

PCはり部材のせん断耐力に及ぼす プレストレスの効果

三方 康弘¹・井上 晋²・小林 和夫³・仁枝 保⁴

¹学生会員 工修 大阪工業大学大学院 工学研究科土木工学専攻 (〒535-8585 大阪市旭区大宮 5-16-1)

²正会員 工博 大阪工業大学 工学部土木工学科 助教授 (〒535-8585 大阪市旭区大宮 5-16-1)

³フェロー会員 工博 大阪工業大学 工学部土木工学科 教授 (〒535-8585 大阪市旭区大宮 5-16-1)

⁴正会員 大阪工業大学 工学部土木工学科 助教授 (〒535-8585 大阪市旭区大宮 5-16-1)

本研究では、断面下縁のプレストレス量および断面内のプレストレス分布を変化させたせん断補強筋を配置していないPCはり部材ならびにせん断破壊先行型のPRCはり部材の載荷試験結果をもとに、各種基準類における耐力式や修正圧縮場理論を用いてこれら供試体のせん断耐力を算出し、実験および解析の両面からコンクリートが負担するせん断耐力に及ぼすプレストレスの効果について検討した。さらにそれらの結果より、せん断耐力に及ぼすプレストレスの効果の簡便に評価する手法を提案し、その整合性について検討を行った。

Key Words : prestressed concrete beams, shear force carried by concrete, modified compression field theory, prestress distribution

1. はじめに

現在我国の各種設計基準類に示されている棒部材のせん断耐力式において、プレストレスを含む軸方向圧縮力の影響についてはディコンプレッションモーメントを用いて表現されている場合が多い。しかしながら、ディコンプレッションモーメントを用いる場合、軸方向力の影響は断面引張縁の応力度の大きさのみによって評価され、断面内の応力分布形状の影響は考慮されないことになる。この考え方は元来 CEB-FIP Model Code 1978¹⁾で採用されていたものであるが、現行の CEB-FIP Model Code 1990²⁾ではこの考え方は採用されていない。したがって、ディコンプレッションモーメントを用いた軸方向力の影響の評価に関しては、従来より限界があると考えられており³⁾、軸方向圧縮力の影響を合理的に評価できる設計手法の確立が望まれている。

このような状況の中、諸外国においてもせん断に対する種々のアプローチがなされており、たとえば、先述の CEB-FIP Model Code 1990 においては、ストラット&タイモデルによる評価法が記述されている。また、Collins⁴⁾らは、コンクリート要素における力の釣り合い条件および変形の適合条件から、せん断問題を一般的に解く修正圧縮場理論⁵⁾を提唱している。さらに、Priestley⁶⁾らは、せん断耐力に及ぼすプレストレスの効果の評価するパラメータをコンクリート負担せん断力の算定式の中を含めず、

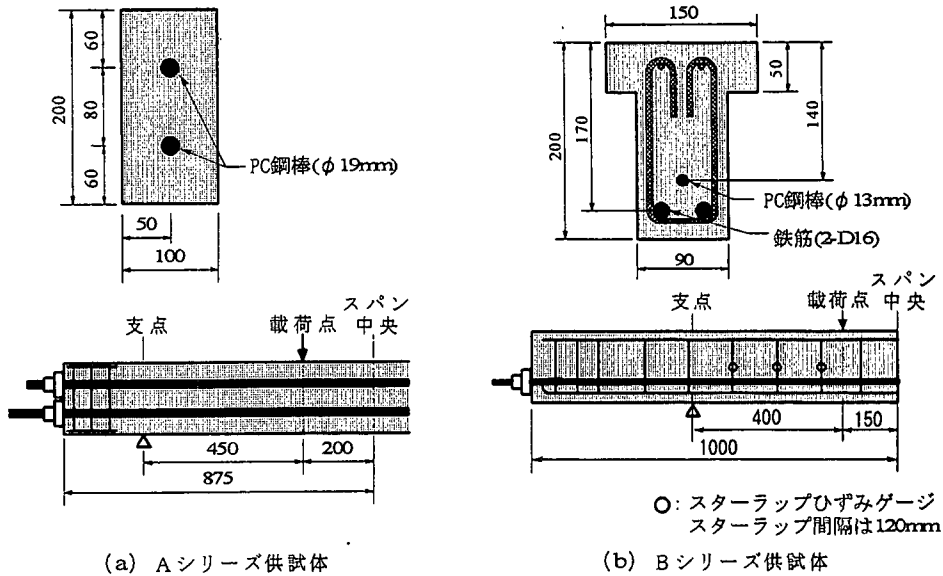
軸力による斜め圧縮ストラットの傾斜角から算定することを提案している⁷⁾。

本研究では、断面下縁のプレストレス量ならびにプレストレス分布を変化させたせん断補強筋を配置していないPCはり部材⁸⁾ならびにせん断破壊先行型のT型断面PRCはり部材⁹⁾の載荷試験結果についてせん断ひび割れの傾斜角の算定方法に修正を加え再整理し、修正圧縮場理論を適用して種々の要因下におけるコンクリート負担せん断力を算出することにより、実験および解析の両面からコンクリートが負担するせん断耐力に及ぼすプレストレスの効果について検討した。さらにそれらの結果より、コンクリート負担せん断耐力に及ぼすプレストレスの効果ならびにせん断ひび割れの傾斜角を評価する簡便な手法を提案し、その整合性について検討を行った。

2. 実験概要

(1) 実験要因

本研究の検討に用いたPCおよびPRCはり部材の断面形状・寸法を図-1に示す。Aシリーズ供試体はせん断補強筋を配置しないPCはりであり、PC鋼材には $\phi 19$ ($f_{yk} = 1277 \text{ N/mm}^2$) PC鋼棒を用いた。実験要因は①プレストレスによる断面下縁の応力 (0 N/mm^2 , 2.0 N/mm^2 , 3.0 N/mm^2 , 4.0 N/mm^2 の4種類)、②断面内の



図一 供試体の断面形状・寸法 (単位: mm)

プレストレスの分布形状 (上縁 0N/mm^2 , 下縁 4.0N/mm^2 (三角形分布), 上縁 2.0N/mm^2 , 下縁 4.0N/mm^2 (台形分布), 上縁 4.0N/mm^2 , 下縁 4.0N/mm^2 (長方形分布) の 3 種類) ③コンクリート強度 ($f_c=40\text{N/mm}^2$, 80N/mm^2 の 2 種類) である。これらの要因の組合せにより合計 12 体のはり供試体を作製した。なお、軸方向鉄筋は配置しておらず、コンクリート標準示方書の設計せん断耐力式にもとずき、すべてのはりがせん断破壊するように PC 鋼材量を選定している。一方、B シリーズ供試体は T 型断面の PRC はり部材であり、いずれの供試体においても主鉄筋に 2-D16 ($f_y=320\text{N/mm}^2$), せん断補強筋に D6 スターラップ ($f_y=410\text{N/mm}^2$), PC 鋼材に $\phi 13$ ($f_{pu}=1390\text{N/mm}^2$) PC 鋼棒を用いた。実験要因は、①スターラップの配置間隔 (∞ (スターラップ無配置), 120mm (せん断補強筋比: 0.59%) の 2 種類), ②コンクリート強度 (40N/mm^2 , 80N/mm^2 の 2 種類), ③プレストレスによる断面下縁の応力 (0 , 2.0 , 4.0N/mm^2 の 3 種類) である。これらの要因の組み合わせにより合計 12 体のはり供試体を作製した。両シリーズ供試体の詳細を表-1 に示す。

