

第6章 構造設計法

6.1 はじめに

建設省総合技術開発プロジェクト「New RC」の設計指針分科会ではその成果の一部としてNew RC材料を用いた建築物の構造設計手法を「New RC構造設計ガイドライン(案)」としてまとめた。ここでは、ガイドライン作成に際しての重要な概念を紹介する。本章のタイトルは構造設計法となっているが、この本の内容のもととなっている総プロが、高強度RC材料の開発とそれを使用したRC構造物の地震時の挙動の解明、耐震設計法の開発を目的としていたことにより、ここでの記述は耐震設計法に重点が置かれている。また、高強度RC材料の使用は弾性たわみ減少の可能性を有するものの、常時の荷重に対する性能を改善する可能性が低いことも耐震設計法に重点をおいた理由の一つである。

通常強度の材料を用いたRC構造物、特に中低層のRC構造物に対する最近の耐震設計では、梁降伏先行による崩壊機構に基づき、その安全性を確保することが主流となりつつある。ところが、高層・超高層RC構造物は高次モードの影響を強く受け、設計上想定する変形の範囲内では、未降伏の部材も多く、鉛直部材は地震応答解析に基づいた応力により設計されるのが一般的である。

高強度材料、特に高強度鉄筋の使用は上記の傾向をより増長させる。高強度材料を使用した部材の降伏変形は通常材料強度使用時の倍近くに大きくなる。したがって、高強度材料を使用した高層・超高層RC構造物では、梁部材であっても設計上想定する変形以内ではほとんど降伏変形に達すること無く挙動する。このような構造物に対しては梁降伏先行による崩壊機構のみに基づく設計法は現実的ではなく、地震応答解析による応答応力に基づく設計応力の設定が必要である。ここに、高強度RC材料を使用した高層・超高層構造物、すなわちNew RC構造物を合理的に設計するための全く新しい耐震設計法の開発が必要となった。

6.2 New RC構造設計ガイドラインの特徴

本ガイドラインは、比較的早期に実用化が可能であると考えられる範囲の高強度コンクリートおよび高強度鉄筋を用いた高層・超高層建築物を対象とした構造設計の一つの方法を提案したものである。ただし、本ガイドラインは部材断面決定の手順等、設計方法の詳細を規定したのではなく、設計される建築物の目標性能およびそ

の検討方法に主眼をおいて提案したものである。

構造設計に際しては、常時作用する荷重、および、地震、風、雪等一時的に作用する荷重を考慮する必要があるが、我が国の鉄筋コンクリート造建築物は、地震力に対する設計が構造設計を支配することが通常である。そこで、本ガイドラインは耐震設計に重点をおいて作成されており、常時荷重に対する設計、および、風荷重、雪荷重、温度応力、クリープ、乾燥収縮等に対する設計は取扱っていない。

ガイドラインが想定する耐震性の検討は、任意方向の入力地震動に対し、梁降伏型の全体降伏形を前提として、図-6.1に示すようなフローに従い以下の(1)~(3)の項目について行われる。これらの検討は、建築物の全方向に対して1方向で行うものである。

(1) 建物の供用期間中に1度は起る可能性のある地震動に対しては、部材は降伏せず、二次部材の被害も生じない変形レベル(使用限界変形以内)に応答が納めることを確認する。これにより、地震直後にも建物を使用できることを保証する。

(2) 建物の建設地で生じる可能性のある最大級の地震動に対しては、最大変形が通常の超高層建物に対して規定されている変形レベル(被害の生じた部材においても補修可能な変位レベルだと思われる)として定めた応答限界変位以下、かつ、特定の層に変形が集中しないことを確認する。また、部材の降伏は許容するが、架構の耐力低下が生じる状態は許容しない。

(3) 材料特性に基因する部材強度と変形能力(復元力特性)のばらつきはある程度本ガイドラインでも考慮している。しかしながら、地震動の特性や建築物の解析モデルに起因する応答のばらつきについては、なお不確定な要因として扱わざるを得ず、建築物の設計を応答限界変形時の応力、変形で行うことには不安が残る。そこで応答限界変形時の建築物の耐震性を保証するため、

i) 静的漸増荷重解析による水平力の和と、重心位置の変形との関係を示す関係曲線上で、応答限界変形までの2倍以上の面積を確保できる骨組の変形(架構設計変形)時にヒンジ形成部材には靱性の確保、非ヒンジ部材にはヒンジが形成されないように十分な強度を確保する。

また、

ii) 架構設計変形時に骨組のベースシャー係数にして、少なくとも $0.25 \cdot R_t \cdot Z$ の水平耐力は確保する。

以下に、耐震設計に関する本ガイドラインの特徴を示す。

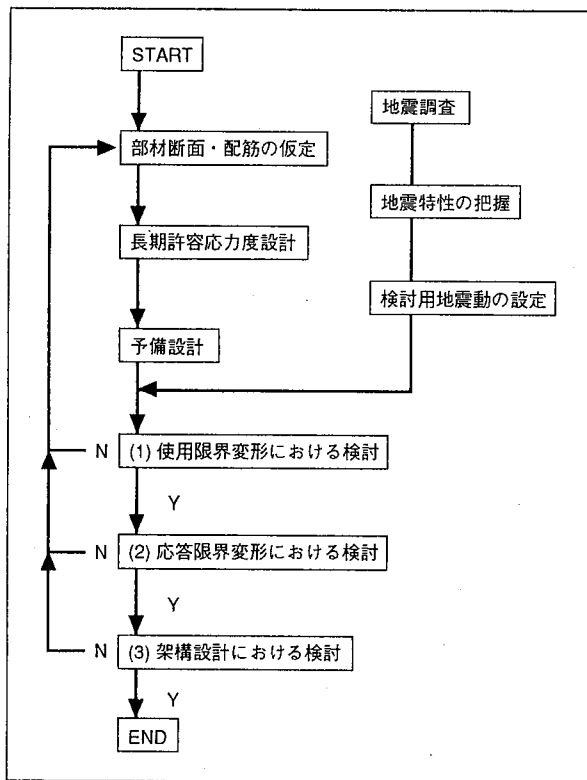


図-6.1 構造設計の手順の一例

6.2.1 三段階での耐震性の検討

耐震安全性の検討を動的解析と静的解析とにより三段階で行う方法を提案した。即ち、

- 1) 建物の供用期間中に1度は生じる可能性のある地震動（レベルⅠ地震動）に対して部材に降伏が生じるような構造的被害、および、二次部材の被害が生じないこと（使用性の確保）、
- 2) 建設地に生じる可能性のある最大級の地震動（レベルⅡ地震動）に対して倒壊しないこと（安全性の確保）を目標として、これらを地震応答解析により検討する。更に、
- 3) レベルⅡ地震動に対して許容する水平変形（応答限界変形）より大きい変形（架構設計変形）に対して架構の降伏機構および水平耐力を静的解析により検討する。

6.2.2 設計用地震動の提案

耐震設計の前半が地震応答解析を主体に行なわれることを考慮し、地震応答解析の結果に大きな影響を与える地震動について、設計で考慮すべきレベル、特性、人工地震波作成方法などを提案した。この際、水平一成分のみならず、二方向成分の特性、作成方法、および、上下動の考慮の方法についても言及した。

6.2.3 水平二方向、および、鉛直地震動に対する考慮

地震動は原則として、水平二方向、および、鉛直地震動を考慮することとしている。しかしながら、これらをすべて地震応答解析にとりいれることは実用的でない場合もあると考えられることから、水平地震動については作用方向を変化させた一方向入力による検討方法、および、鉛直地震動の影響を静的に考慮する方法についても示した。

6.2.4 要求安全率の明確化

本ガイドラインでは、その安全率を、材料、部材レベルで考慮するほか、最大級の地震時に予測される応答変形を超えた変形レベル（架構設計変形）においても架構全体としての安定性が保たれることを検討することとした。

6.2.5 材料強度のばらつき、および、強度評価式の精度の考慮

材料強度のばらつき、および、強度評価式の精度を考慮し、部材の強度評価に際して、信頼強度、上限強度の概念を導入し、これらを組み合わせた復元力特性の作成法、設計用応力の算定法などを提示した。これにより想定した架構特性が実現出来るか否かの検討が容易となる。

6.2.6 基礎構造の設計、および、上部構造との連成の考慮

基礎の設計、および、上部構造への地震入力を評価する際には、上部構造と基礎構造との連成を考慮することを原則とした。

これらは、主としてNew RC造の高層・超高層建物を想定して提案したものであるが、これら以外の鉄筋コンクリート造建築物の耐震設計に共通して適用できる事項もあると考えている。ただし、プロジェクトの期間が限られていたこともあり、検討が不十分な事項、あるいは、未検討の問題も数多い。また、ガイドライン作成に際しては設計の考え方に重点を置いたため、このガイドラインを用いて耐震設計を行う場合には設計者の判断が随所に要求されよう。

6.3 耐震設計のクライテリアとその確認

先に述べたように、耐震安全性の確認は3段階に分けて行われるが、これらに対応して、表-6.1、表-6.2、および、図-6.2に示したように使用限界変形、応答限界変形、および、架構設計変形の3種の限界変形がクライテリアとして用いられている。

表-6.1 地震動に対する架構の水平変位と架構、部材の状態

地震動の大きさ	架構の水平変形	架構の状態	部材の状態
レベル I	応答層間変形角が使用限界変形角以下		原則として部材の降伏は許容しない
レベル II	外力重心位置での応答変形角が応答限界変形角以下、かつ層間変形角が応答限界変形角の1.5倍以下	耐力が低下しない	部材の降伏は許容する

使用限界変形角は $1/200$ 以下で、設計者が設定する。
 応答限界変形角は $1/120$ 以下で、設計者が設定する。

表-6.2 架構設計変形時の部材の性能および架構の水平耐力

部材の性能		架構の耐力
ヒンジ計画部材	靱性能を確保する	ベースシア係数が $0.25R_tZ$ 以上
非ヒンジ部材	ヒンジが形成されないよう十分な強度を確保する	

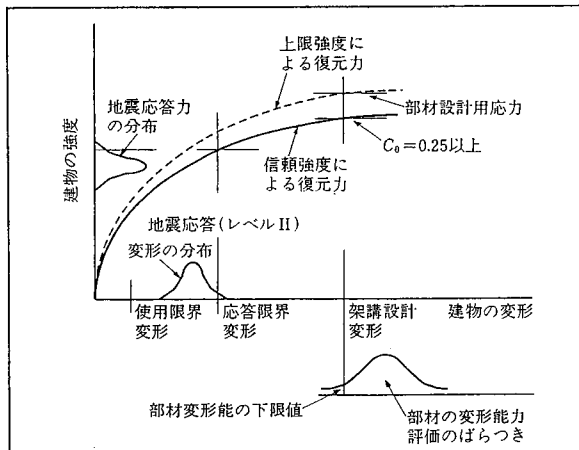


図-6.2 耐震性検討の概念図

使用限界変形は、レベル I の地震動を対象とし、文字通り建物の使用性を確保するために用いられる限界変形で、層間変形が変形角にして $1/200$ 以下、かつ、部材には原則として降伏が生じていない状態である変形としており、この確認は、レベル I の地震動に対して地震応答解析を行うこととしている。

応答限界変形は、レベル II の地震動を受けた場合に、部材に降伏が生じ非線形領域に入るとは許容するが、架構全体としては耐力低下が生じない状態に留まっていることを想定し、外力重心位置での応答変形角にして $1/120$ 以下、各層の層間変形角はそれの1.5倍以下としており、その確認は、地震応答解析により行うこととしている。なお、応答限界変形、および、使用限界

変形は、建物の用途、架構の性質などを考慮して、建物毎に設計者が上記の値以下になるように設定することとしている。

地震応答解析に用いる復元力特性は、図-6.2に実線で示したように、部材の強度として後述する信頼強度を用いて定めることとしている。また、地震応答量は地震動の特性、復元力特性などに依存してばらつくことが予想されるので、単一の地震動、および、復元力特性を用いた一回の応答解析で終わることなく、図-6.2に示したように、地震応答変形の分布が推定でき、かつ、適切な確率(例えば、90%以上)のもとで応答限界変形を超えないことが確認できるように、複数のケースについて行う必要がある。

