

論文 プレキャストブロックを用いたそで壁増設柱の力学性状に関する研究

増田 安彦*1・栗田 康平*1・杉本 訓祥*1

要旨：既存建築物の耐震補強のうち、RC そで壁を増設する工事では、振動や騒音が発生することがしばしば問題にされる。これらの問題を解決するために、プレキャストブロックを組積し、内部にグラウトを充填して構築するそで壁増設工法を開発した。本研究は、プレキャストブロックそで壁補強柱の耐力性状を明らかにするために実施した曲げせん断実験について述べたものである。

キーワード：耐震補強, そで壁, プレキャスト, ブロック, せん断耐力, 接着工法

1. はじめに

近年、耐震補強工事においては、建物を使用しながら工事を行なうことがしばしば求められる。特にコンクリート系構造物で、病院や電算機室を有する建物などでは、工事に伴う騒音や振動を抑制することが同時に求められるため、従来の耐震補強工事では対応が困難であった。

このような背景から、施工時の騒音、振動を抑え、建物を使用しながら、より少ないスペースで施工が可能な、プレキャストブロック(以下、ブロックと略記する)による耐震補強工法を開発した^{1),2)}。本論文は、ブロックによりそで壁を増設する工法の概要を述べ、構造性能確認のために実施した、そで壁付き柱の曲げせん断破壊実験とその結果について述べるものである。

2. 工法の概要

本工法は、写真-1に示す耐震補強用に開発したブロックを組積し、内部の空洞部にモルタルグラウトを充填してそで壁を構築する耐震補

強工法である。本工法の標準的な施工法を図-1に示す。施工手順の概略は以下のとおりである。

- 1) 接合筋(アンカー筋)を溶接した溝形鋼や平鋼などの鋼材(以後、単に鋼材と言う)をレイタンス等を除去した既存躯体コンクリート面へエポキシ樹脂接着剤で接着する。
- 2) ブロック相互をエポキシ樹脂接着剤で接着しながらブロックを組積する。同時に内部の空洞部に壁筋を配筋する。
- 3) 内部の空洞部へグラウトを充填する。

3. 実験概要

3.1 試験体概要

試験体概要を表-1に示す。試験体はほぼ実大で、試験体数は4体とした。No.1 試験体および No.2 試験体はプレキャストブロックによるそで壁補強試験体(以下ブロック試験体と言う)、No.3 試験体は在来工法による RC そで壁補強試験体(以下 RC 試験体と言う)、No.4 試験体は無補強の柱試験体である。No.1 と No.2 の違いは、鋼材の取付け方法とした。すなわち、No.1 試験体が鋼材を既存躯体(柱およびスタブ)に取り付ける際に接着剤だけを使用したのに対して、No.2 試験体は接着剤に加えて、あと施工アンカーを併用して鋼材をネジ止めした。

使用材料の特性を表-2に、試験体寸法およ

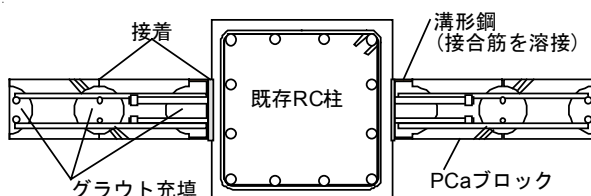


図-1 工法の概要

*1 (株)大林組技術研究所 (正会員)



写真-1 ブロックの形状

び配筋図を図-2に示す。
No.1およびNo.2試験体のブロックおよびグラウトの圧縮強度は、実際の施工を考慮して柱の約2倍とし、No.3試験体のRCそで壁は柱と同程度の強度とした。柱はせん断破壊型とし、上下のスタブは十分な耐力と剛性を持つように設計した。

3.2 荷重方法

荷重は、上下のスタブを水平に保ちながら相対変位を与える曲げせん断加力とし、層間変形角 $\pm 1/1000$ 、 $\pm 2/1000$ の各ステップで1回ずつ荷重したのち、 $\pm 4/1000$ 、 $\pm 8/1000$ 、 $\pm 16/1000$ の各ステップで2回ずつ繰り返す正負交番繰返し荷重とし、最後は約 $20/1000$ まで変形させた。なお、軸力は柱断面に対して $\eta = 0.1(958kN)$ の定軸力とした。

