

論文 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

武藤 剛^{*1}・松崎 育弘^{*2}・杉山 智昭^{*3}・金木 美奈子^{*4}

要旨: 主筋やせん断補強筋がシングル配筋された場合, 閉鎖型せん断補強筋を用いた複配筋部材とは異なり, せん断補強筋によるコンクリートの拘束を期待できない。筆者らは, これまでにシングル配筋梁部材には, 部材上底面に生じる特有の「付着割裂破壊」が存在することを示し, シングル配筋梁部材の構造性能評価にあたっての問題点を論じてきた。本報では, シングル配筋梁部材の曲げ・せん断実験を行うことで, シングル配筋特有の付着性状及びせん断性状を顕在化し, 構造性能評価を試みた。また, 付着割裂破壊を防止する割裂補強ユニットを提案し, その補強効果を把握した。

キーワード: シングル配筋, 付着割裂破壊, 割裂補強ユニット, せん断耐力, 靱性能

1. はじめに

戸建住宅の鉄筋コンクリート造基礎梁や, 壁式鉄筋コンクリート造の壁梁では, 断面の幅が狭いため, 主筋が縦一列に配筋されるシングル配筋が用いられている。シングル配筋梁部材においては, 閉鎖型せん断補強筋を用いた複配筋部材とは異なり, せん断補強筋によるコンクリートの拘束を期待できない。そのため, せん断補強筋による補強効果は通常の複配筋部材とは異なる。筆者らは, これまでに「シングル配筋梁部材では, 部材上底面において主筋に沿った特有の付着割裂ひび割れが生じ, それが口開

くことよりシングル配筋梁部材の構造性能(耐力・靱性能)は決定される」ことを示してきた¹⁾²⁾。この特有の付着割裂ひび割れが部材の構造性能評価に及ぼす影響は, 特にせん断補強筋量が多い場合に顕著であり, シングル配筋梁部材の構造性能は十分に評価できていないのが現状である。

そこで本研究では, シングル配筋梁部材の曲げ・せん断実験を行い, このようなシングル配筋特有の付着性状及びせん断性状を顕在化すること, その構造性能評価法を示すこと, さらに付着割裂破壊を防止する割裂補強ユニットを用いた補強工法を提案することを目的とした。

表-1 試験体一覧

No.	試験体名	コンクリート σ_c (N/mm ²)	主筋		せん断補強筋			割裂補強 ^{*1} ユニット	計算値		せん断 余裕度 ^{*4}	
			材質	配筋 (ρ_t)	形状	材質	配筋		p_w (%)	$\sigma_c(Q_{mu})$ ^{*2}		$\sigma_c(Q_{su})$ ^{*3}
1-1	FCH-63	23.2	SHD685	1+1-D22 (1.63%)	180° フック	SD295A	1-D10@75	0.63	—	196.8	168.5	0.86
1-2	FCH-95						1-D10@50	0.95	—	196.8	205.5	1.04
1-3	FCH-63-S6						1-D10@75	0.63	S6-Type	196.8	172.7	0.88
1-4	FCH-95-S6						1-D10@50	0.95	S6-Type	196.8	218.6	1.11
2-1	FW-24-S6	26.3	SD345	1+1-D22 (1.63%)	組立 鉄筋	SD295A	1-D10@200	0.24	S6-Type	103.2	99.1	0.96
2-2	FW-32-S6						1-D10@150	0.32	S6-Type	103.2	113.8	1.10
2-3	FW-48-S6						1-D10@100	0.48	S6-Type	103.2	143.2	1.39
2-4	FW-63-S6						1-D10@75	0.63	S6-Type	103.2	172.7	1.67
2-5	FW-63-S4						1-D10@75	0.63	S4-Type	103.2	172.7	1.67
2-6	FW-63-B						1-D10@75	0.63	B-Type	103.2	172.7	1.67

※1 S6-Type:スパイラル筋φ6, S4-Type:スパイラル筋φ4, B-Type:コの字型フックを上下から挟み込むように配した鉄筋ユニット

※2 鉄筋コンクリート構造計算規程³⁾ 曲げ略算式 $\sigma_c(Q_{mu})=0.9 \cdot \sigma_y \cdot a_t \cdot d/a$ 記号は文献3)参照

※3 終局強度型耐震設計指針⁴⁾ A法非靱性式 $\sigma_c(Q_{su})=b \cdot j_t \cdot \rho_w \cdot \sigma_y \cdot \cot \phi + b \cdot D/2 \cdot (1-\beta) \nu_0 \sigma_B \tan \theta$ 記号は文献4)参照

