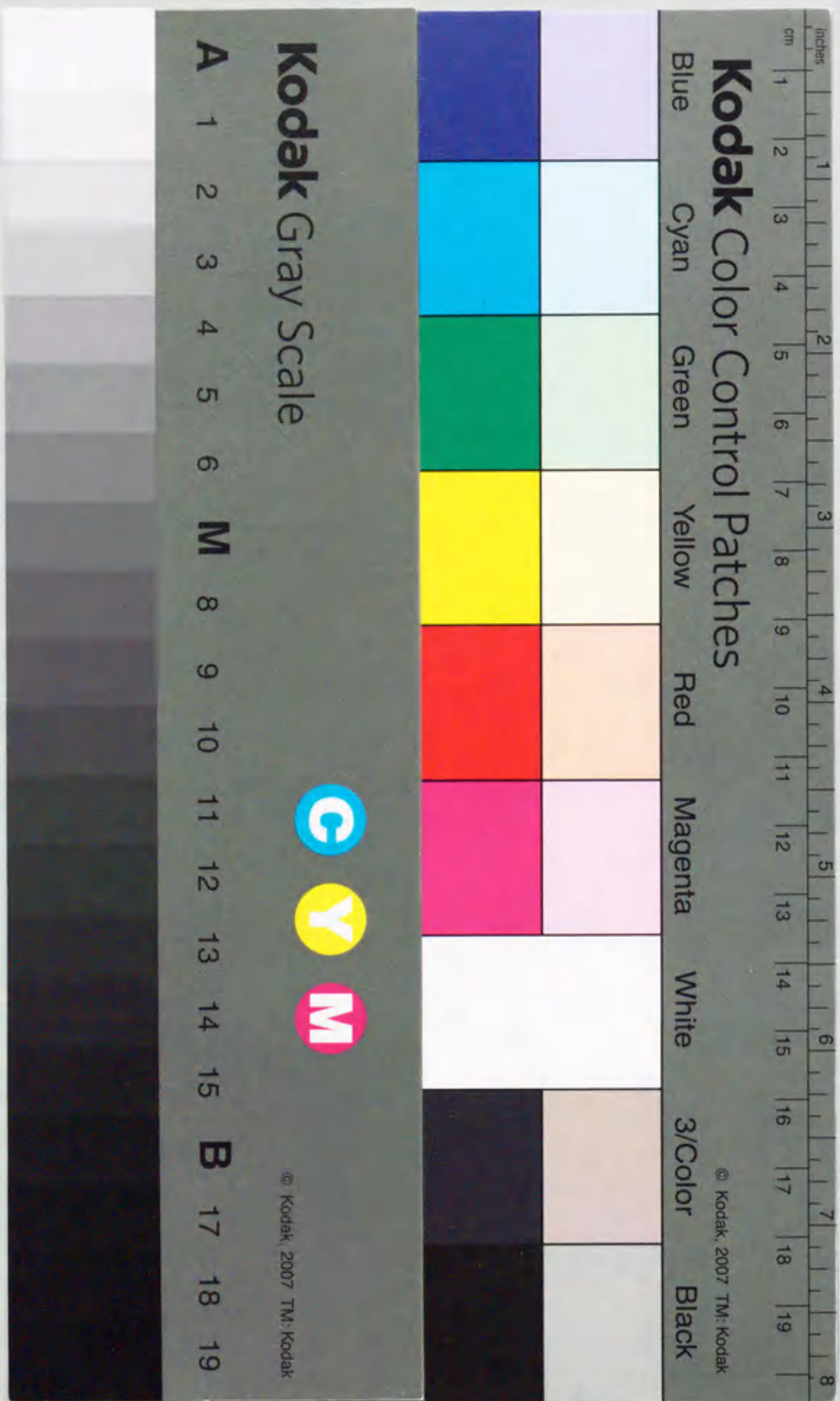


報告番号 乙第 5535 号

構造設計の創造的手法と
工学的手法に関する研究

佐々木 睦朗



まえがき

建築構造の発展の歴史は、人類が発生した時より始まり、高さやスパンなどの構造規模と自由度の拡大を軸にして進歩発展を続け、それは人類が存続する限り終わることはない。特に、産業革命以後の発展は、鉄やコンクリート等の工業化された材料の開発と、構造力学、材料学、計算科学等の工学の発展に大きく支えられてきた。しかし、これだけでは新しい構造形式や構法の出現には説明できないものがある。客観的な工学の発展と同時に、それらは未知の構造方式に対する構造技術者の創造的な希求精神に支えられ発展しているからである。

こうした建築構造の発展を促すような創造的な構造設計には、一对の基幹柱として独創的な構造計画と客観的な設計工学が表裏一体に存在している。そして、建築の構造設計において究極に目標とするところは両者の弁証法的統合であり、構造における哲学的世界と科学的世界を統合する作業ともいえる。しかし、このような基本的認識に基づいて構造計画と設計工学を統合する総合的設計手法として学際的に取りまとめた既往の研究例はほとんど見当たらない。それは、構造設計が本質的に具体的な対象に対する工学的作品として結晶化される個別的・創造的なものであり、抽象的な一般論で語れる問題ではないことに起因している。大変に困難な研究テーマであるが、構造設計のバランスのとれた発展のためには、その創造的手法と工学的手法に関する総合的・学際的な研究は極めて重要であると考えられる。

筆者は幸いにして、1995年～1996年に「せんだいメディアテーク」の構造設計を通して、過去に前例のない新しい構造形式の構造物を考案し設計する機会を得た。一般的に前例のない未知の構造方式の着想と解決方法には、予め手本となるものはもともと存在せず、構造設計の原点に立って確実な論理を構築していく以外に方法はない。そこでは、構造設計の原点となるフィロソフィを明らかにし、創造的な工学的作品の構造設計法および構造計画法に関する基本的な考察を行った上で構造計画と設計工学を統合する総合的設計手法を確立することが強く要請され、この時の実務経験が結果的に本研究の主要な動機と背景を与えている。即ち、具体的な事例として「せんだいメディアテーク」の構造設計を取り上げ、創造的な構造計画手法例を提示し、構造計画のプロセスで着想された「最下層に層降伏する骨組を有する縦型ラチス柱」という新しいタイプの空間骨組構造について、上部ラチス柱の座屈特性、B1階の弾塑性復元力特性、大地震時の弾塑性応答特性などの工学的課題の検証手法を具体的に提示することによって、ここに構造設計の創造的手法と工学的手法に関する研究論文として報告するものである。

目次

第1章 構造設計序論	
1.1 構造設計のフィロソフィ	1
1.2 構造計画法	6
1.3 構造設計法	12
1.4 論文の概要	15
第2章 工学的作品の構造設計 / 「せんだいメディアテーク」の構造設計	
2.1 建築および構造概要	18
2.2 構造計画の概要	21
2.3 構造設計の概要	40
第3章 工学的課題の検証(1) : 上部ラチス柱の座屈特性に関する研究	
3.1 座屈耐力の推定方法	53
3.2 線形座屈荷重と有効細長比	58
3.3 推定方法の工学的検証	65
3.4 弾塑性座屈解析による座屈特性	69
第4章 工学的課題の検証(2) : B1階骨組の弾塑性特性に関する研究	
4.1 各骨組の復元力特性	73
4.2 層全体の復元力特性	81
4.3 復元力特性の安定性の確認	82
第5章 工学的課題の検証(3) : 主体構造の動的特性並びに耐震性能に関する研究	
5.1 地震応答解析のクライテリア	85
5.2 弾性応答解析	86
5.3 弾塑性応答解析(1)	93
5.4 弾塑性応答解析(2)	98
5.5 応答特性と耐震性能の総合的検証	102
第6章 総括	
6.1 論文の総括	108
6.2 あとがき	110

第1章 構造設計序論

1.1 構造設計のフィロソフィ

建築の構造設計とは何か、先ずこの基本的命題についてできる限り簡潔かつ客観的に定義を与える。次に、構造設計を支える2つの最も基本的な柱としての構造計画と構造設計工学の意義と位置づけを明確に定義し、本論文の基本的趣旨について述べる。

1.1.1 広義の構造設計

建築構造物（以下、構造物）における構造設計とは何か、この基本的命題に対して構造設計を包括的設計概念として捉え、「広義の構造設計」を下記のように定義する。

構造物の実現において万人が容認する3つの基本的公理が存在する。

公理1 構造物は自然法則に支配される。

公理2 構造物は経済法則に支配される。

公理3 構造物は文化法則に支配される。

上記の3つの公理から、構造設計とは「構造物の実在圏 S_d は、自然界において実際に起こりうる物理状態 S_0 にある安全率 α を掛けたものおよび S_0 にある快適性指標 β を掛けたものを内包し、かつ実際に適用しうる工費 S_c に内包されなければならない。構造設計とはこれらの関係を満たす最適な実在圏 S_d を求めることである。」と定義される。

上記を数学的に記述すれば、構造設計とは「 $\alpha \cdot S_0 \subseteq \beta \cdot S_0 \subseteq S_d \subseteq S_c$ なる関係式を満足する最適解 S_d を求めることである。」と簡潔に定義される。

ここに、 S_0 は自然法則であり、安全率 α は社会規範（具体的には法律）により定められ、快適性指標 β は生理的・心理的評価尺度（怨限度の逆数）であり文化規範により定められる。 $\alpha \cdot S_0$ は主に構造設計工学の問題であり、文明、科学技術、客観性、普遍性といった概念に、一方、 $\beta \cdot S_0$ は主に構造計画の問題であり、文化、芸術、主観性、創造性といった概念に関係づけられる。

1.1.2 構造計画と構造設計工学

広義の構造設計には構造計画と構造設計工学という一对の基幹柱が存在し、これらは上記の定義に関連して下記のような目的（機能と役割）をもつものとして定義される。

(1) 構造計画と構造設計工学の目的

構造設計工学は $\alpha \cdot S_0$ を主な対象領域とし、社会資産として安全な構造物を提供すると共に、基礎的な構造工学の研究成果を背景にしてより合理的な工学的設計体系として一般化され、新たに工学的付加価値を提供することにより、広く文明の発展に寄与することを目的とする。一方、構造計画は安全性において $\alpha \cdot S_0$ と深く係りつつ、 $\beta \cdot S_0$ を重要な対象領域とし、構造設計工学の提供する工学的知見を背景にしてより総合的な工

学的作品として創造され、新たに建築学的付加価値を提供することにより、文化の創造と発展に寄与することを目的とする。

以上、構造設計の両輪としての構造計画と構造設計工学の目的について簡潔に定義を与えた。次にこの定義を補足する議論として、構造計画と構造設計工学の間に成立する弁証法的関係について若干の考察を加えると共に、本論文の趣旨について簡単に述べる。

(2) 構造計画と構造設計工学の弁証法的関係

建築の構造設計を支える2つの基本的な柱として、独創的・主観的な構造計画と普遍的・客観的な構造設計工学が表裏一体に存在し、現代建築の構造設計において究極に目標とするところは両者の弁証法的統合であると考えられる。これは構造における形而上的・哲学的世界と物質的・科学的世界の間の弁証法的関係を究明する作業ともいえる。優れた構造計画の立案には建築に対する深い理解力と構想力、それと構造に対する幅広い工学的知識と深い洞察力を前提条件とすることは論を待たない。そして、そのような構造計画の提示する特異な構造的テーマが普遍性をもった新しい工学的研究テーマへと発展する可能性を有している場合には、優れた工学的着想のもとに構造設計工学における新しい研究の動機と素材を提供することになる。このように構造計画と構造設計工学の間には、優れて弁証法的な関係が成立する。本論文における構造設計の創造的手法と工学的手法に関する研究は、未完成ながらこのような基本的認識に基づいて実用設計の立場から学際的な設計工学論としてまとめたものである。

(3) 工学的作品の構造設計

以上の議論に基づいて遂行される現実の構造設計を、ここに「工学的作品の構造設計」と定義する。一言でいえば、建築＝構造における創造的な詩の真実をどのようにして普遍的な構造の論理として構築するかを主題とするものであり、例えば、坪井善勝、松井源吾、木村俊彦等の偉大な構造家たちが取り組み切り開いてきた構造設計を指す。ただし、彼らの実績も示すように、現実の構造設計というものは総合的・学際的であると共に、本質的にある具体的な対象に対する工学的作品として結晶化される個別的・創造的なものであり、一般論で語れる領域の問題ではない。

そこで、本論文においては工学的作品の具体的な構造設計例を取り上げ、計画のプロセスおよび設計のプロセスなどを通して、特殊解としての構造設計から一般性のある普遍解を如何に導くかについて具体的に例示するものとする。即ち、具体的な事例を通して、構造設計における構造計画と構造設計工学との関係を明らかにし、実用設計の立場から適用した幾つかの主要な構造設計の創造的手法と工学的手法について具体的に論ずるものとする。そして、工学的作品の構造設計においては、作品としての建築学的付加価値だけではなく、普遍的な構造設計工学の役割は極めて重要であり、それを通して高い目標安全水準と工学的付加価値をもつ合理的な構造設計が可能であることを本論文において具体的に示すものとする。

1.1.3 狭義の構造設計

ここでは、議論を単純化するために公理3を捨象し、公理1および公理2に限定して通常言われる処の構造設計に相当する「狭義の構造設計」について定義を与える。

(1) 狭義の構造設計

公理1および公理2から、構造設計とは「構造物の実在圏 S_0 は、自然界において実際に起こりうる物理状態 S_0 にある安全率 α を掛けたものを内包し、かつ実際に適用しうる工費 S_0 に内包されなければならない。構造設計とはこれらの関係を満たす最適な実在圏 S_0 を求めることである。」と定義される。数学的に記述すれば、構造設計とは「 $\alpha \cdot S_0 \subseteq S_0 \subseteq S_0$ なる関係式を満足する最適解 S_0 を求めることである。」と定義される。

この場合、構造設計工学と構造計画の目的は次のように定義される。構造設計工学は $\alpha \cdot S_0$ を主な対象領域とし、社会資産として安全な構造物を提供すると共に、基礎的な構造工学の研究成果を背景にしてより合理的な工学的設計体系として一般化され、新たに工学的付加価値を提供することにより、広く文明の発展に寄与することを目的とする。一方、構造計画は安全性において $\alpha \cdot S_0$ と深く係りつつ、構造設計工学の提供する工学的知見を背景にして、経済合理性に基づく構造物を社会に提供することを目的とする。

以上より、構造設計は工学の問題（科学的法則と経済・社会規範の問題）として明快に規定されることになる。その結果、構造設計の最終目標は「 $\alpha \cdot S_0 \subseteq S_0 \subseteq S_0$ なる関係式を満足する最適解 S_0 を求める」ための、例えば総費用最小化手法等による最適化問題に帰着される。

(2) 工学的作品と工学的産物

広義の構造設計が工学的作品を設計対象としているのに対して、狭義の構造設計は工学的建造物を設計対象としている。経済性とのバランスを前提にして構造設計の質（クオリティ）を、前者が安全性並びに作品性の両面で考えているのに対して、後者は安全性に限定して考えているとも言える。両者の差異はひとえに公理3を捨象することから派生した構造計画に対する定義の差異に由来するものである。この差異は建築あるいは構造計画に対する構造設計者の資質、あるいは基本的認識（価値観）の差異を意味する。

なお、ここに議論したように構造設計工学の定義は両者において全く不変であり、従って構造設計工学は構造設計において最も根幹的機能を担うものと位置づけられる。

(3) 構造設計と構造解析

これまでの議論が示すように、構造設計とは極めて統合的・目的的なものである。これに対して、構造解析（計算）とは構造設計における重要な一機能として分析的・検証手段的な役割分担を果たすものと定義され、ある前提の下に有意義な検証手段となりうる。安全性を目標とする構造設計において構造解析が意味をなしうるための前提を以下に示す。

前提1 的確な構造計画と初期設定

一般的に、構造設計の質（安全性）は大部分において構造計画あるいは基本設計の段

階で決まる。つまり、合理的な骨組の構成と配置および構成部材の形状寸法等の適切な仮定を設定する段階である。この初期設定の段階において力学的に不合理な骨組や不適切な仮定断面を与える限り、その後いくら構造解析を繰り返したところで構造設計の質（安全性）を期待することはできない。対照的に、工学的判断に基づいた的確な初期設定がなされている場合には、その後の構造解析による反復シミュレーションは確実に構造設計の質（安全性）を高めることができる。

前提2 的確な解析モデルの設定

一般的に、構造解析の質（信頼性）は大部分において構造物のモデル化の段階で決まる。構造解析はすべて複雑な実体を単純化し、理想化した解析モデルに基づいて行われる。また、モデル化に対して適切と思われる解析手法を選定することも一種のモデル化を意味する。

現実の骨組を構成する部材は、抽象的な点・線・面とは異なり3次元的具体性を有し、固有の材料特性と力学特性を有する。特に、より複雑な要素である接合部、境界（支持）部分には、ディテールの実体を相当に理想化した力学モデルを仮定せざるを得ない。この場合、複雑な実体と解析モデルとの誤差（精度）はモデル化によって大きく左右される。さらに言えば、設計モデルは荷重、荷重効果（荷重による応答量）および抵抗（限界耐力・変形）モデルからなり、本来的にすべて確率モデルとしての不確定性を有しているから、もともと単純な決定論で解決のつく問題ではない。

構造設計において構造解析が意味をなしうる場合は、単純化した解析モデルおよび解析手法が（実用設計の目的の範囲内で）工学的・力学的に適切であること、その評価と判断が的確になされていることを前提としている。

以上の前提はいずれも設計者の豊かな実務経験と的確な判断能力に帰着する問題である。即ち、優れた構造設計は、設計者が上記に示した前提の意味を熟知し、かつ設計工学的に正しく遂行した場合に達成される。

（4）構造設計と数理的的手法

構造設計における数理的的手法¹⁾には、性能評価解析としての構造解析（数値挙動解析）と性能指定解析としての逆解析的設計や形態解析などがある。前者は汎用ソフトも整備されてほぼ実用レベルに達しているが、後者は未だ研究レベルにあり実用に供される段階にはほとんど至っていない。狭義の構造設計に限っても、構造物を設計する際の構造目標は無数にある。力学目標に限定すれば性能指定設計は構造解析の逆問題として定式化され、逆解析的設計や形態解析などの数理的的手法は実用的に利用可能なツールとなりうる。また、前述した総費用最小化手法は、信頼性理論に基づいて目標信頼性指標に関する諸要因をある程度定量化することが可能であり、安全性と経済性のバランスを論理的に定式化するものである。信頼性設計法と共にこの数理的的手法の実用化に関する研究は設計工学における重要な課題である。このように定量化が可能な問題であれば、数理的的手法を導入し主観の入らない客観的な評価を行うことは工学的に極めて重要である。

しかし、数理的手法はあくまでも手段としての道具であり、構造設計における安全率の決定、重要度の判定、設計コンセプトや仮説の形成にはどうしても設計者の工学的判断が必要であり、現時点では数理的手法と工学的判断を適材適所に使い分けるべきである。和泉¹⁾によると構造設計者の工学的判断や創造性も考察され整理された経験から得られること、数理的手法のかなりの部分が考察され整理された経験から得られた原理や法則に依存していることを考えると、両者の間に矛盾は存在しないとしている。計算機環境の急速な進歩を考えれば、近い将来において性能指定解析などの数理的手法を部分的に取り入れながら、構造設計は一段と高度な段階へと発展していくことが期待される。

1.2 構造計画法

1.2.1 工学的作品と構造計画

建築構造物の実際設計において、設計に先行してなされる構造計画は最も本質的で重要な事項であり、構造設計の基本的枠組をなすものである。その重要性から構造計画は、例えば材料や構造形式別にあるいは耐震・耐風計画など各論的に分類・整理され、安全性と合理性の議論を中心にして、これまでも狭義の構造計画法としてある程度体系化された計画手法として論じられている。しかし、そのような既往の成果を分類・整理した構造計画論の多くは類型化のために形骸化しており、構造計画における現実のダイナミズムに対応していないことが多く、真に有意義な構造計画論の難しさを語っている。特に、工学的作品を対象とする広義の構造設計においては、既に述べたように総合的・学際的であると同時に個別的・創造的であり、その構造計画を体系化した普遍的な計画手法として一般論的に論ずることは極めて難しい。

そのような普遍的な構造計画手法の構築は筆者の永遠のテーマでありライフワークであるが、現状ではとても筆者の力の及ぶところではない。ここではエドワード・トロハ著「現代の構造設計」²¹の序文を参考として引用する。「各々の材料は種類に応じて異なった個性をもっており、各々の形態は別個の応力のパターンを生じる。最も適切で自然に生まれてくる問題の解決方法、即ち、それを創造せしめた根本の要求と調和したものは、非常に感動的に人々に語りかけるものであり、一方では技術家と芸術家の要望を同時に満たしているものである。構造物全体の誕生は、創造的な過程の結論であり、技術と芸術、発想力と研究、空想力と感受性との調和である。それは合理性の範囲を越えて空想の神秘の領域にまで達する。どんな計算を始めるよりも以前に、そしてどんな計算よりも重要なところに着想がある。その着想は材料を抵抗力のある一つの形にかたどり、機能を達成せしめるに足るものでなければならない。・・・」

トロハはコンクリートシェルによる工学的作品を数多く創造した、空間構造の偉大な研究者であり実務家でもあるだけに創造的な構造計画の核心を的確に示唆している。近代以前においては建築を取り巻く社会構造は極めて単純であり、建築家は全能の創造者として芸術家であり技術者でもあった。近代になると状況は一変し建築界のあらゆる分野で専門分化が進行して、高度に組織化した現代では建築家と構造技術者は職能として完全に分業化されるに至る。その結果、本来統合されるべき建築と構造の分離は建築界における日常的現象となる。一方、構造界においても専門分化は極度に進展し、実務家と研究者の分離、研究者自身の専門分化、実務家自身の専門分化へと際限なく細分化を続けている。その結果、本来統合されるべき構造工学と構造設計の分離は構造界における日常的現象となる。それぞれの分野が専門分化により高度化していくことは大切なことであるが、それと同時にそれぞれの相互理解と価値観の共有による共同作業を通して、再び全体を統合することも一層重要なことである。この総合化の要になるものが、工学

的作品を対象とする創造的な構造計画（構造計画法）であると考えられる。

1.2.2 建築における構造計画

構造計画とはこれから設計をしようとする建築および構造に共通する総合的な目標とコンセプトを明確に意識し、次に構造に自律する構造目標と構造コンセプトを明確に設定して、設計作業に先行してそれらを実現するための方法と手段を着想し考案することである。

建築における構造の第一義的な目的は一般的に以下のように整理することができる。即ち、人が安心して休息や活動のできるような場と空間を構成し、建築機能（有用性、快適性などの空間性能）と共に構造機能（安全性、耐久性などの構造性能）を満たすこと、経済の条件と限界に従うこと、建設現場と建設方法を考慮すること、造形的・美的な要素を考慮すること、などである。このような複雑多様な目的から、構造計画によって解決されねばならない問題が明確になってくる。

構造計画はこれらの構造の目的を念頭におき、先ず総合的な共通目標やコンセプトとの関係を建築家との対話を通して明確に意識し、お互いに合意することからスタートする。時代を力強く表現し、社会的意義をもつ新しい建築環境の創造を試みる有能な建築家は、鋭い感性で建築のあるべき姿をイメージし、明確な建築概念を構想する能力がある。この対話の段階で重要なことは、先ず建築家と価値観を共有すべく努力し、建築概念の本質を洞察することである。洞察の結果に確信が得られたら、次にその建築概念を構造に自律する問題として翻訳し直し、さらに増幅し相乗効果をもたらすような基本的な構造概念について構想を巡らし、確信のもてる計画案を着想する。この構造計画の着想段階は、工学や技術より以上に自然、歴史、芸術など建築を巡る幅広い教養や知識（あるいは常識や知恵）などを背景にして先ず基本的な構造概念を構想し、ついで確信のもてる案とするために、工学や技術の専門的な知識を背景にして着想の可能性について大局的な見通しを立てるという二段階を経る。

構造計画の第一の段階、即ち着想の起源的段階については、既に述べたように主観的、創造的な問題であり一般論的に論ずることは極めて難しい。基本的には内的経験つまり直観がその動機をなすものであり、単なる演繹的論理の結果ではないからである。この問題については、芸術と技術、創造と記憶の境界領域の問題として、着想の素材とする自然、歴史、芸術などのコンテクストに関連した議論を次項において補足的に与えるものとする。

一方、工学や技術的知識を背景にして可能性について大局的な見通しを立てるという第二の段階については、（具体的な解決方法は現実には無限にあるが）主に構造設計工学や生産技術の問題であり狭義の構造計画手法としてある程度は一般論的なアプローチが可能である。構造性能の確保、経済条件の順守および建設方法の考慮が主な構造目標であり、先ず目標を達成するために有意と思われる既往の情報とデータを収集する。前

例のない新しい構造を着想した場合には、特殊な解析手法、素材の使用法、工法などについての調査や研究が必要になる可能性も生じる。そして、これらの情報の整理と分析を通して設計と建設の全プロセスにおいて発生する諸問題について予測を立て、着想した計画案の実現可能性について大きな見通しをつける。具体的な作業として仮説的な構造のモデル化と解析的シミュレーション、構造コストの概算、構造模型によるディテールや工法などについてラフな可能性のスタディを行う。以上のプロセスを経て着想は現実性を帯びた確信のもてる案として成長する。ただし、これらの（工学的）手法は着想を構造物の実現へと運んでゆくための有効な手段であり、あくまでも着想した構造物の物理的プロポジションやディテールを決定するのに使用される道具に過ぎないことを銘記すべきである。

このような着想の展開プロセスを経て、目標とする建築空間の質と量に応じた最適な材料、構造形式、工法などを具体的に考案して、建築と構造を統合する合理的な解決方法として建築家に提案する。両者のフィードバックを通して、詩的な建築のイメージと理性的な構造システムとの緊張を伴った均衡が成立したときに両者の合意に到達する。この合意は信頼関係と相互理解に基づく共同作業から生まれるもので、トロハの言う技術家と芸術家の要望を同時に満たす解決方法が見い出せたときであり、計画段階で最も緊張感のある局面である。現代のように高度に専門分化した社会においては、こうした高次元の知的共同作業は建築と構造の融合した工学的な作品の創造には必要不可欠であり、将来において一層重要性を増すものと考えられる。その重要性を考慮してこれまで筆者らは現代における建築家と構造家の共同作業論³⁾を論じてきたが、その在り方には一般性は見い出せないものの、創造的プロセスの原則として個別性を通した何らかの普遍性を目指したものであるべきである。

1.2.3 構造計画と着想

構造計画の着想の起源や素材となる、芸術、歴史、自然などのコンテキストに関する補足的考察を以下に与える。

(1) 構造計画と芸術

構造における芸術的感覚は一般的にはいわく言い難いものであり、着想や解決の方法が美意識においてエレガントにフィットし琴線に触れるものがある、というような曖昧な表現で語る以外に方法はない。その多くは暗黙知としての美意識や直観に支えられていることは確かである。しかし、一方において、その美意識や直観は構造家としての経験や知識が触媒となって内的経験として形成されたものにほかならないことも事実である。

構造の着想において重要なことは、芸術そのものではなく芸術全般に共通する技術と芸術の境界線上の弁証法である。芸術の与える感動を生み出すためには、徹底的に技術を使うことにより技術そのものが芸術に転化する臨界線を見極めることである。構造美

において合理は不可欠であるが、合理だけでは感動を生み出すことはできない。構造美について、坪井善勝は「美は合理の近傍にある」と簡潔にその本質を語っている。丹下健三との協働による国立屋内総合競技場の半剛性吊り屋根構造の着想はその代表的な例である。力学的合理性を優先して、もしも吊り鉄骨ではなく一般的なカテナリー状の吊りケーブルが採用されたならば、決してあのダイナミックで先鋭な曲面をもつ特異な空間造形は実現されてはいない。丹下と坪井の非凡な協働によって、技術としての構造が芸術としての建築表現の制約を解放し、技術と芸術の相補的緊張関係のもとに建築として統合された真の構造美を創造している。

空間の緊張感はもともと力学と形、美学と芸術の二つの枠組に支えられている。遺伝子レベルあるいは感覚レベルで人は空間の緊張感を無意識のうちに重力との関係でとらえている。技術や構造の歴史は重力からの解放の歴史そのものであり、現代人の感性は緊張感、躍動感、流動感、軽快感、透明感、浮遊感などで形容される、より自由で解放された人間的な空間を求めている。構造における芸術的感性は、そのような時代の感性を感じ取り、時代精神を表現するような構造の着想を可能にする無限の原動力でもある。

(2) 構造計画と歴史

相対的で幅広い視野をもつ歴史は、学術、技術、芸術を問わず創造の成果を正当に評価することのできる唯一の客観的存在である。数十年～数千年というときの試練を耐え抜いた成果が、真に価値あるものとして歴史的に評価され記録として保存される。建築の構造においても、古代から現代に至るまで建設される時代と場所に対応した形で、材料の特性に応じた使用法や構造方式、建設方法が様々に考案され、貴重な財産として蓄積されてきた。なかでも歴史的評価によって有意な構造と認められたものは（古典的）プロトタイプとして整理され、普遍的な価値をもつ成果として多くの有益な情報と知識を提供してくれる。多くの英知が累積した結果として、歴史は一つの真理として構造の解決方法には実に多種多様な方法が存在することを示唆している。

構造の着想において重要なことは、歴史そのものではなくメタファーとしての歴史である。つまり、単なる過去の歴史の模倣ではなく、歴史の創造プロセスを学ぶことにより、本質となる原理と思想を遺産として継承することである。このような歴史のメタファーは、物（作品）や人（作家）あるいは物と人を結ぶ創造プロセスの全体として、個々人の記憶のなかに着想の起源として留められる。筆者にとっては、例えば、三次元の懸垂模型実験で有名なアントニオ・ガウディ（ゴシック建築の調査と研究を経て、双曲放物面などの幾何学的形態に潜む構造の原理に関心をもち、形態抵抗型の近代的な空間構造の起源を築く）の構造は一つの代表的な例である。一般的に言って、余程の天才か新しい材料の出現でもない限り、まったく新しい構造の創造などあり得ない。構造の問題はそれほど独創的ではあり得ないし、どこか類似した過去の先例をメタファーとして記憶のなかに留めているものである。創造と記憶の境界線上に位置し、適切な想像力により歴史は構造の着想にとって無限の宝庫となりうる。

(3) 構造計画と自然

自然を眺める観察者にとって、一般的に自然自体の構造は際限なく複雑多様であり、不規則性や不定形性など美的にみても曖昧なものである。しかし、一方では巧妙な仕組みのなかにも、単純な調和や包括的な秩序、パターンの美しさをもつものもある。このように自然には構造の秩序や美に関連して対照的な二つの側面がある。自然は一つの真理として、自然の美には曖昧で複雑な美と明快で単純な美が同時に存在することを教示しており、構造の美にも同様の可能性が存在しうることを示唆している。

構造の着想において重要なことは、自然そのものではなくメタファー（隠喩）としての自然である。つまり、自然そのものの模倣ではなく、注意深い観察を通して自然から原理を学習し、メタファーとして新たに人工的な第2の自然を創造することである。ここに、メタファーの代表例として透明で軽快な美しさをもつトンボの羽根（図1.2.1）を取り上げてみる。不定形でエフェメラルながら構造的には片持ちプレートとして働き、力の流れに応じてリブにより補強されていることが観察により理解される。こうしたメタファーは筆者の研究テーマである微細な構築による軽量で高性能な構造（図1.2.2）の着想においても極めて有効である。適切な想像力と結びつくことによって、自然は構造の着想にとって無限の宝庫となりうる。

生きた自然界の構造体とある種の人工的な構造体には共通の構造原理と形をもつ。構造として有意味な形、無意味な形など、形の可能性は無限にある。構造体の形と材料（重量と材質）は力を伝達する性能と密接な関係にある。構造体はある荷重に抵抗するが、それと同時に荷重を変形によって吸収するか、あるいは荷重に耐えるだけの必要なだけの材料を使用する。その材料を最小限にできたとき構造体は最適な形をもっている。軽量で高性能な構造体を研究することによって、自然界の形と構造の原理を正確に理解することができるようになる。生命体の形や構造が形成されるプロセスと軽量空間構造の形成プロセスの研究は可逆的な関係にあり、自然と構造技術に共通する構造原理の発見を目指している。



図1.2.1 トンボの羽根³⁾

(4) その他のコンテキスト

建設地の立地条件の多面的な把握を通して、その土地固有の構造を考案し着想することができる。広域的な地理学、地形学的な特性、風土や気候の特性、風や地震の地域特性、調達可能な材料と労働力、産業や生産技術の水準、周辺環境の状況、敷地の形状や地盤特性など様々な具体的な条件が、新しい構造的な着想の有効な素材となりうる。これらは制約条件であると同時に、合理的な解決方法を着想するためのヒントを提供する場合もある。例えば、敷地が極端に狭く密集した市街地である場合、その制約条件を逆手にとって特殊な構造方式と組立工法を考案するなどである。

また、建築界という閉じた専門領域だけではなく、異分野・他業種との積極的な連携を通して、新しい建築の構造を考案することもできる。土木や機械、造船、航空機などの構造や工法の技術は、適切な建築への翻訳作業を前提にして、ある種の建築構造の着想と実現において有効な素材となりうる。例えば、精巧な機械加工をした部品を特殊な接合部に応用して新しい空間構造を実現するとか、造船技術を応用して鉄板の溶接組立工法により広大な床や屋根を実現するなどである。

このように構造の着想の素材となるものは他にもいくらかでも存在し、常に思考の回路を開いて柔軟な姿勢で好奇心と探求心をもって臨めば、新しい構造の発想は自由自在になりうるものと考えられる。また、ひとつの構造においても着想の素材は数多く存在し、幾つかの有効なコンテキストが複合し総合化されることによって、創造的な構造計画には構造の新しい地平を切り開く無限の可能性が存在している。

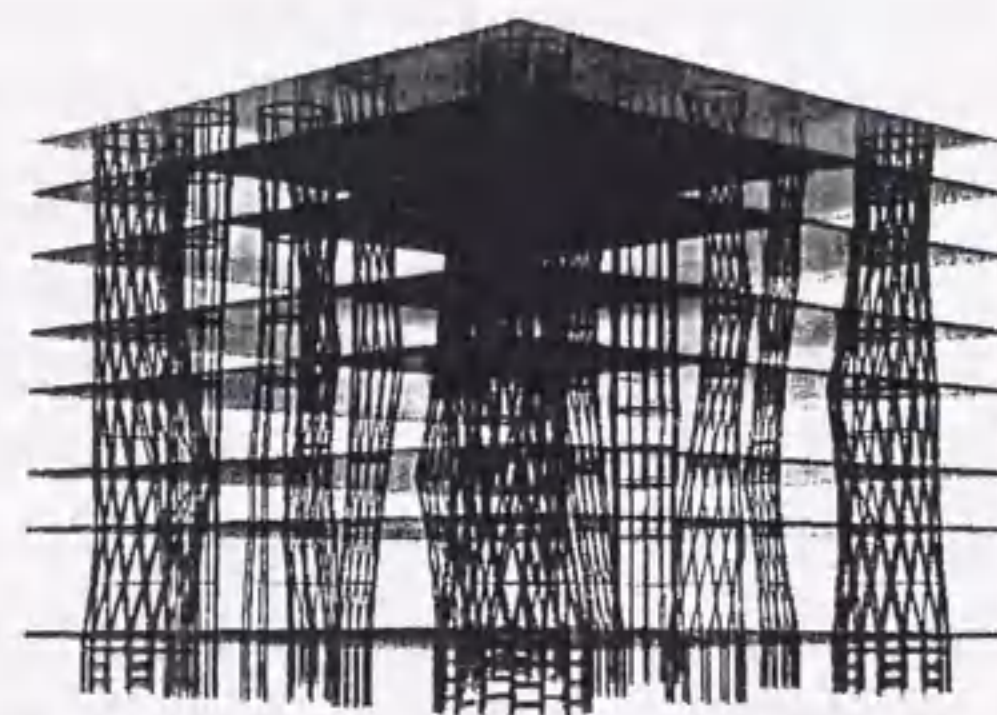


図1.2.2 せんだいメディアテーク構造³⁾

1.3 構造設計法

建築構造物の実用設計において、設計思想の基本的枠組をなす基準的な設計体系は最も重要な事項である。如何なる構造工学の研究成果も、最終的にこの基本的枠組に組み入れられ、実用設計に有効に反映される処に社会性を伴った工学的価値が認められる。最も理想的な設計体系とは、統一的な設計思想に基づいて有意義な多くの工学的研究成果を吸収することの可能な、柔軟で調和のとれた合理的な設計体系を言う。

現時点で考えられる建築構造物の一般的な設計法としては、許容応力度設計法、終局強度設計法、限界状態設計法（荷重耐力係数方式限界状態設計法）などがある。これらの設計法の基本的な考え方や設計思想について実用設計の立場から考察を加え、一般的構造設計において適用する設計法の相対的位置づけを明確にする。

1.3.1 許容応力度設計法

構造設計の安全率が、材料強度から許容応力度を定める低減係数として陰の形で反映された、材料レベルの応力度に立脚した古典的設計方法で、構造物の各部材に生じる応力度のレベルを許容応力度以下に制限することによって構造物の安全性あるいは使用性を確保しようとする考え方である。一般に構造解析には弾性解析が用いられる。

この設計法は、部材の応力度が降伏強度に達した後の構造物の挙動性状を直接に把握できないこと、部材の靱性的な降伏と脆性的な破壊の違いを直接に識別できないこと、構造物の破壊に対する安全率が直接に把握できないこと、異なる不確定性をもつ荷重の組合わせに対して対応ができないこと、などの欠陥があり現時点では合理性と柔軟性に欠ける旧式の設計法と言える。

わが国では1950年に建築基準法が制定され、建築構造物の設計法として長期・短期許容応力度設計法の採用が定められている。そして現行の建築基準法も原則的にはこの許容応力度設計法体系に基づくものであり、1981年に新耐震設計法として耐震規定関連が大幅に改正され、新たに終局強度設計法による保有耐力の検定などが追加されるなどして、複雑な入れ子構造の形態をとりながら、上記の許容応力度設計法の欠陥を補足する形で部分修正が積み重ねられ現在に至っている。複雑で明快ながらも、ある意味ではそれなりに構造性能を設定した不確定性を考慮した設計法体系になっている。

1.3.2 終局強度設計法

構造物の安全性の検証が、部材の終局強度を対象にして構造物がどれだけの外力に耐えられるか、極限状態における構造物の保有耐力（終局耐力）を直接求めることによって行われるもので、部材レベルの終局強度に立脚した設計法である。

構造物の部材に次々に降伏ヒンジが生じて、構造物の全体または一部が崩壊することによって構造物の安定が失われる極限状態（崩壊機構の形成）の耐力が、設計用外力を

下回らないように制御すると共に、降伏ヒンジに大きな塑性変形能力を（脆性的な破壊モードに対しては、その部材の最大応力に対して余裕のある強度を）確保するという考え方である。構造解析には弾塑性解析（一般に荷重増分法による弾塑性解析）が用いられる。

この設計法は、構造物の安全性を対象としており使用性には対応していないこと、不確定性を考慮した上限の外力としての設計用外力（特に大地震時の地震荷重）の設定が理論的に難しいこと、異なる不確定性をもつ荷重の組合わせに対して対応できないこと、などの難点もあるが現時点では他の設計法体系に組み入れられて利用される有力な設計法である。

1.3.3 限界状態設計法（荷重・耐力係数方式限界状態設計法）

構造物あるいは構造要素が設計で目標とする構造性能に適合しない状態を限界状態と定義する。一般的に構造物の安全性と使用性についての2つの限界状態（終局限界状態、使用限界状態）を設定し、それぞれの限界状態における荷重および構造耐力の発生確率を信頼性理論に基づき評価して、破壊が生じる確率を制御するという設計法である。

一般的には、荷重・耐力係数方式限界状態設計法が用いられる。この設計手法は、統計的資料や実験資料に基づいて各荷重および構造要素の耐力の確率モデルと統計量が設定され、荷重および構造要素の耐力の変動・不規則性を荷重係数および耐力係数に組み入れて、それらの係数を信頼性指標値によって調整することができるという設計思想に基づくものである。ここに、荷重・耐力係数方式限界状態設計法の基本的な設計式¹⁾を以下に簡単に示す。

構造要素の耐力および荷重効果（荷重による応答量）を表す確率変数をそれぞれRおよびSとして、限界状態関数が(1.3.1)式で表されるモデルを考える。

$$G(R, S) = R - S \quad (1.3.1)$$

(1.3.1)式が安全性に対する限界状態関数を表す場合には、 $G(R, S) > 0$ 、 $G(R, S) = 0$ および $G(R, S) < 0$ は、それぞれ、安全状態、限界状態、および非安全状態（破壊）を意味する。

設計条件を $G(R, S) \geq 0$ とすると、信頼性指標値を用いて、信頼性理論に基づく「荷重・耐力係数方式」の設計式の一般表現が次式のように得られる。

$$\phi \cdot R_n \geq \sum_X C_X \cdot \gamma_{wX} \cdot W_{Xn} \quad (1.3.2)$$

$$\phi = 1 / \sqrt{1 + V_R^2} \cdot \exp(-\alpha_R \cdot \beta_T \cdot \sigma_{\ln R}) \cdot \bar{R} / R_n \quad (1.3.3)$$

$$\gamma = 1 / \sqrt{1 + V_W^2} \cdot \exp(\alpha_W \cdot \beta_T \cdot \sigma_{\ln W}) \cdot \bar{W} / W_n \quad (1.3.4)$$

ここに、 β_T は、設計において目標とする信頼性指標値である。Vは変動係数、 R_n および W_n は構造要素の耐力および荷重の公称値、 \bar{X} および σ_X は、確率変数Xの平均値および標準偏差を、 α は分離関数をそれぞれ表す。なお、(1.3.2)式中のCは、荷重Wを荷重効果Sに変換する係数である。また、添字記号Xは、 $X = D, L, S, W, E$ として、固定、

積載、雪、風、地震荷重に関する諸量を表し、 Σ は荷重の組合せを表す。

この設計式が示すように、各限界状態における荷重と耐力の限界を定量的に明確にし、構造物あるいは構造要素の限界耐力に対して均一の安全率を与えるように均衡のとれた信頼度レベルを設定・調整することができる点が最大の特長である。一般に構造解析には、終局限界状態では骨組形式や各構造区分に応じて弾塑性解析および弾性解析が使い分けて用いられ、使用限界状態では弾性解析が用いられる。

この設計法は構造信頼性理論と統計確率論的手法を組み入れた設計体系で、構造設計法として合理性と柔軟性を共に備えており、現時点では最も明快で進歩的な考え方の設計法である。合理性、透明性、調和性、説明性の4つの基本的概念から成り、それらの体系的・論理的構築を目指したものである。将来の性能評価型の設計法に定量的にリンクすることが可能であり、現行の許容応力度設計法体系に代わる設計体系として有力な設計法である。ただし、荷重係数および耐力係数の定量的な設定は、必ずしも実用設計に充分応用できる状態には至っていないように思われる。今後の課題は、実用設計に充分利用できるような設計データとして、研究と実用の両面から早急にこれらの係数（特に荷重係数）を定量的に明らかにすることである。

以上、許容応力度設計法、終局強度設計法、限界状態設計法（荷重・耐力係数方式限界状態設計法）の3つの主要な設計法について、それぞれの設計思想や基本的な考え方および長所と短所などを比較検討した。これらの検討から、現時点ではどの設計法も実用設計の立場から十分なものはないことが理解される。基準体系の国際化に対応して、近い将来に建築基準法が仕様規定型から性能規定型に改正される予定である。上記の設計法のうちどれを採用するかは基本的に設計者の自由であり、設計目標に合わせて適当な設計法を選択することになるであろうが、いずれは合理的な信頼性設計法（限界状態設計法等）に順次移行することが期待される。

1.4 論文の概要

一般的に前例のない未知の構造方式に対しては、予めお手本となるものはもともと存在しない。結局、構造設計の原点に立ってひとつひとつ確実な論理を構築していく以外に方法はない。その論理的基盤を確認するという観点から、本章において構造設計の原点である構造設計のフィロソフィについて論じ、構造計画と構造設計工学を統合する総合的な設計手法として、創造的な工学的作品における構造計画法および構造設計法に関する基本的な考察を与えた。本論文は、ここに考察した基本的な設計思想に基づいて展開された、具体的な構造設計の創造的手法と工学的手法を論じたものであり、以下にその概要を示す。

第2章において、工学的作品の具体的な構造設計例として「せんだいメディアテーク」を取り上げ、構造設計の概要を述べると共に構造計画における創造的な着想のプロセスについて詳細に論じ具体的な構造計画手法として示す。

また、構造コンセプトの着想と展開から得られた「最下層に層降伏する骨組を有する縦型ラチス柱」という新しいタイプの空間骨組構造について、上部ラチス柱の座屈特性の解明、B1階骨組の弾塑性復元力特性の解明、大地震時における主体構造の弾塑性応答特性の解明などを設計工学における重要な研究課題として位置づけ、それらの工学的手法を学際的にとりまとめることを論文の主要目標に設定する。以下に第3章以降の論文の概要を簡単に示す。

第3章において、工学的課題の検証（1）として上部主体構造である筒状の縦型ラチス柱の合理的な座屈耐力の推定法を提示し、座屈解析（線形座屈解析および弾塑性座屈解析）による縦型ラチス柱の座屈特性の解明と工学的設計手法について主に論ずる。

第4章において、工学的課題の検証（2）として下部主体構造であるB1階骨組の弾塑性解析による弾塑性復元力特性の解明と工学的評価手法について主に論ずる。

第5章において、工学的課題の検証（3）として第3～4章にて解明した主体構造の耐力・変形特性に基づいて、「最下層に層降伏する骨組を有する縦型ラチス柱」からなる主体構造の弾塑性応答解析による大地震時の弾塑性応答特性の解明と耐震性能の工学的評価手法について主に論ずる。

第6章において、以上から得られる知見を総合して本論文の総括を与える。

【参考文献】

- 1) 半谷裕彦、和泉正哲、佐々木睦朗、北田俊行、中村秀治：構造設計における数理的手法の将来性、第44回構造工学シンポジウムパネルディスカッション、1998年4月
- 2) エドワルド・トロハ：現代の構造設計、木村俊彦訳、彰国社、1960年
- 3) 佐々木睦朗：構造設計の詩法、住まいの図書出版局、1997年
- 4) 日本建築学会：鋼構造限界状態設計規準（案）・同解説、1990年

第2章 工学的作品の構造設計 / 「せんだいメディアテーク」の構造設計

前章において述べたように、現実の構造設計は総合的・学際的であると共に、本質的にある具体的な対象に対する工学的作品として結晶化される個別的・創造的なものであり、抽象的な一般論で語れる問題ではない。

そこで、本章においては工学的作品の具体的な構造設計例として海外にも広く紹介された図2.0.1に示す「せんだいメディアテーク」の構造設計を取り上げ、前章で一般的に述べた構造計画法および構造設計法を具体的事例によって示し、工学的作品が創造される総合的な構造設計のプロセスを明らかにする。特に、2.2節の構造計画の概要は本章の中核をなすものであり、構造コンセプトの着想のプロセスについて詳細に論じることによって、構造計画における設計者の着想のメカニズムを整理し記述したものである。（一般に着想のメカニズムは心的要素が強く、従って論文としての厳密さを欠くものの主観的な表現形式によって生のままの「出来事」として記述する。）また、構造コンセプトの着想と展開から得られた「最下層に層降伏する骨組を有する縦型ラチス柱」という新しい空間骨組構造の設計において必要不可欠な工学的課題を明らかにし、大局的な工学的判断により定性的な予測を与えている。

Huit portraits d'ingénieurs¹⁾

Mutsurō Sasaki

Réinventer les assemblages

Le monde de l'ingénierie japonaise demeure très méconnu à l'étranger. Deux univers y coexistent d'une façon très indépendante, celui des grands ouvrages d'art et des équipements infrastructurels face à celui du bâtiment, où de petites équipes d'ingénieurs consultants côtoient de vastes consortiums de construction. Mutsurō Sasaki a longtemps été associé à l'ingénieur des structures Toshihiko Kimura. Ce dernier a élaboré des systèmes constructifs pour des architectes comme Fumihiko Maki (Lyriques de Tôkyô, 1990) ou Arata Isozaki (musée des arts de Miho, 1990). Sasaki a depuis, imaginé des structures en son nom propre, dans laquelle les procédures d'assemblage réactualisent l'usage de l'acier.

Il a en outre imaginé pour Toyo Ito & Associates, un principe constructif - prenant la forme de paraboloïdes hyperboliques assemblés en barres d'acier préfabriquées - appliqué au projet de la Médithèque de Genève. Cette surface de révolution, élaborée en 1998 par l'ingénieur russe Vladimir Choukhov, s'est révélée très performante pour les tours d'émission radio comme celle de Choboukwa à Moscou en 1919-1922. Pour la Médithèque, l'invention réside en premier lieu, dans le manière dont Sasaki substitue un système porteur surfacique au traditionnel assemblage poteaux-poutres. Ces cônes porteurs, dont les diamètres atteignent plusieurs mètres ont la particularité d'intégrer les circulations verticales, de jouer le rôle de gaines de ventilation et de puits de lumière, éclairant ainsi le cœur du bâtiment. C'est parce que la structure légère n'est pas utilisée comme couverture mais comme « réseau porteur » que Sasaki transforme le modèle de construction. Ces treillis soudés, pourtant accusés d'importantes déformations, offrent une excellente résistance aux séismes. Évoquant l'image de la croissance organique de structures naturelles, les concepteurs donnent une nouvelle interprétation de la dialectique entre ossature et remplissage. Si l'on s'appuie sur les concepts d'ordre et méthode, évoqués par Cyrille Bismont, il apparaît que le dédoublement de ces réseaux confère au système structurel un statut ambigu où l'effet structurant se confond avec l'effet enveloppant.

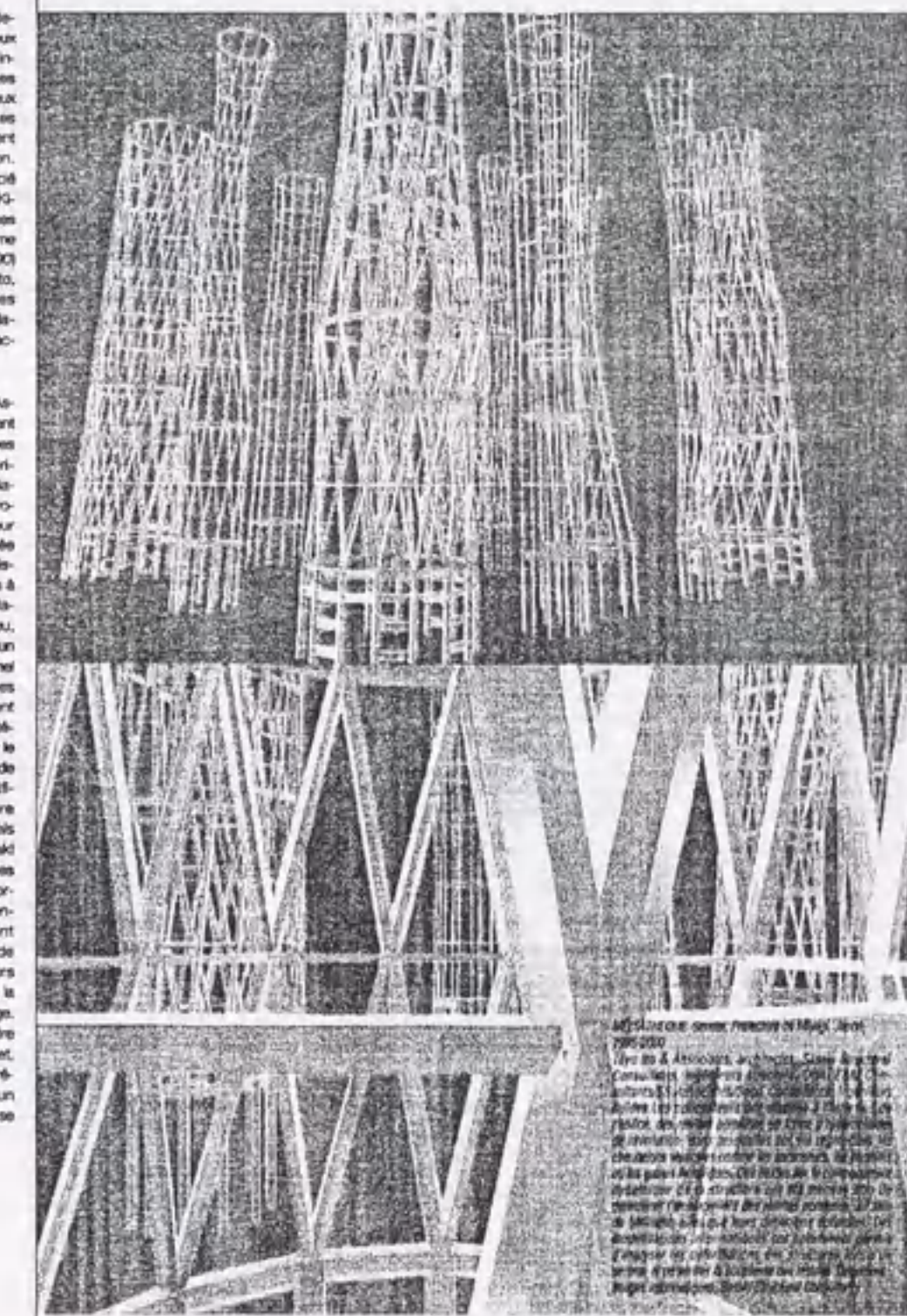


図2.0.1 せんだいメディアテーク

2.1 建築および構造概要

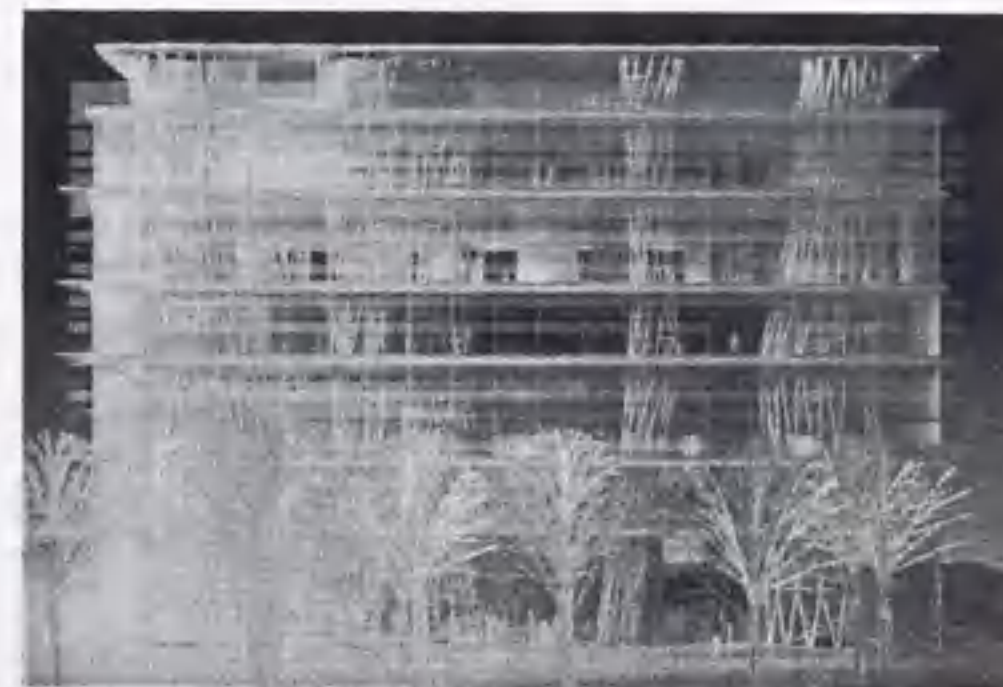
2.1.1 建築概要

仙台市のほぼ中心部に位置した、定禅寺通りの美しいケヤキ並木に面して建設が予定されている。本建物は美術館、図書館、メディアセンターといった複合用途をもつ施設で、建物の規模は地上7階・地下2階建てであり、軒高は約32m、各階の平面規模は約50m四方、延べ床面積は約21,500m²である。

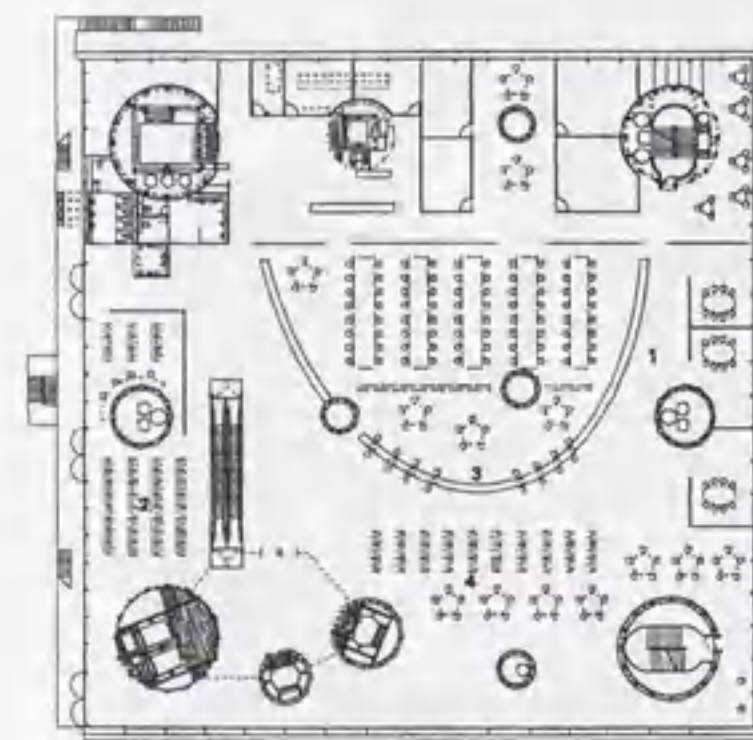
人間、自然、および電子的な流体を統合する場としての新しい建築型を提案したもので、メディアごとに異なるコミュニケーションの場を図式化した7枚のプレートと、これを組織化する13本のチューブ、および環境をコントロールする被膜としてのスキン、これらを建築・構造・設備全てにわたって統合した明快な建築構成に特徴がある。建築概要を図2.1.1に示す。

