

第 1 章 序論

1.1 研究の背景.....	3
1.2 既往の研究.....	9
1.2.1 変形応答.....	9
1.2.2 設計用せん断力分布.....	10
1) ベースシア係数	10
2) 高さ方向の分布形	12
1.2.3 構造計画と剛性分布.....	13
1.3 本論の目的.....	14

1.1 研究の背景

日本における建物の耐震設計は、地震時の振動、変形に伴って生じる力を静的な外力に置き換え、建物強度が外力を上回ることを必要条件とする力に対する設計がなされてきた。これは、佐野利器により提案された「震度法」に基づいて設計された日本興業銀行が関東大地震において無被害であったことが大きな要因となっている¹⁾。この設計手順は、設計上必要耐力を設定すれば、実際の部材断面が容易に決められると言う設計の簡便性につながっていた。しかし、地震応答解析手法の進歩とともに、大地震時に建物の部材に生じる力は非常に大きいことが明らかになった。そこで現行の耐震設計法²⁾では、靱性の概念を導入し、地震のエネルギーを変形能力で吸収し、必要耐力を減じることが可能になるという判断のもとに設計が行われている。しかし、これらの低減の程度に関する論拠は曖昧なままである。

現行の建物の耐震設計のクライテリアは、次の2段階で考えられている。

- 1) 建物の存続中に数回受ける可能性のある程度の地震動に対しては、建物の機能が阻害されることなく、無補修もしくは軽微な補修で建物が再使用されること、
- 2) 建物の耐用年限中に1度遭うか無いかのような大地震動に対しては、ある程度の建物の損傷は認めるが、建物が崩壊し人命に損傷を与えることのないこと。

このうち、1)を部材に塑性変形を生じさせないようにすることとすれば、これまでの設計法と同様に、地震時に生じる力を求め、それに対して部材の強度が上回るように設計すればよいことになる。しかし、このように設計された建物は、2)のクライテリアを満足する保証はない。2)のクライテリアは、耐力を要求しているのではなく、崩壊を防止するために限界変形が要求されていると考えるべきで、変形が設計の条件となる。現行の設計法は、これを力に置き換えて必要耐力を定め、建物の持つ耐力がこれを上回るようにすることとしている。この時に靱性のある建物ほど必要耐力を低減できるものとしている。しかし、この耐力低減と応答変形の関係が明確でないため、設計された建物が必要とされる保有耐力を有することが2)の十分条件とはなっているとは言えない。

鉄筋コンクリート構造に目を向ければ、圧縮力に強く、耐久性・耐火性に有利ではあるが、引張強度に難のあるコンクリートと、引張強度は強いが、そのままでは耐久性、耐火性に難のある鉄筋とを組み合わせた合理的な構造として、また造形性に優れた構造として、建築物の構造形式として多用されてきた。しかし、鉄筋コンクリート構造は鋼構造に比べ、強度に対する比重量が大きく、耐震性を確保することが困難であるとの判断のもとに、我が国では中低層構造物に限定されることが多かった。住宅建築に関しては、居住者の環境の安定性を確保するという観点からみて、鉄筋コンクリート構造は適度の重量と剛性を持ち、合理的な構造といえる。この合理性に着目して数多くの実験的研究が行われ、構造部材としての耐力の計算方法、変形能力、靱性能を高める方法が明らかにされた。また、地震応答解析手法の向上により、設計された建物の耐震安全性の確認技術が向上したことに加え、材料の高強度化、施工技術の向上もあって、近年30階を超える鉄筋コンクリートラーメン構造が高層住宅の建設に利用されるようになった^{3),4)}。これらの高層鉄筋コンクリートラーメン構造は、コストの有利さと、1)、2)の設計クライテリア満足させるため、次の3点により力学的合理性を生み出している。

- 1) コストが安く、圧縮力に対して強いコンクリートに構造物の重量を負担させる、
- 2) 大きな地震入力、梁の主筋の安定した塑性変形によるエネルギー吸収に期待して抵抗させる、
- 3) 柱、梁の脆性的な破壊防止は各部材に発生する軸力、曲げモーメントおよびせん断力が脆性破壊時の強度を超えないことを保証するように、各部材の靱性的耐力と脆性的耐力を釣り合いよく設計する、

