

論文 セン断補強筋を有する RC 梁のせん断耐力評価に関する解析的検討

坂田 秀生^{*1}・幸左 賢二^{*2}・松本 茂^{*3}・橋場 盛^{*4}

要旨：せん断補強筋比を変化させた RC 梁を用いて、載荷実験を行い実験結果と、二次元弾塑性有限要素法解析による解析結果との比較を行った。解析における評価方法としては、修正圧縮場理論に基づき、せん断によって生じた斜めひび割れ間のコンクリートの引張抵抗を用いた。その結果、本解析によって、斜めひび割れ幅の増加により引張抵抗が減少し、コンクリートの負担するせん断力が低下することが確認できた。また、せん断補強筋を増加させることにより、コンクリートに発生する斜めひび割れに対し拘束力が働き、コンクリートの負担せん断力の軟化挙動に影響を与えることが明らかとなった。

キーワード：RC 梁部材、有限要素法解析、引張せん断破壊、コンクリート負担せん断力

1. はじめに

現在のせん断に対する設計¹⁾では、棒部材のせん断耐力は、コンクリートが負担するせん断力 (V_{cd}) とせん断補強筋が負担するせん断力 (V_{sd}) の単純和として与えられている。しかし、既往の研究から変形に伴い、コンクリートの負担するせん断力が低下することが明らかとなっており、コンクリートが負担するせん断力 (V_{cd}) とせん断補強筋が負担するせん断力 (V_{sd}) が、必ずしも単純な重ね合わせが成り立つとは限らない。

そこで、本研究では、せん断補強筋量をパラメータとし、載荷実験供試体を対象として二次元弾塑性有限要素法解析を行い、コンクリート負担せん断力の挙動および引張せん断破壊メカニズムの解明に着目した検討を実施した。

2. 実験概要

2.1 供試体諸元

実験供試体のせん断スパン比はディープビームの影響が混在しないように $a/d=2.5$ としている。また、せん断補強筋を増加させてもせん断破壊となるように、引張主鉄筋に $D25 \times 6$ 本を用い、曲げ耐力を増加させた供試体としてい

表-1 供試体諸元

供試体	P_{yo} (kN)	V_c (kN)	V_s (kN)	V (kN)	P_{yo}/V	解析ケース (要素)
Case1	302	139	16	155	1.95	a) 埋め込み b) はり
Case2			107	246	1.23	
Case3			162	301	1.00	

P_{yo} ：初降伏曲げ耐力 ※ただし、Case3 は解析のみ

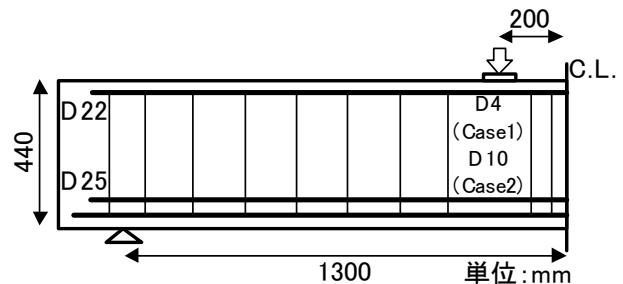


図-1 供試体配筋図

る。以上により決定された供試体諸元を表-1に、供試体配筋図を図-1に示す。パラメータとしたせん断補強筋比は、それぞれ $\text{Case1} = 0.05\%$ 、 $\text{Case2} = 0.28\%$ 、 $\text{Case3} = 0.43\%$ と変化させている。なお、表-1の中で、コンクリートのせん断耐力 V_c は土木学会のコンクリート標準示方書¹⁾に基づいて算出しており、 P_{yo} は初降伏曲げ耐力である。

2.2 実験方法

載荷方法は、単純支持の静的二点載荷とし、各ステップの最大荷重後除荷し、ひび割れの記

*1 九州工業大学 大学院工学研究科 建設社会工学専攻 (正会員)

*2 九州工業大学 工学部 建設社会工学科 教授 Ph.D. (正会員)

*3 阪神高速道路公団 神戸管理部 工修 (正会員)

*4 (株)オリエンタルコンサルタンツ 関西支社 工博 (正会員)

