

論文 逆対称曲げを受けるせん断スパン比の小さい梁の耐力に関する実験的研究

鈴木 裕隆^{*1}・谷村 幸裕^{*2}・楠本 秀樹^{*3}

要旨：近年まで、せん断スパン比の小さい梁部材のせん断耐力については多くの実験等の検討がなされ、評価式が提案されてきた。しかし、逆対称曲げを受けるせん断スパン比の小さい部材に関する研究については、建築構造物について行われている例はあるものの、土木構造物においての検討例は少なく、土木構造物の設計にあたっては、単純支持の梁部材の評価式を適用しているのが現状である。そこで今回、逆対称曲げを受けるせん断スパン比の小さい梁について載荷試験を実施し、その結果をもとに、破壊の性状およびせん断耐力の評価方法について検討を行った。

キーワード：逆対称曲げ、せん断スパン比、せん断耐力

1. はじめに

現在、RCラーメン高架橋の地中梁や中層梁については、せん断スパンを適切に設定し、ラーメン構造とは異なる単純支持の梁部材に関する研究をもとにしたせん断耐力算定式を適用することにより構造設計が行われている。

また、RCラーメン高架橋の線路直角方向の中層梁等は、断面高さがスパンに対して比較的大きくなることが多く、せん断スパン比が1.5程度となることも少なくない。

一方、せん断スパン比の小さい単純支持のディープビームの研究においては、近年まで、スターラップを配置することによるせん断補強効果は期待できないとされていた。しかし、最近の研究成果^{1)~2)}により、ディープビームにおいても、スレンダーな梁に比べると補強効果は少ないものの、せん断耐力への寄与が期待できることが実験的に明らかになっており、2002年度制定のコンクリート標準示方書³⁾においては、せん断補強の効果を考慮できるせん断耐力算定式が示されている。

しかし、逆対称となる場合、せん断スパン比が小さいと、応力状態が異なるので、ディープビームと同様の式を適用できないことも考えら

れる。

以上のことから、今回、逆対称曲げを受けるせん断スパン比の小さい梁の耐力について、模型試験体を用いた実験的研究を行うものである。

2. 実験の概要

実験の対象は、逆対称曲げを受けるせん断スパン比の小さい梁部材である。せん断補強鉄筋の量および強度を主パラメータとした模型試験体を製作し、載荷試験を行った。

試験体の諸元を表-1に、鋼材の材料試験結果を表-2に、試験体の概要を図-1および図-2に示す。なお、せん断破壊先行とさせるため、コンクリート強度を低めに設定している。

載荷は、一方向載荷とした。逆対称曲げモーメントが作用するように、図-3に示すL型フレームにより載荷した。加力は、試験体の左右に配置した3000kNアクチュエータ2機で上下スタブを水平に保ちながら、1/2高さに配置した1500kNアクチュエータにて水平方向に行った。なお、軸力は0kNとした。

軸方向鉄筋および帯鉄筋のひずみ計測位置を図-2に示す。また、部材の1/2高さにおける軸方向鉄筋の移動量を、図-2に示す位置にて

*1 (財) 鉄道総合技術研究所 コンクリート構造研究室 研究員 工修 (正会員)

*2 (財) 鉄道総合技術研究所 コンクリート構造研究室 主任研究員 工修 (正会員)

*3 (財) 鉄道総合技術研究所 コンクリート構造研究室 研究員 (正会員)

