

せん断補強筋を有する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

¹正会員 九州工業大学大学院 工学部建設社会工学科（〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町1-1）
²正会員 Ph.D 九州工業大学教授 工学部建設社会工学科（〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町1-1）
³正会員 阪神高速道路公団 神戸管理部（〒650-0041 神戸市中央区新港町16-1）
⁴正会員 博（工） オリエンタルコンサルタンツ 関西支社（〒532-0003 大阪市淀川区宮原3-3-31）

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

(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 $Case1=0.05\%$ 、 $Case2=0.28\%$ 、 $Case3=0.43\%$ 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_{y0} は初降伏曲げ

表-1 供試体諸元

供試体	P_{y0} (kN)	V_c (kN)	V_s (kN)	$P_{y0}/(V_c+V_s)$
Case1	302	139	16	1.95
Case2			107	1.23
Case3			162	1.00

P_{y0} : 初降伏曲げ耐力

※ただし、Case3 は解析のみ

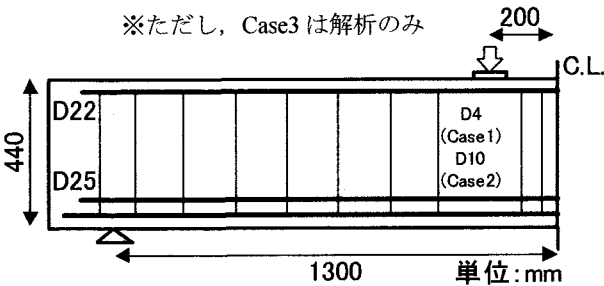


図-1 供試体配筋図

耐力である。また、Case3 については解析のみの追加パラメータとしている。

(2) 実験方法

載荷方法は、単純支持の静的二点載荷とし、載荷荷重としては、25kN きざみで荷重を増加させ、各ステップの最大荷重後除荷し、ひび割れの記録を行った。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およびデジタルビデオカメラ（以下 DV と略す。ただし、Case2 はデジタルカメラ）により、斜めひび割れ幅を測定した。

(3) 実験結果

図-2 に Case1 の供試体損傷状況を、図-3 に Case2 の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

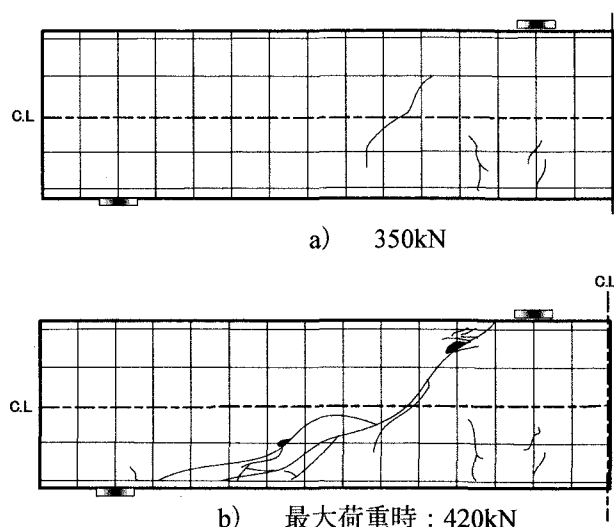


図-2 供試体損傷状況 (Case1)

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 (図-3(a)①) 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 (図-3(b)②) 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。

また、図-4 に鉛直荷重-鉛直変位関係を示す。せん断補強筋量が少ない Case1 については 420kN で荷重の低下を迎えたが、せん断補強筋量を増加させた Case2 では鉛直荷重 420kN を越えても増加し続け、687kN においてせん断損傷による荷重の低下を迎えた。

