コンクリート充填鋼管多層骨組の激震動応答と 崩壊挙動解析に関する研究

SEISMIC RESPONSE AND COLLAPSE ANALYSIS OF CONCRETE FILLED STEEL TUBE FRAME

最相元雄*

Motoo SAISHO

Collapse analysis method of concrete filled steel tube frame (CFT frame) under extraordinary strong ground motion is obtained by the use of the non-dimensional restoring force model of CFT column which is composed of the Tri-linear model and the Clough model. Multi-story CFT frames are designed and the collapse behaviors of them are calculated by the presented analysis method. From the results it is ascertained that the proposed collapse analysis method is useful to calculate multi-story CFT frames. It is also shown that the local buckling and the crack of steel tube of CFT column are closely related to the collapse of CFT frame and they are the basic factors of CFT frame design against strong ground motion.

Keywords: collapse analysis, seismic response analysis, numerical analysis, concrete filled steel tube, restoring force model, multi-story frame

崩壊解析、地震応答解析、数値解析、コンクリート充填鋼管、復元力モデル、多層骨組

1 序

近年続発した極めて強い地震では数多くの建物崩壊を見た。この激震動による建物崩壊を防ぐためには建物崩壊挙動を明らかにすることがまず必要であるが、最近では建物崩壊に関する研究が進められ、文献 1) にはこれまでの研究成果がまとめられている。本論でも地震動による建物崩壊挙動を対象とするが、これまで検討されなかったコンクリート充填円形鋼管骨組 (CFT 骨組) の崩壊挙動を対象とするものである。即ち、既に報告した CFT 柱の復元力モデル^{5)・6)}を用いて地震応答による骨組崩壊の解析法を導き、これによって数値解析した結果から CFT 多層骨組の崩壊挙動とともに骨組崩壊を支配する CFT 柱の損傷について述べる。

CFT 柱は地震力のような動的荷重に対して高い終局耐力と塑性変形能力を発揮し優れた耐震構造要素としての条件を備えていることを既に報告したが^{2)・4)}、その復元力特性は、コンクリートと鋼管の材料特性に支配される他に、CFT 柱固有の鋼管と充填コンクリート間の相互作用、鋼管の局部座屈と鋼管亀裂の発生、さらには動的荷重による載荷速度効果等の影響を受けて複雑となり、単純な復元力モデルで表現することは難しい^{5)・6)}。また、その終局状態では鋼管亀裂が発生し脆性的な破壊が生じる場合がある。

このため、ここに示す数値解析法はこれら CFT 骨組固有の復元力特性と脆性的な破壊挙動となる CFT 柱の終局状態を解析し、CFT 多層骨組の地震応答による損傷及び骨組崩壊挙動を求めるものである。

2. CFT 多層骨組の数値解析法

2.1 骨組解析モデル

CFT 柱と H 形鋼梁の CFT 多層平面骨組を剛体の柱梁接合部パネルと両端に弾塑性ヒンジを持つ柱及び梁部材で構成される骨組解析モデル (図 1) で表す。CFT 柱及び H 形鋼梁部材の実験結果によると多くの場合部材端部近くに歪と変形が集中し局部座屈が発生するが、この部材端部と比較して部材中間部の歪と変形は小さい。この挙動を近似して弾塑性ヒンジ間では軸方向にのみ弾性変形し曲げ変形とせん断変形は生じないとし、部材の曲げ変形とせん断変形を両端の弾塑性ヒンジ回転角のみで表すこととする。

骨組の変形は各柱梁接合部パネル中心の水平変位 (u_i ; i : 柱梁接合部パネル番号)、鉛直変位 (w_i) 及び回転変形角 (θ_i) で表わす。骨組の質量は剛体の柱梁接合部パネルに集中させ、且つ、その剛体内に一樣に分布させる。

* 熊本大学 教授・工博

Prof., Kumamoto Univ., Dr. Eng.

2.2 弾塑性ヒンジの復元力特性

CFT 柱の両端に設けた弾塑性ヒンジの復元力特性 (M - ϕ 関係) を、図 2 で説明するように鉛直荷重 (V) と水平荷重 (H) を載荷する円形鋼管の CFT 柱実験の柱脚曲げモーメント (M) と部材変形角 (δ_h/l_c) の関係で近似し、これを無次元復元力モデル⁵⁾⁻⁶⁾ で表す。この復元力モデルは曲げモーメント (M) と回転変形角 (ϕ) を無次元量で表した $M/M_u - \phi/\phi_u$ (M_u : 終局曲げ耐力, ϕ_u : M_u/K_0 の初期値, K_0 : 初期弾性剛性) 関係が Tri-linear モデルと修正 Clough モデル⁹⁾ (ここでは Clough モデルと呼ぶ) を組み合わせたモデルで近似できるとするもので、各々の骨格曲線を図 3- 図 4 の太線で示すように復元力特性値の初期弾性剛性 (K_0)⁵⁾、降伏曲げ耐力 (M_y)、終局曲げ耐力 (M_u) で表す。地震応答中には柱軸力が変動するが、この M_y , M_u は各履歴点で異なる柱軸力に対する値で、文献 3), 5) に示す次の値とする。

