

論文 USD590 クラスを主筋に用いた RC 梁部材に関する研究

堀田和史*1・丸田 誠*2・永井 寛*3・池沼 良章*4

要旨: USD590 級の高強度主筋と普通コンクリート強度を組み合わせた場合の既往の実験は少なく、設計上必要となる諸条件（降伏点剛性、付着割裂強度、せん断強度など）の不明な点は多いため、今回実験を行った。実験因子はコンクリート設計基準強度（ F_c ）を 36N/mm^2 一定とし、主筋の鋼種を USD590, SD390 の 2 水準とし、横補強筋間隔、量を変化させた計 4 体の実験を行った。実験結果から、曲げに関して、最大強度は AIJ 略算式、ACI の曲げ終局強度で評価できることが分かった。USD590 の付着割裂せん断強度評価式は実験結果を高め評価してしまう場合もあった。また、降伏時剛性低下率は既往式を修正した式で良好に評価できた。

キーワード: 高強度鉄筋, USD590, 剛性低下率, 付着強度

1. はじめに

近年、鉄筋コンクリート（以下 RC）造建物の高層化や合理化などに伴い、使用する鉄筋やコンクリートも高強度化する傾向にある。高層 RC 建物では降伏点が $590\sim 685\text{N/mm}^2$ の高強度鉄筋が実際の工事で利用されるようになってきた。しかし、JIS G 3112-1987（鉄筋コンクリート用棒鋼），日本建築学会 2010 年版鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説に降伏点が 490N/mm^2 を超えるような高強度鉄筋は規定されていない。そのため、一般的な RC 建築物には SD390 以下（一部 SD490）が用いられている。また、USD590 の既往の研究は少なく、特に普通強度コンクリートとの組み合わせの研究は殆ど無い。そこで F_c を 36N/mm^2 とし、USD590 を主筋に用いた場合の基本性状把握のため RC 梁 4 体の実験を行ったのでここに報告する。

の 1 水準とし組み合わせて試験体を設計した。

USD590 を主筋に用いた No.1 を基準試験体として、No.2 では主筋に SD390 を二段配筋とし、 $pt \cdot \sigma_y$ を No.1 と一致させ、剛性および変形性能の比較を行う。No.3 は SD390 を主筋に用い No.1 と同じ pt とし、横補強筋の量を調整することで、せん断余裕度を一致させ剛性の確認と破壊性状の違いを確認する。No.4 は USD590 を主筋に用い、No.1 に比べ横補強筋比 p_w を下げ、破壊性状の違いを確認する。全試験体とも中子筋を有している。

表-1 試験体諸元

試験体名	F_c	B × D (mm)	M/QD	L(mm)	主筋 (D22)			横補強筋 (D10, SD295)		
					本数 (本)	鋼種	pt(%)	本数 (本)	ピッチ (mm)	p_w (%)
No.1	36	300 × 400	2.0	1600	4	USD590	1.30	4	80	1.19
No.2					6	SD390	1.94	4	80	1.19
No.3					4	SD390	1.30	4	140	0.68
No.4					4	USD590	1.30	4	140	0.68

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体諸元を表-1、試験体概要を図-1、表-2 に材料試験結果を示す。試験体の断面は $300\text{mm} \times 400\text{mm}$ の矩形断面とした。実験因子として、コンクリート設計基準強度 (F_c) は 36N/mm^2 の 1 水準、主筋の鋼種は USD590, SD390 の 2 水準、引張鉄筋比 (pt) は 1.30, 1.94% の 2 水準、せん断補強筋比 (p_w) は 1.19, 0.68% の 2 水準、せん断スパン比 (M/QD) は 2.0

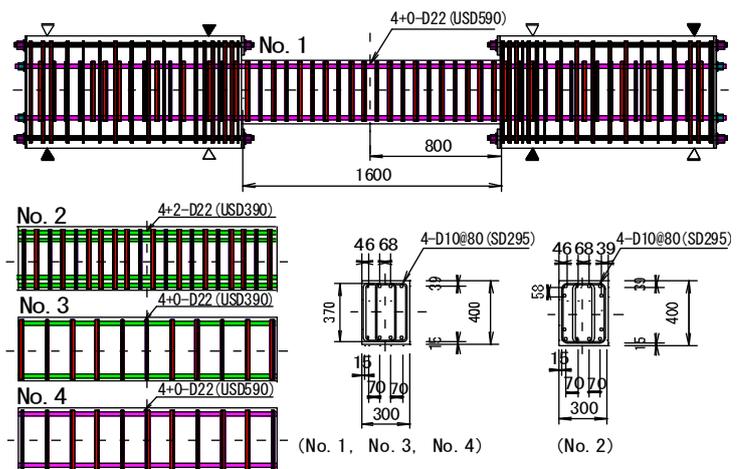


図-1 試験体概要

*1 島根大学大学院 総合理工学研究科建築・生産設計工学領域 (学生会員)

