

論文 溶接鉄筋ユニットにより補強された鉄筋コンクリート薄肉断面梁部材のせん断性状に関する実験的研究

磯 雅人^{*1}・澤井 謙彰^{*2}・越路 正人^{*3}・中出 順友^{*3}

要旨: 本研究は、主筋とせん断補強筋をスポット溶接により接合したユニット鉄筋を鉄筋コンクリート薄肉断面梁部材に使用した時のせん断挙動を部材実験により明らかにしたものである。試験体総数は計8体で、試験体の共通要因は断面 $b \times D$ が $150 \times 400 \text{mm}$ 、変動要因はせん断補強筋比、コンクリート圧縮強度、せん断スパン比の3要因である。実験の結果、せん断終局耐力は、せん断補強量、コンクリート圧縮強度の増加とともに上昇し、せん断スパン比の増加とともに減少することが示される。また、トラス機構の作用有効幅を主筋の最外径の2倍とした修正A法式により、せん断終局耐力実験値をおおむね推定できることが示される。

キーワード: 溶接鉄筋ユニット、全強度溶接、シングル配筋、RC薄肉断面梁部材、せん断終局耐力

1. はじめに

戸建住宅の鉄筋コンクリート造の基礎梁や壁式鉄筋コンクリート造の壁梁では、梁幅が狭いため主筋がシングル配筋となり、補強筋定着部は 180° フックとなるケースが多い。そのため、コアコンクリート部分が拘束されないために、従来の梁に比べて構造性能が低下することが懸念される。一方、建設業界では、鉄筋工、型枠大工といった熟練労働者の不足が深刻な社会問題となっている。そのため、その対策として、鉄筋コンクリート部材のプレキャスト化、型枠のシステム化、鉄筋のユニット化、鉄筋先組工法など、現場作業を軽減・省力化するための取り組みが盛んに実施されている。同様に住宅の基礎工事においても配筋作業の軽減および品質の向上を目的とし、主筋とせん断補強筋をスポット溶接によりユニット化したもの（以下、溶接鉄筋ユニットとよぶ。）が盛んに開発され実用化され始めている。特に近年では、スポット溶接部の仕様において、主筋の降伏点、引張強さ及び伸びが規格値以上であり、溶接されたせん断補強筋の溶接点のせん断強度がせん断補強筋の規格降伏点以上としたもの（以下、全強度溶接とよぶ。）が盛んに開発され実用化されている。また、同時に溶接鉄筋ユニットを用いた住宅の基礎梁を想定した実験も盛んに実施され、徐々にデータが蓄積され始めている。松崎ら¹⁾は、在来型試験体と溶接鉄筋ユニットを用いた試験体の曲げ、せん断、継ぎ手実験を行い、閉鎖型補強筋を用いた梁よりも靱性能が低下することを報告するとともに、主筋がシングルに配筋された部材の靱性能評価においては、上面割裂ひび割れによる急激な耐力低下を危惧する必要があることを報告している。また、松崎ら^{2),3)}は、その対策として主筋周辺のコンクリートを拘束す

る補強方法を提案、その補強により上・下面の割裂破壊を防止し、靱性能を大きく向上できることを報告している。中西ら⁴⁾は、主筋がシングル配筋され、せん断補強筋の定着部を 180° フックとした在来型試験体と全強度溶接された溶接鉄筋ユニットを用いた試験体の曲げせん断実験を行い、その最大耐力は在来型と全強度溶接試験体で違いは認められずほぼ同等であることを示している。しかしながら、主筋とせん断補強筋が全強度溶接された溶接鉄筋ユニットを用いた梁部材の構造性能は不明な点も多く、実験データも少ないのが現状である。

そこで本研究では、全強度溶接された溶接鉄筋ユニットにより補強された住宅用基礎梁を想定した鉄筋コンクリート薄肉断面梁部材を製作し、せん断実験によりそのせん断挙動を明らかにすることを目的とした。

2. 実験概要

表-1 に試験体一覧、図-1 に配筋図の一例 (No.1, No.5 試験体)、表-2 に使用材料の力学的特性を示す。共通要因は、断面 $b \times D = 150 \times 400 \text{ (mm)}$ である。配筋は主筋とせん断補強筋を全強度溶接した溶接鉄筋ユニットである。主筋は上下端ともに 2-D22 (SD490) を使用し、せん断破壊が先行するように設計を行った。変動要因は、せん断スパン比 a/D 、コンクリートの圧縮強度 F_{28} 、せん断補強筋比 p_w の3要因である。 a/D は 1.5, 2.0 の2水準、 F_{28} は 21, 36 (N/mm²) の2水準、 p_w は 0.24, 0.48, 0.56, 0.84 (%) の4水準である。試験体総数は、計8体を計画した。

図-2 に加力サイクルを示す。加力は、逆対称モーメントが生じるように大野式加力とし、正負交番繰返し载荷とした。加力サイクルは、部材角で制御し部材角 $R=1/400, 1/200, 1/133 \text{ (rad)}$ を各1サイクル、 $R=1/100 \text{ (rad)}$ を各2サイクル行

