

耐震フェイルセーフ構造に関する基礎的研究

伊 山 潤



耐震フェイルセーフ構造に関する基礎的研究

伊山 潤

目次

第1章 序	5
1.1 兵庫県南部地震被害から省察される終局耐震設計の変革の方向	5
1.2 本論文の研究範囲と着眼点	6
1.3 関連する既往の研究	8
1.3.1 部材が破壊しても全体崩壊を防ぐ技術に関する研究	8
1.3.2 共振を回避する構造の挙動に関する研究	9
1.3.3 地震動の時間-周波数特性と構造応答との関連に関する研究	9
1.3.4 部材破断が構造物の動的挙動におよぼす影響に関する研究	10
第2章 地震に対するフェイルセーフの基本理念	13
2.1 構造システムの定義	13
2.2 フェイルセーフという考え方	13
2.3 フェイルセーフ構造システム	14
2.4 フェイルセーフ構造システムの動的挙動	16
第3章 フェイルセーフ構造の耐震性評価	23
3.1 応答解析モデル	23
3.1.1 フェイルセーフ二相構造モデル	23
3.1.2 単一構造モデル	25
3.1.3 応答解析手法	26
3.2 地震動周波数特性のフェイルセーフ耐震安定効果への影響	28
3.2.1 模擬地震動モデル	28
3.2.2 エネルギースペクトル形状の影響	30
3.3 構造特性のフェイルセーフ耐震安定効果への影響	31
3.3.1 固有周期の差の影響	33
3.3.2 塑性エネルギー吸収能力の影響	35
3.3.3 降伏変形比の影響	37
3.3.4 エネルギー吸収能力比の影響	41
3.4 地震動時間-周波数特性のフェイルセーフ耐震安定効果への影響	41
3.4.1 時間-周波数特性を考慮した模擬地震動モデル	44
3.4.2 基準化最大一撃エネルギーの影響	45

3.4.3	卓越周期の変化の影響	53
3.5	最悪入力波に対する応答	64
3.5.1	単純連結による最悪入力波	66
3.5.2	ウェーブレット逆変換による最悪入力波	66
3.5.3	応答解析モデル	69
3.5.4	応答解析による検証	69
第4章	実地震動記録を用いたフェイルセーフ構造の耐震性評価	71
4.1	応答解析モデル	71
4.2	使用した地震動	72
4.3	地震動特性とフェイルセーフ構造の有効性との関係	72
4.3.1	震央距離との関連	72
4.3.2	卓越周期との関連	73
4.3.3	スペクトルの広がりとの関連	73
4.3.4	基準化最大一撃入力エネルギーとの関連	75
4.3.5	卓越周期の変化との関連	76
4.3.6	時間-周波数特性の影響の検証	77
第5章	フェイルセーフ構造の耐震信頼性の確率論的評価	79
5.1	応答解析モデル	79
5.2	卓越周期の変動する場合の耐震信頼性	79
5.2.1	模擬地震動モデル	80
5.2.2	解析結果	80
5.3	構造特性が耐震信頼性に及ぼす影響	82
5.4	地震動の時間-周波数特性が耐震信頼性に及ぼす影響	85
第6章	結論	93
付録A	ウェーブレット解析	97
A.1	地震動の時間-周波数特性としてのウェーブレット特性の位置付け	97
A.2	ウェーブレット変換とは	98
A.3	ウェーブレット係数と入力エネルギーの関係の定式化	102
A.4	ウェーブレット特性と構造応答の対応関係	103
A.4.1	ウェーブレット変換により得られる地震動特性パラメタ	120
A.5	ウェーブレット逆変換による模擬地震動の作成	126
A.5.1	制御パラメタ	126
A.5.2	ウェーブレット係数列の生成	126
A.5.3	作成された模擬地震動の例	129

付録B	1995年兵庫県南部地震の時間-周波数解析	133
B.1	使用した地震動	133
B.2	地震動のフーリエ解析	133
B.3	地震動のウェーブレット解析	136
B.3.1	エネルギー入力の周波数-時間特性	136
B.3.2	最大一撃入力エネルギー	137
B.3.3	卓越周期の変化	141

第1章 序

1.1 兵庫県南部地震被害から省察される終局耐震設計の変革の方向

今世紀後半、構造物の耐震設計技術は飛躍的に発達した。その原動力として、高速デジタルコンピュータが開発され地震応答解析によって構造物の動的挙動が明らかになってきたこと、構造物や構造部分を対象とした大型実験装置が開発され弾性限を超える領域の荷重-変形履歴挙動が明らかになってきたこと、および地震観測網が整備され大地震による地動加速度の記録が充実してきたことの3点が挙げられる。これらの成果を取り入れ、世界の地震国では終局耐震設計と呼ばれる設計技術が設計基準種類の中に制定されている。その先進国である我が国においても1981年に改正された建築基準法において、構造部材が降伏した後の構造物の保有水平耐力が建物使用期間中に考えられる最大級の地震力を上回ることが要求され、「建物の崩壊を防ぎ人命の安全を確保する」ことをその理念とする終局耐震設計法が確立された。

しかし、1995年兵庫県南部地震では、構造部材が座屈や破断という形態で破壊し、部分崩壊や全体崩壊に至った鉄骨構造物が少なからず見られ[1][2]、これらの中には現行耐震規定の下で建設された構造物も含まれている[3]。これらの被害が発生した原因については震災後多くの研究が行われており、主な原因として、施工の不備があったこと、地震入力が現行耐震規定のレベルを超えていたこと、脆性破断およびその構造挙動への影響が未だ解明されておらず設計に反映されていなかったことの3点に集約される。

まず第一の施工の不備については、これまでも震災の度に繰返し指摘されてきているが、今回の震災でも柱梁接合部付近での溶接部の破壊や柱脚の破壊が数多く確認されており、主としてこれらが不適切な施工による被害であることが報告されている[2]。接合部の被害の割合は現行耐震規定による建物においてもそれ以前に比較してほとんど変わっていないこと[3]は、現在の鉄骨造建築生産システムが適切なエンジニアリングを保証できないという構造的欠陥を持ち、またこの欠陥が相当以前より放置されたままであることを示唆するものである[4]。

次に地震動強度の問題については、地震動推定に関する研究によって、震度7と発表された地域における最大地動加速度は $600\sim 1000\text{cm/s}^2$ 、最大地動速度は 130cm/s 程度と推定されており[5][6]、現行耐震規定の想定を上回る地動加速度および地動速度であったと考えられている。また、建物被害から構造物へのエネルギー入力を推定した研究[7][8][9]からはいずれも速度換算値で現行耐震規定の1.5倍から2倍程度のエネルギー入力があったとされている。

第三の鉄骨部材の脆性破断の問題は、実際の被害としては我が国で初めて確認され、まだ研究が十分とはいえない領域の問題である。脆性破断は溶接近傍、あるいは厚肉部材に多くみられ、形状や材質による塑性拘束やひずみ集中が著しく、切り欠き靱性が低い箇所から発生した延性き裂に端を発

し、これがある程度成長した時点で脆性破断へ転化するという段階を経るものであると考えられている[10][11][12]。しかしながら、その詳しいメカニズムについてはまだ明らかになっておらず、脆性破断がいつどこで発生するかを予測することが現状では困難である。また、部材の脆性破断後の構造物の挙動も研究途上である。

これらの大きな教訓を残した兵庫県南部地震であったが、被害報告の総括としては、現行の耐震設計を容認する比較的楽観的なものが多いように見受けられる。これは、部材が破壊したにもかかわらず、大破・倒壊といった大被害を免れた建物が数多く確認されていることによるものと思われる。その理由の一つとして報告書[13]では、暗黙的あるいは無意識的に付与された耐力の余裕および建築物の不穩定性などの冗長性が寄与した可能性を示唆している。しかし、部材破壊にもかかわらずどうして崩壊に至らなかったのか、部材の破壊の後、崩壊に至るか否かがどのような特性によって支配されるのか等については現状では解明されておらず、暗黙的無意識的に付与される冗長性に無条件に期待をすることはできない。

兵庫県南部地震被害から提起された施工不良の問題、適切な地震動レベル設定の問題、脆性破断の問題を解決するために、継続的に研究を進めてゆく努力が必要であることは言うまでもない。しかし、ヒューマンエラーが設計・施工の不備を引き起こす可能性があることや、現在の地震学においては将来起こりうる巨大地震の予測を行うことが困難であることを考えれば、暗黙的に付与される冗長性に盲目的な期待をするのではなく、冗長要素の動的挙動を明確に把握した上でこれを設計計算に組み込むことにより、一部の部材が破壊した時においても構造の安全性を確保し人命を保全するという耐震設計技術が必要である。本論文はこの観点に立ち、構造物に内在する暗黙的冗長性を設計計算という客観的技術活動の舞台に導くための基礎となる研究を行ったものである。

1.2 本論文の研究範囲と着眼点

すでに述べたように兵庫県南部地震の被害では、構造部材が破壊したにもかかわらず崩壊を免れた建物が見られた。本論文では、このように地震力により一部の構造部材が破壊しても構造物の崩壊を回避し安全を確保することをフェイルセーフと定義して、この現象に着目する。フェイルセーフとなっていた建物の例を図1.1に示す。この建物の柱はH形鋼で、弱軸方向の構面は各層に配置されたブレースにより水平力に抵抗する構造形式である。兵庫県南部地震によりこの建物のブレースは全て破断し、大きな残留変形が残ったが、崩壊だけは免れることができた。ブレースが配置されている構面はブレース構造として、その構面では柱梁接合部はピン接合であると仮定して設計されていたと思われるが、接合部が本当にピン接合として挙動したとすると、ブレースが全て破断した時にこの建物は崩壊しているはずである。にもかかわらずこの建物が力学的釣合を保ち崩壊を免れた理由として、ピン接合であると仮定された柱梁接合部が実際は剛接合であり、モーメントを負担することができたと考えられる。

この柱梁接合部がピン接合であるとして、構造計算を行って安全を確認したとすると、この柱梁接合部は計算上かならずしも剛性を持つ必要はなく、その観点では剛接合されたことは「無駄」であるといえる。しかし、部材が破断した場合など、構造計算の前提を超えるような被害を受けた場合には、



図 1.1: 倒壊を免れた被害建物の例

このような無駄な要素が全体の安定を保持し崩壊を防ぐという大きな役割を果たす可能性を持つことがこの例からわかる。

このような冗長な構造要素がどのような役割を果たしているかは現状では明らかではない。この問題は大きく二つに分けられる。第一に、構造物が多数の要素から構成される非常に複雑なシステムであり、冗長な構造要素がどのように構成されていた場合に損傷後の力学的釣合の保持に貢献できるのかが明らかでない点である。このことは同時に、多数の構造要素、非構造要素からなる建築物のどの要素が有効な冗長要素であるかが明らかでない、ということの意味する。もうひとつは、構造物が冗長な構造要素によってフェイルセーフが成り立っていた場合の地震動に対する動的挙動が明らかではなく、これによる耐震性の向上効果が定量的に評価出来ない点である。本論文ではこのうち後者の、既にフェイルセーフを実現した構造物の地震時の動的挙動を調査することによりフェイルセーフ構造の耐震信頼性向上の定量的評価を研究課題とする。前者の課題も構造システムを同定するという非常に大きな課題であるが、後者の課題を優先して研究課題としたのは、冗長な部材の効果が感覚的には理解されるもののその部材がどこにある何であってその効果がどのようなものであるかも明らかでない現状では、構造システムの対崩壊性能を同定することは不可能であり、まずは崩壊に対して有効なのはどのような特性を持つ要素であるかを明らかにする必要があると考えたからである。

終局状態を構造物の崩壊と定義して、構造計算上考慮されていない要素が、耐震性能に貢献すると考えると、その貢献の仕方は主として以下の三つに分類されると考える。第一はその要素が付属することによって強度が向上すること、第二は変形能力あるいはエネルギー吸収能力が向上すること、第三は地震動の入力（強度、あるいはエネルギー）を低減することである。このうち前二者については、これまで計算上考慮されていなかった要素の強度やエネルギー入力を評価することができれば構造計算に取り入れることは比較的容易である。既往の研究としても、非構造部材の耐震性への影響に関する研究[14]が見られる。そこで本論文では、冗長な要素を付けた場合と付けない場合で強度およびエ

エネルギー吸収能力を等しくした場合について、エネルギー入力がどのように低減し、耐震性を向上するかについて検討する。

設計計算上考慮されなかった要素が耐震性の向上に寄与すると期待される理由の一つは、このような構造物が構造部材の破壊によって固有周期を変化させることである。これによって、万一固有周期が地震動の卓越周期に一致して、地震動の初期に多くのエネルギー入力を受けた場合でも、周期を変化させることにより、地震動後期のエネルギー入力を低減させることができ、共振現象を回避できることが予想される。第2章ではこのようなフェイルセーフ構造の定義およびその動的挙動の概要が示される。

このようなフェイルセーフ構造の挙動は、フェイルセーフ構造の構造特性や地震動の振幅スペクトル特性に加えて、地震動特性の時間的変化の影響を強く受けるものと推定される。それは、フェイルセーフ構造の固有周期が部分破壊によって時間的に変化するからである。このような推定から、第3章ではこれらの特性を変化させてフェイルセーフ構造の動的挙動および耐震性を応答解析により調べ、フェイルセーフ構造の効果が発現する条件を明らかにする。

第3章までの検討により、フェイルセーフ構造の動的挙動や有効性に関する一般的傾向が明らかにされる。第4章では1995年兵庫県南部地震で観測された多数の地震波を用いてフェイルセーフ構造の挙動と有効性を確認する。

フェイルセーフ構造の挙動が不確定性の高い地震動特性に大きく影響を受けるとすると、その耐震性能の評価は確率論的に行なわれるべきである。第5章では、地震動特性を確率変数として捉えて、フェイルセーフ構造の耐震信頼性について考察を行い、フェイルセーフ構造の耐震信頼性向上の可能性を探る。

本論文における検討過程で用いた地震動特性の重要な解析手法であるウェーブレット変換・同逆変換については、工学問題への応用という面でまだ発展途上であるので、本研究においても適用にあたって種々の検討を加えた。それについては、論文の構成上付録Aに掲載した。また、本論第3章で用いた兵庫県南部地震の入力波動の解析については、付録Bにまとめた。

1.3 関連する既往の研究

1.3.1 部材が破壊しても全体崩壊を防ぐ技術に関する研究

本研究の特徴のひとつとして、冗長部材が破壊する場合に全体崩壊を防ぐ能力に言及している点をあげることができるが、静的外力を対象とした場合に限っては、冗長部材の耐震性向上の効果についてはすでにFrangopolらの研究がある。

Frangopol[15]は、「冗長性とは、その要素の破壊が構造物全体の崩壊を招くような致命的な構造要素が存在しないこと (the absence of critical components whose failure would cause collapse of the structure)」と定義し、システム評価の観点からこれを示す冗長性指標 (redundant factor) をいくつか提案している。この指標は、ある静的外力 (A とする) に耐えるように設計された構造物が、別の外力 (B) によって損傷を受けたときの、静的外力 A に対する耐力低下の度合を評価することを目的とするものであり、「設計耐力」に対する「実際の耐力」の比、あるいは「ある被害を受けたときの

耐力」の「被害を受ける前の耐力」に対する比、およびこれらを組み合わせたいくつかの指標が提案された。不確定次数という指標も示されたが、これは構造物の耐力の十分な指標ではないということが示され、あまり重要視されていない。このような指標を用いて、ある部材の被害によって、システムが受ける redundant factor の低下について、確定論的、確率論的に評価した例が示された。

これらのシステムの冗長性指標は、地震動を受ける構造物の評価においても重要な意味を持つものと思われる。本論文で扱うフェイルセーフ構造は、動的外力である地震動に対して設計されるものであるが、崩壊を防ぐということは、最終的には固定荷重および積載荷重などの重力による静的外力に耐えなければならない、ということである。その意味では、静的外力 A を固定荷重および積載荷重、外力 B を地震外力であると考えれば、Frangopol の示した指標は地震動外力に対する冗長性指標となる。ただし、地震外力 B に対して構造物が生き残った後の静的外力 A に対する信頼性に重点が置かれているため、地震外力 B による挙動は全く考慮されておらず、地震動のような動的外力に対する冗長性の効果を理解するには及んでいない。したがって、構造の不確定次数が大きいほどフェイルセーフを構成しやすく、耐震性が大きいという一般的認識の理論的裏付けや、冗長性をどのような指標で捉えるべきかについては議論されていない。

1.3.2 共振を回避する構造の挙動に関する研究

本論文で扱っているフェイルセーフ構造は、剛性および固有周期を変化させて共振を防ぎ、エネルギー入力を低減するという基本的な考えかたに基づいている。同様の考えの下に、固有周期を機械的に変化させて、構造物の挙動を制御しようとする試みがすでに1980年代半ばから小堀らによって行なわれてきた[16][17]。この研究は、建築構造物に知能を持たせ、能動的に自らの特性を変化させることによって外力に対抗しようという壮大な構想の一部として行なわれている。このなかでは、ある瞬間における地震動入力の卓越周期を判別して、共振を避けるように剛性を変化させる構造物の実用化実験が行なわれており、固有周期を変化させることによって応答が低減することが実験的に確かめられている。また、これに用いられる剛性変化装置を用いた構造システムの構成法についての研究も同時に行なわれている。

共振を避けるように剛性を変化させるという考え方は、本論文における冗長性の効果と同様の考えであり、また構造システムの構成法は冗長部材の配置法に応用できる可能性がある。ただし、これらの研究においては、その検討対象が地震応答の低減に限定されており、構造物の極限状態に言及していないため、安全性については論じられていない。これに対し本論文では、フェイルセーフ構造を安全性向上が期待できる構造形式として捉え、その崩壊規範を設定して解析を行なうことにより、この構造形式の動的挙動および耐震安全性について論考する。

1.3.3 地震動の時間-周波数特性と構造応答との関連に関する研究

本論文で扱うフェイルセーフ構造は、地震継続時間中にその構造特性を変化させるため、地震動の時間-周波数特性の影響を強く受ける。この影響を調査するため、地震動の時間-周波数特性を調査す

る必要があった。地震動の時間-周波数特性に関する研究には以下のようなものが挙げられる。

構造物への入力エネルギーの時間-周波数特性に関しては、大井ら、桑村らの研究がある。大井ら [18] は、1 質点弾性系への地震動による入力エネルギー累積量の時間微分をエネルギー入力率として定義し、エネルギー入力率スペクトル (EIR スペクトル) を示し、これが構造物へ与える損傷の時間-周波数分布であるとする解釈を与えた。桑村ら [19] は、1 質点完全弾塑性系へ一撃 (片振幅) で入力するエネルギーをエネルギー入力率と定義した。異なるエネルギー入力率を持つ模擬地震動を用いた解析により、エネルギー入力率が大きいほど構造物が倒壊しやすく、この傾向はエネルギー入力の累積によって履歴ループが縮小する場合に顕著になることを示した。これらのエネルギー入力率は、瞬間的なエネルギー入力量を定量化しようと試みたものであり、本論文で扱うフェイルセーフ構造物の挙動に大きな影響を与えるものであると考えられる。

一方、地震動固有の特性としての時間-周波数特性については、位相差分布の広がり加速度波形の包絡曲線に似ていることが知られている [20]。これはエネルギー入力率が位相差分布の広がり依存していることを示すものである。また、位相差分 (位相の傾き) がその周波数の卓越時刻を表すことが和泉 [21] によって示されており、周波数ごとの卓越時刻を変化させた模擬地震動が作成されている [22]。また、これら位相差分が構造応答に与える影響を示した研究も行なわれてきている [23][24][25]。しかし、位相特性とエネルギー入力との関係についてはほとんど研究が見られず、構造物のエネルギー吸収能力でこれに対抗しようとする設計規範の構築にこれらの成果を取り込むまでには至っていない。

また別のアプローチとして、構造応答を最悪にするような位相特性を追及する研究も行なわれてきている [26][27]。しかし、これらの研究で作成された「最悪入力波」は原点指向型の復元力特性を持つ振動系に対してのみ定義されているため一般性に乏しく、その他の復元力特性を持つ振動系に対しては必ずしも「最悪」ではない。本論文第 3.5 節では、フェイルセーフ構造物の動的挙動を考慮して独自に最悪入力波を定義し、この最悪入力波に対する安全性について考察する。

また、近年、時間-周波数解析の手法としてウェーブレット変換が目ざされている。これは時間-周波数領域で局在する波であるウェーブレットを積分核として変換を行なうものである。ウェーブレット変換を建築構造に応用した例としては、ウェーブレット変換の特異点抽出の機能を用いた損傷予測 [28][29] に注目が集まっている。地震動特性の解析を行なった例 [30] もあるが、地震動の一般的なウェーブレット特性の抽出には至っておらず、構造応答との関連についても示されていない。

このようなさまざまなアプローチがあるなかで、本論文では地震動の時間-周波数特性の表現にはウェーブレット変換を用い、変換の結果得られるウェーブレット係数のエネルギー入力との対応を独自に模索し、ウェーブレット係数列がフェイルセーフ構造の応答に与える影響を調査した。

1.3.4 部材破断が構造物の動的挙動におよぼす影響に関する研究

1995 年兵庫県南部地震では、我が国で初めて鉄骨脆性破断の被害が報告された。しかし地震被害調査からは、脆性破断が破断後の構造物の動的挙動にどのような影響を及ぼしたかは明らかになっていない。これに関する解析的な研究としては、佐藤ら [31]、上谷ら [32]、日下、中島ら [33] の研究が

あり、部材の破断が同じ層の部材の破断を導き、連鎖的に崩壊する可能性があること、部材の塑性変形能力のばらつきが大きいほど入力エネルギーが損傷層に集中し、構造物全体としての耐震性能が低下することなどが明らかとなってきている。

本論文では、既往の研究にあるように層を構造物の構成要素と捉えるのではなく、並列に配置された耐震サブシステムを構造物の構成要素と捉えて、フェイルセーフ構造の安全性について検討する。したがって、本論文では層への損傷集中および層崩壊は考慮しない。層崩壊が甚大な被害をもたらすのにも関わらず本論文でそれを考慮しないのは以下の理由による。第一に、層を構造システムの構成要素と捉えた場合、各層は直列に接続されているため、一層でも破壊するとそれはすなわち構造物の終局状態を意味する。したがって、そのようなモデル化ではフェイルセーフは構成不可能であり、本論文の目的にそぐわない。第二に、層崩壊が推定される場合には層内部のフェイルセーフを考慮することが必要であり、また一般に層には複数の柱および梁が並列に接続されていることを考えれば、層をフェイルセーフとする設計が可能である。この場合の層の挙動は、損傷集中によるエネルギー入力の増大を考慮する必要はあるが、層の剛性が変化するという動的挙動に関しては本論文で扱う範囲内であると考える。

第2章 地震に対するフェイルセーフの基本理念

2.1 構造システムの定義

JIS Z8121 によると、システム (system) とは次のように定義されている。

“システムとは、多数の構成要素が有機的な秩序を保ち、同一目的に向かって行動するもの。”

この定義ではシステムは「もの」と定義されているが、「システム」という言葉はシステムが多数の構成要素の有機的な結合によりある目的を実現するという認識を指す言葉であるとの理解が一般的である [34]。この理解に従ってシステムがあるものの認識であると考えた場合、そのものの目的が何であるかを明確にする必要がある。なぜなら、その目的の捉え方によって、そのシステムの捉え方も変わってくるからである。

本論文では、複数の構成要素から構成される建築構造物をシステムであると認識し、また我が国において構造物の崩壊が主として地震力によるものであることを考え、以下のように定義を行なう。

“構造システムとは、多数の構成要素から構成され、それらが重力および地震力に対し力学的釣合を保ち、全体として崩壊を防ぐために機能するシステムを指す。”

2.2 フェイルセーフという考え方

JIS Z8115 によると、フェイルセーフ設計とは次のように定義されている。

“アイテムに故障が生じても安全性が保持されるように配慮された設計”

例えば、電気スイッチの設計においては、スイッチが故障した場合にはスイッチが切れるように設計することをもってフェイルセーフと呼ぶ場合がある。電気スイッチは、指令通りに電流を流したり遮断したりすることが目的であるシステムであると認識できるが、この場合のフェイルセーフとは、スイッチを構成する要素の故障によりこの機能が果せなくなった場合には、電流を遮断し安全性を確保しよう、という設計理念であると理解できる。

前節で定義した構造システムのフェイルセーフについて考える。ここでも「アイテム」とは何か、「故障」とはどういう状態を意味するのか、によってフェイルセーフの意味は異なってくる。本論文では、次のように定義する。

「構造システムが、その構成要素が破壊しても、崩壊を防ぐことにより人命の安全を確保するように設計されていることを、「そのシステムはフェイルセーフである」と言う。」

前節の構造システムの定義においては、その目的が「崩壊しない」ことであることを考えれば、構造システムはフェイルセーフでなくてはならない。しかし、序章で述べたように、一般の建物の構造設計においては、構造システムがフェイルセーフとなるように設計計算が行なわれているわけではない。そこで、特にフェイルセーフとなるように設計された構造システムを本論文中では、フェイルセーフ構造システム、あるいはフェイルセーフ構造と呼ぶ。

2.3 フェイルセーフ構造システム

あるものがシステムであることを認識するためには、そのシステムに含まれる構成要素の認識、それぞれの構成要素同士の関係の認識、システム全体と外界との境界の認識などが必要となる。これらの認識には絶対的なものではなく、そのシステムの目的、あるいはシステムであると認識する目的によって異なる認識が可能である。例えば、建築構造物の動的挙動を探るという目的でこれをシステムであると認識する場合においても、

- 全体を一つの構成要素と考えて1質点系として認識する。
- 各層を構成要素と考えてその直列系であると認識する。
- 各構面を構成要素と考えてその並列系であると認識する。
- 柱、梁、接合部を構成要素と考えて、それらの立体的結合であると認識する。
- 個々の部材のボルト一本までを構成要素と考えて認識する。
- 分子レベルでその一つ一つを構成要素と考えて認識する。

というように、その目的に応じてさまざまな認識が可能である。ここでは、構造システムが地震力を受けた場合動的挙動を、地震動によるエネルギー入力と構造システムのエネルギー吸収能力の観点から考え、構成要素を認識する。これは、地震動による構造物へのエネルギー入力が、固有周期および質量にのみ依存する非常に安定した量であり、このエネルギー入力に対し構造物のエネルギー吸収能力で対抗するという設計規範に立脚したものである。

建築構造物は、柱、梁、接合部、ブレース等の数多くの構成要素から構成されており、これらが一体となって挙動して地震動に抵抗するように設計されている。エネルギーの授受を基礎としてこのシステムの地震動に対する抵抗機構を説明するならば、地震動外力によって、主として構造システムの固有周期および質量に支配されるエネルギー入力が発生し、これに対し構造システムのエネルギー吸収能力が対抗することで全体の安全を保つ、というように表現できる。

フェイルセーフ構造システムにおいても、この地震動に対する抵抗機構は同じように表現できる。ただし、フェイルセーフ構造システムにおいては、前節でなされたその定義より、システムが力学的

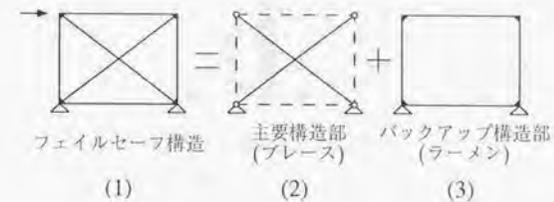


図 2.1: フェイルセーフ構造物の例

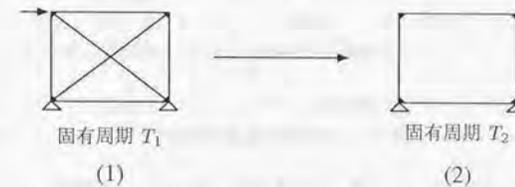


図 2.2: 固有周期の変化

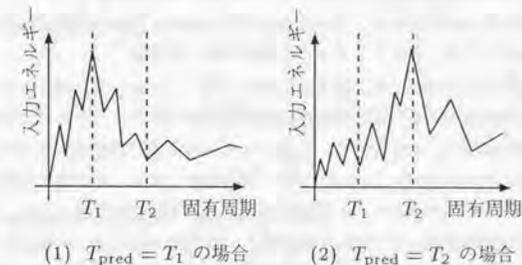


図 2.3: 固有周期と卓越周期

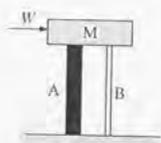


図 2.4: 二相構造のモデル化

釣合を失うまでの過程において部材の破壊が発生することを考慮しなければならない。部材の破壊は構造システムの状態の遷移として捉えることが出来るが、この状態の遷移によってシステムの固有周期が変化し、エネルギー入力もこれに伴って変化することに注目する必要がある。

このような観点から本論文では、フェイルセーフ構造システムを、剛性およびエネルギー吸収能力を負担できる複数のサブシステムが並列的結合により構成されているものと認識する。この認識によって、フェイルセーフ構造システムが、そのサブシステムの破壊によって剛性および固有周期を変化させてゆくことを明確に認識する。この認識の下では、ある構造部材の破壊は一つのサブシステムの破壊を意味し、全サブシステムの破壊が全体構造システムの崩壊を意味する。

2.4 フェイルセーフ構造システムの動的挙動

例として、図 2.1 (1) に示すような構造モデルを取り上げる。この構造モデルは、基本的にブレース構造として設計されているが、柱梁接合部が剛接合であるような建築構造物を想定したモデルである。水平剛性のほとんどはブレースが負担するが、ブレースが破断したとしても、柱と梁が剛接合されているので、ブレースの破断後耐力および剛性は大幅に低下するものの、ラーメン構造として自立可能なモデルとなっている。したがって、この構造システムはフェイルセーフとなっており、主要サブシステムである「ブレース構造」とバックアップサブシステムである「ラーメン構造」から構成されていると認識できる。このように、二つの異なるサブシステムからなる構造システムを特に二相構造システムと呼ぶ。

この二相構造システムにおいては、図 2.2 に示すように、ブレースが破断していない初期の健全な状態では構造物の剛性は大きく、比較的短い固有周期 T_1 を持つが、ブレースが破断すると剛性が小さくなり、長い固有周期 T_2 に変化する。したがって、地震波の卓越周期が図 2.3 (1) のように T_1 に一致して大きな入力エネルギーによってブレースが破断しても、系の固有周期が T_2 に移動することで、入力エネルギーが低下しラーメン構造部が生き残る可能性を生む。逆に、図 2.3 (2) に示すように、地震波の卓越周期が T_2 に一致した場合でも、短周期である T_1 に対応する入力エネルギーは相対的に小さいと予想されるので、ブレースを破断させるには至らないであろう。

このように考えると、フェイルセーフ二相構造はあらゆる卓越周期に対し、安定した耐震性を持つことが期待できる。以下ではこの推定をより定量的に考えてみる。

前節の例のような二相構造をさらに図 2.4 のように二つの構造要素を持つ一質点系にモデル化して

考え、構造システムを構成する二つの構造要素をそれぞれサブシステム A、サブシステム B と呼ぶ。ここでサブシステム A を主要構造と考え、サブシステム B をバックアップ構造と考える。従って、サブシステム A のほうがより剛性が高く、先に破壊に至るものと仮定する。

地震動のエネルギーが地震動が始まってからの経過時間に比例して入力すると考えると、二相構造系へのエネルギー入力時刻歴は、図 2.5 のように模式化される。ここで、図中の記号は次のとおりである。

E_A : サブシステム A のエネルギー吸収能力

E_B : サブシステム B のエネルギー吸収能力

E : フェイルセーフ二相構造エネルギー吸収能力 ($= E_A + E_B$)

${}_iE_1$: 固有周期 T_1 の振動系への総入力エネルギー

${}_iE_2$: 固有周期 T_2 の振動系への総入力エネルギー

${}_iE$: フェイルセーフ二相構造への総入力エネルギー

二相構造はサブシステム A が破壊するまでは短い固有周期 T_1 を持つから、固有周期 T_1 成分のエネルギー入力時刻歴に従って、エネルギー入力を受ける。しかし、サブシステム A が破壊した後は、長い固有周期 T_2 を持つから、二相構造へのエネルギー入力は固有周期 T_2 成分のエネルギー入力時刻歴と平行になる。地震終了時までにサブシステム B が破壊しなければ、フェイルセーフ二相構造への総入力エネルギーは ${}_iE$ である。このとき、 ${}_iE_1$ 、 ${}_iE_2$ 、 E_A 、 E_B 、が判っていれば、二相構造へのエネルギー入力 ${}_iE$ は次のように推定できる。

$${}_iE = \begin{cases} {}_iE_1 & (\text{in case of } E_A > {}_iE_1) \\ E_A + \frac{{}_iE_1 - E_A}{{}_iE_1} E_B & (\text{in case of } E_A \leq {}_iE_1) \end{cases} \quad (2.1)$$

この式からわかるように、二相構造へのエネルギー入力はサブシステム A のエネルギー吸収能力にも依存するため、各固有周期に対応する総入力エネルギーだけでは求めることができない。しかしこの式を用いることによって、二相構造の崩壊を防ぐことのできる最小限エネルギー吸収能力を知ることが可能である。

サブシステムへのエネルギー吸収能力の分配率 r_e を次式で定義する。

$$r_e = \frac{E_B}{E} \quad (2.2)$$

フェイルセーフ二相構造モデルが崩壊する条件は、

$${}_iE \geq E \quad (2.3)$$

であるから、フェイルセーフ二相構造モデルが崩壊を免れるのに必要な最小のエネルギー吸収能力を E^* とすると、

$${}_iE = E^* \quad (2.4)$$

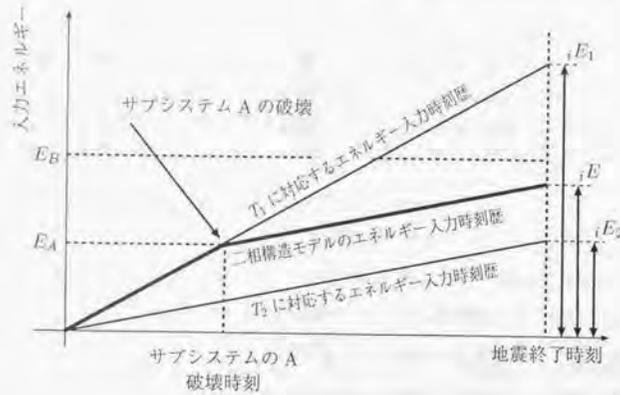


図 2.5: エネルギー入力時刻歴の模式化

となる。これを (2.1) 式に代入して整理すると、 E^* は次のように求められる。

$$E^* = \frac{{}_iE_1 \cdot {}_iE_2}{r_e \cdot {}_iE_1 + (1 - r_e) \cdot {}_iE_2} \quad (2.5)$$

すでに定義したように、ここで求められた E^* はフェイルセーフ二相構造モデルが崩壊を免れるのに必要な最小のエネルギー吸収能力であるが、本論文では構造システムが崩壊するか否かについて考えるので、これをフェイルセーフ二相構造が吸収すべき入力エネルギーを表すものと考え、以後本論文では、 E^* を「フェイルセーフ二相構造モデルへの入力エネルギー」と表現することにする。

一例として、 ${}_iE_1 = 4.0$ 、 ${}_iE_2 = 1.0$ の場合について、 r_e と E^* の関係を図 2.6 に示す。 $r_e = 0$ の場合、すなわち全てのエネルギー吸収能力がサブシステム A にある場合は E^* は当然 ${}_iE_1$ に一致する。しかし、 r_e が大きくなると E^* は急激に減少し、 ${}_iE_2$ に近づいてゆくことから、エネルギー吸収能力をサブシステム B に少し分配するだけでもかなりのエネルギー入力低減効果が得られることがわかる。これと逆の場合、すなわち ${}_iE_1 = 1.0$ 、 ${}_iE_2 = 4.0$ のような場合もあることを考えれば、最も効果的な r_e は 0.5 であると考えられ、その場合の二相構造へのエネルギー入力 E^* は固有周期 T_1 成分の総入力エネルギーの 0.4 倍にまで低減できる。

さらに、具体的なエネルギースペクトル形状を仮定して、卓越周期とフェイルセーフ二相構造へのエネルギー入力との関係を示す。エネルギースペクトル形状の仮定に際し、実地震動のエネルギースペクトル形状について述べておく。図 2.7 の 4 種類の細い曲線で示されたものが実地震動のエネルギースペクトルである。この図は、完全弾塑性 1 質点系の降伏耐力を変化させて、累積塑性変形倍率が 5 となる場合のエネルギー入力を示したものである。図の横軸は周期を卓越周期で基準化した基準化固有周期、縦軸は入力エネルギーをピークの入力エネルギーで基準化した基準化入力エネルギーで示されている。この図からわかるように、一般にエネルギースペクトルは卓越周期付近においてかなり鋭いピークを持つ。ここではこの結果を考慮し、エネルギースペクトルを図中の太線であると仮定

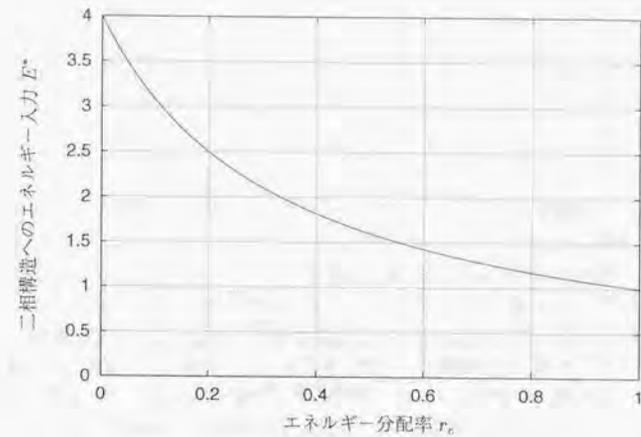


図 2.6: 分配率 r_e と二相構造へのエネルギー入力の関係

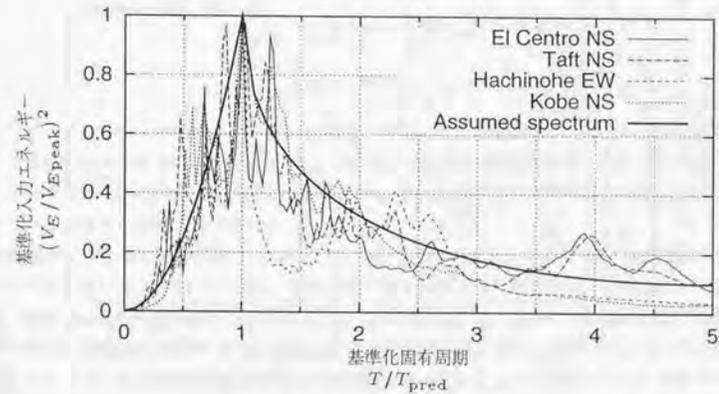


図 2.7: 基準化エネルギースペクトル

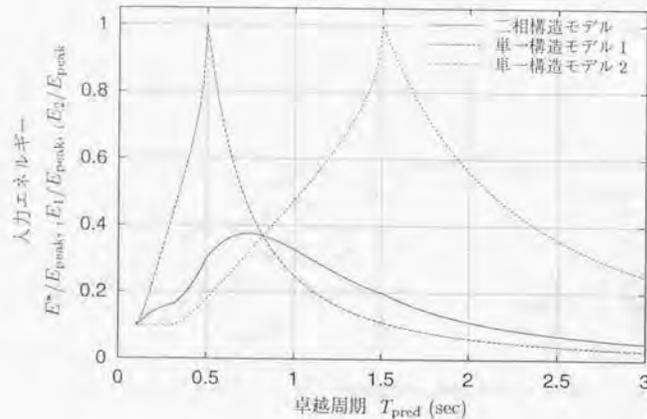


図 2.8: 予測されるエネルギー入力

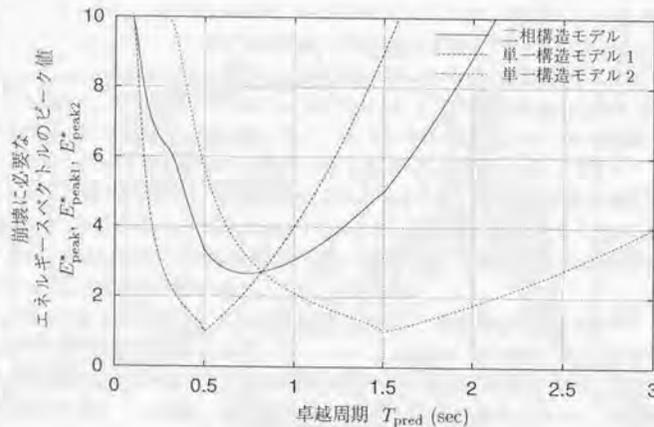


図 2.9: 耐震性比較

する。このスペクトルは以下のように定式化される。

$$R_V = \begin{cases} R_T^2 & R_T < 1 \text{ のとき} \\ 0.1 + 0.9 \left\{ 1 - \sqrt{\frac{R_T - 1}{4}} \right\} & 1 \leq R_T < 5 \text{ のとき} \\ 0.1 & R_T \geq 5 \text{ のとき} \end{cases} \quad (2.6)$$

$$\text{ここで } R_V = (V_E/V_{E_{\text{peak}}})^2 \quad (2.7) \\ R_T = T/T_{\text{pred}}$$

エネルギースペクトルの形状をこのように想定することによって、ある卓越周期 T_{pred} に対してそれぞれ iE_1 と iE_2 を求めることができ、さらに(2.5)式を用いてフェイルセーフ二相構造への入力エネルギー E^* を求めることができる。例として、横軸に卓越周期 T_{pred} 、縦軸に $T_1 = 0.5$ 秒、 $T_2 = 1.5$ 秒、 $r_0 = 0.5$ であるフェイルセーフ二相構造への入力エネルギー E^* を E_{peak} に対する比として示した図を図 2.8 に実線で示す。比較のため、単一構造モデル 1 および 2 として、それぞれ 0.5 秒、1.5 秒を固有周期とする単一構造の入力エネルギーを点線で示す。二相構造の入力エネルギーを示す曲線は単一構造の 2 本の曲線の間にあり、二相構造の入力エネルギーをいずれの単一構造よりも小さくすることは出来ないが、単一構造が固有周期と卓越周期が一致する周辺で大きなエネルギー入力のピークを持つことに比べると二相構造の入力エネルギーのピークは小さく抑えられていることがわかる。

ここで二相構造モデル、単一構造モデル 1 および 2 のエネルギー吸収能力を E 、 E_1 、 E_2 であると定義すると、それぞれのモデルに対する崩壊に必要なエネルギースペクトルのピーク値 E^*_{peak} 、 E^*_{peak1} 、 E^*_{peak2} はそれぞれ次のように表現される。

$$E^*_{\text{peak}} = \frac{E}{E^*} E_{\text{peak}} \quad (2.8)$$

$$E^*_{\text{peak1}} = \frac{E_1}{iE_1} E_{\text{peak}} \quad (2.9)$$

$$E^*_{\text{peak2}} = \frac{E_2}{iE_2} E_{\text{peak}} \quad (2.10)$$

例として、すべてのモデルのエネルギー吸収能力を等しく 1 と仮定して、これらを卓越周期 T_{pred} に対して表示したものを図 2.9 に示す。 E^*_{peak} が大きいほど高い耐震性を持つことを示す。これらの図からわかるように、二相構造は、共振によるエネルギー入力のピークを抑え、共振した場合の耐震性を底上げする効果を持つことがわかる。

耐震設計における困難な課題の一つとして、どのようなスペクトル特性を持つ地震波が構造物を襲うかを予見し難いことが挙げられる。高層建築や免震構造は長周期が卓越する地震波に対して弱く、低層の剛構造は短周期が卓越する地震波に弱いことを考えると、どのような卓越周期の地震波が来襲しても安全な構造物を実現するのは難しいように思われる。しかし、前述のようなフェイルセーフ構造システムは、系の固有周期と地震波の卓越周期が一致してしまう場合にフェイルセーフ構造として働き、どのような卓越周期をもつ地震波に対しても安定した耐震性を保有することが期待できる。本節では、フェイルセーフ二相構造の効果をエネルギースペクトルを仮定して推定したが、これらの推定はエネルギースペクトル形状以外にもエネルギー入力時刻歴、固有周期、エネルギー分配率など

