

HHRC構造に関する研究（その5－HHRC構造設計法（案）および設計例）

Experimental and Analytical Study on HHRC Structure (Part5-HHRC Structural Design (Draft) and Trial Design)

大泉 敬実* 石田 忠**
Yoshimi Ohizumi Tadashi Ishida
笠松 照親*** 舟塚 玄知*
Teruchika Kasamatsu Haruyoshi Funatsuka
山田 哲生*
Tetsuo Yamada

要 約

HHRC構造は、High Strength Material & High Rise RC Structureの頭文字を取ったものであり、既存の高層RC造で使用されている強度のものよりも一段高いコンクリート $F_c=35.3\sim58.8\text{N/mm}^2$ ($360\sim600\text{kgf/cm}^2$)と高強度鉄筋（USD685以下）を使用した構造物である。本報は、50階までの超高層RC造集合住宅の開発の可能性について研究することを目的としている。すでに本技報において、（その1）～（その4）で報告した基礎的実験をもとにHHRC構造設計法（案）を提案し、その設計法に基づいて50階建のモデル設計を行い、提案した設計法の妥当性について検証した。その結果、この設計法で設計された超高層RC造集合住宅は、十分な耐震安全性を有することが確認され、また、この中で新たに提案したHHRC履歴モデルが実施設計においても充分利用可能であることがわかった。

目次

- § 1. はじめに
- § 2. HHRC構造設計法
- § 3. 50階建高層RC集合住宅のモデル設計
- § 4. 結論
- § 5. おわりに

§ 1. はじめに

HHRC構造に関する基礎的実験については、すでに本技報において（その1）～（その4）で報告した。本報

は、それらの基礎的実験を基にHHRC構造設計法（案）（以下HHRC構造設計法という）を提案し、その設計法に基づいてモデル設計を行い、提案した設計法の妥当性について検証したものである。HHRC構造設計法は、地上50階までの超高層RC造集合住宅の構造設計法に適用することを目的としたもので、使用する材料は、高強度コンクリート $F_c=35.3\sim58.8\text{N/mm}^2$ ($360\sim600\text{kgf/cm}^2$)、高強度鉄筋（主筋USD685以下）である。

本設計法の特徴は、高強度鉄筋を用いたRC部材の履歴特性であるスリップ性状を考慮したHHRC履歴モデルを新たに提案している。

本報では、HHRC構造設計法の概要と地上50階建高層集合住宅の設計例について示す。

* 建築設計部構造課

** 建築設計部

*** 技術研究所研究部

§ 2. HHRC構造設計法

この章では、まず、2－1でHHRC構造設計法の目次について示し、次に、2－2でHHRC構造設計法の主要な内容について示す。

2－1 HHRC構造設計法の目次

- (1) 適用範囲

(2) 使用材料

(3) 構造設計方針および耐震設計クライテリア

①設計方針

a.長期荷重時設計

b.耐震設計

c.耐風設計

②耐震設計クライテリア

(4) 構造設計のフローチャート

(5) 許容応力度設計

①材料の許容応力度

a.許容応力度

b.材料強度

c.弾性係数

②応力解析

③断面設計

a.基本方針

b.柱の設計

c.大梁の設計
- (6) 架構設計変形時設計

①解析方法

②降伏機構

③部材の設計

(7) 振動解析

①解析モデル

②スケルトンカーブ

③履歴ルール

2－2 設計法の概要

- (1) 適用範囲

本設計法は、高強度コンクリート、高強度鉄筋を用いた50階までの高層鉄筋コンクリート造建物の設計に用いる。また、鉄筋コンクリート造純ラーメン架構を対象とする。

(2) 使用材料

構造体に用いるコンクリートは、高強度コンクリートで $F_c=35.3\sim58.8\text{N/mm}^2$ ($360\sim600\text{kgf/cm}^2$) とする。主筋は、降伏点 686.5N/mm^2 ($7,000\text{kgf/cm}^2$) 以下のものを用いる。また、せん断補強筋にはUSD685以下のものを用いる。

(3) 構造設計方針および耐震設計クライテリア

①設計方針

a.長期荷重時設計

長期荷重については、許容応力度設計を行う。

b.耐震設計

耐震設計では、靱性に優れた骨組を得るようにする。

骨組の耐震安全性は、以下の要求性能を満足するようにする。

- (i) 要求性能レベルⅠ（使用限界状態）

建築物の耐用年限中に数度発生すると考えられる地震の中の最大級の地震（最大速度振幅 25cm/s 相当）に対し、柱・梁部材に軽度なひび割れを生じても原則として降伏しないものとする。ここでの地震動の大きさを以下レベルⅠという。
- (ii) 要求性能レベルⅡ（終局限界状態）

