

論文 13000 kgf/cm²級の高強度せん断補強筋を用いた RC 壁柱のせん断耐力

亘 正剛*1、中沢 淳*2、桑田 裕次*3、南 宏一*4

要旨: 13000kgf/cm² 級の高強度せん断補強筋を用いた RC 壁柱のせん断補強筋効果を壁柱の偏平率およびせん断補強筋比を実験変数とした 6 体の実験結果から、せん断補強筋の有効係数 ν_s (実応力度/降伏応力度)の定量化と、偏平率を考慮したコンクリート圧縮強度の有効係数 ν_c の定量化を行った。これらの実験検討を用いて、塑性論を応用した壁柱の終局せん断耐力式の提案を行った。

キーワード: RC 壁柱、高強度せん断補強筋、偏平率、せん断補強筋比

1. 序

高層壁式ラーメン構造の下層部壁柱は高圧縮および高せん断力を受ける偏平な柱であるため、耐力および靱性の確保が重要である。このような問題に対して、壁柱の曲げ性能に対して横拘束筋が効果あること [1]や、壁柱曲げ耐力に対して柱の耐力式が適用できること [2]や、圧縮軸力比が壁柱せん断破壊モードに影響を与えること [3]等の多くの研究成果蓄積されている。しかしながら、せん断補強筋に高強度鉄筋を用いた壁柱のせん断耐力実験の報告例は少なく、高強度せん断補強筋の効果について不明な事項が残されている。そこで本研究では13000kgf/cm² 級の高強度せん断補強筋を用いた RC 壁柱のせん断破壊性状を実験的に検討し、RC壁柱のせん断耐力および靱性に関する基礎資料を整備するものである。

2. 実験概要

2.1 実験計画および試験体

試験体は合計 6 体であり、実験計画を表-1 に示す。固定因子は、コンクリート設計基準強度 $F_c=240$ kgf/cm² および作用軸力比 $n(N/bD\sigma_B) = 0.1$ である。変動因子は、偏平率 D/b およびせん断補強筋比 p_w の 2 種類である。各段階の偏平率を有する試験体の断面構成を図-1 に示す。偏平率 $D/b=4$ の場合の試験体形状を代表として図-2 に示す。 $D/b=2\sim 4$ の各々の試験体とも、壁柱せい方向の両端部に配置された 2 段の材軸方向鉄筋 (両端部を合わせて 12-D16 (SD880 相当品)) を主筋として取り扱った。このため

表-1 実験計画

試験体	D/b	p_w (%)	N(tf)	H/D	$b \times D$ (cm ²)	引張主筋	中間主筋	p_t (%)	p_g (%)	せん断補強筋
No.1(A221-04)	2	0.44	19.4	2.8	180×360	12-D16	—	1.8	3.7	2- ϕ 5.1-50
No.2(A231-04)	3		29.6	1.9	180×540		4-D13	1.2	3.0	3- ϕ 6.4-40
No.3(A231-12)		1.25	38.9	1.4	180×720		8-D13	1.0	2.6	2- ϕ 5.1-100
No.4(A241-02)	0.22	2- ϕ 5.1-50								
No.5(A241-04)	0.44	3- ϕ 6.4-40								
No.6(A241-12)	4	1.25								

- * 1 京都大学大学院 工学研究科建築学第二専攻、工修 (正会員)
- * 2 川鉄テクノワイヤ (株) 千葉工場管理部管理室主任 (正会員)
- * 3 福山大学助手 工学部建築学科 (正会員)
- * 4 福山大学教授 工学部建築学科、工博 (正会員)