※4 せん断余裕度: $\sigma_c(Q_{mu})/\sigma_c(Q_{su})$

*1 東京理科大学大学院 工学研究科建築学専攻 (正会員)

*2 東京理科大学 工学部建築学科教授 工博 (正会員)

*3 東京理科大学 工学部建築学科助手 博士(工学) (正会員)

*4 東京理科大学大学院 工学研究科建築学専攻

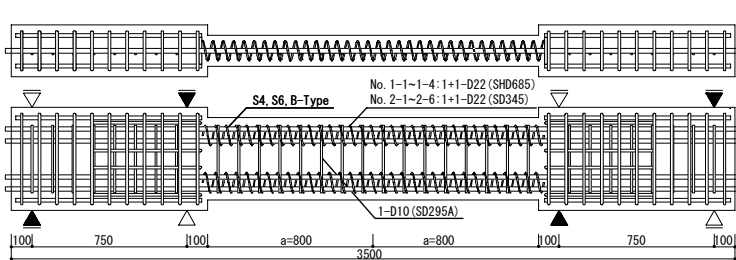


図-1 試験体形状図(単位:mm ▲正載荷 △負載荷)

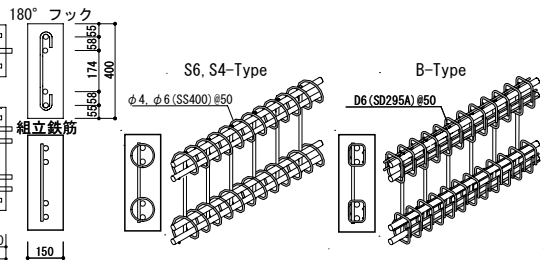


図-2 割裂補強ユニット模式図

2. 実験概要

2.1 試験体設定

本研究ではシングル配筋梁部材の構造性能を評価するため、シングル配筋特有の付着性状を顕在化し、またその付着割裂破壊に対して割裂補強ユニットを用いて防止することでせん断性状を顕在化する付着・せん断実験と、その結果を基に靱性能の検討を行う靱性実験の2シリーズを計画した。表-1に試験体一覧、図-1に試験体形状図、図-2に割裂補強ユニット模式図を示す。試験体は両シリーズともに、断面 $b \times D = 150\text{mm} \times 400\text{mm}$ 、せん断スパン比 $a/D = 2.0$ ($a = 800\text{mm}$) とし、コンクリート設計基準強度 $F_c = 24/\text{mm}^2$ とした。なお、割裂補強ユニットとは主筋周りのコンクリートの拘束する目的で、スパイラル筋 $\phi 6$ 、 $\phi 4$ 、または D6 コの字型フックを、主筋を囲むように配した鉄筋ユニットであり、それぞれ S6, S4, B-Type と称する。本研究では、割裂補強ユニットは試験区間全体に設けた。

(1) 付着・せん断実験シリーズ

共通要因として、せん断破壊を先行させるため主筋は 1+1-D22(SHD685)と高強度材料を用いた。また、せん断補強筋は D10(SD295A)を用い、その形状は 180° フックとした。

変動要因は、せん断補強筋比 $p_w = 0.63, 0.95\%$ の2水準とした。想定破壊モードとして No.1-1, 1-2 は上面割裂破壊先行、No.1-3, 1-4 はせん断破壊先行とし、上面割裂破壊を防止するため、割裂補強ユニットとして S6-Type を用いた。

(2) 靱性実験シリーズ

共通要因として、主筋は 1+1-D22(SD345)とし、せん断補強筋には D10(SD295A)を用いた。なお、主筋とせん断補強筋は全強度型鉄筋交差溶接(溶接部のせん断強度はせん断補強筋の規格降伏点

表-2 鉄筋材料試験結果

用途	使用鉄筋	降伏強度 N/mm ²	ヤング係数 $\times 10^5 \text{N/mm}^2$	引張強度 N/mm ²
主筋	D22 (SHD685)	715	2.10	977
	D22 (SD345)	375	1.89	555
せん断補強筋	D10 (SD295A) ①	366	1.95	518
	D10 (SD295A) ②	363	1.77	510
S-Type	$\phi 4$ (SS400)	502	1.75	597
	$\phi 6$ (SS400)	503	2.00	690
B-Type	D6 (SD295A)	472	1.98	640