録を行った。測定項目としては、供試体下面変位、主鉄筋ひずみ、せん断補強筋のひずみを測定した。

2.3 実験結果

図-2 に最大荷重時における供試体損傷状況を示す。まず Case1 供試体について説明すると、鉛直変位 3.5mm、鉛直荷重 350kN 時において梁中間部に斜めひび割れが発生した。その後荷重の増加に伴い、梁上段および下段に向かって斜めひび割れが進展し、最大荷重 420kN に達した後、急激に斜めひび割れが開いてせん断破壊に至った。次に Case2 については鉛直変位 4.1mm、鉛直荷重 375kN 時において梁中間部に斜めひび割れが発生した。また、鉛直荷重 425kN 時に最初に発生した斜めひび割れより支点側に第二の斜めひび割れが発生した。その後荷重の増加に伴って第二に発生した斜めひび割れが梁上段および下段に向かって進展し、鉛直荷重 687kN において第二に発生した斜めひび割れが急激に開いてせん断破壊に至った。

3. 解析概要

3.1 解析手法

本解析では、RC 梁の引張せん断型の破壊挙動を説明するために、二次元弾塑性有限要素法解析を RC 梁部材実験供試体 Case1～2 を対象として実施し、解析においては、設計上、曲げ耐力とせん断耐力がほぼ等しくなるようなせん断補強筋を配置した Case3 ($\rho_w=0.43\%$) を追加した。解析モデルは供試体の対称性を考慮して梁の半分をモデル化し、境界条件としては梁中央において水平方向を、支点部において鉛直方向を固定とした。

3.2 材料モデル

(1) コンクリート

解析で適用した要素特性としては、コンクリートには平面応力要素で 8 節点アイソパラメトリック要素を用いた。表-2 に解析に用いた材料特性を示す。コンクリートの二軸圧縮状態における圧縮域には、等二軸圧縮強度を

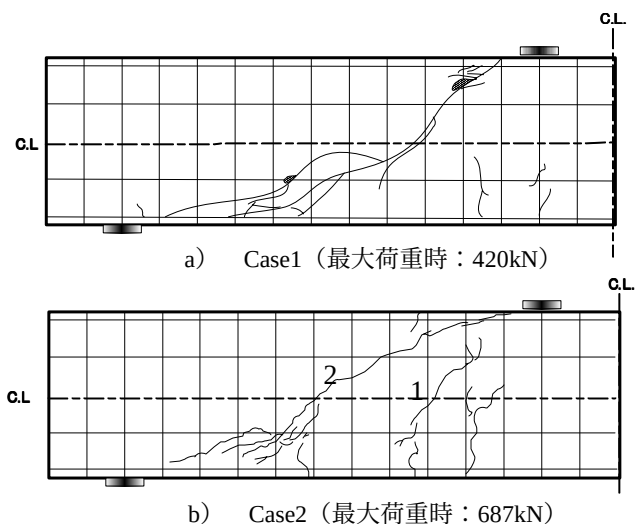


図-2 供試体損傷状況

表-2 材料特性

供試体	コンクリート 圧縮強度 (引張強度) N/mm ²	鉄筋 降伏強度: N/mm ² (降伏ひずみ)			
		D4	D10	D22	D25
Case1	28.4 (3.4)				
Case2	30.6 (3.4)	342 (1829)	399 (1900)	389 (1833)	382 (1819)
Case3	30.6 (3.4)				

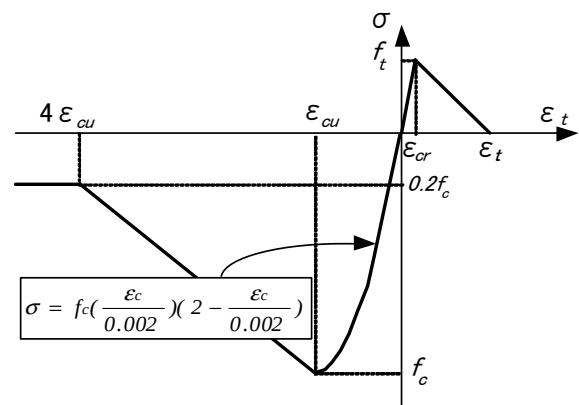


図-3 コンクリートの応力-ひずみ関係

$1.16f_c$ (f_c : 一軸圧縮強度)として、内部摩擦角を $\phi=10^\circ$ 、粘着力 c を $0.42f_c$ と設定した Drucker-Prager の降伏基準を、引張域には最大主応力基準を用いた。図-3 にコンクリートの応力-ひずみモデルを示す。圧縮上昇域では圧縮強度まで 2 次放物線とし、その後は応力が直線的に減少するモデルを採用した。引張域では引張強度 f_t に達するまでの範囲については、応力