*2 島根大学大学院 総合理工学研究科建築・生産設計工学領域教授 博 (工) (正会員)

*3 有限会社 SK サービス 代表取締役 工修 (正会員)

*4 東京鉄鋼株式会社 開発部 (非会員)

表-2 材料試験結果一覧

(コンクリート)

試験体名	F _c	圧縮試験			引張強度 (N/mm ²)
		圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (×10 ⁴ N/mm ²)	ポアソン比	
No.1	36	39.2	2.86	0.181	3.05
No.2		39.0	2.81	0.166	3.23
No.3		38.3	2.83	0.178	3.36
No.4		39.5	2.88	0.190	3.17

(鉄筋)

鉄筋種類	鉄筋径	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	降伏ひずみ (μ)	ヤング係数 (×10 ⁵ N/mm ²)
USD590 ^{※1}	D22	627	788	3620	1.94
SD390 ^{※1}	D22	430	578	2437	1.92
SD295 ^{※2}	D10	366	507	1962	1.97

※1: 主筋 ※2: 横補強筋

2.2 加力方法

大野式荷重装置を用いて、荷重は両端の加力スタブが平行になるように逆対称曲げモーメントを与え、正負交番繰り返して行った。制御は変形制御とし、部材角 R で 1.25×10^{-3} [rad.] を正負 1 回、2.5, 5.0, 7.5, 10, 15, 20, 40×10^{-3} [rad.] を各 2 回繰り返す荷重計画とした。ひび割れ幅の測定はクラックスケールにより、各サイクルの正負 1 回目のピーク時と除荷時について計測した。

3. 実験結果

3.1 破壊性状およびせん断力-部材変形角関係

全試験体のせん断力 Q-部材変形角 R 関係と最終破壊状況を合わせて図-2 に示す。図-2 中の曲げ終局強度は AIJ 略算式¹⁾を用いた。

全ての試験体で $R=1.25 \times 10^{-3}$ rad. で目視による曲げひび割れを確認した。 $R=2.5 \times 10^{-3}$ rad. で曲げひび割れから派生した曲げせん断ひび割れを、 $R=5.0 \times 10^{-3}$ rad. でせん断ひび割れを確認した。曲げひび割れは $R=10 \times 10^{-3}$ rad. までは残留ひび割れ幅は小さく、除荷時には比較的ひび割れは閉じていた。

No.1 は $R=10 \times 10^{-3}$ rad. で試験体中央に大きなせん断ひび割れが発生し、 $R=15 \times 10^{-3}$ rad. で端部のひび割れが大きく開き、最大強度 414.8kN を記録した。 $R=20 \times 10^{-3}$ rad. で軸方向にひび割れが伸びていき、ピークで明確な付着ひび割れと変わっていった。 $R=40 \times 10^{-3}$ rad. の正側のピークに向かう途中で強度低下を示し、最大強度の 80% を下回った (78.7%)。その後は付着ひび割れに沿ってカバーコンクリートが剥離し、0.5D~1D (D: はりせい) の位置のせん断ひび割れが大きく開いた。主筋に沿ってのひび割れが伸展し、スリップしていることが確認でき、曲げ降伏後のサイドスプリット型の付着割裂破壊の様相を呈した。