具体的な耐震設計では、1)のクライテリアに対して、現行の建築基準法の要求する外力条件のもとに許容応力度設計を行っている。2)のクライテリアに対しては、1)のクライテリアでの必要耐力の1.5倍を目標耐力とし、終局耐力がこれを上回るように設計を行っている。この1.5倍という値は設計の試行錯誤の結果得られたものであり、特に理論的に裏付けられたものではない。そのため、設計者は設計された建物の地震応答解析を行い、2)のクライテリアを応答変形や部材の塑性率な

どにより確認している。これらの詳細な応答解析は、設計の最終状態でなければ求めることはできないため、単に強さを先に決めて設計を進める手法は、手戻りの原因となり、設計の合理化の妨げとなっている。

最近提案された終局強度型設計法^{5),6)}は、構造設計者が構造物に望ましい形態の降伏機構を形成し、それを保証する設計法であるとしている。これは、不明な地震力を外力として設定することよりも、コントロールしやすい部材耐力に注目し、降伏を許容する部位の強度が降伏を許容しない部位の強度を超えないように設計するものと言える。降伏部材の目標耐力は、2)の設計クライテリアを満足させるために、応答変形を意識し、剛性確保の意味から想定する大地震動によって生じる弾塑性応答変形までに耐力が発揮されるように求めている。しかし、ここでも耐力と応答変形の関係が明確でないため、必要耐力の算定が曖昧なままとなっている。

今後の耐震設計の方向としては、設計者が地震時における構造部材の損傷程度等を考慮して、目標とする建物の変形レベルを定め、それを満足させるための構造形式、構造部材を定めることとなるであろう。今後は、建築基準法においても性能規定型への改訂が行われ⁷⁾、地震時の建物の変形に対応する要求性能に合致する構造部材の設計という形に発展していくものと考えられる。逆に、部材の性能の制限により建物の応答の制限値を定めると言うような設計法も可能になるであろう。必要耐力という観点からは、設計で想定する応答変位での塑性率等の制限からや、変形をある制限に収めるための剛性確保の意味からその必要性が論じられるようになるであろう。耐力は、設計クライテリアそのものではなく、クライテリアを満足させるための手段であり、設計者の判断の基に設定すべきものである。設計法そのものは、直接変形を目標としたものとして確立されるべきであると考えられる。

個々の建物における設計とは、各種の設定した目標を満足させる建物を実現させることである。このうち耐震設計は、図-1.1に示したように、目標耐震性能を定量的に設定し、これを満足させる建物を実現させることであり、**地震入力の評価、構造物の動的挙動の把握、構造部材の持つ耐力と靱性の評価**の3点を基に総合的な判断を行うことになる。地震動入力に関しては、最近では、建設地が決まれば、その地点で想定すべき地震を設定し、経路、減衰、地表面地盤の増幅を考慮した設計用スペクトルを与えることも可能になってきている⁸⁾。また、柱・梁等の構造部材に対する実験的研究により、部材レベルで一定条件下での荷重-変形関係が精度良く求められるようになり、これをモデル化した立体弾塑性地震応答解析により、詳細な挙動の把握、部材の損傷評価が可能になってきている⁹⁾。このような詳細な検討は、最終的な建築物の耐震性の評価に用いられ、耐震設計上有効になっているものの、現状では解析上の仮定等により応答値が敏感に変化し¹⁰⁾、結果の評価には設計者の経験と判断が必要であることにかわりない。

一方、個々の建物の構造設計は、図-1.2に示したようになり、企画設計時の構造計画の段階で、既往の設計例の数値を参考に経験者による判断で、部材の断面を決める場合がほとんどであろう。現状の構造設計と呼ばれるものは、このおおむね決まった断面に対し、単に確認という構造計算を何度も繰り返しているに過ぎないことが多い。構造計画時に前述した耐震設計の3つの要点が釣合い良く配慮されていれば合理的な構造計画が可能となると考えられる。そのためには、簡易な手法で応答値が推定でき、設計クライテリアに対する見極めのつく設計方法が必要である。

