

論文 溶接組立鉄筋を用いた住宅用基礎梁の構造性能と許容せん断力時の性能検証

川井 康督*1・磯 雅人*2・井上 圭一*3・坂田 弘安*4

要旨：本論文は溶接組立鉄筋を用いた住宅用基礎梁の構造性能を明らかにすると同時に、RC 規準 15 条に示されている梁の各種許容せん断力時の性能（損傷状況，ひび割れ幅）について検証した。試験体の断面 $b \times D = 150 \times 400$ (mm) である。変動要因は主筋とせん断補強筋の緊結方法，せん断補強筋比 p_w ，継手の有無である。実験の結果， p_w の増加によりせん断耐力は向上する傾向が認められた。また，緊結方法，継手の有無による構造性能への影響は認められなかった。また，各種許容せん断力時の損傷状況，ひび割れ幅は，適切なレベルであり，溶接組立鉄筋を用いた住宅用基礎梁にも十分，適用可能である。

キーワード：溶接組立鉄筋，組立鉄筋 A タイプ，基礎梁，シングル配筋，許容せん断力，ひび割れ開閉挙動

1. はじめに

戸建住宅の鉄筋コンクリート造の基礎梁は，梁幅が 150mm 程度と狭いため，主筋およびせん断補強筋がシングル配筋となる。また，せん断補強筋両端部の定着は 180° フックとなり，非閉鎖型の配筋となるため，コアコンクリートが拘束されない。そのため，住宅用基礎梁の構造性能は一般的な閉鎖型の梁に比べて低下することが懸念される。一方，建設業界では鉄筋工などの熟練労働者の不足が深刻な社会問題となっている。そのような社会課題に対して，例えば，住宅基礎の配筋工事では，配筋作業の効率化，省力化を図るために，主筋とせん断補強筋を工場でスポット溶接し，ユニット化したもの（以下，溶接組立鉄筋）を組立てる工法が盛んに開発され，実用化されている。しかしながら，閉鎖型の梁の実験により導出された RC 規準 15 条に示されている各種許容せん断力式（使用性確保のための梁の長期許容せん断力，損傷制御のための梁の短期許容せん断力，安全性確保のための許容せん断力）¹⁾は，薄肉断面で単配筋となる住宅用基礎梁に適用可能かを検証する必要がある。本研究では，それらを明らかにすることを主の目的とする。あわせて，溶接組立鉄筋により配筋された住宅用基礎梁の構造性能を明らかにするとともに，在来配筋された住宅用基礎梁との構造性能の比較を行い，溶接による影響の有無を確認することとした。

2. 実験概要

2.1 試験体

表-1 に試験体一覧を，図-1 に配筋図を示す。共通要因は，断面 $b \times D = 150 \times 400$ (mm)，コンクリートの調合強度 21N/mm²，せん断スパン比 $a/D = 2.0$ (No.1 から No.5 は $a/d = 2.53$ ，No.6 は $a/d = 2.71$) である。No.1 は在来配筋の試験体で，せん断補強筋の端部を 180°フックとした試験体である。No.2 から No.6 までは溶接組立鉄筋を使用した試験体である。溶接組立鉄筋において，主筋とせん断補強筋のスポット溶接部の要求性能は，主筋の降伏点，引張強さ，およ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，組立鉄筋 A タイプ²⁾）である。No.2 は溶接組立鉄筋を使用した試験体で，その他の仕様は No.1 と同様である。せん断性状に与える影響を明らかにするため，在来配筋 (No.1) と溶接組立鉄筋 (No.2) を比較する。また，No.2, No.3, No.4 はせん断補強筋比 (p_w) をそれぞれ 0.24, 0.48, 0.56 (%) と変動させた試験体であり，せん断性状に与えるせん断補強筋比の影響を明らかにした試験体である。なお，No.1 から No.4 までの破壊モードは，せん断破壊先行型となるように設計した試験体である。一方，No.5 および No.6 は曲げ破壊先行型となるように設計した試験体である。No.5 は継手無しの試験体，No.6 は重ね継手を有する試験体で

表-1 試験体一覧

No.	試験体名	せん断補強筋		主筋とせん断補強筋の緊結方法	継手の有無	■試験体名称説明■ 1. 実験シリーズ名 S: せん断実験 F: 曲げ実験(継手無) J: 曲げ実験(継手有) 2. コンクリート調合強度(N/mm ²): 21 3. せん断補強筋比(p_w (%)): 0.24, 0.48, 0.56 4. 主筋とせん断補強筋の緊結方法 180f: 在来配筋(180° フック) W: 溶接組立鉄筋Aタイプ 5. せん断スパン比 2.0: a/D=2.0	★試験体の名称: S 21-0.24-180f-2.0 1 2 3 4 5
		主筋配筋	配筋 p_w (%)				
1	S21-0.24-180f-2.0		1-D10(SD295)@200 0.24	在来配筋(180° フック)	有		
2	S21-0.24-W-2.0	2-D22 (SD345)	1-D10(SD295)@200 0.24	溶接組立鉄筋 Aタイプ	有		
3	S21-0.48-W-2.0		1-D10(SD295)@100 0.48				
4	S21-0.56-W-2.0		1-D13(SD295)@150 0.56				
5	F21-0.48-W-2.0	2-D19 (SD345)	1-D10(SD295)@100 0.48			無	
6	J21-0.48-W-2.0			溶接組立鉄筋 Aタイプ	有		