「建築概要」

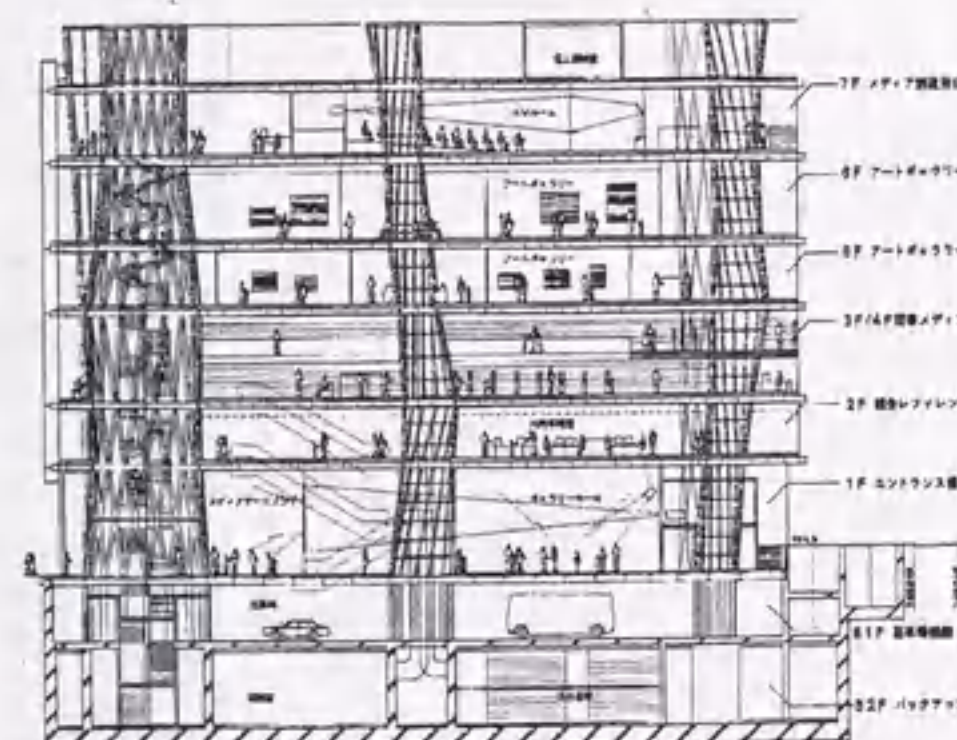
建設地：仙台市青葉区春日町2-1
 建築主：仙台市
 建築設計：伊東豊雄建築設計事務所
 構造設計：佐々木睦朗構造計画研究所
 設備設計：イーエス・アソシエイツ等
 主要用途：美術館、図書館、興業場等
 敷地面積：3,498m²
 建築面積：2,844m²
 延床面積：21,584m²
 建物規模：地下2階・地上7階・塔屋1階
 建物構造：鉄骨造・RC造/耐火建築物
 建物高さ：最高高さGL+34.916m



完成予想模型写真



2F平面図



断面図

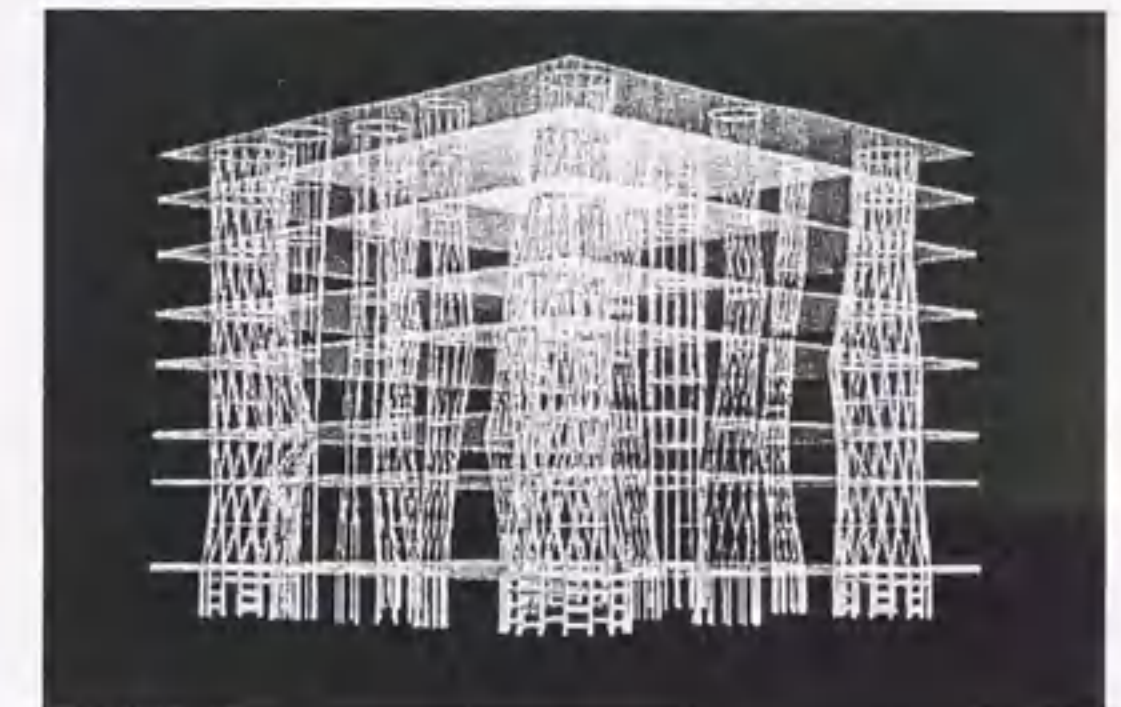
図2.1.1 建築概要

2.1.2 構造概要

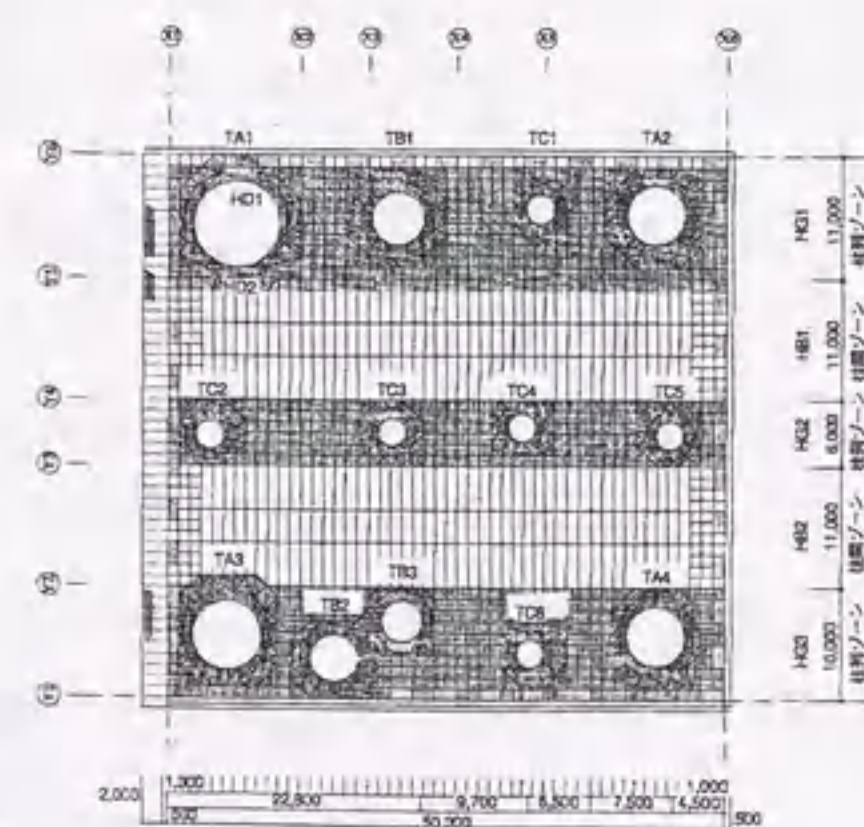
明快な建築的意図を最大限に反映する構造システムとして、また未来型多層建築の究極の構造モデルとして、建築を規定する7枚のプレートとそれを支える13本のチューブだけで構成された、ミニマルでピュアーな鉄骨ドミノ構造を提案する。この構造を実際に具現化するために、1) 細径の鋼管によるHP状のラチス柱で透明なチューブを構成し上部主体構造とすること、2) 地階骨組に地震エネルギー吸収機構を設けること、3) 鋼製サンドイッチ版で極限に薄いプレート構成することなど、具体的に3つの基本的構造コンセプトを立案することによって、この前例のない新しい構造方式を実現可能な構造方式としている。構造概要を図2.1.2に示す。

「構造概要」

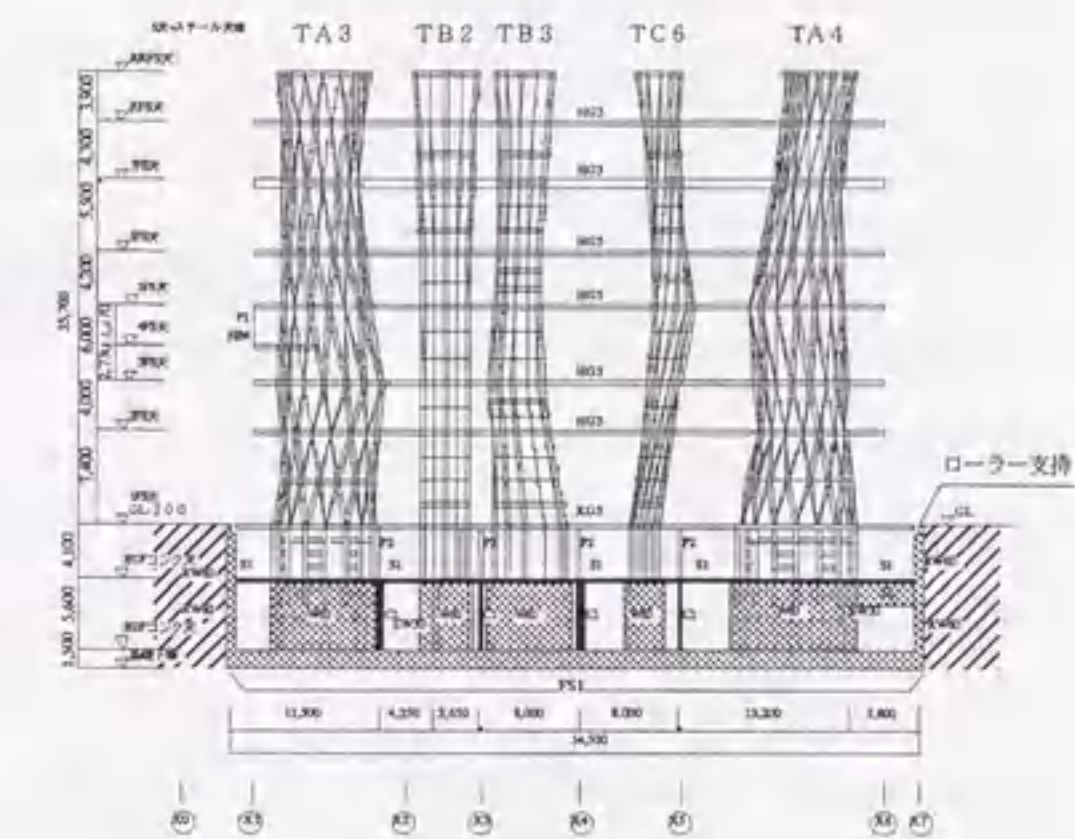
- ・構造規模
 - 階数：地下2階・地上7階・塔屋1階
 - 建物高さ：軒高 GL+31.261m
 - ：最高高さ GL+34.916m
 - ：基礎下端 GL-11.2m
- ・地業形式
 - 基礎形式：直接基礎
- ・構造形式
 - 1~7階：トラス構造
 - B1階：ラーメン構造
 - B2階：耐震壁付ラーメン構造
- ・構造種別
 - B1~7階：鉄骨造
 - B2階,基礎：鉄筋コンクリート造



構造方式



床伏図



軸組図

図2.1.2 構造概要

2.1.3 構造設計の経緯等

当該建物における構造設計の経緯等を簡単に以下に示す。

(1) 1995年3月、「せんだいメディアテーク」国際設計コンペティションにおいて最優秀案（設計／建築；伊東豊雄建築設計事務所、構造；佐々木睦朗構造計画研究所）に選ばれる。同コンペ提案時において先に述べた構造コンセプトの立案および構造基本計画を行い、部材断面と構造コストの概略的な試算を与え実現可能性を検討している。

(2) 1995年4月～1996年3月に基本設計を行う。ここに、コンペ提案時の構造をほとんど変更することなく基本設計を完了する。この間において、工学的研究課題の設定と予測事項を明確にしている。特に、上部ラチス柱の座屈特性の解明についてはラチスドームなど空間構造の弾塑性座屈解析に詳しい学術研究者との共同研究の必要性があると判断し、基本設計完了と共に豊橋技術科学大学・建設工学系の加藤史郎教授の指導のもとにラチス柱の座屈特性に関する基礎的研究²⁾を開始する。

(3) 1996年4月～1997年3月に実施設計（内1996年10月～12月に鋼構造評定および大臣認定受理）を行う。ここに、基本設計時の構造をほとんど変更することなく実施設計を完了する。

(4) 1997年4月～8月に、実施設計の補足として鉄骨ファブリケーター・川崎重工の協力を得て実物モックアップによる施工実験を行い、ラチス柱の接合部および鋼板サンドイッチ版の組立と溶接方法など製作技術上の諸問題を検討する。

(5) 1998年1月に着工し、2000年6月に竣工を予定する。

なお、コンペ当選時より前例のない構造方式が話題となり、工学的作品として広く国内外の建築雑誌等で紹介され展覧会や講演会において発表する機会を得る。ここに、主な展覧会等の実績を下記に示す。

- 1995年11月 '95年アーキテクチュア・オブ・ザ・イヤー展「建築を支える第6世代の技術」／主催；日本建築学会他建築関係5団体、毎日新聞／出版図書；「建築を支える第6世代の技術」、アーキテクチュア・オブ・ザ・イヤー展実行委員会発行、1995年
- 1997年6月 ヴァーチャル・アーキテクチュア展「ヴァーチャル・アーキテクチュア」／主催；東京大学、東京大学総合研究博物館／出版図書；「THE VIRTUAL ARCHITECTURE - 建築における可能と不可能の差」、東京大学総合研究博物館発行、1996年
- 1997年6月～9月 アート・オブ・エンジニア展「アート・オブ・エンジニア」／主催；仏政府、ポンピドー・文化センター／出版図書；「l'art de l'ingenieur」、ポンピドー・文化センター発行、1996年
- 1997年9月 ポンピドー・文化センター（パリ）においてアート・オブ・エンジニア展記念講演会の海外招待講師として記念講演

2.2 構造計画の概要

本節では、1章1.2節の構造計画法に関連した議論として、せんだいメディアテークの計画プロセスを含む構造計画の概要について詳細に述べ、筆者の構造計画における創造的手法の一つの具体的事例を示すものとする。

2.2.1 構造計画のプロセス

(1) 建築と構造の共有テーマ／流動性、透明性、軽快さ

一番初期の計画段階において、建築家との対話を通して（設計しようとする建築の）建築および構造に共通する目標やコンセプトを明確に意識する必要がある。建築家・伊東豊雄と筆者は、一連のプロジェクトを通してお互いの考え方が明確に理解できるようなパートナーシップを築く努力を重ねると共に、これまでに現代建築の創造において両者が共有すべきテーマやコンセプトについて議論と対話を積み重ねてきた。両者が共有する代表的なテーマとして、建築の流動性、透明性、軽快さといったイメージで表現される現代の時代精神を反映する3つの基本的な建築概念がある。この仙台のプロジェクト（コンペティション）は、この3つの建築概念が建築および構造の着想に最も強く作用した代表的な事例である。

コンペ開始早々に伊東氏から建築的ビジョンを表現した一枚の衝撃的なスケッチ（図2.2.1）を受け取る。それは、仮想現実として重力を失った状態あるいは厚さを失った状態をイメージとして表現した、不定形なチューブが海草のようにゆらゆらと揺れながら数枚のプレートを支えているという、詩的ではあるがおよそ現実離れたものであった。しかし、詩情溢れるその一枚の絵には筆者の想像力をかきたて挑発する強烈な力が存在しており、同時に共有テーマである上記の3つの建築概念を象徴的に表現したものであることが瞬間的に理解された。

空港からファックスで送られてきたスケッチ
コメントに「徹底したフラットスラブ、海草のような柱、ファサードのスクリーンの3要素だけをピュアに表現する。それぞれのエレメントを構造的にとことんStudyし、シンプルにすることに全力をあげる。これ以外はすべてVoidにしたい。」とある。

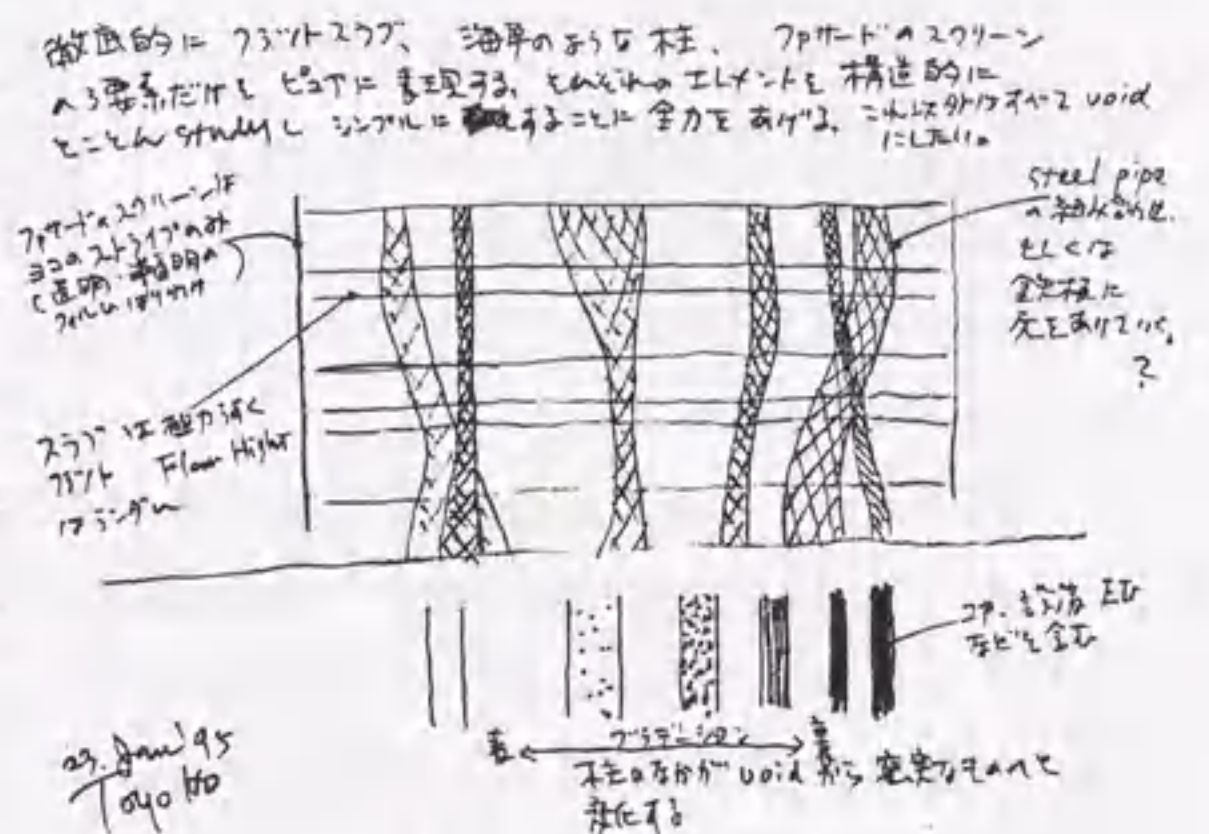


図2.2.1 伊東氏のスケッチ

(2) 構造コンセプトの着想

一般に着想のプロセスは心的要素が強く、敢えて記述するとなると主観的・感覚的な認知のプロセスを断片的に表現する以外に方法はない。以下、(論文としての厳密さを欠くものの)文学的な表現形式によって生のままの着想プロセスを記述する。

1) 着想の予備的段階

基本構想時における建築家との共同作業では、共有するテーマを通して建築の本質を見極めた上で、建築家の曖昧で移ろいやすい芸術的感性を損なうことなく、理性的で合理的な構造を構想し提案することを一義的な役割と心得ている。もしも、この始めの一步の時点で建築の本質を理解できないか、余りにも空想的であるかという理由で建築家のイメージする案を否定すれば、結果としてその建築の実現の可能性は永久に閉ざされてしまう。その意味では先ず一番最初に構造における芸術的な感覚、魅力的で移ろいやすい空想を共有できる想像力が構造家に必要とされるとも言える。

しかし、一方では実現のための構造の具体的な解決方法の提案が責任において控えており、特に前例のない空想的な案であればなお更それは大きな現実的問題として迫ってくる。創造的な問題に対する決断のプロセスはそれほど単純なものではない。ましてや構造が建築の成否を握る決定的な鍵となるような場合、つまり極論すれば構造だけで建築をピュアに表現するとなると(そのような建築家からの依頼は構造家冥利に尽きるとはいうものの)プレッシャーは並大抵のものではない。このプロジェクトにおいても、スケッチを見た瞬間の激しい興奮状態に続いて、この重力や厚さを失った状態の仮想現実の世界を一体どのようにして現実の世界に引き戻し構造として着地させるというのか、という実現の可能性に対する強い疑問と不安が生じた。

建築および構造概要に示したように、建物は50m四方の平面をもつ地下2階、地上7階建、延べ床面積が2万m²を越す、かなり大規模な多層建築である。しかも美術館や図書館機能を含み積載荷重も通常のオフィスに比べてかなり大きい値が要求される。

先ず、床はイメージとして徹底的にフラットスラブしかも極力薄くというが、要求スパン15~20mに対してそのような建築構造の前例は過去には明らかに存在しない。通常フラットスラブといえばRCの無梁板を意味するが、この場合1m近くの板厚が予測され自重が自重を呼ぶという悪循環を考えれば合理性のない全くナンセンスなものとなる。床構造として不適切であるばかりでなく、過大な床自重は地震荷重が支配的な多層建築では自殺行為に等しい。

次に、柱はイメージとして不定形にゆらめく海草のような柱でしかもスティールパイプの組合せか鉄板に穴を開けていくというが、これまたそのような建築構造の前例は過去には明らかに存在しない。類似の形態的イメージをもつ建造物の前例としては、筆者の記憶では家具デザインとして倉俣史郎によるスティール(エキスパンドメタル)の網状の脚をもつテーブルのデザイン例(写真2.2.1)か、ロシア・アバングアルドの時代のウラジミール・シェホフによる網状の鉄塔例(写真2.2.2)しか存在しない。前者は

床に相当する天板を支えているが、ともかく家具のスケールであり経験的にも構造上の問題はないと考えられる。後者は純粋に送電用の鉄塔として機能するものであり、建築のように床を支える必要はない。いずれも大変に美しい構造であるが、この建物のように1フロアあたり2000トンを越す巨大な床荷重を支えるものではないし、多層建築としてそれ相応の地震力に抵抗する必要もない建造物である。そのような形態のイメージの構造が果たして厳しい荷重条件の下にある大規模な多層建築において現実に成立するのか、という大きな疑問があった。

しかし、これらの難題も裏を返せば、軽くてしかも高い剛性と強度をもつようなフラットスラブの新たな構造概念を、また、軽くてしかも高い剛性と強度をもつような立体的な空間骨組構造の新たな構造概念を考案し創造することを意味しており、そのための具体的な構造概念の着想こそ構造計画の最大のテーマであることが不安や疑問のなかにも確実に理解された。恩師・木村俊彦の「ナンセンスでなければ、構造には解決の方法がある。」なる名言を思い出す。また、スケッチのコメントにも建築における構造スタディの決定的重要性が書き込まれており、構造家に寄せる建築家の全幅の信頼が滲み出ている。上手い、下手は別として解決の方法は無限にあるであろうが、柱や梁の既成概念を持ち込むような安易な解決だけは間違ってもすべきではないという強い意志と信念が生まれる。



写真2.2.1 倉俣史郎によるスティールテーブル³⁾

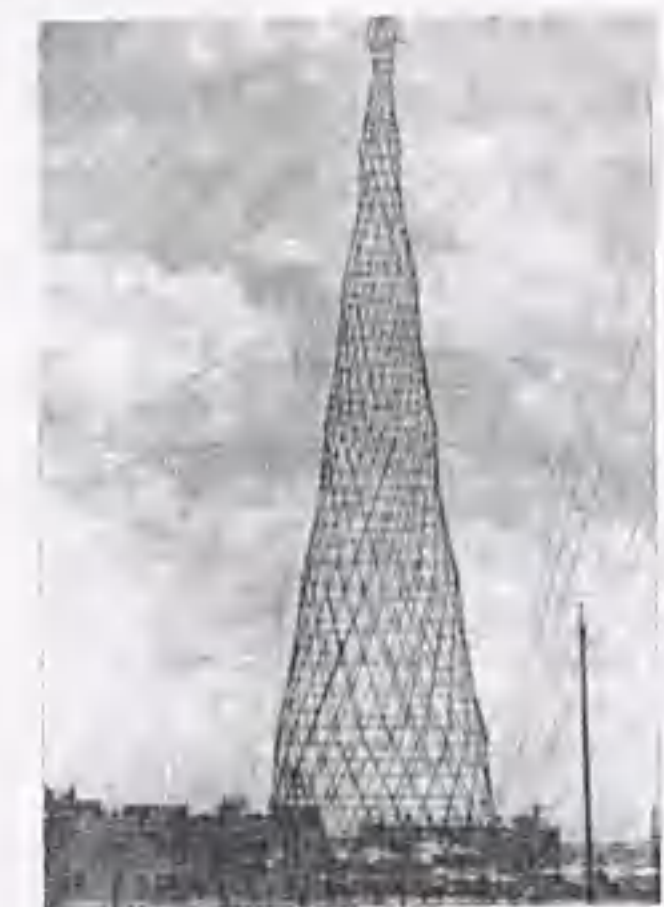


写真2.2.2 シェホフの塔⁴⁾

2) 着想の萌芽と展開

挑発的なスケッチを受理してから丸一昼夜の間、全神経をこれらの問題の解決のために集中し、これまでに構造計画者として蓄積し整理してきた知識と経験を総動員する作業が始まる。いずれにしても、これらの問題は既成概念としての屋根、床、梁、壁、柱、基礎などの構造的解釈および構造概念の根本的見直しを迫る基本的な問題であった。

この場合、「床(屋根)は梁を内部に吸収するフラットなスラブであり、床を支える柱は壁を立体的に吸収するオープンな筒状の独立シャフトである。そして、その塔状の

独立柱を最下部で安定させるものが基礎である。」と言い換えて、先ず問題を単純化してみる。このように単純化された各構造要素について、最も基本的な考察として材料と形態の合理性に関連する力学的法則と構造的原理の整理を試みる。この左脳的な分析作業と同時に、着想の素材とするメタファーとしての自然や類似する歴史的先例あるいは筆者自身の先例を想起し感覚的に判断する右脳的な作業を同時並行して進めていく。そのプロセスは複雑な内的フィードバックを含み厳密には記述不能であるが、ここではそれらの要点についての断片的な記述として以下に列記する。

2-1) フラットスラブの構造的原理と関連メタファー

・形態と構造的原理

鉛直荷重が形態と断面を決定する。支持条件は柱位置での点支持である。支配的な応力は曲げモーメントである。材料は圧縮と引張に効くものがよく、その断面は一般部分は曲げ耐力と曲げ剛性で決まり、支点近傍は曲げの他にパンチング・シエアなどで決まる。ここに、一般部分の断面形は同じ材質なら構造性能の高いものがよく、特にスパンが大きくなるほど構造全体として軽くて曲げ剛性の高い中空断面が構造的に有利である。また、何本かの柱で点支持された板の最適な応力の流れは主応力分布状態(図2.2.2)に沿って形成される。

・自然のメタファー

池の中に幾つかの小石を投げ込んだときに見られる、複数の同心円状の波が同時に拡がり揺らめいている水面の状態や、筒状をした円形の障害物があるときの流体の状態、電磁場において磁力の流れる状態など、複数の筒状の柱を支点としたこの場合の応力場において応力の流れる状態に関連して様々な自然現象が想起される。また、生命体のメタファーとしては樹木の葉っぱや先にも述べたトンボの羽根(図1.2.1)などが想起される。これらは極めて薄い片持ちプレート構造であり、セル状の細胞単位に到るまで力の流れに応じて微細なリブによって補強されている。このような軽くて効率のよい最適な形態をもつ構造体は、リブの自然な力の伝達に従い支持点を起点に外に向かって有機的に延び、平面上の交点で適切に分節されている。

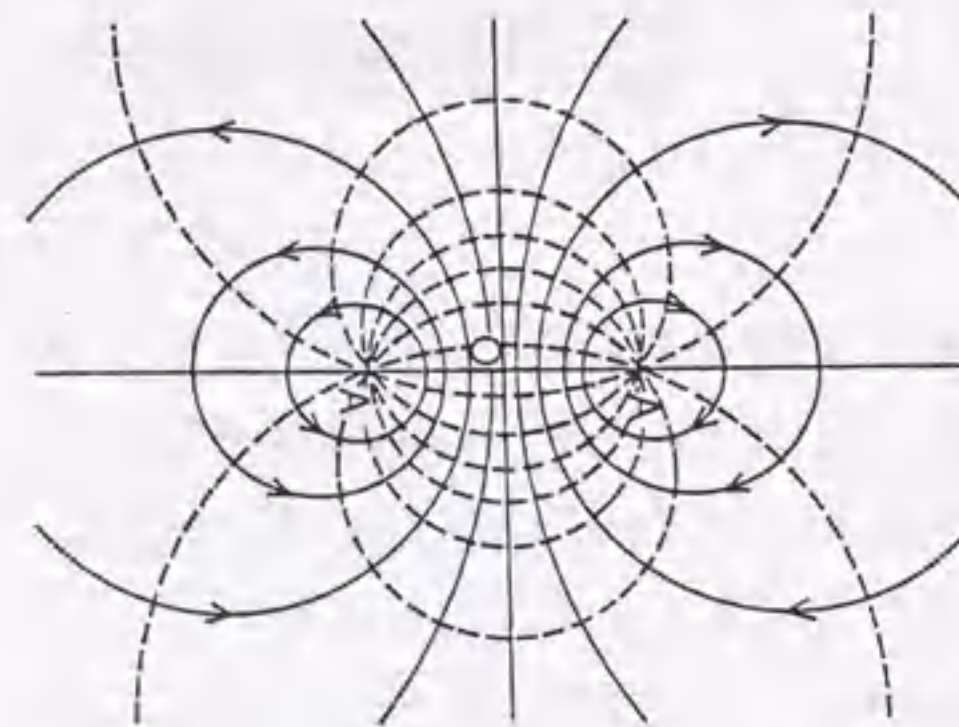


図2.2.2 主応力分布状態⁴⁾



写真2.2.3 ネルピーの工場⁵⁾

・歴史および筆者の類似例

建築構造における中空断面の板としては、これまでに筆者もよく利用してきたRCの中空断面スラブの一方向または二方向のボイドスラブがあるが、支持条件は梁または壁による線的な支持によっている。また、中空断面ではないけれど柱位置での点支持によるRCの合理的な床組構造として、前記の自然のリブ構造の原理を応用した主応力分布に沿って曲線状のリブ梁を設けたネルピーの工場の例(写真2.2.3)がある。この二つを組合せたような中空断面のRCフラットスラブとして、ボイド管を主応力方向に沿って配し板の内部に陰にリブを形成した新しいボイドスラブの試みも考えられる。(なお、筆者はその後スイスのバーゼルにおける国際コンペの当選案(写真2.2.4, 図2.2.3; 伊東+筆者)において、スパン10~12m、デプス35cmの無梁板構造にこの新しいボイドスラブの適用を試みている。)

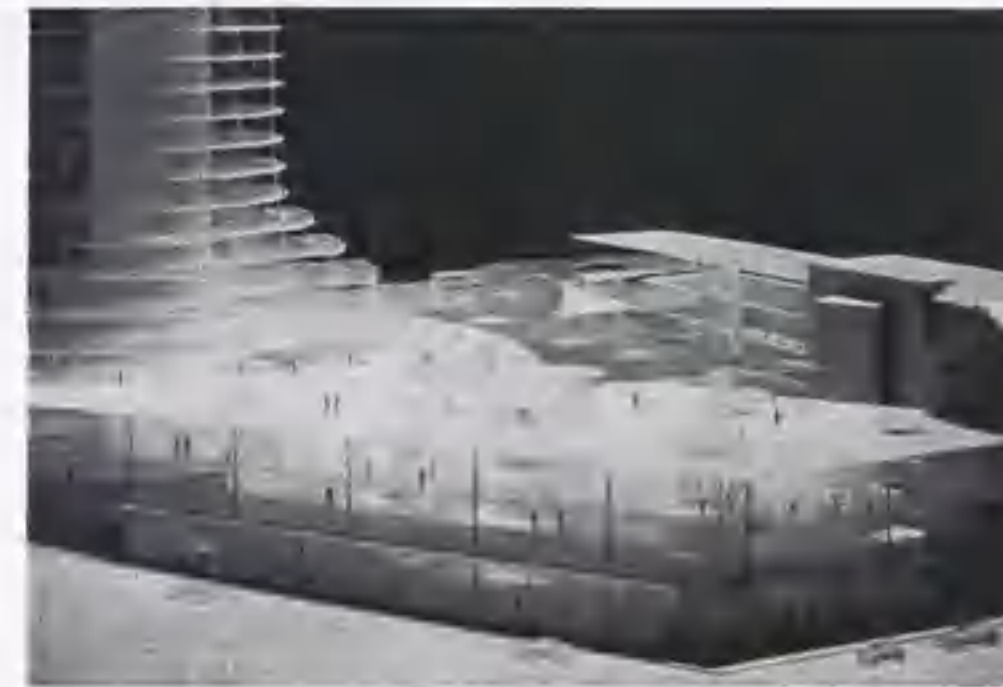


写真2.2.4 バーゼルのコンペ案



図2.2.3 同左主応力分布状態(FEM)

しかし、いずれにせよRCの床組構造でありスパンと自重の問題は大きくは解決されない。15~20mのスパンの合理的実現はRCでは絶対に不可能であり、強度と剛性に優れたスチールを全面的に使用した、主応力方向のリブ付き鉄板のサンドイッチ板構造以外には存在しないという結論に達する。このような先例は建築構造の分野には全く見当たらないけれど、技術的には異種分野の造船界において船体構造の鉄板溶接組立工法として知られる工法である。支点周辺の複雑なリブとか現場溶接の問題も予測されるけれど、そうした造船技術を援用すれば実現の可能性は十分にあると判断する。

なお、筆者による最近の工法的な類似例としては、約30m四方の平面をもち微細なリブ付き鉄板構造で作られた、一枚の連続した布のように軽やかで薄い床組構造の例(写真2.2.5)がある。これは岐阜県立アカデミー・マルチメディア工房(写真2.2.6; 1998年度建築学会作品賞受賞作/妹島和世)の屋根構造であり学生たちが集う屋上広場でもある。構造形式としては極めて単純な連続梁であり、内部スパン8~9m、跳ねだしスパン2.7mのスパン間を、16×200mmのリブプレートと31.5cmピッチに一方向に架け渡し、リブ相互を6mmの薄板鉄板で溶接により滑らかにつないだものである。これは

造船技術における溶接工法を参考にしながら、単純な一方向リブと薄板鉄板の組合せで連続的な曲面（平面～半球面）を形成したものであり、リブ付き鉄板構造ではあるが中空断面のサンドイッチ板構造ではない。規模は比較にならないほど小さく、単純で軽微な構造であるが、造船技術の溶接工法を採用し成功させた一つの実現例である。

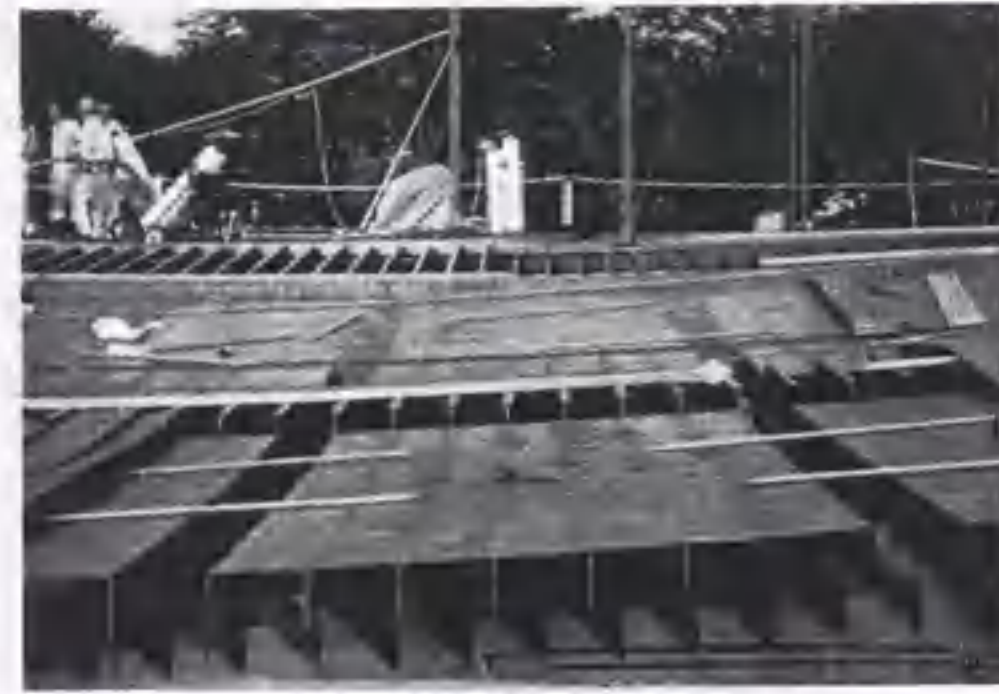


写真2.2.5 溶接工法による床組構造



写真2.2.6 マルチメディア工房

2-2) 塔状の独立柱の構造的原理と関連メタファー

・形態と構造の原理

鉛直荷重と水平荷重の組合せが形態および断面を決定する。境界条件は上端自由、下端固定といった単純である。支配的な応力は圧縮力と曲げモーメントであり、最大応力は最下端に生じ、断面形は下方ほど大きくなる。材料は圧縮と引張に効くものがよく、その断面は座屈で決まる。断面形は同じ材質なら軽くて構造性能を増す中空の断面が良い。高さが増すにつれて太い断面の単一材構造よりも、細い部材の集合体である構造全体としては軽くて透けて見えるような（鉄骨の）ラチス構造が構造的に有利である。

・自然のメタファー

自然のメタファーとして何本かの樹木や竹が林立する様子を思い描く。特に、筒状の独立柱には地中に根をはった軽くて強い、しなやかな竹のイメージがうまく重なり合う。竹は合理的な中空断面の断面形状をもち、また竹には枝葉のつく部分には必ず補強リブとしての節があり、その位置で筒の断面形状を一定に保持している。筒状の独立柱においては、おそらく節の位置に枝葉に相当する床がくるべきであり（竹の節は筒の内部にあるが）床は刀の鏝のような外周補強リブとして筒の断面形状を一定に保持することが期待される。また、竹は日本的感性にフィットするものがあり、個人的にも大変好きな植物のひとつである。自然の竹林と共に連想は拡がり、趣味の華道（小原流）を通して知った琳派による竹林の屏風絵図（図2.2.4）を思い出す。太い竹や細い竹がそれぞれ思い思いに自由に配置され、日本的な自然観を率直に表した構図をもつものである。この図は立面図として描かれているが当然奥行きをもつものであり、平面図としても立面同様に大小様々の竹が自由に配置されていることを暗示している。竹即ち筒状の柱は平

面においても直交グリッドなどの人為的な幾何学的規則にはまらない、構造の合理性（床の支持構造としての適切さ、耐震的なバランスの確保など）をできる限り守りながらも、微妙に揺らいだルーズで自然らしく見える配置をめざすべきである。こうした考え方は、坪井のいう「美は合理の近傍にある」でもある。

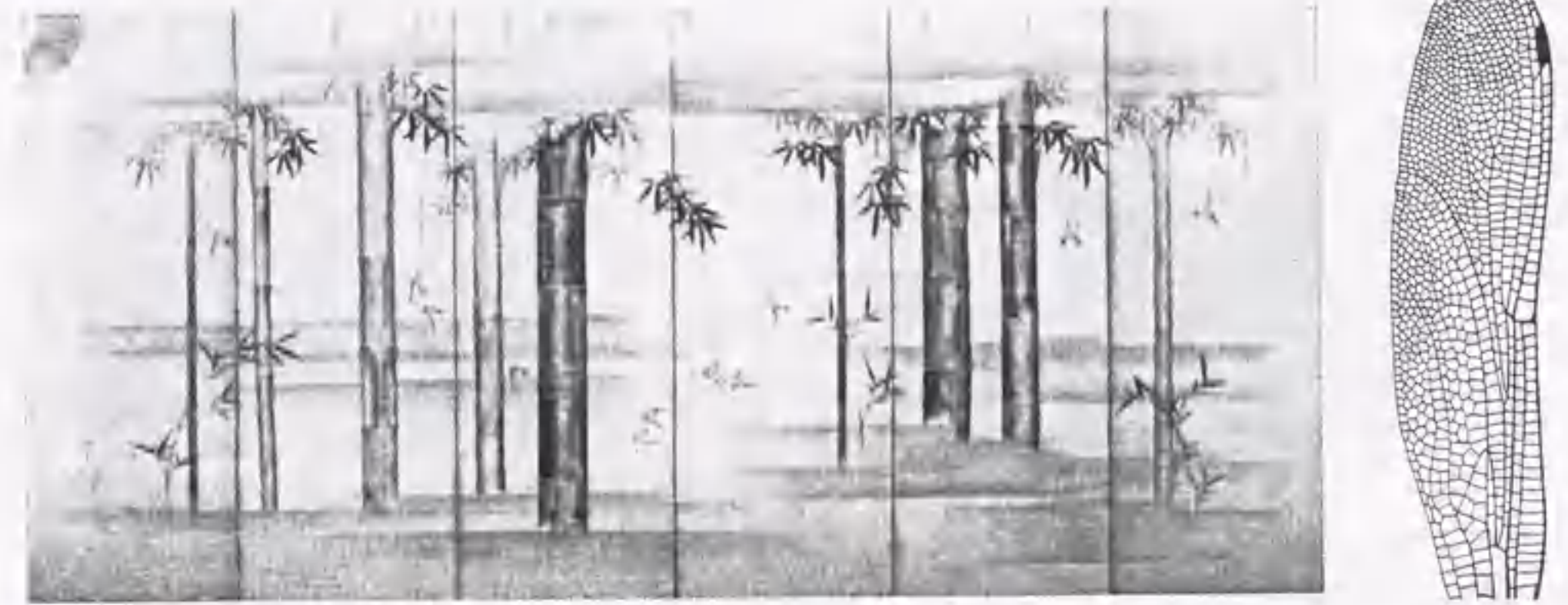


図2.2.4 竹林の屏風絵図⁴⁾

また、前章1.3節で例として取り上げたトンボの羽（図1.2.1）も独立した片持ち構造であり、力の流れに応じたリブが網状に配置され、軽くて構造全体が透けて見えるような一種のラチス構造を形成している。これらの自然における構造的原理は、知識としての構造的原理に共通するものであるばかりでなく、これから考案すべき柱の構造概念に対してより微妙な情報を提供してくれる。トンボの羽根と竹林の二つの図がイメージとして重なり合う。それはハードな人工的構造物には見られない、もっとソフトで微妙な人工生命体のようなイメージの構造体である。

・歴史的な先例

歴史的な先例としては、ラチス構造による塔の代表的なものにエッフェル塔がある。もう少し形態的に類似したラチス構造の塔としては、HP形状をもつ先に示したシェホフの塔（写真2.2.2）、神戸ポートタワー（写真2.2.7）などがある。これらは徹底したエンジニアリングの合理が産みだしたラチス構造による鉄塔の最高傑作である。特にHP形状をした二つの先例は、ハードな人工的構造物としてこれから考案すべき構造概念に対して大きなヒントを与えてくれる。また鉄骨ラチスの塔とは関係ないけれど、回転放物面や双曲放物面など幾何学的形態に潜む構造の原理を活用した形態抵抗型の空間構造を考えるとときにいつも思い浮かべる起源的存在のガウディ、なかでも三次元の懸垂模型実験で有名なコロニア・グエル教会（未完成）のイメージスケッチ（図2.2.5）、それと幸運にも筆者が体験する機会を得たガウディの遺産を受け継ぐHPシェルで有名な空間構造家フェリックス・キャンデラとの対談など、これまでのHPに関する筆者の思い入れもあって、このラチス柱は基本的にHP形状とするものとする。



写真2.2.7 神戸ポートタワー⁷⁾



図2.2.5 コロニア・グエル教会⁸⁾

・筆者の類似する先例

筆者による最近の類似例としては、短径12m、長径14.9mの卵形平面をした高さ25mの筒状の鉄骨ラチス構造であるセサミの塔（図2.2.6）がある。これは愛知県児童総合センター（写真2.2.8；1997年度建築学会作品賞受賞作／仙田満、藤川寿男）の中央に位置するセサミアトリウムの主体構造であり、最上階の展望階を支えると同時にプレシアトリウムの骨組膜屋根を支えている。チューブ状の鉄骨単層ラチスシェルであり、わずかに傾斜した塔である。規模は比較にならないほど小さいけれど、このように床を支えながらも傾斜したチューブ状の鉄骨単層ラチスシェルの構造は既に経験するところでもある。

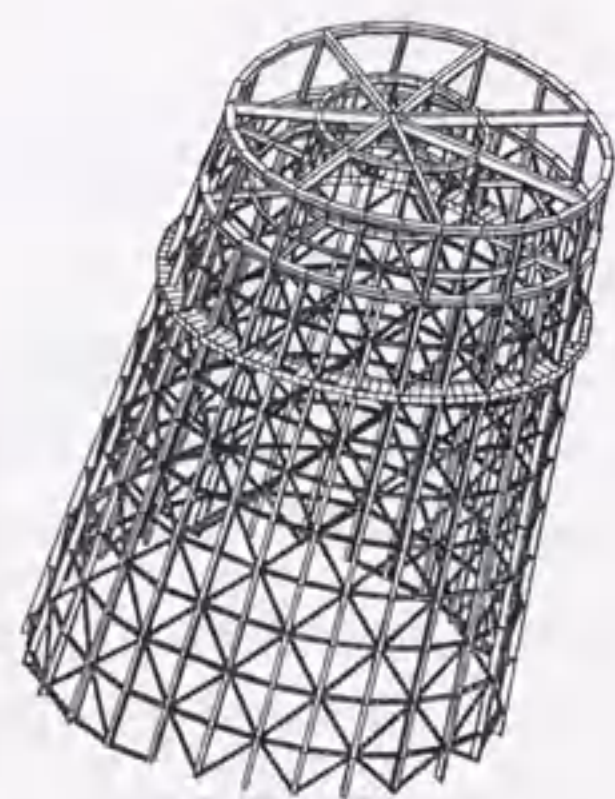


図2.2.6 斜塔ラチス構造アクソメ



写真2.2.8 愛知県児童総合センター

・その他、建設地の固有性

また、コンペ要項には具体的に示されていないけれど、建設予定地が仙台市でも地盤が極めて良好とされる旧市街地内にあること、および過去の歴史的な地震活動の統計的資料など建設地に関する基本的な知識と情報⁹⁾を思い出す。

2-3) 塔状の柱の基礎構造

・形式と構造の原理

上部の塔状の柱からの鉛直荷重や地震時の転倒モーメントなどを確実に大地（確実な支持地盤）に伝達する必要がある。一般に基礎構造の形式は確実な支持層の存在深度に応じて、大きくは直接基礎と杭基礎の二つの形式がある。この建設地の地盤は、前項にも述べたようにG.L-10m以内にN値が50以上の確実な洪積層（砂礫または凝灰岩）が存在することが予測されている。駐車場や機械室などを2層分ほど地下階に設けることを前提にして、基礎形式としてG.L-10mあたりの地盤を支持地盤とする直接ベタ基礎形式が最も合理的である。複数の塔状の柱からの反力を分散するには、このベタ基礎はフラットなRCのマットスラブ方式が構造的に有利である。それは地下壁などと一体となって全体として強剛なRCの地下・基礎一体構造をなし、耐震的にも非常に有利な地下構造物が形成される。

・その他の考察

上記のようにごく一般的な構造計画の考え方で、地下および基礎構造については十分な合理性を有する解答がこの段階で得られた。その結果、特に上部の塔状ラチス柱の耐震構造の実現において、このような堅い地盤と基礎・地下の一体構造は大変有利であり、少しずつこの特殊な塔状の独立柱の構造的可能性が現実のものとして見えてくる。

しかし、それと同時に漠然とではあるが、ラチス構造の合理的な耐震設計のためのある特殊な配慮の必要性が一方で脳裏に浮かぶ。コンペと期を同じくして、筆者らは塔状ではないが立体トラスによる巨大な鉄骨ラチス構造（図2.2.7）の実設計を行っていたからである。これは静岡県民国際プラザ（写真2.2.9；1998年10月竣工／磯崎新）における長さ72m、高さ60m、幅36~24mの放物線断面の巨大な吹き抜け空間をもつ大ホール部分の主体構造である。ここでは地上20mまでを靱性型のラーメン構造、その上部40mを強度型のラチス構造としている。

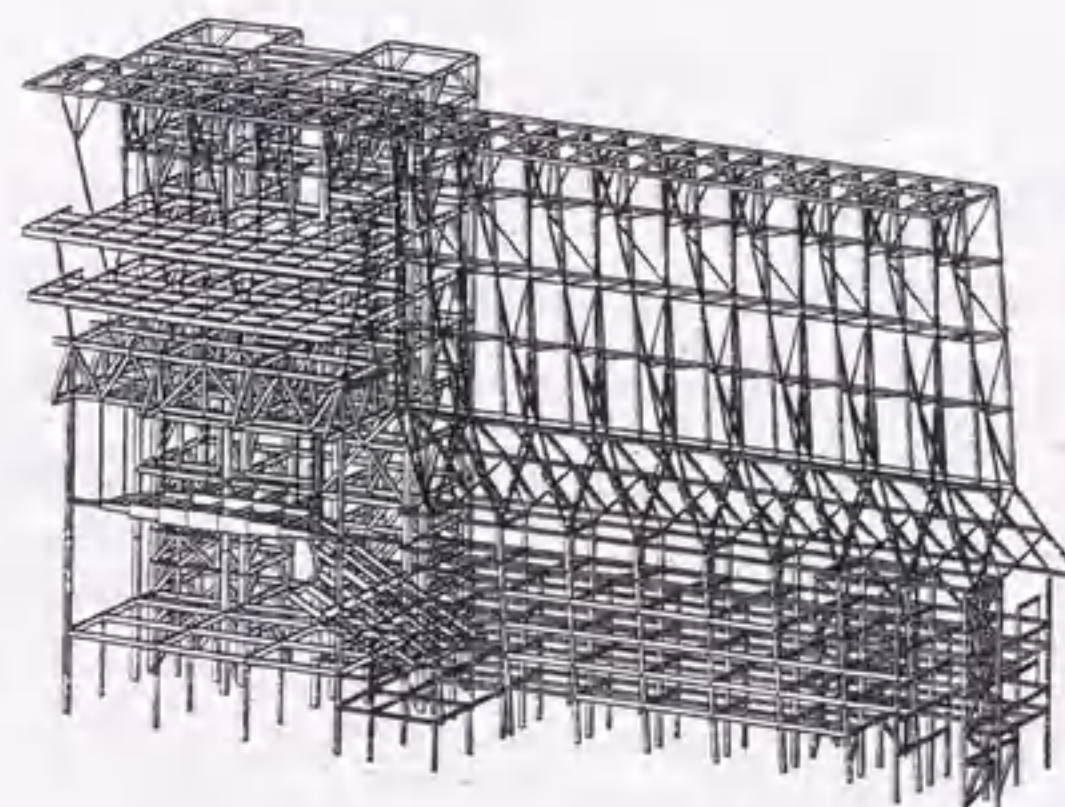


図2.2.7 大ホールラチス構造アクソメ

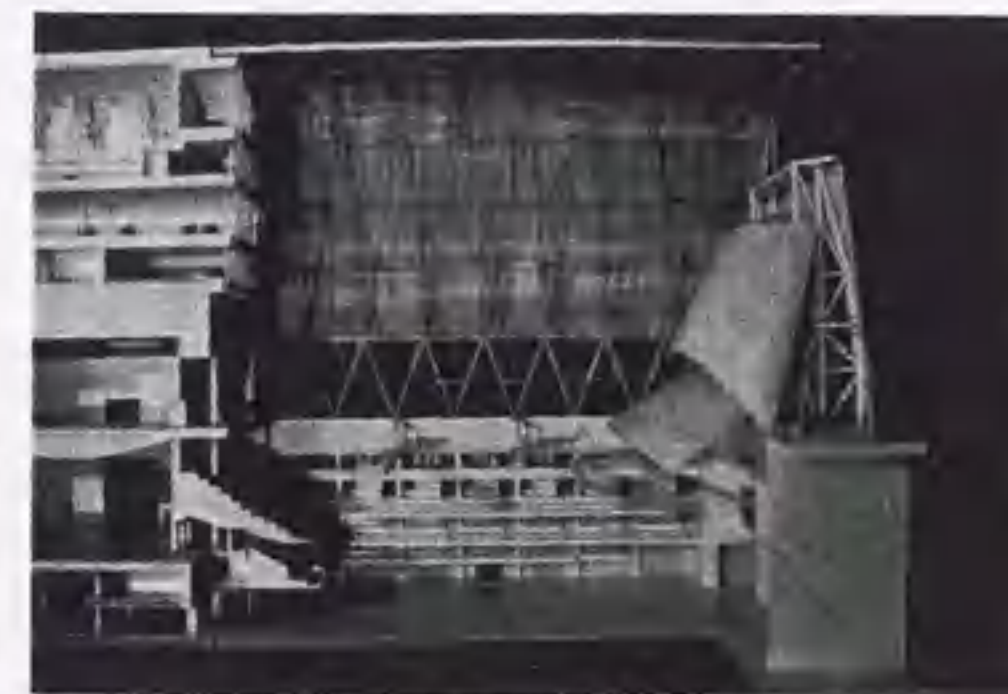


写真2.2.9 静岡県民国際プラザ

つまり、最終崩壊形は下層ラーメンで形成され、その時点では上部のラチス構造はすべて弾性範囲にとどめるという考え方を、ラチス構造の合理的な耐震設計として採用している。静岡の場合は建築計画上も無理なくこうした考え方が採用されたが、この場合において地上階に同じような考え方をもち込むことは建築（意匠）的にありえないことだけははっきりとしている。工夫によっては地下階ならその可能性もあるのではないかという考えも一瞬脳裏をかすめるが、これはコンペに当選してからじっくりと考える問題であると思い直して先送りにする。（コンペ当選の後に基本設計の段階でこの着想は具体化される。）

2-4) 構造コンセプトのまとめ

・床（プレート）： 軽くて強度と剛性に優れた構造効率の極めて高い鋼板サンドイッチ構造とする。そのウェブ（縦リブ）は主応力分布に沿って配するのが合理的である。ただし、チューブ状の柱との取り合い部分には一工夫要し、スムーズな応力伝達と共に柱部材に曲げの加わらないシンプルなディテールとする必要がある。内部スパンは最大20m、跳ねだしスパンは最大4m程度までとする。この特殊な床構造は造船技術における全溶接構造の工法を建築現場に持ち込むことで実現する。

・柱（チューブ）： 構造全体として軽くて透けて見えるHP形状をした構造効率の極めて高い鋼管ラチス構造とする。極限まで透明で繊細なラチスとするために構成部材は細径厚肉鋼管（シームレス引抜き鋼管）とし、かつ耐火被覆不要または軽減可能なFR鋼を採用する。縦動線や設備などの機能要求もあるが、構造上の所要本数として（床スパンなどを考慮して）12本以上、チューブの径は3~9m位、このうち最低4本を大径ラチスとし平面の4隅あたりに配置する。それ以外の配置は（合理的な範囲で）ある程度自由とする。断面は原則として下方で太く、各階の床位置でリングを介してラチス形状は閉じた形とする。フロア間の立面的な傾斜は（バランスの範囲で）ある程度自由とする。

・基礎および地下構造： 基礎形式としてG.L-10mあたりの洪積層を支持地盤とする直接基礎形式（RCマットスラブ）とし、地下壁と一体となった強剛なRC地下・基礎一体構造とする。

以上が、一昼夜にわたる構想プロセスの全容であり、そしてトロハも言うが如く計算などこの段階では一切なすことなく、ひたすら空想を巡らし構造計画者としての知識と経験を総動員して探し求めた構造コンセプトの概要である。ともかくこの着想の段階において、各構造要素に求めるべき構造概念および解決方法の基本的な骨格はほとんど決定されたといっても過言ではない。残された作業は、構造的原理を基本にして自然、歴史、あるいは経験などから得られた各構造要素の着想を寄せ集め、建築や設備（環境制御）と統合した複合的機能をもつ人工生命体のような構造体のイメージとして、それぞれの構造的着想を全体構造に統合し具体的に建築として着地させることである。

(3) 構造コンセプトの展開/コンペの基本スタディ

明確に意識化された構造コンセプトに基づいて、直ちに建築サイドと打合せをもち、基本的な上記のような構造の考え方でいく旨を述べる。そして、この基本スタディの最初の時点で、まずチューブ状の鉄骨ラチス柱の所要本数と径および適性な形態や配置のルール、鋼製サンドイッチ板の板厚と内部および跳ねだしスパンのルール、両者の取合いのルールなど、建築の平面計画や断面計画を進める上において考慮すべき基本的な構造のルールを作業仮説として設定する。それと同時に、適当な仮定荷重を想定し、有効数字1桁の極めて大雑把な概算（および経験に基づく勘）によって各構造要素の部材断面を求め、とりあえず第一次仮定断面（大径のラチス柱では200~300φ、小径のものでは100~150φを仮定、サンドイッチ板のデプスは300~400mmを仮定。因みに、これらの仮定寸法は同断面ではほぼ実現。）として提示する。こうしてコンペの締め切りをめざして構造は勿論、建築、設備の具体的な基本スタディが一齐に開始される。

なお、この後の建築や設備とのフィードバックを含む打合せのプロセスについて、つまり基本スタディにおける共同作業の複雑なプロセス（図2.2.8）については正確に全貌を語る術はない。構造に関して言えば、その後タタキ台として出てきた建築の平面および断面に基づいて直ちに構造物のモデル化を行い、設定した立体解析モデルに対してコンピュータによる第一回目の概算的シミュレーションとして（第一次仮定断面を用いて）静的応力変形解析を実行する。この最初の応力と変形の概算結果から、筆者の提示した構造コンセプトが十分的を得たものであることが定量的にも確認され、安堵すると同時に以後のスタディを確信をもって続けることになる。第一次仮定断面について鋼管の板厚やサンドイッチ板の各部の板厚を修正し、もう少し精度の高い第二次の仮定断面を得る。それらの結果を直ちに建築サイドに連絡し、次のフィードバック作業に移る。以後、3~4日の周期で数回フィードバックを繰り返し最終的なコンペのプレゼンテーションに入り、一カ月後にコンペ案を提出する。

コンピュータによる構造解析のシミュレーションは、建築とのフィードバックを通して3次元の仮想空間で形態的・構造的な検討が繰り返し実行される。このコンピュータ・シミュレーションとフィードバックは設計の全プロセスで必要とされる。