降伏曲げ耐力 M_y は M_{ys} とコンクリート鋼管強度比 (ρ) で表す。

$$M_y = M_{ys} / (0.19\rho + 0.80) \quad (1)$$

但し、 $\rho = \sigma_c A_c / \sigma_u A_s$ (σ_c : コンクリート圧縮強度、 σ_u : 鋼管の引張強さ、 A_s : 鋼管断面積、 A_c : 充填コンクリート断面積) である。 M_{ys} はコンクリート断面縁応力度がコンクリート圧縮強度 (σ_c) となる三角形応力度分布、又、鋼管断面縁応力度が鋼管降伏応力度 (σ_y) となる三角形応力度分布を各々コンクリート断面と鋼管断面の応力度分布と仮定した場合の一般化累加強度である。

終局曲げ耐力 M_u はコンクリート拘束効果を考慮した CFT 柱断面の全塑性応力状態、即ち、断面応力度分布を矩形分布とし、コンクリート応力度を拘束コンクリート圧縮強度 $\sigma_{ce} (= (0.76/\rho + 0.76)\sigma_c)$ 、鋼管圧縮応力度を $\sigma_u/\sqrt{3}$ 、鋼管引張応力度を $2\sigma_u/\sqrt{3}$ と表した場合の一般化累加強度で次式の値である³⁾。

$$M_u = c_u M_{uc} + s M_{us} \quad (2)$$

$$N = c_u N_c + s N_s$$

ここで、 $c_u M_{uc}$, $s M_{us}$ は全塑性応力状態における各々コンクリートと鋼管の終局曲げ耐力であり、 $c_u N_c$, $s N_s$ は同じ応力状態でのコンクリートと鋼管の軸力を各々表す。又、 N は CFT 柱軸力である。

Tri-linear モデルと Clough モデルの組み合わせ方については、CFT 柱の鋼管局部座屈発生前の復元力を Tri-linear モデルで表し局部座屈発生後の値を Clough モデルで表すこととし、鋼管亀裂発生後

図 1 CFT 骨組の解析モデル

図 2 弾塑性ヒンジの M - ϕ 関係と CFT 柱実験値 (H , V , δ_h)

図 3 Tri-linear モデルの骨格曲線 ($K_1/K_0=0.2$, $K_2/K_0=0.001$)

図 4 Clough モデルの骨格曲線 ($K_2/K_0=0.001$)

には CFT 柱の剛性と復元力は完全に失われるとする。

鋼管の局部座屈と亀裂発生は文献 4)-5) に示した条件式で決定する。但し、文献 4)-5) では一定軸力柱に適用する場合の条件式として表したが、同じ条件式をここでは変動軸力柱に適用する場合の条件式として表し、これを以下に示す。

鋼管局部座屈については、鋼管の歪振幅が限界値 ϵ_{lb} ($=14 \sigma_u/E$, σ_u : 鋼管の引張強さ、 E : 鋼管のヤング係数) に達すると局部座屈するという実験結果から得られた局部座屈発生条件より条件式を求める⁵⁾。これを CFT 柱の塑性変形率 μ ($=\phi_p/\phi_u$, ϕ_p : 塑性変形) で表し、局部座屈発生時の塑性変形率を μ_{LB} とすると、

$$\mu_{LB} = \frac{1}{1 - \cos \theta_n} \frac{s \cdot \epsilon_{lb}}{\beta} + \frac{1 + \cos \theta_n}{1 - \cos \theta_n} \frac{\beta_T}{\beta} \mu_T \quad (3)$$

上式中、 $M > 0$ (M : 柱脚曲げモーメント) で局部座屈する場合は $s=1$ 、 $M < 0$ で局部座屈する場合は $s=-1$ である。又、 θ_n 値は CFT 柱脚断面の中立軸位置を表し、 μ_T , θ_n , β_T は局部座屈発生以前に鋼管表面の軸方向引張塑性歪が最大となったときの各々 μ , θ_n , β 値である。但し、 β 値は次式の値で、式中の D は鋼管外径である。

$$\beta = \frac{3}{(1 - M_y/M_u)(2 + M_y/M_u)} \frac{D \phi_u}{l_c} \quad (4)$$

CFT 柱の鋼管亀裂発生については、鋼管亀裂発生までの CFT 柱の累積塑性変形率 μ_{cr} ($=\Sigma \Delta \mu_T + \Sigma \Delta \mu_{TC}$) を表す次式により決定する⁴⁾。

$$\sum (1 + \cos \theta_n) \beta \Delta \mu_T + \sum \frac{\pi t}{2 l_{lb} \sqrt{\epsilon_{av}}} (1 - \cos \theta_n) \beta \cdot \Delta \mu_{TC} = \alpha \epsilon_f \quad (5)$$

$$\text{但し、} \epsilon_{av} = \sum (1 - \cos \theta_n) \beta \cdot \Delta \mu_{TC}$$

上式中、 l_{lb} : 鋼管の弾性局部座屈長さ、 t : 鋼管厚、 Σ は鋼管亀裂が発生するまでの増分和を表す。 $\Delta \mu_T$ は鋼管亀裂が発生する位置の鋼管応力が引張応力状態となる場合の柱の塑性変形率増分 ($\Delta \mu$) であ

