

PCげたのウェブ圧縮破壊耐力 に及ぼす斜引張鉄筋量の影響

Influence of Amount of Stirrups on Compressive Strength
of Web in Prestressed Concrete Girders

藤原 稔* 箕作光一** 井川敏正*** 杉山 純****

by Minoru Fujiwara, Koichi Minosaku, Toshimasa Ikawa and Jun Sugiyama

This paper describes the result of static loading test for 9 large-size PC girder specimens with span of 9m. The loading test was carried out to examine the influence of amount of stirrups on the shear strength of PC girder when the web compression failure occurs. Consequently, it is ascertained that when the web compression failure is not influenced by the yielding of stirrups, its shear strength is twice or more the values specified in the Specifications for Highway Bridges III.

1. まえがき

PCげたの主な終局限界状態としては、曲げ破壊とせん断破壊が挙げられる。これらのうち、曲げ破壊時の耐力については精度の高い算定方法が既に確立されている¹⁾。一方、せん断破壊には斜引張鉄筋の降伏による斜引張破壊と斜めひび割れ間のコンクリート部分の破壊によるウェブ圧縮破壊が挙げられるが、これらの破壊は斜引張鉄筋量、プレストレス力などの多くの因子の影響を受けるため、耐力の算定方法が確立されているとはいえない状況にある。その中でも、ウェブ圧縮破壊耐力に関しては、これに及ぼす斜引張鉄筋量およびプレストレス力の影響等の把握が不十分であり^{2)~4)}、各国の設計基準においてもそれらの評価が異なっているのが現状である。

本研究では、こうした点を考慮し、特にPCげたのウェブ圧縮破壊耐力に及ぼす斜引張鉄筋量の影響を把握するために、けた高1.2m、スパン9mを有する大型供試体9体による静的載荷実験を行った。以下、その結果の概要について述べる。

* 建設省土木研究所構造橋梁部橋梁研究室長

(〒305 つくば市大字旭一番地)

** 建設省土木研究所構造橋梁部橋梁研究室研究員

(〒305 つくば市大字旭一番地)

*** 建設省四国地方建設局徳島工事事務所

(〒707 徳島市上吉野町3丁目35)

**** 建設省土木研究所構造橋梁部橋梁研究室

(〒305 つくば市大字旭一番地)

2. 実験方法

表-1 供試体の主要諸元

供試体	コンクリートの強度		支間中央での有効 ¹⁾		斜引張鉄筋 の配置間隔 ²⁾ (cm)	軸 方 向 鋼 材		
	圧縮強度 (kg/cm ²)	引張強度 (kg/cm ²)	プレストレス (kg/cm ²)			上 側	下 側	
			上 側	下 側			PC鋼棒	異形鉄筋
A	3 2 0	3 2 . 2	- 1 6 . 4	1 0 6 . 9	5	SBPR 95/120, φ 26 : 6 本 (シース無)	SBPR 95/120, φ 26 : 10 本 (φ 40シース)	SD35, D25 : 4 本
B	3 8 1	3 4 . 7	- 1 6 . 8	1 0 9 . 1	6 (7 0)			
C	2 7 5	2 4 . 2	- 2 0 . 7	1 3 5 . 0	1 0			
D	3 1 4	3 0 . 6	- 1 . 1	6 . 8	1 0			
E	3 1 3	2 8 . 6	- 2 0 . 4	1 3 2 . 5	1 4			
F	3 4 9	3 0 . 4	- 1 6 . 2	1 0 5 . 8	2 0			
G	3 6 0	2 9 . 2	- 2 1 . 4	1 3 7 . 9	3 0			
H	4 0 2	2 9 . 3	- 0 . 5	3 . 2	3 0			
I	3 2 5	2 9 . 5	- 2 0 . 6	1 3 4 . 5	4 0			

注) 1) 支間中央での有効プレストレスは、負か引張、正か圧縮を示す。
2) 斜引張鉄筋は、供試体BにSBPR95/110φ13を用いたほかは、すべてSD35 D13を用いた。
供試体Bのカッコ内の数値はSBPR95/110, φ13の配置間隔を示す。

