

西松建設超高層鉄筋コンクリート造システム〈NH-RC〉構法の開発 (その1) 耐震設計法と25階建モデル設計概要

The Development of Nishimatsu Construction High-rise Reinforced Concrete Building System
(Part1) An Earthquake-resistant Design Method Model Study Outline

深瀬 弘章*
Hiroaki Fukase

伊藤 範夫**
Norio Itō

要 約

超高層建築物を鉄筋コンクリート構造を用いて、大地震に対して安全に、しかも経済的に設計を行うために開発を進めてきた「西松建設超高層 RC 造〈NH-RC〉構法」の耐震設計法の紹介と、本設計法により25階建集合住宅のモデル設計を行い、十分な耐震性能を有していることを示し、設計法の妥当性を確認する。

目 次

- §1. はじめに
- §2. 耐震設計法
- §3. モデル設計概要
- §4. あとがき

§1. はじめに

近年、都市の市街地再開発などにおいて20～40階程度の超高層集合住宅の計画、建設が相次いで進められている。RC造超高層集合住宅は従来の鉄骨造に比べ、病人や老人を含んだ人々が24時間生活する住宅として、風揺れ防止や遮音性など居住性に優れ、さらに工期の短縮と、コスト的にも有利な構造として、今後の超高層住宅建築の主流となるものと考えられる。超高層 RC 造を実現するためには、a)大地震における RC 造建築物の複雑な挙動をコンピュータを用いて再現することが可能となるような精度の高い構造解析技術の確立、b)高強度鉄筋、高強度コンクリートを使用した高性能構造部材の開発、c)設計で要求する性能、品質の確保が合理的にできる施工システムの確立を必要とする。建築設計部、技術研究部は〈NH-RC〉構法の開発に当たり、そのシステムを確立するためのモデル設計及び一連の構造実験、施工実

験を行い、その耐震安全性の検討、施工の合理性の検討を行い、昭和62年5月(財)日本建築センター、高層 RC 造技術検討委員会の技術検討を経て、基礎技術の開発を終了した。

本文はこのような観点から開発を行った西松建設超高層 RC 造〈NH-RC〉構法の耐震設計法を紹介し、本設計法に基づいて25階建集合住宅のモデル設計を行い、その有効性を確認する。

§2. 耐震設計法

2-1 基本方針

(1) 架構の崩壊形

地震時の建物に加わる入力エネルギーを部材の塑性化によって吸収、消費する粘り強く、じん性に優れた骨組を得るため、地震時の損傷を架構の一部に集中させることなく全体にほぼ均等に分散させる必要がある。そのため、崩壊メカニズムがはり端部及び最下階柱脚の曲げ降伏形による全体崩壊形となるようにする。

(2) 耐震性能の目標と設計法

耐震性能の目標と設計法を地震動の大きさ(入力レベル)に応じ Table 1 に示すように2段階に分けて設定する。

(3) 部材の設計

各部材は十分な強度を確保するとともに、曲げ降伏を

*建築設計部構造課係長
**建築設計部長

生じる領域において十分な回転能力が得られるように設計する。このために

- ① はりのせん断補強筋は、フラッシュバット溶接による閉鎖型スタラップとし、はり主筋を拘束するように配筋し、はり端部は中央部よりもせん断補強筋を多くし、せん断強度に余裕を持たせ、塑性回転能力を高める。
- ② 柱の帯筋にはコアコンクリート及び柱主筋に対する拘束効果が大きく、高軸力下でも十分なじん性を確保出来ることを実験で確認している異形 PC 鋼棒によるスパイラルフープとし、降伏ヒンジの発生を許容する1階柱柱脚には、計算値以上のせん断補強筋を配筋する。
- ③ 外端部柱・はり接合部は、はね出しはりを設けることにより、はり主筋を定着するとともに、直交はりによる拘束により、せん断強度を高める。

Fig. 1 に柱、はり、柱・はり外端接合部の断面を示す。

Table 1 耐震性能の目標と設計法

	レベル 1	レベル 2
地震の規模	建物の耐用年限中に数度発生すると考えられる地震（震度 V 程度）の中の最大級の地震、最大速度振幅 25cm/sec 相当	発生すると考えられる地震（震度 VI 程度）の中の最大級の地震最大速度振幅 50cm/sec 相当
耐震性能目標	柱、はり部材に軽微なひびわれを生じても降伏にはいたらない。	部材の一部に降伏が生じても建物全体は崩壊せず、過大な変形も生じさせない。
設計	許容応力度設計	終局強度設計
応答結果判定基準	層間変形角 1/200 以下 層の塑性率 1.0 以下 部材塑性率 1.0 以下	層間変形角 1/120 以下 層の塑性率 2.0 以下 部材塑性率 4.0 以下 1 階柱脚のみ 2.0 以下

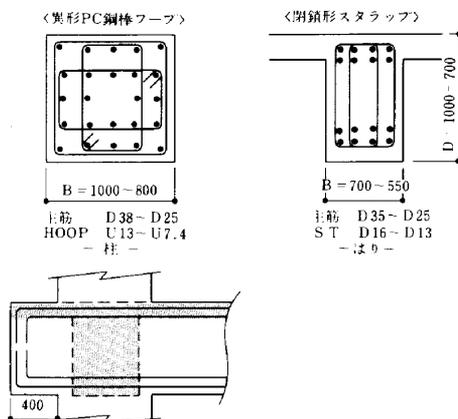


Fig.1 柱、はり、柱・はり接合部断面

2-2 設計フロー

西松建設超高層 RC 造〈NH-RC〉構法の設計フローを Fig. 2 に示す。実際の設計においては、このフローに従い何度か繰り返すことによって適正な部材断面を得ることができる。

- (1) 仮定した断面を用い、レベル(1)の予備動的解析及び建築基準法施行令による層せん断力係数の算定を行い、各々の値を上回るように層せん断力係数の分布を決める。
- (2) 長期荷重時と地震荷重時の応力に対し許容応力度設計を行う。（一次設計）
- (3) はりの曲げ終局強度を計算し、はりせん断終局強度のチェックを行う。次に柱の曲げ及びせん断終局強度を算定し、節点振り分け法によるメカニズム時応力に対するチェック及び柱軸方向応力度のチェックを行い、架構の保有耐力を算定する。（二次設計）
- (4) 架構の静的弾塑性解析を行い、崩壊メカニズム形成の確認及び柱、はり部材のメカニズム時応力のチェックを行う。
- (5) 静的弾塑性解析の結果より、復元力特性を設定し、質点系及び架構の弾塑性地震応答解析を行い、Table 1 に示した耐震性能を満足していることを確認する。

