

第9章 実用可能性と実施例

9.1 実用可能性検討

材料強度ゾーンⅢまたはゾーンⅠの材料を用いた超高強度鉄筋コンクリート造の長所を生かした建築構造物の実現の可能性を検討した。ここでは、以下の3例について紹介する。

9.1.1 超高層フラットスラブ構造

フラットスラブ構造は、はり型がないために、開口部を大きくとれることにより開放的で明るい空間が得られること、あるいは床下を利用したフレキシビリティの高い設備方式に対応できることなどの長所がある。

ところが、地震力の大きいわが国では、柱とフラットスラブのみでは耐震設計を行うことが困難である。そこで、耐力壁とフラットスラブを組み合わせた構造とすることで高い耐震性を確保する設計を行うこととした。

(1) 超高層フラットスラブ構造設計クライテリア

超高層フラットスラブ構造設計のクライテリアは、原則として、第6章における設計ガイドラインで設定された設計クライテリアに準拠することとした。本構造で特に定めなければならない設計項目についてはここで定めた。設計クライテリアを表9.1.1-1に示す。

(a) 長期荷重時

① 架構設計における許容せん断応力度の検討は、せん断ひび割れの検討に置き換える。曲げ、軸力、付着の許容応力度についてはRC基準を準用する。これは第6章の設計ガイドラインにならったものである。

② スラブー柱（壁）接合部の許容せん断応力度はRC基準を準用する。

③ グレードの高い使用性を確保するために振動性状は評価基準ランクⅠ以内とする。

(b) レベルⅠ地震動時

④ 各部材は弾性限以内にとどまるようにする。ここでいう部材の弾制限とは、壁、柱の最外縁圧縮ひずみがコンクリートの最大圧縮ひずみに達したとき、また壁、柱の最外縁鉄筋引張ひずみが降伏ひずみに達した時とする。（境界ばり等一部の応力が集中するはり降伏してよい。ただし、その塑性率は2.0以下とする。）

⑤ レベルⅠ地震動終了後も軽微な補修で高い使用性を回復できる被害以下に応答を抑える。そのために、スラブー柱（壁）接合部端の変形角は地震応答後の曲げひび割れ幅が目標値以下になるように設定する。変形角とひび割れ幅の関係は実験結果を参考に定める。フラットスラブ接合部端の降伏変形角は非常に大きく

(1/50~1/30)、ひび割れ幅制限が設計クライテリアとなろう。この時の床スラブの耐力に対する協力幅は弾性解析で求まる範囲とする。

⑥ 層間変形角1/200以下は第6章の設計ガイドラインにならったものである。

(c) レベルⅡ地震動時

⑦-1) 本構造において唯一の主要耐震部材である耐力壁の、特に、耐力壁脚部の最大応答にあつては引張側柱に相当する部分の全主筋が降伏する以前に止まることとした。

⑦-2) 本構造において、柱は水平力を負担する割合は低くなるが軸方向力を多く負担することになるため、これもレベルⅡ地震応答時には曲げ降伏以前に止まることとした。

⑦-3) 本構造では基本的にははりはないが、主要耐震要素である耐力壁を結びその性能を高める働きをするつなぎばりが存在する。そのはりにあつては曲げ降伏は許容するが限界変形以内であることとする。

⑧ レベルⅡ地震動後も補修可能な被害以内にとどめることを目標とした。建物全体の変形角を次項目のように制限したため、柱、耐力壁ーフラットスラブ接合部端の変形そのものは問題とならないであろう。フラットスラブの曲げ降伏の算定に際してのスラブ有効幅は実験による。

⑨⑩ 外力の重心位置の変位、最大層間変位とも第6章の設計ガイドラインと同じとした。主たる耐震要素が耐力壁であることから各層の層間変形の差異は少なく、外力の重心位置の変位がクライテリアとなろう。

(d) 架構設計変形時

⑪ 主要耐震要素である耐力壁はP-Δ効果を考慮してもその最大耐力以前に止まることにより耐震性を確保することとした。

⑫ 柱・はりは限界部材角内であることを確認する。

⑬ 柱脚部、境界はり端以外に曲げ降伏ヒンジが発生してはならない。

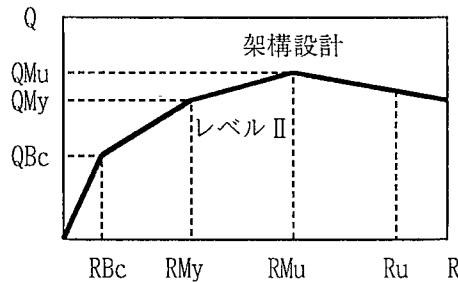
⑭ 床ー鉛直支持部材接合部の脆性破壊の防止、すなわち床スラブ端部の曲げ降伏先行を保証する。伝達すべき不釣り合いモーメント（鉛直部材に直接伝達されないで側面の振り前面後面のせん断力により伝達されるモーメント）と接合部が保有する側面の振り、前面後面のせん断力により伝達できるモーメントの比を制限値以下にする。制限値の設定、側、隅柱の検討方法は実験結果を参考にする。

⑮ 耐力の確保の算定においてはフラットスラブの有効幅は実験及び解析により定める。

表9.1.1-1 超高層フラットスラブ構造の設計クライテリア

外力 (設計状態)	骨組の状態の原則 (壁柱梁)	スラブの状態の原則	全体変形 (耐力)
長期荷重	①長期許容応力度以内	②長期許容応力度以内 ③振動性状は評価基準ランク 1	
レベル I 地震動	④弾性限以内	⑤地震後は軽微な補修で再使用可能、かつ、振動性状は評価基準ランク 2 以内	⑥層間変形 1/200以下
レベル II 地震動	⑦-1) 壁：曲げ降状以前 ⑦-2) 柱：曲げ降状以前 ⑦-3) 梁：曲げ降状を認める	⑧地震後は補修で再使用可能	⑨重心位置 変形 1/120以下 ⑩層間変形 1/80以下
架構設計 変形	⑪壁：最大耐力以前 ⑫柱、梁：限界変形以内 ⑬想定外のヒンジ発生 なし	⑭限界変形以内（接合部でのせん断破壊の回避）	⑮水平耐力 0.25 R t・Z 以上

*レベル II 地震動の変形制限は上層部では緩和できる。



ここで、

- QBc, RBc：曲げひび割れ時荷重及びその時の部材角
- QMy, RMy：曲げ降伏時荷重およびその時の部材角
- QMu, RMu：最大曲げ耐力時荷重およびその時の部材角
- Ru：限界変形

- 降伏点：耐震壁の引張側柱脚部全主筋が降伏した点
- 最大曲げ耐力点：耐震壁の危険断面における曲げモーメントが最大値に達した点
- 限界変形：曲げに対してはその最大耐力を維持していると考えられる限界点。実験結果の処理にあたっては P- δ 効果を付加した壁脚部の抵抗モーメントが最大抵抗モーメントの 98% の耐力を維持している点。せん断に対しては最大せん断力の 80% の耐力を維持している点。

図9.1.1-1 本クライテリアにおける耐力壁の復元力

(e) 斜め入力時

⑯耐力壁は、その応答を最大耐力以前で抑えることを設計のクライテリアとしていることにより、斜め加力の影響は2方向フレームほど厳しくはならない。ただし、耐力壁は方向性が強いのでその弱、強軸に対する検討をしなければならない。

⑰フラットスラブ-耐力壁（柱）接合部は斜め方向入力時の検討をしなければならない。

(f) 構造規定

フラットスラブ-柱周辺は接合部側面の捩り抵抗に有効な跳ねだし部を設けるか、または、はりを設ける。その場合にははりの捩りの検討が必要となる。

(g) 解析分析

鉛直荷重時、レベルⅠ、レベルⅡ地震動時、架構設計変形時における架構の変形状態応力状態をそれぞれ考慮できる解析法を用いる。

(2) 試設計による検討結果

超高層耐震壁付きフラットスラブ構造集合住宅と曲面壁とフラットスラブを用いた40階高層リゾートマンションの試設計を行うことにより、高層フラットスラブ構造の実現の可能性の検討を行った。ここでは40階高層リゾートマンションの主な検討結果について述べる。試設計建築物の概要を、図9.1.1-2, 9.1.1-3に示す。試設計において検討された主な内容は、以下のとおりである。

(a) 長期荷重時の設計

設計の結果、構造体の各部分の曲げ応力、せん断応力ともにひび割れ発生応力度以下であることを確認するとともに、片持ちスラブのたわみを考慮した余裕のある設計が可能であった。

(b) 居住性能の検討

床の振動性状を確認した結果、1次固有振動数は、10Hz程度で、日本建築学会の「建築物の振動に関する居住性能評価指針同解説」に示される「ランクⅠ（居住性能上より望ましい水準）」であることが確認され、フラットスラブの要求性能を満足している。このことは、レベルⅠ、レベルⅡの地震を想定し、スラブの固定度を低下させた場合についても検討したが、結果は同じランクであった。

(c) レベルⅡ地震動時

地震応答解析は、剛性を等価せん断バネと等価ねじりバネに置換した質点系モデルで、復元力特性は、バイリニア型として行った。入力地震動は、第7章で示した模擬地震動波で、乱数位相とHACHINOHE位相の2波である。剛心位置の最大応答変形角は1/250で、ねじれを考慮した振られ側の最大応答変形角は1/208であった。この振られ側の最大値が出た層では、振られ側の変形は剛心位

置での1.3倍の変形に相当している。外力の重心位置での応答変形は1/341~1/372で、これらをそれぞれ応答限界変形とした。

(d) 架構設計変形時

重心位置におけるレベルⅡ応答解析結果を基に、以下の3点の最も大きい変形を架構設計変形とした。

- ・ 応答限界変形の2倍のエネルギーが確保出来る変形
- ・ 最大応答せん断力時変形を上回る変形
- ・ せん断力係数が0.25以上となる変形（ベースシャー： $C_b = Z \cdot R_t * 0.25 \geq 0.135$ に相当）

静的解析の結果、応答限界変形の2倍のエネルギーが確保できる変形は、最大応答せん断時変形を上回り、そのときベースシャー係数 C_b が0.135以上となることを確認した。

(f) 壁脚部の配筋

特に応力状態の厳しい壁脚部の配筋は、高強度材料(F_c1000 , $U_{SD}980$)を用いることにより、以下のような現実的な配筋となった。

(一般の壁)

- ・ 壁縦筋：D19-@200 ダブル
- ・ 壁横筋：D16-@200 ダブル
- ・ HOOP：D16-□-@100

(開口部付近の壁)

- ・ 壁縦筋：48-D38 ($P_g=2.1\%$)
- ・ 壁横筋：D16-@200 ダブル ($P_w=0.33\%$)
- ・ HOOP：D16-□-@100 ($P_w=0.66\%$)

(3) まとめ

(a) レベルⅡ地震応答解析結果を基に応答限界変形を定め、応答限界変形時の2倍のひずみエネルギーを吸収した設計限界変形において、必要な耐力を保持することとした耐震設計クライテリアを満足した、超高層フラットスラブ構造が、超高強度鉄筋コンクリート造によって実現可能であることがわかった。

(b) 試設計の結果、ほぼ実用断面での設計が可能であることがわかった。

(c) 長期荷重時の設計の結果、構造体の各部分の曲げ応力、せん断応力ともにひび割れ発生応力度以下となるような設計が可能となることがわかった。

(d) 地震後でも、より望ましい水準の居住性能を確保するフラットスラブの設計が可能であった。

1. 建物概要

建物名称：曲面壁とフラットスラブを用いた
40階高層リゾートマンション

建築面積：1440㎡

延べ面積：57600㎡

階数：地上40階、地下0階、塔屋1階

高さ：GL+123.0m

階高：基準階3.0m、1階6.0m

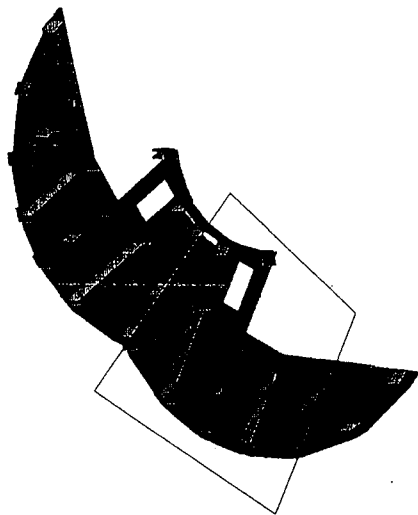
スラブ厚：25cm

壁厚：2階以上40cm、1階60cm

構造種別：鉄筋コンクリート造、壁スラブ構造

地震係数：Z=1.0

地震種別：第2種地震



3. 設計クライテリア

主架構の耐震設計

長期荷重	長期許容応力度以内
レベルⅠ	弾性限以内、層間変形1/200以下
レベルⅡ	曲げ降伏以前、スーパービームのみ曲げ降伏可 重心位置変形1/120以下、層間変形1/100以下
架構設計 変形時	壁曲げ降伏以前、スーパービーム・床版変形以内 耐力0.25・Rt・Z以上

