

[1106] れんがプリズムの圧縮強度に関する実験的研究

正会員 ○村上雅英 (近畿大学理工学部建築学科)
 正会員 窪田敏行 (近畿大学理工学部建築学科)

1. はじめに

5階建が可能な補強組積構法 (RM構法) の開発研究が進められている [1]。本構法の設計では RC 構造で用いられているシリンダー強度の代りにプリズム強度が使われている。その試験方法は A C I、A S T M に規定されているが、供試体が大きくなったり、圧縮強度が高くなるため、通常の圧縮試験機では試験不可能な場合が生じる。そこで、れんがブロック単体の圧縮強度と充填コンクリートの強度からプリズムの圧縮強度が推定できれば非常に都合がよい。その試みは、コンクリートブロックを用いたプリズムに関しては、すでに行われており、それらの既往の実験的研究では、プリズム強度のばらつきが大きく、また、実験値が累加強度式による強度の推定値よりも低くなる傾向にある。その理由は、最大圧縮強度に至る以前に充填コンクリートの横方向膨張がコンクリートブロックの割裂を誘発するためであり、R.G.Drysdale, A.A.Hamid [2] は、それらの影響を考慮した推定式を提案している。渡辺、森田 [3] や、小林、村上、今井、園部 [4] らは、実用式として累加強度式に施工係数を導入することによって精度が上がるように工夫した推定式を提案している。一方、れんがブロックを用いたプリズムの圧縮強度は、累加強度式による推定値よりも高くなるのが窪田、村上、鴨川 [5] によって実験的に確認されており、れんがブロックに関しては実験値と推定値の差を施工係数として処理することは不相当であると思われる。そこで本論文では、日米共同大型耐震研究に際して開発、製作された図-1 のようなれんがブロックからなるプリズムに限定して、れんがブロックの拘束によって生じる3軸応力状態により充填コンクリートの強度が上昇するという仮定より導いたプリズム圧縮強度の推定式を提案する。さらに、プリズムの圧縮強度発現に寄与する様々な因子を変化させた試験体の破壊性状を比較することにより、その推定式を誘導する際に用いた仮定の妥当性、及び、推定値の精度について論じる。

2. れんがプリズムの最大圧縮強度の推定方法

れんがブロックとコンクリートの圧縮応力時の力学性状の比較を図-2 に示す。図-2 (a) に示すように、コンクリートの $\sigma - \epsilon$ 関係については、特に $1/2 f_c'$ 以降では、コンクリートの接線剛性は著しく低下し、それに伴い、図-2 (b) に示すようにポアソン比が急増している。一方、れんがの場合には、接線剛性とポアソン比は、終局状態に至るまでほぼ一定である。これらの傾向は、れんがブロックに対して一般的に認められることが、馬場、干歩、渡辺、松島 [6] によって報告されている。従って、応力レベルが高くなるに伴い、コンクリートが横方向に急速に膨張するのに対して、その周辺のれんがブロックが充填コンクリートの膨張を妨げるため、コンクリートが3軸応力状態になり、最大圧縮強度が増加するものと考えられる。3軸応力を受けるコンクリートの圧縮強度 f_c は、Illinois大学の古い研究結果 [7] から、式(1)で与えられる。

$$f_c = f_c' + k \cdot \sigma_L \tag{1}$$

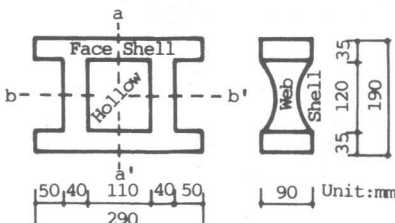


図-1 れんがブロックの外形状

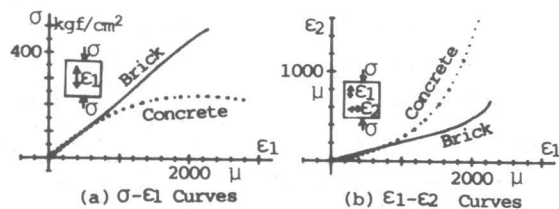


図-2 コンクリートとれんがの力学的性状の比較

ここで、 f_c : コンクリートの3軸圧縮強度 f_c' : コンクリートの1軸圧縮強度
 k : 定数 σ_L : 横方向の拘束応力度
 一方、プリズムの最大圧縮強度 P_{max} は、式(2)のような累加強度で表現できるものと仮定する。