表－１ 試験体諸元

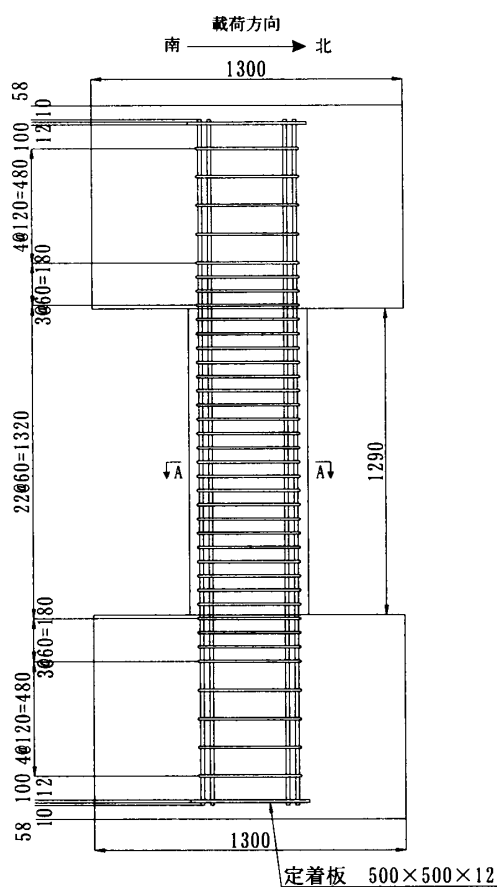
No.	a/d	コンクリート強度 (N/mm ²)		軸方向鉄筋			せん断補強鉄筋			
		柱部	基礎部	呼び名	材質	P_t (%)	呼び名	材質	組数	P_w (%)
1	1.5	17.1	24.2	D16	USD685	1.663 (2 段)	D10	SD345	2	0.951
2		18.1	23.5						1	0.476
3		16.8	24.4					USD785		

※ p_t : 引張鉄筋比 ($=A_t/(b \cdot d) \times 100$), ここに, A_t : 引張鉄筋の断面積 (mm²), b : 部材幅 (mm), d : 有効高さ (mm)

p_w : せん断補強鉄筋比 ($=A_w/(b \cdot S_s) \times 100$, ここに, A_w : 区間 S_s における帯鉄筋の断面積 (mm²), b : 部材幅 (mm), S_s : せん断補強鉄筋の配置間隔 (mm)

表－２ 鋼材試験結果

呼び名-材質	降伏強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	降伏ひずみ (μ)
D16-USD685	754	197	3822
D10-USD785	987	202	6882
D10-SD345	403	191	2114



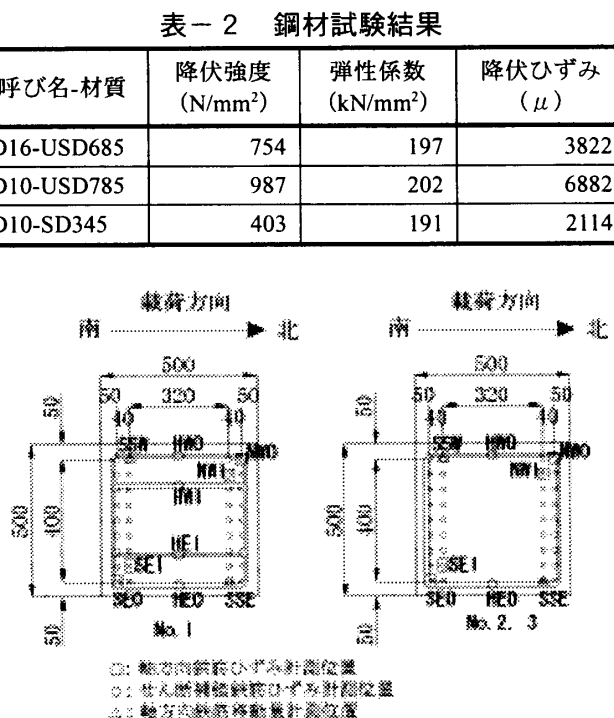
図－１ 試験体概要図 (側面図)

