

名古屋工業大学博士論文

甲第549号(課程修了による)

平成18年3月23日授与

部材変形性能の不確定性を考慮した
鋼構造骨組の変形性能に関する研究

2006 年 1 月

山 崎 賢 二

謝 辞

本論文は、名古屋工業大学助教授・井戸田秀樹博士による終始懇切丁寧なご指導とご鞭撻のもとに作成することができました。また、井戸田秀樹博士には研究に対する姿勢を教えて頂きました。ここに心からの感謝の意を表します。

本論文の審査に当たり名古屋工業大学教授・小野徹郎博士，同教授・後藤芳顯博士，同教授・市之瀬敏勝博士には貴重な時間を投じて頂いたこと，また適切なるご指導を賜りましたことに心より御礼申し上げます。

本研究を進めていく過程において愛知産業大学教授・加藤征宏博士，名古屋大学助教授・森保宏博士には本論文に関する貴重なご指導，公私の面に渡るご高配を賜りました。心より御礼申し上げます。

本研究を進めていく過程において名古屋工業大学教授・守明子博士，同助教授・梅村恒博士，同助手・佐藤篤司博士には研究に関する貴重なご指導，研究生活に臨むご助言を賜りました。心より御礼申し上げます。

本研究を進めていく過程において国土交通省中部地方整備局・伊藤貴紀氏，ケーイング・塚本泰久氏，岐阜県岐阜県地区事務所・野田隆博氏，クラステクノロジー・青木量介氏には多大なご協力を賜りました。心より御礼申し上げます。また，嶺岡慎悟氏，荒木智氏，長澤孝一郎氏，金子翔太氏，原恭平氏，張トウ氏をはじめとする名古屋工業大学・井戸田研究室の諸兄，諸氏，菅野貴孔氏をはじめとする小野研究室の諸兄，諸氏，加藤隆広氏をはじめとする名古屋大学・森研究室の諸兄，諸氏には多大なご協力を賜りました。ここに厚く御礼申し上げます。

そして私を常に励まし支えてくださった友人と家族に心より感謝申し上げます。

2006 年 1 月

山崎賢二

内容概要

本論文は「部材変形性能の不確定性を考慮した鋼構造骨組の変形性能に関する研究」と題し、6章より構成される。

第1章 序論

第2章 実験データに基づく鋼構造曲げ材の塑性変形性能の不確定性

第3章 部材塑性変形性能の不確定性を考慮した骨組エネルギー吸収能力の評価

第4章 要求される骨組変形性能に対して必要な部材変形性能の統計論的評価

第5章 鋼構造骨組の塑性変形性能の確率分布関数

第6章 結論

第1章「序論」では、現在移行しつつある性能評価型設計の必要性和重要性について旧来の仕様評価型設計と比較を行い、性能評価型設計である確率・統計論的手法に基づいた限界状態設計法の有用性を述べ、現状における問題点について指摘している。また、耐震安全性を議論する上での変形性能の位置づけをいくつかの事例をもとに明確とし、変形性能に内包する不確定性に関して骨組全体への影響を定量的に把握する必要性について指摘している。こうした背景と既往の研究の流れを鑑みて本研究の目的と意義を述べている。

第2章「実験データベースに基づく鋼構造曲げ材の塑性変形性能の不確定性」では、鋼構造曲げ材の塑性変形性能およびその不確定性に関して統計的な考察と定量的な把握を目的に既往文献の実験データに基づいてデータベースを構築している。本章ではデータベース構築の目的、データベース構成の原則、定義フィールドの概要、収集データの概要について述べている。また構築したデータベースから得られる塑性変形性能を対象に既往の文献で報告されているいくつかの評価式と比較を行っている。変形性能に関わる要因は素材特性、部材・断面形状、荷重状態、補剛間隔などでこれらが複雑に影響しているがここではまず簡便な評価を念頭に横座屈現象に関わる細長比と局部座屈現象に関わる幅厚比に着目して部材の変形性能にみられる不確定性の定量的な把握を試みている。

第3章「部材塑性変形性能の不確定性を考慮した骨組エネルギー吸収能力の評価」では、骨組の安全性能を評価する変形性能としてエネルギー吸収能力に着目し、各種限界状態に対応した骨組のエネルギー吸収量と部材変形性能の不確定性との関係を確率論的な手法で把握している。部材の終局変形後の応力再配分を考慮した弾塑性骨組解析を行い、その結果に基づいて部材の終局変形量の不確定性が鋼構造骨組の吸収エネルギー量に及ぼす影響について考察を行っている。また、部材の塑性変形性能の不確定性を表す指標として統計的変形性能指標を定義しており、定義した指標を用いて骨組の吸収エネルギー量の下限値の評価式を提案している。

第4章「要求される骨組変形性能に対して必要な部材変形性能の統計論的評価」では、鋼構造部材の耐力と塑性変形性能を不確定量として扱い、骨組の変形性能に対して要求される部材の塑性変形性能について確率・統計論的な立場から考察している。また、部材の塑性変形性能の不確定性と骨組の変形性能との関係を明らかにして、限界状態時に要求される層間変形角を満足するために必要な部材塑性変形性能の統計的性質について定量的な把握を行っている。さらに、それらの結果に基づいて要求される骨組の変形性能に対して部材に必要とされる塑性変形性能の下限値を示す評価式を

提案している。

第5章「鋼構造骨組の塑性変形性能の確率分布関数」では、延性限界状態時における骨組変形性能の確率分布関数を提案している。提案する確率分布関数は、部材耐力や部材塑性変形性能に加えて骨組の崩壊形式が鋼構造骨組の変形性能に深く関わりとされていることを背景に、柱梁耐力比をパラメータに用いて構成されている。また、提案した確率分布関数を用いて、要求される骨組変形性能に対して下限値で満足するために必要な部材変形性能の平均値と変動係数の関係を示している。

第6章「結論」では、本研究で得られた結果を総括して述べている。

目 次

第1章 序 論

1-1 本研究の背景.....	2
1-2 既往の研究とその流れ.....	4
1-2-1 部材変形性能に関する研究.....	4
1-2-2 部材変形性能の不確定性に関する研究.....	6
1-2-3 骨組変形性能に関する研究.....	6
1-2-4 変形性能の不確定性に関する研究.....	8
1-3 本研究の目的.....	10

第2章 実験データベースに基づく鋼構造曲げ材の塑性変形性能の不確定性

2-1 はじめに.....	12
2-2 実験データに含まれる不確定要因.....	13
2-2-1 実験データに含まれる不確定要因の分類.....	13
2-2-2 降伏応力度と引張強度の不確定性.....	13
2-2-3 梁の曲げ強度の不確定性.....	15
2-3 鋼構造曲げ材実験のデータベース.....	17
2-3-1 データベースの原則.....	17
2-3-2 各フィールドの概要.....	17
2-3-3 データ収集の対象.....	18
2-4 データベースの各フィールド項目と収集データの構成.....	18
2-4-1 鋼材種.....	18
2-4-2 载荷装置.....	21
2-4-3 载荷方法.....	21
2-4-4 スクラップ形状.....	22
2-4-5 欠陥の有無.....	22
2-4-6 溶接場所.....	22
2-4-7 耐力評価方法.....	23
2-4-8 終局状態.....	28
2-4-9 塑性変形性能の評価方法.....	28
2-4-10 収集データの構成.....	29
2-5 鋼構造曲げ材の塑性変形性能の不確定性.....	30
2-5-1 対象とする塑性変形指標と評価式.....	30
2-5-2 対象とする塑性変形指標と評価式の比較.....	38
2-6 まとめ.....	39

第 3 章 部材塑性変形性能の不確定性を考慮した骨組エネルギー吸収能力の評価

3-1	はじめに.....	42
3-2	終局変形量を考慮した部材モデル.....	43
3-2-1	部材の材端モーメント - 変形角関係.....	43
3-2-2	終局変形量の不確定性モデル.....	43
3-3	終局変形量を考慮した骨組解析手法と解析モデル.....	45
3-3-1	基礎的な平面骨組解析.....	45
3-3-2	終局変形量を考慮した平面骨組の解析手法.....	46
3-3-3	骨組解析モデル.....	48
3-4	対象とする限界状態別にみた骨組エネルギー吸収能力の統計論的考察.....	52
3-4-1	対象とする限界状態.....	52
3-4-2	Monte Carlo Method のサンプル数.....	53
3-4-3	骨組解析モデル.....	54
3-4-4	骨組吸収エネルギー能力の平均値と変動係数.....	54
3-5	統計的変形性能指標を用いた骨組エネルギー吸収能力の下限值評価.....	64
3-5-1	統計的変形性能指標の定義.....	64
3-5-2	高次積率を用いた統計的変形性能指標の算定.....	65
3-5-3	統計的変形性能指標と骨組の吸収エネルギー量.....	66
3-6	まとめ.....	68

第 4 章 骨組変形性能に対して要求される部材変形性能の統計論的評価

4-1	はじめに.....	70
4-2	部材の復元力特性モデルと解析モデル.....	71
4-2-1	部材の材端モーメント - 変形角関係.....	71
4-2-2	不確定性のモデル.....	71
4-2-3	骨組解析手法.....	72
4-2-4	骨組解析モデル.....	72
4-2-5	骨組荷重変形関係.....	72
4-3	対象とする限界状態別にみた骨組層間変形角の統計論的考察.....	76
4-3-1	骨組限界状態の定義.....	76
4-3-2	骨組限界状態の定義.....	76
4-4	要求される骨組変形性能に対して必要な部材塑性変形性能.....	80
4-4-1	部材塑性変形性能の平均値と変動係数の関係.....	80
4-4-2	必要な部材変形性能の下限值評価.....	82
4-6	まとめ.....	87

第 5 章 鋼構造骨組の塑性変形性能の確率分布関数

5-1	はじめに.....	90
5-2	骨組変形性能に及ぼす COF と部材変形性能の不確定性の影響	91
5-2-1	部材の終局変形量を考慮した静的骨組解析	91
5-2-2	COF が骨組変形性能に及ぼす影響	91
5-3	COF と部材変形性能の不確定性の影響を考慮した骨組変形性能の確率分布関数 ...	97
5-3-1	骨組変形性能の確率分布関数	97
5-3-2	提案した確率分布関数と数値解析結果との比較	98
5-4	確率分布関数による骨組変形性能の下限值と必要部材変形性能の関係	101
5-5	まとめ	103

第 6 章 結 論

結 論	107
参考文献	109
データベースに引用されている文献	115
本研究に関連して著者が発表した論文	123

第1章 序 論

1-1 本研究の背景

我が国は世界的に見ても有数の地震大国であり、古くから建築構造物に対して地震時の安全性が強く求められてきている。また、今日建築構造物は社会的・経済的合理性と技術力の発展から急速に大規模・高層化が進められてきている。このことは社会に寄与する利便性や経済に与える効用において賞賛すべきであるが、先に挙げた地震に伴うリスクについて危惧しなければならない。こうした構造物に対するリスクに対し警鐘が鳴らされてきていたし、リスク評価方法も整備されてきたが、実社会になかなか浸透しなかった。折しもノースリッジ地震(1994)、兵庫県南部地震(1995)において甚大な被害を受けることによって建築構造物へのリスク評価に対する意識が強くなったのである。

現在、リスク評価に際し構造物の性能を定量的に評価することが求められている。1995年1月1日に発効したWTO協定では、「技術仕様は性能を基準とし、国際規格を優先する」ことを規定している。また、土木・建築分野における国際規格としてはISO(国際標準化機構)が策定するものがあり、ISO2394(構造物の信頼性に関する一般原則)が1998年に規格化されている。ISO2394では、信頼性設計法を採用し計算法として限界状態設計法の使用を規定している。我が国の仕様評価型設計法である許容応力度設計法を全面的に改定する必要性に迫られたと言えよう。1998年の建築基準法の改正に伴い、2000年には荷重や耐力評価に関する施行令・告示が規定された。そこでは許容応力度設計において曖昧であった確認すべき構造性能の状態を具体的に表現する旨が盛り込まれたのである。

信頼性設計とは、一般的に工学分野においてシステム・装置または部品が使用開始から寿命を迎えるまでの期間を通して予め期待した機能を果たせるように考慮して設計する手法のことである。限界状態設計法は信頼性設計の観念を基に確率・統計論的ツールを用いて構造物全体またはその部分の構造性能が、設計目標を満たしている状態とそうでない状態を区別するために定められた限界状態により表現され、その限界状態を超過する確率で性能を評価するものである^[1]。このとき用いられる統計情報は過去の研究や蓄積された実験データに依るものであり、構造物の安全性に係わる統計情報は設計に対して適確に反映されていなければならない。限界状態設計法を扱う上で統計データの蓄積によって確率分布を定める必要があるために新たな材料・工法・評価尺度を採用する際に統計データの不十分さが生じてしまう問題があり、技術者や研究者はこうした問題に直面する都度早急に確率・統計情報の構築を行う必要がある。

一方、現代において耐震技術としての耐震設計も関東大震災(1923)以降急速な発展を遂げている。特に新潟地震(1963)、十勝沖地震(1968)、宮城県沖地震(1978)による被害は震度法による設計の不十分さを顕にして、建築構造物に変形能力を如何に確保するかが大地震に対する耐震安全性の重要なテーマとなった。以降、構造部材や構造システムに対する非弾性域の挙動の解明や変形能力の高い構造部材・システムの開発が急速に進められた。そして1981年建築基準法・同施行令の改正(新耐震設計法)において、従来の震度法に加えて建築物に変形性能の確保が義務づけられるようになり、変形性能を考慮して構造安全性を評価する体系が実設計に整備された。

鋼構造は広く大規模な空間の確保が可能であり高層のオフィスビルディング、大規模店舗、スポーツ施設等の様々な用途に使用されている。また鋼構造は高い塑性変形能力を期待され耐震性能の優れた構造形式とされている。ところが前述したノースリッジ地震や兵庫県南部地震では鋼構造建築物において脆性破壊が大規模に発生している^{[2][56]-[63]}。脆性破壊は小さな変形で部材が破断するため、

骨組のエネルギー吸収能力は十分に発揮されない。脆性的破断の要因は形状不連続に伴う応力・歪み集中、過度の歪み速度、材料靱性、地震時の環境温度繰返し塑性歪み等が考えられている^[3]。しかしそれらの要因について全てにおいて確実に制御することは未だ困難であり、鋼構造における変形性能は不確定性の大きなものとして取り扱う必要がある。また、エネルギー吸収能力を低下させる要因として座屈現象が挙げられる。鋼構造梁部材では「鋼構造座屈設計指針^[4]」において一般化細長比、歪み硬化剛性、降伏比等を用いることで変形性能を評価できるとされており^{[5][6][7][8]}、理論的な説明がなされ実験結果とも良く対応している。しかし報告された幾つかの実験結果を集め提案された評価式による評価を行うと説明できないばらつきが存在しており、そのばらつきは無視できるほど小さくはない^[9]。

このように技術者・研究者に対して鋼構造骨組の変形性能確保が早急に求められており、様々な開発・研究が発表なされているが現段階において変形性能は未解明な部分が多く、不確定性の大きな値として取り扱う必要がある。

1-2 既往の研究とその流れ

1-2-1 部材変形性能に関する研究

牧野らは一連の実験・研究により^{[10]~[13]}H形鋼柱の塑性変形能力を支配する諸要因として降伏応力度 σ_y 、板要素の幅厚比 b/t_f 、軸力比 n 、横補剛支点間距離と弱軸回りの断面2次半径との比 I_b/I_y 、反曲点から塑性関節形成点までの距離と強軸回りの断面2次半径との比 l/I_x および構面外座屈に関する座屈長さ係数 k を選び、耐力低下開始時の変形量を限界変形量として塑性変形能力 R_m および最大耐力の95%まで耐力が低下した時の変形量から定義される塑性変形能力 $R_{0.95}$ を求めている。

鈴木、小野は圧縮力と曲げモーメントを受ける柱部材について塑性域での曲げ捩れ座屈、局部座屈などの不安定現象に着目して、それらの不安定現象を含んだ塑性領域での変形状、変形能力について導いている^[14]。

三谷らは中低層剛節骨組を対象として地震時におけるH形鋼柱部材の塑性変形能力におよぼす軸力比 n 、曲げモーメント比 ρ 、横補剛間隔 l_b/I_y の影響について実験的考察から定量的に明らかとして柱部材の塑性変形能力評価式を提案している^[15]。また文献[13][15]の研究結果に基づき、フランジ幅厚比 b/t_f 、ウェブ幅厚比 b/t_w 、横補剛間隔 l 、両材端に作用する曲げモーメントの比率 ρ 、軸力比 n 、および鋼材質を変数としたH形鋼柱の塑性変形能力評価式を提案している^[16]。

鈴木、前田は加藤・秋山が提示した鋼Shanley Modelに対する座屈後挙動解^[17]の一般化を試みており、鋼柱の履歴依存応答を明示し、これに基づく数値解析によって単調载荷を受けるtwo-flange鋼柱の座屈後挙動全相を系統的に明らかとしている^[18]。

越智らは軸方向の圧縮・引張を受ける円形鋼管部材の非線形域の履歴挙動についてヒンジ解に基づいた簡便な評価モデルを提案している^[19]。このモデルに局部座屈の影響を考慮することで局部座屈の発生による耐力低下点の変形量を求めており、実験値とも良く対応している。また安井、井上は円形鋼管の軸対象局部座屈発生から、最大耐力を経て耐力劣化域に至るまでの軸力-軸方向変形関係の増分関係を座屈モードを単純な崩壊機構で表現して座屈後の挙動、最大耐力に至る過程およびその後の耐力劣化の挙動追跡している^[21]。

山田らは箱形断面部材を対象として短柱圧縮試験の終局挙動に基づいて製造方法の影響を反映した部材の終局挙動の解析方法について提案している^{[20][39]}。実験結果と比較すると高軸力下で大きな変形能力を発揮する場合に安全側の評価となるがほとんどは劣化域まで含む荷重-変形関係に良好に対応している。

鈴木らはフランジに軟鋼を使用し、ウェブに高張力鋼を使用して高張力鋼が高い降伏点を有するという特徴を利用することで曲げに対する靱性を確保できるとされている^[22]。

鈴木らは溶接組立H形鋼を用いて交番曲げを受ける高張力鋼梁の塑性変形挙動をその局部累積歪・変形と変形能力に注目して材料特性との関連で把握している。普通軟鋼は高張力鋼に比べて高い吸収能力を示し、SM490、HT60、HT80の順に小さくなった^[23]。また塑性変形能力を規定する要因は主に局部座屈現象と横座屈現象であるとして、降伏以降の弾性座屈耐力をそのまま変形能力と解釈して、簡易な塑性変形能力評価式を提案している^[24]。

小野、井戸田は等曲げモーメントを受ける場合とモーメント勾配のある場合においてそれぞれ鋼構造梁部材の変形能力を歪硬化剛性 E_{st} と弾性剛性 E の混在する部材の等価剛性を用いて定式化している^[27]。

與田らは低層大スパン構造に用いられるウェブ、フランジとも幅厚比の大きな断面を持つ溶接H

形鋼について局部座屈を伴うはりの荷重-変形関係を実験により明らかとしている^[25]。また降伏線理論に基づいた解析結果から横座屈部材と局部座屈部材の領域の境界を示し、それぞれの劣化勾配を定式化している^[26]。これに対し鈴木らはウェブ幅厚比のみが大きな高張力 H 形鋼についてその基本的な力学的特性と大変形時における履歴挙動を把握し、構成板要素の幅厚比の組合せを検討し梁の塑性変形能力を整理している^{[28][29]}。また小野らはフランジとウェブ板要素の局部座屈が相互に拘束あるいは誘発するといった連成挙動に着目し、板要素の局部座屈挙動を物理的な挙動として捉えて陽な形で表現し、フランジ幅厚比・ウェブ幅厚比・断面積比の 3 つのパラメータから局部座屈に伴う部材の変形能力を評価している^[40]。

桑村らは一連の研究^{[30][31][32]}において実大実験をもとに鉄骨の脆性破断の主要因を材料靱性、溶接入熱、外力形態の 3 つとしてとらえてそれぞれの影響について調査研究を行っている。また、鈴木らは鋼構造梁の塑性変形能力評価に鋼素材特性の影響を加えている。塑性変形能力の評価に弾性限近傍の応力度のみでなく塑性域での材料特性を代表する因子、文献で提案される降伏応力度 σ_y と二次勾配 E_p を用いて整理している^{[33][34][35]}。また小野、吉田は構造部材が局部座屈により終局状態に至る場合の変形性能について短柱圧縮実験を想定した塑性ヒンジ線理論に基づく解析から素材特性の変形性能指標として修正補エネルギー比 CE/σ_y の有用性を示している^[41]。

小野、中川は欠陥を有する柱梁溶接接合部の繰返し曲げ実験を行い、非線形破壊力学的手法を用いて接合部変形性能の限界を決定し、その定量化を試みている^[36]。藤本らは十字型実大試験体を用いて交番繰返し載荷実験を行い、柱梁溶接接合部の力学的性状およびその破壊に及ぼす影響について検討した結果をまとめている。無補強パネルの H 形柱の試験体は、柱梁が同部材でパネルを補強した試験体より耐力が低いが接合部パネルの変形は大きく破壊時までの吸収エネルギーを大きくすることができ、骨組全体の耐震性能向上の可能性について知見が述べられている^[37]。また中込らは柱梁溶接接合部をモデル化した試験体を用いて、梁に用いる鋼材の機械的性質とシャルピー衝撃試験による 0°C の吸収エネルギー vEo が接合部の変形能力に与える影響について 6 種類の鋼材を使用したスカラップ試験体とノンスカラップ試験体を用いて検討している^[38]。

長谷川、山内は中低層鋼構造骨組の強震時における損傷分布が、骨組を構成する部座相互（柱-梁-接合部パネル）の強度比、骨組全体の強度及び接合部パネルの降伏後の 2 次勾配の大きさによって、どのように変化するか地震応答解析によって明らかにし、塑性化回数とその塑性化振幅の大きさを調べて建物が倒壊しないために必要な部材の塑性変形性能について定量的に示している^[42]。

井上、小川、中島らは強柱ラーメン構造の梁に要求される塑性変形性能に関して最大塑性回転角と累積塑性回転角の上限値を予測する一手法を提示し、入力側と構造物側の幾つかのパラメータに応じた梁の必要塑性変形性能を示している^{[43]-[49]}。また小川、横山は現実的な鋼構造骨組を対象として地震外乱下で形成される可能性が最も高い崩壊機構を予測する方法を示し、この崩壊機構に基づいて文献[49]で提案した必要塑性変形性能の評価式を補正する形で、梁に生じる最大塑性変形と累積塑性変形を予測する方法を提案している^[50]。これに対して向井、桑原は強震時における鋼構造骨組の応答では、梁・柱の塑性化に加えてパネルも塑性化する可能性が高く、パネルによる吸収エネルギーを考慮して梁や柱に生じる損傷の大きさを評価する必要があると指摘し、構造物に入力されるエネルギー量が既知であるという条件の下、梁・パネルに生じる最大変形と累積塑性変形の予測値を算定している^[51]。

1-2-2 部材変形性能の不確定性に関する研究

小野，平野は LRFD に見られる問題点を指摘し，客観的不確定量のみを考慮して抵抗強度と荷重効果の二次までのモーメントで構成される標準測定を用いた設計法を提示するとともに，実験データの統計処理から部材の平均抵抗強度と標準偏差の定式化を行っており，また構造物の耐用年限により荷重の再現期待値が変化することから，大規模地震を対象として部材の変形能力を信頼性設計法に導入することを試みている^[52]。変形能力はエネルギー的に等価とした弾性範囲の耐力 M^* と全塑性耐力 M_p との比 M^*/M_p で表し，回帰曲線による平均抵抗強度式を算定しているが不確定性の指標である標準偏差に関しては定量的評価はなされていない。

越智，黒羽は限界状態設計法を念頭に置いて冷間成型鋼管の材料特性を統計的に評価し，応力-歪関係の確率分布を予測している。また短柱圧縮材と曲げ柱材の変形性状を表す実験式から変形能力を求めている^[53]。

M. Nakashima は既存の鋼構造梁に関する実験データを調査して，それらの変形性能 (Ductility Ratios) を統計的に考察している。Ductility Ratios は大きくばらついており変動係数にして 40% から 90% であることが調べられている。また部材細長比，軸力，二次勾配，残留応力，初期たわみをパラメータとした非線形数値解析を行い，変形性能のばらつきに関わる要因として二次勾配の重要性を述べている^[9]。

中島らは部材に要求される塑性変形のばらつきを定量的に明らかとすることを目的にその端緒として確定値として与えられる要求消費エネルギーに対して，部材耐力のばらつきが各部材に要求される塑性変形にどの程度影響を及ぼすのかを近似的に推定する方法を提案している^[54]。また提案手法の精度と限界を幾つかの平面骨組に対するモンテカルロシミュレーションと比較した検討を行っている^[55]。

1-2-3 骨組変形性能に関する研究

秋山は柱降伏型の剛接骨組を対象として $P-\Delta$ 効果の影響を一般的かつ具体的に把握しており，第一層部分の所要降伏せん断力係数 α を $P-\Delta$ 効果を無視した場合の所要降伏せん断力係数 α_0 を用いて表している^[64]。

曾我部，小高は $P-\Delta$ のパラメータとして知られる安定係数を固有周期と建物高さの回帰直線式から推定し，完全弾塑性型及び bi-linear 型の復元力特性に対する弾塑性応答スペクトルを計算している。またその復元力特性に対する $P-\Delta$ 効果のメカニズムをエネルギー応答の立場から考察し，による最大応答変位の増大率に対する推定式を提案している^[65]。

山崎，遠藤は $P-\Delta$ 効果による歪エネルギーのひとつの方向への偏りおよび塑性率の増加現象を安定比 τ を用いて推定している^[66]。

和田，久保田は立体トラスとしての安定問題および部材の座屈・破断あるいは接合部の破壊がシステム全体に及ぼす影響を調べるためにこれらの現象を単純化して大荷重を受けるシステムの挙動を静的に追求する方法を提案している^[67]。

中島，辻，大谷は柱梁接合部破断が鋼構建造物の地震時応答に及ぼす影響について日米の柱梁接合部の被害実態と破断と破断後の履歴を調べた既往の実験結果を参考に劣化現象を考慮した材端回転ばねの履歴特性についてモデル化を行い，数種類の仮想フレームに対して地震応答解析を行っている。構成部材の破断によるシステムへの影響についていくつかの限られた条件の中で初期情報と

して有益な知見を報告している^{[68][69]}。

上谷、田川は脆性破壊を伴う骨組の基本的特性を明らかにすることを目的として破断要素モデルとして代表的なものを想定し、その破断要素モデルが組み込まれた骨組モデルの動的応答を適確に追跡できる数値解析法を構築している。また構築した数値解析法を用い、10層3スパン、9層3スパンの鋼構造骨組を対象として破断を伴う地震応答を追跡して応答特性を明らかとしている^{[70][71][75]}。破断が生じないモデルには広範囲にわたって塑性ヒンジが形成されるのに対して、破断が生じるモデルでは特定の数層に破断部位が偏って、それらの層に変形が集中するといった現象が確認されている。

孟らは終局限界状態の主な要因の一つである板要素の局部座屈による耐力劣化を考慮した鋼構造部材の曲げ変形挙動を追跡する骨組解析モデルに、骨組部材が弾性要素と弾塑性要素から成ると仮定して複数の軸方向履歴ばねとせん断ばねを用いて弾塑性要素の挙動を表現する解析モデルを提示している。また材料の復元力特性モデルに歪み硬化による耐力上昇、局所不安定現象による耐力劣化および合成の軟化現象を考慮した履歴ばねのモデルを提示している^[76]。

小川、黒羽は地動による全入力エネルギーの一定部分は衝撃的に構造物に入力され、そのエネルギーが1方向だけの塑性変形を生じさせることが塑性変形の偏りが生じ始める要因と指摘し、一方向に塑性化した後各方向の弾性限強度に応じて損傷が分配されるとして1自由度系の正負2方向への損傷分布について予測している^[77]。さらにこの損傷分配則を用いて第3分岐に耐力劣化域を持つTri-linear型の復元力特性の1自由度系の構造物を対象に入力エネルギーの上限値からエネルギー吸収能力の評価式を提案している^[78]。

上谷、田川は梁降伏型骨組を対象に崩壊メカニズムが形成されるまでの挙動に加えて、骨組の最終的な倒壊に至るまでの挙動を理論面から追跡している。解析では全ての層に質量を有する梁降伏型多層平面骨組の地震時動的崩壊挙動を追跡し、崩壊性状の特性を明らかとすると共に、理論予測されている静的載荷時に生じる弓形変形モードと同種のモードが動的載荷時にも発生するか調べて静的載荷時の限界理論と動的載荷時の挙動との対応について検討している^[79]。

河野らは12層の鉄骨鉄筋コンクリート構造多層ラーメン架構について、柱の鉄骨量及び帯筋量と柱梁耐力比の所要値との基礎的な関係を弾塑性地震応答解析によって明らかとしている。200kineに基準化したEl Centro NS波に対して鉄骨量および横補強筋量が少ない架構モデルは柱梁耐力比が小さいと層機構による倒壊が生じるが柱梁耐力比を大きくすると(COF=1.5)、梁降伏先行型の全体崩壊機構が形成されることが確認されている。またこの時、柱の損傷率cDが全体崩壊機構が形成されたかどうかの判定の指標として有効であることが確認されている^[81]。

秋山、山田は梁降伏メカニズムを有する骨組を幅広く設計に活用するために、梁柱耐力比、梁柱剛性比および柱脚の固定度をパラメータとして弾塑性応答解析を行い、各パラメータが梁降伏型多層骨組の応答特性に与える影響を定性的に評価して各層への損傷分布を予測する予測式を提案している^[82]。

最相らは柱と梁の復元力特性が著しく異なり必要なCOF値決定条件が複雑となるCFT柱とH形鋼で構成されるCFT多層骨組を対象に耐震設計上要求されるCOF値を明らかにしている。とくにCFT骨組崩壊の数値解析法を用いて骨組崩壊の可能性とCOF値の関係をCFT柱の損傷率で定量的に求め、骨組崩壊を基準とした場合に要求されるCOF値の限界値について報告している。強震動を受けるCFT多層骨組の骨組崩壊の可能性を決定する鋼管局部座屈損傷率と鋼管亀裂損傷率の値はCOF

値によって大きく異なり、これらを考慮して座屈や亀裂を発生させないために必要な CFT 多層骨組の COF 値は 2.0 以上と報告している^[83]。

中島、浅野らは梁崩壊機構を形成する 3 ～ 12 層鋼構造骨組を対象に強震動時における最大層間変形角応答を低次モードから予測する手法について検討している。12 層骨組については 2 次モードの弾塑性応答を考慮しなければならないが 3 層骨組の最大層間変形角は弾性 1 次モードに対する弾塑性等価 1 自由度系と弾性 2 次モードに対する弾性 1 自由度系応答の 2 乗和平方根として精度よく予測できることが確認されている^[84]。

山田らは鋼構造部材の現実的な復元力特性を用いてパネルの塑性変形も考慮した多層骨組の弾塑性応答解析を行い、より現実的な鋼構造多層骨組の終局耐震性能を明らかとして「部材別 D_s 値を用いた耐震設計法」のさらなる検討を行っている^[85]。

桑村、佐藤は柱と梁のいずれもが脆性破壊する骨組を対象としてパネル部も含めた無限均等ラーメンの動的応答解析を行い、強震時の連鎖崩壊を防ぐのに必要な耐力と塑性変形能力の割増率について、脆性破壊までの塑性変形能力のばらつきに着目した検討を行っている。ばらつきが大きいほど割増率が高くなることが定量的に明らかとされている。また、このとき脆性破壊部位が柱であるか梁であるかは無関係であると報告されている^[86]。

1-2-4 変形性能の不確定性に関する研究

日下らは梁部材端に破断が生じたときの平面骨組の挙動を静的釣合経路として追跡する解析手法を提示し、その手法を用いて部材の塑性変形能力や耐力を確率変数として破断を考慮した骨組の信頼性の定量的評価方法を提案しその結果について考察している。梁部材端部の塑性回転能力の大きさ（限界塑性回転角）を確率変数とした解析から破断確率は限界塑性回転角の分布性状に大きく依存すること、限界塑性回転角が小さな値になる確率を抑えることで骨組に破断を生ずることなく塑性変形できる可能性を高めること、骨組の破断確率を求める際に限界塑性回転角のばらつきが部材耐力のばらつきに対し相対的に大きい場合には部材耐力のばらつきの影響は小さいことが明らかとされている^{[88]-[90]}。

佐藤、桑村は部材端が破断する解析モデルを用いて、部材が破断するまでの塑性変形能力と建物の倒壊を防止するのに必要とされる構造特性係数 D_s の関係を動的振動解析により求めている^[91]。また、柱降伏型多層骨組の地震応答特性について脆性破壊が骨組挙動に及ぼす影響を数値解析的に検討している。さらに柱が塑性変形後に脆性破壊する場合を対象に崩壊を防止するための耐震設計上配慮すべき点として柱が脆性破壊に達するまでの塑性変形能力と柱の降伏耐力に着目し、脆性連鎖崩壊を防止する為に必要とする耐力や塑性変形能力の割増率の評価式を提案している^[80]。

森口らは高層 RC 造を対象とした設計時における柱梁耐力比の設定に関して使用材料のばらつきや強度評価式の精度が柱ヒンジ発生確率に及ぼす影響を明らかにすることを目的に柱梁の十字接合部 1 節点に対する柱ヒンジ発生確率の推定式を提案している^[94]。

T. Ichinose らは各層の強度分布によるエネルギー吸収能力の差に基づいて各層間変位の予測式を提案している。また部材耐力の不確定性を考慮した場合における部材耐力の変動係数と最大層間変位の関係について提案された予測式を用いて評価している^[95]。

T. Ono らは部材耐力の不確定性を考慮した場合に生じる望ましくない崩壊形式に対して耐震安全性上目標とすべき柱梁耐力比の値について確率論的な検討を行っている。任意の多層多スパン骨組

を対象として部材耐力のばらつきを仮定したとき望ましくない崩壊形式の発生確率をある値以下に収めるのに必要な柱梁耐力比を確率極限解析法によって評価している^{[96][97]}。

1-3 本研究の目的

性能評価型設計である限界状態設計法に基づいて建物の安全性を定量的に明示するためには確率・統計的な手法や情報の整備が不可欠である。ところが前述の「背景」や「既往の研究の流れ」から明らかなように、骨組の変形性能は耐震安全性を向上させる上で重要な指標であるが、統計的な情報が整っておらずそれらの持つ不確定性を定量的に把握できていない。また変形性能の不確定性は無視することができないほど大きなものとされている。したがって限界状態設計という枠組みにだけとられるのではなく骨組全体の安全性を議論する上で不確定性を考慮して変形性能を定量的に把握することの意義は大きい。本論文では鋼構造骨組の変形性能に大きく影響を及ぼすと考えられる部材の塑性変形性能の不確定性について現在報告されている既往の文献による実験データに基づいて統計的な考察を行い、設計において考慮すべき不確定性を定量的に把握する。また部材塑性変形性能の不確定性が骨組変形性能に及ぼす影響について終局変形量の分布性状、耐力低下性状や接合部の柱梁耐力比、骨組のエネルギー吸収能力との関係と共に定量的に明らかとする。

第 2 章 実験データベースに基づく鋼構造曲げ材の 塑性変形性能の不確定性

2-1 はじめに

設計体系の性能規定化に伴い、今日の鋼構造部材の設計は耐力のみならず、変形性能も陽な形で取り込んでいく傾向にある。また、構造物の安全性を確率を用いて定量的に評価する限界状態設計法が設計の主流へと移行しつつある。

従来の設計法では、基準強度や荷重の基本値に対してあらかじめ安全側に確保された値を用いていたのに対して、限界状態設計法では荷重・耐力の基本値に荷重・耐力係数を乗じた値を用いている。荷重・耐力係数は、統計データに基づき対象とする限界状態、基準期間、目標とする信頼性に応じて確率・統計論的に算出されており、構造物の安全性を定量的に把握することが可能となっている。そして安全性の定量的な尺度を供することによって、設計者と施主、施主とユーザー間における意志決定を円滑に進めることができる。

一方、地震時の建物安全性に及ぼす効果に基づいて部材の塑性変形性能は様々な指標によって示されている。設計で評価する際にはこれらの指標の効果を把握した上で適切に用いていくべきである。しかし、同一の指標であっても載荷条件、鋼材種、部材形状など実験時の条件は多岐にわたり、設計においてこれらの部材特性を評価する場合には、対象部材の確認実験を実施するか、あるいは既往の研究成果の中から対応する情報を参照しなければならないのが現状である。こうした背景を考えると、現在までに行われている鋼構造部材の変形性能に関する情報を整理し、性能規定化のベースに乗る形で構造設計に応用できるようなツールを準備することは実用上価値の高いものといえる。また、それらの情報に基づいて、鋼構造部材の変形性能を限界状態設計法に適用可能な形で提示していくことは設計時の意志決定において十分意義のあることと考える。

本研究は、鋼構造部材の中でも特に変形性能の要求される要素として、曲げ材を対象とし、変形性能に関するデータベースの構築を実験データに基づいて行ったものである。また、構築したデータベースを用い、鋼構造曲げ材の塑性変形性能に関する統計的な情報を提供し、限界状態設計法の基礎資料の提示も行う。

2-2 実験データに含まれる不確定要因

信頼性設計に適用される荷重や耐力の統計的な特性に関する研究は数多く報告されている。耐力に関して、既往の実験データは一般に耐力係数を計算するために必要な統計的性質を決定する為に用いることができる。しかし実験データには実構造物に関係のない不確定要因も含まれており、こうした実験データを用いて建物の安全性評価を行うためには、実験データに含まれる不確定要因について分類して、実構造物に影響を及ぼす不確定要因のみを対象として設計に反映させることが望ましい。本項では実験データに含まれる不確定要因について分類を行い、既往の実験結果をもとに実験データのばらつきに係わる不確定要因の存在を明らかとし、実験データに含まれる不確定要因の違いがそのばらつきに及ぼす影響を変動係数によって定量的に明らかとする。

2-2-1 実験データに含まれる不確定要因の分類

1) Data Uncertainty [DU]

DU は、機械的特性の物理量や幾何学量にみられる固有のばらつきである。鋼構造部材では、降伏応力度や引張強度、板厚などのばらつきが DU である。

2) Statistical Uncertainty [SU]

SU は、実験データの質的、量的な不十分さによって生じるばらつきである。実験データの質的な不十分さとは実験装置や測定方法の不確定性を意味している。一般に統計値は限られた標本数の実験データを基に計算される。それらの実験データは研究者が各自の測定方法を用いて測定したものであり、そうした実験条件の不一致によって SU が生じている。鋼構造部材では、試験体や載荷装置の精度、固定支持部分の固定度、載荷速度などのばらつきが SU である。

3) Model Uncertainty [MU]

MU は、実際の物理現象と数理モデルの間にある違いから生じるばらつきである。例えば降伏耐力や変形性能の評価方法によるばらつきが MU である。MU に関する統計量を知るためには同一の実験結果から評価方法によるばらつきを評価する必要がある。

4) Human Error [HE]

HE は、試験体の製作、測定やデータ整理時に人的要因によって生じるばらつきである。HE は設計過程で明白に考慮されるべきではない。また本研究では HE を取り扱わないものとする。

2-2-2 降伏応力度と引張強度の不確定性

1) Data Uncertainty [DU]

測定者、測定装置を同一とし、一つのロットから作製された試験体を用いて引張り試験を行い、DU の統計量を調べた。試験体数は 30、鋼種は SS400 鋼とした。また、試験体幅、厚さ、断面の寸法の統計を表 2.1 に示した。引張り試験結果による降伏応力度と引張強度の平均値と変動係数を表 2.2 に示す。表における μ と δ はそれぞれ平均値と変動係数を示している。試験体は同一ロットから作製されたものなので δ は DU [DU1] を示す値である。DU1 は降伏応力度で 1.2%、引張強度で 0.6% である。一方、鋼材の降伏応力度と引張強度の統計量は素材特性が示されるミルシートから求めた値が報告されている^[4]。ミルシートから収集された素材特性は異なるロットから選ばれた試験体のデータである。このとき異なるロットから作製された試験体のデータのばらつきは DU [DU2] を示す値である。DU2 の統計量も表 2.2 に示している。

2) Statistical Uncertainty [SU]

様々な研究者らの試験によって構造用鋼材の素材特性は測定されており、これらの試験結果を基

とした統計量についても報告されている。降伏耐力と引張強度の平均値と変動係数を表 2.2 に示す。これらの統計量は異なるロット，異なる測定者・測定装置による試験結果から求められる値である。つまりこれらの統計量は DU と SU を含んでいる。したがってこれらの変動係数は $\delta(\text{DU}+\text{SU})$ として表す。 $\delta(\text{DU}+\text{SU})$ は降伏応力度で 10% から 15% の範囲にあり，引張強度ではその半分程度である。降伏応力度のばらつきに関して，図 2.1 に比較として DU1 と DU+SU の確率密度関数を示した。ただし，それぞれの値は正規分布に従うと仮定している。

3) 各不確定要因によるばらつき

実験データのばらつきを限界状態設計に適用する場合には実験と実構造物の条件の違いを評価しておく必要がある。実構造物に含まれる DU は実験データのものと同様に評価が可能である。また，SU は実構造物には含まれずに実験データのみに含まれると考えることができる。したがって，

表 2.1 試験体寸法の統計

	幅 (mm)	板厚 (mm)	断面積 (mm)
Mean Value	24.6	7.70	188.4
Coefficient of Variation	0.005	0.011	0.012

表 2.2 降伏応力度と引張強度の統計

	DU1				鋼種	板厚 (mm)	DU2		DU+SU	
	鋼種	N	μ (DU1) (N/mm ²)	δ (DU1)			μ (DU2) (N/mm ²)	δ (DU2)	μ (DU+SU) (N/mm ²)	δ (DU+SU)
降伏応力度	SS400	30	311	0.012	SS400, SM400	2<t<6	350	0.112	325	0.150
						6<t<40	319	0.103	312	0.130
					SM490A, SM490B	t<40	400	0.090	382	0.100
引張強度	SS400	30	469	0.006	SS400, SM490B	2<t<6	473	0.048	454	0.110
						6<t<40	467	0.041	466	0.070
					SM490A, SM490B	t<40	562	0.037	553	0.040

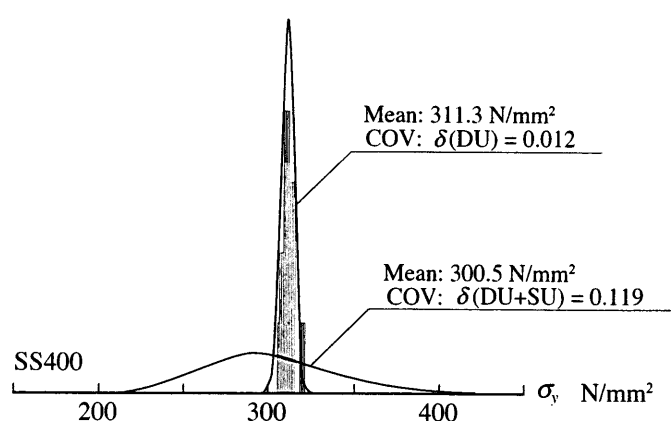


図 2.1 $\delta(\text{DU}1)$ と $\delta(\text{DU}+\text{SU})$ の比較

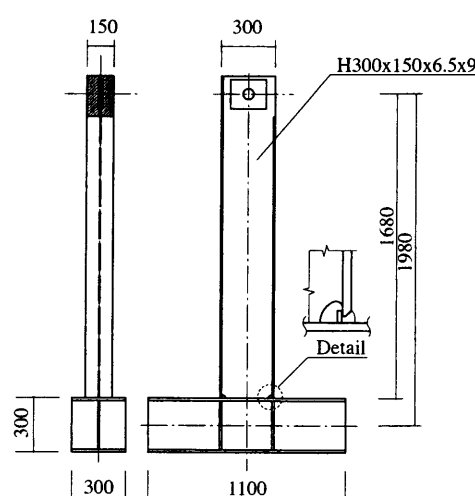


図 2.2 試験体図

信頼性に基づく構造設計においては DU のばらつきが用いられるべきである。このとき DU の変動係数は次式から求めることができる。

$$\delta(DU) = \sqrt{(\delta(DU1)^2 + 1)(\delta(DU2)^2 + 1)} - 1 \quad (2.1)$$

実験データに含まれる不確定要因別に SS400 鋼材の降伏応力度と引張強度の変動係数を表 2.3 に示した。表に示す DU の変動係数は信頼性設計における統計情報として用いられるべきである。例えば DU の変動係数は引張り材の引張耐力評価に適用できる。また、引張り材の引張耐力の変動係数を推定する場合に断面のばらつきや材端接合部のばらつきは別々に考慮すべきである。

2-2-3 梁の曲げ強度の不確定性

一般に、鋼構造部材の実験結果は降伏耐力や最大耐力によって評価される。本項では片持ち梁実験の結果に含まれる不確定要因について考察する。また、片持ち梁の曲げ強度の DU, SU, MU に対する統計情報を提示する。

1) Data Uncertainty

まず、曲げ強度の DU を実験結果に基づいて明らかとするために、図 2.2 に示す試験体を対象とした片持ち梁実験を行った。試験体数は 5 体で、試験体は SS400 鋼材の圧延 H 形鋼で同一ロットから作製されたものである。以下に示す 6 つの手法（表 2.10, 表 2.11 参照）は主に実験結果の荷重変形関係から鋼構造部材の耐力を評価する際に用いられる。

- (1) 荷重変形関係において線形性を失う点の荷重 [表 2.11 (1)]
- (2) 最大耐力時の点から変形軸に平行に描かれる線と原点から初期剛性の傾きに描かれる線の交点の変形量に対応する荷重 [表 2.11 (2)]
- (3) 接線剛性が初期剛性の 1/3 となる点に対応する荷重 [表 2.11 (3)]

表 2.3 各不確定要因に対する変動係数 (SS400, $6 < t < 40$)

	DU1	DU2	DU	SU	DU1+DU2+SU
降伏応力度	0.012	0.103	0.104	0.062	0.121
引張強度	0.006	0.083	0.083	0.051	0.098

表 2.4 片持ち梁の曲げ耐力の統計

		δ (DU1)	δ (DU+SU)		δ (DU+SU+MU)	
Cantilever	降伏耐力	0.009	Method (1)	0.210	Mixed	0.201
			Method (2)	0.101		
			Method (3)	0.083		
			Method (4)	0.137		
			Method (5)	0.120		
	最大耐力	0.027	-	0.099	-	0.099

表 2.5 各不確定要因別に見る片持ち梁の曲げ耐力の変動係数

	DU1	DU2	DU	SU	DU+SU	DU+SU+MU
降伏耐力	0.009	0.103	0.103	0.182	0.210	0.201
最大耐力	0.027	0.083	0.087	0.046	0.099	0.099

- (4) 変形量が最大耐力時の 1/2 のときの接線と原点から初期剛性の傾きに描かれる線の交点の変形量に対応する荷重 [表 2.11 (4)]
- (5) 変形量が最大耐力時の 1/2 のときの接線と原点から初期剛性の傾きに描かれる線の交点に対応する荷重 [表 2.11 (5)]
- (6) 最大耐力 [表 2.10 (2)]

本項では、これら 6 つの手法を用いて降伏耐力と最大耐力それぞれの評価を行う。求めた降伏耐力と最大耐力の統計量を表 2.4 に示した。DU1 の変動係数はそれぞれ降伏耐力で 0.9%，最大耐力で 2.7 % であった。

2) Statistical Uncertainty

次に、曲げ強度の SU について明らかとする。梁に関して、曲げ強度の SU は境界条件、载荷速度、測定方法などの実験条件の違いによって生じる。つまり鋼構造梁の曲げ強度の SU は、異なる载荷装置を用いて異なる測定者によって行われた実験結果を集めて評価することによって表すことができる。しかし、既往の報告では曲げ強度は、前項で示した手法のうちのいずれかを用いて定義されている。そこで、耐力評価手法別に分けて、それぞれに対応する SU を明らかとする。