の仮定などを含んでいる。次章では、これらのパラメタの影響を応答解析により明らかにし、フェイルセーフ二相構造の動的挙動の詳細について検討する。

第3章 フェイルセーフ構造の耐震性評価

3.1 応答解析モデル

3.1.1 フェイルセーフ二相構造モデル

本論文では、フェイルセーフ構造の応答解析モデルとして、最も単純な二つの構造要素からなる二相構造モデルを用いることにする。一般には構造物は複数のサブシステムを内在すると考えられ、そのようなシステムの復元力特性は複雑な形状となるが、その場合でも複数の完全弾塑性の復元力特性の足し合わせとして表現可能であると推察され、本論文の目的であるフェイルセーフ構造の基本的な性質を明らかにすることに関しては、二つの完全弾塑性を足し合わせた復元力特性について考察を深めておくことは有用であると考えられる。

フェイルセーフ二相構造モデルは図 3.1 (1) に示したように、一つの質点 M とこれに並列に接続する二つのサブシステム A および B からなる。A が主要構造部で B がバックアップ構造部を表すものとする。それぞれのサブシステムの荷重変形関係は図 3.2 に示すように完全弾塑性とし、地震による各サブシステムへのエネルギー入力¹⁾が定められた各サブシステムのエネルギー吸収能力に達したときに破壊するものとする。この二相構造モデルが地震動外力を受けると、サブシステム A、サブシステム B が順次破壊するものと考え、サブシステム B が破壊したときを二相構造系全体の崩壊と定義する。なお、サブシステム A が破壊するとサブシステム B にかかる鉛直荷重は増加するが、これがサブシステム B の特性に与える影響はないものとする。サブシステムの特性を規定するパラメタは、固有周期 T 、ベースシア係数 α 、エネルギー吸収能力 E の三つであるが、フェイルセーフ二相構造モデルはこれが二つ組み合わせられたものであり、これらのパラメタの組み合わせにより耐震性が変化すると考えられる。そこで、基準となるフェイルセーフ二相構造モデルを設定し、これらのパラメタの値を変化させてそれぞれのパラメタがフェイルセーフ二相構造系の耐震性に与える影響を検討する。

本論文では、基準となる構造モデルを、標準モデルと呼ぶ。フェイルセーフ二相構造の標準モデルのパラメタとその値を図 3.1 (1) 中に示す。図中の記号の定義は、

T_1 : サブシステム A が破壊する前の健全な状態のフェイルセーフ二相構造モデルの固有周期

T_2 : サブシステム A が破壊したあとのサブシステム B のみの固有周期

α_A, α_B : サブシステム A, B のベースシア係数

E_{eA}, E_{eB} : サブシステム A, B の弾性ひずみエネルギー

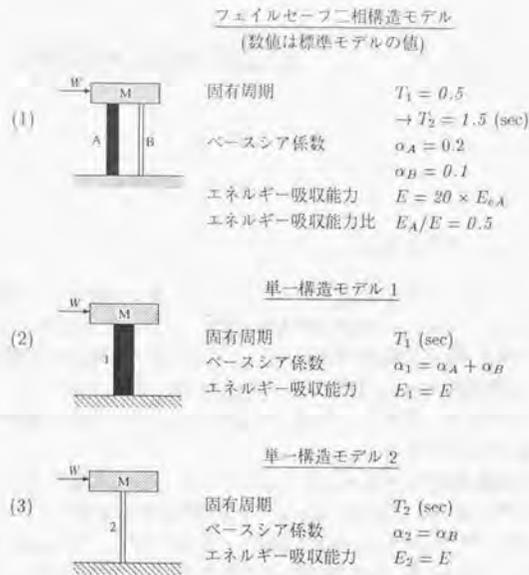


図 3.1: 構造モデル

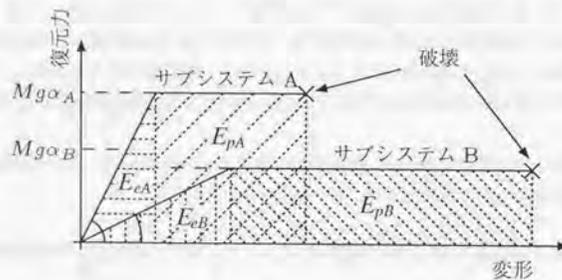


図 3.2: フェイルセーフ二相構造モデルの荷重-変形特性

E_{pA}, E_{pB} : サブシステム A, B の塑性エネルギー吸収能力

E_A, E_B : サブシステム A, B のエネルギー吸収能力

$$\begin{pmatrix} E_A = E_{eA} + E_{pA} \\ E_B = E_{eB} + E_{pB} \end{pmatrix}$$

E : フェイルセーフ二相構造モデルのエネルギー吸収能力

$$(E = E_A + E_B)$$

である。なお、図中の数字のうち、斜体で示されているのは標準モデルの値を示しており、次章以降の検討でこれらの値が異なる場合についての二相構造モデルの耐震性について検討される。

図 3.1 (1) からわかるように標準モデルにおいては、主要構造部を示すサブシステム A は、バックアップとなるサブシステム B に比べ大きな剛性を持ち、またベースシア係数も大きい設定となっている。この設定は両サブシステムのエネルギー吸収能力が等しいことと合わせて、サブシステム A がサブシステム B に先行して破壊すること、およびそのときに大きな固有周期変動が発生することを保証する。すでに述べたようなブレース構造で柱梁接合部が剛に接合されたような構造物を考えれば、サブシステム A が先に破壊するというこの設定は妥当な設定であると思われるが、逆に剛性の低いサブシステム B の方が先に破壊する構造システムを考えることも可能であり、また現実にもそのような構造物は有り得ると思われる。ただし、本論文ではこのようなモデルについては検討しない。この理由は、どちらのサブシステムが先に破壊するかということが与える影響は、主に固有周期の変化の影響として捉えられると考えられるが、後者の剛性の低いサブシステムが先に破壊するというモデルでは、二つの固有周期の差を大きく取ることが困難であり、フェイルセーフを期待しにくいと考えられるからである。また、固有周期の差の影響は本論文でも検討されており、本論文での検討結果からも後者のモデルの応答挙動は推定可能であると考えられることも一つの理由として挙げられる。

3.1.2 単一構造モデル

フェイルセーフ二相構造はそのエネルギー吸収能力を二つの固有周期に分割して持つことに特徴がある。その配分割合がフェイルセーフ二相構造の耐震性に与える影響については後述するが、その両極端な場合としてどちらか一方の固有周期にのみ全てのエネルギー吸収能力を持たせる場合が考えられる。このような場合はもはやフェイルセーフを期待できない単一の構造要素からなる構造系となる。そこでこのような構造系、すなわちフェイルセーフ構造物における二つの固有周期と同じ固有周期を持つ二つの単一構造系を導入し、これら単一構造系との比較を通じてフェイルセーフ二相構造の特性を明らかにしてゆく。一般には、構造物に冗長要素を付与することにより、エネルギー吸収能力をも高めることが可能であると思われる。ただし、本論文では冗長要素によるエネルギー吸収能力の影響を排除し、固有周期が異なることによる影響のみを抽出するため、単一構造モデルのエネルギー吸収能力はいずれもフェイルセーフ二相構造モデルのそれと同一に設定する。

上述した二つの単一構造系モデルを「単一構造モデル 1」および「単一構造モデル 2」と呼ぶことにし、図 3.1 (2) および (3) にその特性を示す。単一構造モデル 1 は、フェイルセーフ二相構造が健

全な初期状態における固有周期 T_1 と降伏せん断力係数 $\alpha_A + \alpha_B$ を有する完全弾塑性系であり、破壊までのエネルギー吸収能力 E_1 (弾性ひずみエネルギーを含む) は フェイルセーフ二相構造モデルの総エネルギー吸収能力 E に等しい。また、単一構造モデル 2 は フェイルセーフ二相構造モデルのうちサブシステム A が破壊したあとのサブシステム B のみの固有周期 T_2 と、降伏せん断力係数 α_B を有する完全弾塑性系であり、破壊までのエネルギー吸収能力 E_2 (弾性ひずみエネルギーを含む) は E に等しい。

3.1.3 応答解析手法

一質点系の運動方程式は次のように表される。

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + Q(x, \dot{x}, \ddot{x}, \dots) = -m\ddot{z}_0 \quad (3.1)$$

m : 質点の質量

c : 減衰定数

ここで、 Q : 復元力

x : 質点の変位

z : 地動の変位

本論文で扱う構造要素は十分な塑性化の後に破壊することを前提としており、粘性減衰によるエネルギー吸収の影響は、履歴減衰によるエネルギー吸収の影響に比べ非常に小さいと考えられるため、粘性減衰は無いものとし、減衰定数 c は 0 とした。

一般には復元力 Q は、質点の変位、速度、加速度などの関数となるが、本論文では全ての構造要素が完全弾塑性系であるので復元力は変位と速度の関数となる。フェイルセーフ二相構造モデルについては、復元力 Q は、構造要素 A の復元力 Q_A と構造要素 B の復元力 Q_B の復元力の和として次のように表現される。

$$Q(x, \dot{x}) = Q_A(x, \dot{x}) + Q_B(x, \dot{x}) \quad (3.2)$$

応答解析プログラム中では、 Q_A および Q_B は質点の履歴に応じて独立に計算され、その和 Q を質点系の復元力としている。

応答解析は、線形加速度法 (増分変位による解法) [35] により計算機上で行なった。応答解析の時間刻みは与えられた地震動加速度記録の時間刻みの 10 分の 1 とし、地震動加速度記録が無い時刻における加速度は前後の記録から内挿により算出して用いた。なお、用いた地震動の時間刻みは 0.005 秒 ~ 0.02 秒であるから、応答解析の時間刻みは 0.0005 秒から 0.002 秒である。この時間刻みは、本論文で応答解析を行う振動系の固有周期が 0.3 秒 ~ 1.7 秒であることを考えると十分短かいと言える。図 3.3 に、外力地震動 El Centro NS 波、ベースシア係数 0.3、振動系の固有周期 0.3 秒、応答解析時間刻み 0.002 秒の場合の一質点系の荷重変形履歴を示す。この例は応答解析の時間刻みが振動系の固有周期に対して最も長い例であるが、ループの降伏荷重はほぼ一致しており、時間刻みが十分細かいことを示している。

3.1 応答解析モデル

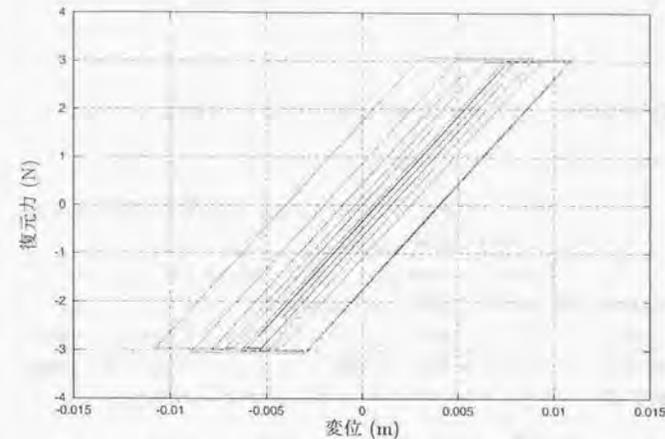


図 3.3: 応答解析による荷重変形履歴例

フェイルセーフ二相構造の応答解析時には、構造要素 A の破壊が発生するが、その後も応答解析を行なう必要がある。実際の構造要素の破壊時には一時的に力の不釣り合い状態が発生しこの不釣り合いにより高周波振動が発生するが、この高周波振動は急速に減衰することが上谷らによる解析により示されている [32]。そこで本論文では破壊が一瞬に進行し、その直後に高周波振動を発生せず不釣り合いは質点の加速度に変換されたと考える。すなわち、破壊直前の加速度および復元力をそれぞれ \ddot{x}_1 および Q_1 、破壊直後の加速度および復元力を \ddot{x}_2 および Q_2 とすると、破壊が瞬時に進行しこの間に外力が変化しないと考えると、次式が成立する。

$$m\ddot{x}_1 + Q_1 = m\ddot{x}_2 + Q_2 \quad (3.3)$$

したがって、破壊直後の質点の加速度 \ddot{x}_2 は

$$\ddot{x}_2 = \ddot{x}_1 + \frac{Q_1 - Q_2}{m} \quad (3.4)$$

と表現される。応答解析プログラム中では、この加速度の変化を構造要素が破壊に至ったステップ中で行なうことにより、破壊時の不釣り合いを解消している。

本論文では応答解析は主として、地震動の加速度に加速度倍率をかけて、またはエネルギーベクトルのピーク値を増減させて、構造物に入力した場合の、構造物が崩壊するぎりぎりの値を求めるために行なわれる。ただし本論文で扱う振動系は非線型であり、ある値で破壊したとしてもそれより大きな値でも破壊しない場合があり得るため、倍率を漸増させて崩壊と非崩壊の境界を探るだけでは不十分であると思われる。そこで、崩壊するぎりぎりの値を求めるための解析においては、値を崩壊-非崩壊の限界に近づけてゆくアルゴリズムを採用し、崩壊する場合、崩壊しない場合の回数がいずれ

も20を超えた時点で解析を終了した。解析結果の表示には、崩壊する場合の最小値と、崩壊しない場合の最大値を併記することとした。

3.2 地震動周波数特性のフェイルセーフ耐震安定効果への影響

3.2.1 模擬地震動モデル

まず、目標とするエネルギースペクトルのみを規定し、位相特性を表わす基準化最大一撃入力エネルギーおよび卓越周期の変化は考慮しない場合の模擬地震動モデルについて述べる。

実地震動のエネルギースペクトル形状は予測が困難であり、また長周期が卓越する場合も考慮して、設計ではしばしば平坦なスペクトルを用いられる。しかし実際は図2.7で見たように、一般にはスペクトル形状はピークを持つことが多く、この形状がフェイルセーフ構造に耐震性向上の可能性を与えている。本論文では、エネルギースペクトルのピークの形状がフェイルセーフ構造に与える影響を調査するため、(2.6)式を拡張し、エネルギースペクトルの形状を以下のように仮定する。

$$R_V = \begin{cases} R_T^{\frac{1}{n}} & R_T < 1 \text{ のとき} \\ 0.1 + 0.9 \sqrt{1 - \left(\frac{R_T-1}{4}\right)^n} & 1 \leq R_T \leq 5 \text{ のとき} \\ 0.1 & R_T \geq 5 \text{ のとき} \end{cases} \quad (3.5)$$

$$\begin{aligned} \text{ここで} \quad R_V &= (V_E/V_{E\text{peak}})^2 \\ R_T &= T/T_{\text{pred}} \end{aligned} \quad (3.6)$$

式中の n は、スペクトルのピークの鋭さを示す指標であり、これが大きいほどピークが鋭くなる。 $n = 0.3$ 、 $n = 0.5$ 、 $n = 0.7$ の3ケースについて、スペクトル形状を図3.4に示す。 $n = 0.5$ の場合が、図2.7に示された代表スペクトルと同じものであるが、これを標準のスペクトルとする。

このように定義される代表スペクトルをフーリエ振幅スペクトルと同じものであるとして、フーリエ逆変換することにより模擬地震動を作成する。これは、フーリエ振幅スペクトルを塑性化の度合に応じて平滑化したものがエネルギースペクトルとなることが知られているからである[36]。この際、フーリエ位相スペクトルには、一様乱数を代入して逆変換を行なう。フーリエ位相スペクトルは、エネルギー入力の時間的変化を表す指標であり、フーリエ位相の差分が卓越時刻に対応することが知られている[21]。またこれに関連して、フーリエ位相差分 $\Delta\psi(\omega)$ の周波数に対するヒストグラムの包絡形は、加速度記録の包絡形に類似することが知られており、位相差分布の広がりや狭いほど、短い時間で大きなエネルギーが入力されることを意味する。したがって、フーリエ位相スペクトルに一様乱数を代入して得られる模擬地震動は、時間に関わらずほぼ一定の振幅を持ち、エネルギーが時間にはほぼ比例するように入力するような特性を持つ。

時間刻みは0.01秒、加速度データは原則として2048個、継続時間20.48秒とした。(3.5)式、 $T_{\text{pred}} = 1.0$ (秒)、 $n = 0.5$ を目標スペクトルとした場合の模擬地震動加速度データの例を図3.5に示す。

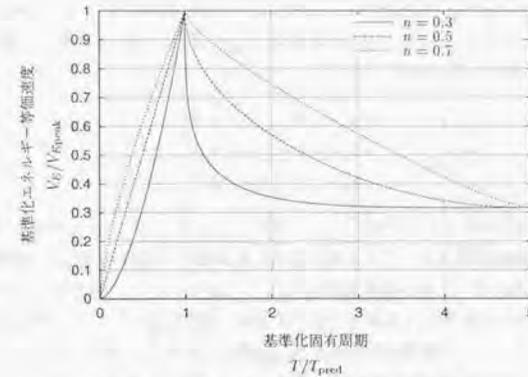


図 3.4: 基準化エネルギースペクトルモデル

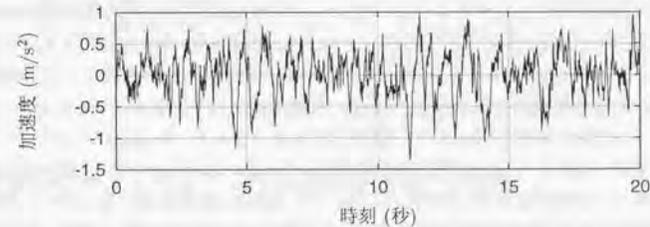


図 3.5: 位相を考慮しない模擬地震動の例 (加速度データ)

3.2.2 エネルギースペクトル形状の影響

前節でなされた定義により、代表エネルギースペクトルの形状は卓越周期 T_{pred} 、エネルギーのピーク値 V_{Epeak}^* 、形状係数 n の3つのパラメータで表現される。ここではこれらのパラメータを変化させて模擬地震動を作成し、この模擬地震動に対する構造モデルの応答を調査する。具体的には、以下の3ケースの形状係数 n を設定し、さまざまな卓越周期 T_{pred} に対し、構造システムの崩壊/非崩壊の限界の V_{Epeak}^* を応答解析により求めた。

- Case 1-1 : $n = 0.3$
 Case 1-2 : $n = 0.5$
 Case 1-3 : $n = 0.7$

構造モデルは第3.1節で定義された標準のフェイルセーフ構造モデル、単一構造モデル1、単一構造モデル2を用いた。結果を図3.6に示す。図の横軸は地震動の卓越周期 T_{pred} 、縦軸は崩壊に必要なエネルギースペクトルのピーク値の速度換算値 V_{Epeak}^* を示しており、図2.9に示された各モデルの耐震性比較と同じ図を応答解析により求めたものである。図中には、一つのモデルに対応して2本の曲線が描かれているが、これは崩壊する最小の V_{Epeak}^* と、崩壊しない最大の V_{Epeak}^* を示した曲線であり、したがって、2本の曲線の間は崩壊するかしないかを確定できないグレーゾーンを意味する。なお、崩壊する領域と崩壊しない領域が明確に分離されないのは、構造モデルの復元力特性が非線型であることによるものである。図中に示した点のプロットとその近傍の数値は、各構造モデルの最小の V_{Epeak}^* を示したものである。本論文ではこの V_{Epeak}^* の最小値を最低耐震性と呼ぶ。

すでに、第2.4節において、エネルギースペクトルからフェイルセーフ二相構造へのエネルギー入力 E^* および崩壊するための最小限のスペクトルのピーク値 E_{peak}^* が(2.5)式および(2.8)式により導かれているので、これと上記の解析結果を比較する。この E_{peak}^* の推定手順を推定ルート1と呼ぶことにし、手順の概要は図3.7(a)に示されている。例として、Case 1-2について図3.6と図2.9の曲線を重ねて表示したものを図3.8に示す。太い線はエネルギースペクトルと(2.5)式から推定ルート1で推定されるエネルギースペクトルのピーク値 E_{peak}^* の速度換算値 V_{Epeak}^* 、細い線は図3.6で示されている応答解析から得られた V_{Epeak}^* を示している。この図より、長周期領域において単一構造モデル1のエネルギー入力がエネルギースペクトルの値よりも小さくなっていることによる違いが若干あらわれるが、共振する領域(0.5秒から1.5秒)では計算値と解析値はほぼ一致することがわかる。

推定ルート1では、周期 T_1 および T_2 に対応する入力エネルギーを目標エネルギースペクトルから求めたが、このスペクトルは模擬地震動作成の際に用いたものであり、実際の構造モデルへの入力エネルギーとは若干異なるものである。そこでこの誤差の影響を避けるために、本節以降では応答解析で求められた単一構造の V_{Epeak}^* からフェイルセーフ二相構造のエネルギー入力 E^* を推定し、これから求められるフェイルセーフ二相構造の V_{Epeak}^* を推定値とする。これを推定ルート2と呼び、概略を図3.7(b)に示す。本節以降では、フェイルセーフ二相構造の V_{Epeak}^* の予測値とは、この推定ルート2によるものとする。case 1-1~1-3について、推定ルート2で推定した V_{Epeak}^* と、図3.6に示した応答解析による V_{Epeak}^* を同時に示した図を図3.9に示す。実線が解析から得られたフェイルセーフ二相構造の V_{Epeak}^* 、点線が単一構造の V_{Epeak}^* から推定されたフェイルセーフ二相構造の

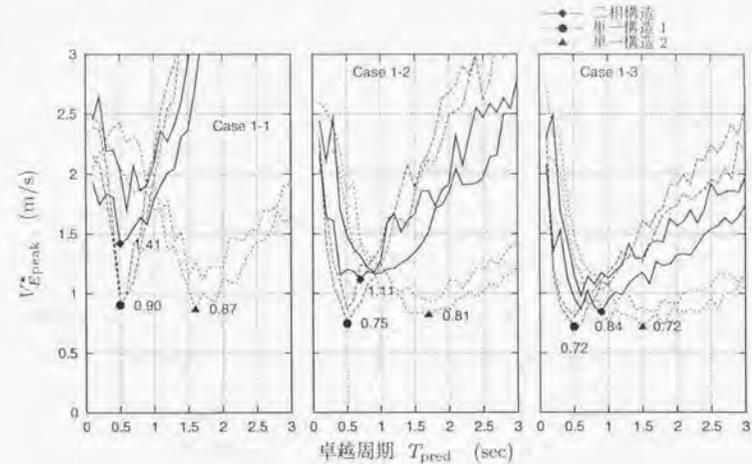


図3.6: スペクトルの先鋭度の影響

V_{Epeak}^* を示す。ここでは、グレーゾーンをはさむ2本の V_{Epeak}^* 曲線のうち、下限の V_{Epeak}^* のみを用いている。図から分かるように、両者はほとんど一致する。このことから、ある固有周期を持つ単一構造へのエネルギー入力が正確にわかれば、フェイルセーフ二相構造へのエネルギー入力やその耐震性はかなり精度良く予測できることがわかる。

形状係数 n の影響に関しては、図3.6より、 n が小さくスペクトル形状が鋭いほどフェイルセーフ二相構造の最低耐震性は単一構造のそれを大きく上回るようになる。これは(2.5)式において、スペクトルのピークが鋭いほど単一構造へのエネルギー入力が共振領域で特に大きくなるが、フェイルセーフ構造へのエネルギー入力はピークの鋭さにあまり影響を受けず、安定していることによるものである。

3.3 構造特性のフェイルセーフ耐震安定効果への影響

前章では、単一構造のスペクトルがエネルギー入力に一致すると仮定して、これからフェイルセーフ二相構造のエネルギー入力および耐震性を予測した。しかしながら本論文における各構造モデルは十分塑性化する系を想定しており、フーリエ振幅スペクトルが直接エネルギー入力を示すわけではなく、したがって図2.9に示されるメリットもすべての構造モデルに対して適用できるわけではない。本節では応答解析によって各構造モデルの耐震性を比較し、前章の予測式では捉えきれない構造特性とフェイルセーフ二相構造の有効性について考察を行なう。

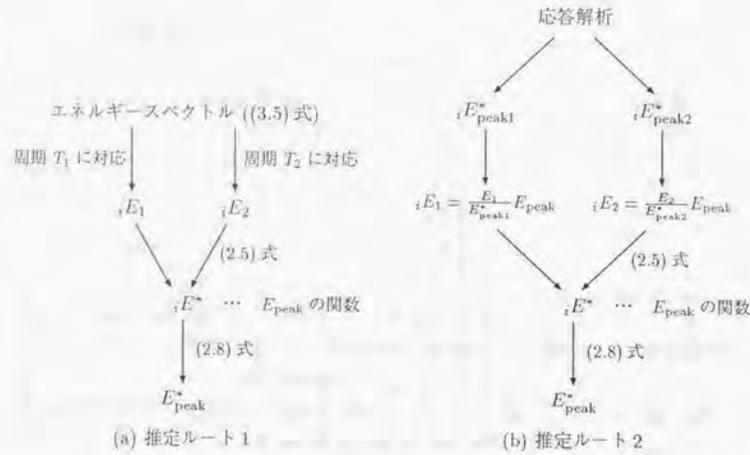


図 3.7: E_{peak}^* 推定手順

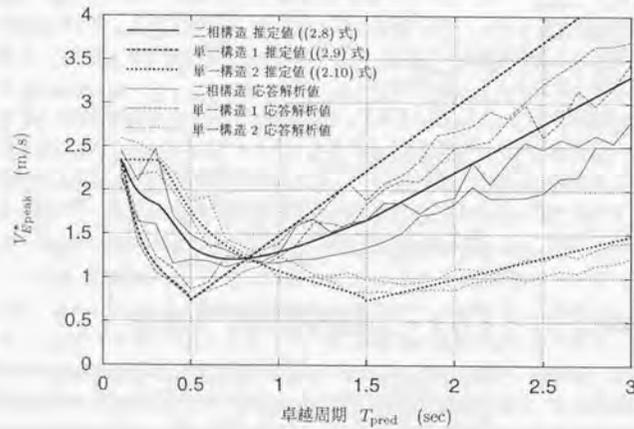


図 3.8: 推定ルート 1 による推定値と解析結果の比較

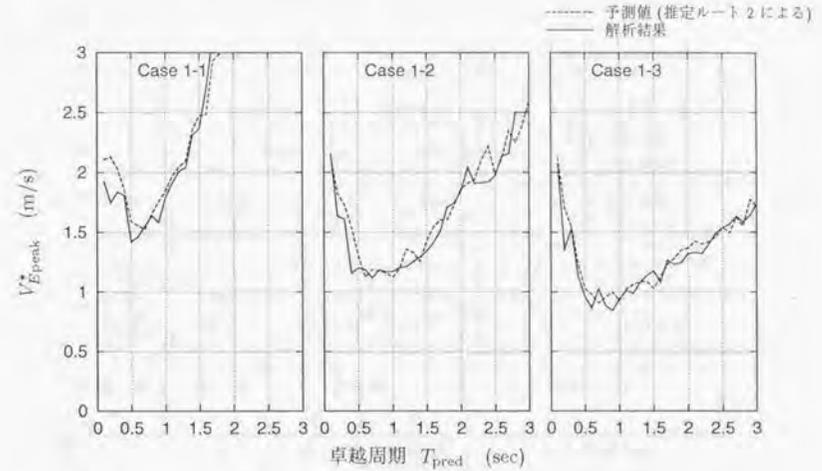


図 3.9: スペクトルの先鋭度の影響 (予測値と解析結果の比較)

なお、本節では第 3.2.1 節で定義された $n = 0.5$ の模擬地震動モデルを用いて模擬地震動を作成し、応答解析を行なうことで構造特性の影響を調査する。

3.3.1 固有周期の差の影響

ここではフェイルセーフ二相構造モデルの T_1 と T_2 の差が耐震性に与える影響について述べる。 T_1 と T_2 の中心周期を 1 秒に固定して T_1 と T_2 の差の異なったモデルを 3 ケース設定した。各ケースの T_1 と T_2 は、

Case 2-1 : $T_1 = 0.3, T_2 = 1.7$ ($T_2 - T_1 = 1.4$)

Case 2-2 : $T_1 = 0.5, T_2 = 1.5$ ($T_2 - T_1 = 1.0$)

Case 2-3 : $T_1 = 0.7, T_2 = 1.3$ ($T_2 - T_1 = 0.6$)

とした。各構造モデルのパラメタは表 3.1 に示している。

このように設定した二相構造、単一構造について応答解析を行ない、第 3.2.2 節で行なったのと同様に V_{Epeak}^* を比較した。応答解析による各 case の V_{Epeak}^* を図 3.10 に、単一構造の V_{Epeak}^* と図 3.7(b) 推定ルート 2 により推定された V_{Epeak}^* との比較を図 3.11 に示す。このケースにおいても、解析値と予測値は非常によく一致しており、フェイルセーフ二相構造の挙動はその二つの固有周期にそれぞれ対応する単一構造へのエネルギー入力を知ることで予測されることを示している。また、フェイル

Case 2-1	二相構造		単一構造 1	単一構造 2
	A	B		
固有周期 T (s)	0.30478	1.7	0.3	1.7
剛性 k (N/m)	424.98873	13.66035	438.64908	13.66035
せん断力係数 α	0.2	0.1	0.3	0.1
降伏耐力 Q (N)	1.96	0.98	2.94	0.98
降伏変形 d_y (m)	0.00461	0.07174	0.067	0.07174
弾性吸収エネルギー E_e (J)	0.00452	0.03515	0.00985	0.03515
塑性吸収エネルギー E_p (J)	0.04068	0.01004	0.08054	0.05524
吸収エネルギー E (J)	0.0452	0.0452	0.09039	0.09039
累積塑性変形倍率 η	4.5	0.14286	4.0873	0.78571

Case 2-2	二相構造		単一構造 1	単一構造 2
	A	B		
固有周期 T (s)	0.53033	1.5	0.5	1.5
剛性 k (N/m)	140.36771	17.54596	157.91367	17.54596
せん断力係数 α	0.2	0.1	0.3	0.1
降伏耐力 Q (N)	1.96	0.98	2.94	0.98
降伏変形 d_y (m)	0.01396	0.05585	0.01862	0.05585
弾性吸収エネルギー E_e (J)	0.01368	0.02737	0.02737	0.02737
塑性吸収エネルギー E_p (J)	0.12316	0.10947	0.24631	0.24631
吸収エネルギー E (J)	0.13684	0.13684	0.27368	0.27368
累積塑性変形倍率 η	4.5	4.5	4.5	4.5

Case 2-3	二相構造		単一構造 1	単一構造 2
	A	B		
固有周期 T (s)	0.83071	1.3	0.7	1.3
剛性 k (N/m)	57.20819	23.36001	80.5682	23.39001
せん断力係数 α	0.2	0.1	0.3	0.1
降伏耐力 Q (N)	1.96	0.98	2.94	0.98
降伏変形 d_y (m)	0.03426	0.04195	0.03649	0.04195
弾性吸収エネルギー E_e (J)	0.03358	0.02056	0.05364	0.02056
塑性吸収エネルギー E_p (J)	0.30218	0.3152	0.61787	0.65096
吸収エネルギー E (J)	0.33576	0.33576	0.67151	0.67151
累積塑性変形倍率 η	4.5	7.6667	5.75926	15.8333

表 3.1: Case 2 の構造特性一覧

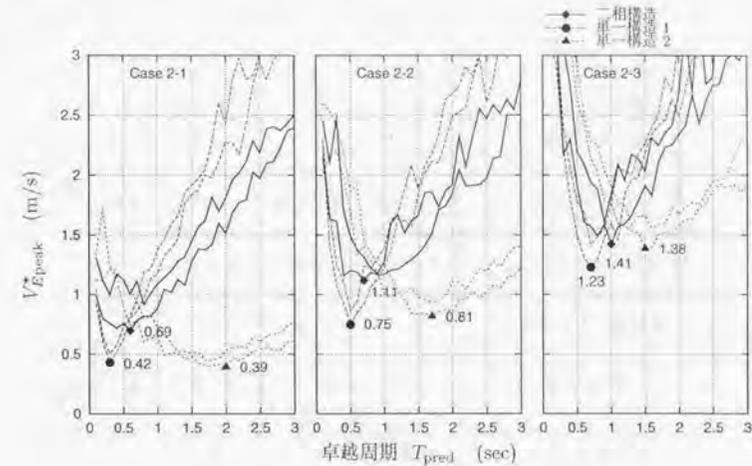


図 3.10: 固有周期の差の影響

セーフ二相構造の固有周期の差の影響については、推測されるように、 T_1 と T_2 の差が大きい程、最低耐震性の底上げ効果は大きい。

3.3.2 塑性エネルギー吸収能力の影響

第3.1節で定義した標準モデルは、サブシステムが十分な塑性エネルギー吸収能力を持つモデルとなっている。しかし、サブシステムが十分な塑性エネルギー吸収能力を持たず比較的弾性的挙動をする場合には、より共振を起こしやすくなるため、単一構造の固有周期と卓越周期が一致した場合の耐震性は特に低下すると考えられる。ここではこのような弾性的挙動をするサブシステムを組み合わせたフェイルセーフ二相構造の耐震性を調査し、十分な塑性エネルギー吸収能力をサブシステムに与えた場合と比較する。

エネルギー吸収能力 E を以下の3ケースに設定し、同様の解析を行った。

$$\text{Case 3-1 : } E = 4 \times E_{eA}$$

$$\text{Case 3-2 : } E = 20 \times E_{eA}$$

$$\text{Case 3-3 : } E = 160 \times E_{eA}$$

各ケースにおける各構造モデルのパラメータは表3.2に示している。

解析結果を図3.12に、フェイルセーフ構造のみについて耐震性の解析結果と予測との比較を図3.13に示す。図の縦軸は、モデルの吸収エネルギーの速度換算値に比例して拡大・縮小して示している。

Case 3-1	二相構造		単一構造 1	単一構造 2
	A	B		
固有周期 T (s)	0.53033	1.5	0.5	1.4
剛性 k (N/m)	140.36771	17.54596	157.91367	17.54596
せん断力係数 α	0.2	0.1	0.3	0.1
降伏耐力 Q (N)	1.96	0.98	2.94	0.98
降伏変形 d_y (m)	0.01396	0.05585	0.01862	0.05585
弾性吸収エネルギー E_e (J)	0.01368	0.02737	0.02737	0.02737
塑性吸収エネルギー E_p (J)	0.01368	0.0	0.02737	0.02737
吸収エネルギー E (J)	0.02737	0.02737	0.05474	0.05474
累積塑性変形倍率 η	0.5	0.0	0.5	0.5

Case 3-2	二相構造		単一構造 1	単一構造 2
	A	B		
固有周期 T (s)	0.53033	1.5	0.5	1.5
剛性 k (N/m)	140.36771	17.54596	157.91367	17.54596
せん断力係数 α	0.2	0.1	0.3	0.1
降伏耐力 Q (N)	1.96	0.98	2.94	0.98
降伏変形 d_y (m)	0.01396	0.05585	0.01862	0.05585
弾性吸収エネルギー E_e (J)	0.01368	0.02737	0.02737	0.02737
塑性吸収エネルギー E_p (J)	0.12316	0.10947	0.24631	0.24631
吸収エネルギー E (J)	0.13684	0.13684	0.27368	0.27368
累積塑性変形倍率 η	4.5	4.5	4.5	4.5

Case 3-3	二相構造		単一構造 1	単一構造 2
	A	B		
固有周期 T (s)	0.53033	1.5	0.5	1.5
剛性 k (N/m)	140.36771	17.54596	157.91367	17.54596
せん断力係数 α	0.2	0.1	0.3	0.1
降伏耐力 Q (N)	1.96	0.98	2.94	0.98
降伏変形 d_y (m)	0.01396	0.05585	0.01862	0.05585
弾性吸収エネルギー E_e (J)	0.01368	0.02737	0.02737	0.02737
塑性吸収エネルギー E_p (J)	1.08104	1.06736	2.16208	2.16208
吸収エネルギー E (J)	1.09472	1.09472	2.18945	2.18945
累積塑性変形倍率 η	39.5	19.5	39.5	39.5

表 3.2: Case 3 の構造特性一覧

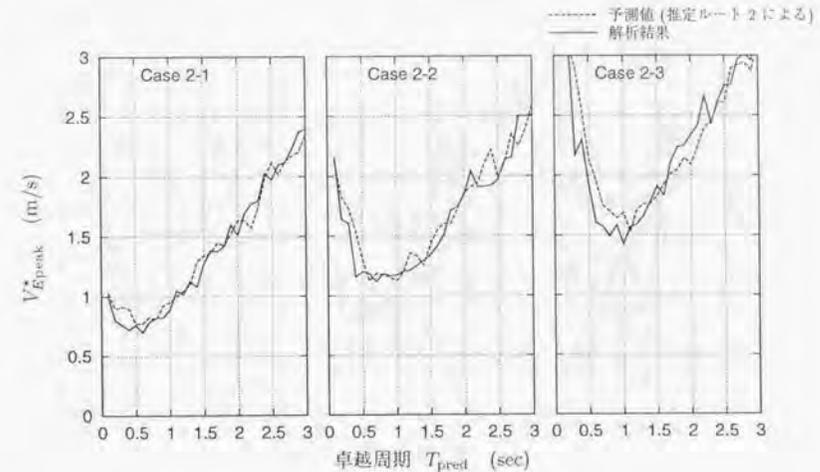


図 3.11: 固有周期の差の影響 (予測値と解析結果の比較)

Case 3-1 では、単一構造モデルにおいて固有周期と卓越周期が一致する付近で安全率が低下し、共振により大きなエネルギー入力を受け容易に崩壊することがわかる。しかし、フェイルセーフ二相構造モデルの最小安全率は単一構造モデルの 2 倍程度に耐震性が改善されていることがわかる。一方、十分な塑性エネルギー吸収能力がある場合、単一のサブシステムのみでも塑性化による長周期化によってエネルギー入力を安定化させる効果があるため、二つの単一構造モデルの安全率の差は比較的小さくなり、したがってフェイルセーフ構造の効果は小さくなる。つまり、塑性変形能力の乏しい構造はどフェイルセーフにすることによる効果は大きい。

3.3.3 降伏変形比の影響

ここではフェイルセーフ二相構造を構成するサブシステムの降伏変形比の影響を検討する。これまでの検討で、フェイルセーフ二相構造の耐震性はそれを構成するサブシステムの特性の両方を兼ね備えたものとなることが明らかになってきた。ただし、サブシステムの降伏変形の違いによっては、サブシステム A が崩壊する前にサブシステム B で吸収されるエネルギー入力に違いが出るため、これがフェイルセーフ二相構造の特性に影響を与えると推察される。ここでは、サブシステム B のベア係数を変化させることで降伏変形を変化させ、その影響を調査した。サブシステム B のベア係数は以下の 3 ケースに設定した。

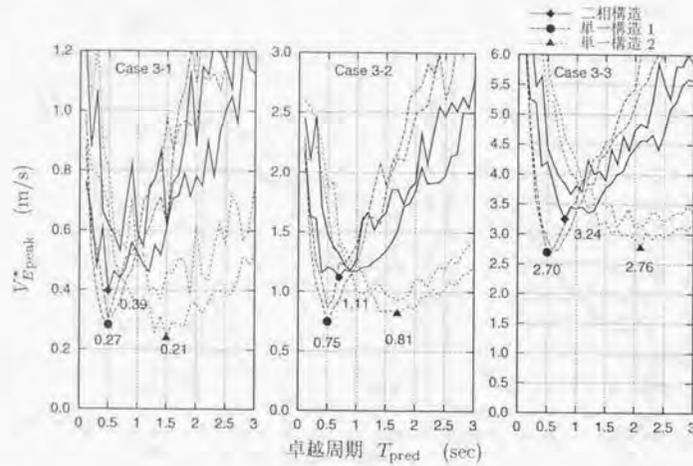


図 3.12: 塑性エネルギー吸収能力の影響

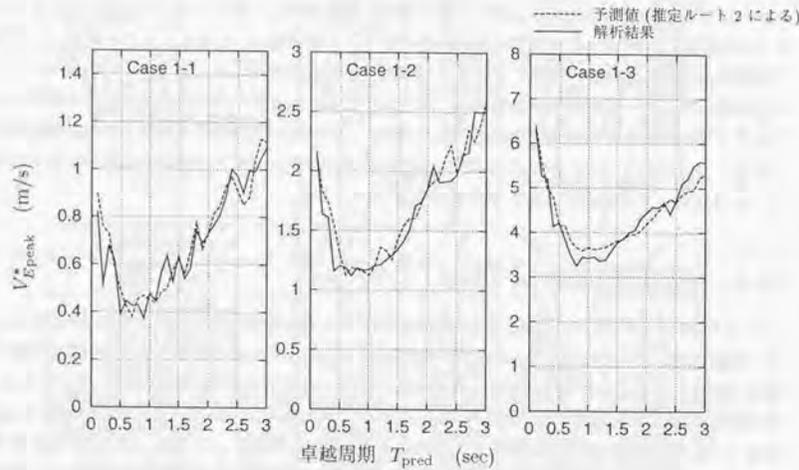


図 3.13: 塑性エネルギー吸収能力の影響 (予測値と解析結果の比較)

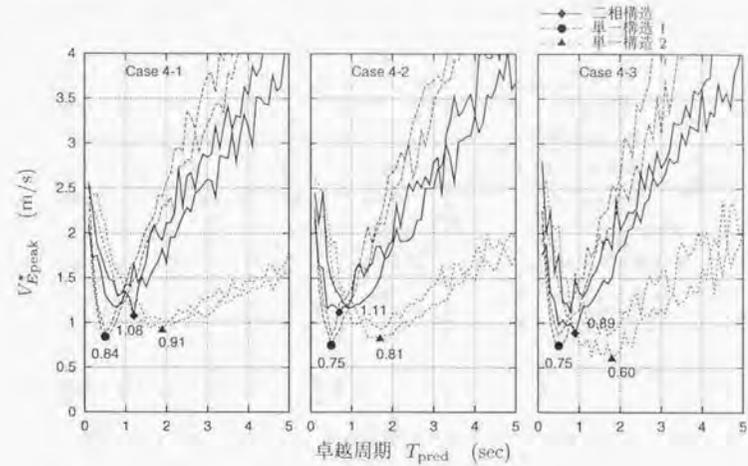


図 3.14: 降伏変形比の影響

Case 4-1 :	$\alpha_B = 0.05$	$(\delta_{yB}/\delta_{yA} = 2)$
Case 4-2 :	$\alpha_B = 0.1$	$(\delta_{yB}/\delta_{yA} = 4)$
Case 4-3 :	$\alpha_B = 0.2$	$(\delta_{yB}/\delta_{yA} = 8)$

各ケースにおける各構造モデルのパラメタは表 3.3 に示している。

解析結果を図 3.14 に予測との比較を図 3.15 に示す。3 ケースのグラフを比較すると、フェイルセーフによる安全率の安定化効果に対する降伏変形比の影響はそれほど見られず、予測値もほぼ解析結果と一致している。この検討では、サブシステム A が破壊するまえにサブシステム B がエネルギー吸収することによる影響を調査することが目標であったが、この検討で用いた模擬地震動がエネルギー入力率 (基準化最大一撃入力エネルギー) および応答変位が小さかったため、サブシステム A が破壊するまえのサブシステム B のエネルギー吸収は、case 4-1 の長周期領域で若干発生した以外はほとんどなかった。長周期領域では、フェイルセーフ二相構造の応答解析結果が若干予測値よりも大きくあらわれる傾向はこのことによるものと考えられる。

サブシステム A が破壊するまえにサブシステム B がエネルギー吸収することによる影響は第 3.4 節以降で入力率 (基準化最大一撃入力エネルギー) との関係からさらに検討される。

Case 4-1	二相構造		単一構造 1	単一構造 2
	A	B		
固有周期 T (s)	0.53033	1.5	0.5	1.5
剛性 k (N/m)	140.36771	17.54596	157.91367	17.54596
せん断力係数 α	0.2	0.05	0.25	0.05
降伏耐力 Q (N)	1.96	0.49	2.45	0.49
降伏変形 d_y (m)	0.01396	0.02793	0.01551	0.02793
弾性吸収エネルギー E_e (J)	0.01368	0.00684	0.01901	0.00684
塑性吸収エネルギー E_p (J)	0.12316	0.13	0.25468	0.26684
吸収エネルギー E (J)	0.13684	0.13684	0.27368	0.27368
累積塑性変形倍率 η	4.5	9.5	6.7	19.5

