

Title	超高層建築の構造的空間構成に関する研究
Author(s)	矢野, 克巳
Citation	大阪大学, 1992, 博士論文
Version Type	VoR
URL	https://doi.org/10.11501/3088004
rights	
Note	

Osaka University Knowledge Archive : OUKA

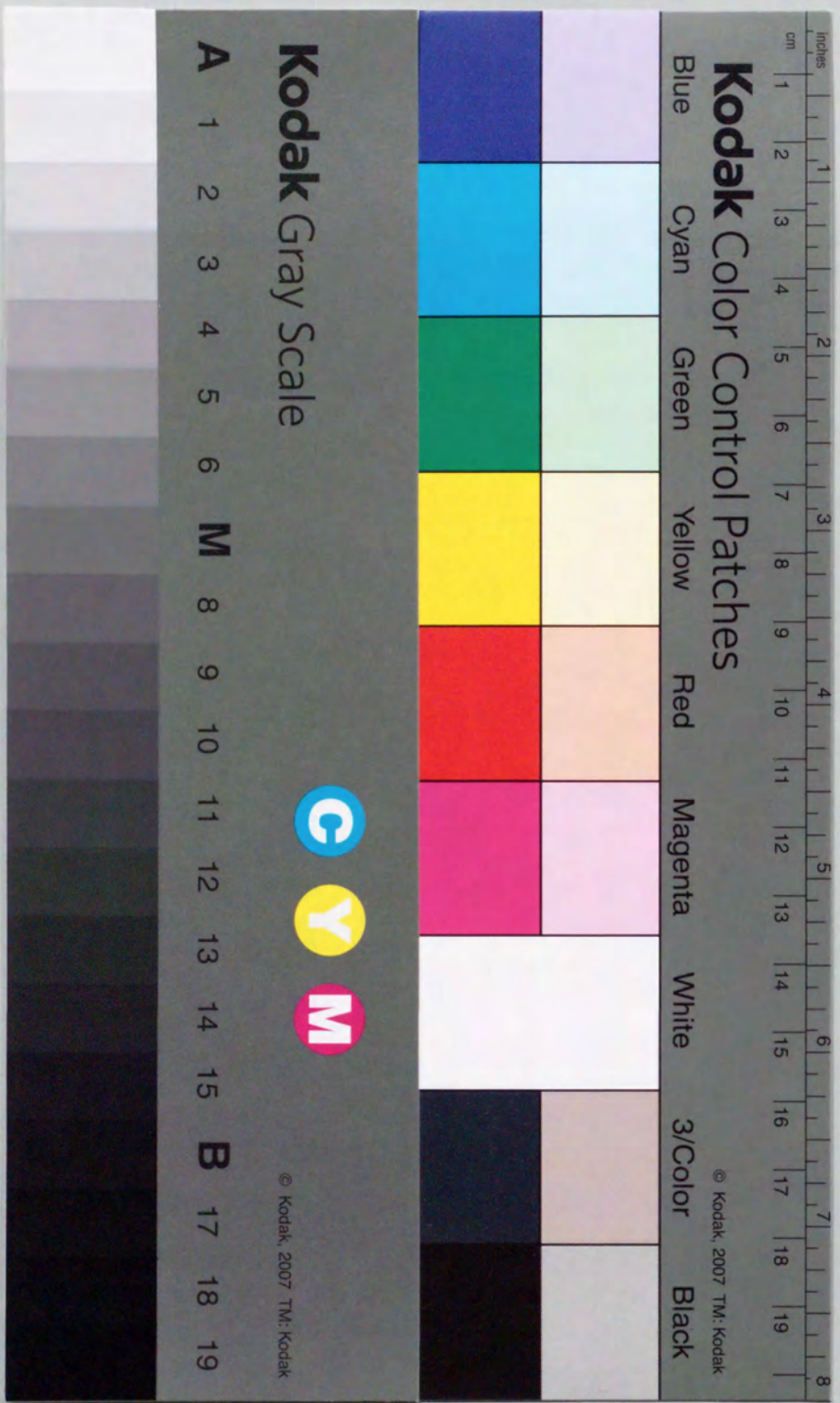
<https://ir.library.osaka-u.ac.jp/>

Osaka University

①
超高層建築の構造的空間構成に関する研究

1991年9月

矢野克巳



—— 目 次 ——

序	1
第1章 超高層化と空間構成の趨勢	3
第2章 超高層化における構造的問題点	17
第3章 空間構成における基本的構造形態	23
第4章 「均等型ビル」建物の構造計画	31
4.1 サイドコア構成	31
4.2 純ラーメン（チューブ構造）構成	50
4.3 まとめ	79
第5章 「不均等型ビル」建物の構造計画	81
5.1 足もと空間の構成	81
5.2 複合機能空間の構成	88
5.3 まとめ	104
第6章 「組立型ビル」建物の構造計画	105
6.1 平面的な組立て構成	105
6.2 立体的な組立て構成	117
6.3 まとめ	133
第7章 結び	135
謝 辞	139
付1 引用建物の概要	141
付2 発表文献リスト	142

序

序

日本は地震や台風が強い国であり、主要大都市の東京・大阪及び名古屋は地盤の軟弱な都市である。このような地理的環境の下で超高層建築を建てるには、構造設計上大きい難問を幾つも抱えていることとなる。また経済力の問題もあり超高層建築の歴史はアメリカに比し新しく1960年代に入って始まった。

一方、建築計画面では、超高層建築の代表的用途であるオフィスに就いて見ると、欧米は個室中心であり、日本は大部屋中心である。しかも、日本は大企業である程大部屋の単位面積は大きいものを求める傾向にあるため、大企業の入る超高層建築においては大部屋が求められる。

また大都市は、超過密都市で空き地が少ないことと、日本人の国民性からも用途の異なる建築を一体として一つの街を形成するような建築への需要が多い（このような建物を複合建築と呼ぶこととする）。

更に、近年は大建築には人工の快適空間（アトリウム・吹抜等）を持った建築が求められるようになると共に、建築物の規模の巨大化に伴い複数のビルを結び合わせた建築も多くなって来た。

この様に欧米とは若干異なる建築計画的側面と地震国であるための構造的課題の下、私は超高層建築を多数設計して来た。これらは夫々用途・規模・形態等が異なっている。それ等の建物の構成をみると、ほぼ均等な室を積み重ねた各階均等な構造体の超高層建築についても、日本の大部屋方式のオフィスは必然的に大きいスパンの建築を生み出してきた。また同時に耐震構造法として発達した耐力壁を有する架構を効果的に配置する構造技術は、ラーメン架構（均等架構）と連層耐力壁架構（耐力壁組み込み架構）の使い分け技術を発展させた。

この様な中で筆者は大架構と小架構の組み合わせ構造形式を生み出してきた。この形式の構造は、不均等な室が上下・左右に組み合わせられた超高層建築の構造計画に於いて、合理的な構造を作る上で有効な架構方式であることが多くの例で実証した。この構造は、地震国日本に於いて有効な構造形式であり、欧米の在来の超高層建築と違う点も多い。

しかし、その技術開発の途上で生まれてきた大架構と小架構の使い分け技術は、様々な用途と大きさの室の集合体である超高層建築には地震の有無に関わらず有効な構造形態であることがわかってきた。これまでのさまざまな構造形式を空間構成の観点より分類整理してみると一つの構造計画に関する指標が見出すことができる。

この論文は建築設計の内、構造と意匠の相方をふまえた計画について、即ち建築の大枠の形をき~~め~~めてゆく段階での構造計画について整理しまとめたものである。

対象建物は超高層建築にしぼり、事例を通し具体的な設計の思考過程を整理し、建築計画における空間計画に主眼をおいて、構造計画の指標を導くものである。

第1章は、日本の超高層建築が建てられてきた経緯と、超高層建築における用途・空間構成の変化の状況とその構造形態について述べる。

第2章は、超高層化による構造上の問題点を検討して、超高層化と同等或いはより以上に複合建築化に伴う大スパン建築化が、構造設計上問題が大きいことを検証する。

第3章は、超高層建築の空間構成における構造形態として3種に分類して考えられることを示す。

第4章より第6章は、第3章で示した3種の構造形態の夫々について事例を通じて構造計画の考え方を述べる。

第7章は、超高層建築における空間構成の指標と将来の方向性を示す。

第1章

超高層化と空間構成の趨勢

第1章 超高層化と空間構成の趨勢

古くより高い建物を人類はあこがれ、また崇敬してきた。日本では出雲大社が知られている。本殿の高さは中古では16丈（約48m）あり、更に上古では32丈（約96m）もあったといわれる。

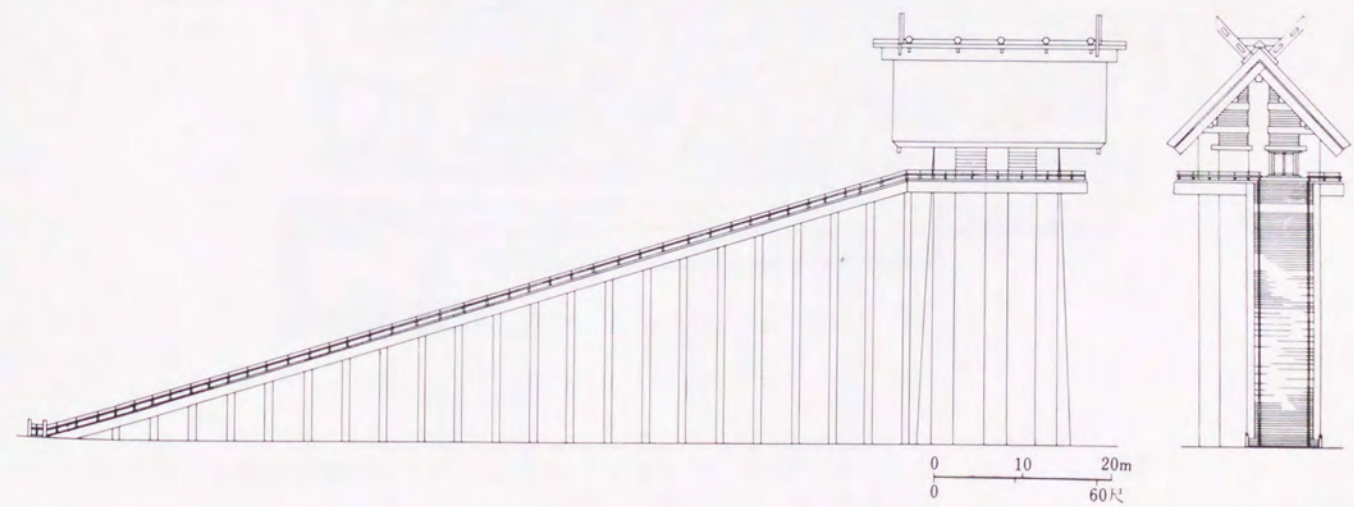
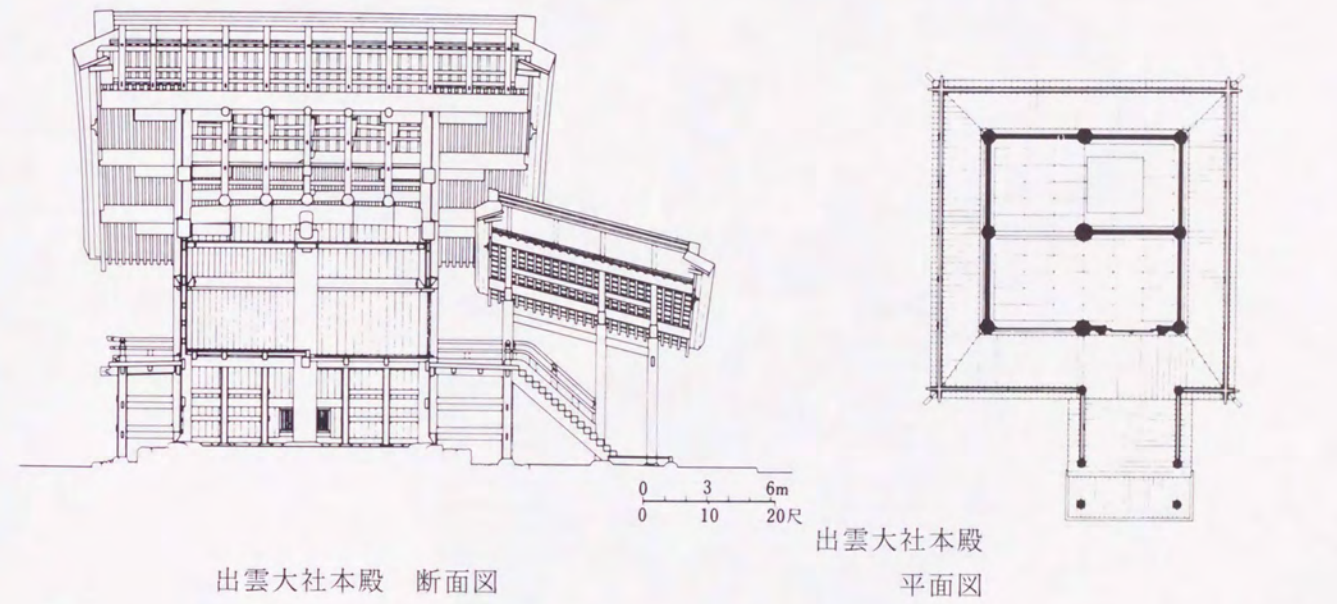


図1-1 古代・出雲大社本殿復元想定図(平安中期)(日本建築史図集)

外国では、古くはエジプトのピラミッドがある。クフ王のピラミッドは高さ約 150m がある。

一方現存する建築物で古いものは、日本では東大寺の大仏殿（高さ47m）があり、イタリーではバチカンのサンピエトロ大聖堂（西暦1590年竣工）がある。このサンピエトロ大聖堂（高さ140m）とほぼ同じ高さである新宿NSビル（高さ121m）をSame Scaleで見ると、図1-2、図1-3のようになっている。

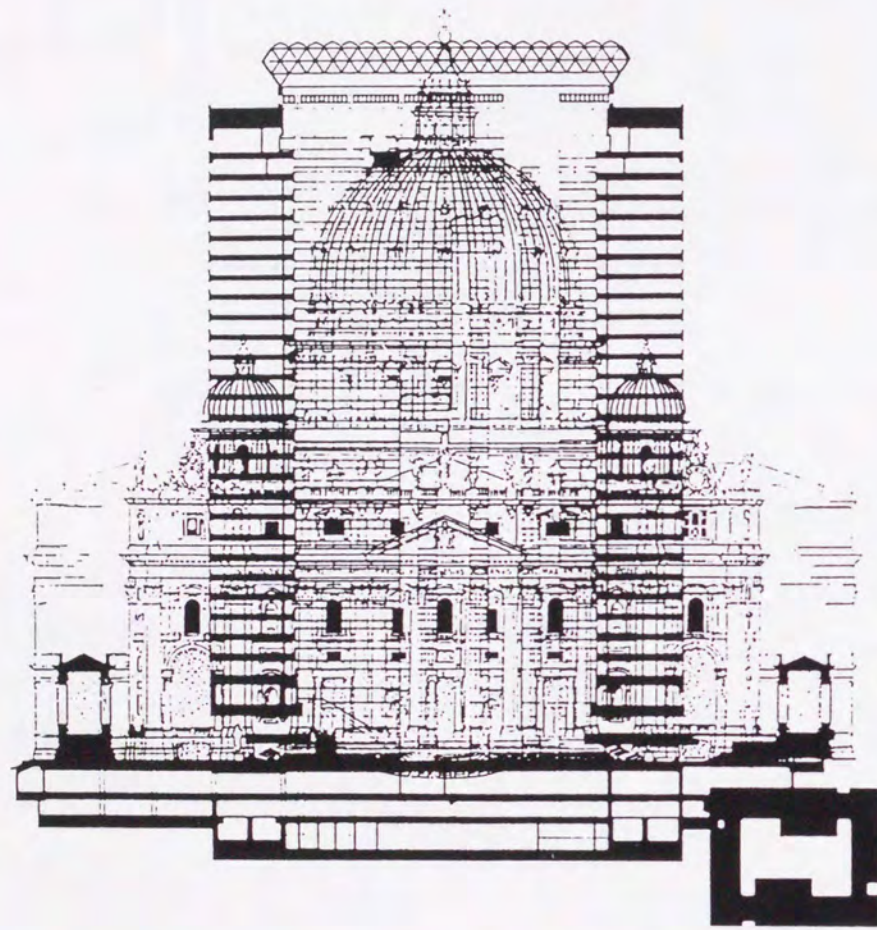
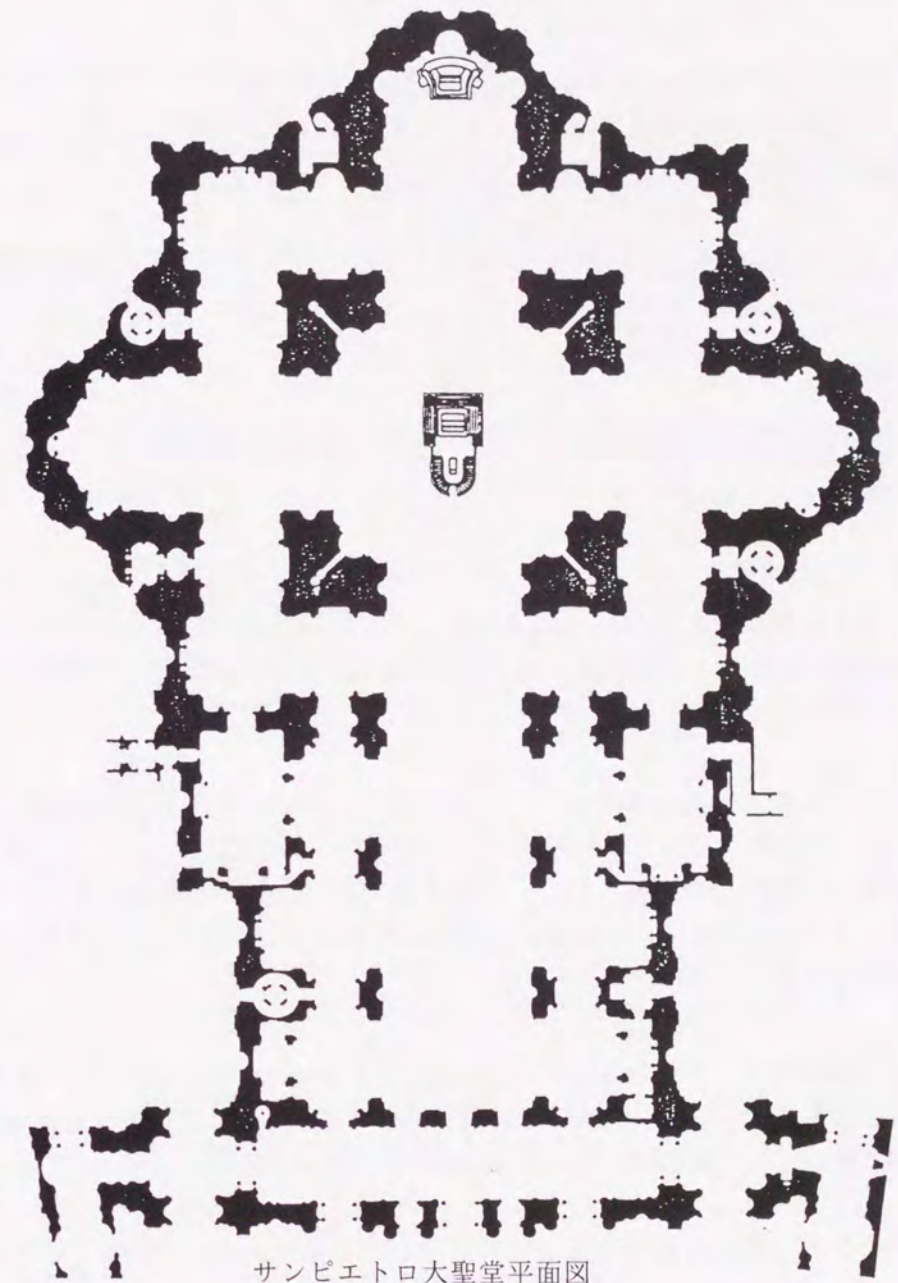
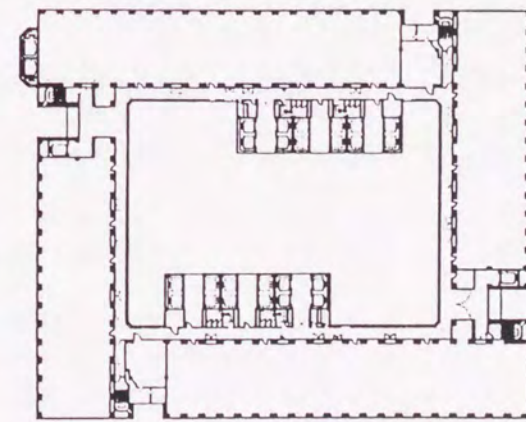


図1-2 サンピエトロ大聖堂と新宿NSビルをSame Scaleで重ねたもの



サンピエトロ大聖堂平面図



新宿NSビル平面図

図1-3 サンピエトロ大聖堂と新宿NSビル(Same Scale)

この図でわかるように、サンピエトロ大聖堂の中央大柱の寸法は外法で約20m×20mあることを考えると、現在の超高層建築技術の著しい進歩がうかがえる。

20世紀に入ると都市への人口集中、高密度化と経済活動の集中化は、建築の超高層化を促した。更に超高層建築のエレベーター利用によるビル内交通の利便性は、都市に限らず大規模建築の超高層化を促進させた。

地震国日本では、耐震性への危惧があり、かつ旧建築基準法による構造耐力検討方式の下では超高層建築ができにくく、1960年までに実現している建物は高さが45m止まりであった。

しかし、日米での耐震構造研究の発展は45mの高さ限界を突破した高層化を地震国日本で実現させることとなった。

即ち、先ず、1954年アメリカ・パークレーに於て開かれた第1回地震工学会議に於て、アメリカより電子計算機利用による地震応答関係の論文が出るようになり、次いで、1960年東京にて開かれた第2回地震工学会議では、武藤清 他 の日本側より「動的耐震設計方式導入の検討」が発表されるようになった。

この頃、日本の構造設計者にとっては、高さ45m以上の高層建築を設計する上で、「建築物の適性設計震度に関する研究」（委員長 武藤清、1959年～1962年）と題する報告書が主要な指針であった。この報告書では、24階建の新東京駅ビル案を対象に「SERAC非線形電子計算機による弾塑性地震応答の演算」として具体的に超高層建築の実現可能性が示されている。

一方、建築基準法も1964年1月、建設省告示において、高さ45m以上の建物についての基準が示された。また、日本の経済力も力をつけて来たことにより超高層建築の企画が一斉に動きだし、高さ45mをこえる建物がこの後続々と建つようになった。

その中で、初期の超高層建築の代表的なものを幾つか抽出し、着工年代順に記すと表1-1 のようになる。また、表1-2 には、1971年以降に筆者が設計・指導を行ない完工した超高層建築を示す。

表1-1 初期の超高層建築

No.	建物名称	設計者	構造	階数 (地上/地下)	最高 m	工期	備考
1	ホテル・ニューオータニ	大成建設	S	17/-3	72.1	1963.～1964.	
2	ドリムランド高層ビル	大林組	SRC	21/-2	93.1	1964.～1965.	
3	経団連会館	日建設計	SRC	18/-5	65.4	1964.～1966.	
4	名鉄バスターミナル	日建設計	SRC	20/-2	72.0	1964.～1967.	
5	霞が関ビル	三井不動産 山下寿郎設計事務所	S	36/-3	156.0	1965.～1968.	建築学会賞 BCS賞
6	大日本インキ本社ビル	海老原建築設計 事務所	S	18/-5	74.9	1965.～1967.	
7	早稲田大学 理工学部1号館	早稲田大学	SRC	18/-2	68.3	1965.～1967.	建築学会賞
8	東京海上ビル本館 (計画)	前川国男建築設計 東京建築研究所 横山建築構造	S	31/-5	130.6	審査 1967.	
9	大井町 第一生命ビル	第一生命保険	SRC	18/-2	79.4	1967.～1968.	建築学会賞 BCS賞
10-1	世界貿易センタービル	日建設計(矢野克巳)	S	40/-3	158.0	審査 1967.	
10-2	世界貿易センタービル	(武藤研究室)	S	40/-3	158.0	1967.～1970.	BCS賞
11	神戸貿易センタービル	日建設計	S	26/-2	108.9	1967.～1969.	
12	富士フイルム東京本社	芦原義信建築設計 事務所	S	18/-3	83.1	1967.～1969.	BCS賞
13	静岡県新庁舎	日建設計(矢野克巳)	SRC	17/-1	64.6	1968.～1970.	BCS賞
14	ポーラ五反田ビル	日建設計(矢野克巳)	S& SRC	10/-2	49.75	1969.～1971.	建築学会賞 BCS賞
15	朝日東海ビル	日建設計(矢野克巳)	S	29/-4	119.6	1969.～1971.	BCS賞
16	京王プラザホテル	日建設計	S	47/-1	177.7	1969.～1971.	
17	日本IBM本社ビル	日建設計(矢野克巳)	S	22/-2	87.5	1970.～1971.	
18	中野サンプラザ	日建設計(矢野克巳)	SRC	21/-2	89.0	1970.～1973.	BCS賞

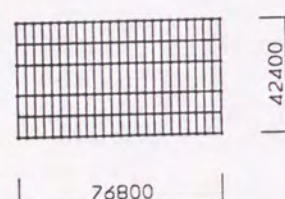
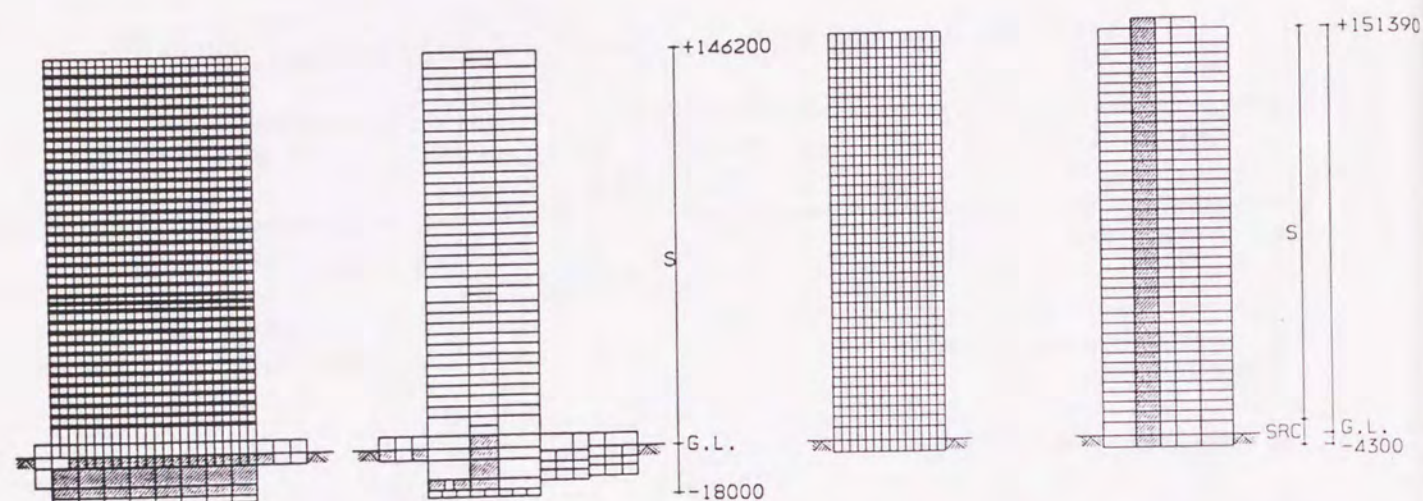
BCS賞：建築業協会賞

表1-2 1971年以降・筆者の設計・指導による超高層建築

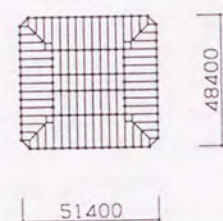
No.	建物名称	設計者	構造	階数 (地上/地下)	最高 m	工期	備考
19	サンワ東京ビル	日建設計	S	25/-4	99.7	1971.~1973.	BCS賞
20	新宿住友ビル	日建設計	S	52/-4	212.0	1971.~1974.	
21	三井物産	日建設計 武藤研究室	S	24/-4	100.0	1971.~1976.	BCS賞
22	全国信用金庫会館	日建設計	SRC	15/-4	67.35	1971.~1973.	
23	東京消防庁 本部庁舎	日建設計	SRC	14/-3	61.5	1973.~1976.	
24	東京堂千代田ビル	日建設計	S& SRC	20/-4	81.0	1975.~1977.	BCS賞
25	竹橋合同ビル	日建設計	S& SRC	15/-3	63.9	1976.~1979.	
26	伊藤忠本社	日建設計	S& SRC	22/-3	90.90	1978.~1980.	BCS賞
27	京王 Plaza 南館	日建設計	S& SRC	35/-3	138.65	1978.~1980.	
28	トヨタ自動車工業 東京ビル	日建設計	S& SRC	19/-5	89.0	1980.~1982.	BCS賞
29	新宿NSビル	日建設計	S& SRC	30/-3	133.65	1979.~1983.	建築学会賞 BCS賞
30	大正海上火災 保険本社ビル	日建設計	S& SRC	25/-3	103.5	1981.~1984.	BCS賞
31	朝日生命 日比谷ビル	日建設計	SRC	14/-3	63.0	1982.~1984.	
32	新潟県庁舎	日建設計	S& SRC	18/-2	87.3	1982.~1985.	
33	グリーンタワービル	日建設計	S& SRC	29/-4	109.57	1983.~1986.	
34	青森観光物産館 (アスパ)	日建設計	S& SRC	15/	76.13	1984.~1986.	
35	新霞ヶ関ビル	日建設計	S& SRC	19/-4	85.0	1984.~1987.	

No.	建物名称	設計者	構造	階数 (地上/地下)	最高 m	工期	備考
36	東京住友ツインビル	日建設計	S& SRC	24/-3 (2棟)	98.76	1985.~1988.	BCS賞
37	産業文化センター (ソニックシティ)	日建設計	S& SRC	31/-4	136.55	1986.~1988.	BCS賞
38	特許庁総合庁舎	日建設計	S& SRC	16/-3	80.95	1986.~1989.	
39	住友生命仙台 中央ビル	日建設計	S	31/-3	143.0	1986.~1989.	
40	日本電気本社ビル	日建設計	S	39/-3	180.0	1986.~1989.	BCS賞
41	アザビル吾妻橋ビル	日建設計	S	22/-2	94.9	1987.~1989.	
42	日比谷大阪ビル	日建設計	S	21/-3	84.2	1987.~1989.	
43	トヨタ池袋ビル	日建設計	S	14/-3	90.4	1988.~1990.	
44	全日空成田ホテル	日建設計	S& SRC	17/-1	67.4	1988.~1990.	

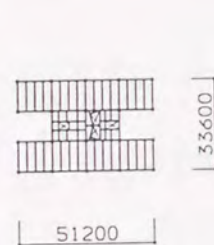
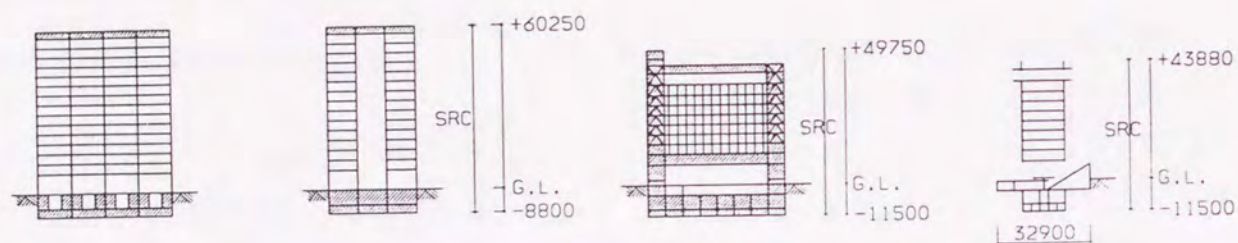
図1-4a~4dには、空間構成の趨勢をみるため、表1-1、1-2 に示したのからいくつかの特徴的な建物の伏図、軸組の構造 SAME SCALE を示す。



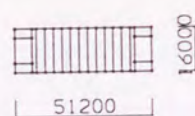
霞ヶ関ビル(5)
(設計：山下寿郎設計事務所、1968年竣工)



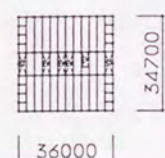
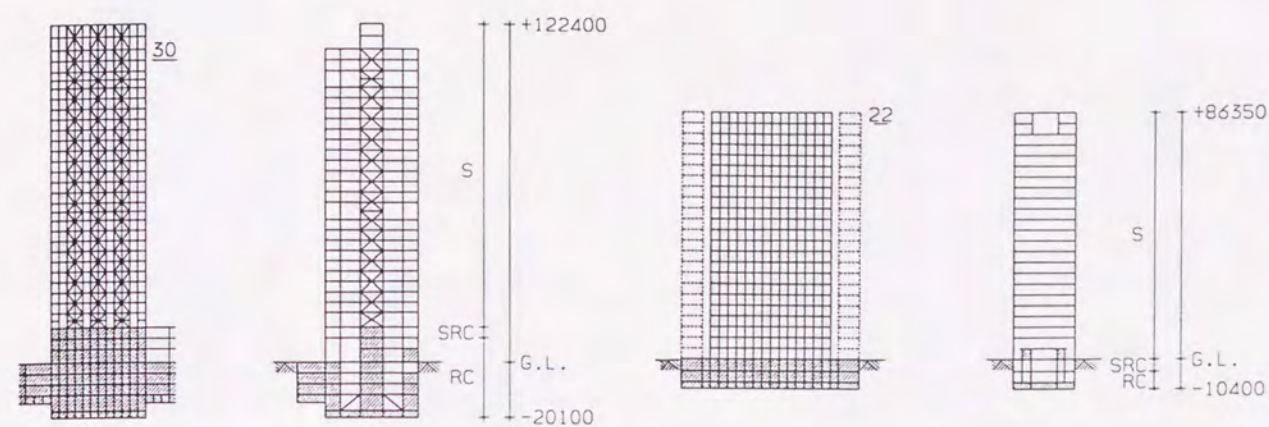
世界貿易センタービル(10)
(設計：武藤研究室、1970年竣工)



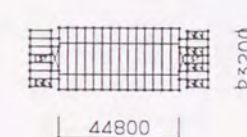
静岡県新庁舎(13)
(1970年竣工)



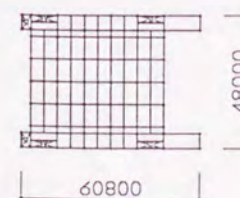
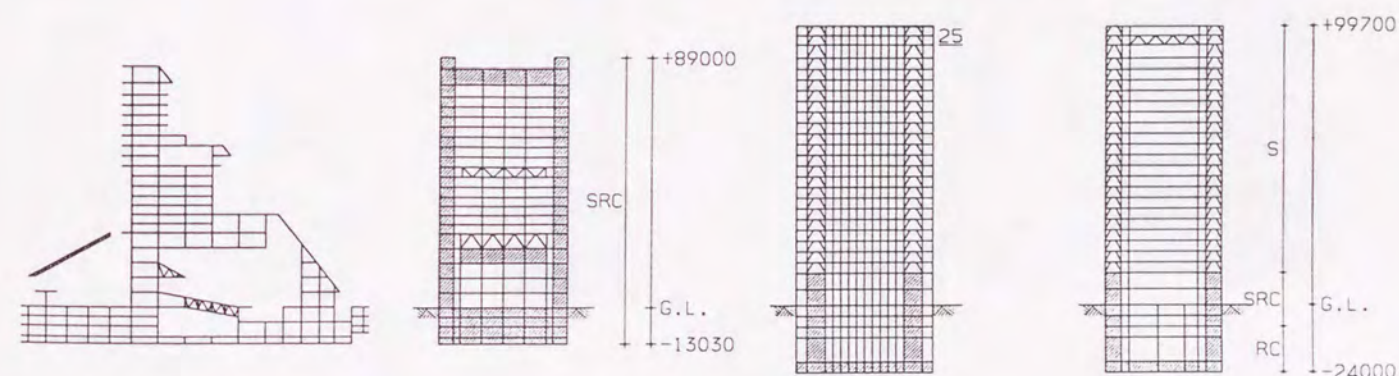
ポーラ五反田ビル(14)
(1971年竣工)



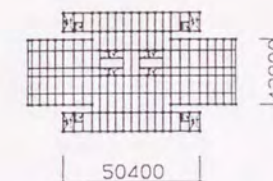
朝日東海ビル(15)
(1971年竣工)



日本IBM本社ビル(17)
(1971年竣工)



中野サンプラザ(18)
(1973年竣工)



サンワ東京ビル(19)
(1973年竣工)

図1-4a 構造 SAME SCALE
()内番号は表1-1、1-2の番号を示す。

図1-4b 構造 SAME SCALE
()内番号は表1-1、1-2の番号を示す。

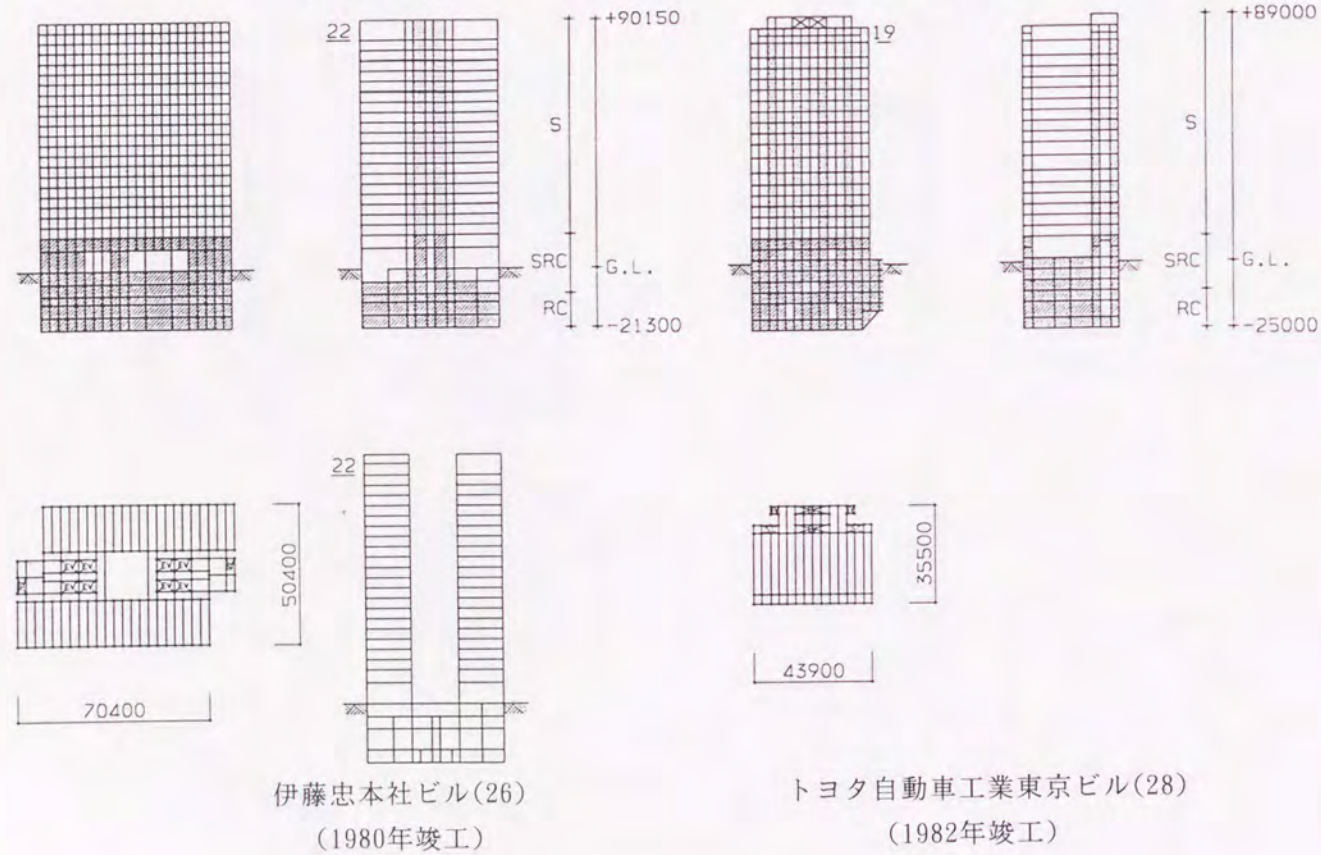
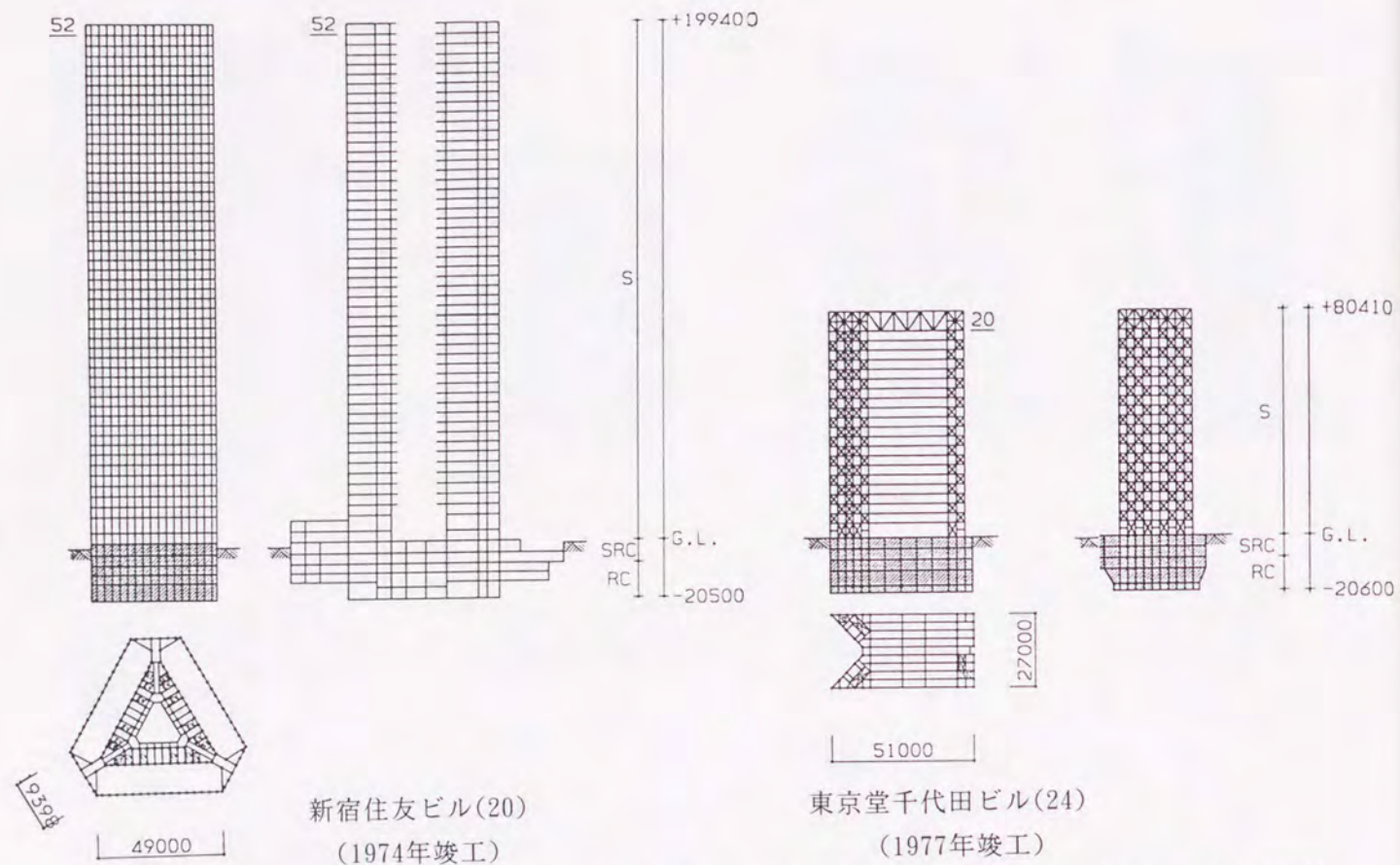


図1-4c 構造 SAME SCALE
 ()内番号は表1-1、1-2の番号を示す。

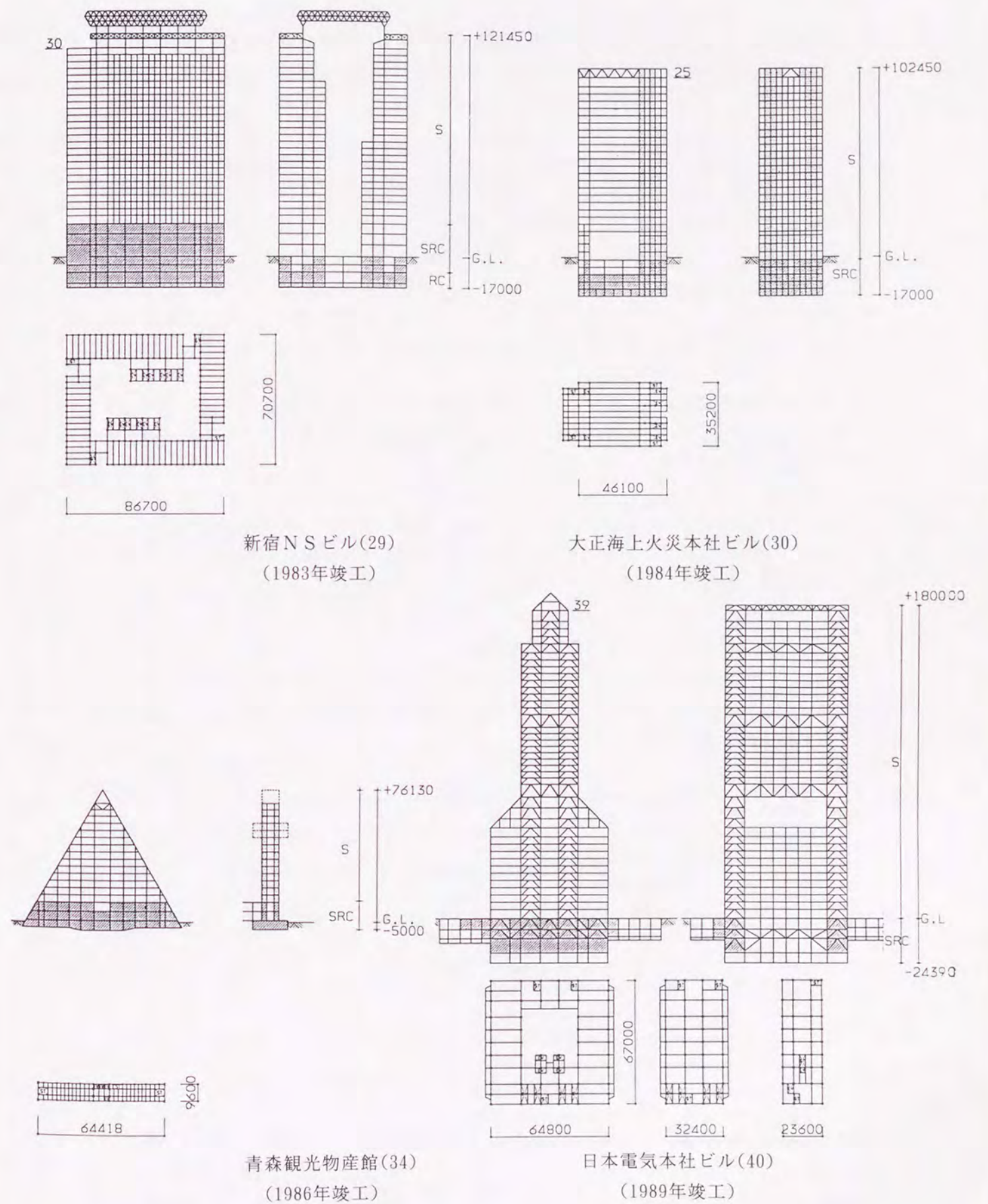


図1-4d 構造 SAME SCALE
 ()内番号は表1-1、1-2の番号を示す。

この図より解るように、初期のものは、霞ヶ関ビル(5)、世界貿易センタービル(10)、朝日東海ビル(15)等を示されるようにほぼ等しい室を縦・横に積み重ねたホテルやオフィスが多く、異なるスケールの室は最上階か又は低層部で高層棟の直下を避けた所に置かれている。但し、1階は米国同様に階高が高くなっているものが多い。

この形式を打破ったものとしては、先ず1階の高い階高部に、吊構造を併用し中2階を設けた静岡県新庁舎(13)がある。次いで、用途としては同じものの積み重ねだが、両側コア部と中央事務室の3つの構造体を廊下で結んだ日本IBM本社ビル(17)が建てられた。

更に、立体的に上より下へホテル・オフィス・大ホール・スポーツスペースを重ねた中野サンプラザ(18)へと超高層建築の用途構成の幅を広げていった。

又、超高層建築に大きい吹抜を採り入れる手法は新宿住友ビル(20)から始まった。以後、伊藤忠本社ビル(26)を経て新宿NSビル(29)の本格的アトリウムのある超高層建築へと発展した。