高層建物における応答値の推定法としては、応答変位一定則が成り立ち¹¹⁾、弾性応答スペクトルが応答値の推定に用いられるならば、最も簡易な推定法となるであろう。このためには、変形集中を生じさせない耐力分布を設定することや、設計で意図したような部材の耐震性能を有するようにするための必要耐力の設定等の適切な条件設定が必要となる。これらの条件が、単に過去の設計例からの数値のみで与えられるのではなく、理論や数値実験を通じた論理的なものとして与

えられることが設計への合理性を生み出し、今後の設計条件の変化にも対応できる設計法となるもの考える。

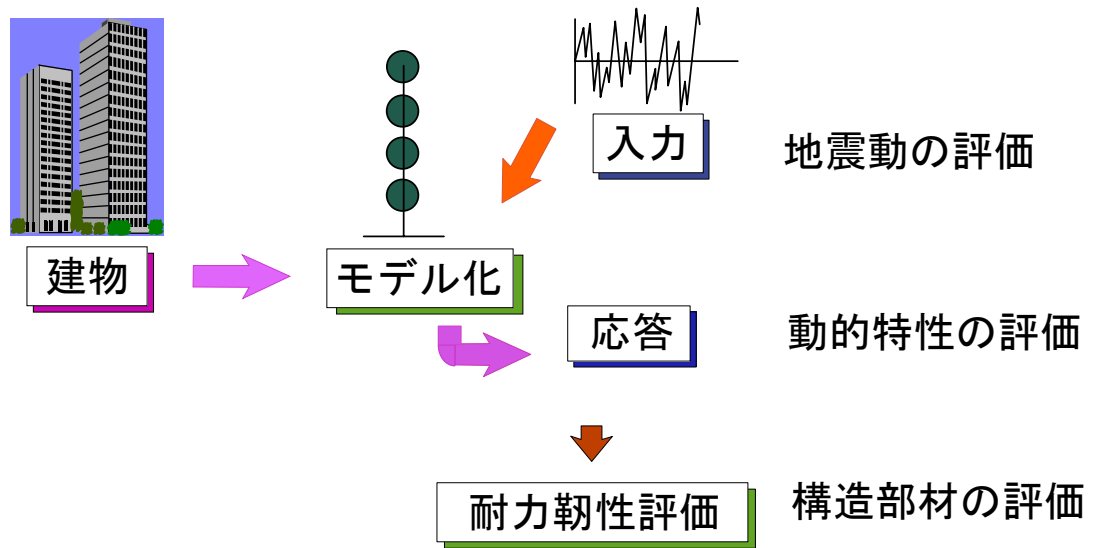


図-1.1 耐震設計の概念

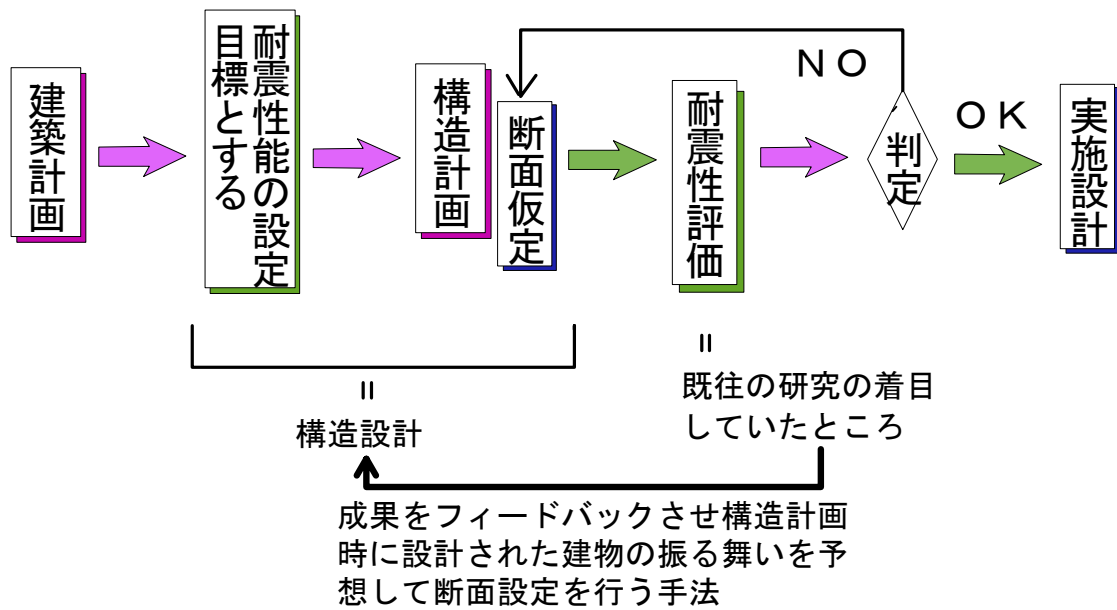


図-1.2 構造設計における断面設定

1.2 既往の研究

1.2.1 変形応答

弾塑性応答を推定する方法として、完全弾塑性型の復元力特性モデルを用いた古典的な弾塑性応答に関する研究は、すでに文献¹²⁾にまとめられている。地震応答を一般的に表す方法として、Newmark等¹¹⁾は、弾性応答スペクトルを加速度、速度、変位一定領域に分け、最大応答変位での弾性ポテンシャルエネルギーと見掛けの弾塑性最大エネルギーが等しいというエネルギー一定則や、弾塑性応答は弾性応答と等しいという応答変位一定則を適用し、塑性率の関数として弾塑性の加速度、変位スペクトルを求める手法を示している。また、地震荷重第1案¹³⁾では、これをさらに単純化し、エネルギー一定則が安全側であるとして各層の弾塑性応答変位をエネルギー一定則で推定する手法を示している。これに対し、芳村等¹⁴⁾は、鉄筋コンクリート構造はトリリニア型¹⁵⁾の復元力特性を示すとして D-Triモデル¹⁵⁾を用いた応答解析を行い、弾塑性応答値の推定法を提案し、さらに、短周期領域においてエネルギー一定則で求めた変位より応答値が大きくなる傾向がある事を示している。また、地震荷重第1案の解説¹³⁾の中で短周期領域において、降伏点周期を用いたエネルギー一定則で変位を推定する方法を示している。その後、小谷¹⁶⁾は各種の復元力モデルによる検討を行い、短周期領域で変位応答がエネルギー一定則の値より大きくなる事を示している。また、塑性化により周期が伸びる事を考慮して、片拡幅応答スペクトルを用いる事を提案している¹⁷⁾。

