

論文 袖壁付き柱の構造特性に関する実験的研究

斐 根國^{*1}・壁谷澤 寿海^{*2}・金 裕錫^{*3}・壁谷澤 寿一^{*4}

要旨：鉄筋コンクリート造袖壁付き柱は耐震部材として有効に活用しうる可能性があるが、既往のせん断耐力評価法は便宜的な方法であり、および靱性、あるいは終局強度以降に生じうる耐力低下性状を含む構造特性の評価が難しいため、現状では十分には活用されていえない。本研究は、これまで著者らが系統的に実施してきた袖壁付き柱に関する一連の実験的研究¹⁻⁴⁾のうち、2009年度に実施した6体の実験結果を報告するものである。今回の実験では比較的壁厚の厚い場合を対象にして、柱の位置（左右対称両側・左右非対称両側・片側）、補強筋比などを主要パラメータとして、それらが主としてせん断強度に与える影響を実験的に明らかにして、既往の評価式や提案式との適合性を検証した。

キーワード：鉄筋コンクリート、袖壁付き柱、壁厚比、柱位置、せん断耐力、分割累加

1. はじめに

鉄筋コンクリート造建物における袖壁付き柱は、過去の実験や地震被害調査などにより、柱の剛性、耐力を上昇させるため有効な耐震部材となることが実証されている。しかし、耐震スリットなどにより構造部材と切り離されることが多かったのは、袖壁付き柱の挙動が柱とも壁とも異なり、一般に終局強度以降に若干の耐力低下が生じること、変断面特有のせん断耐力および靱性の評価法の詳細が確立していないこと、などにより、設計上の扱いが難しいためである。

袖壁付柱の強度と変形性能に関する既往の実験的研究では、上記のような設計の現状を踏まえてはいるものの、多くの場合、既存建物の耐震診断や耐震補強を念頭において行われており、既存の柱に袖壁を増設した試験体や、袖壁の壁厚が薄い（スケールも小さい）、袖壁がシングル配筋あるいは補強筋比も比較的少ない、などの試験体がほとんどである。

本研究は、今後の構造設計において袖壁付き柱が積極的に耐震部材と設計されることを目標として、これまで著者らが実施してきた一連の袖壁付き柱に関する実験研究¹⁻⁴⁾の一部である。過去の袖壁付き柱の実験は、M/Q（せん断スパン比）、両側・片側、材料強度を主なパラメータとしていたが、今回の実験では壁厚比が比較的大きい場合を対象にして、柱の位置（左右対称両側・左右非対称両側・片側）を主要パラメータとして、それらがせん断強度および変形性能に与える影響を実験的に明らかにした。また、部材のせん断評価に関する既往式⁵⁾⁶⁾や提案式⁷⁾⁸⁾との適合性を検証した。

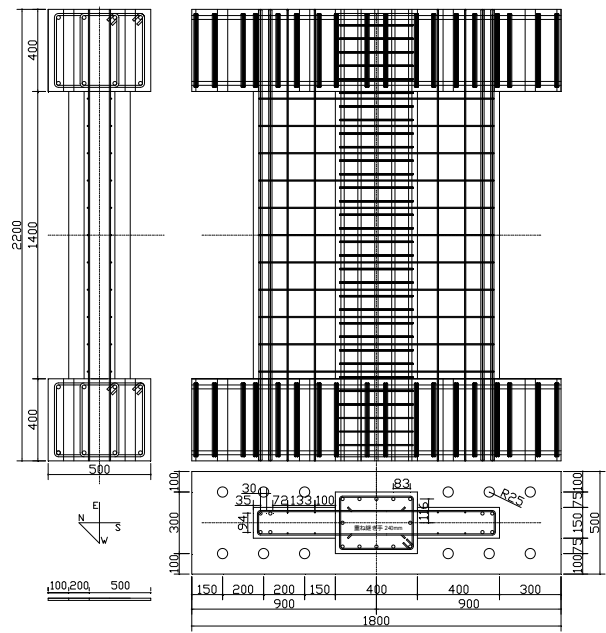


図 - 1 標準試験体 SWB40

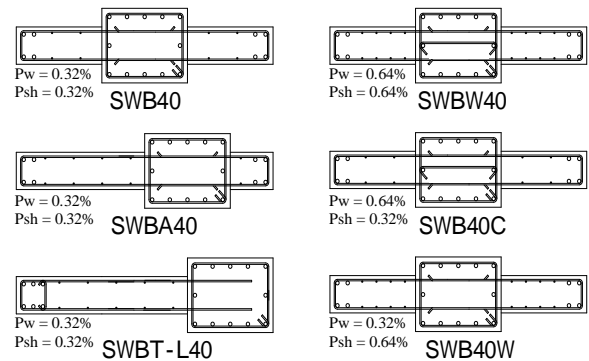


図 - 2 全試験体断面図

*1 東京大学 工学系研究科 建築学専攻 大学院生 (正会員)

