RC コアウォールシステム
の開発と実証DEVELOPMENT AND PROOF
OF THE RC CORE WALL
SYSTEM

熊谷仁志 ———*1
佐武直紀 ———*2
西田 朗 ———*3
中島秀雄 ———*4

Hitoshi KUMAGAI
Naoki SATAKE
Akira NISHIDA
Hideo NAKASHIMA

The structural system composed of reinforced concrete (RC) shear wall and steel frame is presented. A series of experiment concerning the quality control of the high strength concrete and structural behavior of the RC shear wall under seismic load had been performed to develop this system. This system was applied to the actual 25-story building consequently.

キーワード：
混合構造, 高強度コンクリート, RC コアウォール, X 形配筋, 3 次元地震応答解析

Keywords:
Hybrid structure, High strength concrete, RC core wall, Diagonal reinforcement, 3-D earthquake response analysis

1. はじめに

最近、鉄筋コンクリート造と鉄骨造を組み合わせる用いそのお互いの長所を發揮させることをねらいとした混合構造が注目を集めている。筆者らは、高層建築物のコア部分を鉄筋コンクリート造耐震壁（RC コアウォール）とし、梁および周辺フレームを鉄骨造とした混合構造「RC コアウォールシステム」を開発した。本システムには以下のような特長がある。

- ・コア部と周辺部を区画する建築計画に必要な壁をそのまま構造体として利用できること。
- ・RC コアウォールが水平力の大半を負担するため、柱が地震力から解放され、自由なレイアウトが可能であること。
- ・鉄骨造に比べて建物の剛性が高く、風揺れをほぼ半減できること。
- ・RC 造に比べて、長スパンが可能であること。
- ・RC コアウォールをセルフクライミング式大型型枠を用いて先行施工することによって、鉄骨造と同等の工期で施工できること。
- ・建物の鉄骨量を低減し、コストダウンが図れること。

このような構造形式は海外ではよく採用されているが、地震国である日本で採用するにはRC コアウォールの耐力・靱性の向上などさまざまな解決すべき課題があった。

本報告は、筆者らが本システムを実用化するために行った一連の技術開発^{1)~7)}と実建物の施工を通じたその実証の過程をまとめ、報告するものである。

2. RC コアウォールシステムに関する技術的検討

2.1 RC コアウォールシステムの課題とその解決策

RC コアウォールシステムの構造概念図を図1に示す。本システムの開発のために解決しなければならない課題として、①RC コアウォールがスレンダーになり（高さ・幅比が7程度）、転倒モーメントによる圧縮・引張あるいは基礎の浮き上がりが顕著になること、②鉄骨造に比べて大地震時のエネルギー吸収能力が乏しくなること、などが予想された。

そこで①の解決策として、RC コアウォールの圧壊を防止して耐力・靱性を確保するため、低層部に設計基準強度600kgf/cm²クラスの高強度コンクリートを用い、壁縦筋には高強度太径鉄筋（D38、SD390）を用いることとした。またRC コアウォール頂部にはハットトラス（図1 参照）を設けることにより、全体の転倒モーメントの約25%を周辺フレームの軸力として伝達させることができる。②の解決策としては、境界梁にX形筋を配し、大地震時にはこれが曲げ降伏するように計画した。壁厚と同じ梁幅の中に配筋を納めるた

*1 清水建設(株)技術研究所
(〒135 江東区越中島3-4-17)
*2 清水建設(株)設計本部 工博
*3 清水建設(株)技術研究所
*4 清水建設(株)設計本部 設計長

*1 Engineer, Shimizu Corporation, Institute of Technology
*2 Engineer, Shimizu Corporation, Design Division, Dr. Eng.
*3 Engineer, Shimizu Corporation, Institute of Technology
*4 Manager, Shimizu Corporation, Design Division

図1 構造概念図（海老名プライムタワーの例）

めX形筋には高強度太径鉄筋（D41、SD490）を用いることとした。
高強度コンクリートの実用化や、部材の耐力・変形性能の把握を
目的に実施した実験の結果を次に示す。