2-3 部材の設計法

ここでは 2-1 の基本方針に基づく部材の設計法、特に終局設計法について記す。

(1) はりのせん断設計

十分な変形能力すなわち、じん性率 4 以上の変形能力を確保できるように、次式により断面算定する。

$$Q_u \geq Q_l + 1.1 Q_m$$

Q_u ：はりせん断耐力（荒川 mean 式による。）

Q_l ：長期荷重時せん断力

Q_m ：学会終局強度式より求まる曲げ耐力に基づくはり両端降伏時せん断力

(2) 柱の曲げ及びせん断設計

はりの曲げ降伏先行形とするため、メカニズム時の柱応力に対し曲げ、せん断強度を十分に確保できるように、次式により断面算定する。

$$M_u \geq 1.4 M_m$$

M_u ：学会 RC 基準付 20 による。（圧縮応力ブロックの形状係数は ACI 仮定による。）

M_m ：メカニズム時柱作用モーメント

1 階柱脚及び最上階柱頭は $M_u > M_m$ とする。

$$Q_u \geq 1.3 Q_m$$

Q_u ：柱せん断耐力（荒川 mean 式による。）

Q_m ：メカニズム時柱作用せん断力

(3) 柱軸力の制限

高軸力下でも十分な強度とじん性を確保できるように、長期荷重時・メカニズム時及びレベル(2)応答時の柱軸力に下記の制限を設ける。

$$N_i \leq 0.33 A_c F_c$$

N_i : 長期荷重時柱軸力

A_c : 柱断面積 ($b \cdot D$)

F_c : コンクリート設計基準強度

$$-0.2 N_u \leq N_m, N_m' \leq 0.55 N_u$$

$$N_u: 0.85 (bD - \sum r_a) F_c + \sum r_a \sigma_y$$

$$N_m = N_i + \alpha N_{em}$$

N_m' : レベル(2)応答時柱軸力

N_{em} : 算定階以上のはりか全て降伏した時の軸力

α : 動的低減係数 (1~0.9)

r_a : 主筋断面積

σ_y : 主筋材料強度

動的低減係数は高次振動の影響による柱軸力の低減効果を考慮したもので、Table 1 に記すレベル2の入力地震波に対する弾塑性地震応答結果より、下式によりチェックする。

$$\alpha = \frac{\text{応答最大転倒モーメント}}{\text{各層の応答最大せん断力による転倒モーメント}}$$

隅柱は上記に加えて以下の制限を加える。

$$-0.6 N_{ut} \leq N_m, N_m' \text{ (2階以上)}$$

$$-0.7 N_{ut} \leq N_m, N_m' \text{ (1階)}$$

N_{ut} : $\sum r_a \sigma_y$ 最大引張耐力

(4) 柱、はり接合部パネル

柱、はり接合部パネルは以下のようにせん断設計する

$$1.1 \tau_p \leq \tau_{pu} = \beta \tau_{cu} + \tau_{su}$$

$$\tau_{cu} = F_c \cdot (0.78 - 0.0016 F_c)$$

$$(F_c \leq 244 \text{ kgf/cm}^2)$$

$$= 95.1 \quad (F_c > 244 \text{ kgf/cm}^2)$$

$$\tau_{su} = 0.5 P_w \cdot \sigma_{wy}$$

β : 拘束係数

τ_p : メカニズム時パネルせん断応力度 (kgf/cm²)

τ_{pu} : パネル終局せん断耐力 (kgf/cm²)

P_w : パネル部せん断補強筋比

σ_{wy} : せん断補強筋材料強度

F_c : コンクリートの設計基準強度 (kgf/cm²)