*2 東京大学 地震研究所 教授 博士(工学) (正会員)

*3 東京大学 地震研究所 助教 博士(工学) (正会員)

*4 東京大学 工学系研究科 都市持続再生研究センター 特任助教 工博 (正会員)

表 - 1 試験体概要

試験体	材料		柱			壁				加力				
	コンクリート (Mpa)	鉄筋		断面 (mm × mm)	主筋 (Ps)	帯筋 (Pw)	幅 (mm)	厚さ (mm)	縦横筋	端部縦筋	拘束筋	M/Q (M/Qd)	軸力 (柱軸力比)	
		D6	D16											
SWB40	46.3	320 N/mm ²	362 N/mm ²	300 × 400	12-D16 (2.0%)	2-D6@66 (0.32%)	400 × 2	150	D6@133 Double (0.32%)	4-D16	-	1000mm (0.83)	1200kN (0.2)	
SWBW40	46.7					3-D6@50 (0.64%)			D6@66 Double (0.64%)			1200mm (1.00)		
SWB40C	46.1					2-D6@66 (0.32%)			D6@133 Double (0.32%)			1000mm (0.83)		
SWB40W	47.3					2-D6@66 (0.32%)			D6@66 Double (0.64%)			1000mm (0.83)		
SWBA40	43.2					2-D6@66 (0.32%)			D6@133 Double (0.32%)			4-D16		2-D6@133
SWBT-L40	41.5					2-D6@66 (0.32%)			D6@133 Double (0.32%)			6-D16		2-D6@133

2. 実験概要

2.1 試験体概要

試験体は、6～7階建物の1階の柱を1/2スケールにモデル化した袖壁付き柱6体である。標準試験体の立面、断面を図-1に、各試験体の配筋を図-2に示す。また、試験体概要一覧、使用した鉄筋およびコンクリートの材料特性を表-1に示した。標準試験体SWB40は、文献³⁾⁴⁾での過去の標準試験体SW40・SWT-L40を参考に水平断面の全面積を同じ、壁厚比を大きくした試験体である。すなわち、柱幅を縮小して、袖壁の厚さを増大した。また、縦筋比および総量をほぼ同じにした。すなわち、柱主筋量は減らして、袖壁の端部縦筋量を増やした。

標準試験体である試験体SWB40の具体的な形状は、柱b × D = 300mm × 400mm、袖壁は壁厚150mm、袖壁長さ400mm、内法高さは1400mmである。柱主筋は12-D16 (Pg=2.0%)とし、帯筋は2-D6@66 (Pw=0.32%)、袖壁の壁縦横筋は複配筋として2-D6@133 (Psh=0.32%)、端部縦筋は4-D16である。試験体SWBW40、SWB40C、SWB40Wは、形状および加力条件が試験体SWB40と同様で、せん断補強筋比のみが異なる。SWBW40は帯筋・

壁筋を標準に比べ2倍 (Pw, Psh = 0.64%) 配筋したもので、SWB40C、SWB40Wは各自帯筋、または壁筋のみを標準に比べ2倍(0.64%)に配筋したものである。SWBA40は標準試験体SWB40の柱位置を200mm片側にずらし、全せいの1/4ところに柱中心が位置するようにした試験体である。SWBT-L40は、標準試験体の柱を片側に配置した片側袖壁付き柱の試験体である。