*1 福井大学大学院 工学研究科建築建設工学専攻講師 博士 (工学) (正会員)

*2 井口インターナショナル (株) 修士 (工学) (正会員)

*3 東京鉄鋼 (株) 開発部新事業開発課

うことを原則とした。加力の終了は、最大耐力後、急激に耐力を低下させ破壊した状態を加力の終了とした。

3. 実験結果

表-3 に実験結果一覧を示す。

3.1 破壊性状

写真-1, 2 に各試験体の最終破壊状況を示す。また、No.5 試験体の最終破壊時の上・下面のひび割れ状況もあわせて示しておく。各試験体のひび割れの発生順序は、梁材端部引張側より曲げひび割れが最初に発生する。続いて、せん断ひび割れ、上・下面の割裂ひび割れの発生順でひび割れが発生する。その後は、上記のひび割れが進展・分散し、終局時は、せん断ひび割れおよび上・下面の割裂ひび割れが一気に口開き終局にいたる。破壊モードは、全試験体共通で上・下面の割裂ひび割れを伴うせん断引張破壊の様相を示した。主筋の降伏に関しては、No.6 試験体を除く全ての試験体において、主筋の降伏は見られなかった。No.6 試験体は、下端1段筋端部が降伏に至ったものの、その他の主筋は降伏に至っておらず、せん断破壊したと考えられる。実験終了後に試験体をはつり、主筋とせん断補強筋の溶接接点を観察したところ、溶接部のはずれは確認されなかった。また、試験体の表面、裏面のひび割れ状況を観察したところ、ほぼ同一であり、試験体に振りは生じていないと考えられる。

3.2 変形状

図-3 に変動要因を p_w としたせん断力 (Q) - 相対変位 (δ) 包絡線関係の比較を、図-4 に変動要因を σ_B および a/D とした Q- δ 包絡線関係の比較を示す。また、参考のため同図中に曲げ終局強度略算式 (式(1))⁵⁾ による計算値を一点鎖線

表-1 試験体一覧

No.	試験体名	b × D (mm)	a/D	F ₂₈ (N/mm ²)	主筋	せん断補強筋	
						配筋	p_w (%)
1	S21-0.24-O-3/3-2.0	150 × 400	2.0	21	2-D22(SD490) ネジ筋鉄筋	1-D10@200	0.24
2	S21-0.48-O-3/3-2.0					1-D10@100	0.48
3	S21-0.56-O-3/3-2.0					1-D13@150	0.56
4	S21-0.84-O-3/3-2.0					1-D13@100	0.84
5	S36-0.24-O-3/3-2.0		1.5	21		1-D10@200	0.24
6	S36-0.84-O-3/3-2.0					1-D13@100	0.84
7	S21-0.24-O-3/3-1.5					1-D10@200	0.24
8	S21-0.56-O-3/3-1.5					1-D13@150	0.56

★試験体名の一例: S 21-0.24-O-3/3-2.0
①② ③ ④ ⑤ ⑥

- ①せん断シリーズ
- ②コンクリート調合強度: F₂₈(N/mm²)
- ③せん断補強筋比: p_w (%)
- ④せん断補強筋端部形状: フック無
- ⑤主筋と補強筋の溶接保証強度: $3/3 \cdot \sigma_{wy}$
- ⑥せん断スパン比: a/D

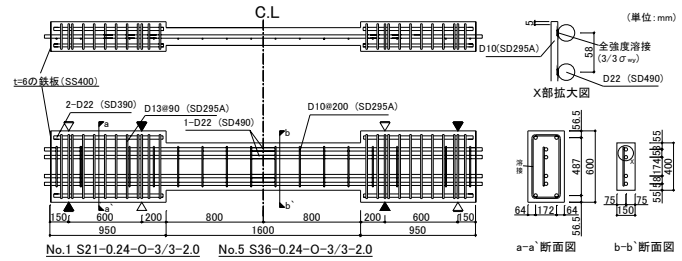
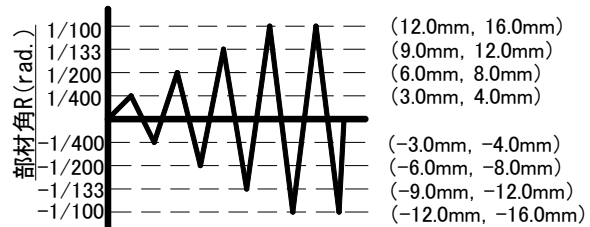


図-1 配筋図の一例 (No. 1, No. 5 試験体)

表-2 使用材料の力学的特性

鉄筋	鉄筋の種類	降伏点 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	降伏ひずみ度 (μ)	ヤング係数 $\times 10^4$ (N/mm ²)	伸び率 (%)
主筋	D22(SD490)	507	682	2880	1.92	18.5
	D10(SD295A)	354	489	1930	1.85	28.3
	D13(SD295A)	327	480	1740	1.89	29.2
■コンクリート■	試験体	圧縮強度 (N/mm ²)	割裂引張強度 (N/mm ²)	圧縮強度時のひずみ度 (μ)	ヤング係数 $\times 10^4$ (N/mm ²)	ポアソン比
28(封緘)	No.1, No.2	19.3	1.75	1900	1.98	0.145
43(封緘)	No.3, No.4	22.4	1.80	1950	2.23	0.126
28(封緘)	No.5, No.6	33.7	2.03	2110	2.52	0.142
77(封緘)	No.7, No.8	24.5	1.94	1940	2.33	0.108