フラットスラブの居住性能

長期荷重 レベルⅠ	居住性能ランクⅠ、構み1/350かつ20mm以下
レベルⅡ	居住性能ランクⅠ、補修後に再使用可能

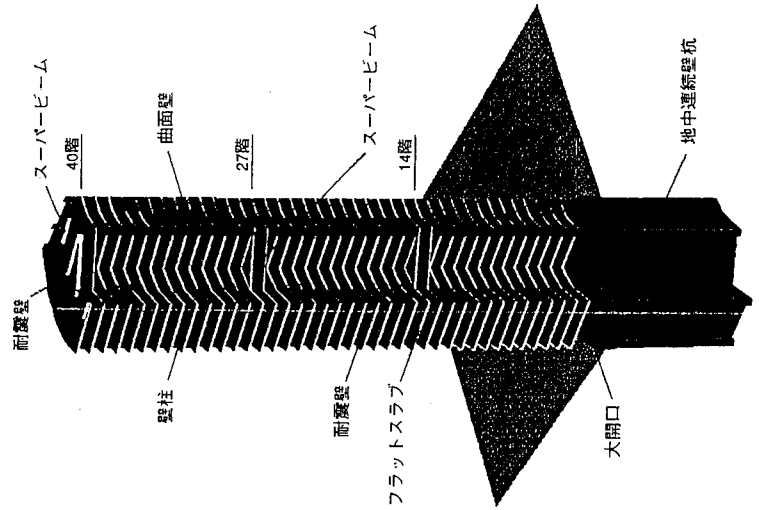
2. 使用材料

コンクリート

壁	28~40階	FC600
スーパービーム	22~27階	FC700
	15~21階	FC800
	8~14階	FC900
	1~7階	FC1000
フラットスラブ	1~R階	FC600

鉄筋

壁・スーパービーム	D28, D32, D35, D38	USD980
せん断補強筋	D16	USD1275
フラットスラブ	D19	SD490



4. 主要検討内容

架構の特徴	主要検討内容
曲面壁を含む 多方向配重	・ 振れと耐震要素への影響 ・ 設計用地震力の入力方向
スーパービームによる大架構	・ 耐震解析用階算モデル ・ スーパービームの全体曲げもどし効果 ・ 1層分の梁せいとした目標断面の可能性
フラットスラブによる床計画	・ 長期荷重時と地震後の居住性能 ・ 主架構に対する剛性と耐力の寄与度合 (有効巾) ・ 面内せん断応力の把握
耐震壁の大開口	・ 応力集中度合と可能断面

5. 試設計結果のまとめ

- ・ 試設計を行った結果、ほぼ実用断面での設計が可能であることが分かった。
- ・ 「主要な耐震壁の方向毎」に水平力を与えた等価線形解析による検討を行い、架構全体の安全性を確認した。
- ・ 「質点系等価せん断振れ」モデルによる応答解析の結果、スーパービーム・フラットスラブを除き、主要な耐震要素は降伏以前の状態で設計が可能であることが分かった。
- ・ 1階壁脚に作用する応力は開口部周辺で特に大きい。高強度材料 (Fct1000, USD980) を使用することで、実用可能な断面とすることが出来た。

図9.1.1-2 曲面壁とフラットスラブを用いた40階高層リゾートマンション (その1)

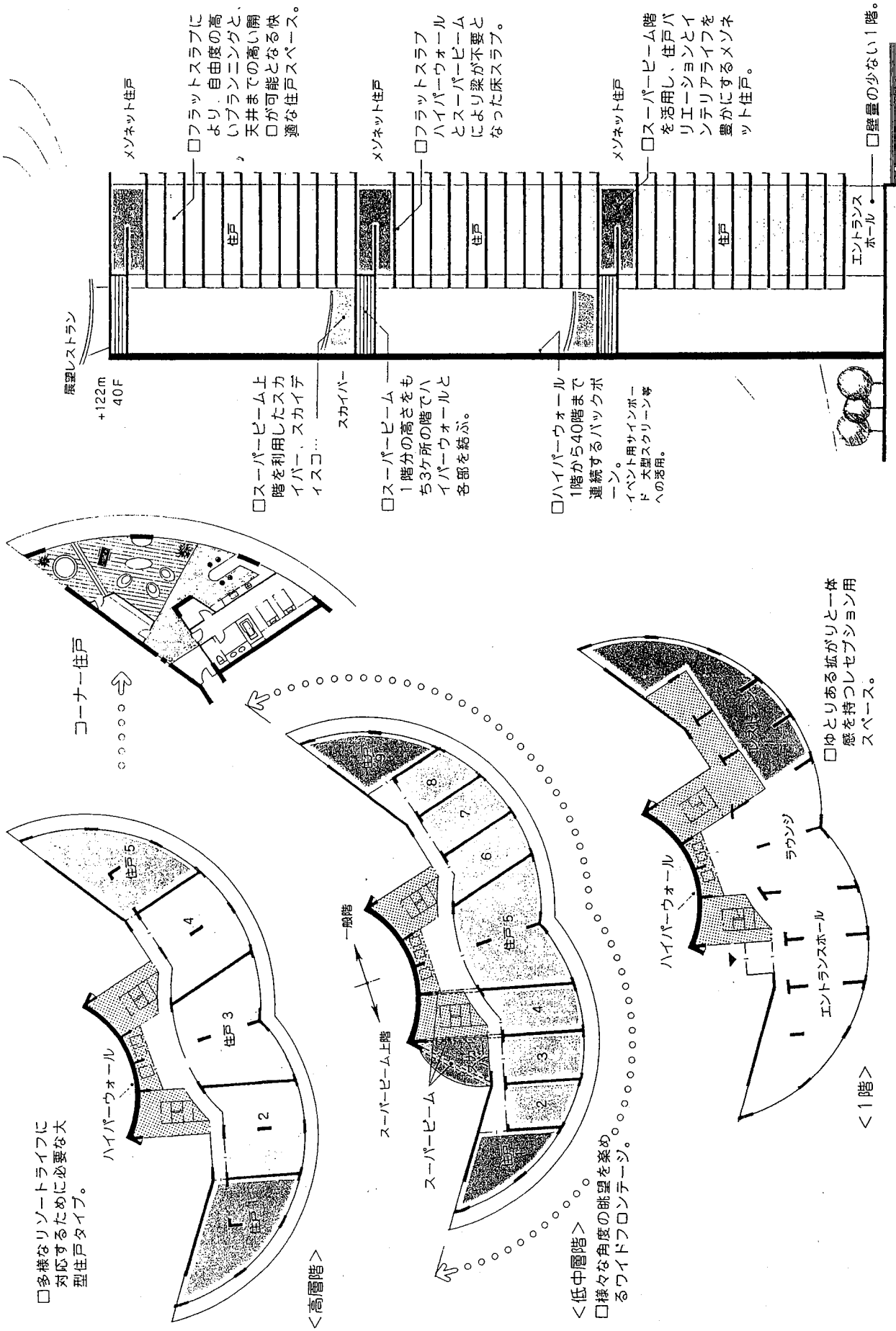


図9.1.1-3 曲面壁とフラットスラブを用いた40階高層リゾートマンション（その2）

9.1.2 メガストラクチャー

これまで日本でも、鉄骨造によるメガストラクチャー（東京都庁、MM21ランドマークタワー）はあるが、鉄筋コンクリート造では重量が大きすぎることなどの理由から建築されていない。ここでは、超高強度材料を用いて、耐力を増し、軽量化することにより、鉄筋コンクリート造によるメガストラクチャーの実現の可能性を検討した。6例のメガストラクチャー（図9.1.2-1～9.1.2-6）の試設計を行い、実現の可能性を検討した。

(1) クライテリア

(a) 基本方針

高強度材料によるメガストラクチャーの耐震設計においては、原則として本節に示す耐震設計クライテリアを満足することを確認することとする。

ただし、各試設計モデルにおいてその構造的特徴に応じて独自にクライテリアが設定された場合もある。また、本章に述べられたクライテリアのうち、満足されない項目がある場合にも、別の検討方法によってほぼ同程度の耐震性能を確保していることが認められた場合もある。

また、本節に示す耐震設計クライテリアは、本節の試設計においてのみ有効であり、今後のメガストラクチャーの設計において影響を及ぼすものではない。

(b) 耐震設計クライテリア

メガストラクチャーの耐震性能は、動的検討と静的検討によって確認されるものとする。各検討項目のクライテリアは、基本的には第6章の設計ガイドラインで定められたクライテリアを参考としている。

ただし、ここでは第6章の設計ガイドラインで定められている架構設計変形時の耐力の確認を義務付けていない。しかし、それに代わるものとして、第6章の設計ガイドラインのクライテリアと比較して、動的検討の変形のクライテリアを厳しく設定している。その結果、架構設計変形時の耐力の確認は行うまでもなく満足されると考えられている。これは、メガストラクチャーは、サブストラクチャーが変更されても使用され続けるものと考え、レベルⅡ地震動に対しても原則的に部材の降伏を許容しないこととしたことによる。また、材料の強度が高くなるに伴って、弾性変形量が大きく（降伏変形が大き）くなったので、変形を弾性域内にとどめることが適切と考えられた。

本章では、各試設計モデルに共通の耐震設計クライテリアを示したが、各モデルに個別の問題、例えばブレースの取扱い等については、その都度、設計方針が示されている。

(c) 動的検討

[耐震設計クライテリア]

①レベルⅡ地震動に対する応答解析を行い、以下のことを確認する。

- ・最大層間変形角は、応答限界変形以下である。
- ・部材の塑性率は1.0未満である。

②レベルⅠ地震動に対する応答解析を行い、以下のことを確認する。

- ・最大層間変形角は、1/200以下である。

[条件]

①入力地震動

レベルⅡ地震動は、第7章で提案されている地震波（NewRC地震動）および最大速度振幅50kineのEl Centro, Taft, Hachinohe波とする。今回の試設計建物は工学的基盤に直接基礎で支持されているので、NewRC地震動を、直接、基礎固定位置に入力すればよい。

レベルⅠ地震動は、NewRC波の振幅を0.4倍にしたもの、その他の波は最大速度振幅を25kineとしたものとする。

②応答解析の原則

・レベルⅡ地震動に対する応答解析の方向は原則として建築物のX、Y方向と斜め方向とする。ただし、ねじれの検討に必要な建築物については、2方向同時入力を考慮した立体モデルによる解析を行うものとする。

また、斜め方向の検討を行わない場合は、任意の方向からの入力を考慮して静的設計で応力の割増しなどを行うこととする。

・レベルⅠ地震動に対する応答解析の方向は原則として建築物のX、Y方向とする。ただし、隅柱の変動軸力は $\sqrt{2}$ 倍になるので、それを許容できる柱の設計が必要である。

・解析モデルは原則として部材レベルとする。質点系で解析する場合は、曲げせん断棒モデルとする。

・復元力特性は弾塑性とする。このとき、各部材または層の復元力特性を決定した根拠を示すこととする。

③変形の定義

・応答限界変形は1/100以下の範囲内で、建築主あるいは設計者が定める。

・部材の塑性率は、荷重-変形関係をトリリニアにした場合の第2折れ点を降伏変位として計算する。

また、質点系の場合は、層間変形から部材変形を算出して同様に検討する。

(d) 静的検討

[耐震設計クライテリア]

弾塑性増分解析を行い、以下のことを確認する。

- ・架構設計変形時に想定外の位置にヒンジが生じない。

・架構設計変形時に、部材の塑性率は2.0未満である。

[条件]

①弾塑性増分解析の原則

- ・外力分布はA i 分布またはレベルII地震動の応答結果を参考に決める。
- ・解析の方向はX, Y方向と斜め方向とする。

②架構設計変形について

- ・架構設計変形は、応答限界変形時のひずみエネルギーが2倍となる変形とする。
- ・架構設計変形時のせん断力換算値(C o)を示す。
- ・架構設計変形時の応力に対してせん断耐力は、1.3倍以上となるようにする。

(2) 動的検討結果

6例の試設計建築物に対して、El Centro 1940 NS波, New R C波, 神戸海洋気象台1995NS波, Sylmar1995NS波を水平1方向に入力した場合の、最大応答変位、最大応答層間変形角、最大応答層せん断力係数を図9.1.2-7~9.1.2-10に示す。

