

論文

[2084] 棒部材のせん断挙動に及ぼす断面形状と軸方向筋剛性の影響に関する研究

佐藤剛*1・中井裕司*1・浅井洋*1・迎邦博*1

1. はじめに

コンクリート部材の補強材として連続繊維補強材を用いる場合、その材料特性（弾性係数や付着性状）の違いによる問題が指摘されている。特にせん断補強筋のない棒部材のせん断耐力算定に当たって、コンクリート標準示方書のせん断補強筋のないはりのせん断耐力式はそれらの特性を正確に評価しているとは言えず、さらに合理的な評価方法が望まれている。現在、前式を補強材の弾性係数で補正することによって、せん断耐力を妥当に算定する研究成果が報告されている。

筆者等は、連続繊維補強材を緊張材に用いたPCはりにおける、せん断耐力の評価に関する研究報告を既に行ない、その中で、緊張力が0、つまりRC部材のせん断耐力を前式が過小評価しているという考察を行った。しかし、それらの供試体は、緊張材端部に微小な滑りを生じ、また、試験供試体がT形断面であった[1]。既存のせん断耐力算定式には、部材の断面形状の影響や補強材の付着性状に関する関数が含まれておらず、連続繊維補強材を用いたはりのせん断耐力が圧縮領域のコンクリートのせん断抵抗力による事を考慮すると、さらに研究を進める必要がある。

本研究は、せん断補強筋のないRCはりの軸方向筋としてアラミド連続繊維補強材、PC鋼より線ならびに異形鉄筋を用い軸方向筋の弾性係数と断面積の差異による剛性の相違と、供試体の断面形状の相違に着目し、せん断補強筋のないはりのせん断特性およびその耐荷機構を検討することを目的として行った。

2. 実験概要

2.1 使用材料

使用した軸方向筋は、表-1に示す異形鉄筋（ねじふし異形鉄筋）、PC鋼より線（12φ15.2）およびアラミド連続繊維補強材（以下AFRP）の3種類である。AFRPは、φ6mmの異形アラミドFRPロッドを4本平行に束ねたものである。コンクリートは早強ポルトランドセメントを用い、粗骨材の最大寸法を20mm、単位水量163kg/m³、水セメント比37%とし、その目標圧縮強度を500kgf/cm²とした。

2.2 供試体

供試体の諸元を表-2に示す。断面形状および軸方向筋の種類を実験変数として6体作製した。

表-1 軸方向筋の力学的特性

	公称直径 (mm)	公称断面積 (mm ²)	降伏強度 (kgf/mm ²)	引張強度 (kgf/mm ²)	弾性係数 (kgf/mm ²)
アラミド補強材	4×φ6	113.0	-	220	5400
PC鋼より線	15.2	138.7	168	186	20000
異形鉄筋	28.6	642.4	35	51	21000

*1 住友建設(株) 技術研究所（正会員）

軸方向筋の量は、供試体の曲げ耐力がほぼ一定になるように軸方向筋の実緊張材比を曲げ引張破壊形式領域で一定にした[2]。供試体の形状寸法を図-1に示す。供試体はT形および矩形断面で桁高500mm、ウェブ巾100mm、有効桁高450mmであり、T形断面での上フランジ巾を450mm、フランジ厚を100mmとし、全長は4000mmである。なお、桁端部は付着割裂防止、また軸方向筋の滑りを防止するために500mmにわたり拡幅しD10異形鉄筋にて十分補強を行ない、桁端部内でアンカーナットで定着した。軸方向筋は、下縁に3本の軸方向筋を2段に分けて配置した。

2.3 荷重方法および測定項目

荷重方法および測定項目を、図-2に示す。スパン長を3000mmの単純支持とし、せん断スパン比(a/d)を2.5とする4点对称荷重とした。荷重方法は変位制御により行い、曲げひび割れが断面図心を越えた時点および明確なせん断ひび割れが発生した時点で除荷し、以後破壊まで単調に荷重した。