- *1 福井大学 工学部技術部第二技術室物理計測班 学士 (工学) (正会員)
- *2 福井大学 工学部建築・都市環境工学科教授 博士 (工学) (正会員)
- *3 福井大学 工学部建築・都市環境工学科准教授 博士 (工学) (正会員)
- *4 東京科学大学 環境・社会理工学院建築学系教授 工学博士 (正会員)

ある。No.6 は試験区間の溶接組立鉄筋と両スタブの溶接組立鉄筋相互を D19 (SD345) の重ね継手筋 (重ね継手の長さ: $L_1=40d=760\text{mm}$) により継いでいる。以上, No.5 と No.6 との比較により, 継手の有無による構造的な性能への影響を確認する。表-2, 表-3 に鉄筋およびコンクリートの力学的特性を示す。

図-2 に加力模式図を示す。加力は逆対称モーメントを生じさせるように大野式加力とした。せん断シリーズ試験体 No.1 から No.4 までの加力履歴は, 部材角 $R=1/400, 1/200, 1/133$ (rad) をそれぞれ 1 サイクル, $R=1/100$ (rad) を 2 サイクル, $R=1/67, 1/50, 1/33$ (rad) をそれぞれ 1 サイクル行うことを原則とし, 正負交番漸増繰返し载荷とした。一方, 曲げシリーズ試験体 No.5 および No.6 の加力履歴は, 部材角 $R=1/400$ (rad) を 1 サイクル, $1/200, 1/100, 1/67, 1/50$ および $1/40$ (rad) をそれぞれ 2 サイクル行うことを原則とし正負交番漸増繰返し载荷とした。

表-2 鉄筋の力学的特性

■鉄筋■		降伏点	引張強さ	降伏歪	ヤング係数	伸び
使用部位	鉄筋の種類	(N/mm^2)	(N/mm^2)	度 (μ)	$\times 10^5 (\text{N}/\text{mm}^2)$	(%)
主筋	D19 (SD345)	387	594	2240	1.93	23.2
主筋	D22 (SD345)	385	592	2110	2.00	24.8
180° フック補強筋	D10 (SD295)	341	483	1780	1.93	26.4
溶接組立鉄筋補強筋	D10 (SD295)	351	485	1800	1.95	29.8
溶接組立鉄筋補強筋	D13 (SD295)	342	480	1800	1.90	26.7

表-3 コンクリートの力学的特性

試験体No.	材齢 (日)	圧縮強度 (N/mm^2)	割裂引張強度 (N/mm^2)	圧縮強度時の歪度 (μ)	ヤング係数 $\times 10^4 (\text{N}/\text{mm}^2)$	ポアソン比
品質管理用	28	18.6	1720	2.40	2.40	0.203
No.1	43	22.9	2.24	2290	2.31	0.212
No.2,3	50	23.3	2.18	2090	2.49	0.203
No.4	64	25.3	2.18	2430	2.29	0.182
No.5	76	25.1	2.25	2370	2.41	0.186
No.6	83	25.2	2.34	2200	2.43	0.166