2-4 構造規定

部材の強度の確保及び良好なじん性を期待するために、上記に示した設計法より得られた部材断面に対して、さらに下記の構造規定を設ける。

(1) はりに対する最少限規定と構造規定

1) 主筋比 P_t , 複筋比 γ

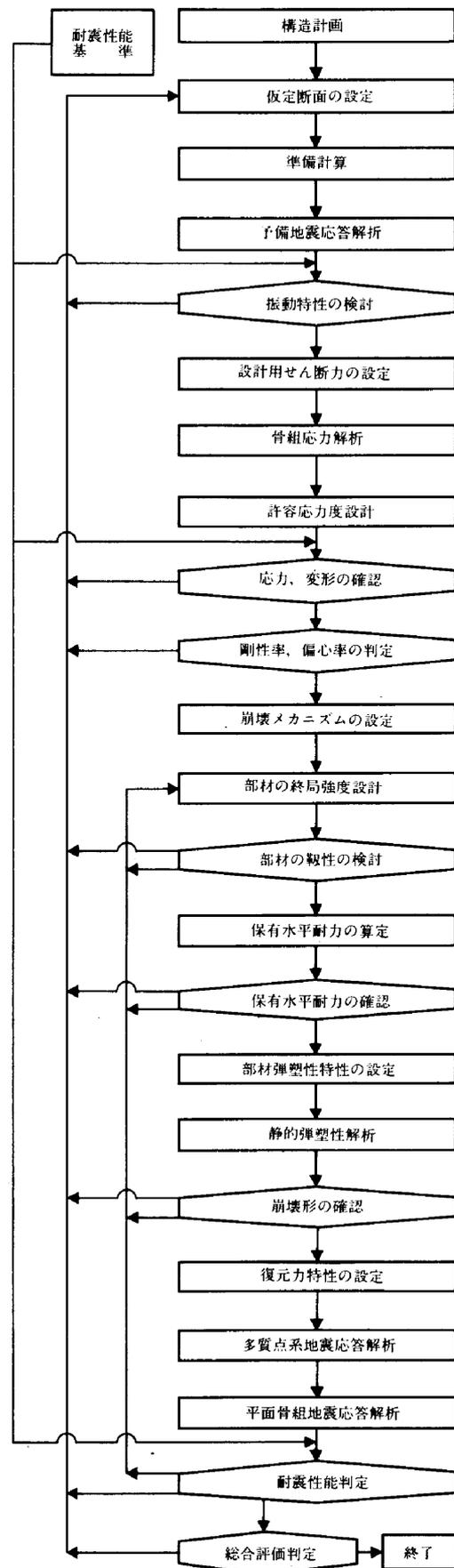


Fig.2 耐震設計フロー

$$0.4\% \leq P_t \leq 2.0\%$$

$$\gamma \geq 0.6 \quad (P_t < 1.5\% \text{の場合})$$

$$\gamma \geq 0.8 \quad (P_t \geq 1.5\% \text{の場合})$$

2) 主筋径と間隔

主筋径 D25~D35

間隔 $2.7d$ 以上 (d は呼び径)3) せん断補強筋比 P_w

$$P_w > 0.4\%, \text{ かつ } P_w > 0.05 F_c / \sigma_{wy}$$

なお、はり両端より $1.5D_b$ かつ $L_0/4$ 内においては、上記の他、2-1, (2)項にて定まる値の1.25倍以上とする。

4) 帯筋のピッチ

$$S = \min(S_1, S_2)$$

$$S_1 = D_b / 4 \quad D_b : \text{はり成}$$

$$S_2 = 8d \quad (\text{SD35}) \quad d : \text{主筋呼び径}$$

$$S_2 = 6d \quad (\text{SD40})$$

5) 主筋の定着

柱内通し筋の付着検定は次式による。

$$l = 1.5\sigma_y \cdot a / 4 \sqrt{F_c} \phi < D_c \text{ かつ } 24d_b < D_c$$

 l : 必要定着長さ σ_y : 主筋の規格降伏点強度 a : 主筋の断面積 ϕ : 主筋の周長 d_b : 主筋の呼び径

2段筋長さは次式による。

$$l_d = \sigma_y \cdot a / f_b \cdot \phi + 0.75D_b$$

 l_d : 必要長さ

f_b : 短期許容付着応力度 f_a と割裂付着強度 f_{sp} の小さい値

$$f_{sp} = 0.6 \sqrt{F_c} \{ (b/n \cdot d_b) - I \}$$

 b : はり幅 d_b : 主筋の呼び径 n : 1段に並ぶ主筋本数

6) スリーブ

最大径 125 ϕ 以下 (住戸階)200 ϕ 以下 (施設階)

かつはり成の1/4以下

位置 柱面より1.5D以内には設けない。

(2)柱に対する最小限規定と構造規定

1) 主筋比 P_g , 引張鉄筋比 P_t

$$0.8\% \leq P_g \leq 4.0\% \text{ かつ } P_t \leq 0.8\%$$

2) 主筋径と間隔

主筋径 D25~38 間隔 $2.7d$ 以上3) せん断補強筋比 P_w

$$P_w \geq 0.2\% \text{ (一般階)} \quad P_w \geq 0.6\% \text{ (1階)}$$

ただし、軸力比に応じて以下とする。

$$P_w \% \geq N_m / N_u$$

 N_m : メカニズム軸力 N_u : 最大圧縮耐力

$$N_u = 0.85 (bD - \Sigma r_a) F_c + \Sigma r_a \sigma_y$$

 bD : 柱断面積 r_a : 主筋断面積

4) 使用するせん断補強筋

異形 PC 鋼棒 7.4 ϕ ~13 ϕ

2-5 地震応答解析

耐震安全性を検討するために弾塑性地震応答解析を行う。建物全体及び層の地震時の挙動を把握することを目的とした等価曲げせん断型質点系応答解析及び柱、はり部材の弾塑性性状、柱軸力の動的低減係数のチェックを目的とした部材モデルを用いた平面架構による応答解析を行う。質点系の解析モデルは、上部構造を各階床位置に質量を集中させた多質点系とし、基礎固定を基本とするが、建設地の地盤の状況により、基礎にスウェー、ロッキングばねを考慮した地盤構造物連成系モデルとすることもある。層の復元力特性は、部材の弾塑性性状を考慮した架構の静的弾塑性解析により求める。入力地震動はエルセントロ1940NS、タフト1960EWの2波及び建物の固有周期、建設地を考慮した2波の合計4波とする。入力地震動のレベルの指標は速度値とし、その値は最大速度振幅25cm/s及び50cm/sとする。平面架構による応答解析は代表架構に対して行う。入力地震動は質点系応答解析で応答の大きい1波とし、その最大速度振幅は50cm/sとする。以上の弾塑性地震応答解析の結果 Table 1 に示す耐震性能の目標に適合していることを確認して設計を終了する。

§3. モデル設計概要

2章に示した設計法に従って、25階建 RC 造の設計を行う。

3-1 建物及び構造概要

モデル設計建物は、東京の第2種地盤に建つ25階建の超高層 RC 集合住宅で、Fig. 3 に示すように5.55mの均等スパンの純ラーメン構造である。コンクリートは全階場所打普通コンクリートで、設計基準強度は $F_c = 270 \sim 360 \text{ kgf/cm}^2$ である。壁は非構造部材として、ALC板、SFRC板としている。柱・はりの主筋はSD40 (D29~D38) 及びSD35 (D25) を使用し、柱のせん断補強筋は異形 PC 鋼棒 SBPD135/145 ($\mu 7.2 \sim \mu 13$) のスパイラルフープとし、はりのせん断補強筋はSD30 (D10~D16) を閉鎖形として、用いている。

3-2 設計用地震力

設計用地震力を決定するため、予備的解析を行った。解析モデルは25質点系基礎固定等価せん断型モデルで、その復元力特性のスケルトンカーブは Tri-linear 型とし、第1、第2折点の諸定数は試行設計の結果等を参考に略算的に設定した。解析用地震動はエルセントロ1940 NS, タフト1952EW, 八戸1968NS, 東京101 1956NS の4波とし、入力レベルは最大速度値で25cm/sとした。

