

エネルギー集中型多層骨組の耐震設計

原 田 幸 博

# エネルギー集中型多層骨組の耐震設計

原田幸博

# 目次

第1章 序	1
第2章 既往の研究	5
2.1 エネルギ論に基づく耐震設計理論	5
2.1.1 エネルギ論の背景	5
2.1.2 エネルギ論に基づく耐震設計理論の概要	6
2.2 エネルギ集中型構造についての既往の研究	9
2.2.1 柔剛混合ラーメン構造	9
2.2.2 免震構造	10
2.2.3 制震構造	11
第3章 エネルギ集中型構造の地震応答予測	12
3.1 はじめに	12
3.2 エネルギ吸収要素の分類	12
3.3 エネルギ論に基づくエネルギ集中型構造の地震応答予測	13
3.3.1 エネルギのつりあい式	13
3.3.2 エネルギによる耐震性の評価	14
3.3.3 最大変形量と累積変形量の関係	16
3.4 エネルギ吸収要素を持つ1質点系の地震応答予測	18
3.4.1 応答解析モデル	18
3.4.2 地震応答予測	21
3.4.3 応答予測と応答解析結果の比較	23
3.4.4 1質点系の地震応答と最大応答スペクトルとの関係	30
3.5 全ての層にエネルギ吸収要素を持つ多質点系の地震応答予測	32
3.5.1 応答解析モデル	32
3.5.2 基本損傷集中則の拡張による応答予測	35
3.5.3 モーダル・アナリシスによる応答予測	53
3.6 エネルギ吸収層と一般層が混在する多質点系の地震応答	76
3.6.1 簡易質点系	76
3.6.2 応答予測の検討	79
3.7 まとめ	86
第4章 転倒モーメント下における骨組の柱の座屈耐力	87
4.1 はじめに	87
4.2 模型実験	88
4.2.1 実験概要	88
4.2.2 実験装置	88
4.2.3 パラメータ	90
4.2.4 素材の性質	93



4.2.5	実験結果	95
4.3	数値解析	105
4.3.1	解析方法	105
4.3.2	実験結果と解析結果の比較	107
4.4	柱の設計式	113
4.4.1	実験結果について	113
4.4.2	設計式	117
4.4.3	柱の材端回転角の扱いについて	120
4.5	まとめ	121
第5章	エネルギー集中型柔剛混合骨組の耐震設計法	122
5.1	はじめに	122
5.2	エネルギー集中型骨組の耐震設計の手順	123
5.2.1	集約単位ラーメン	125
5.2.2	骨組の主要パラメータの設定	127
5.3	例題1. — 5層1スパン骨組 —	132
5.3.1	主構造体の設計	134
5.3.2	エネルギー吸収要素の設計	135
5.3.3	地震時における座屈の検討	137
5.4	例題2. — 20層3スパン骨組 —	141
5.4.1	主構造体の設計	143
5.4.2	エネルギー吸収要素の設計	145
5.4.3	地震時における座屈の検討	146
5.5	$P-\delta$ 効果	148
5.6	まとめ	149
第6章	結語	150



## 第1章

### 序

耐震設計で最も重要な問題は、地震による建物への荷重効果、およびそれに対する建物の抵抗をいかに評価するかという点である。現在、広く行われている耐震設計法は、地震による建物への荷重効果を慣性力として評価し、これを地震水平力として建物に作用させ、この時の骨組の強度(応力)が必要な強度(許容応力度)以下になるように設計するような、いわゆる強度設計法である。現行の建築基準法の一次設計がこのような設計法の範疇に入る。一方、地震による建物への荷重効果をエネルギーとして評価し、地震入力エネルギーと建物のエネルギー吸収能力を対比することによる耐震設計法<sup>1)</sup>が近年注目されている。

エネルギーに着目した耐震設計法は、地震による建物への総エネルギー入力(地震継続時間中に建物に入力されるエネルギーの総量)が、主として建物の総質量および一次固有周期に依存する非常に安定した量であるという事実に基づいている。また、地震による建物への総エネルギー入力、建物により弾性振動エネルギー(運動エネルギーと弾性歪エネルギーの和)、骨組の塑性変形により吸収されるエネルギー(累積塑性歪エネルギー)、および骨組の塑性変形以外の減衰効果によって消費されるエネルギー(減衰エネルギー)として吸収される。したがって、骨組が極限地震によって損傷を受けても倒壊しないための条件は、一つの層が倒壊に至るまでに骨組全体が吸収し得るエネルギーが地震による総エネルギー入力を上回ることとして与えられる。

エネルギー論に基づく耐震極限設計法の課題は次の三点にまとめることができる。

1. 地震によるエネルギー入力の特性およびその定量的把握
2. 地震入力エネルギーの骨組の各層・各部材による吸収量の分布の制御
3. 建物各部のエネルギー吸収能力の評価

入力地震動を支配する要因としては、震源特性、震源からの距離減衰特性、建物の立地点の地盤特性などが考えられており、数多くの研究が行われている。これまでに記録されてきた地表面での強震記録も、これらの要因の影響のもとに伝達されたものである。また、建物に直接影響を及ぼすのは建物の基礎部における地震動の特性である。したがって、これらの強震記録の特性を把握することは入力地震動を評価する上で非常に重要である。これらの強震記録を用いた多くの弾塑性応答解析の結果、地震によって建物に投入される総エネルギー入力は、地震動が極めて不規則性の強い現象であるにもかかわらず、主として建物の総質量および一次固有周期に依存し、建物の層数(質点数)、各層の質量分布、剛性分布、強度分布および復元力特性の形態によらない非常に安定した量であることが明らかになっている。そして、総エネルギー入力の等価速度の周期特性は、短周期領域では周期に比例して増大し、やや長周期領域では周期によらずほぼ一定となる Bi-linear 型で表現できることがわかった。地震による総エネルギー入力の等価速度は最大速度応答スペクトルと定性的にも定量的にも極めて密接な関係がある。このことから、最大応答スペクトルについて得られた知見は総エネルギー入力の特性を把握する上でも有用であると考えられる。建築基準法における地震力は、加速度応答スペクトルを基礎とした地震層せん断力として規定されており、その地盤特性および周期特性は振動特性係数  $R_d$  として評価される。これを等価エネルギーに換算すると上記の総エネルギー入力の等価速度の

周期特性と符合するので、設計用の総エネルギー入力には建築基準法の地震層せん断力係数と同様に設定できることになる。

極限地震の下での多層骨組における累積塑性歪エネルギー(損傷)分布は、主として各層の降伏せん断力係数分布に依存し、降伏せん断力係数が他の層に比べて小さい層に損傷が集中することが明らかになっている。一般には、特定の層に損傷を集中させることは、建物の崩壊を早めるとして否定的に考えられており、損傷を特定層に集中させないための条件に関する様々な研究が行われている。建物が吸収しなければならないエネルギーが各層に均等に配分されるならば、各層に生じる損傷は少なくて済み耐震的に有利である。しかし、各層の累積塑性歪エネルギー分布は降伏せん断力係数分布に極めて敏感で、降伏せん断力係数分布のわずかな変動でも累積塑性歪エネルギー分布は大きく変動し、また入力地震動の特性によっても微妙に変動し、さらに実際の建物の場合には、材料強度のばらつきや二次部材の影響などの要因のため損傷の均等な配分を実現させるのは困難である。そのため、実際の構造設計においては、各層に対してある程度の損傷集中を見込んでおかなければならない。このような考え方とは逆に、損傷の集中を積極的に利用することも考えられる。特定層に総エネルギー入力の大部分を集中させることは、その層の降伏せん断力係数を他層に対し相対的に小さくすることにより比較的簡単に実現できる。その場合、エネルギーの集中する層のエネルギー吸収能力と極限地震による総エネルギー入力との関係を耐震安全性の観点から十分配慮すれば、その他の層に対するエネルギー吸収に関する耐震的配慮を軽減でき、また建物の崩壊機構を特定できることになり、合理的で明快な構造設計が可能となる。

鋼素材は一般に、局部座屈、全体座屈、および高軸力による耐力低下を排除することができれば、塑性変形能力は極めて高く、エネルギー吸収能力の大きな材料であり、その復元力特性も非常に安定した履歴を示してほぼ完全弾塑性型と見なすことができ、エネルギー吸収能力の定量的な評価が比較的容易である。秋山らはエネルギー論に基づいた耐震極限設計における骨組のエネルギー吸収能力について、鉄筋コンクリート造、鋼構造および鉄骨鉄筋コンクリート造を対象に、骨組構成部材の単調加力下の荷重変形関係の特徴づける諸量を定量化し、任意の繰返し加力下の復元力特性と単調加力下の荷重変形関係を対応づけている<sup>1)</sup>。また、部材挙動を基にして骨組のエネルギー吸収能力を算出するための簡便な略算法を示している。

本論文では、これらの特性を踏まえ、骨組中の特定の層に極限地震による総エネルギー入力の大部分を吸収させる構造形式を対象として論じる。本論文では、このような構造形式をエネルギー集中型構造(エネルギー集中型骨組)、エネルギーを吸収する特定の層をエネルギー吸収層、骨組中のエネルギー吸収層以外の層を一般層と呼ぶことにする。

エネルギー吸収層のみで総エネルギー入力の大部分を吸収させることは、エネルギー吸収層の強度を一般層に対して相対的に低減させればよい。さらに経済性を満足させるためには、エネルギー吸収層の降伏せん断力係数をできる限り小さくしなければならない。そのためには、エネルギー吸収層に通常の骨組以上のエネルギー吸収能力、つまり大きな塑性変形能力が必要である。また、エネルギー吸収層の層間変形も大きくなるため、通常の骨組では特に配慮されていなかった問題が顕在化する。このような問題として、 $P-\delta$ 効果により耐力が劣化する問題や、鉛直荷重を支える柱を塑性変形させた場合に鉛直耐荷能力が低下する問題などを挙げることができる。さらには、エネルギー吸収能力が極限地震による総エネルギー入力を上回っており耐震安全性が保証されている場合でも、地震終了後に大きな残留変形が残ってしまう、次の地震に対するエネルギー吸収能力が大幅に低下してしまうという問題もある。これらの問題を解決するためには、構造形式を工夫する必要がある。これらの要件は次の項目にまとめることができる。

1. エネルギー吸収層で総エネルギー入力地震の大部分を吸収する
2.  $P-\delta$ 効果に抵抗する剛性を付加する



3. 鉛直荷重を支える柱は極限地震時にも弾性範囲に留める

4. 地震後の残留変形を抑制する

これらの要件を満足する構造形式として、エネルギー吸収層に主構造体とは別にエネルギーを吸収させるための部材（あるいは装置）を設けるような構造形式を挙げることができる。通常の骨組では主構造体が極限地震時の入力エネルギーを吸収しなければならないため、各部材は強度と塑性変形能力をバランス良く備えていなければならない。構造設計の自由度は大きいとは言えない。しかし、塑性歪エネルギーを主構造体で吸収するのが必要がなくなれば、主構造体の構造設計の自由度は飛躍的に大きくなる。本論文では、エネルギーを吸収させるための部材あるいは装置をエネルギー吸収要素と呼ぶことにする。

エネルギー吸収層においては、エネルギー吸収要素は大部分の地震入力エネルギーを吸収する要素であり、耐震上最も重要な部材である。そのため、エネルギー吸収要素は、大きいエネルギー吸収能力を持つ軟鋼や減衰性能の大きい粘性体などから構成されることになる。鋼材をエネルギー吸収要素として用いる際には、エネルギー吸収能力を十分発揮させるために構法を工夫して幅厚比、細長比、軸力比などに十分な配慮をする必要がある。一方、主構造体は極限地震においても弾性範囲に留まり層間性を確保するため、予想される大きな水平変形に対しても  $P-\delta$  効果による劣化を防止するため所要の剛性と強度を付加しておかなければならない。このことは同時に、一方向に塑性変形が偏るのを防ぎ、応答変形、特に残留変形を抑制する役割も果たすことになる。つまりエネルギー吸収層は、剛性が小さく降伏変形の大きな主構造体と、相対的に剛性が大きくエネルギー吸収能力の高いエネルギー吸収要素との言わば柔剛混合の構成となる。そこで、本論文で扱うこのようなエネルギー集中型構造をエネルギー集中型柔剛混合構造と呼ぶことにする。

エネルギー集中層を柔剛混合の構成とすることについては、次のような利点を挙げることができる。

1. エネルギー吸収層以外の一般層への入力エネルギーが大幅に低減されるため、強震時に一般層に塑性に留めるための設計が容易である。
2. 損傷を受ける部位を的確に予測できるので、設計上の対策を講じやすくなる。
3. 素材の性質を最大限に活用する設計が可能である。例えば、主構造体には塑性変形能力は小さいが強度は大きい高張力鋼を用い、エネルギー吸収要素には大きい塑性変形能力を持つ軟鋼を用いるような構造設計が可能である。
4. 主構造体は塑性変形能力を確保するための様々な束縛（幅厚比制限、保有耐力接合など）から解放されるため、構造設計の自由度が増す。
5. 主構造体の剛性がエネルギー吸収要素の変形の偏りを抑える働きをするので、エネルギー吸収要素のエネルギー吸収の効率がよくなる。
6. 損傷を受けたエネルギー吸収要素のみを取り替えるなどして補修することにより、構造物を損傷を受ける以前の状態に戻すことができる。

以上の利点を考えると、構造物中にエネルギー吸収層を設ける場合にはエネルギー吸収層を柔剛混合の構成とすることは不可欠とさえ言える。

このようなエネルギー集中型構造の代表的な例として、免震構造や制震構造を挙げることができる。免震構造・制震構造については既に多くの研究が行われ、実施例も数多く存在している。このことは、エネルギー集中型構造が耐震構造として成立することを意味する。しかし、免震構造および制震構造は用いられるエネルギー吸収要素の種類で細かく分類されることが多く、エネルギー集中型構造と



して統一的に論じられることは少ない。このことは、現在実現されている免震構造や制震構造などのエネルギー集中型構造では、あらかじめ使用するエネルギー吸収要素が決まってい、そのエネルギー吸収要素を用いて骨組全体を設計するという手順で実際の設計が行われている事情を反映している。現在では様々な性能のエネルギー吸収要素が日々新しく開発されているところであり、エネルギー吸収要素に関する技術は成熟したものではなく、エネルギー吸収要素の選択の幅は小さい。今後、エネルギー吸収要素に関する技術が成熟して、必要な性能を持つエネルギー吸収要素を設計者が自由に選ぶことができるようになれば、現在免震構造あるいは制震構造と呼ばれている構造形式を細かく分類することの意味は薄れてしまい、エネルギー集中型構造として統一的にとらえるような考え方が重要性を増してくると考えられる。なお本論文では、エネルギー吸収要素として能動的な制御を行うタイプのエネルギー吸収要素は扱わないものとする。

本論文では、免震構造や制震構造といった特定のタイプのエネルギー集中型構造を対象とするのではなく、骨組中の任意の層にエネルギー集中層を持つような一般的な柔剛混合エネルギー集中型構造を対象として、その設計条件を明らかにしている。本研究の目的は、柔剛混合エネルギー集中型構造にエネルギー論に基づく耐震極限設計法を適用することができることを示し、さらに付随する課題の解決を図り、このような構造形式の耐震設計法を提案することである。

本論文は、この序章を含め全6章で構成される。以下に、各章の概要を述べる。

第2章では、エネルギー論に基づく耐震極限設計法に関する既往の研究、およびエネルギー集中型構造に関する既往の研究について概説し、本論文との関わりについて論じる。

第3章では、エネルギー集中型柔剛混合構造の地震応答をエネルギー論に基づいて予測する方法について論じる。

第4章では、エネルギー集中層の主柱の全体座屈現象について実験的に考察を行い、エネルギー集中層の主柱の全体座屈による終局状態について論じる。

第5章では、第3、4章で示したエネルギー集中型構造についての性質を総合して、エネルギー集中型柔剛混合構造の耐震設計法を提案し、いくつかの例題を解くことによって提案した設計法の妥当性を検討する。

第6章では、前章までの論証を下に総括を行い、今後さらに検討すべき課題に言及する。

## 第2章

### 既往の研究

#### 2.1 エネルギー論に基づく耐震設計理論

##### 2.1.1 エネルギー論の背景

地震による建物への荷重効果をエネルギーとしてとらえる考え方は、歴史的には1937年の棚橋及び1956年のHousnerの研究までさかのぼることができる。棚橋はパルスのな模倣地震動に対する構造物の弾塑性解析に基づき、構造物の固有周期が地震動の卓越周期の近傍にある場合には地震動の最大速度の2乗が破壊力の指標になることを示し、建物の地震に対する抵抗性能は崩壊までに吸収するポテンシャルエネルギー(弾性ひずみエネルギー+塑性歪エネルギー)で表されること、及び水平震度が建物の固有周期に依存することに言及した。Housnerは弾性系の速度応答スペクトルを用いて建物の応答に寄与するエネルギー入力(総量)を定量化した。そして、弾塑性系の損傷に寄与するエネルギー入力(総量)は弾性系のそれと一致するという仮説を立て、実際に震害を受けた構造物についてアンカーボルトや筋違材の塑性変形から塑性歪エネルギーを計算することによってこの仮説を裏付けている。なお、これらの構造物では復元力特性がスリップ型となるため、累積塑性変形と見かけの塑性変形が等しく、塑性歪エネルギーの定量的な把握が容易であった。

スリップ型よりも一般的な復元力特性である完全弾塑性型の復元力特性に対して、Velestos, Newmarkは最大応答変形と降伏変形の比で定義される量である塑性率(ductility factor)の概念を導入することによって、地震時の最大応答変位を予測しようとした。そして、弾性系の最大応答変形に対する完全弾塑性系の最大応答変形の比率の上限値が完全弾塑性系と弾性系における見かけの歪エネルギーの等価性を仮定することにより推定できることを、1質点系の応答解析結果によって示した。Velestos, Newmarkのこのような考え方はポテンシャルエネルギー等価説としてその後の耐震設計に大きな影響を与え、現行法の二次設計法もこの考え方を踏襲している。しかし、Velestos, Newmarkの研究では、最大応答変形量を現象的にとらえるための一助としてポテンシャルエネルギーの等価性という仮定を用いているに過ぎず、地震によるエネルギー入力および構造物の吸収エネルギーを量的に把握しようとしたものではなかった。

Newmarkの研究以来のポテンシャルエネルギー等価説は、現行の建築基準法の二次設計にも取り入れられている。建築基準法の二次設計における保有耐力と塑性変形能力の考え方は、総エネルギー入力と建物のエネルギー吸収能力との等価性を背景としており、構造物のエネルギー吸収量の指標として構造特性係数 $D$ 値が導入されている。この $D$ 値は、架構の形式によりとるべき値が設定されており、塑性変形性能の大きい架構ほど所要強度を低減できる、すなわち $D$ 値を低減できることになっている。現行の建築基準法では、この $D$ 値が塑性率との関係で与えられているため、塑性率が耐震設計において極めて重要なパラメータとなっている。しかし、地震荷重がきわめて不規則性の強い繰り返し荷重であることから入力地震波の周波数特性や構造物の復元力特性などの要因により塑性率は非常にばらつく値であること、及びスリップ型の復元力特性を持つ場合を除いて必ずしも塑性率とエネルギー吸収量との関係は一義的ではないことを考えると、塑性率は耐震設計のパラメータとしては妥当性にやや欠けると思われる。

このような考え方に対して加藤・秋山らは、1質点系および多質点系について数多くの弾塑性応答



解析の結果から地震による構造物への総エネルギー入力の特徴を明らかにして、建物への入力エネルギーそのものを対象とした耐震設計理論を展開している<sup>1)</sup>。それまでに、地震動の特性に関する研究から震源特性、距離減衰特性および地盤特性などの因子の地震動への影響がかなり明らかにされつつあり、その研究結果をもとにした設計用の応答スペクトル、特に速度応答スペクトルの提案は数多くなされていた。また、骨組および構成部材の塑性変形性能の評価に関しても、数多くの実験的研究および解析的研究がなされてきた。しかし、地震動の特性に関する研究では地震による建物への荷重効果を明確にエネルギーとしてとらえる観点に乏しいため、地震による建物への荷重効果と骨組のエネルギー吸収能力との関係は曖昧なままであった。これに対し、地震による荷重効果をエネルギーとしてとらえる加藤・秋山らの耐震設計理論では、骨組が保有する塑性変形性能と地震荷重の効果とをエネルギーとして比較することができるため、骨組のエネルギー吸収能力が地震による総エネルギー入力をどの程度上回っているかで骨組の耐震性能を明確に定義することができる。このような利点があるため、現在ではエネルギー論に基づく耐震設計理論は設計指針などにも取り入れられるようになっている。

さらに多層骨組においては、骨組への入力エネルギーの総量だけでなく、各層へのエネルギーの配分が問題となる。現行の設計法では、特定層に損傷が集中してしまうのを避けるために、剛性率と偏心率に制限を設けている。現行の剛性率の規定に従えば、各層の剛性分布は強度分布におおむね比例する傾向を示す。しかし、損傷分布と剛性率や偏心率との対応は直接的なものではないため、各部位の塑性変形能力が妥当なものであるかを正確に評価することは困難であり、過大な安全率が見込まれている可能性もある。この点に関してエネルギー論に基づく耐震設計理論においては、応答解析結果などに基づいて強度分布や剛性分布と損傷分布との関係を定式化し、骨組の各部位で必要となるエネルギー吸収能力を正確に評価しようとしている。

## 2.1.2 エネルギー論に基づく耐震設計理論の概要

エネルギー論に基づく耐震設計理論では、骨組内の各部位は吸収すべきエネルギーを上回るだけのエネルギー吸収能力を備えなければならないという方針に基づいて設計を行うことになる。そのためには、地震動による入力エネルギーについて次の二点を評価する必要がある。

- ・ 総エネルギー入力量
- ・ 構造物内での各部位への吸収エネルギーの配分

以下に、エネルギー論に基づく耐震設計理論でこれらの二点をどのように評価しているかについての概要を述べる。

### (1) 構造物への総エネルギー入力

多層骨組を多質点振動系にモデル化すると、地動外乱を受ける多質点振動系の運動方程式は次のようになる。

$$[M]\{\ddot{y}\} + [C]\{\dot{y}\} + \{Q(y)\} = -[M]\{\ddot{x}\} \quad (2.1)$$

ここで、

- $[M]$  : 質量マトリクス
- $[C]$  : 減衰マトリクス
- $\{Q(y)\}$  : 復元力ベクトル
- $\{y\}$  : 相対変位ベクトル
- $\ddot{x}$  : 地動加速度



である。

地動継続時間を  $t_0$  とし、(2.1) 式を地動終了時におけるエネルギー応答の形で評価すると次の式を得る。

$$W_k + W_h + W_s = E \quad (2.2)$$

ここで、

$$\begin{aligned} W_k &= \int_0^{t_0} \{\dot{y}\}^T [M] \{\ddot{y}\} dt \\ W_h &= \int_0^{t_0} \{\dot{y}\}^T [C] \{\dot{y}\} dt \\ W_k &= \int_0^{t_0} \{\dot{y}\}^T \{Q(y)\} dt \\ E &= \int_0^{t_0} \{\dot{y}\}^T [M] \{\dot{\ddot{y}}\} dt \end{aligned}$$

であり、 $W_k$  は運動エネルギーを、 $W_h$  は減衰による消費エネルギーを、 $W_s$  は塑性歪エネルギーと弾性エネルギーの和を、 $E$  は地震による振動系への総エネルギー入力を表わす。 $W_s$  に含まれる弾性エネルギー分を  $W_k$  に加えたものを  $W_e$  とし、 $W_s$  に含まれる塑性歪エネルギー分を  $W_p$  とおけば、(2.2) 式は次のように書くことができる。

$$W_e + W_h + W_p = E \quad (2.3)$$

ここで、構造物への総エネルギー入力  $E$  を次式のように表す。

$$E = \frac{1}{2} M V_E^2 \quad (2.4)$$

ここで、 $M$  : 構造物の総質量

この (2.4) 式中の  $V_E$  は速度の次元を持つ量であり、エネルギー等価速度と呼ぶ。(2.4) 式より、エネルギー等価速度  $V_E$  は次式で表される。

$$V_E = \sqrt{\frac{2E}{M}} \quad (2.5)$$

(2.5) 式は、エネルギー等価速度  $V_E$  が、構造物の規模に依存しないような形で総エネルギー入力  $E$  の表現であることを意味している。

1 質点系および多質点系について数多くの弾塑性応答解析の結果から、振動系への総エネルギー入力  $E$  (エネルギー等価速度  $V_E$ ) について次のことが明らかになっている。

1. 総エネルギー入力を支配する基本パラメータは、建物の総質量  $M$  と一次固有周期  $T$  である。
2.  $V_E$ - $T$  関係は、短周期領域では  $T$  が大きくなるにつれて  $V_E$  はほぼ線形的に大きくなり、 $T$  が大きい領域では  $V_E$  はほぼ一定のレベルになる。
3. 完全弾塑性系の総エネルギー入力は、塑性変形量に依存する弾性固有周期よりも長い周期によって特徴づけられる。
4. 完全弾塑性系の  $V_E$ - $T$  関係は、減衰定数  $h = 0.1$  の弾性系の  $V_E$ - $T$  関係から推測できる。ただし、短周期領域では前者は後者より 1.2 倍程度大きくなる。
5. 一つの地震動による総エネルギー入力は、1 質点系への総エネルギー入力と本質的な差異がなく、一般の建物への総エネルギー入力は 1 質点系への総エネルギー入力で代表させることができる。

6. 総エネルギー入力、各層の質量分布、剛性分布および強度分布による影響は小さい。
7. 耐震設計の観点からは、総エネルギー入力は各層の降伏せん断力係数分布 $\alpha_i$ の最小値 $\alpha_{\min}$ にもよらない値であると考えられる。
8. 建物の倒壊を論じる場合には、上下動によるエネルギー入力は水平動によるエネルギー入力の高々12%に過ぎず、無視し得る量である。水平地動については、二方向のエネルギー入力の総和が一方向のみに入力されると考えれば、十分安全側の評価となる。

以上のように、振動系への総エネルギー入力は建物の総重量と一次固有周期のみによって定まる安定した量で、 $V_E$ - $T$ 関係より評価できることになる。以下では、この $V_E$ - $T$ 関係を $V_E$ スペクトルと呼ぶ。エネルギー入力に基づく耐震設計理論では、どのような $V_E$ スペクトルを設計に用いるかということが構造物への総エネルギー入力を決定する上で重要になる。

## (2) 構造物内での損傷の配分則

最も現実的なせん断型モデルを対象にして、建物に投入された総エネルギー入力が骨組各部へどのように配分されるかについて次に示すような点を明らかにしている。

1. 各層の復元力特性が完全弾塑性型の場合、各層の累積塑性変形倍率は各層の降伏せん断力係数の分布のみに依存する。各層の累積塑性変形倍率が等しくなるような降伏せん断力係数分布を最適降伏せん断力係数分布と定義し、その最適降伏せん断力係数分布は各層の高さの関数として単一の曲線で表すことができる。
2. 一般の降伏せん断力係数分布の下での損傷配分則は、基準状態との対比において求めることができ、簡単な数式で表現される。
1. については、試行錯誤的な地震応答解析を行った結果、各層等質量の $N$ 層多層骨組の最適降伏せん断力係数分布 $\bar{\alpha}_i$ として次のような式が提案されている。

$$\bar{\alpha}_i = \begin{cases} 1 + 0.5x & (0 \leq x < 0.2) \\ 1 + 1.5927x - 11.8519x^2 + 42.5833x^3 & (0.2 \leq x < 1) \\ -59.4827x^4 + 30.1586x^5 & (0.2 \leq x < 1) \end{cases} \quad (2.6)$$

$$\text{ここで、} x = \frac{i-1}{N}$$

多層骨組の各層がほぼ一様に塑性化するような各層の強度分布を提案した研究は他にも数多くある<sup>2, 3)</sup>が、(2.6)式の結果はこれらの研究による結果と矛盾するものではなく、ほぼ同じものとみなすことができる。

通常の設計による多層骨組において地震による各層の損傷分布は、多くの震害調査および地震応答解析の結果、相対的に強度の弱い層に損傷が集中することが明らかになっている。そこで2.については、各層の損傷 $W_{pi}$ の分布のこのような傾向を評価するための式が次のように提案されている。

$$\frac{W_{pi}}{W_p} = \frac{s_i p_i^{-n}}{\sum_{j=1}^N s_j p_j^{-n}} \quad (2.7)$$

ここで、

$$m_i: \text{第} i \text{層の質量}, M = \sum_{i=1}^N m_i, W_p = \sum_{i=1}^N W_{pi}$$

$$s_i = \left( \sum_{j=1}^N \frac{m_j}{M} \right)^2 \left( \frac{k_i}{k_1} \right) \bar{\alpha}_i^2$$

$k_i$ : 第  $i$  層の剛性

$$p_i = \alpha_i / (\alpha_1 \bar{\alpha}_i)$$

(2.7) 式中のパラメータ  $p_i$  は、実際の降伏強度の分布と最速降伏せん断力係数分布とのずれの大きさを表している。 (2.7) 式は最速降伏せん断力係数より小さい降伏せん断力係数を持つ層には損傷が集中し、最速降伏せん断力係数より大きい降伏せん断力係数を持つ層には損傷が生じにくいという傾向を表現していることになる。また、(2.7) 式中のパラメータ  $n$  は、実際の降伏せん断力係数と最速降伏せん断力係数の隔たりに対する損傷集中の敏感さを表現するパラメータである。この  $n$  を損傷集中指数と名付け、損傷集中の起こりやすさの目安とする。この  $n$  の値が大きいほど損傷集中が起こりやすいことを意味する。この損傷集中指数  $n$  の具体的な値として、秋山は柱降伏型の骨組について  $n = 12$  という値を提案している。また、この  $n$  の値は  $p_i$  の値に依存する傾向があり、参考文献<sup>4)</sup>では次のような値が提案されている。

$$n = 6 + 23p_i^6 \quad (2.8)$$

骨組の損傷分布については、さらに次のことも明らかにされている。

- ・ 非構造物の耐震性を支配する最大層間変位は、累積塑性変形量との関係式として評価できる。
- ・ 一般の弾塑性型の復元力特性を持つ完全弾塑性系への置換法、異なる復元力特性が混在する系の損傷分布、曲げ変形が無視できない系の損傷分布を明らかにしている。振動がねじれ成分を含んでいる場合、骨組内部の損傷分布はねじれにより大きく影響を受ける。

## 2.2 エネルギー集中型構造についての既往の研究

地震時に構造物に入力されるエネルギーを構造物内の特定の部位で吸収させるという構造形式は、大きく次の三通りに分類することができる。

1. 柔剛混合ラーメン構造
2. 免震構造
3. 制震構造

以下では、これらの構造形式についての既往の研究結果について簡単に述べる。

### 2.2.1 柔剛混合ラーメン構造

骨組の耐震性を向上させる手段として有効な方法の一つは、剛性の異なる要素を骨組中に混在させて骨組のエネルギー吸収能力を増大させることである。この場合、剛性の高い要素を弾塑性型の復元力特性を持つものとする、この要素に塑性歪エネルギーが集中するので、この要素に十分なエネルギー吸収能力を付与すればエネルギー吸収能力の大きい骨組となる。このような構造形式の例としては、スリット耐震壁と呼ばれる塑性変形能力に優れた剛性の高い耐震壁をラーメン内に組み込む例<sup>5)</sup>などを挙げることができる。秋山は、このような剛性の高い部分と低い部分が混在した構造形式を「柔剛混合ラーメン構造」と呼び、エネルギー論に基づいた耐震設計法に基づいて耐震的構造計画の可



能性について論じ、理想的な構造形式の一つであると結論づけている。本論文では、剛性が高くエネルギー吸収能力に優れた要素を剛要素、剛性が低く強度の高い要素を柔要素と呼ぶことにする。これらの二つの要素を併存させることの利点として、次の三点を挙げることができる。

1. 層の振動が偏りの少ない安定したものになる
2. 骨組の果たす役割を各要素で分担するので、明快な設計が可能となる
3. 構法を工夫することによって、エネルギー吸収要素を取り替えるだけで強震時の損傷を修復することができる

1. については、その理由として弾性的な挙動をする柔要素が常に層の変位を抑えるような復元力を発揮していることが挙げられる。そのため、層全体として正負両側への変形の偏りが少なくなるのである。またこのような場合には、累積変形量と最大変形量との間に明快な対応関係がある。実際に、各層が二種類の剛性を持つ部位から構成される通常の骨組に対して、正側の累積塑性変形倍率 $\eta^+$ 、負側の累積塑性変形倍率 $\eta^-$ 、正負両側の累積塑性変形倍率の平均値 $\bar{\eta} = (\eta^+ + \eta^-)/2$ 、正負両側の最大塑性変形倍率 $\bar{\mu}$ の間に次のような関係が成り立つことが示されている<sup>7)</sup>。

$$\eta^+/\eta^- \simeq 1, \quad \bar{\eta}/\bar{\mu} \simeq 4 \quad (2.9)$$

2. については、通常の骨組の場合と比較して考えることにする。骨組の設計では、強震時における柱・梁・筋かいの応答が各部位に許容される塑性変形量を越えないように設計を行う。通常の骨組では、全ての部材でバランスよく塑性歪エネルギーを吸収するように、各部材の強度と剛性を決定しなければならない。一方、柔剛混合型とする場合には、その層で吸収すべきエネルギーをすべて剛要素で吸収させて、柔要素は強震時にも弾性に留まるように強度を決定すればよい。したがって、剛要素には大きな強度は要求されない代わりに十分なエネルギー吸収能力が必要であり、柔要素には塑性変形能力は要求されない代わりに十分な強度が必要となる。

3. は、建物の維持管理のコストという面での利点である。規模の大きくない建築物では維持管理も容易であるが、構造物の規模が大きくなればなるほど修繕は困難になり、損傷の補修にかかる費用も飛躍的に大きくなると考えられる。しかし、損傷を受けた部材だけを交換可能のようにしておけば、損傷を受けた部材を新しいものに交換するだけで全く元通りに使用することができる。和田らはこのような考え方に基づいた「Damage Tolerant Design」を提案して、エネルギーを吸収する部位と弾性に留めるべき部位を分離して修繕を容易にすることの重要性を、様々な面から説いている<sup>7)</sup>。

## 2.2.2 免震構造

免震構造とは、建築物を地盤から絶縁することによって構造体だけでなく建物の中の居住者や内容物までも含めて大地震の被害から免れようとする構造システムのことである。建物を地盤から絶縁する方法としては、古くから色々な提案がなされてきている<sup>8)</sup>。絶縁システムを最初に提案したのは J.A. Calantariet で、1909 年のことであるとされている。彼の提案は、構造体を滑石（雲母）の層を介して基礎から隔離するというものであった。日本では 1933 年の岡端一による免震柱、1969 年の松下、和泉らによる Rocking Bearing Ball システムなどの提案が種々なされてきている。しかし、これらの提案は大部分が実現していない。これは、提案された手法が技術的に実現の可能性が乏しく、また工学的な信頼性が満たされていなかったためである。

本格的な免震建築が建設され始めたのは、構造物と地盤とを絶縁する機構として積層ゴムアイソレータが用いられるようになった 1970 年頃からのことである。また、積層ゴムアイソレータを用いた免震構造では、積層ゴムアイソレータだけでは免震層の変形が大きくなり過ぎるなどの理由でエ

エネルギーを吸収するためのダンパが併用されている。A.K.Chopra らは、多層骨組の第1層の剛性を他の層よりも極端に小さくした Soft First Story 構造について応答解析に基づいた研究を行っている。この Soft First Story 構造について M.Fintel らは、復元力部材としてネオプレンゴム、ダンパとして主柱を用いる構造形式を提案した。また、A.Popoff, Jr. らは Soft First Story 構造の実建物(病院建築)への適用に関する研究を行った。

日本では欧米よりおよそ 10 年遅れて免震構造の本格的な研究が始まった。1979 年より福岡大学多田研究室において積層ゴムの研究開発が始められ、1982 年には日本で初めて積層ゴムを用いた免震住宅が建設された。その後も非常に多くの研究者や技術者が積層ゴムやダンパに関する研究を行ってきた。その結果、ここ数年のうちに免震構造を採用した建物は 40 を越え、現在では世界一の免震建物保有国となっている。これらのほとんどの建物で何らかの振動実験が行われており、貴重な実験データが数多く蓄積されている。そして、免震構造に関する研究の成果や数多くの実験データは、日本建築学会の免震構造設計指針としてまとめられている。

### 2.2.3 制震構造

制震構造とは、地震応答を制御するような性質または装置を付与された構造のことである。小堀は、制震構造に必要なとされる条件として次の 4 つの性質を挙げている<sup>9)</sup>。

1. 地震動のエネルギー伝達経路自体を遮断する
2. 地震動の持つ振動数帯から建築物系の固有振動数帯を isolate する
3. 非線形特性を与えて非定常非共振系とする
4. エネルギー吸収機構を利用する

そして、これらの性質を満たす制震構造を、受動型(パッシブ型)、能動型(アクティブ型)、及び前の二者を複合させた複合型(ハイブリッド型)の三種類に分類している。

受動型制震構造は、構造物中にエネルギー吸収機構を設けることによって主構造体に生じる地震応答を低減させるような構造形式である。受動型制震構造に用いられるエネルギー吸収機構としては、弾塑性ダンパ、摩擦ダンパ、オイルダンパ、スロッシングダンパなどが考えられ、これまでに様々な種類のダンパが開発され実際に用いられている。免震構造も、免震層に設けたダンパで地震による入力エネルギーを吸収させているという点では、この受動型制震構造と共通している。

能動型制震構造は、地震時にのみ電気エネルギーなどを導入して構造物の性質を積極的に変化させることにより、主構造体の地震応答を低減させるような構造形式である。このような能動型制震構造は、制御力型と構造性能可変型のものに大きく分類できる。制御力型は構造物の地震応答に応じて付加質量を動かすことによって構造物に制御力を作用させるものであり、構造性能可変型は構造物の地震応答に応じて部材の剛性などを変えてやることによって構造物に非線形性を付与して、上述の 2. の性質を利用するものである。能動型制震構造を実現させる上で最も重要な技術は、制震装置の制御手順を決める制御アルゴリズムであり、制震構造に関して現在最も盛んに研究が行われている分野であると言うことができる。振動の制御については機械工学の分野でも既に盛んに研究が行われているが、機械工学で用いられる制御理論をそのまま建築の制震に適用させることはできない。それは、制震装置が作用させることのできる制御力が制御の対象である建物の自重に比べてはるかに小さいという点で、建築の制震と機械の制振とは大きく異なっているからである。そのため建築物の制振装置については、小さい制御力でいかに地震応答を低減できるかという点に重点を置いた制御アルゴリズムの研究が活発に行われているのが現状である。



## 第3章

### エネルギー集中型構造の地震応答予測

#### 3.1 はじめに

近年、免震構造や制震構造などのように、主構造体と分離されたエネルギー吸収要素（あるいは装置）を構造物中に設けることによって、地震時における主構造体への負担を軽減させるような構造形式についての研究や開発が盛んに行われている。しかし、これらの研究の多くは、エネルギー吸収要素（あるいは装置）の性能に関するものが圧倒的に多数を占めており、現段階ではエネルギー吸収要素（あるいは装置）を用いた構造物に関する総合的な設計体系を構築しようとする研究は決して多くはない。本章では、免震構造や制震構造などのエネルギー集中型構造の地震応答が、エネルギー吸収要素（あるいは装置）の種類に依存しない手法によって予測できるかどうかを検討する。

本章では、エネルギー集中型構造の形式をエネルギー集中層の位置によって分類して検討を行う。具体的には、地震応答予測と応答解析結果の比較・検討は、1 質点系、すべての層にエネルギー吸収要素を備える多質点系、および一部の層にのみエネルギー吸収要素を備える多質点系に対して行う。例えば、高層の骨組をエネルギー集中型構造とする場合を考えてみる。この場合、一つのエネルギー吸収層だけで地震時の応力を大幅に低減させることは、エネルギー吸収要素の能力（容量、変形能力）を考えると困難である。また、すべての層にエネルギー吸収要素を設けることは、経済性や建築計画の点でも無理が生じてくると思われる。したがって、高層の骨組をエネルギー集中型構造とするためには、骨組中のいくつかの層だけをエネルギー吸収層とすることが考えられる。本章で提案する耐震設計法は、そのような骨組にも適用することができるものである。

既往の多くの研究で示されているように、剛な要素と柔な要素からなる骨組では地震時の応答が比較的安定し、効率的にエネルギーを吸収できる。骨組中のある層で吸収するエネルギーが大きいほど、その層での変形の偏りが骨組全体の応答に及ぼす影響は大きい。そのため、エネルギー集中型構造においてエネルギー集中層の振動が安定していることの重要性は、通常の骨組の場合よりも高い。したがって、エネルギー集中層を柔剛混合の構成とすることは不可欠である。また、エネルギーを吸収する要素が主構造体と分離されていることには、従来の耐震設計と違い構造物の使用性能が明確に定義できるという利点もある<sup>10, 11)</sup>。

本章では、エネルギー吸収要素を組み込んだ骨組の地震応答が安定していることを地震応答解析によって確認し、そのような骨組の地震応答が安定していることを利用して、既往のエネルギー論に基づいた地震応答の予測法を示すことを目的とする。

#### 3.2 エネルギー吸収要素の分類

エネルギー吸収要素を持つ骨組の地震応答については、非常に多くの報告がある<sup>12, 13)</sup>。しかし、それらはダンパやデバイスの効果を確認することにとどまっており、地震応答を予測するまでには至っていない。エネルギー吸収要素の有効性はこれまでの数多くの研究で十分に確認できたといえる。今後は次の段階として、地震応答の一般性のある予測法を示すことが必要である。

