論文 層のエネルギー量を用いた超高層 RC ラーメン構造の被災度評価

仁科 智貴*1・小山 和樹*2・毎田 悠承*3・和泉 信之*4

要旨:超高層 RC 造建築物の地震後の損傷状況をわかりやすく表示するには,被災度の評価が必要である。 本研究は,層のエネルギー量を用いた被災度の評価方法を超高層 RC 造骨組に適用して判定結果を考察した ものである。まず,超高層 RC 造 45 棟を対象にして耐震性能残存率及び耐震性能低減係数を算定した。これ らの判定指標について,部材の損傷度や震災建築物の被災度判定指標との対応等を検討し,層のエネルギー 量による評価方法の妥当性を考察した。次に,入力地震動の増大に伴う耐震性能残存率等の推移を分析し, 超高層 RC ラーメン構造の被災度判定に用いる閾値を提示した。

キーワード:超高層 RC 造建築物,耐震性能残存率,被災度,損傷度,保有耐震性能

1. はじめに

東日本大震災の発生により,超高層鉄筋コンクリート (以下,RC)造建築物では,長周期地震動に対する耐震性 の検証が求められている。その際,部材の損傷状況をわ かりやすく表示するには,被災度の判定が有用である (図-1)。新築の超高層建築物では,被災度は耐震メニュ ーへの表示のほか,構造ヘルスモニタリングに利用でき る。また,既存の超高層建築物では,被災度は特定の地 震動に対する耐震診断・補強効果の表示に用いることが できる。しかし,「震災建築物の被災度区分判定基準およ び復旧技術指針」¹⁾(以下,震災判定)は,震災を受けた一 般的な建築物が対象であり,設計や診断に用いる超高層 RC 造建築物の被災度評価方法は確立されていない。

著者らは超高層 RC 造骨組の耐震性能評価について研 究している^(例えば 2)。耐震性能評価の流れを図-2 に示す。 「1 保有耐震性能の評価」では、まず静的弾塑性解析に より部材の損傷度に基づく層の限界変形角を算定する。 次に、基準地震動の漸増入力による地震応答解析を実施 し、応答変形角が層の限界変形角に達する限界地震動か ら保有耐震性能指標値を算定する。「2 被災度の評価」で は、特定の地震動に対する最大変形から層のエネルギー 量による耐震性能残存率を算定して、被災度を評価する。

本研究では、著者らが提示した被災度の評価方法²⁾を 超高層 RC 造骨組に適用して判定結果を考察する。まず、 超高層 RC 造 45 棟について耐震性能残存率を算定し、部 材の損傷度や震災建築物の被災度判定指標との対応等を 検討し、層のエネルギー量を用いた評価方法の妥当性を 考察する。次に入力地震動の増大に伴う耐震性能残存率 等の推移を分析し、超高層 RC ラーメン構造の被災度判 定に用いる閾値を考察する。なお、被災度評価に層のエ ネルギー量を用いるのは,設計段階で層の復元力特性が 評価され,設計時の被災度評価やモニタリングへの展開 が容易なためである。また,本研究では曲げ破壊型の骨 組の損傷評価を目的としており,仕上げ材の損傷や室内 被害については別途研究している³⁾。



*1	千葉大学	大学院工学研究科建築・都市科学専攻 博士前期課程	(学生会員)
*2	千葉大学	工学部建築学科	
*3	千葉大学	大学院工学研究科建築・都市科学専攻助教 博士(工学)	(正会員)
*4	千葉大学	大学院工学研究科建築・都市科学専攻教授 博士(工学)	(フェロー会員)

2. 超高層 RC 造骨組の耐震性能評価

2.1 層の限界変形角

本研究では、梁曲げ降伏型全体降伏形のラーメン構造 を対象とするため、梁部材の損傷度に基づき使用・修復・ 安全限界の3つの層の限界変形角(Rs)を算定する。図-3 に部材の損傷度と塑性率との対応を示す。なお、部材の 損傷状況との対応に関しては、文献4)によられたい。層 の限界変形角は静的弾塑性解析による梁の曲げ塑性率 (DF)及び柱等価塑性率(CDF)に応じて評価する。梁のDF は両端の最大値とし、CDF は柱に取り付く梁のDFの平 均値とする。使用限界はDFにより評価し(表-1)、修復・ 安全限界は CDF による柱等価損傷度の等しい柱が負担 したせん断力の比率から評価する(表-2)。保有耐震性能 指標値(Hs 値)は、基準地震動の最大速度に対する限界地 震動の最大速度の比率で算定する。限界地震動は地震応 答解析による層間変形角が Rs(図-4)に達する時の入力 地震動である。詳しくは、著者らの文献2)によられたい。