表-1 試験体概要

試験体	そで壁	既存躯体との接合	共通
No.1	PCaブロック	接着	柱 $b \times D \times h_0 = 600 \times 600 \times 1800 \text{mm}$ 主筋 12-D29 (主筋鉄筋比 $p_g = 2.14\%$) 帯筋 D10@200 (帯筋比 $p_w = 0.12\%$) $F_c = 24 \text{N/mm}^2$ 軸力比 $\eta = 0.1$
No.2	PCaブロック	接着+アンカー	
No.3	RC(在来工法)	アンカー	
No.4	補強なし		
そで壁の仕様 No.1, No.2: $t(\text{壁厚}) \times w(\text{壁長さ}) \times h_0(\text{内のり高さ}) = 200 \times 700 \times 1800 \text{mm}$ 縦 D16@300 ダブル, 横 D13@200 ダブル, $F_c = 60 \text{N/mm}^2$ ブロック 1 個の寸法: $t_0(\text{厚さ}) \times w_0(\text{長さ}) \times h(\text{高さ}) = 200 \times 300 \times 200 \text{mm}$ 接合筋の径は図-2に示す。ピッチは壁筋に同じとし、ナット付き $l = 20d$ No.2のあと施工アンカー: D13@300 シングル(アンカー筋比 $p_a = 0.21\%$) No.3 $t \times w \times h_0 = 200 \times 700 \times 1800 \text{mm}$ 縦横 D13@200 ダブル $F_c = 24 \text{N/mm}^2$, 上部 200mm グラウト圧入 あと施工アンカー D13@200 ダブル (アンカーはいずれも接着系)			

表-2 使用材料

コンクリート		(N/mm ²)			
試験体	部位	σ_B	σ_t	$E_c (\times 10^4)$	
No.1	柱	26.4	2.22	2.55	
	No.2	ブロック	64.2	—	3.63
		グラウト	63.7	—	—
No.3	スタブ	31.3	—	—	
	柱	27.1	2.44	2.35	
	そで壁	29.8	2.29	2.81	
No.4	スタブ	31.4	—	—	
	柱	25.9	2.15	2.72	
No.4	スタブ	30.0	—	—	
	鉄筋		(N/mm ²)		
径	使用部位	σ_y	$E_s (\times 10^5)$	σ_u	
D29	柱主筋	377	1.94	582	
D16	壁縦筋(No.1,2)	351	1.90	535	
D16	壁縦筋(No.3)	376	1.87	551	
D13	壁横筋	342	1.82	502	
D10	帯筋	356	1.86	512	