養生: 現場封緘養生 コンクリートの種類: 普通21-18-20-N

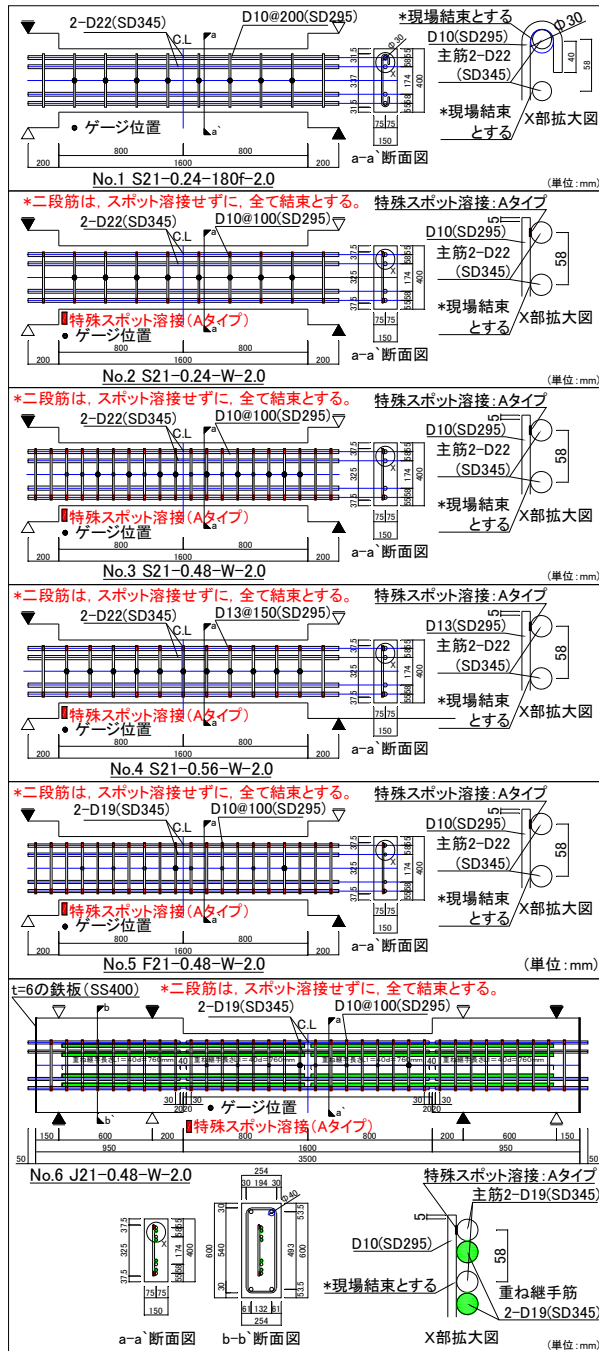


図-1 配筋図

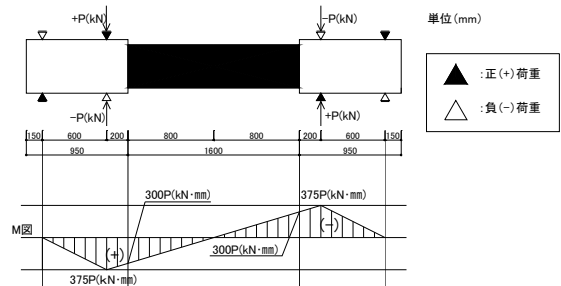
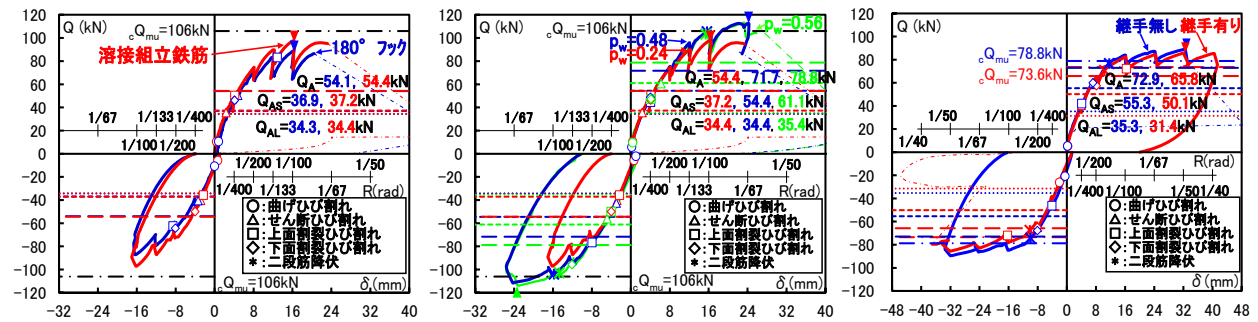
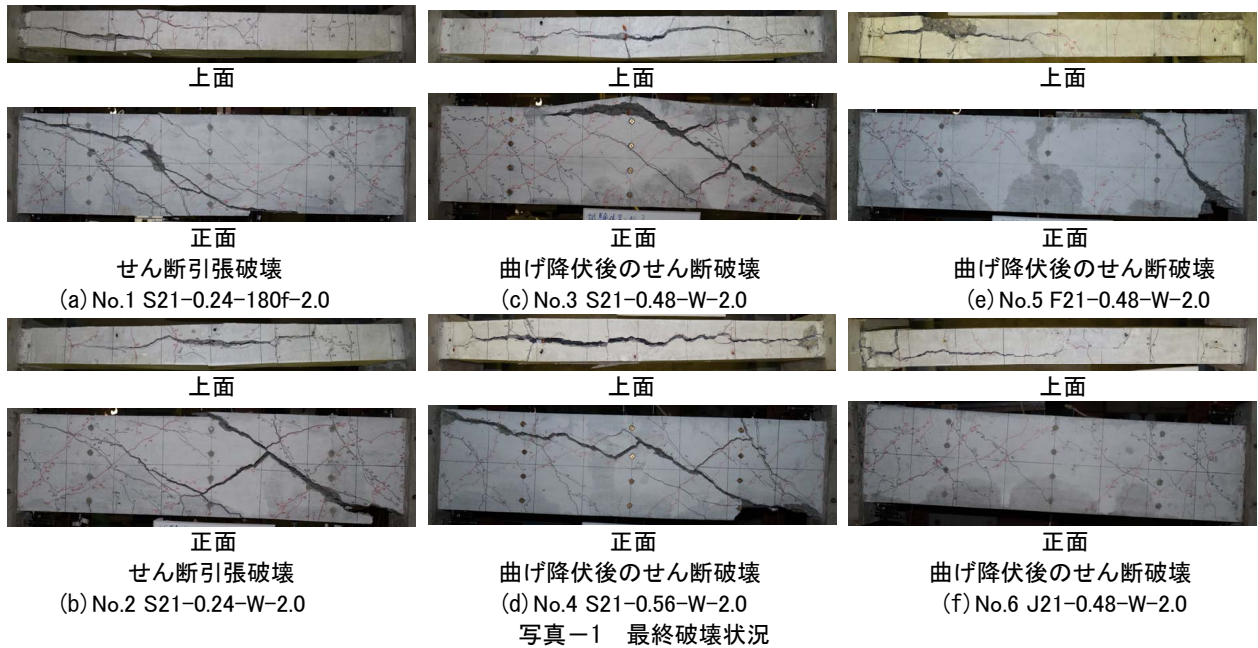