本研究では既往の文献から収集した 21 の梁材の荷重変形関係を対象として前述した 6 つの手法を用いることによって曲げ強度のばらつきを評価した。収集した全ての梁試験体は片持ち梁形式であり、幅厚比は鋼構造設計基準^[110]に示される FA ランクの要求値を満足している。

各手法によって評価された曲げ強度の変動係数を表 2.4 に示した。同じ荷重変形関係を用いているのにもかかわらず、統計的性質は異なることが分かる。この結果より部材強度の統計量を議論する上で用いる評価手法を明示しておくことが重要であるといえる。

3) Model Uncertainty

鋼構造部材の強度に関する MU は耐力評価手法の違いによって生じるばらつきとして定義できる。それぞれの評価手法別の変動係数は前項で示された。多くの場合、構造設計に用いる統計量の母集団には異なる耐力評価手法が含まれている。したがって、部材強度のばらつきには、複数の評価手法が混同している場合における値を考慮するべきである。

i 番目の手法によって評価される部材強度の平均値と標準偏差を μ_i , σ_i としたとき、評価手法が混同した場合の平均値 μ と標準偏差 σ は次式より計算できる。

$$\mu = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \mu_i \quad (2.2)$$

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (\sigma_i^2 + \mu_i^2 - \mu^2)} \quad (2.3)$$

式 (2.2)、式 (2.3) を用いて求められる変動係数 $d(\text{DU}+\text{SU}+\text{MU})$ 、および各不確定要因に対応する変動係数を表 2.5 に示した。前項で述べたように信頼性設計では DU が根本的な曲げ強度の統計情報とされるべきである。しかし、実構造物の梁の曲げ強度を評価するとき建設時の不確定性を無視することはできない。表 2.5 に示す SU は建設時の不確定性を推定するためのよい基準であるといえる。

2-3 鋼構造曲げ材実験のデータベース

2-3-1 データベースの原則

本データベースは、性能規定に対応した構造設計に供し、設計者が適用範囲を明確にして適切な条件の下で部材の塑性変形性能を設計時に参照することを目的としている。このことを踏まえ、本データベースは以下の原則に従って構成する。

- 1) 試験体詳細、実験条件がすべて網羅されていること。
- 2) 荷重変形関係を表す図が参照できること。
- 3) 塑性変形性能を評価した手法が参照できること。

これらの原則に基づき、本データベースでは、表 2.6 に示す 57 のフィールドを定義した。フィールドタイプは入力するデータの属性を考慮して決定している。また 1 試験体に対し 1 レコードとした。

2-3-2 各フィールドの概要

軸力が生じない装置を用いた曲げ実験を本データベースの対象と定義した。フィールド番号 1 ～ 33 は、対象とした部材や実験方法の詳細に関わる情報である。部材断面、接合部詳細、载荷プログラム、実験装置などが全て参照できるようにした。対象とした実験装置のタイプは 7 種類に分類した。

フィールド番号 34 ～ 57 は、対象とした部材の詳細に関わる情報である。変形性能を表す指標には、現在様々な方法が混在して用いられている。したがって、データベース構築においては、用いられている変形性能の評価手法を明確に参照できる必要がある。変形性能の主な指標は、骨格曲線の塑性変形、履歴曲線における累積塑性変形など、論文に応じて様々な評価方法が用いられている。こ

表 2.6 フィールド一覧

No.	フィールド種別	フィールドタイプ	No.	フィールド種別	フィールドタイプ
1	部材名	テキスト	30	梁ウェブ降伏比	数字
2	通し番号1	数字	31	特記事項	テキスト
3	通し番号2	数字	32	発表日期	数字
4	検討対象	テキスト	33	備考	テキスト
5	座屈モード	テキスト	34	降伏応力度 σ_y	数字
6	出典	テキスト	35	引張強さ σ_u	数字
7	試験体名	テキスト	36	弾性限の定義	数字
8	荷重形式	テキスト	37	終局状態の定義	テキスト
9	応力状態	数字	38	耐力低下割合	数字
10	载荷装置	数字	39	履歴ループ	オブジェクト
11	境界条件	テキスト	40	部材変形オブジェ	オブジェクト
12	評価方法	テキスト	41	No. 40の横軸	テキスト
13	鋼材種	テキスト	42	No. 40の縦軸	テキスト
14	荷重プログラム	オブジェクト	43	物理量説明	テキスト
15	部材形状オブジェ1	オブジェクト	44	塑性性能評価指標A	数字
16	部材形状オブジェ2	オブジェクト	45	塑性性能評価指標B	数字
17	スカラー	テキスト	46	塑性性能評価指標C	数字
18	溶接場所	テキスト	47	塑性性能評価指標D	数字
19	エンドタブ	テキスト	48	塑性性能評価指標E	数字
20	欠陥	テキスト	49	塑性性能評価指標F	数字
21	接合部詳細図	オブジェクト	50	塑性性能評価指標G	数字
22	梁幅B	数字	51	塑性性能評価指標H	数字
23	梁せいD	数字	52	塑性性能評価指標J	数字
24	フランジ板厚 t_f	数字	53	塑性性能評価指標K	数字
25	ウェブ板厚 t_w	数字	54	最大耐力(a)	数字
26	フランジ幅厚比 b/t_f	数字	55	全塑性耐力(b)	数字
27	ウェブ幅厚比 d/t_w	数字	56	最大耐力の90%(c)	数字
28	梁のスパン	数字	57	耐力上昇率(d)	数字
29	梁フランジ材降伏比	数字			

これらの点を考慮し、本研究では10種類の指標に分類して整理を行った。

収集データのレイアウトは、データ入力用、データベース印刷用、文献一覧用の3タイプを作成した。図2.3にデータ入力用のレイアウト、図2.4・図2.5にデータベース印刷用のレイアウトを示す。

2-3-3 データ収集の対象

鋼構造部材の性能は素材の特性に大きく左右される。鋼材の製造は各国間において原料や規格が異なり、日本国内で供するデータベースについては、日本国内で行われた実験を対象とすべきである。そこで本データベースは鋼構造曲げ材を対象とし、国内で発表された諸論文及び資料集より実験データを収集した。データ数は総数 948 レコードである。対象とした文献を以下に示す。

- 1) 日本建築学会構造系論文集
- 2) 日本建築学会大会学術講演梗概集
- 3) 鋼構造論文集
- 4) 日本建築学会支部研究報告集
- 5) 日本鋼構造機関紙
- 6) 構造工学論文集
- 7) 建築技術

2-4 データベースの各フィールド項目と収集データの構成

2-4-1 鋼材種

鋼構造物に使用される素材は多様化の傾向にあり、従来から用いられている普通鋼の加えて、高張力鋼、低降伏点鋼、ステンレス鋼、さらには降伏応力度および降伏比の上限値を規定した鋼材や降伏比の小さい高張力鋼など、さまざまな素材が開発され建築構造に適用されつつある。本データベースで収集した試験体の金属素材は、下記に示す 14 種類である。

- 1) SS400 (一般構造用圧延鋼材)
- 2) SN400 (建築構造用圧延鋼材)
- 3) SN490 (建築構造用圧延鋼材)
- 4) SM490 (溶接構造用圧延鋼材)
- 5) SM570 (溶接構造用圧延鋼材)
- 6) HT590 (溶接構造用高張力鋼材)
- 7) HT80 (溶接構造用高張力鋼材)
- 8) STKR50 (一般構造用角形鋼管)
- 9) LYP100 (建築構造用低降伏点鋼材)
- 10) LYP235 (建築構造用低降伏点鋼材)
- 11) TP35H (チタン)
- 12) A572.Gr50 (米鋼材種)
- 13) SA440 (建築構造用高性能高張力鋼材)
- 14) SUS304 (ステンレス鋼材)

・一般構造用圧延鋼材

SS400 は SN 材が制定されるまでは大部分の建築に使用されていたが、リンと硫黄以外の化学成分

部材名	<input type="text"/>	←圧縮材、はり材、柱材、ブレース、板要素、その他（部材名を記入）から選択
通し番号	<input type="text"/>	←文献ごとにつけた番号を入力。
通し番号2	<input type="text"/>	←1つの文献内でデータシートごとに通した番号を入力
出典	<input type="text"/>	
備考	↑著者名：論文タイトル、雑誌名、号、ページ、年月日	
検討対象	<input type="text"/>	←部材名＋断面形状等、部材を説明できる内容を記入
座屈モード	<input type="text"/>	←座屈モードを説明（ex. フランジ局部座屈、横座屈、等）
部材形状	<input type="text"/>	←部材形状のコメントを入力
部材形状オブジェ1	<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <div style="width: 45%;"><input type="text"/></div> <div style="width: 45%;"> ←部材形状がわかる図や表をオブジェクトとして貼り込む。 「部材形状オブジェクト2」はレイアウトによっては表示されないの注意。 </div> </div>	
応力状態	<input type="text"/>	←軸力、曲げ、せん断等
載荷装置	<input type="text"/>	←載荷方法を説明
載荷プログラム	<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <div style="width: 45%;"><input type="text"/></div> <div style="width: 45%;"> ←載荷プログラムの図をオブジェクトで貼り込む。レイアウトによっては表示されないの注意 荷重形式：<input type="text"/> </div> </div>	
溶接欠陥	<input type="text"/>	スカルップ <input type="text"/>
補強方法	<input type="text"/>	エンドタブ <input type="text"/>
溶接場所	<input type="text"/>	
境界条件	<input type="text"/>	←材端支持条件、板要素の支持条件、支点固定度など
評価手法	<input type="text"/>	←実験、数値解析、理論解析等
鋼材種	<input type="text"/>	
弾性限の定義（歪）	<input type="text"/>	
終局限界の定義（状態）	<input type="text"/>	耐力低下で終局限界を定義した場合、その低下の割合→ <input type="text"/>
累積変形能力の定義	<input type="text"/>	←塑性履歴の総和、等
D: <input type="text"/>	tw: <input type="text"/>	d/tw: <input type="text"/>
B: <input type="text"/>	tf: <input type="text"/>	b/tf: <input type="text"/>
塑性繰返し変形性能オブジェ	<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <div style="width: 45%;"><input type="text"/></div> <div style="width: 45%;"> ←履歴ループ形状をオブジェクトで貼り込む (a): <input type="text"/> (b): <input type="text"/> (c): <input type="text"/> (d): <input type="text"/> 縦軸 <input type="text"/> 横軸 <input type="text"/> ↑繰返し変形性能オブジェの縦軸と横軸を説明する </div> </div>	
↓性能評価の物理量。レイアウトによっては表示されないの注意。		
物理量説明	↓試験体名 <input type="text"/>	←性能評価に用いた物理量の説明とその具体的な値（最大値など）を試験体ごとに入力（最大4体）。複数の物理量を性能評価に持ち用いている場合は、各試験体ごとに2つまで入力。
A: <input type="text"/>	B: <input type="text"/>	
C: <input type="text"/>	D: <input type="text"/>	
E: <input type="text"/>	F: <input type="text"/>	
G: <input type="text"/>	H: <input type="text"/>	J: <input type="text"/> K: <input type="text"/>
特記事項	<input type="text"/>	
↑「塑性繰返し変形性能」欄の図について、文献のグラフをそのまま貼り付けた場合は「塑性繰返し変形性能を文献中より引用」、文献のグラフから数値を読みとって新たな図を起こしている場合は「塑性変形性能を文献グラフより読みとり」と記入すること。		
その他	<input type="text"/>	
↑備考、その他欄は、データベースの一覧表フォーマットには表示されないの注意。データベースに含めるべき重要事項は、「特記事項」に入力のこと。		

図 2.3 データ入力用レイアウト

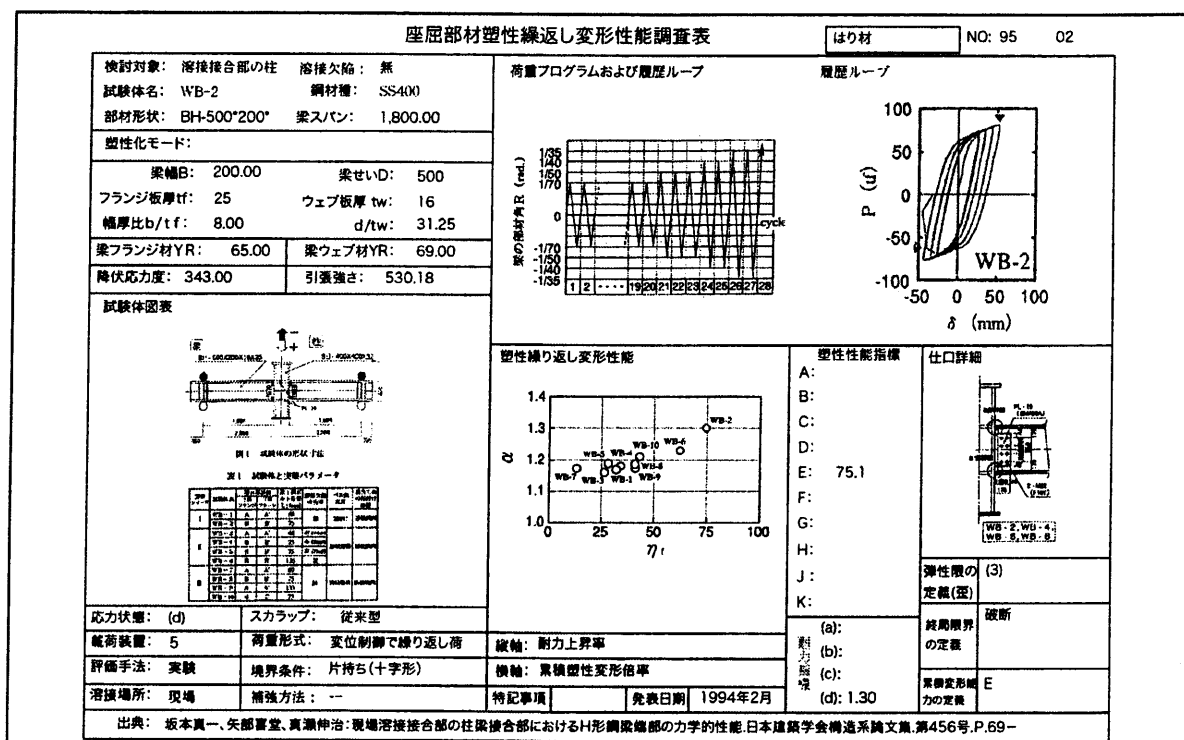


図 2.4 印刷用レイアウト 1

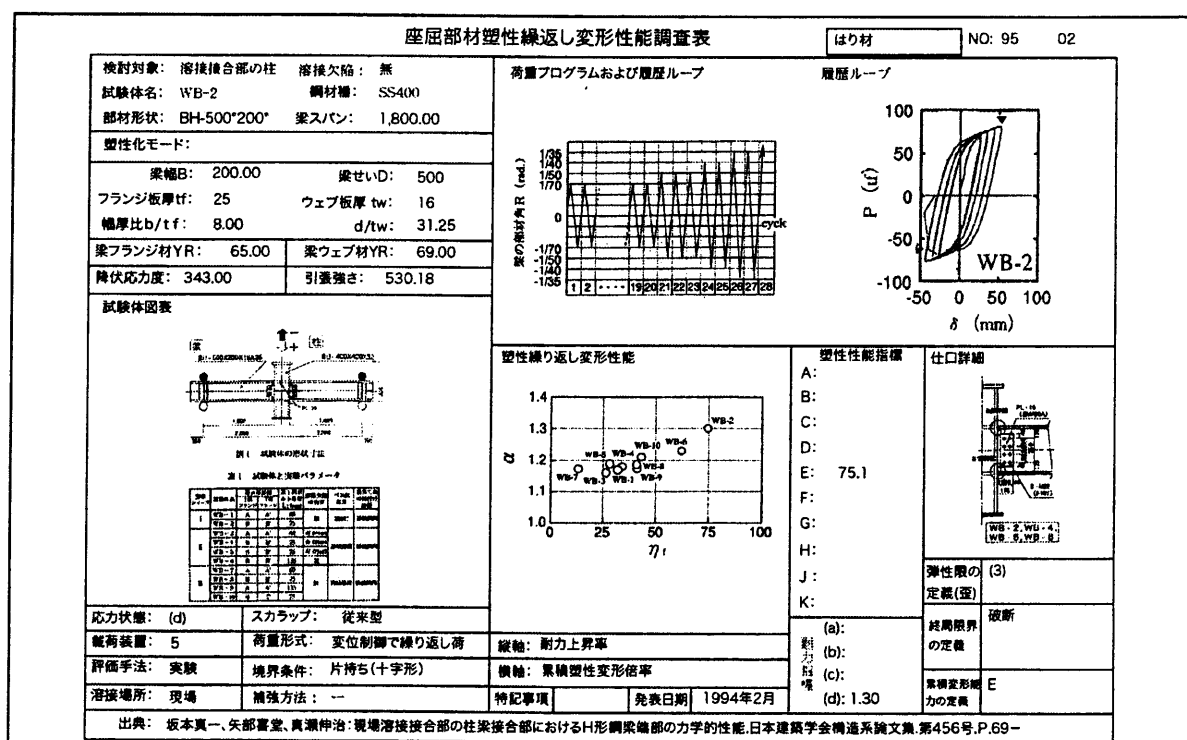


図 2.5 印刷用レイアウト 2

規定がなく、溶接性は考慮されていない。そのため溶接性は良くなく、溶接構造に使用してはならない。

- ・建築構造用圧延鋼材

JIS 製品として、初めて建築鉄骨の耐震安全性を材料面で保証する鋼材が 1994 年に制定された。溶接性を考慮して炭素当量、溶接割れ感受性組成が、耐震性を考慮して降伏比、降伏点の範囲が、さらに脆性破壊を考慮して吸収エネルギーが規定されている。鋼材の使用構造部位に応じて A・B・C の 3 つの区分がされている。

- ・溶接構造用圧延鋼材

溶接による低温割れを配慮して制定された溶接構造用鋼材である。溶接性を考慮し、炭素、ケイ素、マンガン、リン、硫黄などの化学成分が規定されていて、SS 材よりも優れた溶接性を有している。吸収エネルギーにより A・B・C の 3 等級に分けられる。SN 材が製造されるまでは建築構造に多く使用されてきた。

- ・一般構造用角形鋼管

小規模建屋の柱、間柱などに用いる。

- ・建築構造用低降伏点鋼材

降伏点を通常の鋼材より大幅に下げた鋼材で変型能力に富み、制震構造のエネルギー吸収材・部位として利用されている。

- ・建築構造用高性能高張力鋼材

建築鉄骨への高張力鋼の適用をはかるために、降伏点、引張り強さの範囲および降伏比の上限を規定するとともに、溶接性が従来の高張力鋼に比べ改善された鋼材である。

- ・ステンレス鋼

耐食性、美観に優れている。

2-4-2 載荷装置

データで収集した実験の載荷装置は表 2.7 に示す。梁に生じるモーメント分布によって大きく分類でき、モーメント勾配（モーメント分布の直線的な変化）があるものとなないもの（一様曲げ）の 2 種類に分けることができる。

一様曲げはモーメント勾配がある場合に比べて圧縮フランジの曲げ応力が大きいため、面外方向への座屈変形を誘引して横座屈モーメントを低下させる。またモーメント勾配の大きさを連続的に考えるならば端モーメント比 M_2/M_1 で表すことができる。 M_2/M_1 は梁端部に生じるモーメントの比を表し、-1 から 1 の値をとる。-1 は一様曲げを表し、1 は逆対称曲げを表している。このとき M_2/M_1 が大きいほど横座屈モーメントは大きくなる。

また横座屈モーメントは載荷条件や支持条件などによっても影響を受ける。梁に鉛直下向きに荷重が作用する場合は荷重の作用点の位置が横座屈に影響を与える。荷重の作用点がせん断中心より上にあるときはねじり回転を助長するため横座屈モーメントが低下する。逆に作用点がせん断中心より下にあるときはねじり回転を抑制するため横座屈モーメントが大きくなる。梁の支持条件については固定端のときは単純支持よりも横座屈モーメントが大きくなり、逆に片持ちなりのように自由端があるときは単純支持よりも横座屈モーメントが低下する。

2-4-3 載荷方法

載荷方法は、データベースに荷重形式を記載するとともに載荷プログラムを示している。表 2.8 ～ 2.9 に示すように載荷方法は分類できる。単調載荷は一方向における基礎的な部材の荷重変形挙動を把握する目的で行われるのに対して、繰返し載荷は地震動のような繰返し荷重下における部材の荷重変形挙動を把握する目的がある。繰返し変形時では単調載荷時に比べ鋼材の疲労、亀裂、破断、座屈などが鋼構造部材の荷重変形挙動に大きく影響を及ぼす。

2-4-4 スカラップ形状

鉄骨建築物の柱梁接合部は構造的な要求性能が高い部位である。また部材が集中する箇所でもあり、ディテールが複雑になる。この部位は梁ウェブにスカラップが設けられ、梁フランジが完全溶込む溶接されるのが一般的である。スカラップの形状は、梁フランジの歪み性状に大きい影響を与える。兵庫南部地震の被害例やこれまでの実大実験の結果などから、梁端接合部ではスカラップ底の延性亀裂に起因して梁が脆性破壊に影響を与える主因子である。

スカラップ形状は「従来形」、「改良型」、と「ノンスカラップ」の 3 種類である。

従来型のスカラップは基本的に半径 35mm の四分の一円を基本とし、スカラップ底に若干のアールを伴う。従来型のスカラップ底のアールの形状は各実験機関の試験体によって若干異なる。改良 A 型のスカラップは基本的に四角形である。改良 B 型スカラップ先端は半径 10mm の二分の一円である。スカラップの詳細をそれぞれ図 2.6(a) ～ (g) に示す。

2-4-5 欠陥の有無

試験欠陥については、文献内で特に記述がなければ、「欠陥無」としている。文献は主に柱梁接合部の溶接部にあらかじめ欠陥を発生させておいて、その力学的性状についての考察を行っている。

一般の鉄骨構造物における柱梁接合部の梁端部は、激震時に応力の最危険断面となり、従来から、梁フランジとウェブの交差部に溶接欠陥が生じることを避けるために、梁端部のウェブにスカラップが設けられている。しかし、スカラップの存在は、応力の最危険断面である梁端部に断面欠損を生じさせることになり、力学的に望ましいものではない。これらの問題を解決するために梁スカラップを設けずに梁フランジの突き合わせ溶接を行う工法（ノンスカラップ工法）が考えられている。ところがスカラップを無くすことで、再び梁フランジとウェブの交差部に溶接欠陥が生じやすくなるという懸念があり、これによる力学的性状への影響を調査しておく必要がある。特に、溶接施工においてパス間温度が高い場合には、継ぎ手強度が低下することが指摘されており、溶接欠陥の存在により梁端部の早期破壊が危惧されている。


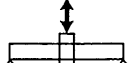
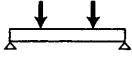
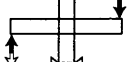
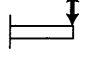
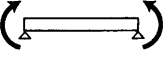
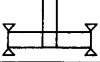
2-4-6 溶接場所

溶接場所は「工場溶接」、「現場溶接」の 2 種類とした。文献内に特に記述が無い場合は「工場溶接」としている。

「工場溶接」、「現場溶接」の違いは溶接の容易性による品質と溶接方法の違いによる力学的性状に大きく影響を及ぼすために、データベースで区別できるようにしている。現場溶接は建方現場において梁フランジと柱の突き合わせ溶接を行っている。工場溶接に比べ不安定な態勢で行うことが多いこと、周囲や天候の状態によって溶接環境が異なることから溶接不良が生じる可能性が高い。また下フランジの溶接は梁ウェブの表側と裏側から行うためのかなり大きなスカラップを設ける必要があるため、梁の中立軸位置が上フランジ側に片寄って下フランジの破壊が生じやすくなってしまいう原因となる。

建築鉄骨の生産性を向上させる手段の一つとして、現場加工を単純化して工場溶接する方法が増

表 2.7 載荷装置一覧

No.	曲げ形式	模式図	No.	曲げ形式	模式図
1	単純梁形式 1		5	十字型形式 1	
2	単純梁形式 2		6	十字型形式 2	
3	片持ち梁形式		7	純曲げ形式	
4	ト字型形式				

えつつある。また現場溶接は溶接作業の安全性、容易さ、確実性などを考慮した接合部詳細とすることが必要である。

2-4-7 耐力評価方法

1) 耐力指標

耐力指標としては表 2.10 に示す指標が考えられる。

表 2.10 の耐力指標のうち耐力上昇率 α は塑性変形性能に深く関わる。加藤、秋山は鋼素材の力学的特性を考慮して部材の塑性変形性能を推定する式を提示している^{[4][8]}。鋼素材の力学的特性の中でも加藤らは降伏比 Y_R を考慮している。評価式を以下に示す。

$$\mu_m = \frac{1}{Y_R} \left[\frac{E}{E_{st}} (Y_R - 1)^2 + 2 \frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_y} (Y_R - 1) \right] \quad (2.4)$$

ここで E_{st} はひずみ硬化剛性、 ε_p は $\varepsilon_{st} - \varepsilon_y$ を表す値である。評価式は一端曲げモーメントを受ける梁材について、面外あるいは局部座屈などの不安定現象が伴わない梁部材の変形能力を素材の応力-ひずみ関係に基づいて理論的に導かれている。 Y_R は σ_y / σ_u を表す値で素材レベルでみた耐力上昇率と捉えることができる。

2) 降伏耐力の評価方法

鋼構造梁における曲げ降伏耐力の評価には表 2.11 に示す 5 つの実用的な方法が用いられている。鋼構造梁の曲げ耐力-回転角関係では鋼素材の引張実験から得られる荷重変形関係と比較して明瞭な降伏現象は観察されないのが一般的である。鋼構造梁の曲げ耐力-回転角関係は変形と共に増分荷重が低下していく、いわゆる Round House Type の荷重変形曲線である。研究開発や設計時にはこうした荷重変形関係を便宜的にバイリニア型やトリリニア型にモデル化することが多く、実構造部材から得られる荷重変形関係に基づいて降伏点を定めている。このとき用いられる算定方法はいくつもあり、目的に応じて使い分けられているのが現状である。しかし、それぞれの算定方法から得られる降伏耐力を比較すると、算定方法の違いによって降伏耐力の値やその不確実性が異なってくる。降伏耐力を評価する際にはいずれの算定方法を用いたのか明確にしておくことが必要である。

表 2.8 載荷方法一覧 1

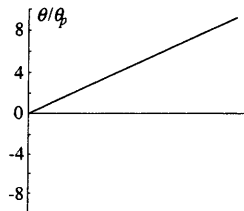
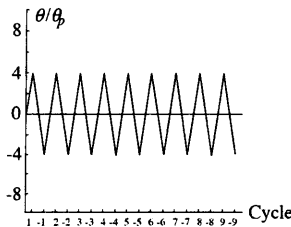
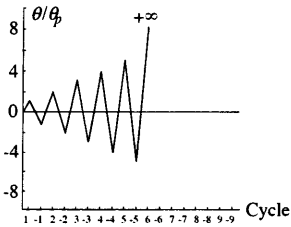
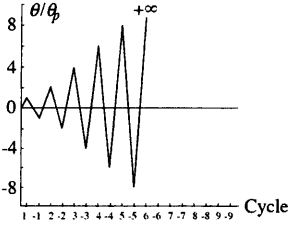
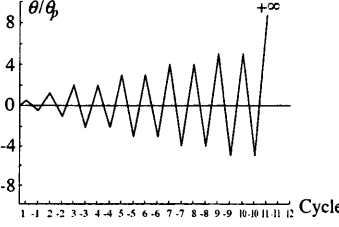
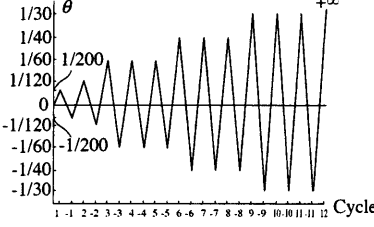
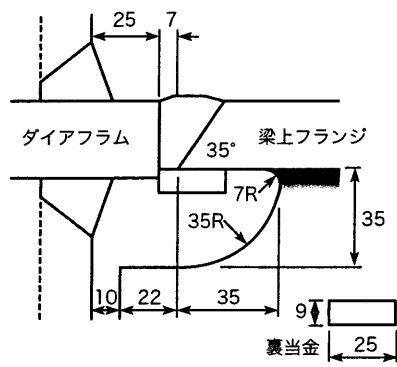
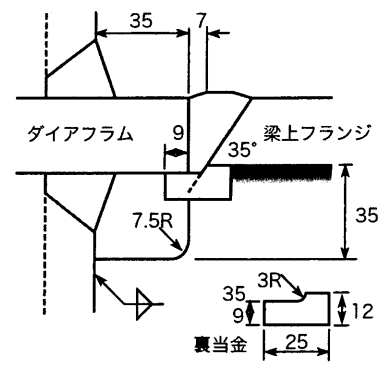
載荷種別	載荷方法	載荷プログラム
単調載荷	単方向に載荷	
繰返載荷	定変位制御で正負交番繰返し載荷	
	$\theta/\theta_p=1$ を基準として、 1 ずつ漸増変位制御で正負交番繰返し載荷	
	$\theta/\theta_p=1$ を基準として、 $\theta/\theta_p=2$ 以降 2 ずつ漸増変位制御で正負交番繰返し載荷	
	$\theta/\theta_p=1$ を基準として、 $\theta/\theta_p=2$ 以降 2 サイクルずつ漸増変位制御で正負交番繰返し載荷	
	層間変形角 $1/200, 1/120$ を 1 サイクル、以降 2 サイクルずつ漸増変位制御で正負交番繰返し載荷	

表 2.9 载荷方法一覧 2

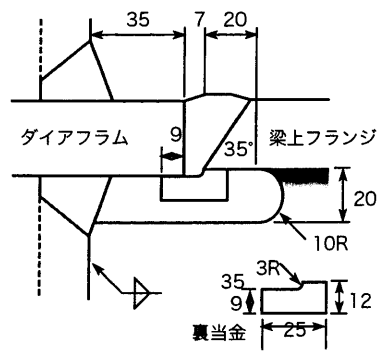
载荷種別	载荷方法	载荷プログラム
繰返载荷	θ/θ_p を基準として, $\theta/\theta_p=3$ で 20, 4 で 3, 5 で 2, 6 で 2 サイクル 正負交番繰返し载荷後, 一方向に終局まで加力	
	θ/θ_p を基準として, $\theta/\theta_p=4, 2, 6, 2$ を 2 サイクルずつ正負交番繰返し载荷	
	θ を基準として, 同変位 を 1 サイクル行い, 以降, 変位幅を一定に保って正 側を漸増, 負側を漸減し て交番繰返し载荷	
	θ/θ_p を基準として, 正負交番繰返し载荷を予 歪として与えて, 正方向 へ変位速度 25cm/sec で 動的な一方向载荷	
	θ/θ_p を基準として, 最大変位振幅を First Lo- ading で 4, Secound Lo- ading で 4.5 としてランダ ムな変位履歴の交番繰返し	



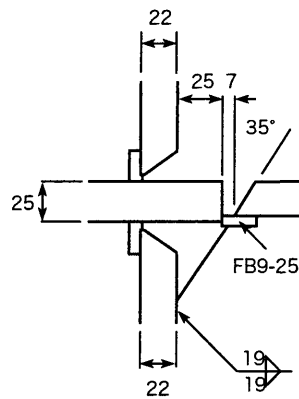
(a) 従来型のスカラップ



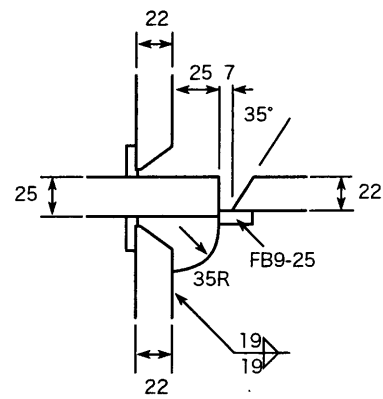
(b) 改良 A 型のスカラップ



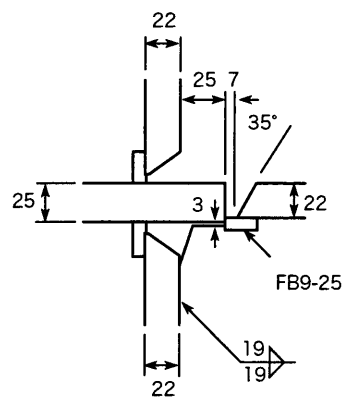
(c) 改良 B 型のスカラップ



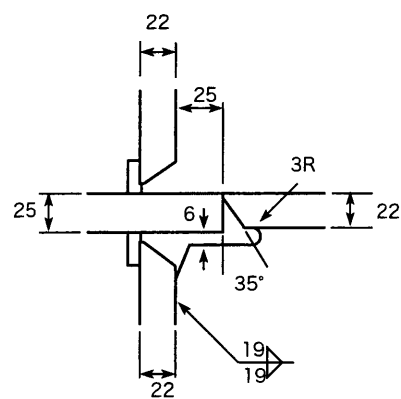
(d) ノンスカラップ 1



(e) ノンスカラップ 2



(f) ノンスカラップ 3



(g) ノンスカラップ 4

図 2.6 スカラップ形状

表 2.10 耐力指標一覧

NO.	耐力指標	図解
(1)	M_p : 断面全塑性モーメント	
(2)	M_{\max} : 最大曲げモーメント	
(3)	$0.9M_{\max}$: 最大耐力到達後、耐力が最大の90%に低下したときの M	
(4)	α : 耐力上昇率, 最大と全塑性値の比 M_{\max} / M_p	

表 2.11 降伏耐力の定義一覧

NO.	説明	図解
(1)	荷重-変形関係が直線性を失うときの荷重	
(2)	荷重-変形関係において、最大耐力点を通り変形軸に平行に引いた直線と初期剛性を示す直線との交点の変形に対応する荷重が直線性を失う時の荷重	
(3)	荷重-変形関係における接線剛性が初期剛性の 1/3 になる時の荷重	
(4)	荷重-変形関係における初期剛性と最大耐力時の変形量 θ_{\max} の 1/2 の点における接線との交点の変形に対応する荷重	
(5)	荷重-変形関係における初期剛性と最大耐力時の変形量 θ_{\max} の 1/2 の点における接線との交点の荷重	

2-4-8 終局状態

終局限界の定義は「破断」、「耐力低下」、「座屈発生」、「途中終了」と「その他」の5種類とした。「耐力低下」には最大耐力到達後、荷重が最大荷重の90%以下に劣化した時点をもって、性能限界に到達したと判断してもよいことにしている。「途中終了」は実験装置の能力に限界があり、設計要求変形量の2倍に至る時点で実験を終了したものなどである。

2-4-9 塑性変形性能の評価方法

変形性能の指標には、繰返し载荷において、新たに現れる履歴だけを繋いだ骨格曲線の塑性変形、履歴曲線における累積塑性変形がある。既往の研究では、塑性変形倍率 η_s 、累積塑性変形倍率 η_A 、履歴ダンパーの変形（変形角）により実験結果を整理した例が多いようである。表2.12は塑性変形

表 2.12 変形性能評価指標一覧

No.	変形性能評価指標	定義・計算式	図解
A	スケルトン曲線による エネルギー吸収量 W_s^+	W_s^+ : 正側吸収 エネルギー	
B	スケルトン曲線による エネルギー吸収量 W_s	$W = W_s^+ + W_s^-$ W_s^+ : 正側 W_s^- : 負側	
C	履歴曲線による エネルギー吸収量 W	$W = \sum W_i^+ + \sum W_i^-$ $W_i^{+(-)}$: i 番目の履歴 吸収エネルギー	
D	スケルトン曲線による 累積塑性変形倍率 η_s	$\eta_s = W_s / 2W_p$ $W_p = M_p \theta_p / 2$	
E	履歴曲線による 累積塑性変形倍率 η_A	$\eta_A = \sum \mu_i^+ + \sum \mu_i^-$ $\mu_i^{+(-)}$: i 番目の履歴 の塑性変形倍率	
F	累積塑性変形倍率 η	$\eta_s = \sum W_s / 2W_p$	—
G	累積塑性変形量 $\sum \theta$	$\sum \theta$: 累積変形量	—
H	塑性変形倍率 μ	$\mu = \theta_u / \theta_p$ $\mu_m = \theta_m / \theta_p$	
J	塑性変形倍率 μ_m	θ_u : 終局変形時 θ_m : 最大耐力時	
K	平均塑性率 $\bar{\mu}$	$\bar{\mu} = \sum \theta_u / N \theta_p$ N : サイクル数	—

性能を評価する指標を示す。

2-4-10 収集データの構成

収集した全データの内訳を図 2.7 に示す。鋼種は SS400, SM490 が多く、両者で全データの 80% 以上を占める。実験装置はト字形、単純梁 3 点支持形及び十字形が多い。載荷方法は静的な繰り返し載荷が七割以上であった。また、塑性変形性能の評価法に関しては、表 2.12 に示した指標 D, E, H, J が比較的多くみられたが、研究者ごとに評価手法に差がみられた。今後、変形性能について、統一的な評価を行っていくには、共通の評価手法を確立する必要がある。

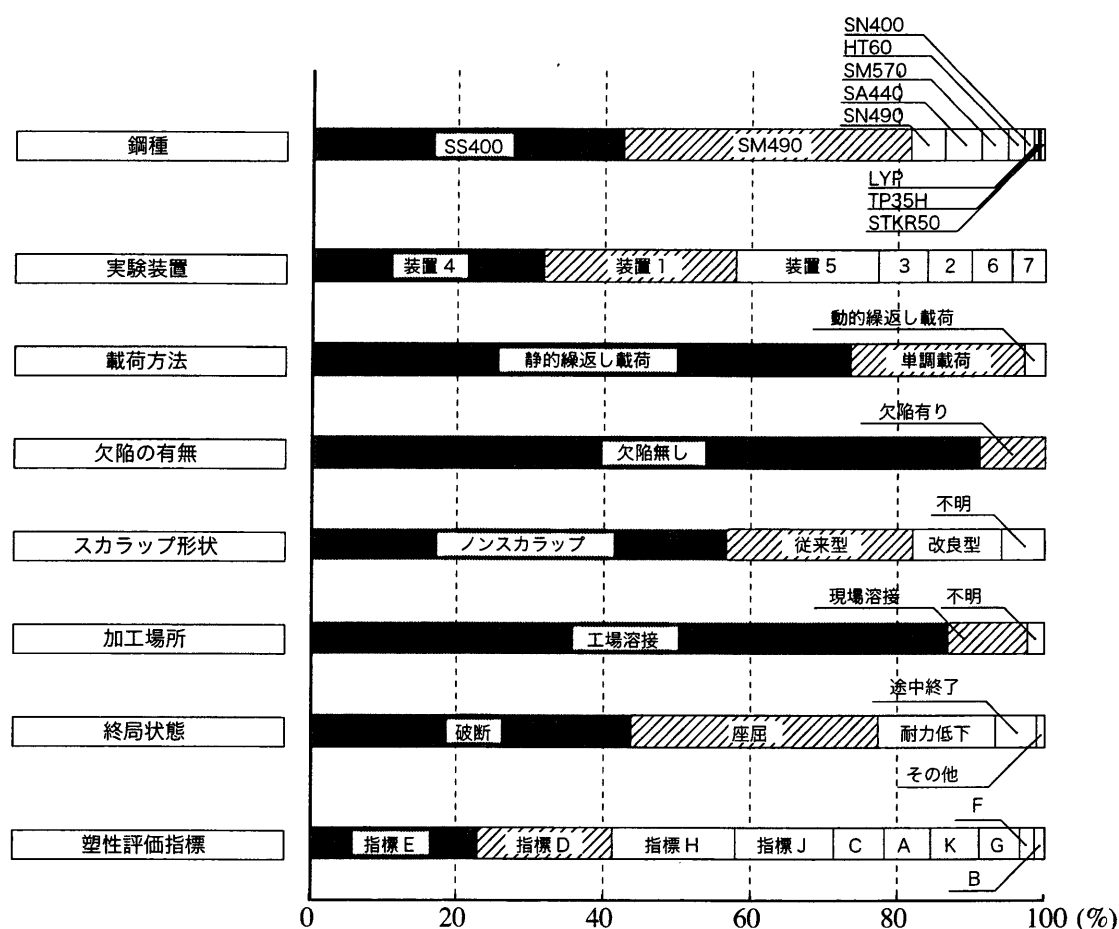


図 2.7 収集データの内訳

2-5 鋼構造曲げ材の塑性変形性能の不確定性

作成したデータベースから得られる塑性変形性能と既往の文献で報告されている評価式との対応を示し、評価式を用いる上で考慮すべき変動係数を示す。このとき実験条件により不確定性は異なる為^[106]、適用範囲を明確にして示す必要がある。

2-5-1 対象とする塑性変形指標と評価式

本研究で対象とする塑性変形性能はデータベースに含まれる単調載荷の荷重変形関係から得られる指標 μ (表 2.12 の H 指標および J 指標) である。ただし、破断によって定まっている μ は除くものとする。本研究において塑性変形性能の指標 μ は図 2.8 に示すように回転角を初期剛性で $M/M_p=1.0$ となる点に対応する回転角 θ_y で除した値とする。このとき最大耐力時の μ に対応する値を μ_m とし、90% 耐力低下時に対応する値を μ_{09} 、80% 耐力低下時に対応する値を μ_{08} とする。

本研究では鋼構造座屈設計指針^[4]に提示されている梁材の塑性変形性能評価式のうち鈴木・小野による評価式^[107] (評価式 A),

$$\text{一様曲げ} \quad \mu = K_1 \frac{1}{(k\lambda_y)^2} \left(\frac{\sigma_{y0}}{\sigma_y} \right)^2 \sqrt{\frac{B}{H}} \quad (2.5)$$

$$\text{一端曲げ} \quad \mu = K_2 \frac{1}{\lambda_y^2} \alpha \left(\frac{\sigma_{y0}}{\sigma_y} \right) \frac{t_f}{B} \quad (2.6)$$

若林・中村による評価式^[5] (評価式 B),

$$\text{一様曲げ} \quad \mu_m = \frac{1}{3} \frac{1}{\lambda_b^2} \quad (2.7)$$

$$\text{一端曲げ} \quad \mu_m = \frac{2}{3} \frac{1}{\lambda_b^2} \quad (2.8)$$

鈴木・木村による評価式^[6] (評価式 C)

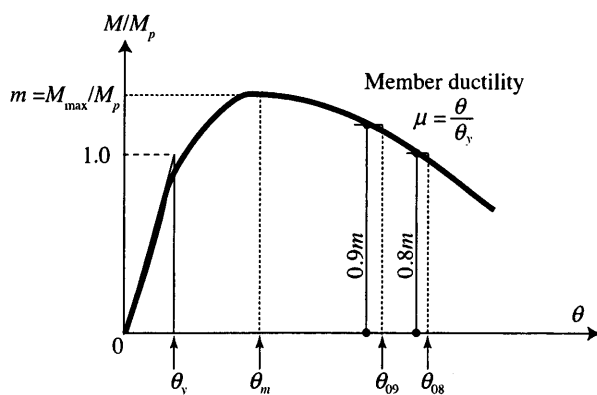


図 2.8 最大耐力低下後の変形量の取り方

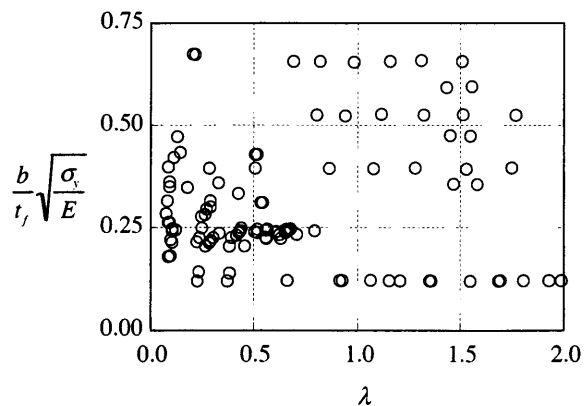
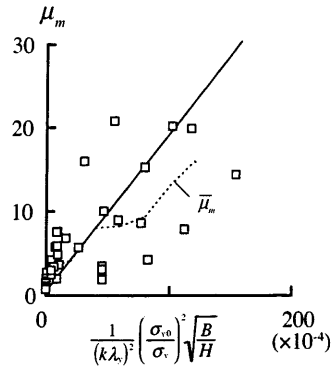
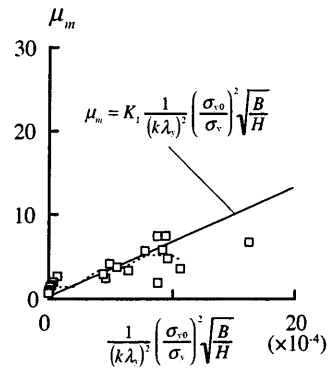


図 2.9 細長比とフランジ幅厚比の相関図

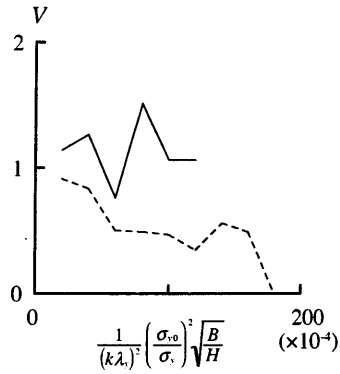


(a) 0~200×10⁻⁴

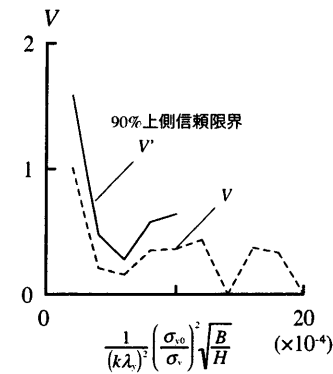


(b) 0~20×10⁻⁴

(i) 実験値と評価式の対応



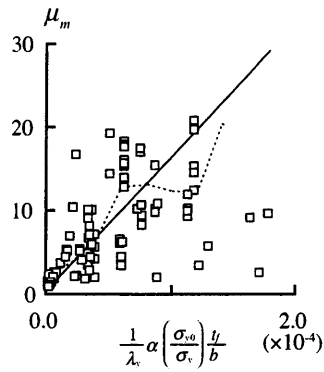
(a) 0~200×10⁻⁴



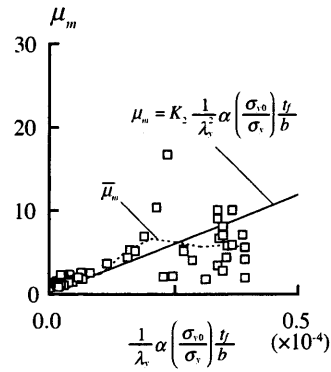
(b) 0~20×10⁻⁴

(ii) 変形性能のばらつき

図 2.10 評価式 A (一様曲げ)