※せん断補強筋①: No. 1-1, 1-2 ②: No. 1-3, 1-4, 2-1~2-6

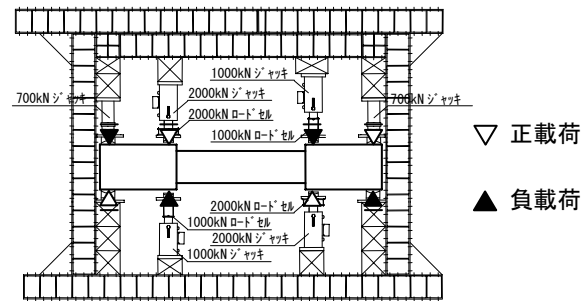


図-3 加力装置図

以上を確保し、主筋は規格降伏点強度及び規格伸びを確保した溶接)した組立鉄筋を用いた。

変動要因は、せん断余裕度を変動させる意図で p_w を4水準($p_w = 0.24, 0.32, 0.48, 0.63\%$)、各種割裂補強ユニットの補強効果を把握するため割裂補強ユニット3種類(S6, S4, B-Type)を設定した。

2.2 使用材料特性

表-1中に実験時のコンクリート圧縮強度(σ_B)、表-2に鉄筋材料試験結果を示す。また、溶接部の材料試験を行い、組立鉄筋の溶接部のせん断強度がせん断補強筋の規格降伏点以上を確保し、主筋の規格降伏強度及び規格伸びを確保していることを確認した。

2.3 加力方法及び測定方法

加力は図-3に示す加力装置による大野式逆対称モーメント形式の正負交番繰り返し漸増載荷とした。加力は変位制御とし、加力サイクルは部材角 $R = 1/400, 1/200, 1/133\text{rad}$. で ± 1 回, $R = 1/100\text{rad}$. で ± 2 回, $R = 1/67, 1/50, 1/33, 1/25\text{rad}$. で ± 1 回, $R = 1/20\text{rad}$. で +1 回を基本とし、破壊し

た時点で終了した。また、相対変位 δ は図-4に示す測定装置により測定した。

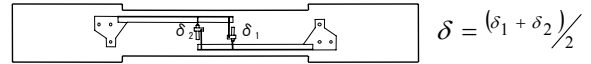


図-4 変位測定装置図(試験体表面)

表-3 実験結果一覧

No.	試験体名	部材降伏	最大耐力	限界変形角 ^{※1}	破壊形式 ^{※2} (想定→結果)
		$Q_{e, \text{yield}}$ (kN)	$Q_{e, \text{max}}$ (kN)	R_u (rad.)	
1-1	FCH-63	—	110.1	—	SP→SP
1-2	FCH-95	—	123.5	—	SP→SP
1-3	FCH-63-S6	—	171.9	—	S→S
1-4	FCH-95-S6	177.5	178.2	1/52	S→FS
2-1	FW-24-S6	102.3	111.8	1/36	FS→FS
2-2	FW-32-S6	102.0	108.8	1/33	FS→FS
2-3	FW-48-S6	102.3	115.2	1/25	FS→FS
2-4	FW-63-S6	99.6	118.2	1/23	FS→FS
2-5	FW-63-S4	102.4	116.5	1/23	FS→FS
2-6	FW-63-B	103.0	125.5	1/24	FS→FS

※1 限界変形角：部材降伏後、最大耐力の80%まで低下した時の部材変形角

※2 破壊形式：SP(上面割裂破壊)、S(せん断破壊)、FS(曲げ降伏後せん断破壊)

3. 実験結果及び検討

3.1 付着・せん断実験シリーズ

(1) 破壊性状

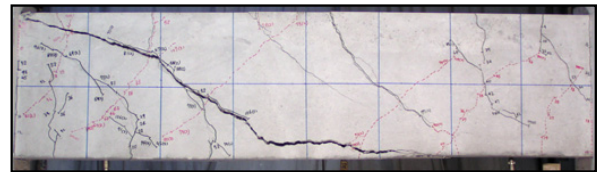
表-3に実験結果一覧、写真-1に最終破壊状況を示す。割裂補強ユニットを設けていないNo.1-1,1-2では、加力中、シングル配筋特有の試験体上底面に主筋に沿った付着割裂ひび割れ(以下、上面ひび割れ)の伸展が顕著で、最終破壊時には梁端部から試験体中央部にかけて上面ひび割れとせん断ひび割れがつながり、大きく口開き破壊に至った。以降、この破壊形式を上面割裂破壊と定義する。一方、割裂補強ユニットを設けたNo.1-3,1-4では、加力中、上面ひび割れの伸展はほとんど見られず、 $R=1/67\text{rad}$.付近で梁端部にコンクリートの圧縮破壊が生じ、最終破壊時には圧縮破壊部から試験体中央にかけて大きなせん断ひび割れが伸展すると同時にそのせん断ひび割れが大きく口開き破壊に至った。

