

Super HRC システム - 超々高層 R C 住宅の開発 高性能 R C 造超高層住宅の構造 (2)

耐震設計法



和泉 信之^{*1}

清水 隆^{*1} 直原 勝己^{*1}
濱田 聡^{*1} 林 昌利^{*1} 石川 勝美^{*1}
藤堂 正喜^{*2} 大井 貴之^{*1} 千葉 脩^{*2}

概 要

本報では、60 階建クラスの制振タイプについて耐震設計方法の概要を述べている。骨組は、制振デバイスを組み込んだ高強度 R C 造骨組をプレキャスト複合工法で構築する構造である。本設計法は、使用性、修復性及び安全性について地震動による応答値が各限界状態を越えないことを確認する性能評価型設計方法である。制振デバイスの設置により地震時の骨組の応答変形や部材の損傷を低減する損傷制御設計を行っている。設計は静的地震力に対する静的設計と設計用地震動に対する動的設計の 2 段階である。入力地震動としては、基準法の告示地震動、模擬地震動および標準地震動の 3 種を考える。建築物の詳細な検討のために、代表地震動に対する直交方向および上下方向の地震動も考慮する。設計用入力地震動は基本的に工学的基盤において設定し、それに対する表層地盤の応答解析を行って、建築物の地震応答解析に適用する。等価曲げせん断型モデルにより、構造体コンクリートの実強度による剛性分布を考慮した応答解析を行った。レベル 1 の地震動による解析結果はせん断力および転倒モーメントは増大する傾向がみられるが、レベル 2 についてはせん断力、OTM とともにレベル 1 ほどの増大傾向は見られない。また、上記のモデルに制振デバイスの減衰を付加し、地震時の応答変形制御について検討した。制振デバイスには、制震柱、オイルダンパー及び両者を組み合わせた複合制振を使用し、地震応答解析を行った。その結果、非制震に対し 10 ~ 30% の変形制御効果が見られた。

DEVELOPMENT OF “*Super HRC SYSTEM*”

SEISMIC DESIGN METHOD OF SUPER HIGH PERFORMANCE RC HIGH-RISE HOUSING SYSTEM

Nobuyuki IZUMI^{*1} Takashi SHIMIZU¹ Katsumi NAOHARA^{*1}
Satoshi HAMADA^{*1} Masatoshi HAYASHI^{*1} Katsumi ISHIKAWA^{*1}
Masanobu TOHDO^{*2} Takayuki OI^{*1} Osamu CHIBA^{*2}

This paper presents the summaries of earthquake resisting design method for the class of 60-story buildings with controlling dampers. The frames consist of highly strengthened pre-cast RC members and controlling devices. The performance evaluating design method, which relates to utility, renovation and safety confirms that values calculated from earthquake-response analyses shall not exceed values set by each limit state. Performing the damage control design with damping devices results in the reduction of damages and response displacements caused by earthquakes. The design method is composed of the following two stages, the static design of using static seismic loads, and the dynamic design of using design seismic ground motions.

The input motions consist of code motions from architectural standards, simulated motions and standard recorded motions. For detailed verification of structures, typified input motions to orthogonal and vertical direction are taken into consideration. The response analysis of surface layers under the structure provides effective ground motions, which are applied to earthquake response analyses while the input motions for dynamic design are subjected to base rock. As for the dynamic analysis results with the distribution of actual concrete rigidities, the equivalent flexure-shear model is utilized for RC high-rise structure. The analysis results of level-2 demonstrate that the values of story-shear and OTM are not much increased as the values of level-1. Furthermore, damping devices are added to the frames (mentioned above) in order to study the controlling effect upon response displacements during earthquakes. Damping devices are composed of damping columns, oil dampers, and hybrid devices such as both damping columns and oil dampers. The results of response analyses show that the response displacements with damping devices are reduced by 10 to 30%, compared to the response displacements without any damping devices.

*1 構造設計部 *2 技術研究所

*1 Structural Engineering Dept. *2 Technical Research Institute

Super HRC システム - 超々高層 R C 住宅の開発

高性能 R C 造超高層住宅の構造 (2)

耐震設計法

和泉 信之^{*1} 清水 隆^{*1} 直原 勝己^{*1}
 濱田 聡^{*1} 林 昌利^{*1} 石川 勝美^{*1}
 藤堂 正喜^{*2} 大井 貴之^{*1} 千葉 脩^{*2}

1. はじめに

著者らは、高性能 R C 造超高層住宅「Super HRC システム」の耐震設計法を研究している。本システムには、制振及び免震タイプがあるが、ここでは、制振タイプについて耐震設計方法の概要を述べる。

2. 高性能 R C 造超高層住宅

1) 骨組・床形式

制振タイプの高性能 R C 造は、制振デバイスを組み込んだ高強度 R C 造骨組をプレキャスト複合工法で構築する構造である。中ボイド形式の超高層住宅を例として、その略伏図を図 1 に示す。居住空間の自由度を高めるため、骨組は中ボイドを囲む剛なフレームのまわりに、開放的なフレームを束ねるように配置する新しい形式である。中央のフレームは、部材断面を増大すると共に、制振デバイスを配置して剛性・耐力を増している。無柱・無梁の居住ゾーンの床は、段差付きの大型プレストレストプレキャスト合成スラブである。

2) 使用材料

骨組には、最大 Fc100 のコンクリート、USD685B の主筋等の超高強度材料を使用している。

3) 制振デバイス

間柱、壁、ブレース方式があるが、この例では、低降伏点鋼を柱中央部に組み込んだ R C 造間柱 (制震柱、図 2) を採用している。制震柱は大地震時の想定変形を与えた実験により、優れたエネルギー吸収性能と R C 部への接合方法を検証している¹⁾。

4) 鋼管 R C 柱

1 階柱は、鋼管と帯筋で二重拘束した鋼管 R C 柱としている。鋼管 R C 柱は、鋼管の拘束効果により曲げ圧縮域の劣化が抑制され、部材角 1/20 まで耐力低下の無い優れた変形性能が確認されている (図 3²⁾)。