以上の検討により、レベル I、および、レベル II の地震動に対する使用性、および、安全性は一応確認できたこととなる。しかしながら、地震動、地震応答量等の不確定性を考慮すると、予期せぬ応答量の増大に対して架構の安全性の検討を行うことが望まれる。そこで、レベル II の地震動に対する安全性をより確実なものとするために、応答限界変形より更に大きい変形に対して①曲げ降伏を許容する部位以外にはいかなる降伏も生じないこと、②曲げ降伏部材の変形能力が確保されていること、③あるレベル以上の強度が架構全体で確保されていること、を静的解析(荷重または変位漸増解析)により確認することとし、この変形を架構設計変形と呼ぶこととしている。

架構設計変形は、安全率を考慮して応答限界変形より大きい値を設定する必要がある。本ガイドラインでは、図-6.2の全水平力と水平力の重心位置での変形の関係図上で、応答限界変形時の仕事量の2倍以上の仕事量が確保できる変形を提案している。

架構設計変形時の検討項目は表-6.2に示されているが、まず、曲げ降伏した部材(ヒンジを計画した部材)については靱性能を確保することであり、図-6.2にも概念図を示したように、各部材の変形能力が架構設計変形時に各部材に強制される変形に対して十分な安全率を保有していることを確認する。次は、曲げ降伏を含めていかなる降伏もしていない部材(非ヒンジ部材)が破壊が生じないような十分な強度を確保しているか否かの確認である。このような非ヒンジ部材の設計用応力の算定の際には、曲げ降伏した部位の強度が上限強度となった場合に生じる応力を求めなければならない。図-6.2に破線で示したようにヒンジ部材の上限強度に基づく復元力特性を用いた漸増解析を行えば、これらの設計用応力を求めることが出来るが、信頼強度に基づく応力を

割り増す等の略算的手法も可能であろう。このような検討により、設計者が設定した降伏機構以外の降伏形が形成されないことも同時に確認する事が出来る。

架構設計変形時の今一つの検討事項は架構設計変形時の架構全体としての強度のチェックである。これまでの検討を行えば、想定した地震動に対して建物の使用性、および、安全性は確保されたこととなる。しかしながら、通常の高層鉄筋コンクリート造建物の耐震性能との連続性を確認するために、一つの尺度としてこの変形時の強度をとりあげ、最低強度の規定を設けることとしている。推奨している最低強度は架構のベースシア係数にして、 $0.25 R_t \cdot Z$ である。ここで、 R_t は振動特性係数、 Z は地域係数である。既往の高層建築物の設計事例を図-6.3に示す。同図中に本プロジェクトで行ったNew RC試設計例建物の終局耐力を□印で、既存の超高層RC造建物の設計事例の終局耐力の推定値を設計用耐力を▲印で示す。高層RC造建築物の終局耐力は既往例の傾向に基づき、設計用耐力(▲印)を概ね1.5~1.7倍して推定したものである。New RC試設計例建物は既往の超高層RC造建物と概ね同等な終局耐力(耐震性)が確保されていると言える。

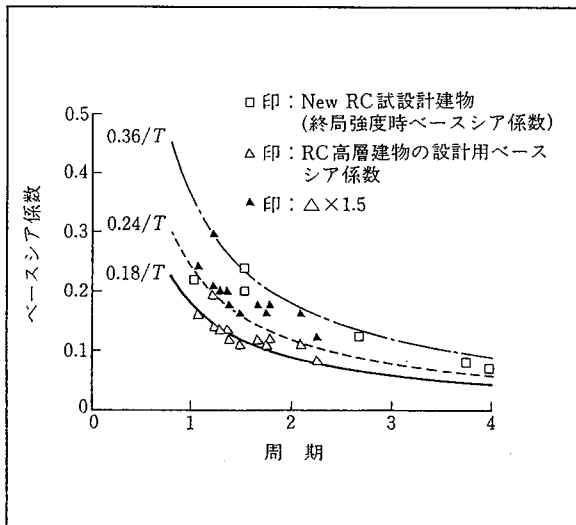


図-6.3 既往のRC高層建築物の設計事例

6.4 想定する入力地震動

地震時荷重に対する設計のクライテリアの確認は地震応答解析および静的解析により確認することとしている。したがって、想定する入力地震動は極めて大きな影響をNew RC構造の設計に及ぼすと言える。以下、入力地震動の種類、New RC地震動、建築基準法施行令によ

る R_t 曲線とNew RC波の目標地震応答スペクトルの関係について述べる。

6.4.1 入力地震動の性質

入力地震動は、建設地のサイズミスティ、地盤条件等を考慮して定めることとなる。先に述べたように、応答限界変形をクライテリアとした応答解析の際には複数の地震波を用いる必要がある。本ガイドラインでは、New RC構造が高層建築物に用いられることが多いことを想定して、周期が8秒程度までをカバー出来るスペクトル特性を提案しており、この特性を有する人工地震波のほか、従来高層建築物の設計の際しばしば用いられている過去の記録波を数波用いることを推奨している。

6.4.2 New RC地震動

我が国における建築物の構造設計で考慮される地震荷重は、1923年関東地震に立脚していると言われている。本ガイドラインにおいても、レベルII地震動の評価においても関東地震(マグニチュード7.9)クラスの地震が再現された場合を想定し、種々の地震動予測手法を適用して関東地域における地震動特性を検討した。その結果から、工学的基盤において図-6.4に示すスペクトル特性を有する地震動をレベルII地震動として提案した。この地震動のレベルは、現在、超高層建築物の設計に慣用されている最大速度を50cm/secとした強震記録とほぼ同程度か、やや上回る強さの地震動と考えられる。

レベルI地震動の強さは、上記のレベルII地震動との再現期待値としての対応関係から、レベルII地震動強さの0.4倍以上とした。

以上に設定したレベルI、レベルII地震動の強さは再現期間がそれぞれ100年、400年程度の期待値に相当すると考えられ、建築物の供用期間を100年とした場合にこれらの地震動を上回る確率(超過確率)は、それぞれ60%、20%程度である。

6.4.3 建築基準法施行令による R_t 曲線とNew RC波の目標地震応答スペクトルとの関係

図-6.5に、関東地域を建設地点に想定して提案されるNew RC波形(基準地震動)の応答スペクトルを振動特性係数の形で破線により、建築基準法施行令に定められる振動特性係数を周期の範囲を外挿して実線により示す。

工学的基盤に設定されるNew RC基準地震動波形の応答スペクトルは施行令第1種地盤に規定される振動特性とほぼ同等な特性を有している。

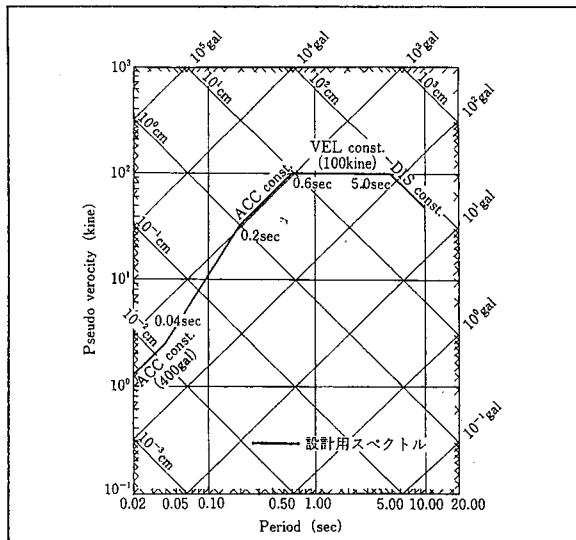


図-6.4 工学的基盤上での設計用擬似速度応答スペクトル (減衰5%)

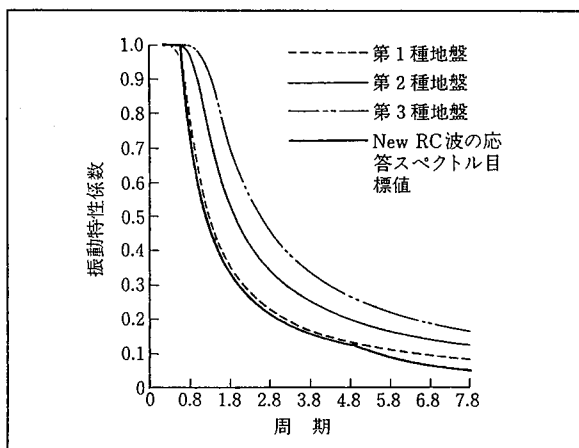


図-6.5 建築基準法施行令によるR-t曲線とNew RC波の目標震応答スペクトル地

6.5 建築物のモデル化

6.5.1 建築物のモデル化

建築物のモデル化は、静的解析（主として各部材の応力等を求める解析）および動的解析（主として架構の変位等の応答を求める解析）を行うために必要である。しかしながら、すべての解析に共通する精緻なモデル化は容易ではないので、静・動的解析においてそれぞれの目的に沿うような複数のモデルを用いることが実用的である。

必要耐力の確認等を目的とする静的解析は、架構を構成する部材要素の力学特性を適切に考慮し、対象とする建築物の構造形式の特性を把握できるフレームモデルによる非線形増分解析によることを原則とする。

架構の地震応答解析は、必ずしも、部材特性に直接立脚した応答解析によることなく、建築物各層の特性を出

発点とした等価曲げせん断の質点系モデルによって行っても良いであろう。ただし、質点系モデルの作成にあたっては、解析対象部分を構成する各要素の力学特性を考慮して適切なモデル化を行い、架構の変形と部材の変形および応力の対応付けがなされるモデルであることが必要である。

6.5.2 建物モデルと入力地震動、基礎構造、地盤の関係

建築物（上部構造）のモデル化および入力地震動の評価に当たっては、基礎構造および地盤の影響を適切に考慮する必要がある。

本ガイドラインで規定される基準地震動は、図-6.6(a)に示した様に工学的基盤（せん断波速度が400m/s程度で、高層建物の支持層となる地盤）が露頭する地表面で規定される地震動（2×E1）である。したがって、建物・基礎構造・地盤のモデル化に応じて入力位置を設定し、基準地震動を適切に修正して入力地震動を定める必要がある。以下に、3つの代表的な建物モデル化と入力地震動についての考え方を記す。

(1) 基礎固定モデル

建物上部構造・基礎構造に対して地盤が十分に剛であるとみなせる場合の建物モデルである。基礎構造が工学的基盤上に直接に設けられる場合は、基準地震動（2×E1）をそのままの大きさで入力地震動として与える（図-6.6(a)）。工学的基盤上に表層地盤があり、表層地盤上に基礎構造が設けられる場合は、表層地盤の地動増幅特性を考慮して入力地震動を求める。その際には工学的基盤からは上昇波成分（E1）を表層地盤への入力として用いて表層の自由表面の応答波（2×E0）を求め、これを入力地震動とする（図-6.6(b)）。

(2) スウェーローッキング（SR）モデル

杭等の基礎構造、地盤を並進（スウェイ）、回転（ロッキング）の2つの地盤バネとして評価し、これを建物基礎底面に取り付けて建築物のモデル化を行うものである。入力地震動に対する考え方は、基礎固定モデルと同一で基礎底面に入力する。

(3) 地盤・基礎構造・上部構造一体解析モデル

基礎スラブ、地下階、杭などの基礎構造、地盤を質点系等にモデル化し、上部構造と一体化して応答解析を行うものである。モデル化手法にはFEMによるモデル、格子モデル、Penzienモデル等の離散化モデル、薄層要

