

論文 高強度材料を用いた RC 梁部材のせん断耐力に関する実験的研究

下野 一行*¹・柏原 茂*²・佐藤 勉*³・松岡 茂*⁴

要旨：高強度材料を用いた構造物の設計を行う場合，その耐力算定手法やひび割れに対する安全性について十分に検討しておく必要がある．本論では，高強度材料を用いた鉄筋コンクリート梁による載荷実験を行い，既往のせん断耐力算定手法を用いた適用性の検討を行った．検討の結果，既往の算定手法を用いて概ね妥当に評価できる結果となった．

キーワード：高強度材料，鉄筋コンクリート，せん断耐力

1. はじめに

高強度材料を RC 部材に適用すれば，一般に断面の縮小化が可能となる．しかし梁部材への適用にはせん断耐力や使用時のひび割れの評価が重要となる．

高強度のコンクリートおよび鉄筋を用いた RC 部材のせん断耐力評価式については，建築の分野ではアーチ作用とトラス作用を考慮した評価手法[1]がすでに提案されている．また高強度材料である連続繊維補強材を用いた場合のせん断耐力の評価は，文献[2]において解析的な検討に基づき，土木学会コンクリート標準示方書^[3]の算定式との整合を考慮した算定式が示されている．

文献[4]では文献[2]の考えに基づき，高強度鉄筋の場合にも同様な考え方が適用できるとした方法が示されている．これは，普通強度の RC 部材のせん断耐力評価式と同様にトラス理論に準じ，せん断補強鉄筋の応力度に制限を加えることによって評価したものである．しかしこの耐力算定手法に対する適用性については，実験結果等に基づいて，十分な検証が行われていないのが現状である．

本論文では，高強度材料を用いた RC 梁の供試体を用いて載荷実験を行い，既往のせん断耐力算定手法^[4]による検証を行うことを目的にしたものである．

2. 実験概要

2.1 供試体の形状および諸元

供試体形状および諸元を，表-1および図-1に示す．

各供試体の主たるパラメータは，供試体断面幅，せん断補強鉄筋の有無，直径および配置間隔とした．なおせん断スパンと有効高さの比 (a/d) は，すべての供試体において 3.0 となるようにした．

使用したコンクリートの試験時の圧縮強度を表-1に，鉄筋の引張降伏強度等の材料特性を表-2に示す．

2.2 載荷方法および測定項目

載荷は2点対称の単調載荷とした．測定は，変形（たわみ），ひずみ量（鉄筋およびコンクリート），ひび割れおよび破壊性状について行った．

3. ひび割れおよび破壊状況

供試体が破壊するまでの荷重-変位の関係を図-3に，破壊時の荷重（2点載荷の片側分の荷重： P_{max} ）を表-3および表-4に示す．

せん断補強鉄筋を有する供試体 No1, No2, No3, No4 は，スパン中央付近に曲げひび割れが発生し，載荷荷重の増加とともに荷重載荷点間の等曲げ区間に曲げひび割れが 50~200mm の間隔で

*1,*2,*3 (財) 鉄道総合技術研究所 構造物技術開発事業部 橋梁担当 (正会員)

*4 鉄建建設 (株) エンジニアリング本部 技術研究所 研究第二部土木研究室 (正会員)

表-1 供試体形状および諸元

供試体	供試体断面寸法			コンクリート			軸方向鉄筋				せん断補強鉄筋			
	b (mm)	h (mm)	d (mm)	圧縮強度 f_c (N/mm ²)	弾性係数 E_c (N/mm ²)	引張強度 f_t (N/mm ²)	呼び名	本数 n	中心間隔 C_s (mm)	鉄筋比 ρ_c (%)	呼び名	鉄筋間隔 (mm)	鉄筋比 ρ_w (%)	ρ_c/ρ_w
No1	600	450	400	75.02	39733	2.86	D32	7	73.30	2.316	D10	200	0.119	19.48
No2	525	450	400	78.10	42300	4.06	D32	6	73.00	2.269	D10	200	0.136	16.70
No3	435	450	400	78.22	40233	3.22	D32	5	68.75	2.282	D10	200	0.164	13.92
No4	350	450	400	79.51	43000	3.89	D32	4	53.30	2.269	D13	300	0.241	9.40
No5	600	450	400	79.73	38467	4.25	D32	7	73.30	2.316	—	—	—	—
No6	525	450	400	79.08	37633	3.76	D32	6	73.00	2.269	—	—	—	—
No7	435	450	400	77.31	38333	4.41	D32	5	68.75	2.282	—	—	—	—
No8	350	450	400	75.94	39933	4.22	D32	4	53.30	2.269	—	—	—	—