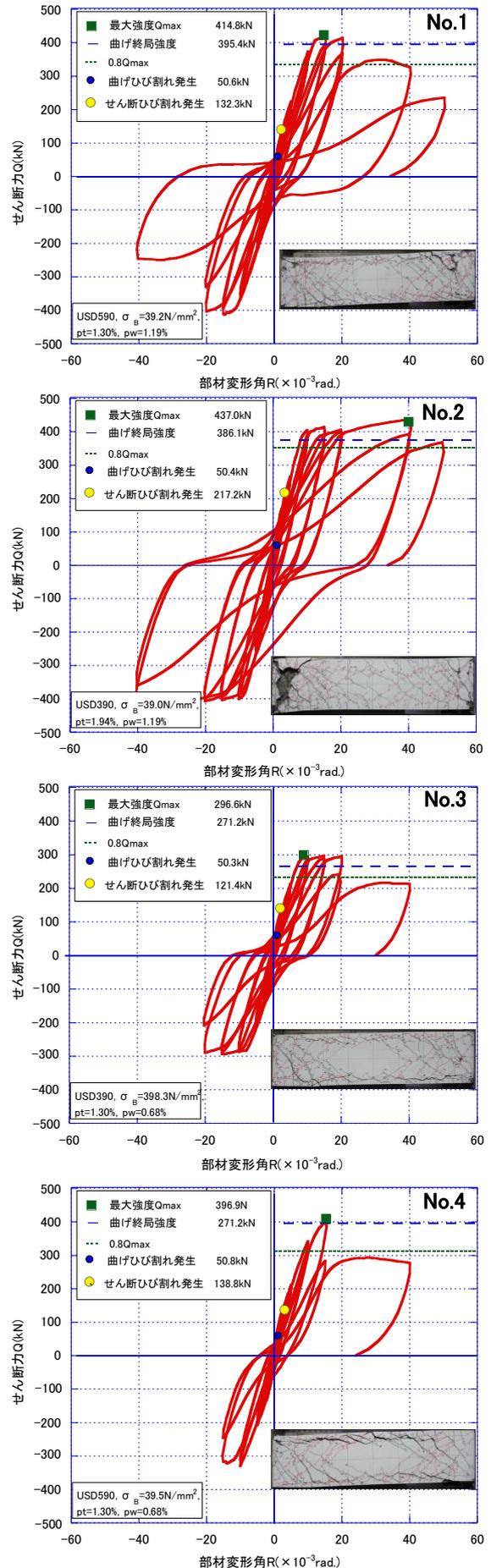


図-2 せん断力-部材変形角関係

No.2はSD390の主筋を二段配筋し、pwおよびpt・σyをNo.1と一致させ比較を行った。主筋本数の多いNo.2の方がNo.1よりも二次剛性は大きかった。R=15×10⁻³rad.で一段筋、二段筋の主筋の降伏を確認した。二段筋位置でのひび割れが軸方向に伸び始め、試験体に発生したひび割れの傾向から損傷が片側に集中しているのが確認できた。R=20×10⁻³rad.では細かいひび割れが発生し、R=40×10⁻³rad.正側で最大強度437.0kNを記録し、0.5Dの位置のせん断ひび割れが大きく開いたが、強度の低下は見られなかった。R=40×10⁻³rad.で中子筋が降伏し、試験体端部の圧壊やカバーコンクリートの剥落が目立ち、徐々に強度が低下していったが、それでも最大強度の80%を上回り(84%)、変形性能は良好であったため、最終破壊性状は曲げ破壊と判断した。

No.3はptおよびせん断余裕度をNo.1と一致させている。No.1の方が曲げひび割れ後の剛性は大きかった。No.3はR=10×10⁻³rad.の負側ピークで主筋が降伏した。R=15×10⁻³rad.で最大強度296.6kNを記録し、その後、R=20×10⁻³rad.で細かいひび割れが付着ひび割れとなり伸展した。繰返し载荷で強度の低下が見られ、R=40×10⁻³rad.で主筋に沿った付着ひび割れ、せん断ひび割れが大きく開いた。最大強度の80%を下回り(71%)、梁端ヒンジ領域圧縮部のコンクリートの剥落が生じ、徐々に耐力低下するせん断圧縮破壊の様相を呈した。

No.4は主筋にUSD590を用いており、No.1よりも補強筋量を少なくしている。初期剛性は両試験体で近似した。曲げひび割れ発生後はNo.1の方が剛性は高く、せん断ひび割れ発生荷重も大きかった。R=10×10⁻³rad.で軸方向にひび割れが伸び、繋がっていき付着ひび割れとなっていた。このサイクルの最大せん断ひび割れ幅は0.7mmであり、他の試験体に比べると大きく開き、除荷後も0.35mm残留した。R=15×10⁻³rad.の正側ピーク前に横補強筋、中子筋が降伏し、最大強度396.9kNを記録したが、主筋は十分降伏しなかった。R=20×10⁻³rad.で最大耐力の80%を下回り(71%)、No.1よりも主筋に沿った付着ひび割れが大きくなり、付着割裂破壊の様相を呈した。

4. 考察

4.1 最大強度

最大強度の実験値と計算値を一覧にして表-3に示す。

計算強度のうち、曲げ強度はRC規準¹⁾の曲げ強度略算式、ACI規準²⁾の曲げ終局強度算定方法を用いた。せん断終局強度はAIJ終局指針A法³⁾を用い、付着割裂強度はAIJ終局指針式³⁾および靱性指針式⁴⁾を用いた。せん断終局強度および付着割裂強度の計算では、コンクリート圧縮強度の有効係数の式はCEB式、jtは最外縁間距離を用いた。また、付着割裂強度の計算では、試験体は横打ちで製作したため、上端筋の低減は考慮していない。