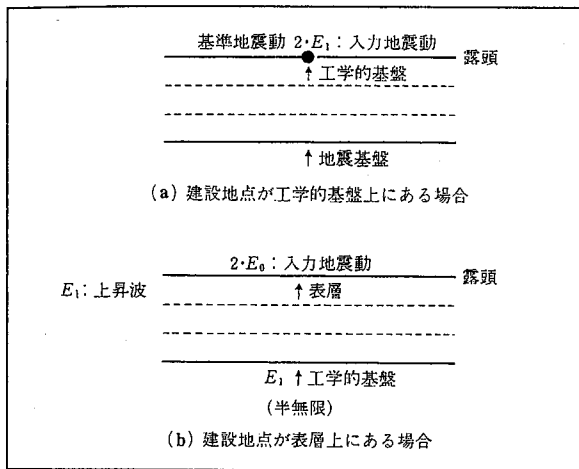


図-6.6 基礎固定モデルとSRモデルにおける入力地震動と基準地震動

素法等によるモデル化など多数の考え方があ。この場合は、表層地盤のモデル化範囲の底面位置で境界条件を固定とするか、さらに深さ方向への地盤の連続性を考慮する粘性境界を用いるかによって入力地震動の取り扱いが異なる。

図-6.7(a)のように表層地盤底面を固定とする場合は、基準地震動の上昇波成分(E1)を入力して波動伝播理論等に基づきモデル底面位置における応答波形(上昇波と下降波の和 E2+F2)を求め、これを入力地震動とする。図-6.7(b)のように表層地盤底面を粘性境界とする場合は、基準地震動をそのまま境界面への入力地震動として入力する。なお、モデル底面が工学的基盤上にはない場合には、波動伝播理論等によりモデル底面を自由表面とする表層地盤応答(2×E0)を求め、これを入力地震動として用いる。

6.6 部材の復元力特性

本ガイドラインでは、部材の復元力特性は、材料強度のばらつき、剛性、変形等を算定する評価式に含まれるばらつき等を考慮して信頼強度、上限強度を算定し、各強度に基づいて復元力特性を求める、また、履歴特性は実状に即して適切に定めることにしている。

6.6.1 信頼強度、上限強度

材料強度の平均値を用いて算定した柱およびはり部材の終局曲げ強度に、曲げ信頼強度用の強度低減係数(ϕ)および曲げ上限強度算定用の強度割増し係数(γ)を乗じて求める。それらの係数を算定するにあたっては、

- (1) 強度算定式(手法)の精度
- (2) 材料強度のばらつきによる強度のばらつき

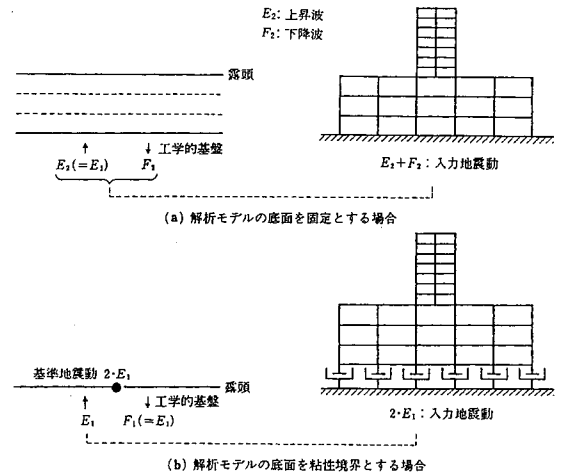


図-6.7 地盤・建物一体解析モデルにおける入力地震動

を考慮し、さらに設計で許容する非超過確率(真の強度が信頼強度を下回らない、あるいは、真の強度が上限強度を上回らない確率で、本ガイドラインでは、設計者が90%以上に設定することを原則としている。)を定める必要がある。強度増減係数を非超過確率と併せて表-6.3に示す。

表-6.3 非超過確率と強度増減係数

非超過確率	柱の ϕ	はりの ϕ	柱の γ	はりの γ
90%	1.01	0.97	1.49	1.11
95%	0.94	0.95	1.55	1.13
99%	0.81	0.92	1.68	1.16
99.9%	0.67	0.88	1.83	1.20

ϕ : 信頼強度算定用の強度増減係数
 γ : 上限強度算定用の強度増減係数

6.6.2 部材のモデル化

部材のモデル化は、RC部材としての特徴であるひび割れ、鉄筋の降伏を考慮して行う。それぞれの量はばらつきを含むが、本ガイドラインでは、初期剛性、ならびにひび割れ強度については平均値を用いることとする。

降伏点の信頼、上限強度による復元力特性は、柱、梁部材についてそれぞれの実験結果による傾向を考慮してそれぞれ図-6.8、6.9のように定める。すなわち、柱部材については降伏変形は降伏強度によらず一定の傾向を示すことより、降伏強度の平均値と降伏点剛性の平均値より平均的な降伏点を定め、その変形と信頼強度より下限の降伏点を、また、その変形と上限強度より上限の降伏点を定める。梁部材については降伏変形は降伏強

度に対してほぼ1次の関係で増大する傾向を示すので、平均的な降伏点とひびわれ点を結ぶ線上で上限および下限の降伏点を定めた。

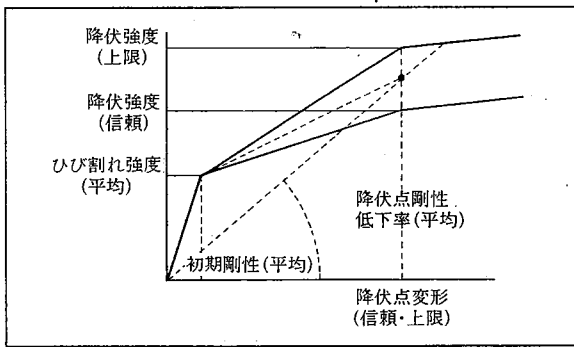


図-6.8 柱部材の信頼強度、上限強度に基づく復元力特性

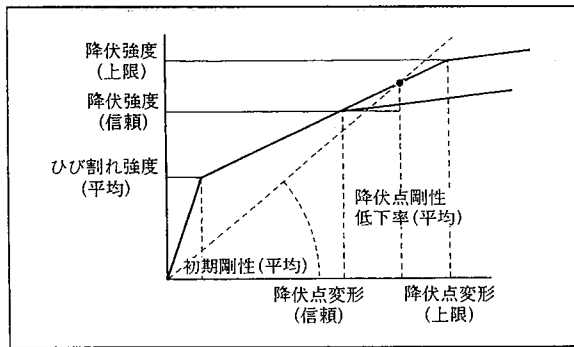


図-6.9 はり部材の信頼強度、上限強度に基づく復元力特性

6.6.3 履歴特性

履歴特性は、部材の塑性エネルギー消費が適切となるよう定める。塑性エネルギー消費が過大となる履歴（履歴が囲む面積が大きい）を設定すると、応答を過小評価することになることに十分な配慮をする。New RCプロジェクトの一環として実験が行われた柱、梁試験体の結果のうち履歴モデルを設定する上で参考となる変形-等価粘性減衰定数関係の例を図-6.10に示す。

図のx軸には実験時の部材角、y軸には復元力および減衰定数をとっている。このような資料を利用することにより、部材に想定される変形に基づき、それ相当の履歴減衰を有する履歴モデルを設定することができる。

6.7 設計方向

本ガイドラインでは、地震力に対する設計は水平方向全てに対して行うことを原則としている。その理由と具体的な方法を以下に示す。

6.7.1 任意の方向における設計用応力

建物ほどの方向の地震入力に対しても安全でなければならぬことは言うまでもない。従って設計クライテリ

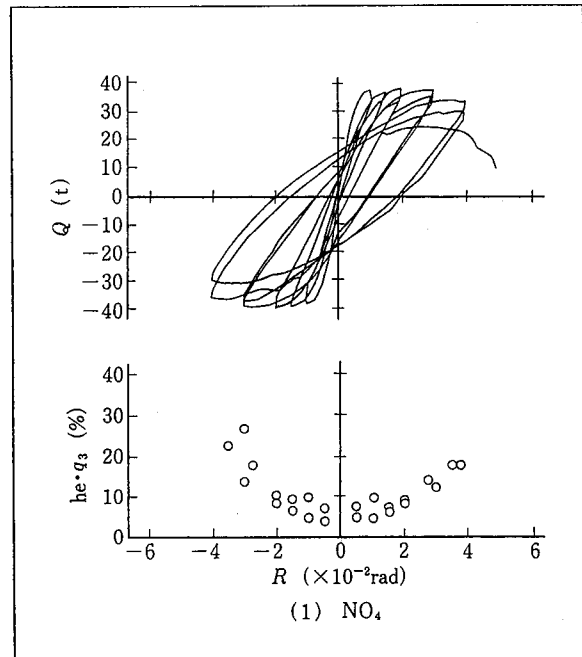


図-6.10 New RC試験体の等価粘性減衰係数

アの確認は任意の全ての方向に対して確認・検討する必要がある。本ガイドラインでは、少なくとも、梁の方向（通常 X、Y両方向）と最も設計条件が厳しくなる代表的な斜めの設計方向を特定して、これらの3方向について検討する必要があるとしている。また通常の場合、X、Y両方向は変形量の検討、斜め方向は強度の検討になるう。

3軸応力下に於ても鉛直部材が降伏に至らないような架構、および、いわゆる梁降伏先行型で柱が降伏に至ったとしても、架構の耐力が梁の降伏強度に支配されるような架構を想定した場合、両梁架構方向の復元力の合成により任意方向の復元力を図-6.11の様に推定することが出来る。この推定法は、柱を弾塑性体とし3軸の相互作用を考慮した場合よりも、同変形で若干大きな応力を与えることになろう。これは、柱の最大応力を与える方向では、例えば鉄筋コンクリート造におけるひび割れによる剛性低下は両梁架構方向の場合より早期に生じること等による。図-6.11は任意方向の変形とX、Y両架構の降伏状況、鉛直部材の応力を示したものである。図-6.11の第1象限には任意方向の変形とX、Y両架構の降伏状況が示されている。第2、第4象限にはそれぞれY方向、X方向の復元力特性が示されている。バイリニア型-型の復元力特性が示されているが、作図を簡単にするためでありどの様な復元力であってもよいことは当然である。第3象限には任意の変形に対応する鉛直部材の応力を示してある。図-6.11の第1象限のX軸、Y軸と曲線BCGで囲まれる領域は、鉛直部材の

最大応力がY方向の降伏耐力 Q_{ym} 以下となる領域（領域Ⅰ）である。第4象限ではOBを半径とする円弧内の領域となる。D点より右上の領域は両方向とも降伏する領域（領域Ⅲ）であり、第4象限ではD点と重なる。

この領域で鉛直部材は最大応力となる。図-6.1.1 第1象限でY軸、BCGと領域Ⅲとに挟まれた領域（領域Ⅱ）では、鉛直部材の応力は Q_{ym} を超えるが、X、Y両架構は弾性状態、もしくは、X、Yいずれかの方向が降伏している。この領域における鉛直部材の応力は第4象限のBCDで囲まれる領域にある。尚、第4象限の応力の大きさは0点からのベクトル量で表される。したがって、最大せん断力は0点を中心とする円との接点で与えられる。また最大付加軸方向力はX、Y両方向の和で与えられるため、図-6.1.1のせん断力と同様の作図を行ない第4象限の応力曲線と右下がりの45度の直線との接点で与えられる。ガイドラインで想定した梁降伏形を実現、保証する上で、設計を領域Ⅲでの応力（第4象限のD（H））点を用いて行なうのであれば、鉛直部材に対する強度上の問題点は当然なくなる。しかし、本ガイドラインで対象としている高層建築物の設計のように、あまり大きな塑性変形を許容しない設計においては、大地震時に想定される変形に対して領域Ⅰ、あるいは領域Ⅱでの鉛直部材の応力を求め設計することが合理的な設計と言えよう。

