

論文 PC 造骨組の復元力特性に関する研究

大川 峻^{*1}・小西 智貴^{*2}・福井 剛^{*3}・浜原 正行^{*4}

要旨：RC から PC までの復元力特性を統一的に評価可能なモデルを用いた地震応答パラメータ解析を行い、この解析結果との適合性が高い平均減衰の推定式を提案した。さらに、鋼材係数比、機構時における柱の降伏ヒンジの割合を要因とするキ型骨組のパラメータ解析を行い、汎用性の高い PC 骨組の復元力特性モデルを提案した。最後に、このモデルを用いた PC 建物の耐震設計例を示した。

キーワード：プレストレストコンクリート骨組、復元力特性モデル、平均減衰、等価線形化法

1. はじめに

PC 部材の復元力特性は、PC 鋼材と普通鉄筋の割合やプレストレスレベルの設定によって大きく異なるため、PC 骨組の減衰を正確に推定するためには、PC 部材から RC 部材までを統一的に表現可能な復元力特性モデルが必要となる。この要件を満たすモデルについては、浜原、尹により提案されている(以後、浜原・尹モデルと略称)¹⁾。このモデルの実験結果に対する適合性は、現在までに提案されている PC 部材の復元力特性モデルの中でも最も高いことが示されている²⁾。しかし、このモデルは、履歴初期の S 字傾向が変形の増加に伴い徐々に鈍化するという PC 特有の履歴性状を十分に再現できていないという問題点を有している³⁾。大川らはこのモデルに対して修正を行い(以後、修正モデルと略称)、上述の問題点を解消した⁴⁾。

RC 骨組は、柱、梁共に RC であるため、曲げが卓越する骨組の履歴性状は降伏機構によらず紡錘型を示す。そのため、骨組の減衰を算出する方法に部材の復元力特性の考え方をを用いることができる。しかし、PC 骨組は柱を RC、梁を PC とした混合構造とすることが一般的であるため、降伏機構の違いにより、骨組の履歴性状が大きく異なってくる。このことから、PC 骨組では降伏機構を考慮した減衰の評価方法が必要となる。

構造物の安全性は、全体降伏機構の方が層降伏機構より高いことが広く知られている。しかし、建築基準法施行令に降伏機構の種類を限定する規定はなく、多くの建物で、梁端部のみならず柱にも降伏ヒンジが形成されるような設計が行われる。さらに、PC 構造物は、長期荷重による曲げに対して多量の PC 鋼材が配置されているため、全体降伏機構となることを要求すると柱の設計は極めて困難となることが知られている。このようなことから、本研究では柱降伏型から梁降伏型までの想定し得るすべての降伏機構を検討対象とする。

本論文では、上述の修正モデルを用いた地震応答解析を行い、平均減衰の推定式の提案を行う。さらに、このモデルを用いた PC 骨組のフレーム解析を行い、その結果を基に PC 骨組の等価線形化の方法を提案するものである。最後に、設計例によってこの方法の実建物への適用性を確認する。

2. 解析に用いた部材の復元力特性モデル

修正モデルのスケルトンカーブは、図-1(a)～(c)中の破線で示すようにトリリニア型に設定されている。履歴ループ(図-1(c))については、紡錘型のモデルⅠ(図-1(a))と S 字型のモデルⅡ(図-1(b))を一次結合することにより、PC 部材の多様な履歴性状を統一的に再現できるようになっている。詳細については以降に示す。

スケルトンカーブ 図-1 中破線に示すようにひび割れ点と降伏点を特異点とするトリリニア型とし、初期剛性(K_e)は弾性梁理論、ひび割れモーメント(M_{cr})は PC 規準式で評価する。降伏モーメントは終局モーメントの 90%の値とする。

終局モーメント M_u は式(1)で与える。

$$M_u = T_{py} \cdot d_p + T_{ry} \cdot d_r + \frac{N \cdot D}{2} - \frac{(T_{py} + T_{ry} + N)^2}{2 \cdot b \cdot \sigma_B} \quad (1)$$

ここに、 T_{py} : PC 鋼材の降伏荷重 T_{ry} : 鉄筋の降伏荷重
 d_p : PC 鋼材の有効せい d_r : 鉄筋の有効せい
 N : 軸方向力 D : 部材せい b : 部材幅
 σ_B : コンクリート圧縮強度