2.2 高強度コンクリートの調合実験

既往の研究では設計基準強度 600 kgf/cm^2 クラスの高強度コンクリートでは、構造体は初期に水和熱によって高温を受けるため、構造体コンクリート強度が標準養生強度よりも低くなることが指摘されている。したがって、構造体コンクリート強度を確保するためには、初期の温度履歴の影響を考慮して調合を決定しなければならない。そこで図2に示すような一連の実験を実施した^{1), 2)}。

実機プラントを用いた試験練りを行い、圧縮強度と水セメント比の関係を調べた。これに合わせて厚さ 700 mm の壁モデル試験体に水セメント比 30% のコンクリートを打設し、その温度履歴を測定した。打設は7月中旬に行われたが、試験体中心部の温度は最高 81.4°C に達した。この温度履歴を追跡させた水槽内で養生した $\phi 100 \times 200$ 供試体（以下、温度追従養生という）の強度発現と標準養生供試体の強度発現を比較したものを図3に示す。材齢28、56日において温度追従養生強度は標準養生強度を下回っている。材齢28日では、標準養生強度（ 770 kgf/cm^2 ）は温度追従養生強度（ 665 kgf/cm^2 ）の1.16倍となった。

この結果を踏まえ、管理材齢28日の調合を(1)式のように定めた。 α を前述の1.16倍とすると、調合強度は 792 kgf/cm^2 となり、実施工における水セメント比を 28.5% に決定した。

図2 高強度コンクリート施工までの流れ

図3 養生方法による強度発現の比較

$$F_{28} = \alpha (F_c + 1.73 \sigma) \quad \cdots (1)$$

F_{28} : 調合強度

α : 標準養生強度／構造体コンクリート強度

F_c : 設計基準強度（ $= 600\text{ kgf/cm}^2$ ）

σ : 標準偏差（ $= 0.08F_c = 48\text{ kgf/cm}^2$ ）

2.3 L形壁の 45° 方向加力実験

RCコアウォールは 45° 方向に水平力を受けた場合に最も高い軸力が作用する。そこで建物の1～2階部分を想定したL形壁の 45° 方向加力実験を実施し、RCコアウォールの耐力・靱性を確認することとした³⁾。

試験体は図4に示すような約 $1/7$ の縮小モデルで、壁厚 100 mm 、一辺の長さ 800 mm である。試験部には圧縮強度 $\sigma_B = 531\text{ kgf/cm}^2$ の高強度コンクリートを用いた。実際の壁の配筋を一般部縦筋 2-D38@175（SD390）、コーナー部縦筋 3-D38@175（SD390）、横筋 2-D25@150（SD345）とし、これと同等の鉄筋比になるように一般部縦筋 2-D10@60（ $\sigma_y = 3450\text{ kgf/cm}^2$ ）、コーナー部縦筋 2-D10@40（ $\sigma_y = 3450\text{ kgf/cm}^2$ ）、横筋 2-D6@65（ $\sigma_y = 3790\text{ kgf/cm}^2$ ）とした。コーナー部が曲げ圧縮となるとときに圧縮軸力を、曲げ引張となるとときに引張軸力を作用させた。水平力と軸力の比率は予め行った静的増分解析および地震応答解析の結果から図5のTEST-1、TEST-2の2種類とした。

実験結果の一例を図6および図7に示す。最終的にTEST-2の加力で圧縮軸力 $0.6A_c \sigma_B$ を保持しながら水平力を加えると、部材角

1/67でコーナー部が圧壊し耐力が低下した。図中に○で示したのは、曲げ解析結果（せん断変形は弾性変形分を加算）である。解析では部材を材長方向に要素分割し、各要素の軸力と曲げモーメントの組み合わせについて曲率および軸ひずみを計算し、これを積分して曲げ変形および軸変形を求めている。解析値によって実験結果を概ね評価できている。実建物の設計時にはこの解析に基づいて復元力特性および降伏曲面を決定することにした。

図5 軸力と曲げモーメントの相関

図6 せん断力と水平変位の関係 (TEST-1)

図7 軸力と軸変形の関係 (TEST-1)

