

論文 外部拘束を受ける RC 壁板の圧縮性能に及ぼす壁筋強度の影響

江崎文也*¹ 真境名正彦*²

要旨: 周辺フレームに囲まれた壁板のせん断ひび割れ発生後に形成される壁板圧縮ストラットの圧縮性能を明らかにするため、ストラット応力状態のモデル化のために開発した載荷装置を用いて行った RC 壁板要素の圧縮・引張同時載荷実験から、RC 壁板の圧縮性能に及ぼす壁筋強度の影響について検討した。実験結果によれば、外部拘束が作用する場合の方が壁筋のみで拘束する場合より圧壊時の圧縮応力度が多少大きくなる傾向があること、降伏点強度が 1400MPa 級の高強度鉄筋で補強された壁板の場合の方が 400MPa 級の鉄筋で補強された場合よりも圧壊時の圧縮応力度が低くなることがわかった。

キーワード: 耐震壁、壁板、圧縮ストラット、壁筋、拘束

1. 序

RC 造耐震壁の水平抵抗性能は、壁板周辺フレームのせん断・圧縮性能およびせん断ひび割れが生じた壁板の膨張に伴う周辺フレームの拘束作用を受ける RC 板要素からなる圧縮ストラットの圧縮性能に大きく依存していることが指摘されている[1],[2]。耐震壁の壁板は、壁筋のほか、せん断ひび割れ発生後生じる壁板の膨張に伴う周辺フレームから大きな変動拘束力を受けることから、耐震壁の水平抵抗性能を解明するためには、外部から変動拘束力を受ける壁板コンクリートの圧縮性能を明らかにする必要がありと考えられる。著者らは、上記に述べたせん断ひび割れ発生後の壁板の応力状態の再現が可能な加力装置を開発し、ひび割れ発生後の壁板の膨張に対する拘束方法の相違が壁板ストラットの圧縮性能に及ぼす影響について検討を行っている[3]。

本研究は、周辺フレームが健全で、壁板のせん断破壊によって決まる耐震壁の水平抵抗性能に及ぼす壁筋強度の影響を検討するため、異なる降伏点強度の鉄筋で補強された RC 壁板要素について、ストラット方向に圧縮力を受けると同時に、ストラットと直交方向に引張力を受け、圧縮力の増加とともに変動する拘束力を受ける応力状態を再現することが可能な載荷装置を用いて実験を行い、RC 壁板の圧縮性能に及ぼす壁筋強度の影響を明らかにしようとするものである。

2. 実験概要

2.1 実験計画および加力装置

耐震壁の壁板は、一般に縦横等量の鉄筋で補強されている。このような耐震壁が水平力を受けた場合、壁板のせん断ひび割れは、水平軸とほぼ 45 度の角度で生じることが一般的である。これと異なる場合に生じるひび割れ間のひび割れ方向応力伝達が耐力に及ぼす影響は小さいと考えられることから、本研究では、ひび割れ角度 45 度の理想化した状態を想定する。終局時には壁板コンクリートと壁筋との付着はかなり劣化していることが考えられるので、付着がなくなれば、終局時における耐震壁の水平抵抗機構は、主として壁板コンクリートが水平力を負担し、壁筋と周辺フレームが異方性化した壁板の

*1 九州共立大学教授 工学部建築学科、工博(正会員) *2 読売九州理工専門学校 建築学科、講師

膨張を拘束する役割を果たすことになる。この場合、壁板のせん断応力度 τ と圧縮応力度 σ_c は、(1)式および(2)式で与えられる(図-1参照)。周辺フレームが健全であれば、耐震壁の水平抵抗性能は、(2)式の σ_c に依存する。図-1に示す応力状態を再現するために開発した図-2に示す加力装置を用いて、(2)式の σ_c を明らかにすることを目的とする(詳細については文献[3]参照のこと)。