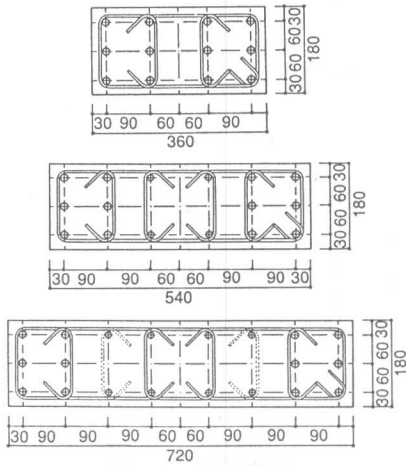


図-1 断面構成

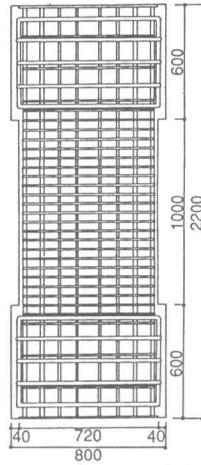


図-2 形状寸法

表-2 使用材料の機械的性質
(a)鉄筋

		鋼材種別	
		σ_y	σ_u
引張主筋	D16	SD880	8910 9310
中間主筋	D13	SD295A	3581 5161
せん断補強筋	$\phi 5.1$	SBPD1275/1420	14510 15220
	$\phi 6.4$		13576 13971

(b)コンクリート

		σ_y ; 引張降伏強度	
		σ_u ; 最大引張強度	
		σ_B ; 圧縮強度	
		σ_y ; 割裂引張強度	
材令(日)	σ_B	σ_t	
14	205	—	
21	250	—	
28	250	18	
71	277	22	

(単位:kgf/cm²)

D/b=2の試験体の場合は、材軸材軸方向の鉄筋は全てが主筋として取り扱われる。これに対してD/b=3と4の試験体で壁柱断面中央部分に配置された材軸方向の鉄筋(D13、(SD295A))は中間主筋として取り扱った。せん断補強筋には13000kgf/cm²級高強度鉄筋(SBPD1275/1420)を用い、外周筋と材軸方向鉄筋(主筋および中間主筋)が交差する点では、全てについて幅止め筋を配置した。また、 $p_w=1.25\%$ の場合は外周筋に加えて中子筋を配置した。コンクリート強度は載荷実験終了時(材令71日)の値を採用した。材料の機械的性質を表-2(a)と(b)に示す。

2.3 実験方法

載荷実験は建研式載荷装置[4]を改良した形式の装置(鉛直載荷能力圧縮力200tf引張力100tf、水平載荷能力正負200tf)を用いて一定軸力下で逆対称曲げ載荷を行った。載荷履歴は、第一ループが正負両載荷において柱の変位部材角 $R=\pm 0.005\text{rad.}$ で変位制御を行いこれを2度繰り返した後、0.005rad.漸増させた毎に2回繰り返す、最終ループは、 $R=\pm 0.05\text{rad.}$ まで載荷することにした。ただし、未載荷の荷重ステップ段階で最大耐力の85%まで保有耐力が低下した場合は、そのループの終了時点で除荷した。

3. 実験結果

3.1 破壊状況

写真-1に最終破壊状況の代表例(偏平率D/b=4、せん断補強筋比 $p_w=1.25\%$)を示す。表-4に初期ひび割れ荷重、変位計部材角 $R=\pm 0.01\text{rad.}$ における耐力および最大耐力を示す。初期ひび割れ荷重および最大せん断耐力については、その時点での変位部材角を()内に示す。せん断補強筋比 $p_w=0.44\%$ を固定して偏平率D/bが破壊状況に与える影響を比較すると、D/b=2~4のいずれの試験体も曲げひび割れ発生後、せん断ひび割れが発生したが、D/b=2の試験体は、主筋に沿ったひび割れが卓越した後さらに曲げ圧縮域のコンクリート圧壊により、曲げが支配的な様相を示した。それに対してD/b=3と4の試験体は、柱体中央部分の斜めひび割れが卓越し、せん断破壊の様相を呈した。偏平率D/b=4を固定してせん

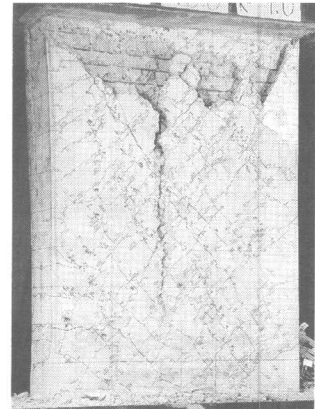


写真-1 最終破壊状況

表-3 実験結果 (単位:Q;kgf/cm²,R;×10⁻² rad.)