また、せん断耐力に着目すると、Case2 は Case1 に比べ 267kN 増加したことになり、設計値と比較すると 47%の増加という結果となった。

3. 解析概要

(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

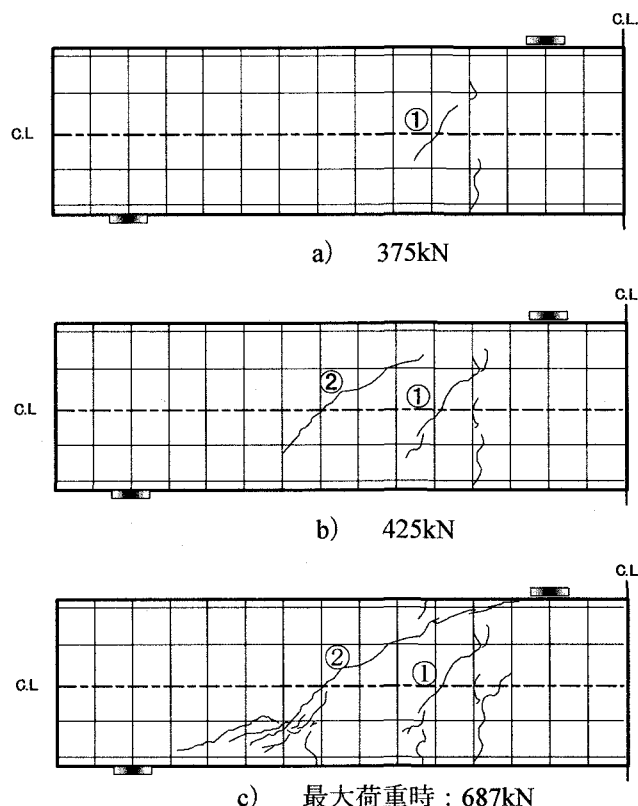


図-3 供試体損傷状況 (Case2)

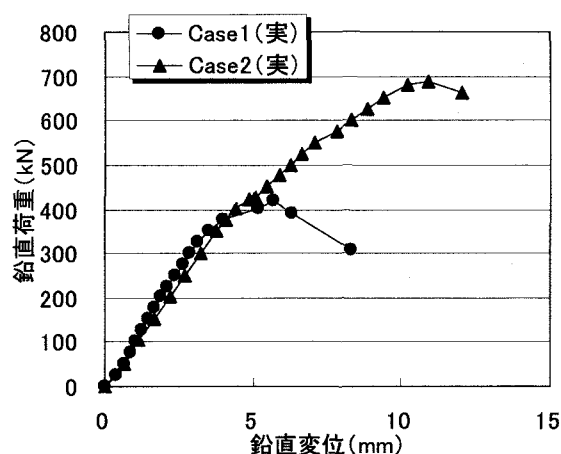


図-4 鉛直荷重-鉛直変位関係

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)				

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。なお、解析コードとして汎用構造解析プログラム DIANA を用いた。

(2) 材料モデル

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。また、鉄筋には埋め込み鉄筋要素を用い、鉄筋とコンクリートは完全付着とした。表-2 にコンクリートおよび鉄筋の材料特性を、図-5 に平面応力下の破壊基準を示す。各材料の降伏基準および破壊基準としては、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 $1.16f_c$ (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。また、鉄筋には Von-Mises の降伏基準を用いた。

図-6 にコンクリートの応力度-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、応力度-ひずみ関係を直線とした。初期弾性係数は、圧縮に対する応力度-ひずみ曲線の初期勾配と同一である。ひび割れ発生後の引張軟化域は、 ϵ_t ($= \sigma_{sy}/E_s \approx 2000 \mu$) 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。等価長さ leq^2 については、 $\sqrt{A}$ を等価長さとするモデルを採用した。ここで、 A は要素面積である。

また、図-7 に鉄筋の応力度-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。その後、 $E_s/100$ と設定したトリリニアモデルを用いた。

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³⁾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