まれに発生すると考えられる地震の中の最大級の地震（最大速度振幅 50cm/s 相当）に対し、部材の一部に降伏が生じて建物全体としては過大な変形が生じないものとする。ここでの地震動の大きさを以下レベルⅡという。

上記要求性能レベルⅠの地震動に対しては短期許容応力度設計（一次設計）を行う。要求性能レベルⅡでは静的弾塑性解析を行い、保有耐力および変形性能の検討を行う。また、ヒンジ計画部材には靱性能を確保することおよび非ヒンジ部材にはヒンジが形成されないことを確認する。さらに、建築物の動的性状を把握するために、要求性能レベルⅠ、要求性能レベルⅡのそれぞれに対して弾塑性地震応答解析を行う。解析入力地震動波形には標準的な地震波と神戸海洋気象台で観測された地震波を用いる。部材の履歴ルールはHHRC履歴モデルによる。

c.耐風設計

風荷重は建築基準法施行令第87条によって算出する。設計用水平力は、地震時荷重と風荷重のそれぞれから求まる各層のせん断力のうち、大きい方を採用する。

②耐震設計クライテリア

耐震設計のクライテリアは表－1に示すレベルⅠ、レベルⅡの任意方向の入力地震動の大きさに対して骨組の水平変形と部材の状態を満足するようにする。また、架構設計変形時に表－2に示す部材の性能および骨組の耐力を保持する。

表－1 地震動に対する骨組の水平変位と部材の状態
(動的検討)

地震動の大きさ	骨組の水平変形	部材の状態
レベルⅠ	層間変形部材角に対して1/200以下	部材の降伏を生じさせない（原則）
レベルⅡ	応答変形角が仮想重心位置で応答限界変形角以下、かつ層間変形部材角が仮想重心位置の応答限界変形角の1.5倍以下(但し応答限界変形角は1/120を上回らない)	降伏は許容するが耐力の低下は認めない

(4) 構造設計のフローチャート

構造設計は図-1の耐震設計のフローチャートにしたがって行う。

表-2 架構設計変形時の部材の性能および骨組の耐力

部材の性能		骨組の耐力
ヒンジ計画部材	靱性性能を確保する	ベースシャー係数が0.25 $R_t \cdot Z$ 以上
非ヒンジ部材	ヒンジが形成されないよう十分な強度を確保する	

(静的検討)

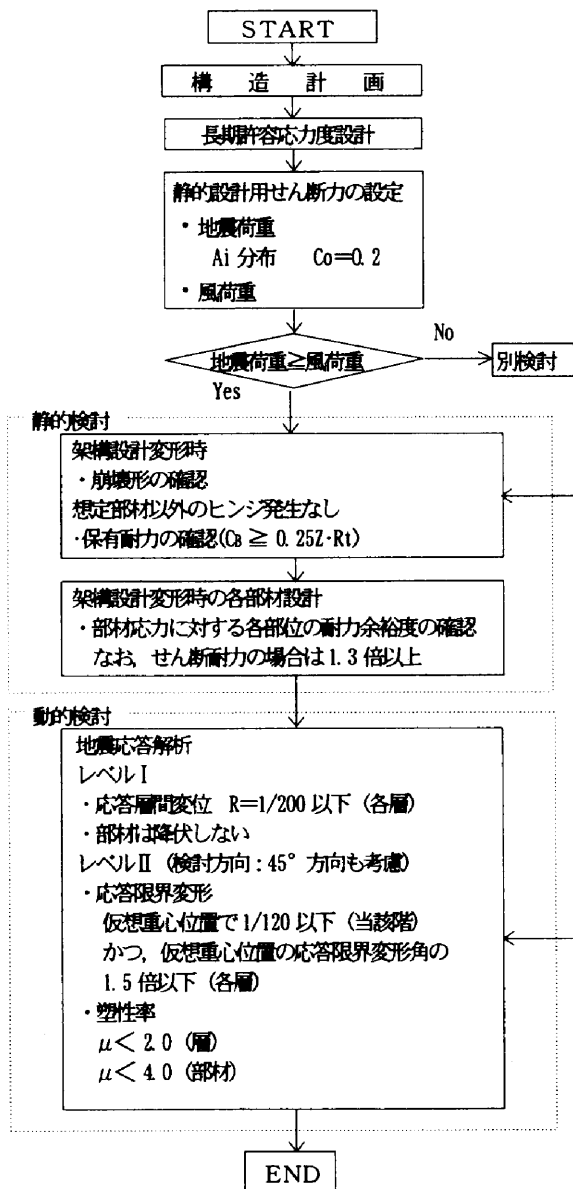


図-1 耐震設計のフローチャート

(5) 許容応力度設計 (省略)