図5 局部座屈発生までの荷重変形関係 (LB: 鋼管局部座屈発生点)

図6 鋼管亀裂発生までの荷重変形関係 (CR: 鋼管亀裂発生点)

る。同様に、 $\Delta\mu_{TC}$ は鋼管亀裂が発生する位置が圧縮応力状態となる場合の柱の塑性変形率増分($\Delta\mu$)である。(5)式は引張塑性歪の累積値が $\alpha\epsilon_f$ ($\alpha=-0.3p+5.0$):定数, ϵ_f :破断伸び)に達すると亀裂が発生するという条件から求めたもので、左辺第1項は亀裂発生位置が引張応力状態での軸方向引張塑性歪の累積値、左辺第2項は同位置が圧縮応力状態で局部座屈変形することにより鋼管表面に発生する軸方向引張塑性歪の累積値を表す。

図5-図6にはこの復元力モデルの値を実験値と比較した結果を再掲して示す⁵⁾⁶⁾。図の太線は実験結果で細線は復元力モデルの値である。単純な復元力モデルであるが、復元力の履歴形状とともに各復元力特性値も概略近似されている。

一方、H形鋼梁両端の弾塑性ヒンジの復元力特性はH形鋼の初期弾性剛性(K_0)と全塑性モーメント(M_p)で定義されるBi-linearモデルで表す。

2.3 部材の剛性行列

図7に示すCFT柱両端の弾塑性ヒンジにおける曲げモーメント(M_1, M_2)と部材軸力(N)の増分($\Delta M_1, \Delta M_2, \Delta N$)を回転変形増分($\Delta\phi_1$,

図7 弾塑性ヒンジの曲げモーメント(M_1, M_2)と軸力(N)

図8 CFT柱と柱梁接合部パネル

$\Delta\phi_2$)と軸方向変形増分($\Delta\delta$)で表す。

$$\{\Delta s\} = [k_0] \{\Delta e\} \quad (6)$$

ここで $\{\Delta s\} = [\Delta M_1 \Delta M_2 \Delta N]^T$, $\{\Delta e\} = [\Delta\phi_1 \Delta\phi_2 \Delta\delta]^T$

$$[k_0] = \begin{bmatrix} k_1 & 0 & 0 \\ 0 & k_2 & 0 \\ 0 & 0 & k_3 \end{bmatrix} \quad (7)$$

$[k_0]$ の各要素 k_1, k_2 は弾塑性ヒンジの無次元復元力モデルから決定される回転剛性($k_n = \Delta M_n / \Delta\phi_n$, $n=1,2$)であり、 k_3 はCFT柱軸方向弾性剛性である。 k_3 の値は部材が引張軸力状態と圧縮軸力状態の場合で異なり、引張軸力状態ではコンクリート引張強度を無視し鋼管のみの軸方向弾性剛性で k_3 を表し、圧縮軸力状態では充填コンクリートと鋼管の軸方向弾性剛性の和で k_3 を表す。

次に、CFT柱両端の弾塑性ヒンジにおける回転変形増分($\Delta\phi_1, \Delta\phi_2$)と軸方向変形増分($\Delta\delta$)を図8に示す柱梁接合部パネル中心位置の回転変形増分($\Delta\theta_1, \Delta\theta_2$)、水平変位増分($\Delta u_1, \Delta u_2$)、鉛直変位増分($\Delta w_1, \Delta w_2$)で表すと、

$$\{\Delta e\} = [T] \{\Delta d\} \quad (8)$$

ここで、 $\{\Delta d\} = [\Delta\theta_1 \Delta\theta_2 \Delta u_1 \Delta u_2 \Delta w_1 \Delta w_2]^T$ 、 $[T]$ は柱梁接合部パネル背(d_1, d_2)、部材長(L_1)、初期変形($\delta, \phi_1, \phi_2, \theta_1, \theta_2$)で表される変換行列である。

部材両端の柱梁接合部パネル中心位置に($M_i, M_j, H_i, H_j, N_i, N_j$)が作用する柱部材(図8)の仮想速度式をたてると、

$$\{f\}^T \{\Delta d\} = \{s\}^T \{\Delta e\} \quad (9)$$

但し、 $\{f\} = [M_i M_j H_i H_j N_i N_j]^T$ である。(8)式を(9)式へ代入し、これが恒等的に成立するための条件より部材力 $\{f\}$ が得られる。

$$\{f\} = [T]^T \{s\} \quad (10)$$

これより部材力増分 $\{\Delta f\}$ は

$$\{\Delta f\} = [\Delta T]^T \{s\} + [T]^T \{\Delta s\} \quad (11)$$

右辺の第二項は(6)式と(8)式を代入することで

$$[T]^T \{\Delta s\} = [T]^T [k_0] [T] \{\Delta d\} \quad (12)$$

(11)式の右辺の第一項については、初期変形($\delta, \phi_1, \phi_2, \theta_1, \theta_2$)で表された $[T]$ の各要素の増分を求め、これを代入することにより次式となる。

$$[\Delta T]^T \{s\} = [p] \{\Delta d\} \quad (13)$$

$[p]$ の各要素は初期応力(M_1, M_2, N)と初期変形($\delta, \phi_1, \phi_2, \theta_1, \theta_2$)で表され、部材のP- Δ 効果を表す。