測定項目は、供試体の変形を支点部のほかに5点、緊張材の滑り込みを2点、はり上縁のコンクリート圧縮歪みを矩形断面の場合は3点、T形断面の場合は9点、下縁のコンクリート引張歪みを5点、純曲げ区間の曲げひび割れ巾を3点、下縁から200mmのせん断ひび割れを4点、下縁から50mmの曲げ区間およびせん断区間の軸方向変位、そして、せん断スパンの図心におけるコンクリート表面主応力を測定した。

3. 実験結果と考察

実験結果の一覧を表-3に示し、計算値は次のように算出した。曲げひび割れ発生荷重は、下縁

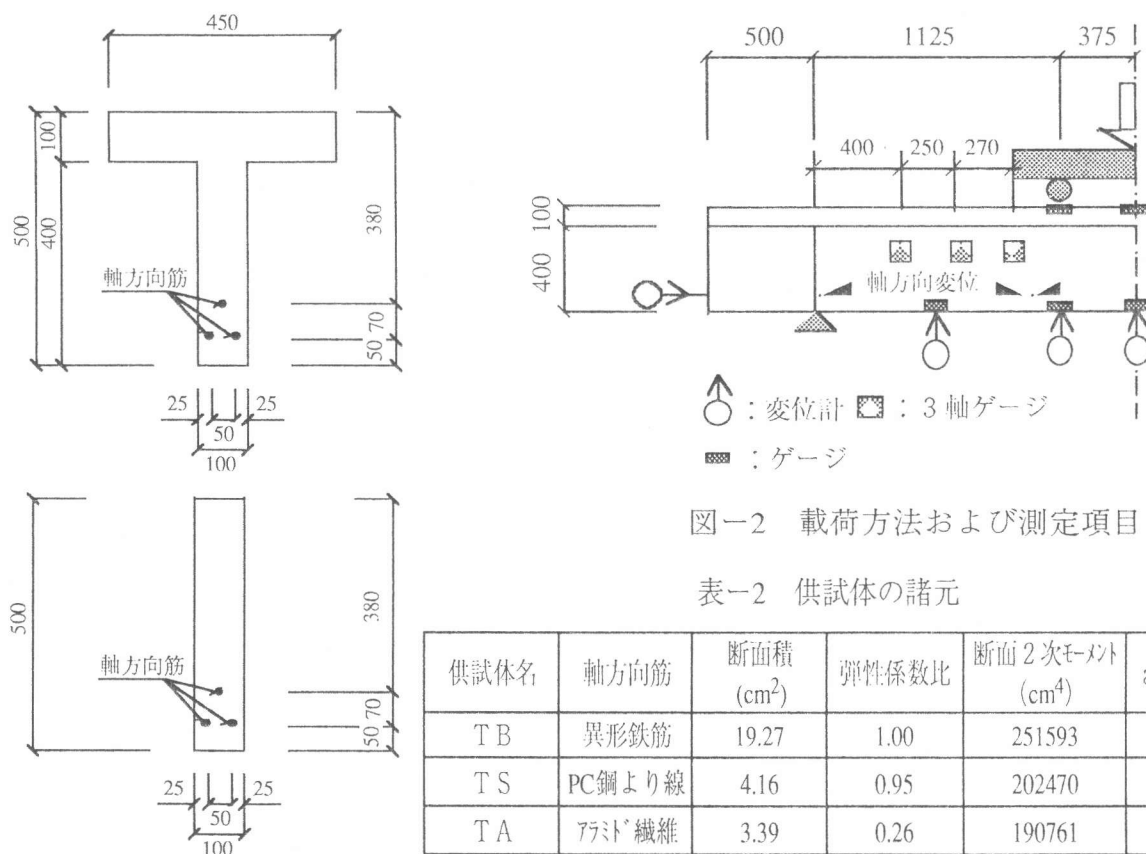


図-1 供試体断面

図-2 荷重方法および測定項目

表-2 供試体の諸元

供試体名	軸方向筋	断面積 (cm^2)	弾性係数比	断面2次モーメント (cm^4)	a/d
T B	異形鉄筋	19.27	1.00	251593	2.5
T S	PC鋼より線	4.16	0.95	202470	2.5
T A	アラミド繊維	3.39	0.26	190761	2.5
R B	異形鉄筋	19.27	1.00	132974	2.5
R S	PC鋼より線	4.16	0.95	110772	2.5
R A	アラミド繊維	3.39	0.26	104839	2.5