図-2 加力模式図

表-4 実験結果および計算結果一覧

No.	試験体名	せん断ひび割れ		Q_{AL} 除荷時ひび割れ幅		最大耐力実験値		計算値				比較値=最大耐力実験値/計算値				破壊モード
		$e Q_{sc}$ (kN)	$e \delta_{sc}$ (mm)	$e Q_{AS}$ (kN)	$e \delta_{AS}$ (mm)	$e Q_{max}$ (kN)	$e \delta_{max}$ (mm)	$c Q_{mu}$ (kN)	Q_{AL} (kN)	Q_{AS} (kN)	Q_A (kN)	$\frac{e Q_{max}}{c Q_{mu}}$	$\frac{e Q_{sc}}{Q_{AL}}$	$\frac{e Q_{AS}}{Q_{AS}}$	$\frac{e Q_{max}}{Q_A}$	
1	S21-0.24-180f-2.0	50.5	4.80	42.7	4.053	88.7	16.17	106.0	34.3	36.9	54.1	0.84	1.47	1.16	1.64	ST
		-40.5	-3.41	-64.3	-8.105	-87.2	-16.33					0.82	1.18	1.74	1.61	
2	S21-0.24-W-2.0	35.6	2.33	50.4	4.088	97.4	16.08	106.0	34.4	37.2	54.4	0.92	1.03	1.36	1.79	ST
		-40.2	-2.85	-50.0	-4.028	-97.1	-16.20					0.92	1.17	1.34	1.79	
3	S21-0.48-W-2.0	48.8	4.01	75.4	8.060	112.6	24.04	106.0	34.4	54.4	71.7	1.06	1.42	1.38	1.57	F→ S(SP)
		-42.7	-2.98	-76.6	-8.025	-111.5	-24.32					1.05	1.24	1.41	1.56	
4	S21-0.56-W-2.0	60.6	6.21	73.0	8.095	113.2	24.19	106.0	35.4	61.1	78.8	1.07	1.71	1.19	1.44	F→ S(SP)
		-56.1	-4.87	-50.0	-4.083	-113.9	-24.25					1.07	1.58	0.82	1.45	
5	F21-0.48-W-2.0	60.0	7.16	42.1	4.063	88.9	32.57	78.8	35.3	55.3	72.9	1.13	1.70	0.76	1.22	F→ S(SP)
		-46.1	-4.12	-46.1	-4.123	-89.6	-32.01					1.14	1.31	0.83	1.23	
6	J21-0.48-W-2.0	40.6	4.01	82.6	16.125	85.8	32.04	73.6	31.4	50.1	65.8	1.17	1.29	1.65	1.30	F→ A(SP)
		-64.9	-8.10	-64.9	-8.100	-85.7	-32.17					1.16	2.07	1.30	1.30	

■計算値の記号の説明 ■破壊モードの記号の説明 F→S(SP): 曲げ降伏後のせん断破壊(上・下面の割裂ひび割れを伴う)
 $c Q_{mu}$: 式(1) Q_{AL} : 式(2) Q_{AS} : 式(3) Q_A : 式(4) ST: せん断引張破壊 F→A(SP): 曲げ降伏後の継手筋の定着破壊(上・下面の割裂ひび割れを伴う)



(a) 要因：主筋とせん断補強筋の緊結方法 (b) 要因：せん断補強筋比 (p_w) (c) 要因：継手の有無
 図-3 せん断力 (Q) - 相対変位 (δ) 包絡線の比較

3. 実験結果

表-4 に実験結果および計算結果一覧を示す。

3.1 破壊性状

写真-1 に各試験体の正面および上面部分の最終破壊状況を示す。各試験体のひび割れの発生順序は、最初に梁材端部引張側より曲げひび割れが発生する。その後は、試験体により発生順序は異なるが、せん断ひび割れ、上・下面の割裂ひび割れが発生する。No.1 および No.2 の最終破壊状況はせん断補強筋が降伏したことにより、せん断ひび割れおよび上・下面の割裂ひび割れが大きく口開く性状を示し、せん断引張破壊の様相を示した。以上より、No.1 の在来配筋と No.2 の溶接組立鉄筋との違いによる影響はとくに認められない。No.3, No.4 および No.5 の最終破壊状況は主筋が降伏し、その後、せん断破壊する性状を示し、曲げ降伏後のせん断破壊を示した。せん断破壊時には、No.1 および No.2 と同様に、せん断ひび割れおよび上・下面の割裂ひび割れが大きく口開く性状を示した。そのため、No.3 および No.4 のせん断耐力は確認できていない。No.6 の最終破壊状況は主筋が降伏し、その後、左上端に配置した引張側の継手筋（一段