(12)式と(13)式を(11)式へ代入すると次の部材力増分式となる。

$$\{\Delta f\} = [k] \{\Delta d\} \quad \text{但し} \quad [k] = [p] + [T]^T [k_0] [T] \quad (14)$$

ここで $[k]$ は柱梁接合部パネル中心位置での変形増分と部材力増分の関係を表すCFT柱の剛性行列である。

なお、変形の大きい挙動となるCFT骨組崩壊を解析対象とするため、 $[T]$ 及び $[p]$ の各要素は微小項を無視することなく厳密な値で表すこととする。

(14)式はCFT柱について導いた部材力増分式であるが、水平成分と鉛直成分を入れ替えた同様の過程により、柱梁接合部パネル中心

位置の変形増分で表した梁の部材力増分式が求められる。

2.4 CFT 多層骨組の剛性行列

各柱梁接合部パネル中心位置の回転成分、水平方向成分及び鉛直方向成分の力の釣合条件と変形の連続条件より、図 1 の解析モデルで示した CFT 多層骨組の剛性行列 $[K]$ が求められ、骨組の各柱梁接合部パネル中心位置に作用する荷重増分 $\{\Delta F\}$ とその点の回転変形増分及び変位増分 $\{\Delta D\}$ の関係式が (15) 式となる。

$$\{\Delta F\}=[K]\{\Delta D\} \quad (15)$$

但し、 $\{\Delta F\}=[\dots \Delta \bar{M}_i \dots \Delta \bar{H}_i \dots \Delta \bar{N}_i \dots]^T$

$$\{\Delta D\}=[\dots \Delta \theta_i \dots \Delta u_i \dots \Delta w_i \dots]^T$$

上式中、 $\bar{M}_i, \bar{H}_i, \bar{N}_i$ は i 節点の柱梁接合部パネル中心位置に作用する回転成分、水平方向成分及び鉛直方向成分の節点荷重である。

この $[K]$ を用いると CFT 多層骨組の増分型振動方程式は (16) 式となる。

$$[M]\{\Delta \ddot{D}\}+[C]\{\Delta \dot{D}\}+[K]\{\Delta D\}=-[M]\{\Delta \ddot{D}_g\} \quad (16)$$

但し、 $[M]$: 質量行列、 $[C]$: 減衰行列、 $\{D_g\}$: 地震動ベクトル、ドットは時間に関する微分を表す。

3. CFT 多層骨組の設計

骨組崩壊解析に用いる CFT 骨組を設計する。骨組は CFT 柱と H 形鋼梁で構成される 15 層 3 スパン (FL15-3, FS15-3) と 7 層 3 スパン (FL7-3, FS7-3) の多層平面骨組で、いずれの骨組も階高 4m、外スパン長 8m、内スパン長 6m とし、各層の重量 (w) は等しく $w=200\text{tf}$ とする。又、各々の骨組は普通強度コンクリート充填鋼管柱の骨組 (FL15-3, FL7-3) と超高強度コンクリート充填鋼管柱の骨組 (FS15-3, FS7-3) の 2 種類とする。文献 7)-8) の設計方法を参考に次の条件を与えてこれらの CFT 骨組を設計する。

i) 各層の柱せん断耐力分布は A_i 値 (建築基準法施行令に基づく建設省告示) で規定される地震層せん断力分布と一致する。

ii) 最上層を除き全ての柱梁接合部における柱梁終局曲げ耐力比 (COF) を等しく $\text{COF}=1.5$ とする。

iii) 層せん断力分布が A_i 値で表す分布と一致する水平荷重を作用させた場合の骨組の終局水平耐力をベースシア係数で 0.25 とする。この終局水平耐力は、骨組の最上層を除く全ての梁両端と第一層柱脚と最上層柱頭に塑性ヒンジが形成される崩壊機構を仮定した極限解析によって求める。

iv) CFT 柱の復元力特性がコンクリート鋼管強度比 $\rho (= \sigma_c A_c / \sigma_u A_s)$ に支配されることを考慮し³⁾⁻⁴⁾、各骨組では全ての CFT 柱の ρ 値を等しく FL15-3, FL7-3 では $\rho=1$ 、FS15-3, FS7-3 では $\rho=4$ とする。

v) H 形鋼梁には $r_x^2/A=4.0$ (r_x : 強軸回りの断面 2 次半径、 A : 断面積) の関係が成立する⁷⁾。

なお、CFT 柱の鋼管及び H 形鋼梁の材料特性値は $\sigma_u=4.50\text{tf/cm}^2$ 、 $\sigma_y=3.50\text{tf/cm}^2$ (σ_u : 鋼管引張強さ、 σ_y : 鋼管及び H 形鋼梁の降伏応力度) とし、コンクリート圧縮強度 (σ_c) は普通強度コンクリートで $\sigma_c=300\text{kgf/cm}^2$ (FL15-3, FL7-3)、超高強度コンクリートで $\sigma_c=1200\text{kgf/cm}^2$ (FS15-3, FS7-3) とする。鋼管断面は自由に選べるとして設計した結果を表 1- 表 4 に示す。これらの骨組を 2.1 節で説明した骨組解析モデル (図 1) で表し第 1 次固有周期求めると、1.98 秒