Γ	梁部材の	の損傷度	1	2	3	4	5
ľ	梁部材の	也性率(<i>DF</i>)	0≦ <i>D</i> F<1	1≦ <i>D</i> F<2	$2 \leq DF < 3$	$3 \leq DF < 4$	4≦ <i>DF</i>
ſ	限界状態	使用限界	_	0%	0%	0%	0%

表-1 使用限界の損傷度別部材比率

表-2 修復・安全限界の損傷度別部材比率

柱等価損傷度		1	2	3	4	5
柱等価塑性率(CDF)		$0 \leq CDF < 1 1 \leq CDF < 2$		$2 \leq CDF < 3$	$3 \leq CDF < 4$	4≦ <i>CDF</i>
四田小松	修復限界	—	—	20%	0%	0%
限乔状態	安全限界	—	_	_	_	0%

2.2 層のエネルギー量に基づく耐震性能残存率の評価

骨組全体の耐震性能残存率(*μR*)は,既往の研究²⁾で提示したように層のエネルギー量に基づき定義し,各層の エネルギー吸収能力の総和(*ΣEu*)から,地震により消費 した各層のエネルギーの総和(*ΣEi*)を除いた残存エネル ギーの比率として式(1)で算定する。各層の耐震性能低減 係数(*μηi*)は,各層で消費した費エネルギー量(*Ei*)及び各層 のエネルギー吸収能力(*Eui*)から式(2)により算定する。

$${}_{H}R = (1 - \frac{\sum E_{i}}{\sum Eu_{i}}) \times 100[\%]$$
(1)

$$_{H}\eta_{i} = (1 - \frac{E_{i}}{Eu_{i}}) \times 100[\%]$$
⁽²⁾

層のエネルギー量は、静的弾塑性解析による各層の層 せん断力(Q_i)と層間変形(δ_i)の Q-δ 関係と、地震応答解析 による最大層間変形を用いる。Eu_i は Q-δ 曲線上にある安 全限界変形時の層せん断力(sQ_i)と層間変形(sδ_i)及び除荷 時変形(osδ_i)で囲まれた面積より算定する(図-5)。E_i は Q-δ 曲線上に近似して得られる層せん断力(Q_i)と最大層 間変形(maxδ_i)及び除荷時変形(oδ_i)で囲まれた面積より算 定する(図-6)。sδ_i 及び maxδ_i に除荷時変形比率(a)を乗じ ることで, osδi 及び oδ_iを算定する。a は地震応答解析時 に、最大層間変形及び除荷時変形の最大値の比率から各 層で算定する(図-7)。

また,超高層 RC 造骨組では地震入力の増大に伴い特定の層に片寄り変形 ²⁾が生じる場合がある。そのため, E_i 算定時に片寄り変形(d)及び Q_i で囲まれた面積が表す エネルギー量(dE_i)を低減する。d は片寄りの程度を表す 片寄り率(b)を max δ_i に乗じて算定する。b は地震応答解析 で得られる最大層間変形から各層で算定する(**図**-8)。



2.3 被災度の判定指標

著者らが提示した被災度の判定に用いる指標²⁾を表-3に示す。無被害は、最大層間変形角(R_{max})と使用限界変 形角($_{\# H}R_{S}$)を比較することで判定する。軽微~大破は耐 震性能残存率($_{H}R$)を用いて判定する。さらに、大破では R_{max} と安全限界変形角($_{gac}R_{S}$)の比較も行う。

表-3 被災度の判定指標

₩ ₩ ₩	長海にズリ	判定指標			
彻火 茂	損傷レベル	最大層間変形角 <i>R_{max}</i>	耐震性能残存率 _# R		
無被害	損傷度2の部材がない	R _{max} < _{使用} R _S	-		
軽微	損傷度2の部材がある	_{使用} R _S ≦R _{max}	$_{H}R_{R1} < _{H}R$		
小破	損傷度3の部材がある	-	$_{H}R_{R2} < _{H}R \leq _{H}R_{R1}$		
中破	損傷度4の部材がある	$R_{max} < g_{g_{g}} R_{S}$	D< D		
大破	損傷度5の部材がある	_{安全} R _S ≦R _{max}	$H\pi \cong H\pi R2$		