Case 4-2	二相構造		単一構造 1	単一構造 2
	A	B		
固有周期 T (s)	0.53033	1.5	0.5	1.5
剛性 k (N/m)	140.36771	17.54596	157.91367	17.54596
せん断力係数 α	0.2	0.1	0.3	0.1
降伏耐力 Q (N)	1.96	0.98	2.94	0.98
降伏変形 d_y (m)	0.01396	0.05585	0.01862	0.05585
弾性吸収エネルギー E_e (J)	0.01368	0.02737	0.02737	0.02737
塑性吸収エネルギー E_p (J)	0.12316	0.10947	0.24631	0.24631
吸収エネルギー E (J)	0.13684	0.13684	0.27368	0.27368
累積塑性変形倍率 η	4.5	4.5	4.5	4.5

Case 4-3	二相構造		単一構造 1	単一構造 2
	A	B		
固有周期 T (s)	0.53033	1.5	0.5	1.5
剛性 k (N/m)	140.36771	17.54596	157.91367	17.54596
せん断力係数 α	0.2	0.2	0.4	0.2
降伏耐力 Q (N)	1.96	1.96	3.92	1.96
降伏変形 d_y (m)	0.01396	0.11171	0.02482	0.11171
弾性吸収エネルギー E_e (J)	0.01368	0.10947	0.04865	0.10947
塑性吸収エネルギー E_p (J)	0.12316	0.02737	0.22503	0.16421
吸収エネルギー E (J)	0.13684	0.13684	0.27368	0.27368
累積塑性変形倍率 η	4.5	0.125	3.92	0.75

表 3.3: Case 4 の構造特性一覧

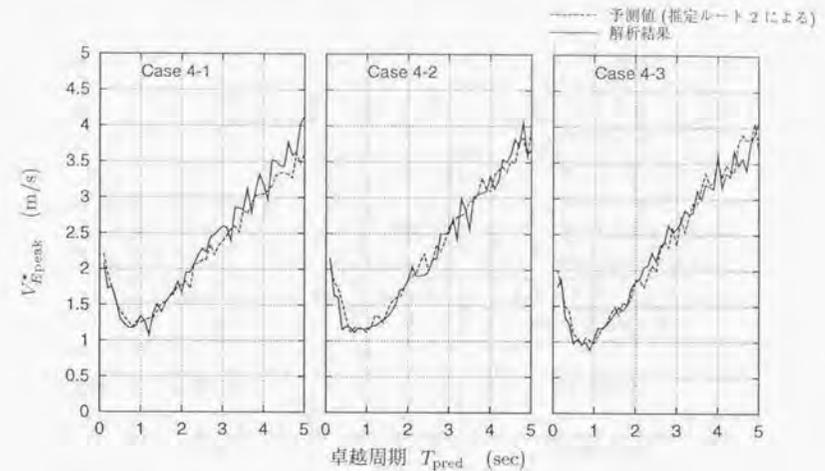


図 3.15: 降伏変形比の影響 (予測値と解析結果の比較)

3.3.4 エネルギー吸収能力比の影響

フェイルセーフ二相構造のサブシステムが分担するエネルギー吸収能力の比が与える影響について検討する。(2.2)式で定義される、全体のエネルギー吸収能力 E に対するサブシステム A のエネルギー吸収能力 E_A の比 r_e を次の3ケースに変化させて検討を行った。

$$\text{Case 5-1 : } r_e = 0.25 \quad (E_A : E_B = 1 : 3)$$

$$\text{Case 5-2 : } r_e = 0.5 \quad (E_A : E_B = 1 : 1)$$

$$\text{Case 5-3 : } r_e = 0.75 \quad (E_A : E_B = 3 : 1)$$

各ケースにおける各構造モデルのパラメタは表 3.4 に示している。

解析結果を図 3.16 に、予測との比較を図 3.17 に示す。容易に推測されるように、どちらかのサブシステムにより大きなエネルギー吸収能力を与えると、単一構造に近づく傾向をこれらの図から読み取ることができる。崩壊に必要な最小の V_{Epeak}^* についても 3つのケースのなかでは二つのサブシステムにエネルギー吸収能力を平等に分配した case 5-2 で最も大きい。

3.4 地震動時間-周波数特性のフェイルセーフ耐震安定効果への影響

フェイルセーフ構造は時間軸上で固有周期を変化させるため、地震動特性の時間的変化の影響を強く受けるものと推定される。このような地震動特性の時間的変化は、時間-周波数平面への展開として

Case 5-1	二相構造		単一構造 1	単一構造 2
	A	B		
固有周期 T (s)	0.53033	1.5	0.5	1.5
剛性 k (N/m)	140.36771	17.54596	157.91367	17.54596
せん断力係数 α	0.2	0.1	0.3	0.1
降伏耐力 Q (N)	1.96	0.98	2.94	0.98
降伏変形 d_y (m)	0.01396	0.05585	0.01862	0.05585
弾性吸収エネルギー E_e (J)	0.01368	0.02737	0.02737	0.02737
塑性吸収エネルギー E_p (J)	0.05474	0.17789	0.24631	0.24631
吸収エネルギー E (J)	0.06842	0.20526	0.27368	0.27368
累積塑性変形倍率 η	2	3.25	4.5	4.5

Case 5-2	二相構造		単一構造 1	単一構造 2
	A	B		
固有周期 T (s)	0.53033	1.5	0.5	1.5
剛性 k (N/m)	140.36771	17.54596	157.91367	17.54596
せん断力係数 α	0.2	0.1	0.3	0.1
降伏耐力 Q (N)	1.96	0.98	2.94	0.98
降伏変形 d_y (m)	0.01396	0.05585	0.01862	0.05585
弾性吸収エネルギー E_e (J)	0.01368	0.02737	0.02737	0.02737
塑性吸収エネルギー E_p (J)	0.12316	0.10947	0.24631	0.24631
吸収エネルギー E (J)	0.13684	0.13684	0.27368	0.27368
累積塑性変形倍率 η	4.5	4.5	4.5	4.5

Case 5-3	二相構造		単一構造 1	単一構造 2
	A	B		
固有周期 T (s)	0.53033	1.5	0.5	1.5
剛性 k (N/m)	140.36771	17.54596	157.91367	17.54596
せん断力係数 α	0.2	0.1	0.3	0.1
降伏耐力 Q (N)	1.96	0.98	2.94	0.98
降伏変形 d_y (m)	0.01396	0.05585	0.01862	0.05585
弾性吸収エネルギー E_e (J)	0.01368	0.02737	0.02737	0.02737
塑性吸収エネルギー E_p (J)	0.19158	0.04105	0.24631	0.24631
吸収エネルギー E (J)	0.20526	0.06842	0.27368	0.27368
累積塑性変形倍率 η	7.0	0.75	4.5	4.5

表 3.4: Case 5 の構造特性一覧

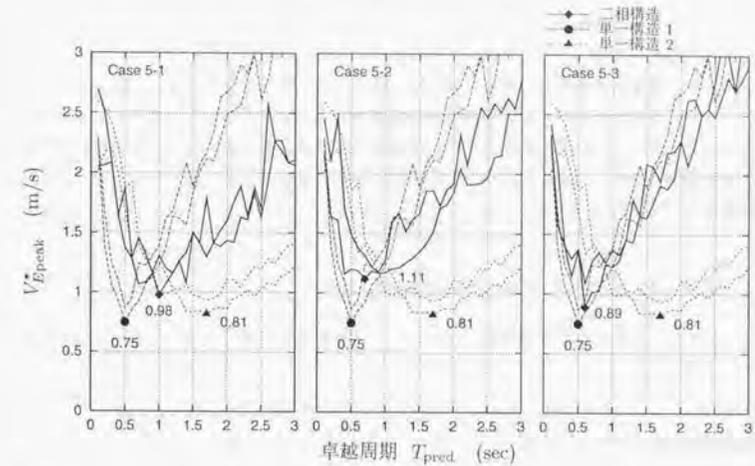


図 3.16: エネルギー吸収能力比の影響

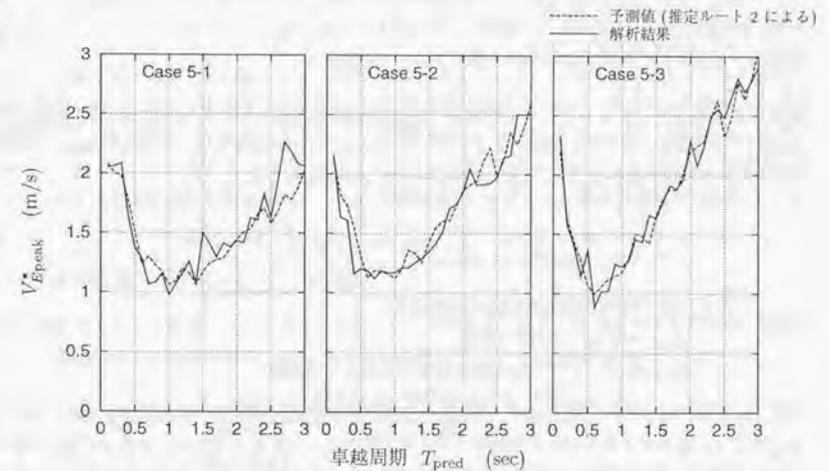


図 3.17: エネルギー吸収能力比の影響 (予測値と解析結果の比較)

捉えることができるため、時間-周波数特性と呼ばれる。ここでは、時間-周波数特性のフェイルセーフ二相構造への影響を検討するために、ウェーブレット逆変換によってさまざまな時間-周波数特性を持つ模擬地震動を作成して応答解析に用いることで、時間-周波数特性と応答挙動との対応を示す。ウェーブレット変換の地震動特性および構造応答挙動への応用は未だ発展途上であるが、それぞれの周波数ごとに独立に入力率および卓越周期を設定できるという特徴を持ち、さらにウェーブレット係数と入力エネルギーに対応関係があるため、将来的には構造応答と強い関連を持つ地震動特性の抽出手法として期待される。ウェーブレット変換の概要およびそのエネルギー入力との対応関係については、付録Aにまとめてある。

3.4.1 時間-周波数特性を考慮した模擬地震動モデル

ウェーブレットを用いた模擬地震動作成については付録A.4に詳述しているが、ここでも概要について述べておく。

時間-周波数特性を示すパラメータ

地震動の時間-周波数特性が構造応答およびエネルギー入力に及ぼす影響については未だ研究が少なく、地震動の時間-周波数特性を表現できる適切な指標も提案されていない。本論文では、付録Aにまとめたようにウェーブレット係数列がエネルギー入力と対応関係を持つことに着目し、ウェーブレット変換から得られる周波数成分ごとの基準化最大一撃入力エネルギーおよび卓越時刻の二つを時間-周波数特性を表す指標として採用し、周波数特性である総入力エネルギーとこれらの時間-周波数特性が二相構造の動的挙動に及ぼす影響について検討する。

総入力エネルギー ウェーブレット変換は、地震動加速度波形をレベルと呼ばれる周波数領域ごとの成分に分解する。従って、総入力エネルギーもレベルごとに計算される。レベル j の総入力エネルギーは E_j と表現され、フーリエ振幅 $|F(\nu)|$ と次のような関係を持つ。

$$E_j = 2^{-j} \Delta t^2 \sum_{k=-\infty}^{\infty} \alpha_{j,k}^2 = \frac{1}{\nu_2 - \nu_1} \int_{\nu_1}^{\nu_2} |F(\nu)|^2 d\nu \quad (3.7)$$

ここで Δt は地震動加速度記録の時間刻み

$\alpha_{j,k}$ はウェーブレット係数

ν_1, ν_2 は、レベルの周波数領域の下限および上限

つまり、レベル j の総入力エネルギー E_j はその周波数領域におけるフーリエ振幅2乗の平均値となる。そこで、目標とするフーリエ振幅スペクトルを定義し、これから上式にしたがって各レベルの総入力エネルギー E_j を算出し、模擬地震動作成に用いることとする。ここでは目標とするフーリエ振幅スペクトル前出(3.5)式で示したスペクトルモデルを用い、先鋭度 n は0.5として固定した。

基準化最大一撃入力エネルギーおよび卓越時刻 基準化最大一撃入力エネルギーとは、一撃で入力されるエネルギーの最大値の総入力エネルギーに対する割合である。これは瞬間最大の変形を支配すると考えられるが、フェイルセーフ二相構造も応答変位によってサブシステムAがエネルギーを吸収するか、Bもエネルギーを吸収するかが変わり、これによってサブシステムAが破壊した後のエネルギー吸収能力が変化するため、フェイルセーフ二相構造の挙動は基準化最大一撃入力エネルギーの影響を受けると考えられる。また卓越時刻とは、基準化最大一撃入力エネルギーが現れる時刻である。

ウェーブレット変換から得られる一撃のエネルギーは $\Delta E_{j,k}$ と記される。ここで、 j は周波数レベルを示す整数、 k は時刻を示す整数である。すなわち $\Delta E_{j,k}$ はある周波数レベルの、ある時刻における入力エネルギーに対応する。これを総入力エネルギーで基準化した基準化一撃入力エネルギー $\overline{\Delta E_{j,k}}$ は次のように定義される。

$$\overline{\Delta E_{j,k}} = \frac{\Delta E_{j,k}}{E_j} \quad (3.8)$$

ここで E_j はレベル j の総入力エネルギー。

本論文では、この基準化一撃入力エネルギーのレベル j における最大値に着目し、これを時間-周波数特性の一つとする。これを基準化最大一撃入力エネルギーと呼び、 $\overline{\Delta E_{jmax}}$ と表す。また卓越時刻は t_{jpred} と表す。

時間-周波数特性を考慮した模擬地震動の作成

上記に示した、レベルごとの総入力エネルギー E_j 、基準化最大一撃入力エネルギー $\overline{\Delta E_{jmax}}$ 、および卓越時刻 t_{jpred} の3つのパラメータから付録A.4節に示した方法により、模擬地震動を作成する。

構造モデルの固有周期が0.3秒から1.7秒であることを考え、フーリエ振幅スペクトルは周期0.32秒から周期5.12秒の成分のみを考慮し、それ以外の周波数成分はないものと考えた。作成される模擬地震動データの時間刻みを0.01秒とすると、この周期成分はレベル-5から-8に対応する。マザーウェーブレットとしては直交ウェーブレットである $N=10$ の Daubechies ウェーブレット [37][38] を用いる。作成される模擬地震動加速度データの時間刻みは0.01秒とし、継続時間は40.96秒とした。

3.4.2 基準化最大一撃エネルギーの影響

全周波数レベルで同じ場合 ここでは、すべてのレベルの基準化最大一撃エネルギーを同時に変化させてその影響を見る。基準化最大一撃エネルギーは以下の5ケースを設定した。

Case	基準化最大一撃エネルギー $\overline{\Delta E_{jmax}}$
Case 6-1	0.10
Case 6-2	0.25
Case 6-3	0.50
Case 6-4	0.75
Case 6-5	0.90

結果を図3.18に示す。これらの結果のうち、横軸を基準化最大一撃入力エネルギー、横軸を崩壊に必要な最小値 $\min\{V_{Epeak}^*\}$ を示したものを図3.19に示す。

図からわかるように、概して基準化最大一撃入力エネルギーが小さいほどフェイルセーフ構造モデルの相対的な最低耐震性は高い。これは入力率が小さいほど単一構造の挙動が弾性的な挙動を示すため、二つの単一構造の耐震性カーブの交点が上に移動する傾向によると考えられる。

ここで用いた模擬地震動のエネルギー入力時刻歴の形状は3次曲線で定義されており、第2.4節で述べたような解析的な定式化は困難ではあるが、同様の考えかたによりフェイルセーフ二相構造の耐震性は予測可能である。崩壊に必要なスペクトルのピーク値 V_{Epeak} の予測値の予測手順は以下の通りである。

1. 二相構造のサブシステムのエネルギー吸収能力 E_A' 、 E_B' を仮定する。
2. ${}_iE_1(t_{cA}) = E_A'$ なる時刻 t_{cA} を求める。ここで ${}_iE_1(t)$ は、 $V_{Epeak} = 1$ としたときの時刻 t までの周期 T_1 成分のエネルギー入力。
3. サブシステム B への入力エネルギー ${}_iE_B'$ は

$${}_iE_B' = {}_iE_2(t_0) - {}_iE_2(t_{cA}) \quad (3.9)$$

で表される。ここで t_0 は地震終了時刻、 ${}_iE_2(t)$ は、 $V_{Epeak} = 1$ としたときの時刻 t までの周期 T_2 成分のエネルギー入力。

4. ${}_iE_B'$ が E_B' より大きければ E_A' 、 E_B' を小さくして、小さければ大きくして手順2へ戻る。 ${}_iE_B'$ と E_B' が一致したら手順5へ。
5. V_{Epeak}^* の予測値を次式で求める。

$$V_{Epeak}^* = \sqrt{\frac{E_A + E_B}{E_A' + E_B'}} \quad (3.10)$$

この手順によって求めた V_{Epeak}^* の予測値と解析結果との比較を図3.20に示す。この図から、予測値はおおよそ解析結果と一致していることがわかる。ただし、基準化最大一撃入力エネルギーが大きい場合に、特に短周期領域において、解析結果から得られたフェイルセーフ二相構造の耐震性が予測値よりも低い傾向が若干見られる。これは大きな入力率により大きな変形が発生し、これにより、サブシステム A が破壊するまえにサブシステム B が塑性変形し、本来固有周期 T_2 に対応するエネルギー吸収能力として配置されたサブシステム B が T_1 に対応するエネルギーを吸収してしまったため、あるいは、サブシステム A の破壊時の大きな速度エネルギーにより、サブシステム B のエネルギー吸収能力が消費されたためと推察される。図3.21(a)には、Case 6-5において、 $T_{pred} = 0.5$ (sec)、 $V_{Epeak} = 1.4$ (m/s) の場合のエネルギー入力時刻歴を示す。この例では、時刻41秒時点で、サブシステム A はまだ破壊していないが、この時点でサブシステム B は塑性変形をしており、サブシステム A 破壊後のエネルギー吸収能力を低下させていることがわかる。また、41.05秒付近でサブシステム A は破壊するが、その時点での速度エネルギーは0.12J以上に達しており、その速度エネルギーによりサブシステム A 破壊直後からサブシステム B が大きく塑性変形していることがわかる。一方、図3.21(b)に Case 6-1において、 $T_{pred} = 0.5$ (sec)、 $V_{Epeak} = 1.3$ (m/s) 場合のエネルギー入力時刻歴を

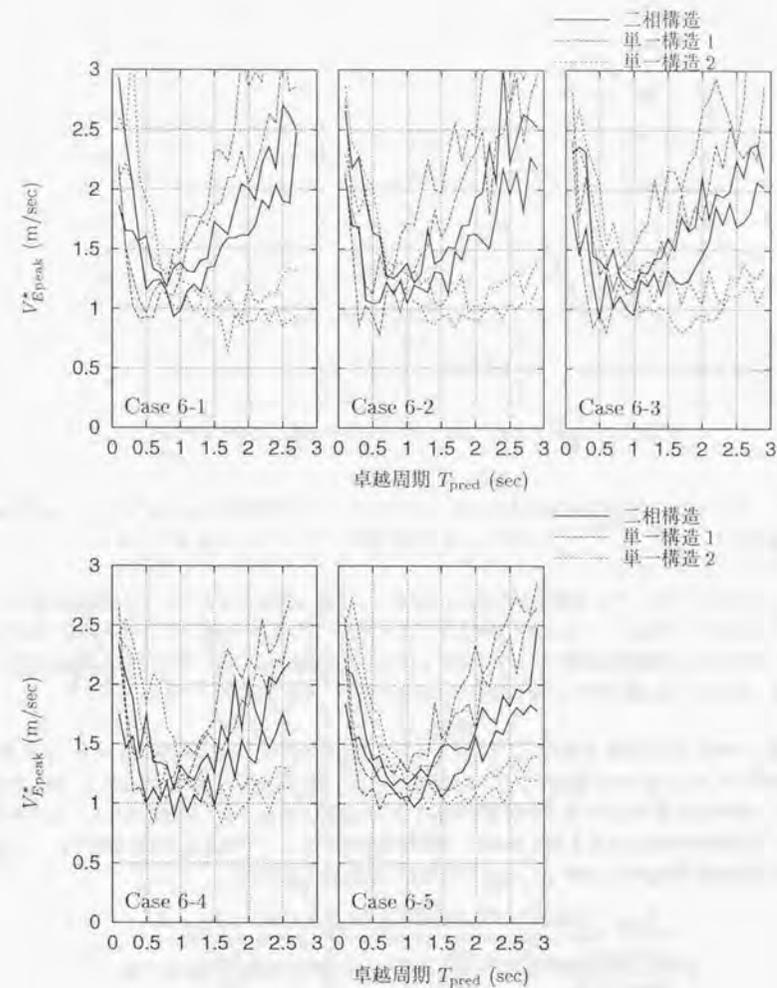


図 3.18: 基準化最大一撃エネルギーの影響

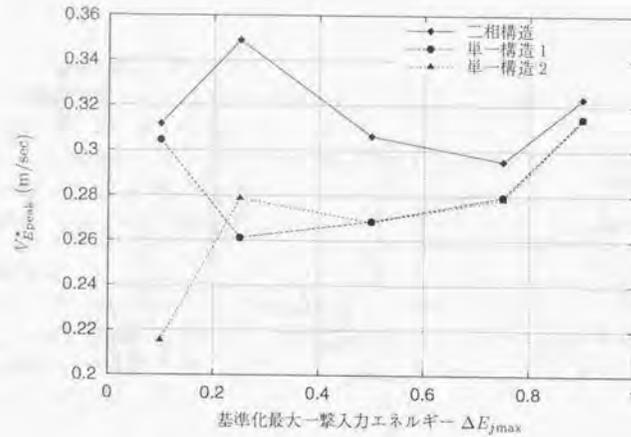


図 3.19: 基準化最大一撃入力エネルギーと最低耐震性の関係

示す。このケースでは、入力率が小さいため、サブシステム A が破壊するまではサブシステム B は塑性変形していない。またサブシステム A 破壊時の速度エネルギーも 0.8J 程度と図 3.21(a) に比べると小さいことがわかる。

図 3.20 に示したように予測値が解析結果とほぼ等しいことを考慮するとこのような基準化最大一撃入力エネルギーが大きいことによる影響はそれほど大きくないものと思われる。より正確な評価のためにはこの考慮が必要であるが、そのためには最大変形および最大応答速度と基準化最大一撃入力エネルギーとの関係について明確にする必要があり、今後の課題としたい。

周波数レベルによって異なる場合 ここでは、4つの周波数レベルを短周期レベル (0.32秒~1.28秒) と長周期レベル (1.28秒~5.12秒) の二つに分け、これら二つの周波数領域の基準化最大一撃入力エネルギーが異なる場合についてその影響を検討する。以下のような4ケースを検討した。ちなみに Case 7-3 は前節の Case 6-3 と同じである。解析結果を図 3.22 に、予測値との対応を図 3.23 に、解析結果の最低耐震性のみに着目して case ごとの違いを図 3.24 に示す。

Case	短周期レベルの $\Delta E_{jmax}/E_j$	長周期の $\Delta E_{jmax}/E_j$
Case 7-1	0.9	0.1
Case 7-2	0.7	0.3
Case 7-3	0.5	0.5
Case 7-4	0.3	0.7
Case 7-5	0.1	0.9

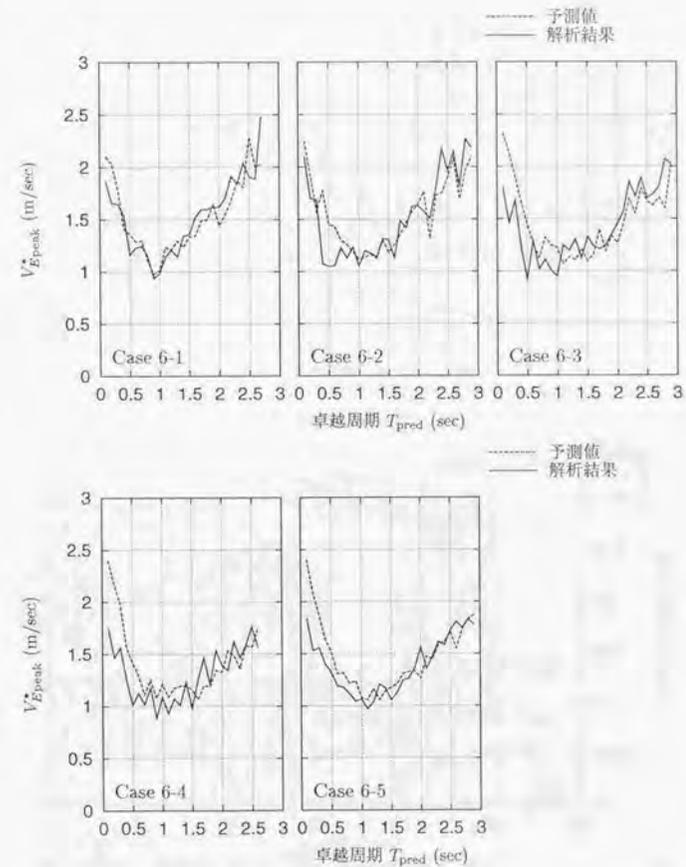
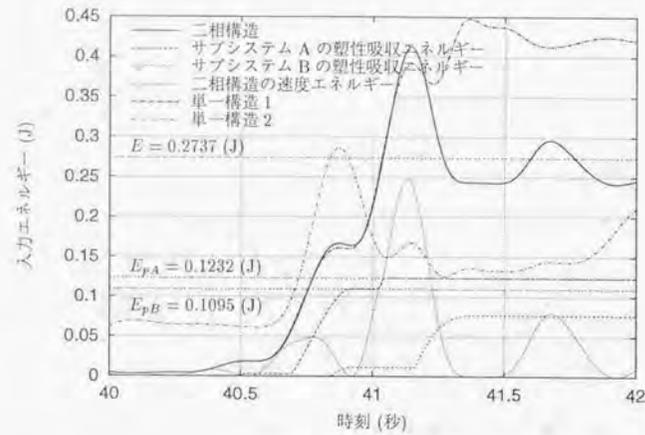
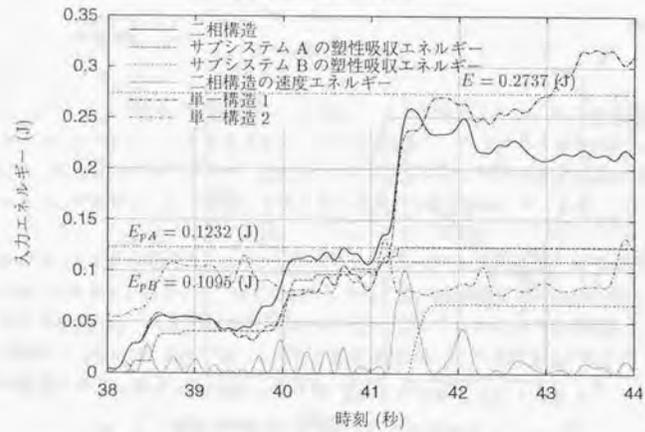


図 3.20: 基準化最大一撃エネルギーの影響 (予測値と解析結果の比較)



(a) Case 6-5 の時刻歴



(b) Case 6-1 の時刻歴

図 3.21: 基準化最大一撃入力エネルギーが異なる場合のエネルギー入力時刻歴の例

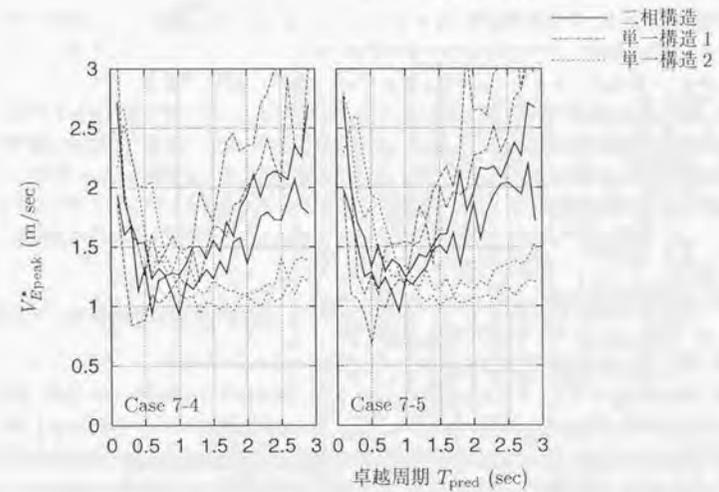
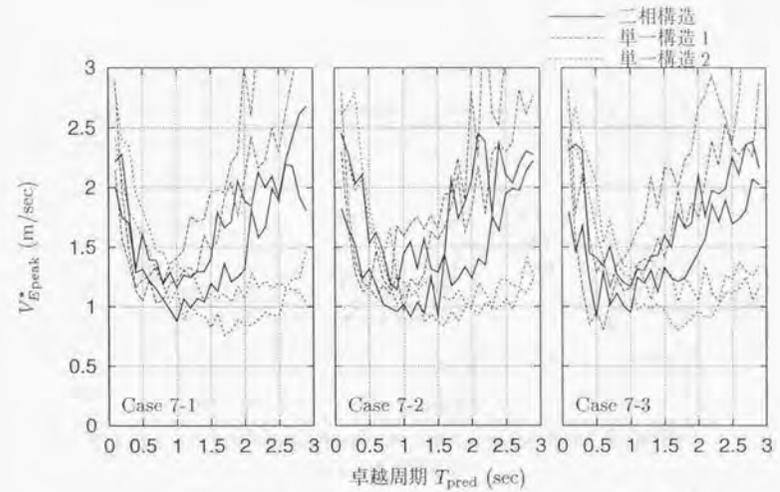


図 3.22: 周期によって入力率が異なる場合

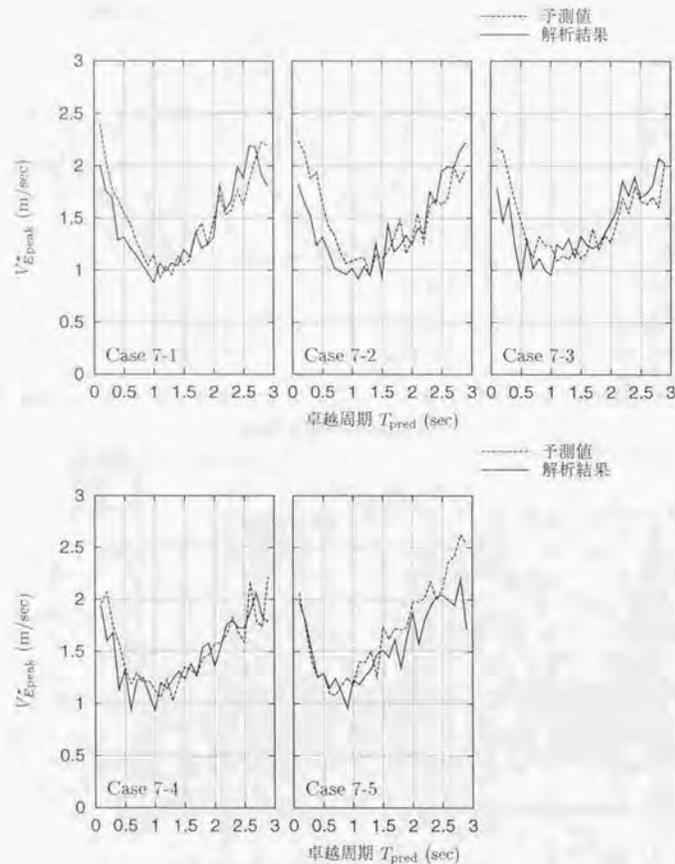


図 3.23: 周期によって入力率が異なる場合 (予測値と解析結果の比較)

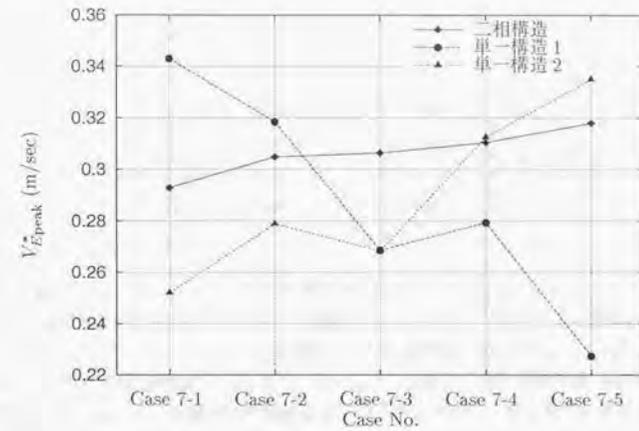


図 3.24: 基準化最大一撃入力エネルギーの違いと最低耐震性の関係

特に図 3.24 からわかるように、単一構造 1 および 2 の最低耐震性は、それぞれの固有周期における基準化最大一撃入力エネルギーが小さい場合に弾性的な挙動を示し、最低耐震性が低い結果となっている。一方、二相構造は両単一構造の中間的性質を持つことにより、周期成分ごとの入力率の違いにはそれほど影響を受けないことが分かる。すなわち二相構造の応答を考える上では、平均的な入力率のみについての考慮で十分であると思われる。なお、図 3.23 に示した解析結果と予測値の対応については、case 6 の図 3.20 と同様、基準化最大一撃入力エネルギーが大きな場合にはサブシステム A が破壊する前にサブシステム B が塑性変形を受けるため、その周期領域におけるフェイルセーフ二相構造の耐震性の解析結果が予測値よりも下回る傾向が見られる。

3.4.3 卓越周期の変化の影響

フェイルセーフ二相構造のように、時間軸上で固有周期を変える構造物にとっては、地震動の卓越周期の時間軸上での変化もその挙動に非常に大きな影響を与えることになる。例えば、固有周期が短周期から長周期に推移する構造物に対しては、卓越周期が短周期から長周期に変化するような地震動は大きなダメージを与えることができる。したがって、本論文では、卓越周期の時間変化については、卓越周期が時間軸上で短周期から長周期、あるいは長周期から短周期に線形に推移するような場合を想定し、卓越時刻 t_{jpred} を卓越周期変化指標 D_W を用いて次のように定義した。

$$t_{jpred} = D_W \times T_j + T_s \quad (3.11)$$

表 3.5: 卓越周期の変化の影響 Case 8 設定一覧表

	$\Delta E_{jmax} = 0.1$	$\Delta E_{jmax} = 0.3$	$\Delta E_{jmax} = 0.5$
$D_W = -8$	Case 8-1a	case 8-1b	case 8-1c
$D_W = -4$	Case 8-2a	case 8-2b	case 8-2c
$D_W = 0$	Case 8-3a	case 8-3b	case 8-3c
$D_W = 4$	Case 8-4a	case 8-4b	case 8-4c
$D_W = 8$	Case 8-5a	case 8-5b	case 8-5c

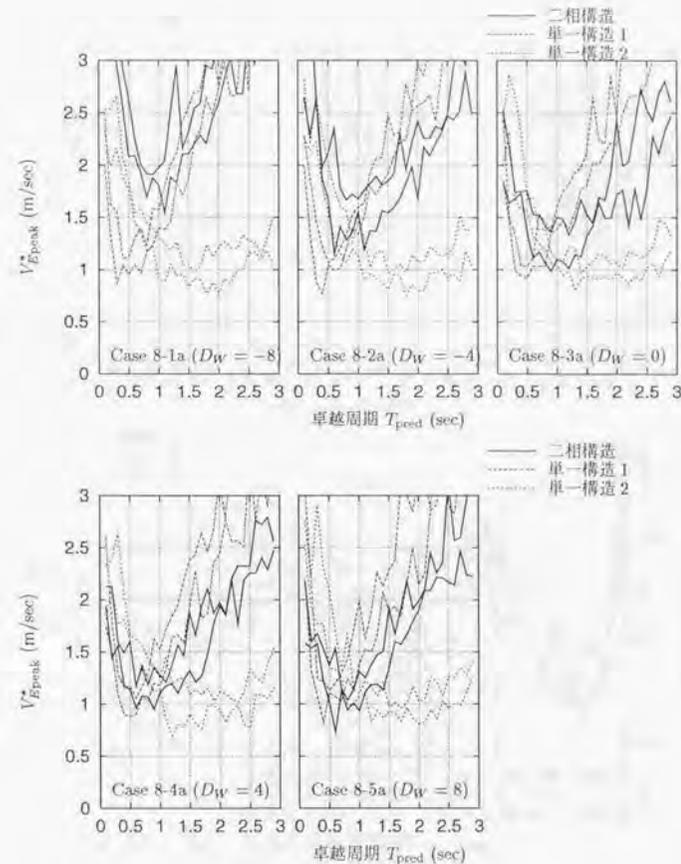
ここで、 T_j はレベル j の中心周期、 T_s は基準となる時刻 (定数) である。 D_W が正の場合は時間と共に卓越周期が短周期から長周期に変化することを意味し、負の場合は長周期から短周期に変化すること意味する。以後は D_W を時間-周波数特性の一つの指標として扱う。

模擬地震動作成の際の基準化最大一撃入力エネルギー $\overline{\Delta E_{jmax}}$ と卓越周期変化指標 D_W は表 3.5 のマトリクスの 12 ケースを定義し、それぞれについて最低耐震性を調査した。結果を図 3.25、図 3.26 および図 3.27 に示す。また、最低耐震性 $\min\{V_{Epeak}^*\}$ と卓越周期変化指標 D_W との関係を図 3.28 に示す。フーリエ変換による解析結果と同様、入力率が大きく、かつ卓越周期が短周期から長周期に変化する場合に二相構造の耐震性は単一構造のそれ以下に低下するが、入力率が小さい場合には卓越周期変化の影響は相対的に小さくなるのがわかる。

これは、図 3.29 より説明される。図 3.29 はフェイルセーフ二相構造へのエネルギー入力を模式的に示したものである。フェイルセーフ二相構造の、サブシステム A が破壊したときのエネルギー入力は、サブシステム A の吸収エネルギーとサブシステム A 破壊後に入力する T_2 成分のエネルギーとの和となる。したがって、固有周期 T_1 と T_2 に対応する卓越時刻のずれが同じであったとしても、図 3.29(a) のように基準化最大一撃入力エネルギーが大きい場合にはサブシステム A 破壊後に入力する T_2 成分のエネルギー、 E_B が大きくなり、フェイルセーフ二相構造にとっては不利となる。

例として、サブシステム A とサブシステム B が等しいエネルギー吸収能力を持つフェイルセーフ二相構造の挙動について、地震動の卓越周期の変化が最も極端な 2 つの例を用いて考察する。図 3.33(a) には、短周期成分のエネルギー入力が終了した後に大きなエネルギーを持つ長周期成分が入力する場合のエネルギー入力時刻歴を模式的に示したものである。サブシステム A が破壊する限界の場合を考えて、サブシステム A のエネルギー吸収能力 E_A が短周期成分のエネルギー入力、 E_1 と等しいと仮定しよう。この場合、短周期成分のエネルギー入力 E_1 が終了すると同時にサブシステム A は破壊する。しかしこの後長周期成分は大きなエネルギー (図中の E_{2after}) を持つので、サブシステム B のエネルギー吸収能力 $E_B (= E_A)$ では耐えることが出来ず、システム全体の崩壊を導く。したがってこのような場合には、システムが崩壊するか否かはサブシステム A のエネルギー吸収能力 E_A と短周期成分のエネルギー入力 E_1 の大小関係で決定してしまい、フェイルセーフを期待した二相構造の有効性は全く失われると考えられる。

一方、もう一つの極端な例としては、図 3.33(b) に示すように長周期成分のエネルギーが入力した後大きなエネルギーを持つ短周期成分が入力する場合が考えられる。この場合には、短周期成分の

図 3.25: 卓越周期の変化の影響 ($\overline{\Delta E_{jmax}} = 0.1$)

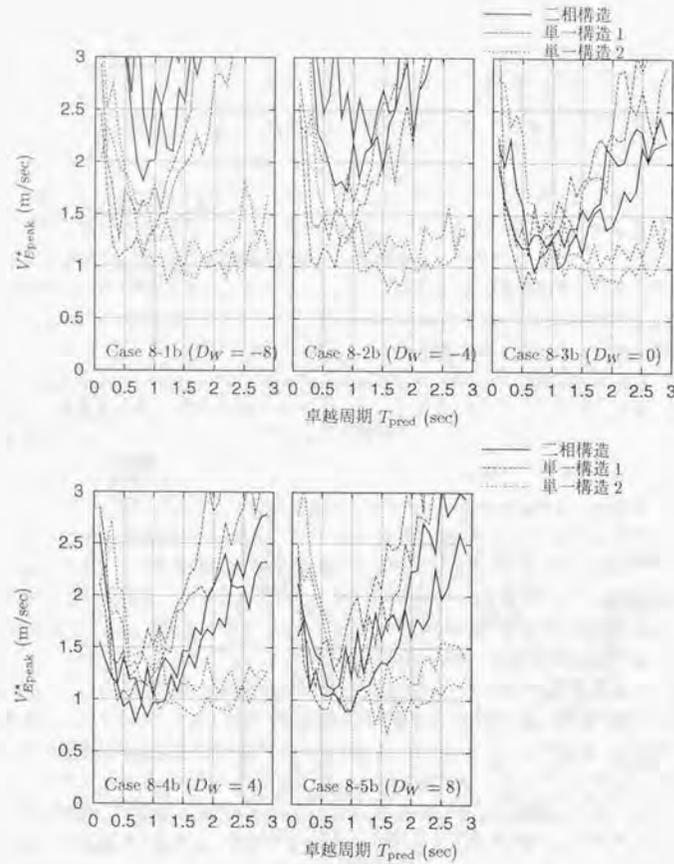


図 3.26: 卓越周期の変化の影響 ($\Delta E_{jmax} = 0.3$)

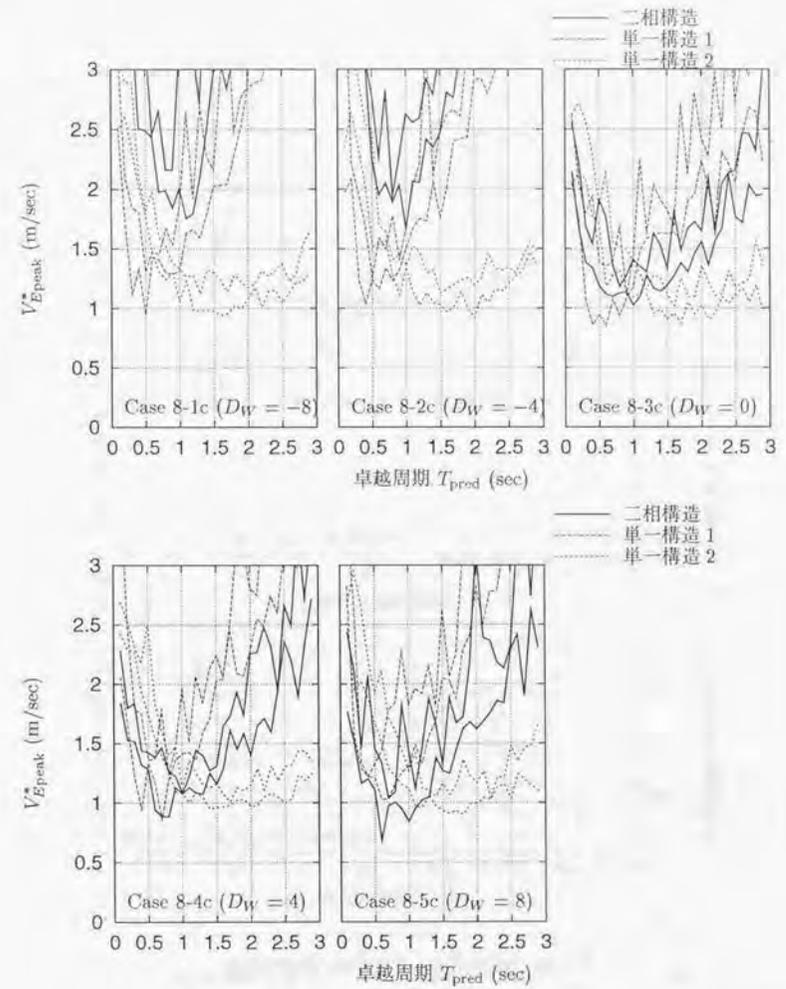


図 3.27: 卓越周期の変化の影響 ($\Delta E_{jmax} = 0.5$)