一ひずみ関係を直線とした。ひび割れ発生後の引張軟化域は、 $\varepsilon_t (= \sigma_{sy}/E_s - 2000 \mu)$ まで直線的に下降している。ひび割れについては、要素内に均等にひび割れが生じると仮定した分布ひび割れモデルを用いており、その中でも固定多方向ひび割れモデルを採用している。固定多方向ひび割れモデルでは、第1ひび割れ発生後、せん断応力によって最大主応力軸が回転し、最大主応力が再び引張強度に達した時点でその最大主応力軸の直角方向に第2ひび割れが発生すると仮定している。また、せん断モデルにおいてはひび割れ発生後のせん断応力伝達力を設定する必要がある。せん断低減係数には、可変型・固定型と設定可能であるが、既往の研究²⁾では可変型もしくは固定型でも値が大きければ硬いせん断応答、つまりせん断ひび割れ発生後の勾配が高く維持する挙動を、値が小さければ軟らかいせん断応答を示すことが明らかとなっている。しかし、軟らかいせん断応答では、斜めひび割れの進展が梁上段まで達することはなく、実験のせん断損傷状況と異なる結果も得られている。そこで、本研究では硬いせん断応答ではあるが、斜めひび割れの挙動が梁上段まで進展し、実験と近いとされるせん断低減係数 5%³⁾の一定の値を採用した。

(2) 鉄筋

鉄筋には埋め込み鉄筋要素を用いた解析を基本ケースとし、表-1 に示すようにせん断補強筋にはり要素を適用した解析を追加した。図-4 に適用要素の相違を示す。埋め込み鉄筋要素は1軸の引張しか考慮できないのに対して、はり要素では2軸の引張状態を評価することが可能である。破壊基準としては、Von-Mises の降伏基準を用いた。また、図-5 に鉄筋の応力-ひずみモデルを示す。鉄筋が降伏応力 σ_y に達した後に、ひずみのみが増加する降伏棚が存在することから、降伏ひずみ ε_{sy} の 8.5 倍とする降伏棚を設けている。

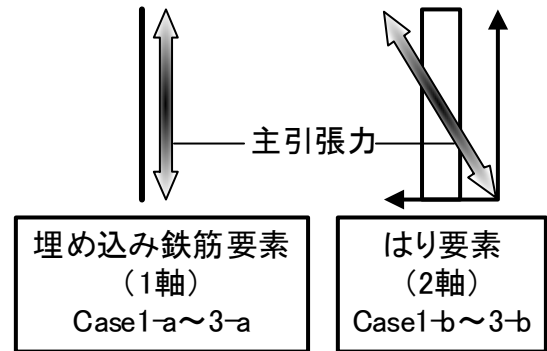


図-4 適用要素の相違

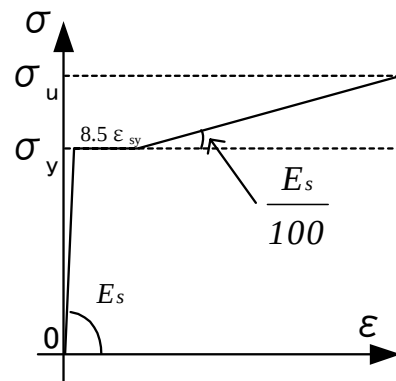


図-5 鉄筋の応力-ひずみ関係

4. 解析結果

4.1 せん断損傷評価方法

本研究におけるせん断損傷評価としては、修正圧縮場理論⁴⁾に基づき、せん断力によって生じた斜めひび割れ間のコンクリートの引張抵抗を用いることとする。図-6にせん断力によって生じる引張抵抗のイメージ図を示す。載荷点における鉛直力および支点反力により梁部材の要素は図-6に示すような変形が生じる。変形に伴って要素には図に示すような方向に主引張力が生じ、引張強度に達すると斜めひび割れが発生する。そこで、本研究では斜め方向に生じる主引張力により発生する最大主ひずみに着目し、せん断損傷の評価を試みた。また、本研究においては、変形の増大に伴うせん断ひび割れ面に対する補正方法として、各ステップにおけるせん断損傷断面のガウス点から算出される角度を用いて補正を行っている。