長周期成分の比較的小さいEl Centro 1940 NS波, 神戸海洋気象台1995NS波による最大応答層間変形角(各図の(b))は、すべての場合に1/100以下で耐震設計クライテリアを満足しているが、長周期成分の比較的大きいNew R C波, Sylmar1995NS波による最大応答層間変形角は、前の長周期成分の比較的小さい場合に比べて大きくなっており、一部に1/100を超える場合(BR200K)も見られた。これは、試設計された建築物の一次固有周期が3~5秒程度と長く、入力波の長周期成分の影響を受けやすく、応答変位が大きくなることによる。

一方、最大応答層せん断力係数(各図の(c))については、高さ300mの建築物よりも200mのものにおいて上層部になるほど、値が大きくなる傾向がある。さらに純フレーム構造(OPのグループ)より、ブレース構造(BRグループ)の方が、大きくなる傾向が明確に見られた。

(3) まとめ

6例の超高層メガストラクチャーの試設計の内容を比較して考察を行った。

建物の高さ/幅比は4.5~5.0程度で、大きいものは6.0であった。これに対して、メガフレーム1層の高さ/幅比は、1.0程度のものと0.5程度のものがあった。後者は、BR200のK形ブレースタイプと片ブレースタイプのタイプの場合であった。

メガストラクチャーは、ほとんどすべてRC造で設計されたが、一部で鉄骨造トラスばりが採用された。また、ブレース付きタイプでは、ブレースを鋼管コンクリートとし、座屈防止を図ったものもあった。サブストラクチャーは、主に鉄骨造で設計され、サブストラクチャーからメガストラクチャーへの力の伝達方法については、各モデル毎に工夫され、取り扱い方法が異なる。

材料については、ほとんどすべてのモデルで、New R C総プロの研究対象範囲いっぱいの $F_c = 1000 \sim 1200 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_y \leq 12,000 \text{ kg/cm}^2$ の材料が利用された。

鉛直荷重に対する設計に関して6例の特徴を表9.1.2-1にまとめて示す。柱のスパンを大きくしたこれらのメガストラクチャーでは、はりの長さが長くなり、多層のサブフレームの荷重を受けるため、はりの曲げモーメントおよびせん断力が過大となる。ここではコンクリートおよび鉄筋に高強度材料を用いているが、コンクリートの許容せん断応力度は圧縮強度の上昇に比例して大きくなることはなく、ひび割れ幅を大きくしない目的で高強度鉄筋を使用しても、鉄筋の長期許容応力度も大きな値を用いることはできない。このように長期設計、特にはりの設計に対して高強度材料の効果が小さいことが6例について共通の問題となった。

これに対して、建物の幅が40~80m程度であるので、そこに間柱を設ける、平面の中央部にコアを設ける、あるいは柱をコーナーより内側に寄せ外側に片持ちばりを設けてスパン中央の応力を低減させる、柱の数を増やすなどして各モデル毎に対応して設計が進められた。表9.1.2-1には1階の柱のコンクリートの設計基準強度と鉛直荷重時の軸力から求めた鉛直応力度 $\sigma = (N_c/bd)$ が記入されている。共通のクライテリアとしては $\sigma < 0.25F_c$ としているが、すべての例がこれを満足している。

耐震設計に関して、6例の特徴を表9.1.2-2に示す。耐震安全性の検討は6例とも、静的増分解析を行い、その結果を用いた質点系の応答解析を数種類の地震動を用いてレベルI、レベルIIに対して行っている。いくつかの例では立体骨組としてフレーム系の応答解析が行われたものもある。レベルIIの応答ではすべての場合で鉄筋は降伏しておらず、このレベルの入力に対してひび割れは生じるが骨組みとしては弾性を保っていると言える。レベルIIの応答値を包絡するレベルの変形として応答限界変形を定義し、このときのスケルトンカーブが持つひずみエネルギーの2倍のエネルギーを有する変形として架構設計変形を定義している。この変形状態において架構に耐震設計上不都合が発生していないことを確認している。この方法はNew R CのゾーンIに対して提案されたものであるが、ここで示したゾーンIIIに属する6つの設計例に対しても矛盾なく適用できることが分かった。