(2) 載荷試験

載荷方法として、A シリーズ供試体は全長 1750mm に対し曲げスパン 400mm , せん断スパン 450mm とした ($a/d=3.21$) 対称二点集中荷重方式とした。B シリーズ供試体は全長 2000mm に対して、曲げスパン 300mm , せん断スパン 400mm とした ($a/d=2.35$) 対称二点集中荷重方式とした。載荷時には荷重、スターラップひずみ、スパン中央位置での変位等を測定した。(図-1 参照)

3. 解析方法

せん断耐荷挙動を解析する方法として、斜めひび割れ間のコンクリートの引張応力と斜めひび割れ発生後の圧縮強度の低下を考慮した修正圧縮場理論⁹⁾を用いた。同理論は、ひび割れの発生しているコンクリート要素を一樣な性質を持つ連続的な要素として捉え、要素内での力の釣り合い条件および変形の適合条件によって、せん断問題を一般的に解く手法である。同理論によるせん断耐力は式(1)より算出される。この式は強度累加式の形をとり、ひび割れ傾斜角 θ と主引張応力 f_1 の関数で表されている。また、コンクリートの圧縮応力-ひずみ関係として、Vecchio らの提案する式(2), (3)を用いた。ここでは斜めひび割れの存在による圧縮強度の低下を同時に存在する主引張ひずみ ε_1 の関数として表している。一方、コンクリートの引張応力-ひずみ関係として、引張軟化を考慮した Vecchio らが推奨する式(4), (5)を適用した。(なお、せん断補強筋を配置していないはりでは、せん断ひび割れ発生時が解析の最大荷重点となるため、式(5)を適用する条件に達しない。)

$$V = V_c + V_s$$

$$= f_1 b_w j d \cot \theta + (A_w f_w / s) j d \cot \theta \quad (1)$$

$$f_2 = f_{2\max} \left[2 \left(\frac{\varepsilon_2}{0.002} \right) - \left(\frac{\varepsilon_2}{0.002} \right)^2 \right] \quad (2)$$

$$\frac{f_{2\max}}{f'_c} = \frac{1}{0.8 + 170\varepsilon_1} \leq 1.0 \quad (3)$$

$$f_1 = E_c \varepsilon_1 \quad (\varepsilon_1 \leq \varepsilon_{cr}) \quad (4)$$

$$f_1 = \frac{\alpha_1 \alpha_2 f_{cr}}{1 + \sqrt{500\varepsilon_1}} \quad (\varepsilon_1 > \varepsilon_{cr}) \quad (5)$$

ここに、 f_1 ：コンクリートの主引張応力（斜めひび割れ発生後はひび割れ間コンクリートの引張抵抗の寄与を考慮）、 b_w ：ウェブ幅、 jd ：圧縮合力の作用位置から引張鋼材の図心位置までの距離、 θ ：圧縮斜材角（せん断ひび割れの傾斜角）、 A_w ：せん断補強筋の断面積、 f_w ：せん断補強筋の応力度、 s ：スターラップの配置間隔、 E_c ：コンクリートのヤング係数、 ε_{cr} ：斜めひび割れ発生時におけるコンクリートの主引張ひずみ、 ε_1 ：コンクリートの主引張ひずみ、 α_1 ：鉄筋の付着特性に関する係数（異形鉄筋の場合 $\alpha_1=1.0$ ）、 α_2 ：荷重作用の種類に関する係数（単調荷重の場合 $\alpha_2=1.0$ ）、 f_c ：斜めひび割れ発生時のコンクリートの引張強度（式(12)より算出）、 f_2 ：コンクリートの主圧縮応力、 $f_{2\max}$ ：斜めひび割れ発生後におけるコンクリートの最大主圧縮応力、 ε_2 ：コンクリートの主圧縮ひずみである。

なお、この理論は純せん断に対するものであるが、ファイバーモデル等の断面曲げ解析と組み合わせることにより、曲げモーメント・軸力・せん断力同時作用下におけるはりのせん断耐荷挙動を求めることができる。また、同理論のはり部材への適用を検討したものととして、中村らのRCはりに関する研究⁹⁾、GregorらのPRCはりに関する研究¹⁰⁾が挙げられ、同理論の適合性は実証されている。

4. せん断耐力に及ぼすプレストレスの効果の定量手法

修正圧縮場理論においては、コンクリート負担せん断力に及ぼすプレストレスの効果、圧縮斜材角 θ を仮定し、軸力の釣り合い関係から収束計算を行うことにより得られる $\cot\theta$ により評価している。すなわち、コンクリート負担せん断力に及ぼすプレストレスの効果は圧縮斜材角 θ の値に、反映されていると考えられる。しかしながら、 θ を求めるためには煩雑な収束計算を必要とし、設計という観点からは必ずしも合理的ではない。したがって、本研究では簡便化を目的として、収束計算を行わずに圧縮斜材角 θ を算出し、コンクリート負担せん断力に及ぼすプレストレスの効果を以下に示すように、 $\cot\theta$ により評価することを試みた。

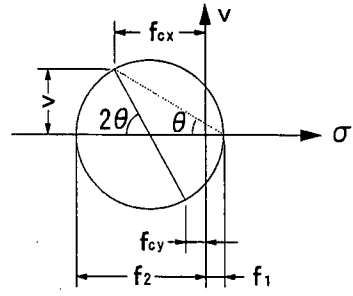


図-2 Mohrの応力円

Mohrの応力円（図-2）より、式(6)が得られる。

$$v \cot \theta = f_1 + f_{cx} \quad (6)$$

せん断応力 v は式(7)のように表される。

$$v = \frac{V}{b_w jd} \quad (7)$$

せん断力 V として、修正圧縮場理論におけるコンクリート負担せん断力 V_c の評価式（式(8)）を用いる。

$$V = V_c = f_1 b_w jd \cot \theta \quad (8)$$

式(6)、式(7)ならびに式(8)より、

$$\cot \theta = \sqrt{1 + \frac{f_{cx}}{f_1}} \quad (9)$$

式(9)において、軸方向応力 f_{cx} はせん断応力が最も大きく作用する図心軸位置の軸方向応力を表しており、 f_{cx} には簡便のため断面内の平均プレストレス σ_{ps} を用いることとした。また、式(8)はせん断ひび割れ発生時に最大となり、このとき主引張応力 f_1 がコンクリートの引張強度 f_t に達することから、主引張応力 f_1 にコンクリートの引張強度 f_t を用いることにより、式(10)が得られる。

なお、引張強度として、コンクリート標準示方書に規定されている引張強度算定式（式(11)）を用いたものを $\cot\theta_1$ とし、Collinsらが推奨する引張強度算定式（式(12)）を用いたものを $\cot\theta_2$ として、比較検討を行った。

$$\cot \theta = \sqrt{1 + \frac{\sigma_{ps}}{f_t}} \quad (10)$$

i) コンクリート標準示方書

$$f_t = f_{tk} = 0.23 f'_c \lambda^{2/3} \quad (11)$$

ii) Collinsらが推奨する引張強度算定式

$$f_t = f_{tk} = 0.33 \lambda \sqrt{f'_c} \quad (\lambda = 1.00 : \text{N/mm}^2) \quad (12)$$