のコンクリート応力が引張強度にいたる荷重とし、せん断ひび割れ発生荷重は、全断面有効としたせん断スパンの図心位置におけるコンクリート主応力が引張強度にいたる荷重とした。曲げ耐力はコンクリート標準示方書に従い安全係数を1とした荷重である。せん断耐力は以下に示したコンクリート標準示方書のせん断補強筋のないはりのせん断耐力式の基本となった二羽らの式により求めた。

$$V_c = 0.94 \cdot f_c^{1/3} \cdot (100pw)^{1/3} \cdot (100/d)^{1/4} \cdot \left(0.75 + \frac{1.4}{a/d}\right) \cdot bw \cdot d \quad \dots (1)$$

3.1 破壊およびひび割れ性状

(1) 破壊性状について

全ての供試体は、曲げひび割れを生じ、次いで斜めひび割れが発生した後、残存アーチ機構による耐荷力を示し、終局時に載荷点近傍においてせん断ひび割れ外側の圧縮領域のコンクリートが圧縮破壊した。さらに、T形断面のグループは、コンクリートの圧縮破壊とともにせん断ひび割れ内側の軸方向筋を含んだ3角形部分の崩落が同時に生じた。特に、TB供試体はコンクリートの圧縮破壊後も残存耐力を有し、変位の増分とともに異形鉄筋のダウエル効果により支持された。

表-3に示すとおり、最大荷重はRA供試体を除き、実測値は計算値を大幅に上回っており、既往の結果と同様の傾向を示している。特にPC鋼より線を用いたものは、実測値が計算値の2倍もの値を示している。図-3.1、図-3.2にはり中央でのたわみ荷重曲線を示す。軸方向筋の軸剛性が小さいほど曲げひび割れ発生後のたわみの増加が著しい。なお、終局時において各軸方向筋は曲げによる降伏は生じていない。

(2) ひび割れ性状について

ひび割れ発生状況を図-4に示す。図中の破線で示した部分は、計算せん断耐力時の曲げモーメントによる、

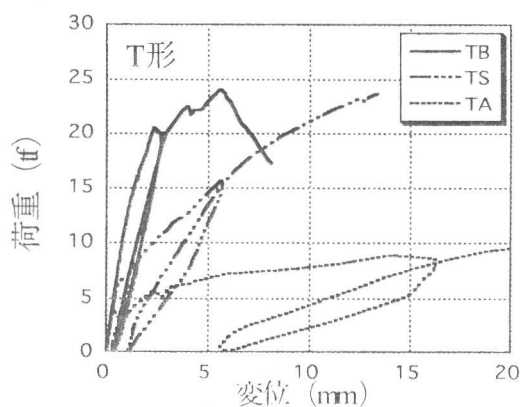


図-3.1 荷重たわみ曲線 (T形)

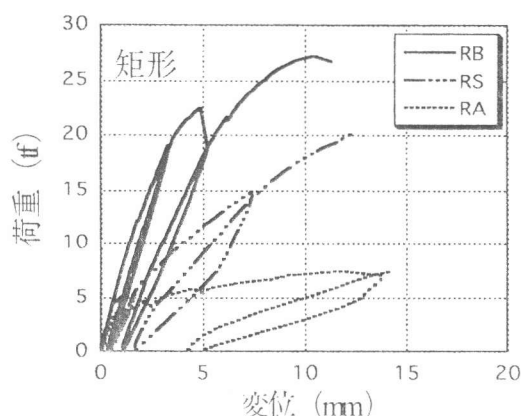


図-3.2 荷重たわみ曲線 (矩形)