$$P_{max} = A_c \cdot f_c + A_b \cdot f_b \quad (2)$$

ここで、 A_c : コンクリートの実断面積 ($12\text{cm} \times 29\text{cm} = 348\text{cm}^2$)
 A_b : れんがブロックのフェイスシェルの実断面積 ($3.5\text{cm} \times 29\text{cm} \times 2 = 203\text{cm}^2$)
 f_b : コンクリートが最大圧縮強度に達した時のフェイスシェルの圧縮応力度

式(2)に式(1)を代入することによって、プリズムの最大圧縮強度 P_{max} は式(3)を用いて推定することが出来る。

$$P_{max} = A_c \cdot f_c' + A_c \cdot k \cdot \sigma_L + A_b \cdot f_b \quad (3)$$

ブロックの空洞部分では長辺方向と短辺方向の両方向よりコンクリートは拘束を受けるため、その部分の横方向の拘束応力度は、両端部のコンクリートに生じる拘束力よりも大きくなるが、式(3)ではそれらの平均値を用いることにする。すなわち、すべてのコンクリートには横方向に平均拘束応力度 σ_L が作用しており、それによって最大圧縮強度が一様に $k \cdot \sigma_L$ 増加するものと仮定する。また、目地モルタルはれんがの圧縮強度と比べて十分強く、その部分では破壊が生じないものと仮定する。

3. れんがプリズムの圧縮試験

試験体は、図-3に示すれんがブロックを4段積み、空洞部をコンクリートで充填したプリズム試験体である。プリズム試験体の高さ/厚さ比は約2.0である。試験体の一覧を表-1に示す。強度推定の対象となる試験体はOR4J01~03である。その他の試験体は、強度の発現に寄与すると考えられる因子を検討するための試験体である。測定方法を図-4に示す。フェイスシェルとコンクリートにエポキシパテで接着されたM6ボルトを標点として、その間の伸縮量を高感度変位計で計測して、それらのひずみを算出した。拘束筋を配筋した試験体では、拘束筋による横方向

表-1 プリズム試験体

Name	Dimension	Tr. Lo.	Web	Batch
CON-N(1-3)	12X29X39	—	—	No.1
OR4J0(1-3)	19X29X39	—	—	No.1
CW4J0(1-3)	19X29X39	—	cut	No.1
C94J4(1-3)	19X29X39	6-4φ 6-9φ	cut	No.2
C94J6(1-3)	19X29X39	6-6φ 6-9φ	cut	No.2
C94J9(1-3)	19X29X39	6-9φ 6-9φ	cut	No.2

Tr.: Transverse Bars for Confining
 Lo.: Longitudinal Bars for Confining
 Batch: Batch of Concrete (Unit: cm)
 cut: Web Shells were cut.

(c) Brick Block

Loading Type	Portion	Average	S.D.
Compression		407kgf/cm ²	51kgf/cm ²
Comp. 3X3X9cm	Face Shell	385kgf/cm ²	78kgf/cm ²
Tension	Web Shell	515kgf	68kgf
Flex. L=15cm	Face Shell	133kgf/cm ²	23kgf/cm ²
Flex. L=25cm	Face Shell	94kgf/cm ²	29kgf/cm ²

Ave. and S.D. were calculated from three test pieces.

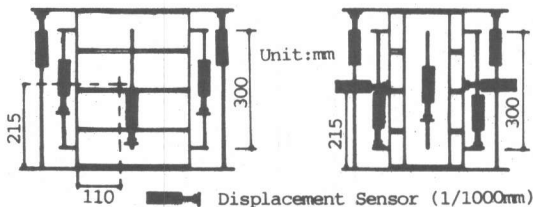


図-4 測定方法

表-2 材料の力学的性質

(a) Grout Concrete and Joint Mortar

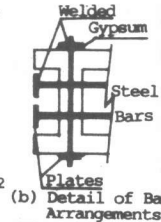
Batch	σ_{max}	S.D.	Ec
Con. No.1	178	6.7	175
Mor. No.1	376	—	209
Con. No.2	226	5.9	201
Mor. No.2	366	22.9	209

Unit: kgf/cm², ton/cm², Ec: 1/3Fc Stiff.