(FL15-3), 1.56 秒 (FL7-3), 1.96 秒 (FS15-3), 1.56 秒 (FS7-3) となる。

4. 単調水平荷重を受ける骨組挙動

比例水平荷重を単調に静載荷した場合の CFT 骨組 (FL15-3, FL7-3, FS15-3, FS7-3) の弾塑性挙動を (15) 式を用いて解析し、各 CFT 多層骨組の基本的な復元力特性と変形性状を示す。

骨組の荷重は柱梁接合部パネル中心位置にのみ作用するとし、自

表 1 FL15-3 Frame ($\sigma_c=300\text{kgf/cm}^2$)

Story	Steel tube of CFT column		H-section beam				Axial force ratio	
	Outside column (D x t)	Inside column (D x t)	Outside beam		Inside beam		Outside (N/N _u)	Inside (N/N _u)
			I _x	Z _p	I _x	Z _p		
1	723x11.5	873x13.9	5.10	1.35	3.48	1.01	0.24	0.28
2	719x11.4	867x13.8	4.96	1.32	3.38	0.99	0.22	0.27
3	714x11.3	860x13.7	4.79	1.29	3.27	0.97	0.21	0.25
4	707x11.2	852x13.5	4.59	1.25	3.13	0.94	0.20	0.24
5	699x11.1	842x13.4	4.35	1.20	2.97	0.90	0.19	0.22
6	689x10.9	829x13.2	4.08	1.14	2.78	0.86	0.17	0.21
7	678x10.8	815x12.9	3.77	1.08	2.57	0.81	0.16	0.20
8	664x10.5	799x12.7	3.44	1.00	2.34	0.75	0.15	0.18
9	648x10.3	779x12.4	3.07	0.92	2.09	0.69	0.14	0.17
10	629x10.0	756x12.0	2.68	0.83	1.82	0.62	0.12	0.15
11	607x 9.6	729x11.6	2.26	0.73	1.54	0.55	0.11	0.14
12	579x 9.2	696x11.1	1.81	0.62	1.23	0.47	0.10	0.12
13	545x 8.7	655x10.4	1.34	0.49	0.91	0.37	0.08	0.10
14	499x 7.9	600x 9.5	0.84	0.35	0.57	0.26	0.07	0.08
15	430x 6.8	518x 8.2	0.84	0.35	0.57	0.26	0.04	0.05

表 2 FL7-3 Frame ($\sigma_c=300\text{kgf/cm}^2$)

Story	Steel tube of CFT column		H-section beam				Axial force ratio	
	Outside column (D x t)	Inside column (D x t)	Outside beam		Inside beam		Outside (N/N _u)	Inside (N/N _u)
			I _x	Z _p	I _x	Z _p		
1	560x 8.9	674x10.7	1.77	0.61	1.20	0.46	0.18	0.22
2	549x 8.7	660x10.5	1.59	0.56	1.08	0.42	0.16	0.20
3	533x 8.5	641x10.2	1.38	0.50	0.94	0.38	0.15	0.18
4	511x 8.1	615x 9.8	1.12	0.43	0.76	0.32	0.13	0.15
5	482x 7.7	580x 9.2	0.83	0.35	0.57	0.26	0.11	0.13
6	442x 7.0	531x 8.4	0.51	0.24	0.35	0.18	0.08	0.10
7	377x 6.0	454x 7.2	0.51	0.24	0.35	0.18	0.06	0.07

表 3 FS15-3 Frame ($\sigma_c=1200\text{kgf/cm}^2$)

Story	Steel tube of CFT column		H-section beam				Axial force ratio	
	Outside column (D x t)	Inside column (D x t)	Outside beam		Inside beam		Outside (N/N _u)	Inside (N/N _u)
			I _x	Z _p	I _x	Z _p		
1	658x10.4	783x12.4	5.16	1.36	3.51	1.02	0.11	0.14
2	657x10.4	782x12.4	5.02	1.33	3.42	1.00	0.11	0.13
3	654x10.4	779x12.4	4.85	1.30	3.30	0.97	0.10	0.12
4	650x10.3	774x12.3	4.64	1.26	3.16	0.94	0.09	0.12
5	645x10.2	768x12.2	4.40	1.21	3.00	0.91	0.09	0.11
6	638x10.1	760x12.1	4.12	1.15	2.81	0.86	0.08	0.10
7	629x10.0	750x11.9	3.82	1.09	2.60	0.81	0.07	0.09
8	618x 9.8	737x11.7	3.48	1.01	2.37	0.76	0.07	0.08
9	605x 9.6	722x11.5	3.11	0.93	2.12	0.70	0.06	0.08
10	589x 9.4	703x11.2	2.71	0.84	1.84	0.63	0.06	0.07
11	569x 9.0	681x10.8	2.28	0.74	1.55	0.55	0.05	0.06
12	545x 8.7	652x10.4	1.83	0.63	1.25	0.47	0.04	0.05
13	515x 8.2	616x 9.8	1.35	0.50	0.92	0.37	0.04	0.05
14	473x 7.5	567x 9.0	0.85	0.35	0.58	0.26	0.03	0.04
15	410x 6.5	492x 7.8	0.85	0.35	0.58	0.26	0.02	0.02

