

論文

[2010] せん断補強筋の強度による梁のせん断耐力

正会員 高木仁之 (明治大学工学部)

正会員 奥出久人 (明治大学大学院)

正会員 ○ 新田隆雄 (明治大学大学院)

【1】はじめに

筆者らは、昨年度、補強筋の強度が部材のせん断耐力および破壊性状に及ぼす影響をみるために梁のせん断実験を行ったが、付着割裂破壊によって最大耐力が支配されたため、高強度せん断補強筋による補強効果を明確に把握するには至らなかった。そこで本年度は、主筋比と断面寸法を変更し、付着割裂破壊を起こさない条件でせん断補強筋の強度がはりのせん断強度に及ぼす効果を検討した。また、実験に先立って予備実験を行い、付着割裂破壊を起こさないことを確認した。

【2】実験概要

2.1 試験体

試験体一覧を表.1に、試験体の配筋図を図.1に示す。試験体は実大のほぼ 1/2スケールとし、全て矩形梁で21体計画した。試験部分の断面は $b \times D = 20.0 \times 40.0$ (cm) とし、せん断スパン比は、 $a/D = 2.0$ と $a/D = 1.5$ の2種類とした。主筋は上端、下端とも等量とし 5-D23 ($P_t = 3.09\%$) で、せん断破壊を先行させるために高強度の異形PC鋼棒 ($s\sigma_y = 9500 \text{ kg/cm}^2$) を用いた。コンクリートは、普通ポルトランドセメントを用い、粗骨材の

表.1 試験体一覧

試験体名	$w\sigma_y$ (kg/cm^2)	P_w (%)	$P_w \cdot w\sigma_y$ (kg/cm^2)	せん断補強筋	a/D	せん断補強筋形状	ピッチ (cm)
1 B-0	—	0	—	—	—	—	—
2 B-30-046	3560	0.455	16	8φ	2.0	溶接閉鎖型	11.0
3 B-30-121	2910	1.208	35	10φ		溶接閉鎖型	6.5
4 B-60-030	5020	0.295	15	6φ		溶接閉鎖型	9.5
5 B-60-059	5650	0.588	33	8φ		溶接閉鎖型	8.5
6 B-80-019	8830	0.193	17	6φ		溶接閉鎖型	14.5
7 B-80-022S	8400	0.221	19	D6		スパイラル	14.5
8 B-80-046	9190	0.455	42	8φ		溶接閉鎖型	11.0
9 B-80-058S	8580	0.582	50	D8		スパイラル	8.5
10 B-80-059	9190	0.588	54	8φ		溶接閉鎖型	8.5
11 B-80-110S	8190	1.100	90	D10		スパイラル	6.5
12 B-80-121	9160	1.208	111	10φ		溶接閉鎖型	6.5
13 B-120-019	10830	0.193	21	6φ	1.5	溶接閉鎖型	14.5
14 B-120-030	10830	0.295	32	6φ		溶接閉鎖型	9.5
15 B-120-059	10820	0.588	64	8φ		溶接閉鎖型	8.5
16 B-120-121	10870	1.208	131	10φ		溶接閉鎖型	6.5
17 B-150-019	12600	0.193	24	6φ		溶接閉鎖型	14.5
18 B-1.5-0	—	0	—	—		—	—
19 B-1.5-022	8400	0.221	19	D6		スパイラル	14.5
20 B-1.5-058	8580	0.582	50	D8		スパイラル	8.5
21 B-1.5-110	8190	1.100	90	D10		スパイラル	6.5

最大粒径は20(mm)とした。試験時のコンクリート強度は表.3に示す通りで、約 $350 (\text{kg/cm}^2)$ である。また、打ち込み方向は試験体側面からの平打ちとした。せん断補強筋は普通強度と高強度 (0.2% offset耐力、6000, 8000, 12000, 15000 kg/cm^2 級) の計5種類とし、B-1.5シリーズおよびB-80