(2) 変形状

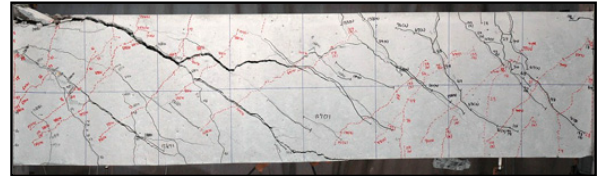
図-5にNo.1-1のせん断力 $Q-\delta$ 関係とNo.1-2~1-4の包絡線比較を示す。割裂補強ユニットの有無に関わらず、 $R=1/133\text{rad}$.までは同様の履歴性状を示した。その後、割裂補強ユニットを設けていないNo.1-1,1-2は $R=1/100\text{rad}$.付近で上面割裂破壊により急激に耐力低下したのに対し、割裂補強ユニットを設けたNo.1-3,1-4は、 $R=1/67\text{rad}$.付近でコンクリートの圧縮破壊と一段目主筋の降伏によって剛性が低下し、 $R=1/50\text{rad}$.直前でせん断破壊により急激に耐力低下した。また、 p_w の増大に伴い耐力が上昇し、No.1-4では耐力低下直前に二段目主筋も降伏したため部材降伏に至った。

(3) 付着性状と割裂補強効果

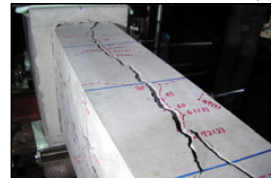
図-6に p_w を同一としたNo.1-2とNo.1-4の一段目主筋の平均付着応力度 $e(\tau_b)-Q$ 関係を示す。同図より、割裂補強ユニットを設けていないNo.1-2は $e(\tau_b)=3.74\text{N/mm}^2$ で上面割裂破壊に



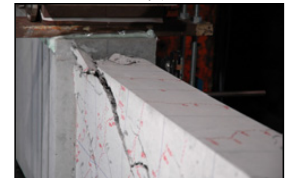
No. 1-1 破壊形式：上面割裂破壊



No. 1-3 破壊形式：せん断破壊



No. 1-1 上面



No. 1-3 上面

写真-1 最終破壊状況
(付着・せん断実験シリーズ)

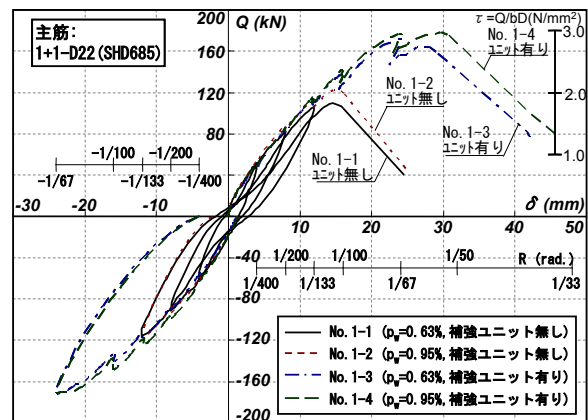


図-5 No. 1-1~No. 1-4 包絡線比較

至ったのに対し、割裂補強ユニットを設けたNo.1-4は $e(\tau_b)=5.0\text{N/mm}^2$ を超えても上面割裂破壊に至らず、最終的にはせん断破壊に至った。

以上より、割裂補強ユニットを設けることで付着割裂強度を増大させ、破壊形式を上面割裂破壊からせん断破壊へ移行できることを確認した。

(4) 既往のせん断耐力評価式との適合性

図-7に最大耐力実験値 $e(Q_{max})$ —せん断耐力計算値 $c(Q_{su})$ 関係を示す。 $c(Q_{su})$ は表-1で示したものをを用いた。なお、同図には既往の研究¹²⁾において上面割裂破壊した試験体も併せて示す。割裂補強ユニットを設けることでせん断破壊させた試験体は、No.1-4が曲げ降伏が先行したため、実験値と計算値の比較値がやや低くなったものの、既往のせん断耐力評価式を用いて評価できている。一方、上面割裂破壊した試験体は、比較値が0.61~0.98(ave.0.84)と計算値が耐力を過大評価する結果となり、その傾向は特にせん断補強筋量の多い場合に顕著であった。