曲げ終局強度はUSD590を用いた場合でも、SD390を用いた場合と同様にAIJ略算式、ACI式で良好に評価できた。

pt・σyを一致させたNo.1とNo.2では曲げ降伏後の破壊形式に差が見られた。どちらも付着割裂せん断強度Q_{bu0}、Q_{bu2}の余裕度は1.0以上と安全側であったが、No.1の設計用付着応力度τ_fと付着割裂強度τ_{bu}の余裕度はNo.2より小さくなっており、破壊形式が曲げ降伏後の付着割裂破壊になったと考えられる。

No.3はptとせん断余裕度をNo.1と概ね一致させたが、曲げ降伏後のせん断圧縮破壊となった。表-3に示すようにQ_{su2}/Q_eが1.0を下回ったためと考えられる。

No.4はNo.1よりも横補強筋量を減らしたため、AJI略算式の計算値を超えながらも、主筋は降伏せず付着割裂破壊をした。付着割裂せん断強度(R_p=0)の、計算値に実験値は達することなく付着破壊した。しかし、R_p=0.02時の計算値を実験値は上まわっており、概ね評価できたと思われる。また、τ_fとτ_{bu}の比を見るとNo.1に比べ、さらに小さくなったため付着破壊したと考えられる。

設計用付着応力度τ_fに対する付着割裂強度τ_{bu}の比を大きくすれば、USD590を用いても付着割裂破壊は防げられると思われるが、データ数は少なく付着割裂の検討は今後も必要となる。

4.2 骨格曲線(復元力特性)

表-4にNo.1~No.4の既往文献5), 6), 7)の降伏部材角計算値と検討式の計算値の一覧を示す。二段配筋のNo.2の降伏部材角は一段配筋と二段配筋のひずみ値が降伏ひずみを超えたときの値と定義した。図-3に菅野式と熊谷式の骨格曲線を示した。No.4は主筋の降伏は明確となっていないが、参考のため同様に示した。図-4、図-5には既往文献5), 6), 7)の提案式の計算値を示し

表-3 強度一覧

試験体名	実験最大強度 Q _e (KN)	曲げ終局強度				せん断終局強度				付着割裂強度				破壊形式			
		(AIJ略算) A _U Q _{fu} (KN)	Q _e /A _U Q _{fu}	(ACI式) A _C IQ _{fu} (KN)	Q _e /A _C IQ _{fu}	(R _p =0) Q _{SU0} (KN)	Q _{SU0} /Q _e	(R _p =0.02) Q _{SU2} (KN)	Q _{SU2} /Q _e	設計用付着応力度 τ _f (N/mm ²)	付着割裂強度 τ _{bu} (N/mm ²)	τ _{bu} /τ _f	(R _p =0) Q _{BU0} (KN)		Q _{BU0} /Q _e	(R _p =0.02) Q _{BU2} (KN)	Q _{BU2} /Q _e
No.1	414.8	395.4	1.05	400.7	1.04	792.8	1.91	422.9	1.07	5.57	4.85	0.87	614.1	1.48	447.7	1.08	FB
No.2	437.0	386.1	1.13	393.7	1.11	791.1	1.81	422.9	1.10	3.76	4.84	1.29	743.6	1.70	446.2	1.02	F
No.3	296.6	271.2	1.09	278.4	1.07	534.4	1.80	249.8	0.92	3.82	3.96	1.04	459.0	1.55	346.8	1.17	FS
No.4	396.9	395.4	1.00	400.8	0.99	537.3	1.35	251.9	0.64	5.57	4.02	0.72	464.2	1.17	349.2	0.88	B

破壊形式 F: 曲げ破壊 FS: 曲げ降伏後のせん断圧縮破壊 FB: 曲げ降伏後の付着割裂破壊 B: 付着破壊

た。文献 5), 7) は、曲げひび割れ後の剛性低下率 α_y から降伏部材角を求め、文献 6) では曲げ変形、主筋の抜け出し変形およびせん断変形の合計から降伏部材角を求めている。

・菅野式 (記号は文献 5) を参照)

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64n_{pt} + 0.043L_a/D)(d/D)^2 \quad (1)$$

・熊谷式 (記号は文献 6) を参照)

$$\alpha_y' = 3(d/D - 0.5)$$

R_{y0} : 降伏時曲げ変形角

$$R_{y0} = \phi_y \cdot La/3 = Q_y \cdot La^2 / 3 \cdot E_c \cdot I_c \cdot \alpha_y'$$