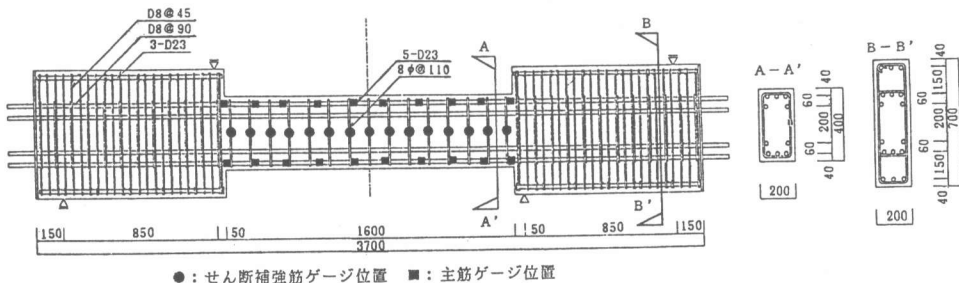


図.1 配筋図及びゲージ位置例 (B-80-046, B-30-046)

シリーズのうち 3 体のみ異形筋角スパイラ

ルを、残りは全て丸鋼の溶接閉鎖型を用いた。また、せん断補強筋の径と間隔を変え
ることによりせん断補強筋比 (P_w) を 0~
1.21% まで変動させた。試験体に用いた鉄
筋の力学的性質を表.2 に示す。

2.2 加力方法

加力装置図を図.2 に示す。加力方法は逆
対称モーメント形式の一方向载荷とし、試
験体の上部に H 鋼の加力ビーム (自重 1.1 t)
) を乗せ、その上から 200(t) アムスラー試
験機を用いて载荷した。加力履歴は P1, P
2, P3 からなる片ぶり 3 サイクル (A-30 シリーズは
2 サイクル) で行った。日本建築学会の規準式を準
用して算定した短期許容せん断力に達してから (P1
サイクル)、一度長期許容せん断力まで除荷し、そ
の後再び荷重を上げて最大耐力を確認し (P2 サイ
クル)、除荷後さらに最大部材角 1/40 (P3 サイクル)
まで加力を行った。

2.3 測定方法

変位の測定には、スタブに取り付けたゲージホル
ダーを用いて梁左右端と試験体中央点との間の相対

変位を測定し、また圧縮縁・引張縁におけるスタブ近傍検長 7cm 間の被試験部の軸方向伸縮も測
定した。主筋及びせん断補強筋にはひずみゲージ (検長 5mm) を各点 2 枚 1 組として貼付し、鉄筋
の歪度を測定した。

【3】実験結果

3.1 実験結果の一覧

せん断ひび割れ耐力
(Q_{sc})、最大耐力 (Q_{max})、最大耐力時
の部材角、破壊モード、
ひずみゲージより得ら
れたせん断補強筋の応
力度 (以下、実応力度
と呼ぶ) を表.3 に示す。
ここで、せん断補強筋
の実応力度は、ひずみ
ゲージより得られた値
の最大値を用いた。ま
た、 $Q-\delta$ 曲線の包絡

表.2 鉄筋の力学的性質

鉄筋の種類	降伏強度 (kg/cm ²)	引張強度 (kg/cm ²)	降伏歪度 ($\times 10^{-4}$)	ヤング率 ($\times 10^6$ kg/cm ²)
30-8.0 ϕ	3560	5030	1870	1.91
30-10.0 ϕ	2910	4090	1620	1.79
60-6.0 ϕ	5020	5420	2560	1.93
60-8.0 ϕ	5650	6050	2780	2.03
80-6.0 ϕ	8830	9810	4580	1.91
80-8.0 ϕ	9190	10200	4840	1.90
80-10.0 ϕ	9160	10070	4770	1.92
80-D 6.0	8400	8830	4450	1.89
80-D 8.0	8580	9140	4470	1.92
80-D 10.0	8190	9050	4220	1.94
120-6.0 ϕ	10830	13350	5660	1.92
120-8.0 ϕ	10820	13440	5790	1.87
120-10.0 ϕ	10870	13620	5640	1.93
150-6.0 ϕ	12600	16870	6610	1.90