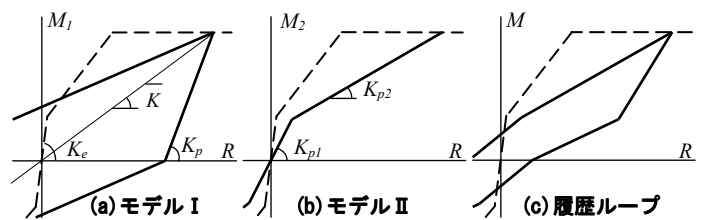


図-1 部材モデルの概要

*1 飛島建設(株) トグル制震事業部設計部 (正会員)

*2(株)ピーエス三菱 技術本部技術部建築技術グループ

*3 日本大学 理工学部海洋建築工学科准教授 (正会員)

*4 日本大学 理工学部海洋建築工学科教授 (正会員)

降伏部材角 R_y は式(2)による。

$$R_y = M_y / (\alpha_y \cdot K_e) \quad (2)$$

ここに、 M_y : 降伏モーメント $= 0.9 \cdot M_u$

α_y : 降伏剛性低下率 K_e : 初期剛性

降伏剛性低下率 α_y を式(3)で与える⁵⁾。

$$\alpha_y = \left\{ \begin{array}{l} 1.64 \cdot (n \cdot p_t + 3.5 \cdot n_s \cdot p_g \cdot d_g / D) \\ + 0.043 \cdot (1 + a/D) + 0.33 \cdot \eta_0 \end{array} \right\} \cdot (d_r / D)^2 \quad (3)$$

ここに、 p_g : PC 鋼材の鉄筋比 p_t : 引張鉄筋比

η_0 : 軸力比 $= N / (b \cdot D \cdot \sigma_B)$ a : セン断スパン

n, n_s : 鉄筋, PC 鋼材のヤング係数比

d_g : 圧縮縁から PC 鋼材の重心までの距離

D : 部材せい d_r : 鉄筋の有効せい

第二剛性はひび割れ点と降伏点を結ぶ直線の勾配とし、第三剛性は初期剛性の $1/10^3$ とした。

履歴ループ PC 部材の復元力特性は紡錘型のモデル I と S 字型のモデル II をパラメータ α を用いて一次結合することによって与える¹⁾。

$$M = \alpha \cdot M_1 + (1 - \alpha) \cdot M_2 \quad (4)$$

$$\alpha = \frac{\mu \cdot q_r + \eta_g \cdot (\eta_0 + \sqrt{\eta_g})^2}{\mu \cdot q_r + \eta_g} \quad (5)$$

ここに、 M_1, M_2 : モデル I, モデル II の曲げモーメント

q_r : 普通鉄筋の鋼材係数 $= a_t \cdot \sigma_{ry} / (b \cdot D \cdot \sigma_B)$

η_g : プレストレスレベル $= \Sigma P_e / (b \cdot D \cdot \sigma_B)$

η_0 : 軸力比 $= N / (b \cdot D \cdot \sigma_B)$

μ : 塑性率 $= R_{max} / R_y$ ただし、 $\mu < 1$ のとき、 $\mu = 1$

R_{max} : 正負最大変位の平均

モデル I モデル I はピーク点を指向する剛性低下型の履歴ループによって構成されている。このモデルの除荷曲線の勾配(K_p)は初期剛性(K_e)と正負ピーク点を結んだ直線の勾配($\bar{K}$)と除荷勾配のパラメータ r を用いて式(6)で与える⁵⁾。

$$K_p = r \cdot K_e + (1 - r) \cdot \bar{K} \quad (6)$$

$$r = a_r \cdot \mu_r \cdot \alpha_y \quad (7)$$

ここに、 $\mu_r = R_{max} / R_y$ ただし、 $\mu_r > 1$ のときは、 $\mu_r = 1$

$a_r = a / (4D)$ ただし、 $a_r > 1$ のときは、 $a_r = 1$

α_y : 降伏剛性低下率

モデル II モデル II の第一剛性は式(8)で与えており、

折れ曲がり点はひび割れモーメントに設定している⁴⁾。第二剛性は折れ曲がり点とピーク点を結ぶ直線の勾配となっている。

$$K_{p1} = \frac{\alpha_y \cdot K_e}{\mu - \sqrt{\mu} + \alpha_y \cdot \sqrt{\mu}} \quad (8)$$

