

論文 ハーフプレキャスト角型管を用いた RC 柱のせん断耐力

浜田 公也*1・中西 靖直*2・引地 和世*3・南 宏一*4

要旨：ロの字形に遠心成形されたハーフプレキャスト角型管に主筋と帯筋を内蔵させ、これと後打ちの中詰めコンクリートで一体化を図る、異種強度のコンクリートで構成されるRC柱10体について、曲げせん断実験を行った。その結果、軸力、曲げモーメント、せん断力を受ける場合のせん断耐力は、極限解析の手法を用いた理論解[1, 2]を適用すれば、定量的に評価できることを示した。

キーワード：鉄筋コンクリート, 柱, ハーフプレキャスト, 遠心成形, せん断耐力

1. はじめに

本論文で対象にしているRC柱は、遠心成形されたハーフプレキャスト角型管（以下、シェルという）と後打ちの中詰めコンクリート（以下、コアという）で構成されており、それぞれの強度や変形性能に差がある場合が多い。そのため、これらの差の影響を考慮して終局耐力の評価を行う必要がある。筆者等は、既に、中心圧縮力及び純曲げと圧縮力が作用する場合の弾塑性性状及び耐力の評価方法について報告している[3, 4, 5]。本論文は、軸力、曲げモーメント、せん断力が作用する場合について、せん断耐力の評価を試みたものであり、異種強度のコンクリートで構成されたRC柱のせん断耐力は、理論式の1つである若林・南理論[1, 2]を標記RC柱の断面形状に適用し、シェルとコアの断面形状と強度に応じたコンクリート強度を用いることによって、十分評価できることを示した。

2. 実験概要

2. 1 供試体の形状および製作方法

試験区間部分の断面形状と配筋状況を図-1に示す。供試体は、

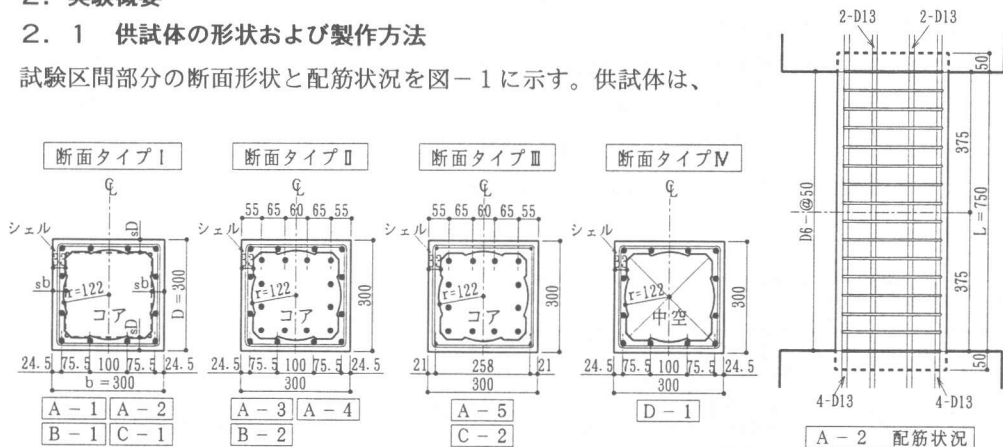


図-1 断面形状と配筋状況

*1 三菱建設(株)建築技術部主任研究員、博士(工学) (正会員)
 *2 三菱建設(株)建築技術部部长、博士(工学) (正会員)
 *3 三菱建設(株)建築技術部
 *4 福山大学教授 工学部建築学科、工博(正会員)

先ず、シェルを遠心成形法により製作しておき、このシェルを型枠代わりにしてスタブを含めてコンクリートを縦打ちして製作した。この時、シェルは、接合面の影響を除くためにスタブ内に5cm埋込み、シェル内面には既報[3]と同様な欠込みを設置した。なお、シェルの厚さは製作上一定値にはならないが、後述するせん断耐力の評価にはシェルの厚さを一定値で表す必要があるため、実測値から平均厚さを算定し、その値を表-1に示す。