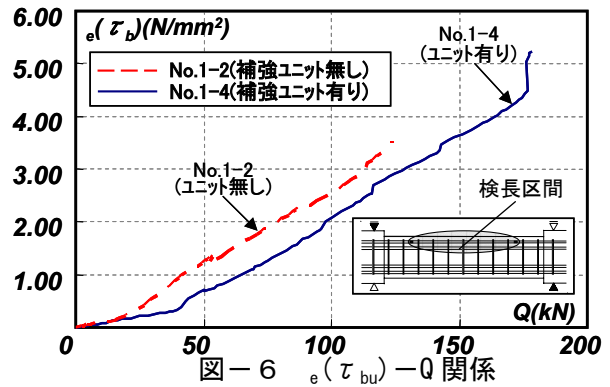


図-6 $e(\tau_{bu})$ — Q 関係

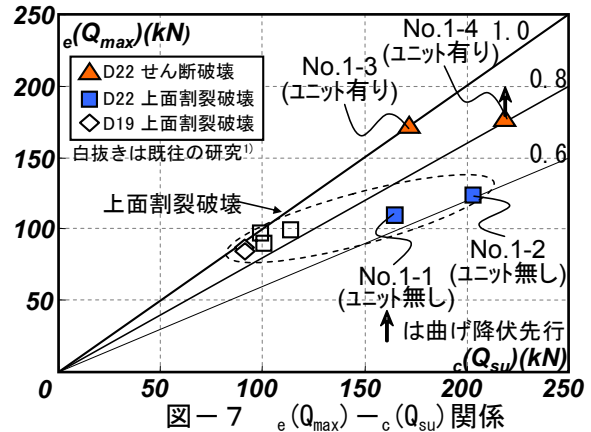


図-7 $e(Q_{max})$ — $c(Q_{su})$ 関係

3.2 靱性実験シリーズ

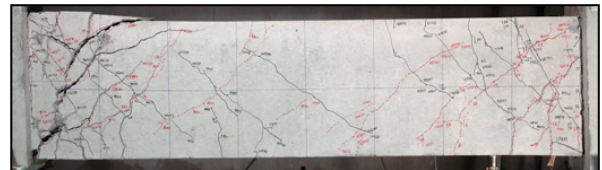
(1) 破壊性状

表-3に実験結果一覧、写真-2に最終破壊状況を示す。 p_w 別及び割裂補強ユニット別による破壊性状に大きな差異は見られなかった。各試験体ともに、加力中、梁端部より1.0D区間の曲げ・せん断ひび割れが顕著に伸展し、上面ひび割れの伸展はほとんど見られなかった。最終破壊時には、梁端部より1.0D区間に発生していたせん断ひび割れが徐々に口開き破壊に至った。また、加力終了後、被りコンクリートのはつりを行ったところ、割裂補強ユニットが主筋周りのコンクリートを拘束している様子が確認された。

(2) 変形状

図-8にNo.2-1の Q — δ 関係とNo.2-2~2-4の p_w 別包絡線比較を示す。各試験体とも $R=1/133rad$ 程度で部材降伏に至り、その後も p_w に関わらず $R=1/50rad$ までは同様の履歴性状を示し、それ以降は p_w の増大に伴い靱性能の高い履歴性状を示した。

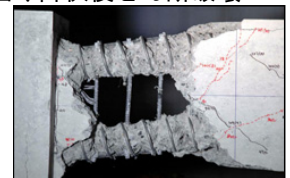
図-9にNo.2-6の Q — δ 関係とNo.2-4,2-5の割裂補強ユニット別包絡線比較を示す。 $R=-1/25rad$ 以降に多少差異が見られるものの、全



No. 2-4 破壊形式：曲げ降伏後せん断破壊



No. 2-4 上面



No. 2-4 はつり後

写真-2 最終破壊状況(靱性実験シリーズ)

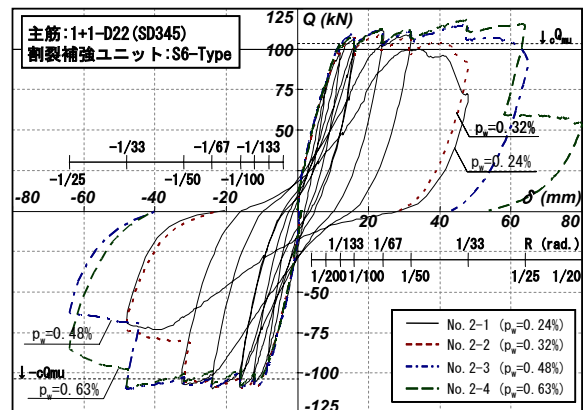


図-8 No. 2-1~No. 2-4 包絡線比較 (p_w 別)

