

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

佐藤靖彦*・上田多門**・角田與史雄***

本研究では、非線形有限要素解析により連続繊維補強コンクリートはりのせん断耐荷性状の検討を行い、実験結果と比較することによりその有用性を確認した。さらに、ひび割れ面における作用せん断力に対する抵抗力は圧縮域での分担せん断力と斜めひび割れ域での分担せん断力により構成されるものと考え、これらの分担力およびはりのせん断耐力が、主筋およびせん断補強筋の弾性係数の大きさ、降伏強度の大きさによりどのように異なるのか定性的に明らかにした。

Key Words : FRP rods, RC beams, shear resisting behavior, shear strength, non-linear finite element analysis

1. 序 論

連続繊維補強材は、高強度かつ軽量であるとともに、耐腐食性に優れるといった魅力ある特徴を持ち合わせており、鉄筋やPC鋼材の代替材としての積極的な利用が望まれる。しかし、連続繊維補強コンクリート部材に対し、現行のコンクリート標準示方書における設計概念や設計式を、そのまま適用することには多くの留意点が存在する¹⁾。これは、連続繊維補強材が降伏域を持たない異方性弾性材料であること、および、鋼材に比べ高強度ではあるが、弾性係数が小さいといった材料特性を有することに起因するものである。

連続繊維補強材を用いたはり部材の実験報告は、数多く見られ、そのせん断特性は、鉄筋コンクリート部材とは異なることが確認されている。辻ら²⁾は、せん断補強筋を持たない連続繊維補強コンクリートはりのせん断耐力は、同じ補強面積を持つ鉄筋コンクリートはりに比べ低下するため、その耐力算定においては、補強筋比に連続繊維と鉄筋との弾性係数比を考慮することにより現行のせん断耐力算定式³⁾を用いて評価できることを示している。この結果は、他の実験においても確認されている⁴⁾。これは、主として弾性係数の相違のみを考慮することにより連続繊維補強材の影響を考慮できることを示している。

鉄筋からなるせん断補強筋が受け持つせん断耐力の計算には、一般にトラス理論が用いられている。その際、せん断補強筋は終局時には降伏していると仮定されている。しかし、連続繊維補強材をせん断補強筋として用いた場合、連続繊維補強材は降伏せずに部材が破壊に至る

ため、降伏しているとしてトラス理論によりせん断補強効果を算定することには無理がある。さらに、はり部材中の連続繊維補強材は、斜めひび割れとの交差部や曲げ成形部において一軸引張強度以下の応力で破断が起ることもあり⁵⁾、現時点では、連続繊維補強材をせん断補強筋として用いた場合、その効果を的確に評価できる設計方法が存在しない。今後、連続繊維補強材のコンクリート構造物への適用を考えるうえで、連続繊維補強コンクリートはり部材のせん断耐力を的確に評価できる算定方法を構築する必要があり、その第一段階として、連続繊維補強材の材料特性が、はりのせん断耐荷性状に与える影響を明確にすることは必要不可欠である。

そこで、本研究は検討すべき内容として、主筋とせん断補強筋の弾性係数の大きさ、および降伏強度の大きさ(降伏の有無)に着目し、これらの補強筋の力学的特性がはりのせん断耐荷性状に及ぼす影響を及ぼすかを、非線形有限要素解析により定性的に明らかにするものである。ただし、先に述べた連続繊維補強材が破断することによるせん断破壊は、本研究では検討の対象外とする。

2. 解析の概要

(1) 解析プログラム

本研究で用いた解析プログラムは、鉄筋コンクリートはり部材のせん断問題に対して開発されたものである⁵⁾。本プログラムは、ひび割れの影響を平均的に捉え連続体に置き換えられるよう鉄筋コンクリート要素の平均応力—平均ひずみ関係を採用した分散ひび割れモデルを用いている。

(2) 破壊位置および破壊荷重の定義

解析において、どのように破壊を定義するかが重要である。本解析では、荷重—変位曲線の最大値をもって破壊荷重と定義する。また、破壊位置は、応力—ひずみ曲線において軟化を示した領域としている。

* 学生会員 工修 北海道大学大学院工学研究科
(〒060 札幌市北区北13条西8丁目)

** 正会員 工博 北海道大学助教授 工学部土木工学科

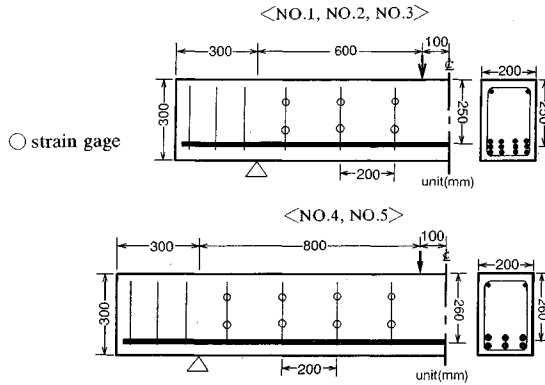
*** 正会員 工博 北海道大学教授 工学部土木工学科

表一 実験供試体の諸元

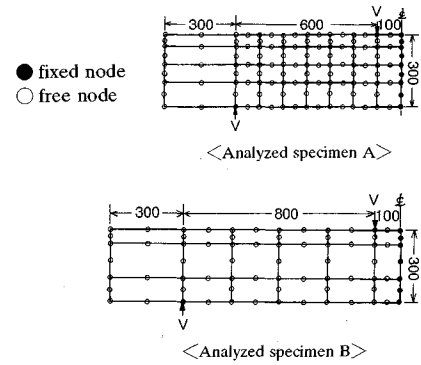
Specimen	a/d	Concrete			Main reinforcement			Shear reinforcement		
		Compressive strength f_c' (MPa)	Material	Elastic modulus E_s (GPa)	Tensile strength f_{st} (MPa)	Reinforcement ratio ρ_s (%)	Material	Elastic modulus E_w (GPa)	Tensile strength f_{wt} (MPa)	Reinforcement ratio ρ_w (%)
NO.1	2.4	41	aramid	69	1255	4.08	steel	137	714	0.36
NO.2	2.4	40	steel	206	490	4.77	steel	137	714	0.36
NO.3	2.4	39	steel	206	490	4.77	aramid	69	1255	0.43
NO.4	3.1	36	steel	206	368	4.65	steel	176	363	0.36
NO.5	3.1	41	steel	206	368	4.65	aramid	64	1277	0.38

表二 せん断耐力

Specimen	Test (kN)	FEM (kN)	Test / FEM
NO.1	201	180	1.11
NO.2	262	244	1.07
NO.3	199	214	0.93
NO.4	170	186	0.91
NO.5	192	190	1.01