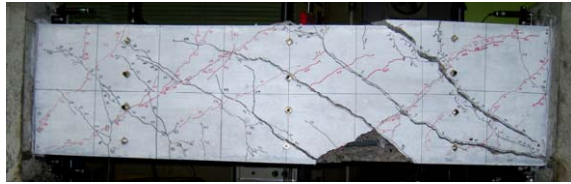
* 括弧内の数字は、各サイクルの目標変位を表す。
最初の数値は、a/D=1.5の試験体の目標変位を、
次の数値は、a/D=2.0の試験体の目標変位を示す。

図-2 加力サイクル

表-3 実験結果一覧

No.	試験体名	曲げひび割れ		せん断ひび割れ		上面割裂		下面割裂		最大耐力		破壊モード
		$e Q_{mc}$ (kN)	$e \delta_{mc}$ (mm)	$e Q_{sc}$ (kN)	$e \delta_{sc}$ (mm)	$e Q_{tsc}$ (kN)	$e \delta_{tsc}$ (mm)	$e Q_{bsc}$ (kN)	$e \delta_{bsc}$ (mm)	$e Q_{max}$ (kN)	$e \delta_{max}$ (mm)	
1	S21-0.24-O-3/3-2.0	14.0	0.435	36.2	1.893	43.2	3.35	45.1	4.03	88.4	15.72	S(SP)
		-10.0	0.378	-26.1	-0.880	-52.1	-4.02	-20.3	0.40	-88.9	-12.04	
2	S21-0.48-O-3/3-2.0	11.3	0.245	46.1	3.890	49.5	4.55	45.8	4.07	103.7	16.08	
		-12.1	0.245	-42.3	-3.520	-54.6	-5.29	-45.1	-4.01	-92.6	-12.05	
3	S21-0.56-O-3/3-2.0	13.1	0.498	32.2	2.188	45.1	4.05	32.2	2.19	105.3	16.06	
		-12.1	-0.085	-32.1	-2.223	-44.7	-4.02	-50.1	-4.69	-108.5	-16.04	
4	S21-0.84-O-3/3-2.0	13.5	0.473	33.2	2.160	50.1	4.53	60.3	5.80	115.5	16.07	
		-10.3	0.140	-33.2	-2.158	-46.3	-3.68	-46.3	-3.68	-111.7	-15.64	
5	S36-0.24-O-3/3-2.0	17.9	0.533	36.4	1.853	58.3	4.04	59.0	3.97	103.9	12.25	
		-3.3	0.675	-41.3	-2.880	-66.5	-6.34	-49.8	-4.04	-95.4	-11.82	
6	S36-0.84-O-3/3-2.0	15.1	0.383	41.1	2.360	54.4	3.57	59.0	4.33	133.2	16.07	
		-10.6	0.490	-33.0	-1.113	-35.4	-1.26	-33.0	-1.11	-128.6	-13.92	
7	S21-0.24-O-3/3-1.5	26.0	0.730	38.2	1.520	66.2	3.69	53.4	2.50	103.7	9.01	
		-15.4	0.278	-50.2	-1.690	-50.2	-1.69	-44.4	-1.32	-114.2	-9.02	
8	S21-0.56-O-3/3-1.5	22.4	0.555	38.4	1.368	41.3	1.57	60.4	3.00	122.5	9.04	
		-13.0	0.378	-43.0	-1.388	-61.2	-2.99	-52.3	-2.05	-120.9	-9.04	

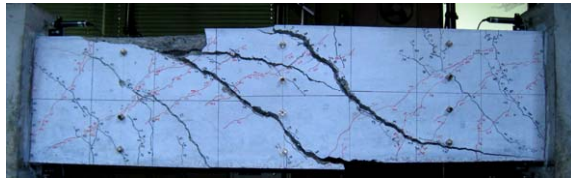
S(SP): せん断引張破壊(上・下面の割裂ひび割れを伴う)