ここに、 $\mu = R_{max} / R_y$ ただし、 $\mu < 1$ のときは、 $\mu = 1$

K_e : 初期剛性 α_y : 降伏剛性低下率

3. 平均減衰に関する検討

3.1 地震応答解析

地震応答解析には、日本建築センター模擬波（最大加速度 207gal）を用い、Newmark β 法($\beta=1/6$)により解析を行い、式(9)に示す平均減衰 h_s を求めた。初期減衰は 5% に設定した。

$$h_s = \frac{-\int_0^t \ddot{y}_0 \dot{y} dt}{2\omega_e \int_0^t \dot{y}^2 dt} \quad (9)$$

ここに、 $\ddot{y}_0$: 地動加速度 $\dot{y}$: 建物の速度

ω_e : 等価角振動数

解析に際し、総質量を 1000ton とし、表-1 の解析要因を組み合わせた 1620 ケースについて実施した。

表-1 解析要因と水準

解析要因	水準
降伏震度 (Q_y/W)	0.2, 0.3, 0.4, 0.5
初期周期(T_1)	0.2, 0.4, 0.6
降伏周期(T_2)/初期周期(T_1)	$\sqrt{2}, \sqrt{3}, 2$
ひび割れ荷重(Q_{cr})/降伏荷重(Q_y)	0.3, 0.4, 0.5
普通鉄筋の鋼材係数(q_r)	0, 0.1, 0.2, 0.3
プレストレスレベル(η_g)	0, 0.1, 0.2, 0.3

図-2 は表-1 の解析要因のうちプレストレスレベル η_g を 0.2 に固定し、普通鉄筋の鋼材係数 q_r を 0~0.2 まで変動させた時の履歴ループを示したものである。これらの図より普通鉄筋の鋼材係数 q_r が大きいものほど、履歴ループの面積が増加し、これに伴い最大応答変位が減少していることが分かる。

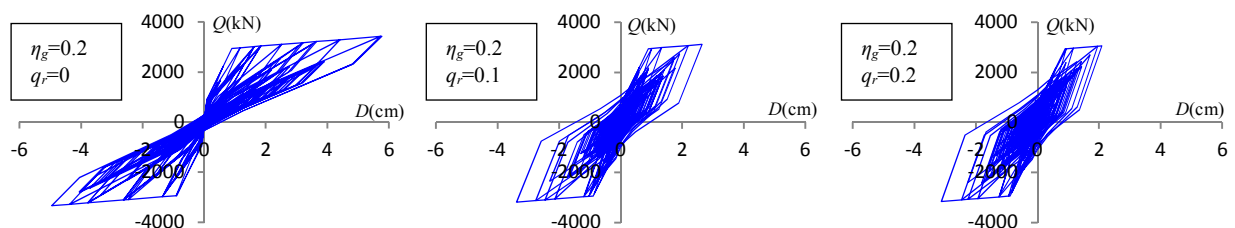


図-2 応答解析の履歴ループ

3.2 平均減衰の推定式の提案

平均減衰の推定式を式(10)に示す。その際の α については式(11)、 β については式(12)によって算出する。本推定式は、PC部材の諸元である普通鉄筋の鋼材係数とプレストレスレベルを用いることで、地震応答解析を行わず平均減衰を算出することを可能とした式である。

$$h_s = \frac{0.38 \cdot \alpha \cdot (\mu - \mu_{cr})}{(\mu - \mu_{cr}) + \beta} + h_0 \quad (10)$$

$$\alpha = (\mu \cdot q_r + \eta_g^2) / (\mu \cdot q_r + \eta_g) \quad (11)$$

$$\beta = 1.4 / (r \cdot T_2 / T_1) \quad (12)$$

ここに、 μ_{cr} ：ひび割れ時の変形量/降伏時の変形量

T_1, T_2 ：初期周期，降伏周期 h_0 ：初期減衰

μ ：塑性率 r ：除荷勾配のパラメータ

q_r ：普通鉄筋の鋼材係数

η_g ：プレストレスレベル

図-3は地震応答解析より求まる平均減衰と推定式から求まる平均減衰を比較したものである。相関係数は0.974となっており、応答解析より求まる値（解析値）と推定式による値（推定値）は、高い相関性を示している。この結果より、提案式を用いることで、地震応答解析を行うことなく、平均減衰を推定することが可能であることが分かる。

4. 正負繰返し水平力を受けるPC骨組の弾塑性解析

4.1 解析概要

解析に用いた骨組は、図-4に示すように柱をRC、梁をPCとし、階高4m、スパン18mの6層無限均等ラーメンの中柱を想定したキ型フレームとした。解析に際し、部材モデルには修正モデルを用い、剛性マトリクスは材端バネ法により算定した。軸力と建物荷重