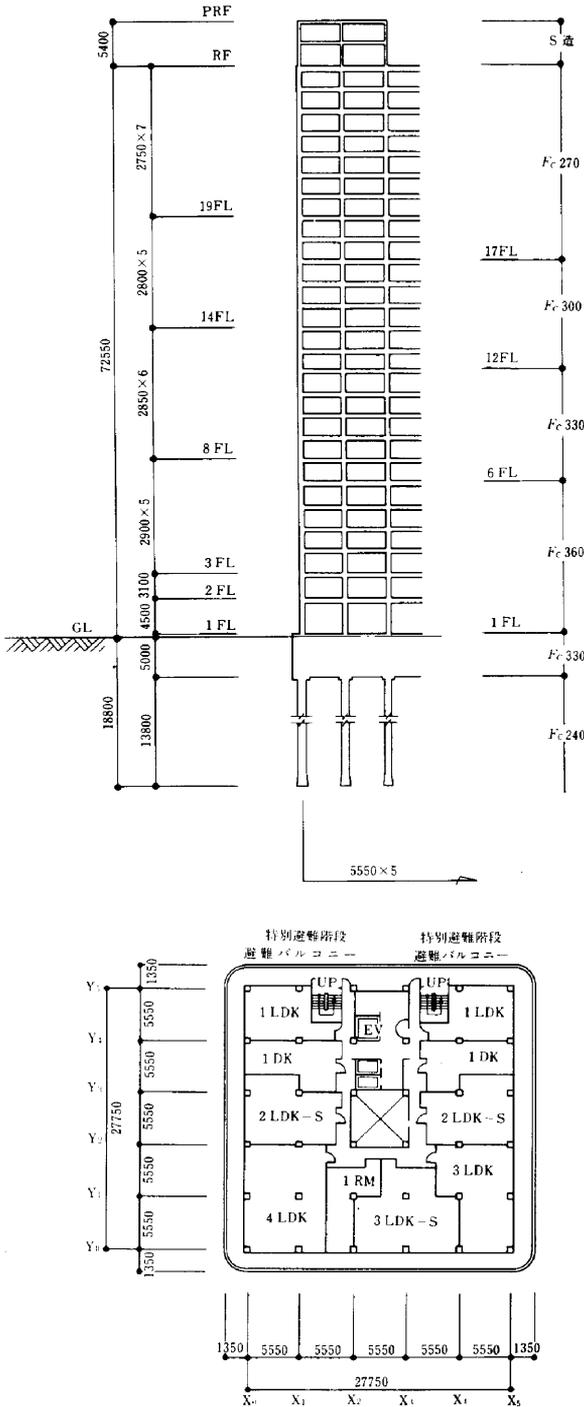


Fig.3 モデル設計建物軸組図, 平面図

ベースシア係数の最大応答値は $C_b=0.13$ (タフト EW) であった。次に建築基準法施行令による地震力を算定し、予備動的解析応答結果を上回ることを確認し、この値を設計地震力とした。ベースシア係数 $C_b=0.14$ で外力分布は A_i 分布とした。建物の保有水平耐力は上記の設計地震力に対して1.5倍以上となることを目標とした。

3-3 部材の設計

代表的な柱・はり断面を Table 2 に示す。建物外周部下層の柱には引張軸力に対応するため柱断面中央部に芯鉄筋を配置している。部材の設計値と 2-3 で設定したクライテリア、2-4 で設定した構造規定との比較を Table 3 に示す。

3-4 静的弾塑性解析

設計された建築物の保有水平耐力、骨組のヒンジ発生状況及び変形性状を確認するとともに、地震応答解析に用いる各層の復元力特性を得るために、荷重増分法による静的弾塑性解析を行った。解析モデルは柱、はり、柱はり接合部からなる平面骨組架構とし、部材の変形要素として、柱は曲げ、せん断、軸方向変形を、はり曲げ、せん断変形を、柱はり接合部はせん断変形を考慮している。柱、はり部材の曲げ、せん断の弾塑性性状は、部材の両端に配置した剛塑性回転バネにより評価する。柱・

Table 2 柱、はり断面

階	断面	隅柱	中柱	梁
20	B × D	800 × 800	800 × 800	600 × 700
	主筋	16-D 29	16 D 29	7-D 32 7-D 32
10	B × D	900 × 900	800 × 800	650 × 850
	主筋	16-D 35	16-D 29	6-D 35 6-D 35
5	B × D	900 × 900	900 × 900	650 × 850
	主筋	16+4-D 38	16-D 35	7-D 35 6-D 35
1	B × D	1000 × 1000	1000 × 1000	700 × 1000
	主筋	16+8-D 38	16 D 38	8-D 35 7-D 35
	HOOP S T	4-U13.0 @ 80	4-U13.0 @ 55	4-D16 @ 125

Table 3 部材の設計クライテリア, 構造規定と設計値

		クライテリア	設計値
柱軸力比	長期	$N_d \leq 0.33 A_c F_c$	$0.3 A_c F_c$ 以下
	メカニズム時	$-0.2 N_{ut} \leq N_m \leq 0.55 N_{ut}$ $-0.6 N_{ut} \leq N_m$ 2階以上 $-0.7 N_{ut} \leq N_m$ 1階	$-0.198 N_{ut} \sim 0.533 N_{ut}$ $-0.591 N_{ut}$ 以上 $-0.647 N_{ut}$ 以上
	レベル2応答時	$-0.2 N_{ut} \leq N_m' \leq 0.55$ $-0.6 N_{ut} \leq N_m'$ $-0.7 N_{ut} \leq N_m'$	$-0.102 N_{ut} \sim 0.456 N_{ut}$ $-0.305 N_{ut}$ 以上 $-0.332 N_{ut}$ 以上
耐力余裕	柱曲げ耐力	$M_u / M_m \geq 1.4$	1.4以上
	柱せん断耐力 はりせん断耐力 柱・はり接合部	$Q_u / Q_m \geq 1.3$ $(Q_u - Q_d) / Q_m \geq 1.1$ $\tau_{pu} / \tau_p \geq 1.1$	1.34以上 1.11以上 1.10以上
		構造規定	設計値
はり	主筋比 P_f	$0.4\% \leq P_f \leq 2.0\%$	0.6% ~ 1.892%
	複筋比 ν	$\nu \geq 0.6$ ($P_f < 15\%$) $\nu \geq 0.8$ ($P_f \geq 15\%$)	0.667以上 0.857以上
	せん断補強筋比 P_w	0.4%かつ $0.05 F_c / \sigma_{wy}$ 以上	0.528%以上
柱	主筋比 P_g	$0.8\% \leq P_g \leq 4.0\%$	1.268% ~ 3.378%
	引張鉄筋比 P_t	$P_t \leq 0.8\%$	0.704%以下
	せん断補強筋比 P_w	$P_w \geq 0.2\%$ $P_w \geq 0.6\%$ (1階)	0.2%以上 0.625%以上
	柱内通し筋長さ	24d以上	24.3d以上