3. 耐震設計法の概要

(1) 基本的な考え方

1) 性能評価型耐震設計法

本設計法は、使用性、修復性及び安全性について地震動による応答値が各限界状態を越えないことを確認する性能評価型設計法である。設計は静的地震力に対する静的設計と設計用地震動に対する動的設計の 2 段階とする。

2) 限界状態

建物の供用期間中に発生する可能性のある地震動に対して、3 つの限界状態を考えている。使用限界状態は建物を継続して使用できる限界の状態、修復限界状態は建

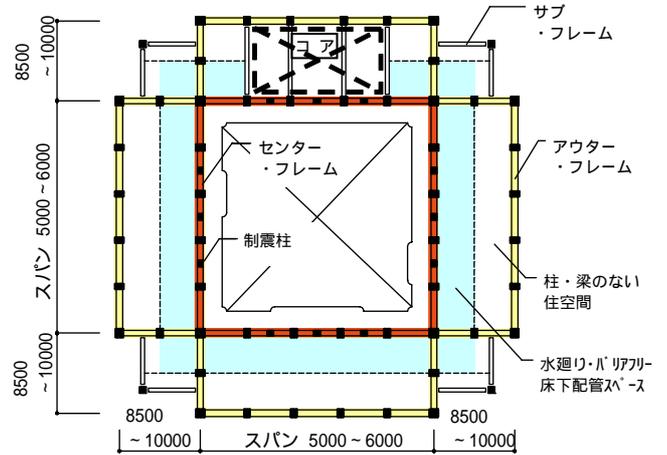


図 1 中ボイド形式の基準階略伏図例

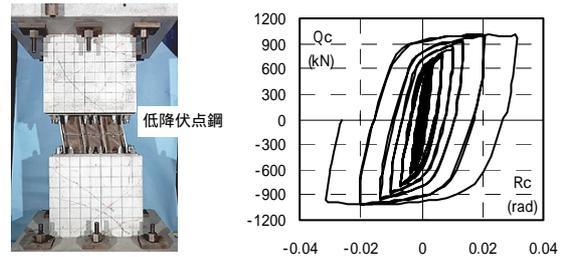


図 2 制震柱の構造実験例¹⁾

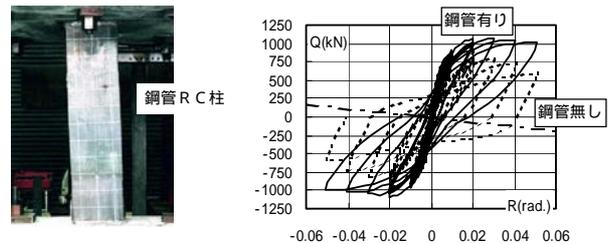


図 3 鋼管 R C 柱の構造実験例²⁾

物を現状に修復できる限界の状態、安全限界状態は人命を保護できる限界の状態である。建物の使用性は、稀に発生する可能性のある地震動 (L1) による応答値が使用限界状態を越えないことにより確保される。修復性は、極めて稀に発生する可能性のある地震動 (L2) による応答値が修復限界状態を越えないことにより確保される。安全性は、建設地に発生し得る最大級の地震動 (L3) による応答値が安全限界状態を越えないことにより確保される。

各限界状態は降伏状況や残留変形等の部材または骨組に関する工学量の限界値で設定され、具体的には表 1 に示す設計判断により確認される。修復限界状態は、想定する修復作業規模により限界値が大きく異なるが、本設計法では小規模な補修に応じた限界値とする。

*1 構造設計部 *2 技術研究所

3) 損傷制御設計

梁に高強度主筋を使用して、降伏変形を大きくすることにより、地震時の許容変形時における塑性変形量が小さくなり、梁の損傷を低減することができる。その反面、梁の履歴減衰が減少するため、制振デバイスの減衰を付加して、骨組の地震時変形を低減する。

(2) 静的設計

静的設計では、地震時応答値に等価な値として部材の弾塑性特性に立脚した立体非線形解析による結果を用いる。地震力分布は、応答スペクトル法により設定する。

1) 使用限界状態

地震力(Q1)は、地震動L1による応答値を上回るように設定する。実際のコンクリート強度の平均値は設計基準強度を越えるので、その強度分布の応答値に対する影響を考慮し、応答値を割増して設定する。地震力の割増し係数(a)は1.20以上とする。

2) 修復限界状態

層間変形角(r)の最大値が修復限界変形角時に、梁の損傷が許容損傷度以下で、柱は降伏していないことを確認する。小規模な補修を想定しているので、修復限界変形角は1/100、許容損傷度は塑性率で2を目安とする。

3) 安全限界状態

骨組の終局限界変形時に、降伏許容位置、降伏部材の変形角、部材の終局強度余裕度を確認する。終局限界変形(Ru)は、地震力の重心位置の水平変形角(R)で定義し、地震動L3による応答値(R3)を上回るように設定する。さらに、Ruは1階層せん断力とRとの関係で、地震動L2によるRの最大値の仕事量に対して2倍の仕事量に相当する変形角(2R2)以上とする(図4³⁾参照)。

a) 上下方向の地震動の影響

応答スペクトル法(水平動との同時性を考慮した加速度応答スペクトル値:0.3g)を用いて推定した上下動による柱変動軸力を考慮する。

b) 直交方向の地震動の影響

直交方向の地震動の影響が大きくなる斜め方向に対して立体解析により検討する。

(3) 動的設計

動的設計では、等価曲げせん断型モデル、または立体フレームモデルによる非線形時刻歴応答解析を行い、応答値が目標値を満足することを確認する。等価曲げせん断型モデルの復元力特性は、立体静的非線形解析結果に基づいて設定する。設計用地震動は、告示波、模擬波、標準波を各限界状態に応じて適切に設定する。

