



TITLE:

巨大地震における部材破断を考慮した機械支持架構の耐震性能評価に関する研究(Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

塩見, 謙介

CITATION:

塩見, 謙介. 巨大地震における部材破断を考慮した機械支持架構の耐震性能評価に関する研究. 京都大学, 2021, 博士(工学)

ISSUE DATE:

2021-03-23

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.k23168>

RIGHT:

許諾条件により本文は2022-01-01に公開

巨大地震における部材破断を考慮した
機械支持架構の耐震性能評価に関する研究

塩見 謙介

論文要旨

南海トラフ巨大地震や首都直下地震などの将来的な巨大地震に備え、エネルギー供給や交通・物流などの社会的に重要な役割を担う機械設備を支持する骨組構造物である支持架構には、さらに高い耐震性能が要求されている。特にこれらの巨大地震に対しては、損傷が生じた場合でも一定期間の修復作業のうちに設備機能を回復できる修復性や、周辺設備への副次的な影響をもたらすような終局に至らない安全性が強く求められる。しかしながら現行の支持架構の耐震性能評価では、これらの修復性や安全性と直接的に対応する評価基準が設定されておらず、それらに対する照査を精度よく実施できていないのが現状である。これは、現行の耐震性能評価に用いられる数値解析手法において、これらの巨大地震が支持架構に作用した際に発生が予想される鉄骨部材の破断による影響を考慮できないため、修復性や安全性が問題となる大変形領域での構造物の地震挙動が十分に解明されていないことが原因の一つである。そのため実務では、耐震補強により部材破断が生じる可能性が十分低い領域以内に変形を抑制することで、修復性や安全性を保証することを基本方針とした対応を取らざるを得ず、鉄骨物量や建設コストが増大する問題を招いている。

そこで本論文では、将来の高レベル地震動に対する機械設備の耐震性能の向上と合理化を目的として、機械設備の支持架構を対象とし、構造物の修復性と安全性に直接的に対応する設計指針の構築に取り組んだ。最初にこれらの性能を評価する上で必要である、部材破断を考慮した数値解析手法の構築を行った。そして構築した手法を用い、特に部材破断が生じる大変形領域での構造物の動的挙動を明確にした上で、修復性に配慮した耐震構造の実現方法、また安全性として倒壊を防止するための評価基準の提案を行った。

本論文の概要は以下のとおりである。

第1章 序論では、設計用地震動の高レベル化が進む中で、支持架構に期待される要求性能を整理し、また現行の耐震設計手法との比較を行った。これより機械設備の耐震性能の向上と合理化を目的として本論文で取り組む課題として、機械設備の修復性、安全性に対する評価手法の構築と、それらに取り組む上で共通して必要となる、部材破断を考慮した数値解析技術の構築を挙げた。

第2章 部材破断を考慮した数値解析手法の概要では、本研究における耐震性能評価の基礎となる、地震中の鉄骨部材の破断を考慮した数値解析手法を構築するにあたり、その概要を説明した。対象とする部材破断の破壊モードは、溶接部や局部座屈部等のひずみ集中部における低サイクル疲労破壊とした。本手法は、通常为非線形時刻歴応答解析をベースとし、鉄鋼材料の弾塑性材料モデルに、新たに低サイクル疲労評価手法に基づき部材破断を判定する機能を追加したものである。

第3章 動的荷重下の鉄骨部材の低サイクル疲労寿命の振動台試験による検証では、構築した部材破断を考慮した数値解析手法の妥当性確認として、繰返し動的荷重を受ける鉄骨部材の破断に至るまでの寿命評価を目的とし、大型振動台を用いた鉄骨部材の破壊試験と、有限要素解析による試験結果の分析を行った。また、構築した部材破断を考慮した数値解析手法の適用例として、5層2スパンのラーメン構造の部材破断を考慮した時刻歴応答解析結果について示した。

第4章 部材破断の発生個所を制御する構造物の評価方法の構築では、修復性を高めた機械設備の実現を目的とし、鉄骨構造物に生じる破壊モードとして梁端部に生じる低サイクル疲労による破断を対象とし、この破断を骨組の指定された部位に発生させるような鉄骨構造に着目した検討を行った。構造物のこのような性能を、各部材の断面形状を修正することにより実現することとし、その基本的な検討として信頼性評価に基づき、低サイクル疲労き裂が指定された側の梁端部に生じる確率の評価方法を提案した。本手法を具体的なラーメン構造の解析モデルへ適用するとともに、その手法の妥当性を、部材破断を考慮した非線形時刻歴応答解析を用いたモンテカルロシミュレーションにより検証した。

第5章 鉄骨構造物の倒壊を防止する評価基準の構築では、機械設備の安全性に対する評価手法の構築として、 $P-\Delta$ 効果により生じる倒壊を防止するための評価基準の構築を行った。評価対象としてブレース付骨組構造物を取り上げ、ブレースの破断の影響を考慮した上で、構造物の倒壊が生じる限界となる変形量を算出する方法を提案した。また部材の弾塑性特性、ブレースの破断、 $P-\Delta$ 効果を考慮した非線形時刻歴応答解析に基づく漸増動的解析を実施し、構造物が倒壊に至るまでの挙動を直接算出することで、提案する評価基準による倒壊発生の判定精度を検証した。

第6章 結論では、本研究において得られた結論と知見を総括し、今後の課題について述べた。

目 次

第 1 章 序論.....	1
1.1 研究の背景と目的.....	1
1.2 危機耐性に対する本研究の位置づけ.....	7
1.3 機械設備の耐震性能評価.....	8
1.4 部材破断を考慮した数値解析に関する既往の研究.....	12
1.5 研究の課題と本論文の構成.....	14
1.6 本章の参考文献.....	16
第 2 章 部材破断を考慮した数値解析手法の概要.....	19
2.1 概説.....	19
2.2 対象とする破壊形態.....	20
2.3 構築する数値解析手法の概要.....	22
2.3.1 数値解析フロー.....	22
2.3.2 解析手法構築における課題.....	30
2.4 本章のまとめ.....	32
2.5 本章の参考文献.....	33
第 3 章 動的荷重下の鉄骨部材の低サイクル疲労寿命の振動台試験による検証.....	36
3.1 概説.....	36
3.2 振動台試験による鉄骨部材の破壊試験.....	37
3.2.1 想定する構造物と試験体.....	37
3.2.2 試験装置と試験セットアップ.....	39
3.2.3 材料試験.....	42
3.2.4 振動台試験条件.....	43
3.2.5 振動特性把握試験結果.....	43
3.2.6 破壊試験結果.....	44
3.2.7 破面観察に基づく破壊形態の推定.....	47
3.3 FEM 解析による振動台試験結果の分析.....	49
3.3.1 概要.....	49
3.3.2 解析モデル.....	49
3.3.3 解析モデルの妥当性確認.....	52
3.3.4 破壊起点のひずみ履歴抽出と低サイクル疲労評価.....	55
3.3.5 振動台試験及び FEM 解析結果のまとめ.....	60
3.4 簡易的な骨組モデルへの部材破断を考慮した数値解析手法の適用.....	61
3.4.1 対象とする構造物.....	61
3.4.2 解析条件.....	64
3.4.3 解析結果.....	66

3.5 本章のまとめ	72
3.6 本章の参考文献	73
第4章 部材破断の発生個所を制御する構造物の評価方法の構築	74
4.1 概説	74
4.2 問題設定	75
4.3 疲労寿命ばらつきに基づく破壊確率の算定	79
4.4 指定位置での部材破断先行確率の算出手法	81
4.5 鉄骨構造を対象とした実現確率の評価	85
4.5.1 対象構造	85
4.5.2 破断先行確率の評価	88
4.5.3 モンテカルロシミュレーションによる先行破断確率の検討	91
4.5.4 提案手法とモンテカルロシミュレーションの比較	94
4.6 本章のまとめ	98
4.7 本章の参考文献	100
第5章 鉄骨構造物の倒壊を防止する評価基準の構築	102
5.1 概説	102
5.2 現行の耐震評価で用いられる倒壊防止基準の例	103
5.2.1 現行の評価基準	103
5.2.2 実験による検証	107
5.3 P- Δ 効果による倒壊メカニズム	108
5.3.1 1 質点系モデルでの P- Δ 効果のモデル化	108
5.3.1 多質点系モデルでの P- Δ 効果のモデル化	110
5.3.2 ブレース付骨組モデルにおける倒壊限界の算出	111
5.4 ブレース付骨組構造物の解析モデルと倒壊限界の算出	114
5.4.1 解析対象と解析モデル	114
5.4.2 プッシュオーバー解析による倒壊限界算出	118
5.4.3 準静的倒壊解析による検証	120
5.5 P- Δ 効果を考慮した IDA による倒壊挙動の評価	123
5.5.1 概要	123
5.5.2 入力地震動の作成	123
5.5.3 解析条件	130
5.5.4 ブレースのモデル化と部材破断の考慮について	130
5.5.5 解析結果と倒壊限界との比較	132
5.5.6 部材破断数とエネルギースペクトルの対応	135
5.6 P- Δ 効果を考慮しない数値解析における倒壊予測手法の検討	137
5.6.1 概要	137

5.6.2 IDAによる倒壊発生の予測.....	137
5.7 本章のまとめ.....	141
5.8 本章の参考文献.....	143
第6章 結論.....	146
謝辞.....	151

第1章 序論

1.1 研究の背景と目的

我が国は世界有数の地震国であり、これまでに数多くの高レベル地震が発生し、その都度、大型構造物を中心に大きな被害が発生してきている。特に兵庫県南部地震（1995年）や東北地方太平洋沖地震（2011年）は、発生当時は想定していなかった巨大地震であり、多くの施設で大規模な被害が発生した。

これらの巨大地震では、建築構造物や土木構造物だけでなく、火力・原子力発電設備、クレーン・アンローダ等の港湾・荷役設備、タンク等の貯蔵設備に代表される、鉄骨製の機械設備においても多くの被害が生じている。兵庫県南部地震では、神戸港のコンテナクレーン 55 基全てにおいて、脚部の変形や座屈などの損傷が確認された^[1-1]。また石炭火力発電設備では、ボイラ本体の振れ止めの変形や配管の破損などの被害が確認された^[1-2]。新潟県中越沖地震（2007年）では、震源に近かった原子力発電所においては、深刻な被害は発生しなかったものの、屋外タンクにおいて座屈が発生するなどの被害が見られた^[1-3]。東北地方太平洋沖地震では、津波により被災した原子力発電所の冷却システムが喪失しメルトダウンが発生、広域に大量の放射性物質が放出された。また同時に震源から遠く離れた千葉県において、LNG 貯蔵球形タンクの鋼管ブレースが地震動により破断し、周囲の配管を巻き込みながら倒壊することで LNG が流出し火災が発生、10 日以上も継続した^{[1-4]、[1-5]}。また北海道胆振東部地震（2018年）では、地震動による石炭火力発電所の損傷により発電能力を喪失し、道内全体のブラックアウトという前代未聞の事態が発生した。

機械設備は、エネルギー供給や交通・物流などの社会的に重要な機能を有するインフラとしての役割を担う。そのため大地震により設備の機能が失われると、被災者の救護活動や被災地の復興活動に大きな支障をきたし、被害がさらに拡大する可能性が高い。よって機械設備は、地震に対して壊れない、機能を失わないような耐震性能だけではなく、損傷が生じ設備の機能が一時的に失われたとしても、一定期間の復旧作業により機能が回復できるレジリエンス性が求められる。

また同時に前述の LNG タンクの例からも明確なように、機械設備の特徴的な点として、複数の構造物が複雑に相互作用しながら機能している点が挙げられる。そのため一つの構造物が終局に至り倒壊した場合、その構造物自体の機能や内部人命の喪失のみならず、周辺設備に大きな影響を与え、被害がさらに拡大する可能性が高い。そのため、倒壊・崩壊に代表される致命的な破壊モードの発生を防止するため、終局に至るまでの構造物の動的挙動や終局に対する余裕度を正確に把握することが必要である。

前述の通り、機械設備には様々な耐震性能が要求される。機械設備の耐震性能の評価においては、反応炉（ボイラ本体、原子炉格納容器など）、タンク、配管類などの機器を支持する支持架構の耐震性能が重要になる。支持架構は、H 形鋼、角型鋼管、円環などの規格

の断面形状を有する鉄骨材を、溶接やボルト接合によって組み立てることで構成される鉄骨構造物である。支持架構は機器・配管類を積載または吊り下げることによって支持を行うため、これらの自重を支えるだけの十分な鉛直支持能力と、地震動による水平荷重に抵抗するだけの十分な水平剛性を有するように設計される。支持架構に変形や損傷、破断が生じた場合、支持する機器に有害な変形が生じたり、機器同士の位置ずれを起こしたり、機器が支持架構から脱落したりする可能性がある。そのため設備機能を維持するためには、支持架構は健全な状態を保つ必要がある。

機械設備の支持架構において想定される要求性能を、設備機能が回復するまでの期待される修復期間と合わせて整理すると、主に以下の(1)～(3)が考えられる^[1-6]。

(1) 使用性

使用性は、地震動に対して構造物が損傷せず、設備の機能も喪失しないことを要求する。地震後の修復作業は不要であり、地震後も継続して設備の運用が可能である。そのため地震後の修復期間は原則として0である。

耐震性能評価における評価基準としては、原則として主たる構造部材に生じる応力が許容応力度以内となることである。ただし機械設備に特有の事情として、一部の部材の軽微な塑性化や座屈など、比較的軽微な損傷が生じたとしても、その損傷が設備の機能に主たる影響を与えない場合は、修復コストとのバランスや修復作業のための設備停止によるデメリットを勘案し、修復せず継続運用するという事業者判断がなされる可能性もある。

(2) 修復性

修復性は、一時的に設備機能が停止するような損傷が構造物に生じるが、その損傷を、一定期間の修復作業後に機能を回復させることが可能な程度に留めることを要求する。具体的には、鉄骨部材にき裂や破断が生じ、機器類の支持能力に影響が出る状況を想定する。発電設備をはじめとする機械設備の場合、被災後から機能回復までの修復期間としては数か月程度を見込まれるケースが多い。一方、被災した都市・社会の復興に機械設備が重要な役割を担っていることから、この修復期間を可能な限り短縮することが、耐震性能評価において重要となる。そのため生じる損傷をどの程度まで抑制するか、あるいは生じる損傷の程度や状況が修復作業にとって好都合かどうか、耐震性能に影響する。

しかしながら、特定の修復期間に直接対応する設計基準は明確になっておらず、事業者と設備を供給するメーカーが議論しながら、対応する評価基準を都度決定しているのが現状である。

(3) 安全性

安全性は、倒壊、崩壊に代表される破滅的な終局に至らないことを要求する。このような地震動に対しては設備の機能維持を期待することはできず、修復期間は、設備そのもの

の大規模な修繕や再建設などが必要となることから明確に設定することは困難である。そのため安全性の検討における目的は、設備内の人命保護及び周辺設備への2次被害防止となる。特に倒壊による周辺設備への2次被害は、前述の通り施設全体の被害の拡大や、施設の復旧シナリオへ影響を与える可能性が高いことから、機械設備においては特に重要となる。評価基準としては、構造物が鉛直支持力を喪失するような状態に至らないこととなる。

一方で現行の機械設備の支持架構の耐震設計や既設設備の耐震性能評価は、原則として2段階設計法に基づき実施される。2段階設計法は、兵庫県南部地震を契機とした耐震設計の見直しにおいて、土木学会の提言^{[1-7]~[1-9]}によって導入された手法であり、設計用地震動をレベル1、レベル2の2段階に分け、それぞれに対して要求性能を設定して耐震性能照査を行うものである。一般的に、レベル1地震動は「構造物の供用期間中に1~2回発生する可能性がある程度の地震動」、レベル2地震動は「現在から将来にわたって当該構造物の設置地点で考えられる最大級の強度を有する地震動」と定義される^[1-10]。

各レベルの要求性能は、機械設備の種別にも依るものの、おおむね表 1.1-1 のようになることが多い（設備の種別ごとの要求性能の詳細は 1.3 節に示す）。すなわち、レベル1地震動に対して構造物は損傷せず、機能も損失せずに地震後も引き続き設備が運用されること（使用性）を要求する。一方レベル2地震動に対しては、一定の損傷の発生を許容することを前提とした上で、倒壊・崩壊に代表される破滅的な終局に至らないこと（安全性）を要求する。なおここで述べられている一定の損傷とは、鉄骨部材の降伏やブレース材の座屈が挙げられ、これらの許容損傷量を規定するために、部材塑性率などの指標が用いられる。そのためレベル2地震動の耐震性能評価においては、鉄鋼材料の弾塑性モデルや、座屈挙動を表現する履歴モデルなどの非線形モデルを用いた非線形時刻歴応答解析手法が用いられる。

なお、2段階設計法では修復性に対して明示的な評価は行っていないが、レベル2地震動評価で幅広く用いられる部材塑性率4.0や層間変形角1/100 radなどの指標を満足することで、骨組に生じる損傷を十分小さいものに留め、修復性や安全性を満足させることができると考えられる。

表 1.1-1 2段階耐震設計法の例

地震動レベル	要求性能	評価上のクライテリアの例
レベル1地震動	損傷が生じない	主たる構造部材に生じる応力が許容応力度以下
レベル2地震動	倒壊・崩壊に至らない	主たる構造部材に生じる部材塑性率が4.0以下 層間変形角1/100 rad以下

一方、現在の発電設備や港湾設備などの重要な社会インフラでは、南海トラフ巨大地震や首都直下地震への対策が急務となっており、さらなる高レベル地震動に対する耐震性能の確保が求められている^[1-11]。南海トラフ巨大地震対策では、南海・東海・東南海3連動を前提とした評価の必要性も指摘されており^[1-12]、機械設備向けの評価用地震動のレベルは年々高まっている。このような高レベル地震動に対しては、表 1.1-1 のような評価クライテリア内に収めること自体が困難になりつつあり、またそのための鉄骨物量や建設コストの増大が大きな問題となっている。そのためこれらの高レベル地震動に対して、合理的かつ十分な耐震性能を有する耐震構造を実現するためには、高レベル地震動に対する構造物の動的挙動を明確にした上で、使用性、修復性、安全性と直接対応する評価指針や評価手法を明示的に示していく必要があると考えられる。これらを踏まえ、機械設備の耐震性能評価における課題としては、以下の3点が挙げられる。

(1) 部材破断の考慮に関する課題

前述のような極めて厳しい地震動が鉄骨構造物に入力された場合、鉄骨部材は塑性変形を超え、破断に至る可能性が高いと考えられる。実際、兵庫県南部地震をはじめとした過去の高レベル地震では、多くの鉄骨構造物において、き裂の発生や破断が確認されている^{例えば[1-13]}。特に構造物の修復性や安全性が問題となる大変形領域での議論においては、部材の降伏、座屈に加え、破断が構造物の動的挙動に大きな影響を与えると考えられる。そのためこれらの議論を行うためには、地震中の部材破断の影響を考慮した耐震性能評価手法が必要となる。一方現行の非線形時刻歴応答解析では、この部材が破断する挙動は考慮されていない。1.4 節でも示すように、過去の研究において、部材破断を考慮した時刻歴応答解析に関する取り組みは多くなされている。しかしながら数値解析における部材破断のモデル化を行う上では、部材破断の原因となる鉄鋼材料の破壊には様々な破壊モードが考慮されること、破断が生じた際に急激に剛性が低下し解析的な不安定を生じる可能性があることなど課題が多く、いずれも実務レベルで使用できる状態に整備されていない。そのため、部材破断が生じる可能性が考えられる高レベル地震動に対するこれまでの耐震性能評価の実務では、耐震補強により部材破断が生じる可能性が十分低い領域以内に変形を抑制することで、修復性や安全性を保証することを基本方針とした対応を取らざるを得ず、これにより鉄骨物量や建設コストが増大する傾向にある。そのため部材破断を考慮した数値解析手法を構築し、これらの大変形領域での動的挙動を明確にすることで、より十分な耐震性能を確保しつつ合理的な耐震構造を実現していく必要がある。

(2) 修復性に対する課題

前述の通り、機械設備に対しては修復性に関する要求が増えつつあるが、現状の評価手法では、修復性に配慮した鉄骨構造物の実現方法やその評価手法は明確に定まっていない。支持架構の場合、修復が必要な損傷としては、鉄骨部材におけるき裂の発生や破断など

の破壊が挙げられる。これらは前述の通り機器類の支持能力に影響するため、地震後の修復作業において、溶接補修などの対応が取られる。高レベル地震動の作用によりこのような破断の発生が避けられない場合は、生じる破断が修復作業に対して好都合かどうかによって、構造物としての修復性は異なってくる。特に大型プラントや発電設備の支持架構は、住居用構造物と異なり、内部で多くの機器や配管類を支持することが重視されているため、作業員のアクセスを容易とする床や通路が少ない構造となっており、アクセスが困難となる鉄骨構造部位が相当の範囲で生じる。このような構造物が設計想定を超える強い地震を受けて部材の破壊が生じる場合でも、アクセスが困難な部位の破壊を避けアクセス性の良い部位に破壊を限定することが可能であれば、被災後の設備復旧の迅速化と設備のダウンタイム低減が期待でき、修復性を高める耐震構造の実現につながる。この考え方はキャパシティデザイン^{[1-14] [1-15]}に代表されるものであるが、機械設備の支持架構において実現方法が検討された例は見当たらない。また想定する位置において破断が生じたとしても、その破断により構造物全体の耐震性能が大きく変化し、それ以降に破断の発生を回避したい部位において再度破断が生じる可能性が考えられるため、その評価においては、地震中の部材の破断を考慮した数値解析手法が必要となる。

以上より、このような修復性に配慮した構造物の実現方法の提案や、(1)で述べた部材破断を考慮した数値解析手法に基づくその評価手法の構築を行う必要がある。

(3) 安全性に対する課題

現行の2段階設計法では、レベル2地震動に対して倒壊を防止するための評価基準が示されている。しかしながら第5章で詳解するように、限られた例ではあるものの、倒壊に対する余裕度を検証した過去の実験によれば、構造物の倒壊の限界となる変形量は現状の評価基準における規定よりも相当大きいと考えられ、表1.1-1のクライテリアが極めて保守的なクライテリアである可能性がある。また構造物の倒壊挙動は、構造物の形状や入力地震動の特性などによって大きく変化すると考えられることから、様々な構造物、条件に対する検討を行う必要がある。しかしながら構造物の倒壊を評価するための試験は大規模となり、過去の検討では試験体数や試験条件は極めて限られたものに留まっている。特にこれらでは単純な純ラーメン構造の試験が中心であり、機械設備の支持架構として一般的なブレース付骨組構造物の倒壊限界が検証された例は見当たらない。また一度の試験で検証できる入力地震動は高々数種類程度に限られており、入力地震動の特性と構造物の倒壊限界の関連を検証された例は見当たらない。

そのため構造物の倒壊の評価には、実験によるアプローチだけでなく、同時に数値解析によるアプローチが必要であり、数値解析により構造物が実際に有する倒壊に対する余裕度を正確に評価する必要がある。しかしながら倒壊は、部材の損傷・破断やP- Δ 効果など、強い非線形性が影響する複雑な挙動であり、また数値解析においては収束解を得ることが困難であるため、その定量的な評価は一般的に困難である。そのためこれらの非線形性を

考慮しつつ、不安定領域においても収束解を得られる数値解析技術により、様々な条件における倒壊に至るまでの挙動を明確にし、倒壊が生じる限界となる条件を見極める必要がある。

以上より、将来の高レベル地震動に対して機械設備の支持架構の耐震性能を向上させるためには、現状の2段階設計法に基づく評価手法では十分ではなく、特に修復性、安全性により直接的に対応した評価基準を提示していく必要がある。またこれらを実施する上で、地震中の部材破断を考慮した数値解析技術が共通して必要となる。

そこで本研究では、機械設備の耐震性能の向上と合理化のために、特に構造物の修復性と安全性に直接的に対応する評価基準の構築を目的とする。最初にこれらの性能を評価する上で必要である、部材破断を考慮した数値解析手法の構築を行う。次に本手法を用い、特に部材破断が生じる大変形領域での構造物の動的挙動を明確にした上で、修復性に配慮した耐震構造の実現方法、また安全性に対する評価として倒壊を防止するための評価基準の提案を行う。

1.2 危機耐性に対する本研究の位置づけ

本節では、本研究で取り扱う耐震性能評価と、想定以上の外力に対する対応方法である危機耐性との区分を整理することで、本研究の位置づけを明確にする。

構造物の耐震設計は、設計用地震動を設定し、その地震動に対して構造物が所定の要求性能を満足することを確認することによって実施される。しかしながら例として、設計用地震動として表 1.1-1 のように設定したとしても、レベル 2 地震動よりも大きな地震動が生じることは否定されておらず、設計想定を上回る地震動が構造物に作用する可能性がある。そのため、想定以上の地震動に対応するための概念として「危機耐性」が提案されている[1-16]、[1-17]。

本研究においては、文献[1-18]を参考に、検討対象とする使用性、修復性、安全性と、危機耐性の関係を図 1.2-1 に示す概念図のように捉えている。本検討で対象とする使用性、修復性、安全性の検討は、全て通常の耐震性能照査の範囲で実施するものとする。すなわち各性能に対して想定される設計用地震動に対する地震挙動は、通常の耐震設計により制御可能な事象であるとしている。一方でこの耐震設計の補集合である、設計用地震動を上回る領域に対しては、危機耐性で対応することとし、構造物の安全性の向上を目的として、生じる被害程度の抑制や、被害シナリオの制御を行うことを想定している。

以上より、本研究では使用性、修復性、安全性に対する性能照査を取り扱うものとし、その外側の領域を対象とする危機耐性に関する検討は対象外としている。

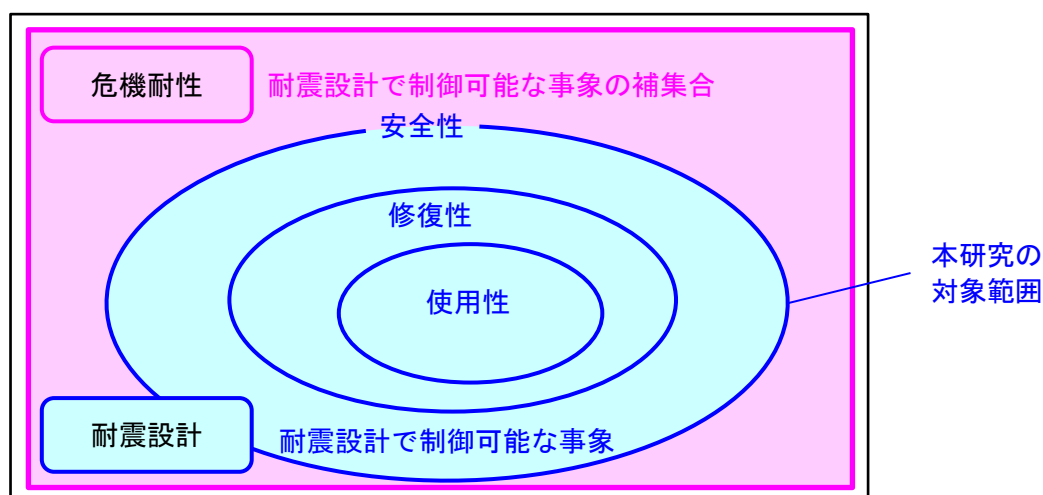


図 1.2-1 本研究の位置づけと危機耐性の対応

1.3 機械設備の耐震性能評価

本節では、代表的な鉄骨製の機械設備について、耐震性能評価において用いられる評価指針の現状について解説する。

- 石炭火力発電設備（ボイラ支持架構）

石炭火力発電所におけるもっとも重要な設備の一つとして、石炭火力ボイラの支持架構が挙げられる。火力発電設備の耐震設計指針である JEAC3605^[1-19]では、ボイラ支持架構の耐震設計は原則として、建築基準法を準用した設計手法によると規定されている。そこでここでは、建築基準法に基づく鉄骨構造物の耐震設計方法について述べる^[1-20]。

現行の建築基準法に基づく耐震設計（2次設計）は、建物高さによって手法が異なっている。建物高さ 60m 以下の場合は原則として静解析による評価が行われる。そのうち、建物高さ 31m 以下の場合は、想定する地震力に対して層間変形角が $1/200$ rad 以下であることが求められる。また建物高さが 31m を超え 60m 以下の場合は、前述の層間変形角の評価に加え、保有水平耐力の検定が必要となる。これは、想定する構造物の高さ、質量や構造特性係数などによって決まる必要保有水平耐力を、架構が有する保有水平耐力が上回っていることを確認するものである。

また 60m を超える超高層構造物の場合は、原則として動解析（時刻歴応答解析）による照査が求められる。近年は石炭火力発電設備においても、大容量化によって高さ 60m を超えるものが増えてきており、動解析を用いた設計が増えている。なお 60m 以下の構造物であっても動解析を用いることは可能であり、近年の耐震性能要求の高まりにより、最終確認として動解析が行われる場合も増えている。

動解析の入力地震動の種類としては、告示スペクトルに適合させた波形である告示波、建設サイトの地盤特性を考慮して作成されたサイト波、過去の代表的な観測地震波をベースとする既往波、の 3 種類が用いられ、それぞれについてレベル 1、レベル 2 地震動の 2 種類が設定される。評価判定クライテリアとしては、構造物の限界状態として、(1) 損傷限界（レベル 1 地震）、(2) 倒壊・崩壊限界（レベル 2 地震）の 2 種類を設定して評価を行っている。入力波形と、各限界状態に対応する判定クライテリアを表 1.3-1 に示す。なお、ここで示されている部材塑性率は、「構造耐力上主要な部分を構成する各部材」に対して設定されており、いわゆる小梁やラチスなどの小型の部材については、特にクライテリアの設定はされていない。しかしながら少なくとも柱、大梁、鉛直ブレースなどの重要部材については塑性率 4 以下とされており、これらの部材の破断は許容されていないことがわかる。

また火力発電設備の場合、一定期間の修復期間ののちに設備の機能が回復できることを要求するケースが増えつつある。しかしながら現状、設計指針においてこの要求に直接対応する設計基準に関する記載はなく、事業者と設備メーカーの間で評価基準について合意を形成しておく必要がある。実務上は、構造物の倒壊や崩壊は修復不能な状態であると考え、

表 1.3-1 の倒壊、崩壊限界に対する判定クライテリアを流用するケースも多い。

表 1.3-1 超高層建築物の二段階設計法

地震動レベル	入力波	構造物の状態	設計クライテリア		
			構造部材	層塑性率	層間変形角
レベル1 地震動	観測波 (25kine 補正)	損傷限界	許容応力度 以内	—	1/200 rad 以内
	告示波 (稀)				
レベル2 地震動	観測波 (50kine 補正)	倒壊・崩壊 限界	部材塑性率 4.0 以下	2.0 以下	1/100 rad 以内
	告示波 (極稀)				
	サイト波				

● 港湾設備 (クレーン類)

港湾設備については、2006年5月に港湾法が改訂されたことを受け、『港湾の施設の技術上の基準・同解説^[1-21]』において、荷役機械の要求性能が図 1.3-1 に示すように改定されている。

【省令】(荷役機械の要求性能)

第四十二条 固定式荷役機械及び起動走行式荷役機械 (以下「荷役機械」という.) の要求性能は、安全かつ円滑な貨物の荷役を図るものとして、貨物の安全かつ円滑な荷役が行えるものであるとともに、当該荷役機械が、船舶の係留及び離着岸の支障とならないよう、国土交通大臣が定める要件を満たしていることとする。

2 前項に規定するもののほか、次の各号に掲げる荷役機械の要求性能にあつては、それぞれ当該各号に定めるものとする。

- 一 船舶との荷役の用に供する荷役機械 (石油荷役機械を除く.) の要求性能
自重、レベル1地震動、載荷重及び風の作用による損傷等が、当該荷役機械の機能を損なわず継続して使用することに影響を及ぼさないこと。
- 二 石油荷役機械の要求性能
自重、レベル1地震動、風、石油の重量及び圧力等の作用による損傷等が、当該石油荷役機械の機能を損なわず継続して使用することに影響を及ぼさないこと。
- 三 耐震強化施設に設置される荷役機械の要求性能
レベル2地震動等の作用による損傷等が、軽微な修復による当該荷役機械の機能の回復に影響を及ぼさないこと。

図 1.3-1 荷役設備の要求性能 (『港湾の施設の技術上の基準・同解説』^[1-21]より抜粋)

すなわち、レベル1地震動に対しては構造部材を弾性範囲にとどめ、かつ岸壁の変形量を許容値以下に収めることで、地震後も機能を損なわず継続運用できることを要求している。またレベル2地震動に対しては、構造部材ごとに許容値を定めた上で、軽微な修復のみで荷役機能が回復することが要求されている。

- 原子力発電設備

原子力発電設備の耐震設計規程はJEAC4601^[1-22]にまとめられている。原子力発電設備の最も重要な機能は放射性物質を外部に拡散させないことであり、各設備・機器は、その機能に対する重要度に応じてSクラス、Bクラス、Cクラスとして分類される。最も重要度が高いSクラスの耐震性能照査においては、入力地震動として基準地震動 S_s と弾性設計用地震動 S_d の二通りが用いられる。基準地震動 S_s は、「敷地及び敷地周辺の地質・地質構造並びに地震活動性等の地震学及び地震工学的見地から敷地の供用期間中に施設に大きな影響を与えるおそれがあると想定することが適切なもの」として定義され、主として各サイトにおける過去の地震発生状況に基づく断層モデルを用いた手法により設定される。また弾性設計用地震動 S_d は基準地震動 S_s と合わせて用いるややレベルの低い入力地震動であり、基準地震動 S_s に0.5を下回らない係数 α を乗じることで設定される。

原子力設備の支持構造物については、基準地震動 S_s に対しては設備の安全機能に影響しないことが、弾性設計用地震動 S_d に対しては損傷が生じないことが要求されている。例として、原子炉建屋を構成するブレース付鉄骨架構の場合、基準地震動 S_s に対する要求は「建物・建築物が構造物全体としての変形能力（終局耐力時の変形）について十分な余裕を有し、建物・建築物の終局耐力に対し妥当な安全余裕を有していること」され、終局としては構造物全体の崩壊を想定していると考えられる。この基準地震動 S_s に対する評価基準は、ブレースの細長比にもよるものの、原則として部材に生じる塑性率が4を超えないこと、あるいは平均累積塑性変形倍率が25を超えないこととされる。また弾性設計用地震動 S_d に対しては、各部材に生じる応力が短期許容応力度を超えないことが求められる。これより基準地震動 S_s に対しても部材の破断は許容されていない。

- 貯蔵設備（タンク類）

LPG貯蔵タンクなどの高圧ガス設備の耐震設計指針をまとめた『高圧ガス設備等耐震設計指針^[1-23]』においても2段階設計法が適用されており、レベル1地震動は「耐震設計構造物の供用期間中に発生する確率の高い地震動」、レベル2地震動は「耐震設計構造物の供用期間中に発生する確率の低い高レベルの地震動」と定義されている。

レベル1地震動に対する耐震性能（レベル1耐震性能）は、「レベル1地震動に対して有害な変形等が残留せず、かつ、耐震設計構造物内の高圧ガスの気密性が保持されること」と定義され、設計上の評価基準は、生じる応力が許容応力度以下であることとされる。レベル2地震動に対する耐震性能（レベル2耐震性能）は、「レベル2地震動及び地盤の液状化に伴

「地盤変状に対して耐震設計構造物内の高圧ガスの気密性を保持する」性能と定義され、設計上の評価基準は部材塑性率によって規定される。部材塑性率の許容値（許容塑性率）は、タンクの種別や損傷モード等によって異なり、例えば球形貯槽の鋼管ブレース引張降伏に対する検定では、鋼管ブレースに生じる引張応力が、材料の降伏応力の3倍以下であることが求められる。

以上より、ほとんどの機械設備の耐震設計においては2段階設計法が共通して用いられており、特にレベル2地震動に対しては、構造物の倒壊・崩壊を限界状態と定め、それを防止する評価基準として、部材塑性率や構造物の変形が用いられている。一方で部材の破断に関する記載はなく、現状の耐震設計で部材破断は事実上許容されていないことがわかる。また修復性を直接規定した評価基準は存在しておらず、前節で述べた課題は、多くの機械設備において共通する課題であることがわかる。

1.4 部材破断を考慮した数値解析に関する既往の研究

先述の通り、今後設計用地震動の高レベル化がさらに進む中で、修復性や安全性を議論していくためには、地震中の部材破断を精度よく表現できる数値解析技術が必要となる。

地震中の鉄骨部材の破断を考慮した数値解析手法の開発については、特に兵庫県南部地震において、建築構造物、土木構造物を中心に鉄骨部材が破断する事例が多く確認されたことを受け、多くの検討がなされた。本節では、部材破断を考慮した数値解析手法の開発に関する既往研究とそれらの課題について概説する。

日下ら^[1-24]はラーメン構造の静的プッシュオーバー解析において、ある限界回転角を仮定しそれを超えると破断したと判定し剛性が0となる塑性ヒンジを導入することで、部材破断を考慮した骨組の挙動を分析している。上谷ら^[1-25]はラーメン構造を対象とし、ある破断モーメントを仮定しそれを超えると剛性が0となるモデルを用いた動解析を実施しており、解析の安定性や動的応答中のエネルギー収支について検討している。金尾ら^[1-26]は、ファイバーモデルでモデル化したブレースに対して破断ひずみ量を仮定しブレース破断をモデル化することで、ブレースの座屈と破断を考慮した時刻歴応答解析を行っている。野中ら^[1-27]は鋼トラス橋を対象とし、破壊したと判定されたトラス要素を解析から除去しながら橋梁全体としての応答解析を実施し、橋梁全体の崩壊に対する安定性を評価している。後藤ら^[1-28]は鋼トラス橋の斜材の引張破断を対象とし、引張破断時に瞬間的に解放される軸力による衝撃力に関する検討を行っている。向出ら^[1-29]はブレース破断試験と骨組の数値解析を組み合わせたハイブリッド実験を実施し、ブレース破断を考慮した骨組全体の地震応答の精度の良い再現を行っている。

これらの研究は、解析中の部材破断という過渡的な現象の数値解析による表現方法に重きを置いたものであり、地震中の部材破断が構造物全体の耐震性能に与える影響の明確化に取り組んだ例は少ない。近年の数値解析ソフトでは、解析の収束性確保に関する機能が大幅に発達しており、これらの過渡性の表現方法が問題になるケースは少なくなりつつある。また多くの研究では、部材が破断したと見なす条件として、破断モーメントや破断ひずみなど、明確な根拠に基づかずに仮定された条件が多く、実際に鉄骨構造物に生じる部材破断との対応性については不明確な点が多い。

一方竹内ら^{[1-30]–[1-32]}は、鉄骨構造物内のブレースや梁端部が低サイクル疲労破壊により部材破断する挙動のモデル化について取り組んでいる。建築分野で一般的な骨組解析ソフトをベースに、部材破断を考慮する機能を組み込むことで、部材破断が建築構造物の最大変形や吸収エネルギー分布に与える影響に関する検討を行っている。竹内らが提案する数値解析手法は、鉄骨部材の静的強度試験結果に基づき構築されており、実現象との対応も良い結果を与えている。

しかしながら竹内らの検討では、構造物が倒壊する挙動など、極限状態における構造物の動的挙動に関する解明までには至っていないのが現状である。このような動的挙動の数値解析による解明には、 $P-\Delta$ 効果の考慮や強い非線形性に対する解の収束性確保が必要であり、建築分野で用いられる骨組解析ソフトでは十分に対応できない。一方で機械設備の耐震性能評価には **Abaqus** をはじめとする汎用有限要素解析ソフトが用いられることが多い。これらのソフトでは強い非線形性に対しても高い収束性を有することが特徴であり、本研究で取り扱う大変形領域での検討に適している。

以上より、部材破断を考慮した耐震性能評価に関する既往研究は多く実施されているものの、本研究で対象とする、機械設備の終局に至るまでの地震時挙動の評価を行う上ではいずれも課題があり、これらの知見を直接的に本研究課題に適用することはできないのが現状である。

1.5 研究の課題と本論文の構成

本論文は、高レベル地震動に対する機械設備の耐震性能の向上に向けて、以下の課題に対して取り組み、得られた成果をまとめたものである。すなわち以下に示す通り、修復性に配慮した損傷を生じさせる耐震構造の実現方法と評価方法の構築、構造物の倒壊を防止する評価基準の構築と、これらに組み込む上で共通して必要な部材破断を考慮した数値解析手法の構築、の3点への取り組みを行った。

- (1) 部材破断を考慮した数値解析手法
- (2) 修復性に配慮した破壊を生じさせる耐震構造の実現方法と評価方法
- (3) 構造物の倒壊を防止する評価基準

本論文の各章の構成を示す。

第1章 序論では、設計用地震動の高レベル化が進む中で、機械設備に期待される要求性能を整理し、また現行の耐震設計手法との比較を行った。これより機械設備の耐震性能の向上と合理化を目的として本論文で取り組む課題として、機械設備の修復性、安全性に対する評価手法の確立と、それらに組み込む上で必要となる、部材破断を考慮した数値解析技術の構築を挙げた。

第2章 部材破断を考慮した数値解析手法の概要では、課題(1)に対する取り組みとして、本研究における耐震性能評価の基礎となる、地震中の鉄骨部材の破断を考慮した数値解析手法を構築するにあたり、その概要と、構築にあたって解決すべき課題を示した。

第3章 動的荷重下の鉄骨部材の低サイクル疲労寿命の振動台試験による検証では、第2章で抽出した課題に対する取り組みとして、大型振動台を用いた鉄骨部材の動的破壊試験と、有限要素解析による試験結果の分析を示した。さらに部材破断を考慮した数値解析手法の適用例として、部材破断を考慮した時刻歴応答解析手法を単純な骨組構造物の解析モデルに適用した結果について示した。

第4章 部材破断の発生個所を制御する構造物の評価方法の構築では、課題(2)に対する取り組みとして、強震動下の鉄骨構造物において生じうる部材破断を、任意の部位において生じさせるような構造の実現方法と、想定した位置での破断発生が実現する確率の評価方法を提案した。ラーメン構造物の事例に本手法を適用してこの破断先行確率を算出するとともに、部材破断を考慮した非線形時刻歴応答解析を用いたモンテカルロシミュレーションを実施し、その算出結果の妥当性を確認した。

第5章 鉄骨構造物の倒壊を防止する評価基準の構築では、課題(3)に対する取り組みとして、P- Δ 効果により生じる倒壊を防止するための評価基準の構築を行った。評価対象としてブレース付骨組構造物を取り上げ、ブレースの破断の影響を考慮した上で、構造物の倒壊が生じる限界となる変形量を算出する方法を提案した。また部材の弾塑性特性、ブレースの破断、P- Δ 効果を考慮した非線形時刻歴応答解析に基づく漸増動的解析を実施し、構造物が倒壊に至るまでの挙動を直接算出することで、提案する評価基準による倒壊発生の判定精度を検証した。

第6章 結論では、本研究において得られた結論と知見を総括し、今後の課題について述べた。

1.6 本章の参考文献

- [1-1] 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告（機械編） 機械設備の被害，pp. 223-232，1998.
- [1-2] 鈴木浩平：産業施設の地震被害と耐震技術—兵庫県南部地震の教訓から—，総合都市研究，第61号，1996.
- [1-3] 山田實，西晴樹，座間信作：新潟県中越沖地震における危険物施設等の被害，安全工学，47巻3号，pp. 154-157，2008.
- [1-4] 高圧ガス保安協会：LPG球形貯槽の倒壊による火災及び爆発，高圧ガス事故概要報告，整理番号2011-078，2012.
- [1-5] 佐野尊，上田洋平，赤塚広隆，小林英男：LPG球形貯槽の倒壊による火災及び爆発，高圧ガス，Vol. 49，No. 6，pp. 457-467，2012.
- [1-6] 国土交通省：土木・建築にかかる設計の基本について，2002.
- [1-7] 土木学会 阪神・淡路大震災対応技術特別委員会：土木構造物の耐震基準等に関する提言（第一次提言），1995.
- [1-8] 土木学会 阪神・淡路大震災対応技術特別委員会：土木構造物の耐震基準等に関する提言（第二次提言），1996.
- [1-9] 土木学会 土木構造物の耐震設計法に関する特別委員会：土木構造物の耐震基準等に関する提言（第三次提言），2000.
- [1-10] 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，丸善，2017.
- [1-11] 内閣府 中央防災会議：大規模地震防災・減災対策大綱，2014年
- [1-12] 内閣府 中央防災会議：南海トラフ地震に関わる地震防災対策の推進に関する特別措置法関係，2014.
- [1-13] 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造建物被害報告

書, 1995.

- [1-14] 当麻庄司, 村上健志, 杉野仁志, Mahan, Mark S.: 標準的な道路橋の耐震設計例による日米の比較, 土木学会第 57 回年次学術講演会, 2002.
- [1-15] 小野寺周, 松崎裕, 鈴木基行: 極大地震動に対する免震支承・RC 橋脚系のキャパシティデザインに関する研究, 土木学会論文集 A1(構造・地震工学), Vol. 72, No. 4(地震工学論文集第 35 巻), I_708-718, 2016.
- [1-16] 野津厚, 室野剛隆, 本山紘希, 本田利器: 「危機耐性」を考慮した耐震設計体系- 試案構築にむけての考察-, 土木学会論文集 A1(構造・地震工学), Vol. 72, No. 4, (地震工学論文集第 35 巻), I_459-I_472, 2016.
- [1-17] 室野剛隆: 鉄道の耐震設計標準の改定と今後の課題 危機耐性の導入と耐震設計のバランス, 第 16 回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム
- [1-18] 野津厚, 室野剛隆, 本山紘希, 本田利器: 「危機耐性」を考慮した耐震設計体系(2) 鉄道・港湾構造物の設計指針と「危機耐性」, 第 35 回地震工学研究発表会, 2015.
- [1-19] 日本電気協会: 火力発電所の耐震設計規程 JEAC3605-2009, 2009.
- [1-20] 日本建築センター: 評定・評価を踏まえた高層建築物の構造設計実務, 2002.
- [1-21] 国土交通省港湾局: 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 2007.
- [1-22] 日本電気協会: 原子力発電所耐震設計技術規程 JEAC4601-2008, 2008.
- [1-23] 高圧ガス保安協会: 高圧ガス設備等耐震設計指針 (2012) レベル 1 耐震性能評価 (耐震設計設備・基礎) 編, 2012.
- [1-24] 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評価: 日本建築学会構造系論文集, 第 493 号, pp. 99-106, 1997.
- [1-25] 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, 1997 年 5 月, pp. 947-950
- [1-26] 金尾伊織, 中島正愛, 竹原創平, 座屈・破断を考慮したブレース付骨組モデルと

- 断層近傍強震動下の応答, 日本建築学会構造系論文集, 第 577 号, 2004 年 3 月, pp. 117–122
- [1-27] 野中哲也, 岩村真樹, 宇佐美勉, 進行性破壊を考慮したトラス橋の地震応答解析, 構造工学論文集, Vol.54A, 2008 年 3 月, pp. 293–304
- [1-28] 後藤芳顯, 川西直樹, 本多一成, リダンダンシー解析における鋼トラス橋の引張り斜材破壊時の衝撃係数, 構造工学論文集, Vol.56A, 2010 年 3 月, pp. 792–805
- [1-29] 向出静司, 片岡大, 多田元英: 円形鋼管筋かいの破断を伴った鋼構造骨組のハイブリッド実験による地震応答, 日本建築学会構造系論文集, 第 75 卷, 第 652 号, pp. 1139–1147, 2010.
- [1-30] 竹内徹, 秦康, 松井良太: 局部座屈を伴う H 形断面ブレースの累積繰返し変形性能, 日本建築学会構造系論文集, 第 73 卷, 第 632 号, pp. 1875–1882, 2008.
- [1-31] 松井良太, 竹内徹: 部材破断を考慮したブレース付ラーメン骨組のエネルギー吸収性能, 日本建築学会構造系論文集, 第 76 卷, 第 665 号, pp. 1337–1345, 2011.
- [1-32] 松井良太, 潤井駿司, 得能将紀, 竹内徹: ブレースおよび梁端部破断を考慮した鋼構造骨組の耐震性能評価, 日本建築学会構造系論文集, 80 卷 717 号, pp. 1745–1754, 2015.