表9.1.2-2には1次固有周期と架構設計変形時の柱の最大圧縮応力度、 $\sigma_{max} = (N_{max}/bD)$ を記した。

1 : 2000

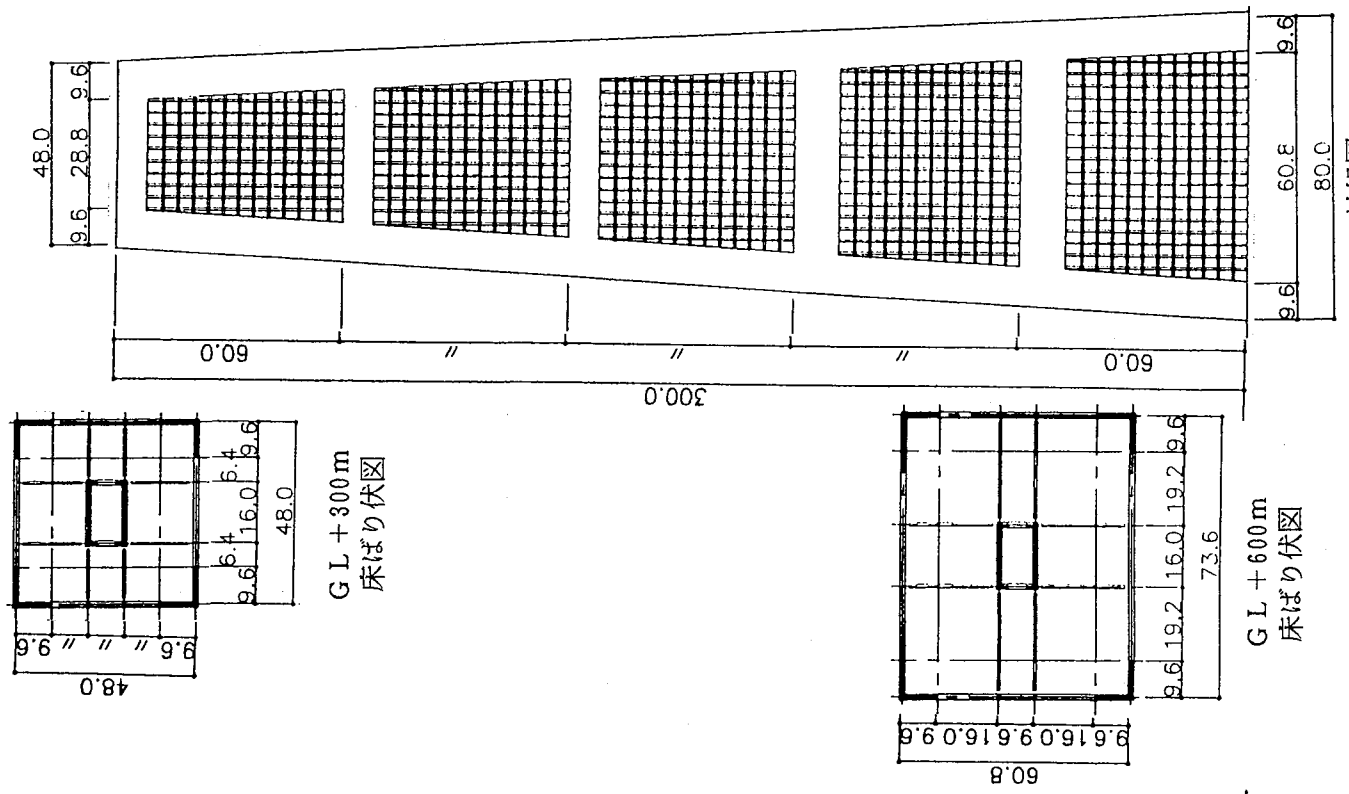


図9.1.2-3 OP300フーパ-付きタイ

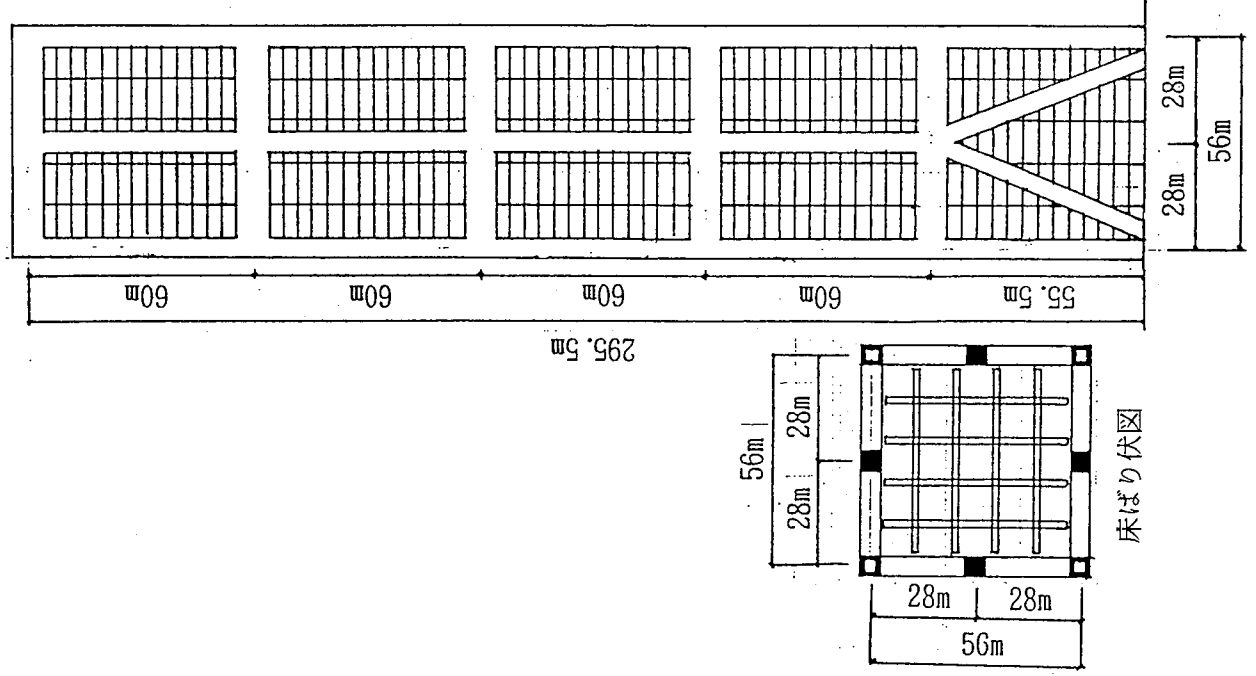


図9.1.2-2 OP300ストレットタイ

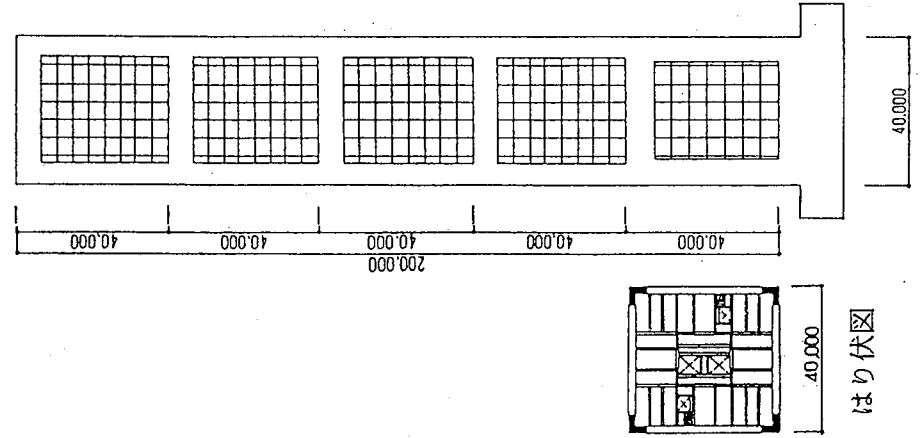


図9.1.2-1 OP200ストレットタイ

1 : 2000

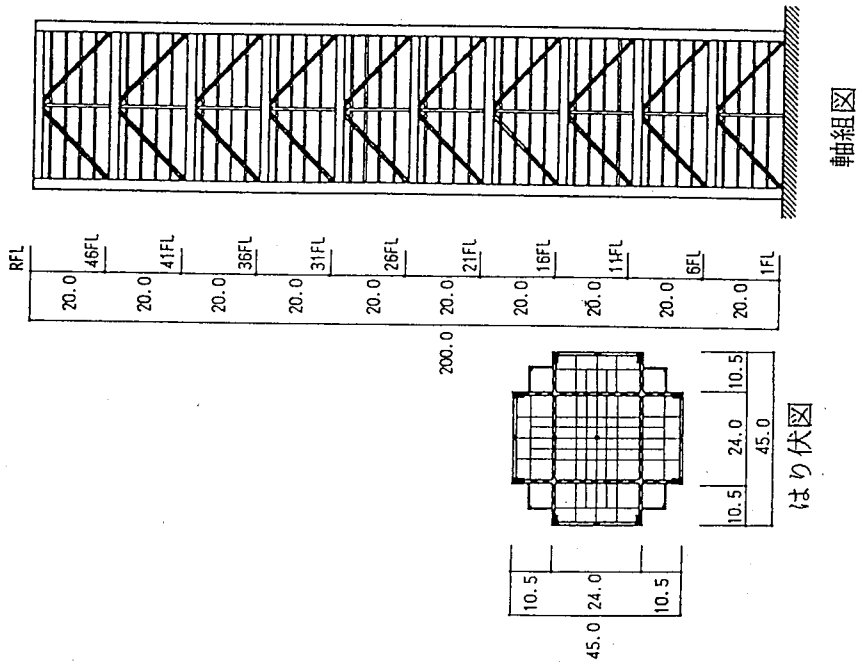


図9.1.2-4 BR200 K形ブレースタイプ

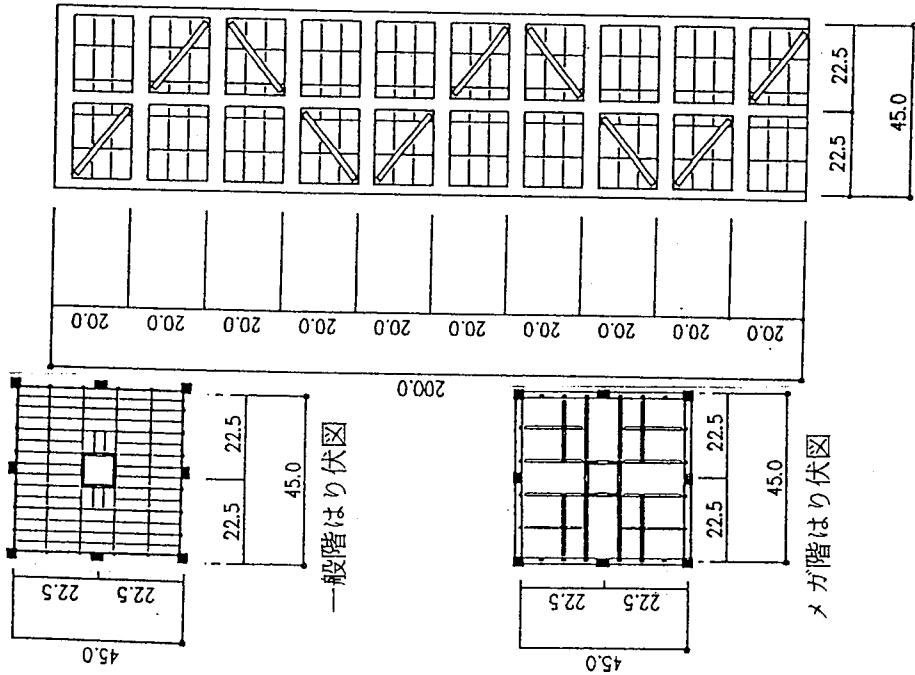


図9.1.2-5 BR200片ブレースタイプ

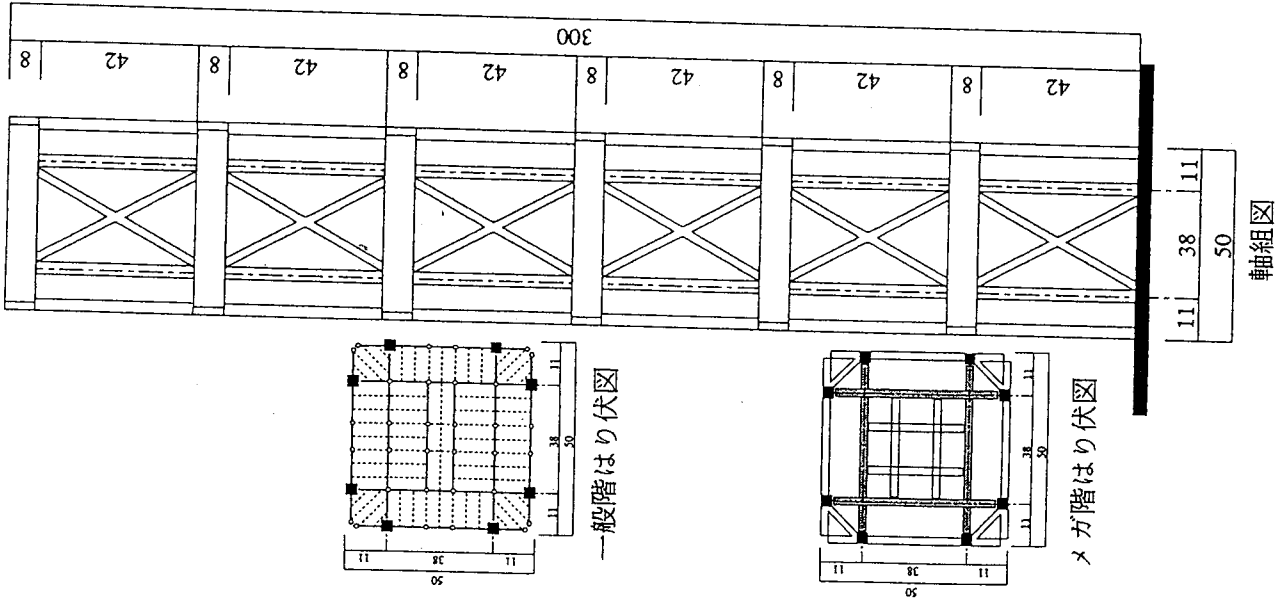


図9.1.2-6 BR300 X形ブレースタイプ

表9.1.2-1 鉛直荷重に対する設計の特徴

<p>OP200 ストレートタイプ</p>	<p>4つの隅角部にL字型の柱を配置し、中央に鉛直荷重を受け持つコアを配置している。メガ梁、メガ柱はRC造となっており、サブフレームは鉄骨造である。 鉛直応力度 $\sigma_o = 101 \text{ kg/cm}^2$ ($F_c = 1000 \text{ kg/cm}^2$)</p>
<p>OP300 ストレートタイプ</p>	<p>正方形の平面の周囲に8本のメガ柱を配置し、最下層はK形のブレースとして辺の中央の柱をはおいている。サブフレームを支持する大きな小梁は鉄骨トラス造としている。 鉛直応力度 $\sigma_o = 175 \text{ kg/cm}^2$ ($F_c = 1200 \text{ kg/cm}^2$)</p>
<p>OP300 テーパー付きタイプ</p>	<p>4本のL字型柱を隅角部に中央にコアを持ち、全体としてテーパーがついているのが特長 周辺の大梁はRC造、中央の大梁、小梁には鉄骨を用いている。 鉛直応力度 $\sigma_o = 282 \text{ kg/cm}^2$ ($F_c = 1200 \text{ kg/cm}^2$)</p>
<p>BR200 K形ブレースタイプ</p>	<p>正方形の平面の辺上に2本ずつ8本のメガ柱を持ち、対辺にある柱をつなぐブレースが建物内部に4構面あるのが特長、鉛直荷重はこのブレースを有効に用いて支持している。 鉛直応力度 $\sigma_o = 252 \text{ kg/cm}^2$ ($F_c = 1200 \text{ kg/cm}^2$)</p>
<p>BR200 片ブレースタイプ</p>	<p>正方形の平面の周囲に8本のメガ柱を配置し、中央のコアも利用して鉛直荷重に抵抗している。 床梁には鉄骨トラスを用いている。 鉛直応力度 $\sigma_o = 220 \text{ kg/cm}^2$ ($F_c = 1000 \text{ kg/cm}^2$)</p>
<p>BR300 X形ブレースタイプ</p>	<p>正方形の平面であり、各辺上に2本ずつのメガ柱を立て、メガ梁の両外側に片持梁を設けることで中央スパンの梁の曲げモーメントを低減している。 鉛直応力度 $\sigma_o = 299 \text{ kg/cm}^2$ ($F_c = 1200 \text{ kg/cm}^2$)</p>

表9.1.2-2 耐震設計の特徴

<p>OP200 ストレートタイプ</p>	<p>部材の終局強度に対して$C_B=0.05$として設計している。 レベルⅡに対する応答はせん断力係数として0.09となっている。 このときの最大応答変形角は1/113である。 1次固有周期は3.4sec、架構設計変形時の柱の最大圧縮応力度は223 kg/cm²、$C_B=0.101$ ($C_0=0.42$)である。(このC_Bの値は、設計用のC_Bとしては同じ0.05を用いている OP300ストレートタイプの架構設計変形時のC_Bの値(0.078)に比べて大きい(約1.6倍)が、これはOP200が4本柱のメガストラクチャーのため、大きい目の安全率を見込んで設計が行われたことによる。)</p>
<p>OP300 ストレートタイプ</p>	<p>最下層はブレース架構であるため大きな設計層せん断力を用いているが2層以上については$C_B=0.05$に対応する層せん断力に対して部材の終局強度以下になるように設計している。応答限界変形角を1/150に設定、レベルⅡにおいて鉄筋は降伏せず。 1次固有周期は5.0sec、架構設計変形時の柱の最大圧縮応力度は469 kg/cm²、2層以上の層せん断力をC_Bに換算すると$C_B=0.078$ ($C_0=0.31$)である。</p>
<p>OP300 テーパー付きタイプ</p>	<p>部材の終局強度に対して$C_B=0.04$として設計を始めている。OP300と同様にレベルⅡの応答変形角は1/150以下となっており、どの応答においても鉄筋は降伏していない。 1次固有周期は5.6sec、架構設計変形時の柱の最大圧縮応力度は452 kg/cm²、$C_B=0.062$ ($C_0=0.39$)である。</p>
<p>BR200 K形ブレースタイプ</p>	<p>ブレース架構であるため、静的地震力はレベルⅡの応答結果を参考に$C_B=0.179$としており6例中最も大きい。 レベルⅡの応答最大変形角は1/146となっており、ひび割れは生じているが鉄筋は降伏していない。 1次固有周期は3.6sec、架構設計変形時の柱の最大圧縮応力度は804 kg/cm²、$C_B=0.189$ ($C_0=0.71$)である。</p>
<p>BR200 片ブレースタイプ</p>	<p>許容応力度設計用のC_0として0.0854を設定している。レベルⅡの応答はせん断力係数として0.135に達している。このときの変形は1/245となっている。他の例と同様にレベルⅡでは鉄筋降伏は始まっていない。 1次固有周期は2.8sec、架構設計変形時の柱の最大圧縮応力度は560 kg/cm²、$C_B=0.184$ ($C_0=0.58$)である。</p>
<p>BR300 X形ブレースタイプ</p>	<p>許容応力度設計用として$C_B=0.04 \times 2$を設定している。 レベルⅡの応答はせん断力係数として0.118となっている。このときの最大応答変形角は1/244である。 1次固有周期は5.8secと6例中最も大きい。 架構設計変形時の柱の最大圧縮応力度は769kg/cm²、$C_B=0.119$ ($C_0=0.72$)である。</p>

- OP200ストレートタイプ
- OP300ストレートタイプ
- ◎ OP300テーパ付きタイプ
- ▲ BR200 K形フレスタイプ
- BR200片フレスタイプ
- ☆ BR300 X形フレスタイプ