$$\tau = \tau_r + \tau_c + \tau = p_s \sigma_s + \sigma_R \quad (1)$$

$$\sigma_c = \tau_c + \sigma_c = 2(p_s \sigma_s + \sigma_R) \quad (2)$$

2.2 試験体

試験体形状および配筋の例を図-3に、試験体一覧を表-1に、それぞれ示す。試験体形状は、震災後の耐震壁のひび割れ状況および実験時におけるひび割れ状況を参考にして、せん断ひび割れに挟まれた壁板ストラットを想定して決めた。表-2に使用した鉄筋の力学的性質を示す。Iシリーズは、ストラットと直交する方向の応力が作用しない場合の性状をみるため、ストラット方向のみ圧縮力を載荷するように計画したものである。IIシリーズは、終局強度がコンクリートの圧壊で決まることを考慮に入れて、同一条件のもとでの強度および変形のばらつきを検討するために計画した。IIIシリーズは、壁板の膨張を拘束する方法の相違による影響を明らかにする目的で計画したもので、文献[3]で詳述している。IVシリーズは、壁筋強度の影響を明らかにするため、降伏点強度が他のシリーズで用いた強度400MPa級よりもかなり高い1400MPa級の高強度鉄筋で補強された場合について検討するために計画したものである。

2.3 測定装置

図-4に示すように、試験体表裏それぞれについて、圧縮方向1カ所、引張方向3カ所で試験体に埋め込んだボルト間の各変形を、感度1000 μ /mmの変位計にて測定した。また、図中に示す位置で、鉄筋の表面にゲージを貼付し、各ひずみを測定した。

2.4 載荷プログラム

漸増単調載荷により実験を行った。壁筋の降伏荷重までに壁板コンクリートが圧壊しない場合は、壁筋降伏後の壁板の広がりに対する周辺フレームの拘束作用が徐々に大きくなることを考慮して、あらか