計測した。軸方向鉄筋の移動量の計測は、鉄筋に冶具を取りつけ、その冶具の、別途コンクリート中に埋め込んだ不動点からのずれを見ることによって行った。

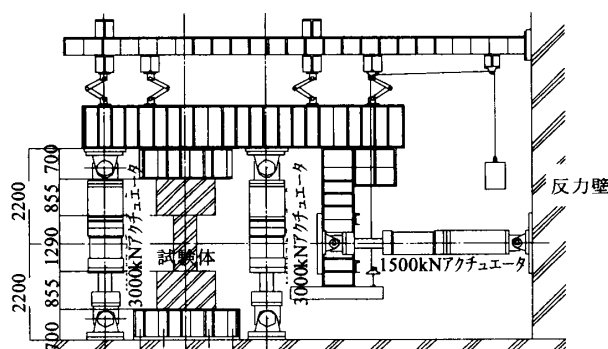
3. 実験結果

3.1 破壊性状

以下に、各試験体の破壊状況を説明する。なお、南から北方向へ载荷したものとし、载荷方向に直交して右側を正面とする。



図－２ 試験体概要図 (断面 A-A)



図－３ 载荷装置の概要

(1) No.1 試験体

荷重－変位曲線を図－４に示す。部材上下端の相対水平変位（以下、変位）0.9mm 時に北上端および南下端に曲げひび割れが発生した。その後、曲げひび割れがせん断ひび割れに進展し

始め、変位 5.1mm 時には、正面に顕著なせん断ひび割れが発生した。続いて、変位 6.0mm 時に北面、変位 10.3mm 時に南面に軸方向鉄筋に沿ったひび割れ（以下、軸方向ひび割れ）が発生した。変位 15.0mm 時には帯鉄筋が降伏し始め、その後、南下端においてせん断ひび割れおよび軸方向ひび割れの開口が顕著となり、変位 28.5mm 時に最大荷重に達した。そして、変位 42.8mm 時には、北上端においてもせん断ひび割れおよび軸方向ひび割れの開口が顕著となった。その後も荷重は徐々に低下したが、急激に低下することはなかった。図-5 (a) に、載荷終了時（変位 62.4mm）におけるひび割れ図を示す。最大荷重に達した後は、変位の増加とともにひび割れの開口および剥離（図の黒塗りの部分）が目立った。

(2)No.2 試験体

荷重-変位曲線を図-4 に示す。変位 0.5mm 時に北上端および南下端に曲げひび割れが発生した。その後、変位 1.3mm 時に北上端、変位 1.8mm 時に南上端において曲げひび割れがせん断ひび割れへ進展し始め、変位 5.1mm 時に正面に大きなせん断ひび割れが発生し、同時に、南面および北面に軸方向ひび割れが発生した。その後、変位 7.5mm 時には一部の帯鉄筋が降伏した。そして、変位 18.0mm 時に最大荷重となり、変位 20.0mm 時には北下端および南上端において圧縮コンクリートの塑性化が見られた。正面

北下端および南上端においてせん断ひび割れが軸方向ひび割れに進展し、その後、荷重の増加がなくなり、変位 40.0mm 時には正面中央のせん断ひび割れおよび軸方向ひび割れの開口幅が拡大した。その後も、急激に荷重が低下することはない。図-5 (b) に、最大荷重時のひび割れ図を示す。

(3)No.3 試験体

荷重-変位曲線を図-4 に示す。変位 0.6mm 時に北上端および南下端に曲げひび割れが発生した。その後、曲げひび割れが進展し始めた。変位 2.3mm 時に北面および南面に軸方向ひび割れが発生し、続いて、変位 3.9mm 時にせん断ひび割れが顕著となった。変位 9.9mm 時には南上端において圧縮コンクリートの塑性化が見られ、正面北下端および南上端においてせん断ひび割れが軸方向ひび割れに進展した。そして、変位 19.3mm 時に北下端および南上端において