発生し、断面高さの6～7割程度まで上下に伸展した後は伸展しなかった。せん断スパン内に斜めひび割れが発生し、その後伸展した。斜めひび割れが供試体の圧縮縁付近まで達し、圧縮部のコンクリートの破壊とともにせん断破壊した。図-2 (a) に供試体 No1 のひび割れ発生状況を示す。

せん断補強鉄筋を有しない供試体 No5, No6, No7, No8 は、発生した曲げひび割れが供試体断面高さの半分程度に達した後、支点付近からせん断ひび割れが供試体のせん断スパン内で圧縮縁付近まで伸展した。せん断ひび割れは、一方のせん断スパン内でせん断ひび割れが発生した後、もう一方のせん断スパン内にも発生した。No5～No8 の供試体ではせん断ひび割れが発生した段階で、一担荷重が低下したが、せん断ひび割れが供試体上縁まで貫通せず再び荷重は増加した。このため、図-3 のような荷重-変位の関係を示した。その後コンクリート圧縮縁付近の破壊とともに荷重は低下し破壊した。

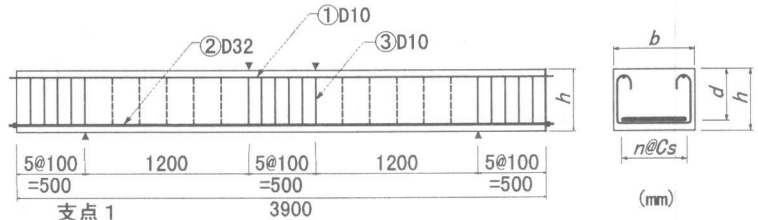
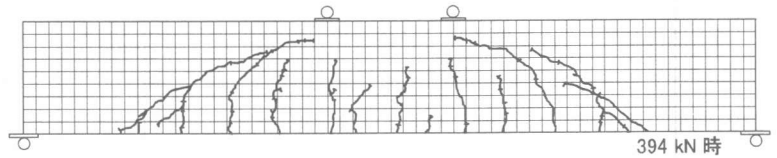
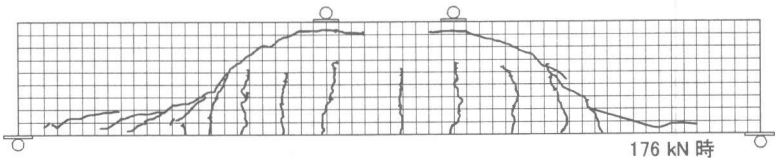


図-1 供試体形状および配筋



(a) 供試体 No.1



(b) 供試体 No.8

図-2 ひび割れ発生状況

表-2 鉄筋の材料特性

呼び名	記号	引張降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	降伏ひずみ $\times 10^{-3}$	弾性係数 (kN/mm ²)
D10	USD785	1048	1128	7804	181
D13	USD785	982	1111	8292	156
D32	USD685	742	916	3381	219

なお、No1～No8 のすべての供試体がせん断破壊したが、供試体 No8 については、破壊荷重に達する前にせん断ひび割れが軸方向鉄筋に沿

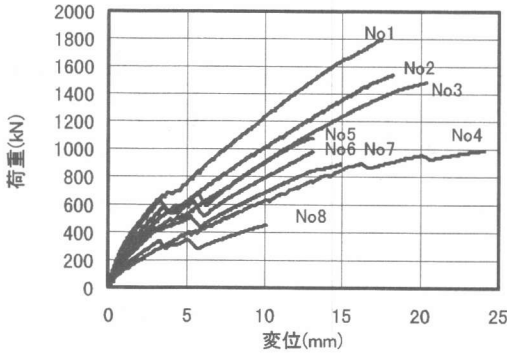


図-3 荷重-変位の関係

って支点側へ伸展するひび割れが他の供試体に比べて顕著であった(図-2(b)参照)。なお、供試体 No8 は、軸方向鉄筋の中心間隔が最も狭くかつせん断補強鉄筋を配置していない供試体である。