ここに、 f'_c ：コンクリートの圧縮強度

表-1 供試体の詳細および実験結果

シリーズ	供試体	コンクリート強度 f_c (N/mm^2)	帯鉄筋の間隔 s (cm)	*1 プレストレス量 (N/mm^2)		せん断破壊荷重 (計算値) P_{ub} (kN) ()内は P_{u1}/P_{u2}					*6 曲げ破壊荷重 (計算値) P_{ub} (kN)	最大荷重 (実測値) P_u (kN)	*7 破壊形式
				上縁 σ'_a	下縁 σ_a	*2 P_{u1}	*3 P_{u2}	*4 P_{u3}	*5 P_{u4}				
A	P-0-0	41.9	∞	0.0	0.0	36.9	36.9	36.9	52.0	117.5	87.4	せん断圧縮	
	P-0-20			0.0	2.0	40.7	42.8	44.5	61.0	120.9	98.3	せん断圧縮	
	P-0-30			0.0	3.0	42.7	45.6	47.9	65.4	124.4	105.2	せん断圧縮	
	P-0-40	43.0		0.0	4.0	44.4	48.1	50.9	68.8	126.0	96.3	せん断圧縮	
	P-20-40			2.0	4.0	44.5	54.0	58.1	77.8	123.1	103.0	せん断圧縮	
	P-40-40			4.0	4.0	44.8	58.4	63.5	84.6	120.4	96.4	せん断圧縮	
	HP-0-0	82.8		0.0	0.0	46.3	46.3	46.3	73.8	171.7	150.1	せん断圧縮	
	HP-0-20			0.0	2.0	49.6	51.1	53.1	83.6	172.9	148.8	曲げ圧縮	
	HP-0-30			0.0	3.0	50.5	52.7	55.6	87.2	170.9	148.2	せん断圧縮	
	HP-0-40	79.6		0.0	4.0	52.2	54.9	58.6	91.4	171.5	159.9	せん断圧縮	
	HP-20-40			2.0	4.0	52.2	60.1	65.5	101.6	171.4	168.5	せん断圧縮	
	HP-40-40			4.0	4.0	52.2	64.1	70.7	109.2	171.3	181.5	せん断圧縮	
HT-0-0	0.0		0.0	43.5	43.5	43.5	55.2	187.2	59.1	せん断引張			
T-0-20	40.7	∞	0.0	2.0	47.1	49.9	51.7	63.2	190.7	101.1	せん断引張		
T-0-40		0.0	3.9	50.8	55.7	58.8	70.3	192.2	110.3	せん断引張			
T-12-0		0.0	0.0	107.2(1.24)	107.2(1.24)	107.2(1.24)	144.2(0.92)	187.2	133.3	せん断引張			
T-12-20	40.7	12	0.0	2.0	110.7(1.42)	113.5(1.38)	115.3(1.36)	145.1(1.08)	190.7	156.9	せん断圧縮		
T-12-40		0.0	3.9	114.4(1.27)	119.3(1.21)	122.4(1.18)	146.6(0.99)	192.2	144.8	せん断圧縮			
HT-0-0		79.8	∞	0.0	0.0	54.3	54.3	54.3	77.5	220.1	153.7	せん断引張	
HT-0-20	90.4	0.0	2.0	60.8	61.8	64.1	91.7	222.9	165.9	せん断引張			
HT-0-40		0.0	3.9	64.9	66.5	70.7	99.6	223.0	180.7	せん断引張			
HT-12-0		79.8	12	0.0	0.0	117.9(1.58)	117.9(1.58)	117.9(1.58)	164.3(1.13)	220.1	186.4	せん断引張	
HT-12-20	90.4	0.0	2.0	124.4(1.45)	125.4(1.44)	127.7(1.41)	169.1(1.07)	222.9	180.2	せん断圧縮			
HT-12-40		0.0	3.9	128.6(1.53)	130.1(1.51)	134.3(1.46)	173.6(1.13)	223.0	196.6	曲げ圧縮			

*1 $\sigma'_a=0, \sigma_a=0$ の供試体はP C鋼棒を非緊張の状態に配置し、グラウト注入のみを実施したものである。

*2 $P_{u1}=2(V_{c1}+V_{sd})$, (V_{c1} , V_{sd} はコンクリート標準示方書による)

*3 $P_{u2}=2(V_{c1}+V_{sd})$, (V_{c1} は式(15)において $\cot \theta_1$ を用いて算定, V_{sd} はコンクリート標準示方書による)

*4 $P_{u3}=2(V_{c2}+V_{sd})$, (V_{c2} は式(15)において $\cot \theta_2$ を用いて算定, V_{sd} はコンクリート標準示方書による)

*5 $P_{u4}=2(V_c+V_s)$, (V_c , V_s は修正圧縮場理論(式(1), 式(12))による)

*6 断面分割法による曲げ解析を用いた。応力-ひずみモデルはコンクリート標準示方書による。

*7 曲げ破壊した供試体において、P C鋼棒は降伏していない。

5. 結果および考察

(1) 比較検討に用いる各種せん断耐力式

土木学会コンクリート標準示方書¹⁰⁾および道路橋示方書¹²⁾では、コンクリートが負担するせん断力に及ぼすプレストレスの効果を考慮するパラメータとして、式(13)で表される係数 (β_n, k)を用いている。

$$\beta_n = k = 1 + M_0/M_d \approx 1 + 2M_0/M_u \quad (13)$$

($N'_d \geq 0$ の場合)

ただし、 $\beta_n > 2$ となる場合は2とする。

M_0 : ディコンプレッションモーメント, M_c : 曲げ耐力,

M_d : 設計曲げモーメント, N'_d : 設計軸方向力

なお、ここでは β_n, k の算定には $1+2M_0/M_u$ を用いた。

ここでは、コンクリート標準示方書式(式(14))におけるプレストレスの効果を評価するパラメータ β_n にかわり、 $\cot \theta_1, \cot \theta_2$ (式(10))により補正したものを V_{c1}, V_{c2} (式(15))とし、それらによりPCはり部材のせん断耐力を算出することを試みた。また、 V_{c1}, V_{c2} にコンクリート標準示方書で規定されているせん断補強筋負担せん断力の算定式を累加させることにより、PCはり部材のせん断破壊荷重 P_{u2}, P_{u3} を算出することを試みた。さらに以下に示す、道路橋示方書、ACI Code¹³⁾、日本建築学会P C規準¹⁴⁾で規定されているせん断耐力式ならびに池田らによる提案式¹⁵⁾による算定値および修正圧縮場理論による解析値と実測値を比較検討した。ただし、材料係数や部材係数などの安全係数はすべて1.0とした。なお、式中の記号については各参考文献を参照されたい。