a) 上下方向の地震動の影響

観測波及び上下動応答スペクトルに基づき作成した模擬波を用いて上下方向軸バネモデルによる上下方向時刻歴応答解析により応答値を求める。

b) 直交方向の地震動の影響

観測波及び直交方向応答スペクトルに基づき作成した模擬波を用いて時刻歴応答解析により応答値を求める。

c) 鉛直方向の荷重に対する水平方向の変形の影響

最大水平変形による付加転倒モーメント及び柱の付加軸力を求める。

表 1 限界状態と耐震設計判断

	状態	変形等	梁	非ヒヅ'柱	ヒヅ'柱
静的設計	使用	r 1/200	$M < M_{SA}, Q < Q_{SC}$		
	限界		$(M_{SA}: \text{短期許容曲げ強度 } Q_{SC}: \text{せん断ひび割れ強度})$		
	修復	r 1/100	DF 2	CM<Mu	
	限界		(DF: 塑性率 Mu: 曲げ終局強度)		
動的設計	安全	Ru R3	GR GRu	CM<Mu	CR CRu
	限界	2R2	$GQ < Q_{su}, Q_{bu}$	$CQ < Q_{su}, Q_{bu}$	
静的設計	使用	r 1/200	(r: 層間変形角 R: 建物変形角)		
	限界	Q Q1/a	(Q1: 静的地震力 a: 割増し係数)		
	修復	r 1/100	必要時 DF 2		
	限界	SDF S2	(SDF: 層塑性率, S2: 梁 DF=2 相当層塑性率)		
動的設計	安全	r 1/65	$[GR \text{ GRu}]^*$	$[CM < Mu]^*$	$[CR \text{ CRu}]^*$
	限界	r r3'	$[GQ < Q_{su}, Q_{bu}]^*$	$[CQ < Q_{su}, Q_{bu}]^*$	

注: GQ, CM, CQ: 梁, 柱の設計用応力(ばらつき等による確定係数を考慮)

GRu, CRu: 梁, 柱の限界変形角 Qsu: せん断終局強度 Qbu: 付着割裂強度

[*]: r>r3(静的解析 Ru 時層間変形角)の場合に、検討

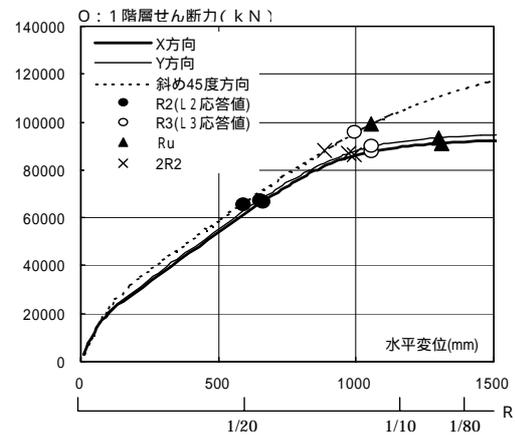


図 4 54 階建 1 階層せん断力 水平変形角関係例³⁾

4. 設計用地震動

(1) 設計用地震動の考え方

本章では、動的設計用の設計用地震動の考え方、および設定例を以下に述べる。

設定のために考慮すべき内容は、1) 対象建物の基本動特性と耐震要求性能レベル、2) 敷地条件に対する周辺の地震・地盤環境、および3) 入力地震動の設定に大別される。それらの要点をフローとして図5に示す。

対象建物は1次固有周期が数秒であり、大振幅の入力地震動を受けると部材の非線形化によってさらに影響され、周期が伸びる。従って、その周期領域に及ぼす要因を反映した入力地震動を設定する必要がある。

地震動の長周期領域の特性に影響が大きい要因は、一つは対象地震の規模でありM7クラスの直下型とM8クラスの主にプレート境界で起きる巨大地震の差異を考慮する。二つ目は、敷地周辺の地盤構造で、敷地によっては数kmの深さに位置するS波速度Vsで3km/s程度の地震基盤からVsが数百m/sの工学的基盤までのやや深い地盤

構造による影響を考慮する。さらに軟弱地盤である場合には後述の表層地盤特性も重要である。

耐震要求性能レベルとして設定する使用性、修復性および安全性のそれぞれ検討の対象とする、稀に発生する地震動(L1)、極めて稀に発生する地震動(L2)および最大級の地震動(L3)としての設計用地震動は、敷地周辺の地震活動度の調査結果に基づいて設定する。

地震活動度調査に用いる地震データの一つは歴史地震データ⁴⁾であり地震規模(マグニチュードM)、発生位置、発震時を考慮する。また主に地表変状の探査からシートマップにまとめられた活断層データ⁵⁾の活断層長さから評価されるM、平均変位速度による繰り返し間隔等を考慮する。

上記の地震データに基づいて、対象敷地における地震危険度解析を行う⁶⁾。即ち、地震規模と距離から距離減衰式を用いて個々の地震による敷地(工学的基盤)における地震動強さ(最大速度)を求める。これら全ての地震動強さと上記の地震発生期間のデータを用いた解析によって、敷地での最大速度と生起確率(再現期間等)の関係を求める。この結果から、対象敷地の地震活動度の高低を把握する。さらに、要求性能レベルに応じた地震動強さの目安が判断でき、対応する主要震源を抽出する。

上記の調査結果に基づき設定する設計用入力地震動としては、以下の3種類を考慮する。

第一は、告示、平12建告第1461号に基づく解放工学的基盤における加速度応答スペクトルに適合するように作成する模擬地震動(告示地震動)である。この作成には、主要震源による影響を反映した継続時間等を与える。第二は、地震調査結果から設定できる主要震源の断層モデルに対して半経験的波形合成法⁷⁾を適用して作成するものである。この際、適切な小地震による地震記録(経験的グリーン関数、地盤応答変換する場合もある)を用いるか、統計的グリーン関数として地震基盤からのやや深い地盤による応答結果を用いる場合もある。またこのような検討に基づいて設計用応答スペクトルを設定し、それに対して模擬地震動を作成する方法^(例えば⁸⁾)も、この種の一つである。第三は、従来から多用され既設の超高層建築物との性能比較が可能となる、観測地震動を適切な振幅に変換した地震動(標準地震動)である。通常、上部構造への直接入力とする。