骨組の中に、外乱による入力エネルギーを吸収させるための要素を組み込む考え方は、



- 骨組の塑性変形能力を高める従来の耐震設計
- 免震構造
- 制震構造

のそれぞれの構造形式を考える中から出てきた。そのため、エネルギー吸収要素についての考え方はそれぞれの構造形式で多少異なっている。

従来の耐震設計の考え方は、「地震による骨組への入力エネルギーの一部を部材の塑性歪エネルギーとして吸収させることによって骨組に必要な弾性強度を低減させる」というものである。このような通常の耐震設計の立場から提案されるエネルギー吸収要素は、通常の部材のエネルギー吸収能力を飛躍的に増大させたものと言うことができる。このような部材については、既に様々な研究が行われている。最近の例としては、通常の鋼材で構成したエネルギー吸収能力に優れた平面フレームを構面内に組み込んだ柔剛混合第1層エネルギー集中型骨組についての真瀬らによる研究第一層、低降伏点鋼板を組み込んだK型ブレース及びX型ブレースのエネルギー吸収能力に関する花井らによる実験的・解析的研究<sup>14, 15)</sup>、極低降伏点鋼で作成したH型鋼柱のエネルギー吸収能力についての泉らによる実験的研究<sup>16)</sup>、などを挙げることができる。

免震構造は「地面と構造物を分離させ、構造物に地震荷重を作用させない」という考え方に基づいて考え出された構造形式である。免震構造では、構造物と地面との間に水平剛性の非常に小さいアイソレータを設けて、地面と構造物を分離している。しかし、アイソレータだけでは地震時の変形が過大になってしまうため、補助的にダンパを設けて変形を抑えている。しかし、エネルギーの観点から見れば、極限レベルの地震動に対してはこのようなダンパはむしろ重要な役割を果たすことがわかる。免震構造に使うためのダンパは、様々なものが既に提案されているが、大きく粘性型のもので履歴型のものに分類されている<sup>17)</sup>。

制震構造は、機械の制振を建築構造に応用することから始まったと考えられる。機械の制震は弾性応答を主として対象としている。そのため建築への応用も、居住性を向上させることを目的として風荷重などによる微小振動を低減させることから始まり、その延長として地震応答を低減させるための研究が現在活発に行われている。

このように、エネルギー吸収要素はそれぞれの構造形式によって多少意味が異なっている。しかし、地震動による外乱をエネルギー入力と捉える観点に立てば、いずれの構造形式のエネルギー吸収要素も「構造物への入力エネルギーの一部を吸収することによって、主構造に入力するエネルギーを低減する」という全く同じ役割を果たしていることがわかる。したがって、エネルギー吸収要素は構造形式によらず同じように扱うことができる。エネルギー集中型構造に用いられるエネルギー吸収要素を、その復元力特性に着目して分類すると、

1. 粘性型
2. 履歴型

の二種類に分類することができる。そこで、本論文ではエネルギー吸収要素としてはこれらの二種類の復元力特性を持つものを対象とする。

### 3.3 エネルギー論に基づくエネルギー集中型構造の地震応答予測

#### 3.3.1 エネルギーのつりあい式

本論文で扱うモデルでは、骨組の構造減衰はないものとする。これは、構造減衰を定量的に評価することが実際には困難であるのが理由である。構造減衰を無視することはエネルギー吸収要素が吸収

すべきエネルギーを過大に評価することにつながり、安全側の評価を導くことができる。

そのため、(2.3) 式の中の  $W_h$  はエネルギー吸収要素の粘性減衰によって消費されるエネルギーのみを表わすことになる。そこで、エネルギー吸収要素が吸収するエネルギーを  $W_a$  と書くことにすると、 $W_a$  は次のように表わすことができる。

$$W_a = W_h + W_p \quad (3.1)$$

(3.19), (3.1) 式からエネルギーのつり合い式は

$$W_e + W_a = E \quad (3.2)$$

と書くことができる。

### 3.3.2 エネルギーによる耐震性の評価

既に述べたように、構造物の耐震性を判断する指標は、

- 構造物の最大変形
- 構造物のエネルギー吸収能力

の二点である。エネルギー論に基づく耐震設計では、これらの指標もエネルギーの点から評価することが必要である。

図 3.1 に構造物のエネルギー応答の時刻歴を示す。横軸は地動開始からの経過時間を表わし、 $t_m$  は最大変形の発生時刻、 $t_0$  は地動の継続時間を表わすものとする。縦軸は応答エネルギー量を表わし、 $E(t)$ ,  $W_e(t)$ ,  $W_a(t)$  はそれぞれ、時刻  $t$  における構造物への総エネルギー入力、構造物の弾性振動エネルギー、エネルギー吸収要素の吸収エネルギーを表わすものとする。

上に述べた二つの指標をエネルギーの点から評価するためには、

- 最大変形を生じる時
- 地震によるエネルギーが構造物にすべて入る時

の二つの時点でのエネルギーのつりあいをそれぞれ考える必要がある。構造物が最大変形を生じる時刻  $t = t_m$ 、地動終了時刻  $t = t_0$  におけるエネルギーのつり合い式は次のようになる。

$$W_e(t_m) + W_a(t_m) = E(t_m) \quad (3.3)$$

$$W_e(t_0) + W_a(t_0) = E(t_0) \quad (3.4)$$

地動継続中の構造物への入力エネルギーの最大値  $E(t_m)$  を正確に評価することは、一般には困難である。しかし、構造物の耐震性を問題にするような高い地震入力レベルでは、総エネルギー入力に対するエネルギー吸収要素の吸収エネルギーの割合は大きく、構造物への総エネルギー入力は時刻  $t$  と共に単調に増加すると考えることができる。したがって、耐震性を論ずる場合には  $E(t_m) < E(t_0)$  と考えてよい。そこで、(3.3) 式中の  $E(t_m)$  を  $E(t_0)$  に置き換えた次の式を構造物の最大変形に関するエネルギーの評価式とする。

$$W_e(t_m) + W_a(t_m) = E(t_0) \quad (3.5)$$

$E(t_m)$  を  $E(t_0)$  に置き換えてもよいのは、入力エネルギーの過大評価は構造物の耐震性については安全側の評価につながることが理由である。

エネルギー吸収能力の大きい構造物の弾性振動エネルギー  $W_e(t)$  は、構造物の変形が最大となる時刻  $t = t_m$  において最大となり、地動終了時刻  $t = t_0$  においてほとんど 0 となる。そこで、(3.4) 式中の  $W_e(t_0)$  を 0 とした次の式を構造物のエネルギー吸収能力に関するエネルギーの評価式とする。

$$W_a(t_0) = E(t_0) \quad (3.6)$$

$W_e(t_0)$  を 0 としてもよい理由は、弾性振動エネルギーを無視することはエネルギー吸収要素が吸収すべきエネルギーを過大に見積もることになり、エネルギー吸収要素のエネルギー吸収能力については安全側の評価につながるからである。

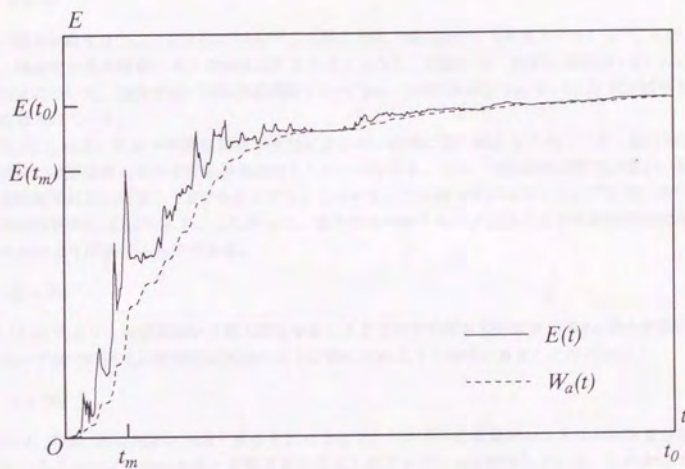


図 3.1: エネルギー応答の時刻歴 (El Centro NS,  $T = 3.0\text{sec}$ ,  $h = 0.1$ )



### 3.3.3 最大変形量と累積変形量の関係

秋山は、柔剛混合系では最大変形が生じる時刻  $t = t_m$  における最大塑性変形倍率  $\bar{\mu}$  (みかけの塑性変形倍率の正負両側の平均値) と平均累積塑性変形倍率  $\bar{\eta}$  (累積塑性変形倍率の正負両側の平均値) の間に

$$\bar{\eta} \simeq 4\bar{\mu} \quad (3.7)$$

という関係が成り立つことを示している<sup>18)</sup>。このことは、他の研究でも確認されている<sup>6)</sup>。この (3.7) 式は、構造物の固有周期にある程度依存すると考えられる。前者では一次固有周期が 1.0~3.0sec の多質点系について、後者では一次固有周期が 1.0~1.5sec の多質点系について、(3.7) 式が成り立つことが確認されている。

この (3.7) 式を、エネルギー吸収要素の種類によらない表現に言い換えることにする。図 3.2 に、最大変形時に履歴型のエネルギー吸収要素が描く 1 ループを示す。なお、正負両側の変形は等しいものとし、塑性変形倍率に換算して  $\bar{\mu}$  であるとする。このとき、この最大変形時の 1 ループの間における累積塑性変形倍率  $\eta_1$  は  $4\bar{\mu}$  である。したがって、最大変形時の 1 ループにおける平均累積塑性変形倍率  $\bar{\eta}$  は次式のように表すことができる。

$$\bar{\eta}_1 = 2\bar{\mu} \quad (3.8)$$

(3.7), (3.8) 式より、地動開始から最大変形を生じるまでの平均累積塑性変形倍率  $\bar{\eta}$  と最大変形を生じる 1 ループ間での平均累積塑性変形倍率  $\bar{\eta}_1$  との間に次のような関係があることがわかる。

$$\bar{\eta} \simeq 2\bar{\eta}_1 \quad (3.9)$$

この (3.9) 式は、地動開始から最大変形を生じるまでのエネルギー吸収要素のエネルギー吸収量が最大変形を生じる 1 ループ間でのエネルギー吸収量のほぼ 2 倍であることを意味している。したがって、最大変形を生じる 1 ループの間の履歴型エネルギー吸収要素の消費エネルギーを  $\Delta W$  と書くことにすると、(3.7) 式の関係は

$$W_a(t_m) = 2\Delta W \quad (3.10)$$

と表わすことができることになる。この式を (3.5) 式に代入すると

$$W_e(t_m) + 2\Delta W = E(t_0) \quad (3.11)$$

となる。本章では、この (3.11) 式を最大変形量に関するエネルギーの釣り合い式として応答の予測を行う。この後、(3.11) 式による応答予測と実際の応答結果を比較することにより (3.11) 式の妥当性を確認する。

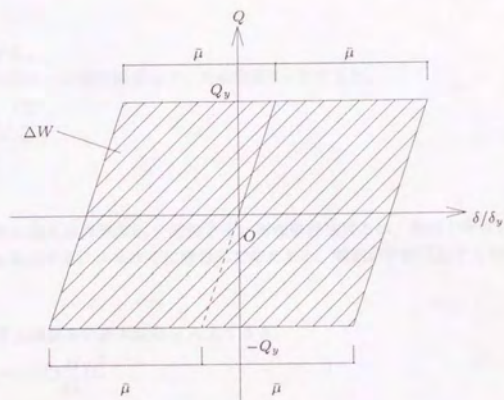


図 3.2: 最大変形を生じる 1 ループ



### 3.4 エネルギー吸収要素を持つ1質点系の地震応答予測

本節では、エネルギー吸収要素を持つせん断型の1質点系について、前節に示した(3.11), (3.6)式を用いて地震応答を予測した結果と実際の応答結果を比較し、(3.11), (3.6)式の妥当性を確認する。

#### 3.4.1 応答解析モデル

解析モデルを図3.3に示す。解析モデルの骨組は弾性に留まるものとし、質量を  $M$ 、水平剛性を  $k$  とする。エネルギー吸収要素は粘性型、履歴型の二通りとする。粘性型エネルギー吸収要素の粘性減衰係数を  $c$ 、履歴型エネルギー吸収要素の弾性剛性を  $k_s$ 、降伏強度を  $\alpha_s$  とする。粘性減衰係数  $c$  は、粘性減衰定数  $h$  を用いて

$$c = 2hM\omega \quad (3.12)$$

と書けるものとする。履歴型エネルギー吸収要素の弾性剛性  $k_s$  は、骨組の弾性剛性  $k$  との比  $K$  を用いて、

$$k_s = Kk \quad (3.13)$$

と書けるものとする。

この1質点系の弾性一次固有周期を  $T$ 、角振動数を  $\omega$  とすると、

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{M}{k}} \quad (3.14)$$

$$\omega = \frac{2\pi}{T} \quad (3.15)$$

である。

ここで、振動系の弾性限界強度  $\alpha_e$  を定義する。弾性限界強度とは、骨組が弾性に留まるために必要な最小の強度を意味する。エネルギーに着目して考えると、骨組が弾性に留まる時には(3.2)式より

$$W_e = E \quad (3.16)$$

となる。この1質点減衰系の最大変形を  $A$  とすると、

$$W_e = \frac{1}{2}kA^2 = \frac{(\alpha_e Mg)^2}{2k} \quad (3.17)$$

となる。 $k = \frac{4\pi^2 M}{T^2}$  だから、 $W_e$  は

$$W_e = \frac{\alpha_e^2 Mg^2 T^2}{8\pi^2} \quad (3.18)$$

と書くことができる。また、総エネルギー入力  $E$  は

$$E = \frac{1}{2}MV_E^2 \quad (3.19)$$

である。(3.18), (3.19)式より、 $\alpha_e$  は、次のように得られる。

$$\alpha_e = \frac{2\pi V_E}{gT} \quad (3.20)$$

地震応答解析に用いる地震加速度記録は

- Imperial Valley 地震 El Centro 記録 NS 成分 (地動継続時間 53.8 秒)
- 十勝沖地震 八戸記録 EW 成分 (地動継続時間 36 秒)

の二種類とする。それぞれの地震加速度記録の減衰10%弾性系のエネルギースペクトルを図3.4に示す。

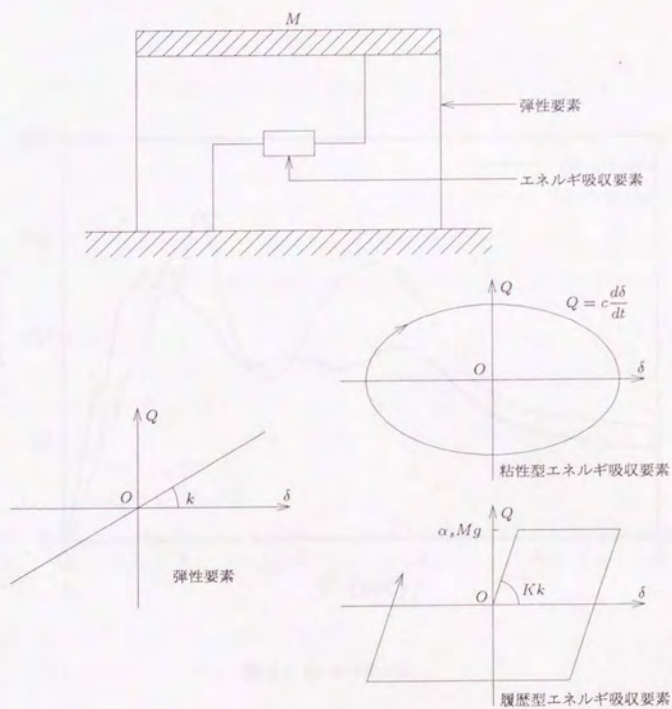


図 3.3: 解析モデル (1 質点系)



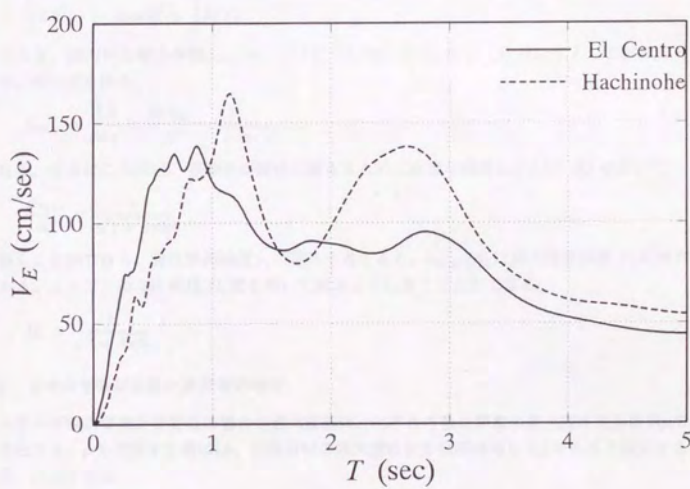


図 3.4:  $V_E$  スペクトル

### 3.4.2 地震応答予測

#### (1) エネルギー吸収要素が粘性型の場合

この1質点減衰系の最大変形を  $A$  とすると、

$$W_e(t_m) = \frac{1}{2} k A^2 \quad (3.21)$$

となる。また、最大変形を生じる1ループでの消費エネルギー  $\Delta W$  が、定常振動下での1ループ当たりの消費エネルギーと等しいとすると

$$\Delta W = \pi c \omega A^2 \quad (3.22)$$

となる。したがって、エネルギー吸収要素が粘性型の場合の(3.2)式は次のように書ける。

$$\frac{1}{2} k A^2 + 2 \cdot \pi c \omega A^2 = \frac{1}{2} M V_E^2 \quad (3.23)$$

このとき、最大せん断力係数  $\alpha_{max}$  は、(3.12), (3.14), (3.15) を(3.23)式に代入して整理することにより、次の式を得る。

$$\alpha_{max} = \frac{kA}{Mg} = \frac{2\pi V_E}{gT} \frac{1}{\sqrt{1+8\pi h}} \quad (3.24)$$

となる。さらにこの式は、振動系が弾性に留まるために必要な強度  $\alpha_e$  ((3.20) 式) を用いて

$$\frac{\alpha_{max}}{\alpha_e} = \frac{1}{\sqrt{1+8\pi h}} \quad (3.25)$$

と書くことができる。弾性限界強度  $\alpha_e$  の意味を考えると、 $\alpha_{max}/\alpha_e$  は構造特性係数  $D_s$  に相当する量である。よって、(3.25) 式は  $D_s$  値を用いて次のように書くことができる。

$$D_s = \frac{1}{\sqrt{1+8\pi h}} \quad (3.26)$$

#### (2) エネルギー吸収要素が履歴型の場合

エネルギー吸収要素が履歴型の場合の最大変形は、エネルギー吸収要素の最大塑性変形倍率  $\mu$  で表わすこととする。 $\mu$  を予測する際には、正負両側の最大塑性変形倍率は等しく  $\mu$  であると仮定する。このとき、(3.11) 式は

$$\frac{1}{2} k \{(\bar{\mu} + 1)\delta_y\}^2 + 2 \cdot \alpha_s M g \cdot 4\bar{\mu}\delta_y = \frac{1}{2} M V_E^2 \quad (3.27)$$

となる。ここで、

$$\delta_y = \frac{\alpha_s M g}{K k} : \text{エネルギー吸収要素の降伏変位} \quad (3.28)$$

である。さらに、履歴型エネルギー吸収要素の降伏強度  $\alpha_s$  を、振動系が弾性に留まるために必要な強度  $\alpha_e$  に対する割合  $r$  で

$$\alpha_s = r \cdot \alpha_e \quad (3.29)$$

と表わすことにすると、(3.27) 式より  $\bar{\mu}$  は

$$\bar{\mu} = \sqrt{64K^2 + 16K + \frac{K^2}{r^2}} - (8K + 1) \quad (3.30)$$

と表わすことができる。このとき、最大せん断力係数  $\alpha_{max}$  は(3.30)式より



$$\alpha_{max} = \frac{k(\bar{\mu}+1)\delta_y + \alpha_s M g}{M g} \quad (3.31)$$

となる。さらにこの式は、 $\alpha_e$  ((3.20) 式) を用いて

$$\begin{aligned} \alpha_{max} &= \alpha_e \cdot r \left( 1 + \frac{(\bar{\mu}+1)}{K} \right) \\ &= \alpha_e \cdot r \left\{ \sqrt{64 + \frac{16}{K} + \frac{1}{r^2}} - 7 \right\} \end{aligned} \quad (3.32)$$

と書くことができる。よって、

$$D_s = r \left\{ \sqrt{64 + \frac{16}{K} + \frac{1}{r^2}} - 7 \right\} \quad (3.33)$$

となる。

ところで、(3.33) 式の右辺を  $r, K$  の関数と見て、 $\partial D_s / \partial r = 0$  を解くと、

$$r = \frac{7}{\sqrt{(64 + 16/K)(15 + 16/K)}} \quad (3.34)$$

という解を得る。この  $r$  の値を  $r_{opt}$  と書くことにすると、 $r = r_{opt}$  のとき (3.33) 式の値は極小値をとる。その極小値  $D_{smin}$  の値は

$$D_{smin} = \sqrt{\frac{15 + 16/K}{64 + 16/K}} \quad (3.35)$$

と表すことができる。

### 3.4.3 応答予測と応答解析結果の比較

図 3.5 に、粘性型のエネルギー吸収要素を持つ 1 質点系の最大せん断力係数とエネルギー吸収要素の粘性減衰定数  $h$  の関係を (3.25) 式による予測値  $\alpha_{max}$  と応答解析による応答値  $\alpha_{max}$  について示す。この図によると、 $h \geq 0.06$  ならば地震波によらず、応答値が (3.25) 式による予測値を下回っていることがわかる。

したがって、1 質点系に付加するエネルギー吸収要素の粘性減衰係数  $c$  は、粘性減衰定数  $h$  に換算して  $h \geq 0.06$  という条件を満たすことが望ましい。このとき、最大応答は地震波によらず安定し、(3.25) 式による予測値を下回る。

図 3.6~3.10 に、履歴型のエネルギー吸収要素を持つ 1 質点系の最大せん断力係数と  $r$  の関係を (3.33) 式による予測値  $\alpha_{max}$  と応答解析による応答値  $\alpha_{max}$  について示す。なお、振動系への総エネルギー入力の変換係数  $V_E$  が  $V_E = 150 \text{ cm/s}$  となるように、地動加速度記録に適宜倍率をかけて用いている。この図によると、 $K > 3$  の場合に応答値が地震波によらず安定していることがわかる。

上に示した結果より、エネルギー吸収要素を持つ 1 質点系の地震応答が予測可能となる程度に安定するためには、エネルギー吸収要素の性能がいくつかの条件を満たさなければならないことがわかる。そして、エネルギー吸収要素がこれらの条件を満たすときには、エネルギーによる地震時応答の評価式 (3.6), (3.11) 式は妥当であるといえる。

エネルギー吸収要素を持つ質点系に関して、本論文とは全く異なる考え方に基づく研究もある。石丸は、新たに「変形エネルギースペクトル」という概念を提案し、そのスペクトルに基づいて最大応答値を予測する手法を示している<sup>19)</sup>。石丸は、その研究の中で「変形エネルギースペクトル」と総エネルギースペクトルとの間の関係も明らかにしており、石丸の提案する方法は本論文で示している方法と本質的には同じものであることがわかる。また、浅野らは、免震構造の地震応答を非定常ノン・ホワイトランダム過程ととらえてエネルギー吸収要素の諸元と地震時応答の関係を明らかにしている<sup>20)</sup>。浅野らが示しているエネルギー吸収要素の諸性能と最大応答との関係の傾向は、本節で示す結果と本質的に異なるものではない。



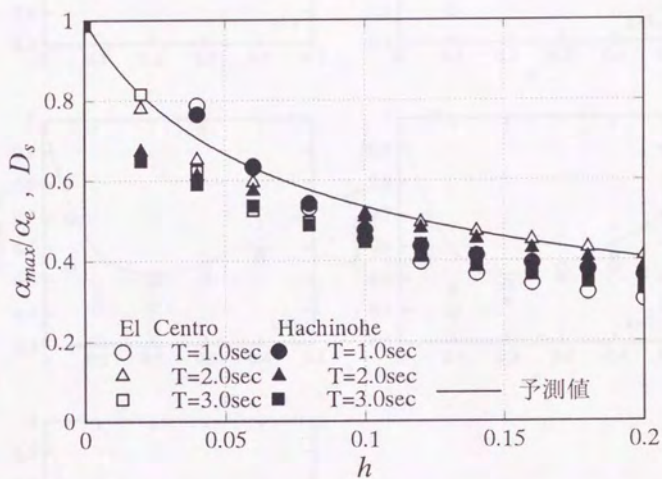


図 3.5: エネルギー吸収要素が粘性型の場合

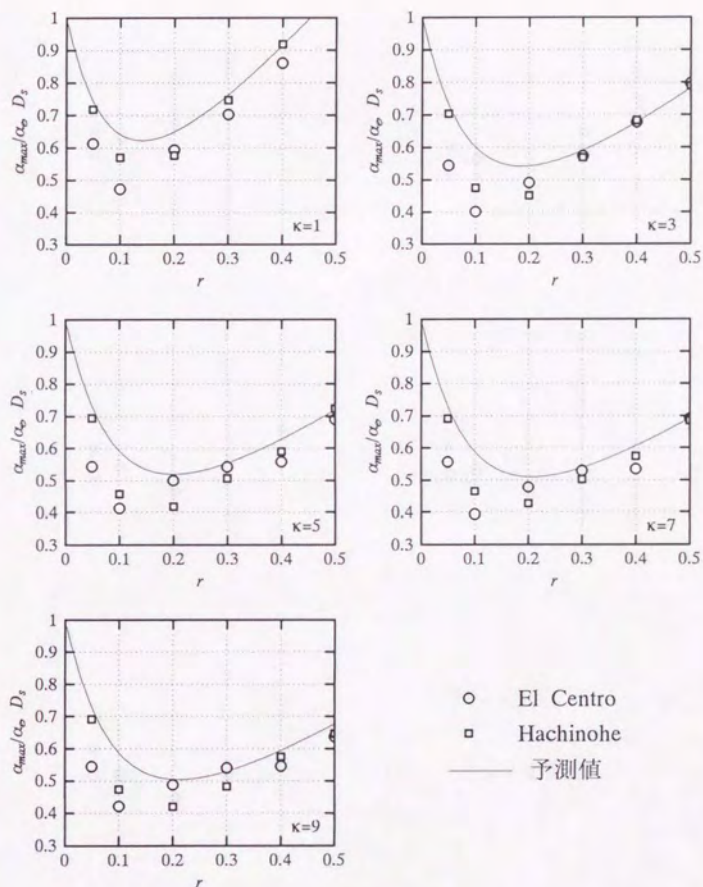


図 3.6: エネルギー吸収要素が弾塑性型の場合 ( $T=1.0\text{sec}$ )

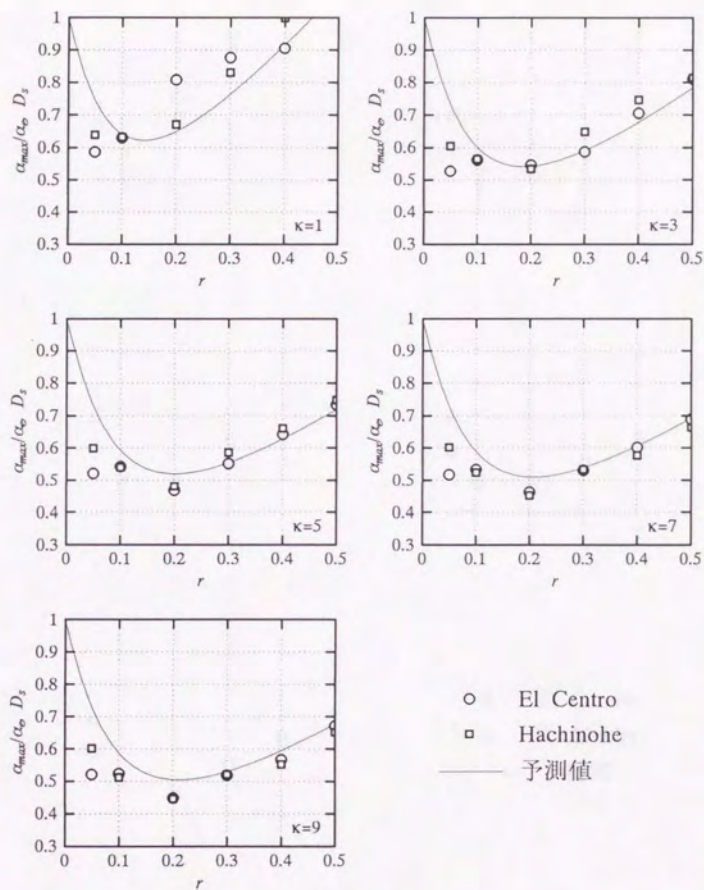


図 3.7: エネルギー吸収要素が弾塑性型の場合 ( $T=3.0\text{sec}$ )



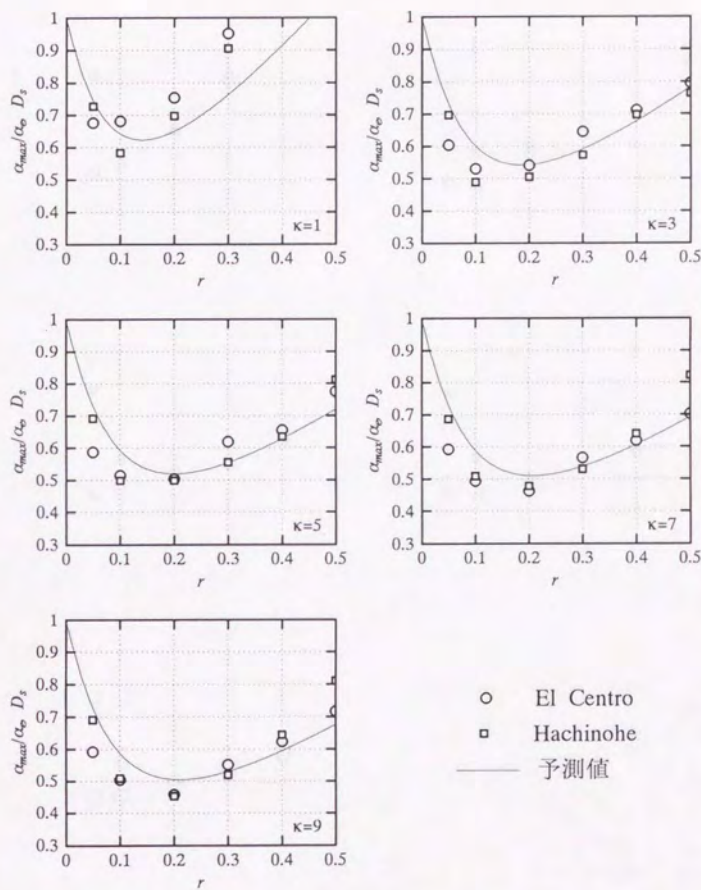


図 3.8: エネルギ吸収要素が弾塑性型の場合 ( $T=5.0\text{sec}$ )

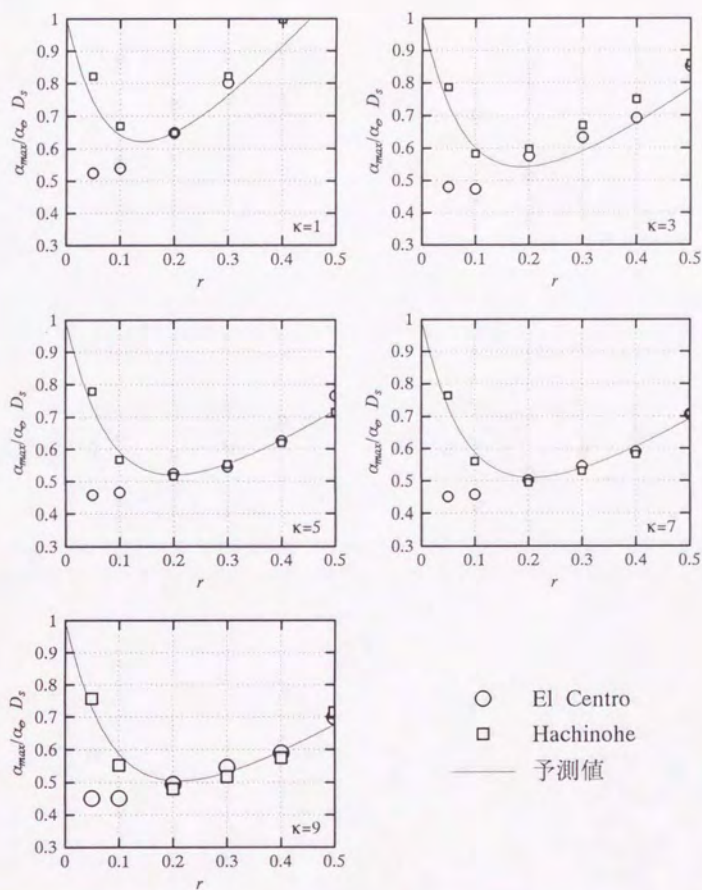


図 3.9: エネルギー吸収要素が弾塑性型の場合 ( $T=7.0\text{sec}$ )

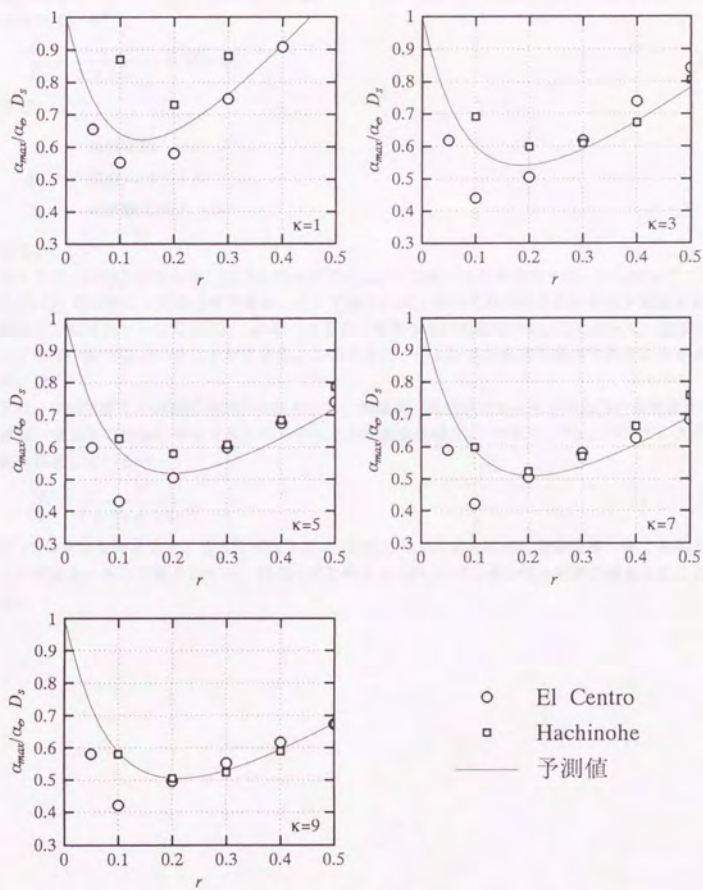


図 3.10: エネルギー吸収要素が弾塑性型の場合 ( $T=9.0\text{sec}$ )



### 3.4.4 1 質点系の地震応答と最大応答スペクトルとの関係

(3.10) 式の仮定が妥当であることは多くの文献で既に示されているが、ここではさらに最大応答スペクトルに着目して (3.10) 式の妥当性を確認しておく。

最大応答スペクトルに対する減衰の影響については、数多くの地震波に対して次のような近似式が示されている<sup>21)</sup>。

$$\frac{S_h}{S_0} = \frac{1}{1 + \alpha h} \quad (\alpha = 10 \sim 20) \quad (3.36)$$

ここで、

$h$  : 減衰定数

$S_h$  : 減衰スペクトル

$S_0$  : 非減衰スペクトル

である。

ところで、(3.36) 式の左辺と (3.25) 式の左辺  $\alpha_{max}/\alpha_e$  は同じものを意味する。したがって、(3.36) 式と (3.25) 式は等しくなるはずである。そこで図 3.11 に、それぞれの式の右辺の値を減衰定数  $h$  を横軸にとってプロットして示す。この図によると、両者はよい対応を示す。したがって、(3.36) 式と (3.25) 式は一致するということができる。このことは、(3.10) 式の仮定が妥当であることを示している。

また、秋山は多くの地震応答解析の結果から、無減衰一質点系の総エネルギー入力の変換値  $V_E$  と減衰一質点系の損傷に寄与するエネルギー入力の変換値  $V_D$  との比  $V_D/V_E$  について、次のような値を提案している<sup>1)</sup>。

$$\frac{V_D}{V_E} = \frac{1}{1 + 3h + 1.2\sqrt{h}} \quad (3.37)$$

この  $V_D$  の意味を考えると、(3.37) 式は上述の (3.36)、(3.25) 式と同様の意味を持つ値であるということができる。そして図 3.11 から、(3.37) 式の値も (3.36)、(3.25) 式の値と同様の値をとることがわかる。

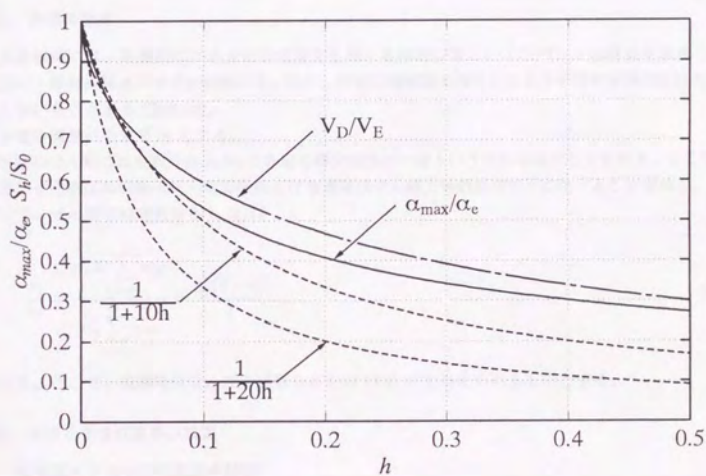


図 3.11:  $S_h/S_0$  と  $\alpha_{\max}/\alpha_e$  の比較

### 3.5 全ての層にエネルギー吸収要素を持つ多質点系の地震応答予測

本節では、前節に示したような1質点系の地震応答を予測する手法を拡張することによって、全ての層にエネルギー吸収要素を持つせん断型多質点系の地震応答を予測できるかどうかを検証する。1質点系について行ってきた論証を多質点系に拡張するための手法としては、

- 損傷集中指数を用いる方法
- モーダル・アナリシスによる方法

の二通りの手法を用いている。

#### 3.5.1 応答解析モデル

##### (1) 骨組の設定

応答解析には、各層間にエネルギー吸収要素を備える階高の等しい1スパン5層骨組を置換した5質点せん断型多質点系モデルを用いる。また、骨組は無減衰であり、エネルギー吸収要素は鉛直力を負担しないものとする(図3.12)。

各層の質量は等質量  $m$  とする。

各層のせん断ばね定数分布  $k_i/k_1$  は各層の降伏変位が一定という条件を設定して定める。ここでは、各層のせん断ばねの降伏せん断力係数  $\alpha_i$  は最速降伏せん断力係数分布  $\overline{\alpha}_i^{(1)}$  に従うように定める。したがって、せん断ばね定数分布  $k_i/k_1$  は

$$\frac{k_i}{k_1} = \frac{\alpha_i \overline{\alpha}_i \sum_{j=1}^5 mg}{\alpha_1 \sum_{j=1}^5 mg} = \frac{\overline{\alpha}_i (6-i)}{5} \quad (3.38)$$

となる。ここで、最速降伏せん断力係数分布  $\overline{\alpha}_i$  は(2.6)式で与えられるものとする。

##### (2) エネルギー吸収要素の設定

###### a. 粘性型エネルギー吸収要素の設定

粘性型エネルギー吸収要素の復元力は次の式で表わされるものとする。

$$F_i = c_i \cdot \dot{\Delta}_i \quad (3.39)$$

ここで、

- $F_i$  : 第  $i$  層のエネルギー吸収要素の復元力
- $c_i$  : 第  $i$  層のエネルギー吸収要素の粘性減衰係数
- $\Delta_i$  : 第  $i$  層の層間変位

である。ただし、以下では粘性減衰係数  $c_i$  は次のように無次元化して減衰定数  $h_i$  として表わすことにする。

$$h_i = \frac{c_i T}{4\pi M} \quad (3.40)$$



ここで、

$T$  : 振動系の一次固有周期

$M$  : 振動系の総質量

である。

b. 履歴型エネルギー吸収要素の設定

履歴型エネルギー吸収要素の復元力特性は完全弾塑性型とする。履歴型エネルギー吸収要素の復元力特性は、エネルギー吸収要素の弾性剛性 ${}_d k_i$ 、エネルギー吸収要素の降伏強度 ${}_d \alpha_i$ で定まる。 ${}_d k_i$ 、 ${}_d \alpha_i$ は次のように設定する。

$${}_d k_i = K_i k_i \quad (3.41)$$

$${}_d \alpha_i = r_i \alpha_e \bar{\alpha}_i \quad (3.42)$$

ここで、

$K_i$  : 骨組のせん断剛性に対するエネルギー吸収要素の剛性の比

$\alpha_e$  : 骨組が弾性に留まるために必要なベースシア係数

$r_i$  : 弾性限界強度に対するエネルギー吸収要素の強度の比

であり、 $\alpha_e$ は次のように定義されるものとする。

$$\alpha_e = \frac{2\pi V_E}{gT}$$

ここで、 $g$ は重力加速度である。

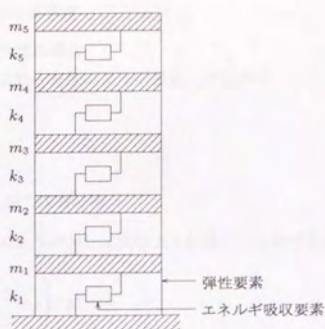


図 3.12: 解析モデル

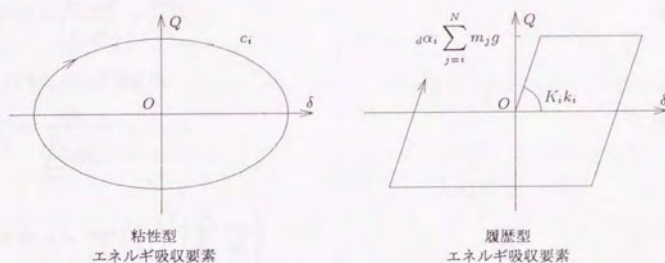


図 3.13: エネルギー吸収要素の復元力特性

### 3.5.2 基本損傷集中則の拡張による応答予測

#### (1) 各層の吸収エネルギー分布の予測

##### a. エネルギー吸収要素が粘性型の場合

各層の最大応答せん断力係数 $\alpha_i$ を次のように表すことにする。

$$\alpha_i = \alpha_1 \overline{\alpha_i} \quad (3.43)$$

ここで、

$\overline{\alpha_i}$  : 最大応答せん断力係数分布

このとき、各層の最大弾性エネルギー $W_{ei}$ は次のように書くことができる。

$$\begin{aligned} W_{ei} &= \frac{\alpha_1^2 \overline{\alpha_i}^2 \left( \sum_{j=1}^N m_j \right)^2 g^2}{2k_i} \\ &= \frac{\alpha_1^2 M g^2 T^2 \overline{\alpha_i}^2}{8\pi^2 \kappa_i} \left( \sum_{j=1}^N \frac{m_j}{M} \right)^2 \end{aligned} \quad (3.44)$$