ACI Codeや伊藤らの式はプレストレスの効果を曲げひび割れ発生モーメントで評価しており、また、他の要因と分離し、累加することにより評価している。一方、式(10)においては、プレストレスを導入していない状態を1.0とし、プレストレスの効果をそれに対する比率で表しており、他の要因との組み合わせで評価している。

i) コンクリート標準示方書¹¹⁾

$$V_{cd} = \beta_d \beta_p \beta_n f_{vcd} b_w d / \gamma_b \quad (\text{kN}) \quad (14)$$

$$V_c = \beta_d \beta_p \cot \theta f_{vcd} b_w d / \gamma_b \quad (\text{kN}) \quad (15)$$

$$\text{ここに、} \cot \theta_1 = \sqrt{1 + \frac{\sigma_{cg}}{f_{t1}}}$$

$$\cot \theta_2 = \sqrt{1 + \frac{\sigma_{cg}}{f_{t2}}}$$

$$f_{vcd} = 0.203 \sqrt{f'_{cd}} \quad (\text{N/mm}^2)$$

ii) 道路橋示方書¹²⁾

$$S_c = k \tau_a b_w d \quad (\text{tf}) \quad (16)$$

iii) ACI Code¹³⁾

$$V_{ci} = 0.05 \sqrt{f'_c} b_w d + \frac{V_i}{M_{\max}} M_{cr} \quad (\text{kN}) \quad (17)$$

iv) 日本建築学会 PC 規準¹⁴⁾

$$Q_u = b j \left\{ \alpha (f_{cs} + 0.1 \sigma_g) + 0.5 f_t (p_w - 0.002) \right\} (\text{tf}) \quad (18)$$

v) 伊藤らの式¹⁵⁾

$$V_c = 0.9 \beta_d \beta_p (f'_c)^{1/3} b_w d + M_c / a \quad (\text{tf}) \quad (19)$$

(2) 破壊形式

a) セン断補強筋を配置したはり

表-1 に実験結果を示す。B シリーズにおけるセン断補強筋を配置したはりでは、導入プレストレス量の増大にともない破壊形式がセン断引張破壊からセン断圧縮破壊となり $f_{ck} = 80 \text{N/mm}^2$ で導入プレストレスを 4.0N/mm^2 としたはり (HT-12-40) では、最終的に曲げ圧縮破壊した。また、高強度はりは普通強度はりと比較して、最大荷重が約 15~40%増加した。プレストレスを導入していないはりにおいて、実測値 P_u の計算値 P_{us} に対する比は T-12-0 で P_{us1} , P_{us2} , P_{us3} ともに 1.24 となり、HT-12-0 で P_{us1} , P_{us2} , P_{us3} ともに 1.58 と同じ値を算出した。また、プレストレスを導入したはりにおいて、実測値 P_u の計算値 P_{us} に対する比は T-12-40 で 1.27, HT-12-40 で 1.53 となった。一方、実測値 P_u の計算値 P_{us} に対する比は T-12-40

で 1.18, HT-12-40 で 1.46 となり、プレストレス量が増加した場合において、若干ではあるが P_{us} は P_{us1} と比較して、実測値 P_u に近い値を算出する傾向を示した。

b) セン断補強筋を配置していないはり

両シリーズにおけるセン断補強筋を配置していないほとんどの供試体は、最終的にセン断圧縮破壊もしくはセン断引張破壊したが、セン断ひび割れ発生後、タイドアーチ的耐荷機構が形成されることから、セン断ひび割れ発生後、さらに大きな荷重に抵抗する傾向を示し、なかには最終的に曲げ破壊に至る供試体 (HP-0-20) もみられた。これらの供試体については、セン断破壊荷重の実測値と計算値に大きな開きがあることから、本研究で提案した方法は、トラス作用が卓越するセン断補強筋を有する部材については充分適用可能と考えられるもの、アーチ作用が卓越するようなセン断補強筋を配置していない部材のセン断耐力については今後更なる検討が必要であると考えられる。

セン断補強筋を配置していないはりにおいて、セン断ひび割れ発生荷重に着目し、各種のセン断耐力式から、セン断ひび割れ発生荷重 ($P_{cg} = 2V_c$) を算定し、セン断ひび割れ発生荷重の実測値と比較することとした。

表-2 にセン断ひび割れ発生荷重の実測値、コンクリート標準示方書式、 V_{ci} , V_{c2} (式(15)) から算出したセン断ひび割れ発生荷重の計算値を示すとともに、両シリーズ供試体において、プレストレスを導入していないはりのセン断ひび割れ発生荷重の実測値 (P_{cgsm}) に対して、各々のはりのセン断ひび割れ発生荷重の実測値の比率を算出し、プレストレスの効果を評価することを試みた。この算定値とコンクリート標準示方書に規定されている β_n 、ならびに式(10)から算出した $\cot \theta_1$, $\cot \theta_2$ の計算値を表-2 に併せて示す。

(3) セン断ひび割れ発生荷重に及ぼすプレストレスの影響

a) 断面下縁のプレストレス量による比較

A シリーズ供試体について、図-3 に断面上縁の応力 $\sigma'_a = 0 \text{N/mm}^2$ とし、断面下縁の応力 σ_a を 0N/mm^2 , 2.0N/mm^2 , 3.0N/mm^2 , 4.0N/mm^2 と変化させた場合におけるセン断ひび割れ発生荷重の各種算定値とセン断ひび割れ発生荷重の実測値を示す。セン断ひび割れ発生荷重の実測値において、P-0-40 は P-0-0 に対して約 23%増加し、HP-0-40 は HP-0-0 に対して、約 35%増加するなど、断面下縁のプレストレス量の増加に伴って、セン断ひび割れ発生荷重が増加する傾向を示した。また、B シリーズ供試体においても、表-2 に示すようにコンクリート強度、セン断補強筋の有無に関わらず、同様の傾向が得られた。一方、各種耐力式による計算値は断面下縁のプレストレス量の増加にともなって増加するものの、ACI Code,