R_{yb} : 主筋の抜け出しによる付加回転角

$$R_{yb} = \beta_b \cdot R_{y0}$$

$$\beta_b = (3k/4) \cdot (\sigma_y \cdot db / \sigma_B \cdot 2/3 \cdot La)$$

$$k = 2.0$$

R_{yf} : 降伏時曲げ変形角

$$R_{yf} = R_{y0} + R_{yb} = (1 + \beta_b) \cdot R_{y0}$$

R_{ys} : 降伏時せん断変形角

$$\beta_s = R_{ys} / R_{yf} = 0.864 (L_a/D)^2$$

R_y : 曲げ降伏時の変形角

$${}_kR_{y1} = R_{yf} + R_{ys} = (1 + \beta_s)R_{yf} \quad (2)$$

図-3 の菅野式、熊谷式の対応を見ると USD590 を用いた No.1 の降伏変形は、菅野式では過小評価、熊谷式では過大評価となった。また菅野式は二次剛性を硬めに評価する傾向が見られる。熊谷式は、実験包絡線の内側を通る傾向がある。

文献 6) の熊谷式は高強度材料を対象とした計算式であるため、 F_c が 36 N/mm^2 の本実験の試験体では対応が悪くなっている。主筋の抜け出しによる付加回転角の β_b 式中の係数 k は高強度材料を使用した既往実験結果から $k=2.0$ としている。そのため、 F_c36 を使用した本研究の場合、良好に評価できなかつたと思われる。そこで、普通コンクリート強度を使用した際には抜け出し変形が異なるため、今回係数 $k=1.0, 1.25, 1.5$ と変化させた場合の検討も行った。

式(3)に示す降伏時剛性低下率計算式(以下、修正菅野式 ($\gamma=345$))は文献 7) に基づき、鉄筋に関する第二項に主筋降伏強度の平均的な値の SD345 を主筋強度で除した値を乗ずる。ここでは文献 7) の修正菅野式で用いられている鉄筋に関する第二項に $\gamma=345$ の他に $\gamma=295, 390$ と置き替えて検討を行った。

表-4 降伏部材角計算値一覧

試験体名	計算値 $R \times 10^{-3}(\text{rad})$							
	菅野式 ${}_kR_{y1}$	修正菅野式 (390) ${}_kR_{y4}$	修正菅野式 (345) ${}_kR_{y3}$	修正菅野式 (295) ${}_kR_{y2}$	熊谷式 ($k=2.0$) ${}_kR_{y1}$	修正熊谷式 ($k=1.5$) ${}_kR_{y2}$	修正熊谷式 ($k=1.25$) ${}_kR_{y3}$	修正熊谷式 ($k=1.0$) ${}_kR_{y4}$
No.1	8.02	10.08	10.59	11.23	13.71	11.34	10.15	8.97
No.2	6.88	7.32	7.88	8.62	8.93	7.58	6.90	6.22
No.3	5.53	5.82	6.19	6.66	7.45	6.31	5.74	5.18
No.4	7.99	10.04	10.55	11.18	13.64	11.28	10.11	8.93