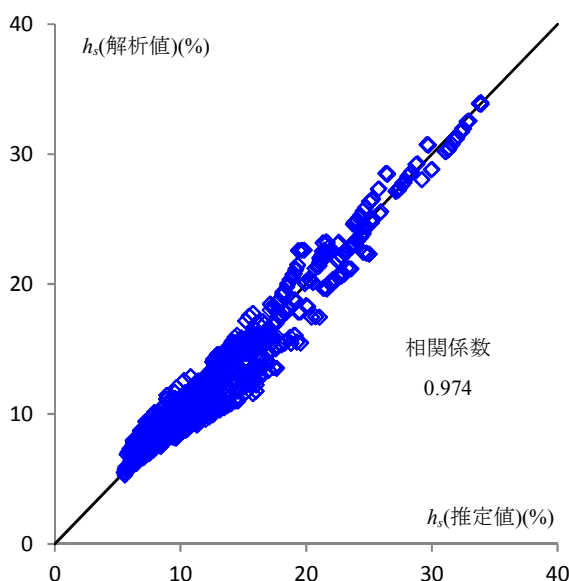


図-3 平均減衰の相関

は単位面積重量を12kN/m²として算定した。骨組は、表-2に示すサイクル毎に設定した変位を代表変形の振幅とし、おのおのの変位振幅で正負2回ずつの交番漸増解析を行った。骨組の代表変形は式(13)で与えられる。

$$D_b = \frac{\sum m_i \cdot u_i^2}{\sum m_i \cdot u_i} \quad (13)$$

ここに、 m_i ：各階の質量 u_i ：各階の水平変位

4.2 解析要因および水準

解析要因は、機構時における①柱頭ヒンジの層と柱脚ヒンジの層(図-4)、②柱降伏ヒンジ率(式(14))、③梁の鋼材係数比(式(15))とし、132ケースについて行った。

$$v = \frac{\text{機構時の柱のヒンジ数}}{\text{機構時の全ヒンジ数}} \quad (14)$$

$$\lambda_p = \frac{\text{引張側PC鋼材の降伏荷重}}{\text{引張側PC鋼材と主筋の降伏荷重の和}} \quad (15)$$

解析要因の水準は表-3、解析に用いたモデル骨組の断面諸元、材料諸元を表-4、表-5に示す。

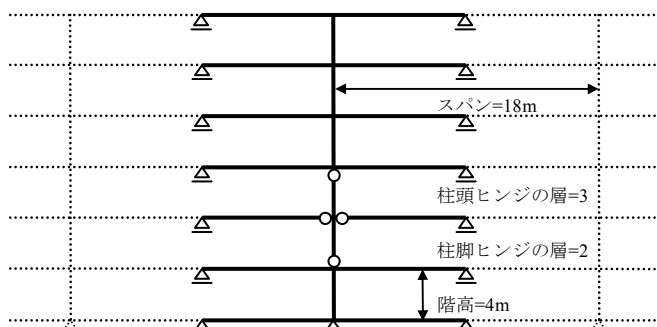


図-4 キ型フレームモデルと柱頭、柱脚ヒンジの層

表-2 制御変位

サイクル	1	2	3	4	5	6	7
変位(mm)	50	100	200	400	600	800	1200

表-3 解析要因

解析要因	水準
柱頭、柱脚ヒンジの層	1, 2, 3, 4, 5, 6
柱降伏ヒンジ率(v)	0, 1/6, 1/5, 1/4, 1/3, 1/2, 1
鋼材係数比(λ_p)	0, 0.2, 0.4, 0.6, 0.8, 1

表-4 断面諸元

部材	b (mm)	D (mm)	d_s (mm)	d_p (mm)
梁	750	1200	1140	840
柱	1000	1000	940	---

(共通因子)階高:4m, スパン:18m, 柱支配面積:6m×スパン, 単位面積重量:12kN/m²

表-5 材料諸元(N/mm²)

コンクリート		普通鉄筋		PC鋼材	
σ_B	E_c	σ_{ry}	E_s	σ_{py}	E_p
36	26000	380	205000	1600	205000

5. 骨組の復元力特性モデルの提案

5.1 骨組モデルの概要

3節で示した平均減衰の推定式は、スケルトンカーブの特異点、モデルⅠの除荷曲線の勾配を規定するパラメータ r 、モデルⅠとモデルⅡの寄与の割合であるパラメータ α を用いることで、平均減衰を精度よく算出することが可能な式である。そこで、提案を行う骨組の復元力特性モデルについても、部材モデルと同様にトリリニア型のスケルトンカーブ、紡錘型の履歴モデルとS字型の履歴モデルの和で表される履歴ループで構成することにより、骨組の平均減衰を算定することが可能となる。以下に詳細を述べる。