表-2 セン断ひび割れ発生荷重

シリーズ	供試体	プレストレス量 (N/mm ²)		せん断ひび割れ発生荷重 (実測値) P _{cs,n} (kN)	せん断ひび割れ発生荷重 (計算値) P _{cs,c} (kN)			P _{cs,m} /P _{cs,o,m} (実測値)	β _n (計算値)	cot θ ₁ (計算値)	cot θ ₂ (計算値)
		上縁 σ' _a	下縁 σ _a		コンクリート 標準 示方書	V _{c1}	V _{c2}				
A	P-0-0	0.0	0.0	52.0	36.9	36.9	36.9	1.00	1.00	1.00	1.00
	P-0-20	0.0	2.0	55.4	40.7	42.8	44.5	1.07	1.10	1.16	1.20
	P-0-30	0.0	3.0	54.8	42.7	45.6	47.9	1.05	1.14	1.22	1.28
	P-0-40	0.0	4.0	64.1	44.4	48.1	50.9	1.23	1.19	1.29	1.35
	P-20-40	2.0	4.0	73.7	44.5	54.0	58.1	1.42	1.19	1.45	1.55
	P-40-40	4.0	4.0	81.7	44.8	58.4	63.5	1.57	1.19	1.57	1.69
	HP-0-0	0.0	0.0	65.8	46.3	46.3	46.3	1.00	1.00	1.00	1.00
	HP-0-20	0.0	2.0	80.0	49.6	51.1	53.1	1.22	1.07	1.10	1.14
	HP-0-30	0.0	3.0	82.9	50.5	52.7	55.6	1.26	1.11	1.15	1.21
	HP-0-40	0.0	4.0	88.9	52.2	54.9	58.6	1.35	1.14	1.20	1.27
	HP-20-40	2.0	4.0	92.2	52.2	60.1	65.5	1.40	1.14	1.31	1.42
HP-40-40	4.0	4.0	109.9	52.2	64.1	70.7	1.67	1.14	1.40	1.54	
B	T-0-0	0.0	0.0	59.1	43.5	43.5	43.5	1.00	1.00	1.00	1.00
	T-0-20	0.0	2.0	65.5	47.1	49.9	51.7	1.11	1.09	1.15	1.19
	T-0-40	0.0	3.9	68.6	50.8	55.7	58.8	1.16	1.17	1.28	1.35
	T-12-0	0.0	0.0	52.3	43.5	43.5	43.5	1.00	1.00	1.00	1.00
	T-12-20	0.0	2.0	70.1	47.1	49.9	51.7	1.34	1.09	1.15	1.19
	T-12-40	0.0	3.9	71.2	50.8	55.7	58.8	1.36	1.17	1.28	1.35
	HT-0-0	0.0	0.0	81.1	54.3	54.3	54.3	1.00	1.00	1.00	1.00
	HT-0-20	0.0	2.0	88.4	60.8	61.8	64.1	1.09	1.07	1.09	1.13
	HT-0-40	0.0	3.9	93.8	64.9	66.5	70.7	1.16	1.15	1.17	1.25
	HT-12-0	0.0	0.0	81.4	54.3	54.3	54.3	1.00	1.00	1.00	1.00
	HT-12-20	0.0	2.0	91.6	60.8	61.8	64.1	1.13	1.07	1.09	1.13
HT-12-40	0.0	3.9	95.5	64.9	66.5	70.7	1.17	1.15	1.17	1.25	

1 P_{cs,n}:プレストレスを導入していないはりのせん断ひび割れ発生荷重の実測値

2 cot θ₁の算定値はコンクリートの引張強度 f_t 値に式(11)を用い、式(10)より算出

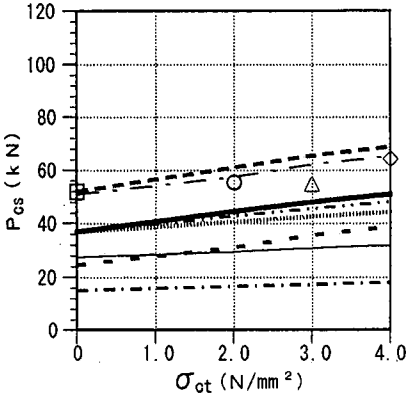
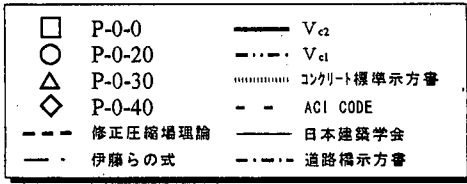
3 cot θ₂の算定値はコンクリートの引張強度 f_t 値に式(12)を用い、式(10)より算出

伊藤らの式を除き実測値と比較した場合、その増加率が小さく、断面下縁のプレストレス量が大きくなるにつれて、実測値との差が大きくなる傾向が認められる。また、本研究でとり上げた各種算定式は一方荷重下においては、プレストレスの効果を含めコンクリートの負担するせん断力をかかなり安全側に評価する傾向が認められた。実測値の推定精度は修正圧縮場理論と伊藤らの式が良い傾向を示した。また、V_{c1}、V_{c2}の計算値は若干安全側の値を算出するものの、本論文で提案した cot θ₁、cot θ₂はβ_nよりプレストレスの効果をよく評価するものであり、断面下縁のプレストレス量の増加に伴って実測値が増加する傾向を推測できることがわかる。

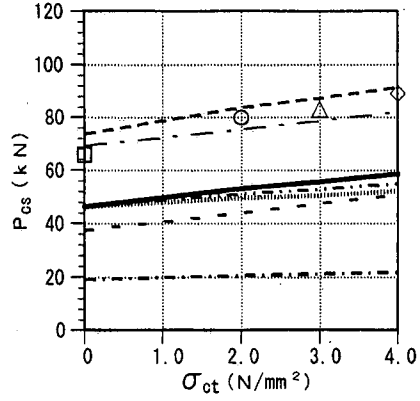
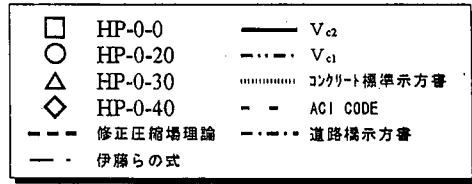
b) 断面内のプレストレス分布による比較

図-4に断面下縁の応力σ_a=4.0N/mm²とし、断面下縁の応力σ'_aを0N/mm²(三角形分布)、2.0N/mm²(台形分布)、4.0N/mm²(長方形分布)と変化させた場合におけるせん断ひび割れ発生荷重の各種算定値とせん断ひび割れ発生荷重の実測値を示す。せん断ひび割れ発生荷重

はP-0-40(三角形分布)に対して、P-20-40(台形分布)は約15%、P-40-40(長方形分布)は約27%増加し、HP-0-40(三角形分布)に対して、HP-20-40(台形分布)は約4%、HP-40-40(長方形分布)は約24%増加した。しかし、日本建築学会PC規準式を除く各種耐力式による計算値は三角形分布、台形分布、長方形分布の場合のせん断ひび割れ発生荷重が同値として算出され、断面内のプレストレス分布の影響が考慮されていない。これはコンクリート負担せん断力に及ぼすプレストレスの効果をディコンプレッションモーメント(コンクリート標準示方書、道路橋示方書)あるいは曲げひび割れ発生モーメントM_{cr}(ACI Code、伊藤らの式)を用いて評価しているためであり、断面下縁の応力のみでプレストレスの効果を評価する方法には、本研究の結果を考慮すれば限界があると考えられる。また、日本建築学会PC規準式においては、平均プレストレスσ_gを用いることにより、断面内のプレストレス分布の影響を間接的に考慮している。しかし、σ_gの係数として0.1を乗じているため、長方形分布のは

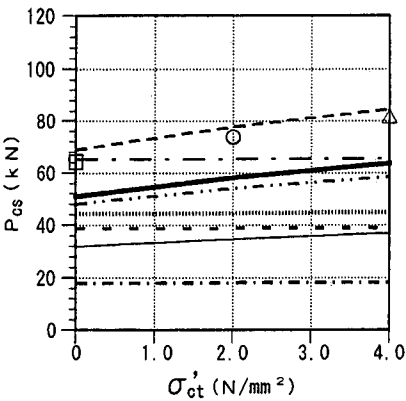
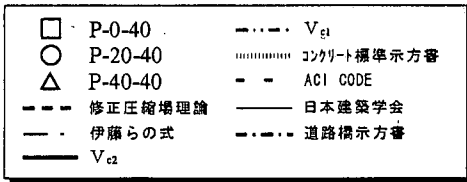


(a) 普通強度 ($f_c=41.9, 43.0 \text{ N/mm}^2$)