第2章 部材破断を考慮した数値解析手法の概要

2.1 概説

本章では、本研究の基礎となる鉄骨部材の破断を考慮した数値解析手法について、その内容を説明する。

本手法は、機械設備の耐震性能評価で幅広く用いられる汎用有限要素解析ソフトの使用を前提としており、通常非線形時刻歴応答解析をベースとし、鉄鋼材料を想定した弾塑性材料モデルに、新たに部材破断を判定する機能と、破断後の挙動を模擬する機能を追加するものとしている。対象とする部材破断の破壊モードとしては、鉄骨構造物内の柱-梁接合部における溶接部などのひずみ集中部に生じる低サイクル疲労破壊による破断としており、部材破断の判定では鉄骨部材の低サイクル疲労評価を行う。これらを踏まえ、部材破断を考慮した数値解析手法の内容をフローとして示す。また同時に、本解析手法を構築する上で解決すべき課題を示す。

本章の構成は以下の通りである。

2.1 節（本節）では、本章の概要について述べる。

2.2 節では、本解析手法において対象とする破壊モードの選定について述べる。

2.3 節では、汎用有限解析ソフト *Abaqus/Standard* において、本章で実現する部材破断を考慮する数値解析手法のフローの内容と、本手法を構築する上での課題について述べる。

2.4 節では、本章をまとめる。

2.2 対象とする破壊形態

本節では、鉄骨部材の破断を考慮した数値解析手法の構築にあたり、対象とする破壊モードを選定する。

高レベル地震動を受ける鉄骨構造物を構成する鉄骨部材に生じる破壊モードとしては、過去の研究を通じて主に以下の2点が指摘されている。

(1) 柱・梁接合部での梁フランジにおける応力集中部を起点とする脆性破壊

兵庫県南部地震では、鉄骨構造物に部材破断が生じた被害例が多数確認された。これらの破断の多くは、通しダイヤフラム形式を有する角型鋼管柱・H型鋼梁接合部における、梁フランジの溶接部近傍で生じた^[2-1]。これらは、柱・梁接合部に設けられたスカラップに応力が集中して過大な塑性ひずみが生じることで延性き裂が発生し、それが脆性き裂に転化することで、スカラップを起点として脆性的に破断した、と分析されている^{[2-2]・[2-3]}。これらのき裂は数回程度の非常に少ないサイクル数で生じたと考えられており、兵庫県南部地震のようなキラーパルスを有する直下型地震においても発生しうる破壊モードである。

これ以降、このような破壊モードを防止するため、様々な接合部ディテールの改善方法について数多くの検討がなされ、改良スカラップ工法やノンスカラップ工法など、新たな工法が多く提案された^{[2-4]・[2-5]}。機械設備の支持架構においても、近年はノンスカラップ型の接合部が一般的となっている。これにより、最近の鉄骨構造物では、このような脆性的な破断が生じる可能性は低下しつつある^[2-6]。

(2) 溶接部や局部座屈部等のひずみ集中部での低サイクル疲労による破断

疲労破壊は、引張強度以下の応力が材料に繰返し作用することによって最終的に破壊に至る破壊モードである。炭素鋼の場合、一般的に破壊が生じるサイクル数が 10^4 サイクル以上となる領域を高サイクル疲労、それ以下となる領域を低サイクル疲労と呼び^{[2-7]・[2-8]}、主に高サイクル疲労は弾性領域、低サイクル疲労は塑性領域での挙動が支配的となる。地震動を受ける大型の鋼構造物の場合、鉄骨構造物の柱・梁接合部や鋼製橋脚の隅角部などの応力集中部において、降伏応力を超える高い塑性ひずみが繰返し発生し、低サイクル疲労き裂が生じる可能性がある。疲労き裂発生後は、き裂先端部での形状不連続性によるさらに強い応力集中が発生し、地震応答の継続に従ってき裂が部材断面内を進展し、最終的に断面内を貫通すると部材全体が破断する。実際に兵庫県南部地震において、鋼製橋脚の隅角部において応力集中による塑性ひずみが生じ、そこから低サイクル疲労き裂が生じた例が確認されており^{[2-9]~[2-12]}、その評価方法に関しては多くの研究がなされている^{[2-13]~[2-15]}。

特に近年は、大型の海溝型地震のような長周期・長時間地震動や、多数の余震を伴う大型地震など、多数の荷重サイクル数を有する地震動の発生が相次いでおり、繰返し変形による低サイクル疲労破壊の危険性が指摘されている。東北地方太平洋沖地震では、3つの地

震が連動して発生することで、特に都心部では5分以上揺れが継続した。熊本地震（2016年）では、国内では観測史上初めて震度7級の地震動が2度続けて発生した。またこれらを踏まえ、現在の南海トラフ地震対策では、東南海・南海・東海での三連動型地震の発生を前提とした評価の必要性が指摘されている^[2-16]。よって、今後も構造物の耐震性能評価において考慮すべき荷重サイクル数は増加することが予想されることから、鉄骨部材の低サイクル疲労に関する問題は、今後も耐震設計上重要な項目となることが考えられる。

(1)で述べた脆性破壊への対応については既に多くの検討がなされているが、この低サイクル疲労による破断については、それと比較すると検討例が少ないのが現状である。また鉄鋼材料の低サイクル疲労評価そのものについても、機械・建築分野を中心として、試験片単位、部材単位でのデータはかなり蓄積されつつあるが、鉄骨部材の低サイクル疲労破壊が構造物の耐震性能に与える影響について取り組んだ例は少ない。そのため、鉄骨部材の低サイクル疲労破壊による部材破断を考慮した数値解析手法を構築することは、今後の耐震設計において、海溝型地震のような大型かつ継続時間の長い地震に対する耐震性能を行う上で重要である。そこで本研究では、大地震を受ける鉄骨部材の破壊形態として、低サイクル疲労破壊を対象とする。

2.3 構築する数値解析手法の概要

本節では、構築する部材破断を考慮した数値解析手法の概要について述べる。

本研究では解析ソルバーとして、汎用有限要素解析ソフトである Abaqus/Standard を使用する。

2.3.1 数値解析フロー

評価対象とする構造物は柱、梁、ブレースなどの骨組部材からなる鉄骨構造物とし、基本とする手法は、現状のレベル 2 地震動に対する耐震性能評価で用いられる、直接積分法による非線形時刻歴応答解析とする。対象構造物は梁要素、トラス要素などの骨組の有限要素によってモデル化されるものとする。

(1) 部材が破断した状態の定義

低サイクル疲労破壊による部材破断を考える場合、破断に至るまでの部材の状態を時系列に沿って整理すると、以下の 3 段階に分類されると考えられる。

- ① 初期の低サイクル疲労き裂が断面内に生じた状態
- ② 繰返し変形に伴い、疲労き裂が断面内を進展している状態
- ③ き裂が断面内を貫通し、断面全体が破断した状態

①の状態では、鉄骨部材の断面積や断面 2 次モーメントはき裂発生前とほぼ同一であり、②の状態において徐々に低下し、③において 0 になると考えられる。このように部材の性能は連続的に変化するため、部材破断の判定機能を構築するにあたり、「解析において部材が破断した状態」を定義する必要がある。

本研究では、②のき裂が断面内を進展する状態を無視し、①と③が等しい、すなわち初期の低サイクル疲労き裂が発生した時点で、部材全体が破断したと見なすこととする。その理由は以下のとおりである。

- ②を正確に表現するためには、断面内のき裂進展を評価するとともに、進展度合いに応じて断面性能を連続的に変化させる必要がある。しかしながら弾塑性変形する鉄鋼材料内のき裂進展評価については、有限要素解析を用いた取り組みは行われているが、その進展量について定量的な予測は非常に難しい。また部材の断面形状によって断面の完全分離までの時間が異なるため、様々な形状の部材断面が用いられる鉄骨構造物に対する統一的な手法としては現実的ではない。
- 破断と判定する時点を③で規定すると、それまで部材はき裂発生前と同等の剛性を発揮していることになり、き裂進展途中の断面性能を実現象以上に高く評価するこ

とになる。

- ①の初期き裂発生時点において破断とみなす場合、それまでは断面性能は初期値と同一で、き裂発生以降は断面性能を0にする（実際は材料のヤング率を0にすることで、この状態を模擬する）ことで、安全側の評価とすることができる。また初期き裂発生を対象とすれば、材料レベルの疲労評価となり、断面の大きさに依存しない統一的な判定手法とすることができる。

この場合、部材が破断したと判定するためには、初期の低サイクル疲労き裂の発生を予測することが必要である。よって部材破断判定には、低サイクル疲労評価手法を組み込むことが必要となる。

(2) 部材破断の数値解析への導入方法

一般的に骨組要素の材料モデルには、鉄鋼材料の降伏を考慮した弾塑性材料モデルが用いられる。本研究ではこの弾塑性材料モデルに、部材破断を表現するモデルとして、①低サイクル疲労評価に基づき部材破断を判定する機能、②破断と判定された後に部材が破断した状態を表現する機能、を追加的に組み込むこととする。これは、従来用いられている部材破断を考慮しない時刻歴応答解析との互換性を持たせることを目的の一つとしている。今後の耐震性能評価の実務において、基本的には部材破断を考慮しない通常の時刻歴応答解析に基づく耐震性能評価が引き続き用いられ、その中で特に極大地震対策など、限られたケースで試験的に部材破断を考慮した時刻歴応答解析が実施されると想定される。そのため、これらのケースによって解析手法や材料モデルを完全に切り替えるのではなく、一部の機能の変更のみで実現できる方が、実務上有用である。本研究で構築する部材破断を考慮した数値解析手法は、新たに組み込むこの部材破断に関する機能を非考慮とすることで、通常の時刻歴応答解析に帰着し、従来の耐震性能評価と同等の評価手法となる。

また部材破断を考慮した材料モデルは、対象とする解析モデル全体に適用するのではなく、特に大きな荷重が作用し破断が生じる可能性が高い部分に対応する要素に対してのみ適用し、それら以外には通常の弾塑性材料モデルを適用する。実際の被害事例を見ても、鉄骨部材が破断する部位は、柱-梁接合部の梁端部や、局部座屈が生じたブレースの中央部など特定の部位に集中している。そのためこれらの部位に対してのみ部材破断を考慮することで、大型発電設備のような大規模解析モデルにおいても、本機能を追加することによる計算コストの増加を最小限にとどめることが可能となる。

(3) 低サイクル疲労評価に基づく部材破断判定

低サイクル疲労評価では、地震応答中に部材に生じるひずみの最大値ではなく、ひずみの時間履歴に対して評価することが必要である。そこで部材破断を考慮する要素について、時刻歴応答解析に得られるひずみ履歴に対して時々刻々低サイクル疲労評価を行う。

鉄鋼材料の疲労寿命は、ある応力振幅またはひずみ振幅が繰返し作用した際に、破壊に至るまでのサイクル数との関係をプロットした疲労曲線（S-N 曲線）によって表現されるのが一般的である。例として、JIS B8281^[2-17]に掲載されている、炭素鋼の疲労試験データに基づき設定された設計疲労曲線を図 2.3-1 に示す。同図において横軸が破断サイクル数、縦軸が作用応力である。なお縦軸の応力は、弾性・塑性の区別を行っておらず、ひずみにヤング率を乗じて得られる仮想弾性応力と呼ばれる値であり、実質的にはひずみと同等である。これは、低サイクル疲労破壊が生じる塑性域では、ひずみが増加しても応力がほとんど増加しないため、ひずみを用いて整理する方が適切であるためである。本設計疲労曲線を用い、構造物に作用するひずみ振幅に対応する破断サイクル数を参照することで、構造物の疲労寿命を予測することが可能である。

例として、南海トラフ三連動波のような長時間継続する地震動の荷重サイクル数として、最大 200 サイクル程度を想定した場合、図 2.3-1 において対応する応力振幅は $1 \times 10^3 \sim 4 \times 10^3$ [MPa] となり、炭素鋼のヤング率を 206,000 [GPa] と仮定すると、ひずみ振幅は 0.5 ~ 2% 程度となる。以降の章で述べるように、このレベルのひずみは高レベル地震下の鉄骨構造物においては十分生じうるレベルであり、特に南海トラフ三連動波のような大型の海溝型地震に対しては、低サイクル疲労破壊を検討する必要があると考えられる。

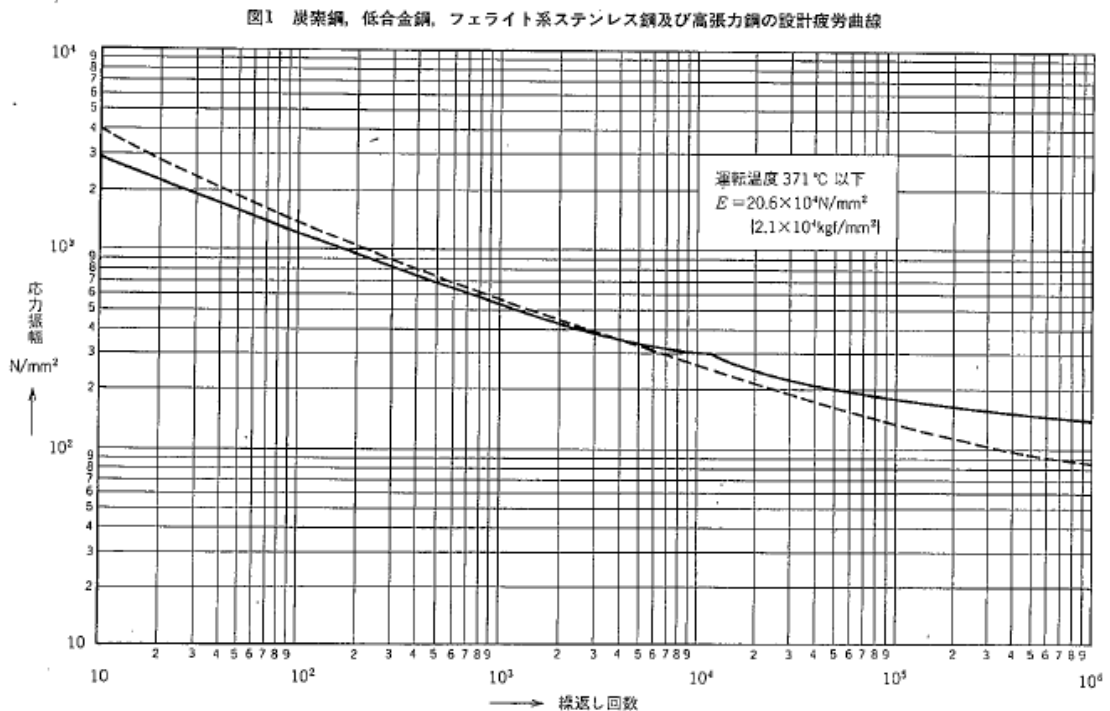


図 2.3-1 炭素鋼の設計疲労曲線^[2-17]

設計疲労曲線の式としては、Manson-Coffin 式、Langer 式などが知られている。Manson-Coffin 式の一般式を式(2.3-1)に、Langer 式の一般式を式(2.3-2)に示す。

$$\varepsilon_t = C_1 N_f^{-m_1} + C_2 N_f^{-m_2} \quad (2.3-1)$$

$$\varepsilon_a = A N_f^{-\alpha} + B \quad (2.3-2)$$

ここに、 ε_t はひずみ範囲（Peak to Peak 値）、 ε_a はひずみ振幅（0 to Peak 値）、 N_f は破断に至るまでの繰返し数である。また C_1 、 C_2 、 m_1 、 m_2 、 A 、 B 、 α はパラメータであり、試験データに適合するように決定する。

横軸の破断サイクル数は、対応する作用ひずみ振幅が、破断するまで定振幅で定常的に繰返し作用する場合のサイクル数である。一方で地震波はランダム波形であるため、部材に生じるひずみ波形もランダム波形となる。ランダム波形のように振幅が変動するひずみの疲労評価には線形累積損傷則（Miner 則）^[2-18]が一般的に用いられており、本研究でもこの評価方法を導入する。概要を以下に示す。

前述の S-N 曲線上で、あるひずみ振幅 ε_i に対応する破断サイクル数を N_i とする。このひずみ振幅が構造物に n_i 回作用した場合、それにより構造物に生じる疲労損傷量 ΔD_i を式(2.3-3)で定義する。ただし、ここでは $n_i < N_i$ とする。

$$\Delta D_i = \frac{n_i}{N_i} \quad (2.3-3)$$

また構造物に様々なひずみ振幅 ε_1 、 ε_2 、 ε_3 、 \dots がそれぞれ N_1 、 N_2 、 N_3 、 \dots サイクルずつ生じた場合、式(2.3-4)で定義されるように、それぞれのひずみ振幅で生じた疲労損傷量を足し合わせた累積疲労損傷量 D を考える。この累積疲労損傷量 D が1に達した時点で破壊したとみなす。

$$D = \sum_i \frac{n_i}{N_i} \quad (2.3-4)$$

線形累積損傷則の適用には、生じるひずみ履歴にサイクルカウント法を適用し、ひずみレベルと繰返しサイクル数に分解する必要がある。サイクルカウント法にはピーク法^[2-19]、レンジペア法^[2-20]、レインフロー法^[2-21]等が提案されているが、ここでは最も広く使われている手法としてレインフロー法を採用する。時刻歴応答解析中の各時間ステップにおいて、時々刻々低サイクル疲労評価を行う。すなわち、解析中のある時間ステップにおいて、各要素に対し、解析開始時点からその時間までのひずみ履歴をレインフロー法によってひずみ振幅と繰返しサイクル数に分解する。対象とする鉄骨部材の材料に対応する S-N 曲線を

事前に定めた上で、レインフロー法による分解結果と S-N 曲線より、その時間ステップでの累積疲労損傷値 D を算出する。この累積疲労損傷値 D が 1 以上となった時点で、その要素は破断したと判定する。ひずみ履歴が長くなるほど分解されるひずみ振幅と繰返しサイクル数の組み合わせ数が増加するため、基本的に D は単調増加となる（ただしレインフロー法のアルゴリズム上、評価対象のひずみ履歴の最後のサイクルを 1 サイクルと捉えるか半サイクルと捉えるかによって分解結果が変化するため、 D が減少する時間ステップが存在する）。

要素が破断したと判定された後は、次の時間ステップ以降解析が終了するまで、その要素の剛性を 0 に変更することで、部材が破断した状態を表現する。以上の処理を図化したものを図 2.3-2 に示す。

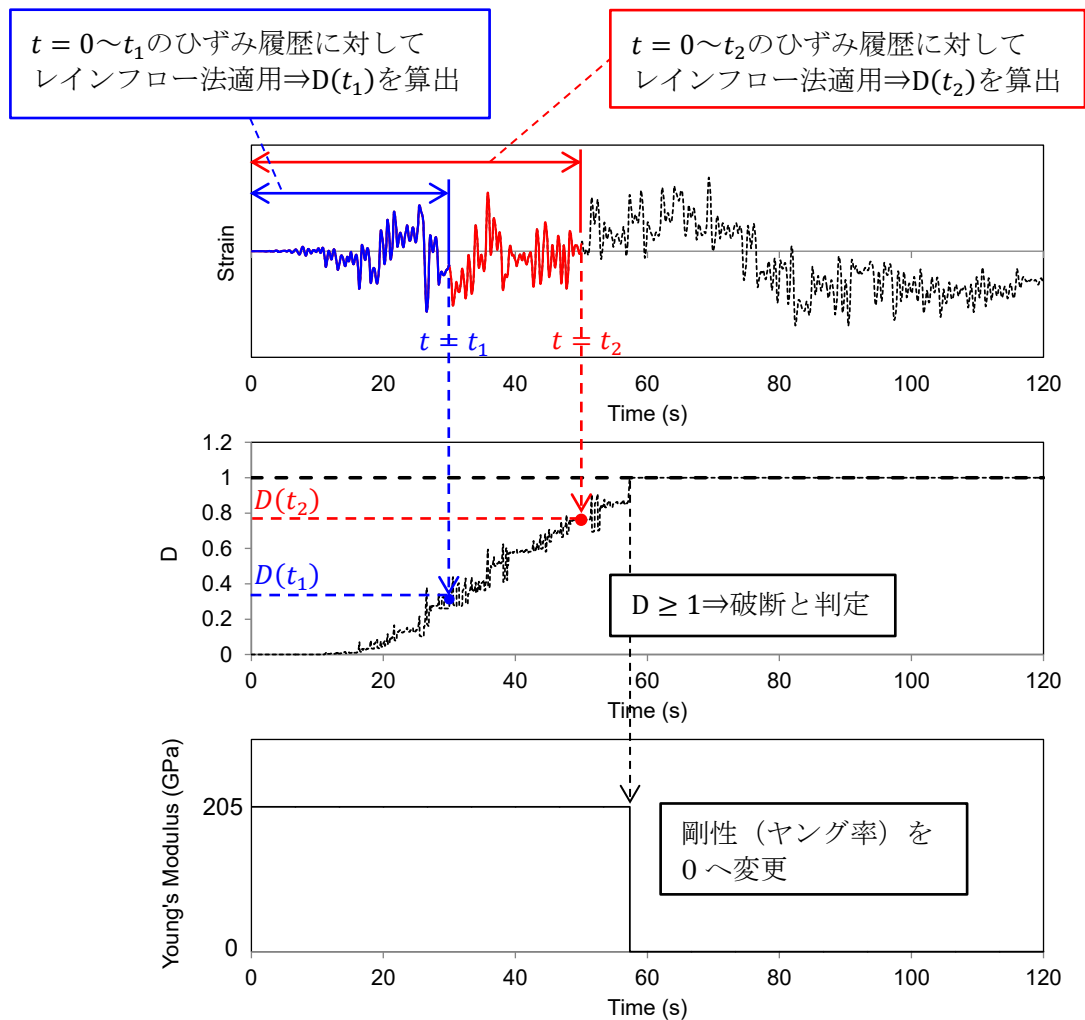


図 2.3-2 時刻歴応答解析中の低サイクル疲労評価の例

(4) ひずみ集中部でのひずみ履歴の推定

2.2 節で述べた通り、実際の骨組構造物において低サイクル疲労き裂が生じる部位は、柱-梁接合部の溶接止端部などの、構造物の形状不連続性によるひずみ集中効果が生じる部分である。梁要素、トラス要素等の骨組要素で柱-梁接合部をモデル化した場合、この形状不連続性は考慮されないため、ひずみ集中効果を含まない軸ひずみしか求まらない(図 2.3-3)。このひずみ集中効果を正確に求めるためには、形状不連続部を詳細な有限要素によりモデル化する必要があるが、非線形時刻歴応答解析においてこのような大規模な有限要素モデルを用いるのは非現実的である。この問題に対して桑村ら^[2-22]や竹内ら^{[2-14], [2-23]}は、形状不連続部のひずみ集中効果を含んだ局所的なひずみと、ひずみ集中を含まない軸ひずみとの比率として、ひずみ集中率の簡易推定式を提案している。これは、柱-梁接合部の詳細な有限要素解析(図 2.3-4(a))より算出された局所ひずみと軸ひずみの関係を1次関数で近似したものであり(図 2.3-4(b))、式(2.3-5)の様に表現される。

$$\varepsilon_l = \min\{\max(\alpha_1 \varepsilon_{eq}, \alpha_2 \varepsilon_{eq} + \beta_2), \alpha_3 \varepsilon_{eq} + \beta_3\} \quad (2.3-5)$$

ここに ε_l は局所ひずみ、 ε_{eq} はひずみ集中を含まない軸ひずみである。また $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \beta_2, \beta_3$ は近似の際のパラメータであり、部材の材質や柱-梁接合部の形状によってそれぞれ同定されている。梁要素から算出される軸ひずみに本ひずみ集中率式を適用することで局所ひずみを簡易的に評価でき、この局所ひずみに対して低サイクル疲労評価を行うことで、骨組要素を用いた解析モデルにおいても梁端部での低サイクル疲労寿命を評価することが可能となる。本論文でも同様の手法に従い、破断を考慮する梁要素から得られた軸ひずみより、ひずみ集中部での低サイクル疲労評価を行う。

以上のプロセスをまとめた数値解析のフローを図 2.3-5 に示す。これらのプロセスは、Abaqus のユーザ組み込み機能であるユーザサブルーチンを用いて実現し、数値解析に組み込む。

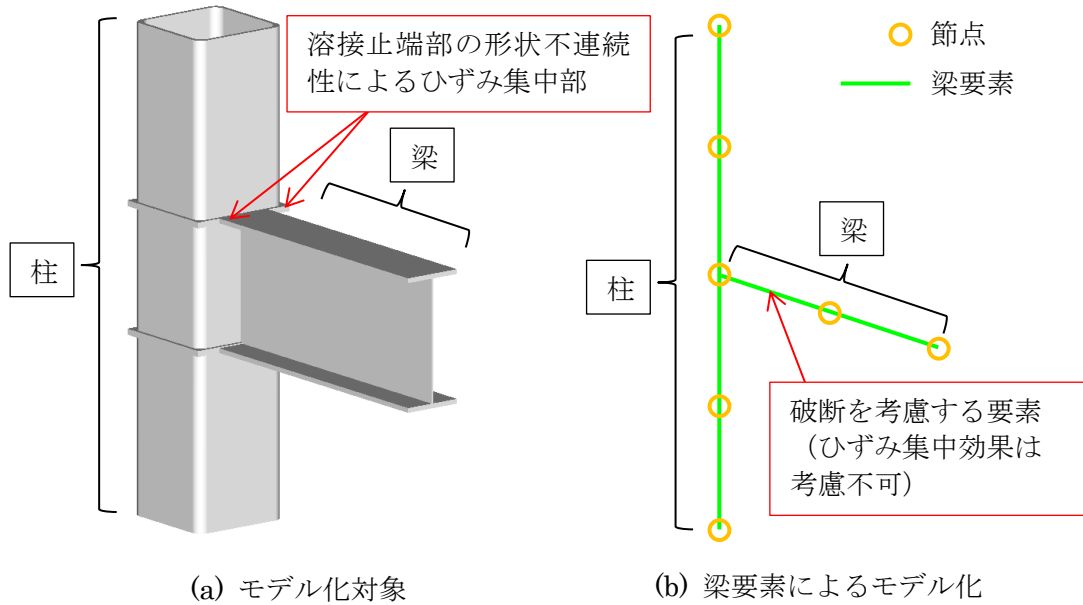


図 2.3-3 ひずみ集中部のモデル化

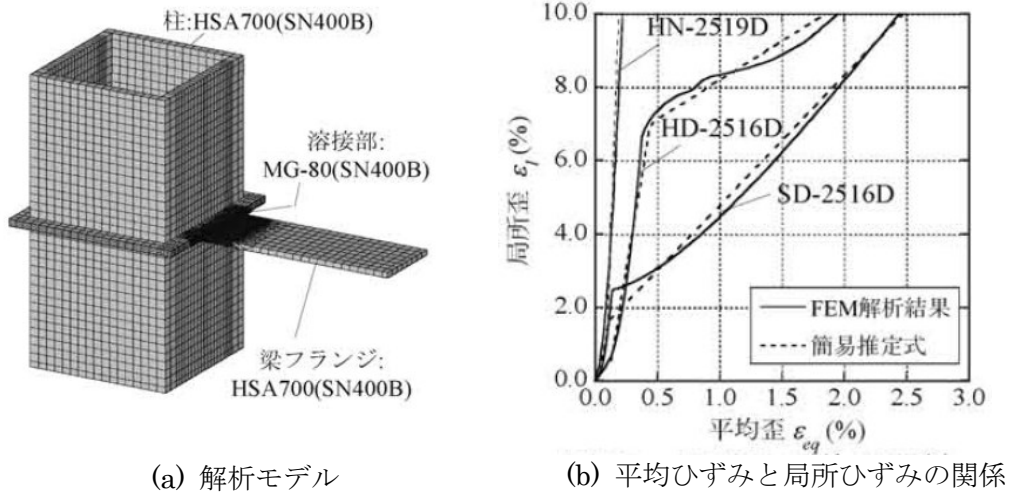


図 2.3-4 ひずみ集中率の概要 (文献[2-14]より)

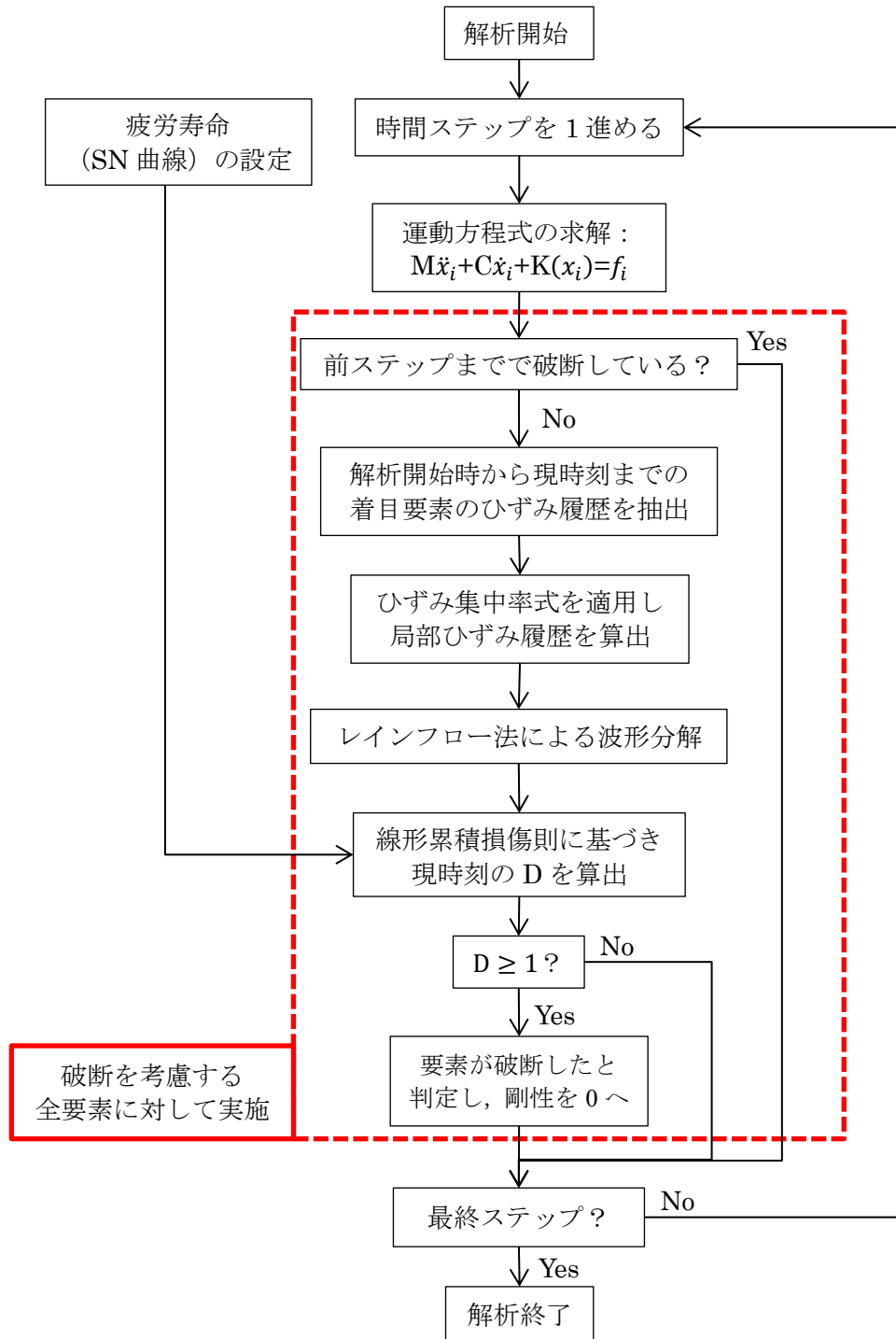


図 2.3-5 部材破断を考慮した数値解析フロー

2.3.2 解析手法構築における課題

本手法を用いるためには、鉄鋼材料の S-N 曲線を事前に定める必要がある。鉄鋼材料の低サイクル疲労寿命に関する試験データは、高サイクル疲労寿命に関する試験データと比較すると少ないものの、ASME, JSME^[2-24]を中心としていくつかまとめられている例があり、それらの試験データに曲線適合させた最適適合曲線や、そこからさらに安全率を考慮した設計疲労曲線なども提案されている。そのためこれらの曲線に関する式を適用することが方法として考えられる。しかしながらこれらの曲線が、地震のような動的荷重下で鉄骨部材に生じる部材破断の評価にそのまま適用できるかどうかは不明確である。具体的な理由を以下に示す。

(1) 試験片レベルと鉄骨レベルの違い

前述の試験データのほとんどは丸棒型、砂時計型に代表される疲労試験用の小型の試験片を用いた試験により得られたものである。そのため実際の鉄骨部材の疲労寿命が、疲労試験片において確認された疲労寿命と整合するかは明確でない。

一方、日本鋼構造協会^[2-25]は鉄骨構造物に用いられる規格断面を有する部材や、特に破壊が生じやすい継手部を想定した試験体による疲労試験データをまとめている。しかしながらこれらはいずれも 10^4 サイクル以上の高サイクル疲労域に関するものが中心であり、本研究で対象とする規格品や継手部の低サイクル疲労寿命は十分明確になっていない。

(2) 動的荷重と静的荷重の違い

(1)の課題を踏まえ、実大部材や、継手部を模擬した試験体での低サイクル疲労試験も実施されてきており、徐々にデータが蓄積されつつある^{[2-14], [2-26]-[2-30]}。しかしながらこれらのほとんどは、油圧ジャッキを用いた静的あるいは準静的な試験であり、地震動のような動的荷重においても同等の疲労寿命を期待できるかどうかは不明確である。

一般的に、鉄鋼材料の低サイクル疲労強度にはひずみ速度の影響が大きいことが知られており、ひずみ制御型の低サイクル疲労試験に対しては、ASTM E606^[2-31]や JIS Z 2279^[2-32]において、準静的な試験となるようにひずみ速度を $0.1\%/s$ とすることが規定されている。実際の低サイクル疲労設計曲線は、このオーダーのひずみ速度で実施された試験データより決定されることが一般的である。

一方で地震時に鉄鋼材料に生じるひずみ速度は、これと比べるとより速いと考えられる。前項で述べた通り、低サイクル疲労破壊が問題となるひずみレベルとしてひずみ 2%とし、地震時に卓越する振動数として 2 Hz (=1/4 周期が 0.125 s) を仮定すると、ひずみ速度は $16\%/s$ 程度となり、前述の低サイクル疲労試験の規定よりも相当に高い。そのため動的な地震荷重下の状態とこれらの準静的な疲労試験における状態は異なる状態であると考えられることから、両者の低サイクル疲労寿命が整合するかどうかは明確ではない。

以上より、本解析手法の構築においては、実際の鉄骨部材を模擬した試験体の動的試験を実施し、動荷重下で部材に破壊が生じるまでの寿命を明確にする必要がある。そこで第3章では、鉄骨部材の破壊に至るまでの挙動や、鉄骨部材に生じる破壊形態を明確にするため、大型振動台を用いた鉄骨部材の動的破壊試験を実施する。

2.4 本章のまとめ

本章では、本研究の基礎となる鉄骨部材の破断を考慮した数値解析手法を構築するにあたり、その内容と、構築にあたって解決すべき課題を示した。

本章で得られた知見は以下のとおりである。

- (1) 部材破断を考慮した数値解析手法の構築にあたり、対象とする破壊モードとして、溶接部等のひずみ集中部での低サイクル疲労による破断を対象とした。これは、東北地方太平洋沖地震のような長時間継続する地震の多発を踏まえて本破壊モードの危険性が指摘されていること、また既往研究での検討例が少なく今後検討していくべき重要な破壊モードであると考えられることが理由である。
- (2) 本研究で構築する部材破断を考慮した数値解析手法の概要を示すとともに、その数値解析プロセスをフローとして示した。本手法は、既存の非線形時刻歴応答解析をベースとし、弾塑性材料モデルに、新たに部材破断を判定する機能を追加したものである。なお、鉄骨部材の破断は、初期の低サイクル疲労き裂が発生し、断面内を進展し、最終的に部材断面全体が破断するというプロセスを取る。本研究では、断面内のき裂の進展は無視し、初期の低サイクル疲労き裂が発生した時点で部材全体が破断すると見なすこととした。よって部材破断判定機能には、低サイクル疲労評価手法を適用する。
- (3) 本手法において低サイクル疲労評価を行う場合、鉄鋼材料の疲労試験データに基づく S-N 曲線を用いることになるが、試験片形状の差や荷重の動的影響などから、これらの S-N 曲線をそのまま適用できるかどうかは不明確である。そのため、実際の鉄骨構造物を模擬した振動台試験を実施し、低サイクル疲労破壊による破断が生じるまでの寿命を確認する必要がある。

2.5 本章の参考文献

- [2-1] 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造建物被害報告書
- [2-2] 中込忠男，藤田哲也，南圭祐，李建，村井正敏：柱梁溶接接合部におけるノンスカラップ工法梁端ディテールに関する実験的研究，日本建築学会構造系論文集，62巻498号 pp. 145-151，1997.
- [2-3] 寺岡勝，島貫広志，森田耕次，薦野和彦，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，鋼構造論文集，3巻11号，pp. 21-34，1996.
- [2-4] (財)鋼材倶楽部：スカラップ研究小委員会報告書，1993.
- [2-5] 日本建築学会：鋼構造接合部の力学性状に関する研究の現状，1993.
- [2-6] 井上一朗，甲津功夫，多田元英，立山英二，田渕基嗣，豊田政男，中島正愛，丸岡義臣，森迫清貴，森田耕次：通しダイアフラム形式で角形鋼管柱に接合されるH形鋼梁の塑性変形能力に関する実大実験 その1.実験計画および予備実験，鋼構造論文集，4巻16号，pp. 27-42，1997.
- [2-7] 日本材料学会：改訂 材料強度学，2005.
- [2-8] 大路清嗣，中井善一：材料強度学，コロナ社，2006.
- [2-9] 坂野昌弘，三上市蔵，村山弘，三住泰久：鋼製橋脚基部の超低サイクル疲労破壊挙動，鋼構造論文集，2巻8号，pp. 73-82，1995.
- [2-10] 坂野昌弘，三上市蔵，鷹羽新二：鋼製橋脚隅角部の低サイクル疲労挙動，土木学会論文集，No.563/I-39，pp. 49-60，4月，1997.
- [2-11] 坂野昌弘，岸上信彦，小野剛史，三上市蔵：鋼製ラーメン橋脚柱梁接合部の超低サイクル疲労破壊挙動，鋼構造論文集，第4巻 第16号 pp. 17-26，1997.
- [2-12] 岡下勝彦，大南亮一，道場康二，山本晃久，富松実，丹治康行，三木千壽：兵庫県南部地震による神戸港港湾幹線道 P75 橋脚隅角部におけるき裂損傷の原因調

- 査・検討, 土木学会論文集, 1998 卷 591 号, pp. 243-261, 1998.
- [2-13] 成原弘之, 泉満: 鋼構造柱梁仕口における梁端溶接部の疲労強度, 日本建築学会構造系論文集, 第 63 卷, 508 号, pp. 111-117, 1998.
- [2-14] 竹内徹, 大山翔也, 石原直: 制振部材を付加した高強度鋼架構の繰返し変形性能-制振部材を付加した高強度鋼架構の耐震性能 その 1-, 日本建築学会構造系論文集 第 75 卷 第 655 号, pp. 1671-1679, 2010.
- [2-15] 建築研究所: 長周期地震動に対する超高層鉄骨造建築物の耐震安全性に関する検討, 建築研究資料第 160 号, 2014.
- [2-16] 内閣府 中央防災会議: 南海トラフ地震に関わる地震防災対策の推進に関する特別措置法関係, 2014.
- [2-17] 日本産業規格: 「圧力容器の応力解析及び疲労解析」, JIS B 8281-1993
- [2-18] Miner, M., A.: Cumulative Damage in Fatigue, J. Appl. Mech., Vol. 12, pp. 159-164, 1945.
- [2-19] ASTM International: Standard Practices for Cycle Counting in Fatigue Analysis, ASTM E 1049-85, 2005.
- [2-20] 伊藤文人: 実働荷重による鉄道橋の疲労被害推定, 鉄道技術研究報告, No. 676, 1969.
- [2-21] 遠藤達雄, 安住弘幸: 簡明にされたレインフローアルゴリズム「PV 差法」について, 材料, 日本材料学会, 30 卷 328 号, pp. 89-93, 1981.
- [2-22] 桑村仁, 山本恵市: 三軸応力状態における構造用鋼材の延性き裂発生条件, 日本建築学会構造系論文集, 60 卷 477 号, pp. 129-135, 1995.
- [2-23] 竹内徹, 中村悠, 松井良太: 接合部固定度を考慮した H 形断面ブレースの座屈後履歴性状及び累積変形性能, 日本建築学会構造系論文集, 75 卷 653 号, pp. 1289-1297, 2010.

- [2-24] 日本機械学会：疲労強度の設計資料 IV 低サイクル疲労強度，1983.
- [2-25] 日本鋼構造協会：鋼構造物の疲労設計指針・動解説一付・設計例—2012年改訂版，2012.
- [2-26] 成原弘之，泉満：鋼構造柱梁仕口における梁端溶接部の疲労強度，日本建築学会構造系論文集，第63巻，508号，pp. 111-117，1998.
- [2-27] 中込忠男，田哲也，南圭祐，李建，村井正敏：柱梁溶接接合部におけるノンスカラップ工法梁端ディテールに関する実験的研究，日本建築学会構造系論文集，第62巻，498号，pp. 145-151，1997.
- [2-28] 木下幸治，上田清弘：十字溶接継手止端部の低サイクル疲労強度に及ぼす板厚の影響，土木学会論文集 A1 (構造・地震工学)，66巻1号，pp. 179-187，2010.
- [2-29] 見村博明，田部井哲郎：鋼構造柱-はり溶接接合部の低サイクル疲労に関する研究：モデル試験片による完全溶け込み溶接継手の疲労強度，日本建築学会構造系論文集，64巻521号，pp. 111-118，1999.
- [2-30] 長谷川隆，福元敏之，田上淳，澤本佳和，久保田淳，時野谷浩良，鈴木康正，寺田岳彦，石井大吾，成原弘之，安田聡，金子洋文，宇佐美徹，小鹿紀英，鈴木芳隆，西山功，向井昭義，岩田善裕：長周期地震動に対する超高層鉄骨造建築物の耐震安全性に関する検討，建築研究資料 No.160，(独)建築研究所，2014.
- [2-31] ASTM International: Standard Test Method for Strain-Controlled Fatigue Testing, ASTM E606-04, 2004
- [2-32] 日本産業規格：「金属材料の高温低サイクル疲労試験方法」，JIS Z 2279

第3章 動的荷重下の鉄骨部材の低サイクル疲労寿命の振動台試験による検証

3.1 概説

本章では、第2章で示した課題を解決するために実施した、大型振動台を用いた鉄骨部材の動的破壊試験について示す。

実際の鉄骨構造物の柱-梁接合部の1ユニット分を抽出した試験体を製作し、梁端部において破壊が生じるまで繰返し動的荷重を与える振動台試験を実施し、動的荷重下で梁端部に生じる破壊モードを確認する。また破断した試験体の破面観察を行い、生じたき裂が低サイクル疲労破壊によるものであるかどうかを検証する。次に初期き裂発生部位で生じたひずみ履歴をより詳細に検討するため、試験体を対象とした有限要素法（FEM）に基づく数値解析を実施した。破壊起点でのひずみ履歴の推定値と低サイクル疲労寿命曲線を比較することで、動的荷重を受ける鉄骨部材においても、低サイクル疲労評価が適用可能かどうかを検証する。

また、振動台試験の結果に基づき構築した部材破断を考慮した数値解析手法の適用例として、骨組構造物の耐震性能評価に本手法を適用し、部材破断が構造物全体の耐震性能に与える影響について確認する。

3.1 節（本節）では、本章の概要について述べる。

3.2 節では、大型振動台を用いた鉄骨部材の動的破壊試験の概要とその結果について述べる。

3.3 節では、3.2 節の振動台試験結果を分析するために実施した FEM 解析について述べる。

3.4 節では、前節までで構築した部材破断を考慮した数値解析手法を、簡単な鉄骨構造物の解析モデルへ適用した例について述べる。

3.5 節は、本章をまとめる。

3.2 振動台試験による鉄骨部材の破壊試験

3.2.1 想定する構造物と試験体

本節では、大型振動台を用いた鉄骨部材の動的破壊試験について述べる。

鉄骨構造物において、鉄骨部材に破断が生じる可能性の高い部位として、柱-梁接合部の梁端部に着目した。図 3.2-1 に示すように、発電プラントの支持架構を想定した鉄骨構造物より、柱-梁接合部の 1 ユニット分を抽出し、振動台において試験可能なように縮尺した試験体を製作した。ただし、振動台試験においては梁側で確実に破壊させるため、柱は縮尺比よりも大きな断面を使用し、柱の剛性を高めた。この試験体の柱-梁接合部に繰返し曲げ変形を動的に与えることで、梁端部において破断させる。試験体の形状を図 3.2-2 に示す。

柱、梁の部材断面形状は、発電プラントの支持架構において一般的なものとして、柱には角型鋼管 ($\square 250 \times 150 \times 6$)、梁には H 型鋼 ($H50 \times 50 \times 3.2 \times 4.5$) を採用し、ダイヤフラムは外ダイヤフラム形式とした。柱-梁接合部周りの溶接条件は、図 3.2-2 に示すように、H 型鋼フランジ-ダイヤフラム間、柱-ダイヤフラム間は完全溶け込み溶接とし、ウェブ-柱間は隅肉溶接としている。H 型鋼は通常の規格品よりも小型であるため、板厚 3.2mm、4.5mm の鋼板よりビルドアップ形式にて製作し、フランジ-ウェブ間は隅肉溶接としている。柱の材料は一般構造用炭素鋼鋼管 (STK400)、梁の製作に用いた鋼板の材料は一般構造用圧延鋼材 (SS400) である。

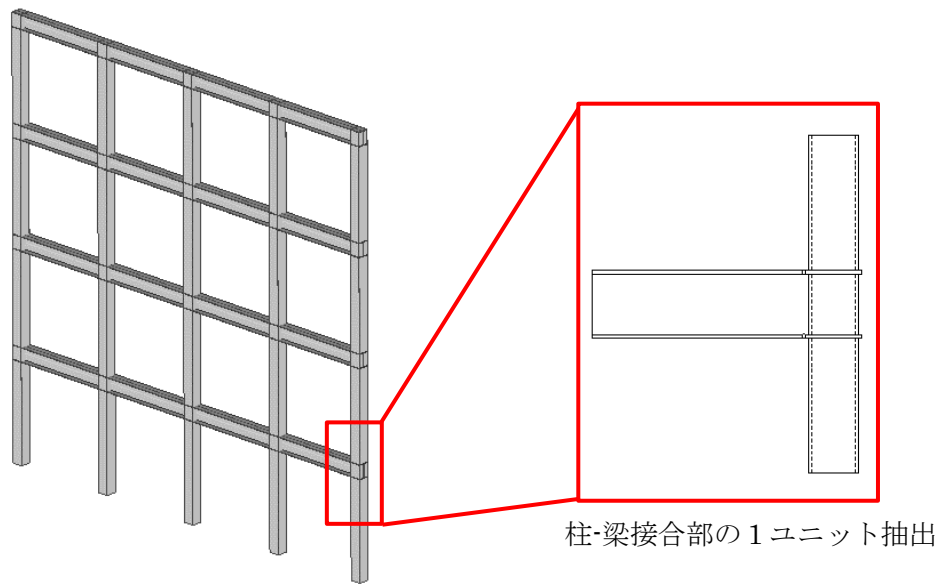


図 3.2-1 構造物内の着目する部位

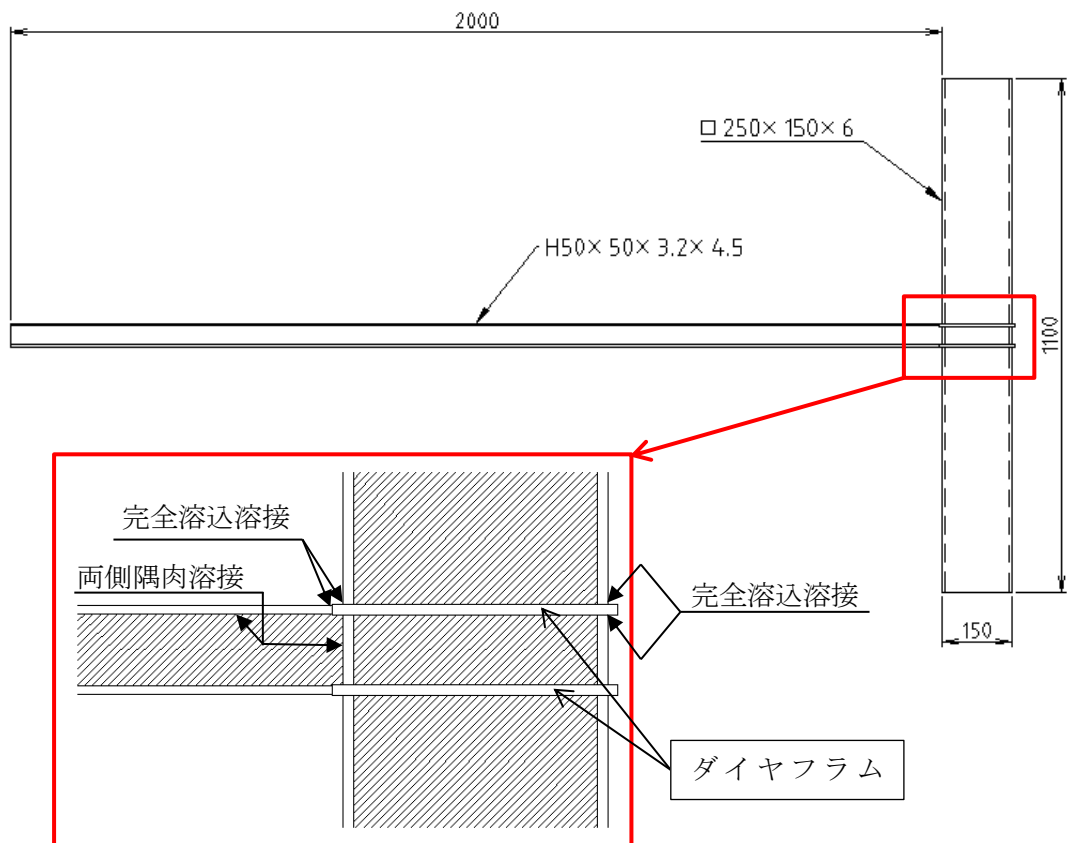


図 3.2-2 試験体形状と柱梁接合部の溶接条件

3.2.2 試験装置と試験セットアップ

振動台試験には、3次元6自由度大型振動台を使用した。本振動台の外観を図3.2-3に、仕様を表3.2-1に示す。

振動台のテーブルサイズは4.5m×4.5mであり、最大積載重量は35tonである。本振動台は水平及び上下の油圧アクチュエータで支持されており、水平3方向及びそれらの回転成分の合計6自由度について、独立に加振することができる。

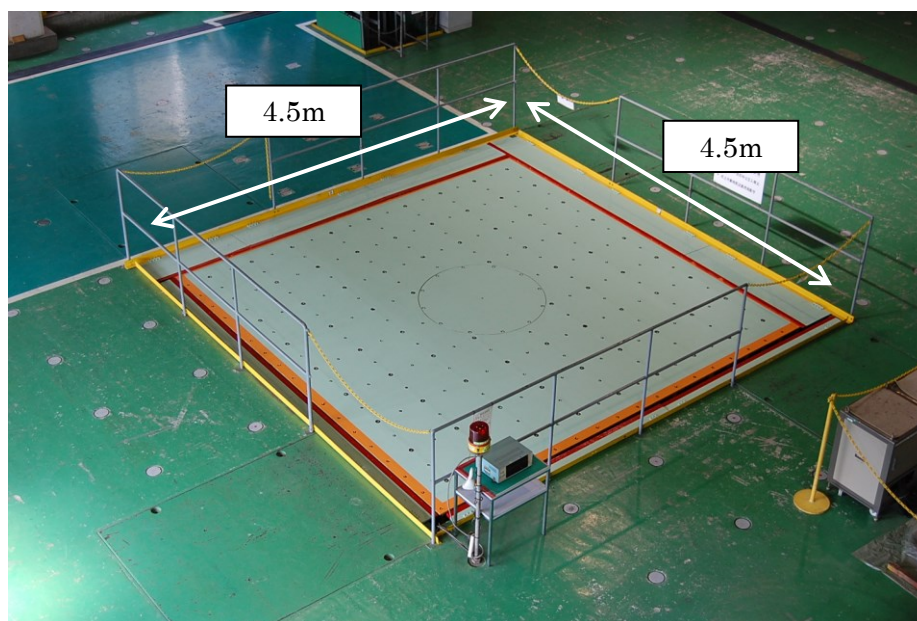


図 3.2-3 3次元6自由度大型振動台

表 3.2-1 振動台仕様

最大積載質量	35 ton	最大加速度 (最大積載時)	水平 1.5 G 鉛直 1.0 G
振動台寸法	4.5×4.5 m	加振振動数	DC～50Hz
加振方向	3軸同時加振 3軸回り回転加振	駆動方式	電気・油圧サーボ方式

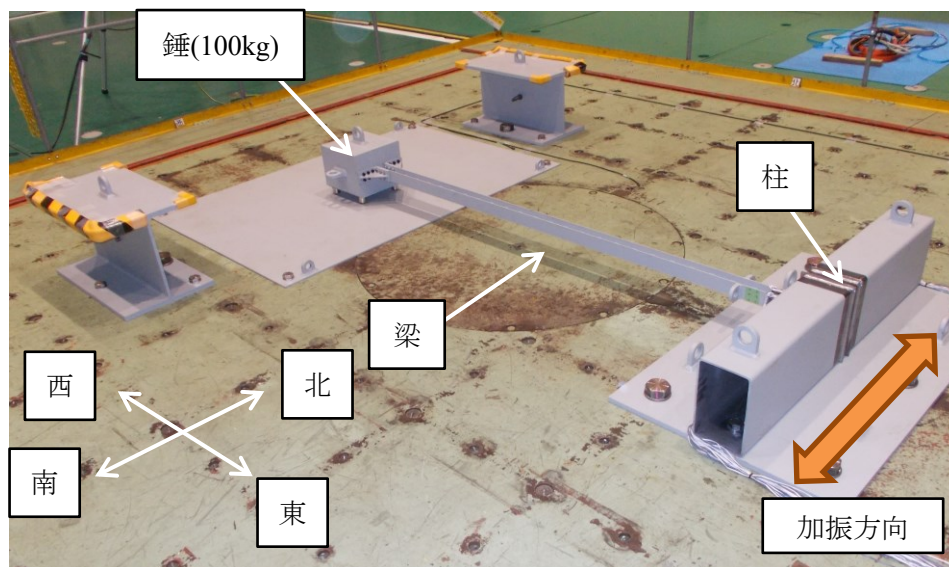
試験セットアップと、方向の定義（東西南北）を図 3.2-4(a)に示す。東西方向は梁の材軸方向と平行とし、柱側を東、錘側を西とした。試験体は、梁の強軸方向（本来の構造物の鉛直方向）が水平方向（南北）を向くように、柱を横倒しにして振動台に固定している。試験体の柱-梁接合部の拡大図を図 3.2-4 (b)に示す。