3. 解析計画

3.1 骨組モデル

著者らは,1971 年から2000 年以降までを3 つの設計 年代に分類し、各年代の構造特性を表す骨組モデルを作 成している 5。本研究の骨組モデルは、年代ごとに代表 的な標準モデル3棟(表-4,図-9),梁曲げ耐力を増減 させた強弱モデル6棟,固有周期を変動させた剛柔モデ ル6棟の計15棟とし、3年代の合計で45棟とする。な お、標準モデルに対して、梁の曲げ耐力は強モデルでは 1.15 倍, 弱モデルでは 0.85 倍である。また, 剛モデルで は梁の剛性は1.2倍,層重量は0.8倍である。柔モデルで は梁の剛性は 0.8 倍, 層重量は 1.2 倍である。図-10 に 耐震構造の既存超高層 RC 造建築物 373 棟と骨組モデル 45 棟の短期許容応力度設計用ベースシア係数(sCB)と弾 性1 次周期(Ti)の分布を示す。骨組モデルの設定値は既 存建築物の設計値と良く対応していることがわかる。ま た、静的弾塑性解析による骨組モデルのベースシア係数 (CB)と代表水平変形角(RT:外力重心位置の水平変形角) との関係を見ると($\mathbf{2}-11$), いずれの骨組モデルも R_T が 1/150[rad]程度で概ね最大耐力に達し, 階数が高い程 Ti は長くなるため、最大耐力が小さいことがわかる。

ŧ

3.2 解析方法

骨組モデルの解析には立体フレームモデルを用い, 剛 床仮定により各層の水平変位を等値する。なお、基礎は ピン支持とする。梁は曲げ・せん断変形を、柱は曲げ・ せん断・軸変形を考慮する。柱では平面保持の仮定によ るファイバーモデルを適用する。ファイバーモデルによ り柱の曲げひび割れ及び曲げ降伏による剛性低下を考慮 する。梁では、曲げひび割れ及び曲げ降伏による剛性低 下をトリリニアで評価したスケルトンカーブによって弾 塑性特性を考慮する。また、柱梁接合部は仕口パネルに よってせん断変形を考慮する。なお, 柱及び梁, 柱梁接 合部のせん断変形は弾性とする。梁の曲げに対する復元 力特性には Takeda モデル (図-12) を用いる。また, 柱 の曲げに対する復元力特性にはファイバーモデルによる 履歴特性を用いる。なお、経年的な影響は考慮しないも のとする。また、内部粘性減衰は瞬間剛性比例型減衰と して,1次減衰定数は3%する。

基準地震動には、日本建築センター模擬地震動(工学的 基盤波 BCJ-L2)を用いる(図-13)。なお、本研究では、 被災度の判定指標の連続的な推移を分析するため、特定 の地震動ではなく基準地震動の漸増入力(0.1 倍~1.8 倍) による地震応答解析を実施する。

な一4 际牛モブルの祖儿 ?									
設計年代	第1年代(1971~1989年)		第2年代	第2年代(1990~1999年)			第3年代(2000年~)		
モデル名・方向 ^{※1}	1G20X	1G25X	1G30X	2G20X	2G30X	2G40X	3G20X	3G30X	3G40X
建築物高さ(m)	60.75	75.5	90.25	61.7	91.7	121.7	63.6	94.6	125.6
階数	20	25	30	20	30	40	20	30	40
基準階階高(m)	2.95	2.95	2.95	3	3	3	3.1	3.1	3.1
柱芯面積(m ²)	675	787.5	945	600	900	1050	585	936	1170
柱支配面積(m ²)	22.5	22.5	22.5	30.0	30.0	30.0	39.0	39.0	39.0
スパン長 (m)	4.5	4.5	4.5	5	5	5	6	6	6
スパン数	6	7	7	5	6	7	5	6	6
塔状比	2.25	2.40	2.87	2.47	3.06	3.48	2.12	2.63	3.49
<i>Fc</i> (N/mm ²) ^{%2}	36	36	42	36	48	60	42	54	70
主筋強度(N/mm ²) ^{※3}	390	390	390	390	490	490	490	490	490
平均重量(kN/m ²) ^{※4}	14.5	14.0	14.8	15.5	14.9	14.4	15.4	14.3	13.4
T_1 (sec)	1.13	1.38	1.69	1.21	1.74	2.42	1.29	1.94	2.48
$_{S}C_{B}$	0.168	0.138	0.113	0.149	0.103	0.074	0.132	0.088	0.068
※1:いずれも X 方向とする ※2:使用コンクリートの中での設計基準強度 F_c の最大値									