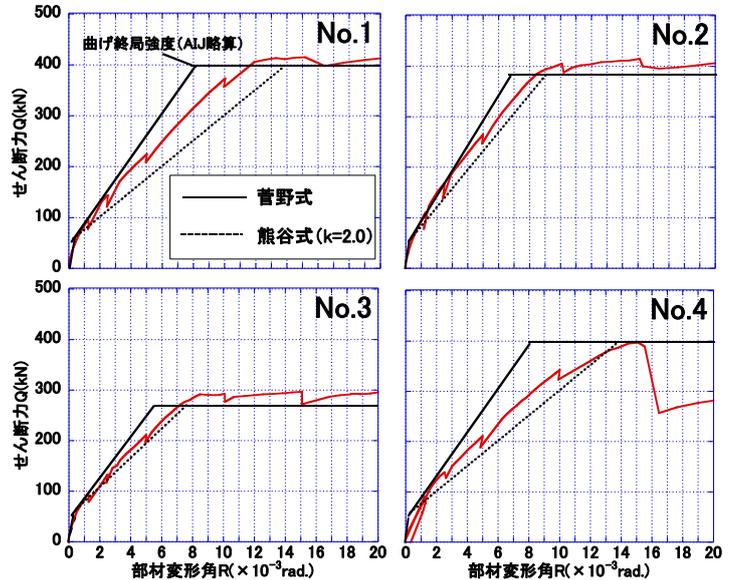


図-3 実験値と計算値 (菅野式, 熊谷式) の比較

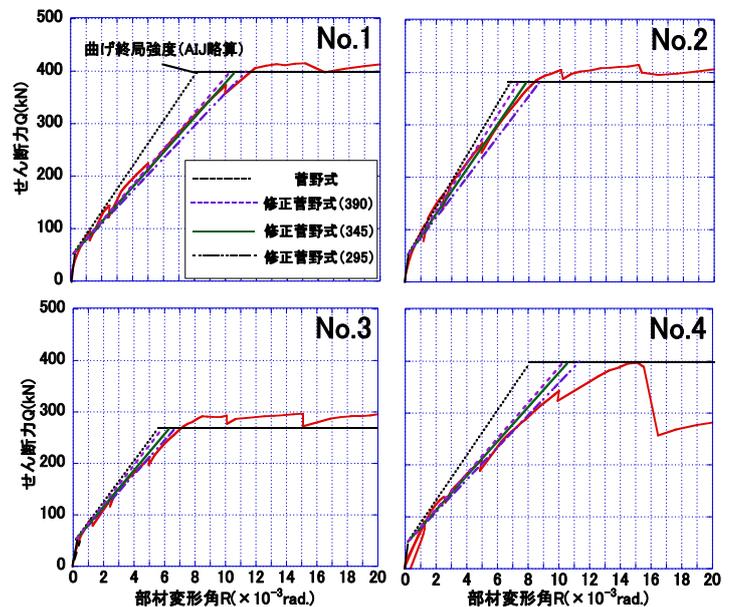


図-4 実験値と計算値 (修正菅野式)

・修正菅野式 (記号は文献 7) を参照)

$$\alpha_y'' = (0.043 + 1.64 \cdot n \cdot pt \cdot (\gamma_s/\sigma_y) + 0.043 \cdot L_a/D)(d/D)^2 \quad (3)$$

図-4 の菅野式の検討では文献 7) と同じく $\gamma=345$ とした修正菅野式が No.1 を良好に評価できた。図-5 の熊谷式の検討では、USD590 と F_c36 の組み合わせでは

k=1.25 の計算が No.1 に対して良好に評価できたのが分かる。SD390 の No.2, No.3 では k=1.5 とすると概ね良好に評価できることが分かる。しかし、データ数が少ないため、この係数の適用範囲は今後の検討課題である。

4.3 横補強筋, 中子筋のひずみ性状

図-6 にひずみゲージ位置図, 図-7 に横補強筋, 中子筋のひずみの推移を示す。図-7 中に鉄筋の降伏ひずみ値を示した。

横補強筋に取り付けたひずみ値を見ると, No.1 は端部にひずみが集中しているのが分かる。位置的にせん断ひび割れの影響によるものと思われる。No.2 は No.1 に比べ内側のひずみ値が平均的に高くなる傾向が見られた。これはせん断ひび割れが中央まで伸展し, それに抵抗しているためと思われる。No.1 は $R=40 \times 10^{-3} \text{rad}$ で中子筋が降伏し, それに伴う耐力低下が見られた。

No.2 は $R=50 \times 10^{-3} \text{rad}$ で降伏ひずみ値 1962 μ を超えながらも大きく伸びることはなかった。No.1 の方がせん断や付着の影響が大きいことが窺える。