梁の先端には錘として 100 kg の鉄ブロックを取り付けており、本試験体は先端に錘のついた片持ち梁の状態になっている。錘の拡大図を図 3.2-4(c)に示す。錘底面には車輪を取り付けており、錘は振動台平面上を滑らかに運動することができる。この状態で柱の材軸方向と同じ方向に加振することで、曲げ変形を柱-梁接合部に動的に作用させることができる。試験では繰返し加振して弾塑性変形を生じさせることで柱-梁接合部に目立った破壊が生じさせることとし、生じる破壊モードが低サイクル疲労破壊となるよう、図 2.3-1 を参考に 100~200 サイクル程度で破壊に至ることを目標とし、加振レベルを設定する。

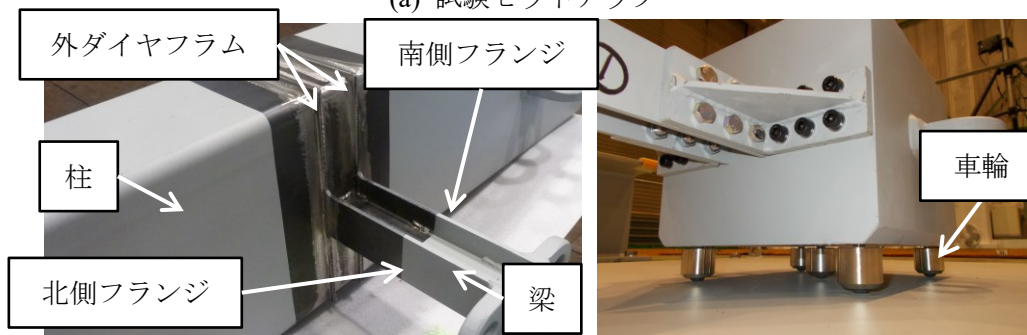
振動台試験では、錘の振動台に対する相対変位、錘の絶対加速度、柱-梁接合部付近の梁の材軸方向ひずみの計測を行った。計測位置を図 3.2-5 に示す。

錘の変位計測においては、錘の重心位置を直接レーザ変位計で計測すると、錘が計測器と衝突する可能性があることから、計測点は錘の中心位置から梁の材軸方向にずらした 2 点とし、その 2 点の位置関係より重心位置の変位応答を推定した。

梁のひずみ計測位置には、溶接止端部近傍と、そこから部材軸方向に 20mm 離れた位置の 2 つの部位を選定した。H 型鋼の南側フランジ、北側フランジの双方において、これら 2 つの部位について、フランジ両端部、フランジ中央の合計 6 か所にひずみゲージを貼り付けた（図 3.2-5(b)）。溶接止端部近傍のひずみゲージは、溶接部の形状不連続による集中ひずみを、溶接止端部から 20mm 離れたひずみゲージは、端部のひずみ集中効果を除いたグローバルなひずみを計測することを目的とした。貼り付け方向は梁の材軸方向とし、フランジに生じる材軸方向のひずみを計測した。



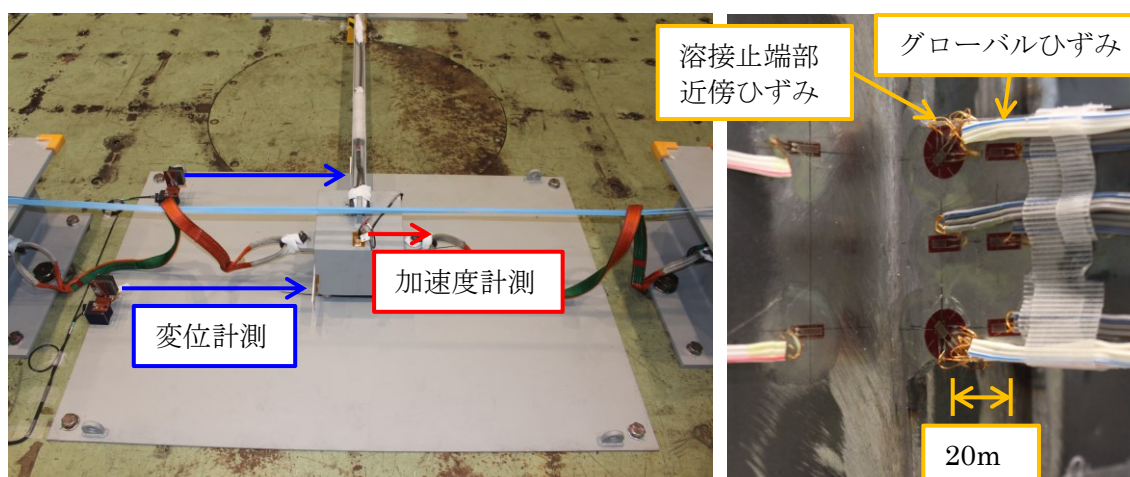
(a) 試験セットアップ



(b) 柱-梁接合部

(c) 梁先端に取り付けた錘

図 3.2-4 試験セットアップ



(a) 変位, 加速度の計測位置

(b) ひずみの計測位置

図 3.2-5 計測位置

3.2.3 材料試験

振動台試験に先立ち、試験体の梁の製作に用いた鋼板と同一の鋼板ロールより採取した試験片を対象とした材料試験を実施し、試験片が破断に至るまでの応力-ひずみ関係を計測した。材料試験は1軸引張試験とし、試験片形状はJIS Z2241^[3-1]の5号試験片とした。ばらつきの考慮の為、試験片数は $N = 3$ とした。製作した試験片を図3.2-6に示す。

試験片が破断するまでに得られた公称応力-公称ひずみ関係を図3.2-7に示す。試験片間でのばらつきは小さく、0.2%耐力は約338 MPa、引張強さは約463 MPa、破断伸びは約38~40%であった。

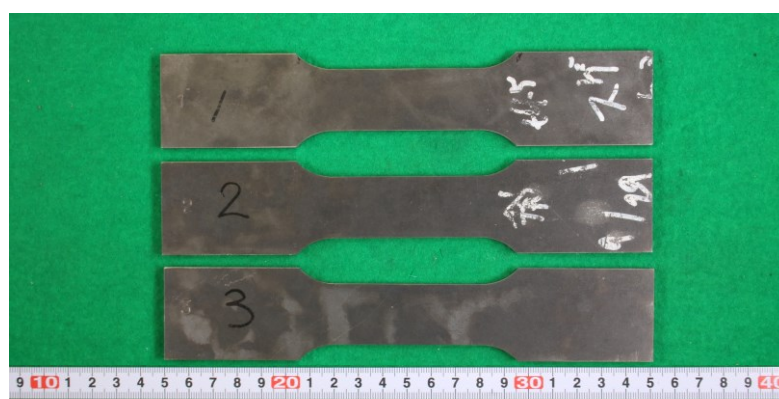


図 3.2-6 製作した試験片

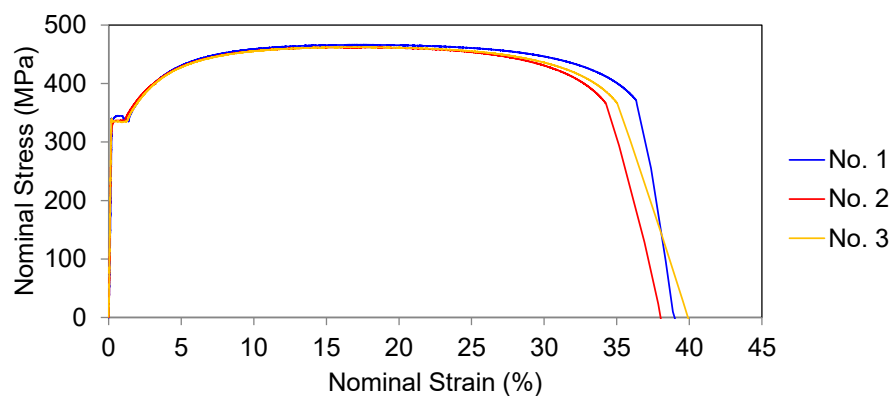


図 3.2-7 材料試験結果

3.2.4 振動台試験条件

振動台試験においては、振動特性把握試験、破壊試験の2種類を実施した。

振動特性把握試験では、試験体が弾性範囲に留まる低レベルの正弦スイープ波を入力し、試験体の1次共進振動数を計測した。

破壊試験においては、前述の1次共進振動数に一致する正弦波を入力し、柱-梁接合部に明確な破壊が確認されるまで繰返し加振した。後述の通り、試験体の1次共進振動数は、試験体3体とも全て1.94 Hzであったため、塑性化による共振振動数の低下を考慮し、入力する正弦波の振動数は1.8 Hzとした。加振レベルは、前述の通り100~200サイクル程度で試験体に目立った破壊を生じさせることを目標に、別途試加振結果より決定した。また試験体に生じるひずみレベルごとの疲労寿命を確認するため、正弦波の加振レベルは試験体ごとに異なる値とした。入力条件を表3.2-2に示す。

表 3.2-2 破壊試験 入力条件

試験体	入力振動数 (Hz)	振幅 (cm/s ²)
試験体 1	1.8	500
試験体 2	1.8	700
試験体 3	1.8	600

3.2.5 振動特性把握試験結果

振動特性把握試験において同定された、振動台上の加速度を入力、錘の応答加速度を出力とする周波数応答関数を図3.2-8に示す。いずれの試験体も、1~10 Hzの範囲において単一の共振ピークが確認された。同図に示す通り、3体の個体差は小さく、ほぼ同一とみなせる。共振振動数はいずれも前述の通り1.94 Hzであった。

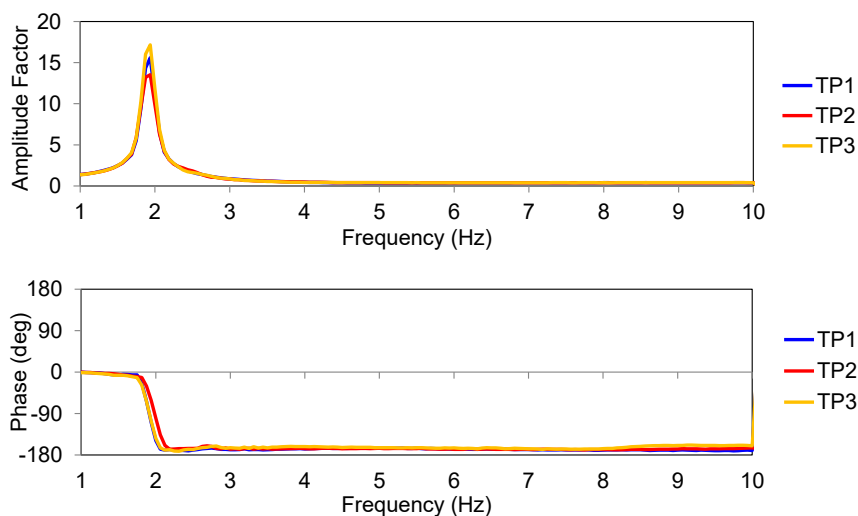


図 3.2-8 振動特性把握試験により得られた周波数応答関数（上：振幅，下：位相）

3.2.6 破壊試験結果

破壊試験の結果、全ての試験体において、南側フランジにおいてき裂が発生した。各試験体の最終状態を図 3.2-9 に示す。

試験体 1 では、溶接止端部においてき裂が生じ、加振に伴い材軸直交方向にき裂が進展し、ウェブ手前まで到達した（この時点で加振を終了した）。

試験体 2 においても、同様にき裂はフランジ上を材軸直交方向に進展し、ウェブ位置を通過した。き裂がウェブを通過した後は、ウェブ側にもき裂が進展した（この時点で加振を終了した）。

試験体 3 では、最終的な破壊状態を確認するため、き裂が発生し進展している最中も加振を続けた。その結果、南側フランジ下端で生じたき裂は上端部まで貫通し、最終的に南側フランジが完全に分離した。また試験体 2 と同様、南側フランジ上のき裂がウェブ位置を通過した後はウェブ側にもき裂が進展し、最終的に北側フランジとの溶接部付近まで進展した。これ以降加振を続けたものの、南側フランジの破断により試験体の剛性及び共進振動数が大幅に低下したため、共振状態が維持できず、大きな変形を生じさせることが困難となり、試験を終了した。また南側フランジ上のき裂がウェブ位置を通過した後は、フランジ上、ウェブ上ともに、き裂進展速度が大きく加速した。

試験体 3 の破壊試験における錘の応答変位を図 3.2-10 に示す。同図に示す通り、き裂が発生しウェブ位置を通過するまでは、錘の変位応答はほぼ一定の応答となっており、柱-梁接合部に生じるひずみ振幅もほぼ一定であると推測される。一方き裂がウェブを通過した後は、錘の応答変位が減少し始め、南側フランジ完全破断後は大きく 1 方向に偏る結果となった。



図 3.2-9 各試験体において柱-梁接合部付近に生じたき裂

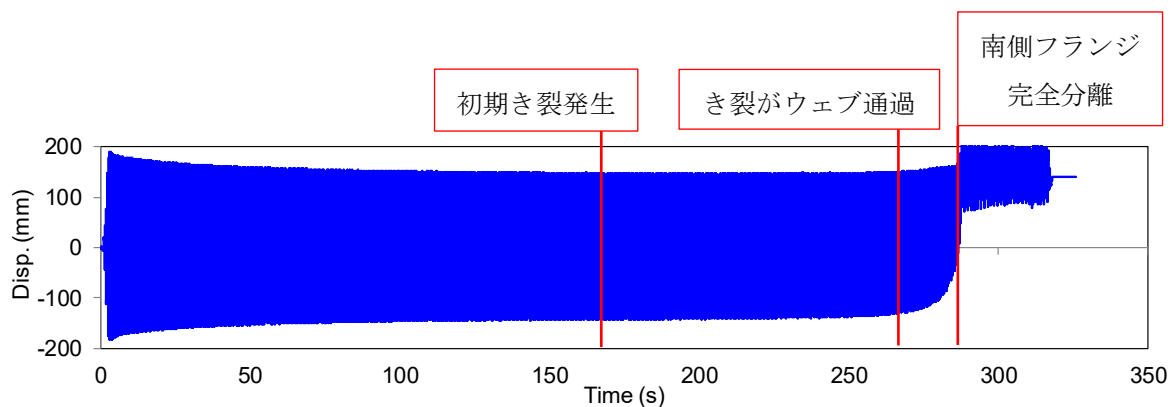


図 3.2-10 試験体 3 の錘の応答変位

3.2.7 破面観察に基づく破壊形態の推定

試験体に生じたき裂が、低サイクル疲労によって生じたものであることを確認するため、走査電子顕微鏡 (SEM) を用いて破断面の破面観察を行った。図 3.2-11 に示すように、試験体のうち破断面周辺の部位のみを切り出し、破断面に対する SEM 観察を行った。いずれの試験体断面もほぼ同一の破面性状を示したため、ここでは代表として、試験体 3 の破面観察結果を図 3.2-12 に示す。

図 3.2-12(a)は、破断面全体の観察結果のうち一部を表示したものである。破壊起点である初期き裂発生位置を含む南側フランジの下端部は、比較的平坦な破面となっている一方、南側フランジ上側やウェブの破面には、幅 1mm 程度の縞模様が確認された。破壊試験では、初期き裂が南側フランジ下端に発生したのち、ここからウェブ位置まで数十サイクル程度要しながら低速でき裂が進展し、ウェブ位置通過後は急激にき裂進展速度が加速したことが確認されている。ウェブの破面で幅 1mm 程度の縞模様が確認されたことを考えると、最終的にき裂は 1 サイクルごとに 1mm 近くで進展したと考えられる。これは、き裂が進展するに従って梁断面の残存断面積が減少し、残りの断面が負担する軸応力が増加したためであると考えられる。

続いて破壊メカニズムを解明するため、図 3.2-12(b)に示すように、破壊起点付近 (部位 A) と、き裂進展速度が急激に大きくなったウェブ中心付近 (部位 B) の 2 点を詳細に観察した。観察した結果、部位 A は、比較的平坦な破面が多く、明確なディンプルパターンが見られなかったことから、疲労破面である可能性が高いと判断された。一方で部位 B では、延性的に破壊が進展したことを示す明確なディンプルパターンが確認され、本領域では延性的にき裂が進展したと考えられる。

以上の破面観察の結果と、試験中のき裂進展速度の変化を考慮すると、今回生じた破断のメカニズムは、最初に南側フランジ下端において初期き裂が疲労き裂として発生し、その後延性き裂として断面内を進展した、と判断できる。また初期の疲労き裂は、き裂発生までに数十サイクルを要していることから、低サイクル疲労によるき裂であると考えられる。そのため低サイクル疲労評価を用いることで、この初期き裂発生を評価することが可能であると考えられる。これを実証するためには、試験中に破壊起点において生じたひずみ履歴に対して実際に低サイクル疲労評価を行い、評価された疲労寿命と、実際に試験で確認された疲労寿命が整合するかどうかを確認する必要がある。しかしながら破壊起点は溶接止端部付近であり、破壊起点でのひずみ履歴をひずみゲージにより計測することは難しい。そこで次節では、FEM を用いた振動台試験結果の分析を行い、破壊起点で生じたひずみ履歴の推定と低サイクル疲労評価を試みた。

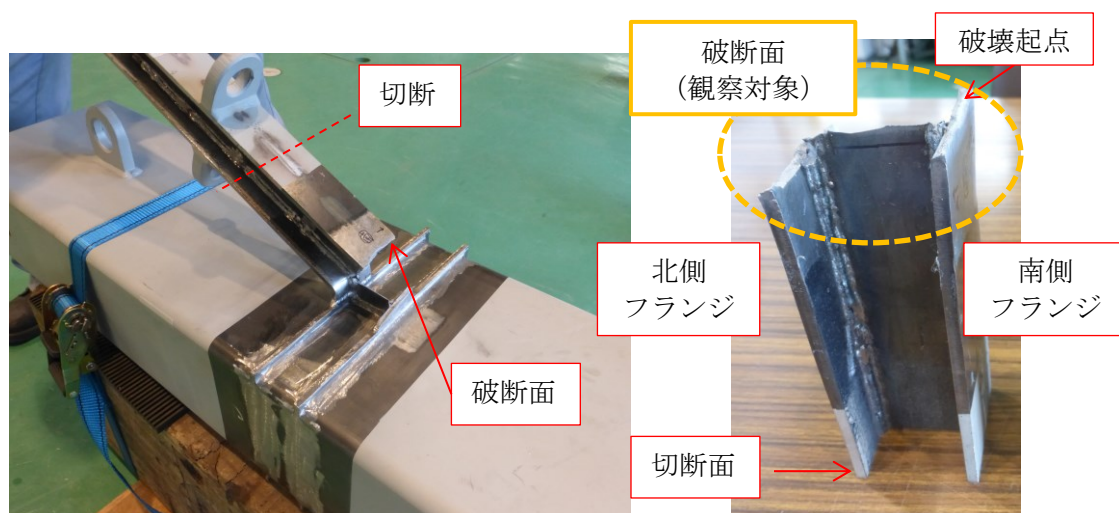
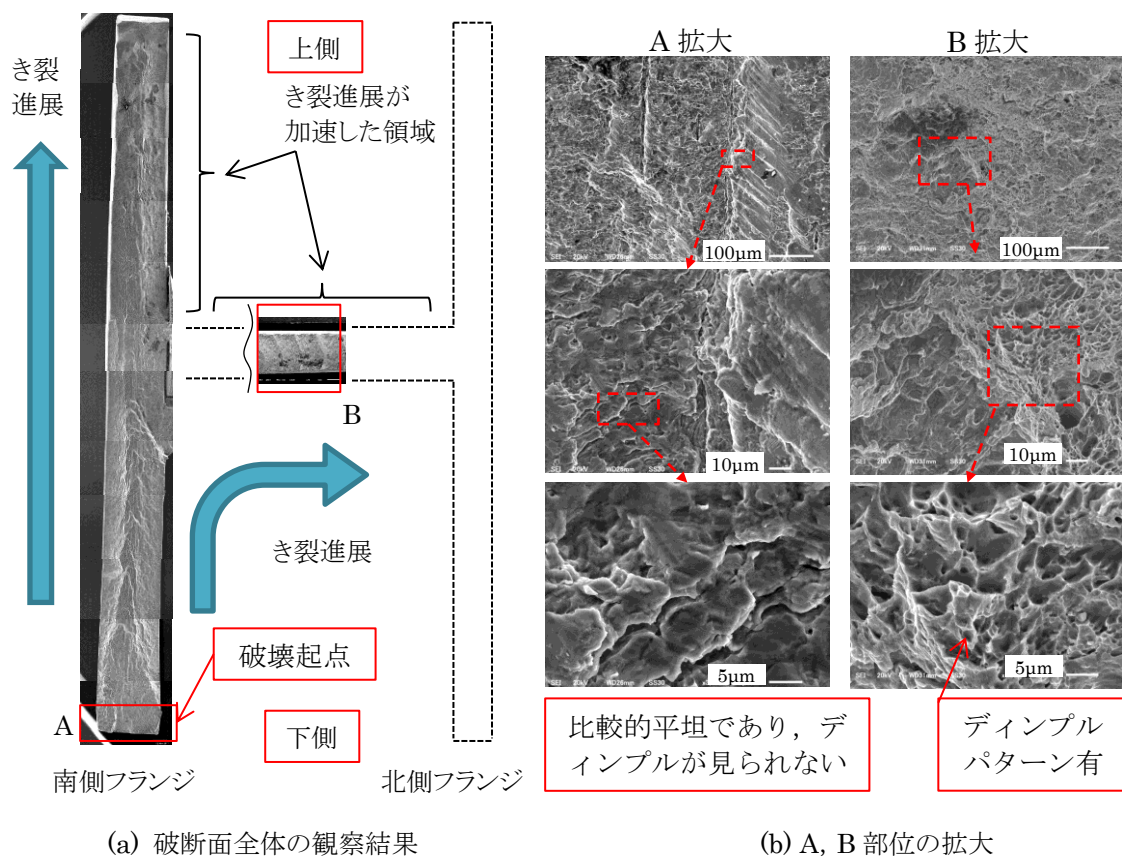


図 3.2-11 破面観察位置



(a) 破断面全体の観察結果

(b) A, B 部位の拡大

図 3.2-12 破断面の破面観察結果 (試験体 3)

3.3 FEM 解析による振動台試験結果の分析

3.3.1 概要

本節では、前節の振動台試験で確認された破壊起点におけるひずみ履歴を推定し低サイクル疲労評価を行うため、FEM を用いた振動台試験の再現解析を実施した。本節で示す数値解析では、解析ソフトとして Abaqus/Standard Ver. 6.11 を使用した。

3.3.2 解析モデル

振動台試験の再現のため、図 3.3-1 に示す解析モデルを作成した。モデル化対象は、試験体のうち振動応答に主たる影響を与える部分として、梁全体、錘、ダイヤフラムと、固定梁のうちの接合部付近のみとした。梁の軸方向（東西）が X 方向、柱の軸方向（南北）が Y 方向、鉛直方向が Z 方向となるように全体座標系を定義した。なお、製作した 3 体は同一材料、同一形状でいずれも形状差、材料特性の差が無視できるため、解析モデルは 1 体作成し、各試験体に対して共通とした。

解析モデルの詳細について以降に述べる。

(1) 要素

解析モデルのうち、詳細なひずみ分布を算出する固定梁、ダイヤフラムと、梁の接合部付近の領域は、1 次低減積分シェル要素でモデル化した。接合部付近のひずみ分布に影響を与えないと考えられる梁のその他の部分は、解析時間短縮のため梁要素でモデル化し、シェル要素とは多点拘束を用いて剛体接続し、曲げモーメント分布が滑らかに接続されるようにした。

錘はその重心位置において質量要素でモデル化し、試験で使用した錘の質量及び慣性モーメントを入力した。また梁要素の先端と質量要素は剛体接続した。

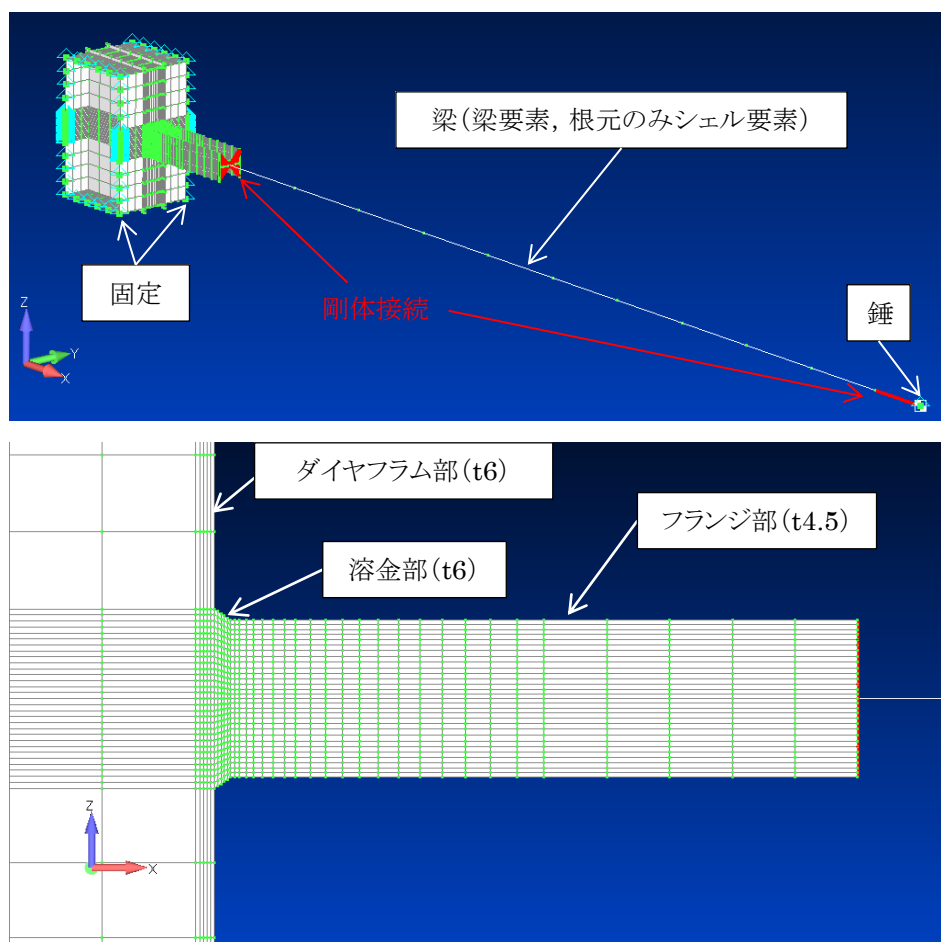


図 3.3-1 再現解析モデル

(2) 境界条件

柱の両端の節点の全自由度を拘束した。また、平面上を錘が滑る挙動を模擬するため、錘の Z 方向の並進自由度と、X・Y 方向周りの回転自由度を拘束した。

(3) 材料特性

材料パラメータの設定にあたっては、図 3.2-7 に示した材料試験結果のうち代表として試験片 3 を採用し、得られた公称応力-公称ひずみ関係より降伏棚を除去した後、以下の関係式より真応力-真ひずみ関係へ変換した。

$$\sigma_t = \sigma_n(1 + \varepsilon_n) \quad (3.3-1)$$

$$\varepsilon_t = \ln(1 + \varepsilon_n) \quad (3.3-2)$$

ここに、 σ_n 、 ε_n は公称応力、公称ひずみ、 σ_t 、 ε_t は真応力、真ひずみである。

得られた真応力-真ひずみ関係のうち原点、降伏点、真ひずみ 5%点の 3 点を結び、バイ

リニアモデルで近似を行った (図 3.3-2). 決定したパラメータを表 3.3-1 に示す. 硬化則には, 繰返し変形によるバウシinger効果を考慮するため, 移動硬化則を採用した.

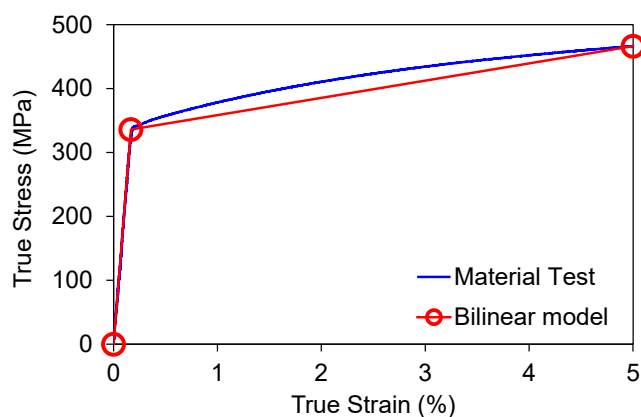


図 3.3-2 同定された材料モデル

表 3.3-1 同定された材料定数

項目	値
ヤング率 (MPa)	201342
ポアソン比 (-)	0.3
降伏応力 (MPa)	336.0
2次勾配比 (-)	0.0134
密度 (ton/mm ²)	7.85×10^{-9}

(4) 減衰特性

解析モデルの構造減衰は 0.5%とした. 減衰は瞬間剛性比例型とし, 後述する固有値解析で得られる, 1次モード固有振動数における減衰定数が 0.5%となる基準で, 減衰係数を決定した.

3.3.3 解析モデルの妥当性確認

作成した解析モデルの妥当性確認のため、本解析モデルを用いた固有値解析、時刻歴応答解析を実施し、振動台試験結果と比較した。

最初に固有値解析の結果を示す。解析モデルを対象とした固有値解析を実施し、1次固有振動数を算出した。またこの結果と、図 3.2-8 に示す振動台入力に対する錘の応答の周波数応答関数を比較した結果を図 3.3-3 に示す。固有振動数は 1.93 Hz であり、試験で同定された 1 次共進振動数と精度よく一致している。固有モード形状を図 3.3-4 に示す。本モードは、梁が強軸方向に曲げ変形するモードである。

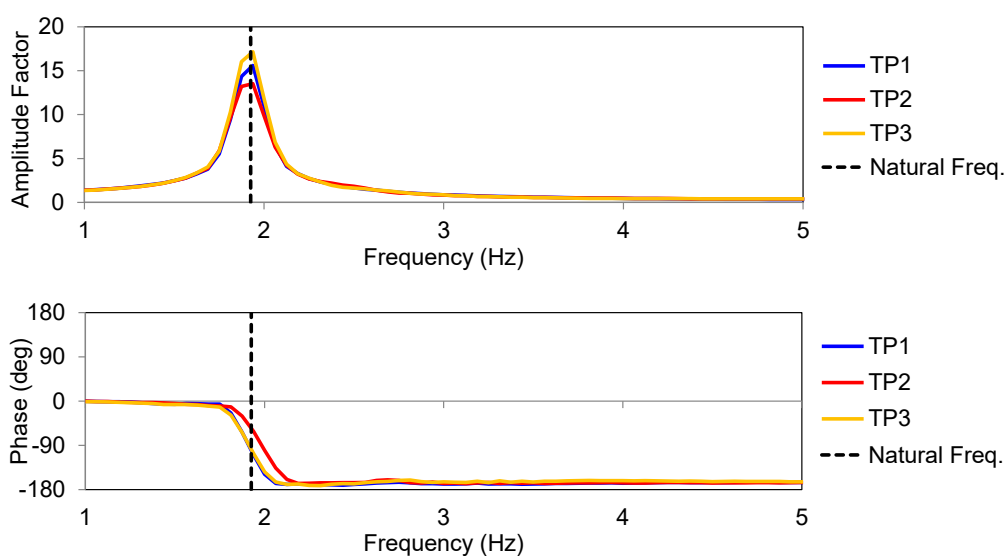


図 3.3-3 固有振動数とスイープ試験結果の比較

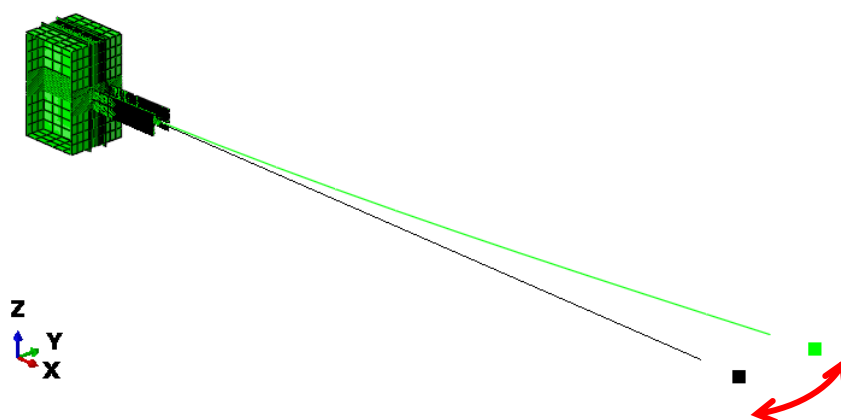


図 3.3-4 固有振動モード形状

次に時刻歴応答解析の結果を示す。例として1体目の破壊試験を対象とし、同試験において振動台上で確認された加速度波形を入力とする非線形時刻歴応答解析を実施し、試験結果との比較を行った。代表として、錘の応答変位の比較結果を図3.3-6に、南・北側フランジ下側のひずみの比較結果を図3.3-7に示す。ひずみの比較では、破壊試験でひずみゲージにおいて計測されたひずみ波形と、解析モデルにおいてひずみゲージ位置と対応するシェル要素(図3.3-5)から算出された材軸方向のひずみ波形を比較している。各結果より、試験結果と解析結果は局所部位のひずみ波形を含めて精度よく一致している。よって本解析モデルは、試験結果を再現する解析モデルとして妥当なものであると考えられる。

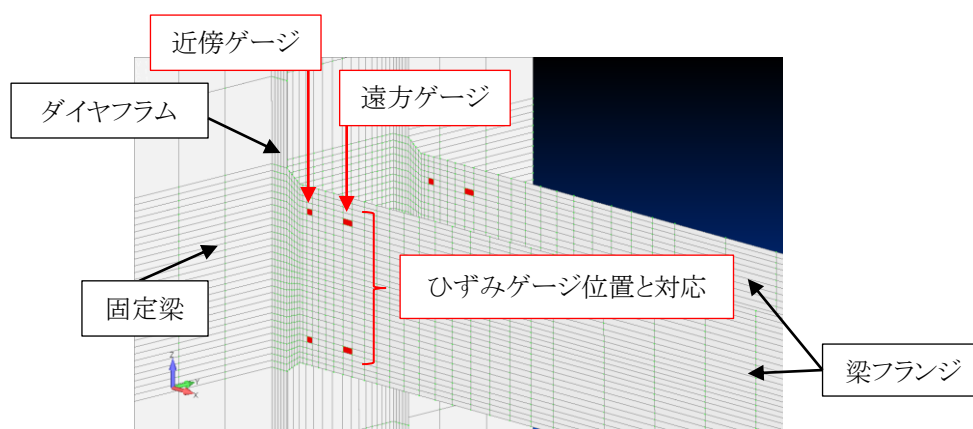


図 3.3-5 ひずみ算出要素

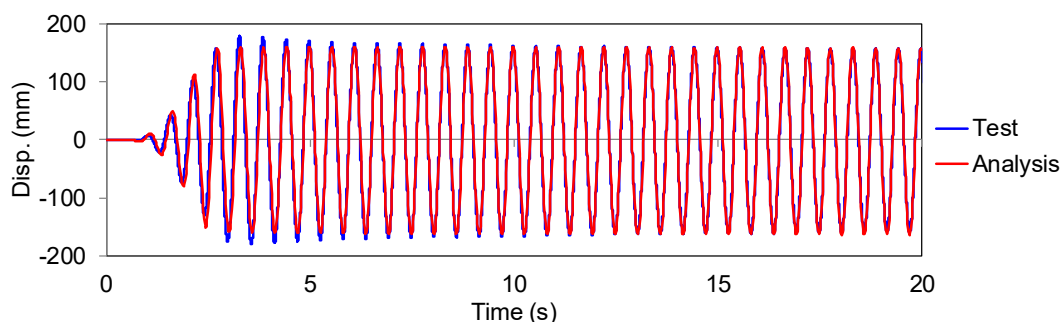
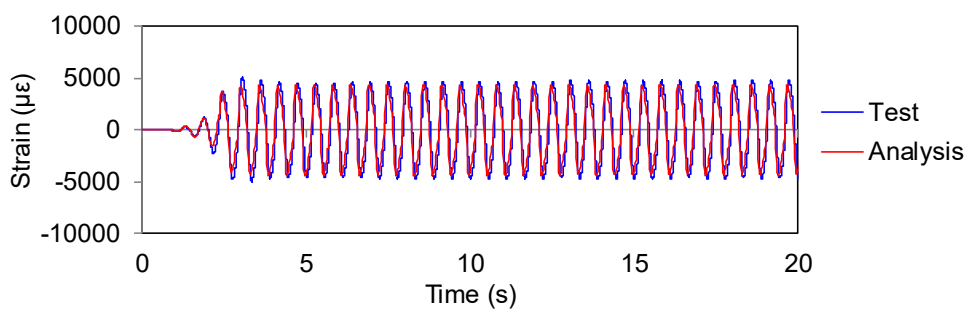
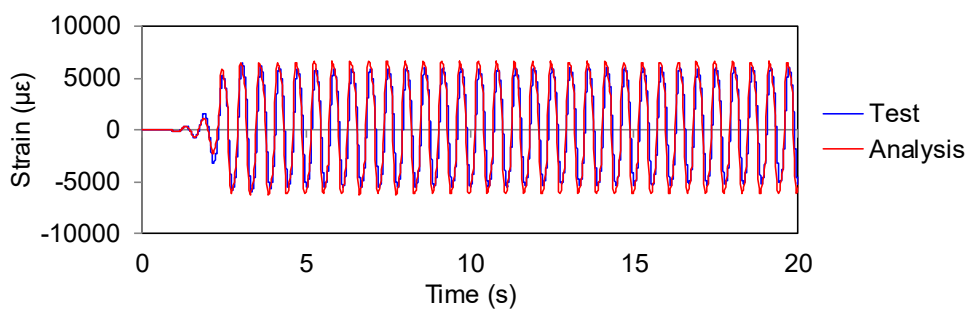


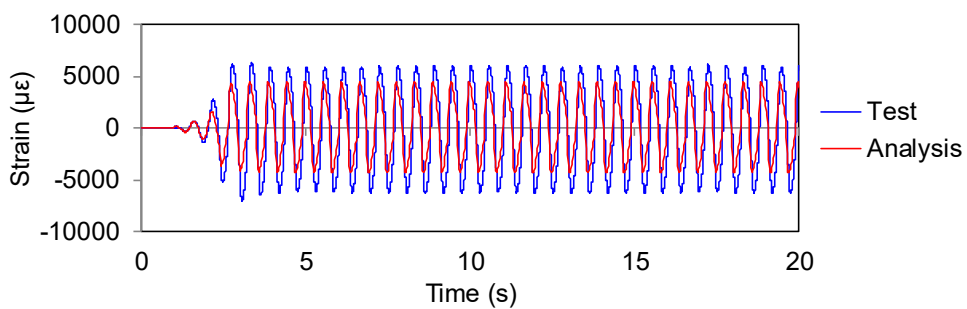
図 3.3-6 試験と解析の比較 錘の応答変位



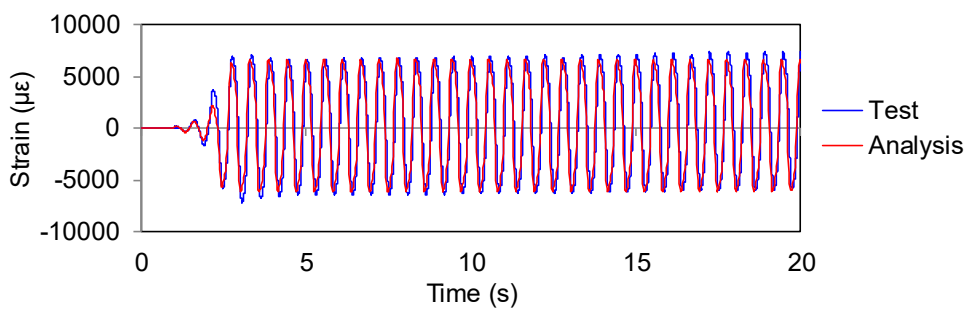
(a) 北側フランジ 下側 (遠方)



(b) 北側フランジ 下側 (近傍)



(c) 南側フランジ 下側 (遠方)



(d) 南側フランジ 下側 (近傍)

図 3.3-7 試験と解析の比較 ひずみ応答

3.3.4 破壊起点のひずみ履歴抽出と低サイクル疲労評価

各試験体に対し、破壊試験において振動台上で確認された加速度波形を入力とする時刻歴応答解析を実施し、破壊試験で生じた初期き裂発生部位のひずみ履歴の算出を行った。試験で生じた初期き裂の位置と解析モデルの対応を図 3.3-8 に示す。

最初に破壊試験において破壊起点に生じたひずみ履歴の確認を行った。試験体 3 を対象とした時刻歴応答解析において算出された、破壊起点位置でのひずみ履歴を図 3.3-9 に示す。同図より、破壊起点のひずみ振幅はほぼ一定となっていることが確認できる。そのためこれを振幅一定波形とみなした際のひずみ振幅と、破壊試験において加振開始から初期き裂の発生が確認された時点までのサイクル数を算出することで、第 2 章で述べた S-N 曲線を用いた低サイクル疲労評価が可能となると考えられる。そこで、各試験体に対して同様の手順でひずみ振幅とき裂発生までのサイクル数を算出し、鉄鋼材料の低サイクル疲労寿命曲線との比較を行った。

なお、S-N 曲線の作成に用いられる疲労試験データは、一般的に単軸応力状態での疲労試験により得られたものである。一方本試験で着目する破壊起点は、溶接止端部の応力集中部であり、多軸応力状態となっている。そのため両者を直接比較するため、多軸応力状態である破壊起点のシェル要素から算出されるひずみ履歴の 3 軸成分について、体積一定則を前提とし、式 (3.3-3) を用い、単軸応力状態に相当する 3 軸相当ひずみへの変換を行った^[3-2]。

$$\bar{\varepsilon} = \sqrt{\frac{2}{3}\{(\varepsilon_1)^2 + (\varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_3)^2\}} \quad (3.3-3)$$

ここに $\bar{\varepsilon}$ は 3 軸相当ひずみであり、 ε_1 は面内材軸方向ひずみ (図 3.3-9 に示す値)、 ε_2 は面内材軸直角方向ひずみ、 ε_3 は面外方向ひずみである。

試験体 1~3 において、初期き裂が生じるまでのひずみ振幅とサイクル数の組み合わせを、鉄鋼材料の低サイクル疲労寿命曲線と比較した。低サイクル疲労評価においては Manson-Coffin 式を用いた。Manson-Coffin 式の一般形は式(3.3-4)のように表現される。

$$\varepsilon_t = C_1 N_f^{-m_1} + C_2 N_f^{-m_2} \quad (3.3-4)$$

ここに N_f は破断サイクル数である。式(3.3-4)において、第 1 項は塑性ひずみ、第 2 項は弾性ひずみによる寄与を表す。 C_1 、 C_2 、 m_1 、 m_2 は、疲労試験結果より得られるパラメータである。また ε_t はひずみ範囲であり、塑性ひずみ範囲 ε_{pe} と弾性ひずみ範囲 ε_e の和として、式 (3.3-5) の様に示される (図 3.3-10)。

$$\varepsilon_t = \varepsilon_p + \varepsilon_e \quad (3.3-5)$$

本試験で梁の材料として使用した SS400 に対し、佐伯ら^[3-3]は砂時計型の試験片を用いた疲労試験より、式 (3.3-6) を提案している。本疲労試験での荷重時のひずみ速度は 0.1%/s であり、ほぼ準静的な試験とみなせる。今回は本式を用いて低サイクル疲労評価を行った。

$$\varepsilon_t = 35N_f^{-0.47} + 0.74N_f^{-0.11} \quad (3.3-6)$$

各試験体において、試験で得られた初期き裂発生までのサイクル数と数値解析で得られたひずみ範囲の組み合わせを、式 (3.3-6) と比較した結果を図 3.3-11 に示す。同図より、試験体 1~3 とともに、き裂発生サイクル数とひずみ範囲の組み合わせは低サイクル疲労寿命式に近く、破壊試験で確認された疲労き裂は、式 (3.3-3) を用いた低サイクル疲労曲線によって評価可能であることが確認された。

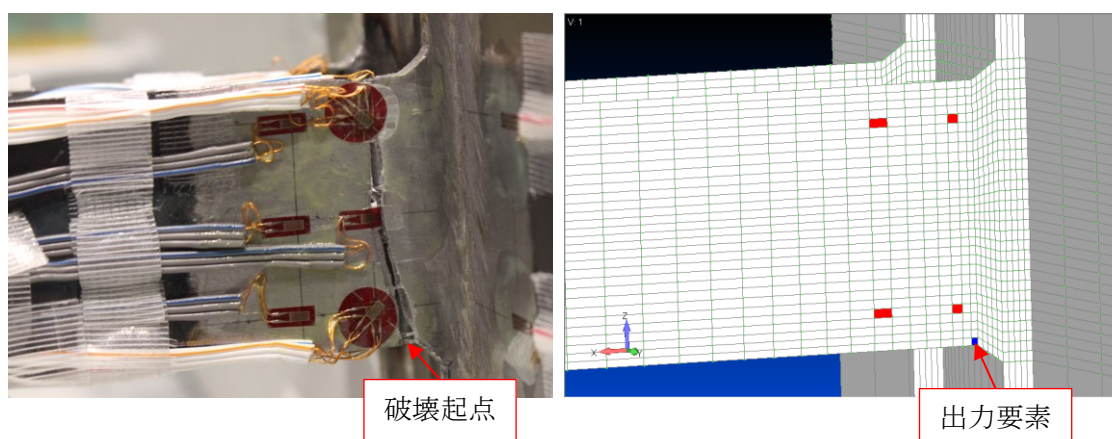


図 3.3-8 破壊起点のひずみ履歴の抽出

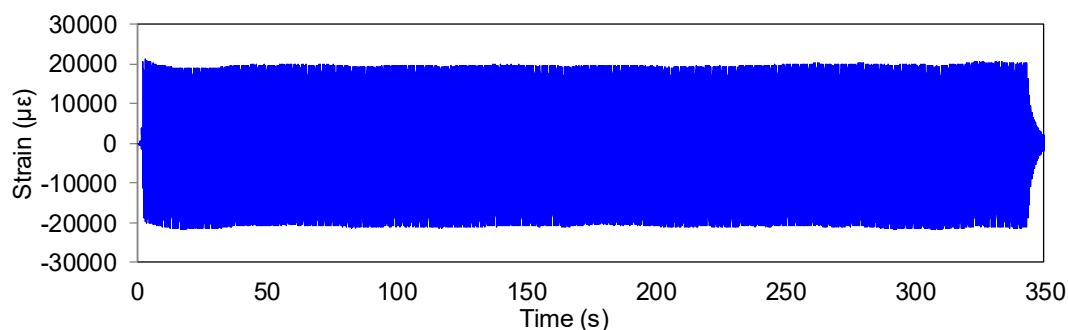


図 3.3-9 試験体 3 の再現解析における破壊起点のひずみ履歴 (材軸方向)

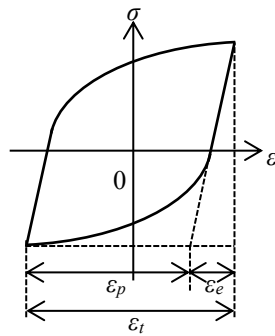


図 3.3-10 ひずみ範囲の定義

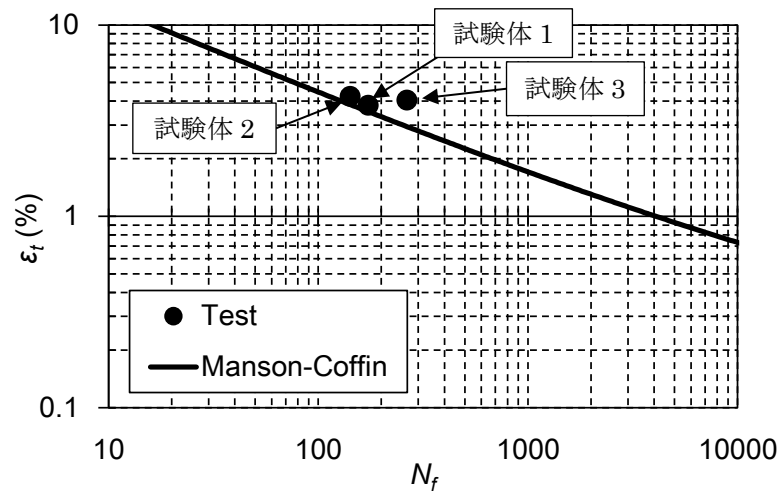


図 3.3-11 低サイクル疲労評価結果

また、2.3.1 項に示した柱-梁接合部でのひずみ集中率を用いて、今回の試験体に生じた局部ひずみが推定できることを、本 FEM モデルを用いて確認した。

前述の時刻歴応答解析中において錘の水平変位が最大となる時刻における、梁フランジ上のひずみのコンターを図 3.3-12 に示す。同図に示す通り、母材の溶接部近傍では、ひずみ集中効果によりフランジ幅方向にひずみが一定とならず、特にフランジ端で高いひずみが生じる。一方溶接部から少し離れた領域ではフランジ幅方向のひずみ分布が概ね一定となり、ひずみ集中効果がほぼ無視できる。そこで、ひずみ集中効果が生じる溶接部付近のフランジ端部における材軸方向ひずみを局所ひずみ ε_l と定義し、またひずみ集中効果がほぼ無視できる位置として、溶接部から約 10mm 離れた領域における各要素の材軸方向ひずみの平均を、ひずみ集中効果を含まない軸ひずみ ε_{eq} と定義し、この局所ひずみと軸ひずみの関係を、2.3.1 項のひずみ集中率式と比較した。なお材軸方向ひずみは、図 3.3-12 における左右方向のひずみである。

ひずみ集中率式の一般形を式(3.3-7)に示す。今回の試験体は材質が SS400 で、柱-梁接合部は通しダイヤフラム形式で製作されており、これは文献[2-14]及び図 2.3-4(b)における「SD-2516D」が最も近い。そこでここでは SD-2516D におけるひずみ集中率の簡易推定式との比較を行った。この場合の各パラメータは、 $\alpha_1 = 4.22$, $\alpha_2 = 23.40$, $\alpha_3 = 3.54$, $\beta_2 = -0.97$, $\beta_3 = 1.23$ である。

$$\varepsilon_l = \min\{\max(\alpha_1\varepsilon_{eq}, \alpha_2\varepsilon_{eq} + \beta_2), \alpha_3\varepsilon_{eq} + \beta_3\} \quad (3.3-7)$$

