

せん断補強筋を有する鉄筋コンクリート及びプレストレストコンクリートはりのせん断耐力

佐藤 靖彦¹・上田 多門²・角田 與史雄³

¹正会員 博士(工学) 北海道大学助手 工学部土木工学科(〒060 札幌市北区北13条西8丁目)

²正会員 工博 北海道大学助教授 工学部土木工学科

³フェロー会員 工博 北海道大学教授 工学部土木工学科

本論文において、鉄筋コンクリート及びプレストレストコンクリートはりのせん断耐力評価式を提示した。これは、せん断補強筋が降伏を起こさない条件の下で導かれた連続繊維補強コンクリートはり及び連続繊維補強プレストレストコンクリートはりのせん断耐力評価式を、せん断補強筋の降伏を弾性係数の見かけ上の低下として捉えた等価弾性係数を用いることによって拡張したものである。最終的に、鉄筋コンクリートはり及びプレストレストコンクリートはりに対する本評価方法の妥当性が、既往の実験結果との比較により確認された。

Key Words: *steel reinforcement, RC beams, PC beams, shear strengths, shear reinforcement, non-linear finite element analysis*

1. 序 論

近年、コンクリート構造物に対し高い構造性能とともに良好な耐久性能を有することが囑望されており、電気防食等の耐久性の向上を目的とした数多くの研究¹⁾がなされている。

このような背景から、化学的抵抗性に優れた連続繊維補強材に大きな期待が寄せられており、現在、コンクリート構造物への実用化を目指した活動が積極的に行われている²⁾。その結果として、連続繊維補強コンクリート部材の基本的な特性は明らかにされ、今後は、その設計方法を具体的に示していくことが大きな課題である。その理想は、設計者が、対象とする構造物に対する社会的要求に合わせ、鋼材や連続繊維補強材を自由に選択し、合理的な設計を行う為に、補強材によらない統一的な設計方法を構築することであろう。

著者らは、有限要素解析により明らかにしたせん断耐荷性状^{3),4)}を踏まえ、数値実験により連続繊維補強コンクリートはり及び連続繊維補強プレストレストコンクリートはりのせん断耐力式^{5),6)}の構築を行った。この式においてせん断耐力に与える補強筋の影

響を、補強筋比と弾性係数を掛け合わせた剛性により考慮している。この式の適用範囲は、補強筋が降伏を起こさない場合であるので、降伏を起こさなければ、鉄筋に対してもその適用が可能である。

一般に、はりがせん断破壊を起こす場合には、主筋は降伏しないものと考えており⁷⁾、せん断耐力を評価する上で、その降伏強度は考慮されない。これは、曲げ破壊せずにせん断破壊をするという条件で、主筋が降伏する場合としない場合との比較を行っても、実際の部材ではせん断耐力の差が明確になりにくい為であると思われる。

しかし、せん断補強筋が降伏する場合には、降伏しない場合と比較して明確な差異が見られ、せん断補強筋が降伏する場合にはその耐力が低下する。よって、トラス理論に見られるようにせん断補強筋が降伏する場合には、その降伏強度を耐力算定式に考慮する必要がある。本研究は、せん断補強筋が降伏する場合のせん断耐力の定量化を行うものであるが、手法としては、せん断補強筋が降伏を起こさない条件で求めた連続繊維補強コンクリートはりのせん断耐力評価式^{5),6)}において、せん断補強筋の降伏を見かけ上の弾性係数の低下と捉えることによりその

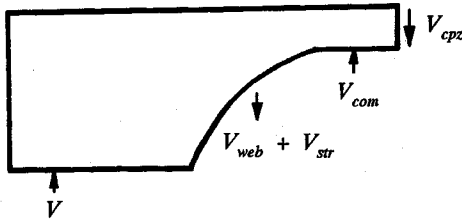


Fig.1 Shear Resisting Model

耐力の評価を試みるものである。これにより、降伏を生ずる補強筋（鉄筋）を用いた場合も降伏を生じない補強筋（連続繊維補強材）を用いた場合も、同じ評価式によりその耐力を算定することが可能となる。

2. 連続繊維補強コンクリートはり及び連続繊維補強プレレストはりのせん断耐力式^{5),6)}

(1) せん断耐荷モデル^{5),6)}

著者らは、非線形有限要素解析⁸⁾を用いた数値実験により連続繊維補強コンクリートはり及びプレレストコンクリートはりのせん断耐力評価式の構築を行った。これは、以下に示すせん断耐荷モデルに基づいたものである^{5),6)} (Fig.1参照)。

$$V = V_{cpz} + V_{str} + V_{web} - V_{com} \quad (1)$$

ここに、

- V_{cpz} : 曲げ圧縮域（軸方向ひずみより求めた圧縮域）で受け持つせん断力
- V_{str} : 斜めひび割れ域でのせん断補強筋以外が受け持つせん断力
- V_{web} : 斜めひび割れ域でのせん断補強筋が受け持つせん断力
- V_{com} : 曲げ圧縮域と斜めひび割れ域を結ぶ水平領域でのコンクリートによるせん断力

(2) せん断耐力評価式^{5),6)}

式(1)における各せん断力は、平均応力と分布領域を掛け合わせるにより算定される。それらは、せん断スパン比 (a/d , a : せん断スパン, d : 有効高さ), コンクリート強度 (f'_c), 主筋の剛性 ($p_s E_s$, p_s : 主筋比, E_s : 主筋の弾性係数) 及びせん断補強筋の剛性 ($p_w E_w$, p_w : せん断補強筋比, E_w : せん断補