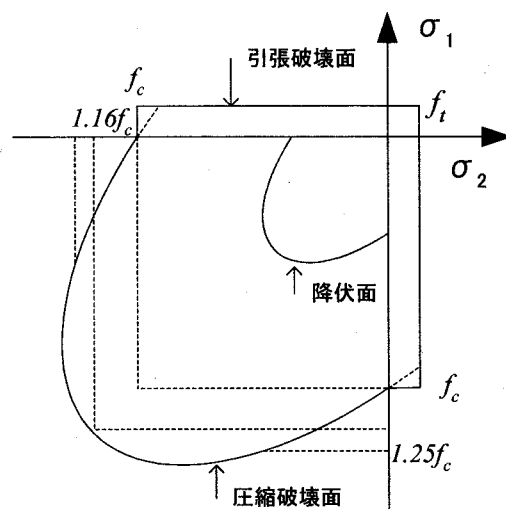


図-5 平面応力下の破壊基準

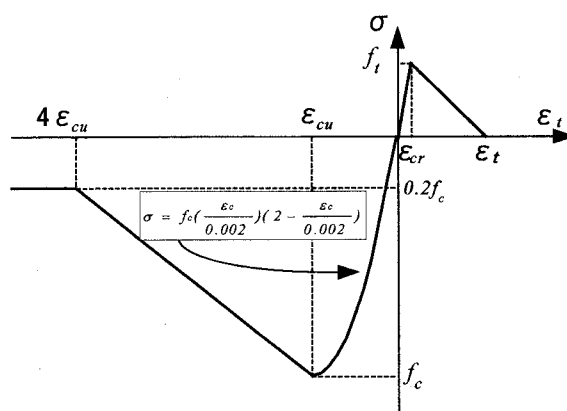


図-6 コンクリートの応力度-ひずみ関係

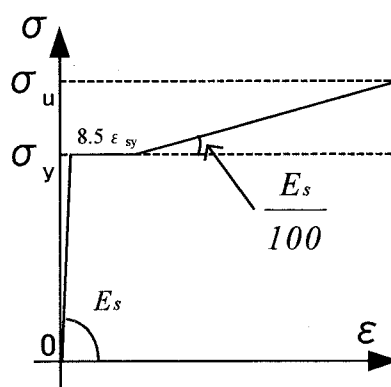


図-7 鉄筋の応力度-ひずみ関係

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ではなく、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%⁴⁾ の一定の値を採用した。

4. 解析結果

(1) セン断損傷評価方法

本研究におけるセン断損傷評価としては、修正圧縮場理論⁵⁾に基づき、セン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-8にセン断力によって生じる引張抵抗のイメージ図を示す。荷重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-8に示すような変形が生じる。要素の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および斜めひび割れに着目し、セン断損傷の評価を試みた。

(2) セン断損傷状況

図-9に解析におけるひび割れ状況を示す。Case1, Case2ともにセン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セン断損傷断面と仮定する。ひび割れ状況を見ると、Case2に比べCase1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-10に斜めひび割れ角度を示す。ここでひび割れ角度は図-9(a)で示した①～③のガウス点を例に挙げて示している。ひび割れ角度を比較すると、Case1に比べCase2, Case3の方がひび割れ角度が大きくなっている。また、図に示すセン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=44 (deg.) , Case2=44 (deg.) , Case3=47 (deg.) となった。平均ひび割れ角度は図-9に示すセン断損傷領域内のガウス点を用いた。

次に斜めひび割れ幅の進展についての比較を行う。図-11に斜めひび割れ幅の進展状況を示す。ここで、①～③のひび割れ幅は図-11に示す要素のガウス点から算出したひび割れ幅であり、実線で示す値は図に示すセン断領域内のガウス点に発生する斜めひび割れ幅を平均した値である。また、斜めひび割れ幅は、ガウス点における最大主ひずみに等価長さ l_{eq} を乗じることにより算出している。

まず、Case1について説明すると、鉛直変位2.0mm時において梁下段(③)において斜めひび割れが発生する。その後、鉛直変位4.0mmを過ぎたあたりで①, ②のガウス点において斜めひび割れが発生し、特にガウス点①については、1.0mm程度まで