はりの曲げの復元力特性は、既往の実験式、理論式等より Tri-linear 型とし、柱はり接合部のせん断の復元力特性は降伏を折点とする Bi-linear 型としている。水平外力は1次設計用地震力に比例する漸増荷重とした。荷重-層間変位曲線は Fig. 4 に示すように、各階とも安定したカーブであり、目標耐力以後も耐力は上昇しており、十分な耐力が期待できる。代表架構のひび割れヒンジ発生より降伏ヒンジ発生にいたる崩壊過程を Fig. 5 に示す。ステップ1は1次設計用地震力時であり、ステップ1.5は目標保有水平耐力時である。崩壊過程の概要は以下の通りである。ステップ1では最大層間変形角は1/316rad(15階)であり、この時点ではいづれの部材にも降伏ヒンジは発生していない。はりの曲げ降伏はステップ1.4で始まる。ステップ15では最大層間変形角は1/142rad(15階)であり、最も発生数の多い階(6階)で40%のはりに曲げ降伏が発生しているが、柱には降伏ヒンジは発生していない。1階引張側柱脚の曲げ降伏はステップ1.6で始まる。ステップ1.75では最大層間変形角は1/89rad(8階)で1/100radを越えているが、はりの曲げ降伏は全体の60%であり、柱は外柱柱脚以外は曲げ降伏していない。ステップ1.85では最大層間変形角は1/61rad(8階)となるが、はりの曲げ降伏は全体の70%であり、柱は1階柱脚の一部が曲げ降伏せず、全体崩壊メカニズムは形成されていない。以上の崩壊過程図より、本耐震設計法の方針とした架構の崩壊形であるはり

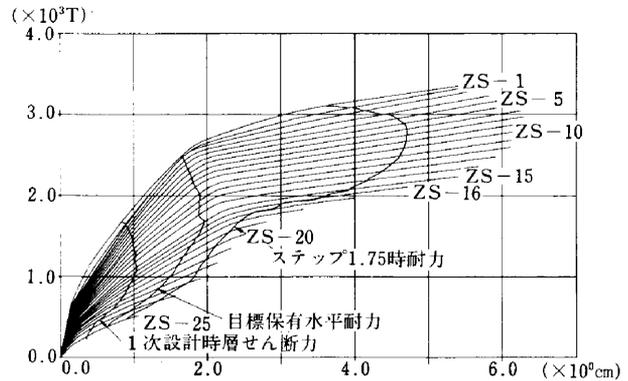


Fig.4 層せん断力-層間変位曲線

の曲げ降伏先行形並びに許容する部材位置以外に降伏ヒンジが発生していないことを確認した。

3-5 質点系弾塑性地震応答解析

建物全体の地震時の応答性状を把握し、耐震性能の目標を満足していることを確認するために、質点系応答解析を行った。解析モデルは、地上の各階床位置に質量を集中させた25質点とした基礎固定モデルとした。各層の剛性は等価曲げせん断型として評価した。各層の復元力特性は曲げ剛性は弾性とし、せん断剛性は静的弾塑性解析より求めたスケルトンカーブを終局耐力時までの地震エネルギー吸収がほぼ等しくなるように考慮して、Tri-linear 型にモデル化した。履歴特性は架構の実験結果を参考にして Fig. 6 に示す修正 D-Tri 型とした。減衰は内部粘性減衰型とし、減衰定数は瞬間剛性に対して3%とした。入力地震動は、Table 4 に示す観測波4種類とし、入力最大速度値をレベル1(25cm/s)、レベル2(50cm/s)とした。Fig. 7 に固有周期及び刺激関数を示す。1次固有周期は1.23秒である。Fig. 8~10 に各地震波に対する応答結果を示す。耐震性能の目標に対する応答結果を Table 5 に示す。最大層間変形角、層の塑性率共に目標を満足している。Fig. 11 に各層のスケルトンカーブ上に最大応答値をプロットして示した。レベル2の入力時でも層の降伏点には達していない。

3-6 平面架構による弾塑性地震応答解析

全体架構の中から代表的な架構として、側(外周)架構を取り出し、各階床は剛床とし、1階柱脚部を固定とした25層5スパンの平面架構として解析を行った。柱、はり部材は両端に剛塑性回転ばねを有し、中央部は曲げ、せん断、軸剛性とも弾性とし、部材の降伏は材端のみに生ずるものとした。材端ばねの弾塑性定数は静的弾塑性解析に用いたものと同じである。柱、はりの曲げの復元力特性は、ひび割れを第1折点、降伏を第2折点とする修正 Takeda モデルとした。柱・はり接合部のせん断の