(2) 直交方向・上下方向の地震動

立体効果を検討するための地震動としては、代表地震動を斜め方向に入力する方法と直交する2方向で設定する方法がある。後者の場合、告示応答スペクトル等の代表の設計用応答スペクトルに対して2/3程度の振幅レベルを直交方向地震動に設定する⁹⁾。上下動による柱軸力等の応答を検討する場合は、代表する水平動振幅の1/2程度の振幅の上下地震動を設定する¹⁰⁾。

これらの直交・上下方向の模擬地震動の作成には代表地震動と適切な関係にある位相特性(同時性)を与える。半経験的波形合成法では、対応する3方向地震動記録によって定められる。標準地震動を選択する場合は、対応した振幅に修正する。

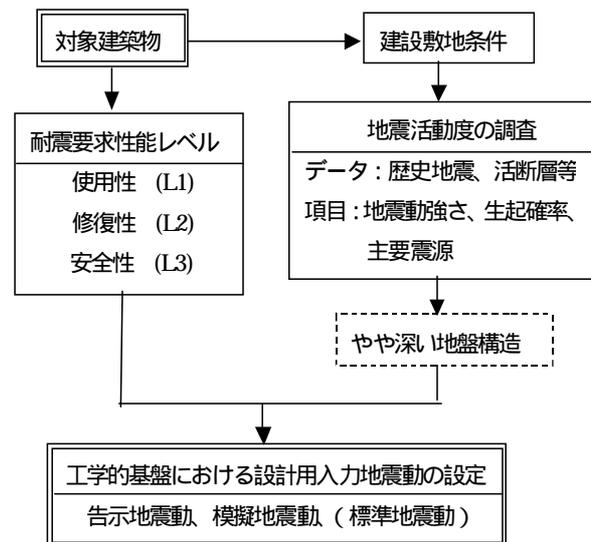


図 5 設計用地震動(工学的基盤)の評価フロー

(3) 表層地盤・基礎構造の影響

工学的基盤以浅の表層地盤の地盤応答解析は工学的基盤における設計用地震動に対し、PS 検層等による地盤定数と動的変形試験による構成則を用いて実施する。特に軟弱地盤では土の非線形性の影響に留意し、応答結果による土の剛性低下や地盤の応答変形を基礎構造、上部構造の応答に反映する。

相互作用特性の基礎入力動は地盤と基礎構造の特に剛性の関係に影響されるので、杭や連続地中壁および地盤反力ばねを適切にモデル化した応答解析によって評価する。その方法の一つは、上部構造・基礎構造・地盤の連成系モデルによる応答から上部構造基礎底の有効入力動を直接求める方法である。連壁杭を採用すると非常に高い剛性のため、有効入力動は表層地盤における地震動増幅の影響が小さい結果となる¹¹⁾。

(4) 東京臨海地域における設計用地震動の評価例

東京臨海部を対象にすると、周辺の地震環境は図 6 に示すとおりである。これら地震データを用いて地震活動度を評価した。要求性能レベルに対応した地震動強さの指標の目安として、L1 では再現期間20-30年、L2 では500年程度の発生確率を考える。500年再現期待値は、50年供用期間では超過確率約10%、またはほぼ平均値+標準偏差に相当する。L3 レベルはより発生確率の低い地震および地震・地震動の推定の幅を考慮して設定する。これらの指標に基づき、対象敷地のL1とL2レベルに対応する設計用地震動の一つとして、告示の“稀な地震動”と“極めて稀な地震動”を設定する。L3レベルとしては、再現期間が1000年以上となるL2の1.5倍程度の強さの地震動とする。そこで、地域の地震・地盤環境を直接的に反映する模擬地震動を作成した。L2レベルに対応した地震動に対象とする震源は、卓越周期が長い対象建築物の条件も考慮して、関東地震等の相模トラフ沿いの図 6中のプレート境界地震とする。半経験的波形合成法によって作成した、工学的基盤における水平・上下模擬地震動¹¹⁾の応答スペクトルを、既提案の設計用応答スペクトル⁸⁾とともに図 7に示す。後者は包絡した結果なので両者は整合している。

5. コンクリート強度による地震応答値の変動

(1) 検討方法

構造体コンクリートの強度は下限値管理のため、設計基準強度より大きくなる。本章では、構造体コンクリートの強度分布が高層RC造骨組の地震時応答値に及ぼす影響について検討する。

1) 構造体コンクリートの強度分布

高強度RC造住宅について実大模擬柱のコア供試体の強度を調査した。その結果から、構造体コンクリートの強度は、概ね設計基準強度の1.2～1.4倍程度の範囲であることが推定された¹²⁾。ここでは、文献12の検討結果から、コンクリートの強度分布を考慮して層の剛性等を変え、地震応答解析を行う。

2) 検討対象建物

検討対象建物は、S計画¹³⁾の54階建(S-54棟)及び45階建(S-45棟)、T計画¹⁴⁾の36階建(T-36棟)の高層RC住宅とする。コンクリートの設計基準強度(F_c)は、27～100N/mm²であり、各建物の値を表2に示す。

(2) 地震応答解析

1) 解析方法

対象とする3棟について各層の剛性等を変えた解析ケースを設定して、非線形時刻歴応答解析を行う。解析モデルは等価曲げせん断型(曲げ:弾性、せん断:TAKEDAモデル)とし、減衰は瞬間剛性比例型($h_1=3\%$)とする。検討用地震動は代表的な観測波2波(標準波)及び平成12年建設省告示第1461号に基づく模擬地震動3波(告示波)として、表3に示す。地震動の強さは、標準波では最大速度値で基準化(L1:25cm/s、L2:50cm/s)し、告示波では、稀な地震動をL1に、極めて稀な地震動をL2とする。