試験体	作用軸力 N	曲げひび割れ		斜張力ひび割れ		R=±0.010rad.		最大耐力		補正したせん断力(註)					
		正 負		正 負		正 負		正 負		正 負		正 負		正 負	
		Q _F (R _F)	-Q _F (-R _F)	Q _D (R _D)	-Q _D (-R _D)	Q _{R1} (R _{max})	-Q _{R1} (-R _{max})	Q _{max} (R _{max})	-Q _{max} (-R _{max})	Q ₀	-Q ₀	Q _{R1}	-Q _{R1}	Q _{max}	-Q _{max}
No. 1(A221-04)	19.4	8.0 (0.09)	-8.1 (-0.05)	13.0 (0.19)	-13.9 (-0.21)	26.8 (0.33)	-28.1 (-0.02)	29.3 (1.50)	-27.1 (-1.51)	13.1	-14.0	27.1	-28.4	29.7	-27.5
No. 2(A231-04)	29.2	20.9 (0.19)	-13.1 (-0.05)	29.0 (0.33)	-23.0 (-0.02)	47.3 (0.33)	-54.3 (-0.02)	48.8 (1.51)	-54.3 (-1.00)	29.1	-23.0	47.7	-54.7	49.4	-54.7
No. 3(A231-12)	29.2	25.0 (0.21)	-17.0 (-0.01)	27.0 (0.25)	-20.9 (-0.05)	55.7 (0.33)	-59.5 (-0.02)	66.7 (1.50)	-64.6 (-1.50)	27.1	-20.9	56.1	-59.9	67.3	-65.2
No. 4(A211-02)	38.9	35.9 (0.10)	-29.0 (-0.06)	35.9 (0.01)	-16.9 (-0.06)	56.1 (0.01)	-45.1 (-0.06)	57.0 (0.84)	-55.0 (-1.00)	36.0	-16.9	56.7	-45.1	57.5	-55.6
No. 5(A241-04)	38.9	30.9 (0.08)	-26.0 (-0.02)	32.0 (0.09)	-29.9 (-0.06)	74.8 (0.08)	-78.0 (-0.06)	75.0 (0.95)	-78.0 (-1.00)	32.1	-29.9	75.4	-78.6	76.0	-78.6
No. 6(A241-12)	38.9	35.9 (0.14)	-45.9 (-0.17)	35.9 (0.14)	-29.9 (-0.03)	84.5 (0.14)	-89.2 (-0.03)	91.7 (1.51)	-93.6 (-1.51)	36.0	-29.9	95.1	-89.9	92.6	-94.5

(註) ; 転倒モーメントを考慮したせん断力で、 $\bar{Q}=Q+N \cdot R\{1+(H/L)\}$ より求める。
(ただし、R;部材角、H;柱長さ、L;軸力用ジャッキの支承間距離)