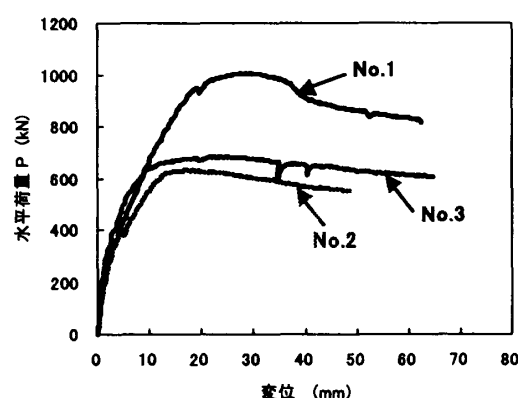


図-4 荷重-変位曲線

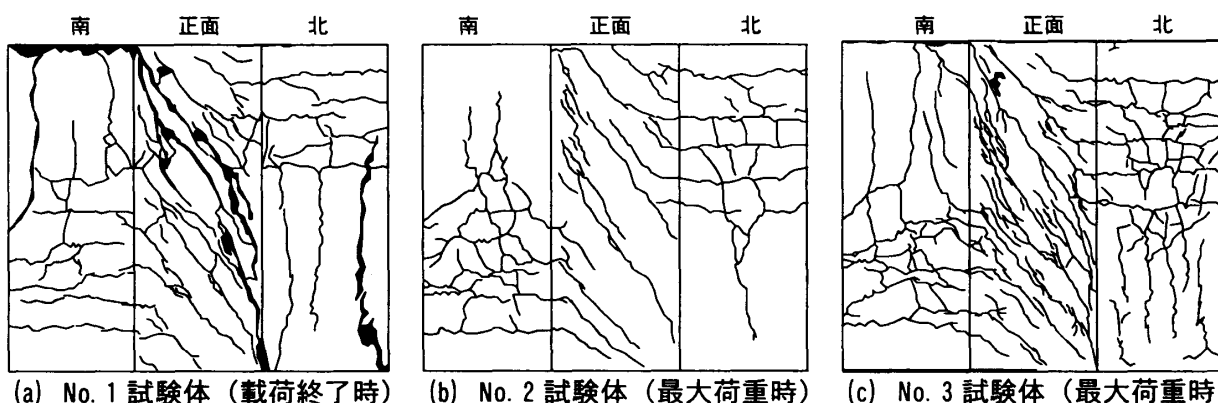


図-5 ひび割れ状況

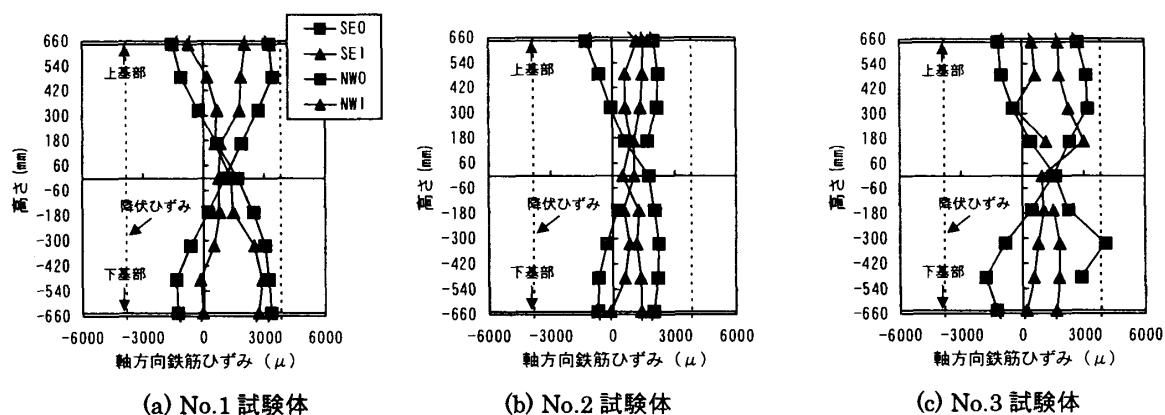


図-6 最大荷重時における軸方向鉄筋のひずみ分布

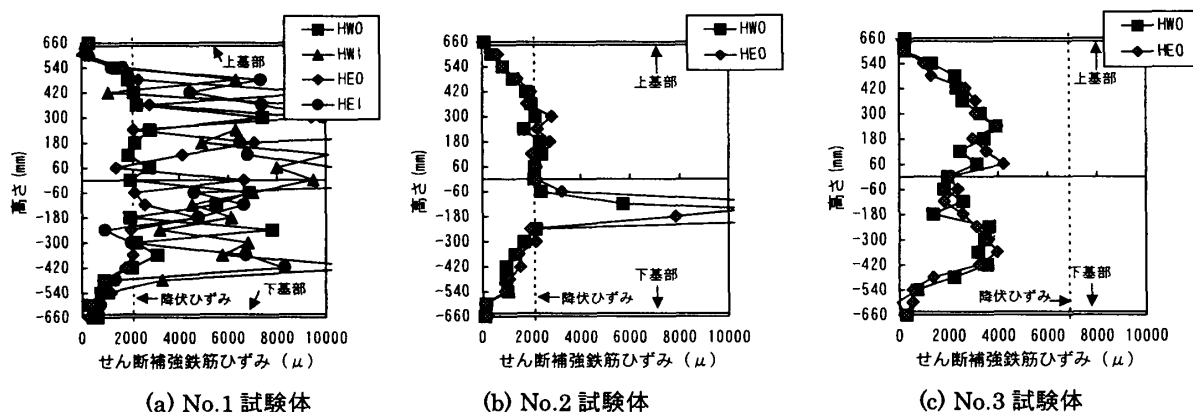


図-7 最大荷重時におけるせん断補強鉄筋のひずみ分布

軸方向ひび割れが開口し、変位 24.0mm 時に最大荷重に達した。その後荷重の増加がなくなり、変位 49.6mm 時にはせん断ひび割れの開口幅の拡大が顕著となった。図-5 (c) に、最大荷重時のひび割れ図を示す。No.2 試験体に比べ、せん断ひび割れ、軸方向ひび割れがともに多く発生した。これは、No.2 試験体は帯鉄筋が一部降伏し、その後、付近のひび割れが開口したのに対し、No.3 試験体は帯鉄筋が降伏しなかったため、ひび割れが一箇所に集中せず、分散したためであると考えられる。