2.1 供試体

図-1 および表-1 に、それぞれ供試体の寸法および諸元を示す。供試体の数量はAからIまでの計9体であり、いずれもけた長9.6m、けた高1.2m、ウェブ厚14cmのPCTげたである。軸方向鋼材としては、上フランジに直径26mmのPC棒鋼6本、下フランジに直径26mmのPC棒鋼10本とD25の鉄筋4本をそれぞれ直線配置した。また、斜引張鉄筋についてはD13の鉄筋を使用し、図-2に示すように配置した。なお、PC鋼棒の定着はディバーク方式によった。コンクリートの圧縮強度および引張強度は、載荷試験直前に行ったシリンダー試験(10×20cm)による値であり、それぞれ275～402kg/cm²および24.2～34.7kg/cm²の範囲にある。斜引張鉄筋の配置にあたっては、ウェブ圧縮破壊耐力に及ぼす斜引張鉄筋量の影響を把握するために、供試体Aから供試体Iの配置間隔をそれぞれ5cmから40cmまで変化させた。ただし、供試体Bには、供試体Aと同一の斜引張鉄筋量となるように異形鉄筋に加えてPC鋼材を配置し、斜引張鉄筋としてPC鋼材を用いたPCTげたのウェブ圧縮破壊耐力について検討した。

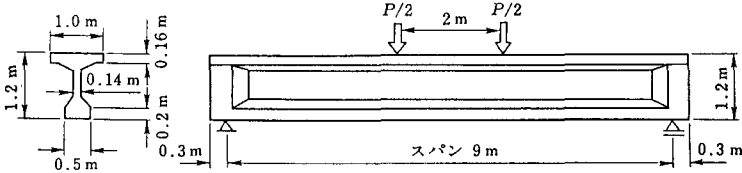


図-1 供試体の形状・寸法および載荷方法

なお、ウェブ圧縮破壊耐力に及ぼすプレストレスの影響をみるために、斜引張鉄筋の配置間隔がそれぞれ10cmと同じ供試体Cおよび供試体Dの支間中央下フランジの有効プレストレス(以下では、単にプレストレスと略す)をそれぞれ135.0kg/cm²および6.8kg/cm²、また斜引張鉄筋の配置間隔が30cmと同じ供試体Gおよび供試体Hのプレストレスをそれぞれ137.9kg/cm²および3.2kg/cm²と変えている。ここで、プレストレスは、ひずみゲージで測定したPC鋼棒の有効引張応力を用いて計算によって求めている。

2.2 載荷方法

供試体のスパンを9mとし、載荷桁を用いてスパン中央に対して対称な2点において荷重を静的に加えた。載荷方法については、軸方向鋼材が降伏するまで荷重制御方式とし、その後軸方向鋼材の降伏時荷重と零荷重の間で10回程度繰り返し載荷を行ったあと、供試体が破壊するまで変位制御方式とした。

実験では、各荷重段階ごとに、鉛直たわみ、斜引張鉄筋や軸方向鋼材のひずみおよびウェブや上下フランジのコンクリート表面のひずみを測定した。また、ウェブのコンクリート表面には10cm間隔の標点を設け、ひび割れ幅測定用変位計を用いて斜めひび割れ幅の測定を行った。

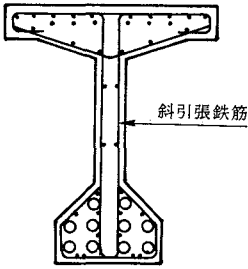


図-2 斜引張鉄筋の配置形状

3. 実験結果とその考案

3. 1 実験結果

3. 1. 1 破壊性状と耐荷力

(1) 各供試体の破壊状況

図-3に、各供試体の破壊後の状況を示す。すべての供試体とも外観上はウェブのコンクリートの圧縮破壊を伴って耐荷力を失った。その破壊は、曲げひび割れや斜めひび割れが上フランジまで進展した段階で、載荷点直下を中心に生じた。各供試体の破壊時の状況について述べると、供試体Aから供試体Cの場合には、ウェブ表面からコンクリート細粉が連続的に落下し始めた後に、コンクリート片が飛散するような急激な破壊を呈した。これに対して、供試体Dから供試体Iの破壊は、変形の増加につれて崩れ落ちるコンクリート片がしだいに増加するような緩やかなものであった。