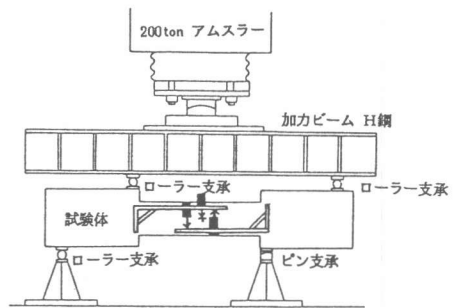


図.2 加力装置図

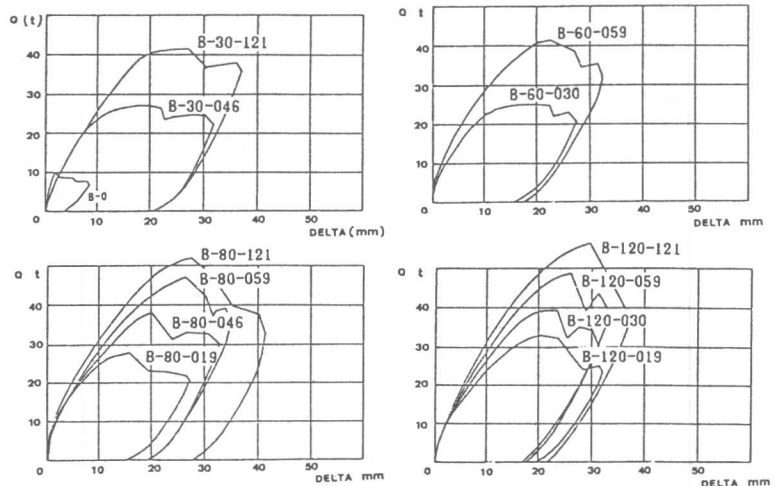


図.3 $Q-\delta$ 曲線

線を図.3に示す。

せん断補強筋比が大ききものほど、また補強筋強度が大ききものほど最大耐力は大きくなり、最大耐力時の部材角も大きくなっている。

表.3 実験結果一覧

試験体名	コンクリート 強度 F_c (kg/cm^2)	せん断ひび割れ耐力 Q_{sc} (ton)		最大耐力		破壊 モード	部材角 Q_{max} 時	補強筋の 応力度 (kg/cm^2)
		L SIDE	R SIDE	Q_{max} (ton)	τ_{max} (kg/cm^2)			
1 B-0	347	8.37	7.02	10.02	17.04	DT	1/579	—
2 B-30-046	335	7.42	8.74	27.39	46.58	SC	1/87	降伏
3 B-30-121	329	8.74	9.43	41.10	69.90	SC	1/60	降伏
4 B-60-030	333	9.01	9.34	25.42	43.23	SC	1/82	降伏
5 B-60-059	336	7.71	8.03	41.85	71.17	SC	1/71	降伏
6 B-80-019	340	8.01	9.66	28.29	48.11	ST	1/101	降伏
7 B-80-022S	343	7.74	7.74	27.98	47.59	ST	1/107	降伏
8 B-80-046	343	6.71	7.71	38.50	65.48	ST	1/79	降伏
9 B-80-058S	344	7.73	7.41	42.66	72.55	ST	1/61	降伏
10 B-80-059	344	7.73	9.67	47.13	80.15	DC	1/60	降伏
11 B-80-110S	345	8.06	7.37	53.81	91.51	DC	1/54	8030
12 B-80-121	345	8.67	7.65	51.73	87.98	DC	1/58	6440
13 B-120-019	352	9.03	11.02	33.05	56.21	ST	1/80	降伏
14 B-120-030	355	10.05	7.71	39.43	67.06	ST	1/69	降伏
15 B-120-059	354	9.73	8.73	48.41	82.33	SC	1/61	10670
16 B-120-121	355	7.73	7.02	55.13	93.76	DC	1/57	7320
17 B-150-019	356	7.74	7.41	31.77	54.03	ST	1/75	降伏
18 B-1.5-0	361	10.03	9.71	13.45	22.87	DT	1/869	—
19 B-1.5-022	360	11.37	11.37	28.70	48.81	ST	1/96	降伏
20 B-1.5-058	361	10.41	10.41	44.77	76.14	DC	1/75	降伏
21 B-1.5-110	362	10.03	10.03	54.19	92.16	DC	1/66	7330