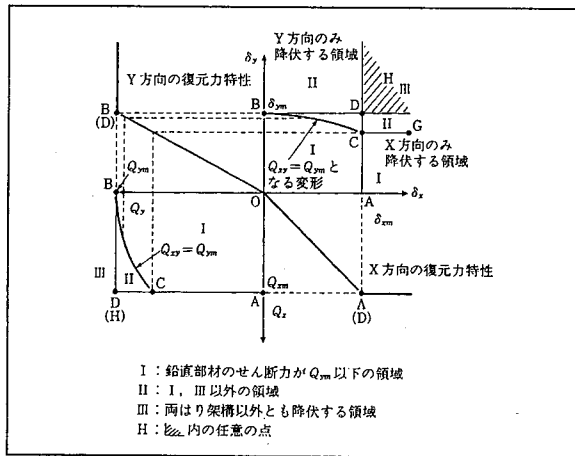


図-6.1.1 任意方向の変形とX、Y両架構の降伏状況、鉛直部材の応力関係

6.7.2 水平2方向地震入力について

設計クライテリアに対し最も厳しい条件を与えるケースについては前項で記した通りである。即ち、設計クライテリアの検討、確認に必要な変形、応力等はX、Y、斜め方向でもって、求め得ると考えている。このため、本ガイドラインでは2方向の地震入力を考えなくてもよ

いとす。ただし、ここでは、一方向の検討用の地震波は2方向の地震動を合成したものと考えており、建物に偏心等2方向の応答に対して不測の事態が考えられる場合には2方向の検討を行う必要がある。

6.7.3 地震動の鉛直動成分の影響

本ガイドラインで対象とする建物は高層建築物が多いと予想される。高層建築物で鉛直地震動が建築物の架構に最も大きい影響を及ぼすのは柱の軸方向力に対してである。高層建築物では応答鉛直加速度と応答水平加速度の比が通常の中低層建築物より大きく、また高層建築物では、鉛直方向の応答の動的増幅が問題となる周期域に入ってくる。

本ガイドラインでは、柱の軸方向応力度の鉛直地震動による増加を考慮することを奨めている。鉛直地震動の加速度が大きくなる時刻と、水平2次元地震動の作用による変動軸力が大きくなっていく時刻は一般にはずれていることを考慮し、本ガイドラインでは鉛直方向地震動の最大値を0.1Gとし、また増幅率は、減衰定数5%程度を想定して3.0とすると、最下層の軸応力度を常時応力の20%以上割増す必要があるとしている。

6.8 基礎構造

6.8.1 基礎構造の設計の方針

上部構造は長期および架構設計変形時の2段階で設計され、動的解析により、レベルⅠおよびレベルⅡ地震時に設計クライテリアを満たしていることを確認する手法を用いているので、基礎構造も上部構造と同様の手順で検討することとしている。ただし、レベルⅡ地震時は、具体的な検討は架構設計変形時と大差がないので省略してもよいものとした。

6.8.2 基礎の支持力

基礎の支持力は表-6.4を満たすように定める。

表-6.4 基礎の支持力に関する設計クライテリア

対象	基礎に加わる荷重	沈下	抗の最大引き抜き力
常時	長期許容支持力以下	上部構造に有害な影響を与えないこと	W_p 以下 (W_p は浮力を考慮した抗自重)
レベルⅠ地震時	短期許容支持力以下	同上	$2T_u/3+W_p$ 以下
架構設計変形時	極限または基準(抗径の10%沈下時の)支持力以下	上部構造が危険となる過大な傾斜・変形が無いこと	T_u+W_p 以下 (T_u は終局引き抜き抵抗力)

6.8.3 基礎の水平抵抗

基礎の水平抵抗に関する設計は、表-6.5を満たすように行う。

表-6.5 基礎の水平抵抗に関する設計クライテリア

対象	基礎部材の状況	備考
レベル1地震時	弾性的挙動の範囲にとどめる	水平変形が上部構造に有害な影響を与える場合は検討する。また、許容水平変形は、適宜設計者が定めるものとする
架構設計変形時	部分的な降伏は許容するが全体的な耐力の低下が生じない範囲にとどめる	

6.9 設計例

New RC設計ガイドライン作成の検討に当り、次の3種類6棟の建造物の試設計を行った。

- 1) 60階建て純ラーメン構造共同住宅
- 2) 40階建てチューブ構造事務所ビル（ダブルチューブとチューブコア）
- 3) 中高層事務所ビル（15階建て純ラーメン、15階建て壁入りラーメン、25階建て純ラーメン）

60階建て純ラーメン構造共同住宅の試設計は、「New RC構造設計ガイドライン」にもとづいた高強度鉄筋コンクリートを使用した超高層建築物の構造設計の一例を示すために行ったものである。40階建てチューブ構造事務所ビルの試設計は、超高強度材料を用いた超高層のRC架構の事務所建築物への適用の可能性の検討と、「New RC構造設計ガイドライン」をチューブ架構に適用した場合の設計上・耐震上の問題点を顕在化させることを目的として行ったものである。

中高層事務所ビルの試設計においては、New RCでの純フレームおよび耐震壁+フレーム造中高層事務所建築物の設計の可能性を検討するために行ったものである。

6.9.1 60階建て純ラーメン構造共同住宅

本試設計は、「New RC構造設計ガイドライン」にもとづき、ゾーンI領域の鉄筋コンクリートを使用する建築物の構造設計の一例を示すために行ったものである。

(1) 建物概要

建物は、60階建ての共同住宅である。図-6.12に鳥瞰図を示す。平面形は、5.7mの均等6スパンからなる正方形で、建物幅は34.2mである（図-6.13）。搭状比は5.1のスレンダーな骨組である（図-6.14）。

建物の形は、建築計画的に特に検討されたものではなく、構造上の制限や検討の容易さから決定されたもので

ある。

設計はゾーンIの領域で行われており、コンクリート強度は最大600kg/cm²、主筋の種別はUSD685B、せん断補強筋の種別はUSD785である。表-6.6に使用材料、表-6.7に部材断面を示す。構造設計のフローを図-6.15に示す。図-6.15の構造設計のフローは、図-6.1に示した構造設計の手順を本建物の場合について具体的に示したものである。このように個々の建築物の構造設計ごとに設計手順が変化するのは「New RC構造設計ガイドライン」が建築物の構造部材の断面決定法を定めているのではなく、New RC構造物に必要な性能を検定する方法を示しているためである。

(2) 耐震性の検討

図-6.16に、設計用層せん断力と節点振り分け法による保有水平耐力を示した。また、比較のため1階の層せん断力を同一とした時のA_i分布による層せん断力分布も示している。A_i分布に比較してSRSS法による層せん断力分布は、50層付近でやや上回っているものの、45層以下ではかなり下回った値となっている。

節点振り分け法による保有水平耐力が設計用層せん断力に比較してかなり大きい理由は、以下の通りである。

- ①応答変位は層の降伏変位および耐力分布に敏感である

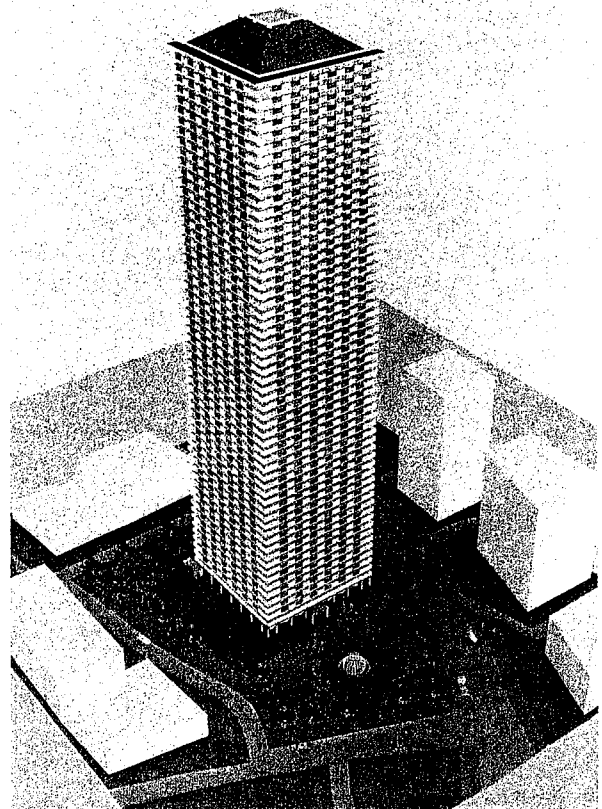


図-6.12 60階建て純ラーメン構造集合住宅鳥瞰図

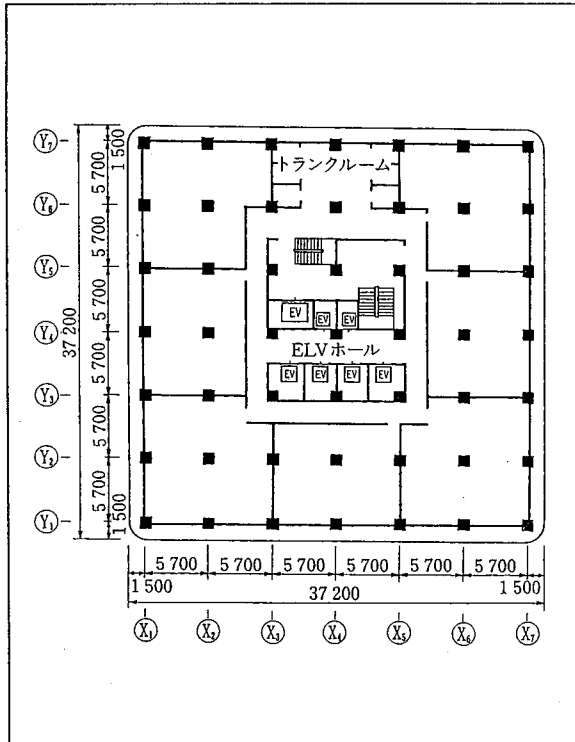


図-6.13 基準階平面図

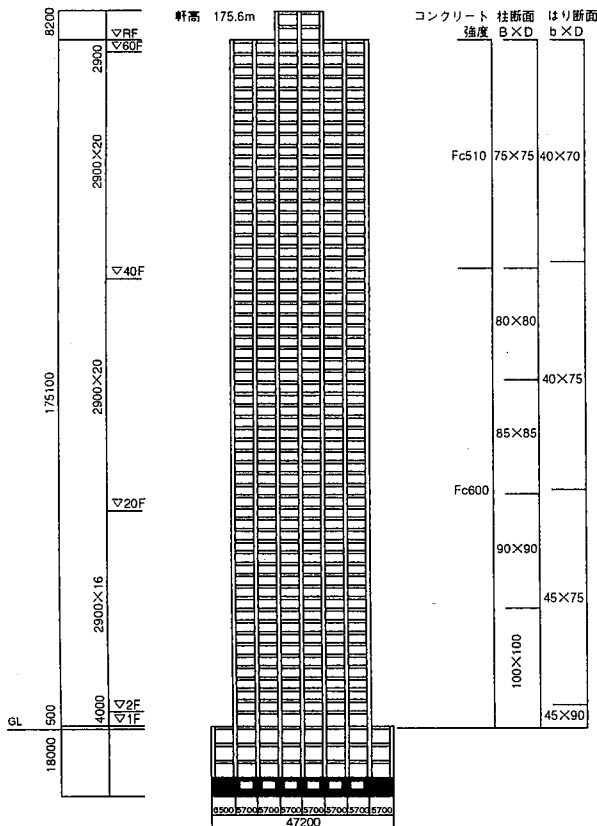


図-6.14 軸組み図

表-6.6 使用材料

(1)コンクリート

階	Fc	E	G
	kg/cm ²	t/cm ²	t/cm ²
50F~41F	510	320	137
40F~1F	600	337	145

(2)鉄筋

材質			
SD295A	D10~D13	3000	スラブ筋
USD685B	D19~D41	7000	柱・梁主筋
USD785	D10~D13	8000	柱・梁せん断補強筋

表-6.7 部材断面

Figure 6.15 is a flowchart of the construction design process. It is divided into '予備設計' (Preliminary Design) and '本設計' (Main Design). The process starts with 'START' and '構造計画' (Structural Planning), followed by '部材断面Cの仮定' (Assumption of member section C), '外力分布形の設定' (Setting of external force distribution), '等価線形立体解析' (Equivalent linear 3D analysis), '部材配筋の仮定' (Assumption of member reinforcement), and '予備静的立体弾塑性解析' (Preliminary static 3D elastoplastic analysis). The '予備設計' phase ends with '予備地震応答解析' (Preliminary seismic response analysis). The '本設計' phase begins with '部材断面・配筋・Cの設定' (Setting of member section, reinforcement, and C), including '使用限界変形の設定 (R=1/200)', '応答限界変形の設定 (R=1/140)', and '架構設計変形の設定 (R=1/90)'. This is followed by '準備計算' (Preparation calculation), '静的立体弾塑性解析' (Static 3D elastoplastic analysis), '地震応答解析' (Seismic response analysis) with '1. 質点系 (曲げせん断モデル)' and '2. 平面骨組系', '部材の断面検討' (Member section check), '耐震設計のクライテリアの確認' (Confirmation of seismic design criteria), '基礎の設計' (Foundation design), and '風圧力に対する検討' (Check against wind pressure). The process concludes with 'END'.