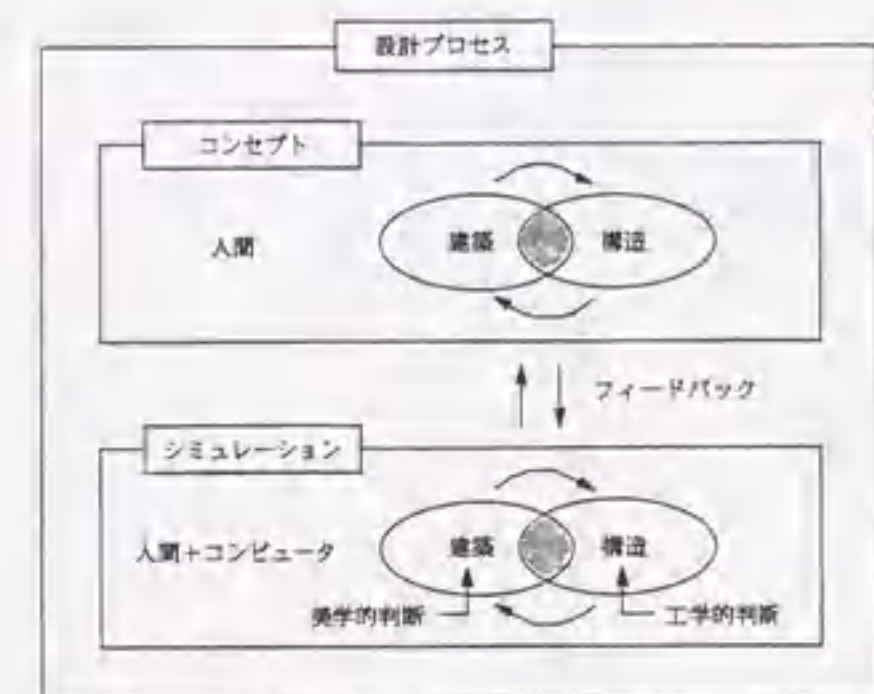


図2.2.8 フィードバック機構

(4) 最下層に層降伏する階を有するラチス柱の着想

コンペ当選案として選ばれ、その案に基づいて基本設計がいよいよ現実のものとして開始される。この場合、基本構想や基本計画はコンペ時点で既にある程度完了しており、その時点での構造コンセプトを基本設計におけるスタディを通して展開・発展させることになる。その展開プロセスは前記(3)のプロセスと基本的には同じであり、図2.2.8に示すフィードバックによる共同作業を通して、構造コンセプトの実現をめざして一層具体化し、設計密度をあげていくための膨大なシミュレーションによる検証作業が続く。なかでもコンペ時点で先送りしていた一つの重要なテーマとして、前記2-3)に付記したラチス柱の合理的な耐震設計の問題およびその具体的な解決方法の問題が残されていた。この問題に対する構造方式の着想と耐震計画の基本的な考え方について以下に述べる。

基本設計が開始されてから間もなく、B1階が十分な厚みをもつ地下壁に囲まれた(以下の提案が建築の機能や意匠上問題がない用途の)駐車場であることに着目し、B1階の外周地下壁をB1階からのキャンティレバーと考え1階床レベルで水平方向にフリーとすることを思いつく。これによって1階床は地震入力からアイソレートされ、実質的な入力レベルはB1階床レベルとなり塔状ラチス柱の最下層をB1階とすることが可能となる。その結果、最下層(B1階)に層降伏するような靱性型の骨組を設けることが可能になる。この「最下層に層降伏する階を有するラチス柱」の着想に基づいた、基本設計段階でのスタディの一部を参考として図2.2.9および図2.2.10に示す。

なお、これらの図は基本設計のごく初期の段階に、95年度アーキテクチャ・オブ・ザ・イヤ―展用に作成したものであり、その後の設計の進展とともに修正されており最終的なものではないことをお断りしておく。

その後のスタディによってB1階はSRCからS造に、1階床と地下外周壁は単純なローラー支持に、また中間の梁組を貫梁方式に修正される。

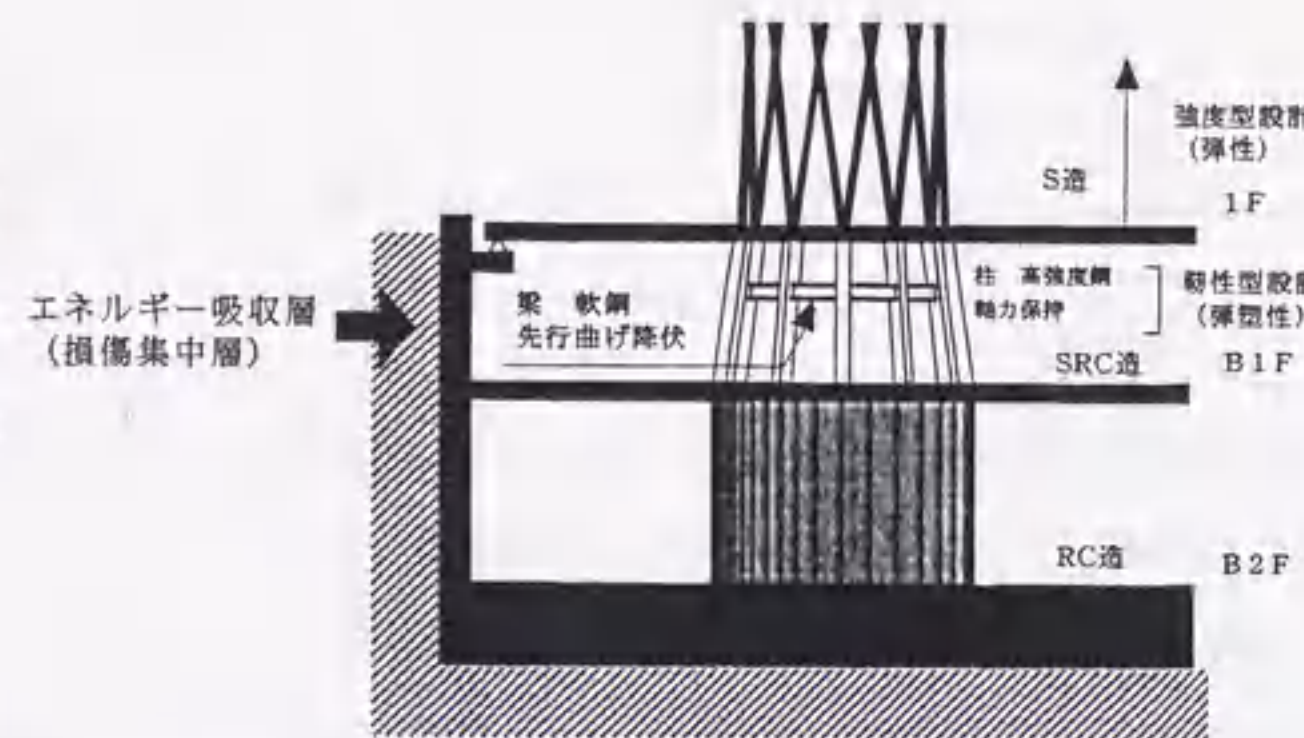


図2.2.9 エネルギー集中型構造およびエネルギー吸収システム¹⁰⁾

このような耐震構造の考え方は、免震装置を利用した免震構造とは基本的に異なり、骨組の靱性化を利用した通常の耐震構造の延長上にあるものである。なお、類似の考え方に秋山ら^{11,12)}の第1層エネルギー集中型混合鉄骨構造があり、当該構造はそれらを参

考としたもので一つの素朴な第1層エネルギー集中型構造であると言える。

このような耐震計画には次のような合理性が期待される。

・B1階部分で塑性歪エネルギーの大部分を集中させることにより、上部構造は大地震時においても弾性に留めることができ残留変形などは生じない。上部構造はエネルギー吸収能力を確保するための束縛から解放され、複雑な構造物についても弾性範囲での設計が可能となる。

・B1階については損傷部位、損傷の程度が予測でき、鋼材の変形能力を十分に生かした明快な靱性設計が可能となる。また、損傷部位が明確なため大地震後の補修が容易である。

これまでの研究によればエネルギー吸収層である損傷集中層としては、骨組の第一層が理論的に最も効果的であることが判明している。そして、数百年に一度の大地震において、仮に損傷集中層としてのB1階にある程度の残留変形が残ったとしても、この場合には計画的に損傷させた梁を除去・交換することで層の水平移動が容易になっており、剛強な地下壁を反力壁として油圧ジャッキ等により容易に修復が可能なシステムとなっている。

尚、参考としてB1階の(降伏後を想定した)層剛性を初期剛性の1/8に仮定したAモデルと1階固定のBモデルについて弾性時刻歴応答解析を行い、周期の伸びによる上部ラチス構造の応答量の低減効果を基本段階でごく大ざっぱに推定したものを図2.2.10に示す。

振動解析によるAタイプとBタイプの比較検討

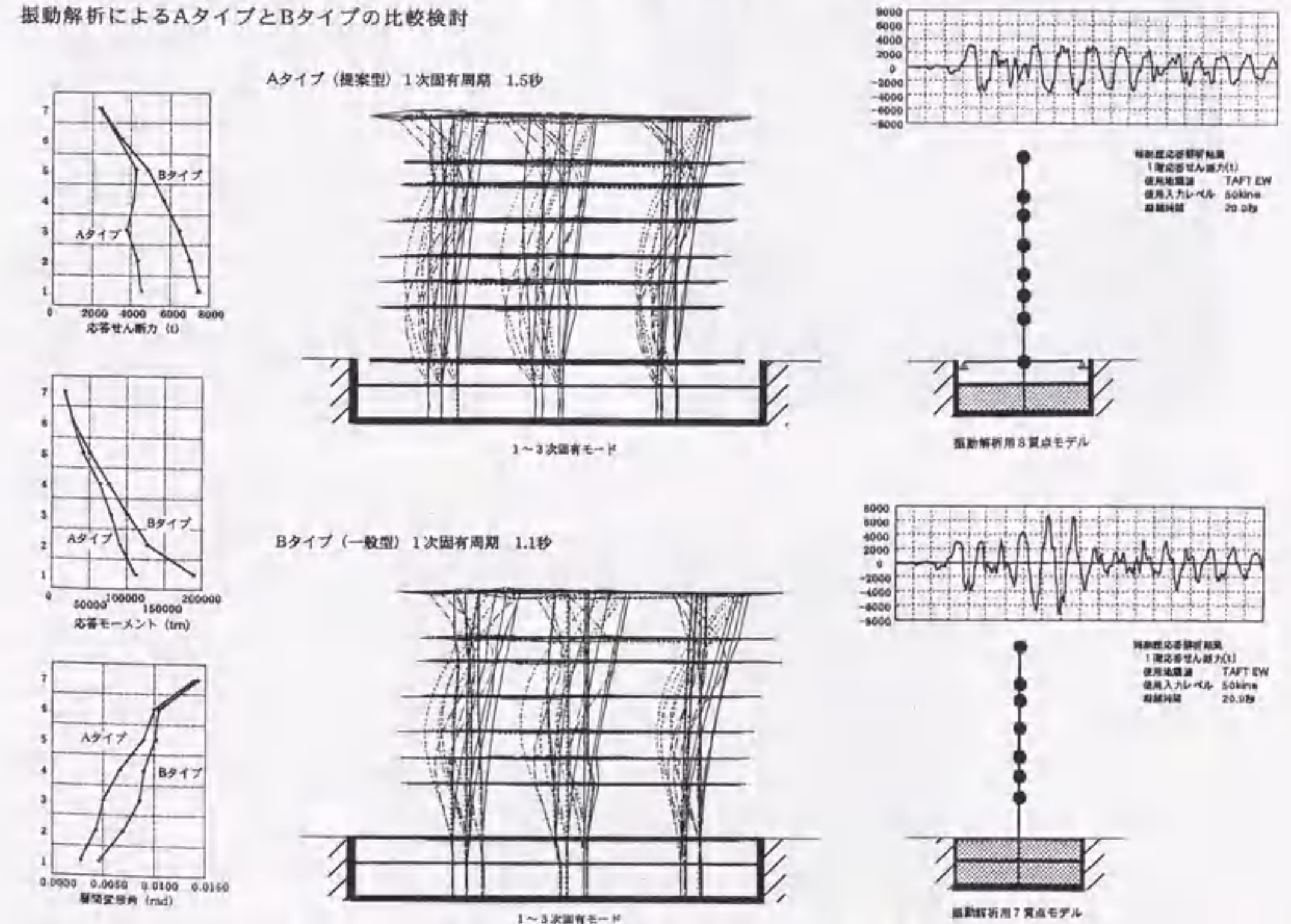


図2.2.10 振動解析によるAタイプとBタイプの比較検討¹⁰⁾

2.2.2 構造計画の結論

前項に述べたような構造計画のプロセスを経て、構造計画の結論として各要素の構造概要を整理したものを以下に示す。

(1) 主体構造=チューブ

1) チューブ（鉄骨ラチス柱）は、極限まで透明で繊細にするために微細な鉄骨部材で構成された分散的な立体構造とする。大小合わせて計13本のラチス柱（直径2~9m）は、細径厚肉鋼管（径139.8~240mm、肉厚9~39mm、FR鋼）を用いてチューブ状の立体構造を構成することによって、床を支えると同時に大径ラチス柱は耐震構造体でもある主体構造を形成している。

2) これらのうち4本の大径ラチス柱TA1~TA4は耐震的に塔状のキャンティレバーとして働き、B1階を靱性型のラーメン構造、地上部を強度型のHP状の単層トラスを構成することによって、構造的に高い強度と剛性を確保しながら、強靱でしなやかな主体構造を実現するものである。ラチス柱の水平剛性（曲げ剛性）は、一般的に直径の4乗に比例することから、必然的に大径ラチス柱だけが耐震的に有効な抵抗要素となる。これらの4本の大径ラチス柱は各階とも偏心によるねじれの生じにくいように平面的にバランス良く4隅に配置している。上記以外の9本の小径ラチス柱TB1~3、TC1~6は水平力に対してほとんど寄与せず主として鉛直荷重を支持する支柱として平面的に適切に配置している（図2.2.11,12）。

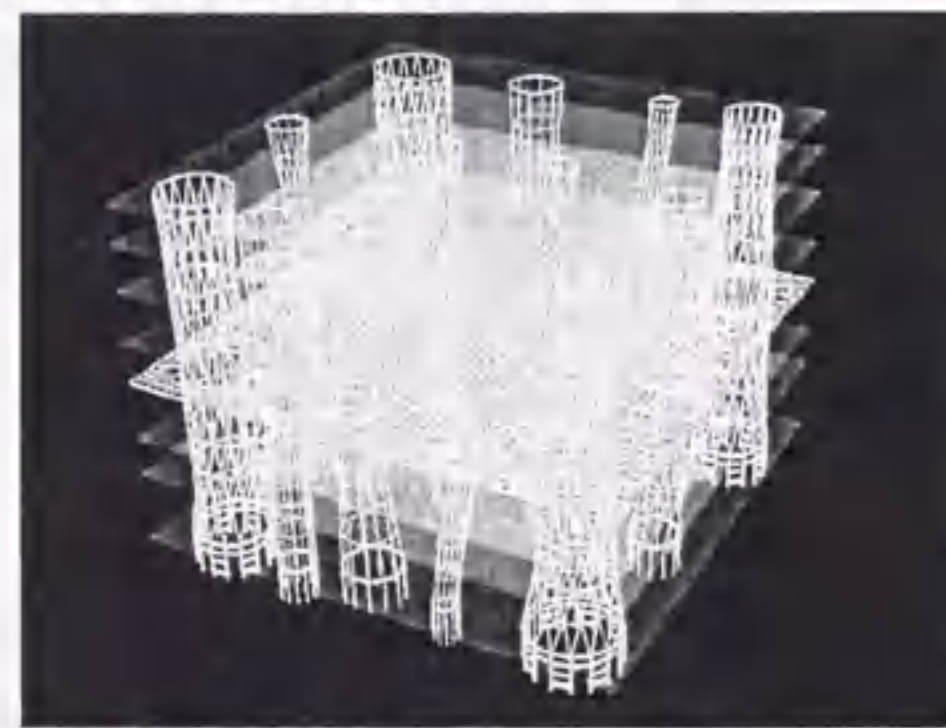


図2.2.11 構造アクソメ

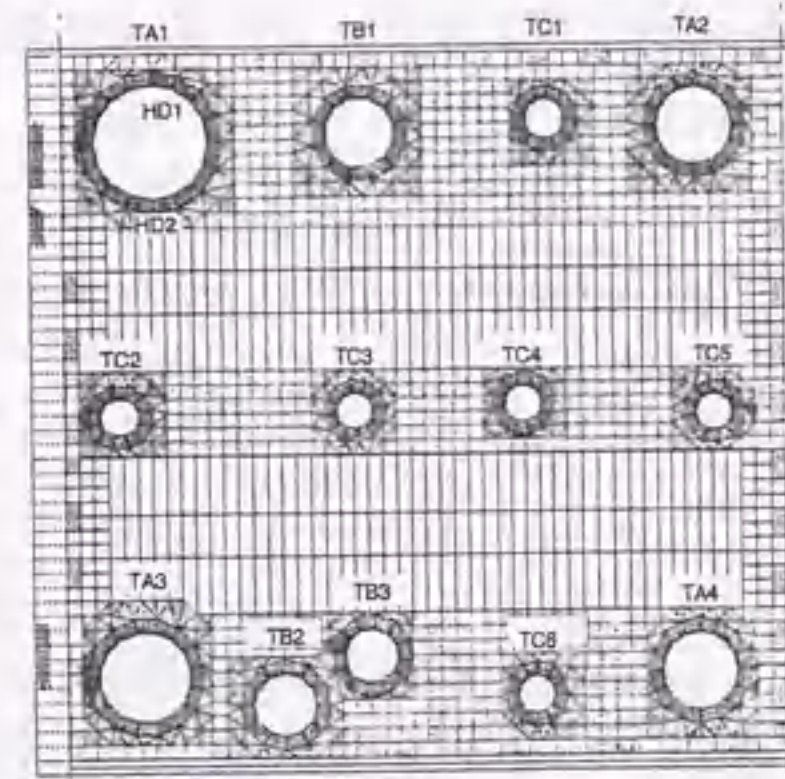


図2.2.12 伏図

3) ここに、製作上の難易度と経済性を考慮し、立体的な単層トラス構造による複雑な構成のラチス柱は主要耐震構造となるTA1~4だけとし、その他のラチス柱TB1~3、TC1~6は個材および全体座屈を抑えるために中間にリング状のバンドフープを設けた単純な構成の平行なバンドルチューブとしている。ラチス柱を構成する部材同志は3次元的な部材芯の交点で接合され、原則として接合部には偏心が生じないものとしている。なお幾つかの小径ラチス柱は形態的にねじりを与えることで、床からの反力=個材軸力を分散すると共に全体座屈を効果的に抑えている。

4) これらのラチス柱はねじる、揺らぐなどの単純な幾何学的操作を施すことによって、実は構造的によりポテンシャルの高いシステムに変換されている。円筒をねじれば

HP面となり全体座屈に対して構造的により安定した形態となり、またラチス柱を水平にずらすことによって常時の状態でも揺らぎをもった形はいわば生体における免疫抗体のようなものであり、地震時など非常時により効果的に抵抗することができる（図2.2.13）。

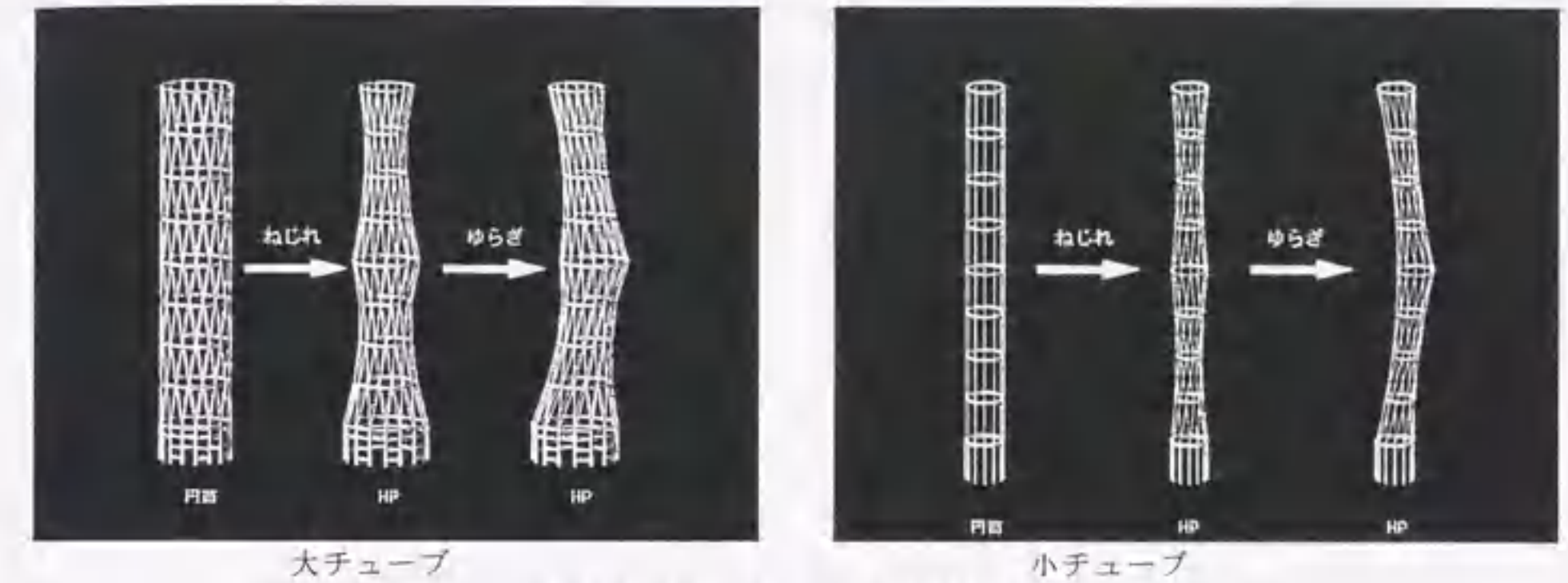


図2.2.13 チューブの幾何学

(2) 床組構造=プレート

1) プレート（鋼板サンドイッチ構造）は、強度上の問題は勿論、たわみや振動の問題を考慮した上で、スパン約20mに対して極限まで薄くすることが要求された。チューブとプレートだけで構成されたこの特殊な多層建築を成立させるためには、常時は勿論地震時においても自重の軽量化は不可欠である。そこで効率の最も高い鋼板サンドイッチ構造（デプス40cm、格子間隔100cm、一般部鉄板厚4.5~12mm、デスク部16~25mm）を採用し、上面には軽量コンクリート（厚7cmもしくは10cm）を打設しシェアーコネクタを介して一体化している。ラチス柱への支持方法はサンドイッチ板の上面板（鋼板+コンクリート）部分をラチス柱のリング梁の上に直接載せる形で単純支持している。

2) この鋼板サンドイッチ構造は、13本のラチス柱で単純支持された50m四方の無梁版構造の応力分布状態に応じて次の3つのゾーンにシステムを整理している。即ち、ラチス柱周辺のデスクゾーン（支点近傍で主応力方向に応力伝達される応力が集中するゾーン）、短スパン方向（X方向）にラチス柱をつなぐ柱列ゾーン（二方向に応力伝達されるゾーン）、そしてそれらをY方向につなぐ柱間ゾーン（ほとんど一方向に応力が伝達されるゾーン）である。このことにより力学的合理性を反映したできる限り無駄のない経済的な鋼板サンドイッチ構造を実現している（図2.2.14）。

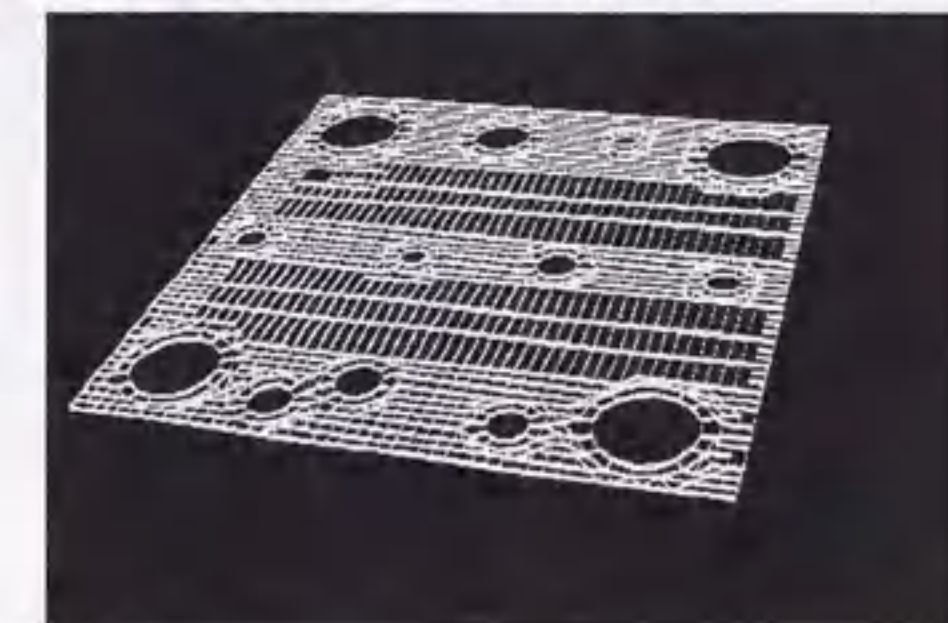


図2.2.14 プレートの幾何学

(3) 耐震計画=B1階の地震エネルギー吸収機構

1) 大地震時における構造上あるいは建築上の諸問題を解消するために、B1階部分の主体構造に履歴減衰型のエネルギー吸収機構を導入していることを耐震計画上の特色としている。即ち、先ず1階床組とB1階外周壁を構造的に分離（鉛直方向のみ支持、水平方向はローラー支持）することによって、主体構造の地震入力レベルをB1階床レベルとする。次に、強度型の地上部トラス系とは耐震性能的に対照的な靱性型のラーメン系にB1階の主体構造を切り替えることによって、大地震時に入力される地震エネルギーを骨組の第一層で吸収してしまい、B1階が降伏した後の上部構造へのエネルギー入力を軽減するというものである（図2.2.15）。

2) ここにB1階の主体構造は円形平面をした立体ラーメンであり、この層に適切な剛性と耐力を確保するためと梁降伏型の崩壊メカニズムを明快にするために、中間に先行降伏する貫梁を分散的に組み込んでいること、および柱脚を鋳鋼製のピンとしていることに特色がある。なお、さらに二重の安全性を考えて想定を遥かに超えるような低頻度巨大地震にもメカニズム形成後にB1階が安定を保てるように、1階床組と地下外周壁の水平ローラー支持のディテールにある程度（想定する最大入力レベルの最大地震応答値以上）自由に滑らせた後に、計算外配慮としてそれ以上の水平移動を抑止しRC躯体との衝撃を緩和するためにゴム製の緩衝ストッパーを設けている。

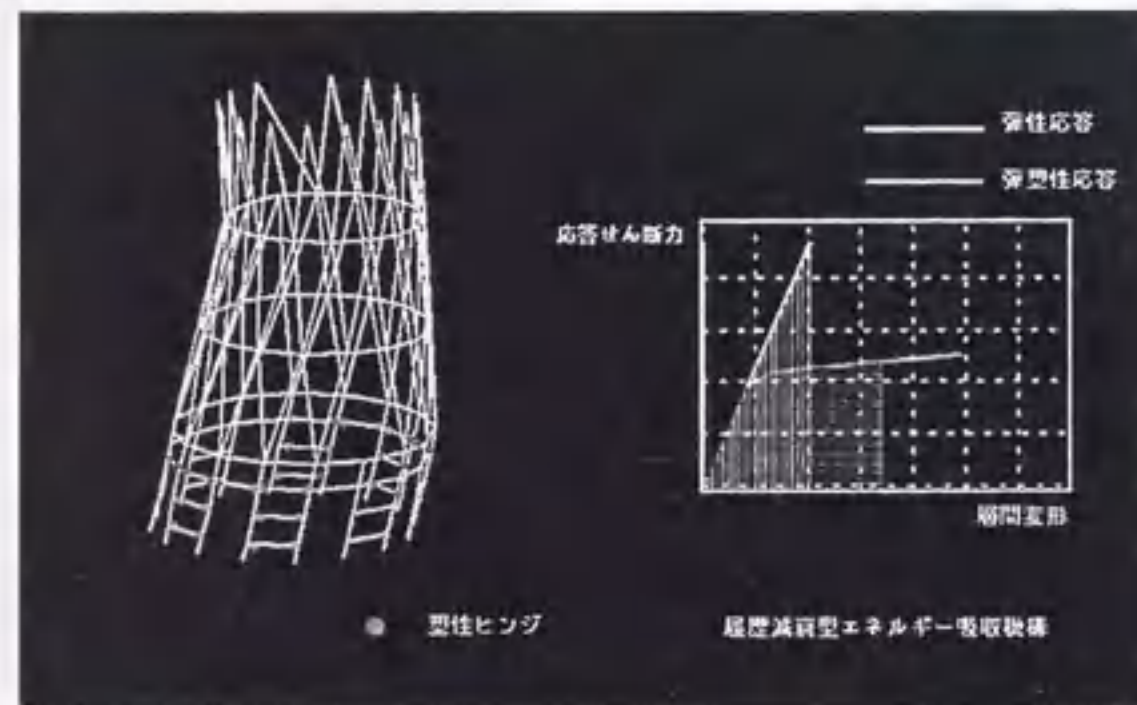


図2.2.15 地震エネルギー吸収機構

(4) 地下および基礎構造

B1階床は45cm厚のRCフラットスラブとし、B2階では13基のRCコアシャフトと外周の地下壁（いずれも60cm厚）のほかできる限り耐力壁を設け、地震時の大きな層せん断力に抵抗する強剛なRC箱型一体構造としている。基礎はGL-11.2mを床付面とするN値が50以上の凝灰岩を支持地盤とした直接ベタ基礎（1.5m厚のRCマットスラブ）とする。

(5) 工法

チューブを構成する部材同志は3次元的な部材芯の交点で接合され、原則として接合部には偏心が生じないものとしている。ジョイントは形が複雑なため鋳鋼を想定してい

たが、同一の形はほとんどなくコストの問題が大きいためおよび鋼管と鋼板の溶接組立によるディテールに工夫を加えれば意匠的にも十分なことが判明したので最終的には後者を採用している。プレートを構成する鋼製サンドイッチ版は、運搬可能なユニットに工場溶接によって一体製作し、現場でユニット相互を現場溶接することによって床版全体を組み立てるというもので、造船技術を建設現場に大々的に持ち込むという、いささか実験的な工法の試みを考えている。プレートのチューブへの支持方法はサンドイッチ板の上面板（鋼板+コンクリート）部分をチューブのリング梁の上に直接載せる形で単純支持している。これらについては実物モデルを実際にモックアップし、溶接をはじめ様々な技術上の問題を検証し、工場製作上の問題の見通しをたてコストに関しても充分実現可能であることを確認している。なお、チューブの各層の上下にはリング梁が設けてあり、この一層分のユニットを現場の地組で作成し、次々と積層してチューブ全体を構成するような建て方を想定している（図2.2.16,17）。

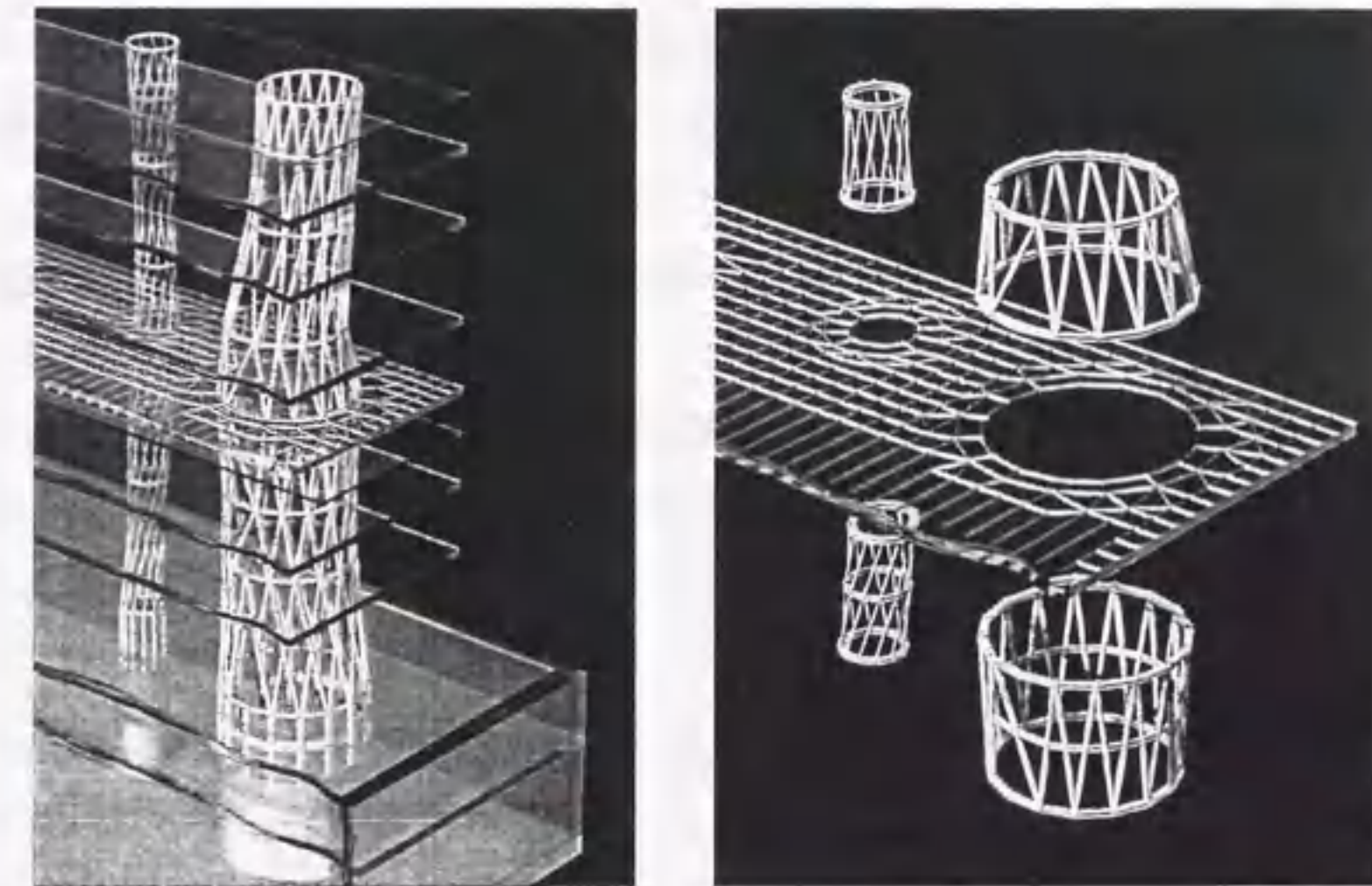


図2.2.16 部分構造アクソメ

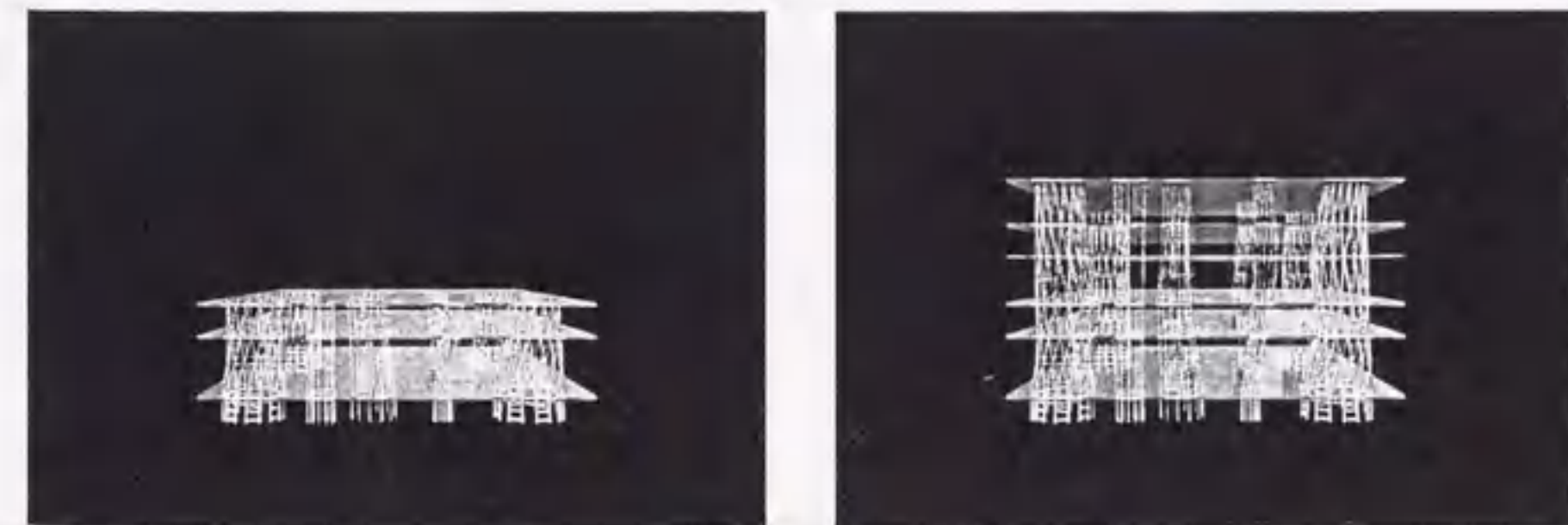


図2.2.17 コンストラクション・シミュレーション

2.2.3 工学的研究課題の設定と予測

前記2.2節の構造計画に対応して、大局的な工学的判断に基づく見通しと性能評価型の設計法に関連する項目として、下記の3つの項目を当該構造設計における重要な工学的研究課題として設定し、それらに関して予め定性的予測を与える。そして、これらの予測を工学的に検証する手法を研究することを本論文の次章以降の基本骨子とする。

(1) 上部ラチス柱の座屈特性について

床を支える縦型ラチス柱は、過去において前例のない新しいタイプの空間骨組構造であり、その座屈特性の解明は極めて重要な工学的研究課題である。ここに、縦型ラチス柱の座屈特性の定性的予測を下記に示す。

1) 大径ラチス柱

大径ラチス柱TA1~TA4は鉛直床荷重を支持するばかりでなく、大地震に抵抗できる主要耐震構造として十分な水平剛性と耐力を有するべく計画されている。これらの大径ラチス柱は平面的にバランスよく4隅に配置され、各階の床レベルで剛床により平面的に相互に一体化されている。その結果、建物全体としてのねじれが起こりにくいばかりでなく、床レベルで節状に設けられたチューブ・リングが高い剛性の床で拘束されておりチューブの断面形状は確実に保持されている。そのためにいずれの大径ラチス柱も単体としてのねじれやチューブ断面の変形は起こりにくく、骨組の初期不整感性は充分低いものと考えられるので、鉛直荷重に対して独立した塔全体としてのシェ尔的な座屈挙動は起こり得ないし、レベル2地震が作用した場合においても耐力低下のような劣化性状は見られないであろう。つまり、大径ラチス柱はシェ尔的な全層にわたる全体座屈というより個材崩壊型の座屈現象が主たる設計対象になることが予測される。

2) 小径ラチス柱

小径ラチス柱TB1~TC6は主に鉛直床荷重のみを支持する柱であり、各階の床レベルで剛床により平面的に相互に一体化され、主体構造である大径ラチス柱によって水平移動が拘束されている。また大径ラチス柱と同様に床レベルで節状に設けられたチューブ・リングが高い剛性の床で拘束されておりチューブの断面形状が保持されているため、いずれの小径ラチス柱も単体としてのねじれやチューブ断面の変形は起こりにくく、骨組としての座屈性状は各層ごとの通常の組立柱の特性に近いものとなるであろう。また、小径ラチス柱は水平剛性をほとんどもたないため地震抵抗には寄与することがなく、レベル2地震時における各階の層間変形による強制変形にも充分追従できるであろう。

つまり、小径ラチス柱は各層ごとの組立柱としての座屈現象が主たる設計対象になることが予測される。

(2) B1階骨組の弾塑性特性について

先に述べたように当該構造設計においては、大地震時においても地上階の主体構造であるラチス柱を弾性域内に留めるために、B1階の主体構造である骨組の塑性変形能力と履歴エネルギー吸収能力を積極的に期待するという基本的な考え方を採用している。B1

階骨組の特色である分散的貫梁架構形式においては、梁部材のみに塑性ヒンジが順次システムティックに形成されていき、明快な靱性型梁降伏メカニズムを形成することが予測され、大地震時におけるB1階骨組の塑性変形能力と履歴エネルギー吸収能力は充分期待できるものと予測される。

(3) 大地震時の弾塑性応答特性等について

このような床を支えるラチス柱で構成された特殊な空間骨組構造における大地震時の構造物の弾塑性応答特性の解明は、性能評価型の設計において最も重要な検証事項である。半谷らはラチスシェルなどの大空間屋根に代表される空間骨組構造を次のように定義している¹³⁾。

「空間構造は形態抵抗型構造といわれる。形態とは形と態から成り、形は幾何学的な意味での形状を表し、態は内部に存在するシステムを示している。空間構造の設計において形+態の選択は重要な課題となっている。形態を設計するためには目標が必要である。目標は設計する側における要求事項であるが、設計された空間構造の示す能力を性能と言う。耐震性能、耐風性能、耐雪性能は安全性に直結する重要な性能である。」

ここに、当該縦型ラチス柱は大空間屋根における横型の単層ラチスシェルを縦型の単層ラチスシェルに変形した多層建築のための空間骨組構造であると考えられる。そして、当該設計においては風および雪荷重は地震荷重に比べて充分小さく、主たる設計目標は耐震性能に特定される。

以上より、大地震時の弾塑性応答特性の解明は、「最下層に層降伏する骨組を有する縦型ラチス柱」という新しいタイプの空間骨組構造の耐震設計法および耐震性能の評価手法の研究として位置づけられる。ここに、上記(2)において既に述べたように、大地震時においてはB1階骨組の塑性変形能力と履歴エネルギー吸収能力を積極的に期待することにより、地上階ラチス柱を弾性域内に留めることが十分な余裕をもって可能となることが予測される。

2.3 構造設計の概要

本節では、前章1.3節の構造設計法に関連して、当該構造設計の基本的な考え方や設計方針を述べる。

当該建物の構造設計（1995～1996年の設計）においては、実務設計の立場から原則として現行の建築基準法に準拠しており、許容応力度設計法による設計体系を基本とし、大地震に対しては終局強度設計法を適用するという現行の設計法を原則として採用する。ただし、各限界状態における荷重と耐力および変形の応答値と限界値を定量的に明確にすることによって、目標とする構造性能を検証する性能評価型の設計法を実質的に行うものとする。

2.3.1 設計の基本方針

(1) 設計荷重および荷重の組合せ

設計荷重および荷重の組合せは建築基準法に基づき規定する。

(2) 使用材料等の特性

使用材料の基準強度および許容応力度は建築基準法に基づき規定する。

(3) 長期および短期許容応力度設計

・長期設計方針 常時荷重による長期応力に対しては、長期許容応力度設計を行いその安全性を確認（損傷限界応力度を弾性限の2/3以下に設定）すると共に、建物の日常的な使用限界状態に対する構造性能を検証し、建物の機能上有害な変形等を防止する。なお、応力変形計算は静的弾性解析による。

・短期設計方針 各短期組合せ荷重による短期応力に対しては、短期許容応力度設計を行いその安全性を確認（損傷限界応力度を弾性限以下に設定）すると共に、建物の使用限界状態に対する構造性能を検証し、建物の機能上有害な変形等を防止する。なお、応力変形計算は静的弾性解析による。

(4) 終局強度設計

・終局設計方針 大地震時（レベル2地震）の設計用外力による応力に対しては、終局強度設計を行いその安全性を確認（終局限界耐力＝保有水平耐力を設計用外力以上に設定）すると共に、建物の終局限界状態に対する構造性能を検証し、建物の全体または階の崩壊を防止する。なお、応力変形計算は静的弾塑性解析（荷重増分法）による。

以上を総合して、(1)「荷重および外力の作用」の規定および(2)「使用材料等の特性」の規定に基づき、適用する設計法として(3)長期および短期許容応力度設計並びに(4)終局強度設計による構造設計を行い、それぞれの最大応力および変形の応答値が個々に定める限界値を超えないことを確認することを設計の基本方針とする。

2.3.2 耐震設計方針

本建物の構造設計において、主体構造の耐震性能および安全性の検証は最も重要な設計事項であり、下記のような耐震設計方針を基本方針とする。

(1) 統計確率論と地盤特性に基づく地震動の評価

当該構造設計において、最も決定的な設計荷重は地震荷重であることから、設計地震荷重の合理的な評価は極めて重要である。ここでは設計当時（1995～1996年）において最も標準的な評価手法としての日本建築学会編「建築物荷重指針・同解説1993年版」¹⁴⁾に準拠して、実用設計の立場から仙台地域のサイスミシティを反映した地震荷重を設定している。即ち、地震動の強さは過去の統計資料に基づいて確率的に評価すること、および表層地盤の増幅特性を考慮することを原則としている。以下に当該計画における地震動の評価の基本的な考え方と手順について述べる。

1) 地震危険度解析による建設地域の地震活動の評価

標準地盤の地震動の基本最大速度 V_0 と基本最大加速度 A_0 は、建設地である仙台市周辺の地震活動を反映した地震危険度解析によって評価した100年再現期待値より決定する。尾崎らによる地震危険度地図¹⁵⁾（図2.3.1）によれば、仙台市の場合は基盤速度値 V_k の100年再現期待値は $V_{k,100} = 4.5 \text{ cm/sec}$ 程度と推定される。従って、標準地盤における基本最大速度は $V_0 = 2 \cdot V_{k,100} = 9 \text{ cm/sec}$ 、基本最大加速度は $A_0 = 15 \cdot V_0 = 135 \text{ cm/sec}^2$ とする¹⁴⁾。なお、50年最大値の変動係数マップ¹⁴⁾（図2.3.2）、50年最大地表面加速度モデルの確率密度表示¹⁶⁾（図2.3.3）、地震荷重の確率モデル¹⁶⁾（表2.3.1）等により、統計的に信頼できる推論として仙台地域は地震活動の頻度も高く数十年の周期性をもって大きな地震が繰り返し生じているが、それほど強い決定的大地震が発生する地域ではないと考えられる。



図2.3.1 尾崎らによる地震危険度地図¹⁵⁾



図2.3.2 50年最大値の変動係数マップ¹⁴⁾
(上下限値を有する分布による)

表2.3.1 地震荷重の確率モデル¹⁶⁾

	基礎速度 V_b (cm/s)	地表面加速度 A (cm/sec ²)	変動係数		
			V_{PK}	地盤増幅	V_A
仙台	3.08	111	0.23		0.46
東京	7.42	267	0.35	0.4	0.53
大阪	5.30	191	1.18		1.25

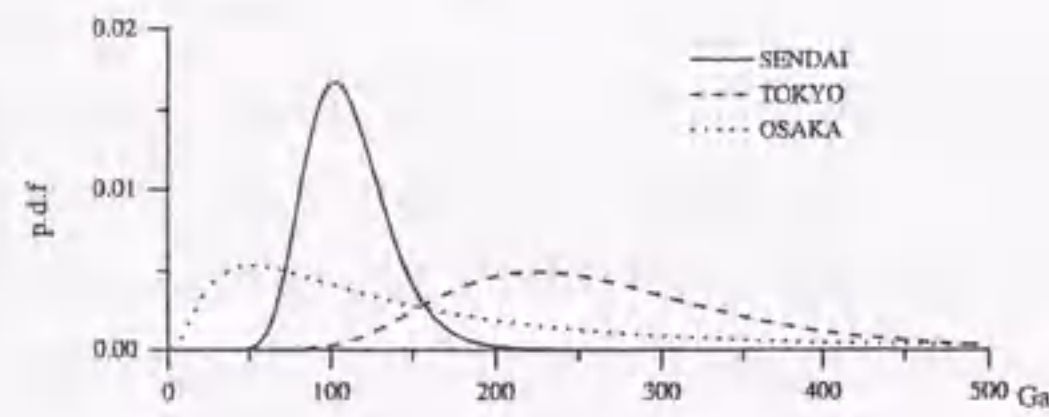


図2.3.3 50年最大地表面加速度モデルの確率密度関数表示¹⁶⁾

2) 建設敷地の地盤特性の評価

建設敷地は平坦な地形からなる仙台旧市街地に位置し、地盤は地表から5~8m以深は第3紀鮮新世の凝灰岩 (N>50, S波速度が600m/sec) からなる非常に硬質な地盤である。地盤種別は標準地盤であり建築基準法でいう第1種地盤に該当する。表層地盤が第1種地盤の場合、その地盤特性を考慮した地震動の最大加速度および最大速度に対する地盤種別補正係数は学会の荷重指針では $G_A=G_V=1.0$ としているが、ここでは設計判断により $G_A=G_V=1.2$ を採用する。地盤概要を図2.3.4に示す。(なお、この建物は剛強な地下室を有し基礎形式はGL-11mを床付けとする直接ベタ基礎としている。地震時における基礎の運動は地盤が十分に剛であり一体であるとみなすことができる。)

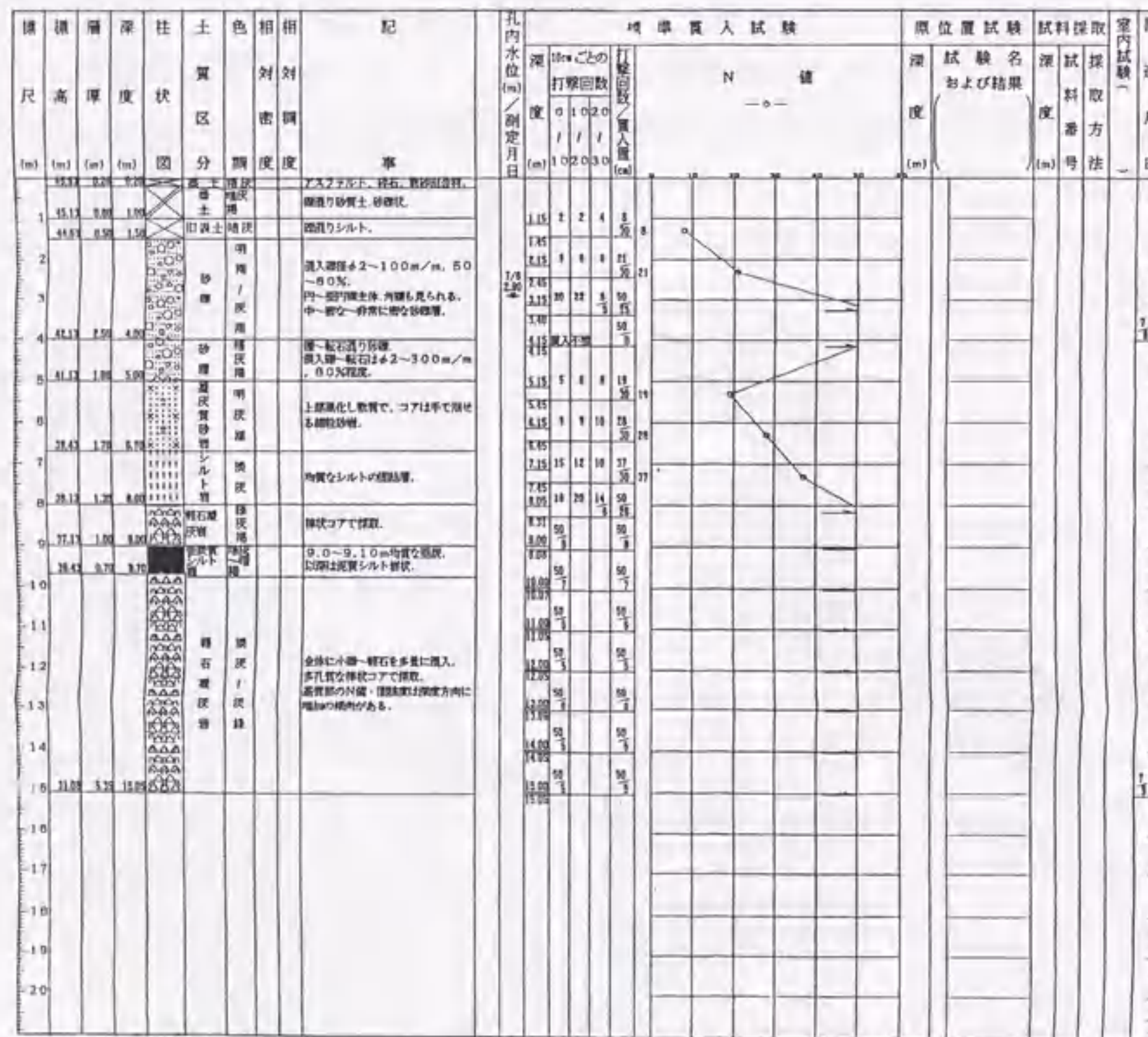


図2.3.4 地盤概要(ボーリング柱状図)

3) 建設地のサイズミシティを考慮した入力地震動の評価

一般的に動的地震応答に採用される地震動の強さは最大速度振幅で評価され、レベル1では $V_{max}=20\sim25$ cm/sec、レベル2では $V_{max}=40\sim50$ cm/secが設定値として(大雑把な地域区分に応じて)慣例的に採用されている。この設定値については前述した統計確率論と地盤特性に基づく地震動の工学的評価と何ら論理的に関係づけられていない点不合理であると考えられる。

ここにひとつの合理的な考え方として、再現期間 $r=100$ 年として建設地の地域性と地盤特性を考慮に入れた地動の最大速度を求め、その値を最大速度振幅の基準値とする。そして性能設計の立場から設計者は建築主と協議を行い、建物の重要度や要求性能のグレードに応じて適切な再現期間を設定し、その数値を補正するという方法を提案する。

再現期間 $r=100$ 年として、例えば仙台の第1種地盤と東京の第2種地盤に適用される地動の最大速度振幅(最大加速度振幅)の基準値は、表2.3.2に示すようにそれぞれ $V=10.8$ cm/sec, 24.0 cm/sec ($A=162$ cm/sec², 216 cm/sec²)である。ここに、東京の想定例はレベル1地震に対して現在東京地域で採用されている $V_{max}=25$ cm/secにほぼ対応し、一方、当該例は現在仙台地域で採用されている $V_{max}=20$ cm/secの約1/2程度に相当している。

表2.3.2 仙台の第1種地盤と東京の第2種地盤のサイズミシティの比較

		仙台(第1種地盤)	東京(第2種地盤)
基礎速度値	V_{k100}	4.5	6.0
標準加速度	A_0 (cm/sec ²)	135.0	180.0
標準速度	V_0 (cm/sec)	9.0	12.0
地盤種別補正係数	G_A	1.2	1.2
	G_V	1.2	2.0
最大地動加速度	A (cm/sec ²)	162.0	216.0
最大地動速度	V (cm/sec)	10.8	24.0

以上から、当該設計においては建物の重要度や要求性能のグレード以外に当該構造方式の特殊性も考慮に入れて、地動の最大速度振幅の基準値 $V=10.8$ cm/secに約2倍の補正倍率を乗じた $V_{max}=20$ cm/secをレベル1入力の設定値とし、またレベル1入力の2倍の値の $V_{max}=40$ cm/secをレベル2入力の設定値として採用する。

因みに、参考として当該建物において上記の入力設定値を(2.3.1)式を用いて再現期間 r に換算すると、レベル1(弾性応答)では $r=300$ 年に、レベル2(弾塑性応答)では $r=1000$ 年にほぼ相当している。

$$R_A = R_V = (r/100)^{0.54} \quad (2.3.1)$$

ここに、 r : 再現期間(年), R_A, R_V : 再現期間換算係数

なお、荷重指針によれば(2.3.1)式は再現期間 r が20~500年の範囲で適用される統計的な経験式であることを考慮し、設計判断により再現期間 r をレベル1では $r=200$ 年に、レベル2では $r=800$ 年とする。参考に地震時の主要構造に対する要求性能マトリックス¹⁷⁾を表2.3.3に示す。この構造性能表によれば、当該設計の耐震設計の目標性能は、主要構造に対する要求性能のグレードとして少なくともグレードBであると判断される。

表2.3.3 地震時の主要構造に対する要求性能マトリックス¹⁷⁾

荷重レベル		L1	L2	L3	L4
再現期間		20年	100年	500年	1000年
50年間超過確率		92%	39%	9.5%	4.9%
主要構造の グレード	A	無被害 変形制限	無被害 変形制限	継続使用可 常時荷重 支持部材弾性 残留変形制限	補修後使用可 残留変形制限
	B	無被害 変形制限	継続使用可 常時荷重 支持部材弾性 残留変形制限	補修後使用可 残留変形制限	非倒壊 人命保護
	C	継続使用可 常時荷重 支持部材弾性 残留変形制限	補修後使用可 残留変形制限	非倒壊 人命保護	
	D	補修後使用可 残留変形制限	非倒壊 人命保護		

以上、実用設計の立場から当該構造設計において採用した、設計当時において最も標準的な評価手法としての日本建築学会編「建築物荷重指針・同解説1993年版」に準拠した仙台地域のサイスミシティを反映した地震荷重の評価並びに設定について述べた。なお、上記の建築学会荷重指針をはじめ従来の地震危険度評価手法の限界、すなわち評価法自身における各種制約（点震源仮定、統計資料の偏りなど）や活断層に関する取り扱いを含む地震動の入力レベルの設定については、当建物の設計時期と相前後して起きた兵庫県南部地震を契機として研究活動がその後活発に行われたものであり、この分野での最新の研究成果を反映したものではないことをここに断るとともに、これらの問題点については建築界全体の問題として今後の大きな課題であり、この分野の学術的な研究成果がより整備され、社会的なコンセンサスの得られた形で出来る限り早く実用設計に利用される段階に至ることが期待される。

ここに、活断層による地震動の入力レベルの設定については、仙台周辺には平均活動間隔が約2900年とされるB級活断層の長町・利府線断層帯が存在し、この活断層が活動したと仮定した場合には仙台はきわめて強い地震動を受ける可能性があることが石川¹⁸⁾により新たな研究成果として報告されている。同報告によれば、仙台における最大加速度として、1000年再現期待値は432cm/sec²、過去の最大値は334cm/sec²、活断層による再現期間1000年に適合する確率論的想定地震（貢献度が5%以上）の最大値は616cm/sec²程度であるとされている。前2者については当該構造設計において採用した地震動の入力レベルの設定値（レベル2で40cm/sec）にほぼ対応しているが、活断層による低頻度巨大外力評価は上記設定値をかなり上回る値となっている。この点については、以下のような実務的な設計判断による若干の考察を与えるものとする。

千年単位で活動する活断層に関する取り扱いを含む地震動の入力レベルの設定については、未だ十分に社会的なコンセンサスの得られた具体的なガイドラインがないこと、および現実の構造設計が建物の供用年限と建設コストのバランスの上に成り立っていることを考慮すると、今後大きな社会問題となることも予想され学術的な研究とは別の次元で慎重に議論される必要がある問題であり、一般的な実務設計に最新の研究成果を生そのまま取り入れることは現実問題として必ずしも適切であるとは言えない現状にあると思われる。この現状を踏まえたひとつの実務的な判断として、兵庫県南部地震の震害調査に基づいた矢野¹⁹⁾による「地下室があると地震入力0.8倍してもよい」という実務的提案にもあるように、当該設計においては安全側に無視していた地下階による地震入力低減効果を安全余裕度として期待するという考え方があり、因みに、上記の活断層による最大値を仮に0.8倍すれば約493cm/sec²となり、速度レベルで言えばほぼ50cm/secに相当している。

以上を総合的に判断して、当該構造設計で採用した地震動の入力レベルの設定値（レベル2で40cm/sec）は実用設計の立場からは概ね妥当であると考えられるが、それに加えて更にクライテリア以上の予想外の低頻度巨大外力として50cm/sec程度の入力レベルに対する耐震安全性の検討も併せて行う必要があるものと考えられる。