応答を Housner¹⁸⁾によって提案されたエネルギー入力¹⁸⁾の観点より評価する試みは、秋山¹⁹⁾により構造物の損傷評価の手法としてまとめられている。この中で、短周期構造物では、塑性化にともないエネルギー入力が増大する事を示している。鈴木ら²⁰⁾は、模擬地震波を用いてエネルギーを用いた考察による弾塑性変位応答の検討を行い、応答スペクトルの加速度一定領域と、速度一定領域で分けて Takedaモデル²¹⁾に対する塑性率の推定式を与えている。

1.2.2 設計用せん断力分布

設計用せん断力の耐力分布は、ベースシア係数と高さ方向の分布形とで定まる。

1) ベースシア係数

必要耐力を定めるための数多くの研究から各種の手法が提案されている。地震荷重案Ⅰ¹³⁾では、バイリニア型¹³⁾の速度応答スペクトルよりSRSS(Square Root of the Sum of the Squares)を用いて弾性せん断力を求め、保有耐力と比較し、エネルギー一定則を用いて応答変位を推定し、塑性率が許容範囲に納まるようにしている。この時、速度応答スペクトルが一定の領域では、加速度応答スペクトルは周期の逆数となるが、SRSSにより求めるベースシア係数は高次モードの影響が加わるため周期の逆数とはならない。

現行の耐震設計法²⁾では、高層建物の周期域では周期に逆比例する R_t 曲線によってベースシア係数が定められるが、長周期の構造物の設計においてこれを参考として用いる場合には R_t の下限値を0.25としている。大地震時には、地震動の最大加速度応答を $1g$ (g :重力の加速度)と考え、周期の関数として与えられる加速度応答スペクトルに対し、許容される変形能に応じてエネルギー一定則より耐力の低減を認める(D_s)形となっている。これをさらに進め、エネルギー入力に対するポテンシャルエネルギーや1サイクルあたりの履歴エネルギーを定めるためという観点より耐力を定める方法も提案されている¹⁹⁾。