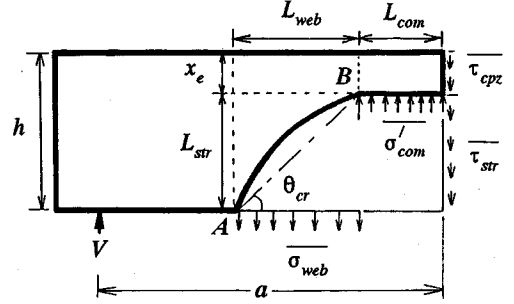


Fig.2 Distribution of Shear Resisting Stresses

強筋の弾性係数), プレストレス力を部材面積で除した値 (σ'_p) の関数として与えられる^{5),6)} (Fig.2参照)。以下に各平均応力及び分布領域の予測式を示すが、 $\sigma'_p=0$ とした場合が連続繊維補強コンクリートはりに対する予測式となる。

$$V = \overline{\tau}_{cpz} b x_e + \overline{\tau}_{str} b L_{str} + \overline{\sigma}_{web} b L_{web} - \overline{\sigma}'_{com} b L_{com} \quad (2)$$

ここに、

$\overline{\tau}_{cpz}$: 曲げ圧縮域での平均せん断応力

$$\overline{\tau}_{cpz} = 0.65 \sin \alpha \cos \alpha f'_c \quad (3)$$

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{d}{a} \right) \quad (4)$$

$\overline{\tau}_{str}$: 斜めひび割れ域での平均せん断伝達応力

$$\overline{\tau}_{str} = \frac{1.28}{f_c^{1/3}} e^{-11.2 \frac{\sigma'_p}{f_c}} \quad (5)$$

$\overline{\sigma}_{web}$: 斜めひび割れ域でのせん断補強筋の平均引張応力

$$\overline{\sigma}_{web} = E_w \overline{\epsilon}_{web} \quad (6)$$

$$\overline{\epsilon}_{web} = 0.0053 \frac{\sqrt{f'_c}}{\sqrt{a/d+1}} e^{-\frac{1000}{p_s E_s} - 0.05 \sqrt{p_w E_w}} \left[1 + \left(\frac{\sigma'_p}{f_c} \right)^{0.2} \right] \quad (7)$$

$\overline{\sigma}'_{com}$: 水平領域でのコンクリートの平均圧縮応力

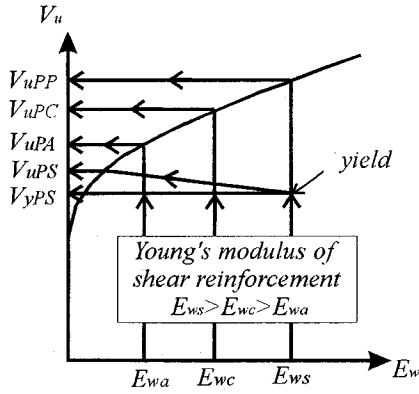


Fig.3 Relationships between Young's Modulus of Shear Reinforcement and Shear strength

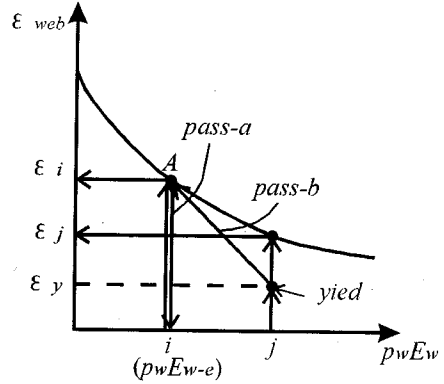


Fig.4 Relationships between Average Strain and Stiffness of Shear Reinforcement

$$\frac{\sigma'_{com}}{f'_c} = 0.64 \left(\frac{a}{d}\right)^{-1} \sin^2 \beta \quad (8)$$

$$\beta = 32 \left[1 - \left(\frac{\sigma'_P}{f'_c}\right)^{0.5}\right] \quad (9)$$

x_e : 曲げ圧縮域深さ

$$\frac{x_e}{x} = \frac{1 - e^{-\left(\frac{a}{d}\right)}}{1 - 3.2^{-0.12(\rho_w E_w)^{0.4}}} \left[1 + \left(\frac{\sigma'_P}{f'_c}\right)^{0.7}\right] \quad (10)$$

$$x = -np_s d + \sqrt{(np_s d)^2 + 2np_s d^2} \quad (11)$$

L_{str} : 斜めひび割れ域の部材軸水平投影長さ

$$L_{str} = h - x_e \quad (12)$$

L_{web} : 斜めひび割れ域の部材軸垂直投影長さ

$$L_{web} = \frac{L_{str}}{\tan \theta_{cr}} \quad (13)$$

$$\theta_{cr} = 45 \left[1 - \left(\frac{\sigma'_P}{f'_c}\right)^{0.7}\right] \quad (14)$$

L_{com} : 水平領域長さ

$$L_{com} = \frac{a}{h} x_e \quad (a > h) \quad (15)$$

h : 部材高さ

b : 断面幅

(3) 対象とする破壊形式

解析における破壊は、荷重のピーク時に曲げせん断スパンにおける載荷点そばの圧縮域のコンクリートが軟化を起こすことによるものである。つまり、実際の破壊形式におけるせん断圧縮破壊に対応する。よって、数値実験により得られた本せん断耐力評価式は、せん断圧縮破壊を起こすはりに対して適用されるものである^{5),6)}。なお、本評価式においてその破壊基準は、曲げ圧縮域での主応力により規定されており^{5),6)}、その主応力のせん断応力成分が式(3)により表される。