（2）静的解析による耐震設計

静的設計用地震荷重については原則として建築基準法（建物の重要度係数等1.56倍を考慮）に基づくと共に、予備応答解析を併用して設定する。このように設定された静的設計用地震荷重に対して、前項に示す短期許容応力度設計および終局強度設計によりそれぞれの地震荷重レベルにおける耐震安全性を確認する。

（3）地震応答解析による耐震性能および安全性の検証

主体構造については、地震応答解析により耐震性能および安全性を検証する。即ち、レベル1地震およびレベル2地震に対してそれぞれ弾性および弾塑性時刻歴応答解析を行い、その応答値が所定の耐震性能の設定値（目標値）を満足することを確認する。

地震応答解析における入力地震レベルは、本建物の1次固有周期が1.4秒程度であることから速度レベルで規定するものとし、当該地域のサイスミシティの検討並びに本建物の重要性から以下のように定める。

入力速度レベル（最大速度振幅）は、当該建築物の敷地において当該建築物の耐用年数中に1度以上受ける可能性が大きい地震動（レベル1地震）に対して20cm/sec、当該建築物の敷地において過去に受けたことのある地震動のうち最強と考えられるもの、および将来において受けることが考えられる最強の地震動（レベル2地震）に対して40cm/secとする。なお、活断層による予想外の低頻度巨大外力として50cm/secの入力レベルに対する耐震安全性の検討を併せて行うものとする。採用地震動は、標準的性格を有するとされているエルセントロ1940NS、タフト1952EW、それと建設地の地域性を考慮した東北大学1F1978EWの計3波とする。各地震動の応答スペクトルを図2.3.5に示す。

耐震安全性の目標は、レベル1地震に対しては建築物の機能を保持すること、レベル2地震に対しては建築物に部分的な損傷が生じても最終的な崩壊から人命の保護を図ることを原則とする。

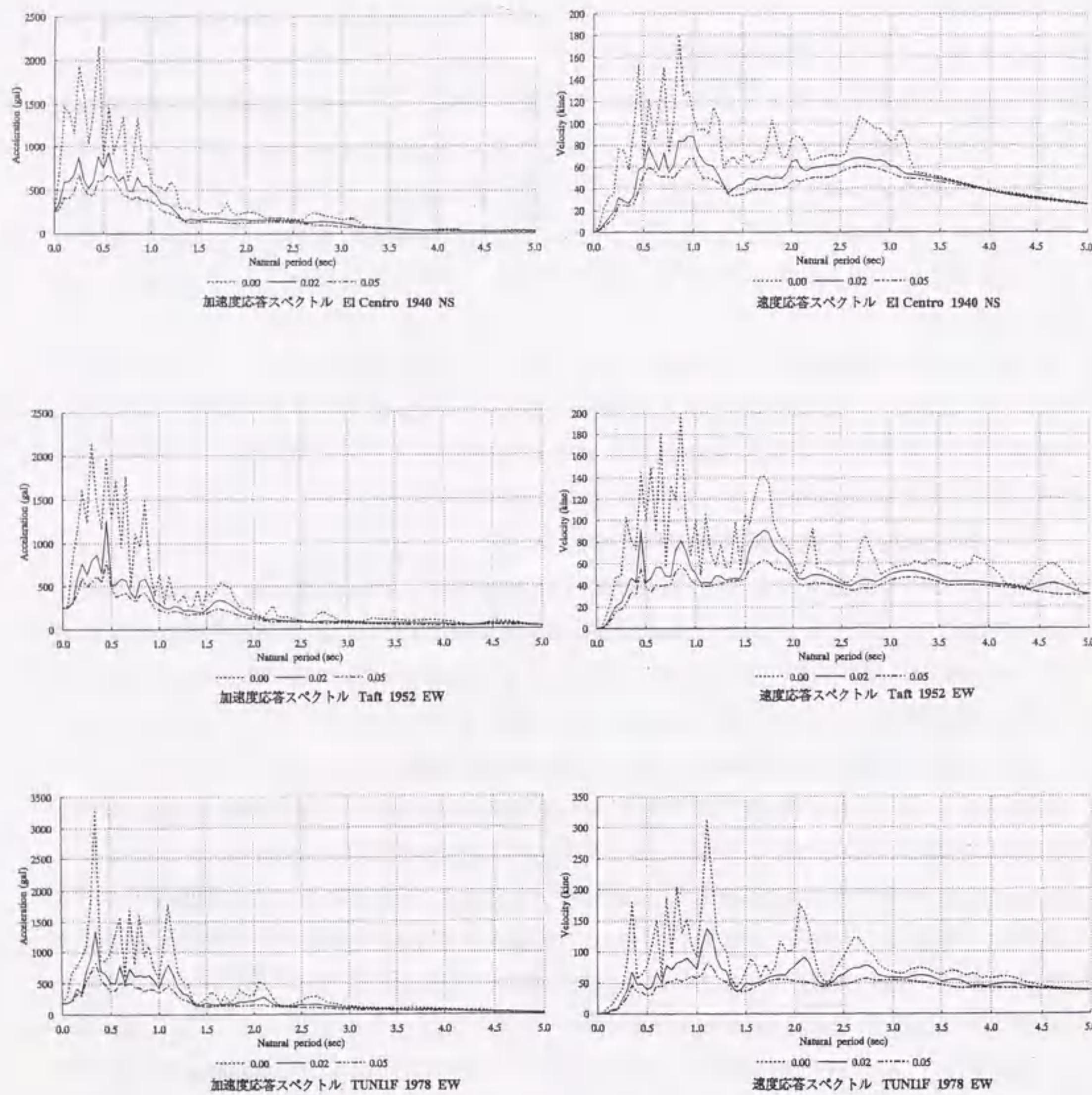


図2.3.5 地震動の応答スペクトル²⁰⁾

(4) 上下地震力に対する検討方針

上下地震力については、現行法では特に明確に規定されていないが、一つの簡便な評価手法として、上下動に関する幾つかの動的な知見を取り入れて静的震度に換算する手法が考えられる。

当該建物においては、(局部的な)大スパン床組構造による(全体的な)主体構造への上下地震動の影響は無視できないものと考え、静的震度換算法を採用し上下動に対する設計地震力を下記のように設定する。

「主体構造の設計用上下地震力」

水平地震動の最大加速度 A_h に対する上下地震動の最大加速度 A_v の比率 A_v/A_h に関しては、概ね $0.3 < A_v/A_h < 1.0$ なる関係が成立する。ここでは、図2.3.6、表2.3.4に示す実測地震波によるデータを参照して、平均的比率として $A_v/A_h=0.5$ と設定する。

また、最大入力加速度スペクトル A_i と各階の最大応答加速度スペクトル A_0 の応答倍率には、図2.3.6に示す加速度応答スペクトルよりほぼ $1.0 < A_0/A_i < 4.0$ なる関係が得られ、ここでは全階一律に平均的応答倍率として $A_0/A_i=2.0$ を設定する。

以上より、下記の静的震度を設計用上下地震荷重として設定する。

レベル1地震時: $0.2G$ ($200\text{cm/sec}^2 \times 0.5 \times 2.0 = 200\text{cm/sec}^2$)

レベル2地震時: $0.4G$ ($400\text{cm/sec}^2 \times 0.5 \times 2.0 = 400\text{cm/sec}^2$)

ここに、主体構造の設計用上下地震力は設計用水平地震力と同時に作用するものと考え、当該設計においてはそれぞれの地震レベルにおける組合せ応力として加算している。なお、局部的な床組構造に対しては設計用上下地震力を局部震度1Gに設定する。

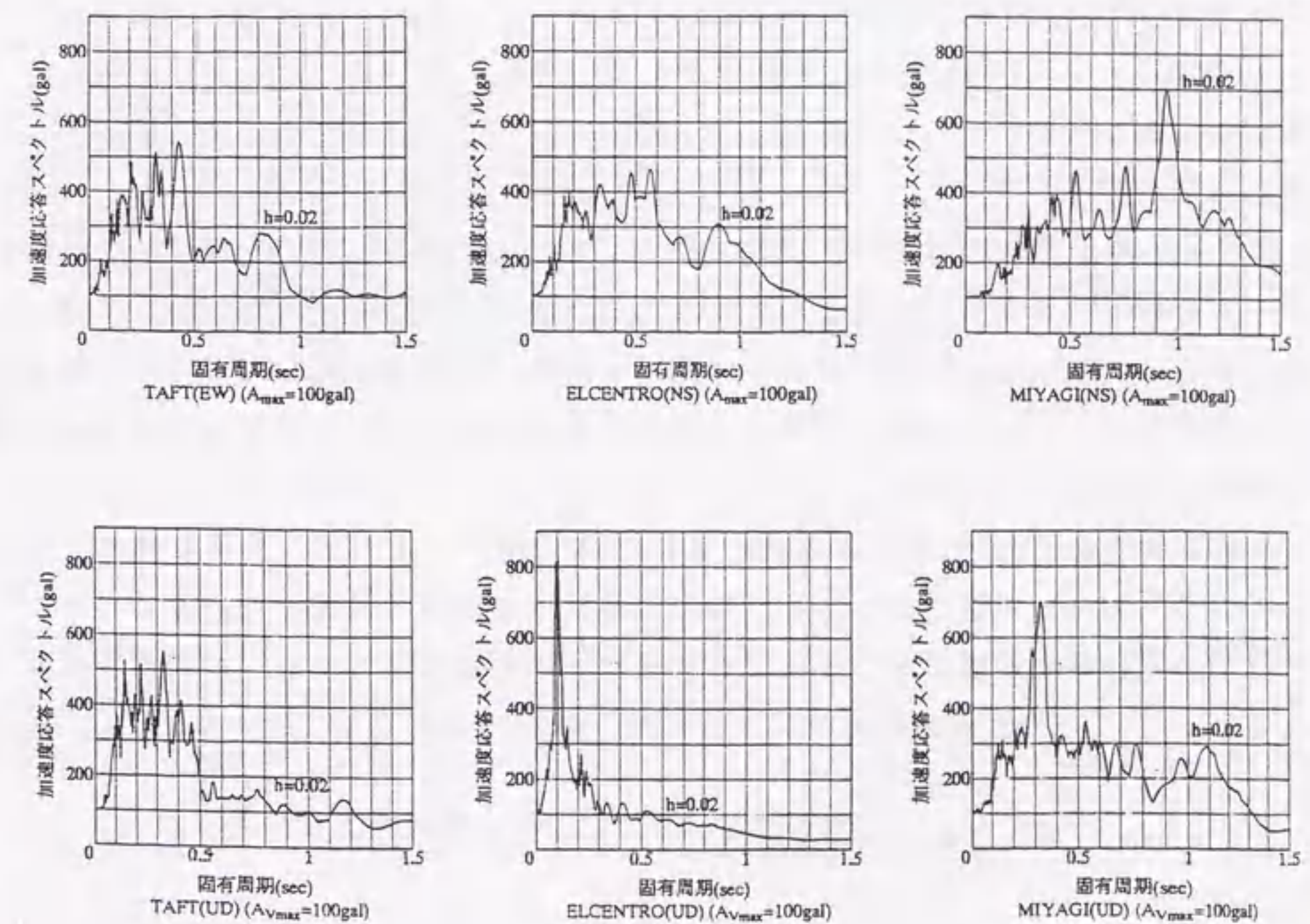


図2.3.6 上下地震動の加速度応答スペクトル²⁰⁾

表2.3.4 実地震波の最大加速度²⁰⁾

地震波	水平最大加速度 (cm/sec ²)	鉛直最大加速度 (cm/sec ²)	加速度比率 (鉛直/水平)
TAFT	341	206	0.60
EL-CENTRO	176	79	0.45
MIYAGI	225	77	0.34

2.3.3 その他耐風等の設計方針

- (1) 設計用風荷重は建築基準法に基づき設定する。
- (2) 設計用雪荷重は建築基準法および特定行政庁（仙台市）指示に基づき設定する。
- (3) 設計用温度荷重は、短期荷重として構造体の環境温度変化 $\Delta T = \pm 30^{\circ}\text{C}$ の温度荷重を設定する。なお、火災時の熱応力解析は耐火設計（防災性能評定）にて別途検討を行い確認する。

以上について、短期許容応力度設計を行いその安全性を確認する。

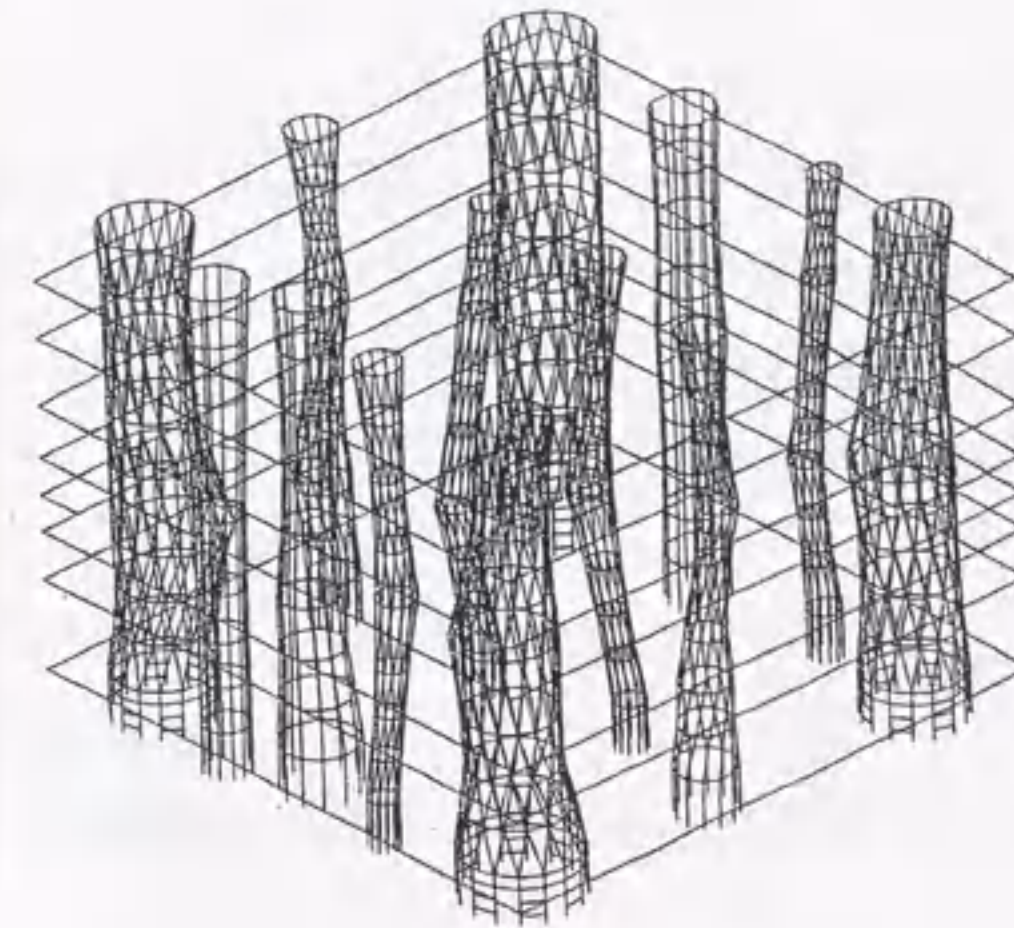
2.3.4 応力変形解析の基本方針

本建物の構造は、鉄骨主体構造（鉄骨立体骨組＋ラチス柱）、鉄骨床組構造（鋼板サンドイッチ構造）およびRC地下・基礎構造の3つの構造部分により明快に区分され、全体構造が構成されている。全体構造における力の伝達の順序を考慮して、全体としての解析方針を下記に示す。

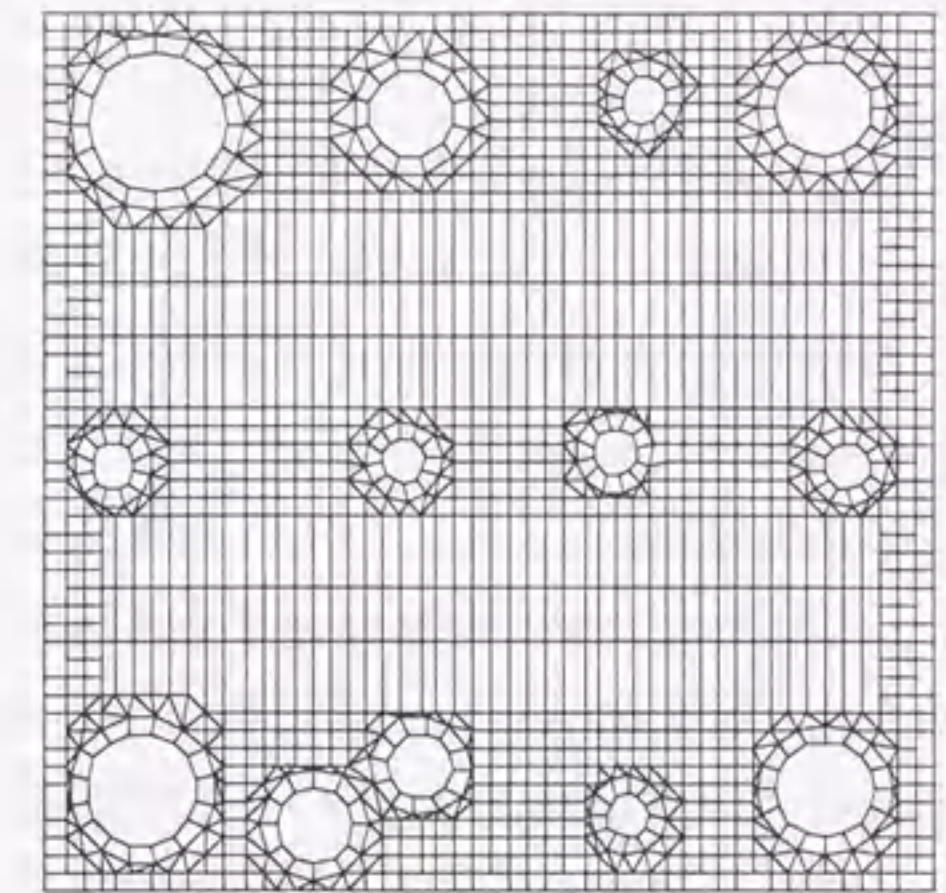
1) 鉄骨主体構造と床組構造は、各階床レベルのリング梁を介してピン支承で連結されており、それぞれ独立した構造として扱うことが解析上合理的であり、境界部での力の伝達、剛性等の整合性を的確に評価することを前提に両者を分離して応力変形解析を行うものとする。ここに、各設計荷重における鉄骨床組構造の支点反力を、鉄骨主体構造への設計外力として入力する。

2) 鉄骨主体構造とRC地下・基礎構造は、B1階柱脚レベルでピン支承で連結されており、それぞれ独立した構造として扱うことが解析上合理的であり、境界部での力の伝達、剛性等の整合性を的確に評価することを前提に両者を分離して応力変形解析を行うものとする。ここに、各設計荷重における鉄骨主体構造の支点反力を、RC地下・基礎構造への設計外力として入力する。

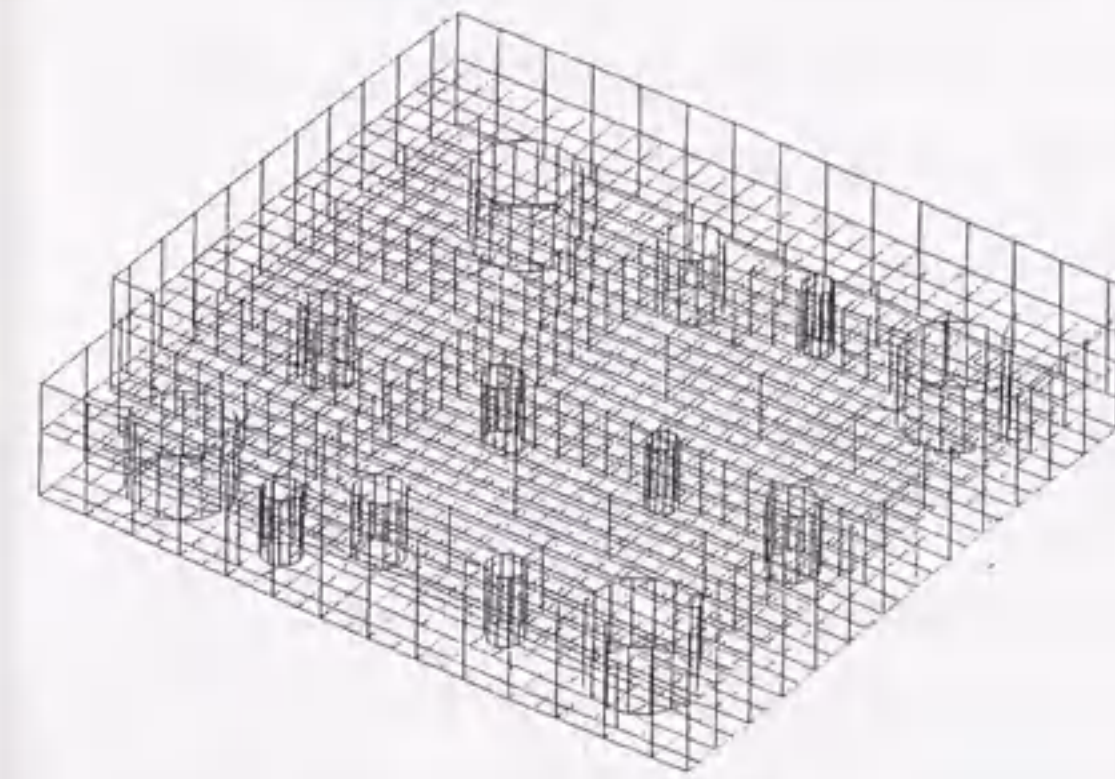
3) 解析モデルはそれぞれフル立体モデルとし、図2.3.7に示すものとする。



主体構造



床組構造



地下構造

拘束条件	主体構造	B1階柱脚ピン支持、床組構造は剛床仮定*
	床組構造	ラチス柱位置でピン支持 (ただし、鉛直方向は弾性支持)
	地下構造	B2階床弾性支持
使用プログラム	Multiframe4D	

* 床組構造をブレース置換した解析を行い、剛床仮定が成立することを確認している

図2.3.7 解析モデル

現行の建築基準法に準じて、主体構造に対する二次設計として(1)層間変形角、偏心率および剛性率の検討、(2)保有水平耐力の検討を行う。(なお、保有水平耐力の検討には、上部ラチス柱については次章の座屈解析より得られる保有耐力を、B1階骨組については第4章の弾塑性解析より得られる保有耐力を用いる。)

2.3.5 部材の設計方針

(1) 主体構造の部材設計

断面検討用応力の組み合わせは下記とする。

$$\text{長期応力} = \text{常時荷重による応力 (G+P)}$$

$$\text{短期応力 (1)} = 1.2 \times (\text{G+P}) + \text{レベル1地震荷重による応力 (K1)}$$

$$\text{短期応力 (2)} = 1.4 \times (\text{G+P}) + \text{レベル2地震荷重による応力 (K2)}$$

ここに、上下地震動としてレベル1地震時には $0.2 \times (\text{G+P})$ 、レベル2地震時には $0.4 \times (\text{G+P})$ を考慮し、これらを長期応力に加算して短期応力(1)、(2)の検討を行うものとする。

主体構造を構成する主要な鉄骨部材の幅厚比は、FAランクを原則とし、圧縮材としての細長比(有効細長比)は座屈後の急激な耐力低下が生じないように配慮する。各部材の座屈長さ(有効座屈長さ)は、部材端の拘束条件を考慮すると共に骨組の座屈解析(線形固有値解析)を考慮して設定する。

1次設計(静的解析)およびレベル1地震時の動的解析結果の最大部材力については短期許容応力度以内とする。

レベル2地震時の動的解析結果の最大部材応力については、地上部のラチス柱は原則として弾性限内とし許容応力度以内とする。一方、B1階骨組は梁降伏型のメカニズムを原則として梁部材端における降伏ヒンジの塑性変形能力を十分に確保する設計とし、当該層の最大塑性率の設定値を保証するものとする。

(2) 床組構造の部材設計

原則として、断面検討用応力は長期応力=常時荷重による応力(G+P)とし、断面設計は長期許容応力度設計によるものとする。ここに、ディスクゾーンおよび柱列ゾーンにおける二方向モーメントに対しては、組み合わせ応力として断面算定を行う。

なお、上記において長期最大応力度のレベルを原則として長期許容応力度の2/3以下に設定することにより、大地震時における床組構造の上下動(局所的な加速度応答として1Gの上下動を仮定)に対して、その場合の最大応力度のレベルを短期許容応力度以内とすることにより、床組構造の耐震安全性を確保するものとする。ここに、当該床組構造が比較的大スパンであることを考慮し、常時荷重状態における変形(たわみ)のクライテリアはスパンの1/800かつ2.5cm以下とし、日常的な使用状態における振動障害等が生じないことを確認する。

2.3.6 準拠する基・規準および指針等

当該建物の構造設計において準拠する基・規準および指針等を下記に示す。

- | | |
|--------------|-------------------------------------|
| (1) 建築基準法 | 「建築基準法令集」 |
| (2) 日本建築センター | 「建築物の構造規定-建築基準法施行令第3章の解説と運用-1994年版」 |
| (3) 日本建築学会 | 「建築物荷重指針・同解説 1993年版」 |
| (4) 日本建築学会 | 「鋼構造設計規準・同解説 1973年版」 |
| (5) 日本建築学会 | 「鋼構造塑性設計指針 1975年版」 |
| (6) 日本建築学会 | 「鋼構造座屈設計指針 1996年版」 |
| (7) 日本建築学会 | 「鋼構造限界状態設計指針 1996年版」 |
| (8) 日本建築学会 | 「鋼管構造設計施工指針・同解説 1992年版」 |
| (9) 日本建築学会 | 「鋼構造接合部の力学性能と設計法 1995年版」 |
| (10) 日本建築学会 | 「鉄筋コンクリート構造設計規準・同解説 1991年版」 |
| (11) 日本建築学会 | 「建築基礎構造設計指針 1988年版」 |
| (12) 日本建築学会 | 「各種合成構造設計指針・同解説 1985年版」 |
| (13) 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年版」 |
| (14) 日本道路協会 | 「道路橋示方書・同解説 1994年版」 |

【参考文献】

- 1) Architecture interieure cree 277, L'art de l'ingenieur, 1997
- 2) 加藤史郎編・豊橋技術科学大学：共同プロジェクト研究「ラチス柱の高層建築への応用可能性に関する研究」平成8年4月-9年3月の間の研究成果のまとめ、平成9年3月
- 3) 原美術館：倉俣史朗、1996年
- 4) 松井源吾：見える力学 一カと縞一、鹿島出版会、1986年
- 5) プロセスアーキテクチャ No.23 "ピエール・ルイジ・ネルビ"、1981年
- 6) 出光美術館：琳派、1993年
- 7) 高橋研究室編：かたちのデータファイル デザインにおける発想の道具箱一、彰国社、1984年
- 8) 佐々木睦朗他：ガウディのフニクラールカタルーニャの曲線一、INAX出版、1996年
- 9) 柴田明徳：最新耐震構造解析、森北出版、1981年
- 10) '95アーキテクチャ・オブ・ザ・イヤー展「建築を支える第6世代の技術」、1995年
- 11) 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年6月
- 12) 秋山宏他：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年8月
- 13) 半谷裕彦：空間骨組構造 形態・性能・生産、はしがき、日本建築学会空間骨組構造小委員会、1995年12月
- 14) 日本建築学会：建築物荷重指針・同解説、1993年版
- 15) 尾崎昌凡、北川良和、服部定育：地震動の地域特性に関する研究（その1）、日本建築学会論文報告集第266号、1978年、（その2）、同第277号、1979年
- 16) 神田順：構造工学のための荷重モデルと設計荷重、統計・確率論と信頼性理論の構造設計工学における応用-坂本順教授退官記念論文集一、1997年
- 17) 建築研究所、鋼材倶楽部：新設計体系研究会報告書、1995年2月
- 18) 石川裕：確率論的想定地震と低頻度巨大外力評価への応用に関する研究、1998年1月
- 19) 矢野克巳：耐震設計についての一提案 - 構造設計者として社会での信頼を得るために -、Structure No.57、1996年1月
- 20) 日本建築センター

第3章 工学的課題の検証(1)：上部ラチス柱の座屈特性に関する研究

この建物の主体構造である13本の鉄骨ラチス柱は、鉛直荷重を支持する柱（立体的な組柱）である。その内の4本の主要な大シャフトは地震荷重に抵抗する主体耐震構造でもあり、水平剛性の極めて高いトラス構成による筒型ラチス柱である。残りの9本の小シャフトは主に鉛直荷重を支持するだけの支柱であり、水平剛性の極めて低いフレーム構成による筒型ラチス柱である。以下、便宜的に前者を大径筒型ラチス柱、後者を小径筒型ラチス柱と呼ぶ。

これらの筒型ラチス柱の座屈特性や挙動については、既に第2章において工学的判断に基づく定性的な予測を計画段階で与えており、本章においてそれらの予測を具体的な数値として定量化し工学的に検証する。

先ず、当該筒型ラチス柱の実用的な座屈設計手法として、線形座屈解析に基づく有効座屈長さによる座屈耐力の近似的な推定方法を提示し、実際設計としてこの推定方法を適用した当該筒型ラチス柱の座屈検定例を示す。次に、適切な構造モデルについて弾塑性座屈解析による検討を行い、線形座屈解析から推定される座屈耐力と比較検討して推定方法の妥当性を検証すると共に、大小の筒型ラチス柱の座屈特性を解明する。

3.1 座屈耐力の推定方法

立体骨組の座屈問題は骨組全体の強度・剛性・荷重分布に関係するから、本来骨組全体の座屈解析から評価されるべきであり、厳密な工学的研究の立場からは骨組全体の弾塑性座屈解析（材料的・幾何学的非線形座屈解析）によるべきものである。近年のコンピュータの発達によりこれらの高度な数値解析が現実的に計算可能となってきたが、一般にこれらの解析結果が荷重条件や初期不整の影響などをどのように定量的に数値化するかによって左右されるためにそのパラメーターの設定は容易ではないこと、数値解析の実行に膨大な計算量（コスト）を必要とすることなどから総合的に判断して、実用設計の解析手法としてあまり現実的ではない。また、これらによって得られた座屈荷重を実際の設計に利用するために規定している座屈曲線すらも各国で統一されていないのが現状である。このような状況を踏まえた上で、ここではひとつの合理的な実用設計手法として、下記のような線形座屈解析に基づく有効座屈長さを用いた座屈耐力の推定方法を採用する。

3.1.1 線形座屈解析（線形固有値解析）

構造物全体の座屈荷重を簡便に求める一般的解析法に線形座屈解析（線形固有値解析による線形座屈荷重の算定）がある。ただし、この線形座屈解析は微小変形理論と弾性理論に立脚しており、原則として座屈前に大きく変形する幾何学的非線形性の強い構造物や非弾性範囲の座屈をする構造物には直接適用できない。この方法は座屈前の変形の影響を無視でき、かつ与えられた荷重の分布状態は変化せずすべての荷重が比例的に増加して骨組全体が座屈し、線形解析によって求められた各部材の軸力の相互の比が変化しないことを前提としている。工学的にはただ一つの荷重パラメーター λ によって構造物全体の剛性行列が記述できる簡便な実用的解析法であり、剛性行列の行列式がゼロとなる λ を求めるという数学的な一般固有値問題に帰せられる。ここに線形固有値 λ_{σ}^{lin} は、線形座屈荷重 P_{σ}^{lin} の基準荷重 P_0 に対する比を表わし、またこれは線形座屈軸力 N_{σ}^{lin} の基準軸力 N_0 に対する比（ N_0 は $\lambda_{\sigma}^{lin}=1$ に対応する線形解析で得られる軸力）を表わしている。なお、一般的な線形固有値解析法について下記に簡単に示す。

・一般的な線形固有値解析法

単材としての弾性部材の応力と変形の関係式は式（3.1.1）で定式化される。

$$[k_L] + \frac{N}{L}[k_G]\{d\} = \{f\} \quad (3.1.1)$$

式（3.1.1）より、全体座標系での全体の応力と変形の関係式は式（3.1.2）となる。

$$[K_L] + \left[K_G \left(\frac{N}{L} \right) \right] \{D\} = \{P\} \quad (3.1.2)$$

基準荷重 $\{P_0\}$ を与え、線形剛性マトリックス $[K_L]$ より各部材の基準軸力 $\{N_0\}$ を求める。

想定荷重 $\{P\} = \lambda \{P_0\}$ に対応して、軸力も $\{N\} = \lambda \{N_0\}$ に変化すると仮定して、 $\lambda \{N_0\}$ を代入した剛性マトリックスを作成し、行列式が0となる λ_{σ}^{lin} を求める。

$$\det \left[[K_L] + \left[K_G \left(\frac{N}{L} = \lambda_{\sigma}^{lin} \frac{N_0}{L} \right) \right] \right] = 0 \quad (3.1.3)$$

得られた λ_{σ}^{lin} より線形座屈荷重は $\{P_{\sigma}^{lin}\} = \lambda_{\sigma}^{lin} \{P_0\}$ となる。

ここで、 $[k_L][K_L]$: 線形剛性マトリックス

$[k_G][K_G]$: 幾何剛性マトリックス

$\{d\}\{D\}$: 変位

$\{L\}$: 部材長

$\{f\}$: 荷重

$\{P\}$: 想定荷重

$\{P_0\}$: 基準荷重

$\{P_{\sigma}^{lin}\}$: 線形座屈荷重

λ_{σ}^{lin} : 線形座屈荷重の基準荷重に対する比（線形固有値）

3.1.2 有効座屈長さによる座屈耐力の推定

座屈応力度曲線による座屈荷重の表現方法は、わが国では図3.1.1、図3.1.2に示す鋼構造物の許容応力度設計法と終局限界状態設計法（案）のものが一般に用いられている。現行の建築基準法および建築学会の鋼構造設計規準は許容応力度設計法の体系に基づいており、その耐力算定式は弾性座屈および弾塑性座屈に対してそれぞれ中心圧縮材の許容圧縮応力度を座屈応力度に座屈安全率を含んだ形で与えている。このように現行の設計規準は個材設計をベースにして体系化されているから、設計論的には骨組の不安定現象をいかにして個材の設計に取り入れるかが問題となる。

そこで骨組の座屈荷重を工学的に簡便に推定する方法として、線形座屈解析により骨組の線形座屈荷重を求め、弾性的に決定された座屈荷重から柱個材の有効座屈長さを求め有効細長比を算出し、骨組の弾塑性領域における座屈耐力を鋼構造設計規準の柱個材の耐力算定式によって近似的に推定するという実用的な設計手法が一般的に考えられる。

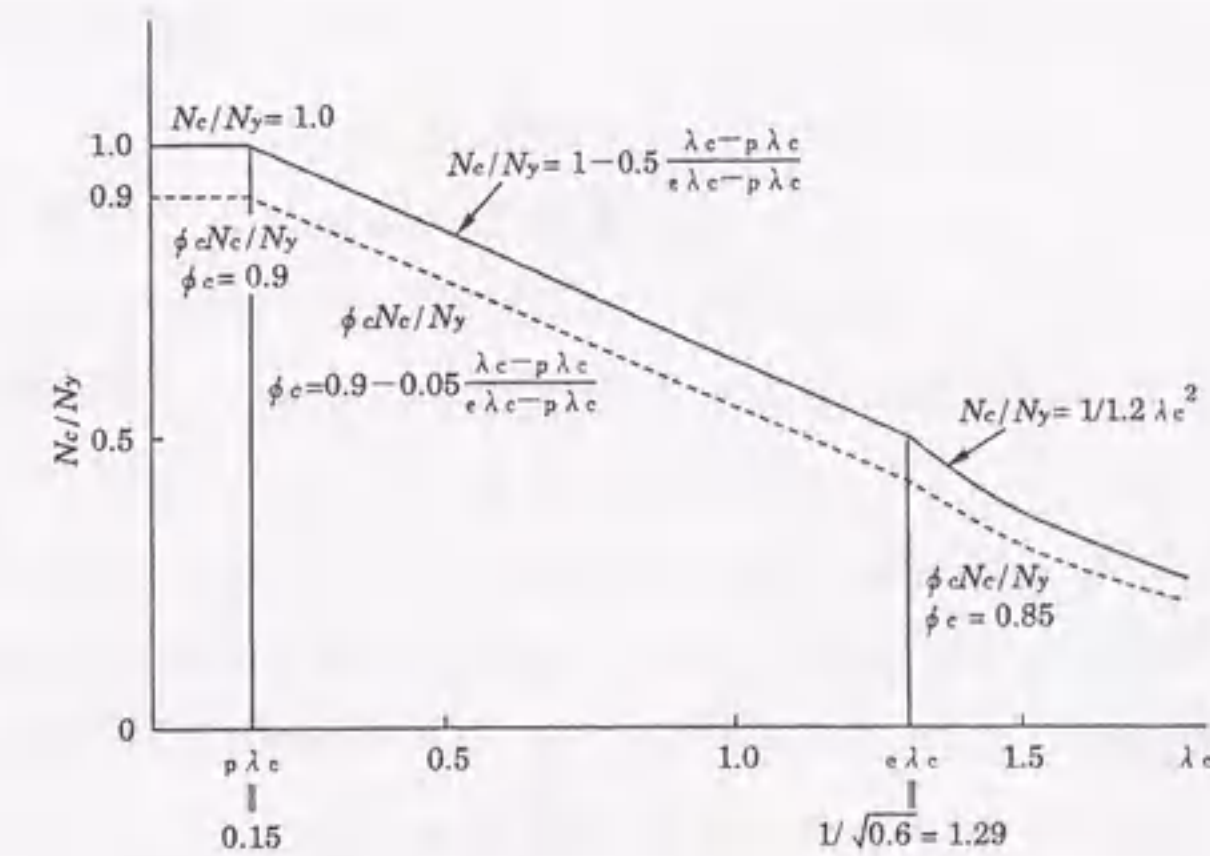


図3.1.1 鋼構造限界状態設計規準（案）の曲げ座屈耐力¹⁾

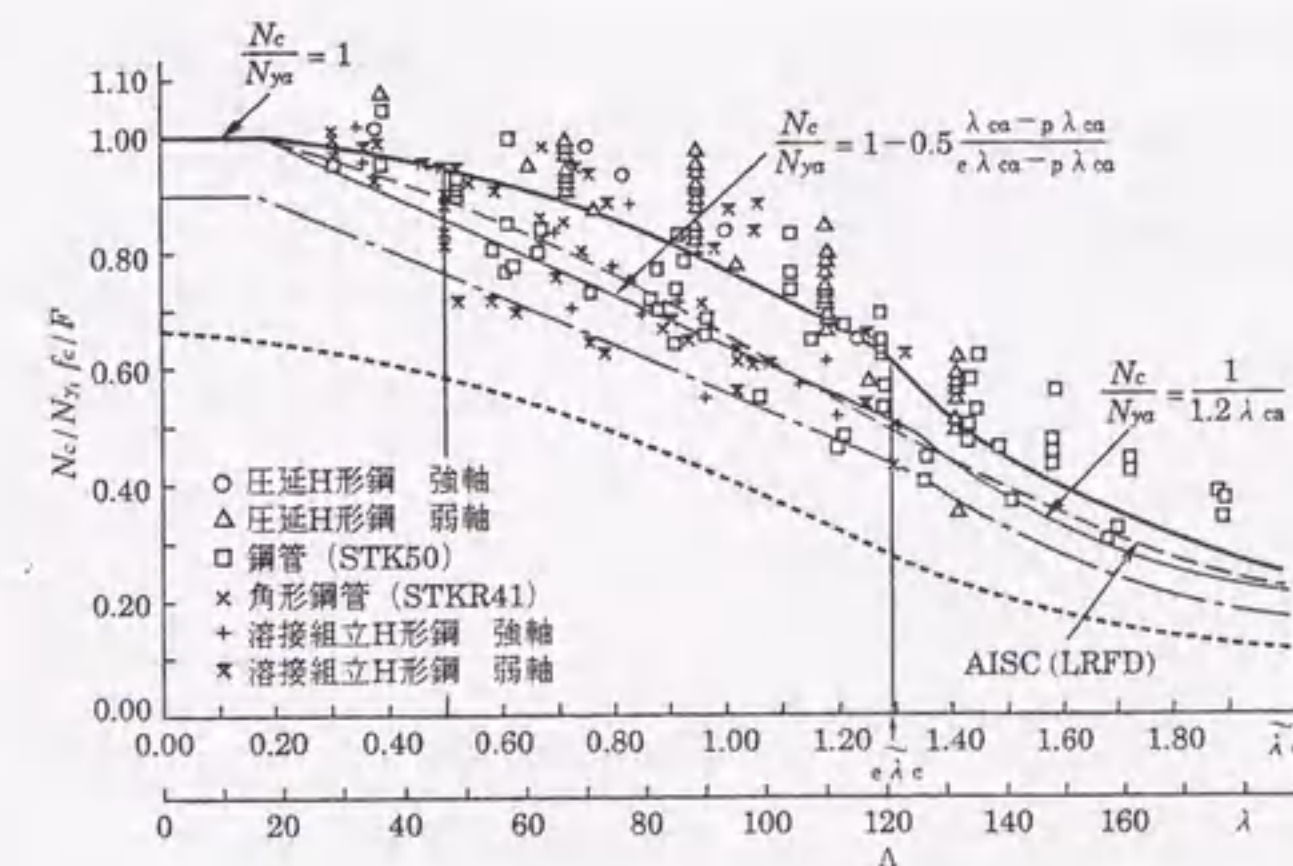


図3.1.2 曲げ座屈耐力の実験値と設計式¹⁾

参考として日本建築学会 座屈設計指針より日本建築学会鋼構造設計規準で採用している座屈安全率の考え方を抜粋する。

実際の中心圧縮材には、種々の不完全さ、即ち幾何学的な不完全さ（接合部などで圧縮力が部材断面重心に作用しない避けがたい偏心、部材の避けられないわずかな元たわみ）、冶金学的な不完全さ（圧延形鋼、溶接組立材などに存在する残留応力、部材断面内における降伏点のばらつき）等があり、これらの不完全さはいずれも中心圧縮材の耐力を低下させる原因となる。このような不完全さを考慮して、圧縮材の設計にあたっては比例限度を $\sigma_p = 0.6\sigma_y$ (σ_y : 降伏応力) と仮定し、圧縮材の存在応力度が $0.6\sigma_y$ を越えると座屈強度曲線はオイラー曲線から外れると考えている。また、座屈安全率は弾性範囲から非弾性範囲への移行点の近傍で実験値が最も大きくばらつくという既往の研究成果を反映させたものとなっている。

図3.1.2の太実線、太破線はそれぞれ日本建築学会鋼構造設計規準による曲げ座屈耐力、それを座屈安全率で除した長期許容耐力を示す。

一方、加藤ら^{3)~5)}は大空間屋根の単層ラチスシェルが主として軸力で外力に抵抗することに着目し、上記の一般的な柱の設計における座屈耐力の評価法をラチスシェルにおいても適用し、ラチスシェルの特定部材の座屈強度を正規細長比の関数として表現し、ラチスシェルの座屈耐力を近似的に推定するという設計手法を提案している。

当該建物における床を支える筒型単層ラチス柱は主として軸力で外力に抵抗する構造であり、いわば横型の単層ラチスシェルを縦型の単層ラチスシェルに変形した空間骨組構造であると考えられる。さらに当該縦型ラチス柱は一見するとシェル状の構造であるけれど通常の横型のラチスシェルに比べてシェ尔的な座屈が生じにくい構造であることが既に第2章において定性的に予測されている。従って、このような縦型ラチス柱においてはその座屈耐力を鋼構造設計規準の柱個材の耐力算定式によって近似的に推定する一般的な設計手法は横型ラチスシェル以上に直裁に適用可能であると考えられる。

以上の考察から、当該縦型ラチス柱の座屈荷重を工学的に簡便に推定する方法として、加藤らによって横型ラチスシェルにおいて示された座屈耐力の推定法が一般性と実用性において現時点で最も適当であると判断して、ここに新たに縦型ラチス柱に応用するものとする。その手法と手順を下記に示す。

・線形座屈解析による座屈耐力の推定方法

線形座屈解析結果より得られる λ_{σ}^{lin} より、線形座屈荷重 P_{σ}^{lin} 、最大軸応力度が発生する特定部材の線形座屈軸力 N_{σ}^{lin} を式 (3.1.4) ~ (3.1.5) により計算する。ここで N_0 は、基準荷重 P_0 による特定部材の基準軸力とする。

$$P_{\sigma}^{lin} = \lambda_{\sigma}^{lin} \cdot P_0 \quad (3.1.4)$$

$$N_{\sigma}^{lin} = \lambda_{\sigma}^{lin} \cdot N_0 = \frac{N_0}{P_0} \times P_{\sigma}^{lin} \quad (3.1.5)$$

ここで、特定部材の N_{σ}^{lin} を用いて、式 (3.1.6) からこの部材の有効長さ L_{eq} を計算する。

$$L_{eq} = \sqrt{\frac{\pi^2 EI_p}{N_{\sigma}^{lin}}} \quad \begin{array}{l} \text{ここで、} E: \text{ヤング係数} \\ I_p: \text{断面2次モーメント} \end{array} \quad (3.1.6)$$

また、正規細長比 Λ_0 を式 (3.1.7) で求め、有効細長比 λ_{eq} を式 (3.1.8) で計算する。

$$\Lambda_0 = \sqrt{\frac{N_y}{N_{\sigma}^{lin}}} \quad \text{ここで、} N_y: \text{降伏軸力} \quad (3.1.7)$$

$$\lambda_{eq} = \Lambda_0 \cdot \sqrt{\frac{\pi^2 E}{\sigma_y}} \quad (3.1.8)$$

この有効細長比から、式 (3.1.9)、(3.1.10) により、日本建築学会鋼構造設計規準による短期許容設計応力度 σ_{σ} を求める。この規準による σ_{σ} を用いて、式 (3.1.11)、(3.1.12) により短期許容鉛直荷重 P_{σ}^{AU} を推定する。

$$\lambda \leq \Lambda \quad \sigma_{\sigma} = \frac{1 - 0.4 \times \left[\frac{\lambda_{eq}}{\Lambda} \right]^2}{\nu} \times \sigma_y \times 1.5 \quad (3.1.9)$$

$$\lambda > \Lambda \quad \sigma_{\sigma} = \frac{0.277}{\left[\frac{\lambda_{eq}}{\Lambda} \right]} \times \sigma_y \times 1.5 \quad (3.1.10)$$

$$\nu = \frac{3}{2} + \frac{2}{3} \times \left[\frac{\lambda_{eq}}{\Lambda} \right]^2 \quad \Lambda = \sqrt{\frac{\pi^2 E}{0.6 \times \sigma_y}}$$

ここで、 ν : 座屈安全率

$$N_{\sigma}^{AU} = A \cdot \sigma_{\sigma} \quad (3.1.11)$$

$$P_{\sigma}^{AU} = \frac{P_0}{N_0} \times N_{\sigma}^{AU} \quad (3.1.12)$$

ここで、 N_{σ}^{AU} : 短期許容圧縮軸力

P_{σ}^{AU} : 短期許容鉛直荷重

A : 断面積

3.2 線形座屈荷重と有効細長比

当該構造における大径筒型ラチス柱TA1~TA4および小径筒型ラチス柱TB1~TB3、TC1~TC6について線形座屈解析を行い、それぞれのラチス柱の線形座屈荷重と有効細長比を算定する。解析手法は、通常の弾性部材による幾何剛性マトリックスを用いた線形固有値解析法（使用プログラム：COSMOS）を採用する。

3.2.1 大径筒型ラチス柱

(1) 解析モデル（3層モデル）

大径筒型ラチス柱（TA1~TA4）の線形座屈解析に用いる解析モデルは、図3.2.1に示すような各層毎にリング梁を含んだ上下階を含む3層分の立体モデルとし、更に各部材を3分割する。荷重条件は、上端よりの等分布鉛直荷重とし、拘束条件は荷重点より上部では水平方向を拘束した鉛直ローラー支点とし、荷重点より下部ではピン支点とする。

表3.2.1に解析モデル諸元を示す。

使用部材*	柱	φ-240x30~39	STK490
	リング梁	BH-400x200x9x25	SM490
	座屈補剛材	φ-165.2x15	STK490
拘束条件	上端	鉛直ローラー支点	
	下端	ピン支点	
荷重条件	鉛直等分布荷重 {P} = λ _v {P _{v0} } ; P _{v0} = 単位荷重、1.00 t		

*ねじれ剛性考慮

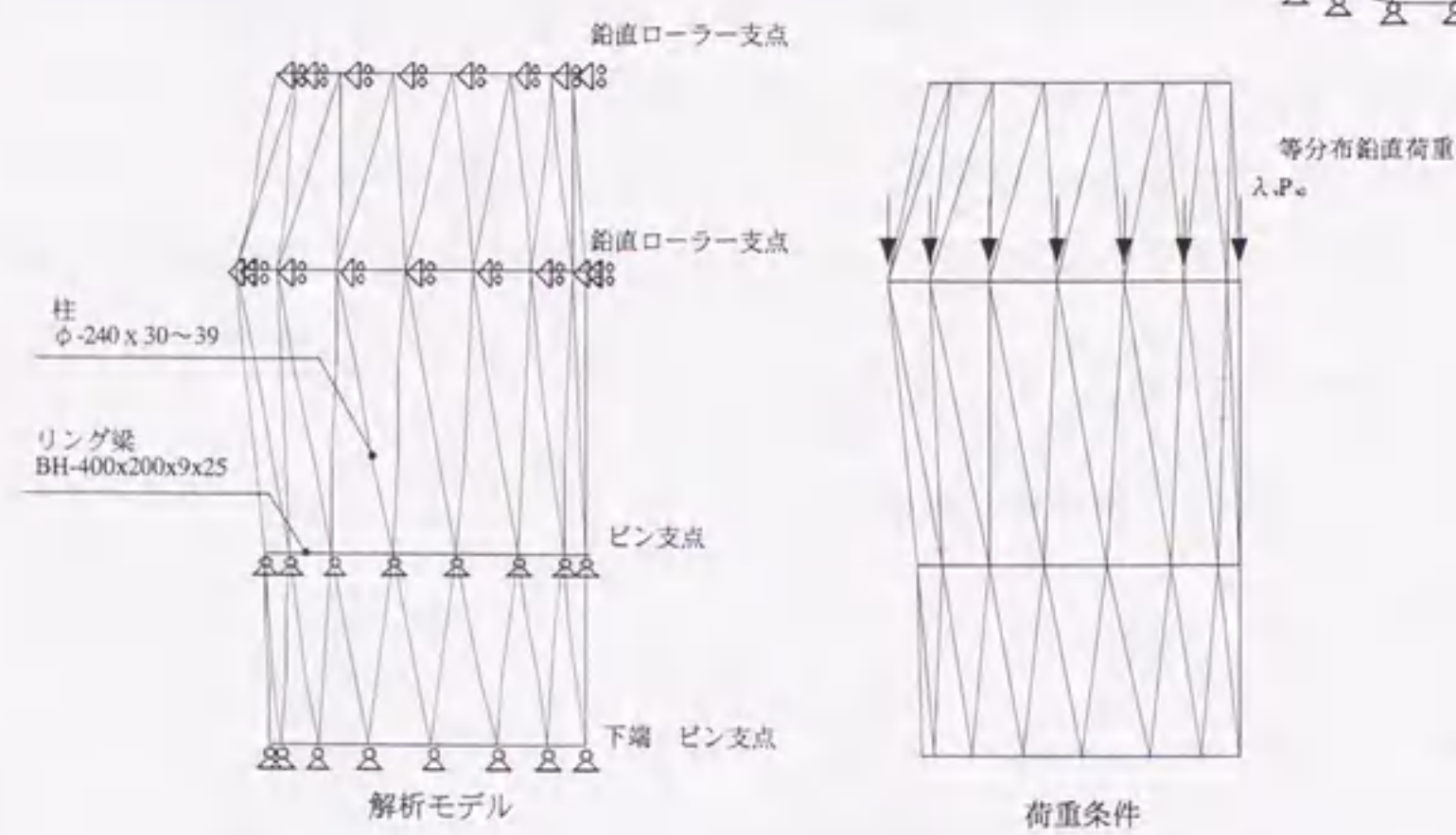


図3.2.1 大径筒型ラチス柱座屈解析用モデル（3層モデル）

(2) 解析結果

表3.2.2に有効座屈長さ L_{eq} 、座屈長さ係数 $\gamma = L_{eq}/L$ (L :部材長)、設計用座屈長さ係数 γ_d 、有効細長比 λ_{eq} を示す。設計用座屈長さ係数は、安全側になるように座屈長さ係数を切り上げた係数である。得られる有効細長比 λ_{eq} は30~60程度である。

表3.2.2 大径筒型ラチス柱線形座屈解析結果一覧（3層モデル）

ラチス柱名	階	階高(cm)	柱部材	I_p (cm ⁴)	N_{σ}^{lin} (t)	L_{eq} (cm)	$\gamma = L_{eq}/L$	γ_d	λ_{eq}
TA1	7F	470.0	240x30	11133	1965	343	0.729	0.750	46
	6F	550.0	240x30	11133	1751	363	0.660	0.700	48
	5F	420.0	240x30	11133	2834	285	0.679	0.700	38
	3F	600.0	240x36	12376	3952	255	0.425	0.450	35
	2F	400.0	240x36	12376	3465	272	0.680	0.700	37
	1F	740.0	240x36	12376	2931	296	0.400	0.400	40

ラチス柱名	階	階高(cm)	柱部材	I_p (cm ⁴)	N_{σ}^{lin} (t)	L_{eq} (cm)	$\gamma = L_{eq}/L$	γ_d	λ_{eq}
TA2	7F	470.0	240x30	11133	2061	335	0.712	0.750	45
	6F	550.0	240x30	11133	1757	362	0.659	0.700	48
	5F	420.0	240x30	11133	2725	291	0.693	0.700	39
	3F	600.0	240x36	12376	3876	257	0.429	0.450	35
	2F	400.0	240x36	12376	3460	272	0.681	0.700	37
	1F	740.0	240x36	12376	2015	357	0.482	0.500	49

ラチス柱名	階	階高(cm)	柱部材	I_p (cm ⁴)	N_{σ}^{lin} (t)	L_{eq} (cm)	$\gamma = L_{eq}/L$	γ_d	λ_{eq}
TA3	7F	470.0	240x30	11133	2051	335	0.714	0.750	45
	6F	550.0	240x30	11133	1801	358	0.651	0.700	48
	5F	420.0	240x30	11133	2647	295	0.703	0.750	39
	3F	600.0	240x36	12376	1480	416	0.694	0.700	57
	2F	400.0	240x39	12905	3150	291	0.728	0.750	40
	1F	740.0	240x39	12905	1996	366	0.495	0.500	51

ラチス柱名	階	階高(cm)	柱部材	I_p (cm ⁴)	N_{σ}^{lin} (t)	L_{eq} (cm)	$\gamma = L_{eq}/L$	γ_d	λ_{eq}
TA4	7F	470.0	240x30	11133	1936	345	0.735	0.750	46
	6F	550.0	240x30	11133	1523	389	0.708	0.750	52
	5F	420.0	240x30	11133	2389	311	0.740	0.750	41
	3F	600.0	240x39	12905	1539	417	0.695	0.700	58
	2F	400.0	240x39	12905	3014	298	0.745	0.750	41
	1F	740.0	240x39	12905	2641	318	0.430	0.450	44

(3) 全層モデルによる採用モデルの妥当性の検討

有効座屈長さの算定に用いている解析モデル（3層モデル）の水平変位拘束仮定の妥当性を確認するために、B1階床でピン支持され、1～R階のスラブレベルでは水平拘束のない全層モデルでの線形座屈解析を行う。

1) 解析モデル（全層モデル、TA4を代表）

解析モデルは、図3.2.2に示すような各層毎にリング梁・座屈補剛材を含んだ全層分の立体モデルとする。各階の床レベルには水平剛床材（両端ピン）を入れ、柱・座屈補剛材間を更に3分割している。荷重は表3.2.3に示す3種類を設定する。ケース1では各階に鉛直等分布荷重を、ケース2では各階に常時荷重に比例した鉛直荷重を、ケース3では常時荷重に比例した鉛直荷重と短期地震荷重に比例した水平荷重を同時に載荷して解析する。拘束条件はB1階床レベルでピン支持とする。

表3.2.3 解析ケース一覧

解析ケース	線形座屈解析
ケース1	各階鉛直等分布荷重 $\{P\} = \lambda_v \{P_{v0}\}$; $P_{v0,i}$ = 単位荷重、1.00 t ($i=1 \sim 7$)
ケース2	常時荷重に比例した鉛直荷重 $\{P\} = \lambda_v \{P_{v0}\}$; $P_{v0,i}$ = i 階常時荷重
ケース3	常時荷重に比例した鉛直荷重 $\times 1.2$ + 短期地震荷重に比例した水平荷重 $\{P\} = \lambda_v \{P_{v0}\} \times 1.2 + \lambda_H \{P_{H0}\}$; $P_{v0,i}$ = i 階常時荷重 $P_{H0,i}$ = i 階短期地震荷重 $\lambda_H / \lambda_v = 5$