ここで、 $\kappa_i = k_i/k_{eq}$ ,  $k_{eq} = \frac{4\pi^2 M}{T^2}$

各層の弾性エネルギー $W_{ei}$ とエネルギー吸収要素の吸収エネルギー $W_{ai}$ の間の関係は、層間の最大変位を $A$ とすると一質点系の場合と同様に考えて、(3.11), (3.22) 式より、

$$\frac{W_{ai}}{W_{ei}} = \frac{2 \cdot \pi c_i \omega A^2}{\frac{1}{2} k_i A^2} = \frac{8\pi h_i}{\kappa_i} \quad (3.45)$$

である。(3.44), (3.45) 式より、

$$\frac{W_{ai}}{W_a} = \frac{s'_i h_i}{\sum_{i=1}^N s'_i h_i} \quad (3.46)$$

$$\text{ここで、} s'_i = \overline{\alpha_i}^2 \left( \frac{k_1}{k_i} \right)^2 \left( \sum_{j=1}^N \frac{m_j}{M} \right)^2$$

となる。この式がエネルギー吸収要素が粘性型である場合のエネルギー分布則を表わす。

##### b. エネルギー吸収要素が履歴型の場合

各層の復元力特性が完全弾塑性型である通常多層骨組について、骨組の各層の降伏強度から各層の損傷 $W_{pi}$ を評価する式が次のように提案されている<sup>1)</sup>。

$$\frac{W_{pi}}{W_p} = \frac{s_i p_i^{-n}}{\sum_{j=1}^N s_j p_j^{-n}} \quad (3.47)$$



ここで、

$$W_p = \sum_{i=1}^N W_{pi}$$

$$s_i = \left( \sum_{j=i}^N \frac{m_j}{M} \right)^2 \left( \frac{k_1}{k_i} \right) \bar{\alpha}_i^{-2}$$

$p_i$  : 強度低減率 ( $= \alpha_i / (\alpha_1 \bar{\alpha}_i)$ )

$\alpha_i$  : 第  $i$  層の降伏強度

$n$  : 損傷集中指数

$W_{pi}$  と  $W_{ai}$  は同じものを意味するので、(3.47) 式がエネルギー吸収要素が履歴型である場合のエネルギー分布則を表す。

柔要素と剛要素から構成される骨組では、損傷集中指数  $n$  の値が  $n = 12$  よりも小さくなる場合があることが指摘されている<sup>22)</sup>。このことは、柔剛混合型の骨組で損傷集中指数として  $n = 12$  という値を用いると、損傷集中を過大に評価してしまう場合があることを意味する。

柔剛混合型骨組の損傷集中指数  $n$  を定量的に評価するために、損傷集中を意図して特定の 1 層のみの強度を他層に比べて低減している 5 質点系モデルを用いた応答解析を行い、強度を低減させた層でのエネルギー吸収率に着目して柔剛混合型骨組の損傷集中指数  $n$  を求めた。なお、各層の  $K_i$  は等しいとする。ここでは、損傷集中層の位置  $c$  及び各層の第 1 剛性  $k$  と第 2 剛性  $k$  の比  $k_2/k_1$  をパラメータとする。弾性一次固有周期が 1 秒であるモデルについて、結果を図 3.14～3.18 に示す。その結果、

- 損傷集中層が第 5 層であるときの  $n$  の値は、損傷集中層が第 1, 3 層であるときの  $n$  の値よりも小さい。
- $k_2/k_1$  が大きいほど  $n$  は小さくなる。
- $r \leq 0.3$  では  $r$  が小さいほど  $n$  も小さくなるが、 $r \geq 0.4$  では  $n$  の値はほとんど変わらない。

という傾向があることがわかった。

$n$  の値は、損傷集中層の位置や地震波の違いによってばらつきがあるが、その傾向は (2.8) 式と類似の次の式で評価することができる。

$$n = \begin{cases} (10r + 2) + 23 \left( \frac{5r + 4}{6} - k_2/k_1 \right) p_i^6 & (0.1 \leq r \leq 0.4) \\ 6 + 23(1 - k_2/k_1) p_i^6 & (0.4 \leq r \leq 0.5) \end{cases} \quad (3.48)$$

(3.48) 式による損傷集中指数  $n$  を図 3.14～3.18 中に実線で示している。

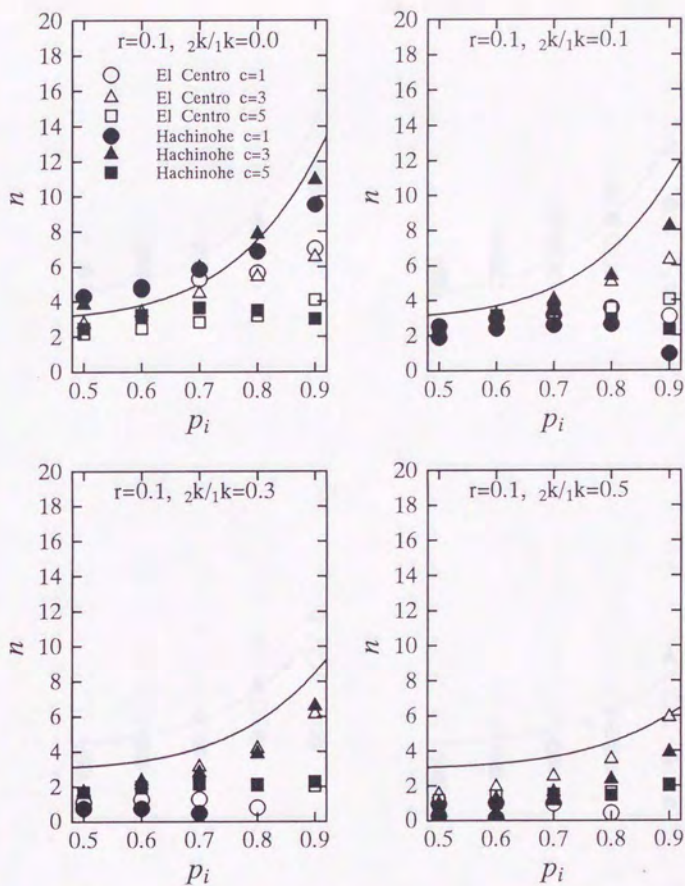


圖 3.14: 損傷集中指數  $n$  ( $r = 0.1$ )

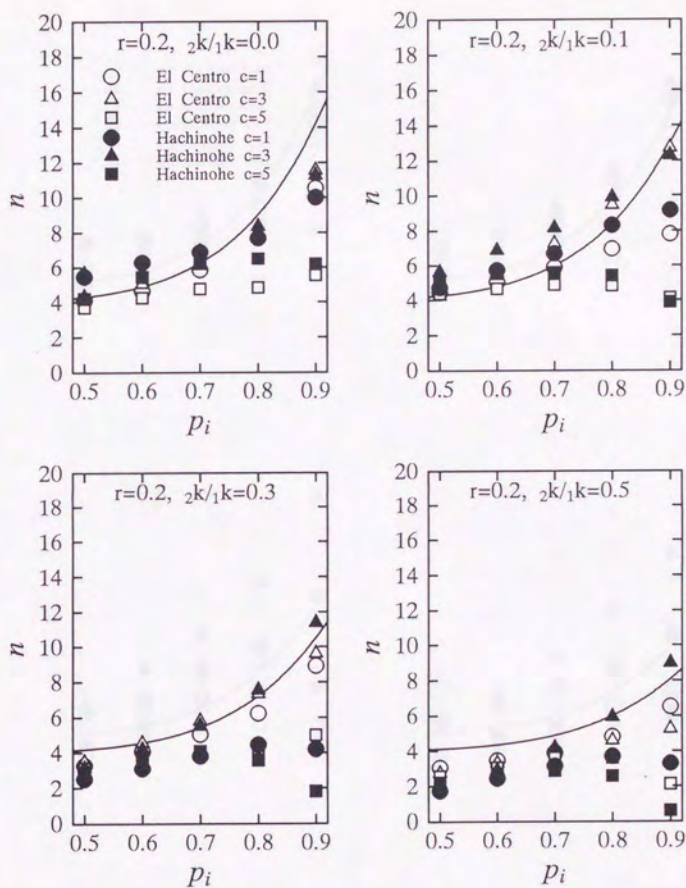


图 3.15: 損傷集中指数  $n$  ( $r = 0.2$ )



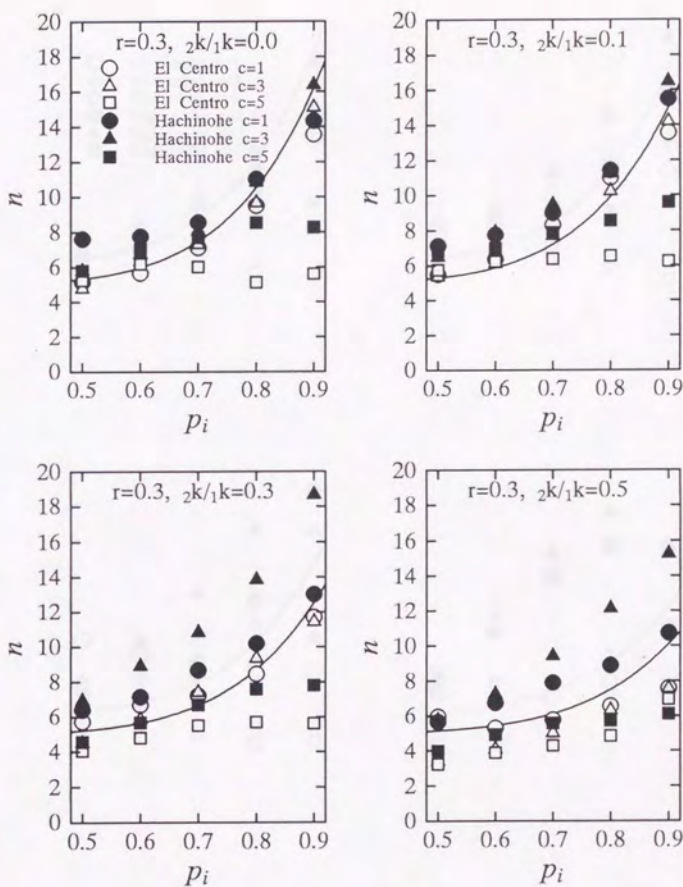


図 3.16: 損傷集中指数  $n$  ( $r = 0.3$ )

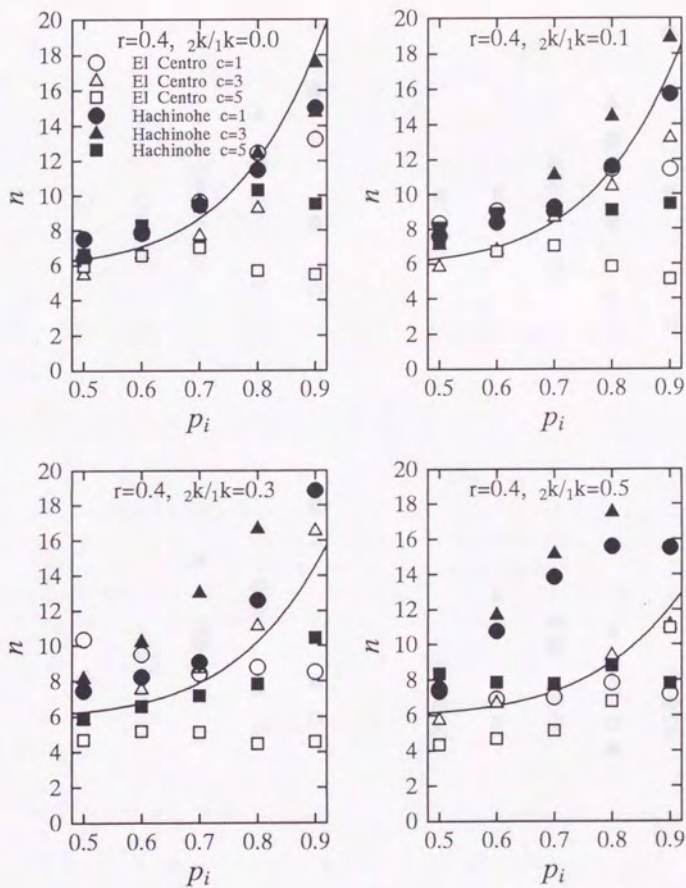


图 3.17: 损伤集中指数  $n$  ( $r = 0.4$ )

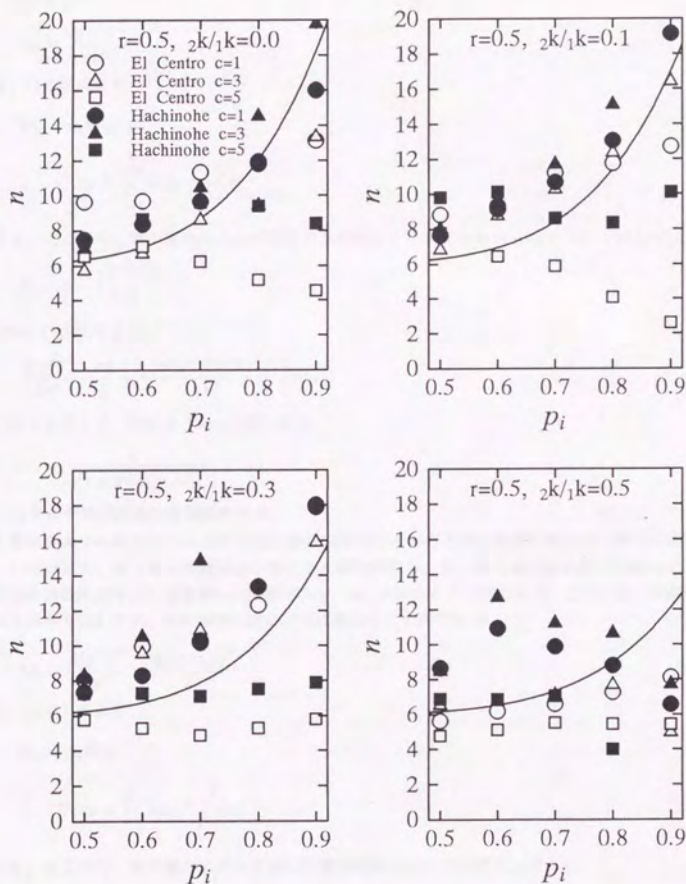


图 3.18: 损伤集中指数  $n$  ( $r = 0.5$ )



(2)  $D_s$  値の予測

a. エネルギー吸収要素が粘性型の場合

振動系全体の弾性エネルギー  $W_e$  は、第 1 層の最大応答せん断力係数  $\alpha_1$  を用いて次のように表わすことができる<sup>1)</sup>。

$$W_e = \frac{Mg^2T^2}{4\pi^2} \cdot \frac{\alpha_1^2}{2} \quad (3.49)$$

また、(3.46) 式より

$$W_a = \gamma_1 W_{a1} \quad (3.50)$$

$$\text{ここで、} \gamma_1 = \sum_{j=1}^N s_j h_j / (s_1 h_1)$$

となる。ところで、第 1 層のエネルギー吸収要素が吸収するエネルギー  $W_{a1}$  は (3.44), (3.45) 式より、

$$W_{a1} = \frac{Mg^2T^2\alpha_1^2h_1}{\pi\kappa_1^2} \quad (3.51)$$

だから、(3.11) 式より

$$\frac{Mg^2T^2}{4\pi^2} \cdot \frac{\alpha_1^2}{2} + \gamma_1 \frac{Mg^2T^2\alpha_1^2h_1}{\pi\kappa_1^2} = \frac{1}{2}MV_E^2 \quad (3.52)$$

この式を整理して、次のように  $D_s$  値を得る。

$$D_s = \frac{1}{\sqrt{1 + 8\pi h_1 \gamma_1 / \kappa_1^2}} \quad (3.53)$$

b. エネルギー吸収要素が履歴型の場合

各層の最大せん断力は、エネルギー吸収要素の降伏せん断力と弾性要素の最大せん断力の和に等しい。したがって、第 1 層の弾性要素の最大せん断力係数は、第 1 層の最大せん断力係数  $\alpha_1$  とエネルギー吸収要素の降伏せん断力係数  $\alpha_{s1}$  を用いて  $\alpha_1 - \alpha_{s1}$  と表わすことができる。このとき、振動系の弾性エネルギー  $W_e$  は (3.49) 式と同様に次のように表わすことができる。

$$W_e = \frac{Mg^2T^2}{4\pi^2} \cdot \frac{(\alpha_1 - \alpha_{s1})^2}{2} \quad (3.54)$$

また、(3.47) 式より

$$W_p = \gamma_1 W_{p1} \quad (3.55)$$

$$\text{ここで、} \gamma_1 = \sum_{j=1}^N s_j p_j^{-n} / s_1 p_1^{-n}$$

となる。ところで、第 1 層のエネルギー吸収要素が吸収するエネルギー  $W_{p1}$  は

$$W_{p1} = \alpha_{s1} Mg \cdot 8\bar{\mu}_1 \delta_{y1} \quad (3.56)$$

だから、(3.11) 式より

$$\frac{Mg^2T^2}{4\pi^2} \cdot \frac{(\alpha_1 - \alpha_{s1})^2}{2} + \gamma_1 \alpha_{s1} Mg \cdot 8\bar{\mu}_1 \delta_{y1} = \frac{1}{2}MV_E^2 \quad (3.57)$$

となる。 $\alpha_1/\alpha_e = D_s$ ,  $\alpha_{s1}/\alpha_e = r_1$  であることから、(3.57) 式より  $D_s$  値は次のようになる。

$$D_s = r_1 \left( \sqrt{\frac{64\gamma_1^2}{\kappa_1^2} + \frac{16\gamma_1}{K_1\kappa_1} + \frac{1}{r_1^2} - \frac{8\gamma_1}{\kappa_1} + 1} \right) \quad (3.58)$$

厳密には、(3.58) 式は特定の層へエネルギーが集中する場合には適用することはできない。各層が一樣に塑性化するときには各層で  $\bar{\eta}/\bar{\mu} \simeq 4$  が成り立つが、特定の層にエネルギーが集中する場合にはエネルギーが集中する層とそうでない層で塑性化が起こる時刻が異なるため、 $\bar{\eta}/\bar{\mu}$  の値も各層で異なるはずである。このような場合、(3.56) 式が必ずしも成り立たないので、(3.58) 式は厳密には特定の層へのエネルギーの集中がない場合にのみ成立する。

### (3) 応答予測の検討

5 質点系モデルの吸収エネルギー分布  $W_{ai}/W_a$  と各層の最大応答せん断力係数  $\alpha_i$  について、本節で示した予測式による予測値と地震応答解析による応答値とを比較した結果の例を示す。1 質点系モデルの場合と同様に、地震応答解析には Imperial Valley 地震 El Centro 記録 NS 成分と十勝沖地震八戸記録 EW 成分の二種類の加速度記録を  $V_E = 150 \text{ cm/sec}$  となるように適宜拡大して用いている。なお、振動系の各層の最大応答せん断力係数  $\alpha_i$  の予測値は、 $\alpha_i$  の分布  $\bar{\alpha}_i$  が最適降伏せん断力係数分布  $\bar{\alpha}_i$  と一致するとして定めた。

#### a. エネルギー吸収要素が粘性型の場合

用いた解析モデルの諸元を以下に記す。

$$m_i/m_1 = 1.0, h_i = 0.2$$

$$\text{Case 1. } k_i/k_1 = (1.0, 0.880, 0.751, 0.609, 0.402)$$

$$\text{Case 2. } k_i/k_1 = (1.0, 1.760, 1.502, 1.218, 0.804)$$

$$\text{Case 3. } k_i/k_1 = (1.0, 0.880, 0.376, 0.609, 0.402)$$

$$\text{Case 4. } k_i/k_1 = (1.0, 0.880, 0.751, 0.609, 0.201)$$

Case 1 は特にエネルギーの集中を意図しない剛性分布で、Case 2, 3, 4 は Case 1 の分布に対して第 1, 3, 5 層の剛性を半分に低下させた剛性分布であり、剛性を低下させた層にエネルギーが集中することになる。図 3.19～3.22 に結果を示す。

振動系の吸収エネルギー分布  $W_{ai}/W_a$  については、Case 4 を除けば (3.46) 式による予測値と応答値は非常によい対応を示している。Case 4 では、エネルギーが集中している第 5 層での予測値が応答値を 20% 程度上回っている。しかし、この評価は第 5 層については安全側の評価であり、それ以外の層での予測値と応答値との差は 0.1 以下である。したがって、(3.46) 式による吸収エネルギー分布  $W_{ai}/W_a$  の予測は適当なものであるといえることができる。

第 1 層の最大応答せん断力係数  $\alpha_1$  は、すべての場合で応答値が予測値を下回っており、(3.53) 式が十分に安全側の評価を与えることがわかる。また、上層の最大応答せん断力係数  $\alpha_i$  は最上層付近で応答値が予測値を大きく下回る傾向がある。

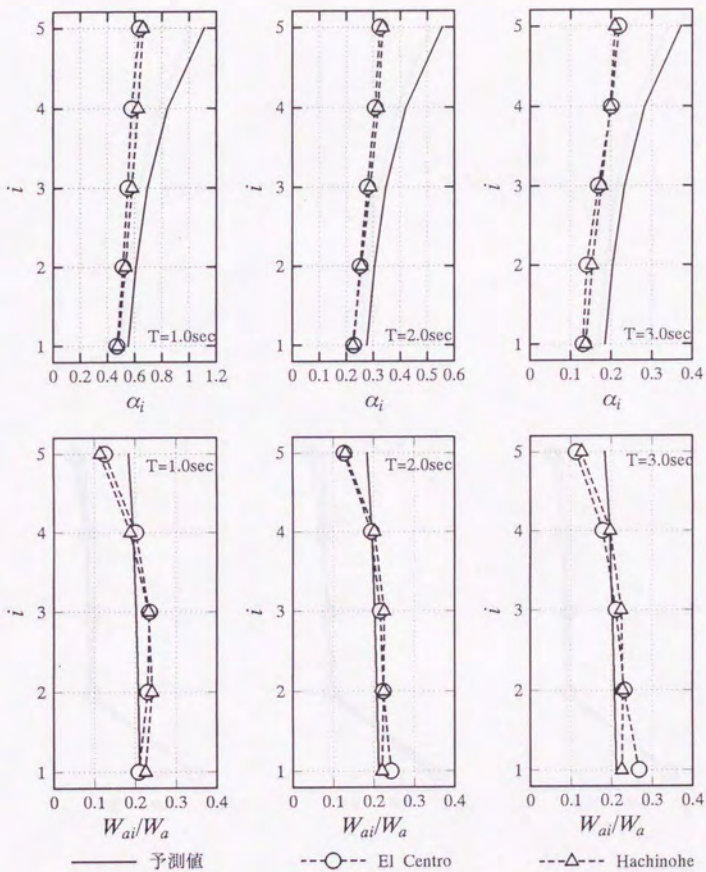


图 3.19: 応答予測 (Case 1)



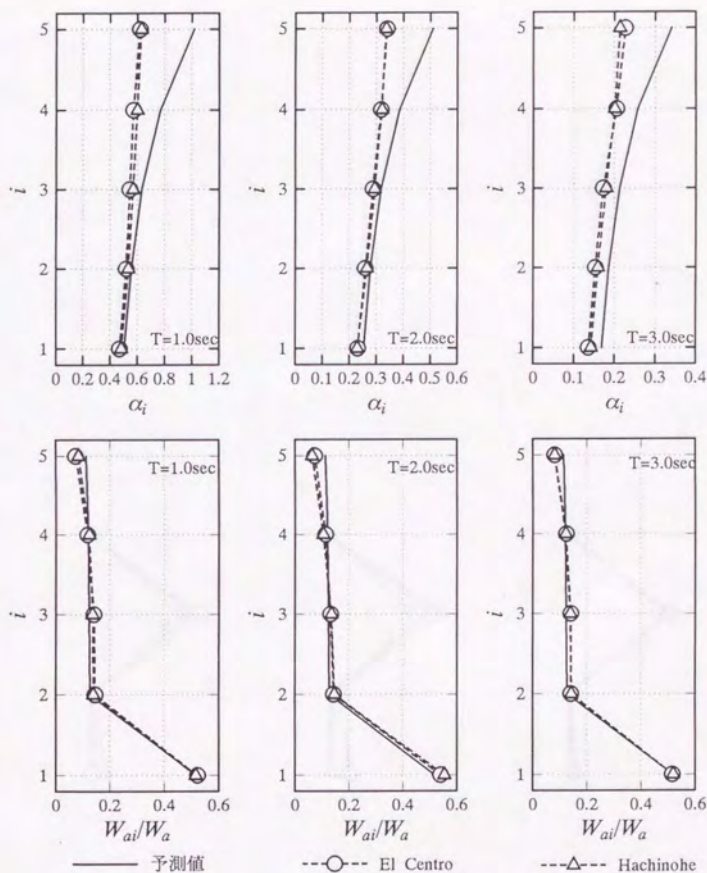


図 3.20: 応答予測 (Case 2)

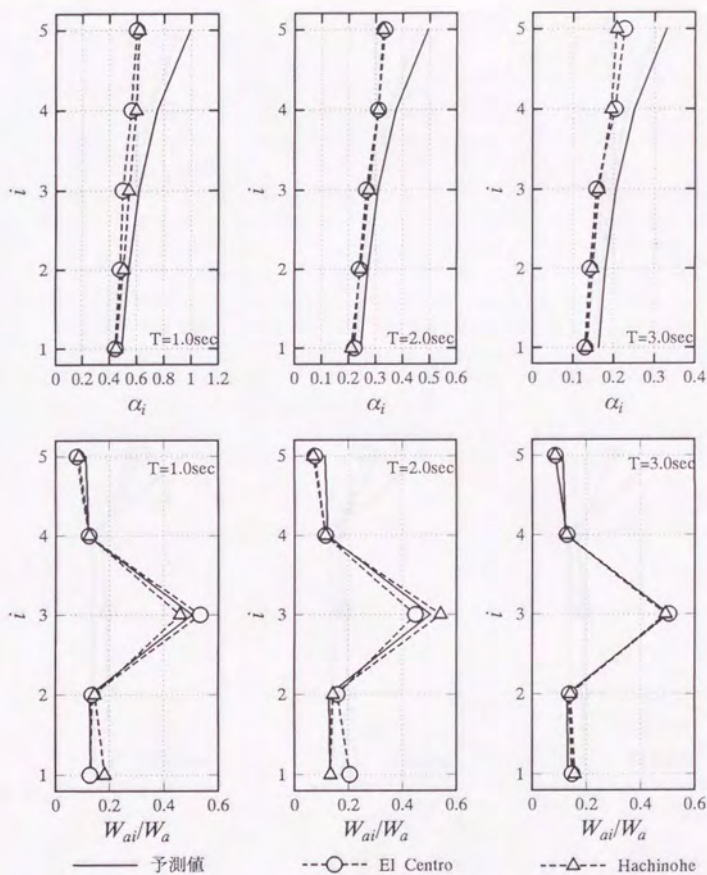


図 3.21: 応答予測 (Case 3)

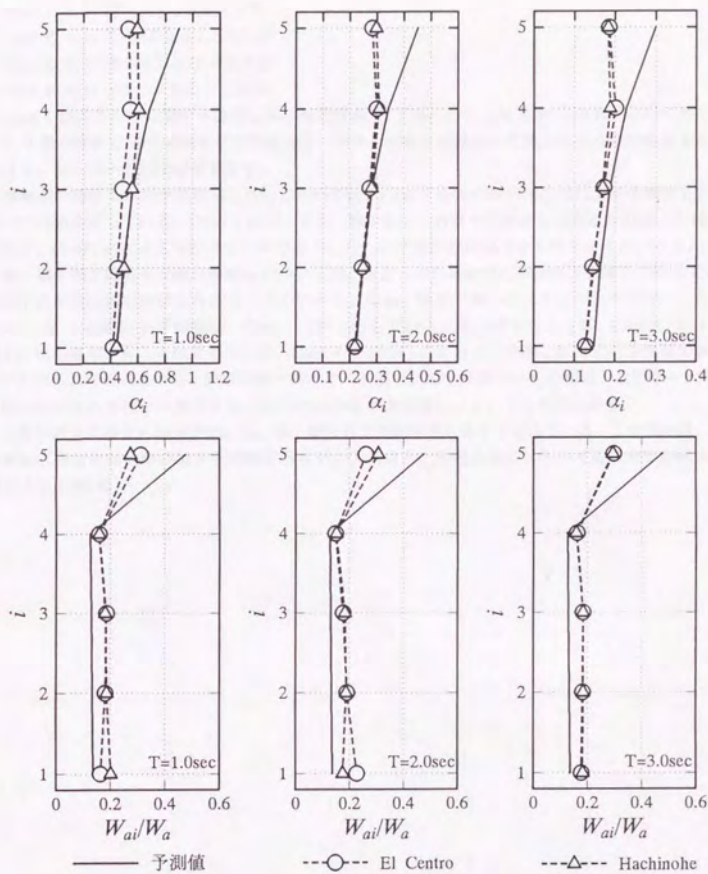


図 3.22: 応答予測 (Case 4)



b. エネルギー吸収要素が履歴型の場合

用いた解析モデルの諸元を以下に記す。

$$m_i/m_1 = 1.0, K_i = 5.0,$$

$$k_i/k_1 = (1.0, 0.880, 0.751, 0.609, 0.402)$$

$$\text{Case 1. } r_i = (0.2, 0.2, 0.2, 0.2, 0.2)$$

$$\text{Case 2. } r_i = (0.16, 0.2, 0.2, 0.2, 0.2)$$

$$\text{Case 3. } r_i = (0.2, 0.2, 0.16, 0.2, 0.2)$$

$$\text{Case 4. } r_i = (0.2, 0.2, 0.2, 0.2, 0.16)$$

Case 1 はエネルギーの集中を意図しない強度分布で、Case 2, 3, 4 は Case 1 の強度分布に対して第 1, 3, 5 層の強度を 20% 低減させた強度分布であり、強度を低減させた層にエネルギーが集中することになる。図 3.23~3.26 に結果を示す。

振動系の吸収エネルギー分布  $W_{ai}/W_a$  については、Case 2 を除けば (3.47) 式による予測値と応答値はよい対応を示している。Case 2 においても、第 1 層以外の層で予測値と応答値との差は 0.15 以下であり、(3.47) 式による吸収エネルギー分布  $W_{ai}/W_a$  の予測は概ね適当なものであるといえる。

第 1 層の最大応答せん断力係数  $\alpha_1$  については、ほとんどの場合で応答値が予測値を下回っており、(3.58) 式が安全側の評価を与えることがわかる。なお、特定の層へのエネルギー集中が起こっている Case 2, 3, 4 での  $\alpha_1$  の予測値は、Case 1 と同じとしている。既に述べたように、Case 2, 3, 4 では (3.58) 式を適用することはできないが、Case 1 で (3.58) 式によって予測した値で  $\alpha_1$  を評価できることがわかる。このことより、特定の層へのエネルギー集中が起こる系での  $\alpha_1$  の値は、強度ギャップを取り除いたエネルギー集中の起こらない系での  $\alpha_1$  の値とほぼ等しいということがわかる。

上層の最大応答せん断力係数  $\alpha_i$  は、最上層付近で予測値を大きく下回っている。この傾向は、エネルギー吸収要素が粘性型の場合と同様であるが、予測値と応答値の差はエネルギー吸収要素が粘性型の場合より小さい。

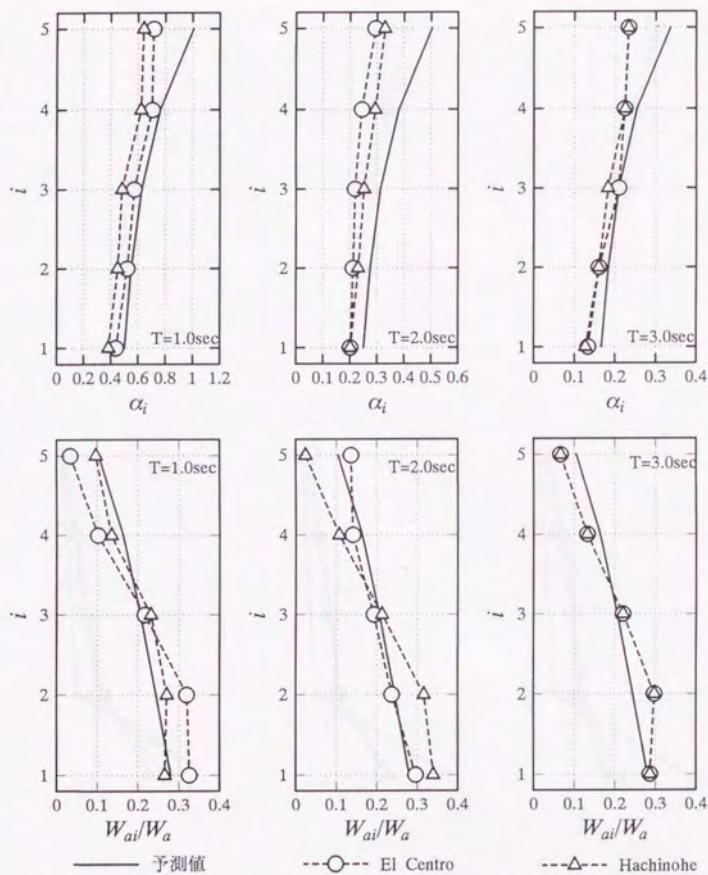


図 3.23: 応答予測 (Case 1)

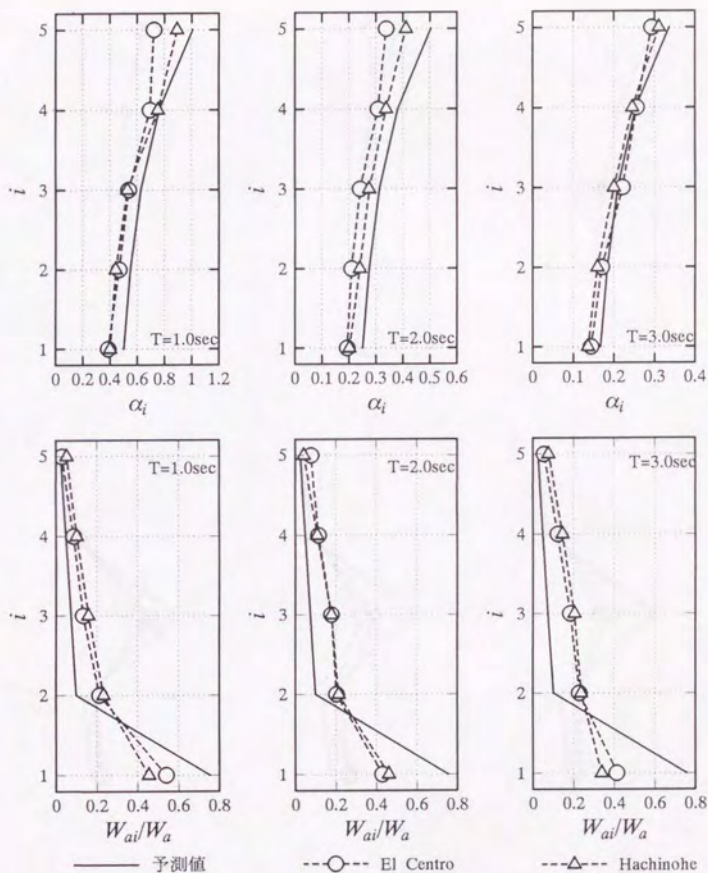


図 3.24: 応答予測 (Case 2)



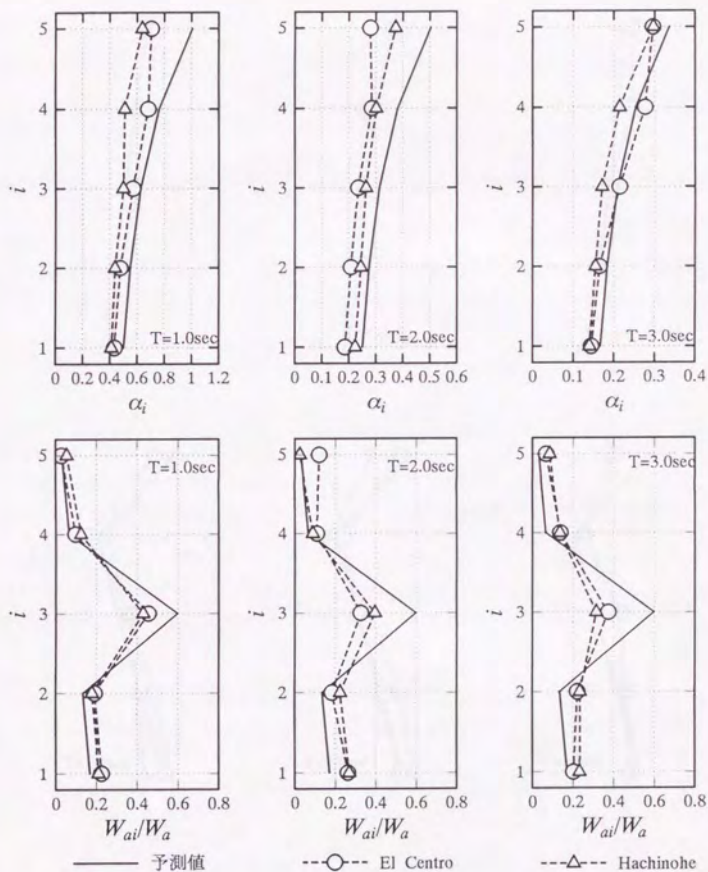


図 3.25: 応答予測 (Case 3)

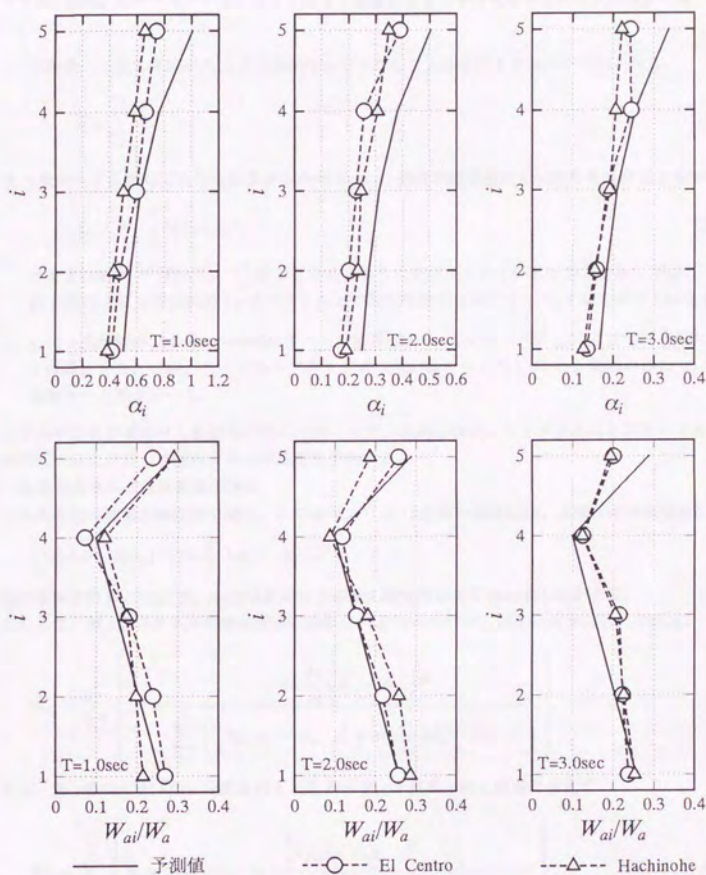


図 3.26: 応答予測 (Case 4)

### 3.5.3 モーダル・アナリシスによる応答予測

#### (1) モーダル・アナリシスの方法

$V_E$  スペクトル (振動系の固有周期  $T$  と振動系への総エネルギー入力  $E$  の速度換算値  $V_E$  の関係を示すベクトル) を用いたモーダル・アナリシスによる各層のエネルギー吸収率の予測を次の仮定に基づいて行う。

1. 振動系への総エネルギー入力  $E$  は各次モードに対して入力されるエネルギーの和となる。

$$E = \sum_{i=1}^N E_i \quad (3.59)$$

2.  $i$  次モードに対して入力されるエネルギー  $E_i$  は、 $i$  次の刺激係数  $\beta_i$  と  $i$  次固有周期  $T_i$  を用いて

$$E_i = \beta_i^2 \cdot \frac{1}{2} M V_E(T_i)^2 \quad (3.60)$$

と表される<sup>23, 24)</sup> (ただし、 $\sum \beta_i^2 = 1$  となるように正規化されているものとする)。 $V_E(T_i)$  は減衰 10% の 1 質点弾性系の  $V_E$  スペクトル上で固有周期  $T_i$  に対応する  $V_E$  の値を表すものとする。