筋、二段筋の両方）が抜け出す性状を示し、曲げ降伏後の継手筋の定着破壊を示した。それと同時に、上面の割裂ひび割れが大きく口開く性状を示した。以上より、No.5 の継手無しの試験体と No.6 重ね継手を有する試験体では、破壊モードにやや違いが認められた。

3.2 変形状

図-3 にせん断力 (Q) - 相対変位 (δ) 包絡線関係の比較を示す。(a) は変動要因をせん断補強筋の緊結方法とした場合の比較であり、(b) は変動要因をせん断補強筋比 (p_w) とした場合の比較であり、(c) は変動要因を継手の有無とした場合の比較である。同図中の cQ_{mu} は下式(1)による曲げ終局強度¹⁾を、 Q_{AL} は下式(2)による使用性確保のための梁の長期許容せん断力¹⁾を、 Q_{AS} は下式(3)による損傷制御のための梁の短期許容せん断力¹⁾を、 Q_A は下式(4)による安全性確保のための梁の許容せん断力¹⁾を意味する。

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

$$Q_{AL} = b \cdot j \cdot \alpha \cdot f_s \quad (2)$$

$$Q_{AS} = b \cdot j \cdot \{ 2/3 \cdot \alpha \cdot f_s + 0.5w_f(p_w - 0.002) \} \quad (3)$$

$$Q_A = b \cdot j \cdot \{ \alpha \cdot f_s + 0.5w_f(p_w - 0.002) \} \quad (4)$$

記号の意味は、文献 1) を参照のこと。

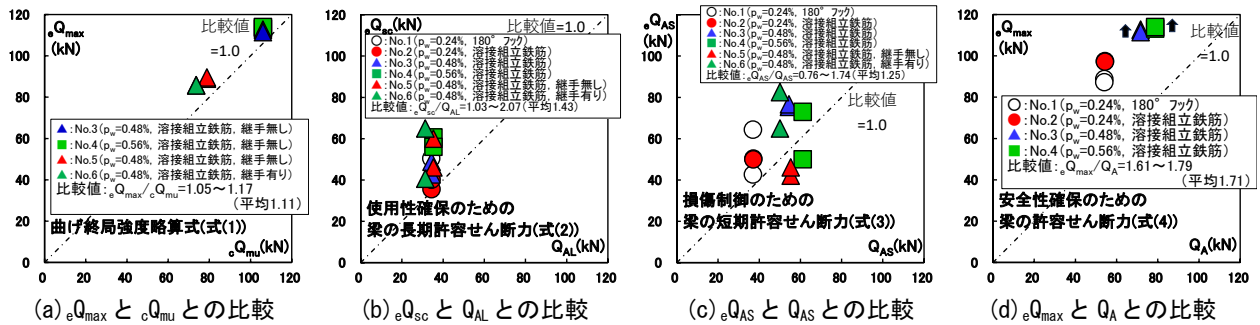


図-4 各種耐力の実験値と計算値との比較

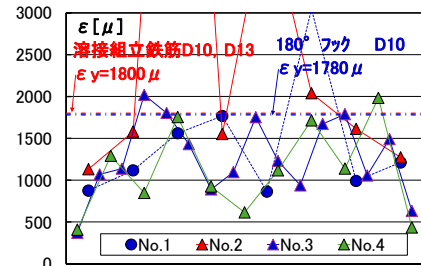
(a)の主筋とせん断補強筋の緊結方法の違いによる影響であるが、No.2の溶接組立鉄筋の包絡線(赤線)はNo.1の180°フックの試験体(青線)に比べて、同等以上の包絡線となっており、補強筋の緊結方法の違いによる影響は認められない。次に、(b)の p_w の違いによる影響であるが、 p_w を0.24%(赤線)から0.48%(青線)に増加させると、耐力および包絡面積が向上することが認められ、せん断補強による補強効果が認められた。ただし、 p_w を0.48%(青線)から0.56%(緑線)に増加させても、最大耐力は頭打ちとなり、ほぼ同等であった。これは、破壊性状でも示したように $p_w=0.48%$ 、0.56%の試験体は曲げ降伏がせん断破壊よりも先行したためと推察される。最後に、(c)の継手の有無による影響であるが、破壊性状でも示したように破壊モードにやや違いが認められるものの、ほぼ同等の耐力、靱性能を示しており、本検討の範囲内では、継手の有無による $Q-\delta$ への影響は認められない。