2.2 実験変数

供試体の実験変数を表-1に示す。シリーズAでは主筋がシェル内のみ、コア内のみ、その両方にある場合及び帯筋量がせん断耐力に及ぼす影響を調べるための供試体が5体、シリーズBでは作用軸力がせん断耐力に及ぼす影響を調べるための供試体が2体、シリーズCでは主筋がシェル内のみ、コア内のみにある場合及びシェルとコアの境界面の強度がせん断耐力に及ぼす影響を調べるための供試体が2体、シリーズDではシェルのみをせん断耐力を調べるために計画したコアが無い供試体が1体の合計10体とした。

表-1 実験変数

シリーズ	供試体記号	断面タイプ	主筋 (Pt %)	帯筋 (Pw %)	幅 b (cm)	せい D (cm)	シェル平均厚さ		軸力 (tf)
							s b (cm)	s D	
A	A-1	I	12-D13 (0.57)	D6-100@ (0.21)	30.0	29.9	3.5	3.4	150
	A-2	I	" (0.57)	D6-50@ (0.43)	29.9	30.0	3.5	3.5	"
	A-3	II	24-D13 (1.13)	D6-50@ (0.43)	30.0	30.0	3.4	3.5	"
	A-4	II	" (1.14)	D6-30@ (0.72)	29.8	29.9	3.5	3.4	"
	A-5	III	12-D13 (0.57)	D6-50@ (0.43)	29.9	29.9	3.4	3.5	"
B	B-1	I	12-D13 (0.57)	D6-50@ (0.43)	29.8	29.8	3.4	3.4	50
	B-2	II	24-D13 (1.15)	" (0.43)	29.7	29.8	3.4	3.5	"
C	C-1	I	12-D16 (0.90)	D10-50@ (0.95)	29.8	29.8	3.5	3.5	150
	C-2	III	" (0.90)	" (0.95)	29.8	29.8	3.4	3.5	"
D	D-1	IV	12-D13 (0.57)	D6-50@ (0.43)	30.0	29.9	3.5	3.4	50

Pt: 引張(圧縮)鉄筋比 $Pt = a_s / (b \cdot D)$ a_s は引張鉄筋断面積
Pw: 帯筋比 $Pw = \sum a_w / (s \cdot b)$ $\sum a_w$ は1組の帯筋の断面積、s は帯筋のピッチ

2.3 加力および変位測定

加力装置を図-2に、標準とした载荷履歴を図-3に示す。加力方法は、供試体に、100tf アクチュエータ2台で軸力を作用させておき、300tf 油圧ジャッキで水平力を作用させ、逆対称曲げせん断力を作用させた。変位測定位置は図-2中に示してあるように、上下スタブの相対水平変位を2カ所で測定し、それらの平均値から部材角を算出した。