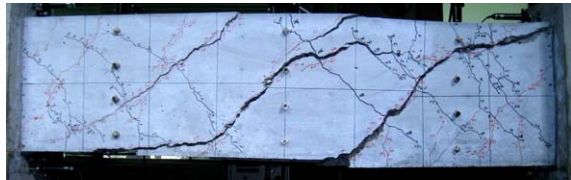
No. 1 S21-0. 24-0-3/3-2.0



No. 2 S21-0. 48-0-3/3-2.0

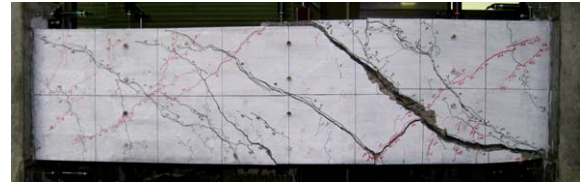


No. 3 S21-0. 56-0-3/3-2.0



No. 4 S21-0. 84-0-3/3-2.0

写真-1 最終破壊状況



試験体正面

No. 5 S36-0. 24-0-3/3-2.0

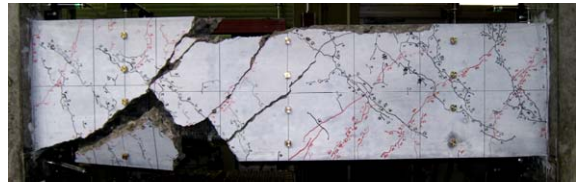


試験体上面

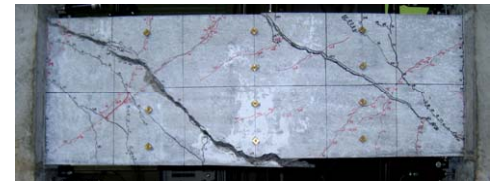


試験体下面

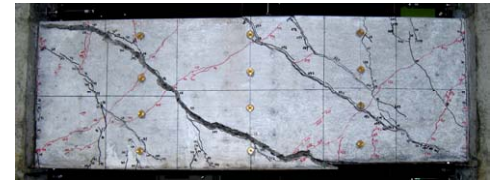
No. 5 S36-0. 24-0-3/3-2.0



No. 6 S36-0. 84-0-3/3-2.0



No. 7 S21-0. 24-0-3/3-1.5



No. 8 S21-0. 56-0-3/3-1.5

写真-2 最終破壊状況

で示しておく。

$${}_cQ_{mu} = 0.9a_t \cdot \sigma_y \cdot d/a \quad (1)$$

記号の意味は、文献5)を参照のこと。

図-3より、試験体の弾性剛性は、 p_w の違いによる影響は認められずほぼ同様であった。せん断ひび割れ後の剛性は、 p_w の増加とともに高くなる傾向が認められた。最大耐力時の部材角は1/133~1/100 (rad.)の範囲であった。最大耐力後の性状は、 p_w の違いによる影響は認められず、全ての試験体において一気に耐力を低下させる性状を示し、極めて脆性的な変形状であった。終局時の部材角は1/133~1/100 (rad.)の範囲であった。

図-4の σ_B の影響では、弾性剛性は σ_B の影響は認められずほぼ同程度であった。乾燥収縮により、加力以前からひび割れが生じていた可能性がある。せん断ひび割れ後の剛性は、 σ_B の上昇とともに高くなる傾向が認められた。また、それにより $Q-\delta$ の包絡面積も大きくなることから、 σ_B の上昇によりエネルギー吸収能力も大きくなる傾向が認められた。最大耐力時の部材角は1/133~1/100 (rad.)の範囲であった。最大耐力後の性状は、 σ_B の違いによる影響は認められず、極めて脆性的な変形状であった。終局時の部材角は1/133~1/100 (rad.)の範囲であった。

図-4の a/D の影響では、弾性剛性は a/D の減少により高くなる傾向が認められるが、それほど顕著ではない。同様に、乾燥収縮により加力以前からひび割れが生じて

いた可能性もある。せん断ひび割れ後の剛性は、 a/D の減少とともに高くなる傾向が認められる。また、 $a/D=1.5$ の試験体の最大耐力時の変位および部材角は、 $a/D=2.0$ の試験体に比較して小さい傾向が認められる。 $a/D=1.5$ の試験体で1/133 (rad.)、 $a/D=2.0$ の試験体で1/100 (rad.)付近であった。最大耐力後の性状は、極めて脆性的な変形状であった。終局時の部材角は、ほぼ最大耐力時とほぼ同様であり、 $a/D=1.5$ の試験体で1/133 (rad.)、 $a/D=2.0$ の試験体で1/100 (rad.)付近であった。

3.3 最大耐力

図-5, 6に最大耐力(${}_cQ_{max}$)とせん断補強量($p_w \cdot \sigma_{wy}$)との関係を、図-7に最大耐力(${}_cQ_{max}$)とせん断スパン比(a/d)との関係を示す。また、参考のため同図中に、式(1)による曲げ終局強度略算式⁵⁾の値を一点鎖線で、壁式構造関係設計規準集・同解説(壁式鉄筋コンクリート