$$\tau_{max} = Q_{max} / b \cdot j$$

【破壊モード】

DT: 斜張力破壊
ST: せん断引張破壊
SC: せん断圧縮破壊

DC: 直接せん断による
圧縮破壊

3.2 破壊モード

最大耐力時の代表的な破壊状況図を図.4に示す。全ての試験体で主筋の引張応力度は $9560(\text{kg}/\text{cm}^2)$ 未満 ($1300 \sim 9520\text{kg}/\text{cm}^2$) で降伏はみられず、また付着破壊もせず、全てせん断破壊した。破壊モードは、大きく分けて、せん断補強筋が降伏したものと、しなかったものの2つに分類でき、せん断補強筋が降伏したものは、補強筋の降伏後、圧縮域でのコンクリートの圧壊によるせん断圧縮破壊 (SC)、斜めひび割れの拡大によるせん断引張破壊 (ST) に分類できる。せん断補強筋が降伏しなかったものは、全て圧縮域でのコンクリートは著しく損傷しているが、はり端圧縮縁の水平変形の進行はみられず、なおかつ、斜めひび割れの拡大も少ない破壊で、圧縮域におけるコンクリートの直接せん断破壊 (DC) と思われる。また、補強筋のない試験体は試験部中央付近に大きなせん断亀裂が急激に発生して最大耐力に至った。

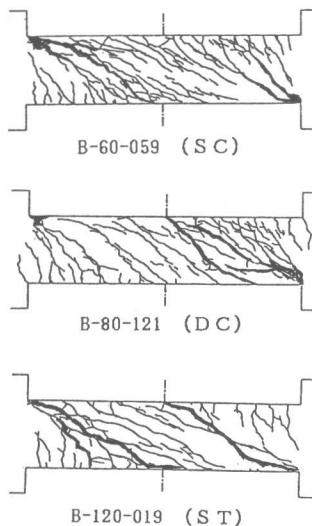


図.4 破壊状況図

【4】実験結果の検討

4.1 せん断補強筋の歪度分布

図.5に各試験体における最大耐力時のせん断補強筋の歪度分布を示す。これらによると、B-30シリーズとB-60シリーズは全て降伏していることが分かる。B-80シリーズとB-120シリーズにおいては、せん断補強筋比が大ききほど補強筋の歪度が小さくなっており、降伏に達していない

ものもある。すなわち、補強筋比が小さな範囲では補強筋の強度が十分に発揮されて最大耐力に至ったが、補強筋比がある程度大きくなるとせん断補強筋が余力を残したまま最大耐力に至っている。

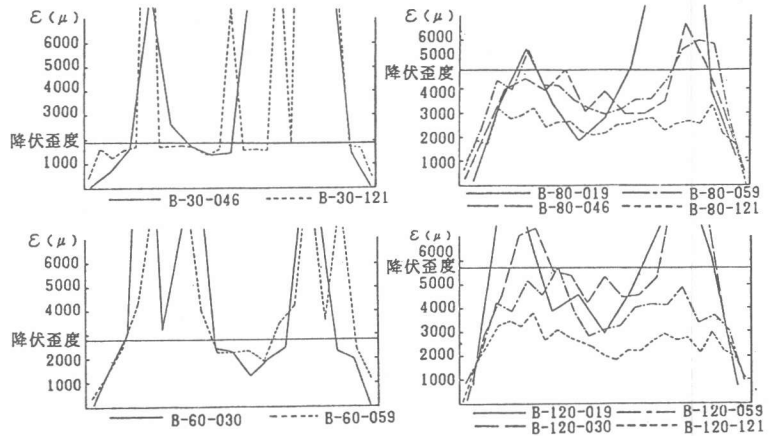


図.5 せん断補強筋の歪度分布

4.2 最大耐力とせん断補強筋比 (P_w) の関係

最大耐力 ($\tau_{u.exp.}$) とせん断補強筋比 (P_w) の関係を図.6に示す。せん断補強筋が降伏する場合、最大耐力は P_w の増大に伴って上昇するが完全な比例関係にはない。また、補強筋の強度の相違による補強効果の相違は明らかである。補強筋が降伏しない場合も最大耐力は P_w に応じて上昇するが、破線で示したように降伏する場合とは全く別の線で表わされる。