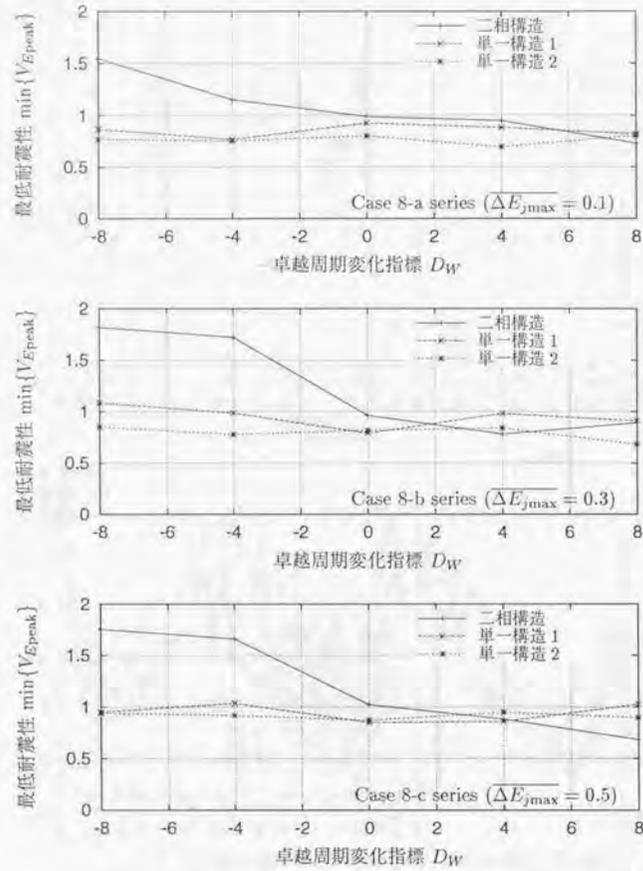


図 3.28: 最低耐震性と卓越周期の変化の関係

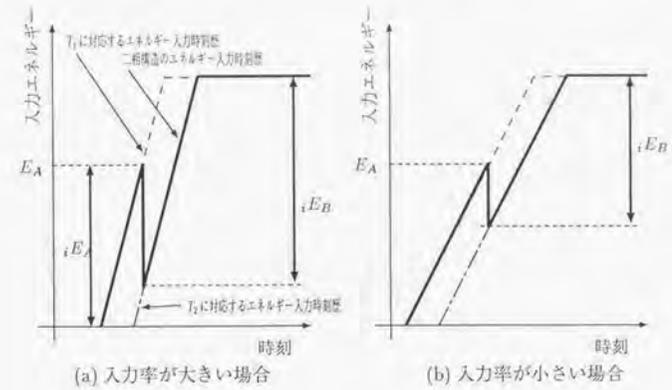


図 3.29: 入力率が異なる場合の卓越周期変化の影響概念図

表 3.6: 短周期成分と長周期成分のエネルギー入力時刻歴の関係
横軸: 時刻、縦軸: 基準化入力エネルギー

	$\Delta E_{jmax} = 0.1$	$\Delta E_{jmax} = 0.3$	$\Delta E_{jmax} = 0.5$
$D_W = \pm 8$	 (case 8-1a / 8-5a)	 (case 8-1b / 8-5b)	 (case 8-1c / 8-5c)
$D_W = \pm 4$	 (case 8-2a / 8-4a)	 (case 8-2b / 8-4b)	 (case 8-2c / 8-4c)

・ D_W が正の場合 実線が T_1 成分, 点線が T_2 成分
 ・ D_W が負の場合 実線が T_2 成分, 点線が T_1 成分

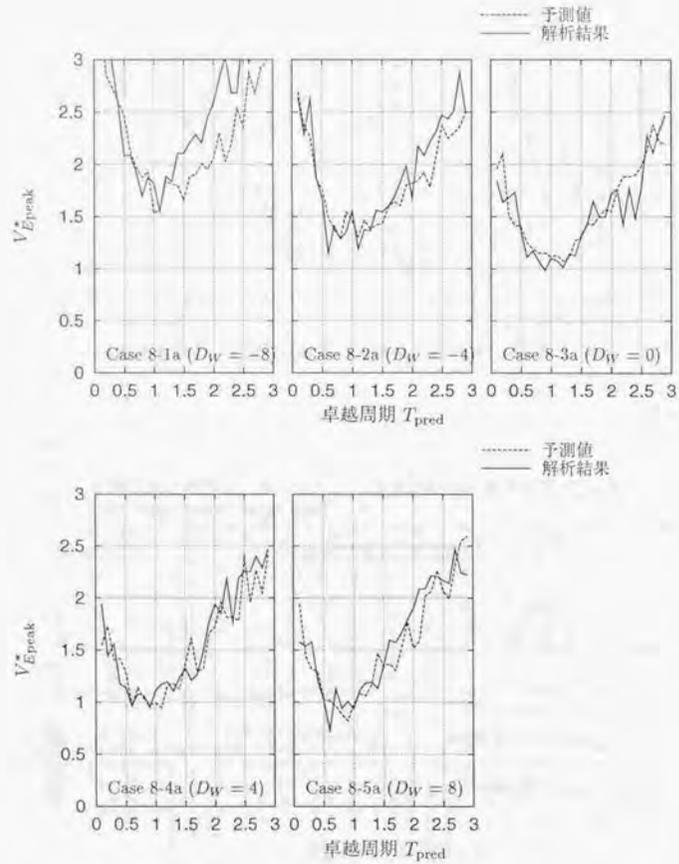


図 3.30: 卓越周期の変化の影響 (予測値と解析結果の比較) ($\overline{\Delta E_{jmax}} = 0.1$)

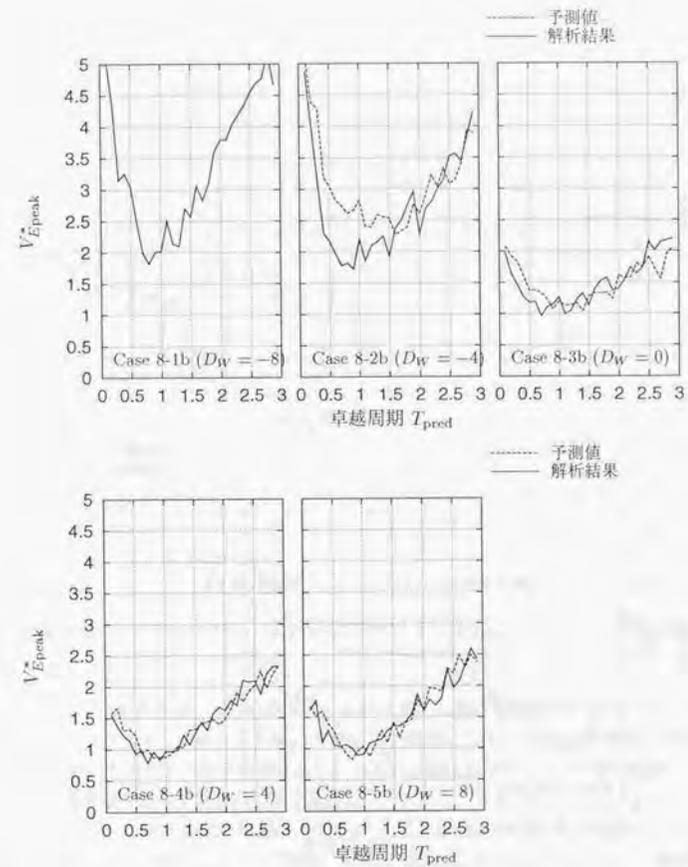


図 3.31: 卓越周期の変化の影響 (予測値と解析結果の比較) ($\overline{\Delta E_{jmax}} = 0.3$)

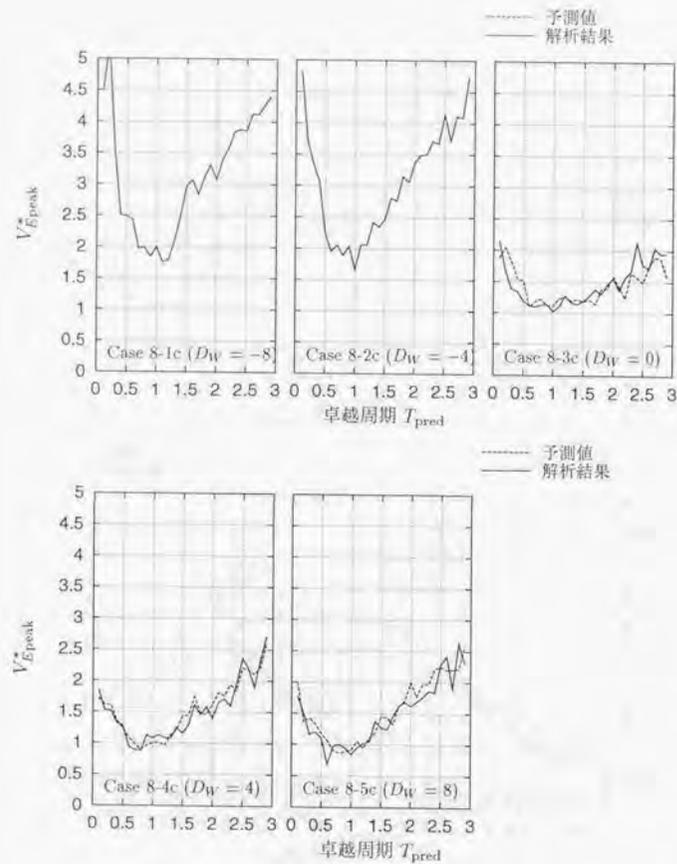


図 3.32: 卓越周期の変化の影響 (予測値と解析結果の比較) ($\overline{\Delta E_{j\max}} = 0.5$)

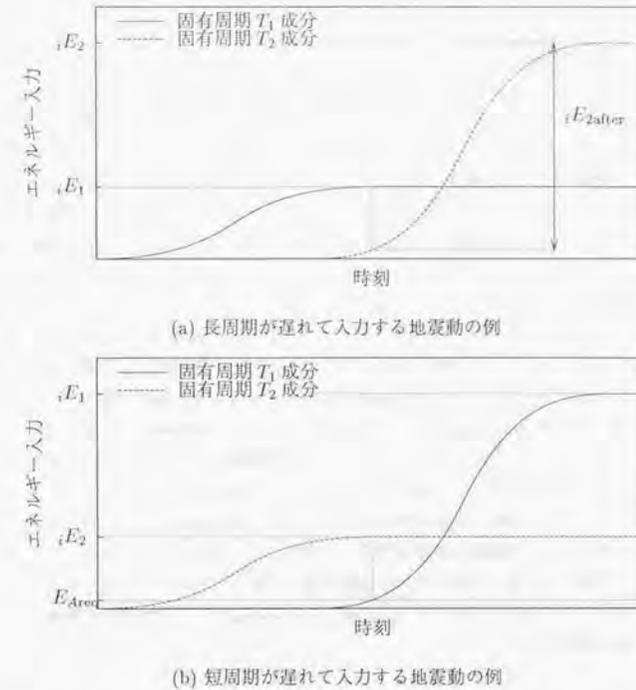


図 3.33: 入力率が大きく、卓越時刻の差が大きい場合のエネルギー入力時刻歴

エネルギーが入力される時刻には長周期成分のエネルギー入力は入力を終えている。したがって、短周期成分のエネルギー入力によってサブシステム A が破壊したとしても、長い固有周期を持つサブシステム B へのエネルギー入力は皆無であり、システムがほんの少しエネルギー吸収能力を持ちさえすれば、全体崩壊は起こり得ないと考えられる。

表 3.5 で設定した case 8 の短周期成分 (T_1 成分) と長周期成分 (T_2 成分) の基準化エネルギー入力時刻歴を表 3.6 に示す。 $\overline{\Delta E_{j\max}} = 0.5$ の場合、または $\overline{\Delta E_{j\max}} = 0.3$ で $D_W = \pm 8$ の場合は前述の極端な場合のいずれかに相当していることがわかる。

前節で示した手順によって予測した、 $V_{E\text{peak}}$ の予測値と解析結果との対応を図 3.30、図 3.31 および、図 3.32 に示す。 $\overline{\Delta E_{j\max}}$ が大きくかつ D_W が負であり、図 3.33(b) の示したような場合には、全体崩壊をまったく起こさない、あるいはほとんど起こさないという予測が出ることもあり、このような場合には予測曲線は解析結果よりも大きな耐震性を示す。図中、予測値の曲線が表示されていない

のは、予測値がグラフの範囲より大きいか、またはまったく崩壊しない場合である。この図から、図 3.33(b) のような場合には解析結果が大幅に予測値を下回り危険側の予測となるが、それ以外の場合はおおよそ予測と解析結果は一致していることがわかる。

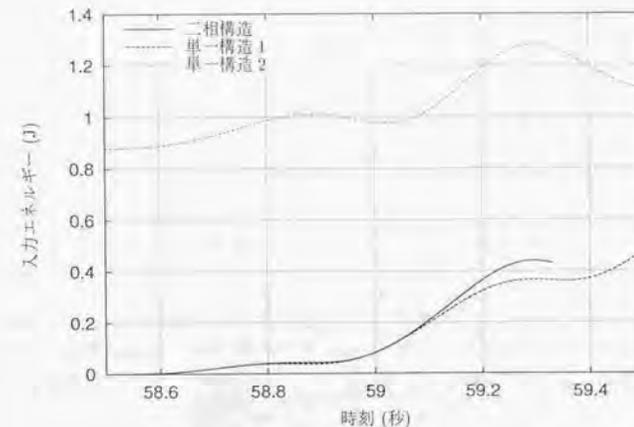
図 3.34(a) および (b) は、Case 8-1b において $T_{\text{pred}} = 1.0$ (sec)、 $V_{E\text{peak}} = 2.5$ (m/s) の場合の時刻歴である。フェイルセーフ二相構造モデルがぎりぎり崩壊する程度の $V_{E\text{peak}}$ に設定しており、また単一構造へのエネルギー入力時刻歴と比較を行なうため、単一構造モデルのエネルギー吸収能力は無限大に設定した。図中には、二相構造への入力エネルギー、サブシステム A および B の塑性吸収エネルギー、二相構造の速度エネルギー、単一構造 1 および 2 への入力エネルギーの時刻歴が示されている。図 3.34(a) と (b) の違いは縦軸のスケールが異なることのみで、おなじ模擬地震動に対する時刻歴を示している。図 3.34(b) からわかるように、フェイルセーフ二相構造モデルは 59.13 秒付近でサブシステム A の塑性吸収エネルギーが吸収能力に達し、破壊している。さらにサブシステム A 破壊直後からサブシステム B へエネルギーが入力し、サブシステム A 破壊後 0.2 秒程度で全体崩壊に至っていることがわかる。このケースは図 3.33(b) で示したような長周期成分と短周期成分がほぼ完全に分離して入力されるように設定された模擬地震動を用いているため、図に示された 59 秒付近までには周期 T_2 成分のエネルギー入力は完了しておりサブシステム A 破壊後のエネルギー入力は無いものと予測される。しかし、図 3.34(a) の単一構造 2 の時刻歴曲線からわかるように、実際には、サブシステム A 破壊時刻 59.13 秒以降に 0.3J 程度というかなり大きな T_2 成分のエネルギー入力があり、これに対応してサブシステム B にエネルギーが入力していることがわかる。これは、ウェーブレット逆変換によるエネルギー入力時刻歴の制御が完全ではないことによるものであり、これが図 3.33(b) のような場合に解析結果が大幅に予測値を下回り危険側の予測となる原因であると考えられる。これは模擬地震動作成手法の技術的な問題であり、より完全なエネルギー入力時刻歴の制御および予測の可能な手法の考案が期待される。

3.5 最悪入力波に対する応答

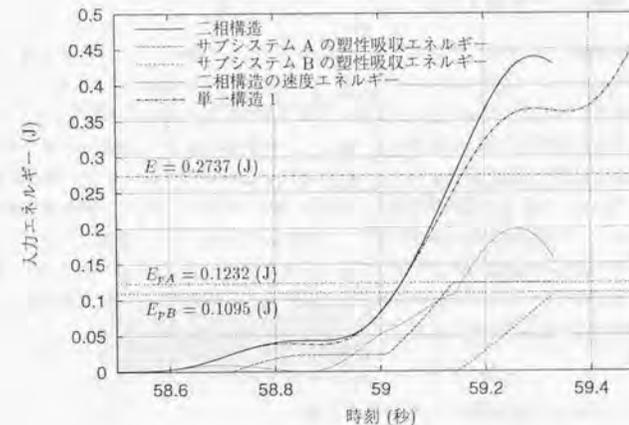
前節までの解析で、卓越周期が特に長周期から短周期に推移する場合を除いては、おおよそフェイルセーフ構造の耐震性は単一構造の挙動から予測可能であることが示された。もしこれが正しいとすれば、二相構造にとって最悪の地震動は、さらにフーリエ振幅スペクトルが平坦で、かつ地震動の前半で短周期成分がすべて入力し、地震動の後半で長周期成分がすべて入力するような場合であると考えられる。

例えば、二つの固有周期に対し均等にエネルギー吸収能力を持つ二相構造がこのような地震動外力を受けた場合、サブシステム A が健全な間に短周期成分の入力エネルギーを受け、その後サブシステム A が破壊した後長周期成分に対応する入力エネルギーを全てうけることになるため、二相構造への入力エネルギーは単一構造のその 2 倍になることは容易に推察できる。

地震動卓越周期の変化が二相構造の応答挙動に及ぼす影響は、第 3.4.3 節において D_{tr} という指標を用いて既に検討済みであるし、現実の地震動が前述のような非常に極端な特性を持つことは想定しがたいものである。しかし、フェイルセーフ二相構造が最悪の場合の耐震性向上を目指すものである



(a) 単一構造のエネルギー入力時刻歴との比較



(b) 速度エネルギーとサブシステムへのエネルギー入力時刻歴

図 3.34: 時間-周波数特性を変化させた場合のエネルギー入力時刻歴の例



図 3.35: 目標とした平坦なフーリエ振幅スペクトル

ことを考えれば、フェイルセーフ二相構造に対して最も不利となる条件を明らかにしておくことは重要であると考えられる。そこで本章では、このように非常に極端な時間-周波数特性を、二相構造にとって最も不利と考えられる地震動特性として捉え、このような地震動に対する応答挙動を応答解析により明らかにする。

3.5.1 単純連結による最悪入力波

地震の全継続時間については、図 3.35 に示した平坦なフーリエ振幅スペクトルを目標とする。このフーリエ振幅スペクトルを周期 1 秒で二つに分割し、1 秒より短周期の成分のみを持つスペクトル (図 3.36(a)) の逆変換により求めた地震動と、1 秒より長周期の成分のみをもつスペクトル (図 3.36(b)) の逆変換より求めた地震動を単純に時間軸上で接続した地震動を持って、最悪入力波とする。模擬地震動は時間刻み 0.01 秒、継続時間 40.96 秒とする。位相は前半、後半のそれぞれの作成段階で、ランダム位相を用いる。作成された模擬地震動の加速度波形の例を図 3.37 に、継続時間全体に対するフーリエ振幅スペクトルの例を図 3.36(c) に示す。図からわかるように、厳密には全体の地震動のスペクトルは前半と後半の地震動のスペクトルを足し合わせたものにはならない。しかし、周波数刻みで一つおきには全体のスペクトルが目的とする平坦なスペクトル上にのるので、塑性化する系へのエネルギー入力波はほぼ一定に保たれると考えられる。(付録 A、参照)

3.5.2 ウェーブレット逆変換による最悪入力波

ウェーブレット逆変換では、ある周波数領域ごとにエネルギーを時間軸上に分配することができるので、目的とするような最悪入力波は容易に作成可能である。ここでは加速度データの時間刻みを 0.01 秒として、前半の 20.48 秒をレベル-3~5 (周期 0.08~0.64 秒成分)、後半の 20.48 秒をレベル-6~10 (周期 1.28~10.24 秒) のみを持つ模擬地震動を作成する。作成された模擬地震動の加速度波形の例を図 3.39 に、前半、後半および継続時間全体のフーリエ振幅スペクトルを図 3.38 に示す。スペク

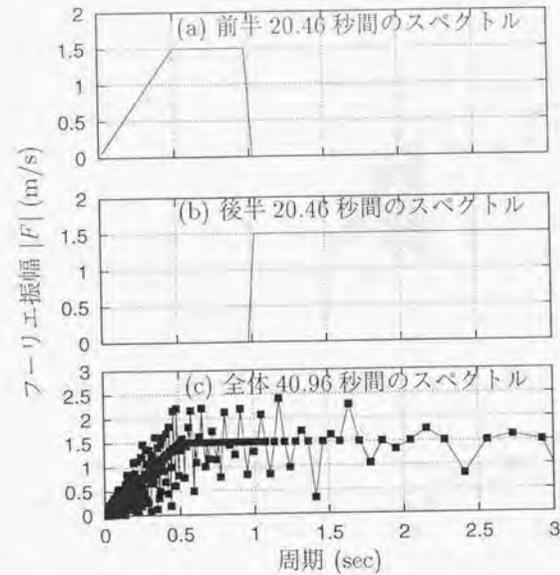


図 3.36: フーリエ逆変換による模擬地震動のフーリエ振幅スペクトル

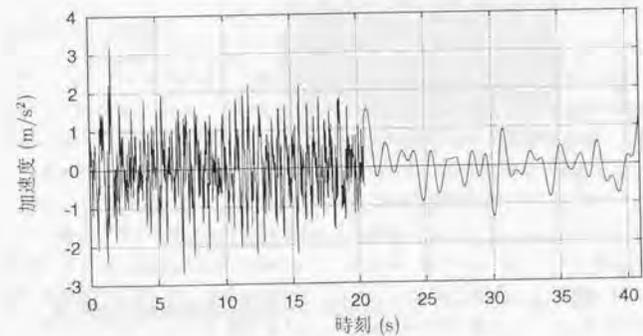


図 3.37: フーリエ逆変換による模擬地震動加速度記録の例

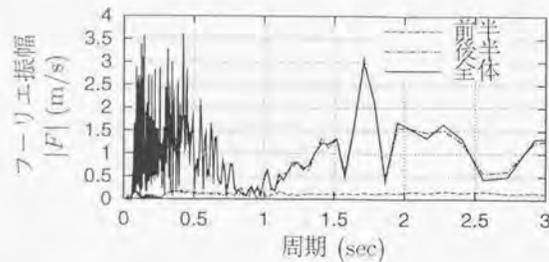


図 3.38: ウェーブレット逆変換による模擬地震動のフーリエ振幅スペクトル

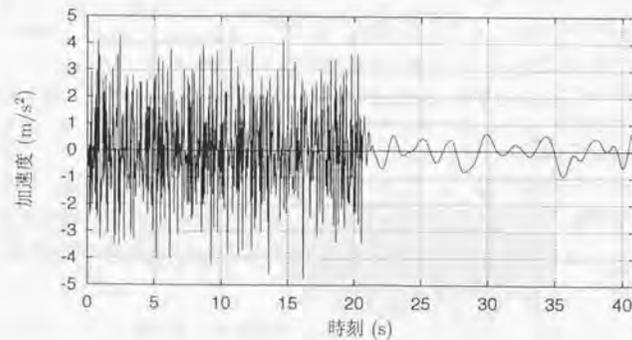


図 3.39: ウェーブレット逆変換による模擬地震動加速度記録の例

表 3.7: 最悪入力波を用いた応答解析 ケース設定一覧

Case	入力地震動	構造モデルの変動パラメタ
Case 9-1	フーリエ逆変換による最悪入力波	$\gamma (= E/E_{cA})$
Case 9-2	ウェーブレット逆変換による最悪入力波	$\gamma (= E/E_{cA})$
Case 9-3	フーリエ逆変換による最悪入力波	d_{yA}/d_{yB}
Case 9-4	ウェーブレット逆変換による最悪入力波	d_{yA}/d_{yB}

トル形状の制御性は悪く、大きな変動が見られるが、前半と後半のフーリエ振幅を足し合わせたものが全体のフーリエ振幅になるということに関しては、ウェーブレット逆変換を用いた方が精度が良いことが分かる。

3.5.3 応答解析モデル

応答解析に用いる構造モデルは、基本的に図 3.1 に示した標準モデルを用いるが、構造特性との関係を調査するため塑性エネルギー吸収能力 $\gamma (= E/E_{cA})$ および降伏変形比 d_{yA}/d_{yB} についてはこれらを変化させて応答解析を行なうこととした。表 3.7 に、変化させる構造モデルのパラメタと用いる模擬地震動との組み合わせを示す。表中に示した「構造モデルの変動パラメタ」以外の構造特性は標準モデルの特性に従う。本章の検討では、固有周期、およびエネルギー吸収能力比については変化させていないが、これは今回作成した最悪入力波が、標準モデルの固有周期 ($T_1 = 0.5\text{sec}$ 、 $T_2 = 1.5\text{sec}$) およびエネルギー吸収能力比 ($E_A : E_B = 1 : 1$) において最悪になると考えられることを前提に作成されているからである。

3.5.4 応答解析による検証

Case 9-1~9-4 について応答解析をした結果を図 3.40 および図 3.41 に示す。図 3.40(a) および (b) は、塑性エネルギー吸収能力 γ と、二相構造の最低耐震性の単一構造の最低耐震性に対する比の関係を示したものである。つまり、縦軸が 1 を超えれば二相構造のほうが耐震性が高いことを示す。 γ が小さい場合にはばらつきが見られるが、 γ が大きくなると最低耐震性は単一構造の 0.7 倍程度になる。また、図 3.41(a) および (b) は降伏変形の比 d_{yA}/d_{yB} と最低耐震性比の関係を示したものである。 d_{yA}/d_{yB} が小さい場合にはその最低比率はおよそ 0.7 倍程度であるが、 d_{yA}/d_{yB} が大きくなると、構造要素 A が破壊する以前に構造要素 B が吸収するエネルギーが大きくなり、単一構造に近い挙動をするため、縦軸の耐震性比は大きくなる傾向が見られる。これらの結果より、最悪の場合二相構造はエネルギー入力でおおよそ 2 倍の入力を受けるため、二相構造の単一構造に対する耐震性比は最低 0.7 程度まで低下することがわかる。いずれの場合においても前述の推定どおり、二相構造が単一構造に比べて最大 2 倍のエネルギー入力を受けていることを示しており、これが二相構造に対し最も不利な場合であると考えられる。

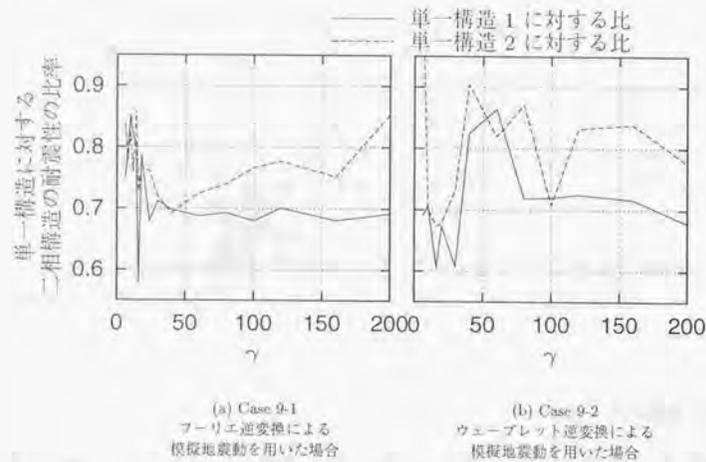


図 3.40: 塑性化の度合と耐震性の比率

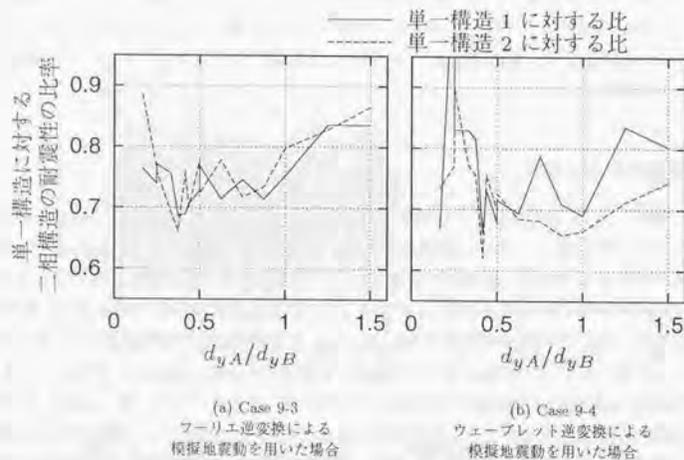


図 3.41: 降伏変形比と耐震性の比率

第4章 実地震動記録を用いたフェイルセーフ構造の耐震性評価

前章まででは、さまざまな周波数特性および時間-周波数特性を仮定して模擬地震動を作成し、これに対するフェイルセーフ構造の動的挙動とその有効性を検討してきた。ただし、実際の地震動は物理的制約を受けてある程度限定された特性を持つものと推定され、前章までで仮定した地震動特性は、地震動特性としてはおよそ起こり得ない特性をも含むものと考えられる。しかしながら、現在のところ一般的な地震動特性とはどのようなものであるか、またあり得ない地震動特性とはどのようなものであるかは明らかではないため、前章までで仮定した時間-周波数特性のうちどれに注目してフェイルセーフ構造の有効性を論じれば良いのかは不明のままである。この問題の解決のためには、多数の地震動解析によって一般的な地震動特性の抽出を待つ必要があるが、実地震動に対するフェイルセーフ構造の有効性評価への手がかりを得るために、本章では一つの地震を例にとり、その実地震動記録の周波数特性および時間-周波数特性とフェイルセーフ構造の耐震性との関連を調査することにより、実地震動の地震動特性のうち、どの特性がフェイルセーフ構造の動的挙動に強く影響を与えているかについて検討した例を示す。

4.1 応答解析モデル

前章までと同様、フェイルセーフ構造物の応答解析モデルとしては、前出図 3.1(1) 中で定義されたフェイルセーフ二相構造モデルの標準モデルを用いる。このモデルは、完全弾塑性の復元力特性を持つ二つの構造要素から構成される 1 質点振動系であり、一方の構造要素の破壊によって固有周期が 0.5 秒から 1.5 秒に変化するモデルである。一方、対照モデルである単一構造モデルについては、固有周期が 0.5 秒の単一構造モデル 1(前出図 3.1(2) 参照)を用いる。

構造モデルの耐震性は、地震動の加速度にある倍率を掛けて応答解析を行なったときに構造モデルが崩壊する加速度倍率で評価することとし、フェイルセーフ構造の有効性はフェイルセーフ二相構造モデルの崩壊に必要な加速度倍率と、単一構造 1 の崩壊加速度倍率との比で表現する。フェイルセーフ構造の有効性を示す指標は安全率 SF として次のように定義される。

$$SF = \frac{a_1^*}{a^*} \quad (4.1)$$

ここで a_1^* は単一構造 1 の崩壊に必要な最小の加速度倍率

a^* はフェイルセーフ二相構造の崩壊に必要な最小の加速度倍率

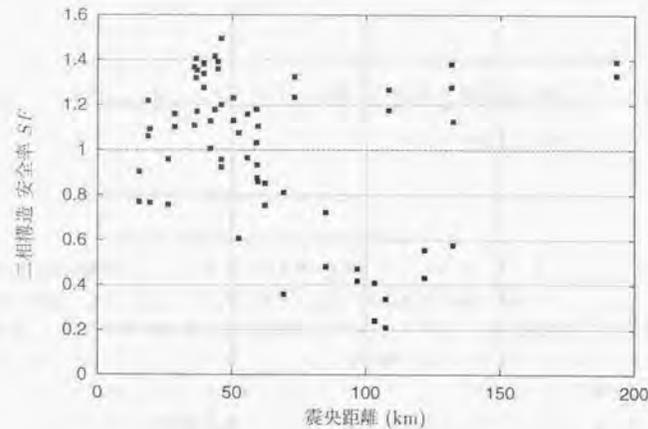


図 4.1: フェイルセーフ構造に対する震央距離の影響

4.2 使用した地震動

使用した地震動加速度記録は、1995年兵庫県南部地震で記録されたものであり、日本建築学会兵庫県南部地震特別研究委員会特定研究課題1-SWG1と近畿支部耐震構造研究会により「1995年兵庫県南部地震強震記録資料集」[39]としてまとめられたもののうち、計33箇所において地表面で観測されたものである。

4.3 地震動特性とフェイルセーフ構造の有効性との関係

4.3.1 震央距離との関連

図4.1には、フェイルセーフ二相構造の安全率 SF と震央距離との関係を示す。 SF が小さいほどフェイルセーフ二相構造の有効性が高いことを示す。全体としては、上限は1.5程度、下限は0.3程度までばらついていることがわかる。これはすなわち、二相構造は単一構造と比較して、最高5倍、最低0.7倍の加速度倍率に耐えられたことを示す。エネルギーレベルで0.4倍から11倍の耐震性を持つことを示す。震央距離との関係においては、中距離(50km前後)で二相構造に不利に、長距離(100km前後)で二相構造に特に有利になる傾向が見られたが、震央距離100km前後においても SF は0.2~1.4程度までばらついていることから、このような関係は一般に言えるものではなく、震央距離と SF との関係性は薄いと思われる。

4.3. 地震動特性とフェイルセーフ構造の有効性との関係

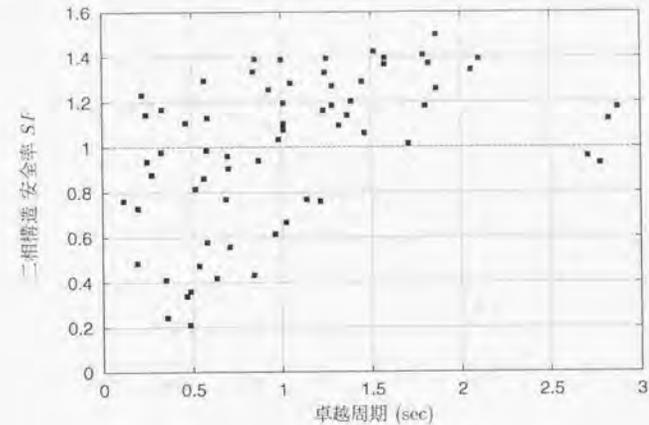


図 4.2: フェイルセーフ構造に対する卓越周期の影響

4.3.2 卓越周期との関連

フーリエ振幅スペクトルが最大値を取る周期を卓越周期と呼ぶ。図4.2には安全率 SF と卓越周期との関連を示す。卓越周期が0.5秒前後の場合に二相構造が有利な場合が多く見られる。ただし卓越周期が0.5秒から離れると、二相構造が有利なケースは少なく、一般に SF は1を超えるケースが多く見られる。このような結果は前章に述べたように、フェイルセーフ二相構造が卓越周期にかかわらず比較的安定した耐震性を持つこと、および単一構造が卓越周期と固有周期が一致する付近で非常に低い耐震性を持つことを考えれば容易に理解できる。

注目すべき点は、卓越周期が0.5秒前後であるにもかかわらず、 SF はかなりのばらつきを持つことである。これは次節に示すスペクトルの広がりによって説明される。

4.3.3 スペクトルの広がりとの関連

第3.2.2節で述べたように、地震動のフーリエ振幅スペクトルまたはエネルギースペクトルが鋭いピークを持つほど、フェイルセーフ二相構造の有効性は高くなる。本節ではスペクトルのピークと二相構造の有効性の関連を示す。

まず、スペクトルの広がりを示す指標 I_F をフーリエ振幅の周期0.5秒まわりにおける二次モーメントとして次式で定義する。

$$I_F = \frac{\int_0^{1.5} (x-0.5)^2 |F(x)| dx}{\int_0^{1.5} |F(x)| dx} \quad (4.2)$$

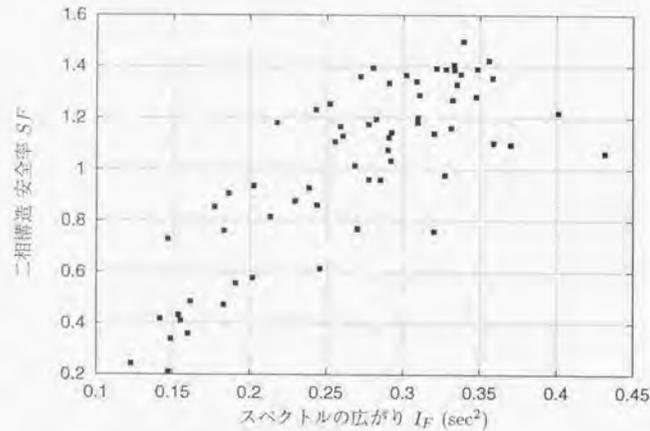


図 4.3: フェイルセーフ構造に対するスペクトルの広がり の影響

ここで $|F(x)|$ は周期 x におけるフーリエ振幅。

このように定式化された I_F はスペクトルの縦軸 ($|F|$) の値に関わらず、横軸 (周期) の広がり の 2 乗を意味し、周期 (時間) の 2 乗の次元を持つ。したがって I_F が大きいほど滑らかなスペクトル形状となる。ちなみに、本論文で模擬地震動作成に用いたスペクトルは

$$R_V = \begin{cases} R_T^{\frac{1}{n}} & R_T < 1 \text{ のとき} \\ 0.1 + 0.9 \sqrt{1 - \left(\frac{R_T - 1}{4}\right)^n} & 1 \leq R_T < 5 \text{ のとき} \\ 0.1 & R_T \geq 5 \text{ のとき} \end{cases} \quad (4.3)$$

$$\text{ここで } R_V = (V_E/V_{E_{\text{peak}}})^2 \quad (4.4)$$

$$R_T = T/T_{\text{pred}}$$

であったが、このスペクトルにおいて $T_{\text{pred}} = 0.5$ 秒の時の上記 2 次モーメントを計算すると、以下の通りとなる。

	$n = 0.3$	$n = 0.5$	$n = 0.7$
I_F	0.203	0.205	0.223

スペクトルの広がり I_F と安全率 SF との関連を図 4.3 に示す。図からはかなり強い正の相関が見られ、 I_F がフェイルセーフ二相構造の有効性に強く影響を及ぼしていることがわかる。この指標 I_F が小さいということは、スペクトル形状が鋭いピークを持つということのみでなく、卓越周期が 0.5 秒程度であることをも同時に示すから、 I_F は卓越周期とスペクトル形状とを同時に考慮した指標で

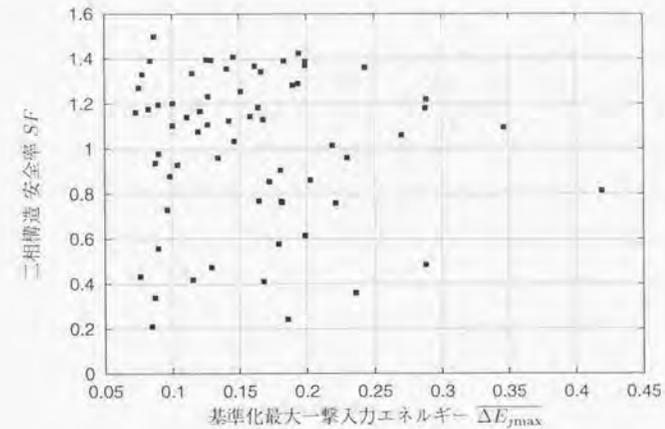


図 4.4: フェイルセーフ構造に対する基準化最大一撃入力エネルギーの影響

ある。したがって、この結果からフェイルセーフ構造の有効性は、卓越周期とスペクトルのピークの鋭さに強く影響を受けるということが言える。

4.3.4 基準化最大一撃入力エネルギーとの関連

地震動加速度記録を離散ウェーブレット変換した結果のウェーブレット係数 $\alpha_{j,k}$ に対応するエネルギーを一撃入力エネルギー $\Delta E_{j,k}$ と呼び、その時間軸上における最大値 $\Delta E_{j\text{max}}$ の総和 E_j に対する比を基準化最大一撃入力エネルギー $\frac{\Delta E_{j\text{max}}}{E_j}$ と呼ぶ。すなわち E_j および $\frac{\Delta E_{j\text{max}}}{E_j}$ は次式のように表される。

$$E_j = \sum_{k=-\infty}^{\infty} \Delta E_{j,k} \quad (4.5)$$

$$\frac{\Delta E_{j\text{max}}}{E_j} = \frac{\Delta E_{j\text{max}}}{\sum_{k=-\infty}^{\infty} \Delta E_{j,k}} \quad (4.6)$$

付録 A に示しているように、基準化最大一撃入力エネルギー $\frac{\Delta E_{j\text{max}}}{E_j}$ は構造物への一撃による最大の入力エネルギーに対応すると考えられる指標である。

図 4.4 は該当する周波数レベル (周期領域 0.32 秒 - 0.64 秒) の基準化最大一撃入力エネルギーと安全率 SF の関係を示している。基準化最大一撃入力エネルギーについては第 3.4.2 節においてこれが大きいほど二相構造の挙動が単一構造の挙動に近づき有効性が失われる傾向が述べられているが、この図からはそのような傾向を明瞭に捉えることはできない。

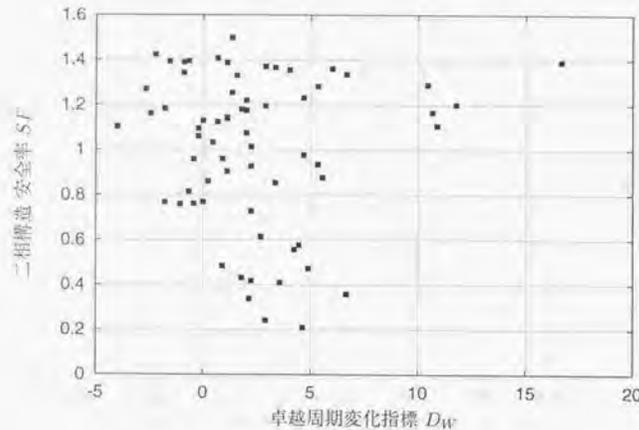


図 4.5: フェイルセーフ構造に対する卓越周期変化の影響

4.3.5 卓越周期の変化との関連

第3.4.3節では、卓越周期の変化を表す指標として、卓越周期変化指標 D_W を次のような定数として定義した。

$$t_{j\text{pred}} = D_W \times T_j + T_s \quad (4.7)$$

ここで $t_{j\text{pred}}$ はレベル j の卓越時刻

T_j はレベル j の周期領域の中心周期

T_s は基準時刻 (定数)

この式で定義される D_W はすべての周期領域で D_W が同じであるとの仮定に基づいているが、地震動をウェーブレット変換して求められる $t_{j\text{pred}}$ は周期と完全に線形関係を持つわけではない。そこでレベル間の卓越周期変化 D_W を次のように再定義する。

$$D_W = \frac{\Delta T_{\text{pred}}}{\Delta T} \quad (4.8)$$

ここで ΔT_{pred} は卓越時刻の差分 ($= t_{j+1\text{pred}} - t_{j\text{pred}}$)

ΔT は卓越周期の差分 ($= T_{j+1} - T_j$)

図4.5には、0.32秒から2.56秒までの周期領域における各レベルの卓越周期変化指標 D_W の平均値と安全率 SF の関係を示す。第3.4.3節では、フェイルセーフ構造の有効性は D_W が大きいほど小さく、 D_W が小さいほど大きい傾向があることを述べたが、この図からはそのような傾向は見られない。

4.3.6 時間-周波数特性の影響の検証

前節までにおいては、フェイルセーフ構造の耐震性に及ぼす影響としてはスペクトル形状が最も大きく、基準化最大一撃入力エネルギーおよび卓越周期の変化の影響はそれほど大きくないことが示された。これが正しいとすれば、地震動特性の時間的変化を無視して第3章図3.6に示した推定手順によって二相構造へのエネルギー入力および耐震性が予測可能である。ここではこれを示すことによって、前章までの解析の検証を行う。

図4.6はフーリエ振幅スペクトルをエネルギースペクトルに一致するものと仮定して推定ルート1に従ってなされた予測結果と解析結果の対応を示す。横軸は震央距離、縦軸が予測された各構造モデルの崩壊加速度倍率の、解析結果に対する比を示す。なお、ここでは、周期 T_1 および T_2 に対応するエネルギー ${}_iE_1$ および ${}_iE_2$ は、それぞれ周期 T_1 および T_2 に対応する地震動のフーリエ振幅 $|F(T_1)|$ および $|F(T_2)|$ より次式により求められたものである。

$${}_iE_1 = \frac{1}{2} m |F(T_1)|^2 \quad (4.9)$$

$${}_iE_2 = \frac{1}{2} m |F(T_2)|^2 \quad (4.10)$$

フーリエ振幅は弾性構造系へのエネルギー入力の速度換算値と一致するが、ここで扱う振動系は塑性系であるから、単一構造についても予測値と解析結果はかならずしも一致しない。したがって、予測値と解析結果の比は0.2程度から1.4程度までばらついているが、このばらつきは二相構造でも単一構造でも同程度である。