3. 鉄筋コンクリート及びプレストレストコンクリートはりのせん断耐力評価式の構築

(1) せん断補強筋の降伏とせん断耐力

Fig.3は、実験及び解析結果から整理したせん断補強筋の弾性係数とせん断耐力との関係を示す。縦軸は、せん断耐力 (V_u) を横軸はせん断補強筋の弾性係数 (E_w) を表す。この図は、せん断補強筋の降伏強度が十分に大きい場合には、せん断補強筋の弾性係数が大きければせん断耐力は増加すること ($V_{uPP} > V_{uPC} > V_{uPA}$)、さらに、弾性係数が大きくても降伏を起こすことによりせん断補強筋の弾性係数が低下したと見なせ、せん断耐力は低下しうることを示す ($V_{uPP} > V_{uPS}$)⁴⁾。著者らが構築した連続繊維補強コンクリートはりのせん断耐力式は、せん断補強筋が降伏しない場合の耐力 (図中の V_{uPP} , V_{uPC} , V_{uPA}) を算定可能である。本論文では、せん断補強筋が降伏する場合のせん断耐力 (図中の V_{uPS}) の算定方法を検討する。

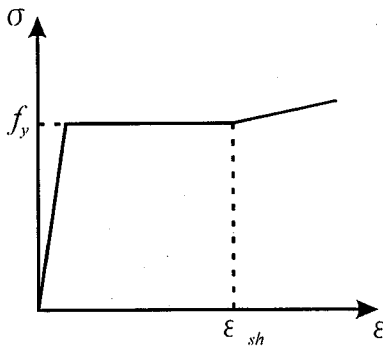


Fig.5 Stress - Strain Relation of Bare Bar

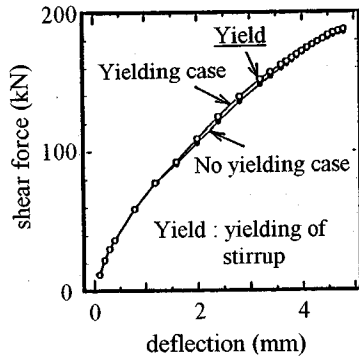


Fig.7 Shear Force - Deflection Curves

せん断補強筋が降伏する場合、降伏の前後で各要素が受け持つ分担せん断力の割合は変化する。しかし、最終的にははりがせん断圧縮破壊を起こす場合には、せん断補強筋の降伏の有無によらず同じ破壊条件を適用できることが確認されており³⁾、せん断補強筋が降伏する場合であっても、はりがせん断圧縮破壊を起こす場合のせん断耐力、すなわち、終局時の各要素が受け持つせん断力は、せん断補強筋が降伏しないとして求めたせん断耐力式に基づき評価できるものと考えられる。そこで本論文では、以下にこの考え方の妥当性を検討することとする。

(2) せん断補強筋の等価剛性の評価

前節で述べたようにせん断補強筋が降伏する場合には、降伏しない場合に比べせん断耐力は低下する。これは、せん断補強筋の降伏によりその弾性係数が小さい場合と同様な状況になり (Fig.3参照)、せん断補強筋が降伏しない場合に比べ曲げ圧縮域が減少することによるものであった³⁾。

ここでは、2章で示したせん断補強筋が降伏しない、つまり、連続繊維補強コンクリートはりのせん断耐力評価式 (式(2)) を用いて、降伏によりせん断補強筋の弾性係数が見かけ上低下する現象を表現するこ

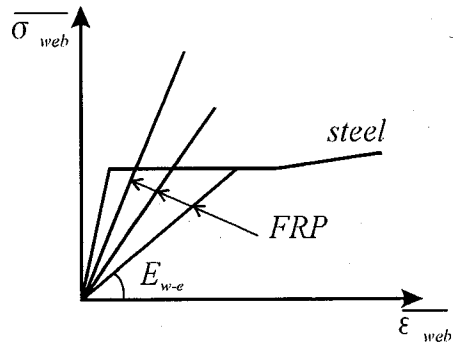


Fig.6 Relationships between Stress and Strain of Shear Reinforcement at Diagonal cracking Zone

Table 1 Analyzed Specimens

Analyzed specimen	P_{eff} (kN)	a/d	P_s (%)	P_w (%)	f_{wy} (MPa)
RC1	0	2.4	2.4	0.4	196
RC2	0	2.4	2.4	0.4	294
RC3	0	2.4	2.4	0.2	294
RC4	0	2.4	1.2	0.4	294
RC5	0	2.4	2.4	0.4	294
RC6	0	1.6	2.4	0.4	294
PC1	100	3.2	2.4	0.4	294
PC2	200	3.2	2.4	0.4	294

とを考える。

連続繊維補強コンクリートはりのせん断耐力評価式において、せん断補強筋の剛性の大きさによる影響は、曲げ圧縮域深さとせん断補強筋の平均ひずみにのみ現れる^{3),6)}。よって、せん断補強筋が降伏する場合においても曲げ圧縮域での平均せん断応力 ($\bar{\tau}_{cr}$)、水平領域での平均圧縮応力 ($\bar{\sigma}_{com}$)、ならびに、斜めひび割れ域での平均せん断応力 ($\bar{\tau}_{sr}$) には、降伏 (弾性係数の見かけ上の低下) による影響は現れないものと予想される。