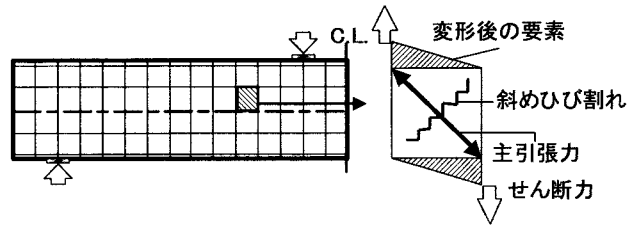
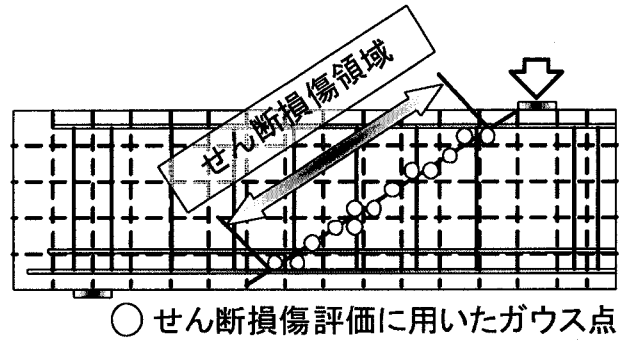
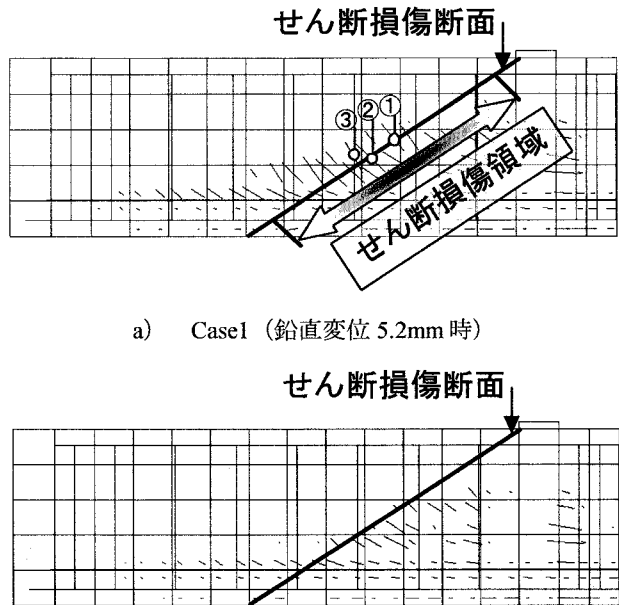


図-8 引張抵抗のイメージ図



a) Case1 (鉛直変位 5.2mm 時)



b) Case2 (鉛直変位 5.2mm 時)

図-9 ひび割れ状況 (鉛直変位 5.2mm 時)

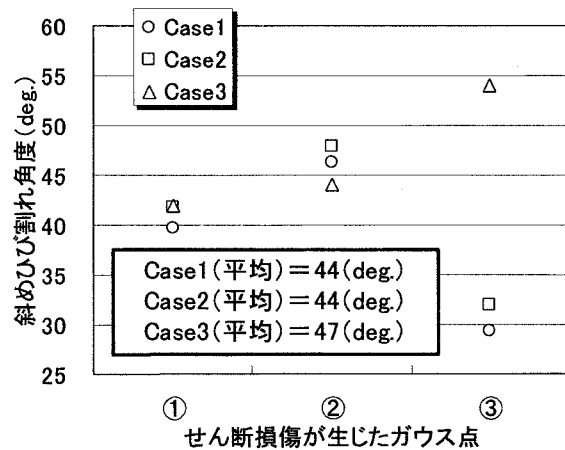


図-10 斜めひび割れ角度

ひび割れ幅が進展する結果が得られた。また、Case2においても斜めひび割れの発生傾向はほぼ同様の結果が得られた。しかし、斜めひび割れ幅を比較すると、0.2mm～0.6mmの範囲でCase2の方が小さい値となっていることが確認された。続いてCase3について説明すると、Case1、Case2と同様に鉛直変位2.0mm時においてガウス点③に斜めひび割れが発生する。その後、鉛直変位4.0mm時においてガウス点①、②に損傷が進展する状況は同じであるが、ガウス点①における斜めひび割れ発生が、若干遅くなっている。しかし、せん断損傷状況は似通っていると言える。また、図-12に解析における平均ひび割れ幅の比較を示す。平均ひび割れ幅の値はそれぞれ、Case1=0.60mm、Case2=0.41mm、Case3=0.24mmとなり、せん断補強筋量の増加により、平均ひび割れ幅が減少していることが確認でき、せん断補強筋量を増加させることによって、斜めひび割れ幅に対する抑制力が増加することが言える。このことから、鉛直変位の増加に伴い、梁下段から発生した斜めひび割れが梁上段に向かって進展するものと考えられ、せん断補強筋量を増加させることによって、斜めひび割れ幅の抑制力が増加することが解析的に明らかとなった。

(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)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