2.2 載荷方法

図3に載荷装置図を示す。加力には容量1000kN、ストローク±200mmの油圧式ジャッキを水平方向に1台、鉛直方向に2台使用した。加力方向は図3に示すように正負と制御するが、片側袖壁を含む非対称の試験体 (SWBA40、SWBT-L40) の場合は水平加力の安定性のため、耐力が高いと予想される方向を水平ジャッキ押しの方向にしたため、正負が図3と反対である。ただし結果などの表記においては揃えて示す。水平方向には変位制御で正負繰り返し載荷を行い、鉛直方向には試験体の柱の中心位置を加力芯にして軸力を加えた。全ての試験体は、鉛直方向に合計1200kN (柱軸力比0.2) の一定軸力を与え、M/Q (反曲点高さ) は両端の鉛直ジャッキによる付加モーメントを水平力に比例させ軸力中心位置で制御することにより維持した。各試験体のM/Q (反曲点高さ) は既存の試験体との比較のため過去と同じく1000mmにしたが、帯筋・壁補強筋を2倍にしたSWBW40は加力装置の加力限界を考慮し、反曲点高さM/Q = 1200mmとした (表1)。

載荷履歴は変位制御により部材変形角 (試験体頂部変形 / 柱内法寸法(1400mm)) 1/400, 1/300, 1/200, 1/150, 1/100, 1/75, 1/50, 1/37.5, 1/25 を正負交番繰り返し載荷で各1サイクルずつとしたが、加力フレームの剛性が十分でないため脆性破壊以降の負勾配領域では変位制御は必ずしも十分にはできず、ほとんどの試験体で、

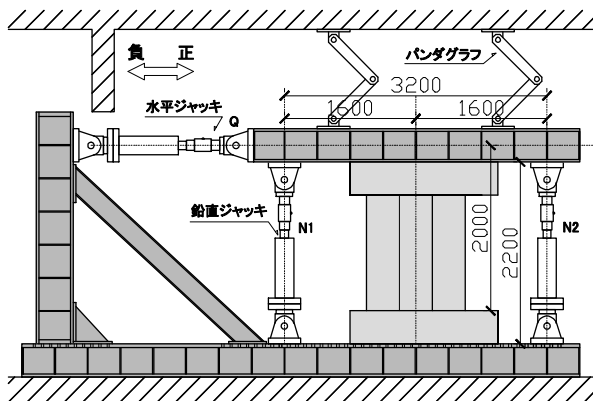


図 - 3 載荷装置図

過大な変形まで押し切る結果になった。

表 - 2 初期ひび割れおよび最大耐力結果

	方向	初期せん断ひび割れ		最大耐力	
		変形	力	変形	力
SWB40	正	+1/400 L 2.38 mm	672 kN	+1/150 P 9.47 mm	997 kN
	負	-1/400 L -2.03 mm	-750 kN	-1/200 P -7.04 mm	-1050 kN
SWBW40	正	+1/400 L 1.71 mm	555 kN	+1/100 P 14.39 mm	959 kN
	負	-1/400 L -1.90 mm	-538 kN	-1/100 P -14.30 mm	-1173 kN
SWB40C	正	+1/400 L 1.73 mm	496 kN	+1/100 L 12.12 mm	929 kN
	負	-1/400 L -1.65 mm	-579 kN	-1/150 P -9.36 mm	-1137 kN
SWB40W	正	+1/400 L 1.40 mm	420 kN	+1/150 P 9.35 mm	978 kN
	負	-1/400 L -1.82 mm	-738 kN	-1/200 P -6.91 mm	-1216 kN
SWBA40	正	+1/400 L 1.18 mm	400 kN	+1/100 P 13.37 mm	1010 kN
	負	-1/400 L -0.62 mm	-330 kN	-1/150 P -9.22 mm	-909 kN
SWBT-L40	正	+1/400 L 2.85 mm	511 kN	+1/100 L 12.88 mm	1040 kN
	負	-1/400 L -2.78 mm	-677 kN	-1/150 L -8.80 mm	-923 kN

P: Peak, L: Loading

3. 実験結果

各試験体の初期ひび割れ、最大耐力、破壊形式および残存軸保持能力などの結果を以下に示す。ただし破壊形式は、袖壁付き柱は柱と袖壁部分の大きな剛性および挙動の差により、一義的に定義することは難しい。そのため比較的初期に破壊する袖壁部分と柱部分を分けて考え、鉄筋のひずみ性状から以下のように定義する。袖壁において、壁端部縦筋（脚部1段目）の引張降伏が先行する場合は曲げ型とし、壁横補強筋の降伏が先行する場合はせん断型とする。柱においては、主筋（脚部1段目）の引張降伏が先行する場合は曲げ型、帯筋の降伏が先行する場合はせん断型とした。また壁端部コンクリートの圧壊は曲げ型とした。