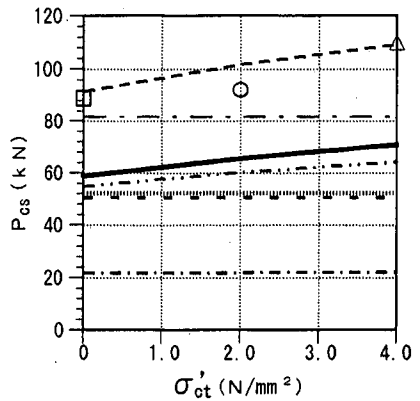
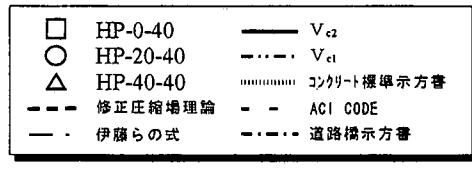


(b) 高強度 ($f_c=82.8, 79.6 \text{ N/mm}^2$)

図-3 せん断ひび割れ発生荷重-断面下縁のプレストレス量の関係 ($\sigma_a=0.0 \text{ N/mm}^2$)



(a) 普通強度 ($f_c=43.0 \text{ N/mm}^2$)



(b) 高強度 ($f_c=79.6 \text{ N/mm}^2$)

図-4 せん断ひび割れ発生荷重-断面内のプレストレス分布の関係 ($\sigma_a=4.0 \text{ N/mm}^2$)

りは三角形分布のほりに対して、計算値は増加しているものの、その増加率は実測値より小さく、長方形分布のほりにおいて実測値との差が大きくなり、プレストレスの効果を過小評価する傾向を示した。一方、実測値に対

して、計算値の V_{c1} は V_{c2} と比較して若干安全側の値を示すものの、ともに修正圧縮場理論による解析値と同様に、プレストレスの変化にともなう実測値の増減傾向をかなりよく推測している。

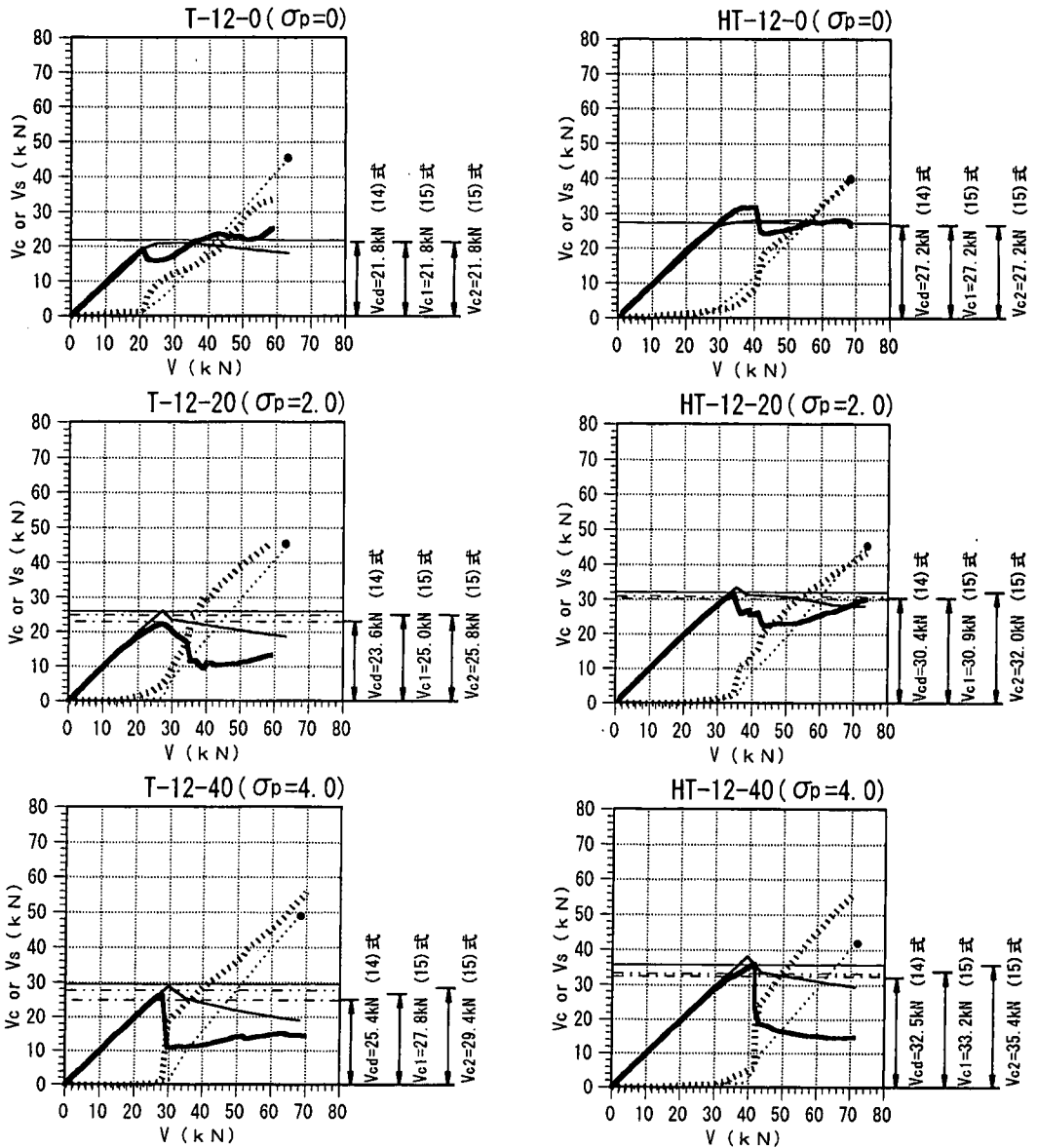
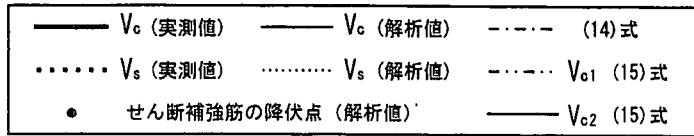


図-5 作用せん断力-コンクリート・せん断補強筋の分担せん断力の関係

(4) コンクリートおよびせん断補強筋の分担せん断力

図-5は、Bシリーズのせん断補強筋を配置したはりにおける、作用せん断力とコンクリートおよびせん断補強筋の分担せん断力の関係を示したものである。また、コンクリート標準示方書において規定されているせん断耐力式(式(14))から算出したコンクリート負担せん断力ならびに V_{c1} 、 V_{c2} (式(15))の計算値を各図の右側に

示す。

これらの図中の V_s の実測値は、支配的なせん断ひび割れと交差するスターラップひずみの実測値の平均値(本実験においては、支配的なせん断ひび割れがせん断スパン内の全体に及んでいたため、せん断スパン内の全スターラップひずみの平均値を採用した。)と最終的に支配的となった斜めひび割れの傾斜角 θ (支配的なせん断ひ

ひ割れが複数有るため、その平均値を採用)を計測し、それらからトラス理論により計算したものである。また、 V_0 の実測値は作用せん断力 V から V_0 を差し引いたものである。なお、最終的に支配的となった斜めひび割れの傾斜角を表-3に、せん断スパンのひび割れ状況を図-6に示す。