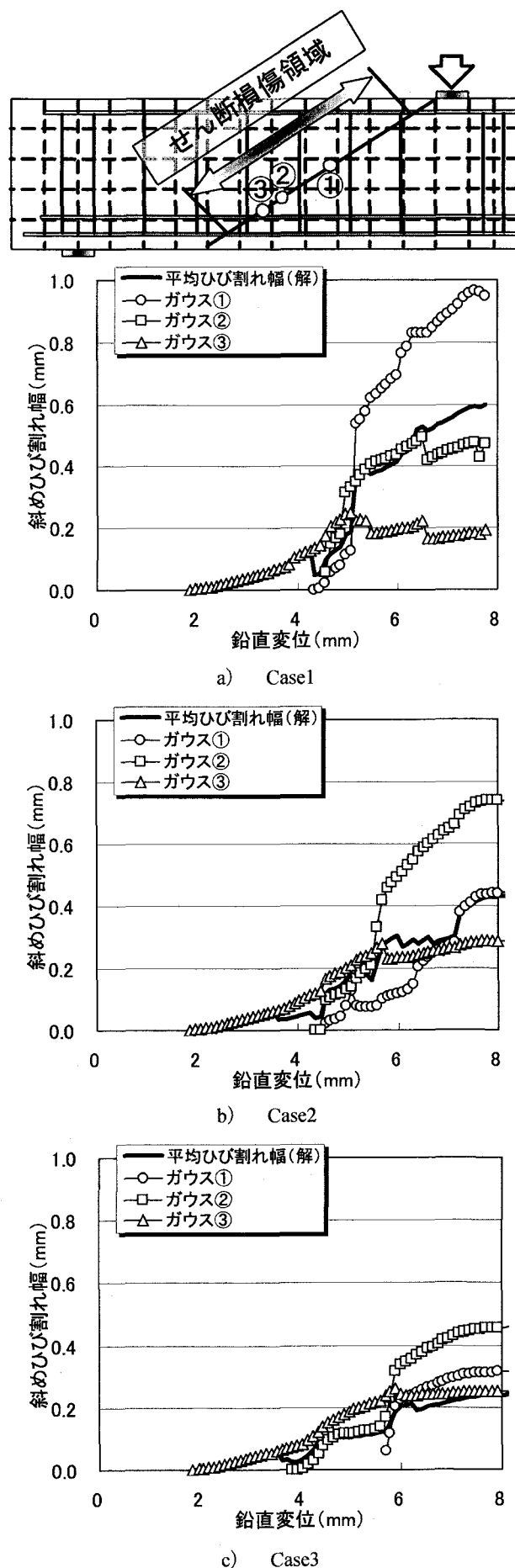


図-11 斜めひび割れ幅の進展状況 (解析)

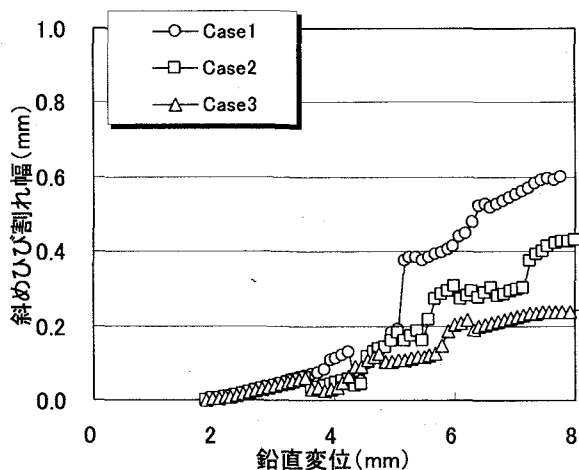


図-12 平均ひび割れ幅の比較（解析）

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、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。