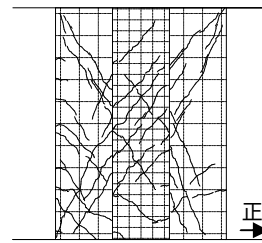
3.1 破壊経過

各試験体の正負方向において初期ひび割れおよび最大耐力の力と変形量を表 2に示す。全試験体のいずれの方向においても 1/400rad.加力中、初期せん断ひび割れが生じた。最大耐力に関しても 1/200rad.から 1/100rad.の変形で最大耐力に到達した。

右の図-4に±1/200加力後の各試験体のひび割れ状況を、図-5に各試験体の最終破壊様子を示す。各試験体の具体的な破壊経過は以下に示す。

SWB40：初期ひび割れ以降、壁横補強筋および帯筋が袖壁端部縦筋および柱主筋より先行降伏したため、袖壁および柱共に破壊形式がせん断型であった。最大耐力以降、-1/150rad.加力途中 -8.91mmの変形、-1004kNの荷重で全体に渡ってせん断破壊した。せん断破壊後、軸力を保てず実験を終了した。

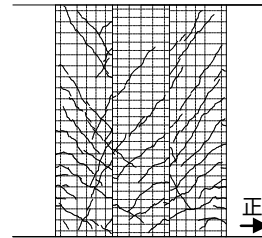
SWBW40：M/Q = 1200mmであり2倍のせん断補強筋が補強されていたため、袖壁端部縦筋および柱主筋が袖壁横補強筋および柱帯筋より先行降伏し、袖壁および柱共に破壊形式が曲げ型となった。+1/75rad.加力途中で急に変形が進み始め+1/50rad.付近まで変形してしまった。そのため同じ変形量まで負側加力後、±1/50rad.加力を行ったところ、-36.1mmの変形、-852kNの荷重でせん断破