図4.7は推定ルート2による予測結果と解析結果の対応を示す。横軸が震央距離、縦軸が予測されたフェイルセーフ二相構造モデルの崩壊加速度倍率の、解析結果に対する比を示す。図4.6に比べると、0.7~1.2程度とばらつきは小さく抑えられており、地震動特性の時間的変化を無視してもかなりの精度で予測が可能であることを示している。

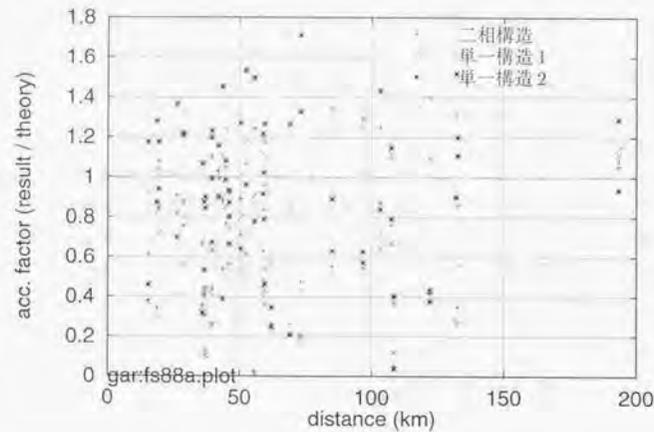


図 4.6: フェイルセーフ二相構造の耐震性予測 (推定ルート 1 による)

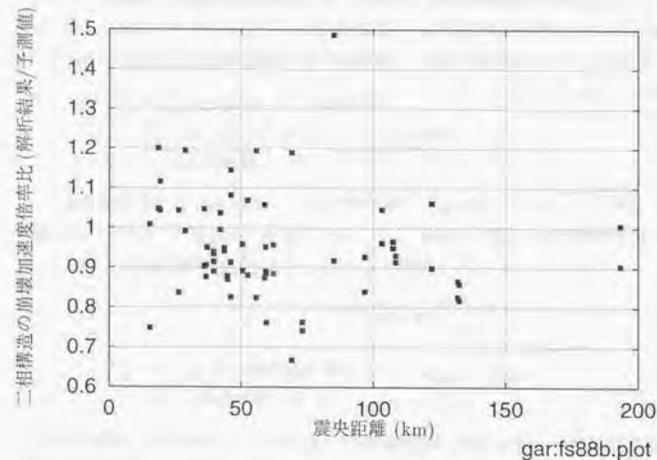


図 4.7: フェイルセーフ二相構造の耐震性予測 (推定ルート 2 による)

第5章 フェイルセーフ構造の耐震信頼性の確率論的評価

前節までで、フェイルセーフ二相構造の動的挙動の一般的傾向はおよそ明らかとなった。本章ではフェイルセーフ二相構造の崩壊確率を単一構造のそれと比較することによって、フェイルセーフ二相構造による耐震信頼性の向上の可能性について確率論的に検討する。

5.1 応答解析モデル

前章までと同様、フェイルセーフ構造物の応答解析モデルとしては、前出図 3.1(1) 中で定義されたフェイルセーフ二相構造モデルの標準モデルを用いる。このモデルは、完全弾塑性の復元力特性を持つ二つの構造要素から構成される 1 質点振動系であり、一方の構造要素の破壊によって固有周期が 0.5 秒から 1.5 秒に変化するモデルである。

フェイルセーフ二相構造モデルの特徴および有効性を抽出するために、単一の構造要素から構成される単一構造モデルについても同時に応答解析を行なう。単一構造モデルについても、前出図 3.1(2) および (3) で定義されている標準モデルをそれぞれ用いて二相構造モデルとの比較を行なう。ここでは、地震動の不確定性に対するフェイルセーフ構造の有効性に着目するため、これらの構造モデルの構造特性は確定値として扱うこととし、次節で述べる地震動特性のみを確率変数として扱う。

5.2 卓越周期の変動する場合の耐震信頼性

地震動のエネルギースペクトルがある卓越周期においてある形状のピークを持つと考えれば、構造物へのエネルギー入力を支配する地震動側のパラメタとしてもっとも重要なのは地震動の卓越周期である。なぜなら、これが構造物の固有周期とどういう関係にあるかによって、そのエネルギー入力はほぼ決まるからである。そこでここでは、卓越周期の変動のみを考慮した模擬地震動を用いて卓越周期が変動する場合のフェイルセーフ二相構造の崩壊確率をモンテカルロシミュレーションによって求め、これを単一構造の崩壊確率と比較することによってフェイルセーフ構造の効果を明らかにする。

表 5.1: 確率変数の設定

Case	$E[V_{Epeak}]$ (m/s)	$COV[V_{Epeak}]$	$E[T_{pred}]$ (sec)	$COV[T_{pred}]$
Case 10-1	0.45	0.5	1.0	0.3
Case 10-2	0.45	0.5	1.0	0.5
Case 10-3	0.60	0.5	1.0	0.3
Case 10-4	0.60	0.5	1.0	0.5

表 5.2: モンテカルロシミュレーションによる崩壊確率

Case	$E[V_{Epeak}]$	$COV[T_{pred}]$	崩壊確率		
			Dual system	Single system 1	Single system 2
Case 10-1	0.45	0.3	0.1 %	0.6 %	0.9 %
Case 10-2	0.45	0.5	0.1 %	0.7 %	1.2 %
Case 10-3	0.6	0.3	2.3 %	3.7 %	7.0 %
Case 10-4	0.6	0.5	1.7 %	3.8 %	7.2 %

5.2.1 模擬地震動モデル

外力地震波としては、第3.2.1節ですでに定義されている、(3.5)式で示される標準スペクトルおよびランダム位相をフーリエ逆変換することにより作成された模擬地震動を用いるが、卓越周期 T_{pred} とピーク値 V_{Epeak} は正規分布に従う確率変数であると仮定した。それぞれの平均値および標準偏差は表5.1に示す4ケースを設定した。この設定から分かるように、卓越周期の平均は1.0秒となっており、これはフェイルセーフ二相構造の2つの固有周期の平均に一致することから考えると、フェイルセーフ二相構造にとって不利な設定となっている。

5.2.2 解析結果

前節で示した模擬地震動モデルの設定に従い、乱数により確率変数値を決定し、これによって模擬地震動を作成、これを用いた応答解析によりフェイルセーフ二相構造モデルおよび単一構造モデルの崩壊確率をモンテカルロシミュレーションにより求めた。試行回数は10000回である。図5.1は、試行回数を増やしていった場合の崩壊確率の推移であるが、この図から10000回が十分な試行回数であることが確認できる。計算された各ケースにおける崩壊確率を表5.2に示す。

すでに述べたように卓越周期の設定はフェイルセーフ二相構造モデルに不利なものだが、これにも関わらず示されたフェイルセーフ二相構造モデルの崩壊確率はいずれのケースでも単一構造より小さくなっている。図5.2(a)には、case 10-2 と case 10-4 についてのプロットを示している。図は、これまで同様卓越周期と最大 V_E を軸とするグラフで、小さな点が1回の試行を、○と△、▽がそれぞれその試行においてフェイルセーフ二相構造、単一構造1、単一構造2が崩壊したことを示す。図中の線は第3.3節で求めた崩壊限界を示す曲線である。この図から、フェイルセーフ二相構造の最低耐震性の向上効果が、確実に耐震信頼性の向上に結び付いていることがあきらかになる。Case 10-1 と 10-2、Case 10-3 と 10-4 では卓越周期の標準偏差を変えているが、これが大きいケース (Case

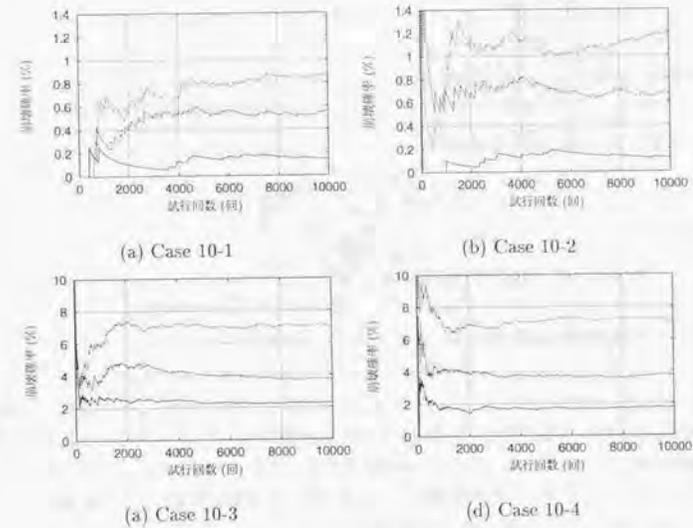


図 5.1: 収束性のチェック

表 5.3: (5.1)式によって計算された崩壊確率

Case	崩壊確率					
	Dual system		Single system 1		Single system 2	
	(下限)	(上限)	(下限)	(上限)	(下限)	(上限)
Case 10-1	0.2 %	0.0 %	0.6 %	0.3 %	1.1 %	0.2 %
Case 10-2	0.2 %	0.0 %	0.7 %	0.3 %	1.4 %	0.3 %
Case 10-3	3.6 %	0.4 %	4.4 %	2.6 %	7.4 %	3.1 %
Case 10-4	2.7 %	0.3 %	4.8 %	3.0 %	8.5 %	3.8 %

10-2、10-4)のほうがフェイルセーフ二相構造による耐震性向上効果が大きい傾向があることがわかる。また、異なる2種類の $E[V_{E_{peak}}]$ のケースのいずれにおいてもこれらの効果が確認できる。求められた崩壊確率が0.1%~7%程度であり、また実際の建造物の崩壊確率も同程度に設計されていると推定されることから考えると、フェイルセーフ構造のこのような耐震性向上効果を実際の設計に反映させることは十分可能であると思われる。

一方、崩壊に必要な $V_{E_{peak}}$ と卓越周期 T_{pred} との関係がわかれば、モンテカルロシミュレーションを行わなくても、地震動のスペクトルに関する統計量から崩壊確率を予測することは可能である。崩壊確率 P_f は次のように表される。

$$P_f = \int_0^{\infty} \int_{g(t)}^{\infty} f_V(v) f_T(t) dv dt \quad (5.1)$$

ここで

$f_T(t)$: 卓越周期 T の確率密度関数。

$f_V(v)$: エネルギースペクトルのエネルギー等価速度 V の確率密度関数。

$g(t)$: 卓越周期 t に関する、 $V_{E_{peak}}$ の上限または下限の関数。

図3.10のcase 1-2等においてすでに計算されている標準モデルにおける $V_{E_{peak}}$ の上限または下限を上式の $g(t)$ として計算した各ケースにおける P_f を表5.3に示す。 $V_{E_{peak}}$ の上限値と下限値を用いた崩壊確率にはかなりの差があるが、表5.2に示された全てのシミュレーションの結果は上限と下限の崩壊確率の間に存在し、(5.1)によって崩壊確率のおよその予測が出来ることわかる。このことは、フェイルセーフシステムの耐震信頼性が、3章で示された卓越周期に対する耐震性能の安定化効果に基づくものであることを裏づけるものである。

5.3 構造特性が耐震信頼性に及ぼす影響

さまざまな構造特性を持つ場合の、フェイルセーフ構造の耐震信頼性向上効果を調べるために、第3章で検討した各ケースについて、モンテカルロシミュレーションと(5.1)式を用いて、二相構造モデルと単一構造モデルの崩壊確率をそれぞれ計算した。ここでは、確率変数 $V_{E_{peak}}$ の平均、変動係数および T_{pred} の変動係数Case 10-4の設定と同じとした。結果を表5.4に示す。表中の崩壊確率 P_f のうち、上段の数値はモンテカルロシミュレーションによる崩壊確率、下段の括弧にかこまれた3つの数値は第3.3節において計算された各ケースの $V_{E_{peak}}$ の上限値、中間値、下限値を関数 $g(t)$ として(5.1)式により計算された崩壊確率を示す。試行回数は各ケースについてそれぞれ10000回である。ケースごとに、スペクトルのピーク値の平均 $E[V_{E_{peak}}]$ を変えているが、これは実際の建造物の崩壊確率が数%程度であろうという推定のもとに、本解析による崩壊確率も数%程度に制御することにより、実際の建造物にフェイルセーフ構造を取り入れた場合の信頼性向上の目安を得ることを考慮したものである。

表5.4から、全てのケースにおいて、(5.1)式によって予測された崩壊確率はモンテカルロシミュレーションのそれとほぼ一致していることがわかる。このことは、第3.3節で行なった解析結果によって、構造特性の耐震信頼性に及ぼす影響を説明可能であり、崩壊確率がシミュレーションをしなくて

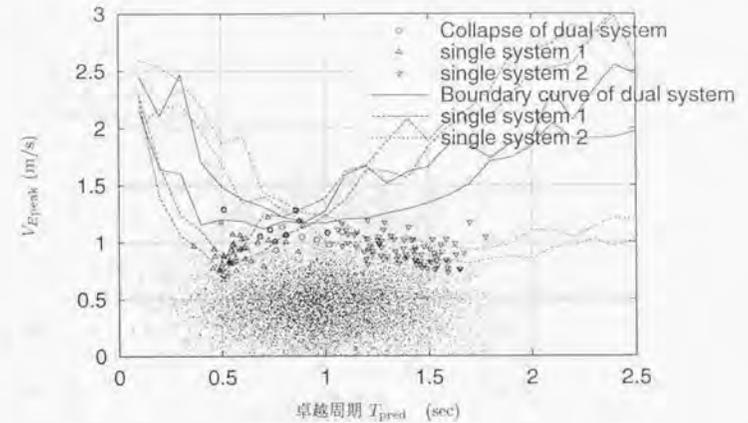


図 5.2 (a): モンテカルロシミュレーションの結果 (Case 10-1)

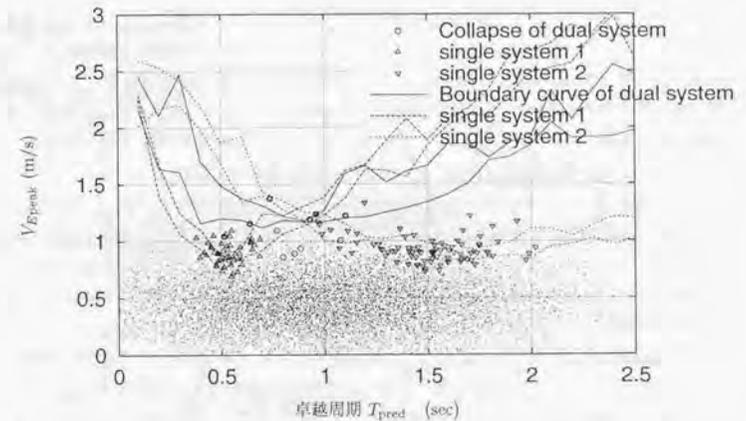


図 5.2 (b): モンテカルロシミュレーションの結果 (Case 10-2)

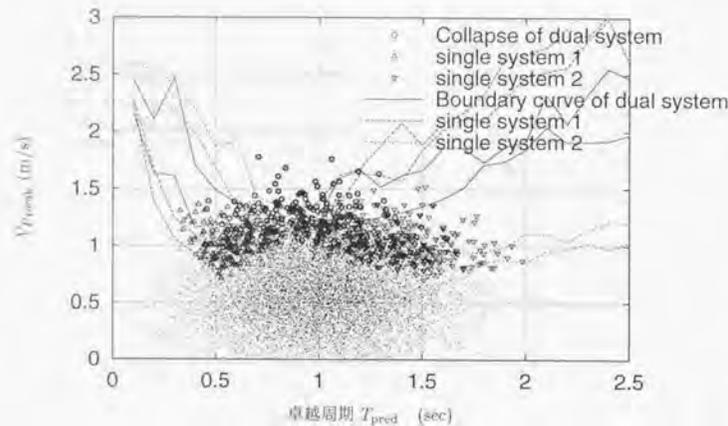


図 5.2 (c): モンテカルロシミュレーションの結果 (Case 10-3)

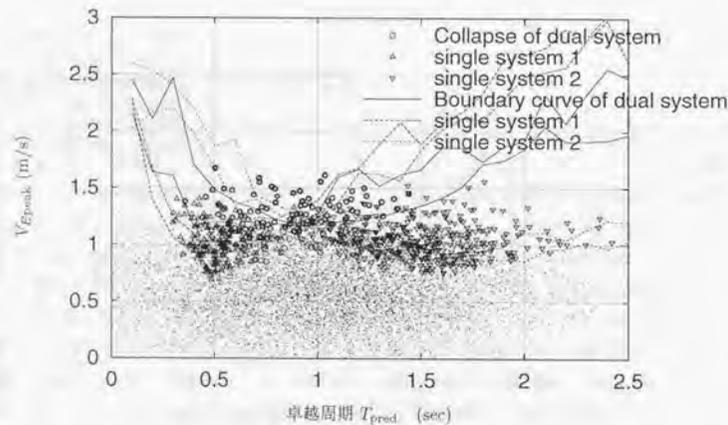


図 5.2 (d): モンテカルロシミュレーションの結果 (Case 10-4)

も予測可能であることを意味する。

また、すべてのケースにおいて二相構造の崩壊確率は、単一構造のそれより小さくなっている。これらのシミュレーションが卓越周期の平均が1秒という、フェイルセーフ二相構造モデルにとって不利な設定において行われていることを考えると、フェイルセーフ構造の採用による耐震性能向上の可能性は充分にあると思われる。

5.4 地震動の時間-周波数特性が耐震信頼性に及ぼす影響

前節までのシミュレーションにより、フーリエ位相がランダムで、基準化最大一撃入力エネルギーが小さく卓越周期の変化もない場合の崩壊確率は、さまざまな卓越周期をもつ地震動が振動系にもたらす入力エネルギーがわかれば予測できることがわかり、フェイルセーフ構造が耐震信頼性の面でも有効性を持つ場合があることがわかってきた。本節ではさらに、地震動がさまざまな時間-周波数特性を持つ場合について、フェイルセーフの耐震信頼性向上性能について、解析を通じて検証する。

ここでは、卓越周期 T_{pred} 、スペクトルのピーク値 V_{Epeak} に加え、地震動の時間-周波数特性を示す変数として、各レベルの卓越時刻 t_{jpred} 、基準化した最大一撃エネルギー入力 $\overline{\Delta E_{jmax}}$ を採用する。

地震予測精度が向上すれば、これらの統計量はサイトの特性(地盤特性、震源地など)から推測できるようになると考えられる。付録Bでは、これらの統計量を導く試みとして、震央からの距離や周波数レベルと、これら卓越時刻、基準化した最大一撃入力などの関係を示した。これらは統計量として扱うまでには至っていないが、これらが統計量として有用であることを示す意味でも、これらの特性を抽出した形で確率論的考察を行なうことは必要であると考えられる。ここでは、付録Bで観察されたおおよその傾向を取り入れた確率モデルから作成した模擬地震動を用いてフェイルセーフ二相構造の信頼性についての検討例を示す。

付録Bでの観察では、卓越する周期成分が経過時間とともに長周期になる傾向があること、長周期成分ほど、基準化最大一撃エネルギー入力が比較的大きい傾向があることが示された。これを考慮して t_{jpred} および $\overline{\Delta E_{jmax}}$ の平均と標準偏差を表5.5に示すように定義した。なお、第3.4節における解析により、フェイルセーフ二相構造が特に時間-周波数特性の影響を鋭敏に受けることがわかっているため、卓越時刻 t_{jpred} の平均の設定中に卓越周期の変化 D_W をパラメータとして採用した。

表5.5における基準化最大一撃入力エネルギーおよび卓越時刻の平均値および標準偏差の設定と、付録Bに示した兵庫県南部地震記録のウェーブレット解析結果との比較を図5.3および図5.4に示す。図5.3は、周期と基準化最大一撃入力 $\overline{\Delta E_{jmax}}$ との関係、図5.4は周期と卓越時刻 t_{jpred} との関係を示す。両図において、×印がウェーブレット解析の結果、細い点線およびエラーバーが解析結果の平均と標準偏差を示す。また、太い実線および太い点線は表5.5で設定された平均と標準偏差を示す。図5.4においては、設定値の直線は卓越周期変化指標 D_W が2の場合について表示しており、5.12秒までのレベルまでのおおよその傾向は $D_W = 2$ でおおよそ表現できる。なお、10.24秒までのレベルの平均的な卓越周期の変化の傾向はおおよそ $D_W = 1.1$ 程度である。

このような地震動特性の設定に基づき、卓越周期変化指標 D_W を -8.0 から 8.0 まで変化させて3つのモデルについて崩壊確率を求めた。試行回数はそれぞれ5000回である。結果を図5.5に示す。

表 5.4: 全ケースについての崩壊確率計算結果

case	$E[V_{E_{peak}}]$ (m/s)	崩壊確率 P_f (%)		
		Dual system	Single system 1	Single system 2
case 2-1	0.35	0.2% (0.01-0.04-0.41)	1.7% (1.16-1.59-2.14)	10.2% (7.05-9.5-13.24)
case 2-2	0.6	1.7% (0.31-0.92-2.68)	3.8% (3.02-3.76-4.76)	7.2% (3.82-5.77-8.49)
case 2-3	0.75	0.6% (0.13-0.32-1.05)	1.5% (0.67-1.21-2.25)	0.8% (0.39-0.65-1.09)
case 3-1	0.2	0.0% (0.01-0.05-0.77)	1.6% (0.69-1.21-2.25)	4.3% (0.28-1.55-7.44)
case 3-2	0.6	1.7% (0.31-0.92-2.68)	3.8% (3.02-3.76-4.76)	7.2% (3.82-5.77-8.49)
case 3-3	1.7	0.9% (0.38-0.73-1.44)	2.8% (2.41-2.95-3.63)	1.3% (0.83-1.21-1.78)
case 4-1	0.6	0.9% (0.24-0.50-1.34)	3.7% (2.72-3.50-4.54)	2.9% (1.95-2.73-3.86)
case 4-2	0.6	1.7% (0.31-0.92-2.68)	3.8% (3.02-3.76-4.76)	7.2% (3.82-5.77-8.49)
case 4-3	0.6	2.5% (0.75-1.75-5.03)	4.6% (3.03-4.68-7.12)	13.5% (4.83-10.05-20.71)
case 5-1	0.6	2.2% (1.05-1.67-3.24)	3.9% (3.02-3.76-4.76)	6.9% (3.82-5.77-8.49)
case 5-2	0.6	1.7% (0.31-0.92-2.68)	3.8% (3.02-3.76-4.76)	7.2% (3.82-5.77-8.49)
case 5-3	0.6	1.9% (0.75-1.43-2.77)	4.1% (3.02-3.76-4.76)	6.7% (3.82-5.77-8.49)

表 5.5: 確率変数一覧表

確率変数		平均値	標準偏差
卓越周期	T_{pred} (秒)	1.0	0.5
スペクトルピーク値	$V_{E_{peak}}$ (m/s)	0.6	0.3
レベルの卓越時刻 (秒)	t_{jpred}	$D_W \cdot T_j + C$	$1.5T_j + 3.5$
レベルの最大一撃入力エネルギー	ΔE_{jmax}	$0.04T_j + 0.18$	$0.4 \times (0.04T_j + 0.18)$

ここで、 D_W は卓越周期変化指標 (確定値)、 T_j はレベル j の中心周期、 C は定数。

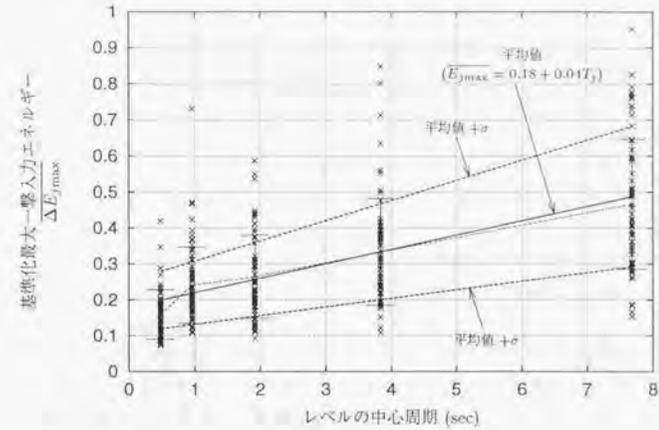


図 5.3: 兵庫県南部地震記録から得られた基準化最大一撃入力エネルギーと確率変数の設定

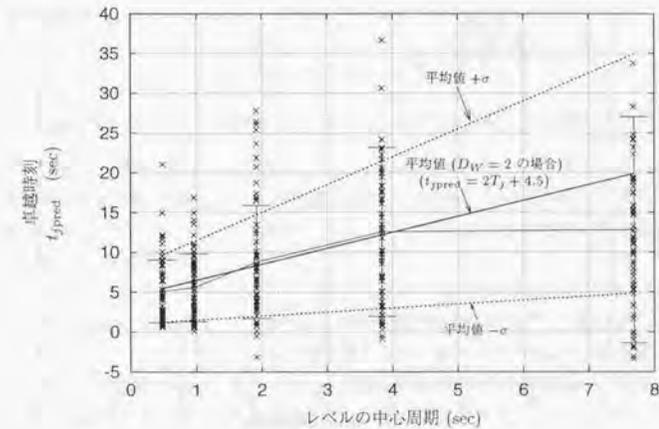


図 5.4: 兵庫県南部地震記録から得られた卓越周期と確率変数の設定

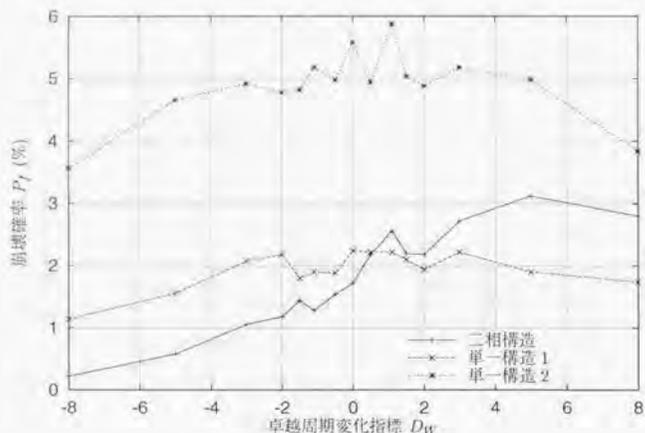


図 5.5: 崩壊確率に対する卓越周期の変化の影響 (卓越周期の平均が 1.0 秒の場合)

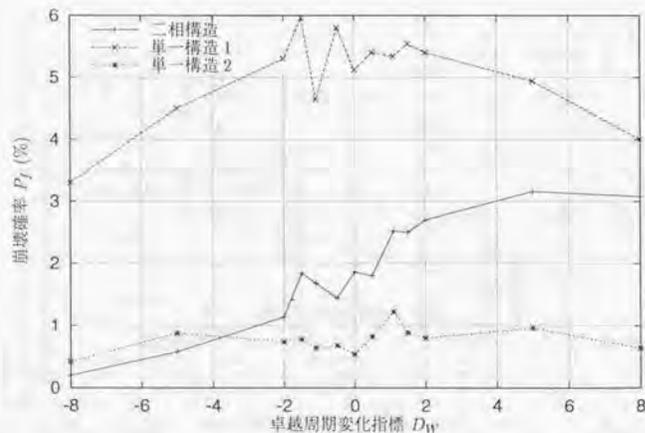


図 5.6: 崩壊確率に対する卓越周期の変化の影響 (卓越周期の平均が 0.5 秒の場合)

第3.4節の結果から容易に推測されるように、卓越周期が短周期から長周期に推移する傾向が強いほどフェイルセーフ二相構造の崩壊確率は大きくなる。一方、単一構造の崩壊確率は位相進行性にそれほど影響を受けないことがわかる。

図 5.5 は卓越周期の平均が 1.0 秒の場合であったが、図 5.6 には、卓越周期の平均が 0.5 秒の場合の崩壊確率を位相進行性指標に対して表示した図を示す。地震動の卓越周期が 1.0 秒から 0.5 秒になったことによって、単一構造の崩壊確率は大きく変化し、図 5.5 に比べて単一構造の崩壊確率が大きく上昇している。一方、フェイルセーフ二相構造の崩壊確率は、あまり変化していない。このことから、フェイルセーフ二相構造の耐震性が時間-周波数特性の変動の影響を受けやすく、一方単一構造は卓越周期の変動の影響を受けやすいことが確認できる。

図 5.5 と図 5.6 のいずれにおいても、 D_W が大きい場合に二相構造の耐震性は低下する傾向を持つが、 D_W がどの程度以上の場合に二相構造の有効性が消滅するかは卓越周期などの他のパラメタの影響を受けるため、一概には論ずることはできないと思われる。

一方、 ΔE_j や t_{jpred} であらわされる時間-周波数特性が確率変数ではなく確定値であるとの仮定をすることで、(5.1) 式と第 3.4 節で得られた卓越周期 T_{pred} とエネルギー入力 V_{Epeak}^* との関係を用いることで、地震動の時間-周波数特性を考慮した崩壊確率を予測することが可能である。ここでは次のように予測崩壊確率を算出した。まず、図 5.3 でモンテカルロシミュレーションのために設定した最大一撃入力エネルギー ΔE_j が、周期 0.5 秒~1.5 秒の範囲で 0.2 程度であることを考慮し、 ΔE_j を 0.2 として固定した。次に $\Delta E_j = 0.2$ の下で、 D_W を -8, -4, 0, 4, 8 の 5 種類に設定し、卓越周期 T_{pred} とエネルギー入力 V_{Epeak}^* との関係を第 3.4.3 節で行なったのと同様に求めた。ここでは、レベルの卓越時刻 t_{jpred} は確定値として表 5.5 に示されている平均値が用いることとした。すなわち、レベルの卓越周期は次式で与えられる。

$$t_{jpred} = D_W \cdot T_j + C \tag{5.2}$$

ここで t_{jpred} はレベル j の卓越時刻、 T_j はレベル j の中心周期、 C は定数である。

このようにして求めた計算された卓越周期 T_{pred} とエネルギー入力 V_{Epeak}^* の関係を図 5.7 に示す。この結果を用いて、それぞれの D_W ごとにこの図に示された曲線と (5.1) 式を用いて計算された崩壊確率の予測値と図 5.5 に示されたモンテカルロシミュレーションによる崩壊確率とを比較した図をモデルごとに図 5.8(a)~(c) に示す。

図中の□、およびエラーバーが予測値を示し、エラーバーの上限が図 5.7 の下限の V_{Epeak}^* を、エラーバーの下限が上限の V_{Epeak}^* を、□が V_{Epeak}^* の平均値を用いてそれぞれ計算された崩壊確率を示している。なお、シミュレーションによる結果を■および実線で示す。図より、予測値はモンテカルロシミュレーションの結果にほぼ一致しており、時間-周波数特性を確率変数として捉えなくても崩壊確率の予測は可能であること、さらに基準化最大一撃入力エネルギー ΔE_{max} やという時間-周波数特性が周期の影響を受けることは、崩壊確率にあまり影響を与えないことがわかる。

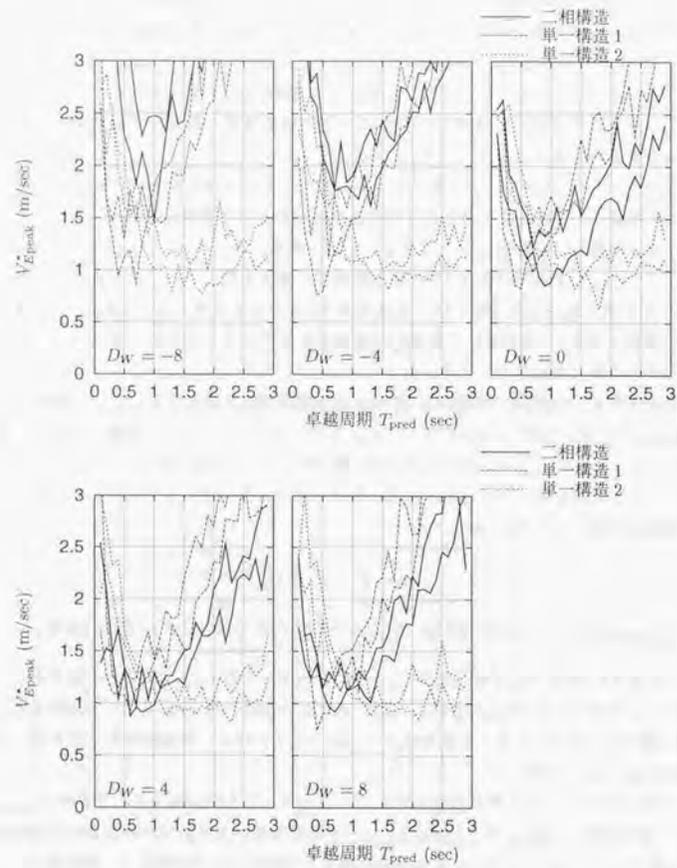


図 5.7: $\Delta E_{jmax} = 0.2$ の場合の耐震性計算結果

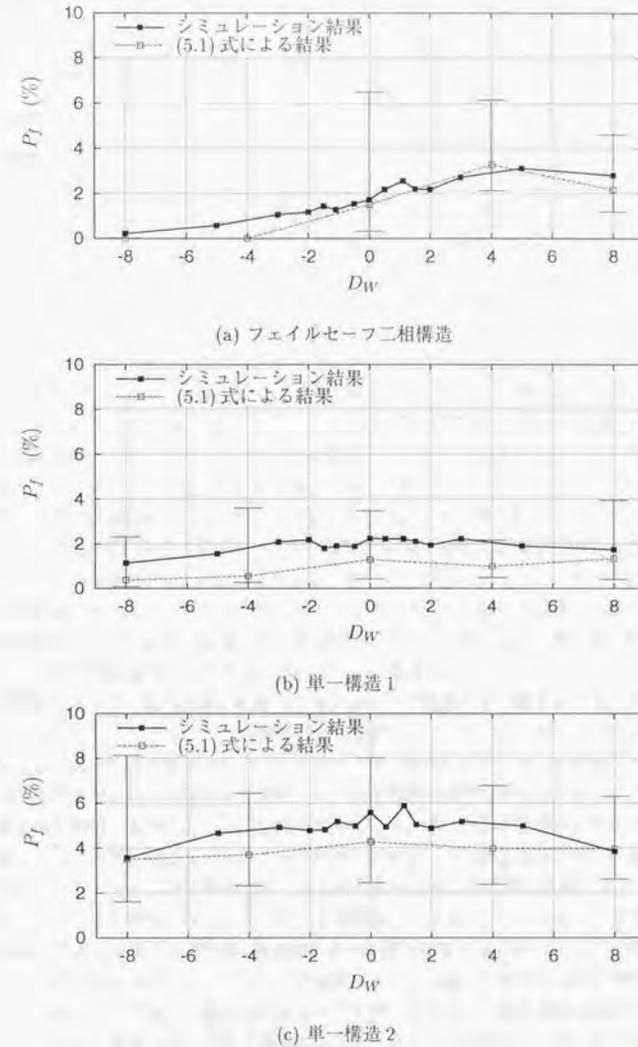


図 5.8: シミュレーションと予測による崩壊確率の比較

第6章 結論

現在の建築物の耐震設計では、大地震時に構造部材が破壊しても、建物全体の力学的釣合を保ち安全を確保することが目標とされている。兵庫県南部地震では多くの鋼構造建築物で破断や座屈の被害が発生したが、その多くは層崩壊や全体崩壊の被害を免れることができた。これは、現行耐震設計法によって暗黙的に付与される冗長性によって部材が破壊した後も残存部材による系の釣合が成立したからであると考えられる。しかしながら、実際の構造物に内在する冗長性がどの程度のものか、その冗長性がどのように構造物の耐震性向上に寄与するのかについてはほとんどわかっておらず、現状の耐震設計ではこのように不明確な冗長要素を経験的に頼る構造設計にならざるをえない。このような現状に対し、冗長性がどのように耐震性向上に寄与できるのかを解明するために、本研究は開始された。

冗長な構造要素を持つことは、3つの意味で耐震性を向上する可能性を持つ。まず第一に耐力に余裕を与えることにより、一部の構造部材が破壊したあとも外力に抵抗するに足る耐力を保つ可能性を与える。第二に冗長構造要素がエネルギーを吸収することにより、構造物全体のエネルギー吸収能力に余裕を与える可能性を与える。第三に、部材の破壊とともに固有周期を変化させることで共振を防ぎ、エネルギー入力を低減させる可能性を与える。前二者の耐力およびエネルギー吸収能力の余裕が構造物の耐震信頼性を向上することは当然であると理解できる。本論文では特に第三の冗長性、すなわち、固有周期を複数持ち要素の破壊と共に固有周期が変化してゆくような構造物の動的挙動に着目し、このような構造が耐震性を向上する可能性について論考した。

まず、地震動によって一部の部材が破壊しても全体として崩壊しない構造をフェイルセーフ構造と定義した。その上で、フェイルセーフ構造物を最も単純化したモデルとして、一つの主構造要素と一つの副構造要素を持つ1質点系モデルをフェイルセーフ二相構造モデルとして定義した。このモデルは二つの固有周期を持ち、主構造要素の破壊により固有周期を変化させる。このフェイルセーフ二相構造の動的挙動を明確に理解するための対照モデルとして、単一の構造要素からなる単一構造モデルを二つ定義した。この単一構造モデルはそれぞれフェイルセーフ二相構造モデルに内在する二つの固有周期を持ち、フェイルセーフ二相構造モデルと同じエネルギー吸収能力を持つように設定した。

この構造モデルの応答解析に外力として用いる地震動としては、フェイルセーフ構造の動的応答に及ぼす地震動の周波数特性および時間-周波数特性の影響を調査するために、これらの特性を任意に与えたフーリエ逆変換およびウェーブレット逆変換によって作成した模擬地震動を採用した。フーリエ振幅スペクトルについては、一般にこれがピークを持つことから、ある卓越周期においてピークを持つスペクトル形状を想定した。また、地震動のウェーブレット特性についてはまだ研究途上であるが、フェイルセーフ構造に大きな影響をもたらすと想定される特性について設定を行ない、ウェーブレット特性が及ぼす影響について検討した。なお補足として、本論付録においてウェーブレット特性

と構造応答の関係、および実地震動のウェーブレット特性の例として兵庫県南部地震のウェーブレット特性を示した。

このような構造モデルおよび模擬地震動モデルを用いた応答解析により、フェイルセーフ二相構造の次のような挙動が明らかとなった。

1. フェイルセーフ二相構造は地震動スペクトルの卓越周期の変動に対し、耐震性を安定させる効果、つまり共振による耐震性の低下を防止する効果を持つ。
地震動エネルギースペクトルが鋭いピークを持ち、また地震動のエネルギーは継続時間に比例して入力されると仮定すれば、フェイルセーフ二相構造へのエネルギー入力はエネルギースペクトルから推定することができる。この推定によると、単一構造ではその固有周期と地震動の卓越周期が一致する場合に共振により大きなエネルギー入力を受け耐震性は最低となるが、フェイルセーフ二相構造では、固有周期と卓越周期が近接すると耐震性は低下するものの、固有周期を変化させて共振を防ぐことにより、単一構造の場合に比べエネルギー入力を低減し、耐震性を向上させることができることがわかった。
2. フェイルセーフの効果が高くなるのは、地震動のエネルギースペクトルが鋭いピークを持つ場合、二相構造に内在する二つの固有周期の差が大きい場合、構造モデルが弾性的挙動をする場合、地震動の卓越周期が時間と共に長周期から短周期に変化する場合である。
地震動のエネルギースペクトルが鋭いピークを持つ場合や、二相構造に内在する二つの固有周期の差が大きい場合には、二相構造は主構造要素の破壊によって固有周期を変化させることによってエネルギー入力を低減する可能性を持つため、単一構造に比較して高い耐震性を持つ。
また、構造モデルの塑性エネルギー吸収能力が小さい場合には、単一構造が共振により大きくその耐震性を低下させる傾向を強く持つため、相対的に二相構造の有効性は大きくなる。
二相構造は固有周期を時間軸上で変化させるため、単一構造に比べ地震動特性の時間的変化の影響を大きく受ける。二相構造の固有周期変化は短周期から長周期に変化するため、地震動の卓越周期がこの変化に一致して短周期から長周期に変化すると二相構造の有効性は低下する。逆に、地震動の卓越周期が長周期から短周期に変化するような場合には、二相構造の有効性は増大する。
3. フェイルセーフ構造への地震動特性の時間的変化の影響は、単一構造に対するそれよりも大きく、卓越周期が短周期から長周期に推移する場合や入力率が大きい場合にはフェイルセーフ構造は単一構造にくらべ不利となる。
フェイルセーフ構造はその固有周期を地震動の継続時間中に変化させるため、その挙動は、地震動の周波数特性・スペクトル特性に加え、地震動の時間軸上における特性にも大きな影響を受ける。卓越周期が短周期から長周期に時間的に変化する場合にはフェイルセーフ構造の最低耐震性は単一構造のそれよりも低くなる。例えば、前半が短い周期成分のみ、後半が長い周期成分のみを持ち、フェイルセーフ二相構造にとって最悪と考えられる地震動については、フェイルセーフ二相構造の耐震性は、エネルギー吸収能力で比較して単一構造の半分となることが示された。
4. 地震動特性の時間的変化の影響は周波数特性の影響に比べて小さく、フェイルセーフ構造の耐震性に対しては2次的であると考えられる。
実際の地震動の周波数特性および時間-周波数特性がフェイルセーフ二相構造の耐震性に及ぼす

影響を調査するために、兵庫県南部地震で観測された実地震動66波を用いて、崩壊に必要な加速度倍率を求め、周波数特性および地震動特性の時間的変化との関連について調査を行なったところ、周波数特性の影響については、スペクトル形状の鋭さの指標とフェイルセーフ二相構造の耐震性はほぼ線形関係を示し、フェイルセーフ二相構造の耐震性が実地震動のスペクトル形状の鋭さに強い影響を受けることが示された。しかし、地震動特性の時間的変化の傾向とフェイルセーフ二相構造の耐震性との相関は認められなかった。これは地震動のスペクトル形状、すなわち周波数特性が非常に多様であるのに対し、地震動特性の時間的変化の傾向は地震動ごとにそれほど異なるものではなく、したがってフェイルセーフ二相構造へのエネルギー入力がほぼ一義的に周波数特性に支配されるからであると考えられる。

5. フェイルセーフ構造は、地震動の卓越周期に対して安定した耐震性を持つという特徴により、その崩壊確率を単一構造に比べて小さくすることが可能である。
将来起こりうる巨大地震動の特性を予測することが困難であることを考慮し、卓越周期およびエネルギースペクトルのピーク値を大きな変動を持つ確率変数としたモンテカルロシミュレーションにより、フェイルセーフ二相構造の崩壊確率を求め、単一構造のそれとの比較を行なったところ、検討した全ての場合において、フェイルセーフ構造の崩壊確率が単一構造のそれを下回り、フェイルセーフ構造が耐震信頼性を向上させることが解析により示された。
また、卓越周期の時間的変化の影響についても検討を行なった結果、崩壊確率においても、フェイルセーフ二相構造のほうがこの影響を大きく受けることが明らかとなり、卓越周期が短周期から長周期に変化する場合には、フェイルセーフ二相構造の崩壊確率は増大し、逆に卓越周期が長周期から短周期に変化する場合には減少することがわかった。
6. フェイルセーフ二相構造の耐震性および耐震信頼性はおよそ推測が可能である。
単一構造と比較した場合のフェイルセーフ二相構造の有効性は、固有周期、エネルギー吸収能力などの構造特性や、卓越周期、スペクトル形状、時間-周波数特性などの地震動特性の影響を大きく受けることがわかった。しかし、フェイルセーフ二相構造が持つ二つの固有周期にそれぞれ対応する単一構造へのエネルギー入力および、地震動の時間-周波数特性がわかれば、フェイルセーフ二相構造の耐震性および有効性を予測することができることが、応答解析結果との比較検討により明らかとなった。また、地震動の特性が確率的に変動する場合であっても、同様にフェイルセーフ二相構造の耐震信頼性を予測することができることが示された。