No.3 は変形が進むにつれて, 横補強筋, 中子筋ともに降伏ひずみを超え, 付着破壊の様相を呈したが大きく伸びなかった。

No.4 は主筋降伏前に横補強筋, 中子筋が降伏し, それ以降の強度上昇は見られなかった。荷重に対して pw が小さかったため, せん断降伏したと思われる。

4.4 主筋の付着性状

図-8 に各試験体の主筋の平均付着応力度 τ_a を示す。主筋が弾性範囲内では, ひずみ差により算出し, 式(4)に示す。

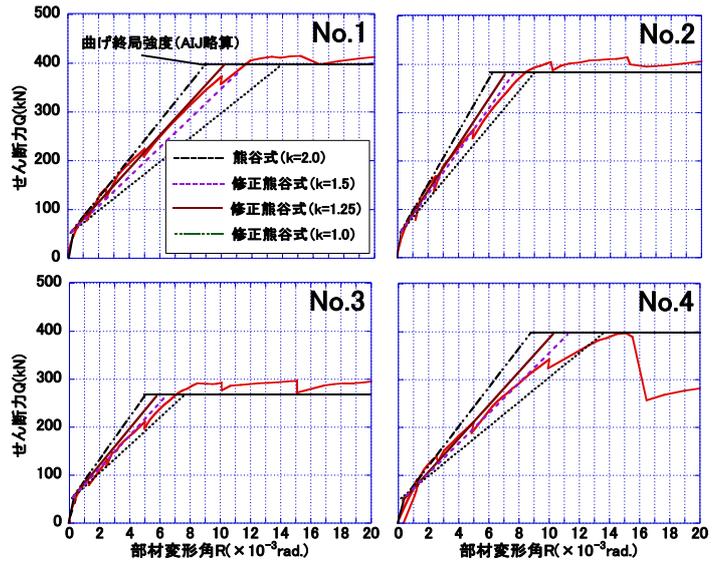


図-5 実験値と計算値 (修正熊谷式)

$$\tau_a = (\varepsilon_{i+1} - \varepsilon_i) \cdot A_s \cdot E_s / (\phi \cdot \Delta L_i) \quad (4)$$

$\varepsilon_{i+1}, \varepsilon_i$: 鉄筋ひずみ測定値

A_s : 鉄筋断面積

E_s : 主筋ヤング係数

ϕ : 主筋周長

ΔL_i : ゲージ間距離

ひずみゲージ位置は図-6 と対応する。図-8 中に曲げモーメントに対する設計用付着応力度 τ_f と付着割裂強度 τ_{bu} を示した。

No.1 は $R=15 \times 10^{-3} \text{rad}$ で主筋端部のひずみ値が降伏した。その後のサイクルでは試験体中央の T5, T6 間で平均付着応力度は減少した。これは応力が集中し主筋とコンクリートの付着劣化が起きたと考えられる。

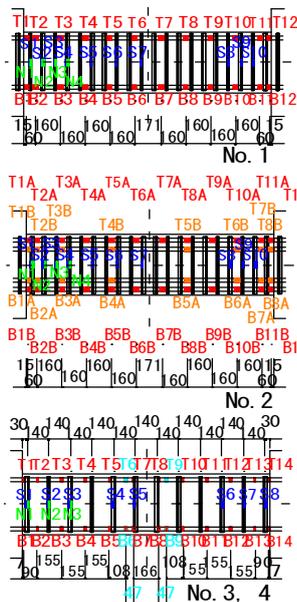


図-6 ひずみゲージ取り付け位置

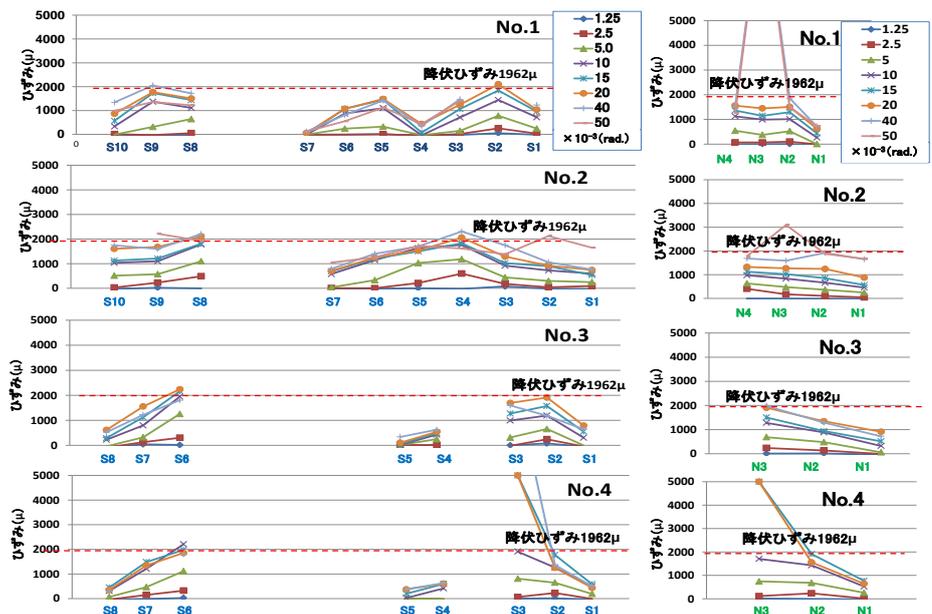


図-7 横補強筋, 中子筋ひずみ性状

No.2 の一段筋、二段筋ともに変形が進むにつれて、端部が降伏していったため、ひずみが中央部にシフトしていった。 $R=10 \times 10^{-3} \text{rad}$ 以降、二段筋中央部は特に付着応力度が高くなっていることが分かる。しかし、変形が進んでも応力度は上昇しているため、付着破壊は生じていなかったと判断できる。