SWB40



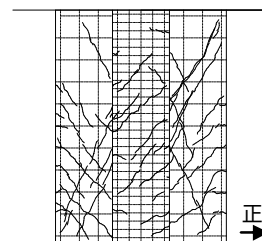
-1/150rad. L



SWBW40



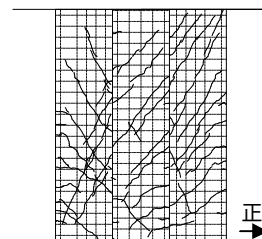
-1/50rad. L



SWB40C



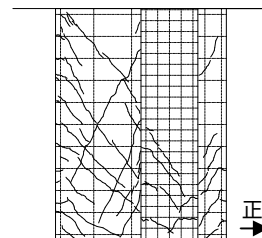
-1/100rad. L



SWB40W



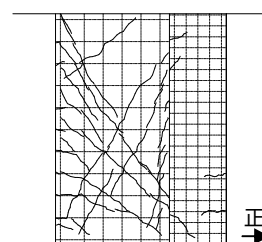
+1/75rad. L



SWBA40



+1/75rad. L



SWBT-L40



-1/100rad. L

図 4 ±1/200 ひび割れ

図 5 最終破壊様子

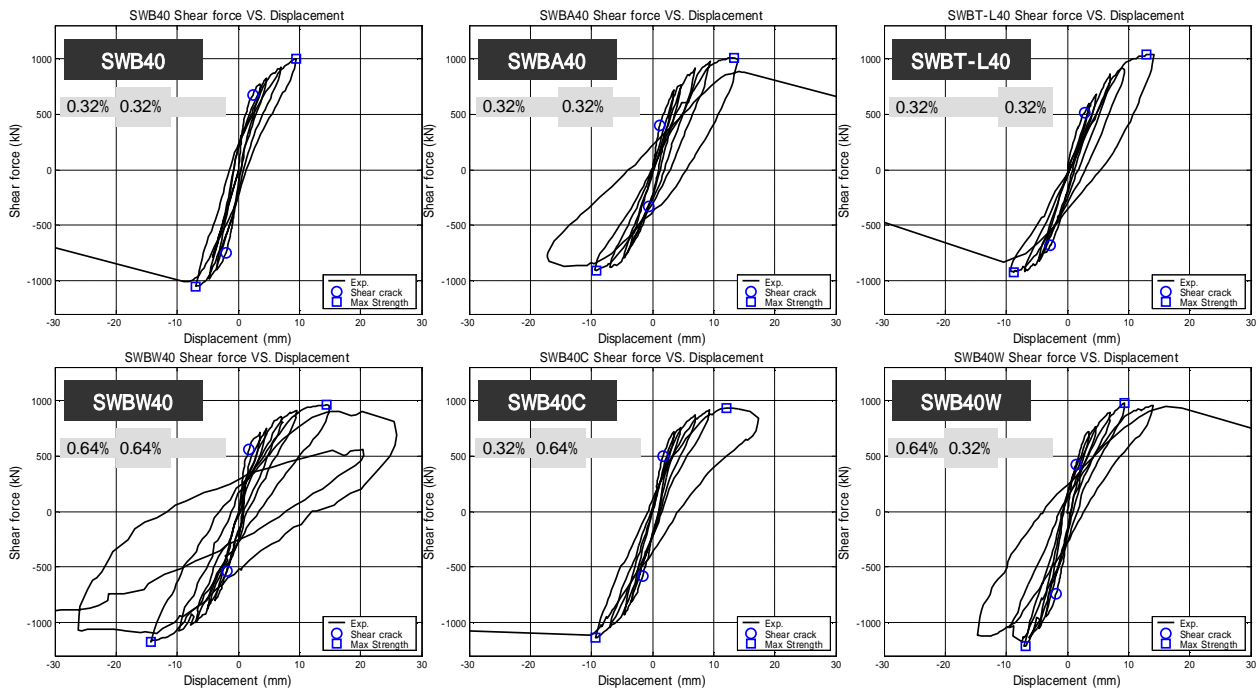


図 6 復元力特性

壊した。せん断破壊後、軸力を保てず実験を終了した。

SWB40C：初期ひび割れ以降、壁横補強筋が壁端部縦筋より先行降伏しせん断型となったが、柱は主筋や帯筋がほぼ同じ変形量で降伏した。最大耐力以降、 $-1/100\text{rad}$. 加力途中 -10.23mm の変形、 -1115kN の荷重で全体に渡ってせん断破壊した。せん断破壊後、軸力を保てず実験を終了した。

SWB40W：初期ひび割れ以降、壁横補強筋および帯筋が袖壁端部縦筋および柱主筋より先行降伏したため、袖壁および柱共に破壊形式がせん断型であった。最大耐力以降、加力装置の加力限界を超えたため、耐力低下確認後、 $-1/150\text{rad}$. ピーク時から $M/Q = 1200\text{mm}$ に変更し加力を行った。最終的には、 22.6mm の変形、 874kN の荷重で全体に渡ってせん断破壊した。せん断破壊後、軸力を保てず実験を終了した。

SWBA40：初期ひび割れ以降、正負両方共に壁横補強筋および帯筋が袖壁端部縦筋および柱主筋より先行降伏したため、袖壁および柱共に破壊形式がせん断型であった。 $+1/200\text{rad}$. では袖壁下段部で圧壊が確認できた。最大耐力以降、 $+1/75\text{rad}$. 加力途中 15.0mm の変形、 876kN の荷重で全体に渡ってせん断破壊した。せん断破壊後、軸力を保てず実験を終了した。

SWBT-L40：初期ひび割れ以降、正方向は、袖壁端部縦筋が先行降伏し、負方向では袖壁横補強筋が先行降伏した。柱の破壊形式は、帯筋でのひずみデータ測定が出来なかったため確認できない。正側の耐力低下が起こる前に、負側の $-1/100\text{rad}$. 加力途中 -10.4mm の変形、 829kN の荷重で全体に渡ってせん断破壊した。そのため正側最

大耐力に達していない可能性もある。せん断破壊後、軸力を保てず実験を終了した。

3.2 復元力特性

図 6 に各試験体の復元力特性を示す。加力条件が異なる SWBW40 を除き、靱性が脆性的な性状となった。これは袖壁端部の圧壊が起こる前に全体に渡って横補強筋の降伏破断または斜張力主体のせん断破壊が生じたためである。帯筋および壁横補強筋を 2 倍配筋し、他試験体に比べ大きい $M/Q (1200\text{mm})$ で加力した試験体 SWBW40 は、破壊形式が曲げ型となり $1/50\text{rad}$. 付近までは、大きい耐力低下なく変形能力を示した。