Fig.4は、式(6)より得られるせん断補強筋が降伏しない場合の斜めひび割れ域でのせん断補強筋の平均ひずみとせん断補強筋の剛性との関係を示す。Fig.4において、 $p_w E_f$ なるせん断補強筋の剛性を有するはりの斜めひび割れ域でのせん断補強筋の平均ひずみは、 ϵ_j として与えられる。図中の実線は、せん断補強筋の降伏ひずみを示すものであるが、その降伏ひずみ (ϵ_y) が ϵ_j よりも大きければ、せん断補強筋が降伏する前に部材が破壊することを意味する。しかし、せん断補強筋の降伏ひずみが降伏を起こさないとして求めた終局ひずみ ϵ_j よりも小さい場合には、

Table 2 Analytical Results

Analyzed specimen	x_c (cm)			$\bar{\tau}_{gz}$ (MPa)			$\bar{\sigma}_{com}$ (MPa)			$\bar{\tau}_{gr}$ (MPa)			$\bar{\sigma}_{web}$ (MPa)			V (kN)		
	A	B	A/B	A	B	A/B	A	B	A/B	A	B	A/B	A	B	A/B	A	B	A/B
RC1	8.0	7.2	1.11	9.5	10.2	0.93	2.2	3.3	0.67	1.7	1.8	0.94	183	196	0.93	176	168	1.05
RC2	8.6	7.6	1.13	9.8	10.2	0.96	3.2	3.3	0.97	1.8	1.8	1.00	282	294	0.96	188	186	1.01
RC3	7.5	7.0	1.07	9.1	10.2	0.89	2.7	3.3	0.82	1.6	1.8	0.89	278	294	0.95	170	158	1.08
RC4	6.5	6.0	1.08	9.3	10.2	0.91	2.8	3.3	0.85	1.6	1.8	0.89	267	294	0.91	168	166	1.01
RC5	9.7	9.2	1.05	4.8	4.5	1.07	1.2	1.5	0.80	1.3	1.4	0.93	274	294	0.93	135	135	1.00
RC6	6.1	6.5	0.94	14.8	12.9	1.15	4.6	4.9	0.94	1.8	2.0	0.90	288	294	0.98	261	232	1.13
PC1	10.7	9.5	1.13	8.6	9.4	0.91	2.4	2.0	1.20	1.3	1.1	1.18	272	294	0.93	122	137	0.89
PC2	11.3	10.0	1.13	10.7	9.4	1.14	1.2	1.6	0.75	0.5	0.7	0.71	285	294	0.97	164	154	1.06

せん断補強筋は降伏し、図に示すごとく弾性係数が低下したと見なせ、より大きなひずみ (ϵ_s) へと推移する。

本せん断耐力モデルで仮定した斜めひび割れ域でのせん断補強筋が受け持つせん断力は、ひび割れでの補強筋の力を示すものであり、補強筋の平均応力にコンクリートの平均引張応力を加えた全応力に基づいて計算される。よって、鉄筋の応力-ひずみ関係は、コンクリートの平均引張応力を差し引いて計算される鉄筋の平均化した応力-ひずみ関係ではなく、鉄筋単体の応力-ひずみ関係として与えられる。ここでは式(16)⁹⁾ (Fig.5参照) により表すこととする。

$$\sigma_s = f_y + (1.01f_u - f_y)(1 - e^{-(\epsilon_s - \epsilon_{sh})/k}) \quad (16)$$

$$k = 0.032 (400 / f_y)^{1/3} \quad (17)$$

ここに、

- f_y : 降伏応力
- f_u : 引張強度
- ϵ_{sh} : 硬化点ひずみ

連続繊維補強材のように完全弾性体であるならば、ひび割れでの終局ひずみは、せん断補強筋とコンクリートの引張応力を足し合わせた全引張応力を補強筋の弾性係数で除すことにより簡単に求めることができる。しかし、補強筋が降伏する場合には、ひび割れでの引張応力（つまり、全引張応力）に対する補強筋の終局ひずみを正確に定義することは難しい。

Fig.6は、斜めひび割れ域でのせん断補強筋の応力とひずみとの関係を、せん断補強筋が降伏しない場

合（図中のFRP）と降伏する場合（図中のsteel）の両方で示してある。せん断耐力時の鉄筋のひずみが与えられた場合、そのひずみに対応する応力と等しい応力を与える弾性係数（以下「等価弾性係数」）を次式により求めることができる。

$$\sigma_s = E_{w-e} \bar{\epsilon}_{web} \quad (18)$$

ここに、 E_{w-e} : 等価弾性係数 (Fig.6参照)

この等価弾性係数に等しい弾性係数を持った降伏しない補強筋の場合を示したのが、Fig.4に示すpass-aである。一方、せん断補強筋が降伏する場合には、図中のpass-bに示すように弾性係数は徐々に低下し、終局時に点Aに達するものと言える。

ここで、せん断耐力に対し終局ひずみに達するまでの経路が異なることによる影響が現れなければ、終局時の平均ひずみが等しくなる条件の下で、せん断補強筋が降伏しない場合の剛性 (Fig.4中のpass-a) を用いた場合のせん断耐力と、せん断補強筋の剛性が徐々に低下する場合 (Fig.4中のpass-b) のせん断耐力を同等に取り扱うことができる。

いま、コンクリート強度44MPa、せん断スパン比2.4、主筋の剛性4944MPa、せん断補強筋の剛性824MPa ($p_w = 0.4\%$, $E_w = 206\text{GPa}$)、降伏強度294MPaである場合 (Table 1の供試体RC2) の等価弾性係数、すなわち、式(16)により得られる応力と式(18)により得られる応力が等しくなる時の弾性係数 E_{w-e} を式(7)(16)(18)により求めると54GPaとなる。よって、等価剛性（せん断補強筋比×等価弾性係数）は216MPaとなる。そこで、せん断補強筋の剛性