大きい事務室が求められると共に、間仕切のフレキシビリティへの要求に答えるためには、大スパンが必要となって来る。これは初期の霞ヶ関ビル(5) (スパン15.8m) から日本IBM本社ビル(17) (スパン23.2m)、サンワ東京ビル(19) (スパン24.0m)、東京堂千代田ビル(24) (スパン30.0m) へと逐次拡大されてきた。

一方、低層部で大スパンを求められる建築物として、ポークラ五反田ビル(14) (スパン38.4m)、中野サンプラザ(18) (スパン32.0m) を経て、2つのL型ビルを組み合わせた新宿NSビル(29)、ビルとビルを上下に重ねる日本電気本社ビル(40) (スパン44.6m) へと構造形式の種類を増やして来た。

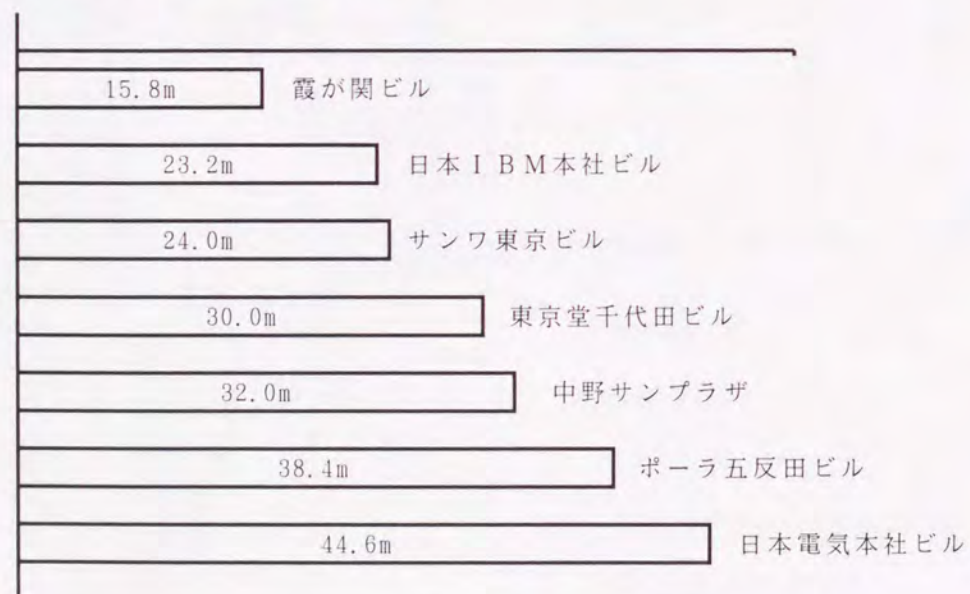


図1-5 スパン比較

これらの建物を形態的にみると図1-6に示すようなものになっている。

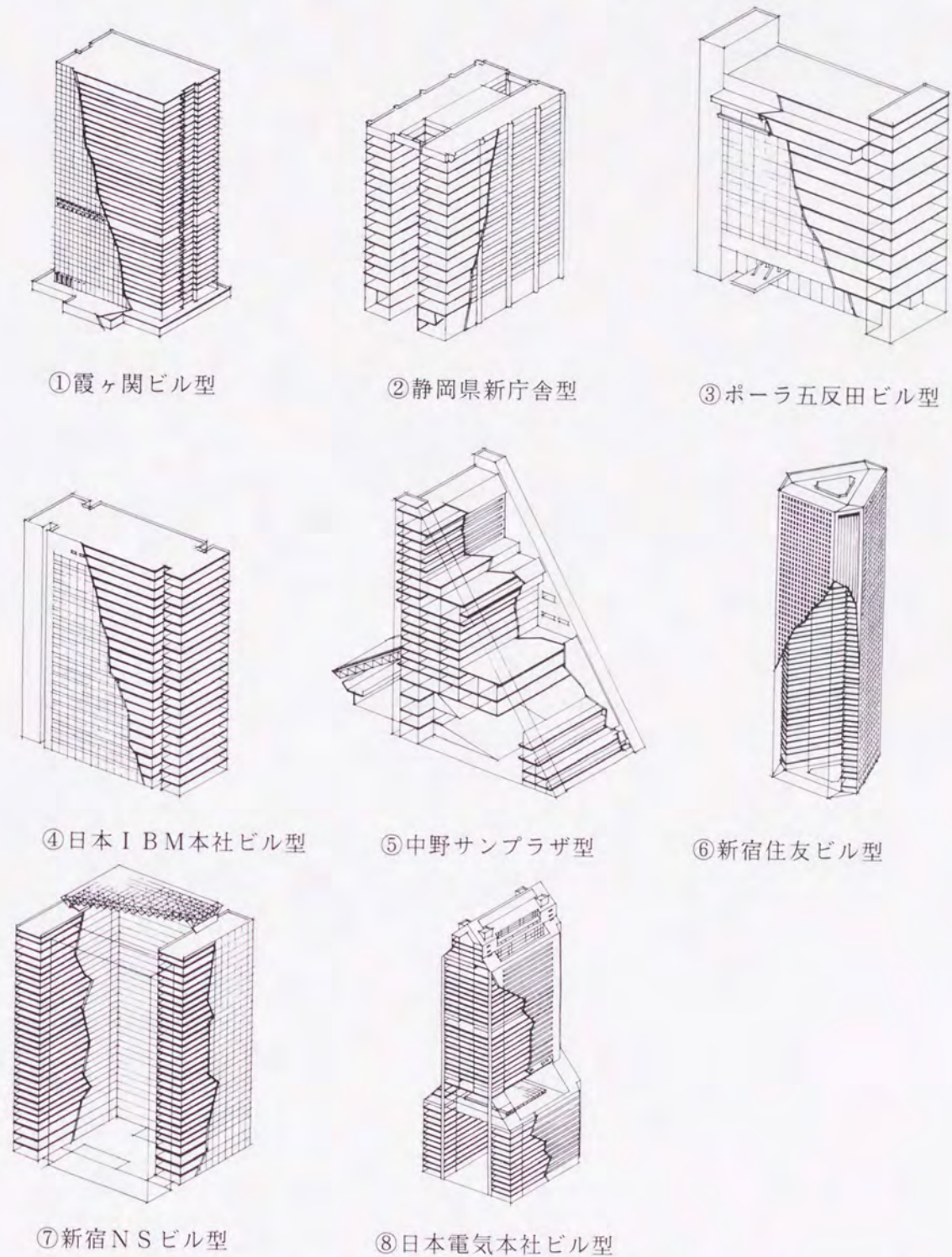


図1-6 超高層建築のタイプ(例)

この様に夫々の設計過程で合目的な建築で且つ安全な構造を造ってゆく内に夫々の用途に適した構造形式が自づと生れて来た。もちろん、その過程においては、電子計算機の急速な発展に伴う構造解析技術の向上や、主として鉄骨材料や溶接技術の進展がみられたのは言うまでもない。

第 2 章

超高層化における構造的問題点

第2章 超高層化における構造的問題点

超高層化において構造的に問題となる点は次の3点である。

- 1) 柱軸力の増加
- 2) 耐震、耐風設計上の問題
- 3) 工期が長くなることへの対応

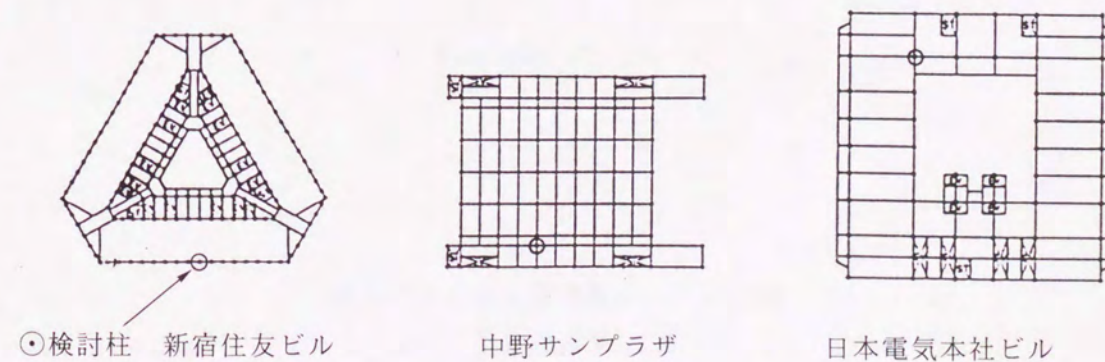
2.1 柱軸力の問題

超高層化に伴って、建築重量は当然ながら直線的に増大していく。また近年建物内部の空間用途の多様化と使用性を高めるため、大スパンが求められるようになった。実例で示すと、柱1本当たりの軸力は表2-1に示す様になっている。

柱軸力は超高層化により直線的に増えるが縦横共に大スパン化すると軸力は2乗に比例して増えることになるが、この表においてもこの傾向は顕著に現れている。即ち、構造部材の応力は大スパン建築では飛躍的に増えることになる。超高層建築は大スパンを求められがちであり、更に複合建築化が進むとより一層大スパン化が進む。その時この柱軸力は増となり構造に及ぼす影響が大きい。

表2-1 柱軸力関連データ比較

ビル名	階数	1階柱支配床面積	1階柱軸力
新宿住友ビル	52	16.8 m ²	477 t
中野サンプラザ	21	115.2 m ²	2112 t
日本電気本社ビル	39	135.6 m ²	3443 t



2.2 耐震・耐風上の問題

柱軸力の増加は同時に基礎の荷重増となるが、本論では主として地上の構造体について検討することとして、地下の検討は省く。

耐震・耐風設計上の問題については、日本における超高層建築の構造設計上支配的水平力について見ると、建物のプロポーション、地盤によりことなるが概そ 200m を境とし、それ以下は地震荷重、それ以上は風荷重が主となる。図2-1 に地震荷重と風荷重の実例を示すがこれは新宿住友ビル（最高高さ 212m）の例であるが最下階で漸く風外力が地震外力を上回ることとなる。特に建物が細く高いものは、風の影響が大きい。しかし、本論文で扱う超高層の範囲を概そ 60m 以上 200m の範囲と考えているので支配的水平力は地震荷重とすることができる。

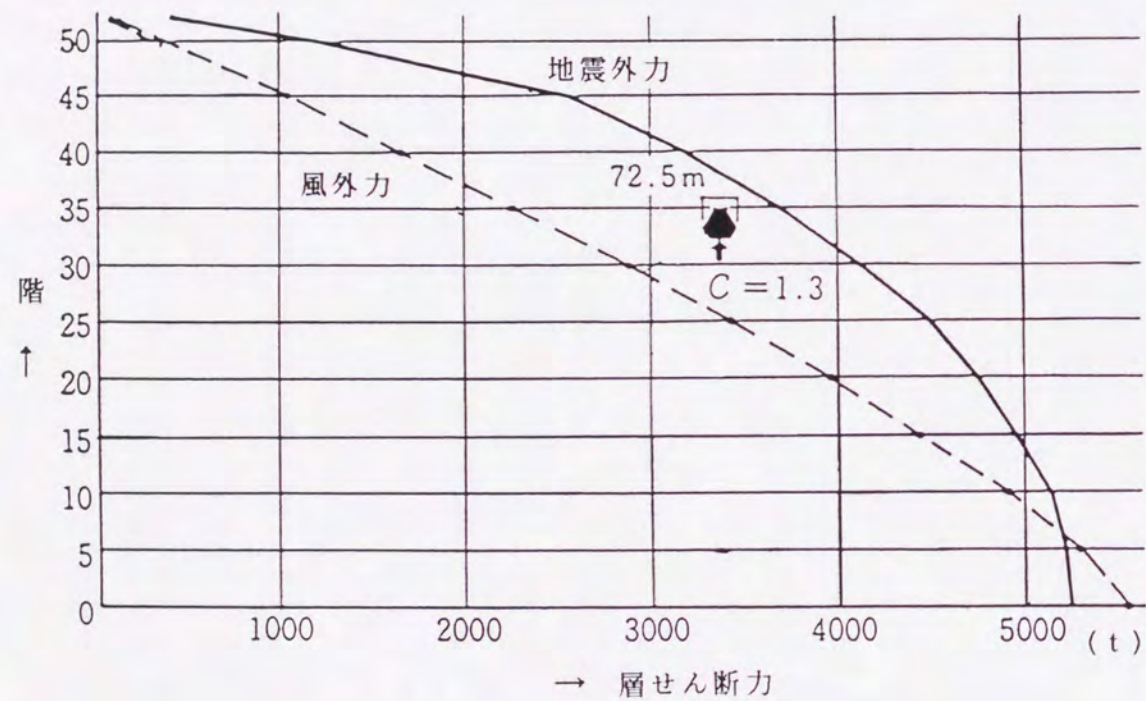


図2-1 地震荷重と風荷重の比較
(新宿住友ビルの場合)

次に地震力による水平力について調べてみる。超高層建築物のベースシャー係数は、その建物の構造材別、構造形式、地盤性状等によって支配されるので単純に整理できないが図2-2 に示すように、動的設計の導入により超高層化して一次固有周期が長くなる程、ベースシャー係数は小さくなる。即ち均等ラーメンの超高層では高層化による柱軸力の増大程、柱せん断力は増えない。従って曲げモーメントも軸力程には増えない。

これを、旧震度法による地震荷重を前提に設計すると高さが増す程鉛直荷重・水平荷重時応力は大きくなり、経済的に成立しにくくなる。一例として、新宿住友ビルで示すと図2-3の様になり、動的設計された部材断面は実現可能な部材となっている。

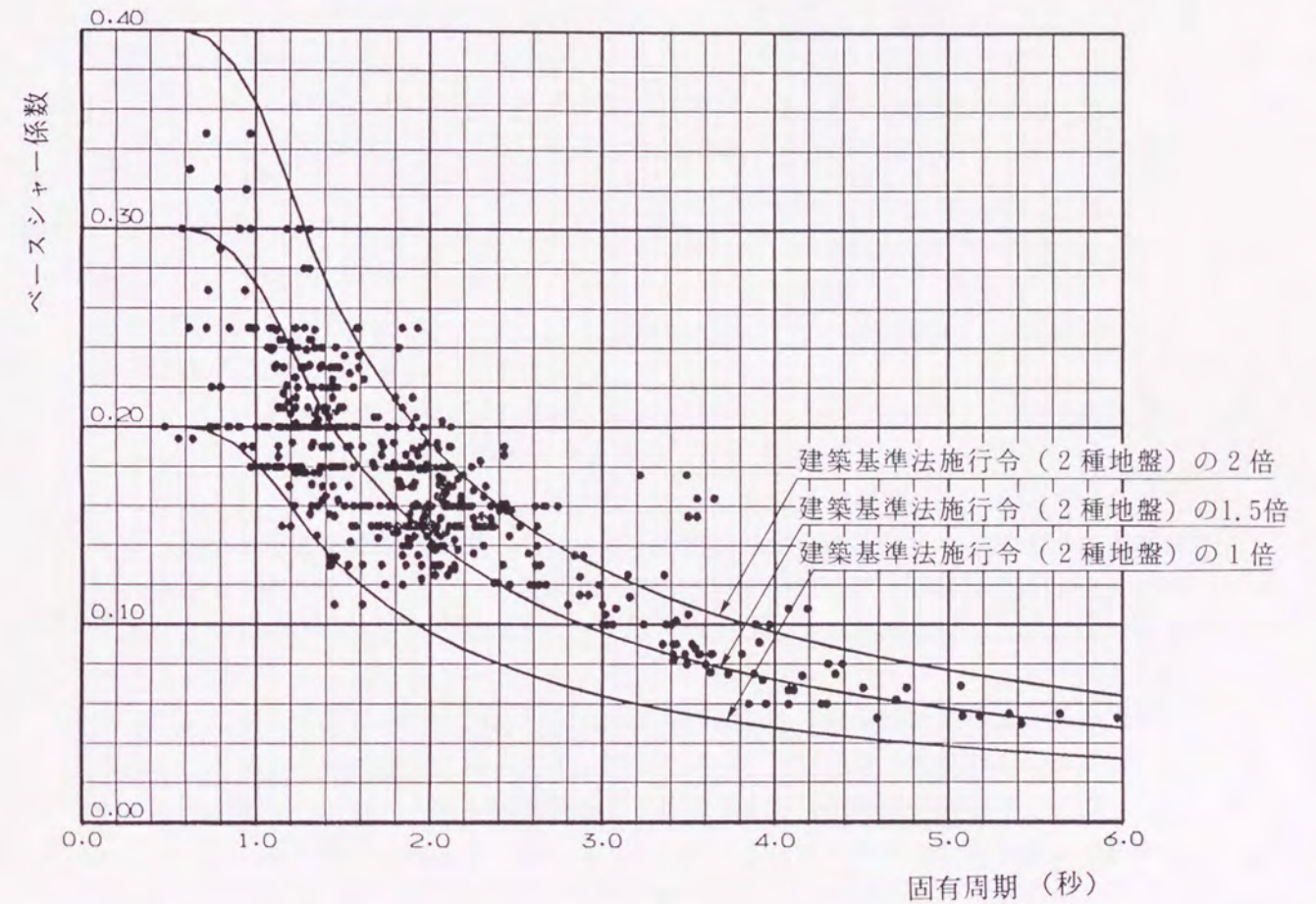


図2-2 固有周期とベースシャー係数の実例

	柱	梁
旧震度法		
実施例		

図 2-3 部材断面の比較

超高層建築物の水平荷重時の検討にあたって、今一つ重要な要素は変形である。この変形量をどの位に抑制するかは構造体としての問題の他、仕上材やその納り、また人間（或いは機器）の居住性等によって定めるべきである。この変形限界をどの位にすべきかは問題である。

現状の鉄骨造超高層建築物の構造断面は力と変形の両方で決り、力のみで決っていない。従って、水平荷重と変形限界は一体として初めて、建物の耐震性を定めたこととなる。又この変形限界の規準値は日本は大きく、米国は小さい。これは、日本では主な水平荷重が地震荷重であるのに対して、米国では風荷重であるからであろう。

この面での荷重変形についての検討は本論では採り上げないが、構造計画の上では変形を抑える方法としての構造形式の選択は重要である。超高層建築物の内、特に不均等型ビルや組立て型ビルでは、この面での検討は重要な要素となる。

耐震、耐風を考える時、極くまれに来る破壊的な大地震や風その他、来襲の頻度の多い中規模のものについて、変形をどの程度にとどめるかは構造設計の大きい目標の一つとなる。このことがその建物の強さの評価につながるからである。

特に階高の高い層があったり、大スパンがある超高層建築では、この変形量は大きい問題となる。このような建築で変形を抑制するには、剛性の大きい壁状の垂直・水平部材をバランス良く配置できる建築計画が効果的である。

元来、鉄筋コンクリート（又は鉄骨鉄筋コンクリート）造構造で耐震要素として耐力壁を用いる構造は有効な耐震構造であった。

しかし、高層となるにつれ耐力壁が細長いプロポーションとなり、引抜き力や変形の面で問題がでてくる。これを解決するためには耐力壁の片持梁の変形を拘束するフレームを組んだり、耐力壁同志を繋ぐ梁（境界梁）を設ける等の構造設計が発達した。

壁で大架構を組む手法を超高層で用いたのは静岡県新庁舎である。

この建物ではこの構法を用いることにより耐力壁の効果が超高層建築でも発揮でき、大きいスパンに拘わらず鉄筋コンクリートラーメンに極く少量の鉄骨を混入した鉄骨鉄筋コンクリート造建築の超高層建築が実現した。

更にポーラ五反田ビルや、中野サンブラザに於いて、大スパンの梁上に陸立ち柱が立つ構造を経て日本電気本社ビルに見られる本格組的スーパーフレーム構造へと発展した。

又ビルとビルを平面的につなぐ構法も日本IBM本社ビルから新宿NSビルへと発展してきた。

このように単純なラーメンが高く積み重なっているだけでなく、剛性が上下で急変したり、小架構と大架構の複合構造となる構造体について、耐震性を検討する事は種々難しい点が多い。

特に動的解析においては、そのモデル化が1本の串型モデルから並列の串型モデルへ、更に立体解析によるねじれを含めた動的解析が可能となって来た。

更に構造部材の力学特性も応力と変形がリニアなモデルからこの力学特性が多くの実験により妥当性が立証されたバイリニア・トリリニアモデルとして解析することが出来るようになったことが複雑な構造体を実現させる上で大いに寄与している。

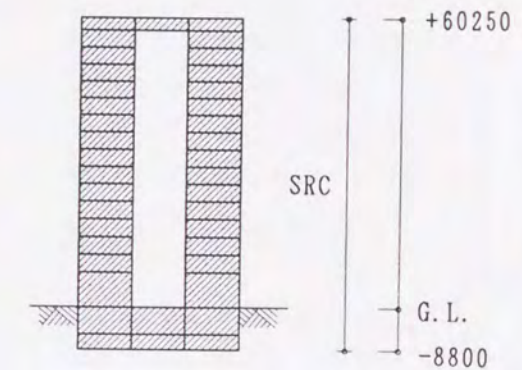


図 2-4 静岡県新庁舎妻側軸

2. 3 工期の長期化への対応

これまでに述べたように、建築物の設計用地震力に関する研究が進むと共に、耐震設計上の応力も大幅に見直されるようになった。

また、建物の軽量化への試みも積み重ねられ、1950年代までの鉄骨鉄筋コンクリート造建築より単位面積当たりの重量は小さくなった（約1/2）。

一方、高層建築物の耐震設計の研究が進み、構造材の靱性が重要な要素となることが判って来た。この点で構造材として鉄骨が有利であり、また同時に日本の鉄鋼業の発展により鉄骨造と鉄骨鉄筋コンクリート造の建築費の差は縮まって来た。

このような状況の下で、超高層建築は日本では鉄骨造建築が圧倒的に多くなった。何よりも先ず建物を軽くすること、次いで高層化に伴う工期の増を抑えるために現場工数を減らす上でも鉄骨柱梁とデッキプレート工法は効果的であった。更に壁についても軽量化、工場製作化が推し進められた。この内、柱梁を除くと床は軽量化、工期短縮化のためには極めて重要な部材である。これを軽量化、工場製作化を徹底したのが筆者の設計した新宿住友ビルの床工法（図2-5）である。この工法を用いることにより、日本における超高層建築として単位床面積当たり重量が最も軽い建築が実現し、且つ施工上の利点も多く、更に将来の設備変更工事をやり易いものとすることができた。

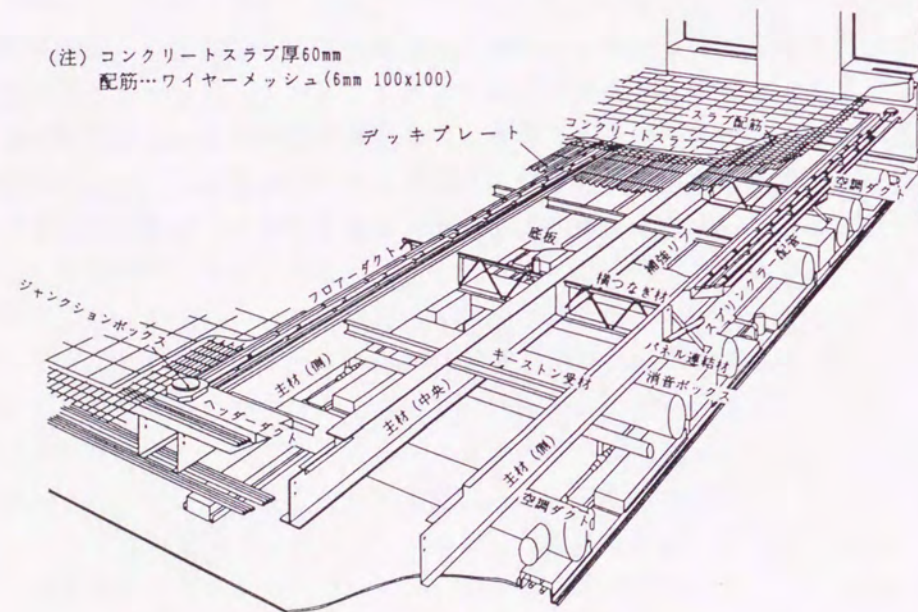


図2-5 プリファブ鉄骨床工法（新宿住友ビル）の図

第3章

空間構成における基本的問題点

第3章 空間構成における基本的構造形態

構造計画の最大のポイントは、全体のバランス（平面・断面）をどの様に確保するかということである。このことは、必ずしも建物が整形でなければならないという訳ではない。超高層建築の計画上の趨勢は前にみた通りで、その形態は、計画面での多様性・独創性に伴って近年とみに複雑化している。しかしながら、超高層建築の構造計画として空間構成の側面から整理してみると、その基本的な形態は大略3つに分類されると考えられる。

- 1) ほぼ均等な階（又は、部屋）が、立面的に積み重ねられた「均等型ビル」
全階（地上）がオフィスあるいはホテル等、同じ用途の室が集積された建築はこの型となる。

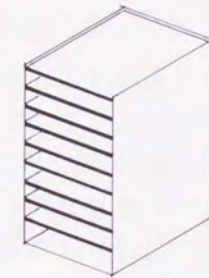


図3-0-1 均等型ビル

- 2) 不均等な階（又は、部屋）や大空間を内包して立体的に積み重ねられた「不均等型ビル」

一つのビルにオフィスとホテルやアパート等が集まった建物や、大きい集会室・スポーツ施設或いは大きい商店等が立体的に積み重ねられた建築はこの型となる。
日本では駅ビルはこの型となる場合が多い。

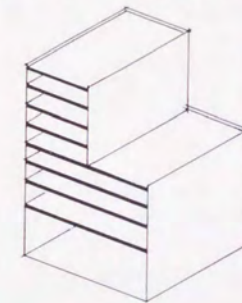


図3-0-2 不均等型ビル

- 3) 「均等型ビル」の幾つかを、平面的・立体的に相互に組み合わせた「組立型ビル」

建物の大規模化に伴い、また幾つかのビルを合わせて共有の空間を設けて共同空間を人工的にコントロールすることにより新しいビル内の街造りをする計画が多くなってきた。

このような場合はこの型となる。

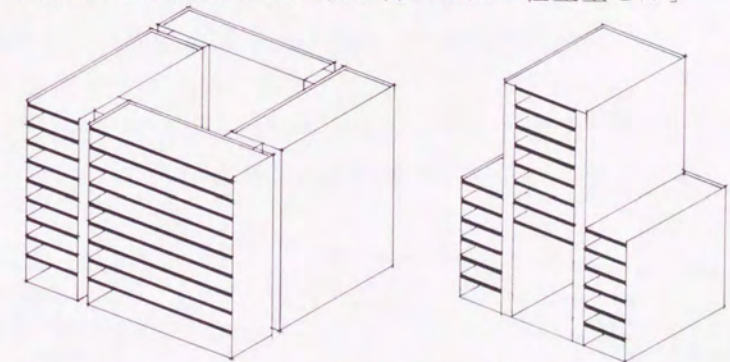


図3-0-3 組立型ビル

この中でも「均等型ビル」が基本であるが、構造力学上はこれを曲げ変形やせん断変形を少なくするために工夫してゆく過程において、「不均等型ビル」や「組立型ビル」が空間構成として生まれて来たと言える。

この章では、これら3つの形態についての計画的な関わりと構造的考え方について述べる。

3. 1 「均等型ビル」

空間構成からみる場合、ほぼ均等な階（又は、部屋）が、立面的に積み重ねられているものを「均等型ビル」と考えてみる。

この空間構成は、特に超高層のオフィスビルについては、もっとも標準的なものである。すなわち、柱・梁の部材寸法を一定にしやすい事から、仕上材も同一寸法になり、施工面で容易となり、工期的・経済的メリットが生まれる。

計画上のポイントは、エレベーター・階段・便所等が集まるコアプランである。構造計画としては、通常の場合、このコア部分に耐震要素としての耐力壁・ブレースを配したハードなものとする事から、基本的な架構計画を考えていく。

この形態の典型的なものは、霞ヶ関ビルなど実例の最も多い連層耐震壁（壁又はブレース）付ラーメン構造である。

耐力壁は、高さが高くなると曲げ変形が卓越し、せん断力を十分に負担できないという欠点がある。

超高層建築の場合、応力もさることながら、いかに変形を抑えるかが、構造計画のポイントといえる。図3-1-1は、いくつかのモデルに対して同じ外力をかけた場合の最上部の変形の割合（①を1.0）を示している。

①は純ラーメン架構であり、中間階で最も層間変形の大きくなるせん断変形の特徴を示している。

スレンダーな独立耐震壁に力をかけると、上に行くほど層間変形が大きい曲げ変形となるが、これを②・③のように、ラーメン架構の中に組込むことによって、曲げ変形を抑えることができる。③は、②より境界梁の剛性を高めたもので、その効果のほどを見ることができる。④は、①の中柱の剛性を上げたものである。

⑤・⑥は、ある階に一列壁を入れたもので、これも曲げ変形低減には効果がある。⑤は、ハットストラクチャー（実例：安田海上火災ビル）、⑥はクロスストラクチャー（実例：大阪大林ビル）とも呼ばれるものである。⑧は、3. 3で述べるがスーパーストラクチャーと呼ぶ大架構形式の構造である。

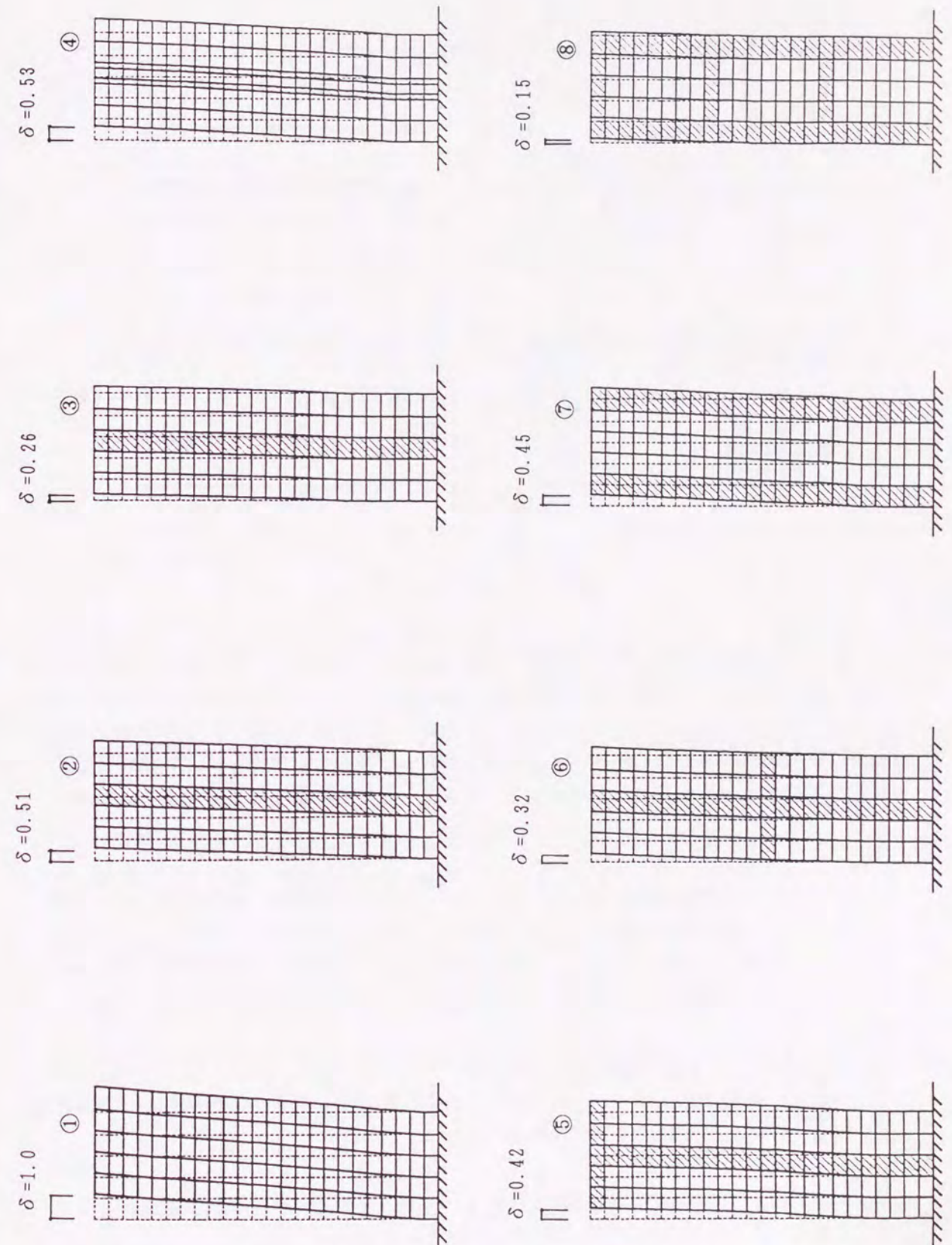


図3-1-1 壁配置によるフレームの変形比較
（純ラーメン架構①の変形を1とする）

このうち、どれを採用するかは判断は、先に述べた計画上のコアプランに関わってくるが、平面的なコアプランとしては、大きく分けると、センターコア・リニアコア・サイドコア・分散コアの4つが基本になっている。

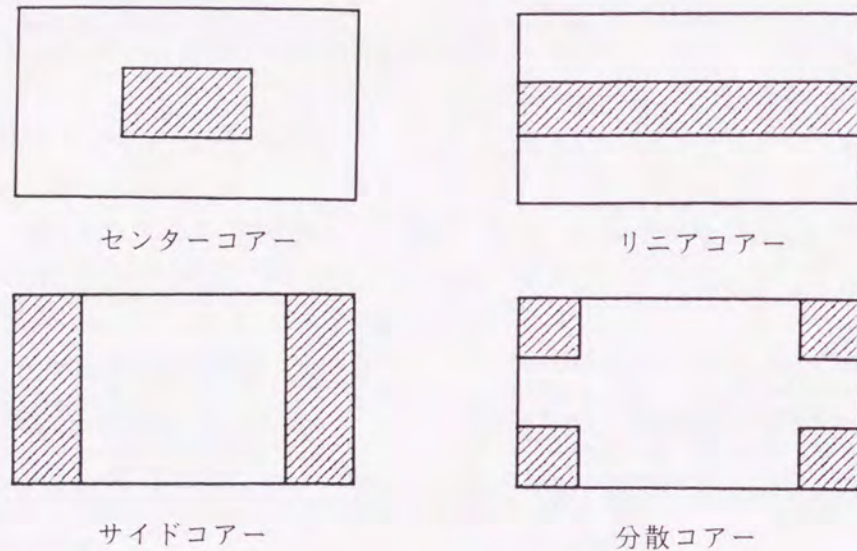


図 3-1-2 コアプラン

コアに耐震要素を集中させる場合、問題となるのは、出入口や設備とのとりあいもさることながら、コア部は床開口が多くなることである。特に近年のインテリジェントビルと称されるものについては、上下方向の配管用穴やエレベーター穴と隣り合って、床開口が飛躍的に増加しており、床から壁への力の伝達が十分確保しにくい場合も生じる。この場合は、ハードなコアからソフトなコアへと構造計画の視点を変える必要がある。

一方、アメリカで主流であるベアリングウォール形式の架構も、耐震要素として有効である。これを建物外周に配して、閉じたチューブを形成するチューブ構造（2重・3重のチューブ構造も考えられる）は、剛性の高いラーメン架構の形成が可能な場合においては、特にせん断剛性だけでなく、曲げ剛性・せん断剛性・捩れ剛性に対しても有利なものとなる。

また、コアでは、出入口や設備開口等があり壁やブレースがとりにくいことが多い。その場合は、剛性の高いラーメン架構の形成をとり耐力壁やブレースをなくし、平面計画や設備計画の自由度を増すことができる。

第4章では、サイドコアによる計画と純ラーメンの中、チューブ構造の場合による計画の実例を示し、平面形と構造計画の考え方について述べる。

3.2 「不均等型ビル」

空間構成の面からみる場合、不均等な階（又は部屋）が立体的に積み重ねているものを「不均等型ビル」と考えてみる。

この空間構成は、単一の機能の空間ではなく、複合機能の空間を有する場合に生れてくるものであり、複雑ではあるがより豊かな空間演出といえる。近年建築計画において、よく取り入れられる足もと廻りの「にぎわい」として、非常に階高の高い吹抜け空間を採用する事があるが、これもこの分類に入れる事ができよう。

また、用途の違う機能が1つのビルに入り込んでくる場合、スパンや階高が当然異なってくる事になる。この様な場合には、特に綿密な構造計画が必要となる。構造上の耐力、剛性を確保するための空間が、建築計画とどこまでうまく整合させうるかが最大のポイントになる。

この様な空間構成の場合構造形態をどこまで単純・明快に出来るかということが問題であろう。建築設計上要求される空間的機能を満足しつつ、安全性能を十分に満足するような構造形態の決定には、多大なエネルギーを費さねばならない。

高層複合建築は通常の一街区を縦に積み上げたようなものであり、そこには幾つかの用途の建物があり、部屋の大小・室内換気・採光・遮音等さまざまな使われ方を要する空間が要求される。構造面でみれば、それぞれの空間構成にふさわしい構造形態があるはずのものを統合しなければならない。その解決策はおのおのの最大公約数的なもので考えるか、おのおのを大括弧でくくってしまうかである。

前者の考え方によれば、たとえば柱とか耐震要素の位置は、すべての空間が許容できる位置にのみ設ける事になる。

後者の考え方によれば、たとえば大架構による数層の人工地盤の上に、おのおの小架構をはめ込んでゆくようなことが考えられる。この場合には、地震時ははめ込まれた小架構が、おのおのの人工地盤で自由に振動するか一体となって振動するかである。

第5章では、足もと廻りをとくに重視した事務所ビルと、複合機能のビルの計画の実例について構造計画の考え方を示す。

3. 3 「組立型ビル」

空間構成の面からみる場合、基本的に「均等型ビル」からなる一つのブロック形態を、更に相互に平面的・立体的に組み合わせたものを「組立型ビル」と考える。「不均等型ビル」は、均等型ビルを積み重ねる空間構成であるが、「組立型ビル」は、均等型ビルを平面と立面の両方向での空間構成に展開したものであり、より高度な空間構成と言える。

この特徴は、空間的・構造的にも一つのブロックの形態は、それ自体では必ずしも完結したものとはなりえない場合でも、それを複数組み合わせる事により全体形成が成立するというものであり、よりバラエティに富む豊かな空間演出が出来る点にある。

この構成において重要な事は、地震時応力は平面方向において水平力の移動が大きくなる傾向にあり、特に床面の剛性が設備シャフトや建築の縦動線の開口によって支障が生じない様に平面計画をする点にある。

立面的な構成形式では「不均等型ビル」の中で若干ふれたが、人工地盤的な構造形態である大架構形式の一つであるスーパーストラクチャーが多く採用される。このスーパーストラクチャーの特徴を述べると以下の様になる

スーパーストラクチャーは、大型柱・大型梁を主要架構とした大架構の構造形式であるが、これを建物の一部ではなく全体に採用して完結した構成のものを総称する。図3-3-1に各種架構の略軸組を示す。

- 1) 立面的には、大型柱・大型梁により構成される。
- 2) 大型柱・大型梁の配置により、図①～⑥に見られる架構を形成する。閉じた大型ラーメン架構の例としては、同図①～③の口の字・日の字・目の字架構がある。この呼称は、架構形態を適切に表しているのによく使用される言葉である。

④～⑥のように中央部のみに大型柱がある場合は、大型梁は外側柱で上下方向の変形を拘束され、いわゆるハットストラクチャーとなる。(3-1参照)

- 3) 大型柱は、1 スパン分の成を持つ部材であり、(普通の柱2本+そのスパン内のウェブ)より構成される。
大型梁は、1層分の成を持つ部材であり、(普通の梁上下2本+その面内のウェブ)より構成される。
ウェブは、RC壁・鋼板壁・鉄骨ブレースなどであり、両側の柱・梁を一体化して大型部材を構成する。

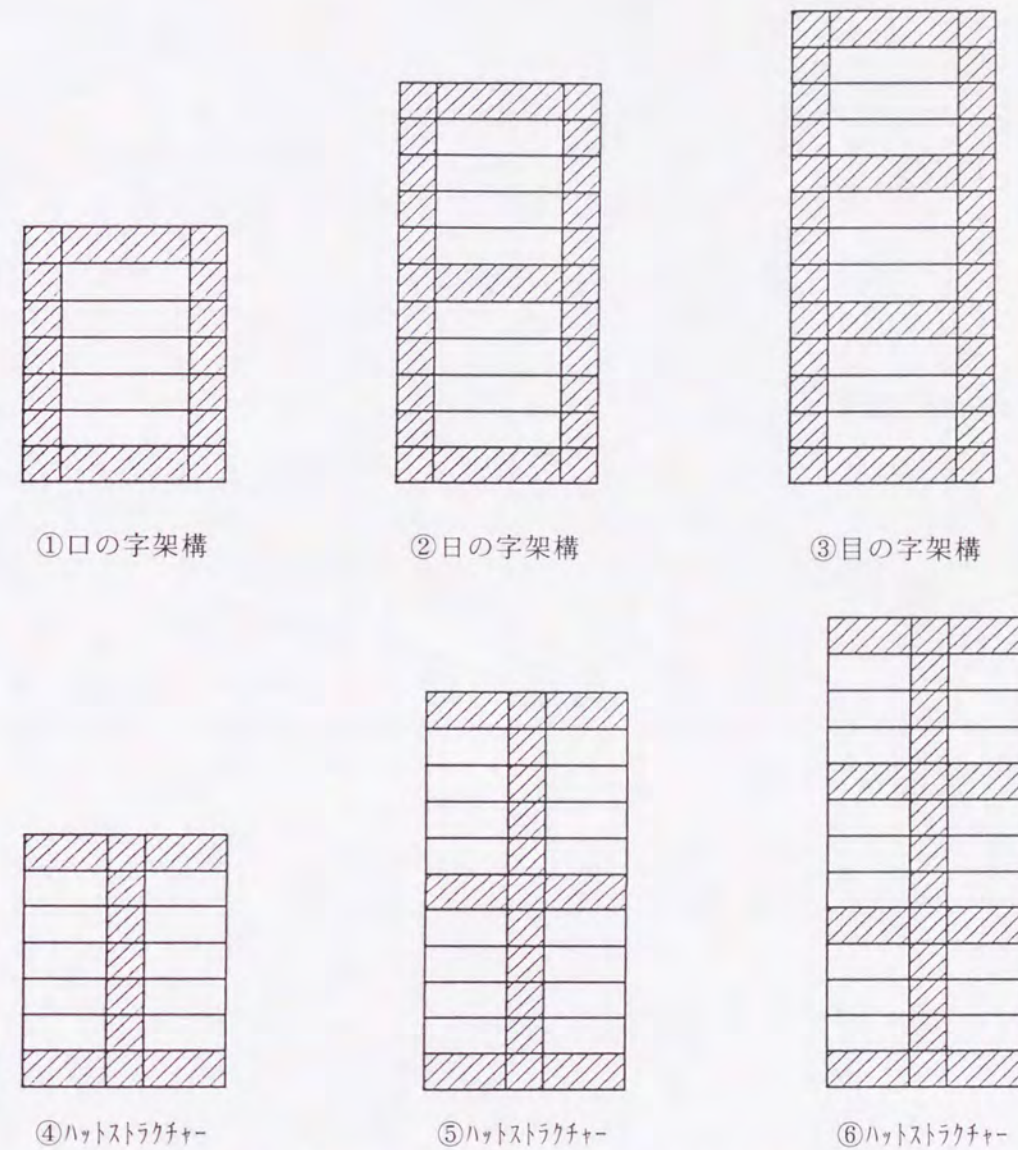


図3-3-1 スーパーストラクチャーの軸組各種形式

- 4) 大型部材は、建物に作用する鉛直荷重および水平荷重(地震力)の大部分を受持つよう計画される。
我が国では、地震荷重が大きいため水平荷重のみに対してスーパーストラクチャーを計画することも多い。
- 5) 大型部材には必然的に力が集中することとなり、使用される構造部材断面も大きくなりがちである。
このため、集中した力の流れの詳細な検討を行なうと共に、使用材料・接合部などの納り・鉄骨部材の建方などの施工性を慎重に検討することが必要である。
また、大きな鉛直荷重がスーパーストラクチャー基礎に集中するので、基礎・地業計画にはこの点を配慮した設計が必要となる。

スーパーストラクチャーを採用する場合の建築的な問題としては、以下の諸点が挙げられる。

- 1) 平面的には、大型柱を何処に配置するかが問題となる。
特にウェブ要素は、壁やブレースとなるので、人や設備ダクトの出入りに制限を与える。通常は、コア部分を利用して大型柱が設けられることが多い。
- 2) 立面的には、大型梁の配置が問題となる。1層分に相当する大型梁の中を建築的に利用しないとすると、空間的な無駄も多くなり工事費にも影響する。大型梁の中を利用するためには、外壁部分のみに配置するか、設備機械室・電算機室・大会議室などの特殊用途部分をこれに充てることになる。
- 3) 主として上記2)の理由から、スーパーストラクチャー構造は、例えば本社ビルなどの特殊用途スペースが十分ある建物において計画されることが多い。最近の超高層建物では、中間機械室を設けることが少ないため、設備機械室を利用した中間トラス階を計画することは難しい。
- 4) スーパーストラクチャーには、地上部と対応した地下部分の大型梁が必要である。地下に壁を設けることは比較的容易であるが、駐車場の車路計画や設備開位置などが制約を受ける。

第6章では、2つのL形平面の高層ビルを平面的に組み建てたものと、スーパーストラクチャー構造による実例について構造計画の考え方を示す。

第4章

「均等型ビル」建物の構造計画

第4章 「均等型ビル」建物の構造計画

4.1 サイドコア構成

4.1.1 建物概要と建築計画

(建物概要)

名 称	日本IBM本社ビル
階 数	地上22階・地下2階
高 さ	87.5m
構 造	地上：鉄骨造 地下：鉄骨鉄筋コンクリートおよび鉄筋コンクリート造

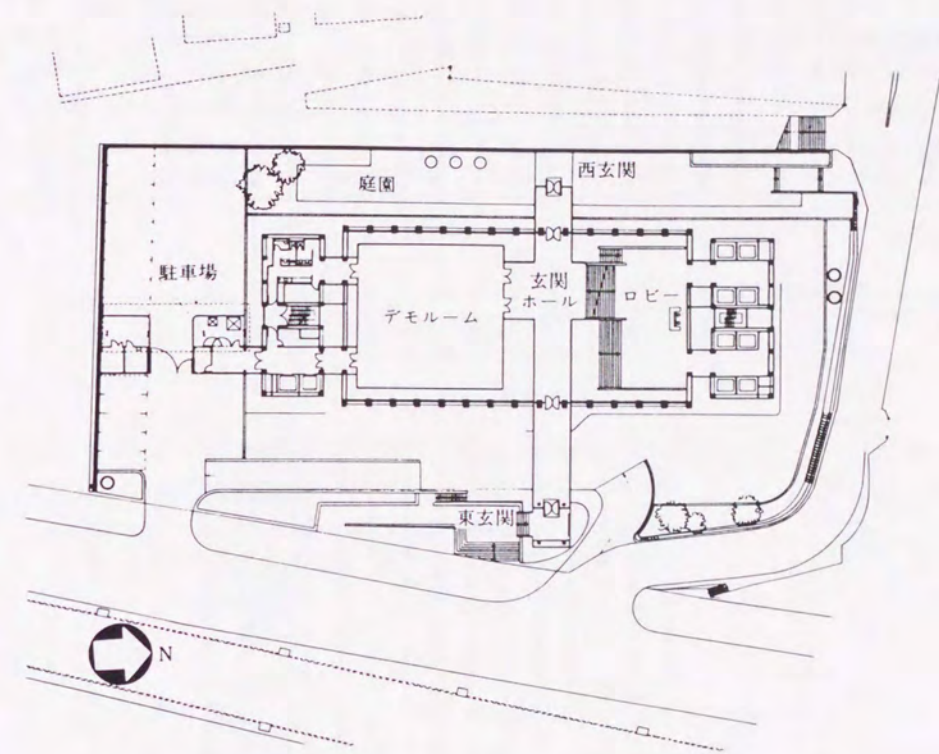
(建築計画)

日本にもいわゆる超高層ビルが次々と建てられはじめ、建築界も新しい時代へ移行してきた時代の建物であるが、この日本IBM本社ビルは其中にあっていくつかの特徴を持っている。

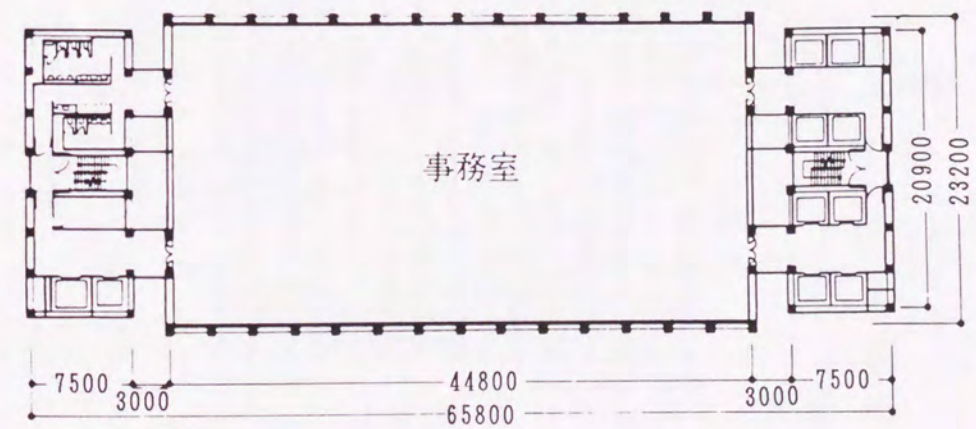
まず平面計画として、建物の両端にエレベーター、階段、機械室、便所などを収めたサービス部分（コア）を配し、中央部は各階1000㎡に及ぶ柱のないワン・ルームの事務室としている。