同じ断面・加力条件でせん断補強筋比が異なる試験体 SWB40, SWBA40, SWB40W を比較する。柱または袖壁の横補強筋が増えることで、標準試験体 SWB40 より靱性が向上し、負側においては耐力も上昇した。袖壁横補強筋を 2 倍した SWB40W が標準試験体と同じ変形量で最大耐力に到達していることに対し、柱の帯筋を 2 倍にした SWB40C は、標準に比べ 2 割大きい変形で最大耐力に到達した。

同じ断面積・鉄筋量を有し、柱の位置が異なる試験体 SWB40, SWBA40, SWBT-L40 を比較する。SWB40, SWBT-L40 は小さい変形の負側で破壊したため、正側は最大耐力に達していない可能性があるが、柱が圧縮となる正側では大きな違いはなかった。負側においては、柱の位置が異なる 3 体の試験体ではせん断耐力の明らかな差は見られなかった。

3.3 柱鉄筋のひずみ

全ての試験体において袖壁部の鉄筋は、最大耐力に到

達する前の小さい変形 (1/400~1/300rad.) で降伏する。それに比べて柱はより大きい変形で降伏するため袖壁付き柱全体の耐力および最大耐力を發揮する変形に大きな影響を与える。図 7 にせん断型と曲げ型である試験体 SWB40, SWBW40 の主筋および帯筋の水平変形とひずみの関係を示す。縦の点線は最大耐力到達変形量で、横の点線は各鉄筋の降伏ひずみである。

せん断型である SWB40 は、帯筋が先に降伏し主筋が降伏したときに最大耐力に達した。曲げ型である SWBW40 は、主筋が降伏するときに最大耐力に達した。これらの結果は、柱部材が降伏するときに袖壁付き柱全体としての最大耐力に到達していることを示しており、今回の袖壁付き柱全体の耐力に対して柱単体の終局強度に近い強度が發揮されて全体の強度に寄与していたものと推定される。

4. せん断計算式の考察

表 3 に文献⁵⁾による完全塑性理論の曲げ強度 (完全塑性 Q_{mu})、せん断終局強度 (耐震診断 Q_{su})、文献⁶⁾による曲げ終局強度略算式 (曲げ略算 Q_{mu})、せん断終局強度 (技術基準 Q_{su}) を示し、過去提案した文献⁸⁾による分割累加式 (分割累加 Q_{su}) の計算結果や文献⁷⁾のアーチ・トラス機構による計算値を示す。

終局耐力算定において袖壁付き柱の破壊形式は、袖壁部の破壊形式を試験体全体の破壊形式とみなして、各評価式と実験結果を比較検討する。

4.1 既往式

既往式である耐震診断基準⁵⁾や構造技術基準⁶⁾は、断面を等価置換しせん断耐力を算定する方法であり、計算が簡易な荒川式 (1) 式を用いている。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 p_t^{0.23} (F_c + 18)}{M/Qd_e + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{we} \sigma_{wy}} \right\} b_e j_e + 0.1N \quad (1)$$

文献³⁾でも示したように、断面置換においての問題点で過小評価となることが再度確認できた。

4.2 分割累加式

提案式は断面を縦 (袖壁の長さ方向) に分割して実用せん断強度式 (1) を柱部分、壁部分にそれぞれ適用して累加する算定法 (分割累加法) である。以前の試験体に対しては柱部と袖壁部の耐力發揮変形の相違を考慮するために、最大耐力以降遅れて降伏する柱の強度を低減して累加する強度寄与係数²⁾を導入し計算する修正式²⁾も提案した。しかし、3.3 柱鉄筋ひずみの結果から、今回の実験では柱は最大耐力に近い強度を寄与してい