Table 3 Details of Test Specimens and Shear Strengths (FRANTZ)¹⁰⁾

Specimen	a/d	f'_c (MPa)	p_s (%)	p_w (%)	f_{wy} (MPa)	V_{test} (kN)	V_{cal} (kN)	V_{test} V_{cal}	Yielding of Stirrup ¹⁾	
									Test	Cal.
B50-3-3	3.6	24	3.36	0.11	323	76	69	1.10	—	Y
B50-7-3	3.6	43	3.36	0.11	323	93	88	1.06	—	Y
B50-11-3	3.6	65	3.36	0.11	323	97	104	0.93	—	Y
B50-15-3	3.6	90	3.36	0.11	323	111	121	0.92	—	Y
B100-3-3	3.6	30	3.36	0.26	269	95	85	1.12	Y	Y
B100-7-3	3.6	51	3.36	0.26	269	120	105	1.14	—	Y
B100-11-3	3.6	75	3.36	0.26	269	150	124	1.21	Y	Y
B100-15-3	3.6	89	3.36	0.26	269	115	133	0.86	—	Y
B150-3-3	3.6	31	3.36	0.36	286	138	97	1.42	—	Y
B150-7-3	3.6	51	3.36	0.36	286	133	117	1.14	—	Y
B150-11-3	3.6	76	3.36	0.36	286	161	136	1.18	—	Y
B150-15-3	3.6	90	3.36	0.36	286	149	158	0.94	—	Y

1) Y : yielding of stirrup NY : no yielding of stirrup — : not reported

を824MPa、降伏強度294MPaとしたものと、せん断補強筋の剛性を216MPaとし、降伏を起こさない場合との有限要素解析⁸⁾を行った結果、両者の終局耐力は、それぞれ、188kN、186kNとほぼ一致するものであった。それらの荷重-変位曲線をFig.7に示す。せん断補強筋が降伏する以前においては、両者の荷重-変位曲線に相違が見られるが、終局付近では、概ね等しい性状を示すことが明かである。同様な性状がTable 1に示すその他の解析供試体においても確認されており、せん断補強筋が降伏する場合のせん断耐力を、等価剛性を用いてせん断補強筋が降伏しないものとして評価できるものと言える。

(3) 各平均応力の評価

ここで、連続繊維補強コンクリートはりに対する各予測式により、せん断補強筋が降伏するはりのせん断耐力時における各平均応力を実際に予測可能であることを示す。検証に用いた解析供試体は、Table 1に示す6体のRCはり2体のPCはりである。各供試体の曲げ圧縮域深さと各平均応力値をTable 2に示す。Table 2中のA欄は有限要素解析結果を、B欄は本耐力式による予測値を示すものである。曲げ圧縮域深さ(x_c)とせん断補強筋の平均応力($\bar{\sigma}_{wb}$)は、せん断補強筋の等価剛性を用いて計算されている。この結果から判断すると、コンクリートの水平圧縮応力($\frac{1}{\sigma_{com}}$)の解析値と予測値に若干適合度が悪いものも存在するが、全体的には、連続繊維補強コンクリートはり、つまりせん断補強筋が降伏しない場

合に対する予測式に、せん断補強筋の降伏による剛性の低下を考慮した等価剛性を適用することにより降伏する場合の各平均応力を予測可能であると言える。また、表中のVのB欄の値は、Table 2に示した各応力の予測値(B欄)を用いて本評価式により求めたせん断耐力を示すものであるが、降伏を起こすはり供試体の有限要素解析結果(VのA欄の値)と概ね一致していることが明かである。

4. 既往の実験結果によるせん断耐力式の評価

ここで、鉄筋コンクリートはりに対する本評価式の妥当性を確認する目的で、既往の実験結果との比較を行う。ここで用いた実験データは、22体の鉄筋コンクリートはり、15体のプレストレストコンクリートはりである。それらは、FRANTZらによる実験結果¹⁰⁾、斉藤らによる実験結果^{11)、12)}、CEDERWALLらにより行われた実験結果¹³⁾である。これらの実験データは、本評価式の妥当性を、コンクリート強度、せん断スパン比、主筋比、せん断補強筋比、プレストレスに対して検討できるように選定された。Table 3から5に各実験供試体の諸元を示す。ただし、各表中において、 V_{test} は実験結果を、 V_{cal} は本評価式による結果を表す。なお、本評価式における破壊形式はどの場合もせん断圧縮破壊である。

Fig.8は、実験値を計算値で除したせん断耐力比(以下「耐力比」と言う)とコンクリート強度との関係を示す。本解析プログラムに用いられている構成則⁹⁾は、コンクリート強度が20MPaから50MPa程度