体的にはほぼ同じ履歴性状を示したことから、割裂補強ユニットについてはS6,S4,B-Typeともに同等の補強効果を有しているといえる。

(3) 靱性能評価

図-10 に限界変形角 R_u —せん断余裕度 $c(Q_{su})/c(Q_{mu})$ 関係を示す。なお、 R_u は部材降伏後、最大耐力の 80%まで低下した点とした。同図には既往の研究におけるシングル配筋梁部材¹⁾²⁾及び複配筋梁部材⁵⁾⁶⁾の試験体も併せて示す。曲げ降伏後上面割裂破壊した試験体は、せん断余裕度に関わらず D19 では $R_u=1/67\text{rad.}$ で、D22 では $R_u=1/100\text{rad.}$ で頭打ちとなっている。一方、割裂補強ユニットを設けることで付着割裂破壊を防止し、曲げ降伏後せん断破壊させた本実験の試験体は、せん断余裕度と限界変形角に比例関係が見られ、複配筋梁部材と同様の分布を示した。

3.3 付着割裂強度に関する検討

ここでは、シングル配筋梁部材の付着割裂強度について、藤井ら⁷⁾の提案による複配筋部材に用いられている評価式を修正し、適用を試みる。

(1) コンクリート負担分 τ_{co}

図-11 に既往の研究¹⁾²⁾において曲げ降伏が先行したものも含め、上面割裂破壊した試験体の終局時の付着割裂強度 $e(\tau_{bu})-p_w$ 関係を示す。なお、検長区間は図-6 と同様とした。同図より、 $p_w=0.24\%$ の試験体の一段目主筋の $e(\tau_{bu1})$ が $1.67\sim 2.02\text{N/mm}^2$ 程度であることから、付着割裂抵抗機構におけるコンクリート負担分 τ_{co} はこれらの値と同等の範囲にあるものと推測される。そこで、本研究に藤井らの評価式における鉄筋径や配置に関する係数“ b_i ”を用いて τ_{co} の評価を行う。図-12 に付着割裂形式と各々に即した“ b_i ”の算出方法を示す。藤井らの評価式において、最小の“ b_i ”は“ b_{ci} ”であり、その値を用いて $e(\tau_{co})$ を算出した場合、 $e(\tau_{co})=3.17\sim 3.81\text{N/mm}^2$ と実験結果に対して過大となる。そこで、破壊状況より、ここでは新たに本破壊形式に即した割裂面を定義し、それに即した“ b_{ii} ”を与えることで評価を試みる。本破壊形式に即した“ b_{ii} ”を用いると“ b_{ii} ”は最小となり、その値を用いて $e(\tau_{co})$ を算出した場合、 $e(\tau_{co})=1.93\sim 2.15\text{N/mm}^2$ と実験結果に対しやや高いが、ほぼ同等の値を示した。

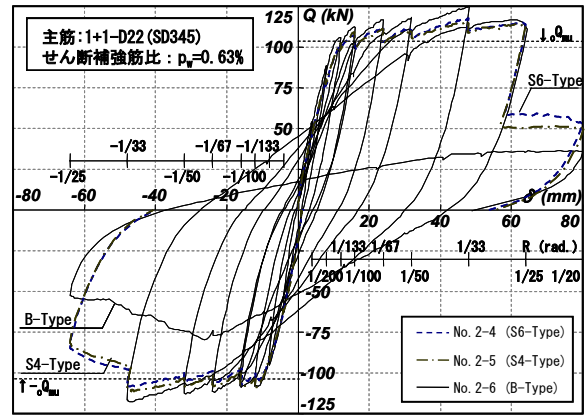


図-9 No. 2-4~No. 2-6 包絡線比較 (割裂補強ユニット別)