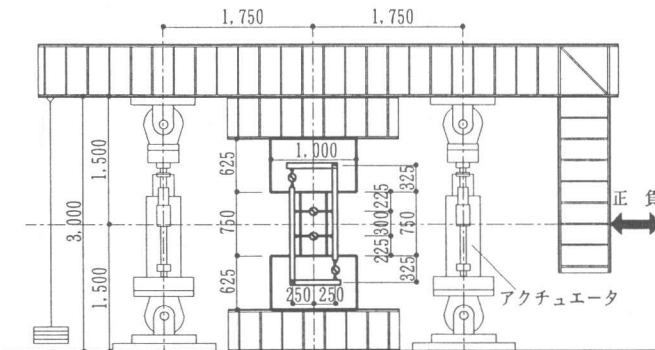


図-2 加力装置及び変位測定位置

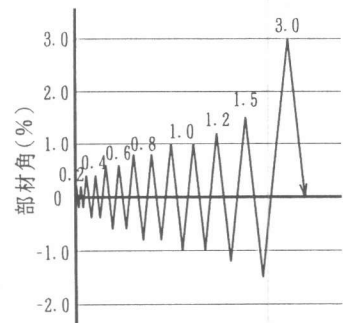


図-3 载荷履歴

3. 水平荷重と部材角の関係

全供試体について、水平荷重と部材角の関係を図-4に、またA-2とA-5について、部材角が+1.5%の時のひび割れ状況を写真-1に示す。履歴曲線は、概ね各供試体とも、最大荷重までは紡錘型、最大荷重以降は逆S字型を示しており、鉄筋コンクリート柱における典型的なせん断破壊型を示していることが認められる。また、第2サイクルにおけるピーク時の水平荷重の低下も認められる。水平荷重をせん断力とし、最大せん断力、最大せん断力時の軸力及び部材角、材料強度、諸係数を表-2に示す。なお、シェル用シリンダーは、振動成形で製作し供試体と同じ養生を行っている。最大せん断力 Q_m について比較すると、帯筋量が増加(A-1~A-2、A-3~A-4)すれば Q_m は大きくなり、軸力が小さく(A-2~B-1、A-3~B-2)なると Q_m は小さくなっていることが認められる。また、同じ帯筋比でも、主筋がシェル内及びシェルとコア内にある供試体(A-2、C-1)に比べ、コア内にある供試体(A-5、C-2)の方が、 Q_m は約1割高くなっている。 Q_m 時の部材角 R_m については、0.4~1.0%の範囲である。

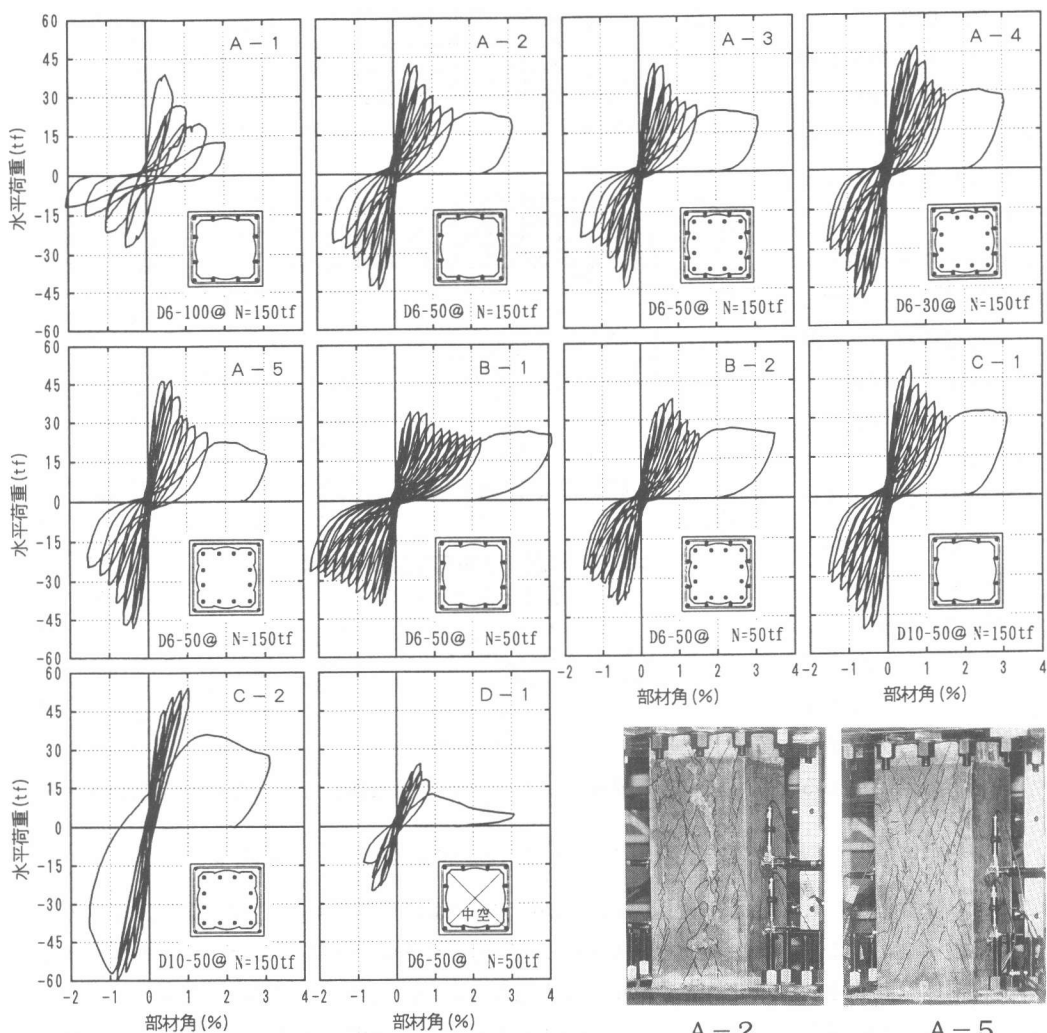
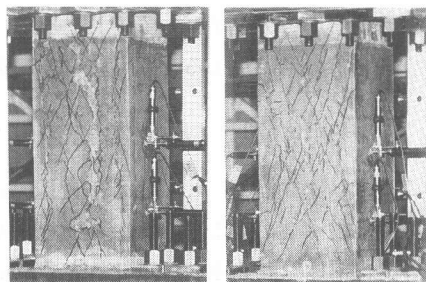