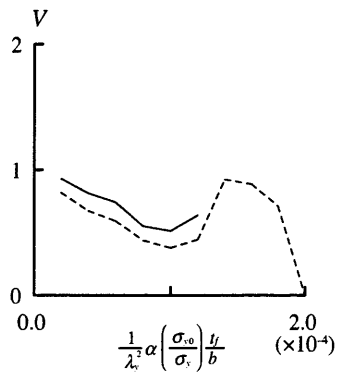


(a) 0~2.0×10⁻⁴

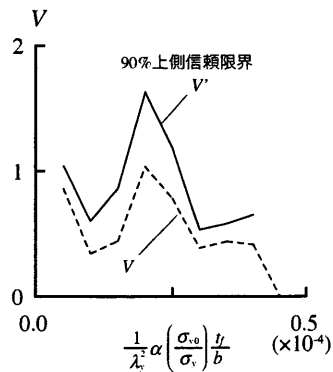


(b) 0~0.5×10⁻⁴

(i) 実験値と評価式の対応



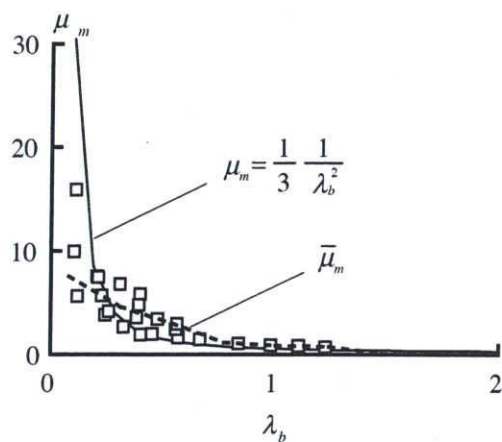
(a) 0~2.0×10⁻⁴



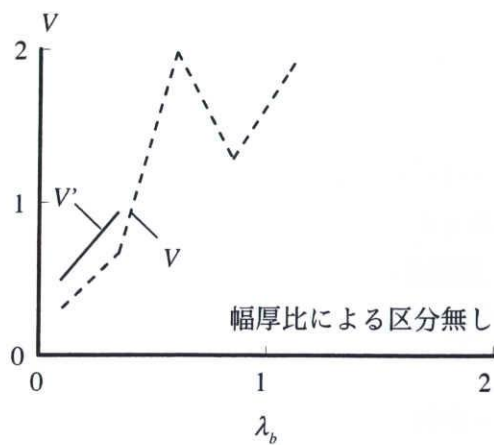
(b) 0~0.5×10⁻⁴

(ii) 変形性能のばらつき

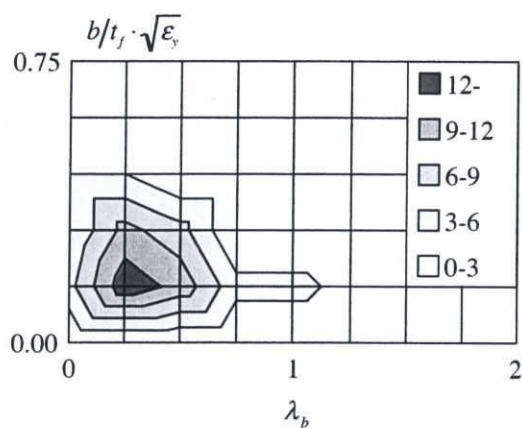
図 2.11 評価式 A (一端曲げ)



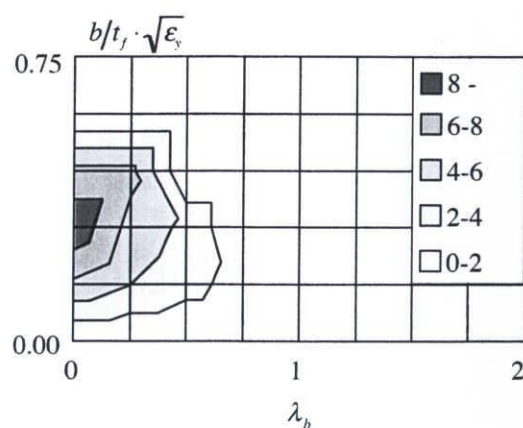
(i) 実験値と評価式の対応



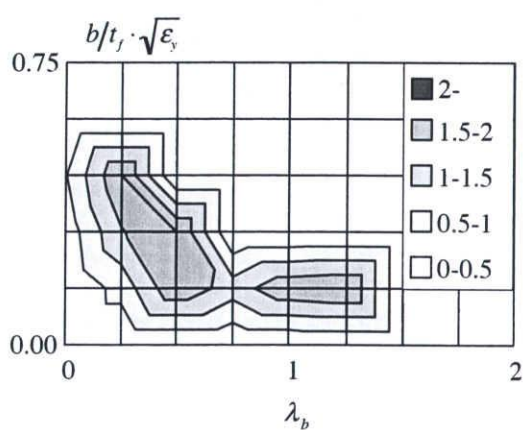
(ii) 変形性能のばらつき



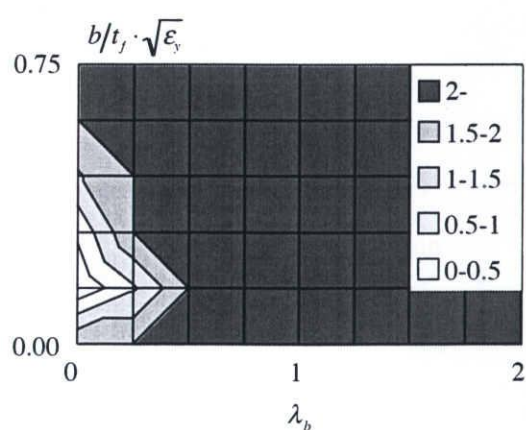
(iii) 実験データ数の分布



(iv) 平均値の分布

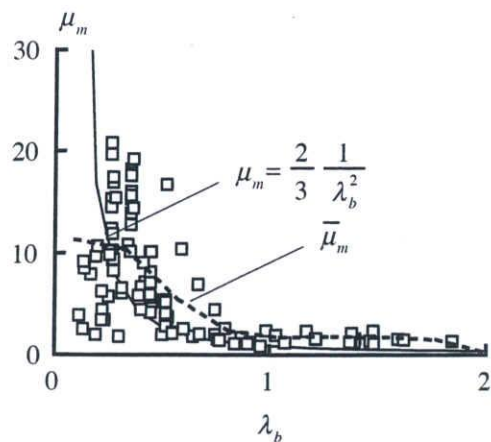


(v) 変形性能のばらつき V

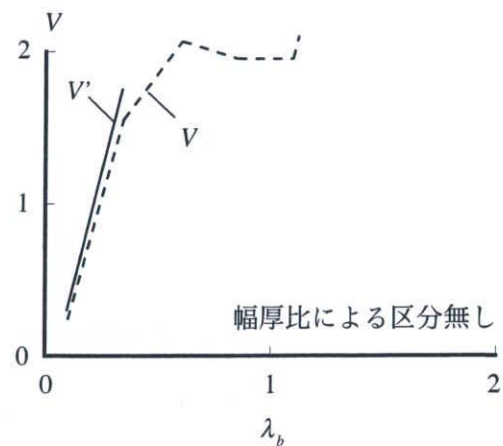


(vi) 変形性能のばらつき V'

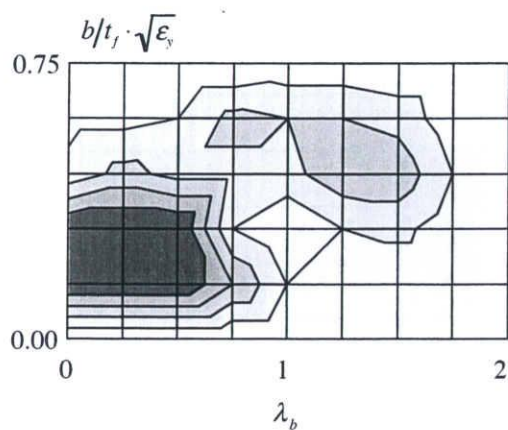
図 2.12 評価式 B(一様曲げ)



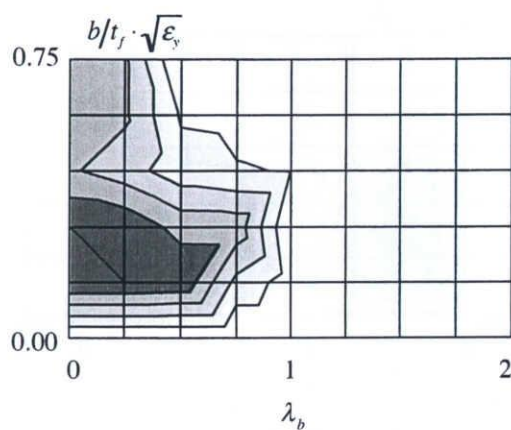
(i) 実験値と評価式の対応



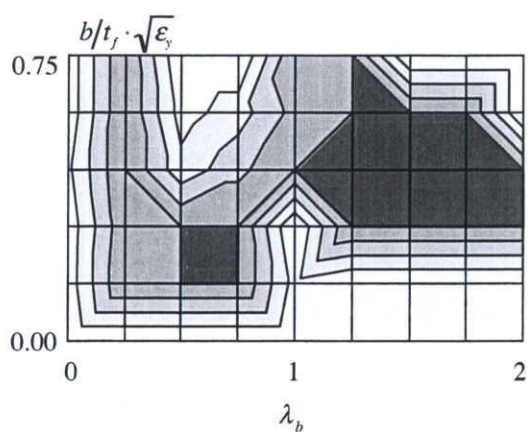
(ii) 変形性能のばらつき



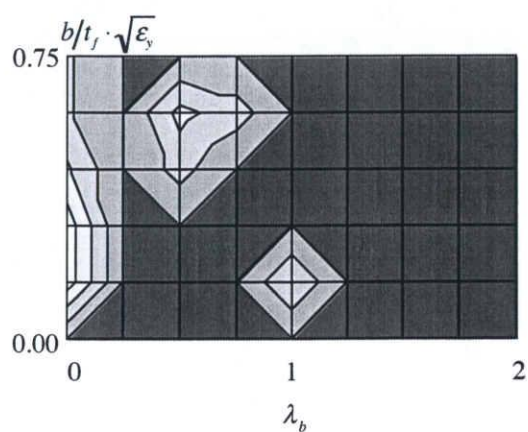
(iii) 実験データ数の分布



(v) 平均値の分布

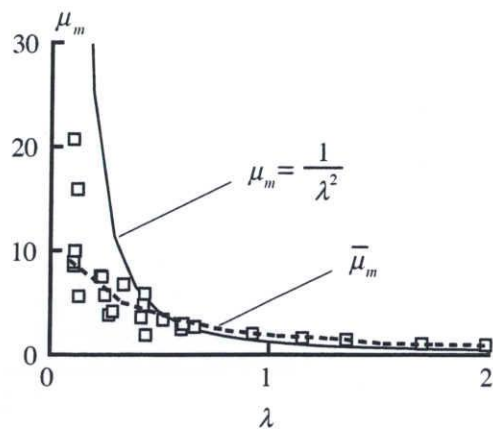


(v) 変形性能のばらつき V

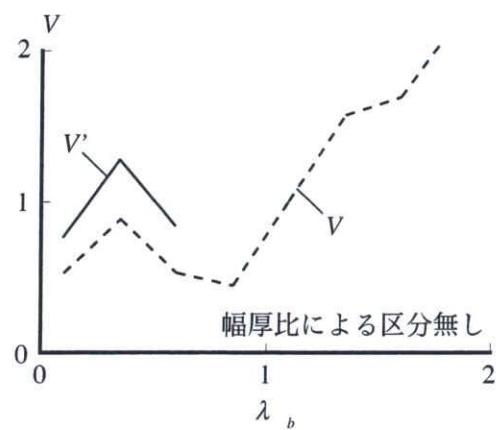


(vi) 変形性能のばらつき V'

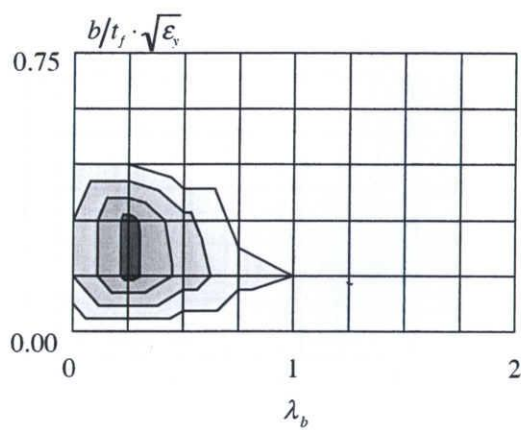
図 2.13 評価式 B(一端曲げ)



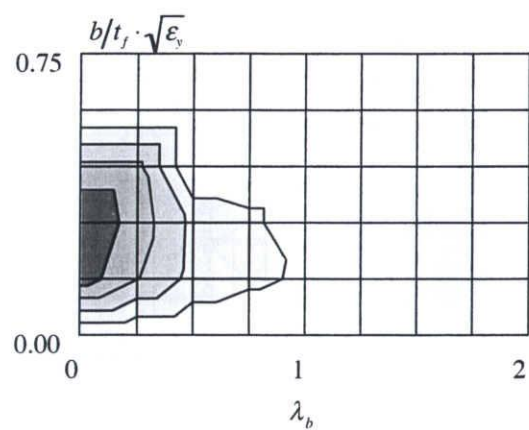
(i) 実験値と評価式の対応



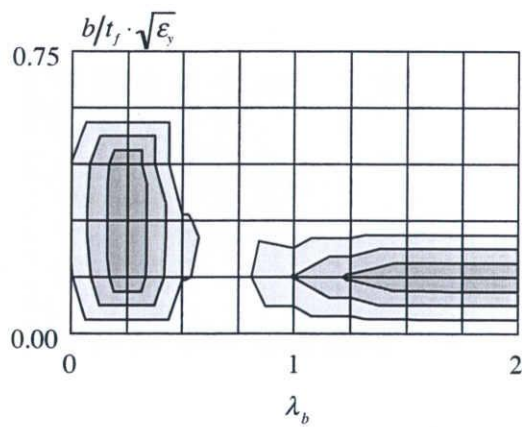
(ii) 変形性能のばらつき



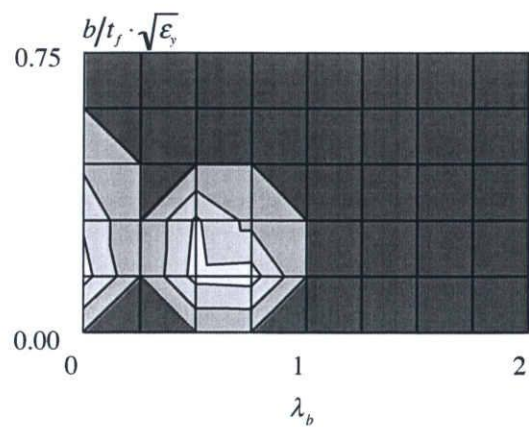
(iii) 実験データ数の分布



(iv) 平均値の分布

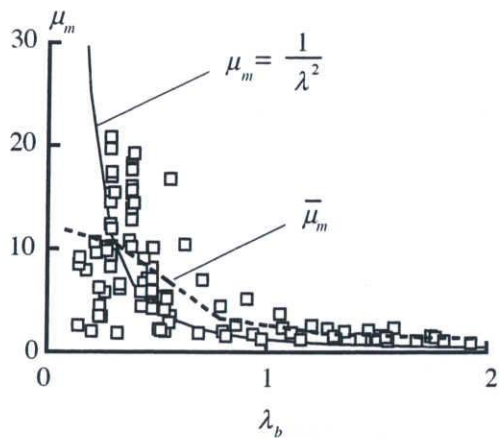


(v) 変形性能のばらつき V

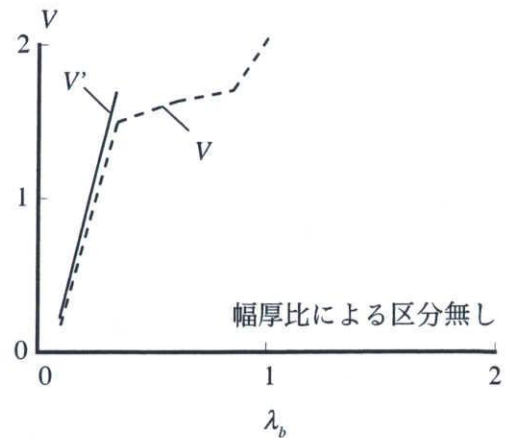


(vi) 変形性能のばらつき V'

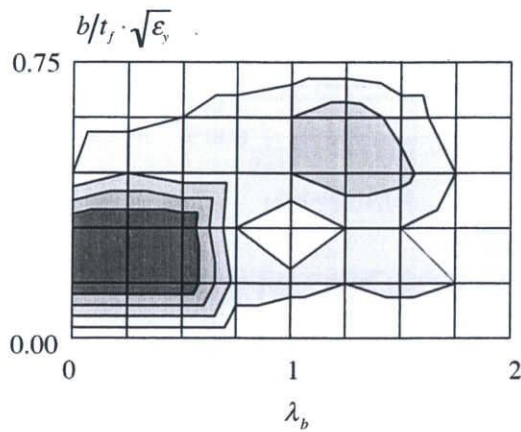
図 2.14 評価式 C(一様曲げ)



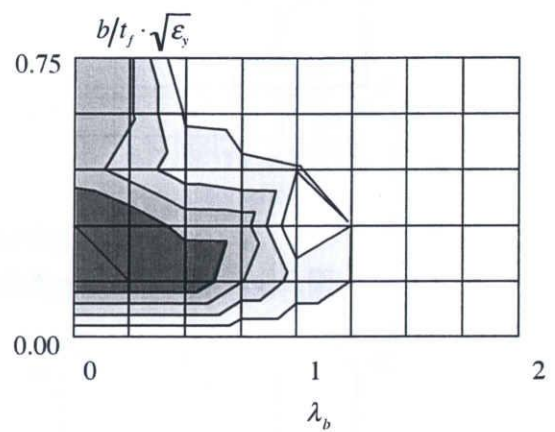
(i) 実験値と評価式の対応



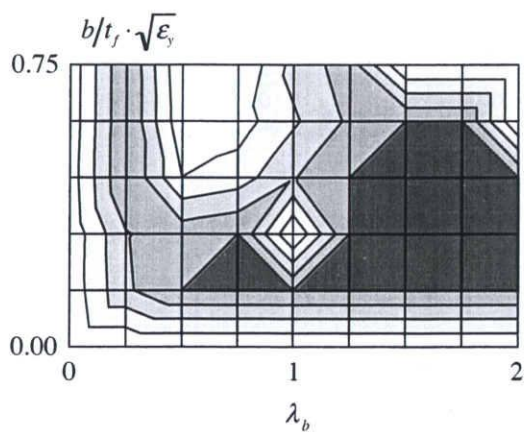
(ii) 変形性能のばらつき



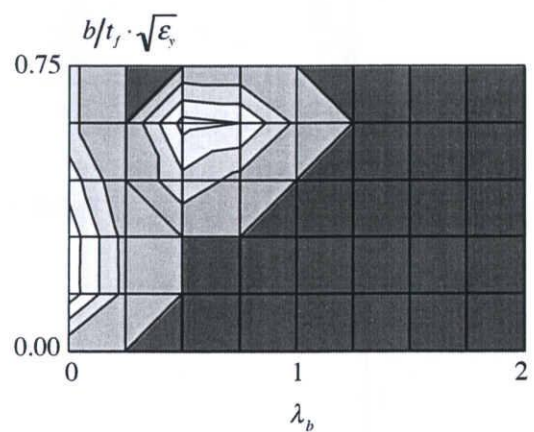
(iii) 実験データ数の分布



(iv) 平均値の分布

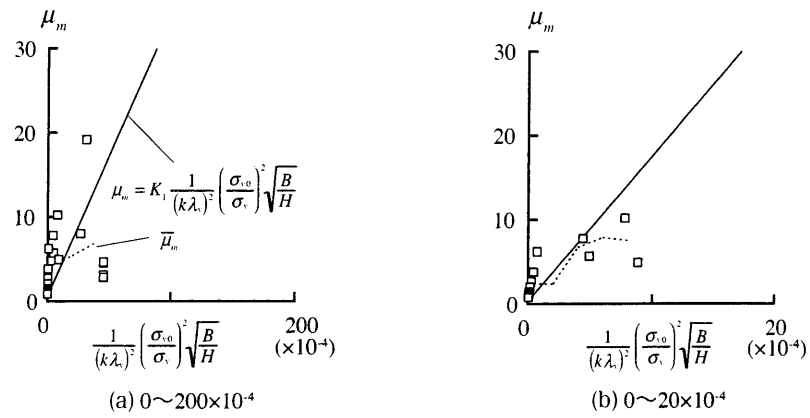


(v) 変形性能のばらつき V

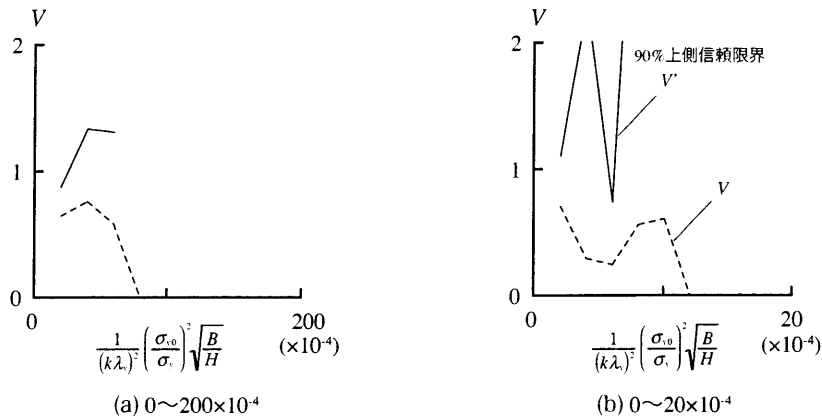


(vi) 変形性能のばらつき V'

図 2.15 評価式 C(一端曲げ)

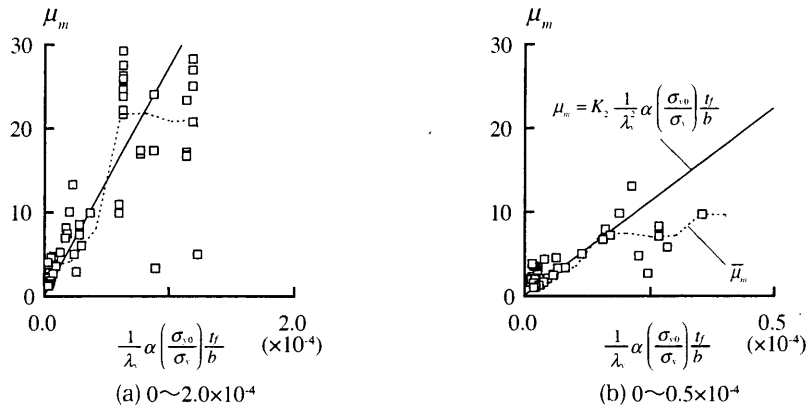


(i) 実験値と評価式の対応

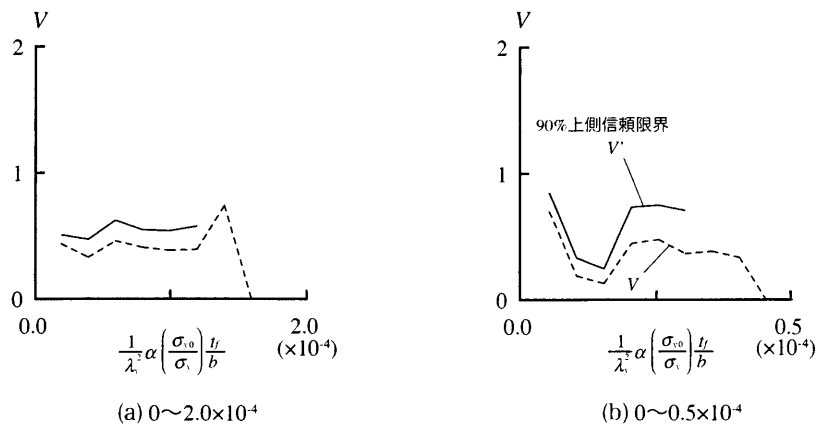


(ii) 変形性能のばらつき

図 2.16 評価式 A(一様曲げ) 90%耐力低下時の変形性能

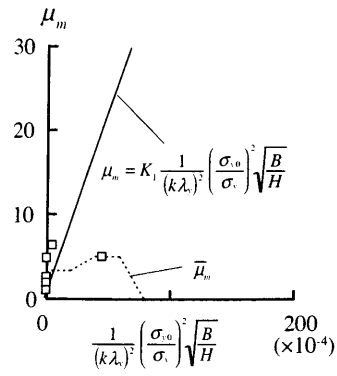


(i) 実験値と評価式の対応

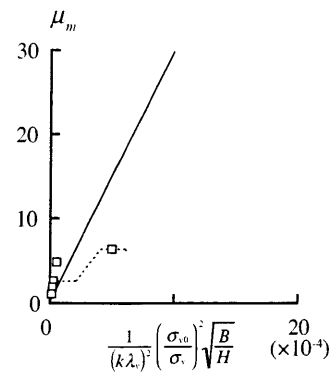


(ii) 変形性能のばらつき

図 2.17 評価式 A(一端曲げ) 90%耐力低下時の変形性能

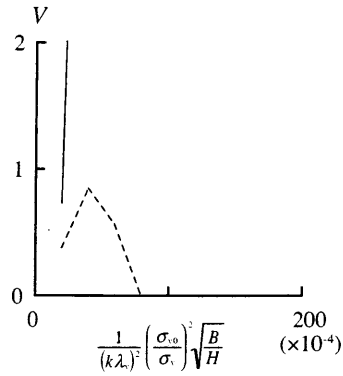


(a) 0~200×10⁻⁴

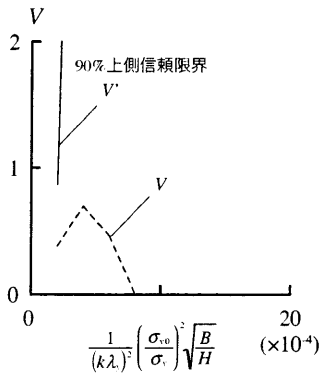


(b) 0~20×10⁻⁴

(i) 実験値と評価式の対応



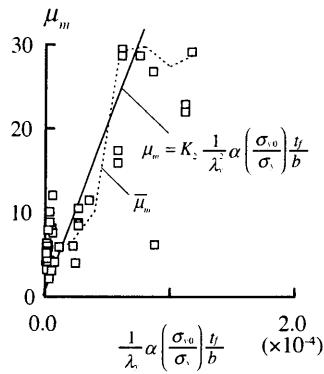
(a) 0~200×10⁻⁴



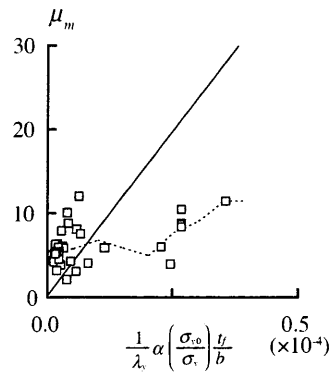
(b) 0~20×10⁻⁴

(ii) 変形性能のばらつき

図 2.18 評価式 A(一様曲げ) 80%耐力低下時の変形性能

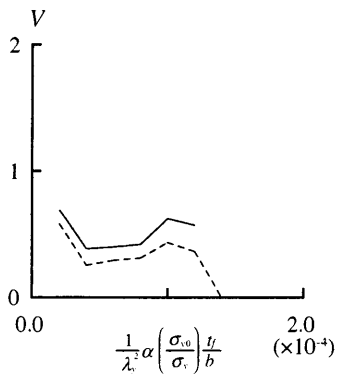


(a) 0~2.0×10⁻⁴

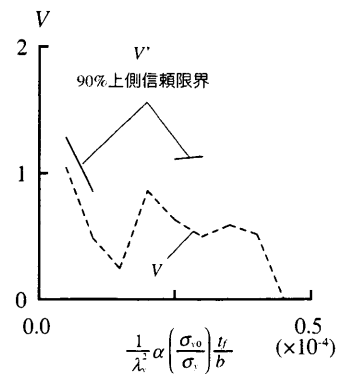


(b) 0~0.5×10⁻⁴

(i) 実験値と評価式の対応



(a) 0~2.0×10⁻⁴



(b) 0~0.5×10⁻⁴

(ii) 変形性能のばらつき

図 2.19 評価式 A(一端曲げ) 80%耐力低下時の変形性能

$$\text{一様曲げ, 一端曲げ} \quad \mu_m = \frac{1}{\lambda_b^2} \quad (2.9)$$

を比較検討の対象とした。評価式 A, B はそれぞれ一様曲げと一端曲げで評価方法が異なっており、変動係数を示す際にはそれぞれの評価に適したデータを対象とする必要がある。また横座屈現象に関わる細長比 λ や局部座屈現象に関わる幅厚比 β は μ に影響するので変動係数はその適用範囲を明確にして示される必要がある。条件から得られる μ に対応する実験データのうち λ と β の相関図を図 2.9 に示す。図 2.9 より対象データは $0 < \lambda < 1.0$, $0 < \beta < 0.5$ に集中しているが、全体的に実用的な範囲内に分布しており評価を行う上で有効であるといえる。

2-5-2 対象とする塑性変形指標と評価式の比較

図 2.10 ～図 2.15 にそれぞれの評価式と μ_m の対応を示すと共に λ と β をパラメータとした統計データと統計量を示した。また図 2.16 ～図 2.19 に評価式 A と μ_{09} および μ_{08} の対応を示し、それらの λ と β をパラメータとした統計データと統計量を示した。統計量はパラメータを中心とした $\pm 10\%$ ×最大値の区間のデータから求めた値である。また統計量のうち V' はデータ数 n による影響を考慮して以下の(2.10),(2.11)式より求めた変動係数である。 $(\sigma^2)_{0.90}$ は標本分散 s^2 から求めた母分散 σ^2 の90%上側信頼限界値である。

$$V' = \sqrt{(\sigma^2)_{0.90}} / \mu_m \quad (2.10)$$

$$(\sigma^2)_{0.90} = (n-1)s^2 / c_{0.90, n-1} \quad (2.11)$$

ここで、 $c_{0.90, n-1}$ は累積確率90%に対する χ^2_{n-1} 確率変数の値である。また自由度 $f (= n-1)$ が0以下の場合に V' を評価対象外とした。 V' はデータ数が少ない区間において V よりもばらつきを大きく見積もることになる。

図 2.10, 図 2.11 の (i) に示すように評価式 A による値は統計データの平均値と良い対応を示しており、評価式 A の妥当性について確認できる。しかし、統計データのばらつきまで考えた場合に図 2.10, 図 2.11 の (ii) に示すように変動係数は非常に高い値を示していることが分かる。データ数が適度に分布している区間の V' を見るといずれの図においても50%～150%程度である。図 2.12, 図 2.13 では評価式 B と評価式 C による値と統計データおよび統計量を示している。(i),(ii)では評価式 A と同様に平均値と変動係数を評価式のパラメータを横軸として示している。評価式 A の場合と同様に平均値は評価式による値と良く対応しているがばらつきは大きく、変動係数にして50%～150%程度である。ここで評価式 B, C は評価式 A と比べて幅厚比 β が考慮されていない。(iii)～(vi)において細長比 λ と幅厚比 β を横軸と縦軸に示すことで適用範囲を明確にしてそれらの試験体特性に対応する変形性能の値を濃淡によって区別した。これらの図からデータ数が適度に分布している区間の V' を見ると50%～150%程度であることがわかる。このように変形性能の不確定性は λ と β のそれぞれの適用範囲内で50%～150%程度を考慮する必要があるといえる。

2-6 まとめ

限界状態設計法によって建物の安全性評価を行うために必要とされる実験データに含まれる不確定要因について分類を行った。不確定要因はばらつきを生じる原因を大別することによって Data Uncertainty [DU], Statistics Uncertainty [SU], Model Uncertainty [MU], Human Error [HE] の4種類に分類することができる。また、既往の実験結果をもとに実験データのばらつきに係わるこれらの不確定要因の存在を明らかとし、実験データに含まれる不確定要因の違いがそのばらつきに及ぼす影響を変動係数によって定量的に明らかとした。また、実験データに含まれる不確定要因を設計に反映させるツールとして鋼構造曲げ材の変形性能に関するデータベースの構築を行った。構築したデータベースを用いて限界状態設計に必要とされる実験データのばらつきを定量化する手順を示すとともに、限界状態設計の基礎資料である統計的情報として塑性変形性能の変動係数を評価可能な範囲のみについてその適用範囲と共に示した。今後は塑性変形性能の変動係数を評価する為に必要な実験データを十分に蓄積していくことが必要である。

本データベースは、日本建築学会鋼構造座屈性能設計WG（主査 緑川光正 北海道大学教授）の活動の一環として行われたものです。貴重な意見を頂いた関係各位に感謝致します。

第 3 章 部材塑性変形性能の不確定性を考慮した 骨組エネルギー吸収能力の評価

3-1 はじめに

耐震設計では地震による建物への作用をエネルギーとして扱い、地震時に投入されるエネルギーに対して建物のエネルギー吸収能力を上回らせることによって耐震安全性を確保する考え方が提案されている^[103]。限界状態設計の基本理念に基づいて安全性を評価するためには、外乱による入力エネルギー量と建物のエネルギー吸収能力が持つ不確定性を定量的に取り扱う必要がある。建物のエネルギー吸収能力は、建物を構成する部材の耐力と変形能力によって決まる。このうち部材耐力の不確定性は骨組のエネルギー吸収能力を大きく左右する崩壊モード形と密接な関係があり、鋼構造骨組を対象とした研究報告もいくつかなされている^{[104][97]}。

一方、部材の変形能力の不確定性と骨組の関係については、近年いくつかの研究結果が報告されている。桑村、佐藤^{[80][86]}は、動的な荷重下における鉄骨骨組の脆性連鎖崩壊について報告しており、部材変形性能のばらつきが骨組の連鎖崩壊を促進するという有益な知見を示すとともに、倒壊を防止するための実用的な耐力および部材変形能力の割り増し係数を提案している。しかし、部材の変形性能はある塑性変形領域内に一定間隔でばらついたモデルが用いられており、厳密には確率論的な扱いはなされておらず、応答については確定的な扱いの中で結論が導かれている。また、日下、中島^[90]は、梁部材破断を考慮した鉄骨骨組の静的水平荷重下の挙動を追跡し、梁破断が骨組の挙動や最大耐力、層間変形量、破壊確率等に与える影響についていくつかの考察を行っている。しかし、骨組の限界状態に対応したエネルギー吸収性能については触れられておらず、解析結果も定性的な評価にとどまっている。

部材変形性能が持つ不確定性については確率モデルを提示するに十分な統計資料が不足しているのが現状であるが、限られた統計資料でもかなり大きな変動性を有するものであることが報告されており^[9]、確率統計論的な手法を用いてこの不確定性を骨組の性能評価に積極的に取り込んでいくことは十分意義のあることと考える。部材変形性能の不確定性が骨組の性能に与える影響を検討するためには、まず骨組の基本的な性質として静的水平荷重下の挙動に及ぼす影響を把握しておくこと、および、骨組が有する各種限界状態に対応して定義された物理量と部材変形性能の関係を確率論的な扱いの中で定量化することが必要と考えられる。そこで、本研究では、骨組の安全性能を評価する量としてエネルギー吸収能力に着目し、各種限界状態に対応した骨組のエネルギー吸収量と部材変形性能の不確定性との関係を確率的な手法で把握することを目的とする。具体的には、部材の終局変形後の応力再配分を考慮した弾塑性骨組解析を行い、その結果に基づいて部材の終局変形量の不確定性が鋼構造骨組の吸収エネルギー量に及ぼす影響について考察を行う。また、部材の終局変形量の不確定性を表す指標として統計的変形性能指標を定義し、この指標を用いて骨組の吸収エネルギー量の下限値の推定式を提案する。

3-2 終局変形量を考慮した部材モデル

3-2-1 部材の材端モーメント - 変形角関係

一般的に鉄骨のような曲げ挙動が卓越する部材の復元力特性には、図 3.1(i) のような降伏点で剛性が変わる 2 本の折れ線で定義される Bilinear モデルか図 3.1(ii) のような降伏変形 θ_y 、降伏強度 M_y および指数 γ, η の 4 つのパラメタによって紡錘形の履歴曲線で定義される Ramberg-Osgood モデルが用いられる。これらのモデルには終局変形量という概念は存在せず、载荷方向を変えない限り塑性変形は無限に続くことになる。しかし、実際の鉄骨部材では塑性変形は無限に続くことはなく、ある変形量までしか耐力は持続しない。すなわちエネルギー吸収は無限に行われえないと言い換えることができる。そこで、終局変形量を考慮した部材の材端モーメント M -変形角 θ 関係を、図 3.2 に示すように弾性域、塑性域、耐力低下域に分けてそれぞれを線形にモデル化した。このモデルは柱梁接合部の破断現象による耐力低下モデルなどによく用いられるが、本研究においてはこれを破断現象といった特定の現象に限定せずに終局変形量を考慮した基本モデルとして取り扱う。

3-2-2 終局変形量の不確定性モデル

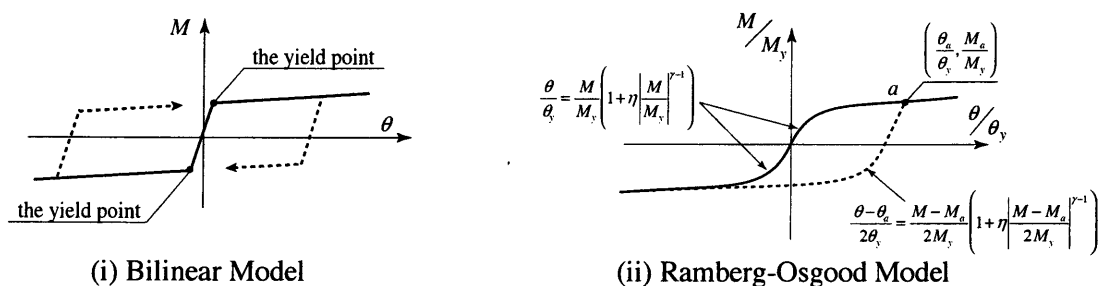


図 3.1 部材復元力特性

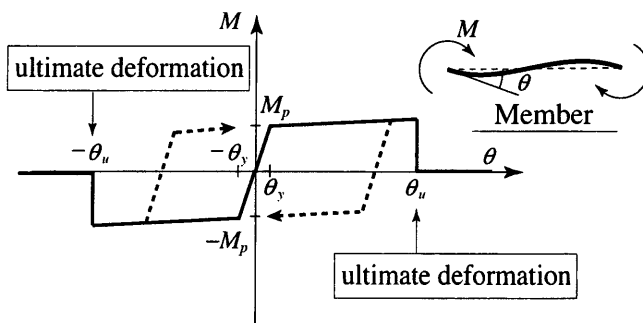


図 3.2 終局変形量を考慮した部材復元力特性

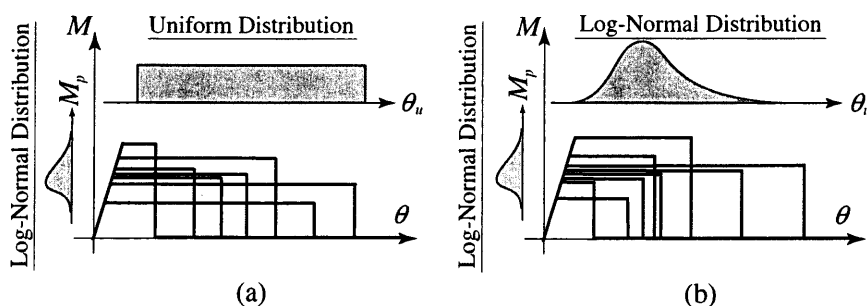


図 3.3 終局変形量の不確定性モデル

本研究では部材の終局耐力 M_p 、および終局変形量 θ_u を不確定量として扱う。一般に M_p の不確定性には降伏応力度、断面積、残留応力、初期たわみに関わることが知られており、その関係についてすでにいくつか報告されている。またさらに、 M_p は細長比に応じて確率分布形の非正規性が変動することが報告されている^[90]。 M_p は細長比が 1.0 ～ 1.1 の範囲にある場合、確率分布形は正規分布に従い、細長比がそれ以外の範囲では非正規性が変化する。そのために確率分布形を一意に決定することはできない。そこで本研究では便宜的に部材の細長比が 1.0 ～ 1.1 の範囲にあるものと仮定して M_p を正規分布でモデル化した。一方、 θ_u には局部座屈、降伏後の素材特性、脆性破断現象等に関わり、これらの影響をふまえた統計的な性質はほとんど明らかにされていないのが現状である。そこで、ここでは基本となる確率モデルとして図 3.3 に示すような一様分布モデルと対数正規分布モデルを用いた。また図中の η は塑性変形倍率で $\theta_u/\theta_y - 1$ を示している。

3-3 終局変形量を考慮した骨組解析手法と解析モデル

3-3-1 基礎的な平面骨組解析

骨組構造の各部材に作用する応力は、各部材がそれぞれ単独に両端固定となったときの固定梁としての応力と、骨組構造の各節点にもとの中間荷重と等価な節点荷重をかけたときの応力の和として求められる。構造解析の目的は後者、すなわち等価節点荷重を受ける骨組について、各節点の変位と各部材端の荷重を求めることである。ここで変位という言葉には通常の移動の他に回転も含まれるものとし、荷重という言葉には力の他にモーメントも含まれるものとする。

構造解析を進めるには、つぎの3種類の条件式を用いる。

構成方程式

適合条件式

釣合条件式

構成方程式 (constitutive equations) というのは、各部材の端部に作用する荷重と部材端の変位との間に成立する関係式である。各部材は弾性体であり、その材料の応力度と歪度の関係はわかっているものとしている。部材端荷重と部材端変位は、この応力度 - 歪度関係から導かれる特定の関係式を満足しなければならない。適合条件式 (compatibility equations) は、各部材端がどの節点に接続されているのかを示す条件であって、各部材端の変位が、それと接続している節点の変位にぴったり一致していなければならない、という形で表される。具体的には部材端変位が節点変位に等しいという式である。釣合条件式 (equilibrium equations) は、各節点に作用する全ての力は、釣り合っていないといけないという条件である。各節点には、等価節点荷重が外力として作用し、その他に、その節点に接続された部材の部材端荷重の反作用がかかっている。これらが釣り合うためには部材端荷重の総和が等価節点荷重と等しくなければならない。

骨組を構成する部材は、軸力とせん断力に対し弾性挙動し、一方で曲げモーメントに対しては弾塑性挙動をするものとする。すなわち図 3.4 のように断面の曲げモーメント (m)- 曲率 (ϕ) 関係において、原点より全塑性モーメント M_p までは直線、 M_p に達した場合の曲率 ϕ_p 以降では一定のモーメント M_p のもとに曲率 ϕ が無制限に増加する完全弾塑性と考える。

この理想化した $M\phi$ 曲線では、全塑性モーメント M_p までは弾性計算が成立し、 M_p に達すると塑性ヒンジを生じ、その点の周りに一定モーメント M_p を保持しながら回転する。通常の構造解析で用いるヒンジは、モーメントを伝えることができず自由に回転を生ずるものであるが、塑性ヒンジは全塑性モーメント M_p を伝えながら回転する。したがって、塑性ヒンジには常に回転方向と同一の方向に全塑性モーメント M_p が作用していることになる。

本節では前節 3-2-1 で示した部材特性を考慮し、外力に対する骨組の変形関係を解析する方法について示す。

1) 弾性領域 (骨組中に最初の塑性ヒンジが発生するまでの計算方法)

単位節点外力からなる荷重項 p と節点変位の項 d は、骨組み全体の剛性マトリクスを用いて次式のようになる。

$$p = (CK_m C')d \quad (3.1)$$

ここで、

C : 釣り合いマトリクスと座標変換マトリクスの積からなる

\mathbf{K}_m : 各部材の弾性剛性マトリクス
 $(\mathbf{CK}_m\mathbf{C}^t)$: 骨組全体の剛性マトリクス
 \mathbf{p} : 単位節点外力からなる外力ベクトル

式 (3.1) を、節点変位 \mathbf{d} について解く。つづいて次式のように各部材の両端の剛域端応力 \mathbf{p}_0 を部材座標系で表現して求める。

$$\mathbf{p}_0 = (\mathbf{C}_{0n}\mathbf{K}_m\mathbf{C}^t)\mathbf{d}_{m0} \quad (3.2)$$

ここで、

\mathbf{C}_{0n} : 部材座標系で剛域端での応力を求める場合に用いる変換用のマトリクス
 \mathbf{p}_0 : 単位節点外力による対象としている部材の剛域端の応力ベクトル
 \mathbf{d}_{m0} : 対象としている部材の 1 端, 2 端の節点変位からなるベクトル

次に、全部材剛域端モーメント (\mathbf{p}_0) の結果を用いて、最初に塑性ヒンジとなる剛域端を検出し、塑性ヒンジが生じるまでの増分外力を計算する。

2) 塑性領域 (骨組中の 2 番目以降の塑性ヒンジ発生ステップでの計算方法)

前のステップまでに、塑性ヒンジが剛域端をピン接合とし、この新しい骨組に、単位節点外力 \mathbf{p} を作用させて節点変位 \mathbf{d}' を求める。

ここで、 \mathbf{p} と \mathbf{d}' はあとで増分として、それまでの外力と変位に加えるためのものを計算するときに用いるものである。 \mathbf{p} と \mathbf{d}' は、図 3.5 のように、直前のステップでの外力と変位を原点として測ったそのステップでの単位外力とそれによる変位である。

$$\mathbf{p} = (\mathbf{CK}'_m\mathbf{C}^t)\mathbf{d}' \quad (3.3)$$

ここで、

$(\mathbf{CK}'_m\mathbf{C}^t)$: 崩壊過程における新しい骨組の全体剛性マトリクス
 \mathbf{K}'_m : 崩壊過程の各部材の剛性マトリクスで、塑性ヒンジを生じている部材端はピン接合として扱う

骨組に単位節点外力を作用させた場合の対象部材の剛域端応力 \mathbf{p}'_0 は、弾性剛域の場合の式 (3.3) と同様に、次式で表される。

$$\mathbf{p}'_0 = (\mathbf{C}_{0n}\mathbf{K}'_m\mathbf{C}^t)\mathbf{d}'_{m0} \quad (3.4)$$

ここで、

\mathbf{d}'_{m0} : このステップでの単位節点外力による対象部材の 1 端, 2 端の節点変位ベクトル

以下、順次骨組に塑性ヒンジが発生し、崩壊するまで前述の手順を繰り返す。骨組の崩壊は、次の 2 つのどちらかの状態が生じたことで判断する。

- (a) 崩壊過程の骨組における骨組全体の剛性マトリクスの逆変換が存在しない場合
- (b) 外力の作用する節点で、外力の作用方向変位成分が急激に増加した場合

3-3-2 終局変形量を考慮した平面骨組の解析手法

前節で述べた増分型の骨組解析は部材の復元力特性が単調増加している条件のもとで解析が可能である。したがって、図 3.2 に示すように部材の復元力特性に終局変形量が存在する場合、構造システムの荷重変形関係は非増分型となり前節で述べた増分型の骨組解析を用いることはできない。

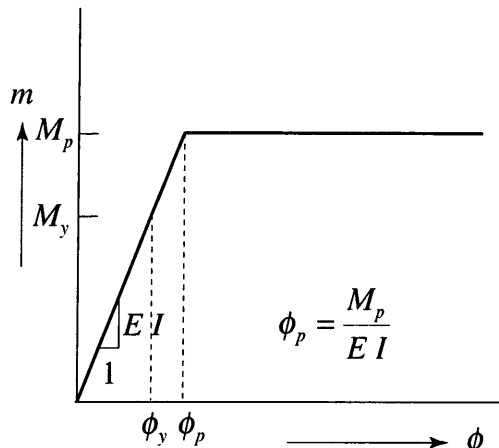


図 3.4 曲げモーメント m - 曲率 ϕ 関係

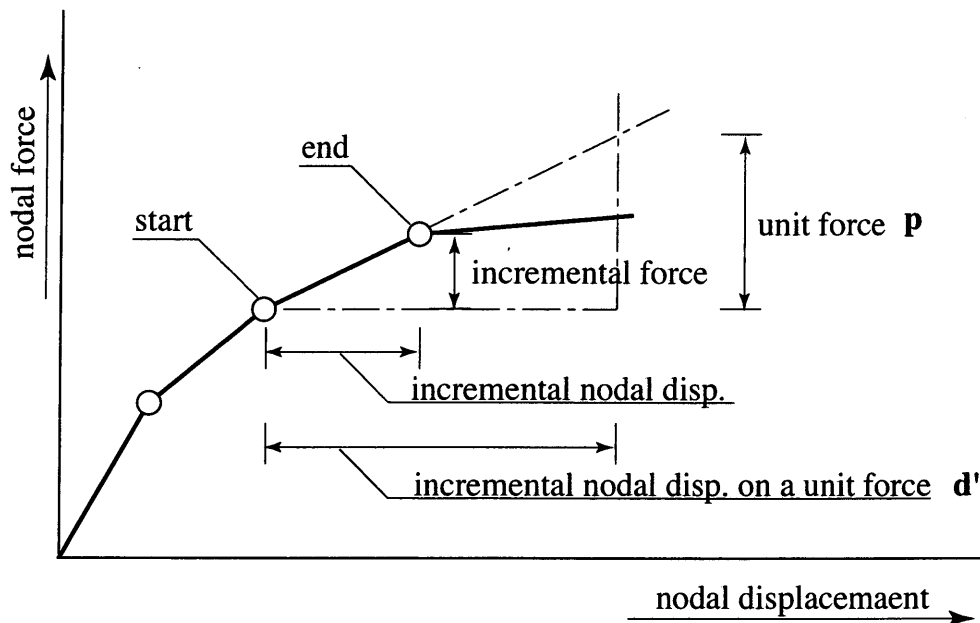


図 3.5 各計算ステップの増分外力と変位

そのため、復元力特性に終局変形量が存在する部材で構成された骨組について弾塑性解析を行う場合、非増分型の荷重変形関係を追跡することができる解析方法が必要である。

本研究には、一般的な増分弾塑性解析の手法を利用しながら耐力劣化時にも静的な釣り合いを条件を満足しつつ骨組全体の挙動を追跡できる解析手法を用いた^{[67][88]-[90]}。具体的な解析手法は以下に示すとおりである。