従来の高層ビルは、その大部分が周囲に事務室を置いて中央部にコアをもついわゆるセンター・コアの設備をとっている。このビルでは、両端にコアを配することにより基本的に2方向避難を成り立たせて防災に万全を期するとともに、事務室をワン・ルームとすることによって最もフレキシビリティの高いオフィス・レイアウトを可能にしている。

この柱のない1000㎡のワン・ルームの事務室は、23.2mという高層ビルとしては当時類のない大スパンの採用と、外周面をベアリング・ウォールとした外殻構造とすることにより可能となった。

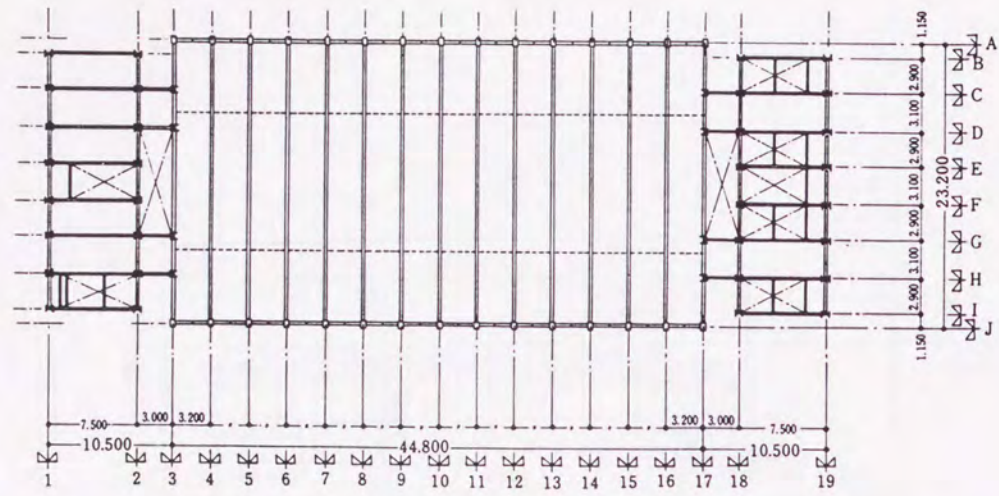


[1階平面図]

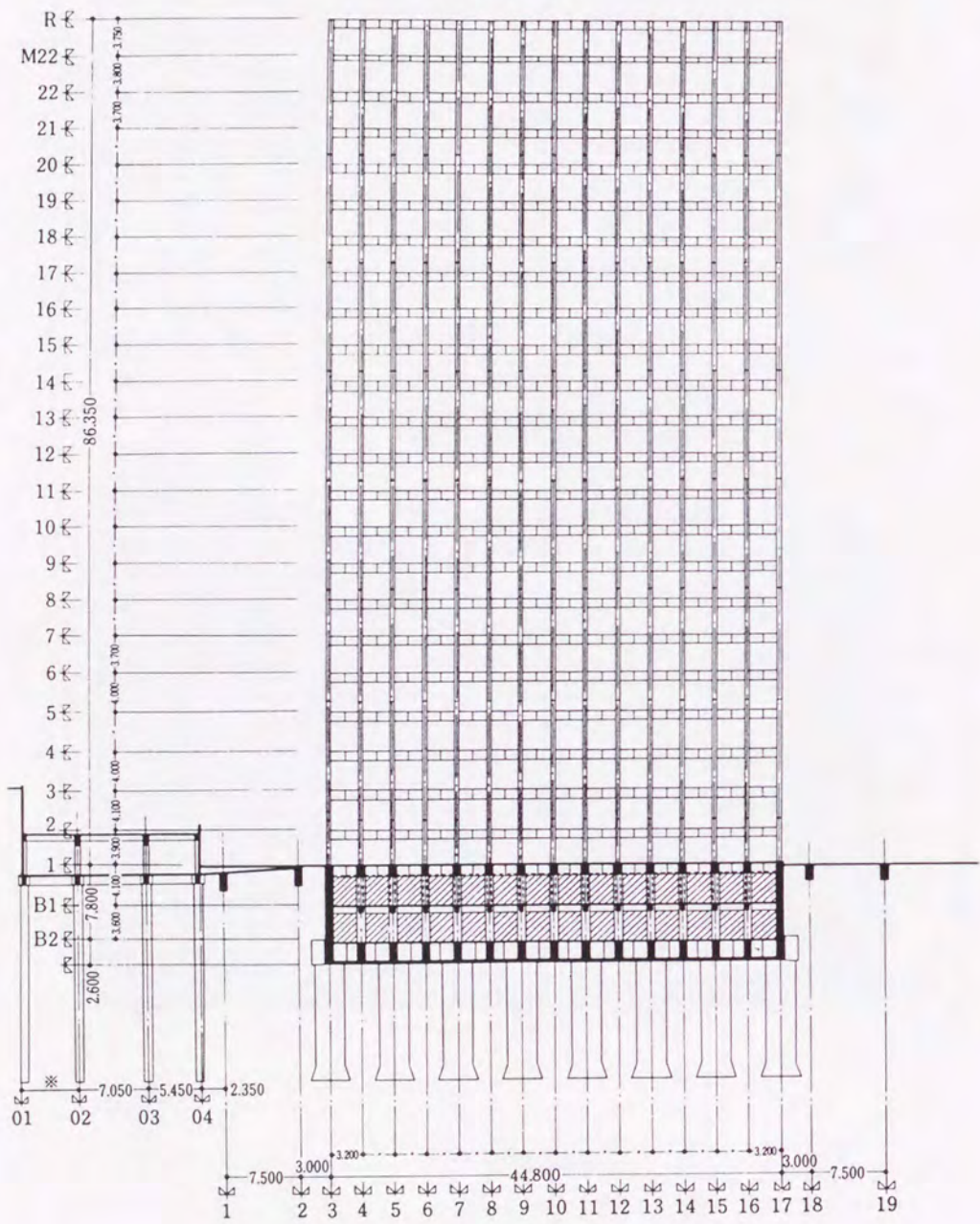


[基準階平面図]

図4-1-1 日本IBM本社ビル 平面図

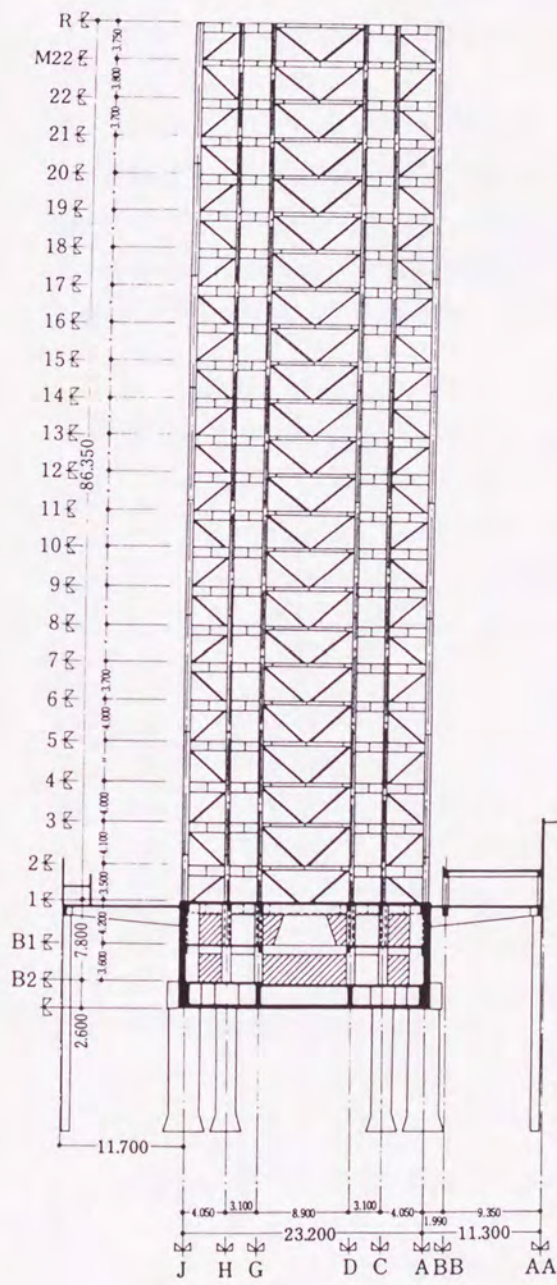


[基準階伏図]

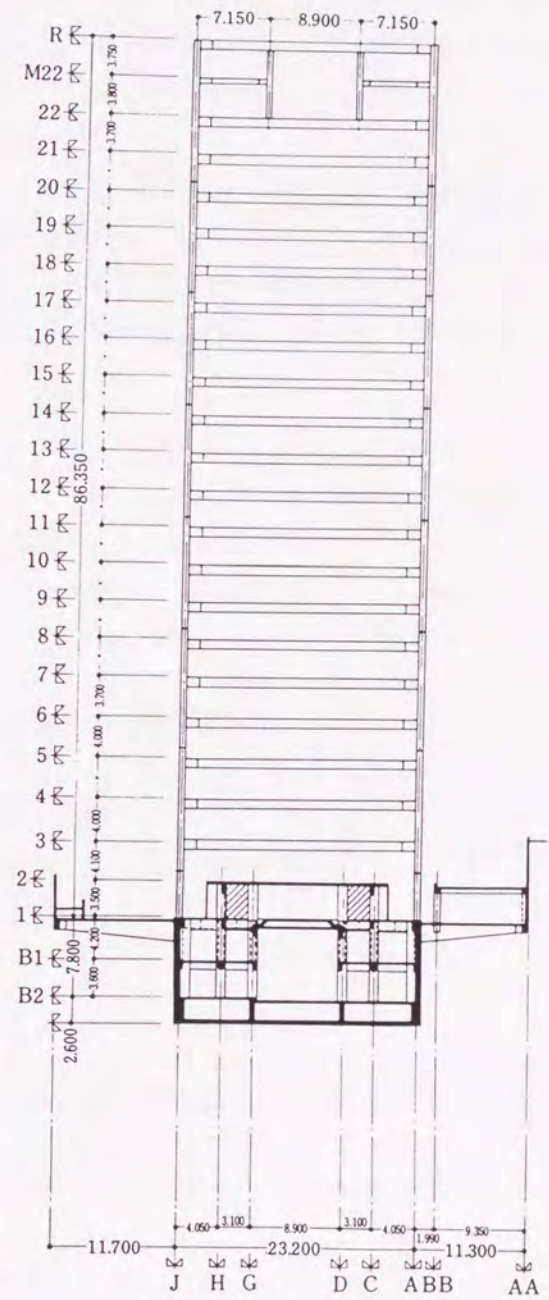


[A通軸組図]

図4-1-2 日本IBM本社ビル 伏図・軸組図



[3通り軸組図]



[4通り軸組図]

図4-1-3 日本IBM本社ビル 軸組図

4. 1. 2 設計条件

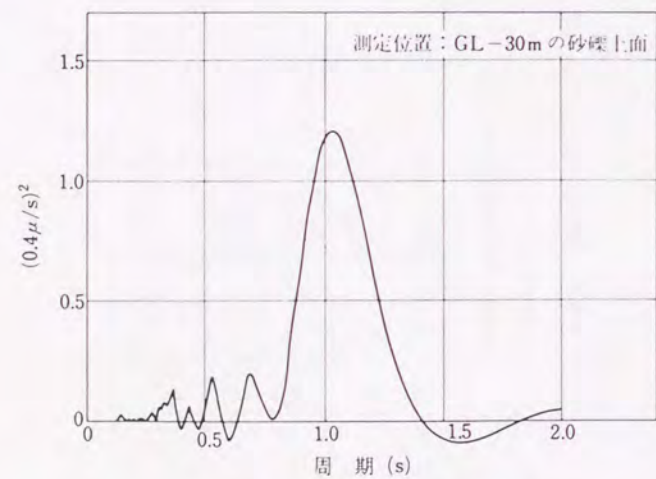
(1) 環境、用途、機能、表現

この敷地は、溜池と六本木の中間の高速道路の分岐点の近くで、商業地域に指定されている。敷地は東側が高速道路に面し、南北に細長い形状をしている。

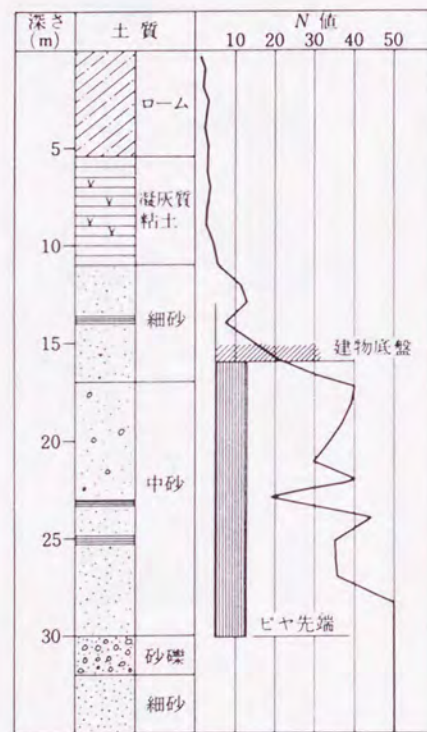
この建物は日本IBM社の新社屋となるものなので、「時代の先端を行くその企業のイメージを代表するものでなければならない、それは高度に機能的であり、前向きであり、かつ経済的でなくてはならない。」という設計条件を設定した。

(2) 地盤

この敷地は、淀橋台と通称される洪積台地上に位置し、地盤構成は上位より関東ローム層、渋谷粘土層、上部東京層、東京礫層の層順となっている。敷地内でこれらの層の傾斜はみられない。建物の支持地盤と考えられる東京礫層上での常時微動の振動特性は1秒前後の周期が卓越している。地盤調査の結果のうち代表的なものを図4-1-4に示した。



(a) 常時微動の周期特性



(b) 土質柱状図

図4-1-4 地盤概要

4. 1. 3 設計条件への適合

(1) 環境、用途、機能、表現に対する適合

敷地が南北に細長であるため、建物の平面形状は斜線制限いっぱいの高さに建てる場合は南北に細長の形状にならざるを得ない。また、災害時の避難を考えれば、少なくとも両方向へ逃げることができなければ、実際上の避難は不可能の場合がある。これはこの建物において両端コアを採用とした大きな要因となった。かりに南北に細長の平面でセンターにコアともってくると、コアの両サイドに奥行きが浅い、利用価値の少ない部分が生ずる。したがって、両端にコアを配し、さらに事務室部分とコア部分とをその機能上の違いを明確にするために平面的に分離した形態とした。

このため、構造的にはそれぞれが独立した架構であり、かつ相互の連結部分に生じる応力や変形が過大にならないよう考慮しなければならなかった。それは、それぞれの振動性状が似ているように架構の剛性設計を行うと同時に、ねじれに対して有利なように外殻にベアリングウォールを設け、この特殊な平面形に対処した。

また、1000㎡の柱なしのワン・ルームというフレキシビリティの高い空間を作るために、事務室部分の東西面に3.2m間隔に柱を配置したラーメン架構によるベアリングウォールを形成し、柱はスパン方向の長期モーメントを処理すると同時に、桁行方向のベアリングウォールとして有効に働くようボックス柱を使用した。

23.2mの大スパンにもかかわらず階高3.7mのなかでおさめることは、居住性（床振動）と経済性を同時に満足する設計はむつかしく、骨組の設計をする上での一つの問題点であった。

スパン方向の地震力は、妻面のブレース架構が50%程度負担するので、応力は比較的少ないが、架構剛性および床たわみを適切にするための剛性が必要となる。したがってRCスラブと鉄骨梁との合成梁とし、上弦材より大きい断面の下弦材をもつハニカム梁とし、合成梁をより有効ならしめる断面形とした。床重量は軽量化および鉄骨梁との合成効果を充分とするために、12cmの人工軽量コンクリートを頭付スタッドをもつ鉄骨梁へ直接打設した。

(2) 地盤に対する適合

地下2階の底盤の設備レベルは、支持地盤の東京礫層より14m浅い位置にあるため、この区間に大口径（直径2mまたは3m）の深礎工法によるピヤを設けた。

高層部の柱の直下は地下外壁であるため、柱2本に対して1本の深礎で受けるようにした。

地震時の転倒に対しても、柱軸力が建物外周に集められているため、転倒にきわめて有利であり、基礎に浮き上がりが生じることのない結果となった。

地盤の振動特性として固有周期の卓越しているのが1秒前後であることに対しては、建物の固有周期が2.2秒であるので、地盤の動きと建家のそれは共振することはないと考えられる。

4. 1. 4 構造概要

(1) 地業および基礎

高層棟を支持するものとしては、深礎工法によるピヤ（長期許容耐力150 t/m²）周辺部ではアースドリル杭（直径900mm、長期許容耐力160 t/本）である。

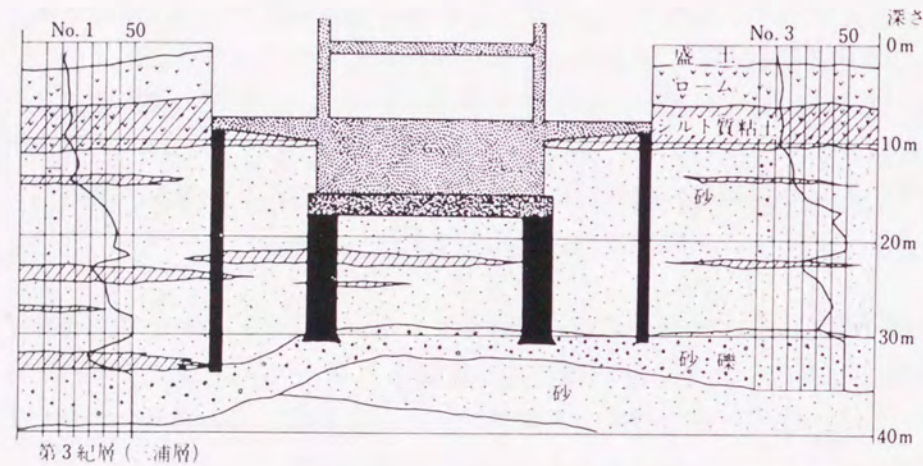


図4-1-5 地層断面と建物基礎

(2) 構造躯体の種類と形式

[高層部分]

柱	溶接ボックス形およびロールH形鋼による鉄骨造
梁	ロールH、ハニカムH、溶接H形鋼による鉄骨造
床	現場打ち人工軽量鉄筋コンクリート造
ブレース	鋼管
間仕切	ALC板
外壁	カーテンウォール（プレキャストコンクリート）

[地下部分・低層部分]

柱	鉄骨鉄筋コンクリートまたは鉄筋コンクリート造
梁	鉄骨鉄筋コンクリートまたは鉄筋コンクリート造
耐力壁	鉄筋コンクリート造
床	鉄筋コンクリート造
基礎	深礎またはアースドリル杭

(3) 部材断面と仕口の形式

高層部主材の断面リストを図4-1-6に示す。ボックス柱と梁との仕口は、図4-1-7に示すように、スパン方向については梁フランジ貫通形式、桁行方向については柱フランジ貫通形式とした。コア部分その他に使用されているH形柱と梁との接合は標準的な工場溶接の仕口である。

事務室部分の外柱は、長スパンの大梁を受けると同時にそれと直交方向にベアリングウォールを構成しているので、X・Y両軸に対して適切な剛性と強度を必要とした。

柱の断面形状の決定にあたっては図4-1-8のような3種類の案について、それぞれの柱の断面性能に応じた梁を想定し、必要とする架構剛性を同程度に満足するという条件のもとで経済性の比較を行った。鋼材量・加工費・現場接合などについて総合的に判断して、ボックス柱を採用した。

(4) 部材の接合部

柱 現場 接合：接合部は3階ごとに床上1mの高さに設け、ボックス柱は全周現場溶接とし、H形鋼柱はウェブを高力ボルト締め、フランジを現場溶接とした。

梁 現場 接合：ウェブ、フランジとも高力ボルト締めとした。

ス ラ ブ：鉄骨梁上面に直接コンクリートスラブを打設している。シャコネクターとして、頭付スタッドを溶植し、鉄骨梁と鉄筋コンクリートスラブとの合成梁として働くに充分な一体性をもたせた。

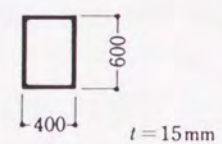
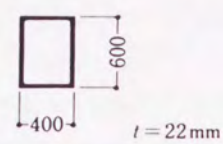
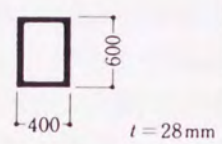
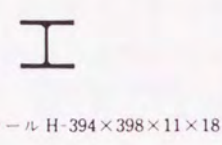
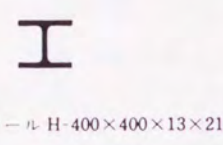

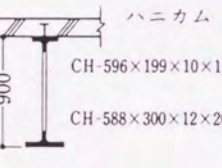
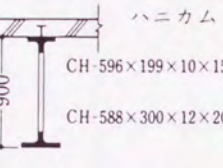
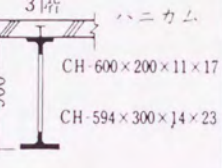
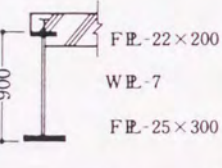
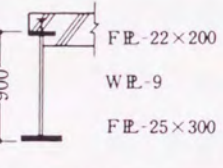
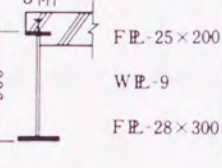
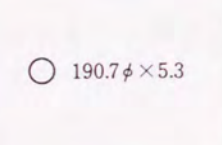
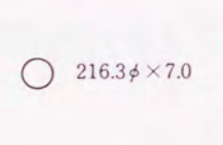
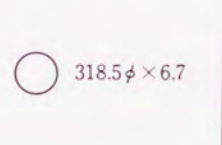
		20階	10階	1階
柱	事務室部分	 $t=15\text{mm}$	 $t=22\text{mm}$	 $t=28\text{mm}$
	コア部	 ロール H-394×398×11×18	 ロール H-400×400×13×21	 ロール H-414×405×18×28
梁 (中央部)	スパン方向	 ハニカム CH-596×199×10×15 CH-588×300×12×20	 ハニカム CH-596×199×10×15 CH-588×300×12×20	 ハニカム CH-600×200×11×17 CH-594×300×14×23
	桁行方向	 FE-22×200 WE-7 FE-25×300	 FE-22×200 WE-9 FE-25×300	 FE-25×200 WE-9 FE-28×300
ブレース	事務室部分	 $190.7\phi \times 5.3$	 $216.3\phi \times 7.0$	 $318.5\phi \times 6.7$

図 4-1-6 高層部主材リスト

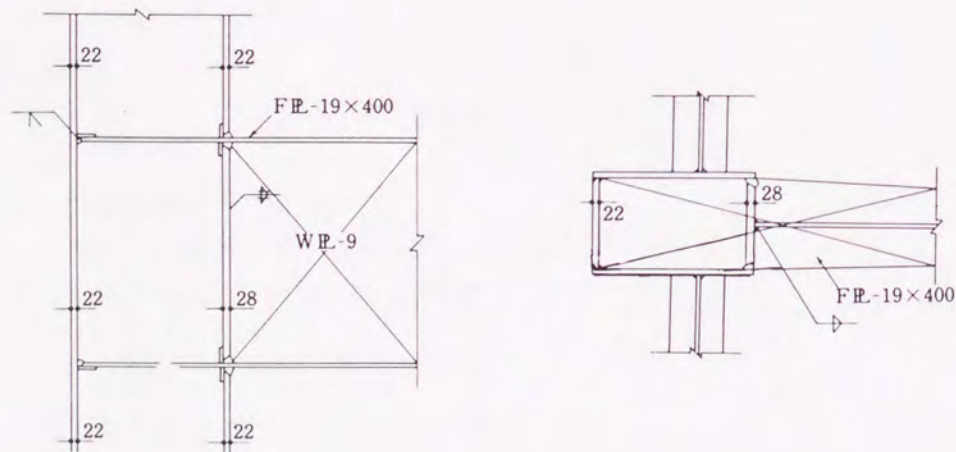


図 4-1-7 ボックス柱の仕口詳細

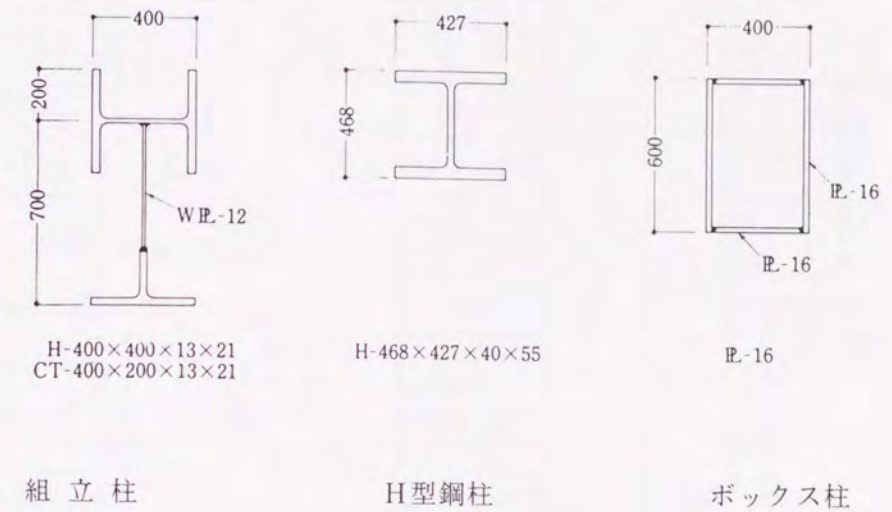
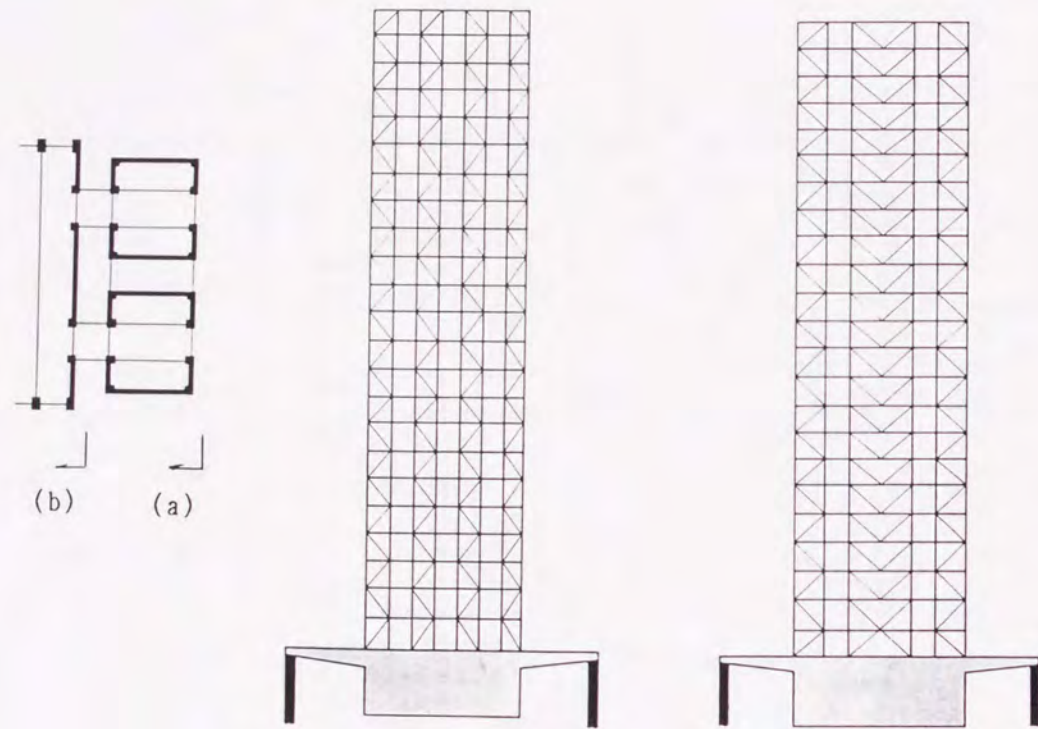


図 4-1-8 柱断面

(5) 耐力壁

高層ビルの設計では、耐力設計と同時に剛性設計を併行して行わねばならず、両者をともに満足せしめねばならない。すでいくつかの高層ビルが日本に出現していたが、純鉄骨造の高層ビルはその条件を満たすべく、耐力壁には種類の工夫が施してある。いずれも剛性は比較的少ないが、耐力的には強いと同時に弾性時・塑性時において変形能を有するもので、たとえばスリット入りRC壁、PC鋼棒を用いたブレース壁、仕口変形を考慮したPC壁などが使用されている。

耐力壁の性能は、部材そのものの特性ばかりでなく、その配置および境界条件で大きく左右される。本設計では、十分な耐力と適切な剛性および変形能を満足させるために、耐力壁のスパンを短くし、耐力壁相互を短い境界梁で連結することにより、個々の耐力壁が曲げ変形を生じ、境界梁の曲げ戻し効果によって、架構全体としてせん断的な変形、すなわちラーメン架構的な性状を持たせることにした。このことにより変形能を有すると同時に上層部で曲げ変形が大きくなりすぎることなく、適切な剛性を得ることができた。したがって耐力壁としてはその配置・境界効果によって、求める性能を満たすことができ、耐力壁自体の構成は座屈に対しても有利な鋼管ブレースとした。図4-1-9にブレース架構の軸組図を示す。材質はSTK490およびSTK400であり、従来構造物に使用されてきたブレース構造となんら変わらない。終局的な変形能に対しても鉄骨ブレースは1/100以上の変形は許容できるし、施工に当たっても特殊な配慮をする必要がないため、鋼管の性能を十分に生かした経済的な耐力壁といえる。



(a)コア部のブレース架構 (b)事務室部分のブレース架構

図4-1-9 ブレース架構

4. 1. 5 構造計画：設計上の問題点

(1) 三架構の連成振動

ワン・ルームの事務室部分とその両端にサービスコアを配する平面計画において、構造的にこの三つの架構をいかに連結するかがこの計画の中での最難問であった。

在来の高層建物の設計では、建物の上下連結を考慮して、地震時の振動性状を把握し、耐震設計を行えば良かったが、本設計においては、上下連結と同時に三つの架構を水平方向にも連結して、構造体を解析しなくてはならなかった。しかし、振動性状の異なる架構を連結したのでは、その接合部に過大な応力や変形が生じる。したがって、それぞれの振動特性が似ているように架構の剛性設計を行わなければならなかった。

建物の短辺方向すなわち東西方向の振動にはねじれの傾向が生じやすいので、とくに気をつかわなければならなかった。

事務室部分をワン・ルームとしたため、耐力壁としては両妻にしか設けておらず、振動性状としてはラーメン的性格、すなわちせん断変形的な要素が強くなる。事務室部分の負担せん断力分布を図4-1-10に示す。

一方、コア部は一般的には壁的性格、すなわち曲げ変形の要素が強くなると同時に、エレベーター、階段などにより床開口が多くなり、平面剛性が低下する。したがって耐力要素を集中させず、均一に分散させ、さらに変形をせん断的にするためコの字形のブレース架構を向かい合わせて、それを相互に短い境界梁で連結した。このため事務室部分と振動特性が似かより、連成振動時のせん断力は、それぞれの重量比に応じた値となった。

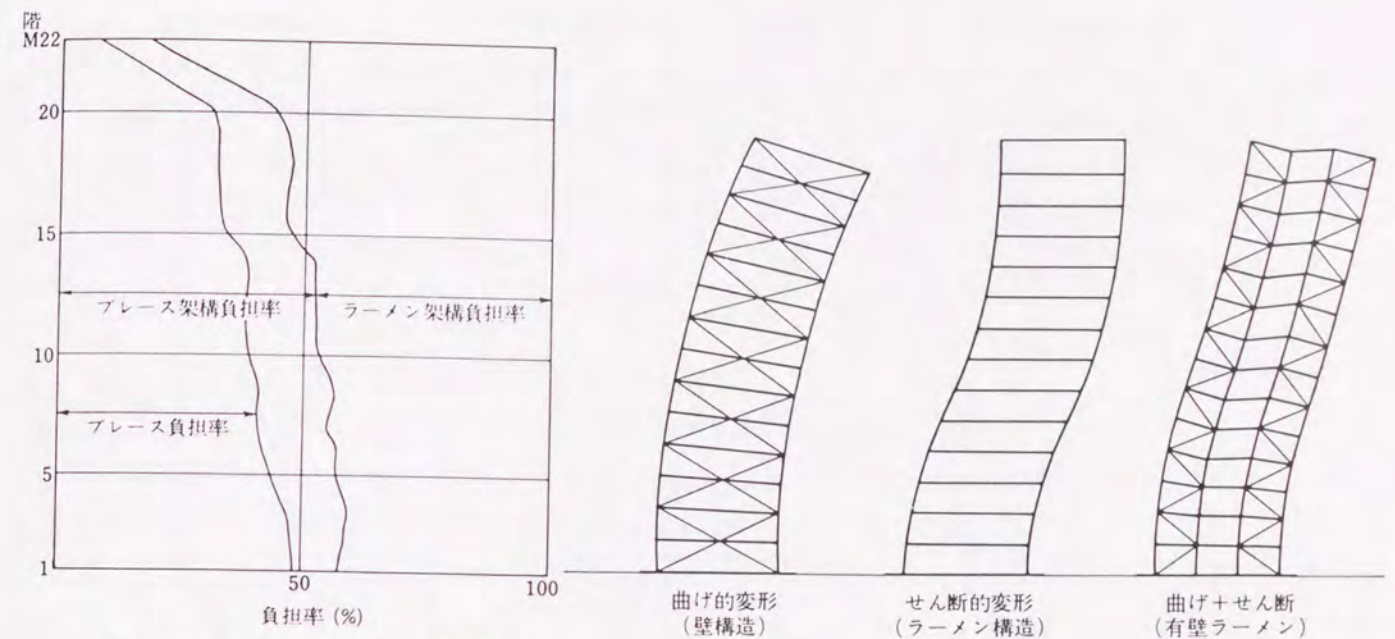


図4-1-10 せん断力負担率

図4-1-11 各架構の変形状態

すなわちせん断力の水平移動がなく、連結部に過大な応力や変形が生じにくい架構特性を作ることができた。同時に隅部ではブレースが直交しているため軸力の集中は直交方向へ分散されるし、ねじれ変形に対しても有利な形状でもある。その結果、事務室部分および南北のコアのそれぞれの振動特性は図4-1-12に示すように設計できた。

以上のような振動特性をもつ架構を図4-1-13のように、事務室部分とコア部分とを連結する床の水平剛性で結び、並列型のモデルに置換して全体の振動特性を求めた。

図4-1-14に、短辺方向すなわち東西方向の自由振動モードを示す。これらの結果からみて、平面のねじれモードは5次以後に現れており、振れの影響があまりないことがわかる。

このような振動特性をもつモデルの基礎に地震波を与え、応答計算を行い、架構相互の相対変位および水平連結材に発生する伝達力を求めた結果、三つの架構を連結したことによる欠点はまったく生じないことが確認された。

振動性状の設計と同時に架構の耐力設計においても、それぞれ架構が独立しても、すなわち連結部が応力を伝達し得なくなった段階でも十分に安全であるように架構に強度をもたせた。この考え方は、かりに設計外力以上の応力が長時間繰り返され、部分的に部材が降伏状態になったとしても、全体のバランスがくずれ、崩壊状態になることのないよう配慮したためである。

南コア固有周期(s)

	X方向	Y方向
1次	2.273	2.293
2次	0.658	0.736
3次	0.342	0.390

事務室部分固有周期(s)

	X方向	Y方向
1次	2.447	2.181
2次	0.846	0.734
3次	0.490	0.407

北コア固有周期(s)

	X方向	Y方向
1次	2.125	2.143
2次	0.603	0.673
3次	0.314	0.359

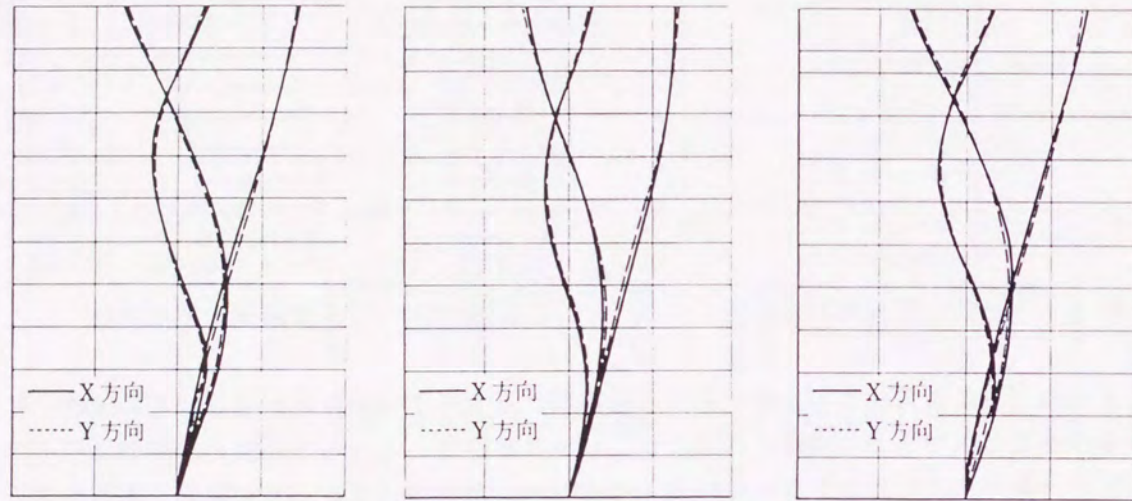


図4-1-12 各架構の曲げせん断型自由振動モード (βu)

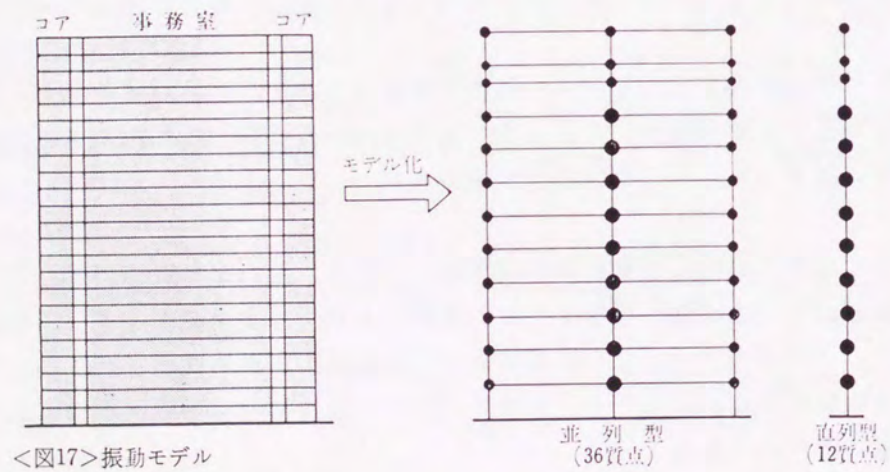
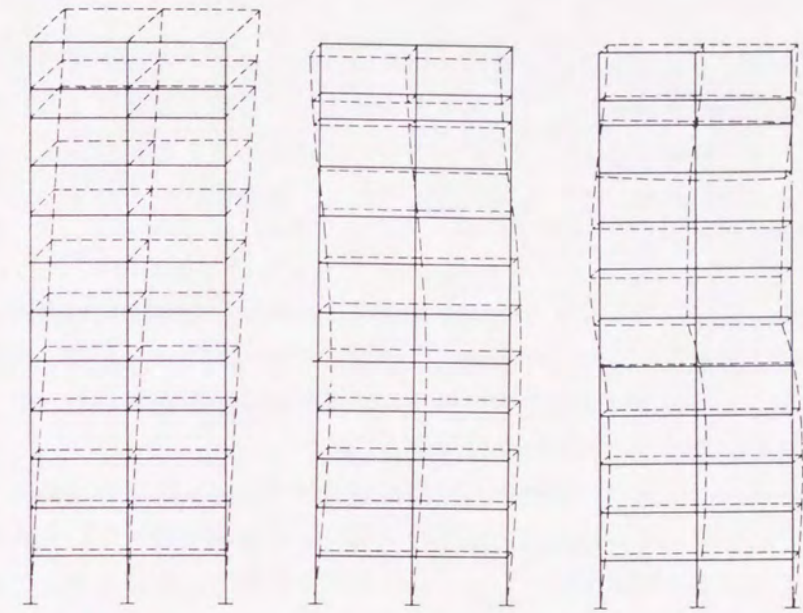


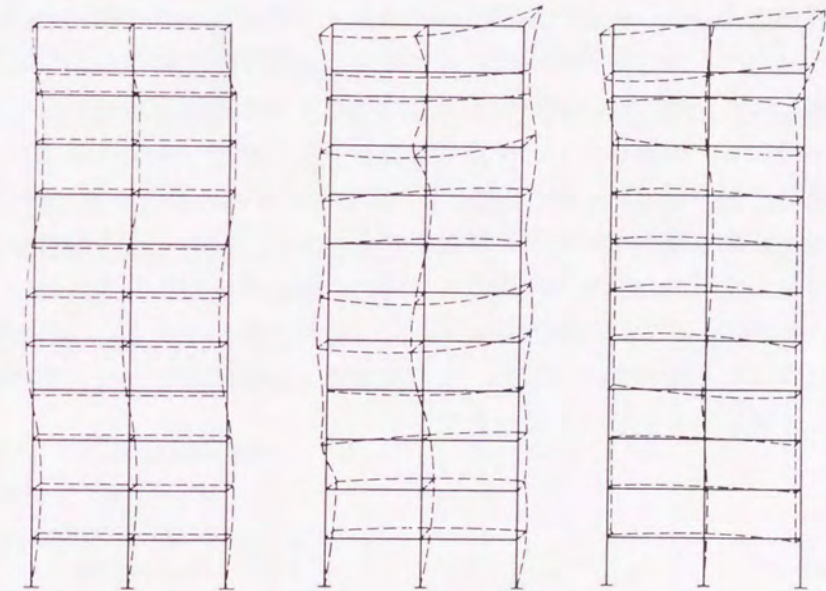
図4-1-13 振動モデル



1次
1T=2.180秒
1 β =1.377

2次
2T=0.723秒
2 β =-0.555

3次
3T=0.391秒
3 β =0.295



4次
4T=0.279秒
4 β =-0.250

5次
5T=0.236秒
5 β =-0.030

6次
6T=0.219秒
6 β =-0.019

図4-1-14 東西方向並列型自由振動モード

(2) 長スパン架構の設計

この建物の1000㎡という事務室面積は、いろいろの意味で今後の高層事務所建設の平面計画の上でひとつの空間モジュールと考えられよう。建築基準法により11階以上の階ではスプリンクラー設備を備えても防火区画なしでゆける最大限のワン・ルームとしての面積は1000㎡までとなり、この面積が計画的にも、設備的にも、ひとつの完結された単位と考えられるからである。

1000㎡におよぶ柱なしのワン・ルームを構成するために、構造的にはいろいろな問題を解決しなければならなかった。地震時の水平力に対処する手段として、東西面のベアリングウォールおよび妻面の耐震壁を設置した。床自身の上下振動に対しては、床版と大梁およびそれを受ける柱でその性能は決定される。

柱については長スパン架構の側柱としての長期曲げモーメントおよび短期曲げモーメントをうけると同時に、それと直交にベアリングウォールを形成しているため、極厚H形鋼やビルトアップ十字形断面などいくつかの形式で試算し、経済性および終局強度上の性能・剛性上の自由度などを勘案し、外面寸法 400×600 のボックス柱を採用した。その断面性能は、長スパンの梁の端部固定度をほぼ完全に満足する剛性を有している。このように大梁の端部条件は完全なものにしておいて、床版と大梁の設計をすすめていった。

床版の設計は、応力の低減のための軽量化は度を越すと種々の問題を発生せしめる。すなわち、軽すぎるために普段の使用時における上下動の揺れと床面の水平剛性の低下が問題となる。もちろん、床内の配管のための最小必要厚さも制限の条件となる。以上のことを勘案して、RC床版と鉄骨梁との合成効果を最も確実にするために、デッキプレートなどを用いず、頭付スタッドを溶植した鉄骨面へ直接、人工軽量コンクリートの12cm厚の床版を打設する工法を採用した。

RC床版と合成梁を構成する大梁の断面形状は、図4-1-15のごとく上弦材と下弦材が異なるハニカム梁を用いた。梁の中央部では応力で断面が決定されるのではなく、剛性から決定されるので、合成梁の特性を生かして下弦材の断面を大きくし合成梁としての効果がより有効になる断面形状とした。応力の大きくなる端部では上・下材が等しい溶接H形鋼とし、耐力上の安全性を確保した。

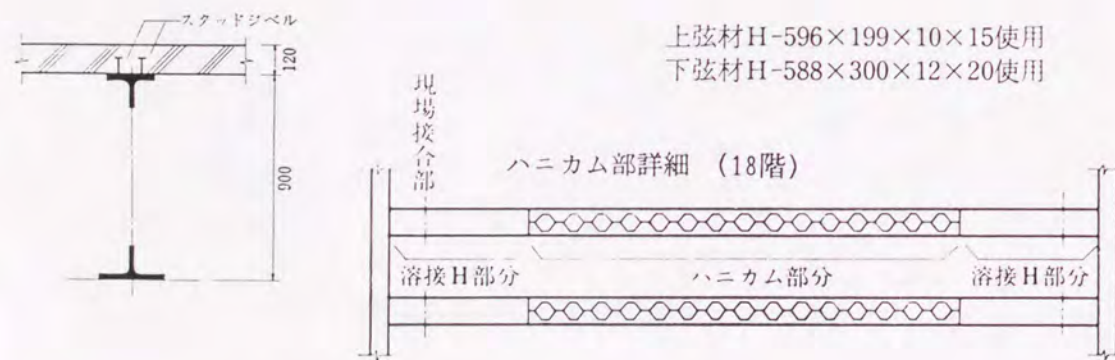


図4-1-15 スパン方向大梁

大梁の常時使用における振動障害がないための必要な梁剛性については、人間の歩行による振幅が感覚限度を超えないものでなければならない。人間の歩行時の変位振幅の算出方法については未だ明確にされていないが、本設計では衝撃力として6kgの砂袋が5cmの高さから落下した場合の梁のたわみ量をもって、常時の人間歩行の場合の片振幅として梁剛性の妥当性を検討した。

図4-1-16に示す感覚曲線に、現場における実測の結果として二人歩行の時の値をプロットしてみると、実測結果はほぼ満足すべき結果であることがわかる。

計算値と実測値の振動数の違いは、隣接梁の影響や、コンクリートの弾性係数の評価、床版自重の評価などによるものと思われる。現場での測定はコンクリート打設から約3週間後であった。その後、鉄骨梁の耐火被覆・仕上げ・天井仕上げなどが施工された段階での感覚としては、コンクリートの性状変化もあってか、上下振動の揺れはほとんど感じられないものとなった。以上のごとく、普段の使用上での床振動については23.2mという大スパンにおいて、まったく問題がなく設計された。

大スパン構造では、常時の問題のほかに、地震時の上下動に対して従来の標準的なスパンのものに比して上下の振動問題が生じてくる。本設計では、床梁の上下動の振動解析を行ってその安全性を検討した。解析モデルとしては柱の伸縮は微少であるため、これを無視して、柱・梁の曲げ変形・せん断変形のみを考慮して下部5層までを図4-1-17のような質点系に置換した。

この架構モデルの各質点位置に上下方向に単位質量を与えたときの反力ベクトルより全体の弾力係数のマトリックスを作る。この弾力係数マトリックスと質量マトリックスから系の固有値を求めた。図4-1-18に上下振動における自由振動モードを示す。

このような振動特性をもつモデルの基部に上下動の外乱を与え、モーダルアナリシスにより応答計算を行った。外乱としては、EL CENTRO NSの水平動をそのまま上下方向に与えた。上下動の最大加速度を100cm/s²とし、減衰定数を2%とした場合の発生せん断力は3t内外であった。この値は長期応力の0.2倍に相当する。したがって梁の曲げモーメントの短期応力は、次のようになる。