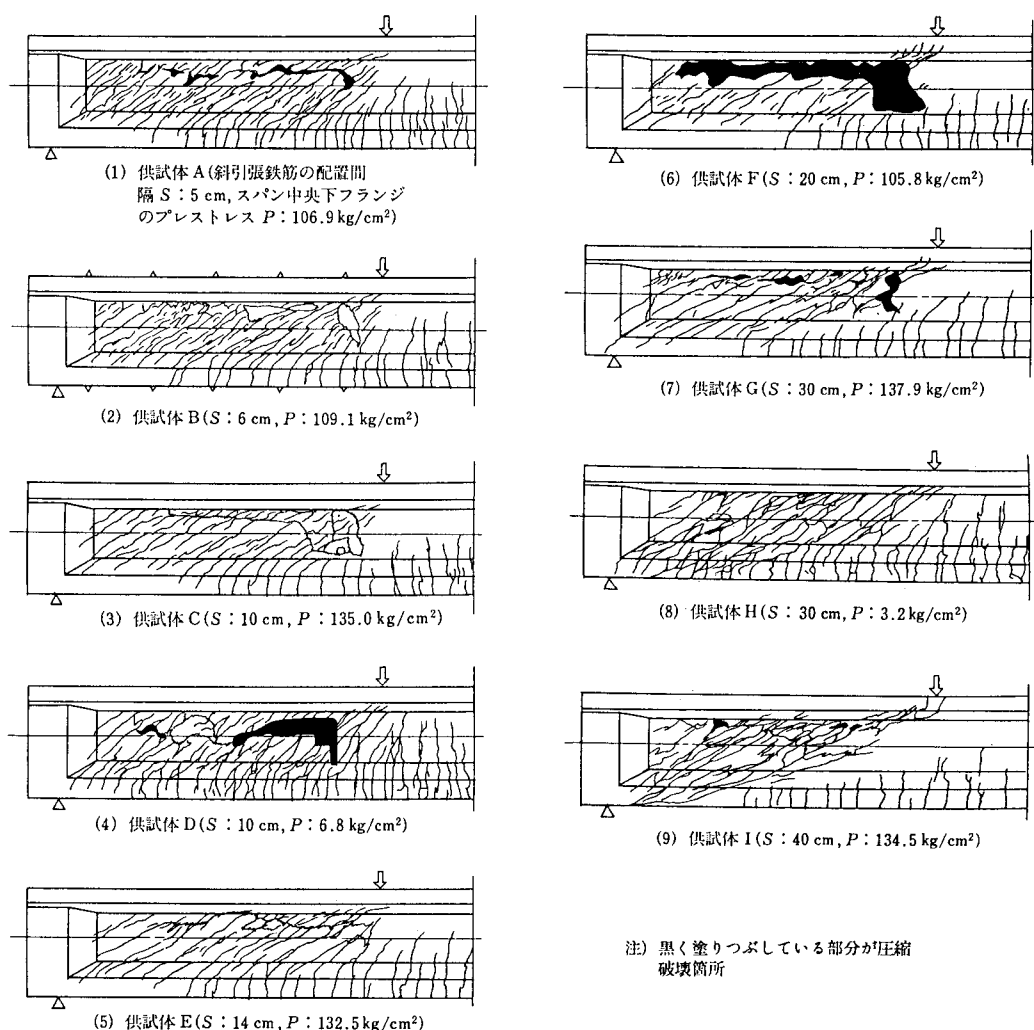


図-3 各供試体のひび割れ形状と圧縮破壊箇所

(2) 耐力の実測値と計算値の比較

表－2 に、曲げひび割れ発生荷重、斜めひび割れ発生荷重、斜めひび割れ発生角度、ウェブ圧縮破壊荷重および斜引張鉄筋降伏荷重の実測値と計算値を示す。ここで、曲げひび割れおよび斜めひび割れの発生荷重の計算値は、それぞれ曲げ引張応力度および主引張応力度の最大値が、表－1 に示したコンクリートの引張強度に達するときの値とし、斜めひび割れ発生角度の計算値は、主応力計算によって求めた値としている。なお、斜めひび割れの発生荷重の計算値は、せん断スパン内図心軸上の位置で求めた値のうちの最小値である。また、ウェブ圧縮破壊荷重および斜引張鉄筋降伏荷重の計算値は、それぞれトラスモデル（図－4 参照）に基づいて導かれる式－（1）および式－（2）によって求めた値である。

$$S_{wc} = \sigma_c \cdot \sin^2 \beta (\cot \beta + \cot \alpha) b_w \cdot d / 1.15 \quad \cdots \cdots (1)$$

$$A_{ws} \cdot \sigma_{sy} \cdot \sin \alpha (\cot \beta + \cot \alpha) d / 1.15$$

$$S_{ws} = \frac{\quad}{S} \quad \cdots \cdots (2)$$

S

ここで

S_{wc} :ウェブ圧縮破壊耐力（せん断抵抗力）(kg)