各部材の荷重変形関係が終局変形量に達する前は、部材の曲げモーメントが終局耐力に達するたびに塑性ヒンジの発生の追跡をしながら計算を進める一般的な増分解析を行い、部材の塑性変形が進行して設定した終局変形量を超後は、

1. 弾性剛性で負方向載荷 . . . 変形量が減少 (図 3.6, A)
2. 塑性剛性で正方向載荷 . . . 変形量が増加 (図 3.6, B)

の手順をその部材耐力が 0 になるまで繰り返すことで耐力低下域を近似的に求める。この間、骨組

の応力と外力の釣り合いを保ちながら応力の再配分が行われる。負方向載荷、正方向載荷の制御は一定の荷重増分に対して得られた部材端の回転変形角がその部材に与えられた終局変形角を超えていれば負方向載荷、下回れば正方向載荷というルールに従った。応力再配分後、終局変形量に達した剛接部をピンに置き換えて正方向載荷を再開させる。このような解析ステップを導入することで一般的な増分弾塑性解析の手法を利用して図 3.2 の復元力特性を持つ部材で構成された骨組の荷重変形関係を追跡できる。また本解析では耐力劣化時の解析ステップ前後における各部材両端の相対変位を材長に対して 1/350 以下になるように 1,2 の手順を繰り返すことで他の部材端に新たな破断が生じないことを確認している。解析全体のフローチャートを図 3.7 に示す。

3-3-3 骨組解析モデル

本項では、前項で説明した非増分型の骨組解析プログラムを用いて 4 層 2 スパン骨組を対象とした静的水平載荷による弾塑性解析を行う。図 3.8 に示すように階高 3500、スパン 7000 の 4 層 2 スパン骨組を対象とし、構成する柱と梁の部材特性を表 3.1 に示される値とした。また、各層の質量は等しくて $m_1=m_2=m_3=m_4=68.6\text{tf}$ とし水平荷重の分布を $a_1:a_2:a_3:a_4=1.00:1.51:1.85:2.12$ とした。各層の質量は骨組用途を事務所ビルと想定して、単位床面積当たりの質量 0.7tf/m^2 ^[105] から求めた。また、水平荷重の分布は加速度分布を A_i 分布として求めた bd_i 分布による^[108]。 bd_i 分布は、建物の各層に生じる水平荷重の分布を示す値であり、次式から算定できる。

最上階の bd_i 分布は、

$$bd_i = 1 + \left(\sqrt{\alpha_i} - \alpha_i^2 \right) \cdot \frac{2h(0.02 + 0.01\lambda)}{1 + 3h(0.02 + 0.01\lambda)} \cdot \frac{\sum m_i}{m_N} \quad (3.5)$$

最上階以外の bd_i 分布は、

$$bd_i = 1 + \left(\sqrt{\alpha_i} - \sqrt{\alpha_{i+1}} - \alpha_i^2 + \alpha_{i+1}^2 \right) \cdot \frac{2h(0.02 + 0.01\lambda)}{1 + 3h(0.02 + 0.01\lambda)} \cdot \frac{\sum m_i}{m_i} \quad (3.6)$$

から求めることができる。ここで、式中の各変数は以下の値を示している。

- α_i : 建築物の bd_i 分布を計算しようとする高さの部分が支える固定荷重と積載荷重の和を地上部分の固定荷重と積載荷重との和で除した数値。
- h : 建築物高さ (m)
- λ : 鉄骨部分の高さの h に対する比
- m_i : 第 i 階の質量 (t)
- N : 建築物の階数

3-3-4 骨組解析手法による荷重変形関係

図 3.10 に部材の耐力低下を考慮した骨組解析によって得られる各層の荷重変形関係を示す。図はサンプルサイズを 3 とした Monte Carlo Method のシミュレーション結果である。図の (a) は、部材の終局変形量 η を平均値 $\mu_\eta=20$ 、変動係数 $V_\eta=0$ の一様分布に従うとし、部材耐力の変動係数 V_{M_p} を 0 とした荷重変形関係である。縦軸は最下層の層せん断耐力を示しており、横軸は最下層の層間変形角

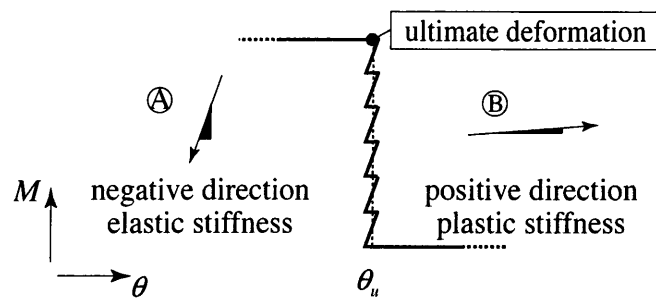


図 3.6 耐力低下域の解析方法

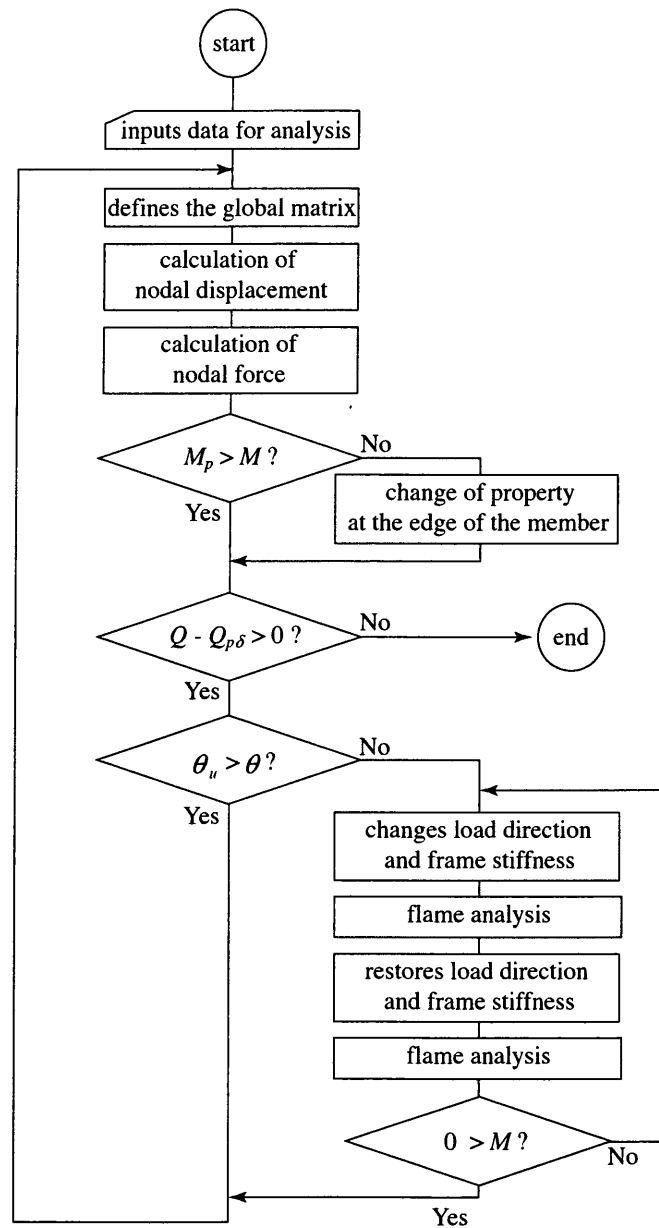


図 3.7 解析フローチャート

(Drift Angle) を示している。部材が終局変形量に達すると 3-3-1 で示した手法によって応力再配分が行われている。図において耐力減少部分にあたる。応力再配分後、載荷が再開されて耐力は再び増加している。このように骨組の荷重変形関係を本解析手法によって追跡できていることがわかる。

つづいて部材の終局変形量を一様分布に従うとして $\mu_\eta=20.0$ で V_η を 0.3, 0.6 と変化させたときの骨組の最下層部分の荷重変形関係を図の (b),(c) に示した。ただし、 $V_{Mp}=0$ としている。 V_η が大きいほど終局変形量の小さい部材があらわれるために骨組の耐力は十分な塑性化領域を持たずに早い段階から低下していることがわかる。

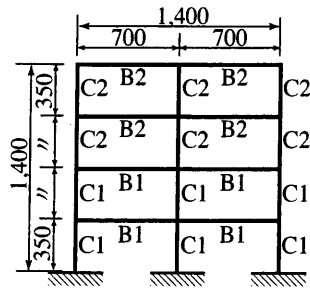


図 3.8 4層2スパン骨組モデル

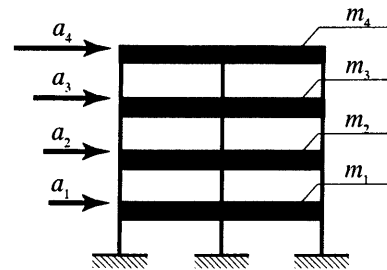
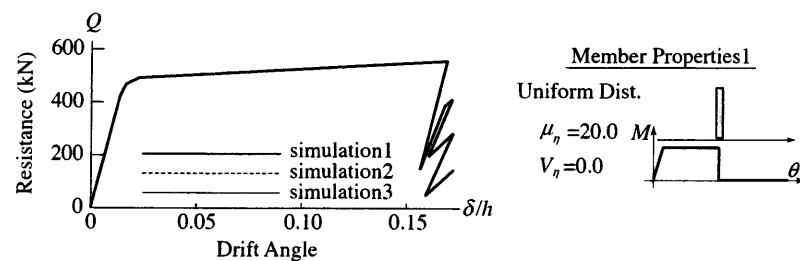


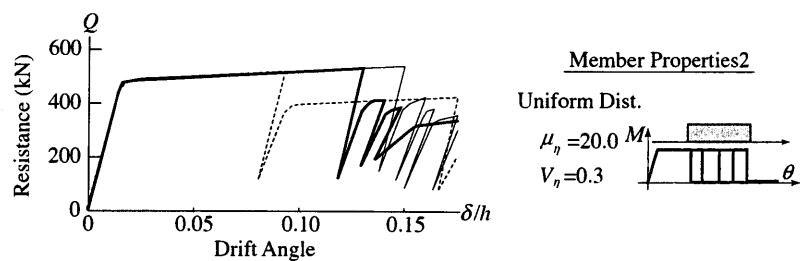
図 3.9 外力分布と各層の質量

表 3.1 各部材の断面特性および素材特性

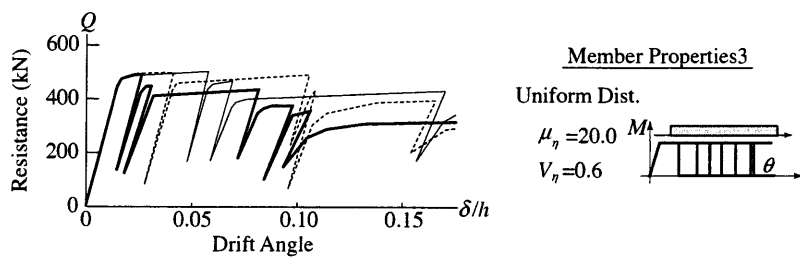
	E (kN/cm ²)	σ_y (kN/cm ²)	A (cm ²)	I (cm ⁴)	Z_p (cm ³)	M_p (kN cm)
C1	20600	29.5	237	57,100	3,370	99,400
C2			205	37,200	2,530	74,600
B1		23.5	114	47,800	2,180	51,300
B2			96.8	33,500	1,680	39,500



(a) Behavior Example 1



(b) Behavior Example 2



(c) Behavior Example 3

図 3.10 最下層部の荷重変形関係

3-4 対象とする限界状態別にみた骨組エネルギー吸収能力の統計論的考察

3-4-1 対象とする限界状態

本節では図 3.11 に示す 3 つの限界状態における吸収エネルギー量を考察する。これらの限界状態は静的な水平荷重下の骨組において以下のような状態に対応するものと考え、設定した。

(a) 損傷限界状態 (Yield Limit State)

：骨組内のいずれの部材も降伏していない限界の状態

(b) 延性限界状態 (Ductility Limit State)

：骨組内のいずれの部材も脆性破壊が生じていない限界の状態

(c) 倒壊限界状態 (Failure Limit State)

：構造物の鉛直荷重支持能力が存在している限界の状態

損傷限界状態はいずれの部材も降伏していない限界の状態であり、耐震設計においては、” 建物の存在期間中に 1 回以上遭遇する可能性の高い地震について建物の地上部分が損傷しないことの確認” として安全性の確認を行っている。

延性限界状態はいずれの部材も脆性破壊が生じていない限界の状態であり、耐震設計においては、” 建物の存在期間中に極めて稀に発生する地震について建物の地上部分が倒壊、崩壊等しないことの確認” として安全性の確認を行っている。

倒壊限界状態は構造物の鉛直荷重支持能力が存在している限界の状態であり、 $P-\Delta$ 効果による付加力を考慮し構造物が外力に抵抗することのできる限界の状態である。この限界状態を考慮した耐震設計は行われていない、しかし構造物の力学的な終局の変形性状として議論すべき限界状態であり、その変形性能は構造物の安全性に深く関わる。

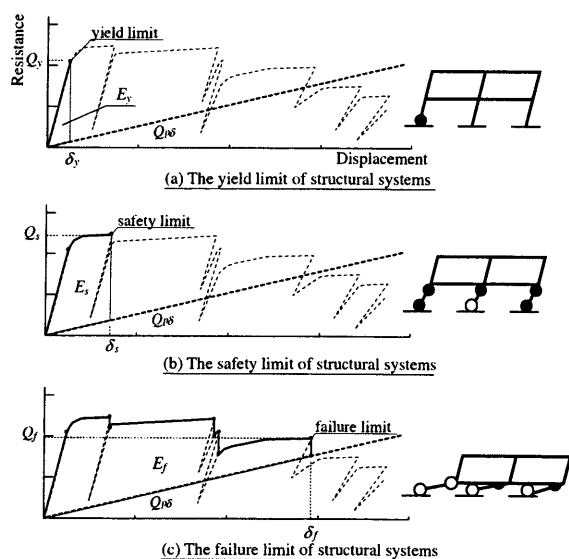


図 3.11 限界状態の定義

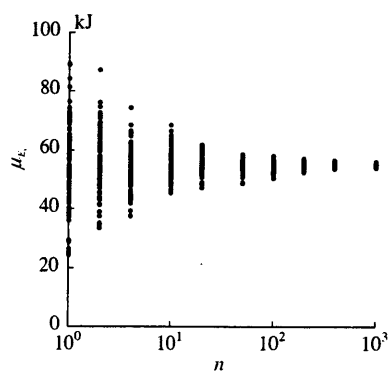


図 3.12 サンプル数 n と標本平均 μ_{E_s} の関係

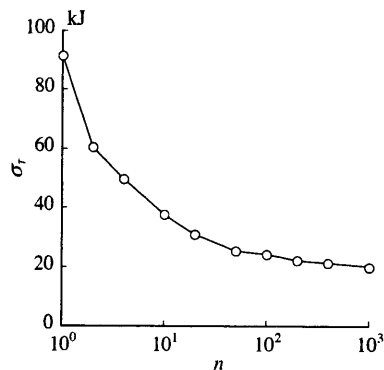


図 3.13 サンプル数 n と真値分散 σ_T^2 の関係

本研究において部材の変形性能がこれらの限界状態時における鋼構造骨組の吸収エネルギー量に及ぼす影響について考察する。

3-4-2 Monte Carlo Method のサンプル数

本章において、前節で示したような部材の終局変形量の不確定性が鋼構造骨組に与える影響について検討することが目的である。Monte Carlo Method は乱数を用いて何度も解析を繰り返し、その結果得られる測定値（サンプル）から母数を推定しようというもので、これを用いれば本研究の目的を満足させることができる。ここで問題となるのはサンプル数 N である。考察すべき推定母数は一般に信頼区間内のある信頼度の推定値であり、 N を増すことで推定値の信頼度は上昇する。そこで

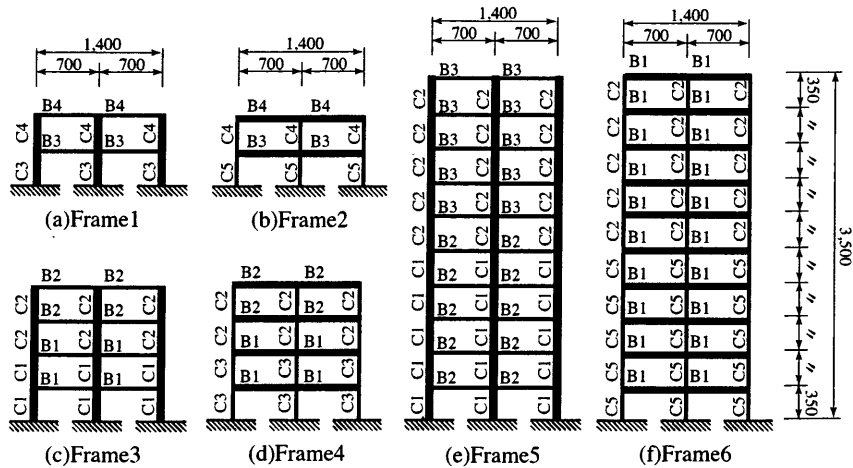
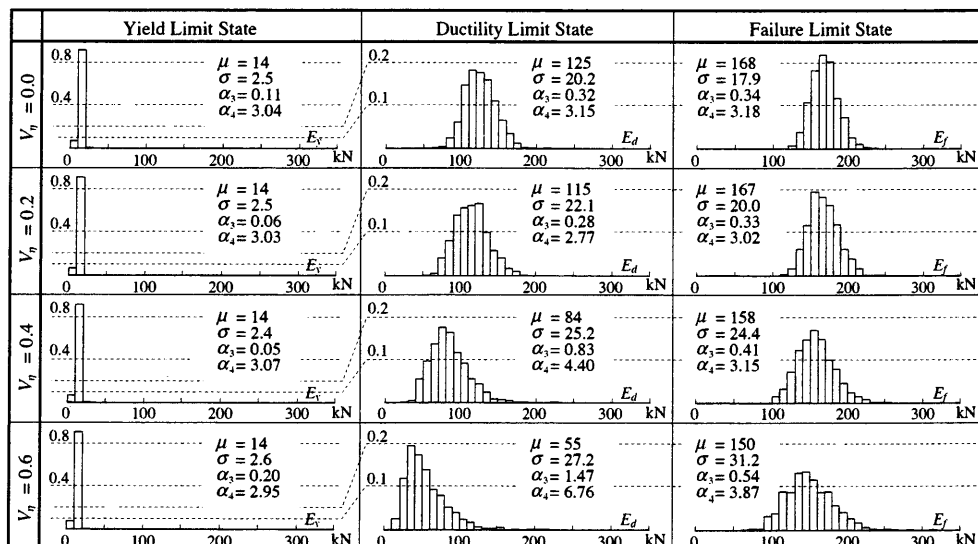


図 3.14 解析骨組モデル

表 3.2 部材の断面性能と材料特性

	N.O.	E (kN/cm ²)	A (cm ²)	I (cm ⁴)	M_p (kN-cm)
Column	C1	20,600	237	87,100	99,400
	C2		205	37,200	74,600
	C3		133	18,100	41,900
	C4		102	14,200	32,500
	C5		57.3	5,620	15,400
Beam	B1		114	47,800	51,300
	B2		96.8	33,500	39,500
	B3		63.1	13,600	20,400
	B4		52.7	11,100	16,900

表 3.3 変形性能ヒストグラム



次のような考察を行う。まず、 N における E_s の標本平均 $\mu_{E_s}=E(E_s)$ に対する100個の無作為標本抽出を行う。図3.12は μ_{E_s} と N の関係を示した図である。標本平均の期待値は母平均に等しい（不偏推定量）ので、次式から得られる真値分散、

$$\sigma_T^2 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \{E_{s,i} - E(\mu_{E_s})\}^2 \quad (3.7)$$

について求め、その90%非超過確率値と N の関係について図3.13に示した。これらの結果より N が 10^3 程度で推定母数に収束性が見られることがわかる。したがって、本研究でMonte Carlo Methodを用いて統計的考察を行う場合、 N を 10^3 以上とすれば妥当であるといえる。

3-4-3 骨組解析モデル

本節では、10層以下の中層および低層建物を対象に骨組吸収エネルギー量の統計的な考察を行うことを目的としている。本項では対象とする骨組解析モデルについて説明する。解析モデルは図3.14に示すような鉄骨造の2層2スパン骨組、4層2スパン骨組、10層2スパン骨組を対象とする。また柱、梁の部材の組み合わせによってFrame1, Frame3, Frame5を全体崩壊機構が形成される骨組に、Frame2, Frame4, Frame6を層崩壊型機構が形成される骨組に設定した。構成される部材は柱を295N級の角形鋼管、梁を400N級の細幅系H形鋼とした。それぞれのモデルに対応する部材特性は表3.1の通りである。また、前節と同様に各層の質量は全て等しく、骨組用途を事務所ビルと想定して、単位床面積当たりの質量 0.7tf/m^2 ^[105]から求めた。水平荷重の分布は加速度分布を A_i 分布として求めた bd_i 分布による^[108]。

3-4-4 骨組吸収エネルギー能力の平均値と変動係数

前節で仮定した条件に基づいて η の平均値、変動係数、分布形をパラメータとして $N=1000$ のMonte Carlo Methodを行った結果を考察する。各パラメータは $\mu_\eta=10, 20$, $V_\eta=0, 0.2, 0.4, 0.6$ および η の分布形が一様分布（図3.3(a)）と対数正規分布（図3.3(b)）である。また、 M_p の変動係数 V_{Mp} は0.15とした。

図3.15から図3.20は各層の吸収エネルギー量 E_y, E_s, E_f の平均値 $\mu_{E_y}, \mu_{E_s}, \mu_{E_f}$ を示している。延性限界状態時では V_η の増加に伴って μ_{E_s} は減少している。倒壊限界状態でも同様に V_η の増加に伴って μ_{E_f} は減少している。しかし μ_{E_f} の減少量は μ_{E_s} と比較して大きくない。また降伏限界状態時では μ_{E_y} は V_η に影響されていない。したがって吸収エネルギー量の平均値で3つの限界状態時を比較した場合、延性限界状態時が最も V_η の影響を受けるといえる。

図3.15から図3.20において(a)と(b), (c)と(d)の図を比較すると、部材の終局変形量を対数正規分布にモデル化した場合は一様分布にモデル化した場合に比べて V_η の影響が小さいことがわかる。また、図3.15と図3.16, 図3.17と図3.18, 図3.19と図3.20をそれぞれ比較すると、全体崩壊型の骨組では全層の梁部材が塑性化するために全層の吸収エネルギー量が V_η の影響を受けているのに対して層崩壊型の骨組では変形が集中する層だけが V_η の影響を受けている。このことは塑性化後、部材耐力は一定となり、塑性変形が吸収エネルギー量に関わる支配的な要因となるからである。

図3.21から図3.26は骨組全体の吸収エネルギー量の平均値 μ_E および変動係数 V_E と部材変形性能の不確定性 V_η の関係について限界状態時別に示した図である。各図の(a),(c),(e)は骨組全体の吸収エネルギー量 E_y, E_s, E_f の平均値 $\mu_{E_y}, \mu_{E_s}, \mu_{E_f}$, (b),(d),(f)は E_y, E_s, E_f の変動係数 $V_{E_y}, V_{E_s}, V_{E_f}$ を示してい

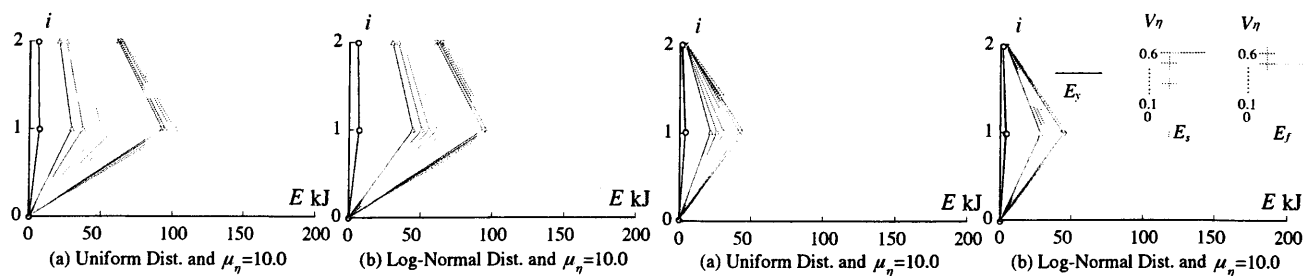


図 3.15 各層の吸収エネルギー量, Frame1

図 3.16 各層の吸収エネルギー量, Frame2

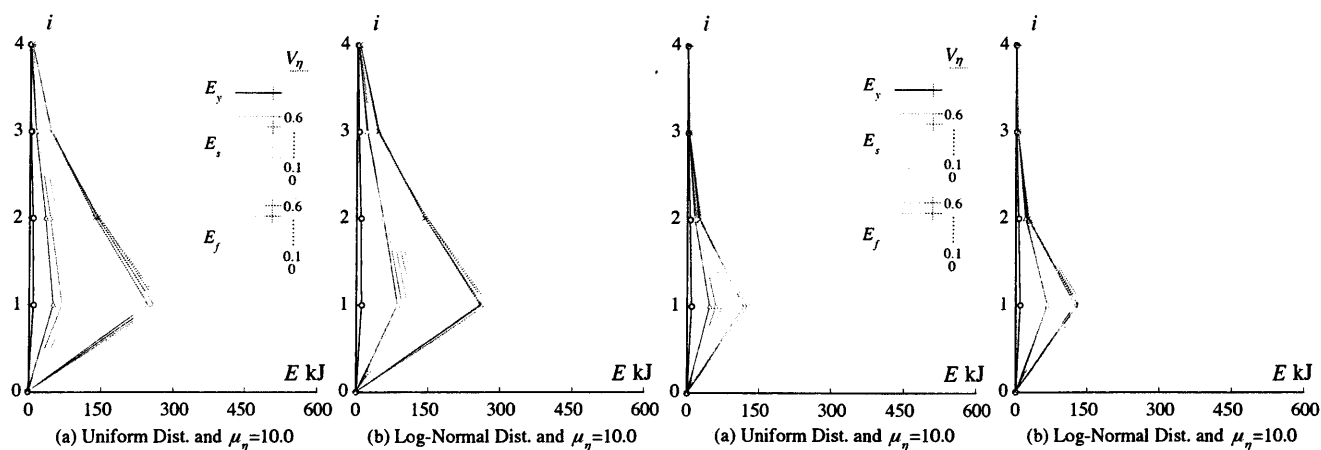


図 3.17 各層の吸収エネルギー量, Frame3

図 3.18 各層の吸収エネルギー量, Frame4

る。実線は確率変数 η を一様分布に仮定した場合、破線は対数正規分布に仮定した場合の結果である。各層の吸収エネルギー量でも考察されたように損傷限界時 (a),(b) の μ_{E_y} は部材の一つが降伏した時点における値であるため V_η が変化したときの影響を受けていないことがわかる。また、延性限界時 (c),(d) と倒壊限界時 (e),(f) を比較すると、延性限界時の方が、 V_η が増加するに従い、 μ_{E_s} は大きく減少し、 V_{E_s} は大きく増加している。これより μ_{E_s} は μ_{E_f} に比べ V_η の影響を受けやすいことがわかる。また (a),(c),(e) において実線は破線を下回り、(b),(d),(f) において実線は破線を上回っている。つまり、吸収エネルギー量は一様分布モデルの終局変形量の方が対数正規分布モデルよりも影響を受けやすいことがわかる。

具体的に $V_\eta=0$ と $V_\eta=0.6$ における値で比較してみる。 μ_{E_f} は一様分布で 40% 程度、対数正規分布で 60% 程度まで低下し、 V_{E_f} は一様分布で 3 倍、対数正規分布で 1.5 倍程度の増加がみられる。また、 μ_{E_f} は 90% 程度まで低下し、 V_{E_f} は一様分布で 2 倍、対数正規分布で 1.5 倍程度の増加がみられる。例えば、部材の品質管理などにより V_η を小さくできれば効果的に耐震性能を向上でき、逆に設計時において終局変形量のばらつきを考慮しなければ実構造物の耐震性能を極度に危険側に見積もる可能性があることを示している。したがって、部材の終局変形量の不確定性が骨組の耐震安全性において重要な要素であると同時にこれを考慮した評価手法が必要であるといえる。

図 3.15 から 3.26 では平均値と変動係数についての考察を行ったが、統計的な性質を正しく把握するためには確率分布形状についても確認しておく必要がある。表 3.3 は η が一様分布で $\mu_\eta=10$ のときの Frame1 について骨組の吸収エネルギー量のヒストグラムを示している。また、表はそれぞれの限界状態時の値 E_y, E_d, E_f のヒストグラムを示している。確率分布形状を表す情報として、ここでは 4 次までの確率モーメントも併記した。図中の $\mu, \sigma, \alpha_3, \alpha_4$ は平均値、標準偏差、歪度、尖度を表す。 E_y は部材の一つが降伏した時点で決まるためにどの値も V_η の影響を受けていないことがわかる。 E_d は V_η の増加に伴って μ が減少し、 α_3, α_4 が増加するが σ は変化していない。これに対して E_f は、 V_η の増加に伴って μ, α_3, α_4 はほとんど変化せず、 σ が増加していることがわかる。また、分布形の違いによる影響も確認された。これより、部材の η の確率分布形が一定であっても、骨組の変形性能を評価するためには V_η や分布形状の変化も考慮する必要があるといえる。

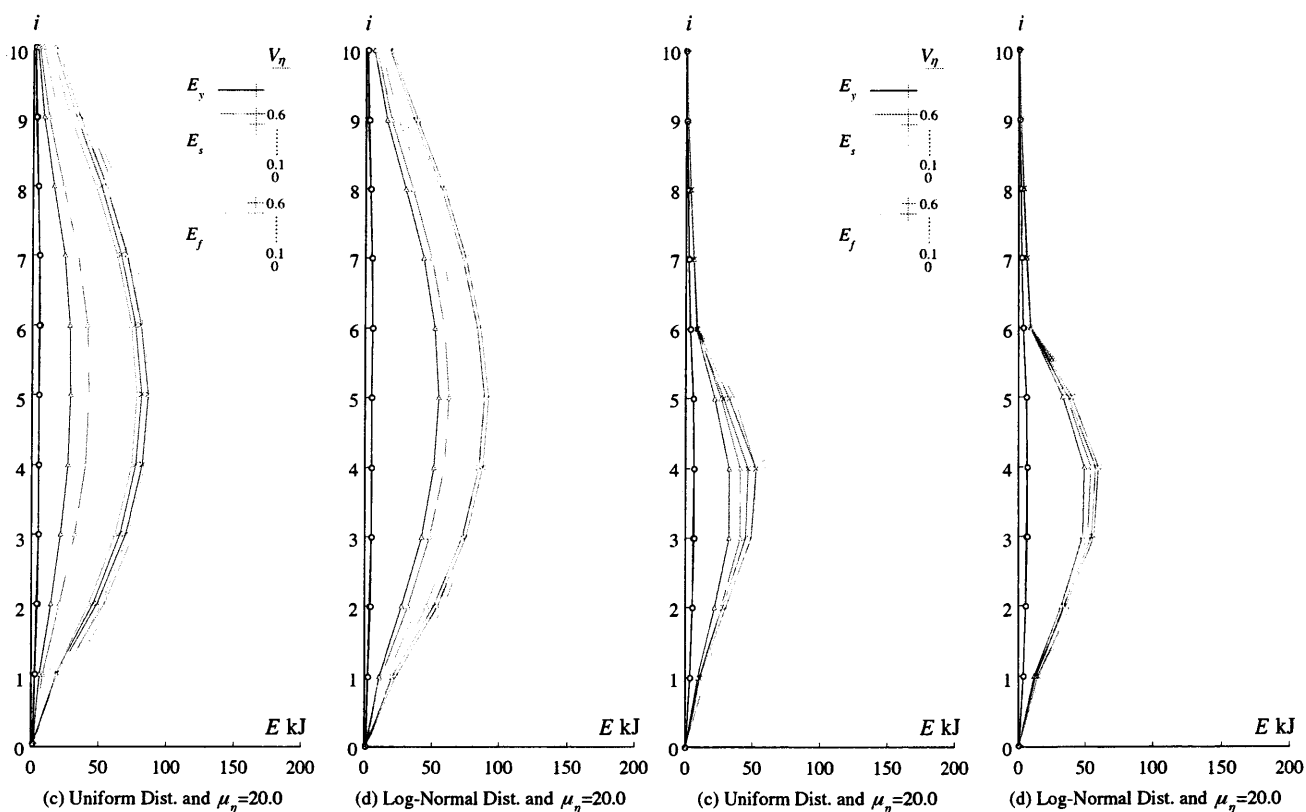
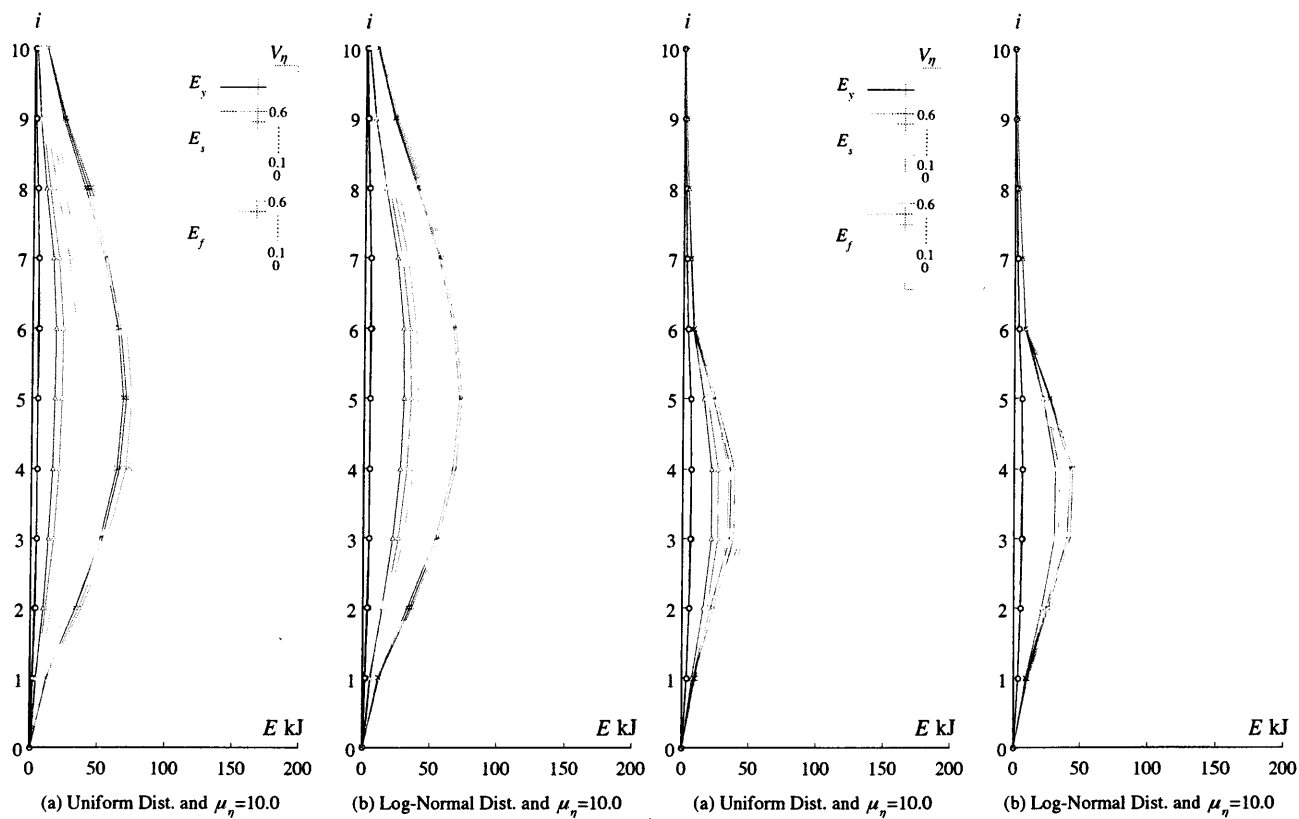