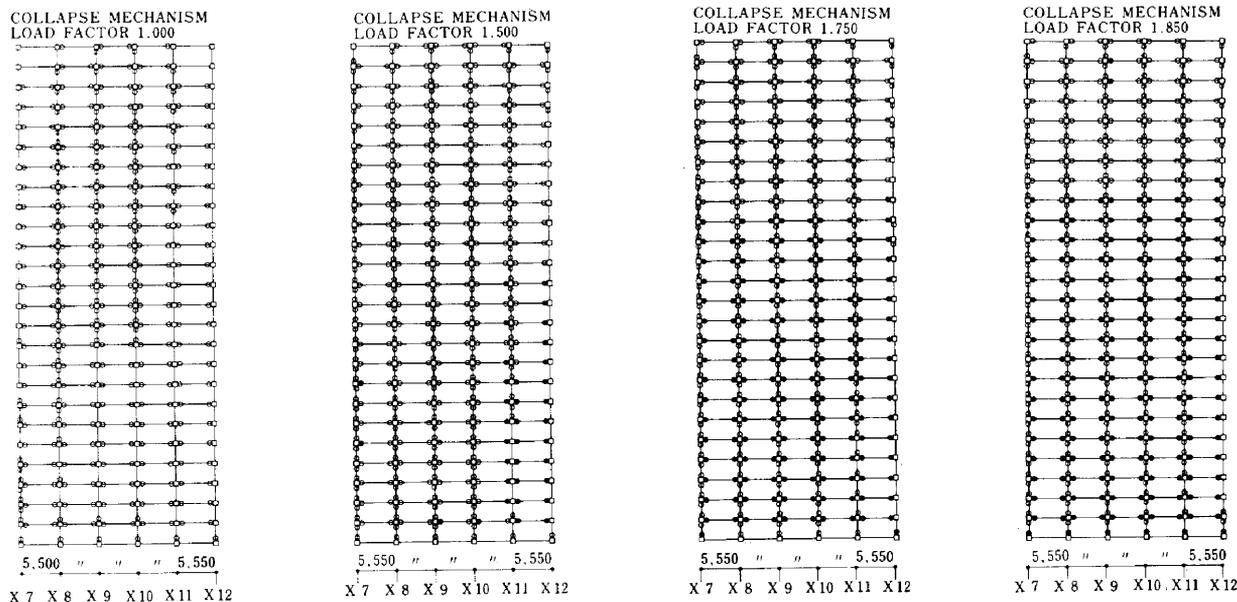


Fig.5 ひび割れ及び降伏ヒンジ発生過程

○ 曲げひび割れ
● 曲げ降伏ヒンジ

Table 4 解析用入力地震動波形

地震動名称		25cm/s相当 加速度値gal	50cm/s相当 加速度値gal
エルセントロ	1940 N S	255	510
タフト	1952 E W	248	496
東京101	1956 N S	242	484
ハバ	1968 N S	165	330

Table 5 耐震性能の目標と弾塑性地震応答解析結果

	目標	質点系応答 解析結果	平面架構応 答解析結果
レベル1	層間変形角 1/200 以下 層の塑性率 1.0 部材塑性率 1.0	1/399 16階 0.40 4階 —	
レベル2	層間変形角 1/120 以下 層の塑性率 2.0 部材塑性率 4.0 1階柱脚のみ 2.0	1/154 15階 0.94 —	1/123 20階 1.141 8階 0.594