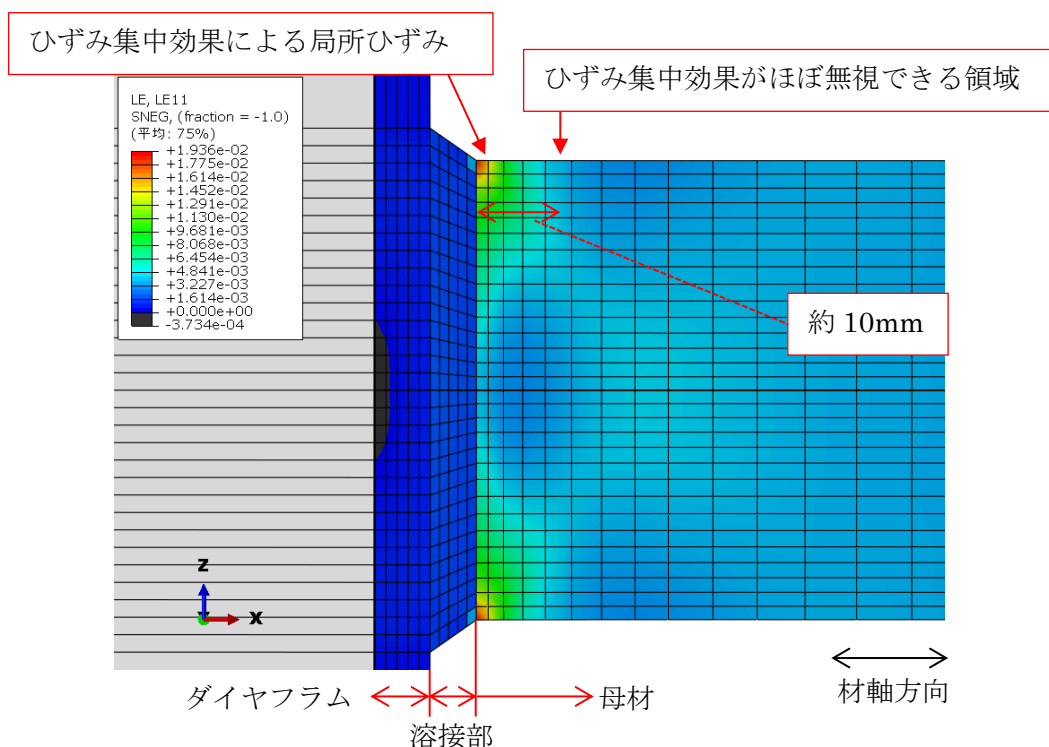


図 3.3-12 錘の水平変位が最大となる時刻において生じるひずみのコンター表示

本 FEM モデルに対し、振動数は 1.8Hz 一定で、入力波として 200, 300, 400, 500, 600, 700, 800 Gal の 7 通りの振幅の正弦波をそれぞれ入力し、その動的応答中において、錘の変位が最大となる瞬間の局所ひずみ ϵ_l と軸ひずみ ϵ_{eq} の組み合わせを、簡易予測式と比較した結果を図 3.3-13 に示す。同図の通り、両者には約 10%の差があるものの、近い結果となっている。両者を比較すると簡易予測式はやや高いひずみ集中率を与えていることから、本簡易予測式を用いることで、ひずみ集中効果を含まないグローバルな軸ひずみより、低サイクル疲労き裂が生じる局所のひずみを、やや安全側で推定することが可能であると考えられる。両者に差が生じる原因としては、本試験体と文献[2-14]における、溶接部形状や材質（本試験体 SS400 であるが、文献[2-14]は SN400B を採用している）の若干の差によるものであると考えられる。

よって図 2.3-5 に示す数値解析フローにおいて、このひずみ集中率の簡易予測式を適用することは妥当であると考えられる。

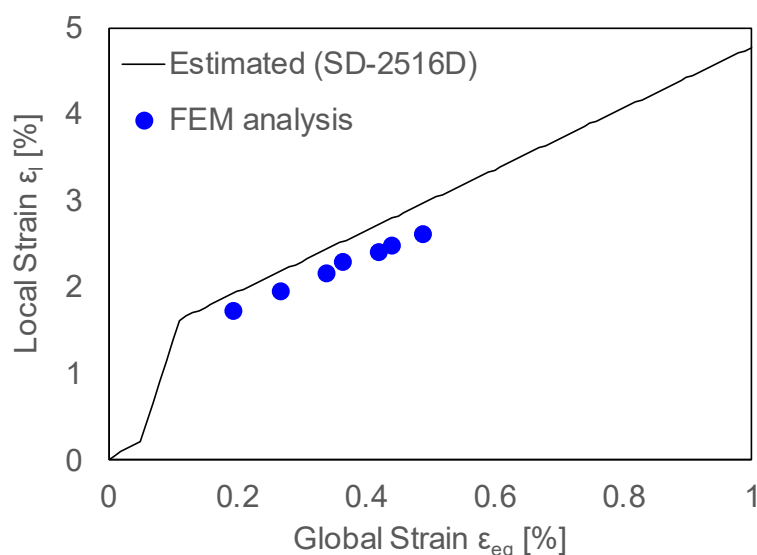


図 3.3-13 ひずみ集中率と FEM 解析結果の比較

3.3.5 振動台試験及びFEM解析結果のまとめ

第2章の図2.3-5で示した部材破断を考慮した数値解析手法のフローでは、鉄骨部材の部材破断が低サイクル疲労評価で評価可能であることを前提としていた。そこで3.2節及び本節では、この前提の妥当性を検証するため、振動台試験を用いた鉄骨部材の破壊試験を実施し、生じた部材破断を低サイクル疲労評価によって評価可能かどうかについて検討した。

3.2節及び本節での検討の結果、動的荷重下で鉄骨部材に生じるき裂は、破面観察の結果低サイクル疲労き裂であると考えられ、またその発生はManson-Coffin式を用いた低サイクル疲労評価によって精度よく評価できることが明らかとなった。よって、図2.3-5のフローにおいて低サイクル疲労評価手法を導入することは妥当であると考えられる。

以上より、図2.3-5のフローは、地震中の部材破断を考慮した数値解析手法として妥当なものであると考えられる。そこで同図のフローに則った数値解析手法の構築を行った。

構築した本手法を次節以降の数値解析に適用し、鉄骨部材の破断が構造物全体の耐震性能に与える影響について検討を行った。

3.4 簡易的な骨組モデルへの部材破断を考慮した数値解析手法の適用

本節は、前節までで構築した部材破断を考慮した数値解析手法の適用例として、鉄骨構造物を対象とした部材破断を考慮した耐震性能評価について述べる。構築手法を適用し部材破断を考慮した場合と、部材破断を考慮せず通常の弾塑性挙動のみを考慮した場合の双方において時刻歴応答解析を実施し、地震中の部材破断が、構造物全体の耐震性能に与える影響について検討した。

3.4.1 対象とする構造物

検討対象とする構造物は高さ 20 m の 5 層鋼ラーメン構造とする。解析モデルはその 1 構面を抽出した 2 スパン 5 層構造としており、解析の単純化のため 2 次元モデルとして解析モデルを作成した。対象構造物の解析モデルを図 3.4-1 に示す。柱、梁は弾塑性ファイバーモデルを用いた梁要素でモデル化し、要素分割は柱が 4 分割、梁が 8 分割とした。部材の材料としては SS400 を想定し、全ての部材について縦弾性係数を 205 GPa、ポアソン比を 0.3 とした。弾塑性挙動は移動硬化則を用いたバイリニアモデルとし、降伏応力 235 MPa、2 次剛性は 1 次剛性の 0.001 倍とした。鉄骨の密度は 7.85×10^{-9} ton/mm³ とし、さらに鉄骨が支持する床や機器を質量要素として各柱・梁交差部に配置した。解析モデル全体の質量は約 283 ton である。各部材の断面形状一覧を表 3.4-1 に示す。骨組は梁降伏型骨組として設計しており、柱梁耐力比は約 1.3 である。また 1 次設計として、ベースシア係数 0.2 に対して各層の層間変形角が 1/200 以下となるように断面を選定している。柱脚の固定条件は剛である。また 2 次元モデルとしてふるまうよう、全節点における紙面直交方向の自由度を拘束した。

本モデルに対して弾塑性プッシュオーバー解析を実施し、各層の復元力特性を確認した。入力する水平荷重の高さ方向の分布は、解析モデルの A_i 分布より決定した。得られた各層の荷重-変形関係を図 3.4-2 に示す。ここで層せん断力は、各層を構成する柱に生じるせん断力の合計とした。各層とも、おおむね層間変形角 1/200 までは弾性挙動を保っている。また算出した保有水平耐力（同図中黒線） Q_u と、ベースシア係数 1.0、 $D_s = 0.25$ における必要保有水平耐力 Q_{un} の比較を行った。保有水平耐力検定値 Q_u/Q_{un} が最小となるのは第 1 層で、その値は約 2.19 となり、本構造物は十分な保有水平耐力性能を有していると判断される。

なお、材料の降伏後のひずみ硬化を考慮した場合、変形の増大に従って層せん断力は降伏後も緩やかに増加し明確な最大点を示さない為、図 3.4-2 の荷重-変位関係上で保有水平耐力を明確に規定することは困難である。そのため実際の設計業務では、各層の層間変形角の最大値がある値（1/75 rad など）に到達した時点での耐力を保有水平耐力とみなすことが良く行われる。そこでここでは、いずれかの層（今回は第 3 層）の層間変形角が 1/75 rad に到達した時点での各層の層せん断力を、各層の保有水平耐力と定義した。

本モデルに対して固有値解析を行った。一般的な鋼構造物の1次固有周期は、建物高さの0.03倍程度の値を取るとされる³⁻⁴⁾。本モデルの場合、1次固有周期は0.71sであり、建物高さ20mの0.036倍程度の値となり、一般的な値に近い結果となっている。得られた1次モード形状を図3.4-3に示す。有効質量は約74%であり、本構造物の振動応答はおおむね1次モードが支配的であると考えられる。

減衰は剛性比例型とし、1次モード固有周期における減衰定数が3%となる基準で減衰係数を決定した。

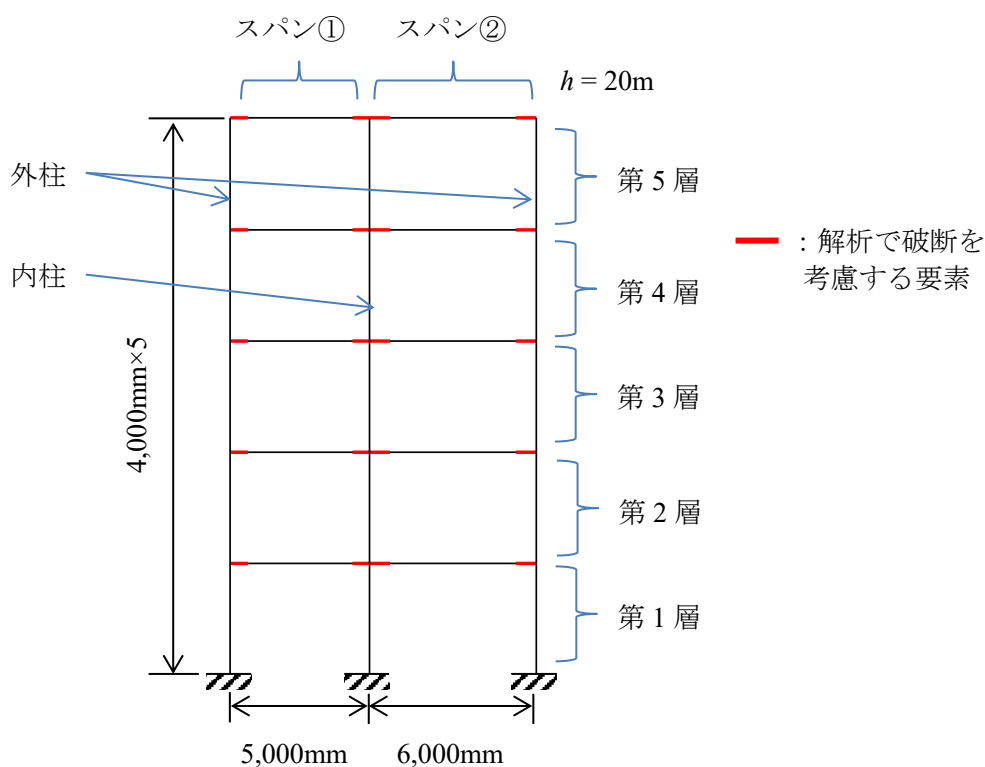


図 3.4-1 対象とする構造物の解析モデル

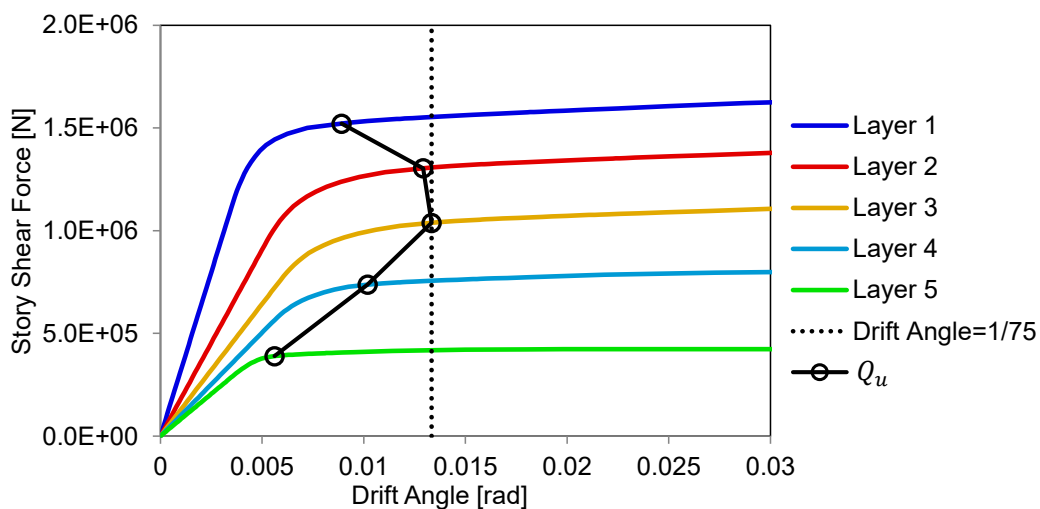


図 3.4-2 プッシュオーバー解析結果

表 3.4-1 部材断面一覧

層	外柱	内柱	梁
第5層	□550×550×16	□500×500×16	H588×300×12×20
第4層	↓	↓	↓
第3層	□500×500×16	□450×450×19	H440×300×11×18
第2層	↓	↓	↓
第1層	↓	↓	↓

※□：角型鋼管，H：H型鋼を示す

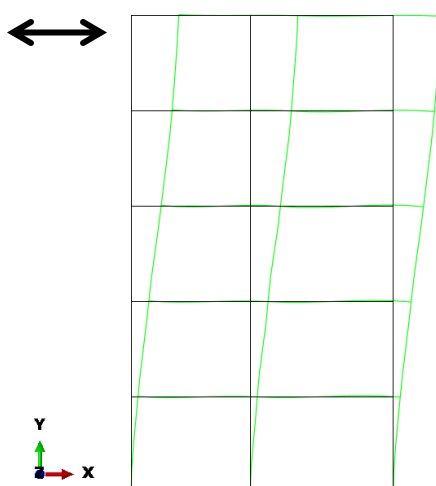


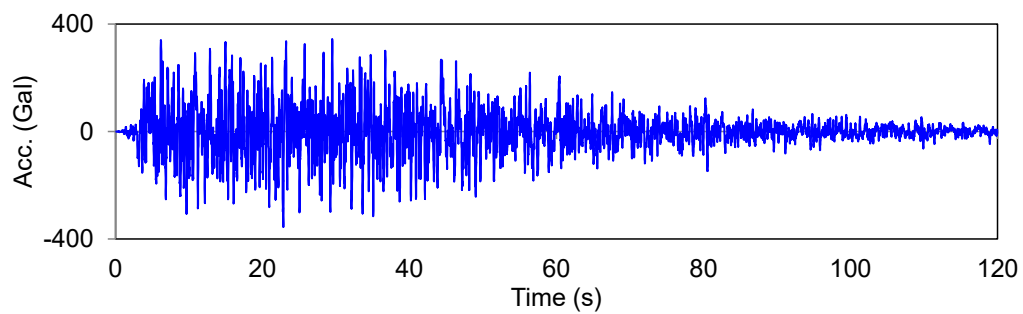
図 3.4-3 1次固有モード形状

3.4.2 解析条件

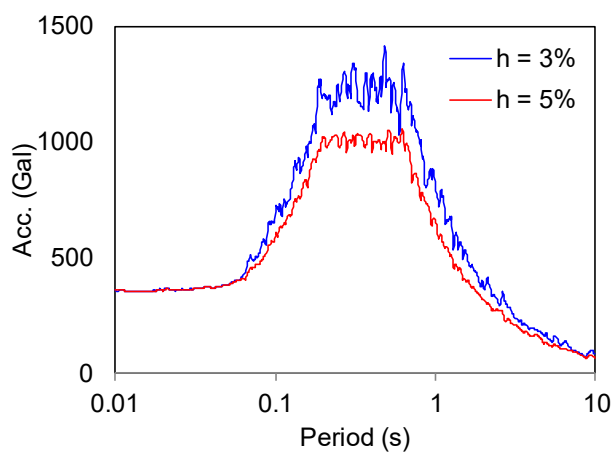
前項で述べた解析モデルに対し、梁端部の部材破断を考慮した場合と部材破断を考慮しない場合での非線形時刻歴応答解析を実施した。両者の結果を比較することで、部材破断が構造物の地震応答に与える影響を確認した。本解析では幾何非線形性や P- Δ 効果は非考慮とした。

時刻歴応答解析の入力波形には、日本建築センター^[3-5]が配布している模擬地震波である、日本建築センターレベル 2 模擬波 (BCJ-L2) を使用した。時刻歴波形と、減衰定数 3% 及び 5% における加速度応答スペクトルを図 3.4-4 に示す。本波形は工学的基盤面での波形であるが、解析では工学的基盤面から表層面までの増幅は考慮せず、本波形をそのまま柱脚に水平方向に入力している。

時刻歴応答解析は、漸増動的解析 (IDA) ^[3-6] として実施した。IDA は、入力地震動の振幅を係数倍し徐々に増大させた時刻歴応答解析を多数回実施することで入力振幅レベルと応答の関係を算出する手法であり、地震動強さの増加による破断部位の広がりや地震応答の変化の評価が可能となる。IDA に用いる振幅倍率 (SF) として 1.00, 1.50, 2.00, 2.50, 2.75, 3.00 の 6 段階を設定した。各 SF において、部材破断を考慮した場合と、部材破断を考慮しない場合の双方の時刻歴応答解析を実施した。後者の数値解析は、構築した部材破断を考慮した数値解析手法のうち、部材破断の判定に関する機能を削除して実施を行ったものであり、部材破断判定と判定後の当該要素の剛性変更を行う点以外は、モデル化、解析プロセスは両解析とも同一である。そのため最初の部材破断が生じる時刻までは、両者は全く同一の解を与える。



(a) 時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-4 BCJ-L2 波形

3.4.3 解析結果

図 3.4-5 に、破断を考慮しない場合の各 SF における、解析中の梁端部、柱端部の降伏状況を示す。解析中に一度でも降伏を経験した部位には○印を記した。SF=1.00 の時点で、柱脚と第 1 層～第 3 層の梁端部において降伏が生じた。SF が增大するにつれて降伏する層が徐々に上層部まで拡大する傾向が確認できる。各 SF において、いずれも梁が先行して降伏する一方で柱は弾性状態を保っており、梁降伏型骨組の特性が示されていることが確認できる。一部の柱部材で降伏が生じているが、これは材料の弾塑性特性において降伏後のひずみ硬化を考慮しているため、降伏後も梁端部のモーメントが増大し柱の降伏に至ったためと考えられる。

図 3.4-6 に、破断を考慮する場合の降伏状況と破断発生状況を示す。図 3.4-5 同様降伏を経験した部位には○印を、また解析中に破断した部位には●印を記した。SF=2.00 までは部材破断は発生せず、破断を考慮しない場合の解析結果と同一の挙動を示す。一方で SF=2.50 では第 1 層、第 2 層での梁端部破断が発生し、それ以降 SF が增大するにつれて部材破断が生じる層が広がる結果となった。特に第 2 層、第 3 層を中心に多くの梁端部破断が発生しているが、これは図 3.4-2 に示した通り、第 2 層、第 3 層において変形が先行する骨組であることと対応していると考えられる。

次に、部材破断を考慮した場合の SF=2.75 に着目し、部材破断の発生前後での動的挙動の変化を確認した。図 3.4-7 に、SF=2.75 における各層の①、②の梁端部曲げモーメントの時刻歴を示す。また破断と判定された時刻を縦の破線で示した。なお、1つの梁の両端が破断と判定された場合は、先に破断と判定された時刻を示した。同図の通り、破断と判定された時刻以降は曲げモーメントが 0 となっており、部材が破断し剛性を喪失する挙動が表現されている。図 3.4-8 に、各層の層間変形角の時刻歴と、対応する層の梁が破断した時刻を示す。特に 40 秒前後において第 1 層～第 3 層の梁が連続的に破断しており、これにより急激に変形が増大している。最も変形が大きい第 2 層において、最大変形は、部材破断を考慮しない場合は 0.048 rad だったの対し、破断を考慮する場合は 0.098 rad と約 2 倍に増大した。残留変形についても同様に、部材破断を考慮しない場合は 0.030 rad であったの対し、破断を考慮する場合は 0.077 rad と、部材破断を考慮しない場合と比較して 2 倍以上に増大した。

次に、各 SF における各層の層間変形角の最大値を図 3.4-9 に示す。SF=1.00 は、通常の骨組設計における 2 次設計に相当する解析となる。この場合の層間変形角は全層において 0.01 以下となっており、2 次設計を満足する骨組となっていることが確認できる。それ以降の SF において、破断を考慮しない場合は、SF と層間変形角はほぼ同等の割合で増加するが、破断を考慮する場合、破断が多く生じ始める SF=2.75 以降は各層とも急激に変形が増大している。最大レベルの SF=3.00 の場合、破断を考慮しない場合の最大層間変形角は 0.05 rad 程度であるが、破断を考慮した場合は 0.15 rad 程度まで増大する。純ラーメン鋼構造物の倒壊余裕度を実験的に確認した文献[3-7]によれば、純ラーメン構造物の倒壊限界

となる層間変形角は $1/6 \sim 1/5 \text{ rad}$ ($0.167 \sim 0.2 \text{ rad}$) と推定されており、 $SF=3.00$ の結果の場合、実際は骨組が倒壊する可能性が考えられる。

図 3.4-10 に、各 SF において、各層を構成する柱と梁が塑性変形により吸収したエネルギー量の分布を示す。破断を考慮しない場合、入力エネルギーの大半は第 1 層～第 3 層によって吸収され、図 3.4-2 に示した各層の変位分布と対応していると考えられる。また SF が増大しても各層の分布はほぼ一定であることも確認できる。一方で部材破断を考慮したケースにおいて、解析中に破断が発生した場合、それ以降当該部材はエネルギーを吸収しなくなるため、各層の吸収エネルギー分布が変化する。一部の部材の破断が始まる $SF=2.50$ 程度まではエネルギー分布はほぼ一定である。しかしながら $SF=2.75$ 以降では、特に第 2 層、第 3 層に破断が集中することでエネルギー吸収性能が大幅に低下し、それ以降の入力エネルギーは第 1 層、第 4 層に吸収されることとなる。これらの SF では、事前のプッシュオーバー解析で確認された変形分布と大きく異なっており、骨組は設計時の想定と大きく異なる挙動を取ることが考えられる。

以上の通り、部材破断を考慮した解析結果は、従来の部材破断を考慮しない場合の解析結果とは大きく異なっており、極大レベル（今回の場合は $SF=2.50$ 以上、設計レベルの 2.5 倍以上）での地震時挙動の評価や、特に構造物の倒壊に関して議論する際は、本研究で構築した部材破断を考慮した数値解析の適用が必須となる。構造物の倒壊に関する議論については、第 5 章で行う。

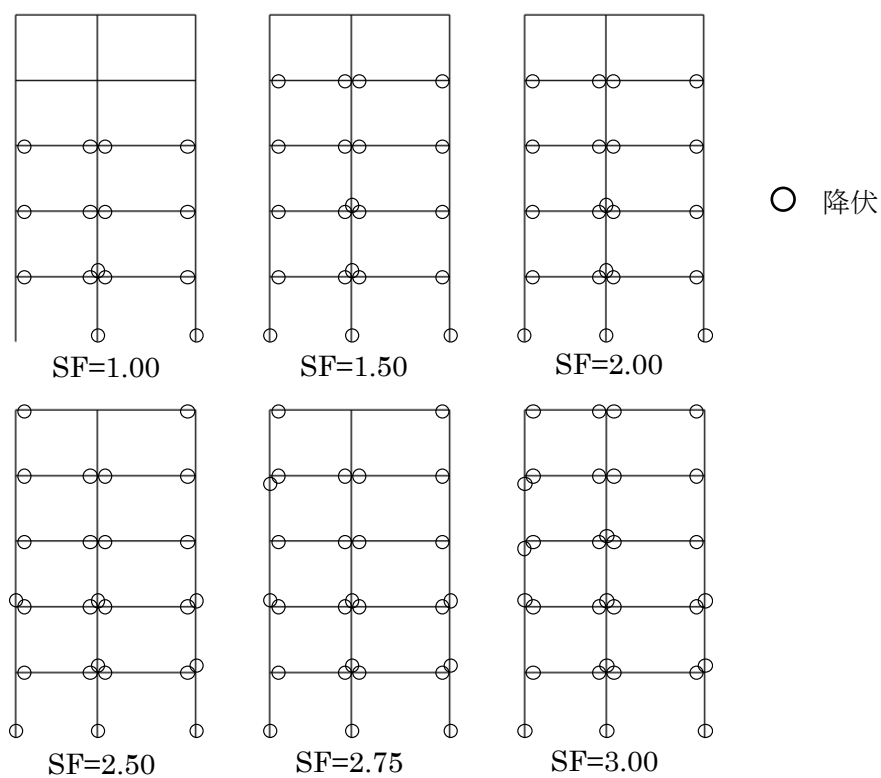


図 3.4-5 解析中の降伏の有無（破断考慮なし）

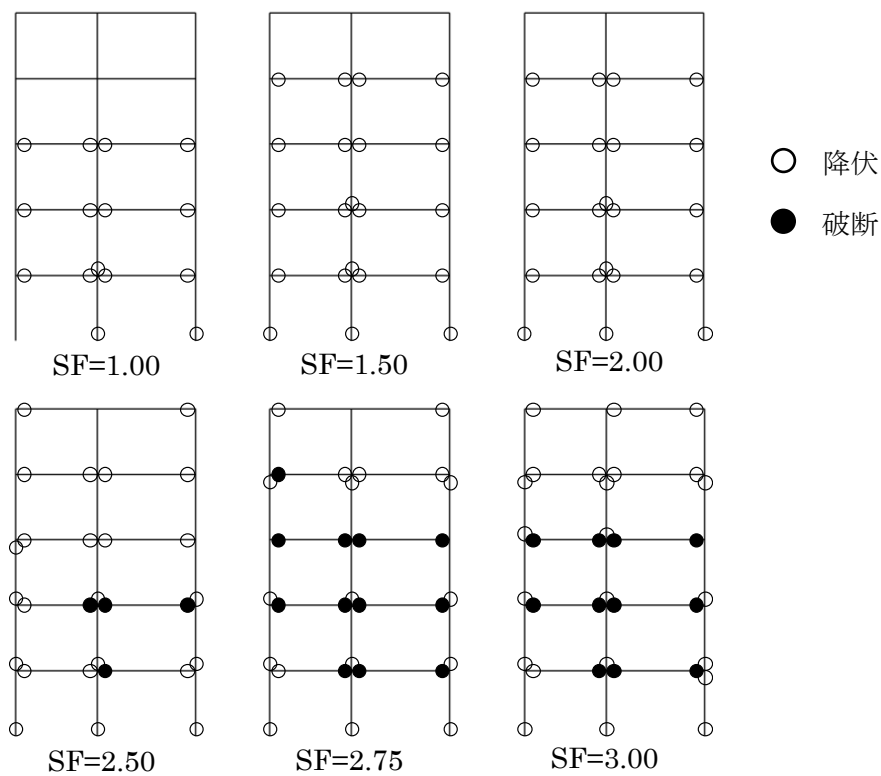


図 3.4-6 解析中の降伏／破断の有無（破断考慮あり）

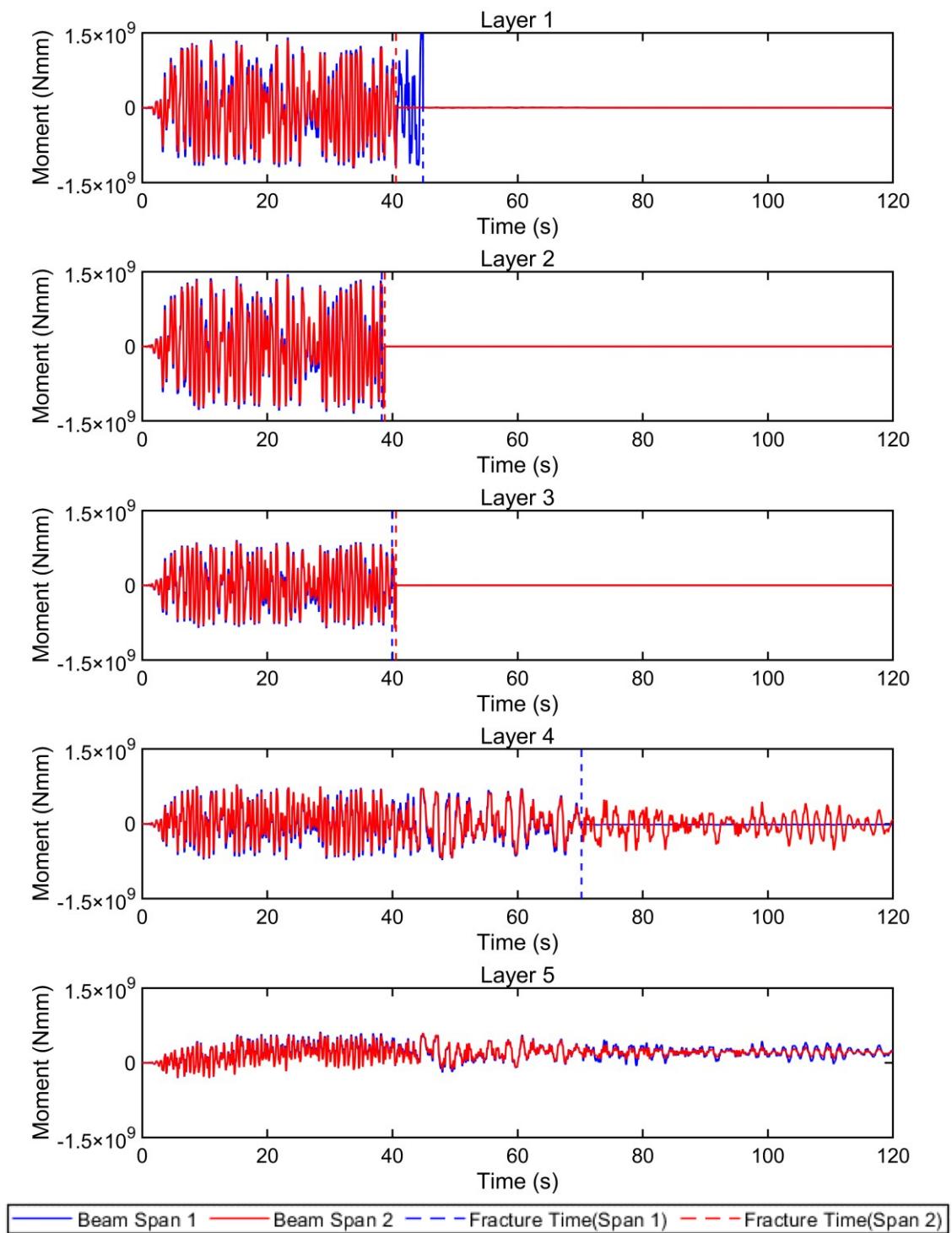


図 3.4-7 各層の梁の曲げモーメント時刻歴 (破断考慮あり, SF=2.75)

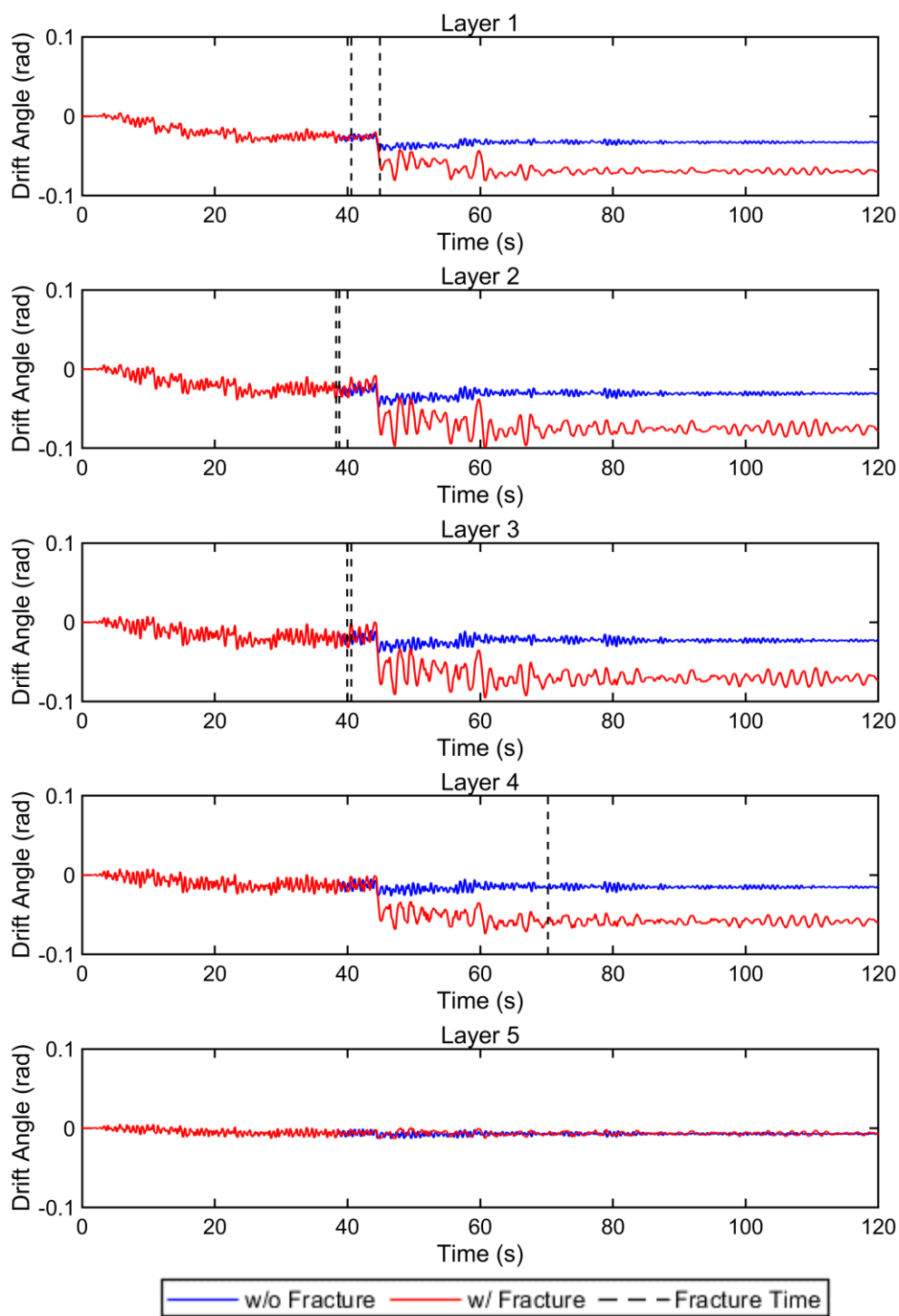


図 3.4-8 各層の層間変形角時刻歴 (破断考慮なし/あり, SF=2.75)

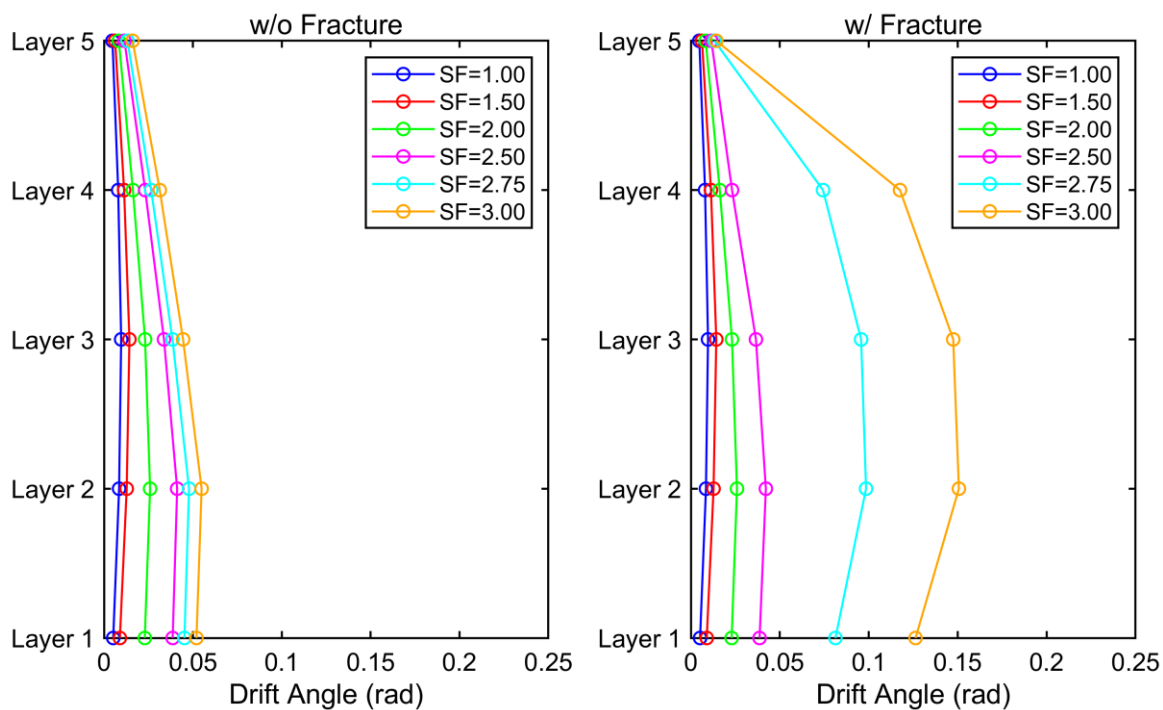


図 3.4-9 IDA 結果 各層の層間変形角最大値 (左：破断考慮なし，右：破断考慮あり)

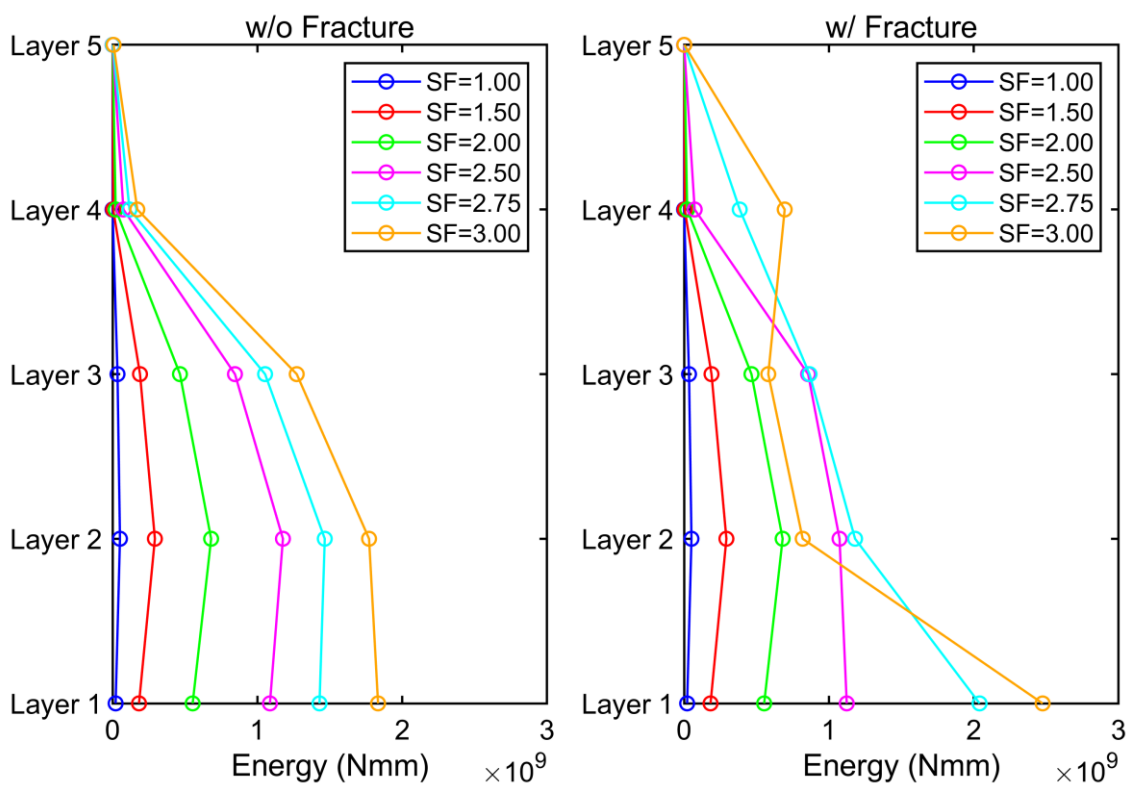


図 3.4-10 IDA 結果 各層が吸収したエネルギー分布 (左：破断考慮なし，右：破断考慮あり)

3.5 本章のまとめ

本章では、繰返し動的荷重を受ける鉄骨部材の破壊モードや破壊に至るまでの寿命の評価を目的として、大型振動台を用いた鉄骨部材の動的破壊試験と、FEM解析による試験結果の分析を行った。また構築した部材破断を考慮した数値解析手法を、5層2スパンのラーメン構造の耐震性能評価に適用した結果について述べた。

本章で得られた知見は以下のとおりである。

- (1) 試験体に繰返し動的荷重を作用させた結果、梁の溶接止端部付近において初期き裂が発生し、フランジ上を材軸直角方向に沿ってき裂が進展し、最終的には片側のフランジが完全に破断することが確認された。破断後の試験体の破面観察を実施した結果、初期き裂は低サイクル疲労き裂であり、き裂が進展するに従い徐々に延性的な破壊に移行したと考えられる。
- (2) FEM解析により予測した初期き裂が発生した部位におけるひずみ振幅と、試験において初期き裂が生じるまでのサイクル数を、準静的な疲労試験より決定されたManson-Coffin式と比較したところ、両者は良く一致した。これより動荷重下で鉄骨部材に生じる部材破断（初期き裂の発生）は、準静的な疲労試験結果より同定されたS-N線図を用いた、低サイクル疲労評価によって評価可能であることが明らかとなった。よって、部材破断を考慮した数値解析フローにおいて、一般的に用いられる低サイクル疲労評価を導入することが妥当性であることが確認された。
- (3) 構築した部材破断を考慮した数値解析を、5層2スパンのラーメン構造の耐震性能評価に適用し、梁端部の破断を考慮した地震応答解析を実施した。解析においては、地震中に梁端部が破断し剛性を失う挙動が表現されることが確認された。また梁端部破断を考慮した場合と考慮しない場合の双方の結果を比較した結果、部材破断の発生に伴い変形の増大や各層でのエネルギー吸収分布の変化が生じることが確認された。これらは設計段階において想定される骨組挙動からは大きく異なるものであり、設計レベルを大きく上回る極大レベルの地震動に対する耐震性能評価においては、部材破断を考慮した数値解析の適用が必要となる。

3.6 本章の参考文献

- [3-1] 日本産業規格：「金属材料引張試験方法」，JIS Z 2241-2011

- [3-2] 竹内徹，秦康，松井良太：局部座屈を伴う H 形断面ブレースの累積繰返し変形性能，日本建築学会構造系論文集，第 73 巻，第 632 号，pp. 1875-1882，2008.

- [3-3] 佐伯英一郎，杉沢充，山口種美，望月晴雄，和田章：低降伏点鋼の低サイクル疲労特性に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第 472 号，pp. 139-147，1995.

- [3-4] 国土交通省住宅局建築指導課他編：2001 年版 建築物の構造関係技術基準解説書，2001.

- [3-5] 一般財団法人 日本建築センター，<https://www.bcj.or.jp/>

- [3-6] 谷口惺，五十嵐晃，木田秀人：漸増動的解析(IDA)に基づく長大橋の耐震性能評価，土木学会論文集 A1 (構造・地震工学)，70 巻，4 号 pp. I_323-I_333，2014.

- [3-7] 都市機能の維持・回復のための調査・研究プロジェクト運営委員会：建物の崩壊余裕度評価のための技術資料—高層鉄骨造建物編—，ISBN 978-4-9909495-1-8，2017.

第4章 部材破断の発生個所を制御する構造物の評価方法の構築

4.1 概説

本章では、修復性を高めた鉄骨構造物の実現を目的とし、鉄骨構造物に生じる破壊モードとして梁端部に生じる低サイクル疲労による破断を対象とし、この各梁部材の指定された側の端部に発生させるような鉄骨構造に着目した検討を行う。構造物のこのような性能を、各部材の断面形状を修正することにより実現することとし、その基本的な検討として信頼性評価に基づき、低サイクル疲労き裂が指定された側の梁端部に生じる確率の評価方法を提案する。本手法を具体的なラーメン構造の解析モデルへ適用するとともに、その手法の妥当性を、部材破断を考慮した非線形時刻歴応答解析を用いたモンテカルロシミュレーションにより検証する。

4.1 節（本節）では、本章の概要について述べる。

4.2 節では、本章で対象とする構造物や想定する鉄骨の破壊モード、破断発生部位の制御方法に関して行った問題設定について述べる。

4.3 節では、鉄鋼材料の低サイクル疲労試験結果に基づき、鉄鋼材料の低サイクル疲労寿命のばらつきを評価した結果について述べる。

4.4 節では、4.3 節で同定した低サイクル疲労寿命のばらつきと構造物の弾塑性プッシュオーバー解析の結果より、指定位置にて破断を先行して生じさせる確率の算出方法について述べる。

4.5 節では、4.4 節で述べた確率の算出方法を2層3スパンラーメン構造に適用した結果と、またその妥当性確認として実施した、部材破断を考慮した非線形時刻歴応答解析を用いたモンテカルロシミュレーションの結果について述べる。

4.6 節は、本章をまとめる。

4.2 問題設定

本節では、対象とする構造物とその破壊モード、指定位置にて先行して破断が生じる確率論的評価における前提条件を整理した上で、提案する設計法の枠組みとなる問題設定について述べる。

(1) 基本方針

本章では、特にアクセスが困難となる鉄骨構造部位が多数生じる発電設備の支持架構において、地震時に生じる部材の破断が、アクセスが困難な部位での発生を避けアクセス性の良い部位に限定することを目的とする。この目的の達成の為、破断の発生を期待する位置及び破断を避けたい位置を事前に定義した上で、鉄骨構造物を構成する部材の断面形状を修正することで、高レベル地震動を構造物が受けた際に前者でのみ破断が生じ、後者で破断が生じない耐震構造の実現方法と、その性能の評価方法を検討する。

このような構造を実現するためには、概念的には設計時に破断を避けたい部位及び許容する部位を指定した上で、(1)地震時に破断許容部位に破断が先行すること、及び(2)破断許容部位の破断が生じた後には、荷重再配分の効果により破断を回避したい部位での変形量や損傷量が低減し、破断が生じないこと、の2点を満たした部材設計を行うことが考えられる。しかしながら(1)を満たすことを目的に破断許容部位に大きな変形量や損傷量が生じるように部材断面を決定したとしても、鉄骨部材の破断の発生は、破断に至るまでの寿命をはじめとする多数の因子の不確定性やばらつきの影響を受けるため、破断許容部位に破断が先行せず逆に破断回避部位で破断が生じるリスクも確率的に生じることになる。このような状態が生じる確率を許容可能な水準以下とするためには、破断許容部位と破断回避部位での損傷量の差が十分に大きい条件を満足する必要がある。

想定される入力地震動に対して意図した部位で破断を生じさせるために与えるべき適切な損傷量の差を定量的に決定するには、確率論をベースとした信頼性理論に基づくアプローチが必要となる。その手法としては、モンテカルロシミュレーションを用いる場合^[4-1]、信頼性設計に基づく場合の2種類が挙げられる^[4-2]。前者は、想定する各部位において破断発生に影響する各ばらつきを確率密度関数によって定量化した上で、これらに従うような乱数を多数発生させ、それらをサンプルとして多数の応答解析を実施することで確率を求めるものである。モンテカルロシミュレーションは、具体的な地震動に対してより直接的に確率を求めることができ、信頼性の高い手法である。しかしながら精度の良い確率を求めるためには膨大な試行回数が必要となるため、設計には不向きである。

一方後者は、同様に各ばらつきが従う確率密度関数を結合し、そのうち破断許容部位における損傷量が大きくなる領域での積分によって確率を求めるものである。これはモンテカルロシミュレーションよりも大幅に少ない計算手順で確率を算出することが可能で、設計にも適用可能な手法であると考えられる。そこで本章では、後者の信頼性設計に基づく

アプローチを原則とし、指定位置において部材破断が先行して生じる確率を算出する。また同時に前者のモンテカルロシミュレーションを実施し、両者を比較することで、後者の手法の妥当性を確認する。

(2) 対象構造物と破壊モード

対象構造としては、発電設備の支持架構へ適用される、柱、梁により構成された建物高さ数十 m クラスの多層構造物を想定する。これらの設備の耐震設計には保有水平耐力法(ルート 3) を用いられることが一般的であることから、そこで規定される通常の耐震性能を満足することを前提とする。また骨組は、柱に先行して梁に降伏が生じる梁降伏型骨組として設計されるものとする。柱には角型鋼管、梁には H 型鋼を想定し、柱-梁接合部では通しダイヤフラム形式により接続されるものとする。骨組の材質には、一般構造用圧延鋼材(SS400) を想定する。

対象とする破壊モードは、第 2 章でも述べた通り、柱-梁接合部において繰返し塑性変形により梁端部に生じる低サイクル疲労破壊による破断とする。なお部材が破断する挙動は、厳密には、初期の低サイクル疲労き裂の発生、断面内のき裂進展、き裂の断面内貫通による断面全体の破断の 3 段階からなるが、第 2 章でも述べた通り、初期の疲労き裂が生じた時点で部材全体が破断したと見なす。

(3) 破断発生個所の制御

鉄骨構造物の各々の梁部材の両端部が、上述の部材破断が生じる位置となる可能性がある。この部材破断を意図した特定の梁端部にのみ限定して生じさせ、他の特定の位置においては破断の発生を避けるような設計とその実現を目的とする。こうした部位の指定はその部材端の重要度により指定されるものとする。重要度は鉄骨が支持する機器類の配置計画等により別途決定することを想定する。このような設計を実現するため、次のような方法を考える。まず通常の耐震性能を満足させるように部材断面を仮定した骨組構造物を設計する。機器の配置等に基づき重要度とそれに基づく破断を誘導する位置と破断を回避する位置を指定する。当該構造物の地震応答が 1 次モードに支配される仮定の下で、1 次モード形状を保ちながら変形が比例的に増加していった際の塑性ひずみの値が破断を誘導する位置では大きく、破断を回避する位置では小さくなるように各部材の部材断面を修正することで、意図した部材破断発生位置に破断を誘導する構造物とする。

ラーメン構造の 1 スパン分の梁の両端の部位に対して提案する考え方を適用した例の概念図を図 4.2-1(a), (b) に示す。1 スパン分が 1 次モード形状に従い変形した場合、2 本の柱 A, B にとりつく梁の両端部 a, b におけるひずみは、柱 A, B の断面形状が同一である場合 $\varepsilon_a = \varepsilon_b$ となる(図 4.2-1(a)) ため、理論的には両端で同時に破断が生じることになる。実際には後述する各種のばらつきによりいずれかの部位に先に破断が生じるが、両端部のばらつきが同等であれば、破断が先に生じる確率はどちらも 50% となる。

一方で、図 4.2-1 (b)のように柱 B よりも柱 A の断面形状寸法が大きい（断面 2 次モーメントが大きい）場合、梁の曲げモーメント分布が変化し、一般的に $\varepsilon_a > \varepsilon_b$ となる。これは、層に作用する層せん断力は各柱のせん断力として負担されるが、各柱の剛性が異なる場合、その剛性に従って各柱にせん断力が分配されるため、剛性が高い柱が負担するせん断力が大きくなり、柱の端部モーメント及びその柱に取り付く梁端部モーメントも大きくなるためである。1 次モードが地震応答に支配的である場合、地震応答を通してこのひずみの比率が維持されたまま構造物の変形が繰り返され、最終的には梁端部 a において低サイクル疲労による部材破断が先行することが期待される。一旦梁端部 a において部材破断が生じた以降は曲げモーメントが生じなくなることから、梁端部 b は部材破断が回避されると推測される。