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

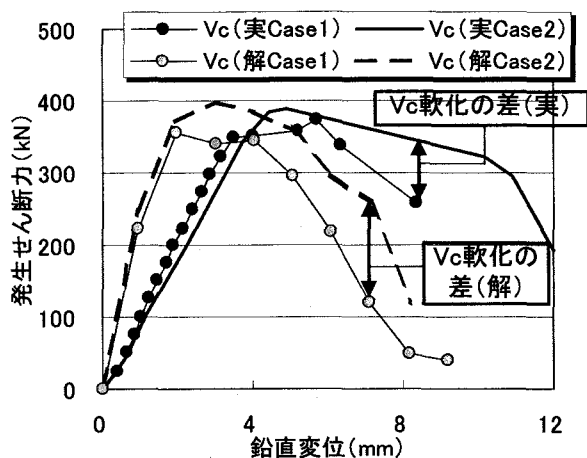
ここに、

f_v : せん断補強筋作用応力

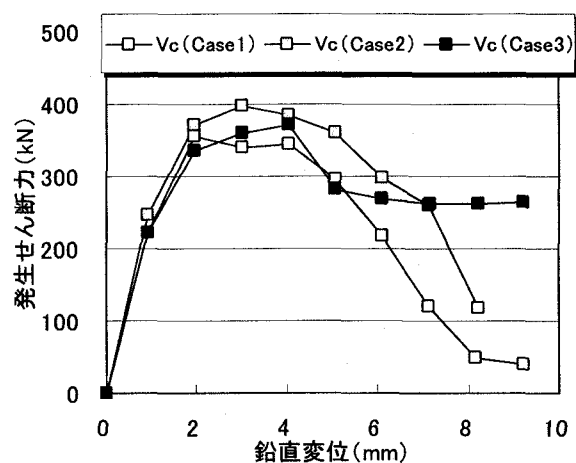
A_v : せん断補強筋断面積

s : せん断補強筋の間隔

各供試体ごとの発生せん断力－鉛直変位関係を図-13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）＝344.0kNとなり、コンクリートの負担するせん断耐力はほぼ同等の値を得ていることが確認できる。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）＝397.1kNとなり、Case1と同様にほぼ同等の値を示すことが明らかとなった。また、解析のみ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



a) 実験と解析の比較



b) 解析のみの比較

図-13 発生せん断力－鉛直変位関係

表-3 せん断耐力算出結果

	Case1	Case2	Case3
実験値			
V_c (kN)	372.7	388.7	-
解析値			
V_c (kN)	344	397.1	391.8
実験値/解析値			
V_c	1.08	0.98	-

なっていることが分かる。これは、4. (2) で述べたように鉛直変位2.0mmにおいて、梁下段から斜めひび割れが発生し、せん断損傷が生じているからであると考えられる。また、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が、その勾配が若干異なっていることが分かる。これは、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

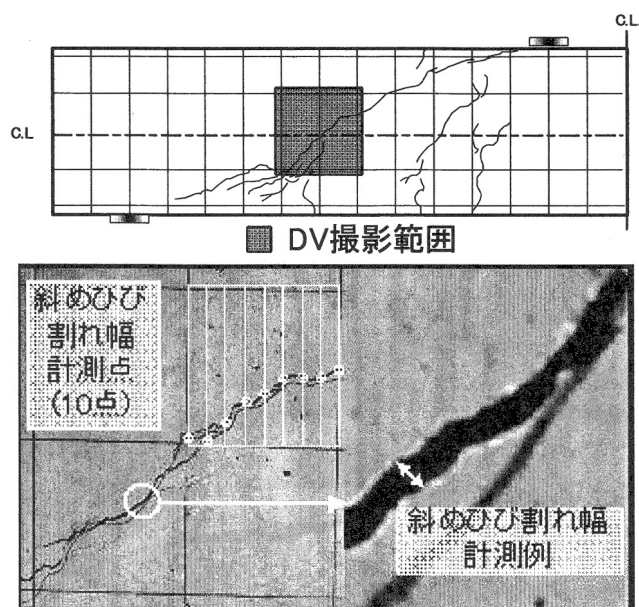


図-14 実験におけるひび割れ測定方法

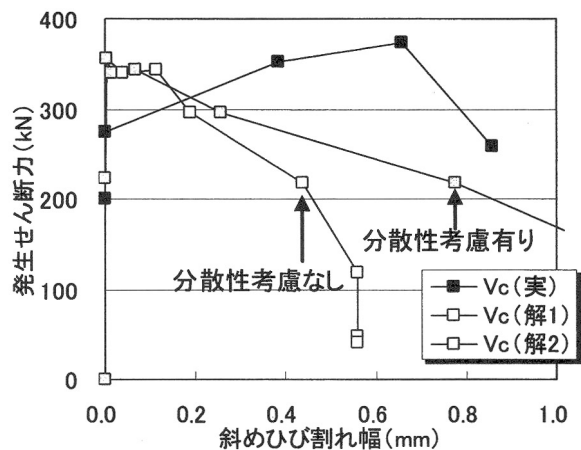
ため、コンクリート負担せん断力の低下が緩やかとなることが考えられる。

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、せん断耐力について、Case1=108%，Case2=98%と比較的精度良く評価できていることが分かる。