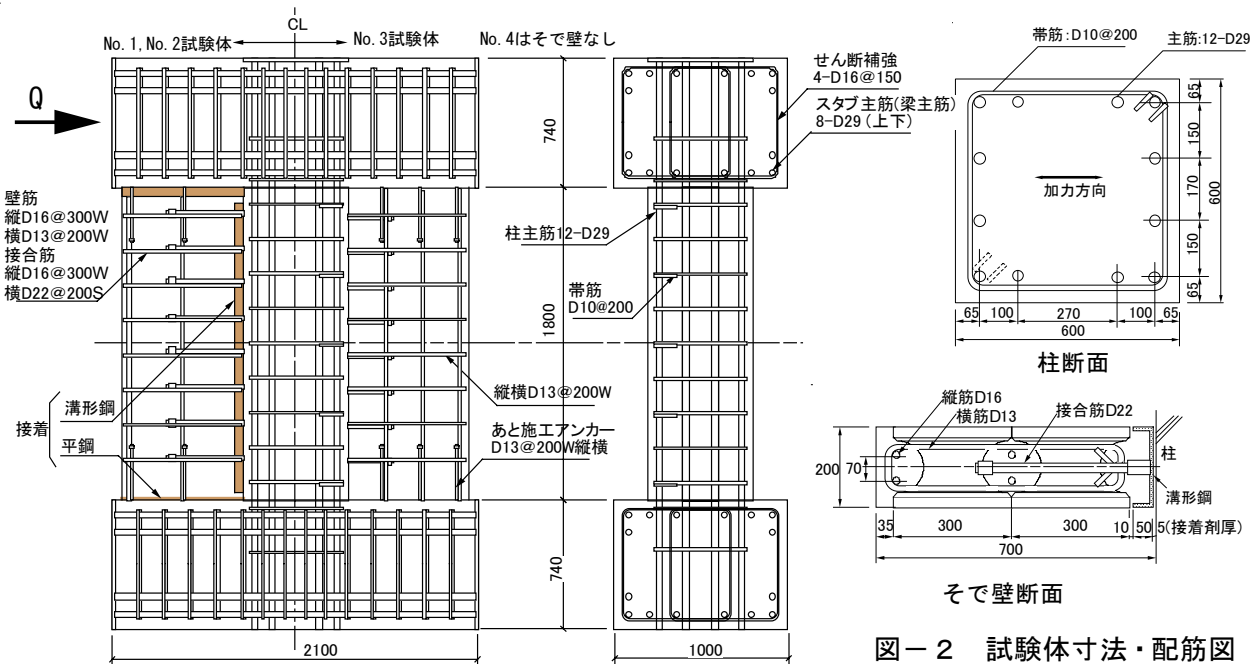


図-2 試験体寸法・配筋図

4. 実験結果

4.1 各試験体の力学挙動

表-3に実験結果の一覧を、図-3に荷重-変形角関係を、図-4に初期剛性を示す。以下に各試験体の曲げせん断加力下の耐力および力学挙動を述べる。

(1) No.1 試験体

No.1 試験体は、荷重 200kN において、そで壁脚部と頭部の接着剤とスタブコンクリート界面に初ひび割れが発生した。次いで 1140kN で柱に曲げせん断ひび割れが、1300kN でそで壁脚部付近にせん断ひび割れがそれぞれ発生した。その後そで壁のせん断ひび割れは増加せず、接着面のひび割れが進展し、変形角 $R=4/1000$ 前後から、そで壁端部でスタブとそで壁の剥離(目開き)が目視で確認できるまでに拡大した。図-5に壁端部の鉛直方向変位(壁とスタブに埋込んだボルト間の相対変位)の計測結果を示す。

柱部分はひび割れ後も損傷が進んだが、 $R=7.4/1000$ で柱主筋が引張降伏し、ついで $R=-11.6/1000$ で帯筋が降伏すると、 $R=15.3/1000$ で最大耐力となった。後述する無補強の No.4 試験体が典型的なせん断破壊を生じたのに対して、柱主筋の曲げ降伏が先行したのは、そで壁に生じたストラットの鉛直反力によって軸力が負担されたことが一因と考えられる。最大耐力後は急激な荷重低下がなく、 $R=33/1000$ 程度まで荷重を保持

した。また、壁筋は終始弾性であった。

(2) No.2 試験体

No.2 試験体の挙動の傾向は No.1 試験体とほぼ同様であった。ひび割れ荷重は、接着面ひび割れが 210kN、柱の曲げせん断ひび割れが 1088kN、壁脚部付近のせん断ひび割れが

表-3 実験結果一覧

試験体	No.1	No.2	No.3	No.4
弾性剛性(kN/mm)実	926	949	1209	304
計1	1910	1910	1910	—
計2	967	967	837	407
曲げひび割れ (kN)	200	210	240	145
柱主筋降伏荷重 (kN)	1424 (7.4)	1506 (9.7)	1706 (11.3)	—
柱帯筋降伏荷重 (kN)	-1342 (-11.6)	-1519 (-14.6)	1813 (14.7)	807 (6.5)
そで壁縦筋降伏 (kN)	—	—	—	—
そで壁横筋降伏 (kN)	—	—	1204 (24.3)	—
最大耐力 (kN)	1504 (15.3)	1765 (3.9)	1838 (16.1)	862 (8.0)
$R=4/1000$ 時耐力(kN)	1318	1763	1550	657
破壊モード	柱せん断+そで壁接合面すべり	柱せん断+そで壁接合面すべり	柱せん断+そで壁接合面すべり	柱せん断