図 3.19 各層の吸収エネルギー量, Frame5

図 3.20 各層の吸収エネルギー量, Frame6

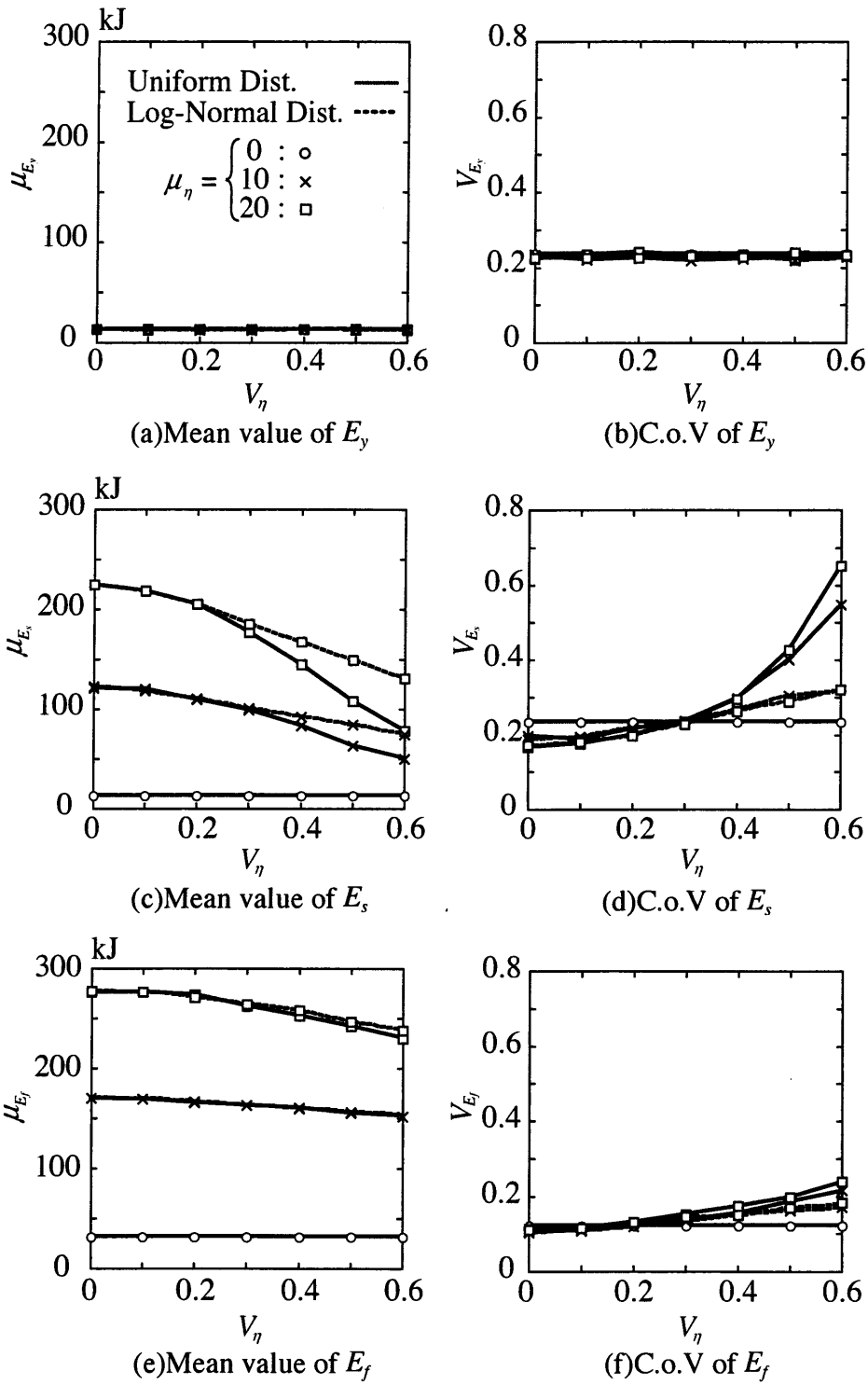


図 3.21 骨組の吸収エネルギー量と V_η の関係, Frame1

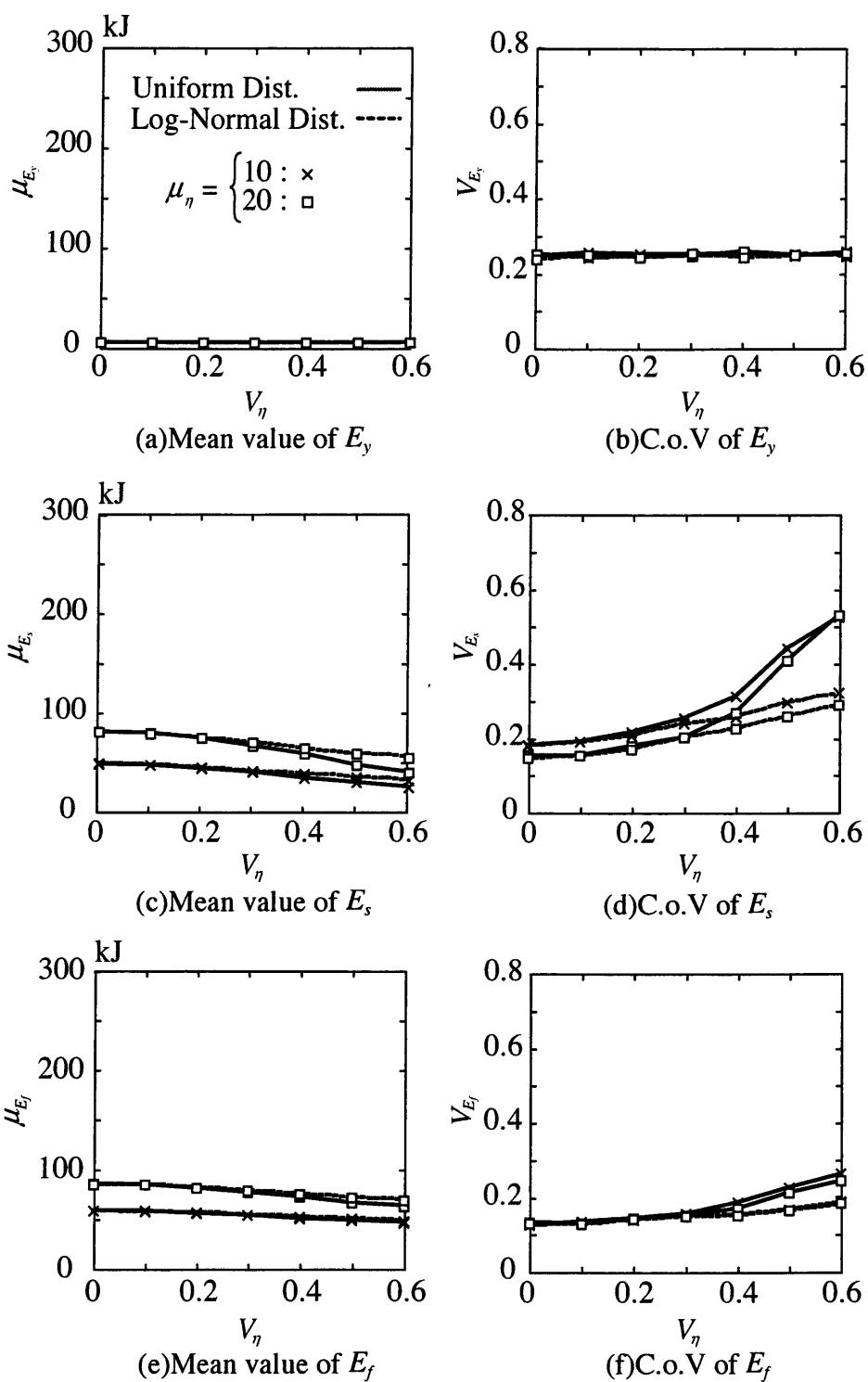


図 3.22 骨組の吸収エネルギー量と V_η の関係, Frame2

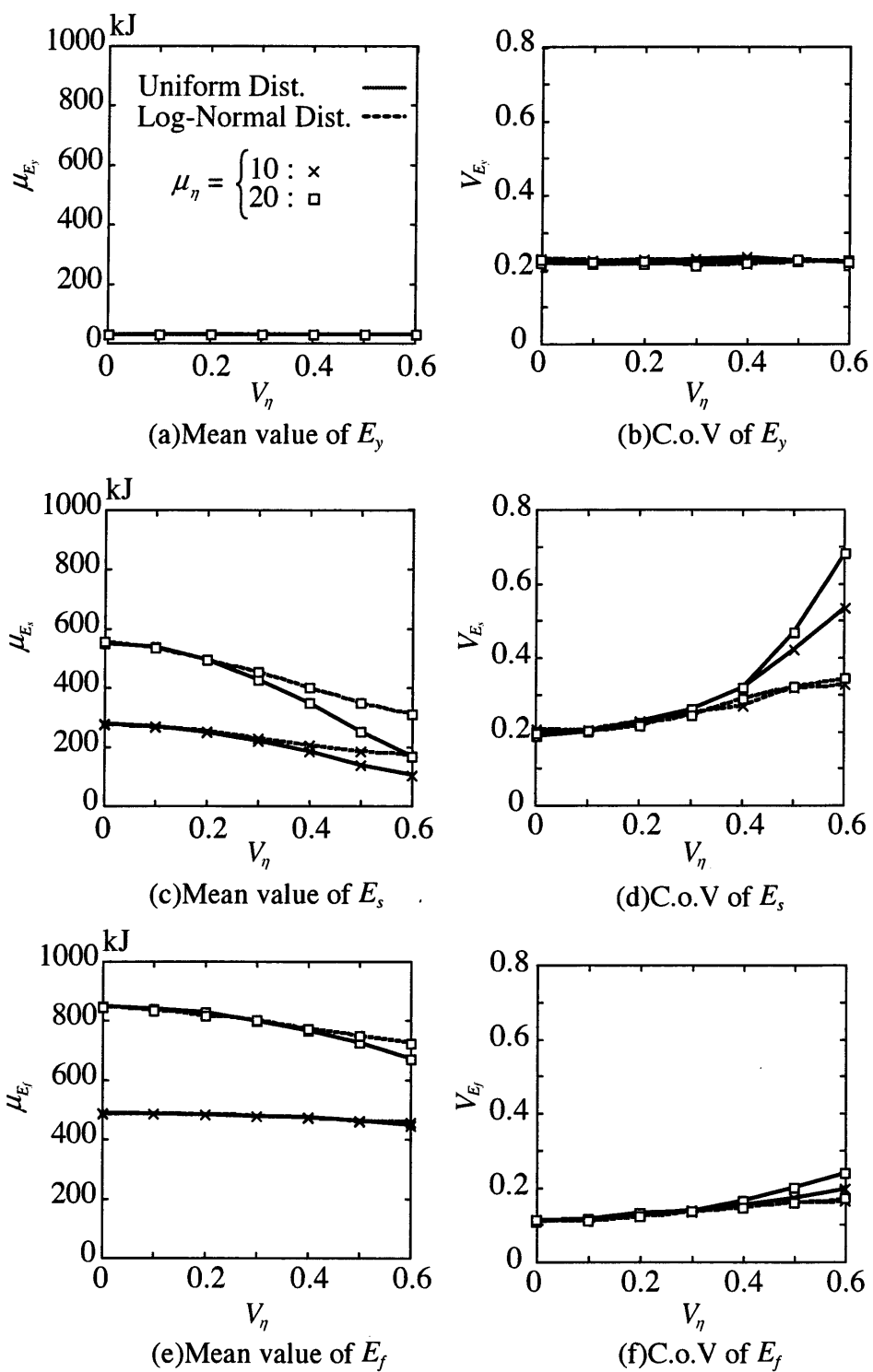


図 3.23 骨組の吸収エネルギー量と V_η の関係, Frame3

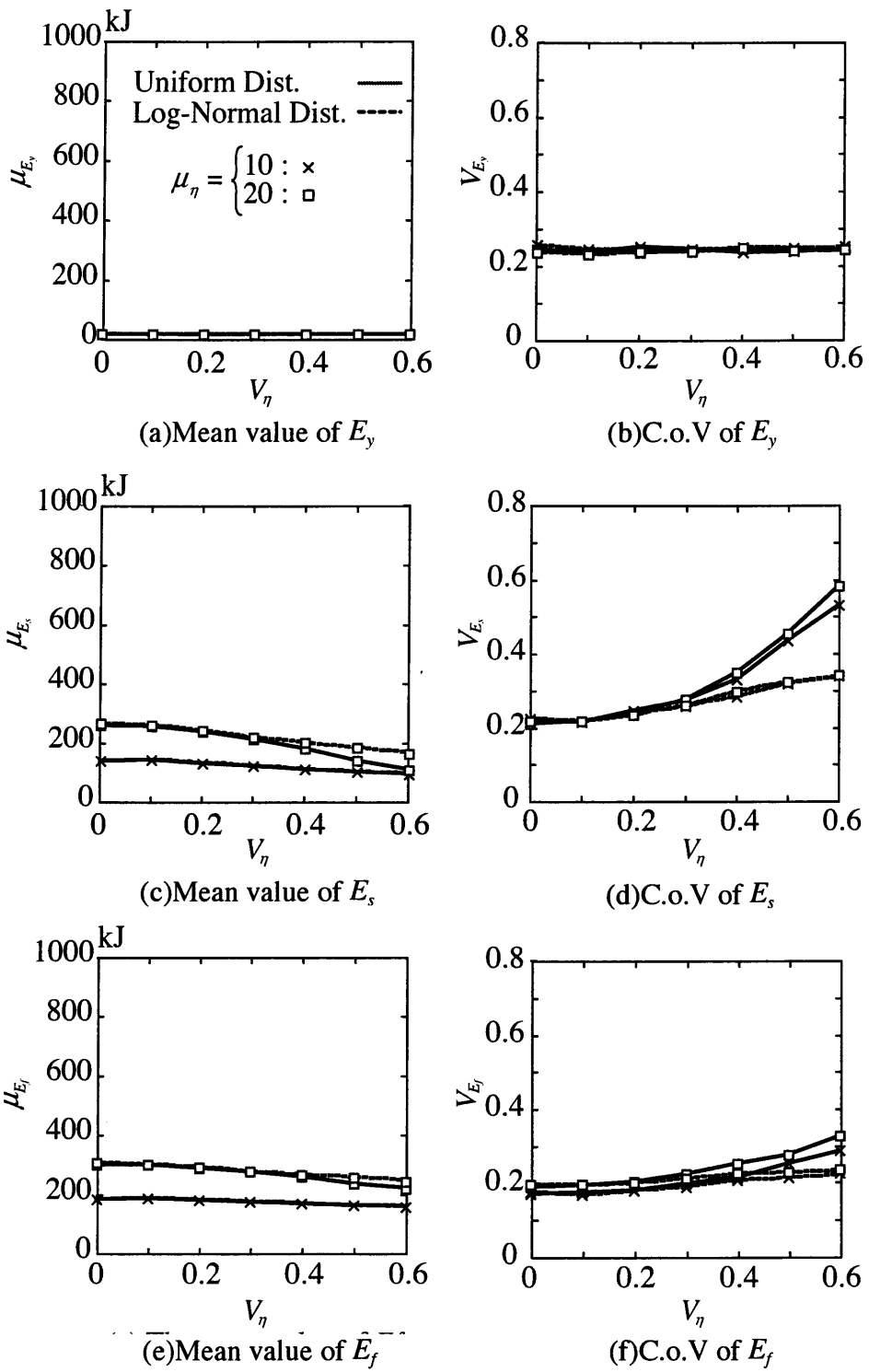


図 3.24 骨組の吸収エネルギー量と V_η の関係, Frame4

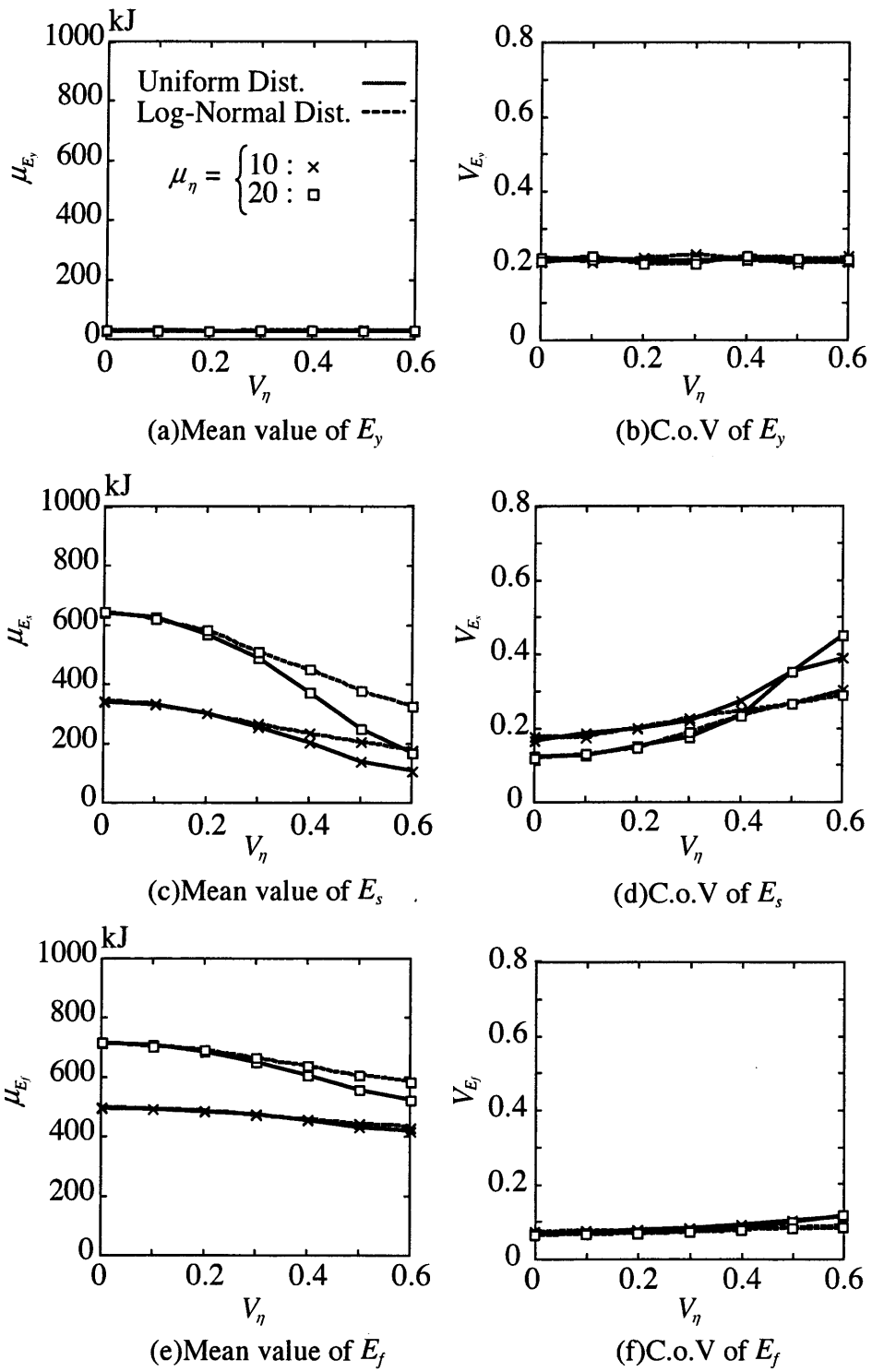


図 3.25 骨組の吸収エネルギー量と V_η の関係, Frame5

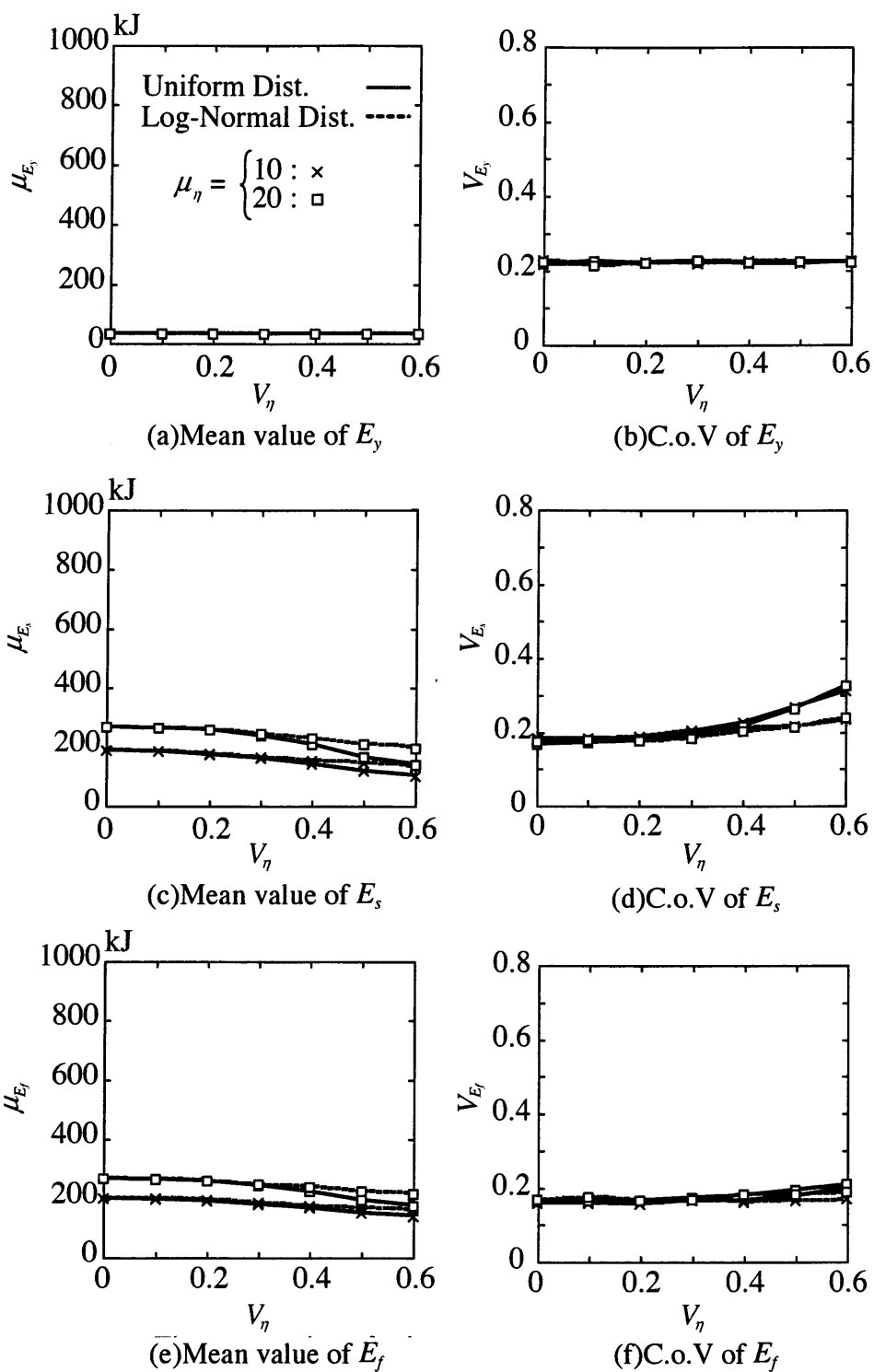


図 3.26 骨組の吸収エネルギー量と V_η の関係, Frame6

3-5 統計的変形性能指標を用いた骨組エネルギー吸収能力の下限值評価

3-5-1 統計的変形性能指標の定義

部材の終局変形量の不確定性を考慮した骨組の吸収エネルギー量評価を行うには、前章で考察したように、確率分布形状の変化まで含めた影響を考慮すべきである。しかし、実用的な観点から考えると安全性の定量的な検討を行うには、ある非超過確率に対応した吸収エネルギー量の下限値が有用な場合が多く、確率分布形や変動係数に関わらない指標による簡便な評価が望ましい。そこで、骨組吸収エネルギー量の下限値を評価するための変形性能の指標を提案し、それを用いた骨組吸収エネルギー量評価式を示す。

延性限界状態、終局限界状態ともに、変形性能の小さい部材ほど骨組の性能に及ぼす影響は大きいと考えられ、このことは既往の研究でも触れられている^[90]。そこで、部材の終局変形量において分布形の非超過確率が低い値、すなわち分布形の左裾部分の影響が大きいと仮定し、図 3.27 に示すように確率変数 η の非超過確率が p_e となる値を骨組の統計的変形性能指標 (Statistical index of member ductility) と定める。統計的変形性能指標は次式で示される。

$${}_c\eta_{p_e} = F^{-1}(p_e) \quad (3.7)$$

ここで、 $F^{-1}(\cdot)$ は確率分布関数の逆関数を示している。以降この指標を η 指標と呼ぶ。骨組の吸収エネルギー量は E_d/E_y および E_f/E_y の $p\%$ 非超過確率に対応する値を ${}_sJ_p$, ${}_fJ_p$ として、 η 指標との関係

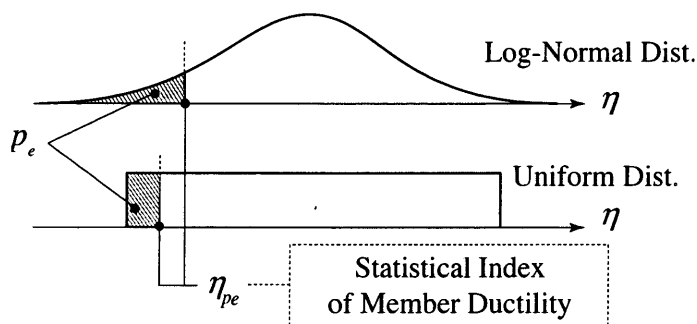


図 3.27 統計的変形性能指標の定義

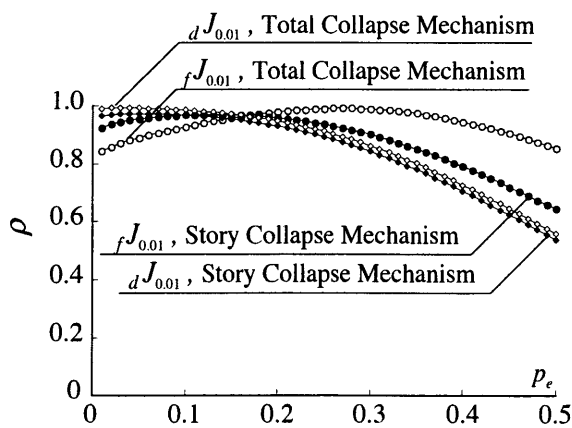


図 3.28 ${}_dJ_{0.01}$ (および ${}_fJ_{0.01}$) と η_{p_e} の相関性

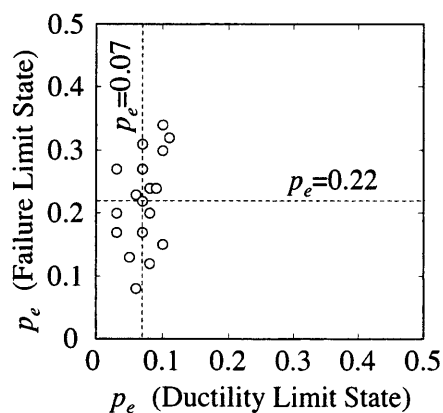


図 3.29 p_e の最適値

を調べた。

まず、 η 指標と骨組の吸収エネルギー量 ${}_dJ_p$, ${}_fJ_p$ の相関係数 ρ を p_e との関係で示したものが図 3.28 である。この図は Frame1 において、骨組の吸収エネルギー量の非超過確率 0.01 に相当する ${}_dJ_p$, ${}_fJ_p$ との相関係数を示している。ただし、層崩壊型は全体崩壊型に比べて吸収エネルギー量が低下するため、両者を区別して相関係数を求めている。 ${}_dJ_p$ と η_{p_e} は p_e がおよそ 0.05 において ρ が最大となっており、 ${}_fJ_p$ と η_{p_e} では全体崩壊型で $p_e=0.3$ 、層崩壊型で $p_e=0.1$ 程度で ρ が最大となっていることがわかる。そこで ρ を最大にする p_e の値を最適値とし、 $p=0.01, 0.05, 0.10$ と全ての Frame について同様の方法で p_e の最適値を求めた。図 3.29 は求めた延性限界時の最適値を横軸に倒壊限界時の最適値を縦軸に表した図である。両者間の相関性は低いため、ここではそれぞれ独立に平均をとり、その値を各限界状態時における p_e の最適値とした。

3-5-2 高次積率を用いた統計的変形性能指標の算定

前項で定義した η 指標は高次積率を用いて標準正規確率分布関数へ近似することによって簡便に算定することができる。既往の文献では 4 次までの積率に基づいて骨組の信頼性を評価する手法（高次積率評価手法）を提案しており^[109]、実験データ数を勘案すると 4 次までの積率情報を用いるのが妥当といえる。本項では既往の文献による手法を踏襲して 4 次までの積率情報から η 指標を算定する方法を述べる。

高次積率評価手法は任意の母集団の標本値に対して高次の積率まで求めることによって標準正規分布に近似し、確率論的評価を容易に行うことが可能である。4 次までの積率を用いてある確率変数の標準化を行うためには次式の標準化関数を用いる。

$$S_X(X) = \frac{1}{C_1} (C_2 + C_3 X + C_4 X^2) \quad (3.8)$$

$$\begin{aligned} \text{ここで,} \quad C_1 &= (2\alpha_{3X}^2 - 3\alpha_{4X} + 3)\sigma_X^2 \\ C_2 &= \alpha_{3X}\mu_X^2 + 3\alpha_{4X}\mu_X\sigma_X - 3\mu_X\sigma_X - \alpha_{3X}\sigma_X^2 \\ C_3 &= -2\alpha_{3X}\mu_X + 3\sigma_X - 3\alpha_{4X}\sigma_X \\ C_4 &= \alpha_{3X} \end{aligned}$$

である。標準化関数は積率情報のみで定義されており、これより積率情報だけから確率変数の 3 次積率までの標準化が可能である。

η 指標は (3.14) 式の逆関数をとることで次式で算定することができる。

$$\eta_{p_e} = \frac{1}{2} \left\{ -\frac{C'_3}{C'_4} + \sqrt{\left(\frac{C'_3}{C'_4}\right)^2 - \frac{4(C'_2 - C'_1 \cdot \Phi(p_e))}{C'_4}} \right\} \quad (3.9)$$

$$\begin{aligned} \text{ここで,} \quad C'_1 &= (2\alpha_{3\eta}^2 - 3\alpha_{4\eta} + 3)\sigma_\eta^2 \\ C'_2 &= \alpha_{3\eta}\mu_\eta^2 + 3\alpha_{4\eta}\mu_\eta\sigma_\eta - 3\mu_\eta\sigma_\eta - \alpha_{3\eta}\sigma_\eta^2 \end{aligned}$$

$$C'_3 = -2\alpha_{3\eta}\mu_\eta + 3\sigma_\eta - 3\sigma_{4\eta}\sigma_\eta$$

$$C'_4 = \alpha_{3\eta}$$

また、 $\Phi(*)$ は標準正規確率分布関数である。 p_e には前節で述べた最適値、延性限界状態ならば 0.07、倒壊限界状態ならば 0.22 を代入すればよい。上式を用いることで 4 次までの積率情報を求めて η 指標を簡便に算定できる。

3-5-3 統計的変形性能指標と骨組の吸収エネルギー量

延性限界状態時における骨組の吸収エネルギー量 ${}_dJ_p$ と統計的変形性能指標 ${}_c\eta_{0.07}$ および倒壊限界状態時における ${}_fJ_p$ と ${}_c\eta_{0.22}$ の相関図を図 3.30 に示した。図は非超過確率 $p=0.01$ の骨組の吸収エネルギー量を示している。いずれの図も分布形に関係なく η 指標が ${}_dJ_p$ や ${}_fJ_p$ と明瞭な相関関係を持つことがわかる。崩壊形式別に比べると層崩壊型 (Frame2, Frame4, Frame6) は全体崩壊型 (Frame1, Frame3, Frame5) よりも η 指標の増加に対して骨組の吸収エネルギー量の増加量は少ないことがわかる。また、限界状態別に比較すると倒壊限界時は延性限界時に比べその傾向が顕著にみられる。また、層数が増すと全体崩壊型では吸収エネルギー量増加率が高くなり、層崩壊型では低くなっている。

3-5-4 吸収エネルギー量評価式の提案

前項の結果に基づき、 η 指標を用いた骨組の吸収エネルギー量評価式を提案する。吸収エネルギー量の下限值 ${}_dJ_p$ と ${}_fJ_p$ は $0 < p \leq 0.1$ の範囲でそれぞれ ${}_c\eta_{0.07}$ と $\sqrt{{}_c\eta_{0.22}}$ に比例し、以下の式で近似する。

$${}_dJ_p = \begin{cases} C_d \cdot {}_c\eta_{0.07} + 1 & 0 \leq {}_c\eta_{0.07} < w \\ {}_fJ_p & w \leq {}_c\eta_{0.07} \end{cases} \quad (3.10)$$

$${}_fJ_p = C_f \cdot \sqrt{{}_c\eta_{0.22}} + 1 \quad (3.11)$$

式中の C_d, C_f は骨組の層数、吸収エネルギー量の非超過確率、崩壊型によって決まる係数であり、図 3.30 の結果に基づき、次式で定める。

$$C_d = (0.6 + 1.4p - 0.1t) e^{-0.07mt} \quad (3.12)$$

$$C_f = (3.3 + 6.9p - 0.5t) e^{-0.13mt} \quad (3.13)$$

ここで、 m : 骨組の層数

p : 骨組の吸収エネルギー量の非超過確率

t : 崩壊型による係数 (全体崩壊型は 0, 層崩壊型は 1)

また w は (3.10) 式の定義域を定めるものであり、(3.10) 式、(3.11) 式の交点を求めることにより、次式で与えられる。

$$w = \frac{C_f \sqrt{{}_c\eta_{0.22}}}{C_d} \quad (3.14)$$

図 3.30 中に示される実線が上式で求めた評価値である。倒壊限界時の評価値 $_{fa}J_p$ が解析値をやや上回るが、その他はよい対応を示していることがわかる。

最後に、評価式から導いた骨組の吸収エネルギー量の下限值と解析値を限界状態別に比較する。図 3.31 に $p=0.01, p=0.05, p=0.10$ における $_{da}J_p$ と $_dJ_p$ 、また $_{fa}J_p$ と $_fJ_p$ の関係を示した。倒壊限界時で若干ばらつきがみられるが全体的に高い精度で評価できていることがわかる。これより、(3.10),(3.11) 式を統計的変形性能指標を用いた骨組の吸収エネルギー量評価式として提案する。

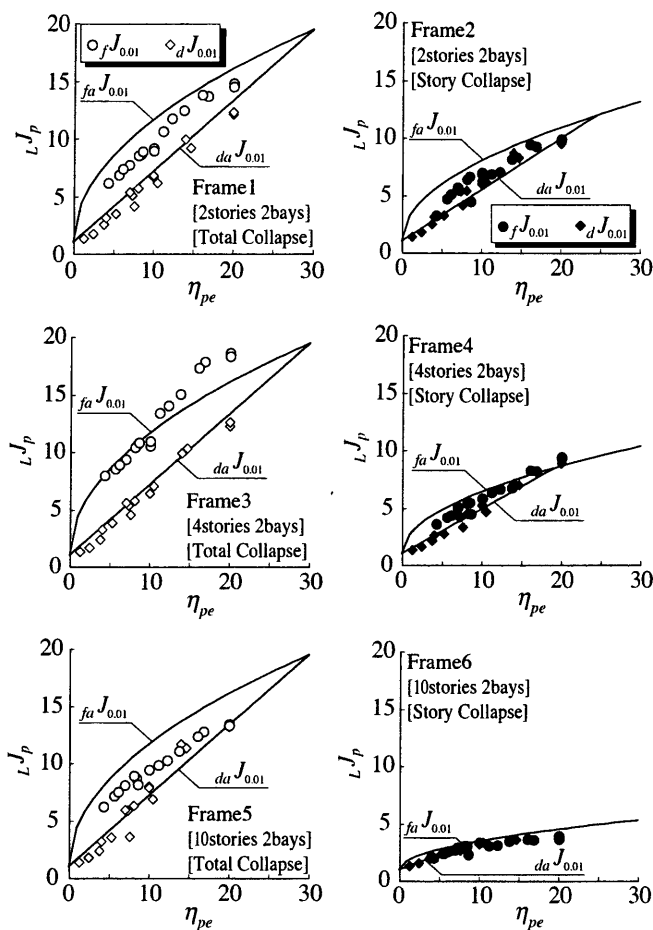


図 3.30 η_{pe} による $_LJ_p$ の評価

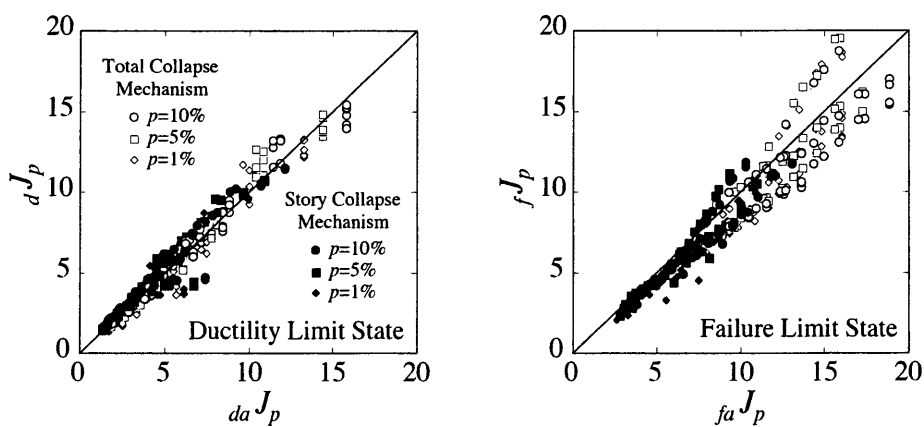


図 3.31 $_{da}J_p$ と $_dJ_p$ ($_{fa}J_p$ と $_fJ_p$) の比較

3-6 まとめ

部材変形性能の不確定性を確率論的に扱い、これを考慮した鉄骨ラーメン骨組の各種限界状態に対応する吸収エネルギー量評価を行った。本研究で対象とした骨組は10層以下2スパンの柱崩壊および梁崩壊型骨組であり、解析対象範囲内の骨組において以下の結論が得られた。

1. 部材の統計的変形性能指標 (3.7) 式を用い、部材の終局変形量の不確定性を考慮した骨組の非超過確率 p に対する吸収エネルギー量の下限値は延性限界に対して (3.10) 式、倒壊限界に対して (3.11) 式で評価できる。
2. (3.10)(3.11) 式は、部材変形性能の確率分布形にかかわらず用いることができ、適用範囲は統計的変形性能指標の平均値が 20 以下、変動係数が 60% 以下である。
3. 倒壊限界時の吸収エネルギー量よりも延性限界時の吸収エネルギー量の方が部材の終局変形量の変動係数に影響され易い。
4. 統計的変形性能指標を向上させることによる骨組の吸収エネルギー量増加分は、層崩壊型より全体崩壊型の方が高い。
5. 層数が増すと統計的変形性能指標に対する吸収エネルギー量の増加率は層崩壊型では低くなる。

本研究においては部材の塑性変形能力のばらつきがない状態において骨組の崩壊型を設定し、それぞれの崩壊型ごとに変形能力に与える影響を評価した。今後は、部材の塑性変形能力のばらつきの増加によって生じる崩壊型の変化や、部材間の統計的な相関性、柱梁耐力比による影響についても検討をすすめていく必要がある。

謝辞

本章の一部は、平成 14 年度科学研究費補助金（基盤研究 C，一般，課題番号 14550564，研究課題名「脆性破壊のランダムな発生が建築構造システムの耐震信頼性に与える影響に関する研究」，研究代表者 井戸田秀樹）によった。付して感謝いたします。

第 4 章 骨組変形性能に対して要求される 部材変形性能の統計論的評価

4-1 はじめに

鋼構造骨組の変形性能は、地震時に入力されるエネルギーを吸収し、耐震安全性を確保する上で重要な指標のひとつである¹⁾。したがって、耐震安全性の評価においては、骨組が有する塑性変形性能を十分に把握するとともに、その塑性変形性能を確保するために必要な部材の性能が明確にされていなければならない。このような観点から、鋼構造骨組の損傷度と部材の塑性変形量との関係进行评估し、部材に対して必要とされる塑性変形性能に着目した報告がいくつかなされている。長谷川、山内²⁾は中低層鋼構造骨組を対象として地震応答解析を行い、骨組の損傷分布を明らかにした上で部材に必要な塑性変形性能を定量的に示している。聲高、井上³⁾は鋼構造偏心立体骨組において部材に必要とされる塑性変形性能を理論的に評価している。小川、井上ら⁴⁾は全体崩壊型を呈する強柱ラーメン構造の多層骨組を対象とし、梁部材の必要塑性変形性能を数式として導いている。小山、横山⁵⁾は、鋼構造多層骨組について地震外乱下で形成される可能性が高い崩壊機構を予測し、この崩壊機構に基づいて必要塑性変形性能の評価式を提案している。これらの報告により、地震時に骨組構成部材に必要とされる塑性変形性能について多くの有益な知見が得られている。

一方、鋼構造部材の塑性変形性能には不可避な不確定性が多く含まれることが知られている^{7),8)}。特に、溶接接合部における破断現象も含めた変形性能を考えた場合、様々な接合ディテールに加えて溶接工程という人為的な不確定要因が不可避であり、鋼構造部材の変形性能を議論するときに不確定性の考慮は無視できないと考えられる。部材性能の不確定性を考慮した必要変形性能に関しては、部材耐力の不確定性を考慮し、静的漸増载荷と全体崩壊機構の形成を基本仮定として、構成部材に必要とされる塑性回転量の推定方法が提案されており⁹⁾、部材耐力の不確定性によって生じる各部材の必要塑性変形性能のばらつきが定量的に評価されている。しかし、部材変形性能の不確定性が骨組変形性能に与える影響については言及されていない。ある変形限界に対する超過確率を議論する場合、部材変形性能の不確定性と骨組変形性能の関係を把握した上で、構成部材に必要とされる塑性変形性能を評価することは重要と考える。

本研究では、鋼構造部材の耐力と変形性能を不確定量として扱い、骨組の変形性能に対応して要求される部材の変形性能について超す圧することを目的とする。まず、部材の変形性能の不確定性と骨組の塑性変形性能との関係を明らかにし、限界状態ごとに定められる骨組の層間変形量に対し、その骨組の変形性能を満足するために必要な部材変形性能の統計量を把握する。さらに、その結果に基づき、骨組の変形性能に対応して部材に必要とされる変形性能の下限値の評価式を提案する。

4-2 部材の復元力特性モデルと解析モデル

骨組変形性能を骨組が倒壊するまでの大変形状態まで求める為には骨組構成部材を終局変形量を考慮したモデルとして用いる必要がある。また骨組変形性能を確率的に求める為には骨組構成部材を不確定性を考慮したモデルとして用いる必要がある。本節では骨組解析に用いる部材の復元力特性モデルおよびその不確定性モデルについて説明する。

4-2-1 部材の材端モーメント-変形角関係

骨組構成部材の材端モーメント M と変形角 θ の関係には図 4.1 に示す終局変形量 θ_u を持つ 2 種類のモデルを用いた。いずれの M - θ モデルも弾性域、塑性域、耐力低下域をそれぞれ線形にモデル化している。終局の材端モーメントを M_p と表し、最初の折れ点の変形量を θ_y と表した。また、塑性域における 2 次勾配は無いものとしてモデル化しているが、数値解析を行う場合には解析の都合上弾性剛性に対して 1/1000 の勾配を与えている。

Type-A のモデルは、部材が θ_u まで塑性変形した時点で耐力が 0 まで低下し、以後変形に対して全く復元力を生じないものである。Type-B のモデルは θ_u まで塑性変形した後、耐力低下を伴った塑性化が進行していくモデルである。耐力の低下とともに剛性も低下させている。Type-A は破断などで生じる急激な耐力低下をモデル化しており、Type-B は局部座屈などで生じる漸次的な耐力低下をモデル化したものである。

4-2-2 不確定性のモデル

本研究で考慮した不確定性は図 4.2 に示すように終局耐力 M_p と終局変形量 θ_u である。 M_p の

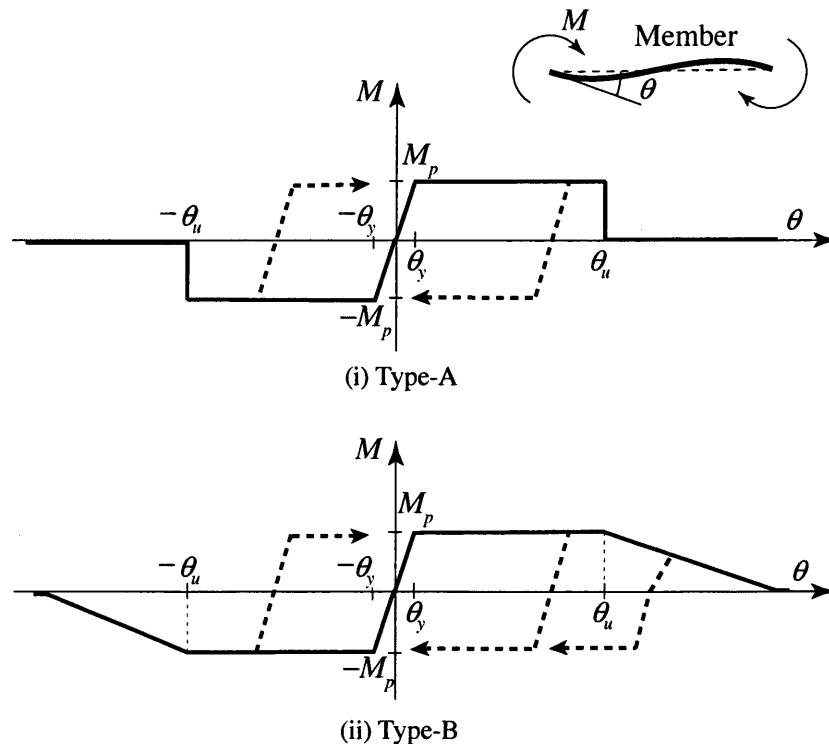


図 4.1 終局変形量 θ_u を考慮した M - θ 関係モデル

統計的性質は鋼材の機械的性質である降伏応力度の影響が支配的であり、一般に対数正規分布 (Lognormal Distribution) によって表すことができる。一方、 θ_u は局部座屈、降伏後の素材特性、脆性破断現象等に関わり、これらの影響をふまえた統計的な性質はほとんど具体的にされていないのが現状である。ここでは物理量を表す基本的な確率分布モデルとして、 θ_u を対数正規分布に従う確率変数と仮定した。 θ_u に応じた塑性変形倍率 η を次式、

$$\eta = \frac{\theta_{p1}}{\theta_y} = \frac{\theta_u}{\theta_y} - 1 \quad (4.1)$$

で表すとき、 η は変動係数 V_η 、平均値 μ_η を持つ対数正規確率変数とした。ここで、 θ_{p1} は θ_y から θ_u までの変形量 ($\theta_u - \theta_y$) である。また、 η は各部材間では統計的に独立と仮定した。

4-2-3 骨組解析手法

部材に要求される塑性変形性能を議論する場合、部材の変形が終局変形量を超えた後の挙動も骨組の挙動に反映させた上で部材の性能と骨組の性能の関係を把握することが必要となる。そのためには、部材の耐力低下挙動を追跡できる骨組解析手法が不可欠である。本研究では一般的な増分弾塑性解析の手法を利用しながら耐力劣化時にも静的な釣合条件を満足しつつ骨組全体の挙動を追跡できる手法を用いた。

骨組構成部材の復元力特性が Type-A の場合には、耐力低下域での解析は図 4.3 に示すような (I) 弾性剛性で負方向載荷、と (II) 塑性剛性で正方向載荷、を終局変形量に達した部材の耐力が 0 になるまで繰り返して応力を再分配する手法を用いた¹⁰⁾。応力再配分後は終局変形量に達した剛接部をピンに置き換えて正方向載荷を再開させている。本解析では耐力劣化時の解析ステップ前後における各部材両端の相対変位を材長に対して 1/350 以下になるように (I)、(II) を繰り返すことで他の部材端に新たな破断が生じないことを確認している。

復元力特性が Type-B の場合には、耐力低下域では Type-A の解析手法を応用して骨組解析を行った。図 4.4 に示すように部材耐力を段階的に低下させ、耐力低下と塑性変形を交互に繰り返すことにより劣化勾配を持つ挙動を表現した。なお、考慮する不確定性は θ_u と M_p のみとし、 θ_u 以降耐力が 0 となるまでの変形量 θ_{p2} は降伏時の変形量 θ_y の 30 倍とした。

4-2-4 骨組解析モデル

解析対象とした骨組モデルは、4 層 4 スパンと 10 層 4 スパンの鋼構造骨組である。柱は SS400 角形鋼管、はり SS400 細幅系 H 形鋼とし、一次設計および二次設計を満足するとともに各節点の COF (柱はり耐力比) が等しくなるように各部材断面を決定した。用途は事務所を想定しており、単位床面積あたりの床荷重を 7kN/m² とした^[105]。また、水平荷重は A_i 分布に応じた外力分布とし、鉛直荷重による付加荷重の影響 (以下 $P-\delta$ 効果) を考慮した。図 4.5 に示すような層数 n_1 、スパン数 n_2 の骨組の場合 $P-\delta$ 効果は次式によって計算できる。

$${}_{p\delta}Q_i = \frac{1}{mh_i} \sum_{k_1=1}^{n_2} \delta_{ik_1} \cdot \sum_{k_2=1}^{n_1} \sum_{k_3=1}^{n_2} W_{k_2k_3} \quad (4.2)$$

ここで、 ${}_{p\delta}Q_i$ は i 層に生じる付加荷重を表し、 δ_{ij} 、 W_{ij} は i 層 j スパン部の層間変位、鉛直荷重を表している。

4-2-5 骨組荷重変形関係

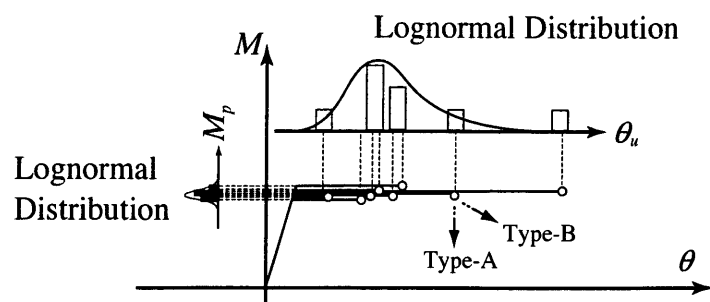


図 4.2 終局変形量 θ_u を考慮した M - θ 関係モデル

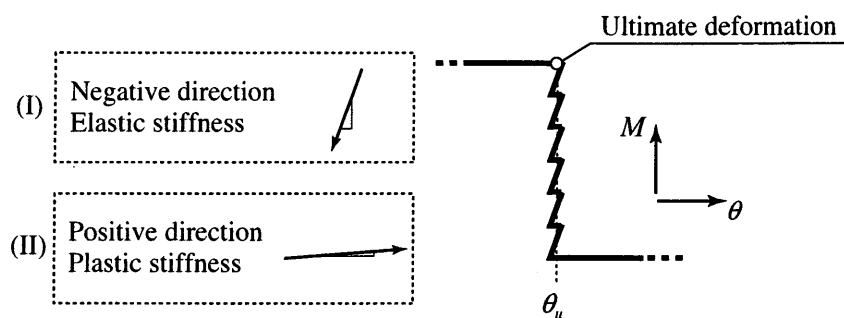


図 4.3 耐力低下を考慮した静的骨組解析

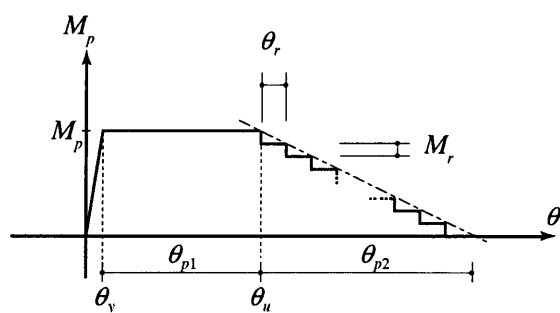


図 4.4 Type-B モデルの解析方法

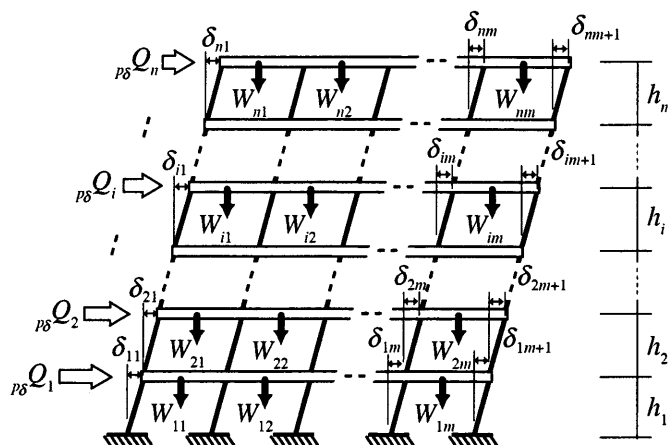


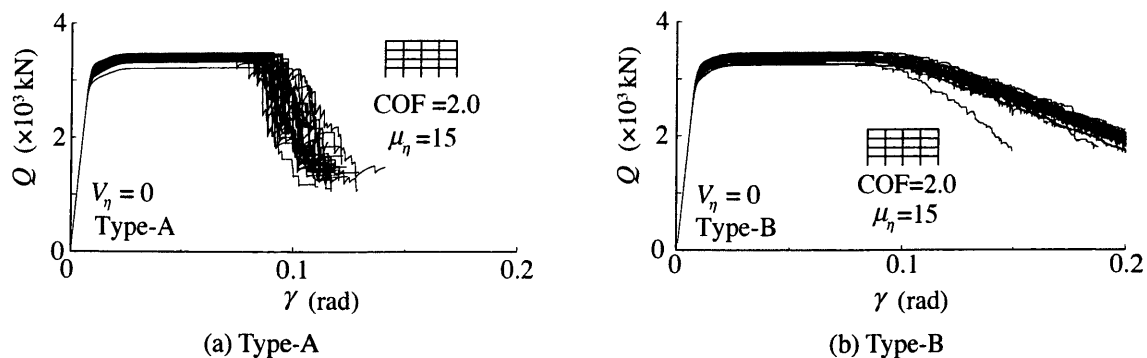
図 4.5 鉛直荷重による水平方向の付加荷重

前述の解析手法に基づき、 θ_u と M_p を変動させて求めた骨組の頂部変位 γ と最下層に加わる水平せん断力 Q の関係を図 4.6 に示す。なお、 γ は建物高さで無次元化して表示している。対象とした骨組は COF=2.0 の 4 層 4 スパン骨組であり、 M_p の変動係数は 10% とした。それぞれの図は、

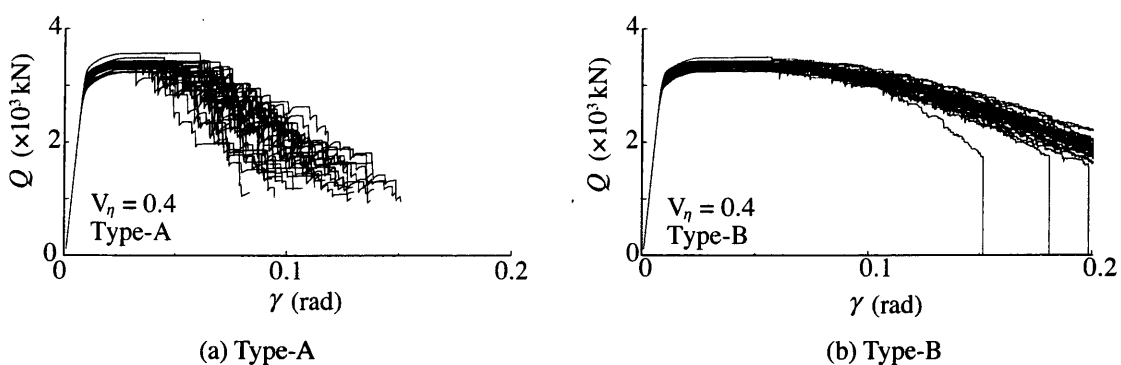
- (i) 部材塑性変形性能の不確定性を考慮しない場合
- (ii) 部材塑性変形性能の不確定性を考慮する場合 1
- (iii) 部材塑性変形性能の不確定性を考慮する場合 2 (1 より不確定性が大きい場合)

について示しており、 η の変動係数を (i) は $V_\eta=0$, (ii) は $V_\eta=0.4$, (iii) は $V_\eta=0.8$ とした結果である。サンプルサイズを 30 とした Monte Carlo Method による荷重変形関係を同一座標上に示している。また荷重変形曲線の終端は $P-\delta$ 効果による付加荷重と復元力が釣り合う点であり、静的な倒壊限界と考えることができる。

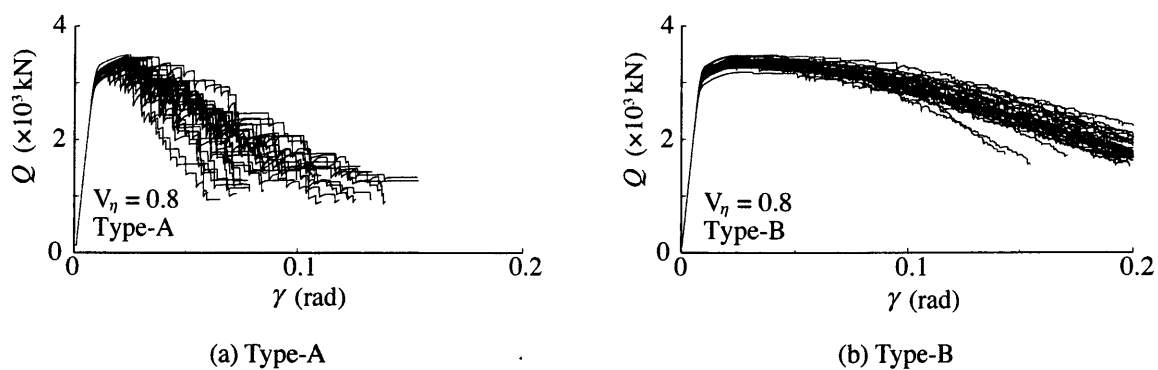
部材塑性変形性能の不確定性の影響について考察すると部材変形性能の平均値は等しいにもかかわらず $V_\eta=0$ の場合には骨組が降伏後耐力低下を伴わない安定した塑性変形領域を有するのに対し、 $V_\eta=0.4$ や $V_\eta=0.8$ の場合にはいずれの骨組も降伏後まもなく耐力低下が始まっている。この影響は Type-A の復元力の方が Type-B の復元力の場合よりも大きく、 V_η が増大するほど大きい。このように、部材変形性能の不確定性が骨組の最大耐力後の挙動に与える影響は大きく、この影響を定量的に踏まえた上で骨組の終局状態に関する検討を行うことが不可欠と言える。