階	BxD	主筋	フープ	BxD	主筋+芯筋	フープ
60F~51F	75x75	12-D25	4-D10@150	75x75	12-D29	4-D10@150
50F~41F	75x75	12-D29	↑	75x75	12-D32	↑
40F~31F	80x80	12-D29	↑	80x80	12-D35	↑
30F~21F	85x85	12-D29	4-D13@150	85x85	16-D35+4-D38	4-D13@150
20F~11F	90x90	12-D29	↑	90x90	16-D38+8-D38	↑
10F~2F	100x100	12-D32	4-D13@100	100x100	16-D41+8-D41	4-D13@100
-1F	100x100	12-D32	↑	100x100	16-D41+8-D41	↑

階	bxD	主筋	スターラップ	bxD	主筋	スターラップ
RF~57F	40x70	4-D19	2-D13@150	40x70	4-D19	2-D10@100
56F~52F	↑	4-D25	2-D13@100	↑	4-D19	↑
51F~47F	↑	4-D29	↑	↑	4-D22	↑
46F~42F	↑	4-D29	↑	↑	4-D22	↑
41F~38F	40x75	4-D25+2-D22	↑	40x75	4-D22	↑
31F~28F	↑	4-D29+2-D22	4-D13@150	↑	4-D22	↑
21F~12F	45x74	4-D29+2-D29	↑	45x75	4-D29	2-D13@100
11F~3F	↑	4-D29+2-D28	↑	↑	4-D29+2-D22	4-D13@150
-2F	45x90	4-D29+2-D19	↑	45x90	4-D29+2-D19	↑

図-6.15 構造計画フロー

という、予備設計の結果判明していたことが影響したほか、トライアル・アンド・エラーによる設計のための時間がなかったため、結果として安全側の設計となった。②配筋を決定した予備設計時（鉄筋強度 $1.00\sigma_y$ ）には、ガイドラインに従い梁の曲げ耐力算定に学会略算式を用いてきたが、本設計時（鉄筋強度 $1.05\sigma_y$ ）にはACI規準によるストレスブロック法に変更になるなど、算定式が設計期間で異なり耐力評価に大きな差を生じた。

図-6.17に、X方向および45度方向加力時の1階層せん断力と重心位置変形の関係を示す。

架構設計変形時にも、ほとんど降伏ヒンジが発生しなかったため、部材の復元力特性に上限強度を用いた場合と、信頼強度を用いた場合ではほぼ同じ結果となる。図-6.17は、上限強度を用いた場合を示した。

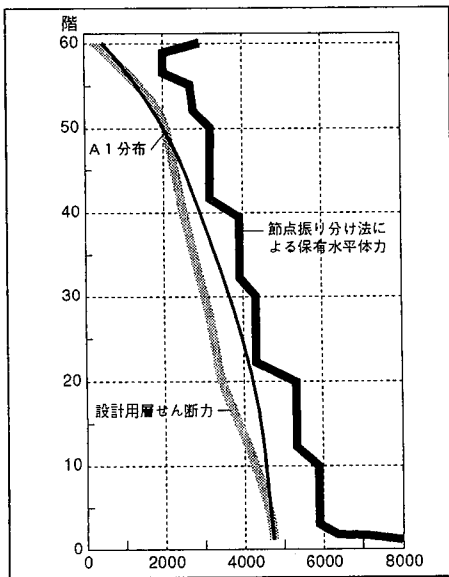


図-6.16 設計用層せん断力と保有水平耐力（信頼強度）

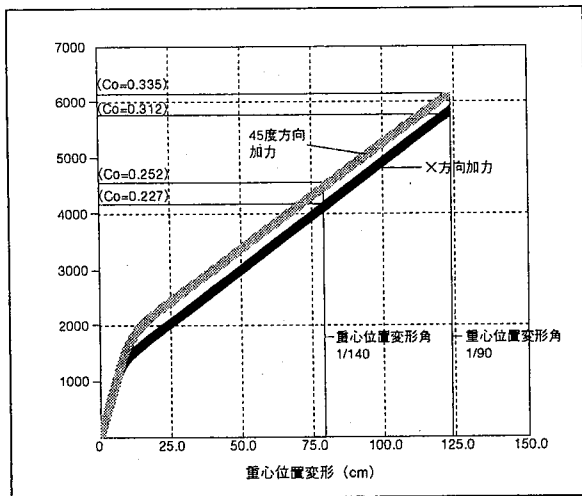


図-6.17 1階層せん断力-重心位置変形

45度方向加力時の耐力は、X方向加力時より10%程度高いが、1方向加力の重ね合わせから考えられる40%よりは相当低い。これは、架構設計変形時にも、ほとんど降伏ヒンジが発生しなかったこと、45度加力時の柱の曲げ剛性の低下および軸剛性の低下が、X方向加力時に比べて大きいと考えられる。

各層の最大応答値を応答限界変形時、架構設計変形時のものと比較して図-6.18、図-6.19に示す。応答値は、質点系応答解析の結果とほぼ等しく、設計用外力の重心位置である39階床の最大応答変形は、59.8cm ($R=1/190$)であり、最大の応答層間変形は42階で、2.55cm ($R=1/110$)である。重心位置での応答変形角の最大値は応答限界変形角($1/140$)であり、応答層間変形角の最大値は応答限界変形角の1.5倍 ($1/93$)以下である。

層せん断力の最大応答値は、どの層でも架構設計変形時の層せん断力以下であり、応答限界変形時の層せん断力とほぼ等しい。各層の転倒モーメントの最大応答値は、どの層でも応答限界変形時の転倒モーメント以下である。

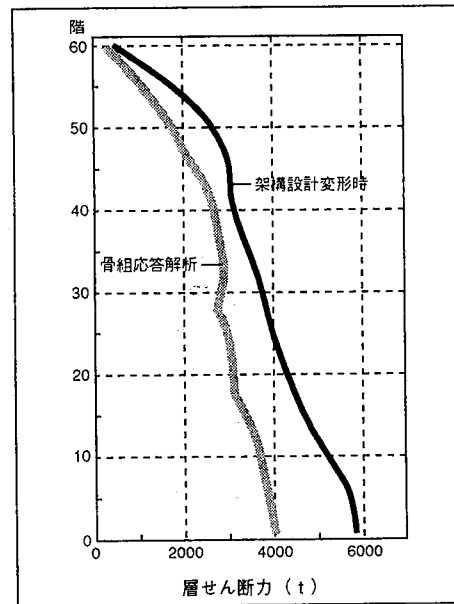


図-6.18 最大応答層せん断力

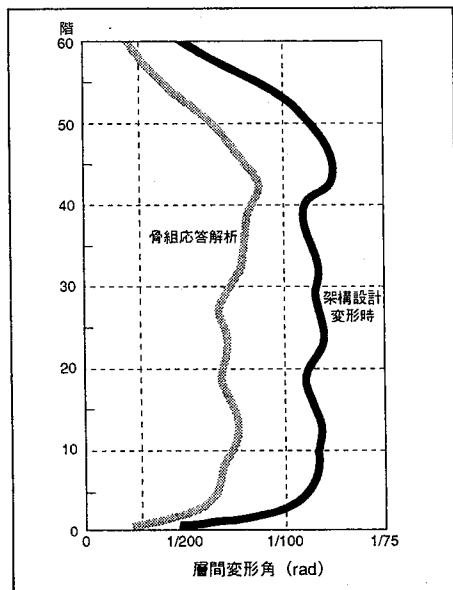


図-6.1.9 最大応答層間変形角

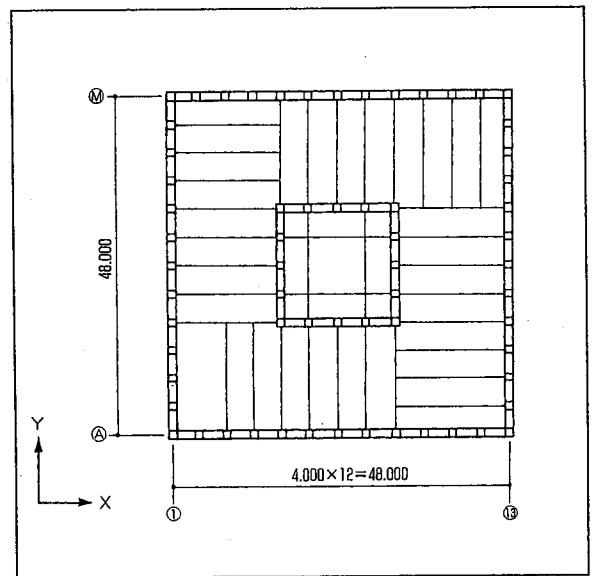


図-6.2.0 伏図

(3) まとめ

スパン長5.7m、柱最大寸法1mは建築計画上不満が残るものの、Fc600のコンクリートによっても60階建の鉄筋コンクリート造共同住宅の設計が可能であることを示したものと考えられる。建築計画上、スパン長に比べて柱寸法が大きく、より現実味のある設計とするにはFc1000程度のコンクリートが必要である。

6.9.2 40階建てチューブ構造事務所ビル (ダブルチューブとチューブコア)

本試設計は、高強度材料を用いた超高層のRC架構の「耐震設計法・クライテリアの作成」に際し、40階建てチューブ架構の試設計を通して設計上・耐震上の問題点を顕在化させることを目的として行った。

ダブルチューブ構造

(1) 建物概要

本建物は40階建てのダブルチューブ構造の事務所ビルである。平面形は、4.0mの均等12スパンからなる正方形で、建物幅は48.0mである。搭状比は3.38である。

設計はゾーンⅢの領域で行われており、コンクリート強度は最大900kg/cm²、主筋の種別はUSD784、せん断補強筋の種別はUSD980である。伏図、軸組図を図-6.2.0、図-6.2.1に、使用材料を表-6.8に示す。柱断面、梁断面を表-6.9に示す。

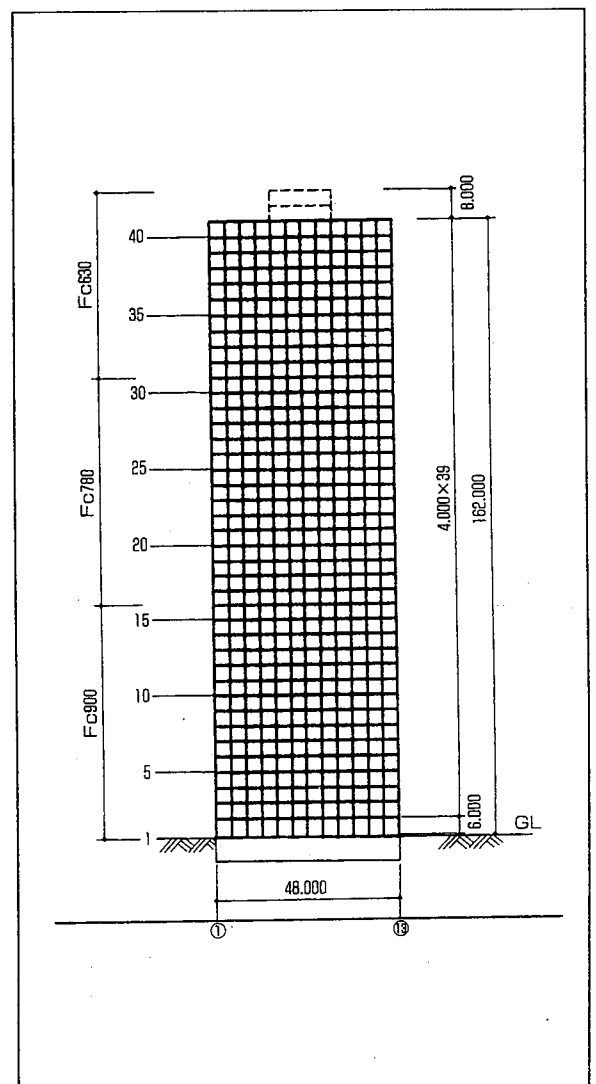


図-6.2.1 軸組図

表-6.8 使用材料

(1)コンクリート
31階柱～R階床梁 FC630
16階柱～31階床梁 FC780
1階柱～16階床梁 FC900
(2)鉄筋
USD784 $\sigma_y = 8000\text{kg/cm}^2$: 柱梁主筋
USD980 $\sigma_y = 10000\text{kg/cm}^2$: 柱梁せん断補強筋