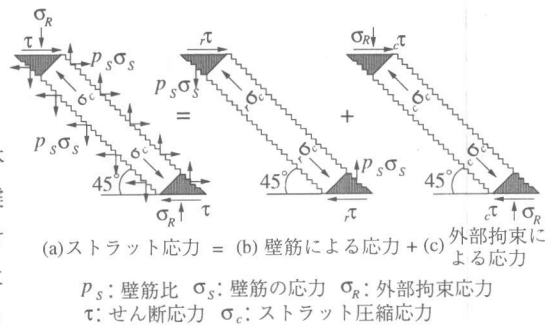


図-1 ひび割れ間の圧縮ストラット応力

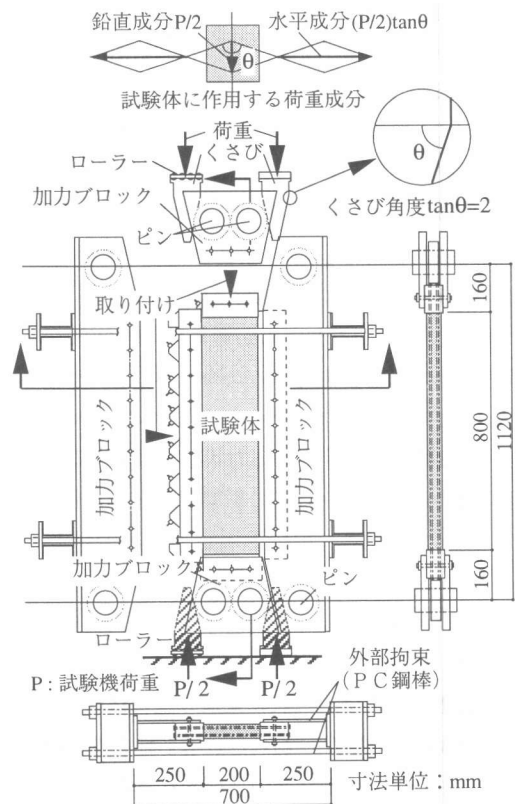


図-2 加力装置

はじめゆめめた状態でセットしていた外部拘束用P C鋼棒のナットを加力ブロックに接触させ、その後の壁板の広がりに対して変動拘束力が作用するようにした。

表-1 試験体一覧

シリーズ	試験体名	壁配筋 ($p_s\%$)	σ_B (E_s)
I	2.36D	D6@42.4double(2.36)	24.7
	0.59D	D6@84.8single(0.59)	(2.62)
II	2.25D(1)	D6@42.4double(2.25)	25.8 (2.37)
	2.25D(2)		
	2.25D(3)		
	1.12D(1)	D6@84.8double(1.12)	24.7 (2.62)
	1.12D(2)		
	0.56D(1)	D6@84.8single(0.56)	25.8 (2.37)
	0.56D(2)		
0.56D(3)			
III	2.46DM	D6@42.4double(2.46)	29.4 (2.65)
	1.22DM	D6@84.8double(1.22)	
	0.61DM	D6@84.8single(0.61)	42.8 (2.74)
	2.46DH	D6@42.4double(2.46)	
	1.22DH	D6@84.8double(1.22)	
	0.61DH	D6@84.8single(0.61)	
IV	1.56U(1)	U7.4@84.8double(1.56)	35.3 (2.99)
	1.56U(2)		
	2.25DH(1)	D6@42.4double(2.25)	
	2.25DH(2)		
	1.05U(1)	U7.4@127.2double(1.05)	25.9 (2.57)
	1.05U(2)		
	2.25DM	D6@42.4double(2.25)	25.0 (2.63)
	0.78U(1)	U7.4@84.8single(0.78)	
	0.78U(2)		25.8 (2.52)
	0.53U(1)	U7.4@127.2single(0.53)	
0.53U(2)			

p_s : 壁筋比、 σ_B : コンクリートシリンダー圧縮強度(MPa)
 E_s : コンクリートヤング係数(10^4 MPa)

3. 実験結果とその検討

図-5に、Iシリーズ試験体のストラット圧縮応力度 σ_c と圧縮ひずみ ϵ_c との関係を示す。図-5によれば、コンクリートシリンダーとほぼ同じ応力度-ひずみ度関係を示しており、圧壊時の圧縮応力度 σ_{cu} は、コンクリートシリンダーの圧縮強度 σ_B とほぼ同程度となっていることから、壁板圧縮ストラットが圧縮方向のみ载荷された場合は、コンクリートシリンダーの応力度-ひずみ度関係と

表-2 鉄筋の力学的性質

種別	a	σ_y	σ_u	伸び(%)
D6*1	0.300	407	538	22.9
D6*2	0.312	402	571	23.4
D6*3	0.286	474	597	18.0
U7.4	0.402	1435	1483	11.3

1)*1:シリーズI、*2:シリーズIII、*3:シリーズIIおよびIV
 2) a : 断面積(cm^2)、 σ_y : 降伏点強度(MPa)、 σ_u : 引張強度(MPa)