()内は変形角 $\times 10^{-3}$ rad

弾性剛性 計1：柱とそで壁が完全に一体として求めた値(鉄筋無視、 E_c は柱コンクリート)

計2：柱とそで壁を別々に求めた値(鉄筋無視)

実：原点と目視ひび割れ点の割線剛性

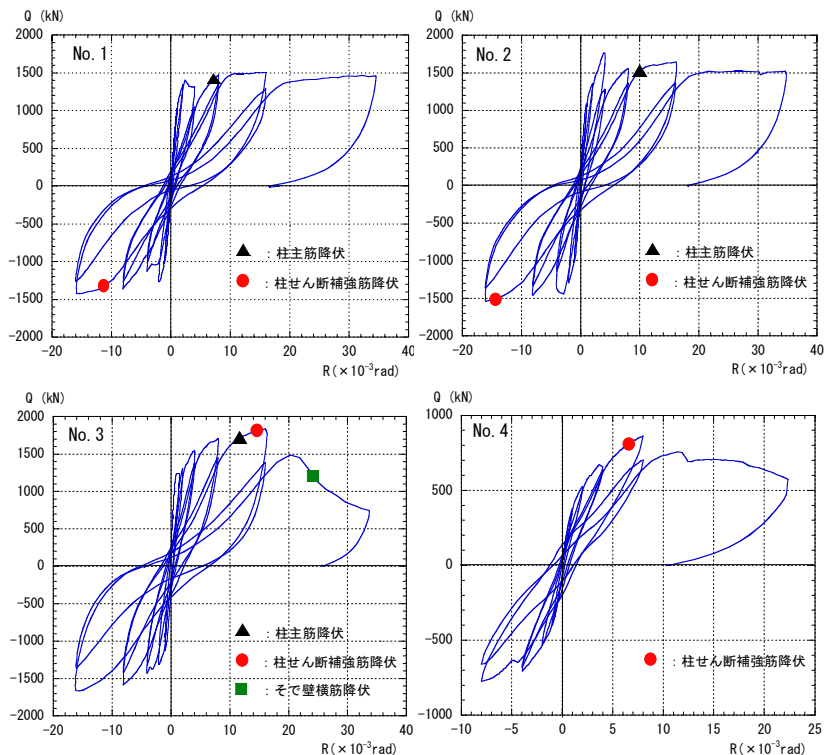


図-3 せん断力-変形角関係

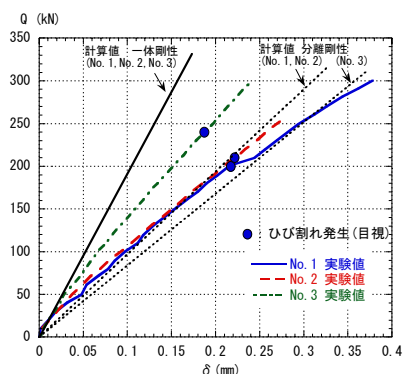


図-4 初期剛性の比較

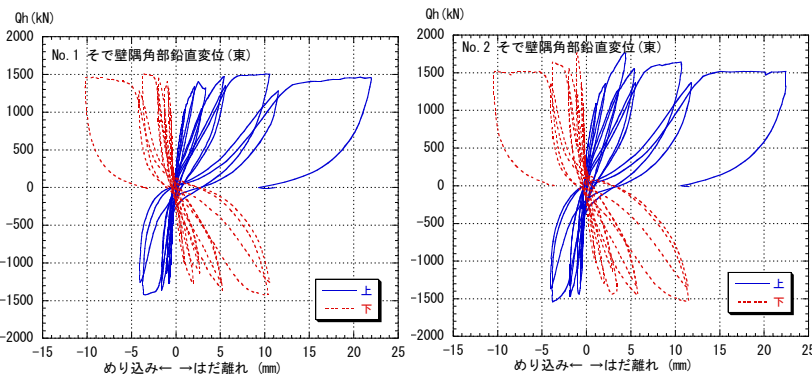


図-5 そで壁端部の鉛直変位

1320kN であった。R=4/1000 時に最大耐力に達し、その後の履歴曲線は No.1 試験体と同様で、急激な耐力低下がない破壊を示した。No.1 試験体と比較して、既存躯体との接着面にあと施工アンカーを 0.2% 併用することで、最大耐力は約 17% 上昇する結果となったが、最大耐力後はその効果が現われていない。No.2 試験体においても、柱主筋の降伏が先行し(R=10/1000)、次いで帯筋が R=-15/1000 で降伏した。そで壁端部の剥離やめり込みの傾向も No.1 試験体と同様である。壁板のひび割れは No.1 より若干多いものの、No.3 試験体よりかなり少なく、壁筋のひずみは終始弾性であった。