Table 4 Details of Test Specimens and Shear Strengths (SAITO)^{11,12)}

Specimen	a/d	f'_c (MPa)	p_s (%)	p_w (%)	f_{wy} (MPa)	V_{test} (kN)	V_{cal} (kN)	V_{test} V_{cal}	Yielding of Stirrup	
									Test	Cal.
SV53-1	2.0	21	2.46	0.43	341	121	125	0.97	Y	Y
SV53-2	2.0	25	2.46	0.69	400	173	150	1.15	NY	NY
SV44-1	1.7	19	2.46	0.43	341	141	131	1.08	Y	Y
SV40-2	1.5	21	2.46	0.69	400	176	153	1.15	NY	NY
SV44-3	1.7	19	2.46	1.04	400	180	138	1.30	NY	NY
SV26.5-1	1.0	25	2.46	0.29	341	213	125	1.70	Y	Y
SV26.5-2	1.0	21	2.46	0.34	400	214	149	1.44	NY	Y
SV26.5-3	1.0	21	2.46	0.69	400	229	174	1.32	Y	NY
SV26.5-4	1.0	17	2.46	1.20	373	180	152	1.18	NY	NY
SV13.3-2	0.5	23	2.46	0.29	341	308	125	2.46	NY	Y

Table 5 Details of Test Specimens and Shear Strengths (CEDERWALL)¹³⁾

Specimen	σ_p (MPa)	a/d	f'_c (MPa)	p_s (%)	p_w (%)	f_{wy} (MPa)	V_{test} (kN)	V_{cal} (kN)	V_{test} V_{cal}	Yielding of Stirrup	
										Test	Cal.
734-45	3.1	2.5	33	1.05	0.21	495	90	93	0.97	—	Y
824-1B	2.0	2.5	52	1.45	0.21	495	116	117	0.99	—	Y
824-2B	3.6	2.5	32	1.46	0.22	520	116	99	1.17	—	Y
824-1C	2.4	2.5	20	1.46	0.43	488	88	112	0.79	—	NY
803-2S	3.1	2.5	36	1.12	0.22	235	76	88	0.86	—	Y
803-1S	2.7	2.5	31	1.12	0.27	235	85	83	1.02	—	Y
842-6	3.5	2.5	58	2.19	0.22	529	131	132	0.99	Y	Y
842-7B	3.7	2.5	45	2.20	0.22	529	129	117	1.10	—	Y
842-8	3.9	2.5	70	2.17	0.29	529	160	159	1.01	—	Y
842-10	3.4	2.5	63	2.20	0.22	353	107	122	0.88	—	Y
842-11	3.5	4.2	63	2.19	0.22	353	91	79	1.15	—	Y
842-12	3.1	1.7	67	2.19	0.22	353	191	154	1.24	—	Y
842-13	3.1	3.4	67	2.16	0.21	353	122	100	1.22	—	Y
842-14	1.2	2.5	51	2.19	0.22	529	109	120	0.91	—	Y
842-16	2.1	2.5	65	2.22	0.22	529	157	136	1.15	—	Y

の範囲に対して検証がなされているものであるが、本評価式は10MPaから90MPaのすべての範囲で概ね良好に実験結果を推定している。一般に、非常にコンクリート強度が大きい場合には、ひび割れ面での平滑化が起こり、普通強度の場合に比べ斜めひび割れ面でのせん断伝達力の低下が考えられ¹⁴⁾、本論文における比較範囲より大きいコンクリート強度に対する本評価式の適用には注意を要する。

また、コンクリート強度が10から20MPa程度である場合、耐力比が大きい傾向が見受けられる。これらのデータは、せん断スパン比 a/d が1.0程度のディーブームである。

Fig.9は、耐力比と a/d との関係を示す。 a/d が1.5以上の範囲では耐力比は概ね1前後である。しかし、 a/d が0.5、1.0及び1.5である場合、予測式はかなり安全側の評価を示すことが明かである。

本せん断耐力評価式は、せん断スパン (a) が部材高さ (h) より大きくなる条件 ($a/h > 1.0$) で導かれたものである⁵⁾。Fig.9において、 a/d が概ね1.5以上であるものがその範囲に当たる。 a/d が1.5未満であるデータに対する耐力比の平均が1.62 (変動係数28%) であるのに対し、 a/d が1.5以上のデータに対する耐力比の平均は1.09 (変動係数12%) となり、本せん断耐力評価式において、その適応範囲を満足するはりに対し、その耐力を精度良く予測することができるものと言える。なお、本評価式がディーブームのせん断耐力を的確に評価できない理由として、荷荷板幅の影響や荷荷板が存在することによる3次元的な拘束効果が挙げられる。本評価式中においてこれらの影響は考慮されておらず、この点に関する検討が今後必要である。