地震時水平動による端部モーメント	=	125t・m
地震時上下動による	"	= 16 "
長期鉛直荷重による	"	= 80 "
		221t・m

上下動による増加率は 221/205=1.08倍であり、地震時の断面算定にあたっては、短期応力に対して、10%以上の安全率をみて設計した。

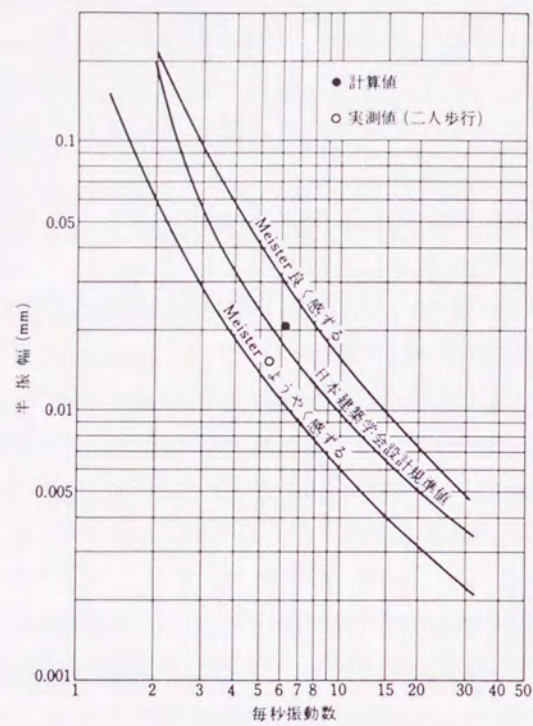


図 4-1-16 正弦振動に対する耐限度

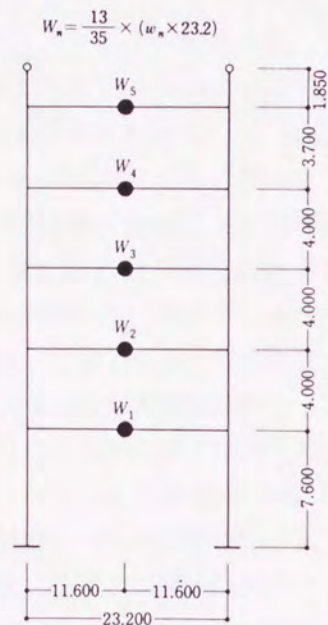
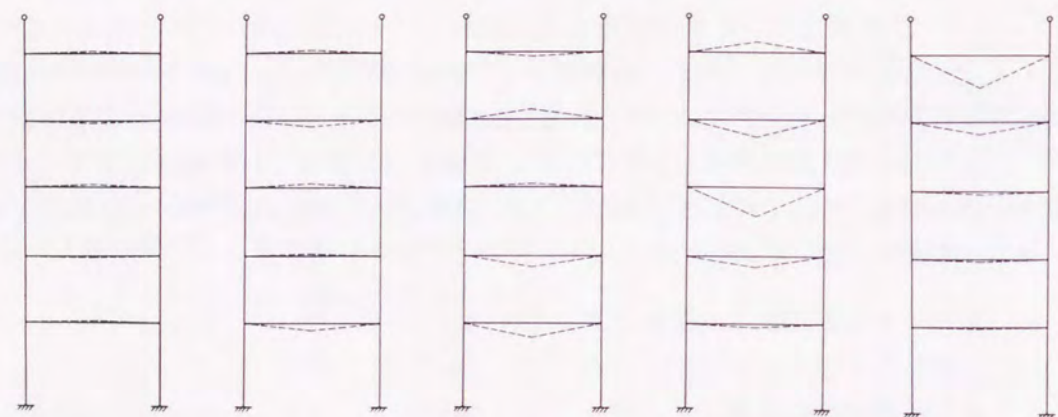


図 4-1-17 上下振動モデル



1次	2次	3次	4次	5次
1 T=0.229秒	2 T=0.222秒	3 T=0.218秒	4 T=0.212秒	5 T=0.200秒
1 β=-0.00063	2 β=-0.08636	3 β=0.15331	4 β=-0.31437	5 β=1.2480

図 4-1-18 上下振動の自由振動モード

4. 1. 6 実験・調査

(1) 地盤調査

常時微動の測定：建物の底盤接地位置および深礎先端の東京礫層の位置で、常時微動の観測を行った。卓越周期は1秒前後であった。

載荷試験：深礎底面の支持地盤で平板載荷試験を行った。試験結果は設計許容耐力を満足する値であった。

長期許容支持力度=175t/m²、 短期許容支持力度=300t/m²

(2) 建物の振動測定

床の上下振動：大スパンの床梁の上下振動を測定し、たわみ・振動数・減衰定数を求め設計値の確認と同時に感覚に対する検討を行った。

建物の強制振動：鉄骨工事・床工事・外装工事が完了し、内装の一部完了の段階で21階に起振機を設置して強制振動実験を行った。

地震観測：建物完成後、3台の強震計を常設し、地震観測を行っている。

(3) 構造体以外の実験

外装プレコン：プレコンの取り付けディテールの決定に際して、2スパン、2階分の実大実験を行い、剛性と変形能について調査をした。この結果、層間20mm程度まではまったく損傷することなく、1パネルの剛性も1.2 t/cm程度であることが確認された。

耐火被覆：建物の外壁となる部分の構造材は、プレコンとトムウェットの複合材で被覆されているため、在来の工法と異なっている。この被覆における耐火性能を実験により確認した。

4. 2 純ラーメン（チューブ構造）の構成

4. 2. 1 建物概要と建築計画

（建物概要）

名 称	新宿住友ビルディング
階 数	地上52階・地下4階、塔屋3階
高 さ	200m
構 造	地上：鉄骨造 地下：鉄筋コンクリート造及び鉄骨鉄筋コンクリート造

（建築計画）

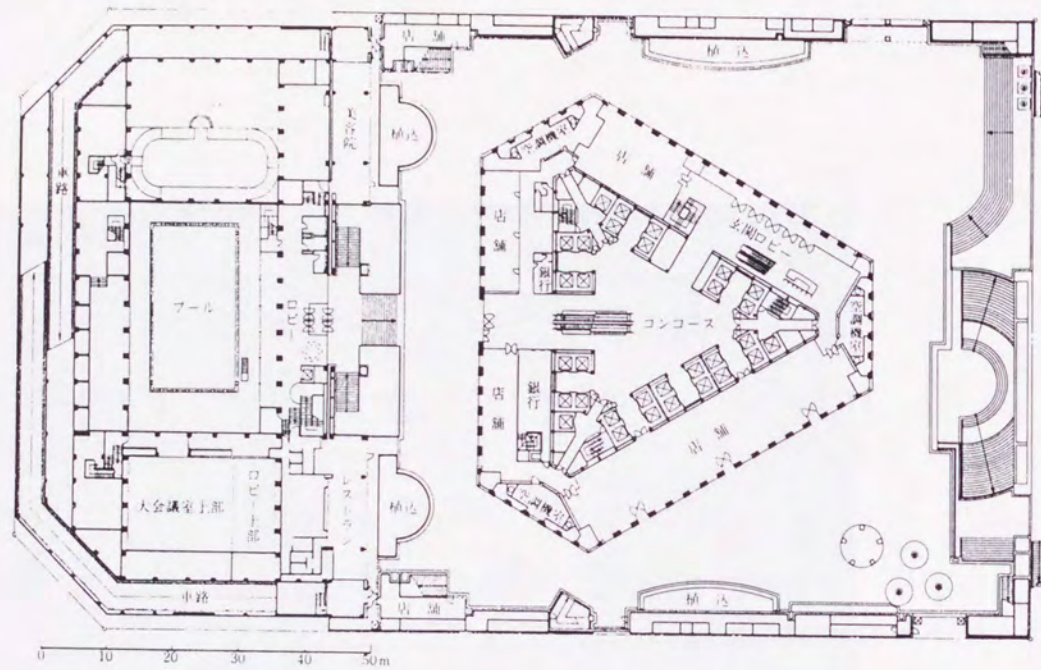
新宿住友ビルの計画の基本理念として

- (1) 人間性を尊重し、最新の機能を備えた安全快適なビルであること
 - (2) 形・構造・設備など全ての面でユニークなものであること
 - (3) あらゆる面で経済性・効率性を追及したビルであること
- の3点をかかげた。

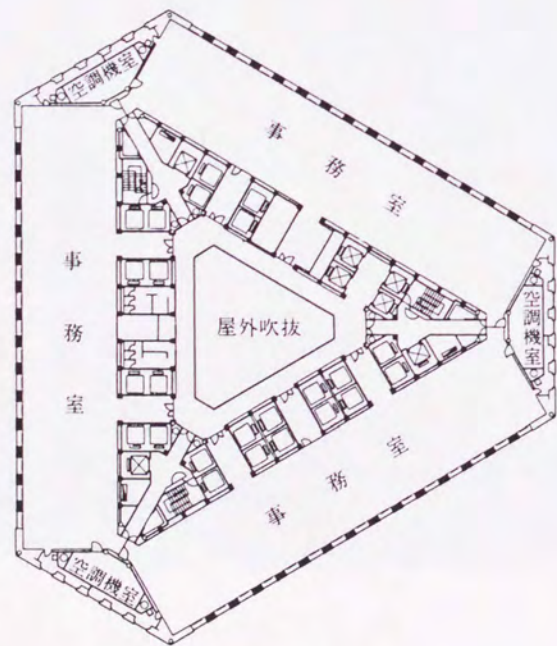
新宿住友ビルの最大の特徴は、その平面形を3角形（実際は、隅切りをもつもので6角形である）にした事である。計画上の理由としては、新宿副都心に立ち並ぶ超高層ビル群が作り出す都市景観を想定して周囲のビル群と魅力的な調和をお生み出し、周囲から眺めても押しつぶされるような威圧観を感じさせない安定感を与えるようなものにした事と、ビルに働く人々から見て、相対面するビルの窓のみを眺めるのではなく、全ての部屋から超高層ビル群の間を通し東京の市街を見渡せるように配慮した結果である。

第2の特徴は中央に吹抜をつくり、中廊下が自然光に接し、且つ、上下・左右の状況をみられるようにした。これにより、暗い閉鎖された印象の中廊下から開放されると共に、短い廊下長さで全ての室に出入り出来ることとなった。



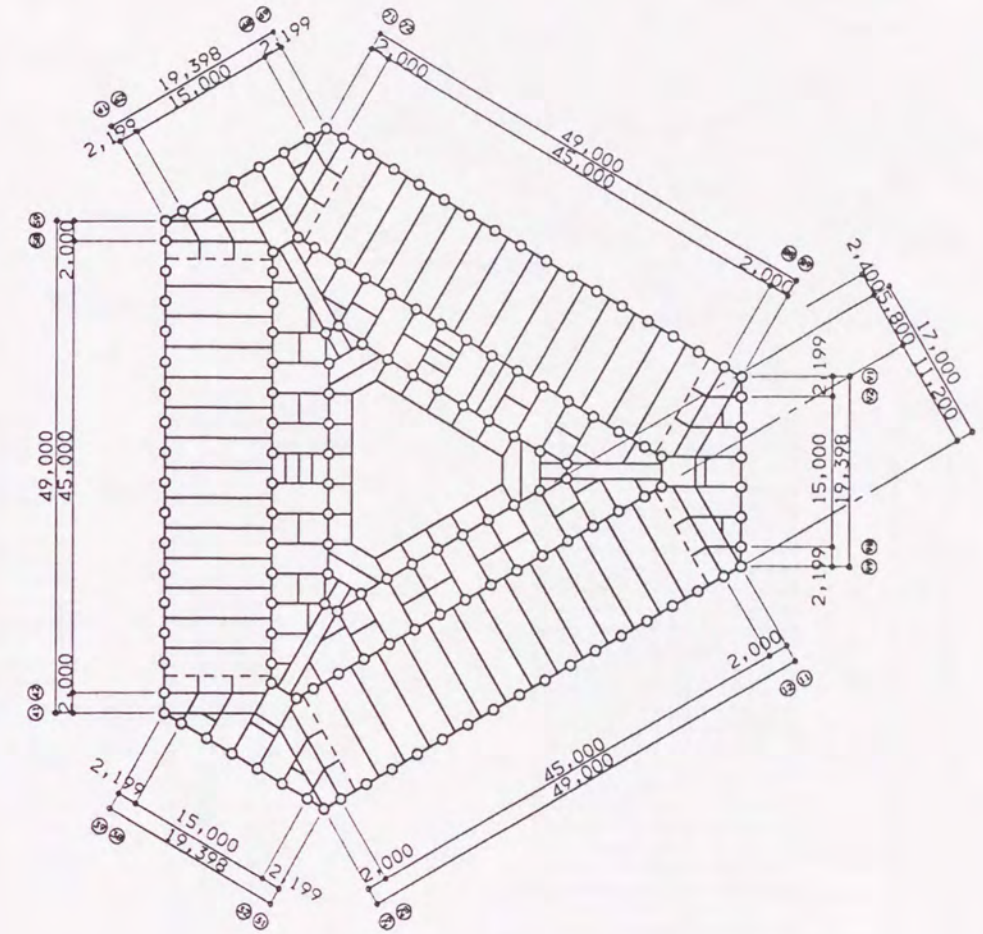


[1階平面図]



[基準階平面図]

図4-2-1 新宿住友ビル 平面図



[基準階伏図]

図4-2-2 新宿住友ビル伏図

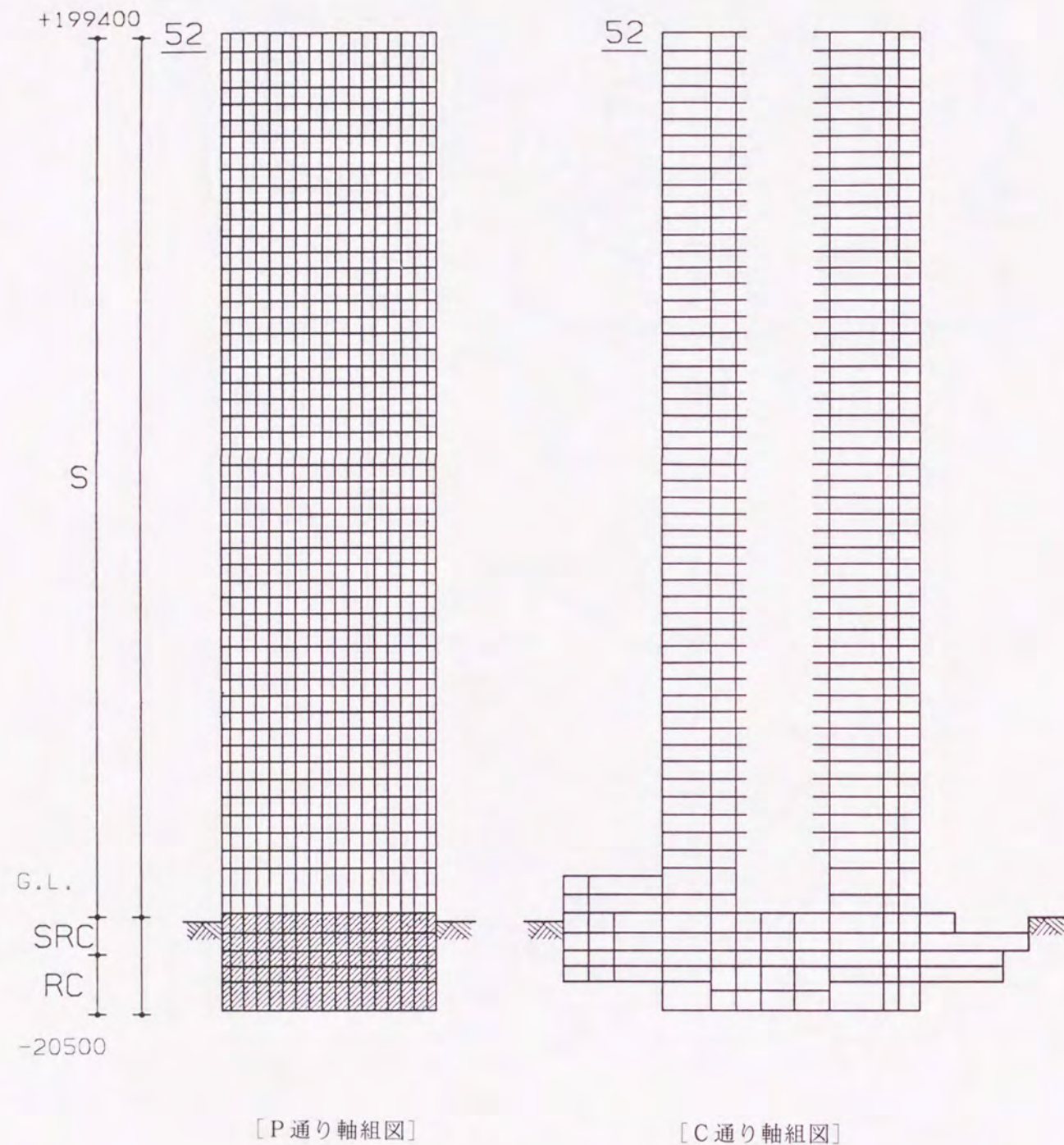


図4-2-3 新宿住友ビル軸組図

4. 2. 2 計画と構造

(1) 形の検討

超高層ビルの平面形は、○□△の各形について比較検討を行った。○型は設計の初期に採り上げないことにし、□と△について詳細な検討を行った。

検討資料の一部を紹介する。図4-2-4、4-2-5は1フロアの面積を等しくした52階建ての場合の比較である。この応力における柱梁の部材を求め、鉄骨の重量を積算した結果は表4-2-1のようになり、全体の工事費では表4-2-2のようになった。

建築工事費で△の方が高く、設備工事費では□の方が高くなり、全体工事費では△の方が約4～5%高い結果となった。

平面形を△とすることは、近い将来、この新宿副都心に立ち並ぶ10以上もの超高層ビル群が作り出す都市景観を想定して、周囲のビル群と魅力的な調和を生み出し、周囲から眺めても威圧感を感じさせないものとするとともに、ビルに働く人々から見て、相対面するビルの窓のみを眺めるのではなく、すべての室から超高層ビル群の間を通して東京の市街を見渡せるという良さがあり、構造上の問題より計画上の配慮から△を選定した。

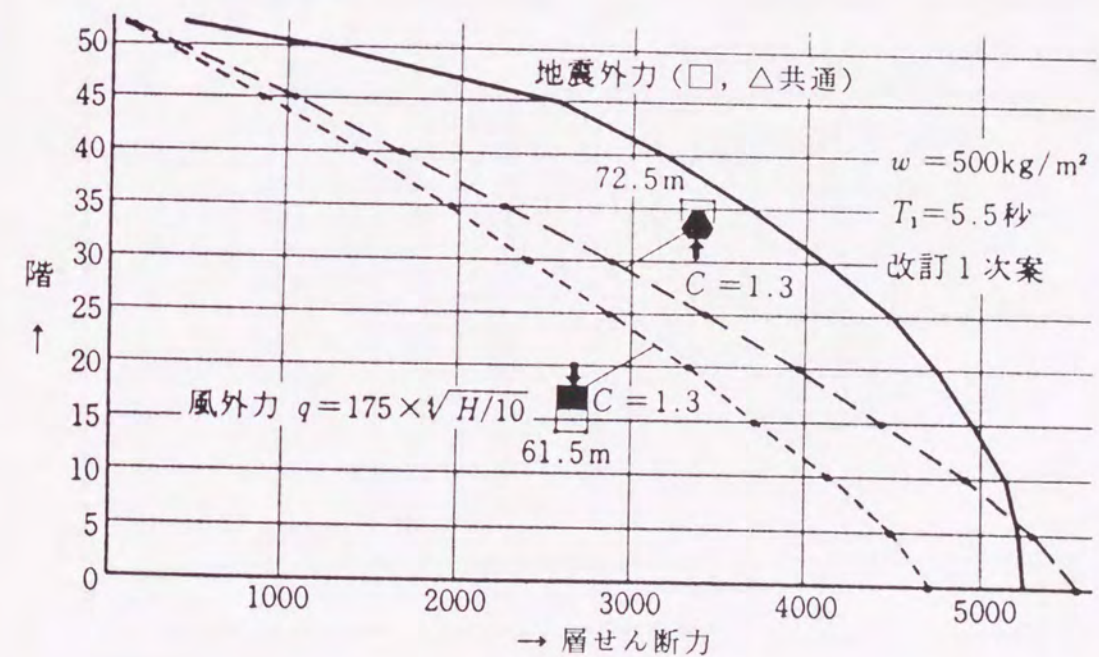


図4-2-4 地震・風外力の比較

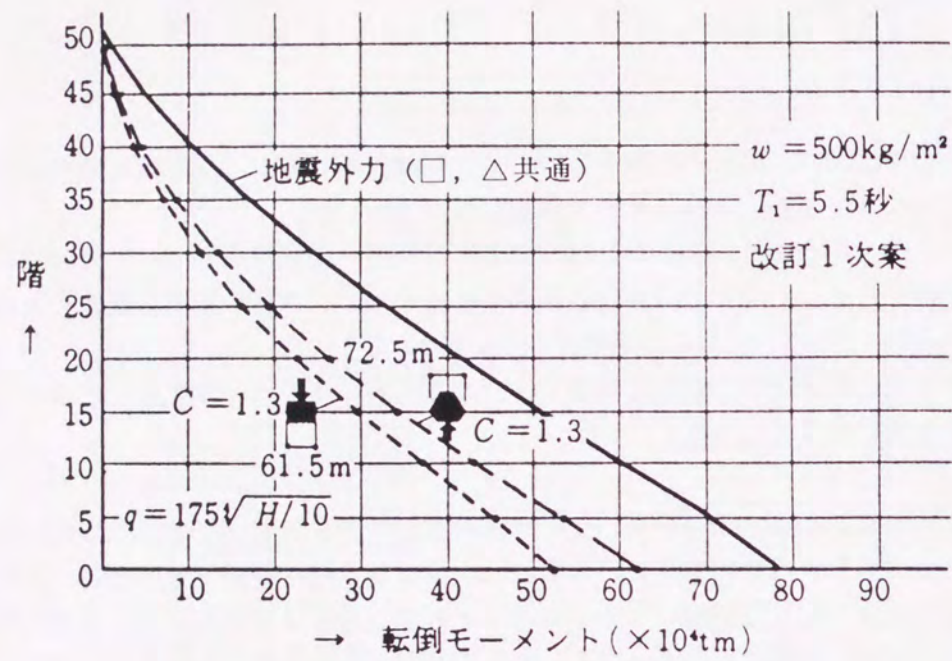


図4-2-5 転倒モーメントの比較

表4-2-1 鉄骨重量比

	△案	□案
柱	49	47
大梁	75	72
小梁	2	-
ブレース	5	5
合計	131kg/m²	124kg/m²

表4-2-2 工事費比較

		単位:円/坪	
		△案	□案
建築工事	共通仮設	13,900	13,000
	躯体	105,300	97,500
	仕上	89,000	84,000
	経費	23,100	21,600
小計		231,300	216,100
設備工事	電気	34,200	34,200
	衛生	13,900	13,900
	空調	35,600	36,400
	昇降機	21,000	21,000
	経費	6,000	6,000
小計		110,700	111,500
合計		342,000	327,600

注:1969年積算

(2) 高さの検討

新宿副都心の中で高さNo.1を目ざすか否かは、重要な検討事項であった。主として、建物高さ200~250mについて検討した。200m52階と225m62階の両案について、応力を比較すると図4-2-6、図4-2-7のようになる。いずれも△の角を切った形についての比較である。

この比較で、底版の地反力とそれによる地下構造体の設計も、安全性と工費の算定には大きい影響を及ぼす。

参考までに、正方形断面の場合の40階・50階・60階の場合についての応力比較を、図4-2-8に示す。△□共、ほぼ50階付近で1階の層せん断力は風と地震の両者が等しくなり、60階では風の方が大きくなっている。

貸室面積・建設コスト等を比較した一例を表4-2-3に示す。

これ等の比較を幾例にもわたり検討の結果、52階200m案が実施設計として採用された。

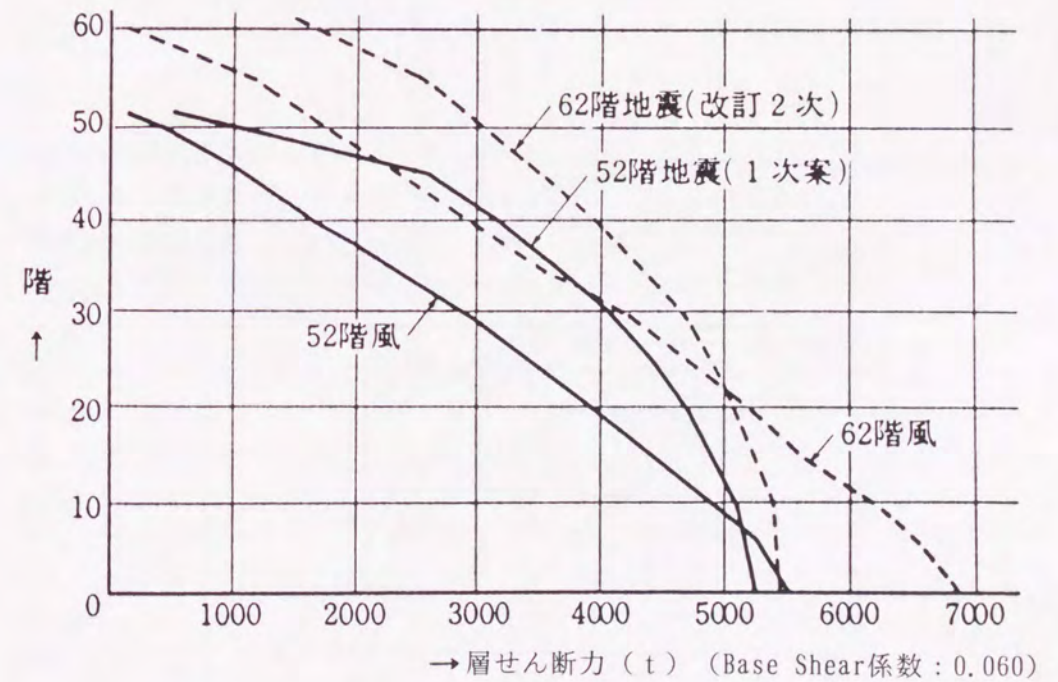


図4-2-6 52階・62階層せん断力の比較

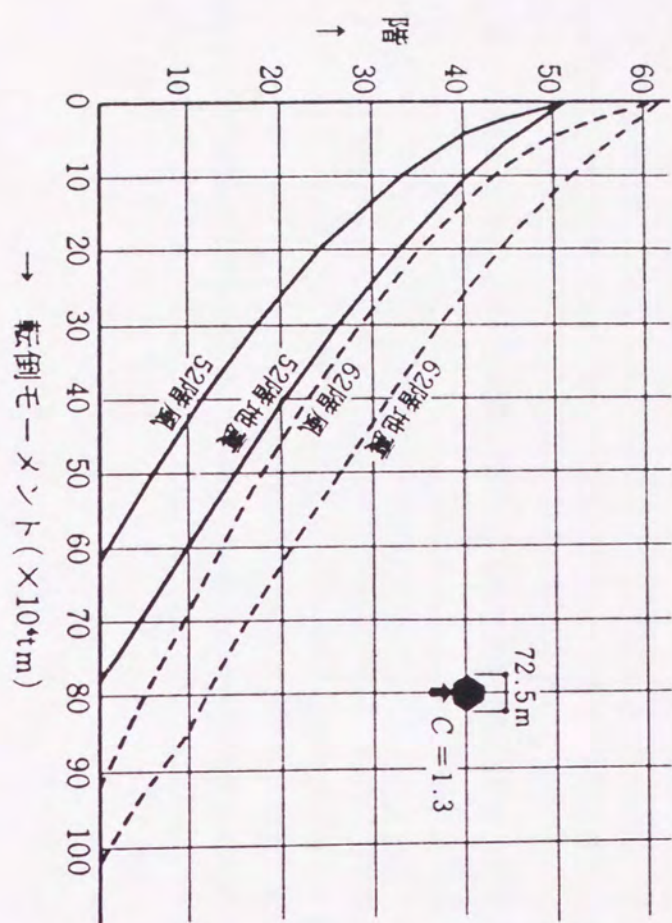


図 4-2-7 52階・62階転倒モーメントの比較

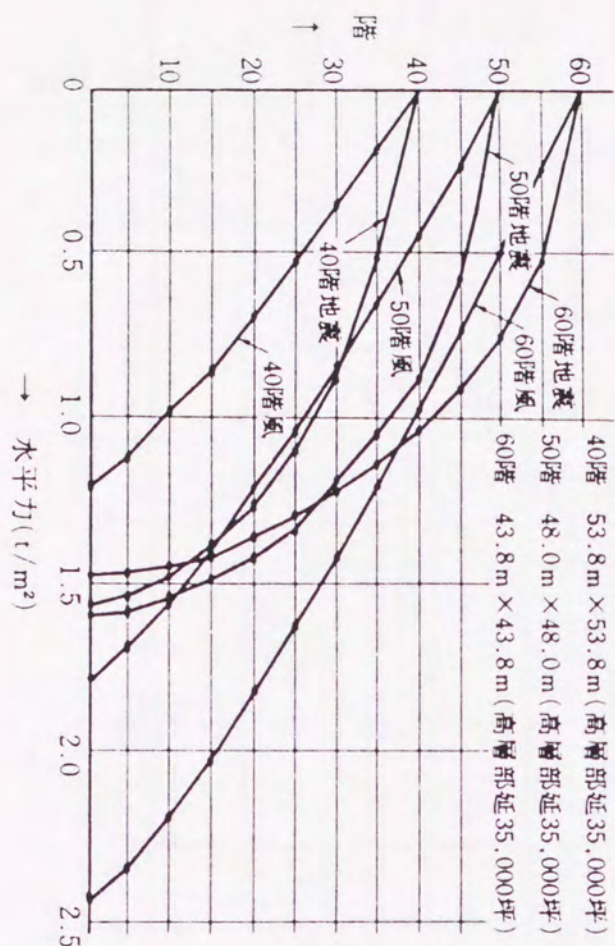


図 4-2-8 40階・50階・60階の層せん断力比較

表 4-2-3 オフィスタワー部 形状・レントラブル等に関する検討

名称	㉑	㉒	㉓	㉔
地上階数・高さ	50階・200m	62階・240m	60階・240m	60階・240m
断面形				
乗用エレベータシステム	5バンク	5バンク	5バンク+エクスプレス1バンク	5バンク+エクスプレス1バンク
基準階				
床面積 (m ²)	2,752	2,752	2,293	2,426
事務室面積 (m ²)	1,879	1,879	1,539	1,643
レントラブル比 (%)	68.3	68.3	67.0	67.7
地上部延床面積 (m ²)	137,600	148,076	137,580	139,530
事務室延床面積 (m ²)	92,919	92,919	91,550	91,700
事務室レントラブル比 (%)	67.5	62.8	66.5	65.7
①事務室賃貸料指数 (%)	100	104	101	102
建設コスト指数 (%)	100	107	108	108
㉕有効事務室建設コスト指数 (%)	100	115	110	111
有効事務室建設コスト指数㉕÷①と事務室賃貸料指数の比率×100%	100	111	109	109

(3) 軽量化

超高層建築において、建物重量が軽くなるメリットはここに改めて述べるまでもないが、この目標に対し幾多の研究を重ねた。

床構造については、鉄骨パネル形式の床構造を採用することにより、固定荷重を $244\text{kg}/\text{m}^2$ とすることが出来た。又、外装はすべてアルミ板とし、柱梁の耐火被覆はすべて石綿成形板を用い、内壁はALC板を用いた。

この設計により在来の超高層ビル（高さ100m以上）の高層部重量が $0.6\sim 0.7\text{t}/\text{m}^2$ であったのに対し、新宿住友ビルは飛躍的に軽い $0.51\text{t}/\text{m}^2$ とすることが出来た。

(4) 耐震要素の配置

三角形のビルについて、耐震要素を如何に配置するかについて、次の各項について検討した。

a) 平面内の配置 (図4-2-9)

コアを用いるか否か、また内外フレームの剛性をどう配分するか (a)、外周の角に断面を集中させるか (c)、内外フレームを連結するか (b)、が問題となった。

コアを耐力上用いると、どうしても平面計画上また設備配管上も自由度が少なくなるが、構造上は、外周に比し曲げ剛性上は効果が少ないがせん断剛性上は効果があるので、対称配置が出来るなら利用したいと考えた。計画上の自由度を重視し、コアの耐震要素も鉄骨フレームで構成し、外周フレームと内外コアフレームとの剛性・鉄骨量を比較すると、重量と分担比はほぼ比例するので、今回は振り剛性の効果も考え外周に主力を置くことにし、これに85%の水平力が働くよう部材設計した。隅角部に機械室があるので、ダクト配管がこの部分に集中するので剛に連結することが出来なかった。

b) 立面内の配置 (図4-2-10)

耐震要素を立面上に均等に配置する場合と、特定の層を剛にする場合とについて比較検討した。両者の柱軸力を比較すると図4-2-11のような傾向となるが、(a)の場合も部材剛性の配分で曲げ変形を少なくすることが出来る。

実施設計では剛に出来る特定階がない（地域冷暖房を導入しているので機械室階が中間にない）ので均等配置を方式とした。

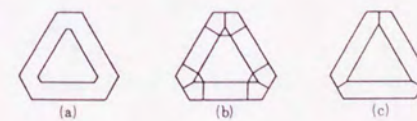


図4-2-9
耐震要素の平面配置

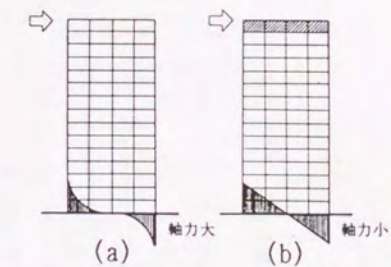
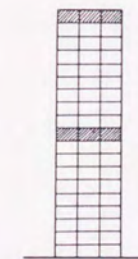


図4-2-10
耐震要素の立面配置

図4-2-11
柱軸力比較

(6) ゆれ

このビルの1次周期は5.1秒、ねじれ振動は2.7秒で、設計荷重時の頂部変位は地震時85cm、風圧時55cmとなる。

このような長周期の〈ゆれ〉については研究が少ないので、実験で検討した。実験装置は図4-2-12のようなブランコで、ロープの長さによって周期を4秒・5秒の2段階に変えられるようにしてあり、閾値（知覚限界）と許容値を求めた。

閾値は、実験結果の平均値が周期4秒で2cm、5秒で3cmで、法大山田教授の実験によれば図4-2-13のようになり、われわれの実験結果と比較的よく合っている。許容値については平均値をとれば、周期4秒で10cm、5秒で12cmでCHANGの提案・図4-2-14と合っている。いずれにしても10cm変形したときは〈いごこち〉は悪いといえる。

新宿住友ビルでは、震度Ⅲの地震に対しトップの変形が2.6cm、風速20mに対して3.3cmとなり、これらは閾値をやや上まわった程度で、居住性はいちじるしくそこなわれないと思われる。

しかし、大地震時にはかなり強く振動を感ずることが予想されると共に、室内の家具が動いたり、隣接する超高層ビル相互の相対変位が目測し得ることから来る不安感を少なくするため、非常放送設備を備えパニックの発生を予防すると共に、心理上逃げ出そうとして廊下に出た人々が、より不安感を持たないように廊下に手摺を設けてある。

日本のように地震や強風の多い国では超高層建築は人間心理も合わせ考えた時、未だ問題を多く残しているように思う。

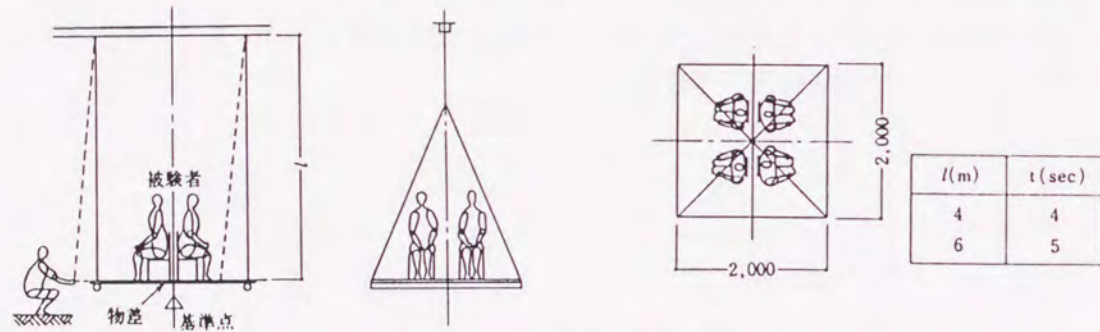


図4-2-12 実験装置

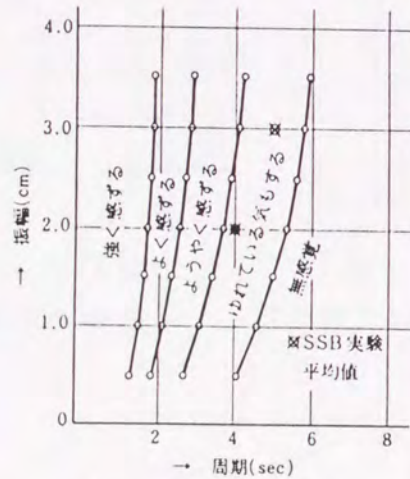


図4-2-13 閾値

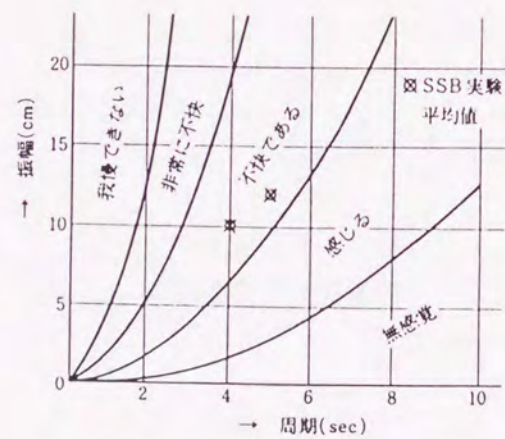


図4-2-14 許容値

4. 2. 2 耐震設計

当ビルの設計方針としては、関東大震災のような地震に対しても安全であるものとするにしました。しかし、耐震性能を把握するための動的解析をするには、まだ地動の設定・架構の復元力特性・減衰項の設定など多くの問題点が残されている。設計にあたってはこれらの問題をできるだけ根本へ立ち返って設計にとり入れるように試みた。

(1) 地盤特性の把握

調査区域は7号地、8号地、9号地および10号地に隣接する朝日生命用地となった。

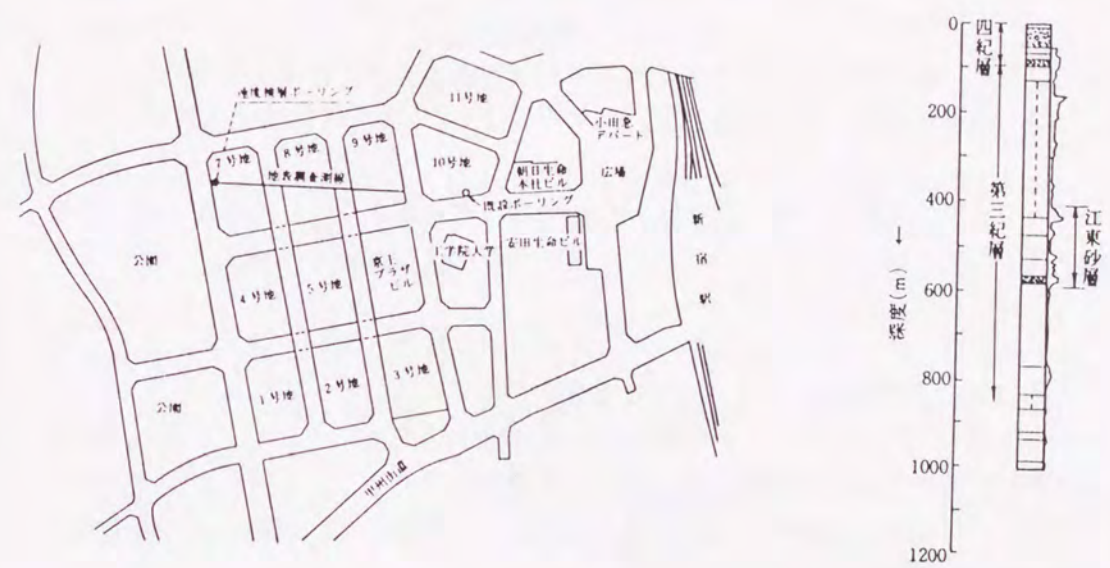


図4-2-15 地盤調査区域

図4-2-16 地層図

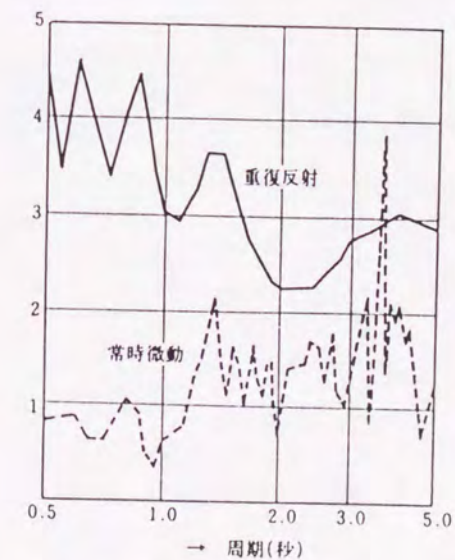


図4-2-17 地盤特性

調査項目としては

- ・弾性波の測定：深度150mのボーリング孔を使用して、各層の深度と弾性波の伝播速度を測定した。
- ・ボーリング：深度165mの測定孔の掘削と資料採取・物性調査および深度40mから100mまでの標準貫入試験を行った。
- ・物理検層：深度150mまでの孔内で電気検層・音波検層・放射能検層を行い、地層区分を行った。
- ・土の動的三軸試験：深度80mおよび14mにおける採取資料について、動的三軸試験を行い、物理定数を求めた。

この調査の他に、短周期成分を対象とした常時微動観測および長周期成分を対象とした観測も行い、地盤の振動特性を把握した。

地下165mまでの地質状況は、図4-2-16の柱状図にみられるごとく、細砂・粘土質細砂礫などの互層が続いており、125m付近で微細砂を挟む土丹層に達し、165mまで同質の土丹層が存在している。

一方、敷地近くのボーリング資料（東京地盤図より抜粋：図4-2-16）によると、地下400m～600mに江東砂層が存していることも示されているので、地震基盤としては、この層底を境界として考えてみた。地震基盤を仮に地下625mに考えて、S波の重複反射より計算した時の地表での増幅率と、敷地で長周期を目的として観測した常時微動の結果を図4-2-17に示す。基盤から地表の間で増幅される周波数は、図4-2-17にあるように1.4秒と4秒前後の長周期成分にもみられる。

従って設計建家の周期が約5秒であることから、長周期成分を見のがすわけにはいかいと考えられる。

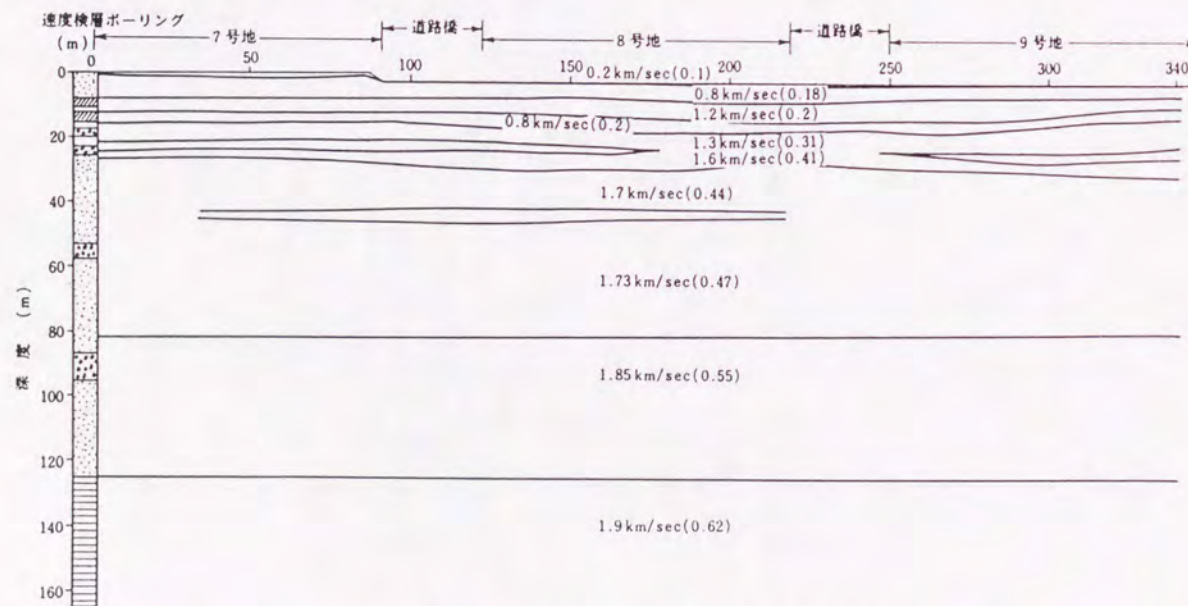


図4-2-18 P波(S波)速度層断面図

(2) 地動の強さ

耐震設計に用いる地動の強さは、関東地震の当敷地での地動を制定することとなる。金井博士の式および小林・鏡味両氏の研究より、地表面での地動強さは、400～500cm/s²と設定した。

(3) 想定地震波

地盤の振動特性を考慮した地震波を得るために、十勝沖地震で記録された港湾技術研究所・八戸港SMA C・NS成分(1968・5・16)の加速度記録より、地盤特性を除去したものを基盤(GL-625m)に入射して、S波の重複反射により地表に出現するであろう地震波形を作成した。この地動は最大速度を60cm/sにすると、最大加速度421cm/s²、最大振幅36cmとなるものであり、関東地震の強さに匹敵するものと考えられる。

(4) 検討用地震波

振動解析に用いる地震波としては、地盤特性を考慮した地震波の他に、EL CENTRO (NS・EW) および HACHINOHE (NS・EW) の4つの地震波記録を用いた。

これらの地震波と想定地震波の強さのレベルをそろえるために、地動の強さの評価は速度で行った。加速度によって強さの評価をすることは、加速度が短周期成分によって影響をうけるので、建家周期が約5秒であることを勘案すれば、正しい評価法とはいえない。従って、地動の加速度で設定せずに、短周期成分の影響をうけにくい程度の強さのレベルを設定した。

地表の速度を40cm/s、60cm/s、80cm/sの3段階の強さで整理した。60cm/sは関東地震に相当し、80cm/sはさらに大きな地震の場合に相当すると設定した。

表4-2-5には各地震波の最大速度と最大加速度の関係を示す。速度の算出は、周期15秒h²=0.45の振子の振動応答より求めた。

表4-2-4 速度と加速度の関係

地震波名称	速度40cm/s	速度60cm/s	速度80cm/s
EL CENTRO (NS)	285 cm/s ²	430 cm/s ²	570 cm/s ²
EL CENTRO (EW)	230 "	345 "	460 "
HACHINOHE (NS)	266 "	400 "	532 "
HACHINOHE (EW)	220 "	330 "	440 "
想定地震波(地表)	281 "	421 "	562 "

(5) 建家の振動特性

振動解析の基本となる架構のモデル化は、多質点直列型モデルとし、質点数は地上全階を質点とした52質点系と、4階おきに等価質点を考えた13質点系の二つのモデルを用いた。図4-2-19に示すように、質点数の低減をしてもほとんどその差はない。

架構剛性の算出は、立体架構としての水平剛性に関するマトリックスとして求め、固有値の算出はJACOBI法により算出した。地盤の変形を考慮した場合の振動系の固有値を求めるために、地盤をFEMにより解析し、回転バネ・水平バネおよび等価質量・等価回転慣性を求めた。

この地盤変形を含んだ振動系においても、固有値は1階床を固定とした場合とほとんど一致していた。また揺れ振動の1次周期は2.70秒であった。

	固有周		刺激系	
	13質点	52質点	13質点	52質点
1次	5.07	5.06	1.398	1.391
2次	1.67	1.65	-0.593	-0.575
3次	0.95	0.93	0.313	0.290
4次	0.67	0.64	-0.198	-0.185
5次	0.53	0.49	0.134	0.138

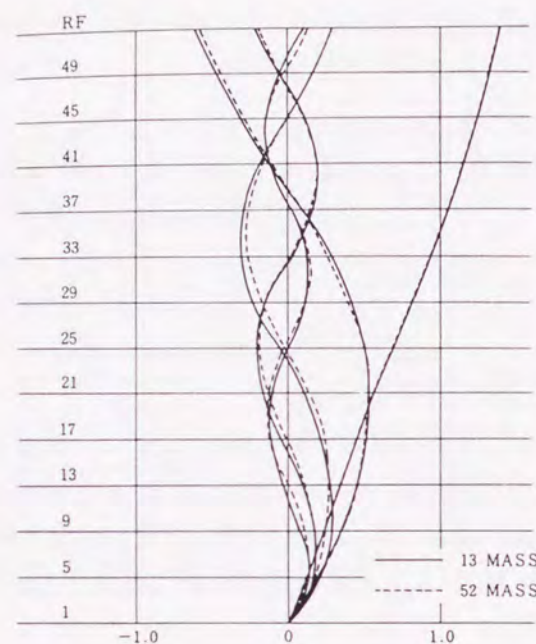


図4-2-19 モードおよび固有値

(6) 弾性応答

地動40cm/sの最大速度をもつ外乱をモデル基部に入力として与え、モーダルアナリシスにより各次モード別応答を各時刻毎に加え合わせて計算した。その結果を、架構耐力および設計用地震荷重と共に図4-2-20に示す。

設計用地震荷重とは、これらの応答値を考慮して、架構解析の際に外力として静的に与える力として採用した水平力である。この水平力はベースシャーで0.07に相当する。

振動系の減衰項の取扱いが応答結果に与える影響を把握するために、1次振動に対して1%・0.5%を考えて、高次振動に対してはその振動数に比例させた場合と、高次における減衰項の増分をほんのわずかにした場合などの検討も行った。この結果、応答値に与える影響としては、20%程度であることがわかった。