(3) No.3 試験体

No.3 試験体は、荷重 240kN でそで壁脚部と頭部の打継ぎ面において初ひび割れが発生し、1240kN で柱に曲げせん断ひび割れとそで壁にせん断ひび割れが発生した。ブロック試験体と異なり、R=15/1000 で最大耐力に達した後、最終ループでは脆性的な耐力低下が生じた。No.3 試験体においても、柱主筋の降伏が先行し(R=10/1000)、次いで帯筋が R=15/1000 で降伏したが、この時が最大耐力とほぼ一致する。そで壁部分の損傷は、他の試験体に比べて多く、壁筋は最大耐力後の R=24/1000 で降伏している。

(4) No.4 試験体

そで壁のない No.4 試験体は、典型的なせん断破壊を生じた。荷重 145kN で曲げひび割れ、410kN で曲げせん断ひび割れが発生し、R=6.5/1000 で帯筋が降伏した後、R=8/1000 で

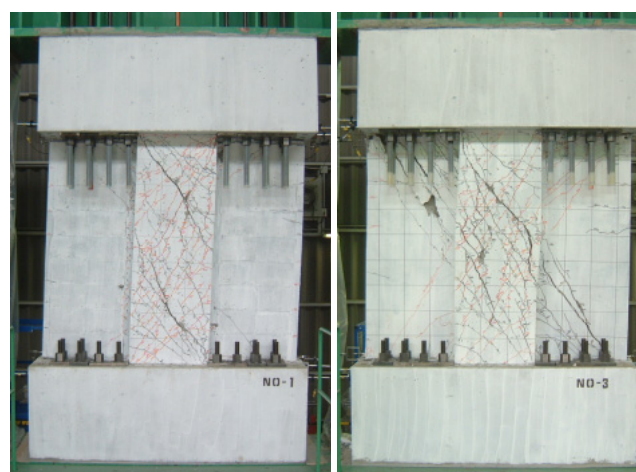


写真-2 載荷終了時試験体状況の例
(左: No.1, 右: No.3)

最大耐力に達した。その後、比較的脆性的な耐力低下を生じた。柱主筋は降伏していない。

4.2 弾性剛性

表-3 および図-4 より、各試験体の弾性剛性を比較すると、いずれの試験体も実験値は、そで壁と柱が一体とする剛性(一体剛性と言う)の計算値 1 よりも低い傾向がある。ブロック試験体(No.1, No.2 試験体)は一体剛性の 50% 程度、No.3 試験体は 63%、また無補強の No.4 試験体でも計算値に対して 75% の剛性となった。特に、ブロック試験体は、壁と柱を別々に評価する計算値 2 に近い値を示している。

4.3 ひび割れ発生・破壊状況

写真-2 に載荷終了時における試験体破壊状況例を示す。4.1 節で述べたように、ブロック試験体のそで壁部分のひび割れが RC 試験体に比べ少ない傾向がわかる。

5. 最大耐力の評価

プレキャストそで壁は、日本建築防災協会「既存鉄筋コンクリート建築物の耐震改修設計指針・同解説」³⁾によると、一般に、そで壁部分の斜めストラットの破壊、接合面のすべり破壊、および壁板のせん断破壊の各破壊モードを検討することとされている。本実験では、そで壁部分の材料強度が柱やスタブより高いため、そで壁は束材としてせん断力を負担し、終局時には束材を支持するそで壁端部の滑り、あるいはめり込みにより最大耐力に達した。そこで、この破壊モードに対応する終局耐力 Q_u を、上記文献³⁾の置換トラスモデルを参考に検討する。