図一 実験供試体



図二 解析供試体の要素分割

3. 本解析による実験結果の評価

(1) 実験および解析供試体

実験を行った5体のはり供試体の諸元および使用した補強筋の材料特性値を表一に示す。また、実験供試体を図一に示す。5体の供試体は、補強筋の材料特性の影響を検討するために各補強筋比をほぼ等しいものとした。供試体NO.1は主筋にアラミド繊維を使用し、供試体NO.2, NO.3, NO.4, NO.5は主筋に鉄筋を使用した。供試体NO.1とNO.2は、焼き入れすることにより降伏強度を高めた鉄筋をせん断補強筋として使用した。供試体NO.3とNO.5はせん断補強筋にアラミド繊維を使用した。

供試体NO.1とNO.2は、主筋の弾性係数の大きさによる耐力の比較が可能である。供試体NO.4とNO.5はせん断補強筋の弾性係数の大きさによる耐力の比較が可能である。ただし、供試体NO.4はせん断補強筋が降伏するものである。供試体NO.2とNO.3は、せん断補強筋が降伏を起こさずせん断補強筋の弾性係数の大きさのみが異なるものであり、せん断補強筋の弾性係数の大きさによる耐力の比較が可能である。供試体NO.1, NO.2, NO.3はせん断スパン比（以下「 a/d 」という）を2.4、供試体NO.4, NO.5は $a/d=3.1$ とした。測定は載荷点の変位、せん断補強筋のひずみについて行った。また、載荷は2点集中荷重とし単調に行った。

解析供試体の要素分割を図二に示す。この場合、そ

の対称性を考慮し、片側スパンのみモデル化した。また、載荷は、はり供試体に直接、強制変位を与えることにより行った。

(2) 実験結果と解析結果との比較

a) 破壊荷重

本実験供試体はすべてせん断圧縮破壊を起こした。各供試体の終局せん断耐力を表二に示す。実験結果と解析結果が概ね一致していることが明らかである。主筋の弾性係数が小さい供試体NO.1は、供試体NO.2に比べ実験値、解析値ともに25%程度せん断耐力が小さい。よって、主筋の弾性係数が小さければせん断耐力が低下することが言える。また、せん断補強筋の弾性係数が小さい供試体NO.3は、せん断補強筋の弾性係数が2倍程度大きい供試体NO.2に比べ実験値では24%、解析値では12%程度せん断耐力が小さい。せん断補強筋の弾性係数が小さい場合もせん断耐力が低下する。しかし、供試体NO.5は供試体NO.4に比べてせん断補強筋の弾性係数が小さいにもかかわらずせん断耐力が大きい。この傾向は本解析においても同様に現れている。供試体NO.4は、せん断補強筋が降伏するものであり、その影響がせん断耐力に現れたものである。

b) 変位

図三は、供試体NO.1と供試体NO.2の実験と解析における荷重—変位曲線を示す。本解析による荷重—変位曲線は終局付近では実験値に対し若干変位量が小さいが、全体の傾向を的確に評価できているものである。

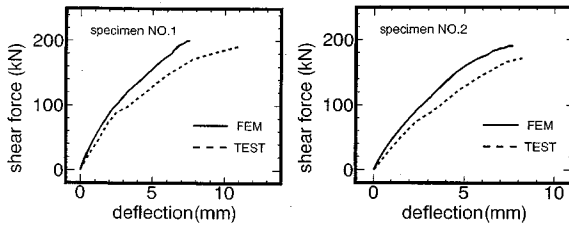


図-3 荷重—変位曲線

表-3 解析供試体の諸元

Analyzed specimen	Concrete		Main reinforcement		Shear reinforcement		Ultimate shear force V (kN)
	Compressive strength f_c (MPa)	Elastic modulus E_c (GPa)	Tensile strength f_{st} (MPa)	Elastic modulus E_s (GPa)	Tensile strength f_{sv} (MPa)		
AP	39	69	1255	206	1255	197	
CP	39	137	1255	206	1255	235	
PP	39	206	1255	206	1255	240	
SP	39	206	343	206	1255	236	
PA	39	206	1255	69	1255	225	
PC	39	206	1255	137	1255	234	
PS	39	206	1255	206	294	219	
PP-NS	39	206	1255	206	1255	265	

- 1) AP—shear reinforcement
 Tensile reinforcement
 A : Aramido P : High strength steel
 C : Carbon S : Normal strength steel
 2) NS : No shear cracking element

c) せん断補強筋の応力

図-4は、供試体 NO.4 と供試体 NO.5 の実験と解析により得られた荷重—せん断補強筋応力曲線を示すものである。実験において、一組のせん断補強筋に4点のひずみ測定点を用意している。応力は4点のひずみの平均値に弾性係数(表-1)を掛けることにより算出したものである。実験結果においてせん断補強筋の弾性係数が大きい供試体 NO.4 の方が弾性係数が小さい供試体 NO.5 より、同荷重に対する引張応力が大きくなっているが、その性状を本解析は精度良く捉えている。

4. せん断耐荷性状

(1) 解析供試体

前章において、主筋の弾性係数の大きさ、せん断補強筋の弾性係数および降伏強度の大きさによりせん断耐力に差が生じることが実験結果より明らかとなった。また、そのせん断耐力の相違を本解析は精度良く評価できるものであった。そこで、それらの補強筋の力学的特性がはりのせん断耐荷性状にいかなる影響を及ぼすものであるか解析的な検討を行うこととする。

解析供試体は、先の実験供試体を参考にして新たに8体用意することとした。これは、実験ではばらつきが生ずるコンクリート強度や補強筋比を完全に一致させ、主筋の弾性係数の大きさおよび降伏強度の大きさ、せん断補強筋の弾性係数の大きさおよび降伏強度の大きさの影