(i) 部材塑性変形性能の不確定性を考慮しない場合, $V_\eta=0$



(ii) 部材塑性変形性能の不確定性を考慮した場合 1, $V_\eta=0.4$



(iii) 部材塑性変形性能の不確定性を考慮した場合 2, $V_\eta=0.8$

図 4.6 部材の終局変形量 θ_u を考慮した骨組の荷重変形関係

4-3 対象とする限界状態別にみた骨組層間変形角の統計論的考察

4-3-1 骨組限界状態の定義

骨組の変形性能を議論するにあたり、まず骨組に対して考慮すべき限界状態を設定し、その各限界状態に対する変形性能を考察する必要がある。本章では前章において定義した延性限界と倒壊限界に加え延性限界状態後の耐力低下域における変形性能にも注目し、図 4.7 に示す以下の 3 つの限界状態を検討の対象とした。

(a) 延性限界状態 (Ductility Limit State)

：骨組内のいずれの部材もその変形が終局変形量 θ_u に達していない限界の状態。

(b) 耐力低下限界状態 (Strength Deterioration Limit State)

：延性限界状態後において骨組の耐力が必要とする値よりも低下しない限界の状態。

ここで最大耐力後に必要とする耐力の最大耐力に対する割合を DSF (Demand Strength Factor) と定義した。

(c) 倒壊限界状態 (Failure Limit State)

：構造物の鉛直荷重支持能力が存在している限界の状態。

4-3-2 骨組限界状態の定義

本節では、骨組変形性能と部材変形性能の関係を限界状態別に考察する。図 4.8 ～ 図 4.11 は、骨組が各限界状態に到達したときの骨組変形量 γ の平均値 μ_γ と変動係数 V_γ を、部材塑性変形性能の変動

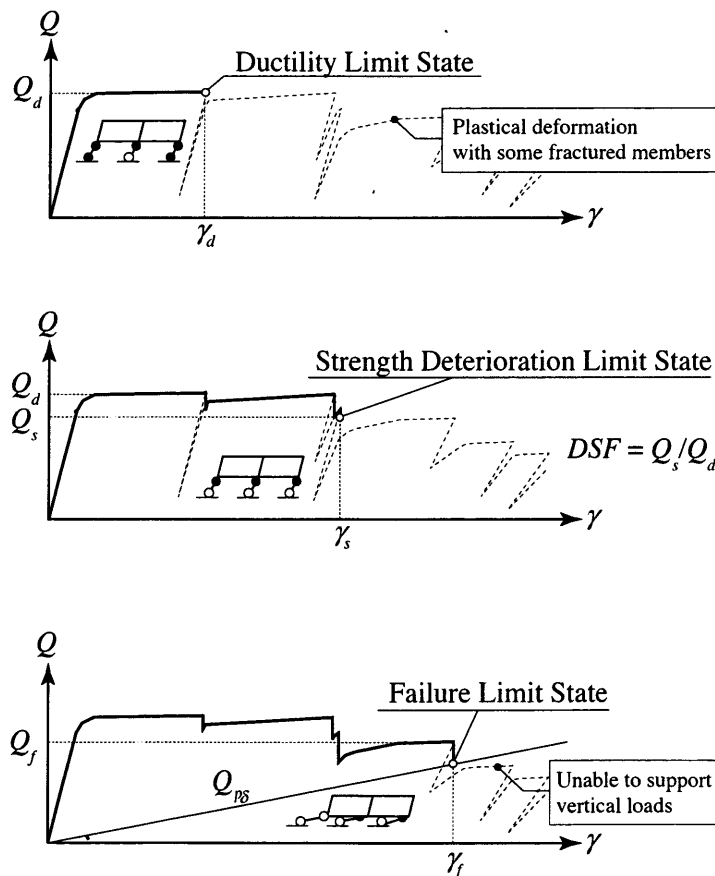
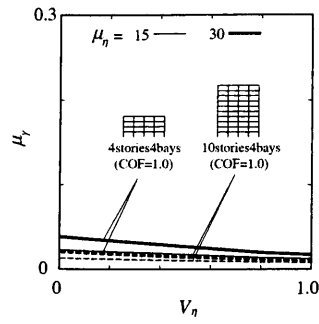
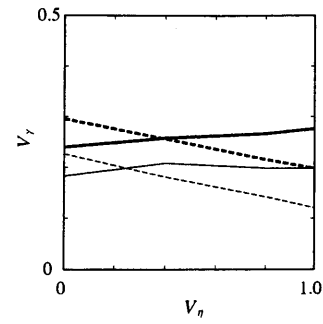


図 4.7 終局変形量 θ_u を考慮した $M-\theta$ 関係モデル

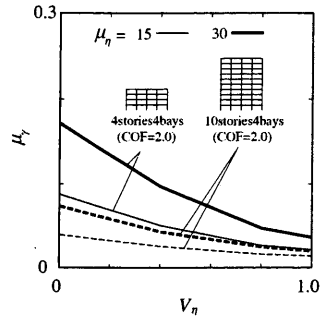


(a) Relationship between μ_γ and V_η

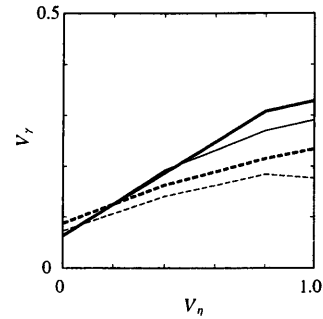


(a) Relationship between V_γ and V_η

(i) COF=1.0



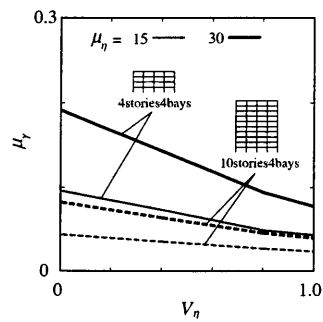
(a) Relationship between μ_γ and V_η



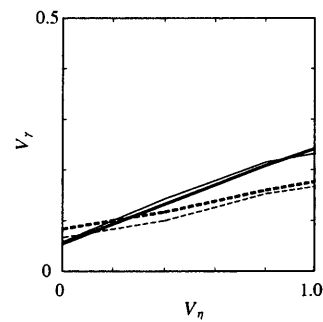
(a) Relationship between V_γ and V_η

(ii) COF=2.0

図 4.8 延性限界状態時の骨組変形性能

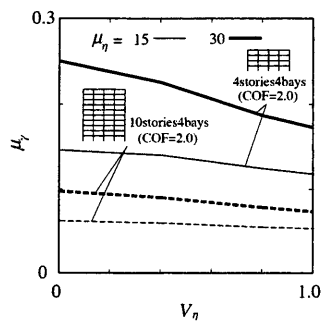


(a) Relationship between μ_γ and V_η

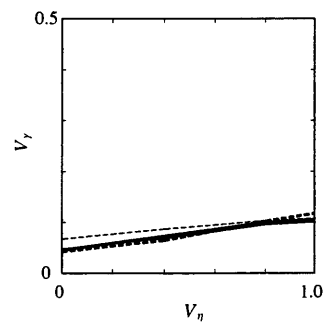


(a) Relationship between V_γ and V_η

(i) Type-A



(a) Relationship between μ_γ and V_η



(a) Relationship between V_γ and V_η

(ii) Type-B

図 4.9 80% 耐力低下限界状態時の骨組変形性能 (DSF=0.8)

係数 V_η で整理して示したものである。図中の実線は 4 層 4 スパン、破線は 10 層 4 スパンの結果を示す。また、太線は部材塑性変形性能の平均値 μ_η が 15 の場合、細線は 30 の場合である。Monte Carlo Method の試行回数は解析結果が安定した統計値を示すに十分な回数であることを確認した上で、原則として 1,000 回の試行を行って統計量を算出した。

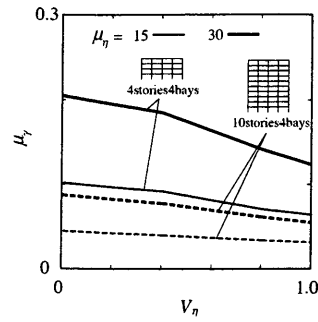
まず、図 4.8 は延性限界状態に対する解析結果を示す。(a) は COF=1.0 の場合、(b) は COF=2.0 の場合である。延性限界状態は復元力 Type-A および Type-B の違いの影響は受けない。(a) と (b) を比較すると、どちらも V_η の増加は μ_γ を減少させる傾向にあるが、 V_γ は (a) と (b) で大きく異なる性状を示しており、COF が骨組変形性能の変動性に与える影響は大きい。また、実線と破線を比較すると μ_γ は破線すなわち 10 層の方が小さい値となっており、高層骨組ほど小さな変形量で延性限界状態を超える可能性が高いことがわかる。高層骨組ほど小さな変形量で延性限界状態を超える可能性が高くなる理由として部材数の増加および各層の変形量の差が挙げられる。部材数の増加は、全ての部材が延性限界を超えない確率を低くさせ、また、各層の変形量の差は、部材の変形を大きくさせる。すなわち、同じ γ でも高層骨組ほど各層ごとに変形量の差が生じ、これによって各部材の変形量のばらつきが大きくなるため、部材の中に大きく変形するものを含む可能性が高まる。大きく変形する部材は θ_u を超える確率が高くなるため、高層骨組ほど延性限界状態を超える可能性が高くなると考えられる。

図 4.9、図 4.10 は骨組の耐力がそれぞれ最大耐力の 80%、および 60% まで低下するときの骨組変形量の平均値 μ_γ と変動係数 V_γ の関係を示したものである。復元力 Type-A と Type-B を比較すると、全体的に Type-B の方が V_η が μ_γ および V_γ に与える影響は小さい。この傾向は、倒壊限界状態を対象とした図 4.11 でも観察できた。これは延性限界状態は最も変形性能の小さい部材によって決まるのに対し、倒壊限界状態は複数の部材の変形性能が足し合わされて関わってくるためと考えられる。

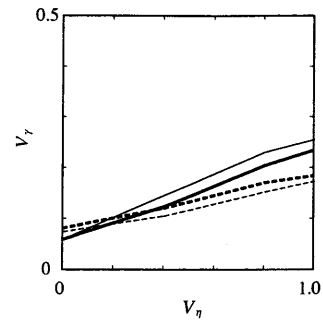
本節で考察された部材変形性能と骨組変形性能に関する特性を以下にまとめた。

- ・ V_η の増加は μ_γ を減少させ V_γ を増大させる。
- ・ μ_η の増加は μ_γ を増大させるが V_γ にはあまり影響しない。
- ・ COF は骨組変形性能と部材変形性能の関係に大きく影響する。
- ・ 層数の増加は μ_γ を減少させる。
- ・ 倒壊限界状態に近づくほど μ_γ の減少率は小さくなっている。
- ・ Type-B では Type-A よりも V_η の増加によって骨組変形性能に与える影響が小さい。

本節では部材変形性能の統計的性質、骨組の規模、柱梁耐力比、対象とする限界状態、部材の復元力特性がそれぞれ骨組変形性能に影響を及ぼすことが具体的な数値を示して確認された。

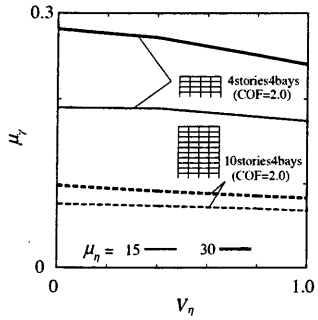


(a) Relationship between μ_y and V_η

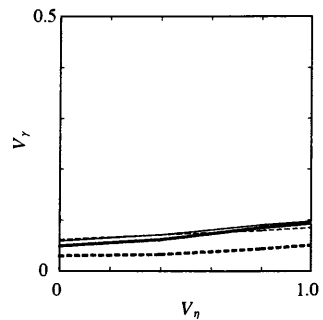


(a) Relationship between V_γ and V_η

(i) Type-A



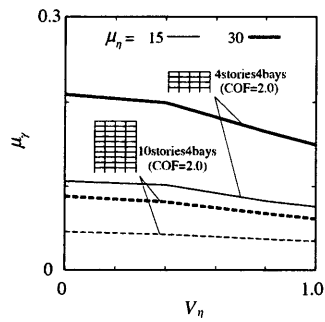
(a) Relationship between μ_y and V_η



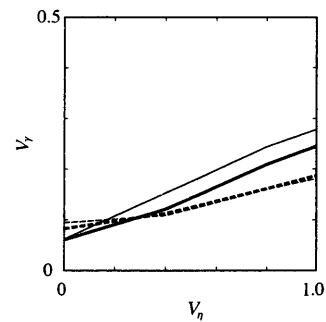
(a) Relationship between V_γ and V_η

(ii) Type-B

図 4.10 60% 耐力低下限界状態時の骨組変形性能 (DSF=0.6)

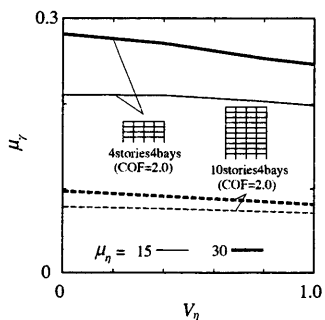


(a) Relationship between μ_y and V_η

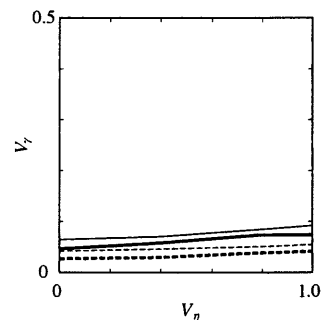


(a) Relationship between V_γ and V_η

(i) Type-A



(a) Relationship between μ_y and V_η



(a) Relationship between V_γ and V_η

(ii) Type-B

図 4.11 倒壊限界状態時の骨組変形性能

4-4 要求される骨組変形性能に対して必要な部材塑性変形性能

4-4-1 部材塑性変形性能の平均値と変動係数の関係

前章の静的解析から得られた部材変形性能と骨組変形性能の統計量の関係をもとに、本章では目標とする骨組変形性能を満足するために要求される部材変形性能の統計的性質を求め、それらについての考察を行う。本研究において「目標とする骨組変形性能を満足する」とは骨組変形性能の目標値を γ_g としたとき、それらを γ の分布における非超過確率1%下限値 $\gamma_{0.01}$ が上回ることを意味する。ここで延性限界状態と倒壊限界状態ではそれぞれ目標値や γ の分布は異なるので、 γ 、 $\gamma_{0.01}$ を延性限界状態では ${}_d\gamma$ 、 ${}_d\gamma_{0.01}$ と示し、倒壊限界状態では ${}_f\gamma$ 、 ${}_f\gamma_{0.01}$ と示す。また、「要求される部材変形性能の統計的性質」とは、骨組に対して目標とされる γ_g を満足するために必要な部材変形性能の平均値 μ_η と変動係数 V_η の組み合わせを意味する。例えば延性限界状態でCOF=2.0、4層4スパン骨組の場合、図4.12に示すように $\gamma_g=1/15$ に対して要求される部材変形性能の統計的性質は $\mu_\eta=15$ のとき $V_\eta=0.04$ 、 $\mu_\eta=30$ のとき $V_\eta=0.35$ となる。

以上のような考え方で求められた μ_η と V_η の関係を図4.13～図4.15に示す。図4.13には4層4スパン骨組、図4.14には10層4スパン骨組における μ_η と V_η の関係を示した。図4.13、図4.14はCOFがそれぞれ1.0、2.0の場合の結果であり、図4.15はCOF=2.0の場合の結果である。(i)は延性限界状態、(ii)は倒壊限界状態における結果である。1/200、1/120、1/100、1/60、1/30、1/15、1/10、1/5の8つの変形量を γ_g とし、それぞれの γ_g に対して要求される μ_η と V_η の組み合わせを図中に実線および破線で示した。実線は復元力がType-Aの場合、破線は復元力がType-Bの場合の結果である。図4.13と図4.14を比較するとCOFの増加によって線分と線分の間隔が狭くなっていることがわかる。これはCOFが大きい方が、ある V_η に対して μ_η を増加させた場合に大きな骨組変形性能の向上が期待できるといえる。例えば、 $V_\eta=0.2$ であるとき延性限界状態の骨組変形性能を1/100から1/60に向上させようとした場合、COF=1.0では μ_η を15増加させなければならないのに対して、COF=2.0では μ_η を3だけ増加させればよい。それぞれの図の(i)と(ii)を比較すると(ii)の方が線分の傾きが緩やかであることがわかる。これは前節で考察したように延性限界状態よりも倒壊限界状態に対する骨組変形性能の方が V_η による影響を受けにくいと考えられる。また、(ii)の実線と破線を比較すると破線の方が傾きがさらに緩やかになっていることがわかる。骨組構成部材の復元力特性がType-Bの場合、Type-A部材に比べて V_η によって骨組変形性能に及ぼす影響はさらに小さくなるといえる。

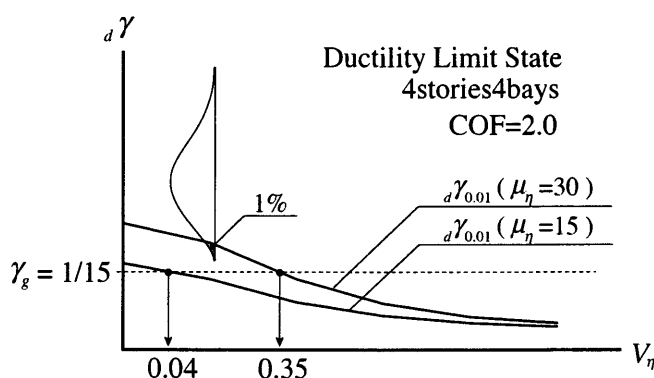


図 4.12 要求される骨組変形性能に対して必要な部材塑性変形性能

以上のように、部材変形性能の不確定性を考慮した上で骨組の変形性能に対応した部材の要求変形性能を議論する場合には、部材変形性能の平均値と変動性をあわせて評価する必要がある。すなわち、部材変形性能に影響を及ぼす部材断面形状や接合・溶接ディテールの評価においては、平均

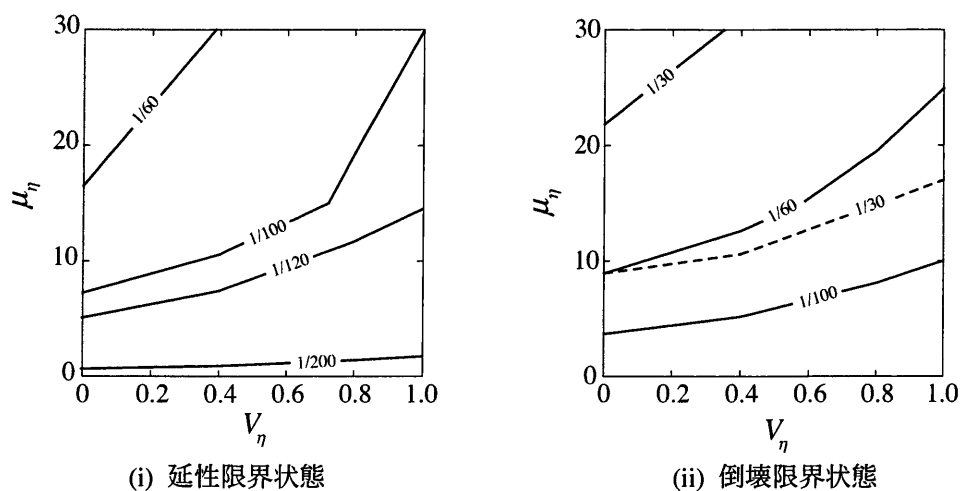


図 4.13 μ_η と V_η の関係 (4 層 4 スパン骨組, COF=1.0)

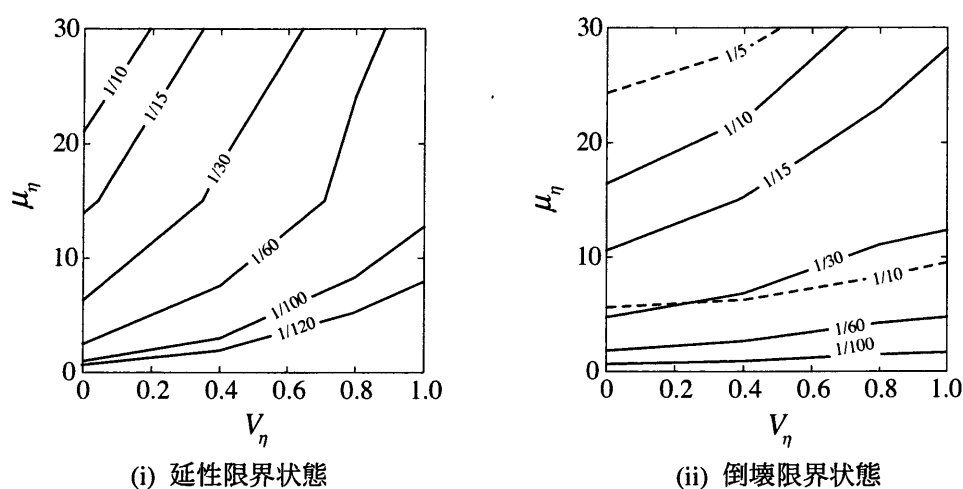


図 4.14 μ_η と V_η の関係 (4 層 4 スパン骨組, COF=2.0)

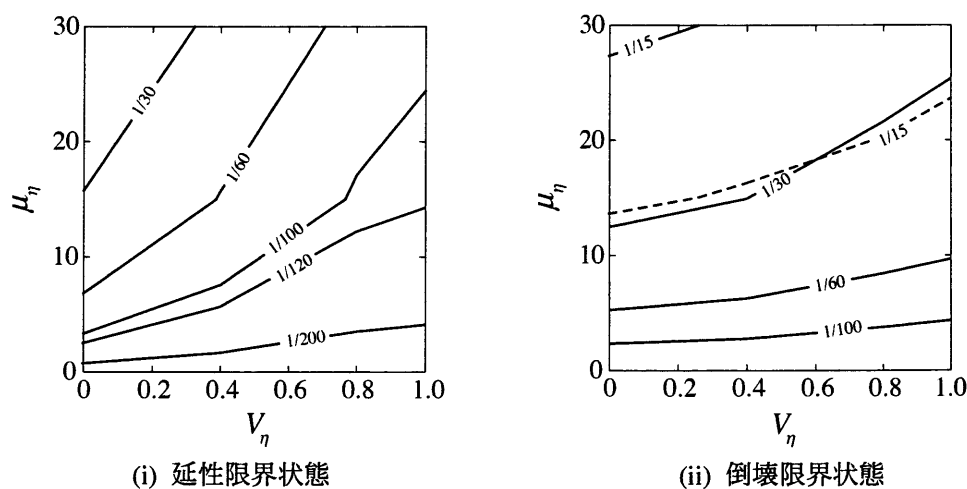


図 4.15 μ_η と V_η の関係 (10 層 4 スパン骨組, COF=2.0)

値レベルの評価だけでなく、製作工程上不可避な不確定性をどの程度考慮すべきかを具体的に検討していく必要があるといえよう。

4.4.2 必要な部材変形性能の下限值評価

前章ではある限界状態に対応した骨組の塑性変形性能に対して部材に要求される変形性能の統計量を提示した。この情報を実用的なレベルで扱うには、ある統一した非超過確率に対応した下限値が提示されると便利である。そこで、本節では各限界状態時の γ の分布における非超過確率1%下限値 $\gamma_{0.01}$ が目標値 γ_g を満足するために要求される部材変形性能の下限值 η_{pe} の評価式を提案する。目標とする γ_g を満たす部材の η_{pe} を求めるフローを図4.16に示す。まず、骨組が有する変形性能の下限值は、各限界状態に対応した形で ${}_d\gamma_p, {}_f\gamma_p$ と表すことができる(図4.16の[a])。一方、部材の塑性変形性能の下限值 η_{pe} と、骨組のエネルギー吸収能力の下限值 ${}_dJ_p, {}_fJ_p$ との関係が既往の論文より明らかにされている(図4.16[a]と[c]の関係)。そこで本章では、 ${}_d\gamma_p, {}_f\gamma_p$ と ${}_dJ_p, {}_fJ_p$ の関係づけを行うことによって、 γ_g を満足する η_{pe} の評価を行うものとする。また、前節の数値解析結果に基づいて評価式の妥当性について検証する。

骨組変形性能をエネルギー吸収能力 J からみたとき、各限界状態におけるエネルギー吸収能力の下限值 J_p は部材変形性能の下限值 η_{pe} から推定できる。そこでまず、任意の J_p に対して要求される η_{pe} を示す。これは図4.16では[b]と[c]の関係に対応する。ここで、 η_{pe} は η の分布における非超過確率 p_e の下限值であり、 J_p は J の分布における非超過確率 p の下限值である。 J は骨組のエネルギー吸収量を降伏変位 γ までのエネルギー吸収量で除した値 E/γ である。

本報では、筆者らが提案している ${}_dJ_p, {}_fJ_p$ の評価式に新たな解析データを補い、評価精度を向上させた次の関係式を用いる。

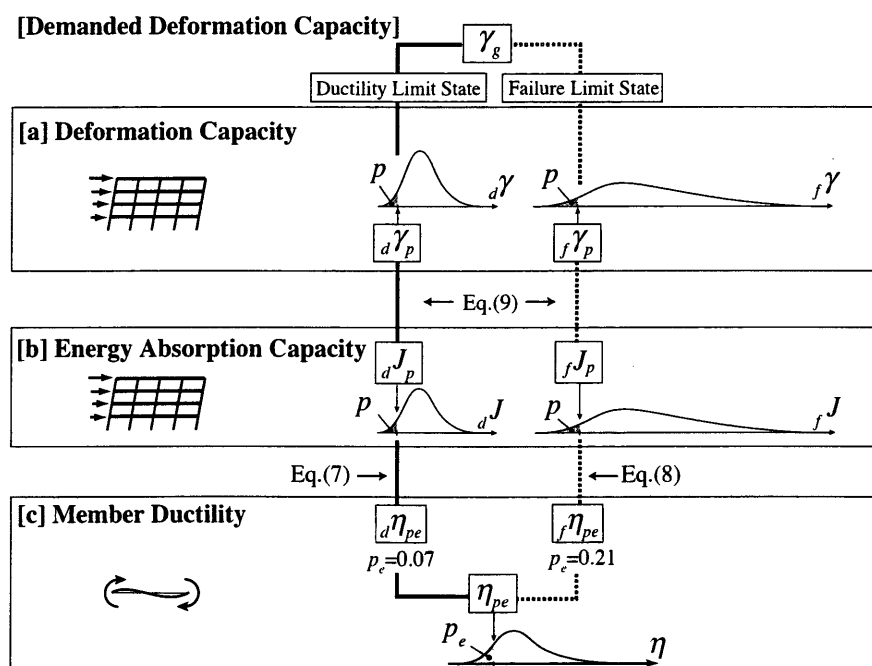


図 4.16 変形性能の各パラメータの関係

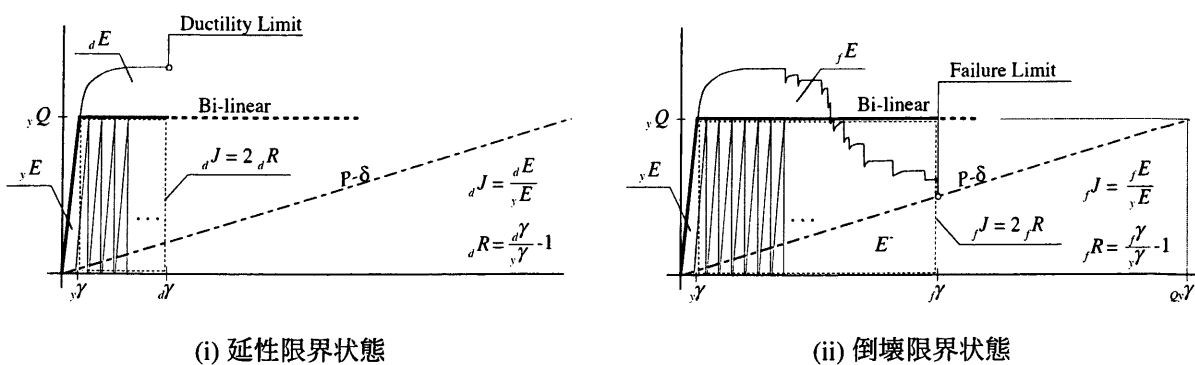


図 4.17 J に対応する R の値

表 4.1 限界状態と COF に応じた α_0 の値

	Ductility Limit	Failure Limit
COF=1.0	3.4	2.3
COF=2.0	2.3	2.0

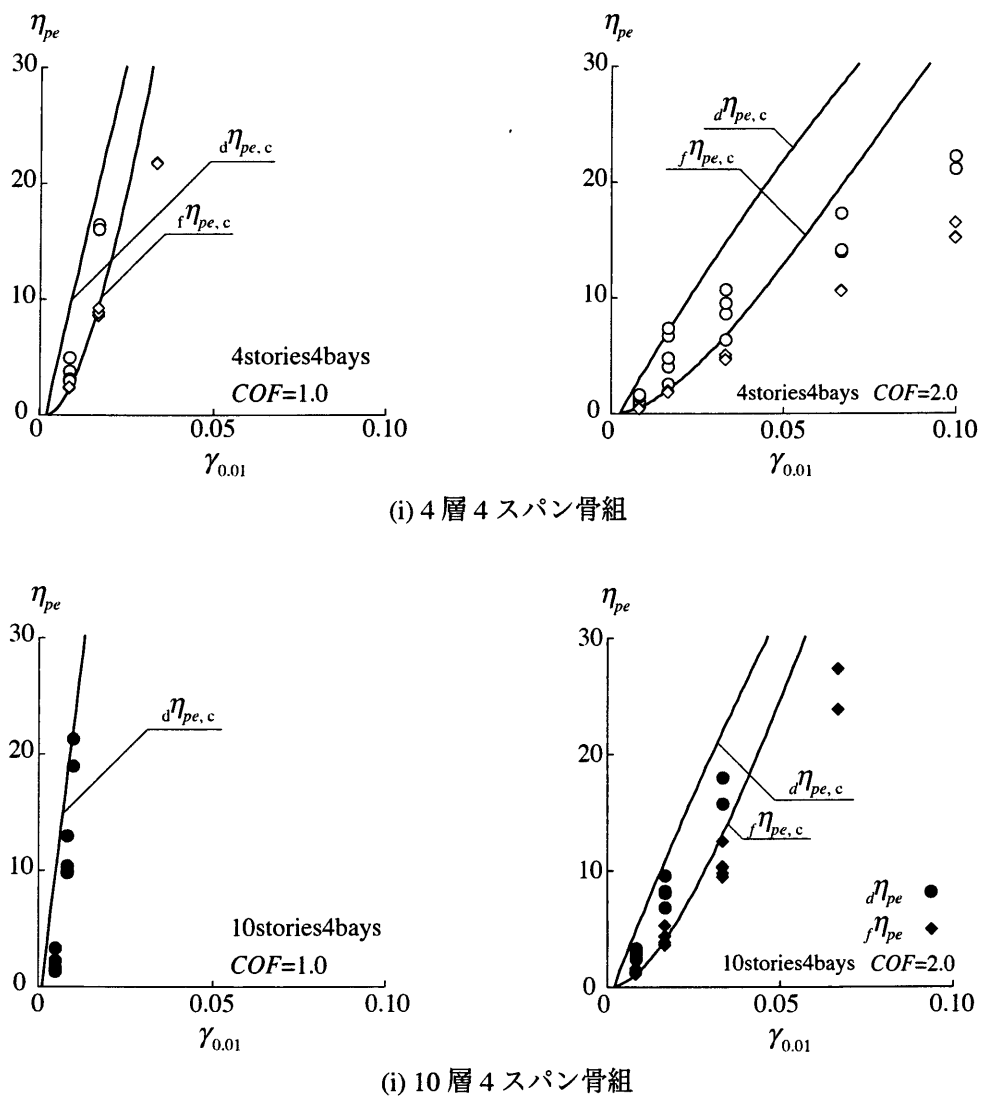


図 4.18 要求される骨組変形性能 $\gamma_{0.01}$ と必要な部材変形性能の下限值 η_{pe} の関係

$${}_dJ_p = C_d \cdot \eta_{pe} + 1 \quad (4.3)$$

$${}_fJ_p = C_f \cdot \eta_{pe}^{0.6} + 1 \quad (4.4)$$

ここで ${}_dJ_p$, ${}_fJ_p$ は延性限界状態と倒壊限界状態の J_p である。また (4.3) 式と (4.4) 式を評価する際に η_{pe} は異なる非超過確率の下限值, (4.3) 式では $p_e=0.07$ とした $\eta_{0.07}$, (4.4) 式では $p_e=0.21$ とした $\eta_{0.21}$, を用いる。それぞれは各限界状態に対応して用いる下限値なので, $\eta_{0.07}$ は ${}_d\eta_{pe}$ と示し, $\eta_{0.21}$ は ${}_f\eta_{pe}$ と示す。また C_d と C_f は骨組の層数や崩壊型に関わる値であり次式から求められる。

$$C_d = (0.6 + 1.4p - 0.1t)e^{-0.07mt} \quad (4.5)$$

$$C_f = (2.4 + 4.3p - 0.3t)e^{-0.13mt} \quad (4.6)$$

ここで m は層数を表す。 t は崩壊型に関わる値を表し, 全体崩壊型骨組は $t=0$, 層崩壊型骨組は $t=1$ とする。(4.3), (4.4) 式は, 数値解析結果に基づき, η の分布における非超過確率 p_e の下限値 η_{pe} (倒壊限界状態に対しては $\eta_{pe}^{0.6}$) と, 骨組エネルギー吸収能力の分布における非超過確率 p の下限値 J_p との間に強い相関関係があることを確認して定めた式である。また, (4.5), (4.6) 式は (4.3), (4.4) 式の η_{pe} と J_p の相関性が高くなる時の各パラメータの関係を回帰分析によって決定した式である。

(4.3), (4.4) 式から各限界状態時において要求される部材変形性能の下限值 ${}_d\eta_{pe}$ と ${}_f\eta_{pe}$ は次式となる。

$${}_d\eta_{pe} = \frac{{}_dJ_p - 1}{C_d} \quad (4.7)$$

$${}_f\eta_{pe} = \left(\frac{{}_fJ_p - 1}{C_f} \right)^{1.67} \quad (4.8)$$

ただし, ${}_d\eta_{pe} < \eta_{pe}$ のとき ${}_d\eta_{pe} = \eta_{pe}$ とする。これは評価式の性質と骨組の荷重変形関係から検討して

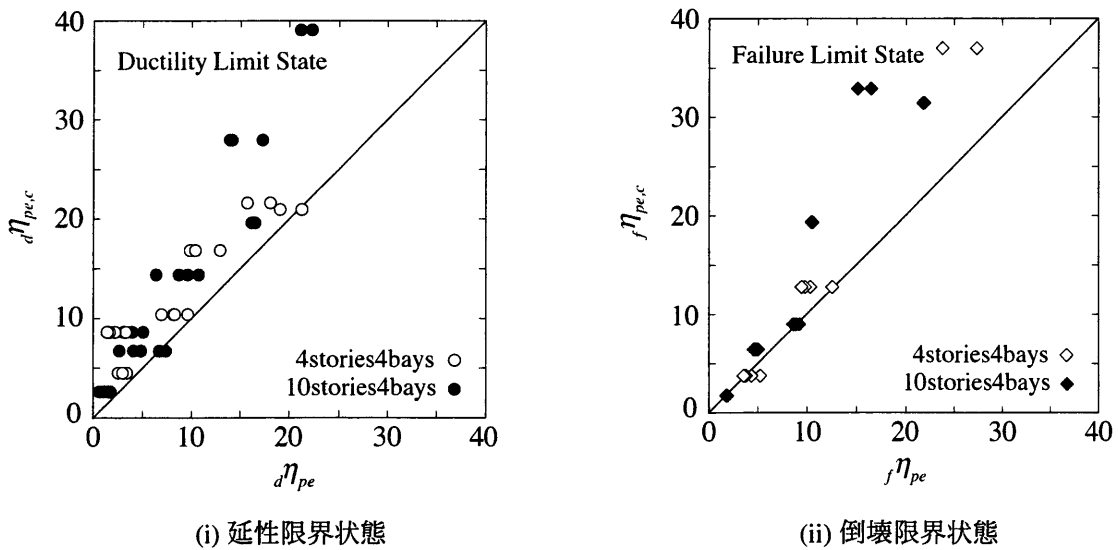


図 4.19 評価値と解析値の比較

定めた条件である。評価式では大変形ほど J_p が増大し、 n_{pe} と n_{pe} の値の差は次第に小さくなり、いずれ大小関係の逆転が生じる。しかし、倒壊限界状態が延性限界状態に先立って出現する場合、倒壊後の部材変形性能を議論することはもはや意味のないことである。そこで $n_{pe} < n_{pe}$ のときは $n_{pe} = n_{pe}$ とした。

次に、骨組塑性率 $R (= \gamma/\gamma - 1)$ に対応するエネルギー吸収能力 J の評価式を示す。これは図 4.16 では [a] と [b] の関係に対応する。本研究では R と J の関係を次式で示す。

$$J = \alpha R \quad (4.9)$$

このとき図 4.17(i),(ii) に示すように R と J の関係は $P-\delta$ 効果による付加力を考慮せずに Bi-linear 型の荷重変形関係であれば、延性限界状態と倒壊限界状態のいずれも $\alpha=2$ で表すことができる。しかし、大変形時において $P-\delta$ 効果は骨組変形性能に対して大きく影響を及ぼす。また荷重変形関係においては、骨組耐力は降伏後変形とともに増加して延性限界状態以降低下していくため、Bi-linear 型にはならない。したがって α は $P-\delta$ 効果や荷重変形関係による影響を考慮しておく必要がある。 α にそれらの影響を考慮すると次式となる。

$$\alpha = \alpha_0 - \frac{\gamma}{0.2} \quad (4.10)$$

右辺第 1 項の α_0 が荷重変形関係の形状を考慮した値であり、限界状態時と COF 別に表 4.1 に示す。 α_0 は限界状態と COF のみをパラメータに (4.7) 式から (4.10) 式までを用いて最も解析結果を表現できることを確認して設定している。したがって本研究で対象とした骨組規模の範囲において限界状態と COF のみを条件に α_0 を用いることが可能である。

また、右辺の第 2 項が変形に伴って生じる $P-\delta$ 効果の影響を示している。例えば層間変形角が γ のときに $P-\delta$ 効果によって減少するエネルギー吸収能力 J は、図 4.17(ii) の破線下の三角形の面積 E を γE で除した値であるので次式で表される。

$$J = \frac{E^-}{\gamma E} = \frac{\frac{1}{2} \left(\frac{\gamma}{\gamma} Q \right) \gamma}{\frac{1}{2} Q \gamma} \quad (4.11)$$

よって、

$$J = \frac{\gamma^2}{\gamma \gamma} = \frac{\gamma}{\gamma} R \quad (4.12)$$

となり α の減少分は γ/γ である。ここで γ は $P-\delta$ 効果による付加力が Q となるときの変形量である。 γ を質量 m 、重力加速度 g として一質点系モデルの力の釣り合いから次式で表せる。

$$\gamma = \frac{Q}{mg} \quad (4.13)$$

このとき(4.13)式は降伏層せん断力係数を表している。本研究では一次設計でベースシア係数を0.2としているので $q_y \gamma = 0.2$ とした。

目標とする γ_g から(4.9)式と(4.7),(4.8)式を用いて求められる ${}_d n_{pe}$, ${}_f n_{pe}$ を ${}_d n_{pe,c}$, ${}_f n_{pe,c}$ として図4.18に実線で示し、平面骨組解析をもとに求められる ${}_d n_{pe}$, ${}_f n_{pe}$ をプロットで示した。評価式を実線で示し、解析値をプロットで示している。横軸に $\gamma_{0.01}$ を表し、縦軸に η_{pe} を表している。白丸・黒丸プロットは延性限界状態時の結果を、白四角・黒四角プロットは倒壊限界状態時の結果を表している。(i)は4層4スパン骨組の結果であり、(ii)は10層4スパン骨組の結果である。それぞれCOF=1.0とCOF=2.0の結果を示している。COF=1.0と2.0の結果を比較するとCOF=2.0ではグラフの傾きが小さい。これはCOFを大きくすると必要とする部材変形性能は小さくてよいことを示している。また(i)と(ii)の結果を比較すると(i)ではグラフの傾きが小さい。これは層数を少なくすると必要とする部材変形性能は小さくてよいことを示している。

図4.19に ${}_d \eta_{pe}$ と ${}_d \eta_{pe,c}$ および ${}_f \eta_{pe}$ と ${}_f \eta_{pe,c}$ の関係を示す。(i)は延性限界状態、(ii)は倒壊限界状態に対応する関係である。どちらの図においても若干のばらつきが見られるが評価値は解析値を上回っており、安全側に評価できていることが確認できる。これより、(4.7)、(4.8)式と(4.9)式を要求される骨組変形性能の下限值 $\gamma_{0.01}$ に対して必要な部材変形性能の評価式として提案する。

4-6 まとめ

鋼構造骨組の変形性能に対して要求される部材変形性能の平均値 μ_η と変動係数 V_η の関係を COF と限界状態時別に明らかとした。本研究で対象とした骨組は 10 層以下 4 スパンの骨組であり、この解析対象範囲内の骨組において以下の結論が得られた。

- 1) 目標とする骨組変形性能に対して要求される部材変形性能の統計的性質を明らかとした。
- 2) 鋼構造骨組の変形性能の下限值に対して要求される部材変形性能の下限値を限界状態時別に提案した (4.7), (4.8) 式によって評価することができる。

また、統計的な解析結果から骨組変形性能に及ぼす影響に関して以下の特徴が得られた。

- 1) V_η の増加は μ_γ を減少させ V_γ を増大させる。 μ_η の増加は μ_γ を増大させるが V_γ へほとんど影響しない。
- 2) μ_η を向上させることは、梁崩壊をある程度確保した COF をもつ骨組に対しては、効果的な骨組変形性能の向上につながる。また、層数の増加は μ_γ を減少させる。
- 3) 延性限界状態よりも倒壊限界状態の骨組変形性能の方が V_η による影響を受けない。
- 4) 骨組を構成する部材の特性が Type-B の場合、Type-A 部材に比べて V_η による骨組変形性能への影響は小さい。

本研究では、柱と梁の変形能力の平均値および変動係数を同一としたモデルを対象として基礎的な考察を行い評価式を提案した。柱と梁でそれらの特性が異なる場合には、安全側に揃えることで提案した評価式を用いることが可能である。今後、柱と梁で統計的な特性が異なった場合の評価も行っていきたい。

第 5 章 鋼構造骨組の塑性変形性能の確率分布関数

5-1 はじめに

現在、建築物を設計する際には 設計である性能照査型設計が求められる。このとき限界状態設計法を用いれば確率・統計論的手法に基づいて建物の安全性を定量的に評価することができる¹⁾。しかし限界状態設計法を扱う上で統計データの蓄積によって確率分布を定める必要がある為、新たな材料・工法・評価尺度を採用する際に統計データの不十分さといった問題が生じてしまう。

近年、変形性能は大地震時の外力エネルギーを吸収して建物の耐震安全性を確保する指標として実設計に組み入れられている。限界状態設計法においては上述した問題に対して確率・統計的な情報の構築を急ぐべきである。また骨組変形性能は建物を構成する部材耐力や部材塑性変形性能および各接合部における柱梁耐力比が深く関わりとされており^{2),3)} 部材特性のもつ不確定性、柱梁耐力比、両者の相互作用による骨組変形性能への影響を明らかにしておく必要がある。

本研究では柱梁耐力比の影響を考慮した延性限界状態時における骨組変形性能の確率分布関数を提案する。また、提案した確率分布関数を用いて骨組変形性能の下限値を評価し、その下限値を満たすために必要な部材変形性能の平均値と変動係数の関係を明らかにする。

5-2 骨組変形性能に及ぼす COF と部材変形性能の不確定性の影響

部材変形性能の不確定性を考慮した骨組について COF が骨組変形性能に及ぼす影響を定量的に把握するために、多層多スパン鋼構造骨組を対象として部材の終局変形量を考慮した静的骨組解析を行って COF に応じて形成される崩壊形式と延性限界状態時における層間変形角 γ の分布性状を考察する。

5-2-1 部材の終局変形量を考慮した静的骨組解析

静的骨組解析において用いた部材の復元力モデルを図 5.1 に示す。終局変形量 θ_u を考慮したバイリニアモデルとし、部材変形性能の不確定性モデルとして θ_u は対数正規分布に従う確率変数としている。このとき θ_u は柱と梁の区別なく塑性変形倍率 η の平均値を $\mu_\eta=30$ 、変動係数を $V_\eta=0.4$ として定まる確率変数とした。また部材耐力 M_p は対数正規分布に従う確率変数で $V_{M_p}=0.1$ とした。骨組モデルは階高 4m、スパン 8m のモデルであり図 5.2 に示す 8 種類の骨組を解析対象とした。柱は SS400 角形鋼管、はりば SS400 細幅系 H 形鋼とし、一次設計および二次設計を満足するとともに各節点の COF が等しくなるように各部材断面を決定した。用途は事務所を想定しており、単位床面積あたりの床荷重を 7kN/m^2 とした。また、水平荷重は A_1 分布に応じた外力分布とし、鉛直荷重による付加荷重の影響を考慮した。

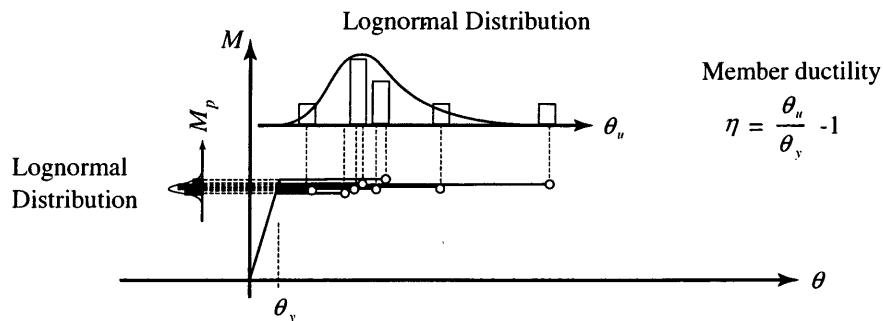


図 5.1 部材変形性能の不確定性

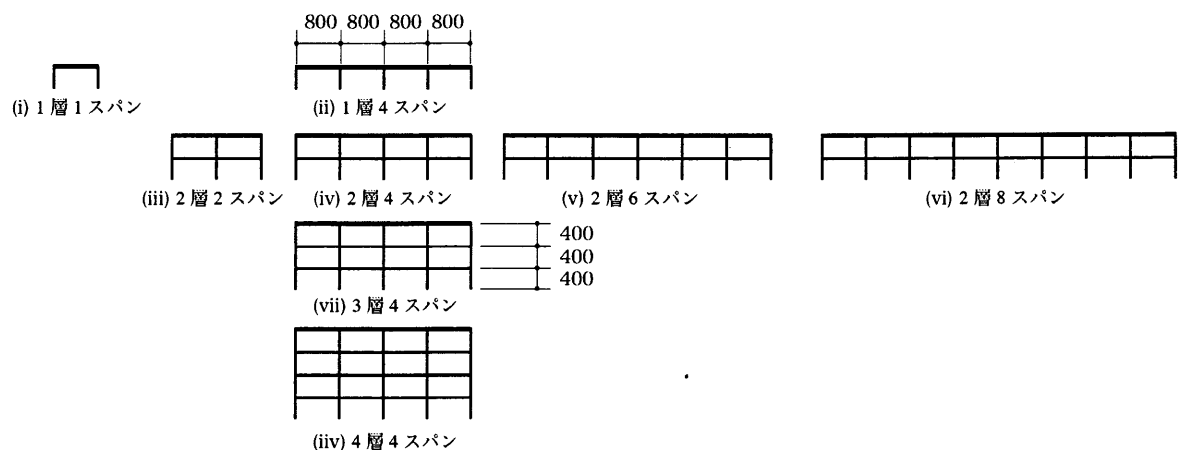
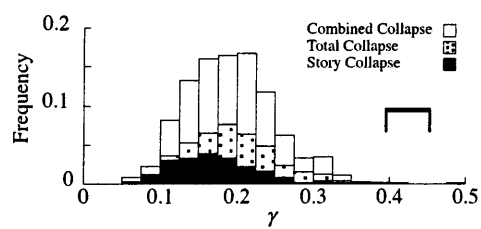
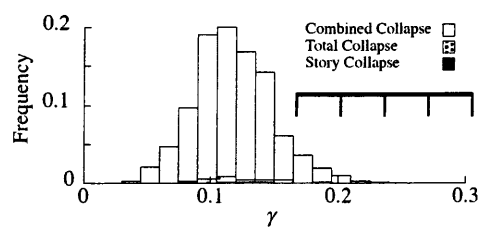