なお、指定部位において先行して部材を破断させる別の方法として、その部位のみ他の部材よりも断面形状を小型にすることで強度を低下させるアプローチも考えられる。しかしながら、骨組構造物においてそのように一部分のみ形状を変更させるような方法は、施工コストの増大を招くこと、また意図的に弱点を作るという内容が事業者にとって受け入れられ難いことが考えられる。以上から本章では、このようなアプローチは取り扱わない。

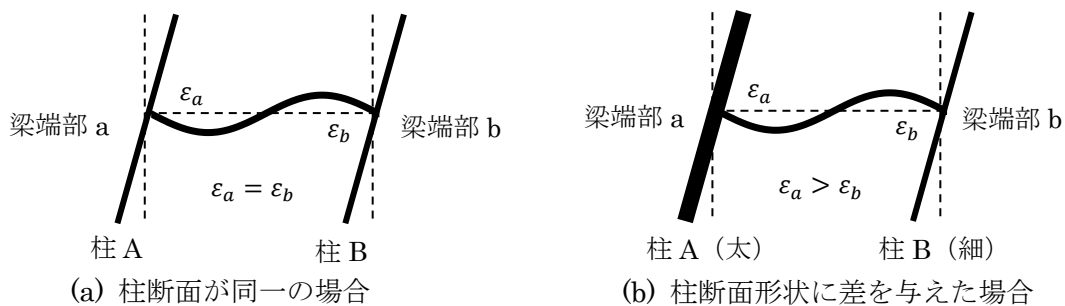


図 4.2-1 梁端部破断発生個所の制御の概念

(4) ばらつきを考慮するパラメータ

梁端部の破断に影響を与える因子は数多く存在する。具体的には、ヤング率や降伏応力、疲労寿命などの材料特性上のばらつきや、溶接部の余盛形状や残留応力、溶接部近傍のひずみ集中等の施工上生じるばらつきなどである。本研究では、それらの中でばらつきの影響度が大きい上定量的な評価が比較的容易な、鉄鋼材料の疲労寿命のばらつきを部材破断発生の評価に考慮する。疲労寿命以外の要因やパラメータのばらつきの影響は無視する。

(5) 低サイクル疲労評価

梁端部においてき裂が生じる場合、断面内のひずみの分布は弾性の曲げひずみから乖離し、溶接止端部の形状不連続性により溶接止端部に大きな塑性ひずみが集中的に生じる。

通常、耐震解析で用いられるき裂を考慮しない梁要素ではこの形状不連続性は考慮されず、軸ひずみの評価にひずみ集中効果が含まれないため、実際よりも塑性ひずみ振幅が小さく評価されることになる。この影響については第2章で述べたように、桑村ら^[4-3]、竹内ら^[4-4]が提案したひずみ集中率を用い、梁要素から算出される軸ひずみにひずみ集中率を乗じることで得られる局所ひずみを用いて低サイクル疲労評価を行う。なお、このひずみ集中率は溶接部の余盛形状等によってばらつくが、(4)で述べた通りこの影響は無視することとする。すなわち、図 4.2-1 での両梁端部のひずみ集中率は同一であると仮定する。地震応答により生じる鉄骨部材のひずみ履歴はランダムであり一定振幅の繰返し波形ではないため、線形累積損傷則 (Miner 則) を用いたランダム振幅に対する低サイクル疲労評価を適用する。

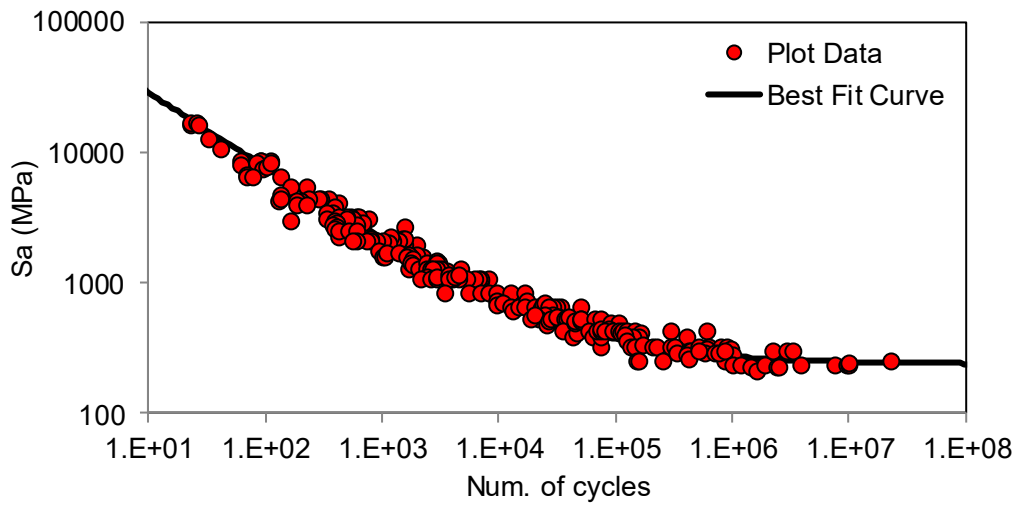
4.3 疲労寿命ばらつきに基づく破壊確率の算定

本研究で対象とする鋼ラーメン構造部材の鋼材である，SS400 の低サイクル疲労寿命のばらつきのモデルについて述べる．公表されている SS400 の疲労試験のデータ^{[4-5]~[4-7]}の多くは高サイクル疲労に関するものが多いため，本章では文献^[4-8]にまとめられている炭素鋼の低サイクル疲労試験データの最適適合曲線を，低サイクル疲労寿命モデルとして用いた．同資料における TS = 450 MPa（引張強さ 400~500 MPa）のデータを対象とし，疲労試験データと最適適合曲線（Langer 式）を比較したものを図 4.3-1 (a)に示す．Langer の最適適合曲線は，式(4.3-1)で表現される．

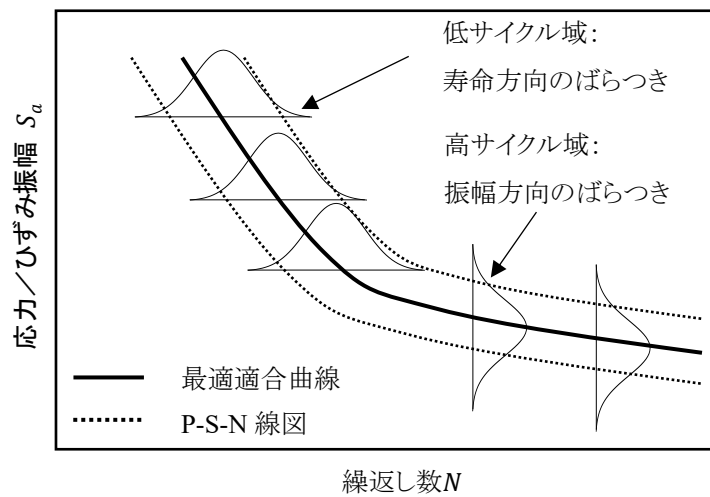
$$S_a = (1.2 \times 10^5 - 28\sigma_u)N_f^{-0.58} + 0.45\sigma_u + 36 \quad (4.3-1)$$

ここに， N_f は破断までの繰返しサイクル数， S_a は仮想弾性応力（ひずみにヤング率を乗じたもの）， σ_u は引張強さ（ここでは $\sigma_u = 450$ ）である．

式(1)の最適適合曲線からの疲労試験データのばらつきの分散を評価する．図 4.3-1 (b)に示す通り，試験データのばらつきは振幅方向（縦方向）と寿命方向（横方向）の 2 通りを考えることができる．最適適合曲線を，振幅方向または寿命方向にばらつきによる超過確率に対応した偏差量だけシフトさせたものを P-S-N 曲線と呼ぶ^[4-7]．ここでは，低サイクル疲労において支配的となる繰返し数（寿命）方向のばらつきを評価する^[4-8]ことで，P-S-N 曲線を設定する．各試験データの破断サイクル数と，最適適合曲線上においてその試験データの振幅に対応する破断サイクル数の比を「寿命比」と定義し，記号 r で表す．この寿命方向のばらつきは対数正規分布に従うことが良く知られている^{[4-9]~[4-12]}ことから，寿命比 r は対数正規分布に従う確率変数であると仮定できる．以上より確率変数として対数正規分布を仮定して試験データを評価した結果，低寿命域として定義した 4×10^4 サイクル以下の範囲での $\ln r$ の平均 μ_r は-0.073， $\ln r$ の標準偏差 σ_r は 0.380 となった．



(a) 炭素鋼の疲労試験データと最適適合曲線の比較 (文献[4-8]より)



(b) 疲労寿命のばらつきの考え方

図 4.3-1 鉄鋼材料の疲労寿命

4.4 指定位置での部材破断先行確率の算出手法

鋼ラーメン構造に強い地震動が作用して部材破断が生じた場合に、指定された部材端での破断が先行する事象の実現確率（以下、破断先行確率）を算出する方法を説明する。例として、図 4.4-1(a)に示すラーメン構造内の梁 1 スパン分において、両端部（A 端部、B 端部とする）のうち A 端部を破断させる箇所、B 端部を破断防止箇所とする（すなわち B 端部よりも優先的に A 端部を破断させる）という問題を考える。

例として、構造物の 1 次モードが地震応答に支配的とみなされるとして、着目する層の層間変形角 θ と両端部の材料に生じるひずみの関係が、プッシュオーバー解析により図 4.4-1(b)のように得られたものとする。図中の ε_y は鋼材の降伏ひずみを表す。A 端部において破断を生じさせるため、同図に示すように、B 端部よりも A 端部のひずみが大となるように柱の断面形状を選定するものとする。なおここで示しているひずみは、梁端部のひずみ集中効果を考えた局所ひずみであるが、骨組要素から求められる両端部の軸ひずみに、前述のひずみ集中度を乗じることで求められる。

両端部でのこうした鋼材料のひずみの差が低サイクル疲労損傷量の差に与える影響を考える。構造物の地震応答により生じる層間変形角 θ の振幅を θ_1 とし、 $\theta = \theta_1$ において A 端部、B 端部に生じるひずみ振幅を ε_A 、 ε_B とする。構造物が 1 サイクル変形すると、各梁端部にはこのひずみが 1 サイクル作用する。疲労評価において線形累積損傷則を仮定すると、この 1 サイクル分の変形における梁端部 A、B での疲労損傷量の増分 ΔD_A 及び ΔD_B はそれぞれ

$$\Delta D_A = 1/N_A, \quad \Delta D_B = 1/N_B \quad (4.4-1)$$

となる。ここに N_A 、 N_B は最適適合曲線上で与えられる ε_A 、 ε_B に対応する繰返し数である。地震応答のようにひずみ履歴が一定振幅のサイクルの繰返しでないような場合には、サイクルカウント法であるレインフロー法^[4-10]によってひずみ履歴を分解し、分解されたひずみ振幅と対応する繰返し数を算出する。レインフロー法では、波形を 1 サイクル、あるいは半サイクルの単位で分解するため、分解された各振幅レベルの繰返し数は 0.5 あるいは 1.0 と算出される。そのため分解された各サイクルにおける梁端部 i の疲労損傷量の増分 ΔD_i は、 $1/N_i$ または $0.5/N_i$ とできる^[4-12]。図 4.3-1(a)の S-N 曲線からも明らかな通り、ひずみが増大するほど対応する繰返し数が減少するため、 $\varepsilon_A > \varepsilon_B$ であれば $N_A < N_B$ 、すなわち $\Delta D_A > \Delta D_B$ となるので、両梁端部でのひずみに差があれば疲労損傷量にも差が生じる。1 次モード応答が仮定できる場合には、両梁端部において、この疲労損傷量の増分の A、B 間の比が一定となるように疲労損傷量が蓄積していくと仮定できる。

次に図 4.4-1(c)のように、疲労強度の寿命方向のばらつきを考える。地震応答中に生じる ε_A 、 ε_B に対応する破壊サイクル数自体が対数正規分布に従う確率変数となり、それらは ε_A 、 ε_B に最適適合曲線上で対応する N_A 、 N_B に寿命比 r を乗じたものとして表される。よって確率

変数としての ΔD_A 及び ΔD_B はそれぞれ

$$\Delta D_A = \frac{1}{rN_A}, \quad \Delta D_B = \frac{1}{rN_B} \quad (4.4-2)$$

となる。よって疲労損傷量の増分 ΔD_A , ΔD_B は、対数正規分布に従う確率変数 r の逆数に定数($1/N_A$ あるいは $1/N_B$)を乗じたものとなることがわかる。対数正規分布の性質により、 ΔD_A , ΔD_B もまた対数正規分布に従い、 $\ln \Delta D_A$, $\ln \Delta D_B$ の標準偏差 σ_{DA} , σ_{DB} は $\ln r$ の標準偏差 σ_r と等しく、また平均 μ_{DA} , μ_{DB} は式(4.4-3)によって表現される。

$$\mu_{DA} = \ln(1/N_A) - \mu_r, \quad \mu_{DB} = \ln(1/N_B) - \mu_r \quad (4.4-3)$$

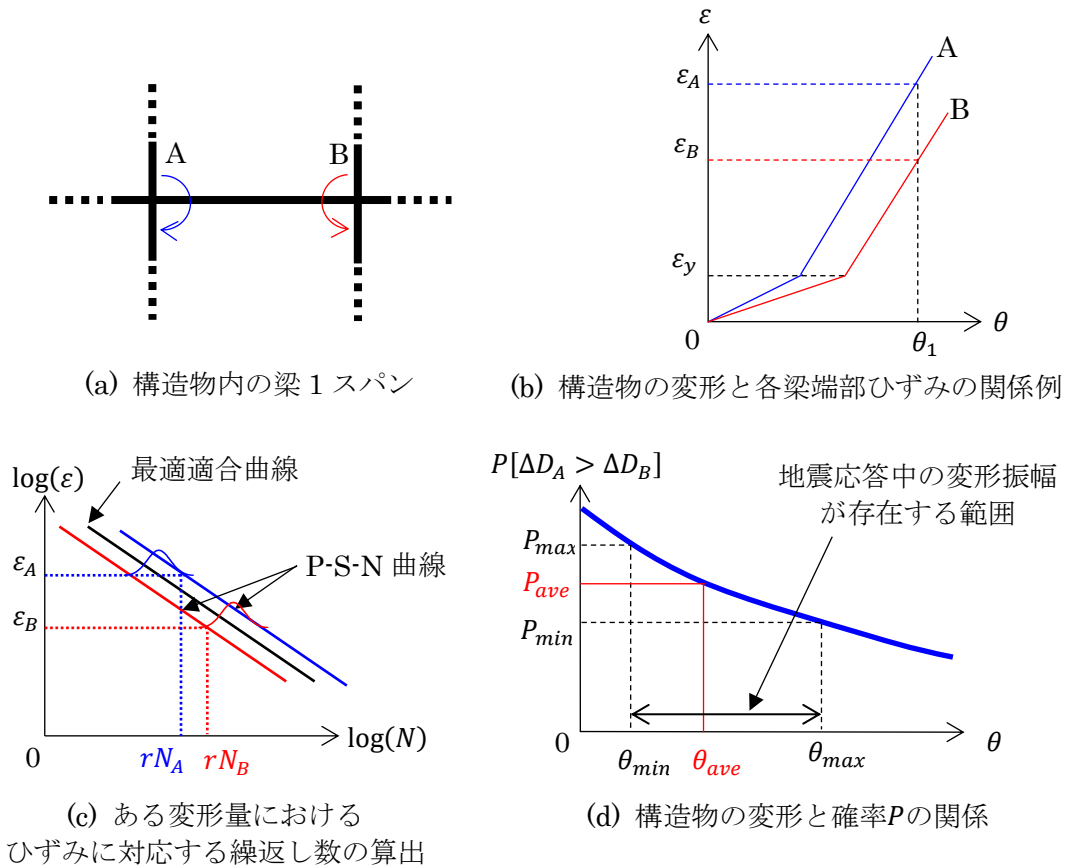


図 4.4-1 ひずみ分布が異なる梁部材の両端部での疲労損傷量の算出

A端部に部材破断が先行するための条件は $\sum \Delta D_A \geq 1 > \sum \Delta D_B$ となる。A端部またはB端部に破断が生じる条件の下で、A端部の破断が先行する条件付確率を求めるため、二つの確率変数 ΔD_A , ΔD_B の同時確率密度関数を考える。対数正規分布に従う確率変数 ΔD_A の確率密度

関数 $f_{\Delta D_A}(x_A)$ は式(4.4-4)のように表現される。 ΔD_B の確率密度関数も同様の関数となる。

$$f(x_A) = \frac{1}{\sqrt{2\pi x_A \sigma_{DA}}} \exp\left(-\frac{(\ln x_A - \mu_{DA})^2}{2\sigma_{DA}^2}\right) \quad (4.4-4)$$

実際の梁部材では、同一のロットより圧延製作された型鋼の使用が一般的であるため、同一部材の両端部では、鋼材の疲労寿命の平均値からの偏差量の間にある程度の相関が存在することから、これを表現するための $\ln \Delta D_A$ と $\ln \Delta D_B$ の相関係数を ρ とする。この時、確率変数 ΔD_A 、 ΔD_B の同時確率密度関数 $f_{\Delta D_A \Delta D_B}(x_A, x_B)$ は、式(4.4-5)のように表わされる^[4-13]・^[4-14]。

$$f_{\Delta D_A \Delta D_B}(x_A, x_B) = \frac{1}{2\pi x_A x_B \sqrt{|\Sigma|}} \times \exp\left\{-\frac{1}{2(1-\rho^2)} \left(\frac{(\ln x_A - \mu_{DA})^2}{\sigma_{DA}^2} - \frac{(\ln x_A - \mu_{DA})(\ln x_B - \mu_{DB})\rho}{\sigma_{DA}\sigma_{DB}} - \frac{(\ln x_B - \mu_{DB})^2}{\sigma_{DB}^2} \right)\right\} \quad (4.4-5)$$

ここに、 Σ は次式で表される共分散行列であり、 $|\Sigma|$ はその行列式である。

$$\Sigma = \begin{pmatrix} \sigma_{DA}^2 & \rho\sigma_{DA}\sigma_{DB} \\ \rho\sigma_{DA}\sigma_{DB} & \sigma_{DB}^2 \end{pmatrix} \quad (4.4-6)$$

プッシュオーバー解析において $\theta = \theta_1$ におけるA端部、B端部のひずみ ε_A 、 ε_B を求めることで、その変形角振幅 θ_1 の1サイクル中にA端部、B端部の損傷増分 ΔD_A 及び ΔD_B が $\Delta D_A > \Delta D_B$ となる確率 $P[\Delta D_A > \Delta D_B]$ は、式(4.4-5)で与えられる確率密度関数 $f_{\Delta D_A \Delta D_B}(x_A, x_B)$ の $x_A > x_B$ の領域にわたる x_A と x_B に関する積分により得られる。以上より、1サイクル当たりの損傷増分の2通りの大小関係が生じる確率 $P[\Delta D_A > \Delta D_B]$ 、 $P[\Delta D_A \leq \Delta D_B]$ を定量的に算出できる。これを各 θ において実施することで、図 4.4-1(d)に示すように、構造物に生じる変形振幅 θ と確率 $P[\Delta D_A > \Delta D_B]$ の関係を算出することができる。なお図 4.4-1 (b)からも明らかな通り、構造物の変形が大きくなると、両梁端部のひずみの比 (ε_A に対する ε_B の比) は小さくなる傾向を示す。そのため入力地震動の強さが小さく変形も小さい場合に $P[\Delta D_A > \Delta D_B]$ が増加し、入力地震動の強さが大きくなるほど $P[\Delta D_A > \Delta D_B]$ が減少することが想定される。

なお本手法は、ある振幅の変形が1サイクルのみ作用する場合、または一定振幅の変形が繰返し作用する場合を想定したものである。実際は地震応答中に構造物に生じる変形はランダムであり、また異なる変形振幅 θ においては前述の通り確率 $P[\Delta D_A > \Delta D_B]$ が異なることが想定される。よって一つのランダムな応答変位波形 θ と対応する ε_A 、 ε_B の履歴が得られた際、変形サイクルごとに様々な ΔD_A 、 ΔD_B が生じ、対応して $P[\Delta D_A > \Delta D_B]$ が変動すること

になる。

そこで、ある具体的な地震波に対する破断先行確率を求める場合は、その地震波により構造物に生じる変位応答波形の振幅の平均を定義し、その平均振幅値 θ_{ave} における破断先行確率 P_{ave} を参照する方法が考えられる。ここでは振幅の平均値を次のように定義する方法を仮定する。まず、時刻歴応答解析を行い構造物の層間変形角の時刻歴を得る。得られたランダムな応答波形にレインフロー法を適用して分解し、層間変形角の振幅と繰返し数（0.5または1）の組み合わせを得る。得られた繰返し数を重みとした振幅の平均値を平均振幅とする。この方法により、ある地震波が作用した際の破断先行確率を推定することが可能になると考えられる。本手法の予測精度については、次節のモンテカルロシミュレーションとの比較において確認する。

なおランダム波形をレインフロー法で分解した場合、アルゴリズム上、一般的に非常に小さな振幅が多数得られる。通常の疲労評価ではこれらがもたらす損傷増分度は極めて小さく有意ではないため、特に配慮する必要はない。一方で今回の破断先行確率の評価においては、図 4.4-1(d)に示す通り、微小振幅では破断先行確率の値が大きくなり有意になると考えられるため、評価からは除外する必要がある。今回は、低サイクル疲労は主に塑性域における挙動が支配的であり、弾性範囲において算出された破断先行確率は有意でないとの仮定のもと、分解された層間変形角の振幅のうち、解析モデル全体が弾性範囲に留まる層間変形角は平均値の算出処理から除外することとした。

4.5 鉄骨構造を対象とした実現確率の評価

本節では、具体的なラーメン構造の解析モデルを対象とし、前章で述べた手法により指定した梁端部での破断発生確率の評価を行う。また本手法により得られた結果に対し、低サイクル疲労寿命を確率変数としたモンテカルロシミュレーションを実施し、特定の入力地震動に対する指定した梁端部での破断発生確率を算出した結果と比較することで、手法の妥当性を確認する。

4.5.1 対象構造

対象構造は2層3スパンのラーメン構造の1構面を抽出したものとし、2次元平面モデルとして解析モデルを作成した。解析モデルの概要を図4.5-1に示す。柱、梁は弾塑性ファイバーモデルを用いた梁要素でモデル化した。鉄骨部材の密度は $7.85 \times 10^{-9} \text{ ton/mm}^3$ とし、さらに鉄骨が支持する床や機器、配管を質量要素として各柱-梁交差点に配置した。柱脚の境界条件は剛とした。全ての部材の鋼材料はSS400を想定し、縦弾性係数を205 GPa、ポアソン比を0.3とした。弾塑性構成則は移動硬化則を用いたバイリニアモデルとし、降伏応力235 MPa、2次剛性は1次剛性の0.01倍とした。

図4.5-1に示す第1層梁の6か所の梁端部を左から順に位置A, B, …, Fと表記したとき、位置B及びCの重要度が高く破断を回避し、対応する梁端部である位置AまたはDに破断を誘導するケースを想定する。そこで、4本の柱の断面形状を全て同じとした場合（モデル①）を基本とし、ここから梁端部A, Dが取りつく柱①, ③の断面形状を大型化した3モデル（モデル②～④）を作成した。各部材に用いた部材断面形状、柱断面比率、1次モードの固有周期と有効質量比を表4.5-1に示す。ここに柱断面比率は、各柱の断面2次モーメントを I_1, I_2, I_3, I_4 とした時の I_1/I_2 である。本検討では柱断面比率は2程度までの範囲であり、断面寸法では800 mmから900 mmへの変更（規格品の場合、2段階の大型化）に相当する。1次モードの有効質量比はどのモデルでもほぼ90%に近い値であることから、本モデルの地震応答は弾性時にはほぼ1次モードに支配されると考えられる。

本構造物が通常の耐震性能要求を満足することを確認するため、最も剛性が低いモデル①に対する骨組の耐震性能を、鋼構造物の耐震設計ルート3（保有水平耐力検定）に基づき確認した。その結果、ベースシア係数0.2（1次設計）に対し、骨組全体は許容応力度以内であり、また最大となる層間変形角は0.004 radであり1/200 rad以下の要求を満足することを確認した。またベースシア係数1.0（2次設計）に対しては、構造特性係数 $D_s = 0.25$ に対する保有水平耐力計算検定値 Q_u/Q_{un} は1.67となり、保有水平耐力検定を満足することを確認した。ここに Q_u は保有水平耐力、 Q_{un} は必要保有水平耐力を示す。よってモデル①は通常の耐震性能要求を満足する。その他のモデルはモデル①よりも剛性が高いため、自ずと通常の耐震性能を満足する。

モデル①～④に対し、1次モードのAi分布を外力に用いた弾塑性プッシュオーバー解析

を実施した。第1層の層間変形角と位置A~Dの曲げモーメント及びひずみの関係を図4.5-2に示す。ここで同図のひずみは、梁要素から算出される軸ひずみであり、ひずみ集中度を乗じる前の値である。破断を生じさせる位置A、位置Dと破断を防止する位置B、位置Cのひずみを比較すると、モデル①では位置Cと位置Dでのひずみがほぼ同一であるのに対し、モデル②、③、④と柱断面比率が大きくなるにつれて、位置A及び位置Dと、位置B及び位置Cの間のひずみの差が次第に大きくなっていることがわかる。

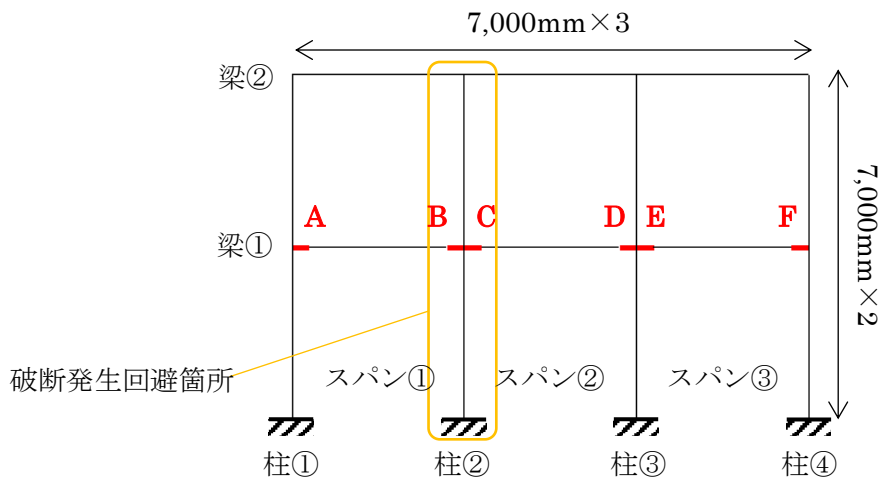


図 4.5-1 対象構造モデル

表 4.5-1 解析モデルと断面配置

モデル	柱①, ③	柱②, ④	梁①, ②	柱断面比率	1次固有周期 (s)	1次有効質量比 (%)
①	□800×800×28	□800×800×28	H1000×450×16×36	1	0.91	90.0
②	□800×800×40	↓	↓	1.36	0.86	89.5
③	□900×900×32	↓	↓	1.62	0.84	89.1
④	□900×900×40	↓	↓	1.98	0.81	88.6

※ 「□」は角型鋼管を、「H」はH型鋼を示す

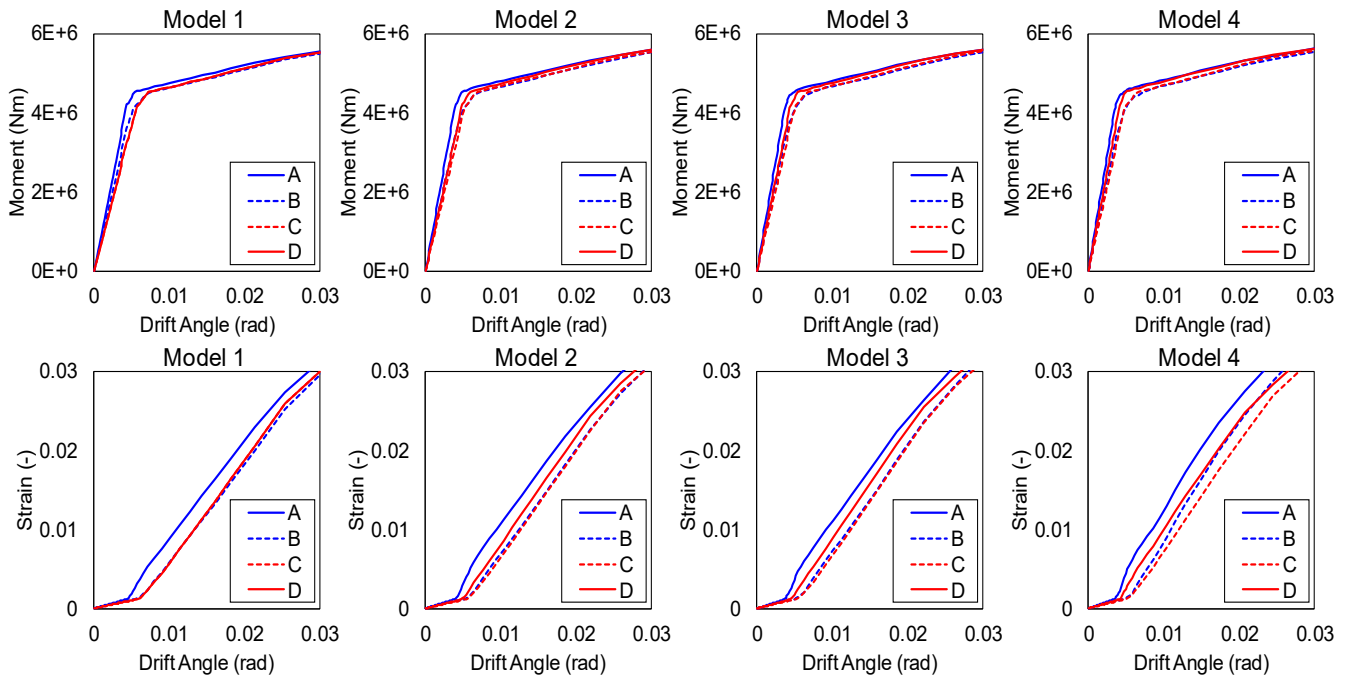


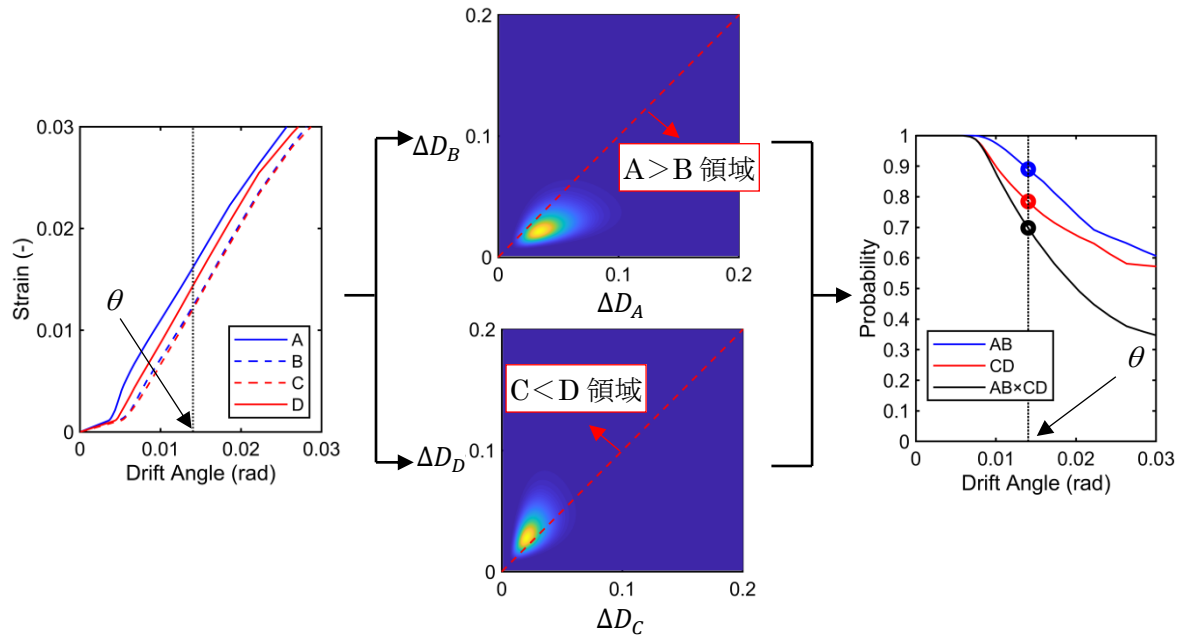
図 4.5-2 プッシュオーバー解析の結果（上段：曲げモーメント，下段：ひずみ）

4.5.2 破断先行確率の評価

表 4.5-1の各モデルに対し、位置B、位置Cよりも先行して位置A及び位置Dで破断が生じる確率を算出する。スパン①、②に対してそれぞれ式(4.4-5)に基づき、位置Bよりも位置Aで先行して破断が生じる確率と、位置Cよりも位置Dで先行して破断が生じる確率を算出し、これらの事象を互いに独立とみなしてそれらの積として求める確率を得る。各スパンに対する先行破断の確率の算出においては、同一梁部材の両端部における疲労寿命の相関性として $\rho = 0, 0.5, 0.8$ の3つの場合を仮定した。

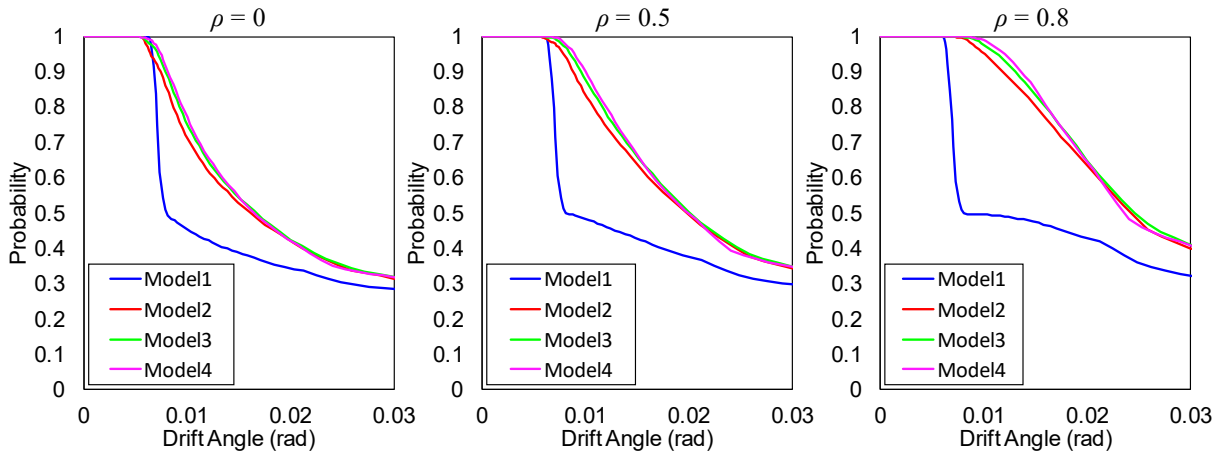
図 4.5-3に破断先行確率の算出手順の概念を示す。ある層間変形角 θ に対応して位置A～Dに生じるひずみを図 4.5-3(a)より得る。層間変形角の振幅が θ であるような変形が構造物に1サイクル生じた際に、疲労損傷量 ΔD_i ($i = A, B, C, D$) の同時確率密度関数は、式(4.4-5)により与えられ、コンター図を描けば図 4.5-3(b)のようになる。 $\Delta D_A > \Delta D_B$, $\Delta D_C < \Delta D_D$ となる領域において同時確率密度関数の定積分がスパン①、②における破断先行確率である $P[\Delta D_A > \Delta D_B]$ 及び $P[\Delta D_C < \Delta D_D]$ であり、両者の積により、求める位置B、位置Cよりも先行して位置A及び位置Dで破断が生じる確率を得る。この手順を様々な変形レベル θ に対して適用し、層間変形角-破断先行確率の関係が図 4.5-3(c)のように得られる。

モデル①～④及び相関係数 $\rho = 0, 0.5, 0.8$ の全12ケースについて得られた層間変形角-先行破断関係を図 4.5-4に示す。図 4.5-4(a)は相関係数ごとに分けて算出結果をプロットしたもの、図 4.5-4(b)は解析モデルごとに分けて算出結果をプロットしたものである。図 4.5-4(a)より、モデル①では位置C、位置Dのひずみがほぼ同等なため破断先行確率が0.5を下回るものの、柱断面比率が大きくなるにつれて破断先行確率が大きくなる傾向が確認できる。モデル②とモデル③、モデル④を比較すると、破断先行確率はあまり変わらないがいずれもモデル①に比べて0.05から0.4程度の範囲で増加している。層間変形角が0.01 radから0.03 radまで増加するにつれて、各梁端部のひずみが近い値となっていくため、破断先行確率が低下していく傾向が確認できる。図 4.5-4(b)は、相関係数が大きいほど破断先行確率が増加することを示している。

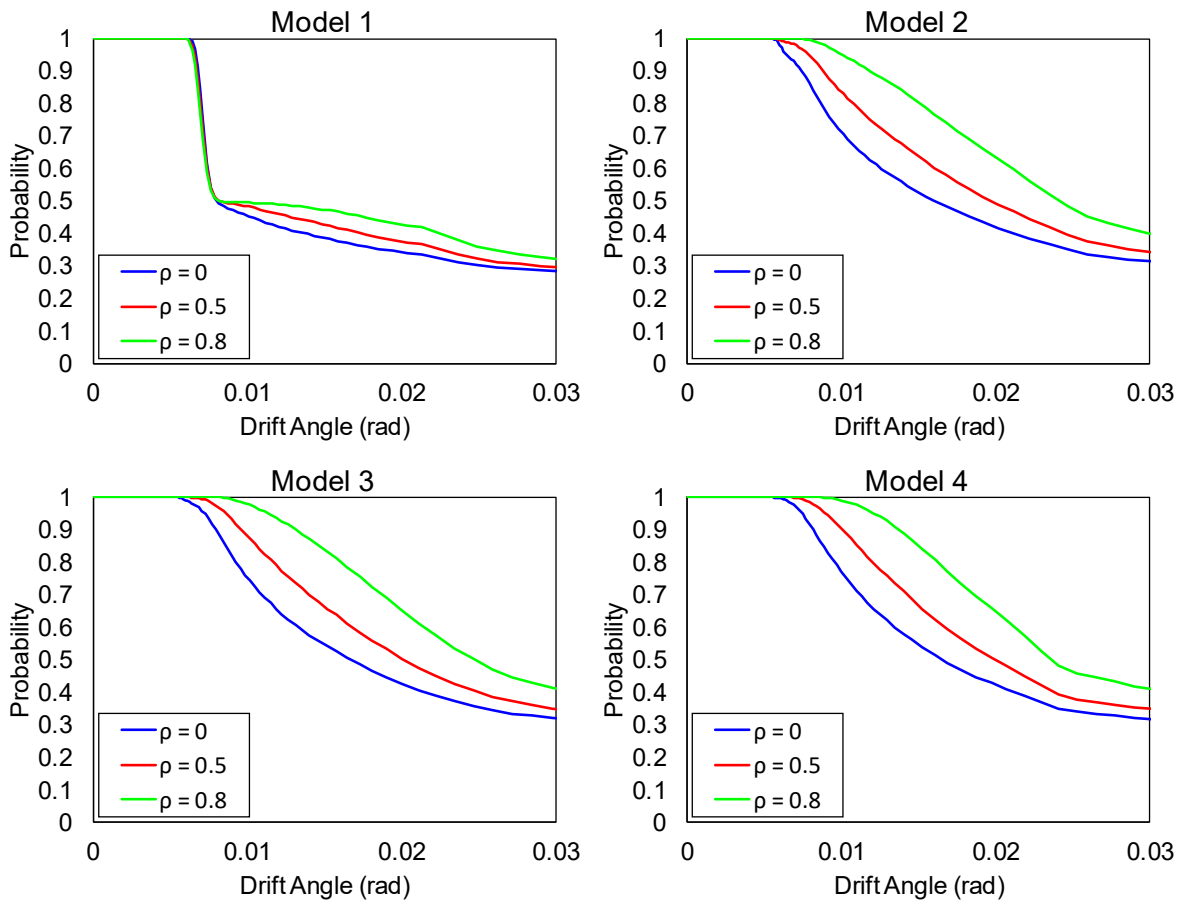


(a) 層間変形角-ひずみ関係 (b) ある層間変形角 θ における同時生起確率密度関数のコンター図 (c) 各層間変形角における破断先行確率

図 4.5-3 プッシュオーバー解析に基づく破断先行確率の算定の概念(モデル③, $\rho = 0.5$)



(a) 相関係数ごとに表示



(b) モデルごとに表示

図 4.5-4 破断先行確率と層間変形角の関係

4.5.3 モンテカルロシミュレーションによる先行破断確率の検討

モデル①～④に対して、部材破断を考慮した非線形時刻歴応答解析に基づくモンテカルロシミュレーションを実施した。各解析ケースにおいて、式(4.4-5)で与えられる確率密度関数に従って低サイクル疲労寿命を変動させた解析モデルのサンプルを生成して計算を行い、意図した部位で破断が生じたサンプル、逆の部位で先行して破断が生じたサンプルの度数に基づき破断先行確率を算出した。

なお、特にモデル③、④など柱断面を大型化したモデルの場合、構造物の強度が高くなるため、同じ入力地震波を入力しても部材が破断に至らず、破断先行確率を求められない場合がある。そのため時刻歴応答解析では、スパン①～③の全ての梁の両端のどちらかに破断が生じるまで、同じ入力地震動を繰返し入力した。時刻歴応答解析で使用する部材破断の考慮方法は3.4節で用いたものと同様であるが、低サイクル疲労評価に用いるS-N線図には式(4.3-1)を用いた。

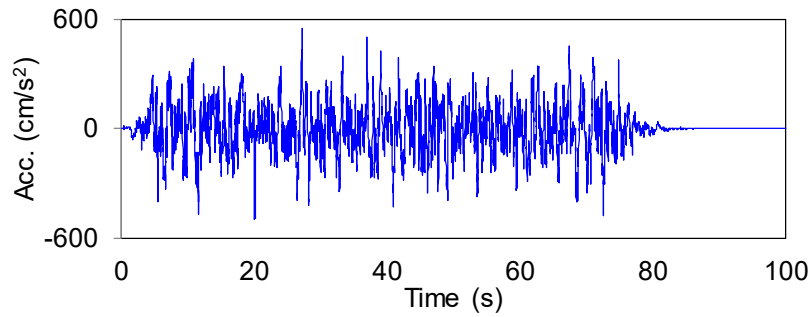
解析条件及び結果を以降に示す。

(1) 入力地震動と解析条件

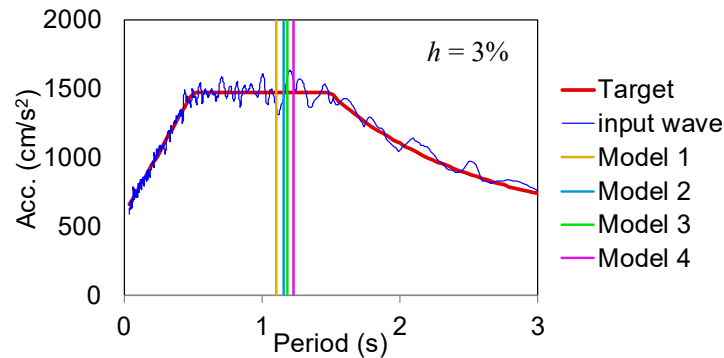
入力地震動には図 4.5-5(a)に示す模擬地震動の加速度波形を使用した。これは図 4.5-5(b)に示す、0.5～1.5秒の固有周期で一定値となる減衰定数3%の加速度応答スペクトルに適合するように作成した人工波形である。位相特性は乱数とし、Jenningsの振幅包絡線 [4-15] を適用し振幅を調整した。図 4.5-5(b)の加速度応答スペクトルには、モデル①～④の1次モード弾性固有周期を合わせて縦線で示している。同図より本波形は、モデル①～④の1次固有周期においてスペクトル強度がいずれも1500 cm/s²であり、低サイクル疲労破壊の発生が懸念される海溝型地震を想定したものである。

図 4.5-4の結果より、構造物に生じる変形の大きさに応じて破断先行確率が異なることから、破断先行確率は入力地震動の振幅レベルに依存することが推測される。入力地震動レベルによる破断先行確率の相違を検討するため、図 4.5-5の時刻歴波形をそのまま入力した場合（100%入力）の場合と、振幅を1.5倍して入力した場合（150%入力）の2通りについてモンテカルロシミュレーションを実施した。

構造モデルの減衰は、1次モード減衰定数を3%とする基準で設定した剛性比例型減衰を採用した。



(a) 時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトルと1次固有周期

図 4.5-5 入力地震動

(2) 疲労寿命のばらつきの考慮

モンテカルロシミュレーションでは、確率変数である各梁端部の寿命比 r の値に、4.4節で述べた対数正規分布に従う乱数を生成して与え、対応するS-N線図により低サイクル疲労の発生判定に適用する。各梁の端部ペア（AとB、CとD、EとF）に対し生成する6個の乱数セットの生成には、各端部ペアの間の相関性を $\rho = 0, 0.5, 0.8$ の3つの相関係数のパターンを設定した。乱数発生を試行回数は3,000回とした。

以上をまとめると、モンテカルロシミュレーションでは解析モデル4種類×相関係数3種類×入力振幅倍率2種類=24通りの解析条件について、部材破断を考慮した時刻歴応答解析を3,000サンプルの疲労寿命のケースについて実施することで、破断先行確率を評価する。

(3) モンテカルロシミュレーションの結果

モンテカルロシミュレーションにおいて得られた解析結果は、意図した部位である位置B、位置Cの梁端部のいずれにおいても破断が生じない（すなわち位置A、位置Dの両方で破断が生じる）ケースと、位置B、位置Cの少なくともどちらかにおいて破断が生じたケースに分類される。このうち、前者のケース数を総ケース数で除することで、意図した部位で破断が生じる破断先行確率を算出した。100%入力及び150%入力に対して算出した破断先行確率を図 4.5-6に示す。同図では、横軸には柱断面比率を取っている。

同図より、柱断面比率の増加に伴い破断先行確率は概ね単調に増加しており、断面形状変更による破断発生位置制御の効果が現れていることが確認できる。図 4.5-6(a)の100%入力では、柱断面比率が大きくなるにつれて、ほぼ単調に破断先行確率が増加しているが、同図(b)の150%入力では、モデル③、④での破断先行確率はほぼ等しく、柱断面比率を1.6よりも増加させても、部材破断発生個所を制御する効果は増加しないことを示している。

また部材両端での疲労寿命の相関が強いほど破断先行確率は増加する。破断先行確率は、モデル④において $\rho = 0.8$ とした場合の100%入力のケースで最大の値となり、約86%であった。よって柱の断面形状を2段階程度増加させる対応により、86%の確率で破断位置の制御の目標が達成できることを示す結果となった。

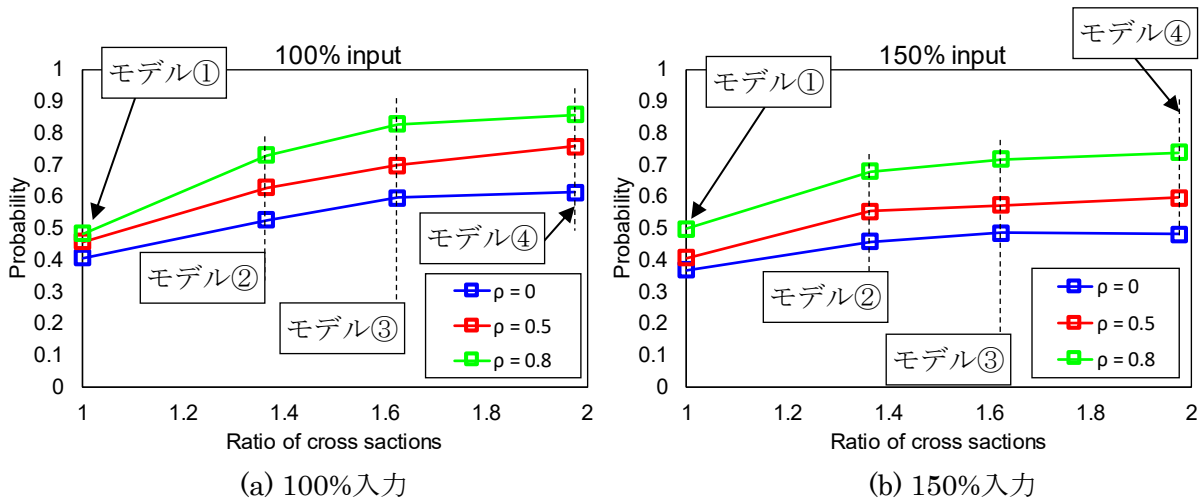


図 4.5-6 モンテカルロシミュレーションより算出された破断先行確率

4.5.4 提案手法とモンテカルロシミュレーションの比較

破断先行確率の評価手法の妥当性を、モンテカルロシミュレーションの結果との比較に基づき検証する。図 4.5-7はモデル①～④に対して、部材破断を考慮しない時刻歴応答解析により算出された第1層層間変形角の時刻歴波形である。本波形にレインフロー法を適用して算出した平均振幅を表 4.5-2に示す。4.4 節で示した通り、本平均振幅はレインフロー法で分解された各振幅のうち、各モデルの弾性限界以下の振幅を除外したものに対する平均振幅である。各モデルの弾性限界となる層間変形角を合わせて表 4.5-2に示す。図 4.5-4の層間変形角-破断先行確率関係において、表 4.5-2の平均振幅に対応する確率を求める破断先行確率とする（図 4.5-8）。またこのように得られた破断先行確率と、前述のモンテカルロシミュレーションによる破断先行確率の評価結果との比較を図 4.5-9に示す。

破断先行確率を評価した結果は、モンテカルロシミュレーションにより得られた頻度に対して最大0.1程度の差があるものの、概ね近い結果となっている。また相関係数の増加や柱断面比率の増大に応じて破断先行確率が増加する傾向も捉えられており、提案する破断先行確率の評価手法は、十分に妥当性を有すると考えられる。

ほとんどのケースにおいて評価された破断先行確率は、モンテカルロシミュレーションで現れる破断先行が生じる頻度よりも大きな値となっている。その原因として推測されるものは主に次の2点である。

1点目としては、4.4 節でも述べた通り、信頼性評価に基づく手法において破断先行確率を求める際に、地震応答として得られる層間変形角の平均振幅値における確率を参照したことによる誤差が挙げられる。

2点目としては、地震応答中の部材破断による構造物の剛性変化の影響が考えられる。破断により剛性が低下する分、構造物全体の変形が増大するため、図 4.5-4に示す通り破断先行確率が低下したと考えられる。これを図 4.5-10を用いて説明する。同図は、モデル③、相関係数 $\rho = 0.8$ 、150%入力のモンテカルロシミュレーションのあるサンプルにおける位置A、B、C、DのD値の履歴を示しており、は位置A及び位置B、下段は位置C及び位置Dのものを示す。ただし位置Aと位置B及び、位置Cと位置DでのD値の差を明確にするため、上段では位置AのD値で、下段では位置DのD値で割ることで正規化している（そのため位置A及び位置DのD値は常に1である）。また本サンプルの解析ケースでは、27秒頃に位置Dが、35秒頃に位置Aが破断しており、それらの破断時刻を縦の点線で示している（なお本図では、D値は破断発生時刻までしかプロットしていない）。