4.2 せん断損傷状況

図-7に解析におけるひび割れ状況を示す。Case1-a、Case2-aともにせん断損傷が顕著に現れ

始めた鉛直変位5.2mm時の状況を示している。
 ここで、斜めひび割れが最も顕著に現れている断面を本解析におけるせん断損傷断面と仮定する。ひび割れ状況を見ると、Case2-aに比べCase1-aの方が顕著に斜めひび割れが発生していることが確認できる。また、図-8に斜めひび割れ角度を示す。ここでひび割れ角度は図-7(a)で示した1～3のガウス点を例に挙げており、このガウス点は最大主ひずみの進展が顕著な点である。ひび割れ角度を比較すると、Case1-aに比べCase2-a, Case3-aの方が大きくなっており、ガウス点3については、Case3-aのみ大きくなっているが、これはせん断補強筋量を増加させることにより角度が大きくなったと考えられる。また、せん断領域内のガウス点に発生する斜めひび割れの角度を平均すると、それぞれCase1-a=44 (deg.)、Case2-a=44 (deg.)、Case3-a=47 (deg.)となった。

4.3 せん断耐力の評価

本供試体において、せん断損傷はせん断損傷断面に作用する主引張応力により発生すると考えられる。そこで、せん断損傷断面に対して鉛直に働く主引張応力を算出し、式(1)によりコンクリートの負担せん断力を算出した。また、ひび割れ傾斜角 θ については4.2節で算出した斜めひび割れ角度を採用した。

$$V_c = f_t \cdot b \cdot j \cdot d \cdot \cot \theta \quad (1)$$

ここに、

f_t : 主引張応力

b : 梁幅 (340mm)

j : せん断損傷高さに対する係数

d : せん断損傷高さ (ここでは、 jd として主鉄筋間隔距離360mmを採用)

θ : ひび割れ傾斜角

また、実験における V_c は、測定したせん断補強筋ひずみを利用してせん断補強筋の負担するせん断力 V_s を算出し、 $V_c = V - V_s$ により算出した。なお、せん断損傷断面に対して、交差しているせん断補強筋の負担するせん断力(V_s)は、

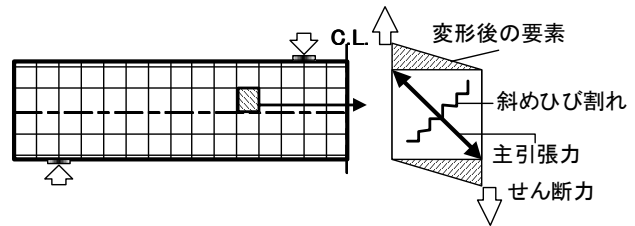
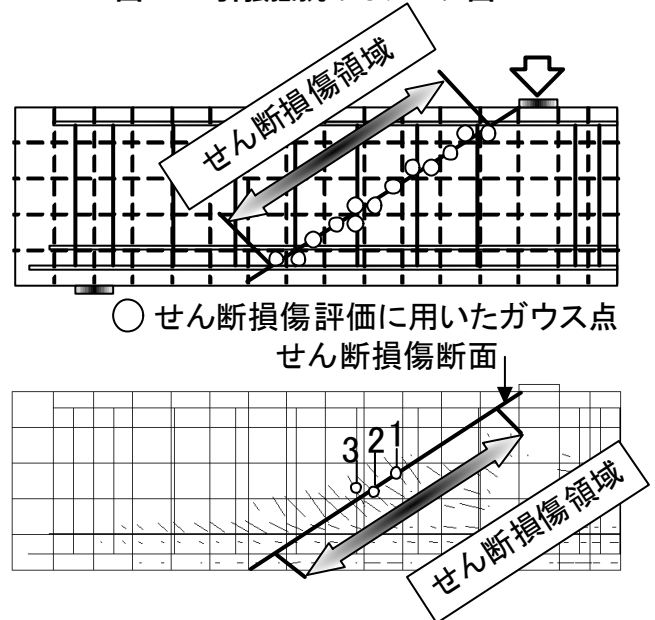
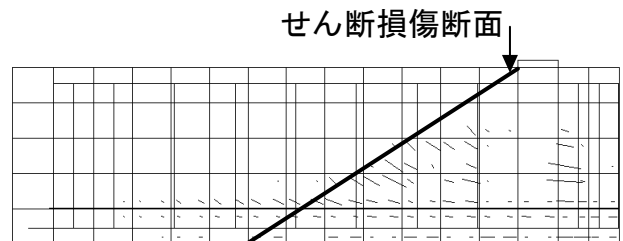