Q_u はそで壁部分の負担せん断力 Q_w と柱の負担せん断力 Q_c の和とするが、あと施工アンカーを併用する場合は、アンカー負担せん断力 Q_a を累加して求める。

$$Q_u = Q_w + Q_c + Q_a \quad (1)$$

図-5はNo.1およびNo.2試験体のそで壁端部における鉛直変位を示しており、スタブ面からの離れ、あるいはスタブ面へのめり込み変形量とせん断力の関係を示すものである。No.1試験体では、最大耐力時に壁の上下端部において、一方は約10.5mm開き、他方は4.0mmめり込んでいる。壁板が剛で変形が逆対称であると仮定すると、片方のそで壁(壁長さ: $L_w=700\text{mm}$)の上面(あるいは下面)でスタブに接している部分の長さ l_c は次のように求められる。

$$l_c = 4.0 / (10.5 + 4.0) \cdot L_w = 0.28L_w \text{ (mm)}$$

同様にNo.2試験体は最大耐力時の開き4.5mm、めり込み2.0mmであるので、下記となる。

$$l_c = 2.0 / (4.5 + 2.0) \cdot L_w = 0.31L_w \text{ (mm)}$$

これらの結果より、ストラットの幅 l_c は両者の平均で式(2)とする。

$$l_c = 0.3L_w \text{ (mm)} \quad (2)$$

次に図-6に示すモデルを用いて、壁板とス

タブの接触面の応力を検討する。ブロックとグラウトの強度は約 60N/mm^2 であるので、一般的には補強対象建物のコンクリート強度の方が低く、この実験の接触面の応力もスタブの強度 (F_c2) に依存すると考えられる。ここでは、支圧によるスタブ側の強度上昇を無視して、鉛直力が最大となる時の平均応力 fc' を、ACI ストレスブロックを参考に $0.85F_c2$ と仮定する。

$$fc' = 0.85F_c2 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad (3)$$

以上より、そで壁ストラットの鉛直方向反力は式(4)で、反力に対する摩擦係数を μ とし、左右均等に配置したそで壁の負担せん断力は式(5)で求められる。

$$R_w = l_c \cdot t \cdot fc' \text{ (N)} \quad (4)$$

$$Q_w = \mu R_w = \mu \cdot l_c \cdot t \cdot fc' \text{ (N)} \quad (5)$$

ここに、 t :そで壁厚さ

摩擦係数 μ は、接着剤によって接着面のコンクリートが薄く剥ぎ取られ、目荒らし状態となっていることから、日本建築学会「現場打ち同等プレキャスト鉄筋コンクリート構造設計指針(案)・同解説」⁴⁾を参考に、「境界面のレイタンスを除去し、5mm程度の人為的凹凸を設けた境界面」に相当するとみなし、 $\mu=1.0$ とする。No.3試験体は、最大耐力時に壁筋の降伏がなかったことから、同様に壁脚部の滑り、あるいは

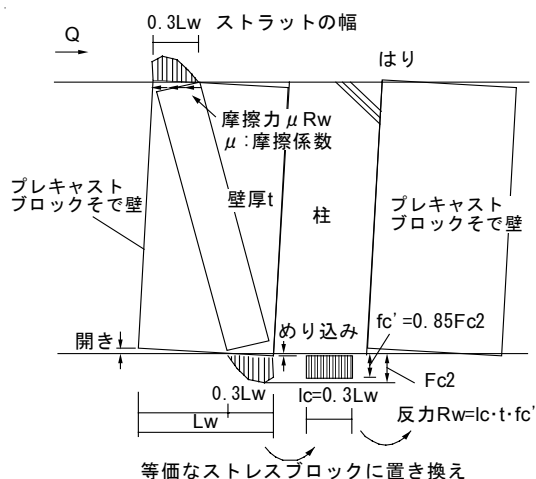


図-6 そで壁応力モデル

めり込み破壊と考えられ、式(2)～(5)を適用して耐力を求める。ただし、打継ぎ面の摩擦係数は、レイタンスを除去したものの人為的凹凸はつけていないことから、 $\mu = 0.8$ と仮定する。