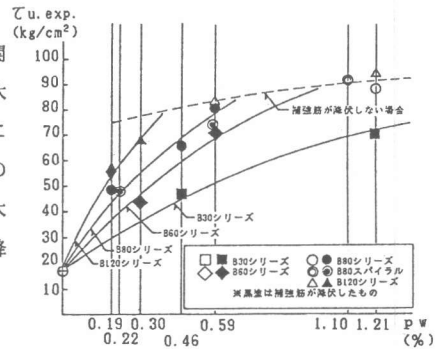


図.6 最大耐力 (τ_{max}) と p_w の関係

4.3 最大耐力とせん断補強筋量 ($P_w \cdot w \sigma_y$) の関係

最大耐力 ($\tau_{u.exp.}$) とせん断補強筋量 ($P_w \cdot w \sigma_y$) の関係を図.7に示す。この図から補強筋が降伏する範囲では、耐力は補強筋量に比例してほぼ直線的に増加し、補強筋強度による相違はあまり明瞭には現れなかった。

4.4 最大耐力と実せん断補強筋量 ($P_w \cdot w \sigma_t$) の関係

最大耐力 ($\tau_{u.exp.}$) と $P_w \cdot w \sigma_t$ の関係を図.8に示す。 $w \sigma_t$ は、せん断補強筋が降伏した場合は $w \sigma_t = w \sigma_y$ とした。この図から、せん断補強筋が降伏する場合も降伏しない場合も含めて、 $P_w \cdot w \sigma_t$ とせん断耐力の関係はほぼ同一の曲線で表されると見ることができよう。

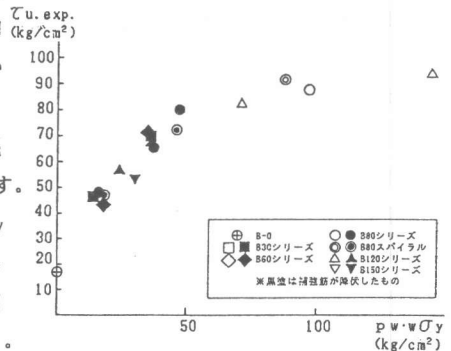


図.7 最大耐力と $p_w \cdot w \sigma_y$ の関係 (τ_{max})

4.5 せん断補強筋比 (P_w) と最大実応力度 ($w \sigma_t$) の関係

せん断補強筋が降伏しない試験体の実応力度 ($w \sigma_t$) と、せん断補強筋比 (P_w) との関係を図.9に示す。図には、図.6より得られるせん断補強筋の降伏しない場合の曲線 (破線) と降伏した場合の補強筋の降伏強度別の曲線 (実線) の延長線との交点におけるせん断補強筋比 (P_w) の交点を推定し、それらの点を●印で併記した。この図から、補強筋の実応力度は、直線に近い曲線で表され、補強筋比 (P_w) が大きいほど小さくなる傾向にある。したがって、高強度せん断補強筋は、せん断補強筋比の小さな範囲で用いることがよ

り有効であることが分かる。また、図.9には有効な補強筋量 ($Pw \cdot w \sigma t$) の限界値と $p w$ の関係を示したが、 $Pw \cdot w \sigma t$ の限界値は一定ではなく $p w$ の増加に応じて増大する傾向があり、本実験においては50~90 (kg/cm^2) であった。

4.6 諸式との適合性

下記に示した3つの算定式による計算値と実験値の比較を図.10~図.12に示す。

(a) 大野・荒川(mean)式との適合性

図.10 は、大野・荒川(mean)式と実験結果の比較である。補強筋のない試験体2体の耐力は、計算値をやや下回ったが、それ以外の試験体の耐力は計算値を大きく上回っている。前報においては、付着割裂破壊したはりについて、大野・荒川(mean)式と対応する強度が得られたが、このことを合わせて考えると、大野・荒川(mean)式は付着割裂破壊した試験結果も含めた実験式となっている可能性があり、このため付着割裂破壊を生じない場合に対しては耐力を過小評価するものと考えられる。