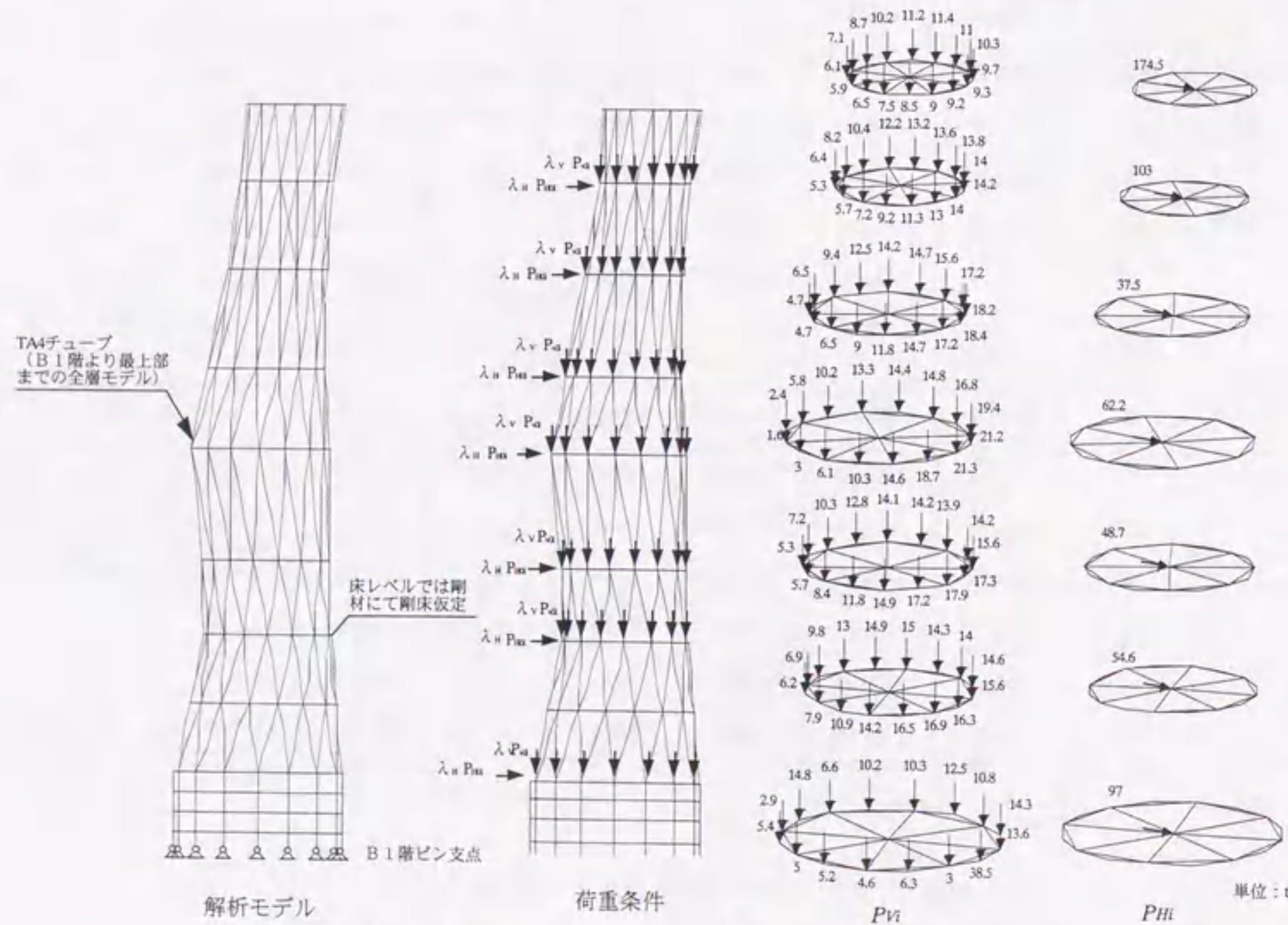


図3.2.2 大径筒型ラチス柱座屈解析用モデル（全層モデル）

2) 解析結果

全ケース共通で3階で座屈しているため、3階の3層モデルとの比較を表3.2.4に示す。

表3.2.4 全層モデルと3層モデルとの有効細長比の比較

TA4	線形座屈軸力(t)	有効座屈長さ(cm)	有効細長比	
	N_{σ}^{lin}	L_{eq}	λ_{eq}	
3層モデル(3F)	1539.0	417	58	
全層モデル	ケース1	1844.0	304	42
	ケース2	1833.0	305	42
	ケース3	2388.0	267	37

また、参考として図3.2.3にケース2の座屈モードを示す。ケース2における座屈安全率（設計荷重時の存在軸力 N_0 に対する線形座屈解析から推定される座屈耐力 N_{σ}^{lin} の比）は下式による。

$$\text{座屈安全率} = N_{\sigma}^{lin} / N_0 = 471.5 / 58.9 = 8.0$$

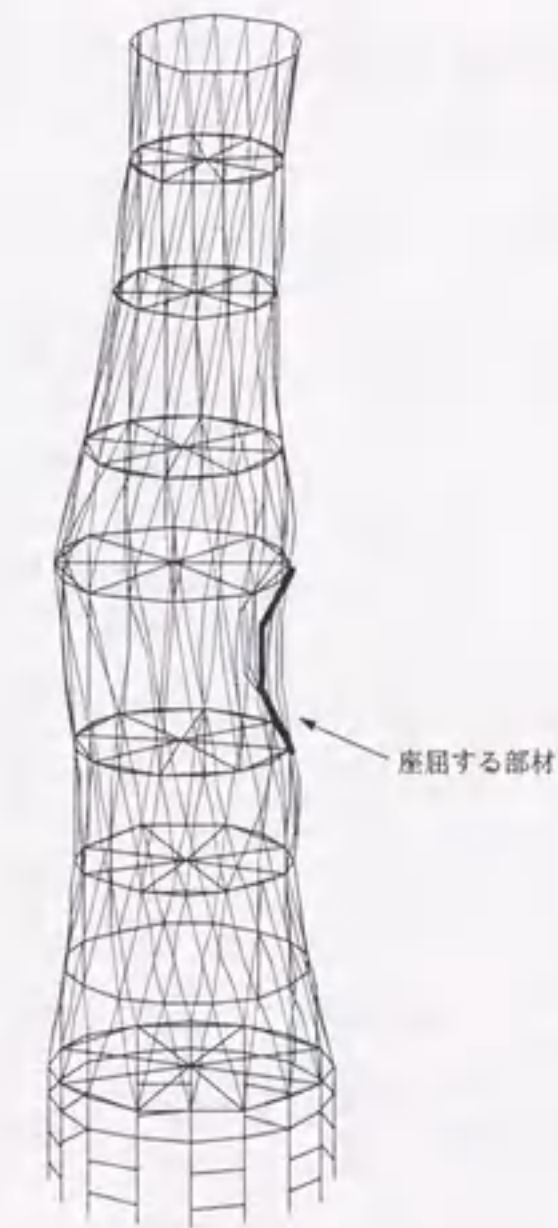


図3.2.3 線形座屈解析から得られる座屈モード

3) 結果の考察

結果は、3層モデルの有効細長比が最も大きく、3層モデルでの線形座屈解析で充分安全側の評価を与えることがわかる。なお、全層モデルにおける座屈安全率はほぼ8.0程度であると推定される。

3.2.2 小径筒型ラチス柱

(1) 解析モデル

小径筒型ラチス柱 (TB1~TB3, TC1~TC6) は、大径筒型ラチス柱により各階床レベルで水平変位拘束されている。そのため、線形座屈解析に用いる解析モデルは、図3.2.4に示すような、各層毎にリング梁・座屈補剛材を含んだ1層分の立体モデルとする。更に、柱・座屈補剛材間を3分割する。荷重条件は、上端よりの等分布鉛直荷重とし、拘束条件は上端を鉛直ローラー支点、下端をピン支点とする。表3.2.5に解析モデル諸元を示す。

表3.2.5 解析モデル諸元

使用部材	柱	φ-139.8x16~26 φ-165.2x22~30	STK490
	リング梁	BH-200x200x9x25	SM490
	座屈補剛材	φ-114.3x15 φ-139.8x15	STK490
拘束条件	上端	鉛直ローラー支点	
	下端	ピン支点	
荷重条件	鉛直等分布荷重 (P) = $\lambda_v \{P_{v0}\}$; P_{v0} = 単位荷重, 1.00 t		

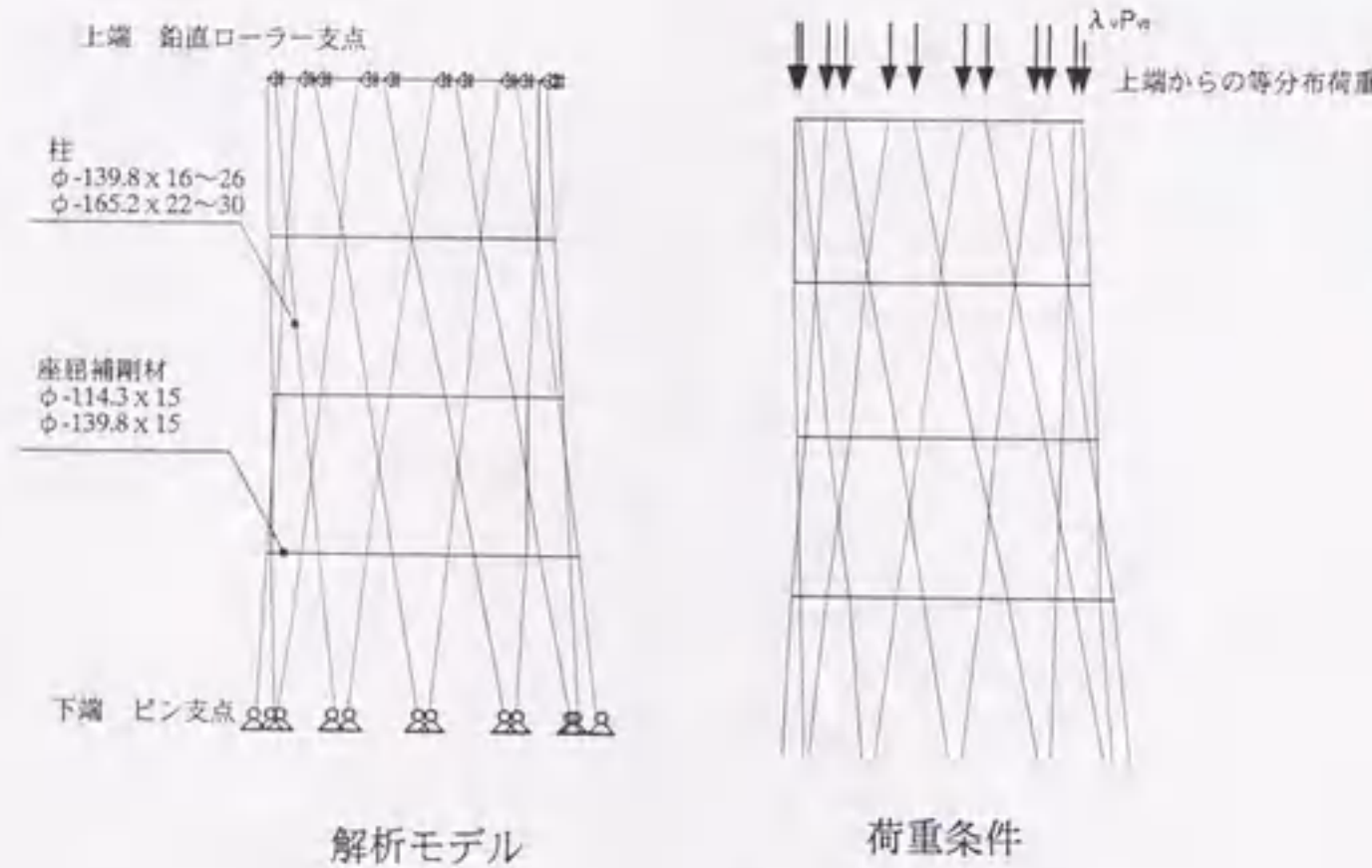
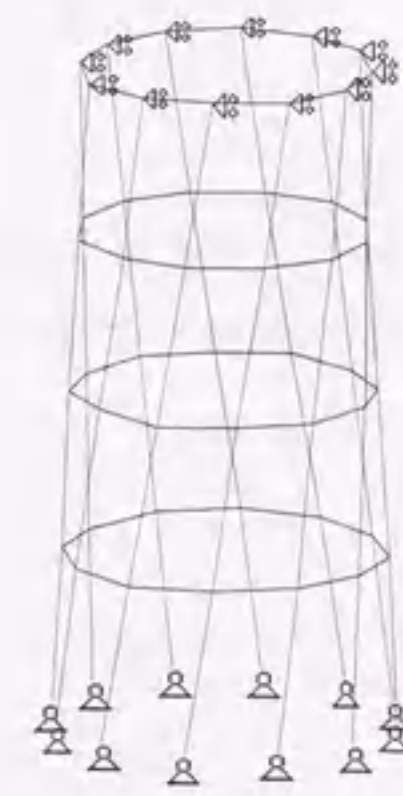


図3.2.4 小径筒型ラチス柱座屈解析用モデル

(2) 解析結果

表3.2.6に有効座屈長さ L_{eq} 、座屈長さ係数 $\gamma = L_{eq}/L$ (L : 部材長)、設計用座屈長さ係数 γ_d 、有効細長比 λ_{eq} を示す。設計用座屈長さ係数は、安全側になるように座屈長さ係数を切り上げた係数である。得られる有効細長比 λ_{eq} は40~70程度である。

表3.2.6 小径筒型ラチス柱線形座屈解析結果一覧

ラチス柱名	階	階高(cm)	柱部材	I_p (cm ⁴)	N_{cr}^{lin} (t)	L_{eq} (cm)	$\gamma = L_{eq}/L$	γ_d	λ_{eq}
TB1	7F	470.0	139.8X16	1212	345	270	0.574	0.600	64
	6F	550.0	139.8X18	1305	409	257	0.468	0.500	63
	5F	420.0	139.8X26	1583	668	222	0.528	0.550	56
	3F	600.0	165.2X30	3055	1220	228	0.380	0.400	49
	2F	400.0	165.2X30	3055	1603	199	0.497	0.500	41
	1F	740.0	165.2X30	3055	1214	228	0.309	0.350	46
TB2	7F	470.0	139.8X16	1212	351	268	0.569	0.600	61
	6F	550.0	139.8X18	1305	445	247	0.448	0.500	57
	5F	420.0	139.8X18	1305	475	239	0.568	0.600	55
	3F	600.0	139.8X20	1368	433	256	0.426	0.450	60
	2F	400.0	139.8X20	1368	575	222	0.555	0.600	52
	1F	740.0	165.2X22	2597	654	287	0.388	0.400	56
TB3	7F	470.0	139.8X16	1212	363	263	0.560	0.600	60
	6F	550.0	139.8X18	1305	460	242	0.441	0.450	56
	5F	420.0	139.8X20	1368	757	194	0.461	0.500	45
	3F	600.0	139.8X26	1583	438	274	0.456	0.500	66
	2F	400.0	139.8X26	1583	751	209	0.523	0.550	51
	1F	740.0	165.2X30	3055	636	316	0.426	0.450	64
TC1	7F	470.0	139.8X16	1212	389	254	0.541	0.550	58
	6F	550.0	139.8X18	1305	493	234	0.426	0.450	54
	5F	420.0	139.8X22	1462	900	183	0.437	0.450	43
	3F	600.0	139.8X26	1583	1069	175	0.292	0.300	42
	2F	400.0	139.8X26	1583	1019	179	0.449	0.450	43
	1F	740.0	165.2X30	3055	814	279	0.377	0.400	57
TC2	7F	470.0	139.8X16	1212	389	254	0.541	0.550	58
	6F	550.0	139.8X18	1305	483	237	0.430	0.450	54
	5F	420.0	139.8X26	1583	892	192	0.457	0.500	46
	3F	600.0	139.8X26	1583	1016	180	0.300	0.300	44
	2F	400.0	139.8X26	1583	915	189	0.473	0.500	46
	1F	740.0	165.2X30	3055	728	295	0.399	0.400	60
TC3	7F	470.0	139.8X16	1212	390	254	0.540	0.550	58
	6F	550.0	139.8X18	1305	493	234	0.426	0.450	54
	5F	420.0	139.8X26	1583	961	185	0.440	0.450	45
	3F	600.0	139.8X26	1583	663	222	0.371	0.400	54
	2F	400.0	139.8X26	1583	1072	175	0.437	0.450	42
	1F	740.0	165.2X30	3055	814	279	0.377	0.400	57
TC4	7F	470.0	139.8X16	1212	395	252	0.537	0.550	57
	6F	550.0	139.8X18	1305	497	233	0.424	0.450	54
	5F	420.0	139.8X20	1388	573	224	0.533	0.550	52
	3F	600.0	139.8X26	1583	479	262	0.436	0.450	63
	2F	400.0	139.8X26	1583	683	219	0.548	0.550	53
	1F	740.0	165.2X30	3055	830	276	0.373	0.400	56
TC5	7F	470.0	139.8X16	1212	389	254	0.541	0.550	58
	6F	550.0	139.8X18	1305	483	237	0.430	0.450	54
	5F	420.0	139.8X26	1583	892	192	0.457	0.500	46
	3F	600.0	139.8X26	1583	619	230	0.384	0.400	56
	2F	400.0	139.8X26	1583	915	189	0.473	0.500	46
	1F	740.0	165.2X30	3055	676	306	0.414	0.450	63
TC6	7F	470.0	139.8X16	1212	395	252	0.537	0.550	57
	6F	550.0	139.8X18	1305	497	233	0.424	0.450	54
	5F	420.0	139.8X20	1368	573	222	0.530	0.550	52
	3F	600.0	139.8X26	1583	479	262	0.436	0.450	63
	2F	400.0	139.8X26	1583	683	219	0.548	0.550	53
	1F	740.0	165.2X30	3055	830	276	0.373	0.400	56

3.2.3 柱部材の断面検定例

表3.2.7に線形座屈解析から推定される有効座屈長さを用いた座屈検定例を示す。

表3.2.7 筒型ラチス柱の断面算定

位置 名称	5F(TA4)		1F(TA2)		5F(TC1)		5F(TC4)	
	地震X	地震Y	地震X	地震Y	地震X	地震Y	地震X	地震Y
長期軸力 N_L (t)	33.5		83.2		63.4		56.5	
地震時軸力 N_E (t)	0.1	114.1	15.4	206.3	2.0	6.0	1.9	3.9
短期軸力 N_S (t)	40.3	154.3	115.3	306.2	78.1	82.1	69.8	71.8
長期曲げモーメント M_L (t·m)	0.3		0.4		1.1		0.2	
地震時曲げモーメント M_E (t·m)	2.3	2.0	4.8	6.0	1.3	0.8	0.8	0.4
短期曲げモーメント M_S (t·m)	2.7	2.4	5.3	6.5	2.6	2.2	1.1	0.7
長期せん断力 Q_L (t)	0.1		0.1		0.5		0.1	
地震時せん断力 Q_E (t)	1.1	1.0	1.8	2.2	0.6	0.4	0.4	0.2
短期せん断力 Q_S (t)	1.2	1.1	1.9	2.3	1.3	1.1	0.5	0.3
種別	STK490		STK490		STK490		STK490	
断面積 A (cm ²)	199.6		232.8		81.4		75.3	
断面係数 Z (cm ³)	944.4		1050.4		209.1		198.6	
断面二次半径 i (cm)	7.56		7.39		4.2		4.3	
座屈長さ L_k (cm)	324.0		380.0		192.2		234.0	
細長比 λ	43		51		45		54	
許容圧縮応力度 f_c (t/cm ²)	2.85		2.67		2.81		2.61	
許容曲げ応力度 f_b (t/cm ²)	3.30		3.30		3.30		3.30	
許容せん断応力度 f_s (t/cm ²)	1.91		1.91		1.91		1.91	
長期	σ_c/f_c	0.09	0.20	0.42	0.43	0.45	0.45	0.45
	σ_b/f_b	0.01	0.02	0.24	0.24	0.24	0.24	0.24
	σ_s/f_s	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	$\sigma_c/f_c + \sigma_b/f_b$	0.10	0.22	0.66	0.66	0.66	0.66	0.66
短期	σ_c/f_c	0.07	0.27	0.19	0.49	0.34	0.36	0.36
	σ_b/f_b	0.09	0.08	0.15	0.19	0.38	0.31	0.16
	σ_s/f_s	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01	0.01	0.00
	$\sigma_c/f_c + \sigma_b/f_b$	0.16	0.35	0.34	0.68	0.72	0.67	0.52
40mm	$N/N_s + \lambda/100$	0.49	0.66	0.66	0.91	0.74	0.76	0.83
	σ_c/f_c	0.09	0.45	0.25	0.65	0.39	0.44	0.43
	σ_b/f_b	0.15	0.13	0.24	0.28	0.56	0.43	0.26
	σ_s/f_s	0.01	0.00	0.01	0.01	0.01	0.01	0.00
	$\sigma_c/f_c + \sigma_b/f_b$	0.25	0.59	0.49	0.93	0.95	0.87	0.68

3.2.4 大径筒型ラチス柱の保有水平耐力

表3.2.8に保有耐力 Q_u 、弾性限耐力 Q_y 、座屈耐力 Q_{ub} を示す。ここで、保有耐力 Q_u は各ラチス柱毎で部材が最初に座屈する時点での各耐力を重ね合わせたもの、弾性限耐力 Q_y は全ラチス柱のうち特定1部材が最初に座屈する時点での耐力、座屈耐力 Q_{ub} はいずれかのラチス柱において、最初に層が座屈崩壊に到る時点での耐力（この場合、ラチス柱TA4の3階が最初に座屈崩壊）である。 Q_u 、 Q_y は通常の線形座屈解析から3.2節に示した方法により推定される座屈耐力に基づき算定し、 Q_{ub} については3.4.1に示す静的弾塑性座屈解析により算定する。荷重は常時荷重×1.2と比例水平荷重を載荷している。

表3.2.8 保有水平耐力一覧 単位 (t)

階	Q_u		Q_y		Q_{ub}	
	X方向	Y方向	X方向	Y方向	X方向	Y方向
7	3025	2805	2104	2343	2659	2729
6	3069	4378	2783	2674	4230	4268
5	4596	5601	4512	4344	4489	4572
3	3643	3924	3193	3000	4368	4522
2	4022	5072	3574	3395	4974	4971
1	4700	5915	4037	5408	5477	5417

3.3 推定方法の工学的検証

線形座屈解析による座屈耐力推定法の妥当性については、全体座屈挙動が得られやすい適切な構造モデルとして小径筒型ラチスモデルを採用し、線形座屈解析と共に詳細な弾塑性座屈解析（材料的・幾何学的非線形解析）を行い、両者から得られた座屈耐力を比較検討することにより、推定方法の工学的妥当性を検証する。弾塑性座屈解析法（詳細は、加藤ら^{3,4)}の論文を参照）の要点を以下に示す。

- 1) Total Lagrange（固定座標）による有限変位理論を採用することにより幾何学的非線形効果を考慮する。
- 2) 荷重増分法と変位増分法を併用した増分解析により弾塑性座屈挙動を追跡する。
- 3) 非線形剛性方程式の解にニュートン・ラプソン法を適用する。
- 4) 解析モデル：部材両端部および中央部に弾塑性バネを挿入した部材モデルを用いて座屈たわみ角法により剛性マトリックスを定式化する。
- 5) 弾塑性バネはバイリニア型の履歴特性に従うと仮定する。

3.3.1 解析モデル

解析モデルを図3.3.1に示す。全体座屈挙動が得られやすい適切な構造モデルとして階高742.5cm、直径472.7cmとし、使用部材は柱をφ-165.2x30、座屈補剛材を□-100x200x16x9とする。解析ケースは3.3.2節に示す4種類を設定する。拘束条件はケース1～3では上端は鉛直ローラー支持、ケース4では上端に水平剛床材（両端ピン）を入れ水平バネ支点とする。なお、ここで水平バネ定数 $K_h=867.6\text{tf/cm}$ は、全体モデルの水平剛性に対応している。下端はピン支持とする。表3.3.1に解析モデル諸元を示す。

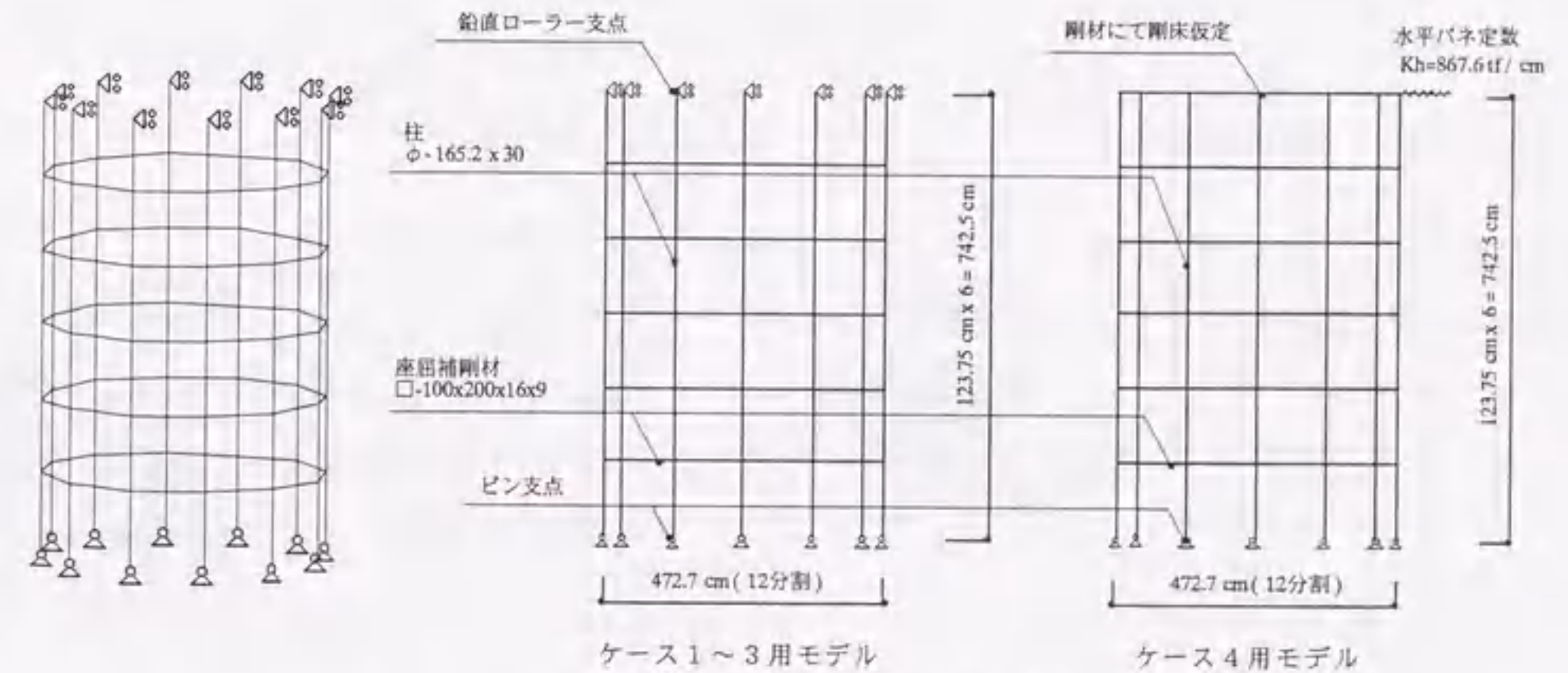


図3.3.1 弾塑性座屈解析用モデル

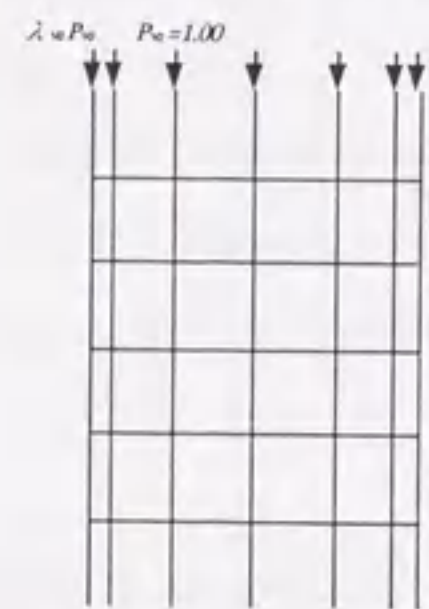
表3.3.1 解析モデル諸元

使用部材	柱	φ-165.2x30	STK490
	座屈補剛材	□-100 x 200 x 16 x 9 (横づかい)	STKR490
拘束条件	上端	ケース1~3 鉛直ローラー支点 ケース4 水平バネ支点, 水平剛床材(両端ピン)にて剛床仮定	
	下端	ピン支点	
荷重条件	ケース1~3 鉛直等分布荷重 $\{P\} = \lambda_v \{P_{v0}\}$; P_{v0} =単位荷重、1.00 t ケース4 鉛直等分布荷重+水平荷重 $\{P\} = \lambda_v \{P_{v0}\} + \lambda_H \{P_{H0}\}$; P_{v0} =鉛直等分布荷重、 P_{H0} =水平荷重、 $\lambda_v = \lambda_H$		

3.3.2 解析ケース

まず、ケース1で比較対象となる線形座屈解析（鉛直等分布荷重）を行う。ケース2ではケース1と同荷重条件での弾塑性座屈解析を初期不整による影響は考慮せずに行う。ケース3では鉛直等分布荷重に比例した中間荷重もケース2に加えることで、初期不整による影響を考慮する。ケース4では更に水平荷重を上端に加えて強制水平変形による影響を検討する（図3.3.2）。

【ケース1】 線形固有値解析



【ケース2】 弾塑性座屈解析



スラブ位置で水平拘束して鉛直等分布荷重を荷重増分していく。

水平荷重：無
初期不整：無

【ケース3】 弾塑性座屈解析



水平荷重：無
初期不整：有
鉛直荷重に比例する中間水平荷重を加えながら弾塑性解析を行うことで初期不整等の影響を検討する。

【ケース4】 弾塑性座屈解析



水平荷重：有
初期不整：有

水平変形に対する影響を検討するために水平剛性 $K_h=867.6\text{t/cm}$ のバネ部材を追加して鉛直荷重に比例して増分する水平荷重を加える。初期不整については、ケース3と同じ比例中間水平荷重を加えている。

図3.3.2 弾塑性座屈解析ケース

3.3.3 解析結果

解析結果を表3.3.2、表3.3.3に示す。

表3.3.2 線形固有値解析結果（ケース1）

H(cm)	N_{σ}^{lin} (t)	L_{eq} (cm)	λ_{eq}	N_{σ}^{AJ} (t)
階高	線形座屈軸力	有効座屈長さ	有効細長比	短期許容圧縮軸力
742.5	454.0	373.0	76	259.0

ここで、許容応力度設計による座屈安全率 ν を求めると、以下のようである。

$$\nu = \frac{3}{2} + \frac{2}{3} \left(\frac{\lambda_{eq}}{\lambda} \right)^2 = 1.871 = 1.247 \times 1.5$$

表3.3.3 弾塑性座屈解析結果

ケース2	H(cm)	N_{σ}^p (t)	$\frac{N_{\sigma}^p}{N_{\sigma}^{AJ}}$
初期不整 無	階高	弾塑性座屈軸力	短期許容圧縮荷重との比
	742.5	419.0	1.62

ケース3	H(cm)	N_{σ}^p (t)	$\frac{N_{\sigma}^p}{N_{\sigma}^{AJ}}$
初期不整 有	階高	弾塑性座屈軸力	短期許容圧縮荷重との比
	742.5	403.0	1.56

ケース4	H(cm)	N_{σ}^p (t)	$\frac{N_{\sigma}^p}{N_{\sigma}^{AJ}}$
初期不整 有 水平変形 有	階高	弾塑性座屈軸力	短期許容圧縮荷重との比
	742.5	333.0	1.29

ここに、ケース3では弾塑性座屈荷重（403.0t）の鉛直荷重時には中間荷重 $0.01 \times 403.0 = 4.03\text{t}$ が水平に載荷されていることになる。ケース4では座屈荷重時（333.0t）には中間荷重 $0.01 \times 333.0 = 3.33\text{t}$ が水平載荷され、頂部に $16.02 \times 333.0 / 867.6 = 6.2\text{cm}$ の強制水平変形（1/120の強制層間変形角）が加えられていることになる。図3.3.3に部材軸力と変位の関係を示す。

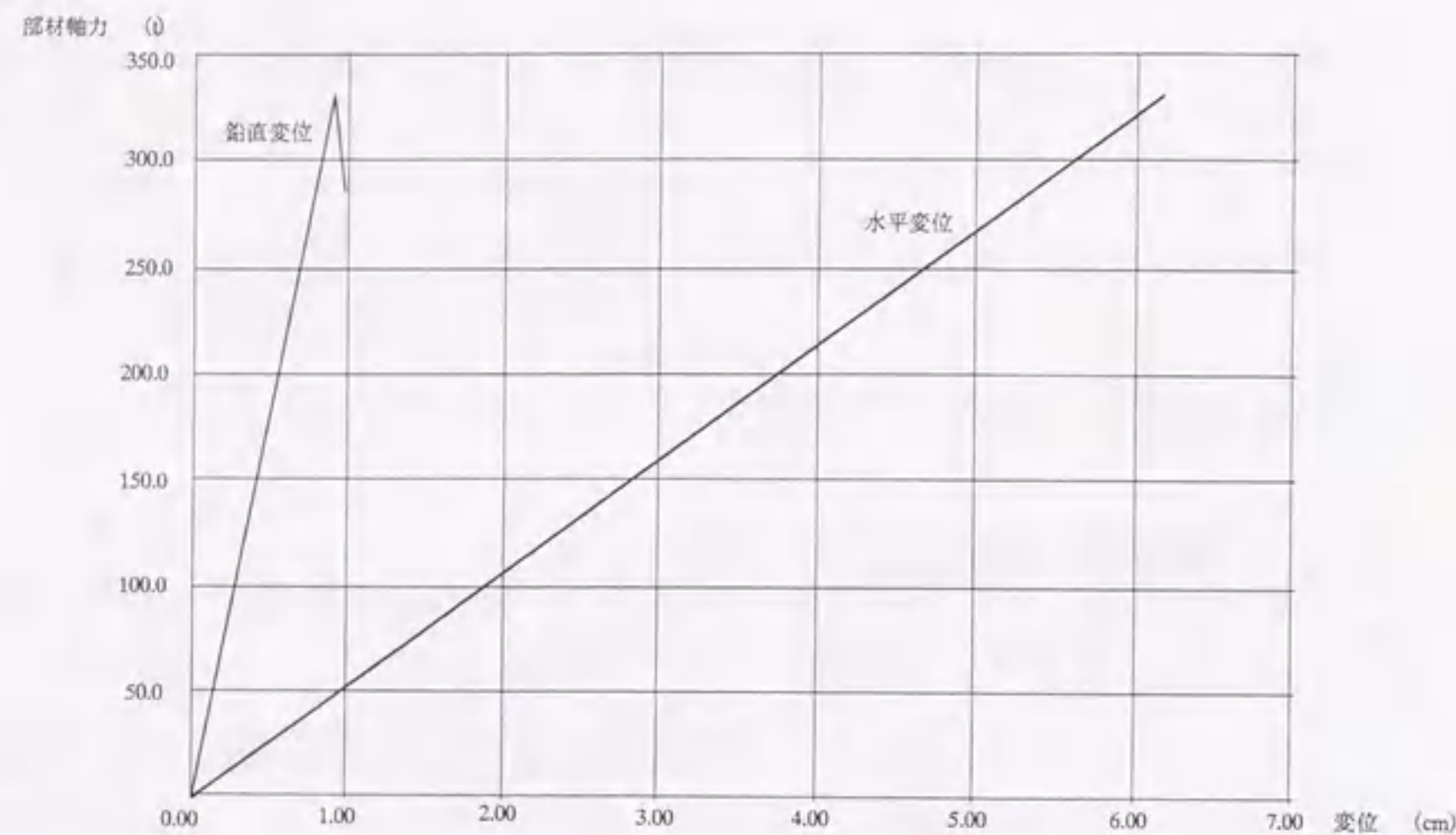


図3.3.3 ケース4 部材軸力と変位の関係

3.3.4 結果の考察

表3.3.2に示すように線形座屈解析から推定される座屈耐力 N_{cr}^{lin} は259.0tである。これに対し表3.3.3に示すように弾塑性座屈解析から得られる弾塑性座屈耐力 N_{cr}^{pl} は、それぞれ333.0t、403.0t、419.0tと1.29~1.62倍の値を示している。この結果は3.1.1で述べた線形固有値解析の前提条件を保証するものであり、従って、両者の比較から、初期不整等の影響を含めて、この近似的な推定法によって安全側に座屈耐力が推定できると判断される。また、鉛直等分布荷重を載荷した状態で、頂部に強制水平変位を加えていくとほぼ6cm程度の層間変形（1/120程度の層間変形角）まで耐える。よって、地震時における各階の層間変形角による強制変形にも充分追従できるものと判断される。以上より、3.2節の推定方法を用いて本筒型ラチス柱の座屈耐力は安全側の評価を与えるものと判断される。

3.4 弾塑性座屈解析による座屈特性

3.4.1 大径筒型ラチス柱の座屈特性

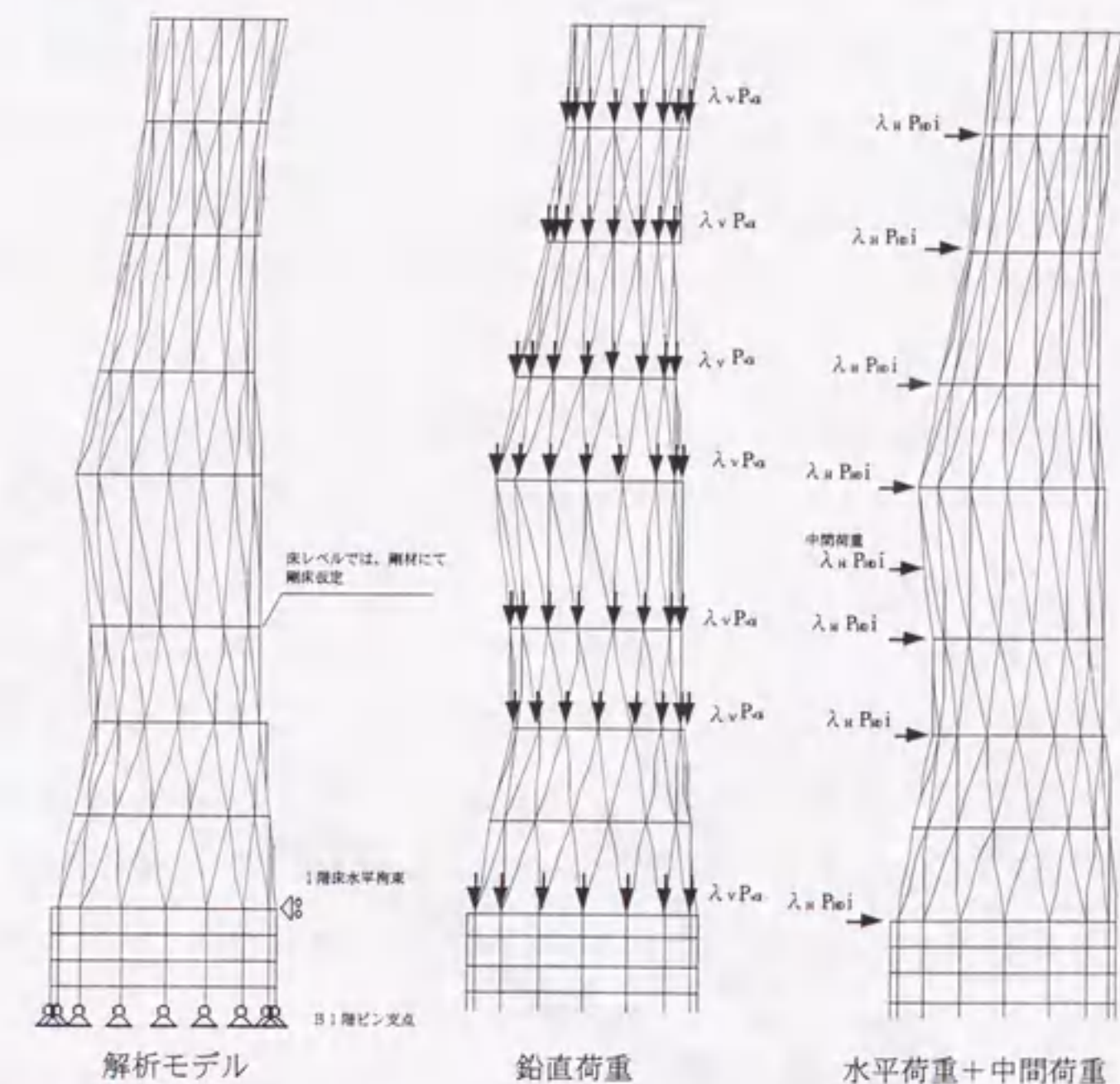
後に第5章5節において述べるように、予想外の大地震に対する弾塑性応答解析では、約50cm/sec時に上部ラチス柱の特定1部材が降伏する。その時点でB1階の層間変形角は1/60程度であり塑性変形も充分進行し、ほぼB1階は最終崩壊形に近づいている。ここでは、B1階の層降伏を無視して50~60cm/secという予期せぬ大地震がきた場合を想定して、50cm/secで特定1部材が降伏した後の上部ラチス柱の耐力特性（脆性的であるか靱性的であるか）を解明することを目的とする。

その目的のために、B1階を無視して地上階のラチス柱を1階床レベルで水平拘束したモデルについて弾塑性座屈解析を行う。即ち、荷重増分法による静的弾塑性座屈解析を行い、座屈耐力 Q_{UB} を算定すると共に降伏後の耐力の増加と復元力曲線が正勾配であることを確認する。

(1) 解析手法 ニュートン・ラプソン法を用いた荷重増分法による静的弾塑性座屈解析法を用いる。

(2) 解析モデル

図3.4.1に示す大径筒型ラチス柱（TA1~TA4）の単独立体モデルとする。



拘束条件 B1階柱脚部ピン支持。1階床レベルにて水平拘束。
 荷重条件 $\{P\} = \{P_{v0}\} \times 1.4 + \lambda_H \{P_{H0}\}$
 P_{v0} : 常時荷重 P_{H0} : 60cm/sec地震時水平荷重（±X、±Y方向）
 初期不整 柱の中間に±5.0tの初期荷重。

図3.4.1 解析モデルおよび荷重条件

(3) 解析結果

解析結果を表3.4.1、表3.4.2に示す。なお、表中の*印は座屈崩壊に到った層を示す。ここで、座屈耐力 Q_{ub} は、いずれかのラチス柱において層が座屈崩壊に到る時点での耐力（この場合、ラチス柱TA4の3階が最初に座屈崩壊）、 Q_{50} 、 Q_{60} は、50、60cm/sec時の最大応答せん断力である。ラチス柱（TA4）の復元力特性を図3.4.2に示す。

表3.4.1 解析結果 (X方向)

階	Q_{ub} (t)					$\lambda = Q_{ub}/Q_{60}$	Q_{ub}/Q_{50}
	TA1	TA2	TA3	TA4	Σ		
7	856	462	585	756	2659	1.29	1.53
6	1121	1050	1062	996	4230	1.29	1.53
5	1067	1184	949	1289	4489	1.29	1.53
3	1117	994	1525	733*	4368	1.29*	1.41
2	1402	1398	927	1247	4974	1.29	1.41
1	952	1364	648	2513	5477	1.29	1.43
—	—	—	—	—	—	—	min = 1.41

表3.4.2 解析結果 (Y方向)

階	Q_{ub} (t)					$\lambda = Q_{ub}/Q_{60}$	Q_{ub}/Q_{50}
	TA1	TA2	TA3	TA4	Σ		
7	691	830	569	639	2729	1.32	1.57
6	819	1040	1251	1158	4268	1.32	1.55
5	797	1232	1349	1195	4572	1.32	1.56
3	1026	857	1525	1115*	4522	1.32*	1.50
2	1089	1284	1198	1400	4971	1.32	1.45
1	875	1098	1163	2282	5417	1.32	1.45
—	—	—	—	—	—	—	min = 1.45

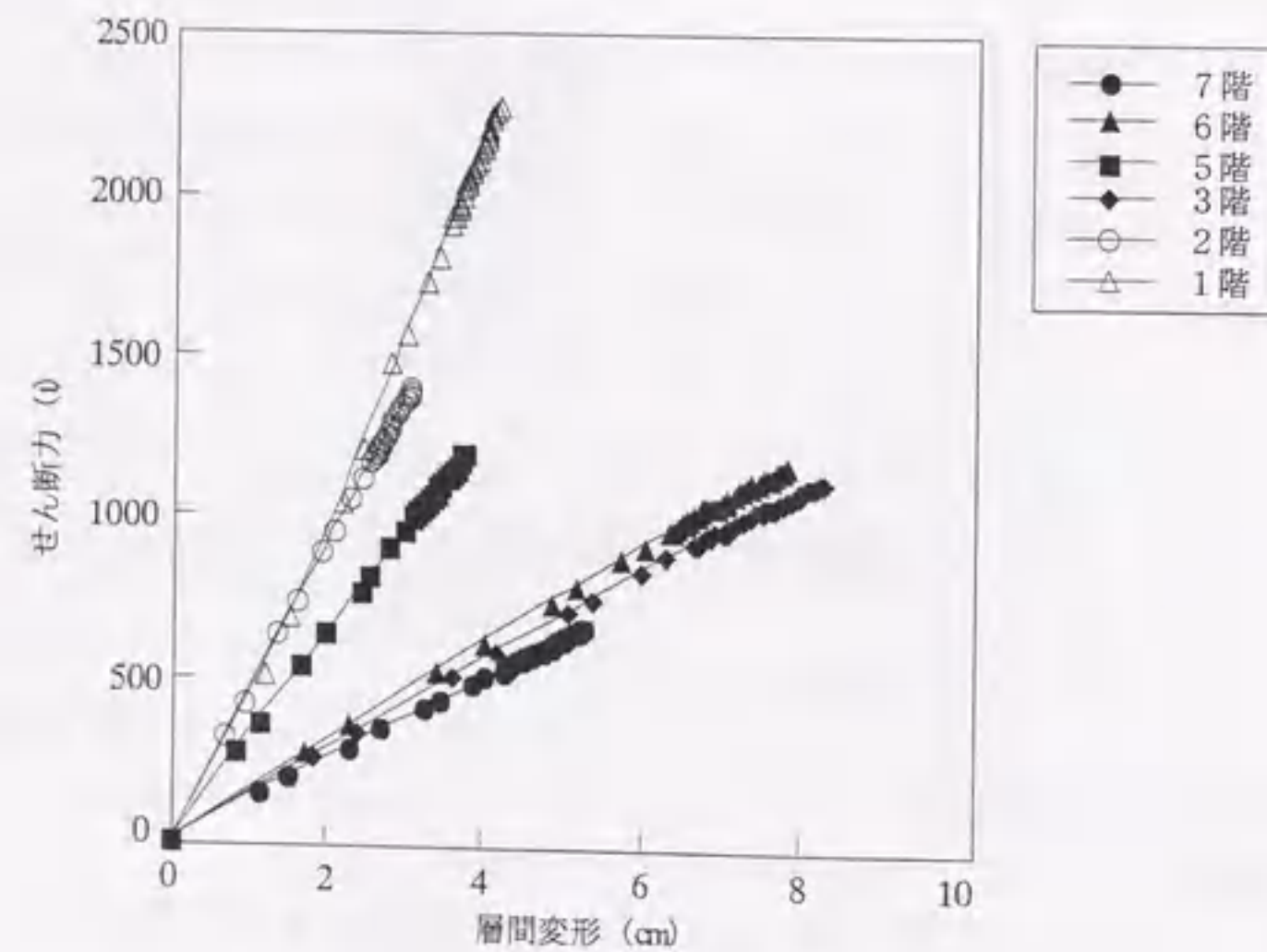


図3.4.2 ラチス柱 (TA4) の復元力特性

(4) 結果の考察

Q_{ub}/Q_{50} の比率は、50cm/sec地震応答に対してX,Y両方向共に約1.4倍以上の余力があり、その時点でも図3.4.2に示すように復元力曲線は負勾配になっていない。即ち、座屈耐力到達後にも劣化特性が見られないことが確認され、初期不整感性が低い座屈特性をもつ構造物であると考えられる。

第2章で予測したように、床の面内剛性により放射方向の変形を拘束していることによって、シェル的な構造物の特徴である短波長あるいは放射方向に細かく波打つ座屈モードが出ないようにしていることが非常に重要である。

以上の検討により、当該設計で対象としている大径筒型ラチス柱の座屈特性はシェル的な挙動のない初期不整等に対する鋭敏性の低い座屈特性をもつ空間骨組構造であると評価しうる。

3.4.2 座屈特性の工学的検証

当該設計に並行して、水平剛性の極めて低いラチス柱（小径筒型ラチス柱）と水平剛性の極めて高いラチス柱（大径筒型ラチス柱）に分類し、それぞれについて詳細な弾塑性座屈解析（豊橋技術科学大学・加藤研究室との共同プロジェクト研究^{2,6,7,8,9}）を通して、座屈特性を工学的に究明し、当該設計の基礎的バックデータとしている。以下、簡単にこれまでに判明した基本的な研究成果の一部を参考として報告する。

(1) 水平剛性の極めて低いラチス柱の座屈性状の検討方法

1) 平面ラチス柱の座屈性状²⁾

基本的な座屈特性を把握するため、平面ラチスモデルについて、スパン・縦分割数・初期不整・座屈補剛材の部材剛性等をパラメーターにとり、弾塑性座屈解析を行う。結果から、水平変位の与え方は座屈耐力には影響がないこと、水平変位に対して相当の座屈耐力をもつこと、初期不整の影響は無視できること、座屈補剛材の曲げ剛性が上昇することにより座屈耐力も上昇すること等が確認されている。

2) HP型立体ラチス柱の座屈性状²⁾

3.2.2及び3.3節と同様な立体ラチスモデルについて、線形座屈解析と弾塑性座屈解析の比較検討を行う。荷重は、鉛直等分布荷重、水平荷重、鉛直等分布荷重と水平荷重の複合荷重の3種類を設定する。結果から、線形座屈解析から推定される座屈耐力と同程度の耐力が期待できること、頂部に強制水平変位を加えていくとほぼ5~6cm程度の層間変形まで耐えることができ、地震時の強制水平変形にも充分追従できること等が確認されている。

(2) 水平剛性の極めて高いラチス柱の座屈性状の検討方法

1) HP型立体ラチス柱の座屈性状 (1層)^{2,6,7,8,9)}

基本的なHP型立体ラチスモデルについて、線形座屈解析と弾塑性座屈解析との比較検討を行う。荷重は、鉛直等分布荷重、水平荷重、鉛直等分布荷重と水平荷重の複合荷重

の3種類を設定する。結果から、いずれも線形座屈解析から推定される座屈耐力以上の弾塑性座屈耐力が得られること、水平荷重に対する変形能力が相当あること、初期不整の敏感性が低くシェルの座屈が無いこと等が確認されている。

2) HP型立体ラチス柱の座屈性状(全層)²⁾

3.2.1及び3.4.1と同様なTA4ラチスモデルについて、線形座屈解析と弾塑性座屈解析との比較検討を行う。荷重は、常時荷重、常時荷重と60cm/sec地震時水平荷重の複合荷重の2種類を設定する。結果から、線形座屈解析から推定される座屈耐力は常時荷重に対して6.84倍の座屈安全率であること、線形座屈解析により座屈耐力を安全側に推定できること等が確認されている。

【参考文献】

- 1) 日本建築学会：鋼構造座屈設計指針、1996年版
- 2) 加藤史郎編・豊橋技術科学大学：共同プロジェクト研究「ラチス柱の高層建築への応用可能性に関する研究」平成8年4月-9年3月の間の研究成果のまとめ、平成9年3月
- 3) 加藤史郎編・豊橋技術科学大学：単層ラチスドームの座屈に関する研究成果の報告 その1~4 1994年4月~1996年4月
- 4) 加藤史郎、柴田良一：骨組構造の数値解析法、屋根型円筒ラチスシェル構造の解析・設計、日本建築学会空間骨組構造小委員会、1995年12月
- 5) 加藤史郎：振動と形態の制御、空間骨組構造 形態・性能・生産、日本建築学会空間骨組構造小委員会、1995年12月
- 6) Shiro Kato, Mutsuro Sasaki, Li Zhu, and Seishi Yamada: Elasto-Plastic Buckling Behaviours of Cylindrical Latticed Columns under Cyclic Loading, Jun.1997, ICCCB-7
- 7) 池田昌弘、朱力、山田聖志、加藤史郎：縦型の円筒ラチスシェルの座屈性状について(その1 鉛直固定荷重を受ける場合)、日本建築学会学術講演梗概集(関東)、1997年9月
- 8) 朱力、佐々木睦朗、山田聖志、加藤史郎：縦型の円筒ラチスシェルの座屈性状について(その2 鉛直固定荷重と水平荷重を受ける場合)、日本建築学会学術講演梗概集(関東)、1997年9月
- 9) 加藤史郎、朱力、佐々木睦朗：鉛直固定荷重と水平荷重を受ける縦型HPラチスシェルの座屈性状、構造工学論文集、Vol.44B、1998年

第4章 工学的課題の検証(2)：B1階骨組の弾塑性特性に関する研究

構造物が極めて稀に起こる大地震を受ける場合には、主体構造である骨組が降伏して塑性域に入るとは避けられない。特に当該構造物においては、第2章および第3章で既に述べたように大地震時においても地上階の主体構造である鉄骨ラチス柱を弾性域内に留めるために、B1階の主体構造である鉄骨骨組の塑性変形能力と履歴エネルギー吸収能力を積極的に期待するという基本的な考え方を採用している。従って、B1階骨組の塑性変形能力と履歴エネルギー吸収能力を表す弾塑性復元力特性は、大地震に対する当該構造物の安全性を確保するための極めて重要な工学的因子である。また、B1階鉄骨骨組についてどの程度の塑性変形によりどの程度の損傷が生ずるかを把握しておくことは、次章で行う弾塑性地震応答解析の結果を被害の推定に結びつける上で極めて大切である。

4.1 各骨組の復元力特性

B1階の円筒形立体骨組の弾塑性復元力特性を評価するために、各骨組、各方向毎に立体架構モデルを用いて荷重増分法による静的弾塑性解析を行う。(結果として、同時にB1階の保有水平耐力が算定される。)ここに、次章に詳述するように弾塑性地震応答解析において使用する復元力特性は、等価曲げせん断型棒にモデル化した曲げ剛性(EI/H^3)およびせん断剛性(GA/H)に対して各々設定するものとし、曲げ剛性(EI/H^3)は弾性とし、せん断剛性に対して静的弾塑性解析により復元力特性を設定する。

4.1.1 静的弾塑性解析(塑性ヒンジ法)

(1) 解析モデル

地上階とB1階の主体構造の連結状態は回転自由と仮定し、地上階と分離した図4.1.1に示すB1階単独の解析モデルを想定し、図4.1.2に示す外力を作用させるものとする。ここに、せん断剛性に対する復元力特性を得るため、曲げ変形とせん断変形を分離することにより、柱の上下伸縮を拘束、水平移動のみを可能としたモデルとしている。なお、上下の力の伝達を考慮に入れ、安全側の評価として40cm/sec時の柱の最大軸力を用いて最大軸方向力を考慮した柱の全塑性モーメント M_{pc} を算出し、柱が梁に対し先行降伏しないことを確認している。柱、貫梁の構造諸元を表4.1.1、4.1.2にそれぞれ示す。

表4.1.1 柱の構造諸元

断面 使用材料		φ-400×45 SM490
A (cm ²)	断面積	501.9
Z _p (cm ³)	塑性断面係数	5700.0
Z (cm ³)	断面係数	4010.0
I (cm ⁴)	断面二次モーメント	88300.0
M _p (t·m)	全塑性モーメント	188.1
M _{pc} (t·m)	柱の軸力を考慮した全塑性モーメント	100.0

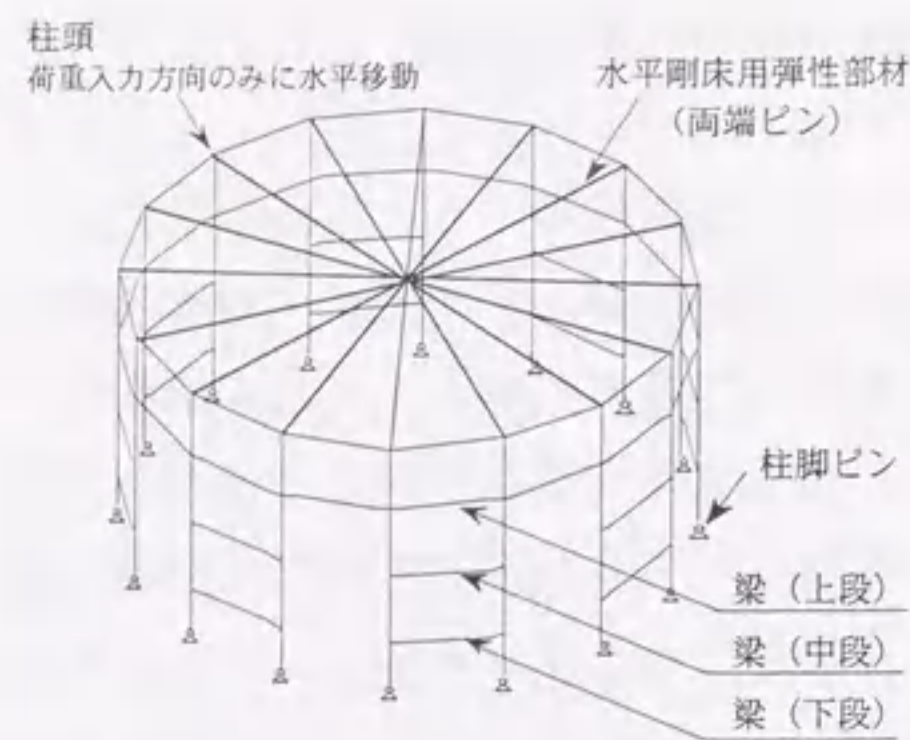


図4.1.1 解析モデル

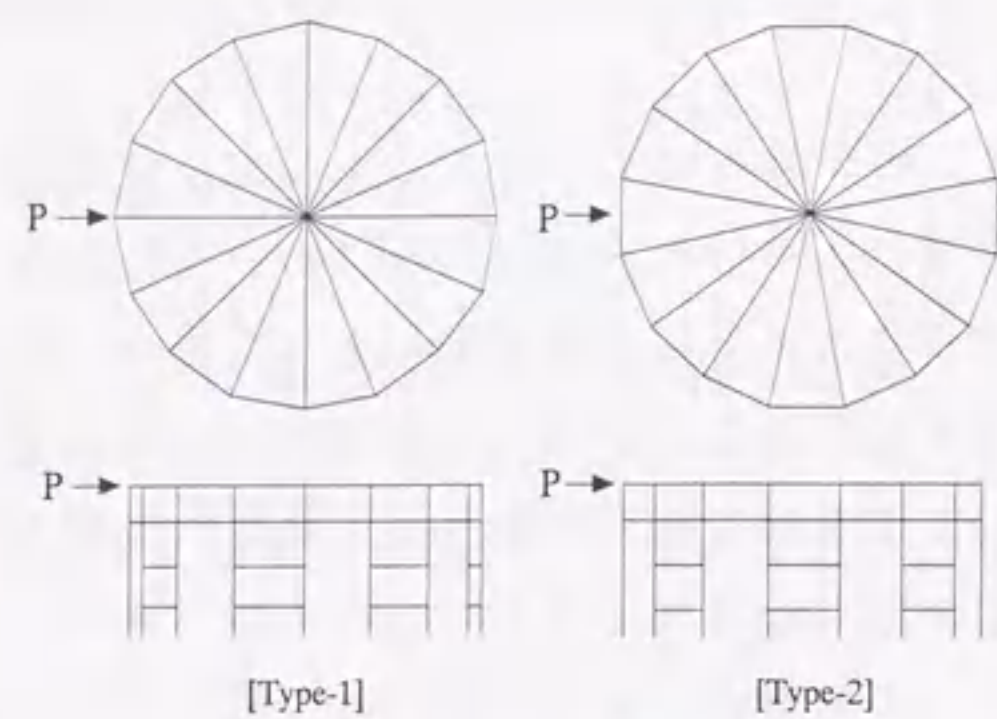


図4.1.2 水平荷重の入力方向

表4.1.2 貫梁の構造諸元

柱符号		TA1					
位置		上段	上段	中段	下段		
符号		G13	G12	G21	G32		
断面		BH-400x260x12x22	BH-350x260x25x22	BH-350x260x25x22	BH-400x260x30x22		
使用材料		SN490	SN490	SN490	SN490		
A (cm ²)	断面積	157.1	190.9	190.9	238.8		
Zp	塑性断面係数	2542.4	2461.4	2461.4	3445.3		
Z (cm ³)	断面係数	2271.1	2102.0	2102.0	2924.2		
α	形状係数	1.119	1.171	1.171	1.178		
I (cm ⁴)	断面二次モーメント	45422.8	36784.5	36784.5	58484.5		
Mp (tm)	全塑性モーメント	83.9	81.2	81.2	113.7		
My (tm)	降伏モーメント	74.9	69.4	69.4	96.5		
Qp (t)	塑性時せん断力	63.1	140.0	140.0	196.0		
Qf (t)	許容せん断力	81.4	145.8	145.8	203.5		
柱符号		TA2,TA3			TA4		
位置		上段	中段	下段	上段	中段	下段
符号		G11	G21	G31	G11	G21	G31
断面		BH-300x260x25x22	BH-350x260x25x22	BH-350x300x28x22	BH-300x260x25x22	BH-350x260x25x22	BH-350x300x28x22
使用材料		SN490	SN490	SN490	SN490	SN490	SN490
A (cm ²)	断面積	178.4	190.9	217.7	178.4	190.9	217.7
Zp	塑性断面係数	1999.8	2461.4	2820.3	1999.8	2461.4	2820.3
Z (cm ³)	断面係数	1709.6	2102.0	2413.8	1709.6	2102.0	2413.8
α	形状係数	1.170	1.171	1.168	1.170	1.171	1.168
I (cm ⁴)	断面二次モーメント	25644.6	36784.5	42241.6	25644.6	36784.5	42241.6
Mp (tm)	全塑性モーメント	66.0	81.2	93.1	66.0	81.2	93.1
My (tm)	降伏モーメント	56.4	69.4	79.7	56.4	69.4	79.7
Qp (t)	塑性時せん断力	113.8	140.0	160.5	113.8	116.9	133.9
Qf (t)	許容せん断力	121.9	145.8	163.2	121.9	145.8	163.2