図-6 引張抵抗のイメージ図



a) Case1-a (鉛直変位 5.2mm 時)



b) Case2-a (鉛直変位 5.2mm 時)

図-7 ひび割れ状況 (鉛直変位 5.2mm 時)

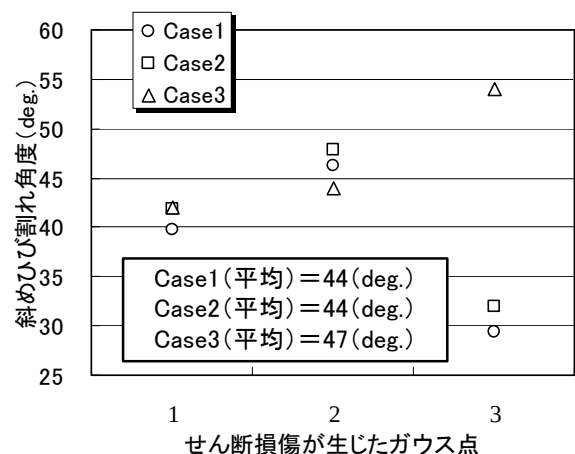
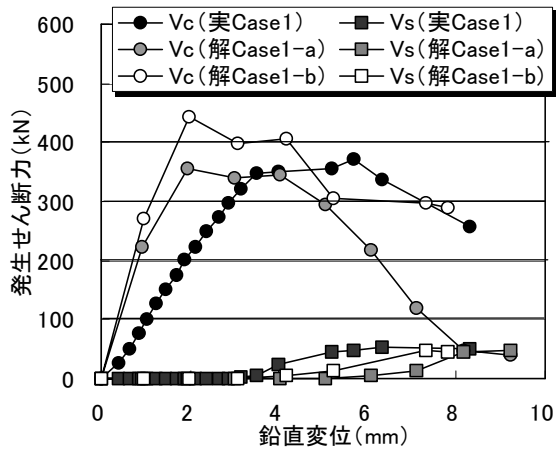
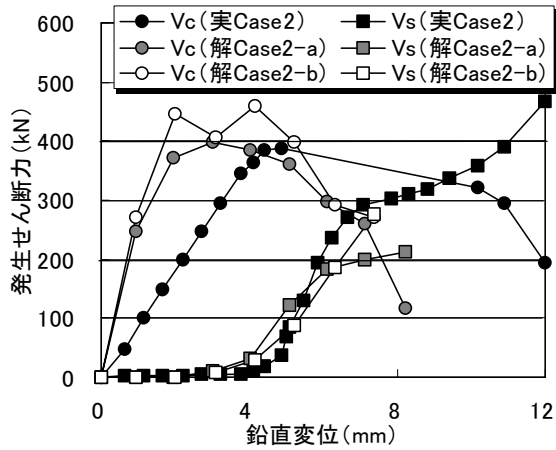


図-8 斜めひび割れ角度



a) Case1



b) Case2

図-9 発生せん断力ー鉛直変位関係
(実験と解析の比較)