2) 解析ケース

層の復元力特性の設定では、コンクリートの強度に F_c を用いたケースを基本モデル(ケース0)とする。各解析では、剛性は増大させるが、耐力は増大させず基本モデルと同等とする。第1剛性を設計値の1.2倍(ケースA、B)、1.4倍(ケースC)として、ケースA、Cは第1、第2折れ点の変形を、ケースBは第1折れ点の変形及び第2折れ点での剛性低下率を設計値と同じとする(図9)。

3) 解析結果

L1の地震動による応答層せん断力の比較の例を図8に示す。剛性を1.4倍したケースCはケース0に比べて、告示波では1.01～1.50倍(平均1.27倍程度)、標準波では0.90～1.48倍(平均1.16倍程度)となる。剛性評価に F_c を用いた基本モデルでは、L1の応答せん断力を小さめに評価する可能性があるため、使用限界検討用地震力は基本モデルによる最大応答値に対して20%以上余裕のある設定をする方がよい。

最大層間変形角の比較の一例を図10に示す。剛性を増大したケースA～Cは、L1、L2ともにケース0を下回る傾向があるが、最大変形を示す階ではL1で25%、L2で9%程度増大する階もある。



図6 対象地点と周辺の地震環境

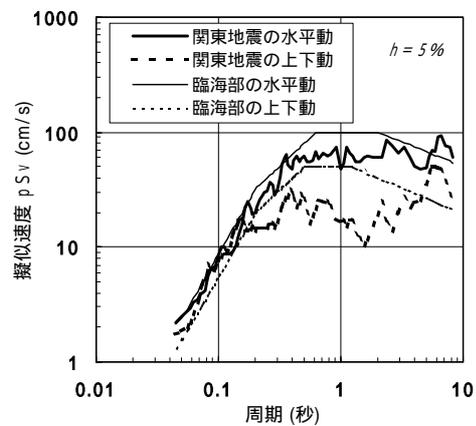


図7 関東地震を対象とした模擬地震動作成例

表2 対象建物のコンクリート強度

T-36棟		S-45棟		S-54棟	
階	柱	階	柱	階	柱
R～30	Fc27～30	R～35	Fc30～36	R～42	Fc30～36
29～18	Fc36～42	34～24	Fc42～48	41～30	Fc42～48
17～12	Fc45～48	23～6	Fc54～60	29～14	Fc54～60
11～1	Fc54～60	5～1	Fc70～80	13～1	Fc70～100
階	梁	階	梁	階	梁
R～31	Fc27～30	R～36	Fc30～36	R～43	Fc30～36
30～4	Fc36～42	35～19	Fc42～48	42～25	Fc42～48
3～2	Fc36	18～2	Fc51～54	24～2	Fc51～54

表3 検討用地震動一覧

波形名称	レベル1の地震動		レベル2の地震動	
	最大加速度	最大速度	最大加速度	最大速度
	cm/s ²	cm/s	cm/s ²	cm/s
EL CENTRO 1940 NS波	255	25	511	50
TAFT 1952 EW波	248	25	497	50
告示波 CODE-EL波	64	9	321	51
告示波 CODE-TA波	85	10	427	48
告示波 CODE-RI波	65	8	328	50

表4 解析モデルの弾性一次固有周期

	K1/1K1	T-36棟	S-45棟	S-54棟
ケース0(基本)	1.0	2.21秒	2.96秒	3.36秒
ケースA・B	1.2	2.10秒	2.78秒	3.16秒
ケースC	1.4	2.01秒	2.64秒	3.01秒

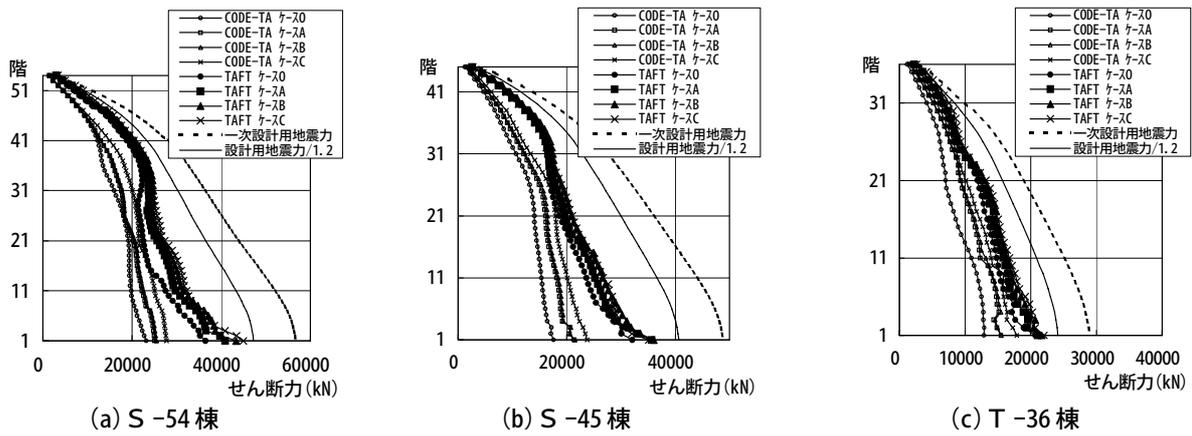


図 - 8 レベル1の地震動による層せん断力 (TAFT波及びCODE-TA波)