スケルトンカーブのモデル化 スケルトンカーブは、**図-5**に示すようにトリリニア型とし、初期剛性(K_e)は1方向漸増載荷解析の結果を用い、降伏点は機構時荷重の90%に達したときの荷重と変形で評価する。第一折れ曲がり点は1方向漸増載荷解析結果から求まる降伏点に達するまでの変形エネルギーに等しくなる位置に設定した。これより、第一折れ曲がり点でのせん断力(Q_{cr})は**式(16)**により求まる。

$$Q_{cr} = (2 \cdot A_y - Q_y \cdot D_y) / (D_y - Q_y / K_e) \quad (16)$$

ここに、 A_y : 降伏点に達するまでの変形エネルギー

K_e : 初期剛性 Q_y : 降伏荷重 D_y : 降伏変形

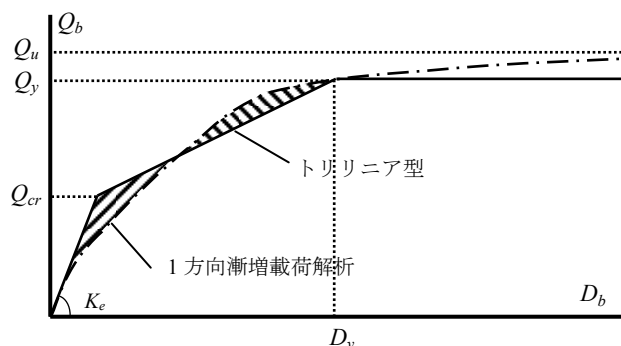


図-5 スケルトンカーブ

r , α の評価方法 モデルⅠの除荷曲線の勾配のパラメータ r と骨組のモデルⅠとモデルⅡの寄与の割合であるパラメータ α の評価方法を以下に示す。 r は**式(17)**に示すように機構時にヒンジが形成された部材の除荷勾配のパラメータ($\mu_{ri} \cdot \alpha_{yi}$)を降伏モーメント(M_{yi})により重み付け平均し、降伏ヒンジが発生する層に関する補正をすることによって求める。 α は η_g と q_r を要因とし、骨組の塑性率(μ)を用いることで**式(18)**より算出する。 η_g と q_r は**式(19)**、**式(20)**に示すように、それぞれ機構時においてヒンジが形成された部材のプレストレスレベル(η_{gi})、引張鉄筋の鋼材係数(q_{ri})を、その降伏モーメント(M_{yi})により重み付け平均することにより求める。

$$r = \frac{\sum \mu_{ri} \cdot \alpha_{yi} \cdot M_{yi}}{\sum M_{yi}} \cdot \left(1 + v \cdot \frac{h_B}{H}\right) \quad (17)$$

$$\alpha = \left(\mu \cdot q_r + \eta_g^2 \right) / \left(\mu \cdot q_r + \eta_g \right) \quad (18)$$

$$\eta_g = \sum \eta_{gi} \cdot M_{yi} / \sum M_{yi} \quad (19)$$

$$q_r = \frac{1}{2} \cdot \sum q_{ri} \cdot M_{yi} / \sum M_{yi} \quad (20)$$

ここに、 i : ヒンジが発生した部材番号 H : 建物高さ

v : 柱降伏ヒンジ率 h_B : 最も低いヒンジの高さ

以上のように、トリリニア型スケルトンカーブ、 r と α を規定することで、**式(10)**を用いて骨組の平均減衰を推定することが可能となる。

5.2 骨組モデルの検討

荷重-変形関係、等価粘性減衰定数および残留変形率について、フレーム解析から求まる結果と提案の骨組モデルより求まる結果の比較検討を行う。

履歴性状 **表-6**は、 $\lambda_p=1$ (梁を純PC)の骨組のベースシアー代表変形に関する塑性率関係について、柱降伏ヒンジ率をパラメータとし、フレーム解析結果と骨組モデルによる結果を比較したものである。**表-6**より、以下のことが指摘できる。

表-6 履歴性状の比較 ($\lambda_p=1$)

	$v=1$ (柱降伏型)	$v=1/3$ (柱梁混合型)	$v=0$ (梁降伏型)
フレーム解析			
骨組モデル			

1) $\nu=1$ (柱降伏型) の骨組の履歴性状はエネルギー消費能力に富んだ紡錘型の履歴を示しており、骨組モデルによって精度よく推定できている。

2) $\nu=0$ (梁降伏型) の骨組の履歴性状は原点復帰傾向の強い S 字型の履歴を示している。このような PC 骨組特有の履歴性状についても骨組モデルは精度よく再現できていることがわかる。