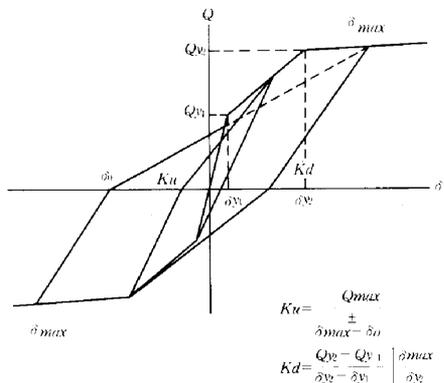


Fig.6 D-Tri型の復元力特性

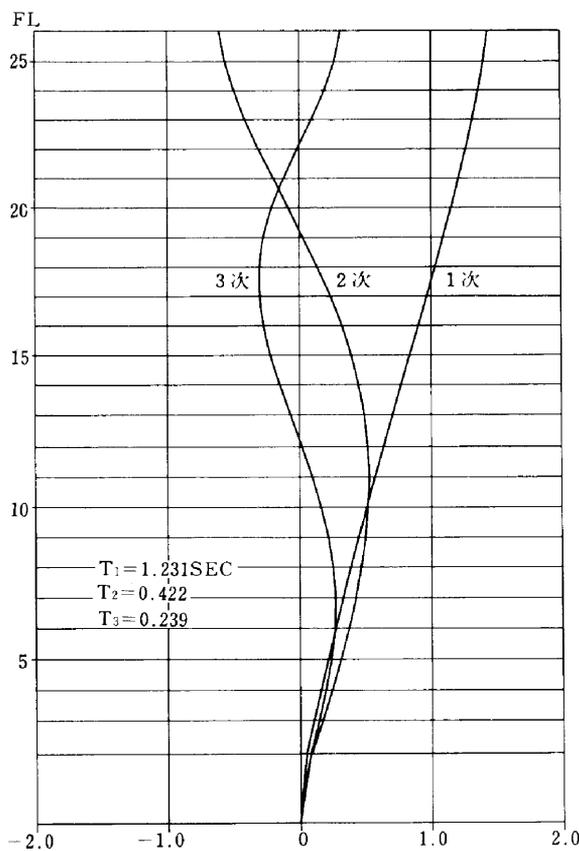


Fig.7 固有周期, 刺激関数

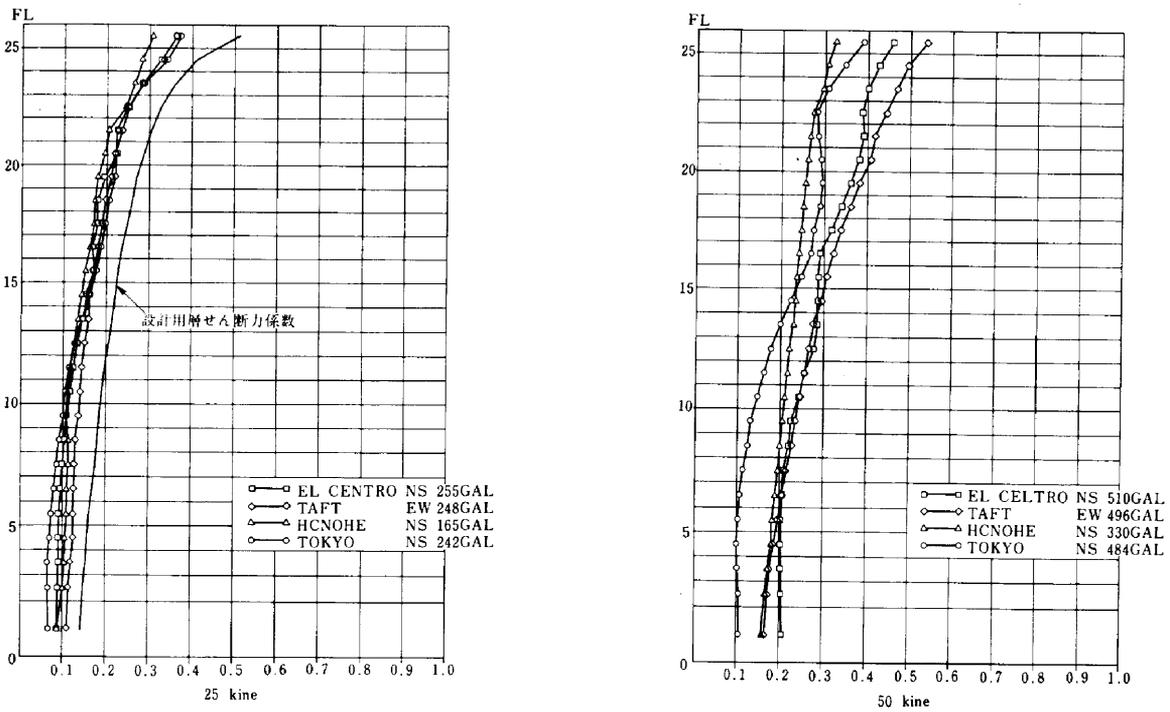


Fig.8 最大応答層せん断力係数

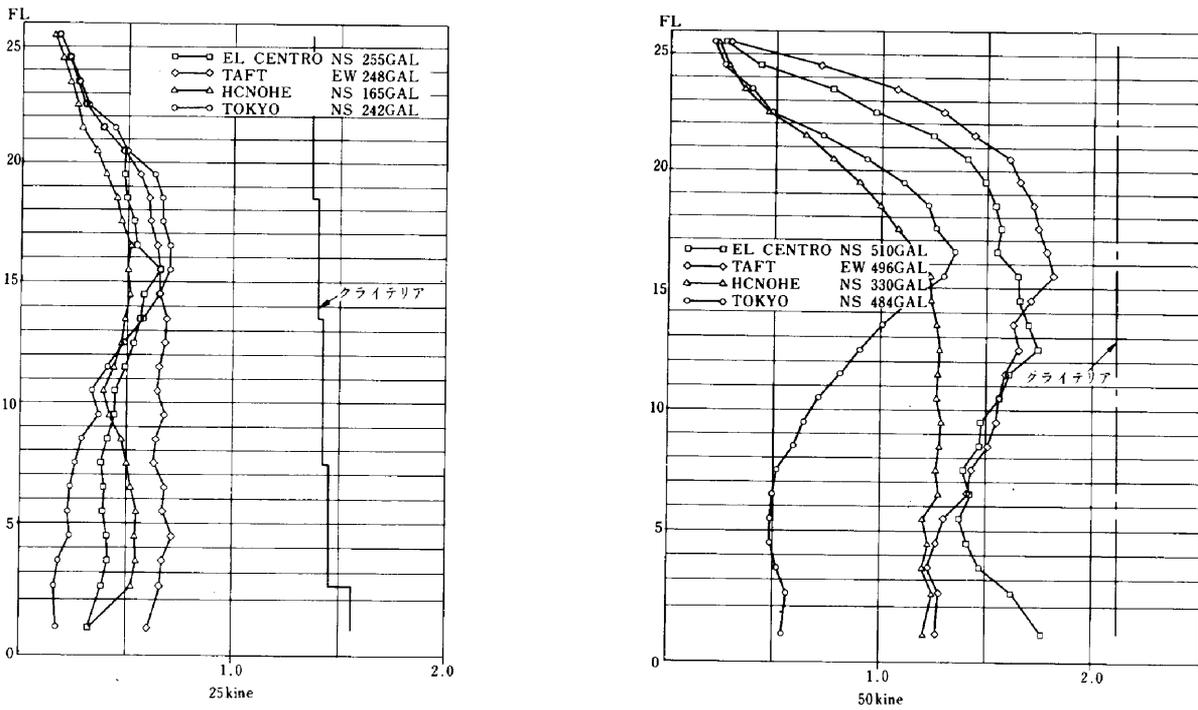


Fig.9 最大応答層間変形

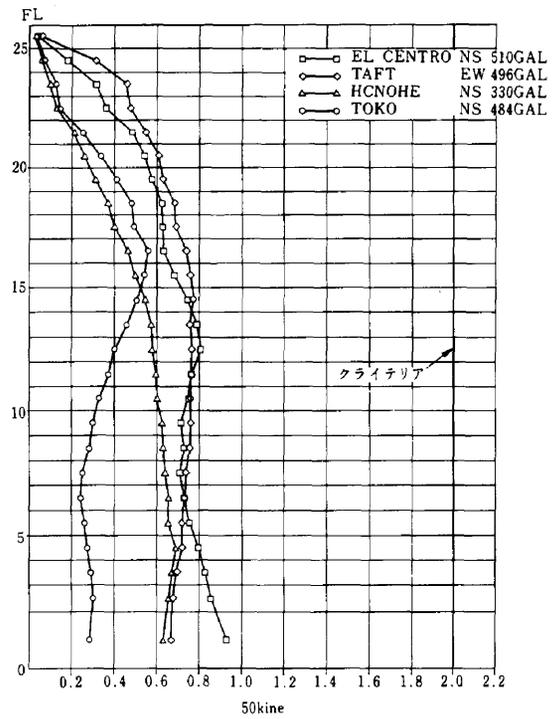
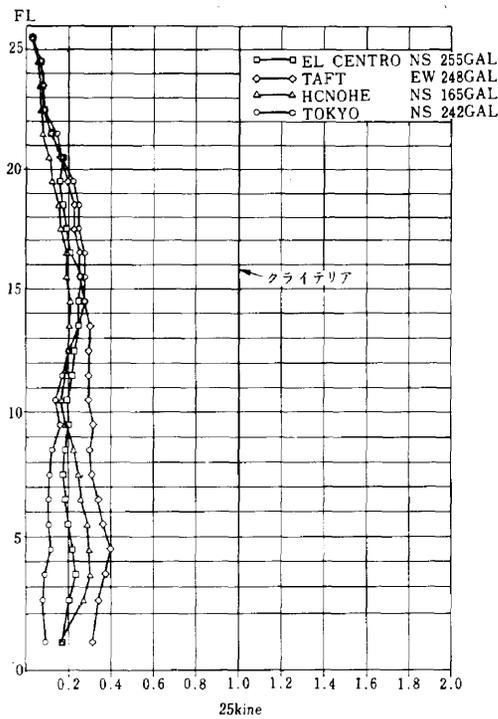