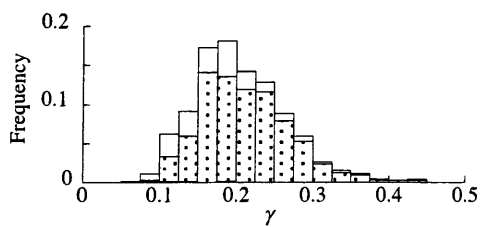
図 5.2 部材変形性能の不確定性



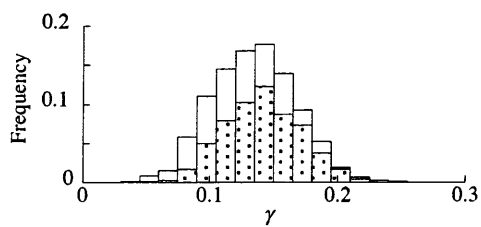
(a) COF=1.0



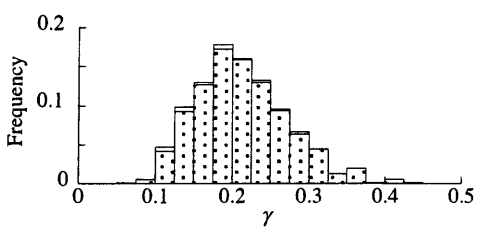
(a) COF=1.0



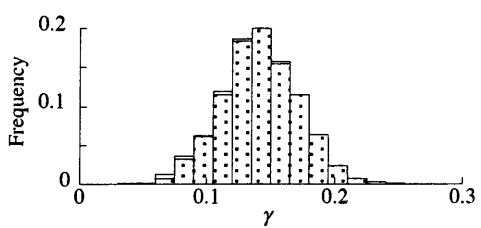
(b) COF=1.2



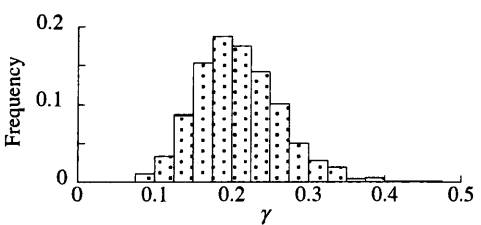
(b) COF=1.2



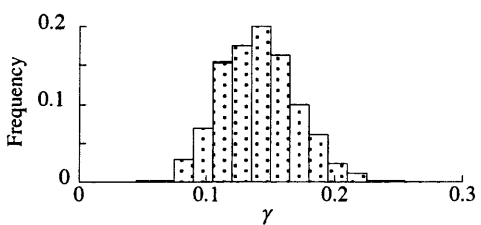
(c) COF=1.4



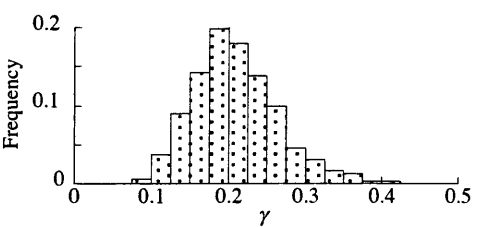
(c) COF=1.4



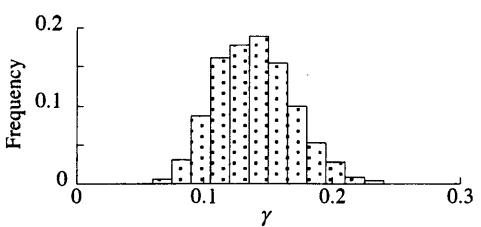
(d) COF=1.6



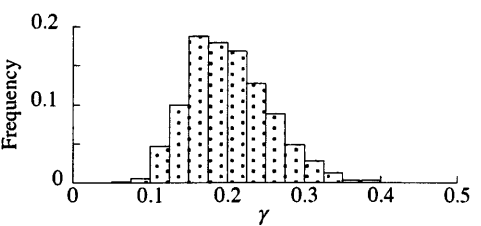
(d) COF=1.6



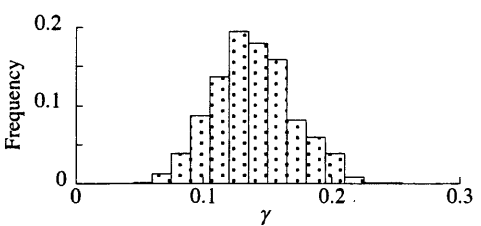
(e) COF=1.8



(e) COF=1.8



(f) COF=2.0

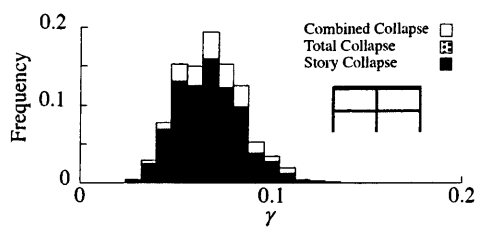


(f) COF=2.0

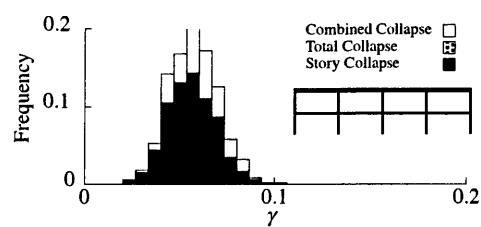
(i) 1 層 1 スパン骨組

(ii) 1 層 4 スパン骨組

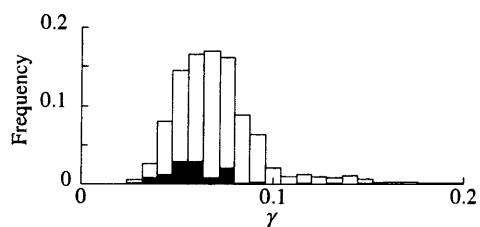
図 5.3 COF 別にみた骨組変形性能のヒストグラム 1



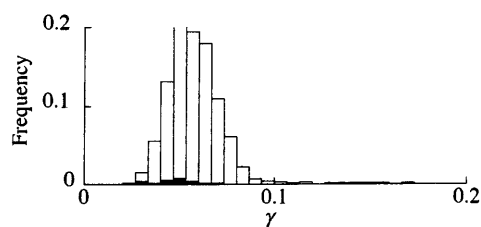
(a) COF=1.0



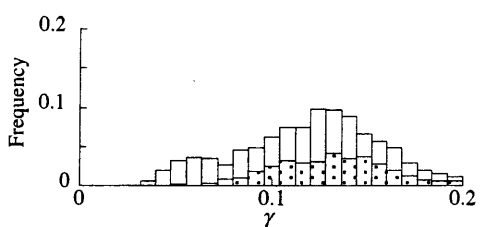
(a) COF=1.0



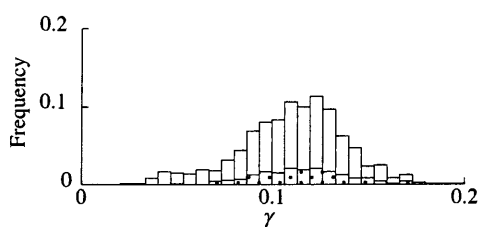
(b) COF=1.2



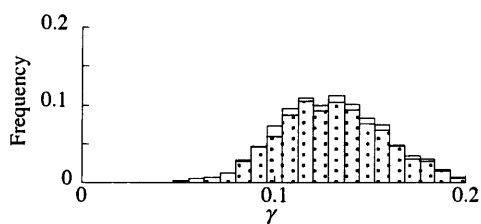
(b) COF=1.2



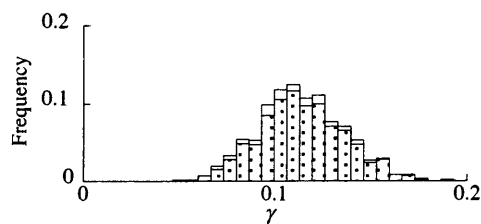
(c) COF=1.4



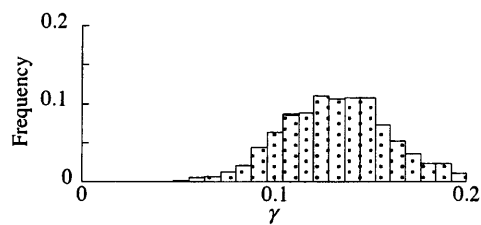
(c) COF=1.4



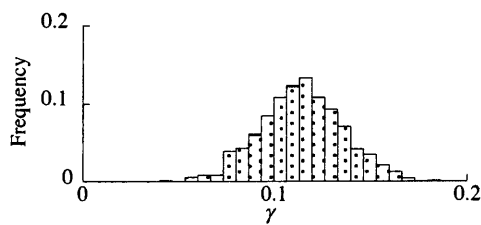
(d) COF=1.6



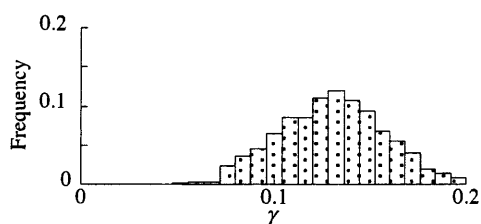
(d) COF=1.6



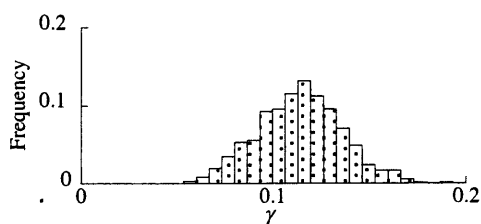
(e) COF=1.8



(e) COF=1.8



(f) COF=2.0

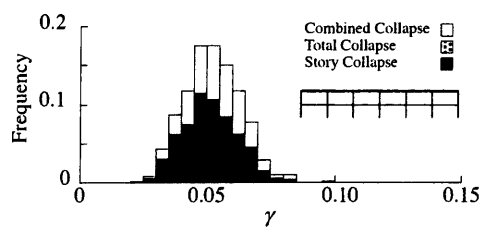


(f) COF=2.0

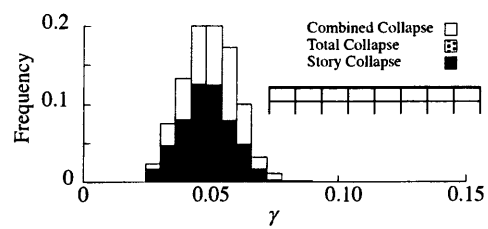
(iii) 2層2スパン骨組

(iv) 2層4スパン骨組

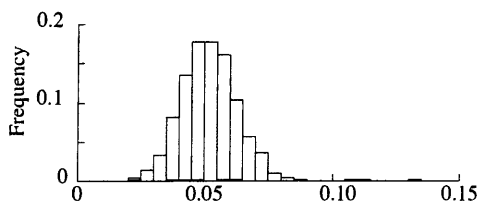
図 5.4 COF 別にみた骨組変形性能のヒストグラム 2



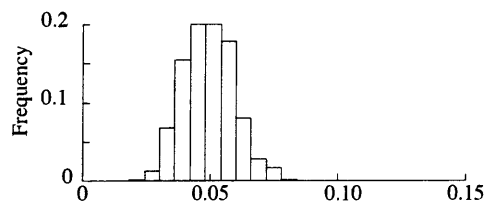
(a) COF=1.0



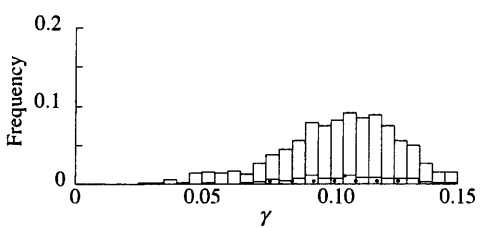
(a) COF=1.0



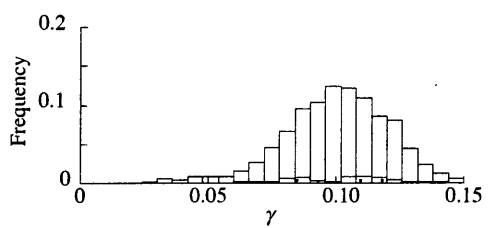
(b) COF=1.2



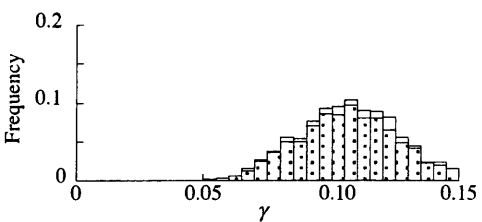
(b) COF=1.2



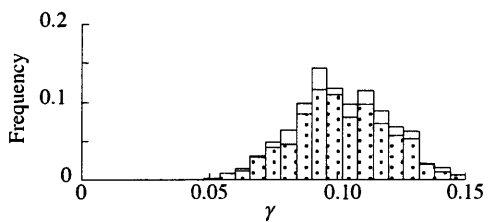
(c) COF=1.4



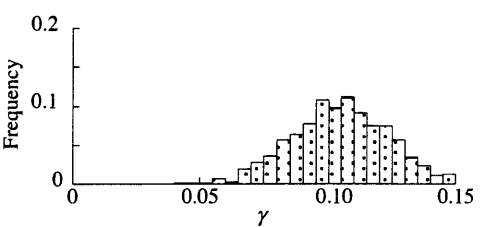
(c) COF=1.4



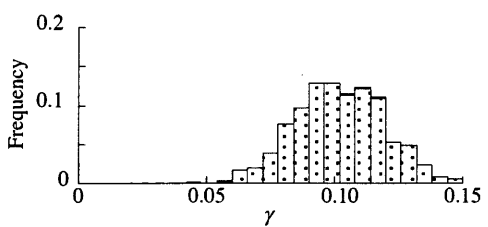
(d) COF=1.6



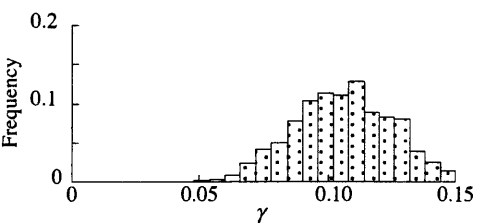
(d) COF=1.6



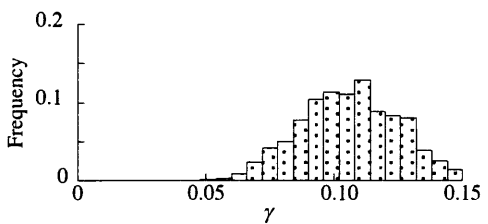
(e) COF=1.8



(e) COF=1.8



(f) COF=2.0

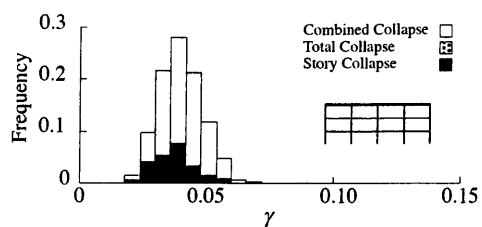


(f) COF=2.0

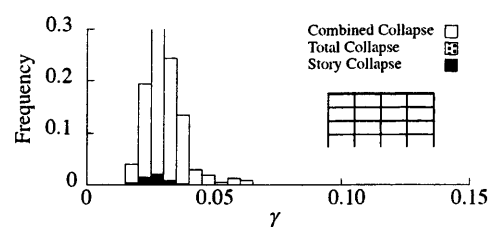
(v) 2層6スパン骨組

(vi) 2層8スパン骨組

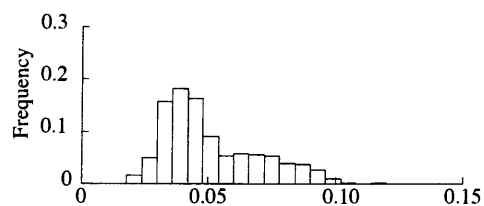
図 5.5 COF 別にみた骨組変形性能のヒストグラム 3



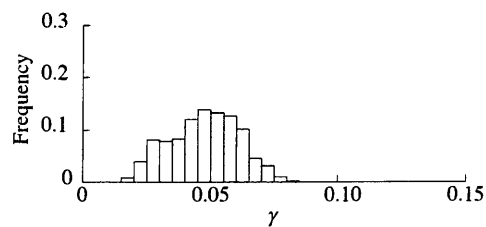
(a) COF=1.0



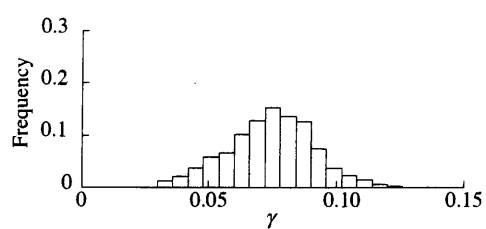
(a) COF=1.0



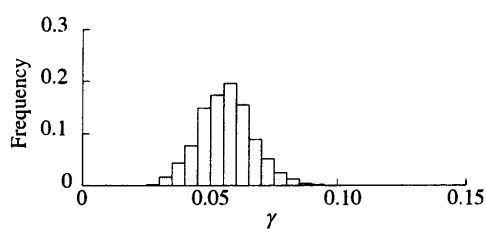
(b) COF=1.2



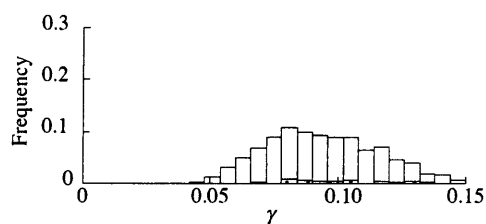
(b) COF=1.2



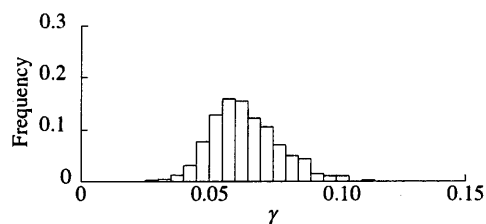
(c) COF=1.4



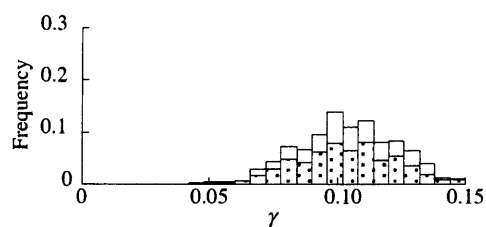
(c) COF=1.4



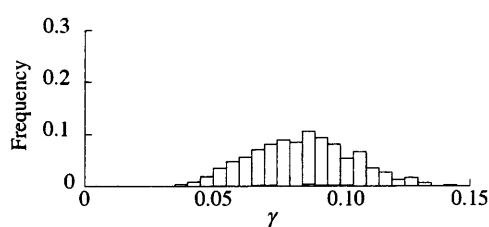
(d) COF=1.6



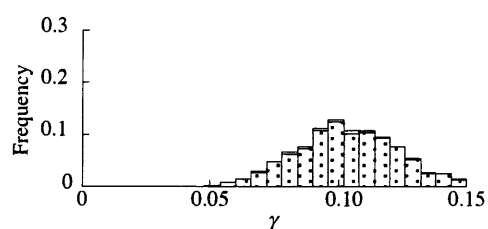
(d) COF=1.6



(e) COF=1.8

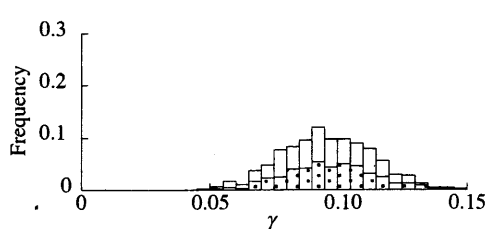


(e) COF=1.8



(f) COF=2.0

(vii) 3層4スパン骨組



(f) COF=2.0

(iiv) 4層4スパン骨組

図 5.6 COF 別にみた骨組変形性能のヒストグラム 4

5-2-2 COFが骨組変形性能に及ぼす影響

図 5.3 ～ 図 5.6 に前項で定めた 8 種類の骨組に対応するサンプルサイズ $N=1000$ の Monte Carlo Method によって求めた γ のヒストグラムを示した。これらのヒストグラムは形成された崩壊形式のうち全体崩壊形式 (Total Collapse), 層崩壊形式 (Story Collapse), その他の崩壊形式 (Combined Collapse) をそれぞれ区別して示している。ここで全体崩壊形式は 1 層部分の柱脚以外の柱端は降伏せずに, 1 層の柱脚と梁端の全てが降伏する崩壊形式のことを示しており, 層崩壊形式は 1 層部分の柱脚, 柱頭のみが全て降伏したものを示している。そして両崩壊形式に該当しないものを全てその他の崩壊形式と示している。図からいずれの骨組においても COF の増加は全体崩壊形式の発生確率を上昇させて層崩壊形式の発生確率を低下させていることが確認できる。特に図 5.3 の (i)1 層 1 スパン, (ii)1 層 4 スパンのような低層の骨組は COF が 1.2 になると既に殆どの崩壊形式が全体崩壊形式となっており, 層崩壊形式は全く形成されていないことがわかる。図 5.4, 図 5.5 の 2 層骨組のヒストグラムをみると COF が 1.6 で殆どの崩壊形式が全体崩壊形式となっていることがわかる。またこのことは異なるスパン数において同様に言えるので, スパン数が崩壊形式の形成および変形性能分布に及ぼす影響は小さいことがわかる。図 5.6 の (i)3 層 4 スパン, (ii)4 層 4 スパンのヒストグラムおよび図 5.4 の (i)2 層 4 スパン, 図 5.3 の (ii)1 層 4 スパンのヒストグラムをみると層数が増加するほど全体崩壊形式の発生割合が 100% 近くになる COF の値は大きくなっていることがわかる。4 層 4 スパン骨組では COF=2.0 においても分布全体に占める全体崩壊形式の発生数は半分程度である。ただし層崩壊形式は COF=2.0 においては全く発生していない。

このような崩壊形式の発生割合の基に骨組の変形性能 γ は, 耐震上望ましくないとされる層崩壊形式から望ましいとされる全体崩壊形式に移り変わることによって, ある範囲にばらつきながらも向上している。したがって COF を大きく設定することで高い変形性能を期待できると一般にいわれていることは部材変形性能の不確定性を考慮した場合においても同様にいえる。しかし, 骨組変形性能を定量的に捉えるには不確定性を考慮した場合に顕れる骨組変形性能のばらつきに関する特性を把握しておく必要がある。COF が小さい場合には層崩壊形式とそれに準ずる崩壊形式の出現確率を高めて γ は低い位置にばらついて分布し, COF が大きい場合には全体崩壊形式とそれに準ずる崩壊形式の出現確率を高めて γ は高い位置にばらついて分布しており, また COF が全体崩壊形式と層崩壊形式の発生が卓越する値の中間の値をとる場合には, γ は両崩壊形式の分布を重ね合わせた分布か, 両崩壊形式の分布の間にそれらの分布とは異なる分布が生じている。またこれらの分布におけるばらつきは部材変形性能のばらつき V_{η} によって生じているもので, V_{η} が大きいほど骨組の変形性能は低下してしまう。既往の文献では崩壊形式の発生確率に着目して設計時における COF の必要値について検討しているが^{[96][97]}, 変形性能の確保を目的とするならば部材変形性能の不確定性を考慮して骨組の変形性能を定量的に把握し, 要求する骨組変形性能に対応する COF の必要値を示す必要があるといえる。

5-3 COF と部材変形性能の不確定性の影響を考慮した骨組変形性能の確率分布関数

前節では部材の塑性変形性能が不確定性を有する場合において、COF が変化したときの骨組変形性能の分布性状について考察を行ったところ COF による崩壊形式の発生確率に着目するだけではなく部材の塑性変形性能の不確定性が骨組変形性能に及ぼす影響も含めた評価を定量的に行う必要があると述べた。本節では部材変形性能の不確定性を考慮して骨組の変形性能と COF の関係を定量的に評価することを目的として、COF と V_η を考慮した骨組変形性能の確率分布関数 $F(\gamma)$ を提案する。

5-3-1 骨組変形性能の確率分布関数

前章で考察されたように全体崩壊形式（事象 T）と層崩壊形式（事象 S）の出現確率 P_T , P_S が全体の骨組変形性能分布を決定する主要因としてとらえることができるので、ここでは2つの崩壊形式にのみ着目して骨組変形性能を評価する。まず事象 T, S は相互排反であるので、

$$P_T = r \quad (5.1)$$

ならば、

$$P_S = 1 - r \quad (5.2)$$

である。また、事象 T が生じたときに骨組変形性能 γ が生じる確率を $F_T(\gamma)$ 、事象 S が生じたときに骨組変形 γ が生じる確率を $F_S(\gamma)$ とすると $F(\gamma)$ は確率の乗法則より、

$$F(\gamma) = P_T F_T(\gamma) + P_S F_S(\gamma) \quad (5.3)$$

となる。 n 層 m スパン骨組の $F_T(\gamma)$ は各層の層間変形角が一様であると仮定して以下の式で表すことができる。

$$F_T(\gamma) = 1 - \prod_{nm} \{1 - F_b(\gamma)\}^2 \cdot \prod_{m+1} \{1 - F_c(\gamma)\} \quad (5.4)$$

ここで、部材変形性能の確率を $F_b(\gamma) = \text{LN}(\mu_b, \sigma_b)$ 、 $F_c(\gamma) = \text{LN}(\mu_c, \sigma_c)$ としている。また $F_S(\gamma)$ は、

$$F_S(\gamma) = 1 - \prod_{m+1} \{1 - F_c(n\gamma)\}^2 \quad (5.5)$$

となる。

各 COF に対応する崩壊形式の出現確率 r は図 4 に示すように $F(\gamma)$ の形状を大きく変化させる値である。本研究では各 COF に対応する r を次のように数値解析結果と比較して求めた。数値解析から求めた平均値および 1% 下限値 $\gamma_{n,mean}$, $\gamma_{n,0.01}$ を基準に、 $F(\gamma)$ から求めた平均値および 1% 下限値 γ_{mean} , $\gamma_{0.01}$ の誤差を式 (5.6) のように差の二乗から求める。

$$Er = (\gamma - \gamma_n)^2 \quad (5.6)$$

それぞれのパラメータ毎に Er を求め、求めた Er の平均値を導く。パラメータは表 5.1 に示すフレームタイプを 7 種類、COF を 1.0 ～ 2.0、 μ_η を 10 ～ 30、 V_η を 0 ～ 1.2 とした。 r によって変化する Er の平均値を図 5.9 に示した。このとき Er を最小にする値をそれぞれの COF に対する r の最適値 r_o とする。図 5.10 にフレームタイプ、 μ_η 、 V_η が COF と r_o の関係に及ぼす影響を確認してみたところ、フレームタイプや μ_η と比較して V_η の値によって COF と r_o の関係が大きく変化していることがわか

る。したがって COF から r_o を評価する際には V_η の値を考慮しなければならない。

5-3-2 提案した確率分布関数と数値解析結果との比較

図 5.11 に提案した確率分布関数の妥当性について検証した結果を示している。図 5.11 は図 5.10 (iii) に示す COF と r_o の関係に基づいて式 (5.3) から導いた $F(\gamma)$ の平均値 μ_γ および 1% 下限値 $\gamma_{0.01}$ と数値解析から求めた μ_γ および $\gamma_{0.01}$ との比較を示したものである。(i) に μ_γ と μ_γ の関係, (ii) に $\gamma_{0.01}$ と $\gamma_{0.01}$ の関係を示しており, (a) は $V_\eta=0$ のとき, (b) は $V_\eta=1.2$ のときの関係を示している。 $V_\eta=0$ の場合に比べて $V_\eta=1.2$ の場合は $F(\gamma)$ による値が数値解析の値よりも小さくなっている。また下限値の評価は平均値の評価よりもばらつきが大きく, 提案式 $F(\gamma)$ による値は数値解析の値よりも全体的に低く評価されていることがわかる。統括すると提案した $F(\gamma)$ は精度としては不十分な面もみられるが概ね安全側の評価とされており実用性を有すると言える。

提案した確率分布関数は 1 層部分のみの層崩壊と厳密な梁崩壊型の全体崩壊に対してそれぞれの変形性能の分布に基づいて実際の変形性能の分布を決定している。故に構成部材が増加すると多くの様々な崩壊形式を内包することとなり, 上記の 2 つの崩壊形式の出現確率は出現する全ての崩壊形式に対して相対的に低くなる。また構成部材が増加するほど両者の崩壊形式に対応する変形性能の差が相対的に大きくなる (このことは全体崩壊時と層崩壊時に降伏する部材数を比較すると明らかである)。これらは提案式で考慮した 2 つの崩壊形式では表現できない分布が生じる可能性を示唆している。したがって部材のばらつきが大きい場合や分布の下限値を評価する場合は部材のばらつきが小さい場合や分布の平均値を評価する場合に比べて提案式の精度に限界があると言える。こう

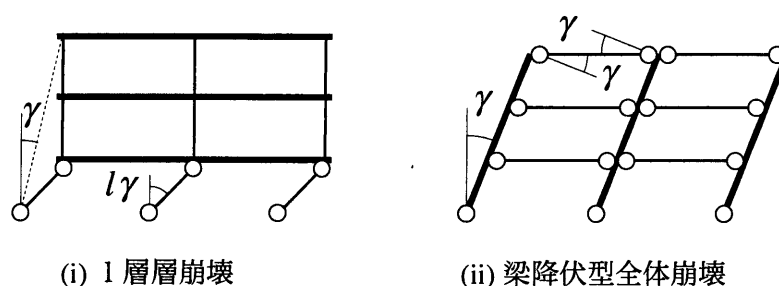


図 5.7 代表とする崩壊形式

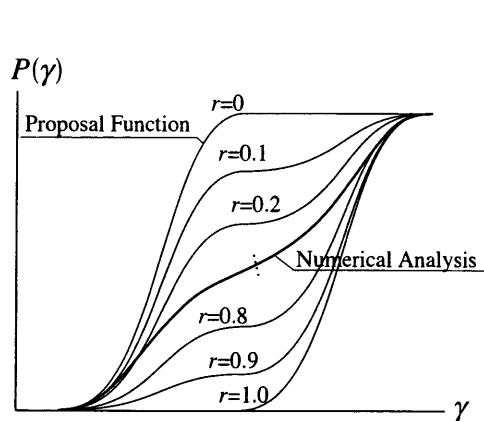


図 5.8 r による確率分布関数の変化

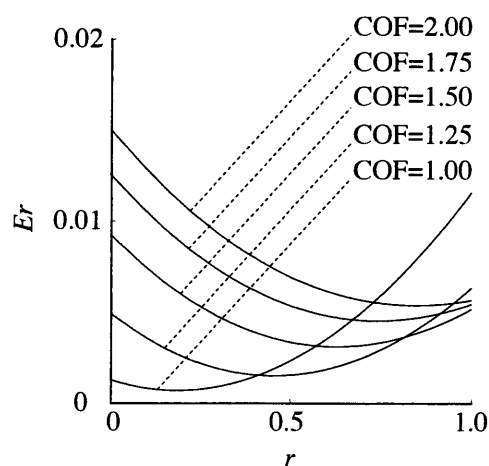

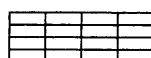


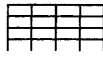

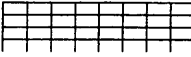
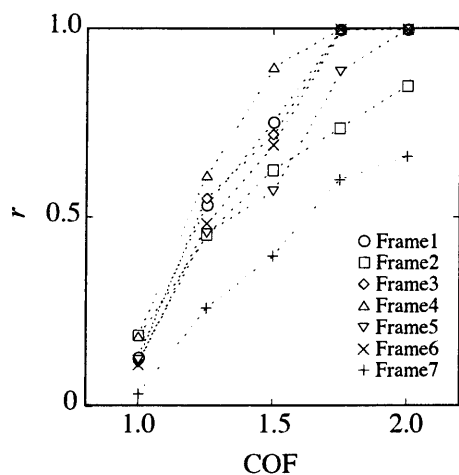


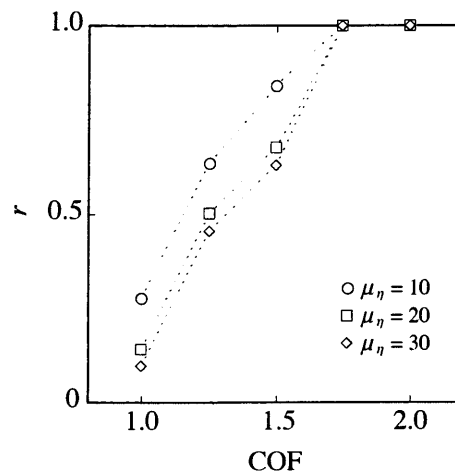
図 5.9 COF と Er の関係

表 5.1 解析パラメータ

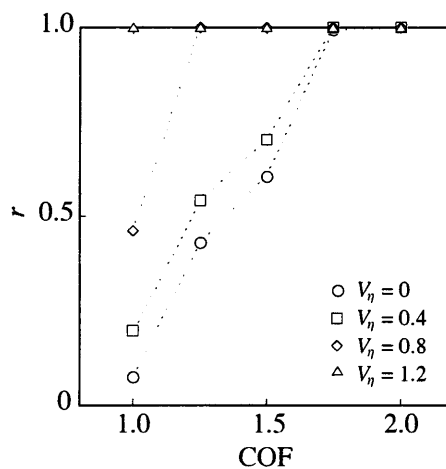
フレームタイプ		COF	μ_η	V_η
(1)	 4層4スパン骨組 (階高4m, スパン8m)	1.00	10	0
(4)	 4層4スパン骨組 (階高4m, スパン12m)			
(2)	 10層4スパン骨組 (階高4m, スパン8m)			
(5)	 4層4スパン骨組 (階高4m, スパン6m)			
(6)	 4層4スパン骨組 (階高3.75m, スパン6m)	1.50	20	0.4
(7)	 4層4スパン骨組 (階高4m, スパン12・6m)	1.75	30	0.8
(3)	 4層8スパン骨組 (階高4m, スパン8m)	2.00		1.0



(i) フレームタイプの影響



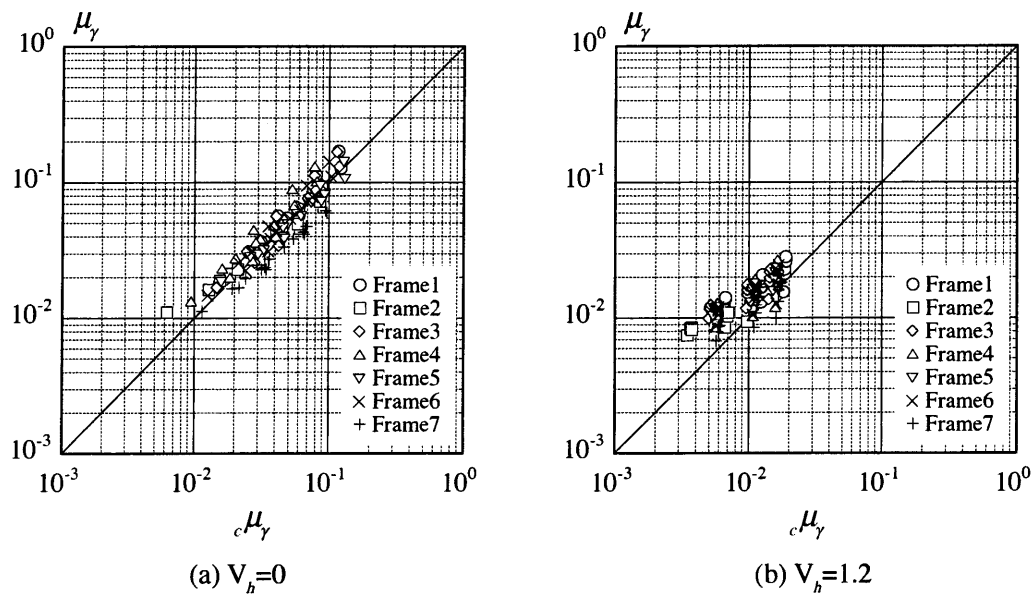
(ii) μ_η の影響



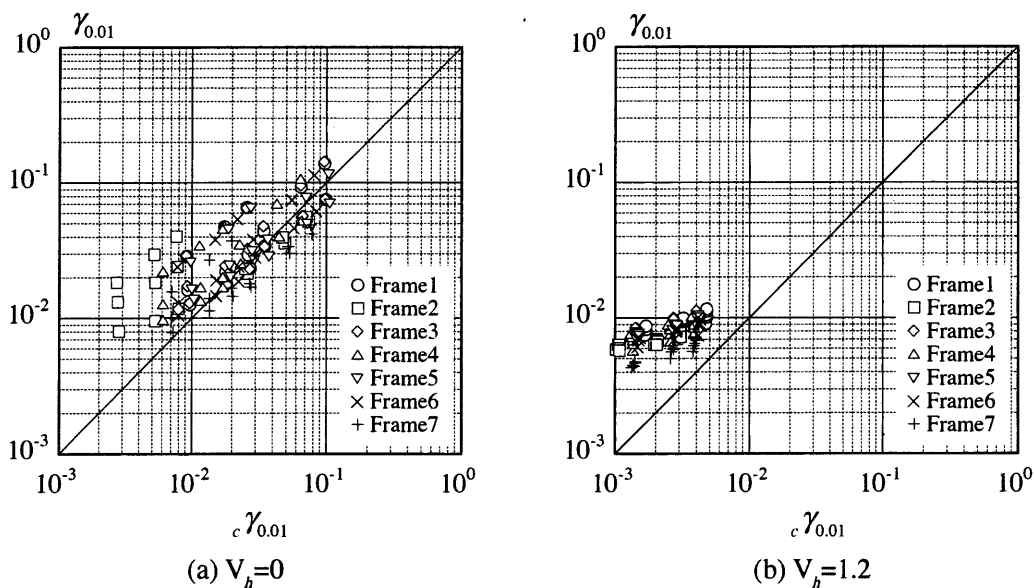
(iii) V_η の影響

図 5.10 COF と r の関係

した問題を解決するためには層崩壊と全体崩壊以外の崩壊形式を提案式に組み入れるか崩壊形式の多様化を示すなんらかの修正係数を乗じる必要がある。本研究では簡便な評価方法とした位置づけとして提案した手法にとどめるが今後より精細な評価が可能な手法を確立していくことが期待される。



(i) 平均値



(ii) 1% 下限値

図 5.11 数値解析と評価式の比較

5-4 確率分布関数による骨組変形性能の下限值と必要部材変形性能の関係

前節では層崩壊形式と全体崩壊形式の2つの崩壊形式の変形性能確率分布に基づいて骨組の変形性能の確率分布関数を簡便に予測する手法とその予測式を提案した。提案式を用いることで骨組の変形性能に関する信頼性評価が可能となった。本節では延性限界状態時に要求する骨組変形性能 γ_G を確定的にいくつか定め、それらを満足するために必要とされる部材変形性能の平均値 μ_η と変動係数 V_η の関係を提案された $F(\gamma)$ を用いて定量的に明らかとし考察を行い、設計に対する有益な統計的情報として提示するとともに提案式の妥当性と有用性を確認する。

図 5.12 に 4 層 4 スパン骨組 (Frame 1) と 10 層 4 スパン骨組 (Frame 2) について延性限界状態時に要求する骨組変形性能 γ_G を 1% 下限値で満足するために必要な μ_η と V_η の関係を示した。 γ_G は 1/60 ~ 1/15 の範囲を対象として、それぞれに結果に対応する γ_G の値を線上に記している。実線は提案した $F(\gamma)$ から求めた値 (Calculated Value)、で点線は静的漸増载荷による数値解析から求めた値 (Numerical Analysis Value) である。 $F(\gamma)$ の値は、図 5.10(iii) に示す V_η と r の関係を考慮して求めている。数値解

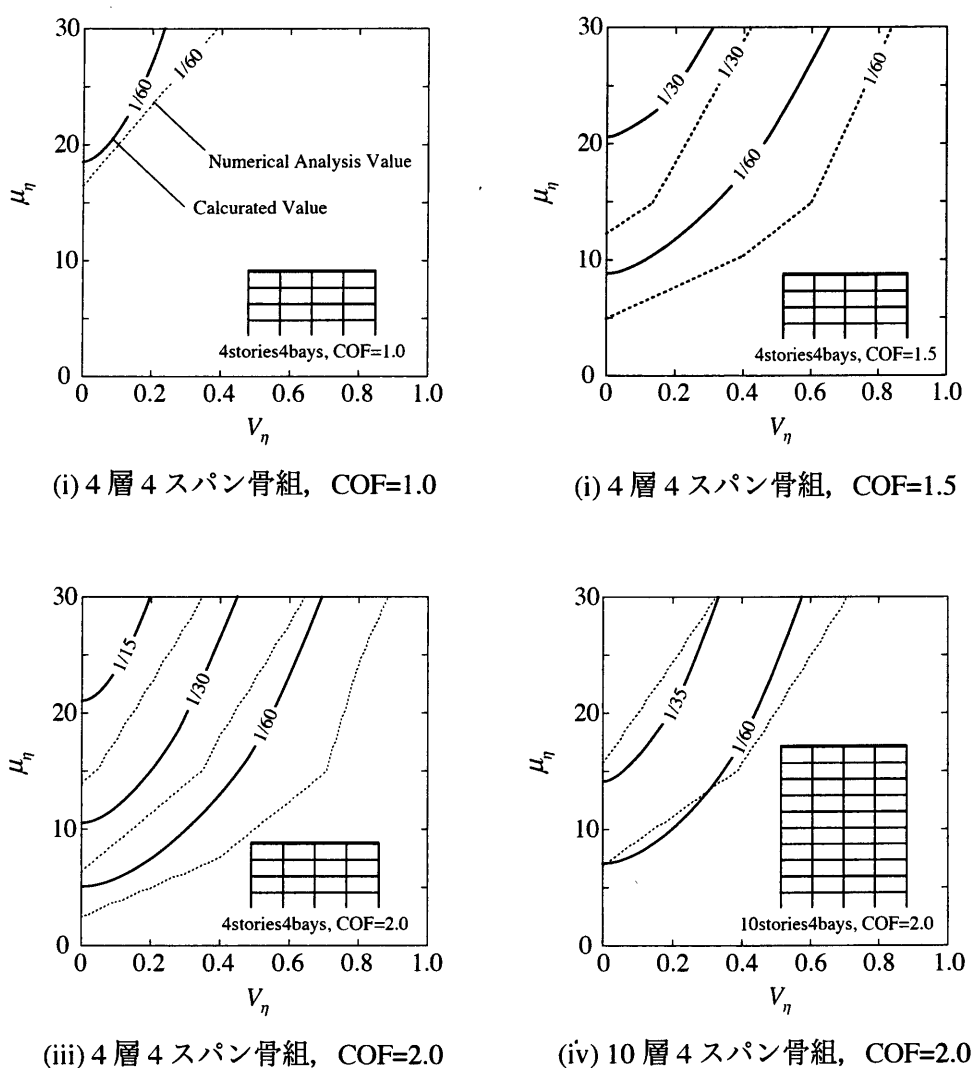


図 5.12 延性限界時における必要部材塑性変形量の平均値と変動係数の関係

析の値は、柱は SS400 角形鋼管、はり は SS400 細幅系 H 形鋼とし、一次設計および二次設計を満足するとともに各節点の COF が等しくなるように各部材断面を決定し、用途に事務所を想定して単位床面積あたりの床荷重を 7kN/m^2 とし、水平荷重を A_i 分布に応じた外力分布として求めている。また、 $V_\eta=0, 0.4, 0.8, 1.2$ と $\mu_\eta=15, 30$ をパラメータとして骨組変形性能を求め、パラメータ間の骨組変形性能を線形的補間して求めて、骨組変形性能の 1% 下限値が γ_G と等しくなる V_η と μ_η の値を求めている。

それぞれの図を見ると V_η が増加するほど必要とする μ_η は急激に増加している。これは V_η が骨組変形性能を大きく低下させていることが原因であると考えられる。(i),(ii),(iii) を比較すると COF の増加によって V_η に対応する必要な μ_η はいずれの V_η に関しても減少している。また、COF の増加によって各 γ_G に対応する線同士の間隔が狭くなっている。あるばらつき V_η を示す部材で構成された骨組を対象とした場合に、COF が大きい骨組の方が μ_η を増加させた時に効果的な骨組変形性能の向上が期待できると言える。(iii) と (iv) を比較すると層数の増加は V_η に対して必要な μ_η を増加させ、各 γ_G に対応する線の間隔広げている。あるばらつき V_η を示す部材で構成された骨組を対象とした場合に、層数が少ない骨組の方が μ_η を増加させたときに効果的な骨組変形性能の向上が期待できると言える。

$F(\gamma)$ から求めた値(実線)は数値解析(点線)と同じく上述した μ_η と V_η の関係と COF や層数の変化による特徴を表しており、提案した $F(\gamma)$ は骨組変形性能の確率分布を示す関数としての妥当性を示していると言える。また実線は点線よりも概ね安全側に評価されており提案した $F(\gamma)$ の実用性においても妥当と言える。

5-5 まとめ

本章では柱梁耐力比 COF と部材変形性能の不確定性が及ぼす影響を考慮した延性限界状態時における鋼構造骨組の変形性能の分布性状を数値解析によって求めて考察を行い、以下に示すいくつかの有益な知見を得ることができた。

1. COF を大きく設定することで高い変形性能を期待できると一般にいられていることは部材変形性能の不確定性を考慮した場合においても同様にいえる。
2. COF を大きく設定しても V_η が大きいほど骨組の変形性能は低下してしまうため、要求される骨組変形性能に対応する COF の必要値を示す場合には V_η を考慮して変形性能の確保を前提とした評価を行う必要がある。

またこれらの結果を考慮して骨組変形性能の確率分布関数 $F(y)$ を提案した。提案された $F(y)$ から導かれる平均値、1% 下限値は数値解析結果と比較したところ概ね安全側の評価となった。さらに、要求される骨組変形性能を確定的に定め、その要求値を下限値レベルで満たすために必要な部材変形性能の平均値 μ_η と変動係数 V_η の関係を提案された $F(y)$ を用いて求めた。数値解析で得られた結果と比較すると安全側の値となっているが、COF が変化するときの V_η と μ_η の増分関係を表現できおり提案した $F(y)$ の妥当性を確認すると共に設計時の統計的情報としての有用性を示すことができた。

第 6 章 結 論

結 論

本論文では性能照査型設計である限界状態設計法への活用を目的として建物を構成する部材の塑性変形性能が有する不確定性に着目してそれらの定量的な把握を行い、骨組の変形性能に及ぼす影響を定量的に明らかとした。以下、本研究で得られた結果を示す。

