

論文 X 筋を有するプレキャスト分割耐震壁の力学性状に関する研究

青田晃治^{*1}・加藤慎司^{*2}・一柳成幸^{*3}・松崎育弘^{*4}

要旨:著者らはX筋を内部に有するPCa耐震壁を高力ボルトにより梁鉄骨に接合する工法を考案し、2層縮小試験体4体の架構実験によりその構造性能を確認した。最大耐力までに壁と梁の接合部で1~3mm程度のずれが生じたが、剛性や耐力等に及ぼす影響は見られなかった。U型定着筋とシアキーによる鉛直接合部は、最終破壊までずれや離間などは生じなかつた。せん断抵抗機構を考慮した耐力算定式で耐力の評価を行い、一体型試験体は実験値が計算値の0.85~0.89倍に、スリット入り試験体はほぼ一致する値となつた。

キーワード:プレキャスト、X型配筋、スリット、せん断耐力

1.はじめに

1.1 研究内容

鉄骨鉄筋コンクリート(SRC)構造の建物にプレキャスト(PCa)耐震壁を用いる場合、梁鉄骨へのスタッド溶接、壁主筋の定着の確保など、その接合方法が複雑になるという問題がある。著者らはこれらの解決と施工の合理化を目的として、壁パネルをその四隅に設けたガセットプレートにより、梁鉄骨に高力ボルト接合する工法を考案した。本報では考案したPCa耐震壁の2層試験体を4体製作し、構造実験によってその破壊性状、せん断耐力等の確認と検討を行なつたのでその結果を報告する。

1.2 PCa分割耐震壁の概要

本工法はラーメン部材をSRC構造とするPCa分割耐震壁である。水平接合部(壁と梁の接合部)は前述のボルト接合以外にシアキー等による接合は行なわない。鉛直接合部(壁と壁、柱と壁の接合部)は接合する場合としない場合の2通りを考え、接合する場合はU型接合筋とシアキーにより一体性を確保する。また、鉛直接合部を接合しない場合は部材の変形により接触しない程度のスリットを設ける。

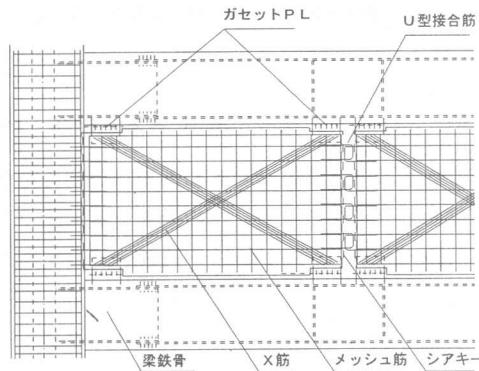


図-1 PCa分割耐震壁の構成

壁パネル内の配筋は四隅のガセットPLを対角につなぐX型配筋で、プレースとして層せん断力を負担させている。X筋とガセットPLの接合はフレア溶接による。X筋の採用により縦横筋は必要最小限のメッシュ筋とする。

2. 実験概要

2.1 試験体

試設計した建物は梁間方向スパン11.5mのSRC構造14階建て集合住宅で、PCa壁部材は3分割である。試験体は試設計建物の下層2層、スパンの2/3を取り出し、各寸法をS=1/3に縮