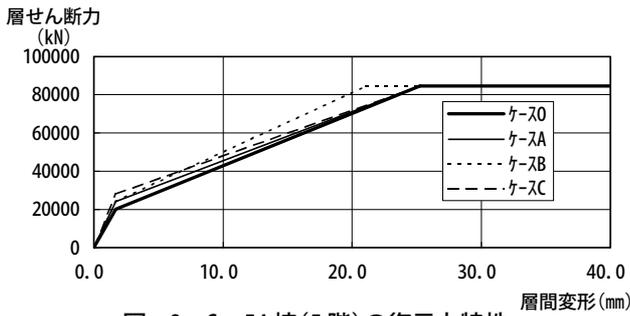
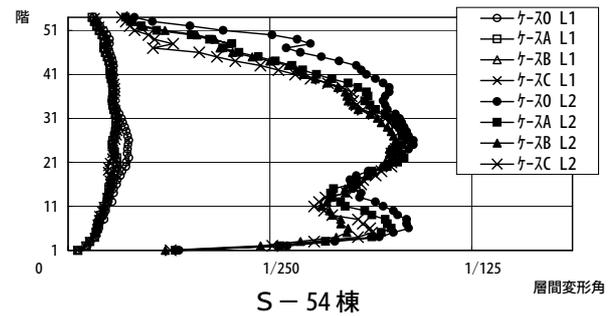
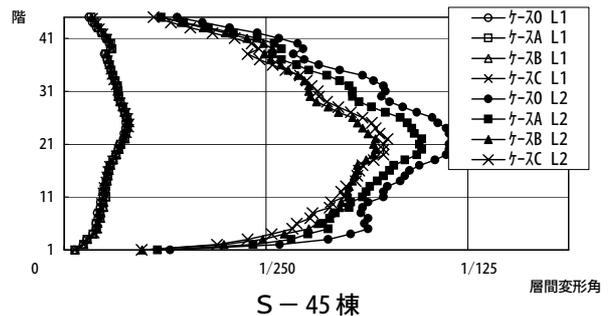


図 - 9 S-54棟(5階)の復元力特性



S-54棟



S-45棟

図 - 10 告示波(CODE-TA波)による層間変形角

基本モデルによる層間変形角は、概ね安全側の評価となっている。

基本モデルに対する各ケースの最大応答値の比率(応答比)を図 - 11 に示す。L1 では、ベースシア(Cb)及び転倒モーメント(OTM)は増大する傾向が見られ、Cb応答比の平均値は1.17である。設計用地震力の重心位置の変形角を建物変形角とするとその応答比の平均値は0.96である。L2では、Cb及びOTMは一部の地震動波形を除いて、応答比は0.8から1.2であり、Cb応答比の平均値は1.04である。また、建物変形角応答比の平均値は0.92であり、L1よりも小さくなる。

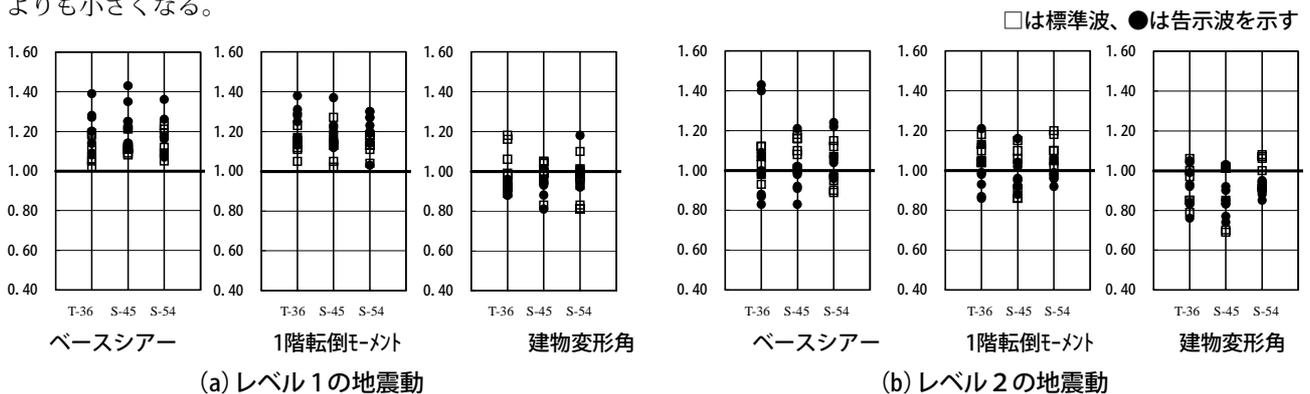


図 - 11 基本モデルに対する最大応答値の比率

6. 制振デバイスによる変形制御

(1) 検討方法

本章では、制振デバイスの減衰付加による高強度RC造骨組の地震時応答変形制御について検討する。

1) 検討対象骨組

骨組は、5章で示した36階建、45階建、54階建の超高層RC造骨組3棟とする。また、本検討に用いる制振

デバイスは、低降伏点鋼を用いた制震柱(図 - 12)及びオイルダンパーとする。

2) 解析モデル

骨組の解析モデルは、RC造骨組を等価な曲げせん断棒(曲げ:弾性、せん断:TAKEDA)に置換した。骨組の減衰は瞬間剛性比例型(一次減衰定数 $h_1=3\%$)として、検討用地震動は工学的基盤における提案波形(セキヤ波¹⁴⁾)とした。制震柱とオイルダンパーのモデル化及び復元力特

性を図 13, 14 に示す。制震デバイスの解析モデルでは、制震柱は境界梁付曲げせん断棒（曲げ：TAKEDA、せん断：N-TRI） オイルダンパーはMaxwell モデルとして、骨組の全階に配置した。

3) 解析方法

制震デバイスの種類、設置数を変えた地震応答解析を行い、非制振に対する変形制御効果を検討する。また、非制振の骨組モデルの減衰定数を変動させた解析を行う。なお、本解析で用いた制震柱の耐力及び設置数は、比較検討を行うため、実際の建物とは異なる。

(2) 制振デバイス

1) デバイスの設定

構造計画的な観点から、デバイスの種類と設置数をパラメータとする。制震デバイスのケースを表 5、各ケースのデバイス総耐力 (Q_1) の建物総重量に対する比 (デバイスの耐力比と呼ぶ) を表 6 に示す。各骨組には、2, 4, 8 個の制振デバイスを設置する。また、制震柱 (DC) とオイルダンパー (OIL) を同数組み合わせた複合制振¹⁶⁾ (Dual) についても検討を行う。