一方、 V_0 および V_0 の解析値は、それぞれ修正圧縮場理論による式(1)の右辺第2項および第1項から解析的に得られた値である。なお、断面内の解析を適用する領域として、はり断面における高さ方向を圧縮鋼材の図心位置から引張鋼材の図心位置までの距離とし、横方向を断面幅(T型断面の場合はウェブ幅)としたせん断領域に修正圧縮場理論を適用した。また、それ以外の領域には断面分割法を適用し、作用曲げモーメントの値を考慮してせん断解析を行った。その解析位置はせん断ひび割れの発生している領域を平均化して考え、代表位置としてスターラップひずみが計測されている支点より220mm位置とした。(図-6参照)

図-5に示すように、コンクリート強度にかかわらず、解析値はせん断ひび割れの発生に伴うコンクリート負担せん断力の低下し始める点、ならびにその後のコンクリート負担せん断力の低下挙動、せん断補強筋負担せん断力の増加挙動をほぼ的確にとらえている。

斜めひび割れ発生直後において、普通強度のよりはプレストレス量が大きくなるにつれて、コンクリート負担せん断力の一時的な減少が顕著にあらわれるものの、高強度のほりにおける減少率はプレストレス量に関係なく約20%となった。

コンクリート負担せん断力において、T-12-0 ($\sigma_a=0$)の実測値は19.5kN、T-12-40 ($\sigma'_a=4.0\text{ N/mm}^2$)の実測値は28.9kNとなった。T-12-40の実測値はT-12-0の実測値と比較して、コンクリート負担せん断力が38%増加し、プレストレス量が増加するにつれて、コンクリート負担せん断力が増加する傾向を示した。

また、式(14)はT-12-0、HT-12-0 ($\sigma_a=0$)に対しては、コンクリート負担せん断力を精度よく推測しているものの、T-12-40ではコンクリート負担せん断力の実測値が28.9kNであるのに対して、式(14)による計算値は25.4kNである。式(14)において、T-12-40の計算値はT-12-0の計算値と比較して、コンクリート負担せん断力は17%程度の増加にとどまり、プレストレス量を増加させるにつれて、実測値との差が大きくなりプレストレスの効果を過小評価する傾向を示した。一方、 V_{01} 、 V_{02} の計算値において、T-12-40は27.8kN、29.4kNとなり、T-12-0の実測値(28.9kN)をおおむね推測している。 V_{01} 、 V_{02} において、T-12-40の計算値はT-12-0の計算値と比較してコンクリート負担せん断力が28%、35%程度増加した。 V_{01} 、 V_{02} の計算値はともにプレストレス量を増加させた場合

においても、プレストレスの効果を適切に評価しており、コンクリート負担せん断力の増加する傾向を推測することができ、普通強度の供試体において、実測値に対して10%程度安全側の値を算出する傾向を示した。また、高強度の供試体においては、 V_{01} の計算値は若干安全側の値を算出する傾向を示した。一方、 V_{02} の計算値はプレストレス量の増加に伴うコンクリート負担せん断力が増加する傾向を推測している。

(5) 斜めひび割れの傾斜角

表-3に斜めひび割れの傾斜角の実測値と $\cot \theta_1$ 、 $\cot \theta_2$ (式(10))の計算値を示し、図-6にいくつかの供試体の載荷終了後のせん断スパンのひび割れ状況を示す。なお、実測値はせん断ひび割れの先端と下端を直線で結び、供試体の水平方向の軸との交角を傾斜角とした。また、最終的に支配的となった斜めひび割れについて示している。

a) 断面下縁のプレストレス量による比較

両シリーズのせん断補強筋を配置していない供試体において、実測値にややばらつきはあるが、断面下縁のプレストレス量が大きいほど、斜めひび割れの傾斜角が小さくなる傾向を示した。また、 $\cot \theta_1$ 、 $\cot \theta_2$ によって断面下縁のプレストレス量が増加すると斜めひび割れの傾斜角が減少する傾向を推測できることがわかる。

Bシリーズのせん断補強筋を有するはり(せん断補強筋比:0.59%)においては、最終的に複数の斜めひび割れが発生し、載荷点から遠ざかるにつれて、斜めひび割れの傾斜角が小さくなる傾向を示した。実測値にややばらつきはあるが、断面下縁のプレストレス量が大きいほど、斜めひび割れの傾斜角が小さくなる傾向を示した。 $\cot \theta_1$ 、 $\cot \theta_2$ の計算値は載荷点に近い位置での斜めひび割れの傾斜角の実測値と $\pm 4^\circ$ 程度の誤差の範囲で一致している。

b) 断面内のプレストレス分布による比較

実測値にややばらつきはあるが、長方形分布のよりは三角形分布のほりと比較して、斜めひび割れの傾斜角が小さくなる傾向を示した。また、 $\cot \theta_1$ 、 $\cot \theta_2$ によって、その傾向を推測できることがわかる。

$\cot \theta_1$ 、 $\cot \theta_2$ はコンクリートの応力の釣り合い関係により評価しているため、斜めひび割れの傾斜角に及ぼすせん断補強筋比の影響については考慮していない。したがって、せん断補強筋を有するはり部材における斜めひび割れの傾斜角については、正確には算定できないものの、 $\cot \theta_1$ 、 $\cot \theta_2$ の計算値はプレストレスの増加に伴い斜めひび割れの傾斜角が小さくなる傾向を評価していると考えられる。

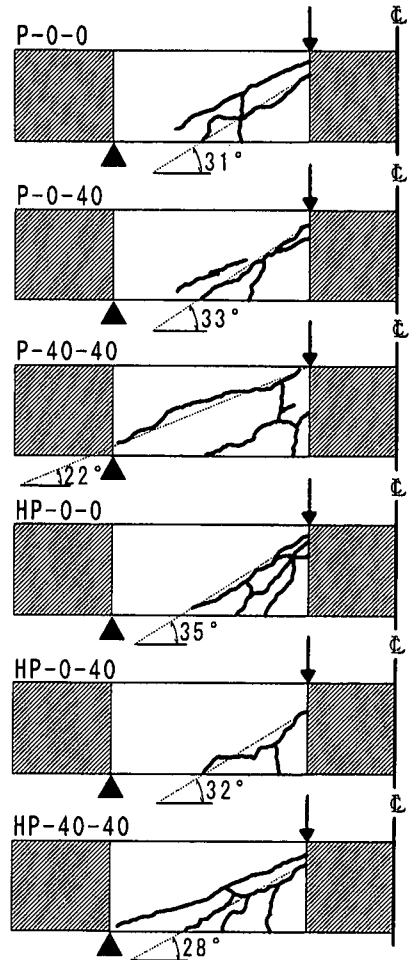
表-3 斜めひび割れの傾斜角

供試体	斜めひび割れの傾斜角 θ		
	$\cot \theta_1$ 計算値	$\cot \theta_2$ 計算値	実測値 ()内は 平均値
P-0-0	45°	45°	31°
P-0-20	41°	40°	38°
P-0-30	39°	38°	34°
P-0-40	38°	37°	33°
P-20-40	35°	33°	35°
P-40-40	33°	31°	22°
HP-0-0	45°	45°	35°
HP-0-20	42°	41°	38°
HP-0-30	41°	40°	40°
HP-0-40	40°	38°	32°
HP-20-40	37°	35°	34°
HP-40-40	36°	33°	28°
T-0-0	45°	45°	41°
T-0-20	41°	40°	34°
T-0-40	38°	36°	26°
T-12-0	45°	45°	45°, 35° (40°)
T-12-20	41°	40°	40°, 26° (33°)
T-12-40	38°	36°	32°, 24° (28°)
HT-0-0	45°	45°	34°
HT-0-20	43°	42°	37°
HT-0-40	40°	39°	35°
HT-12-0	45°	45°	45°, 40° (43°)
HT-12-20	43°	42°	38°, 28° (33°)
HT-12-40	40°	39°	33°, 33° (33°)