等価粘性減衰定数と残留変形率 等価粘性減衰定数 h_{eq} と残留変形率 R_r/R_p は以下のように定義されるものである。

$$h_{eq} = \frac{\text{定常ループの面積}}{2\pi \times \text{ピーク時の変形} \times \text{ピーク時の荷重}} \quad (21)$$

$$R_r/R_p = \frac{\text{残留変形}}{\text{ピーク時の変形}} \quad (22)$$

図-6、図-7 はそれぞれ等価粘性減衰定数と残留変形率についてフレーム解析による結果と提案の骨組モデルより算出した結果を比較したものである。この図より以下のことが指摘できる。等価粘性減衰定数の相関係数は 0.981、残留変形率の相関係数は 0.955 となっており、両者とも高い相関性を示している。この結果から骨組モデルによる結果は、フレーム解析結果を比較的精度よく再現できていることが分かる。

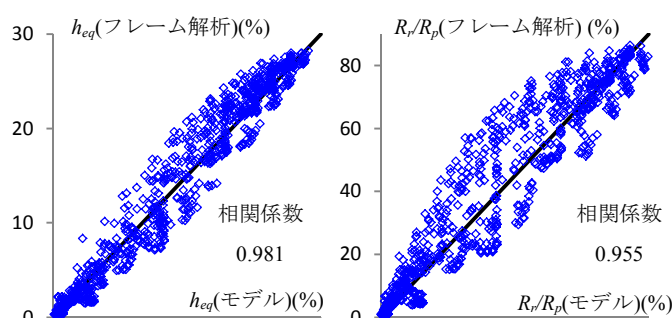


図-6 等価粘性減衰定数の相関 図-7 残留変形率の相関

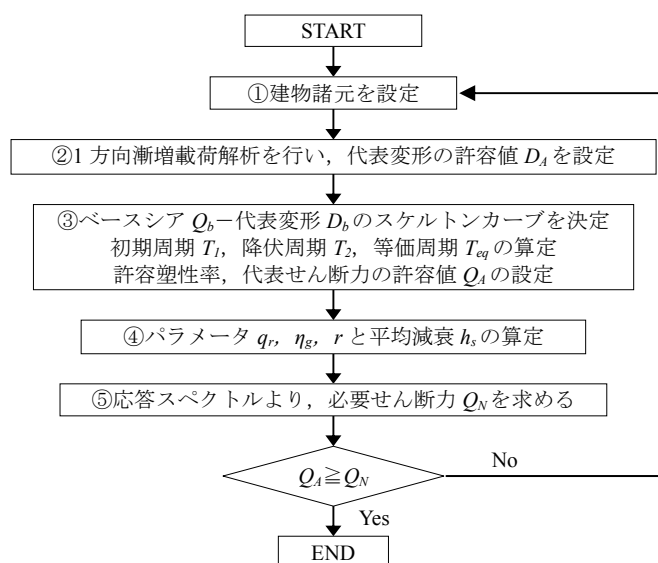


図-8 設計フロー

6. 設計例

6.1 設計フロー

耐震性の検査は、式(17)、式(18)、平均減衰の推定式(式(10))、及び加速度応答スペクトルを用い、図-8に示すフローチャートによって行う。

6.2 耐震計算法

①建物諸元 検討に用いた骨組はプレストレストコンクリート造建築物の性能評価型設計施工指針(案)・同解説に掲載されている7階建て場所打ちPC骨組の設計例から、PC部分の2スパンを取り上げたものである。この骨組はスパン15m×6m、階高4m、単位床重量12kN/m²、有効緊張力はPC鋼材の降伏強度×0.6とした。また、PC鋼材は上下対称配置されているものとして取り扱った。スラブの影響を考慮し、梁の断面二次モーメントを2倍とした。表-7に材料諸元、図-9に部材断面概要を示す。

②1 方向漸増載荷解析 骨組の許容層間変形角は $R_A=1/70$ に設定する。骨組に1方向漸増載荷解析を行い、代表変形の許容値 D_A を算定した。弾塑性解析結果として、図-10に各層の層せん断力-層間変形角関係を、図-11にベースシア-代表変形関係のグラフを示す。図中●の点は第3層が許容層間変形角の $R_A=1/70$ となった点を示しており、この時点での代表変形を許容変形とすると $D_A=21.8\text{cm}$ となる。