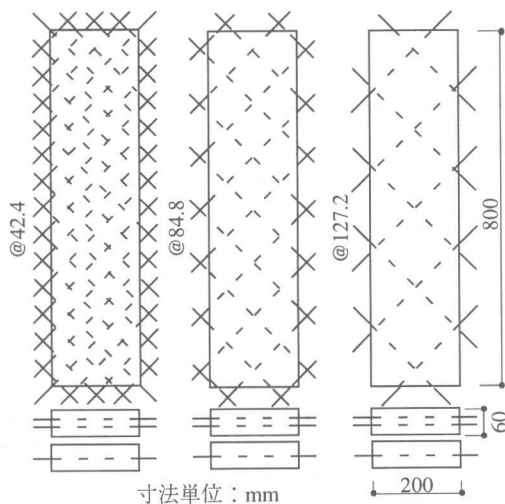


図-3 試験体形状および配筋の例

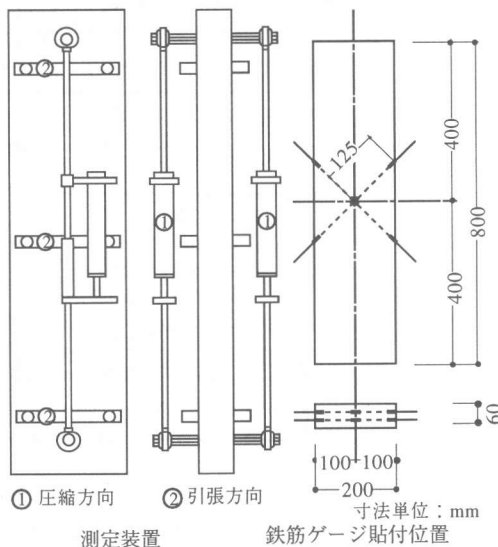


図-4 測定装置およびゲージ貼付位置

ほぼ同じと考えてよいと思われる。

表-3に、IIシリーズの各試験体の σ_{cu} および圧壊時のひずみ ϵ_{cu} を、それぞれ示す。2.25Dシリーズは、外部拘束が無い場合であり、0.56Dシリーズは、外部拘束が作用した場合である。いずれの場合とも、圧壊時応力度およびひずみ度のばらつき度合いを示す標準偏差および変動係数は、コンクリートシリンダー供試体3体の圧縮強度および強度時のひずみのばらつき度合（標準偏差0.534MPa、 $1.46(10^{-3})$ 、変動係数0.02、0.07）とほぼ同程度と考えてよいと思われる。

図-6に、IIシリーズおよびIVシリーズ試験体の σ_c と ϵ_c の関係および σ_c とストラットと直交する方向の引張ひずみ ϵ_t との関係の例を示す。これによれば、初期の段階では引張ひび割れの発生も少なく、引張方向のひずみは小さい。この傾向は、壁筋比が小さいものほど顕著である。しかし、圧縮応力度が上昇して圧壊近傍になると、比較的大きなひび割れが発生し、急激に引張ひずみが増大す

表-3 IIシリーズ試験体圧壊時応力とひずみ

試験体名	σ_{cu} (MPa)		ϵ_{cu} (10^{-3})	
2.25D(1)	19.1	X=18.5	2.40	X=2.17
2.25D(2)	18.2	Y=0.399	1.94	Y=0.19
2.25D(3)	18.3	Z=0.02	2.17	Z=0.09
0.56D(1)	18.3	X=19.5	2.02	X=1.89
0.56D(2)	19.7	Y=0.865	1.81	Y=0.09
0.56D(3)	20.4	Z=0.04	1.83	Z=0.05