3.  $E_i$  は  $i$  次振動の 1 サイクルの間にすべて振動系に入り、 $i$  次モード形  $\{\phi_i\}$  に応じて各層に分配されるとする。なお、モーダル・アナリシスに用いるモード形  $\{\phi_i\}$  は、骨組のみについての振動モード形を用いる。

エネルギー吸収要素はせん断変形に対して働くので、各層の吸収エネルギー分布は各次モード形のせん断変形成分に着目して吸収エネルギー分布を予測する。

#### a. 粘性型エネルギー吸収要素の場合

エネルギー吸収要素が粘性型の場合、3. の仮定より  $E_i$  は各層の水平ばね、エネルギー吸収要素に、

$$\frac{1}{2} k_i |\phi_j - \phi_{j-1}|^2 : \pi c_i \frac{2\pi}{T_i} |\phi_j - \phi_{j-1}|^2$$

の比に分配される。ここで、 $\phi_j$  は  $i$  次モードのせん断変形成分を表すものとする。

このとき、第  $j$  層のエネルギー吸収要素に吸収されるエネルギー  $W_{aj}$  は次のように表わされる。

$$W_{aj} = \sum_{i=1}^5 \left\{ E_i \times \frac{\pi c_i \frac{2\pi}{T_i} |\phi_j - \phi_{j-1}|^2}{\sum_{j=1}^5 \left( \frac{1}{2} k_j |\phi_j - \phi_{j-1}|^2 + \pi c_i \frac{2\pi}{T_i} |\phi_j - \phi_{j-1}|^2 \right)} \right\} \quad (3.61)$$

また、第  $j$  層の水平ばねに分配されるエネルギー  $E_{sj}$  は (3.61) 式と同様に考えて

$$E_{sj} = \sum_{i=1}^5 \left\{ E_i \times \frac{\frac{1}{2} k_j |\phi_j - \phi_{j-1}|^2}{\sum_{j=1}^5 \left( \frac{1}{2} k_j |\phi_j - \phi_{j-1}|^2 + \pi c_i \frac{2\pi}{T_i} |\phi_j - \phi_{j-1}|^2 \right)} \right\} \quad (3.62)$$

となる。この  $E_{sj}$  が全て水平ばねのポテンシャルエネルギーになるとすると、最大せん断力係数  $\alpha_j$  について

$$\frac{1}{2} \frac{(\alpha_j (6-j) mg)^2}{k_j} = E_{sj}$$



という関係が成り立つ。これより、 $\alpha_j$ は

$$\alpha_j = \frac{\sqrt{2k_j E_{sj}}}{(6-j)mg} \quad (3.63)$$

と求めることができる。

#### b. 履歴型エネルギー吸収要素の場合

エネルギー吸収要素が履歴型の場合には、弾塑性系を等価な弾性ばねと粘性型エネルギー吸収要素とから構成される線形系に置換して、粘性型の場合と同じ方法で地震応答を予測する。弾塑性系を線形系に置換するためには、まず各層のみかけの塑性変形倍率 $\mu$ を予測する必要がある、その予測値を用いて等価線形化法により弾塑性系を等価な線形系に置換する。

モーダル・アナリシスにおいては、骨組のせん断剛性と弾塑性系を線形系に置換して得られる弾性ばねの剛性とを加えたものを振動系のせん断剛性として用いる。

##### b-1. みかけの塑性変形倍率の予測

まず、弾塑性型エネルギー吸収要素を持つ質点系についてエネルギー吸収要素の降伏強度と塑性変形倍率の関係を求める必要がある。1質点系の場合の正負両側の塑性変形倍率の平均 $\bar{\mu}$ の予測値は(3.30)式で与えられる。多質点系については多質点系と1質点系の類似性を考えて、多質点系の各層での $\bar{\mu}$ は1質点系の $\bar{\mu}$ の予測式である(3.30)式中の $r$ を $r_i$ 、 $K$ を $K_i$ と置き換えた次式を用いる。

$$\bar{\mu}_i = \sqrt{64K_i^2 + 16K_i + \frac{K_i^2}{r_i^2}} - (8K_i + 1) \quad (3.64)$$

この式を用いるということは、各層で $\bar{\eta}/\bar{\mu} \simeq 4$ が成り立つことを仮定していることになる。

##### b-2. 弾塑性型エネルギー吸収要素の等価線形化

等価線形化法には次の二つがある。

1. 最大点剛性によるもの
2. 最小2乗近似によるもの

最大点剛性による等価線形化法では、等価剛性には復元力-変位平面上で最大変形点と原点を結ぶ直線の勾配を用い、等価粘性減衰係数は1サイクル間のエネルギー吸収が弾塑性系と一致するように定める。最小2乗近似による等価線形化法では、定常振動時の弾塑性系の復元力と線形系の復元力の誤差を最小にするように等価剛性と等価粘性減衰係数を定める。

ここでエネルギー吸収要素を単独で用いた1質点系を考える。参考文献<sup>21)</sup>によると、正負両側でのみかけの塑性変形倍率の値がともに $\bar{\mu}$ であるときには、強振時において最大点剛性による等価線形化法での等価剛性 $k_{eg}$ 、等価粘性減衰係数 $c_{eg}$ 、最小2乗近似による等価線形化法での等価剛性 $k_{ed}$ 、等価粘性減衰係数 $c_{ed}$ は次のようになる。

$$k_{eg} = \frac{1}{\bar{\mu} + 1} dk \quad (3.65)$$

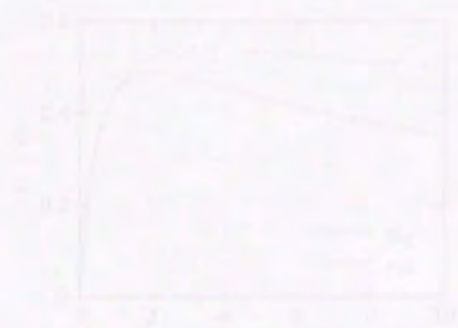
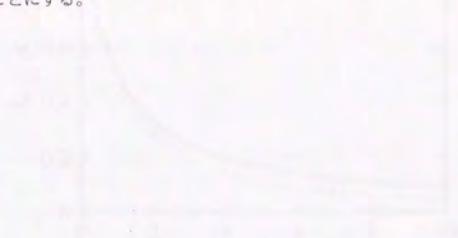
$$c_{eg} = \frac{4}{\pi} \cdot \frac{\bar{\mu}}{(\bar{\mu} + 1)^{3/2}} \cdot \sqrt{m_d k} \quad (3.66)$$

$$k_{ed} = C(\bar{\mu}) \cdot dk \quad (3.67)$$

$$c_{ed} = \frac{4}{\pi} \cdot \frac{\bar{\mu}}{(\bar{\mu} + 1)^2 \sqrt{C(\bar{\mu})}} \cdot \sqrt{m_d k} \quad (3.68)$$

(ここで、 $C(\bar{\mu}) = \frac{1}{\pi} \left( \theta - \frac{1}{2} \sin \theta \right)$ ,  $\theta = \cos^{-1} \left( 1 - \frac{2}{\bar{\mu} + 1} \right)$ )

2つの等価線形化法による等価剛性、等価粘性減衰係数の値を比較して図3.27, 3.28に示す。これらの図によると、両者は $\bar{\mu}$ が小さい範囲では一致するが、 $\bar{\mu}$ が大きい場合には一致しない。両者のうち、エネルギーの集中をより正確に評価できている<sup>25)</sup>ので、以下では最小2乗近似による等価線形化を行うことにする。



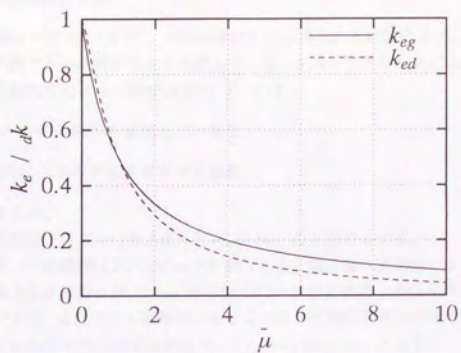


图 3.27: 等值刚性

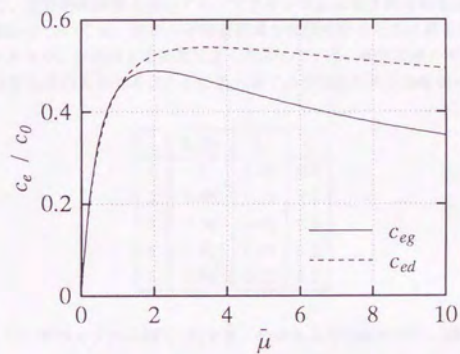


图 3.28: 等值粘性衰减系数

$$(c_0 = \sqrt{m_d k})$$



## (2) 応答予測と応答結果の比較

3.5.1節に述べた解析モデルについて、地震応答解析から得られる地震応答と、3.5.3節のモーダル・アナリシスにより予測できる地震応答とを比較して、モーダル・アナリシスによる地震応答予測の妥当性を確認する。骨組内でのエネルギーの分布については

- 特定層へのエネルギーの集中を意図しない場合
- 特定層へ意図的にエネルギーを集中させる場合

の二通りの場合を考える。

振動系の一次固有周期  $T$  は  $T = 1.0, 3.0, 5.0, 7.0, 9.0 \text{ sec}$  の 5 通りとする。

地震応答解析に用いた地震波は El Centro NS 波である。特定層へ意図的にエネルギーを吸収させる場合、エネルギーを集中させる層は第 1, 3, 5 層のいずれか 1 層とする。またエネルギー吸収要素が履歴型である場合については、骨組のせん断剛性に対するエネルギー吸収要素の剛性の比  $K_i$  の値を 5 とし、また振動系への総エネルギー入力の変換値  $V_E$  が  $V_E = 150 \text{ cm/sec}$  となるように地動加速度記録を適宜拡大して用いている。

### a. 特定層へのエネルギーの集中を意図しない場合について

各層の剛性分布は (3.38) 式に従うものとする。各層の剛性、粘性型エネルギー吸収要素の各層の  $h_i$ 、弾塑性型エネルギー吸収要素の各層の  $r_i$  の分布を表 3.1 に示す。各層の最大せん断力係数と各層のエネルギー吸収率について、応答解析結果とモーダル・アナリシスによる予測結果を図 3.29～3.32 に示す。

最大せん断力係数  $\alpha_i$  については、エネルギー吸収要素が弾塑性型のときに最上層での予測値が多少危険側になる場合があるが、予測値と応答値はよく対応している。吸収エネルギー分布については、エネルギー吸収要素が弾塑性型のものであるときに最上層での予測値が多少危険側になっている。

$i$	$k_i/k_1$	$h_i$	$r_i$
1	1	0.02	0.2
2	0.88	0.02	0.2
3	0.75	0.02	0.2
4	0.61	0.02	0.2
5	0.40	0.02	0.2

表 3.1: 解析モデルの諸元 (特定層へのエネルギーの集中がない場合)

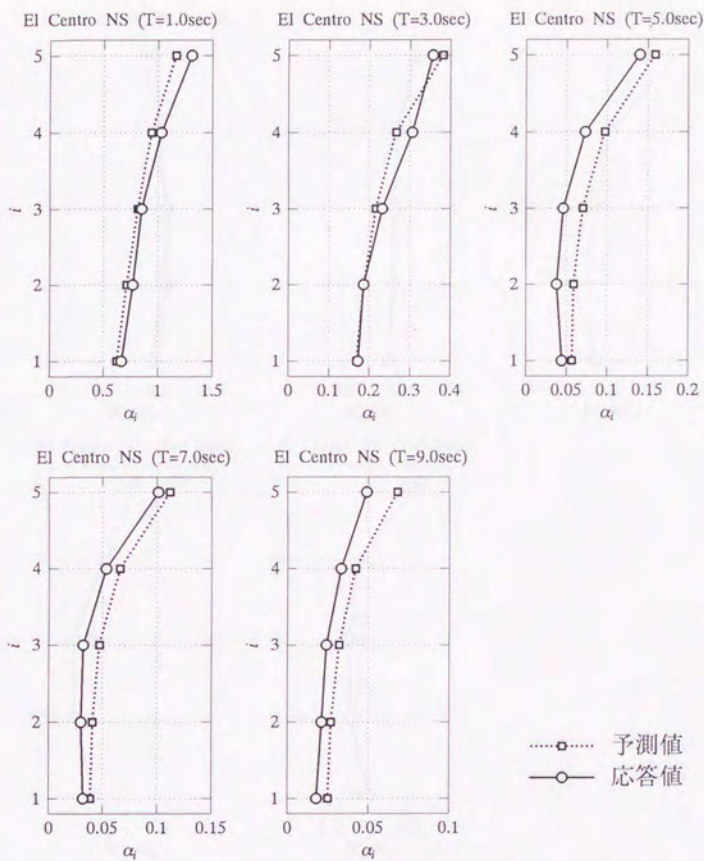


図 3.29: 最大せん断力係数分布 (粘性型、El Centro)

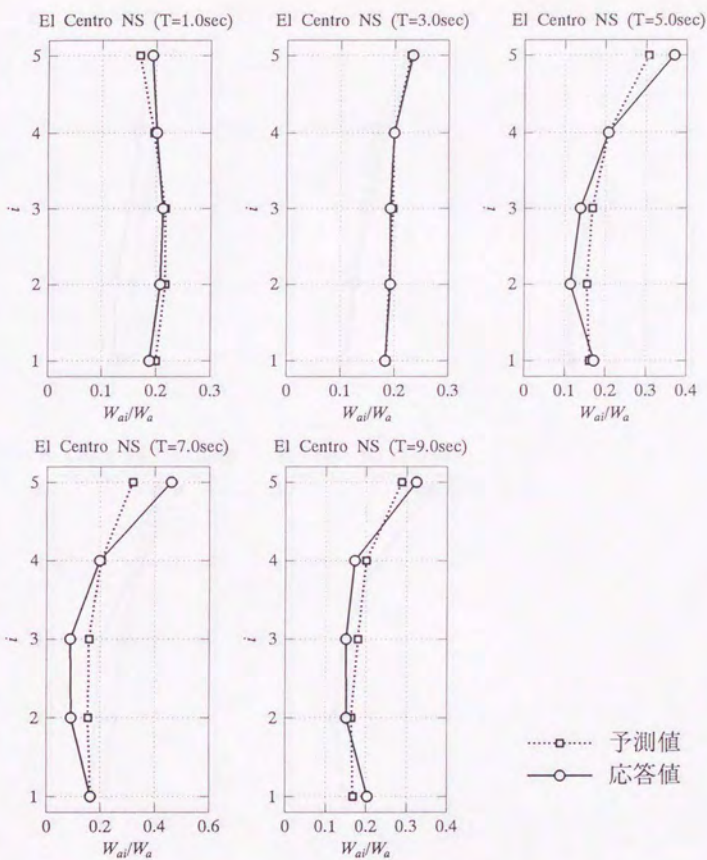


図 3.30: 吸収エネルギー分布 (粘性型、El Centro)



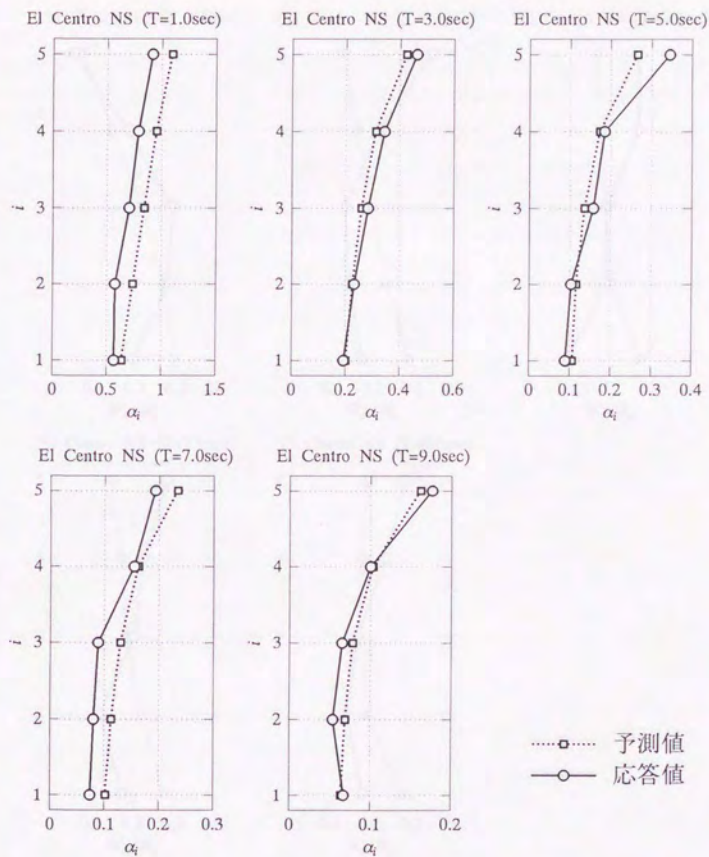


図 3.31: 最大せん断力係数分布 (履歴型、El Centro)

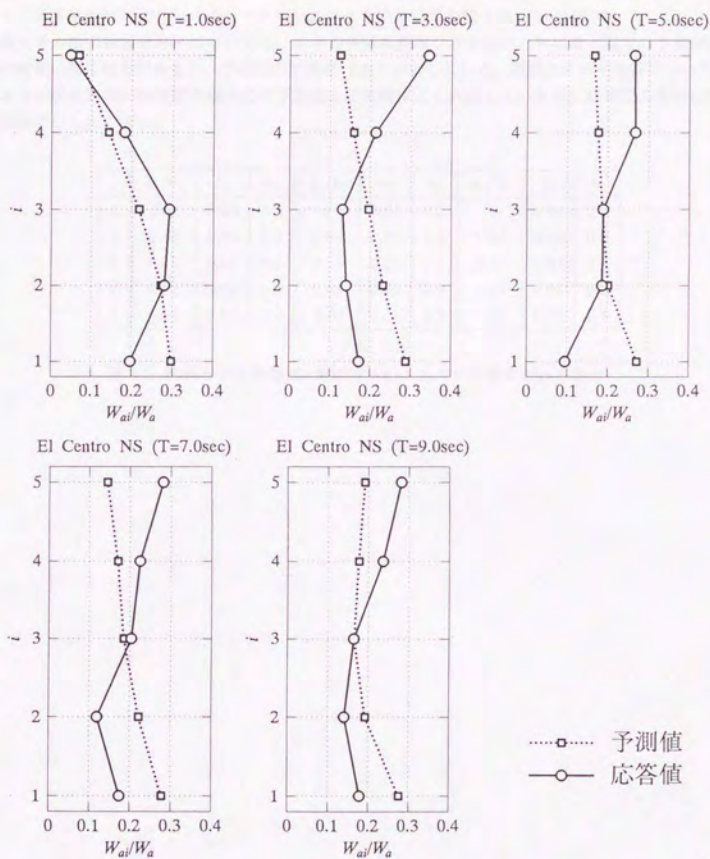


図 3.32: 吸収エネルギー分布 (履歴型、El Centro)

b. 特定層へ意図的にエネルギーを集中させる場合について

各層のせん断剛性分布は(3.38)式によるものを基準とし、エネルギーを集中させる層についてのみ、(3.38)式の値の半分の値とした。各層の剛性、粘性型エネルギー吸収要素の各層の $h_i$ 、弾塑性型エネルギー吸収要素の各層の $r_i$ の分布を表3.2に示す。各層の最大せん断力係数と各層のエネルギー吸収率について、応答解析結果とモデル・アナリシスによる予測結果を図3.33~3.44に示す。

最大せん断力係数分布 $\alpha_i$ については、エネルギー吸収要素が履歴型の場合に最上層での予測値が多少危険側になる場合があるが、予測値と応答値はよく対応している。吸収エネルギー分布については、エネルギー吸収要素が粘性型の場合には予測値と応答値はよく対応しているが、履歴型の場合には対応は必ずしもよくない。

$i$	$k_i/k_1$	$h_i$	$r_i$	$k_i/k_1$	$h_i$	$r_i$	$k_i/k_1$	$h_i$	$r_i$
1	0.5	0.05	0.1	1	0.01	0.2	1	0.01	0.2
2	0.88	0.01	0.2	0.88	0.01	0.2	0.88	0.01	0.2
3	0.75	0.01	0.2	0.38	0.05	0.1	0.75	0.01	0.2
4	0.61	0.01	0.2	0.61	0.01	0.2	0.61	0.01	0.2
5	0.40	0.01	0.2	0.40	0.01	0.2	0.20	0.05	0.1

表 3.2: 解析モデルの諸元 (特定層へのエネルギーの集中がある場合)



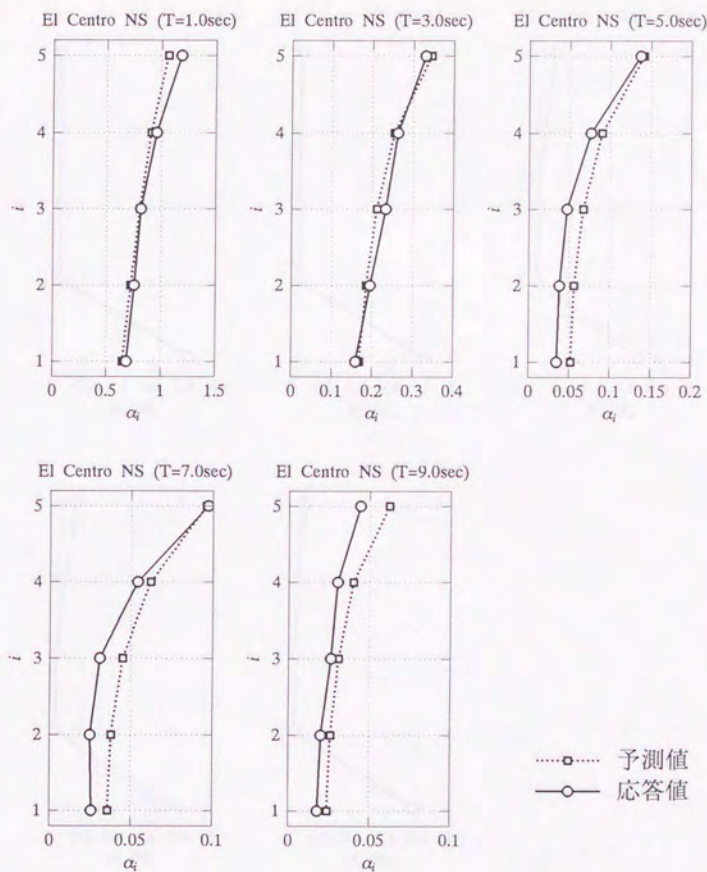


図 3.33: 最大せん断力係数分布 (第 1 層へのエネルギーの集中を意図する場合, 粘性型、El Centro)

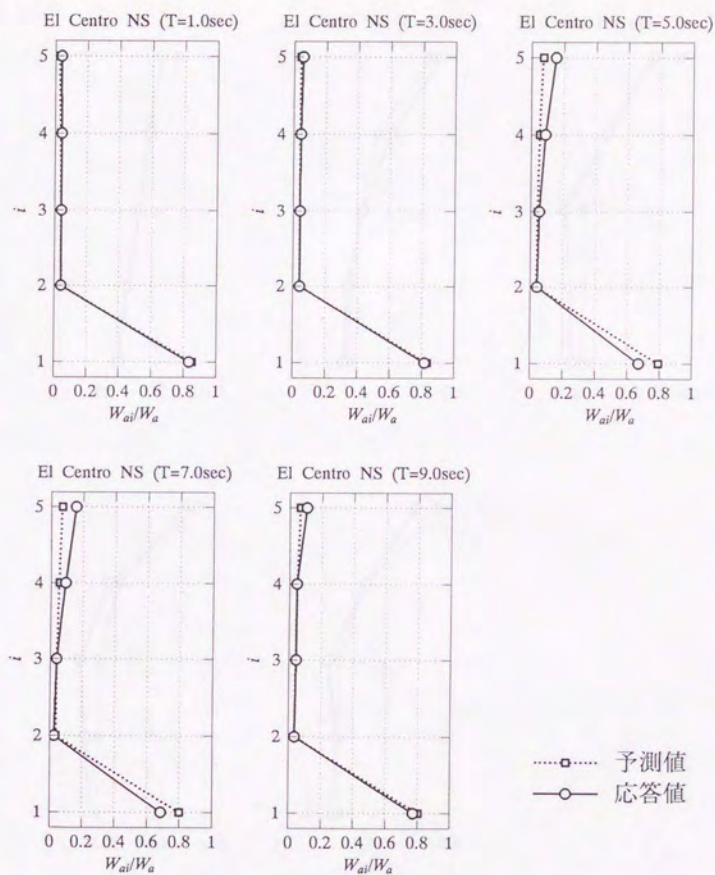


図 3.34: 吸収エネルギー分布 (第 1 層へのエネルギーの集中を意図する場合, 粘性型、El Centro)

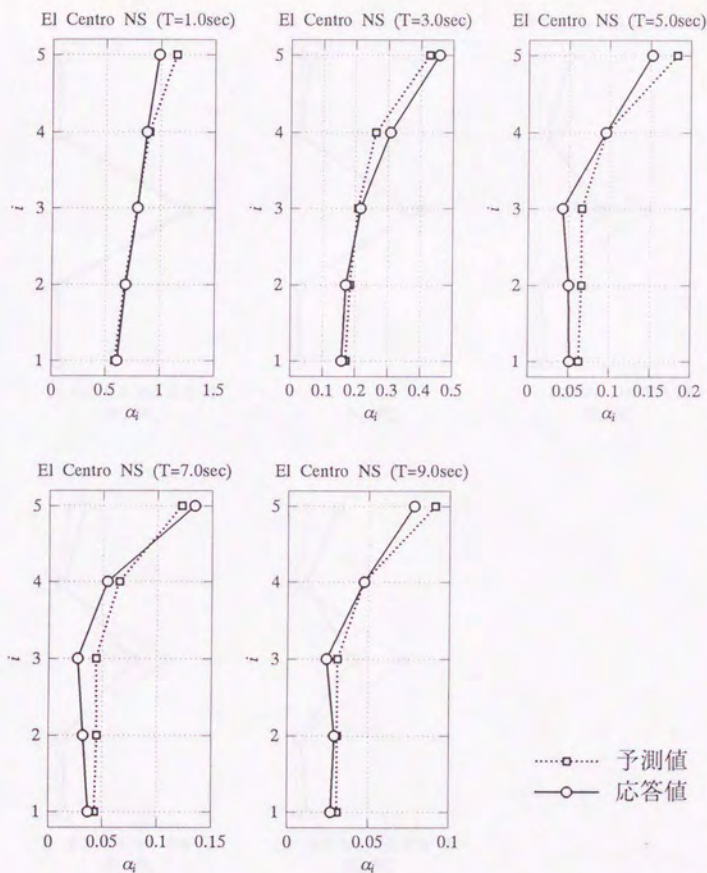


図 3.35: 最大せん断力係数分布 (第 3 層へのエネルギーの集中を意図する場合, 粘性型, El Centro)



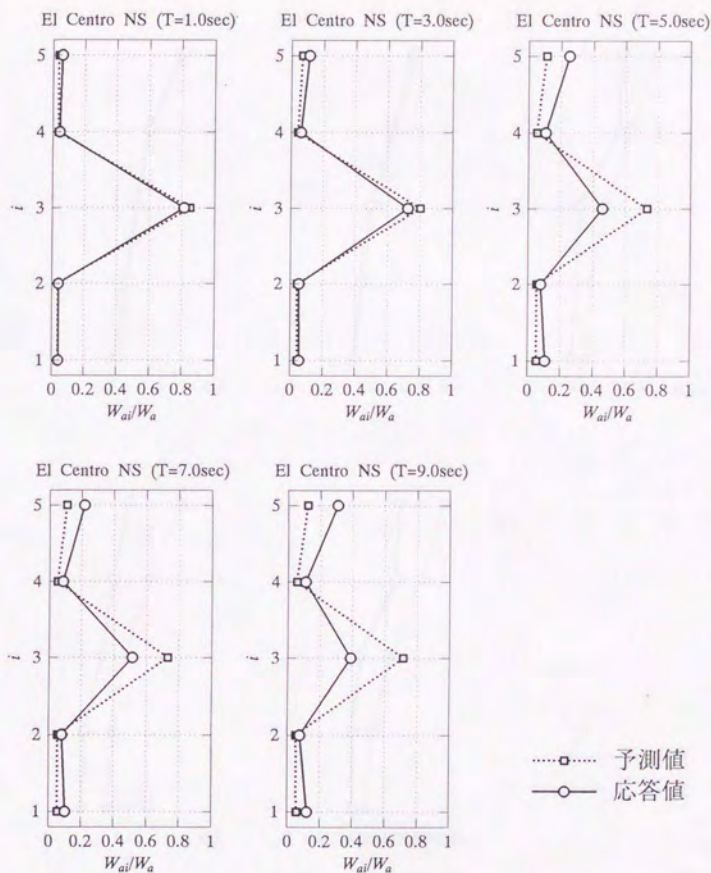


図 3.36: 吸収エネルギー分布 (第3層へのエネルギーの集中を意図する場合, 粘性型、El Centro)

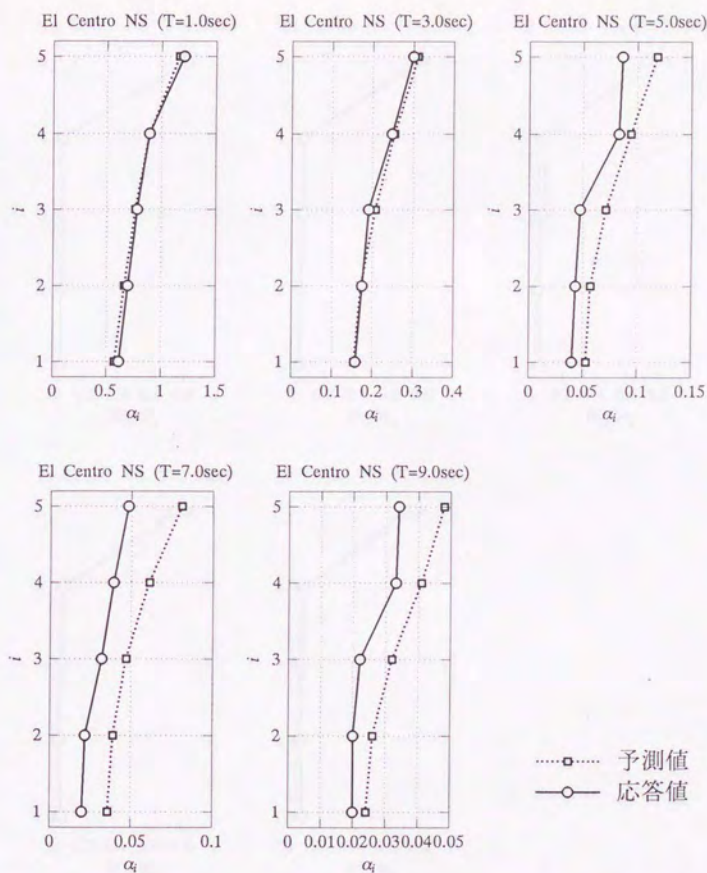


図 3.37: 最大せん断力係数分布 (第 5 層へのエネルギーの集中を意図する場合, 粘性型、El Centro)

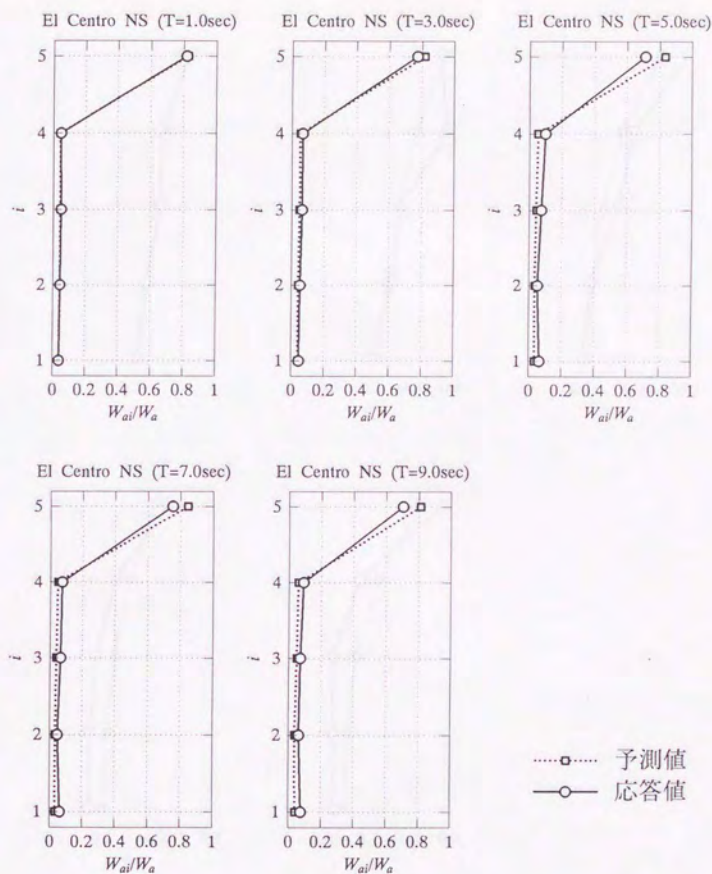


図 3.38: 吸収エネルギー分布 (第 5 層へのエネルギーの集中を意図する場合, 粘性型, El Centro)



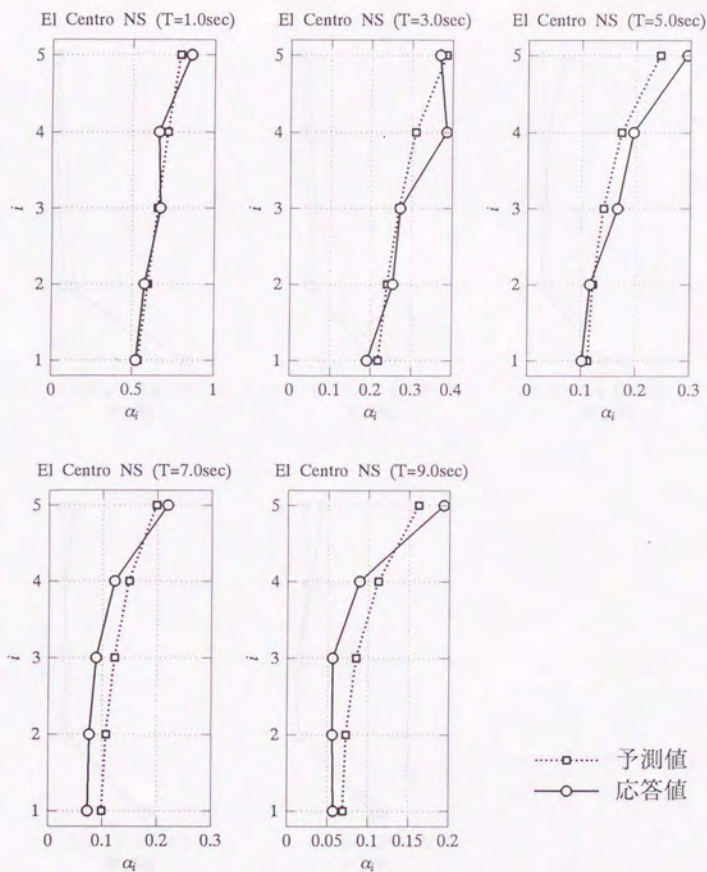


図 3.39: 最大せん断力係数分布 (第 1 層へのエネルギーの集中を意図する場合, 履歴型、El Centro)

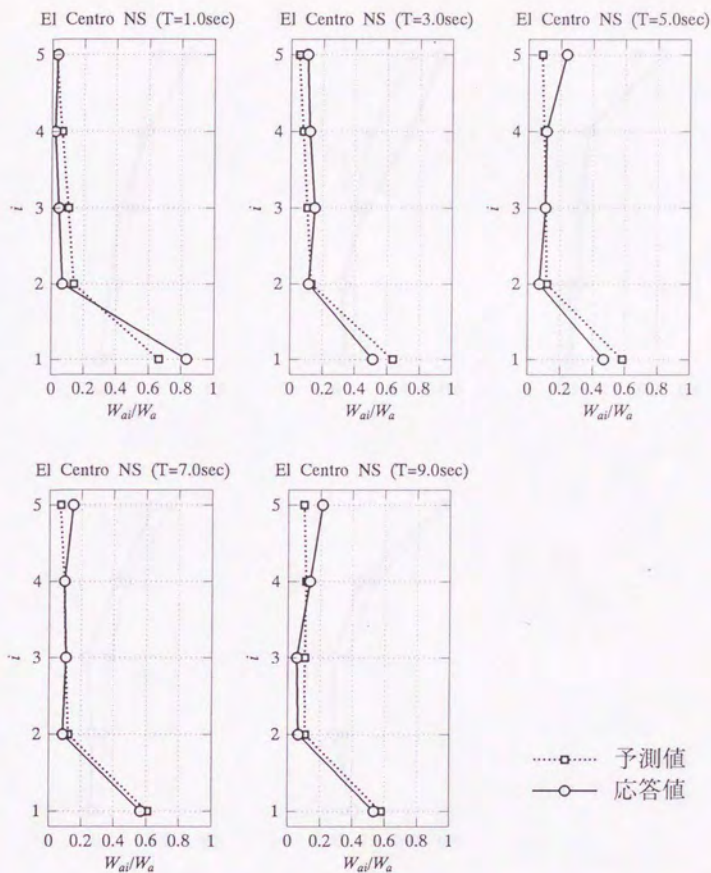


図 3.40: 吸収エネルギー分布 (第 1 層へのエネルギーの集中を意図する場合, 履歴型、El Centro)

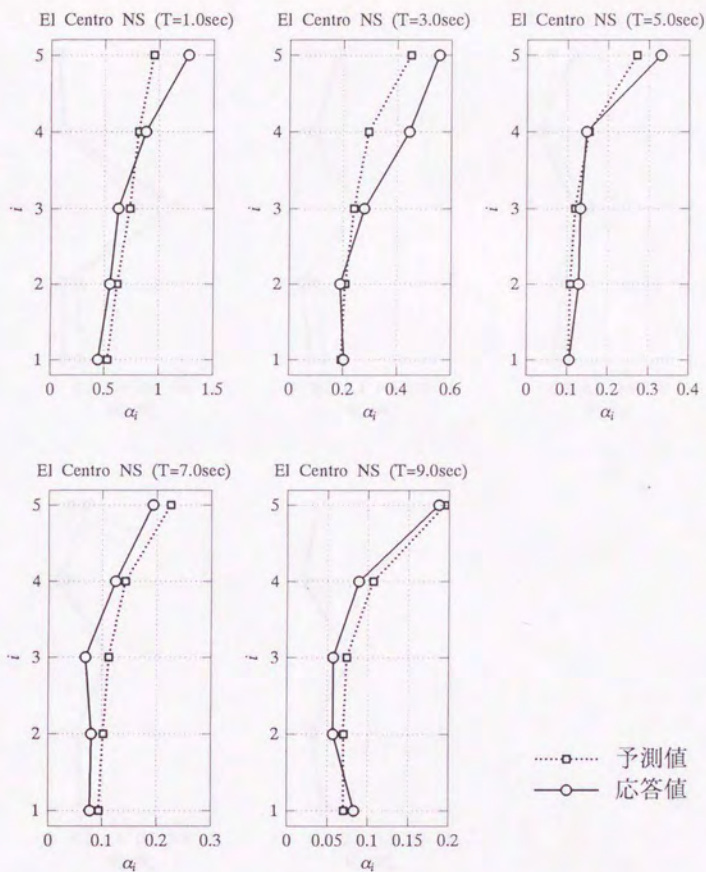


図 3.41: 最大せん断力係数分布 (第 3 層へのエネルギーの集中を意図する場合, 履歴型, El Centro)



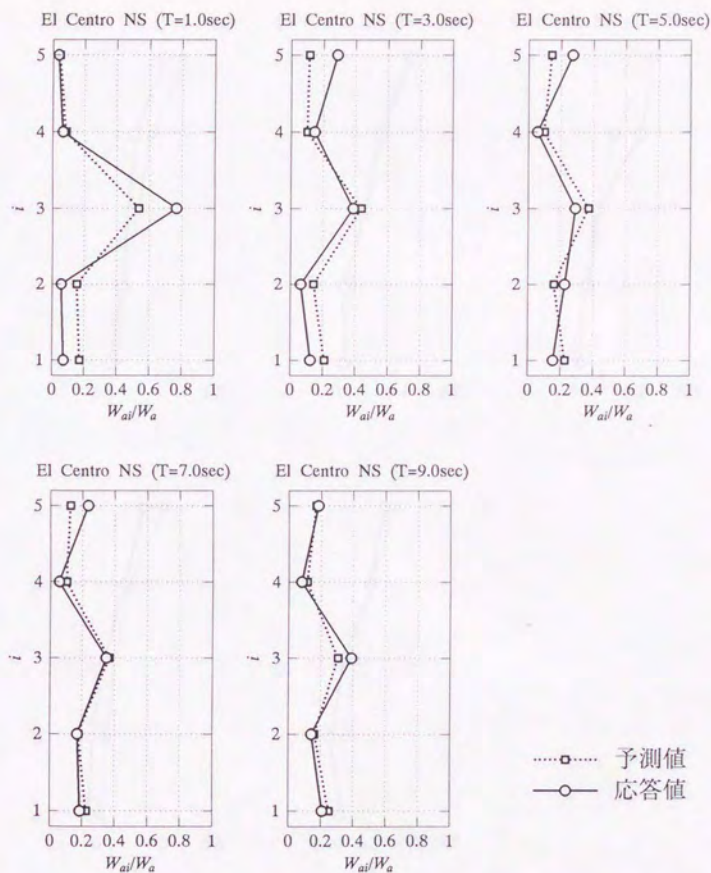


図 3.42: 吸収エネルギー分布 (第 3 層へのエネルギーの集中を意図する場合, 履歴型、El Centro)