表-3 実験結果の一覧

供試体名	コンクリート			曲げひび割れ			せん断ひび割れ			最大耐力					破壊形式
	圧縮強度	引張強度	弾性係数	P _{test}	P _{cal}	$\frac{P_{test}}{P_{cal}}$	P _{test}	P _{cal}	$\frac{P_{test}}{P_{cal}}$	P _{test}	P _{bc}	P _{sc}	$\frac{P_{test}}{P_{bc}}$	$\frac{P_{test}}{P_{sc}}$	
TB	485.5	36.9	3.34	6.80	5.42	1.26	19.60	26.54	0.74	24.06	42.50	17.27	0.57	1.39	Shear
TS	567.4	37.3	3.51	5.20	4.11	1.26	12.00	25.93	0.46	23.70	52.80	10.91	0.45	2.17	Shear
TA	530.5	41.8	3.43	4.00	4.27	0.94	9.00	28.72	0.31	12.50	51.20	9.97	0.24	1.25	Shear
RB	484.2	38.5	3.19	4.40	4.25	1.03	20.40	26.45	0.77	27.00	37.50	17.26	0.72	1.56	Shear
RS	531.8	39.0	3.27	4.40	3.25	1.36	9.80	26.81	0.37	20.40	24.20	10.68	0.84	1.91	Shear
RA	481.3	36.8	3.34	3.40	2.83	1.20	8.30	25.23	0.33	8.30	20.90	9.65	0.40	0.86	Shear

曲げひび割れ発生領域である。ほぼ計算通りに曲げひび割れが発生している事がわかる。表-3を見ると、曲げひび割れ発生荷重は計算値より高い値を示しているが、せん断ひび割れ発生荷重は計算値よりも大幅に低い。原因は、曲げひび割れもしくは微細な軸方向筋の付着割裂ひび割れの延長上にせん断ひび割れが生じたためと考えられる。

曲げひび割れを定性的に評価すると、TB供試体を除いてひび割れ幅ひび割れ間隔ともに異形鉄筋、AFRP、PC鋼より線の順に大きくなった。TB供試体は、 $P=6.8\text{tf}$ 時には中央部から曲げひび割れが発生し始めたが、ひび割れ本数は増加せず、曲げひび割れが中立軸に到達する前に $P=19.6\text{tf}$ で斜めせん断ひび割れを生じた。TB供試体において曲げひび割れがほとんど発生しなかったのは、供試体の剛性が高いためせん断ひび割れが卓越し、曲げひび割れが抑制されたためである。

せん断ひび割れは、計算曲げひび割れ領域の外側に発生し約 30° の傾きを持っている。これは載荷点と支点の内側25cm前後を結ぶラインに相当する。載荷点側のせん断ひび割れは、曲げひび割れ領域外に有るので、載荷点下の中立軸位置により載荷点内まで伸びるグループと載荷点外で止まるグループのある事が観察された。