*1 前田建設工業㈱ 技術研究所 工修（正会員）

*2 前田建設工業㈱ 建築部建築技術開発G主任

*3 前田建設工業㈱ 建築部建築技術開発G 工修

*4 東京理科大学教授 工学部建築学科 工博（正会員）

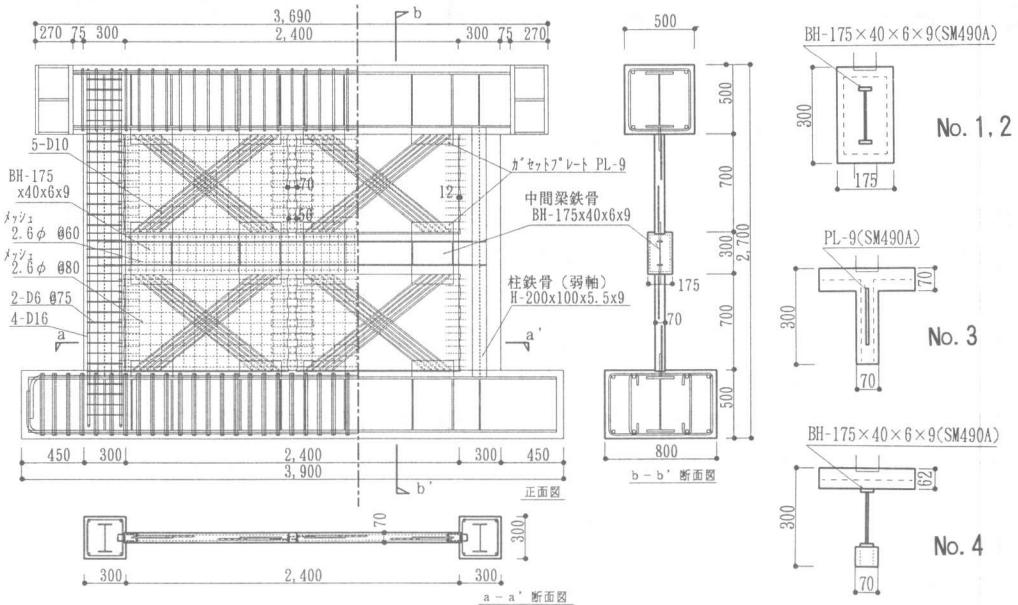


図-2 No. 1 基本試験体 (単位 mm)

小したもので、柱と壁のせん断力負担割合を想定建物とそろえるため、柱の断面を更に縮小した（図-2 No. 1 基本試験体）。柱鉄骨はH型鋼を弱軸使いとした。表-1 に各試験体諸元、表-2 に鋼材の機械的性質を示す。No. 2 はX筋量の違いによる破壊性状、耐力への影響を確認するため、No. 1 に対してX筋の量を 1.43 倍に増量した。No. 3 は中間梁鉄骨を No. 1 と同じ断面積の平鋼に置き換えて梁幅を壁厚と同じにし、梁型を無くした場合の破壊性状への影響を確認した。No. 4 では鉛直接合部を接合せずに壁-柱間に 10mm、壁-壁間に 20mm のスリットを入れて、剛性、耐力、破壊性状への影響を確認した。以後、鉛直接合部を接合しているか否かで試験体を区別し No. 1, 2, 3 を一体型試験体、No. 4 をスリット入り試験体と呼ぶ。

図-3 に中間梁断面を、図-4 に鉛直接合部の詳細を示す。No. 3, No. 4 試験体は梁の座屈を防止するため柱幅分のスラブを設けた。No. 4 の中間梁は鉄骨造とした。試験体の製作は実際の施工手順に従い、壁パネルを平打ちし、ガセット PL をフレームに溶接して組み込んだ後、スラブ、柱、梁、接合部を同時に打設した。

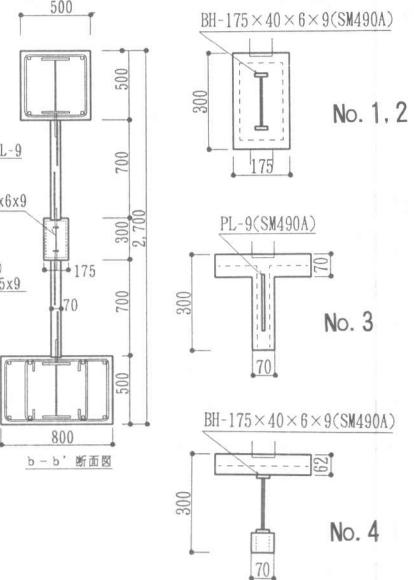


図-3 中間梁詳細 (単位 mm)

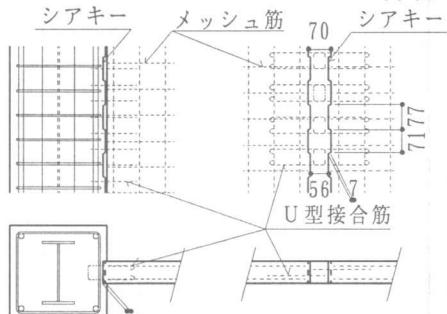


図-4 鉛直接合部詳細 (単位 mm)