(6) 架構設計変形時設計

①解析方法

荷重増分法による静的弾塑性解析を行う。架構設計変形時にヒンジ計画部材には、靱性能を確保することおよび非ヒンジ部材には、ヒンジが形成されないことを確認する。ここで架構設計変形とは、応答限界変形時の2倍以上のエネルギー吸収能力を確保できる骨組の変形とする。

②降伏機構

各部材において十分な強度を確保するとともに靱性に優れた骨組を得るため、構造架構に形成されると想定する降伏機構は最上階柱頭、最下階柱脚および梁端部の曲げ降伏型による全体降伏型となるようにする。

③部材の設計

a.部材の設計方針

柱曲げ耐力算定において、芯鉄筋は中間鉄筋として考慮する。柱の設計においては、梁降伏型を保証するため曲げおよびせん断耐力について以下のように余力を確保する。

(i) 柱せん断耐力 Q_u

$$Q_u \geq 1.3Q_M$$

Q_M : 架構設計変形時の柱作用せん断力

(ii) 柱曲げ耐力 M_u

$$M_u \geq 1.4M_M \text{ (最下階柱脚および最上階柱頭は除く)}$$

また、柱に作用する架構設計変形時軸力 N_M は次式とする。

$$N_M = N_L + \alpha \cdot N_{EM}$$

N_L : 長期荷重による軸力 (+: 圧縮, -: 引張)

N_{EM} : 架構設計変形時の柱に加わる軸力

α : 動的効果による軸力低減係数

(iii) 軸方向力の制限

・長期軸力 N_L

$$N_L \leq 1/3A_c F_c$$

A_c : 柱断面積

・架構設計変形時軸力 N_M およびレベルⅡ地震時軸力 $N_{M'}$

$$-0.2N_u \leq N_M, N_{M'} \leq 0.55N_u$$

ただし、引張力を受ける隅柱は上記の他、下記による。

$$0.6N_u \geq N_M, N_{M'} \text{ (2階以上)}$$

$$0.7N_{uT} \geq N_M, N_{M'} \text{ (1階以上)}$$

N_{uT} : 最大引張耐力で $N_{uT} = \sum r_a \cdot \sigma_y$

N_u : 最大圧縮耐力で $N_u = 0.85(bD - \sum r_a) F_c + \sum r_a \cdot \sigma_y$

r_a : 主筋の断面積, σ_y : 主筋の降伏強度

b : 柱幅, D : 柱せい

b.部材算定式（省略）

(7) 振動解析

①解析モデル（省略）

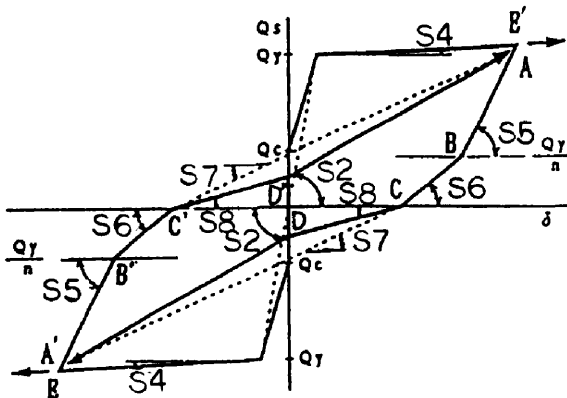
②スケルトンカーブ（省略）

③履歴ルール

履歴ルールは以下のスリップ型のHHRC履歴モデルを採用し、最大変位を指向すること、および、繰り返し振幅が大きくなるほど除荷重域の剛性が低くなることを基本として、図－2に示すA～B～C～D～E（A'～B'～C'～D'～E'）に至る逆S字型の剛性変化としている。

逆S字型の履歴を表すため、除荷重時A（A'）～E（E'）に向かう途中に剛性変化点B, C, D（B', C', D'）を設け、これらの点を係数（以下、履歴係数という） a , a_1 , m , n および剛性 S_2, S_5, S_6, S_7, S_8 で表現している。図－2の各点は以下の通りである。

- ・B（B'）点のせん断力 Q_y/n （降伏モーメントの n 分の1倍）
- ・A～B（A'～B'）の剛性 $S_5 = S_2 \times 1/\mu^a$
ここに、 μ ：塑性率（ δ/δ_y ）， a ： μ のべき乗
- ・B～C（B'～C'）の剛性 $S_6 = S_5 \times 1/\mu^{a_1}$
ここに、 a_1 ： μ のべき乗
- ・C～D（C'～D'）の剛性 $S_8 = S_7/m$
ここに S_7 ：C点と最大変位点E点を結ぶ直線の勾配
- ・D～E（D'～E'）の剛性
D点とE点を直線で結んだ剛性とする。