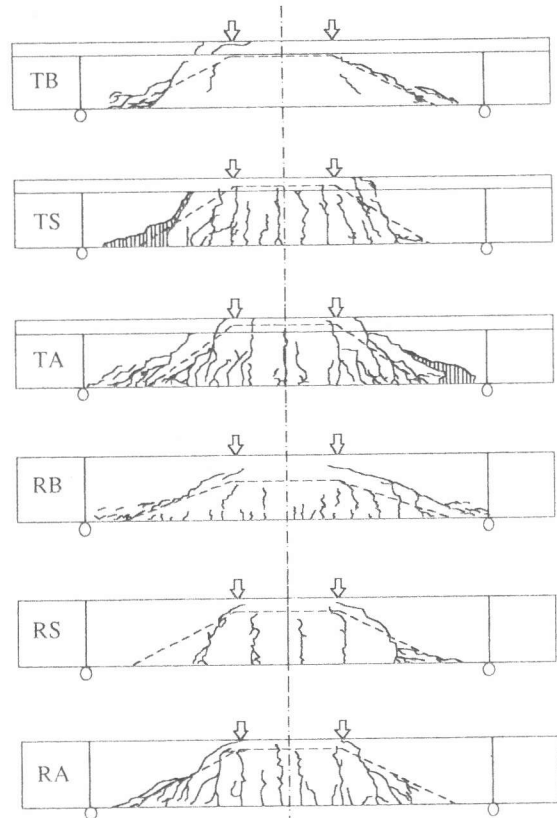


図-4 ひび割れ発生状況

3.2 断面形状の影響

式(1)は、矩形断面のはりの実験を元にした実験式であり、断面形状による評価は行われていない。はりのせん断耐力は圧縮領域のコンクリートのせん断抵抗に大きく依存すると考えられており、部材の断面形状を考慮したせん断耐力の再評価を行う必要があると考えられる。

各種軸方向筋を用いたはりの終局時における上縁の圧縮歪を図-5に、また、はりの断面図心付近の最小主応力をT形供試体と矩形供試体について図-6に示す。横軸は測定位置である。上縁の圧縮歪は曲げモーメントによって作用する圧縮歪の計算値で無次元化し、左右の載荷点とその中央について表わしている。断面図心付近の最小主応力は、作用平均せん断応力で無次元化し、せん断破壊が生じたせん断スパンについての支点側から載荷点に向けて表わしている。

図-5より、圧縮歪は矩形断面がほぼ均一な応力状態にあり、T形断面になると大きく乱れを有することが理解できる。同一の軸方向筋で矩形断面はT形断面と比較すると中立軸位置が深く、載荷点と支点とを結ぶ圧縮力を強固に受け止めることができる。一方、T形断面では、断面2次モーメントの大きなTB供試体はせん断ひび割れが曲げひび割れを凌駕しており、せん断ひび割れの影響範囲で大きな圧縮歪が生じている。TA供試体は中立軸位置が浅いために、せん断ひび割れが載荷点の外側で支配的になり、載荷点付近の圧縮パスが大きなダメージを受けていると考えられる。

図-6より、矩形断面ではせん断ひび割れ内側の最小主応力が引張応力状態を示しており、せん断力を支持するせん断ひび割れの内側での圧縮パスの形成は認めにくい。つまり、せん断力はせん断