表 4 FS7-3 Frame ($\sigma_c=1200\text{kgf/cm}^2$)

Story	Steel tube of CFT column		H-section beam				Axial force ratio	
	Outside column (D x t)	Inside column (D x t)	Outside beam		Inside beam		Outside (N/N _u)	Inside (N/N _u)
			I _x	Z _p	I _x	Z _p		
1	516x 8.2	615x 9.8	1.78	0.61	1.21	0.46	0.09	0.11
2	508x 8.1	606x 9.6	1.60	0.57	1.09	0.42	0.08	0.09
3	496x 7.9	591x 9.4	1.38	0.51	0.94	0.38	0.07	0.08
4	478x 7.6	571x 9.1	1.13	0.44	0.77	0.33	0.06	0.07
5	453x 7.2	541x 8.6	0.84	0.35	0.57	0.26	0.05	0.06
6	416x 6.6	499x 7.9	0.52	0.24	0.35	0.18	0.04	0.05
7	358x 5.7	429x 6.8	0.52	0.24	0.35	0.18	0.03	0.03

D: Diameter of steel tube (mm), t: Thickness of steel tube (mm),

I_x: Moment of inertia ($\times 10^5 \text{cm}^4$), Z_p: Plastic modulus of H-section beam ($\times 10^4 \text{cm}^3$)

重による一定鉛直荷重を与えた後に、層せん断力分布が A_i 値で表される分布と一致する水平荷重 (H_i , i : 柱梁接合部パネルの番号) を単調に静載荷する。

図9-図10は計算結果の荷重変形関係である。縦軸は水平荷重 Λ ($=\Sigma H_i/W$, Σ : 全柱梁接合部における水平荷重の和, W : 建物全重量) で、横軸は左側外柱の第 i 層水平変位 (u_i) と建物高さ (L_H) との比で

図9 骨組の水平荷重と水平変位の関係 ($\sigma_c=300\text{kgf/cm}^2$ の骨組の場合)

図10 骨組の水平荷重と水平変位の関係 ($\sigma_c=1200\text{kgf/cm}^2$ の骨組の場合)

図11 単調水平荷重を受ける骨組の柱軸力比と損傷率分布

た後に発生し、鋼管亀裂は15層骨組 (FL15-3, FS15-3) に現われ、復元力をほぼ失った後に第8層柱 (FL15-3) と第7層柱 (FS15-3) に発生している。又、変形増加にともなう骨組の変形形状が変化する挙動が現われたが、変形形状を極端に変えるまでには到らず、いずれの骨組も第1次固有振動形に近い変形形状を保ったままで復元力を失った。

図11は骨組復元力が設計耐力の90% ($\Lambda=0.225$) まで低下した骨組に発生したCFT柱軸力比 (N/N_u , $N_u=\sigma_c A_c+\sigma_u A_s$)、各柱梁弾塑性ヒンジの塑性変形率 (ϕ/ϕ_u)、鋼管の局部座屈損傷率 (D_{lb})、亀裂損傷率 (D_{cr}) を表したものである。各値を部材端部に材軸直交方向に示す太線の長さで表わす。図中の数値は太線の値を説明したもので、最下層柱脚と最上層柱頭の値である。 N/N_u 図の太線のうち太い方は圧縮軸力、細い方は引張軸力の最大値を示す。 D_{lb} と D_{cr} 値は (3) 式と (5) 式に示した各々鋼管の局部座屈発生条件と亀裂発生条件を基準にその損傷割合を表し、各値を (17) 式と (18) 式で与える。

$$D_{lb}=(\varepsilon_t-\varepsilon_c)/\varepsilon_{lb} \quad (17)$$

但し、 $\varepsilon_t-\varepsilon_c$: 発生した鋼管の引張歪と圧縮歪の差、 $\varepsilon_{lb}(=14\sigma_u/E)$: 鋼管局部座屈が発生する歪振幅である。

$$D_{cr}=(\Sigma\Delta\varepsilon_{TC}+\Sigma\Delta\varepsilon_T)/\alpha\varepsilon_f \quad (18)$$

但し、 $\Sigma\Delta\varepsilon_{TC}+\Sigma\Delta\varepsilon_T$: 鋼管の累積引張塑性歪、 $\Delta\varepsilon_{TC}$, $\Delta\varepsilon_T$: 各々 $\Delta\mu_{TC}$, $\Delta\mu_T$ による鋼管の引張塑性歪増分、 $\alpha\varepsilon_f$: 鋼管亀裂が発生する累積引張塑性歪、 $\varepsilon_f(=0.20)$: 鋼管の破断伸び、 $\alpha(=-0.3\rho+5.0)$: 定数である。

全ての骨組は梁降伏型骨組となることを条件に設計したため、主たる塑性変形は各層のH形鋼梁に生じている。しかし、柱変動軸力の影響とCFT柱の復元力は終局曲げ耐力 (M_u) よりも低い値の降伏曲げ耐力 (M_y) で剛性低下することが原因となって、H形鋼梁のみ