せん断補強筋比 p_w

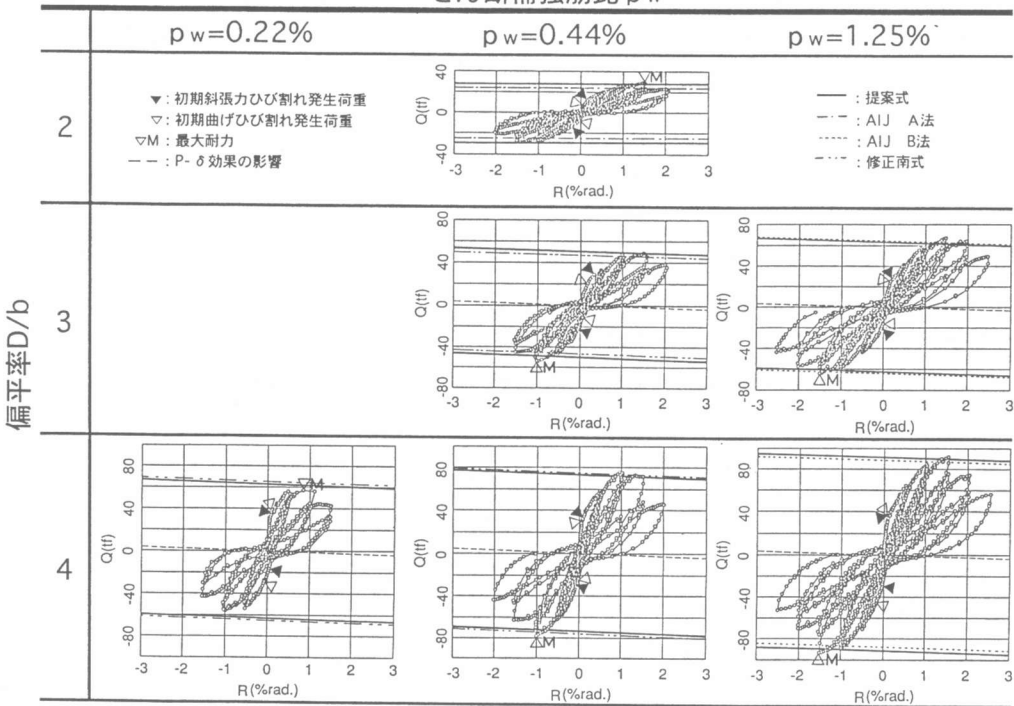


図-3 履歴曲線

断補強筋比 p_w が破壊性状に与える影響を比較すると、せん断補強筋比 $p_w=0.22$ および 0.44 の試験体は斜張力ひび割れ発生後に曲げひび割れが発生し、せん断破壊が支配的な破壊性状となった。 $p_w=1.25$ の場合の試験体は、最大耐力付近から主筋に沿ったひび割れが卓越して成長した。

3. 2 履歴曲線

各試験体の履歴曲線を図-3に示す。縦軸は柱頭部に作用させたせん断力 Q (tf)を、横軸は柱の部材角 R (×10⁻²rad.)をそれぞれ表している。 ∇ 印は初期曲げひび割れ発生荷重を、 ∇ 印は初期斜張力ひび割れ発生荷重を表す。また、 ∇M 印は最大せん断耐力を表している。せん断補強筋比 $p_w=0.44$ を固定して偏平率 D/b が履歴特性に与える影響を比較すると、 D/b が大きくなるに従って初期剛性および最大耐力が上昇するが、最大耐力以降の耐力低下率が大きくなる傾向がある。これに対して D/b が小さい場合、初

期剛性および最大耐力はともに低いが、最大耐力以降の耐力低下率も小さく、変形能力が大きい。扁平率 $D/b=4$ を固定してせん断補強筋比 p_w が履歴特性に与える影響を比較すると p_w の大小に関係なく初期剛性および初期斜張力ひび割れ発生荷重はほとんど変化しない。しかしながら、初期斜張力ひび割れ発生後の性状は異なり、 p_w が大きくなると、最大耐力が上昇し変形量も増大する。

4. せん断耐力の検討

4. 1 せん断耐力式の提案

文献[5]では塑性論を応用したせん断耐力として、式(1)が提案されている。この評価式はAIJ A法[6]を基本としたもので、せん断補強筋の有効係数 ν_s [7]とコンクリート圧縮強度の有効係数 ν_c が考慮され、トラス機構のコンクリート圧縮束応力を最小とする条件からトラス機構コンクリート圧縮束の角度 ϕ が 45° と仮定されている。