図－2 HHRC履歴モデル

表－3 履歴係数の仮定

履歴係数			
A	a_1	m	n
0.25	0.5	3	3

§ 3. 50階建高層RC集合住宅のモデル設計

50階高層RC造集合住宅のモデル設計を§ 2で示したHHRC構造設計法に基づいて構造設計を行い、耐震の安全性を検証する。

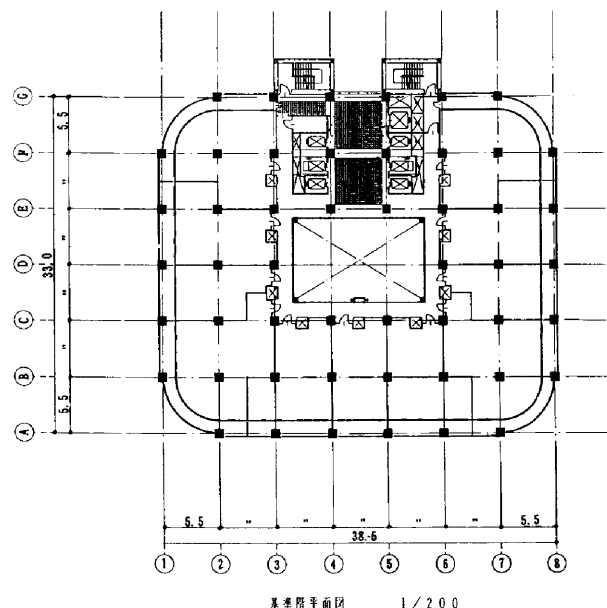
3-1 建築物概要

モデル設計建物は50階、塔屋2階、軒高144.65mの集合住宅である。3階以上の平面形状はX方向が7スパン、Y方向が6スパン、隅柱および中央柱の2本を欠いた形状となっている。表－4に建築物概要を示す。

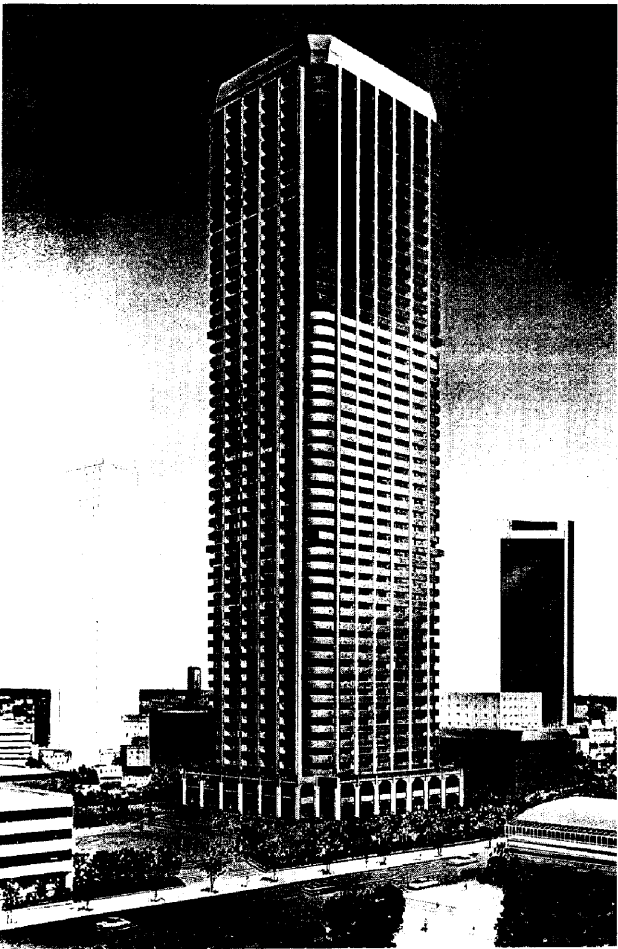
図－3に基準階平面図、図－4に外観図を示す。

表－4 建築物概要

(1) 建築面積	1,300.7 m ²
(2) 基準階面積	1,068.7 m ²
(3) 延床面積	65,134.7 m ²
(4) 容積対象床面積	53,846.81 m ²
(5) 階数	地上50階、塔屋2階
(6) 高さ	軒高 GL+144.65m 最高高さ GL+151.7m
(7) 基礎深さ	GL-7.9m
(8) 階高	1階 4.1m 2階 3.0m 基準階 2.8～2.9m
(9) 構造種別	鉄筋コンクリート造 但しペントハウスは鉄骨造
(10) 基礎構造	直接基礎（べた基礎）