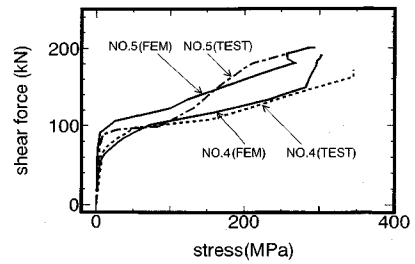


図-4 荷重—せん断補強筋応力曲線

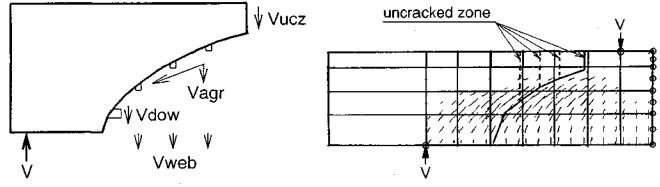


図-5 作用せん断力に対する力の釣合

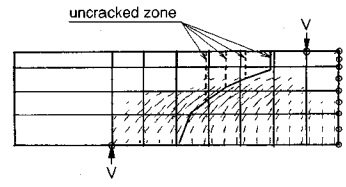


図-6 せん断力の釣合を考慮する断面の位置

響のみを比較可能なものとするためである。解析供試体諸元を表-3に示す。供試体 PP, CP および AP は、主筋の弾性係数の大きさのみ異なるものであり、せん断補強筋の降伏強度を大きくし降伏を起こさせないものとしている。供試体 SP は、供試体 PP と主筋の弾性係数は等しいが降伏強度が低く主筋が降伏を起こすものである。供試体 PP, PC および PA は、せん断補強筋の弾性係数の大きさのみ異なるものである。また、供試体 PP と供試体 PS は、せん断補強筋の弾性係数は等しいが降伏強度が異なるものである。最後に供試体 PP-NS はその諸元が供試体 PP と同一であるが、斜めひび割れを発生させない条件で解析を行ったものである。これら8体の供試体は、 a/d を2.4とし、主筋比が4.0%、せん断補強筋比が0.42%と等しい。また、コンクリート圧縮強度はすべて39 MPaとして解析した。本解析における要素分割は図-2(解析供試体 A)に示すものである。

(2) せん断耐荷力の構成要素

一般に、斜めひび割れを持つはり部材の作用せん断力に対する力の釣合は、図-5に示すようなひび割れ断面において、せん断ひび割れが進展していないせん断ひび割れ上部のコンクリート圧縮域での抵抗力 (V_{ucz})、骨材の噛み合わせ作用による抵抗力 (V_{agr}) と補強筋のダウエル作用による抵抗力 (V_{dow})、さらにせん断補強筋による抵抗力 (V_{web}) により考えることができる。そこで本研究では、次式で表わされる耐荷モデルを仮定した。

$$V = V_{ucz} + V_{dc}$$

V_{ucz} : 斜めひび割れより上部のコンクリート圧縮域(以下「非ひび割れ圧縮域」という)で受け持つせん断力

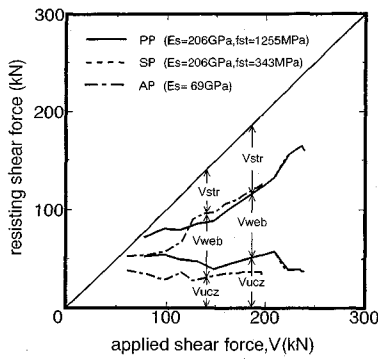


図-7 作用せん断力と各分担せん断力との関係(主筋の弾性係数, 降伏強度の大きさが異なる場合の比較)

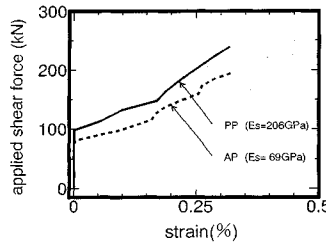


図-8 作用せん断力とせん断補強筋ひずみとの関係

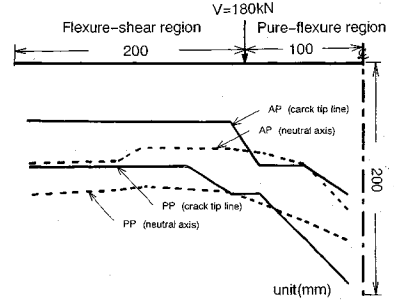


図-9 斜めひび割れ先端位置と中立軸位置との関係

V_{dcz} : 斜めひび割れ域で受け持つせん断力
 (= $V_{agr} + V_{dow} + V_{web}$)

せん断伝達モデルとして, 本解析で用いている李・前川モデル⁶⁾を, はりのせん断ひび割れに適用する場合, 実際に伝達されている応力よりも, 多少大きな伝達応力を算定する⁷⁾. この点を考慮し, 本解析で用いるせん断伝達モデルにより計算されるせん断力, ダウエル作用により伝達されるせん断力も考慮できるものとし, これを, 斜めひび割れ面でせん断補強筋以外が受け持つせん断力 V_{str} (= $V_{agr} + V_{dow}$) とした. ただし, このせん断伝達モデルの適用は, ひび割れ幅が 1 mm 以下に限定される⁶⁾.

せん断補強筋が受け持つ力は, ひび割れでの補強筋の力であるので平均応力だけではなく, コンクリートの引張応力をも加えた応力に基づいたものである.

(3) 力の釣合を考えるひび割れ断面の仮定

図-6は, 供試体 PP の解析により得られたひび割れ性状とそのひび割れに準じ設定した斜めひび割れ断面を示す. 斜めひび割れ断面はガウスポイントのひび割れ角度を結んでできる経路によって定義される. このひび割れ断面においてせん断力の釣合を考える. 主筋およびせん断補強筋の弾性係数の大きさによりひび割れ性状が異なるため, それぞれの解析供試体において仮定したひび割れ断面が若干異なる. 各解析供試体の斜めひび割れ断面は, 終局時において斜めひび割れ面での抵抗力が最も大きかった経路を抽出したものである. 解析においてひび割れの発生は要素内のガウスポイントにおいて評価される. 本研究では, ひび割れを有するガウスポイントにおけるせん断伝達応力ならびにコンクリートとせん断補強筋の引張応力により分担力 V_{dcz} を算出し, ひび割れを有するガウスポイントより上部でのガウスポイントにおけるせん断応力より分担力 V_{ucz} を算出した. 分担力 V_{ucz} を算出する非ひび割れ圧縮域は, 斜めひび割れの進展に伴って載荷点方向に平行移動するものである (図-

6). ただし, これらの分担力は, 各ガウスポイントが受け持つ領域面積に各応力を乗ずることにより求めたものである.