2) 骨組・取付部の付加変形

制震柱は取り付く梁の付加変形を境界梁にて考慮する。オイルダンパーは層間部材として、骨組の付加変形は無視する。制震デバイスの効果には、柱軸変形による骨組の付加変形やデバイスの取付部の変形が影響することが考えられる。そこで、54 階建の制震柱を例として、柱軸変形による影響を制震柱に取り付く境界梁の鉛直支持バネで考慮したモデル、制震柱の曲げひび割れを無視したモデルについて比較検討を行う。

(3) 解析結果

1) 層間変形角

制震デバイスの設置数を変えた各骨組における各ケースの最大応答層間変形角を図 15 に示す。ケース 0 と比較した場合、設置数を増すに伴い概ね変形が低減するが、低減効果がない階もある。54 階建の設置数 8 の場合には、制震柱 (DC) では 7 ~ 35%、オイルダンパー (OIL) では 10 ~ 30%、複合制振 (Dual) では 10 ~ 35% 程度の変形低減効果が見られる。45 階建の設置数 8 の場合には、DC では 5 ~ 30%、OIL では 15 ~ 25%、Dual では 10 ~ 25% 程度、また 36 階建の設置数 4 の場合には、DC では 3 ~ 25%、OIL では 5 ~ 20%、Dual では 3 ~ 20% 程度の変形低減効果である。基本計画の観点から、デバイスの耐力比を指標として、層間変形角に対する制御効果を見ると、耐力比 10% のデバイスでは 10% 低減、耐力比 20% のデバイスでは 15% 低減、耐力比 30% のデバイスでは 20% 低減という大まかな計画上の目安が得られる。制震デバイスと骨組のエネルギー吸収量の比率による変形制御効果の評価は今後の課題としたい。

制震デバイスの違いによる変形低減を見ると、粘性系のオイルダンパーでは、全階にわたり変形が低減されているのに対して、履歴系の制震柱では、上層階と下層階では変形低減比率に差が見られる場合がある。複合制振

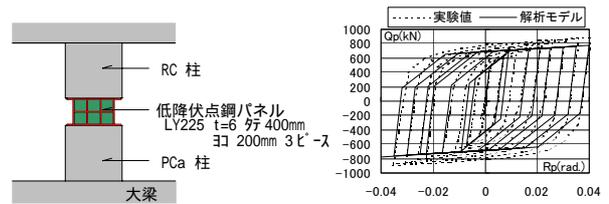


図 12 制震柱と低降伏点鋼パネルの Q - 関係

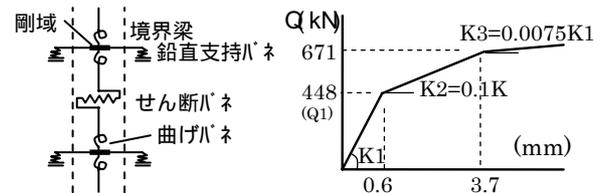


図 13 制震柱の解析モデル

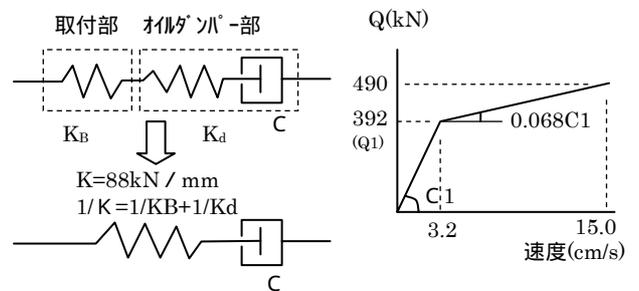


図 14 オイルダンパーの解析モデル

表 5 制震デバイスの解析ケース

検討建物	制震柱(DC)		オイルダンパー(OIL)		複合(Dual=DC+OIL)	
	個数	ケース	個数	ケース	個数	ケース
36階	2	ケースDC-2	2	ケースOIL-2	2(1+1)	ケースDual-2
	4	ケースDC-4	4	ケースOIL-4	4(2+2)	ケースDual-4
	8	ケースDC-8	8	ケースOIL-8	8(4+4)	ケースDual-8
45階	2	ケースDC-2	2	ケースOIL-2	2(1+1)	ケースDual-2
	4	ケースDC-4	4	ケースOIL-4	4(2+2)	ケースDual-4
	8	ケースDC-8	8	ケースOIL-8	8(4+4)	ケースDual-8
54階	2	ケースDC-2	2	ケースOIL-2	2(1+1)	ケースDual-2
	4	ケースDC-4	4	ケースOIL-4	4(2+2)	ケースDual-4
	8	ケースDC-8	8	ケースOIL-8	8(4+4)	ケースDual-8
54階	8	ケースDC-8A 支持バネ考慮	解析ケース表示 ケース*1-*2 *1:制震デバイス、*2:個数 非制震はケース0			
	8	ケースDC-8B ひび割れ無視				

表 6 デバイス耐力の建物総重量に対する比率

検討建物	DC-2	DC-4	DC-8	OIL-2	OIL-4	OIL-8	Dual-2	Dual-4	Dual-8
36階	8%	17%	33%	7%	15%	29%	8%	16%	31%
45階	5%	10%	21%	5%	9%	18%	5%	10%	20%
54階	5%	9%	19%	4%	8%	16%	4%	9%	18%

はその中間の傾向が見られる。

2) 減衰定数

54階建の非制振骨組モデルの減衰を4～6%に変動させ、建物変位を比較すると、デバイスにより差はあるが、2個で $h1=4\%$ 、8個で $h1=6\%$ 程度に相当する。