同図より、主要動が始まる5秒頃より、位置Aに対する位置BのD値は0.7程度、位置Dに対する位置CのD値は0.8程度となっており、先行して破断を発生させる位置A、位置Dでの疲労損傷量が大きくなっていることがわかる。また位置Dに破断が生じる27秒頃までは、D値はほぼ一定の値となっており、構造物の平均振幅はほぼ一定であると推測される。一方でD端部が破断した以降は、解析モデルの剛性の変化により各梁端部でのひずみ比率が変化する

ることで、位置BのD値が徐々に増大し、位置Aと位置BのD値の差が徐々に小さくなっている。これより、位置Dの破断以降は、位置Aで破断が先行する確率が小さくなることが推定される。このようにモンテカルロシミュレーションにおいて部材破断を考慮した場合、破断によって解析中に解析モデルの系が変化することから、最終的に意図した部位で破断が先行する確率は、破断が生じる前のノミナル状態において推定される確率とは異なることが考えられる。

そのため提案する破断先行確率の評価手法は簡易的な評価のための手法と位置付けられ、より精度の高い確率評価を要する場合はモンテカルロシミュレーションを実施する必要がある。検討対象とした4ケースで最大0.1程度となった、提案手法による誤差の大きさは、想定する部材破断が構造物全体の地震応答に与える影響の度合いによって変化すると考えられる。

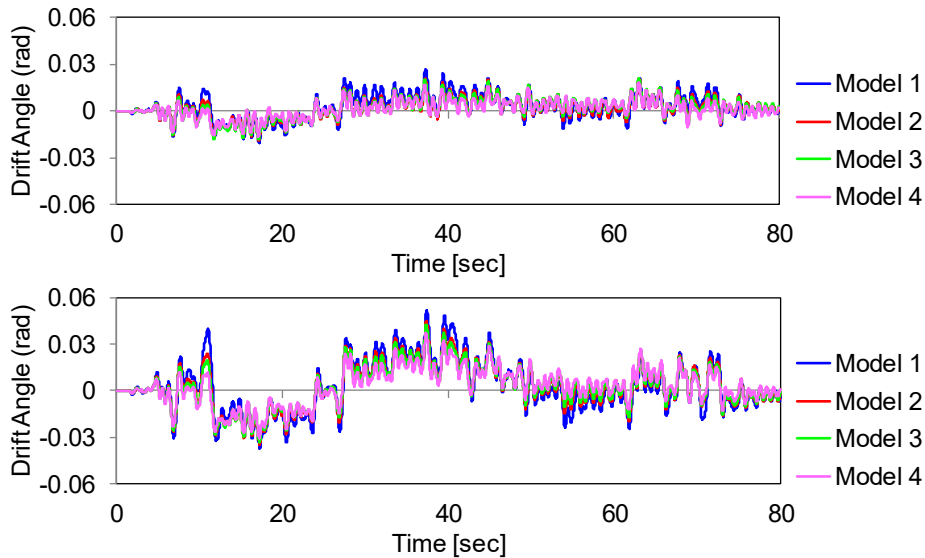


図 4.5-7 各モデルの第1層層間変形角（上段：100%入力，下段：150%入力）

表 4.5-2 第1層層間変形角の平均振幅

モデル	層間変形角の平均振幅 (rad)		弾性限界となる 層間変形角 (rad)
	100%入力	150%入力	
①	0.0158	0.0213	0.0042
②	0.0134	0.0178	0.0039
③	0.0123	0.0166	0.0036
④	0.0117	0.0150	0.0034

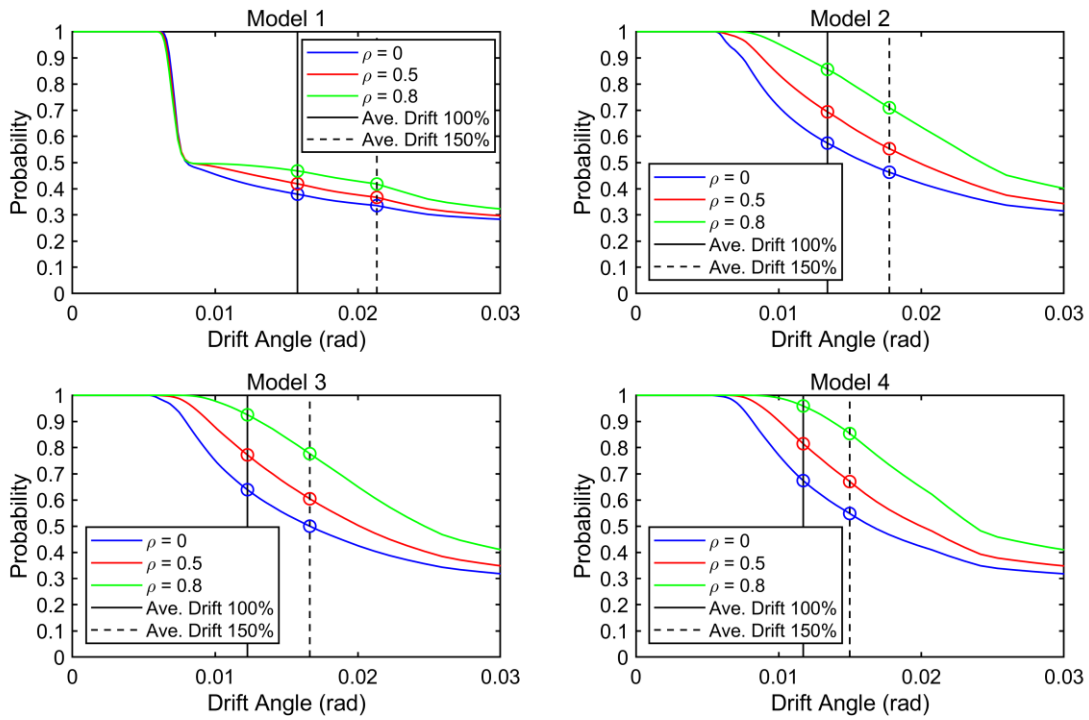


図 4.5-8 地震応答の平均振幅に基づく破断先行確率の算出

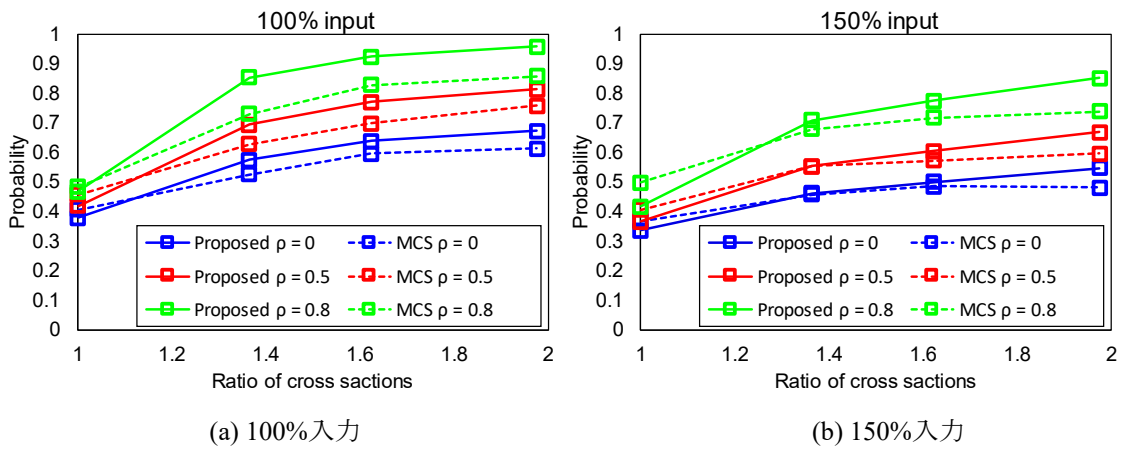


図 4.5-9 破断先行確率の評価とモンテカルロシミュレーション (MCS) の結果の比較

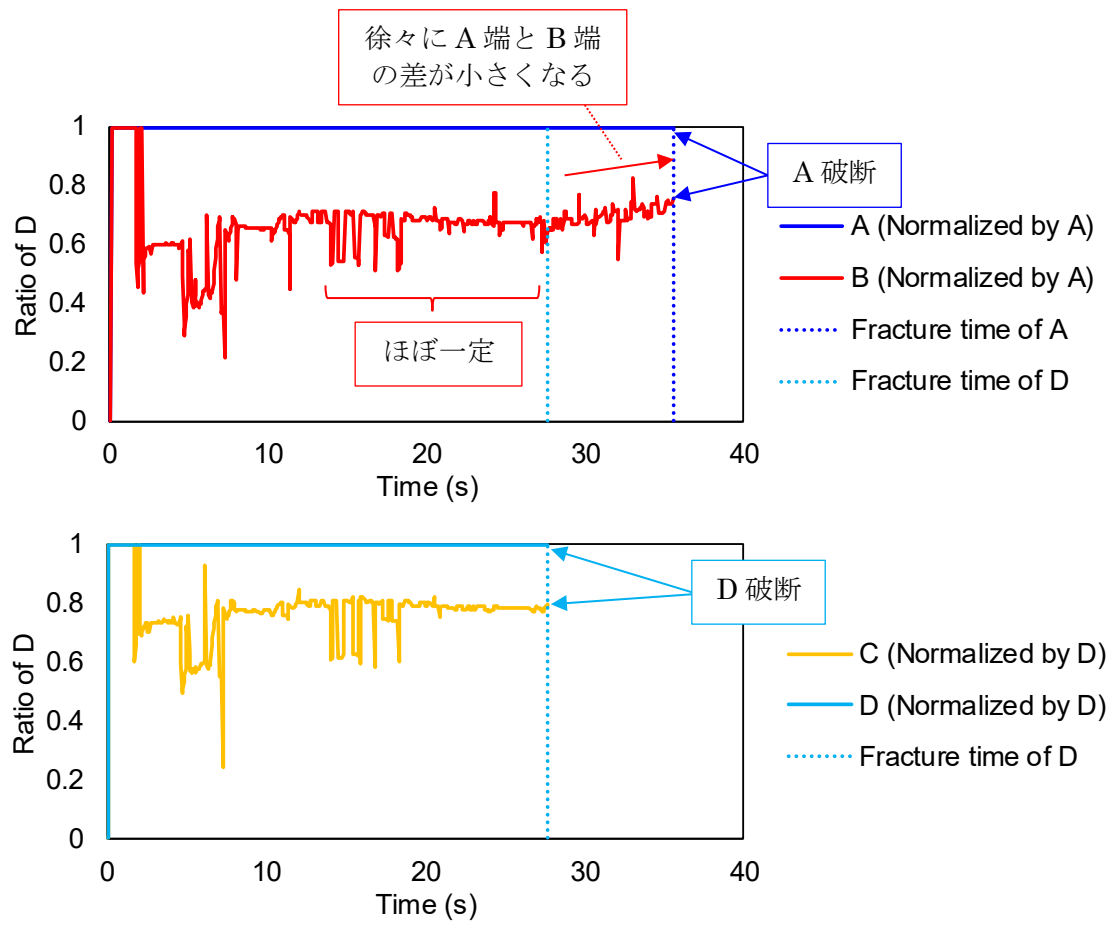


図 4.5-10 モンテカルロシミュレーションにおける部材破断発生前後での D 値

4.6 本章のまとめ

本章では、修復性を高めた鉄骨構造物の実現を目的とし、鉄骨構造物に生じる破壊モードとして梁端部に生じる低サイクル疲労による破断を対象とし、この各梁部材の指定された側の端部に発生させるような鉄骨構造に着目した検討を行った。構造物のこのような性能を、各部材の断面形状を修正することにより実現することとし、その基本的な検討として信頼性評価に基づき、低サイクル疲労き裂が指定された側のはり端部に生じる確率の評価方法を提案した。本手法を具体的なラーメン構造の解析モデルへ適用するとともに、その手法の妥当性を、部材破断を考慮した非線形時刻歴応答解析を用いたモンテカルロシミュレーションにより検証した。

本章で得られた知見は以下のとおりである。

- (1) 鉄鋼材料の低サイクル疲労寿命のばらつきと構造物の弾塑性プッシュオーバー解析に基づき、構造物にあるレベルの変形が繰返し生じた際に、指定位置において部材破断が先行して生じる確率を算出する方法を提案した。
- (2) 部材破断の発生を回避したい部位を指定した2層3スパンラーメン構造を対象とし、各梁端部に生じるひずみに差が生じるように柱の断面形状を修正した解析モデルを作成した。この解析モデルに提案手法を適用し破断先行確率を算出した結果、柱の断面形状の修正によって破断先行確率が増加する傾向が確認された。
- (3) 部材破断を考慮した時刻歴応答解析を用いたモンテカルロシミュレーションを実施し、本解析モデルにおける破断先行確率を算出した。その結果、柱の断面形状を2段階程度増加させる対応により、最大で86%の確率で、破断位置の制御の目標が達成されることが示された。
- (4) 提案手法により得られた破断先行確率と、モンテカルロシミュレーションにより得られた破断先行確率を比較した。その結果、モンテカルロシミュレーションにより得られた頻度に対して最大0.1程度の差があるものの、概ね近い結果となっていることが確認された。また相関係数の増加や柱断面比率の増大に応じて実現確率が増加する傾向も捉えられており、提案する破断先行確率の評価手法は、十分に妥当性を有すると考えられる。なお、提案手法による破断先行確率の予測値のほとんどは、モンテカルロシミュレーションの結果よりも大きな値となっており、これは地震応答中の部材破断による構造物の剛性変化の影響がその原因の一つとして考えられる。そのため提案する破断先行確率の評価手法は簡易的な評価のための手法と位置付けられ、より精度の高い確率評価を要する場合はモンテカルロシミュレーションを実

施す必要がある。

4.5 節での評価は、構造モデル、入力地震動共に限られた条件における検討となっている。手法の信頼性をより高めるためには、さらに異なる構造物や入力地震動に対する検討を行い、その妥当性を確認していく必要がある。

4.7 本章の参考文献

- [4-1] 日本原子力学会：原子力発電所の地震を起因とした確率論的安全評価実施基準，2007.
- [4-2] 柴田明德：確率的手法による構造安全性の解析，森北出版，2005.
- [4-3] 桑村仁，山本恵市：三軸応力状態における構造用鋼材の延性き裂発生条件，日本建築学会構造系論文集，60巻477号，pp.129-135，1995.
- [4-4] 竹内徹，大山翔也，石原直：制振部材を付加した高強度鋼架構の繰返し変形性能-制振部材を付加した高強度鋼架構の耐震性能 その1-，日本建築学会構造系論文集 第75巻 第655号，pp.1671-1679，2010.
- [4-5] 日本鋼構造協会編：鋼構造物の疲労設計指針・同解説：2012年改定版(付・設計例)，2012.
- [4-6] American Society of Mechanical Engineering：ASME Boiler and Pressure Vessel Code, Sec. III, Appendix
- [4-7] 日本材料学会：金属材料疲労信頼性評価標準 -S-N 曲線回帰法-，JSMS-SD-6-02，2002.
- [4-8] (一社)日本溶接協会原子力研究委員会 FQA2 小委員会ナレッジプラットホーム公開資料 (2017年)：DFC 小委員会「設計疲労線図の策定に係る調査 (2012年度報告書)」，2017.
- [4-9] 飯田 國廣，井上 肇：低サイクル疲労寿命の分布形状に基づいた疲労設計曲線の一考察，日本造船学会論文集，1973巻133号，pp.235-247，1973.
- [4-10] 遠藤達雄，安住弘幸：簡明にされたレインフローアルゴリズム「PV 差法」について，材料，日本材料学会，30巻328号，pp.89-93，1981.
- [4-11] 市川 昌弘：信頼性工学とその強度設計への応用-疲労寿命と累積損傷の統計的取扱いを中心として-，精密機械，50巻10号，pp.1550-1555，1984.

- [4-12] 座古 勝, 倉敷 哲生, 中井 啓晶 : レインフロー法と疲労限度線図を用いた実働荷重疲労に対する構造物信頼性評価, 材料, 54 巻 1 号, pp. 8-12, 2005.
- [4-13] 濱崎俊光, 後藤昌司 : 2 変量ベキ正規分布の推測とその評価, 行動計量学, 29 巻 2 号, pp. 199-222, 2002.
- [4-14] 後藤 昌司, 山本 成志, 井上 俊昭 : ベキ正規分布のパラメータの推定 : 推定量の漸近挙動について, 計算機統計学, 4 巻 1 号, pp. 45-60, 1991.
- [4-15] 日本電気協会 : 原子力発電所耐震設計技術指針 (JEAG4601-2008), 2008.

第5章 鉄骨構造物の倒壊を防止する評価基準の構築

5.1 概説

本章では、機械設備の安全性に対する評価手法の構築として、 $P-\Delta$ 効果により生じる倒壊を防止するための評価基準の構築を行う。評価対象としてより高い耐震性能を有する構造形態であるブレース付骨組構造物を取り上げ、地震中のブレースの破断の影響を考慮した上で、構造物の倒壊が生じる限界となる変形を算出する方法を提案する。また部材の弾塑性特性、ブレースの破断、 $P-\Delta$ 効果を考慮した非線形時刻歴応答解析に基づく漸増動的解析 (IDA) を実施し、構造物が倒壊に至るまでの挙動を直接算出する。時刻歴応答解析において倒壊が生じたケースと生じなかったケースを確認することで、定義した倒壊限界が時刻歴応答解析結果と整合するかどうかについて確認する。

5.1 節 (本節) では、本章の概要について述べる。

5.2 節では、現在の実務において用いられている倒壊を防止する評価基準や、構造物の倒壊限界を実験的に確認した研究例について整理した結果について述べる。

5.3 節では、 $P-\Delta$ 効果を想定した鉄骨構造物の倒壊発生限界の評価方法について述べる。

5.4 節では、5.3 節で述べた倒壊発生限界の検証に用いるブレース付鉄骨構造物について、解析モデルの概要と、算出した倒壊発生限界について述べる。

5.5 節では、5.4 節で述べた解析モデルを対象とし、 $P-\Delta$ 効果を考慮した IDA を実施し、倒壊に至るまでの挙動を算出した結果について述べる。

5.6 節では、現行の耐震性能評価への展開を目的とし、 $P-\Delta$ 効果を考慮できない解析条件下で、 $P-\Delta$ 効果を考慮しない IDA と前述の倒壊発生限界より、倒壊発生有無を予測できるかどうかについて検討した結果について述べる。

5.7 節は、本章をまとめる。

5.2 現行の耐震評価で用いられる倒壊防止基準の例

本節では、現行の構造物の耐震性能評価において用いられている、構造物の倒壊を防止する評価基準について概説する。

また近年の研究では、鉄骨構造物の倒壊挙動を実験的に解明しようとする取り組みもなされている。これらの実験により確認された、倒壊が生じる限界となる条件についても述べる。

5.2.1 現行の評価基準

① 建築基準法（国土交通省，日本）

1.3 節でも述べたように、建築基準法が定める国内の超高層建築物の2段階設計法においては、レベル2地震動に対して構造物の倒壊、崩壊が発生しないことが要求されている。その評価値としては、主たる部材塑性率4.0以下、層塑性率2.0以下に加え、層間変形角が1/100 (0.01) rad以下であることが用いられている。ここで「主たる部材」とは、「構造耐力上主要な部分を構成する各部材」とされており、鉄骨構造物の場合は、柱、大梁、鉛直ブレース等が該当すると考えられる。

② FEMA-350 Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-frame Buildings (Federal Emergency Management Agency, 米国) [5-1]

FEMA-350における性能レベルと評価基準を表5.2-1に示す。FEMA-350では、Steel Moment-frame Building（鋼製ラーメン構造物）の性能レベルとして、Immediate Occupancy Level（即時使用可能）、Collapse Prevention Level（崩壊防止）の2段階が定義され、それぞれに対して層間変形角によって規定がなされている。骨組は、期待される耐震性能に応じてSpecial Moment Frame (SMF)、Ordinal Moment Frame (OMF)の2種類に分類されており、大型の発電設備の支持架構はSMFに該当する。SMFの場合、建物高さにもよるが、Collapse Prevention Levelに対応する層間変形角は0.085~0.1 radとされている。

③ SEAOC Vision2000 (Structural Engineers Association of California, カリフォルニア構造技術者協会, 米国) [5-2]

SEAOC Vision2000における性能レベルと対応する評価基準を表5.2-2、表5.2-3に示す。表5.2-2は建物全般を評価対象としたもの、表5.2-3は鋼構造躯体を評価対象としたものである。倒壊に対応するCollapse Levelでは、層間変形角は最大値、残留値共に2.5% (0.025 rad)とされている。表5.2-3ではCollapseに対する各部材の状態の記載はないが、ブレース付構造物の場合、多くのブレースが破断している状態であることが想定される。

なお②，③とも耐震性能レベルに対応して記載されている層間変形角について，その数値の根拠は必ずしも明確ではない為，Vision2000 では無批判に使用してはならないと述べられている^[5-3]。

- ④ 震災建築物等の被災度判定基準及び復旧技術指針（鉄骨造編）（日本建築防災協会，日本）^[5-4]

日本建築防災協会が発行している震災建築物等の被災度判定基準及び復旧技術指針における，地震損傷レベルと構造物の状態の対応を表 5.2-4 に示す。同表では，ラーメン構造，ブレース付骨組構造共に，大破レベルに対応する状態は，残留層間変形角 1/30 (0.033 rad) 以上とされている。ただし倒壊の発生と正確に対応する層間変形角は記載されていない。

以上より，鉄骨構造物の倒壊を防止する評価基準としては，構造物の変形（層間変形角）が共通して用いられている。しかしながらその具体的な値にはかなりばらつきがみられることがわかる。

構造物の変形は地震応答解析から直接算定でき，かつ被災時の構造物の状態との対応付けも明確であるため，本章でも原則として，構造物の変形量に基づき倒壊限界を設定する。

表 5.2-1 FEMA 倒壊防止基準 ([5-1]より抜粋)

Building Height	Performance Level			
	Immediate Occupancy		Collapse Prevention	
	Interstory Drift Angle Capacity C	Resistance Factor ϕ	Interstory Drift Angle Capacity C	Resistance Factor ϕ
Special Moment Frames (SMF)				
Low Rise (3 stories or less)	0.02	1.0	0.10	0.90
Mid Rise (4 – 12 stories)	0.02	1.0	0.10	0.85
High Rise (> 12 stories)	0.02	1.0	0.085	0.75
Ordinary Moment Frames (OMF)				
Low Rise (3 stories or less)	0.01	1.0	0.10	0.85
Mid Rise (4 – 12 stories)	0.01	0.9	0.08	0.70
High Rise (> 12 stories)	0.01	0.85	0.06	0.60

表 5.2-2 SEAOC Vision2000 倒壊防止基準 (建物全般) ([5-3]より抜粋, 日本語訳)

Performance Level (性能レベル)	System Description (項目別性能説明)								
	建物全体の損傷度	許容最大層間変形角	許容残留層間変形角	鉛直荷重支持部材の損傷度	水平荷重支持部材の損傷度	機械・電気・配管・ユーティリティ	収容物	補修	建物使用に関する影響
Fully Operational (全機能維持)	無視できるほど微小	<0.2%	無視できるほど微小	無視できるほど微小	無視できるほど微小で、一般に弾性応答に収まる。強度や剛性の目立った低下は認められない。	機能する。	一部に軽微な損傷が生じる。危険物は保護され損傷を受けない。	不必要。	影響無し。
Operational (機能維持)	軽微	<0.5%	無視できるほど微小	無視できるほど微小	軽微な損傷で、ほぼ弾性応答に収まる。初期強度や剛性は基本的に保持される。構造部材に微小な亀裂や降伏が発生するが、必要に応じて補修する程度。	建物機能に必要な装置及び火災・人命保護システムは稼動する。他のシステムは補修が必要となる。ユーティリティは簡単な点検修理が必要となる場合もある。	軽微から中程度の損傷を受ける。危険物は保護される。	建物所有者やテナントの意向による。	継続使用が可能。
Life Safe (人命保護)	中程度	<1.5%	<0.5%	軽微から中程度の損傷を受けるが、鉛直荷重は十分保持可能。	中程度の損傷を受け、残存強度や剛性は低下するが、横力支持システムは機能する。	いくつかの設備は移動したり転倒したりする。多くのシステムは機能不全に陥る。配管ダクト類は破損する。	中程度から甚大な損傷を被る。危険物の流失がある。	可能であるが、建物閉鎖の可能性はある。	短期間から無期限にわたり使用が制限される。
Near Collapse (崩壊寸前)	甚大	<2.5%	<2.5%	中程度から甚大な損傷を受けるが、鉛直荷重は保持可能。	残存強度や剛性はほとんど期待できない。層崩壊は生じないが大きな残留変形が残る。2次構造部材は完全に破壊することがある。	システムは甚大な損傷や回復不能な破壊を被る。	甚大な損傷を受ける。危険物は保持できない。	補修はほとんど実際的でない。	潜在的には永久に使用不能。
Collapse (崩壊)	崩壊	>2.5%	>2.5%	鉛直荷重支持能力を部分的もしくは全面的に喪失。	部分的もしくは全体崩壊が起こる。主要構造部材が解体を要するに到ることがある。	システムは部分的もしくは全面的に破壊され、回復不能となる。	部分的もしくは全面的損傷を受ける。	不能。	永久に使用不能。

表 5.2-3 SEAOC Vision2000 倒壊防止基準（鋼構造躯体）（[5-3]より抜粋，日本語訳）

Performance Level (性能レベル)	Elements (構造部分)			
	ラーメン骨組		筋かい骨組	
	水平抵抗要素	その他	水平抵抗要素	その他
Fully Operational (全機能維持)	無視できるほど小さい損傷			
Operational (機能維持)	数カ所で軽微な局部降伏発生. 破壊は観察されず. 軽微な座屈あるいは部材の残留変形が観察される.		筋かいの軽微な降伏あるいは座屈が発生. 面外変形は観察されない.	
Life Safe (人命保護)	ヒンジが形成される. 梁に局部座屈が発生. 接合部の変形大. 接合部と部材が破壊することがある.	梁と柱に過大な変形. 多くの接合部が破壊.	多数の筋かいが降伏あるいは座屈するが, 崩壊には至らない. 多くの接合部が破壊することがある.	
Near Collapse (崩壊寸前)	梁と柱に過大な変形. 多くの接合部が破壊.		筋かいの降伏や座屈が過大となる. 多くの筋かいと接合部が破壊することがある.	

表 5.2-4 被災度判定基準における構造物損傷と残留変形の対応（[5-3]より抜粋）

損傷レベル		ラーメン構造		筋かい構造		トラス構造
		残留層間変形角	所見	残留層間変形角	所見	所見
軽微	0	無視できるほど小	損傷観察されず	無視できるほど小	損傷観察されず	損傷観察されず
小破	I	$\phi \leq 1/150$	部材の降伏開始, 柱脚コンクリートのひび割れ	—	圧縮筋かいの僅かな座屈変形, 柱脚コンクリートのひび割れ	天井筋かいの一部が局部座屈変形
	II	$\phi \leq 1/100$	パネルゾーンの降伏, アンカーボルトの伸び	—	高力ボルトのすべり, アンカーボルトの伸び, 引張筋かいの降伏	トラスのわずかな面外座屈変形
中破	III	$\phi \leq 1/50$	小さな局部座屈変形	$\phi \leq 1/50$	筋かい破断, 接合部破断	トラスの面外座屈変形が顕著
	IV	$\phi \leq 1/30$	中程度の局部座屈変形	$\phi \leq 1/30$	—	斜材と弦材の座屈変形小
大破	V	$\phi > 1/30$	接合部破断, 局部座屈変形大	$\phi > 1/30$	—	斜材と弦材の座屈変形大, 接合部破断
倒壊	VI	—	倒壊	—	倒壊	倒壊

5.2.2 実験による検証

近年は、実大サイズあるいは縮小サイズの鉄骨構造物の試験体を用い、倒壊挙動を実験的に解明しようとする研究例が増えつつある。

文献[5-5]では、1980～1990年代の設計基準に適合させた18層鋼ラーメン構造物の1/3縮尺模型をE-ディフェンスにより動的に加振し、倒壊に至るまでの挙動を実験的に確認している。徐々に加振レベルを増加させながら繰返し加振するにつれ、下層部を中心に多くの梁端部で破断が生じながら変形が増大し、P- Δ 効果が顕著となり最終的に崩壊防止用の防護フレームに接触して終了した。試験体のうち層間変形が最大となる層は第2層で、その層の層間変形角が少なくとも1/6 (0.167) radとなるまでは鉛直支持力を失わず自立していることが確認されている。また最終的に防護フレームに接触した時の変形量は層間変形角1/5 (0.2) rad程度であった。

文献[5-6]～[5-8]では、同様にE-ディフェンスを用い、新耐震設計法に基づいて設計された実大サイズの4層鋼ラーメン構造物を対象とした動的加振を行い、倒壊に至らしめている。本試験体は第1層の層崩壊のメカニズムを呈し、P- Δ 効果により最終的に倒壊防止用の防護フレームに接触して停止した。接触するまでの最大の層間変形角は約0.15 radであった。梁端部において明確な破断は確認されず、柱脚・柱頭の局部座屈による耐力劣化が倒壊の主な原因であった。

文献[5-9]では、通常の耐震設計・施工法に準拠した実大サイズに近い2層鋼ラーメン構造を対象とし、油圧ジャッキにより変位履歴を準静的に入力する試験を実施している。繰返し変形により梁端部の下フランジが破断し、最終的に第1層での層崩壊に至った。試験中に第1層に生じた層間変形角の最大値は1/8 (0.125) radであるが、この時点においても復元力は正となっており、鉛直支持力を維持していることが確認されている。

以上より、現行の耐震設計基準に基づき設計された鋼構造骨組の場合、層間変形角0.1 rad近くの変形が生じて、依然として倒壊に対して余裕度を有している可能性が高いと考えられる。そのため現行の倒壊に対する評価基準は、相当の余裕度や安全率を含んでいると考えられる。しかしながら近年の高レベル地震動に対しては、これらの評価基準を上回る地震応答が生じる可能性も高まってきており、評価基準を満たすために多くの補強物量やコストが必要となることが問題となっている。そのため合理的な安全率を考慮した評価基準が求められており、そのためには構造物の倒壊が生じる限界を正確に把握することが求められる。しかしこのような大規模な実験を多数の実験構造体を用いて実施するのは現実的には困難であり、数値解析による信頼性の高い検証手法が求められる。

一方でこのような大変形領域での地震応答は、従来の耐震性能評価ではモデル化されていない部材破断の影響が顕著となる等の理由から、数値解析による評価が困難であり、十分明確にされていないのが現状である。そのため本章では、中レベル～極大レベルの入力地震動に対する部材破断を考慮した非線形時刻歴応答解析を実施し、構造物がP- Δ 効果により倒壊に至るまでの挙動の明確化を行う。

5.3 P-Δ効果による倒壊メカニズム

本節では、部材破断を考慮した時刻歴応答解析の実施に先立ち、P-Δ効果による構造物の倒壊メカニズムを、簡易的な力学モデルを用いて明確にする。

5.3.1 1質点系モデルでのPΔ効果のモデル化

本項では、構造物を1質点系としてモデル化する場合を通じて、P-Δ効果の概念を説明する。

1質点系でモデル化される構造物のP-Δ効果は、一般的に図5.3-1(a)のような模式図で簡易的に表現される^[5-10]。同図の様に、質点とせん断ばねによってモデル化される階高さ h の構造物に水平変位 δ が生じ、バイリニアモデルで表現される骨組の層せん断力 Q_R がせん断ばねに生じている場合を想定する。この時、自重 Mg の作用により、柱脚には付加的なモーメント $M_G = Mg\delta$ が、構造物の転倒する方向に作用する。質点のせん断方向の運動を議論する場合、この付加的なモーメント $M_G\delta$ は、骨組に付加的な層せん断力 $Q_G = M_G/h = Mg\delta/h$ として作用することと等価になる。これは、骨組が発揮する層せん断力 Q_R を見かけ上低減させる効果となるため、P-Δ効果は負のばねとして作用するとみなすことができる。なお同図では微小変形を仮定しており、水平変位が生じてても、質点の沈下は生じない。この考え方に基づき、P-Δ効果を復元力特性に組み込んだモデル化が図5.3-1(b)である。同図の横軸は構造物の水平変形、縦軸は層せん断力を示す。骨組単体の復元力特性(①)から付加的なせん断力 Q_G (②)を差し引いたものを、P-Δ効果を考慮した骨格曲線(③)とし、構造物の復元力特性として解析モデルに組み込むことで、P-Δ効果を考慮したものと等価になる。通常の構造物では、鉄鋼材料の降伏後のひずみ硬化を考えた場合でも、骨格曲線③の降伏変形 δ_y 以降は剛性が負となることが一般的であり、ある変形において復元力 Q が0となる。この時の変形量を δ_u とし、地震応答中に最大変形がこの値に到達すると、骨組自体が復元力 Q_R を維持していても骨組は倒壊する。よってこの値が、倒壊が発生する限界を示していると考えられる。

一方前節でも明らかにした通り、倒壊時の層間変形角は0.1 rad以上と非常に大きな値となる可能性が高く、倒壊の安定性の議論においては微小変形の仮定が成立せず、大変形状態を想定する必要がある。この場合は柱脚の転倒モーメントによる安定性に基づき議論するのが適切であると考えられる。この場合のP-Δ効果を考慮したモデルを図5.3-2(a)に示す。骨組は、せん断変形する両端固定の棒としてモデル化される。 Q_R 、 M_R はそれぞれ層の層せん断力及び復元モーメントであり、純ラーメン構造物の場合、それぞれ鉄骨構造物を構成する柱のせん断力及び柱脚モーメントの総和に相当する。また $\theta = \sin^{-1} \delta/h$ は層間変形角を示す。同図(b)に示すように、復元力特性は柱脚モーメント・層間変形角としてモデル化される。骨組が倒壊する限界となる層間変形角 θ_u は、図5.3-1と同様で、P-Δ効果を考慮した骨格曲線(③)において復元モーメントが0となる点として評価される。

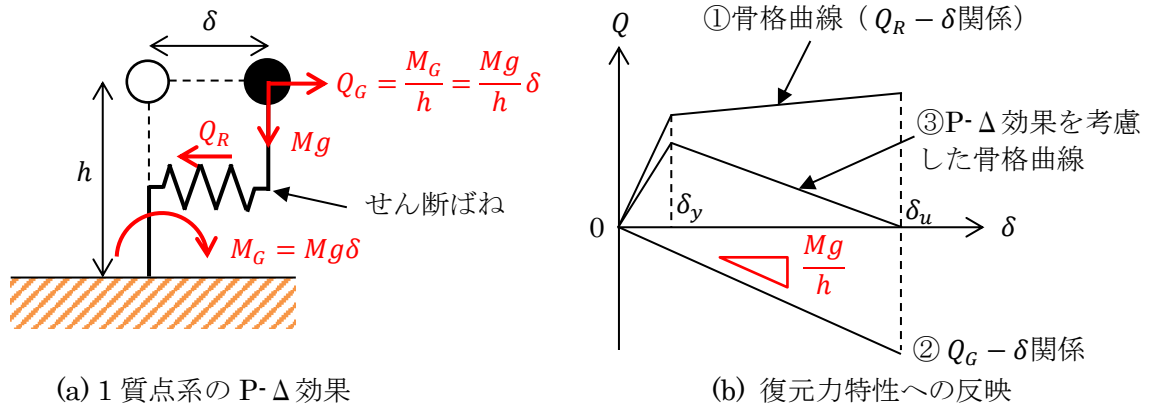


図 5.3-1 P-Δ 効果のモデル化 (微小変形仮定)

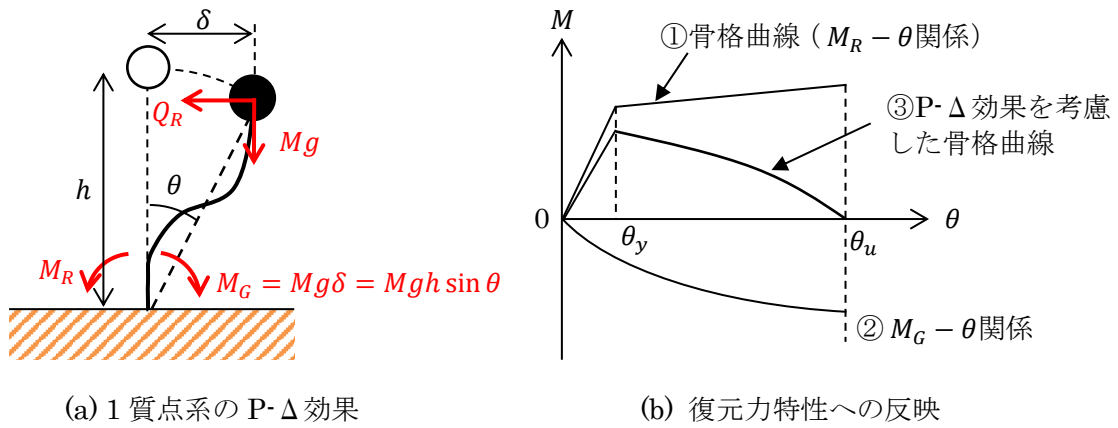


図 5.3-2 P-Δ 効果のモデル化 (大変形考慮)

5.3.1 多質点系モデルでの P-Δ 効果のモデル化

複数層からなる骨組構造物は、各階を一つの質点としそれぞれがせん断ばねで接続された多質点系としてモデル化することができる。そのため実際は、層ごとに P-Δ 効果が生じ、それぞれの層剛性が低減されることになる。しかしながら一般的に、構造物全体の耐震性能を議論する上では、特に第 1 層における P-Δ 効果が重要となる。これは、各層において P-Δ 効果をもたらす自重 M は、その層より上部の構造部分の質量と等しく、それが第 1 層において最大となるためである。また地震作用による水平せん断力も第 1 層において最大となり、地震応答による正負の繰返し荷重が構造物全体に作用する場合には、第 1 層において部材の破断が生じる可能性が最も高い。一度部材破断が生じて第 1 層の剛性が低下すると、それ以降の変形が第 1 層に集中すると予想される。そこで、最も安全側の想定として、第 1 層における倒壊（第 1 層での層崩壊）に対する安定性を以下において考察する。この場合、図 5.3-3 に示すように、第 2 層以上は剛体と仮定し、各質点を一つの質点として考慮し、その質量値を各層の質量の合計とすることで、図 5.3-2 と同等の評価が可能となる。同図において、 Q_R 、 M_R はそれぞれ第 1 層の層せん断力及び柱脚の復元モーメントであり、 M_G は自重による付加的なモーメントである。この場合の構造物の倒壊に対する安定性は、 $M_R - M_G > 0$ として表現される。

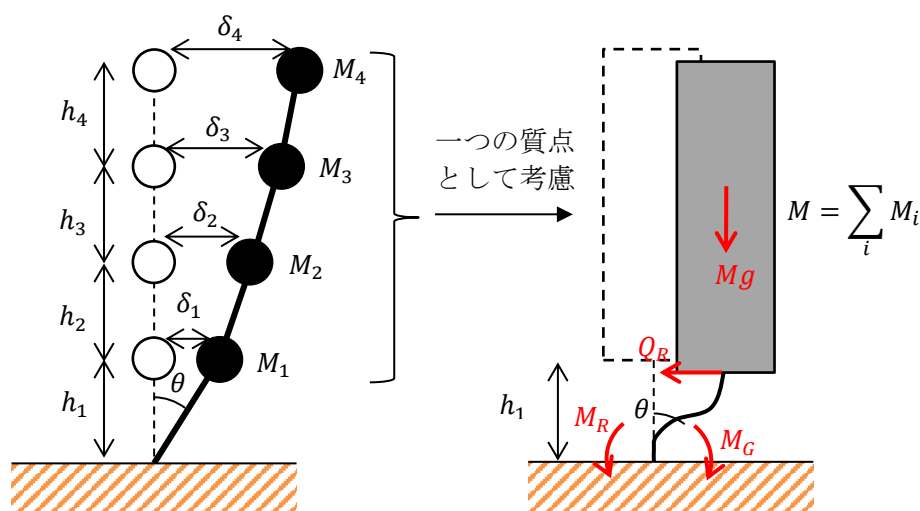


図 5.3-3 多質点系における第 1 層の P-Δ 効果の考慮

5.3.2 ブレース付骨組モデルにおける倒壊限界の算出

支持架構の耐震性能評価では、ばねマスモデルではなく、柱、梁、ブレースを個別に骨組要素でモデル化した骨組モデルが用いられる。特に有限要素解析における弾塑性ファイバーモデルを用いた梁要素では、材料特性は応力-ひずみ関係として定義されるため、前項で述べた P-Δ 効果による負ばねを復元力特性に付加するモデル化方法は採用できない。そのため安定性限界となる層間変形角 θ_u を算出する場合、P-Δ 効果を考慮しないプッシュオーバー解析により求めた骨組が発揮する復元モーメントと、P-Δ 効果がもたらす転倒モーメントを直接比較する必要がある。

この方法を採用する場合、骨組を図 5.3-3 のような等価な 1 質点系モデルとみなし、プッシュオーバー解析中に骨組が発揮する第 1 層の復元モーメント M_R を算出する必要がある。柱と梁のみで構成された純ラーメン構造の場合の柱脚モーメントは、各柱脚に対応する梁要素から算出されるモーメントの和として得られる。一方でブレース付骨組構造物の場合、柱のせん断力及びブレースの軸力より第 1 層の層せん断力 Q_R は直接算出できるが、復元モーメント M_R を直接算出することはできない。これは、ブレース軸力の柱脚モーメントへの寄与分を直接算出するのが困難であるためである。そこで図 5.3-4 に示すように、第 1 層内の曲げモーメント分布を仮定し、層せん断力に基づき柱脚モーメントの推定を行う。具体的な方法を以降に示す。まず第 1 層の層せん断力 Q_R を、柱のせん断力と、ブレース軸力の水平成分の和として定義する^[5-11]。例えば、図 5.3-4 のような構造物に水平変形が生じている場合(図中では変形後の形状の図示は省略している)、第 1 層の層せん断力 Q_R は式(5.3-1)で定義される。

$$Q_R = Q_1 + Q_2 + F_1 \cos \alpha_1 + F_2 \cos \alpha_2 \quad (5.3-1)$$

ここに、 Q_1 、 Q_2 は各柱のせん断力、 F_1 、 F_2 は各ブレースの軸力、 α_1 、 α_2 は各ブレースの取付角である。各部材力及び Q_R は、プッシュオーバー解析により、第 1 層の層間変形角 θ の関数として得られる。次に第 1 層の高さ方向の層モーメント分布を直線分布、半曲点の位置を層の中央と仮定し、階高さの半分を層せん断力に乗じることで、柱脚モーメントを推定する。

以上より、柱脚の復元モーメント M_R 、転倒モーメント M_G は、式(5.3-2)、(5.3-3)の通り定義される。

$$M_R = \frac{Q_R h_1}{2} \quad (5.3-2)$$

$$M_G = \left(\sum_{i=1}^N m_i \right) \times g h_1 \sin \theta \quad (5.3-3)$$

ここに、 m_i は*i*層の質量、 N は層数である。

プッシュオーバー解析によって得られる第1層の $M_R - \theta$ 関係曲線と $M_G - \theta$ 関係曲線を、同じモーメント-層間変形角平面にプロットした例を図5.3-5に示す。その交点における変形量 θ_{limit} を求めれば、この値が図5.3-2に示す倒壊限界 θ_u に対応する変形量として得られることになる。

次に、地震中にブレースの破断が生じる場合の M_R 、 M_G について考える。部材の破断が生じると層の剛性が低下するため、図5.3-5に示すように M_R の値は低下する。一方部材の破断前後で構造物の各層の重量は変化しないと仮定すれば、 M_G は変化しない。この場合図中に示すように、部材破断の発生によりモーメント-層間変形角関係は図中の $M_R \rightarrow M_R'$ のように変化する。その結果、倒壊限界となる変形量も $\theta_{limit} \rightarrow \theta_{limit}'$ のように低下する。これは、地震中の部材破断による「倒壊しやすさ」の増大を定量的に表現していると考えられる。設計において、本研究で提案する部材破断のモデル化を組み込み時刻歴応答解析を実施し、生じる最大変形がこの範囲に収まることを目標とすれば、構造物の倒壊を回避することが可能であると考えられる。

以降の節では、具体的なブレース付骨組構造物の解析モデルを対象とし、この手法により倒壊限界 θ_{limit} を求める。またP- Δ 効果を考慮した時刻歴応答解析により倒壊までの挙動を直接算出することで、この倒壊限界の妥当性を確認する。

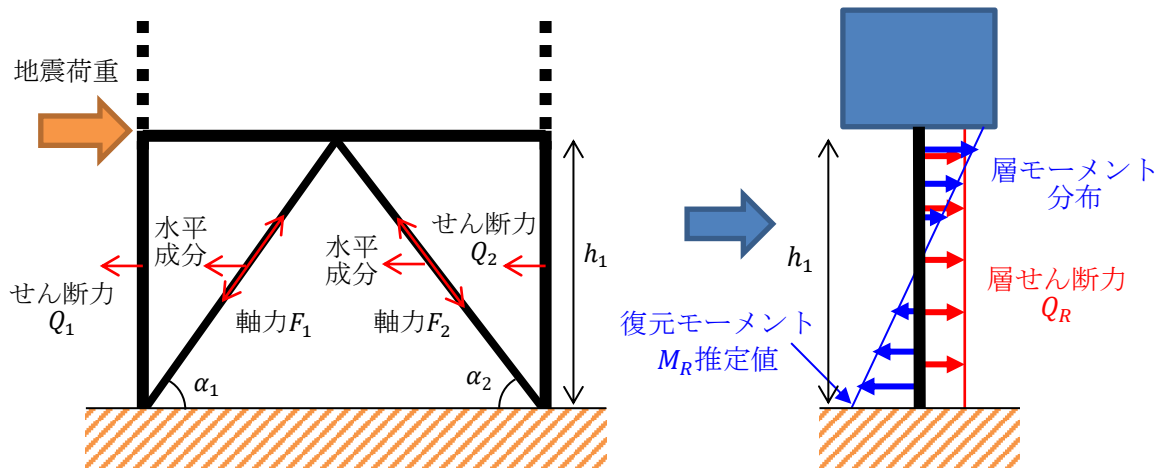


図 5.3-4 ブレース付骨組モデルの柱脚モーメント推定方法

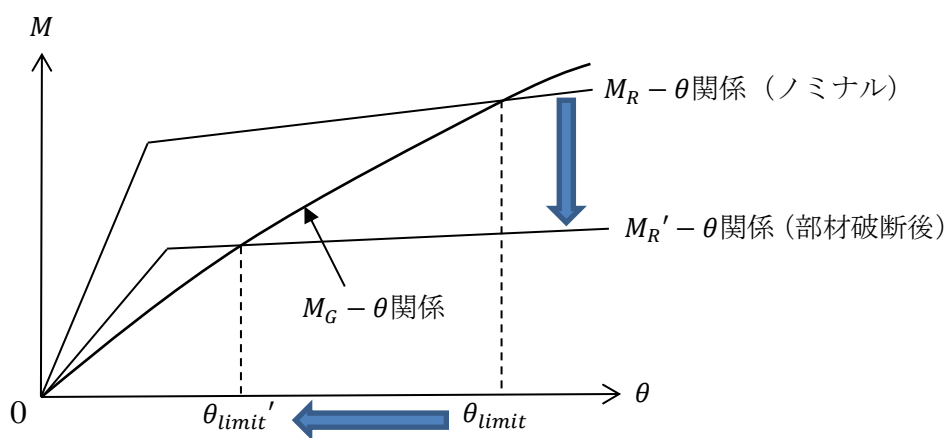


図 5.3-5 倒壊限界変形量の算出

5.4 ブレース付骨組構造物の解析モデルと倒壊限界の算出

5.4.1 解析対象と解析モデル

5.2 節で述べた通り、現状、倒壊を防止する評価基準にはばらつきがみられており、かつ実験的に確認した骨組の倒壊限界は相当の余裕度を有していると考えられる。そこで本節以降では、倒壊が生じる限界を見極めるため、ブレース付鉄骨構造物の解析モデルに対し、構造物の倒壊に影響を与える非線形性として、弾塑性挙動、ブレースの座屈、ブレースの破断、P- Δ 効果を考慮した時刻歴応答解析を実施する。構造物が高レベル地震動を受けて実際に倒壊に至るまでの挙動を直接算出することで、倒壊限界を解析的に評価する。

解析対象は、建物高さ 38m の石炭火力発電設備の支持架構を想定した 4 層ブレース付鉄骨構造物とした。解析モデルの概要を図 5.4-1 に示す。本解析では、図 5.4-1 に示す水平 Y 方向の地震挙動を検討する。各層において、Y 方向には 6 本の鉛直ブレースが取り付けられており、これらのブレースで水平荷重に抵抗する。

柱、梁、ブレースは弾塑性ファイバーモデルを用いた梁要素でモデル化した。ブレースの両端はピン接合とし、各柱の柱脚の境界条件は剛とした。鉄骨部材の密度は 7.85×10^{-9} ton/mm³ とし、さらに鉄骨が支持する床や機器、配管を質量要素として各柱・梁交差部に配置した。構造物全体の質量は 1636 ton である。部材の材料としては SS400 を想定し、全ての部材について縦弾性係数を 205 GPa、ポアソン比を 0.3 とした。弾塑性構成則は移動硬化則を用いたバイリニアモデルとし、降伏応力 235 MPa、2 次剛性は 1 次剛性の 0.001 倍とした。

本構造物については、現行の火力発電設備の耐震設計基準に準拠するように設計を行った。各部材の断面は、1 次設計としてベースシア係数 0.2 に対して主架構（柱、梁）に生じる応力が許容応力度以下、かつ各層の層間変形角が 1/200 rad 以下となるように選定している。各部材の断面形状一覧を表 5.4-1 に示す。また本構造物のように建物高さ 30m を超える鋼構造物の 2 次設計では、保有水平耐力法（ルート 3）による評価が要求されるため、3.4.1 項と同様に、本構造物の保有水平耐力の確認を行った。解析モデルが有する保有水平耐力は、解析モデルの A_i 分布より定義した水平荷重を入力とする弾塑性プッシュオーバー解析により得られた層間変形角・層せん断力関係より算出した。各層の層間変形角・層せん断力関係を図 5.4-2 に示す。特に第 1 層、第 3 層においてブレースの座屈が先行して生じるため、これらの層において変形が大きくなる傾向を示す。これらの層においては層間変形角 0.002 rad 程度で圧縮側ブレースの座屈が生じ、0.006 rad 程度で引張側ブレースの引張降伏が生じる。3.4.1 項と同様、いずれかの層の層間変形角が 1/75 rad に到達した時点での各層の層せん断力を保有水平耐力 Q_u と定義し（図 5.4-2 中黒線）、ベースシア係数 1.0、 $D_s = 0.25$ における必要保有水平耐力 Q_{un} の比較を行った。保有水平耐力検定値 Q_u/Q_{un} が最小となるのは第 4 層で、その値は約 3.0 となり、本構造物は十分な保有水平耐力を有していると判断される。

本解析モデルに対して固有値解析を実施した、Y 方向成分が卓越する 1 次モードの固有周期は 0.81 s であった。1 次モード形状を図 5.4-3 に示す。

文献[5-12]は、実際の石炭火力ボイラ支持架構の実績値に基づく設計用 1 次固有周期の算定方法として、式(5.4-1)を提示している。

$$T = 0.02H \quad (5.4-1)$$

ここに、 T は設計用 1 次固有周期 (s)、 H は地上部分の建物高さ (m) である。建物高さ 38m の場合、同式より設計用 1 次固有周期は 0.76 s と計算され、固有値解析結果は設計用 1 次固有周期に近い値となっている。