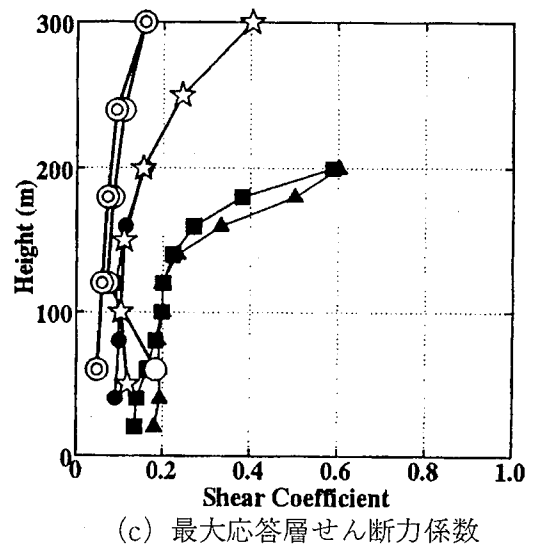
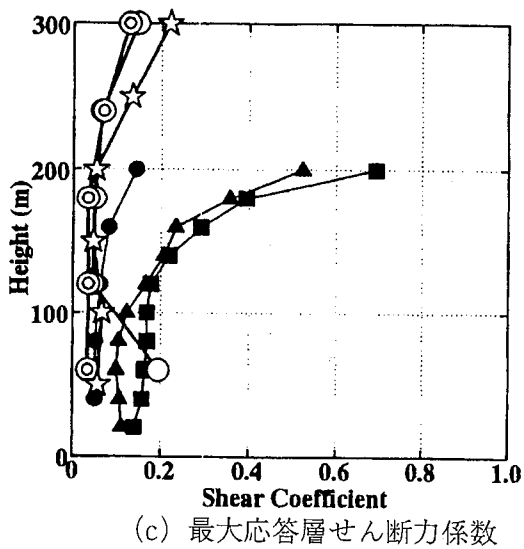
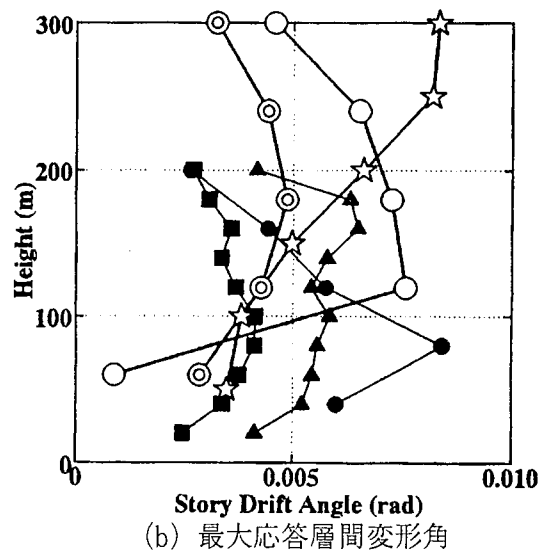
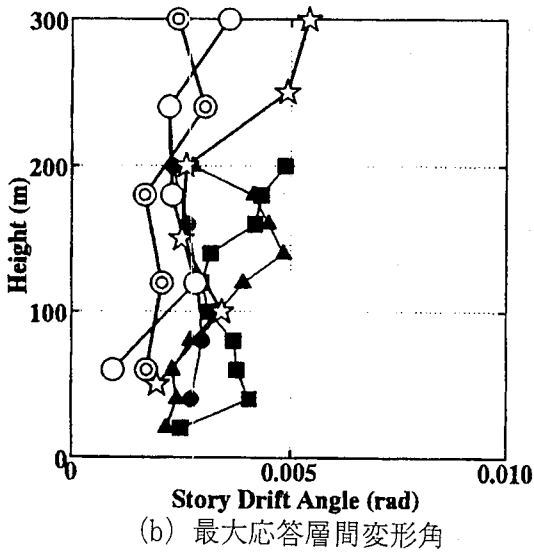
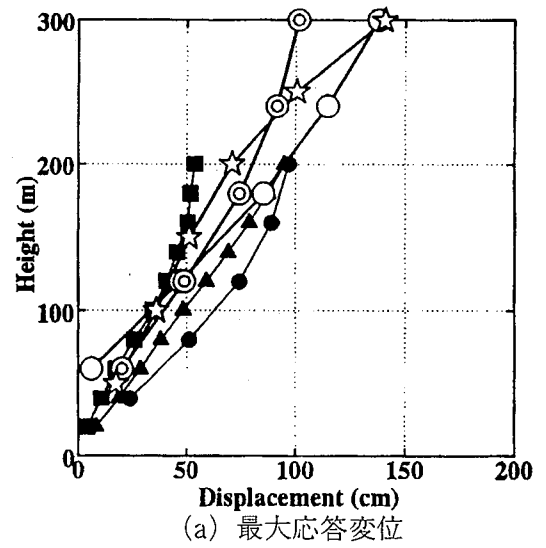
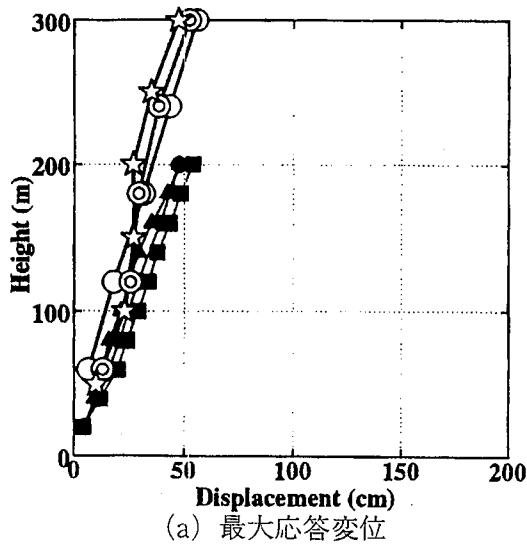


図9.1.2-7 地震応答解析結果
(El Centro 1940 NS)

図9.1.2-8 地震応答解析結果
(模擬地震動波形)

- OP200ストレートタイプ ▲— BR200 K形ブレースタイプ
- OP300ストレートタイプ ☆— BR300 X形ブレースタイプ
- ◎— OP300テーパ付きタイプ

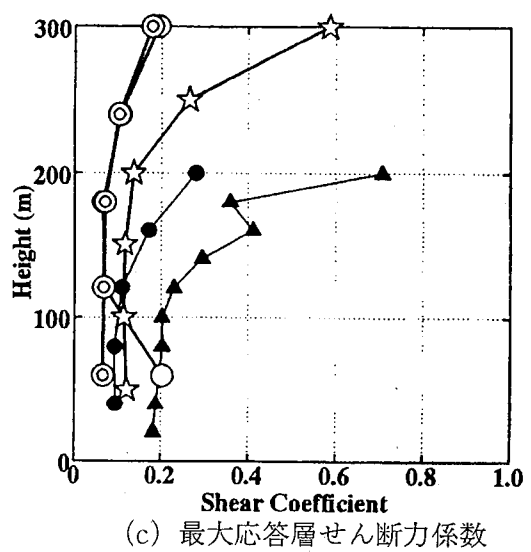
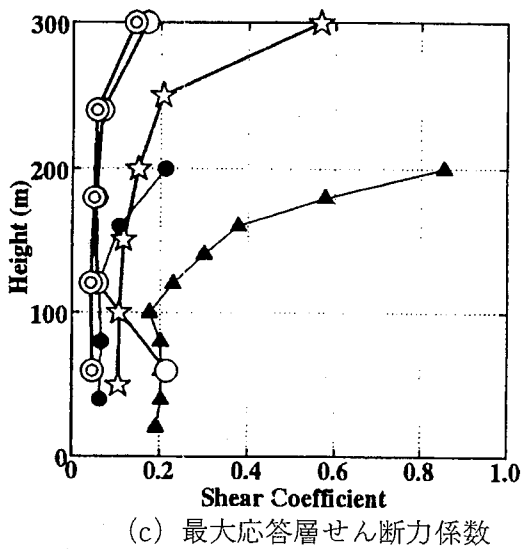
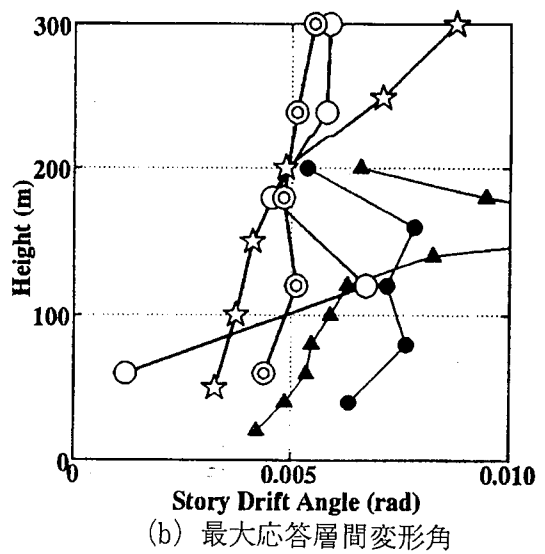
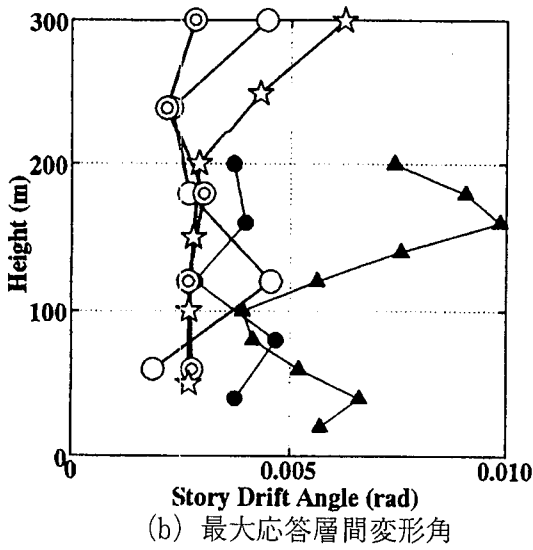
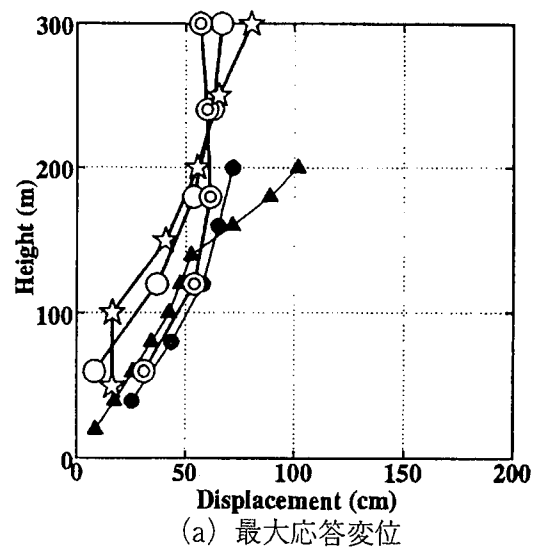
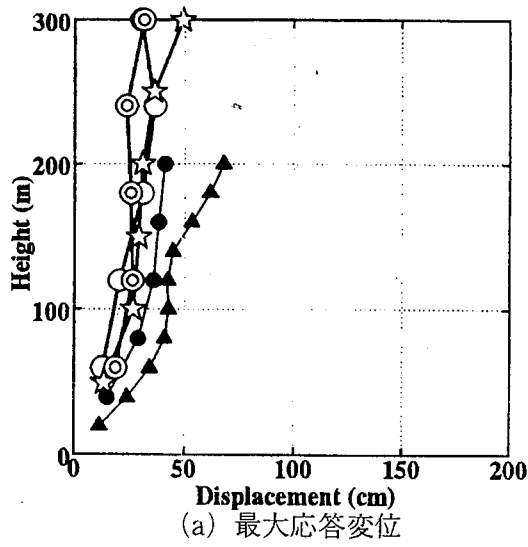


図9.1.2-9 地震応答解析結果
(神戸海洋気象台 1995 NS)

図9.1.2-10 地震応答解析結果
(Sylmar 1994 NS)

9.1.3 大規模ボックス壁柱構造

近年、火力発電所において、ボイラー、タービン、脱硫、脱硝装置等を上下に配置し、敷地の有効利用が図られることがある。この建築物は、高さ約100m、1辺約10mのボックス断面の鉄筋コンクリート造の壁柱を4本建て、柱間を鉄骨造の大ばり（トップガーダー）で連結した架構を形成し、その中央にボイラー本体をつり下げるものである。この建築物の実現可能性を試設計、実験（壁柱部分）およびFEM解析によって検討した。

立面図を図9.1.3-1に、杭・基礎伏図を図9.1.3-2に、杭断面図を図9.1.3-3に、架構断面図を図9.1.3-4に、トップガーダー伏図を図9.1.3-5に、ボックス壁柱断面図を図9.1.3-6に、はり断面表を表9.1.3-2にそれぞれ示す。

(1) 耐震設計クライテリア

耐震設計は、動的設計と静的設計によって行われるものとし、以下のように、それぞれ中地震時と大地震時に対して、設計クライテリアを設定している。

ここで対象とするボイラー建屋は、不静定次数が低く、特定の部材の崩壊が全体崩壊につながりやすい構造物である。しかし一方では、ボイラーと周辺装置を支持するという単純な目的のための建物であり、住宅やオフィス等とは多少重要度の考え方も異なる。したがって、これら2点を考慮して、現在の高層ビルと同程度の性能を保持するためのクライテリアを設定した。ただし、検討の

方向は、建物のX、Y方向と45°方向の3方向としている。これは、建物に対して任意の方向に同等以上の耐震性能検討を行うことによる。

また、2次部材の健全性を考慮して決定した。

以下にその耐震設計クライテリアを示し、表9.1.3-1に第6章の設計ガイドラインのクライテリアとの比較を示す。

(a) 動的設計のクライテリア

①中地震時（X方向，Y方向）

レベルI地震動の入力に対して降伏しない($M < M_y$)、かつ層間変形角が1/120以下である。

②大地震時（X方向，Y方向，斜め45°方向）

レベルII地震動の入力に対して、ボックス壁柱およびトップガーダーに降伏ヒンジを生じない($M < M_u$)、かつ全体層間変形角（頂部層間変形角）が1/120以下、および各質点間の層間変形角が1/80以下とする。