4. せん断補強鉄筋を有しない梁のせん断耐力の評価

せん断スパン比(a/d)が 3.0 でせん断補強鉄筋を有しない供試体 (No5~No8) について、式(1)(文献[3],[5])を用い実験結果との対応を検討した。

$$V_c = 0.20(0.75 + 1.4d/a) \cdot f_c^{N/3} \cdot \beta_d \cdot \beta_p \cdot b_w \cdot d \quad \dots\dots\dots(1)$$

ここに、 V_c : せん断耐力 (N)

f_c^N : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)

$\beta_p = \sqrt{100\rho_c} \leq 1.5$ $\beta_d = \sqrt{1000/d} \leq 1.5$

b_w : 梁のウェブ幅 (mm) d : 有効高さ (mm)

ρ_c : せん断引張鉄筋比 $\rho_c = A_S / (b_w \cdot d)$

A_S : 軸方向引張鉄筋の断面積 (mm²)

a/d : せん断スパンと有効高さとの比

実験による最大荷重(P_{max})と式(1)による計算値($V_{c,cal}$)を表-3および図-4に示す。表-3および図-4に示すように、実験値は式(1)の算定値の1.0~1.5倍程度となっている。

供試体 No8 の $P_{max}/V_{c,cal}$ が No5~No7 に比べて小さくなっているが、これは3.に示したように軸方向鉄筋に沿った付着割裂ひび割れの影響があったものと推定される。

表-3および図-4にせん断ひび割れ発生荷重と、式(1)による計算値($V_{c,cal}$)との比較も合わせて示した。表-3および図-4で P_1 は最初に供試体にせん断ひび割れが発生した時点の荷重(図-3に示す最初に荷重低下したときのピーク荷重)で、 P_2 は P_1 の後に新たなせん断ひび割れが発生した時点の荷重を示している。 P_1 および P_2 は、 $V_{c,cal}$ の 70~80%、最大荷重 P_{max} の 50~70% 程度の荷重に相当している。なお、試験に使用したコンクリートの圧縮強度と引張強度との関係を図-5に示す。今回用いた配合のコンクリートは、図-5に示すように普通強度コンクリートの圧縮強度と引張強度の関係式^[6]に比較し、引張強度が小さいこと、さらに、本実験では粗骨材として6号碎石(粗骨材最大寸法 13mm)を使用したため、ひび割れ面での骨材のかみ合わせ効果が 20~25mm の粗骨材を使用した場合に比べて小さいこと等のため、

表-3 せん断補強鉄筋を有しない供試体の実験値と計算値の比較

供試体	実験値			計算値	$P_{max}/V_{c,cal}$	$P_1/V_{c,cal}$	$P_2/V_{c,cal}$
	P_{max} (kN)	P_1 (kN)	P_2 (kN)	$V_{c,cal}$ (kN)			
No5	538	320	345	418	1.288	0.765	0.824
No6	490	290	311	362	1.353	0.801	0.858
No7	445	215	260	298	1.491	0.720	0.871
No8	227	169	176	238	0.954	0.710	0.738