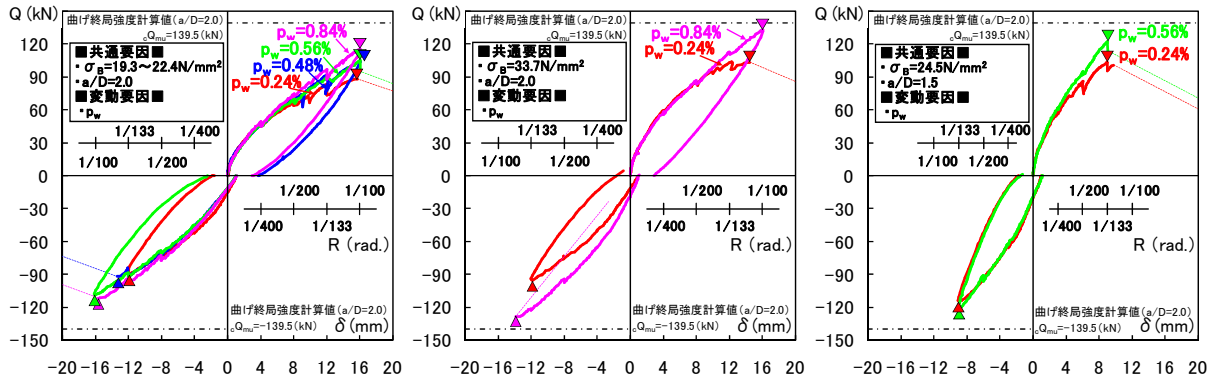


図-3 せん断力 (Q) - 相対変位 (δ) 包絡線関係の比較 (pw の影響)

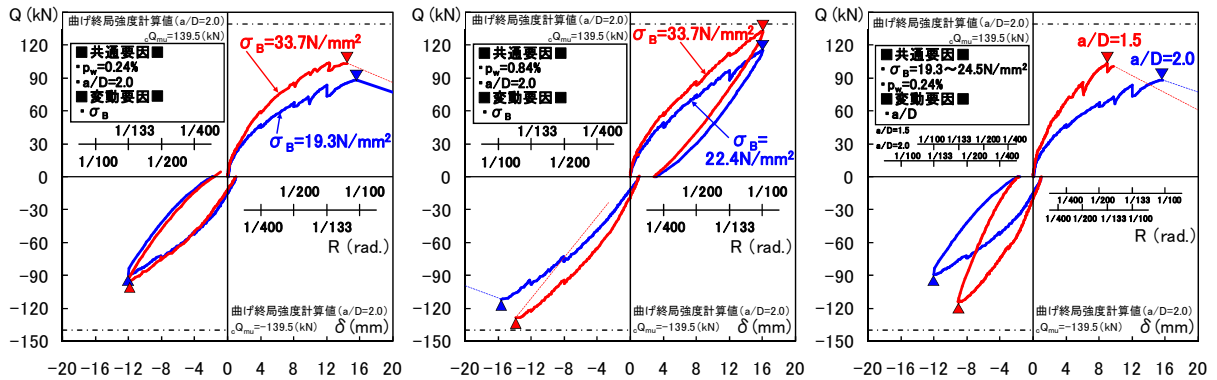


図-4 せん断力 (Q) - 相対変位 (δ) 包絡線関係の比較 (σB および a/D の影響)

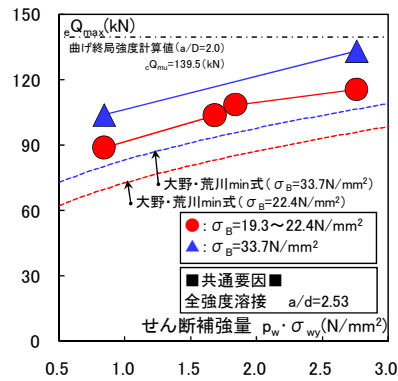


図-5 $Q_{max} - p_w \cdot \sigma_{wy}$ 関係 (a/D=2.0)

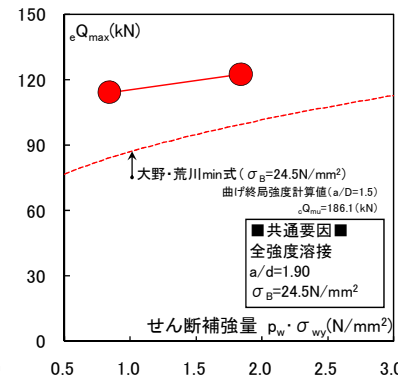


図-6 $Q_{max} - p_w \cdot \sigma_{wy}$ 関係 (a/D=1.5)

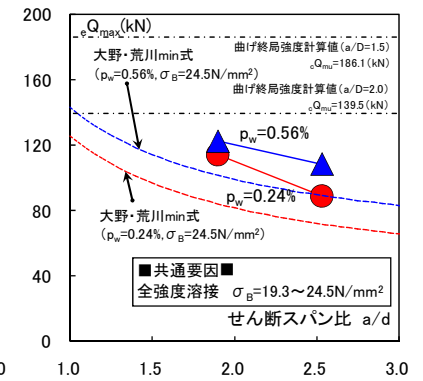


図-7 $Q_{max} - a/d$ 関係

造編)による壁梁の終局せん断耐力式(式(2)) (以下、大野・荒川 min 式)⁶⁾による計算値を破線で示しておく。

■大野・荒川 min 式による終局せん断耐力式■⁶⁾

$$b Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 p_{tc}^{0.23} (F_c + 18)}{M / (Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{we} \cdot \sigma_{wy}} \right\} \cdot b_c \cdot j \quad (2)$$

記号の意味は、文献6)を参照のこと。

図-5, 6 のせん断補強量との関係では、最大耐力は、せん断補強量およびコンクリート圧縮強度の増加とともに上昇する傾向が認められる。また、その上昇の割合は、ほぼ大野・荒川 min 式の上昇割合とほぼ一致する傾向が認められる。図-7 のせん断スパン比との関係では、最大耐力はせん断スパン比の上昇とともに低下する傾向が認められ、その下降の割合は、ほぼ大野・荒川 min