S_{ws} :斜引張鉄筋降伏耐力（せん断抵抗力）(kg)

σ_c :コンクリートの圧縮強度(kg/cm²)

β :斜めひび割れの水平軸に対する角度(°)

α :斜引張鉄筋の水平軸に対する角度(°)

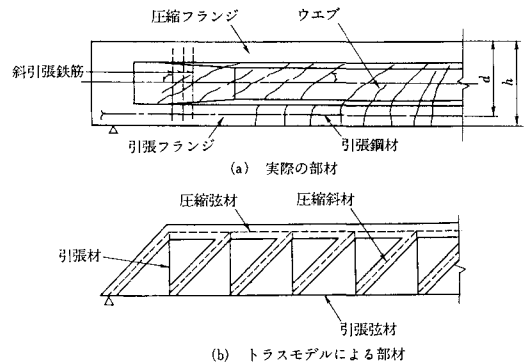
b_w :ウェブ厚(cm)

d :部材の有効高さ(cm)

A_{ws} :斜引張鉄筋の断面積(cm²)

σ_{sy} :斜引張鉄筋の降伏点(kg/cm²)

S :斜引張鉄筋の配置間隔(cm)



図－4 コンクリートげたのトラスモデル¹⁾

表－2 実験結果の概要

供試体	曲げひび割れ発生荷重			斜めひび割れ発生荷重			斜めひび割れ発生角度(°)			ウェブ圧縮破壊荷重			斜引張鉄筋降伏荷重		
	P_c (ton)	P_m (ton)	$\frac{P_m}{P_c}$	P_c (ton)	P_m (ton)	$\frac{P_m}{P_c}$	β_c	β_m	$\frac{\beta_m}{\beta_c}$	P_c (ton)	P_m (ton)	$\frac{P_m}{P_c}$	P_c (ton)	P_m (ton)	$\frac{P_m}{P_c}$
A	102	120	1.18	138	100	0.73	34.0	36.8	1.08	403 374	310	0.77 0.83	361 535	—	—
B	105	120	1.14	158	110	0.70	36.3	38.8	1.07	480 458	332	0.69 0.73	338 460	—	—
C	121	100	0.83	122	90	0.74	29.9	37.9	1.27	346 299	234	0.68 0.78	173 301	234	1.35 0.78
D	18	10	0.56	91	30	0.33	44.0	42.8	0.97	395 395	257	0.65 0.65	173 179	220	1.27 1.23
E	122	100	0.82	136	84	0.62	31.4	33.6	1.07	394 350	240	0.61 0.69	124 203	200	1.61 0.99
F	102	120	1.18	134	80	0.60	33.6	35.3	1.05	439 405	200	0.46 0.49	90 135	190	2.11 1.41
G	123	120	0.98	138	100	0.73	31.5	34.3	1.09	453 404	209	0.46 0.52	58 95	160	2.76 1.68
H	12	20	1.67	81	40	0.49	44.6	42.2	0.95	506 506	180	0.35 0.35	58 59	110	1.90 1.87
I	120	90	0.75	138	100	0.73	31.8	35.3	1.10	409 366	175	0.43 0.48	44 71	150	3.41 2.11

- (注) 1. 添字 c および m は、それぞれ計算値、実測値を意味している。
2. 曲げひび割れ発生荷重はスパン中央での値を示す。
3. 斜めひび割れ発生荷重はせん断スパン内図心軸上の値を示す。
4. 斜めひび割れ発生角度は図心軸上の平均値を示す。
5. ウェブ圧縮破壊荷重、斜引張鉄筋降伏荷重の計算値および計算値に対する実測値の比については、上段に斜めひび割れ発生角度を45°とした場合の値を、下段に主応力計算によって求めた発生角度とした場合の値をそれぞれ示す。
6. 斜引張鉄筋降伏荷重の算定では、コンクリートが受け持つせん断力を無視している。