No.3 は $R=40 \times 10^{-3} \text{rad}$ で主筋の付着応力度が急激に減少した。耐力低下も発生し、変形性能の限界を確認した。

No.4 の主筋は降伏することなく、付着破壊したが、一部では付着応力度がかなり高くなっているのが分かる。また変形が進むに従い、付着応力度が小さくなっている部分もあり、付着破壊が進行しているのが分かる。

5.まとめ

本実験を通して下記結論を得た。

- 1) 高強度鉄筋 USD590 を主筋に用いても最大強度は既往の AIJ, ACI 法の最大曲げ強度で算定できる。
 - 2) SD390 の二段配筋と $\rho_t \cdot \sigma_y$ を一致させた USD590 の一段配筋の試験体は、付着余裕度が小さくなり、曲げ降伏以降の破壊形式に違いが見られた。
 - 3) ρ_t とせん断余裕度を一致させた場合、USD590 では曲げ降伏後の付着割裂破壊、SD390 では曲げ降伏後のせん断圧縮破壊となり、破壊形式の違いを確認した。
 - 4) USD590 を用い横補強筋を減らした場合、せん断および付着余裕度が小さくなり、主筋の曲げ降伏より横補強筋の降伏が先行した。
 - 5) USD590 の付着割裂せん断強度は既往式 $R_p=0$ の計算結果には達しなかったが、 $R_p=0.02$ の計算値以上となっており、概ね既往の評価法で評価できた。
 - 6) 設計用付着応力度 τ_f に対する付着割裂強度 τ_{bu} の比を大きくすれば、USD590 を用いても付着割裂破壊は防げられると思われる。
 - 7) 降伏時剛性低下率の計算式である菅野式、熊谷式では、USD590 と Fc36 の組み合わせでの実験との対応は良くなかった。
 - 8) USD590 と Fc36 を用いた試験体に対して、修正菅野式 ($\gamma=345$)、修正熊谷式 ($k=1.25$) を用いた検討を行った計算値は、実験の骨格曲線と概ね対応できた。
- 6)および 8)に関しては実験データが十分ではないため、今後の検討課題である。

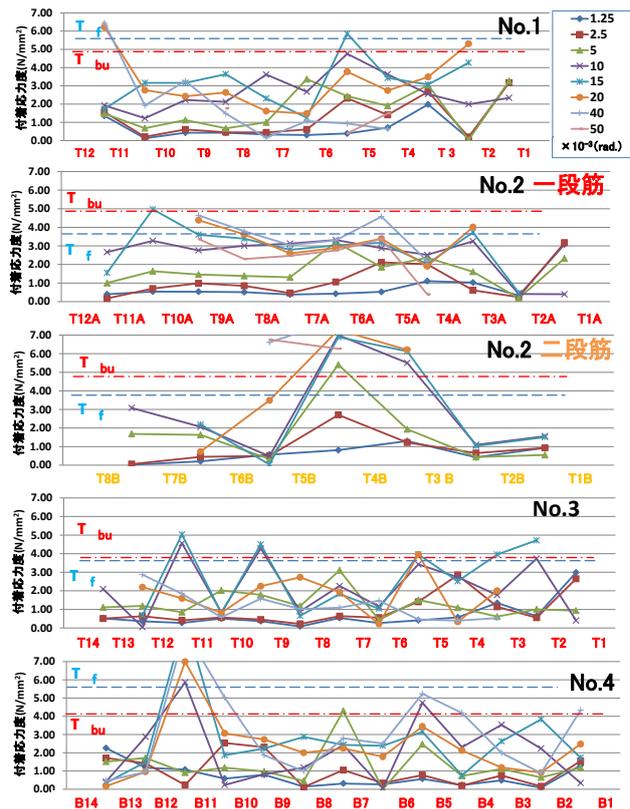


図-8 主筋の付着応力度

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，2010
- 2) American Concrete Institute：Building Code and Commentary ACI 318-14
- 3) 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（案）・同解説 2004年
- 4) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1999
- 5) 菅野俊介：鉄筋コンクリート部材の復元力特性に関する研究，コンクリートジャーナル，Vol11，NO.2，pp.1~9，1973.2
- 6) 熊谷仁志，中澤春生：高強度材料を用いた RC 部材の曲げ降伏変形，コンクリート工学，Vol46，No.12，pp.28~34，2008.12
- 7) 傅野悟史ほか：超高強度材料を用いた鉄筋コンクリート造柱梁接合部に関する実験的研究，コンクリート工学，Vol.33，No.2，pp.307~312，2011