3) 建物水平変形

ケース0の建物重心変位に対する各ケースの重心変位は、計画的な目安として概ねデバイス2個で5%、4個で10%、8個で15%程度の変形低減効果が期待できる。

4) 付加変形

図-16を見ると、全体曲げの影響を考慮したDC-8Aでは、無視したDC-8に比べて層間変形角の低減率が下階では5～7%、上階では8～20%程度減少する。制震柱の曲げひび割れを無視したDC-8Bでは、層間変形角の低減率を下階では3～20%、上階では30～40%程度過大に評価することになる。

7. まとめ

高性能RC造超高層住宅「Super HRC システム」の耐震設計法について、その概要を述べてきた。本設計法は、使用性、修復性及び安全性について地震動による応答値が各限界状態を越えないことを確認する性能評価型設計方法である。設計用地震動では、作成手法、直交方向地震動、表層地盤の影響などを含む概要について述べ、東京臨海地域における評価例を示した。また、コンクリートの強度分布が地震時応答値に与える影響や制振デバイスによる地震時応答変形の抑制効果について地震応答解析を行い、検討結果の概要を述べた。

[参考文献]

[1]和泉ほか：低降伏点鋼パネルを組み込んだRC柱の耐震性能に関する実験的研究、日本コンクリート工学年次論文集、Vol.22, No.3、2000年、[2]和泉ほか：超高強度材料を用いた鉄筋コンクリート構造の柱部材に関する実験研究（その3、4）、日本建築学会大会学術講演梗概集、2000年、[3]和泉ほか：超高強度材料と制震柱を用いた54階建・45階建RC造住宅の耐震設計、日本建築学会大会学術講演梗概集、2001年、[4]宇佐美：新編、日本被害地震総覧、増補改訂版、東京大学出版会、1997年、[5]活断層研究会：新編、日本の活断層、東京大学出版、1991年、[6]藤堂、神田：地震荷重-内陸直下地震による強震動と建築物の応答、3.3.2 確率論的評価例、日本建築学会、2000年、[7]藤堂ほか：確率パラメータを有する波形合成法による大地震時地震動の推定、構造工学論文集、1992年、[8]日本建築防災協会：動的設計用入力地震動の設定に関する検討、臨海部における大規模建築物群の総合的な構造安全に関する調査・検討、1991年、[9]国土開発技術センター：鉄筋コンクリート造建築物の超軽量・超高層化技術の開発、設計分科会報告書、1993年、[10]藤堂：多次元地震動と構造物の応答、統計的にみた3次元地震動、日本建築学会、1998年、[11]藤堂ほか：大断面連

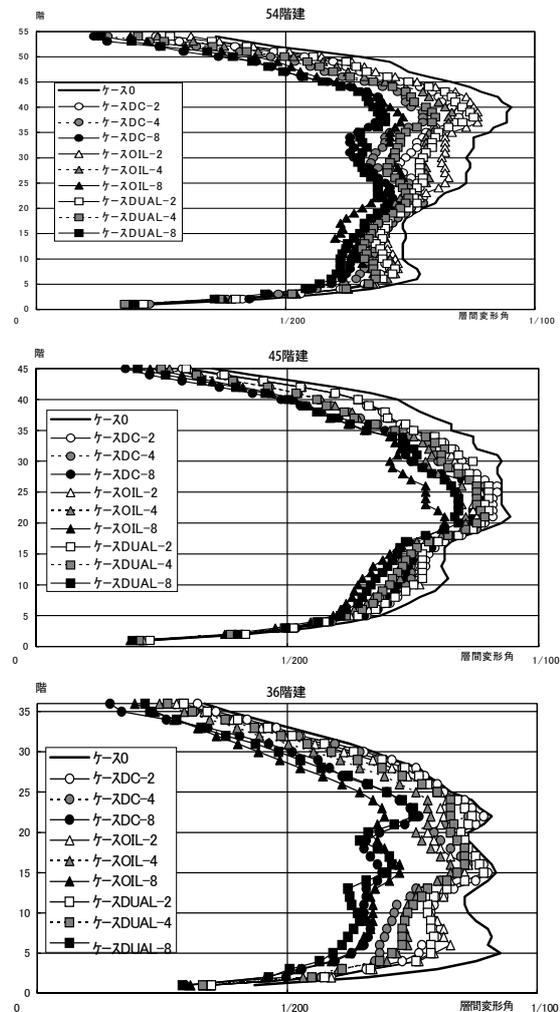


図-15 層間変形角の比較

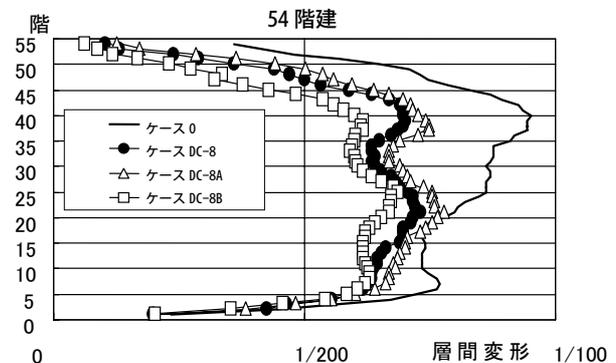


図-16 54階建の層間変形角の比較

続地中壁の地震時挙動、No.27 戸田建設技術研究報告、2001年、[12]和泉ほか：高強度材料を用いた高層RC造住宅の耐震設計（その2）、日本建築学会大会学術講演梗概集、1998年、[13]和泉ほか：高強度材料と制震柱を用いた36階建RC造住宅の耐震設計、日本建築学会大会学術講演梗概集、1998年、[14]建設省建築研究所・日本建築センター：設計用入力地震動作成手法技術指針（案）、[15]和泉ほか：高強度材料を用いた高層RC造住宅の耐震設計（その3）、日本建築学会大会学術講演梗概集、1998年、[16]和泉ほか：履歴依存型ダンパーと速度依存型ダンパーを組み合わせた複合制震デバイスに関する研究（その1）、日本建築学会大会学術講演梗概集、2000年