式の下降割合とほぼ一致する傾向が認められる。

また、全ての試験体の最大耐力は、曲げ終局強度計算値を下回り、全ての試験体でせん断破壊したと考えられる。最大耐力実験値は、大野・荒川 min 式をやや上回り、安全側の評価となっている。

3.4 せん断補強筋のひずみ度分布

図-8, 9 に最大耐力時のせん断補強筋のひずみ度分布の比較を示す。図-8 より、変動要因を pw とした場合のひずみ度分布の比較では、pw の増加とともにせん断補強筋のひずみ度は低下する傾向が認められる。一方、図-9 より、変動要因を sigma_B とした場合のひずみ度分布の比較では、sigma_B の増加とともにせん断補強筋のひずみ度はやや上昇する傾向が認められる。また、せん断補強筋のひずみ度が降伏ひずみ度にほぼ達するか、もしくは超え

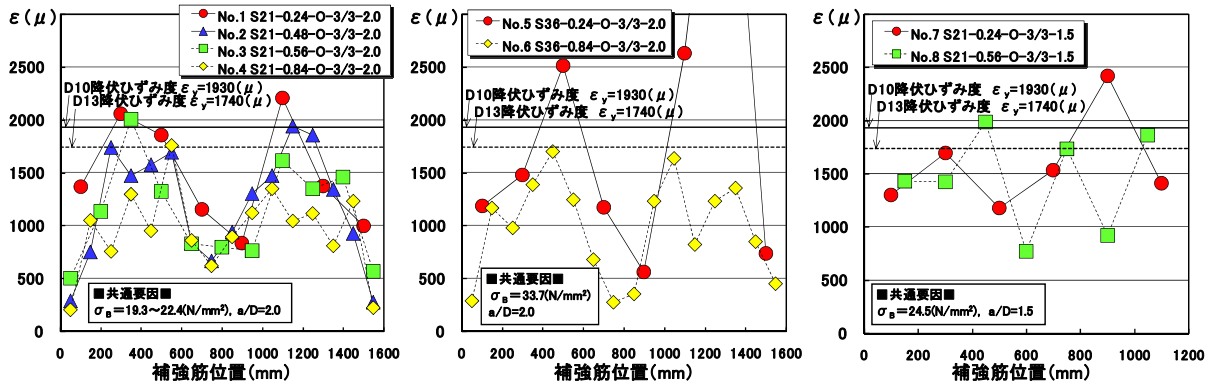


図-8 最大耐力時のせん断補強筋のひずみ度分布の比較 (p_w の影響)

るとほぼ最大耐力を迎えることがわかる。

3.5 最大耐力と既往のせん断強度評価式による計算値との比較

図-10に最大耐力実験値 (eQ_{max}) と既往のせん断強度評価式による計算値との比較を、表-4に計算結果一覧を示す。また、同図中に文献8)に示された主筋がシングルに配筋され、せん断補強筋の端部が180°フックとした在来型試験体のデータもあわせて示しておく。検討に使用する既往のせん断終局強度式は、前掲の大野・荒川 min 式(式(2)), 以下に示す A 法式(式(3))⁷⁾、文献8)により提案された修正 A 法式(式(4))の3つの評価式により検討する。なお、式(4)は主筋がシングル配筋され、せん断補強筋の定着部が180°フックとした薄肉断面梁部材のせん断終局強度を算出するために導出された評価式である。ただし、式(4)を全強度溶接した試験体に適用する場合には、式(4)の第一項の σ_{wa} は、せん断補強筋の降伏点強度 (σ_{wy}) に読み替えて算出することとする。以上の理由であるが、全強度溶接した本試験体では、最大耐力時のせん断補強筋の応力度は、ほぼ降伏点強度 σ_{wy} に達していることから、そのように修正したものである。

■ A 法式によるせん断強度式⁷⁾

$$V_u = b \cdot j_t \cdot p_w \cdot \sigma_{wy} \cdot \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) b \cdot D \cdot v \cdot \sigma_B / 2 \quad (3)$$

記号の意味は、文献7)を参照のこと。

■ 修正 A 法式によるせん断強度式⁸⁾

$$M_A V_u = b \cdot j_t \cdot p_{we} \cdot \sigma_{wa} \cdot \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) b \cdot D \cdot v \cdot \sigma_B / 2 \quad (4)$$

ただし、 $p_{we} \cdot \sigma_{wa} > v \cdot \sigma_B / 2$ の時、 $p_{we} \cdot \sigma_{wa} = v \cdot \sigma_B / 2$ とする。

ここに、

b_e : トラス機構の作用有効幅 (=2×主筋の最外径)

j_t : 主筋中心間距離

(ここでは、最外縁主筋間距離を採用)

