非構造壁を内蔵する鉄筋コンクリート造架構の構造性能に関する研究

STRUCTURAL PERFORMANCE OF REINFORCED CONCRETE FRAME
WITH NON-STRUCTURAL REINFORCED CONCRETE WALLS

杉山 智昭*, 松崎 育弘**, 中野 克彦***

Tomoaki SUGIYAMA, Yasuhiro MATSUZAKI and Katsuhiko NAKANO

This paper proposed a method to estimate the structural performance (stiffness, capacity, failure mode and ductility) of the Reinforced Concrete (RC) frame with cast-in-place non-structural RC walls (spandrels, sidewalls and mullions). The shear-loading tests for one-story one-span RC frame with non-structural walls were conducted to investigate the influence of non-structural walls on structural performance of the RC frame. The shear resistant mechanism of the RC frames was clarified from the test and the finite element analysis (2-D non-linear analysis). The load-displacement relationship of the RC frame can be predicted by this method verified with the shear resistant mechanisms.

Keyword : Reinforced Concrete, Non-structural wall, Frame, Experiment, Finite element method

鉄筋コンクリート造, 非構造壁, 架構, 実験, 有限要素法解析

1. はじめに

柱および梁で構成される架構型の鉄筋コンクリート造建物では, 様々な用途から, 腰壁・垂れ壁・袖壁・方立て壁が混在した形状の非構造壁が構面内に設けられる。非構造壁は, 柱・梁の構造部材と同時に施工されるのが一般的なため, 架構に剛接合されることで構造体との応力伝達が発生し, 地震時の建物挙動に多大な影響を与えることになる。この影響は, 構造体(柱)に取り付く部分の壁板形状から①腰壁・垂れ壁的な挙動, ②袖壁的な挙動, ③方立て壁的な挙動とに分けられる。これらの挙動は, 地震が発生する毎に, ①変形が拘束された柱のせん断破壊(いわゆる短柱化)や②剛性が高くなり応力が集中して生じた柱のせん断破壊として報告されており¹⁾, 非構造壁が架構の構造性能に悪影響を与えるとみなされる傾向が強くなっている。しかし, 地震被害の中には, 壁板が構造部材よりも先に破壊することで架構の損傷が軽微になった報告²⁾もされており, 一概に非構造壁が耐震上不利であると断定する事もなさそうである。この様に複雑な地震時性状のため, 建築物の構造規定³⁾において非構造壁の取り扱い, 『影響が少ない場合, 柱及び梁の剛性及び応力ならびに断面の検討にはその存在を無視して良い。』と『(影響のある場合)剛域を考慮の上, 曲げ変形およびせん断変形に基づきはり及び柱の剛性や応力を計算する。』とが示されているが具体的な設計手法は示されておらず, 非常に曖昧な状況となっている。この

ため, 既存鉄筋コンクリート造建物の耐震診断⁴⁾においては, 例えば垂れ壁・腰壁が取り付けいた柱は, 壁端から壁端までをクリアスパンとする短柱として評価し, 曲げ耐力を過大に, かつ, 靱性能をほぼ無視するなどといった, 精度に劣る評価方法を取らざるを得ない状況である。これらは, 早急な実施が望まれているにもかかわらず, 非構造壁が多く存在する集合住宅の耐震診断と補強を遅らせている原因にもなっており, 適切な非構造壁の評価方法が求められる。

一方, 非構造壁と構造部材の応力伝達をディテールの面から回避する事を目的とした, 『構造用スリット』と呼ばれる目地について使用が推奨されている。しかし, この方法は, 非構造壁を構造体から切り離すことで, 結果的に架構全体の剛性と耐力を共に低下させる恐れも併せ持っている。また, スリットの使用には, 目地部分の防水と耐火の問題, 配筋やコンクリート打設など施工上の問題も指摘されている。更に, 壁板の一部の厚さを薄くする, いわゆる『部分スリット』の場合には, 非構造壁の存在による力学的影響は無視し得ないことが示されており⁵⁾, 構造用スリットを用いる場合にも適切な評価と使用が必要となる。

本研究では, 構造体に剛接合する非構造壁が RC 架構の構造性能(剛性, 耐力, 破壊モード, 変形能等)に与える影響について明らかにし, 非構造壁の取り扱い方法の提案を目的としている。本論文では, 特に垂れ壁・腰壁の挙動となる非構造壁を内蔵する架構を対象

* 東京理科大学大学院工学研究科建築学専攻
大学院生・工修

** 東京理科大学工学部建築学科 教授・工博

*** 東京理科大学工学部建築学科 助手

Graduate School, Dept. of Architecture, Faculty of Eng., Science Univ. of Tokyo,
M. Eng.

Prof., Dept. of Architecture, Faculty of Eng., Science Univ. of Tokyo, Dr. Eng.
Assistant, Dept. of Architecture, Faculty of Eng., Science Univ. of Tokyo

表 1 試験体一覧

No.	試験体名	コンクリート 強度 σ_B [N/mm ²]	柱部			壁部		
			断面 $B_c \times D_c$ [mm]	主筋	せん断 補強筋	壁厚 t [mm]	補強筋	
0-0	F-53-0	26.8	240 × 240	12 — D13	—	—		
1-1	SW-53-6	33.0			D6@50 (0.53%)	60	D6@200 (0.27%)	
1-2	NWSM-53-4	24.7			40	40	D4@105 (0.30%)	
1-3	NWTKM-53-4	24.1			40	40	D4@105 (0.30%)	
2-1	NWTK-38 -4・8	27.8			D6@70 (0.38%)	40	D4@105 (0.30%)	
2-2	NWTK-19 -4・8				D6@140 (0.19%)	80	D4@105 (0.15%)	
					80	D4@105 (0.15%)		

表 2 使用鉄筋降伏強度一覧 (σ_y) [N/mm²]

試験体No.	0-0	1-1	1-2, 1-3	2-1, 2-2
柱主筋 (D13:SD345)	384	388	350	384
柱せん断補強筋 (D6:SD295)	335	402	292	303
壁補強筋	—	402 (D6)	250 (D4)	252 (D4)