図－3 基準階平面図



図－4 外観図

表－5 使用材料

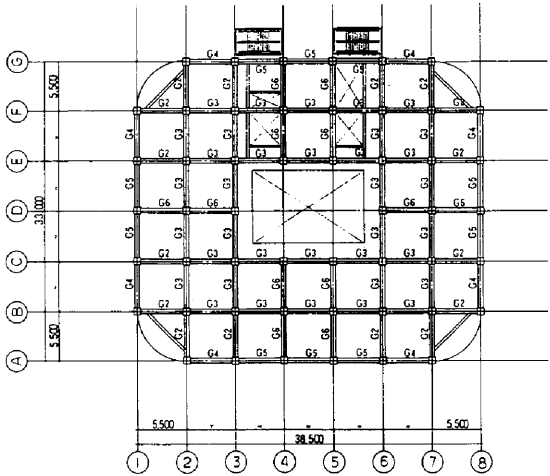
普通コンクリート	$F_c=59.2\sim35.3\text{N/mm}^2(600\sim360\text{kgf/cm}^2)$
柱・梁の主筋	USD685 (D41～D25) *1
柱・梁のせん断補強筋	SEPD 1275/1420 *2
地中梁・耐圧盤のコンクリート	$F_c=47.1\text{N/mm}^2(480\text{kgf/cm}^2)$
地中梁の主筋	SD390
地中梁のせん断補強筋	SD295A

- *1 柱・梁の主筋は高強度、太径の鉄筋を用いて配筋の単純化を図ると共に充分な曲げ耐力を確保する。
- *2 柱のせん断補強筋は高強度せん断補強筋を使用し、コアコンクリートの拘束と主筋の座屈防止に優れた効果を発揮することにより、靱性の向上を図っている。大梁のせん断補強筋は、柱と同様の高強度せん断補強筋を使用し、靱性の向上を図った。

3－2 構造設計概要

本建物の主体構造は、場所打ち鉄筋コンクリート造の純ラーメン構造で、塔状比は、約3.1である。また、基礎は岩盤を支持層とするべた基礎として設計する。

表－5に使用材料を、図－5に基準階伏図を、図－6に代表的な柱および大梁リストを、図－7に軸組図を示す。

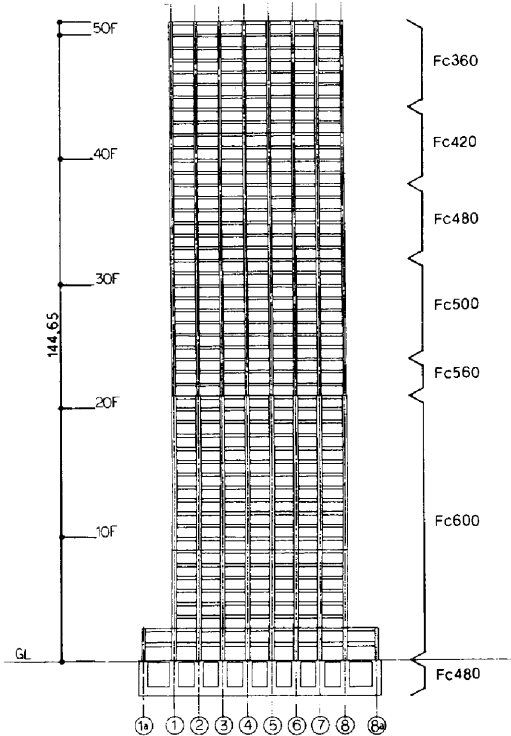


図－5 基準階伏図

階	断面	位置	断面
29	断面	断面	断面
21	断面	断面	断面
1	断面	断面	断面
2	断面	断面	断面

h×D	850×850	550×750	600×900
上筋	16-D85	4-D85	5-D88
下筋	16-D85	4-D85	5-D88
せん断補強筋	2-D10	2-D10	2-D10
スタップ	LD13-8B-φ100	LD13-8B-φ125	LD13-8B-φ200

図－6 代表的な柱および大梁リスト



図－7 軸組図

3-3 耐震設計

耐震設計はHHRC構造設計法のフローチャートにしたがって設計する。

（1）静的設計用せん断力の設定

静的設計用せん断力係数は、以下の方法で設定する。

① 1階床レベルで固定とし上部架構を等価せん断型の解析モデルに置換した予備動的解析を行い、レベルⅠ地震時の応答最大せん断力係数を求め、その値を包絡するように設定する。なお、1階の応答最大せん断力係数の最大値は $C_B=0.049$ で一次固有周期は $T=2.71$ 秒であった。