曲げひび割れ発生荷重および斜めひび割れ発生荷重の計算値に対する実測値の比は、それぞれ9体の平均で1.01と0.63となっており、引張応力度がシリンダー試験による引張強度に達したときにひび割れが生じるとする仮定が、曲げひび割れ発生荷重の算定に対して比較的適合する一方、斜めひび割れ発生荷重の算定では大きな値を与えている。なお、プレストレスが小さい供試体Dおよび供試体Hの斜めひび割れ発生荷重の実測値はそれぞれ30 t o nおよび40 t o nであり、いずれも計算値91 t o nおよび81 t o nに比べてかなり小さくなっている。これは、これらの供試体において曲げひび割れが斜めひび割れに先行して生じているためと考えられる。

一方、斜めひび割れ発生角度については、計算値に対する実測値の比は0.95から1.27であり、実測値を圆心軸上の主要な点の角度の平均値としていることもあって実測値と計算値が比較的一致している。

ウェブ圧縮破壊荷重に関しては、主応力計算による斜めひび割れ発生角度を用いて求めた計算値に対する実測値の比は0.83～0.48であり、計算値に比べて実測値はかなり小さくなっている。また、同比は斜引張鉄筋量が少なくなるほど小さくなっており、斜引張鉄筋がウェブのコンクリートを取り囲んで拘束することによって圧縮破壊を生じさせにくくする効果を有していることがわかる。なお、このウェブ圧縮破壊荷重に関して、斜引張鉄筋量が同じであるが、斜引張鉄筋として異型鉄筋のみ用いた供試体Aおよび異型鉄筋とP C鋼材を用いた供試体Bの結果を比較すると、主応力計算による斜めひび割れ発生角度を用いて求めた計算値に対する実測値の比はそれぞれ0.83および0.73であり、斜引張鉄筋としてP C鋼材を併用した供試体Bの同比が10%程度小さくなっている。

一方、斜引張鉄筋の降伏荷重に関しては、主応力計算による斜めひび割れ発生角度を用いて求めた計算値に対する実測値の比は0.78～2.11であり、斜引張鉄筋の配置間隔が大きくなるに従って大きくなっている。これは、斜引張鉄筋の配置間隔が大きい場合ほど、コンクリートによって受け持たれているせん断力の割合が大きくなるのがその理由の一つとして考えられる。なお、この斜引張鉄筋の降伏荷重に関して、斜引張鉄筋の配置間隔が30 c mと同じでプレストレスがそれぞれ137.9 k g / c m²および3.2 k g / c m²である供試体Gおよび供試体Hを比較すると、主応力計算による斜めひび割れ発生角度を用いて求めた計算値に対する実測値の比はそれぞれ2.76および1.90であり、プレストレスが小さい供試体Hがかなり小さくなっている。

3. 1. 2 斜引張鉄筋の応力度

図-5に、斜引張鉄筋の配置間隔が互いに異なる供試体A(斜引張鉄筋の配置間隔s; 5 c m), C(s; 10 c m), F(s; 20 c m), G(s; 30 c m), I(s; 40 c m)で測定できた支点からほぼ2/3 d(d; けたの有効高さ)の位置での斜引張鉄筋のひずみとせん断力の関係を示す。これらの供試体では、せん断力50 t o n程度から斜引張鉄筋にひずみが生じ、その後、ほぼせん断力の増加とともにひずみが増加している。なお、同図においてせん断力に対する斜引張鉄筋のひずみの増加割合の変化が見られるが、これは、斜めひび割れが他の斜引張鉄筋位置まで進