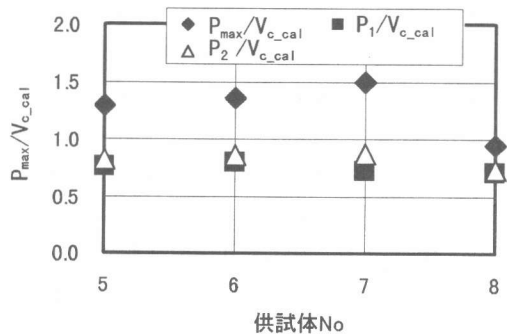


図-4 せん断耐力の比較 1

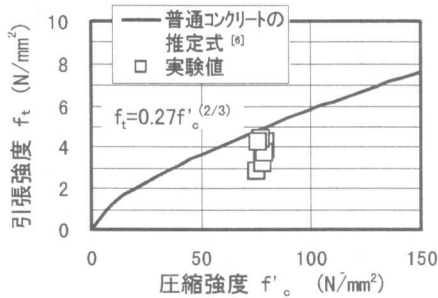


図-5 コンクリートの圧縮強度と引張強度の関係

比較的早い段階でせん断ひび割れが発生し、その時点での荷重低下も顕著になったものと考えられる。

5. せん断補強鉄筋を有する梁のせん断挙動

5.1 せん断補強鉄筋のひずみ挙動

既往のせん断耐力評価式^{[3],[4]}では、せん断補強鉄筋として有効とみなせる応力度に制限を設けている。そこで高強度鉄筋をせん断補強鉄筋として用いた場合、載荷荷重の増加に伴うせん断補強鉄筋のひずみ挙動を調べた。供試体 No1~No4 に配置したせん断補強鉄筋とひずみゲージの位置関係を図-6 に示す。ひずみゲージは各せん断補強鉄筋に1枚ずつ供試体断面高さの中央に貼付けた。

図-7、図-8 に、供試体 No1, No2 のせん断補強鉄筋に貼付けたゲージのひずみ量を示す。供試体 No1, No2 は、せん断補強鉄筋比が 0.1% 程度のものである。図-7、図-8 では最大荷重 P_{max} 時および、 $4/6P_{max}$ 、 $5/6P_{max}$ 時のひずみ量を示している。なお、図-1 における支点1から載荷点側に向かう方向への距離を横軸とした。

図-7、図-8 よりせん断補強鉄筋の一部が、最大荷重に達する以前に降伏ひずみに達していることがわかる。

また、図-9 に本実験でせん断補強鉄筋量 ($p_w = 0.241\%$) が最も多い No.4 供試体のひずみ挙動を示す。図-9 より、せん断補強鉄筋量が多い場合には、降伏ひずみに達する前に部材が破壊に至っていることがわかる。

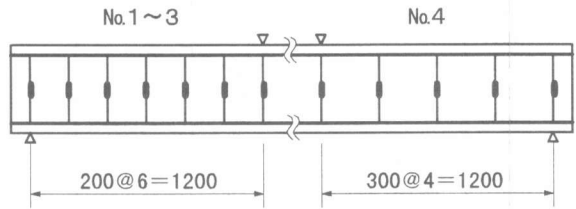


図-6 ひずみゲージの配置位置

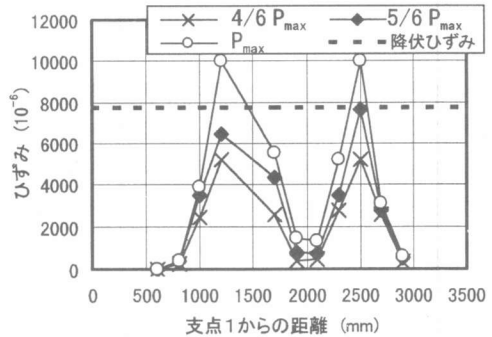


図-7 せん断補強鉄筋のひずみ量 (No.1)

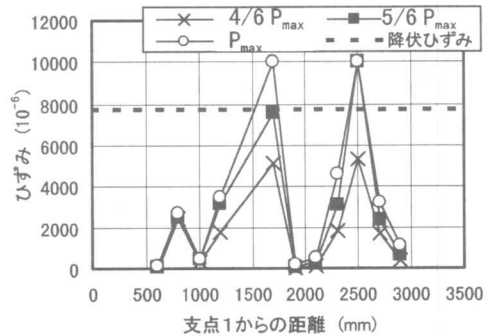


図-8 せん断補強鉄筋のひずみ量 (No.2)

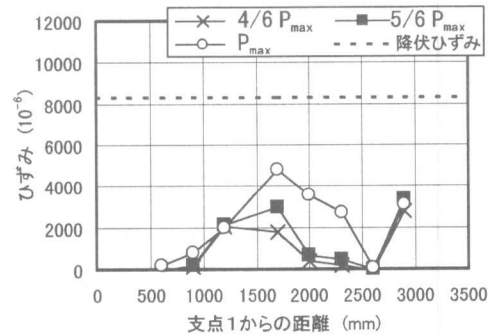


図-9 せん断補強鉄筋のひずみ量 (No.4)