② 1階のせん断力係数（設計用 C_B ）は、下式で得られる値以上とする。

$$C_B = (0.18 \sim 0.22) / T = 0.066 \sim 0.081$$

③ 基準法により求まる1階のせん断力係数

$$C_B = Z \cdot R_t \cdot A_t \cdot C_0 = 1.0 \times 0.33 \times 1.0 \times 0.2 = 0.066$$

以上の①、②、③により、設計用 $C_B=0.066$ とする。また、層せん断力係数の分布は、①の応答せん断力係数を包絡することを確認して A_t 分布とした。

設計用せん断力係数を表-6に示す。

なお、風荷重は、最大でも地震力の26%以内におさまっているので、設計用せん断力は、地震力でできまっている。

（2）柱・梁の断面は短期許容応力度設計を行ってその配筋を仮定した。

（3）静的検討

本設計の架構設計変形時において想定する降伏機構は、最上階柱頭、最下階柱脚および梁端部の曲げ降伏型による全体降伏型になるように計画した。したがってヒンジ計画部材は最上階の梁と地中梁以外の大梁であり、靱性を確保するためにせん断力のみのクライテリアを設定している。非ヒンジ計画部材は最上階の柱頭と最下階の柱脚を除く柱材であり、ヒンジが形成されないように曲げ耐力の余裕を見込み、靱性を確保するように柱軸力およびせん断力のクライテリアを設定している。架構設計変形時における柱のクライテリアと設計値を表-7に、

梁のクライテリアと設計値を表-8に示す。なお、図-8に架構設計変形時のヒンジ発生個所を示し、その時の最大塑性率は梁端部で1.405である。

以上より表-2の耐震設計クライテリアが満足されていることが確認できた。

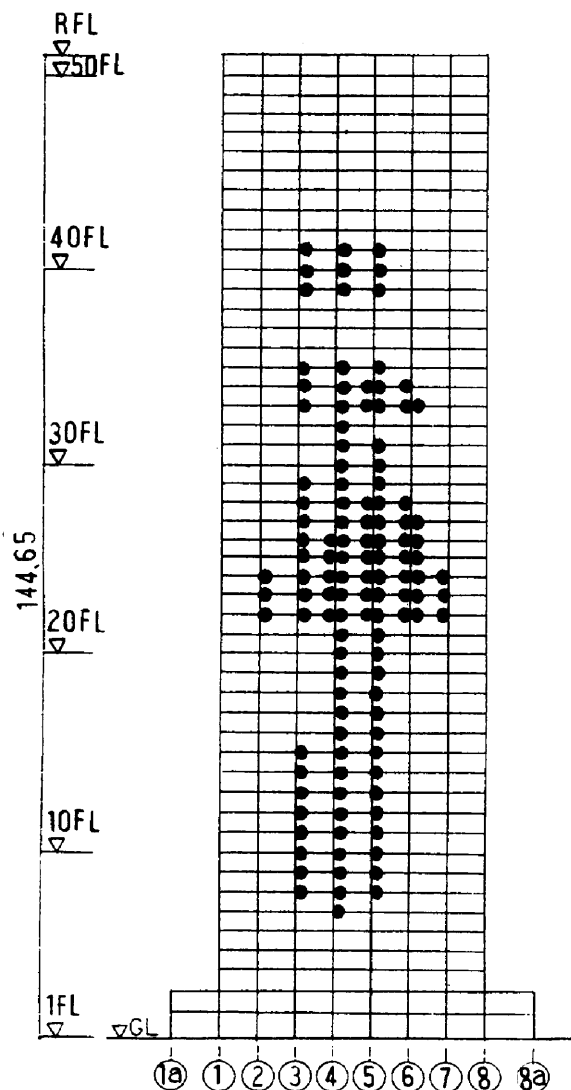


図-8 架構設計変形時のヒンジ発生個所

表-6 設計用せん断力係数 C_i

階	C_i	階	C_i
50	0.309	20	0.096
45	0.179	15	0.088
40	0.146	10	0.081
35	0.128	5	0.074
30	0.115	1	0.066
25	0.105		

表-7 柱のクライテリアと設計値

		クライテリア	設計値
柱軸力比	長期	$N_L \leq 1/360F_c$	$N_L \leq 0.20280F_c$
	架構設計変形時	$-0.2N_u \leq N \leq 0.55N_u$	$-0.165 \sim 0.55$
耐力の余裕	曲げ耐力	$M_u/M_n \geq 1.4$	$M_u/M_n \geq 1.4$
	せん断力	$Q_u/Q_n \geq 1.3$	$Q_u/Q_n \geq 1.3$
全主筋比		$0.8\% \leq P_g \leq 4.0\%$	$1.204\% \leq P_g \leq 3.75\%$
引張鉄筋比		$P_t \leq 1.0\%$	$P_t \leq 1.0\%$
せん断補筋比		$P_w \geq 0.2\%$	$P_w \geq 0.229\%$
せん断補筋間隔		$S \leq 100\text{mm}$	$S=100\text{mm}$