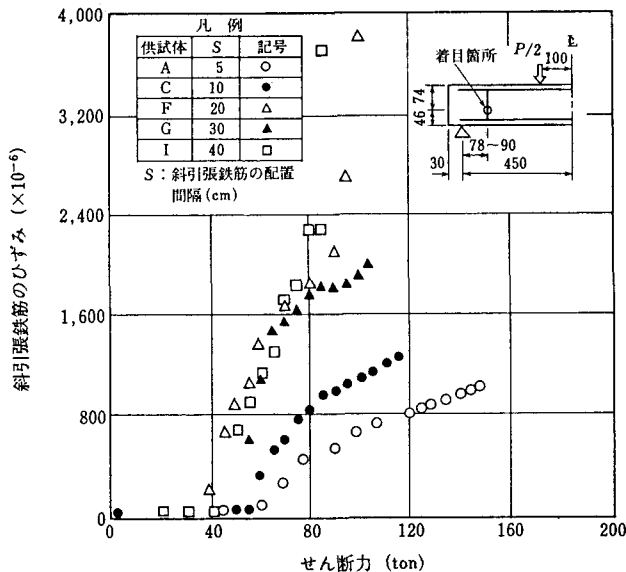


図-5 せん断力と斜引張鉄筋のひずみの関係

展し、それまで分担していたせん断力が軽減されたことによると推測される。また、同図においてせん断力 80 ton に対する供試体 A, 供試体 C, および供試体 F の斜引張鉄筋のひずみはそれぞれ 400μ , 800μ , および 1600μ 程度となっており、トラスモデルで仮定しているように斜引張鉄筋の応力度と斜引張鉄筋の配置間隔とはほぼ比例関係を有していることがわかる。ただし、配置間隔が大きい供試体 G や供試体 I については、せん断力が 80 ton 前後で既に斜引張鉄筋が降伏しているためにそのような関係が認められない。

3. 1. 3 ひび割れ性状

図-3 において、斜引張鉄筋の配置間隔が 10 cm と同じでプレストレスがそれぞれ 135.0 kg/cm^2 および 6.8 kg/cm^2 と異なる供試体 C および供試体 D のひび割れ形状を比較すると、プレストレスの影響で供試体 C の斜めひび割れが供試体 D のそれに比べて全般的に大きく傾斜していることがわかる。

図-6 に、供試体 H, G, C, I のせん断力と斜めひび割れ幅の関係を示す。同図において斜引張鉄筋の配置間隔が 30 cm と同じでプレストレスがそれぞれ 137.9 kg/cm^2 および 3.2 kg/cm^2 と異なる供試体 G と供試体 H を比較すると、供試体 G の斜めひび割れ発生荷重が供試体 H のそれより大きくなっていることがわかる。しかし、ひとたび斜めひび割れが生じると、両供試体の斜めひび割れ幅の分布には大きな差が見られず、プレストレスの導入によって斜めひび割れ幅を抑えることが困難なことが理解される。一方、同図