表-6.9 柱断面、梁断面

■柱断面表				
階	C1	C2~C4	C5	C6
31階				
主筋	16-D32+6-D32	16-D32	16-D32	16-D32
帯筋	D10-4 @100	D10-5 @100	D10-5 @100	D10-5 @100

■大梁断面表					
階	G1~G3	G4,G5	階	G1~G3	G4,G5
12階			31階		
上端筋	8-D35	8-D35	上端筋	7-D32	6-D32
下端筋	8-D35	8-D35	下端筋	7-D32	6-D32
帯筋	D16-4 @150	D18-4 @125	帯筋	D16-4 @175	D13-4 @150

表-6.10 設計ガイドラインと本試設計との比較

項目	設計ガイドライン	本試設計
材料強度	ゾーンI	ゾーンIII
材料定数	提案式	ACI式
地震力の方向	全方位一方向	主軸方向 45°方向は応力割り増し
建物のモデル化	原則として立体骨組み	疑似立体骨組み
基礎・地盤のモデル化	原則として連成系一体モデル	1階柱脚固定
静的地震力の分布形	適切な分布形	Ai分布を準用
架構設計変形時の降伏機構の確認	ヒンジ部信頼強度	信頼強度
架構設計変形時の部材応力の算出	ヒンジ部上限強度	架構応力×1.15
部材の余裕度	設計応力を上回る	インタラクション上で確認
レベルI地震動に対する確認	ヒンジ未発生	フレーム応答結果より確認
レベルII地震動に対する確認	各部材の変形能	フレーム応答結果より確認

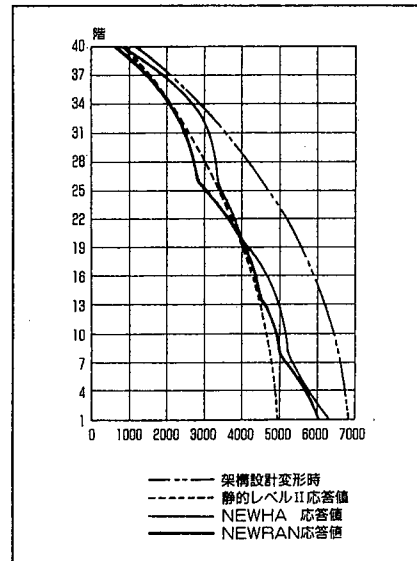


図-6.2.2 レベルIIの応答結果(せん断力)

(2) 耐震性の検討

設計ガイドラインと本試設計のとの比較を表-6.10に示す。図-6.2.2～6.2.4にレベルIIの応答結果を示す。同図より、静的外力(Ai分布)の重心位置(30階床)における最大応答変形角が1/184(NEWHA)で1/120以下であること、層間変形角の最大は32階で(1/108:NEWHA)であり、1/80以下であることを確認した。

なお、最大層間変形角(r)が最大応答変形角(R)の1.5倍を超えている($r=1.7R>1.5R$)ことから、重心位置での応答限界変形角を1/158とした。また、増分解析結果より設計クライテリア(強度・歪エネルギー)を満足する架構設計変形角として1/100を得た。図-6.2.2～6.2.4には、増分解析における架構設計変形時の諸元も並記した。

なお、レベルII応答でのヒンジは内チューブ梁にのみ発生し塑性率の最大は35階天井梁で1.08であった。

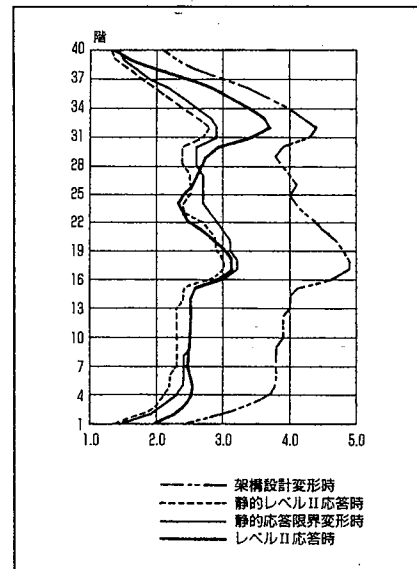


図-6.2.3 レベルIIの応答結果(層間変形)

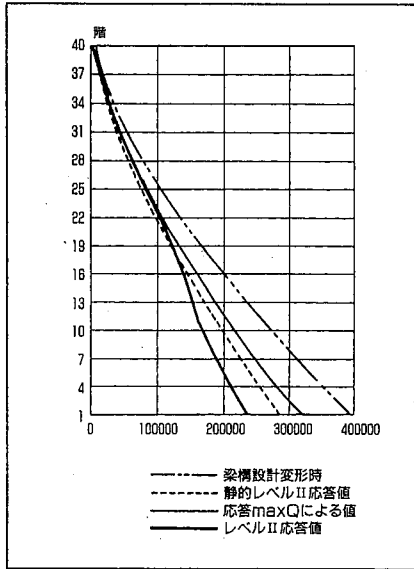


図-6.2.4 レベルIIの応答結果 (転倒モーメント)

図-6.2.5は、1階出隅柱の45度方向加力時の応力の変動範囲をインターアクション上に示したもので、一方向応力(架構設計変形時)に次の増大係数を乗じて求めたものである。モーメント増大係数は1.0から $\sqrt{2}$ 、軸力増大係数は $(\sqrt{2} \sim 2) \times$ (OTM低減係数: 0.8)とした。同図より、出隅柱では内、外チューブとも引張軸力時の鉄筋量が不足している。しかしこの結果については断面変更等、設計作業へのフィードバックは行っていない。

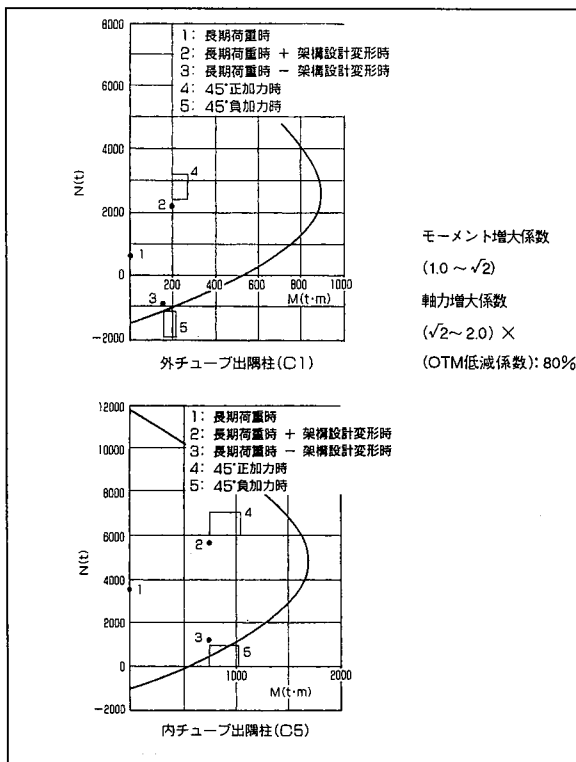


図-6.2.5 1階出隅柱のM-N関係と設計応力

出隅柱に取り付く外端梁 (G1、G4) の検討結果を表-6.1.1に示す。なお、32階G4梁のせん断強度が不足しているので補強筋の変更を行なった。(2D10@175→4D10@125)

表-6.1.1 出隅柱に取り付く外端梁 (G1、G4) の検討結果

階 (Fc)	せん断 (ton)		付端 (kg/cm ²)	
	G1	G4	G1	G4
32 (630)	115.5/251.9 (0.46)	115.9/91.0 (1.27)	55.9/76.1 (0.73)	13.6/49.8 (0.27)
17 (780)	201.8/440.0 (0.46)	187.5/217.1 (0.86)	57.0/84.7 (0.67)	60.7/85.1 (0.71)
4 (900)	243.6/521.4 (0.47)	317.9/521.4 (0.61)	62.4/86.0 (0.73)	67.8/86.4 (0.78)

(設計応力/強度)を示す。()内はその比を示す。

(3) まとめ

ダブルチューブ構造の検討により以下の事項が特筆される。

(1) ゾーンⅢの材料を使用した架構に【New RC新クライテリア】を適用した結果、架構設計変形を一義的に設定するのではなく、架構の特性をある程度反映できる応答限界変形と関連付けることで、より合理的な設計ができたと思われる。

(2) 引張軸力の卓越する外チューブ出隅柱に、高強度材料を使用するメリットを確認することができた。特に外チューブ出隅柱では、設計応力の全てが釣合軸力以下であるため、鉄筋の高強度化が直接設計上のメリットに結びつく。同様にコンクリートの高強度化のメリットは長期軸力の大きい柱の例からも伺える。一般の建物では引張あるいは圧縮が卓越する柱がそれぞれ必ず存在するから、一方の材料のみの高強度化ではそのメリットは半減する。従って、鉄筋コンクリートを構成する材料の両者に、バランスのとれた高強度化が今後進められることを期待したい。

チューブ・コア構造

(1) 建物概要

本建物はダブルチューブ構造の内チューブを耐力壁と

表-6.1.2 使用材料

(1)コンクリート ($\gamma=2.4$)	
31F 柱~RF 床	Fc600
21F 柱~RF 床	Fc700
11F 柱~RF 床	Fc800
1F 柱~RF 床	Fc900
(2)鉄筋	
主筋: R~26F	USD784 $\sigma_y=8000\text{kg/cm}^2$
25~1F	USD980 $\sigma_y=10000\text{kg/cm}^2$
せん断補強筋	USD980 $\sigma_y=10000\text{kg/cm}^2$