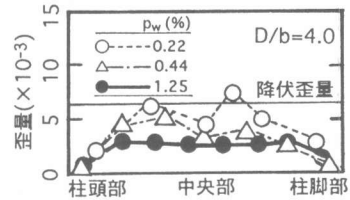


図-4 せん断補強筋の歪分布

$$Q_{su} = b \cdot j_t \cdot \nu_s \cdot p_w \cdot \sigma_{wy} + \tan \theta (1 - \beta) \cdot b \cdot D \cdot \nu_c \cdot \sigma_B / 2 \quad (1)$$

本研究においても文献[5]と同様に塑性論を応用したRC壁柱のせん断耐力評価を試みることにし、本実験のRC壁柱のせん断実験結果のせん断補強筋歪分布から、13000kgf/cm²級の高強度せん断補強筋の有効係数を ν_{s2} として定量化を行う。さらに、壁柱の扁平率 D/b がアーチ機構の構成に影響を与えると考え、この影響をコンクリート圧縮強度の有効係数 ν_{c2} で評価し、RC壁柱せん断耐力を式(2)のように提案する。なお、トラス機構のコンクリート圧縮束応力を最小とする条件と計算の簡略化のため、文献[5]と同様にトラス機構コンクリート圧縮束の角度 ϕ を 45° と仮定した。

$$Q_{su2} = b \cdot j_t \cdot \nu_{s2} \cdot p_w \cdot \sigma_{wy} + \tan \theta (1 - \beta_2) \cdot b \cdot D \cdot \nu_{c2} \cdot \sigma_B / 2 \quad (2)$$

$$\text{ここに、} \tan \theta = \sqrt{[(L/D)^2 + 1]} - L/D$$

$$\beta_2 = 2 \cdot \nu_{s2} \cdot p_w \cdot \sigma_{wy} / (\nu_{c2} \cdot \sigma_B)$$

RC壁柱のせん断補強筋の外周筋の歪分布（加力方向と平行な部分）の一例として $D/b=4$ の場合を図-4に示す。縦軸は最大耐力時のせん断補強筋の歪み度($\times 10^{-3}$)を示し、横軸は壁柱材軸方向におけるせん断補強筋の配置位置を示し、横軸の中央が壁柱の中央部に相当する。図-4によると $p_w \cdot \sigma_{wy}$ が小さい場合は壁柱の中央部分せん断補強筋が降伏したのに対して、 $p_w \cdot \sigma_{wy}$ が大きいと降伏しない。そこで13000kgf/cm²級の高強度せん断補強筋の有効係数の定量化のため壁柱中央部に配筋された3～4組の外周筋（加力方向と平行）の応力度の平均値をせん断補強筋の実応力度として σ_{w2} を定義し、 $\sigma_{w2} / \sigma_{wy}$ でせん断補強筋の有効係数 ν_{s2} を評価する。図-5に $\sigma_{w2} / \sigma_{wy}$ と $p_w \cdot \sigma_{wy} / \sqrt{\sigma_B}$ 関係を示す。縦軸は、せん断補強筋の実応力度と降伏応力度の比($\sigma_{w2} / \sigma_{wy}$)を示し、横軸にせん断補強筋量とコンクリート圧縮強度の比($p_w \cdot \sigma_{wy} / \sqrt{\sigma_B}$)を示す。○印は、実験結果を示す。図-5によると $0 \leq p_w \cdot \sigma_{wy} / \sqrt{\sigma_B} \leq 2.5$ の範囲において、 $\sigma_{w2} / \sigma_{wy}$ が0.9付近に集まっている。これに対して $2.5 < p_w \cdot \sigma_{wy} / \sqrt{\sigma_B}$ の

範囲では、 $p_w \cdot \sigma_{wy} / \sqrt{\sigma_B}$ の増加に伴い $\sigma_{w2} / \sigma_{wy}$ が低下している。これらのことから、せん断補強筋の有効係数 ν_{s2} を式(3)および(4)で評価する。

$$0 \leq p_w \cdot \sigma_{wy} / \sqrt{\sigma_B} \leq 2.5 \text{ の場合 ; } \nu_{s2} = 0.9 \quad (3)$$

$$2.5 < p_w \cdot \sigma_{wy} / \sqrt{\sigma_B} \text{ の場合 ; } \nu_{s2} = 1.42 / \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy} / \sqrt{\sigma_B}} \quad (4)$$