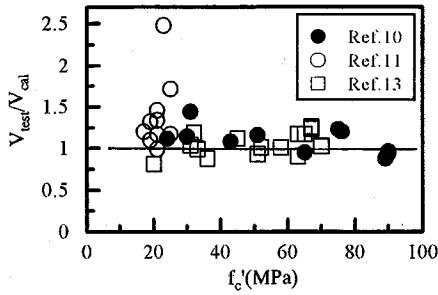


Fig.8 Ratio of Shear Strengths - Concrete Strength Relationships

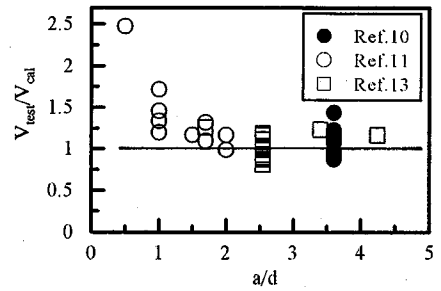


Fig.9 Ratio of Shear Strengths - a/d Relationships

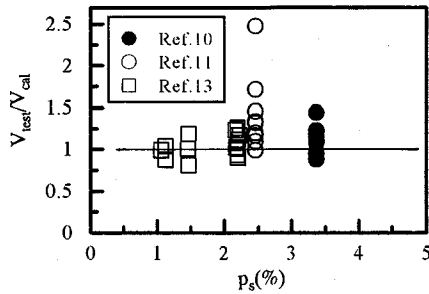


Fig.10 Ratio of Shear Strengths - Main Reinforcement Ratio Relationships

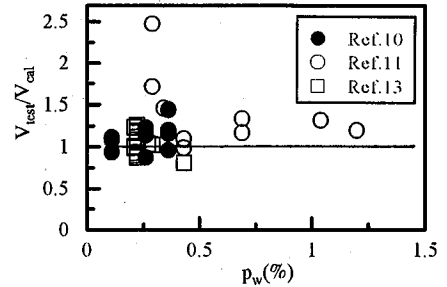


Fig.11 Ratio of Shear Strengths - Shear Reinforcement Ratio Relationships

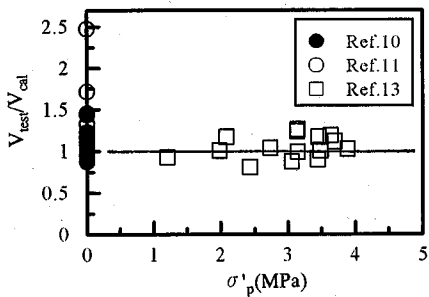


Fig.12 Ratio of Shear Strengths - Prestress Relationships

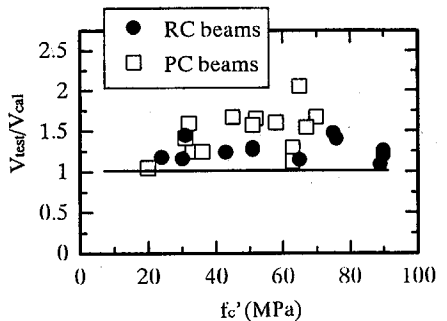


Fig.13 Ratio of Shear Strengths - Concrete Strength Relationships

Fig.10, Fig.11は、それぞれ、耐力比と主筋比との関係、耐力比とせん断補強筋比との関係を示すものであるが、主筋比及びせん断補強筋比の大きさによる影響は観察されない。

Fig.12は、耐力比とプレストレスとの関係を示す。プレストレスを受けるはりのせん断耐力は、連続繊維補強コンクリートはりのせん断耐力評価式を基準として導いた連続繊維補強プレストレスコンクリートはりのせん断耐力評価式⁹⁾において、せん断補強筋の降伏を先に述べた等価剛性を用い算定したものである。この範囲において、概ねその耐力を予測

できていることが明かである。プレストレスコンクリートはりに対する耐力比の平均は1.03(変動係数は13%)であった。

先に示した**Table 3**から**5**には、実験及び本評価式におけるせん断補強筋の降伏の有無をも示してある。限られた供試体との比較ではあるが、適用範囲を満足するはり ($a/d \geq 1.5$) に対して、本評価式による予測は実験結果と一致している。

Fig.13は、コンクリート標準示方書⁷⁾に基づき求めたせん断耐力とコンクリート強度との関係を示す。現行の示方書では、ディーブームにおけるせん断

補強筋の補強効果は考慮しないものとしており、ここでは、*ald*が2.5以上のデータに対してのみ比較を行っている。なお、部材係数はすべて1.0としている。

示方書式は、全データを安全側に評価しており、コンクリート強度が90MPa程度の場合にも適用できるものと思われる。なお、示方書式を用いた場合の耐力比の平均は、RCはりに対して1.26（変動係数9.4%）、PCはりに対して1.48（17.6%）であった。

5. 結論

本研究の結論を以下に示す。

- (1) 著者らが既に提案してある、補強筋の剛性などを考慮にいたれた連続繊維補強コンクリートはり及び連続繊維補強プレレストコンクリートはりのせん断耐力評価式^{3),9)}に基づいて、鉄筋コンクリートはり及びプレレストコンクリートはりのせん断耐力評価式を提示した。すなわち、せん断補強筋が降伏しない場合は、連続繊維補強コンクリートはり及びプレレストコンクリートはりのせん断耐力評価式をそのまま適用し、せん断補強筋が降伏する場合は、せん断補強筋の降伏をせん断補強筋の弾性係数の見かけ上の低下として置き換えた等価弾性係数をせん断耐力評価式に用いる。
- (2) 鉄筋コンクリートはり及びプレレストコンクリートはりに対する本評価方法の妥当性が、既往の実験結果^{10)~13)}との比較により確認された。

以上、本研究により主筋及びせん断補強筋に鋼材を用いた場合と連続繊維補強材を用いた場合の鉄筋コンクリート及びプレレストコンクリートはりのせん断耐力を、同じせん断耐力評価式により統一的に評価することが可能となった。

ただし、本評価式は寸法効果の影響を考慮していないが、せん断圧縮破壊型の場合、コンクリートの圧縮強度の影響が支配的で、部材耐力には寸法効果が現れにくいと考えられる。