表－8 梁クライテリアと設計値

	クライテリア	設計値
せん断力の余裕	$Q_u/(Q_u+1.1Q_0) \geq 1.0$	$Q_u/(Q_u+1.1Q_0) \geq 1.04$
せん断補強割合	$P_w \geq 0.4\%$ かつ $0.05F_c/\sigma_wy \geq P_w$	$P_w \geq 0.4\%$
せん断補強間隔	最大ピッチ $S=\min(S1,S2)$ $S1=D_b/4, S2=6d$	125～200mm

(4) 動的検討

レベルⅠ、レベルⅡの地震動の大きさに対して地震応答解析を行い、表－1に示す骨組の水平変形と部材の状態を満足するようにする。

3－4 地震応答解析

本建物の弾塑性応答解析を行い、表－1のクライテリアを満足することを確認する。

(1) 解析モデル

上部構造は最下階床を固定とした等価せん断型質点系モデルとする。

(2) 減衰タイプおよび定数

上部構造の各層の減衰定数は、1次固有周期に対して3%とし、瞬間剛性比例型減衰とする。

(3) 採用地震動波形

採用地震動波形は、EL CENTRO 1940 NS、TAFT 1952 EW、HACHINOHE 1968 NSの標準的地震動波形3波と神戸海洋気象台で観測されたKOBE1995EWの合計4種類を採用する。

(4) 復元力特性

解析に用いる各層の復元力特性は、荷重増分法による静的弾塑性解析を行い、その結果として得られた荷重－変形曲線によりトリリニアのスケルトンカーブにモデル化する。

履歴ルールとしては、図－2のHHRC履歴モデルを採用する。

ここに、歪依存用指数定数： $a_0 = a_1 = a_2 = 0.25$

$$b_0 = b_1 = b_2 = 0.50$$

曲げモーメント用履歴係数： $n = 3.0$

剛性用履歴係数：1階以外は梁降伏型により

$$m = 3.0$$

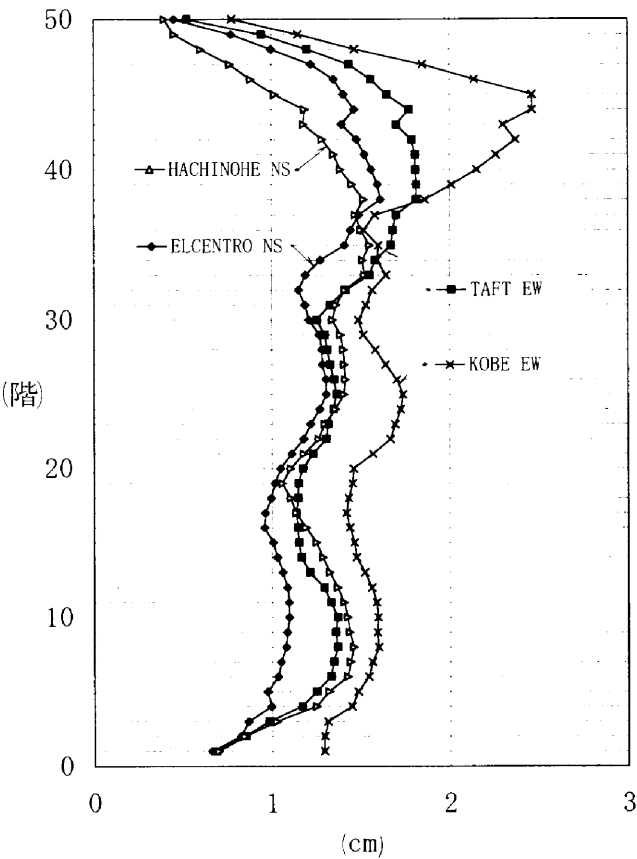
1階は柱脚降伏型により柱軸力に影響され

$$m = 1.79 \text{ とした。}$$

(5) 応答解析結果

固有値解析の結果、1次固有周期は $T_1=2.72$ 秒、2次および3次固有周期はそれぞれ $T_2=1.09$ 秒、 $T_3=0.68$ 秒である。

層間変形角（R）の最大値は、



図－9 X方向最大層間変位（レベルⅡ）

表－9 レベルⅠ 応答解析結果一覧表

方向	入 力 地 震 波	層間変形角	層間変形 (cm)	塑性率	ベースキー係数	転倒モーメント・m(×10 ⁵)
X 方向	EL CENTRO 1940 NS	44F 1/354<1/200	0.79	45F 0.35<1.0	0.046< 0.066	0.402
	TAFT 1952 EW	44F 1/398<1/200	0.70	45F 0.30<1.0	0.048< 0.066	0.358
	HACHINOHE 1968 EW	25F 1/333<1/200	0.85	45F 0.35<1.0	0.044< 0.066	0.447