減衰は剛性比例型とし、図 5.4-3 の 1 次モード固有周期における減衰定数が 5%となる基準で減衰係数を決定した。

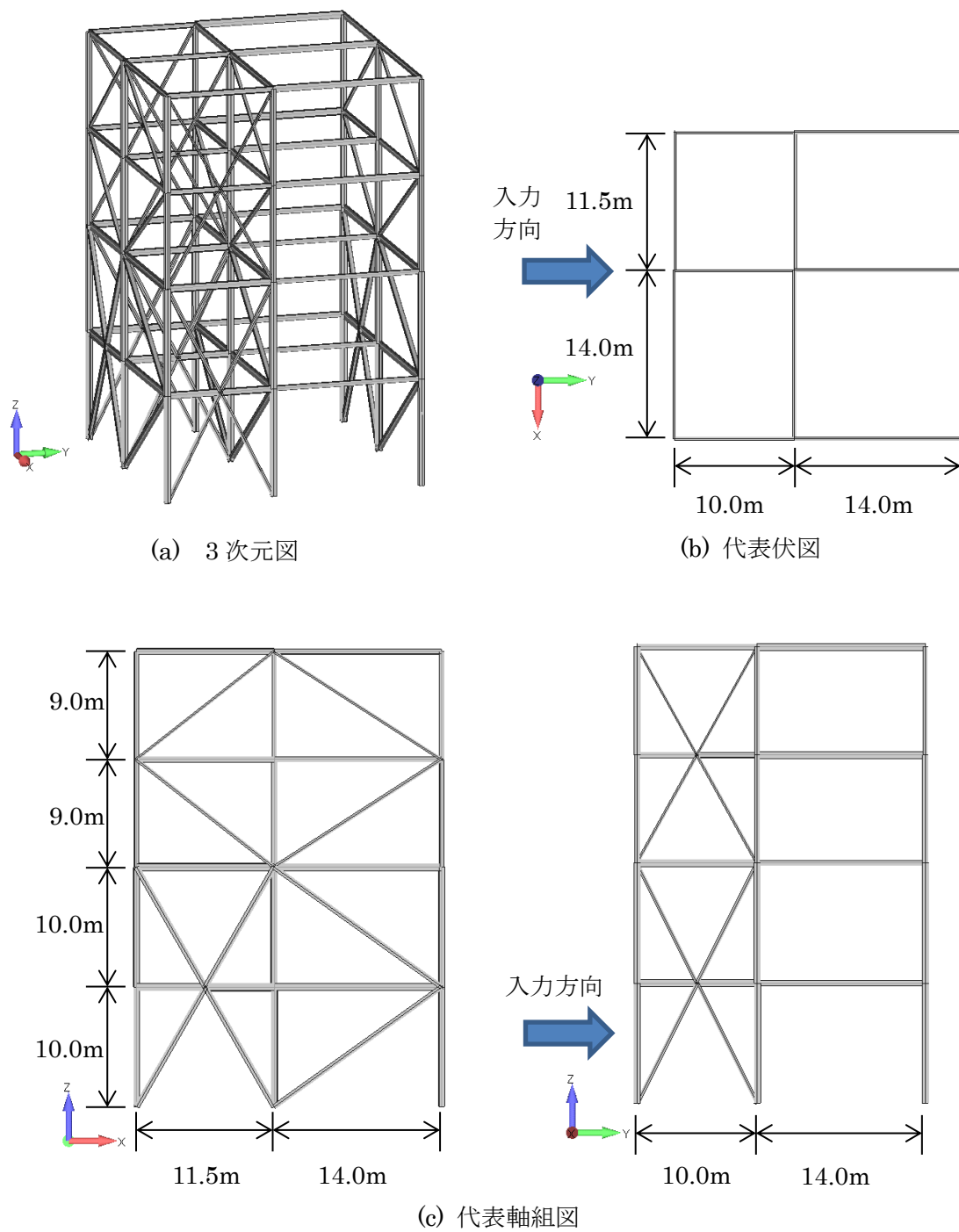


図 5.4-1 解析モデル

表 5.4-1 部材断面一覧

層	柱	梁	ブレース
第4層	H-500×550×16×25～ H-400×400×12×14	H-500×300×12×19～ H-450×250×12×16	H-250×250×9×14 H-200×200×8×12
第3層	↓	↓	↓
第2層	H-550×550×22×32～ H-500×500×22×32	H-650×300×13×24～ H-600×300×12×19	H-300×300×10×15 H-350×350×12×19
第1層	↓	↓	↓

※H：H型鋼を示す

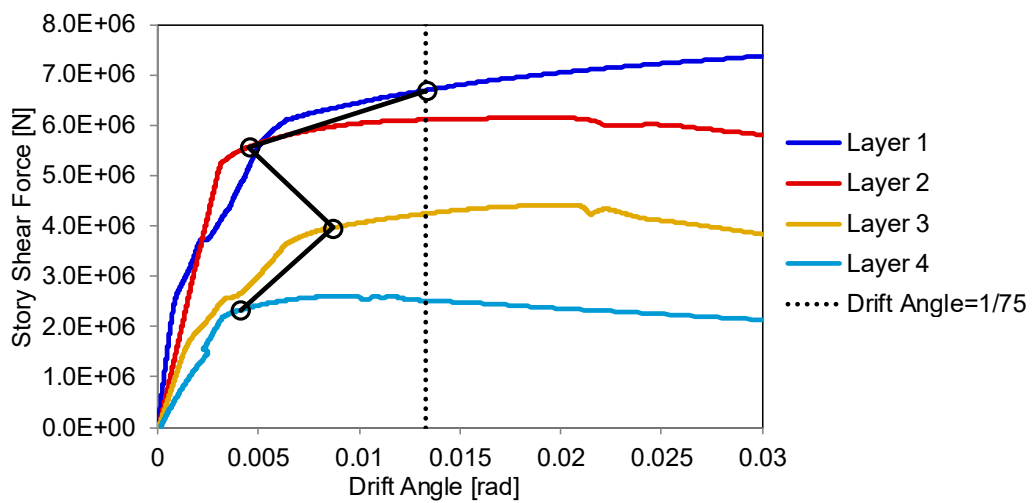


図 5.4-2 プッシュオーバー解析に基づく保有水平耐力の算定

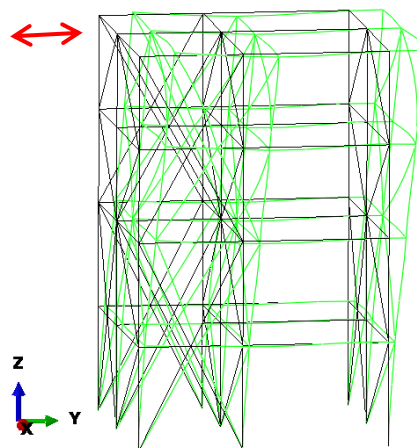


図 5.4-3 固有振動モード形状

5.4.2 プッシュオーバー解析による倒壊限界算出

倒壊限界となる変形量 θ_{limit} を算出するため、部材破断の影響を考慮した弾塑性プッシュオーバー解析を実施した。プッシュオーバー解析では大変形状態を考慮するが、解析において重力を考慮しないことで、P- Δ 効果は非考慮とした。

地震中にどの程度のブレース破断が発生するかは、地震波の特性や強度によって大きく影響される。そのため、様々なブレース破断が生じた状態を想定したプッシュオーバー解析を実施した。具体的には、Y方向水平荷重に抵抗する6本のブレースのうち、(i)ブレース破断が生じていない状態(ノミナル状態)、(ii)第1層中央の2本のブレースが破断した状態、(iii)第1層外側の4本のブレースが破断した状態、(iv)第1層全てのブレース(6本)が破断した状態、の4通りの解析モデルを作成した。各プッシュオーバー解析においては、図5.4-4に示すように、破断したブレースに対応する要素を削除した解析モデルを使用した。同図において、赤点線は削除したブレース要素を示す。なお、削除したブレース要素の質量はブレースを取り付けていた位置に振り分けており、構造物全体の質量は全モデルで同一である。

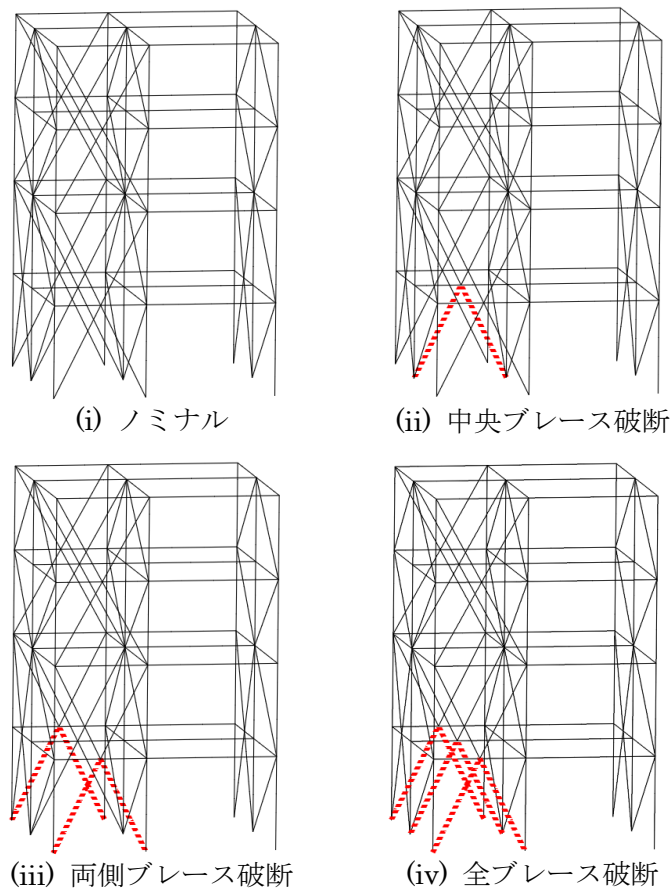


図 5.4-4 ブレース破断状態

プッシュオーバー解析により算出された各モデルの復元モーメント M_R と、P- Δ 効果による転倒モーメント M_G を比較した結果を図 5.4-5 に示す。各モデルにおける両者の交点が θ_{limit} となる。図 5.4-5 に示される通り、ブレースが破断するごとに構造物の剛性は低下し、それに従い θ_{limit} も減少する。各解析モデルより得られた θ_{limit} を表 5.4-2 に示す。ノミナル状態の場合、倒壊限界となる層間変形角は0.3 rad近くになることがわかる。これらの値は、5.2.1 項で示した現行の耐震性能評価において用いられる評価基準と比較して相当の余裕度を有している一方、5.2.2 項で示した実験値に近い値となっている。よって現行の倒壊を防止する設計基準に代わって本基準を用いることで、評価基準が大きく緩和され、補強物量やコストの大幅な見直しが可能である。

ただし地震中にこのように大きな変形が生じた場合に、各部材の状態や構造物の動的挙動、また動的応答中に倒壊挙動が生じる限界点が θ_{limit} と実際に対応するかどうかは明確ではない。そのため部材破断を考慮した時刻歴応答解析により、 θ_{limit} 付近での動的荷重下での変形状態や、この変形量まで鉛直支持力を維持したまま動的応答が生じるかどうかを明確にする必要があると考えられる。

なお、解析モデルは非対称であり、正側 (+Y) と負側 (-Y) で倒壊限界となる層間変形角の絶対値は同一ではない。以降では、正負の倒壊限界変形角のうち絶対値の小さいものの絶対値を限界変形量とする。

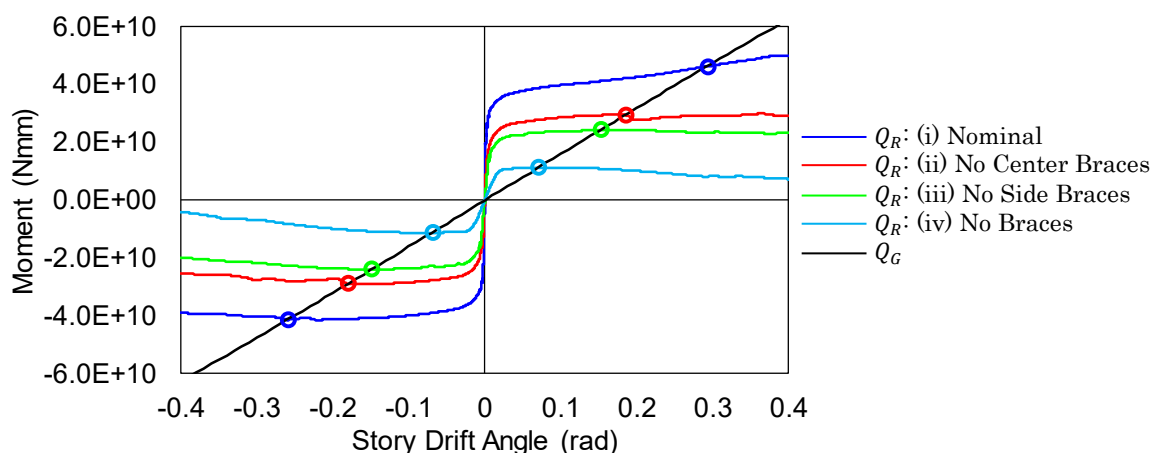


図 5.4-5 プッシュオーバーと倒壊限界線の比較

表 5.4-2 算出された倒壊限界

状態	層間変形角 (rad)	
	+Y 側	-Y 側
(i) ノミナル	0.293	-0.260
(ii) 中央ブレース破断	0.185	-0.180
(iii) 両側ブレース破断	0.152	-0.149
(iv) 全ブレース破断	0.070	-0.069

5.4.3 準静的倒壊解析による検証

本節では、前節で算出した倒壊限界変形の妥当性を簡易的に確認することを目的として実施した、準静的倒壊解析について述べる。図 5.4-4 の各状態に対応する解析モデルに対し、P- Δ 効果を考慮したプッシュオーバー解析による倒壊解析を実施し、倒壊が生じる限界を算出した。算出された倒壊限界と、表 5.4-2 で示した各ブレース破断状態での θ_{limit} を比較し、その妥当性について確認した。

本解析は、図 5.4-6 に示す 3 ステップからなる。

■ 第 1 ステップ（静解析）

鉛直下向きに重力加速度（1G）を作用させ、構造物の自重が作用する初期状態を再現する。

■ 第 2 ステップ（動解析）

第 1 ステップの自重が作用した状態から開始し、自重は作用させたままとする。本ステップはプッシュオーバー解析であり、目標となる変形まで各層に水平荷重を漸増载荷させる。大変形時は、ブレースの座屈等による負剛性が生じるため、静解析として実施すると解析が不安定となって発散しやすい。そのため動解析として実施することで、解析の収束性を確保する。なお、水平荷重の载荷速度は可能な限り小さくすることで、慣性力のような動的効果を発生させず、準静的な状態を表現する。

■ 第 3 ステップ（動解析）

第 2 ステップ終了時の変形状態から開始し、自重及び水平荷重は作用させたままとする。この状態より、作用させた水平荷重を瞬間的に除去する。変形が小さい場合、復元モーメント M_R により構造物は復元し、倒壊に至らない。変形が過剰な場合、 M_R に対して M_G が大きくなり、構造物は復元できず P- Δ 効果によって倒壊に至る。

構造物が実際に鉛直支持力を失い倒壊する挙動は、負剛性や非線形性を含む過渡応答となり収束解が得られにくいため、通常の骨組解析で用いられる解析ソルバーでその挙動を算出することは困難である。そのため簡易的な方法として、5.3.1 項でも示したように構造物の水平耐力が 0 となった時点で倒壊と判定されることが一般的である。一方、本研究で採用している汎用有限要素解析ソフトはこれらの過渡応答においても収束解を得ることが可能である。そこで第 3 ステップにおいて、①解析中に構造物が鉛直支持力を失い崩壊する挙動が確認された際は倒壊発生、②構造物が復元し鉛直支持力を保ったまま解析を終了した場合は倒壊しない、と判定することとした。

第 2 ステップ～第 3 ステップでは、構造物の荷重変位関係の例として図 5.4-7 のような関係が得られる。例として、同図に示す通り、二つの目標変形①、②に対してそれぞれ倒

壊解析を実施した際、目標変形①において復元し目標変形②において復元せず倒壊した場合、倒壊限界 θ_{limit} は変形①と②の間に存在すると考えられる。この目標変位として小レベルから大レベルまで様々な値を設定し、図 5.4-4 に示す(i)~(vi)の各ブレース破断状態に対応する解析モデルに対して繰り返し倒壊解析を実施することで、倒壊限界 θ_{limit} の範囲を推定する。またその結果と表 5.4-2 を比較することで、その妥当性を確認する。

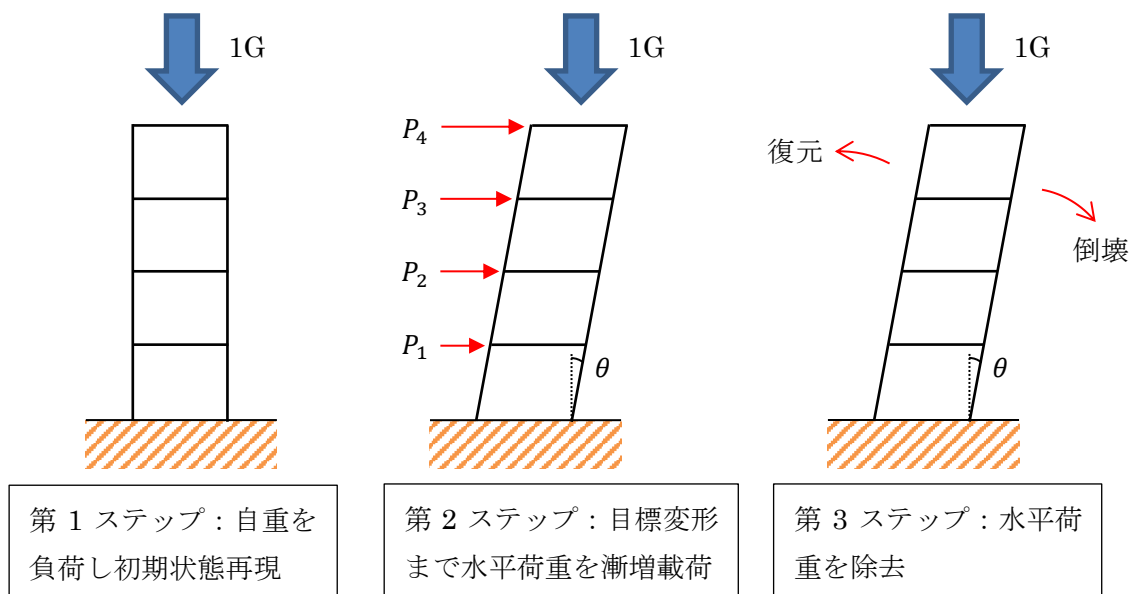


図 5.4-6 倒壊解析の概要

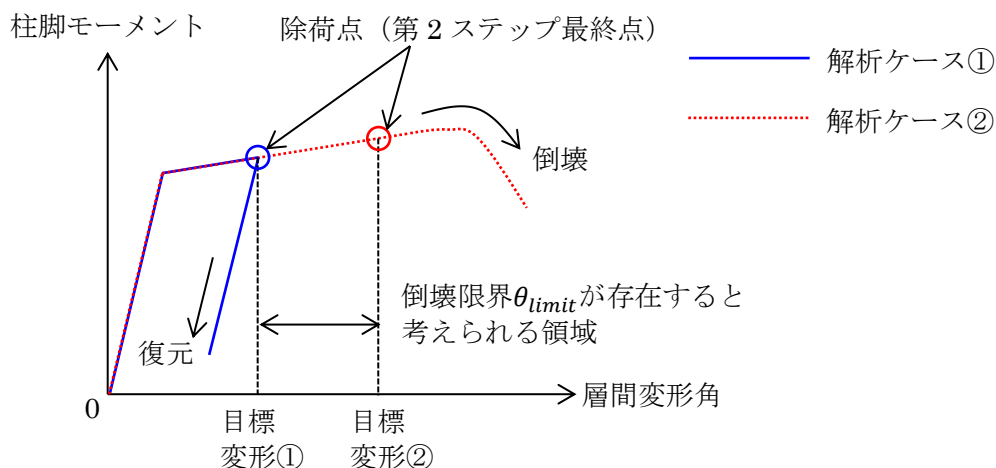


図 5.4-7 倒壊解析により得られる結果の例

各ブレース破断状態(i)~(iv)に対応する解析モデルに対し実施した倒壊解析において得られた、第1層の $M_R - \theta$ 関係を図 5.4-8 に示す。

同図において、同じ解析モデルの結果は同じ色で表示している。同図より、各解析モデルにおいて、ある変形量までは構造物は復元しているものの、それを超えると、それ以降変形が増大し続け最終的に倒壊に至っていることが確認できる。これより、各ブレース破断状態における倒壊限界 θ_{limit} の範囲を推定することが可能となる。

また同図に、表 5.4-2 で示した倒壊限界 θ_{limit} を縦の破線で示した。同図より、倒壊限界 θ_{limit} は倒壊解析にて推定された倒壊限界が存在すると考えられる領域におおむね近い値を示している。(iii)、(iv)の θ_{limit} は、倒壊解析により得られた範囲よりやや小さい値となっているが、少なくとも保守的な評価となっている。よって表 5.4-2 に示した倒壊限界 θ_{limit} は、第1層の層崩壊の発生限界に対する予測値として精度の良い結果になっていると考えられる。

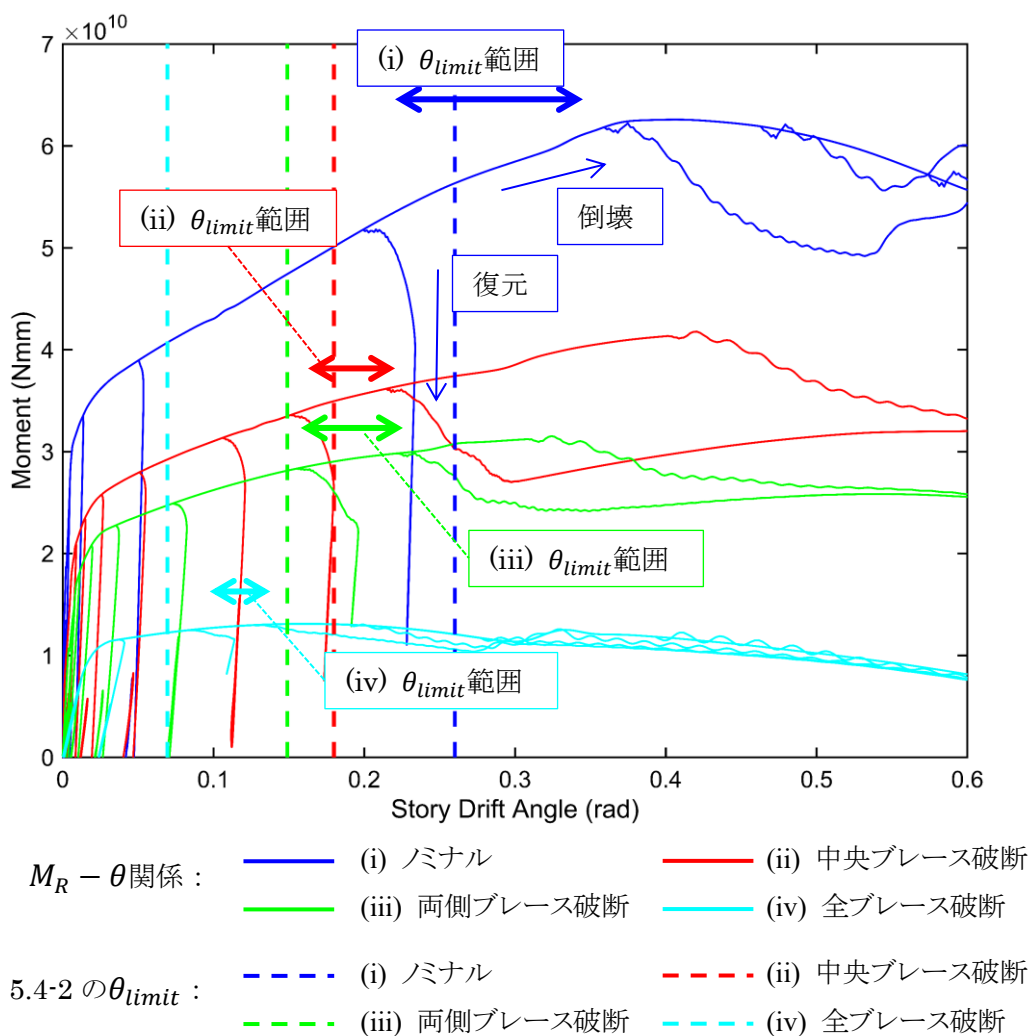


図 5.4-8 準静的倒壊解析より得られた $M_R - \theta$ 関係と倒壊限界の比較

5.5 P- Δ 効果を考慮した IDA による倒壊挙動の評価

5.5.1 概要

前節で示した解析モデルを対象とし、様々な地震波を入力とした非線形時刻歴応答解析を実施し、構造物の倒壊を含む地震応答を算出した。ブレースは、通常の弾塑性挙動及び座屈に加えて低サイクル疲労による破断も解析において考慮する。この計算により、ブレースに繰返し変形を生じ塑性化・座屈した後の破断に伴う構造物の変形の増大と、最終的に倒壊に至る挙動が再現できる。

時刻歴応答解析は、漸増動的解析 (IDA) [5-13]として実施した。IDA は、入力地震動の振幅を係数倍し徐々に増大させた時刻歴応答解析を多数回実施することで入力の振幅レベルと応答の関係を算出する手法であり、地震動強さの増加による損傷部位の広がりや倒壊の発生が可能となる。本節では、倒壊発生の境界となる入力レベルの前後に着目してブレース付鉄骨構造物の応答や損傷状態の変化を検討することを目的とした。

5.5.2 入力地震動の作成

IDA の実施にあたり、入力地震動として様々な特性を有する計 11 波の人工地震動を作成した。部材破断を考慮した地震応答解析の場合、部材破断により構造物の等価固有周期が大きく変動することが想定される。そこで周期変動が生じても応答レベルの極端な変動が生じないように、着目する固有周期を含む範囲でフラットな固有周期-応答振幅特性を有する設計用告示速度応答スペクトル [5-14] (減衰 5%) に適合する入力加速度波形を作成した。位相特性には、直下型や海溝型など幅広い特性を含む既往観測波の位相特性を 8 波に、一様乱数特性を残り 3 波に与えた。位相特性に一様乱数を用いた場合のスペクトル適合波の作成では、Jennings の振幅包絡線 [5-15] を使用した。使用した観測地震動の位相特性の一覧を表 5.5-1 に、時刻歴波形を図 5.5-1 に、減衰 5% における各波形の速度応答スペクトルを図 5.5-2 に示す。また作成した人工地震動波形を図 5.5-3 に、減衰 5% における各波形の速度応答スペクトルを図 5.5-4 に示す。図 5.5-2 に示される通り、元々の観測波形の応答スペクトルは波形によってばらつきが大きいですが、図 5.5-4 に示される通り、作成した各人工地震動の速度応答スペクトルは概ね等しく、波形の最大振幅もほぼ等しくなっている。

本解析では、ブレースが繰返し変形に伴い低サイクル疲労破壊により破断する挙動を取り扱う。低サイクル疲労による部材破断の発生は、入力地震動の最大加速度よりも、地震の継続時間の長さが反映される入力エネルギーと強い相関があると考えられる。そこでそうした地震動の特性と部材破断の発生を関連付ける指標として、地震動のエネルギースペクトル [5-16] に着目した。エネルギースペクトルは、地震動による加振の結果、線形弾性質点振動系に注入された総エネルギー量と、1 質点振動系の固有周期の関係をプロットしたものである。ここでは、式(5.5-1)により総エネルギー E を等価な速度 V_E に変換してプロットする

ことで得られる換算速度スペクトルを用いる。

$$V_E = \sqrt{2E/m} \quad (5.5-1)$$

ここに、 m は1質点系の質量である。

作成した入力波形の換算速度スペクトル（減衰5%）を図5.5-5に示す。換算速度スペクトルには速度応答スペクトルよりも大きなばらつきが見られるが、直下型地震による作成波形で小さく、海溝型地震や乱数位相地震による作成波形で大きくなる傾向がある事が示されている。

継続時間の影響を検討するため、速度応答スペクトル S_V と換算速度応答スペクトル V_E の比 R_E を計算した。周期ごとの R_E を図5.5-6に示す。図5.5-6のうち、解析モデルの弾性状態からブレース破断後までの状態における地震応答に主に影響を与える固有周期0.8～5秒の周期領域に着目することとし、この周期範囲での S_V と V_E の比の平均値をエネルギー比 R_{E_ave} と定義した（式(5.5-2)）^[5-17]。

$$R_{E_ave} = ave \left(\frac{V_E(T)}{S_V(T)} \right), \quad 0.8 \leq T \leq 5.0 \quad (5.5-2)$$

各入力波形のエネルギー比 R_{E_ave} を整理し表5.5-1に示す。同表に示す通り、断層型地震で1.0～1.5程度、海溝型地震で1.5～2.0、乱数位相地震で2.0～2.5程度の値となる。このことから、 R_E の値が地震波のタイプの特性を表現していると考えられる。

表 5.5-1 作成波形一覧

No.	作成波形名	位相特性を利用した 観測地震名	観測地震動の 発生日時	観測地震動の サイト	R_{E_ave}
1	Port island	兵庫県南部地震	1995年1月17日	ポートアイランド	1.2
2	Chuetsu	新潟県中越地震	2004年10月23日	JMA小千谷市城内	1.3
3	Kumamoto	熊本地震	2016年4月16日	K-NET宇土	1.3
4	El Centro	Imperial Valley地震	1940年5月18日	El Centro	1.8
5	Taft	Kern County地震	1952年7月21日	Taft	1.7
6	Hachinohe	十勝沖地震（1968年）	1968年5月16日	八戸港湾	1.9
7	Tohoku-Ooi	東北地方太平洋沖地震	2011年3月11日	大井埠頭	2.7
8	Tokachi	十勝沖地震（2003年）	2003年9月26日	K-NET広尾	1.8
9	Random1	（乱数位相）	—	—	2.3
10	Random2	（乱数位相）	—	—	2.4
11	Random3	（乱数位相）	—	—	2.1

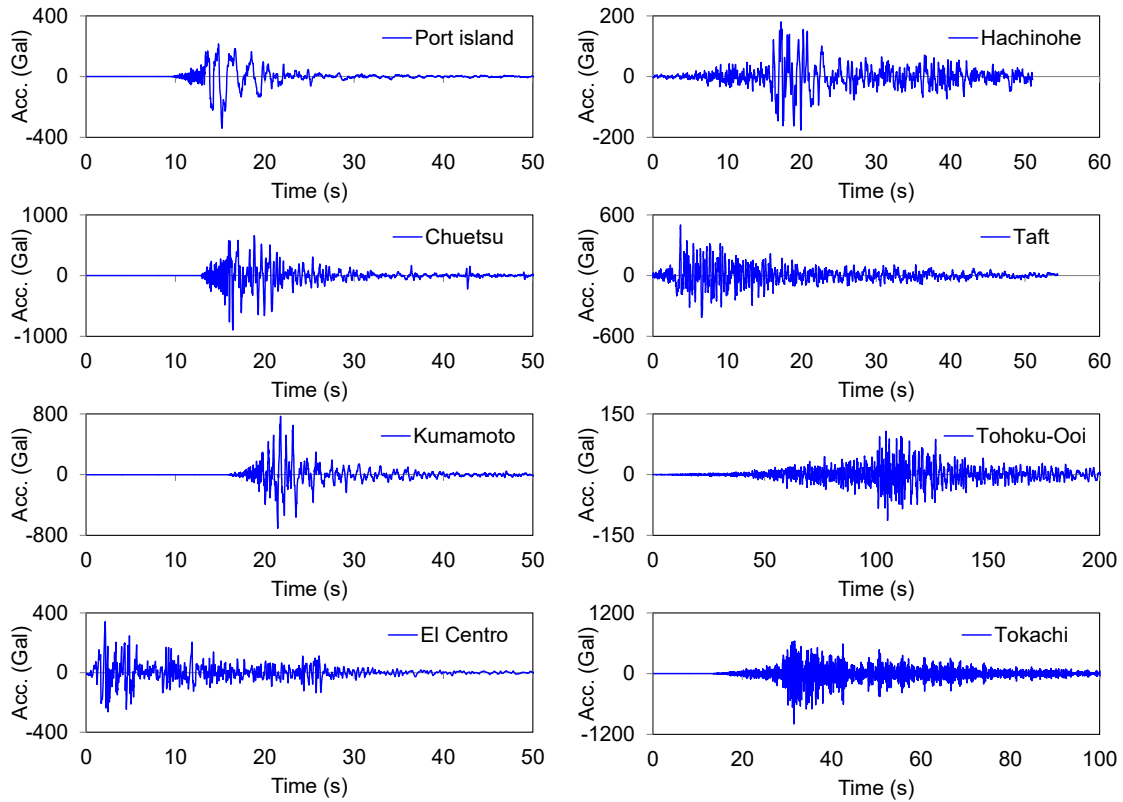


図 5.5-1 観測地震動の時刻歴波形

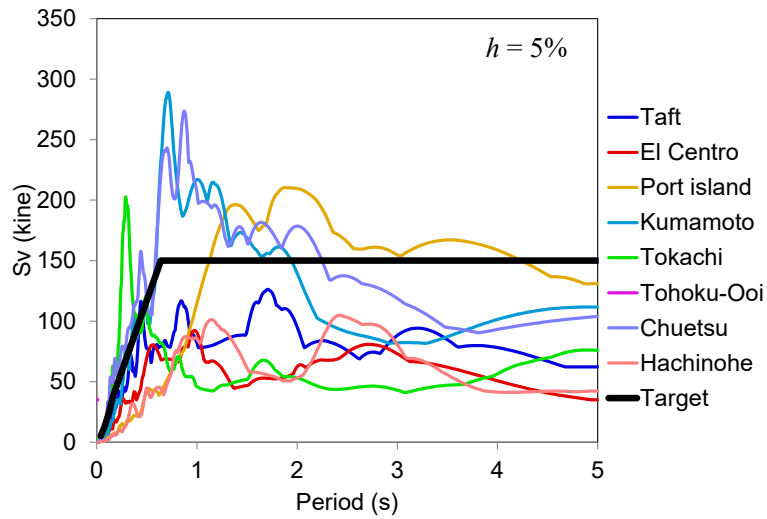


図 5.5-2 観測波形の速度応答スペクトル (減衰 5%)

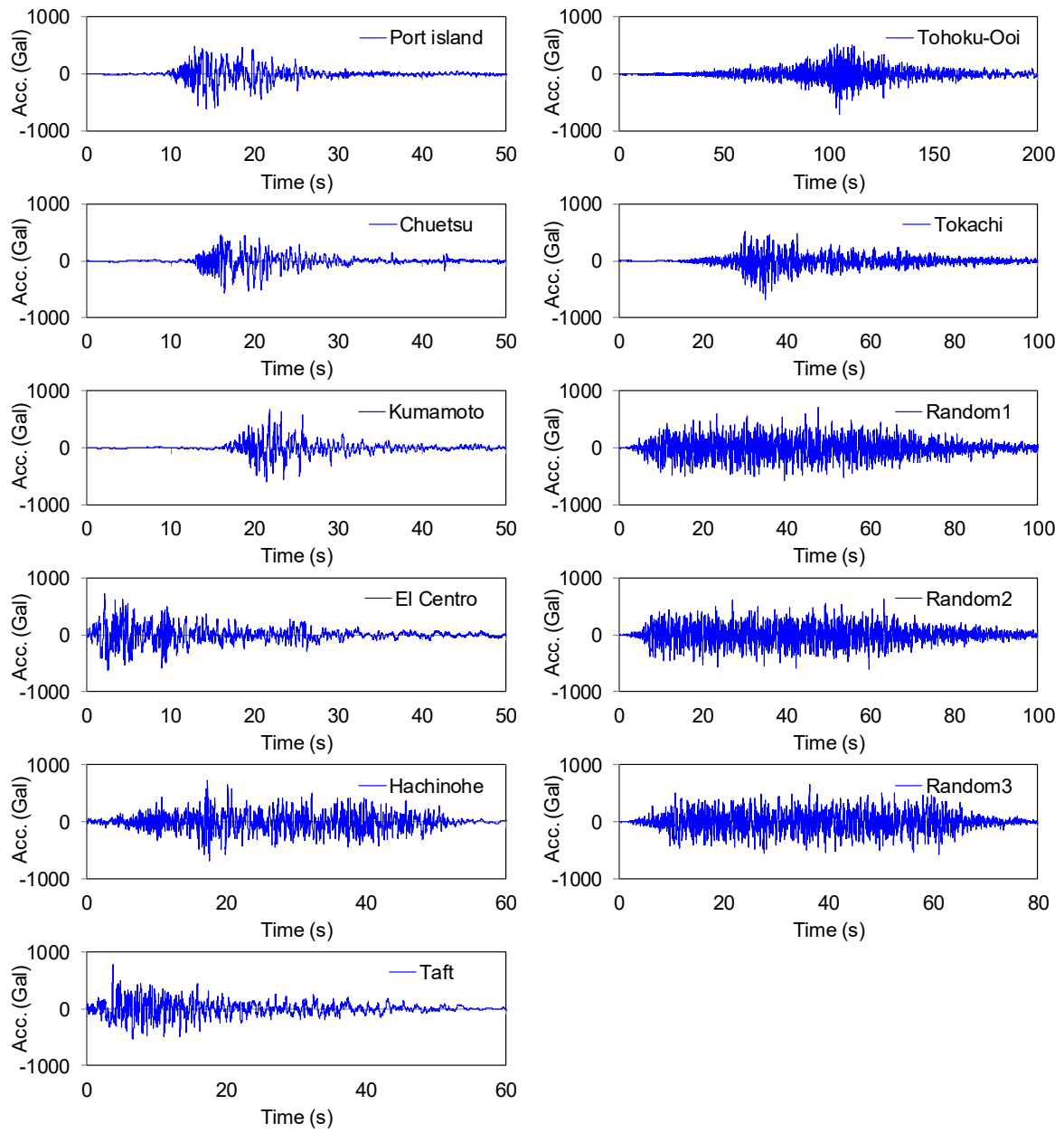


図 5.5-3 模擬地震動の時刻歴波形

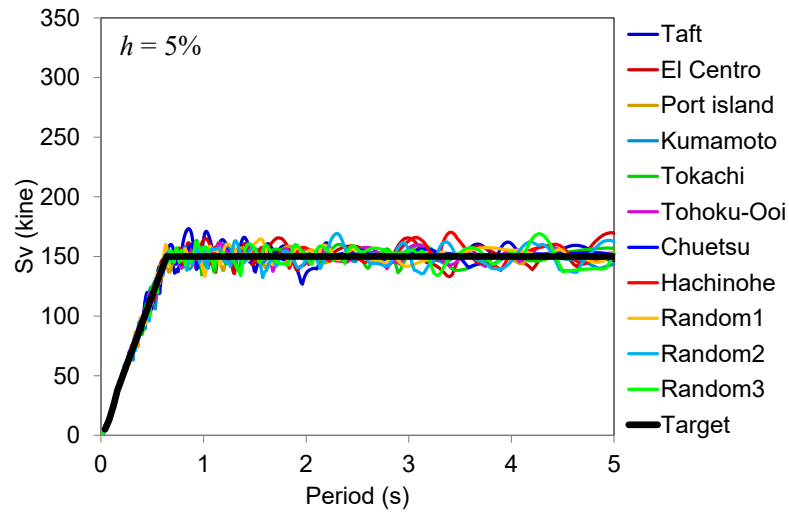


図 5.5-4 模擬地震動の速度応答スペクトル (減衰 5%)

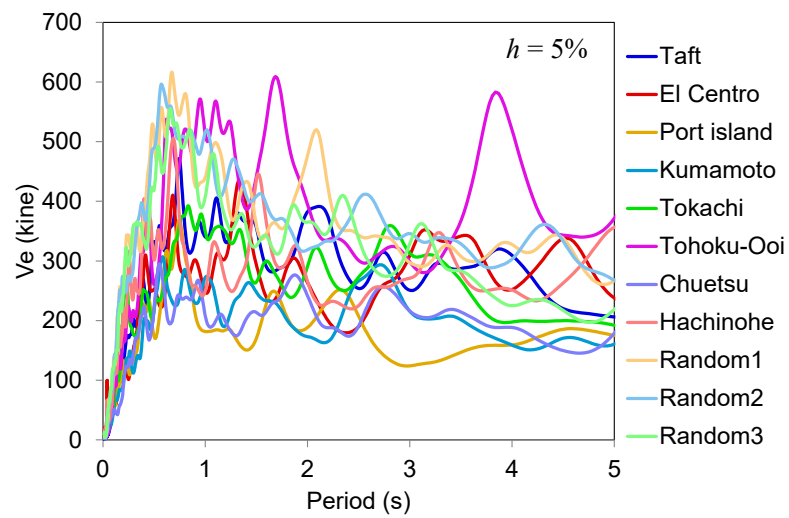


図 5.5-5 模擬地震動の換算速度応答スペクトル (減衰 5%)

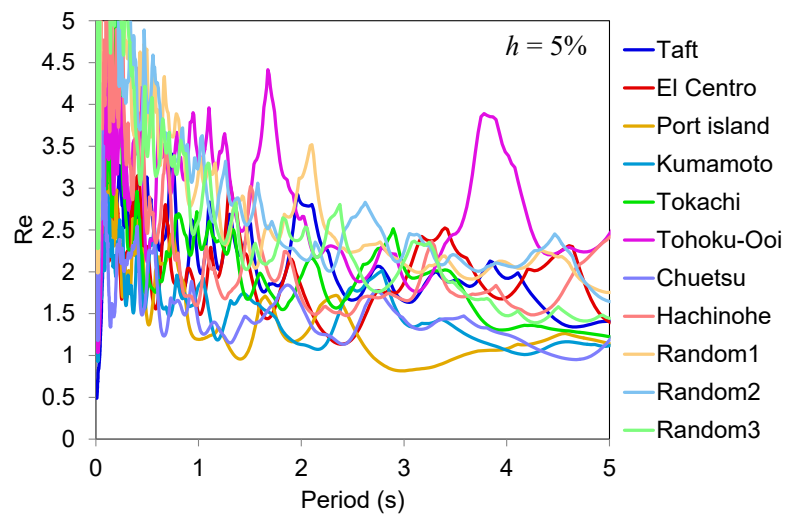


図 5.5-6 模擬地震動のスペクトル比 (減衰 5%)

5.5.3 解析条件

IDA に用いる振幅倍率 (SF) として 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5, 3.0, 3.5, 4.0 の 8 段階を設定し、各地震動の振幅とブレース破断の発生数や倒壊発生の有無との関係を検討した。地震動の入力方向は水平 Y 方向とし、時刻歴応答解析の数値積分の時間刻みは 0.01 秒とした。

各々の入力条件に対し、弾塑性特性、座屈、P- Δ 効果を考慮した場合と、これらに加えてさらにブレース破断を考慮した場合の双方の解析を実施した。倒壊挙動に大きな影響を与える P- Δ 効果は、時刻歴応答解析において幾何非線形性を考慮し、かつ鉛直方向下向きに重力加速度を静的に作用させることにより考慮した。

5.4.3 項同様、時刻歴応答解析における倒壊発生の判定においては、①解析中に構造物が鉛直支持力を失い崩壊する挙動が確認された際は倒壊発生、②構造物が復元し鉛直支持力を保ったまま解析を終了した場合は倒壊しない、と判定することとした。

5.5.4 ブレースのモデル化と部材破断の考慮について

繰返し圧縮荷重を受けるブレースは、全体塑性座屈が生じ、繰返し座屈によって徐々に圧縮耐力が低下することが知られている。軸方向繰返し荷重を受けるブレースの典型的な荷重-変位関係を図 5.5-7(a) に示す。地震応答解析においてこの履歴特性を考慮する方法はいくつか提案されており、履歴モデルの一種である修正若林モデル^[5-18] (図 5.5-7(b)) を用いる方法、ブレースを梁要素で詳細に分割し座屈により生じる曲げ変形を直接表現する方法^[5-19]、などが挙げられる。本解析では後者の方法を用いることで、ブレースの座屈挙動を表現する。

また繰返し座屈を生じるブレースでは、ある程度以上の圧縮変形が生じると、ブレース中心部にて局部座屈が生じる。この場合、局部座屈部においてひずみ集中による大きな塑性ひずみが生じ、早期に低サイクル疲労による破断が生じることが知られている^[5-20]。局部座屈部においては、H 型鋼フランジが局部的に大きく変形するため、生じる集中ひずみ振幅を数値解析で正確に予測するには、シェル要素等を用いた詳細な有限要素解析が原則として必要である。しかしながら竹内らは、2.3.1 項で示したものと同様の考え方として、ブレースを梁要素、トラス要素としてモデル化した場合に得られる軸ひずみと局部座屈部の集中ひずみの比として、ひずみ集中率を提案している^[5-21]。本手法を用いることで、ブレースを梁要素でモデル化し、最もひずみ量が大きくなるブレース中央要素から得られる軸ひずみより、局部座屈部の集中ひずみを予測することが可能である。そこで本解析でも、このひずみ集中率に基づく手法を用いる。具体的には図 2.3-5 に示した数値解析フローにおいて、用いるひずみ集中率を文献^[5-21]のものに置き換えるのみである。そのため部材破断の判定プロセスは前章までのものと原則として同一とすることができる。

なおブレースは水平耐力の大半を負担することを想定して設計されるため、ブレース破

断後は構造物の剛性が大きく低下し、前章までで取り扱った、柱・梁接合部の梁端部において繰返し変形により破断が生じる前に、比較的短時間で倒壊に至る可能性が高いと考えられる。その為本章で示す IDA では、前章までで取り扱った梁端部の破断の発生は考慮しないものとする。

部材破断の判定においては、低サイクル疲労評価に用いる S-N 曲線は 3.3.4 項でも用いた佐伯ら^[5-22]の式を使用する。本式を式(5.5-3)に再掲する。

$$\varepsilon_t = 35N_f^{-0.47} + 0.74N_f^{-0.11} \quad (5.5-3)$$

ここに ε_t はひずみ範囲、 N_f は破断サイクル数である。

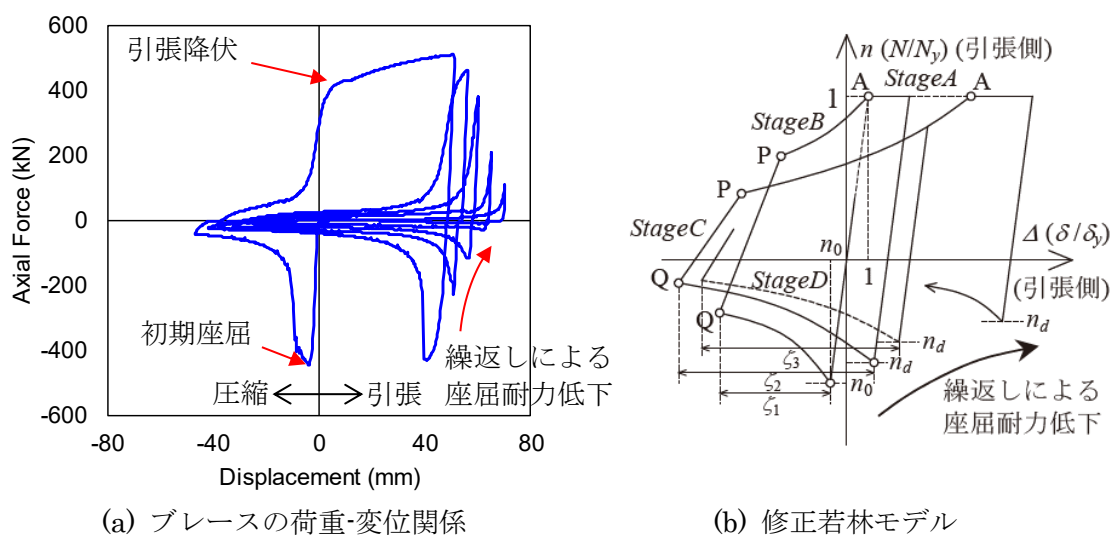


図 5.5-7 ブレースの履歴特性

5.5.5 解析結果と倒壊限界との比較

まず、ブレース破断を考慮しないケースの計算結果を示す。ブレース破断を考慮しない解析により得られた第1層の最大層間変形角に関する IDA 曲線を図 5.5-8 に示す。図中の縦線は、ノミナル状態に対する倒壊限界変形 θ_{limit} を示したものである。

同図より、SF の増加によって最大層間変形角は増大する傾向を示す。また Port island 波、Kumamoto 波、Chuetsu 波以外の入力波形では、SF = 2.5 頃より急激に最大変形が増大し倒壊に至った。解析中に構造物が倒壊に至った場合、計算上の最大層間変形角は 1 rad 近くに達する。例として、Random2 波の SF = 3.0, 3.5 の場合の第1層層間変形角の時刻歴波形と、解析モデルの変形図を図 5.5-9 に示す。SF = 3.0 では、変形最大値と残留変形量はほぼ等しく、その値は層間変形角 0.2 rad 程度で、倒壊に至らず鉛直支持力を維持したまま、その変形量のままで応答が終了する。一方 SF = 3.5 では、倒壊限界変形 θ_{limit} を超えて以降変形が増大し続け、層間変形角 0.5 rad 前後では第1層での層崩壊が生じていることがわかる。

図 5.5-8 の結果は、倒壊しないケースの最大層間変形角は全て θ_{limit} を下回り、逆に θ_{limit} を上回ったケースは全て倒壊に至ったことを示している。表 5.4-2 のノミナル状態での θ_{limit} の数値は静的な力のつり合いにより算出されたものであるが、倒壊基準となる変形量としての妥当性が、動的解析により示されたものと考えられる。

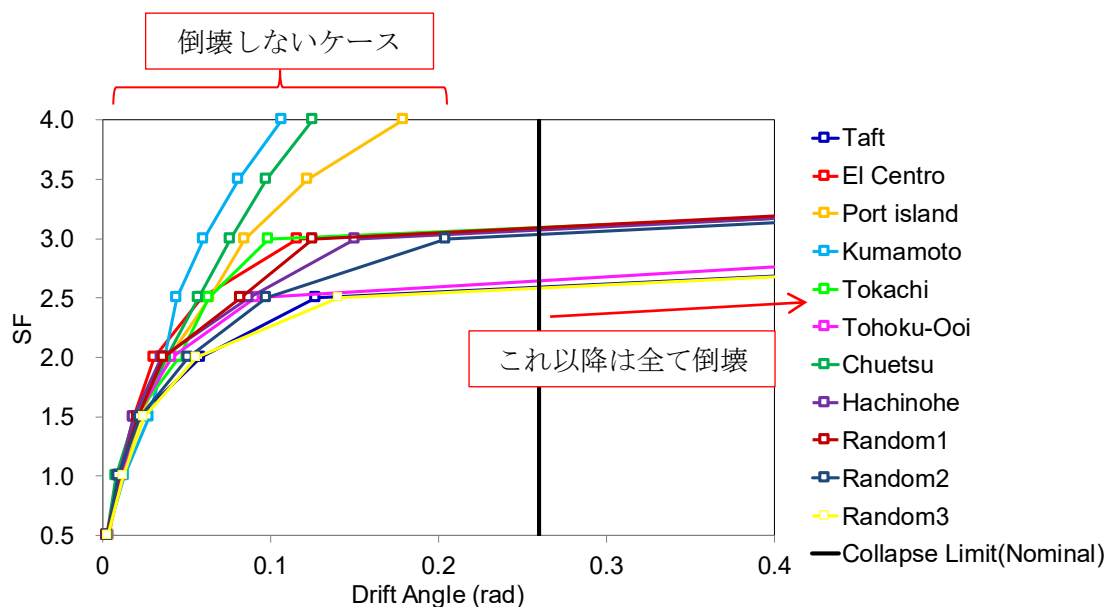


図 5.5-8 第1層層間変形角の最大値に関する IDA 曲線 (破断考慮なし)