σ_{cu} : 壁板コンクリート圧壊時の圧縮応力度、 ϵ_{cu} : 圧壊時の平均圧縮ひずみ、X: 平均値、Y: 標準偏差、Z: 変動係数

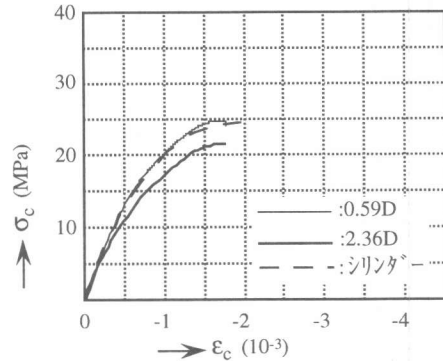


図-5 Iシリーズ試験体の圧縮応力ひずみ関係

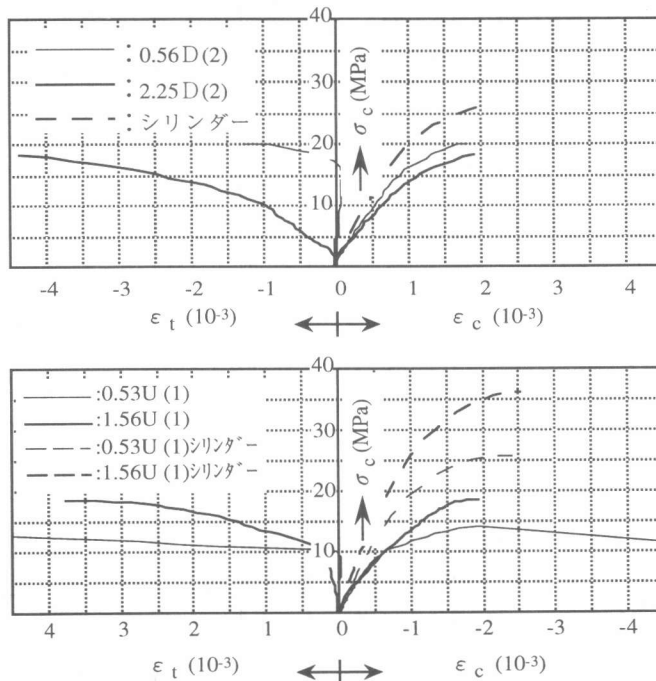


図-6 IIおよびIVシリーズ試験体の圧縮応力 σ_c と圧縮ひずみ ϵ_c およびストラットと直交方向の引張ひずみ ϵ_t との関係の例

る傾向がある。これは、鉄筋量が少ない場合、多量の壁筋で補強した場合に比べて、鉄筋の付着力によるコンクリートへの応力伝達が小さいことに起因しているものと考えられる。

表-4に、各試験体の壁板コンクリート圧壊時の圧縮応力度 σ_{cu} および圧壊時ひずみ ϵ_{cu} 、および σ_{cu} のコンクリートシリンダー圧縮強度 σ_B の平方根 $\sqrt{\sigma_B}$ に対する比 $\sigma_{cu}/\sqrt{\sigma_B}$ の一覧を示す。また、図-7および図-8に、 σ_{cu} の $\sqrt{\sigma_B}$ に対する比 $\sigma_{cu}/\sqrt{\sigma_B}$ と壁筋比 p_s との関係および $\sigma_{cu}/\sqrt{\sigma_B}$ とコンクリート圧壊時の引張ひずみ ϵ_{tu} との関係を、それぞれ示す。図-7によると、壁筋の降伏点強度に関係なく、壁筋比が少ない方が $\sigma_{cu}/\sqrt{\sigma_B}$ が大きくなる傾向がみられる。この原因としては、壁筋のみで壁板の膨張を拘束する場合の方が多量の鉄筋で補強されているため、初期の段階から付着力によりコンクリートへ引張力が伝達され、徐々に引張りひ割れが生じてストラットの圧縮耐力の劣化が進行することに起因しているものと考えられる。しかし、この傾向はわずかであること、また、図-8によれば、 σ_{cu} に及ぼす ϵ_{tu} の影響は、本実験の範囲ではみられないようであることから、 $\sigma_{cu}/\sqrt{\sigma_B}$ は、ほぼ一定値と考えてよいものと思われる。図-7によれば、 $\sigma_{cu}/\sqrt{\sigma_B}$ は、壁筋強度にかなり影響されていることがわかる。すなわち、1400MPa級の高强度鉄筋で補強されたUシリーズ試験体の場合の方が400MPa級の鉄筋で補強されたDシリーズ試験体の場合に比べて、 $\sigma_{cu}/\sqrt{\sigma_B}$ がかなり低くなっている。これは、図-9に示すように、ひび割れ間の広がりによる鉄筋の局部的な強制曲げによって生じる局部付加軸力が、終局時には高强度鉄筋の方がより大きいものとなることに起因しているものと考えられる。