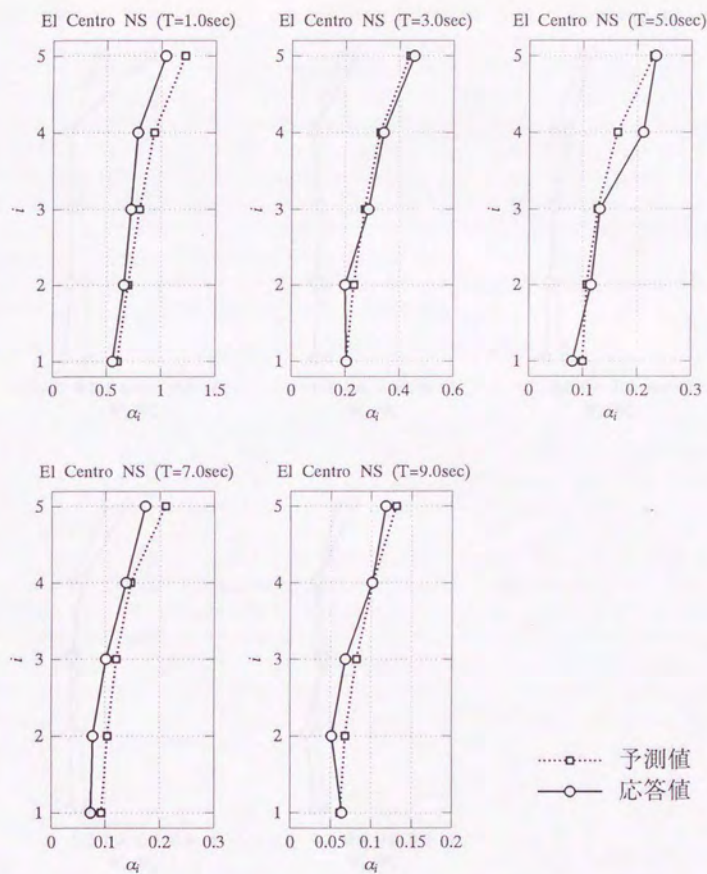


図 3.43: 最大せん断力係数分布 (第 5 層へのエネルギーの集中を意図する場合, 履歴型、El Centro)

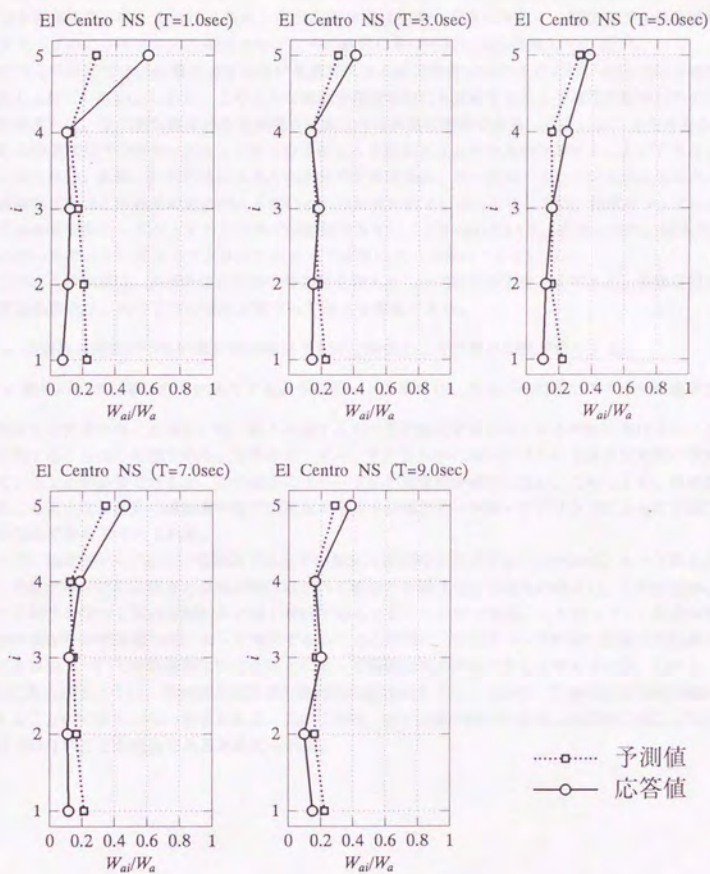


図 3.44: 吸収エネルギー分布 (第 5 層へのエネルギーの集中を意図する場合, 履歴型、El Centro)



### c. 考察

モーダル・アナリシスによって多層骨組の吸収エネルギー分布を予測する研究は既にいくつか存在する。石丸は、bi-linear 型の復元力特性を持つエネルギー吸収要素を持つ骨組について、弾性モードを用いたモーダル・アナリシスによって、各層の変形エネルギーの配分率を予測している<sup>17)</sup>。嶺脇は、各層が弾塑性型の復元力特性を持つエネルギー吸収要素を持つ骨組に対して、弾塑性系を等価線形化してモーダル・アナリシスを適用させて、その結果に基づく設計法を提案している<sup>26)</sup>。

これらの研究では、各層の強度分布が最適降伏せん断力係数分布かそれに近い分布に従う場合しか取り上げていない。しかし、このような強度分布が地動にも依存することや通常の設計行為の自由度を考えれば、理想的な強度分布を実現させることは非常に困難である。こうしたことを考えると、これらの研究だけではモーダル・アナリシスによって吸収エネルギー分布を予測することができるとは言い切れない。実際、特定の層にエネルギーが集中する場合に、モーダル・アナリシスによるエネルギー吸収率の予測値と応答値の対応がよくないという結果が出ている。このことは、強度ギャップによるエネルギー集中をモーダル・アナリシスでは把握できないことを示している。その一方で、強度ギャップのない系ではモーダル・アナリシスによって精度の良い予測ができています。

このような現象は、多層骨組の応答の時刻歴を考えることで説明ができると考える。多層骨組における損傷集中は、次の二つの現象が重なって起こる現象である。

- 相対的に強度が小さい層が他の層よりも早く降伏し、その層の剛性が低下する
- 剛性の小さい層に変形が集中するようなモードが卓越し、さらにその層にエネルギーが集中する

このような現象が起こる場合、刻一刻と卓越するモードが変化するため、ある時刻におけるモード形を予測することは不可能である。通常のモーダル・アナリシスにおいてはモード形の定常性が仮定されていることが必要であるが、この場合にはモード形の定常性が成立しない。このことが、損傷集中が起こるような振動系の損傷集中層での吸収エネルギー分布がモーダル・アナリシスによって予測できない理由であると考えられる。

一方、強度ギャップのない振動系では全ての層がほぼ同時に降伏する。そのため、モード形としては、全層が弾性である場合と全層が降伏している場合の2通りだけを考えればよい。この状況は、二通りの剛性を持つ1質点弾塑性系と同じ状況であると言えることができる。したがって、1質点弾塑性系の地震応答が等価線形化によって評価できると同様に、強度ギャップのない多質点振動系においても各層について等価線形化を行うことによって地震応答が評価できると考えられる。しかし、図3.32に見られるように、予測値と応答値の絶対的な差は大きくないものの、予測値が応答値の傾向を捉えることができていない場合もある。このことは、全ての層の降伏が実際には同時に起こっているわけではないことが理由であると考えられる。

### 3.6 エネルギー吸収層と一般層が混在する多質点系の地震応答

#### 3.6.1 簡易質点系

本章では、エネルギー吸収要素を持つエネルギー吸収層と弾性に留まる一般層が混在するような多質点系の地震応答予測を考える。エネルギー吸収層と一般層が混在する多質点系について、エネルギー吸収層とエネルギー吸収層の間を一つの構造ブロックと考え、その構造ブロックを一つの質点に置き換えた多質点系を簡易質点系と呼ぶことにする(図3.45)。構造ブロックは、最下層がエネルギー吸収層、それ以外の層は一般層であるものとする。このような簡易質点系は、全層にエネルギー吸収要素を持つ多質点系といえることができ、3.5節に述べた方法で応答を予測することができる。本節では、3.5節に述べた方法のうち、損傷集中指数を用いる方法によって地震応答を予測するものとする。

構造ブロックは $N_0$ 層から構成されるとする。構造ブロックは大きな構造物の中の一部であるから、一つの構造ブロック内の一般層の剛性はほぼ等しいと考えて差し支えないので、 $k$ とおく。エネルギー吸収層で効果的にエネルギーを吸収するためには、エネルギー吸収層の剛性は一般層の剛性よりも低い必要がある。そこで、エネルギー吸収層の弾性要素の剛性を $\beta k$  ( $\beta < 1$ )とおくことにして、この $\beta$ を剛性低減係数と呼ぶことにする。そして、構造ブロックの全体の等価剛性はエネルギー吸収層の剛性のみで代表できると仮定する。これらの仮定を用いて、簡易質点系の諸元を設定する。

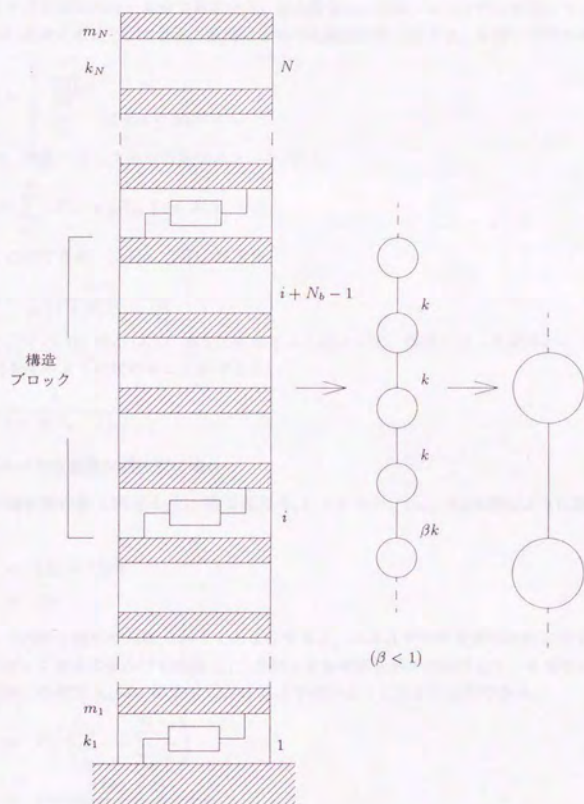


図 3.45: 多質点系の簡易質点系への置換



(1) エネルギー吸収要素が粘性型の場合

構造ブロック内のエネルギー吸収層での弾性エネルギー ${}_bW_{e1}$ 、吸収エネルギー ${}_bW_a$ の間には (3.45) 式より次の関係が成り立つ。

$$\frac{{}_bW_a}{{}_bW_{e1}} = \frac{8\pi h_i}{\kappa_i} \quad (3.69)$$

構造ブロックは構造物内の一部分であるから、最大変形時に構造ブロック内の各層に生じるせん断力は全て等しいと考えることができる。全層に  $F$  のせん断力が生じるとき、各層の弾性エネルギー ${}_bW_{ei}$ は

$${}_bW_{ei} = \begin{cases} \frac{F^2}{2\beta k} & (i=1) \\ \frac{F^2}{2k} & (2 \leq i \leq N_b) \end{cases} \quad (3.70)$$

となるので、構造ブロック全体の弾性エネルギー ${}_bW_e$ は

$${}_bW_e = \sum_{i=1}^{N_b} {}_bW_{ei} = {}_bW_{e1} \{1 + \beta(N_b - 1)\} \quad (3.71)$$

と表わすことができる。(3.69), (3.71) 式より

$$\frac{{}_bW_a}{{}_bW_e} = \frac{8\pi h_i}{\kappa_i \{1 + \beta(N_b - 1)\}} \quad (3.72)$$

となる。ここで (3.45) 式と (3.72) 式を比較することによって、構造ブロック全体としての等価粘性減衰定数  $h'_i$  を次のように定めることができる。

$$h'_i = \frac{h_i}{1 + \beta(N_b - 1)} \quad (3.73)$$

(2) エネルギー吸収要素が履歴型の場合

エネルギー吸収層の第 1 剛性を ${}_1k_1$ 、第 2 剛性を ${}_1k_2$ とすると、 ${}_1k_1$ 、 ${}_1k_2$ は次のように書くことができる。

$${}_1k_1 = (K_i + 1)\beta k \quad (3.74)$$

$${}_1k_2 = \beta k \quad (3.75)$$

構造ブロック内の各層のせん断力が  $F$  であるとする、エネルギー吸収要素が弾性に留まっている場合の構造ブロック全体の見かけの剛性  $k_{e1}$ 、及びエネルギー吸収要素が降伏している場合の構造ブロック全体の見かけの剛性  $k_{e2}$ は、(3.74), (3.75) 式より次のように表すことができる。

$$\begin{aligned} k_{e1} &= F / \left( \frac{F}{{}_1k_1} + \sum_{i=2}^{N_b} \frac{F}{k} \right) \\ &= \frac{\beta(K_i + 1)}{1 + \beta(K_i + 1)(N_b - 1)} \end{aligned} \quad (3.76)$$

$$k_{e2} = F / \left( \frac{F}{{}_1k_2} + \sum_{i=2}^{N_b} \frac{F}{k} \right) = \frac{\beta}{1 + \beta(N_b - 1)} \quad (3.77)$$

この  $k_{e1}$ 、 $k_{e2}$  を簡易質点系の第 1 剛性及び第 2 剛性であるとする、構造ブロックの見かけの柔剛性比  $K_e$  は次のように表わすことができる。

$$K_e = \frac{k_{e1} - k_{e2}}{k_{e2}} = \frac{K_i}{1 + \beta(K_i + 1)(N_b - 1)} \quad (3.78)$$

### 3.6.2 応答予測の検討

応答解析に用いたモデルは、各層等質量のせん断型 20 質点系である。この多質点系の第 1, 5, 9, 13, 17 層をエネルギー吸収層とした。質点系の 1 次固有周期  $T$  は  $T = 3.0, 5.0$  sec の 2 通りとする。地震応答解析に用いた加速度記録は、3.4, 3.5 節と同様のものとする。

#### (1) 剛性低減係数 $\beta$

前節で述べたように、エネルギー吸収要素の剛性低減係数  $\beta$  は骨組を設計する上で極めて重要なパラメータである。ここでは、そのエネルギー吸収要素の剛性低減係数  $\beta$  をどのような値とするべきかについて述べる。

図 3.46 に、履歴型のエネルギー吸収要素を持つ  $r_i = 0.2$ ,  $K_i = 5$ ,  $T = 3.0$  sec の解析モデルについて、剛性低減係数  $\beta$  と応答解析により得られた  $D_s$  値との関係を示す。なお、応答解析に用いた地震波は El Centro NS 成分である。図 3.46 からわかるように、剛性低減係数  $\beta$  が小さいほど  $D_s$  値が小さくなる傾向がある。

図 3.46 の結果からは、剛性低減係数  $\beta$  の値は小さければ小さいほどよいということになる。しかし、 $\beta$  を小さくすることによってエネルギー吸収層に生じる変形は一般層に比べて大きくなってしまい、また  $\beta$  を小さくすることは弾性要素である主構造体の柱の断面を細くすることに相当するが、鉛直力を支えるなどの条件から柱の断面は制限がある。したがって、剛性低減係数  $\beta$  は自由に設定できるパラメータではなく、強く制限を受けるパラメータであるといえることができる。剛性低減係数  $\beta$  の値は、それらの制限の下で取り得る値の中での最小値とすればよい。

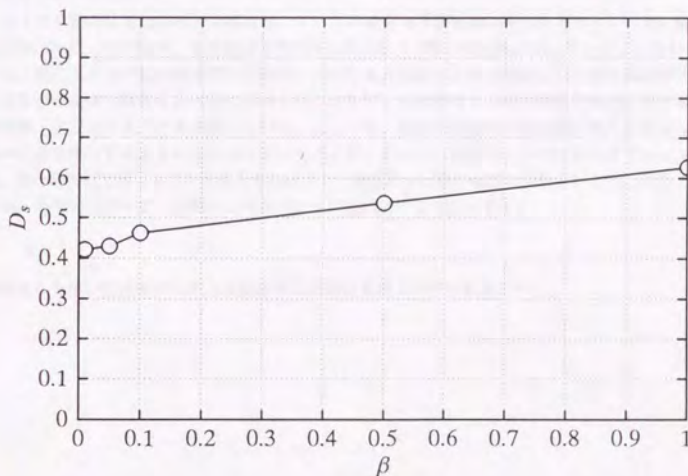


図 3.46: 剛性低減係数  $\beta$  と  $D_s$  値の関係

## (2) エネルギ吸収要素が粘性型の場合

解析モデルの諸元を以下に記す。

$$m_i/m_1 = 1.0$$

$$h_i = 0.2 \quad (i = 1, 5, 9, 13, 17)$$

$$k_i/k_1 = \begin{cases} (1-x)\bar{\alpha}_i & (i = 1, 5, 9, 13, 17) \\ (1-x)\bar{\alpha}_i \times 2 & (i \neq 1, 5, 9, 13, 17) \end{cases}$$

剛性分布  $k_i/k_1$  は、エネルギーの集中を意図しない分布に対して第 1, 5, 9, 13, 17 層の剛性を半分に低減させたものである ( $\beta = 0.5$ )。図 3.47 に結果を示す。なお、層の位置は無次元化高さ  $x$  で表している。

エネルギー吸収層の吸収エネルギー分布  $W_{ai}/W_a$  について、 $T = 3.0$  sec の場合の応答値の傾向は地震波にほとんど依存しないが、 $T = 5.0$  sec の場合の応答値の傾向は地震波によってかなり異なっており、特に最上層で応答値が予測値を大きく上回っていることがわかる。このことは、1 次モードに比べて高次のモードの振動が卓越していることを示している。

応答予測がこのような高次振動の卓越を捉えることができないのは、(3.46) 式中の  $s_i^*$  が最適降伏せん断力係数分布  $\bar{\alpha}_i$  に依存しており、この  $\bar{\alpha}_i$  はエネルギースペクトルが bi-linear の形状を持つことを前提として定められているからである。応答解析に用いた地震波のエネルギースペクトルでは長周期帯で値が小さくなる傾向があるため (図 3.4)、振動系の 1 次固有周期が長い場合には相対的に高次モードの影響が大きくなるのである。エネルギースペクトルの形状が正確にわかっている場合には、その形状の影響を考慮した最適降伏せん断力係数分布  $\bar{\alpha}_i$  を用いれば、より精度の高い予測が可能となると考えることができる。

第 1 層の最大応答せん断力係数  $\alpha_1$  は、すべての場合で予測値が応答値を上回っている。最大応答せん断力係数  $\alpha_i$  の分布は、上層部分で最適降伏せん断力係数分布  $\bar{\alpha}_i$  を上回っていることがわかる。

最下層にエネルギー吸収層を持つ振動系において最大応答せん断力係数  $\alpha_i$  の分布が最適降伏せん断力係数分布  $\bar{\alpha}_i$  を上回することは既に確認されており<sup>27)</sup>、最適降伏せん断力係数分布  $\bar{\alpha}_i$  に対する適当な割増率  $a$  を設定することを提案している。ここでも、同様の割増率  $a$  を実際の最大応答せん断力係数の分布を包絡するように定めることにする。図 3.47 より、割増率  $a$  は中間層部分では  $a = 1.2$  程度、最上層付近では  $a = 2.0$  程度とすればよく、割増率  $a$  は層の位置の関数といえる。このような割増率  $a$  の傾向を考えて、割増率  $a$  は次のように定式化することができる。

$$a = 1 + x \quad (3.79)$$

割増率  $a$  を用いた応答せん断力係数分布の予測値を図 3.47 に破線で示す。



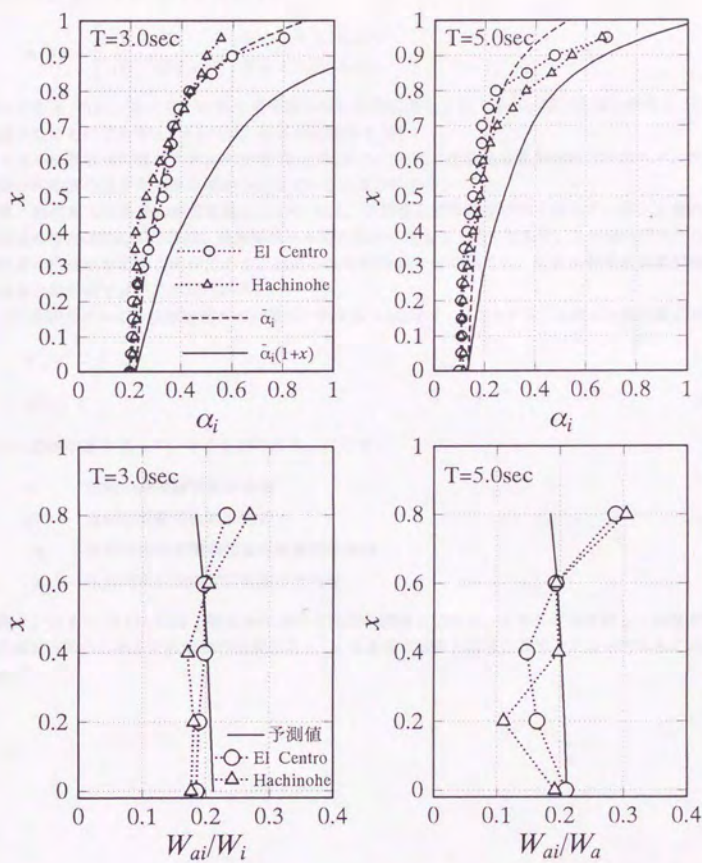


图 3.47: 応答予測 (粘性型)

### (3) エネルギー吸収要素が履歴型の場合

解析モデルの諸元を以下に記す。

$$m_i/m_1 = 1.0$$

$$r_i = 0.2, K_i = 5.0 \quad (i = 1, 5, 9, 13, 17)$$

$$k_i/k_1 = \begin{cases} (1-x)\bar{\alpha}_i & (i = 1, 5, 9, 13, 17) \\ (1-x)\bar{\alpha}_i \times 12 & (i \neq 1, 5, 9, 13, 17) \end{cases}$$

剛性分布  $k_i/k_1$  は、エネルギーの集中を意図しない分布に対して第 1, 5, 9, 13, 17 層の剛性を 1/12 に低減させたものである ( $\beta = 1/12$ )。図 3.48 に結果を示す。

エネルギー吸収層の吸収エネルギー分布  $W_{ai}/W_a$  については、応答値と予測値の対応はエネルギー吸収要素が粘性型の場合と同様の傾向を示していることがわかる。

第 1 層の最大応答せん断力係数  $\alpha_1$  については、予測値と応答値はほぼ一致している。上層の最大応答せん断力係数  $\alpha_i$  の分布は、最適降伏せん断力係数分布  $\bar{\alpha}_i$  を上回っており、この傾向はエネルギー吸収要素が粘性型の場合と同様である。強度分布の割増率  $a$  についても、エネルギー吸収要素が粘性型の場合と同じ値でよいことがわかる。

この解析モデルの地震応答解析の結果の一例を表 3.3 に示す。表 3.3 から、エネルギー吸収層において

$$\eta^+/\eta^- \simeq 1 \quad (3.80)$$

$$\bar{\eta}/\bar{\mu} > 4 \quad (3.81)$$

という関係が成り立っていることがわかる。ここで、

$\eta^+$  : 正側の累積塑性変形倍率

$\eta^-$  : 負側の累積塑性変形倍率

$\bar{\eta}$  : 正負両側の累積塑性変形倍率の平均値

$\bar{\mu}$  : 正負両側の塑性変形倍率の平均値

である。(3.80), (3.81) 式は 1 質点系の場合と同様の関係式であり、エネルギー吸収層と一般層が混在する多質点系のエネルギー吸収層の地震応答も、1 質点系の場合と同様に安定したものであることがわかる。

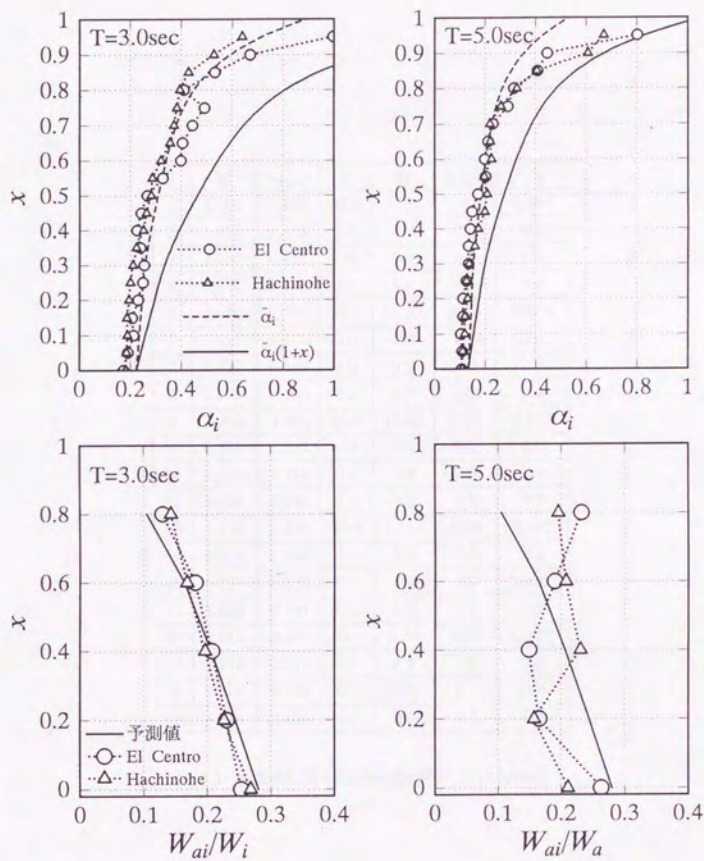


図 3.48: 応答予測 (履歴型)



$i$	$\overline{\alpha}_i$	$\alpha_{max}$	$\overline{\eta}_i$	$\overline{\mu}_i$	$\overline{\eta}_i/\overline{\mu}_i$	$\eta^+/\eta^-$
1	1.000	0.134	48.0	8.76	5.48	0.998
2	1.025	0.149	0.0	0.0	0.0	0.0
3	1.050	0.154	0.0	0.0	0.0	0.0
4	1.075	0.166	0.0	0.0	0.0	0.0
5	1.100	0.168	55.7	11.42	4.88	0.995
6	1.120	0.185	0.0	0.0	0.0	0.0
7	1.152	0.185	0.0	0.0	0.0	0.0
8	1.197	0.186	0.0	0.0	0.0	0.0
9	1.252	0.186	56.9	10.92	5.21	0.995
10	1.315	0.226	0.0	0.0	0.0	0.0
11	1.381	0.218	0.0	0.0	0.0	0.0
12	1.450	0.246	0.0	0.0	0.0	0.0
13	1.523	0.230	50.8	11.13	4.56	0.997
14	1.604	0.253	0.0	0.0	0.0	0.0
15	1.701	0.291	0.0	0.0	0.0	0.0
16	1.829	0.291	0.0	0.0	0.0	0.0
17	2.010	0.264	53.1	8.36	6.35	0.992
18	2.274	0.312	0.0	0.0	0.0	0.0
19	2.658	0.486	0.0	0.0	0.0	0.0
20	3.214	0.705	0.0	0.0	0.0	0.0

表 3.3: 各層の応答 (Hachinohe EW,  $T = 3.0\text{sec}$ )

# a. 損傷集中指数の評価

本章の解析モデルについても、3.5.2節と同様の方法で損傷集中指数  $n$  を評価してみる。つまり、エネルギー吸収層 (1, 5, 9, 13, 17 層) のうちの一層について、エネルギー吸収要素の降伏強度を低減させることによってエネルギーを集中させ、損傷集中指数  $n$  を求めてみる。一例として、 $r_i = 0.2$ ,  $K_i = 9(2k/1k = 0.1)$  である系について損傷集中指数  $n$  を求めた結果を図 3.49 に示す。3.5.2節と同様に、横軸に強度低減率  $p_i$  を、縦軸に損傷集中指数  $n$  をとっている。

図 3.49 によると、損傷集中指数  $n$  の値は 3.5.2 節の (3.48) 式による値よりも小さいことがわかる。このことは、エネルギー吸収層の間の弾性に留まっている一般層が損傷集中を緩和する効果を発揮していることを示している。この結果から、エネルギー吸収層と一般層が併存する多質点系で損傷集中指数  $n$  に (3.48) 式の値を用いることは、エネルギーの集中を過大に評価することになり安全側の評価につながるということが出来る。

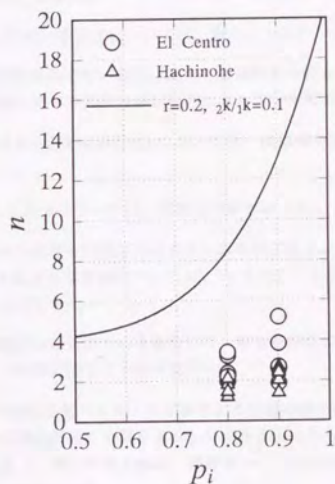


図 3.49: 損傷集中指数  $n$

### 3.7 まとめ

本章では、エネルギー集中型柔剛混合構造の地震応答が簡単なエネルギーのつりあい式を用いて予測できるかどうかについて検証を行ってきた。

エネルギー吸収要素を持つ1質点系の地震応答予測については、地震時の最大応答がエネルギーのつりあい式(3.11)によって予測できることを3.4節で確認した。さらに、既往の免震構造などに関する研究結果と比較することによって、予測法の正当性を検証した。

各層にエネルギー吸収要素を持つ多質点系については、3.4節に示した1質点系の地震応答を予測する手法を拡張することによって、地震応答を予測できるかどうかを検証した。1質点系について行ってきた論証を多質点系に拡張するための方法として、ここでは次の二通りの方法を用いた。

- 損傷集中指数を用いる方法
- モーダル・アナリシスによる方法

その結果、損傷集中指数  $n$  を用いる方法については、次のことがわかった。

- 柔剛混合の骨組は、柔剛混合でない骨組に比べて損傷集中指数  $n$  の値が小さい。つまり、柔剛混合骨組は通常の骨組に比べて強度分布が吸収エネルギー分布に対して鈍感である。
- 柔剛混合のせん断型骨組(柱降伏型骨組)においては、損傷集中指数  $n$  の値として(3.48)式に示す値を用いればよい。

モーダル・アナリシスによる方法については、次のことがわかった。

1. エネルギー吸収要素を持つ骨組の地震応答は安定したものである。各層がほぼ一様にエネルギーを吸収することを意図するような骨組については、 $V_E$  スペクトルを用いたモーダル・アナリシスによって予測することができる。
2. エネルギー吸収要素が履歴型のものである場合には、等価線形化を行い粘性型に置換することにより、粘性型の場合と同様に扱うことが可能である。
3. 強度ギャップによって特定の層へエネルギーが集中する骨組の場合には、本節で述べた手法では、その層のエネルギー吸収率を正確に予測することは限らない。これは、モーダル・アナリシスが弾性論に基づく手法であるため、強度ギャップによる損傷集中という現象を捉えることができないことが理由である。

エネルギー集中層と弾性に留まる一般層とで構成される多質点系については、3.6.1節に示した方法で各層にエネルギー吸収要素を持つ振動系へ置換することにより、3.5節の方法を用いて地震応答を予測することができることがわかった。



## 第4章

### 転倒モーメント下における骨組の柱の座屈耐力

#### 4.1 はじめに

現在、地震動下の多層骨組外柱の終局耐力を的確に評価する方法は未だ確立されていない。便法として、階高を座屈長さとして仮定して部材耐力を評価することはできるが、柱頭の水平移動が拘束されている場合には、座屈長さは材長の半分にまで低下し得る。また、水平地震力による逆対称曲げモーメント下の柱の曲げ耐力に及ぼす  $P-\delta$  効果の影響も過大に評価されているのが現状である。

通常、多層骨組構造については、上述のような便法をとっても座屈耐力評価上の問題は少ない。何故なら、通常の多層骨組構造では下層部の柱の細長比は50以下であり、この程度の細長比の柱では座屈耐力はほぼ降伏軸力に達しているからである。

一方、層のエネルギー吸収能力を増大させようとする、一つの層に弾性変形量の大きな柔要素と塑性変形能力に富む剛要素を混在させることが有効となる。このような柔剛混合型骨組においては、柱の細長比は必然的に大きなものが要求される。

本論文は、柱の細長比が50以上で座屈耐力が降伏軸力を大きく下回る場合について、骨組外柱の座屈耐力を柱の水平変位との関連において評価することを目的とする。

地震力は慣性力としてとらえられる。慣性力は時々刻々の質点の変位応答に対応し連続的に変化し、骨組の復元力と釣り合っている。この意味では地震荷重は変位制御型の荷重であるといえる。したがって、外柱の座屈問題は制御された水平変位下における座屈耐力の問題として扱うことができる。

柔剛混合型骨組の柱について、既にいくつかの研究結果が報告されている。寺田ら<sup>28)</sup>は骨組に転倒モーメントを作用させた場合の柱の座屈長さ係数が1より小さくなることを骨組模型実験により示している。また、変位制御下の柱の変形と耐力を実験的に求めた三山、秋山<sup>29)</sup>の最新の研究がある。本研究もこれらと軌を一にしたもので、多層骨組外柱の座屈耐力を柱の水平変位との関係において実験的に定量化し、解析結果と合わせて、設計式を提案している。

実験には、細長い柱を最下層に持つ骨組模型を用いている。骨組模型の最下層に外柱及びその他の耐震要素を配置し、骨組の重心位置に相当する上層部の1点に集中水平力を加えることによって外柱に転倒モーメントによる軸力を導入する。最下層の耐震要素は、弾性に留まる場合と塑性変形する場合となり、外柱には軸力と同等に任意の水平変形を与えることができる。水平変形の進展に伴って外柱は塑性化が進行し、塑性化の進展に伴って座屈耐力が低下していく。ある変形状態で、外柱は軸方向の釣合い状態を喪失して座屈耐力に達する。

## 4.2 模型実験

### 4.2.1 実験概要

実験は多層骨組をモデル化した模型により行った。実験に用いた模型では、多層骨組の第1層を4本の柱と水平抵抗ばね(以下、立体ラーメンと呼ぶ)に、上層部分を剛なフレーム(以下、上部フレームと呼ぶ)にモデル化している。立体ラーメンの4本の柱の軸力が明確にわかるように、水平抵抗ばねは軸力を受けないようにした(図4.1)。

上部フレームの1点に水平集中荷重を加えることにより、第1層の立体ラーメンに転倒モーメントと水平力を作用させた。水平荷重を加えるにつれて第1層の柱の軸力と水平変形は同時に増加していく。そしてある軸力・変形状態になると、圧縮の付加軸力を受ける側の柱が座屈して耐力を失い、ラーメンが崩壊して終局状態に至る。ここでは、水平抵抗ばねの剛性・強度を様々な変化させて実験を行い、柱の座屈で決まる終局状態での転倒モーメントとラーメンの水平変位との関係を調べた。

### 4.2.2 実験装置

立体ラーメンは上スラブ、下スラブ及び試験体である4本の外柱と2本の中柱で構成される。上スラブには外柱の取付部と中柱に接触するナイフエッジ、下スラブには外柱・中柱の取付部がある。外柱には磨き鋼棒(矩形断面  $b \times d = 6\text{mm} \times 2\text{mm}$ )を適当な長さに切って用い、中柱には様々な大きさと厚さの鋼板を用いる。

外柱の柱頭・柱脚部分と中柱の柱脚部分で、上下スラブの柱取付部と柱固定治具の間に外柱及び中柱をはさんで高力ボルトで強く締め付けて、それにより生じる固定治具と試験体との間に生じる摩擦力によって固定する。つまり、外柱は柱頭・柱脚ともに回転拘束の意味における固定端、中柱は柱脚のみ固定端、柱頭は上スラブに取り付けたナイフエッジによるピン支持となる。

上部フレームは中央の加力柱と左右に伸びた水平梁で構成される。水平梁に載せるおもりの個数を変えることにより、外柱に作用する固定荷重を変化させることができる。おもりは、おもりに空けである穴にネジ棒を通してボルトで締め付けることによって、上部フレームに固定する。水平荷重は反力フレームに固定したオイルジャッキによって、ナイフエッジを介して上部フレームの加力柱の最上部に作用させる。

立体ラーメン部分の四隅に1個ずつ、上部フレームの水平梁に2個、合計6個のダイヤルゲージを設置して、立体ラーメン部分の水平変位と四隅の鉛直変位を測定する。

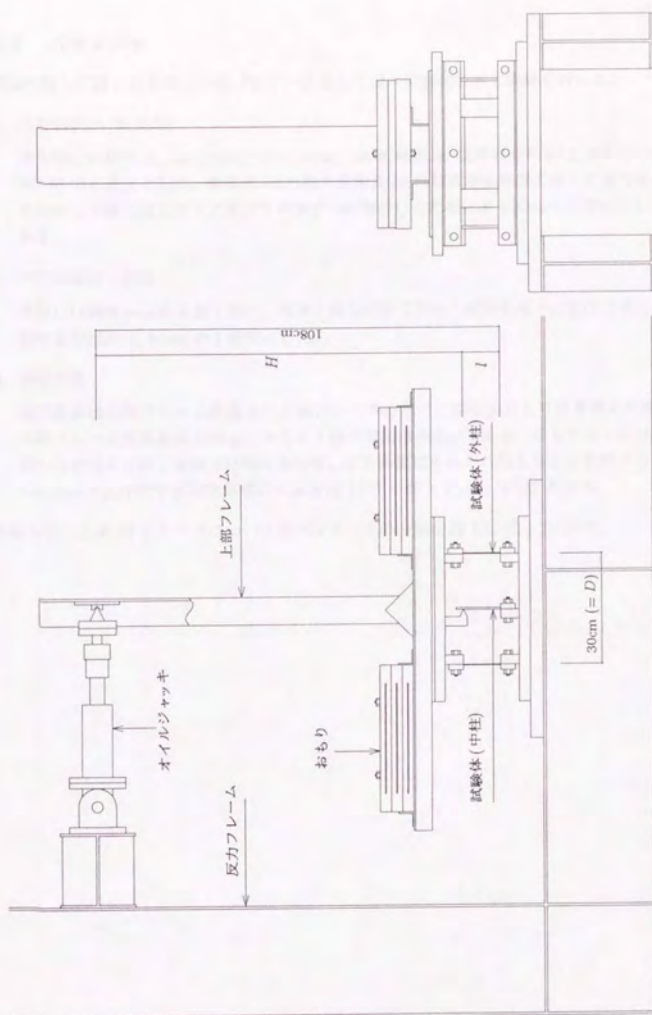


図 4.1: 実験装置



#### 4.2.3 パラメータ

実験に際しては、以下の三つをパラメータとして様々に変化させて実験を行った。

##### 1. 外柱の長さ (細長比)

外柱部分の長さは、4cm, 6cm, 8cm, 10cm, 12cm(細長比 $\lambda$ はそれぞれ 69.3, 103.9, 138.6, 173.2, 207.8) の 5 通りとした。細長比 $\lambda$ は外柱の自由長  $l$  を外柱の回転半径で除した値である。さらに外柱の上下端には上スラブ及び下スラブへの取付けのために各々 30mm の取付けしろが必要である。

##### 2. 中柱の強度・剛性

中柱には鋼種 SS400 の板を用い、板厚と幅を変えて強度と剛性を様々に変化させた。用いる鋼板の板厚は 2, 3, 4mm の 3 種類とした。

##### 3. 固定荷重

固定荷重は上部フレームの重量と上部フレームの左右に載せるおもりの重量との和で定まる。上部フレームの重量は 100kgf、おもり 1 枚の重量は 40kgf である。おもりは上部フレーム水平梁の左右両側に同じ枚数だけ載せるので、左右両側にそれぞれおもりを  $n$  枚載せる場合、外柱 1 本あたりに作用する固定荷重の大きさは  $(100 + 40 \times 2 \times n)/4$  kgf となる。

実験を行った全 46 シリーズについて各パラメータの一覧を表 4.1, 表 4.2 に示す。

シリーズ名	柱長さ $l(\text{cm})$	細長比 $\lambda$	おもり 個数	固定荷重 (kgf)	軸力比	中柱断面	
						$b_s(\text{cm})$	$d_s(\text{cm})$
12-01	12	207.8	0	100	0.044	20	0.43
12-02	12	207.8	0	100	0.044	10	0.43
12-03	12	207.8	0	100	0.044	20	0.31
12-04	12	207.8	0	100	0.044	10	0.31
12-05	12	207.8	0	100	0.044	20	0.22
12-06	12	207.8	2	180	0.078	20	0.43
12-07	12	207.8	2	180	0.078	20	0.31
12-08	12	207.8	2	180	0.078	20	0.22
10-01	10	173.2	0	100	0.044	20	0.43
10-02	10	173.2	0	100	0.044	20	0.31
10-03	10	173.2	0	100	0.044	20	0.22
10-04	10	173.2	4	260	0.113	20	0.43
10-05	10	173.2	4	260	0.113	10	0.43
10-06	10	173.2	4	260	0.113	20	0.31
10-07	10	173.2	4	260	0.113	10	0.31
10-08	10	173.2	4	260	0.113	20	0.22
08-01	8	138.6	0	100	0.044	20	0.43
08-02	8	138.6	0	100	0.044	20	0.31
08-03	8	138.6	0	100	0.044	20	0.22
08-04	8	138.6	6	340	0.148	20	0.43
08-05	8	138.6	6	340	0.148	10	0.43
08-06	8	138.6	6	340	0.148	20	0.31
08-07	8	138.6	6	340	0.148	10	0.31
08-08	8	138.6	6	340	0.148	20	0.22