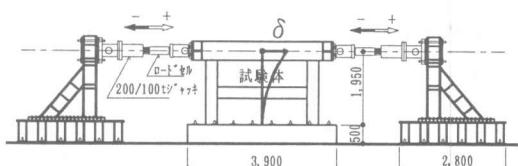


図-5 加力方法 (単位 mm)

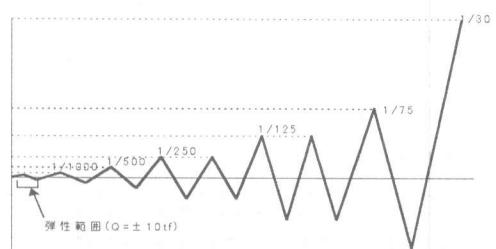


図-6 加力スケジュール

表-1 試験体諸元

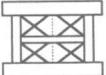
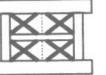
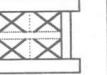
		試設計	一体型試験体			スリット入り 試験体
			No.1	No.2	No.3	
仕様		14F 集合住宅				
			基本試験体	X筋増量	中間梁スリップ化	スリット入り
側柱	断面	1000x1200		300x300		
	鉄骨	H-700x300x14x28		H-200x100x5.5x8(SS400) <弱軸使い>		
	主筋	20-D29(SD345)		4-D16 (SD345)		
	フーブ筋	□-D13@100 (SD295A)		□-D6@75 (SD295A)		
壁板	tw x lw x hw	200x10600x2155		70x2400x700		
	壁筋	メッシュ 6 φ 200W (pw=0.155%)		2.6 φ @80W (pw=0.189%)		
柱	コンクリート	36N/mm ²	37.2N/mm ²	41.4N/mm ²	42.5N/mm ²	32.6N/mm ²
壁板	形式	3 枚一体型 PCa	2 枚一体型 PCa			スリット入り
	コンクリート	36N/mm ²	48.2N/mm ²	50.9N/mm ²	48.7N/mm ²	39.5N/mm ²
	X 筋	6-D25x6 (SD345)	5-D10x4 (SD345)	4-D13x4 (SD345)	5-D10x4 (SD345)	
接合部	シアキー W x H x D	200x200x20		70x71x7		なし
	接合筋 柱-壁 壁-壁	28-D6 14-D10		28-2.6 φ 14-3.2 φ		なし
中間梁	梁断面	950x500	300x175	300x70	300x175	
	梁鉄骨断面	H-700x200x9(13)x16	BH-175x40x6x9(SM490A)	175x9(SM490A)	175x40x6x9(〃)	

表-2 鋼材の力学的性質 (N/mm²)

		降伏強度 σ_y	引張強さ σ_u	ヤング率 E
中間梁 ウェブ	PL6	371.7	560.0	1.99E+07
	PL9	370.7	540.3	1.77E+07
柱 鉄骨		311.9	457.0	1.87E+07
		409.7	579.4	1.91E+07
柱 主筋 フープ	D16	301.0	491.4	1.67E+07
	D10	390.4	548.6	1.86E+07
X筋	D13	367.6	532.6	1.90E+07
	2.6 φ	508.2	629.1	1.24E+07
接合筋	3.2 φ	621.9	690.6	1.58E+07

2.2 加力方法および測定方法

図-5に加力方法、図-6に加力スケジュールを示す。加力は試験体上部の加力スタブの両端に押引ジャッキを水平配置し、押し側と引き側が同じ荷重になる様に加力した。

荷重はジャッキに取付けたロードセルで測定した。変位は各層の水平、鉛直、面外の絶対変位と柱軸方向の相対変位、壁パネルのせん断変形、各接合部のずれと離間を計測した。歪は柱主筋、柱鉄骨、中間梁鉄骨、ガセット PL、X筋、U型接合筋に歪ゲージを貼付して計測した。

3. 実験結果

3.1 破壊経過および荷重-変形関係

図-7に荷重-変形関係を示す。各試験体ともQ=200kN 前後で壁パネルにせん断ひび割れが発生して剛性が低下し、X筋が降伏するまではほ

ぼ一定の剛性を保った。X筋の降伏後に柱主筋が降伏したが荷重は更に上昇した。いずれの試験体も変形角 R=4~8/1000rad. の間で、X筋の座屈を伴った下層壁パネルの破壊が顕著になり耐力が低下した。No. 1, No. 3 は R=7.3/1000rad. に向かうサイクル途中で耐力低下が生じた。