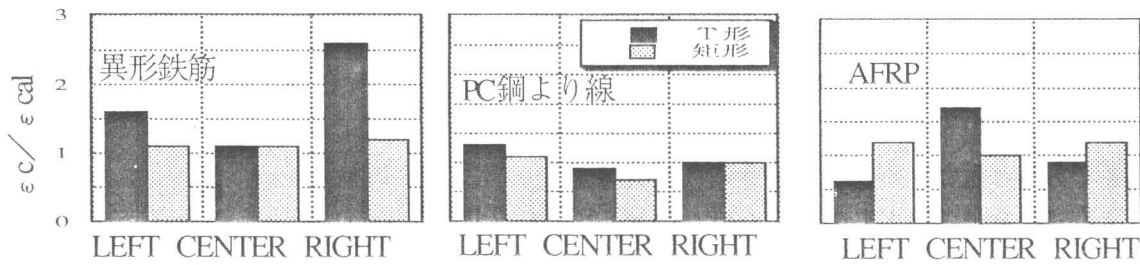


図-5 はり上縁の圧縮歪

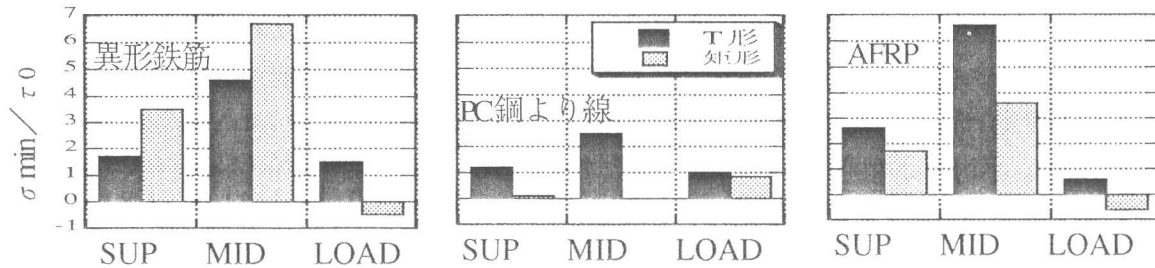


図-6 図心における最小主応力

ひび割れの外側の残存アーチによりほぼ支持されていると考えられる。T形断面では、せん断ひび割れ内においても圧縮応力が存在し、圧縮パスの形成が認められる。

従って、断面形状の相違によるせん断耐荷性状は次のように推定できる。強固な残存アーチが存在できる場合、せん断力は残存アーチによってほとんど支持される。一方、曲げひび割れが卓越し、残存アーチにダメージがある場合、せん断力の一部はせん断ひび割れの内側を流れ、軸方向筋のダウエル効果によって支持されると考えられる。この事は終局せん断破壊ラインが載荷点の内外、および、曲げひび割れとせん断ひび割れの支点側交差部の三角形部材の崩壊の有無からも理解できる。

本実験の範囲内では、断面形状の違いによるせん断耐力の定量的な評価を行うには至らなかったが、中立軸の深さにより圧縮パスの方向が決定され、中立軸が浅くなるに従い、軸方向筋のダウエル効果によるせん断耐力支持機構の働きの増大するという知見を得た。

3.3 軸方向筋剛性の影響

式(1)では、軸方向筋の剛性の影響を βp という形で取り入れている。ここで、 $\beta p=1$ すなわち $p_w=1\%$ として算出したせん断耐力を基本せん断力 V_{co} とし、最大耐力を V_{co} で除した値と βp との関係を図-7に示す。図に示すように、計算値は実測値を安全側に評価しているものの、最大耐力と βp との相関は低く1.5倍程度の誤差を有している。前報において、RCはりのせん断耐力が高い値を示した理由として、補強材端部に生じた微小な滑りの影響が考えられたが、本実験においては軸方向筋の滑りは確認されなかった。はりの軸方向筋の弾性係数の違い、また軸方向筋のせん断抵抗の違いは、ダウエル効果に直接影響を及ぼし、異形鉄筋を用いた場合の実験式である式(1)が、それらの要因を正しく評価しているとは言い難

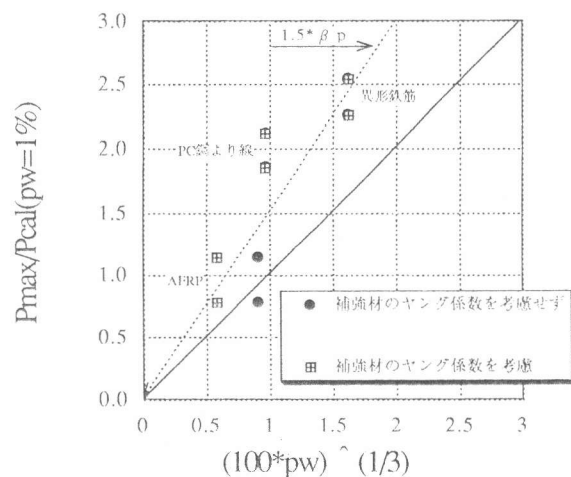


図-7 最大耐力と鉄筋比の関係

い。また鉄筋と比較して、せん断抵抗が低くダウエル効果が小さいPC鋼より線を用いたはりのせん断耐力が高い値を示したのは、補強筋の付着性状の影響であると思われる。このように、材料特性の異なる部材を補強筋として用いたはりのせん断耐力算定に当たって、式(1)をそのまま適用できるかは疑問であり、より合理的な評価方法が望まれる。