表 4.1: 実験パラメーター一覧 (1)

シリーズ名	柱長さ $l$ (cm)	細長比 $\lambda$	おもり 個数	固定荷重 (kgf)	軸力比	中柱断面	
						$b_s$ (cm)	$d_s$ (cm)
06-01	6	103.9	0	100	0.044	20	0.43
06-02	6	103.9	0	100	0.044	10	0.43
06-03	6	103.9	0	100	0.044	20	0.31
06-04	6	103.9	0	100	0.044	10	0.31
06-05	6	103.9	0	100	0.044	20	0.22
06-06	6	103.9	6	340	0.148	20	0.43
06-07	6	103.9	6	340	0.148	20	0.31
06-08	6	103.9	6	340	0.148	20	0.22
06-09	6	103.9	12	580	0.253	20	0.43
06-10	6	103.9	12	580	0.253	20	0.31
06-11	6	103.9	12	580	0.253	20	0.22
04-01	4	69.3	0	100	0.044	20	0.43
04-02	4	69.3	0	100	0.044	10	0.43
04-03	4	69.3	0	100	0.044	20	0.31
04-04	4	69.3	0	100	0.044	10	0.31
04-05	4	69.3	0	100	0.044	20	0.22
04-06	4	69.3	10	500	0.218	20	0.43
04-07	4	69.3	10	500	0.218	20	0.31
04-08	4	69.3	10	500	0.218	20	0.22
04-09	4	69.3	20	900	0.392	20	0.43
04-10	4	69.3	20	900	0.392	20	0.31
04-11	4	69.3	20	900	0.392	20	0.22

表 4.2: 実験パラメーター一覧 (2)



#### 4.2.4 素材の性質

図 4.2 に外柱部分に用いた磨き鋼棒の引張試験で得られた応力度-歪関係の例を示す。引張試験は、試験体を切り出した 20 本の磨き鋼棒のそれぞれについて適当な長さで切り出した 1 本を素材試験片とした。引張試験の結果から、20 本の磨き鋼棒の素材は全てほぼ同一のものであると判断できた。降伏応力度 $\sigma_y$ は 0.2% offset 法によって求めた。

図 4.3 に中柱部分に用いた鋼板の素材の引張試験で得られた応力度-歪度関係の結果を示す。引張試験は JIS 規格の 5 号試験片を用いて行った。

表 4.3, 4.4 に外柱、中柱の素材の性質を示す。

試験体名	ヤング係数 (tf/cm <sup>2</sup> )	降伏応力度 (tf/cm <sup>2</sup> )
T-01	2091.6	4.77
T-02	2142.9	4.76
T-03	2007.6	4.79
T-04	2054.8	4.73
T-05	2083.3	4.73
T-06	2134.1	4.77
T-07	2066.9	4.74
T-08	2058.8	4.71
T-09	2050.8	4.67
T-10	2038.8	4.50
T-11	2023.1	4.80
T-12	2079.2	4.76
T-13	2066.9	5.08
T-14	2054.8	4.81
T-15	2030.9	4.83
T-16	2134.1	4.82
T-17	2147.2	4.79
T-18	2058.8	4.86
T-19	2178.4	4.88
T-20	2108.4	4.84
平均	2080.6	4.78

表 4.3: 素材試験の結果 (外柱)

試験体名	板厚 (mm)	ヤング係数 (tf/cm <sup>2</sup> )	降伏応力度 (tf/cm <sup>2</sup> )
PLS-2	2.3	2130.9	2.49
PLS-3	3.3	2162.3	3.27
PLS-4	4.1	2202.0	2.92

表 4.4: 素材試験の結果 (中柱)

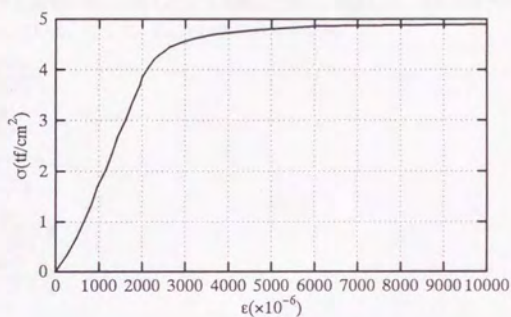


図 4.2: 素材の応力度-歪度関係 (外柱)

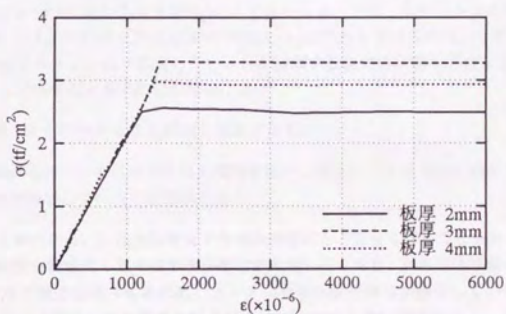


図 4.3: 素材の応力度-歪度関係 (中柱)

#### 4.2.5 実験結果

実験から得られた水平荷重とラーメンの水平変位の関係を図4.5～4.9に示す。ただし図4.5～4.9では、ラーメンの水平変位 $\delta$ は軸力がない場合の外柱の弾性限界変位 $\delta_{y0}$ で除して無次元化しており、水平荷重はラーメンの圧縮側の柱に作用している圧縮応力度 $\sigma$ に換算して、それを降伏応力度 $\sigma_y$ で除して無次元化して示している。ここで、 $\delta_{y0}$ 、 $\sigma$ は次の式で定める。

$$\begin{aligned}\delta_{y0} &= \frac{bd^2l^2\sigma_y}{36EI} \\ &= \frac{\sigma_y l^2}{3Ed} \\ \sigma &= \sigma_0 + \sigma_{ov} \\ \sigma_0 &= \frac{W}{4A} \\ \sigma_{ov} &= \frac{1}{2} \frac{M_{ov}}{D} / A \\ &= \frac{1}{2} \frac{QH}{D} / A\end{aligned}$$

ここで、

- $b, d, l$  : 外柱の幅, せい, 長さ
- $I, A$  : 外柱の断面二次モーメント, 断面積
- $E$  : 外柱のヤング率
- $\sigma_0$  : 固定荷重による外柱の圧縮応力度
- $\sigma_{ov}$  : 転倒モーメントにより加わる圧縮応力度
- $W$  : ラーメンに作用する全固定荷重
- $Q$  : 上部フレームに作用させる水平力
- $H$  : 外柱上端から加力点までの高さ (108 - l cm)
- $M_{ov}$  : ラーメンに作用する転倒モーメント ( $Q \cdot H$ )
- $D$  : 外柱の加力方向のスパン (30 cm)

したがって、図4.5～4.9において水平変位 $\delta$ が0であるとき、つまり水平力を加えていないときには、 $\sigma = \sigma_0$ であり、 $\delta/\delta_{y0} = 0$ のときの $\sigma/\sigma_y$ の値は $\sigma_0/\sigma_y$ となり0とはならない。図4.5～4.9では、加力を開始してからラーメンの柱が座屈しラーメンが崩壊するまでの状態をプロットしている。

図4.5～4.9によると水平力と水平変位の関係には、

1. 水平力の増加とともに水平変位も増加し座屈するもの
2. 始めは水平力の増加とともに水平変位も増加するが、途中からは水平力がゆるやかに減少しながら水平変位が増加していった座屈するもの

の二通りがあることがわかる。1. は座屈時まで中柱が弾性にとどまっていることを示しており、2. は途中から中柱の下端部が塑性化して中柱の水平耐力が上昇しなくなり、外柱は水平変位の増加につれて  $P-\delta$  効果により水平耐力が減少するため、ラーメン全体の水平耐力が減少していくことを表わしている。したがって、水平力と水平変位の関係は中柱の強度が大きい場合には1.、小さい場合には2. のようになる。

図4.4に立体ラーメン部分の座屈時の状況の一例を示す。座屈現象は、水平変位の増大に伴って徐々に進展するものではない。座屈モードは圧縮外柱の軸方向変形を伴うものであり、水平変位、転倒モーメントがある状態に達したときに突然に起こり、座屈現象を計測することは不可能である。左側の引張側の外柱は軸方向変形をほとんど生じず座屈前の圧縮側の外柱の変形を示しているとみなせ



る。本実験の全てのシリーズについて、圧縮側の柱は軸方向変形下において図4.4と同様の柱頭・柱脚・中央部付近の3ヶ所にヒンジが発生する座屈モードを示した。このように、外柱の座屈は水平変位拘束下で生じる現象であるといえる。

各柱長さについて圧縮側柱の座屈時の圧縮応力度 $\sigma_{cr}$ と座屈時の水平変位 $\delta_{cr}$ をプロットしたものを図4.10~4.14に示す。図4.5~4.9と同様の方法で無次元化して示している。また、図4.10~4.14には破線で1次、2次の座屈モードに対応するTangent modulus theoryによる座屈圧縮応力度 $\sigma_{cr1}\left(=\frac{\pi^2 E_t}{\lambda^2}\right)$ ,  $\sigma_{cr2}\left(=\frac{4\pi^2 E_t}{\lambda^2}\right)$ の値も示している。これらの図から、次のことがわかる。

1. 柱長さが4cmのシリーズを除いて、ほぼ

$$\sigma_{cr1} < \sigma_{cr} < \sigma_{cr2} \quad (4.1)$$

が成り立っている。

2.  $\delta_{cr}$ と $\sigma_{cr}$ の間には、 $\delta_{cr}$ が増加するにつれて $\sigma_{cr}$ が減少していく関係がある。また、その関係は固定荷重 $W$ によらず、外柱の長さ $l$ だけで定まる。
2. から、転倒モーメント下におけるラーメンの柱の座屈は、固定荷重の大小には依存せず、転倒モーメント下での圧縮側の柱の軸力(固定荷重による軸力と転倒モーメントにより付加される軸力の和)のみで決まるといえる。

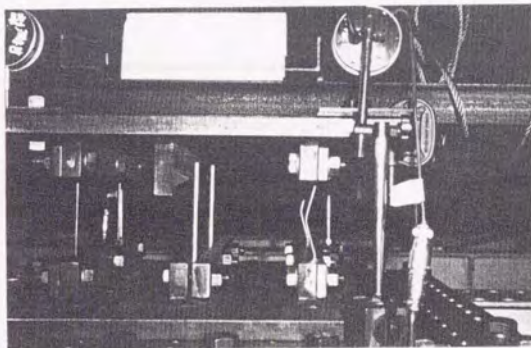


図4.4: 座屈状況の一例 ( $l=10\text{cm}$ )

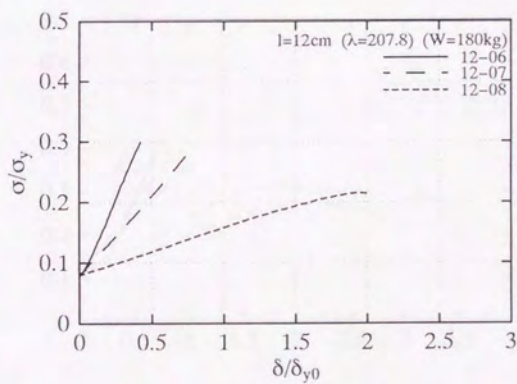
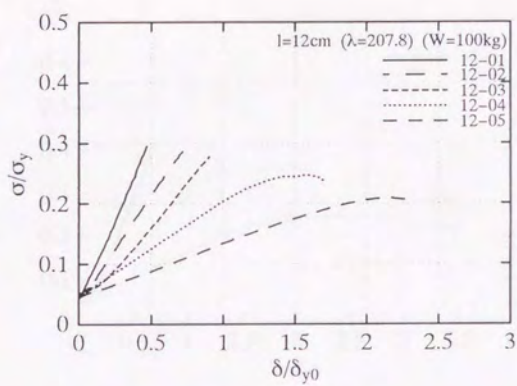


图 4.5: 実験結果 ( $l=12\text{cm}$ )

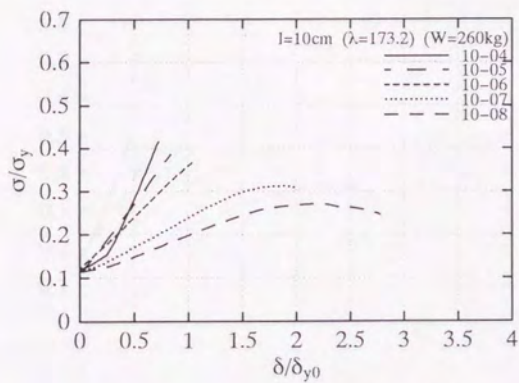
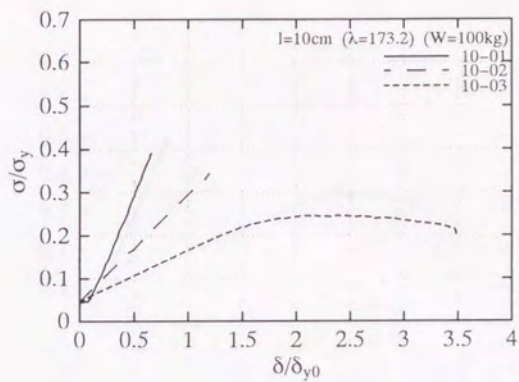


図 4.6: 実験結果 ( $l=10\text{cm}$ )



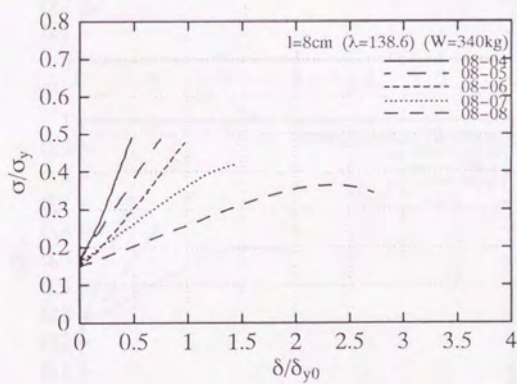
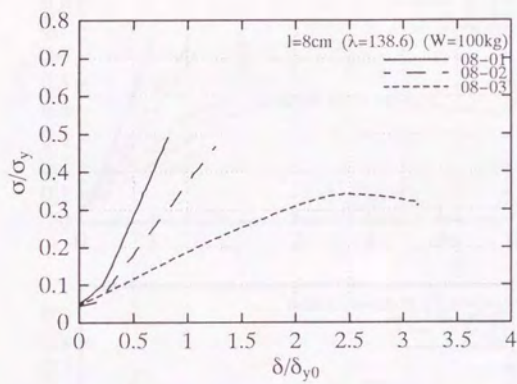


图 4.7: 実験結果 ( $l=8\text{cm}$ )

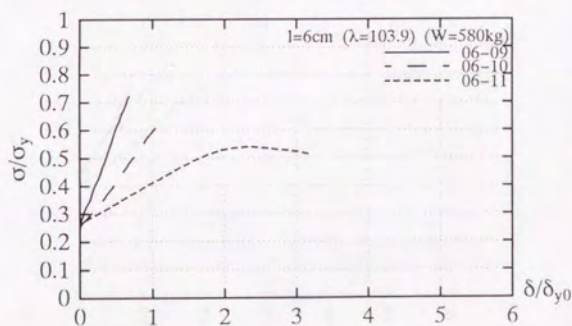
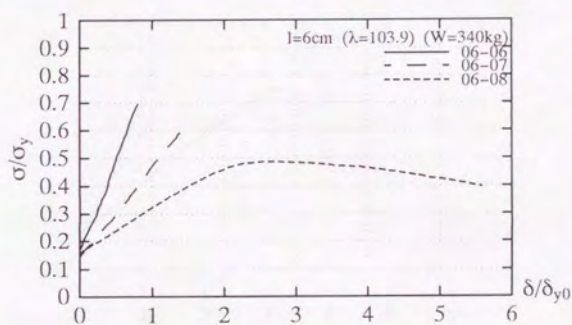
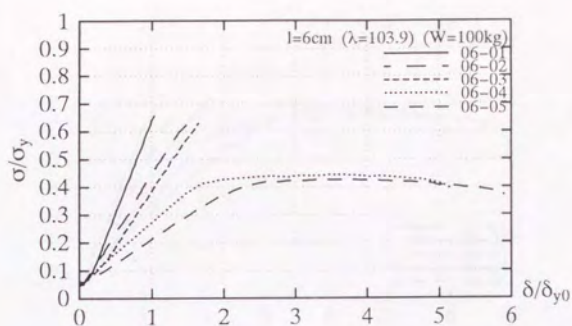


图 4.8: 实验结果 ( $l=6\text{cm}$ )

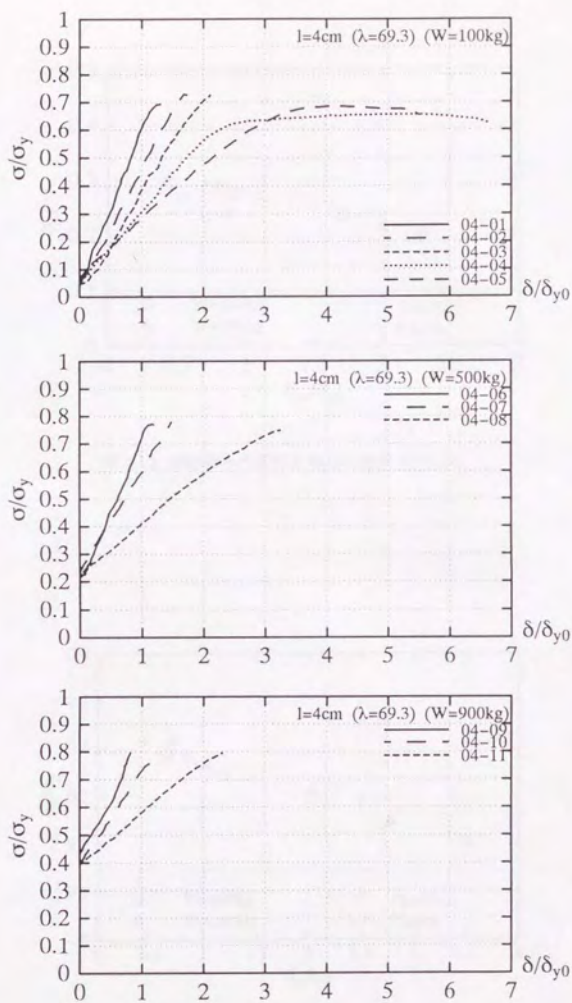


图 4.9: 実験結果 ( $l=4\text{cm}$ )



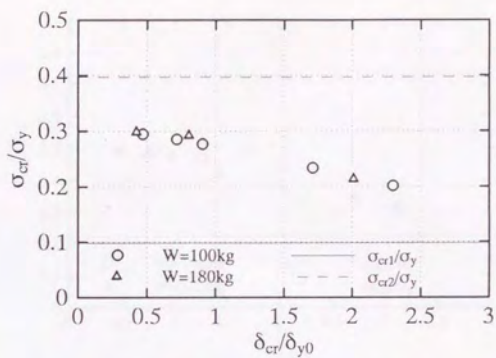


図 4.10: 座屈時水平変位と軸力の関係 ( $l=12\text{cm}$ )

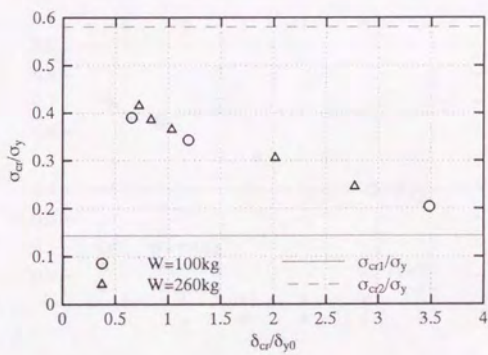


図 4.11: 座屈時水平変位と軸力の関係 ( $l=10\text{cm}$ )

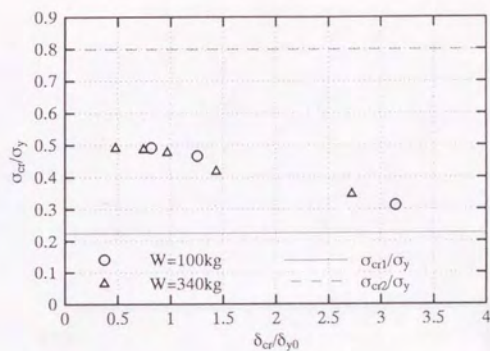


図 4.12: 座屈時水平変位と軸力の関係 ( $l=8\text{cm}$ )

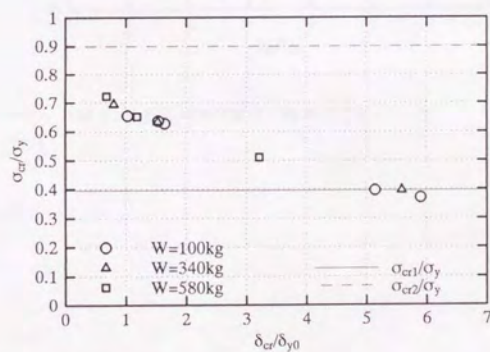


図 4.13: 座屈時水平変位と軸力の関係 ( $l=6\text{cm}$ )

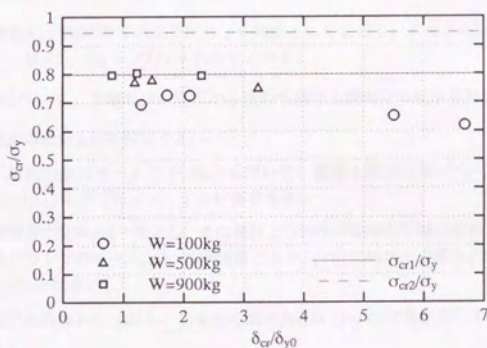


図 4.14: 座屈時水平変位と軸力の関係 ( $l=4\text{cm}$ )



## 4.3 数値解析

### 4.3.1 解析方法

数値解析で座屈圧縮応力度 $\sigma_{cr}$ と座屈時水平変位 $\delta_{cr}$ の関係を求めて実験結果と比較する。4.2.5節で、転倒モーメント下でのラーメンの座屈は圧縮側の柱の軸力(固定荷重による軸力と転倒モーメントによる付加軸力の和)と水平変位のみで決まることがわかった。このことから、数値解析はラーメン全体についてではなく圧縮側の柱だけについて行えば十分であるといえる。

したがって、ここでは圧縮側の柱だけに着目した数値解析を行う。この数値解析では、釣り合い条件を満足する固定端反力が存在しないような状態を柱の座屈状態と定義し、柱が座屈状態になるような圧縮軸力と柱頭変位をそれぞれの値を徐々に変化させながら探索している。すなわち、実験結果に則して転倒モーメントと水平変形下における安定状態を水平変位を増加させつつ求め、その限界である軸方向下に不安定となる状態を見出す。

数値解析は次の手順で行った(図4.15)。柱を材軸方向に均等に分割して微小要素に分け、図のように座標軸をとる。柱には一定軸力 $P$ が作用しているものとする。

1. 柱頭変位 $\delta$ を決め、固定端での水平反力 $f$ を弾性として求める。このことから柱脚部分での曲げモーメント $M_0$ は、 $M_0 = P\delta/2 + fH/2$ となる。
2. 各微小要素について、下端部分の変形から次の手順で上端部分の変形を計算していく。
  - (a) 微小要素の変形 $\Delta y_i$ を仮定する。
  - (b) 要素下端部の曲げモーメント $M_{i-1}$ を用いて、要素上端部の曲げモーメント $M_i$ は $M_i = P \cdot (\delta - y_{i-1}) + f \cdot (H - x_{i-1})$ と計算できる。
  - (c) 微小要素内で曲率 $\phi$ は一定とし、その値は上下両端の曲率の平均の値をとるものとする。一定軸力 $P$ の下でのモーメント-曲率関係により、(2b)の結果から曲率 $\phi$ は、 $\phi = (\phi(M_{i-1}) + \phi(M_i))/2$ となる。
  - (d) 下端部での回転角 $\theta_{i-1}$ から、上端部の回転角 $\theta_i$ は(2c)の結果を用いて、 $\theta_i = \theta_{i-1} + \phi \Delta x$ となる。
  - (e) 微小要素内で回転角 $\theta$ は一定とし、その値が上下両端の回転角の平均をとるものとする、微小要素の変形は $(\theta_{i-1} + \theta_i)/2 \cdot \Delta x$ となる。
  - (f) (2e)で計算した微小要素の変形と(2a)で仮定した変形は等しくなっている必要がある。等しくない場合は $\Delta y_i$ を新たに仮定し、等しくなるまで(2a)~(2e)を繰り返す。
3. 1.により柱脚での曲げモーメント $M_0$ が決まり、また境界条件より柱脚部での回転角 $\theta_0$ は $\theta_0 = 0$ となるので、これらの値を用いて2.の計算を柱脚から柱頭に向かって順次行っていく。各微小要素の変形の総和 $\sum \Delta y_i$ が柱頭変位の計算値である。
4. 1.で定めた柱頭変位の仮定値 $\delta$ と3.の計算で得られる柱頭変位の計算値は等しくなっている必要がある。両者が等しくない場合には固定端水平反力 $f$ を新たに仮定して、計算値が仮定値に収束するまで1.~3.を繰り返す。
5. 4.で柱頭変位の計算値が仮定値に収束する場合には、柱頭変位の仮定値 $\delta$ の値を増加させて再び1.~4.を繰り返す。4.で柱頭変位の計算値が仮定値に収束しない場合には、仮定した柱頭変位 $\delta$ に対応するつりあい状態が存在せず、座屈状態にあるということになる。

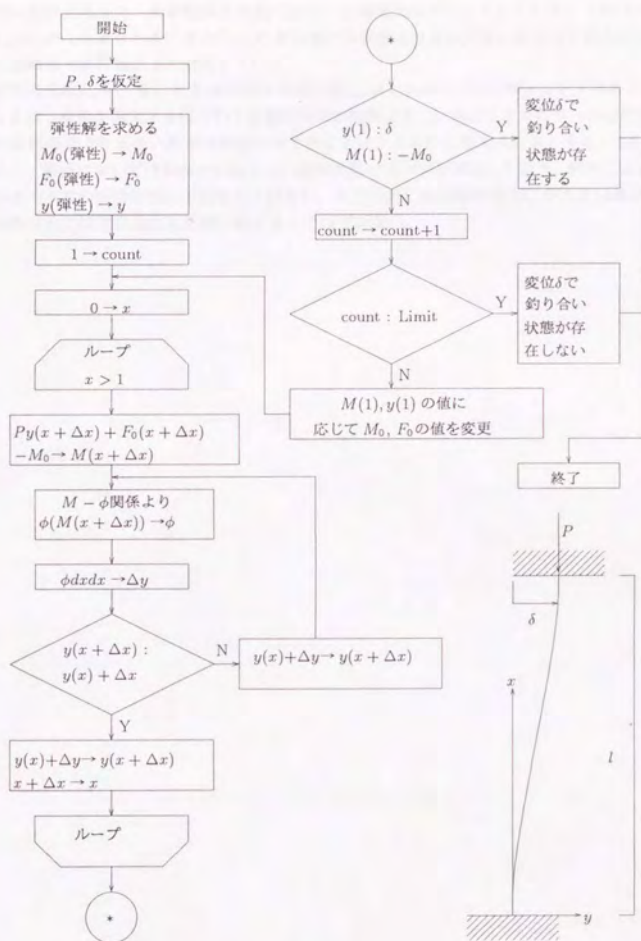


図 4.15: 数値解析プログラムのフローチャート

#### 4.3.2 実験結果と解析結果の比較

数値解析で得た $\sigma_{cr}$ と $\delta_{cr}$ の関係と実験結果とを比較して図 4.16～4.20に示す。 $\sigma_{cr}$ ,  $\delta_{cr}$ は図 4.5～4.9と同様に無次元化して、解析結果を実線で示し、実験結果をプロットしている。これらの図によると、 $\delta_{cr}/\delta_{y0}$ が1.0より小さい場合に $\sigma_{cr}$ の解析値が実験値よりも多少高い値を示す傾向があるが、全体的に実験値と解析値はよく対応している。

座屈時の変位 $\delta_{cr}$ が大きいとき座屈時圧縮応力度 $\sigma_{cr}$ が1次モードでの値 $\sigma_{cr1}$ を下回ることがある。このことは、変位が増大するにつれて材端の回転が無視できないほど大きくなり、そのため1次モードでの座屈荷重よりも低い荷重で座屈を起こすことによるものと考えられる。また、4.3.1節に示したように、解析においては材端が回転しない逆対称形のモードを仮定しており、解析による座屈荷重は1次モードでの座屈荷重を下回ることはない。そのため、座屈時の変位 $\delta_{cr}$ が大きい場合には4.3.1節の解析方法では座屈現象を正確に捉えることはできない。



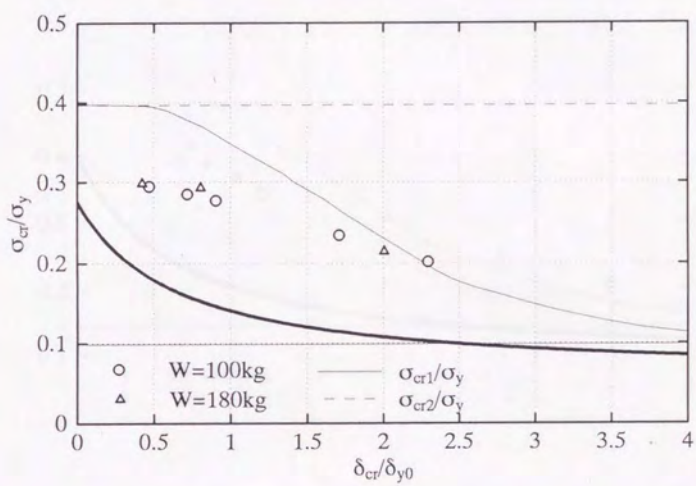


図 4.16: 実験結果と解析結果の比較 ( $l=12\text{cm}$ )

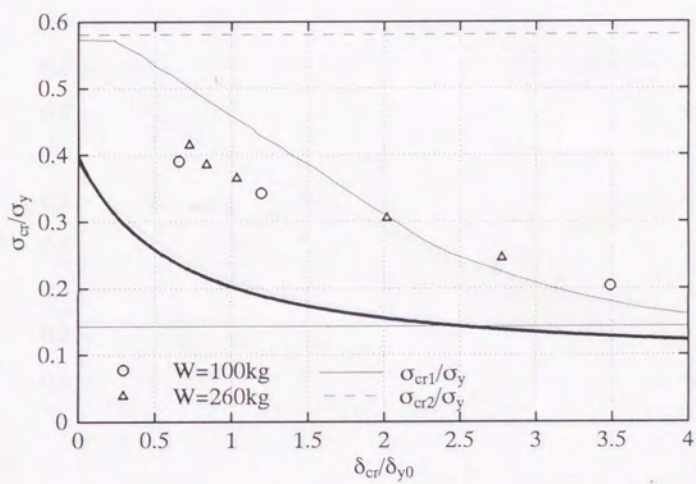


図 4.17: 実験結果と解析結果の比較 ( $l=10\text{cm}$ )

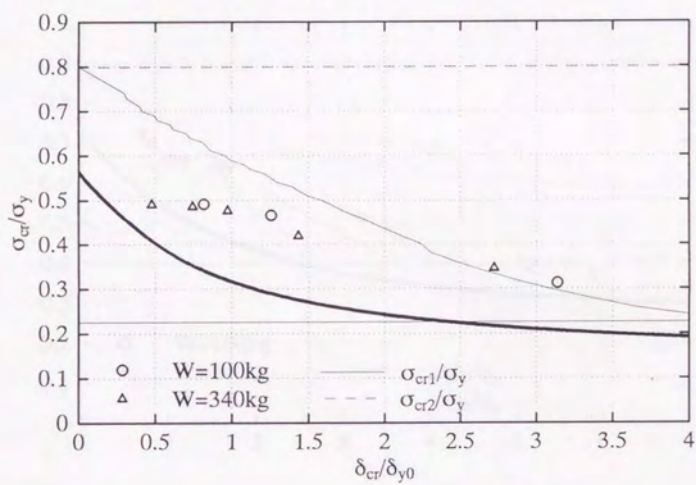


図 4.18: 座屈時水平変位と軸力の関係 ( $l=8\text{cm}$ )



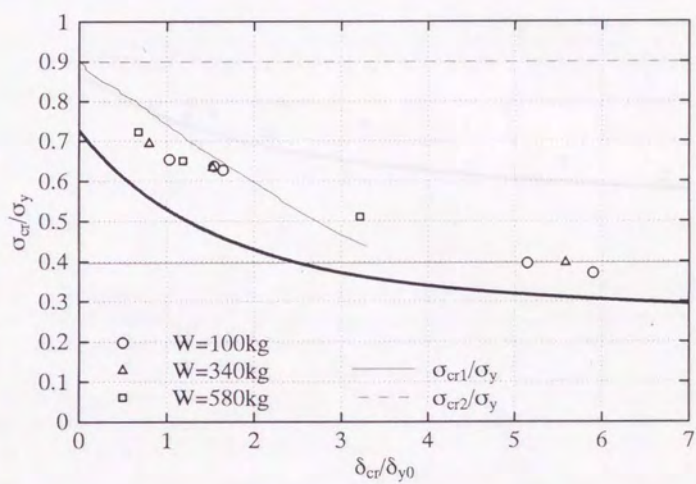


図 4.19: 座屈時水平変位と軸力の関係 ( $l=6\text{cm}$ )

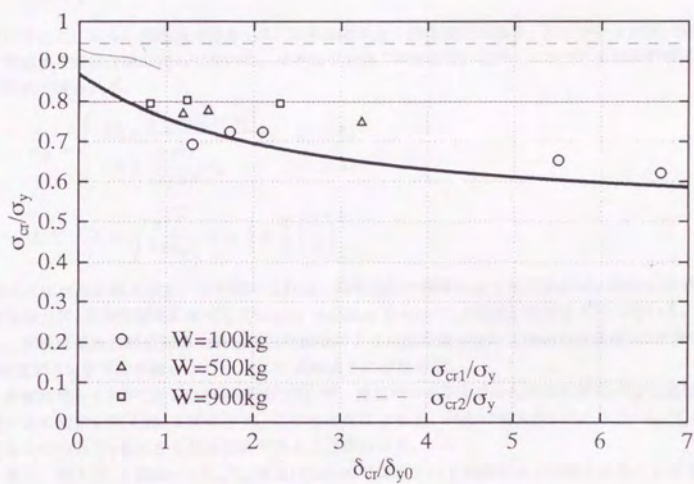


図 4.20: 座屈時水平変位と軸力の関係 ( $l=4\text{cm}$ )

## 4.4 柱の設計式

### 4.4.1 実験結果について

転倒モーメントによる付加軸力を受ける柱の座屈荷重 $\sigma_{cr}$ を座屈長さ係数 $\gamma$ に換算して評価する。座屈曲線（座屈応力度 $\sigma_{cr}$ と細長比 $\lambda$ との関係を示す曲線）が $\sigma_{cr} = f(\lambda)$ で与えられているとする。実験により得られた座屈応力度 $\sigma_{cr}$ とすれば、柱の等価細長比 $\gamma\lambda$ を用いれば $\sigma_{cr} = f(\gamma\lambda)$ という関係が成立する。したがって、座屈長さ係数 $\gamma$ は

$$\gamma = \frac{f^{-1}(\sigma_{cr})}{\lambda} \quad (4.2)$$

と定義される。式(4.1)の関係は、座屈長さ係数 $\gamma$ について書き換えれば

$$0.5 < \gamma < 1 \quad (4.3)$$

ということになる。座屈長さ係数 $\gamma$ は、日本建築学会「鋼構造設計規準」に示される短期許容応力度に対応する座屈曲線に關して求めた。日本建築学会「鋼構造設計規準」に示される短期許容応力度は次の式で表される。

$$\sigma_{cr} = \begin{cases} 1.5 \times \frac{1 - 0.4(\lambda/\Lambda)^2}{0.277^\nu} \sigma_y & (\lambda \leq \Lambda) \\ 1.5 \times \frac{\sigma_y}{(\lambda/\Lambda)^2} & (\lambda > \Lambda) \end{cases} \quad (4.4)$$

$$\text{ただし、}\Lambda = \sqrt{\frac{\pi^2 E}{0.6 \sigma_y}}, \quad \nu = \frac{3}{2} + \frac{2}{3} \left( \frac{\lambda}{\Lambda} \right)^2$$

図4.21に座屈曲線を示す。この図によれば、鋼構造設計規準による座屈曲線は、外柱の素材試験による応力度-歪み度関係に基づく Tangent modulus theory による座屈曲線を下回っている。そのため、実験結果及び解析結果を鋼構造設計規準による座屈曲線を用いて座屈長さ係数 $\gamma$ に換算すると、 $\gamma$ の値が0.5を下回る場合があり、(4.3)式のようににならない。

実験結果と4.3節で示した解析結果について、座屈時の水平変位の無次元化量 $\delta_{cr}/\delta_{y0}$ と座屈長さ係数 $\gamma$ との関係を図4.22、4.23に示す。これらの図によると、外柱の細長比 $\lambda$ によらず、 $\delta_{cr}/\delta_{y0}$ が大きくなるにつれて $\gamma$ も大きくなる傾向があることがわかる。

また、図4.22、4.23の $\gamma - \delta_{cr}/\delta_{y0}$ 関係は次の式で表わされる曲線でほぼ包絡させることができる。

$$\gamma = 1.1 - \frac{1.2}{2 + \delta_{cr}/\delta_{y0}} \quad (4.5)$$

(4.5)式から導かれる $\gamma - \delta_{cr}/\delta_{y0}$ 関係を図4.22、4.23中に太実線で示す。



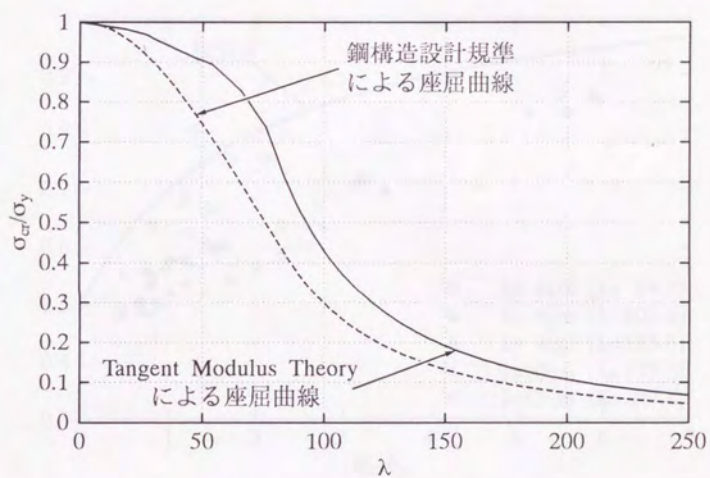


図 4.21: 座屈曲線

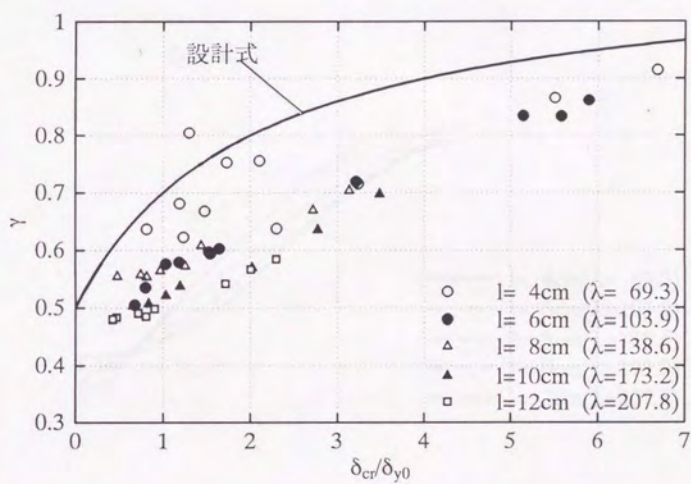


図 4.22: 座屈時水平変形と座屈長さ係数の関係 (実験結果)

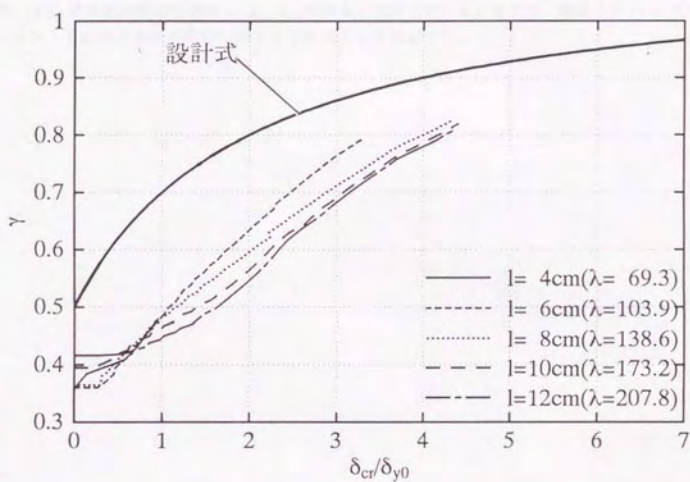


図 4.23: 座屈時水平変形と座屈長さ係数の関係 (数値解析による結果)



#### 4.4.2 設計式

本実験では矩形断面の柱を用いたが、実際の構造物の柱はH形鋼、角形鋼管、円形鋼管などを用いている。そのため、本実験で得た知見をそのまま実際の構造物に適用することはできない。しかし、4.3節で示したように本実験の結果は数値解析で予測することができることがわかった。したがって、同じように数値解析を行えば、実際の構造物の柱に対しても転倒モーメント下における座屈荷重の予測が可能ではある。

そこで、柱の断面を角形またはH形として4.3節と同様の数値解析を行い、様々な細長比 $\lambda$ について $\gamma - \delta_{cr}/\delta_{y0}$ 関係を調べた結果を図4.24, 4.25に示す。幅厚比 $D/t$ は20とした。これらの図によると、角形及びH形断面の場合の $\gamma$ の値は矩形断面である実験の場合に比べて多少大きい値をとるが、全体の傾向は同じであるといえることができる。