せん断損傷断面と交わるせん断補強筋作用応力を求め、式 (2) により算出した。

$$V_s = f_v \cdot A_v / s \cdot j \cdot d \cdot \cot \theta \quad (2)$$

ここに、

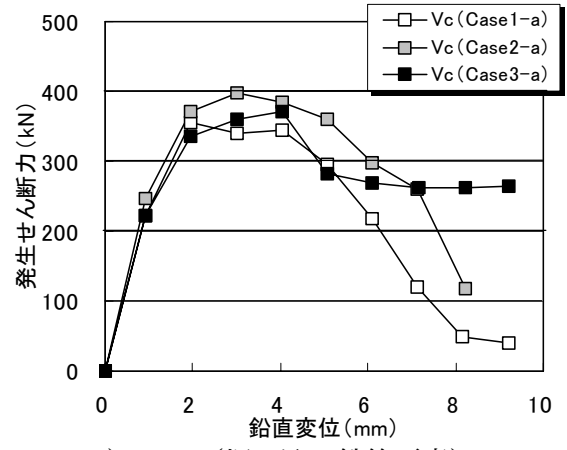
f_v : せん断補強筋作用応力

A_v : せん断補強筋断面積

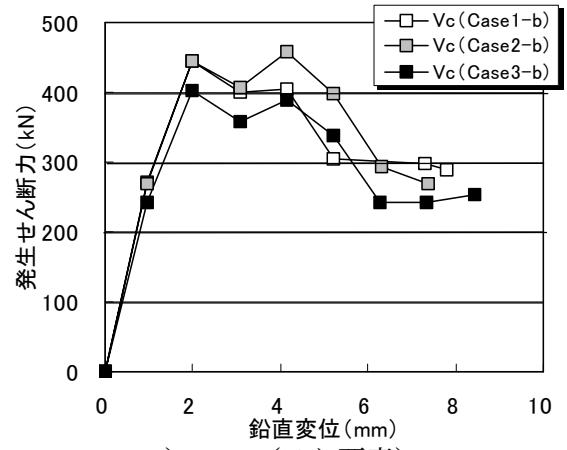
s : せん断補強筋の間隔 (150mm)

各供試体ごとの発生せん断力ー鉛直変位関係

図-9~11に示す。実験・解析ともに鉛直変位の増加に伴って、コンクリート負担せん断力の勾配が一定となり、その後低下していることが確認できる。まずCase1について説明すると、初期勾配が若干異なっているものの、それぞれ V_{cmax} (実) = 372.7kN, V_{cmax} (解: Case1-a) = 344.0kN, V_{cmax} (解: Case1-b) = 444.7kNとなり、はり要素を用いた解析値が15%程度高い値を得ている。コンクリート負担せん断力は、鉛直変位の増加に伴って低下していることが分



a) Vc (埋め込み鉄筋要素)



b) Vc (はり要素)

図-10 コンクリート負担せん断力 Vc

かる。これは、せん断損傷断面におけるコンクリート要素が引張強度に達した後、引張力を負担できなくなるためであると考えられる。次にCase2について説明すると、Case1と同様にコンクリートの負担するせん断力が低下していることが確認できる。また、せん断耐力についても、それぞれ V_{cmax} (実) = 388.7kN, V_{cmax} (解: Case2-a) = 397.1kN, V_{cmax} (解: Case2-b) = 458.9kNとなり、Case1と同様にはり要素を用いた解析値が15%程度高い値を示している。また、埋め込み鉄筋要素とはり要素の比較に着目すると、全てのケースにおいて、鉛直変位2.0mm~4.0mmの範囲で勾配がほぼ一定となっており、鉛直変位4.0mm以降は全ケースにおいて、コンクリート負担せん断力の低下が確認できる。しかし、その勾配は適用した要素によって異なっている。埋め込み鉄筋要素は、せん断補強筋量によって、その勾配が若干異なっているのに対して、はり要素では全供試体でほぼ同等の勾配

を得ていることが分かる。これは、埋め込み鉄筋要素では、せん断補強筋量を増加させたことによって、斜めひび割れ幅の進展に抑制力が生じるため、コンクリート負担せん断力の低下が緩やかとなることが考えられる。また、せん断補強筋負担せん断力に着目すると、埋め込み鉄筋要素に比べてはり要素の方がそれぞれCase1=9%、Case2=37%、Case3=31%の耐力増加が見込めていることが確認できる。