③スケルトンカーブの設定 5節に示した方法を用いて図-12に示すトリリニア型スケルトンカーブにモデル化をする。これより、初期周期 $T_1=0.76$ 、降伏周期 $T_2=1.25$ 、許容変形時の等価周期 $T_{eq}=1.56$ が求まる。

表-7 材料諸元 (N/mm²)

	コンクリート	鉄筋	PC鋼材
材料強度	$F_c = 30$	$\sigma_{fy} = 380$	$\sigma_{py} = 1600$
ヤング係数	26800	205000	200000

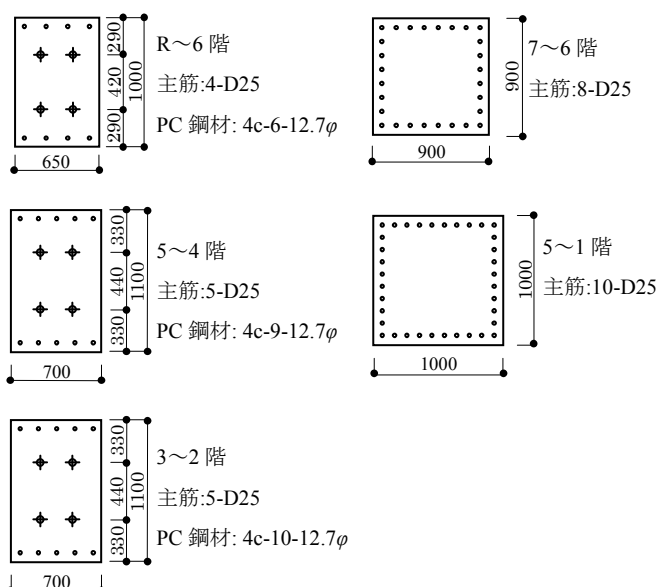


図-9 部材断面概要

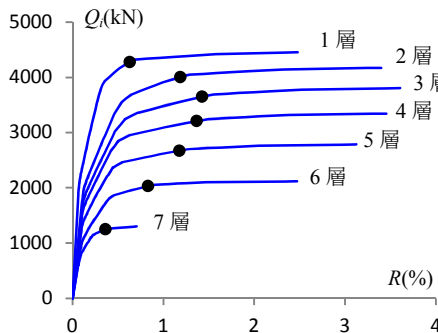


図-10 層せん断力-層間変形角関係

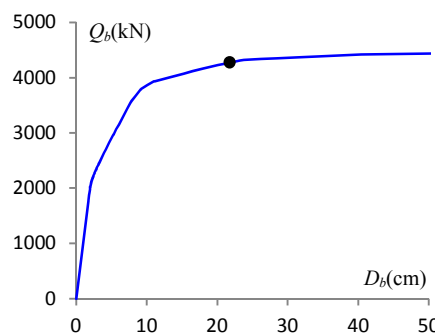


図-11 ベースシア-代表変形関係

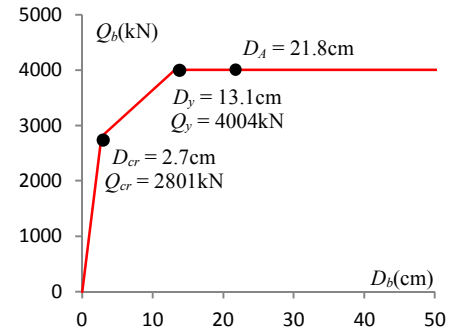


図-12 スケルトンカーブ

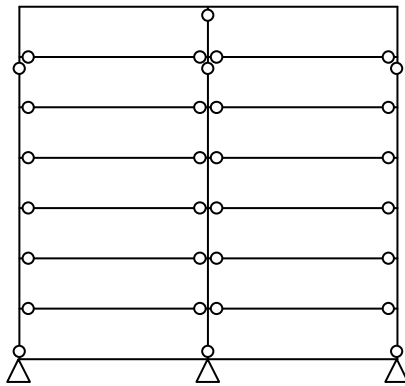


図-13 降伏ヒンジ発生状況

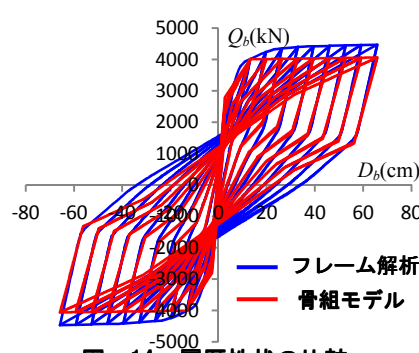


図-14 履歴性状の比較

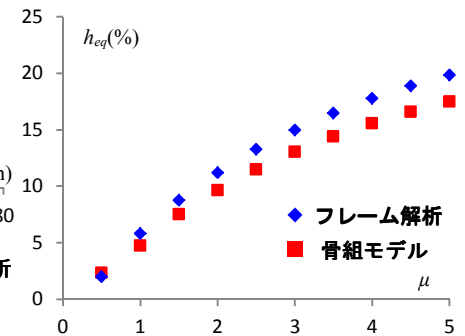


図-15 等価粘性減衰定数の比較

④パラメータ、平均減衰の算定 図-13 に示す機構時の降伏ヒンジ発生部材より、骨組のプレストレスレベル $\eta_g = 0.107$ 、普通鉄筋の鋼材係数 $q_r = 0.032$ 、パラメータ $r = 0.364$ が求まる。

これらの解析結果より、式(10)の推定式を用いて平均減衰を算出する。

$$\alpha = (1.66 \times 0.032 + 0.107^2) / (1.66 \times 0.032 + 0.107) = 0.40$$

$$\beta = 1.4 / (0.364 \times 1.25 / 0.76) = 2.32$$

$$h_s = \frac{0.38 \times 0.40 \cdot (1.66 - 0.21)}{(1.66 - 0.21) + 2.32} + 0.05 = 0.109$$

減衰補正係数(F_h)は次式により算定した。

$$F_h = 1.5 / (1 + 10h_s) = 0.718$$

⑤必要せん断力 検討には建築基準法施行令 82 条 6 に準拠した工学的基盤における減衰が 5%の加速度応答スペクトルを用いた。本検討における対象地盤は第 1 種地盤とし、地盤増幅係数(G_s)を略算法により算出した。この加速度応答スペクトルより応答加速度(S_A)を以下のように算出した。