Fig.10 最大応答塑性率

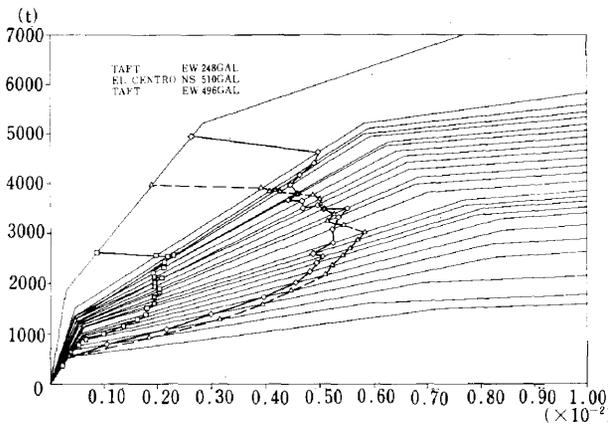


Fig.11 各層の復元力特性と応答値

復元力特性は、降伏を折点とする Bi-linear 型とし、履歴ルールは原点指向型とした。減衰は内部粘性減衰型とし、減衰定数は瞬間剛性に対して 3% とする。入力地震動は、質点系地震応答解析で応答値が最も大きいタフト 1952EW とし、入力最大速度振幅は 50cm/s とした。Fig. 12 にヒンジ発生状況を示す。柱、はりのほとんどにひび割れが生じ、はりの一部に降伏ヒンジが発生しているが、柱には降伏ヒンジは発生していない。各部材の最大応答応力は本文では掲載していないが、隅柱 1 階の変動軸力の最大値は、圧縮時で $0.46 N_u$ 、引張時で $-0.10 N_u$ 程度となっている。Fig. 13 に最大応答層間変形角を示す。また同図には比較のため、等価曲げ・せん断型質点モデルの応答結果を併せて示した。平面架構モデルの最大層間変形角は 18 階で $1/123$ である。最後に Table

5 に耐震性能の目標を満足していることを表として示した。

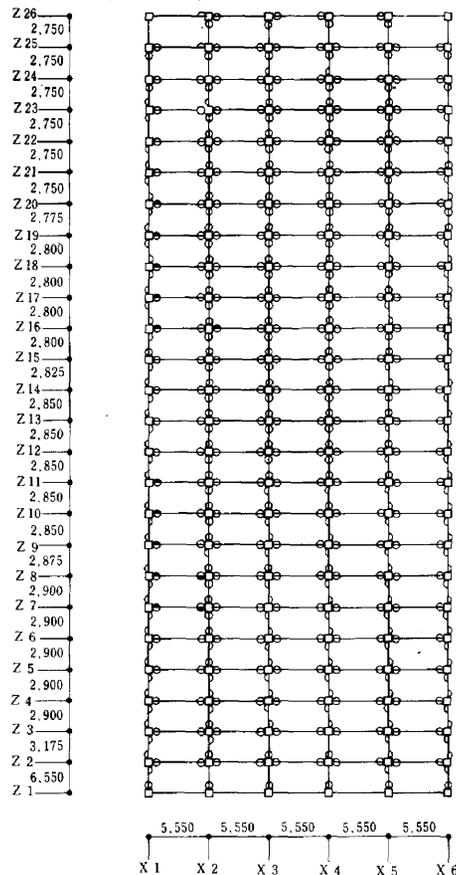


Fig.12 ヒンジ発生状況 (50cm/s)

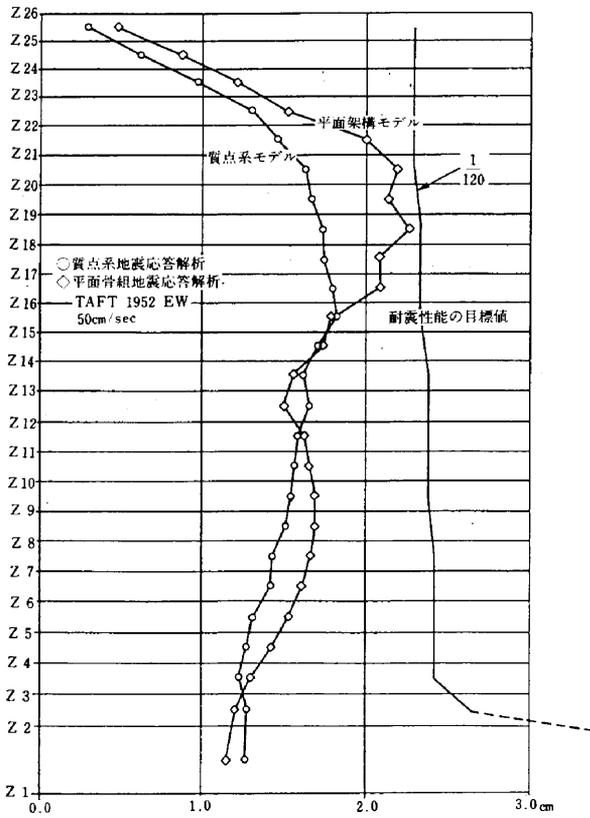


Fig.13 最大応答層間変位
平面架構応答解析結果とその比較

§ 4. あとがき

〈NH-RC〉構法の開発に当たり、筑波大学園部教授に指導をお願いし、(株)九段建築研究所に共同開発者として協力を得ました。開発当初は先行会社も数社で、公表された資料も少なく、又解析プログラムも開発途中であったが、各担当者の努力により何とか基礎的な開発を終えることが出来た。なお超高層 RC 造は開発途上の構造であり、本文に掲載した耐震設計法は現時点でのものと考えています。そのために今後もレベルアップを計りつつ、改良を加え完成をめざす予定です。