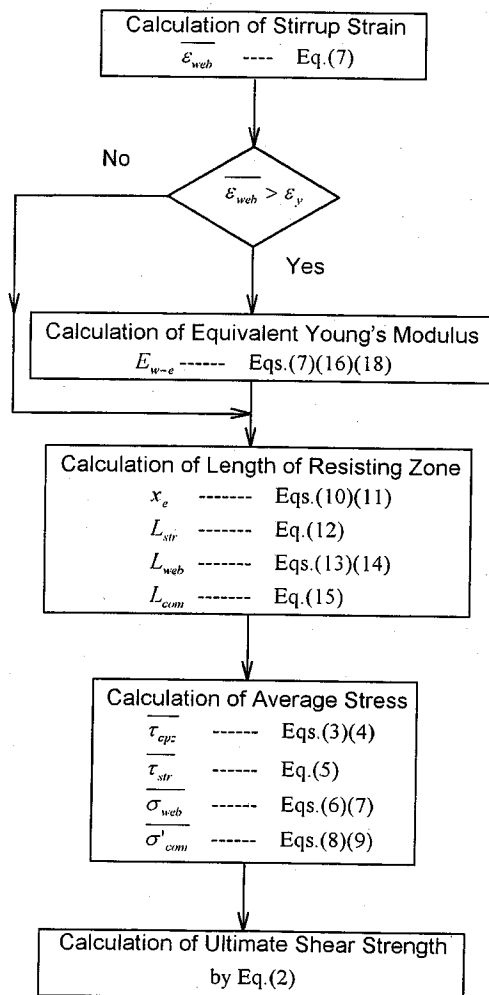
せん断補強筋の降伏の有無に関わらず、主筋およびせん断補強筋の剛性が小さい場合には、せん断補強筋を持たない比較的*ald*が大きいはり部材と同様に、一本の斜めひび割れが支配的な斜め引張破壊を起こす。しかし、本研究で用いた有限要素解析プログラムは、斜め引張破壊を正確に追跡できないために、数値実験より導かれたせん断圧縮破壊を対象とする本評価式は、主筋の剛性やせん断補強筋の剛性が小さい場合の耐力を危険側に評価する³⁾。この理由とし

て、はりが斜め引張破壊する場合は、せん断圧縮破壊する場合と比べ、斜めひび割れでの骨材の噛み合わせによる伝達力が低下することが考えられ、この点を考慮した本評価式の斜め引張破壊に対する適用方法を別報にて示す予定である。

謝辞：本研究で用いた解析プログラムは、Nares Pantaratorn博士により開発されたものである。ここに深く謝意を表します。

付録

本せん断耐力評価式によるせん断耐力の算定フローを以下に示す。



参考文献

- 1) 例えば堺孝司, 大越威, 峰松敏和: 積雪寒冷地における鉄筋コンクリート構造物への電気防食法の適用, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.13, No.1, pp.567~572, 1991年6月.
- 2) コンクリート工学, 特集*新素材—連続繊維によるコンクリートの補強—, Vol.29, 1991年11月.
- 3) 佐藤靖彦, 上田多門, 角田與史雄: 有限要素解析による連続繊維補強コンクリートはりのせん断耐荷性状の定性的評価, 土木学会論文集, Vol.484, pp.51~60, 1994年2月.
- 4) 佐藤靖彦, 上田多門, 角田與史雄: 連続繊維補強プレストレストコンクリートはりのせん断耐荷性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.16, No.2, pp.1087~1092, 1994年6月.
- 5) 佐藤靖彦, 上田多門, 角田與史雄: せん断補強筋を有する連続繊維補強コンクリートはりのせん断耐力の定量的評価, 土木学会論文集, No.520/V-28, pp.157~169, 1995年8月.
- 6) 佐藤靖彦, 上田多門, 角田與史雄: せん断補強筋を有する連続繊維補強プレストレストコンクリートはりのせん断耐力, 土木学会論文集, No.520/V-28, pp.213~224, 1995年8月.
- 7) コンクリート標準示方書(平成3年版)設計編, 土木学会, 1991年9月.
- 8) Ueda, T., Pantaratorn, N. and Sato, Y., : Finite Element Analysis on Shear Resisting Mechanism of Concrete Beams with Shear Reinforcement, *Journal of Materials, Concrete Structures and Pavements*, JSCE, No.520/V-28, pp.273~286, August, 1995.
- 9) 岡村甫, 前川宏一: 鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則, 技報堂, 1991年.
- 10) Mahone, A.G. and Frantz, G.C. : Shear Tests of High and Low Strength Concrete Beams with Stirrups, *SP-87*, ACI, pp.179~196, 1985.
- 11) 林川俊郎, 斉藤文彦, 角田與史雄: せん断補強筋を有するRCディーブームの強度について, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.12, No.2, pp.319~324, 1990年6月.
- 12) 斉藤文彦: 鉄筋コンクリートディーブームのせん断補強効果に関する研究, 北海道大学修士論文, 1990年3月.
- 13) K.Cederwall, O.Hedman and A.Loerberg : Shear Strength of Partially Prestressed Beams with Pretensioned Reinforcement of High Grade Deformed Bars, *SP-49*, ACI, pp.218~230, 1974.
- 14) B.Bujadham, A.Fujiyoshi and K.Maekawa : Crack Surface Asperity on Stress Transfer Mechanism, *Proceedings of JCI*, Vol.11, No.2, pp.649~654, 1989.

(1995.4.13 受付)

SHEAR STRENGTH OF REINFORCED AND PRESTRESSED CONCRETE BEAMS WITH SHEAR REINFORCEMENT

Yasuhiko SATO, Tamon UEDA and Yoshio KAKUTA

The shear resisting model for reinforced and prestressed concrete beams using steel bars has been proposed. This model is based on the shear resisting model for non-prestressed and prestressed concrete beams reinforced with FRP rods which was proposed previously by the authors. In the proposed model, the shear strengths of beams in which yielding of shear reinforcement takes place can be calculated considering equivalent stiffness of shear reinforcement. It was confirmed that the shear resisting model could predict experimental shear strengths of reinforced and prestressed concrete beams with good accuracy.