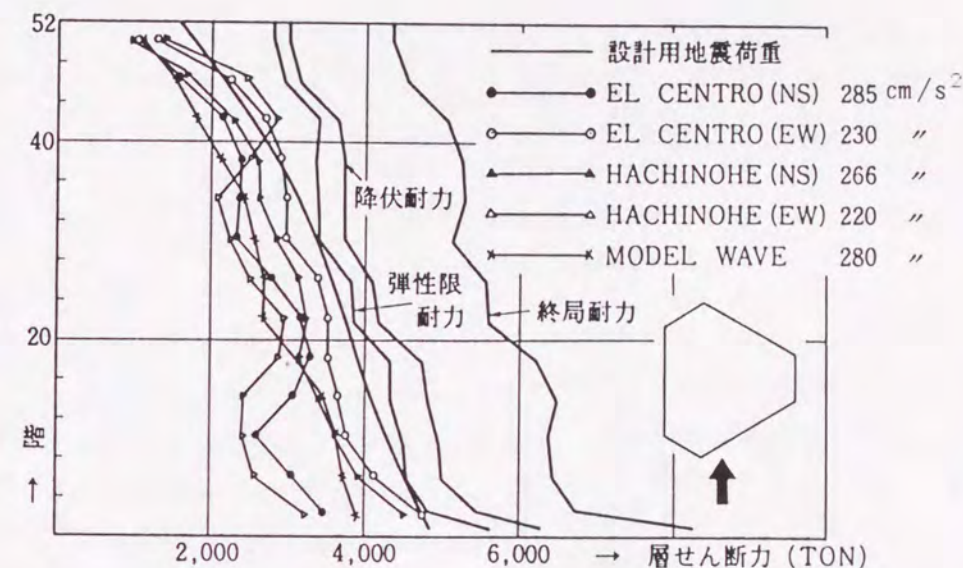


図4-2-20 弾性応答値 (地動40cm/s, h=0.01)

(7) 弾塑性応答

地動60cm/sの最大速度をもつ強さの地震においては、構造体は弾塑性域に入る。本建家のチューブ構造では任意の方向の水平力に対して、常に全架構が抵抗するため一方向のみならず、二方向の地震動を合わせて考える必要がある。

また架構として弾性時には重心と剛心が一致しているため揺れ振動を生じないが、強震時に架構の一部が塑性に入ると剛性のバランスがくずれ、揺れを伴った振動が生じると考えられる。

これらを検討するために、従来行われていた一方向の地震動に対する弾塑性解析のほかに、揺れ振動も含め、二方向に地震動を加えた場合の弾塑性解析を行った。

図4-2-21には一方向の地震動(60cm/s)を与え、揺れ振動を無視した場合の応答結果を示す。いずれの地震波によってもダクティリティ・ファクターは、1.4以下であることから、構造体の損傷はほとんどないといえる。

図4-2-22には、EL CENTRO波のNS・EWの二つの地震動を同時に与えた時の外周架構の各面の面内変位と重心の変位を示す。解析の結果としては、一方向の地震動を与えた場合と比較し、著しい相違は認められなかった。

また、各面の塑性率が最大値を示すときの「揺れによる変位/総変位」をもとめると、1.35~1.42の塑性率に対してわずかに0.5~1.5%の値であった。b・e両面の最大変位が他の面の1/2から1/3の値を示しているのは、地震波の方向性によるものと考えられる。

以上のことより、EL CENTRO波を用いた検討では、二方向地震を考え塑性化による揺れを考えても、建家の振動応答性状は著しく不利な結果を生じることはないと確認された。

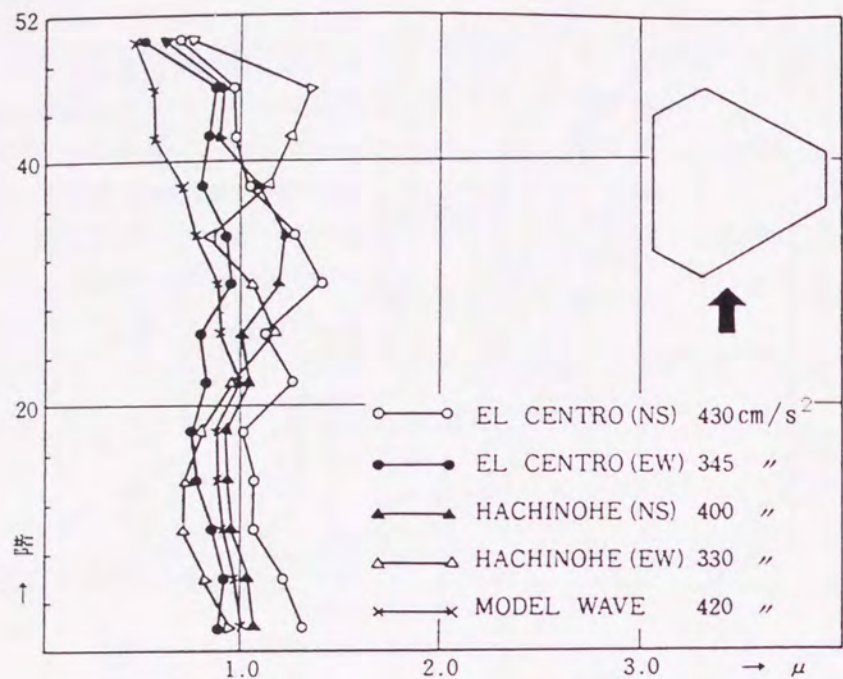


図4-2-21 塑性率 (地動60cm/s)

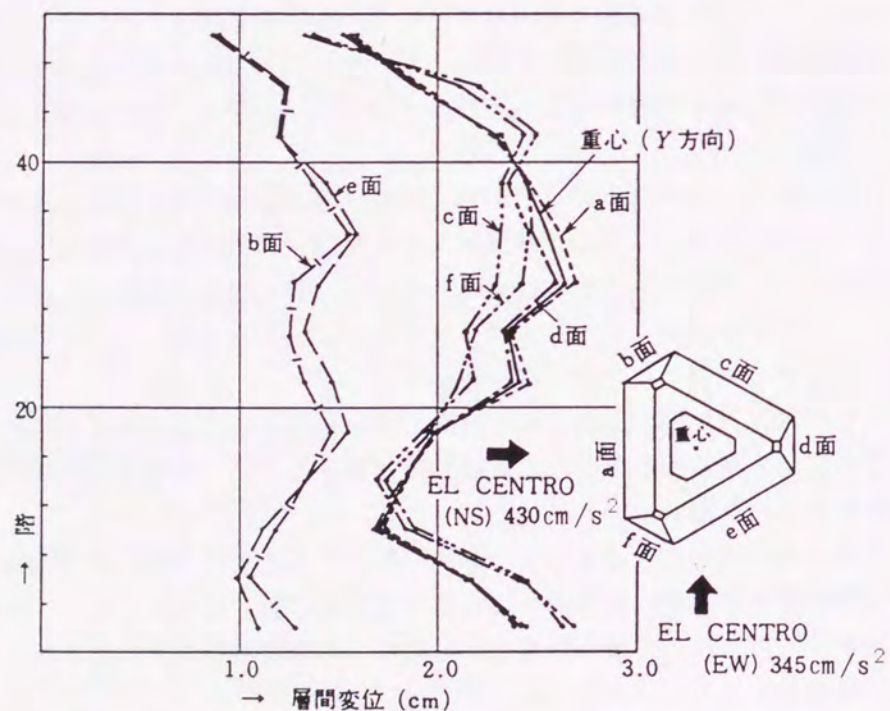


図4-2-22 二方向地震波応答結果 (地動60cm/s)

(8) 耐震性能

地盤の振動特性を考慮して関東地震級の地動を想定し、架構の耐震性を検討したが、後述の実大フレーム実験の結果をも考え合わせ、構造体としての安全性は充分にあると考えられる。しかし、時震時の変形量としては、高層であるが故に相当大的なものを覚悟しなくてはならないであろう。ビルの住居者の揺れに対する不安感を少なくする心理的な配慮についても、今後考えていかなくてはならないと思われる。

(9) 振動実験

a) 建家振動実験

高層部の振動性状を把握するために、起振動機によって強制振動実験を行い、実際の建物の特性を調査した。この実験により、構造骨組の動的特性の妥協性と、外装や間仕切り等の二次部材の影響の少ないことも確認された。

実験結果は、表4-2-5に示すように設計時の計算周期と比べると約80%であるが、実験時の計算周期とは良い一致をしている。また、X方向・Y方向とも振動性状が同じであることは、剛性や重量の偏在のないことを示しており、構造上のバランスが設計通りであることが確認された。

表4-2-5 建屋振動実験の結果

	並進1次	並進2次	並進3次	振れ1次
設計時計算値	5.06 sec	1.65 sec	0.93 sec	2.75 sec
実験時計算値	4.10	0.75	0.75	2.20
実験値	X方向	4.06	0.73	2.22
	Y方向	4.06	0.72	
減衰定数	0.4 %	1.3 %	1.6 %	0.7 %

[振動実験時の架構特性の検討]

- (1) 建物重量 設計時の約80%、(2) 架構剛性 設計時の約120%、
- (3) 推定周期 $T = T_{設計時} \times \sqrt{(80/120)} = 0.81 \times T_{設計時}$
- (4) 架構剛性に外装カーテンウォールおよびフレームの面外剛性の及ぼす値を計算すると約17%増となる。さらに、内部間仕切り壁などの影響も考えられるので増加分を20%とした。

b) 書棚などの振動実験

地震時の建物内の什器の安全性を検討するために、電動油圧式振動台に地震時の建物の床の動きを入力して、その上に事務机・書棚などを置いて振動実験を行った。建物は中高層 (T1 = 0.7sec) と超高層 (T1 = 5.1sec) を考え、地震の強さは中震 (震度4)、強震 (震度5)、烈震 (震度6) の3段階を想定した。

この実験では一方向の動きのみをする振動台であるため、表4-2-6のような結果となっているが、実際には上下・左右に揺れ動くのであるから安定度はさらに低くなると考えられる。

超高層ビルにおいては床の動きがゆっくりしているため、安定度は失われにくい、高いビルで働く人への心理的動揺をふせぐために、書棚などはできるだけ安定性のあるものにするべきであろう。

表4-2-6 什器の振動実験結果

	中震 (震度4)		強震 (震度5)		烈震 (震度6)	
	中高層ビル	超高層ビル	中高層ビル	超高層ビル	中高層ビル	超高層ビル
事務机	ほとんど動きなし	不動	多少移動するが安定している	不動	—	不動
2段積み 収納庫 H=1800mm D=450mm	多少大きく揺れるが、安定性は有る	不動	揺れは強くなり、安定性が失われる	多少動くが安定している	転倒する	揺れ動きが多少強くなる
2段積み 書庫 H=2400mm D=400mm	揺れが強く安定性が失われる	不動	—	揺れが大きくなるが、安定している	—	揺れが大分大きくなる

(10) 地震観測

地震時の建物の振動を測定するために、図4-2-23のように建物内に5台の強震計 (S M A C - M) および地下4階と地中に4台の地中地震計 (S T B H - 3 C) を設置してある。記録方式は、カセット式磁気テープに記録する方式である。これらの9台の地震計はB4階 (3cm/s²) または11階 (5cm/s²) の振動により同時に記録を開始する連動装置となっており、すべての記録に共通のJ J Y標準時刻がマークされる。

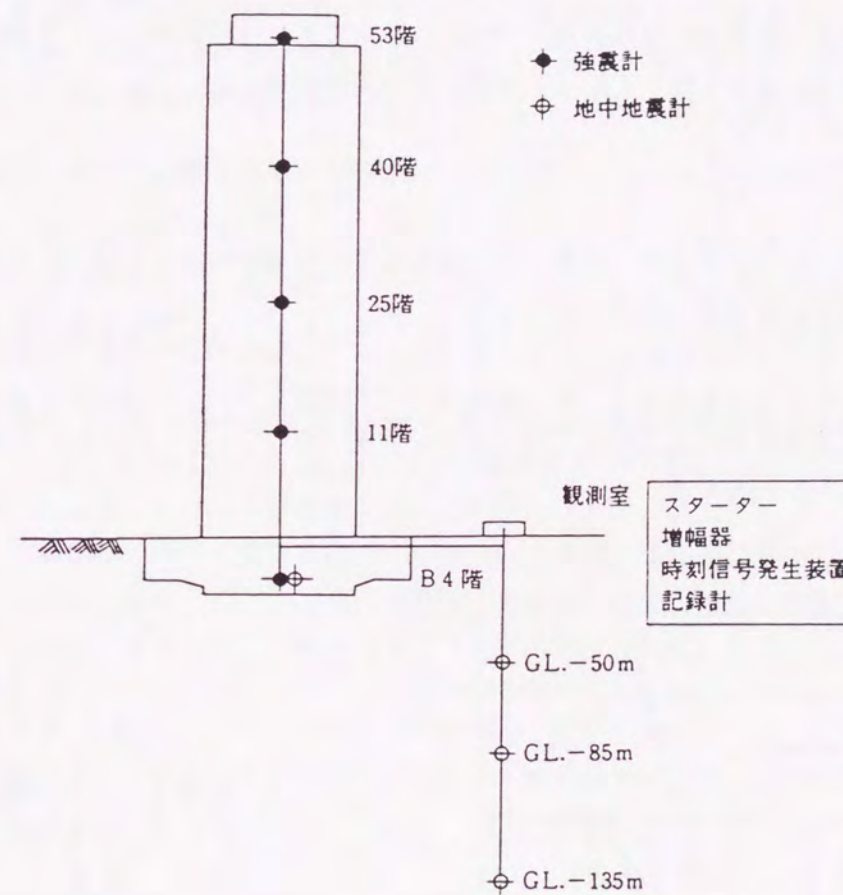


図4-2-23 地震観測体制

4. 2. 4 風の検討

日本は世界有数の地震国であるばかりでなく、毎年台風や季節風による被害を受けている。最近、建物の高層化に伴い、各種材料の高強度化、純鉄骨構造・溶接工法の採用による建物剛性の低下および軽量化が進められ、地震に対して有利になる反面、風に対する設計が問題になってきた。しかし、日本の超高層ビルの設計が始まって約10年、建物に作用する風に関する実測・研究は手がつけられたばかりである。

本建物の設計に際し、風洞内の気流と自然風との相関性等多くの問題はあるが、風洞実験を行い、自然風による建物の挙動を把握するよう努めた。

(1) 設計用風荷重

日本建築学会“建築物荷重規準案”の式より算定した速度圧を用いた。平均風速は高さ方向にプロファイルを持っていて、通常次式で表される。

$$V_z = V_{10} (Z/10)^a$$

Zは地上からの高さ(m)、V₁₀は地上10mにおける風速で過去の強風の記録から決められる。

再現機関を100年とすると、気象庁菊地原氏によれば東京でV₁₀=27.5m/sである。高層建築技術指針によればa=0.25とされている。

図4-2-24にV₁₀=30m/sとしてa=0.25・a=0.3とした場合の速度圧と設計に用いた速度圧のプロファイルを示す。風力係数は1/500模型を用い、一様流中で北・南・西風による風圧分布を測定し、受風面積の大きい北風に対し、c=1.2と充分安全な値を用いた。(図4-2-25参照)

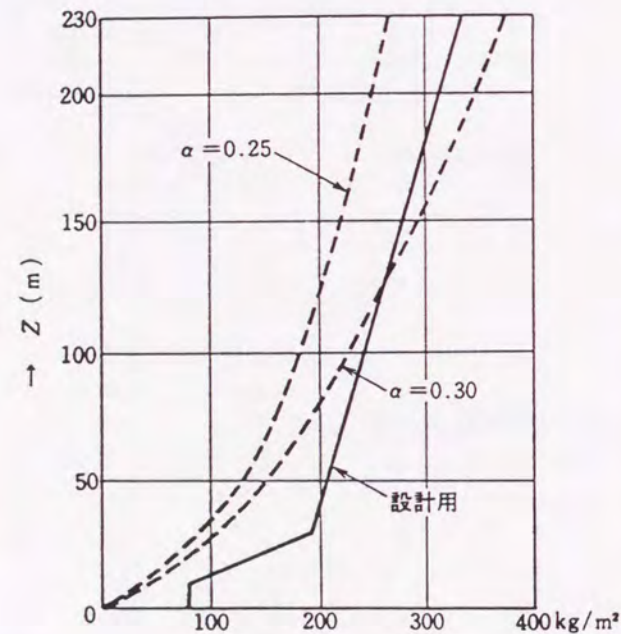


図4-2-24 速度圧

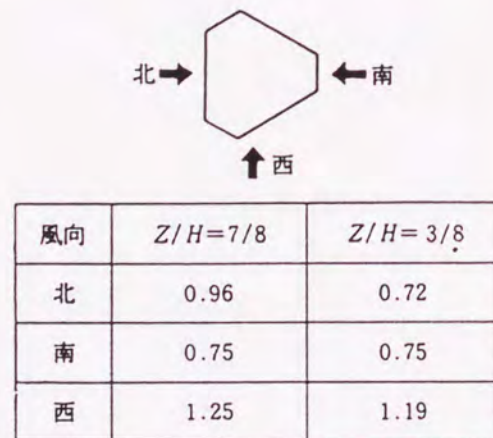


図4-2-25 風力係数

(2) 風による建物の振動

風による建物の振動は次の2種類に大きく分類される。

- ・強制振動(外力の変動による振動、パフェッティング等)
- ・自動振動(風から供給されるエネルギーによる不安定振動、フラッター等)

自動振動は一度発生すると建物を崩壊に到らしめることもあり、充分注意を払わなければならない。

本建物の設計に際してC. SCRUTONの実験結果を参考にし、ギャロッピングの発生風速は、渦による共振現象の現れる風速より大きいという傾向を掴み、渦による共振現象の現れる限界風速を模型実験により調べた。

模型は1/500(H=40cm、M=0.74×103g)で、模型支持点にはベアリングがはいって、風向直角方向変位はスプリングによって拘束されている。使用した風洞は、京都大学防災研究所の回流型風洞で吹き出し口の大きさは1.0m×1.0mである。この振動模型に北・南・西風が吹いた場合について測定し、風幅と振幅の関係を求めた。

結果を図4-2-26に示す。北風の場合V/foD=5.5で共振がみられS=0.17であることが、また西風の場合にはV/foD=8.0で共振がみられ、S=0.12であることがわかる。円柱についてはS=0.18、正方形についてはS=0.14であることより上述の値は信頼できる。南風の場合は模型の固定方法が悪く、減衰係数が大きいためか共振現象はみられなかった。

実際の建物(T=5.0s)の共振風速を計算すると、北風の場合82m/s、西風の場合100m/sとなる。V₁₀=30m/sにより算定した建物頂部での風速V₂₀₀=30√(200/10)=63.5m/sより充分大きく、自動振動に関しては安全であると言える。

また、強制振動は建物の強度設計だけでなく、長周期の固有周期を持つ建物ではその居住性にも大いに関係があるが、風の垂直方向の分布・風の乱れ等、性質の研究が充分になされてなく、長周期水平振動の人体に及ぼす影響についての研究も数えるほどで、設計の段階でどのように考えてゆくか、非常にむずかしい問題であるが、前述の1/500振動模型を使い、格子による乱気流中と一様流中で風洞実験を行った。しかし、自然風の性状を充分把握できないことや模型と実物との間の相似律などの問題があり、設計の参考とするにとどめた。

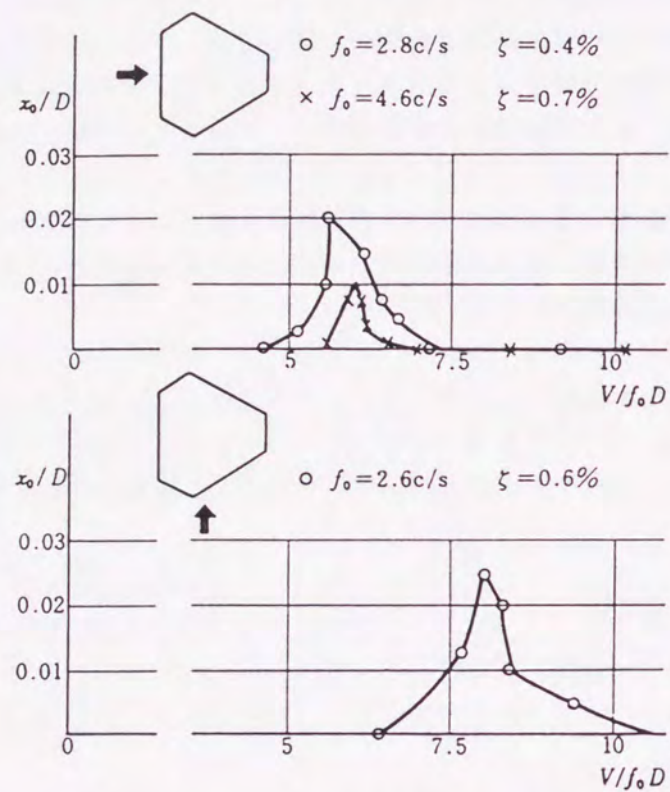


図 4-2-26 渦による振動

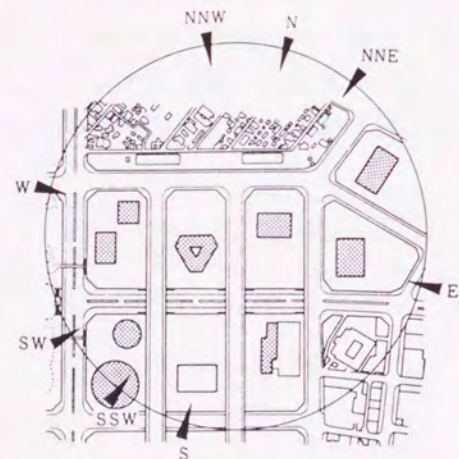


図 4-2-27 模型範囲と風向

4. 2. 5 チューブストラクチャー

新宿住友ビルは、従来の超高層ビルとその平面形が異なり、六角形をしている。この形状の特徴を生かし、質の高い事務空間を形成し、超高層建物として十分な居住性・安全性を確保するように努め、架構システムとしてチューブストラクチャーを採用した。

また、構造計画を行う場合の大きな問題の1つである耐震要素としては、PC耐震壁・鉄板耐震壁・ブレース・ラーメン等があり、これらをどのように用いるかにより架構の性質が変化する。

設計に際し、それぞれの利点・欠点を構造面だけでなく計画・設備・施工・工費各面より比較を行い、純ラーメンによるチューブストラクチャーとした。

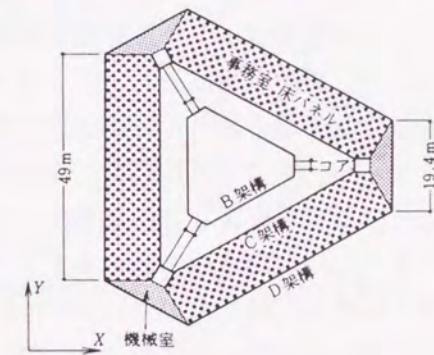


図 4-2-28 高層部平面形

(1) 高層部主架構

主架構は3m間隔に柱をたてた平面ラーメンを、三角形または六角形の閉鎖したチューブとし、これらを補助架構でつないだ3重のチューブ<B・C・D>で構成されている。

せん断剛性だけでなく、曲げ剛性・捩れ剛性に対して最も効果的な位置にあるD架構を開口の少ない壁の性質に近いラーメン構造とし、柱梁の部材に大形溶接H断面を使用したため、B・C両架構を400シリーズのロールH柱による純ラーメンとすることができ、コアと事務室の連絡・機械室部分の計画上の自由度・空調計画の自由度が得られ、また架構の弾塑性解析における性状が明快になった。

この架構システムは、各チューブの面外剛性を必要とせず、床版は鉛直荷重を受け、水平荷重時に建物の平面形を保つだけの構造でよく、特に大梁を必要としない利点がある。このシステムを採用したことにより、本建物の特徴の1つである床構造の考えが生まれてきた。部材の設計は架構の降伏状態を考え、仕口部では梁断面の降伏が先行するように柱・梁断面のバランスを考えて行った。

(2) 立体架構の解析

前述のように六角形平面をしたチューブストラクチャーであるため、その応力解析は立体架構として行わねばならなかった。しかし、対称として1/2架構を考えても節点数4,331点・部材数8,029本・未知数11,441元(水平変位等置を行って)とマトリックス変位法によって解析するには、時間的にまた精度的に非常に困難であり、サブストラクチャー化することによりこれらの問題を解析した。

a) 設計用水平荷重

図4-2-29に、設計用水平荷重を示す。風荷重は地震荷重の約80%で、地震荷重により架構解析を行った。

b) 架構モデルと解析仮定

B・C架構は、3枚の平面架構を正三角形状につないだもので、C架構はさらにその頂点の位置からD架構の方へ1スパンの枝を出し曲げ剛性をより高くし、D架構は2種類の平面架構を六角形にバランスよく組み合わせたチューブストラクチャーである。各チューブをつなぐ床版は、面内剛性だけを持ち各チューブの鉛直変位は独立している。正三角形状に配置された架構は、X・Y両方向の剛性が等しいという特性を持っている。

解析上の仮定事項を次に示す。

- (1) 部材は線材とし、曲げ・せん断・軸方向変形を考慮した。
- (2) 剛床の仮定より各層共床位置の水平変位は等置した。
- (3) D架構においては、その部材形状よりシャープパネル部分の変形を考慮し、線材骨組に剛域として取り入れ評価した。
- (4) B・C架構では上面のコンクリートスラブを考慮し合成梁とした。
- (5) B・C架構は地下1階のSRC耐震壁の剛性を考え、1階で固定に、D架構は地下1階がSRCラーメン架構であるため地下1階で固定とし、1階で水平変位だけ固定とした。

d) 解析結果(地震荷重時)

上述の架構モデル・解析仮定による地震荷重時の水平変位を図4-2-30に示す。頂部の変位は84.8cmとなる。図4-2-31に、層変形角を示す。建物の全体曲げ変形の影響を除くと、階高が5.5mの2階を除いて1/300以下におさまっている。

図4-2-32に、B・C・D3主架構のせん断力の分担を示す。せん断剛性および曲げ剛性がB・C架構に比較して一段と高いD架構は、すべての階で85%前後の層せん断力を負担している。図4-2-33・図4-2-34に、図中央矢印で示す方向の荷重によるD架構の柱軸力・柱せん断力の分布を示す。D架構は鋼の六角形チューブに穴をあけ、リブとしてフランジをつけたような架構で、図4-2-33・図4-2-34よりその応力分布はキャンティレバーチューブ構造のものと非常に似ていて、立体架構の性状がよくあらわれている。

風荷重は、その風向きにより建物に振りモーメントを与える場合があるため、その場合の応力解析を行い、得られた応力が地震荷重時以下であることを確認した。

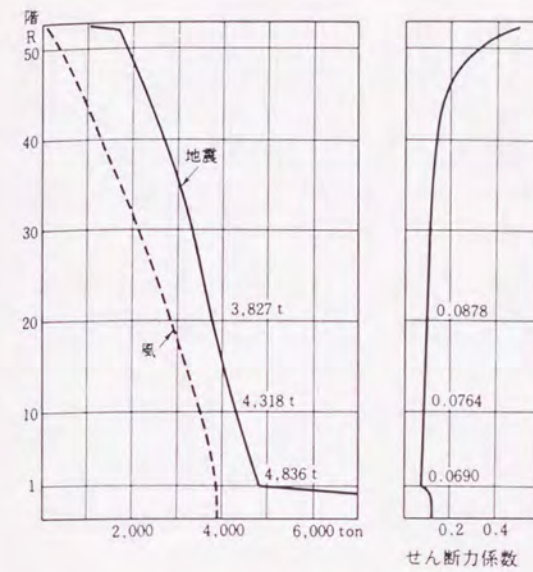


図4-2-29 設計用水平荷重

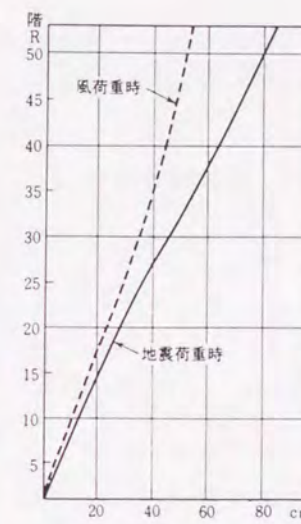


図4-2-30 水平変位

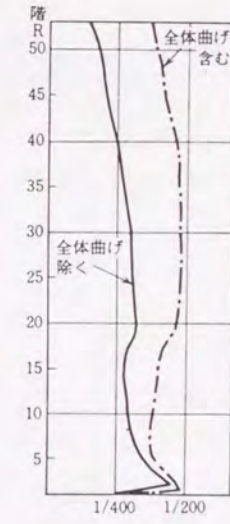


図4-2-31 層変形角

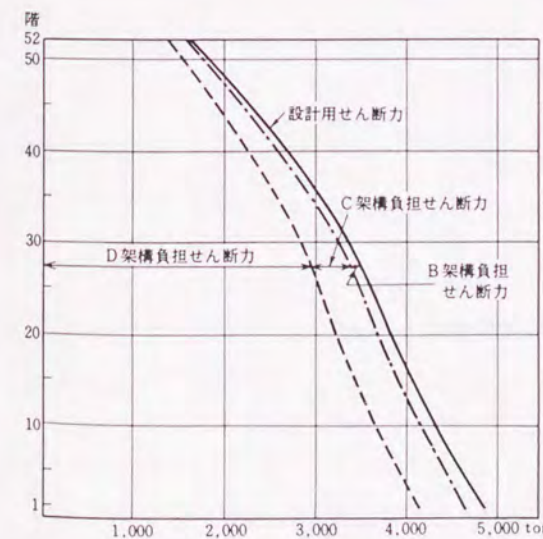


図4-2-32 層せん断力の分担

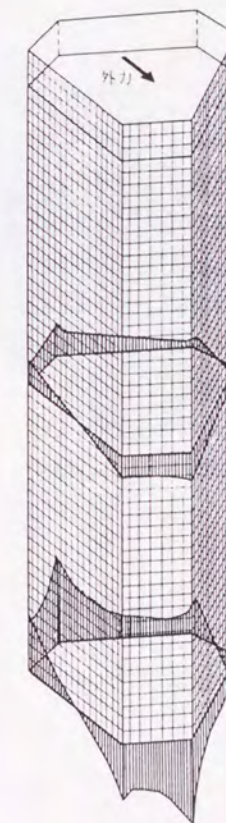


図4-2-33 柱軸力

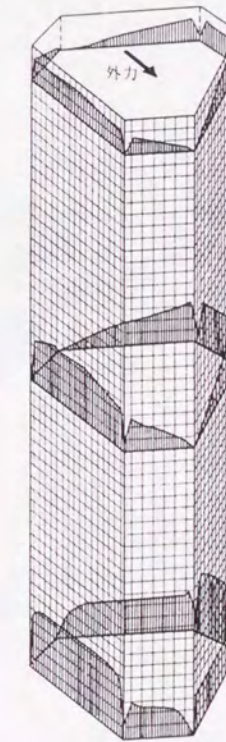


図4-2-34 柱せん断力

4. 2. 5 床構造

本建物の床には、鉛直水平剛性を確保し、建物の軽量化を図るため、鉄筋コンクリートスラブ形式と鉄骨パネル形式の2種類の工法を採用した。鉄筋コンクリートスラブ形式とは、鉄骨梁の上に鉄筋コンクリートスラブを打設する従来工法で、外側隅部の機械室部分とコア一部分に採用した。基準階事務室部分には鉄骨パネル形式という新工法を採用した。

鉄骨パネル形式とは400成の鉄骨フレームの下面に薄鉄板(2mmまたは3.2mm)を、上面にはデッキプレート(25mm成)を貼り、その上に6cm厚の軽量コンクリートを打設したものである。(図4-2-35)

1パネルは3m×11.2mのユニットからなり、1パネルの鉄骨フレームは、3本のI型鉄骨梁と直交して入れた2本のつなぎ梁からなる。鉄骨フレームの組立て、上下面のプレート貼りの段階までは、工場で作製され、現場では周辺架構の建方と同時に吊り込み接合される。また直交方向の鉛直剛性、全体の水平剛性を増し、一体として働かせるために、隣接のパネルどうしを接合する。こうして鉄骨パネルが設置されると、そのまま作業床、材料置き場となり、コンクリートの型枠が出来上がる。この上に溶接金網を敷きつめ、軽量コンクリートを打設して床が出来上がる。

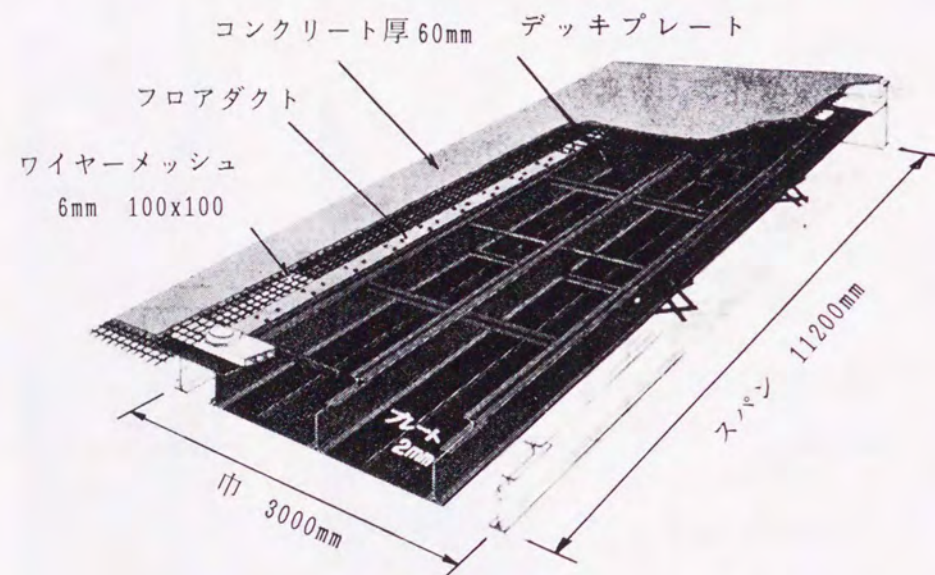


図4-2-35 鉄骨パネル形式の床構造

4. 3 まとめ

基本的形態である「均等型ビル」の設計例として2例でその構造計画の考え方を示したが、このタイプの構造計画のポイントを挙げると以下のものになる。

- (1) ほぼ均等に並ぶ柱と梁で形成される構造体が主である。しかし、高くなると建物全体のプロポーションは細長くなる。従って、建物が高層になればなる程、地震時の曲げ変形が大きく卓越してくる事になる。せん断要素として連層に耐震要素としての壁を設ける事は有力な対応であるものの、それ自体では曲げ変形を拘束出来ない。4. 1の例で示した様に境界梁を有効に配置する事により変形性状をコントロールする必要がある。また、3. 1の検討に示した様に、最上部や中間部に大組架構を設ければ更に有効である。計画的にはこの階は一般事務室としては使いづらく、特殊階となる。従って、耐震壁を用いる場合は曲げ変形拘束をどういう手段で確保するかが最も大きなポイントである。
- (2) 4. 2で示したチューブ構造は、「均等型ビル」にとって有効な構造計画といえる。

しかし、外周部に柱が林立する事になり、これが建築計画と整合するかが問題となる。

第 5 章

「不均等型ビル」の構造計画

第5章 「不均等型ビル」の構造計画

5.1 足もと空間の構成

5.1.1 建物概要

本建物は高さが軒高45m、最高高さ 49.75mと低いが大架構と小架構を組み合わせた形をしており、この型のビルとして初期のものであり、構造形式がシンプルなのでこの型の代表例として採りあげた。

(建物概要)

名 称	ポーラ五反田ビル
階 数	地上10階・地下2階、塔屋3階
高 さ	49.75m
構 造	鉄骨鉄筋コンクリート造、一部鉄骨造

(建築計画)

化粧品の製造・販売をしている会社の本社ビルとして、1階ロビーはその会社にふさわしい雰囲気を持たすことを計画した。敷地は正面がJR山手線に面し、裏は各種のビルが建ち並んでいる。

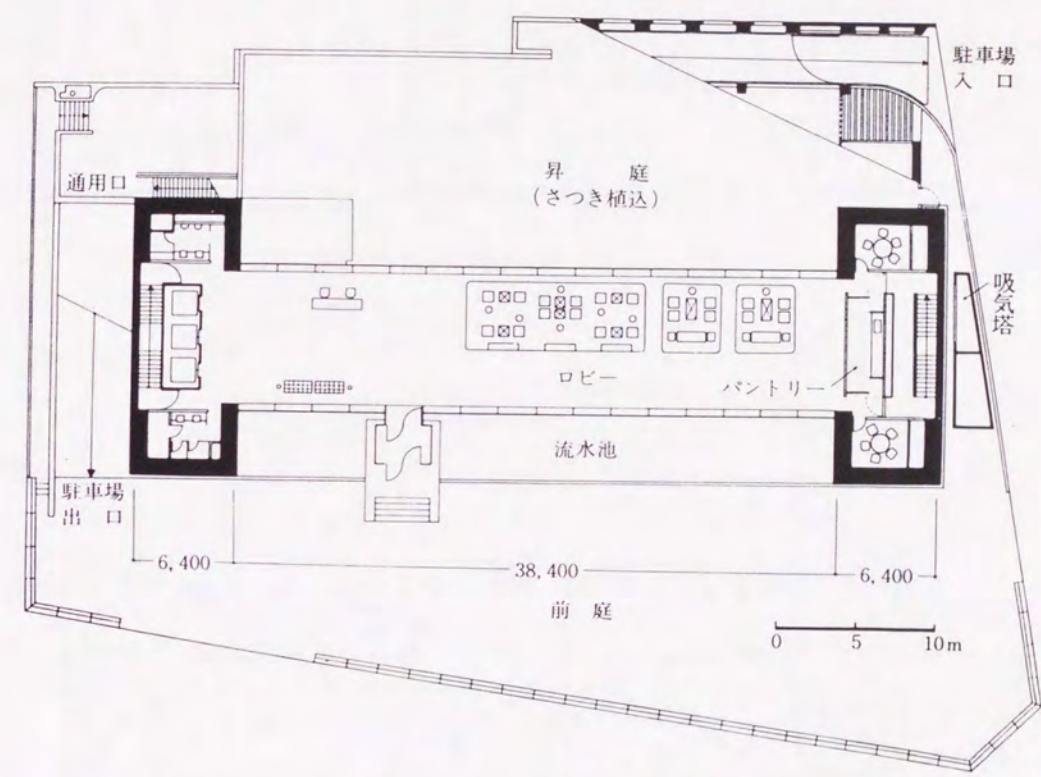
この環境をふまえ、前面には庭を設け、裏面は昇庭を設けることにした。この前後の庭を一体として楽しめるよう1階は柱のない全面大硝子の窓とし、前面道路及びJR線から背後の昇庭が見えるようにした。

本建物の計画は、ダブルコアの大スパンオフィスビルであることが特徴である。ダブルコアを採用する事により、従来のセンターコア・偏心コアの欠点であるオフィス空間の細分化や二方向避難の不明確さを避ける事が出来た。

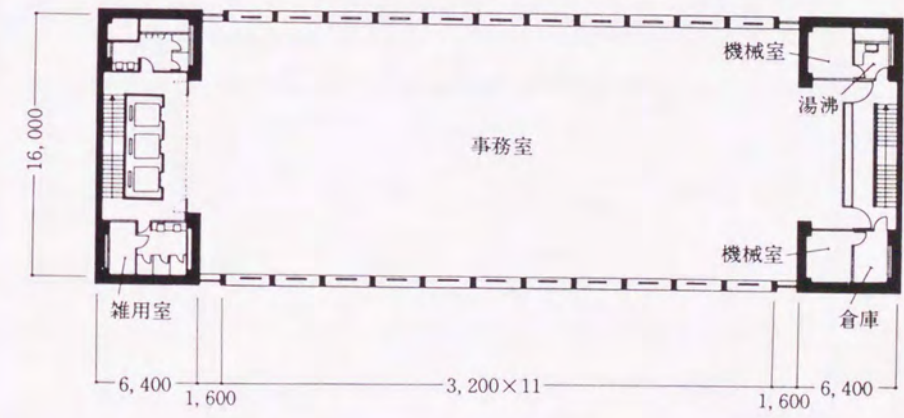
基準階の事務室空間は、奥行17m・幅38mの無柱のワンルーム事務所空間となっている。事務室は、3.2mのモジュールによりシステム化し、平坦な天井・プレナムチャンパーによる換気などによって高度なフレキシビリティを持たせた。

東西に設けられたコアは、東側がエレベーター・階段・便所を持つメインコアで、西側が階段・機械室・湯沸し・倉庫などのあるサービスコアである。

また、大架構の採用により、建物の1階と10階には全く柱の無い大空間が得られた。

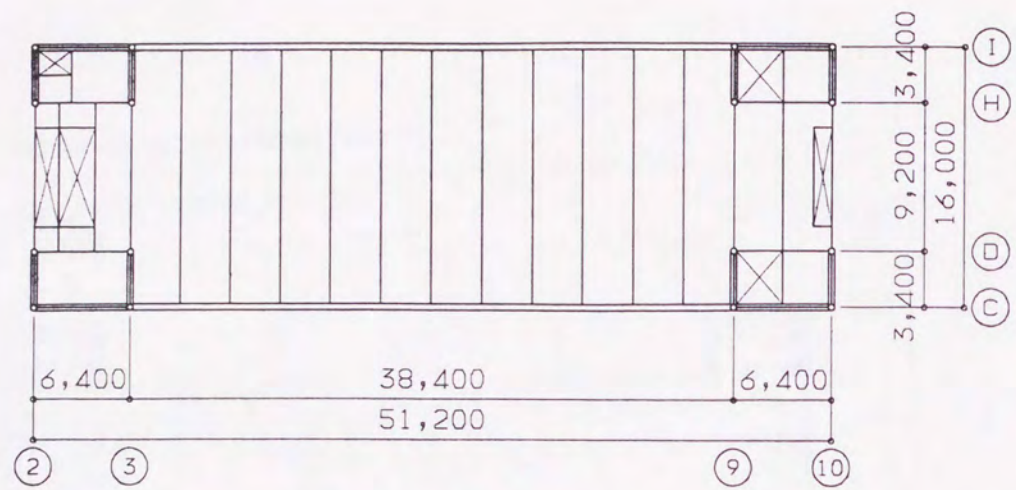


[1階平面図]

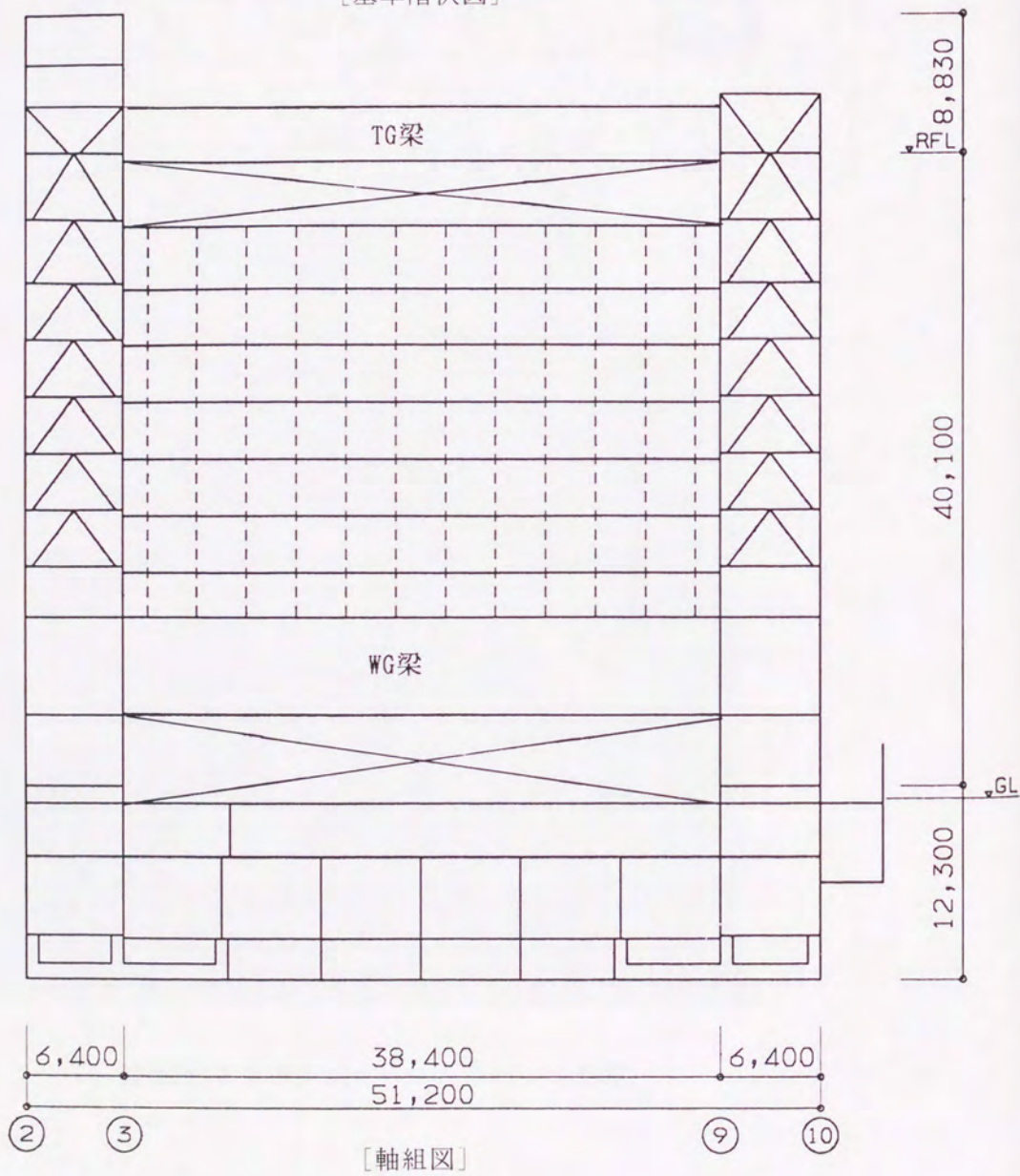


[基準階平面図]

図5-1-1 ポーラ五反田ビル 平面図

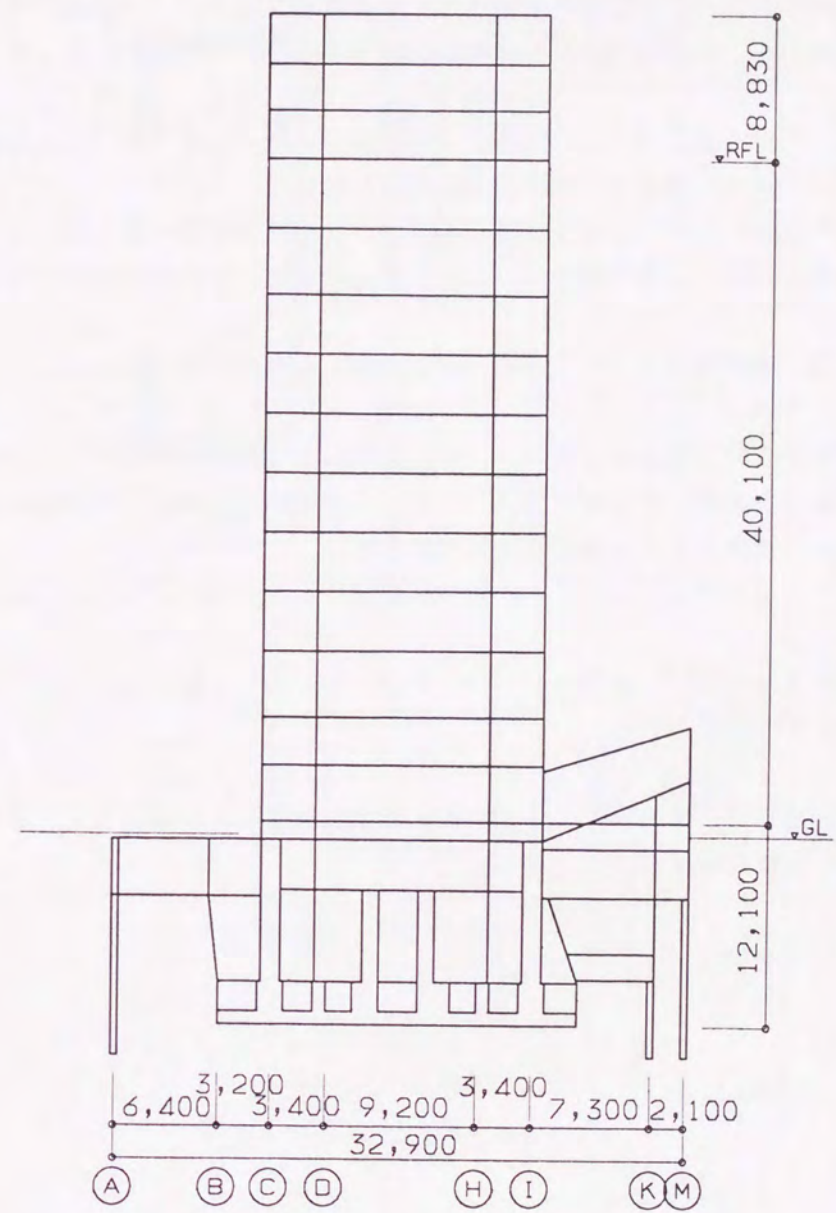


[基準階伏図]



[軸組図]

図5-1-2 ポーラ五反田ビル 伏図・軸組図



[3通り軸組図]