(b) 福原式との適合性

福原は、東京工業大学での実験結果を基に、高強度せん断補強筋を用いたはりのせん断終局強度算定式を提案した。算定式は、せん断引張破壊型とせん断圧縮破壊型の2つに分類され、せん断終局強度は2式のうちの最小値を取り、それによって破壊モードを区別している。

《せん断引張型算定式》

$$st \tau u = s \tau u (Pw=0) + \alpha \cdot Pw \cdot w \sigma y$$

$$\alpha = -5.09 \cdot 10^{-5} \cdot w \sigma y + 1.7$$

$s \tau u (Pw=0)$: 荒川mean式の無補強はり ($Pw=0$) のせん断終局強度

《せん断圧縮型算定式》

$$sc \tau u = 0.124 \cdot Pw \cdot w \sigma y + 820 \cdot Pc + 0.14 \cdot c \sigma B \cdot \sqrt{d/a}$$

(記号は文献参照)

図.11 に、実験値と計算値の比較を示す。計算値は実験値にほぼ適合していることが分かる。しかし、せん断引張破壊したものの中にせん断圧縮破壊型算定式で決定されているものがあり、必ずしも破壊モードが算定式と対応していない。また、せん断補強筋が降伏しない試験体に対しては、破壊モードは対応しているが、計算値による耐力は過小評価となっている。福原はせん断圧縮型に対しても補強効果を $Pw \cdot w \sigma y$ で与えているが、せん断補強筋が降伏していない以上、本来は $w \sigma y$ を含めた表現とするのは矛盾である。しかし、図.7を見ると、補強筋の降伏しないものでも $Pw \cdot w \sigma y$ と耐力の関係はほぼ一定の線で表されており、実用上は式の妥当性が認められた。