(4) 主筋の弾性係数の影響

ここでは, 主筋の弾性係数の大きさが異なる供試体 AP と供試体 PP のせん断耐荷性状の比較を行う. 図-7は, 非ひび割れ圧縮域と斜めひび割れ域よりなるひび割れ断面における各せん断力分担要素の作用せん断力に対する分担力の計算値の推移を示すものである. 弾性係数の小さい供試体 AP において, 非ひび割れ圧縮域での分担力 V_{ucz} が小さく, 斜めひび割れ域での分担力 V_{dcz} が大きい. これは, 弾性係数が小さい供試体 AP の方が, 斜めひび割れの上部への進展が早く, 分担力 V_{ucz} を負担する領域が供試体 PP に比べ狭いためである. また, 供試体 PP においては, 作用せん断力が 200 kN 付近より V_{ucz} の低下が見られるが, これは, 斜めひび割れが上部に進展した影響によるものである. 一方, 図-8は, 仮定した斜めひび割れ断面でのせん断補強筋の荷重-ひずみ曲線を示すものであるが, 供試体 AP において同荷重に対するひずみが多いことが明らかである. これは, 主筋の弾性係数が小さい場合には, 斜めひび割れ域での変形が大きいことを示すものである. 主筋の弾性係数が 137 GPa である供試体 CP は, 両者 (主筋の弾性係数が 206 GPa である供試体 PP と 69 GPa の供試体 AP) の中間的な耐荷性状を示すものであった. よって, 主筋の弾性係数が小さいほど, 斜めひび割れの上部への進展が早く, 非ひび割れ圧縮域が狭いために V_{ucz} が小さくなり, 斜めひび割れ域での変形が大きいために V_{dcz} が大きくなるものと言える.

図-9は, 設定した斜めひび割れ断面内のひび割れの先端位置とその位置での部材断面内の軸方向ひずみより求めた中立軸位置の関係を示したものである. どちらの供試体においても斜めひび割れが, 中立軸より上の部分にまで進展していることが明らかである. これは, 中立

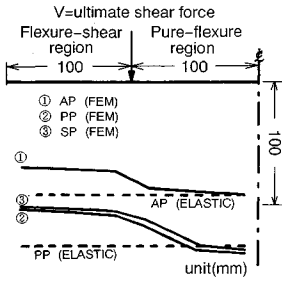


図-10 終局時の中立軸位置

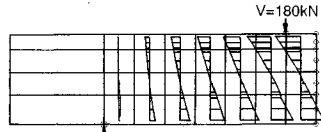


図-11 せん断ひび割れが発生しない場合の部材断面内の軸方向ひずみ (PP-NS)

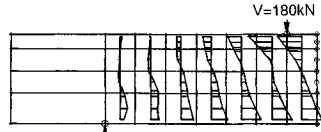


図-12 せん断ひび割れが発生する場合の部材断面内の軸方向ひずみ (PP)

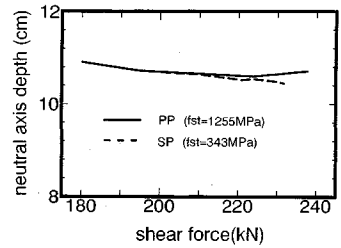


図-13 作用せん断力に対する中立軸位置の変化

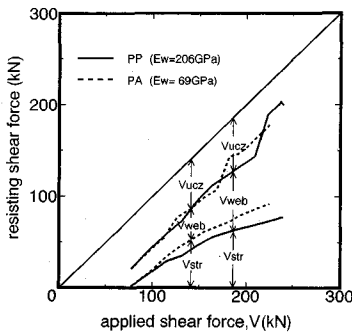


図-14 作用せん断力と各分担せん断力との関係 (せん断補強筋の弾性係数の大きさが異なる場合の比較)

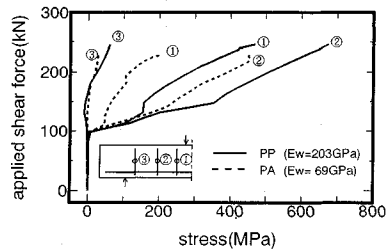


図-15 作用せん断力とせん断補強筋応力との関係

軸より上部において軸方向ひずみは圧縮であるが、主ひずみが引張であるために中立軸より上の部分にまで斜めひび割れが進展するものである。また、主筋の弾性係数が小さい供試体 AP の方が、ひび割れの進展位置が高く、中立軸位置も高いことが言える。図-10の実線は、終局時における中立軸位置を示すものである。主筋の弾性係数が小さい供試体 AP は、供試体 PP に比べ中立軸が高く、中立軸より上部の圧縮域 (以下「曲げ圧縮域」という) が狭いことが言える。また、図-10の点線は、引張断面を無視した弾性理論による中立軸の計算値を示すものである。供試体 AP, PP とともに純曲げ領域での中立軸は、弾性計算値と概ね一致しているが、曲げせん断領域においては、弾性計算値よりも中立軸が高いことが明らかである。

図-11 は、本解析プログラムのひび割れ発生条件を修正し斜めひび割れの発生を許さないものとして解析した供試体 PP-NS の部材断面内での軸方向ひずみを示すものである。ただし、その解析諸元は供試体 PP と等しい。また、図-12 は供試体 PP の軸方向ひずみを示す。この両者の比較から斜めひび割れが存在することにより曲げせん断領域では平面保持が成り立たないこと、および中立軸が上昇することが明らかである。よって、曲げ

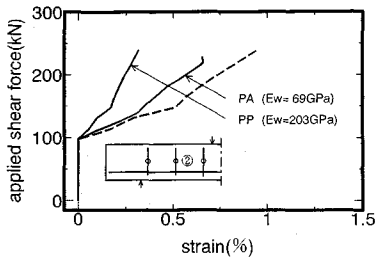
せん断領域では、斜めひび割れにより曲げ圧縮域が減少することが言える。

(5) 主筋の降伏強度の影響

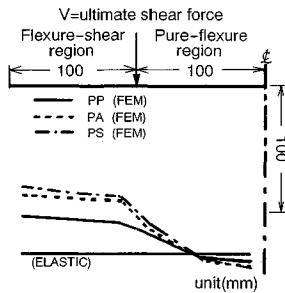
主筋の降伏強度が低く降伏を起こす供試体 SP と降伏強度が高く降伏を起こさない供試体 PP のせん断耐荷性状の比較を行う。先に示した図-7 の作用せん断力に対する各分担力の推移より、供試体 SP は主筋が降伏を起こした 200 kN 付近より僅かながら、主筋が降伏しない供試体 PP よりも非ひび割れ圧縮域での分担力 V_{ucz} が小さくなる傾向にある (この時、斜めひび割れ先端位置が一致するため、両者において V_{ucz} を求める非ひび割れ圧縮域の大きさは等しい)。図-13 は作用せん断力に対する中立軸深さ (載荷点下) の変化を示すものである。供試体 SP は、主筋の降伏後に供試体 PP に比べ中立軸がわずかながら上昇しており、曲げ圧縮域の減少に伴い、斜めひび割れ域での分担力が増加し、非ひび割れ圧縮域での分担力が低下したと思われるが、本解析結果からは主筋の降伏による耐荷性状の差異は明確に現れていない。