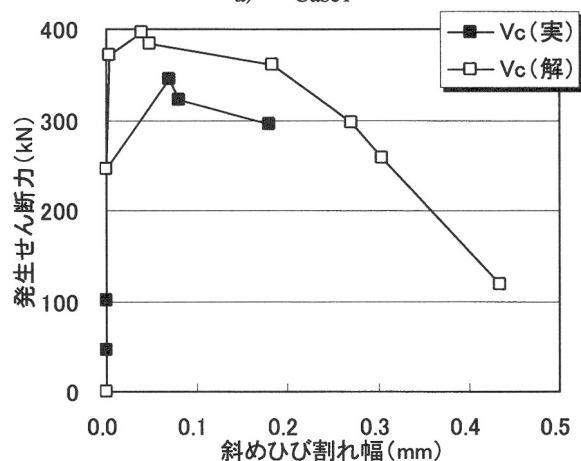
以上の結果から、初期段階においては、コンクリートのみでせん断力を負担し、鉛直変位4.0mm程度からコンクリートのみではせん断力が負担できなくなることが解析的に評価できている。

せん断損傷におけるコンクリートのせん断挙動を詳細に評価するため、ひび割れ幅との関係性を評価することとした。図-14に実験におけるひび割れ測定方法を示す。実験供試体のせん断ひび割れ幅の計測についてはせん断ひび割れが予測されるコンクリート表面に100mm×100mmの枠目を記入する。この枠目箇所において載荷荷重時にDV（Case2についてはデジタルカメラを使用）により記録する。記録したDVを各ステップの最大荷重時を抽出して画像処理を行い、100mm×100mmの枠目からせん断ひび割れ幅を相対的に算出した。また、せん断ひび割れ幅の平均的な挙動を評価するため、図に示すように1枠あたり均等に10分割し、それぞれの箇所において斜めひび割れ幅を算出した。ただし、DV撮影は目視によるせん断ひび割れが発生した次の荷重ステップから撮影を開始した。

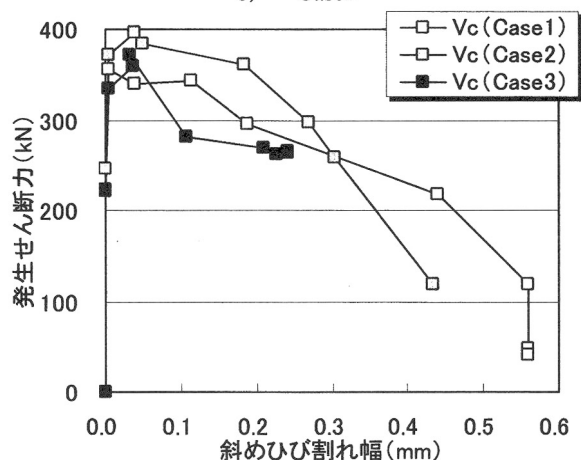
各供試体それぞれの発生せん断力と斜めひび割れ幅関係を図-15に示す。ここで、横軸に使用している解析における斜めひび割れ幅は、仮定したせん断損傷断面に発生する斜めひび割れ幅の平均値を用いている。まず、Case1において、解析では斜めひび



a) Case1



b) Case2



c) 解析のみの比較

図-15 発生せん断力と斜めひび割れ幅関係

割れ幅の増加に伴い、コンクリート負担せん断力の低下が確認され、斜めひび割れ幅0.60mm程度でほとんどせん断力を負担しない結果が得られたのに対して、実験では斜めひび割れ幅の値が大きく、鉛直変位0.60mm程度においてコンクリートせん断力の低下が始まっている。これは、解析結果における斜めひび割れが分散性を示しているのに対して、実験結果では主要なせん断ひび割れ1本でせん断破壊が生じたことが原因であると考えられる。本解析にお