あと施工アンカーを併用する場合は、文献³⁾を参考に、 Qa を累加する。

$$Qa = \min(0.7\sigma_y \cdot a_{se}, 0.4\sqrt{Ec\sigma_B} \cdot a_{se}) (N) \quad (6)$$

ここに、 a_{se}, σ_y ：アンカーの断面積(mm²)と降伏強度(N/mm²)、 σ_B, Ec ：アンカー打設部分のコンクリート強度とヤング係数(N/mm²)

柱の耐力は、軸力がそで壁の束材に負担されて減少することを考慮して曲げ、およびせん断耐力を算出する。すなわち、軸力 N は作用軸力(長期軸力) No と Rw を用い、式(7)となる。

$$N = No - 2 \cdot Rw \quad (N) \quad (7)$$

(ただし $N < 0$ の時は $N = 0$ とする)

柱の耐力式には式(8)を用いた⁵⁾。

$$Qc = \min(Qf, Qs) \quad (N) \quad (8)$$

$$Qf = 2Mu / ho$$

$$Mu = 0.5a_g \sigma_y g_1 D + 0.5ND(1 - N / (bDFc))$$

$$Qs = \left\{ \frac{0.068 p_t^{0.23} (Fc + 18)}{M / (Qd) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \right\} bj$$

ここに、 ho :柱内のり高さ(mm)、 Lw :片側のそで壁長さ(mm)、 a_g, σ_y :柱主筋全断面積(mm²)と降伏強度(N/mm²)、 g_1 :柱せいに対する圧縮筋重心と引張筋重心間距離の比、 Fc :柱コンクリート強度(N/mm²)、 b, D :柱幅とせい(mm)、 p_w, σ_{wy} :柱帯筋比と降伏強度(N/mm²)、 N, σ_0 :軸力(N)および軸力比(N/mm²)で式(7)に従う、 M/Qd :柱のシアスパン比($1.0 \leq M/Qd \leq 3.0$)。

以上の数式を用いて各試験体の耐力を求め、実験結果と比較すると表-4を得た。計算値と実験値はよく一致している。ただし、そで壁試験体(No.1～No.3)の実験値/計算値は相対的に柱試験体(No.4)より低い、これは柱軸力を

表-4 最大耐力の実験値と計算値の比較

試験体	Qw (そで壁)	Qa (アンカー)	Qc (柱)	Qu (合計)	Qu (実験値)	実/計
No.1	942	0	581	1523	1504	0.99
No.2	942	122	581	1645	1765	1.07
No.3	773	366	589	1728	1838	1.06
No.4	—	—	648	648	862	1.33
単位 kN						

$N < 0$ の時は $N = 0$ としたことの影響と推定される。

なお、本式はそで壁が柱の両側に均等に配置された場合を対象としており、各パラメータの適用範囲は今後の検討が必要と言える。

6. まとめ

プレキャストブロックそで壁で補強した柱の曲げせん断破壊実験より得られた主な結果を以下に示す。

- (1) 接着剤を用いて既存躯体と接合したブロックそで壁補強試験体(No.1)は、在来工法により製作し、同一寸法でほぼ同一の壁強量を有するRCそで壁補強試験体(No.3)に比べ、耐力はやや低い、優れた変形性能を示した。
- (2) 接着とアンカーを併用したブロックそで壁補強試験体(No.2)は、No.3と同等の耐力であると同時に、優れた変形性能を示した。
- (3) ブロックそで壁は、圧縮束材としてせん断力を負担し、終局時にはそで壁端部の滑りにより耐力が決まった。この破壊モードに対応する終局耐力算定方法を提案した。

参考文献

- 1) 栗田, 増田他: 小型プレキャストブロックを用いた増設耐震壁工法の開発(その2,3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.687-690, 2002.8
- 2) 増田他: プレキャストブロックを組積して構築した耐震壁のせん断耐力性状に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.25, No.2, pp.1459-1464, 2003.7
- 3) (財)日本建築防災協会: 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説, 2001年版, pp.126-132
- 4) (社)日本建築学会: 現場打ち同等型プレキャスト鉄筋コンクリート構造設計指針(案)・同解説(2002), p.12
- 5) 国土交通省建築指導課: 2001年版建築物の構造関係技術基準解説書, pp.520-523