図5-1-3 ポーラ五反田ビル 軸組図

5. 1. 2 架構計画

架構は、両妻側コアの建築計画を活かし鉄骨鉄筋コンクリート構造の日の字型ラーメンの大架構とし、地上部8層分の鉄骨構造部分がその中に組込まれる形をとっている。

大架構は、並列する二つのコア壁を、2階と屋上の部分に架け渡した大型梁で結んで、鉄骨鉄筋コンクリート構造の日の字架構を形成している。

これにより1階ロビー、および10階は柱のない前面硝子の室を造り出すことができた。またコア壁を利用した大架構柱は、日の字型とすることで片持梁的柱でなくラーメンとなる。

これにより柱・梁の変形が少なくなり、鉛直荷重・水平荷重の何れにもよく効く架構となった。

小架構は梁間方向は16mの1スパン、桁行方向は3.2mのスパンで、この柱軸力は2階の階高一杯の大架構の梁で支えられている。大架構の柱に集まった建物重量は地下の外んN壁により建物全底面に伝わるよう計画した。

これにより3.2mモジュールで自由に間仕切を設けられるフレキシブルに富むオフィスが出来た。

この構造計画は大スパンと小スパンの2種類の室が重なる場合に無理なく解決する標準的な構造の形を示している。

また、基礎地業は、地表面下9~10mにある東京礫層を支持層として、基礎底の深さを11.5mとして直接地業によっている。

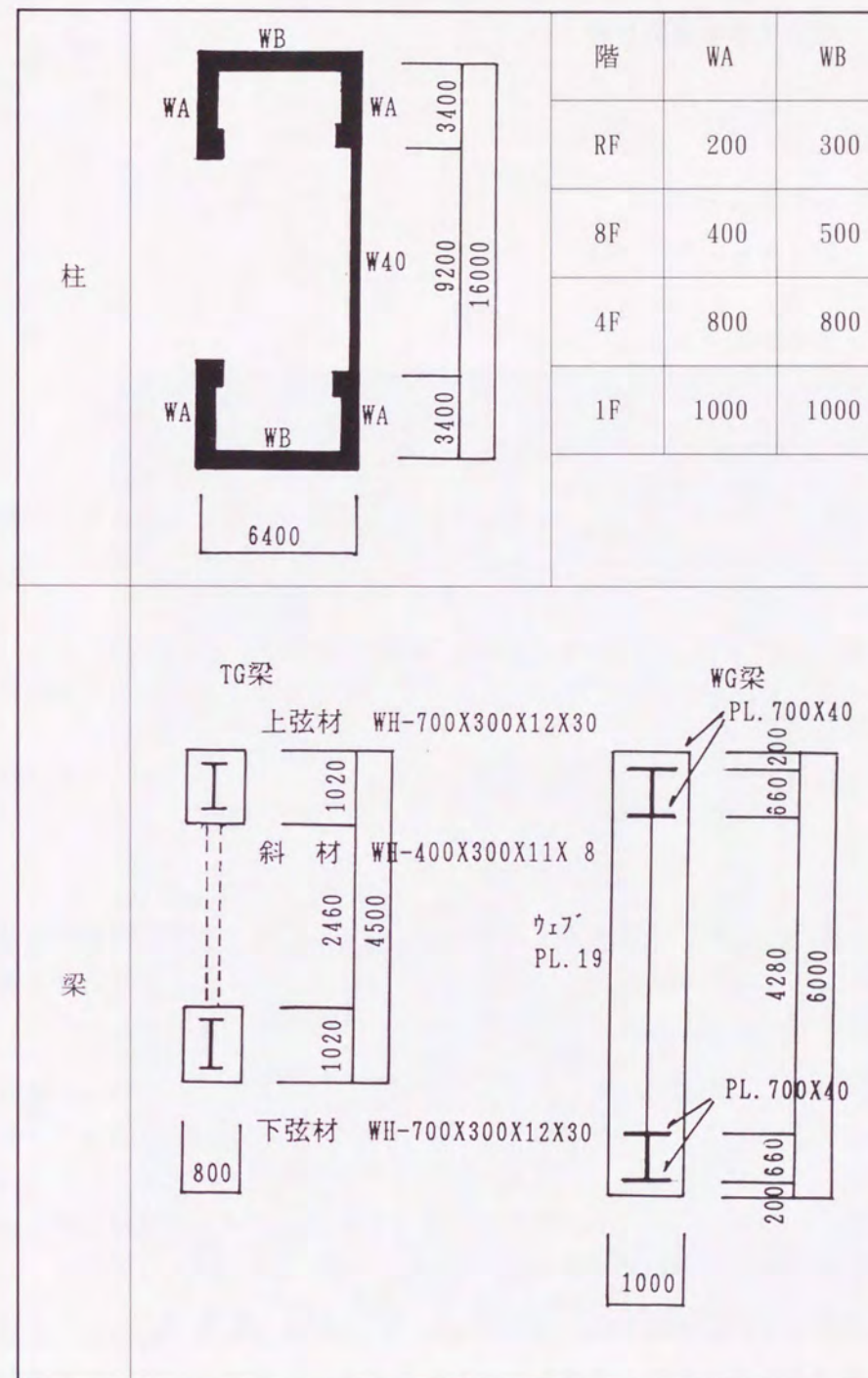


図5-1-4 大架構柱・梁断面リスト

5. 2 複合機能空間の構成

5. 2. 1 建物概要と建築計画

(建物概要)

名 称	中野サンプラザ
階 数	地上21階・地下2階
高 さ	89m
構 造	鉄骨鉄筋コンクリート造

(建築計画)

この建物は勤労青少年の健全な成長を促すための総合的な福祉施設である。敷地は中野駅前であり、南北160m、東西60mの長方形である。

設計にあたって重点のおかれたのは、

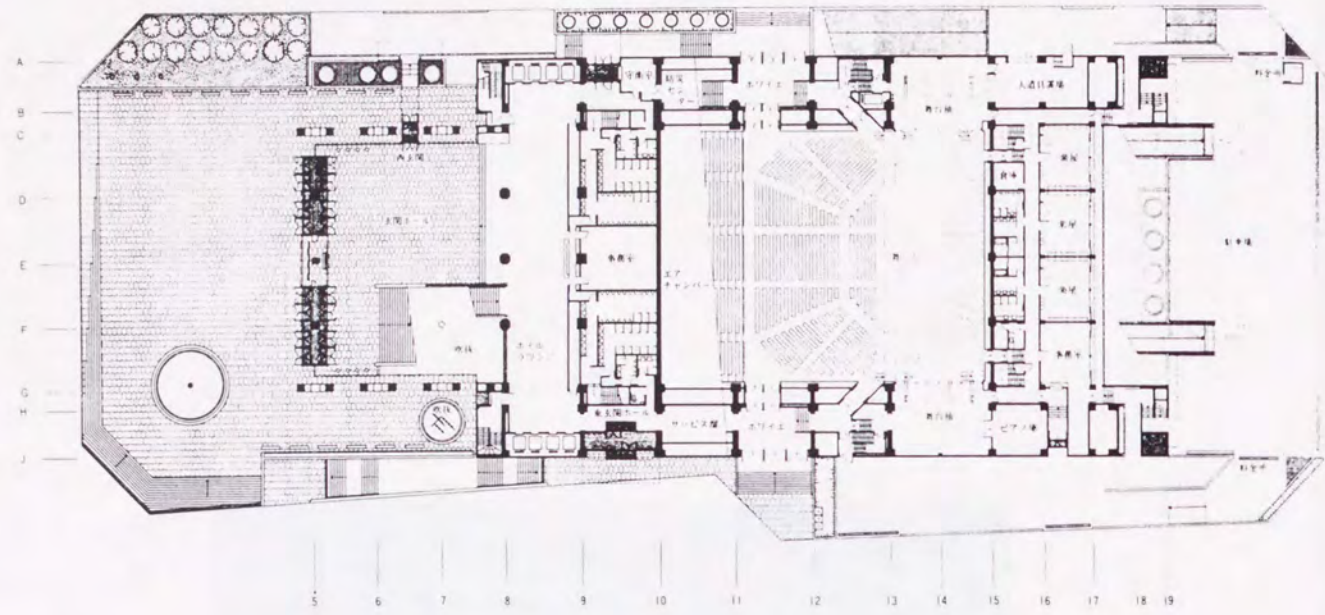
- ・勤労青少年にふさわしい健全なイメージを反映させる。
 - ・複雑多岐にわたる建築要素を総合的なものとして捉え、その全貌を一体的なものとして表現する。
 - ・中野駅前広場・中野区役所・隣地街区との関連において都市計画的視野で街区を形成すること
- などである。

敷地の利用については、駅前広場との関係から南側を正面とする。西側に隣接する中野区役所の壁面線と建物中央の壁面線をそろえて、人の集まりに有効な正面広場を作る。背面は駐車場だけとして、北側街区の日照を確保するように考慮されている。

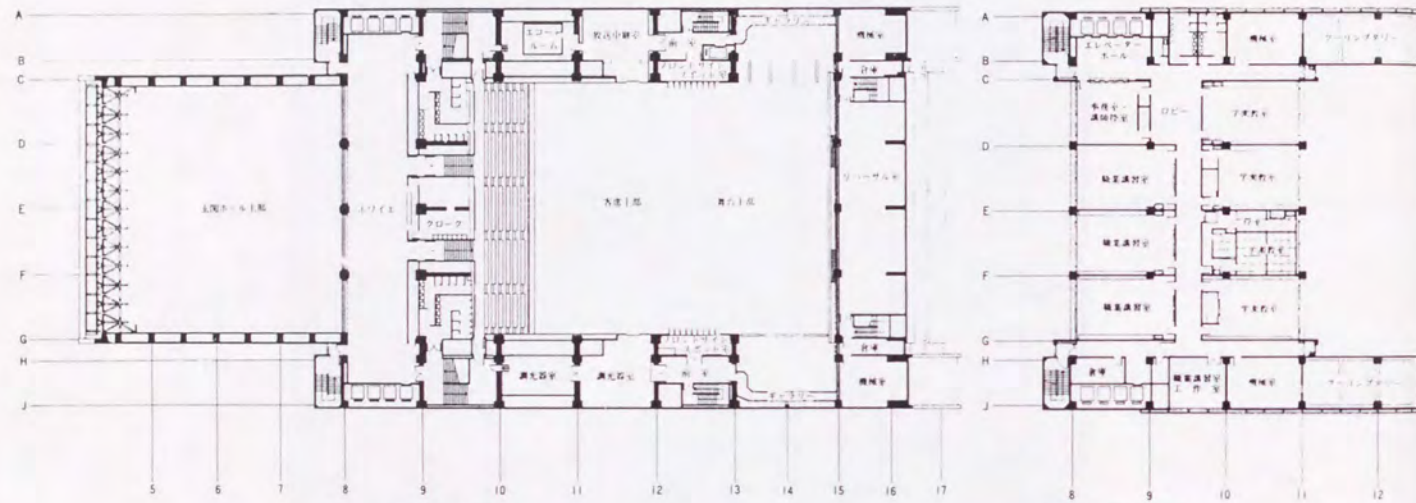
プランでは敷地中央部にオーディトリウムを配し、その前面にこの建物の総合的な玄関ホールをおき、オーディトリウムの上に職業訓練所・各種教室・会議室の一群と結婚式場・宿泊施設を積み上げる構成とする。また地下には室内プールなどのスポーツ施設を配置してある。そして各フロアの東西の側面にエレベーター・機械室・便所を配し、上下方向に関係をもたせた両端コア方式を採用している。

構造的には、オーディトリウム、室内プールなどの大架構の上に諸施設の小架構をのせた耐震・耐火・防音に十分に考慮したSRC造である。建物の両端のコアを耐震壁で囲み、ねじれ抵抗を大きくするとともに地震外力に対してねばり強い構造方式が採用されている。また、駐車場などは本建築とエクspansionを取り、RC造となっている。



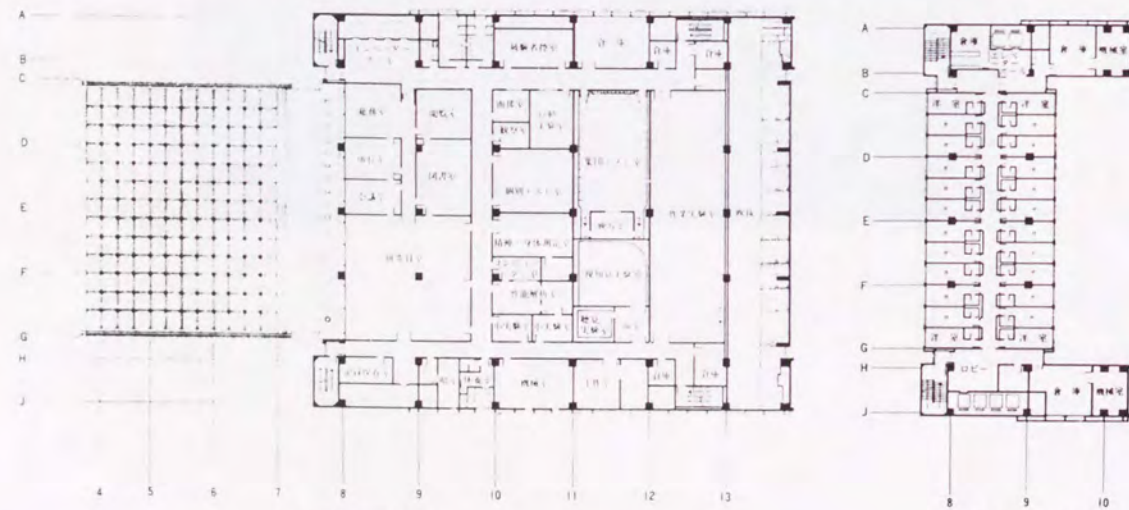


[1階平面図]



3階平面図

10階平面図



6階平面図

13階平面図

[基準階平面図]

図5-2-1 中野サンブラザ 平面図

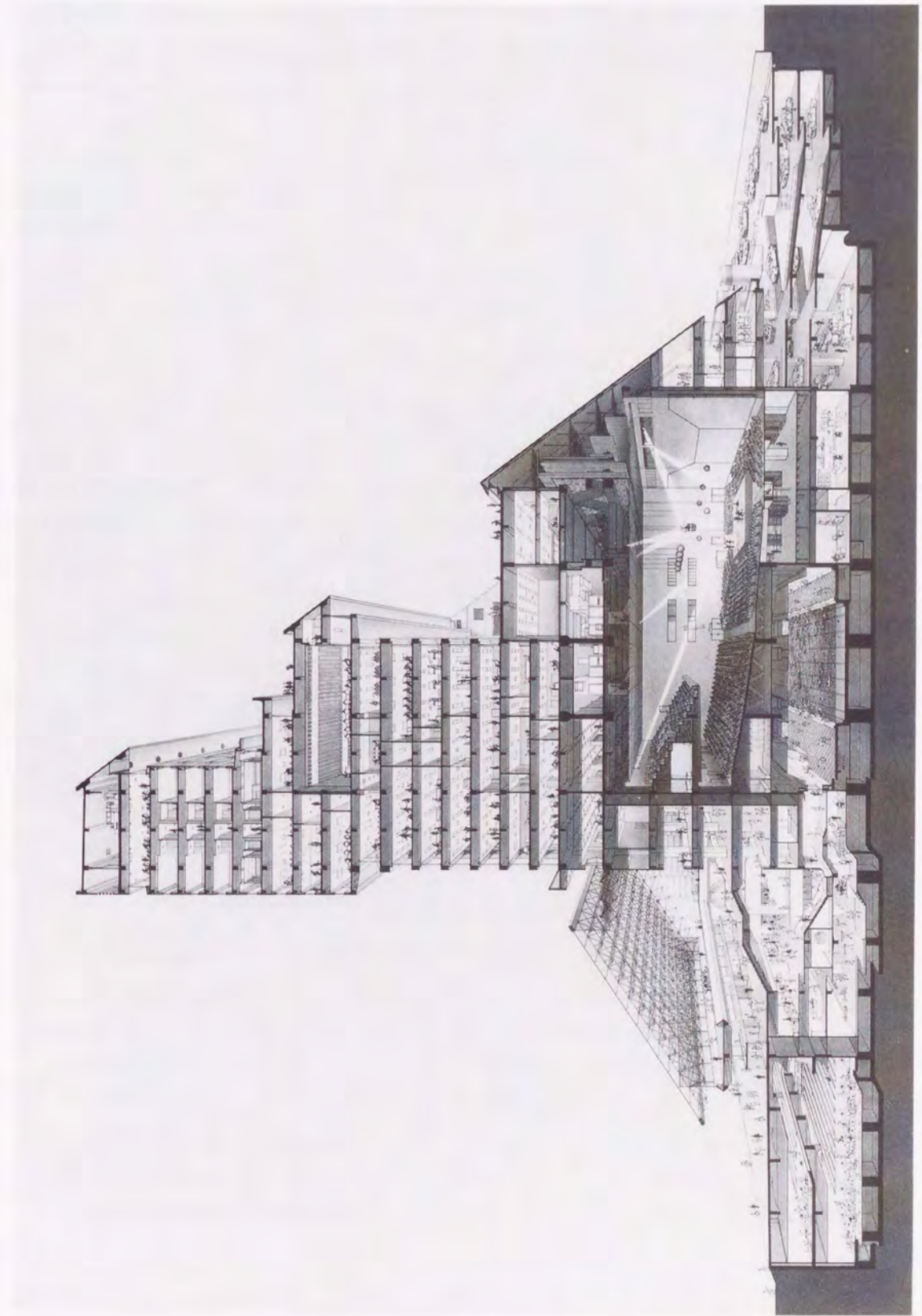
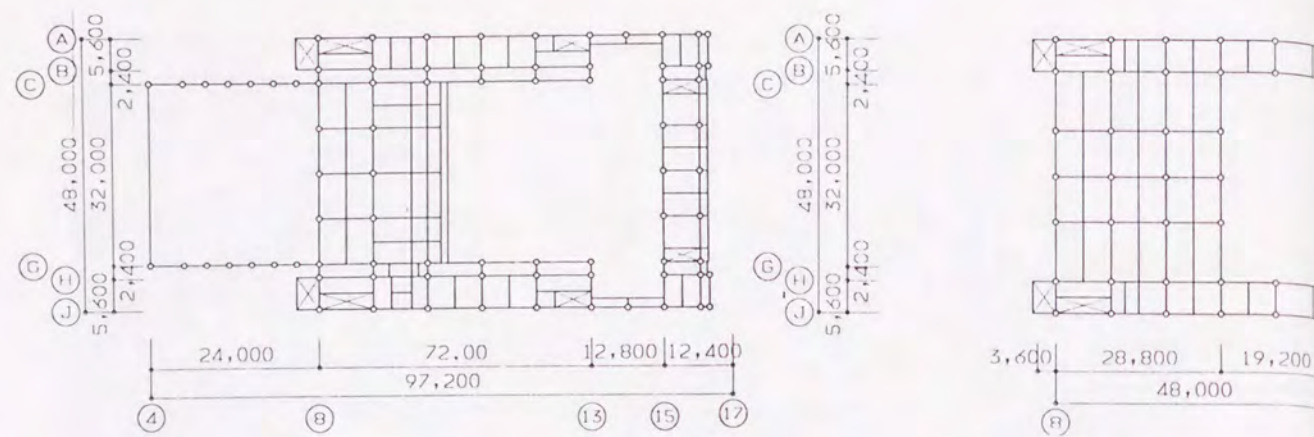
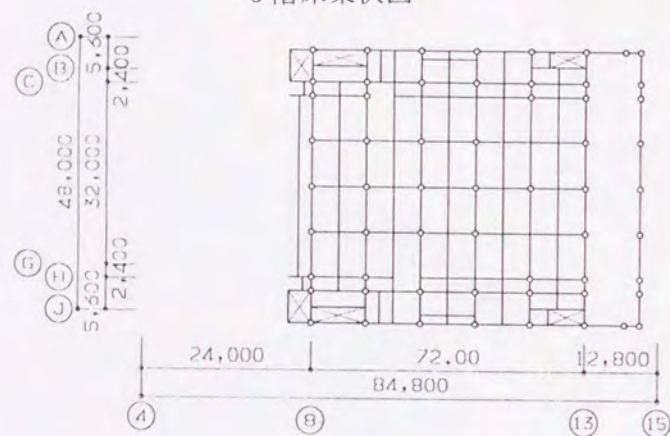


図5-2-2 中野サンブラザ 断面図

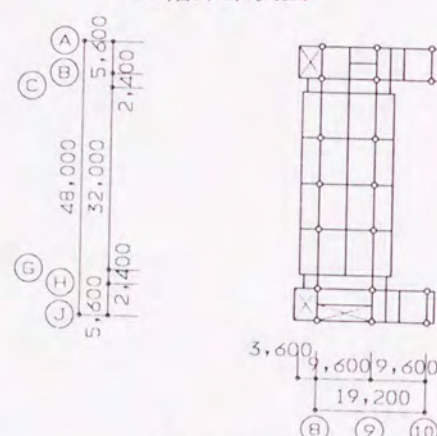


3階床梁伏図

10階床梁伏図

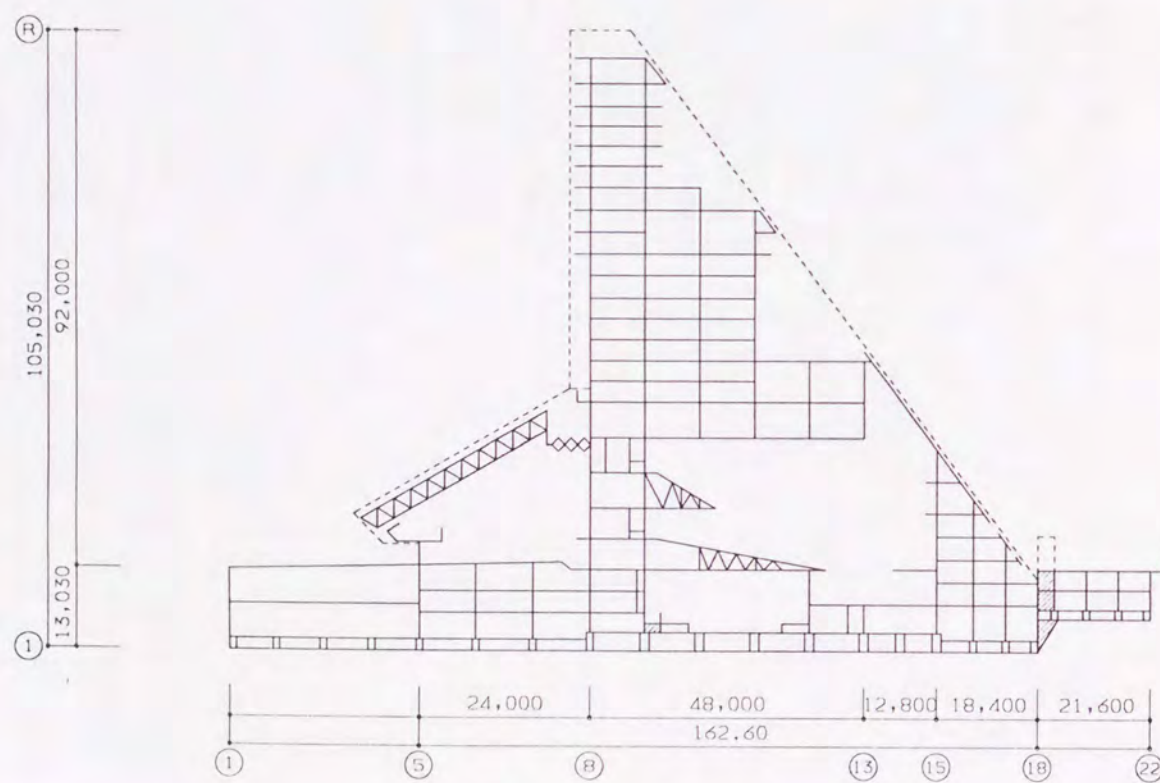


6階床梁伏図



13階床梁伏図

[床梁伏図]



[H通り軸組図]

図5-2-3 中野サンプラザ 伏図・軸組図

5. 2. 2 SRC高層複合建築としての構造

構造骨組はできるだけ単純明快にするように心がけることは大切なことである。特に高層建築の場合、程度の高い剛性評価が要求される。それは、それによって地震力が決定され、建家の耐力が決定されるからである。また、スムーズな建物の変形によって地震エネルギーが吸収されねばならないからである。

本建物の場合も、建築計画上要求される空間的機能を満足しつつ、安全性能を十分に満足するような構造システムの決定に留意した。それらの具体的な点については構造計画で述べる。

高層複合建築とは、一街区を縦に積み上げたようなもので、そこにはさまざまな使われ方を要する空間が要求される。すなわち、部屋の大小・室内換気・採光遮音等さまざまである。

意匠・設備についても同様と思われるが、構造サイドから見れば、大小さまざまな建築を積み上げられたようなもので、それぞれの建家にふさわしい構造システムがあるはずのものを、何か一つの構造システムで総合しなければならなくなる。おのおのの最大公約数的なもので考えるか、おのおのを大括弧でくくってしまうしかないと思われる。

前者の考え方によれば、たとえば、柱とか耐震要素の位置は、すべての空間が許容する位置にのみ設けるということになる。

後者の考え方によれば、たとえば、大架構による数層の人工地盤に、おのおの小建家をはめこんでゆくようなことが考えられる。この場合、はめこまれた小建家が、おのおの人工地盤で自由に振動するシステムと、一体となって振動するシステムが考えられる。

本建家の場合、後者によっていて、一体として振動するようコア耐震壁に接合している。

複合建築の場合、設備計画上も、特にフレキシビリティを要求するが、人工地盤を形成する大架構との取り合いをできるだけきつた設備計画が考慮されねばならない。この点については、基本設計時にいかにエネルギーを費やすかにかかっている。

本建家の場合、構造種別としては、経済性やコンクリートのキャスト性が最も発揮される形態であるということなどからSRC造を採用したが、施工時の品質管理という点で、現状では非常に問題があると思われた。

5. 2. 3 敷地地盤概要

当敷地付近一帯は、東京の山の手台地を構成する武蔵野台地のうち、豊島台と呼ばれる洪積台地によって覆われていて、土層構成は上から順に、表土、関東ローム、段丘粘土層、段丘礫層、上部東京層、下部東京層という順で構成されている。

a) 地盤支持力試験

本建物の支持地盤である東京礫層（GL-18m）における地盤支持力試験の結果、設計用地耐力150t/m²の安全性を確認した。

b) 常時微動測定

当敷地の地盤の振動特性を調べるため、地表・地中での常時微動の測定およびS波の測定を行った。その結果、卓越周期は、0.3~0.4秒および1.5秒付近に現れた。

次に、S波の測定から得られたS波速度と土質とを対比すると次のようであった。

関東ローム	150~180m/s
段丘粘土（沖積）	100~200m/s
砂丘礫層（沖積）	300~400m/s
東京層 砂礫（洪積）	400~500m/s
東京層 粘土（洪積）	500~600m/s

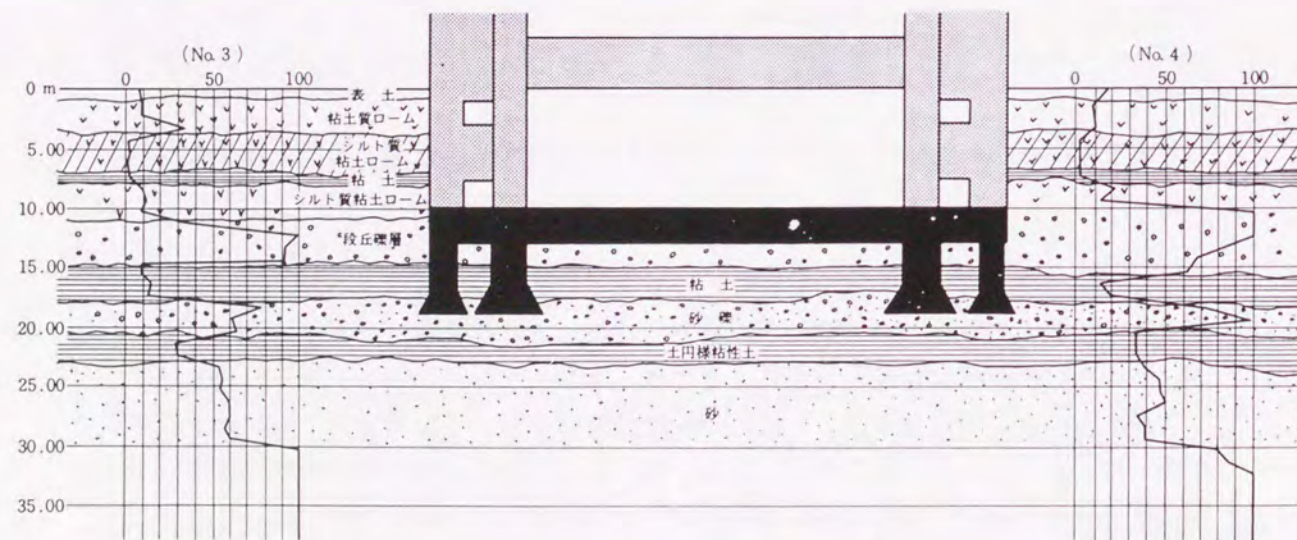


図5-2-4 地層断面と建物基礎

5. 2. 4 構造計画

a) 主体構造

(1) 全体構成が南北方向に三角形状をしているため、必然的に重心と剛心が下層にゆくほどずれてきて、地震力を受けたときに建物が振れ振動を起こすことになるが、この力に十分対抗できるような骨組とすることとした。

そこで平面計画上、東西両面がコアとなっていることを考慮して、コアを囲む南北方向の壁を耐震壁として振れに抵抗させた。すなわち振れに対抗するのにもっとも有利な位置に耐震壁を設けることができた。

また、東西両面に耐震壁を配置することは、オーディトリウムを音響的に他の部分と隔離するために、四周を鉄筋コンクリートの壁床で囲うことにもうまく合致している。

(2) ただ単に振れに力で抵抗するばかりでなく、振れ振動そのものができるだけ生じないような骨組とすることとした。

剛心を重心にできるだけ近づける方針をとった。具体的には、耐震壁の壁厚を各通りで少しずつ変える、剛性上不要な壁は、周辺にスリットを切るという方法である。すなわち、東西方向架構の両端スパンの耐震壁を各通りに少しずつ変えて各通りの剛性を計算し、それから建家全体の剛心を計算する。この操作を繰り返すことによって、偏心率にして大きな階で15%以内、ほとんどの階が10%以内に収めることができた。もちろん、これらの操作は建家全体の適正剛性、各通りの耐力内で行わなければならない。なお、振れの影響がほとんどないことを動的解析によっても確認している。

(3) オーディトリウムを包む32mという大スパンの梁で10層からなる柱をおか建ちとして支えることとした。

このような例は今までもあまりないと思われるが、1スパン、1階高分を成とする大柱、大梁で強剛な大架構を構成し、さらに軽量コンクリートを用いて軽量化を図ることにより解決できた。これらは建築計画的にオーディトリウムの両サイドをコアとし、1階高分の成を有する大梁間を機械室とすることにより、すなわち建築と構造の一体化を図った結果可能となった。

(4) プール・オーディトリウム周りの下部大架構と上部構造との剛性に連続性をもたせることとした。

これは東西方向スパンの両端、すなわちコア内に耐震壁を配置することによって解決している。また前述したようにこの耐震壁は剛心の調整に大いに役立っている。一方、この耐震壁はプロポーション的に細長いため、上層で曲げ変形が大きくなり、耐震壁としての効果がでにくくなるので、東西方向架構断面図（図5-2-6）に示すように、12階には左右の耐震壁をつなぐブレース面を、21階には壁面を挿入し曲げ変形を抑えた。

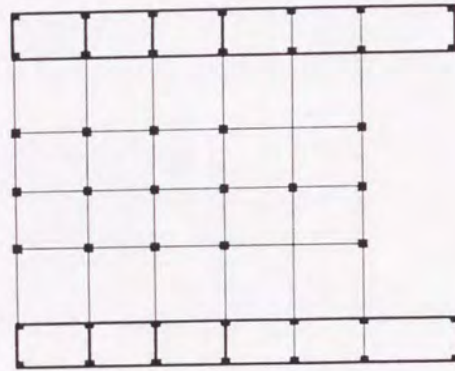


図 5 - 2 - 5 略伏図

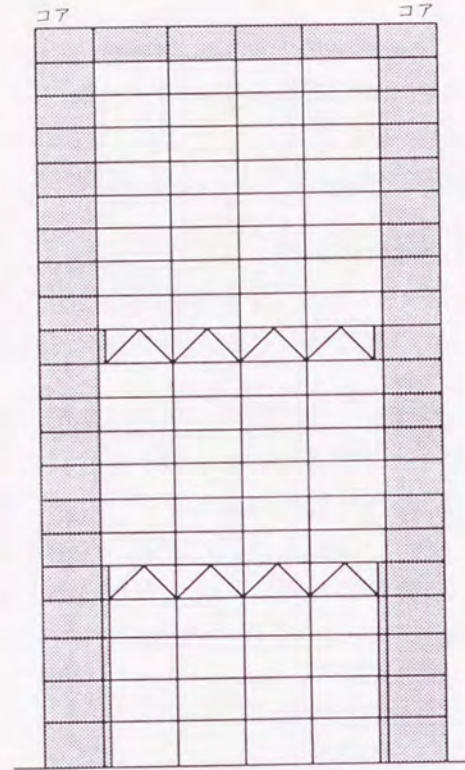


図 5 - 2 - 6 架構図

(5) 各部材に粘りをもたせることとした。

一般に鉄筋コンクリートの建物を耐震的に設計するには粘りが非常に大切とされているが、とくにこの建物では東西方向、南北方向ともにラーメン架構と耐震壁架構の組み合わせとなっているため、それらが一体となって働くためには粘りが必要である。このため、柱・梁はフルウェブ形式の鉄骨鉄筋コンクリート構造とし、フープ・スタラップを密に入れている。また耐震壁に対しては、壁板に対する付帯ラーメンの拘束度を十分にし、壁板のスリップ状破壊が生ずるよう考慮する一方、壁板の配筋を密にし、亀裂の分散を図った。

(6) 地震時にスラブに生ずるせん断応力が過大にならないようにすることとした。

これは南北方向の架構が非常に剛性の高い耐震壁架構と、非常に剛性の低いラーメン架構の組み合わせになっているため、必然的にスラブを介して力の受け渡しが生ずると考えられるためである。そこで、スラブ変形を考慮した並列モデルで振動解析を行い、スラブに生ずるせん断力に対して安全なよう設計するとともに、スラブ剛の仮定がほぼ成立することを確認した。

(7) 骨組は鉄骨鉄筋コンクリート造とすること。

15~20階程度の骨組を考える場合、鉄骨造とするか鉄骨鉄筋コンクリート造とするかは大きな問題であるが、現状では鉄骨鉄筋コンクリート造で設計可能な場合は、鉄骨造より経済的となる場合が多いと思われる。とくに当建家の場合、遮音性を必要とするオーディトリウムが下層部にあり、鉄筋コンクリート壁で囲う必要がある。このためには、SRC造の方がおさまり上有利となる。

またオーディトリウムを包む大架構は非常に剛性が高いが、それに連続する上部架構は極端に柔らかくしたくない。この場合、SRC造の方が経済的に剛性の調節ができる。さらに全体構成が三角形状となるため、振れが生じやすい。したがって、これに有効に対抗する耐震要素が必要となるが、当建家の場合、東西両面に耐震壁が十分にとれる。この場合、鉄骨ブレースを入れて多種類のプレコンを取り付けるより経済的である。

以上のような諸条件を考慮し、検討を繰り返した結果、鉄骨鉄筋コンクリート造に決定した。

表 5 - 2 - 1 重心と剛心の関係

階	重心 Ox(m)	剛心 Gx(m)	偏心 Ex(m)	偏心率 (%)	補正值 αx (通り)
21	4.10	5.50	1.4	14.6	1.007(8)
20	5.20	5.00	-0.2	2.1	1.001(9)
19	5.00	4.90	-0.1	0.5	1.000(9)
18	5.45	5.65	0.2	1.0	1.001(8)
17	6.20	5.40	-0.8	4.1	1.005(10)
16	7.50	5.80	-1.7	8.8	1.009(10)
15	8.60	10.80	2.2	7.6	1.010(8)
14	9.70	13.90	4.2	14.5	1.027(8)
13	10.60	13.90	3.3	11.4	1.020(8)
12	11.50	16.30	4.8	12.5	1.062(8)
11	12.90	16.10	3.2	8.4	1.021(8)
10	13.40	15.30	1.9	5.0	1.010(8)
9	14.40	17.10	2.7	5.6	1.013(8)
8	15.20	18.20	3.0	6.2	1.017(8)
7	15.80	20.90	5.1	10.6	1.038(8)
6	16.90	22.60	5.7	11.8	1.053(8)
5	18.90	23.60	4.7	9.8	1.087(8)
4	19.30	18.00	-1.3	2.7	1.022(13)
3	19.60	24.30	4.7	9.8	1.082(8)
2	19.80	22.80	3.0	6.2	1.038(8)
1	19.60	19.90	0.3	0.6	1.005(8)

b) 基礎

建家は地表面より約18mの深さにある東京礫層に、高層部は長さ5m、直径1.2~3.2mの深礎基礎法によるピア基礎によって、低層部は長さ5m、直径0.8~1.4mのアースドリル工法によるピア基礎によって支持させた。

また地震時におけるピアとフーチングの接合部、およびピア本体の強度に関しても、当敷地で観測したS波を参考にして地盤動を考慮した振動解析等を行って安全性を確認した。

5. 2. 5 構造計算

a) 使用材料および許容応力度

コンクリートは1階床以下は普通コンクリート、1階柱脚以上は人工軽量コンクリートで、設計強度はいずれも240kg/cm²とした。

鉄骨の材質は、板厚19mm以上はSM490AおよびB、板厚16mm以下はSS400とし、最大板厚は32mmに抑えた。

鉄骨の接合は、工場溶接および現場高力ボルト摩擦接合で、高力ボルトはF11Tを用いた。鉄筋はD16以下はSD295、D19以上はSD345を用い、最大径はD32とした。

材料の許容応力度は、日本建築学会の設計当時の諸規準に準拠しているが、とくにコンクリートの引張り・せん断の短期許容応力度については、現行の新規準と同じく長期の1.5倍とし、人工軽量コンクリートではさらに普通コンクリートの0.9倍とし、せん断破壊に対して十分な強さが保証されるようにした。

b) 設計用地震力

設計用地震力はEL CENTRO・TAFT・TOKYO 101等を基準地震動として採用し、これらの線形応答の結果を参照して、層せん断力係数の分布を決定した。

c) 応力および剛性計算

応力および剛性の計算においては、骨組を線材置換したうえ、曲げ・せん断・軸方向変形を考慮に入れ、また耐震壁は、そのせん断変形と等しい変形をするブレースと、その曲げ変形と等しい変形をする柱に置換して、架構全体を骨組構造とみなして解析した。

d) 降状耐力の算定

ラーメン架構の降状層せん断力は、上下柱の降状曲げモーメントの和と左右梁の降状曲げモーメントの和を比較し、小さい方にプラスチックヒンジが発生するものとし、柱にプラスチックヒンジが発生すれば、そのときの各柱のせん断力の和をもって降状せん断力とし、梁にプラスチックヒンジが発生する場合には、そのときの柱頭柱脚の曲げモーメントを、求めて柱せん断力を各柱について合計して降状層せん断力とした。ただし、柱梁は曲げ降状がせん断降状に先行するように設計されている。

耐震壁のせん断耐力は、壁板に対する付帯ラーメンの拘束度が十分なので壁板にスリップ状破壊が発生すると仮定し次式で算定した。

$$Q_u = fQ_u + rQ_u + wQ_u$$

上式において

fQ_u : 付帯ラーメンの耐力

rQ_u : 耐力壁のせん断補強筋および開口隅角部の補強筋が分担するせん断力

wQ_u : 耐力壁のせん断耐力

e) 動的解析

振動系モデルとしては、図5-2-7に示すように3種類を想定した。

- (1) 各階毎に1個の質点を設けた21質点直列型
- (2) 南北方向について床の面内変形の影響を検討する7層×4通り=28質点並列型
- (3) 振れを検討する7質点振れ型

また、バネ系は線形応答に対しては曲げせん断型、非線形応答に対しては置換せん断型とし、復元力特性は耐震壁ラーメンの弾塑性を考慮して、Bi-Linear型で検討したが、Tri-Linear型の検討も行った。

こうして求めた弾性固有周期を、それぞれ表5-2-2~4に示す。なお、応答解析に用いた減衰定数は、1次に対して0.05とし、内部粘性減衰系をとっている。

次に、採用地震波と加速度レスポンス・スペクトラムを図5-2-8に示す。

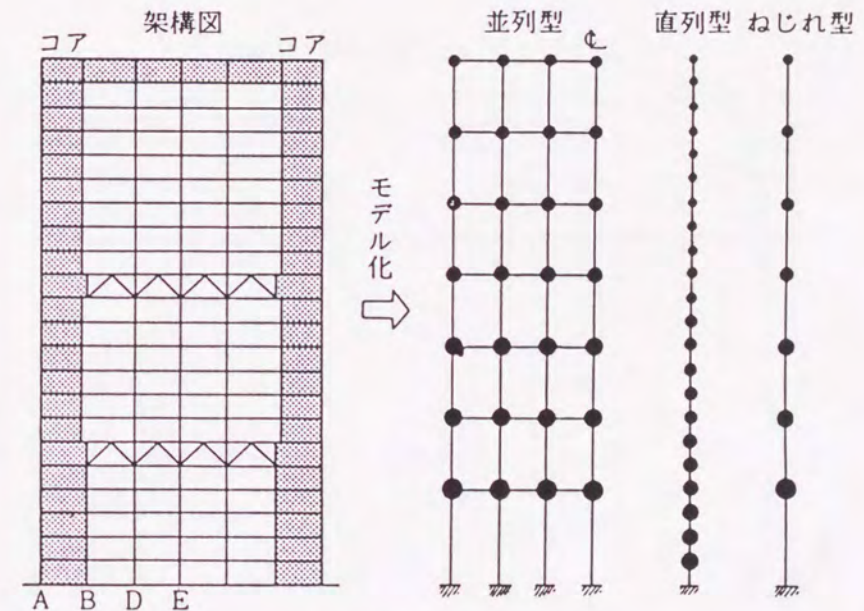


図5-2-7 振動モデル

表 5-2-2 直列型-曲げせん断モデル固有周期 t (秒)

	X方向	Y方向
1次	0.631	1.339
2次	0.301	0.594
3次	0.198	0.390

*X方向は東西方向、Y方向は南北方向

表 5-2-3 並列型-曲げせん断モデル固有値

	A型モデル		B型モデル	
	T(sec)	β	T(sec)	β
1次	0.733	1.861	0.731	1.834
2次	0.371	-1.490	0.367	-1.392
3次	0.258	0.882	0.253	0.802

*ただし、A型モデル スラブのせん断塑性係数 $\beta=0.5$
 B型モデル スラブのせん断塑性係数 $\beta=1.0$
 A、B型とも 壁のせん断塑性係数 $\beta=0.5$

表 5-2-4 振れ振動の周期

	1次	2次	3次
T(sec)	1.551	0.726	0.620
β	0.0105	10.85	-2.459

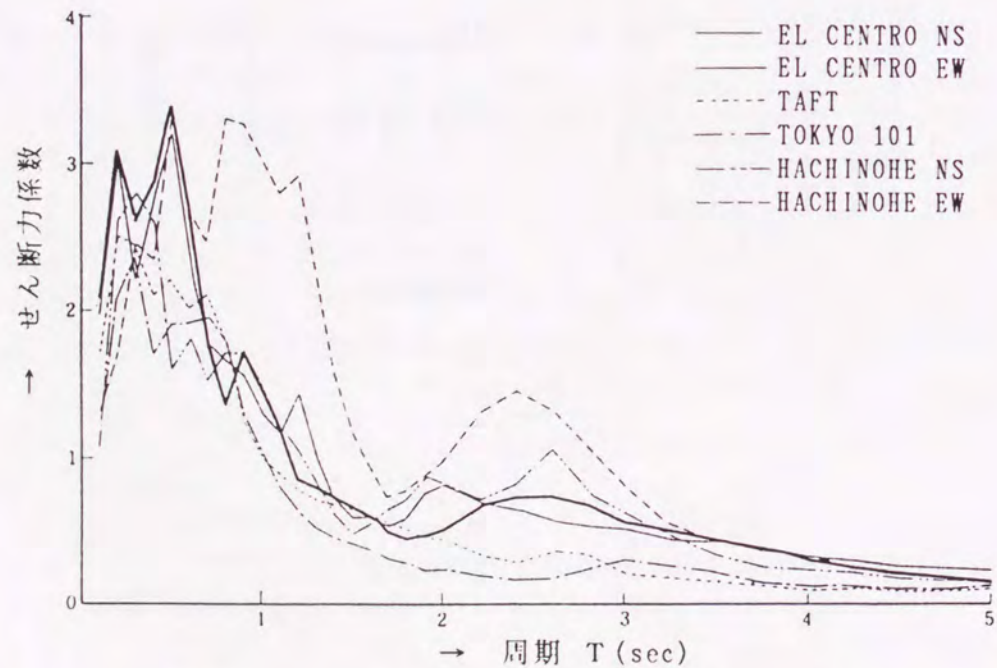


図 5-2-8 加速度レスポンススペクトル h=0.05

f) 応答結果

線形応答の並列型の結果の一例を図5-2-9、図5-2-10に、振れ型の結果を図5-2-11に示す。

非線形応答の場合は直列型についてのみ検討している。復元力特性が Tri-Linearの場合の応答結果を図5-2-12と図5-2-13に示す。

線形応答の場合、長辺方向に対して HACHINOHE (NS) がもっとも不利に作用し、どこかの層が設計せん断力に達する地震加速度値は215cm/s²、短辺方向ではそれが EL CENTRO (NS) 234cm/s²となっている。

層間変位角は、加速度値250cm/s²に換算したとき、長辺方向 1/400以下、短辺方向 1/250以下となっている。図5-2-14に、設計用地震荷重時の建家の変形状態を示す。

非線形応答では、EL CENTRO (NS) 最大加速度400cm/s²に対して耐震壁の塑性率(応答せん断歪みをコンクリートのせん断初ひび割れ歪みRsで除した値とした)を求めた。

それによるとRs=0.36×10⁻³としたとき、長辺方向の最大塑性率は3.2(17階)、短辺方向は3.8(16階)となり、大きな破壊は考えられない。なお、このときのラーメンの塑性率は降伏まで弾性と仮定した場合で1.2以下になっている。

並列モデルから求められる床の最大せん断応力は、最上層の耐震壁間が最大となり、250cm/s²時のせん断応力度は 11.2kg/cm²となる。その他の層では、大体4.0kg/cm²度である。

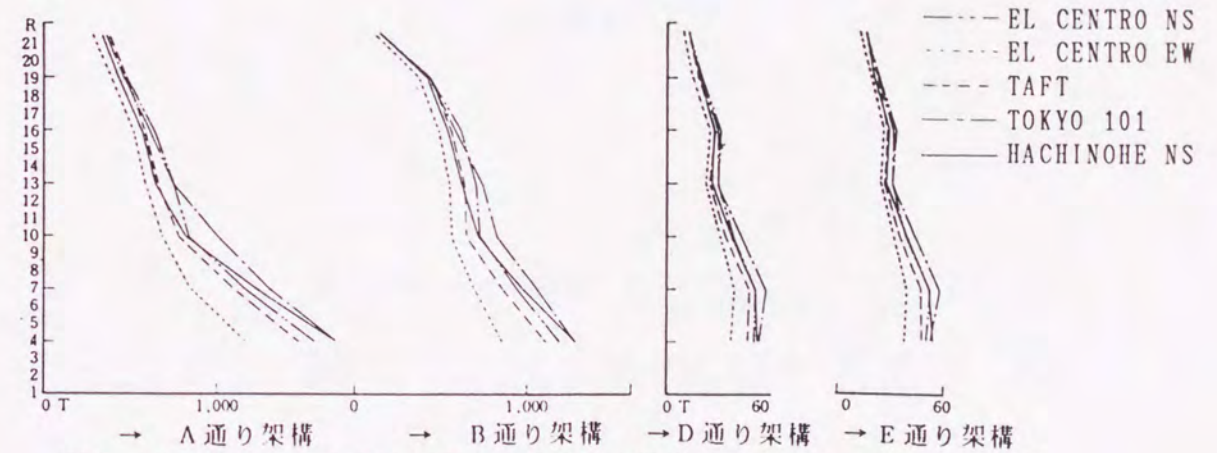


図 5-2-9 スラブのせん断力 (曲げせん断型モデル 100cm/s² h=0.05)