外国の例²²⁾ではATC-3²³⁾の提案を受けて定められた米国のUBCコードに習い、1次固有周期の $2/3$ 乗に逆比例する形となっているものや、1次固有周期の平方根に逆比例する形となっているものが多い。これらは加速度スペクトルが周期に逆比例するのに比べ保守的な形となっている。この理由はATC-3によると、一般的に周期が伸びると階数が増え、自由度が増し、高次モードの影響による変形集中や破壊モード形式の増加等の不安定要因が増加するためとされている。

高層建物の設計用ベースシア係数としては、主として鉄骨造を対象として、弾性設計用地震荷重として与えられたものが多い。高層建築技術指針²⁴⁾において

は1次固有周期に逆比例する形として、 $C_B=(0.18\sim0.36)/T_i$ (T_i :弾性1次周期)を提案している。これに対し奥本等²⁵⁾は、せん断型質点モデルを用いて、各種地震動に対する弾性応答解析の結果、最大速度振幅25cm/secの地震動に対する設計用ベースシアーとして $C_B=0.47/T_i^{1.37}$ を提案している。

鉄筋コンクリート構造のベースシアー係数は、クラックにより剛性が低下するため弾性剛性による1次固有周期で定めた場合、同じ弾性固有周期を持つ鉄骨構造より小さな値となっている。鉄筋コンクリート造建物の既往の設計例^{3),4)}では、1次設計用ベースシアーとして $C_B=(0.18\sim0.22)/T_i$ となっており、1次固有周期に逆比例する値となっている。これに対し、境²⁶⁾は、最大速度振幅50cm/secの地震動を入力した時に部材の塑性率を4以下に納めるための降伏耐力に対するベースシアーとして $C_B=0.18/T_i^{1.6}$ を用いている。

応答解析の結果をもとに提案されたベースシアー係数は、周期が長くなると周期の逆数以上に低下が大きい表現となっている。これは、用いられている地震動の多くが数秒以上の周期で応答スペクトルが変位一定領域になり、加速度応答スペクトルが周期の2乗に逆比例することと、地震動の相違による短周期側のばらつきを包絡するために、短周期側で大きな値をとっていることの2つが原因と考えられる。

2) 高さ方向の分布形

地震時に作用するせん断力分布を求めるために各種の設計用せん断力分布形が提案されており、その比較検討が参考文献²⁷⁾にまとめられている。

秋山¹⁹⁾は、主としてエネルギー入力観点より損傷分布を検討し累積塑性変形倍率が等しくなるような最適せん断力係数分布や、損傷集中要因を考慮した設計用せん断力係数分布の提案を行っている。また、兼光等²⁸⁾は、減衰を無視した弾塑性応答解析により15層程度までの最適せん断力係数分布をかなりトップヘビーの形状で与えている。

文献¹³⁾における地震荷重案Ⅱでは、各層のじん性率応答の最大値がほぼ一様となるような分布形をパラメトリックな研究から規準化質量の3次式として与えている。さらに、全等²⁹⁾は、高層建築物に適用するためにせん断型の質点系モデルを用い、初期剛性比例の減衰を用いた弾塑性解析により、各層の最大塑性率を一定にするような最適降伏層せん断力係数を提案している。

地震荷重案Ⅰでは、設計用速度応答スペクトルを設定し、擬似加速度応答スペクトルと、弾性モードを用いて求めた各次のせん断力よりSRSS（2乗和平方根）によるせん断力分布の算定法が提案され、建築物荷重指針・同解説³⁰⁾に採用されている。しかし、現行の耐震設計法²⁾においては、主として、固有モードの算定の煩雑さを除くため、個別の動特性にこだわらない平均的な意味でのせん断力分布、 A_i となっている。また、石山²⁷⁾は、SRSSの結果により、高さ方向の剛性分布を考慮し、種々の建物に対する曲げ変形とせん断変形成分の比を用いたせん断力分布の提案を行っている。

1.2.3 構造計画と剛性分布

耐震設計においては、構造計画が重要な位置を占め、一般的な鉄筋コンクリート建物に対する略構造設計の方法も提案されている³¹⁾。高層建物においては、1) 高層化による柱軸力の増大、2) 高次モードの影響を含めた力の伝達経路の増大、3) 全体曲げ変形の増大、について考慮する必要がある³²⁾。