3.3 各種耐力の実験値と計算値との比較

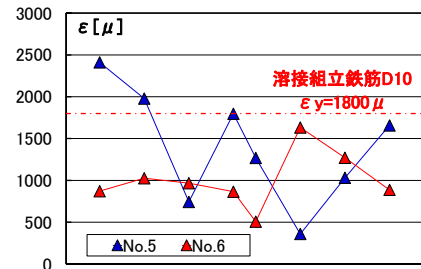
図-4に各種耐力の実験値と計算値との比較を示す。(a)は曲げ破壊を示したNo.3, 4, 5, 6の最大耐力実験値と式(1)による曲げ終局強度略算式による計算値との比較を示す。比較値(=実験値/計算値)は1.05~1.17の範囲であり、平均値は1.11であった。式(1)による曲げ終局強度略算式により、実験値を精度良く評価できている。また、図-3の $Q-\delta$ 包絡線中に示した式(1)の値のラインと曲げ破壊を示した試験体の最大耐力はほぼ一致していることが分かる。

(b)はNo.1~No.6のせん断ひび割れ耐力実験値と式(2)による長期許容せん断力との比較を示す。比較値は1.03~2.07の範囲であり、平均値は1.43であった。長期許容せん断力時では、せん断ひび割れは発生しないことが確認でき、損傷は極めて少ないレベルであった。

(c)はNo.1~No.6の損傷制御時の耐力実験値と式(3)による損傷制御時の短期許容せん断力との比較を示す。ここに、損傷制御時の耐力実験値は、サイクルピークの荷重を与え、その後、 Q_{AL} に除荷した時の最大ひび割れ幅が0.25~0.3mmになった時のサイクルピーク時の耐力を



(a) p_w の影響



(b) 継手の有・無の影響

図-5 最大耐力時のせん断補強筋のひずみ度分布の比較

損傷制御時の耐力実験値とした。比較値は0.76~1.74の範囲であり、平均値は1.25であった。実験値のばらつきはやや大きいものの、比較値1.0付近にある。また、図-3の $Q-\delta$ 包絡線中に示した Q_{AS} のラインは、せん断ひび割れ、上・下面割裂ひび割れの発生があるレベルであった。

(d)はNo.1, 2, 3, 4の最大耐力実験値と式(4)による許容せん断力との比較を示す。No.1, 2はせん断破壊した試験体であり、検証用試験体である。一方、No.3, No.4は曲げ破壊した試験体であり、参考値である。ただし、せん断破壊させた場合にはさらに耐力は向上すると考えられることから、矢印を付記した。比較値は1.61~1.79の範囲、平均値は1.71であり、安全側の評価であった。また、図-3の $Q-\delta$ 包絡線中に示した Q_A のラインは、せん断ひび割れ、上・下面割裂ひび割れがほぼ発生しているレベルであった。

3.4 せん断補強筋のひずみ度分布

図-5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。(a)は変動要因を p_w とした場合の比較で、No.1からNo.4の最大耐力時の補強筋のひずみ度分布の

比較である。p_w=0.24%のNo.1およびNo.2のせん断補強筋は、降伏ひずみ度を大きく超えている。一方、No.3およびNo.4は降伏ひずみ度をやや超えている部分もあるが、大きく超えていないことから、曲げ破壊が先行したものと考えられる。(b)は変動要因を継手の有・無とした場合の比較である。▲の継手無しのNo.5、▲の継手有りのNo.6の最大耐力時の補強筋のひずみ度分布の比較である。No.5は降伏ひずみ度を超えている箇所があるが、大きく超えていないことから曲げ破壊が先行したものと推察される。No.6は降伏ひずみ度を全く超えていないことから曲げ破壊が先行したものと考えられる。

3.5 主筋および継手筋のひずみ度分布図

図-6にNo.5の継手無し試験体とNo.6の重ね継手筋により継いだ試験体の主筋および継手筋降伏時の上段一段筋の主筋および継手筋のひずみ度分布を示す。同図中の●印はNo.5の溶接組立鉄筋の主筋のひずみ度分布を、◆印はNo.6の継手筋のひずみ度分布を、▲印はNo.6の溶接組立鉄筋の主筋のひずみ度分布を、■印は同位置での継手筋のひずみ度(◆印)と溶接組立鉄筋の主筋(▲印)のひずみ度を足し合わせたものである。これより、降伏まではNo.5の●印のひずみ度分布とNo.6の■印のひずみ度分布に大きな差異はなく、ほぼ同様な性状を示した。以上より、降伏までの範囲であれば、継手の有無による内部抵抗機構への影響はとくに認められない。また、両者ともにヒンジゾーンの引張側のひずみ度分布の勾配がねていることから主筋の付着応力度の低下が懸念される。

3.6 せん断力(Q)とひび割れ幅(W_{πcr})関係

図-7にせん断力(Q)-πゲージによるひび割れ幅(W_{πcr})関係を示す。同図中の横ラインは、それぞれQ_{AL}, Q_{AS}, Q_Aを意味する。ひび割れ幅の計測に使用したπゲージは標点距離100mm, 測定範囲±5mmのものを使用した。πゲージの設置位置は写真に示すように、No.1, No.2, No.3は試験区間の両端から300mm離れた位置にπゲージを3連で設置し、モーメントおよびせん断力が生じる位置とした。さらに、試験区間の中央に3連で設置し、曲げモーメントがゼロ、せん断力のみが生じる位置に配置した。一方、No.4, No.5, No.6は試験区間の両端から350mm離れた位置にπゲージを3連で設置し、モーメントおよびせん断力が生じる位置に設置した。さらに、No.1, No.2, No.3と同様に、試験区間の中央に3連で設置し、曲げモーメントがゼロ、せん断力のみが生じる位置に配置した。なお、図の上部に示した損傷写真は許容せん断力(Q_A)を超えたサイクルピーク時のひび割れ状況である。これよりQ_A時の損傷は曲げひび割れ、せん断ひび割れが複数本入り、上・下面の割裂ひび割れがほぼ発生している状況であった。