^{※1:}いずれもX方向とする ※2:使用コンクリートの中での設計基準強度*F*₀の最大値 ※3:使用主筋の中での最大値 ※4:基準階重量を柱芯面積(パルコニー含まず)で除した値





4. 耐震性能残存率と耐震性能低減係数

4.1 本評価方法の指標値と震災判定の指標値

(1) 部材の残存エネルギー比率

梁部材の残存エネルギー比率(mηi)は式(3)により算定し (図-14), 震災判定における曲げ破壊型部材の耐震性能 低減係数(enj)と比較する。

$${}_m\eta_i = {}_mE_r / ({}_mE_d + {}_mE_r) \tag{3}$$

ここで, mErは梁部材の残存エネルギー吸収量, mEaは梁部材が消費したエネルギー量である。

標準モデル3棟(1G25X, 2G30X, 3G30X)を対象に,上層,中層,下層からそれぞれ1層を取り出し,各層4つの梁部材の $_{m\eta_i}$ を算定する。図-15に変形の増大に伴う部材の残存エネルギー比率 $(_{m\eta_i})$ の推移を示す。図中には,各損傷度の $_{g\eta_j}$ を示す。いずれの梁部材の $_{m\eta_i}$ についても, 震災判定の $_{g\eta_j}$ とよく対応しており,梁部材の耐震性能低減係数の評価は概ね一致していることがわかる。



(2) 部材の残存エネルギー比率と耐震性能低減係数

(1)による部材の残存エネルギー比率($m\eta_i$)と本評価法に よる各層の残存エネルギー比率を表す耐震性能低減係数 ($H\eta_i$)を比較する。(1)と同様に,各層4つの梁部材の $m\eta_i$ を算定する。4つの梁部材の $m\eta_i$ の平均値($m\eta_i$)とその層の $H\eta_i$ との対応を図-16に示す。各モデルの $H\eta_i$ は, $m\eta_i$ とよ く対応していることがわかる。地震入力の増大に伴い 個々の梁部材の塑性化状況が異なるために $m\eta_i$ がやや大 きくなるが,各層の $H\eta_i$ は,安全限界変形付近までは梁 部材の $m\eta_i$ を概ね評価していると考えられる。



(3) 本評価方法と震災判定による指標値の対応

本評価方法による耐震性能残存率(HR)及びHMiと, 震災 判定による耐震性能残存率(sR)及び各層のSMiとの対応を 検討する。SRは式(4), SMiは式(5)により算定する。なお, 本研究では梁曲げ降伏型全体降伏形のラーメン構造を対 象とするため,梁部材の損傷状況を評価する。また,震 災判定では地震時の片寄り変形は考慮していないので, ここではHR及びHMi算定時に層の片寄り変形によるエネ ルギー量の低減は考慮しないものとする。

$${}_{S}R = \sum \frac{\sum_{j=0}^{5} k_g \sum_{g} \eta_j \cdot G_j}{k_g \cdot G_{sum}} [\%]$$

$$\tag{4}$$

$${}_{S}\eta_{i} = \frac{\sum_{j=0}^{5} k_{g} \sum_{g} \eta_{j} \cdot G_{j}}{k_{g} \cdot G_{sum}} [\%]$$

$$(5)$$

ここで, kg は RC 造部材に関する全体崩壊形の強度指標 比であり,1とする。G_j, G_{sum} は損傷度 j の梁の降伏ヒン ジ箇所数,総数である。gŋ は曲げ破壊型部材の耐震性能 低減係数であり,各損傷度での値は図-15 に示す。