弾性解析においては、せん断型構造物に対し、1次固有周期を制約条件とし、それより弾性剛性の和を最小にするとの条件を用いた最適設計により弾性剛性を定める方法が知られている³³⁾。これを、地震時の応答量を制限するために拡張し、弾性限をやや超える程度の領域を含めて設計式を導いた例もみられる³⁴⁾。さらに制約条件を部材端ひずみにおいて設計法を論じたものもある³⁵⁾。また、鋼構造を対象にして、建物の頂部の変形を最小にするための断面設定法や³⁶⁾、層間変形を制約条件とした設計法³⁷⁾も提案されている。

また高層建物の場合、剛性分布が適切でないと頂部でむち振り現象を起こし、上層が極端に振れるといわれている¹⁾。このため、上層部の躯体断面は必要耐力からよりも、適切な剛性分布により制限される。このむち振り現象を起こさないように設計された建物の剛性分布として武藤は¹⁾、最下層近傍を除いた等価せん断剛性の比として、最上層の剛性が下層の0.37~0.45程度となるような直線分布であるとしている。全・井上³⁸⁾は、高層建築物の設計資料により構造種別ごとに剛性分布を検討し、等価せん断剛性は構造種別によらず上層に向かって直線的に低下し、最上層では、最下層の0.1~0.3程度であると報告している。神永等³⁹⁾は、(財)日本建築センターで高層評定を受けた建物の統計解析により、平均的な等価せん断剛性分布を3次式で与えている。むち振り現象を、どのような評価でとらえるかは難しいところであるが、頂部の層間変形が平均値より大きくならないということが一つの条件になると思われる。質量分布が均一の時に、1次モードが直線となる剛性分布は解析的に求まり、放物線分布となるとされている^{33),40)}。

1.3 本論の目的

本論は、耐震設計の3つの要点、地震入力の評価、構造物の動的挙動の把握、構造部材の持つ耐力と靱性の評価のうち、特に構造物の動的挙動の把握に主眼をおき検討を行う。そして、構造計画時の初期断面設定法について、これまで既往の設計例を基にした数値をにらんだ経験者による判断で行われていたものを、地震応答の概略の傾向を踏まえて合理的に行う手法を検討するものである。

断面設定の方法は、これまでもいくつか提案されているし、与条件さえ明確ならば逆解析により断面を定めることができる。複雑な理論に基づく断面設定法も、一貫設計プログラムや、エキスパートシステムなどとしてユーザーインターフェイスが良く、誰にでも容易に利用できるように整備することによりブラックボックスとして用いることができる。しかし、このようにしてなされた設計は、技術者としてその設計の結果に責任を持つことは困難であろう。高層鉄筋コンクリート建物の設計技術は、動的設計が中心となり、より複雑になってきている。技術者が設計に対し主体的に責任をとるためには、簡易で理解しやすい手法により基本的な応答性状を押さえた断面設定を行う必要があると考える。本論はこのような観点から、技術者が容易に理解できることをめざしている。

高層建物のような長周期の建物の地震時の応答性状は、それを等価1質点系に置き換えたときに、弾塑性応答変位が弾性応答変位以下となるとかねてより言われており¹⁾、弾性応答スペクトルが変位応答値の推定に用いられるならば、最も簡易な推定法となるであろう。本論ではまず、梁降伏の全体降伏系となるよう設計された建物を対象とし、超高層建物の設計に一般的に用いられている設計用入力地震動波形⁴⁾を用いて、各種バイリニアの復元力特性を持つ1質点系の弾塑性応答解析をパラメトリックに行い、弾塑性変位応答の検討を行う。そして、1質点系の弾塑性変位応答と、弾性変位応答スペクトルとの関係を、強度、初期周期および地震動の周期特性によって定められる無次元パラメータにより定め、鉄筋コンクリート造の変位応答の傾向を示し、これらの無次元パラメータにより変