せん断耐力の実験値を代入して求めたコンクリート圧縮強度の有効係数 $\nu_{c \text{ test}}$ とコンクリート圧縮強度 σ_B の関係を図-6に示す。また、アーチ機構の構成に対する偏平率の影響を検討するため $\nu_{c \text{ test}}$ と偏平率 D/b の関係を図-7に示す。○印は実験結果から求めた $\nu_{c \text{ test}}$ を示す。図-6ではコンクリート圧縮強度 $\sigma_B \leq 300 \text{ kgf/cm}^2$ 程度の場合 $\nu_{c \text{ test}}$ が1.0~0.8の範囲を示している。AIJ A法においてコンクリート圧縮強度 σ_B の上昇に伴ってコンクリート圧縮強度有効係数 ν_0 が低下する評価がなされているが、本実験結果では $0 \leq \sigma_B \leq 300 \text{ kgf/cm}^2$ の範囲において $\nu_{c \text{ test}}$ が約1.0の場合も見受けられることから、(5)式のように σ_B が ν_{s2} に与える影響を関数 $f(\sigma_B)$ で評価した。

$$0 \leq \sigma_B \leq 300 \text{ kgf/cm}^2 \text{ の場合 ; } f(\sigma_B) = 1.0 \quad (5)$$

次に D/b が $\nu_{c \text{ test}}$ に与える影響を図-7で検討すると、 $\sigma_B \leq 300 \text{ kgf/cm}^2$ 程度で $D/b=2$ の場合の $\nu_{c \text{ test}}$ が約1.0を示し、 D/b が大きくなるに従って $\nu_{c \text{ test}}$ が低下する傾向が確認された。このような影響を偏平率 D/b による関数 $g(D/b)$ で表し、式(6)、(7)で評価した。

$$0 \leq D/b \leq 2 \text{ の場合 ; } g(D/b) = 1.0 \quad (6)$$

$$2 < D/b \text{ の場合 ; } g(D/b) = 1.2 - 0.1 \cdot D/b \quad (7)$$

以上の実験結果からコンクリート圧縮強度の有効係数 ν_{c2} は、コンクリート圧縮強度の関数 $f(\sigma_B)$ と偏平率による関数 $g(D/b)$ の積で評価されると考え、 ν_{c2} を式(8)で評価した。