R=1/1000rad. までに No. 1, No. 2, No. 3 の中間梁の端部および中央部にせん断ひび割れが発生した。特に No. 3 は壁から延長したひび割れが梁全体に分散する傾向となった。No. 4 の梁鉄骨は最大耐力までに梁中央部のウェブがせん断降伏したが、他の試験体は降伏しなかった。鉛直接合部は壁パネルのせん断ひび割れが貫通する斜めひび割れが若干生じたが、最終までずれや離間は生じなかった。水平接合部は最大耐力までに No. 1 の中間梁下で約 1mm, No. 2 の中間梁上で約 1mm, No. 3 では中間梁下で約 3mm のずれが生じた。No. 4 では壁パネル隅角部で応力集中による圧壊が見られたが、水平接合部のずれは生じなかった。全試験体とも最大耐力後は上層の破壊進行は少なく下層に変形が集中する形となつた。耐力低下後はいずれもほぼ一定の荷重を保ちながら最終変形に至つた。写真-1に最大耐力後のひび割れ状況を示す。

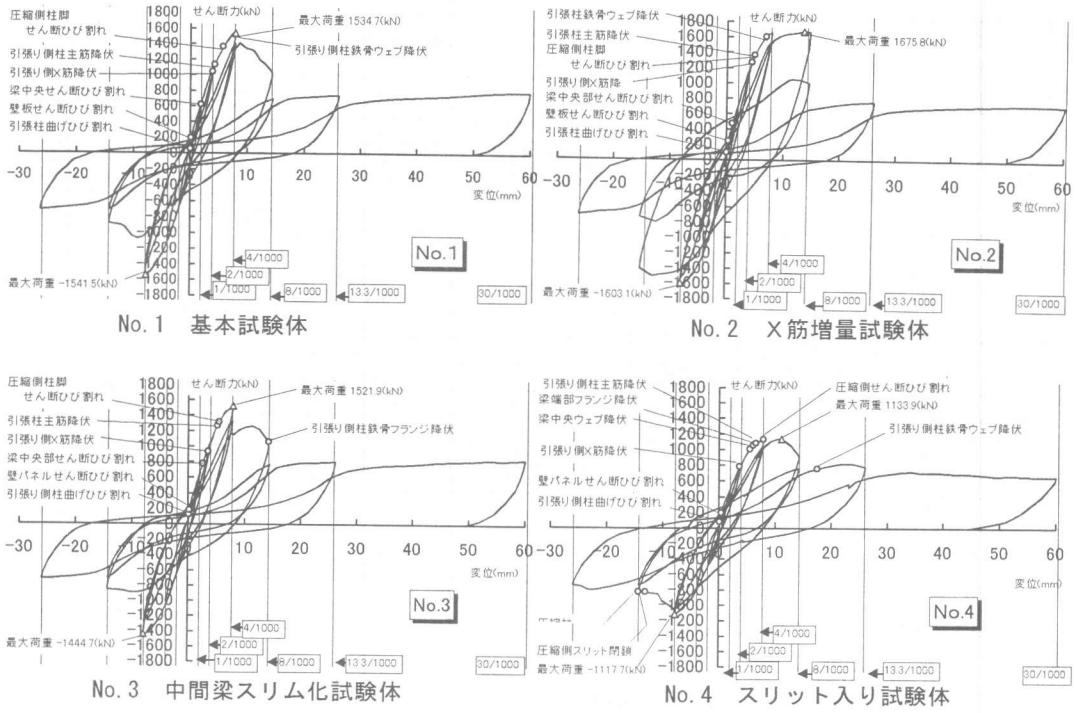


図-7 荷重-変形関係

3.2 初期剛性およびひび割れ発生後の剛性

図-8、表-3 に各試験体の初期剛性と I 形梁の初等曲げ理論による、曲げ、せん断変形を考慮した初期剛性の計算値のグラフと計算値を示す。ここで鉄筋および鉄骨は考慮していない。No. 4 の理論値の算定には全体曲げおよび全体せん断剛性に加えて各層が逆 S 型に変形する場合の曲げ剛性を考慮している。実験でのひび割れ発生後の剛性は No. 1 と No. 3 がほぼ同じであり、No. 2 が No. 1 の約 1.17 倍となった。No. 4 の初期剛性は No. 1 の 0.69 倍となった。各試験体とも理論値よりも低い値となっている。