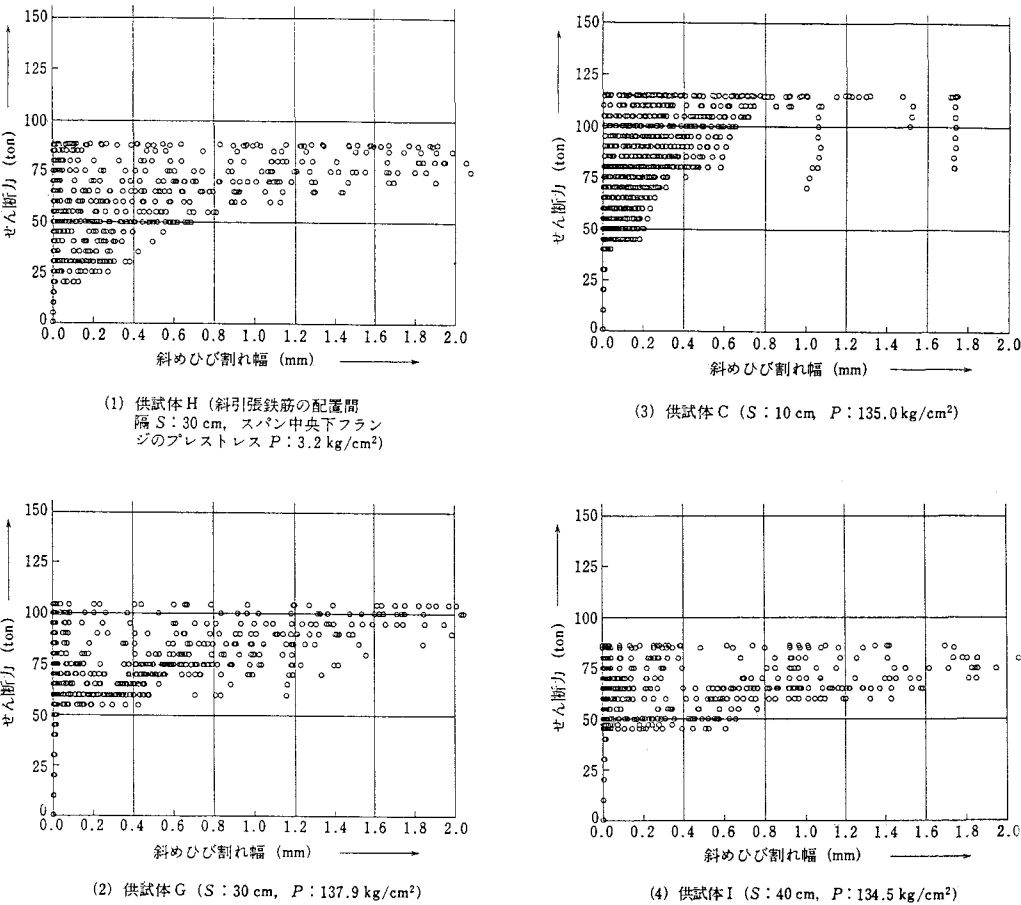


図-6 せん断力と斜めひび割れ幅の関係

においてプレストレスがそれぞれ 135.0 kg/cm² および 134.5 kg/cm² とほぼ同じで斜引張鉄筋の配置間隔がそれぞれ 10 cm および 40 cm と異なる供試体 C と供試体 I を比較すると、供試体 C の斜めひび割れ幅が供試体 I の斜めひび割れ幅に比べて小さくなっており、斜めひび割れの分散に対して斜引張鉄筋が有効に機能していることが理解される。

3. 2 考察

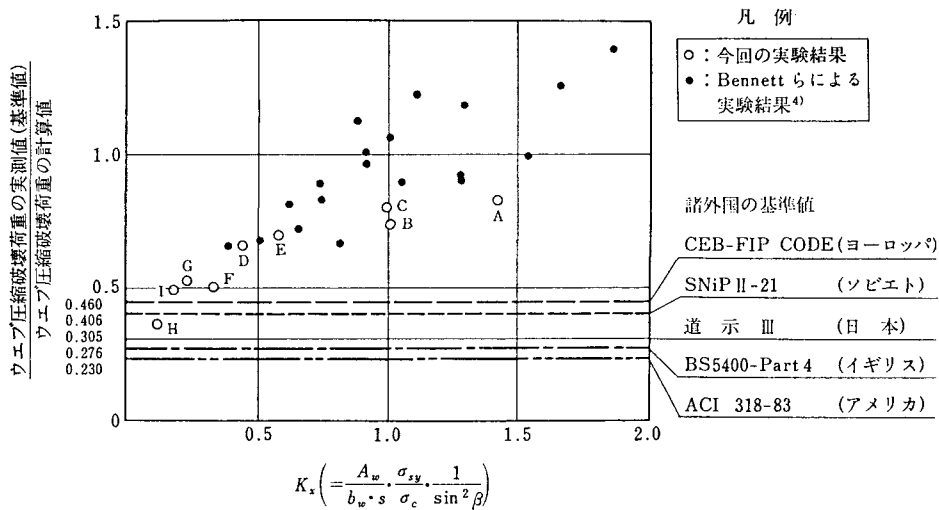
3. 2. 1 ウェブ圧縮破壊耐力と斜引張鉄筋量の関係

表 2 に示したウェブ圧縮破壊荷重および斜引張鉄筋降伏荷重の実測値の比較から、供試体 A から供試体 C は斜引張鉄筋の降伏以前にウェブ圧縮破壊が生じ、その他の供試体は斜引張鉄筋の降伏以降に、ウェブの圧縮破壊が生じていることが理解される。このことは、3. 1. 1 で述べたように急激な破壊を呈した供試体 A から供試体 C と緩やかな破壊を呈した供試体 D から供試体 I の破壊性状の違いからも理解される。

式 (1) で示されるウェブ圧縮破壊耐力に対する式 (2) で示される斜引張鉄筋降伏耐力の比を係数 K_x としてこれを横軸にとり、斜めひびわれ発生角度を主応力計算により求めた場合のウェブ圧縮破壊荷重の計算値に対する最大荷重の比を縦軸にとって、実験結果を示したのが図 7 である。