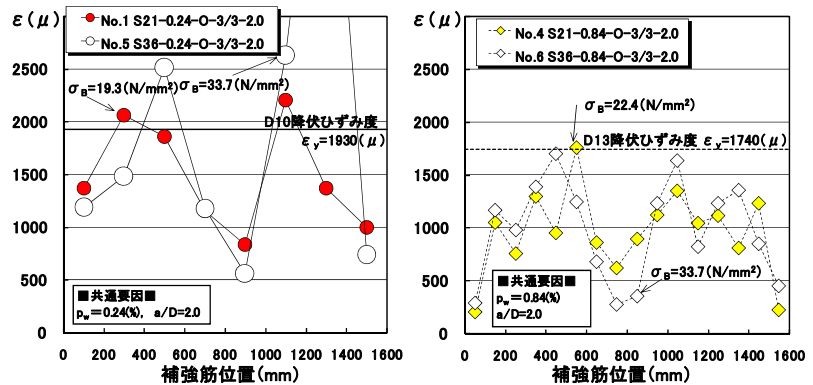


図-9 最大耐力時のせん断補強筋のひずみ度分布の比較 (σ_B の影響)

p_{we} : 有効横補強筋比 (= $a_w / (b_e \cdot s)$)

a_w : 横補強筋の断面積 s : 横補強筋の間隔

σ_{wa}^* : せん断補強筋の180°フック部分の定着強度
ただし、 $\sigma_{wa} > \sigma_{wy}$ の場合は、 $\sigma_{wa} = \sigma_{wy}$ とする。

*: 全強度溶接の場合は、せん断補強筋の降伏点強度 σ_{wy} に読み替えるものとする。180°フックの計算方法は、文献8)を参照のこと。

$$\tan \theta = \sqrt{[(L/D)^2 + 1]} - L/D$$

$$\beta = \{(1 + \cot^2 \phi) p_{we} \cdot \sigma_{wa}\} / (v \cdot \sigma_B)$$

$$v = 0.7 - \sigma_B / 200$$

$$\cot \phi = \min(2.0, j_t / (D \cdot \tan \theta), \sqrt{v \cdot \sigma_B / (p_{we} \cdot \sigma_{wa})} - 1.0)$$

その他の記号は、文献8)を参照のこと。

式(2)による大野・荒川 min 式との比較では、比較値 (= 実験値/計算値) は1.20~1.36の範囲であり、全ての試験体で安全側に評価された。比較値の平均値は1.28であった。式(3)による A 法式との比較では、比較値は0.50~0.94の範囲であり、全ての試験体で危険側に評価され、とくにせん断補強筋量の増加とともに、その傾向が顕著となる。比較値の平均値は0.70であった。式(4)による修正 A 法式との比較では、比較値は1.03~1.42の範囲であり、全ての試験体で安全側に評価され、おおむね良い適合性を示している。比較値の平均値は1.21であった。また、在来型試験体は、全強度溶接した試験体とほぼ同じ位置に分布しており、全強度溶接したことによる影響は認められない。図-11に最大耐力 (eQ_{max}) と有効せん断

補強量 ($p_{we} \cdot \sigma_{wa}$) との関係を示す。参考のため、同図中に曲げ終局強度略算式(式(1))⁵⁾による計算値を一点鎖線で、松崎・武藤らにより提案された上

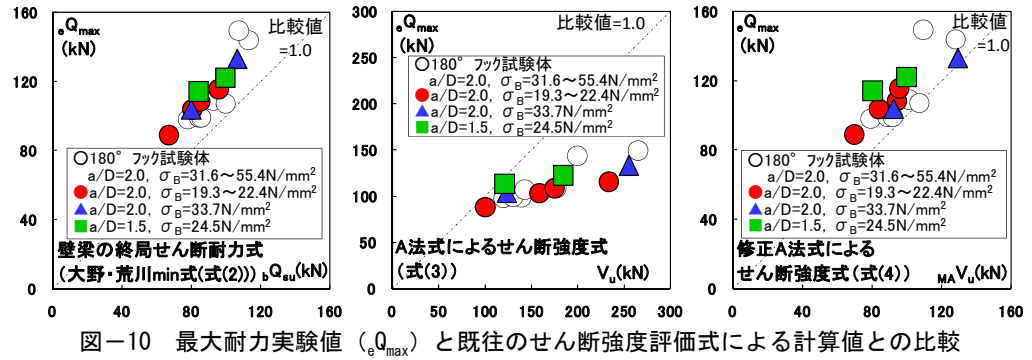


図-10 最大耐力実験値 (Q_{max}) と既往のせん断強度評価式による計算値との比較

面割裂破壊時のせん断耐力評価式⁹⁾を点線で、式(4)による修正A法式を実線で示しておく。最大耐力実験値は、有効せん断補強量の増加とともに上昇する傾向が認められる。式(4)も同様な傾向を示しており、実験値に近接した位置にある。以上のことから、式(4)により全強度溶接した薄肉断面梁部材のせん断耐力をおおむね評価できると考えられる。