本論文では、フェイルセーフ二相構造の挙動を応答解析やモンテカルロシミュレーションにより明らかにし、その挙動が定量的におよそ推測可能であることを示した。これまで述べてきているように、フェイルセーフ二相構造の耐震性・耐震信頼性は地震動の周波数特性、時間-周波数特性、構造物の特性、およびそれぞれの確率分布の関係によって、大きく変化する。必ずしもフェイルセーフ構造の耐震性は単一構造を凌駕するというわけではなく、地震動や構造物の特性によっては、適切な単一構造を採用したほうが耐震性が期待できることもあると思われる。本論文の成果は、フェイルセーフ二相構造の耐震性・耐震信頼性と、地震動特性、構造特性との関係を明確にしたことで、単一構造等他種構造形式との耐震性比較の手段を提供し、新しい設計手法の構築への手掛りを与えるものであると考える。

本論文は、もともと単純なフェイルセーフ構造である二つの構造サブシステムを持つ二相構造の動的挙動を解明したものである。しかし実際の建築構造物は非常に複雑な構成を持ち、また現状ではこのような建築構造物のシステム認識に関する研究がほとんど見られないため、本論文の成果を直接実際の建築構造物に適用することは困難である。これを解決して部材破壊時の動的挙動およびシステムの安全性を評価するためには、多数の構造要素から構成される複雑な構造システムである建築構造物をシステムとして認識し、いくつかのサブシステムに分解してその挙動を追跡する研究の必要があると思われる。このように建築構造物をシステムとして認識することが可能となれば、逆に設計当初からサブシステムの構成を考慮することにより、部材の破壊までを考慮した新しい設計手法が提案可能であると考えられる。

また、本論文では冗長性による影響として剛性および固有周期の変化のみの影響に着目したが、冗長要素は剛性やエネルギー吸収能力の提供も行なう可能性があり、このような面からも冗長要素の定量的評価を行なってゆく必要がある。

本論文における検討により、フェイルセーフ構造は地震動のスペクトル形状および時間周波数特性といった、これまではほとんど構造応答との関係が認識されなかった地震動特性の影響を強く受けることが明らかとなった。本論文では、その評価のために独自に考案した地震動特性の指標を用いて検討を行なったが、本研究結果を一般化するためには、これらの指標の構造応答の面からの物理的意味を明確にする必要がある。その上で、一般的な地震動の時間周波数特性を定量的に評価することが期待される。

建築構造物は非常に複雑な構造システムを持ち、本論文はこれを非常に単純化した場合の動的挙動のほんの一部の特性を明らかにしたに過ぎない。しかし、上述のような問題点を克服することにより、新しい設計手法が提案可能となる可能性を持つと思われる。兵庫県南部地震の被害を教訓とし、より高い安全性を確保するために本研究をきっかけとして、フェイルセーフ構造の設計手法の一般化のための研究を今後も継続して行なってゆく必要がある。

付録A ウェーブレット解析

A.1 地震動の時間-周波数特性としてのウェーブレット特性の位置付け

耐震設計を行なう上で、地震動特性のうち何を破壊力の指標とするかを明らかにすることが必要である。これまでに用いられている指標としては、地動の最大加速度、最大速度、最大変位、およびフーリエ振幅スペクトルがあげられる。地動の最大加速度、最大速度、最大変位は地震動の強さを表現するためには簡便なものであり、特に地動の最大加速度は現在でも地震動強さを示す指標として用いられている。しかしこれらは構造物に発生する加速度、速度、変位とは対応せず、構造物への破壊力の指標としては有効な指標ではない。一方フーリエ振幅スペクトルは、無減衰弾性1質点系の地震終了時の最大速度に一致し、その形状は構造物の応答を表現したものである応答スペクトルやエネルギースペクトルとも類似のものとなるため[36]、構造物への破壊力の指標としてしばしば用いられてきている。これらのスペクトルは、地震の開始から終了時までの特性を周波数軸(または周期軸)上に表現したものであり、地震継続時間中の地震動特性の時間軸上における変化を表現するものではない。

一方、1995年兵庫県南部地震の短い時間における強い地震動入力が必要な変位振幅が構造物の被害を拡大させた可能性が指摘[40]され、地震エネルギーが時間軸上でどのように入力するか、あるいは一撃でどの程度のエネルギーが入力するかが着目されるようになってきた。

地震動特性の時間軸上の特性については、フーリエ位相スペクトルがこれに強い影響を持つことが知られている。大崎ら[20]はフーリエ位相差分布が加速度波形時刻歴と類似していることを示しているし、和泉[21]、木村[22]らは位相差分がその周期成分の卓越する時刻に対応していることを示している。ただし、これらの特性と構造応答との関連について調査した研究は乏しく、桑村らが位相差分布の広がりは一撃のエネルギー入力についての関係を実験的に示しているものがある[41]に過ぎない。

また、桑村らは加速度パワーとエネルギー入力の時刻歴が類似していることに着目し[42]、加速度パワー時刻歴の時間的な変化から算出されるエネルギー入力率と構造物の倒壊率との関係を示している[41]。しかし、加速度パワーは全周期領域の特性を包含するものであるため、構造物の周期情報を考慮できないという問題点がある。また大井らはエネルギー入力率を振動系に入力するエネルギーの時間微分として定義して、これが時間軸方向、周波数軸方向のいずれにおいても鋭敏な非定常性を捉えられるとしている[18]。ただしこのことは、ある時刻、ある周波数において求められたエネルギー入力率が互いに独立では無く、逆に任意に定められた時間-周波数特性から一意に地震動波形を再現することはできないことを示している。

近年着目されるようになってきたウェーブレット変換は、地震動加速度時刻歴のような時系列データを時間-周波数平面上に冗長性なく展開する変換であり、概念的にはフーリエ振幅スペクトルを時

間軸方向にも展開したもの、あるいは大井らのエネルギー入力率スペクトルの冗長性を排除したものであると理解することができる。また次章以降に述べるようにエネルギーとの対応も比較的明確であり逆変換による模擬地震動の作成も容易であることから、地震動の時間-周波数特性を表現する解析手法として注目される。

A.2 ウェーブレット変換とは

ウェーブレット変換は、時系列データを周波数-時間平面で局在する小さな波の線形和で表現することにより、時系列データを周波数-時間平面上で展開する変換である。ウェーブレット変換そのものについては、他文献[30][43]に詳しいので、本論文では特に構造応答との関連が深い点について重点を絞ってその概要を説明する。ウェーブレット変換には連続ウェーブレット変換と離散ウェーブレット変換があるが、本論文では逆変換による模擬地震動作成までを視野に入れ、冗長性を持たず逆変換が容易な離散ウェーブレット変換を用いる。

ウェーブレット変換により時間 t の関数 $f_0(t)$ は次のように分解される。

$$f_0(t) = g_{-1}(t) + g_{-2}(t) + g_{-3}(t) + \dots = \sum_{j=-\infty}^{-1} g_j(t) \quad (\text{A.1})$$

$$g_j(t) = \sum_{k=-\infty}^{\infty} \alpha_{j,k} \cdot \psi_{j,k} \quad (\text{A.2})$$

$$\psi_{j,k} = 2^{\frac{j}{2}} \psi(2^j t - k) \quad (\text{A.3})$$

ここで $\psi(t)$ がウェーブレットと呼ばれる時間-周波数領域で局在する関数である。代表的なウェーブレットである、Daubechies $N=10$ のウェーブレットと $N=2$ のウェーブレット [38] の波形をそれぞれ図 A.1 および図 A.2 に示す。Daubechies のウェーブレットは N が大きくなるほど周波数領域では分解能が良くなるが、時間領域では分解能が悪くなる。

j はレベルと呼ばれる整数で、 $g_j(t)$ は j が小さいほど長周期成分を持つ関数となる。また、 k は整数であり、以下に示す $\alpha_{j,k}$ はレベル j の時刻 $t_{j,k}$ 近傍での強さを表す。

$$t_{j,k} = 2^{-j}(t_c + k)\Delta t \quad (\text{A.4})$$

ここで t_c はウェーブレット ψ の振動が卓越する時刻であり、 Δt は関数 $f_0(t)$ の離散データの時間刻みである。(図 A.3) なお、Daubechies $N=10$ および $N=2$ の t_c はそれぞれ 0.83 と 0.50 である。

ウェーブレットの数学的展開に際しては、すべての関数は連続であるとされるが、実際の応用上は離散データを扱うこととなる。例えば、 $f_0(t)$ の単位時間を 1 秒と決めてしまうと、 2^n 秒 (n は整数) の時間刻みを持つ離散データしか扱うことが出来なくなってしまう。そのような観点から、時間刻みの決められた地震波データのウェーブレット変換を行なう場合には、あるレベルの時間刻みを当初与えられた地震波データの時間刻みであるとして、そのレベルから下のレベルへ (j の小さいレベルへ) 展開するのが自然である。本論文では、地震動加速度データの時間刻みをレベル 0 の時間刻みであると定義して、ウェーブレット変換をおこなう。

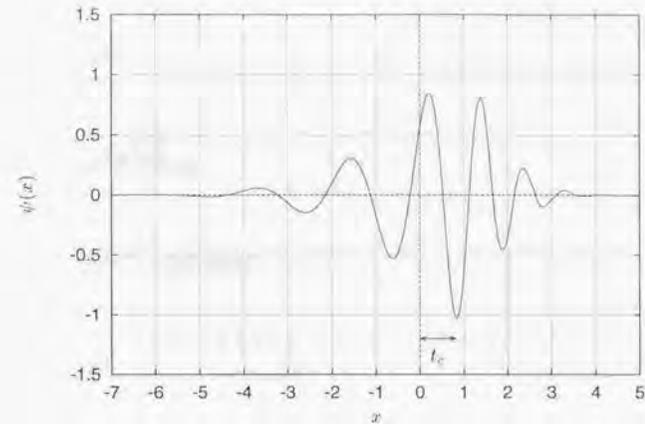


図 A.1: Daubechies $N=10$ ウェーブレット

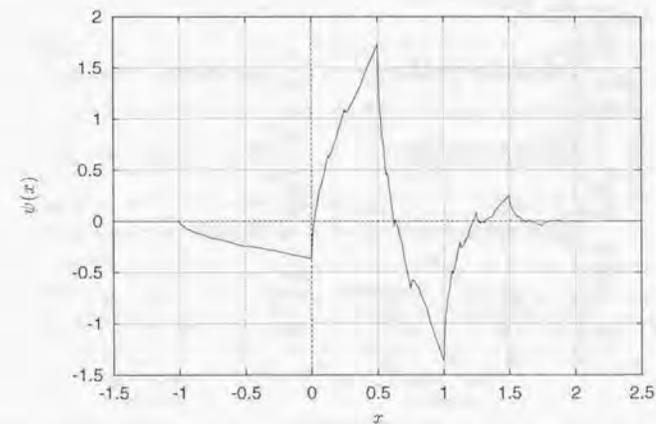


図 A.2: Daubechies $N=2$ ウェーブレット

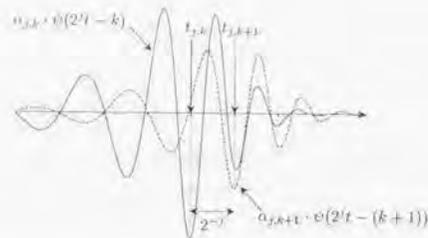


図 A.3: $g_j(t)$ を構成する k 番目と $k+1$ 番目のウェーブレット

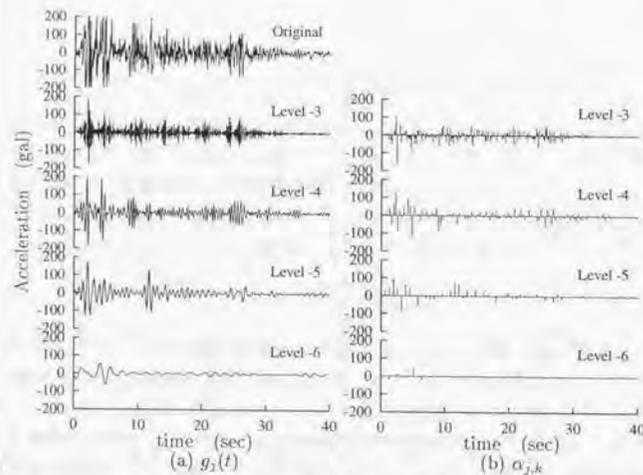


図 A.4: El Centro NS 波のウェーブレット変換結果

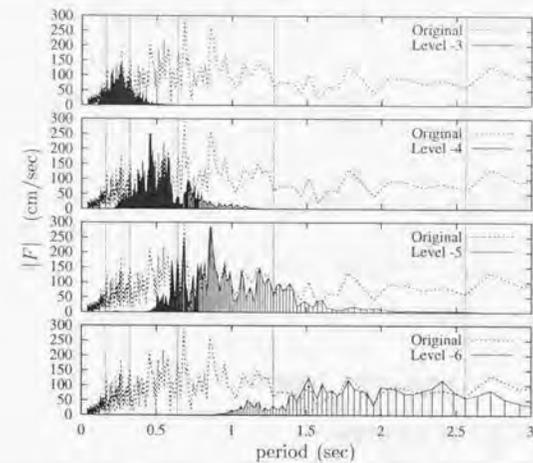


図 A.5: El Centro NS 波のウェーブレット変換後のフーリエ振幅スペクトル

図 A.4 にウェーブレット変換の例を示す。この例は、El Centro NS 波を Daubechies の $N = 10$ のウェーブレットを用いてウェーブレット変換を行なったものである。図中左側 (a) は各レベルの関数 $g_j(t)$ をいくつかのレベルについて示したものである。レベルが下るほど長周期成分を抽出していることがわかる。図中右側 (b) は各レベルのウェーブレット係数を示している。図の横軸はウェーブレット係数に対応する時刻 $t_{j,k}$ で示されている。(a) と退避させると、ウェーブレット係数の振幅が大きい時刻ではそのレベルの成分が強く、ウェーブレット係数の振幅とレベルの成分の強さに対応があることがわかる。

図 A.5 には、図 A.4 の各レベルの関数 $g_j(t)$ のフーリエ振幅スペクトルを示す。図中の実線が各レベルのフーリエ振幅を、点線がもとの地震波加速度データのフーリエ振幅を示す。各レベルの関数が全体のフーリエ振幅のある特定の周波数領域の成分を持つことがわかる。

ウェーブレット変換があるレベルの f_j を f_{j-1} と g_{j-1} に分解したとすると、 f_j のナイキスト周波数の半分を境にして、 f_{j-1} と g_{j-1} はそれぞれ f_j の長周期成分と短周期成分に相当する。もしこの分解が完全であると仮定すれば、各レベル j は下にしめす周波数領域の成分を持つことになる。

$$2^{j-1}/\Delta t < \nu < 2^j/\Delta t \quad (\text{A.5})$$

図 A.5 中に縦の点線が上式による各レベルの周波数領域の境界を示している。各レベルのフーリエ振幅は点線でしめされる各レベルの周波数領域を大幅に超えて大きく広がっているが、その中心は上式に示される領域である。実際の分解能は用いるウェーブレットに依存し、仮定したように完全に分離することはできない。

A.3 ウェーブレット係数と入力エネルギーの関係の定式化

各 $g_j(t)$ が持つ周期領域の広さは採用するウェーブレット ψ により異なり実際には重複する部分があるが、全周期領域が排他的に各レベルに分解されると仮定すると、レベル j の周期領域は次のように定義される。

$$2^{-j}\Delta t \leq T_j \leq 2^{-j+1}\Delta t \quad (\text{A.6})$$

直交ウェーブレットを用いてウェーブレット変換を行うと、 $g_j(t)$ の加速度パワー I_{E_j} は以下のよう表される。

$$I_{E_j} \equiv \int_{-\infty}^{\infty} \{g_j(t)\}^2 dt = \Delta t \sum_{k=-\infty}^{\infty} a_{j,k}^2 \quad (\text{A.7})$$

周期領域が排他的に各レベルに分解され、レベル j が (A.6) 式に示す周期領域のエネルギーを持つから、パーシバルの定理より

$$I_{E_j} = 2 \int_{\nu_1}^{\nu_2} |F(\nu)|^2 d\nu \quad (\text{A.8})$$

ここで $[\nu_1, \nu_2]$ は (A.6) 式の示す周波数領域で

$$\nu_1 = 2^{j-1}/\Delta t \quad (\text{A.9})$$

$$\nu_2 = 2^j/\Delta t \quad (\text{A.10})$$

$|F(\nu)|$ は関数 $f_0(t)$ の周波数 ν におけるフーリエ振幅

と表され、各レベルの加速度パワーはフーリエ振幅の2乗面積と関係づけられる。さらに、レベル j の周期領域におけるフーリエ振幅2乗の平均 $\overline{|F|_j^2}$ を

$$\overline{|F|_j^2} = \frac{1}{\nu_2 - \nu_1} \int_{\nu_1}^{\nu_2} |F(\nu)|^2 d\nu \quad (\text{A.11})$$

と定義すれば、(A.7)~(A.10) 式より $\overline{|F|_j^2}$ は

$$\overline{|F|_j^2} = 2^{-j}\Delta t^2 \sum_{k=-\infty}^{\infty} a_{j,k}^2 \quad (\text{A.12})$$

と表される。無減衰1質点系への総入力エネルギーはフーリエ振幅の2乗に比例するので(比例定数は $m/2$ 、 m は質量)[36]、この式は、(A.6) 式の範囲の固有周期を持つ振動系への平均的な総入力エネルギーがウェーブレット係数2乗和のみから求められることを意味している。したがって、 $\overline{|F|_j^2}$ はレベル j の地震終了時までの総入力エネルギー E_j と置き換えられ ($m/2 = 1$ とする)、次式が得られる。

$$E_j = 2^{-j}\Delta t^2 \sum_{k=-\infty}^{\infty} a_{j,k}^2 \quad (\text{A.13})$$

また、一つのウェーブレット係数によってもたらされるエネルギー $\Delta E_{j,k}$ は次式で表される。

$$\Delta E_{j,k} = 2^{-j}\Delta t^2 a_{j,k}^2 \quad (\text{A.14})$$

ウェーブレット係数は時間軸上で離散的に存在するため厳密な表現ではないが、(A.7) 式からわかるように $g_j(x)$ の加速度パワー時刻歴とウェーブレット係数2乗和時刻歴がほぼ一致する。また加速度パワー時刻歴が入力エネルギー時刻歴とほぼ一致するといわれているので[42]、ウェーブレット係数2乗和時刻歴がエネルギー入力時刻歴と大略一致すると考えられる。つまり、 $\Delta E_{j,k}$ は、 $2^{-j}\Delta t$ 秒ごとのエネルギー入力におよそ一致することになる。この間隔は (A.6) 式と比較すると、周期の0.5倍から1.0倍に相当する。一方、桑村らによって提案されている一撃入力エネルギー ΔE は、振動系が速度ゼロの状態から塑性変形を終えて次の速度ゼロの状態までに入力するエネルギーとして定義されており、これは振動系の固有周期の0.5倍程度の時間にもたらされるとされている[40]。したがって、 $\Delta E_{j,k}$ は桑村らによる一撃入力エネルギー ΔE にはほぼ一致するものであると考えられる。そこで、本論文では (A.14) 式の $\Delta E_{j,k}$ をレベル j の一撃入力エネルギーと呼ぶ。

A.4 ウェーブレット特性と構造応答の対応関係

前節で導かれたウェーブレット係数と総入力エネルギーおよび一撃入力エネルギーとの関係は、かなり大胆な仮定に基づくものであり、エネルギー入力は構造物の特性にも大きく影響を受けるため、完全に一致するわけではない。そこで、本節では前節で導かれた関係の成立性を応答解析によって確認する。

ウェーブレット ψ としては、直交ウェーブレットである Daubechies の $N=10$ のウェーブレットと同じく $N=2$ のウェーブレット [38] を用いた。以下では応答解析による値には * を付して明示することにする。図 A.6 (a) に、応答解析による一撃入力エネルギー ΔE^* とウェーブレット解析による一撃入力エネルギー $\Delta E_{j,k}$ との関係を示す。ここで、応答解析による一撃入力エネルギー ΔE^* とは、質点の速度が0の時点から次に0になる時点までのエネルギー入力を示したものであり、図中には変形を終了した時刻を横軸にプロットしている。振動系の固有周期は、0.96秒と0.48秒の二種類を設定した。これはそれぞれレベル -5 とレベル -4 の周期領域の中央周期となっている。外力地震動は El Centro NS 波と Kobe NS 波の二種を用いた。それぞれの周期の振動系モデルのベースシア係数 α は、 $1.0\alpha_c$ 、 $0.7\alpha_c$ 、 $0.5\alpha_c$ 、 $0.3\alpha_c$ の4種として、塑性化の程度の異なる場合について検討した。ここで α_c とは、弾性応答震度(最大せん断力を質点の重量で割ったもの)である。図中の実線は応答解析による一撃入力エネルギー ΔE^* 、■のプロットはウェーブレット係数より求められた一撃入力エネルギーである。これは (A.14) 式によって求められ、質量 m が2のときの入力エネルギーと対応するため、グラフには質量 m が1のときの応答解析結果と (A.14) 式によって得られた $\frac{1}{2}\Delta E_{j,k}$ を表示して対応を示している。

図より、 α/α_c が大きい場合(弾性的挙動をする場合)については、応答解析による一撃入力エネルギーがウェーブレットより求められる一撃入力エネルギーをうまわる傾向があるが、 α/α_c が小さく十分な塑性化が期待できる場合には、 $\Delta E_{j,k}$ は ΔE^* とおおよそ対応していると言える。用いたウェーブレットの違いについては、 $N=10$ の Daubechies ウェーブレットのほうが $N=2$ のそれと比べて周波数分解能が良く逆に時間分解能が悪いという違いがあるが、いずれのウェーブレットにおいてもそれほど違いは見られない。