(6) せん断補強筋の弾性係数の影響

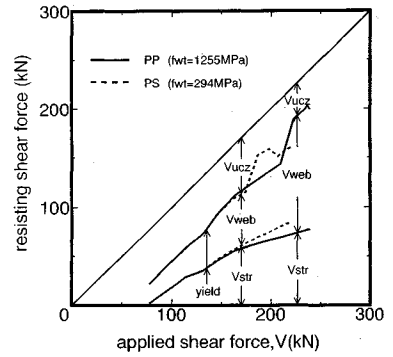
ここでは、せん断補強筋の弾性係数の大きさが異なる供試体 PP と供試体 PA のせん断耐荷性状の比較を行う。その両者の作用せん断力と各分担力の関係を示すものが図-14 である。せん断補強筋の弾性係数が小さい供試体 PA は、弾性係数が大きい供試体 PP に比べ作



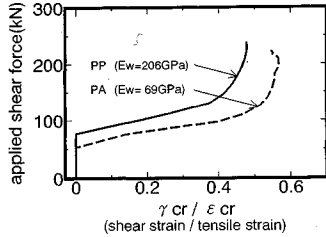
図一六 作用せん断力とせん断補強筋ひずみとの関係



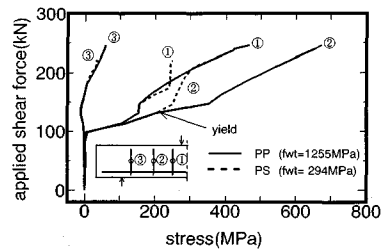
図一十九 終局時の中立軸位置



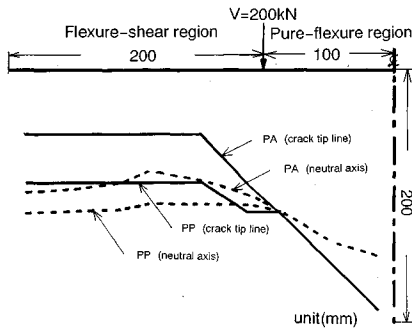
図一二十 作用せん断力と各分担せん断力との関係(せん断補強筋の降伏強度の大きさが異なる場合の比較)



図一十七 作用せん断力とせん断ひずみ/引張ひずみとの関係



図一二十一 作用せん断力とせん断補強筋応力との関係



図一十八 斜めひび割れ先端位置と中立軸位置との関係

用せん断力が約 100 kN 付近より斜めひび割れ面でせん断補強筋以外が受け持つ分担力 V_{sir} が大きく、せん断補強筋の分担力 V_{web} が小さくなる傾向にある。図一15は、両者の荷重—せん断補強筋応力曲線を示すものであるが、弾性係数が小さい場合、終局付近ではどの位置においても同荷重に対する引張応力は小さい。しかし、図一16に示すように、同荷重でのせん断補強筋のひずみは、弾性係数が小さい場合の方が大きい。このことは斜めひび割れでの変形がより大きいことを示している。もし、弾性係数の小さい供試体 PA のせん断補強筋が弾性係数の大きい供試体 PP と同じ分担力 (V_{web}) を受け持つとしたら、弾性係数比 ($E_{NPPT}/E_{NPAT}=3.0$) 倍のひび割れでの変形(伸び)を起さなければならない(図一16の点線)が、実際のひずみはそれよりも小さいので応力は小さいのである。

斜めひび割れ面では、開きとともに相対的なずれ変形が存在し、このずれにより機械的な抵抗力が生ずる。こ

の機械的な抵抗が骨材による噛み合わせ作用である。図一17は、せん断力と斜めひび割れ域の中央部におけるひび割れ方向のせん断ひずみとひび割れ直角方向の引張ひずみの比との関係を示すものであるが、せん断補強筋の弾性係数が小さい場合には、ひび割れでの開きに対して変形が大きく、このことは骨材の噛み合わせによる伝達応力が大きいことを意味する。よって、せん断補強筋の弾性係数が小さい場合は、せん断補強筋の弾性係数が大きい場合に比べ、せん断補強筋以外が受け持つ分担力 V_{sir} が大きくなり、せん断補強筋による分担力 V_{web} が小さくても作用せん断力と釣り合うのである。

先に示した実験結果において、同荷重におけるせん断補強筋の引張応力は弾性係数が小さいものの方が小さいことが明らかであった(図一4)。せん断補強筋応力の比較を行った供試体 NO.4 と NO.5 は、弾性係数は異なるが、せん断補強筋比が等しいものである。よって、同荷重に対して弾性係数が小さなものほどせん断補強筋による分担力が小さなものとなり、上述した解析結果と一致する。

また、図一14によれば、非ひび割れ圧縮域での分担力は作用せん断力が 170 kN から 210 kN で供試体 PA の方が小さくなっている。これは、斜めひび割れが上部に進展し、分担力 V_{ucz} を計算する非ひび割れ圧縮域が供試体 PP に比べ減少したことによる影響が大きく現れたものである。図一18は、両者の同荷重におけるひ

び割れの先端位置と中立軸位置の関係を示すものである。斜めひび割れの先端は中立軸の上部まで達しており、せん断補強筋の弾性係数が小さければ、斜めひび割れの進展位置がより高く、中立軸の位置も高いことが明らかである。これらの終局時の中立軸位置の比較を行うと、図-19に示すようにせん断補強筋の弾性係数が小さい場合、中立軸位置が高く曲げ圧縮域が狭いことがわかる。この曲げ圧縮域の大きさが、主筋の弾性係数による影響を受けることを前に述べたが、せん断補強筋の弾性係数の大きさによっても影響を受ける。せん断補強筋の弾性係数が小さければ、弾性係数の大きいものに比べ曲げ圧縮域が小さいと言える。この曲げ圧縮域の大きさは、はりの終局せん断耐力に大きな影響を及ぼすものであるが、このことについては後述することとする。

(7) せん断補強筋の降伏強度の影響

図-20は、せん断補強筋の降伏強度が大きく降伏を起こさない供試体PPと降伏強度が小さく降伏を起こす供試体PSの作用せん断力に対する各分担力の推移を示すものである。図-21に示す荷重-せん断補強筋応力曲線に見られるように、降伏を起こした130 kN付近から両者のせん断耐荷性状が異なる。この場合も降伏を弾性係数の減少と考えれば、先に示したせん断補強筋の弾性係数が小さい場合と同じ傾向にある。すなわち降伏を起こすことによりせん断補強筋による分担力 V_{web} が低下し、せん断補強筋以外が受け持つ分担力 V_{str} が増加していることが明らかである。また、作用せん断力が170 kN付近より供試体PSの非ひび割れ圧縮域での分担力 V_{ucz} が供試体PPに比べ小さくなっている。これは、供試体PSにおける斜めひび割れが供試体PPに比べ上部に進展し V_{ucz} を受け持つ圧縮域が減少したためである。