ただし、ボックス壁柱については、塑性率2以下であることを確認する。

(b) 静的設計のクライテリア

①中地震時（X方向，Y方向，斜め45°方向）

$C_i = Z R_i A_i C_o$ ($C_o = 0.2$) とレベルI地震動入力時の予備動解結果を包絡する静的地震力に対して降伏しない($M < M_y$)。

表9.1.3-1 New RC耐震設計の基本方針との比較

		耐震設計の基本方針	大規模ボックス壁柱構造
動的設計	中地震時	1) 層間変形角 1/200以下 2) 各部材未降伏	1) 層間変形角 1/120以下 2) 各部材未降伏
	大地震時	1) 外力重心変形 1/120以下 2) 層間変形角 1/80以下	1) 全体層間変形角1/120かつ層間変形角 1/80以下 2) 降伏ヒンジを生じない。 3) ボックス壁柱の塑性率2以下
静的設計	中地震時	特になし。	予備動解結果を包絡する地震力に対し各部材未降伏
	大地震時	1) 架構設計変形で各部材の設計 2) C_o 0.25以上の確保	特になし。

(2) 設計用地震力の設定

設計用地震力は、予備動的解析結果を下まわらないように、個々のボックス壁柱に設定した。このとき、設計用せん断力と曲げモーメントは、それぞれ独立に各柱毎に予備動的解析結果を下回らないようにベースシア係数およびベースモーメント係数を設定し、せん断力、モーメントの分布形をそれぞれ定め、各柱の設計用せん断力と設計用曲げモーメントを設定した。

(3) 設計応力の算定

設計応力は、トップガーダー(S造)、ボックス壁柱(RC造)を対象とし、一般部は線材要素、両者の接合部近辺を板要素として解析した。

解析ケースは、長期鉛直荷重時と短期荷重時とし、それに加えて長期鉛直荷重時は、施工順序に応じて先行荷重時、後行荷重時に分割した場合についても応力解析を行った。

(4) 各部設計

(a) トップガーダー

トップガーダーは、材質SM570を用いて断面算定を行い、梁端降伏型の部材設定とした。主要部材断面を以下に示す。

- ・ H J 通り (G1) BH-3500×900×80×125
(中央部 BH-6000×900×50×125)
- ・ ②③⑤⑥通り (G2) BH-3500×800×50×125
- ・ ボイラー吊りばり (G0) BH-3500×800×50×100
(中央部 BH-5000×800×40×80)

(b) ボックス壁柱

ボックス壁柱については、コンクリートは $F_c=600\text{kg/cm}^2$ 、縦筋はSD685を用いて、最も応力が厳しく開口の多いC柱を対象に断面算定を行った。その結果、最下部では、壁厚は70cm、配筋は2-D35@200で $P_s=1.367\%$ 、最上部では、壁厚は50cm、配筋は同じく2-D35@200で $P_s=1.914\%$ となった。

(c) 接合部

トップガーダークラウンエレメント(図9.1.3-5)とボックス壁柱頂部の接合部は、ボックス壁柱頂部の厚さを50cmに70cmを付加し120cmとし、アンカーボルトはSD685を用いることで検討を行った。アンカーボルトはコーナー部でD51@200、一般部でD32@200が必要となった。

また、クラウンエレメントは、フランジ幅95cm、厚さ125mm、ウェブ厚さ80mmが必要であり、スチフナー、リブプレートを適宜配置する構造となった。

一方、残された課題としては以下の点が挙げられる。

①アンカーボルトの定着については、高強度鉄筋を使用しており、定着板方式またはボックス壁柱主筋と接続

する方法を検討する必要がある。

②コーナー部の応力集中をさけるため、クラウンエレメントの剛性を上げる等可能な限り反力を一様化する方を今後検討する必要がある。

(d) 基礎構造

基礎構造は、支持層がやや深い地盤を想定し、場所打コンクリート杭について検討を行った。

今回の検討の結果、A、B柱は各36本、C、D柱は各49本の1.5mφの場所打コンクリート杭が必要となり(図9.1.3-2)、その他、地中ばり下、床下にも適宜配置する必要があった。また場合によっては、場所打ちコンクリート杭を2.0mφとすることもありうる。

フーチング形状は、C、D柱で20.5m×20.5mとなり、地中梁は、幅12.0m成7.5mが必要となった(図9.1.3-2)。

一方、残された課題としては以下の点が挙げられる。

- ①基礎物量低減の構造形式の検討。
- ②群杭の評価法に対する検討、および適正配置の検討。
- ③連続地中壁による適正基礎構造の検討。

(5) その他の検討

(a) トップガーダーの上下動

トップガーダーの上下動を検討するためにHachinohe UD波を水平動の速度の最大値が50kineとなるようにレベルを設定して入力し、応答解析を行った。その結果、トップガーダー端部に生じるモーメントは、水平動(50kine)入力時の1~2割となった。またトップガーダー中央部で曲げによる応力が $1,340\text{kgf/cm}^2$ となった。

さらに、レベル2の水平動と上下動が同時に入力した場合、両者による応力度を単純和とするとやや降伏強度を上回るが、これは最も過大な評価をした場合であり、詳細な検討を行うと弾性状態にとどまるものと考えられる。

(b) 温度応力に対する検討

ボックス壁柱およびトップガーダーに対して、外気温からの温度上昇分による温度荷重を想定し、それぞれの部材に生じる曲げモーメントを求めた。その結果、いずれも設計モーメントに対して2%程度の応力が生じたが、これは無視しても設計上問題ないと思われる。

(6) 動的解析

E1 Centro NS波、Hachinohe NS波、およびNew RC波(ランダム、八戸)の4波を入力地震波として応答解析を行った。

ここで、New RC波は工学基盤位置で設定された波形であるので、一次元波動論により地表面での入力波形を作成して応答解析を行った。その結果、基礎固定モデルおよびS-Rモデルによる解析ともに、耐震設計クライテ

リアをほぼ満足できた。

(a) 基礎固定モデルによる解析

① 0° 方向入力時の解析結果

レベル I 地震動入力時の最大応答層間変形角は、0.15/100~0.27/100 程度であり、耐震設計クライテリアを満足する結果となった。またボックス壁柱の塑性率は最大でも 0.214 で鉄筋は未降伏であり、トップガーダーも未降伏で、ともに耐震設計クライテリアを満足した。なお最も応答変位の大きい場合でもボックス壁柱脚部の変形角（2 質点目の基礎からの変形角：以下同じ）は 0.12/100 程度であり、実験結果と比較すると曲げひび割れも発生しない状態に相当する。

レベル II 地震動入力時の最大応答層間変形角は、0.4/100~0.72/100 程度であり、層間変形角については耐震設計クライテリアを満足する結果となった。しかしボックス壁柱の塑性率は最大で 0.742 で鉄筋は未降伏であったが、トップガーダー端部にヒンジが形成された。なおボックス壁柱脚部の変形角は最大で 0.38/100 程度であり、実験結果と比較すると、曲げひび割れは発生しているが引張鉄筋降伏時の変形角の 1/2 程度に相当する。

② 45° 方向入力時の解析結果

レベル I 地震動入力時の最大応答層間変形角は、0.1/100~0.26/100 程度であり、耐震設計クライテリアを満足する結果となった。またボックス壁柱の塑性率は最大でも 0.332 で鉄筋は未降伏であり、トップガーダーも未降伏で、ともに耐震設計クライテリアを満足する結果となった。なおボックス壁柱脚部の変形角は最大で 0.13/100 程度であり、実験結果と比較すると、ほぼ曲げひび割れ発生時の変形角に相当する。

レベル II 地震動入力時の最大応答層間変形角は、0.3/100~0.67/100 程度であり、層間変形角については耐震設計クライテリアを満足する結果となった。ボックス壁柱の鉄筋のひずみは 0° 方向入力時より大きかったが未降伏であった。塑性率は最大でも 0.815 であった。しかし、トップガーダーの端部の応力度は 0° 方向入力時より小さかったが、ヒンジが形成された。なおボックス壁柱脚部の変形角は最大で 0.34/100 程度であり、実験結果と比較すると、曲げひび割れは発生しているが引張鉄筋降伏時の変形角の 1/2 をやや超えた程度に相当する。

(b) S-R モデルによる解析

S-R モデルによる 0° 方向入力の応答解析を行ったが、層間変形角については耐震設計クライテリアをほぼ満足できる結果となった。しかしレベル II 入力時には、ボックス壁柱の塑性率は最大でも 0.776 で鉄筋は未降伏であったが、トップガーダー端部にヒンジが形成された。

(7) FEM 解析検討

ボックス壁柱の全体挙動、脚部の耐力と変形および開口部の影響、補強効果等について FEM 解析により検討を行った。また実験供試体の解析も行った。

(a) 開口による構造全体の応力分布について

開口によって応力分布は大きく変化し、特に複数の開口が存在する場合には、応力分布の変化は開口周辺にとどまらず、構造全体に影響が現れると考えられる。この応力分布の変化は開口部の存在による構造形状の変化に依存し、開口部補強によっては是正されない。そのため、開口の存在による構造全体の応力を正しく評価することが必要となる。

(b) 開口周辺の応力について

開口の存在によって、開口周辺の応力は応力拡大率に応じて拡大される（通常 1.5~2.0 倍）。そのため、この応力を処理するため、開口部補強がおこなわれる。開口部補強の基本的考え方として

① 弾性範囲内にとどめる。

② キレット発生後の挙動を改善する。

の 2 項目があげられる。通常、(a) は壁厚、(b) は配筋量を増加することにより行われる。壁厚を変化させる場合には、有効断面の評価と設計法を確立することが必要である。

(c) 補強筋による開口部補強の影響について

① この構造物は曲げ耐力によって決まりせん断耐力にかなり余裕があると判断できる

② 開口型（無補強、開口周辺分散補強型、開口周辺集中補強型）は、無開口型に比べ初期剛性、最大耐力ともに低下がみられた。

③ 開口周辺の補強方法の違いにより、開口周辺分散補強型より開口周辺集中補強型の方が初期剛性、最大耐力ともに若干上昇している。

④ 開口隅角部に早期ひび割れが生じても補強筋の降伏には至らず、全体の耐力、荷重変形関係にはほとんど影響を及ぼさない。

(d) 実験供試体の解析について

① “ABAQUS” を利用して、建研での 90°、45° 両方向加力の高強度 RC ボックス柱試験体を解析した結果、縦筋降伏後、変位をやや大きめに評価したが、最大耐力については、ほぼ一致した。

② 解析での部材角 1/100 以降では、変形能力が実験より大きくなった。実験では、縮小試験体のために横補強筋の拘束効果の劣化が生じたことと開口部付近で局部圧壊や座屈が生じていることの評価が、解析では考慮されていないことによるものと考えられる。

(8) 実験結果

1/7スケールのボックス壁柱試験体 (1.4m×1.4m×4.2m(供試部)) を2体製作し、1体は0°-90°方向、他の1体は45°-135°方向の静的正負交番加力実験を行った。

両試験体とも、変形角1/800まではほぼ弾性性状を示したが変形角1/800を越えると徐々に剛性低下し、変形角1/200から1/133付近で引張側鉄筋が降伏しはじめた。

0°-90°方向加力試験体は、X、Y方向正負交番加力に対して最大耐力以降の耐力低下を示さないまま、壁柱脚部開口部横のフランジ圧縮側で急激な圧壊を生じて最終破壊に至った(最大耐力 94.2ton, 変形角 1/72, 頂部回転角 1/53)。

45°-135°方向加力試験体は、圧縮隅角部のコンクリートの圧壊が生じ、その後壁板の圧縮せん断破壊へと進行して最終破壊に至った(最大耐力 93.9ton, 変形角 1/95, 頂部回転角 1/75)。

荷重-変形曲線はS字形を示し、履歴面積が少なくエネルギー吸収能力が小さいことがわかった。

(9) 実験結果およびFEM解析結果の考察

耐震設計クライテリアと実験結果および応答解析結果を表9.1.3-3に比較して示す。

レベルI地震動入力時の最大応答層間変形角は0°方向、45°方向ともに1/350以下でクライテリアの変形制限を満足している。また、ボックス壁柱脚部変形角は1/800程度であり、実験結果と比較すると曲げひび割れも発生していない程度であった。なお、ボックス壁柱の鉄筋およびトップガーダーは未降伏であった。

レベルII地震動入力時の最大応答層間変形角は0°方向、45°方向ともに1/150以下で、クライテリアの変形制限を満足している。また、ボックス壁柱脚部変形角は1/250程度であり、曲げひび割れは生じているが鉄筋の降伏には余裕があった。しかし、トップガーダー端部が降伏しヒンジが生じた。