図 1 試験体形状図(右 No.2-2)

として、架構の復元力包絡線(強度-変形関係)の評価方法を、柱と壁板のせん断力に対する抵抗機構に基づき提案する。

2. 実験

実験は、第 1 シリーズとして、架構内に存在する壁板の違いが架構の構造性能に与える影響、特に非構造壁が破壊する場合の影響を明らかにするために計画した。第 2 シリーズは、垂れ壁・腰壁の挙動を示す非構造壁を内蔵する架構について取り上げ、更に構造性能評価に必要な知見を得るために計画している。

2.1 実験概要(共通要因)

表 1 に試験体一覧、表 2 に使用鉄筋材料一覧、図 1 に試験体形状及び配筋図を示す。試験体は 1 層 1 スパンの架構で、その大きさは実大の約 1/3 である。架構内の壁板は柱と梁に剛接合させている。

共通要因として、柱芯々寸法は (1)2000mm、壁下端からせん断力加力点までの距離は 1400mm とした。また、柱断面 ($B_c \times D_c$) は 240×240mm で、スタブ梁断面 ($B_b \times D_b$) は 800×600mm と剛体に近い形状とした。柱主筋は 12-D13(SD345)、壁せん断補強筋は縦、横ともに D4@105 とし、壁筋は、長さ 210mm で柱と梁に定着させた。また、スタブ梁主筋は 2×6-D22、補強筋は D13(SD295)@100 ($p_w = 0.31\%$) とした。試験体は計 6 体を計画した。

加力は、柱の上部に一定の軸力 ($N = 2 \cdot B_c \cdot D_c \cdot \sigma_b / 6$) を保ち、試験体上部のスタブ梁芯位置に、左右の押し引きの荷重が等しくなるよ

う変位制御の漸増繰返しで载荷した。

2.2 第 1 シリーズ(架構内の壁板の影響: No. 0-0~No. 1-3)

第 1 シリーズの変動要因は、壁板が架構の構造性能に与える影響を明らかにするために架構内の壁板形状 (No. 0-0~No. 1-3) とした。架構内の壁板形状は、純ラーメン試験体 (No. 0-0)、無開口耐震壁試験体 (No. 1-1)、および集合住宅の北側構面を想定した非構造壁試験体 (No. 1-2, No. 1-3; 図 1) を設定した。No. 1-2 試験体は袖壁の挙動を、No. 1-3 試験体は垂れ壁・腰壁の挙動を想定して計画している。

表 3 に実験結果一覧、図 2 に非構造壁試験体の破壊状況、図 3 に非構造壁試験体のせん断力 (Q) - 層間変位 (δ) 関係を示す。各試験体の破壊状況は、地震被害²⁾の報告と一致しており、破壊モードは、No. 1-1 (耐震壁) が壁板せん断破壊、No. 0-0 (frame), No. 1-2, No. 1-3 ($p_w = 0.53\%$) が曲げ降伏となった。No. 1-2 (袖壁試験体) の破壊は、 $Q = 150\text{kN}$ 付近で袖壁にせん断ひび割れが発生し、その後柱にせん断

表 3 実験結果一覧

No.	試験体名	初期剛性 K [kN/mm]	最大耐力 Q_{max} (層間変形)		破壊モード
			正載荷 [kN] ([mm])	負載荷 [kN] ([mm])	
0-0	F-53-0	80	245(20.64)	244(17.14)	曲げ降伏
1-1	SW-53-6	750	1025(7.79)	871(3.52)	壁部せん断破壊
1-2	NWSM-53-4	235	347(12.12)	340(7.04)	曲げ降伏
1-3	NWTKM-53-4	155	318(13.09)	331(14.10)	曲げ降伏
2-1	NWTK-38-4・8	127	332(11.61)	316(13.19)	曲げ降伏後せん断破壊
2-2	NWTK-19-4・8	121	275(7.04)	266(5.28)	柱せん断破壊

No. 1-3, No. 2-1, 2 の初期剛性は、柱・壁接合面ひび割れ発生直後の剛性 ($\delta = 0.44\text{mm}$)

図 2 破壊状況

図 3 せん断力 (Q) - 層間変位 (δ) 関係

図4 セン断力(Q)－層間変位(δ)関係包絡線

図5 負担せん断力－層間変位関係包絡線

図6 セン断力－ひび割れ幅関係

ひび割れが進展し、最大耐力付近で柱と袖壁が滑るようなひび割れが著しくなった。No.1-3(垂れ壁・腰壁試験体)の破壊は、非常に小さい荷重($Q=10\sim40\text{kN}$)で、引張応力の生じている柱と壁板の接合面にひび割れが生じ、その後、柱の曲げとせん断ひび割れ、壁せん断ひび割れ及び壁板コンクリート圧壊が発生した。この壁板コンクリート圧壊は、 $Q=250\sim300\text{kN}$ に発生しているが、柱の曲げ降伏(最大耐力)以降に進展が著しくなる傾向であった。

図4に架構内の壁板を変動要因とする frame 試験体(No.0-0)、耐震壁試験体(No.1-1)および非構造壁試験体(No.1-2,3)のせん断力(Q)－層間変位(δ)関係包絡線を示す。壁板の存在により、非構造壁試験体の剛性は、曲げ降伏まで、frame 試験体よりも非常に大きくなっている。その曲げ耐力は耐震壁試験体ほどの上昇はなく、曲げ降伏以降、負担せん断力は壁板の破壊に伴って緩やかに frame 試験体の耐力に近付き、変形能が層間変形角(γ) $=1/25[\text{rad}]$ を越える性状となった。この様に非構造壁が存在する場合でも柱せん断破壊は生じず、剛性・耐力・エネルギー吸収量の増加が見られた。