5.2 セン断耐力評価式との比較

せん断補強鉄筋を有する場合のせん断耐力について、既往の算定式(2)との比較を行う。なお式(2)において、せん断補強鉄筋の引張降伏強度は以下に示す(a)(b)(c)の3通りの仮定に基づいて求めた。なお(b)の仮定は文献[4]より、(c)の仮定は文献[3]に基づくものである。

$$V_y = V_c + V_s \quad \dots\dots\dots(2)$$

ここに、

- V_y : 棒部材のせん断耐力 (N)
- V_c : せん断補強鉄筋を用いない棒部材のせん断耐力で、式(1)による。(N)
- V_s : せん断補強鉄筋により受け持たれる棒部材のせん断耐力 (N)

$$V_s = \{A_w \cdot f_{wy} \cdot (\sin \theta_s + \cos \theta_s) / S_s\} \cdot z$$

A_w : 区間 S_s におけるせん断補強鉄筋の総断面積 (mm^2)

(a) f_{wy} : せん断補強鉄筋の引張降伏強度 (N/mm^2)

(b) $f_{wy} \leq 20(f_c')^{1/2}(p_c/p_w)^{1/2}$ かつ $700\text{N}/\text{mm}^2$

(c) $f_{wy} \leq 400\text{N}/\text{mm}^2$

p_w : せん断補強鉄筋比

θ_s : せん断補強鉄筋が部材軸となす角度

S_s : せん断補強鉄筋の配置間隔

z : 圧縮応力の合力の作用位置から引張鉄筋の図心までの距離で、 $d/1.15$ とする。

せん断耐力の計算値と実験値との検討結果を表-4 および図-10 に示す。

表-4 より、示方書^[3]で規定されているせん断補強鉄筋の応力度を $f_{wy} \leq 400\text{N}/\text{mm}^2$ とする(c)の計算方法では、各供試体とも実験値を過小に評価しており、特に供試体 No1~No3 が顕著となっている。

今回の実験の範囲では、 f_{wy} に引張降伏強度を用いて算定した方法(a)が最も実験結果との整合が良い結果となっている。しかし、せん断補強鉄筋が降伏ひずみに達しなかったNo4 供試体については過大評価となる傾向があることから、(b)のような f_{wy} に一定の制限を設定する必要があると考えられる。

図-10 に、せん断補強鉄筋比と軸方向引張鉄筋比の比(p_c/p_w)と実験値に対する計算値(f_{wy})を(a)(b)(c)の仮定に基づいて計算)の比との関係を示す。

f_{wy} にせん断補強鉄筋の引張降伏強度を用いて計算した場合(a)では、 p_c/p_w が 10 程度では $P_{max}/V_{y,calc}$ が小さくなる傾向が見られている。これより文献^[2]で示されているように p_c/p_w の影響をせん断耐力の評価において考慮することも有効であると考えられる。ただし今回の実験範囲では、 p_c を一定とし p_w を変化させて実験しているため、 p_c の変化による影響について今後確認する必要がある。

V_y の計算値において、 V_c は式(1)による計算値を用いている。しかし4. で示したように、 V_c の計算値は実験値を過小に評価している。

表-4 セン断補強鉄筋を有する供試体の実験値と計算値の比較

供試体	実験値 P_{max} (kN)	(a)		(b)		(c)		(d)		
		$V_{y,calc}$ (kN)	$P_{max}/V_{y,calc}$	$V_{y,calc}$ (kN)	$P_{max}/V_{y,calc}$	$V_{y,calc}$ (kN)	$P_{max}/V_{y,calc}$	M_u (kN·m)	V_{Mcal} (kN)	P_{max}/V_{Mcal}
No1	897	690	1.30	580	1.55	507	1.77	1536	1280	0.70
No2	769	641	1.20	531	1.45	458	1.68	1374	1145	0.67
No3	742	579	1.28	463	1.60	397	1.87	1144	954	0.78
No4	494	530	0.93	403	1.23	357	1.38	932	776	0.64

(a) : 式(2)で f_{wy} に引張降伏強度を用いた場合

(b) : 式(2)で $f_{wy} \leq 20(f_c')^{1/2}(p_c/p_w)^{1/2}$ かつ $700\text{N}/\text{mm}^2$ とした場合