4. まとめ

全強度溶接した溶接鉄筋ユニットにより補強された薄肉断面梁部材のせん断実験により得られた知見を以下にまとめる。

- 1) 最終破壊は、試験体の上・下面に割裂ひび割れともなうせん断引張破壊を示した。また、最大耐力後の変形性状は、一気に耐力を低下させる脆性的な変形性状を示した。
- 2) せん断耐力は、せん断補強筋比、コンクリート強度の増加により向上することが確認された。また、せん断スパン比の増加によりせん断耐力は低下することが確認された。
- 3) せん断評価式(修正A法式)を示し、本提案式によりおおむね実験値を推定できることを示した。

謝辞 本実験の遂行にあたっては、福井大学技術部：福田萬氏、安藤誠氏、平成20年度福井大学磯研究室卒業研究生：今井一翔君、木下策貴君に多大な協力を頂きました。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 松崎育弘, 中野克彦, 金子順一, 太田勤, 田嶋光春, 園部泰寿: 組立鉄筋ユニットを用いたRC造基礎梁の構造性能に関する実験的研究(その1, 2, 3), 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造IV, pp.281-286, 2001.9
- 2) 千田啓吾, 金木美奈子, 杉山智昭, 中野克彦, 松崎育弘: 主筋がシングルに配筋されたRC梁部材の構造性能に関する実験的研究 その1 上面割裂破壊とその補強方法, 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造

表-4 計算結果一覧

No.	試験体名	最大耐力(実験値) eQ_{max} (kN)	終局強度計算値					比較値=実験値/計算値				
			eQ_{max} (kN)	eQ_{max}/cQ_{su} (kN)	V_u (kN)	MAV_u (kN)	eQ_{max}/eQ_{su}	eQ_{max}/cQ_{su}	eQ_{max}/V_u	eQ_{max}/MAV_u		
1	S21-0.24-0-3/3-2.0	88.9	139.5	67.0	100.7	69.6	0.64	1.33	0.88	1.28		
2	S21-0.48-0-3/3-2.0	103.7	139.5	80.4	158.4	83.7	0.74	1.29	0.65	1.24		
3	S21-0.56-0-3/3-2.0	108.5	139.5	85.3	174.8	94.2	0.78	1.27	0.62	1.15		
4	S21-0.84-0-3/3-2.0	115.5	139.5	96.1	233.2	95.5	0.83	1.20	0.50	1.21		
5	S36-0.24-0-3/3-2.0	103.9	139.5	80.3	123.8	92.7	0.74	1.29	0.84	1.12		
6	S36-0.48-0-3/3-2.0	133.2	139.5	106.6	255.4	129.5	0.95	1.25	0.52	1.03		
7	S21-0.24-0-3/3-1.5	114.2	186.1	84.1	121.6	80.6	0.61	1.36	0.94	1.42		
8	S21-0.56-0-3/3-1.5	122.5	186.1	99.6	184.3	100.1	0.66	1.23	0.66	1.22		

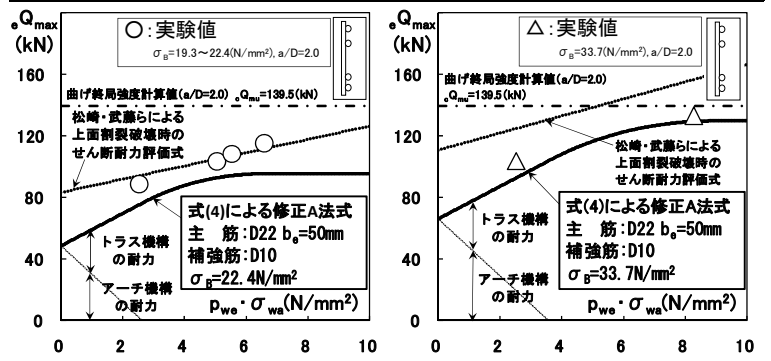


図-11 $eQ_{max} - p_{we} \cdot \sigma_{wa}$ 関係

- IV, pp.203-204, 2004.8
- 3) 千田啓吾, 武藤剛, 金木美奈子, 杉山智昭, 中野克彦, 松崎育弘: 主筋がシングルに配筋されたRC梁部材の構造性能に関する実験的研究 その3 割裂破壊とその補強方法に関して, 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造IV, pp.91-92, 2005.9
- 4) 中西三和, 仲野陽子, 桐生博也, 佐久間順三, 安達洋: 主筋がシングルに配筋された鉄筋コンクリート造梁部材の構造性能に関する実験的研究 その1~3, 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造IV, pp.431-436, 2005.9
- 5) 建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会: 2007年版建築物の構造関係技術基準解説書, pp.623, 2007.8
- 6) 日本建築学会: 壁式構造関係設計規準集・同解説(壁式鉄筋コンクリート造編), pp.205, 2003.9
- 7) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説, pp.106-116, 1990.11
- 8) 磯雅人, 郷雅紀: 主筋が単配筋された薄肉断面鉄筋コンクリート梁部材のせん断終局耐力評価, 日本建築学会構造系論文集 Vol.73 No.634, pp.2205-2213, 2008.12
- 9) 武藤剛, 松崎育弘, 杉山智昭, 金木美奈子: 主筋がシングルに配筋されたRC梁部材の構造性能に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集 Vol.1.28-2, pp.271~275, 2006.7