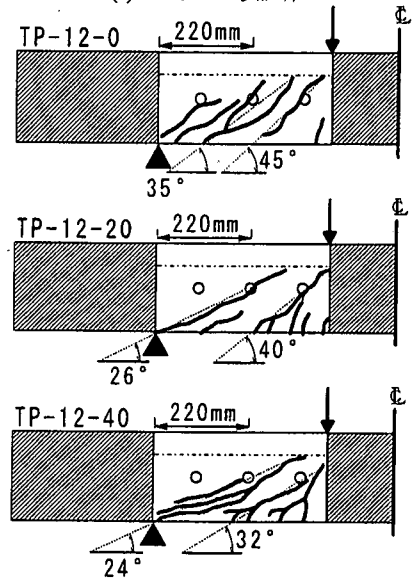
6. まとめ

本研究から得られた主な結果を要約すると、以下のとおりである。

- (1) 断面下縁のプレストレス量が大きくなるにつれて、また、断面内のプレストレス分布において、長方形分布のはりは三角形分布のはりと比較して、せん断ひび割れ発生荷重が大きくなる傾向を示す。
- (2) 現行の各種設計基準におけるコンクリートが負担するせん断力の算定式は安全側の値を算出しているものの、プレストレスの効果を過小評価する傾向がある。また、断面内のプレストレス分布の影響が考慮できないものが多い。したがって、プレストレスの効果を合理的に考慮できる評価方法を確立することが必要である。
- (3) $\cot \theta_1$, $\cot \theta_2$ (式(10)) の計算値は断面内のプレストレス分布の影響を適切に評価している。また、実測値に対して、 $\cot \theta_1$ は $\cot \theta_2$ と比較して、若干安全側の値を算出しているものの、コンクリート標準示方書におけるせん断耐力式 (式(14)) を $\cot \theta_1$, $\cot \theta_2$ (式(10)) で補正したせん断耐力式 V_{o1} , V_{o2} (式(15)) は断面内のプレストレス分布の変化にともなうせん断ひび割れ発生荷重の変化をかなりよく推測できることがわかる。



(a) Aシリーズ供試体



○:スターラップゲージの貼付位置
(b) Bシリーズ供試体

図-6 せん断スパンのひび割れ状況

(4) せん断補強筋を有する供試体において、コンクリート標準示方書におけるせん断耐力式(式(14))を $\cot \theta_1$, $\cot \theta_2$ (式(10))で補正したせん断耐力式 V_{c1} , V_{c2} (式(15))は断面下縁のプレストレス量を増加させても、プレストレスの効果を適切に評価しており、コンクリート負担せん断力を推測している。また、 V_{c1} , V_{c2} (式(15))の計算値にコンクリート標準示方書から算出したせん断補強筋負担せん断力を累加することにより、プレストレスの効果を適切に評価しつつ、せん断破壊荷重を安全側に算定することができる。

(5) 断面下縁のプレストレス量が大きくなるにつれて、また、断面内のプレストレス分布において、長方形分布のはりは三角形分布のはりと比較して、斜めひび割れの傾斜角が小さくなる傾向を示す。一方、 $\cot \theta_1$, $\cot \theta_2$ (式(10))の計算値は実験結果と多少差異があるものの、その傾向をかなりよく示している。

参考文献

- 1) Comite Euro-International du Beton : *CEB-FIP MODEL CODE* 1978.
- 2) Comite Euro-International du Beton : *CEB-FIP MODEL CODE* 1990,1993.
- 3) 土木学会 : コンクリート標準示方書(平成3年版改訂資料およびコンクリート技術の今後の動向, コンクリートライブラリー70, pp.61~64, 1991.
- 4) Collins, M. P. and Mitchell, D. : *Prestressed Concrete Structures*, PRENTICE HALL, 1991.
- 5) Priestley, M. J. N., Seible, F. and Calvi, G. M. : *Seismic Design and Retrofit of Bridges*, JOHN WILEY & SONS, INC., 1996.
- 6) 三方 康弘, 井上 晋, 小林 和夫, 仁枝 保 : せん断補強筋のないP Cはり部材のせん断耐力に及ぼすプレストレスの効果, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.20, No.3, pp.319-324, 1998.
- 7) Mikata, Y., Inoue, S. and Kobayashi, K. : Effect of Prestress on Shear Capacity of Prestressed Concrete Members, *Proceedings of the fib symposium 1999, prague*, Vol.1, pp.331-336.
- 8) 示 敬三, 井上 晋, 小林 和夫, 仁枝 保 : PRCはり部材のせん断耐荷挙動に及ぼすプレストレスの影響, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.20, No.3, pp.313-318, 1998.
- 9) 中村 光, 檜貝 勇 : 拡張した修正圧縮場理論によるRCはり断面のせん断耐荷力評価, 土木学会論文集, No.490/V-23, pp.157-166, 1994
- 10) Gregor, T. and Collins, M. P. : Tests of Large Partially Prestressed Concrete Girders, *ACI STRUCTURAL JOURNAL*, Vol.92, No.1, pp.63-72, Jan.-Feb. 1995.
- 11) 土木学会 : コンクリート標準示方書(平成8年度制定), 設計編, 1996.
- 12) 日本道路協会 : 道路橋示方書(平成8年度制定), IIIコンクリート橋編, 1996.
- 13) ACI : *Building Code Requirements For Structural Concrete And Commentary*, ACI 318-95, pp.139-140, 1996.
- 14) 日本建築学会 : プレストレスコンクリート設計施工規準・同解説, 1975.
- 15) 伊藤 忠彦, 山口 隆裕, 池田 尚治 : プレキャストセグメントはりの曲げせん断特性に関する実験的研究, プレストレスコンクリート, Vol.39, No1, pp.83-96, Jan. 1997.

(2000.2.9 受付)

EFFECT OF PRESTRESS ON SHEAR CAPACITY OF PRESTRESSED CONCRETE BEAMS

Yasuhiro MIKATA, Susumu INOUE, Kazuo KOBAYASHI and Tamotsu NIEDA

In this study, test results of 12 prestressed concrete beams without shear reinforcement and 12 prestressed reinforced concrete beams are used in order to evaluate the effects of prestress level and prestress distribution across the section on shear capacity. Shear force carried by concrete is calculated according to JSCE code, ACI code and the modified compression field theory, and so on. Those values are compared with the experimental results. From these results, a simple method, which considers the effect of prestress including stress distribution across the section as well as the inclination of diagonal crack on shear capacity, is proposed.