図5に No.1-3 試験体の負担せん断力－層間変位関係を示す。柱と方立て壁の負担せん断力は、柱と方立て壁の各々の断面に、平面保持を仮定して求めた抵抗モーメントより算出した。抵抗モーメントの計算には、窓開口の上下端にある柱主筋と壁縦筋の歪みを用いている。方立て壁の負担せん断力は、最大となる $\gamma=1/800[\text{rad}]$ でも左右合わせて 35[kN]程度の小さい値であった。更に、最大耐力付近の方立て壁は、著しくひび割れが拡大して負担せん断力の低下が想定されるため、架構の構造性能は、柱と柱に付帯する壁板(腰壁・垂れ壁、袖壁の挙動)の性状が大きな割合を占めるといえる。

2.3 第2シリーズ(垂れ壁・腰壁試験体：No.1-3, No.2-1, No.2-2)

第2シリーズでは、更に垂れ壁・腰壁的な挙動を示す非構造壁を内蔵する架構の性状を検討するため実験を行った。No.2-1 及び No.2-2 は、No.1-3 が柱と柱に付帯する壁板の性状が支配的であることから、図1に示すとおり垂れ壁と腰壁を内蔵する形状とした。No.1-3 を含めて、変動要因は、柱せん断補強筋比を 0.53, 0.38, 0.19%の3水準、壁厚を 40mm ($t/B_c=1/6$) と 80mm ($t/B_c=1/3$) の2水準に設定した。なお、壁板は、正・負・負荷の加力方向によって壁厚の差異が生じるように、No.2-1, 2 試験体の左側半分を 40mm ($t/B_c=1/6$)、右側半分を 80mm ($t/B_c=1/3$) とした。

図2に破壊状況、図3にせん断力(Q)－層間変位(δ)を示す。No.2-1,2の破壊状況とQ－δ関係は、No.1-3 とほぼ同様の性状であり、最終的に No.2-1($p_w=0.38\%$)が曲げ降伏後のせん断破壊、No.2-

図7 セン断力(Q)－層間変位(δ)関係包絡線

2($p_w=0.19\%$)が曲げ降伏前のせん断破壊となった。壁の破壊は、壁厚(t)40mm でひび割れとコンクリート圧壊が生じたが、壁厚(t)80mm では柱－壁接合面のひび割れ以外は観察されなかった。そして、柱せん断破壊の発生により耐力は著しく低下している。

ここで、損傷性能について検討を行う。図6に非構造壁試験体(No.1-2, No.1-3を含む)の層せん断力(Q)－ひび割れ幅(w_{cr})関係を示す。ひび割れは、柱のみの短期許容せん断力(RC 規準⁶⁾で計算)を越えた荷重で発生しており、短期許容応力度で損傷の限界を検討できる事を示している。壁板のひび割れ発生は柱よりも早く、その開口も大きくなる傾向であった。また、No.1-3 試験体の縦開口(扉開口)周囲にある方立て壁の損傷は、垂れ壁・腰壁よりも著しくなっている。

図7に垂れ壁・腰壁の挙動を示す試験体のせん断補強筋量(p_w)を変動要因としたせん断力(Q)－層間変位(δ)関係を示す。なお、No.2-1($p_w=0.38\%$)試験体は、正・負・負荷の両方を示し、腰壁が柱を拘束してクリアスパンが最も短くなる時の柱について、壁厚の影響を検討する。せん断補強筋量の増加に伴い、破壊モードはせん断破壊先行型から曲げ降伏先行型へ移行し、せん断破壊時の変形角が大きくなり、変形性能は向上している。また、壁厚の違い(No.2-1)に着目すると、壁厚の変化による耐力の差は認められないが、負・負荷時($t=80\text{mm}$)右側柱のせん断破壊が $\gamma=1/100\text{rad}$ 付近、正・負荷時($t=40\text{mm}$)左側柱のせん断破壊が $\gamma=1/50\text{rad}$ 付近となり、壁板の圧壊によって変形性能は向上している。

更に壁厚の違いによる影響を考察するため、図8に No.2-1 試験体の柱主筋及びせん断補強筋歪み分布を示す。壁厚(t)40mm は正・負・負荷における左側柱、壁厚(t)80mm は負・負荷における右側柱であ

り、柱と腰壁の間に圧縮応力が生じる時の性状である。主筋の歪みは、柱一壁接合面にひび割れが発生した区間と開口区間で勾配があり、せん断補強筋の歪みも、同じ区間で生じている。この主筋の歪み量が最も大きい位置は、壁厚によらず壁端から $D_c/2$ の範囲内に存在している。そして主筋降伏後、主筋およびせん断補強筋の歪みは、壁板の圧壊した $t=40\text{mm}$ の場合、腰壁の奥側で増加しておりクリアスパンの増大がみられる。なお、これらの傾向は、柱と垂れ壁間に圧縮応力の伝達がある場合も同様に観察されている。

この様に、構造体(柱)のせん断補強が充分な場合、非構造壁を内蔵する架構は、非構造壁の存在が悪影響を及ぼさず、剛性、耐力およびエネルギー吸収量が純ラーメンよりも上昇する性状となることを示した。これより、非構造壁を内蔵する架構の設計は、柱と壁板の応力伝達を取って無くす方法ではなく、壁板の破壊を許容した設計法も選択できると考えられる。これ以降では、特に、垂れ壁・腰壁的な挙動を示す非構造壁を内蔵する架構(No.1-3, No.2-1 および No.2-2)を対象にして、構造設計および耐震診断を行う際に重要となる、架構の復元力包絡線の評価法を抵抗機構に則して構築する。

3. 有限要素法解析

柱と壁板のせん断力に対する抵抗機構を明確にするため、内部応力状態の把握が可能である有限要素法解析を行う。ここでは更に、壁厚を変動させたパラメトリック解析を行うことで、非構造壁が架構の剛性および耐力に与える影響をより明確にする。