したものである。伏図、軸組図を図-6.2.6、図-6.2.7に使用材料を表-6.1.2に示す。柱断面、梁断面を表6.1.3に示す。

表-6.1.3 柱断面、梁断面

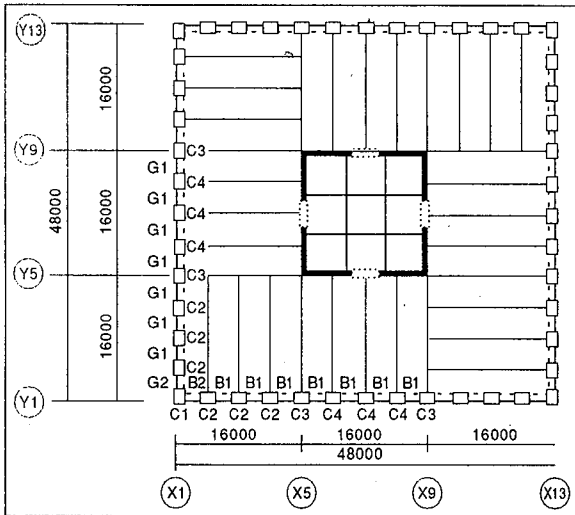


図-6.2.6 伏図

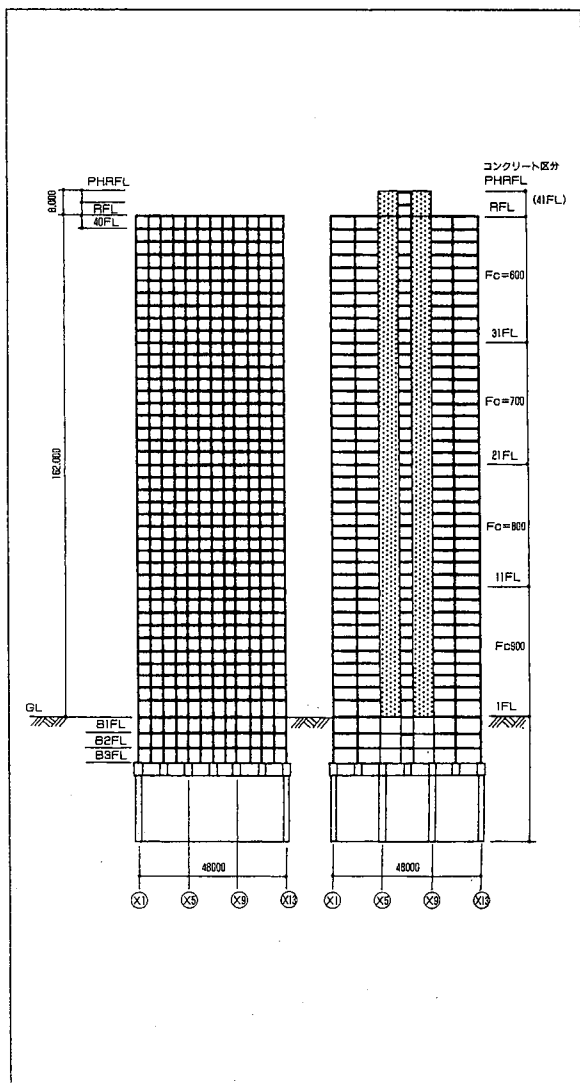


図-6.2.7 軸組図

■柱断面表

階	符号	C1	C2	C3	C4
10	断面				
	B × D	800 × 800	800 × 800	800 × 800	800 × 800
	主筋	16-D32	12-D32	12-D32	12-D32
	芯筋	4-D32			
	HOOP	4-D13@100	4-D13@100	4-D13@100	4-D13@100

■大梁断面表

階	符号	B1, G1	B2, G2		B3, G3
		全断面	外端	中央・他端	全断面
31	断面				
	B × D	600 × 800	600 × 900		600 × 800
	主筋	一段筋 4-D29	4-D29	4-D29	4-D32
	二筋筋	3-D29	3-D29	3-D29	2-D29
	スターラップ	4-D13@125	4-D13@125	4-D13@125	4-D13@150
6	断面		600 × 900		600 × 800
	B × D	600 × 900	600 × 900		600 × 800
	主筋	一段筋 4-D29	4-D29	4-D29	4-D32
	二筋筋	2-D29	2-D29	2-D29	2-D32
	スターラップ	4-D13@125	4-D13@125	4-D13@125	4-D13@125

(2) 耐震性の検討

設計ガイドラインと本試設計のとの比較を表-6.1.4に示す。

静的弾塑性解析による外力重心位置における変形と荷重ステップの関係を図-6.2.8に示す。架構設計時のヒンジ許容部材の部材角は表-6.1.5のようになる。

等価曲げせん断型質点系モデルによるレベルII応答解析の結果を図-6.2.9に示す。

表-6.1.4 設計ガイドラインと本試設計のとの比較

項目	設計ガイドライン	本試設計
材料強度	ゾーンI	ゾーンIII
材料定数	提案式	ACI式
地震力の方向	全方位一方向	主軸方向、45°方向
建物のモデル化	原則として立体骨組み	静的弾塑性性：立体骨組み
基礎・周辺地盤モデル	原則として連成系一体モデル	静的弾塑性性：質点系モデル
静的地震力の分布形	適切な分布形	基礎固定モデル
架構設計変形時の降伏機構の確認	ヒンジ部上限強度	予備応答解析結果に基づく分布形の設定
架構設計変形時の部材	ヒンジ部上限強度	ヒンジ部信頼強度による推定
部材の耐力余裕度	ヒンジ部上限強度による	ヒンジ部信頼強度による応力 × 1.15倍 但し軸力のみ1.0倍
レベルI地震動に対する確認	各部材にヒンジ生じず	応力を上回ること
レベルII地震動に対する確認	各部材の変形能	立体的M-N関係図による表示のみ
		質点系応答解析結果からの推定
		質点系応答解析結果からの推定

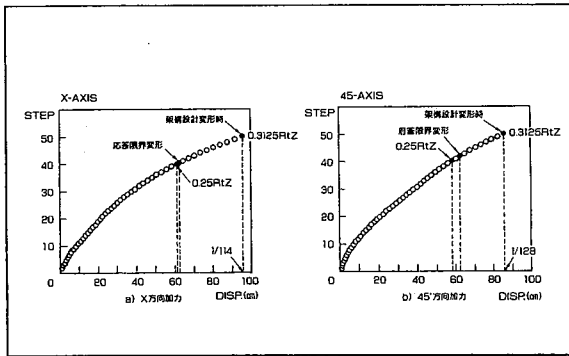


図-6.28 外力重心位置における変形と荷重ステップの関係

表-6.15 架構設計時のヒンジ許容部材の部材角

ヒンジ許容部材の部材角		
	X方向加力	45°方向加力
1F外周柱	$\frac{1}{408}$	$\frac{1}{605}$
1F耐震壁内周	$\frac{1}{408}$	$\frac{1}{605}$
一般梁	$\frac{1}{175}$ (40F)	$\frac{1}{185}$ (26F)
境界梁	$\frac{1}{81}$ (11F)	$\frac{1}{127}$ (7F)

架構設計変形時の層せん断力・層間変形角の比較に関しては、45度方向の地震応答値の方が中低層で若干大きく、クライテリアを満足していない。その他の設計クライテリアは満足している。本試設計では

- ・45度方向の架構設計変形はX方向の予備解析結果を参考に決定した

- ・予備解析での骨組モデルより今回の質点系モデルの応答値の方が大きめの結果となった

ことなどからみて、45度方向のみ架構設計変形を少し大きく設定することで他のクライテリアも含め満足することは可能であろう。

(3) まとめ

超高層事務所空間を提供できる構造架構形式「チューブ+コア壁」について、New RC材料を用いた試設計を行った結果、一部、再検討の必要な部分はあるものの、概ねガイドラインに沿った設計が可能であり、実現できる見通しを得た。

6.9.3 中高層事務所ビル (15階建て純ラーメン、15階建て壁入りラーメン、25階建て純ラーメン)

(1) 建物概要

New RCでの純フレームおよび耐震壁+フレーム造中高層事務所建物の設計の可能性を検討した。すなわち、壁がある場合には、架構設計変形を小さく設定することが可能となり、柱・梁断面寸法を長期荷重による制限まで縮小することが可能で、材料の高強度化 (Fc 800、SD80使用) のメリットを十二分に生かせる構造となり得ること、純フレーム構造 (Fc 600、SD70使用) では、高強度化により、柱・梁断面寸法をある程度縮小でき、Zone I を使い切れる構造形式となり得ることを検討した。建築物の用途はセンターコア型の事務所、階数は地上15階、地下1階と地上25階、地下1階を想定している。基準階の面積は1638㎡、高さは15階建てで60.6m、25階建てで100.5m、基準階高は4mである。架構形状と使用材料を表-6.16に示す。架構はX方向6.5m x 7スパン、Y方向9m、1.2mの3スパンである。基準階平面、軸組み図を図-6.30、図-6.31に、表-6.17に主要断面をそれぞれ示す。

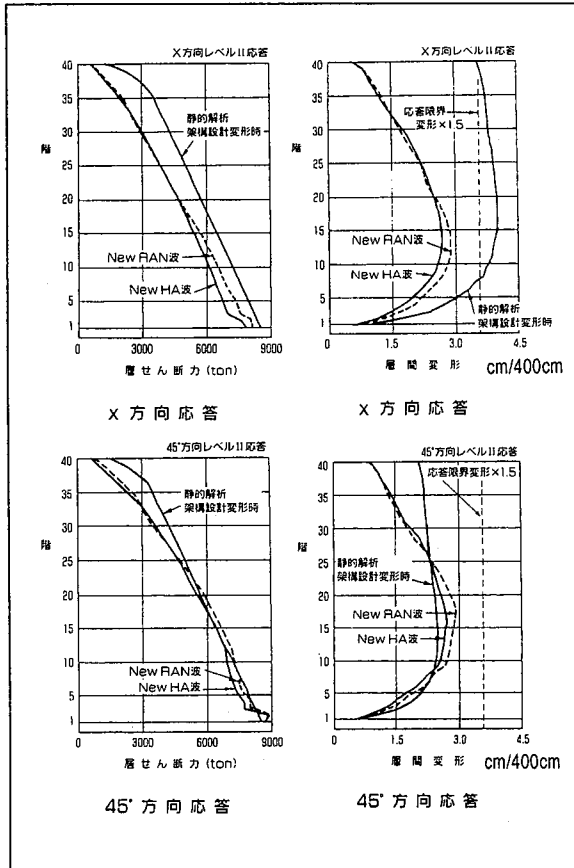


図-6.29 等価曲げせん断型質点系モデルによるレベルII応答解析の結果

表-6.16 架構形状と使用材料

	WF 15 15階建築フレーム	F 15 15階建築フレーム	F 25 25階建築フレーム	
階数	15		25	
構造形式	壁・フレーム		純フレーム	
コンクリート	Fc 800	Fc 600	Fc 600	
鉄筋	主筋USD685、横補強筋USD785			
部材断面 (最大)	柱	800 x 800	900 x 900	1000 x 1000
	梁	400 x 900	550 x 1000	650 x 1000
	壁	400	—	—

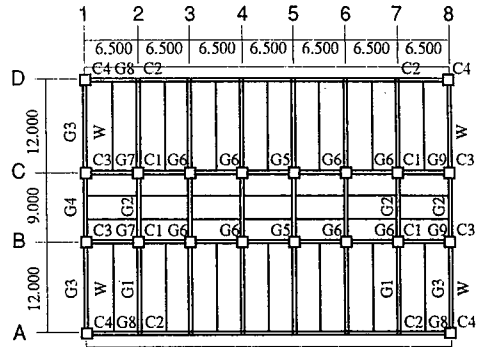


図-6.30 基準階伏せ図

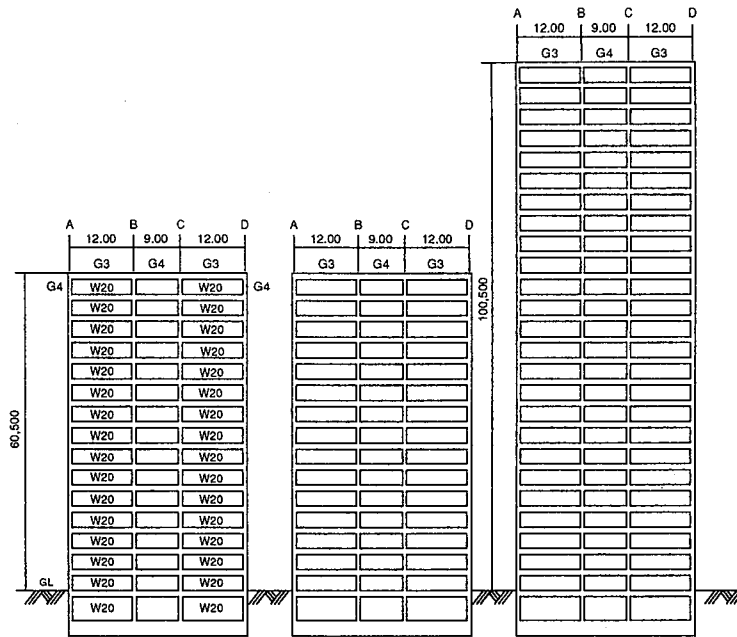


図-6.31 軸組み図

表-6.17 主要断面

	内柱(1階)	側柱(1階)	隅柱(1階)	Y方向梁 ^{12mスパン(2階)}	Y方向梁 ^{6.5mスパン(2階)}	壁(1階)
WF15						厚さ40mm X方向 D16-@200ダブル Y方向 D19-@200ダブル
	C1	C2	C3, C4	G1	G5	
BxD	800 x 800	650 x 650	800 x 800	400 x 900	400 x 700	
主筋	12-D29	12-D22	24-D32, 4D32	5-D22	6-D25	
フープ	4D13@100	2D13@100	4D16@100	5-D22	6-D25	
備考	耐震壁付帯柱		耐震壁付帯柱	2D13@250	2D13@150	
F15						
	C1	C2	C4	G1	G5	
BxD	900 x 900	800 x 900	900 x 900	550 x 1000	500 x 900	
主筋	24-D35	24-D35	24-D38, 8-D38	8-D35	4-D35, 4-D32	
フープ	5D13@100	4D13@100	5D13@100	8-D35	4-D35, 4-D32	
備考				4D13@150	4D13@150	
F25						
	C1	C2	C4	G1	G5	
BxD	1000 x 1000	1000 x 1000	1000 x 1000	650 x 1000	650 x 1000	
主筋	20-D38	20-D38	20-D38, 4-D38	4-D38, 4-D35	8-D35	
フープ	5D13@100	4D13@100	4D13@100	4-D38, 4-D35	8-D35	
備考				4D13@150	4D13@100	