3.2 鉄筋のひずみおよび移動量

図-6 に、最大荷重時における軸方向鉄筋のひずみ分布を示す。外側の軸方向鉄筋については、曲げひび割れの発生している基部付近 (300mm 程度) では、ひずみがほぼ一様となっていることが確認できる。また、内側に配置した軸方向鉄筋は、ほぼすべての位置で引張りひずみが計測されたことから、コンクリートとの

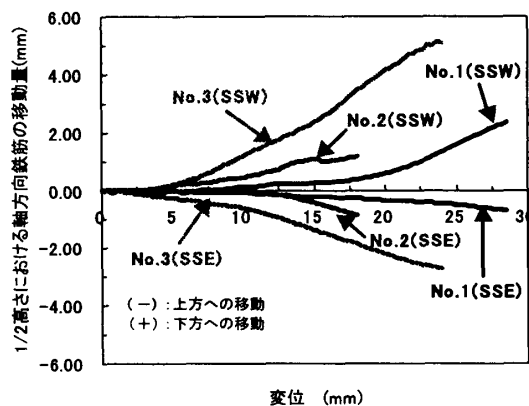


図-8 軸方向鉄筋の移動量

付着が十分に取れていない可能性があるといえる。原因としては、コンクリート強度が低いこと、内側の鉄筋は帯鉄筋がかかっていないため付着に対して不利となったこと等が考えられる。

また、図-7 に最大荷重時におけるせん断補強鉄筋のひずみ分布を示す。SD345 のせん断補強鉄筋を配置した No.1 および No.2 試験体についてはせん断補強鉄筋が降伏しているが、USD785 のせん断補強鉄筋を配置した No.3 試験