図-4 水平荷重と部材角の関係



A-2
A-5
写真-1 ひび割れ状況

表-2 最大せん断力±Q_mと最大せん断力時の軸力N及び部材角±R_m、材料強度、諸係数

供試体 記号	+Q _m (tf)	N (tf)	+R _m (%)	-Q _m (tf)	N (tf)	-R _m (%)	材料強度 (kgf/cm ²)				諸係数 (詳細は文献[3])			
							sσ _B	cσ _B	σ _y	σ _{wy}	ω	K	μ	ν
A-1	39.2	126	0.51	-	-	-	730	302	3850	3600	0.99	1.01	0.85	1.1
A-2	42.5	142	0.41	44.3	173	0.41	714	"	"	"	0.98	1.03	"	"
A-3	41.9	137	0.41	44.1	168	0.42	762	"	"	"	0.98	1.03	"	"
A-4	47.5	133	0.81	49.4	169	0.62	762	"	"	"	0.97	1.06	"	"
A-5	46.8	136	0.62	48.5	170	0.41	714	309	"	"	0.98	1.03	"	"
B-1	33.8	60	0.40	39.9	84	0.42	700	302	"	"	0.98	1.03	"	"
B-2	38.3	43	0.83	40.0	68	0.62	802	"	"	"	0.98	1.03	"	"
C-1	49.9	137	0.61	50.5	171	0.60	700	"	3970	3740	0.93	1.14	"	"
C-2	54.1	140	1.01	60.3	180	0.83	802	309	"	"	0.94	1.13	"	"
D-1	24.3	46	0.62	24.7	62	0.57	730	302	3850	3600	-	-	-	"

sσ_B, cσ_B: シェル用, コア用シリンダーの圧縮強度 σ_y, σ_{wy}: 主筋, 帯筋の降伏点強度
 ω: コア耐力の低減係数 μ: プレーンコンクリートとシリンダーコンクリートの強度比
 K: 拘束効果による強度上昇率 ν: 遠心成形効果による強度の割増し係数

4. せん断耐力の定量的な評価

4.1 せん断抵抗機構の仮定

異種コンクリートで構成されたRC柱のせん断抵抗機構を図-5に示す。これは、トラス機構とアーチ機構の混在を前提として、RC部材のせん断強度を評価する理論[1,2]を適用したものである。上の図は柱全体図で、これを次の①~④のように分割して考える。①はトラス機構を表している。トラス機構に必要なコンクリート幅_bは式(1)で表され、帯筋或いは主筋が降伏する場合のいずれか小さい方の値で決まる。