(10) 施工方法等の検討

施工上のポイントとなるのは、ボックス壁柱工事とトップガーダーを含めた大ばりの組立工事である。これらについて、それぞれ最適な工法を抽出し、検討を行った。

その結果、ボックス壁柱工事においては、通常の条件ではボックス壁柱を施工する場合、スリップフォーム工法およびジャンプアップ工法いずれも十分対応が可能であり、品質、コストおよび安全性についてほぼ同等と考えられる。ただし、工程を短縮する等の条件がある場合においてはスリップフォーム工法が有利であると考えられる。

また、跳ねだしを有するトップガーダーをリフトアッ

プする場合は、梁の一部にクラウンエレメントを組み込み、これらをリフトアップし、柱頂部でスライドさせ、所定位置で梁をジャッキダウン、アンカーボルトで結合後、その中間部分のユニットをリフトアップする工法が品質・コスト・工期・安全性いずれにおいても優れていると考えられる。

(11) まとめ

以上の検討の結果、NewRCのゾーンIの材料を用いて、RC造ボックス壁柱を用いた火力発電所ボイラー建屋が、建設可能となることが概ね明らかになった。

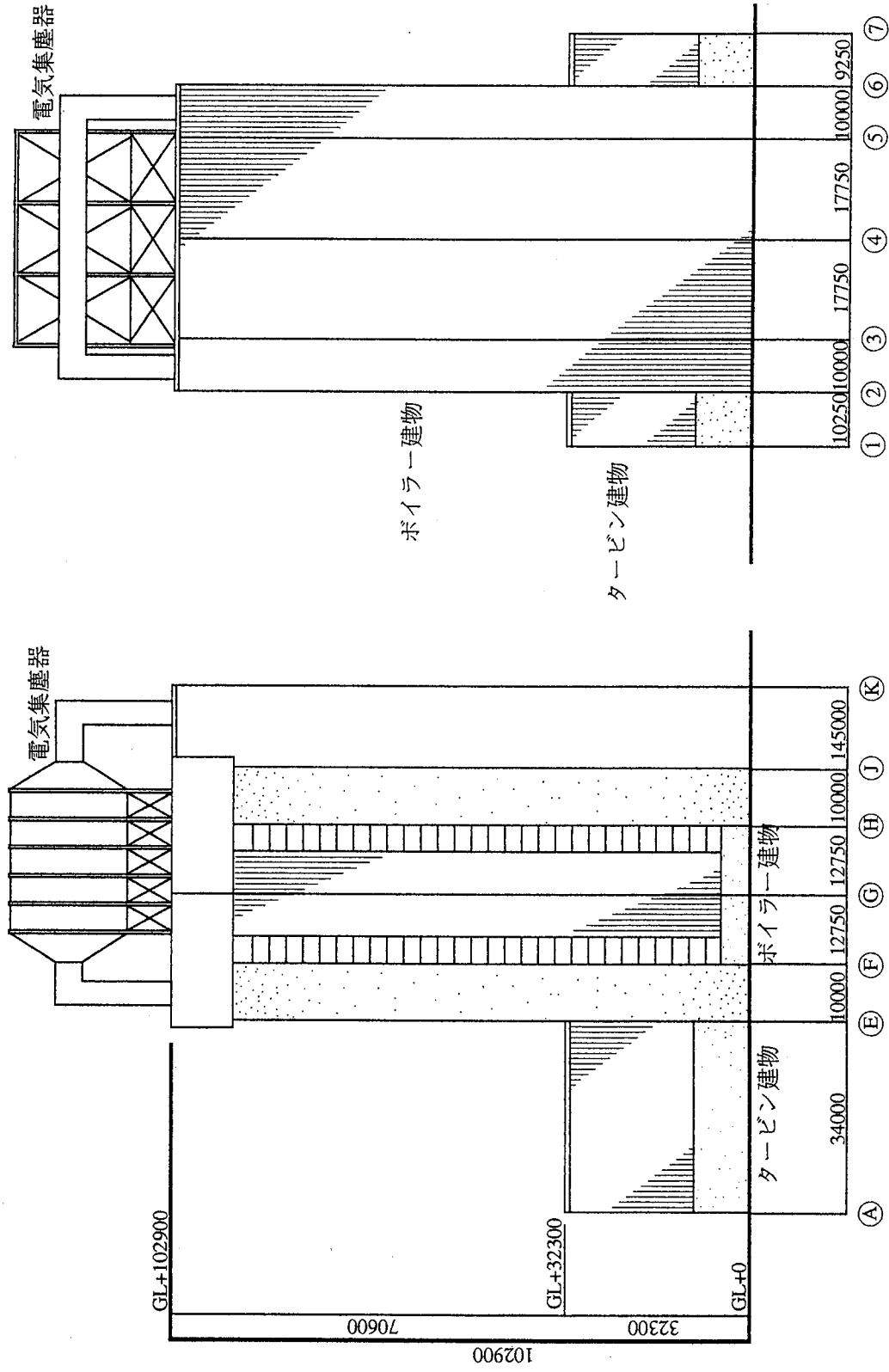


図9.1.3-1 大規模ボックス壁柱構造 立面図

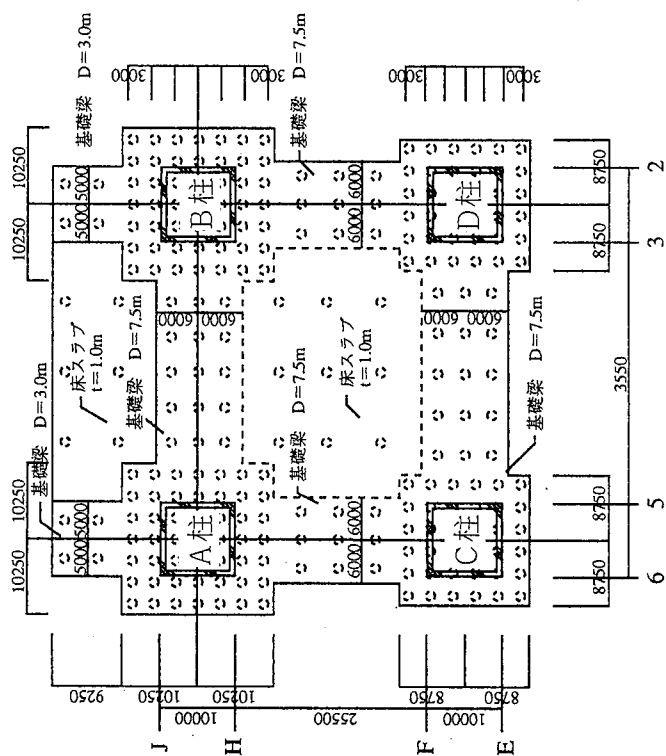


図9.1.3-2 杭・基礎 伏図

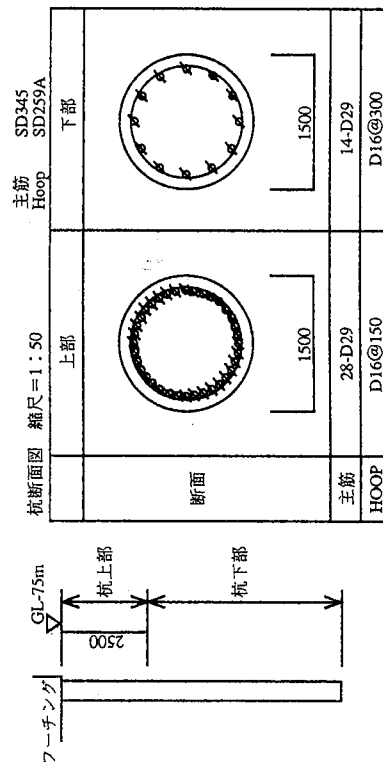


図9.1.3-3 杭 断面図

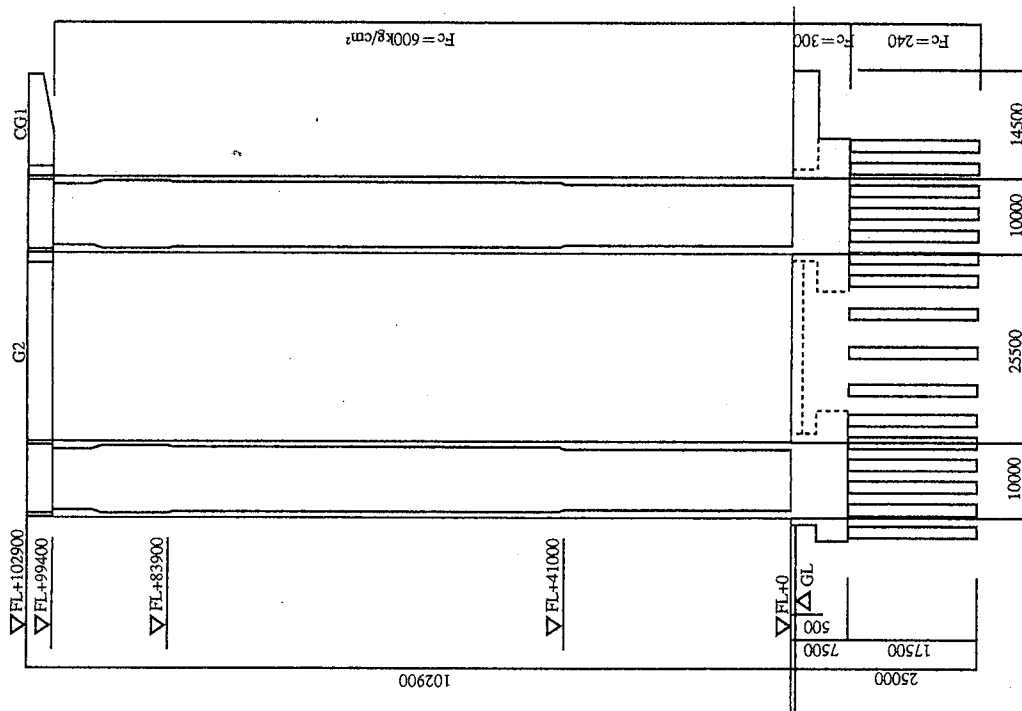
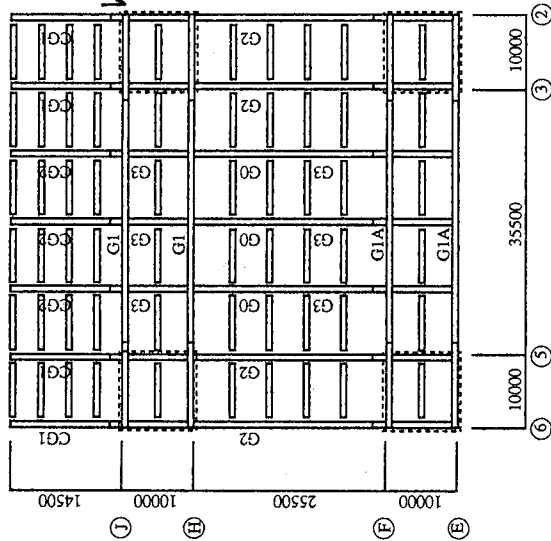


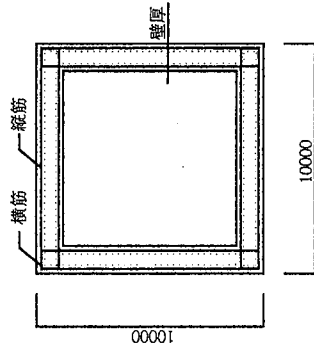
図9.1.3-4 架構 断面図

クラウンエレメント



ボックス壁柱断面表

レベル FL(m)	壁厚 (cm)	配筋	
		縦筋	横筋
99.4 ~	50	2-D35@200	2-D25@200
83.9 ~	60	2-D32@200	2-D25@200
41.0 ~	70	2-D32@200	2-D29@200
29.0 ~	70	2-D35@200	2-D29@200
0.0			



材質 主筋 (縦筋) SD685
横筋 SD390

図9.1.3-5 トップガーダー 伏図

図9.1.3-6 ボックス壁柱 断面図

表9.1.3-2 はり 断面表

材質 SM570

符号 位置	G0		G1		G1A		G2	G3	CG1	CG2
	端部	中央	端部	中央	端部	中央	全断	全断	元端	元端
断面										
鉄骨	BH-3500×800 ×50×100	BH-5000×800 ×40×80	BH-3500×900 ×80×125	BH-6000×900 ×50×125	BH-3500×900 ×50×100	BH-6000×900 ×50×100	BH-3500×800×50×125	BH-3500×800×50×100	BH-3500×800×50×125	BH-3500×800×50×100