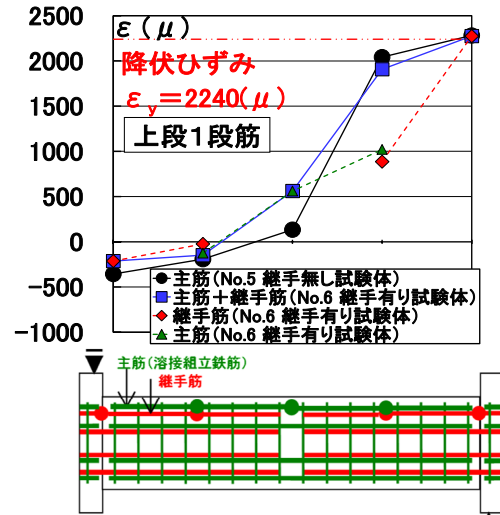


図-6 主筋および継手筋のひずみ度分布図

同図のPI_WT, PI_WC, PI_WB(最後の英文字の意味, T:上部, C:中央, B:下部)は西側端部に配置したπゲージを、PI_ET, PI_EC, PI_EBは東側端部に配置したπゲージのひび割れが開閉する挙動を示している。ただし、中央に配置したPI_CT, PI_CC, PI_CBのπゲージの位置にはひび割れは生じていない。そのため、ひび割れ幅はほぼ0となっている。以上のことから、図は示していない。Q_{AL}時は、ほぼひび割れの開閉挙動は無い。これは、曲げひび割れが生じる程度で、せん断ひび割れが生じていないことを意味するものである。一方、Q_{AS}時はせん断ひび割れが生じ、ひび割れ開閉挙動が開始されている。Q_A時は、Q_{AS}時に比較して、さらにひび割れ幅が拡張していることがうかがえる。例えば、最もひび割れ幅が大きかったNo.4のPI_WTのQ_{AL}時のひび割れ幅は0.1mm程度、Q_{AS}時は0.35mm程度、Q_A時は0.7mm程度であった。ただし、πゲージにより測定されたひび割れ幅は、鉛直方向のひび割れ幅である。実際のひび割れ幅は、ひび割れ方向に直交する方向の幅に換算する必要がある。例えば、ひび割れ方向を45°³⁾と仮定すると、πゲージの測定値に1/√2することにより算出できる。No.4のPI_WTの上記の値を1/√2すると、Q_{AL}時のひび割れ幅は0.0707mm程度、Q_{AS}時は0.247mm程度、Q_A時は0.495mm程度である。Q_{AS}ピーク時のひび割れ幅は0.247mm程度であり、そこからQ_{AL}時に除荷した時のひび割れ幅は0.3mm以下になることは明白である。以上のことから、本検討の範囲内では、損傷制御性を十分有するものと考えられる。