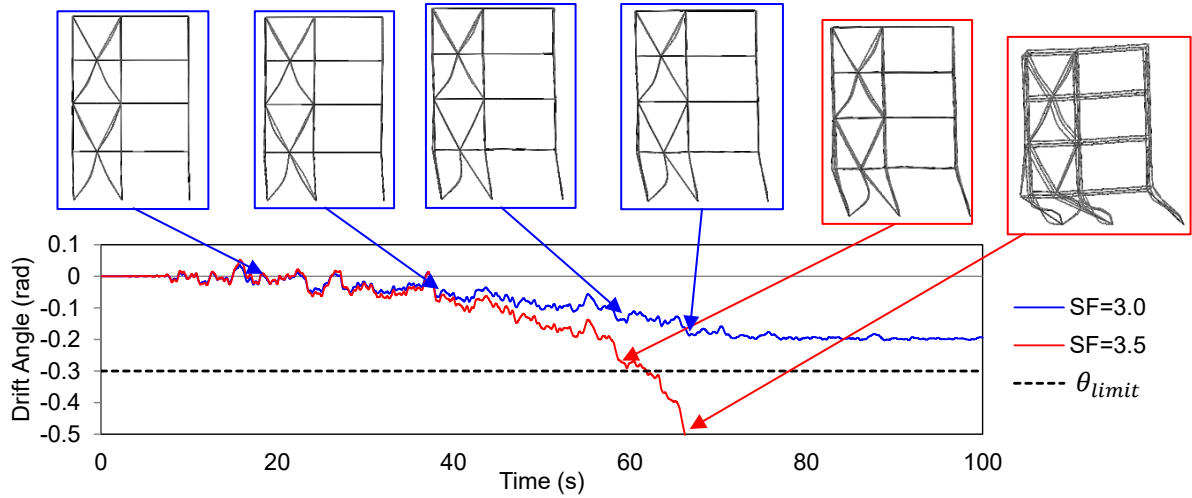


図 5.5-9 Random2 (SF = 3.0, 3.5) における変形状態

次に、ブレース破断を考慮したケースの計算結果を示す。図 5.5-8 と同様に、ブレース破断を考慮した場合の第 1 層の最大層間変形角に関する IDA 曲線を図 5.5-10 に示す。図 5.5-10 には表 5.4-2 の 4 つのブレース破断状態に対応する倒壊限界変形 θ_{limit} を縦線で示している。

ブレースの破断が生じた場合、破断の位置や本数により倒壊限界変形が大きく変形することは、表 5.4-2 にも示されている。また IDA の各ケースでは、入力地震動や SF の値によってブレースの破断本数が異なるため、各ケースの結果と比較すべきブレース破断状態の倒壊限界変形は、図 5.5-10 のような表示方法では明確でない。そのため、ブレースの破断本数を評価指標として同図に取り込む必要がある。

そこで図 5.5-10 の表示方法に修正を加え、IDA の結果について、横軸を第 1 層の最大層間変形角、縦軸を破断率として両者の関係をプロットしたものを図 5.5-11 に示す。ここで破断率は、第 1 層の YZ 構面ブレースのうち解析中に破断した本数を、全本数 (6 本) で除したものと定義する。破断率が 0 はブレース破断が生じない状態に、1 は全てのブレースが破断した状態を表す。入力地震動の波形はデータ点の色の別で表示している。また図 5.5-11 には、表 5.4-2 で示した各ブレース破断状態での破断率と対応する θ_{limit} の関係を黒太線で表示している。それらの点を直線で結んだ関係を、倒壊限界線と定義した。

図 5.5-11 において、倒壊限界線の左側が倒壊しない領域、右側が倒壊する領域となる。同図より、倒壊しない結果の最大層間変形角は全て倒壊限界線の左側領域に位置している。また倒壊限界線の左側にプロットされた各 SF では、構造物はブレース破断を生じながらも鉛直支持力を失わずに動的に挙動しており、 θ_{limit} 付近でも十分な鉛直支持力を有していることが確認された。よって図 5.5-11 に示す倒壊限界線は、倒壊防止基準として妥当であり、地震応答中に鉄骨構造物に生じる最大変形量をこの倒壊限界以下とすることで、構造物の倒壊を回避することが可能であると考えられる。

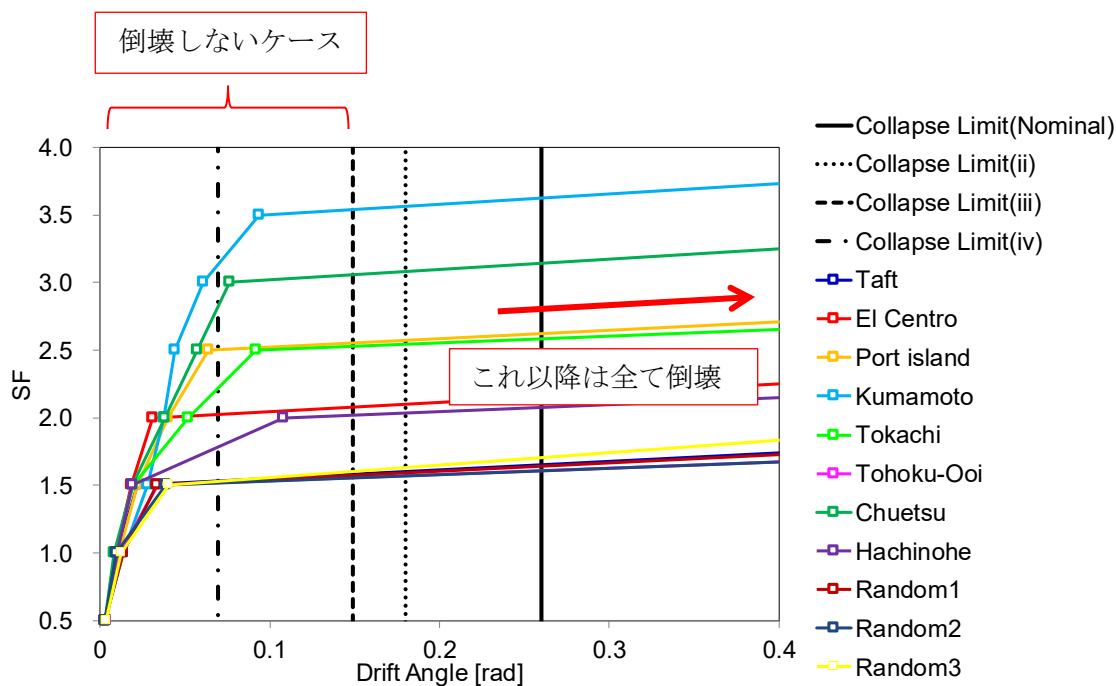


図 5.5-10 第1層層間変形角の最大値に関する IDA 曲線 (破断考慮あり)

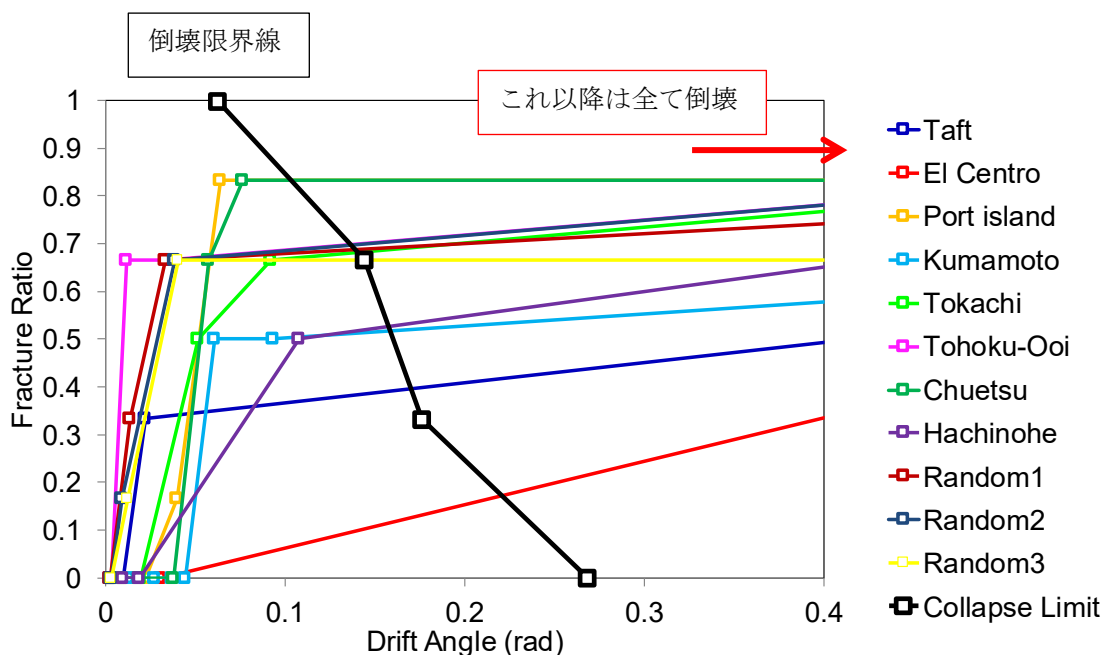


図 5.5-11 破断率と最大層間変形角の関係

5.5.6 部材破断数とエネルギースペクトルの対応

これまで示した通り，倒壊限界変形 θ_{limit} はブレース破断数に依存して変化するが，ブレース破断の発生は繰返し変形量に依存する現象である．したがって，ブレース破断数と地震動による入力エネルギーの間に強い相関がある可能性が考えられる．そこでブレース破断本数と，入力地震動の強さ及び地震動による入力エネルギーとの関係を検討した．

図 5.5-12 は，各ケースの SF と破断率の関係を図示したものである．SF の増加につれて破断率が増加する傾向がみられるが，同一の破断率に対応する SF の値を入力地震動の間で比較すると，Kumamoto 波，Chuetsu 波などの直下型地震の SF は大きく，Tohoku-Ooi 波や Random 波の SF は小さいなど，ばらつきが大きい．これは同じ振幅レベル (SF) においても繰返し変形量が異なるためであると考えられ，繰返し変形量が大きい入力地震動のケースでは入力エネルギーが大きくなることが予想される．そこで入力エネルギーと破断率の関係を確認するため，SF と R_E の積と破断率の関係を図 5.5-13 に示す．SF とエネルギー比 R_E の積を入力の大きさに用いることで，波形によるばらつきは小さくなり，相関性の高い関係となる．

各入力地震動の SF $\times R_E$ -破断率関係の中央値を図 5.5-13 に黒線で示す．この中央値において破断率 0.5 に対応する SF $\times R_E$ の値は，同図によれば 3.0 程度となる．したがって，例えばこの鉄骨構造物モデルの半数程度のブレースが破断する状態を想定すると，対応する倒壊限界変形 θ_{limit} は約 0.18 rad であり，またその状態の発生に対応する地震動の強さは，地震のタイプごとに以下の通り評価できる．

海溝型地震： $R_E = 1.5$ のため，SF = 2.0 (Sv 換算で 150kine $\times 2$)

乱数位相地震： $R_E = 2.0$ のため，SF = 1.5 (Sv 換算で 150kine $\times 1.5$)

上記の様に想定する地震動の応答スペクトルやエネルギー比の情報に基づき，ブレース破断率もしくは倒壊限界変形と，その限界値に達する地震動レベルを対応付けることが可能となる．

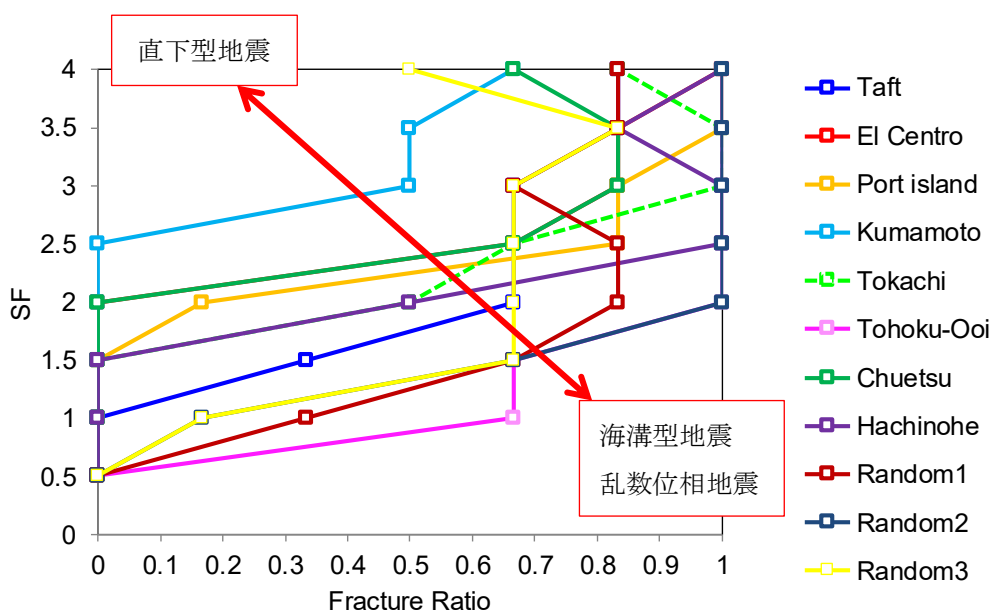


図 5.5-12 破断率と SF の関係 (破断考慮ありの場合)

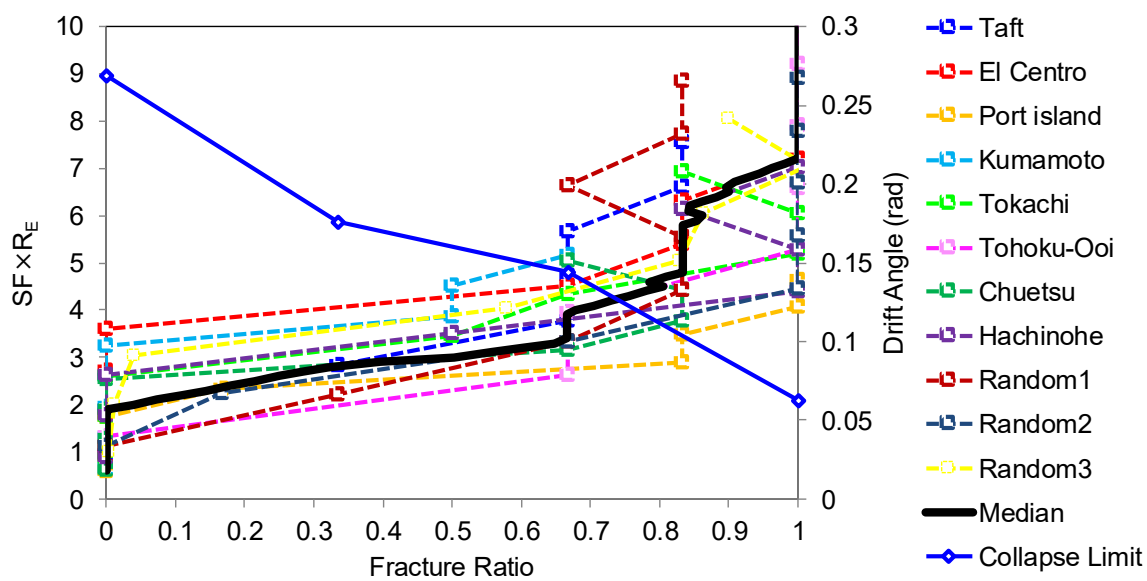


図 5.5-13 破断率と入力エネルギー比の関係 (破断考慮ありの場合)

5.6 P-Δ効果を考慮しない数値解析における倒壊予測手法の検討

5.6.1 概要

前節までの IDA では、高い収束性を有する汎用有限要素解析ソルバーを用いることで、数値解析において P-Δ効果を考慮し、構造物が実際に倒壊する挙動を直接算出することで、想定する入力地震動に対する構造物の倒壊発生を判定した。一方で支持架構の耐震性能評価に用いられる現行の骨組解析ソルバーの多くは、P-Δ効果や倒壊挙動などの不安定挙動を取り扱えないものが多い。そこで本章で示す倒壊防止基準を現行の耐震評価に反映することを目的として、P-Δ効果を考慮できない解析ソルバーに本研究で提案する部材破断のモデル化を組み込んだ状況を想定し、このようなソルバーで実施した非線形時刻歴応答解析結果に基づき、倒壊発生の判定が可能かどうかについて検証した。

5.6.2 IDA による倒壊発生の予測

本項では、解析モデルや入力条件は前節の IDA と同一とし、P-Δ効果を考慮しない条件にて IDA を実施した。具体的には、IDA において鉛直方向下向きに作用させる重力加速度を 0 とすることで、P-Δ効果を不考慮とした。なお、ブレース破断は引き続き考慮するものとした。各入力地震動に対して生じた第 1 層の層間変形角の最大値と、表 5.4-2 の θ_{limit} を比較し、最大変形が θ_{limit} を上回った場合は倒壊と判定することとし、倒壊が生じたケースの中で最小となる SF の値を確認した。最大変形と θ_{limit} の比較では、解析中に破断したブレースの本数を確認し、破断本数に対応する θ_{limit} を採用した。表 5.4-2 に示す θ_{limit} は、ブレース破断本数が 0, 2, 4, 6 本の場合しか示されていない為、これら以外の本数 (1, 3, 5 本) に対応する θ_{limit} は、同表の値を線形補間することで求めた。この SF と、5.3 節の P-Δ効果を考慮した IDA において実際に倒壊が生じた SF の最小値を照合し、その一致の程度を確認した。

各入力地震動に対する、第 1 層の層間変形角最大値の IDA 曲線を図 5.6-1 に示す。同図において、青線は 5.5 節で示した P-Δ効果を考慮した時刻歴応答解析によるものであり、図 5.5-10 と同一である。図 5.5-10 でも述べた通り、倒壊が生じた場合の計算上の最大層間変形角は 1 rad 近くに到達しており、同図内の表示範囲外にプロットされた SF は倒壊が生じたことを示す。また赤線は P-Δ効果を考慮しない IDA によるものである。緑線は、P-Δ効果を考慮しない IDA の各 SF において、生じたブレース破断数に対応する倒壊限界 θ_{limit} を示す。

本図で赤線と緑線を比較し、P-Δ効果を考慮しない IDA において生じた最大層間変形角が θ_{limit} を上回る場合、その SF にて倒壊が生じたと判定する。このようにして倒壊の判定を行い、倒壊と判定された SF の中で最小の SF と、P-Δ効果を考慮した解析結果において実際に倒壊が生じた SF の中で最小の SF について、地震波ごとに比較した結果を図 5.6-2

に示す。

同図より、両者は類似した傾向を示すものの、多くの入力地震動について、P- Δ 効果を考慮しない解析結果に基づく判定の方が0.5程度大きいSFを与えており、すなわち倒壊の判定について危険側の予測を与えていることがわかる。この原因として、P- Δ 効果による1方向への応答変位の蓄積が挙げられる。例として図5.6-3に、Hachinohe波入力時のSF=2.0, 2.5, 3.0において、P- Δ 効果を考慮した場合としない場合双方の第1層層間変形角の時刻歴波形を示す。SF=2.0ではP- Δ 効果を考慮した場合、考慮しない場合における応答はほぼ同一であるが、SF=2.5では、P- Δ 効果を考慮した場合、徐々に負側に変位がドリフトしていることが確認される。またSF=3.0の場合はこの傾向がさらに顕著であり、ドリフトが蓄積することで倒壊限界 θ_{limit} を超え、倒壊に至ったと推測される。このような1方向への応答変位の蓄積は、繰返し弾塑性変形する構造物に自重のような静荷重が作用することで生じることが原因である。P- Δ 効果を考慮しない時刻歴応答解析の場合、この1方向への応答変位の蓄積は考慮されない為、これに基づき倒壊判定を行った場合、原則として危険側の予測を与えると考えられる。そのため本手法を用いる場合は、別途この応答変位の蓄積を定量的に推定する必要がある。

しかしながらこの応答変位の蓄積は、構造物の復元力特性や、地震波の特性・継続時間などによって幅広い値を取ることから、定量的な予測は困難である。この推定方法に取り組んだ例としては、Bernal^[5-23]、曾我部ら^[5-24]、山崎ら^[5-25]、出水ら^[5-26]の研究が挙げられるが、いずれも生じる応答変位の蓄積の上限値の予測を与えるにとどまっている。そのため保守的な評価を行うことは可能であるが、実際に生じる変形量の定量的な予測手法は現時点では見当たらない。そのためP- Δ 効果を考慮しない解析ソルバーにおいて本手法に基づき倒壊判定を行う場合は、この予測方法の確立が今後の課題になると考えられる。

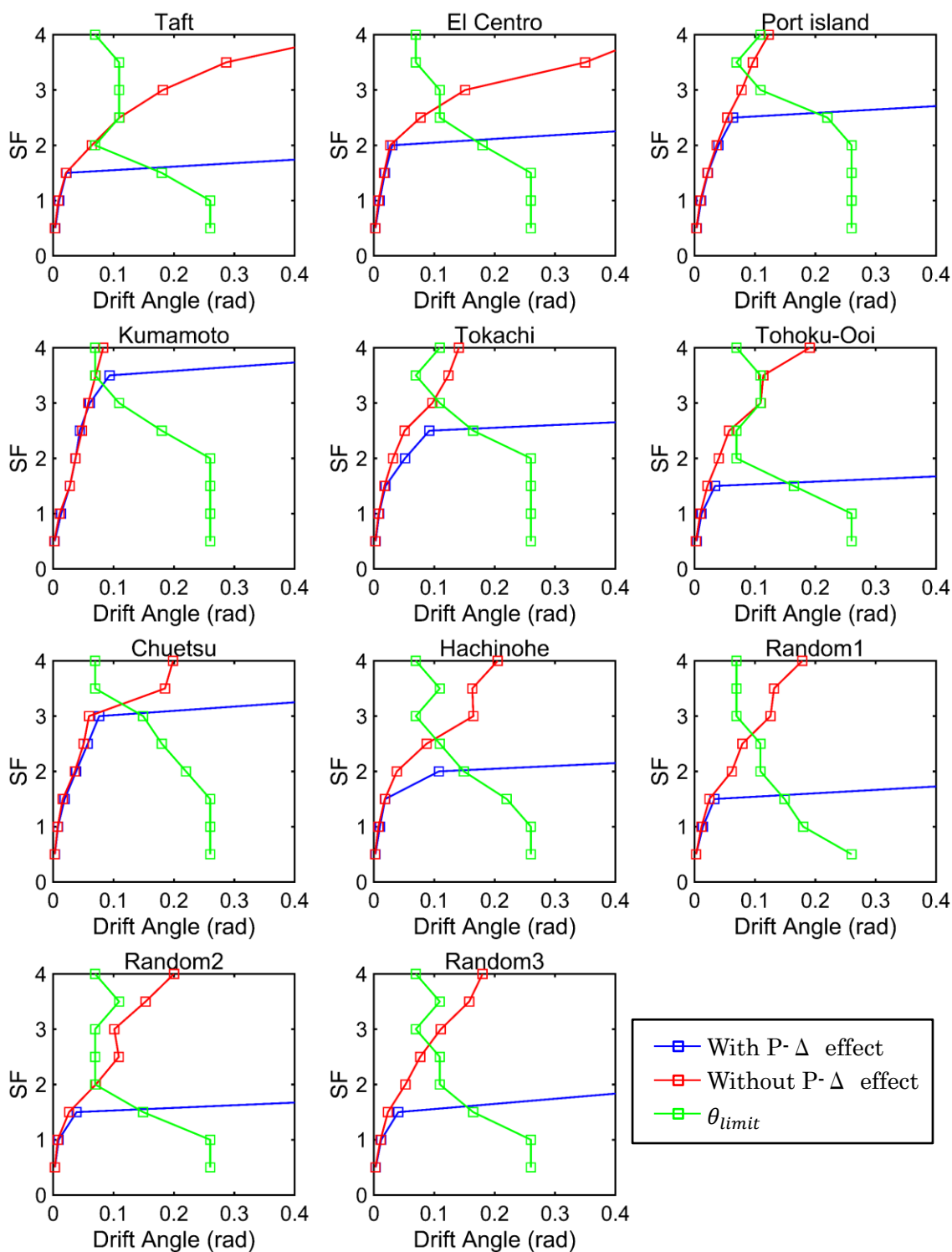


図 5.6-1 第1層最大層間変形角の IDA 曲線と倒壊限界の比較

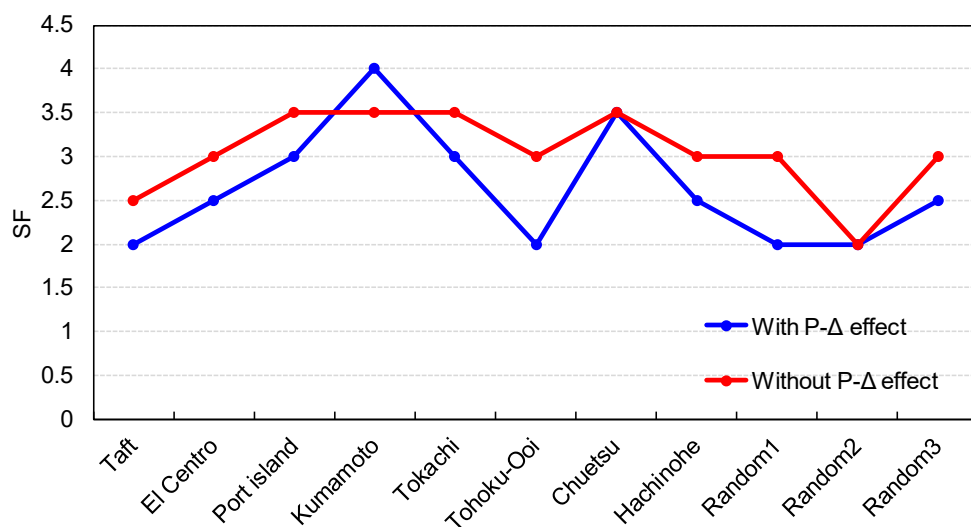


図 5.6-2 倒壊発生 SF 判定値と IDA にて倒壊した SF 最小値の比較

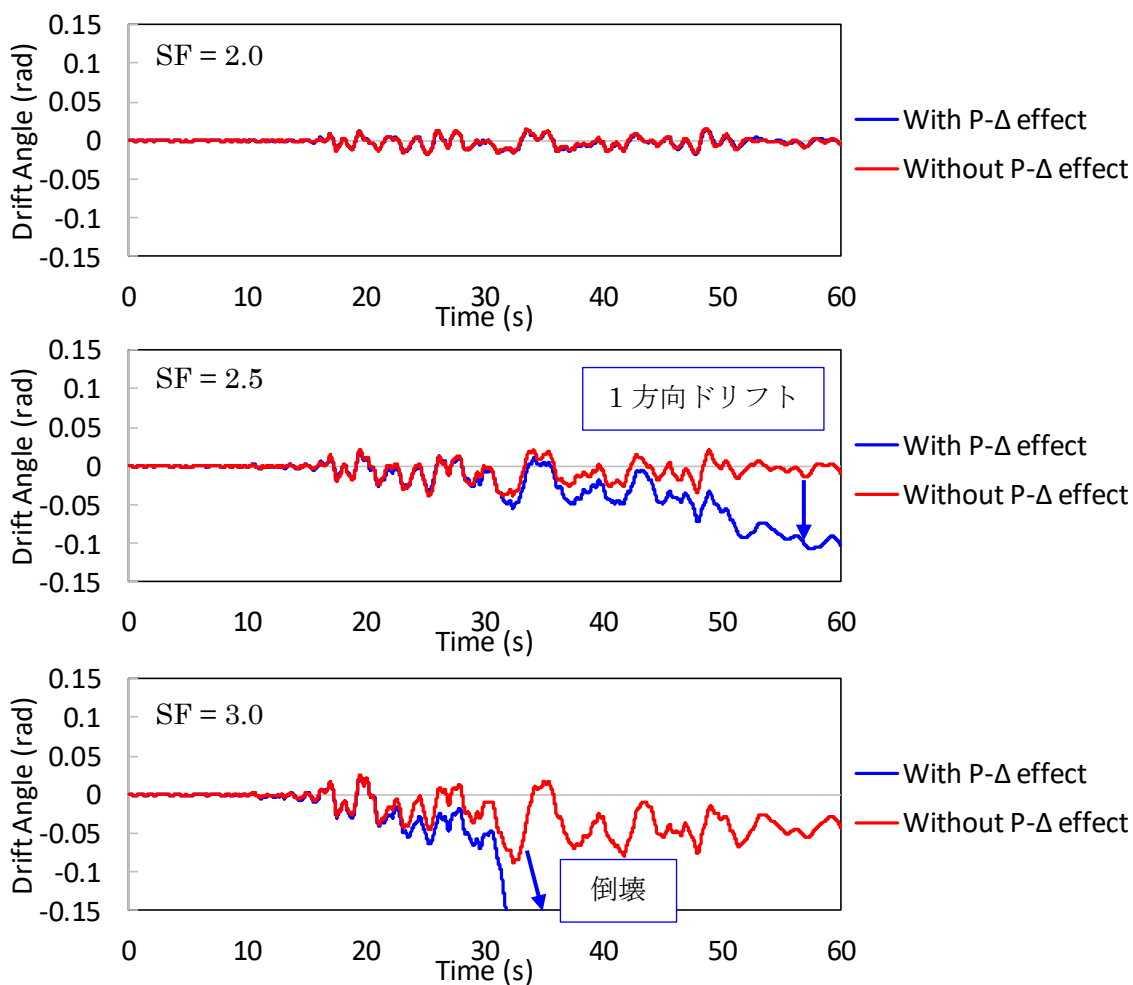


図 5.6-3 P-Δ 効果有・無時の第 1 層層間変形角の比較 (入力波 : Hachinohe)

5.7 本章のまとめ

本章では、機械設備の安全性に対する評価手法の構築として、P- Δ 効果により生じる倒壊を防止するための評価基準の構築を行った。地震中のブレースの破断の影響を考慮した上で、構造物の倒壊が生じる限界となる変形を算出する方法を提案した。また部材の弾塑性特性、ブレースの破断、P- Δ 効果を考慮した非線形時刻歴応答解析に基づく漸増動的解析を実施し、構造物が倒壊に至るまでの挙動を直接算出した。時刻歴応答解析において倒壊が生じたケースと生じなかったケースを確認することで、定義した倒壊限界が時刻歴応答解析結果と整合するかどうかについて確認した。

本章で得られた知見は以下のとおりである。

- (1) 提案手法より得られる倒壊限界変形の値は、今回対象とした構造物において、ブレース破断を考慮しない場合は層間変形角 0.3 rad 程度となり、現行の評価基準と比較しても相当の余裕度を有する一方、過去の試験で確認された倒壊時の変形量に近い値を示した。
- (2) 鉄骨部材の弾塑性変形、ブレースの座屈及び破断、P- Δ 効果を考慮した時刻歴応答解析により、ブレース付骨組構造物が動的応答中に倒壊に至るまでの挙動を数値解析によって算出した。これにより、構造物の倒壊が生じる限界を数値解析により直接的に算出することが可能となった。
- (3) 様々な地震波を入力とする IDA の結果、ブレース破断の考慮の有無にかかわらず、倒壊しない入力条件のケースでは、第 1 層層間変形角の最大値が提案する計算法による倒壊限界変形を下回り、これを上回ったケースは全て倒壊に至った。よって提案する判定基準は、部材破断の影響を考慮した倒壊防止基準として有効であると考えられる。
- (4) 地震中のブレース破断が生じた本数と、入力地震波の強度の間の相関を検討した。地震動波形のエネルギーに基づく換算速度スペクトルとブレース破断数の間には明確な関係が認められた。速度応答スペクトルと換算速度スペクトルの比をパラメータとして導入することで、ブレース破断発生の度合いと倒壊限界変形をより合理的に推測できる可能性があることを示した。
- (5) P- Δ 効果を考慮できない骨組解析ソルバーへの展開を目的とし、算出した倒壊限界変形量と P- Δ 効果を考慮しない時刻歴応答解析に基づき、倒壊発生の予測を試みた。その結果、予測結果は P- Δ 効果を考慮した IDA における倒壊発生状況に類似する傾

向を示すものの、やや危険側の予測を与えた。これは、時刻歴応答解析において P- Δ 効果を考慮しない場合、1 方向に応答変位が累積する挙動を評価できない為である。P- Δ 効果を考慮しない解析ソルバーにて倒壊予測をする場合は、この応答変位の蓄積を別途精度よく予測する必要がある。

提案する倒壊防止基準の数値解析による本章での検証は、入力地震動及び解析モデルを限定したものしか示していない。今後は、構造モデルや入力地震動の範囲を広げた検証を進めていく必要がある。また同時に、振動台試験を用いたブレース付骨組構造物の倒壊試験を今後さらに実施して得られた倒壊限界と比較することで、本章の数値解析の妥当性を確認していく必要がある。

5.8 本章の参考文献

- [5-1] Federal Emergency Management Agency: Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings, 2000.
- [5-2] Structural Engineers Association of California (SEAOC) Vision 2000 Committee: Vision 2000-Performance Based Seismic Engineering of Buildings, Sacramento, CA, 1995.
- [5-3] 桑村仁, 田中直樹, 杉本浩一, 向野聡彦: 鋼構造躯体の性能表示—鋼構造建築物の性能設計に関する研究 その1—, 日本建築学会構造系論文集, 第562号, pp. 175–182, 2002.
- [5-4] 建設省住宅局建築指導課監修・日本建築防災協会: 震災建築物等の被災度判定基準および復旧技術指針(鉄骨造編), 1991.
- [5-5] 都市機能の維持・回復のための調査・研究プロジェクト運営委員会: 建物の崩壊余裕度評価のための技術資料—高層鉄骨造建物編—, ISBN 978-4-9909495-1-8, 2017.
- [5-6] 吹田啓一郎, 松岡祐一, 山田哲, 島田侑子, 多田元英, 笠井和彦: 震動台実験の概要と弾性応答特性—実大4層鉄骨造建物の完全崩壊実験 その1—, 日本建築学会構造系論文集, 74巻635号, pp. 157–166, 2009.
- [5-7] 山田 哲, 吹田 啓一郎, 松岡 祐一, 島田 侑子: 震動台実験における弾塑性応答特性と崩壊メカニズムの形成—実大4層鉄骨造建物の完全崩壊実験 その2—, 日本建築学会構造系論文集, 74巻644号, pp. 1851–1859, 2009.
- [5-8] 島田侑子, 吹田啓一郎, 山田哲, 松岡祐一, 多田元英, 大崎純, 笠井和彦: 震動台実験における倒壊挙動—実大4層鉄骨造建物の完全崩壊実験 その3—, 日本建築学会構造系論文集, 75巻653号, pp. 1351–1360, 2010.
- [5-9] 松宮智央, 中島正愛, 吹田啓一郎, 劉大偉: 鋼構造骨組の崩壊に至る挙動と非線形骨組解析: 実大3層鋼構造骨組を用いた耐震性能実証実験, 日本建築学会構造系論文集, 71巻606号, pp.203-208, 2006.

- [5-10] 秋山宏：P- δ 効果を考慮したせん断型多層骨組の耐震設計，日本建築学会構造系論文 集 第 617 号，pp. 87–94，2007.
- [5-11] 国土交通省住宅局建築指導課他編：2001 年版 建築物の構造関係技術基準解説書，2001.
- [5-12] 日本電気協会：火力発電所の耐震設計規程，JEAC3605-2009，2009.
- [5-13] 谷口惺，五十嵐晃，木田秀人：漸増動的解析(IDA)に基づく長大橋の耐震性能評価，土木学会論文集 A1 (構造・地震工学)，70 卷，4 号 pp. I_323-I_333，2014.
- [5-14] 一般財団法人 日本建築センター：時刻歴応答解析建築物性能評価業務方法書，2017.
- [5-15] 日本電気協会：原子力発電所耐震設計技術指針 (JEAG4601-2008)，2008.
- [5-16] 秋山宏：建築物の耐震極限設計，東京大学出版会，1980.
- [5-17] 松井良太，潤井駿司，得能将紀，竹内徹：ブレース及び梁端部破断を考慮した鋼構造骨組の耐震性能評価，日本建築学会構造系論文集，第 80 卷，第 717 号，pp. 1745–1754，2015.
- [5-18] 谷口元，加藤勉，中村紀吉，高橋泰彦，佐伯俊夫，広谷勉，相川勇治：鉄骨 X 型ブレース架構の復元力特性に関する研究，構造工学論文集，Vol. 37B，pp. 303–316，1991.
- [5-19] 松井良太，寺澤友貴，竹内徹：部材破断を考慮したブレース付鋼構造骨組の振動台実験，日本建築学会構造系論文集，81 卷 727 号，pp. 1553–1563，2016.
- [5-20] 竹内徹，秦康，松井良太：局部座屈を伴う H 形断面ブレースの累積繰返し変形性能，日本建築学会構造系論文集，第 73 卷，第 632 号，pp. 1875–1882，2008.
- [5-21] 日本建築学会：鋼構造座屈設計指針 第 4 版，2018.
- [5-22] 佐伯英一郎，杉沢充，山口種美，望月晴雄，和田章：低降伏点鋼の低サイクル疲労特性に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第 472 号，pp. 139–147，1995.

- [5-23] Bernal, D.; Amplification Factors for Inelastic Dynamic p - Δ effects in Earthquake Analysis, *Earthquake Engineering Structural Dynamics*, Vol. 15, pp. 635–561, 1987.
- [5-24] 曾我部博之, 小高昭夫: 強震を受ける弾塑性質点系の P - Δ 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.
- [5-25] 山崎真司, 遠藤和明: 弾塑性地震応答における P - Δ 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.
- [5-26] 出水俊彦, 北村春幸, 増田和暉: P - δ 効果を考慮した超高層 RC 造建築物の残留変形の評価, 第 81 巻, 第 722 号, pp. 703–712, 2016.

第6章 結論

本論文では、機械設備の耐震性能の向上と合理化を目的とし、特に構造物の修復性と安全性に直接的に対応する設計指針の構築に取り組んだ。最初にこれらの性能を評価する上で必要である、部材破断を考慮した数値解析手法の構築を行った。本手法を用い、特に部材破断が生じる大変形領域での構造物の動的挙動を明確にした上で、修復性に配慮した耐震構造の実現方法、また安全性として倒壊を防止するための設計条件の提案を行った。

以下に、各章の結論を総括する。

第1章 序論では、設計用地震動の高レベル化が進む中で、機械設備に期待される要求性を整理し、また現行の耐震設計手法との比較を行った。これより機械設備の耐震性能の向上と合理化を目的として本論文で取り組む課題として、機械設備の修復性、安全性に対する評価手法の確立と、それらに取り組む上で必要となる、部材破断を考慮した数値解析技術の構築を挙げた。

第2章 部材破断を考慮した数値解析手法の概要では、本研究における耐震性能評価の基礎となる、地震中の鉄骨部材の破断を考慮した数値解析手法を構築するにあたり、その概要と、構築にあたって解決すべき課題を示した。本章で得られた知見は以下のとおりである。

- (1) 部材破断を考慮した数値解析手法の構築にあたり、対象とする破壊モードとして、溶接部等のひずみ集中部での低サイクル疲労による破断を対象とした。これは、東北地方太平洋沖地震のような長時間継続する地震の多発を踏まえて本破壊モードの危険性が指摘されていること、また既往研究での検討例が少なく今後検討していくべき重要な破壊モードであると考えられることが理由である。
- (2) 本研究で構築する部材破断を考慮した数値解析手法の概要を示すとともに、その数値解析プロセスをフローとして示した。本手法は、既存の非線形時刻歴応答解析をベースとし、弾塑性材料モデルに、新たに部材破断を判定する機能を追加したものである。なお、鉄骨部材の破断は、初期の低サイクル疲労き裂が発生し、断面内を進展し、最終的に部材断面全体が破断するというプロセスを取る。本研究では、断面内のき裂の進展は無視し、初期の低サイクル疲労き裂が発生した時点で部材全体が破断すると見なすこととした。よって部材破断判定機能には、低サイクル疲労評価手法を適用する。
- (3) 本手法において低サイクル疲労評価を行う場合、鉄鋼材料の疲労試験データに基づ

く S-N 曲線を用いることになるが、試験片形状の差や荷重の動的影響などから、これらの S-N 曲線をそのまま適用できるかどうかは不明確である。そのため、実際の鉄骨構造物を模擬した振動台試験を実施し、低サイクル疲労破壊による破断が生じるまでの寿命を確認する必要がある。

第3章 動的荷重下の鉄骨部材の低サイクル疲労寿命の振動台試験による検証では、第2章で抽出した課題に基づき、繰返し動的荷重を受ける鉄骨部材の破断に至るまでの寿命評価として、大型振動台を用いた鉄骨部材の破壊試験と、FEM 解析による試験結果の分析を行った。また、構築した部材破断を考慮した数値解析手法の適用例として、5層2スパンのラーメン構造の時刻歴応答解析結果について述べた。本章で得られた知見は以下のとおりである。

- (1) 試験体に繰返し動的荷重を作用させた結果、梁の溶接止端部付近において初期き裂が発生し、フランジ上を材軸直角方向に沿ってき裂が進展し、最終的には片側のフランジが完全に破断することが確認された。破断後の試験体の破面観察を実施した結果、初期き裂は低サイクル疲労き裂であり、き裂が進展するに従い徐々に延性的な破壊に移行したと考えられる。
- (2) FEM 解析により予測した初期き裂が発生した部位におけるひずみ振幅と、試験において初期き裂が生じるまでのサイクル数を、準静的な疲労試験より決定された Manson-Coffin 式と比較したところ、両者は良く一致した。これより動荷重下で鉄骨部材に生じる部材破断（初期き裂の発生）は、準静的な疲労試験結果より同定された S-N 線図を用いた、低サイクル疲労評価によって評価可能であることが明らかとなった。よって、部材破断を考慮した数値解析フローにおいて、一般的に用いられる低サイクル疲労評価を導入することが妥当性であることが確認された。
- (3) 構築した部材破断を考慮した数値解析を、5層2スパンのラーメン構造の耐震性能評価に適用し、梁端部の破断を考慮した地震応答解析を実施した。解析においては、地震中に梁端部が破断し剛性を失う挙動が表現されることが確認された。また梁端部破断を考慮した場合と考慮しない場合の双方の結果を比較した結果、部材破断の発生に伴い変形の増大や各層でのエネルギー吸収分布の変化が生じることが確認された。これらは設計段階において想定される骨組挙動からは大きく異なるものであり、設計レベルを大きく上回る極大レベルの地震動に対する耐震性能評価においては、部材破断を考慮した数値解析の適用が必要となる。

第4章 部材破断の発生個所を制御する構造物の評価方法の構築では、修復性を高めた鉄骨構造物の実現を目的とし、鉄骨構造物に生じる破壊モードとして梁端部に生じる低サイ

クル疲労による破断を対象とし、この各梁部材の指定された側の端部に発生させるような鉄骨構造に着目した検討を行った。構造物のこのような性能を、各部材の断面形状を修正することにより実現することとし、その基本的な検討として信頼性評価に基づき、低サイクル疲労き裂が指定された側の梁端部に生じる確率の評価方法を提案した。本手法を具体的なラーメン構造の解析モデルへ適用するとともに、その手法の妥当性を、部材破断を考慮した非線形時刻歴応答解析を用いたモンテカルロシミュレーションにより検証した。

本章で得られた知見は以下のとおりである。

- (1) 鉄鋼材料の低サイクル疲労寿命のばらつきと構造物の弾塑性プッシュオーバー解析に基づき、構造物にあるレベルの変形が繰返し生じた際に、指定位置において部材破断が先行して生じる確率を算出する方法を提案した。
- (2) 部材破断の発生を回避したい部位を指定した2層3スパンラーメン構造を対象とし、各梁端部に生じるひずみに差が生じるように柱の断面形状を修正した解析モデルを作成した。この解析モデルに提案手法を適用し破断先行確率を算出した結果、柱の断面形状の修正によって破断先行確率が増加する傾向が確認された。
- (3) 部材破断を考慮した時刻歴応答解析を用いたモンテカルロシミュレーションを実施し、本解析モデルにおける破断先行確率を算出した。その結果、柱の断面形状を2段階程度増加させる対応により、最大で86%の確率で、破断位置の制御の目標が達成されることが示された。
- (4) 提案手法により得られた破断先行確率と、モンテカルロシミュレーションにより得られた破断先行確率を比較した。その結果、モンテカルロシミュレーションにより得られた頻度に対して最大0.1程度の差があるものの、概ね近い結果となっていることが確認された。また相関係数の増加や柱断面比率の増大に応じて実現確率が増加する傾向も捉えられており、提案する破断先行確率の評価手法は、十分に妥当性を有すると考えられる。なお、提案手法による破断先行確率の予測値のほとんどは、モンテカルロシミュレーションの結果よりも大きな値となっており、これは地震応答中の部材破断による構造物の剛性変化の影響がその原因の一つとして考えられる。そのため提案する破断先行確率の評価手法は簡易的な評価のための手法と位置付けられ、より精度の高い確率評価を要する場合はモンテカルロシミュレーションを実施する必要がある。

第5章 鉄骨構造物の倒壊を防止する評価基準の構築では、機械設備の安全性に対する評価手法の構築として、P- Δ 効果により生じる倒壊を防止するための評価基準の構築を行っ

た．評価対象としてより高い耐震性能を有する構造形態であるブレース付骨組構造物を取り上げ，地震中のブレースの破断の影響を考慮した上で，構造物の倒壊が生じる限界となる変形を算出する方法を提案した．また部材の弾塑性特性，ブレースの破断，P- Δ 効果を考慮した非線形時刻歴応答解析に基づく漸増動的解析（IDA）を実施し，構造物が倒壊に至るまでの挙動を直接算出した．時刻歴応答解析において倒壊が生じたケースと生じなかったケースを確認することで，定義した倒壊限界が時刻歴応答解析結果と整合するかどうかについて確認した．

本章で得られた知見は以下のとおりである．

- (1) 提案手法より得られる倒壊限界変形の値は，今回対象とした構造物において，ブレース破断を考慮しない場合は層間変形角 0.3 rad 程度となり，現行の評価基準と比較しても相当の余裕度を有する一方，過去の試験で確認された倒壊時の変形量に近い値を示した．
- (2) 鉄骨部材の弾塑性変形，ブレースの座屈及び破断，P- Δ 効果を考慮した時刻歴応答解析により，ブレース付骨組構造物が動的応答中に倒壊に至るまでの挙動を数値解析によって算出した．これにより，構造物の倒壊が生じる限界を数値解析により直接的に算出することが可能となった．
- (3) 様々な地震波を入力とする IDA の結果，ブレース破断の考慮の有無にかかわらず，倒壊しない入力条件のケースでは，第 1 層層間変形角の最大値が提案する計算法による倒壊限界変形を下回り，これを上回ったケースは全て倒壊に至った．よって提案する判定基準は，部材破断の影響を考慮した倒壊防止基準として有効であると考えられる．
- (4) 地震中のブレース破断が生じた本数と，入力地震波の強度の間の相関を検討した．地震動波形のエネルギーに基づく換算速度スペクトルとブレース破断数の間には明確な関係が認められた．速度応答スペクトルと換算速度スペクトルの比をパラメータとして導入することで，ブレース破断発生の度合いと倒壊限界変形をより合理的に推測できる可能性があることを示した．
- (5) P- Δ 効果を考慮できない骨組解析ソルバーへの展開を目的とし，算出した倒壊限界変形量と P- Δ 効果を考慮しない時刻歴応答解析に基づき，倒壊発生の予測を試みた．その結果，予測結果は P- Δ 効果を考慮した IDA における倒壊発生状況に類似する傾向を示すものの，やや危険側の予測を与えた．これは，時刻歴応答解析において P- Δ 効果を考慮しない場合，1 方向に応答変位が累積する挙動を評価できない為である．

P- Δ 効果を考慮しない解析ソルバーにて倒壊予測をする場合は、この応答変位の蓄積を別途精度よく予測する必要がある。

また、本研究全般を通じて得られた今後の課題をまとめれば、以下のとおりである。

- 第4章、第5章で示した修復性、安全性に対する評価においては、いずれも限られた解析モデルや入力波における検討結果となっている。これらの章で示した手法の信頼性を高めるためには、より多くの構造形態や入力条件における検討を行い、より一般性の高い手法としていく必要がある。
- 同様にこれらの章での検討はいずれも解析的な検討であり、実験的な検証が不足している。これらの手法の信頼性を高めるためには、振動台を用いた鉄骨構造物の振動試験を通じ、手法の妥当性を実証していく必要がある。
- 本研究では、機械設備のうち主たる構造体として支持架構を対象とした。一方で機械設備は、種別によって形状や設備機能が大きく異なるため、それらの地震応答や、修復性・安全性に対する要求性能も異なる。そのため支持架構以外の機械設備にも本研究の取り組みを拡大することで、機械設備全体としての耐震性能の向上や合理化を図っていく必要がある。

以上

謝辞

本論文は、筆者が京都大学大学院工学研究科都市社会工学専攻及び株式会社 IHI に在籍中に実施した、部材破断を考慮した機械設備の耐震性能評価に関する一連の研究成果を取りまとめたものです。この間、多くの方からご指導、ご協力、ご配慮をいただきました。

京都大学防災研究所 教授 五十嵐晃先生には、本論文の指導教官として、遠方の社会人であった筆者を温かく迎え入れていただくとともに、研究や論文の細部に至るまで懇切丁寧なご指導を賜りました。五十嵐先生には、博士後期課程だけでなく、京都大学工学部、京都大学大学院工学研究科社会基盤専攻修士課程を含めて一貫したご指導をいただくことができました。筆者が企業の研究所で研究を生業としているのも、五十嵐先生から賜ったご指導の中で、研究の意義や面白さを学ぶことができたからであると感じています。心よりお礼申し上げます。

京都大学大学院工学研究科社会基盤工学専攻 教授 高橋良和先生及び、京都大学防災研究所 准教授 後藤浩之先生には、本論文の副査をお引き受けいただき、研究や論文の細部に至るまで丁寧なご指導、ご指摘を賜りました。ここに深く感謝いたします。

また、博士後期課程在学中は、京都大学防災研究所 都市耐水研究室の方々には大変お世話になりました。特に森美穂 秘書には、遠方在住であることや、新型コロナウイルス感染防止対策の観点から、多くのご配慮をいただきました。

本論文に示した研究成果の一部は、筆者が株式会社 IHI 技術開発本部にて実施した自主研究において得られたものです。同社の方々には、研究を遂行する上で多くのご配慮をいただきました。特に当時の上長であった尾形秀樹氏、桑田徹氏、岩本浩祐博士には、大学院への留学を快諾いただくとともに、入学後は多くのご協力、ご配慮をいただきました。また、国内外の多くの学会・研究機関への参加や発表の機会を与えていただきました。在学中は、青山茂一氏、大豊晃祥氏をはじめとする所属部門の方々に多くのご配慮をいただき、社会人博士として、業務の傍ら研究を進めることができました。山田剛久博士、宮崎信弥博士には、特に鉄鋼材料の低サイクル疲労評価に関して多くのご教示、ご指導をいただき、理解を深めることが出来ました。大谷章仁博士、甲斐聡流氏には、米国機械学会が主催する国際学会などを通じて、構造物の弾塑性振動や低サイクル疲労評価に関する有益なご助言を多くいただきました。振動台試験の実施においては、株式会社 IHI 検査計測の方々に大変お世話になりました。

第 5 章の数値解析における入力地震動の作成においては、防災科学技術研究所の K-NET 強震記録、気象庁ホームページの強震記録を利用させていただきました。ここに感謝の意を記します。

その他、多くの方からのご指導、ご協力、ご配慮をいただくことで、本論文を取りまとめることができました。全ての方のお名前を挙げることはできませんが、深く感謝する次第です。

最後になりますが、これまで筆者の大学院在学を気にかけてくれた両親、筆者の癒しであった長女 日菜子、そして会社・大学院の二足の草鞋により筆者が家庭を顧みる時間が少なく、さらには新型コロナウイルスの流行などの過酷な時期であったにもかかわらず、常に筆者を理解し支えてくれた妻 香穂に心から感謝します。

ありがとうございました。