$$S_A(T_{eq}, h_s) = 512 \times G_s \times F_h / T_{eq} \\ = 512 \times 1.35 \times 0.718 / 1.56 = 318.7 \text{ gal}$$

必要せん断力(Q_N)は以下のように求まる。

$$Q_N = m \times S_A = 1203 \times 318.7 / 100 = 3834 \text{ kN}$$

$$Q_N < Q_A = 4004 \text{ kN} \quad \text{----- OK}$$

ここに、 m : 有効質量 $= (\sum m_i \cdot \delta_i^2) / \sum m_i \cdot \delta_i^2 = 1203 \text{ ton}$

図-14、図-15 はそれぞれ検討に用いた骨組のベースシア Q_b -代表変形 D_b 関係、等価粘性減衰定数 h_{eq} -塑性率 μ 関係について、フレーム解析の結果と提案の骨組モデルによる計算結果を比較検討したものである。この図より提案モデルは実建物にも適用が可能で、比較的適合性が高いといえる。

7. まとめ

部材の復元力特性モデルの概要を示し、このモデルを用いた応答解析結果をもとに平均減衰の推定式を提案した。6 層のキ型フレームに対する正負交番解析を行い、提案の骨組モデルによる結果との比較を 132 ケースについて行った。その結果、このモデルは履歴性状、等価粘性減衰定数、残留変形率について、比較的精度よくフレーム解析結果を再現可能なことを示した。設計例を通して、提案の骨組モデルが実建物に対して適用可能であることを示した。

参考文献

- 1) 浜原正行, 尹元奎ほか: プレキャストプレストレストコンクリート柱の復元力特性に関する実験的研究, 日本建築学会論文報告集, 2, No.480, pp.151-160, 1996
- 2) 建設省建築研究所ほか: 共同研究 PC 構造設計・施工指針の作成 最終年度研究報告書, pp.II-2-72-81, 平成 11 年 3 月
- 3) 日本建築学会 PC 部材力学挙動予測小委員会: プレストレスト(鉄筋)コンクリート構造部材の設計法-現状と将来, p.159
- 4) 大川峻, 浜原正行ほか: プレストレストコンクリート構造の復元力特性, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.731-732, 2014
- 5) 岡田満, 浜原正行ほか: プレストレストコンクリート曲げ部材の復元力特性に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, No.410, pp.63-70, 1990, 4
- 6) 柴田明徳: 最新耐震構造解析 第 2 版 2007
- 7) プレストレストコンクリート造建築物の性能評価型設計施工指針(案)・同解説 2015