3.1 解析概要

図9に要素分割図及び接合部要素設定模式図を示す。解析は、コンクリート、鉄筋および付着の材料非線形を考慮した2次元有限要素法解析プログラム⁷⁾を使用した。コンクリート要素は、8節点四角形の弾塑性要素で、その2軸応力下の応力度(σ)—ひずみ度(ϵ)関係は Darwin and Pecknold による等価一軸ひずみ度に基づく直交異方性モデルを修正して用い⁸⁾、破壊条件は Kuper らの実験結果を修正した Darwin のモデルを用いた。柱主筋は鉄筋線要素、柱と壁のせん断補強筋はコンクリート要素内に一様に分布するとして鉄筋積層要素(付着完全固定)でモデル化し、柱主筋とコンクリートの付着は各要素間にボンドリンクを設定してモデル化した。さらに、柱、梁および壁板の各部材接合面には、局所的なひび割れと鉄筋のダボ抵抗をモデル化するため、クラックリンクおよび、文献9)のせん断力—ずれ関係を用いたダボバネを設定した。なお、引張応力の生じる柱—壁接合面は、荷重初期にひび割れが生じていることから、クラックリンク及びダボバネは設定せず、応力の伝達がないものとした。また、壁板の厚さは、試験体の左右で同一の厚さとした。材料の機械的特性は、実験の材料試験結果を用いている。

3.2 解析の検証

図10に実験(No.1-3)と解析($t=40\text{mm}$)を比較したせん断力(Q)—層間変位(δ)関係を示す。解析の破壊状況は、実験で観察された特徴的なひび割れ、コンクリート圧壊等、破壊の発生箇所および発生荷重とよい対応を示した。 Q — δ 関係においても、解析結果は、実験の剛性低下状況を良く表現している。そして、図10中に示すとおり、内部の応力状態を示す柱主筋、せん断補強筋(測定位置は図8に示す)等の歪み性状も実験と対応する結果となっており、解析結果は、実験結果を良好に表現し、内部の抵抗機構を検討する有効な

図8 No.2-1($p_w=0.38\%$)柱主筋・せん断補強筋歪み分布

図9 有限要素法解析要素分割図及び接合部要素設定模式図

図10 解析実験比較・壁厚変動解析結果せん断力—水平変位関係

表4 解析変動要因および解析結果一覧

壁厚 (t) [mm]	10	12	16	20	30	40	60	80	100	120	160	240
初期剛性 [kN/mm]	112	115	121	124	135	142	154	163	169	175	183	192
最大耐力 [kN]	280	288	292	303	315	323	326	332	319	323	331	331

手段といえる。

3.3 パラメトリック解析

壁板の厚さを変動要因とする解析を行い、壁厚(t)の変化による剛性・耐力の変化を検討する。非構造壁の厚さは、左右で同一とし、表4に示すとおり、10mmから240mmまで変動させた。

パラメトリック解析のせん断力(Q)—層間変位(δ)関係の一例を図10に、初期剛性および耐力一覧を表4に示す。なお、解析は柱主筋降伏が降伏した時点で終了させた。柱開口区間のひび割れは全ての解析試験体で同様な性状であり、壁が厚くなるにつれて壁板の

ひび割れとコンクリートの圧壊域は小さくなった。初期剛性および最大耐力は、壁厚が厚くなるに従い上昇しているが、耐力の上昇は、壁厚(t)=40mm を越えると頭打ちになっている。これは、壁板が非常に薄い場合にはクリアスパンの増大が認められるが、 t/B_c が 1/6 以上となる実建物の実用範囲内の厚さを想定すると、クリアスパンは著しく変化せず、曲げ耐力が変わらないものと考えられる。

4. 内部応力状態の検討

柱と壁板の抵抗機構に則した構造性能評価法の提案を行うため、実験および解析より内部の応力状態について検討する。

4.1 応力の流れと柱モーメント分布

図 11 に解析($t=40$ mm)のコンクリートの主応力図、実験(No.2-1; $t=40$ mm, $t=80$ mm)と解析($t=10, 40, 240$ mm)の柱モーメント分布を示す。解析の主応力は、コンクリート要素の内部積分点における圧縮応力であり、線の長さは大きさ、線の方向は主応力方向を示している。図より、コンクリートの圧縮束は、柱-壁接合面に圧縮応力の伝達がある壁板とその壁板に変形を拘束された柱開口区間に存在している。そして、壁板圧縮束の角度(コンクリートの主応力方向)は、垂れ壁、腰壁共に 45° に近い角度を示している。なお、これらの圧縮束の形成状態や角度は、壁厚によって変化は生じていない。

図 11 に示す柱モーメント分布より応力の流れを更に検討する。実験の値は、図 5 と同様に算出し、解析の値は、鉄筋要素とコンクリート要素の応力より算出している。なお、解析のモーメント分布は、 $t=40$ mm で認められるように実験結果と良好な対応を示している。柱モーメント分布の勾配は、垂れ壁区間と窓開口区間でほぼ同じであるが、腰壁区間で異なっている。その変化する位置は、壁厚が厚くなるとやや開口側に近くなる傾向があるが、壁端から $D_c/2$ (D_c : 柱せい)の範囲内に存在しており、その変化量(直線の折れ曲がり)は、壁厚が厚くなる程大きい。特に、壁板の薄い場合、壁圧縮力が小さいため($C < Q_c$)、柱モーメントの勾配は腰壁区間で著しく変化せず、このことより見かけ上のクリアスパンが長くなり、曲げ耐力が小さくなっている。なお、左側柱と右側柱の柱モーメント分布は、壁圧縮力の位置が違うのみで同様の性状であり、腰壁と垂れ壁の抵抗状態は同一にモデル化できるといえる。

4.2 柱-壁接合面における歪み分布

壁圧縮力について、図 12 に示した実験と解析における腰壁コンクリートの歪み分布から検討する。実験の歪みは、壁端から約柱せい(D_c)の幅で、かつ、直線に近い分布で増加している。また、壁端部の歪みは、壁厚に反比例して小さくなっている。そして、壁板コンクリートの圧壊が発生すると、歪みの発生区間は、壁の奥側へと広がり、その広がりは主筋降伏後に著しくなる。解析においても、これら直線分布・分布の幅および壁厚の影響は、端部に歪みが集中する傾向が見られるものの、同様に認められる。

4.3 柱負担せん断力(Q_c)と壁圧縮力(C)および壁負担軸力(N_w)