表9.1.3-3 耐震設計クラテリアおよびボックス壁柱の実験結果と応答解析結果

変形のレベル 層間変形角	実験結果		耐震設計クラテリア		応答解析結果 (基礎固定)	
	0°-90°方向	45°-135°方向	静的検討 (特になし)	動的検討	0°方向	45°方向
1/200	変形角は高さ 4.16mの位置	変形角は高さ 4.16mの位置			レベル1入力時 層間変形角 1/670~1/370 ボックス壁柱 最大塑性率0.214 脚部変形角 1/830 鉄筋、トップガ ーダーともに未 降伏	レベル1入力時 層間変形角 1/1000~1/380 ボックス壁柱 最大塑性率0.332 脚部変形角 1/770 鉄筋、トップガ ーダーともに未 降伏
1/120	変形角1/400 回転角1/300 曲げひび割れ発生 による剛性低下	変形角1/400 回転角1/310 曲げひび割れ発生 による剛性低下				
1/100	変形角1/133 回転角1/100 引張鉄筋降伏	変形角1/133 回転角1/100 引張鉄筋降伏		レベル1入力時 層間変形角 1/120以下 各部材未降伏	レベル2入力時 層間変形角 1/250~1/140 ボックス壁柱 最大塑性率0.742 脚部変形角 1/260 鉄筋は未降伏 トップガ ーダーにヒンジ 発生	レベル2入力時 層間変形角 1/330~1/150 ボックス壁柱 最大塑性率0.815 脚部変形角 1/290 鉄筋は未降伏 トップガ ーダーにヒンジ 発生
1/80	変形角1/100 回転角1/77 フランジ壁内の 全引張鉄筋降伏	変形角1/100 回転角1/80 フランジ壁内の 全引張鉄筋降伏 最大耐力		レベル2入力時 層間変形角 1/120以下 層間変形角 1/80以下 ボックス壁柱の 塑性率2以下		

9.2 日本における実施例

ここでは、 $F_c=600\text{kgf/cm}^2$ 程度の高強度コンクリート、あるいはUSD685 (70kgf/mm²級)の高強度鉄筋を用いた建築物をNewRC建築物と考え、その実施例を紹介する。

NewRCプロジェクトの最終年度には、すでに $F_c=600\text{kgf/cm}^2$ 、柱芯筋にUSD685を用いた建物の評定審議(財)日本建築センター)が行われ、その後これらの高強度材料を用いた多数の建築物の評定が完了している。この評定においては、8番目の池下再開発ビルB棟以後、NewRCプロジェクトで開発された設計の考え方に沿った審議が行われている。

表9.2.1~9.2.3に1997年2月までに(財)日本建築センターの高層建築物に関する評定を取得したNewRC建築物を整理した。一部のものについては、その写真を示す(写真9.2.1~9.2.11)。これらの建築物を従来の高層建築物と比較すると以下のような特徴がある。

- ①より高層化した。一方、中・高層にも利用されている。
- ②スパンが長くなり、従来SRC造の分野と考えられているような建築物にも利用されている。
- ③はりにはSD490が、柱にはUSD685が、主流となる傾向が見られる。
- ④NewRCのプレキャスト化が進み、またS造との組み合わせを図ったハイブリット構造として利用される傾向が見られる。

表9.2.1 高層評定を取得した建築物（その1）

建築物名称	構造設計	評定取得年月	地上階数 建築物高さ	使用材料の 最大強度	構造上の特色
ヴァイトン志摩ホテル棟 新築工事 (ホテル)	大成建設(株)	1992年 2月	38階 133.85m	Fc600 SD390	柱をプレキャストコンクリート、はりを部分プレキャストコンクリートとした純ラレーメン構造の鉄筋コンクリート造。
海老名プライムタワー (事務所、ホテル) (写真9.2.1)	清水建設(株)	1992年 3月	25階 107.80m	Fc600 SD490	建物コア部分を取り囲むボックス形連層耐震壁で、地震時せん断力のほとんどを負担する構造。最上部にはハットトラスを設けている。壁ばりのX形主筋の一部にSD490を使用。
ザ・ガーデンタワーズ (共同住宅、店舗) (写真9.2.2)	大成建設(株)	1992年 7月	39階 125.30m	Fc600 SD390	柱を現場打ちコンクリートおよびプレキャストコンクリート、はりを部分プレキャストコンクリートとした純ラレーメン構造の鉄筋コンクリート造。
ザ・シオン城北 (共同住宅) (写真9.2.3)	鹿島建設(株)	1992年 9月	45階 160.00m	Fc600 USD685	高強度材料の使用により従来程度の柱・はり断面寸法。段差はり架構の開発による室内床段差の解消。せいの低い偏平はりによる眺望と開放感の向上。
グランコリーナ西神南 (共同住宅) (写真9.2.4)	(株)竹中工務店	1992年 12月	22階 68.25m	Fc600 SD490	X方向は純ラレーメン構造、Y方向は、2、4通に1スパンの連層耐震壁を含むラレーメン構造とし、1~5階の柱、耐震壁にはFc=600kgf/cm ² の高強度コンクリートを採用している。
阪急ヒルズコート高槻 第2期7番館阪急(共同 住宅)(写真9.2.5)	(株)大林組	1993年 2月	20階 63.90m	Fc600 SD490	フルプレキャスト工法を採用。はり主筋を柱・はり接合部内で定着している。
SHIP住宅 (共同住宅) (写真9.2.6)	エヌ・ティ・ティ 都市開発(株) (株)日総建、鹿島建設(株)	1993年 3月	28階 88.35m	Fc420 USD685	正方形平面を持ち、外側1スパンをはり無し空間とし、外周を逆はり形式のチューブ状架構として内部架構の中央部にハニカム状開口を有する鋼板ダンパを用いることにより実現した都市型構造住宅。
SEIYO蓮根プロジェ クト(共同住宅)	(株)大林組	1994年 5月	41階 126.00m	Fc600 SD490	柱、はり、スラブにプレキャスト鉄筋コンクリート部材を使用。
池下再開発ビルB棟 (民間)(共同住宅、店 舗)(写真9.2.7)	鴻池・日本国土・不動 特定建設工事共同企業体	1994年 6月	26階 88.30m	Fc600 SD490	8.5m×8.5mスパンの純ラレーメン構造。地上階はりはハーフレキャスト造。小ばりにはSD490材をブレテンション方式で用いたPRC工法を採用。
本駒込二丁目B棟(民間) (共同住宅) (写真9.2.8)	戸田建設(株)	1994年 9月	22階 67.65m	Fc600 SD490	柱にプレキャスト部材、はり、スラブに部分プレキャスト部材を使用した鉄筋コンクリート造。芯鉄筋、高強度せん断補強筋を採用。
土浦駅前地区市街地再開 発(共同住宅) (写真9.2.9)	(株)アール・アイ・エー、 (株)熊谷組	1994年 11月	31階 100.30m	Fc600 SD490	基準階の柱、はり、スラブにプレキャスト部材を用いた鉄筋コンクリート造純ラレーメン構造。高強度せん断補強筋、芯鉄筋を使用。

表9.2.2 高層評定を取得した建築物(その2)

建築物名称	構、造、設、計	評定取得年月	地上階数 建築物高さ	使用材料の 最大強度	構造上の特色
ファミル (共同住宅) (写真9.2.10)	佐藤工業(株)	1995年 1月	22階 71.45m	Fc600 SD490	柱を現場打ちコンクリート、はりを部分プレキャストコンクリートとした鉄筋コンクリート造純ラーメン構造。
キングマンション堂島川 (共同住宅)	大成建設(株)	1995年 4月	43階 131.10m	Fc600 SD490	柱をプレキャストコンクリート、はりを部分プレキャストコンクリートとした純ラーメン構造の鉄筋コンクリート造。
キングマンション天神橋 II (共同住宅)	(株)大林組	1995年 9月	30階 89.30m	Fc600 SD490	柱に芯鉄筋を使用。
アイムふじみ野 (共同住宅)	清水建設(株)	1995年 9月	31階 108.00m	Fc600 SD490	
山形上山マンション (共同住宅)	(株)熊谷組	1995年 12月	41階 128.00m	Fc1000 USD685B	芯鉄筋および高強度せん断補強筋を採用。2階以上にプレキャスト部材を使用。
古河駅前西口第一地区 施設 (共同住宅)	(株)久米設計、 戸田建設(株)	1996年 1月	28階 91.75m	Fc600 SD490	柱にプレキャスト部材、はり、スラブに部分プレキャスト部材を使用した鉄筋コンクリート造。芯鉄筋、高強度せん断補強筋を採用。
堺市駅前地区市街地再開 発事業B地区建設工事 (共同住宅等)	(株)大林組、興村組、 大日本土木	1996年 2月	43階 142.88m	Fc700 USD685	柱、はりにプレキャスト鉄筋コンクリート部材、はりにX形配筋プレキャスト鉄筋コンクリート部材を使用。
堺市駅前地区市街地再開 発事業A地区建設工事 (共同住宅等)	(株)竹中工務店、 大成建設(株)、 東海興業(株)	1996年 3月	43階 138.58m	Fc700 USD685	ポイド側3.25m、外周側6.5mのスパンを持つダブルチューブ構造。ポイド側の短スパン梁は、靱性能に富むX形配筋としている。1～4階柱にFc700kgf/cm ² 、5階～14階柱にFc600kgf/cm ² の高強度コンクリートを採用し、柱芯筋としてUSD685B材を使用している。
松原団地駅前地区住宅 (民間) (共同住宅)	戸田建設(株)	1996年 7月	30階 96.90m	Fc600 SD490	柱にプレキャスト部材、はり、スラブに部分プレキャスト部材を使用した鉄筋コンクリート造。芯鉄筋、高強度せん断補強筋を採用。
リバー産業京橋 (共同住宅)	前田建設工業(株)	1996年 7月	40階 128.05m	Fc600 SD390	中央にポイドを有する鉄筋コンクリート造純ラーメン構造。地下1階～地上23階の柱の一部に芯鉄筋を使用し、柱・はりには、高強度せん断補強筋($\sigma_{wy}=7000\text{kgf/cm}^2$)を採用。

表9.2.3 高層評定を取得した建築物（その3）

建築物名称	構造設計	評定取得年月	地上階数 建築物高さ	使用材料の 最大強度	構造上の特色
8-キヤナルタウンウェ ストO地区（民間）建設 工事（共同住宅）	鹿島建設(株)	1996年 11月	37階 111.65m	Fc600 SD490	鉄筋コンクリート造純ラーメン構造。 一部の柱に芯鉄筋使用。
本八幡D-1地区市街地 再開発事業施設工事 （共同住宅等複合用途）	(株)創造社、 三井建設(株)	1996年 12月	24階 78.15m	Fc600 SD490	鉄筋コンクリート造純ラーメン構造。
栗東駅前商業地区集合住 宅（店舗、共同住宅、 駐車場）	(株)フジタ	1996年 12月	31階 95.10m	Fc600 SD490	鉄筋コンクリート造純ラーメン構造。
臨海副都心台場I街区	大成、熊谷、飛鳥、 日本国土開発	1996年 12月	32階 99.90m	Fc1000 SD685	柱を現場打ちコンクリート、はりを部分プレキャストコンクリートとした純 ラーメン構造の鉄筋コンクリート造。
所沢東町地区共同ビル 新築工事 （共同住宅、店舗、駐車場）	清水建設(株)	1997年 1月	27階 84.00m	Fc600 SD490	鉄筋コンクリート造純ラーメン構造。
リバーシティ21 北プロックN棟 （共同住宅）	大成、三井、長谷工コーポ レーション	1997年 2月	43階 134.55m	Fc1000 USD685	鉄筋コンクリート造純ラーメン構造。
門司港レトロハイマート （共同住宅、商業施設）	竹中工務店	1997年 2月	31階 126.55m	Fc600 SD490	鉄筋コンクリート造純ラーメン構造。



写真9.2.1 海老名プライムタワー（清水建設）写真提供：S S横浜



写真9.2.2 ザ・ガーデンタワーズ (大成建設)



写真9.2.3 ザ・シーン城北（鹿島建設）



写真9.2.4 グランコリーナ西神南（竹中工務店）



写真9.2.5 阪急ヒルズコート高槻第Ⅱ期7番館阪急（大林組）



写真9.2.6 SHIP住宅（エヌ・ティ・ティ、都市開発、日総建、鹿島建設）



写真9.2.7 池下再開発ビルB棟（鴻池、日本国土、不動特定建設工事JV）



写真9.2.8 本駒込二丁目B棟（戸田建設）



写真9.2.9 土浦駅前地区市街地再開発（アール・アイ・エー、熊谷組）



写真9.2.10 フジマビル (佐藤工業)



写真9.2.11 キングマンション堂島川（大成建設）