先に示した図-19には、供試体PPとPSの終局時の中立軸位置の比較も示してある。せん断補強筋の降伏を伴う供試体PSの曲げせん断領域における中立軸は、せん断補強筋が降伏しない供試体PPの中立軸位置より高くなっている。せん断補強筋の降伏前には、このような差は見られない。よって、降伏によって弾性係数が小さくなったのと同様な影響が現れたものと考えることができる。

5. せん断耐力

(1) 破壊形式

本解析供試体のようにせん断補強筋が降伏を起こさず部材がせん断破壊を起こす場合には、腹部コンクリートの斜め圧縮破壊が起こることも予想される。しかし、本解析供試体の耐力はコンクリート標準示方書による斜め圧縮破壊耐力の計算値³⁾よりもはるかに小さく、解析において載荷点付近でコンクリートが軟化を起こすことに

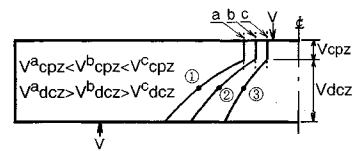


図-22 異なる位置の想定斜めひび割れ断面

より破壊に至っており、せん断圧縮破壊を起こすものと考えられた。そこで、載荷点付近のコンクリート圧縮域における応力状態を比較することによりその破壊を考える。検討領域としては、図-22に示す3つの圧縮域断面(載荷点から a 88.7 mm, b 50.0 mm, c 11.3 mm)を考える。ただし、ここで検討する圧縮域(曲げ圧縮域)は軸方向ひずみより算定した中立軸より定義されるものである。よって、せん断耐荷モデルでの非ひび割れ圧縮域の分担力 V_{ucz} とは異なるため、ここでいう曲げ圧縮域での分担力を V_{cpz} として表わすこととする。ただし、曲げ圧縮域での分担力 V_{cpz} に対応する斜めひび割れ域での分担力も、先に定義した斜めひび割れ域での分担力 V_{dcz} とは異なるが、ここで斜めひび割れ域の分担力は、同一の記号 V_{dcz} により表すこととした。

(2) 主筋の剛性と破壊機構

図-23は、作用せん断力 V と各断面でのコンクリート圧縮域の負担せん断力 V_{cpz} の変化を示すものである。ここで注目すべき点は何の供試体も載荷点に近い位置(断面 c)においてより大きなせん断力を曲げ圧縮域が受け持っていることである。またその傾向は、作用荷重が増加するにつれ大きく現れる。これは、図-22に示すそれぞれの曲げ圧縮域断面を含むひび割れ面を考えた場合、載荷点から離れるに従い、曲げ圧縮域が狭い(図-10, 19参照)のために V_{cpz} による分担力が小さくなるものと思われる。

一方、図-24は、 V_{cpz} を各断面での曲げ圧縮域断面積で除した平均せん断応力を示すものである。この場合、主筋の弾性係数が小さい方が作用せん断力に対する断面 c での平均せん断応力の増加割合が大きい。どの供試体においても断面 c での平均せん断応力がほぼ8 MPaに達した時に最大耐力に至っている。

図-25は、載荷点に最も近い断面 c での平均圧縮応力を示すものである。この場合も主筋の弾性係数が小さければ、作用せん断力に対する増加割合が大きく、終局時においてほぼ30 MPaとなっている。主筋の降伏強度が低く降伏を起こす場合(供試体SP)においても降伏後に同様のことが言える。

(3) せん断補強筋の剛性と破壊機構

せん断補強筋の弾性係数が小さい場合やせん断補強筋が降伏する場合には、せん断耐力が低下するものであるが、ここでも先に仮定した圧縮域(図-22)における応力状態を比較し破壊機構を検討する。

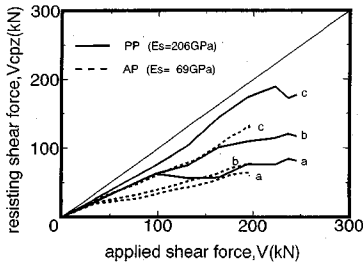


図-23 作用せん断力と曲げ圧縮域の分担せん断力との関係

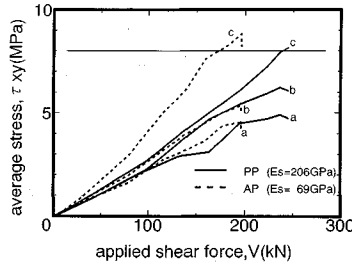


図-24 作用せん断力と曲げ圧縮域の平均せん断力との関係

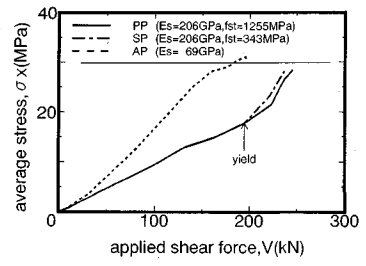


図-25 作用せん断力と曲げ圧縮域の平均圧縮応力との関係

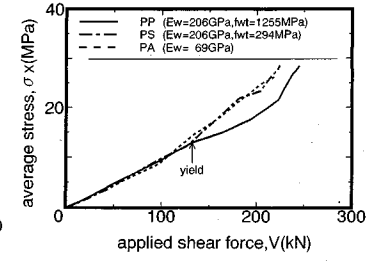
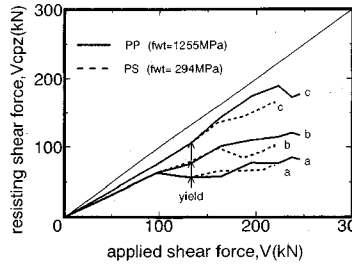
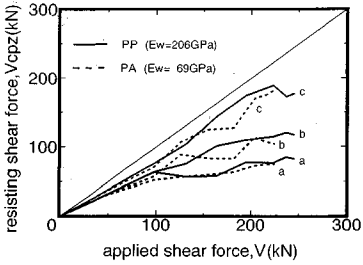


図-28 作用せん断力と曲げ圧縮域の平均圧縮応力との関係

(a) せん断補強筋の弾性係数の大きさが異なる場合 (b) せん断補強筋の降伏強度の大きさが異なる場合

図-26 作用せん断力と曲げ圧縮域の分担せん断力との関係

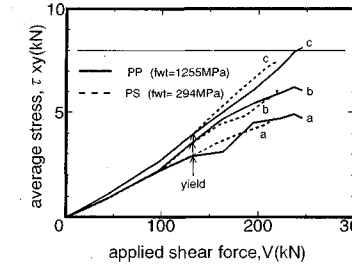
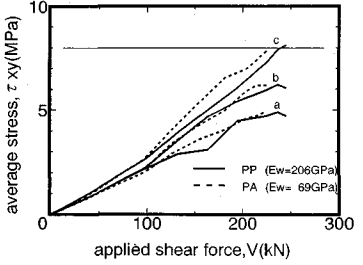