図4 L形壁試験体

2.4 X形配筋梁の曲げせん断実験

本システムの境界梁には高強度大径鉄筋 (D41, SD490) を用いており、大地震時にはこの境界梁が曲げ降伏してエネルギーを吸収するように計画している。そこで塑性化が最も進行する中間階部分を想定したX形配筋梁試験体の曲げせん断実験を実施し、その耐力・変形能力を確認することとした³⁾。

試験体は図8に示すような約1/2の縮小モデルで、幅300mm、せい600mm、せん断スパン比が0.75の短スパン梁である。試験部には圧縮強度 $\sigma_c = 381 \text{ kgf/cm}^2$ のコンクリートを用いている。X形筋には8-D19 ($\sigma_{xy} = 5840 \text{ kgf/cm}^2$)、平行筋には4-D13 ($\sigma_{py} = 3830 \text{ kgf/cm}^2$) を用いた。計算曲げ耐力上の80%以上がX形筋によって負担されるようになっている。

せん断力と変形の関係を図9に示す。平行筋は部材角1/300程度で降伏したがせん断力～変形関係にはほとんど変化はなく、最外縁のX形筋が部材角1/140程度で降伏し、部材角1/120程度になるとせん断力の上昇が頭打ちとなった。最終的に部材角1/15程度まで加力したがせん断力は上昇し続けていた。塑性率にすると8以上あり、非常に変形能力に富んだ部材であることが確認された。図中の点線は復元力特性のスケルトンで、Tri-linearでモデル化した。第一折れ点は曲げひび割れ発生時点で菅野式で求めた。第二折れ点は曲げ降伏時点であるが、この時の変形は部材の軸変形を無視しX形筋をブレースに置換したモデルで求め、耐力は(2)式で求めた。

$$Q_u = (0.9 a_{pt} \sigma_{py} d_p + 0.9 a_{xt} \sigma_{xy} d_x \cos \theta) / (0.5L) \cdots (2)$$

a_{pt} : 平行筋断面積、 a_{xt} : X形筋断面積、 θ : X形筋傾斜角

σ_{py} : 平行筋降伏強度、 σ_{xy} : X形筋降伏強度

d_p : 平行筋有効せい、 d_x : X形筋有効せい

今回設定した復元力モデルと実験結果は良く一致している。

図8 X形配筋梁試験体

図9 セン断力と変形の関係

図10 基準階平面図

3 実建物への適用

3.1 建物概要

2章で述べたような技術的検討の結果、本システムの実用化に目処が立ち、「海老名プライムタワー」に適用することができた。その基準階の平面図を図10に、構造概念図を図1に示す。建物概要は以下のとおりである。

所在地：神奈川県海老名市中央二丁目

階数：地下1階、地上25階、塔屋1階

敷地面積：12,016 m²

総床面積：57,319 m²

最高高さ：107.8 m

基準階：床面積（オフィス棟）1,393 m²、階高 3.90 m

構造：鉄筋コンクリート造および鉄骨造

基礎：アースドリル杭（先端GL-27m）

設計：清水建設（株）一級建築士事務所

施工：清水建設（株）横浜支店

工期：平成4年10月～7年6月

3.2 構造設計概要

本建物は中心部のRCコアウォールと外周部の鉄骨フレームによって構成されており、建物に作用する地震時せん断力の約90%をコアウォールが負担するように設計されている。またレベル2地震に

対してはRCコアウォール脚部と境界梁端部に曲げ降伏ヒンジが形成されることを想定している。そこで各部材の挙動については図11に示すような3次元フレームモデルを用いた弾塑性地震応答解析によって直接把握することとした^{3),5)}。構造安全性を確認するためのクライテリアについても表1のように各部材ごとに定めている。

X、Y方向解析時には対称条件を利用した1/2モデル、45°方向解析時にはフルモデルを用いた。コアウォールと境界梁は線材に置換した。予備検討としてFEM解析を行い、X、Y方向解析時のコアウォールのフランジの有効幅は全幅の80%、剛域は梁せいの1/4入った所までとした。各要素の復元力モデルおよび降伏曲面は2章の検討結果をもとに決定した。入力地震動はEL CENTRO NS (1940)、TAFT EW (1952)、HACHINOHE NS (1968)、TOKYO101 NS (1956)の4波についてレベル1で25cm/s、レベル2で50cm/sに規準化したものを用いた。基礎部については杭バネを考慮し、減衰は瞬間剛性比例型 ($\eta=3\%$) とした。