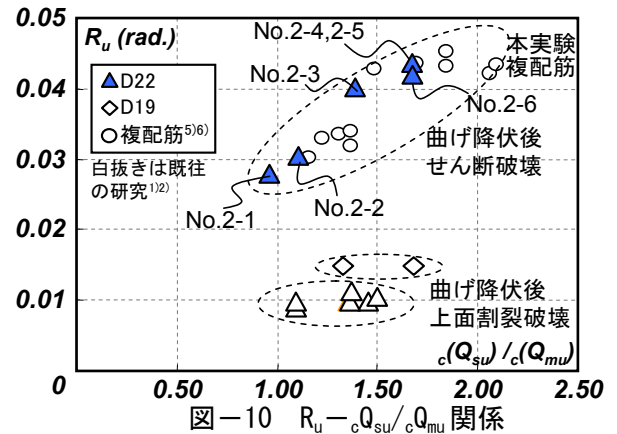


図-10 $R_u-c(Q_{su})/c(Q_{mu})$ 関係

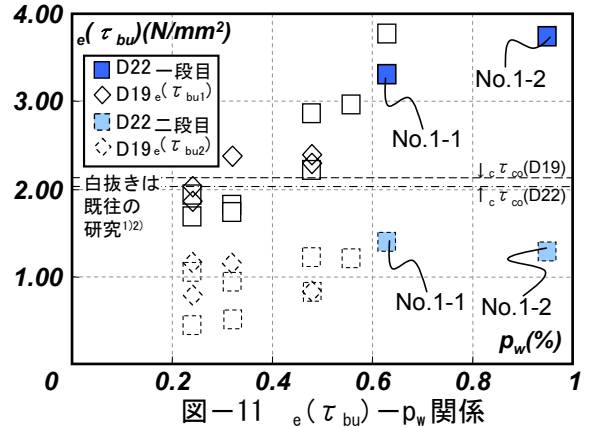


図-11 $e(\tau_{bu})-p_w$ 関係

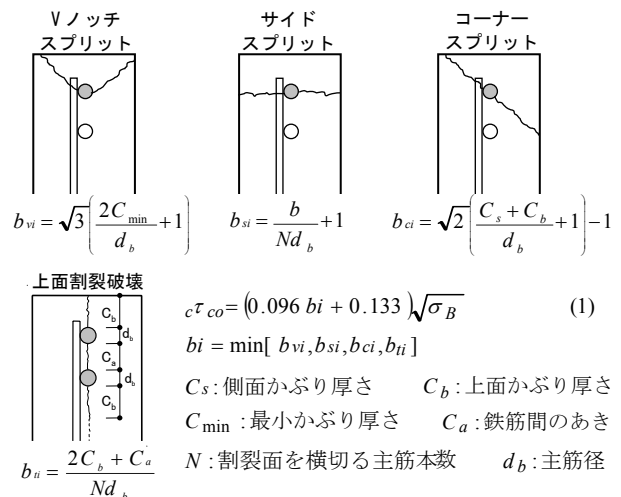


図-12 付着割裂形式と“ b_i ”の算出方法

(2) せん断補強筋負担分 τ_{st}

図-10より、 $e(\tau_{bu})$ は p_w の増大に伴って上昇していることから、本破壊形式においてもせん断補強筋負担分 τ_{st} の効果が窺える。そこで、各試験体の終局時の $e(\tau_{bu})$ より、式(1)による $c(\tau_{co})$ を差し引いた値を $e(\tau_{st})$ とし、図-13に $e(\tau_{st})/\sqrt{\sigma_B - kA_{st}/sNd_b}$ 関係(k :割裂形式による係数, A_{st} :補強筋断面積)を示す。なお、同図には藤井らの評価式においてサイドスプリット型を想定した計算値直線($k=1.0$)も示す。同図より、藤井らの評価式に対し、本実験結果は全体的にやや低い値となるが、概ね同様の分布傾向を示した。従って、本破壊形式においてもサイドスプリット型と同様にせん断補強筋効果を用いることが可能であると考えられる。

(3) 付着割裂強度時のせん断耐力

式(1)による $c(\tau_{co})$ と、藤井らの評価式による $c(\tau_{st})$ の和を付着割裂強度 $c(\tau_{btu})$ とし、図-14の式(2)に上面割裂破壊時のせん断耐力評価式 $c(Q_{btu})$ を、図-15に上面割裂破壊した試験体の $e(Q_{max}) - c(Q_{btu})$ 関係を示す。なお、破壊状況より、割裂面は二段目主筋にまで達していることから、二段目主筋も考慮し、その付着割裂強度 $c(\tau_{btu2})$ は、文献⁸⁾より一段目主筋の付着割裂強度 $c(\tau_{btu1})$ に強度低減係数($\alpha=0.6$)を乗ずるものとした。図-15より、実験値と計算値の比較値は0.88~1.03(ave.0.97)と概ね適合性の良い結果を示した。