$$\nu_{c2} = f(\sigma_B) \cdot g(D/b) \quad (8)$$

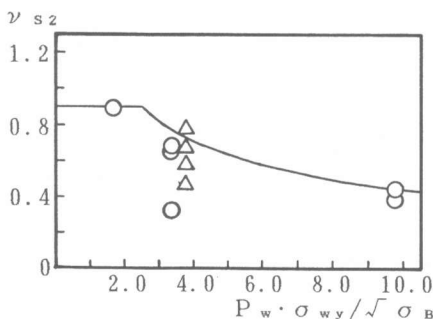


図-5 $\nu_{s2} - p_w \cdot \sigma_{wy} / \sqrt{\sigma_B}$ 関係

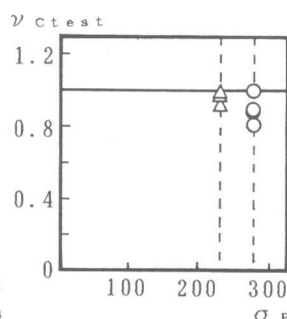


図-6 $\nu_{c \text{ test}} - \sigma_B$ 関係

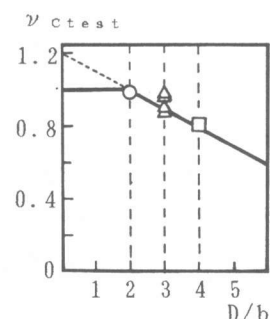


図-7 $\nu_{c \text{ test}} - D/b$ 関係

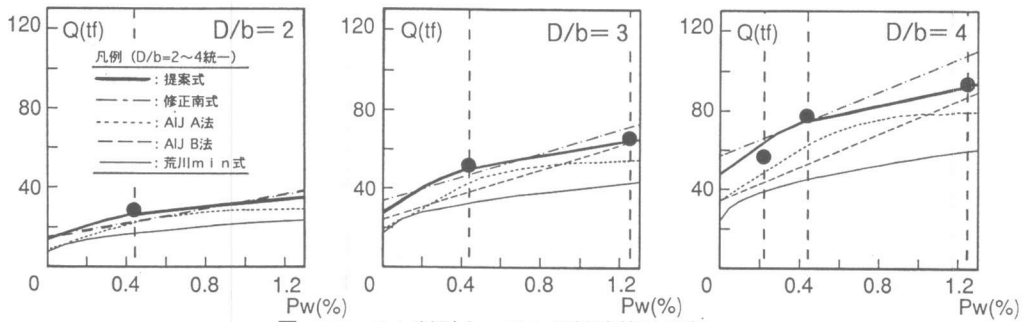


図-8 せん断耐力-せん断補強筋比関係

4. 2 せん断耐力式の適合性の検討

提案したせん断耐力評価式および既存の耐力評価式と実験値の関係を図-8 (a)~(c)に示す。図中の●印は実験値であり、提案式による理論値を太い実線で表す。AIJ A法およびB法による耐力[6]を点線および破線でそれぞれ表す。荒川min式を細い実線で、修正南式[8]を一点鎖線でそれぞれ表す。図によると、せん断補強筋比 p_w が大きい試験体を修正南式で評価すると危険側になる。他の場合の、既存の耐力式は安全側の評価となる。これに対して提案式は概ね実験値に近い値を示したが、せん断補強筋比 p_w が小さい場合に危険側の誤差を与えた。危険側となった試験体の場合はアーチ作用による耐力機構が卓越してくるため、コンクリート圧縮束の挙動が提案式の評価に与える影響が大きいと考えられる。

5. 結語

13000kgf/cm²級の高強度せん断補強筋を用いたRC壁柱に対して塑性論を応用した終局せん断耐力式の提案を行った。提案式で実験値が概ね評価できたが、せん断補強筋比 p_w が小さい場合危険側となった。

(謝辞)

本実験を行うに当たり、川崎製鉄(株)の関係各位ご協力を頂きましたこと深く感謝いたします。

(参考文献)

- 1) 坪崎裕幸ほか：壁柱の端部拘束効果に関する実験的研究, AIJ大会, pp.199-200, 1986.8
- 2) 村上勝英ほか：壁柱の靱性能に及ぼす中央部横拘束筋とせん断スパン比の影響, AIJ大会, pp.197-198, 1987.10
- 3) 田村裕之ほか：変動軸力を受ける壁柱の弾塑性性状(その1~2), AIJ大会, pp.199-202, 1987.10
- 4) たとえばHirosawa,M.et al.: Experimental Study on Large Models of Reinforced Concrete Columns, Preprint of 5 WCEE, Rome, No.96, June, 1973
- 5) 益尾 潔：鉄筋コンクリート柱、はり部材のせん断耐力の評価に関する一考察, JCI論報, Vol.14, No.2, pp.185-190, 1992
- 6) 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, pp.104-150, 1990.11
- 7) 磯 雅人ほか：鉄筋コンクリート梁部材におけるせん断補強筋の補強効果に関する実験研究(その2 補強効果の定量化), AIJ大会, pp.277-278, 1991.9
- 8) 倉本洋・南宏一：靱性を考慮した鉄筋コンクリート部材の実用せん断設計式, JCI論報, Vol.10, No.3, pp.651-656, 1988

誌名略表記; AIJ大会: 日本建築学会大会学術講演梗概集, JCI論報: コンクリート工学年次論文報告集