(c) : 式(2)で $f_{wy} = 400\text{N}/\text{mm}^2$ とした場合

(d) : コンクリートの終局圧縮ひずみを0.0025として求めた曲げ耐力(M_u)時のせん断力の計算値 V_{Mcal}

そこで V_c の実験値と計算値との差の影響を取り除くため、せん断補強鉄筋により受け持たれるせん断耐力 V_s での比較を試みた。検討結果を図-11 に示す。実験値の $V_{sl,ex}$ は、同じ断面形状および諸元を有する供試体でせん

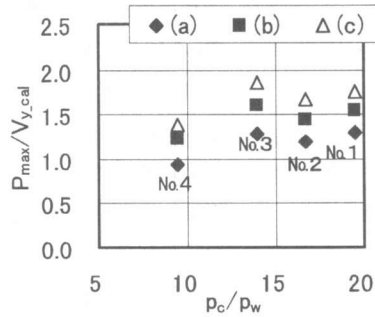


図-10 せん断力の比較2

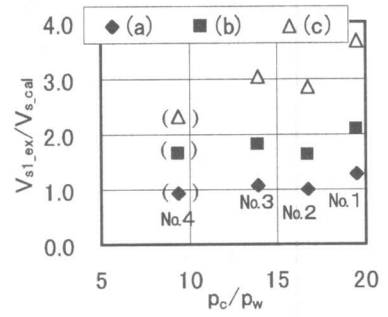


図-11 せん断力の比較3

断補強鉄筋がない供試体の P_{max} を $V_{c,ex}$ と仮定して、せん断補強鉄筋を有する各供試体の P_{max} から差し引いたものを $V_{sl,ex}$ とした。なお V_c の値は同一断面でもせん断補強鉄筋量の違いにより変化することが報告され、文献[7]ではこの考えに基づいたせん断耐力の評価方法が示されているが、No1~No4 供試体に対応する $V_{c,ex}$ は、表-3 中のそれぞれ No5, No6, No7 および No8 の P_{max} になるものと仮定し用いている。

$V_{sl,ex}$ とせん断補強鉄筋の引張降伏強度を用いて求めた $V_{s,cal}$ とは供試体 No1~No3 いずれも概ね一致する結果となった。

なお No4 については、No8 の実験値が付着割裂ひび割れの影響により $V_{c,ex}$ はやや小さくなっていることから、参考値として () 書きで示した。

6. まとめ

今回実施した実験の適用範囲内において得られた結果を以下にまとめて示す。

1. せん断補強鉄筋を有しない梁の試験においては、せん断ひび割れが発生した後一担荷重が低下したがその後荷重は増加し、概ね式 (1) により、安全側にせん断耐力を評価できる。
2. せん断補強鉄筋を有する梁においてせん断補強鉄筋比が小さい場合 (今回の試験では $p_w \leq 0.164\%$)、せん断補強鉄筋のひび割れは、せん断破壊時に降伏ひび割れを超えている。

一方せん断補強鉄筋比が大きくなると、せん断補強鉄筋が降伏ひび割れに達する前にせん断破壊した。

3. せん断補強鉄筋を有する梁のせん断耐力は、本研究の範囲において、 p_w あるいは p/p_w に適切な制限を設定すれば、現示方書^[3]に記述されている式(2)の V_s の計算におけるせん断補強鉄筋降伏強度の制限値を緩和できるものと考えられる。

参考文献

- [1] 小谷俊介・上之菌隆志：高強度コンクリートおよび高強度鉄筋を用いた部材の構造性能，コンクリート工学，Vol. 32, No. 10, pp. 28-35, 1994. 10
- [2] 土木学会コンクリート・ライブラリー第 88 号：連続繊維補強材を用いたコンクリートの設計・施工指針(案)，pp. 18-24, pp. 174-181, 1996. 9
- [3] 土木学会：コンクリート標準示方書[設計編]，pp. 60-65, 1996
- [4] 超高性能コンクリート構造物設計・施工指針に関する委員会：超高性能コンクリート構造物設計・施工指針(案)，pp. 44-47, pp. 63-66, 1996. 3
- [5] 二羽淳一郎，他：せん断補強鉄筋を用いない RC はりのせん断強度式の再評価，土木学会論文集，第 372 号/V-5, pp. 167-176, 1986. 8.
- [6] 岡村 甫：コンクリート構造の限界状態設計法[第 2 版]，共立出版，pp. 15-24, 1984
- [7] 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. 106-116, 1990