(2) 解析手法

解析手法は、各Step毎に全塑性モーメントの±2%以内に達する部材端を塑性ヒンジとする荷重増分法（折点追跡法）による弾塑性解析法を用いる。

[使用プログラム：Multiframe4D]

(3) 解析結果

解析結果を図4.1.3～4.1.6に示す。

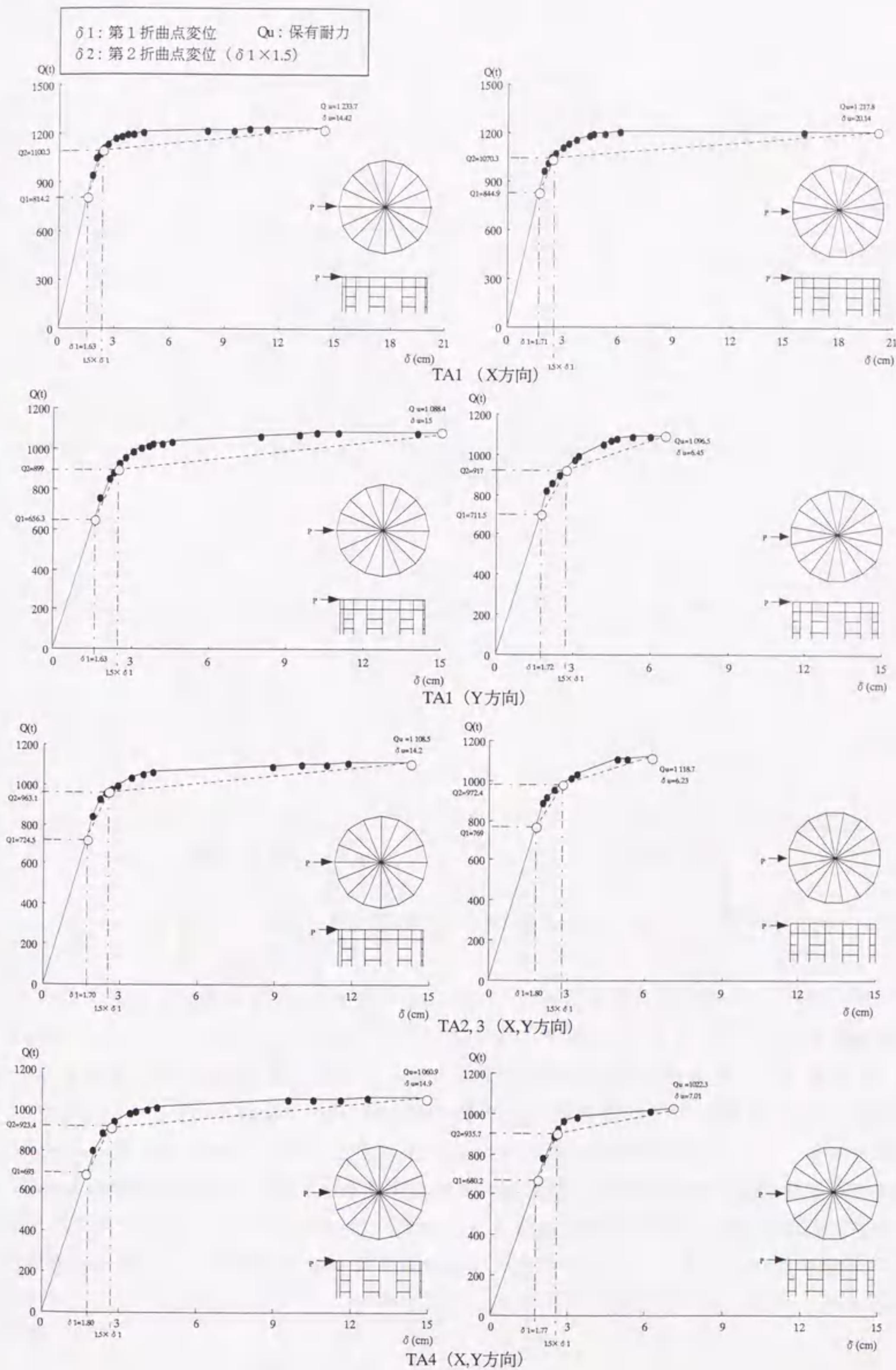


図4.1.3 各骨組各方向の復元力曲線

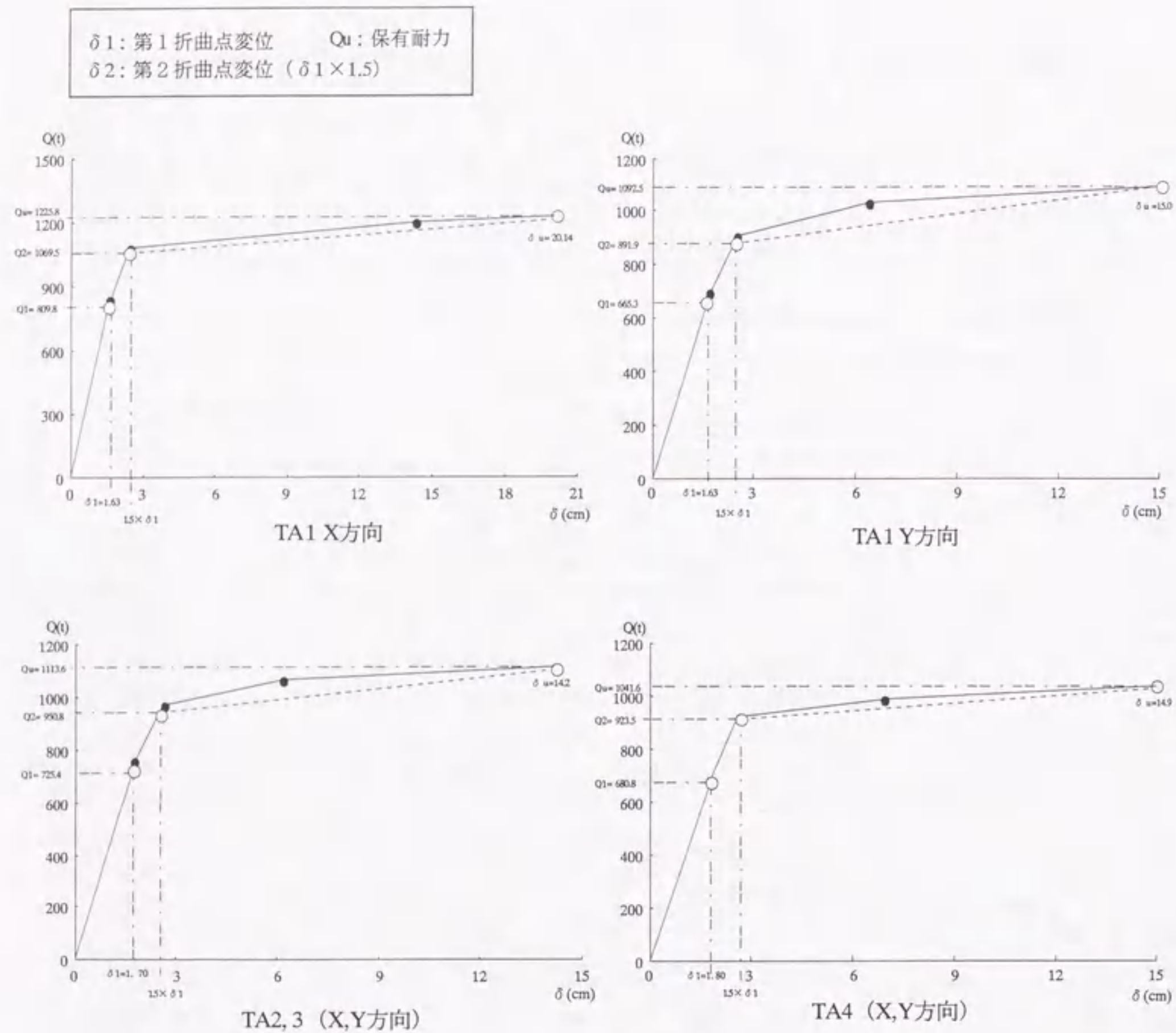


図4.1.4 各骨組各方向の復元力曲線 (平均)

まず、図4.1.2に示すように荷重の入力方向としてType-1とType-2の2方向について増分解析を行い、図4.1.3にその結果を示すようにそれぞれのTypeについてTri-Liner曲線へと単純化した基本となる復元力曲線を求める。ここに、現実問題としての荷重の入力方向がType-1と11.25°角度を振ったType-2の中間(0~11.25°)的なものであることを考慮し、ここでは近似的に両者の平均値を採用する。即ち、Type-1とType-2の各折点での変位に対し平均剛性による水平力を算出することによって求めた骨組の平均的な復元力曲線を採用し、その結果を図4.1.4に示す。

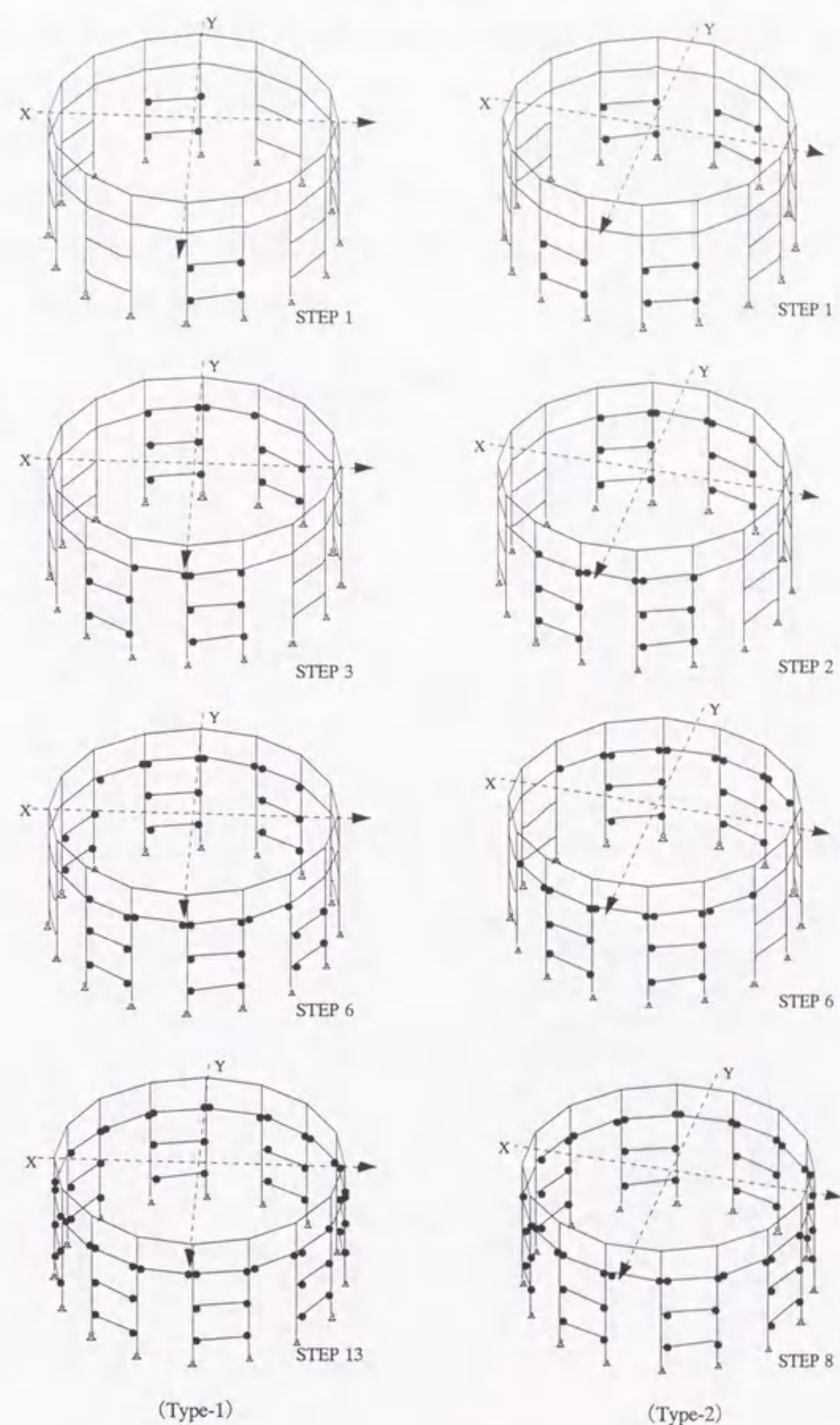


図4.1.5 塑性ヒンジ発生状況の推移 (TA2)

なお、参考としてTA2柱(X方向)を例にとり、Type-1及びType-2について図4.1.3に示した荷重増分のSTEPに対応した塑性ヒンジ発生状況の推移を図4.1.5に示す。B1階骨組の特色である分散的貫梁架構形式においては梁部材のみに塑性ヒンジが順次システムティックに形成されていき、いずれのTypeも明快な靱性型梁降伏メカニズムを形成している。

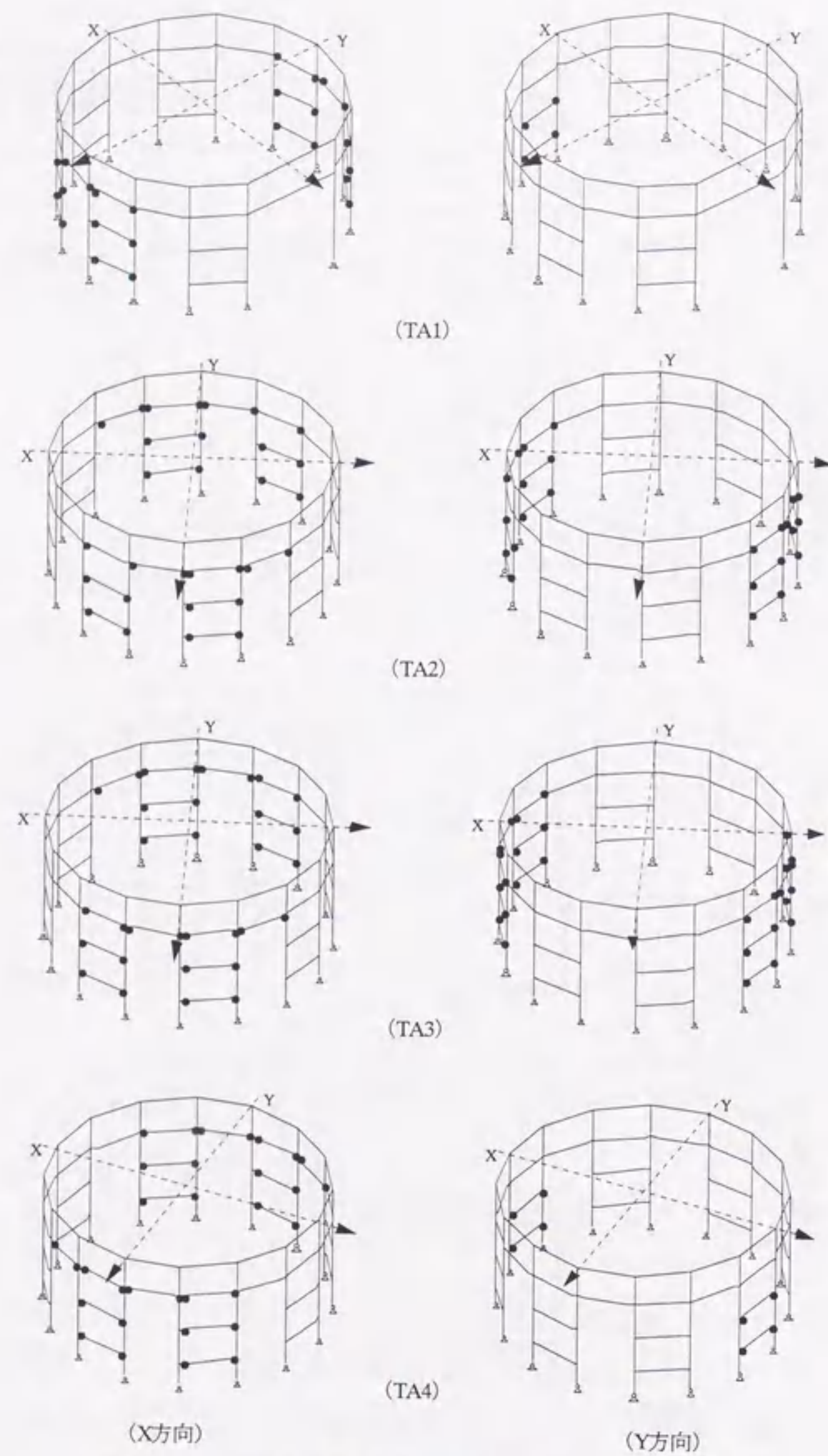


図4.1.6 40cm/sec時のヒンジ発生状況 (Type-1)

次に、40cm/sec時、4系列モデルの弾塑性応答解析におけるTA1~TA4の各B1階骨組のヒンジ発生状況 (Type-1を例) を参考として図4.1.6に示す。以上の図4.1.3~4.1.6および次節の図4.2.1から、大地震時におけるB1階骨組の塑性変形能力と履歴エネルギー吸収能力は当該復元力特性によって充分期待できるものと判断される。

4.1.2 要素モデルによる復元力特性の比較検討

要素 (FEM) モデルでの静的弧長増分弾塑性解析を行い、ヒンジモデルを用いることの妥当性を確認する。

(1) 解析モデル

解析モデル (TA2) および荷重条件を図4.1.7、図4.1.8に示す。ここに、梁の両端に柱面より梁成の1/2の長さの弾塑性領域 (bi-linear形の $\sigma-\epsilon$ 曲線) を設定し、中間部は弾性とする。柱は全域弾性とする。

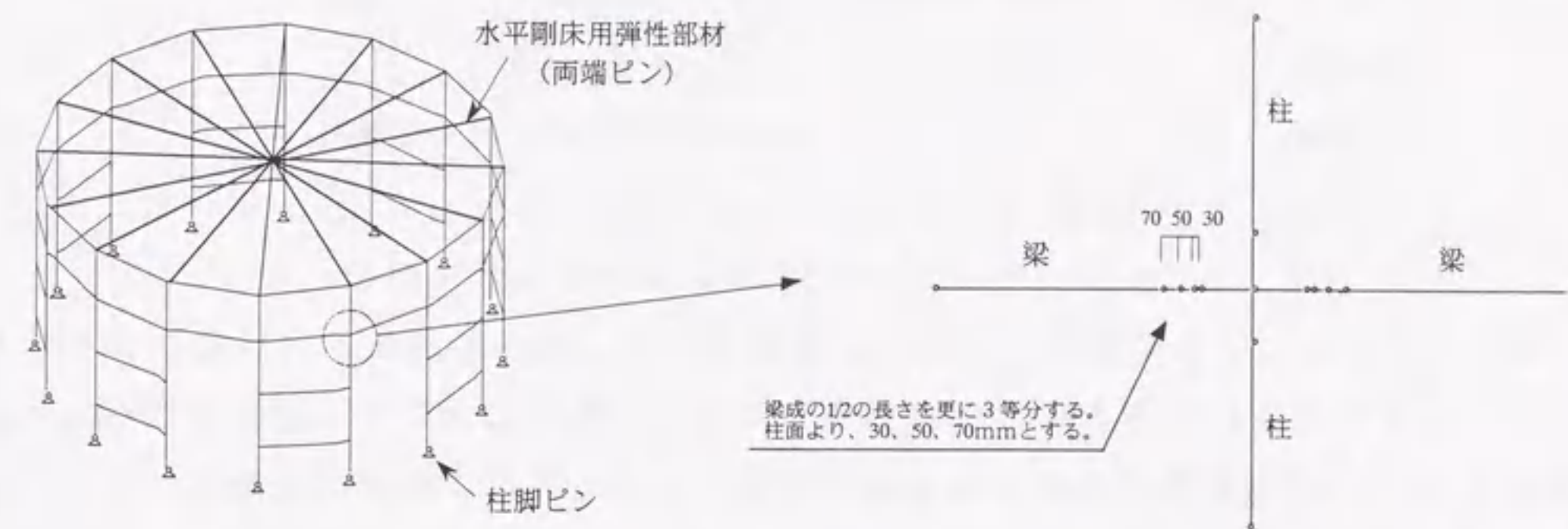


図4.1.7 解析モデル

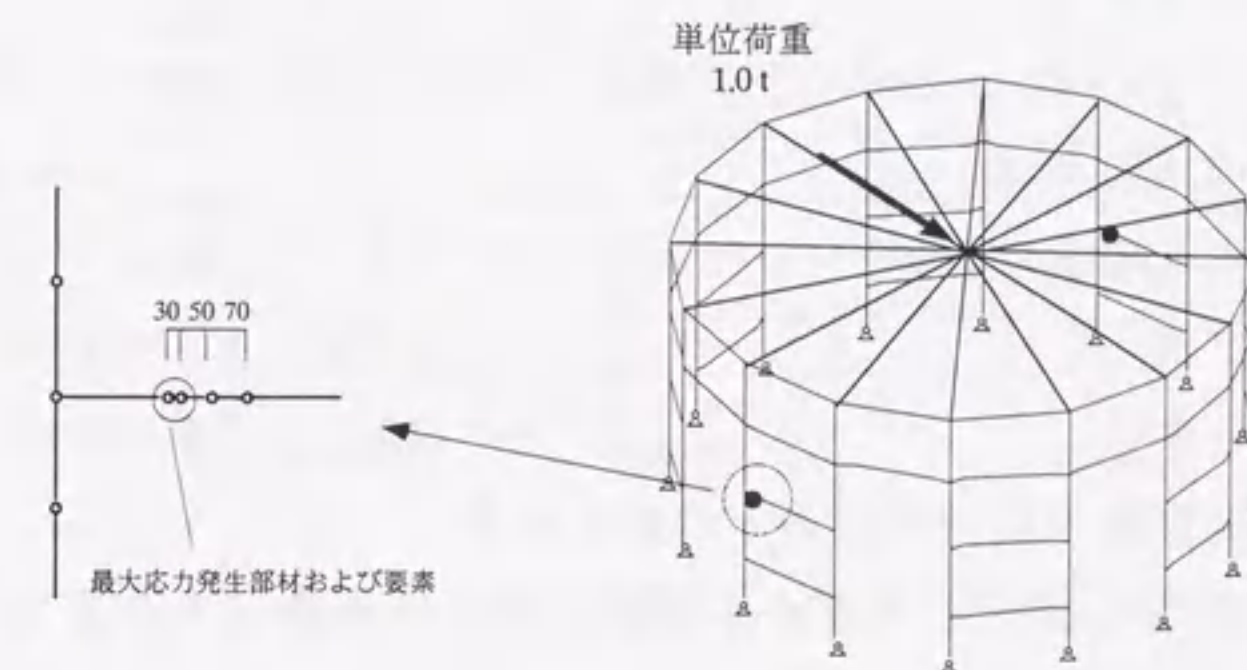


図4.1.8 荷重条件

梁部材の $\sigma-\epsilon$ 曲線として次の3ケースを考える。

・bi-linear形

・モデル1 降伏応力度 $\sigma = 3.3\text{t/cm}^2$ 第2次勾配 初期勾配の1/1000

・モデル2 降伏応力度 $\sigma = 3.3\text{t/cm}^2$ 第2次勾配 初期勾配の1/100

ここで、モデル1は梁塑性化の範囲を、モデル2はそれに加えて歪硬化の影響を確認することを目的とする。

(2) 解析方法

修正ニュートン・ラプソン法を用いた静的弾塑性弧長増分解析法（使用プログラム：COSMOS/M）による。

(3) 解析結果と考察

結果を図4.1.9（要素モデル1、要素モデル2およびヒンジモデルにおけるB1階の復元力曲線）に示す。この図より40cm/sec地震時の最大応答層間変形4.41cmあたりでの層せん断力比は次のように与えられる。

モデル1	$Q1/Q0=1.05$ 倍	($\delta=4.41$ cm)
モデル2	$Q2/Q0=1.15$ 倍	($\delta=4.41$ cm)
$Q0$	ヒンジモデルの $\delta=4.41$ cmに対応するせん断力	
$Q1$	モデル1の $\delta=4.41$ cmに対応するせん断力	
$Q2$	モデル2の $\delta=4.41$ cmに対応するせん断力	

つまり、モデル1、2の場合、40cm/sec地震時での上部への地震入力（ヒンジモデル）に比べて、それぞれ1.05倍および1.15倍程度になる。それに対して上部構造は40cm/sec地震応答の1.5~2.9倍程度の保有水平耐力を有していること、および地震波によってはB1階が塑性化する前に上部構造が最大応答値に達しており、むしろ塑性化したあとには応答値が小さくなることから、ヒンジモデルを用いた解析で上部構造に対して安全側の評価を与えるものと判断される。

また、図4.1.10に示すように、モデル2の場合、特定1部材（図4.1.8参照）の塑性化の程度は次のように与えられる。

梁端部に発生する最大応力度	$\sigma_{max} = 4.0$	t/cm ²
部材の最大伸び歪	$\epsilon_{max} = 0.035$	($\delta=4.41$ cm)
部材の最大塑性率	$\mu = 20$	($\delta=4.41$ cm)

これより充分鋼材の変形能力以内であると判断される。

以上により、前項に示すヒンジモデルによる弾塑復元力曲線は充分妥当であると判断される。

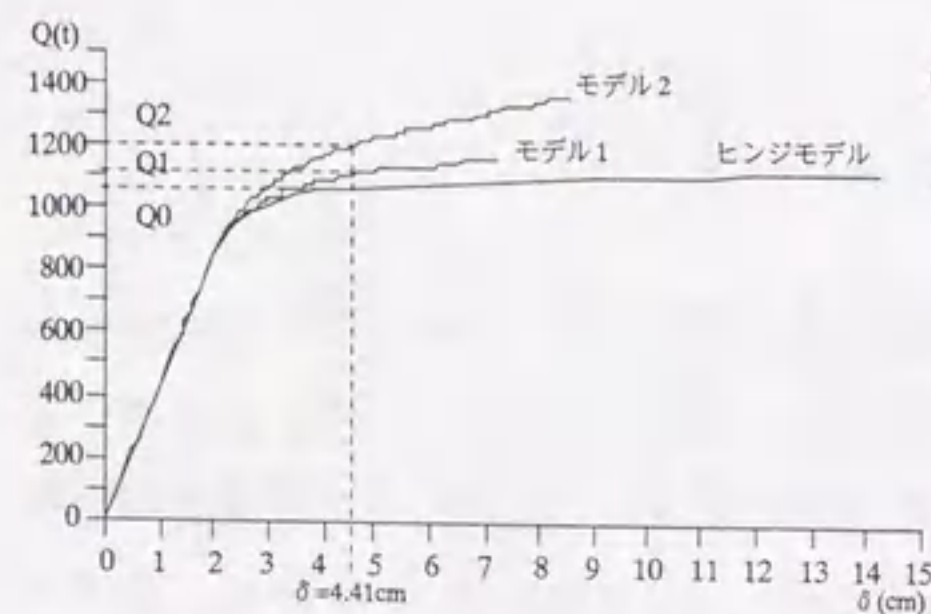


図4.1.9 B1階復元力曲線の比較

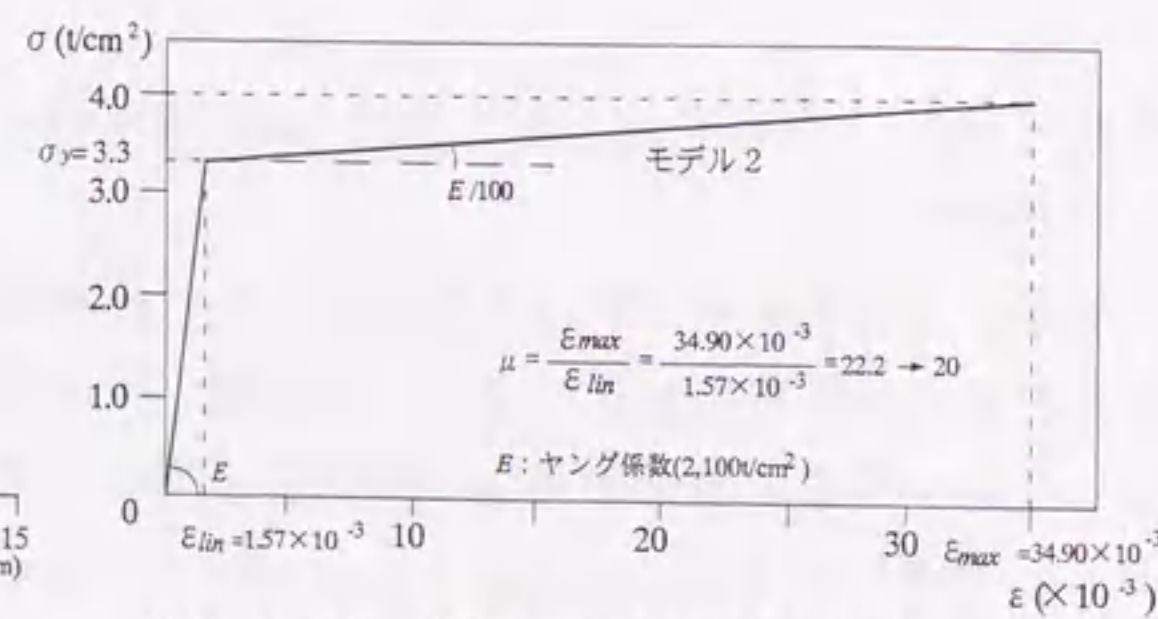


図4.1.10 部材の最大伸び歪および最大塑性率 (モデル2)

4.2 層全体の復元力特性

4.2.1 層全体の復元力曲線

先に立体架構モデルの静的弾塑性解析（塑性ヒンジ法）から求めた各骨組の荷重-変形曲線より、これらの曲線を各方向毎にすべて合成することによって層全体の荷重-変形曲線を得る（図4.2.1）。

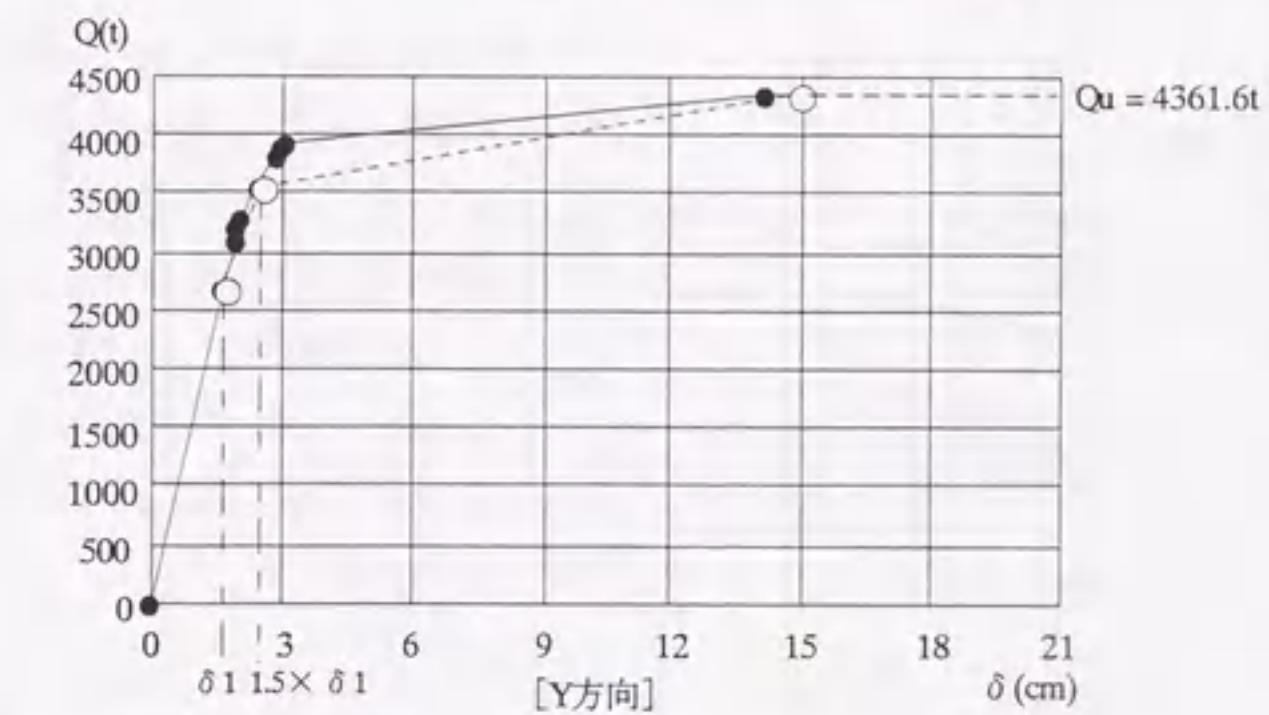
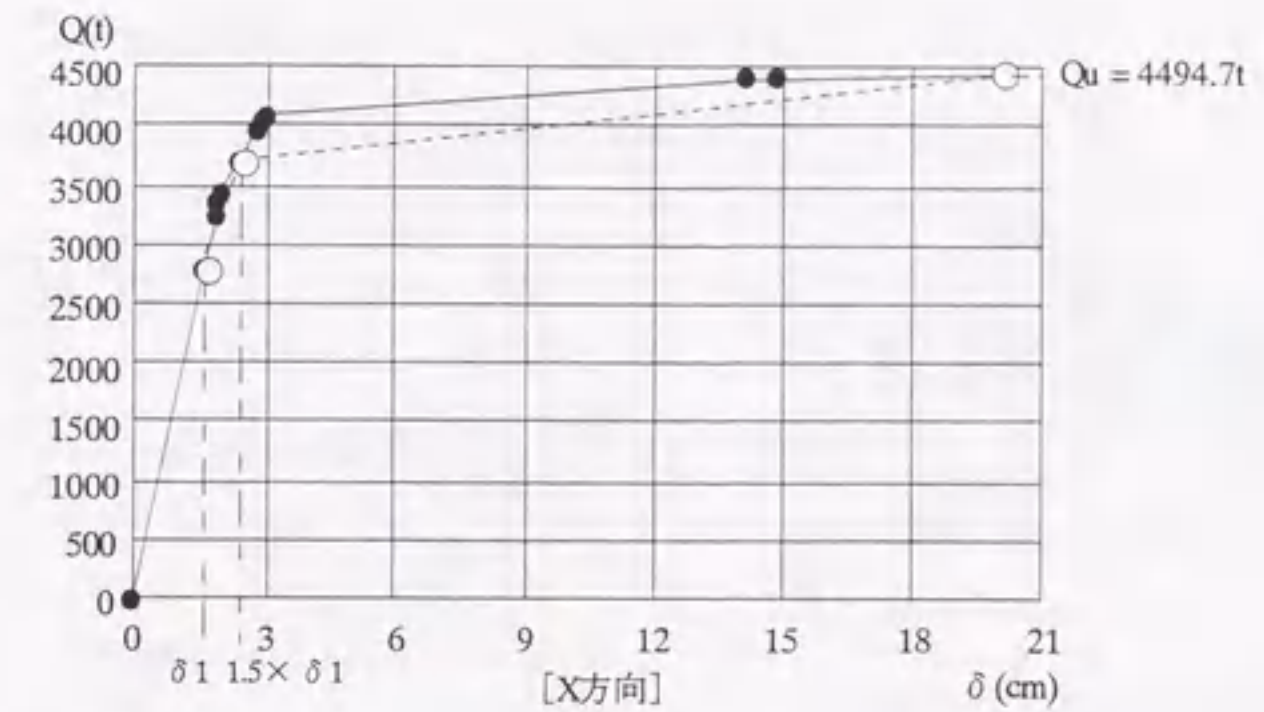


図4.2.1 ヒンジモデルによるB1階の復元力曲線

4.2.2 層全体の保有水平耐力等

上記の荷重-変形曲線に示すように、保有水平耐力 Q_u はX方向4494.7t、Y方向4361.6tである。なお、ここでは接線剛性が0になる状態を保有水平耐力としている。

なお、第5章の弾塑性応答解析に用いる復元力特性は、上記の復元力曲線（荷重-変形曲線）に基づいて剛性低下のみられないNormal Tri-Liner型履歴特性をもつ復元力特性の設定を行うものとする（詳細は5.3節参照）。

4.3 復元力特性の安定性の確認

B1階骨組の鉄骨主要部材の板要素の幅厚比および柱部材の軸力比、細長比等に対して表4.3.1の制限値を設定する。また図4.3.1に示すノンダイアフラム形式の鋼管柱・梁接合部の耐力と変形性能、接合部と非接合部の強度比等についても検証を加え、B1階骨組の耐力・変形性能を明らかにすると共に塑性域での復元力特性の安定性の確認を行うものとする。

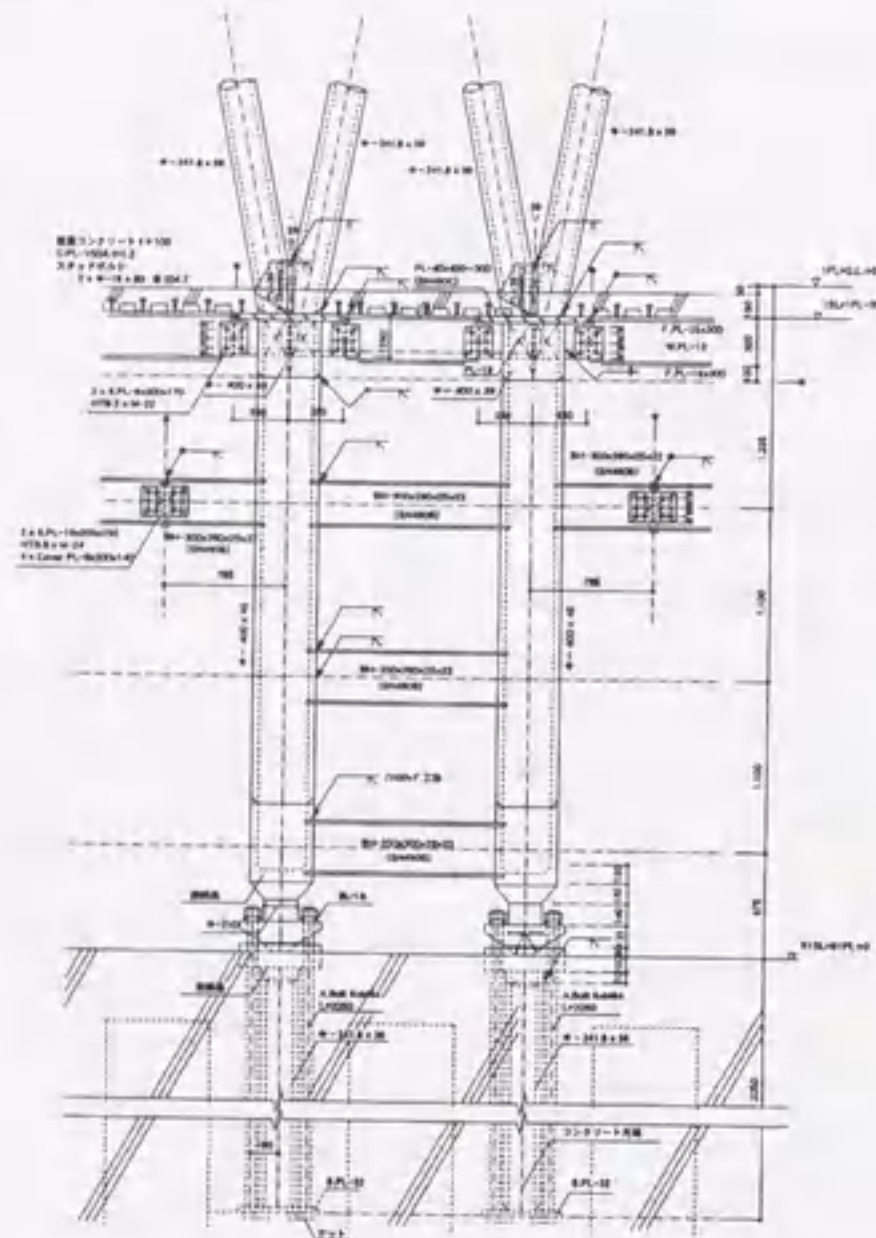


図4.3.1 柱・梁の接合部

(1) 柱の軸力比

表4.3.2に40cm/sec時の加力方向に並行な柱グループの軸力比一覧を示す。ここに、柱符号C11-G11などは図4.3.2に示すG11梁に取り付く柱部材等を示す。

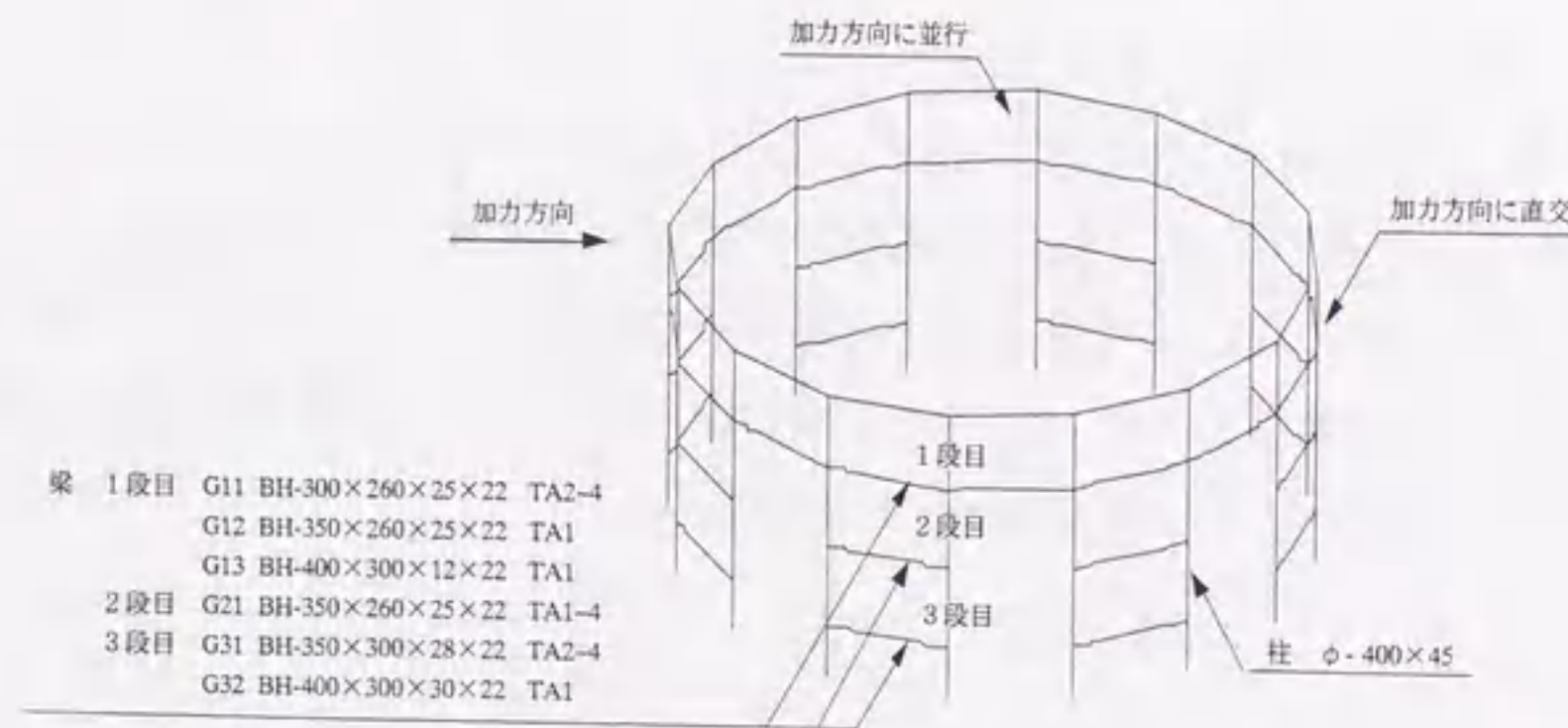


図4.3.2 B1階柱・梁部材

表4.3.1 板要素の幅厚比¹⁾

部材	貫梁	
	柱	貫梁
断面	円形鋼管	H型鋼
部位	-	フランジ
鋼材種	SCW490-CF	SN490B
幅圧比の制限値	36	7.5
設計幅圧比	8.9	5.9~6.8
柱・梁の種類別	FA	FA

注) 貫梁については降伏比の上限が規定されたSN490B材を使用する。

・柱部材(φ-400×45)の細長比²⁾

柱降伏軸力 $N_y=1656t$

柱の細長比 $\lambda=31$

短期最大柱軸圧縮力 $N=683.1t$

$N/N_y + \lambda/100 = 0.72 \leq 1.0$

40cm/sec最大柱軸圧縮力 $N=1033.3t$

$N/N_y + \lambda/100 = 0.93 \leq 1.0$

表4.3.2 40cm/sec応答時 軸力比一覧

柱符号	最大圧縮軸力 (t)	最大引張軸力 (t)	軸力比 n	
C11-G11	277.5	-113.7	0.17	0.06
C12-G12	227.7	---	0.14	---
C13-G13	---	---	---	---
C21-G21	710.5	-544.9	0.43	0.33
C31-G31	817.7	-614.9	0.49	0.37
C32-G32	906.5	-740.9	0.55	0.45

(2) 軸力比を考慮した接合部パネルのせん断耐力、変形³⁾

円形鋼管柱梁接合部パネルのせん断降伏耐力推定式を式(4.3.1)³⁾に示す。

$$cQ_d = \frac{\pi \cdot D_m \cdot t_c \cdot \sigma_y}{2\sqrt{3}} \quad (A_r \leq \sqrt{3}) \quad (t) \quad (4.3.1)$$

D_m : 鋼管平均直径 (cm) (=D-t_c)

D : 鋼管外径 (cm) t_c : 鋼管板厚 (cm)

σ_y : 降伏応力度 (t/cm²) A_r : アスペクト比

また、次式を上式に乗じることにより軸力比による耐力の低減の影響を考慮する(表4.3.3)。

$$\sqrt{1-n^2} \quad n: \text{軸力比}$$

表4.3.3 円形鋼管柱梁接合部パネルのせん断降伏耐力(40cm/sec応答時)

柱符号	cQ_y	$\sqrt{1-n^2}$	$cQ_y \cdot \sqrt{1-n^2}$	$\Sigma_b P_p$	$\frac{cQ_y \cdot \sqrt{1-n^2}}{bP_p}$
C11-G11	478.1	0.985	471.1	474.8	0.99
C12-G12	478.1	0.990	473.4	495.4	0.96
C13-G13	---	---	---	---	---
C21-G21	478.1	0.903	431.6	247.7	1.74
C31-G31	478.1	0.872	416.8	283.8	1.47
C32-G32	478.1	0.835	399.3	300.8	1.33
					MIN=0.96

以上より、終局時にも接合部パネルは概ね降伏せん断耐力には達しておらず、一部アスペクト比が1.0以下であるが径厚比が小さいこと、パネルに若干の余裕があると考えられることより、パネルのせん断変形が全体構造に与える影響も小さいと判断する。

(3) 軸力比を考慮した接合部の局部耐力、変形^{3,4)}

鋼管の局部変形が顕著な場合は梁の曲げ耐力に達する以前に接合部に局部降伏が生じ、終局時でも梁がその全強を発揮できない場合もある。そこで鋼管柱・梁接合部の梁フランジ取り付け部の局部耐力の検討を行い、接合部と非接合部の強度比等について検討を与える。

パネル増厚形式の接合部の局部耐力推定式を式(4.3.2)³⁾に示す。

$$cP''_{max} = 1.83(B_f/D_p + 0.42)(t_p/R_p)^{1.39} \tan^{-1}((t/h_p)^{0.72}(1.42 + 2.84l_p/R_p)) \sigma_y R_p^2$$

$$cP''_y = 0.76 cP''_{max} \quad (4.3.2)$$

- cP''_{max} : 最大強さ (t)
- B_f : フランジ幅 (cm)
- D_p : 増厚部外径 (cm)
- t_p : 増厚部板厚 (cm)
- R_p : 増厚部鋼管平均半径 (cm)
- t : 柱板厚 (cm)
- h_p : 柱-増厚部板厚差 (cm)
- l_p : 増厚部端-フランジ端長さ (cm)
- σ_y : 降伏応力度 (t/cm²)

なお、低減係数 β (0.90[n<0.30], 0.80[n<0.50], 0.70[n<0.62]) を式(4.3.2)に乗じるにより軸力比による耐力の低減の影響を考慮する(表4.3.4)。

表4.3.4 パネル増厚形式の接合部の局部耐力(40cm/sec応答時)

柱符号	cP''_y	β	$\beta cP''_y$	bP_p	$\frac{\beta cP''_y}{bP_p}$
C11-G11	360.2	0.900	324.2	237.4	1.37
C12-G12	360.2	0.900	324.2	237.4	1.31
C13-G13	---	---	---	---	---
C21-G21	360.2	0.800	288.2	247.7	1.16
C31-G31	393.9	0.800	315.1	283.8	1.11
C32-G32	393.9	0.700	275.7	300.8	0.92
					MIN=0.92

ここに、鋼管メーカーの技術資料⁴⁾によると、実験結果より水平荷重時には鉛直荷重時の1.32~1.41倍の耐力が期待でき、またFEM解析では1.25倍の耐力が期待できるとされている。この場合、接合部の局部降伏耐力(cP_y)の梁の全塑性モーメントに対する比は軸力比の影響を考慮すると表4.3.4に示すように最小値は0.92である。ただし、水平荷重時には1.25倍以上の安全率があることを考慮すると接合部の局部降伏耐力(cP_y)の梁の全塑性モーメントに対する比は1.15倍以上の余力があると考えられる。

一般にノンダイアフラム形式の柱梁接合部の履歴性状は接合部の局部降伏耐力と梁フランジの引張降伏耐力との耐力比に大きく依存するとされているが、この場合は接合部の耐力が梁フランジの引張降伏耐力より上回っており、これらの貫梁は終局時に全強を発揮できるものと判断される。以上により、地震時におけるB1階骨組の復元力特性の安定性は十分に確保されているものと判断される。

【参考文献】

- 1) 日本建築センター：建築物の構造規定-建築基準法施行令第3章の解説と運用-、1994年版
- 2) 日本建築学会：鋼構造塑性設計指針、1975年版
- 3) 日本建築学会：鋼構造接合部の力学性能と設計法、1993年10月
- 4) 株式会社クボタ：ロングスチフナー型Gコラム 柱・梁接合部の局部耐力(軸力の影響)

これまでに第3章において上部ラチス柱の座屈特性について、また第4章においてB1階骨組の弾塑性特性について基本的な考察を与えた。本章においてはそれらの研究成果に基づいて、B1階に降伏層を有し地上階が縦型ラチス柱で構成される主体構造について地震応答解析(レベル1およびレベル2地震に対する弾性および弾塑性時刻歴応答解析)を行い、その動的特性と耐震性能を工学的に解明するものとする。

5.1 地震応答解析のクライテリア

当該地域のサイズシティの検討から、入力速度レベル(最大速度振幅)は、当該建築物の敷地において当該建築物の耐用年数中に1度以上受ける可能性が大きい地震動(レベル1地震)に対して20cm/sec、当該建築物の敷地において過去に受けたことのある地震動のうち最強と考えられるもの、および将来において受けることが考えられる最強の地震動(レベル2地震)に対して40cm/secとする。採用地震動は、標準的性格を有するとされているエルセントロ1940NS、タフト1952EW、それと建設地の地域性を考慮した東北大学1F1978EWの計3波とする。

以上、地震応答解析に採用した地震波および最大加速度レベルを表5.1.1に示す。

表5.1.1 地震応答解析に採用した地震波および最大加速度レベル

地震波名	最大加速度振幅 (cm/sec ²)		継続時間 (sec)	解析時間 (sec)
	レベル1 (20cm/sec)	レベル2 (40cm/sec)		
EL CENTRO 1940 NS (BCJ)	204	408	53.73	20.00
TAFT EW 1952 EW (BCJ)	198	397	54.38	20.00
TUNI 1F 1978 EW (BCJ)	147	294	40.94	20.00

耐震安全性の目標は、レベル1地震に対しては建築物の機能を保持すること、レベル2地震に対しては建築物に部分的な損傷は生じても最終的な崩壊から人命の保護を図ることを原則とする。各入力レベルに対する耐震性能の設定目標値を表5.1.2に示す。

表5.1.2 耐震性能の設定目標値

入力レベル	最大速度振幅 (cm/sec)	応答設定目標値		
		最大層間変形角 ($\times 10^{-3}$ rad)	最大塑性率	
レベル1	20	5.0	1.0	
レベル2	40	1~7階	10.0	1.0*
		B1階	12.5	3.0**

* 上部(1~7階)ラチス柱はレベル2においても原則として弾性域内とする。

** 4.1節に示すように鉄骨部材レベルの塑性率は20近くあること、また柱・梁接合部は保有力接合されていることから、B1階骨組の最大塑性率はかなり大きな値が期待できる。ここでは、安全側に評価してB1階の最大塑性率を3.0に設定している。

5.2 弾性応答解析

5.2.1 解析モデルの設定

地震応答解析に用いる解析モデルは、実用的に簡便な各階床位置に質量を集中させた単独7質点系等価曲げせん断型モデルとする。外乱入力位置はB1階床位置とする。解析モデルを図5.2.1に、解析モデルにおける構造諸元を表5.2.1に示す。

ここに、等価曲げせん断型モデルにおける各層のパネ剛性は、曲げせん断棒にモデル化した曲げ剛性 (EI/H^3) およびせん断剛性 (GA/H) に対して各々設定する。各剛性は構造物の変形をせん断変形成分と曲げ変形成分に分離することより求める。これらの剛性の設定手法を以下に示す。

「せん断変形と曲げ変形の分離」

立体架構モデルに設計用せん断力を作用させたときの全変形 (δ_T) を曲げ変形成分とせん断変形成分の和と考える。曲げ変形成分を取除くため、柱伸縮を拘束した立体架構モデルに対し設計用せん断力を作用させる。得られた変形をせん断変形成分 (δ_S) とし、全変形よりせん断変形成分を差し引いた残りを曲げ変形成分 (δ_B) とする。

なお、変形分離は1F床レベルを境として、B1階と地上階に2区分した区間で行う。

① せん断剛性 (GA/H)

各層の層間せん断変形成分 (δ_{Sj}) および作用している層せん断力 (Q_j) より、各層の等価せん断剛性 (GA_j/H_j) を求める。

$$GA_j/H_j = Q_j/\delta_{Sj}$$

② 曲げ剛性

曲げ変形成分 (δ_{Bj}) は各区間の頂部で全変形 (δ_{Tj}) より層毎のせん断変形成分 (δ_{Sj}) の区間内の和および下層区間の頂部の回転変形成分 ($\theta_j \cdot H_j$) を差し引いて求める。

$$\delta_{Bj} = \delta_{Tj} - \sum_{i=1}^j \delta_{Si} - \theta_j H_j$$

曲げ変形成分に対応する剛性および回転変形角は以下のように求まる。

$$\frac{EI_j}{H_j^3} = \left(\frac{Q_j}{3} + \frac{M_{Tj}/H_j}{2} \right) / \delta_{Bj}$$

$$\theta_{j+1} = \theta_j + \frac{H_j^2}{EI_j} \left(\frac{Q_j}{2} + \frac{M_{Tj}}{H_j} \right)$$

各層の曲げ剛性、せん断剛性の算定結果を表5.2.1に示す。

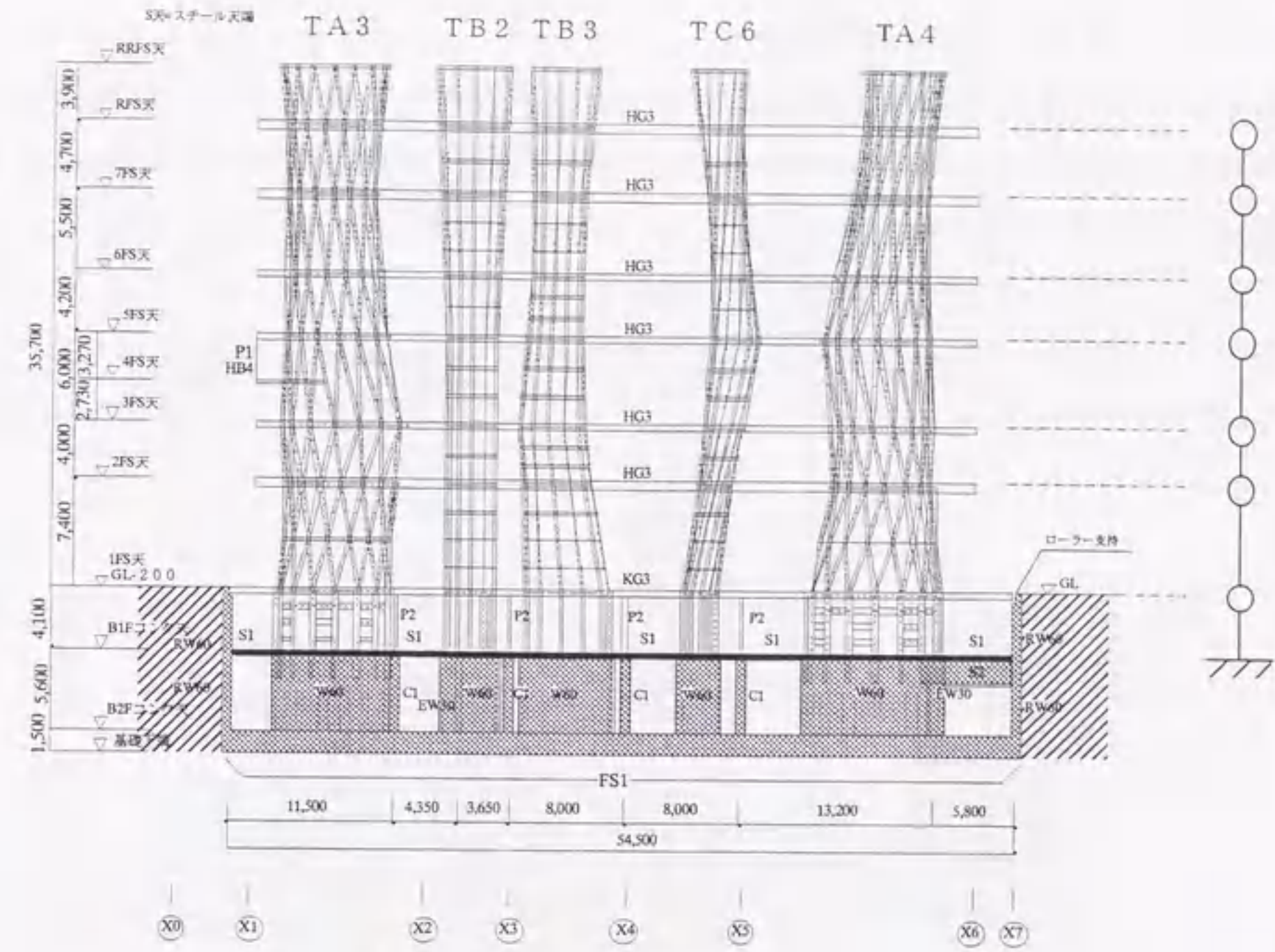


図5.2.1 解析モデル

表5.2.1 構造諸元

階	X方向			階床	質量 w(t·sec ² /cm)
	曲げ剛性 EI _x × 10 ¹⁰ (t·cm ²)	せん断剛性 K _x (t/cm)	階高 L(m)		
7	256.1	2894.2	4.700	R	2.033
6	256.1	1491.4	5.500	7	1.854
5	256.1	5779.5	4.200	6	2.026
3	256.1	1219.9	6.000	5	2.278
2	256.1	3592.1	4.000	3	2.224
1	256.1	2867.2	7.425	2	2.002
B1	547.5	1881.5	3.875	1	2.649
回転パネ* K _x × 10 ⁻² (t/cm)					
B1	34.1	-	-	-	-
復元力特性 せん断変形成分					
B1	Q1	K2/K1	Q2	K3/K1	Q _u
	2832.1	0.64	3735.2	0.02	4494.7
階	Y方向			階床	質量 w(t·sec ² /cm)
	曲げ剛性 EI _y × 10 ¹⁰ (t·cm ²)	せん断剛性 K _y (t/cm)	階高 L(m)		
7	281.2	1885.6	4.700	R	2.033
6	281.2	1375.6	5.500	7	1.854
5	281.2	5380.0	4.200	6	2.026
3	281.2	1411.6	6.000	5	2.278
2	281.2	3405.1	4.000	3	2.224
1	281.2	2699.2	7.425	2	2.002
B1	471.1	1777.6	3.875	1	2.649
回転パネ* K _y × 10 ⁻² (t/cm)					
B1	34.1	-	-	-	-
復元力特性 せん断変形成分					
B1	Q1	K2/K1	Q2	K3/K1	Q _u
	2682.3	0.66	3563.9	0.04	4361.6