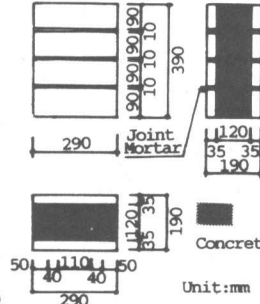
(b) Steel Bars

φ	σ_y	Es
4	3257	1931
6	4175	2025
9	3453	2027

Unit: kgf/cm², ton/cm²



(b) Detail of Bar Arrangements



(a) Dimensions of Prism

図-3 プリズム試験体

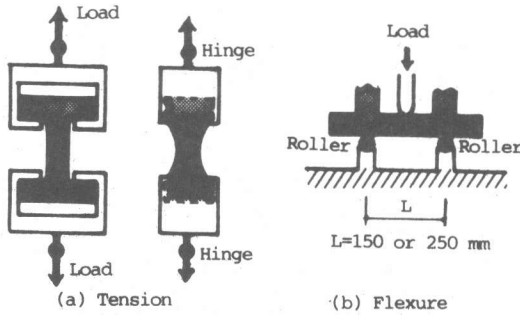


図-5 引張試験と曲げ試験

表-3 型枠の違いによるコンクリート強度の比較 (Unit:kgf/cm²)

Wooden Mold		Brick Mold	
	σ_{max}		σ_{max}
W-1	221.2	B-1	293.8
W-2	234.6	B-2	317.9
W-3	207.2	B-3	250.7
W-4	250.0	B-4	322.1
W-5	252.1	B-5	214.3
W-6	233.3	B-6	249.2
Av.	233.1	Av.	274.7
S.D.	15.6	S.D.	39.5

Age=4weeks

の拘束力を算定するために主要な拘束筋のひずみを測定した。加力は、近畿大学の大型構造物試験装置の200tonアクチュエーターを用いて、試験体の上下端に取り付けられた十分剛な加力板を介して行われた。なお、加力板とアクチュエーターはピンを介さずに直接接続して、変位制御で一方に加力した。

4. 材料の力学的性質

コンクリート、目地モルタル、鉄筋、及び、れんがブロックの力学的性質を表-2に示す。れんがの圧縮強度は、フェイスシェルから $3 \times 3 \times 6$ cmの角柱を切り出して圧縮試験した場合と、コンクリートを充填していないプリズム試験体を圧縮試験した場合の2通りより求めた。後者については、最大強度をAbで除して算出した。角柱の圧縮強度については、切り出した場所によってかなりのばらつきがあり、コンクリートを充填していないプリズム試験体の圧縮強度よりも高いものが幾つかあった。ポアソン比については、フェイスシェルの長さ方向と厚み方向の両方向で、ほぼ同じ値になった。れんがブロックがコンクリートを拘束する力を求める上で、ウェッジシェルの引張強度とフェイスシェルの曲げ強度は重要な物理量となる。そこで、図-5(a)の治具を用いて図-1のa-a'で切断したれんがのウェッジシェルの引張試験を、また、図-5(b)のように図-1のb-b'で切断したれんがのフェイスシェルの曲げ試験を行った。曲げ試験を行う際のスパン長は15cmと25cmの2種類とした。ウェッジシェルの引張強度は、最小断面での破断ではなく、ウェッジシェルとフェイスシェルの交差部分での破断で決定した。その理由は、大部分のれんがブロックのウェッジシェルとフェイスシェルの交差部分に、ひび割れが製造過程で生じていたためである。

ブロックの空洞部に充填されたコンクリートの強度は、打設後に水分がブロックに吸収されるため、シリンダー強度よりも高くなるのが蜂巣、信沢によって指摘されている[8]。そこで、以下のような $9 \times 9 \times 18$ cmの供試体を2種類各6個ずつ製作して、水分の吸収による強度の増加率を調べた。空洞部に充填されたコンクリートを想定した供試体は、一対の側面を図-1のb-b'で切断したれんがを背中合わせとし、他の一対の側面を合板とした型枠にコンクリートを打設して製作した。その際、れんがの表面にビニル製のメッシュ状のフィルムを貼り、れんがとコンクリートが付着しないようにした。一方、比較供試体の型枠は、全側面を合板で作り、一対の面のみにフィルムを貼り、フィルムによる影響が同じになるようにした。表-3に示すように、かなりのばらつきはあるが、れんが型枠の方が木枠のものよりも平均約1.2倍の強度増加が認められた。