解析結果より求めた壁圧縮力(壁負担せん断力; C)-柱負担せん断力(Q_c)関係及び壁負担軸力(N_w)-壁圧縮力(C)関係を図 13 に示す。柱負担せん断力は、コンクリート要素(せん断補強筋を含む)の水平方向応力、壁負担せん断力と軸力は、柱-壁接合面に設定したクラックリンおよびダボバネの水平・鉛直方向応力より算出した。壁圧縮力は、曲げ降伏まで増加し続け、 $t=240, 40, 10$ mm の値より、壁板

図 11 解析応力図および、実験(No.2-1)・解析柱モーメント分布図

図 12 実験(No.2-1)・解析腰壁コンクリート圧縮歪み分布

図 13 壁圧縮力-柱せん断力、壁軸力-壁圧縮力関係(解析)

が厚くなるほど柱せん断力に対する比が大きくなる傾向である。また、壁板の負担軸力は、壁圧縮力の増加量とほぼ同一に増加しており、壁板に圧縮束を想定すると、その角度は、図 11 の主応力と同じ 45° と仮定できる。

4.4 壁圧縮力(負担せん断力)のモデル

図 12 および図 13 に示した抵抗状態より、壁の圧縮力は、曲げ降伏まで低下せず、壁コンクリート圧縮応力の重心位置もまた著しく変化しないことになる。これらを簡略的に考え、壁厚に関わらず壁板コンクリートの歪み分布を直線に、コンクリートの応力度(σ)-ひずみ度(ϵ)関係を線形と仮定して、応力状態を三角形分布で扱うこととする。従って、壁圧縮応力の重心位置は、図 12 より壁コンクリート歪み分布の幅が D_c であると推測されることから、曲げ降伏まで変わることなく壁端から $D_c/3$ の位置にあると仮定される。

5. 復元力包絡線の評価方法

内部応力状態より、柱一壁板間の応力伝達状況を考慮した抵抗機構のモデル化を行い、架構の復元力包絡線、特に剛性、耐力(破壊モード)および変形性能の評価法について提案する。

架構の復元力包絡線は、左右の柱の復元力包絡線をそれぞれ足し合わせることで評価する。この柱復元力包絡線は、図 14 に示すような Tri-linear でモデル化し、評価項目は、一次剛性(K_{C1})、二次剛性(K_{C2})、曲げひび割れ発生荷重(Q_{Cr})、曲げ耐力(Q_{Cy})、せん断耐力(Q_{Cs})および限界変形(δ_{Cu})とした。なお、剛性は厳密に評価すると、柱一壁接合面にひび割れが発生する以前の剛性、つまり、壁板に引張反力が生じる弾性剛性が存在する。しかし、非常に小さい荷重で柱一壁接合面にひび割れが発生するため、弾性剛性は評価しないものとした。また、限界変形角は、様々な定義¹⁰⁾が用いられるが、本論文では、曲げ降伏後にせん断破壊が生じた点とした。

柱一垂れ壁間と柱一腰壁間の接合面に圧縮応力が発生し、梁が剛体の場合、柱のモーメントおよびせん断力の分布は図 15 に示す通りとなる。この応力状態のモデル化により、柱の剛性・耐力を評価する。なお、壁端からモーメントが最大となる位置までの距離(x_k , x_l)は、柱一壁接合面の応力分布を3角形と仮定したこと、壁厚に関わらず $D_C/3$ とする。ただし、壁高さ(h_k , h_l)が柱せい(D_C)よりも小さい場合、 x_k , x_l は、壁高さの $1/3$ とする。また、壁板は、幅が W とする圧縮束としてモデル化し、 W は柱せい(D_C)と同一とする。

5.1 剛性

5.1.1 1次剛性

柱の剛性(K_C)は、壁板の取り付けを考慮した曲げ変形(δ_{Cm})およびせん断変形(δ_{Cs})より(1)式で求められる。柱曲げ変形(δ_{Cm})

図 14 復元力包絡線評価模式図

図 15 応力状態模式図

は、部材軸方向(y 方向)に柱モーメントが変化する事から、曲率(φ)を積分することで、(2)式のように求められる。また、柱せん断変形(δ_{Cs})は、せん断力からせん断変形角を算出し、曲げ変形と同様に部材軸方向(y 方向)で積分して(3)式のように求められる。

$$K_C = \frac{Q_C}{\delta_{Cm} + \delta_{Cs}} \quad \dots(1)$$

$$\delta(y)_{Cm} = \iint \{\varphi(y)\} dy dy = \iint \left\{ \frac{M_C(y)}{EI} \right\} dy dy \quad \dots(2)$$

$$\delta(y)_{Cs} = \int \left\{ \frac{\kappa Q_C}{GA} \right\} dy \quad \dots(3)$$

柱に壁板が両側に取り付く場合、図 15 から柱頂部の曲げ変形(δ_{Cm1})とせん断変形(δ_{Cs1})は、(4)式と(5)式で求められる。(4), (5)式は、(2)式および(3)式を用いて腰壁・開口部・垂れ壁の各区分で積分し、境界条件から積分定数を求めることで算出した。

$$\delta_{Cm1} = \delta(h)_{Cm1} = \frac{1}{6EI} \left\{ (1-\beta_l)h^3 + 3 \left\{ \left(\frac{1}{1+\alpha} - \beta_l \right) h_0' + (1-\beta_l)h_k' \right\} h^2 + 3 \left\{ \beta_k h_k'^2 + \beta_l (h_k' + h_0')^2 \right\} h + \left\{ \beta_k h_k'^3 - \beta_l (h_k' + h_0')^3 \right\} \right\} Q_C \quad \dots(4)$$

$$\delta_{Cs1} = \delta(h)_{Cs1} = \frac{\kappa}{GA} \left\{ (1-\beta_k)h_k' + h_0' + (1-\beta_l)h_l' \right\} Q_C = \frac{7}{3EA} \left\{ (1-\beta_k)h_k' + h_0' + (1-\beta_l)h_l' \right\} Q_C \quad \dots(5)$$

$$\kappa = 1.2, G/E = (1+\nu)/2, \nu = 1/6, h_k < D_C \text{ の時 } x_k = h_k/3, h_l < D_C \text{ の時 } x_l = h_l/3$$