体では降伏しなかった。なお、軸方向鉄筋は全ての試験体で実験終了まで降伏に至っていない。

図-8に、最大荷重に達するまでの、軸方向鉄筋の移動量を示す。No.1に比べ、No.2, 3は移動の開始が早いことがわかる。No.2とNo.3試験体についても移動量に違いが見られるが、これは、前述したひび割れの発生状況の違いによるものと考えられる。

3.3 荷重と変位の関係

図-4に示した荷重と変位の関係より、No.1試験体の方が、No.2, 3試験体に比べ1.5倍程度耐力が大きくなっていることがわかる。このことから、せん断補強鉄筋比 p_w が増加することで、耐力が増加することがわかる。

また、No.2とNo.3の耐力がほぼ同様であることから、せん断補強鉄筋比を同じとしてせん断補強鉄筋の強度を変えても耐力に影響しないことがわかる。これは、スターラップを配置したせん断スパン比の小さい単純支持の梁の場合²⁾とほぼ同様の傾向である。

4. せん断耐力算定方法の検討

4.1 評価式

今回の試験体は、軸方向鉄筋が降伏しておらず、斜めひび割れおよび軸方向ひび割れの拡大により荷重が低下した。

そこで、今回行った試験体の諸元を用いて、既往のせん断耐力評価式を用いて計算を行った。

計算には、以下の4つの評価式を用いた。

- (1) 土木学会式(棒部材)³⁾
- (2) 土木学会式(ディープビーム)³⁾
- (3) 日本建築学会式(終局強度型)⁴⁾
- (4) 日本建築学会式(靱性保証型)⁵⁾

なお、土木学会式(棒部材)は、スレンダーな梁を対象とした評価式であり適用範囲外ではあるが、今回は参考値として比較のため計算を行った。

また、計算上、せん断補強鉄筋の強度を用いるが、土木学会式を用いる場合、すべての試験体でせん断補強鉄筋の強度が式の適用条件であ

る 400N/mm^2 を上回るため、すべて 400N/mm^2 として計算した。一方、日本建築学会式(終局強度型)を用いる場合は、せん断補強鉄筋の強度の上限をコンクリート強度の25倍として計算した。

4.2 計算結果

表-3に実験値と計算値を、図-9に実験値/計算値を示す。

(1) 土木学会式(棒部材)

土木学会式(棒部材)を用いた場合、実験値/計算値がすべて1.0をやや上回り、安全側に評価できる結果となった。しかし、本式は今回の試験体の諸元では適用範囲外である。

(2) 土木学会式(ディープビーム)

土木学会式(ディープビーム)を用いた場合、実験値/計算値がほぼ1.0付近となるが、No.2試験体およびNo.3試験体では実験値/計算値が1.0を下回り、若干過大評価する結果となった。

本式は、せん断スパン比の小さい単純支持の実験をもとに導かれた式である。せん断スパン比の小さい場合、今回の試験体でも見られたように、せん断補強鉄筋が降伏する前に部材の耐力が低下する場合があるが、本式はそれも考慮された式であり、計算上、せん断補強鉄筋の受持つせん断耐力を、せん断補強鉄筋が降伏するまで有効に働いた場合に受持つせん断耐力を低減する形で評価している。

今回の試験体に適用させた場合、低減係数はNo.1試験体が0.627、No.2試験体が0.973となる。図-7に示した、最大荷重時におけるひずみの計測結果によれば、No.1試験体ではせん断補強鉄筋はほぼ全体的に降伏しており、計算上考慮しているせん断補強鉄筋の評価は妥当とはいえない。ただし、トータルのせん断耐力としては安全側に評価できる結果となった。