5. 実験経過及び結果

OR4J01~03試験体は、最大強度直後に一瞬にしてれんがブロックが剥落して急激に強度が低下した。CW4J01~03試験体は、最大強度に至る以前にフェイスシェルとコンクリートの付着面にひび割れが発生し、その後、フェイスシェルが徐々に剥離して終局状態に至った。一方、拘束筋の入ったC94J41~93試験体は、短辺方向の拘束筋が降伏した後に最大強度に達し、その後、フェイスシェルにひび割れが入ることにより強度は徐々に低下した。各試験体の最大強度に至るまでのP-ε曲線を図-6に、最大強度、及び、その平均値と標準偏差を表-4に示す。最大強度に関

表-4 プリズム試験結果

Prism	Pmax(Omax)	Av.	S.D.	Cal.	C/T*
CON-N1	72.4(208)				
CON-N2	70.1(201)	71.6	1.1	62	0.87
CON-N3	72.3(208)				
OR4J01	187.1(340)				
OR4J02	164.0(298)	168.0	14.2	171	1.02
OR4J03	152.9(278)				
CW4J01	143.5(260)				
CW4J02	155.8(283)	149.2	5.1	152	1.02
CW4J03	148.2(269)				
C94J41	177.8(323)				
C94J42	174.0(316)	174.9	2.0	181	1.03
C94J43	173.0(314)				
C94J61	198.8(361)				
C94J62	192.6(349)	192.9	4.7	198	1.03
C94J63	187.3(340)				
C94J91	212.2(385)				
C94J92	214.0(388)	212.4	1.2	219	1.03
C94J93	211.1(383)				

Unit: ton (kgf/cm²) * Calculated/Tested

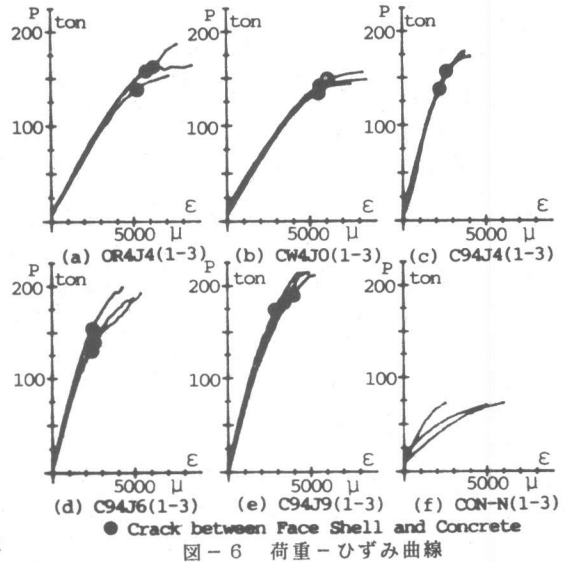


図-6 荷重-ひずみ曲線

しては、OR4J01~03は、拘束筋の入ったC94J41~93よりもばらつきが大きい。なお、フェイスシェルの膨らみ量、及び、各点の圧縮ひずみなどから総合的に判断して、フェイスシェルの剥離が始まった点を●印で図中に示した。

6. 累加強度式の妥当性の検証

本節では、CW4J01~03試験体の最大強度を式(3)から推定することにより、累加強度式を用いることの妥当性について検討する。CW4J01~03は、ウェッジシェルを中央部分で切断し、その部分にグリスを塗布して短辺方向のウェッジシェルによる拘束をなくした試験体である。そのため、最大強度時には充填コンクリートは1軸応力状態に近くなるため、式(3)中の第2項が0となり、CW4J01~03の最大強度は式(4)のように表現される。