β_k と β_l は、柱のせん断力(Q_C)と壁圧縮力(C)の比で、1.0 の値の時、柱の負担せん断力と壁圧縮力が等しくなる。この壁板のせん断力負担割合(β)は、柱の壁端における変形($\delta(h_k)_{C1}$)と壁圧縮束の水平方向変形(δ_s)が一致することから、(6)式で求められる。なお、圧縮束の角度(θ_s)は、壁板の負担せん断力と軸力がほぼ同じ値で増加していることから 45° とする。(6)式は、分数部分の分子第一項が柱に純曲げが生じている時の変形、分数部分の分子第二項が壁圧縮束の変形であることから、柱と壁の剛性の大小で、柱のせん断力と壁圧縮力の大小が決定されることを示している。 β は、 α の変動による影響が小さいことから $\alpha=1$ とし、柱の断面二次モーメント(I)を $B_C D_C^3/12$ 、断面(A)を $B_C D_C$ 、とすると(6)式で求められる。(6)式より β は、一般的な RC 架構($h/D_C: 3 \sim 4$, $h_0'/D_C: 1 \sim 3$, $h_k'/D_C: 1 \sim 3$, $t/B_C: 1/6 \sim 1/2$)を想定すると、0.8~1.5 程度となる。

$$\beta_k = 1.00 + \left(\frac{h_0' h_k'^2}{2(1+\alpha)EI} - \frac{h_k'}{tWE \cos \theta_{st}} \right) / \left(\frac{h_k'^3}{3EI} + \frac{kh_k'}{GA} + \frac{h_k'}{tWE \cos \theta_{st}} \right) \quad \dots(6)$$

$$\beta_l \text{ の場合, } h_k \text{ は } h_l, 1/(1+\alpha) \text{ を } \alpha/(1+\alpha) \text{ とする}$$

$$\beta_k = 1.00 + \left(\frac{3h_0' h_k'}{D_C^2} - \frac{1}{t/B_C \cdot \cos \theta_{st}} \right) / \left(\frac{4h_k'^2}{D_C^2} + 2.8 + \frac{1}{t/B_C \cdot \cos \theta_{st}} \right) \quad \dots(6')$$

$$\beta_l \text{ の場合, } h_k \text{ は } h_l \text{ とする。}$$

なお、本論文の実験の様に、片側に壁板が取り付け外柱の場合(図 15 下の図)、柱は、垂れ壁と腰壁のどちらか一方より圧縮力を受ける事になる。この時の剛性、耐力は、右側柱については $\beta_l=0$, $h_l=0$, $h_0'=h_l+h_0+x_k$ として、左側柱については、 $\beta_k=0$, $h_k=0$, $h_0'=h_k+h_0+x_l$ とすることで求められる。

5.1.2 2次剛性

柱の2次剛性(K_{C2})は、(7)式に示すように、曲げ変形とせん断変形にそれぞれ、曲げ剛性低下率(α_y)およびせん断剛性低下率(β_y)を用いて評価する。曲げ剛性低下率(α_y)とせん断剛性低下率(β_y)は、文献 11)より(8)式および(9)式を用いる。なお、 a は h_0' , η_0 は荷重

初期に導入した軸力比(本論文の実験では 1/6)として計算する。

$$K_{C2} = \frac{Q_C}{\delta_{Cm2} + \delta_{Cs2}} = \frac{Q_C}{\delta_{Cm1}/\alpha_y + \delta_{Cs1}/\beta_u} \quad \dots(7)$$

$$\alpha_y = (0.0432 + 1.635n p_t + 0.0434a/D_c + 0.325\eta_0)(d/D_c)^2 \quad \dots(8)$$

$$\beta_u = 0.461 p_{ww} \sigma_y / \sigma_B + 0.13 \quad \dots(9)$$

5.2 各折点荷重(耐力)および破壊モード

5.2.1 1次折点(曲げひび割れ発生荷重)

第一折点荷重(Q_{Cr})は、クリアスパン端部のモーメント(M_1 , M_2)が(10)式⁶⁾の曲げひび割れ発生モーメントに達した時の荷重とし、柱せん断力と壁圧縮力の比(β_l , β_k)を考慮して(11)式で求められる。

$$M_{Cr} = 0.56 \sqrt{\sigma_B} Z + ND_c/6 \quad \dots(10)$$

$$Q_{Cr} = (1 + \alpha) M_{Cr} / h_0' \quad : \beta_k \geq 1.0$$

$$Q_{Cr} = (1 + \alpha) M_{Cr} / ((1 - \beta_k) h_k' + h_0') : \beta_k < 1.0 (\beta_l \text{ の場合も同様}) \quad \dots(11)$$

5.2.2 2次折点(曲げ耐力およびせん断耐力), 破壊モード

第二折点荷重(Q_C)は、クリアスパン端部のモーメント(M_1 , M_2)が(12)式⁶⁾の曲げ降伏モーメント(M_{Cy})に達した荷重とし、柱せん断力と壁圧縮力の比(β_l , β_k)を考慮して(13)式で求められる。

また、せん断耐力(Q_{Cu})は、鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針¹²⁾におけるせん断耐力式 A 法の非靱性式を(14)式のとおり用いる。なお、クリアスパンを h_0' とするが、 h を用いる場合には、より安全側の評価となる。

$$M_{Cy} = 0.8 a_s \sigma_y D_c + 0.5 ND_c (1 - N / (B_c D_c \sigma_B)) \quad \dots(12)$$