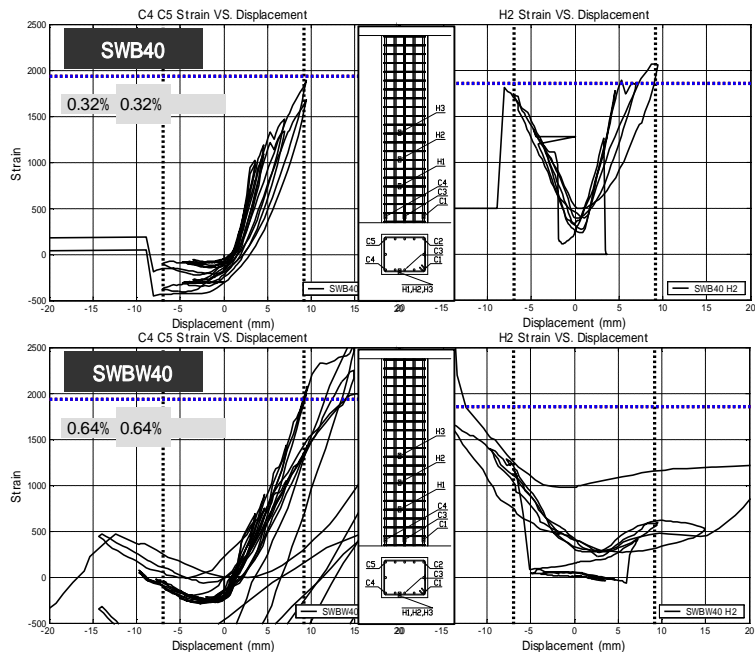


図 7 主筋・帯筋のひずみ状況 (SWB40, SWBW40)

ると推定されることから、強度寄与係数²⁾により強度を低減させず ($=1.0$ として) 累加した。

この分割累加式により計算した結果を実験値と比較すると、柱の位置による対称性や補強筋比に関わらず、いずれの実験値に対しても一定 (1.2-1.3 倍程度) の安全率で評価が可能である結果となっている。

4.3 アーチ・トラス機構

計算方法は、分割累加と同様に断面を縦 (袖壁の長さ方向) に分割し柱部と袖壁部のせん断耐力を各自、文献⁷⁾のアーチ・トラス計算し累加する。柱部と袖壁部のアーチ・トラス機構計算においては、柱および梁のせん断強度算定方法により以下の (2)(3)(4) 式による V_u の内最小値とする。袖壁部のアーチ・トラス機構計算においても柱型耐震壁を等価長さの壁に置換する計算方法ではなく柱と同様に袖壁長さをそのまま計算に用いた。ただし SWBT-L40 は、壁筋が閉鎖しているときの計算方法により同様に算出を行った。

$$V_u = \mu p_{we} \sigma_{wy} b_e j_e + \left(v \sigma_B - \frac{5 p_{we} \sigma_{wy}}{\lambda} \right) \frac{bD}{2} \tan \theta \quad (2)$$

$$V_u = \frac{\lambda v \sigma_B + p_{we} \sigma_{wy}}{3} b_e j_e \quad (3)$$

$$V_u = \frac{\lambda v \sigma_B}{2} b_e j_e \quad (4)$$

アーチ・トラス機構によるせん断耐力計算値は、(1) 式の場合ほどには余裕はないが、ほぼ実験値に近い結果で精度よく評価しうる結果となっている。

6. まとめ

壁厚が厚い場合で、柱の位置や補強筋比を主要パラメ

表 3 試験体の計算値および実験値

		M/Q	実験値	破壊形式	曲げ略算	実験/計算	完全塑性理論	実験/計算	耐震診断	実験/計算	構造技術	実験/計算	分割累加	実験/計算	Arch-Truss	実験/計算
SWB40	+	1000	997	S	821	1.22	1135	0.88	621	1.61	600	1.66	813	1.23	870	1.15
	-	1000	1050	S	821	1.28	1135	0.92	621	1.69	600	1.75	813	1.29	870	1.21
SWBW40	+	1200	959	M	822	1.17	972	0.99	705	1.36	679	1.41	825	1.16	990	0.97
	-	1200	1173	M	822	1.43	972	1.21	705	1.66	679	1.73	825	1.42	990	1.18
SWB40C	+	1000	929	S	820	1.13	1134	0.82	681	1.37	655	1.42	839	1.11	951	0.98
	-	1000	1137	S	820	1.39	1134	1.00	681	1.67	655	1.73	839	1.35	951	1.20
SWB40W	+	1000	978	S	823	1.19	1170	0.84	654	1.50	630	1.55	876	1.12	965	1.01
	-	1000	1216	S	823	1.48	1170	1.04	654	1.86	630	1.93	876	1.39	965	1.26
SWBA40	+	1000	1010	S	496	2.04	821	1.23	462	2.19	365	2.77	789	1.28	836	1.21
	-	1000	909	S	1092	0.83	1443	0.63	765	1.19	720	1.26	789	1.15	836	1.09
SWBT-L40	+	1000	1040	M	211	4.93	750	1.39	311	3.34	260	4.00	697	1.49	849	1.22
	-	1000	923	S	1402	0.66	1512	0.61	925	1.00	1005	0.92	697	1.32	849	1.09