3.3 耐力の検討

表-3 にせん断耐力と計算値の比較を示す。No. 1, No. 3 は繰り返しの影響で $R=+8/1000\text{rad}$ のサイクル途中で壁パネルが破壊し耐力低下した。No. 1 と No. 2 の耐力差は 141.2 kN であり、X 筋の增量による耐力差とほぼ同じ値となっている。No. 1, No. 3 の最大耐力はほぼ同じで、梁形状の違いによる耐力への影響は無いといえる。

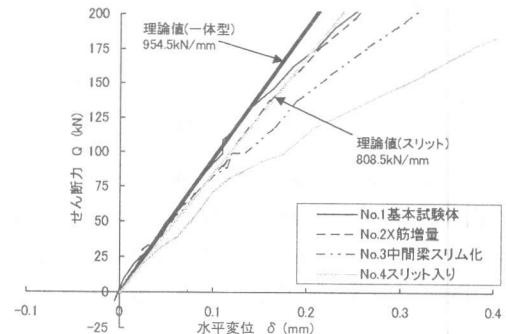


図-8 初期剛性

表-3 実験結果と計算値の比較一覧

No.	初期剛性 (kN/mm)		せん断耐力 (kN)	
	実験値	計算値	実験値	計算値
1	886.9	954.5 (0.93)	1534.7	1716.0 *1 (0.89)
2	818.3	954.5 (0.86)	1675.8	1938.4 *1 (0.86)
3	826.1	954.5 (0.87)	1521.9	1783.6 *1 (0.85)
4	670.3	808.5 (0.83)	1133.9	1130.9 *2 (1.00)

() は [実験値]/[計算値]

*1 は式(1), *2 は式(8)による

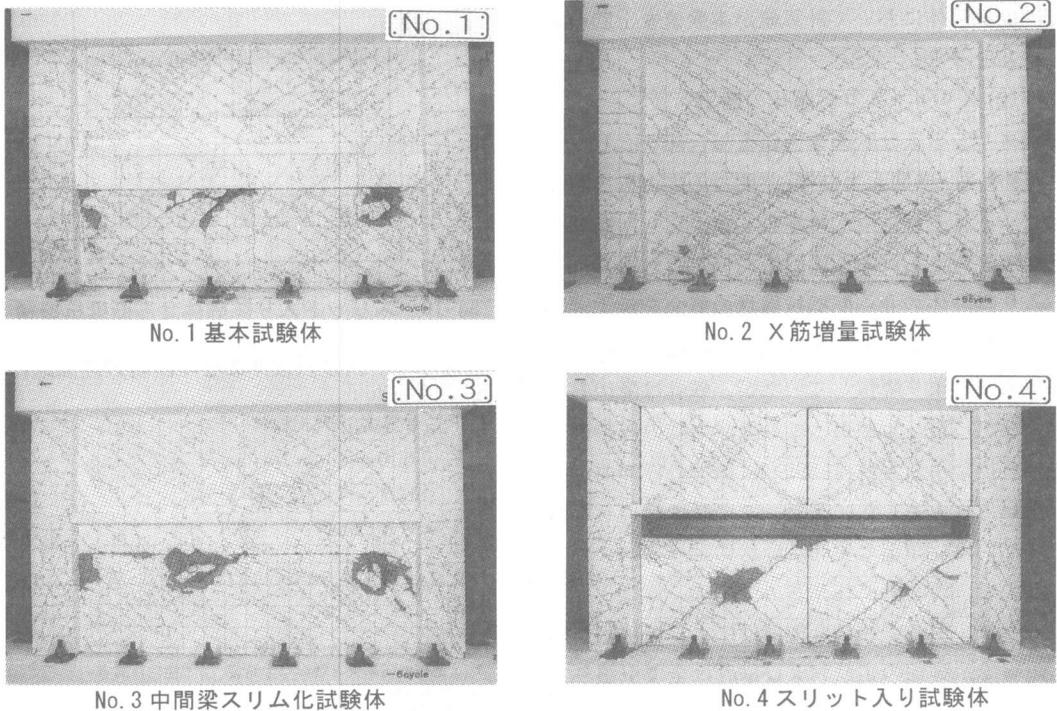


写真-1 試験体ひび割れ図 ($R=7.3/1000\text{rad.}$)