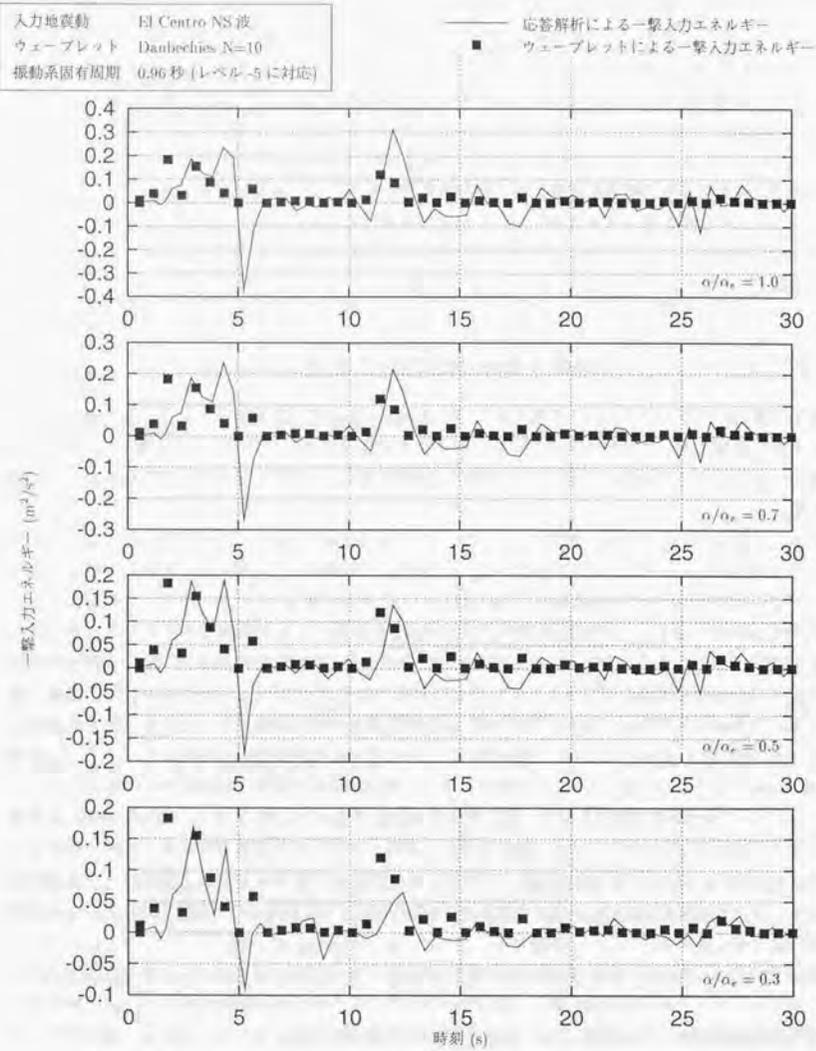


図 A.6 (a): ウェーブレットによる一撃入力エネルギーと解析結果の対応

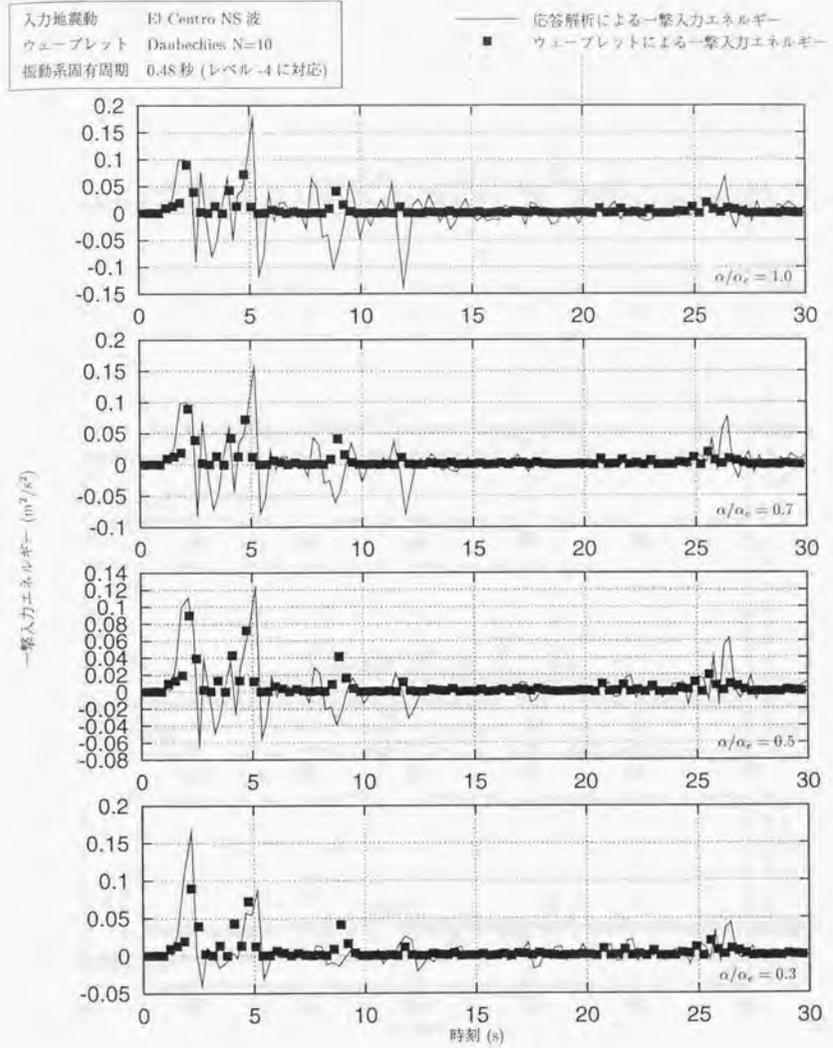


図 A.6 (b): ウェーブレットによる一撃入力エネルギーと解析結果の対応

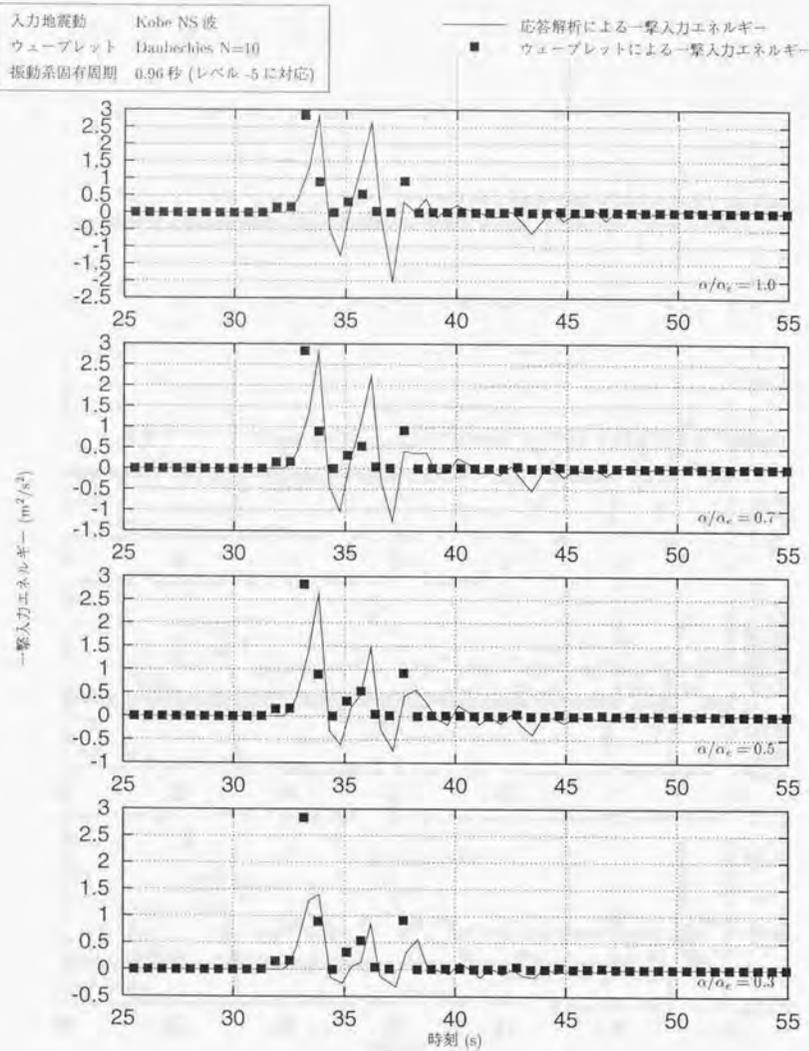


図 A.6 (c): ウェーブレットによる一撃入力エネルギーと解析結果の対応

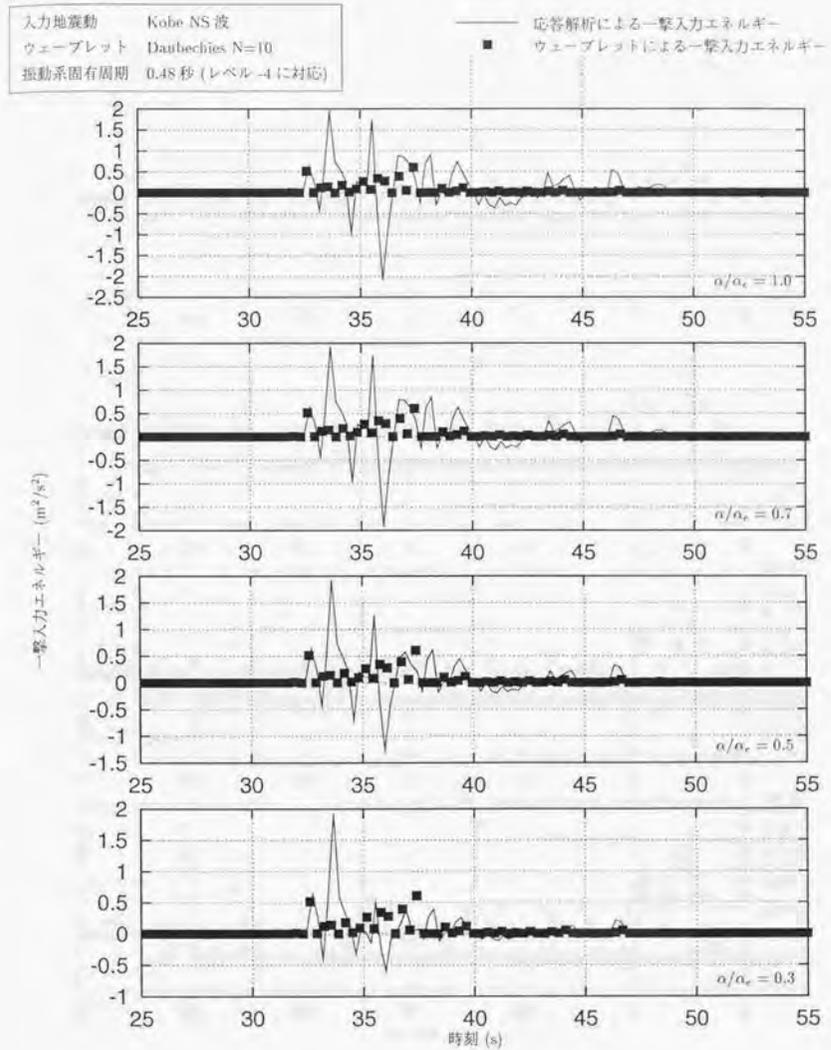


図 A.6 (d): ウェーブレットによる一撃入力エネルギーと解析結果の対応

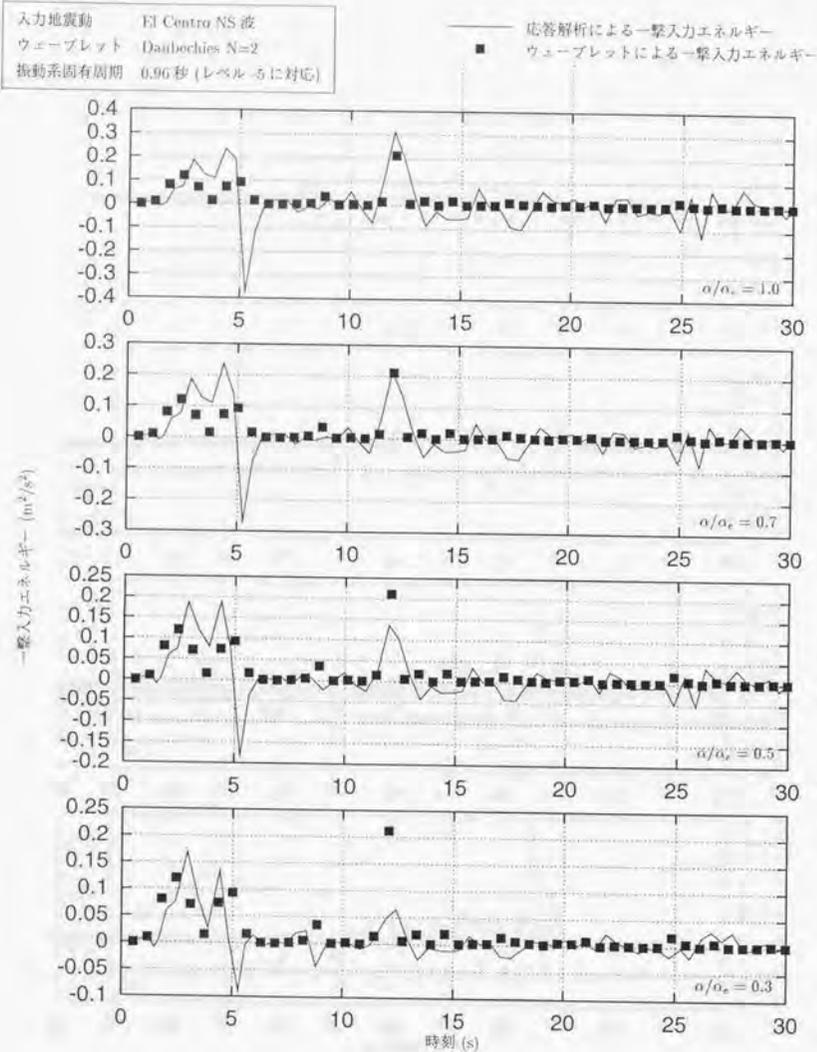


図 A.6 (e): ウェーブレットによる一撃入力エネルギーと解析結果の対応

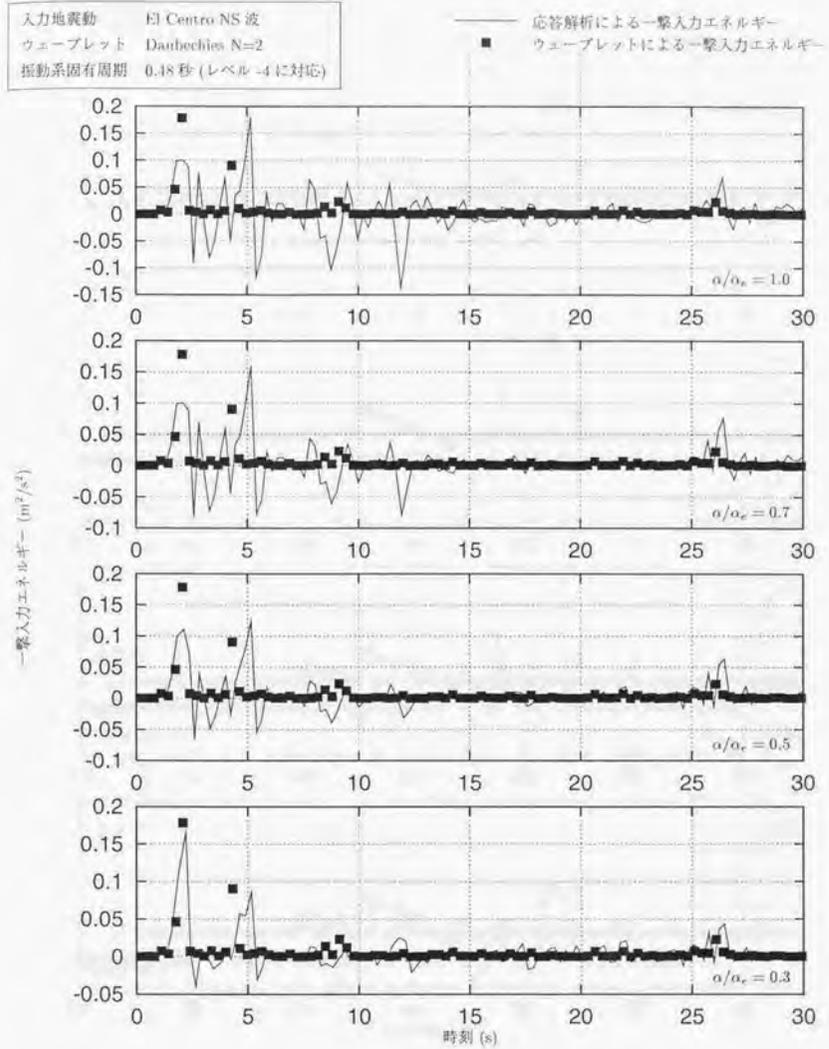


図 A.6 (f): ウェーブレットによる一撃入力エネルギーと解析結果の対応

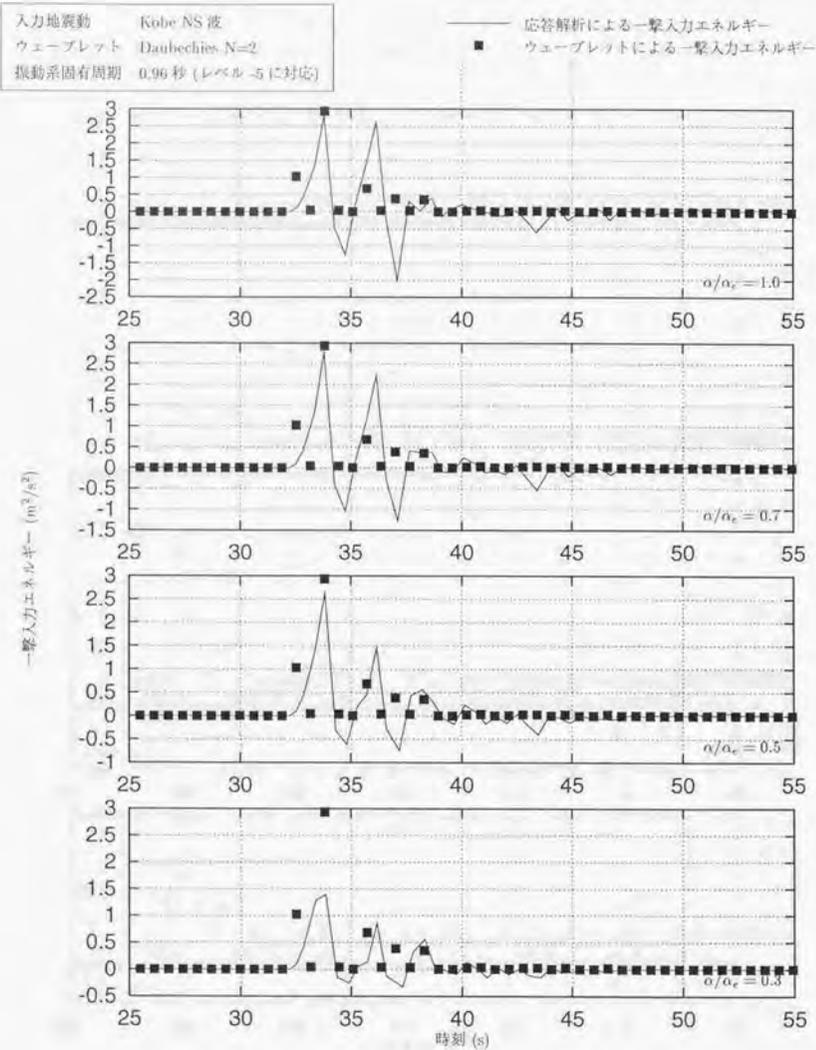


図 A.6 (g): ウェーブレットによる一撃入力エネルギーと解析結果の対応

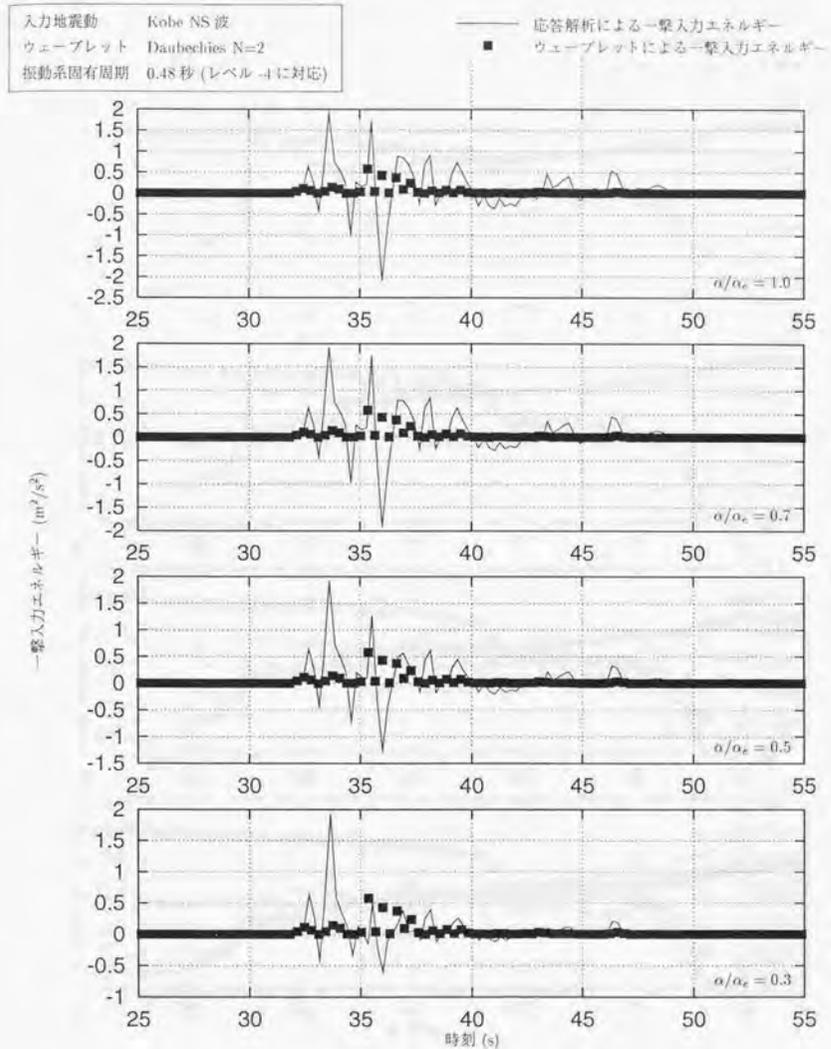


図 A.6 (h): ウェーブレットによる一撃入力エネルギーと解析結果の対応

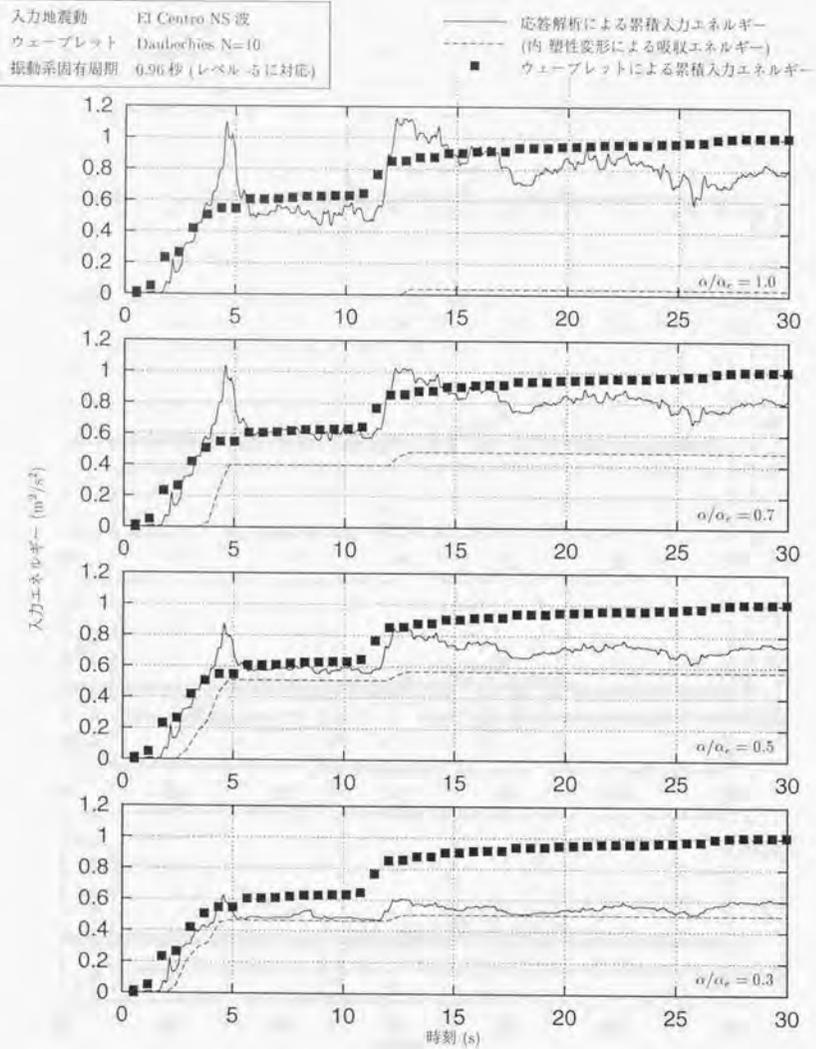


図 A.7 (a): ウェーブレットによる累積入力エネルギーと解析結果の対応

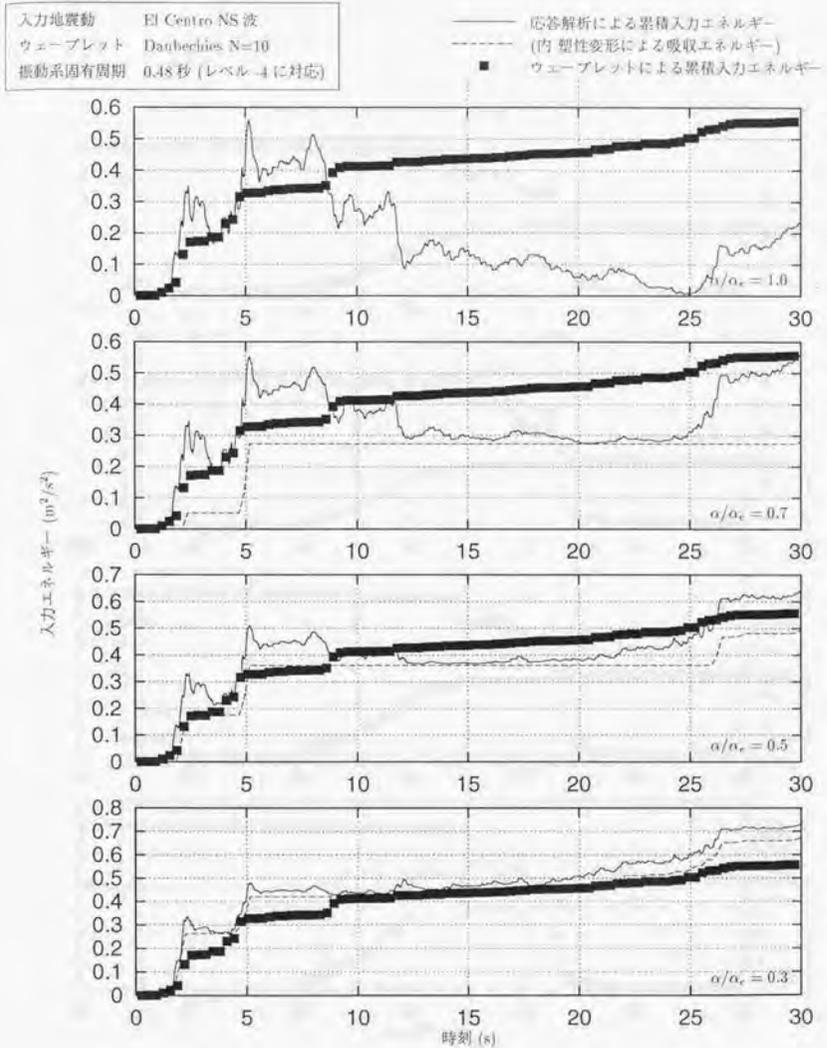


図 A.7 (b): ウェーブレットによる累積入力エネルギーと解析結果の対応

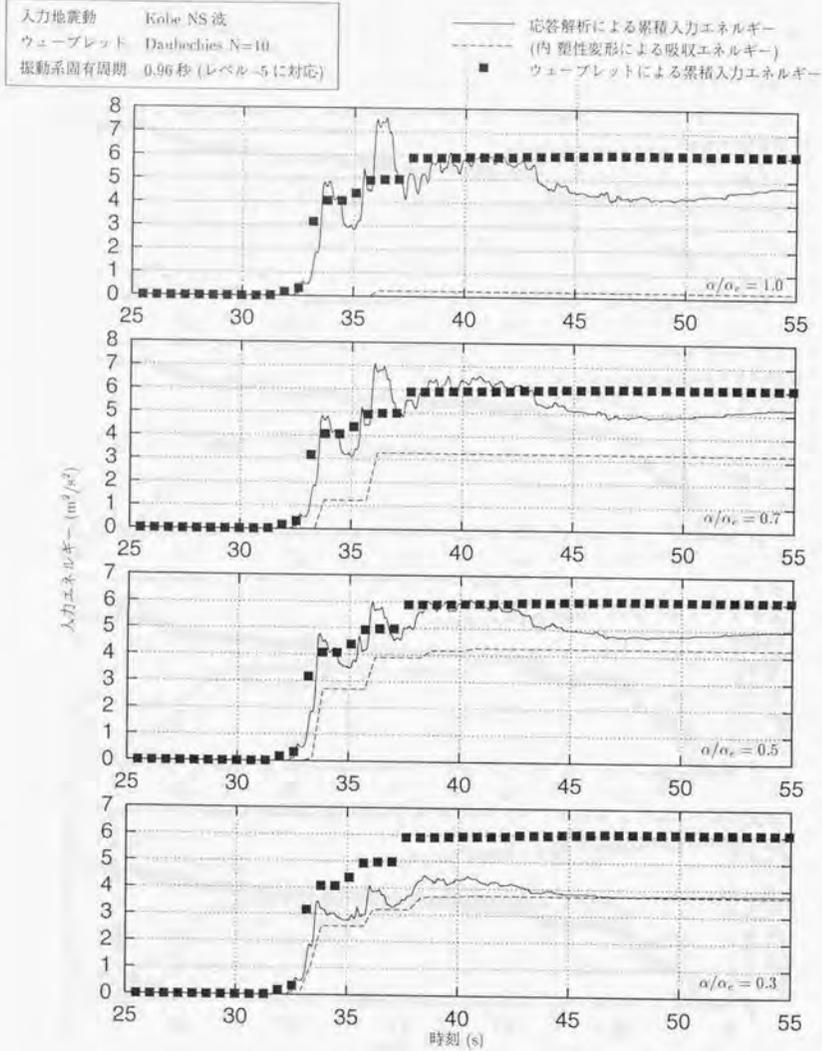


図 A.7 (c): ウェーブレットによる累積入力エネルギーと解析結果の対応

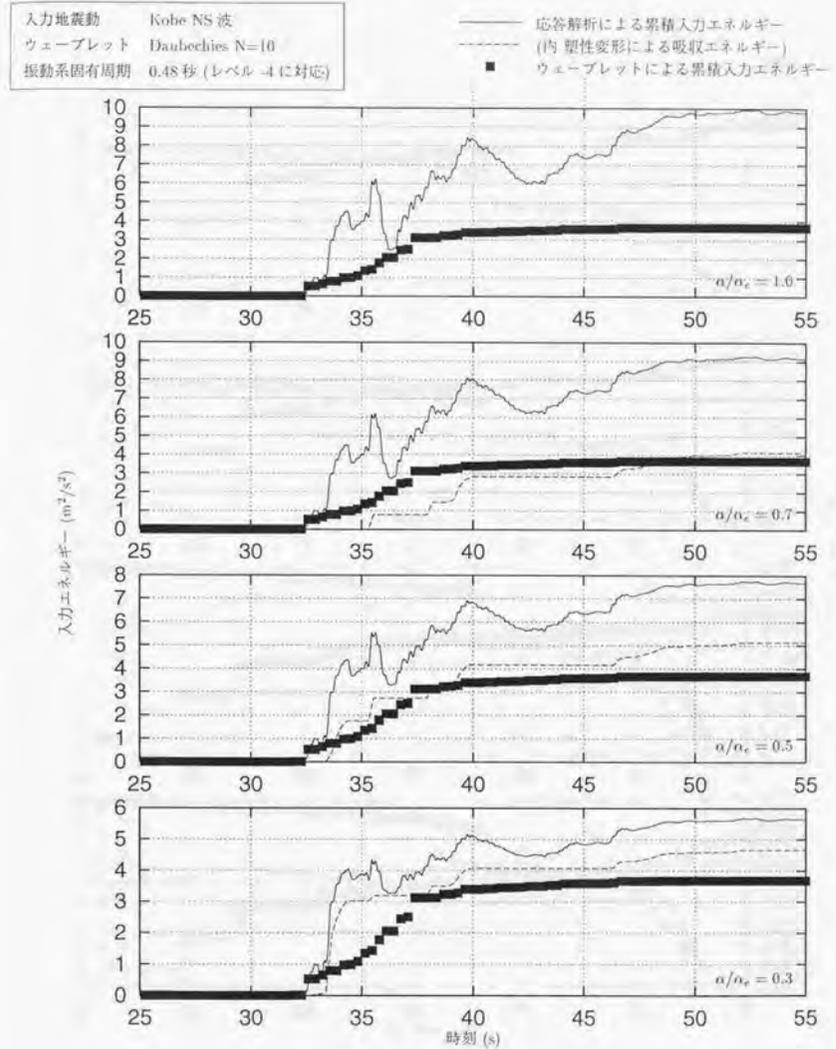


図 A.7 (d): ウェーブレットによる累積入力エネルギーと解析結果の対応

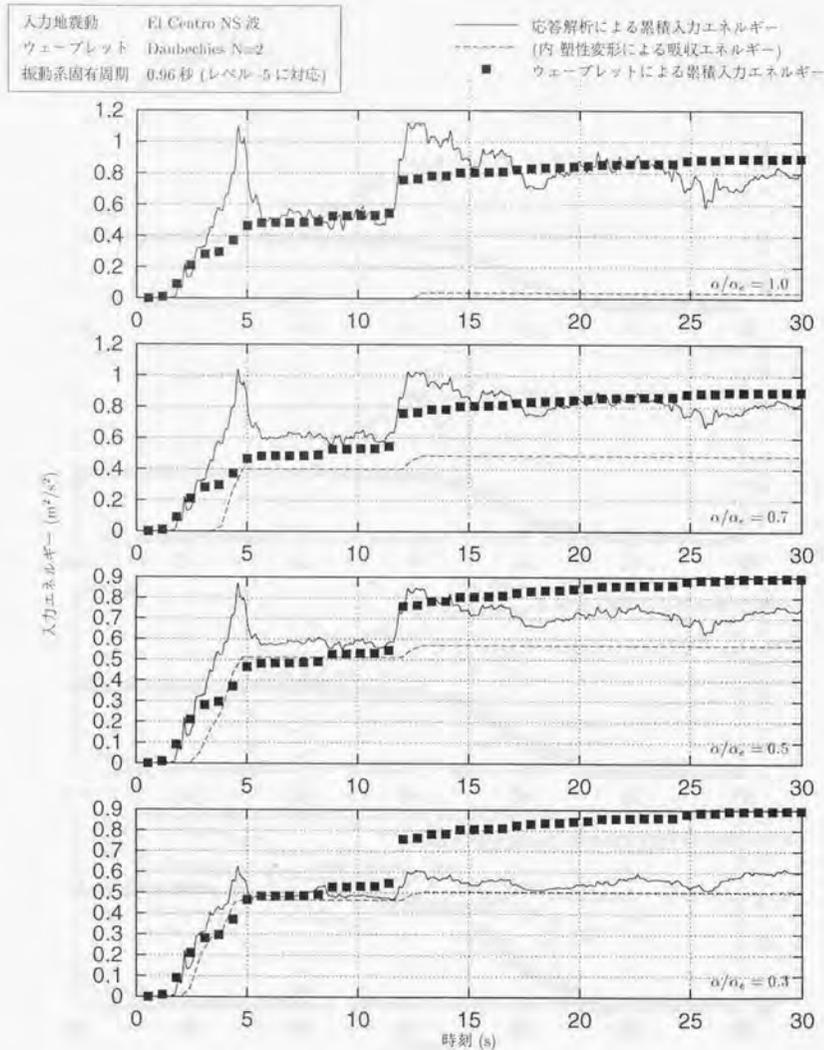


図 A.7 (e): ウェーブレットによる累積入力エネルギーと解析結果の対応

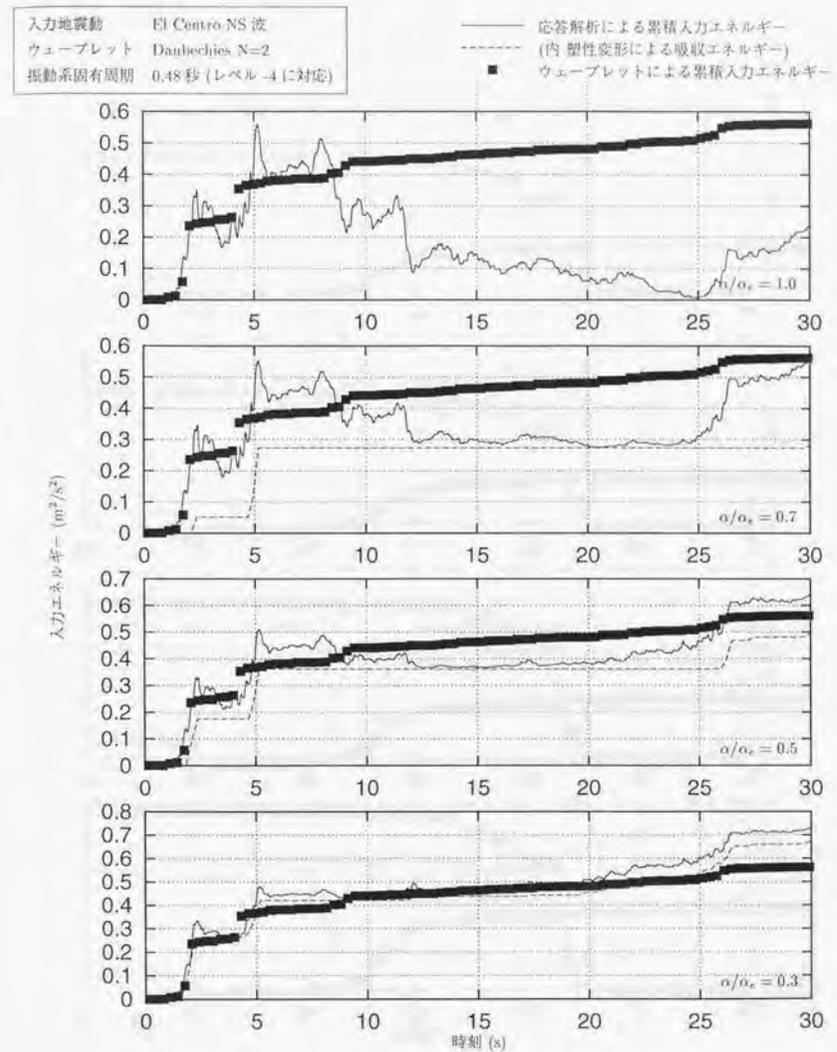


図 A.7 (f): ウェーブレットによる累積入力エネルギーと解析結果の対応

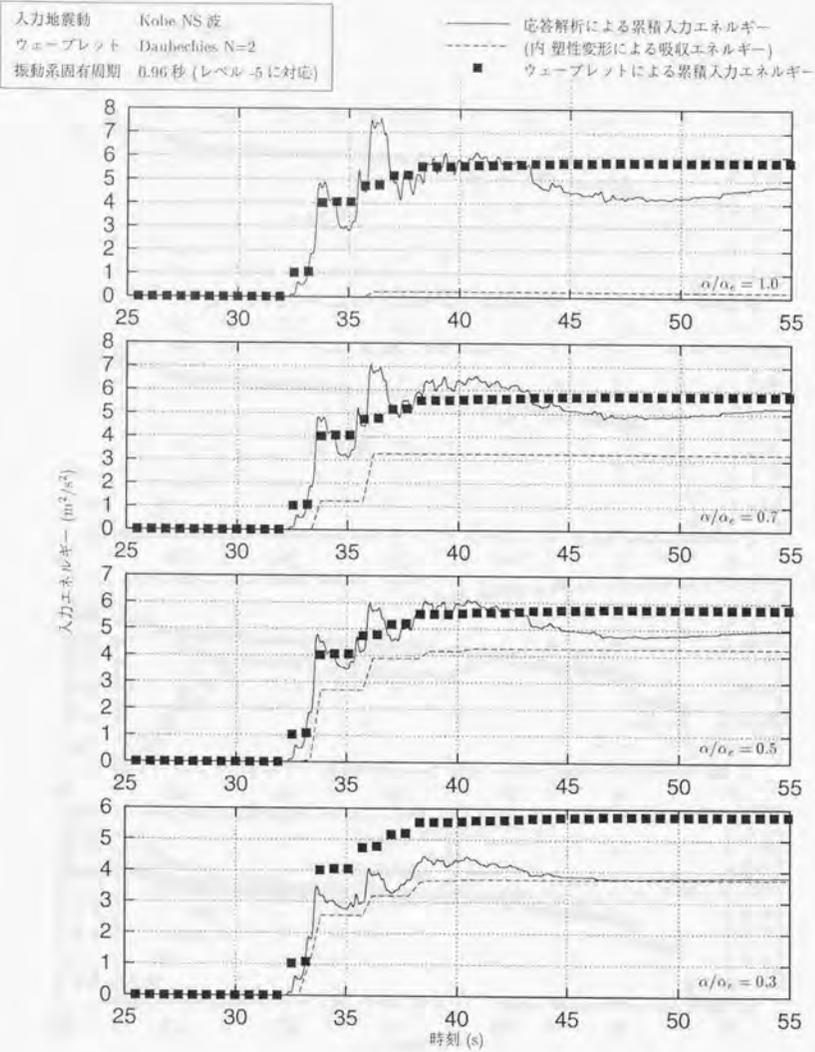


図 A.7 (g): ウェーブレットによる累積入力エネルギーと解析結果の対応

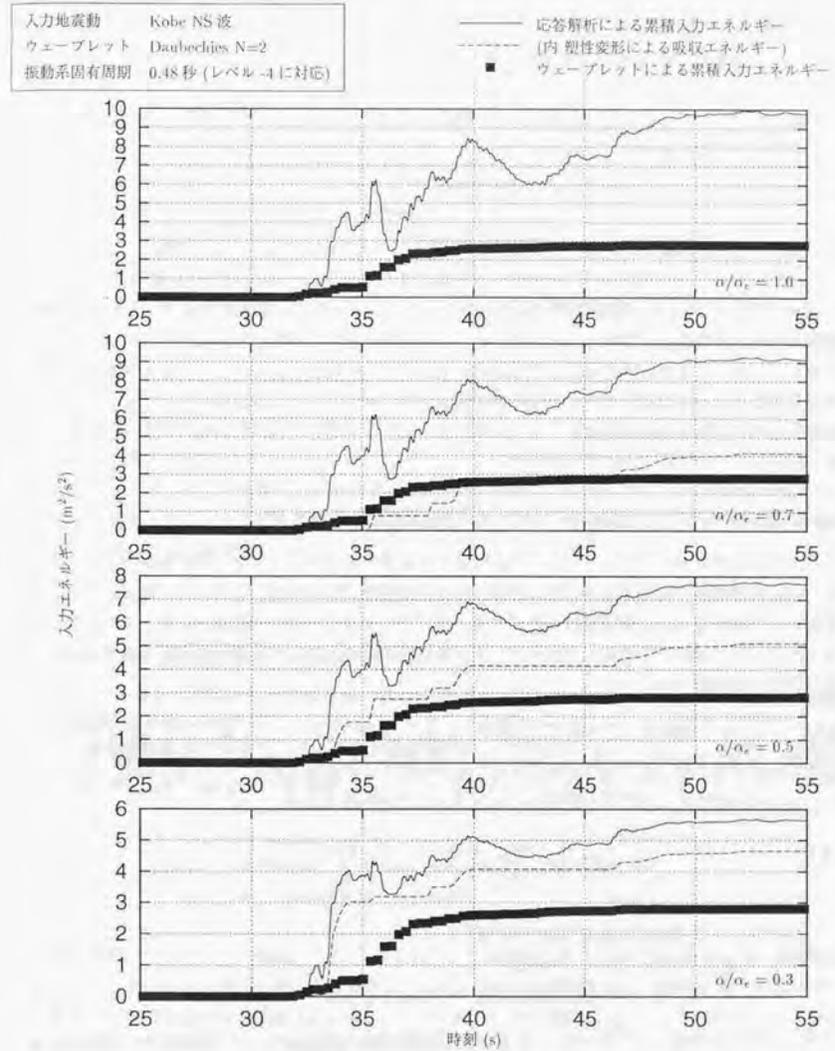


図 A.7 (h): ウェーブレットによる累積入力エネルギーと解析結果の対応

一撃入力エネルギーの積分である累積入力エネルギーについてもウェーブレット解析結果と応答解析結果との対応を示しておく。ウェーブレット解析から求められる時刻 t_k までに入力されるレベル j の累積入力エネルギー $E_{j,k}$ を次のように定義する。

$$E_{j,k} = \sum_{l=-\infty}^k \Delta E_{j,l} \quad (\text{A.15})$$

$$= 2^{-j} \Delta t^2 \sum_{l=-\infty}^k \alpha_{j,l}^2 \quad (\text{A.16})$$

図A.7(a)に、 $E_{j,k}$ を■のプロットで、応答解析によって求められた時刻 t までの累積入力エネルギー $E^*(t)$ を実線で、その内塑性吸収エネルギーを点線で表示しこれらの対応を示す。図A.6(a)同様、ベースシア係数 α が小さく塑性変形が進む場合にはウェーブレットによるエネルギー入力時刻歴は応答解析のそれと類似の形状を示している。

以上のことから、さまざまな仮定が評価誤差を生むという問題点がありウェーブレット特性と構造応答挙動の関係は今後詳細に検討してゆく必要があるが、ウェーブレット係数と入力エネルギーとがおよそ対応づけられると考えられる。

A.4.1 ウェーブレット変換により得られる地震動特性パラメタ

これまで示したように、ウェーブレット変換された結果であるウェーブレット係数列はおよそエネルギー入力の時刻歴に対応するが、逆に非常に多様な地震動特性を表現できるため、構造応答に対する影響という限定された地震動特性の表現としては、そのままでは扱いが困難である。そこでここではウェーブレット変換で得られたウェーブレット係数列から構造応答に大きな影響を及ぼすと考えられるパラメタを抽出する。

総入力エネルギー ウェーブレット変換は、地震動加速度波形をレベルと呼ばれる周波数領域ごとの成分に分解する。従って、総入力エネルギーもレベルごとに計算される。レベル j の総入力エネルギーは E_j と表現され、フーリエ振幅 $|F(\nu)|$ と次のような関係を持つ。

$$E_j = 2^{-j} \Delta t^2 \sum_{k=-\infty}^{\infty} \alpha_{j,k}^2 = \frac{1}{\nu_2 - \nu_1} \int_{\nu_1}^{\nu_2} |F(\nu)|^2 d\nu \quad (\text{A.17})$$

ここで Δt は地震動加速度記録の時間刻み

$\alpha_{j,k}$ はウェーブレット係数

ν_1, ν_2 は、レベルの周波数領域の下限および上限

つまり、レベル j の総入力エネルギー E_j はその周波数領域におけるフーリエ振幅 2 乗の平均値となり、すなわち E_j はレベル j の周波数領域に固有周波数を持つ質量 $m=2$ の振動系へのエネルギー入力の平均値に物理的に対応する。

基準化最大一撃入力エネルギーおよび卓越時刻 基準化最大一撃入力エネルギーとは、一撃で入力されるエネルギーの最大値の総入力エネルギーに対する割合である。これは瞬間最大の変形を支配すると考えられる。また卓越時刻とは、基準化最大一撃入力エネルギーが現れる時刻である。

ウェーブレット変換から得られる一撃のエネルギーは $\Delta E_{j,k}$ と記される。ここで、 j は周波数レベルを示す整数、 k は時刻を示す整数である。すなわち $\Delta E_{j,k}$ はある周波数レベルの、ある時刻における入力エネルギーに対応する。これを総入力エネルギーで基準化した基準化一撃入力エネルギー $\overline{\Delta E_{j,k}}$ は次のように定義される。

$$\overline{\Delta E_{j,k}} = \frac{\Delta E_{j,k}}{E_j} \quad (\text{A.18})$$

ここで E_j はレベル j の総入力エネルギー。

本論文では、この基準化一撃入力エネルギーのレベル j における最大値に着目し、これを時間-周波数特性の一つとする。これを基準化最大一撃入力エネルギーと呼び、 $\overline{\Delta E_{j,\max}}$ と表す。また卓越時刻は $t_{j,\text{pred}}$ と表す。

卓越周期変化指標 D_W 構造物が地震動外力により損傷を受ける過程においては、一般には剛性が低下し固有周期が長くなっていき、ついには剛性を失って倒壊にいたる。したがって、構造物の固有周期の長周期化に伴って地震動の卓越周期が長周期した場合、構造物は特に大きな損傷を受けることが容易に推測される。そこで、卓越周期の変化をあらわすパラメタとしてここでは卓越周期変化指標 D_W を次のように定義する。

$$D_W = \frac{dt_{\text{pred}}}{dT} \quad (\text{A.19})$$

ここで、 t_{pred} は周期 T における卓越時刻。

つまり、 D_W は卓越時刻の卓越周期に関する微分であり、これが正であれば卓越周期が短周期から長周期に時間軸上で変化することを示す。ただし、本論文で用いている離散ウェーブレット変換では、周波数領域がレベルとして離散的に表現されるので、ウェーブレット変換結果から卓越周期変化指標を求める際には D_W も離散値 D_{W_j} として以下のように求めることとする。

$$D_{W_j} = \frac{t_{j+1,\text{pred}} - t_{j,\text{pred}}}{T_{j+1} - T_j} \quad (\text{A.20})$$

ここで、 T_j はレベル j の周期領域の中心周期。

実地震動のウェーブレット特性 すでによく知られた地震動である、El Centro NS波、Hachinohe EW波、Taft NS波、Kobe NS波について、ウェーブレット解析を行い、前述に示した各パラメタを計算した結果を図A.8~図A.11に示す。なお、参考のため同時にフーリエ振幅スペクトルおよび位相の傾きスペクトル(フーリエ位相スペクトル)も示す。

地震動のウェーブレット特性に関する研究はまだ初期段階であり、現状では一般的な地震動のウェーブレット特性がどのようなものであるかを論じることはできない。ただし、その試みとして兵庫県南部地震で得られた地震動記録についてウェーブレット解析を行った結果を別途付録Bに示す。

ウェーブレット解析まとめ (El Centro NS 波)

Level	Period	ΔE_{jmax}	E_j	ΔE_{jmax}	t_{jpred}	D_W
-1	0.04 - 0.08	9.38	85.064	0.11	2.4	15.999
-2	0.08 - 0.16	44.935	403.043	0.111	3.36	-9.333
-3	0.16 - 0.32	355.262	1,999.357	0.177	2.24	-1.333
-4	0.32 - 0.64	898.649	5,735.252	0.156	1.92	-1.333
-5	0.64 - 1.28	1,831.85	10,208.103	0.179	1.28	2.666
-6	1.28 - 2.56	2,179.647	3,665.624	0.594	3.84	1.999
-7	2.56 - 5.12	482.146	1,765.171	0.273	7.68	3.333
-8	5.12 - 10.24	216.819	653.168	0.331	20.48	-2.666
-9	10.24 - 20.48	225.51	278.821	0.808	-6.96873E-13	—

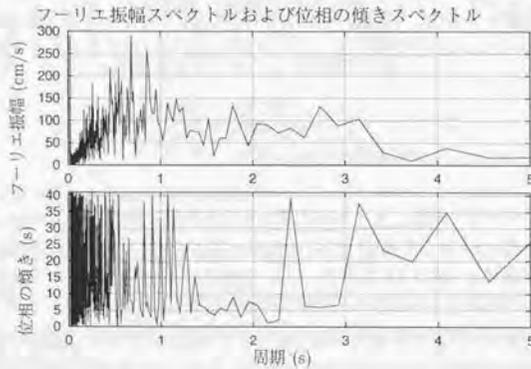
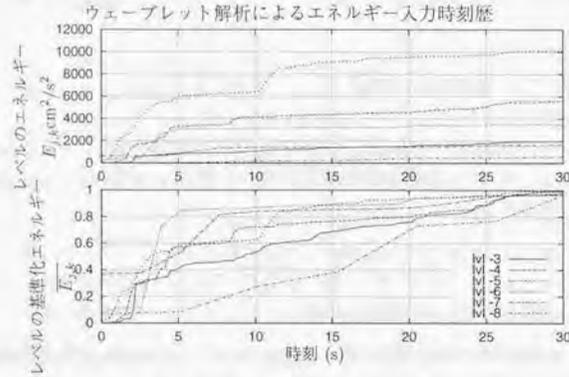


図 A.8: El Centro NS 波のウェーブレット解析結果

ウェーブレット解析まとめ (Hachinohe EW 波)

Level	Period	ΔE_{jmax}	E_j	ΔE_{jmax}	t_{jpred}	D_W
-1	0.02 - 0.04	0.004	0.073	0.054	3.08	731.999
-2	0.04 - 0.08	0.07	1.756	0.04	25.04	-362.666
-3	0.08 - 0.16	1.553	50.674	0.03	3.28	7.333
-4	0.16 - 0.32	61.192	539.495	0.113	4.16	9.333
-5	0.32 - 0.64	517.482	2,848.973	0.181	6.4	-7.999
-6	0.64 - 1.28	2,687.653	7,659.839	0.35	2.56	1.333
-7	1.28 - 2.56	1,754.889	6,226.455	0.281	3.84	0.666
-8	2.56 - 5.12	1,592.249	5,968.758	0.266	5.12	2.666
-9	5.12 - 10.24	516.431	688.103	0.75	15.36	—

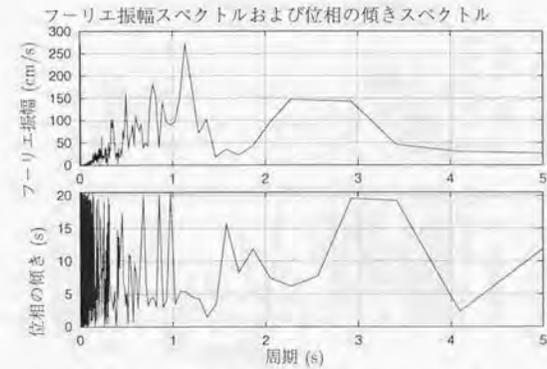
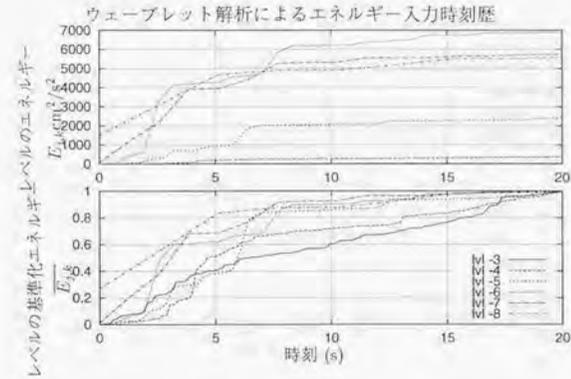


図 A.9: Hachinohe EW 波のウェーブレット解析結果

ウェーブレット解析まとめ (Taft NS 波)

Level	Period	ΔE_{jmax}	E_j	ΔE_{jmax}	t_{jpred}	D_W
-1	0.04 - 0.08	0.142	3.142	0.045	5.72	-23.333
-2	0.08 - 0.16	4.067	98.012	0.041	4.32	45.333
-3	0.16 - 0.32	108.855	726.943	0.149	9.76	19.333
-4	0.32 - 0.64	140.539	1,894.569	0.074	14.4	-17.999
-5	0.64 - 1.28	556.291	2,626.157	0.211	5.76	-3.333
-6	1.28 - 2.56	348.111	1,099.993	0.316	2.56	21.333
-7	2.56 - 5.12	183.523	520.027	0.352	43.52	-1.999
-8	5.12 - 10.24	120.311	353.904	0.339	35.84	0.666
-9	10.24 - 20.48	50.616	164.318	0.308	40.96	—

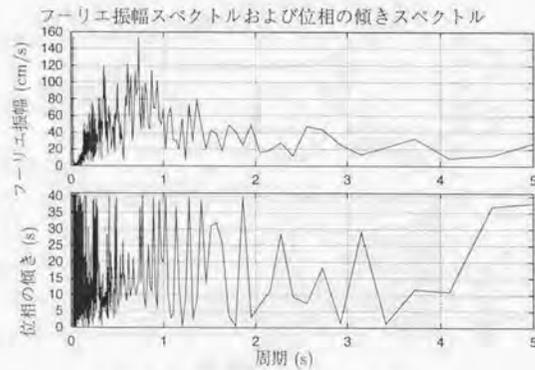
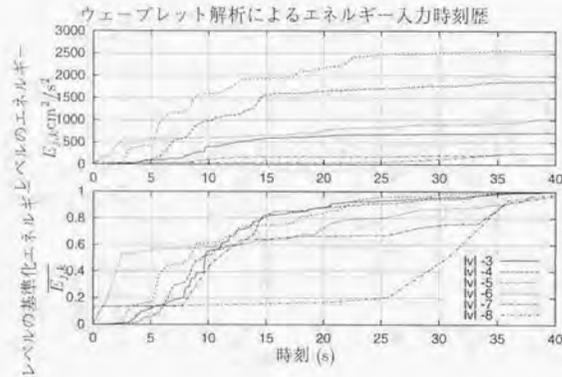


図 A.10: Taft NS 波のウェーブレット解析結果

ウェーブレット解析まとめ (Kobe NS 波)

Level	Period	ΔE_{jmax}	E_j	ΔE_{jmax}	t_{jpred}	D_W
-1	0.04 - 0.08	0.216	7.53	0.028	32.72	45.333
-2	0.08 - 0.16	27.164	267.112	0.101	35.44	1.999
-3	0.16 - 0.32	727.158	4,892.102	0.148	35.68	5.999
-4	0.32 - 0.64	6,076.852	36,878.231	0.164	37.12	-9.333
-5	0.64 - 1.28	28,367.257	60,752.169	0.466	32.64	-0.666
-6	1.28 - 2.56	8,950.492	23,773.093	0.376	32.0	-0.666
-7	2.56 - 5.12	747.697	1,962.663	0.38	30.72	-1.333
-8	5.12 - 10.24	183.351	376.995	0.486	25.6	0.666
-9	10.24 - 20.48	11.731	13.216	0.887	30.72	—

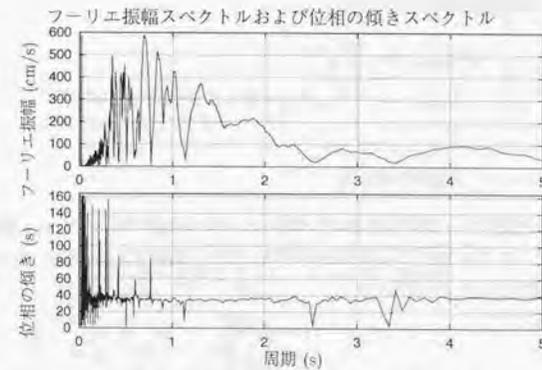
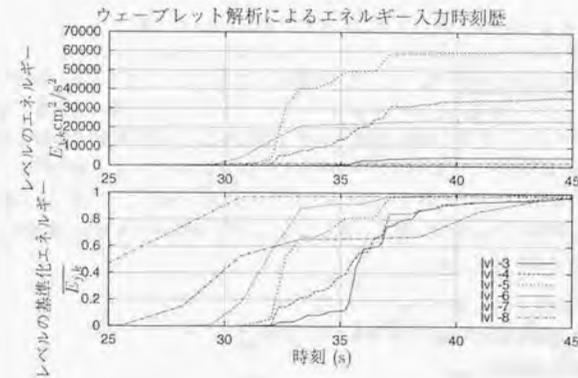


図 A.11: Kobe NS 波のウェーブレット解析結果

A.5 ウェーブレット逆変換による模擬地震動の作成

このように、入力エネルギーの時刻歴と関連性があると思われるウェーブレット変換ではあるが、その定量的な関係は現状では明らかではない。これを明らかにする一つの手法として、あるウェーブレット係数列のウェーブレット逆変換で模擬地震動を作成し、この模擬地震動に対する構造系の応答を調査することが考えられる。これまで用いてきた離散ウェーブレット変換であれば、任意のウェーブレット係数列を容易に逆変換して時系列データにすることができるため、模擬地震動を作成する際の問題はそのウェーブレット係数列をどのように決定するかに集約される。これはどのような時間-周波数特性を再現させるかにより、任意に決定すればよい。本節では、一例として本論文本編で用いた、各レベルごとの卓越時刻と基準化一撃入力エネルギーを制御した模擬地震動の作成手法について述べる。

A.5.1 制御パラメタ

ウェーブレット逆変換を行うためには、各周波数レベルごとのウェーブレット係数列を準備する必要がある。このことは、各周波数レベルごとのエネルギー入力時刻歴を細かく設定できることを意味する。しかし、このような詳細な時間-周波数特性は現在のところ建築構造の応答に影響を与えうる地震動の時間-周波数特性として注目されおらず、一方注目されている主な特性としては、地震終了時までの総入力エネルギー、一撃で入力するエネルギーの大きさ(エネルギー入力率、エネルギー入力速度などとも呼ばれる)、および最大一撃入力エネルギーが発生する時刻(卓越時刻)の三つであると思われる。そこで本論文では、

1. 各レベル j の総入力エネルギー E_j
2. 各レベル j の基準化最大一撃入力エネルギー $\overline{\Delta E_{j\max}}$
3. 各レベル j の卓越時刻 $t_{j\text{pred}}$

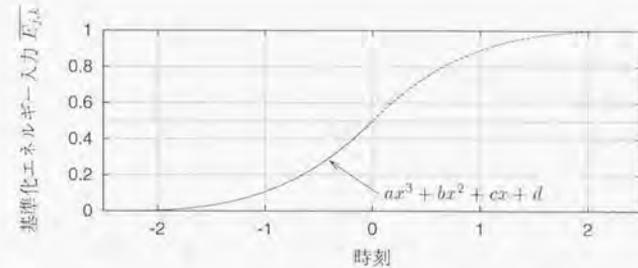
の三つを制御した模擬地震動の作成を行なう。ここで

$$\overline{\Delta E_{j\max}} = \frac{\Delta E_{j\max}}{E_j} \quad (\text{A.21})$$

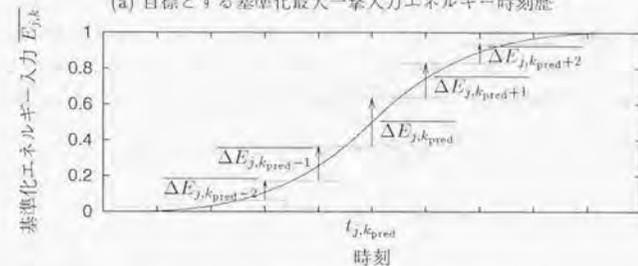
$$t_{j\text{pred}} = \Delta E_{j,k} \text{ が } k \text{ に関して最大値となる時刻} \quad (\text{A.22})$$

A.5.2 ウェーブレット係数列の生成

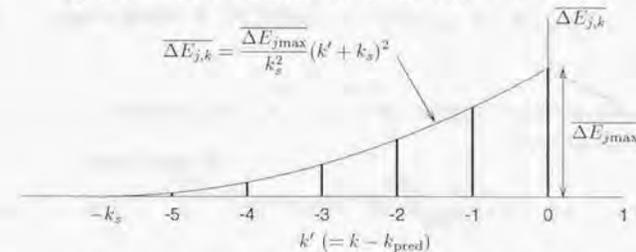
入力エネルギー時刻歴形状の定義 前述の三つのパラメタから全ウェーブレット係数列を決定するためには、エネルギー入力時刻歴 $E_{j,k}$ の形状を定義しておく必要がある。ここではこの形状を3次曲線を用いて図 A.12(a) のように定義した。



(a) 目標とする基準化最大一撃入力エネルギー時刻歴



(b) 各ウェーブレット係数に対応する一撃の入力エネルギー



(c) ウェーブレット係数 2 乗値の時刻歴

図 A.12: 目標とする入力エネルギー時刻歴

各レベルの総入力エネルギーの設定 図 A.12(a) のエネルギー入力時刻歴の地震終了時の値を決定するのが、レベルの総入力エネルギー E_j である。 E_j は、 $m=2$ とおけば

$$E_j = |F_j|^2 \quad (\text{A.23})$$

であるから、目的とするフーリエ振幅スペクトルより容易に決定される。すでに述べているように、ウェーブレット変換はレベルごとの周波数領域にしか分解できないため、作成された模擬地震動のフーリエ振幅スペクトルは目的としたフーリエ振幅スペクトルとはかなり異なることに注意する必要がある。

各レベルの基準化最大一撃入力エネルギーの設定 エネルギー入力時刻歴の形状を定義したので、基準化最大一撃入力エネルギー $\Delta E_{j,\max}$ が与えられれば、すべての係数の2乗を求めることが出来る。エネルギー入力時刻歴の形状は3次曲線として定義したが、ウェーブレット係数は時間軸上で離散的しか存在しないので、図 A.12(b) に示すように、ウェーブレット係数が存在する時刻においてエネルギー入力時刻歴が3次曲線に従うように決定する。具体的な決定方法は次の通りである。

エネルギー入力開始してから卓越時刻に至るまでについて考える。基準化一撃入力エネルギー $\Delta E_{j,k}$ の累積値が3次曲線であるので、 $\Delta E_{j,k}$ は図 A.12(c) に示すように次式の2次曲線で表される。

$$\Delta E_{j,k} = \frac{\Delta E_{j,\max}}{k_s^2} (k' + k_s)^2 \quad (\text{A.24})$$

ここで

$$k' = k - k_{\text{pred}} \quad (\text{A.25})$$

(ただし、 $-k_s \leq k' \leq 0$)

$-k_s$ は エネルギー入力の開始する時刻に対応する k'