(軸力の変動は考慮しない, $N \leq 0.4 B_c D_c \sigma_B$)

$$Q_{Cy} = 2 M_{Cy} / h_0' \quad : \beta_k \geq 1.0$$

$$Q_{Cy} = 2 M_{Cy} / ((1 - \beta_k) h_k' + h_0') : \beta_k < 1.0 (\beta_l \text{ の場合も同様}) \quad \dots(13)$$

$$Q_{Cu} = B_c j_t p_{ww} \sigma_y \cot \theta + \tan \theta (1 - \beta) B_c D_c \nu \sigma_B / 2 \quad \dots(14)$$

$$\tan \theta = \frac{\sqrt{h_0'^2 + D_c^2} - h_0'}{D_c} \quad \nu = \nu_0 = 0.7 - \frac{\sigma_B}{200} \quad \beta = \frac{(1 + \cot^2 \theta) p_{ww} \sigma_y}{\nu \sigma_B}$$

$$\cot \theta = \min(2.0, j_t / (D_c \tan \theta)) \sqrt{\nu \sigma_B / (p_{ww} \sigma_y) - 1.0} \quad \text{靱性式: } \nu = (1.0 - 15 R_p) \nu_0$$

θ : アーチ機構の圧縮角 ν : コンクリート圧縮強度有効係数
 ϕ : トラス機構の圧縮角 β : コンクリート圧縮力のトラス機構負担比率

破壊モードは、柱曲げ降伏先行または柱せん断破壊先行について判定し、その判定は、曲げ耐力計算値とせん断耐力計算値の比であるせん断余裕度(Q_{Cu} / Q_{Cy})より行う。破壊モードの判定は、せん断余裕度が 0.8 である No.2-1 が曲げ降伏したことから、0.8 以上の余裕度で曲げ降伏先行型になるものとする。

5.3 変形性能

腰壁および垂れ壁が付帯する柱の変形性能は、壁板コンクリート圧壊の有無によって異なる。ここでは、柱の変形性能は、壁板が圧壊しない場合、短柱として評価し、壁板が圧壊する場合は、長柱として評価する。壁板コンクリート圧壊の有無は、壁板圧壊強度(C_c)と柱の曲げ耐力(Q_{Cy})の大小により判断する。壁板圧壊強度は、壁板に三角形の応力分布が存在するものと仮定して(15)式で計算し、この値より曲げ降伏耐力(Q_{Cy})が大きい場合、柱の変形性能は、短柱の時よりも向上すると判断する。

$$C_c = t D_c \sigma_B / 2 \quad \dots(15)$$

壁板が圧壊する場合の限界変形(δu)は、 $h_0' = h$ とした長柱の曲げ耐力((12), (13)式で計算)と文献 12)におけるせん断耐力式 A 法靱性式($h_0' = h$ とした(14)式で計算)の値が、同じになる塑性変形角 R_p より(16)式で求められる(図 14)。

$$\delta_{Cu} = \delta_{Cy} + \delta_{Cp} = \delta_{Cy} + R_p \cdot h \quad \dots(16)$$

この時の変形性能は、壁板が存在しない長柱の場合と同一になるが、この評価法は、長柱の場合でも非常に安全側であること、また、壁板コンクリート圧壊の有無を安全側に評価していることから、結果として、十分安全側に評価できると考えられる。

以上の手法により柱のせん断力-水平変位包絡線を求めることで、架構のせん断力-水平変位関係を評価する。

6. 構造性能評価方法の適合性

ここでは、提案する構造性能評価方法の適合性について検証する。

6.1 本研究の実験との適合

以上の評価方法を本論文の実験・解析結果より検証する。図 16 にせん断力-層間変位関係包絡線における計算値と実験値の比較を示す。計算値は、左右にある 2 本の柱のせん断力-層間変位関係包絡線を足し合わせることで求めており、せん断破壊した時点で保持せん断力が消失するものとした。せん断力-層間変位関係において、本論文の計算方法は、変形能を大きく安全側に評価しているが、概ね実験結果とよい適合性を示している。また、壁厚の変化による剛性の上昇や、壁板が非常に薄くなった場合に生じる曲げ耐力の減少も非常に良く表現する結果となっている。特に、曲げ耐力は、既往の提案式^{22), 23)}よりも簡便な方法で精度良く評価できるといえる。

6.2 既往研究の実験との適合

更に、既往研究の実験^{13)~21)}を用いて検証する。検証試験体には、垂れ壁・腰壁が架構内に存在する、または、垂れ壁・腰壁が柱に取り付く試験体を抽出した。試験体の破壊モードは、全て曲げ降伏(曲げ破壊)またはせん断破壊である。試験体は、純 RC 試験体のみで、連続繊維で補強された試験体を除いた。また、基準試験体である柱試験体(壁が付帯しない試験体)の曲げ耐力が著しく計算値(AIJ 曲げ略算)と異なる論文の(比較値が 0.85 以下または 1.15 以上)試験体も除いた。なお、既往研究では、耐力に主眼が置かれることが多く、変形について報告されているものは少ない。そこで、ここでは、

図 16 計算値実験値比較

図 17 セン断及び曲げ耐力実験値・計算値比較図

図 18 柱破壊モードおよび壁板圧壊判定図

曲げ耐力、せん断耐力、柱破壊モードの判定および壁板圧壊による変形能の向上について検証する。図 17 に曲げ耐力(Q_s , Q_c)とせん断耐力(Q_{sv} , Q_{cv})の実験値と計算値の比較、図 18 に計算せん断余裕度(Q_{sv}/Q_{cv})と柱破壊モードの関係、計算壁板圧壊強度—柱曲げ耐力比(Q_c/Q_{sv})と壁板圧壊(靱性能の向上)の関係について示す。

6.2.1 耐力および破壊モードの判定

図 17 に見られるように、曲げ耐力計算値は、実験値に対して 1.09 と良好な対応となり、また、せん断耐力計算値も安全側であるが概ね実験値と対応している。そして、図 18 の計算せん断余裕度と破壊モードの関係から、せん断と曲げの破壊モードの境界は、壁厚に関係なくせん断余裕度が 0.8 の時と判定できる。

6.2.2 壁板圧壊の有無(変形能の向上)