$$P_{max} = A_c \cdot f_c' + A_b \cdot f_b \quad (4)$$

f_b は充填コンクリートが最大強度に達したときのれんがの圧縮強度であり、 $E_b \times \epsilon_{max}$ (E_b :れんがのヤング係数、 ϵ_{max} :充填コンクリートの最大強度時のひずみ)とれんがの圧縮強度 σ_b の小さい方とする。 ϵ_{max} は、シリンダー試験結果では平均2300 μ であり、プリズム試験結果では2000~6700 μ であり、ばらつきが大きい。その理由としては、最大強度付近ではプリズム試験体側面の充填コンクリートの表面の破壊が激しく、その時のひずみをコンクリートの表面に接着した標点のボルトを介して正確に計測できなかったためと思われる。そこで、 ϵ_{max} に2300 μ を代入して試算してみると、 $E_b \times \epsilon_{max} = 220 \text{ ton/cm}^2 \times 0.0023 = 506 \text{ kgf/cm}^2 > \sigma_b = 385 \text{ kgf/cm}^2$ となる。よって $f_b = 385 \text{ kgf/cm}^2$ とする。一方、 $A_c \cdot f_c'$ は充填コンクリート部分の負担最大強度であり、プリズムの空洞部の内法寸法と同寸法のコンクリート塊(CON-N1~3)の最大強度にほぼ対応する。そこで、シリンダー強度を用いて $A_c \cdot f_c' = 348 \text{ cm}^2 \times 178 \text{ kgf/cm}^2 = 61.9 \text{ ton}$ とした場合(Case 1)と、 $A_c \cdot f_c'$ にCON-N1~3の最大強度の平均値71.6tonを用いた場合(Case 3)について試算する。また、それぞれに対して充填コンクリートの水分がれんがに吸収されて最大圧縮強度が1.2倍増加すると仮定した場合(それぞれCase 2, Case 4)についても算出する。表-5にCW4J01~03の最大強度の推定値と実験値の比較を示す。Case 4の仮定が実状に最も近いと思われるが、実験では図-6(b)のP- ϵ 曲線の●印からも判るように、最大強度に至る以前にコンクリートとブロックの剥離によってフェイスシェルの表面に沿ったひび割れが生じ、それが欠陥となって実測された最大強度がCase 4の仮定を用いて算出した推定値よりも低くなったものと考えられる。しかしながら、式(4)によってCW4J01~03の最大強度はほぼ推定でき、累加強度式を用いることは妥当である。

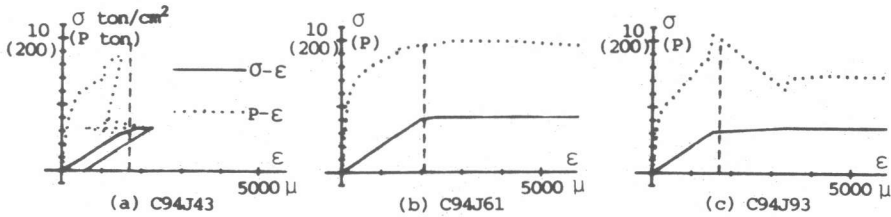


図-7 拘束筋の挙動

表-6 σ_L の算出

ϕ	σ_y	A_g	$A_g \sigma_y$	σ_L
4	3257	0.75	2443	2.2
6	4175	1.70	7098	6.3
9	3453	3.82	13190	11.7

Unit: kgf/cm², kgf, cm²

表-7 kの算出

Case	P_{max}	σ_L	A_c	k	A_v
6-4	18000	4.1		12.6	
9-6	19500	5.4	348	10.4	11.5
9-4	37500	9.5		11.3	

Unit: kgf, kgf/cm², cm²

7. kの算出

本節では、式(3)の第3項のkをC94J41~93試験体を用いて決定する。短辺方向の拘束力の違いが充填コンクリートの圧縮強度の増加に与える影響について調べるために、これらの試験体の、それぞれ短辺方向を6-4 ϕ 、6-6 ϕ 、6-9 ϕ で、長辺方向を6-9 ϕ で拘束し、試験体の最大強度が短辺方向の補強筋量で決定するように配慮した。そのため、拘束筋による拘束効果が十分に発揮できるように、短辺方向については、図-3(b)に示すように、拘束筋の端部をコンクリート打設後にフェイスシェルに石膏を介して固定された鉄板に溶接した。また、長辺方向については、拘束筋の端部を鉄板に溶接した後、コンクリートを打設した。なお、ウェップシェルによる充填コンクリートの拘束力が未知であるため、CW4J01~03試験体で使用したブロックと同様にウェップシェルを切断して、ウェップシェルによる拘束が生じないようにした。