である。

ただし、 k' が k_s から 0 までの基準化一撃入力エネルギー $\Delta E_{j,k}$ の累積値は 0.5 であるから、次式が成立しなければならない。

$$\sum_{-k_s < k' < 0} \frac{\Delta E_{j,\max}}{k_s^2} (k' + k_s)^2 = \frac{(1 - \Delta E_{j,\max})}{2} \quad (\text{A.26})$$

この条件式から k_s を決定すれば、すべての基準化一撃入力エネルギー $\Delta E_{j,k}$ は (A.24) 式より決定できる。したがって、(A.14) 式よりすべてのウェーブレット係数の2乗値 $\alpha_{j,k}^2$ が求められ、これの平方根を取ることでウェーブレット係数列を決定できる。ウェーブレット係数 $\alpha_{j,k}$ は正負両方の値を取るが、正負どちらの値を取るかについては明確な傾向が明らかではないため、ここでは乱数によって正負どちらの値にするかを決定した。

本論文においては、この手法によりウェーブレット係数列を決定して模擬地震動作成を行なっている。この方法では k_s の計算に際し試行計算が必要となるが、簡便的には以下のように求めることが

表 A.1: 模擬地震動作成の際のパラメタ設定例

レベル	総入力エネルギー E_j (J)	基準化最大一撃入力エネルギー $\Delta E_{j,\max}$	卓越時刻 $t_{j,\text{pred}}$ (sec)
-5	0.2048	0.5	11.52
-6	0.6646	0.5	12.80
-7	0.4036	0.5	15.36
-8	0.1505	0.5	20.48

できる。(A.26) 式の左辺を連続関数の積分とみなすと、

$$\int_{-k_s}^0 \frac{\Delta E_{j,\max}}{k_s^2} (x + k_s)^2 dx = 0.5 \quad (\text{A.27})$$

として表現される。これを k_s について整理すれば、

$$k_s = \frac{3}{2\Delta E_{j,\max}} \quad (\text{A.28})$$

と求められる。従ってこれを (A.24) 式に代入すれば、基準化一撃入力エネルギー $\Delta E_{j,k}$ は次のように決定できる。

$$\Delta E_{j,k} = \frac{4\Delta E_{j,\max}^3}{9} \left(k' + \frac{3}{2\Delta E_{j,\max}} \right)^2 \quad (\text{A.29})$$

各レベルの卓越時刻の設定 卓越時刻 $t_{j,\text{pred}}$ は、前出 (A.25) 式からもわかるように基準化最大一撃入力エネルギーが現れる時刻を決定するパラメタである。ただし、(A.4) からわかるように、ウェーブレット係数は時間軸上で離散的にしか存在しないので、整数 k_{pred} が存在して次のように表現されなければならない。

$$t_{j,\text{pred}} = t_{j,k_{\text{pred}}} \quad (\text{A.30})$$

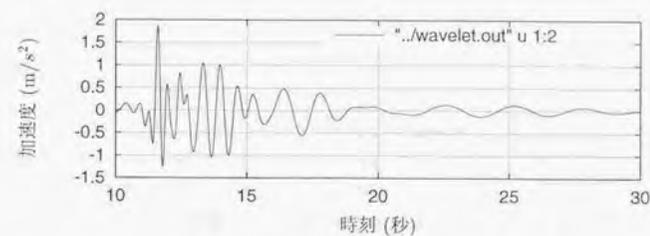
A.5.3 作成された模擬地震動の例

模擬地震動作成の一例を示す。まず、目標とするフーリエ振幅スペクトルを次式のように定義した。

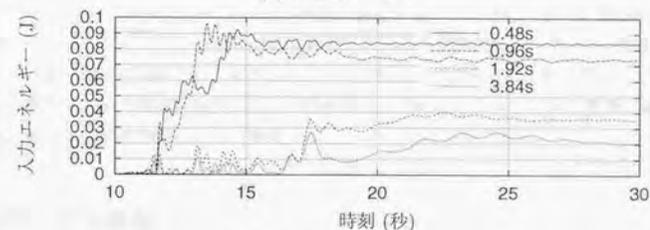
$$|F(T)|^2 = \begin{cases} T^2 & T < 1 \text{ のとき} \\ 0.1 + 0.9 \left(1 - \sqrt{\frac{T-1}{4}} \right)^2 & 1 \leq T < 5 \text{ のとき} \\ 0.1 & T \geq 5 \text{ のとき} \end{cases} \quad (\text{A.31})$$

各レベルの総入力エネルギー E_j は $|F|^2$ と同じものであるから、この式と (A.11) 式より表 A.1 のように求められる。基準化最大一撃入力エネルギーについては $\Delta E_j = 0.5$ であるとし、卓越時刻 $t_{j,\text{pred}}$ については、卓越周期が時間の経過と共に短周期から長周期に変化するような地震動を模擬すること

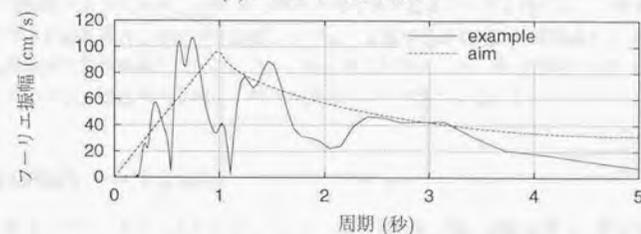
を狙って表A.1のように設定した。これらのパラメタから本手法によって作成された模擬地震動加速度時刻歴の例を図A.13(a)に、各レベルの中心周期を持つ1質点完全弾塑性系($\alpha/\alpha_e = 0.3$)へのエネルギー入力時刻歴を同図(b)に、フーリエ振幅スペクトルおよび目標としたスペクトルを同図(c)に示す。



(a) 加速度データ



(b) エネルギー入力時刻歴



(c) フーリエ振幅スペクトル

図 A.13: 時間-周波数を考慮した模擬地震動の例

付録B 1995年兵庫県南部地震の時間-周波数解析

地震動の周波数特性の解析手法としては、フーリエ変換が一般に知られており、特にフーリエ振幅スペクトルは地震動特性を示す最も重要な指標の一つであるため、これまで多く研究がなされている。しかし、地震動特性の時間的変化を表す時間-周波数特性については、一般的な解析手法が確立されておらず、その構造応答に及ぼす影響についても把握されていない。そこで本章では、地震動の時間-周波数特性評価の一つの試みとして、ウェーブレット変換を用いて地震動の時間-周波数特性について整理した。ウェーブレット変換については、本論付録Aで述べたように、未だ発展途上の技術ではあるが、構造物へのエネルギー入力との対応関係が見られ、地震動特性の時間-周波数特性評価の指標としてより一層の研究が期待されるものである。ここでは、兵庫県南部地震で記録されたデータから、フーリエ変換によって周波数特性について調査すると共に、ウェーブレット変換を用いて時間-周波数特性を抽出し、その特徴について調査する。

B.1 使用した地震動

使用した地震動加速度記録は、1995年兵庫県南部地震で記録されたものであり、日本建築学会兵庫県南部地震特別研究委員会特定研究課題1-SWG1と近畿支部耐震構造研究部会により「1995年兵庫県南部地震強震記録資料集」[39]としてまとめられたもののうち、計33箇所において地表面で観測されたものである。観測点の位置を、震央の近辺について図B.1に示す。

B.2 地震動のフーリエ解析

フーリエ振幅スペクトルは、エネルギースペクトルとも非常に強い関連を持ち、構造物へのエネルギー入力を第一義的に決定するものである。ここではフーリエ振幅スペクトルのピーク値および形状に着目し、これらの特徴について整理する。

図B.2にフーリエ振幅スペクトルのピーク値と震央距離との関係を示す。震央からの距離に近いほどフーリエ振幅スペクトルのピーク値は大きいことがわかる。

フーリエ振幅スペクトルがピーク値をとる周期を卓越周期と呼ぶ。図B.3にフーリエ振幅スペクトルの卓越周期と震央距離との関係を示す。この地震動の場合、卓越周期は全体として0.2秒から1.5秒程度であることがわかる。一部震央距離40km付近の観測記録では3秒程度の比較的長い卓越周期が記録されていることがわかるが、震央距離との傾向はそれほど見られず、卓越周期は主として地盤

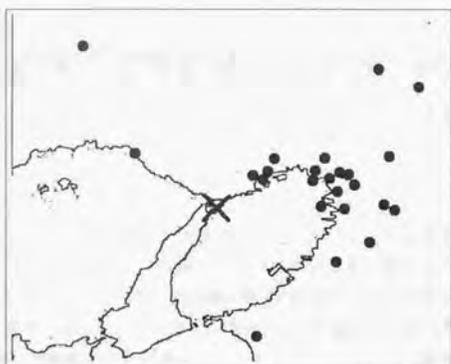


図 B.1: 観測点一覧

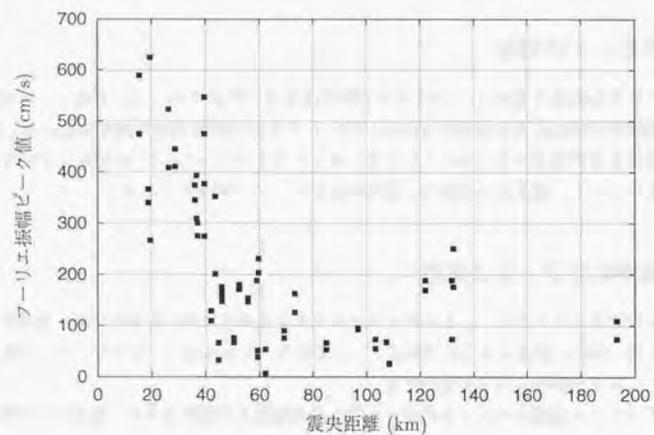


図 B.2: フーリエ振幅スペクトルのピーク値と震央距離

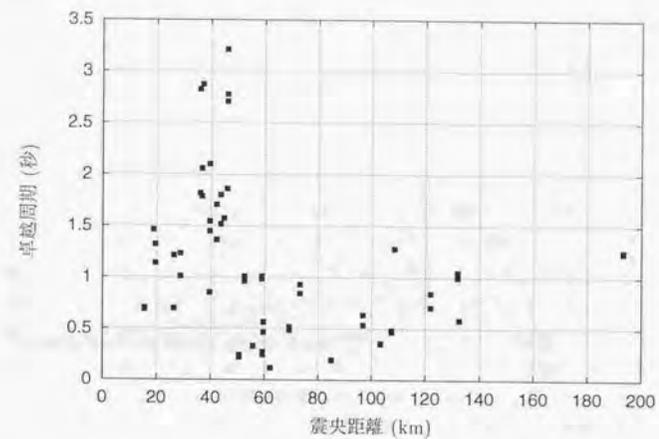


図 B.3: フーリエ振幅スペクトルの卓越周期と震央距離

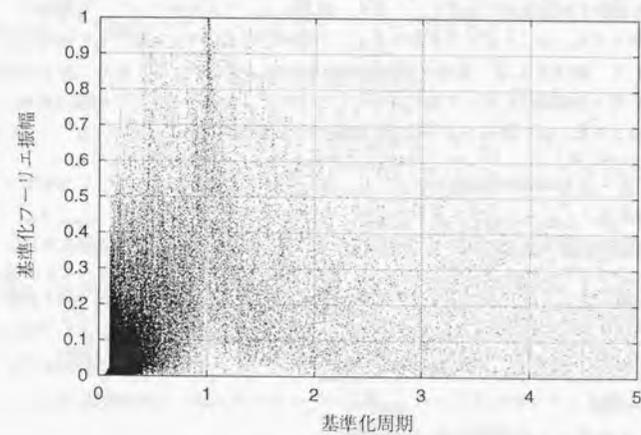


図 B.4: 基準化フーリエ振幅スペクトル

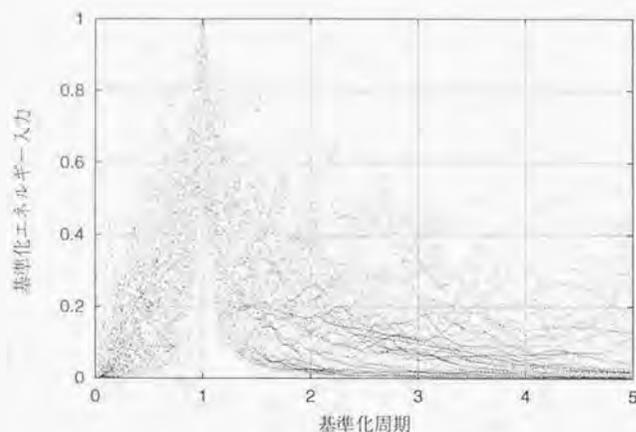


図 B.5: 標準化エネルギースペクトル

条件などのその観測地点の特性に大きく影響を受けるものと思われる。

スペクトル形状の先鋭度を調査するために、フーリエ振幅スペクトルを標準化したものを図 B.4 に示す。横軸は周期を卓越周期で標準化したもの、縦軸はフーリエ振幅をフーリエ振幅のピーク値で標準化したものである。かなりばらつきがあるが、平均的にはピークから離れると急激に低下している傾向が見られる。図 B.5 には、縦軸を累積塑性変形倍率 η が 5 となるときの一質点完全弾塑性系への入力エネルギー等価速度をピーク値で標準化したものとした図を示す。この図は図 B.4 に示されたフーリエ振幅よりも一般に滑らかなカーブを描くため比較的傾向が見やすい。ピークから離れると急激に低下する傾向がよりはっきりと見ることができる。

B.3 地震動のウェーブレット解析

付録 A で見たように、ウェーブレット解析は時系列データを周波数-時間平面に展開することができ、その結果は周波数領域ごとのエネルギー入力時刻歴におよそ対応するものである。ここではウェーブレット解析から得られる周波数領域ごとのエネルギー入力時刻歴の特徴について整理する。

B.3.1 エネルギー入力の周波数-時間特性

まず、エネルギー入力の時刻歴の代表例を示し、その特性を震央からの距離と対応させて概観する。図 B.6 に、近距離 (震央距離 15.5km)、中距離 (同 56.9km)、遠距離 (同 193.3km) における観測波形

の解析例を示しており、上段に加速度波形を、下段には各レベルごとの累積入力エネルギー $E_{j,k}$ を表示している。ここで $E_{j,k}$ はウェーブレット係数 $\alpha_{j,k}$ を用いて次式のように表され、その時刻歴はレベル j に該当する周波数成分のエネルギー入力時刻歴におよそ該当するものである。

$$E_{j,k} = 2^{-j} \Delta t^2 \sum_{l=-\infty}^k \alpha_{j,l}^2 \quad (\text{B.1})$$

ここで Δt は加速度波形データの時間刻みである。

図中には、4つのレベルの $E_{j,k}$ の時刻歴を異なる線種で示し、凡例中にそれぞれに該当する周期領域を記している。これらの図より、近距離では全ての周期成分がほぼ同時に入力しているが、中距離、長距離では周波数成分ごとにエネルギー入力の時刻にずれが見られ、一般に長周期成分が遅れて現れる傾向が見られる。また、曲線の立上り勾配、つまり入力率は、周波数による違いよりも、総入力エネルギーに強く依存し、総入力エネルギーが大きいと入力率も大きくなる。

このように、ウェーブレット変換では周波数成分ごとのエネルギー入力時刻歴が独立に得られるが、これらの情報のうちどこに着目して時間-周波数特性を理解してゆくべきかが非常に大きな課題である。ここではフェイルセーフ構造の動的挙動との関連を重視し、これに大きな影響を与えられられる標準化最大一撃入力エネルギーと卓越周期の変化に着目してその傾向を整理する。

B.3.2 最大一撃入力エネルギー

ウェーブレット変換におけるレベル j の一撃入力エネルギーを $\Delta E_{j,k}$ と表す。 $\Delta E_{j,k}$ はウェーブレット係数 $\alpha_{j,k}$ および累積エネルギー入力 $E_{j,k}$ と次のような関係を持つ。

$$\Delta E_{j,k} = 2^{-j} \Delta t^2 \alpha_{j,k}^2 \quad (\text{B.2})$$

$$E_{j,k} = \sum_{l=-\infty}^k \Delta E_{j,l} \quad (\text{B.3})$$

また、 $E_{j,k}$ の地震終了時の値を総入力エネルギー E_j 、 $\Delta E_{j,k}$ の地震継続時間中の最大値を最大一撃入力エネルギー $\Delta E_{j,\max}$ と呼ぶ。図 B.7 にはこの最大一撃入力エネルギー $\Delta E_{j,\max}$ と震央距離との関係を、図 B.8 に震央距離と総入力エネルギー E_j の関連を示す。いずれも同様の傾向を見せており、震央からの距離が遠くなると最大一撃入力エネルギー、総入力エネルギー共に小さくなる。図 B.9 には総入力エネルギー E_j と最大一撃入力エネルギー $\Delta E_{j,\max}$ との関連を示す。これらの図から、最大一撃入力エネルギーが総入力エネルギーと強い相関を持つことがわかる。

これらの比と震央距離との関連について調べてみる。まず、総入力エネルギーに対する最大一撃入力エネルギーの比を標準化最大一撃入力エネルギー $\overline{\Delta E_{j,\max}}$ として次式のように定義する。

$$\overline{\Delta E_{j,\max}} = \frac{\Delta E_{j,\max}}{E_j} \quad (\text{B.4})$$

この標準化最大一撃入力エネルギーの周波数レベルに対する傾向を示したのが、図 B.10 である。この図中には各レベルごとの標準化最大一撃入力エネルギー $\overline{\Delta E_{j,\max}}$ が各レベルの中心周期に対して \times

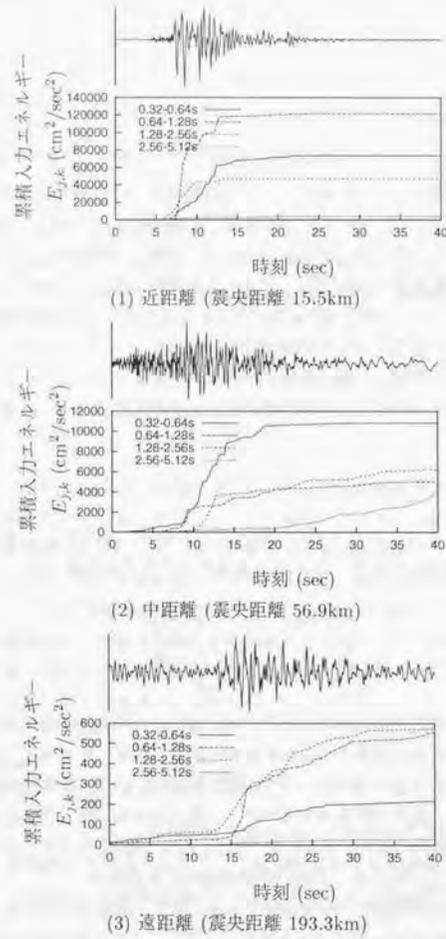


図 B.6: ウェーブレット解析結果 時刻歴

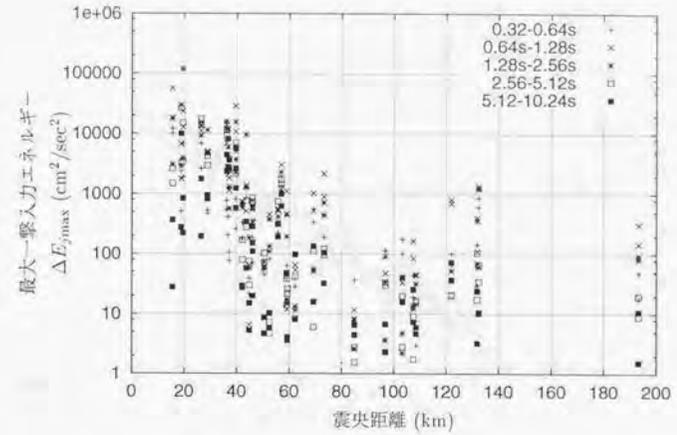


図 B.7: 最大一撃入力エネルギーと震央距離の関連

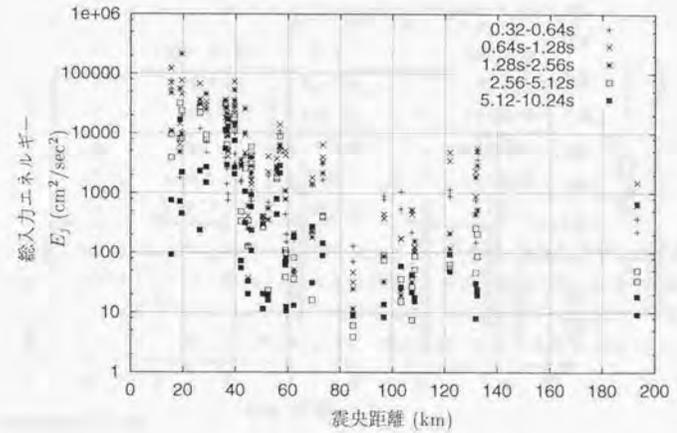


図 B.8: 総入力エネルギーと震央距離の関連

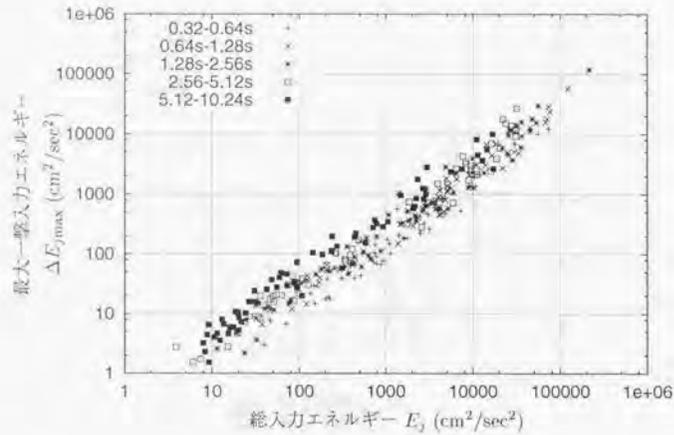


図 B.9: 最大一撃入力エネルギーと総入力エネルギーとの関連

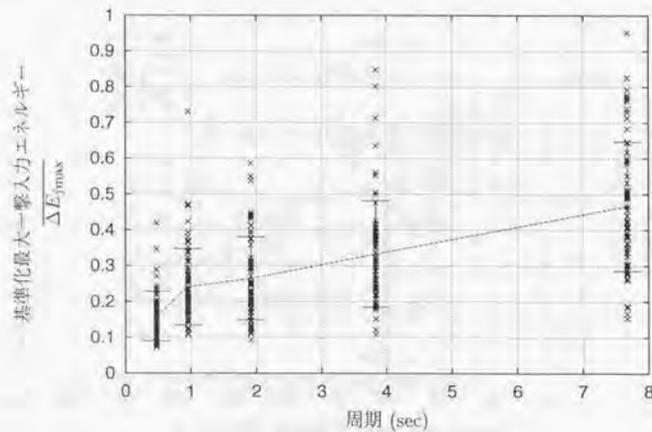


図 B.10: 総入力エネルギーに対する基準化最大一撃入力エネルギー比

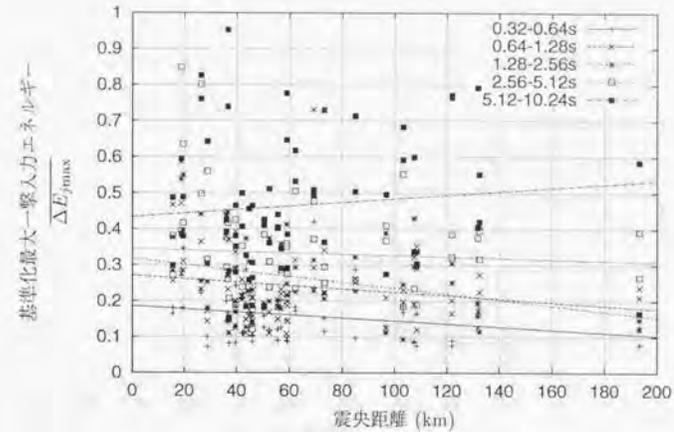


図 B.11: 基準化最大一撃入力エネルギーと震央距離の関連

印で示されており、平均および標準偏差が点線およびエラーバーで表示されている。これらの具体的な値は以下の表に示されている。

レベル	周期領域 (秒)	基準化最大一撃入力エネルギー ΔE_{jmax}	
		平均	標準偏差
-4	0.32-0.64	0.159198	0.069369
-5	0.64-1.28	0.240724	0.106675
-6	1.28-2.56	0.264394	0.115952
-7	2.56-5.12	0.332878	0.148205
-8	5.12-10.24	0.466351	0.180541

この図から総入力エネルギーに対する最大一撃入力エネルギーの比は、長周期成分ほど大きくなる傾向を読みとることができる。一方、図 B.11 には基準化最大一撃入力エネルギーと震央距離の関係が示されている。図中の直線は、各レベルごとの近似式を示す。この図からも周波数レベルによって基準化最大一撃入力エネルギーが異なることが分かるが、震央距離にはあまり依存しないことが分かる。

B.3.3 卓越周期の変化

ある時刻において卓越する周期成分を卓越周期と呼ぶ。卓越周期は時間の経過とともにさまざまなに変化すると考えられるが、本章では特に固有周期を長周期化させる構造物の応答に及ぼす影響が大きいと思われる、卓越周期が時間の経過と共に短周期から長周期へ、または長周期から短周期へ変化する

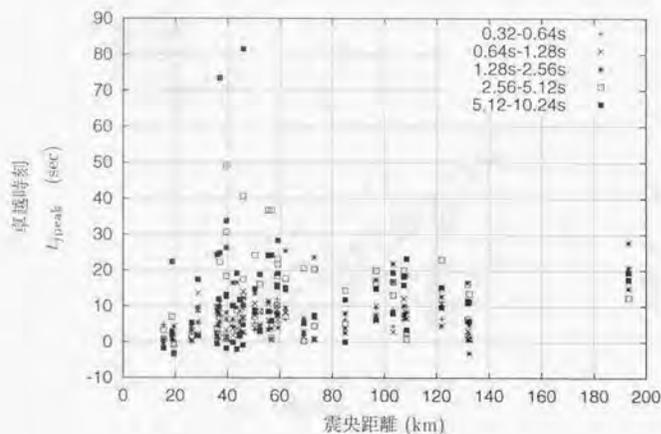


図 B.12: t_{jpeak} と震央距離との関係

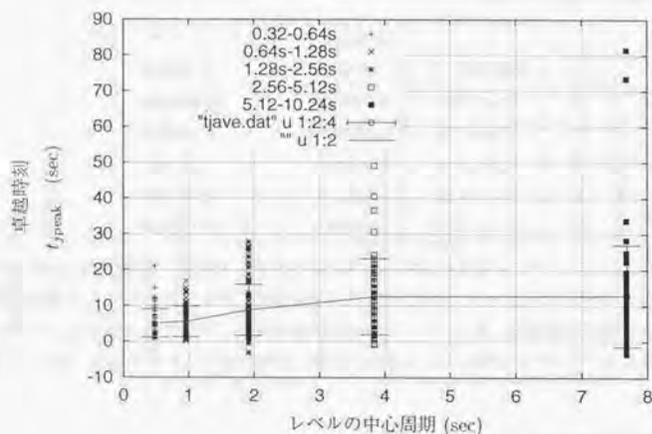


図 B.13: t_{jpeak} とレベルの中心周期との関係

ていく性質に着目する。ウェーブレット変換では各レベルごとの時間軸上の情報が得られるため、ある時刻において卓越する周期成分よりも、ある周波数成分が卓越する時刻のほうがより扱いやすい。そこで、ウェーブレット変換の結果からレベルごとの周期成分が卓越する時刻を調査することによって、卓越周期の変化を定量化することにする。

まず卓越時刻を定義するにあたって、地震動開始時刻の目安となる基準時刻 t_0 を「地震動加速度記録の時刻 t_0 までの加速度パワー $I_E(t_0)$ が、地震終了までの加速度パワー I_E の5%に達する時刻」として定義する。ここで $I_E(t)$ および I_E は次のように表現される。

$$I_E(t) = \int_{-\infty}^t f_0(\tau)^2 d\tau \tag{B.5}$$

$$I_E = \int_{-\infty}^{\infty} f_0(\tau)^2 d\tau \tag{B.6}$$

ここで $f_0(t)$ は時刻 t における地震動加速度。

ある周波数レベル j の卓越時刻 t_{jpred} は、この基準時刻から各レベルの一撃入力エネルギー $\Delta E_{j,t}$ が最大となるまでの時間として定義する。図 B.12 には、各周波数レベルごとの卓越時刻 t_{jpred} と震央距離との関係を示す。

この図から、震央距離が離れるに従い、周波数レベルごとの卓越時刻がばらつき、傾向としては短周期成分より長周期成分の方がより遅れる傾向があることがわかる。特に震央距離 40km~60km の観測点では、特に長周期成分が遅れて入力している様子がわかる。

図 B.13 は卓越時刻をレベルごとにプロットしたものであり、図中の実線の直線とエラーバーが各レベルごとの平均と標準偏差を示している。各レベルごとの平均値、標準偏差は以下の通りである。

レベル	周期領域 (秒)	卓越時刻 t_{jpred} (秒)	
		平均	標準偏差
-4	0.32-0.64	5.11275	3.9441
-5	0.64-1.28	5.57384	4.25358
-6	1.28-2.56	8.78358	7.09521
-7	2.56-5.12	12.5614	10.6149
-8	5.12-10.24	12.8259	14.2118

これらの結果から、全体的に長周期になるほどばらつきが大きくなり、また平均的な卓越時刻が遅れる傾向にあることが分かる。

このように、卓越周期が時間の経過とともに変化してゆく傾向を定量化するために、卓越周期の変化を示す指標 D_W を次のように定義する。

$$D_W = \frac{\Delta t_{pred}}{\Delta T} \tag{B.7}$$

ここで Δt_{pred} は卓越時刻の差分、 ΔT は卓越周期の差分を示す。

卓越時刻 t_{pred} が時間の連続的な関数であれば D_W も時間の関数となる。しかしウェーブレット変換では時間に関する分解能が離散的であるため、各レベルの間で D_W を計算する。各レベル間の卓越時刻の差分 D_W を以下の表に、これをグラフとしたものを図 B.14 に示す。

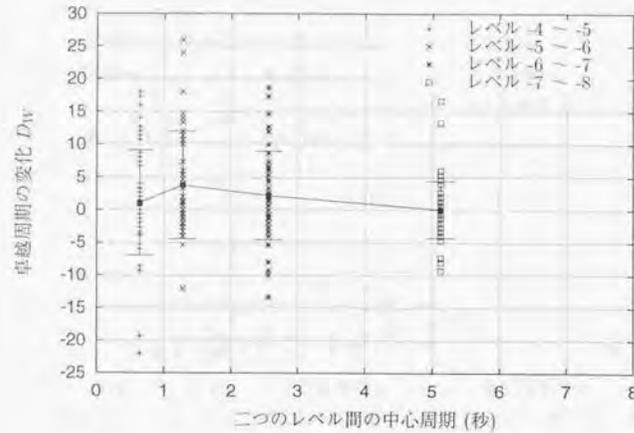


図 B.14: 卓越周期の変化とレベルの中心周期の関係

レベル	レベル中心周期の差分 ΔT (秒)	卓越時刻の差分 Δt_{pred} (秒)		D_W	
		平均	標準偏差	平均	標準偏差
-4 ~ -5	0.48	0.46109	3.43144	0.9606	7.1488
-5 ~ -6	0.96	3.20974	7.01746	3.3435	7.3099
-6 ~ -7	1.92	3.77785	11.5529	1.9676	6.0171
-7 ~ -8	3.84	0.26446	14.8978	0.0688	3.8796

いずれも D_W の平均は正であり、つまり全体的に卓越周期が時間の経過と共に短周期から長周期に変化してゆく傾向を持つ。この地震動の例では特に 0.64~2.56 秒の領域でその傾向は強いことがわかるが、ばらつきも大きく、周期との明確な関連性は確認できない。

図 B.15 には、各レベル間の卓越周期の変化と震央距離との関係を示す。平均的には D_W は正の値を取ることはここでも確認されるが、そのばらつきはかなり大きく、震央距離との明確な関連性は見られない。

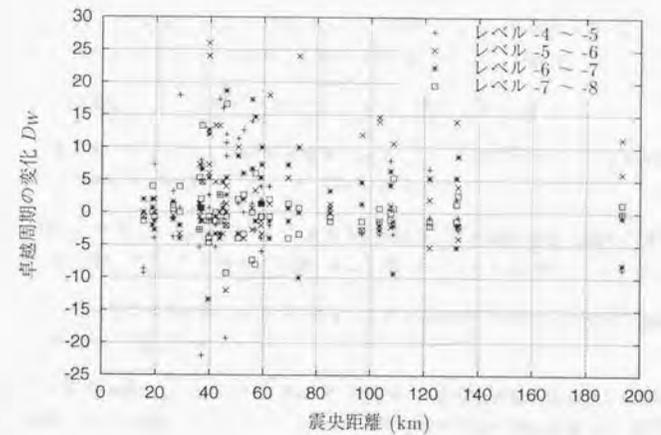


図 B.15: 卓越周期の変化と震央距離の関係

関連図書

- [1] 東京大学工学部建築学科桑村研究室. 1995年兵庫県南部地震被害調査報告—構造物の被害—. 1995.
- [2] 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会. 阪神・淡路大震災調査報告 建築編-3. 日本建築学会, 1997.
- [3] 緑川光正, 長谷川隆, 向井昭義, 西山功, 福田俊文, 山内泰之. 1995年兵庫県南部地震における特定地域の鉄骨造建物被害調査. 日本建築学会構造系論文集, No. 493, 1997.3.
- [4] 特集/鉄骨の生産構造の現状と将来. 建築雑誌, Vol. 112, No. 1403, 1997.3.
- [5] 釜江克宏, 入倉孝次郎. 1995年兵庫県南部地震の断層モデルと震源近傍における強震動シミュレーション. 日本建築学会構造系論文集, No. 500, 1997.10.
- [6] 川瀬博, 佐藤智美, 松島信一, 入倉孝次郎. 余震観測記録に基づく兵庫県南部地震時の神戸市東灘区における本震地動の推定. 日本建築学会構造系論文集, No. 476, 1995.10.
- [7] 長谷川隆. 1995年兵庫県南部地震で梁端部が破断した鉄骨造建物の弾塑性応答性状. 日本建築学会構造系論文集, No. 498, 1997.8.
- [8] 北村春彦, 寺本隆幸, 鴉飼邦夫, 村上勝英, 秋山宏, 和田章. 兵庫県南部地震における建築物の被害研究-建物被害に基づく地震エネルギー入力評価-. 日本建築学会構造系論文集, No. 503, 1998.1.
- [9] 秋山宏, 山田哲. 兵庫県南部地震における鋼構造剛接骨組の耐震性評価. 日本建築学会構造系論文集, No. 501, 1997.11.
- [10] 桑村仁, 秋山宏. 延性き裂発生ひずみに及ぼす冷間塑性加工の影響. 日本建築学会構造系論文集, No. 454, 1993.12.
- [11] H. Kuwamura and H. Akiyama. Brittle fracture under repeated high stresses. *Journal of Constructional Steel Research* 29.
- [12] 桑村仁, 松本由香, 武谷政國. 熱間成形および冷間成形角形鋼管の脆性破壊. 日本建築学会構造系論文集, No. 494, 1997.4.
- [13] 建設省建築研究所. 平成7年兵庫県南部地震被害調査最終報告書. 1996.3.

- [14] 三宅辰哉, 福知保長. 非構造部材の耐震性能による所要強度の低減効果に関する研究. 日本建築学会構造系論文集, No. 476, 1995.10.
- [15] Dan M. Frangopol and James P. Curley. Effects of damage and redundancy on structural reliability. *Journal of Structural Engineering*, Vol. 113, No. 7, pp. 1533-1549, July 1987.
- [16] 小堀謙二, 金山弘雄, 坂本光雄, 山田俊一, 鎌形修一. ダイナミックインテリジェントビルの試み 可変剛性機構を有する d.i.b.. 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造1, pp. 839-840, 1986.8.
- [17] 那須正, 小堀謙二, 高橋元一. 可変剛性 (avs) 制震システムの制御方法とその有効性に関する研究. 構造工学論文集, Vol. 40B, pp. 133-145, 1994.3.
- [18] 大井謙一, 高梨晃一, 本間靖章. 地震動のエネルギー入力率スペクトル. 日本建築学会構造系論文報告集, No. 420, pp. 1-7, 1991.2.
- [19] 桑村仁, 伊山潤, 竹田拓也. 地震動のエネルギー入力率スペクトル - 変位一定説とエネルギー一定説の調和 -. 日本建築学会構造系論文集, No. 498, pp. 37-42, 1997.8.
- [20] 大崎順彦, 岩崎良二, 大川出, 政尾享. 地震動の位相特性とその応用に関する研究. 第5回日本地震工学シンポジウム, 1978.11.
- [21] 和泉正哲, 勝倉裕. 地震動の位相情報に関する基礎的研究. 日本建築学会論文報告集, No. 327, pp. 20-27, 1983.5.
- [22] 木村正彦. 模擬地震動における波形制御について. 日本建築学会構造系論文報告集, No. 367, pp. 30-36, 1986.9.
- [23] 石井透他. 地震動の位相差分が応答に与える影響について. 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1985.
- [24] 関貴治他. 地震動の狭帯域位相差分の応答スペクトルに及ぼす影響. 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1985.
- [25] 岩崎良二. 狭帯域の位相差分特性を用いて作成された狭帯域波を受ける1質点系の確率統計的応答について. 日本建築学会構造系論文報告集, No. 402, pp. 37-46, 1989.
- [26] 神田順, 岩崎良二, 金井宏之. 位相特性を考慮した原点指向型履歴特性を有する弾塑性系への最悪入力波に関する研究 - その1 正弦波の位相特性の場合 -. 日本建築学会構造系論文集, No. 490, pp. 35-43, 1996.12.
- [27] 神田順, 岩崎良二, 金井宏之. 位相特性を考慮した原点指向型履歴特性を有する弾塑性系への最悪入力波に関する研究 - その2 線型位相特性の場合 -. 日本建築学会構造系論文集, No. 495, pp. 71-77, 1997.5.

- [28] 曾根彰, 山本鎮男, 増田新, 中岡明, 菅野隆一. 強震記録のウェーブレット解析による履歴復元力特性を有する建築物の累積損傷の推定. 日本建築学会構造系論文集, No. 476, pp. 67-74, 1995.10.
- [29] 桑村仁. 「強震記録のウェーブレット解析による履歴復元力特性を有する建築物の累積損傷の推定」に対する討論. 日本建築学会構造系論文集, No. 490, pp. 257-258, 1996.12.
- [30] 佐々木文夫, 前田達也, 山田道夫. ウェーブレット変換を用いた時系列データの解析. 構造工学論文集, Vol. 38B, pp. 9-20, 1992.3.
- [31] 佐藤義也, 桑村仁. 脆性破壊を伴う柱崩壊型多層骨組の地震応答特性. 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造(2), 1994.9.
- [32] 上谷宏二, 田川宏. 梁端部の脆性破壊を伴う鋼構造骨組の地震応答. 日本建築学会構造系論文集, No. 489, pp. 77-86, 1996.11.
- [33] 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, No. 493, 1997.3.
- [34] 岸光男. 機械システム入門シリーズ6 システム工学. 共立出版株式会社, 1995.
- [35] 柴田明徳. 最新 耐震構造解析. 森北出版株式会社, 1981.
- [36] 桑村仁, 秋山宏, 桐野康則. フーリエ振幅スペクトルの平滑化による地震入力エネルギーの評価. 日本建築学会構造系論文報告集, No. 442, pp. 53-60, 1992.12.
- [37] Daubechies I. Orthonormal bases of compactly supported wavelets. *Communications on Pure and Applied Mathematics*, Vol. 41, No. 7, pp. 909-996, 1988.
- [38] I. Daubechies. *Ten Lectures on Wavelets*. Society for Industrial and Applied Mathematics, 1992.
- [39] 日本建築学会他. 1995年兵庫県南部地震強震記録資料集. 日本建築学会, 1996.
- [40] 桑村仁. 地震動のいかなる特性が構造物に被害をもたらすのか. 兵庫県南部地震 強震記録と設計用地震動との関係, pp. 129-136. 日本建築学会, 兵庫県南部地震特別研究委員会 [特定研究課題1], 1997.12.
- [41] 桑村仁, 竹田拓也, 佐藤義也. 地震動の破壊力指標としてのエネルギー入力率~直下型地震と海洋型地震の比較を通して~. 日本建築学会構造系論文集, No. 491, pp. 29-36, 1997.1.
- [42] 桑村仁. 耐震建築物の限界状態と破壊規範式. 日本建築学会構造系論文報告集, No. 387, pp. 45-54, 1988.5.
- [43] 山口昌哉, 山田道夫. ウェーブレット解析. 科学, Vol. 60, No. 6, pp. 398-405, 1993.6.

本論文に関連する既発表論文等

論文

- 伊山 潤、桑村 仁：ウェーブレット逆変換による模擬地震動の作成，日本建築学会構造系論文集，No.502，pp.47-54，1997.12.
- 伊山 潤、桑村 仁：地震に対するフェイルセーフ構造，日本建築学会構造系論文集，No.507，pp.29-34，1998.5.
- 伊山 潤、桑村 仁：ウェーブレット変換による地震動の時間-周波数解析，日本建築学会構造系論文集，No.514，pp.59-64，1998.12.
- 伊山 潤、桑村 仁：フェイルセーフ構造の耐震性に及ぼす地震動位相特性の影響，日本建築学会構造系論文集。(投稿中)
- J. Iyama and H. Kuwamura: Probabilistic advantage of vibrational redundancy of earthquake resistant steel frames, Reliability Design and Assessment of Steel Structures, A special issue of the Journal of Constructional Steel Research. (in press)
- J. Iyama and H. Kuwamura: Application of wavelets to analysis and simulation of earthquake motions, Earthquake Engineering & Structural Dynamics. (in press)

口頭発表

- 伊山 潤、桑村 仁：周波数特性の時刻歴変化を制御した模擬地震動の作成，1996年度日本建築学会関東支部研究報告集 構造系，pp.57-60，1997.3.
- 伊山 潤、桑村 仁：地震に対するフェイルセーフ構造，日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)，構造 II，pp.1001-1002，1997.9.
- 伊山 潤、桑村 仁：1995年兵庫県南部地震における地動のウェーブレット特性，1997年度日本建築学会関東支部研究報告集，pp.45-48，1998.3.
- 伊山 潤：鉄骨耐震構造におけるフェイルセーフの考え方，シンポジウム「鉄骨構造の耐震安全性を目指して」，日本建築学会関東支部構造専門研究委員会，1998.3.

- 伊山 潤、桑村 仁：フェイルセーフ二相構造の耐震性に及ぼす地動スペクトルの時間的変化の影響，日本建築学会大会学術講演梗概集（九州）構造II，pp.1057-1058，1998.9.
- J. Iyama and H. Kuwamura：Reliability Analysis of Seismic Steel Structures Furnished with Backup Subsystems, Proc. of 5th Pacific Structural Steel Conference, pp. 1109-1114, October 13-16, 1998, Seoul, Korea.

雑誌記事

- 伊山 潤：地震に対するフェイルセーフ構造，建築雑誌 1997年11月号，日本建築学会.

謝辞

この論文は、1996年4月より1999年3月までの3年間、筆者が東京大学工学部総合試験所に助手として在職していた間に行なった研究をまとめたものです。

東京大学工学部総合試験所 桑村 仁先生には、研究の当初から論文校正に至るまで、御指導を頂きました。先生の広い御見識と深い御洞察には何度驚かされ、また研究の励みとなったか知れません。私がこのように本論文をまとめることが出来たのも先生の御指導あつてのものであると固く信じるところであります。ここに深く御礼申し上げます。

また、東京大学工学部建築学科 秋山 宏先生には、筆者が東京大学在学中より御指導を頂き、また卒業後も暖かい御助言を頂きました。深く感謝申し上げます。東京大学工学部建築学科秋山研究室助手の山田 哲氏（現東京工業大学助教授）、高橋 誠氏には応答解析手法などの技術的御指導を頂きました。ここに記して謝意を表します。

最後に、助手として全く非力な私をささえ、励ましてくれた、東京大学工学部総合試験所 桑村研究室ならびに建築学科 秋山研究室の学生諸君に感謝申し上げます。

伊山 潤