ただし、 K_x の計算にあたっては、コンクリートの受け持つせん断抵抗力が斜引張鉄筋によって受け持たれるせん断力に比べてかなり小さいため、これを無視している。同図には、また主なウェブ圧縮破壊に関する基準値および Bennett らの実験結果⁴⁾ を示した。

同図において、係数 K_x が 1.0 を下回る場合、すなわち計算上斜引張鉄筋の降伏でその破壊耐力が決定される供試体 D から供試体 I の場合は、ウェブ圧縮破壊荷重の計算値に対する最大荷重の比が K_x にほぼ比例して増加している。これに対して、 K_x が 1.0 以上、すなわち計算上ウェブ圧縮破壊でその破壊耐力が決定される供試体 A から供試体 C には、ウェブ圧縮破壊荷重の計算値に対する最大荷重の比が 0.8 付近にほぼ一定している。このように斜引張鉄筋の降伏の影響を受けない場合のウェブ圧縮破壊耐力は、道示Ⅲをはじめ各設計基準による耐力に比べてかなり高いことがわかる。すなわち、道示Ⅲをはじめ各国の設計基準では、ウェブ圧縮破壊耐力を図 7 に示すように式 (1) による値の 0.23 から 0.46 倍に設定しているが同値の 0.8 倍程度であることがわかる。なお、Bennett らの実験はウェブ厚 25 mm、けた高 460 mm 程度の供試体を用いて行われたものであり、 K_x が 0.4 以上の供試体を対象としているが、その結果は今回の実験結果より全般的に高くなっている。



注) 各記号は式 (1) および式 (2) 参照

図 7 斜引張鉄筋量とウェブ圧縮破壊荷重の関係

3. 2. 2 セン断破壊耐力に及ぼすプレストレスの影響

トラスモデルに基づけば、プレストレスが大きいほど、圧縮斜材（斜めひび割れ間のコンクリート部分）の傾きが大きくなり、それに伴ってウェブのコンクリートに作用する圧縮力が大きくなるため、ウェブ圧縮破壊耐力が低下することになる。今回の実験においては、それぞれ斜引張鉄筋の配置間隔を同じにしてプレストレスの大きさを変えた供試体Cと供試体D、および供試体Gと供試体Hの破壊耐力の比較によってこの点を確認しようとした。しかし、供試体Cと供試体Dについては、前者が斜引張破壊を生じ、後者がウェブ圧縮破壊を生じたために直接両者を比較することができず、ウェブ圧縮破壊耐力に及ぼすプレストレスの影響を確認することができなかった。また、供試体Gと供試体Hについては、前述のとおり両供試体とも実際には斜引張破壊によって耐荷力を失っており、前述した表-2において、プレストレスの影響を考慮に入れて主応力計算によって求めた供試体Gの斜引張鉄筋降伏荷重の計算値に対する供試体Hの同計算値の比0.621は、供試体Gの斜引張鉄筋の降伏荷重の実測値に対する供試体Hの同実測値の比0.681に比較的近い値となっている。これより理解されるように、これらの供試体においてはプレストレスの影響は斜引張鉄筋降伏荷重に表われている。

4. 結論

本実験から得られた主要な結論をまとめると次のとおりである。

- (1) 斜引張鉄筋の降伏の影響を受けない場合のウェブ圧縮破壊耐力は、現行の道示Ⅲをはじめ各国の設計基準による値に比べて2～3倍程度高いことが確認された。また、斜引張鉄筋の降伏の影響を受ける場合のウェブ圧縮破壊耐力は、斜引張鉄筋量とほぼ比例関係を有することが理解された。
- (2) ウェブ圧縮破壊耐力に及ぼすプレストレスの影響については十分に確認できなかったが、このプレストレスの影響によって斜引張鉄筋降伏耐力が大きくなることが確認された。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書Ⅲ・同解説、昭和53年1月。
- 2) 佐伯彰一、高野義武、白浜浩：コンクリートげたのせん断に関する実験（その1）、土木研究所資料第1357号、1978,1。
- 3) 佐伯彰一、箕作光一、平山伸司、井川敏正：コンクリートげたのせん断に関する実験（その2）、土木研究所資料第2094号、1984,5。
- 4) E.W.Bennett, B.M.A.Balasooriya(検貝勇訳): Shear Strength of Prestressed Beams with Thin Webs Failing in Inclined Compression, コンクリートジャーナル, Vol.11, No.7, July 1973.

(1990年10月12日受付)