図-6(c)~(e)のP- ϵ 曲線からも判るように、短辺方向の拘束量が4 ϕ <6 ϕ <9 ϕ と多くなるに従って、最大強度は高くなった。図-7に、材料試験結果に基づいて拘束筋の σ - ϵ 関係をBi-Linearと仮定して推定した2段目の目地に配筋された短辺方向の拘束筋の σ - ϵ 関係を実線で、また、P- ϵ 関係を破線で示す。各試験体の短辺方向の拘束筋は、最大強度に至る以前でほぼ降伏したことが認められた。一方、最大強度時の長辺方向の拘束筋のひずみは、全て降伏ひずみ以下であり、かつ、短辺方向の拘束筋量が少ない試験体ほど長辺方向の拘束筋のひずみも小さかった。すなわち、最大強度時の拘束応力度は短辺方向の拘束筋量で決まっていることが認められた。そこで、最大強度時には短辺方向の拘束筋が全て降伏したと仮定して短辺方向の拘束応力度 σ_L を式(5)から算出し、表-6に示す。各試験体の最大強度の違いは、短辺方向の拘束応力度の大小に依存していると考えられる。そこで、各試験体の最大強度の差 ΔP_{max} と短辺方向の拘束応力度の差 $\Delta \sigma_L$ から、式(6)を用いて定数kを算出し、表-7に示す。

$$\sigma_L = A_g \cdot \sigma_y / A_s \quad (5)$$

ここで、 σ_y : 短辺方向の拘束筋の降伏点 A_g : 短辺方向の拘束筋の全断面積

A_s : プリズムのフェイスシェル面の全面積 (29cm×39cm=1131cm²)

$$\Delta P_{max} = A_c \cdot k \cdot \Delta \sigma_L \quad (6)$$

3通りの場合について算出されたkは、ほぼ一定値、平均k=11.5であり、文献[7]のk=4.1

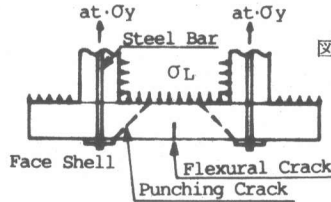


表-5 CW4J0(1-3)の圧縮強度の推定値と実験値の比較 (Unit: kgf, cm²)

Case	A_c	f_c'	$A_b f_b$	Calc.	Tested
1	348	$C_y = 178$		140200	
2	348	$1.2 C_y = 214$	203×385	152400	149200
3		CON-N(1-3)=71600	=78155	149700	
4		1.2 CON-N(1-3)=85900		164000	

C_y : Compressive Strength of Cylinder (kgf/cm²)

図-8 フェイスシェルの破壊形式

と大きく異なっている。その理由は、文献[7]ではコンクリートシリンダーに静水側圧を加えた状態での圧縮試験であり、本実験の場合と境界条件が大きく異なるためであろう。従って、プリズムの最大強度の推定式は式(7)で与えられる。

$$P_{max} = A_c \cdot f_c' + 11.5 \cdot A_c \cdot \sigma_L + A_b \cdot f_b \quad (7)$$

8. 推定式の妥当性の検討

本節では、OR4J01~03試験体とCW4J01~03試験体の実験結果より、式(7)の妥当性を検討する。表-4と図-6(a)からも判るように、最大強度に関しては、OR4J01~03ではウェッジシェルが充填コンクリートを拘束するため、CW4J01~03よりも平均値で19.0ton高くなった。そこで、OR4J01~03の最大強度時に生じている拘束応力度 σ_L は式(6)を用いて算出でき、 $\sigma_L = 19.0\text{ton} / (11.5 \cdot A_c) = 4.7\text{kgf/cm}^2$ となる。従って、最大強度時にウェッジシェル1本当たり生じている引張力 T_{web} は、 $T_{web} = (4.7\text{kgf/cm}^2 \times 29\text{cm} \times 39\text{cm}) / 8 = 660\text{kgf}$ となる。この値は、ウェッジシェルの引張試験結果の平均値515kgfに近い値であり、ウェッジシェルの引張強度が与えられれば、式(6)を用いてウェッジシェルが充填コンクリートを拘束することによる圧縮強度の増加分 $A_c \cdot k \cdot \sigma_L$ がほぼ推定できる。従って、ウェッジシェルの引張強度によって充填コンクリートの拘束力が決まる場合のプリズムの最大圧縮強度は、式(8)で表される。