でなく同時に一部のCFT柱にも塑性変形が現われている。又、超高強度コンクリート充填鋼管柱のCFT骨組 (FS15-3, FS7-3) では骨組全体にはほぼ一様に損傷率 D_{lb} , D_{cr} が分布しているのに対し、初期軸力比と変動軸力比が高い普通強度コンクリート充填鋼管柱のCFT骨組 (FL15-3, FL7-3) では一部の層への損傷集中が現われ、超高強度コンクリート充填鋼管柱の骨組挙動と異なる。

5. 激震動応答による骨組崩壊

5.1 骨組崩壊解析法

増分型振動方程式 ((16) 式) を Newmark β 法 ($\beta=1/4$) で解いて、激震動応答によるCFT骨組の崩壊挙動を計算し、崩壊過程と崩壊を支配するCFT柱の損傷を示す。

計算するCFT骨組には次の条件を与える。

i) 各柱梁接合部パネルに集中させた骨組の質量を柱梁接合部パネル内に一様分布させて回転慣性を表す。

ii) 骨組の減衰には Rayleigh 型の粘性減衰を仮定し、第1次及び第2次の減衰定数を2.0%とする。この粘性減衰はCFT柱に鋼管亀裂が発生した後も不変とする。

また、崩壊挙動を解析するため次の条件を与えた。

図12 入力地震動 (ART, JMA-KOBE) の加速度応答スペクトル (S_a)

図13 CFT柱の局部座屈損傷率 (D_{lb}) と亀裂損傷率 (D_{cr}) の時刻歴

図14 激震動 (ART) を受ける骨組の崩壊挙動

i) CFT 柱に鋼管亀裂が発生すると柱の復元力と剛性は時間とともに直線的に低下し 0.1 秒間で完全に失われる。これは CFT 柱の動荷重実験²⁾で瞬間的に発生した鋼管亀裂とその場合の CFT 柱挙動を想定したものである。

ii) 柱梁接合部パネルが落下し、その下の柱梁接合部パネルと衝突する場合の衝突力は柱梁接合部パネルの圧縮荷重に対する静的復元力で近似し、この復元力特性は CFT 短柱圧縮試験値³⁾を基に Bi-linear モデルで表す。又、衝突後両柱梁接合部パネル間には水平方向に摩擦係数 0.1 で表される摩擦力が働くものとする。

なお、応答計算の増分時間は 10^{-4} 秒とし、計算精度を Energy balance 式で判断した。その誤差が全増分ステップで地震入力エネルギーの 10^{-3} 倍以下となることを条件とし、これを確認した。

入力地震動には CFT 骨組の崩壊を解析するのに必要な強さと継続時間を与えるため、即ち、骨組が塑性化し固有周期が変化した後も強い地震応答が継続する地震波を与えるため、その地震応答スペクトルを図 12 に示す模擬地震動 (ART) を作成しこれを使用した。この入力地震動は水平動成分のみで上下動成分はこれに含まれてない。

5.2 骨組崩壊の計算結果

激震動応答による CFT 骨組崩壊の計算結果によると、CFT 柱の鋼管局部座屈が発生するまでは亀裂損傷率 D_{cr} はいずれも低い値を示し鋼管亀裂は発生していない。この挙動を説明するため FL15-3 骨組で最初に鋼管亀裂が発生した第 1 層柱脚の損傷率時刻歴を図 13

に示す。図 13 は鋼管局部座屈損傷率と亀裂損傷率間の関連を表したもので、図中の矢印 (LB, CR) は鋼管の局部座屈と亀裂が発生した点である。図に示すように鋼管局部座屈が発生すると亀裂損傷率の増加が顕著となる。その後亀裂損傷率が単調に増加し亀裂発生に到る。骨組のいずれかの柱に最初の亀裂が現われるとその層の他の柱に連鎖的に亀裂が発生するとともに、局部座屈と亀裂発生範囲が他の層の柱にも広がっている。同時に急激な骨組の落下が始まり柱梁接合部パネルの衝突を繰り返しながら骨組は崩壊する。

図 14 は 5.0 秒間隔で表した CFT 骨組の応答変形で、骨組の崩壊過程を示したものである。又、骨組の変形前の状態を破線で示し、地震応答の経過時間を図中の数字で示す。この図の変形は単に柱梁接合部パネルの中心を結んだもので、柱梁接合部パネルの回転、弾塑性ヒンジの回転等は表されてない。図に示すように第 1 層の CFT 柱に亀裂が発生した後、骨組の応答変形形状が極めて複雑に変化しながら骨組崩壊が進行する挙動となっている。CFT 柱の鋼管局部座屈と亀裂はいずれの骨組も最初第 1 層柱に発生したが、これらの柱挙動を図 15-図 17 に示す。図中 N_0 は初期軸力、 M_{u0} は N_0 に対する終局曲げ耐力である。図 15 は各柱脚の復元力で、図の細線は比較のために変動軸力がなかった場合の値を示したものである。中柱に比較して外柱では変動軸力が大きく、この影響を受けて極めて複雑な復元力特性を示している。又、各柱の変動軸力と N-M 関係を表したのが図 16 と図 17 であるが、この図から柱変動軸力が各柱毎に大きく異なり、この柱変動軸力によって各 CFT 柱の復元力が強く支配される挙動を見ることができる。

図 15 第 1 層柱脚の復元力特性 (FL15-3)

図 16 第 1 層柱の変動軸力 (FL15-3)