ける固定多方向ひび割れモデルでは、斜めひび割れが梁上段まで達するが、せん断破壊が局所的ではなく、分散性を持っていることが既往の研究結果²⁾からも得られている。よって、本解析のモデルにおいては、せん断補強筋量が比較的少ない供試体における斜めひび割れ幅に関する評価は困難である。そこで、解析における斜めひび割れの分散性を考慮した評価を試みた。図-16に解析におけるひび割れ状況 (Case1: 鉛直変位8.2mm時) を示す。鉛直変位8.2mm時は分散性を考慮する評価を行うにあたって、一例として示している。図に示すように、変形量が増加するに従って、梁上段にひび割れが進展する分散傾向が確認できる。この斜めひび割れの分散傾向を考慮するために、図に示す領域の斜めひび割れ幅を加算することとした。斜めひび割れの分散性はせん断損傷仮定断面における各ガウス点と平行な断面のガウス点に発生する総ひび割れ幅を考慮したものである。例えば、1ガウス点を例に挙げると、 $W_1 = w_1 + (w_{1a} + w_{1b})$ で算出され、分散傾向にある斜めひび割れ幅を加算した。ただし、各ガウス点における斜めひび割れ角度が、せん断損傷仮定断面とほぼ同一であるという結果に基づいている。解析における分散性を考慮することで、解析値は実験値に近づく結果となった。続いてCase2については、実験・解析ともに斜めひび割れ幅の増加に伴い、コンクリート負担せん断力の低下が確認された。解析では、斜めひび割れ幅0.04mm程度で勾配が一定となった後に低下し始めており、実験では0.07mm程度でコンクリート負担せん断力の低下が始まっているのが分かる。その後、斜めひび割れ幅の増加に伴いコンクリート負担せん断力が低下するが、その軟化挙動については、実験・解析ともにほぼ同様の傾向が得られた。また、解析のみの比較に着目すると、全ケースにおいて、斜めひび割れ幅が0.04mmにおいてコンクリート負担せん断力の低下が認められる。その後、斜めひび割れ幅の増加に伴ってコンクリート負担せん断力が低下しており、その勾配はほぼ同等である。

このことから、斜めひび割れ幅が増加することによってコンクリートのかみ合いによるせん断抵抗が減少し、発生せん断力が低下することが明らかとなった。

5. まとめ

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

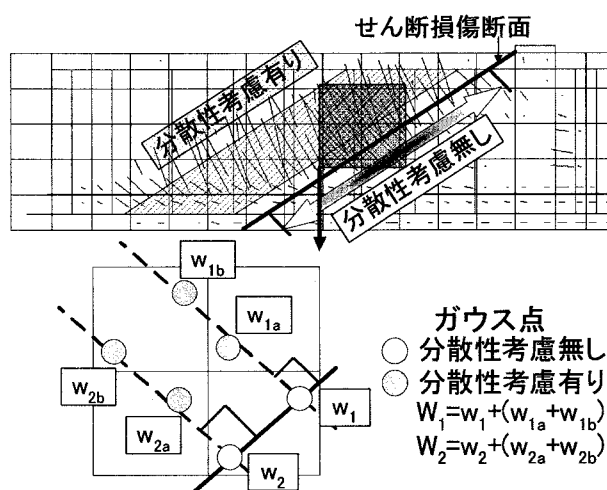


図-16 ひび割れ状況 (Case1: 鉛直変位 8.2mm 時)

解析による解析結果との比較を行った結果、以下に示す知見が得られた。

- ① せん断補強筋量を増加させることによって、コンクリートに発生する斜めひび割れ幅に対し抑制力が増加し、コンクリートの負担する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。
- ② せん断損傷断面を仮定し、主引張応力によりコンクリート負担せん断力を算出した結果、Case1ではそれぞれ V_{cmax} (実) = 372.7kN, V_{cmax} (解) = 344.0kN, Case2ではそれぞれ V_{cmax} (実) = 388.7kN, V_{cmax} (解) = 397.1kN となり、Case1 (実/解) = 108%, Case2 (実/解) = 98% と比較的精度良く評価できた。
- ③ 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明らかとなった。また、本解析においては、ひび割れ幅がそれぞれ Case1 = 0.60mm, Case2 = 0.43mm まで開いた時点で、コンクリートのせん断抵抗が期待できなくなることが明らかとなった。

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, 足立正信, 檜貝勇：破壊エネルギーを考慮した有限要素法解析における要素形状の検討, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.19, No.2, pp.57-62, 1997
- 3) 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
- 4) Jan G. Rots: Computational modeling of concrete fracture, Dissertation Delft Univ. of Technology, 1988.
- 5) Collins M. P. et al. : PRESTRESSED CONCRETE STRUCTURES, pp.338-359, Prentice-Hall, 1991.