$$P_{max} = A_c (f_c' + k \cdot n \cdot T_{web} / A_s) + A_b \cdot f_b \quad (8)$$

ここで、 n : プリズムに含まれているウェッジシェルの個数 (ただし、 $k = 11.5$)

9. 破壊性状についての考察、及び、推定値と実験値の比較

本節では、これまでに論じた抵抗機構を用いて、実験時に見られた破壊状況について考察する。最大圧縮強度付近では、フェイスシェルの外側に向かって充填コンクリートから圧力が作用しており、OR4J01~03のウェッジシェルの破断と同時に一瞬にして圧力が解放されるため、フェイスシェルが飛び散り急激に強度が低下したと考えられる。一方、C94J41~93については、短辺方向の拘束筋が降伏した後で、図-8に示すように充填コンクリートからの圧力によって、フェイスシェルに曲げ、または、パンチングによるひび割れが生じて最大強度が決定した。その後も拘束筋に溶接された鉄板が充填コンクリートを拘束していたため、C94J41~93の強度の低下はOR4J01~03の場合よりも緩くなった。OR4J01~03の最大圧縮強度はウェッジシェルの引張強度依存しに、また、C94J41~93の最大圧縮強度は短辺方向の拘束筋の降伏強度に依存している。従って最大強度のばらつきに関してみると、ウェッジシェルの引張強度のばらつきは大きいので、OR4J01~03の最大強度のばらつきも大きく、一方、拘束筋の降伏強度のばらつきは小さいので、C94J41~93の最大強度のばらつきも小さくなったものと思われる。各試験体の最大強度の推定値を表-4に示す。なお、ここでは、表-5のCase2の仮定を用いて充填コンクリート強度を算出した。

10. まとめ

3軸圧縮応力状態による充填コンクリートの圧縮強度の増加を考慮した累加強度式、式(8)で、本実験で用いた各プリズムの最大圧縮強度がほぼ推定できた。

謝辞 本研究は、昭和62年度近畿大学学内研究助成金の補助を受けて行われた。試験体の製作にあたり、松本れんが(株)よりれんがブロックを提供していただきました。また、実験、及び、データの整理に際しては、同大学院生、西村康広氏、及び、同学卒業研究論文生の協力を得ました。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献 [1] 梅村、上村、岡田、岡本、山崎：組積造に関する日米大型耐震実験研究(1) 全体研究計画、日本建築学会大会梗概集、昭和60年 [2] R.G. Drysdale, A.A. Hamid: Behavior of Concrete Block Masonry Under Axial Compression, ACI Journal, June 1979 [3] 渡辺、森田：型枠コンクリートブロックを用いた布基礎に関する研究(プリズム圧縮強度に関する実験的研究)、日本建築学会大会梗概集、昭和56年 [4] 小林、村上、今井、園部：型枠コンクリートブロック造耐震壁に関する実験的研究、日本建築学会大会梗概集、昭和57年 [5] 窪田、村上、鴨川：組積造に関する日米大型耐震実験研究(40) れんがプリズムの圧縮強度に関する実験的研究、日本建築学会大会梗概集、昭和62年 [6] A. Baba, O. Senbu, M. Watanabe, Y. Matsushima: MECHANICAL PROPERTIES OF MASONRY UNITS AND TEST METHODS FOR DETERMINING COMPRESSIVE STRENGTH, BRI Research Paper No.118, Building Research Institute, Ministry of Construction December 1985 [7] Park, Paulay: Reinforced Concrete Structures, Wiley-Interscience, 1975, pp.20 [8] 蜂巣、信沢：鉄筋CB構造研究報告書、日本CB協会中高層建築部会、1975