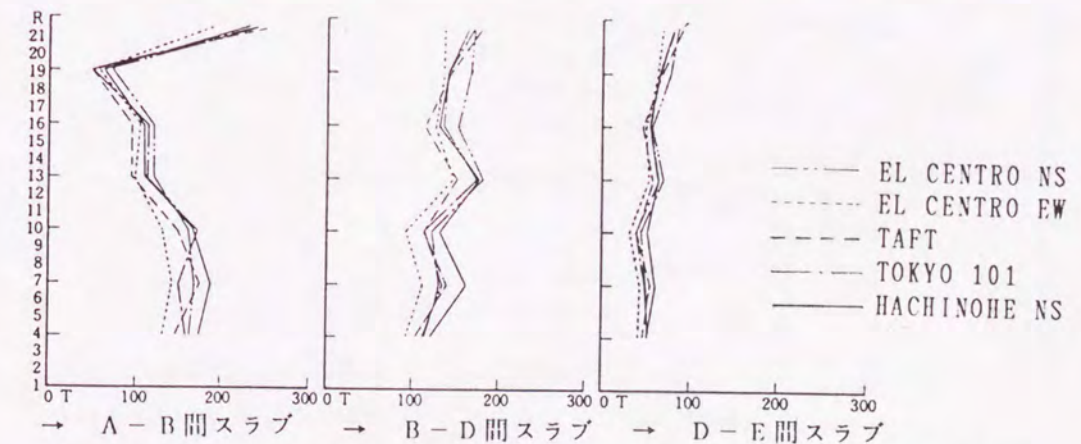


図 5-2-10 スラブのせん断力 (曲げせん断型モデル 100cm/s² h=0.05)

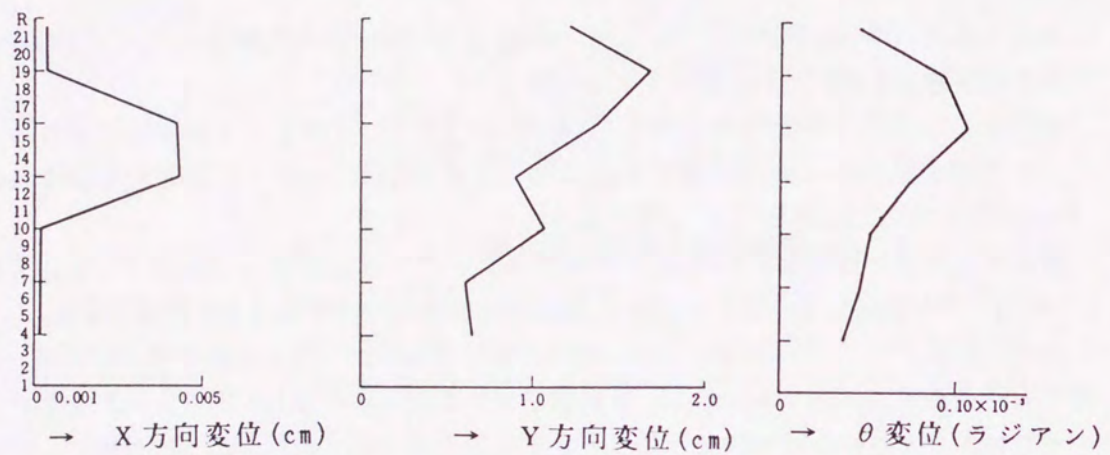


図 5-2-11 振れ型モデル (EL CENTRO NS Y方向入力 100cm/s^2 $h=0.05$)

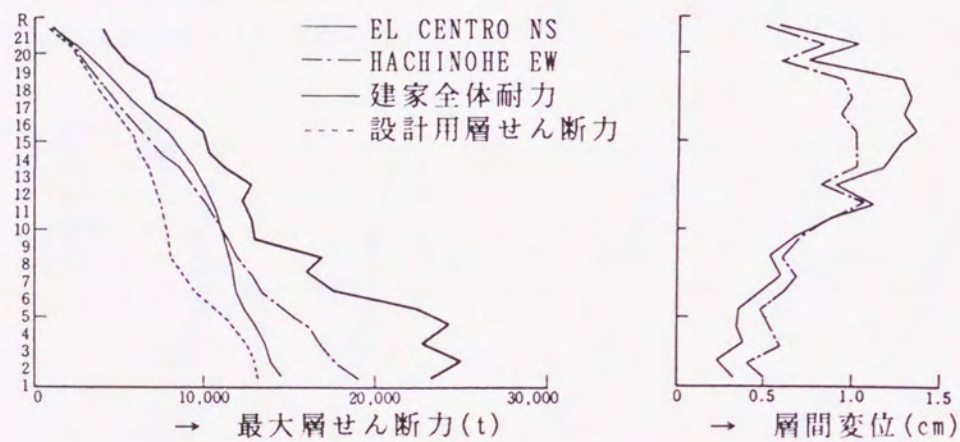


図 5-2-12 X方向せん断型モデル (Tri-Linear 400cm/s^2 $h=0.05$)

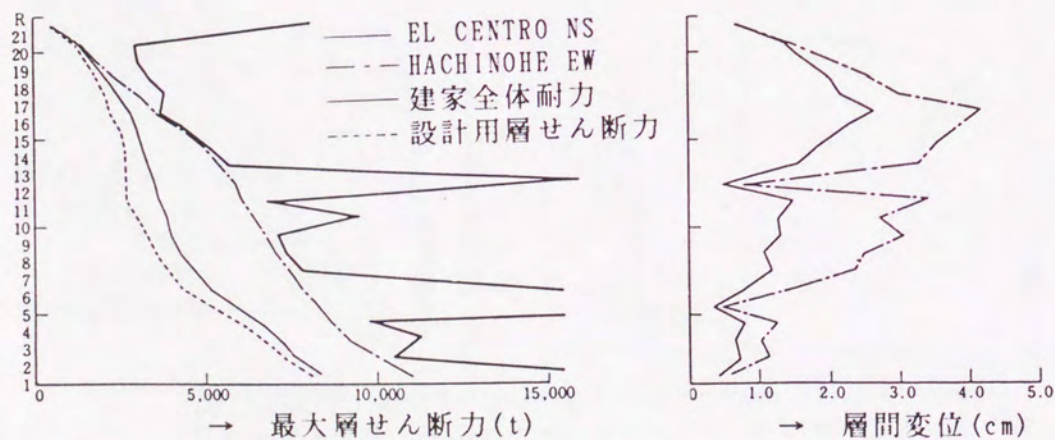


図 5-2-13 Y方向せん断型モデル (Tri-Linear 400cm/s^2 $h=0.05$)

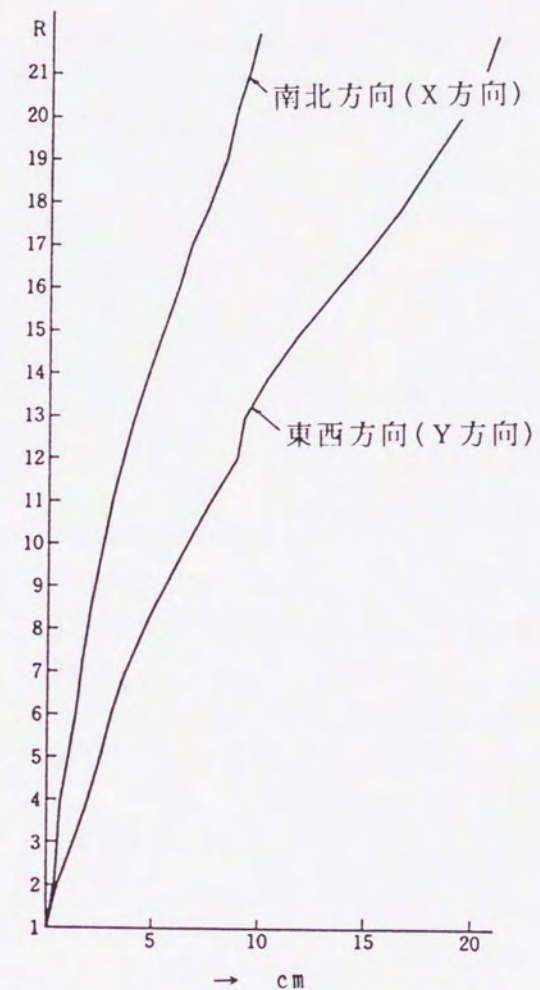


図 5-2-14 設計用地震荷重時変位図

5.3 まとめ

立面的空間構成が不連続である「不均等型ビル」の例を2例示して、構造計画の考え方を示したが、このタイプの構造計画のポイントを挙げると以下のものになる。

- (1) 立面的に大空間を有する場合や複合機能を有する様な建物が、この様な形態になる場合が多い。大空間を確保する構造を中心に考える必要があり、大架構を主体に計画してゆく事になる。この時は、この大架構部とそうでない部分との力の伝達が無理なく行える構造とすることが大切である。全体が日の字型の様に大きな単位の架構の場合は比較的急激な力の移動が生じないが、部分的に大架構を取り入れる場合は、この点に十分配慮をする必要がある。
- (2) この種のタイプの場合には、剛性の分布が不連続になりがちである。又、大架構の配置によっては振れ振動が生じる事もある。従って、動的な架構性状を十分把握する必要がある。
- (3) 大スパンと小スパンが混在する場合が多いため応力のみでなく変形について十分検討することが必要であり、大スパンの場合には上下振動についても大地震時のみならず常時の居住性でも配慮する必要がある。
- (4) 大架構部の柱には大きな鉛直力が作用する事になるが、その際の使用材料は、必要なら実験等を行い慎重に選定する必要がある。また、同時に基礎、地盤の耐力も十分であるか検討する必要がある。

第6章

「組立型ビル」建物の構造計画

第6章 「組立型ビル」建物の構造計画

6.1 平面的な組立て構成

6.1.1 建物概要と建築計画

(建物概要)

名称	新宿NSビル
階数	地上30階・地下3階・塔屋2階
高さ	121.45m
構造	地上4階以上：鉄骨造、 地上3階以下：鉄骨鉄筋コンクリート造、一部鉄筋コンクリート造

(建築計画)

新宿NSビルは、新宿副都心の最南部、甲州街道寄りの2号地に、副都心最後の民有地に建つ超高層建物として計画された。この建物には、従来の超高層建物とは異なり、大きな吹き抜け空間を建物内部にとった新しい建築形態を採用した。

基準階平面には、吹き抜けを取囲んでオフィススペースを配置し、吹き抜けに面してエレベーターシャフトを設けている。さらに、高さ方向には、最上階のレストラン・中間階のオフィス・1階の中庭およびこれらを結ぶエレベーターシャフトが、吹き抜け空間を取り巻いている。建物の各部分は、吹き抜けを中心にして視覚的な繋がりを持っており、大規模建築に対しての新しい秩序とも言える“わかりやすさ”を与える事が出来るよう計画してある。

吹き抜け空間の足元に展開する大屋根に覆われた中庭は、新宿副都心の新しいタイプのパブリックスペースを提供すると共に、副都心の歩行者ネットワークの重要な部分を占めるものとなることを期待している。

建物の平面形は、1辺70m×90mの口の字型をしており、全く対称なL字型の平面の組合せから出来ている。各辺に設けられた4つの事務室は、周囲に設けられた分散した設備機械室によりサポートされている。また、吹き抜けに面して廊下が回遊式に取られているが、L字型の結節点に当る部分は防災拠点として外気に面する付室となり、非常用エレベーター・特別避難階段を設けている。

建物用途は、貸事務室スペースを主体にした複合ビルである。最上階2層は展望レストラン、4～28階は事務室、1～3階が商業施設であり、1階の建物中心部分が広場となる。1階の広場の上部、130m上空には40m×65mの大きさのガラスの大屋根が架けられている。

広場は、建物の各部に至る動線の起点になっている。頂部の展望レストランには展望エレベーターで、一般事務室には事務用エレベーターで、1～3階の店舗にはエスカレーターで行く事が出来る。

構造上の問題点としては、

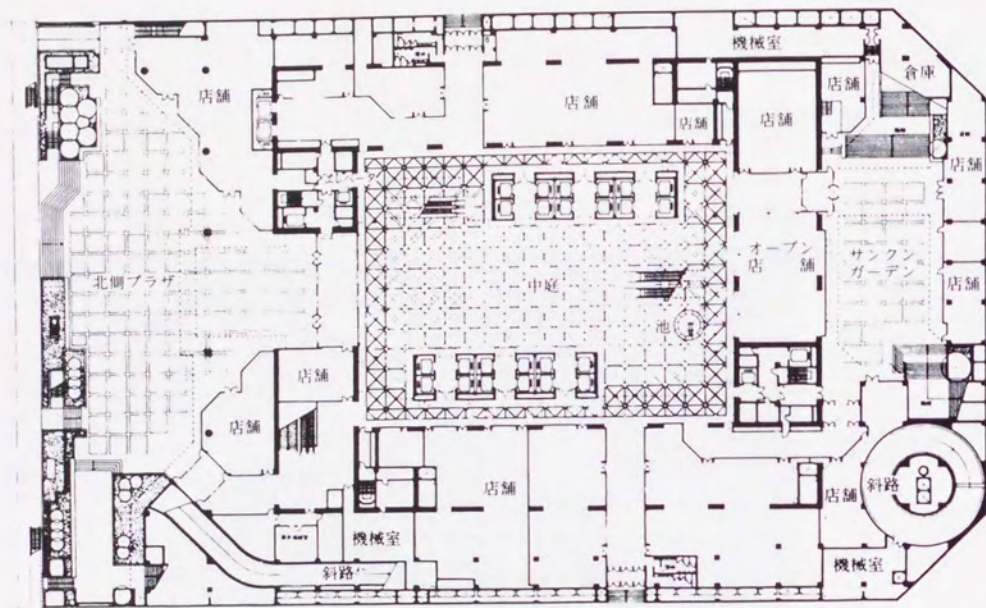
(1) L型平面単独では安定しないが、対称に組み合わせる事により安定したものとなる。

平面的に口の字型となり、平面内の力の移動が大きくなる。隅角部での力の伝達をどの様に確保するか重要な検討事項となる。又、振動的に不安定現象は生じないかの検討も必要である。

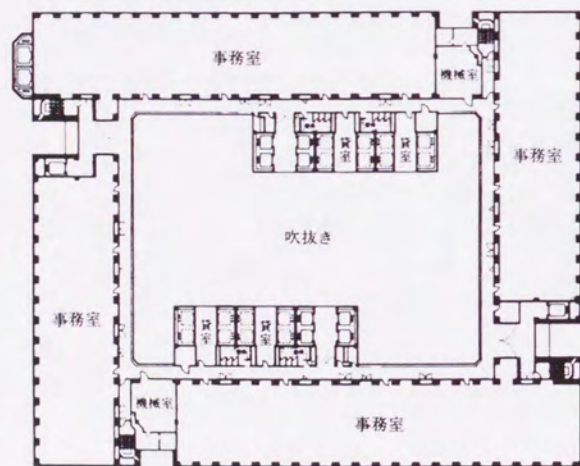
(2) 吹き抜け最上部の屋根は、いわば四つのビルに連結されており、変形の追従が可能かどうか検討する必要がある。

が挙げられる。



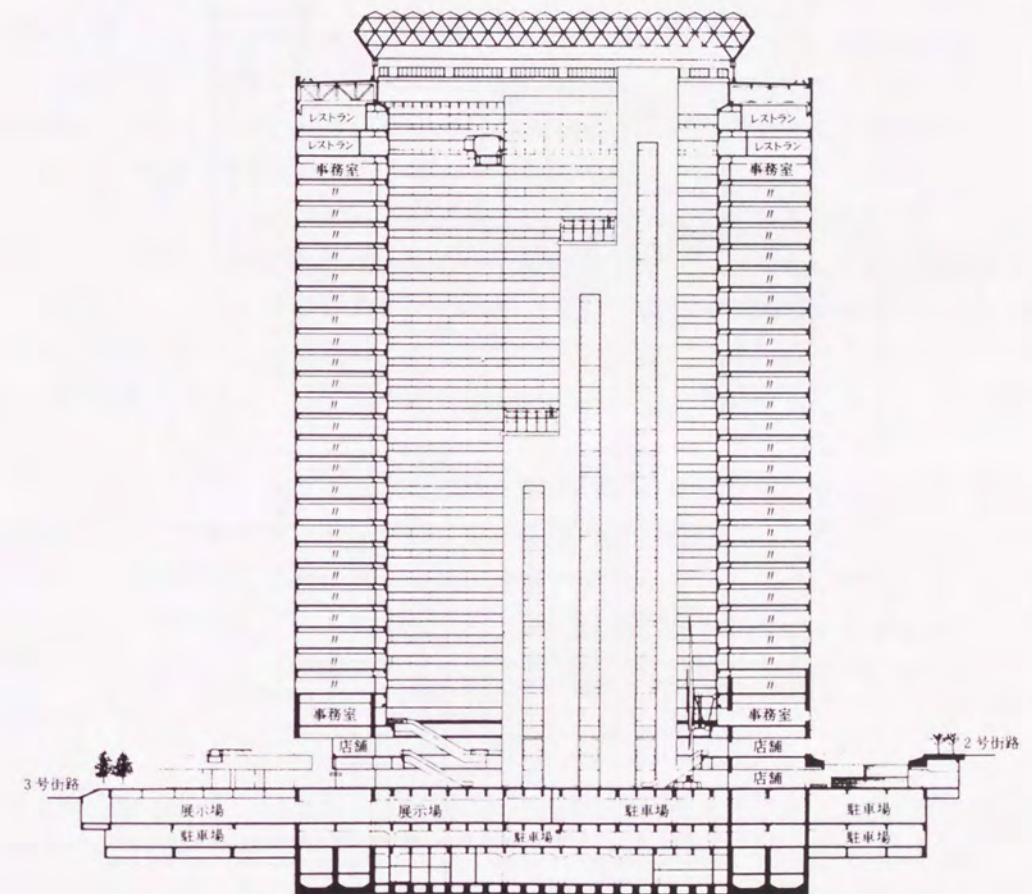


[1階平面図]



[基準階平面図]

図6-1-1 新宿NSビル 平面図



[断面図]

図6-1-2 新宿NSビル 断面図

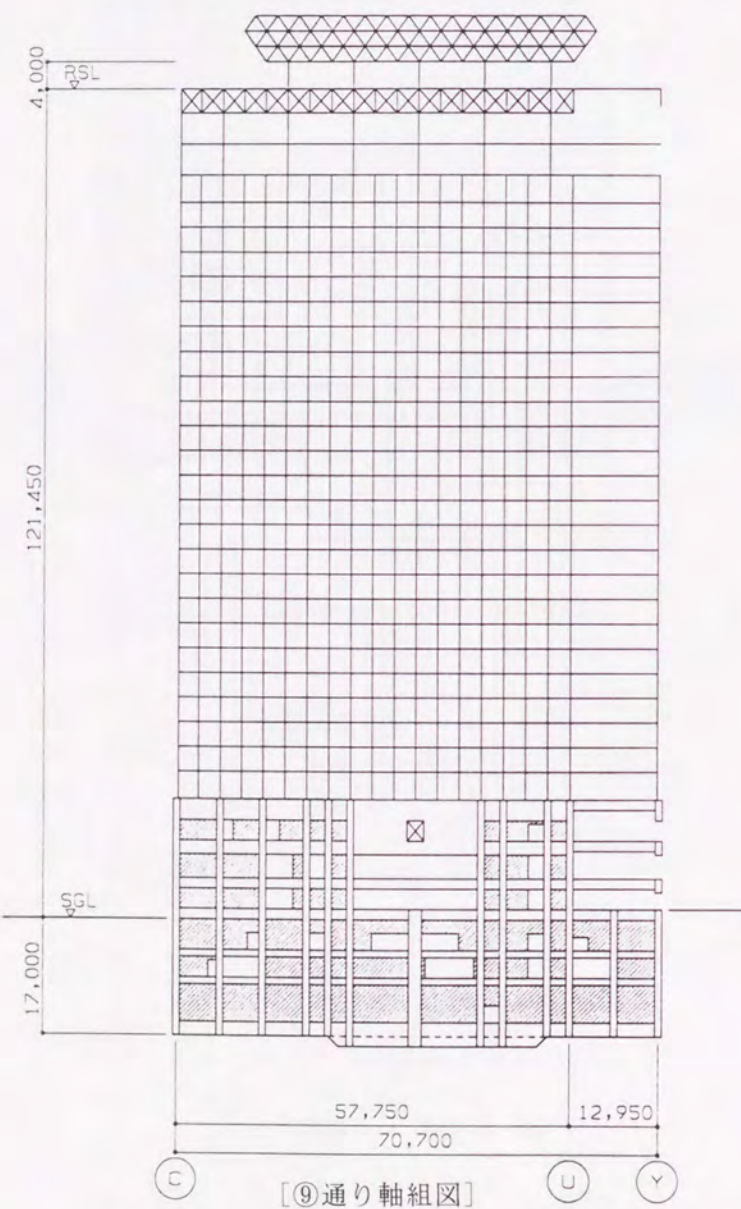
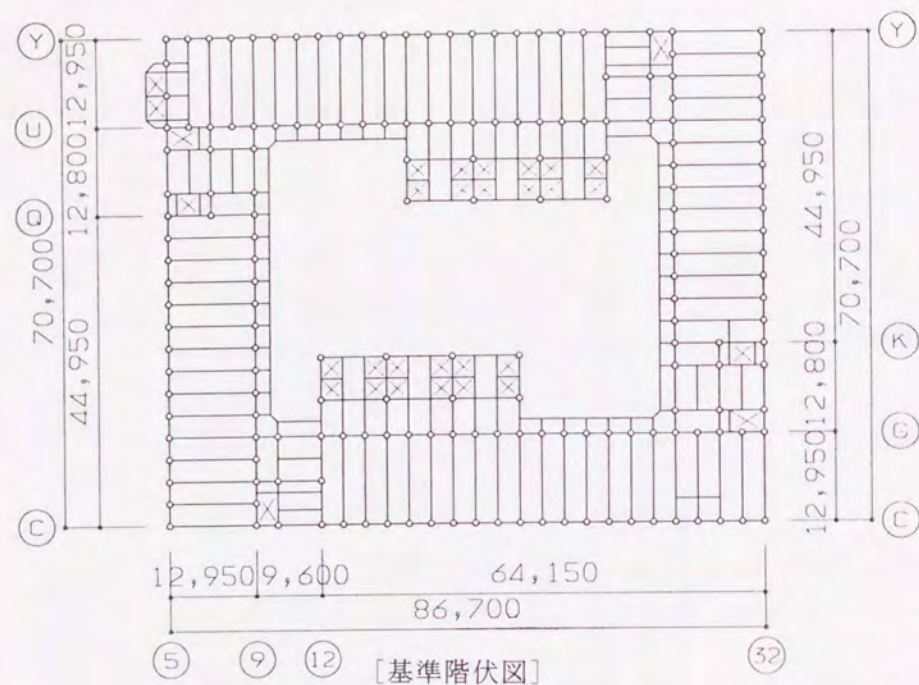


図6-1-3 新宿NSビル 伏図・軸組図
- 110 -

6. 1. 2 ベアリングウォールによる構造計画

4階柱脚以上の高層部は、ほぼ同一のロの字形平面の繰返しであり、純鉄骨造のラーメン構造として計画した。

建物高層部のロの字形平面の内外周には、ベアリングウォールを配置してある。このベアリングウォールは大形H形断面柱・梁によるスパン3.2mの純ラーメン架構で、H形断面柱の強軸方向である架構面内方向のみの剛性・耐力を主として期待している架構であり、建物の設計用水平力のほとんどを負担している。

ベアリングウォールを構成している純ラーメン架構は、比較的細かい間隔で柱を配置しており、柱部材は800mm×400mmの圧延H形断面、梁は750mm成のH形断面である。

ベアリングウォールを繋ぐロの字形の床構造は、床の面内応力を考慮し、力の移動に十分耐えられる剛性と耐力を持つように設計した。特に、建物の最上部付近では床に作用する加速度値も大きく水平力自体も大きくなるので、鉄板床として対処している。

建物の4階以下は、主たる用途が店舗・駐車場・展示場などの特殊用途階であり、建築計画的にも4階床を境としてデザインが変化している。これに対応して4階床以下の低層部は、高層部の3.2mスパンの柱間を9.6mにとばすと共に、鉄骨鉄筋コンクリート構造、一部鉄筋コンクリート構造とし、さらに鉄筋コンクリート造耐震壁を十分に配置している。これにより、高層部の基部としての剛性と耐力を低層部に確保する計画とした。

最上部の吹き抜け空間を覆う大屋根は、内側のベアリングウォールの柱を延長して支持された、周辺ピン支持の立体トラス平板として計画した。後で述べるように、立体トラスとしては、鋼管をトラス主材とし、太径の高力ボルトを用いてノードを介して主材を接合するNSトラス（日建設計・新日本製鐵の共同開発）を用いた。

6. 1. 3 ロの字型床の構造

新宿NSビルでは、ロの字型平面の内外周にベアリングウォールを配置し、十分な剛性と耐力を有する床構造を設けることにより、架構の終局時にもロの字型平面を保持できる計画とした。

すなわち、図6-1-4に示すごとく床のコンクリート厚さは12cmを標準として、内外周に沿って曲げ補強筋を配置し、基準階くびれ部分および床に作用する加速度が大きい建物最上部3層の床には、鉄板を組込んだ合成床（スタッドを溶接した鉄板とその上に施工される現場打ち鉄筋コンクリートスラブの累加合成・耐力を期待した床）として、床構造の面内剛性および耐力の確保に留意した設計とした。

本建物のごとく、大きな吹き抜けを有するロの字型平面の建物床では、地震時の水平荷重により生じる床の面内方向変位および応力が無視し得ない。本設計においては、動的効果を考慮した設計外力を設定して静的検討を行ない、別途に立体振動解析により静的に設計した床の安全性を検証する事とした。

まず、建物の直列型質点系応答より求めた床加速度応答値をもとに、床に作用する設計用加速度を、25cm/s地震時に 450cm/s^2 (RF~29F) ~ 300cm/s^2 (28F~5F)、50cm/s地震時に 700cm/s^2 (RF~29F) ~ 550cm/s^2 (28F~5F) と設定し、図6-1-5に示すロの字線材モデルにより床の面内応力および変形を求めて設計した。その結果、斜め加力を考慮しても、設計荷重時（25cm/s地震時に相当）の床の面内平均せん断応力度は、基準階で $2\sim 4\text{kg/cm}^2$ 、床の相対変位は 0.63 （基準階）~ 1.20cm （RF）程度であった。

床は強震時においても充分にその剛性耐力を保持できるべく、50cm/s地震時の設計用加速度に対して弾性設計を行ない、さらに図6-1-6に示す立体振動モデルにより応答解析を行なった。解析結果によれば、設計した本建物の床構造は充分な面内剛性を持っており、剛床と考えた場合の振動特性との差が少ない事を確認した。

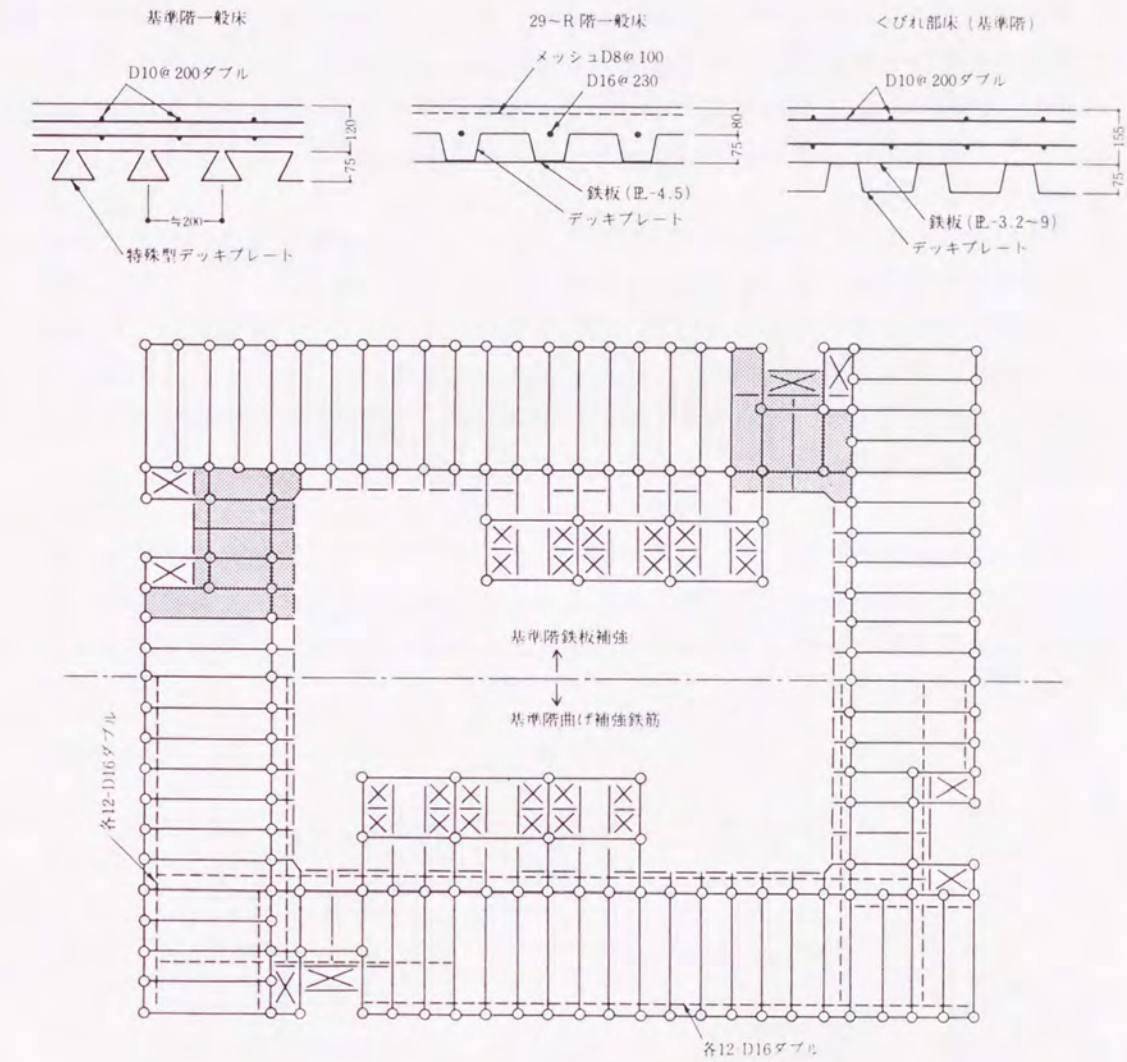


図6-1-4 床構造

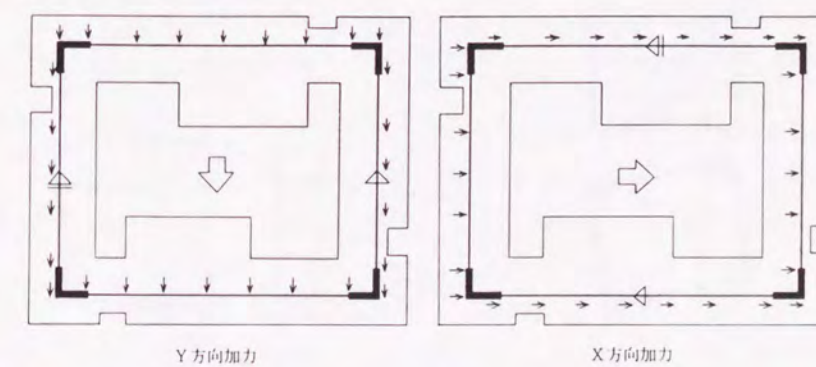


図6-1-5 床の線材置換モデル

6. 1. 4 振動特性

新宿NSビルのような中央に吹き抜けを持つ口の字形平面の建物では、建物全体の床が剛であるとする剛床仮定が成立し難い。このため、床の変形により架構応力が乱される事が心配された。これに対しては、床構造を静的応力を想定して十分な耐力を持つように設計すると共に、床変形を考慮した立体振動モデルを作成し検討した。

立体振動モデルは、水平面内に10質点を設けてこれを床の剛性を持つバネで繋ぎ、さらに高さ方向にこれを連ねて各質点を架構のバネで繋ぎ、各質点にはX・Y・回転Rの3方向の自由度を与えたものである。固有値解析結果によると、床構造は十分な剛性を持っており、剛床と考えた場合とこのモデルのとの差異は少なかった。床のゆがみ変形が表われるのは、11次（固有周期0.34秒）であるが、このモードは刺激係数が0であり、地震時にはその影響が現れない成分であり問題とはならなかった。

地震時の応答解析においては、平面的に片側部分のオフィスの積載荷重を0とするなどの条件設定を行ない、建物に偏心を生じさせて床構造に最も不利な条件を作り出し、最大応答値を求めた。得られた最大応答値は、床構造の耐力値に比較して小さく、床構造の安全性が確認された。

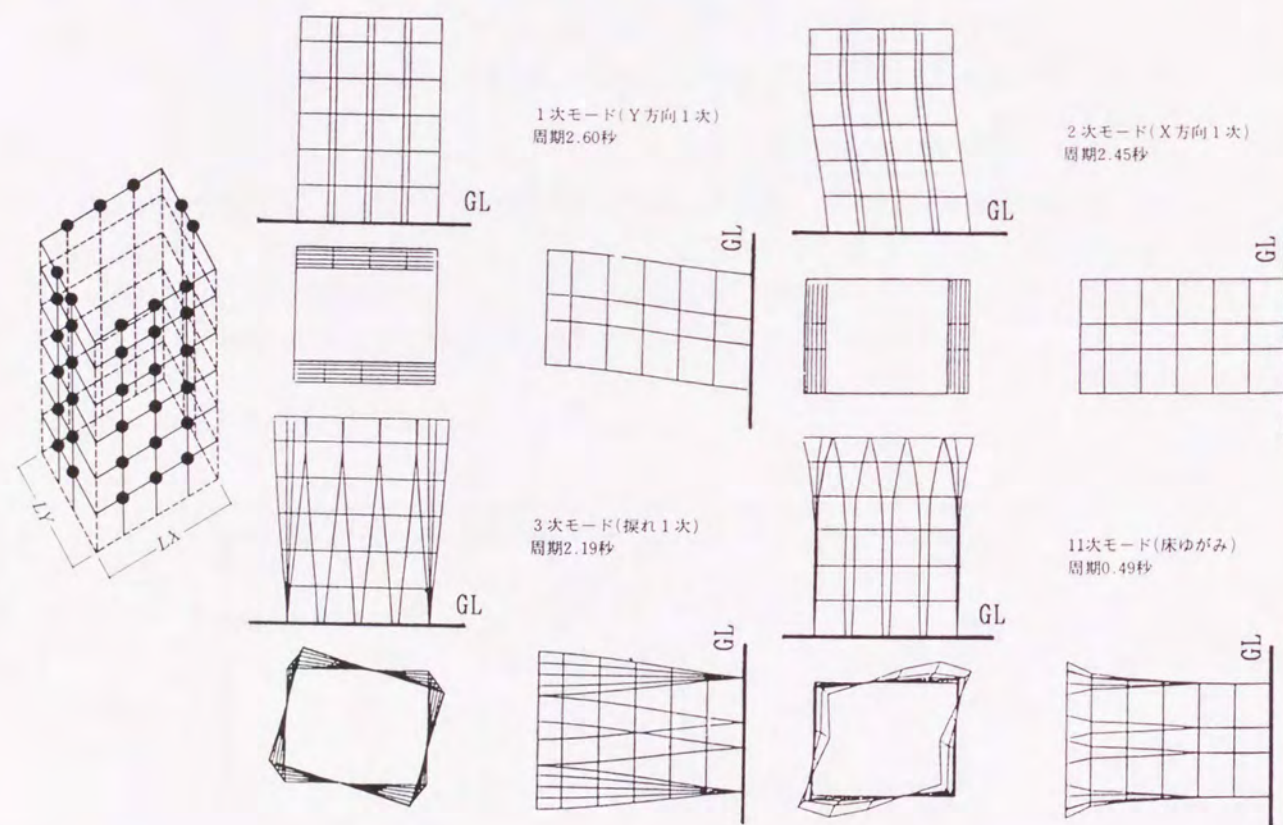


図6-1-6 立体振動モデルと自由振動モード

図6-1-7 に示す床の変形は、図6-1-6 の立体振動モデルによる解析結果のうち、床の変形に着目して、応答値を高さ方向に沿ってプロットしたものである。

なお、入力は EL CENTRO CALIF. 1940 NS+EW 25cm/sである。

左より、重心位置の全体変形・床の相対変形・振れ変形・回転変形・ゆがみ変形を示している。図中の実線は、建物に均等に積載荷重があり偏心がない場合、破線は建物の使用状況により半分が空室（積載荷重なし）として偏心を生じさせた場合を示している。

全体変形に比較して、床の相対変形量は小さいことと、偏心により生じる床の応答量も大きなものではないことが確認された。

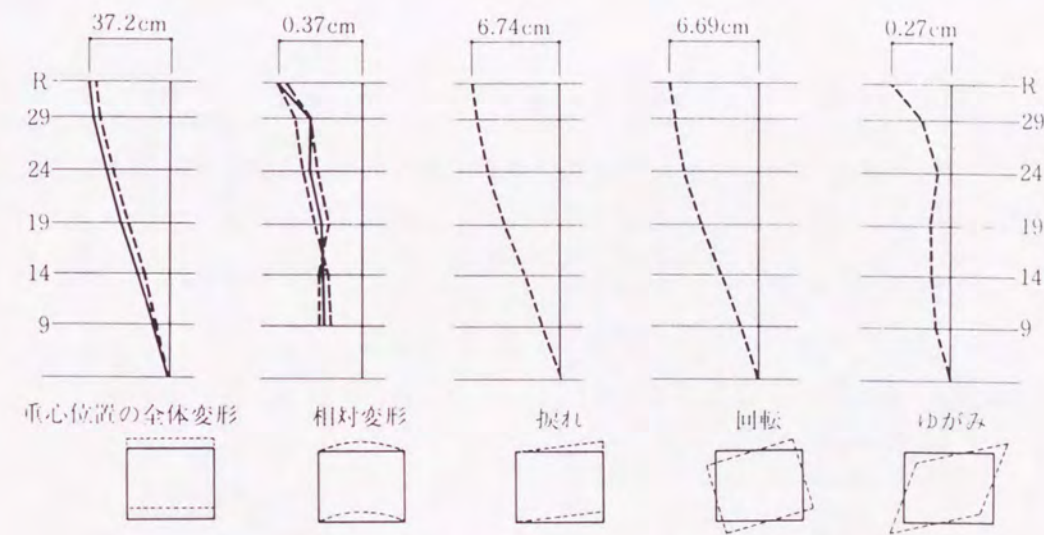


図6-1-7 床の応答変形

6. 1. 5 大屋根の設計

建物最上部（地上約 125m）に位置する大屋根は、約45m×60mの平面を持つ立体トラス平板である。吹き抜け空間の安全性を確保するためには、大屋根自体の安全性確保が不可欠である。このため、考えられる荷重を全て想定し、自重・風荷重・雪荷重・地震荷重のほかに、温度応力や地震時に下部の建物が大屋根に与える影響を考慮して設計条件を定めた。特に大屋根支持柱の柱脚部分の床の変形に対する、支持柱の安全性の検討を十分行っている。

大屋根は非常に高所に位置するため施工上の問題も多いと考えられ、溶接による接合を避け、システムトラスであるNSトラスを採用した。立体トラスは、建物のモジュールである3.2mグリッドの平面格子を採用し、トラス成をかせぐために2段組トラス（トリプルレイヤートラス）として、多大な荷重に対処させた。なお、屋根仕上は、トラス節点を利用して網入りガラスをサッシで支持している。

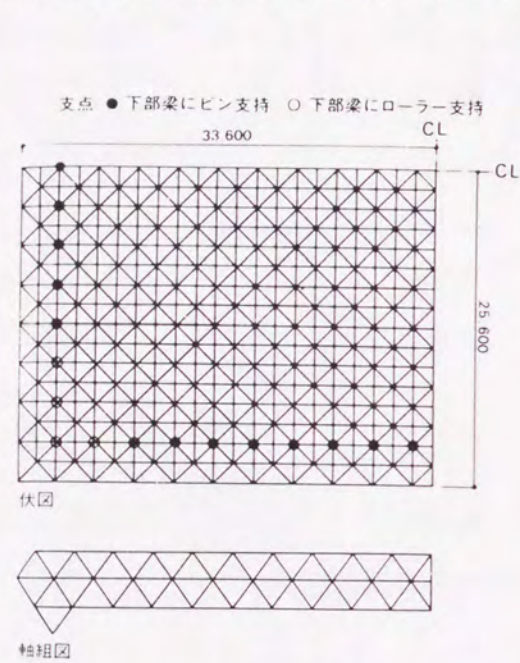


図 6-1-8 大屋根伏図

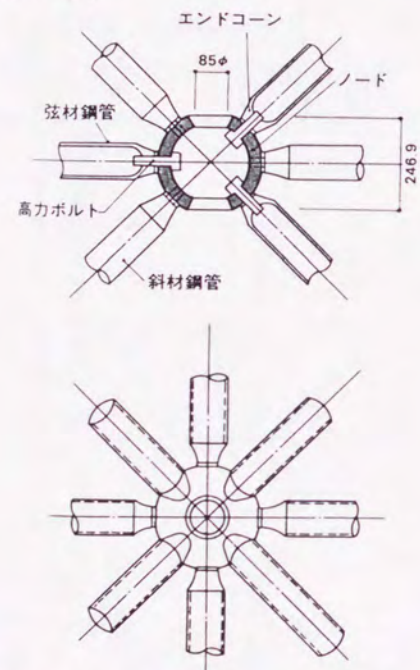


図 6-1-9 NSトラス節点

6. 2 立体的な組立て構成

6. 2. 1 建築概要と建築計画

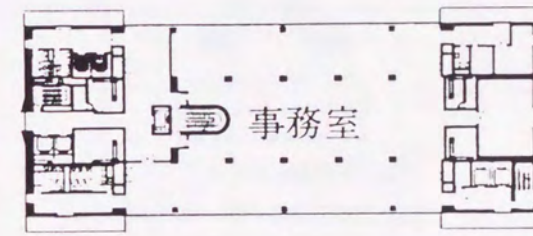
（建築概要）

名 称	日本電気本社ビル
階 数	地下3階、地上39階、塔屋1階
建物高さ	180m
構 造	地上高層棟：鉄骨造 地下高層棟直下：鉄骨鉄筋コンクリート造 地下駐車場棟：鉄筋コンクリート造

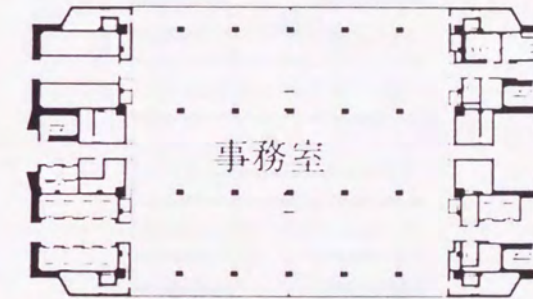
（建築計画）

日本電気本社ビルは、東京のスカイラインの中で一見してそれとわかるアイデンティティを持ち堂々とした風格を備えること、オフィスの各用途に応じた必要十分な各階床面積により構成されること、近隣の風環境に悪影響をおよぼさない形態となっていることなどから、12層の下層基準階・16層の中層基準階・3層の上層基準階と徐々に面積が少ない基準階を順に積み上げた3段型の形態が採用されている。

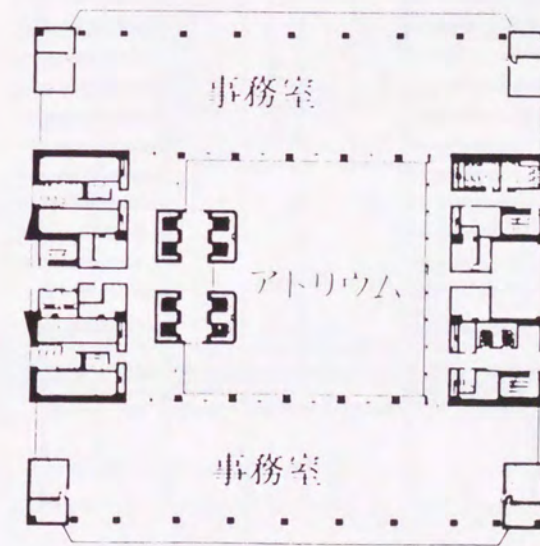
また、下層部屋根上には風抜き穴が設けられている。風抜き穴の大きさは横幅44m×高さ16mで、建物を貫通して設けられ、東京において頻度の高い南北方向風の通り抜け道となることを目的としている。



[41階平面図]



[中層階平面図]



[低層階平面図]

図 6 - 2 - 1 日本電気本社ビル 平面図

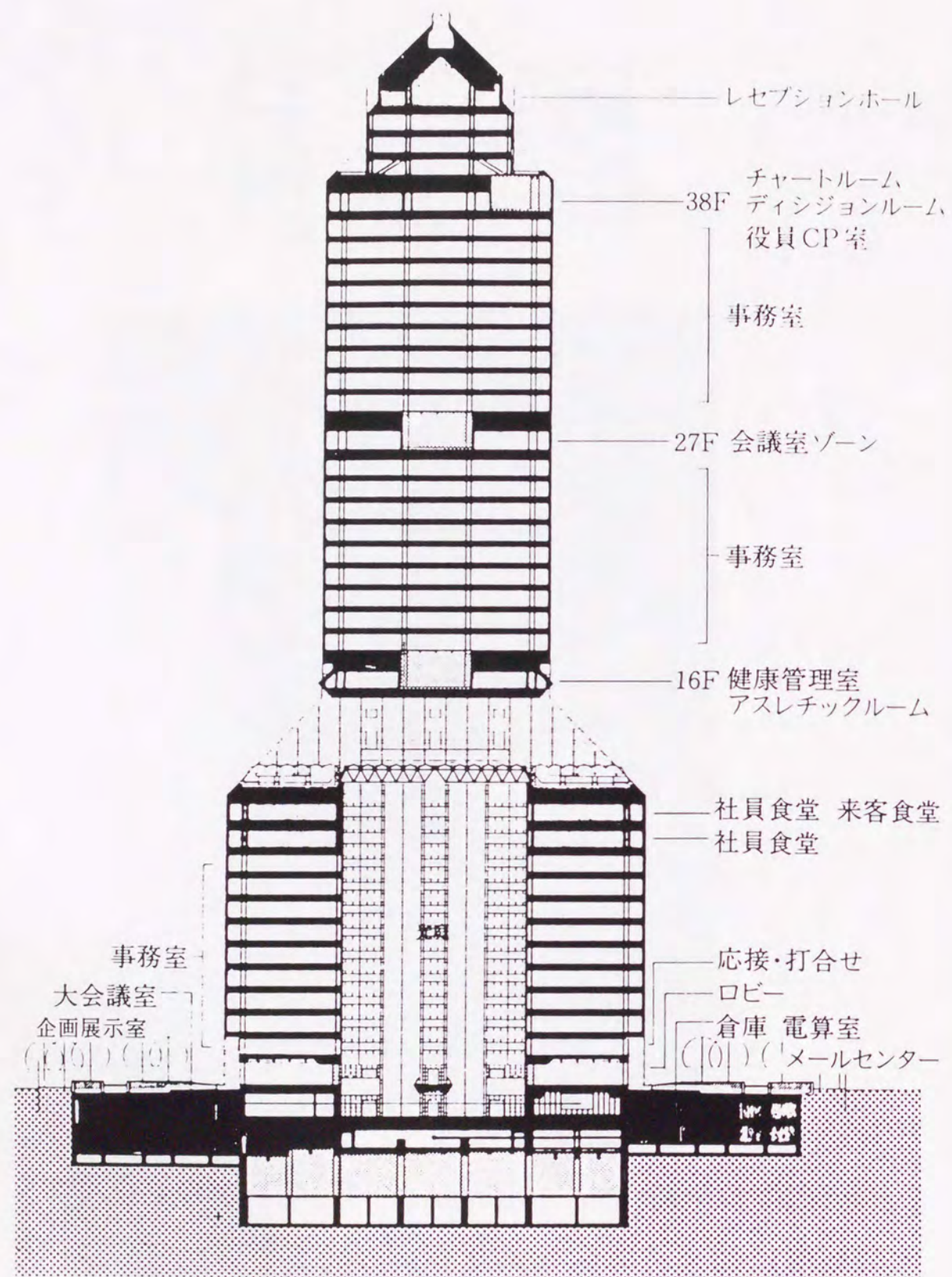
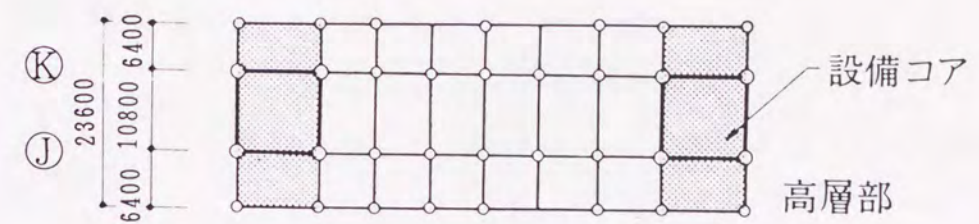
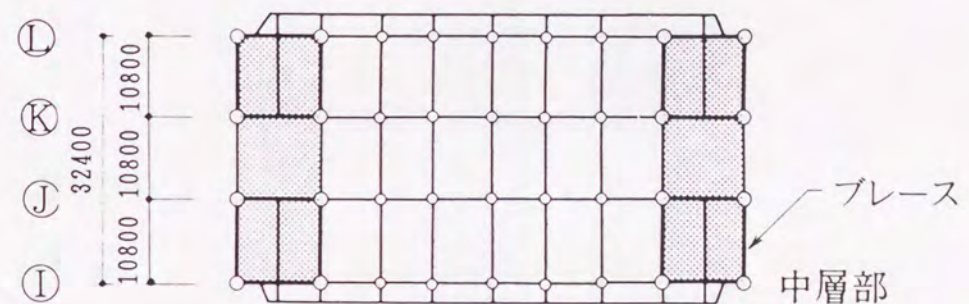