壁板圧壊の有無は、論文で壁板コンクリート圧壊が報告されており、かつ、 $Q-\delta$ 関係で緩やかな耐力低下と純ラーメン以上の変形能が確実に確認できるものについて取り上げており、これらを短柱よりも変形能が向上したとみなした。図 18 の通り、壁板圧壊強度が柱曲げ降伏耐力よりも小さい場合(比較値 1.0 以下)、曲げ降伏後に靱性能を有する性能となる。よって、壁板を圧壊させる場合は、本方法によって、壁板の圧壊を判定すればよいといえる。

以上より、本論文の評価法は、垂れ壁・腰壁の挙動を示す非構造壁を内蔵する架構の構造性能を良好に表現できると考えられる。

7. 結論

本論文では、構造体(柱)に十分なせん断補強がなされた場合、非構造壁を内蔵する架構は、非構造壁の存在が構造体に悪影響を及ぼさず、剛性、耐力およびエネルギー吸収量が純ラーメンよりも上昇する性状となることを示した。これにより、非構造壁を内蔵する架構の設計は、柱と壁板の応力伝達を敢えて無くす方法ではなく、壁板の破壊を許容した設計法も選択が可能であることを示した。本論文では特に、垂れ壁・腰壁的な挙動を示す非構造壁を内蔵する架構

を取り上げ、構造性能(剛性、耐力、破壊モードおよび変形能)の評価方法を提案した。本手法は、実験および解析から柱と壁板の応力伝達状況を顕在化してせん断抵抗機構のモデル化を行うことで構築しており、実験を良く表現する事を示した。

参考文献

- 1) 日本建築学会：1968 年十勝沖地震被害調査報告、昭和 43 年 12 月、1978 年宮城沖地震災害調査報告、昭和 55 年 2 月、1995 年兵庫県南部地震鉄筋コンクリート造建築物の地震被害調査報告書、1997.3 等
- 2) 1995 年兵庫県南部地震鉄筋コンクリート造建築物の被害調査報告書、日本建築学会、第 IV 編集合住宅 pp. 69,163, 第 VI 編非構造部材 pp.67~76, pp.31,39,102~103, 1997.3.
- 3) 阪神・淡路大震災と今後の RC 構造設計—特徴的被害の原因と設計への提案—、日本建築学会、pp.430~435, 1998.10 等
- 4) 日本建築センター：建築物の構造規定 1997 年版、1997
- 5) 日本建築学会耐震壁小委員会二次壁ワーキンググループ：構造地目を設けた鉄筋コンクリート造二次壁に関する研究資料、昭和 63 年 3 月
- 6) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、1999
- 7) 張愛暉、野口博：RC 造柱のせん断終局強度に及ぼす軸力の影響に関する解析的研究、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.12, No.2, pp.329~332
- 8) Darwin D. and D. A. Pecknold : Inelastic Model for Cyclic Biaxial Loading of Reinforced Concrete, SRS No.409, Civil Engineering Studies, University of Illinois, 1974.7
- 9) 大淵英夫、松崎育弘、中野克彦：ずれ変形を考慮したプレキャスト部材接合面におけるせん断伝達に関する研究、日本建築学会論文報告集、491 号 pp.97~pp.104, 1997.1
- 10) 日本コンクリート工学：コンクリート構造物の靱性と評価法に関するコロキウム、1988.3
- 11) 菅野俊介：鉄筋コンクリート部材の復元力特性に関する実験的研究、東京大学博士論文、1970.12
- 12) 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
- 13) 大久保全陸：腰壁、垂れ壁、袖壁付き鉄筋コンクリート骨組の剛性、強度および履歴特性に関する研究、日本建築学会論文報告集、pp.19~25, 昭和 46 年 8 月
- 14) 武田寛：鉄筋コンクリート造腰壁、垂れ壁付きラーメンの耐力及び変形性状に関する実験的研究(その 2)、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.1281~1282, 昭和 54 年 9 月
- 15) 武田寛：鉄筋コンクリート造腰壁、垂れ壁付きラーメンの耐力及び変形性状に関する実験的研究(その 3)、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.1637~1638, 昭和 55 年 9 月
- 16) 武田寛：鉄筋コンクリート造腰壁、垂れ壁付きラーメンの耐力及び変形性状に関する実験的研究(その 4)、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.1439~1440, 昭和 56 年 9 月
- 17) 武田寛：鉄筋コンクリート造袖壁付き柱の耐力及び変形性状に関する実験的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.1753~1754, 昭和 59 年 10 月
- 18) 荒川卓、他 5 名：RC 柱の繰返し挙動に及ぼす腰壁、垂れ壁の厚さと偏心付加の影響、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.1755~1758, 昭和 59 年
- 19) 荒川卓、他 3 名：繰返し荷重を受ける腰壁、垂れ壁付き RC 柱の剛性と終局強度について、コンクリート工学年次講演論文集、pp.565~568, 1985.10
- 20) 宇野功一、松崎育弘、中野克彦、杉山智昭：腰壁・垂れ壁付き RC 柱が面外方向に荷重を受けた場合の構造性能に関する実験的研究、日本コンクリート工学年次学術講演集、pp.409~pp.414, 2000.6
- 21) 永井仁、金久保利之、神野靖夫、伊藤功一：壁付き RC 柱の新しい耐震補強工法(CF アンカー)の開発 その 4、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.27~28, 1999.9
- 22) 徳弘育夫、久徳琢磨：鉄筋コンクリート造垂壁・腰壁付き柱の終局耐力に影響を及ぼす構造因子に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.395~396, 昭和 61 年 8 月
- 23) 村上靖佳、橋原文雄、塩原等、小谷俊介：腰壁付き鉄筋コンクリート造短柱の腰壁圧壊強度に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.253~256, 1998.9
- 24) 杉山智昭、笠原美幸、植村政彦、福山洋、中野克彦、松崎育弘：シート状炭素繊維により補強された RC 造非構造壁の構造性能に関する実験的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-2pp. 61~64, 1999.9
- 25) 杉山智昭、中野克彦、松崎育弘：非構造壁を内蔵する鉄筋コンクリート造架構の構造性能に関する実験的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-2pp. 555~556, 2000.9

(2001 年 5 月 10 日原稿受理、2001 年 10 月 10 日採用決定)