4.まとめ

本研究で得られた知見を以下にまとめる。

- (1)RC規準15条に示されている梁の各種許容せん断力式は、在来配筋および溶接組立鉄筋を用いた住宅用基礎

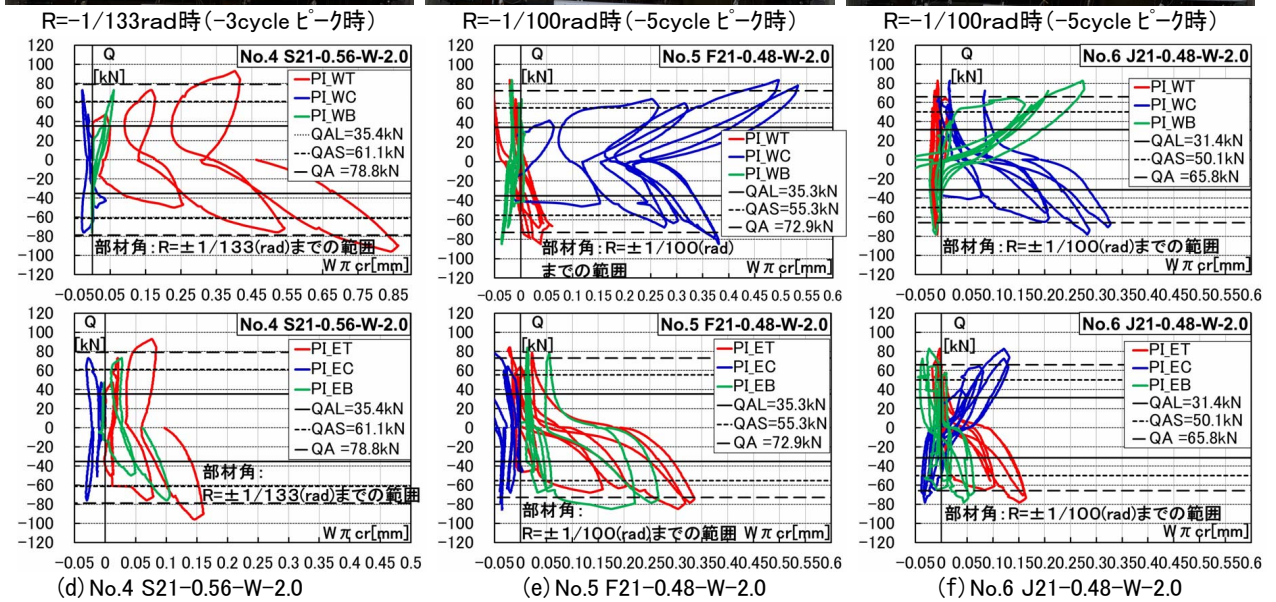
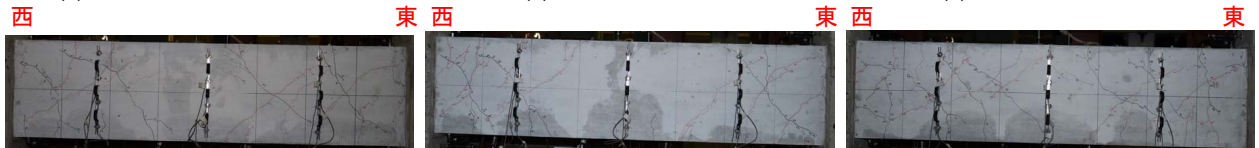
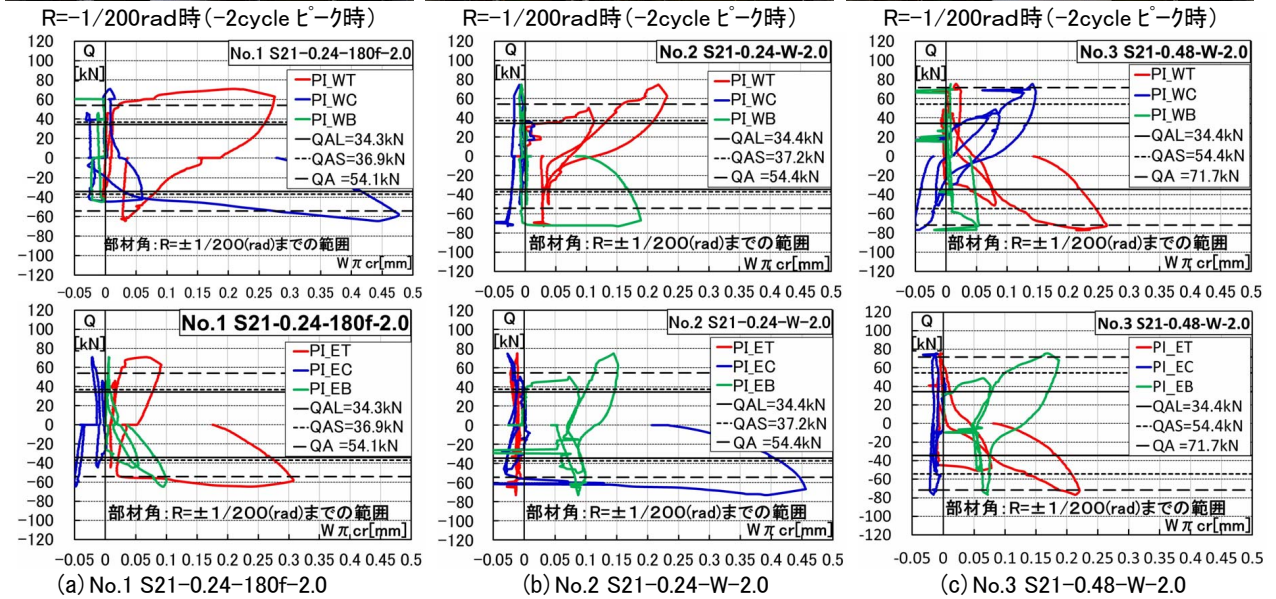


図-7 せん断力 (Q) - π ゲージによるひび割れ幅 ($W\pi cr$) 関係

梁にも十分、適用可能である。

- (2) 在来配筋された住宅用基礎梁と溶接組立鉄筋を用いた住宅用基礎梁の構造性能はほぼ同等であり、スポット溶接による影響は認められない。
- (3) 溶接組立鉄筋を用いた住宅用基礎梁のせん断耐力は補強筋比の増加とともに向上する傾向が認められた。
- (4) 重ね継手を有する溶接組立鉄筋の構造性能は、継手を有しない試験体とほぼ同等であった。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 2018, pp.81, pp.154-155, 2018.12
- 2) 日本住宅基礎鉄筋工業会：推奨基礎仕様マニュアル ベタ基礎編 2022年版, p.9, 2022
- 3) 河南孝典, 磯雅人：RC 梁部材のせん断ひび割れ開閉挙動に与える乾燥収縮ならびに寸法効果の影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.38, No.2, pp.265-270, 2016.7