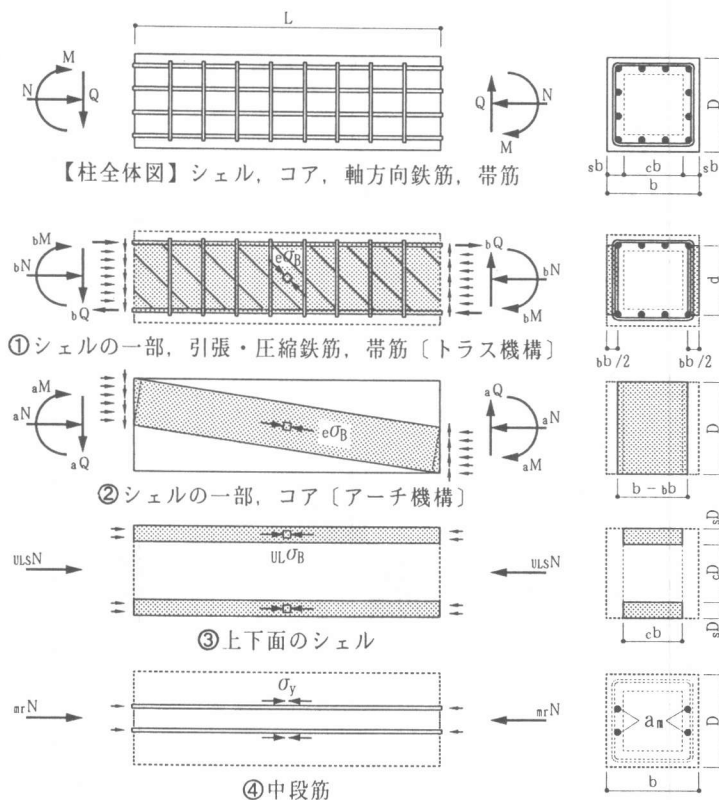


図-5 異種コンクリートで構成されたRC柱のせん断抵抗機構

$$b_b = \min [2 \cdot b \cdot P_w \cdot \sigma_{wy} / (\nu \cdot s\sigma_B), 4 \cdot b \cdot P_t \cdot \sigma_y / \eta / (\nu \cdot s\sigma_B)] \quad (1)$$

ここに、*b*は柱幅、*P_w*、*P_t*は表-1、*σ_{wy}*、*sσ_B*、*σ_y*は表-2による。*ν*は文献[3]により、その値は表-2による。*η*は*L/D*で*L*は部材長さ、*D*は柱せいである。②はアーチ機構を表しており、幅は_b*b*を除いた残りのシェル幅とコア幅の合計(*b* - _b*b*)、せいは*D*とする。この時の強度は、シェル幅部分についてはシェルの強度とするが、コア幅部分については、アーチ作用の範囲内ではより強度が低い場所で破壊すると考え、上下面のシェル部分もコアの強度とする。

ここで、シェルとコア及びトラス機構とアーチ機構に関するコンクリート強度を1種類で表現できれば、本研究で対象とするような柱のせん断耐力の評価式も簡単になる。そこで、トラス機構とアーチ機構におけるコンクリート強度を、式(2)のコンクリート等価強度 $e\sigma_B$ で表す。

$$e\sigma_B = (2 \cdot s_b \cdot \nu \cdot s\sigma_B + c_b \cdot \omega \cdot K \cdot \mu \cdot c\sigma_B) / b \quad (2)$$

ここに、 s_b はシェル平均厚さ、 c_b はコア幅($b - 2s_b$)、 $s\sigma_B$ 、 $c\sigma_B$ は表-2による。 ν 、 ω 、 K 、 μ は異種コンクリートで構成される柱を扱う場合の補正係数であり、具体的には文献[3]により、その値は表-2に示してある。③は上下面のシェルを表しており、圧縮力のみ負担するものとする。この時の強度は、既にアーチ機構でコア強度分を評価しているため、シェル強度からコア強度を引いた強度 $u_L\sigma_B$ とし、式(3)で表す。

$$u_L\sigma_B = \nu \cdot s\sigma_B - \omega \cdot K \cdot \mu \cdot c\sigma_B \quad (3)$$