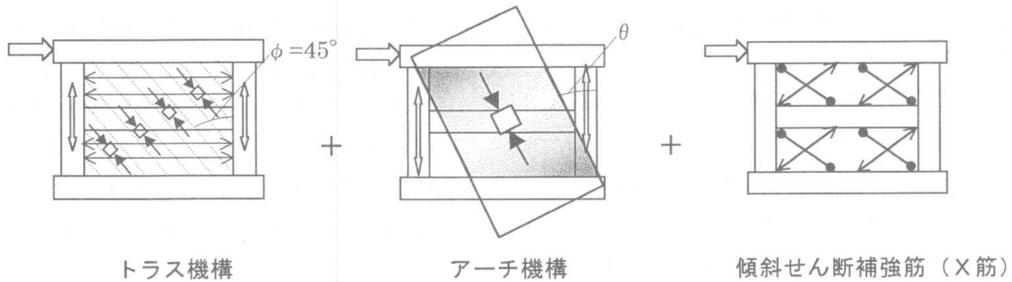


図-9 一体型試験体のせん断抵抗機構

(1) 一体型試験体の耐力

一体型試験体は「鉄筋コンクリート構造物の最終局強度型耐震設計指針・同解説¹⁾」のアーチ・トラス機構理論に基づくせん断強度評価方法を用いた。図-9に一体型試験体のせん断抵抗機構の概念を示す。トラス機構にはせん断補強筋比 p_s としてメッシュ筋を算入しており、中間梁鉄骨は算入していない。加力方式を考慮しアーチ機構の圧縮束は加力点から中間梁を貫通し反力点に至ると仮定した。文献1)に従いX筋は傾斜せん断補強筋として算入し、圧縮側、引張り側とも最大耐力前に降伏していることから全て降伏強度を採用できるとした。表-3に示すよう

《一体型試験体のせん断耐力評価式》

$$V_{ucal} = V_t + V_a + V_x \quad (1)$$

$$V_t = t_w \ell_{wb} p_s \sigma_{sy} \cot \phi \quad (2)$$

$$V_a = \tan \theta (1 - \beta) t_w \ell_{wa} \nu \sigma_B / 2 \quad (3)$$

$$V_x = A_x \sigma_{xy} \sin \theta_x \quad (4)$$

$$\tan \theta = \left[\sqrt{(h_w / \ell_{wa})^2 + 1} - h_w / \ell_{wa} \right] \quad (5)$$

$$\beta = (1 + \cot^2 \phi) p_s \sigma_{sy} / (\nu \sigma_B) \quad (6)$$

$$\nu = \nu_0 = 0.7 - \sigma_B / 200 \quad (7)$$

V_{ucal} : 全体せん断耐力 V_t, V_a, V_x : トラス機構及びアーチ機構負担せん断力

t_w : 傾斜せん断補強筋(X筋)負担せん断力 t_w : 壁板厚

ℓ_{wa} : アーチ機構等価壁長さ ℓ_{wb} : トラス機構等価壁長さ

p_s : 壁板せん断補強筋比(メッシュ筋) σ_{sy} : 壁板せん断補強筋の強度

ϕ : トラス機構の圧縮束の角度($\cot \phi = 1.0$) h_w : 階高(ここでは2層分)

σ_s : コンクリート圧縮強度(N/mm²) A_x : 傾斜せん断補強筋の全断面積

σ_{xy} : 傾斜せん断補強筋強度 θ_x : 傾斜せん断補強筋が柱となす角度

ν : 試験体のコンクリート強度の有効係数

に全試験体において計算値が実験値を上回る結果となった。

(2) スリット入り試験体の耐力

スリット入り試験体は鉛直接合部を有しないため、柱-壁間および壁-壁間での応力伝達がなく、それぞれ独立して挙動しながらせん断抵抗すると考えられる。図-10に仮定したスリット入り試験体のせん断抵抗機構の概念を示す。実験では最大耐力時に圧縮側柱の柱脚部主筋が柱の曲げにより降伏していたが、鉄骨は降伏していないかった。したがって最大耐力時の圧縮側柱の負担せん断力は、柱脚のRC部分のみの曲げ降伏耐力と仮定した。また、この時の柱のせん断スパンは柱頭部の主筋が降伏に至っていないことから、便宜的に柱長さ h' とした。