図 17 第 1 層柱脚の N-M 関係 (FL15-3)

図 18 強震記録の地震動 (JMA-KOBE) を受ける骨組の塑性変形と損傷率分布

6. 強震記録の地震動に対する CFT 骨組の応答と損傷率

CFT 柱の鋼管局部座屈と鋼管亀裂が CFT 骨組崩壊の要因となることを前節の計算結果で示したが、ここでは強震記録の地震動に対する CFT 骨組の応答を計算し、実際に CFT 骨組に現われる CFT 柱の鋼管局部座屈損傷率と鋼管亀裂損傷率の値を示す。

1995 兵庫県南部地震の神戸海洋気象台加速度記録 (JMA-KOBE) NS 成分及び UD 成分を入力地震動とし、これを FL15-3, FL7-3, FS15-3, FS7-3 の各骨組に与える。CFT 骨組と応答計算の条件は前節と同じで、その計算結果を図 18 に示す。図は継続時間 31 秒間の地震終了までに発生した CFT 柱の塑性変形率 (ϕ/ϕ_u) 及び鋼管の局部座屈損傷率 (D_{lb}) と亀裂損傷率 (D_{cr}) を表したもので、各値を柱梁材端に材軸直交方向に示す太線の長さで表わす。図中の数値は太線の値を説明したもので最下層柱脚と最上層柱頭の値である。その結果は次のとおりである。

i) いずれの骨組も柱梁終局曲げ耐力比 $\text{COF}=1.5$ で設計したが、地震応答では第 2 次以上の高次固有振動成分の骨組変形が現われることと上下地震動による柱変動軸力が加わることによって第 1 層柱と最上層柱以外の CFT 柱にも顕著な塑性変形が生じている。水平荷重を単調に静載荷した場合 (図 11)、その骨組変形は第 1 次固有振動形に近い変形形状となり主たる塑性変形は H 形鋼梁に発生したのに比較して、この点で地震応答の骨組変形は著しく異なる。

ii) 7 層骨組 (FL7-3, FS7-3) では損傷率 D_{lb} , D_{cr} は全層の各柱にほぼ一様に分布しているのに対し、15 層骨組 (FL15-3, FS15-3) では損傷分布に片寄りが見られ、第 1 層柱脚の他に上層部の柱に損傷が集中している。損傷率の値に関しては、超高強度コンクリート充填鋼管柱の FS15-3 骨組で最大で $D_{lb}=0.64$ と $D_{cr}=0.21$ であるのに対して、普通強度コンクリート充填鋼管柱の FL15-3 骨組では最上層柱に局

部座屈が発生し ($D_{lb}=1.0$)、亀裂損傷率も最大で $D_{cr}=0.63$ と高い値を示している。即ち、記録された地震動を対象にしても、極めて強い地震動をうける場合、骨組崩壊につながる CFT 柱の鋼管局部座屈及び鋼管亀裂が発生する可能性を無視できない。

7. 結論

i) CFT 柱の無次元復元力モデルを用いた CFT 多層骨組の激震動応答及び骨組崩壊挙動の数値解析法を導き、設計条件の異なる CFT 多層骨組の激震動応答及び骨組崩壊挙動を計算した結果、本解析法の有効性が確かめられた。

ii) CFT 多層骨組の損傷尺度として鋼管局部座屈損傷率と亀裂損傷率を導入し数値解析結果の地震応答及び骨組崩壊挙動を検討した結果、CFT 柱の鋼管局部座屈が骨組崩壊に結び付く要因となる結果が得られた。

参考文献

- 1) 日本建築学会：構造物の崩壊解析 応用編、応用力学シリーズ 7, 1999.6.
- 2) 最相元雄, 光成和昭：超高強度コンクリート充填鋼管せん断曲げ柱の終局挙動に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 520 号, 1999.6.
- 3) 最相元雄, 安部貴之, 中矢浩二：超高強度コンクリート充填鋼管柱の終局曲げ耐力に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 523 号, 1999.9.
- 4) 最相元雄, 松山輝男：コンクリート充填鋼管柱の鋼管亀裂と累積塑性変形能力に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 528 号, 2000.2.
- 5) 最相元雄, 辻大介, 西元洋一：コンクリート充填鋼管柱の復元力特性と復元力モデルに関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 531 号, 2000.5.
- 6) 最相元雄, 光成和昭, 松山輝男, 辻大介, 平山洋介：コンクリート充填鋼管柱の動的復元力モデルの提案, 鋼構造年次論文報告集, 第 7 巻, 1999.11.
- 7) 桑村仁, 佐々木道夫, 加藤勉：降伏耐力のばらつきを考慮した全体崩壊メカニズム骨組の設計, 日本建築学会構造系論文集, 第 401 号, 1989.7.
- 8) 最相元雄, 松山輝男, 須田量哉：動的変動軸力を受ける鉄筋コンクリートせん断曲げ柱の復元力モデルに関する実験的研究, 構造工学論文集, 第 45B 号, 1999.3.
- 9) 梅村魁編著：鉄筋コンクリート建物の動的耐震設計法・続 (中低層), 技報堂出版, 1982.

(2000 年 8 月 28 日原稿受理, 2000 年 12 月 8 日採用決定)