固有値解析の結果を図12に示す。X方向の3次モードには周辺フレームがコアウォールに関して逆対称に上下に振動するモードが、Z方向の1次モードには周辺フレームがコアウォールに関して対称に上下に振動するモードが現われている。

以下最も応答値の大きかったHACHINOHEを用いた地震応答解析結果について述べる。レベル2地震に対する最大応答層間変形角はX方向で1/100、Y方向で1/118といずれも1/100以下に納まっている。X方向レベル2地震に対するヒンジ発生状況を図13に示す。境界梁の塑性率は最大で1.46（X方向13階）であり、クライテリアの4.0を下回っている。45°方向解析時のコアウォールの軸力と曲げモーメントの相関を図5中に示すが、レベル2地震に対する最大曲げモーメントは実験で確認された範囲内である。最大圧縮軸力比は最大

図11 X方向解析モデル図 (1/2モデル)

X方向1次	Y方向1次	X方向2次	Y方向2次	X方向3次	Z方向1次
T=1.97 sec $\beta=1.50$	T=2.02 sec $\beta=1.52$	T=0.49 sec $\beta=-0.79$	T=0.52 sec $\beta=-0.80$	T=0.30 sec $\beta=-0.35$	T=0.29 sec $\beta=1.82$

図12 固有値解析結果

で0.547（3階）であり、クライテリアの0.6を下回っている。またこの時の壁脚の部材角は1/573（圧縮軸力側）であり、クライテリアの1/150を下回っている。境界梁およびコアウォール脚部は限界変形能力に対して十分な余裕度を有していると考えられる。

図14に静的増分解析による1次設計時の層せん断力分布を示す。層せん断力の約90%をコアウォールが負担していることが分かる。

3.3 高強度コンクリートの施工結果

設計基準強度600kgf/cm²のコンクリートの打設は、平成5年9月から平成6年1月にわたって行われ、総打設量は620m³であった。目標スランブは23cm、目標空気量は2%である。コンクリートはポンプ圧送を行い、中間開口のあるトレミー管を用いて打設したが、施工性は良好であった²⁾。

コアウォールL形壁のコーナー中心部に熱電対を取り付け、温度追従養生に用いた。夏期(9/20)の打設では、最高温度は85.7℃に達していた。このときの標準養生供試体と温度追従養生供試体の強度

表1 部材の応力・変形に関するクライテリア（レベル2）

	コアウォール	境界梁
軸力	圧縮軸力 $<0.6 F_c A_c$	—
せん断力	終局強度型指針 ⁹⁾ によるせん断耐力の1/1.3以下	—
変形	ヒンジ部（壁脚・壁頭）部材角 $<1/150$	塑性率 <4.0

図13 ヒンジ発生情報図（X方向、レベル2）

図15 実施工における品質管理試験結果

図14 RCコアウォールと鉄骨フレームのせん断力分担

発現状況を図3中に示す。水セメント比が異なるため、圧縮強度は試験練りよりも高くなっているが、強度発現状況は試験練りと同じ傾向を示している。また打ち増し部から採取したコア供試体の圧縮強度は平均で779kgf/cm²であった。図15に実施工における品質管理試験結果を示す。温度追従養生の試験結果はすべて設計基準強度を満足した。標準養生と温度追従養生の圧縮強度の比率は、施工期間の平均では約1.1倍であった。

3.4 常時微動測定結果

本建物にはRCコアウォールと鉄骨フレームを組み合わせた新しい構造システムを用いており、それぞれの軸剛性が大きく異なるため、固有値解析（図12参照）でも水平・上下動が連成したモードが現われている。そこで水平動用に加え上下動用の振動計を建物内に多数設置し、上下・水平両方向の常時微動測定を同時に行った⁶⁾。常時微動測定は竣工半月前の内外装がほぼ完成した状況で実施した。