一方、引張側柱は全体曲げによるひび割れが顕著で、脚部の主筋および鉄骨は全て引張りひずみが発生しており、全断面が引張りの状態にあった。したがって最大耐力時における引張り側柱のせん断力負担割合は小さいと考え、全体の耐力評価には算入していない。

X筋は一体型試験体と同様に傾斜せん断補強筋として耐力を累加した。

壁パネルにおけるコンクリートの圧縮束の幅は本実験からは推定が困難であるが、上記のようにせん断抵抗機構および柱の負担せん断力を仮定した場合、壁板1枚の長さ ℓ_w' の0.6倍とした場合に計算値が1130.9kNとなり実験値とほぼ一致する値となった（表-3）。

4.まとめ

本報ではPCa分割壁の実験結果と主にその耐力評価について述べた。内容をまとめると以下の通りである。

- 考案したPCa分割耐震壁について、せん断実験からその破壊性状や剛性、耐力等の復元力特性が得られた。
- 一体型試験体の柱-壁間および壁-壁間を接合する鉛直接合部は、最終状況においてもずれや離間等の破壊は生じなかった。

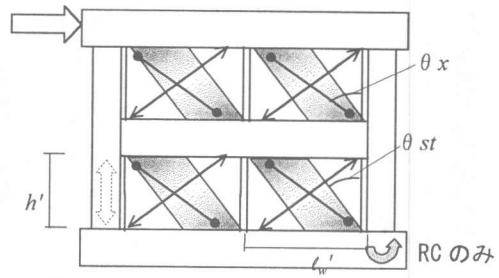


図-10 スリット入り試験体せん断抵抗機構

《スリット入り試験体のせん断耐力評価式》

$$V_{ucal} = \sum V_{su} + V_x + cV_b \quad (8)$$

$$V_{su} = t_w \cdot 0.6 \cdot \ell_w' \sin 2\theta_{st} \nu \sigma_b / 2 \quad (9)$$

$$\sin 2\theta_{st} = 4 \cdot \ell_w' h' / (4 \cdot h'^2 + \ell_w'^2) \quad (10)$$

$$V_x = A_s \sigma_y \sin \theta_x \quad (11)$$

$$cV_b = \left\{ 0.8 a_t r \sigma_y D + 0.5 N D \left(1 - \frac{N_r}{b D F_c} \right) \right\} / h' \quad (12)$$

V_{su} : 壁板せん断耐力(圧縮束耐力) ℓ_w' : 壁板1枚の長さ
 θ_{st} : 壁板内圧縮束と柱のなす角度 h' : 柱内法高さ
 J_b : 圧縮柱曲げ耐力(せん断耐力換算) D : 柱せい
 a_t : 柱の引張鉄筋比 σ_y : 柱主筋の降伏強度 b : 柱幅
 N_r : 柱のコンクリート部分が負担する軸力 F_c : コンクリートの圧縮強度

iii) 一体型耐震壁、スリット入り耐震壁についてせん断抵抗機構を仮定した耐力評価を行った結果、一体型の実験値は計算値の0.85～0.89倍となり、スリット入りは壁コンクリートの圧縮束幅を0.6 ℓ_w' と仮定した場合、実験値と計算値はほぼ同じ値となった。

参考文献

- 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造物の終局強度型耐震設計指針・同解説、日本建築学会、1990.
- 日本建築士事務所協会連合会：X形配筋部材の設計と施工、日本建築士事務所協会連合会、1990.
- 小山内裕ほか：付帯柱と絶縁したプレキャスト壁の耐震性に関する実験的研究(その3)終局耐力の算定方法、日本建築学会学術講演大会梗概集(北海道), pp.957-958, 1995.
- 青田晃治ほか：プレキャスト分割耐震壁に関する研究(その1), (その2), 日本建築学会学術講演大会梗概集(九州), 1998