* 基礎のロッキングを等価部材で評価

5.2.2 予備応答解析と固有値解析

単独7質点系等価曲げせん断型モデルについて、予備応答解析として固有値解析を行う。解析結果を表5.2.2、5.2.3、図5.2.2に示す。なお、減衰定数は剛性比例型で1次モードに対して2%を設定する。

表5.2.2 固有周期および減衰定数

次数	X方向		Y方向	
	固有周期	減衰定数	固有周期	減衰定数
1	1.400	0.020	1.391	0.020
2	0.402	0.070	0.411	0.068
3	0.235	0.119	0.235	0.118
4	0.150	0.187	0.152	0.183
5	0.113	0.248	0.130	0.214
6	0.092	0.304	0.095	0.293
7	0.086	0.326	0.087	0.320

表5.2.3 刺激関数

階	X方向						
	1次	2次	3次	4次	5次	6次	7次
7	1.4141	-0.5739	0.1799	-0.0279	0.0083	-0.0004	-0.0003
6	1.2334	-0.2871	0.0328	0.0321	-0.0136	0.0040	-0.0015
5	0.9789	0.1944	-0.2234	0.0548	0.0009	-0.0128	0.0076
3	0.8199	0.3781	-0.2392	0.0377	0.0033	0.0062	-0.0064
2	0.4978	0.5919	0.0962	-0.2153	-0.0005	0.0284	0.0018
1	0.3448	0.5741	0.1737	-0.0436	-0.0009	-0.0464	-0.0016
B1	0.1499	0.4116	0.1791	0.2421	0.0009	0.0159	0.0008

階	Y方向						
	1次	2次	3次	4次	5次	6次	7次
7	1.4221	-0.5884	0.1959	-0.0497	0.0206	-0.0001	-0.0002
6	1.2337	-0.2703	0.0060	0.0638	-0.0365	0.0042	-0.0015
5	0.9775	0.2019	-0.2380	0.0606	0.0047	-0.0156	0.0075
3	0.8225	0.3743	-0.2340	0.0260	0.0110	0.0084	-0.0067
2	0.5218	0.5613	0.0880	-0.1955	-0.0047	0.0269	-0.0025
1	0.3640	0.5453	0.1882	-0.0497	-0.0037	-0.0435	-0.0022
B1	0.1618	0.3939	0.2096	0.2145	0.0048	0.0146	0.0009

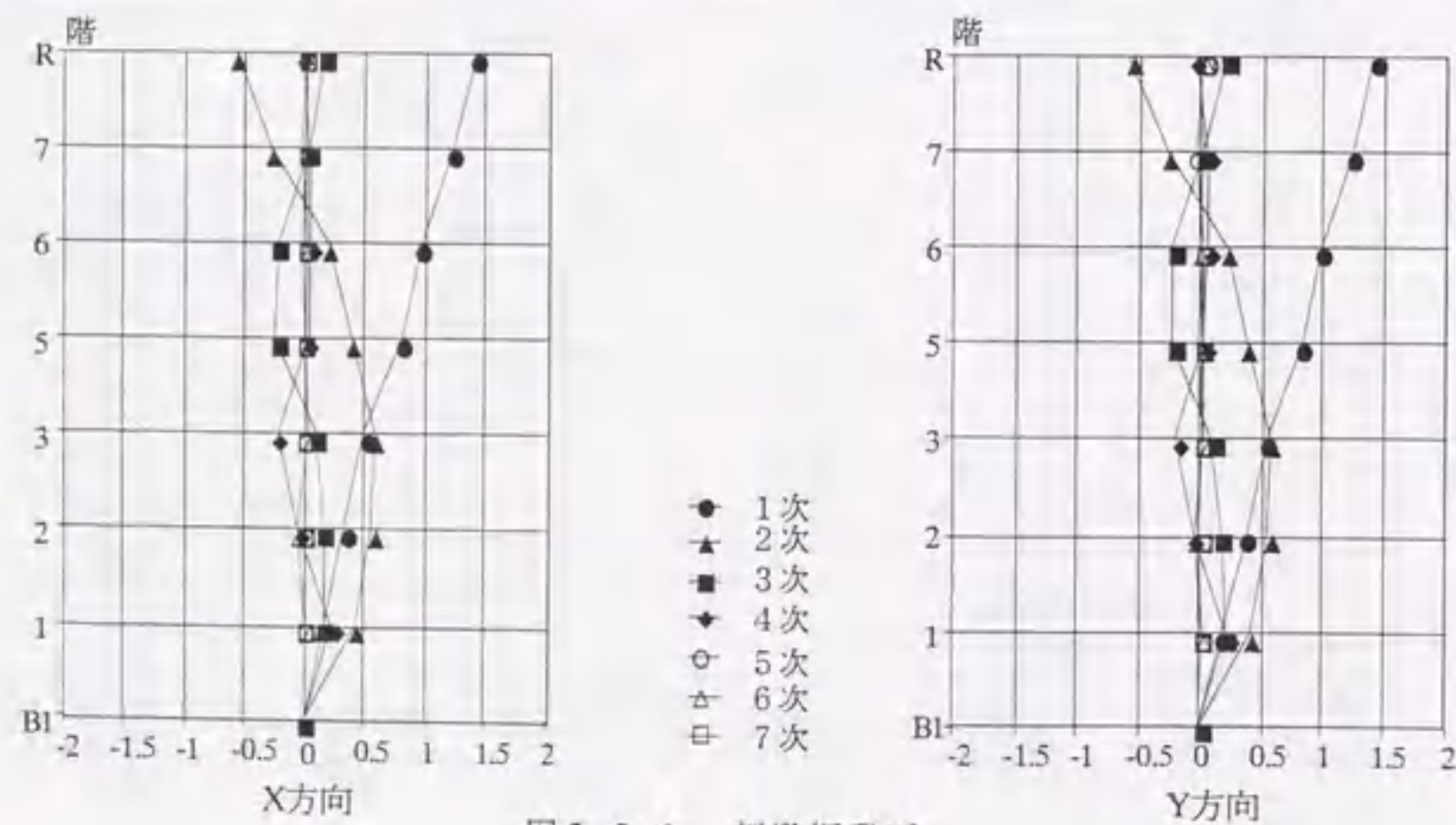


図5.2.2 刺激振動系

5.2.3 解析モデルの妥当性

ここに採用するB1階床位置固定の単独7質点系等価曲げせん断型モデルの妥当性を検討するために、図5.2.3に示すB1階床位置固定の完全立体モデル（各階水平剛床材(両端ピン)により剛床仮定）について固有値解析を行う。各次固有周期および刺激関数を表5.2.4に、同固有モードを図5.2.4に示す。比較検討の結果、両者はほぼ良い一致を与えており、ここに採用する実用的な7質点系等価曲げせん断型モデルの工学的妥当性を裏付けるものと判断する。

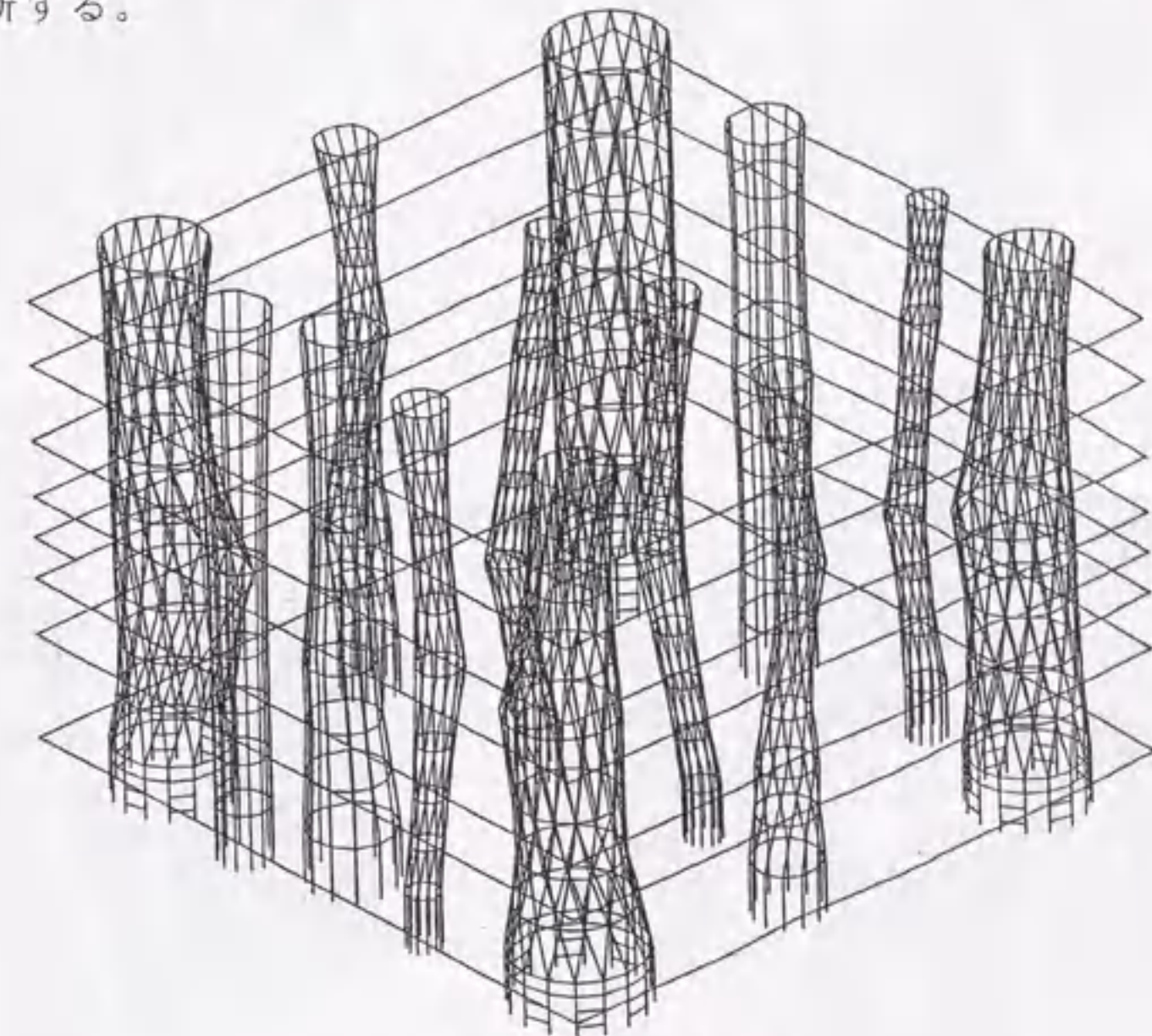


図5.2.3 検証用立体モデル

表5.2.4 固有周期および刺激関数

階	X方向				
	1次 T=1.398s	2次 T=0.446s	3次 T=0.271s	4次 T=0.176s	5次 T=0.161s
7	1.40468	-0.57987	0.21314	-0.11118	0.07774
6	1.23605	-0.26430	-0.02271	0.19275	-0.15548
5	0.98884	0.21116	-0.26373	0.01491	0.07845
3	0.82550	0.38549	-0.20974	-0.07784	0.06159
2	0.49972	0.55144	0.14027	-0.04606	-0.18706
1	0.34433	0.55423	0.21432	0.01356	-0.06388
B1	0.15009	0.30345	0.15664	0.08426	0.28438

階	Y方向				
	1次 T=1.384s	2次 T=0.459s	3次 T=0.274s	4次 T=0.182s	5次 T=0.164s
7	1.410952	-0.585394	0.216564	-0.100484	0.060604
6	1.237677	-0.249949	-0.048598	0.186225	-0.137228
5	0.990142	0.209303	-0.265618	0.003944	0.094004
3	0.830128	0.372821	-0.196062	-0.079261	0.055768
2	0.528665	0.521389	0.136226	-0.033902	-0.190577
1	0.369535	0.528864	0.217172	0.014838	-0.075717
B1	0.163550	0.288726	0.163714	0.073063	0.293045

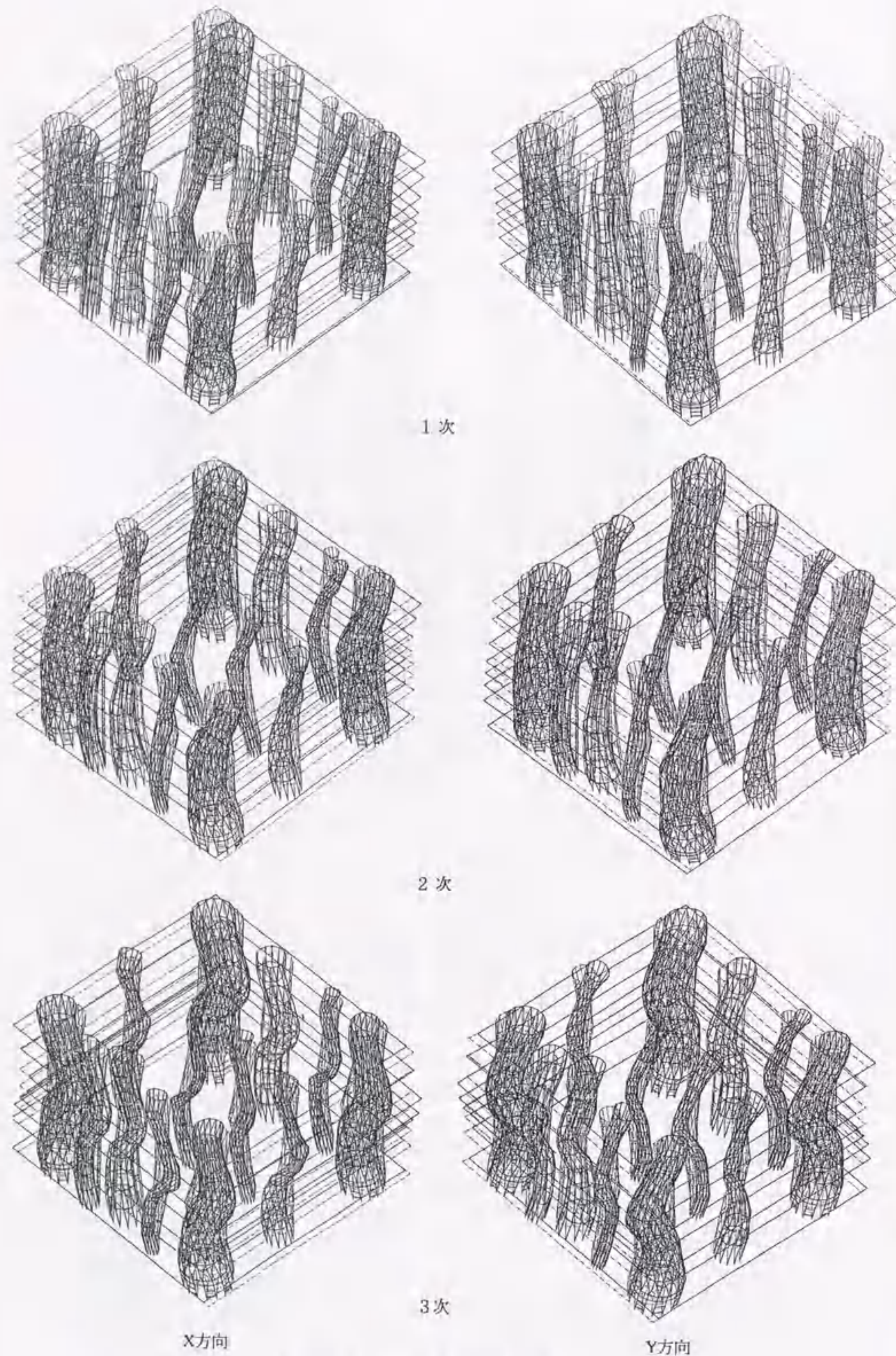


図5.2.4 立体モデル固有モード

5.2.4 弾性時刻歴応答解析

(1) 解析手法

単独系7質点モデルの固有値解析結果を用い、各次のモード毎に運動方程式を数値積分してモード振幅を算定し、重ね合わせることにより応答を求める時刻歴モード重畳法による。

応答解析には、モーダルアナリシス法(使用プログラム: COSMOS/M)を採用する。減衰定数は剛性比例型で1次モードに対して2%を設定する(詳細は表5.2.2参照)。時間刻みは0.01秒、解析時間は20秒とする。時間積分は平均加速度法とする。

(2) 応答解析結果

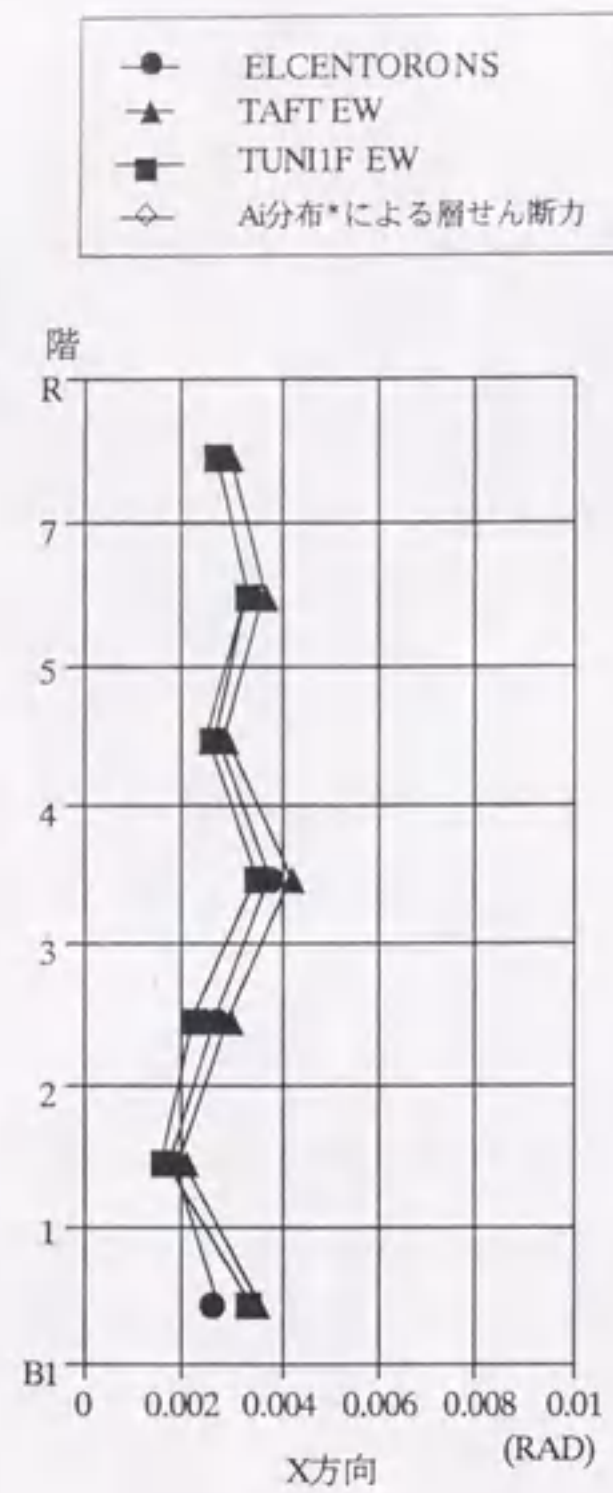
3ケースのレベル1地震入力に対する各方向の応答結果の最大値を表5.2.5に示す。また、各層の層間変形角、層せん断力の最大値分布を図5.2.5、図5.2.6に示す。なお、最大応答は全てTAFT EWにおいて発生している。

(3) 解析結果の考察

表5.2.5に要約するようにレベル1地震入力に対する本建物の最大応答値はいずれも表5.1.2に示す設定値を下回っている。最大層間変形角は、TAFT EW(X方向)3階において $1/240 < 1/200$ である。最大塑性率については、1.0以下(弾性範囲内)である。

表5.2.5 最大応答値(20cm/sec)

入力方向	応答	ELCENTRO-NS	TAFT-EW	TUN1F1978-EW
X方向	最大層間変形 (cm)	2.28 (3階)	2.50 (3階)	2.08 (3階)
	最大層間変形角	1/263 (3階)	1/240 (3階)	1/288 (3階)
	最大塑性率	1.00以下	1.00以下	1.00以下
	B1階最大層せん断力 (t)	1610.80	2309.80	2108.70
	B1階最大転倒モーメント (t·m)	40421	44476	33366
	B1階最大層せん断力係数	0.11	0.16	0.14
	7階最大層せん断力係数	0.26	0.35	0.30
Y方向	最大層間変形 (cm)	2.09 (3階)	2.37 (3階)	1.97 (3階)
	最大層間変形角	1/287 (3階)	1/253 (3階)	1/305 (3階)
	最大塑性率	1.00以下	1.00以下	1.00以下
	B1階最大層せん断力 (t)	1615.70	2402.20	2049.60
	B1階最大転倒モーメント (t·m)	40077	45180	34028
	B1階最大層せん断力係数	0.11	0.16	0.14
	7階最大層せん断力係数	0.27	0.35	0.33



* B1階床を固定床とした全体立体架構モデルの固有値から得られた各次固有周期に対する振動特性係数 R_i を加速度応答スペクトルとした5次振動モードまでの寄与分を、SRSS法によって求めるモーダルアナリシスによるAI分布

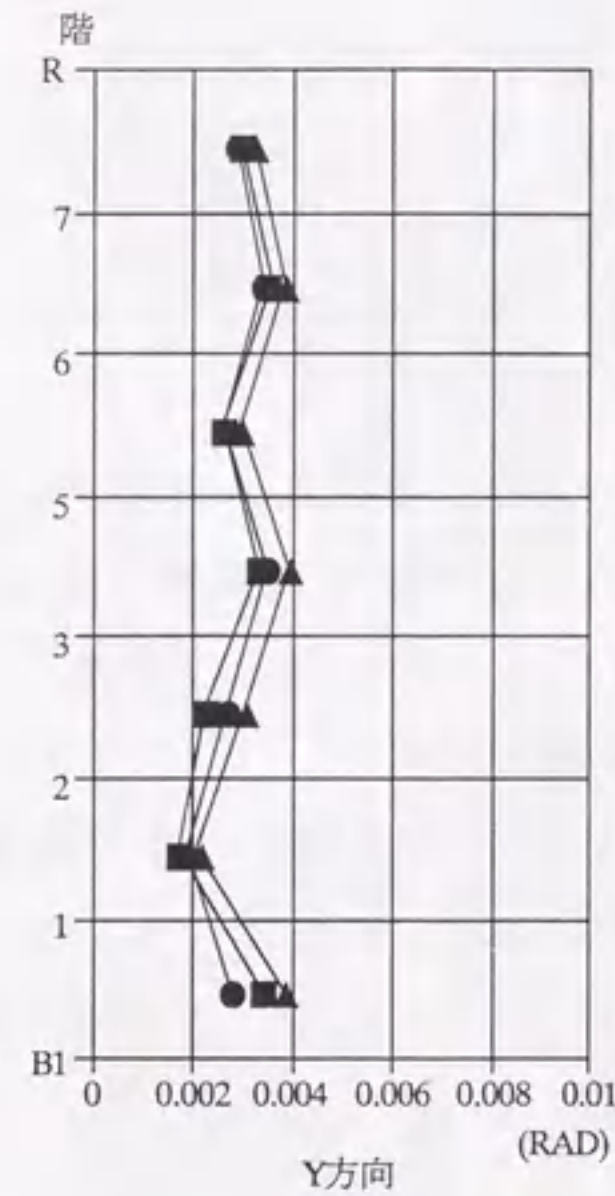


図5.2.5 最大応答層間変形角 (20cm/sec)

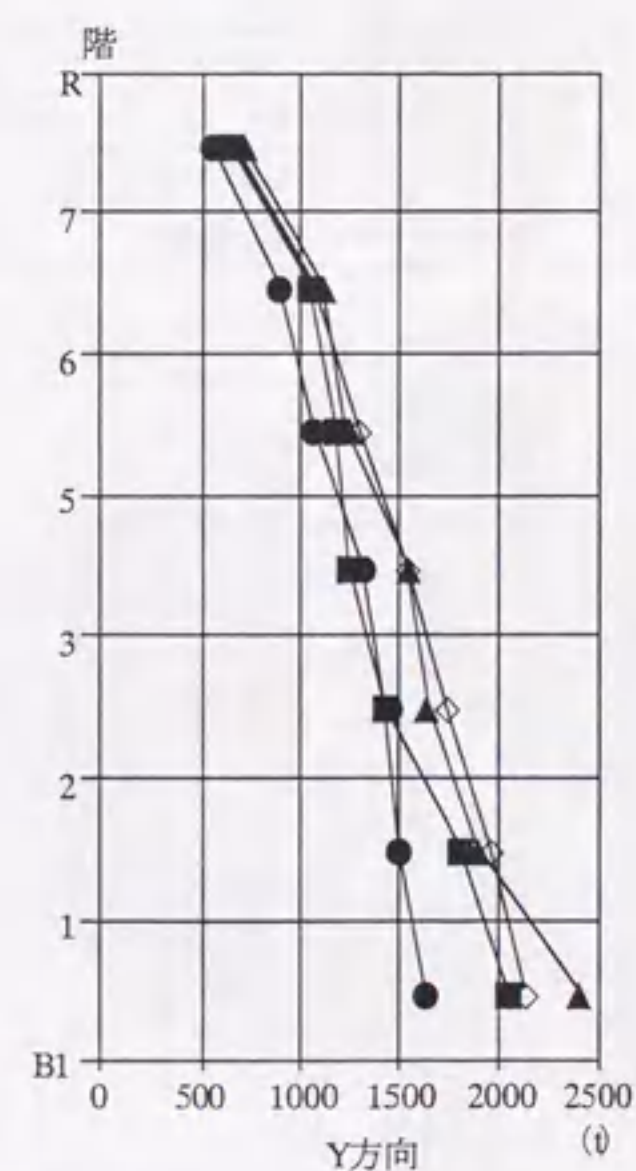
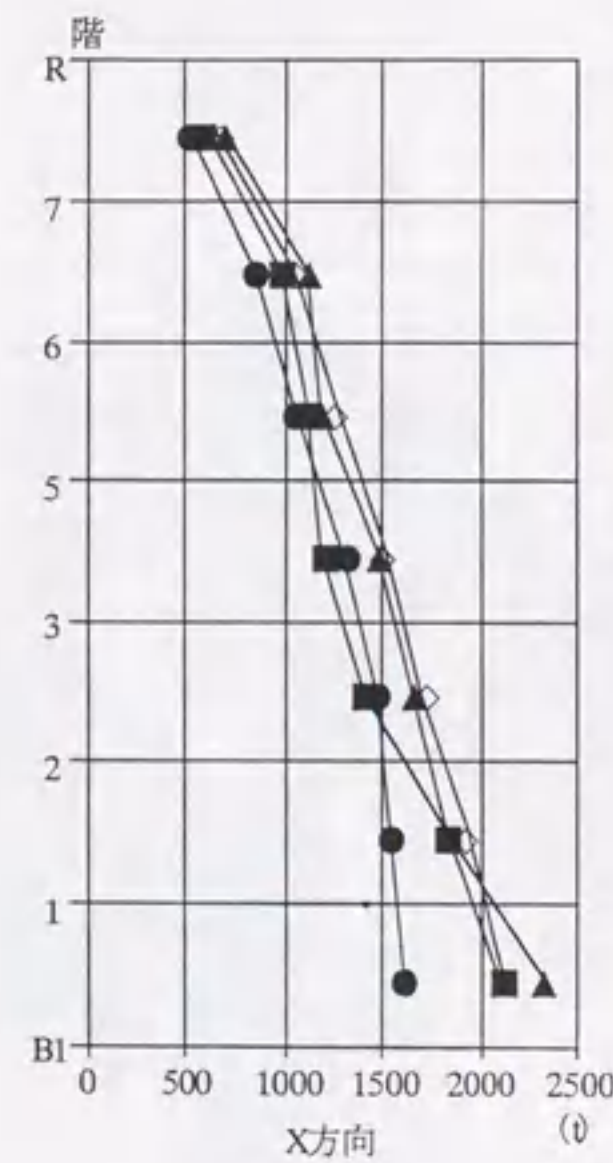


図5.2.6 最大応答層せん断力 (20cm/sec)

5.3 弾塑性応答解析 (1)

5.3.1 解析モデル

地震応答解析に用いる解析モデルは、基本的には前項の弾性応答解析と同じである。即ち、各階床位置に質量を集中させた1系列7質点系の等価曲げせん断型モデルとし、外乱入力位置はB1階床位置とする。解析モデルを図5.2.1、構造諸元を表5.2.1に示す。

5.3.2 解析手法

入力レベル2に対しては、系は非線形弾塑性状態に入るため、(5.3.1)式の増分型で表した運動方程式を直接積分する方法による。

$$[M] \{\Delta \ddot{u}_t\} + [C] \{\Delta \dot{u}_t\} + [K_t] \{\Delta u_t\} + \{R_t\} = -[M] \{1\} \ddot{u}_g \quad (5.3.1)$$

ここで、 $\{\Delta u_t\}$: 時刻 t における質点の変位増分ベクトル

$[C]$: 減衰マトリックス (初期剛性比例型)

$[K_t]$: 時刻 t における接線剛性マトリックス

$\{R_t\}$: 復元カベクトル ($= \sum [K_{ij}] \cdot \{\Delta u_{ij}\}$)

応答解析法は、Newmarkの β 法とし、 β の値は1/4 (平均加速度法) とする (使用プログラム: COSMOS/M)。減衰定数は剛性比例型で1次モードに対して2%を設定する (詳細は表5.2.2参照)。収束方法は修正ニュートン・ラブソン法とする。時刻刻みは0.01秒、解析時間は20秒とする。

5.3.3 復元力特性の設定

弾塑性地震応答解析に用いる各層の復元力特性は、曲げせん断棒にモデル化した曲げ剛性 (EI/H^3) およびせん断剛性 (GA/H) に対して各々設定する。なお、曲げ剛性 (EI/H^3) は弾性とし、せん断剛性に対して静的弾塑性解析 (塑性ヒンジ法) により復元力特性を設定する。但し、当該構造の場合は地上階ラチス柱のせん断剛性は弾性とし、B1階骨組のせん断剛性については、第4章の図4.2.1に示す層全体の復元力曲線 (荷重-変形曲線) に基づいて弾塑性復元力特性を設定する。

即ち、図4.2.1に示す復元力曲線に基づき以下に示す方法により、剛性低下のみられないNormal Tri-Linear型の履歴特性をもつ復元力特性の設定を行う。

① 復元力曲線

復元力特性は、図5.3.1に示すNormal Tri-Linear型履歴特性として設定する。

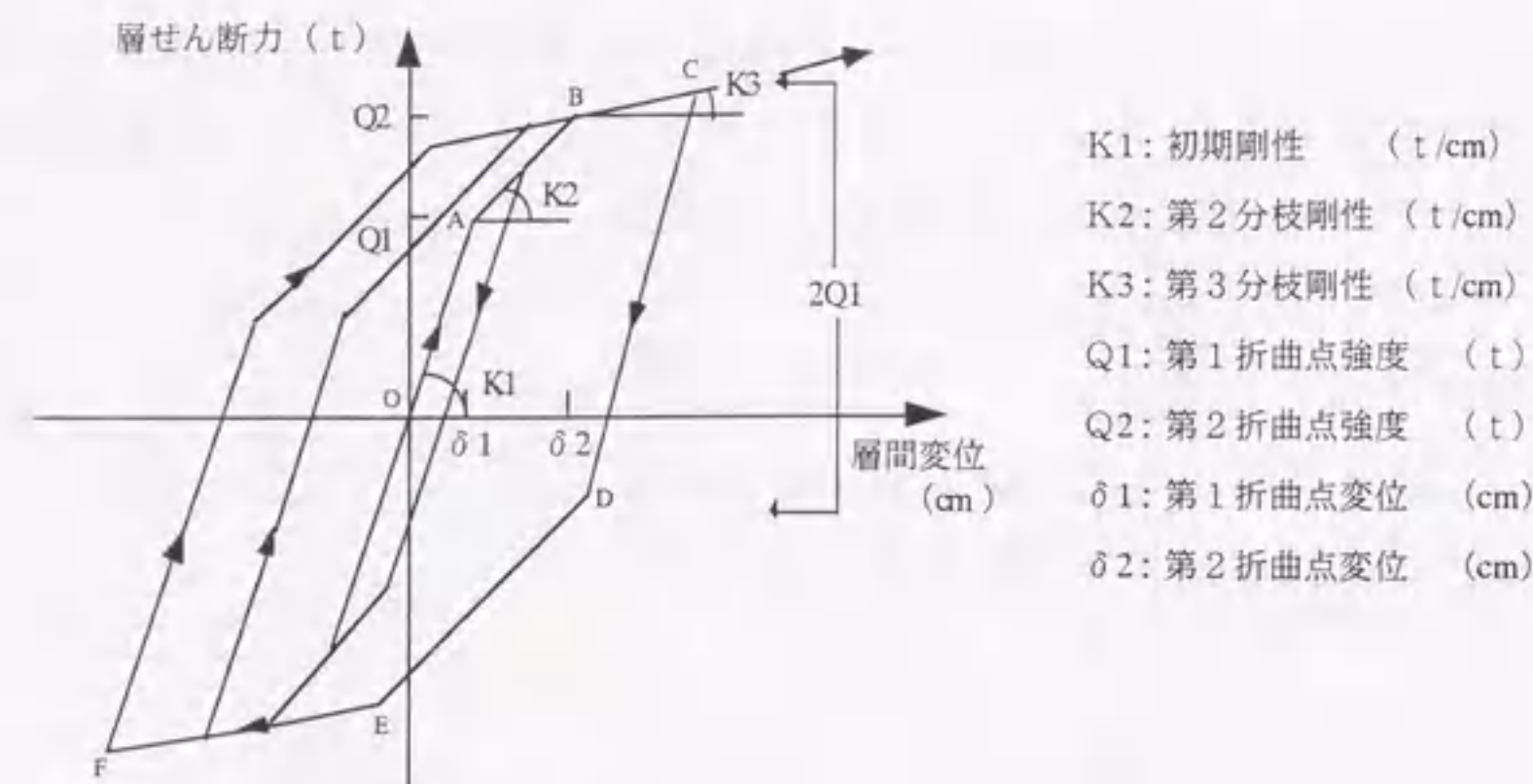


図5.3.1 Normal Tri-Linear型復元力特性

② 第1折曲点強度

第1折曲点強度Q1は、弾性立体架構解析より得られた架構各部の応力分布に基づき、対象とする層のいずれかの部材が最初に降伏するときの層せん断力として定める。

③ 第2折曲点強度

第2折曲点強度Q2は、応答レベルを考慮して第1折曲点変位 $\delta 1$ の1.5倍に対する強度点とする。

④ 終局強度Qu

終局点は層の終局強度とする。

⑤ 第2、第3分枝剛性

第1折曲点強度(Q1)および第2折曲点強度(Q2)を、静的弾塑性解析より得られたPoly-Linear型の荷重-変位曲線上にプロットし、第1折曲点変位($\delta 1$)から $1.5 \times \delta 1$ までの区間を直線で結び第2分枝剛性(K2)とする。 $1.5 \times \delta 1$ 点から終局点を直線で結び第3分枝剛性(K3)とする。

⑥ 除荷時の挙動

C点から変形が戻る場合、CDを初期剛性(OA)に平行に引き、CDの長さをOAの長さの2倍とする。同様にDE、EFは、それぞれ第2分枝剛性(AB)、第3分枝剛性(BC)に平行で、長さはそれぞれAB、BCの2倍とする。塑性域でのくり返しによる材の剛性低下は考えない。

5.3.4 応答解析結果

(1) 解析結果

3ケースのレベル2地震入力に対する各方向の応答結果の最大値を表5.3.1に示す。また、各層の層間変形角、層せん断力、転倒モーメント、塑性率の最大値分布を図5.3.2~図5.3.5に示す。なお、最大応答は全てTAFT EWにおいて発生している。

表5.3.1 最大応答値 (40cm/sec)

入力方向	応答	ELCENTRO-NS	TAFT-EW	TUNII1978-EW
X方向	最大層間変形 (cm)	4.51 (3階)	4.41 (B1階)	4.20 (3階)
	最大層間変形角	1/133 (3階)	1/88 (B1階)	1/141 (B1階)
	最大塑性率	1.11 (B1階)	2.33 (B1階)	1.46 (B1階)
	B1階最大層せん断力 (t)	3089.2	3751.7	3667.2
	B1階最大転倒モーメント (t·m)	79435	77186	66008
	B1階最大層せん断力係数	0.21	0.25	0.25
	7階最大層せん断力係数	0.52	0.70	0.61
Y方向	最大層間変形 (cm)	4.14 (3階)	4.07 (6階)	3.96 (3階)
	最大層間変形角	1/145 (3階)	1/100 (B1階)	1/135 (B1階)
	最大塑性率	1.21 (B1階)	2.04 (B1階)	1.52 (B1階)
	B1階最大層せん断力 (t)	3088.1	3494.7	3398.3
	B1階最大転倒モーメント (t·m)	78906	74728	68072
	B1階最大層せん断力係数	0.21	0.24	0.23
	7階最大層せん断力係数	0.55	0.70	0.65

(2) 解析結果の考察

表5.3.1に要約するように、レベル2地震入力に対する本建物の最大応答値は、いずれも表5.1.2に示す耐震性能の設定値を下回っている。最大層間変形角については、地上階はEL CENTRO NS (X方向) 3階において最大値 $1/133 < 1/100$ であり、B1階はTAFT EW波 (X方向) において最大値 $1/88 < 1/80$ である。また、最大塑性率については、B1階はTAFT EW波 (X方向) において最大値 $2.33 < 3.0$ である。上部(1~7階)主体構造のラチス柱は最大塑性率が1.0以下(弾性範囲内)である。

なお、先に図4.1.6に示した40cm/sec時におけるB1階骨組のヒンジ発生状況が示すように入力方向に並行な貫梁において塑性化が見られるものの、他の貫梁は塑性化しておらず最終崩壊形に対して十分な余力をもっているものと考えられる。また、上部(1~7階)主体構造のラチス柱は、最大塑性率が約0.8程度であり充分弾性範囲内に収まっている。

以上より、レベル2大地震時における本建物の耐震安全性は充分確保されているものと判断される。

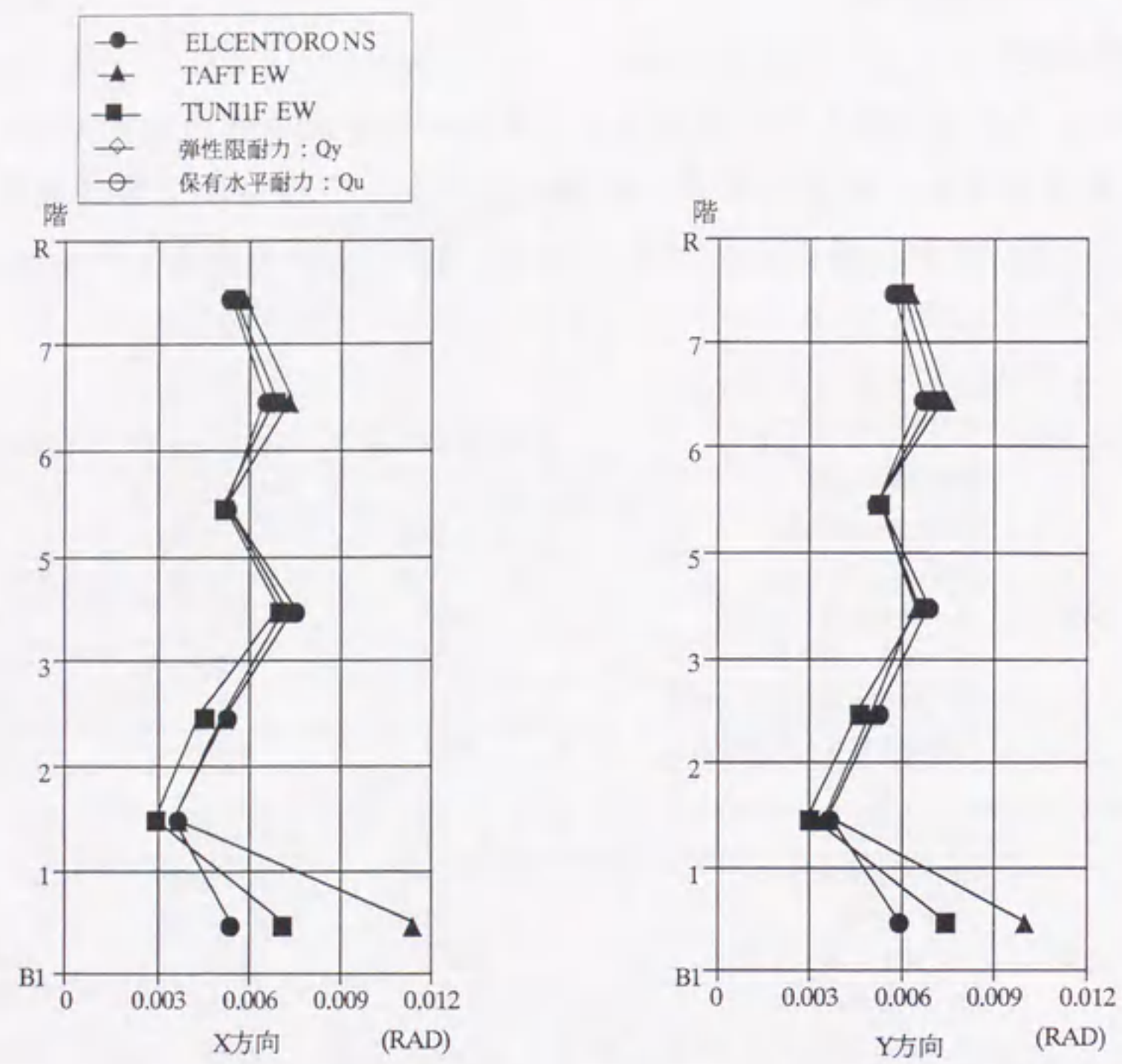


図5.3.2 最大応答層間変形角 (40cm/sec)

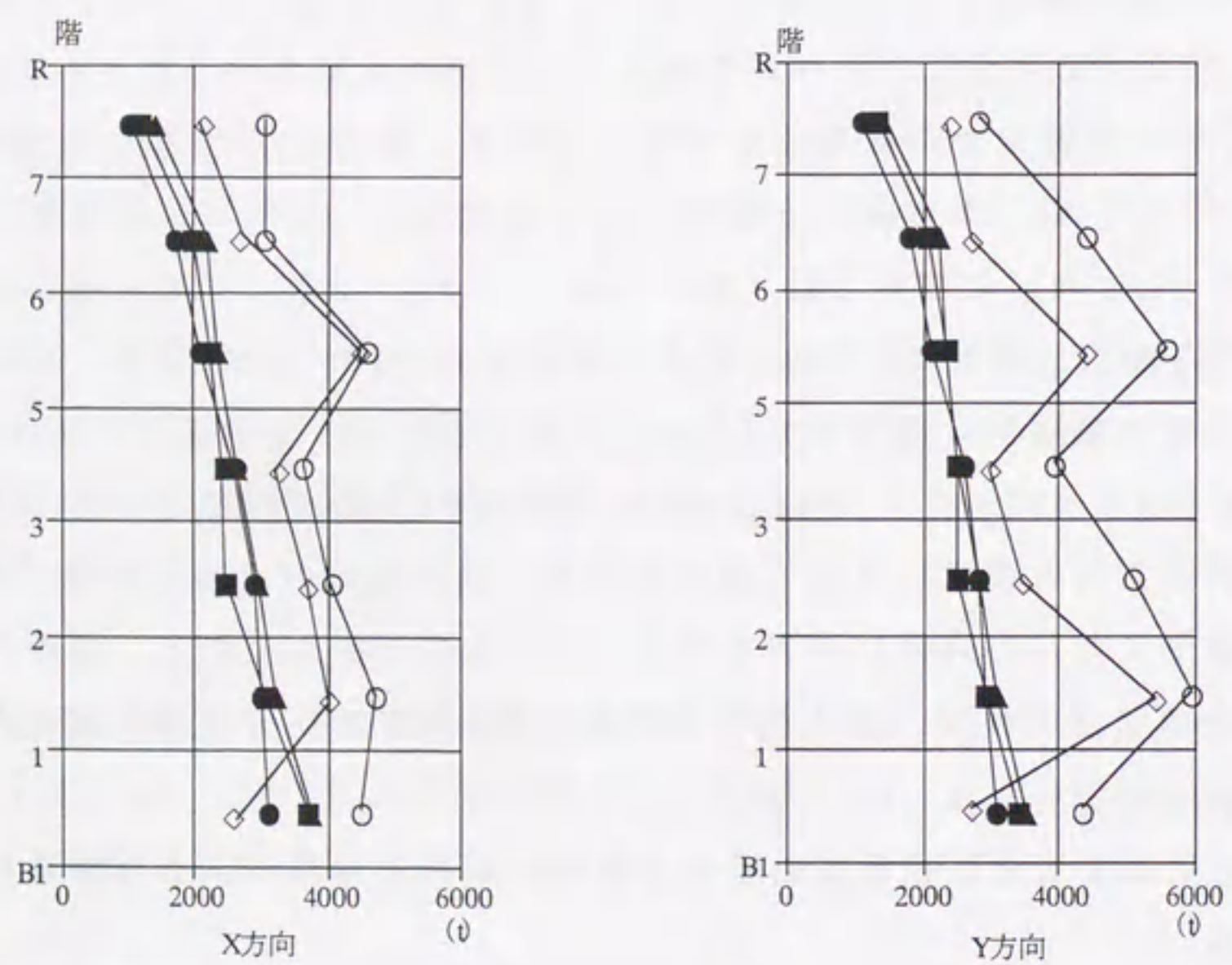


図5.3.3 最大応答層せん断力 (40cm/sec)

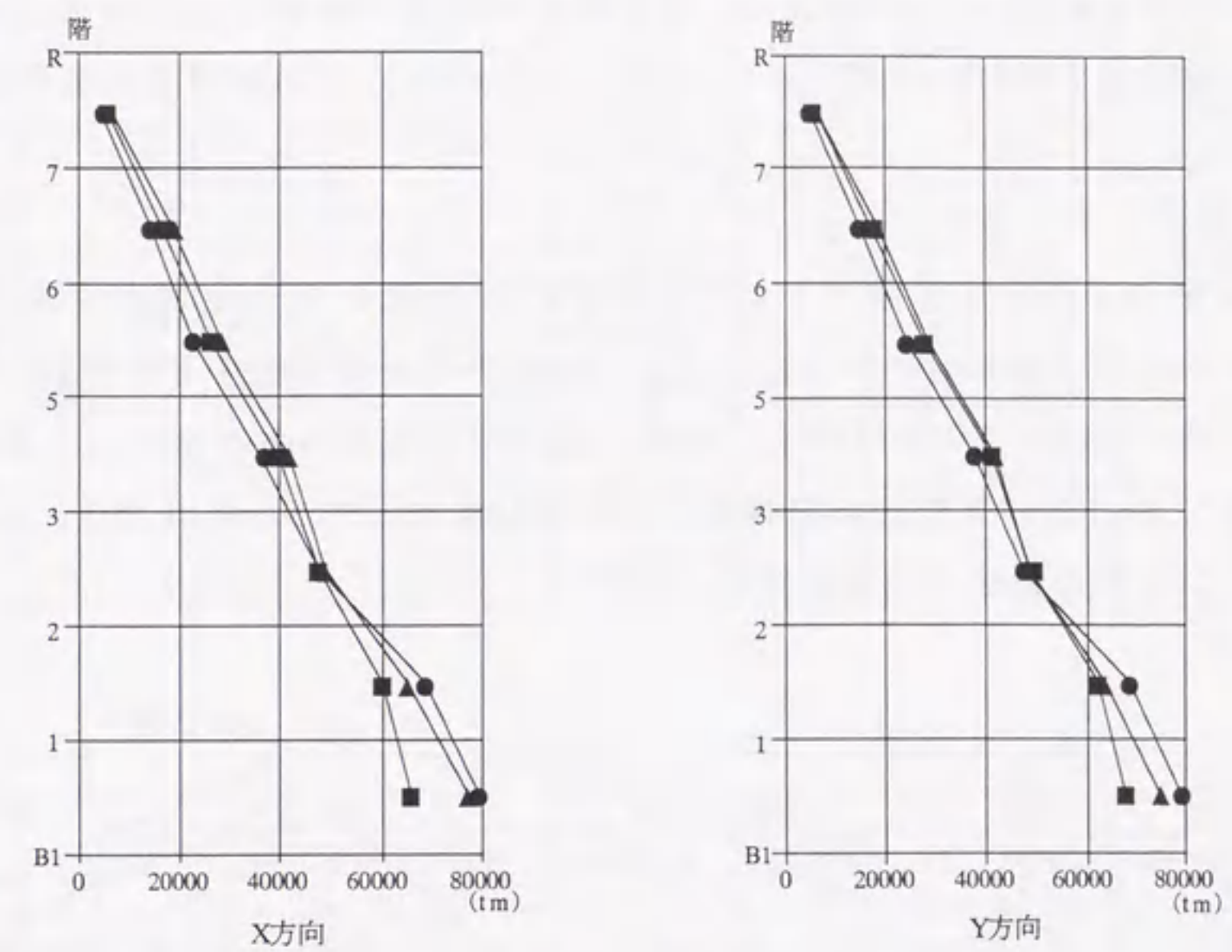


図5.3.4 最大応答転倒モーメント (40cm/sec)

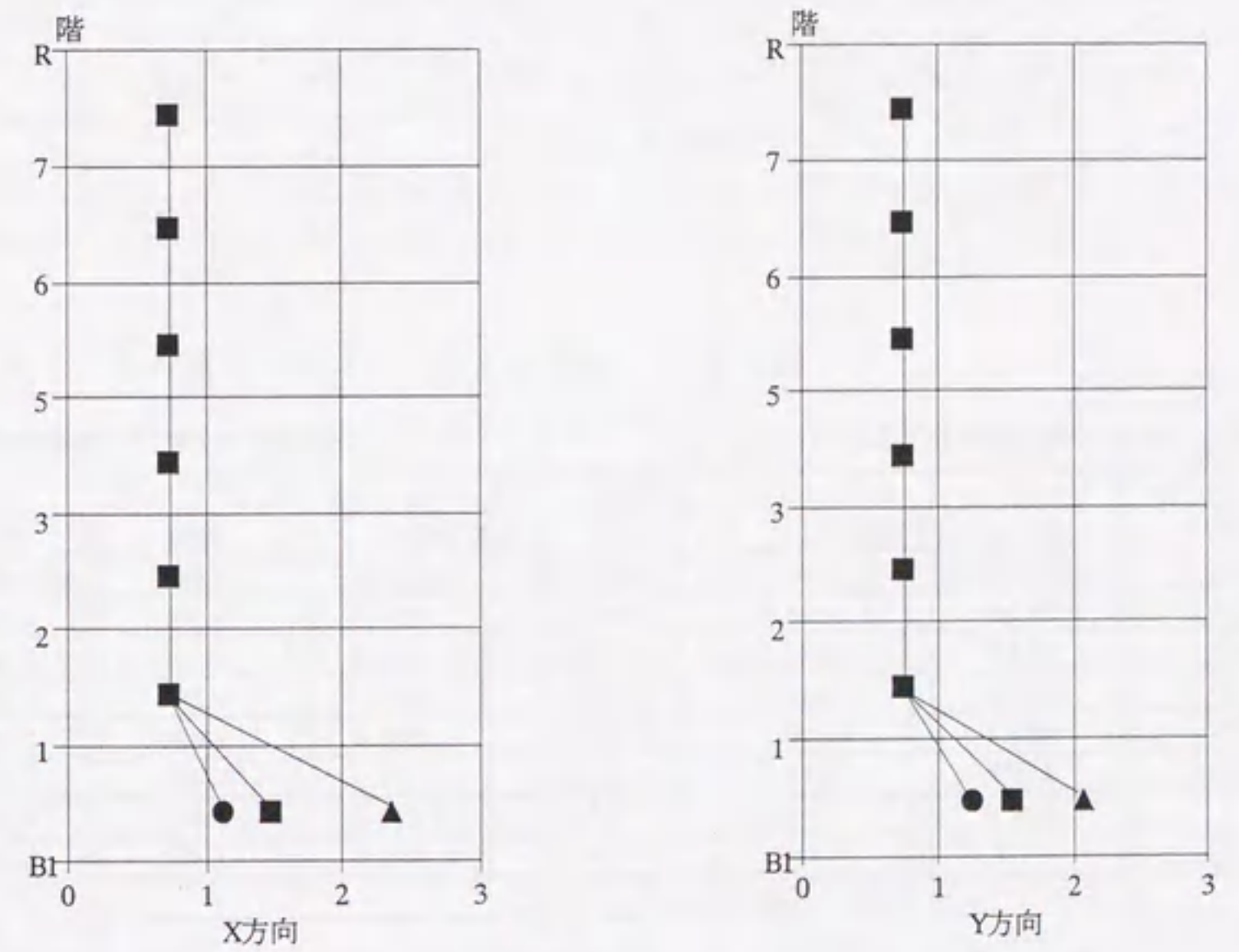


図5.3.5 最大塑性率 (40cm/sec)

5.4 弾塑性応答解析(2)

大地震時におけるB1階骨組の塑性化に伴うねじれ振動の影響を検討するため、より詳細な4系列28質点モデルについてレベル2地震(40cm/sec)での弾塑性応答解析を行う。

5.4.1 解析モデル等

解析手法は先の弾塑性応答解析(1)と同じとし、解析モデルおよび構造諸元を図5.4.1、表5.4.1~表5.4.4に示す。なお、入力地震波は先の弾塑性応答解析(1)において最大応答を示すTAFT EWを用いる。TA1~TA4の各復元力特性は図4.1.4に示す各復元力曲線に基づき、先の弾塑性応答解析(1)と同様にしてNormal Tri-Linear型の履歴特性をもつ復元力特性の設定を行う。

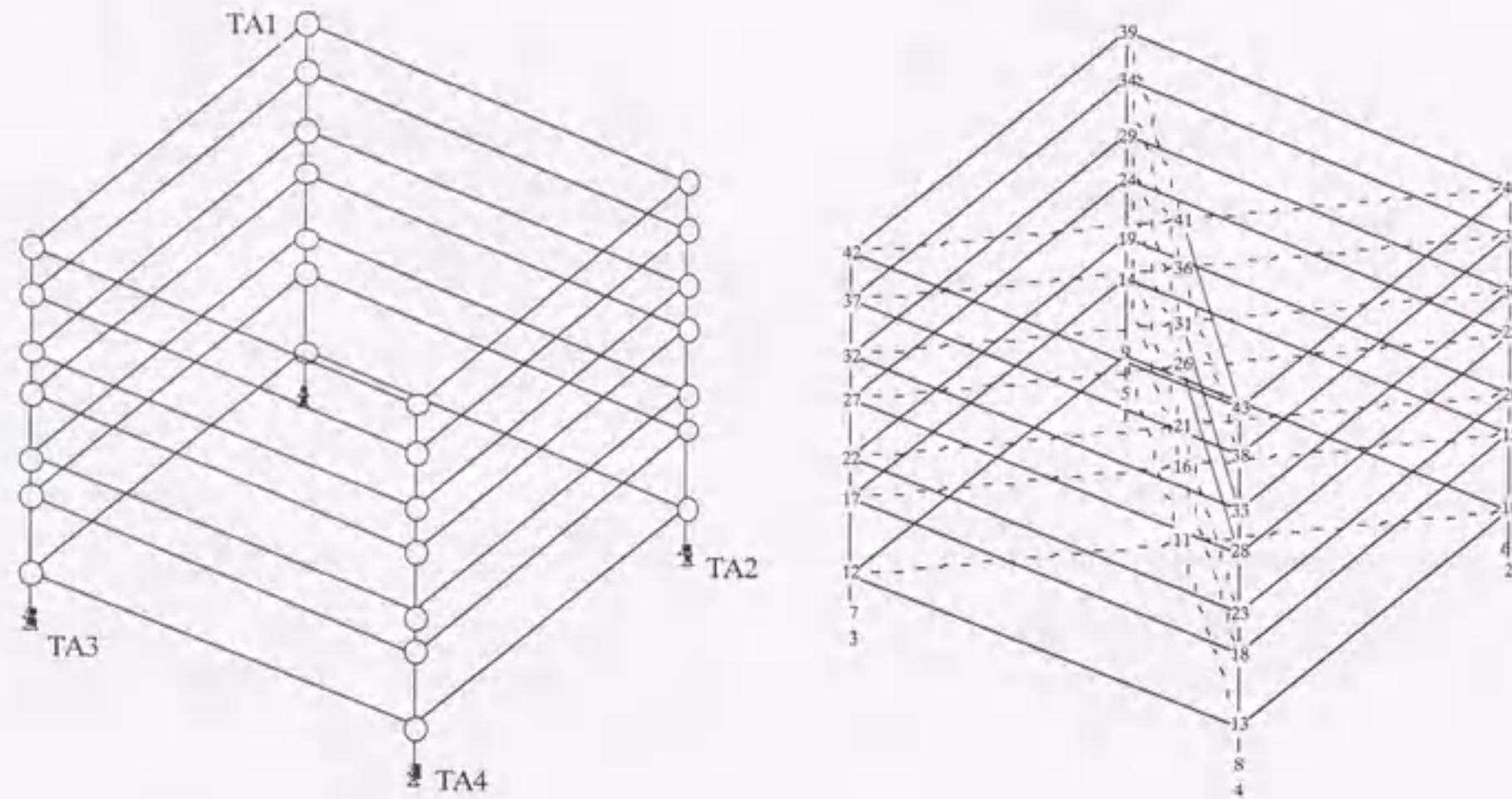


図5.4.1 解析モデル

表5.4.1 構造諸元(TA1)