せん断スパンの軸方向変位より得られた下段軸方向筋位置における平均歪と最大耐力との関係を図-8に示す。平均歪は曲げモーメントによって作用する歪をせん断スパンに渡り積分し平均化した歪量で、最大耐力は計算せん断耐力で無次元化している。横軸において1.0以上の部分が、せん断変形により付加された平均曲げ歪に対する歪量の割合になる。T形断面と矩形断面を比較すると、平均歪の増加割合はT形断面のグループが大きく、前節に述べた断面形状の相違による耐荷機構の差を表わしている。軸方向筋の種類で比較すると、計算せん断耐力以下で破壊したRA供試体を除き、PC鋼より線、異形鉄筋、AFRPの順に曲げ変形に対しせん断変形の割合が大きい。ここで平均曲げ歪の計算値の内には軸方向筋の軸剛性 ($A \cdot E$) が考慮されているので、支配的な差異は軸方向筋の付着性状に有すると考えられる。PC鋼より線を用いた供試体は、付着切れによりせん断スパン全域に渡り平均的な歪状態になっていると推測される。前報で報告したT形断面のRC部材であるA00.S00供試体はそれぞれ最大耐力が計算値の2.0、3.8倍であり、定着部をナットで固定することにより、TA、TS供試体はそれぞれ1.3、2.2倍に減少している。この現象も軸方向筋の付着性状に起因するものと推測できる。

今後、連続繊維補強材を用いた部材のせん断耐力式を再評価するにあたり、軸方向筋の弾性係数の要因より、その付着性状が大きな要因になると考えられる

4. 結論

せん断補強筋のないRCはりのせん断実験より得られた結果は、以下の通りである。

- (1) 中立軸が浅くなるほど軸方向筋のダウエル効果によるせん断耐力支持機構の働きが増大する。
- (2) RCはりのせん断耐力は、軸方向筋の弾性係数を考慮することによってより安全側に評価することができる。その場合、計算値と実測値の相関は低く1.5倍程度の誤差を有する。
- (3) 連続繊維補強材を軸方向筋として用いた部材のせん断耐力算定にあたり、軸方向筋の付着性状を考慮する必要がある。

参考文献

- 1) 中井裕司ほか：連続繊維緊張材を用いたPCはりのせん断性状、コンクリート工学年次論文報告集、15-2、pp.865-870、1993.6
- 2) 中井裕司ほか：FRP緊張材を用いたプレストレストコンクリートはりの曲げ終局限界状態について、コンクリート工学年次論文報告集、13-2、pp.749-754、1991.6

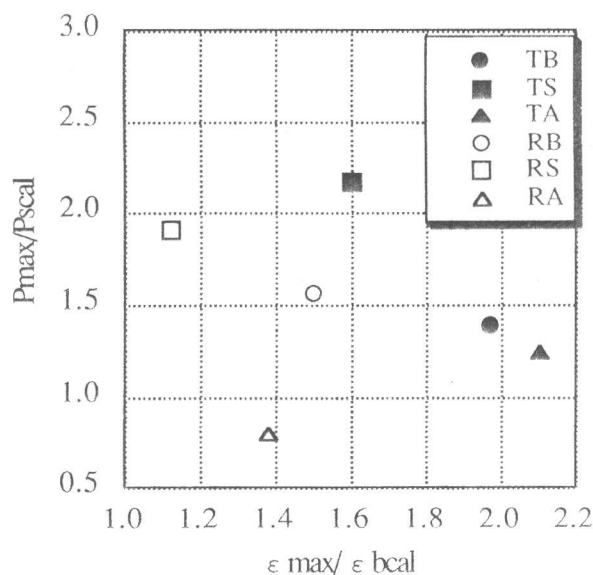


図-8 補強材の平均歪と最大耐力の関係