図4.24上に(4.5)式の曲線を描くと、(4.5)式の曲線は解析結果を包絡していることがわかる。つまり、(4.5)式は実用断面の柱の $\gamma - \delta_{cr}/\delta_{y0}$ 関係をも包絡している。そこで、筆者らは(4.5)式を転倒モーメント下における柱の座屈に対する設計式として提案する。



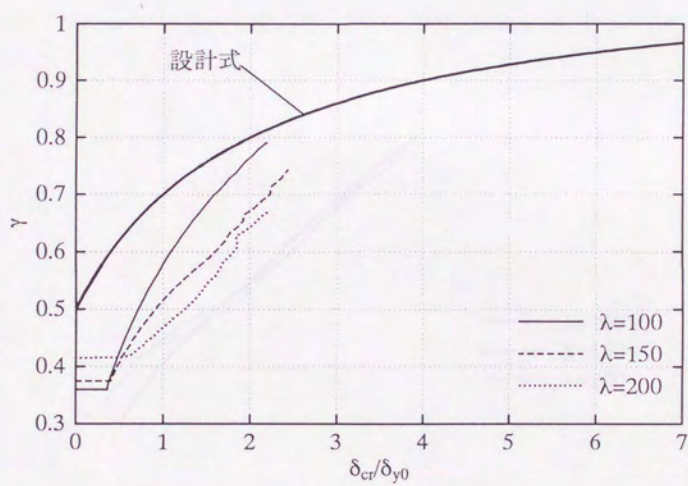


図 4.24: 角形鋼管柱の座屈長さ係数 (数値解析による結果)

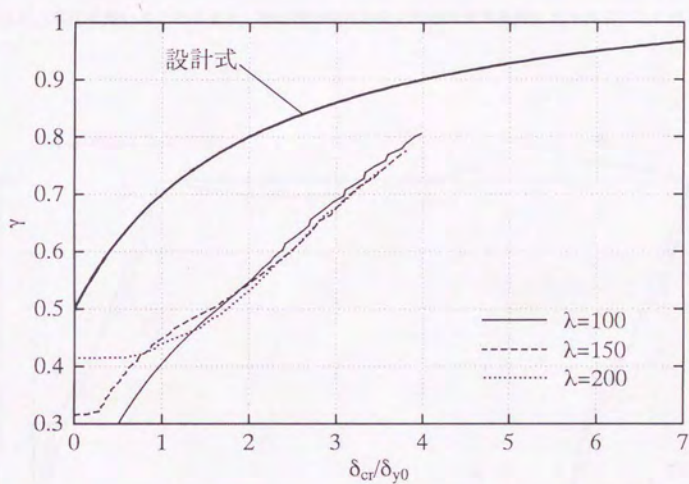


図 4.25: H 形鋼管柱の座屈長さ係数 (数値解析による結果)



#### 4.4.3 柱の材端回転角の扱いについて

本論文で評価した柱の座屈耐力は、柱の材端の回転が無視できる場合のものである。しかし、実際の構造物では、梁が変形することによって柱の両端に回転角を生じる。このような場合には、本論文で示した結果をそのまま用いることはできない。

柱の材端の回転角が無視できない場合には、柱に作用する軸力の材軸方向の成分を考えれば、本論文で既に示した結果を用いることができる(図4.26)。層高を $h$ 、層間変形角を $\phi$ 、上下の梁の端部の回転角を $\theta_b$ であるとする、座屈耐力を評価するための有効軸力 $N_e$ と有効層間変位 $\delta_e$ は次のように表わされる。

$$N_e = N \cos \theta_b \quad (4.6)$$

$$\delta_e = h(\phi - \theta_b) \quad (4.7)$$

式(4.6)、(4.7)を用いることにより、柱は梁が剛な場合と同様な境界条件におかれることになる。

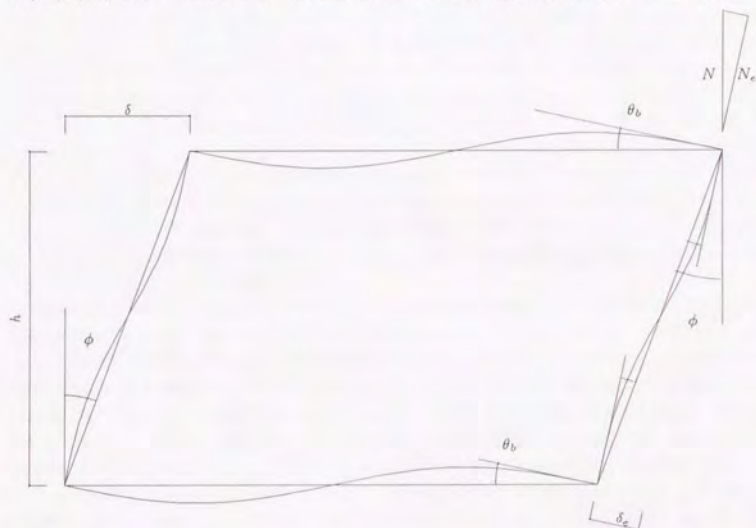


図 4.26: 柱の材端回転角の扱い

## 4.5 まとめ

簡易な模型を用いて、転倒モーメントを受ける骨組の柱の座屈現象を実現させることができた。その結果、転倒モーメントによる付加軸力を受ける柱の座屈耐力が1次モードの座屈耐力より大きくなることを確認した。この実験結果は4.3節で述べた数値解析により予測できる。実際の構造物に用いられる柱についても同様の数値解析を行い、座屈時における水平変位 $\delta_{cr}$ と座屈長さ係数 $\gamma$ との関係式(4.5)を導くことができる。この式(4.5)を転倒モーメント下における柱の座屈に対する設計式として提案する。

## 第5章

### エネルギー集中型柔剛混合骨組の耐震設計法

#### 5.1 はじめに

ここまでに、第3章ではエネルギー集中型構造の極限地震時の応答予測について、第4章ではエネルギー集中型骨組の主柱の極限地震時における全体座屈に対する耐力について述べた。本章では、第3章および第4章の結果を総合したエネルギー集中型柔剛混合骨組の耐震設計法を提案する。

通常の骨組では、主構造体は鉛直荷重を支え、かつ強震時にはエネルギー吸収能力を発揮して変形を抑えるというように、一つの部材が常時荷重を支えるという役割と地震時に骨組に入力されるエネルギーを吸収するという役割の二つの役割を同時に果たさなければならない。一方、エネルギー集中型柔剛混合骨組では、主構造体は鉛直荷重を支えるのみで地震動によって骨組に入力されるエネルギーをほとんど吸収する必要はなく、骨組全体としてのエネルギー吸収能力はエネルギー吸収要素に負担させており、通常の骨組の部材が同時に果たしている二つの役割を主構造体とエネルギー吸収要素とで分担している。このことは、エネルギー集中型柔剛混合骨組では、骨組全体の設計において鉛直荷重に対する設計と地震荷重に対する設計とを分離できる可能性があることを示唆している。つまり、主構造体は鉛直荷重に対してのみ設計を行い、地震荷重に対しては主構造体が弾性範囲に留まるようにエネルギー吸収要素を設計する、というような設計が考えられるのである。もし、このような構造設計が可能となれば構造計画・建築計画上の自由度が大きくなり、そのことは設計行為全体の自由度を大きくすることにつながると思われる。

現在既に実現されているエネルギー集中型構造である免震構造や制震構造については、エネルギー吸収要素が先に決まっていて、それに応じて骨組全体を設計するという手順で設計が行われていると思われる。このような設計の手順は、本章で提案する設計法と逆の手順となる。このことは、現在では未だ多くの技術者や研究者によってより高い性能のエネルギー吸収要素が日々開発されている状況であることが理由である。エネルギー集中型構造においてエネルギー吸収要素は骨組の耐震性能を決定する重要な要素であるが、現段階では建築に用いるエネルギー吸収要素に関する技術は成熟したものであるとは言えず、様々な性能を持つエネルギー吸収要素の中から所要の性能を持つものを自由に選択するというわけにはいかない。したがって、現時点では本章で述べるエネルギー集中型柔剛混合骨組の耐震設計法は実現性に乏しいものであるかもしれないが、今後様々な性能のエネルギー吸収要素を自由に選択して使用することが可能な状況になれば、現実に応用可能な設計法になる可能性を秘めていると考える。

本章では、鉛直荷重に対する設計と地震荷重に対する設計を別個に行うようなエネルギー集中型柔剛混合骨組の設計法を提案し、提案した設計法に基づいていくつかの例題を解き、その過程を通して設計法の妥当性や可能性を検討することを目的とする。



## 5.2 エネルギー集中型骨組の耐震設計の手順

エネルギー吸収要素を持つ柔剛混合エネルギー集中型構造の利点の一つとして、強震時に損傷を受ける部位をあらかじめ特定できることを挙げた。通常の骨組では、部材は長期荷重を支えるという役割と強震時にエネルギーを吸収するという役割の二つの役割を果たさなければならない。しかし、エネルギー集中型骨組では骨組部材が果たすべき役割は長期荷重を支えることだけに限定される。このとき、部材断面の決定に際しては幅厚比制限などを考慮する必要がなくなるため、部材断面についての自由度は大きくなる。骨組全体のエネルギー吸収については、エネルギー吸収要素の性能のみに着目すればよい。

図5.1に、このような方針に従ったエネルギー集中型骨組の耐震設計の手順を示す。主構造体については、まず柱及び梁の断面を鉛直荷重(長期荷重)のみを考慮して部材断面を決定し、水平荷重についてはエネルギー吸収層に許容層間変形角 $\theta_{lim}$ が生じるときに各部材が弾性に留まるかどうかを検討する。一方、エネルギー吸収要素については、強震下でのエネルギー吸収層の層間変形角が $\theta_{lim}$ 以下になるようにエネルギー吸収要素の設計を行う。つまり、主構造体の設計においては許容層間変形角 $\theta_{lim}$ を生じるような状態に対して弾性設計を行っているだけで水平荷重の評価は行っておらず、水平荷重の評価はエネルギー吸収要素の設計を行うときにのみ必要となるため、鉛直荷重に対する設計と地震荷重に対する設計が分離されることになる。

上に述べたことからわかるように、本設計法では許容層間変形角 $\theta_{lim}$ がエネルギー吸収要素の性能を規定する重要なパラメータとなっている。許容層間変形角 $\theta_{lim}$ が小さいほど、地震時の骨組の変形を抑えるためにエネルギー吸収要素に高い性能が必要となる。主骨組に用いられる鋼材の性能や二次部材の変形追従性能が向上することにより、許容層間変形角 $\theta_{lim}$ を大きくすることが可能となれば、エネルギー吸収要素に要求される諸性能も緩和されることになる。

本章で扱う骨組と第3章で扱ってきたせん断型モデルとの関係は、秋山が提案する集約単位ラーメン法<sup>1)</sup>で対応づけることにする。

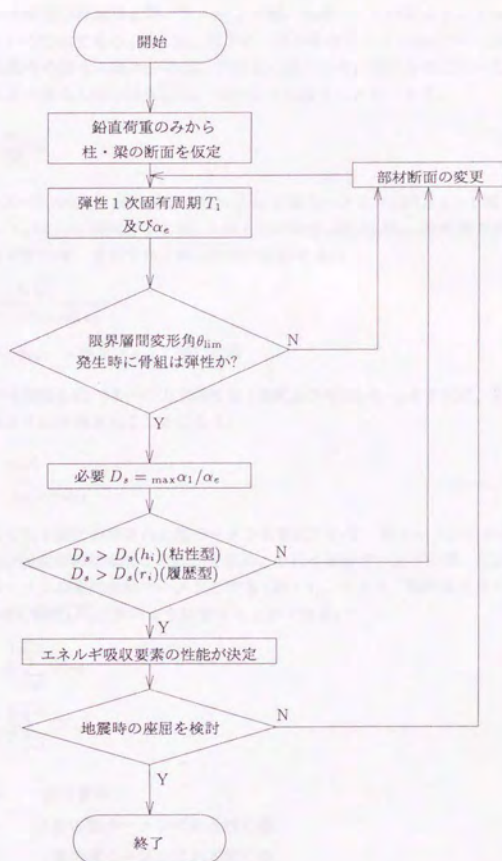


図 5.1: エネルギー集中型骨組の耐震設計の手順

### 5.2.1 集約単位ラーメン

ラーメン構造は柱、梁、柱梁接合部などから構成されており、それらの部材の荷重変形関係と層の荷重変形関係との対応関係を明らかにしておく必要がある。秋山は、層の荷重変形特性を評価するために集約単位ラーメン法という手法を提案している。集約単位ラーメン法とは、各層の層せん断力の負担率に基づいて梁及び柱梁接合部パネルを上下層に分解し、これをさらに1スパンの単位ラーメンに集約するという方法である(図5.2)。以下に、集約単位ラーメン法について述べる。

多層骨組の地震時の層せん断力分布は、最適せん断力分布に近い分布になっていると考えることができる。このとき層せん断力分布 $\overline{Q_i}$ は、次のように表すことができる。

$$\overline{Q_i} = \sum_{j=1}^N \frac{m_j}{M} \overline{\alpha_i} \quad (5.1)$$

$i$  層上部の梁及びパネルは、 $i$  層の層せん断力 $\overline{Q_i}$ によるモーメント ${}_b M_i$ と $i+1$  層の層せん断力 $Q_{i+1}$ によるモーメント ${}_b M_{i+1}$ に抵抗するため、 $i$  層上部の梁を ${}_b M_i$ と ${}_b M_{i+1}$ の比率で分解する。柱の反曲点を柱中央と仮定すれば、着目する $i$  層上部梁の分割比 $d_i$ は

$$d_i = \frac{h_i \overline{Q_i}}{h_i \overline{Q_i} + h_{i+1} Q_{i+1}} \quad (5.2)$$

ここで、 $h_i, h_{i+1}$  :  $i$  層及び $i+1$  層の階高

着目する梁及び柱梁接合部パネルの力学特性値(強度及び剛性)を $s_0$ とすれば、分割によりその特性値は各層に次のように分割されることになる。

$$s_i = s_0 d_i \quad (5.3)$$

$$s_{i+1} = s_0 (1 - d_i) \quad (5.4)$$

このようにして上下層に分解された層ラーメン骨組について、層ラーメンに存在するすべての柱、梁部材の剛度及び強度の部材種別ごとの和を求め、それを半分ずつ上下の梁、左右の柱に配置したものを、その層ラーメンの集約単位ラーメンとする(図5.3)。つまり、集約単位ラーメンの柱部材の剛度 ${}_c K_i$ 及び梁部材の剛度 ${}_b K_i$ は次のように表すことができる。

$${}_c K_i = \frac{1}{2} \sum_{j=1}^{m_c} {}_c K_{ij} \quad (5.5)$$

$${}_b K_i = \frac{1}{2} \sum_{j=1}^{m_b} {}_b K_{ij} \quad (5.6)$$

ここで、 $j$  : 部材番号

$m_c$  :  $i$  層の層ラーメンにある柱の数

$m_b$  :  $i$  層の層ラーメンにある梁の数

このとき、集約単位ラーメンの等価な層剛性 $K_e$ は、次のように表すことができる。

$$K_e = \frac{24E}{h^2} \frac{1}{\frac{1}{{}_c K_i} + \frac{1}{{}_b K_i}} \quad (5.7)$$

柱梁剛比 $\overline{{}_b K_i} / \overline{{}_c K_i}$ を



$$R = \overline{bK_i} / \overline{eK_i} \quad (5.8)$$

と書くことにすると、 $K_e$ は次のようになる。

$$K_e = \frac{24E}{h^2} \frac{R}{R+1} \overline{eK_i} \quad (5.9)$$

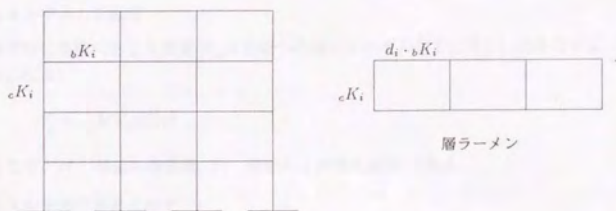


図 5.2: 多層骨組の層ラーメンへの分解

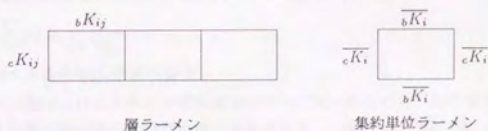


図 5.3: ラーメンの単位ラーメンへの集約

## 5.2.2 骨組の主要パラメータの設定

本節では、標準的な骨組について耐震設計上のパラメータを設定する方法について述べる。本節で対象とする骨組は3.6.1節で述べたような構造ブロックに分けることができるものとする。さらに、各構造ブロックは等しい層数で構成され、各構造ブロックの最下層がエネルギー吸収層であるものとする。骨組の各層は等質量であり、各層の階高、及びエネルギー吸収層やそれ以外の一般層の層間変角は全層で等しく、それぞれ  $h$ ,  $\theta_{lim}$ ,  $\theta_0$  であるとする。

### 1. エネルギー入力の設定

強震時に骨組に生じる損傷  $W_p$  は骨組への総エネルギー入力  $E$  に等しいとみなせば、安全側の評価になる。

$$W_p = \frac{1}{2} M V_E (T_1)^2 \quad (5.10)$$

ここで、 $M$  : 骨組の総質量,  $T_1$  : 骨組の1次固有周期である。

### 2. エネルギー吸収要素の設定

#### ● 粘性型エネルギー吸収要素の場合

各層のエネルギー吸収要素の粘性減衰係数を  $c_i$  とする。このとき、骨組内の全てのエネルギー吸収要素の吸収エネルギーの総和について、次の条件が成り立たなければならない。

$$\sum 2 \cdot c_i (h\theta_{lim})^2 > W_p \quad (5.11)$$

この式を整理して、 $c_i$  についての次の条件式を得る。

$$\sum c_i > \frac{W_p}{2h^2\theta_{lim}^2} \quad (5.12)$$

#### ● 履歴型エネルギー吸収要素の場合

骨組内に設けられるエネルギー吸収要素はすべて同一のもので、降伏耐力  $Q_{sy}$ , 降伏変形  $\delta_{sy}$  の完全弾塑性型の復元力特性を持つものとする。このとき、骨組内のすべてのエネルギー吸収要素の累積塑性変形倍率の総和  $\eta_{total}$  について、次の条件が成り立たなければならない。

$$\eta_{total} Q_{sy} \delta_{sy} > W_p \quad (5.13)$$

また、骨組内に必要なエネルギー吸収要素の層数  $n_b$  については、最大変形量の条件から次式が成り立っていないといけない。

$$n_b \cdot 8h\theta_{lim} > \eta_{total} \delta_{sy} \quad (5.14)$$

(5.13), (5.14) 式より、 $n_p$  についての次の条件式を得る。

$$n_b > \frac{W_p}{8h\theta_{lim} Q_{sy}} \quad (5.15)$$

### 3. ブロック分け

骨組をブロック分けする目的は、エネルギー吸収に必要な骨組全体の変形をいくつかのエネルギー吸収層に分散させて、個々のエネルギー吸収要素に必要な最大変形能力を小さく抑えることである。したがって、各エネルギー吸収層に生じる変形はほぼ等しくなるように設定するのが望ましい。そのためには、各構造ブロックごとの質量がほぼ等しくなるように、つまり各構造ブロックの層数が等しくなるようにブロック分けを行えばよい。したがって、骨組頂部の地震時最大変形を  $\delta_{max}$  とすると、骨組中の構造ブロックの数  $n_b$  は次の条件を満足する必要がある。

$$n_b > \frac{\delta_{\max}}{h\theta_{\lim}} \quad (5.16)$$

#### 4. 一次固有周期・降伏せん断力係数の設定

多層骨組の一次固有周期  $T_1$  について、次の近似式が成立することが示されている<sup>1)</sup>。

$$T_1 = 0.151 \sqrt{\frac{N\gamma h_0}{\alpha_1}} \quad (5.17)$$

ここで、

- $N$  : 多層骨組の全層数
- $\gamma$  : 降伏時の層間変形角
- $\alpha_1$  : ベースシア係数
- $h_0$  : 各層の階高

である。本節では、多層骨組を少ない質点系にブロック分けされた骨組として扱うので、(5.17) 式中のパラメータは

$$\begin{aligned} N &= n_b \text{ (骨組内の総ブロック数)} \\ \gamma &= \frac{h\theta_{\lim} + (N_b - 1)h\theta_0}{N_b h} = \frac{\theta_{\lim} + (N_b - 1)\theta_0}{N_b} \\ N_b &= \frac{N}{n_b} \text{ (構造ブロック内の層数)} \\ h_0 &= N_b h \text{ (} h \text{: 各層の階高)} \end{aligned}$$

となる。これらのパラメータを (5.17) 式に代入して整理すると次のようになる。

$$T_1 \sqrt{\alpha_1} = A \quad (A \equiv 0.151 \sqrt{n_b \cdot \{\theta_{\lim} + (N_b - 1)\theta_0\} \cdot N_b h}) \quad (5.18)$$

$T_1, \alpha_1$  はこの (5.18) 式によって定まることになる。

3章に既に示したように、エネルギー吸収要素が粘性型の場合には  $\sum c_i$  の値を大きくすればするほど構造物の応答せん断力を低減させることができるが、履歴型の場合には応答せん断力に下限値が存在する。そこで、エネルギー吸収要素が履歴型であり、かつ応答せん断力がほぼ下限値をとる場合について、前述の条件を用いて各パラメータを設定する方法について述べることにする。

まず、3. の条件について考える。3章の結果から、応答せん断力係数  $\alpha_1$  の下限値は弾性に留まるためのせん断力係数  $\alpha_e$  の 0.5 倍程度とすることができる。そこで、応答せん断力係数  $\alpha_1$  を次式のように定める。

$$\alpha_1 = 0.5\alpha_e \quad \left( \alpha_e = \frac{2\pi V_E(T_1)}{gT_1} \right) \quad (5.19)$$

このとき、 $N$  層の多層骨組と同じ質量  $M$ 、同じ一次固有周期  $T_1$  を持つ一質点系の最大水平変形  $\delta_{\max}$  については、

$$k_e \delta_{\max} = 0.5 \times \frac{2\pi V_E(T_1)}{gT_1} \times Mg \quad \left( k_e = \frac{4\pi^2 M}{T_1^2} \right) \quad (5.20)$$

が成り立つ。したがって、 $\delta_{\max}$  は

$$\delta_{\max} = \frac{V_E(T_1)T_1}{4\pi} \quad (5.21)$$



と表わされる。多層骨組全体に生じる最大水平変形も、この $\delta_{\max}$ とほぼ同じと考えられる。各エネルギー吸収層の最大変形が等しいと仮定すると、骨組中の構造ブロックの数 $n_b$ は次の条件を満足する必要がある。

$$\frac{\delta_{\max}}{n_b} < h\theta_{\lim} \quad (5.22)$$

(5.21), (5.22) 式を整理して、 $n_b$ についての次の条件式を得る。

$$n_b > \frac{T_1 V_E(T_1)}{4\pi h\theta_{\lim}} \quad (5.23)$$

次に、4. の条件を考える。(5.19) 式を (5.18) 式に代入して整理すると、

$$T_1 V_E(T_1) = B \quad \left( B \equiv \frac{gA^2}{\pi} \right) \quad (5.24)$$

ここで、設計用 $V_E$ スペクトルが図5.4のように設定されているものとする、 $T_1$ は次の二つの方程式

$$\begin{cases} V_0 T_1 = B \\ \frac{V_0}{T_G} T_1^2 = B \end{cases}$$

の解のうちの大きい方となる。したがって、 $T_1$ は次のように表わすことができる。

$$T_1 = \max \left\{ \frac{B}{V_0}, \sqrt{\frac{BT_G}{V_0}} \right\} \quad (5.25)$$

$\alpha_1$ は、この $T_1$ を用いて (5.18) 式より次のように表すことができる。

$$\alpha_1 = \left( \frac{A}{T_1} \right)^2 \quad (5.26)$$

本章で対象としているブロック分けを行うような骨組の一次固有周期は比較的長いものとなる。過去の多くの地震波では $T_G$ は1秒前後の値であるから、本章で対象としている骨組の一次固有周期 $T_1$ は、図5.4の設計用 $V_E$ スペクトルの $T > T_G$ の領域( $V_E$ が一定となっている領域)にあるものと考えて差し支えない。この場合 $V_E(T_1) = V_0$ だから、(5.25) 式より

$$\begin{aligned} T_1 &= \frac{0.151^2 g}{\pi V_0} \cdot n_b \{ \theta_{\lim} + (N_b - 1) \theta_0 \} h \\ &= \frac{0.151^2 g}{\pi V_0} \cdot N \theta_0 h \cdot \left( 1 + \frac{\theta_{\lim}/\theta_0 - 1}{N_b} \right) \end{aligned} \quad (5.27)$$

となる。さらに、(5.27) 式を (5.26) 式に代入することにより

$$\alpha_1 = \left( \frac{\pi V_0}{0.151 g} \right)^2 \cdot \frac{1}{N \theta_0 h} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\theta_{\lim}/\theta_0 - 1}{N_b}} \quad (5.28)$$

となる。また、(5.23), (5.27) 式より

$$n_b > \frac{0.151^2 g}{4\pi^2} \cdot \frac{1 + \frac{\theta_{\lim}/\theta_0 - 1}{N_b}}{\theta_{\lim}/\theta_0} \cdot N \quad (5.29)$$

となる。 $n_b$ の定義により、 $n_b = \frac{N}{N_b}$ である。この関係によって (5.29) 式をさらに整理すると次の条件式を得る。

$$N_b < \left( \frac{4\pi^2}{0.151^2 g} - 1 \right) \theta_{lim}/\theta_0 + 1 \quad (5.30)$$

(5.30) 式は、構造ブロックの層数  $N_b$  の値が多層骨組の全層数  $N$  に依存せず  $\theta_{lim}/\theta_0$  のみによって定まることが意味している。(5.30) 式により、構造ブロックの数  $n_b$  については次のような条件式が得られる。

$$n_b > \frac{N}{\left( \frac{4\pi^2}{0.151^2 g} - 1 \right) \theta_{lim}/\theta_0 + 1} \quad (5.31)$$

(5.28), (5.30) 式の結果を表 5.1 に示す。この表から、 $\theta_{lim}/\theta_0$  が一定であれば、 $N_b$  が小さいほど、すなわちエネルギー吸収層の数が多いほど応答せん断力係数が小さくなることがわかる。しかし、エネルギー吸収層ではエネルギー吸収層を設け、さらに大きな層間変形を許容するために構造的に十分な配慮が必要であるため、エネルギー吸収層の数をあまりに増やすことは経済的な観点から見て好ましくない。 $N_b$  の値は、応答せん断力係数  $\alpha_1$  の値と様々なコストとのバランスを考慮して設定されるべきである。

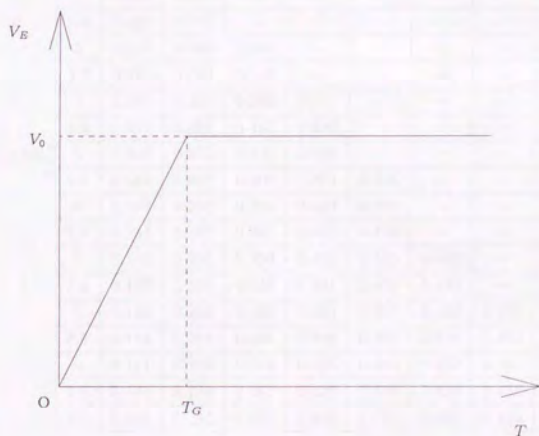


図 5.4: 設計用  $V_E$  スペクトル

$$\left( V_E = \begin{cases} \frac{V_0}{T_G} T & (T < T_G) \\ V_0 & (T \geq T_G) \end{cases} \right)$$

$\alpha_1/\alpha_0$		$N_b$							
		1	2	3	4	5	6	7	8
$\theta_{\text{lim}}/\theta_0$	1	1	—	—	—	—	—	—	—
	1.5	0.667	0.800	—	—	—	—	—	—
	2	0.500	0.667	—	—	—	—	—	—
	2.5	0.400	0.571	—	—	—	—	—	—
	3	0.333	0.500	0.600	—	—	—	—	—
	3.5	0.286	0.444	0.545	—	—	—	—	—
	4	0.250	0.400	0.500	0.571	—	—	—	—
	4.5	0.222	0.364	0.462	0.533	—	—	—	—
	5	0.200	0.333	0.429	0.500	—	—	—	—
	5.5	0.182	0.308	0.400	0.471	0.526	—	—	—
	6	0.167	0.286	0.375	0.444	0.500	—	—	—
	6.5	0.154	0.267	0.353	0.421	0.476	—	—	—
	7	0.143	0.250	0.333	0.400	0.455	0.500	—	—
	7.5	0.133	0.235	0.316	0.381	0.435	0.480	—	—
	8	0.125	0.222	0.300	0.364	0.417	0.462	0.500	—
	8.5	0.118	0.211	0.286	0.348	0.400	0.444	0.483	—
	9	0.111	0.200	0.273	0.333	0.385	0.429	0.467	—
	9.5	0.105	0.190	0.261	0.320	0.370	0.414	0.452	0.485
	10	0.100	0.182	0.250	0.308	0.357	0.400	0.438	0.471

$$(\alpha_0 = \left( \frac{\pi V_0}{0.151g} \right)^2 \frac{1}{N\theta_0 h}, (5.30) \text{ 式を満たさない場合は—としている})$$

表 5.1: ブロック分けについてのパラメータと $\alpha_1$ の関係



### 5.3 例題 1. — 5 層 1 スパン骨組 —

ここでは例題として 5 層 1 スパンの骨組の耐震設計を扱う。条件は以下の通りとする。

- 骨組の形状は図 5.5 に示すものとする。
- 各層にエネルギー吸収要素を設けるものとする。
- 柱及び梁の断面は全層で同一とする。
- 使用する鋼材は、柱については HT80 ( $\sigma_y = 6.8 \text{ tf/cm}^2$ ,  $\sigma_b = 8.0 \text{ tf/cm}^2$ ) の円形鋼管、梁については SS400 の H 形鋼材とする。いずれの鋼種についてもヤング率は  $E = 2100 (\text{tf/cm}^2)$  とする。
- 柱部材の円形鋼管の幅厚比  $D/t$  は  $D/t = 10$  とする。
- 鉛直荷重の大きさについては、 $800 \text{ kgf/m}^2$  とする。
- 地震荷重の大きさは、極限地震を想定して入力エネルギーの速度換算値  $V_E$  で  $V_E = 150 \text{ cm/sec}$  に相当するものとする。
- 各層の限界層間変形は  $10 \text{ cm}$  とする (限界層間変形角  $\theta_{\text{lim}} = 1/50$ )。

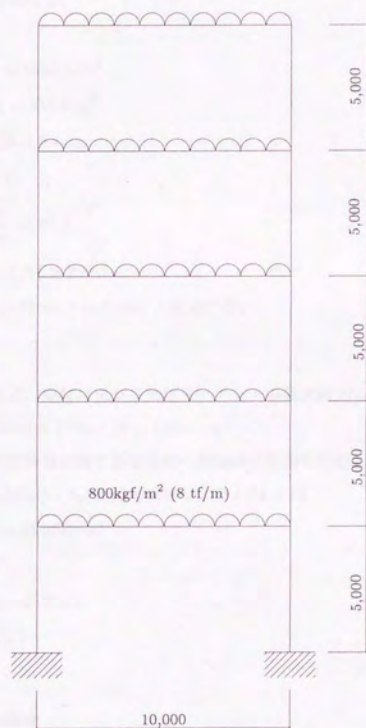


図 5.5: 5 層 1 スパン骨組

### 5.3.1 主構造体の設計

#### (1) 柱部材の断面算定

第1層の柱に作用する軸力は、

$$(0.8\text{tf/m}^2 \times 10\text{m} \times 10\text{m}) \times 5/2 = 200\text{tf}$$

である。建築基準法の長期の座屈耐力がこの値を上回るような最小の断面は  $D = 21\text{cm}$  のときで、このときの諸量は以下になる。

$$\text{断面積 } A = 124.7\text{cm}^2$$

$$\text{断面2次モーメント } I = 5636.3\text{cm}^4$$

$$\text{断面係数 } Z = I/(D/2) = 536.8\text{cm}^3$$

$$\text{断面2次半径 } i = \sqrt{I/A} = 6.7\text{cm}$$

$$\text{細長比 } \lambda = 500/i = 74.6$$

$$\text{限界細長比 } \Lambda = \sqrt{\frac{\pi^2 E}{0.6\sigma_y}} = 71.3$$

$$\text{長期座屈耐力 } N_{cr} = 215.7\text{tf} > 200\text{tf}$$

そこで、柱部材の断面は  $D = 21\text{cm}$ ,  $t = 2.1\text{cm}$  と仮定する。

#### (2) 梁部材の断面算定

梁の両端を単純支持とすると、部材に生じる曲げモーメントの最大値  $M_{\max}$  は、

$$M_{\max} = (0.8\text{tf/m}^2 \times 10\text{m}) \times (10\text{m})^2/8 = 100\text{tf} \cdot \text{m}$$

となる。このような荷重の下で弾性に留まるように、梁部材の断面を次のように仮定する。

$$H(\text{mm}) \times B(\text{mm}) \times t_1(\text{mm}) \times t_2(\text{mm}) = 800 \times 300 \times 14 \times 22$$

$$\text{断面2次モーメント } I = 254000\text{cm}^4$$

$$\text{断面係数 } Z = 6410\text{cm}^3$$

このとき梁部材の曲げ耐力については、

$$M_{\max}/Z = 1.56 < 2.4/1.5$$

となる。

#### (3) 弾性一次固有周期 $T_1$ の算定

以上のように梁部材と柱部材の断面を仮定すると、梁部材と柱部材の剛比  $R$  は

$$R = \frac{254000/1000}{5636.3/500} = 22.5$$

である。よって (5.9) 式より、各層の層剛性  $k_i$  は次のようになる。

$$\begin{aligned} k_i &= \frac{24E}{h^2} \frac{R}{R+1} \times (5636.3/500) \\ &= 2.176(\text{tf/cm}) \end{aligned}$$

各層の重量は  $0.8\text{tf/m}^2 \times 10\text{m} \times 10\text{m} = 80\text{tf}$  である。ここで固有値解析を行った結果、この骨組の弾性一次固有周期  $T_1$  は  $T_1 = 4.28\text{sec}$  となる。



#### (4) 許容層間変形時の検討

第1層に許容層間変形10cmが生じるとき、第1層に生じる層せん断力 $_{\max}Q_1$ は

$$_{\max}Q_1 = 2.176 \times 10 = 21.76(\text{tf})$$

であり、このときの第1層の許容層せん断力係数 $_{\max}\alpha_1$ は、

$$_{\max}\alpha_1 = 21.76/(80 \times 5) = 0.0544$$

ところで、極限地震時の総エネルギー入力 $V_E = 150(\text{cm/sec})$ としているので、骨組が弾性に留まるために必要な層せん断力係数 $\alpha_e$ は

$$\alpha_e = \frac{2\pi V_E}{gT} = 0.225$$

である。したがって、骨組の構造特性係数 $_fD_s$ は

$$_fD_s < 0.0544/0.225 = 0.242 \quad (5.32)$$

という条件を満足している必要がある。

#### 5.3.2 エネルギー吸収要素の設計

エネルギー吸収要素の復元力特性を考えると、最大変形時にエネルギー吸収要素が発揮している復元力を考えると、骨組全体の構造特性係数 $D_s$ 、骨組の構造特性係数 $_fD_s$ の間には次のような関係がある。

$$D_s = _fD_s(\text{粘性型}) \quad (5.33)$$

$$D_s = _fD_s + _sD_s(\text{履歴型}) \quad (5.34)$$

ただし、 $_sD_s$ ：履歴型エネルギー吸収要素の構造特性係数

##### (1) エネルギー吸収要素が粘性型の場合

ここでは、各層に設けるエネルギー吸収要素の性能はすべて同じとする。すなわち、各層の粘性減衰係数 $h_i$ はすべて等しいものとする。そして、3.5.2 (2)節に示した(3.53)式を用いて $h_i$ に関する条件を求める。ここで対象としている骨組については、固有値解析により $\gamma_1 = 2.871$ 、 $\kappa_1 = 2.468$ であるから、(3.53)式より、

$$D_s = \frac{1}{\sqrt{1 + 8\pi h_1 \cdot 2.871/2.468^2}}$$

そして、(5.32)式の条件、及び(5.33)式より

$$\frac{1}{\sqrt{1 + 8\pi h_1 \cdot 2.871/2.468^2}} < 0.242$$

この式を整理して、 $h_i$ について次のような条件を得る。

$$h_i > 1.357$$

(2) エネルギ吸収要素が履歴型の場合

3.4.3節に示される応答結果より、骨組全体の応答が安定するようなエネルギ吸収要素の構造特性係数 $D_s$ については、次のような条件を与えることができる。

$$D_s \approx 0.2 \quad (5.35)$$

したがって、(5.32), (5.34), (5.35) 式より、 $D_s$  値については次のような制限があることになる。

$$D_s < 0.442 \quad (5.36)$$

ところで、エネルギ吸収要素が履歴型の場合の  $D_s$  値は (5.58) 式のように表すことができ、さらにこの  $D_s$  値の最小値が (3.35) 式で表すことができることを 3.5.2 (2) 節で示した。この (3.35) 式からは、さらに

$$D_s > \sqrt{\frac{15}{64}} = 0.484 \quad (5.37)$$

ということがわかる。この条件は、(5.36) 式と矛盾するものである。

5.2節に述べたように、許容層間変形角 $\theta_{lim}$ を大きくすることでエネルギ吸収要素に要求される性能を緩和することができる。しかし、ここでは許容層間変形角 $\theta_{lim}$ の値はそのままにして、主構造体の柱・梁の断面を新たに仮定して検討し直すことにする。5.3.1節に示した断面の仮定においては梁は柱に比べて十分剛であるから、柱の断面を大きくして検討し直すことにする。

a. 主構造体の断面算定

柱の断面を新たに  $D = 23\text{cm}$  ( $t = 2.3\text{cm}$ ) とする。このときの諸量は以下になる。

$$\text{断面積 } A = 149.6\text{cm}^2$$

$$\text{断面 2 次モーメント } I = 8110.1\text{cm}^4$$

$$\text{断面係数 } Z = I/(D/2) = 705.2\text{cm}^3$$

$$\text{断面 2 次半径 } i = \sqrt{I/A} = 7.36\text{cm}$$

$$\text{細長比 } \lambda = 500/i = 67.9$$

$$\text{限界細長比 } \Lambda = \sqrt{\frac{\pi^2 E'}{0.6\sigma_y}} = 71.3$$

$$\text{長期座屈耐力 } N_{cr} = 307.8\text{tf} > 200\text{tf}$$

梁部材と柱部材の剛比  $R$ は

$$R = \frac{254000/1000}{8110.1/500} = 15.66$$

であるから (5.9) 式より、各層の層剛性  $k_i$  は

$$\begin{aligned} k_i &= \frac{24E}{h^2} \frac{R}{R+1} \times (8110.1/500) \\ &= 3.074(\text{tf/cm}) \end{aligned}$$

となる。固有値解析により、この骨組の弾性一次固有周期  $T_1$  は  $T_1 = 3.59\text{sec}$  となる。

第 1 層に許容層間変形  $10\text{cm}$  が生じるとき、第 1 層に生じる層せん断力 $_{max} Q_1$ は

$$\max Q_1 = 3.074 \times 10 = 30.74(\text{tf})$$

であり、このときの第1層の許容層せん断力係数 $\max \alpha_1$ は、

$$\max \alpha_1 = 30.74 / (80 \times 5) = 0.0769$$

ところで、極限地震時の総エネルギー入力を $V_E = 150(\text{cm/sec})$ としているので、骨組が弾性に留まるために必要な層せん断力係数 $\alpha_e$ は

$$\alpha_e = \frac{2\pi V_E}{gT} = 0.268$$

である。したがって、骨組の構造特性係数 $J D_s$ は

$$J D_s < 0.0769 / 0.268 = 0.287 \quad (5.38)$$

という条件を満足する必要がある。この条件は(5.37)式の条件と矛盾しない。

#### b. エネルギー吸収要素の設計

エネルギー吸収要素の降伏強度は最速降伏せん断力係数分布にしたがうものとする。つまり、特定の層にエネルギーが集中しないものとする。

エネルギー吸収要素が履歴型の場合の $D_s$ 値は(3.58)式のように表すことができる。ここでは、柔要素と剛要素との剛性比 $K_i$ を $K_i = 5$ と設定することにする。固有値解析により $\gamma = 2.871$ ,  $\kappa_1 = 2.468$ であるから、(3.58), (5.34), (5.35), (5.38)式より

$$D_s = r_1 \left( \sqrt{\frac{64 \times 2.871^2}{2.468^2} + \frac{16 \times 2.871}{5 \times 2.468} + \frac{1}{r_1^2} - \frac{8 \times 2.871}{2.468} + 1} \right) < 0.287 + 0.2$$

この式を整理すると、次のような $r_1$ についての条件式を得る。

$$0.176 < r_1 < 0.204$$

### 5.3.3 地震時における座屈の検討

柱は全層で同一の断面としているので、座屈の検討は軸力とせん断力が最も大きくなる第1層のみにて行えばよい。

#### (1) エネルギー吸収要素が粘性型の場合

各層に作用する層せん断力 $Q_i$ は

$$Q_1 = 0.0544 \times 1.000 \times (80 \times 5) = 21.76(\text{tf})$$

$$Q_2 = 0.0544 \times 1.100 \times (80 \times 4) = 19.15(\text{tf})$$

$$Q_3 = 0.0544 \times 1.252 \times (80 \times 3) = 16.35(\text{tf})$$

$$Q_4 = 0.0544 \times 1.523 \times (80 \times 2) = 13.26(\text{tf})$$

$$Q_5 = 0.0544 \times 2.010 \times (80 \times 1) = 8.75(\text{tf})$$

となるので、各層に作用する水平力 $P_i$ は

$$P_1 = Q_1 - Q_2 = 2.61(\text{tf})$$

$$P_2 = Q_2 - Q_3 = 2.80(\text{tf})$$

$$P_3 = Q_3 - Q_4 = 3.09(\text{tf})$$

$$P_4 = Q_4 - Q_5 = 4.51(\text{tf})$$

$$P_5 = Q_5 = 8.75(\text{tf})$$



となる。このとき第1層に作用する転倒モーメント  $M_{ov}$  は

$$M_{ov} = 8.75 \times 25 + 4.51 \times 20 + 3.09 \times 15 + 2.80 \times 10 + 2.61 \times 5 = 396.35(\text{tf})$$