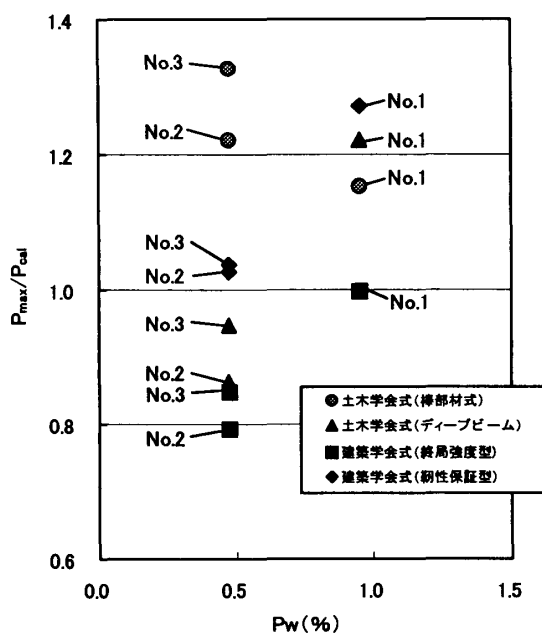
(3) 日本建築学会式(終局強度型)

日本建築学会式(終局強度型)を用いた場合は、No.1では実験値/計算値がほぼ1.0となり、

表－３ 実験値と計算値の比較

No.	P_{max} (kN)	P_{cal1} (kN)	P_{cal2} (kN)	P_{cal3} (kN)	P_{cal4} (kN)
1	1007.7	873.3	826.1	1009.3	792.7
2	636.1	521.1	737.6	803.8	613.9
3	685.4	517.1	723.3	807.8	668.2

※ P_{max} : 実験値 (最大値), P_{cal1} : 計算値 (土木学会式 (棒部材式)), P_{cal2} : 計算値 (土木学会式 (ディープビーム)), P_{cal3} : 計算値 (日本建築学会式 (終局強度型)), P_{cal4} : 計算値 (日本建築学会式 (靱性保証型))

図－９ p_w と P_{max}/P_{cal} の関係

ほぼ妥当に評価できているが、No.2 試験体および No.3 試験体ではやや過大評価となった。

(4) 日本建築学会式 (靱性保証型)

日本建築学会式 (靱性保証型) を用いた場合は、実験値／計算値がすべて 1.0 をやや上回り、安全側に評価できる結果となった。

本式は、逆対称曲げを受ける部材に関する研究をもとにした評価式であり、また、せん断補強が降伏しない場合についても考慮された式である。

今回の試験体の条件を本式に適用させた場合、せん断補強鉄筋が、No.1 については降伏に近いものの降伏していない状態、No.2 については降伏している状態、No.3 については降伏していない状態にあるという仮定のもとに、耐力が算出されることとなる。これを、図－７に示した、

最大荷重時におけるひずみの計測結果を比較すると、若干異なるものの、ほぼ一致しているといえ、妥当に評価できているものと考えられる。

5. まとめ

逆対称曲げを受けるせん断スパン比の小さい梁の耐力に関して、今回の実験範囲において得られた結果を以下に示す。

- (1) せん断補強鉄筋を配置することで、部材のせん断耐力は大きくなる。また、せん断補強鉄筋量を増加させることで、耐力はさらに増加する。
- (2) せん断補強鉄筋の強度の違いは、ひび割れ性状に差が生じるものの、せん断補強効果に大きな影響は見られなかった。
- (3) 既往のせん断耐力式を用いて耐力を計算した場合、いずれの計算値も実験値をほぼ妥当に評価できる。しかし、一部の算定方法では、せん断補強鉄筋の降伏の有無等、実験の状況と算定方法において想定している状況が異なるものもあった。

参考文献

- 1) 林川俊郎, 斉藤文彦, 角田與史雄: せん断補強鉄筋を有する RC ディープビ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
- 2) 谷村幸裕, 佐藤勉: スターラップを用いたディープビームのせん断耐力評価, 鉄道総研報告, vol.18, No.1, pp.25-30, 2004.1
- 3) 土木学会: コンクリート標準示方書 構造性能照査編 [2002 年制定], 2002
- 4) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造物の終局強度型耐震設計指針・同解説, 1990
- 5) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 1997