(2) 耐震性の検討

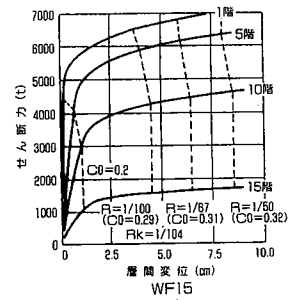
試設計の流れを図-6.3.2に示す。静的解析の結果を図-6.3.3に示す。この結果には、壁フレーム構造とフレーム構造の特徴が良く現れている。すなわち、WF15では各層の層間変位はほぼ一定であるが、F15、F25では中間階の層間変位が大きくなる傾向が読みとれる。応答限界変形、架構限界変形を表-6.1.8に示す。また、静的解析の検討値の例を表-6.1.9に示す。

表-6.1.8 応答限界変形、架構限界変形

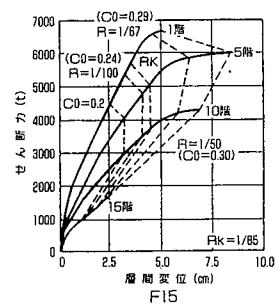
	WF 15	F 15	F 25
応答限界変形	1/170	1/130	—
架構設計変形(Rx)	1/104	1/85	—

表-6.1.9 静的解析の検討値の例

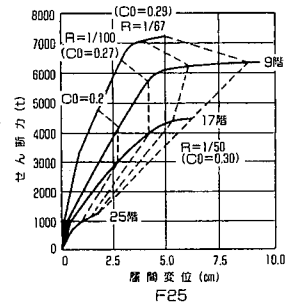
	WF 15 15階建築フレーム		F 15 15階建築フレーム		F 25 25階建築フレーム	
	Y方向		Y方向		Y方向	
C0=0.20時 部材塑性率	梁 0.69 柱 0.24	梁 0.80 柱 0.33	梁 0.76 柱 0.21			
2R=1/100時C0	0.29	0.24	0.27			
3R=1/50時 部材塑性率	梁 5.94 柱 0.49	梁 2.24 柱 0.56	梁 3.36 柱 0.63			



層せん断力-層間変位関係 (Y方向)



層せん断力-層間変位関係 (Y方向)



層せん断力-層間変位関係 (Y方向)

図-6.3.3 静的解析の結果

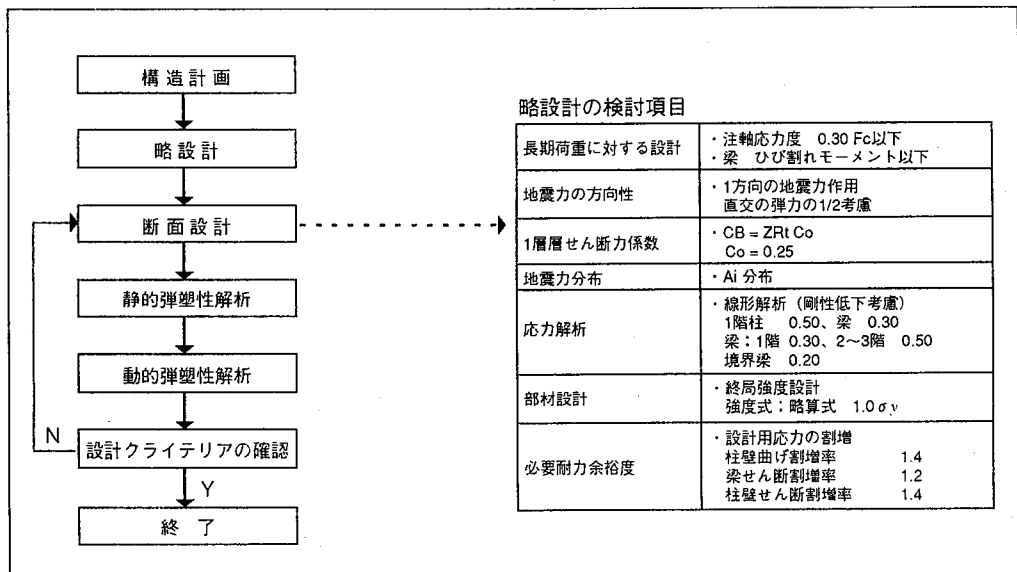


図-6.3.2 試設計の流れ

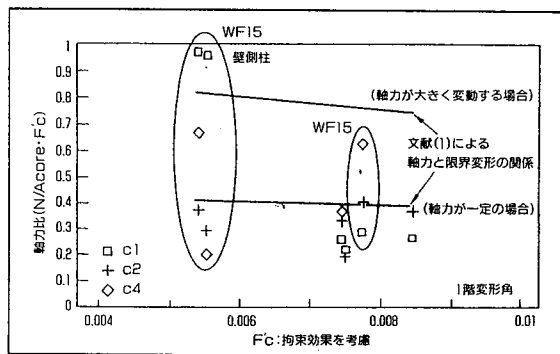


図-6.3.4 架構設計変形時の1階各柱の軸力比と変形角の関係

図-6.3.4は架構設計変形時の1階各柱の軸力比と変形角の関係を示したものである。丸で囲まれた柱はWF15のものである。変形角が大きい方向に位置している柱はY方向検討時で、変形角が小さい方向に位置している柱はX及び斜め方向検討時のものである。フレーム構造の柱はどれも限界変形角以下である。WF15の柱は、耐力壁の側柱であり、変形角1/100を許容する軸力比以下となっている。

レベル2に対する応答結果を図-6.3.5に示す。いずれの場合も検討基準を満足している。

6.10 終わりに

New RC構造設計ガイドラインを提案した。本ガイドラインの特徴は、以下の通りである。

(1) 三段階での耐震性の検討：

耐震安全性の検討を動的解析と静的解析とにより三段階で行う方法を検討した。即ち、

- ① 建物の共用期間中に1度は生じる可能性のある地震動（レベルI地震動）に対して、部材に降伏が生じるような構造的被害、および、二次部材の被害が生じないこ

と（使用性の確保）、

- ② 建設地に生じる可能性のある最大級の地震動（レベルII地震動）に対して倒壊しないこと（安全性の確保）を目標として、これらを地震応答解析により検討する。更に、

- ③ レベルII地震動に対して許容する水平変形（応答限界変形）より大きい変形（架構設計変形）に対して架構の降伏機構および水平耐力を静的解析により検討する。

(2) 設計用地震動の提案：

耐震設計の前半が地震応答解析を主体に行われることを考慮し、地震応答解析の結果に大きな影響を与える地震動について、設計で考慮すべきレベル、特性、人工地震波作成方法などを提案した。この際、水平一成分のみならず、二方向成分の特性、作成方法、および、上下道の考慮の方法についても言及した。

(3) 水平二方向、および、鉛直地震動の考慮：

地震動は原則として、水平二方向、および、鉛直地震動を考慮することとしている。しかしながら、これらをすべて、地震応答解析に取り入れることは実用的でない場合もあると考えられることから、水平地震動については、作用方法を変化させた一方向入力による検討方法、および、静的に鉛直地震動の影響を考慮する方法についても示した。

(4) 要求安全性の明確化：

本ガイドラインでは、その安全性を、材料、部材レベルで考慮するほか、最大級の地震時に予測される応答変形を越えた変形レベル（架構設計変形）においても、架構全体としての安全性が保たれることを検討することとした。

(5) 材料強度のばらつき、および、強度評価式の精度の考慮：

材料強度のばらつき、および、強度評価式の精度を考

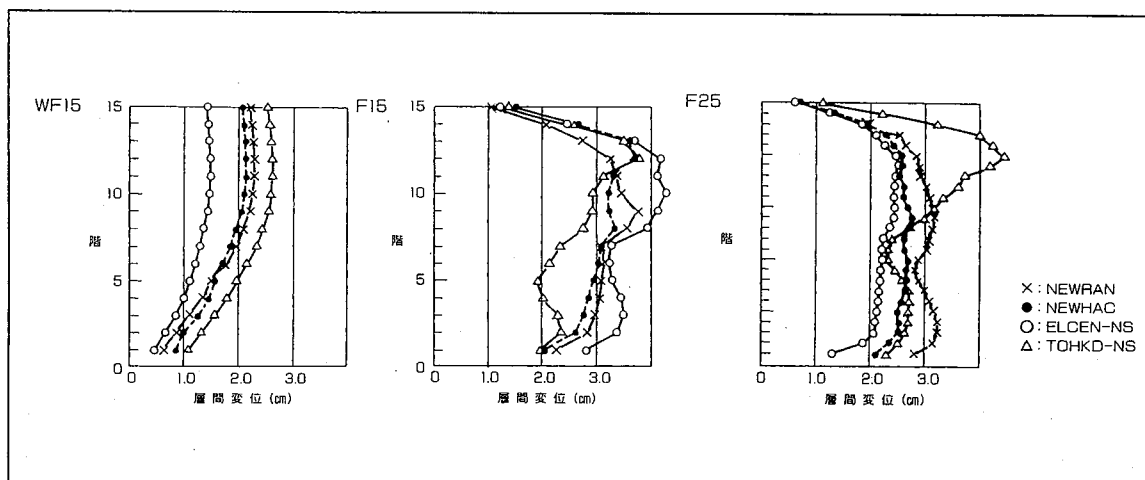


図-6.3.5 レベルIIに対する応答結果

え、部材の強度評価に際して、信頼強度、上限強度の概念を導入し、これらを組み合わせた復元力特性の作成法、設計用応力の算定法などを提示した。これにより想定した架構特性が実現できるか否かの検討が容易となる。

(6) 基礎構造の設計、および、上部構造との連成の
考慮：

基礎の設計、および、上部構造への地震入力を評価する際には、上部構造と基礎構造との連成を考慮することを原則とした。

これらは原則として、New RC造の高層・超高層建物を想定して提案したものであるが、一般のコンクリート造建築物に共通して適用できる事項もあると考えている。ただし、プロジェクトの期間が限られていたこともあり、検討が未熟な事項、あるいは、未検討の問題も数多い。また、ガイドライン作成に際しては設計の考え方に重点を置いたため、このガイドラインを用いて耐震設計を行う場合には設計者の判断が随所に要求されよう。実地設計への適用の課程で色々な手順を考えていただきたい。さらに、このプロジェクトで検討されなかった事項はもちろんのこと、設計の考え方そのものについても、各方面、特にこのガイドラインを用いて設計をされる方々からの積極的なご意見を戴きたい。