HRは、修復限界まではsRとよく対応しており(図-17)、 層のエネルギー量を用いたHRは震災判定によるsRと概 ね同等の評価となる。HRが60[%]を下回ると、地震入力 の増大に伴いsRとの違いが見られる。これは、震災判 定では全体崩壊形が形成され、各層の梁端ヒンジの回転 角が等しいと仮定するのに対し、本評価法では梁の降伏 状況と各層の応答変形の違いを考慮するためである。ま た、HTIの最小値HTTMIN とSTIの最小値STTMIN との対応は、HR とsRとの関係に比べややばらつきが見られる(図-18)。



4.2 耐震性能残存率と耐震性能低減係数の推移

基準地震動の入力倍率(HI 値)の増大に伴う耐震性能残 存率(HR)及び耐震性能低減係数の最小値(Hnmin)の推移を 分析する。骨組モデル45棟について HR と HI 値との関係 を図-19に示す。図中には、HI値によるHRの平均値の 推定曲線を示す。修復限界変形における HR は 80[%]程度 であり、骨組モデルによる違いはあまり見られない。し かし, 安全限界変形における HR は,平均的には 60[%]程 度であるが、骨組モデルによる差が大きい。これは、修 復限界変形を超えると骨組モデルによって変形分布に違 いが見られるためである。超高層 RC 造骨組では地震入 力の増大に伴い、他の層に比べて梁耐力の余裕が比較的 小さい特定層の変形が大きく進行する場合がある。この ような骨組モデルでは HR はあまり低下しないが、大半 の層において変形が進む骨組モデルでは HR は大きく低 下することになる。そのため、安全限界変形付近におけ る骨組モデルによる HR の差が生じると考えられる。ま た,標準モデル9棟について HR と HI 値との関係を図ー 20(a)に, Hnmin と HI 値との関係を図-20(b)に示す。安 全限界変形付近ではHRに比べてHnmin が大きく低下して おり、特定層の損傷が他の層の損傷に比べて大きく進行 していると考えられる。そのため、HRの値のみでは特定 層の損傷状況を評価することは難しいと考えられる。

5. 特定層に対する被災度の評価

修復限界変形を超えて地震入力が増大するにつれて, 骨組モデルにより層間変形の進展状況が大きく異なる。 そこで,層間変形の高さ方向分布をいくつかのパターン に分類し,パターンごとに梁の損傷度別比率を算定して, 特定層の損傷状況の評価について考察する。

層間変形の高さ方向分布を表す層変形比率(HF)と基準 地震動の入力倍率(HI値)との関係を図-21に示す。なお, HF は各層の最大応答層間変形角(iRmax)の平均に対する iRmax の最大値(Rmax)の比率である。HF は修復限界変形以 降骨組モデルによる違いが大きくなり,安全限界変形付 近では1.3~2.0程度となる。そこで,安全限界変形時の HFが1.3~1.5倍をパターンA,1.5~1.65倍をパターンB, 1.65倍以上をパターンCとして3パターンに分類する。











耐震性能残存率(HR)と梁の損傷度別比率をパターン別 に図-22に示す。パターンAでは大半の層の変形が進行 し, HR が 60[%]となる付近で初めて損傷度 5 の部材が見 られる(図-22(a))。一方,パターン C は特定層の変形 が他の層に比べて進行し, HR が 70[%]程度で損傷度 5 の 部材が見られる(図-22(c))。また、パターンBでは $_{HR}$ が65[%]程度で損傷度5の部材が見られ、パターンAと パターン C の中間的な傾向を示す(図-22(b))。このよ うに,安全限界変形近傍の大変形では全体崩壊形から少 数層の層崩壊形へとあたかも崩壊形が移行するような変 形の進行を示すケースが考えられる。そのため、パター ンCのような骨組モデルでは、特定層の損傷が他の層に 比べて早期に進行することになり、HRの値のみによる被 災度の評価は難しいことがわかる。したがって、被災度 の判定では HR の値による評価とともに、安全限界変形 付近では Rmax による評価を併用することが必要である。