本解析により得られたコンクリートが負担するせん断耐力の算出結果を表-3に示す。算出結果より、コンクリートせん断耐力に関しては埋め込み鉄筋要素、せん断補強筋耐力に関してははり要素を用いた方が実験との適合性が良いと言える。

5. まとめ

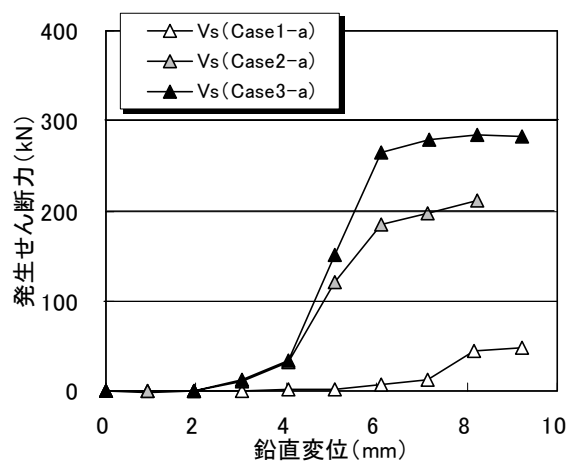
本解析の結果、以下に示す知見が得られた。

(1) 仮定したせん断損傷断面において、主引張力に着目し、コンクリート負担せん断力を評価した結果、実験結果に近い値が得られていることから、比較的精度良く評価できることが明らかとなった。

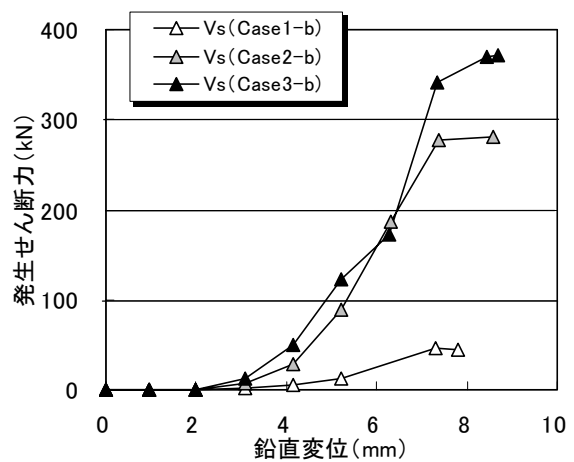
(2) せん断補強筋負担せん断耐力に関しては、埋め込み鉄筋要素よりもはり要素を用いた方が実験との適合性が良い可能性を示唆しており、Case2において解析値は過小評価となる結果となった。

参考文献

- 1) 土木学会：コンクリート標準示方書 設計編, pp.60-64, 1996.6
- 2) 山谷敦, 中村光, 檜貝勇：回転ひび割れモデルによる RC 梁のせん断挙動解析, 土木学会論文集 No.620/V-43, pp.187-199, 1999.5
- 3) Jan G. Rots: Computational modeling of concrete fracture, Dissertation Delft Univ. of Technology, 1988.
- 4) Collins M. P. et.al.：PRESTRESSED CONCRETE STRUCTURES, pp.338-359, Prentice-Hall, 1991.



a) Vs (埋め込み鉄筋要素)



b) Vs (はり要素)

図-11 せん断補強筋負担せん断力 Vs

表-3 せん断耐力の算出結果

	Case1	Case2	Case3
実験値			
Vc(kN)	372.7	388.7	-
Vs(kN)	52.3	468.3	-
V(kN)	419.8	686.7	-
解析値(埋め込み)			
Vc(kN)	344.0	397.1	391.8
Vs(kN)	48.2	211.7	284.3
V(kN)	361.3	482.6	548.6
解析値(はり要素)			
Vc(kN)	444.7	458.9	402.5
Vs(kN)	52.6	290.0	371.4
V(kN)	444.7	546.8	621.7
実験値/解析値			
Vc	1.08 (0.84)	0.98 (0.85)	-
Vs	1.09 (0.99)	2.21 (1.61)	-
V	1.16 (0.94)	1.42 (1.26)	-

※ () 内ははり要素を用いた値