位一定則が成り立つ領域が容易に判断できる事を示す。

一方、高層建物の耐震指標として用いられる層間変形に対しては、各層の層間変形の最大値が、高次モードの影響で同一の時刻に生じないことがあり、高次モードの影響を適切に考慮した方法でないと、応答値を推定することはできない。また、変形集中の起こるような建物では、層間変形を簡易な手法で推定することは難しい。梁降伏型の全体崩壊形にすることで変形集中を起こさないような設計とした場合でも、高層部で設計で想定した層間変形以上の変形集中を起こした例⁴²⁾が報告されている。このような変形集中は高さ方向に適切な耐力分布を与えることにより回避できると考えられる。このような耐力分布を持つような建物は、層間変形のレベルにおいても応答変位一定則を満足することになる。その場合には、応答値が推定可能となるため、設計で想定した被害レベルに納めるための必要耐力を設定することが可能になる。本論では、変形集中が生じることなく、設計で想定した部材の損傷の程度に応答を納めるための耐力分布を検討する。

このようにして、設計で想定する損傷レベルに納めるための耐力分布が設定されれば、それに見合った断面設定ができる。この設定した断面と、想定した入力地震動のレベルにより応答値の推定が可能となり、あらかじめ耐震性の評価が行えることになる。本論においては、与えられた設計用応答スペクトルを用いて、断面設定の手法と、応答値の推定手法について具体的に検討を行い、モデル建物に対し応答量の推定値を求め、応答計算により検証する。

現在予備設計でなされている断面設定は、ほとんど同じ耐震目標性能と入力地震動のレベル（最大速度振幅50cm/secの入力地震動に対し、層レベルでの塑性率が2以下等）に応じた既往の設計例を元になされている。これらの経験則による断面設定は、今後研究が進み、入力レベルが建設地毎に設定されたり、耐震目標性能が構造材料の変化により変更したときには無力となる。これまで経験則によりなされていた構造計画に対し、ある程度の理論的背景を与えた本論によれば、これらの耐震設計の評価項目の変化等についても対応可能である。

第1章の参考文献

- 1) 武藤 清：構造物の動的設計、丸善、1977年
- 2) 日本建築センター：改正建築基準法施行令新耐震基準に基づく構造計算指針・同解説、1981年
- 3) 青山博之：高層鉄筋コンクリート建物の現状と今後の問題点、コンクリート工学 Vol.24、No. 5、pp.4～13
- 4) 園部泰寿：高層鉄筋コンクリート造の現状、コンクリート工学、Vol.29, No.5, pp.15～26、1991年 5月
- 5) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説、1990年11月
- 6) 青山博之編著：鉄筋コンクリート建物の終局強度型耐震設計法、技報堂出版、pp.487～489、1990年
- 7) 山内泰之：「新しい建築構造設計体系」の考え方、あらか、建築研究成果撰第12集、pp.39～44、建築振興協会、1994年
- 8) 設計用入力地震動研究委員会：設計用入力地震動作成手法技術指針(案)、日本建築センター、1993年
- 9) 堀 昭夫、島崎和司：分割梁法による超高層 R C 立体骨組の応答と縮約モデルによる応答、日本建築学会大会学術講演梗概集, C, pp.829～830, 1989年10月
- 10) 稲井栄一、島崎和司：超高層鉄筋コンクリート構造建物の地震時挙動について（その 1）建物のモデル化と応答について、日本建築学会学術講演梗概集、構造Ⅱ、pp.351～352、1987年10月
- 11) Veletsos, A.S. and N.M. Newmark, : Effect of Inelastic Behavior on the Response of Systems, Proceedings of the 2nd World Conference on Earthquake Engineering, pp. 895～912, 1960
- 12) 日本建築学会：建築物の耐震設計資料、7 章 pp. 233-257、1981年4月
- 13) 日本建築学会：地震荷重と建築構造の耐震性(1976)、pp.134-161、1977年1月
- 14) 芳村学、青山博之：Degrading Tri-linear Modelを用いた地震応答の弾性応答からの推定法（その 2）、日本建築学会大会梗概集、pp.1063-1064、1975年
- 15) 深田泰夫：鉄筋コンクリート造建物の復元力特性に関する研究（その 1）、日本建築学会関東支部学術 研究発表会梗概集、pp.121-124、1969年11月
- 16) Otani, S., : Hysteresis models of reinforced concrete for earthquake response analysis, 東京大学工学部 紀要(B), Vol. 36, No.2, pp.125～159, 1981
- 17) 小谷俊介、小出敏弘、永井潔：鉄筋コンクリート構造の設計用地震力、構造工学論文集、Vol. 31B, pp.225～236、1985年3月
- 18) Housner, G. W., "Limit design of structures to resist earthquakes," Proceedings of the I WCEE, Vol. 5, pp. 1～13, 1956
- 19) 秋山宏：建築物の耐震極限設計、東京大学出版会、1980年9月