表-4 終局時における曲げ圧縮域の最大応力と平均応力

Specimen	Maximum		Average	
	σ_x	τ_{xy}	σ_x	τ_{xy}
AP	47.0	15.0	28.7	8.8
CP	46.5	13.3	30.1	7.8
PP	45.8	12.3	28.5	8.2
SP	45.8	13.1	28.2	8.1
PA	46.5	12.7	28.6	7.9
PC	45.8	12.0	28.9	7.7
PS	45.8	12.1	27.8	7.4

unit(MPa)

(a) せん断補強筋の弾性係数の大きさが異なる場合 (b) せん断補強筋の降伏強度の大きさが異なる場合

図-27 作用せん断力と曲げ圧縮域の平均せん断力との関係

図-26は、供試体PPと供試体PAの作用せん断力Vと検討断面での曲げ圧縮域が負担するせん断力 V_{cpz} の変化を示すものである。せん断補強筋の弾性係数が小さいほど、 V_{cpz} がどの断面においても小さい傾向にある。また、降伏を起こす供試体PSでは、降伏後に同様の傾向が現れている。これは、先に述べたように弾性係数が小さい場合や降伏する場合において、中立軸が上昇し曲げ圧縮域が減少することによるものである。

図-27は、各断面における平均せん断応力 τ_{xy} を示すものであるが、せん断補強筋の弾性係数が大きい供試体PPに比べ、せん断補強筋の弾性係数が小さい供試体PAの方が、作用せん断力に対する断面cでの平均せん断応力の増加割合が大きい(図-27(a)参照)。また、せん断補強筋が降伏を起こす供試体PSにおいても、降伏後に同様の傾向が見られる(図-27(b)参照)。各供試体とも断面cでの平均せん断応力が、ほぼ8MPaになった時に最大耐力に至っている。一方、図-28は、

載荷点に最も近い断面cにおける平均圧縮応力 σ_x を示すものであるが、この場合もせん断補強筋の弾性係数が小さければ、作用せん断力に対する増加割合が大きく、供試体PP、PAともに、ほぼ30MPaになった時破壊に至っている。また、せん断補強筋の降伏強度が低く降伏を起こす供試体PSの場合においても同様のことが言える。

(4) せん断耐力の評価

(2)および(3)において主筋の弾性係数の大きさおよび降伏強度の大きさ、せん断補強筋の弾性係数の大きさおよび降伏強度の大きさによるコンクリート圧縮域での応力状態の比較を行った。この結果から、7体のすべての供試体において曲げせん断領域の載荷点付近での曲げ圧縮域断面は、平均せん断応力が8MPa、平均圧縮応力が30MPaとある一定のレベルで破壊を起こすものであった(表-4)。この時の最大圧縮応力は表-4に示すようにすべて一軸圧縮強度の1.2倍程度であり、この最大応力後に軟化を示し破壊に至っていた。この付

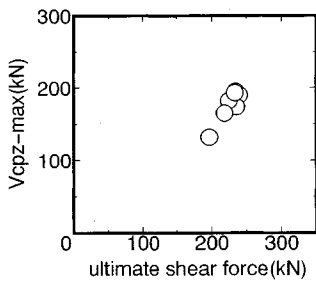
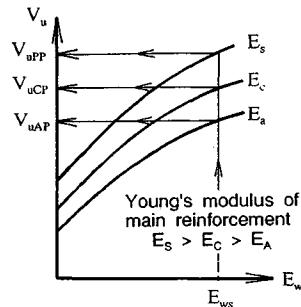
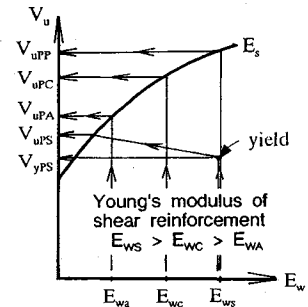


図-29 終局せん断耐力と曲げ圧縮域の分担せん断耐力との関係



(a) 主筋の剛性が異なる場合



(b) せん断補強筋の剛性が異なる場合

図-30 補強筋の剛性とせん断耐力

近のコンクリートは2軸圧縮応力下にあるため、一軸圧縮強度以上の応力を示しているのである⁸⁾。仮にこれらの平均応力を本解析供試体の限界平均応力と考えるならば、主筋の弾性係数が小さい場合、せん断補強筋の弾性係数が小さい場合には、曲げ圧縮域が小さいために早期に限界平均応力に達し破壊を起こすものと言える。また、せん断補強筋の降伏強度が小さく降伏を起こす場合にも同様のことが言える。

この限界平均応力は、せん断耐力を予測する上で重要なパラメータと考えられる。しかし、本解析においては a/d を 2.4、コンクリート強度を 39 MPa と等しく解析を行っており、曲げ圧縮域の限界平均応力を定量化するためには、 a/d やコンクリート強度等を種々変えた数値実験的な検討が必要となる。

図-29は、せん断耐荷性状の比較を行った供試体の終局せん断耐力と曲げ圧縮域の分担力 V_{cpz} の最大値との関係を示すものである(断面c)。この図から終局せん断耐力が大きいほど分担力 V_{cpz} の最大値が大きいことが明らかである。この曲げ圧縮域での分担力 V_{cpz} を予測するためには、限界平均応力とともに終局時の中立軸の深さを推定する必要がある。この中立軸は、主筋とせん断補強筋の弾性係数の大きさに影響されるものである。最終的には、曲げ圧縮域での分担力と斜めひび割れ域での分担力との関係が一義的に関係付けられるならば、せん断耐力の予測が簡単な計算により可能となる。

(5) 補強筋の剛性とせん断耐力

実験結果において、主筋およびせん断補強筋の力学的特性によりせん断耐力に差異が生じていた。これらのせん断耐力は、本有限要素解析により精度良く評価できるものであった。そこで、本論文においてせん断耐荷性状の比較を行った7体の解析供試体により補強筋の剛性とせん断耐力との関係を整理する。この結果を表わしたものが図-30である。縦軸はせん断耐力 (V_u) を、横軸はせん断補強筋の剛性 (E_w) を示すものである。またこの図は、主筋の弾性係数の大きさが異なる場合において、せん断補強筋が降伏しない場合の V_u-E_w 関係を示すものである。なお、記号 E の添え字 A, C, S は、それぞ