④は中段筋を表しており、圧縮力或いは引張力のみ負担するものとする。

4.2 せん断耐力評価式

標記柱のせん断耐力は、前述した①~④の耐力を累加することによって得られる。一般化累加の形で表した無次元化圧縮力 $[n = N / (b \cdot D \cdot e\sigma_B)]$ と無次元化せん断力 $[q = Q / (b \cdot D \cdot e\sigma_B)]$ の相互作用図の模式図を図-6に示す。全体の $n-q$ 方程式及び特定点 $n_0 \sim n_7$ については、文献[1, 2]に詳しいので、ここでは、今回の実験範囲である(C)と(D)についてのみ示す。無次元化されたせん断力 q は式(4)と式(5)で、特定点 n_3 は式(6)で表す。

$$q = \delta \{ \sqrt{4n_a(1-n_a) + \eta^2} - \eta \} + \Psi \cdot d_1 \quad (\text{ただし (C) の範囲}) \quad (4)$$

$$q = \delta (\sqrt{1 + \eta^2} - \eta) + \Psi \cdot d_1 \quad (\text{ただし (D) の範囲}) \quad (5)$$

$$n_3 = \delta - 2\Phi + \Psi(d_1 + \eta) - n \text{ ④} \quad (6)$$

$$\delta = (1 - 2\Psi) / 2 \quad n_a = \{ n + 2\Phi - \Psi(d_1 + \eta) \} / (2\delta) \quad \eta = L/D \quad d_1 = d/D$$

$$\Psi = P_w \cdot \sigma_w y / e\sigma_B \quad \Phi = P_t \cdot \sigma_y / e\sigma_B \quad \text{ただし } \Psi > 2\Phi / \eta \text{ の場合は } \Psi = 2\Phi / \eta$$

$$n \text{ ③} = 2c \cdot s \cdot D \cdot u_L\sigma_B / (b \cdot D \cdot e\sigma_B) \quad n \text{ ④} = a_m \cdot \sigma_y / (b \cdot D \cdot e\sigma_B)$$

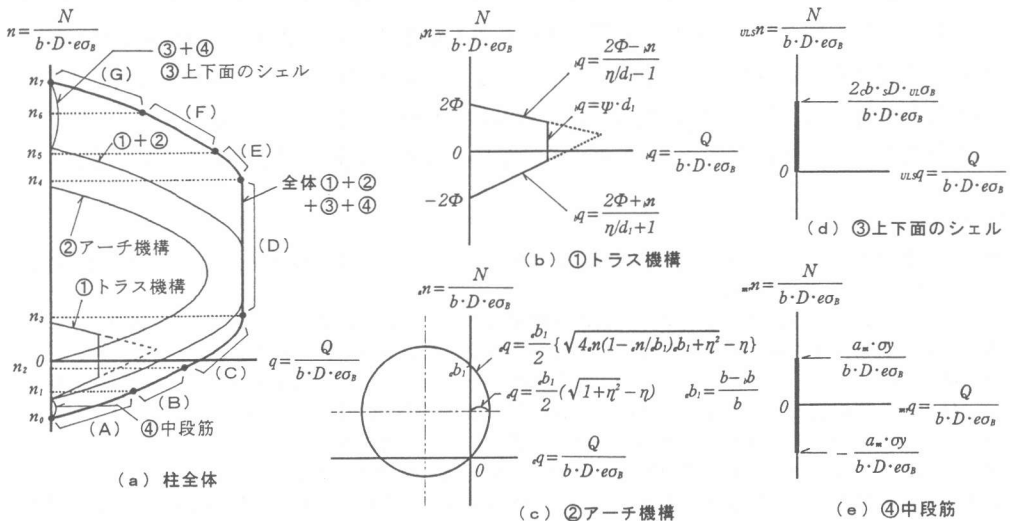


図-6 n-q相互作用図の模式図

ここに、 Q はせん断耐力、 N は作用軸力、 Ψ はせん断補強筋係数、 Φ は引張主筋係数、 d は主筋間距離、 a_m は中段筋断面積、 $n_{\text{③}}$ は上下面のシェルの無次元化圧縮力、 $n_{\text{④}}$ は中段筋係数である。なお、式(4)～式(6)は、文献[1,2]に示されている式に較べて、コンクリート強度が等価強度 $e\sigma_B$ で表されていること及び $n_{\text{③}}$ と $n_{\text{④}}$ が $n_0 \sim n_7$ に付加されていることが異なっている。