6. 被災度の評価方法

表-5 に被災度区分と判定指標の閾値を提示する。超 高層 RC 造骨組の耐震設計における被災度の表示も考慮 して、震災判定における軽微の判定を本研究では無被害 と軽微に分けて判定するものとする。無被害については, 骨組の使用限界状態における定義と同様に扱い(表-1), 使用限界変形角(*使用Rs*)を用いて判定する。軽微は, *使用Rs* 以上かつ耐震性能残存率(HR)が 95[%]以上とする。この 時,部材の損傷度は損傷度1及び損傷度2が90[%]程度 以上を占める。小破は HR が 80[%]以上かつ 95[%]未満と する。この時、部材の損傷度は概ね損傷度2であり、損 傷度3は30[%]程度以下である。中破はHRが60[%]以上 80[%]未満かつ層間変形角が安全限界変形角(get Rs)未満 とする。この時,部材の損傷度は概ね損傷度3とし,損 傷度4は30[%]程度以下である。大破は、HRが60[%]以 下または層間変形角が_{安全}Rs以上とする。この時,部材の 損傷度5は30[%]程度以下である。なお、特定層の変形 が進む安全限界変形付近を除き, HR は SR とよい対応を 示すため, 被災度判定に用いる HR の閾値は, 震災判定 との整合を考慮し、sR と同じ値を採用している。

表-5	超高層 RC	ラーメ	ン構造の	被災度の判	定値
-----	--------	-----	------	-------	----

±++ ≪ ===	判	定	相向されて得度些辺	
被灭度	耐震性能残存率 最大層間変形角		忠正される損傷状況	
無被害	-	R _{max} < _{使用} R _S	損傷度2がない	
軽微	_H R≥95[%]	-	損傷度1,2が90[%]以上	
小破	<i>80≤_HR<95</i> [%]	-	損傷度3が30[%]程度以下	
中破	<i>60≤_HR<80</i> [%]	-	損傷度4が30[%]程度以下	
大破	_H R<60[%]	_{安全} R _S <r<sub>max</r<sub>	損傷度5が30[%]程度以下	

7. まとめ

本研究では超高層 RC 造骨組を対象に,層のエネルギ ー量を用いた被災度の評価方法を適用して判定結果を考 察した。本研究の範囲内ではあるが,以下の知見を得た。

- 梁部材の残存エネルギー比率は、震災判定による耐 震性能低減係数(gŋj)と良い対応を示した。
- 各層で梁部材の残存エネルギー比率と本評価法に よる耐震性能低減係数(*uŋi*)は良い対応を示した。
- 本評価法による耐震性能残存率(HR)は、震災判定による耐震性能残存率(sR)と概ね対応した。また、耐 震性能低減係数(Hŋi)の最小値についても同様である。
- 4) 耐震性能残存率(HR)は、修復限界変形付近では80[%] 程度となり骨組による違いは小さい。安全限界変形 付近では、HRは50~70[%]程度となり、平均的には 60[%]程度であるが、骨組による違いが大きい。
- 5) 耐震性能低減係数(*н*η*i*)は,耐震性能残存率(*н*R)に比 べて,地震入力の増大に伴う低下が大きい層があり, 安全限界変形付近ではその違いが顕著である。
- 6) 特定層の変形が進展する骨組では、耐震性能残存率 (*HR*)が 60[%]以上であっても、最大層間変形角が安 全限界変形角に達する場合が見られた。
- 7) 本被災度判定に用いる耐震性能残存率(#R)の閾値は、 震災判定での閾値と同じ値とし、大破については最 大層間変形角の判定を併用するものとする。

今後,本評価方法について,設計段階における被災度 の判定や構造ヘルスモニタリングにおける被災度表示へ 展開することを検討していきたい。

参考文献

- 日本建築防災協会:震災建築物の被災度区分判定基 準および復旧技術指針,2016.3
- 道下龍太郎,仁科智貴,毎田悠承,和泉信之:超高 層鉄筋コンクリート造建築物の耐震性能残存率と 被災度,コンクリート工学年次論文集,Vol.38,No.2, pp.901-906,2016.7
- 福岡穂菜美,濱田聡,林達哉,和泉信之:既存超高 層鉄筋コンクリート造住宅の地震時室内被害の推 定,コンクリート工学年次論文集,Vol.37,No.2, pp.661-666,2015.7
- 秋田知芳,石塚圭介,濱田聡,和泉信之:既存超高 層鉄筋コンクリート造建物の保有耐震性能指標と 制振補強効果,構造工学論文集, Vol.60B, pp.1-12, 2014.3
- 5) 秋田知芳, 栗本耕太郎, 五百井壮, 和泉信之: 既存 超高層鉄筋コンクリート造建築物の構造特性と骨 組モデル, コンクリート工学年次論文集, Vol.33, No.2, pp.925-930, 2011.7