*基礎のロッキングを等価部材で評価

TA1シャフト						
階	曲げ剛性		せん断剛性		階高 L(m)	質量 w(t·sec ² /cm)
	EIx×10 ¹⁰ (tcm ²)	EIy×10 ¹⁰ (tcm ²)	Kx(t/cm)	Ky(t/cm)		
7	128.3	218.8	337.2	190.3	4.700	0.508
6	128.3	218.8	237.2	148.5	5.500	0.464
5	128.3	218.8	498.1	326.0	4.200	0.507
3	128.3	218.8	224.9	272.0	6.000	0.611
2	128.3	218.8	836.8	522.1	4.000	0.598
1	128.3	218.8	448.9	407.4	7.425	0.501
B1	64.9	31.6	540.6	410.0	3.875	0.663
	Kx×10 ⁻² (tcm)	Ky×10 ⁻² (tcm)				
回転バネ*	8.5	8.5	-	-	-	-
復元力特性	X方向せん断変形成分					
B1	Q1	K2/K1	Q2	K3/K1	Qu	
	814.2	0.57	1047.5	0.02	1225.8	
	Y方向せん断変形成分					
B1	Q1	K2/K1	Q2	K3/K1	Qu	
	664.4	0.64	876.2	0.04	1092.5	

表5.4.2 構造諸元(TA2)

TA2シャフト						
階	曲げ剛性		せん断剛性		階高 L(m)	質量 w(t·sec ² /cm)
	EIx×10 ¹⁰ (tcm ²)	EIy×10 ¹⁰ (tcm ²)	Kx(t/cm)	Ky(t/cm)		
7	77.3	53.3	219.4	648.1	4.700	0.508
6	77.3	53.3	248.7	318.4	5.500	0.464
5	77.3	53.3	663.0	1533.6	4.200	0.507
3	77.3	53.3	213.0	208.2	6.000	0.602
2	77.3	53.3	886.7	927.1	4.000	0.589
1	77.3	53.3	603.4	754.7	7.425	0.501
B1	125.0	119.2	457.2	462.0	3.875	0.663
	Kx×10 ⁻² (tcm)	Ky×10 ⁻² (tcm)				
回転バネ*	8.5	8.5	-	-	-	-
復元力特性	X方向せん断変形成分					
B1	Q1	K2/K1	Q2	K3/K1	Qu	
	724.7	0.57	932.2	0.04	1113.6	
	Y方向せん断変形成分					
B1	Q1	K2/K1	Q2	K3/K1	Qu	
	724.7	0.57	932.2	0.04	1113.6	

表5.4.3 構造諸元(TA3)

TA3シャフト						
階	曲げ剛性		せん断剛性		階高 L(m)	質量 w(t·sec ² /cm)
	EIx×10 ¹⁰ (tcm ²)	EIy×10 ¹⁰ (tcm ²)	Kx(t/cm)	Ky(t/cm)		
7	57.0	73.0	440.3	272.7	4.700	0.508
6	57.0	73.0	280.9	329.4	5.500	0.464
5	57.0	73.0	768.0	1106.3	4.200	0.507
3	57.0	73.0	398.5	528.7	6.000	0.550
2	57.0	73.0	549.3	640.3	4.000	0.536
1	57.0	73.0	447.9	441.0	7.425	0.501
B1	158.3	135.1	456.9	450.9	3.875	0.663
	Kx×10 ⁻² (tcm)	Ky×10 ⁻² (tcm)				
回転バネ*	8.5	8.5	-	-	-	-
復元力特性	X方向せん断変形成分					
B1	Q1	K2/K1	Q2	K3/K1	Qu	
	724.7	0.57	932.2	0.04	1113.6	
	Y方向せん断変形成分					
B1	Q1	K2/K1	Q2	K3/K1	Qu	
	724.7	0.57	932.2	0.04	1113.6	

表5.4.4 構造諸元(TA4)

TA4シャフト						
階	曲げ剛性		せん断剛性		階高 L(m)	質量 w(t·sec ² /cm)
	EIx×10 ¹⁰ (tcm ²)	EIy×10 ¹⁰ (tcm ²)	Kx(t/cm)	Ky(t/cm)		
7	51.1	86.1	881.3	257.8	4.700	0.508
6	51.1	86.1	304.1	252.7	5.500	0.464
5	51.1	86.1	1429.3	699.5	4.200	0.507
3	51.1	86.1	210.9	236.3	6.000	0.515
2	51.1	86.1	931.1	862.7	4.000	0.501
1	51.1	86.1	2949.4	1608.2	7.425	0.501
B1	196.1	145.4	418.6	424.3	3.875	0.663
	Kx×10 ⁻² (tcm)	Ky×10 ⁻² (tcm)				
回転バネ*	11.3	11.3	-	-	-	-
復元力特性	X方向せん断変形成分					
B1	Q1	K2/K1	Q2	K3/K1	Qu	
	680.2	0.46	891.3	0.03	1041.6	
	Y方向せん断変形成分					
B1	Q1	K2/K1	Q2	K3/K1	Qu	
	680.2	0.46	891.3	0.03	1041.6	

5.4.2 応答解析結果

(1) 解析結果

応答結果として最大応答層間変形角、最大応答層せん断力を図5.4.2、図5.4.3に示す。

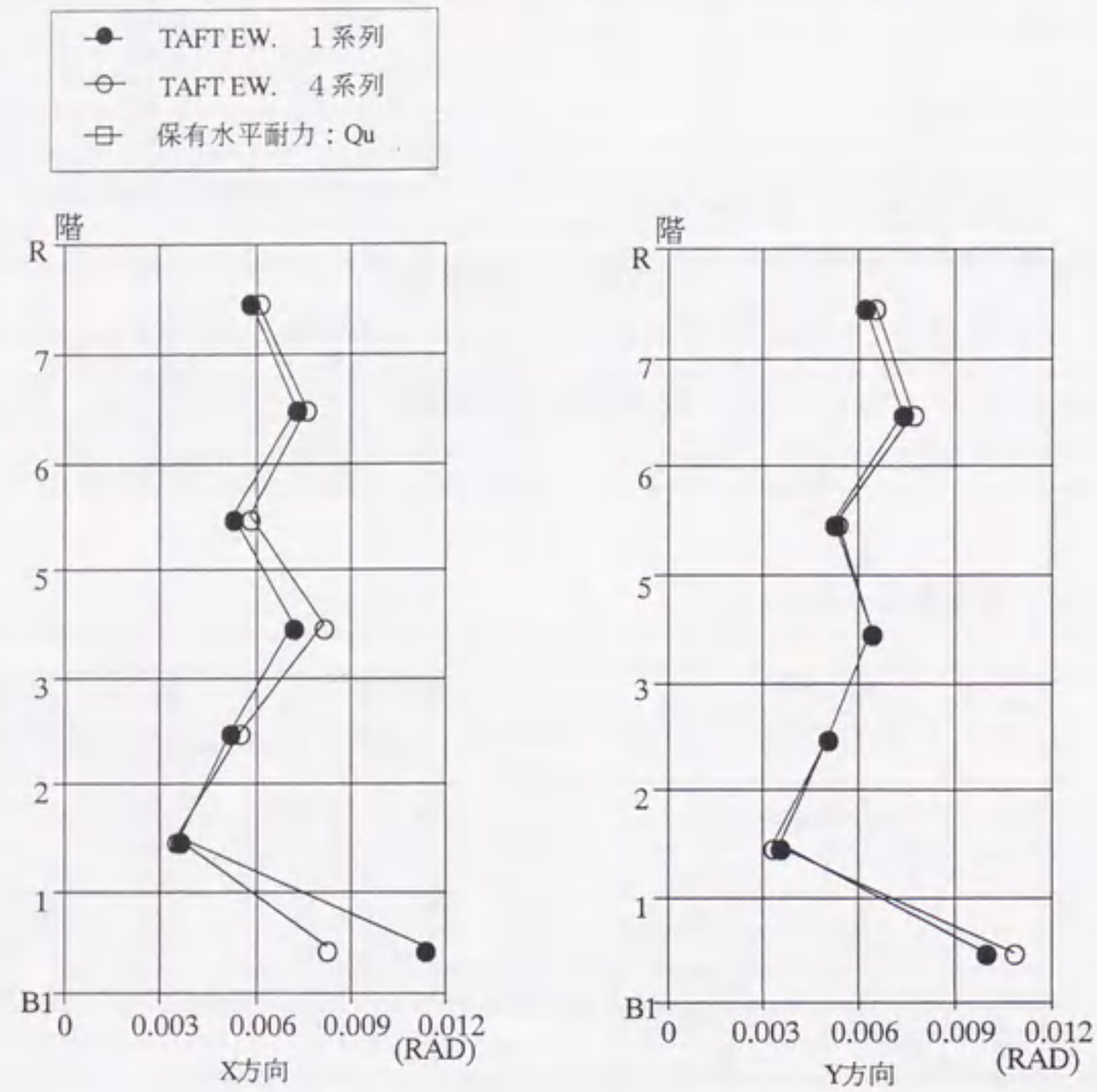


図5.4.2 最大応答層間変形角 (40cm/sec)

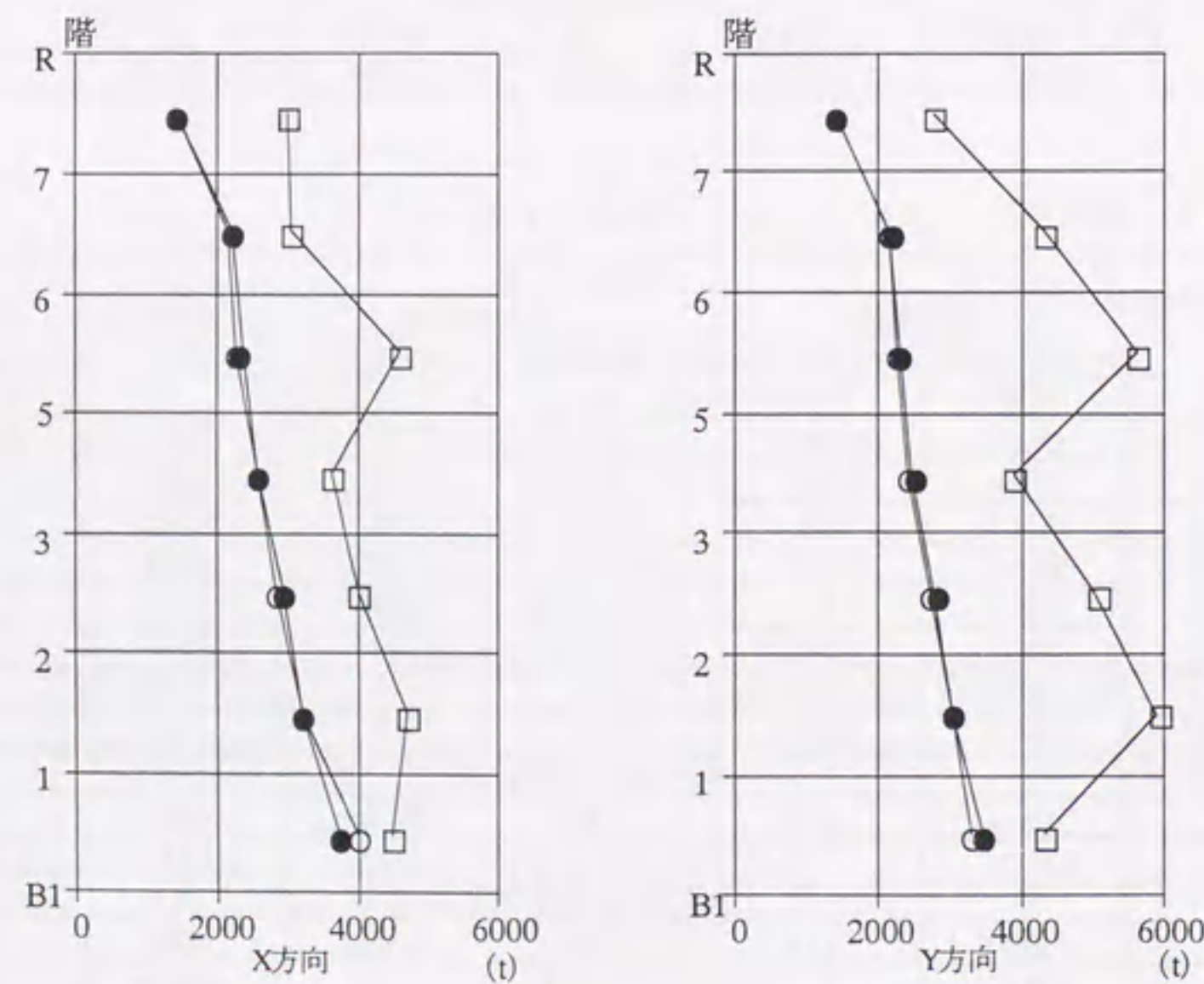


図5.4.3 最大応答層せん断力 (40cm/sec)

(2) 解析結果の考察

1系列と4系列モデルの弾塑性応答解析結果を比較すると、X、Y両方向ともほぼ同じ応答結果を示しており、解析モデルとして1系列モデルの工学的妥当性を十分に裏付けるものと判断できる。それと同時に、この解析結果より大地震時におけるB1階骨組の塑性化に伴う有害なねじれ振動は生じないものと判断される。

5.4.3 45度入力時の応答解析

参考のために4系列45度方向入力時と、通常のX、Y方向入力時を比較するための応答比較図を図5.4.4に示す。この比較検討より、この建物において45度方向入力が特に問題となるようなことはない判断される。

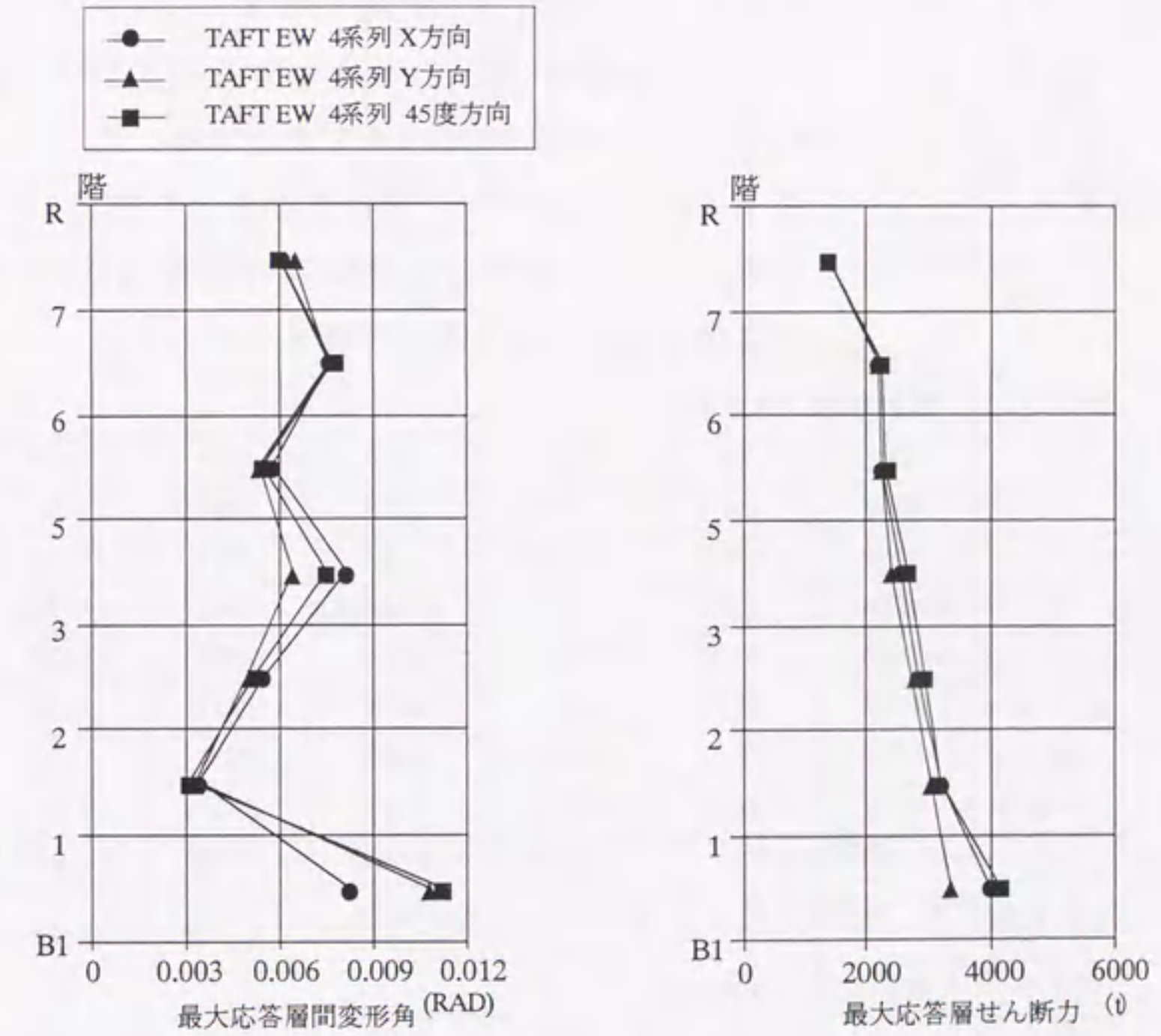


図5.4.4 45度入力時の応答比較

5.5 応答特性と耐震性能の総合的検証

前記、5.1～5.4節の議論によって当該建物の振動応答解析のクライテリアに基づく耐震安全性の検証を行った。本節においては、当該建物においてレベル2地震時のクライテリアに設定した40cm/sec以上の活断層による予想外の低頻度巨大外力として50cm/secの入力地震動に対する耐震安全性の検討を併せて行うとともに、更に参考として60cm/sec時の弾塑性応答解析などの補足検討を参考として行い、これらを含めて「最下層に層降伏する骨組を有する縦型ラチス柱」の応答特性と耐震性能の総合的検証を行う。

5.5.1 予想外の大地震に対する弾塑性応答

レベル2地震時に設定した40cm/sec以上の予想外の入力地震動を想定し、弾塑性応答解析による耐震性能の検討を行う。

- (1) 解析モデル、手法 弾塑性応答解析(1)に同じとする。
- (2) 入力地震波 弾塑性応答解析(1)で最大応答を示すTAFT EWを用いる。
- (3) 入力速度レベル X, Y方向、50, 60cm/secを想定する。
- (4) 解析結果 解析結果を表5.5.1、表5.5.2および図5.5.1、図5.5.2に示す。なお、表中の*印は弾性限耐力Qyに到った層、太字は保有耐力Quに到った層を示す。

表5.5.1 解析結果 (X方向)

階	Qu	Qy	Q60	Q50	Q40	Q20
7	3025	2104	2061	1743	1394	698
6	3069	2783	3279*	2773	2217	1110
5	4596	4512	3480	2940	2352	1179
3	3643	3193	3386*	3098	2598	1480
2	4022	3574	3856*	3537	2945	1638
1	4700	4037	4246*	3843	3224	1829
B1	4495	2657	4013	3892	3752	2310
B1階 層間変形角			1/43	1/62	1/88	1/285
B1階 最大塑性率			4.82	3.30	2.33	—

表5.5.2 解析結果 (Y方向)

階	Qu	Qy	Q60	Q50	Q40	Q20
7	2805	2343	2067	1757	1404	707
6	4378	2674	3233*	2755*	2203	1105
5	5601	4344	3464	2931	2347	1227
3	3924	3000	3426*	3012*	2588	1529
2	5072	3395	3766*	3429*	2823	1631
1	5915	5408	4104	3733	3062	1879
B1	4362	2669	3936	3832	3495	2402
B1階 層間変形角			1/45	1/57	1/100	1/260
B1階 最大塑性率			4.51	3.62	2.04	—

ここで、保有耐力Quは、各ラチス柱毎で部材が最初に座屈する時点での各耐力を重ね合わせたもの、弾性限耐力Qyは、全ラチス柱のうち特定1部材が最初に座屈する時点での耐力、Q20～Q60は、20～60cm/secの最大応答せん断力である。

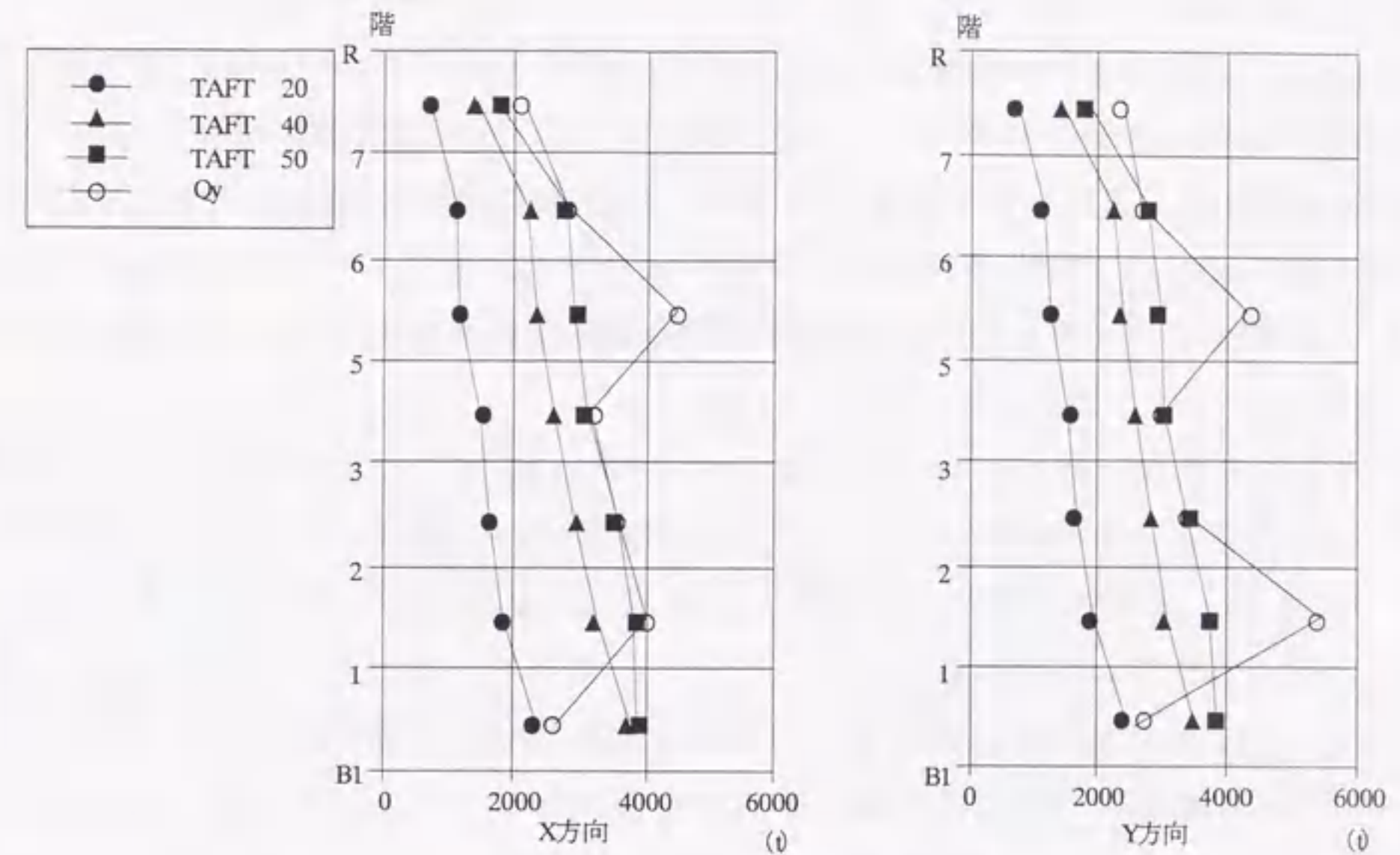


図5.5.1 各最大応答せん断力とQy

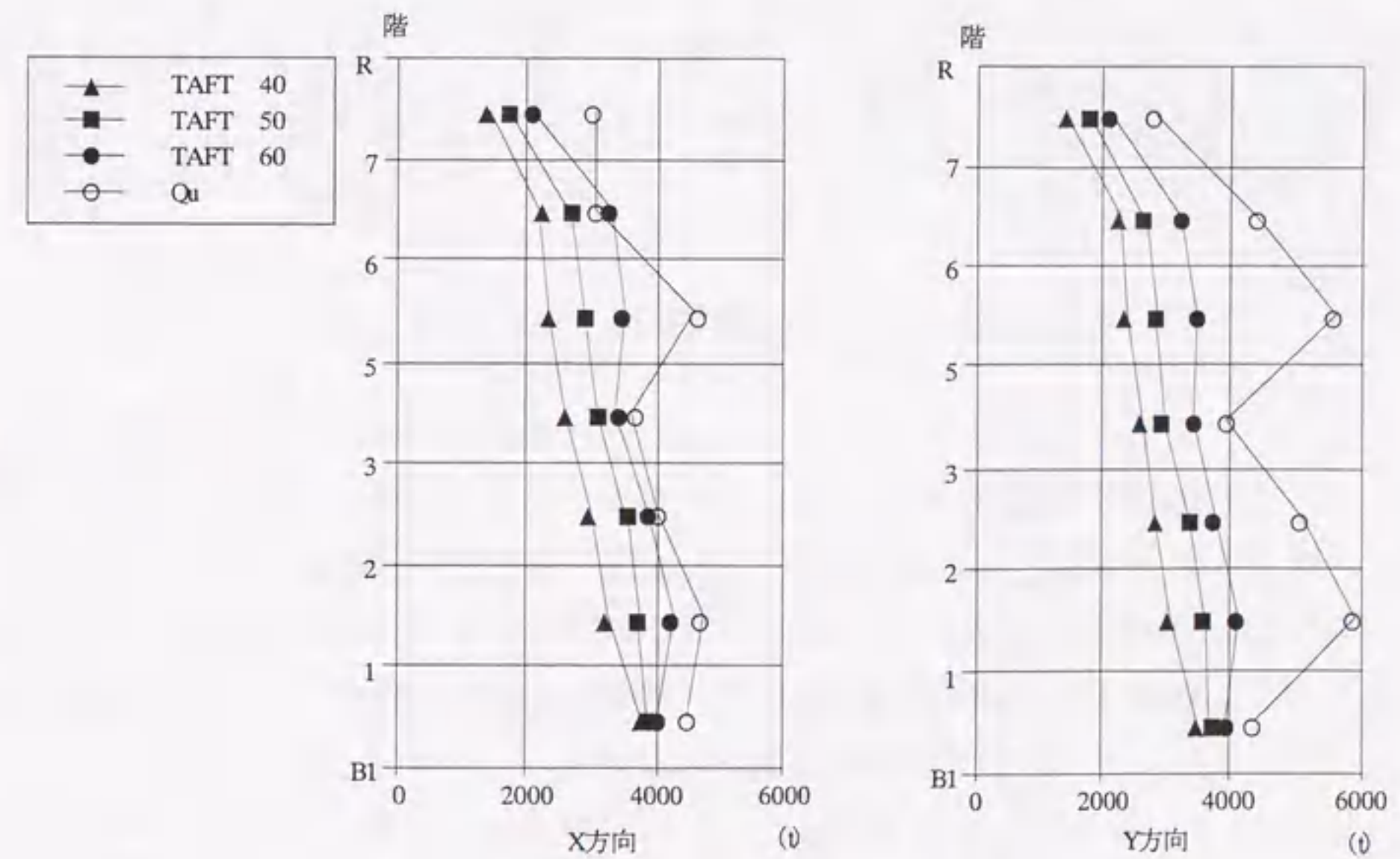


図5.5.2 各最大応答せん断力とQu

(5) 解析結果の考察

50cm/sec時においては、上部ラチス柱は両方向とも最初の特定1部材が座屈し、ほぼ弾性限 Q_y に到るが耐力的には十分な余力を有している。また、B1階の最大層間変形角は1/57、最大塑性率は3.62であり、まだB1階骨組は最終崩壊形（層間変形角1/50によって定義¹⁾）には到らず余力を有している。次に、参考に行った60cm/sec時においては、上部ラチス柱は両方向とも弾性限 Q_y を越し、X方向の6階については保有耐力 Q_u （ただし、 Q_u は安全側に評価）に到っている。また、B1階の最大層間変形角は1/43、最大塑性率は4.8であり、塑性変形も十分に進行し、ほぼB1階骨組は最終崩壊形に到っているものと考えられる。ここに、B1階骨組TA2(Type-1)について、40,50,60cm/sec（X方向）応答時の各塑性ヒンジ発生状況、および各最大層間変形を復元カスケルトンにプロットしたものを図5.5.3、図5.5.4に示す。

尚、実際設計では1階床のローラー支承部は50cm/secまでは自由に滑ることが可能なものとし、それ以上の地震入力に対してもB1階が安定を保てるようにその水平移動を抑制し、RC躯体との衝撃を緩和するためのゴム製の緩衝ストッパーを計算外配慮として設けている。従って、支承部がゴム製ストッパーにあたり出してから50cm/sec以上の応答についてはその部分の詳細なモデル化を含めて評価すべきであるが、これらの問題点については実際設計とは別に今後の課題としていることをここに付記しておく。

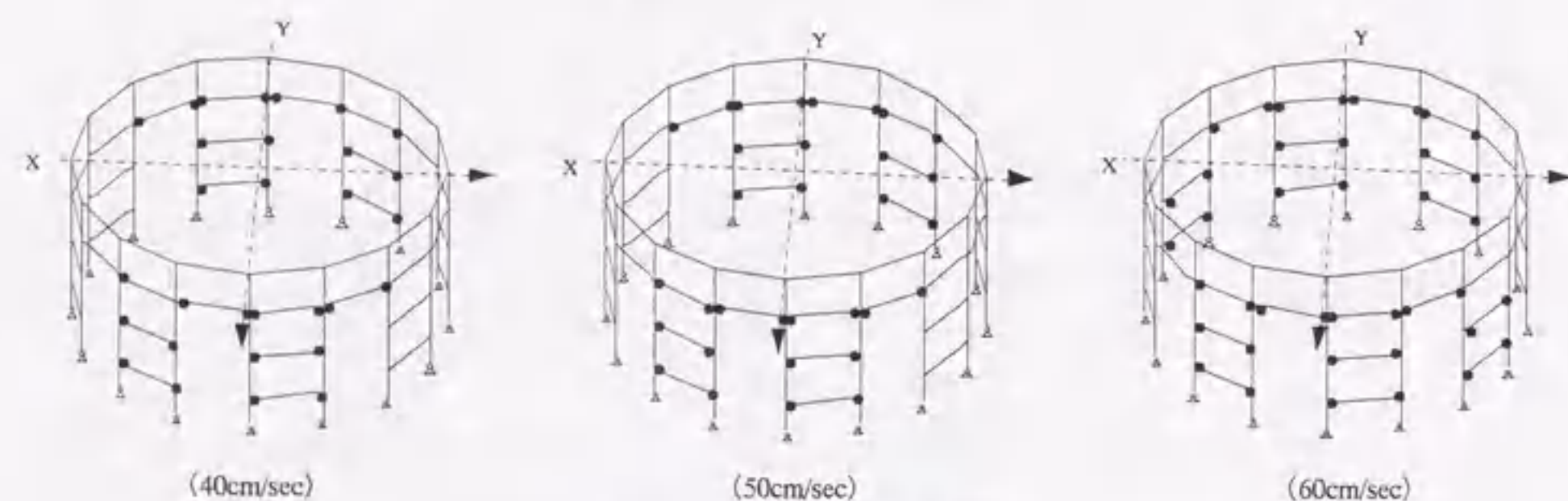


図5.5.3 塑性ヒンジ発生状況

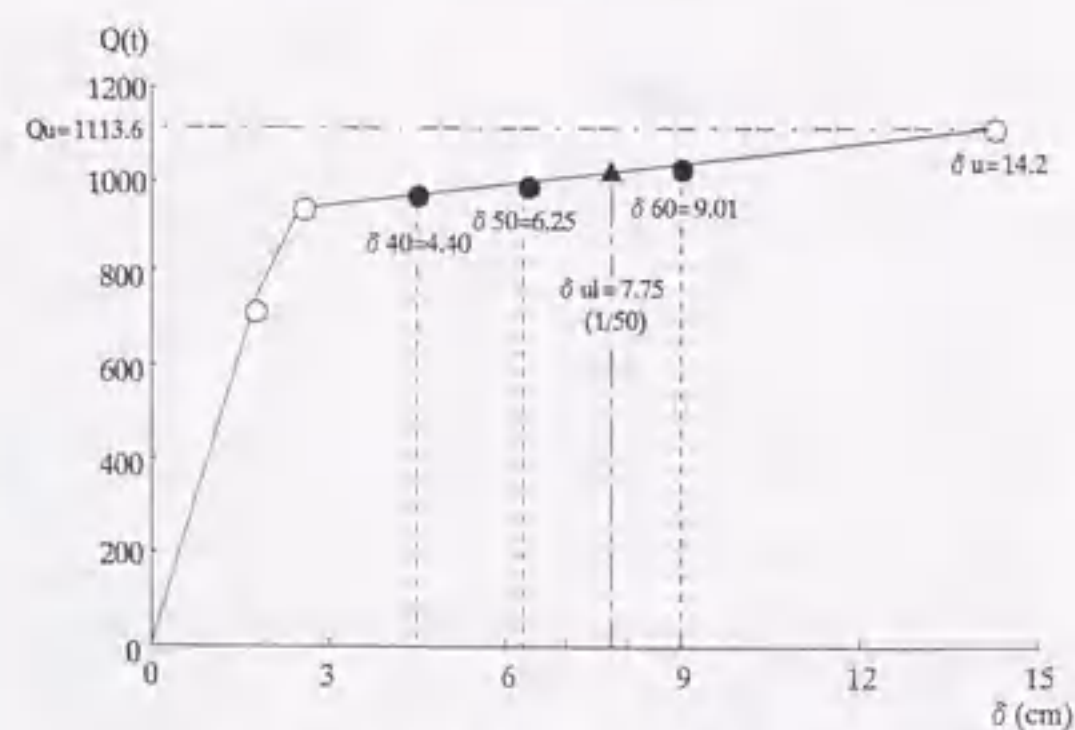


図5.5.4 復元カスケルトンと最大層間変形

5.5.2 応答特性の補足的検討

(1) 特定地震波との関係

既に述べたように、5.2、5.3節の弾性・弾塑性応答解析結果より、採用地震波3波のうちTAFT EWにおいていずれの場合も最大応答が発生している。特に、TAFT EWの40cm/sec時の弾塑性時刻歴応答において判明したことは、図5.5.5に示すようにB1階が塑性化する以前（B1階が弾性状態）の比較的初期の応答段階において、上層階（5～7階）において既に最大応答が発生してしまっているという点である。これは、TAFT EWのスペクトル図におけるひとつのピーク値が本構造物の2次周期の0.4秒あたりに該当しており、高次モードの影響によるものと考えられる。なお、TAFTほど顕著ではないが、他の地震波においても同様の傾向が確認されている。

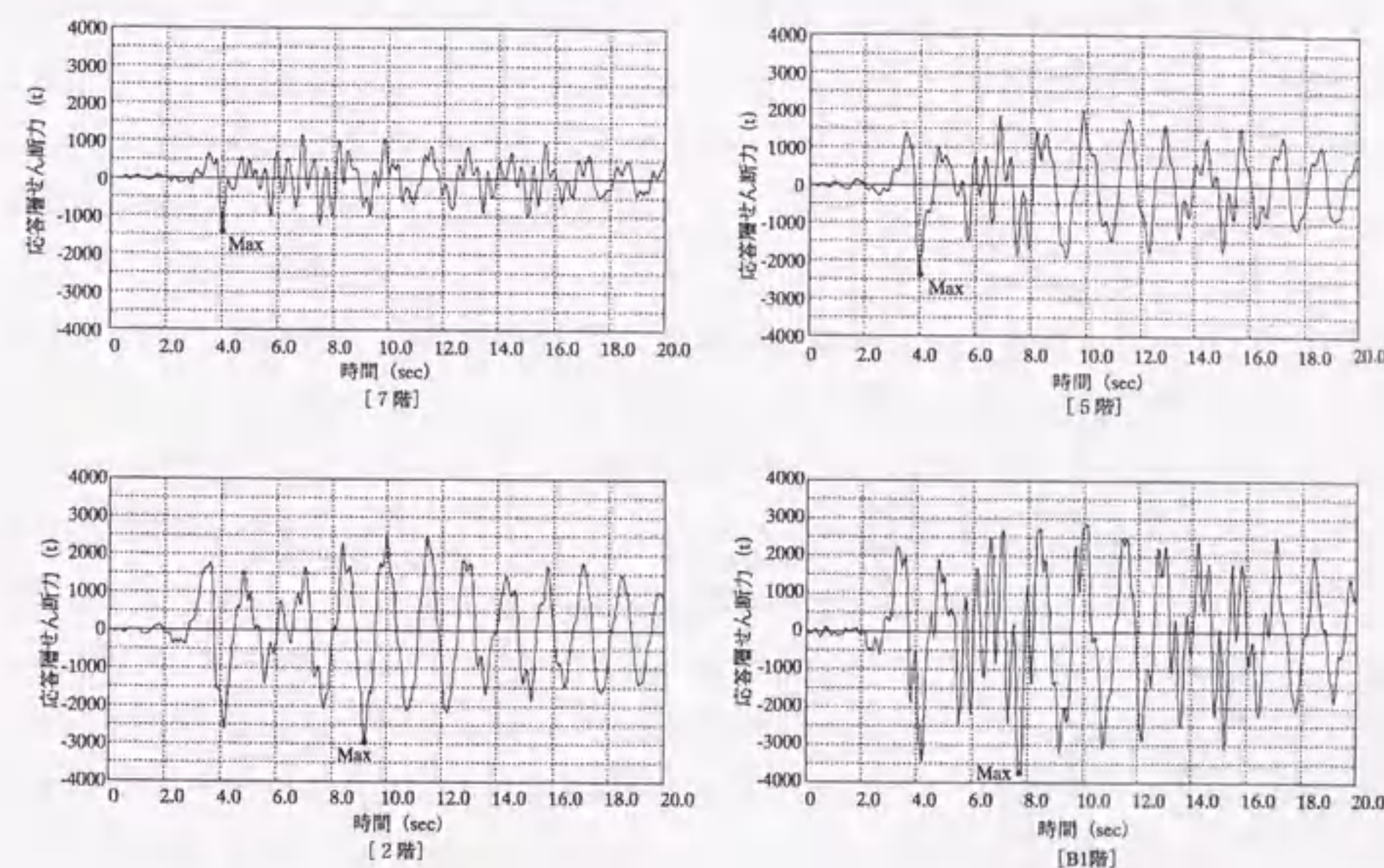


図5.5.5 TAFT EW X方向40cm/sec時の時刻歴応答

(2) 1階固定床モデルとの比較

当該構造においては、耐震計画的な理由から地震入力位置をB1階固定床レベルと設定している。ここで一般的な構造計画を想定し、仮に通常のように地震入力位置を1階固定床レベルと設定した場合の弾塑性応答との比較検討例を以下に簡単に補足する。

- 1) 解析モデル 弾塑性応答解析(1)で地震入力位置を1階固定床レベルに修正する。(比較検討はX方向のみ示す。)
- 2) 入力地震波 弾塑性応答解析(1)で最大応答を示すTAFT EWを用いる。
- 3) 入力速度レベル 40, 60cm/sec
- 4) 解析結果

解析結果を表5.5.3、および図5.5.6、図5.5.7に示す。

表5.5.3 解析結果

階	40 cm/sec						60 cm/sec					
	B1階固定床			1階固定床			B1階固定床			1階固定床		
	層間変形 (cm)	層間変形角	層せん断力 (t)	層間変形 (cm)	層間変形角	層せん断力 (t)	層間変形 (cm)	層間変形角	層せん断力 (t)	層間変形 (cm)	層間変形角	層せん断力 (t)
7	2.74	1/172	1393.6	2.88	1/163	1453.8	4.05	1/116	2061.1	4.32	1/109	2180.7
6	4.04	1/136	2217.0	4.16	1/132	2283.2	5.97	1/92	3278.9	6.24	1/88	3424.9
5	2.22	1/189	2352.0	2.47	1/170	2429.5	3.29	1/128	3480.4	3.71	1/113	3644.3
3	4.34	1/138	2597.8	4.99	1/120	2952.5	6.07	1/99	3386.1	7.48	1/80	4428.7
2	2.06	1/194	2945.2	2.35	1/170	3228.9	2.71	1/148	3855.6	3.52	1/114	4843.4
1	2.67	1/278	3223.8	3.17	1/234	3843.5	3.51	1/212	4245.8	4.76	1/156	5765.2
B1	4.41	1/88	3751.7	-	-	-	9.11	1/43	4013.3	-	-	-

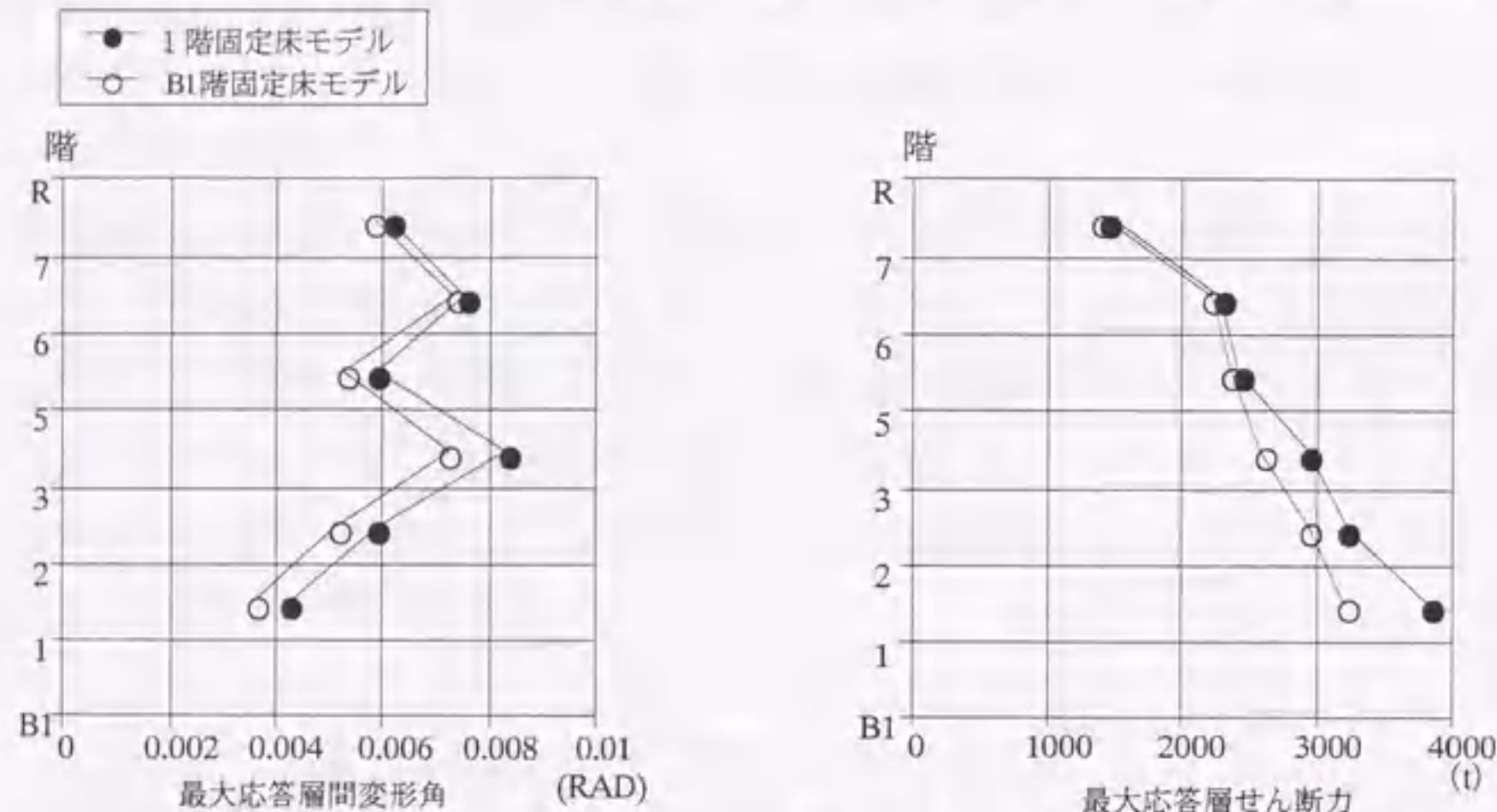


図5.5.6 1階固定床モデルとの比較 (40cm/sec)

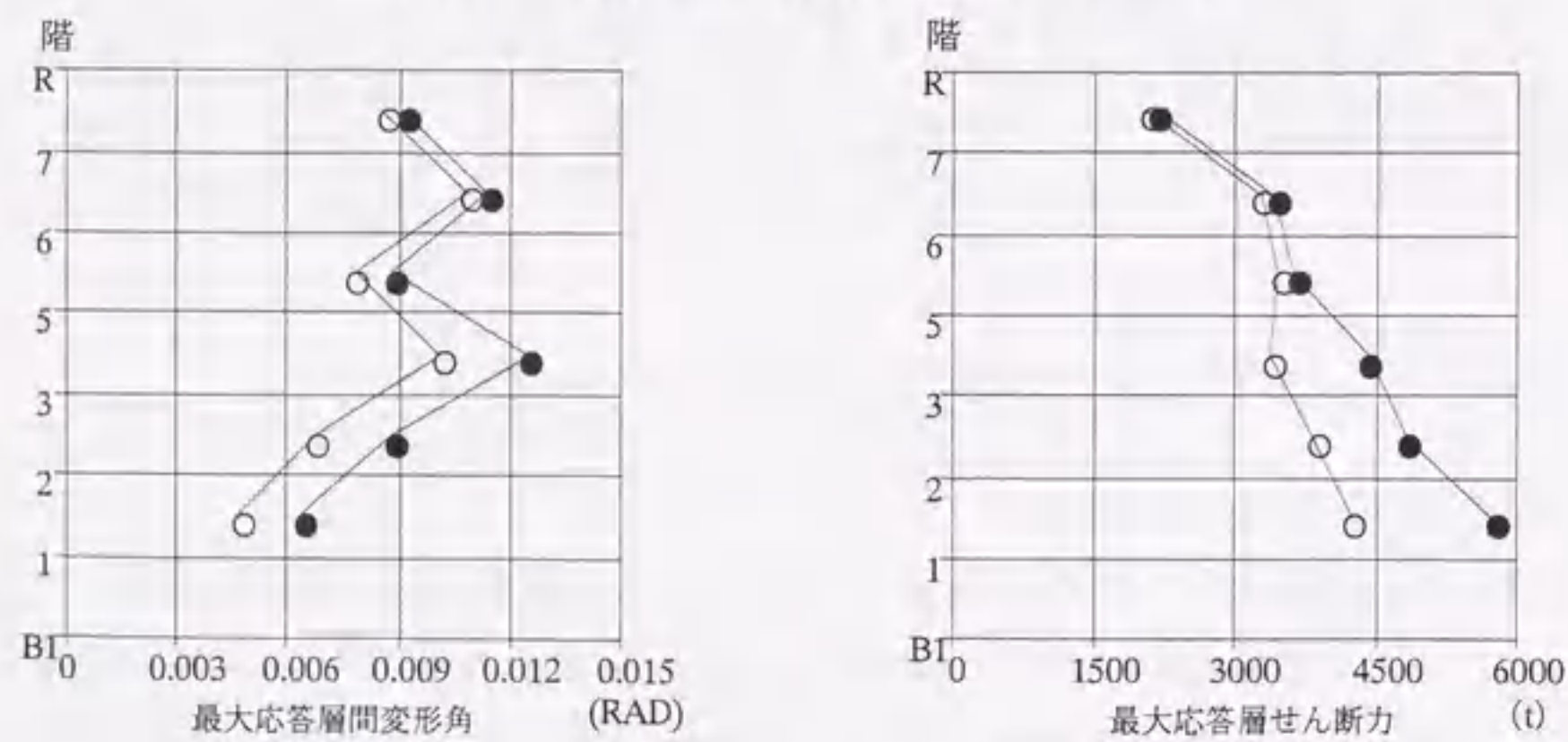


図5.5.7 1階固定床モデルとの比較 (60cm/sec)

(3) 結果の考察

この比較検討図が示すように、明らかにB1階にエネルギー吸収機構をもつ場合の方が応答量が低く地震応答の抑制効果が確認される。上層階については、前記(1)の理由によりその効果は少ないが、下層階については明確にその効果が確認される。(なお、1階固定床モデルにおいては、ほぼ弾性比例応答であり最終崩壊形は複雑な座屈崩壊となり、当該構造のような明快な最終崩壊形は得られない。)

5.5.3 応答特性と耐震性能の総合的検証

当該主体構造は第3章で議論した座屈特性を有する上部ラチス柱と、第4章で議論した弾塑性特性を有するB1階骨組から構成される「最下層に層降伏する骨組を有する縦型ラチス柱」という新しいタイプの空間骨組構造である。本章は、このような構造形式による空間骨組構造の地震応答解析による耐震設計法を議論したものであり、その結論として本項においては、性能設計的視点から耐震性能のグレード(耐震安全水準)を記し、設計工学的視点から弾塑性応答特性について記す。

(1) 耐震性能のグレード

5.1~5.4節の議論によって、5.1節に示す地震応答解析のクライテリアに基づいたレベル1地震およびレベル2地震に対する弾性および弾塑性時刻歴応答解析を実施し多角的に検討した結果、いずれの応答結果も所定の耐震性能の設定目標値を満足するものであることを確認している。従って、表2.3.3に示す地震主要構造の要求性能マトリックスに対照すれば、少なくともグレードBに相当する耐震性能を有する構造物であると結論される。

(2) 弾塑性応答特性

1) クライテリア以上の予想外の大地震時の弾塑性応答特性

前項5.5.1に述べたように、活断層による予想外の低頻度巨大外力として想定した50cm/sec時において上部ラチス柱は最初の特定制1部材が座屈し、ほぼ弾性限 Q_y に到るが、まだ十分な余力を有している。またB1階骨組の最大層間変形角は約1/60、最大塑性率は3.6程度であり、まだ最終崩壊形には到らず余力を有している。以上より、当該構造は少なくとも50cm/sec程度までは充分耐震安全性を有するものと結論される。

2) 弾塑性応答特性に見られるB1階骨組機構の効果

前項5.5.2に述べたように、弾塑性応答においてB1階が塑性化する以前の比較的初期の応答段階において、既に上層階(5~7階)には最大応答が発生してしまっている。ただし、いずれの場合もB1階は勿論、下層階(1~3階)においてはそのような傾向は見られず、また時刻歴が進みB1階の塑性化が進行した後は、B1階および下層階のみならず上層階についても地震応答は十分に抑制される傾向が認められる。

以上より、大地震時において当該B1階骨組の塑性化による履歴減衰を利用したエネルギー吸収機構は、2次的な高次モードに対しては必ずしも抑制効果は認められないけれど、一般的に地震荷重として支配的な1次モードに対しては十分な抑制効果が期待できるものと結論される。その意味ではデバイスとしての免震装置を利用した免震構造とは基本的に異なるけれど、当該構造方式のような通常の耐震構造の枠組みを拡張した方法でも十分に弾塑性応答の抑制効果が期待できることを示すものである。

【参考文献】

1) 日本建築学会：鋼構造座屈設計指針・同解説、第8章 骨組、1996年

6.1 論文の総括

本論文は、構造設計の創造的手法と工学的手法について学際的な観点から総合的にまとめたものであり、以下に各章毎のまとめを順次記すことによって本論文の総括とする。

(1) 第1章においては、まず構造設計の原点である構造設計のフィロソフィについて論じ、構造計画と構造設計工学を統合する総合的設計手法として、創造的な工学的作品における構造設計法および構造計画法に関する基本的な考察を行った。

(2) 第2章においては、工学的作品の具体的な構造設計例として「せんだいメディアテーク」を取り上げ、構造設計の概要を述べると共に構造計画における創造的なプロセスについて詳細に論じ具体的な構造計画手法として示した。また、構造計画と並行して3つの工学的課題を設定し、予め工学的判断のもとに大局的な見通しを立て定性的な予測を行った。ここに3つの研究課題とは、上部ラチス柱の座屈特性の解明、B1階骨組の弾塑性特性の解明、大地震時における弾塑性応答特性の解明等であり、主として「最下層に層降伏する骨組を有する縦型ラチス柱」という新しいタイプの空間骨組構造に関する研究として位置づけ、その工学的手法を学際的にとりまとめることを本論文の主要目標に設定した。

(3) 第3章においては、構造形式上の特徴である筒型ラチス柱の座屈特性の実用的な評価手法について論じた。まず、形態抵抗型構造である筒型ラチス柱を、基本的に大空間屋根における横型ラチスシェルを縦型に変形した空間骨組構造として把握した。そして、既に加藤らにより横型ラチスシェルにおいて提案されている線形座屈解析に基づく有効座屈長さによる座屈耐力の推定方法を、新たに縦型ラチスシェルに応用することによって、筒型ラチス柱の実用的な座屈耐力の評価手法を提示し実際設計への応用例を示した。ついで、前例のない縦型ラチス柱への本推定方法の応用にあたっては、初期不整等の影響を含めた弾塑性座屈解析による検討を行い、線形座屈解析から推定される座屈耐力と比較検討して、この近似的推定方法によって縦型ラチス柱の座屈耐力は安全側に評価されることを示した。

また、本例のような縦型ラチス柱の座屈特性に関する研究はほとんど未解明であるため、その基礎的研究として精密な弾塑性座屈解析を並行して行った。結論として、本設計において対象とする大径筒型ラチス柱の座屈特性はシェルの座屈挙動は見られず、劣化特性のない初期不整感性の低い座屈特性をもつこと、また小径筒型ラチス柱の座屈特性は初期不整感性も低く、地震時の強制水平変形にも十分追従できる構造特性をもつことを工学的に解明した。以上、座屈特性の定性的予測を具体的な数値として定量化し工学的に実証した。

(4) 第4章においては、耐震計画上的特徴であるB1階骨組の弾塑性復元力特性の実用的な評価手法について論じた。まず荷重増分法による弾塑性解析(塑性ヒンジ法)によって当該貫梁形式の梁部材端に塑性ヒンジが順次システムティックに形成される状況を確認し、ついでモデルの妥当性の検証のために詳細な要素モデルとの比較検討を行い、簡便な塑性ヒンジモデルによる評価手法によっても実用設計の観点からは十分な工学的妥当性をもつことを明らかにした。ついで、この簡便な塑性ヒンジ法により各骨組毎の復元力曲線を求め、それらを合成することによって近似的にB1層全体の復元力曲線を求める手法を示した。最後に、B1階骨組の塑性域での復元力特性の信頼性と安定性の保証を与えるために、実用設計の観点から最低限必要な検討項目について、柱・梁部材および柱・梁接合部の耐力と変形性能、接合部と非接合部の強度比等の検討手法を示した。以上、弾塑性復元力特性の定性的予測を具体的な数値として定量化し工学的に実証した。

(5) 第5章においては、「最下層に層降伏する骨組を有する縦型ラチス柱」という新しいタイプの空間骨組構造に対して、その弾塑性応答特性を解明することを議論の中心にして、地震応答解析による実用的な耐震設計手法について総合的に論じた。得られた結論として、性能設計的観点から耐震性能のグレード(耐震安全水準)について、また設計工学的観点から弾塑性応答特性について要点を下記に記す。

1) 耐震性能のグレード: 地震応答解析のクライテリアに基づいたレベル1地震(20cm/sec)およびレベル2地震(40cm/sec)に対する弾性および弾塑性時刻歴応答解析を実施し、多角的に地震応答を検討した結果、いずれの応答結果も所定の耐震性能の設定目標値をすべて満足するものであることを確認した。地震主要構造の要求性能マトリックスに対照すれば、少なくともグレードBに相当する耐震性能を有する構造物であると結論される。

2) 弾塑性応答特性: クライテリア以上の予想外の大地震時の弾塑性応答特性
50cm/sec時において上部ラチス柱は最初の特定期間1部材が座屈しほぼ弾性限 Q_y に到るが、まだ耐力的には十分な余力を有している。またB1階骨組の最大層間変形角は約 $1/60$ 、最大塑性率は3.6程度であり、まだ最終崩壊形には到らず余力を有している。従って、当該構造物は少なくとも50cm/sec程度までは十分な耐震安全性を有するものと結論される。

3) 弾塑性応答特性に見られるB1階骨組機構の効果
大地震時においてB1階骨組のエネルギー吸収機構は、2次的な高次モードに対しては必ずしも抑制効果は認められないけれど、一般的に地震荷重として支配的な1次モードに対しては十分な抑制効果が期待しうる。従って、B1階骨組の塑性化による履歴減衰を利用した通常の耐震構造の枠組みを拡張した方法においても十分に地震応答の抑制効果が期待でき、結果的に上部ラチス柱を弾性範囲に収めることを容易とし、かつ性能設計における高いグレードの耐震性能を有する構造物を実現できる有効な構法を本例は示す

ものであると結論される。以上、大地震時の耐震性能と応答特性の定性的予測を具体的な数値として定量化し工学的に実証した。

(6) 以上の総括として、本論文は建築における工学的作品を創造するための構造計画手法を提示し、構造計画のプロセスで着想された「最下層に層降伏する骨組を有する縦型ラチス柱」という新しいタイプの空間骨組構造について、上部ラチス柱の座屈特性、B1階の弾塑性復元力特性、大地震時の弾塑性応答特性を設計工学的に解明し、性能設計の立場から本構造の構造合理性を具体的な数値として定量化し工学的に実証することによって、空間骨組構造において適用されるべき構造設計の工学的手法を学際的・総合的にとりまとめたものである。

6.2 あとがき

本論文の執筆を熱心に勤めて頂き、また適切な助言を頂いた名古屋大学・松井徹哉教授、同・谷川恭雄教授、同・福和伸夫教授に厚くお礼を申し上げます。また、ラチス柱の座屈特性に関する基礎的研究において熱心に指導して頂いた豊橋技術科学大学・加藤史郎教授および同研究室の諸氏の協力に感謝致します。なお、本論文は「せんだいメディアテークの構造設計」を下敷きにしてまとめたものであり、その点において私共の事務所のスタッフ全員の協力によるものであることを付記し、同担当スタッフである池田昌弘、多田修二、鈴木啓、小西泰孝諸氏の協力に対してここに感謝の意を表します。最後に、家庭面でいつも私を支えてくれる妻と娘に感謝します。

1998年11月26日

佐々木睦朗