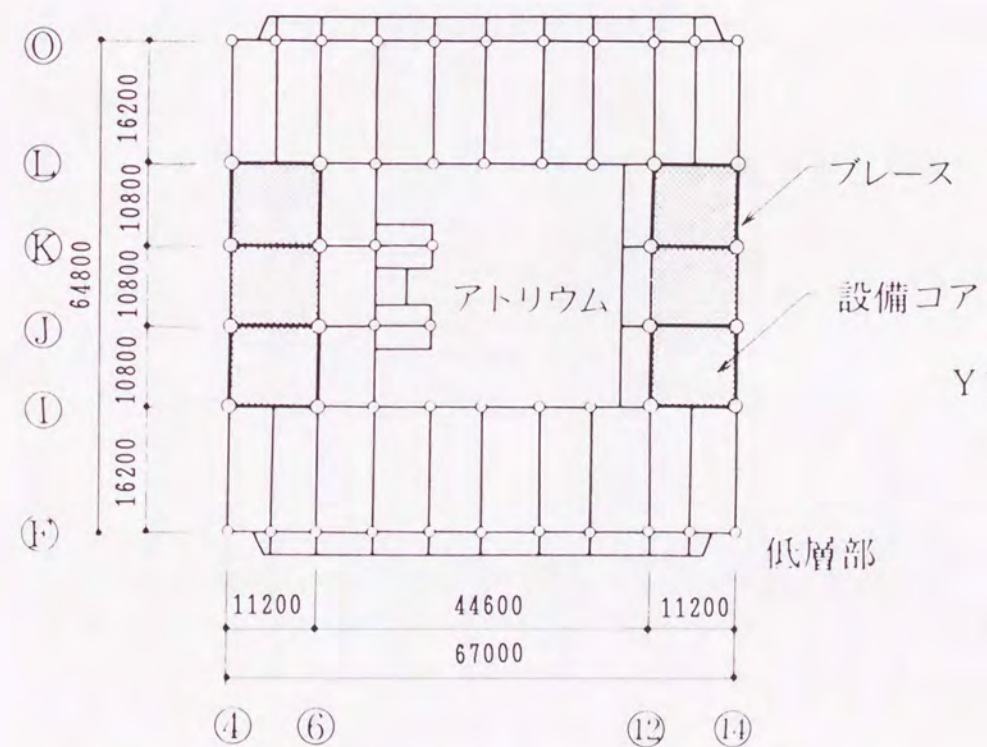
図6-2-2 日本電気本社ビル 南北断面図



[高層部伏図]



[中層部伏図]



[低層部伏図]

図6-2-3 日本電気本社ビル 伏図

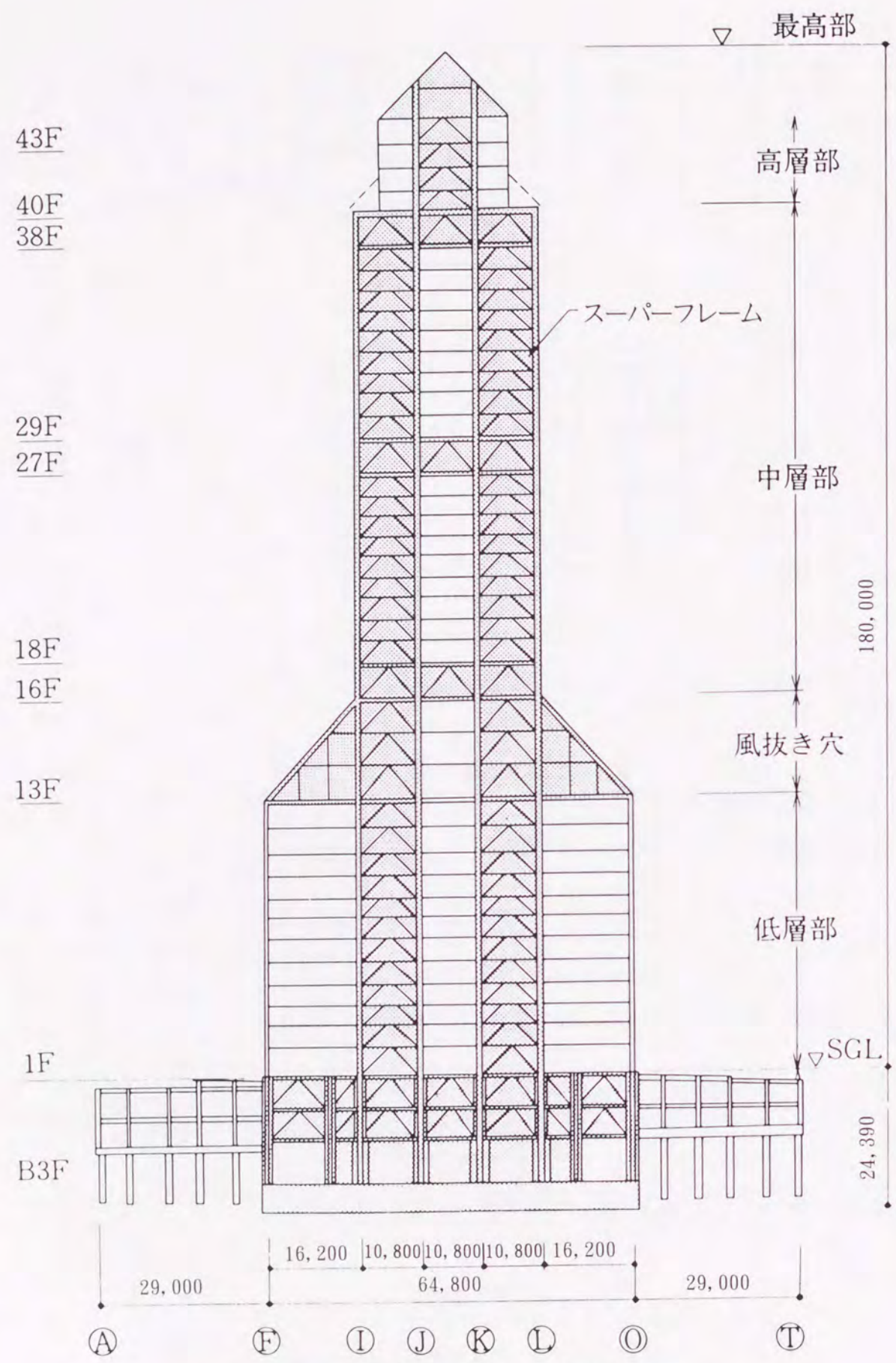


図6-2-4 日本電気本社ビル Y方向軸組図

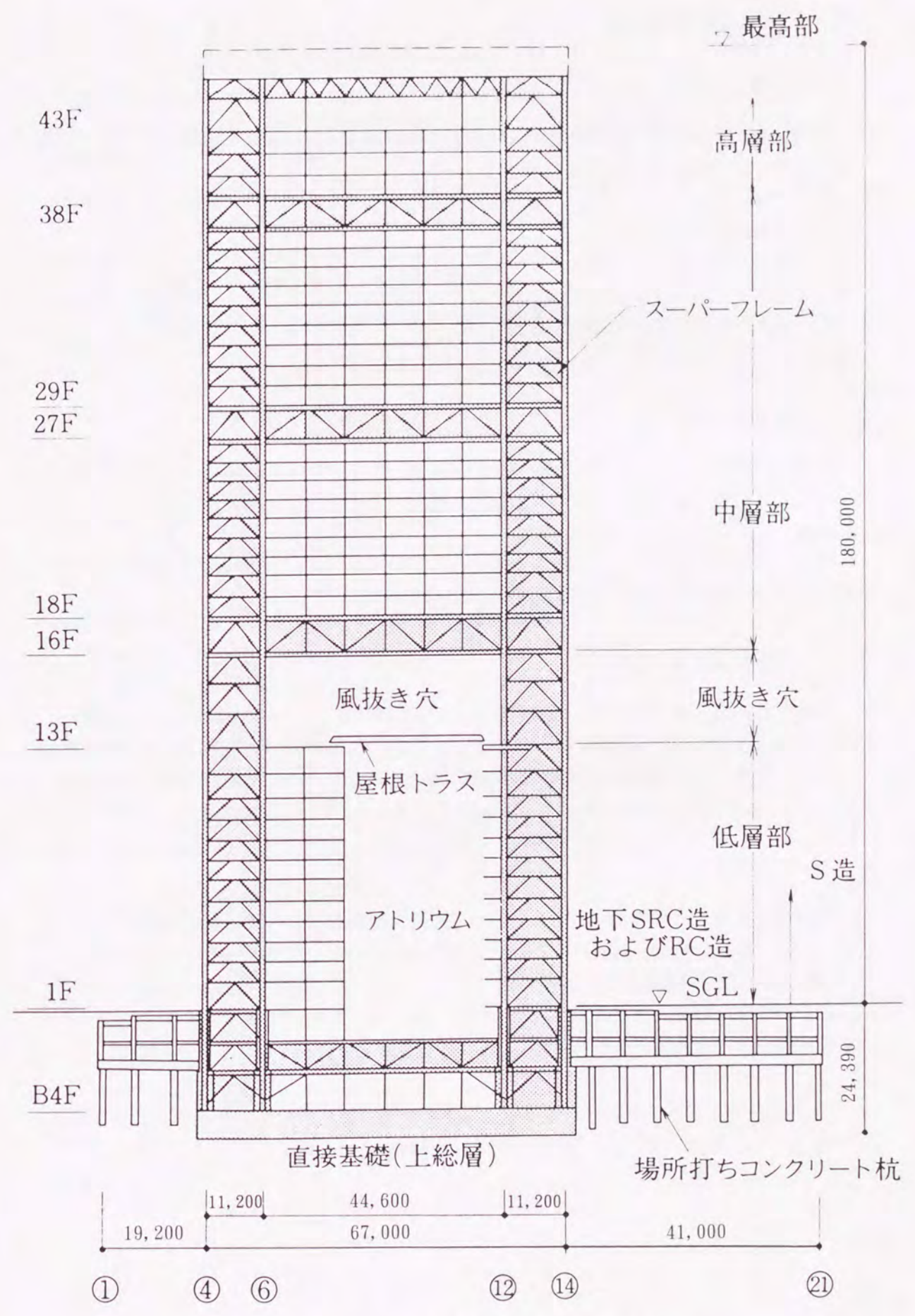


図6-2-5 日本電気本社ビル X方向軸組図

6. 2. 2 構造計画概要

(1) 高層棟の架構

建物中央部に風抜き穴を設け、かつ効果的に鉛直荷重・水平荷重を処理することができる架構が、構造計画の目標となった。

検討の結果、エレベーターシャフトや階段室などのコアを利用した大架構（スーパーフレーム）構造を採用することとした。

コア部分は、上下方向に連続しているため大型柱を配置するに適している。大型梁に対応する部分としては、本社ビルであることから特殊用途のスペース（電算室・会議室など）を高さ方向に適切に配置することにより、トラス階を地上に3層地下に1～2層設けた。

(2) 高層棟の地下架構

高層棟の地下構造体は、地上鉄骨造部分と鉄筋コンクリート造基礎間の円滑な応力伝達をはかり、地上部スーパーフレーム構造の基部として剛強な架構となるように、鉄骨鉄筋コンクリート造として計画した。

スーパーフレーム足元の地下1～2階には、1～2層のSRC造トラスを配置して地震力に対して安定な架構となるように計画した。

(3) 地下駐車場棟の架構

高層棟の周辺を取り巻く地下駐車場棟の架構は、鉄筋コンクリート造のラーメン構造とした。1階床はスラブ厚300～400mmとし、床スラブを介してせん断力を外周地下壁に伝達できるように配慮すると共に、土被り圧（最大1.5mの土重量）に耐えるものとしている。

(4) 基礎構造

高層棟直下はべた基礎とし、GL-24m以深の上総層群（土丹層）を支持層として計画した。この土丹層は、スーパーフレーム大型柱の鉛直力を支持するのに十分な地耐力を有している堅固な地層である。

駐車場棟は、地下2層であるため場所打ちコンクリート杭を打設し、GL-22m付近の東京礫層及び上総層群を支持層とした。

6. 2. 3 架構計画

本建物の架構計画を決定したものは、下層部にあるアトリウムとその上の風抜き穴である。風抜き穴を可能にするためには、約45mスパンの床重量を両側のコア部分で支える必要がある。

3段階に変化する建物平面において、建物全体に上下に連続して存在するのはコア部分のみである。この両側コアを利用して大型柱（以後組立柱と称す）を配置した。また、建物平面が変化する階には大型梁（以後トラス梁と称す）を設けることにより、スーパーフレームを構成して建物の主体構造とした。

地上部架構は鉄骨造とし、主体架構は15階・25階・35階に設けた成6.5mのトラス梁と東西コア部の組立柱とが一体となって構成するスーパーフレームである。

[スーパーフレーム架構]

X方向架構（I, J, K, Lの4通り）は目の字型架構とし、15階から上の10層毎の事務室床を支え、鉛直荷重をコア部の組立柱に伝達する機能と地震時の耐力・剛性を確保する役割を合わせ持つものである。

Y方向架構（4, 6, 12, 14の4通り）は、短スパンの梁を持つ目の字型架構に加え、スーパーフレームの1要素として13～15階に傾き45°のバットレスを付け加え、中央部組立柱の地震時曲げ応力・変形を減らし、架構の耐力・剛性を高める手段としている。

組立柱成はX方向11.2m、Y方向10.8mであり、ウェブはブレースにより構成した。ブレースの形状は、部材の傾きが適当なものとなり（ねすぎた角度でない）、全体軸力の影響を受けずせん断力のみを負担するようK型とした。Y方向では中央部分に出入口を設ける必要があるなどの理由から、偏心K型ブレースを採用した。ただし、トラス梁と取合うシャーパネル部分や階高の高い部分は偏心を無くしている。

トラス梁は、上下の弦材とラチスよりなる成6.5m（1層の階高）の部材であり、X方向では7.4m毎にサブフレーム柱が鉛直材として割込んでいる。

[サブフレーム架構]

スーパーフレームを取巻くその他の小架構を、サブフレームと称す。スーパーフレームの間に組み込まれているサブフレーム、およびF, 0通りのサブフレームは、全て純ラーメン架構としている。

中上層部のサブフレーム柱は、10層毎に設けられた上下方向3ヵ所のスーパーフレームトラス梁に剛接されている。

この柱の主たる役割は、トラス梁に床重量を伝達することであり、上部のトラス梁とつなげる必要はないが、上下共トラス梁に剛接して多少不静定度を増しておくほうが安心できると考えた。

6. 2. 4 スーパーフレームの部材設計

スーパーフレームに採用した鉄骨の形状は、スーパーフレームの組立柱の個材柱が 1,000×1,000 の大型溶接H型断面、組立柱のブレース材が 500×500 の溶接H型断面、トラス梁の弦材・ラチス材も 1,000×900 ~600 の大型溶接H型断面とし、極厚板の SM50B材を用いている。

部材の細長比は十分なじん性を有するよう小さな値とし、組立柱の個材柱では20程度とし、トラス梁の弦材では15程度としている。

組立柱のブレース材・トラス梁ラチス材および組立柱とトラス梁との接合部のブレース材は、大地震時(60cm/sec)においても座屈せず弾性を保持する設計とした。

図6-2-6 に架構の詳細と代表部材を示す。

スーパーフレームを構成する部材の断面としては、部材どうしの納り、特に個材柱とトラス梁弦材の取合い・個材柱とブレース材の取合い・X方向トラス梁弦材とラチス材の取合いなどを考慮して、決定する必要がある。

実際には、主要部分は全てH型断面を採用している。H型断面は、開断面であるため厚板の溶接工作が容易であり、X方向トラス梁との納りが良いという理由から決定した。

スーパーフレームの詳細を図6-2-7 に示す。この図の左右方向はX方向を示し、Y方向の部材は点線で示されている。

	詳細図	部材
組立柱		<ul style="list-style-type: none"> ●個材柱 1階 WH-1,000×1,000×100×100 (SM490B) WH-800×700×32×40 (SM490A, B) λ=20 ●梁 3階 WH-850×500×28×28 (SM490A) ●ブレース 2階 WH-500×500×28×28 (SM490A)
		<ul style="list-style-type: none"> ●弦材 16階 WH-940×900×40×70 (SM490B) λ=31 (λ=15) ●ラチス材 16階 WH-940×750×40×70 (SM490B)

図6-2-6 スーパーフレームの部材

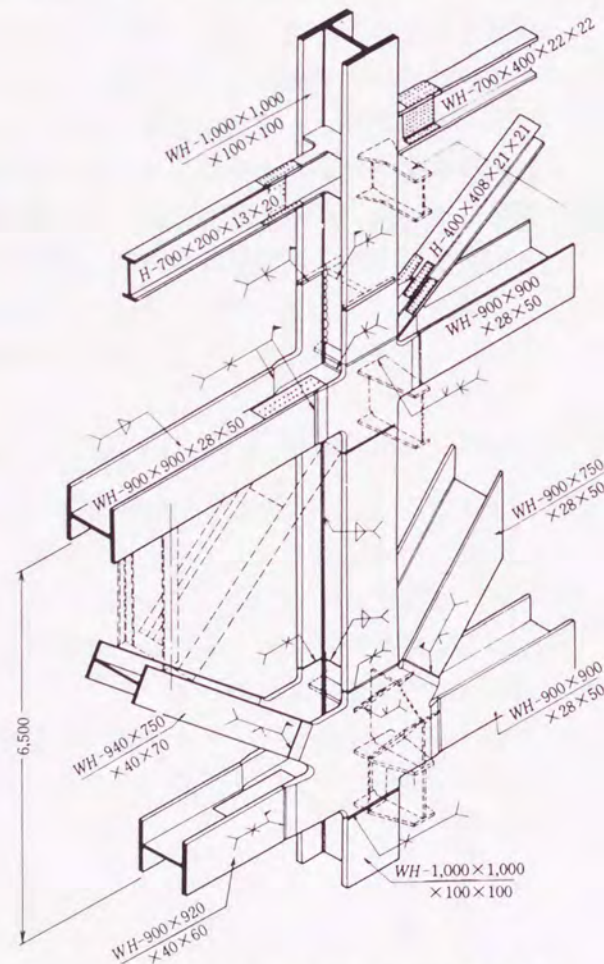


図6-2-7 スーパーフレームの詳細

スーパーフレームは、X方向の45mスパンのトラス梁より大きな長期荷重を受けており、組立柱の個材柱には6,12通り端で大きな曲げ・せん断応力が伝達される。

この力に対して、X方向トラス梁の弦材・ラチス材にはH型断面を強軸を面外に向けて使用し、組立柱個材柱の弱軸をX方向に向けることにより、X方向より伝えられる応力がH型断面のフランジ面内で円滑に伝達できるようにした。

X方向トラス梁のラチス材のウェブ面の力は、フランジ面を介して伝えるようにし、ラチス材ウェブは個材柱・トラス梁弦材のウェブとは溶接していない。

この主たる力が集結する個材柱とトラス梁弦材フランジ交点の板は、FEM解析を行ない応力集中が生じないよう板形状を決定した。また、詳細図に見られるように部材が集る部分のフランジ板厚は、100mmと厚いものとしている。

6. 2. 5 サブフレームの設計

サブフレームの柱材は、下層部は 600×600 の溶接箱型断面で、板厚は22mmとした。中・上層部は 500×500 のH形鋼を使用し、板厚は20~30mmとした。

大梁は、下層部では成 850mm、中・上層部では成 700mmのI型断面で、フランジ板厚は16~22mm、ウェブ板厚は13~16mmとした。また、大梁には完全合成梁に必要な頭付きスタッドを溶植した。

図6-2-8 に柱・梁仕口形状と代表部材を示す。

	仕口	部材
高層・中層部 (49~18階)		<ul style="list-style-type: none"> ●柱 H-502×470×20×25 (SM490A) H-510×470×20×30 (SM490A) ●大梁 H-700×200×13×22 (SM490A)
		<ul style="list-style-type: none"> ●柱 BOX-600×600×22×22 (SM490A) ●大梁 X方向 WH-850×240×16×16 (SM490A) Y方向 WH-850×320×16×22 (SM490A)

図6-2-8 サブフレームの部材

6. 2. 6 構造解析

スーパーフレーム構造の解析は、大型部材（組立柱・トラス梁）とサブフレーム柱・梁が混在するため、均等な架構に比較してモデル化が難しい。

当初は、静的弾性解析としては線材モデルで行ない、振動応答解析も等価せん断系を用いていたが、より詳細な検討を行なうために各種の解析モデルを作成し検討した。

最終的には、スーパーフレーム各部材は60cm/s（レベル2地震時）においてもほぼ弾性域に留まることとし、その塑性化の程度を検討するために種々のモデルを作成し検討した。

以下に、振動応答解析の基本方針と解析に用いたモデルの概要を示す。

(1) 基本方針

本設計における振動応答解析は、以下の検討を行い安全性を確認している。
本建物の建設地に予想される最大級の地震（レベル2地震時）に対する耐震性能は、

- ① 層間変形角が、1/100程度以内に留まること。
- ② サブフレームの降伏は許容するが、スーパーフレーム置換線材は、置換線材の終局強度に達しないこと。
- ③ スーパーフレームは、個材が座屈などの不安定状態になることなく、組立柱がほぼ線形のせん断力～変形関係に留まること。また、スーパーフレーム各個材は、部材の最大歪度が降伏歪度を超えるとしても過大とならず、降伏棚の領域に留まること。

を設計目標としている。

これに加えて、斜方向地震入力に対する検討・上下動を考慮した地震入力に対する検討を行っている。

(2) 解析モデル

本設計においては、種々の解析モデルを用いている。

以下に、各解析とモデルを概説する。解析の手順と位置付けは、図6-2-9のフローチャートに示す。

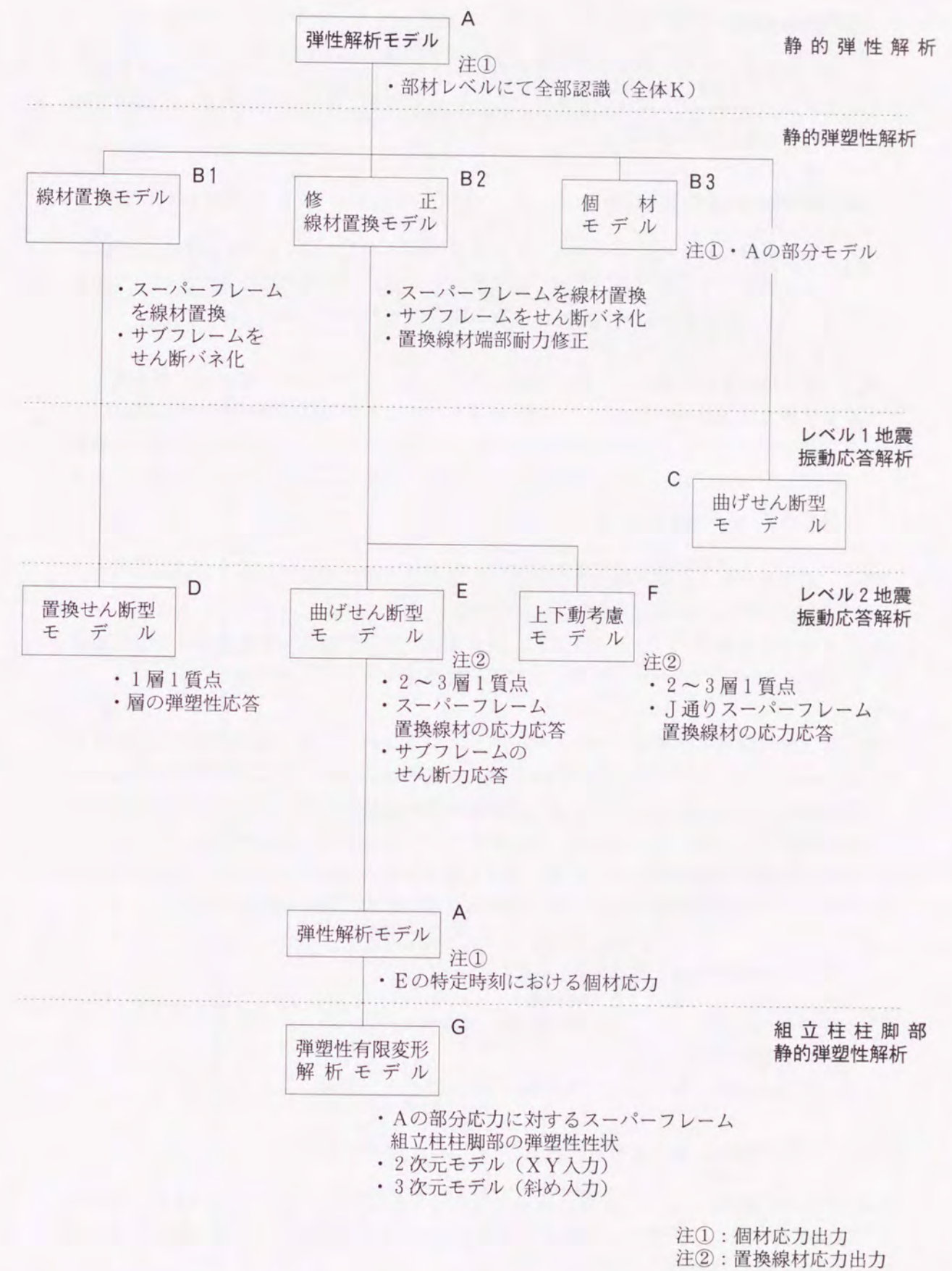


図6-2-4 解析モデルの概要

(静的弾性解析)

A. 弾性解析モデル 各フレームを平面フレームとして、スーパーフレーム各個材およびサブフレーム柱・梁部材を線材として扱っている。設計用長期荷重・地震荷重時応力解析に用いている。

(静的弾塑性解析)

B 1. 線材置換モデル スーパーフレーム組立柱・トラス梁を線材に置換し、サブフレームを弾塑性せん断バネに置換したモデルである。設計用地震荷重に比例した荷重を増分させて静的弾塑性解析を行い、保有水平耐力の算定に用いている。

B 2. 修正線材置換モデル 線材置換モデルのスーパーフレーム置換柱・梁の端部の曲げ耐力は、実際にはブレース材が曲げモーメントを負担しているため、柱材のみより求めた値より大きくなる。この効果を評価するために、B 1モデルにおける置換柱・梁端部の曲げ耐力を修正し増加させたモデルである。本建物の耐力評価は、本修正線材置換モデルによる。

B 3. 個材モデル 修正線材置換モデルの妥当性を確認するために、スーパーフレーム各個材・サブフレーム柱梁材をそのまま部材として認識したモデルである。J架構と6架構の1/2をモデル化し、荷重増分法による静的弾塑性解析により修正線材置換モデルとの比較検討を行い、修正線材置換モデルの妥当性を確認している。

G. 弾塑性有限変形解析モデル スーパーフレーム組立柱の柱脚部の弾塑性挙動を把握するために、部材断面を細分化して応力～歪関係を追跡する2次元弾塑性有限変形解析を行っている。応答解析により置換線材の終局強度に最も接近するJ架構および6架構の1～2階の部分を対象として解析を行い、挙動の安定性を確認している。同様に本建物の隅柱であるI架構4通柱1階を対象に、斜め方向地震入力時の3次元弾塑性有限変形解析を行い、応力～歪関係と挙動の安定性を確認している。

(レベル1地震時振動応答解析)

C. 曲げせん断型モデル 1層1質点の41質点直列型の曲げせん断型モデルにより、弾性応答解析を行っている。曲げせん断剛性 $[K_{ij}]$ は、弾性解析モデルの $[K]$ を縮合したものによる。

(レベル2地震時振動応答解析)

D. 置換せん断型モデル 1層1質点の置換せん断型モデル (X方向37質点・Y方向38質点) により、弾塑性応答解析を行っている。復元力特性は、B 1モデルの $Q \sim \delta$ 関係をPoly-Linear型にモデル化している。

E. 曲げせん断型架構モデル 2～3層を1質点として全体21質点の曲げせん断型架構モデルにより、弾性応答解析を行っている。曲げ剛性 $[K_{ij}]$ は、B 2モデルの $[K]$ を縮合したものを用い、スーパーフレーム置換線材のN～M応答を求め、スーパーフレーム組立柱・トラス梁が応答時に置換線材の終局強度に達しないことを確認している。(図6-2-10参照)

F. 上下動考慮振動モデル 上下動の影響を検討するために、長期応力の大きなJ架構を対象に、水平動に対して (J架構スーパーフレーム曲げバネ+その他のせん断バネ)、上下動に対してJ架構曲げバネを考え、水平方向は22質点、上下方向は64質点とした振動モデルである。[水平動+上下動 (水平動成分=60cm/s)] の入力に対して、J架構スーパーフレーム置換線材が終局強度に達しないことを確認している。

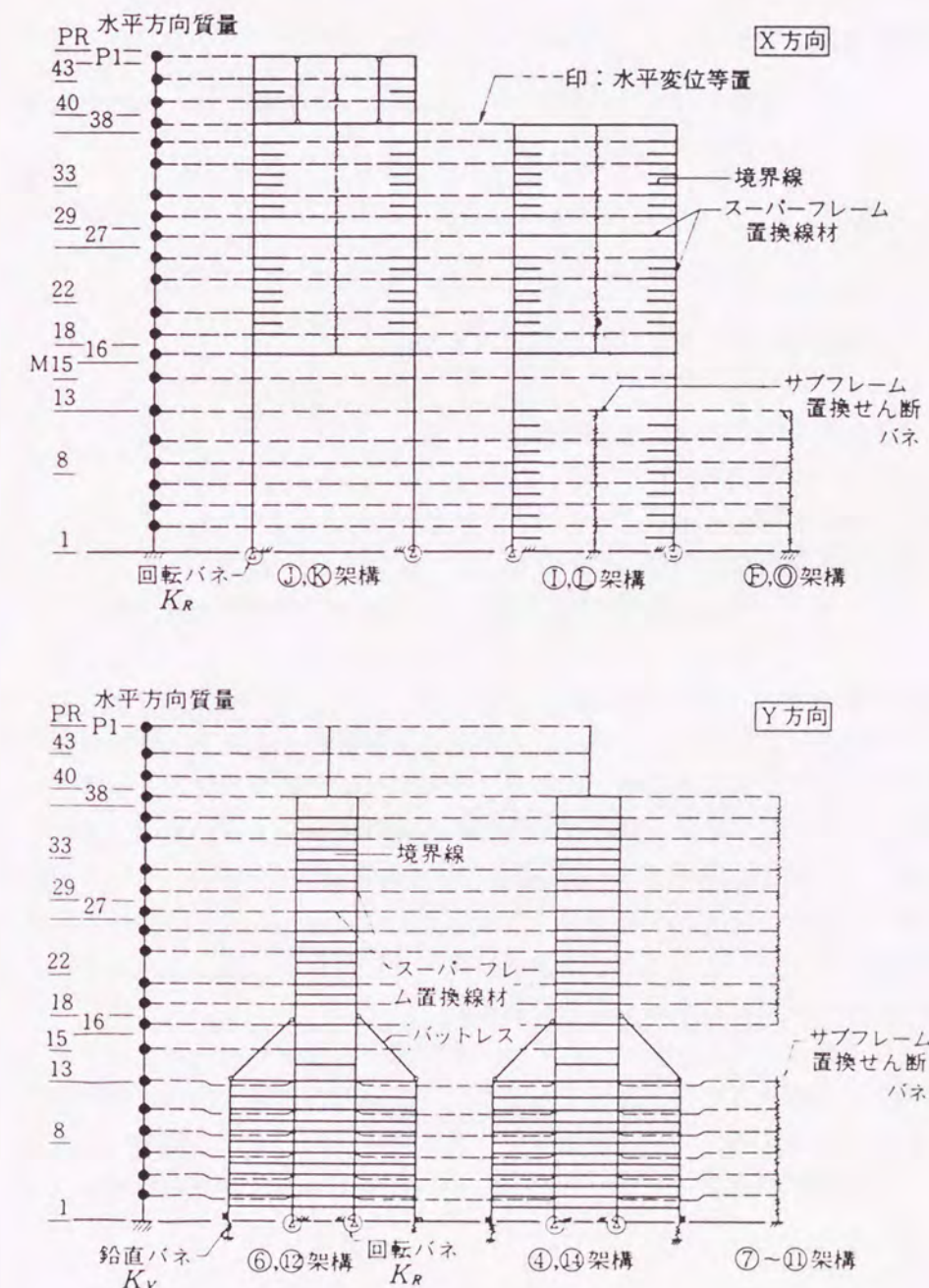


図6-2-10 曲げせん断型架構モデル (E)

6. 2. 7 極厚鋼板の品質管理と試験

本設計では、スーパーフレーム個材柱断面に極厚鋼材が必要となり、鋼材材質をSM490Bとして板厚100mmを使用した。別の考え方としては、鋼材の降伏点を上げて（例えばSM570を使用し）板厚を薄くする方法もあるが、100mmまではJIS規定の範囲内であり、H型断面という比較的製作しやすい部材であることも考え合わせSM490材を採用した。

(1) 極厚鋼板の主な施工実績

極厚鋼板の使用実績は、国内高層ビルでは90mmまでであり、日本で加工した海外物件では建物で150mm、海洋構造物で100mmが挙げられる。

(2) 使用鋼材と品質管理

本設計において、極厚鋼板を用いる部位について以下の特記仕様・試験を実施し、高層建築物鉄骨としての性能確保を期した。

a) 鋼板の材質仕様

・板厚 ($t \leq 36$) SM490A

造塊は連続鋳造法または、分塊圧延法とする。

・板厚 ($40 \leq t < 80$) SM490B

造塊は連続鋳造法または、分塊圧延法とする。

・板厚 ($80 \leq t \leq 100$) SM490B

造塊は分塊圧延法による。

耐ラメラテア特性は WES 3008-1981 による Z25とする。

材料のマーキング時に JIS G 0901 を準用して超音波探傷検査を実施する。

鋼材の材質の種類は、板厚40mm未満をSM490Aとし、40mm以上をSM490Bとしている。板厚70mm以下の範囲については、従来よりの鋼材の使用実績から特別な接合詳細（過度に拘束を受ける接合）で無いかぎり、溶接性・機械的性質に問題は無いと判断した。

板厚80mm以上では、T形突き合わせ溶接部の溶接性能を高めるために、耐ラメラテア鋼材を採用する。耐ラメラテア鋼の品質は、(財)日本溶接協会規格WES-3008-1981（耐ラメラテア鋼材の特性）の種類Z25とした。Z25は、ラメラテアの危険性が高い溶接構造物に適用されるもので、硫黄含有量0.008%以下、厚さ方向絞り値25%以上で、さらに超音波探傷検査を行うものである。

さらに、板厚80mm以上の鋼板については、その製造方法を分塊圧延法によることとした。最近の圧延は連続鋳造法が主流であるが、連続鋳造法の最大製造可能板厚が100mm程度と言われていることから、安全をみて分塊法による。また、熱間圧延後に水冷及び空冷し、再加熱後焼きならしを行うことにより、特にZ方向の強度特性を改善している。

6. 3 まとめ

ほぼ均等型と見做しうる単位ブロックを平面的、立体的に組み合わせた「組立型ビル」の例を2例示して構造計画の考え方を示したが、このタイプの構造計画のポイントを挙げると以下のものになる。

- (1) 均等型の単位ブロックを平面的に組み立てる場合は、組み立てる事による全体形状の保持が問題となる。各ブロックの取り合い部で、水平に力の伝達が可能な様に特に検討する必要がある。
- (2) 均等型の単位ブロックを立体的に組み立てる場合は、上下の連続性をどの様にスムーズに確保させるかが重要である。6. 2で示した様に「均等型」「不均等型」で得てきた知見を取り入れて解決した大架構と小架構を明快に使い分けたスーパーフレーム構造は、有力なものであり特に近年のビルに多用されている。
- (3) 5. 3にも示した様に、大架構にはその規模により大きな部材が要求される事になる。6. 2で採用した例は、おそらく現在の構造材料を用いた建築としては、限界の断面と思われる。今後さらに大規模になれば新しい材料等の開発が必要であろう。

第 7 章
結 び

第7章 結 び

超高層建築は延床面積が大きく、室が多層に積み重なっているが、室内空間の大きさが異なる多用途の室を積み重ねることを求められることも多い。しかし、そのため構造空間の構成は複雑化しがちである。しかし地震国日本で建てる超高層建築は耐震的に安全であることを確かめる必要があるため、単純で均等な室の連続体として設計される例が多く、建物の用途が限られがちである。これを外観的にみると、一般の超高層建築は四角い箱型が多いのは単一用途のビルである他は地震時の動的解析の容易さへの配慮からきている面もある。しかし、筆者の設計例で、そうでない例（中野サンプラザ、新宿住友ビル、青森観光物産館、日本電気本社ビル等）が多いのは、超高層建築と言えども社会の求める用途を満たすものであり、その構造形態は、その建物の用途や建物全体の形への要求によって自由にさだめられるべきであるとの筆者の考えを実践したものである。

そして、今後超高層建築は益々巨大化し、高層化し、より複合化することが予測される。その時、構造計画的には複雑な構造となりがちであり、力感のないものとなり、複雑な動きをする地震動に対し安全な建物を造りにくくなる。

しかし、このように多種多様な建築空間を持つ超高層建築も、構造空間構成の観点から見て「均等型」「不均等型」及び「組立型」に分けて考え、夫々の型に適した架構の指標を見出すことにより、明快で安全な構造体とすることが出来ることを本論文で示した。

即ち、「均等型」が基本的型であるが、この場合は、鉛直荷重を支えるほぼ均等な柱とスパンに応じた梁が規則的に並ぶ。水平荷重に対しては均等なラーメン又はブレースで受けるか、耐力壁を設ける。この耐力壁の配置方法や耐力壁の変型をコントロールするための水平に伸びた壁を設ける計画法を示した。また均等ラーメンで構成するチューブ構造は「均等型」には向いた構造計画であることを示した。しかし、この「均等型」では何れの架構方式でも柱・梁の部材応力はそれ程大きくならず、ほぼ階数の増加に応じた応力の増加が見られる。

「不均等型」では、ほぼ均等な標準空間が大空間や大スパンにより不連続となる。これに対応する為に大架構と小架構を組み合わせると構造計画的に無理のないものとなることを実例で示した。そして構造設計上注意すべき事として、大架構部分では部材応力は大幅に大きくなること及び大架構の形体と小架構との不連続性を如何に処理するかが構造設計の適否を定めることとなることを示し、それに対する応力解析と変形の検討および部材設計の手法を示した。

「組立型」はより一層複雑な構造となり易い。均等型ビルが平面的に分布する場合、水平力を考えるとその接続部に応力の集中が生じ易い。また立体的に分布する場合は、鉛直力・水平力共にその接続部に応力の集中が生じ易い。これに対応した構造体は全体を組み立てる大架構と、個々の均等型ビルを構成する小架構と夫々の構造体を明確に使

い分け組み合わせると明快な構造計画とすることができる。こうすることにより、大架構・小架構共に夫々の部材設計も無理なく行うことができる。

この様に「均等型ビル」を一つの単位と考えると、「不均等型ビル」や「組立型ビル」は「均等型ビル」を結び合わせて一つのビルを構成していることが解る。この「不均等型」と「組立型」に於いては、大架構と小架構を使い分け、その構成を明快にすると構造計画面でみて安全な建築物とすることができる。

即ち複雑な用途の建築については構造計画をするに当たり、大架構で先ず全体の枠組みを作り、この中に夫々の空間に適した小架構を構築してゆくと複雑な建築でも構造上明快で合理的な建築とすることができる。筆者は数多くの超高層建築に於いて、その建物の中で異なる構造空間が求められるような構造的に極めて難しい課題の場合でも、この大架構と小架構の組み合わせ構造を活用することによりバランスのとれた安全で力感のある合理的な構造体の超高層建築とすることができることを実例で示した。

この大架構と小架構の明確な区分が構造計画をすっきりしたものとさせ、複雑な用途の集積である超高層建築を構造設計する上で有効な構造計画法となる。

尚、地震に就いては、水平動上下動共極めて複雑な動きを示し未だ判らない面が多い。この条件の下で、しかも複雑となりがちな超高層建築物を安全で快適な建物とすることは難しいことである。

複雑に組み立てられた建築物を詳細に応力解析し、安全な部材を設計してゆくことも一つの構造設計法であるが、未だ解明されていない面の多い地震が設計荷重の重要な要素であるわが国に於いては、この手法は現状では適切な設計法と言ひ難い。また、建築は使う人や見る人に共感と呼び、安心感を持たせるものでありたい。構造的に見れば木造建築に於ける大黒柱のように力感を感じさせるものでないと感動を呼ばない。従って、その建物が複雑なものであっても、構造計画的に見て大きい筋がはっきりしている構造が望ましい。そのためには、大架構と小架構の明確な使い分けと全体を大架構でしめくくることにより解決できることを示した。

筆者の開発したこの大架構を用いた構造計画法による超高層建築は、世界的にみてもその例は少なく、日本故に発展した構造計画とも云える。しかし、今後超高層建築はますます巨大化し、かつ複合建築化する傾向は日本に限らず世界的に進展するものと思われる。

このとき、大架構と小架構の組み合わせ構造計画法は今後より一層有効となる。更に用途の複合化が進むと、その用途別で各室の使われ方の変化速度（寿命）が異なることとなる。これに対応するためには単なる間仕切壁の移動だけで済まない大きい改築が必要となってくる。このような事態に備え、用途別に夫々の建築部分を改築できるようにし、ビル全体を構成する大架構と、個々の用途別に構成する小架構を明確に区分けすることにより、単位小架構は、他の小架構に影響を及ぼすことなく改築できるようにすることができる。

しかし、大架構と小架構の並用方式は構造体の応力検討だけでなく変形についての検討が、単独「均等型ビル」の場合よりもより一層重要となる。

一方、大架構の部材応力は均等型に比し飛躍的に大きくなる。

この大きい応力に対応できる構造材料が必要となる。今後益々巨大化する超高層建築で多く用いられると考えられる大架構のためには、現在用いられている鉄鋼やコンクリートより、より一層高強度の材料の開発が望まれる。また今後発展すると思われる制振構造の場合は、それに適した新しい構造計画法が生まれてくることであろう。

謝 辭

謝 辞

本研究は大阪大学 五十嵐定義 名誉教授の方向付けと御励ましのおかげで完成できました。

論文のまとめに当たりましては、大阪大学 鈴木計夫 教授のご懇切な御指導を賜り、紙野桂人 教授、脇山広三 教授、井上豊 教授より幾多の御助言を頂きました。ここに謹んで感謝の意を表します。

更に、この研究論文は㈱日建設計・東京の設計で私が参画してきた超高層建築の構造計画を整理しまとめたものであり、共に設計してきた意匠・構造・設備等の設計者の方々との討議の中より産み出されたものであり、それらの方々に多くの示唆を得ました。

また論文の作成に当たっては、浅野美次 君の多大の協力を得ました。これら多くの皆様にここに心から感謝の意を表します。

付1 引用建築物の概要

付2 発表文献リスト

付-1 引用建築物の概要

- ・名称 日本IBM本社ビル
 建設地 東京都港区六本木3丁目
 工期 1970年1月～1971年11月
 敷地面積 5,040㎡
 建築面積 3,200㎡
 延床面積 36,700㎡
- ・名称 新宿住友ビルディング
 建設地 東京都新宿区西新宿2丁目6番
 工期 1971年4月～1974年3月
 敷地面積 14,446㎡
 建築面積 3,440㎡
 延床面積 176,443㎡
- ・名称 ポーラ五反田ビル
 建設地 東京都品川区西五反田2丁目2番
 工期 1969年4月～1971年3月
 敷地面積 2,514㎡
 建築面積 1,047㎡
 延床面積 11,720㎡
- ・名称 中野サンプラザ
 建設地 東京都中野区中野
 工期 1970年9月～1973年5月
 敷地面積 9,530㎡
 建築面積 4,632㎡
 延床面積 51,009㎡
- ・名称 新宿NSビル
 建設地 東京都新宿区西新宿2丁目
 工期 1979年12月～1982年9月
 敷地面積 14,053㎡
 建築面積 10,905㎡
 延床面積 166,768㎡
- ・名称 日本電気本社ビル
 建設地 東京都港区芝5丁目7番15号
 工期 19年 月～19年 月
 敷地面積 21,284.88㎡
 建築面積 6,400.00㎡
 延床面積 114,272.00㎡
 基準階床面積 上層部 1,638㎡
 中層部 2,557㎡
 下層部 3,915㎡

付-2 発表文献リスト

「著書」

書名	著者	出版社	年
1 「超高層建築」 日本アイ・ビー・エム新本社ビルディング	矢野克巳、水津秀夫	丸善	1973
2 「大スパン建築」 船橋市中央卸売市場売場棟	矢野克巳、井口保夫 津田三知昭	丸善	1974
3 「プレストレストコンクリート構造の設計」 構造計算のすすめ方 5	日本建築学会関東支部 主査 矢野克巳		1977
4 「建築施工技術ハンドブック」 (矢野担当：1 総論)	白山和久、矢野克巳 他、編集	朝倉書店	1979
5 「建築構造計算実例集 1」 鉄筋コンクリート構造編	小高昭夫、矢野克巳 佐藤邦昭 編著	鹿島出版会	1979
6 「建築設計計算実例集 2」 鉄骨構造編	小高昭夫、矢野克巳 佐藤邦昭 編著	鹿島出版会	1988
7 「建築設計計算実例集 3」 鉄骨鉄筋コンクリート構造編	小高昭夫、矢野克巳 佐藤邦昭 編著	鹿島出版会	1988
8 「新建築学体系 25」 構造計画 (矢野担当：建築計画における構造)	矢野克巳、梅村魁 小林紳也、松井源吾 望月洵	彰国社	1981
9 「新耐震法に基づく鉄骨造建築設計例集」	矢野克巳 (作成委員会委員長)	鋼材倶楽部	1984

「論文」

題目	著者	出版	年
1 「円形PC板の耐力実験」	阪永金重、矢野克巳 小林紳也	建築学会(大会) 論文報告集第89号	1963.9
2 「H・P曲面相貫体吊屋根の耐力実験」	矢野克巳	建築学会(大会) 論文報告集第89号	1963.9
3 「人工軽量コンクリート施工時の 品質変動に関する一実態調査」	矢野克巳、津田三知昭 奈良文郎、永井康淑	建築学会(大会) 大会学術講演梗概集	1972.10
4 「新宿住友ビルの構造に関する研究」 (その1) 構造計画	矢野克巳、阿部宏正 水津秀夫	建築学会(大会)	1972.10
5 (その2) 床構造と振動感覚	矢野克巳、阿部宏正 飯田幸弘	〃	〃
6 (その3) 立体架構の解析法	矢野克巳、飯塚英雄 寺本隆幸、住井牧子	〃	〃
7 (その4) 立体架構の変形と応力	矢野克巳、水津秀夫 寺本隆幸、住井牧子	〃	〃
8 (その5) 動的解析	小林啓美、鏡味洋史 矢野克巳、水津秀夫	〃	〃
9 (その6) ねじれ振動	矢野克巳、寺本隆幸 住井牧子	〃	〃
10 (その7) 部材の弾塑性解析	矢野克巳、阿部宏正 和田章	〃	〃

題 目	著 者	出 版	年
11 「軟弱地盤に建つSRC12階建 高層集合住宅の動的検討」 (その1) 地盤・建家概要解析	矢野克巳、谷口節 木原碩美	建築学会(大会) 大会学術講演概集	1973. 10
12 「新宿住友ビル(52階)の設計」 (Design of the Shinjuku - Sumitomo Building)	矢野克巳、阿部宏正 水津秀夫、飯田幸弘 住井牧子	IABSE 高層建築会議	1973
13 "Earthquake Resistant Design of 54-Storeyed Shinjuku - Sumitomo Building"	K. Yano H. Suitsu H. Kobayashi	Fifth World Conference on Earthquake Engineering June 1973 Rome	
14 「膨脹性セメントを用いた人工軽量 コンクリートのポンプ打施工」	矢野克巳、津田三知昭 永井康淑、古谷登 奈良文郎	土木学会 コンクリートライブラリー 第39号膨脹性セメント混和 材を用いたコンクリートに 関するシンポジウム	1974
15 「プレストレストコンクリート建築構造 の耐震性に関する研究(その1) 既存プレストレストコンクリート建築 構造の耐震性調査」	本岡順二郎 岡本伸、矢野克巳 加藤良雄、寺沢輝夫	建築学会(大会)	1976. 10
16 「新宿副都心における超高層建物の基礎 地盤」新宿地盤の動的特性	矢野克巳、阿部宏正 寺本隆幸	基礎工	1979. 5
17 「設計用入力地震動研究の現状と展望」 検討用地震動についての要望	矢野克巳、寺本隆幸	建築学会 第10回地盤シンポジウム	1982. 4. 6
18 "Structural Planning of High- Rise Buildings-Comparison Between Steel & Reinforced Concrete Buildings"	K. Yano	The Technical Forum on "Steel Structure Architectural Technology" Oct. 1982 Malaysia	
19 "High-Rise Building with 130m High Square Atrium"	K. Yano T. Teramoto M. Keii	"Third International Conference on Tall Buildings" Dec. 1984 Hong Kong	
20 "Aspect on Structural Design of Advanced Architecture"	K. Yano	Innovative Structures International Research Workshop Massachusetts Institute of Technology Jan. 1991.	