4. まとめ

- 1)主筋周りのコンクリートの拘束する割裂補強ユニットを用いることで、シングル配筋特有の付着割裂破壊を防ぐことができる。
- 2)付着割裂破壊を防止した場合、シングル配筋梁部材のせん断耐力は複配筋梁部材の評価式により評価できる。
- 2)付着割裂破壊を防止した場合、シングル配筋梁部材の靱性能は、複配筋梁部材と同等の性能を有し、せん断余裕度により評価できる。
- 3)シングル配筋梁部材の付着割裂強度は複配筋梁部材の評価式を応用することで評価できる。

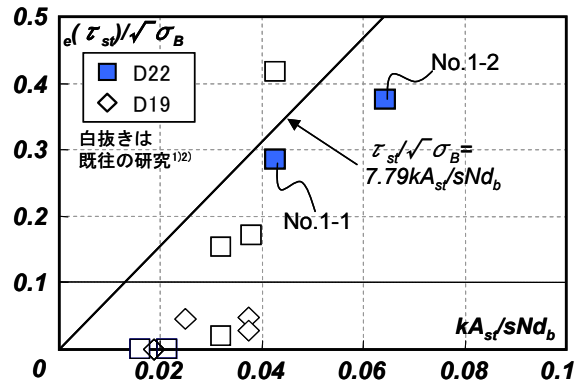


図-13 $e(\tau_{st})/\sqrt{\sigma_B - kA_{st}/sNd_b}$ 関係

$$cQ_{btu} = \Sigma(c\tau_{btu} \cdot \varphi)j_i + \left(v\sigma_B - \frac{\Sigma(c\tau_{btu} \cdot \varphi)}{b \cdot \sin \phi \cdot \cos \phi} \right) \frac{b \cdot D}{2} \tan \theta \quad (2)$$

$$\Sigma(c\tau_{btu} \cdot \varphi) = c\tau_{btu1} \cdot \varphi_1 + c\tau_{btu2} \cdot \varphi_2$$

$$c\tau_{btu1} = (0.096 bi + 0.133 + 7.79 kA_{st} / sNd_b) \sqrt{\sigma_B}$$

$$c\tau_{btu2} = \alpha \cdot c\tau_{btu1} \quad \alpha: \text{二段目主筋の強度低減係数} (\alpha=0.6)$$

φ_1 : 一段目主筋の周長 φ_2 : 二段目主筋の周長
 j_i : 主筋重心間距離 $v = 0.7 - \sigma_B / 2000$
 $\tan \theta = (\sqrt{L^2 + D^2} - L) / D$ $\phi = 26.5^\circ$ として算出

図-14 上面割裂時のせん断耐力評価式 $c(Q_{btu})$

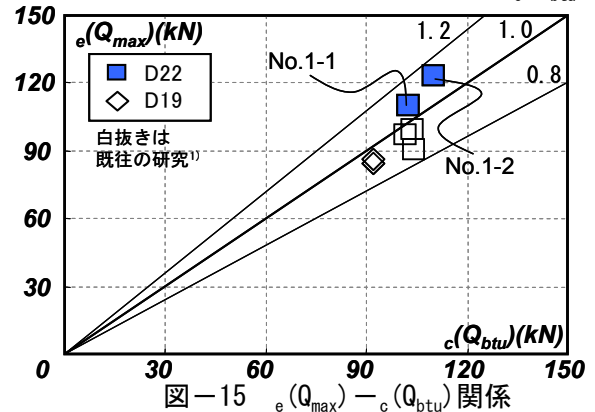


図-15 $e(Q_{max}) - c(Q_{bt_u})$ 関係

参考文献

- 1)中野, 松崎他: シングル配筋された RC 梁部材の構造性能評価に関する研究, コンクリート工学年次論文集, 27-2, pp373-378, 2004
- 2)千田, 松崎他: 主筋がシングル配筋された RC 梁部材の構造性能に関する実験的研究, 日本建築学会学術梗概集, pp91-92, 2005
- 3)日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説-許容応力度設計法-1999
- 4)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 1990
- 5)黒川, 松崎他: 高強度材料(コンクリート及びせん断補強筋)を用いた RC 梁部材の構造性能に関する実験的研究, 日本建築学会学術梗概集, pp493-496, 2000
- 6)鈴木, 松崎他: 高強度せん断補強筋を用いた RC 梁部材の構造性能に関する実験的研究, 日本建築学会学術梗概集, pp253-258, 2002
- 7)藤井, 森田: 異型鉄筋の付着割裂強度に関する研究 第2報 付着割裂強度算定の提案 日本建築学会論文報告集, No.324, pp45-52, 1983.2
- 8)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