4.3 実験値と計算値の対応

全供試体について、4.2で述べた $n-q$ 方程式で求めた軸力とせん断力の相互作用曲線を図-7に示す。併せて、実験時の正負最大水平荷重($\pm Q_m$)をせん断力としてプロットし、最大せん断力時の軸力に応じた計算値及び実験値/計算値(実/計)も示した。主筋がコア内にある供試体(A-5、C-2)の実験値が、計算値を1～2割程度上回っているものの、その他については、実/計の値は0.95～1.08の範囲であり、かなりよい対応を示していることがわかる。

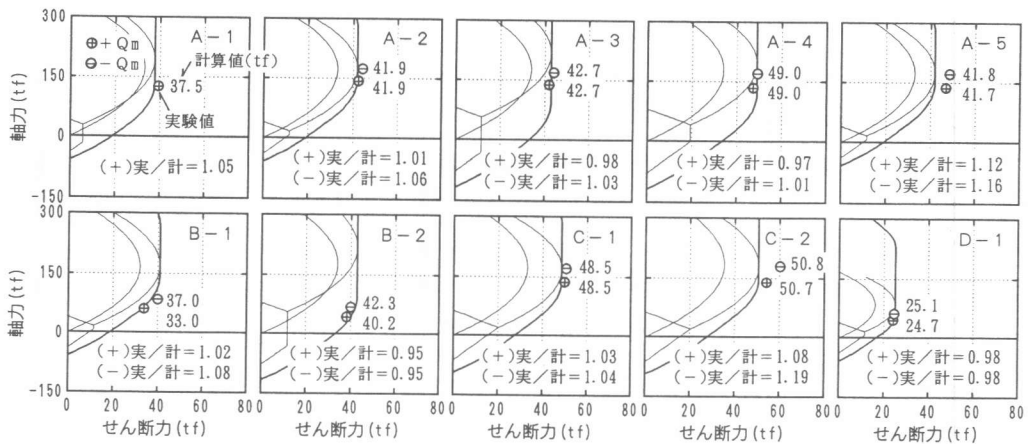


図-7 軸力とせん断力の相互作用曲線と実験値

5. まとめ

異種コンクリートで構成されたRC柱の曲げせん断実験を行った結果、履歴曲線は、最大水平荷重までは紡錘型、最大水平荷重以降は逆S字型を示すこと、帯筋量が増加すれば最大水平荷重も大きくなること、軸力が小さくなると最大水平荷重も小さくなることなど、一般の鉄筋コンクリート柱とほぼ同様な傾向を示すことがわかった。また、異種強度のコンクリートで構成されたRC柱のせん断耐力は、若林・南理論[1,2]を適用し、等価なコンクリート強度及び上下面のシェルと中段筋の圧縮力或いは引張力を考慮することによって、十分評価できることが示された。

参考文献

- [1] 南宏一, 若林実: コンクリート系構造部材のせん断強度について、第2回コンクリート工学年次講演会論文集, pp. 449-452, 1980.6
- [2] 南宏一: せん断を受ける鉄筋コンクリート部材の極限解析について、コンクリート工学協会RC構造のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム論文集, pp. 1-16, 1982.6
- [3] 中西靖直, 浜田公也, 泉田伸二, 南宏一: 遠心成形ハーフプレキャスト角型管を用いた鉄筋コンクリート柱の中心圧縮耐力、日本建築学会構造系論文集, 第492号, pp. 79-88, 1997.2
- [4] 中西靖直, 浜田公也, 杉広邦夫, 南宏一: ハーフプレキャスト管を用いたRC柱の純曲げ性状に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 18, pp. 1247-1252, 1996
- [5] 泉田伸二, 中西靖直, 浜田公也, 南宏一: ハーフプレキャスト管を用いたRC柱の曲げ圧縮性状に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 18, pp. 1253-1258, 1996