表-4および図-7から、400MPa級の鉄筋で補強されたDシリーズの場合および1400MPa級の鉄筋で補強されたUシリーズの場合の σ_{cu} の平均値は、それぞれ、およそ $3.70\sqrt{\sigma_B}$ および $2.90\sqrt{\sigma_B}$ となった。 σ_{cu} の平均値から、終局せん断強度は、(1)式および(2)式より、およそ $1.85\sqrt{\sigma_B}$ および $1.45\sqrt{\sigma_B}$ となる。一般に、壁板がせん断圧縮破壊するときの耐震壁の壁板のせん断応力度分布は一様ではなく、壁板対角線方向中央部が大きくなる傾向にあることが、実験での破壊状況や解析から指摘されている。そこで、壁板のせん断応力度の集中係数を1.5程度と仮定すれば、壁板周辺のフレームが健全で、壁板のせん断圧縮破壊により耐力が決まる場合の公称終局せん断強度 $\tau_u=Q_u/tl$ (Q_u :終局耐力、 t :壁厚、 l :側柱中心間距離)は、およそ $1.23\sqrt{\sigma_B}$ および $0.97\sqrt{\sigma_B}$ 程度となることが予想される。これらの値は、周辺フレームが比較的剛強な場合で壁板のスリップ状破壊で決まる耐震壁の終局せん断強度の平均値に近いものとなっている[4]。