となるので、転倒モーメントが作用することによって第1層の柱に付加される軸力  $N_{ov}$  は

$$N_{ov} = M_{ov}/10 = 39.64(\text{tf})$$

である。

地震動下における第1層の柱の座屈に関しては、限界層間変形(10cm)発生時に上に求めた付加軸力  $N_{ov}$  が作用した状態における座屈耐力を考えればよい。このときの座屈耐力は第4章に示した方法で求める。

柱に軸力が作用しないとときの弾性限界変位  $\delta_{y0}$  は

$$\delta_{y0} = \frac{Z\sigma_y l^2}{6EI} = 12.85(\text{cm})$$

となる。このとき、限界層間変形  $\delta_{\max} = 10\text{cm}$  に対して

$$\delta_{\max}/\delta_{y0} = 10/12.85 = 0.778$$

であるから、(4.5)式により、座屈長さ係数  $\gamma$  は

$$\gamma = 1.1 - \frac{1.2}{2 + 0.778} = 0.668$$

となり、等価細長比  $\lambda_e$  は

$$\lambda_e = 0.668 \times 74.6 = 49.8$$

となる。したがって、(4.4)式により地震荷重時における座屈耐力  $\sigma_{cr}$  は

$$\sigma_{cr} = 1.5 \times \frac{1 - 0.4 \cdot (49.8/71.3)^2}{\frac{3}{2} + \frac{2}{3} \cdot (49.8/71.3)^2} \times 6.8 = 4.50(\text{tf/cm}^2)$$

$$(\lambda_e < \Lambda)$$

であり、座屈時軸力は

$$124.7 \times 4.50 = 561.2(\text{tf})$$

である。

限界層間変形時において柱に作用する軸力は

$$200 + 39.64 = 239.64(\text{tf}) < 561.2(\text{tf})$$

であるから、地震時においても第1層には座屈は発生しない。

## (2) エネルギー吸収要素が履歴型の場合

第1層の応答せん断力係数  $\alpha_1$  は

$$\alpha_1 = 0.268 \times (0.287 + 0.2) = 0.120$$

だから、各層に作用する層せん断力  $Q_i$  は

$$Q_1 = 0.120 \times 1.000 \times (80 \times 5) = 48.00(\text{tf})$$

$$Q_2 = 0.120 \times 1.100 \times (80 \times 4) = 42.24(\text{tf})$$

$$Q_3 = 0.120 \times 1.252 \times (80 \times 3) = 36.06(\text{tf})$$

$$Q_4 = 0.120 \times 1.523 \times (80 \times 2) = 29.24(\text{tf})$$

$$Q_5 = 0.120 \times 2.010 \times (80 \times 1) = 19.30(\text{tf})$$

となるので、各層に作用する水平力  $P_i$  は

$$P_1 = Q_1 - Q_2 = 5.76(\text{tf})$$

$$P_2 = Q_2 - Q_3 = 6.18(\text{tf})$$

$$P_3 = Q_3 - Q_4 = 6.82(\text{tf})$$

$$P_4 = Q_4 - Q_5 = 9.94(\text{tf})$$

$$P_5 = Q_5 = 19.30(\text{tf})$$

となる。このとき第1層に作用する転倒モーメント  $M_{ov}$  は

$$M_{ov} = 19.30 \times 25 + 9.94 \times 20 + 6.82 \times 15 + 6.18 \times 10 + 5.76 \times 5 = 874.2(\text{tf})$$

となるので、転倒モーメントが作用することによって第1層の柱に付加される軸力  $N_{ov}$  は

$$N_{ov} = M_{ov} / 10 = 87.42(\text{tf})$$

である。

地震動下における第1層の柱の座屈に関しては、限界層間変形 (10cm) 発生時に上に求めた付加軸力  $N_{ov}$  が作用した状態における座屈耐力を考えればよい。このときの座屈耐力は第4章に示した方法で求める。

柱に軸力が作用しないとしたときの弾性限界変位  $\delta_{y0}$  は

$$\delta_{y0} = \frac{Z\sigma_y l^2}{6EI} = 11.73(\text{cm})$$

となる。このとき、限界層間変形  $\delta_{\max} = 10\text{cm}$  に対して

$$\delta_{\max} / \delta_{y0} = 10 / 11.73 = 0.853$$

であるから、(4.5) 式により、座屈長さ係数  $\gamma$  は

$$\gamma = 1.1 - \frac{1.2}{2 + 0.853} = 0.679$$

となり、等価細長比  $\lambda_e$  は

$$\lambda_e = 0.679 \times 67.9 = 46.1$$

となる。したがって、(4.4) 式により地震荷重時における座屈耐力  $\sigma_{cr}$  は

$$\sigma_{cr} = 1.5 \times \frac{1 - 0.4 \cdot (46.1/71.3)^2}{\frac{3}{2} + \frac{2}{3} \cdot (46.1/71.3)^2} \times 6.8 = 4.76(\text{tf/cm}^2)$$

$$(\lambda_e < \Lambda)$$

であり、座屈時軸力は

$$149.6 \times 4.76 = 712.1(\text{tf})$$

である。

限界層間変形時において柱に作用する軸力は

$$200 + 87.42 = 287.42(\text{tf}) < 712.1(\text{tf})$$

であるから、地震時においても第1層には座屈は発生しない。



#### 5.4 例題 2. —20 層 3 スパン骨組—

ここでは例題として 20 層 3 スパンの骨組の耐震設計を扱う。条件は以下の通りとする。

- 骨組の形状は図 5.6 に示すものとする。
- 第 1, 5, 9, 13, 17 層をエネルギー吸収層とする。
- 特定のエネルギー吸収層のみにエネルギーが集中することのないものとする。
- 同じ構造ブロック内の一般層の柱及び梁の断面は同一とする。
- 使用する鋼材は、エネルギー吸収層の柱については HT80 ( $\sigma_y = 6.8 \text{tf/cm}^2$ ,  $\sigma_b = 8.0 \text{tf/cm}^2$ ) の厚肉鋼管、それ以外の層の柱については SS400 の角形鋼管、各層の梁については SS400 の H 形鋼材とする。
- 鉛直荷重の大きさについては、 $800 \text{kgf/m}^2$  とする。
- 地震荷重の大きさは、極限地震を想定して入力エネルギーの速度換算値  $V_E$  で  $V_E = 150 \text{cm/sec}$  に相当するものとする。
- 各エネルギー吸収層の限界層間変形は  $10 \text{cm}$  とする (限界層間変形角  $\theta_{lim} = 1/50$ )。

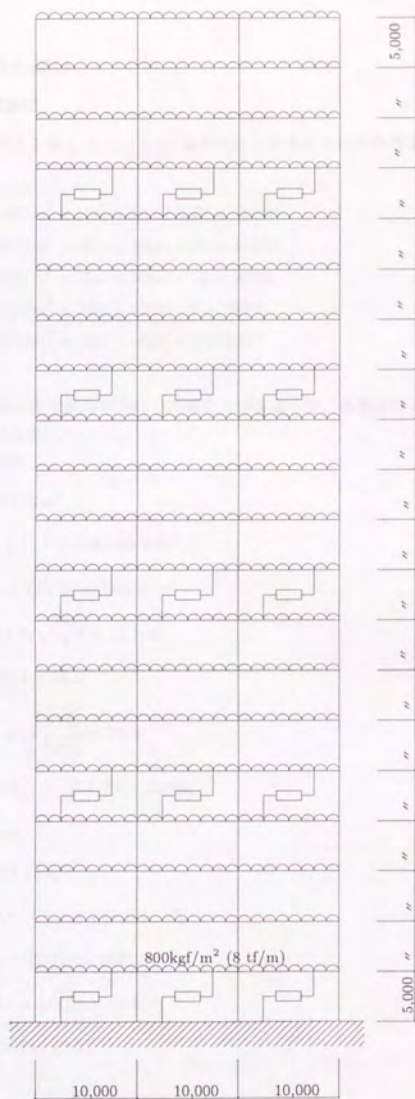


図 5.6: 20 層 3 スパン骨組

#### 5.4.1 主構造体の設計

##### (1) 柱部材の断面算定

エネルギー集中層である第 1, 5, 9, 13, 17 層の内柱 1 本あたりに作用する軸力  $N_1, N_5, N_9, N_{13}, N_{17}$  は、

$$N_1 = (0.8 \text{tf/m}^2 \times 10 \text{m} \times 10 \text{m}) \times 20 = 1600 \text{tf}$$

$$N_5 = (0.8 \text{tf/m}^2 \times 10 \text{m} \times 10 \text{m}) \times 16 = 1280 \text{tf}$$

$$N_9 = (0.8 \text{tf/m}^2 \times 10 \text{m} \times 10 \text{m}) \times 12 = 960 \text{tf}$$

$$N_{13} = (0.8 \text{tf/m}^2 \times 10 \text{m} \times 10 \text{m}) \times 8 = 640 \text{tf}$$

$$N_{17} = (0.8 \text{tf/m}^2 \times 10 \text{m} \times 10 \text{m}) \times 4 = 320 \text{tf}$$

である。

建築基準法の長期の座屈耐力がこれらの値を上回るような、各層の柱の最小の断面及び諸量はそれぞれ以下になる。

第 1 層 ( $D = 41 \text{cm}$ )

$$\text{断面積 } A = 475.3 \text{cm}^2$$

$$\text{断面 2 次モーメント } I = 81893.9 \text{cm}^4$$

$$\text{断面係数 } Z = I/(D/2) = 3994.8 \text{cm}^3$$

$$\text{断面 2 次半径 } i = \sqrt{I/A} = 13.1 \text{cm}$$

$$\text{細長比 } \lambda = 500/i = 38.1$$

$$\text{限界細長比 } \Lambda = \sqrt{\frac{\pi^2 E}{0.6 \sigma_y}} = 71.3$$

$$\text{長期座屈耐力 } N_{cr} = 1693.5 \text{tf} > 1600 \text{tf}$$

第 5 層 ( $D = 37 \text{cm}$ )

$$\text{断面積 } A = 387.1 \text{cm}^2$$

$$\text{断面 2 次モーメント } I = 54315.4 \text{cm}^4$$

$$\text{断面係数 } Z = I/(D/2) = 2936.0 \text{cm}^3$$

$$\text{断面 2 次半径 } i = \sqrt{I/A} = 11.8 \text{cm}$$

$$\text{細長比 } \lambda = 500/i = 42.2$$

$$\text{限界細長比 } \Lambda = \sqrt{\frac{\pi^2 E}{0.6 \sigma_y}} = 71.3$$

$$\text{長期座屈耐力 } N_{cr} = 1291.7 \text{tf} > 1280 \text{tf}$$

第 9 層 ( $D = 34 \text{cm}$ )



$$\text{断面積 } A = 326.9\text{cm}^2$$

$$\text{断面 2 次モーメント } I = 38728.6\text{cm}^4$$

$$\text{断面係数 } Z = I/(D/2) = 2278.2\text{cm}^3$$

$$\text{断面 2 次半径 } i = \sqrt{I/A} = 10.9\text{cm}$$

$$\text{細長比 } \lambda = 500/i = 45.9$$

$$\text{限界細長比 } \Lambda = \sqrt{\frac{\pi^2 E}{0.6 \sigma_y}} = 71.3$$

$$\text{長期座屈耐力 } N_{cr} = 1043.0\text{tf} > 960\text{tf}$$

第 13 層 ( $D = 29\text{cm}$ )

$$\text{断面積 } A = 237.8\text{cm}^2$$

$$\text{断面 2 次モーメント } I = 20497.9\text{cm}^4$$

$$\text{断面係数 } Z = I/(D/2) = 1413.6\text{cm}^3$$

$$\text{断面 2 次半径 } i = \sqrt{I/A} = 9.3\text{cm}$$

$$\text{細長比 } \lambda = 500/i = 53.9$$

$$\text{限界細長比 } \Lambda = \sqrt{\frac{\pi^2 E}{0.6 \sigma_y}} = 71.3$$

$$\text{長期座屈耐力 } N_{cr} = 663.5\text{tf} > 640\text{tf}$$

第 17 層 ( $D = 24\text{cm}$ )

$$\text{断面積 } A = 162.9\text{cm}^2$$

$$\text{断面 2 次モーメント } I = 9615.3\text{cm}^4$$

$$\text{断面係数 } Z = I/(D/2) = 801.3\text{cm}^3$$

$$\text{断面 2 次半径 } i = \sqrt{I/A} = 7.7\text{cm}$$

$$\text{細長比 } \lambda = 500/i = 65.1$$

$$\text{限界細長比 } \Lambda = \sqrt{\frac{\pi^2 E}{0.6 \sigma_y}} = 71.3$$

$$\text{長期座屈耐力 } N_{cr} = 359.1\text{tf} > 320\text{tf}$$

## (2) 梁部材の断面算定

梁に作用する荷重は前節の 5 層 1 スパン骨組の場合と同様である。そこで、梁の部材断面も 5 層 1 スパン骨組の場合と同様に次のように仮定する。

$$H(\text{mm}) \times B(\text{mm}) \times t_1(\text{mm}) \times t_2(\text{mm}) = 800 \times 300 \times 14 \times 22$$

$$\text{断面 2 次モーメント } I = 254000\text{cm}^4$$

$$\text{断面係数 } Z = 6410\text{cm}^3$$

### (3) 一般層の部材の断面の算定

一般層の層剛性は、3.6.1節に述べた剛性低減係数 $\beta$ によって定まる。したがって、一般層の部材の断面はこの $\beta$ の値を満足するように決めてやればよい。

### (4) 弾性一次固有周期 $T_1$ の算定

以上のように梁部材と柱部材の断面を仮定すると、梁部材と柱部材の剛比 $R$ は十分大きい値であるため、ほぼせん断型とみなすことができる。各層の層剛性 $k_i$ は次のようになる。

$$k_1 = 66.039(\text{tf/cm})$$

$$k_5 = 43.800(\text{tf/cm})$$

$$k_9 = 31.231(\text{tf/cm})$$

$$k_{13} = 16.529(\text{tf/cm})$$

$$k_{17} = 7.935(\text{tf/cm})$$

各層の重量は $0.8\text{tf/m}^2 \times 10\text{m} \times 10\text{m} \times 3 = 240\text{tf}$ である。この骨組を5質点のせん断系とみなして固有値解析を行った結果、この骨組の弾性一次固有周期 $T_1$ は $T_1 = 3.85\text{sec}$ となる。

### (5) 許容層間変形時の検討

第1層に許容層間変形 $10\text{cm}$ が生じるとき、第1層に生じる層せん断力 $\max Q_1$ は

$$\max Q_1 = 66.309 \times 10 = 663.09(\text{tf})$$

であり、このときの第1層の許容層せん断力係数 $\max \alpha_1$ は、

$$\max \alpha_1 = 663.09 / (80 \times 3 \times 20) = 0.138$$

ところで、極限地震時の総エネルギー入力 $V_E = 150(\text{cm/sec})$ としているので、骨組が弾性に留まるために必要な層せん断力係数 $\alpha_e$ は

$$\alpha_e = \frac{2\pi V_E}{gT} = 0.250$$

である。したがって、骨組の構造特性係数 $f D_s$ は

$$()f D_s < 0.138 / 0.250 = 0.552 \quad (5.39)$$

という条件を満足している必要がある。

## 5.4.2 エネルギー吸収要素の設計

### (1) エネルギー吸収要素が粘性型の場合

ここでは、各エネルギー吸収層に設けるエネルギー吸収要素の性能はすべて同じとする。すなわち、各エネルギー吸収要素の粘性減衰係数 $h_i$ はすべて等しいものとする。そして、3.5.2 (2)節に示した(3.53)式を用いて $h_i$ に関する条件を求める。ここで対象としている骨組については、固有値解析により $\gamma_1 = 2.871$ ,  $\kappa_1 = 2.468$ であるから、(3.53)式より、

$$D_s = \frac{1}{\sqrt{1 + 8\pi h_1 \cdot 2.871 / 2.468^2}}$$

そして、(5.39) 式の条件、および (5.33) 式より

$$\frac{1}{\sqrt{1+8\pi h_1 \cdot 2.871/2.468^2}} < 0.552$$

この式を整理して、 $h_1$  について次のような条件を得る。

$$h_1 > 0.193$$

## (2) エネルギ吸収要素が履歴型の場合

エネルギ吸収要素の降伏強度は最速降伏せん断力係数分布にしたがうものとする。つまり、特定の層にエネルギが集中しないものとする。

エネルギ吸収要素が履歴型の場合の  $D_s$  値は (3.58) 式のように表すことができる。ここでは、柔要素と剛要素との剛性比  $K_i$  を  $K_i = 5$  と設定することにする。固有値解析により  $\gamma = 2.871$ ,  $\kappa_1 = 2.468$  であるから、(3.58), (5.39) 式より

$$D_s = r_1 \left( \sqrt{\frac{64 \times 2.871^2}{2.468^2} + \frac{16 \times 2.871}{5 \times 2.468} + \frac{1}{r_1^2}} - \frac{8 \times 2.871}{2.468} + 1 \right) < 0.552 + 0.2$$

この式を整理すると、次のような  $r_1$  についての条件式を得る。

$$0.037 < r_1 < 0.549$$

## 5.4.3 地震時における座屈の検討

各エネルギ吸収層に作用する層せん断力  $Q_i$  は

$$Q_1 = 0.138 \times 1.000 \times (80 \times 3 \times 20) = 662.4(\text{tf})$$

$$Q_5 = 0.138 \times 1.100 \times (80 \times 3 \times 16) = 582.9(\text{tf})$$

$$Q_9 = 0.138 \times 1.252 \times (80 \times 3 \times 12) = 497.6(\text{tf})$$

$$Q_{13} = 0.138 \times 1.523 \times (80 \times 3 \times 8) = 403.5(\text{tf})$$

$$Q_{17} = 0.138 \times 2.010 \times (80 \times 3 \times 4) = 266.3(\text{tf})$$

となるので、各層に作用する水平力  $P_i$  は

$$P_1 = Q_1 - Q_5 = 79.5(\text{tf})$$

$$P_5 = Q_5 - Q_9 = 85.3(\text{tf})$$

$$P_9 = Q_9 - Q_{13} = 94.1(\text{tf})$$

$$P_{13} = Q_{13} - Q_{17} = 137.2(\text{tf})$$

$$P_{17} = Q_{17} = 266.3(\text{tf})$$

となる。このとき第1層に作用する転倒モーメント  $M_{ov}$  は

$$M_{ov} = 266.3 \times 100 + 137.2 \times 80 + 94.1 \times 60 + 85.3 \times 40 + 79.5 \times 20 = 48254.0(\text{tf})$$

となるので、転倒モーメントが作用することによって第1層の柱に付加される軸力  $N_{ov}$  は

$$N_{ov} = M_{ov}/30 = 1608.47(\text{tf})$$



である。

地震動下における第1層の柱の座屈に関しては、限界層間変形(10cm)発生時に上に求めた付加軸力 $N_{ov}$ が作用した状態における座屈耐力を考えればよい。このときの座屈耐力は第4章に示した方法で求める。

エネルギー吸収層の柱に軸力が作用しないと仮定するときの弾性限度変位 $\delta_{y0}$ は

$$\delta_{y0} = \frac{Z\sigma_y l^2}{6EI} = 5.76(\text{cm})$$

となる。このとき、限界層間変形 $\delta_{\max} = 10\text{cm}$ に対して

$$\delta_{\max}/\delta_{y0} = 10/5.76 = 1.74$$

であるから、(4.5)式により、座屈長さ係数 $\gamma$ は

$$\gamma = 1.1 - \frac{1.2}{2 + 1.74} = 0.779$$

となり、等価細長比 $\lambda_e$ は

$$\lambda_e = 0.779 \times 38.1 = 29.7$$

となる。したがって、(4.4)式により地震荷重時における座屈耐力 $\sigma_{cr}$ は

$$\sigma_{cr} = 1.5 \times \frac{1 - 0.4 \cdot (29.7/71.3)^2}{\frac{3}{2} + \frac{2}{3} \cdot (29.7/71.3)^2} \times 6.8 = 5.87(\text{tf/cm}^2)$$

$$(\lambda_e < \Lambda)$$

であり、座屈時軸力は

$$475.3 \times 5.87 = 2790.0(\text{tf})$$

である。

限界層間変形時において骨組の最外柱に作用する軸力は

$$800 + 1608.47 = 2408.47(\text{tf}) > 2790.0(\text{tf})$$

であるから、地震時においても第1層には座屈は発生しない。

第1層以外のエネルギー吸収層についても、同様に地震時の座屈に関する検討を行う。

## 5.5 $P-\delta$ 効果

通常の骨組の応力解析では、骨組の変形に伴う二次的な応力増分 ( $P-\delta$  効果) を考慮しないが、復元力特性といったかなり大きな塑性変形領域下での荷重変形を論じる際には  $P-\delta$  効果の量的評価を行う必要がある。

層骨組における  $P-\delta$  効果とは、水平力下の層間変位  $\delta$  とその層に加わる重量  $W$  とによってもたらされる付加応力である。このような  $P-\delta$  効果は水平抵抗力の低下として捉えることができる。図 5.7 に示すような柱頭と柱脚をピン支持とする骨組を考えると、層間変位  $\delta$  を生じている状態でつりあいを保つためには、次式で示すような水平力を層の柱頭位置に変形の方法と逆向きに加えてやらなければならない。

$$\Delta Q = -\frac{W\delta}{h} \quad (5.40)$$

(5.40) 式より、 $P-\delta$  効果は次式で表わされるような負のバネ定数  $k_{P\delta}$  を持つバネの効果と同じであると言うことができる。

$$k_{P\delta} = -\frac{W}{h} \quad (5.41)$$

既に秋山は、 $P-\delta$  効果を含む系の地震応答と、 $P-\delta$  効果を含んだ単調加力下での荷重変形関係による復元力特性を持つ系の地震応答とほぼ一致することを示している<sup>31)</sup>。このことは、 $P-\delta$  効果が振動系の地震応答に及ぼす影響については、単調加力下での荷重変形を求める際に  $P-\delta$  効果を考慮しておけば十分であるということの意味している。したがって、本論文で対象としている柔剛混合骨組においては、実際の柔要素の剛性から  $P-\delta$  効果による負のバネ定数の分だけ減じたものを柔要素の剛性とすれば、骨組の耐震性に及ぼす  $P-\delta$  効果の影響を考慮できることになる。

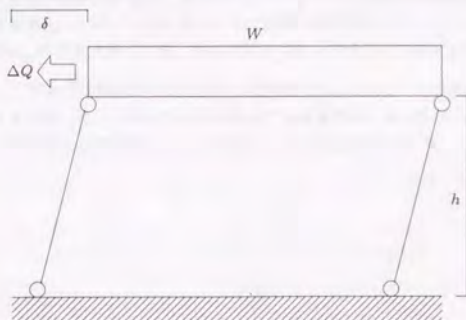


図 5.7:  $P-\delta$  効果

## 5.6 まとめ

本章では、第3章で述べたエネルギー集中型柔剛混合骨組の地震応答に関する性質と、第4章で述べた転倒モーメント下における多層骨組の柱の座屈に関する性質とを総合して、エネルギー集中型柔剛混合骨組の耐震設計法を提案している。本章での目標は、骨組全体の設計において鉛直荷重に対する設計と水平荷重に対する設計を分離させたような設計法を提案することである。

5.2節では、上に述べた方針に沿った設計法のフローを示している。ここで示している設計法の特徴は、次の二点にまとめることができる。

- 主骨組の柱・梁の断面は、鉛直荷重に対する弾性設計によって決定する。
- エネルギー吸収要素の諸性能は、地震時における各層の層間変形角が所定の許容範囲内に収まるように設定する。

通常はエネルギー吸収要素の諸性能があらかじめ与えられており、その条件の下で骨組の設計を行うことになるため、用いるエネルギー吸収要素を初めから決めておく必要がある。しかし本章で提案する設計法では、用いるエネルギー吸収要素を骨組を設定した後から決めることができ、「鉛直荷重に対する設計と水平荷重に対する設計の分離」が実現できている。5.2.2節では、この方針に従ってエネルギー集中型柔剛混合骨組の耐震設計を行う場合に設定すべき諸パラメータを設定する方法について述べている。

5.3, 5.4節では、5.2節で述べた設計法を用いて多層骨組の試設計を行った結果を示している。5.3節では各層にエネルギー吸収要素を持つ5層1スパンの多層骨組を、5.4節では4層ごとにエネルギー吸収要素を持つ20層3スパンの多層骨組を扱っている。これらの例題を解く過程で次のようなことがわかった。

- エネルギー吸収要素が履歴型の場合、第3章に示したように $D_v$ 値に下限値が存在するため、小さい許容層間変形角 $\theta_{lim}$ に対してはエネルギー吸収要素を設計できない。このような場合には、許容層間変形角 $\theta_{lim}$ の値を大きくする、柱の断面を大きくするなどの修正を行えばよい。
- 転倒モーメントによる付加軸力を受ける柱の座屈耐力は、1次モードの座屈耐力より大きくなることを第4章に示した。このような座屈耐力の増加を考慮に入れれば、鉛直荷重に対してのみ設計を行った柱でも地震荷重による付加軸力に耐え得る場合がある。



## 第6章

### 結語

本論文では、エネルギー論に基づく耐震極限設計法に立脚して、大地震時の損傷を骨組中の特定の層にのみ集中させる「エネルギー集中型柔剛混合構造」を提案した。この構造形式は、特定層の強度を他の層の強度に対して意図的に低減させることによって地震入力エネルギーの大部分を強度を低減させた特定層に集中させ、その特定層に設けたエネルギー吸収要素により地震入力エネルギーの大半を吸収させて、構造物の主要部材である柱と梁を極限地震時にも弾性に留めることを意図している。そしてこの構造形式を対象として、エネルギー応答特性及びエネルギー吸収要素の機能を最大限に発揮させるための設計条件を計算機を用いた地震応答解析により明らかにし、本構造形式の主柱の座屈耐力を骨組模型を用いた実験によって詳細に評価した。さらに、これらの地震応答解析や座屈実験の結果を用いた本構造形式の設計法を提案して、簡単な骨組の試設計を行った。

第3章では、エネルギー集中型柔剛混合構造の地震応答が、簡単なエネルギーのつりあい式を用いて予測できるかどうかを地震応答解析によって検証した。さらに、エネルギー集中層と弾性に留まる一般層とで構成される振動系についても同様の地震応答予測が可能であるかどうかを地震応答解析によって検証した。その結果、次のことが明らかになった。

1. エネルギー吸収要素を持つ1質点振動系の地震応答が、簡単なエネルギーのつりあい式((3.11)式)を用いることにより予測できる。
2. 各層にエネルギー吸収要素を持つ多質点系の地震応答やエネルギー応答性状(吸収エネルギー分布)を予測する方法としては、多質点振動系の地震応答予測に関する既往の多くの研究から次の二通りの方法が考えられる。
  - (a) 損傷集中指数を用いる方法
  - (b) モーダル・アナリシスによる方法

本論文では、これらの方法を拡張することによってエネルギー応答性状まで予測できるかどうかを検討した。その結果、損傷集中指数を用いる方法に関しては、次のことがわかった。

- 柔剛混合の骨組は、柔剛混合でない骨組に比べて損傷集中指数の値が小さい。つまり、柔剛混合骨組は通常の骨組に比べて強度分布が吸収エネルギー分布に対して鈍感である。
- 柔剛混合のせん断型骨組(柱降伏型骨組)においては、損傷集中指数の値として(3.48)式に示す値を用いればよい。

モーダル・アナリシスによる方法については、次のことがわかった。

- エネルギー吸収要素が履歴型のものである場合には、等価線形化を行い粘性型に置換することにより、粘性型の場合と同様に扱うことが可能である。
- 各層がほぼ一様にエネルギーを吸収することを意図するような骨組については、 $V_E$ スペクトルを用いたモーダル・アナリシスによって地震応答やエネルギー応答性状を予測することができる。

- 強度ギャップがあることにより特定の層へエネルギーが集中するような骨組については、モーダル・アナリシスによる応答予測手法では、エネルギーが集中する層でのエネルギー吸収率が正確に予測することができるとは限らない。このことは、モーダル・アナリシスが弾性論に基づく手法であり、強度ギャップによる損傷集中という現象を捉えることができないことが理由であると考えられる。

3. エネルギー吸収層と極限地震時にも弾性に留まる一般層とが併存する質点系については、その多質点系を各層にエネルギー吸収要素を持つような振動系に置換することにより、2. の場合と同様の方法で地震応答を予測することができる。

第4章では、水平力による転倒モーメント下での外柱の座屈現象を明らかにし、そのような荷重条件の下での柱の座屈耐力を正確に評価するために行った模型実験と数値解析の結果について述べている。これらの模型実験と数値解析の結果は次のようにまとめることができる。

1. 簡易な模型実験によって、転倒モーメントによる付加軸力を受ける骨組の外柱の座屈耐力が1次モードの座屈耐力より大きくなることを確認することができた。さらに、実験結果から次のことが明らかになった。
  - 転倒モーメントによる付加軸力を受ける柱の座屈耐力の大きさは、1次モードによる座屈耐力より大きく、2次モードによる座屈耐力より小さくなっている。
  - 座屈時の水平変位が大きくなるほど、転倒モーメントによる付加軸力を受ける柱の座屈耐力は小さくなる傾向がある。
2. 1. の実験結果は、4.3節で述べたような数値解析により予測できる。
3. 1., 2. の結果は、転倒モーメント下における柱の座屈に対する設計式(4.5式)としてまとめることができる。模型実験で用いた柱は矩形断面のものであるが、実際の構造物に用いられる柱についても上述の設計式を適用できることを2. と同様の数値解析を行うことによって確認した。

第5章では、第3章で述べたエネルギー集中型柔剛混合骨組の地震応答に関する性質と、第4章で述べた転倒モーメント下における多層骨組の柱の座屈に関する性質とを用いて、エネルギー集中型剛混合骨組の耐震設計法を提案した。この設計法の特徴は、次の二点にまとめることができる。

- 主骨組の柱・梁の断面は、鉛直荷重に対する弾性設計によって決定する。
- エネルギー吸収要素の諸性能は、地震時における各層の層間変形角が所定の許容範囲内に収まるように設定する。

通常はエネルギー吸収要素の諸性能があらかじめ与えられており、その条件の下で骨組の設計を行うことになるので、用いるエネルギー吸収要素を設計に先立って決めておく必要がある。しかし本章で提案する設計法では、用いるエネルギー吸収要素を骨組を設定した後から決めることができ、「鉛直荷重に対する設計と水平荷重に対する設計の分離」が実現できている。この設計法を用いて簡単な骨組の試設計を行った。その過程で次のことを確認することができた。

- エネルギー吸収要素が履歴型の場合、第3章に示したように  $D_r$  値に下限値が存在するため、小さい許容層間変形角  $\theta_{lim}$  に対してはエネルギー吸収要素を設計できない。このような場合には、許容層間変形角  $\theta_{lim}$  の値を大きくする、柱の断面を大きくするなどの修正を行えばよい。



- 転倒モーメントによる付加軸力を受ける柱の座屈耐力は、1次モードの座屈耐力より大きくなることを第4章に示した。このような座屈耐力の増加を考慮に入れれば、鉛直荷重のみに対して設計された柱でも地震荷重による付加軸力に耐え得る場合がある。

本論文では、エネルギー集中型柔剛混合構造という構造形式を提案し、その可能性を理論的に検証した。しかし、この構造形式を実現させるために解決すべき現実的な問題についてまでは考察を行わなかった。最後に、これらの現実的な課題とその解決への見通しを述べておくことにする。エネルギー集中型柔剛混合構造を実現させるために解決すべき課題は大きく次のように分類できる。

1. コストに関する問題
2. エネルギー吸収要素の開発に関する問題
3. 上下動の評価に関する問題
4. 心理的・感覚的な問題

1. については、本論文で提案した構造形式はいかなる規模の骨組にも理論上は適用が可能であるが、構造躯体にかかるコストを現行の設計法による骨組と本構造形式による骨組とで比較してみると適用限界があると考えられる。真額は第1層エネルギー集中型柔剛混合鉄骨耐震構造について、現行の設計法で設計される中低層骨組に対しては本構造形式によるコスト低減の可能性がある、現状では10層以下程度の建物への適用を考えるべきだと述べている<sup>32)</sup>。この意見は現在使用できる構造部材やエネルギー吸収要素の性能に基づくものであり、今後の構造部材やエネルギー吸収要素の性能の向上に伴い、本論文で提案した構造形式による骨組が実現可能な範囲は広がっていくことになるだろう。

2. については、既に免震構造、制震構造などの分野で非常に多くのエネルギー吸収要素が研究・開発されている。本論文で粘性型と呼んでいたタイプのエネルギー吸収要素については、建築の分野だけでなく機械の分野でも用いられているため非常に多くの研究結果が存在し、将来に優れた性能を備えたエネルギー吸収要素が出現する素地があると言われている。履歴型のタイプのエネルギー吸収要素については、現段階ではそのエネルギー吸収能力を過小評価している可能性がある。なぜなら、鋼素材のエネルギー吸収能力を評価する際には、通常は累積塑性変形倍率の大きさを評価する場合が多いが、鋼素材のパウシinger効果による吸収エネルギーがスケルトン部による吸収エネルギーを上回るほど大なる場合があるという研究結果<sup>33)</sup>が発表されているからである。今後、パウシinger効果による吸収エネルギーを定量的な評価が行われれば、現在存在する履歴型のエネルギー吸収要素についても現状よりも大きなエネルギー吸収能力を期待できることになる。

3. については、上下動については現行の設計法では何の規定もなく、骨組の設計においてあまり配慮されていないのが現状であり、上下動による柱の付加軸力についての研究も多くない。今までの強震記録では、上下動による総入力エネルギーは水平動のそれの高々12%程度であり、通常の骨組の設計では上下動を考慮しなくても十分安全な設計が可能であろう。しかし、本論文で提案した構造形式では主柱は通常の骨組よりも細長い部材を用いる必要があり、この座屈の問題が重要となるため、柱に加わる軸力について精度の高い評価が必要となる。直下型地震では上下動は水平動のそれに比べて無視できないという指摘もあり、入力地震波によっては骨組の総重量を上回るほどの最大応答軸力が生じることも考えられる。このようなことを考えれば、骨組の極限設計で扱うべき上下動の入力レベルの定量化は最も重要な課題の一つであると言えることができる。

4. については、大変形に対しても弾性に留まるような主柱などの構造躯体に関する技術的な課題が解決され、さらにそのような大変形に対して二次部材の変形追従性を確保することが可能となれば、耐震安全性を損なうことなく経済的な骨組の設計ができることになる。しかし、許容できる骨組の最大変形量は技術的な側面だけではなく、居住性という人間の心理的・感覚的な側面によっても規



定される。したがって、本論文で提案するような構造形式を実現させる上では、骨組の変形が居住者にどのような心理的・感覚的影響を与えるのかということについても十分考慮しておく必要があるだろう。

## 参考文献

- 1) 秋山宏：建築物の耐震極限設計，第2版，東京大学出版会，1987.
- 2) 小川厚治：鋼構造骨組構成部材の適正強度分布に関する研究 その1 動的崩壊機構特性とエネルギー吸収能力，日本建築学会構造系論文報告集，第323号，1983.
- 3) 松島豊：ホワイトノイズを受ける多自由度系の最速せん断力係数分布，日本建築学会構造系論文報告集，第342号，1984.
- 4) 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能，1990.
- 5) 大森信次，秋浜繁幸，高橋敏夫：スリット式耐力壁の実験的研究（その2），日本建築学会大会学術講演梗概集，1969.
- 6) 秋山宏，宇野寿郎，矢部喜堂，真瀬伸治，平間敏彦，寺田岳彦，加藤征宏，大竹章夫：第1層エネルギー集中型柔剛混合鉄骨構造の基本特性，日本建築学会構造系論文報告集，第402号，1989.
- 7) 岩田衛，和田章，川合広樹，渡辺厚：被害レベルの制御手法の研究（Damage Tolerant Designの研究），日本建築学会大会学術講演梗概集，1992.
- 8) 特集 免震 PART 1，建築技術 5月号，1987.
- 9) 小堀錦二：制震構造 — 理論と実際 —，鹿島出版会，1993.
- 10) 制震・免震の将来を探る，建築雑誌，1993.2.
- 11) 建築の耐震コスト，建築雑誌，1994.1.
- 12) 山中久幸，野路利幸，吉田創之助，平田裕一：高層建物の制震装置の開発（その13）弾塑性ダンパーの減衰性能に関する解析的検討，日本建築学会大会学術講演梗概集，1993.
- 13) Yihua Huang, Akira Wada, Hiroaki Kawai, Mamoru Iwata: Study of Damage Tolerant Structure (Part 4) Response Analysis of Bending Pole Model, 日本建築学会大会学術講演梗概集，1993.
- 14) 國末晃寛，高谷智彦，松岡祥紀，玉井宏章，近藤一夫，花井正実：低降伏応力度鋼を用いた履歴減衰装置の力学的性状，日本建築学会大会学術講演梗概集，1993.
- 15) 中野孝司，松岡祥紀，高谷智彦，國末晃寛，玉井宏章，近藤一夫，花井正実：低降伏応力度鋼を用いたX型ブレース制振装置付架構の弾塑性性状，日本建築学会大会学術講演梗概集，1993.
- 16) 泉満，成原弘之，川又康博，細沢治：極低降伏点鋼を用いたせん断降伏型制震部材の低サイクル疲労実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，1993.
- 17) 日本建築学会：免震構造設計指針，1993.
- 18) 秋山宏：第1層エネルギー集中型柔剛混合構造の地震応答予測，日本建築学会構造系論文報告集，第400号，1989.

- 19) 石丸辰治：構造物の動的解析 7.2 バイリニヤ履歴系の地震動に対する挙動，建築技術，1982.
- 20) 浅野幸一郎，平松昌子：確率統計的地震入力に基づく免震系の基本応答特性と最適パラメーター，日本建築学会構造系論文報告集，第 439 号，1992.
- 21) 柴田明德：最新耐震構造解析，森北出版，1981.
- 22) Stanley Ray Covington：Response of multistory frames with combined stiff-flexible members to strong earthquakes，東京大学修士論文，1988.
- 23) 秋山宏，高山肇夫：耐震極限設計におけるモーダル・アナリシスの適用性について，日本建築学会構造系論文報告集，第 364 号，1986.
- 24) 桐野康則：地震動のフーリエスペクトルとエネルギー入力スペクトルの相関に関する研究，東京大学卒業論文，1992.
- 25) 原田幸博，秋山宏，桑村仁：モーダル・アナリシスによるエネルギー集中型構造の吸収エネルギー分布の予測，日本建築学会関東支部研究報告集，1993.
- 26) 嶺脇重雄：エネルギー吸収と耐荷機構の移行を想定した設計法について 高次周期相当の応答を考慮した設計フロー，日本建築学会構造系論文報告集，第 447 号，1993.
- 27) 秋山宏：エネルギー集中型多層骨組における  $D_s$  値，日本建築学会構造系論文報告集，第 341 号，1984.
- 28) 寺田岳彦，宇野寿郎，矢部喜堂，真瀬伸治，兼光知巳，堀江竜巳，大竹章夫：地震水平力を受ける鋼構造骨組の座屈実験（その 1. 実験概要および結果），日本建築学会大会学術講演梗概集，1990.
- 29) 三山剛史，秋山宏：建物のエネルギー吸収層に用いる柱の変形能力に関する研究，日本建築学会構造系論文報告集，第 450 号，1993.
- 30) 笹川和郎：構造物の弾塑性安定応力，理工学社，1988.
- 31) 秋山宏：鋼構造剛接骨組の耐震性におよぼす  $P-\delta$  効果の影響，日本建築学会論文報告集，第 340 号，1984.
- 32) 真瀬伸治：第 1 層エネルギー集中型柔剛混合鉄骨耐震構造に関する研究，東北大学学位論文，1991.
- 33) 石軍：鋼素材の終局エネルギー吸収能力に関する研究，東京大学修士論文，1993.



## 謝辞

本論文は、筆者が東京大学工学部建築学科秋山・桑村研究室に在籍していた6年間に行った研究をまとめたものです。

秋山宏教授には、本研究の全般にわたってご指導いただきました。先生のご指導を通じて学ぶことができた、ものの見方や考え方及び研究に対する姿勢は、私にとって財産ともいうべきものです。研究以外の部分でも有形無形の様々なご教示をいただくことができました。心から謝意を表すものです。

桑村仁助教教授には、私の研究の論理的な甘さを指摘していただき、さらに適切な助言をいただくことができました。特に、本論文の第3章の内容に関して多くの問題点を指摘していただきました。また、高橋誠技官にも、第3章の応答解析結果について多くのコメントをいただきました。深く感謝いたします。

秋山研究室内の諸先輩・後輩の方々には研究活動の全般にわたって大変にお世話になりました。特に、山田哲助手は、いつも私の研究の進み具合を気にかけて、常に励ましてくださいました。また、寺田隆一氏(1990年度卒、現 日建設計)、及び鈴井康正氏(1993年度修士修了、現 大林組)には、第4章における座屈実験において多大なるご協力をいただきました。心から感謝いたします。

平成七年三月

原田幸博