れ、アラミド繊維、炭素繊維、鉄筋を表す。

せん断補強筋の降伏強度が十分に大きい場合には、主筋の弾性係数が大きければせん断耐力は増加する ($V_{uPP} > V_{uCP} > V_{uAP}$)。また、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 ($V_{uPP} > V_{uPC} > V_{uPA}$)。しかし、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剛性が低下しせん断耐力は低下しうる ($V_{uPP} > V_{uPS}$)。また、本解析のようにせん断補強筋の弾性係数が小さくても、弾性係数が大きく降伏を起こすものよりせん断耐力が大きくなる場合 ($V_{uPC} > V_{uPA} > V_{uPS}$) もある。

6. 結 論

本研究で得られた結論は以下のとおりである。

(1) 実験結果と解析結果を比較することにより、本非線形有限要素解析は破壊荷重、変形性状、補強筋の応力を精度良く評価できることが明らかとなった。

(2) はりに斜めひび割れが存在することにより、曲げせん断領域では平面保持が成り立たないこと、また中立軸が上昇することが解析的に示された。この中立軸は、主筋の弾性係数の大きさとともにせん断補強筋の弾性係数の大きさの影響を受け、どちらの場合も弾性係数が小さければより中立軸が上昇することが明らかとなった。また、せん断補強筋が降伏する場合においても中立軸が上昇することが示された。

(3) 主筋の弾性係数が小さい場合は、非ひび割れ圧縮域での分担せん断力が小さく、斜めひび割れ域での分担せん断力が大きいことが明らかとなった。

(4) せん断補強筋の弾性係数が小さい場合は、主筋の弾性係数の大きさによる相違と同様に、非ひび割れ圧縮域での分担力が小さく、斜めひび割れ域での分担せん断力は、せん断補強筋による分担力とせん断補強筋以外が受け持つ分担力により構成されるものであるが、せん断補強筋の弾性係数が小さい場合には、後者による分担力が大きくなることが明らかとなった。

(5) 本解析供試体は、コンクリート強度を 39 MPa, a/d を 2.4 と一定としたものであるが、それらの破壊は、曲げせん断領域の曲げ圧縮域での平均せん断応力と平均圧縮応力が一定のレベルに達して生じるものであった。これらの平均応力を本解析供試体の限界平均応力であると仮定すると、主筋の弾性係数が小さい場合は、主筋の弾性係数が大きいものに比べ曲げ圧縮域が小さいために低い荷重レベルで曲げ圧縮域が限界平均応力に達し破壊を起こすことが示された。また、せん断補強筋の弾性係数が小さい場合においても、せん断補強筋の弾性係数が大きいものに比べ、曲げ圧縮域が小さいために低い荷重レベルで曲げ圧縮域が限界平均応力に達し破壊に至ることが示された。弾性係数が大きくてもせん断補強筋が降伏する場合にも同様のことが示された。

(6) 主筋の弾性係数が小さければせん断耐力は低下する。また、せん断補強筋の弾性係数が小さければせん断耐力が低下することが示された。せん断補強筋が降伏する場合は、降伏を起こさない場合よりもせん断耐力が低下することが示された。せん断補強筋の弾性係数が小さくても降伏強度が高ければ、弾性係数が大きく降伏強度が低い場合よりせん断耐力が大きくなりうる事が明らかとなった。

記号

- V : 作用せん断力
 V_{ucz} : ひび割れていないコンクリート圧縮域で受け持つせん断力
 V_{cpz} : 中立軸より上部(曲げ圧縮域)のコンクリート圧縮域で受け持つせん断力
 V_{dcz} : 斜めひび割れ域で受け持つせん断力
($V_{dcz} = V_{str} + V_{web}$)
 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_{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 ($V_{str} = V_{agr} + V_{dow}$)
 V_{agr} : 骨材の噛み合わせ作用により伝達されるせん断力
 V_{dow} : ダウエル作用により伝達されるせん断力

謝辞: 本研究に用いられた解析プログラムは、ナレスパンタラトーン博士によって開発されたものである。また、本研究の実験は、北海道大学技官 木村 勉氏によるところが大きい。ここに深く感謝の意を表す。さらに、連続繊維補強材を提供して下さった三井建設(株)に対し、お礼申し上げる。なお、本研究の一部は、平成4年度文部省科学研究費補助金(総合研究A・課題番号04302040・研究代表者:角田史雄)および、平成3年度土木学会吉田奨励金(A)の助成を受けて行ったものであり、ここに深く謝意を表す。

参考文献

- 1) 土木学会: 連続繊維補強材のコンクリート構造物への適用, コンクリートライブラリー 72, 1992年4月.
- 2) 辻 幸和・斉藤 等・関島謙蔵・小川広幸: FRPで補強したコンクリートはりの曲げ及びせん断性状, コンクリートT.学年次論文報告集, Vol.10, No.3, pp.547~552, 1988年.
- 3) 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.
- 4) 天野玲子・村山八州雄・奥村一正・ブシャタム プシャ: 各種FRPロッドを軸方向筋とした梁部材のせん断特性, 連続繊維補強材のコンクリート構造物への適用に関するシンポジウム講演論文報告集, 土木学会, pp.181~186, 1992年4月.
- 5) ナレス パンタラトーン: 鉄筋コンクリート梁におけるせん断抵抗機構の有限要素解析(博士論文), 1991年3月.
- 6) Li, B., Maekawa, K. and Okamura, H.: Contact Density Model for Stress Transfer Across Cracks in Concrete, Journal of the Faculty of Engineering, University of Tokyo (B), Vol.40, No.1, pp.9~52, 1989.
- 7) Pantaratorn, N. and Ueda, T.: Analysis of Beams with Shear Reinforcement by Finite Element Method, Proceedings of JCI, Vol.13, No.2, pp.1021~1026, 1991.
- 8) Maekawa, K. and Okamura, H.: The Deformational Behavior and Constitutive Equation of Concrete Using Elasto-plastic and Fracture Model, Journal of the Faculty of Engineering, University of Tokyo (B), Vol.37, No.2, pp.253~328, 1983.

(1993.5.10 受付)

QUALITATIVE EVALUATION OF SHEAR RESISTING BEHAVIOR OF CONCRETE BEAMS REINFORCED WITH FRP RODS BY FINITE ELEMENT ANALYSIS

Yasuhiko SATO, Tamon UEDA and Yoshio KAKUTA

Shear resisting behavior of concrete beams reinforced with FRP rods was analytically studied by non-linear finite element method. It was found that the analyzed results can estimate experimental results with reasonable accuracy. Shear force components carried by uncracked concrete zone and by shear cracked zone were calculated. It was qualitatively clarified how Young's modulus of tensile and shear reinforcement and their yield strengths influence the ultimate shear capacity of beams as well as the shear force components.