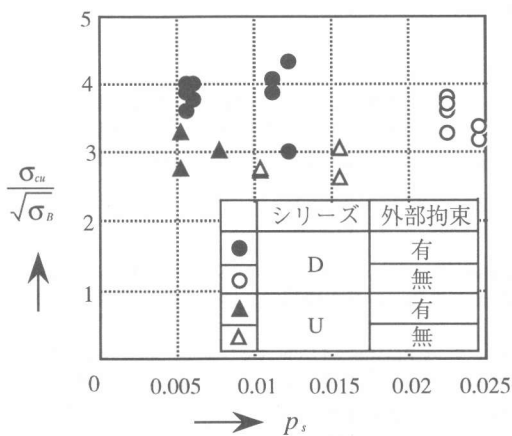


図-7 $\sigma_{cu}/\sqrt{\sigma_B}$ と壁筋比 p_s との関係

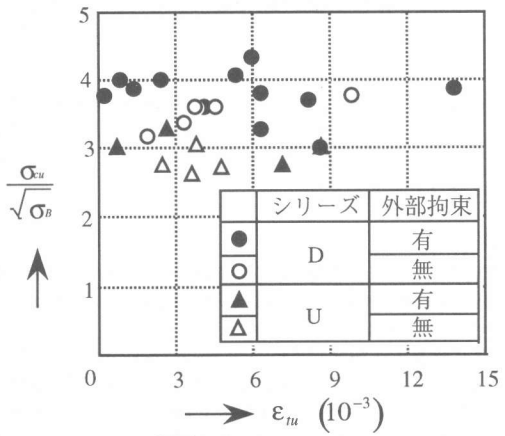


図-8 $\sigma_{cu}/\sqrt{\sigma_B}$ と圧壊時引張ひずみ ϵ_{tu} との関係

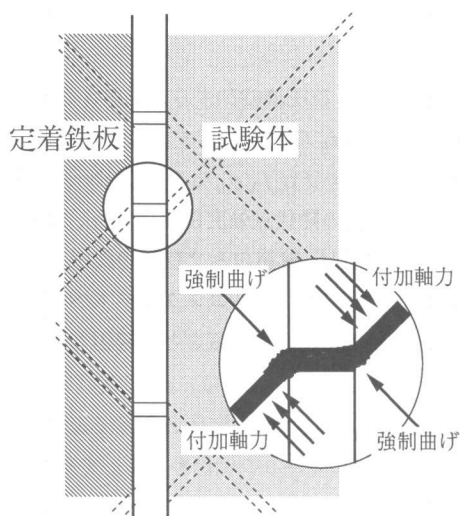


図-9 壁筋の強制曲げによる付加軸力

表-4 圧壊時応力およびひずみ実験結果一覧

シリーズ	試験体名	σ_{cu}	ϵ_{cu}	$\frac{\sigma_{cu}}{\sqrt{\sigma_B}}$	シリーズ	試験体名	σ_{cu}	ϵ_{cu}	$\frac{\sigma_{cu}}{\sqrt{\sigma_B}}$
I	2.25D(1)	191	2.40	3.76	IV	1.56U(1)	181	1.92	3.05
	2.25D(2)	182	1.94	3.59		1.56U(2)	155	1.68	2.61
	2.25D(3)	183	2.17	3.61		2.25DH(1)	227	2.49	3.83
II	1.12D(1)	202	1.88	4.06		2.25DH(2)	219	2.17	3.68
	1.12D(2)	193	4.00	3.88		1.05U(1)	138	2.14	2.72
	0.56D(1)	183	2.02	3.61		1.05U(2)	140	1.79	2.76
	0.56D(2)	197	1.81	3.88		2.25DM	168	2.38	3.29
	0.56D(3)	204	1.83	4.02		0.78U(1)	150	2.24	3.00
	2.46DM	173	1.92	3.20		0.78U(2)	151	1.48	3.02
III	1.22DM	164	1.70	3.02		0.53U(1)	139	1.93	2.74
	0.61DM	217	1.73	3.99		0.53U(2)	167	1.70	3.28
	2.46DH	221	1.69	3.37					
	1.22DH	284	1.74	4.34					
	0.61DH	245	1.22	3.74					

σ_{cu} : 圧壊時圧縮応力度(10^3 MPa)
 ϵ_{cu} : 圧壊時圧縮ひずみ(10^{-3})
 σ_B : コンクリート圧縮強度(MPa)

4. 結論

壁板のせん断圧縮破壊によって決まる耐震壁の水平耐力に及ぼす壁筋強度の影響を検討するため、せん断ひび割れ発生後圧力場を形成する壁板の応力状態を再現するための加力装置を用いて、異なる壁筋強度で補強されたRC板要素の変動圧縮力と変動引張力を同時に作用させた実験を行った。その結果、以下のことがわかった。

- (1) コンクリート圧壊時の圧縮応力度および圧縮ひずみのばらつき度合いは、コンクリートシリンダーの圧縮強度および強度時ひずみのばらつき度合いとほぼ同程度である。
- (2) 外部拘束とともに少ない鉄筋量で補強されたRC壁板の方が、多量の壁筋のみで拘束された壁板よりも圧壊時の圧縮応力度 σ_{cu} が大きくなる傾向がみられるが、その程度はわずかであり、 σ_{cu} のコンクリート圧縮強度 σ_B の平方根 $\sqrt{\sigma_B}$ に対する比 $\sigma_{cu}/\sqrt{\sigma_B}$ は、ほぼ一定値を示す。
- (3) 降伏点強度が1400MPa級の高強度鉄筋で補強されたRC壁板の場合の方が、400MPa級の鉄筋で補強されたRC壁板の場合より、 $\sigma_{cu}/\sqrt{\sigma_B}$ が低くなる。

謝辞

本研究は、平成8年度九州共立大学特別研究助成により行われた。実験にあたっては、本研究室卒論生のお世話になった。壁板に用いた高強度鉄筋は、高周波熱錬株式会社よりご提供頂いた。加力装置および試験体製作にあたっては、本校技能員栗山哲生、青木 治、生野千力の各氏にお世話になった。ここに、関係各位に対し深く感謝します。

[参考文献]

- [1] 富井政英・江崎文也：Expression for Calculating Lateral Shear Capacity of One-Bay One-Story Reinforced Concrete Framed Shear Walls Dominated by Slip Failure of Their Infilled Wall Panel、日本建築学会構造系論文報告集 第366号、pp.142-231、1986.8.
- [2] 富井政英・江崎文也：Lateral Shear Capacity of One-Bay One-Story Reinforced Concrete Framed Shear Walls Whose Edge Columns or Edge Beams Failed in Shear、日本建築学会構造系論文報告集 第376号、pp.81-91、1987.6
- [3] 江崎文也：Experimental Study on the Compressive capacity of Wall panel Struts Restrained by peripheral Structures、Transactions of the Japan Concrete Institute, Vol.14, pp.425-432, 1992.
- [4] 日本建築学会：鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、pp.124-135, 1987.