X,Y,Z各方向におけるパワースペクトルから各ピーク振動数を読みとり、この振動数に対応する振動モードを特定した。その結果を表2に示す。設計用モデルの固有周期と常時微動測定によって求めた固有周期を比較すると、X方向並進1次モードで1.97secに対して1.61sec、Y方向並進1次モードで2.02secに対して1.69secと、常時微動測定結果のほうが20%ほど短くなっている。これは外壁（PCカーテンウォール）による剛性の増加や、積載荷重がほとんど無いことによる質量の減少によるものと考えられ、既往の振動測定結果⁸⁾でも同様の傾向が得られている。上下方向のモードについては測定された振動モードから1次(0.27sec)は周辺フレームがコアウォールに関して対称に振動するモード、2次(0.24sec)は周辺フレームがY軸に関して逆対称に振動するモード、3次(0.15sec)は周辺フレームがX軸に関して逆対称に振動するモードであると判断される。上下1次が設計用モデルのZ方向1次、上下2次が設計用モデルのX方向3次に対応するものと考えられる。

また表2にはハーフパワー法で求めた減衰定数を併記した。並進1次モードの値（X方向2.7%、Y方向1.9%）は、同規模の鉄骨造建物よりも大きめの値となっている。

表2 各振動モードの固有振動数、固有周期、減衰定数測定結果

モード種別	次数	固有周期 (sec)	同設計値 (sec)	固有振動数 (Hz)	減衰定数(%)
X方向並進	1	1.61	1.97	0.62	2.7
	2	0.41	0.49	2.46	3.0
	3	0.19	—	5.40	1.5
Y方向並進	1	1.69	2.02	0.59	1.9
	2	0.44	0.52	2.27	2.6
	3	0.22	—	4.50	1.4
ねじれ	1	1.01	—	0.99	1.6
	2	0.34	—	2.92	1.5
	3	0.20	—	5.00	1.1
上 下	1	0.27	0.29	3.70	3.7
	2	0.24	0.30	4.22	1.3
	3	0.15	—	6.60	1.1

4 おわりに

高層建築物のコア部分を鉄筋コンクリート造耐震壁とし、周辺フレームを鉄骨造とした混合構造「RCコアウォールシステム」を開発し、実際の建物に適用した。RCコアウォールに設計基準強度600kgf/cm²の高強度コンクリートを用い、境界梁にD41（SD490）の高強度太径鉄筋をX形配筋することなどによって、本構造システムが優れた耐震性を保有していることが実証された。

謝 辞

本プロジェクトは、建設所、設計本部、技術研究所、建築本部など清水建設（株）の関連部門の総合力によって実現することができた。また施工に関しては、厚木小野田レミコン（株）、小野田セメント（株）、花王（株）、山宗科学（株）に多大なご協力をいただいた。末筆ながら関係各位に深く感謝の意を表する。

参考文献

- 1) 西田 朗、ほか3名：高強度コンクリートの高層建築物への適用に関する研究、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.15、No.1、pp.375-380、1993
- 2) 熊谷仁志、ほか3名：工事記録—RCコアウォールを用いた高層事務所ビル—、コンクリート工学、Vol.32、No.6、pp.36-44、1994.6
- 3) 中島秀雄、ほか：RCコアウォールシステムの実用化に関する研究（その1～4）、日本建築学会大会学術講演梗概集、Vol.C、pp.449-456、1992.8
- 4) 中島秀雄、ほか：プレートに溶接されたアンカーボルトの押抜きせん断実験、日本建築学会大会学術講演梗概集、Vol.C、pp.1889-1890、1992.9
- 5) 今井三雄、ほか3名：RCコアウォールシステムを用いた高層事務所ビルの設計（仮称）海老名計画、ビルディングレーター、pp.9-14、1992.12
- 6) 佐武直紀、中島秀雄：水平・上下動同時測定による高層建物の振動特性評価、日本建築学会関東支部研究報告集、pp.61-64、1995
- 7) 内山義次、ほか4名：テクニカルレポート—3次元データを利用した施工計画／管理支援システムの開発—、施工、pp.55-66、1995.2
- 8) 横田治彦、佐武直紀、岡田敬一：振動試験および地震観測データに基づく鉄骨造高層建物の減衰性状、日本建築学会構造系論文報告集第453号、pp.77-84、1993.11
- 9) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説、1990

[1996年6月25日原稿受理 1996年9月10日採用決定]