- 20) 鈴木哲夫、武田寿一：エネルギー考察に基づく建物の耐力と塑性変形の関係、日本建築学会関東支部大会梗概集、pp.89～92、1981年
- 21) Takeda, T., M.A. Sozen & N.N. Nelson, : Reinforced Concrete response to simulated earthquakes. Journal of structural division, ASCE, Vol.96, No. STc2, pp. 2557～2573, 1970
- 22) IAE: Earthquake Resistant Regulations A World List 1992、学術文献普及会、1992年7月
- 23) ATC : Tentative provisions for the development of seismic regulations for buildings, (second Printing), Applied Technology Council, April 1984.
- 24) 日本建築学会：高層建築技術指針、1973年3月
- 25) 奥本英史、向井久夫、久徳敏治：高層建物の設計用ベースシア係数について、日本建築学会大会梗概集、pp.837-838、1984年
- 26) 境有紀：剛性を考慮にいたした高層鉄筋コンクリート造建物の耐震設計法」コンクリート工学年次論文報告集、vol. 14、No. 2、pp. 873-878、1992年2月
- 27) 石山祐二：種々の建物に対する地震層せん断力の分布とベースシア係数、日本建築学会構造系論文報告集第439号、pp. 65～72、1992年9月
- 28) 兼光知己、宇野寿郎、矢部喜堂、真瀬伸治他：地震力を受けるせん断型多層骨組の損傷分布に関する研究、構造工学論文集、Vol.37B、pp.101～102、1991年3月
- 29) 全 大翰、井上 豊：多層弾塑性構造物における適正層せん断力係数分布の設定、構造工学論文集、Vol.38B、pp.145～152、1992年3月
- 30) 日本建築学会：建築物荷重指針・同解説、1993年6月
- 31) 梅村 魁：鉄筋コンクリート建物の動的耐震設計法・続（中層編）、技法堂出版、1982年
- 32) 矢野克己、梅村 魁、小林紳也、松井源吾、望月 洵：新建築学体系、25、構造計画、彰国社、1981年
- 33) 中村恒善：建築骨組みの最適設計、丸善、1980年
- 34) Nakamura, T., and T. Yamane "Optimum design and earthquake-response constrained design of elastic shear buildings", Earthquake engineering and structural dynamics, Vol. 14, pp. 797～815, 1986
- 35) 中村恒善、小坂郁夫：弾塑性骨組の指定設計用変形指標に対する2段階地震応答制約設計法、日本建築学会構造系論文報告集、No.439、pp.89～101、1992年
- 36) Wada, A. : Drift design of tall buildings, Proceedings of the tenth world conference on earthquake engineering, Vol. 7, pp. 3635～3640, Madrid, SPAIN, 1992
- 37) 内村 均、佐藤和英、和田 章、黒正清治：層間変位に着目した弾性平面骨組みの部材断面変更法、第43回応用力学連合講演会講演予稿集、pp. 537～540、1993年12月
- 38) 全 大翰、井上 豊：一様な速度応答スペクトルを持つ模擬地震動波形群によるせん断型多層建築物の弾塑性応答特性、日本建築学会学術講演梗概集、C、pp.817～818、1991年

- 39)神永敏行、渡部 丹、神田 順、佐藤玲圭：高層建築物の標準的地震応答特性、その1、その2、日本建築学会学術講演梗概集,C,pp.773～776, 1991年
- 40)田治見宏：構造振動学、コロナ社、1965年
- 41)高層建物構造評定委員会：高層建築物の動的解析用地震動について、ビルデングレター、No.6、pp.49～50、1986年6月
- 42)山本勝義、芳村 学：60階建集合住宅の試設計（その1 純フレーム構造の弾塑性解析）
-New RC建物の試設計と耐震性能の検討-、日本建築学会大会学術講演梗概集,C,pp.923～924、1990年10月

第1章 序論

図-1.1	耐震設計の概念.....	8
図-1.2	構造設計における断面設定.....	8