(c) 塑性理論式 (A法) との適合性

塑性理論式 A法は、「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針 (案)」において提

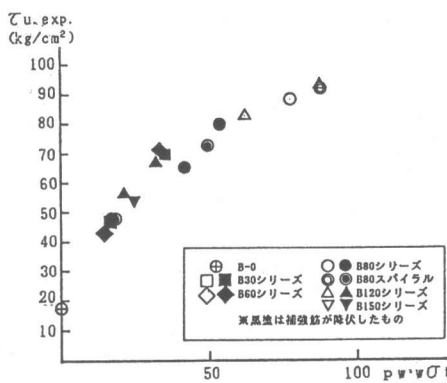


図.8 最大耐力 (τ_{max}) と $Pw \cdot w \sigma t$ の関係

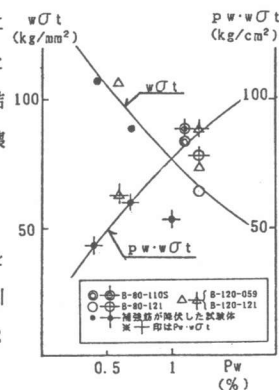


図.9 $w \sigma t$, $Pw \cdot w \sigma t$ と Pw の関係

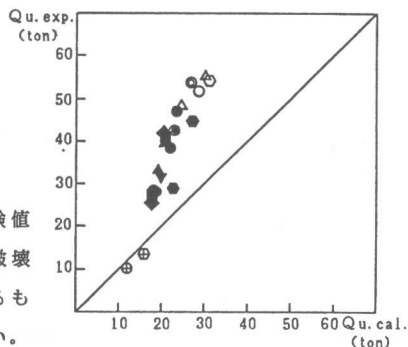


図.10 大野・荒川式との比較

案されたせん断耐力式で、トラス機構と、アーチ機構の和でせん断耐力を与えている。図. 12 に実験値と計算値の比較を示す。計算値は実験値に対して安全側で他の式に比べ適合性は最もよい。この式には、せん断補強筋量 ($P_w \cdot w \sigma_y$) と補強筋の降伏強度 ($w \sigma_y$) それぞれに制限が設けられている。前者はせん断力がトラス機構のみによって負担されるせん断補強限界を意味し、 $P_w \cdot w \sigma_y \leq 0.5 \cdot v \cdot F_c$ とするものであり、後者はせん断補強筋に伝達できる応力度限界を意味し、 $w \sigma_y \leq 25 \cdot F_c$ とするものである。実験結果と算定値は、補強筋が降伏しない範囲においてもよく適合していることから、前者に関しては妥当性が立証される。後者に関しては、 $F_c = 360$ (kg/cm^2) の場合 $w \sigma_y$ は 9000 (kg/cm^2) で頭打ちとなる。しかしながら、本実験において、[B-120-019], [B-120-030], [B-150-019] の3体は、 $w \sigma_y \geq 9000$ (kg/cm^2) にもかかわらず補強筋の降伏が確認され、実験値が計算値を大きく上回った。そこで、 $w \sigma_y \leq 25 \cdot F_c$ の制限を除いてみると計算値に近づき、より良い適合性が得られた。

【5】まとめ

- 1) 付着割裂破壊を起こさない条件で、せん断補強筋の強度が梁のせん断強度に及ぼす効果を把握できた。
- 2) 実験結果は、せん断補強筋が降伏する範囲と降伏しない範囲とに分けることができ、前者の耐力は $P_w \cdot w \sigma_y$ をパラメータとして、後者の耐力は P_w をパラメータとして表すことができる。
- 3) せん断補強筋が降伏しない範囲では、せん断補強筋の実応力度はせん断補強筋比の増大と共に減少する。したがって、高強度せん断補強筋はせん断補強筋比の小さい範囲で用いることがより有効である。
- 4) 付着割裂破壊に支配されない場合、大野・荒川(mean)式は耐力を過小評価する。
- 5) 福原式は、せん断圧縮型算定式の表現に矛盾はあるものの、本実験の結果に対し安全側で比較的よく適合した。
- 6) 塑性理論(A法)は、実験結果とよい適合性を示した。しかし、せん断補強筋強度の制限である $25 \cdot F_c$ については、なお検討の余地がある。

【謝辞】 本実験は、(株)神戸製鋼所、住友金属工業(株)、住友電気工業(株)3社の委託研究費によって行われたものであり、貴重なご助言を賜った高強度せん断補強筋研究委員会の委員の皆様、紙面を借り深く謝意を表します。また、試験体作製及び実験遂行にあたり、黒沢建設(株)の皆様及び卒論生の石田敬子、井上隆司、植松卓二、杉山俊彦、松原洋志の諸氏にご協力いただき、深くお礼申し上げます。

- 【参考文献】 1) 奥出久人、狩野芳一他：せん断補強筋の強度がRC梁のせん断耐力に及ぼす影響について、第10回コンクリート工学年次論文報告集，1988年10-3，PP. 623～628
- 2) 福原正志、その他：高強度せん断補強筋を用いたはりのせん断圧縮破壊型せん断終局強度算定式，第10回コンクリート工学年次論文報告集，1988年10-3，PP. 663～668

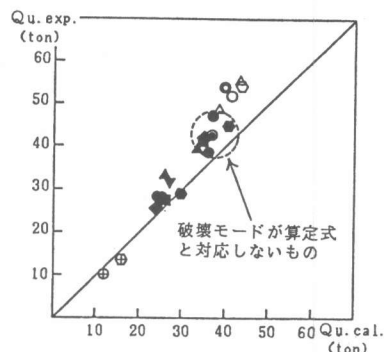


図. 11 福原式との比較

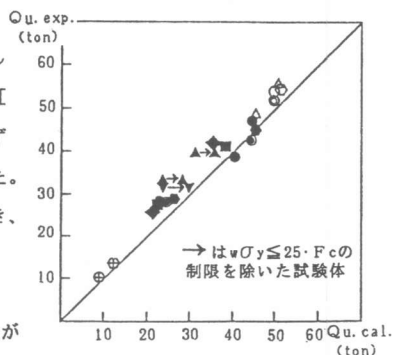


図. 12 塑性理論式A法との比較