レベルⅠ地震時、X方向で

$$R = 0.85/285 = 1/333 < 1/200$$

レベルⅡ地震時、X方向で

$$\text{仮想重心位置 } h = 2/3H = 9655\text{cm (34階)}$$

$$\text{変形角 } r = 39.20\text{cm}/9655\text{cm} = 1/246 < 1/120$$

$$R = 2.46/2.85 = 1/113 < 1/80$$

層の塑性率 μ の最大値は、

レベルⅠ地震時、X方向で $\mu = 0.35 < 1.0$

レベルⅡ地震時、X方向で $\mu = 1.15 < 2.0$

以上により、表－1の耐震設計クライテリアは、十分に満足している。

図－9にレベルⅡ地震時X方向最大応答層間変位図を示す。また、レベルⅠおよびレベルⅡ地震時応答解析結果一覧表をそれぞれ表－9、表－10に示す。

表-10 レベルⅡ応答解析結果一覧表

方向	入力地震波	層間変形角	層間変形 (cm)	塑性率	ベースシー 係 数	転倒モーメント ($\times 10^6$)
X 方向	EL CENTRO 1940 NS	38F 1/176<1/80	1.81	38F 0.68<2.0	0.067	0.646
	TAFT 1952 EW	39F 1/157<1/80	1.82	45F 0.77<2.0	0.068	0.648
	HACHINOHE 1968 NS	35F 1/183<1/80	1.55	35F 0.68<2.0	0.069	0.663
	KOBE *1 1995 EW	44F 1/113<1/80	2.46	45F 1.15<2.0	0.100	0.505

*1: レベルⅡ相当として、観測波の地表面最大加速度 617.29gal をそのまま採用する。

§ 4. 結論

50階までの超高層RC造集合住宅を対象としたHHRC構造設計法（案）を提案し、その設計法の妥当性を検証するために、50階建集合住宅のモデル設計を行った。その結果、HHRC構造設計法（案）に基づいて設計された超高層RC造集合住宅の耐震安全性が確認された。

今回の設計法で新たに提案されているHHRC履歴モデルが実施設計においても利用可能である事がわかった。今後、設計法（案）の（案）を取る作業を行う必要はあるが、HHRC構造設計法（案）は実施設計にも充分利用できることが分かった。

§ 5. おわりに

本研究は、東北工業大学田中研究室と当社技術研究所、建築設計部の共同研究であり、田中礼治教授のご指導で行ったものである。ここに謹んで感謝の意を表します。また、HHRC履歴モデルの開発にあたっては、東京職業能力開発短期大学の但木幸男先生の御協力をいただき感謝の意を表します。実験に際し、田中研究室大芳賀義喜助手、同卒論生には、多大なご助力を賜ったことに感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 笠松照親，塩川真，飯塚信一：HHRC構造に関する研究（その1）西松建設技報1992.VoL15
- 2) 同上：HHRC構造に関する研究（その2）西松建設技報1993.VoL16
- 3) 笠松照親，塩川真，飯塚信一，西浦範昭：HHRC構造に関する研究（その3）西松建設技報1994.VoL17
- 4) 田中礼治，大芳賀義喜，西浦範昭，笠松照親，飯塚信一，塩川真：HHRC構造に関する研究（その1），（その2），（その3），（その4），日本建築学会大会学術講演梗概集，1991年9月
- 5) 田中礼治，笠松照親，但木幸男，飯塚信一，大芳賀義喜，塩川真：HHRC構造に関する研究（その5），（その6），（その7），（その8），（その9），日本建築学会大会学術講演梗概集，1992年8月
- 6) 塩川真，笠松照親，飯塚信一，西浦範昭，大芳賀義喜，但木幸男，田中礼治：HHRC構造に関する研究（その10），（その11），日本建築学会大会学術講演梗概集，1993年9月
- 7) 但木幸男，大本義直，笠松照親，飯塚信一，塩川真，西浦範昭，大芳賀義喜，田中礼治：HHRC構造に関する研究（その12），（その13），（その14），日本建築学会大会学術講演梗概集，1994年9月
- 8) 西浦範昭，笠松照親，飯塚信一，塩川真，大芳賀義喜，但木幸男，田中礼治：HHRC構造に関する研究（その15）日本建築学会大会学術講演梗概集，1996年9月