1. 鋼構造曲げ材の変形性能に関するデータベースの構築を実験データに基づいて行い、構築したデータベースを用いて限界状態設計の基礎資料である統計的情報として塑性変形性能の不確定性を定量的に把握した。データ数が適度に分布している区間の鋼構造曲げ材の変形性能が有している不確定性は変動係数にして 20 ～ 150% 程度であり、これらの変動係数は本論文で示した細長比 λ と幅厚比 β による適用範囲内で考慮する必要がある。
2. 延性限界状態時と倒壊限界状態時において骨組の吸収エネルギー量の下限値を部材の塑性変形性能の不確定性を考慮した統計的変形性能指標を用いた提案式 (3.10)(3.11) から推定することができる。提案式は部材変形性能の確率分布形状にかかわらず用いることができ、適用範囲は統計的変形性能指標の値が 20 以下である。またそれぞれの限界状態時の骨組の変形性能として層間変形角の下限値も統計的変形性能指標を用いた提案式から推定することができる。これらの関係を用いて要求される骨組変形性能に必要とされる部材変形性能の下限値を導くことができる。
3. 延性限界状態時の鋼構造骨組の変形性能を対象に数値解析により分布性状を考察したところ COF を大きく設定しても部材の塑性変形性能の不確定性が大きいほど骨組の変形性能は低下してしまうことから、COF の要求値を示す場合には変形性能の確保を前提として部材の塑性変形性能の不確定性を考慮した評価を行う必要がある。部材の塑性変形性能の不確定性と COF を考慮した骨組変形性能の確率分布関数 $F(\gamma)$ を全体崩壊と層崩壊の 2 つの崩壊形式における確率分布に着目して定式化した。

参考文献

- 1 日本建築学会：建築物の限界状態設計指針，2002.11
- 2 日本建築学会近畿支部鉄骨構造部会：1995 年兵庫県南部地震鉄骨構造建築物被害調査報告書，1995.5
- 3 日本建築学会・構造委員会：鉄骨の破断現象はどこまで解明されたか，当面の対策資料，2000 年度日本建築学会大会（東北）パネルディスカッション資料，2000.9
- 4 日本建築学会：鋼構造座屈設計指針，1980.9
- 5 若林実・中村武：鉄骨充腹梁の横座屈に関する研究，京大防災研年報，Vol. 45，1981.4
- 6 鈴木敏郎・木村衛・金子洋文：鉄骨梁の塑性変形能力評価法について，日本建築学会大会梗概集，1985.10，pp. 708-709
- 7 小野徹郎・井戸田秀樹：鋼構造梁部材の変形能力に関する一考察，日本建築学会大会東海支部研究報告集，1991.2
- 8 B. Kato: Deformation Capacity of Steel Structures, Journal of Constructional Steel Research, Vol. 17, 1990
- 9 M. Nakashima: Variation of Ductility Capacity of Steel Beam-Columns, Vol. 120, No. 7, July, 1994
- 10 牧野 稔，松井千秋，三谷 勲：H 形鋼柱の局部座屈後の変形性状（その 1 実験計画および実験結果），日本建築学会論文報告集，第 281 号，pp. 71-80，1979.7
- 11 牧野 稔，松井千秋，三谷 勲：H 形鋼柱の局部座屈後の変形性状（その 2 荷重-変形関係），日本建築学会論文報告集，第 286 号，pp. 23-28，1979.12
- 12 牧野 稔，松井千秋，三谷 勲：H 形鋼柱の局部座屈後の変形性状（その 3 単調載荷時と繰返し載荷時との塑性変形性状の対応性，及びエネルギー吸収能力），日本建築学会論文報告集，第 288 号，pp. 49-58，1980.2
- 13 牧野 稔，松井千秋，三谷 勲：H 形鋼柱の局部座屈後の変形性状（その 4 塑性変形能力），日本建築学会論文報告集，第 290 号，pp. 45-55，1980.4
- 14 鈴木敏郎，小野徹郎：圧縮と曲げを受ける鉄骨 H 形断面柱の塑性変形能力に関する研究（その 1），日本建築学会論文報告集，第 292 号，pp. 23-29，1980.6
- 15 三谷 勲，山崎達司，林原光司郎，今門一弘：複曲率曲げを受ける H 形鋼柱の塑性変形能力に及ぼす軸力比および曲げモーメント比の影響，日本建築学会構造系論文報告集，第 370 号，pp. 69-79，1986.12
- 16 三谷 勲，今門一弘：複曲率曲げを受ける H 形鋼柱の塑性変形能力評価式，日本建築学会構造系論文報告集，第 379 号，pp. 71-78，1987.9
- 17 B. Kato and H. Akiyama : "The Equilibrium of Short Strain-hardening Steel Columns", Intern. Journ. Solid Structures, Vol. 11, 1975
- 18 鈴木弘之，前田恒一：鋼柱の座屈後挙動解析，日本建築学会構造系論文報告集，第 387 号，pp. 61-70，1988.5
- 19 越智健之，山下正弘，小川厚治，黒羽啓明，村瀬良秀：引張・圧縮を受ける円形鋼管部材の局部座屈および履歴挙動，日本建築学会構造系論文報告集，第 417 号，pp. 53-61，1990.11
- 20 山田 哲，秋山 宏，桑村 仁：局部座屈を伴う箱形断面鋼部材の劣化域を含む終局挙動，日本建築学会構造系論文報告集，第 444 号，pp. 135-143，1993.2

- 21 安井信行, 井上一郎: 軸圧縮力を受ける円形鋼管の塑性局部座屈後挙動に関する研究, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 446 号, pp. 117-126, 1993.4
- 22 鈴木敏郎, 小河利行, 五十嵐規矩夫: 異種鋼材を用いた H 形鋼柱部材の塑性変形性状に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 465 号, pp. 139-146, 1994.11
- 23 鈴木敏郎, 小野徹郎, 木村 功: 交番曲げを受ける高張力鋼梁の塑性変形挙動に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (関東), pp. 1071-1072, 1979.9
- 24 鈴木敏郎, 木村 衛, 金子洋文: 鉄骨梁の塑性変形能力評価法について, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (東海), pp. 701-702, 1985.10
- 25 與田香二, 今井克彦, 黒羽啓明, 小川厚治: 幅厚比の大きい溶接 H 形鋼ばりの曲げ変形挙動, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 397 号, pp. 60-71, 1989.3
- 26 與田香二, 今井克彦, 黒羽啓明, 小川厚治: 幅厚比の大きい H 形断面曲げ材の変形挙動予測に関する研究, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 411 号, pp. 83-96, 1990.5
- 27 小野徹郎, 井戸田秀樹: 鋼構造梁部材の変形能力に関する一考察, 日本建築学会東海支部研究報告, pp. 181-184, 1991.2
- 28 鈴木敏郎, 五十嵐規矩夫, 東 武史, 薩川恵一: ウェブ幅厚比の大きな高張力鋼梁の大変形挙動に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 504 号, pp. 95-101, 1998.2
- 29 鈴木敏郎, 五十嵐規矩夫, 東 武史, 薩川恵一: 建築構造用高性能 590N/mm² 鋼材を用いたウェブ幅厚比の大きな梁の塑性変形能力に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 522 号, pp. 113-119, 1999.8
- 30 桑村 仁, 伊山 潤, 松井康治: 鉄骨の脆性破断に及ぼす材料靱性と板厚の影響 (鉄骨破断に関する研究 その 1), 日本建築学会構造系論文集, 第 525 号, pp. 109-116, 1999.11
- 31 桑村 仁, 高木直人, 松井康治: 鉄骨の脆性破断に及ぼす溶接入熱の影響 (鉄骨破断に関する研究 その 2), 日本建築学会構造系論文集, 第 531 号, pp. 157-116, 2000.5
- 32 一戸康生, 桑村 仁: 鉄骨の脆性破断に及ぼす繰返し変位振幅の影響 (鉄骨破断に関する研究 その 3), 日本建築学会構造系論文集, 第 534 号, pp. 145-116, 2000.8
- 33 鈴木敏郎, 五十嵐規矩夫, 薩川恵一: 鋼構造部材の塑性変形能力に及ぼす鋼素材特性の影響, 日本建築学会構造系論文集, 第 517 号, pp. 141-148, 1999.3
- 34 鈴木敏郎, 五十嵐規矩夫, 薩川恵一: 鋼素材特性を反映させた鋼構造部材の塑性変形能力評価に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 535 号, pp. 157-162, 2000.9
- 35 鈴木敏郎, 五十嵐規矩夫, 薩川恵一: 鋼素材特性を反映させたモーメント勾配のある鋼構造部材の塑性変形能力評価, 日本建築学会構造系論文集, 第 537 号, pp. 129-134, 2000.11
- 36 小野徹郎, 中川進一郎: 欠陥を有する柱-はり接合部の塑性変形能力に関する破壊力学的検討 (欠陥を有する溶接接合部の破壊挙動に関する研究 その 3), 日本建築学会構造系論文報告集, 第 357 号, pp. 72-79, 1985.11
- 37 藤本盛久, 橋本篤秀, 中込忠男, 金 鐘洛, 松村弘道: 柱はり溶接接合部の力学的性状および破壊に及ぼす影響について, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 357 号, pp. 81-88, 1985.11
- 38 中込忠男, 的場 耕, 岩田 衛: 梁材の力学的性能が柱梁溶接接合部の変形能力に与える影響に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 540 号, pp. 111-117, 2001.2
- 39 山田 哲, 秋山 宏, 桑村 仁: 局部座屈を伴う H 形断面鋼部材の劣化挙動, 日本建築学会構

- 造系論文報告集, 第 454 号, pp. 179-186, 1993.12
- 40 小野徹郎, 木村 衛, 石田和人, 吉田文久: 板要素の断面積比を考慮した H 形断面短柱の変形能力評価, 日本建築学会構造系論文集, 第 483 号, pp. 139-146, 1996.5
 - 41 小野徹郎, 吉田文久: H 形断面短柱の変形性能に及ぼす素材特性の影響に関する研究 その 1, 日本建築学会構造系論文集, 第 503 号, pp. 125-129, 1998.1
 - 42 長谷川隆, 山内泰之: 強震時における中低層鋼構造骨組の損傷分布に基づく部材の必要塑性変形性能, 日本建築学会構造系論文集, 第 460 号, pp. 169-177, 1994.6
 - 43 中島正愛, 稲岡真也: 全体崩壊型鋼構造ラーメン部材の必要塑性変形性能 (その 1 既往の最大変位予測法の評価), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (中国), pp. 903-904, 1999.9
 - 44 小川厚治, 井上一朗: 全体崩壊型鋼構造ラーメン部材の必要塑性変形性能 (その 2 入力エネルギーに基づく最大変位予測法), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (中国), pp. 905-906, 1999.9
 - 45 稲岡真也, 中島正愛: 全体崩壊型鋼構造ラーメン部材の必要塑性変形性能 (その 3 既往の予測法との比較), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (中国), pp. 907-908, 1999.9
 - 46 加村久哉, 井上一朗, 小川厚治: 全体崩壊型鋼構造ラーメン部材の必要塑性変形性能 (その 4 梁に要求される塑性変形性能), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (中国), pp. 909-910, 1999.9
 - 47 澤泉紳一, 井上一朗, 中島正愛, 小川厚治: 全体崩壊型鋼構造ラーメン部材の必要塑性変形性能 (その 5 地震応答解析結果との比較), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (中国), pp. 911-912, 1999.9
 - 48 井上一朗, 小川厚治: 全体崩壊型鋼構造ラーメン部材の必要塑性変形性能 (その 6 梁の塑性変形性能に及ぼす各パラメータの影響), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (中国), pp. 913-914, 1999.9
 - 49 小川厚治, 井上一朗, 中島正愛, 澤泉紳一: 梁降伏型鋼構造ラーメン部材の必要塑性変形性能に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 537 号, pp. 121-128, 2000.11
 - 50 小川厚治, 横山則幸: 鋼構造ラーメン骨組の梁の必要塑性変形性能に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 547 号, pp. 177-184, 2001.9
 - 51 向出静司, 桑原 進: 鋼構造ラーメン骨組の梁と接合部パネルに要求される変形性能, 日本建築学会構造系論文集, 第 555 号, pp. 163-170, 2002.5
 - 52 小野徹郎, 平野富之: 実験データに基づく鋼構造部材の耐力と変形能力に関する統計論的考察 (I), 日本建築学会論文報告集, 第 328 号, pp. 1-10, 1983.6
 - 53 越智健之, 黒羽啓明: 冷間成形円形鋼管部材の耐力と変形能の統計的評価, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 391 号, pp. 59-67, 1988.9
 - 54 中島正愛: 鉄骨造建築物・部材に要求される塑性変形能力とその変動の定量化, 建築鋼構造助成事業に基づく助成金給付者の鋼構造研究フォーラム, pp. 56-60
 - 55 中島正愛, 吉良圭史, 辻 文三: 構造物に要求される消費エネルギーに対して構造各部材に要求される塑性変形量とそのばらつきの評価法, 日本建築学会構造系論文集, 第 494 号, pp. 99-105, 1997.4
 - 56 W. M. Chi, S. El-Tawil, G. G. Deierlein, J. F. Abel : "Inelastic Analyses of a 17-Story Steel Framed

- Building Damaged during Northridge", Engineering Structures, Vol. 20, Nos 4-6, pp. 481-495, 1998
- 57 A. A. Asl, D. Modjtahedi, K. McMullin, J. H. Shen, E. D'Amore : "Stability of Damaged Steel Moment Frames in Los Angeles", Engineering Structures, Vol. 20, Nos 4-6, pp. 433-446, 1998
- 58 寺岡 勝, 白戸俊行, 森田耕次, 岡田忠義, 島貫広志 : 1995 年兵庫県南部地震による 9 階建鉄骨造建物の被害調査と検討 (その 1 建物の被害調査と補修), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (近畿), pp. 839-840, 1996.9
- 59 岡田忠義, 島貫広志, 森田耕次, 寺岡 勝, 佐々木聡 : 1995 年兵庫県南部地震による 9 階建鉄骨造建物の被害調査と検討 (その 2 使用鋼材の特性と破壊原因の検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (近畿), pp. 841-842, 1996.9
- 60 薦野和彦, 寺岡 勝, 森田耕次, 岡田忠義 : 1995 年兵庫県南部地震による 9 階建鉄骨造建物の被害調査と検討 (その 3 骨組の耐震性能の評価), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (近畿), pp. 843-844, 1996.9
- 61 平間敏彦, 寺田岳彦, 矢部喜堂, 真瀬伸治, 坂本真一, 岡本修平 : 1995 年兵庫県南部地震における鉄骨造建物の地震時挙動と構造被害, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (近畿), pp. 851-852, 1996.9
- 62 寺田岳彦, 矢部喜堂, 真瀬伸治, 坂本真一 : 1995 年兵庫県南部地震における被災鉄骨造建物の地震時挙動と梁端の損傷, 日本建築学会構造系論文集, 第 492 号, pp. 139-147, 1997.2
- 63 長谷川隆 : 1995 年兵庫県南部地震で梁端部が破断した鉄骨造建物の弾塑性応答性状, 日本建築学会構造系論文集, 第 498 号, pp. 129-136, 1997.8
- 64 秋山 宏 : 鋼構造剛接骨組の耐震性におよぼす P-D 効果の影響, 日本建築学会論文報告集, 第 340 号, pp. 11-15, 1984.6
- 65 曾我部博之, 小高昭夫 : 強震を受ける弾塑性質点系の P-D 効果について, 日本建築学会構造系論文集, 第 463 号, pp. 19-26, 1994.9
- 66 山崎真司, 遠藤和明 : 弾塑性地震応答における P-D 効果と安定比, 日本建築学会構造系論文集, 第 527 号, pp. 71-78, 2000.1
- 67 和田 章, 久保田英之 : 部材の座屈および破断を考慮したトラス構造の崩壊解析, 第 396 号, pp. 109-116, 1989.2
- 68 南 健, 山尾憲一朗, 中島正愛, 辻 文三, 大谷恭弘 : 柱はり接合部破断が鉄骨造建物の地震時応答に及ぼす影響 (その 1 解析手順と入力地震波), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (近畿), pp. 733-734, 1996.9
- 69 山尾憲一朗, 中島正愛, 南 健, 辻 文三, 大谷恭弘 : 柱はり接合部破断が鉄骨造建物の地震時応答に及ぼす影響 (その 2 地震応答解析結果), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (近畿), pp. 735-736, 1996.9
- 70 上谷宏二, 田川 浩 : 梁端部の脆性破壊を伴う鋼構造骨組の地震応答, 日本建築学会構造系論文集, 第 489 号, pp. 77-86, 1996.11
- 71 上谷宏二, 田川 浩 : 部材破断を伴う鋼構造骨組の動的応答解析法, 計算工学講演会論文集, Vol. 2, pp. 947-950, 1997.5
- 72 J. L. Gross : "A Connection Model for the Seismic Analysis of Welded Steel Moment Frames", Engineering Structures, Vol. 20, Nos 4-6, pp. 390-397, 1998

- 73 M. Nakashima, T. Minami, I. Mitani : "Moment Redistribution Caused by Beam Fracture in Steel Moment Frames", Journal of Structural Engineering, Vol. 126, No. 1, 2000.1
- 74 N. Luco, C. A. Cornell : "Effects of Connection Fractures on SMRF Seismic Drift Demands", Journal of Structural Engineering, Vol. 126, No. 1, 2000.1
- 75 上谷宏二, 田川 浩 : 部材破断を伴う鋼構造骨組の地震応答および耐震性能, 構造物の崩壊解析 応用編
- 76 孟令樺, 大井謙一, 高梨晃一 : 鉄骨骨組地震応答解析のための耐力劣化を伴う簡易部材モデル, 日本建築学会構造系論文報告集, pp. 115-124, 第 437 号, 1992.7
- 77 小川厚治, 黒羽啓明, 待鳥賢治 : 強震をうける 1 自由度系の正負 2 方向の損傷分布に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 481 号, pp. 117-126, 1996.3
- 78 小川厚治, 黒羽啓明, 待鳥賢治, 馬淵信一郎 : 劣化域を考慮した鋼構造物のエネルギー吸収能力の評価基準に関する一考察, 日本建築学会構造系論文集, 第 492 号, pp. 113-119, 1997.2
- 79 上谷宏二, 田川 浩 : 梁降伏型骨組の動的崩壊過程における変形集中現象, 日本建築学会構造系論文集, 第 483 号, pp. 51-60, 1996.5
- 80 桑村 仁, 佐藤義也 : 強震を受ける柱降伏型多層骨組の脆性連鎖崩壊, 日本建築学会構造系論文集, 第 483 号, pp. 61-70, 1996.5
- 81 河野昭彦, 松井千秋, 清水るみ : SRC 構造多層ラーメン架構の全体崩壊機構形成に要求される柱梁耐力比の基礎的性質, 日本建築学会構造系論文集, 第 505 号, pp. 153-159, 1998.3
- 82 呉 相勲, 山田 哲, 秋山 宏 : 柱梁耐力比および剛性比を考慮した梁降伏型鋼構造多層骨組の損傷分布則, 日本建築学会構造系論文集, 第 506 号, pp. 171-177, 1998.4
- 83 最相元雄, 香月 新, 大田裕一郎 : 強震動を受けるコンクリート充填鋼管多層骨組の損傷と柱梁耐力比に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 547 号, pp. 199-206, 2001.9
- 84 松宮智央, 中島正愛, 浅野幸一郎 : 弾性低次モードによる鋼構造骨組の最大層間変形角予測, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (北陸), pp. 329-330, 2002.8
- 85 山田 哲, 秋山 宏, 水谷浩之 : パネルの塑性変形を伴う鋼構造多層骨組の終局耐震性能, 日本建築学会構造系論文集, 第 481 号, pp. 137-144, 1996.3
- 86 桑村 仁, 佐藤義也 : 強震を受ける柱-梁-パネル系多層ラーメンの脆性連鎖崩壊, 構造工学論文集, Vol. 43B, pp. 477-483, 1997.3
- 87 R. M. Bennett : "Reliability Analysis of Frame Structures with Brittle Components", Structural Safety, Vol. 2, pp. 281-290, 1985
- 88 日下彰宏, 中島正愛, 野中泰二郎 : 梁部材破断を考慮した鉄骨平面骨組の挙動と信頼性 (その 1 静的挙動解析), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (近畿), pp. 737-738, 1996.9
- 89 中島正愛, 日下彰宏, 野中泰二郎 : 梁部材破断を考慮した鉄骨平面骨組の挙動と信頼性 (その 2 破断耐力の信頼性), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (近畿), pp. 739-740, 1996.9
- 90 日下彰宏, 中島正愛, 野中泰二郎 : 梁部材破断を考慮した鉄骨平面骨組の挙動と信頼性, 日本建築学会構造系論文集, 第 493 号, pp. 99-106, 1996
- 91 佐藤義也, 桑村 仁 : 鉄骨破断による倒壊を限界状態とした構造特性係数, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (中国), pp. 299-300, 1999.9
- 92 C.-H. Wang, Y. K. Wen : "Seismic Redundancy of Steel Buildings with Brittle Connections", Applications

- of Statistics and Probability, pp. 575-583, 2000
- 93 K. Lee, D. A. Foutch : "Seismic Performance Evaluation of Pre-Northridge Steel Frame Buildings with Brittle Connections", Journal of Structural Engineering, Vol. 128, No. 4, pp. 546-555, 2002.4
- 94 森口英樹, 中埜良昭, 藤原 薫: 部材強度のばらつきを考慮した柱梁耐力比と柱ヒンジ発生確率, 日本建築学会構造系論文集, 第 509 号, pp. 119-126, 1998.7
- 95 T. Ichinose, N. Hanai, T. Umeno, H. Idota : "Probabilistic Prediction of Story Displacements",
- 96 T. Ono, Y.-G. Zhao, T. Ito : "Probabilistic Evaluation of Column Overdesign Factors for Frames", Journal of Structural Engineering, Vol. 126, No. 5, 2000.5
- 97 趙 衍剛, 小野徹郎, 石井 清, 吉原和宏: 鉄骨骨組の全体崩壊機構に要求される柱・梁耐力比に関する一考察, 日本建築学会構造系論文集, 第 558 号, pp. 61-67, 2002.8
- 98 M. P. Enright, D. M. Frangopol : "Failure Time Prediction of Deteriorating Fail-Safe Structures", Journal of Structural Engineering, Vol. 124, No. 12, 1998.12
- 99 S. Hendawi, D. M. Frangopol : "System Reliability and Redundancy in Structural Design and Evaluation", Structural Safety, Vol. 16, pp. 47-71, 1994
- 100 A. Dey, S. Mahadevan : "Ductile Structural System Reliability Analysis using Adaptive Importance Sampling", Structural Safety, Vol. 20, pp. 137-154, 1998
- 101 R. D. Bertero, V. V. Bertero : "Redundancy in Earthquake-Resistant Design", Journal of Structural Engineering, Vol. 125, No. 1, pp. 81-88, 1999.1
- 102 S. Y. Yun, R. O. Hamburger, C. A. Cornell : "Seismic Performance Evaluation for Steel Moment Frames", Journal of Structural Engineering, Vol. 128, No. 4, pp. 534-545, 2002.4
- 103 秋山 宏: 建築物の耐震極限設計, 1980.9, 東京大学出版会
- 104 桑村仁, 佐々木道夫, 加藤勉: 降伏耐力のばらつきを考慮した全体崩壊メカニズム骨組の設計, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 401 号, pp. 151-162, 1989.7
- 105 山内泰之, 岡本晴仁, 奥蘭敏文: 鉄骨造建築物の耐震設計, 工業調査会, 1999.1
- 106 H. Idota, K. Yamazaki, T. Ono : Classifications of Uncertainties in Experimental Data of Structural Steel Members, Advances in Experimental Structural Engineering, pp. 781-787, 2005.7
- 107 鈴木敏郎, 小野徹郎: 鉄骨 H 形鋼梁の変形能力に関する考察, 日本建築学会大会梗概集, pp. 899-900, 1974.10
- 108 国土交通省住宅局建築指導課 他: 2001 年度版限界耐力計算法の計算例とその解説, 2001.3
- 109 小野徹郎, 井戸田秀樹: 高次積率標準化手法の提案とそれに基づく信頼性指標の設定 - 高次積率を考慮した信頼性設計法に関する研究 その 1, 日本建築学会論文報告集, NO.359, 1986.1
- 110 日本建築学会: 鋼構造設計基準, 1998

- 1 福知 保長, 小倉 正憲: H 形鋼梁のフランジ局部座屈と履歴性状に関する研究, 日本建築学会論文報告集, 第 228 号, pp. 65-71, 1975.2
- 2 鈴木敏郎, 小河利行, 五十嵐規矩夫, 小幡学: 降伏比の異なる高張力鋼を用いた H 形鋼の繰り返し履歴挙動とエネルギー吸収能力, 日本建築学会論文報告集, 第 485 号, pp. 135-144, 1996.7
- 3 興田香二, 今井克彦, 黒羽啓明, 小川厚治: 幅厚比の大きい溶接 H 形鋼ばりの曲げ変形挙動, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 397 号, pp. 60-71, 1989.3
- 4 宇田川邦明, 高梨晃一, 田中尚: 繰り返し载荷を受ける H 形鋼梁の復元力特性 (その 2), 日本建築学会論文報告集, 第 265 号, pp. 45-51, 1978.3
- 5 田中直樹, 澤本佳和: カバープレート付鉄骨梁と角形鋼管柱接合部の弾塑性挙動, 日本建築学会構造系論文集, 第 546 号, pp. 143-150, 2001.8
- 6 小田淳彦, 五十嵐定義, 井上一朗: 高張力鋼梁の塑性変形性能, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1355-1356, 1991.9
- 7 劉大偉, 中島正愛, 金尾伊織: 繰り返し载荷を受ける鋼梁の完全破壊実験 (その 1), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 589-590, 2001.9
- 8 今枝知子, 鄭景洙, 岡田健, 山田哲: バウシンガー効果を考慮した 400N/mm² 級構造要鋼材の履歴則, 日本建築学会学術講演梗概集, pp. 865-866, 2002.8
- 9 加藤賢治, 同宇野洋平, 桜井孝冒, 忠和男, 草間晴幸: 繰り返し荷重をうける冷間成形角形鋼管梁の耐荷力特性, 日本建築学会東海支部研究報告, pp. 141-144, 1996.2
- 10 中込忠男, 山田丈富, 日高新悟, 大林郁良: 繰り返し塑性歪をうける SM490A 鋼材の材質劣化に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 489 号, pp. 87-94, 1996.11
- 11 鈴木敏郎, 元結正次郎, 深沢隆, 打越端昌: スカラップ有する梁の変形能力に及ぼす板要素幅厚比の影響に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 486 号, pp. 107-114, 1996.8
- 12 立山英二, 湯田誠, 田中利幸: スカラップを有する実大鉄骨梁の単調及び繰り返し加力下における力学的特性と破壊性状に関する研究, 鋼構造論文集, 第 3 巻, 第 10 号, pp. 49-60, 1996.6
- 13 坂本真一, 中村庄滋, 大橋泰裕: 鉄骨柱梁接合部における現場溶接接合形式梁端接合部の構造性能の改善法, 鋼構造論文集, 第 5 巻, 第 20 号, pp. 113-124, 1998.12
- 14 中込忠男, 矢部喜堂, 坂本真一: 梁スカラップ有無が H 型断面柱に溶接接合される H 形鋼梁端部の力学的性状に及ぼす影響, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 432 号, pp. 51-59, 1992.2
- 15 矢部喜堂, 坂本真一, 中込忠男: 梁スカラップ有無が箱形断面柱に溶接接合される H 形鋼梁端部の力学的性状に及ぼす影響, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 440 号, pp. 125-132, 1992.10
- 16 中野達也, 増田浩志, 笹治峻, 田中淳夫: 鋼構造梁端混用接合部の力学性状に関する実験的研究 - ウェブ接合部分の補強効果, 日本建築学会構造系論文集, 第 556 号, pp. 139-144, 2002.6
- 17 安野武治, 辻岡静雄, 多田元英: 圧延 H 形鋼を用いたハンチ付鉄骨梁の繰り返し载荷実験, 日本建築学会大開学術講演梗概集, pp. 583-586, 2001.9
- 18 釜賀響, 牧野雄二, 黒羽啓明, 田中正光, 徳留幸成, 小袋雄亮: ノンスカラップ工法により改

- 良された現場溶接柱梁接合部の実験的研究, 日本建築学会大開学術講演梗概集, pp. 919-922, 2001.9
- 19 中込忠男, 山田丈富, 市川祐一, 坂本真一, 李建, 中野秀二: 590N/mm² 級高性能鋼を用いた柱梁溶接部の力学的性能に関する実験的研究, 日本建築構造系論文集, 第 499 号, pp. 101-107, 1997.9
 - 20 堺純一, 松井千秋, 久野和利: 鋼材の降伏比と骨組の崩壊形式の違いが, 鉄骨骨組の変形能力に及ぼす影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1351-1352, 1990.9
 - 21 久野和利, 松井千秋: 鋼材の降伏比が材端溶接部を含む梁部材の変形能力に及ぼす影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (中国), pp. 1353-1354, 1990.9
 - 22 坂本真一, 中込忠男, 矢部喜堂, 横山重和, 藤田哲也: 電炉鋼板を用いた柱梁溶接接合部の力学的性能, 日本建築学会大会講演梗概集, pp. 1155-1158, 1991.9
 - 23 矢部喜堂, 坂本真一, 倉持貢, 井手斉, 多賀雅泰, 越田和憲: 梁スカラップを有しない柱梁溶接接合部の力学的性状, 日本建築学会大会講演梗概集, pp. 1161-1162, 1991.9
 - 24 立山英二, 井上一郎, 甲津功夫: 現場溶接型のスカラップを設けた梁が H 形鋼柱に接合される場合の塑性変形性能に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1535-1536, 1992.8
 - 25 藤田哲也, 中込忠男, 水崎祐一: 角形鋼管柱を用いた柱梁溶接接合部の力学的性能に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1537-1538, 1992.8
 - 26 田淵基嗣, 金谷弘, 園田隆一: 鋼管柱・梁接合部の力学性状に与える接合部詳細の影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1539-1540, 1992.8
 - 27 許斐信三, 世良耕作, 蛭川利彦, 矢部喜堂, 寺田岳彦, 坂本真一: 箱形断面柱-H 形梁溶接接合部における梁端部の力学的性状, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1541-1542, 1992.8
 - 28 田中丈之, 金谷弘, 田淵基嗣, 園田隆一: 鋼管柱・梁接合部の力学的性状に与える接合部詳細の影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1245-1246, 1993.9
 - 29 真喜志卓, 山本昇, 筒井茂行, 藤沢一善, 上森博, 石井匠, 森田耕次: ノンスカラップ梁端溶接接合部の変形能力に関する実験 (その 1, 2) 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1257-1260, 1993.9
 - 30 伊藤栄俊, 木村衛, 金子洋文, 八木毅, 石井修: ノンスカラップ工法による梁崩壊型柱-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, pp. 1261-1262, 1993.9
 - 31 佐藤茂, 立山英二, 辻英一, 岩谷和子, 森田秀喜, 近藤吉輝: 特殊裏当て金を用いた角形鋼管柱・H 形鋼梁接合部の力学的性状と溶接施工性 (その 1, 2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1481-
 - 32 藤田哲也, 中込忠男, 鳴沢明雄: 角形鋼管柱に現場溶接型で接合された H 形断面梁端部の力学的性能。日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1275-1276, 1993.9
 - 33 南圭祐, 藤田哲也, 佐々木康彰: ノンスカラップ工法が柱梁溶接接合部の変形能力に及ぼす影響に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 631-632, 1996.9
 - 34 會田和広, 中込忠男, 山田丈富, 村井正敏, 中野秀二, 的場耕: 60 キロ級高性能鋼を用いた柱梁溶接接合部の力学的性能に関する実験的研究 (その 1), pp. 391-392, 1997.9
 - 35 石丸亮, 加々見信太郎, 田中淳夫, 増田浩志: 鋼構造梁端混用接合部の力学性状に関する研究 (そ

- の 1, 2), pp. 429-432, 1997.9
- 36 杉本浩一, 高橋泰彦: 改良梁端仕口形式を用いた角形鋼管柱-H 形梁接合部の静的載荷実験。日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 595-596, 1999.9
 - 37 吹田啓一郎, 森田周平, 田村匠, 中島正愛, マイケル・エンゲルハート: 改良型溶接柱梁接合部の実大実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 589-592, 1999.9
 - 38 宇田川邦明, 高梨晃一, 田中尚: 繰り返し載荷を受ける H 形鋼梁の復元力特性 (その 1), 日本建築学会論文報告集, 第 264 号, pp. 51-58, 1978.2
 - 39 高木大, 田中淳夫, 増田浩志, 久田哲彰: 梁端混用接合部の力学性状に関する研究 (その 1, 2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1477-1480, 1994.9
 - 40 辻田修, 成原弘治, 飯島昭治, 前沢澄夫, 原孝文: 現場溶接型柱梁接合部の耐力と変形能力 (その 1), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 605-606, 1999.9
 - 41 新井 聡, 青木博文, 中込忠男, 矢部喜堂, 古藤凱生, 中根一臣: 熱間矯正法が柱・梁溶接接合部の耐力, 変形能力に及ぼす影響に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1581-1586, 1992.8.1
 - 42 藤内滋, 松尾彰, 中村雄治, 鯨代仁朗, 高松隆夫: 弱パネル型 H 形鋼骨組の梁端仕口部破壊と塑性変形能力に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1249-1250, 1993.9
 - 43 石井匠, 山本昇, 森田耕次: 梁端溶接接合部の塑性変形能力に及ぼすスカルップ形状の影響, 日本建築学会学術講演梗概集, pp. 1255-1256, 1993・9
 - 44 藤内滋, 松尾彰, 中村雄治, 鯨代仁朗, 高松隆夫: 弱パネル型 H 形鋼骨組の梁端仕口部破壊と塑性変形能力に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1423 - 1424, 1994.9
 - 45 藤内 滋, 松尾 彰, 中村雄治, 鯨代仁朗, 高松隆夫: 混用接合仕口形式を採用した柱・梁接合部の耐力と梁端仕口部破壊に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 505-506, 1995.8
 - 46 高木 大, 田中淳夫, 増田浩志, 久田哲彰: 梁端混用接合部の力学性状に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 507-510, 1995.8
 - 47 田淵基嗣, 田中丈之: スカルップに起因する梁フランジの脆性破断に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 543-544, 1995.8
 - 48 藤田哲也, 南 圭祐, 中込忠男, 村井正敏, 佐々木康彰: ノンスカルップ工法が柱梁溶接接合部の変形能力に及ぼす影響について (溶接組立 H 鋼梁を用いた場合), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 633-634, 1996.9
 - 49 寺田岳彦, 矢部喜堂, 真瀬伸治, 坂本真一, 宇野壽郎: 鉄骨柱梁接合部の動的載荷実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 641-644, 1996.9
 - 50 坂本真一, 高橋正明: 接合部詳細の違いが現場溶接接合形式梁端仕口部の構造性能に及ぼす影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 349-350, 1997.9
 - 51 渡辺和志, 中込忠男, 會田和広, 岡本晴仁, 加村久哉, 廣田 実: 梁の力学的性能が柱梁溶接接合部の変形能力に及ぼす影響に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 389-390, 1997.9
 - 52 的場 耕, 中込忠男, 山田丈富, 村井正敏, 中野秀二, 會田和広: 60 キロ級高性能鋼を用いた柱梁溶接接合部の力学的性能に関する実験的研究 (その 2), pp. 393-394, 1997.9

- 53 的場 耕, 中込忠男, 山田丈富, 村井正敏, 會田和広: ノンスカラップ工法を用いた柱梁溶接接合部の変形能力に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 355-358, 1998.9
- 54 鯨岡剛志, 加藤 勉, 松下吉男, 安楽秀嶽: 鉄骨梁端接合部の耐力と変形能力, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 363-364, 1998.9
- 55 白井嘉行, 中込忠男, 村上武夫, 青木博文, 的場 耕, 會田和広, 橋英二: 通しダイアフラム形状が柱梁溶接接合部の変形能力に及ぼす影響に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 377-378, 1998.9
- 56 安田 聡, 泉 満, 成原弘之: 箱型断面柱内ダイアフラム形式柱梁接合部の実大実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 395-396, 1998.9
- 57 白井嘉行, 中込忠男, 村上武夫, 村井正敏, 青木博文, 的場 耕, 宿野部勇祐: 通しダイアフラム形状が柱梁溶接接合部の変形能力に及ぼす影響に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 525-526, 1999.9
- 58 宿野部勇祐, 中込忠男, 村井正敏, 的場 耕, 會田和広, 白井嘉行: 梁材の機械的性質が柱梁溶接接合部の変形能力に与える影響に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 529-530, 1999.9
- 59 的場 耕, 中込忠男, 村井正敏, 吉川 薫, 白井嘉行, 宿野部勇祐, 服部和徳: 梁の材質が柱梁溶接接合部の変形能力に与える影響に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 681-682, 2000.9
- 60 的場 耕, 中込忠男, 村井正敏, 吉川 薫, 白井嘉行, 宿野部勇祐, 服部和徳: 梁の材質が柱梁溶接接合部の変形能力に与える影響に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 683-684, 2000.9
- 61 鯨岡剛志, 加藤 勉, 松下吉男, 安楽秀嶽: 鉄骨梁端接合部の耐力と変形能力, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 701-702, 200.9
- 62 的場 耕, 中込忠男, 宿野部勇祐, 岩田 衛, 桜井謙次, 村井正敏, 原山浩一: 欠陥を有する柱梁溶接接合部の変形能力に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 907-912, 2001.9
- 63 市川祐一, 中込忠男, 山田丈富, 矢部喜堂, 坂本真一, 中野秀二: 90N/mm² 級高性能鋼を用いた工場溶接接合形式の柱梁接合部における梁端溶接部の構造性能, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 579-580, 1995.9
- 64 鶴 勇治, 藤本盛久, 青木博文, 中込忠男, 中澤 淳: 電炉広幅鋼 (SM490A) を用いた柱梁接合部の実大実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 611-614, 1995.8
- 65 甲津功夫, 山下英明, 佐野直樹: 鋼構造混用接合形式を用いた柱梁接合部の力学特性に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 585 -588, 1996.9
- 66 藤内繁明, 鈴木孝彦: 柱梁溶接接合部の力学的特性に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1523-1524, 1992.8
- 67 皿海康行, 齊藤英明, 横山治男, 青柳隆之, 坂本真一, 田沼良一: 梁端ディテールの違いが角形鋼管柱-H 形断面梁接合部における梁端部仕口部の構造性能に及ぼす影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 373-374, 1998.9
- 68 澤本佳和, 吉田弘, 木原碩美, 鳥井信吾, 田中直樹, 田原新六, 力山聖: 角形鋼管柱梁溶接

- 接合部における梁端ディテールに関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 375-376, 1998.9
- 69 鈴木孝彦, 桑村仁: 低 YR 高張力鋼梁端溶接継手の耐震性能, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1597-1598, 1990.9
- 70 松尾世志浩, 寺岡勝, 森田耕治, 佐々木聡, 藤原敏夫: 混用接合形式の角形鋼管柱・H 形鋼梁接合部における力学的挙動に与える接合部詳細の影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1473-1474, 1994.9
- 71 立山英二: 現場溶接型柱・梁仕口部における H 形鋼梁梁端部の力学的性状に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1277-1278, 1993.9
- 72 坂本真一, 矢部喜堂: 梁スカラップを有しない柱梁接合部の力学的性状 (その 5), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1265-1266, 1993.9
- 73 大関晴久, 矢部喜堂, 坂本真一: 梁スカラップを有しない柱梁接合部の力学的性状 (その 4), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1533-1534, 1993.9
- 74 谷口英武, 内田直樹, 原克己, 多賀謙蔵, 山辺秀夫, 杉本浩一, 関根誠司: 改良型スカラップ工法を用いた円形鋼管柱・H 形梁接合部の動的載荷実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 399-402, 1997.9
- 75 的場 耕, 中込忠男, 村井正敏, 吉川 薫, 會田和広, 白井嘉行, 宿野部勇祐: 実験温度と載荷速度が柱梁溶接接合部の変形能力に与える影響に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 495-496, 1999.9
- 76 久世庸平, 中込忠男, 服部和徳, 岩田衛: RBS 工法を用いた現場型柱梁溶接接合部の変形能力に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 699-702, 2002.8
- 77 植木卓也, 下川弘海, 加村久哉, 岡本晴仁: 柱梁接合ディテールの改善による変形能力の検証, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 691-692, 2002.8
- 78 挽隆芳, 中込忠男, 服部和徳, 内田昌克: 裏当て金及びエンドタブを肉盛溶接で代替した柱梁溶接接合部の変形能力に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 677-678, 2002.8
- 79 原田 幸博, 森田耕次, 山口大助, 石井匠: 鋼構造柱梁接合部の脆性的破壊に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 535 号, pp. 141-148, 2000.9
- 80 藤本盛久, 青木博文, 中込忠男, 西澤淳: 電炉広幅平鋼 (SM490A) を用いた柱・梁接合部の仕口ディテールの改良と塑性性能の向上, 鋼構造論文集, 第 3 巻, 第 9 号, pp. 19-30, 1993.3
- 81 中込忠男, 山田丈富, 市川祐一, 的場耕, 村井正敏: SA440 鋼を用いた柱梁溶接接合部の力学的性能に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 515 号, pp. 131-138, 1999.1
- 82 藤本盛久, 橋本篤秀, 中込忠男, 金 鍾洛, 松村弘道: 柱梁溶接接合部の破壊特性の検討, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 349 号, pp. 81-90, 1985.3
- 83 竹内徹, 西山功, 緑川光正: 曲げとせん断を受ける金属短梁の弾塑性挙動, 日本建築学会構造系論文報告集, pp. 1179-1180, 1992.8
- 84 西山功, 緑川光正: 曲げとせん断を受ける金属短梁の弾塑性挙動, 日本建築学会構造系論文報告集, pp. 1459-1460, 1993.9
- 85 緑川光正, 西山功, 杉沢充: 曲げとせん断をうけるハイブリッド鋼短梁の弾塑性挙動, 日本建

- 築学会大会学術講演梗概集, pp. 1143-1144, 1994.9
- 86 福知 保長: SS41, SS50 材 H 形ばりのフランジ局部座屈について, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1363-1364, 1972.10
- 87 福知保長, 小倉正憲, 尾崎猛美: 高張力鋼梁のフランジ局部座屈及び変能力について, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 839-840, 1975.10
- 88 椋代仁朗, 今田忠則, 松尾彰: 繰り返し曲げを受けるはりのフランジ局部座屈後の特性について, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1083-1084, 1976.10
- 89 椋代仁朗, 松尾彰: 静的・動的繰り返し荷重を受ける梁の履歴特性とフランジ局部座屈の影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 849-850, 1975.10
- 90 山本昇, 滝沢章三, 山口修一: 非調質高張力圧延 H 形鋼のフランジ局部座屈に関する実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 885-886, 1974.10
- 91 鈴木敏郎, 小野徹郎, 西田芳弘, 加藤征宏: 鉄骨梁の断面形状と変形能力に関する実験に関する実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 897-898, 1974.10
- 92 椋代仁朗, 原田忠光: H 形鋼梁の曲げ特性及ばす局部座屈の影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1065-1066, 1979.9
- 93 浜田大蔵, 清田清司, 林正司, 根本望夫: H 形鋼梁の変形能力に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1067-1068, 1979.9
- 94 宇田川邦明: 60 キロ級高性能鋼梁の横座屈実験, 日本建築学会構造系論文集, 第 459 号, pp. 143-152, 1994.5
- 95 坂本真一, 矢部喜堂, 真瀬伸治: 現場溶接接合部の柱梁接合部における H 形鋼梁端部の力学的性能, 日本建築学会構造系論文集, 第 456 号, pp. 69-79, 1994.2
- 96 千代 光, 鈴木敏郎, 小河利行: 端部に高力ボルト重ね継ぎ手を有する H 形鋼梁の塑性変形状, 日本建築学会構造系論文集, 第 473 号, pp. 187-196, 1995.7
- 97 増田浩志, 田中, 田中淳夫, 平林一弘, 源田伊久江: H 形断面梁の力学特性に及ぼす断面欠損の影響に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 512 号, pp. 157-164.
- 98 鈴木敏郎, 五十嵐規矩夫, 常木康弘: H 形鋼梁の塑性変形性能に及ぼす端部境界条件及び応力状態の影響に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 563 号, pp. 185-192, 2003.1
- 99 笹川 明, 藪内彰夫, 堀 昭夫: 角形鋼管柱・H 形梁接合部の動的弾塑性せん断変形状に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1873-1874, 1982.10
- 100 田中淳夫, 榎木憲正, 泉 満: スカラップを必要としない特殊裏当て金を用いた梁溶接接合部の耐力に関する実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1779-1780, 1982.10
- 101 鈴木敏郎, 小野徹郎: 塑性設計梁に関する実験的研究 (1)(等モーメントを受ける梁), 日本建築学会論文報告集, 第 168 号, pp. 77-84, 1970.2
- 102 鈴木敏郎, 小野徹郎: 塑性設計梁に関する実験的研究 (2)(モーメント勾配をもつ梁), 日本建築学会論文報告集, 第 171 号, pp. 31-36, 1970.5
- 103 鈴木敏郎, 小野徹郎: 塑性設計梁に関する実験的研究 (3), 日本建築学会論文報告集, 第 175 号, pp. 69-74, 1970.9
- 104 小野徹郎, 中川進一郎: 欠陥を有する柱-梁接合部の塑性変形能力に関する破壊力学的検討, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 357 号, pp. 72-79, 1985.11

- 105 鈴木敏郎, 木村 衛, 金子洋文, 源 淳一: 鉄骨テーパーばりの塑性変形性状に関する実験研究,
日本建築学会構造系論文報告集, 第 358 号, pp. 43-50, 1985.12

本研究に関連して著者が発表した論文

[審査有論文]

- 1 井戸田秀樹, 山崎賢二: 鋼構造骨組の変形性能に対して要求される部材変形性能の統計論的評価, 日本建築学会構造系論文集 第 602 号, 2006.4 掲載予定
- 2 H. Idota, K. Yamazaki, T. Ono : Classifications of Uncertainties in Experimental Data of Structural Steel Members, Advances in Experimental Structural Engineering, pp. 781-787, 2005.7
- 3 H. Idota, K. Yamazaki : A Stochastic Study on Energy Absorption Capacity of Steel Moment Resisting Frames, The Third Asian-Pacific Symposium on Structural Reliability and Its Applications , pp. 483-493, 2004.8
- 4 井戸田秀樹, 山崎賢二: 部材変形性能の不確定性を考慮した鉄骨ラーメン骨組の吸収エネルギー量に関する考察, 日本建築学会構造系論文集, 第 574 号, pp. 189-195, 2003.12

[審査無論文]

- 5 山崎賢二, 井戸田秀樹: 柱梁耐力比が鋼構造骨組の変形性能に及ぼす影響に関する確率論的考察, 日本建築学会東海支部研究報告集, 2006.2 (投稿中)
- 6 金子翔太, 井戸田秀樹, 山崎賢二: 実験データベースに基づく鋼構造曲げ材の塑性変形性能の不確定性に関する考察, 日本建築学会東海支部研究報告集, 2006.2 (投稿中)
- 7 山崎賢二, 井戸田秀樹: 大変形時に要求される鋼構造骨組の性能と必要部材変形性能に関する統計的考察, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (近畿), pp. 911-912, 2005.9
- 8 山崎賢二, 井戸田秀樹: 大変形時に要求される鋼構造骨組の性能と必要部材変形性能の関係に関する統計的考察, 日本建築学会東海支部研究報告集, 2005.2
- 9 山崎賢二, 井戸田秀樹: 骨組の吸収エネルギー量からみた柱梁耐力比に関する確率論的考察, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (北海道), pp. 213-214, 2004.8
- 10 山崎賢二, 井戸田秀樹: 部材の終局変形量の不確定性を考慮した鋼構造骨組の吸収エネルギー量に関する一考察, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (東海), pp. 27-28, 2003.9
- 11 山崎賢二, 井戸田秀樹: 建築構造システムの終局変形性能に関する確率論的一考察, 日本建築学会東海支部研究報告集, 2003.2

本研究に関連せず著者が発表した論文

- 12 山崎賢二, 伊藤貴紀, 井戸田秀樹: 脆性挙動のランダムな発生を考慮したシステムの信頼性解析 (その 4 等価 1 自由度系モデルの同定), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (北陸), pp. 5-6, 2002.8
- 13 山崎賢二, 井戸田秀樹, 堀内宏樹: ベイマツ集成材の曲げ耐力における積層効果 (その 1 節による剛性低下を仮定した積層効果モデル), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (関東), pp. 31-32, 2001.9