ータとした袖壁付き柱の実験を行い、以下の結論を得た。

- (1) 試験体 SWB40, SWB40C, SWB40W, SWBA40 は、破壊形式がせん断破壊型となった。片側袖壁である SWBT-L40 は正側（柱圧縮方向）において縦筋先行降伏により曲げ型、負側（柱引張方向）においてはせん断補強筋先行降伏によりせん断破壊型となった。柱帯筋、袖壁横補強筋比を2倍にして M/Qd を大きくした試験体 SWBW40 は曲げ破壊型となった。
- (2) 最大耐力到達以降、補強筋比を2倍、M/Qd を大きくした SWBW40 は他試験体に比べ変形能力はあったが、いずれの試験体も全体に渡って脆性的せん断破壊し、以降は軸力を保持できなかった。
- (3) 同じ断面・加力条件で、柱壁でのせん断補強筋比が異なる試験体 SWB40, SWB40C, SWB40W を比較すると、柱または袖壁の横補強筋が増えることで、靱性と耐力が上昇し、特に柱帯筋を増やした SWB40C は最大耐力到達時変形が1.2倍になった。
- (4) 同じ断面積・鉄筋量を有し、柱の位置が異なる試験体 SWB40, SWBA40, SWBT-L40 のせん断耐力を比較すると、負側でせん断破壊したため正側では最大耐力に達していない可能性があるが、正負方向共に耐力および靱性に大きな違いはなかった。
- (5) 袖壁付き柱が最大耐力に到達したときに、柱筋の降伏が確認でき、部材の耐力に柱部が十分寄与していることが推定された。
- (6) 既往の袖壁のせん断強度評価式⁵⁾⁶⁾は、大幅に実験結果を過少評価した。実用設計式（下限式）の分割累加法⁸⁾による計算値は、1.2-1.3倍の安全率でせん断強度の実験値を評価可能であり、また、アーチ・トラス機構⁷⁾（同様に分割累加）は、余裕度はさらに小さいが、同様に精度よくせん断強度を評価しうることを確認した。

謝辞

本研究の一部は平成 21 年度建築基準整備促進補助金事業（国土交通省）および科学研究費補助金基盤研究(B)（代表者壁谷澤寿海）により実施された。

参考文献

- 1) 斐根國, 壁谷澤寿海, 金裕錫, 壁谷澤寿一, PHAN Van Quang, 石井貴子：鉄筋コンクリート造片側袖壁付き柱の終局強度に関する実験的研究, 日本建築学会構造工学論文集 Vol.55B, 2009.3
- 2) 斐根國, 壁谷澤寿海, 金祐錫, 壁谷澤寿一, PHAN Van Quang, 石井貴子：片側袖壁付き柱と両側袖壁付き柱のせん断耐力算定法の比較, コンクリート工学年次論文集 Vol., No., p.169-174, 2009
- 3) Kunkuk BAE, 壁谷澤寿海, 金祐錫, 壁谷澤寿一, Van Quang PHAN, 石井貴子, 福山洋, 田尻清太郎：高強度鉄筋コンクリート造両側袖壁付き柱の耐震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（東北）C-2 構造 p.117-120, 2009.8
- 4) Van Quang PHAN, 壁谷澤寿海, 金祐錫, 壁谷澤寿一, Kunkuk BAE, 石井貴子, 福山洋, 田尻清太郎：高強度鉄筋コンクリート造片側袖壁付き柱の耐震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（東北）C-2 構造 p.121-124, 2009.8
- 5) 日本建築防災協会：既存コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説, pp.229-244, 2001
- 6) 日本建築センタ - : 2007 年版建築物の構造関係技術基準解説書, pp.641-663, 2007 年 8 月
- 7) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, pp.142-162, 209-240
- 8) 壁谷澤寿海, 壁谷澤寿成：袖壁付き柱の実用せん断強度式, 地震工学会, pp.115-120, 2007