

高強度せん断補強筋リバーボン 785 を用いた損傷制御設計

Damage Control Design Using High-Strength Shear Reinforcement Riverbon 785

田中 圭介 TANAKA Keisuke JFE テクノワイヤ 技術総括部 品質保証室 兼 商品技術室 兼 商品開発チーム 主任部員(係長)
中澤 淳 NAKAZAWA Atsushi JFE テクノワイヤ 技術総括部長 兼 商品技術室長 兼 品質保証室長 兼 商品開発チーム主幹
兼 内部監査チーム主幹(部長)・博士(工学)

要旨

2010 年に鉄筋コンクリート構造計算規準が改正され、損傷制御式による設計が提案されたが、高強度せん断補強筋は対象外となっている。そのため、RC 造の梁・柱部材に使用する 785 N/mm² 級高強度せん断補強筋であるリバーボン 785 に損傷制御式を導入するためには、高強度の優位性が発揮できる損傷制御式を確立する必要がある。そこで、高強度せん断補強筋リバーボン 785 用の損傷制御式を提案し、その妥当性を実験により検証した。その結果、高強度せん断補強筋リバーボン 785 用の損傷制御式を用いることの妥当性が示された。

Abstract:

AIJ Standard for Structural Calculation of Reinforced Concrete Structures was revised in 2010 and damage control design was proposed. However, high-strength shear reinforcement was not included. Damage control formula to demonstrate the superiority of high-strength is needed to establish a control formula to introduce the riverbon 785 which is 785 N/mm² class high-strength shear reinforcement used for a beam and column part of reinforced concrete construction. In this paper, we suggested a damage control formula of high-strength shear reinforcement riverbon 785, and its validity has been verified in experiment. As a result, the validity of the damage control formula of high-strength shear reinforcement for riverbon 785 has been demonstrated.

1. はじめに

2010 年に鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説¹⁾(以下、RC 規準)が改正され、損傷制御式による設計が提案されたが、材料強度が 390 N/mm² で制限され、高強度せん断補強筋は対象外となっている。そのため、RC 造の梁・柱部材に使用する 785 N/mm² 級高強度せん断補強筋であるリバーボン 785 に損傷制御式を導入するためには、高強度の優位性が発揮できる損傷制御式を確立する必要がある。そこで、本稿では、高強度せん断補強筋リバーボン 785 用の損傷制御式²⁾として(1)式を提案し、その妥当性を実験により検証した。

$$Q_{AS} = b \cdot j \{ (2/3) \alpha_s \cdot f_{s,S} + 0.5 \cdot w_{f,S} (p_w - 0.001) \} \dots\dots\dots (1)$$

ここで、 b : 梁、柱の幅、 j : 梁、柱の応力中心間距離 (7/8) d (mm)、 d : 梁、柱の有効せい (mm)、 p_w : せん断補強筋比 (0.2% ≤ p_w ≤ 1.2%)、 $f_{s,S}$: コンクリートの短期許容せん断応力度 (N/mm²)、 $w_{f,S}$: せん断補強筋の短期許容引張応力度 (590 N/mm²)、 α_s : 梁、柱のせん断スパン比による割

増係数 (1 ≤ α_s ≤ 2 (柱は 1 ≤ α_s ≤ 1.5)) である。

2. 検証試験体

本稿で用いた実験データは、過去に筆者らが行った、合計 30 体の試験体による実験値である。実験の詳細は別途報告した³⁻⁵⁾。表 1 に検証試験体一覧を示す。以下、CA~CG シリーズを本実験と呼ぶ。なお、CG シリーズは、寸法効果に着目した実験を計画した。本実験の実験変数は、コンクリート強度 σ_B 、部材長さ比 L/D (ここで、 L は部材長さ、 D は部材せい)、軸力比 n ($=N/(bD\sigma_B)$)、ここで、 N は軸力、 b は部材幅)、せん断補強筋比 p_w ($=a_w/(bx)$)、ここで、 a_w はせん断補強筋断面積、 x はせん断補強筋間隔)、引張鉄筋比 p_t および部材せい D とした。 σ_B は 21、40 および 60 N/mm² 級の 3 種類、 L/D は 2、3 および 4 の 3 種類、 n は 0、0.15、0.3 および 0.5 の 4 種類、 p_w は 0.21~1.21%、 p_t は 1.41 および 2.21% の 2 種類、 D は 300、600 および 900 mm の 3 種類とした。図 1 に中型試験体 ($b \times D = 300 \times 300$ mm) の形状寸法を、図 2 に中型試験体、大型試験体 ($b \times D = 600 \times 600$ mm) および特大型試験体 ($b \times D = 900 \times 900$ mm) の断面構成をそれぞれ示す。ここで、図 2 の (a) は中型試験体の断面構成を、(b) は大型試験体の断面構成を、(c) は特

2024 年 9 月 30 日受付

表 1 検証試験体一覧
Table 1 Verification test specimens

No.	Series	Specimen	n ($N/bD\sigma_B$)	Size				σ_B (N/mm^2)	Main reinforcement		Shear reinforcement						
				L (mm)	B (mm)	D (mm)	L/D		σ_y (N/mm^2)	Reinforcement arrangement (p_t (%))	p_w (%)	Reinforcement arrangement					
1	CA	CA308-0-8W-2	0	600	300	300	2	37.2	SD685 of equivalent (687)	8-D16 (2.21)	0.84	4-K6.4@50					
2		CA308-0-4W-3		900							3	0.42	2-K6.4@50				
3		CA308-0-8W-3										0.84	4-K6.4@50				
4		CA308-0-12W-3	0.15	1 200			4				1.21	4-K6.4@35					
5		CA308-1-8W-3									0.84	4-K6.4@50					
6		CA308-3-8W-3									0.3	4-K6.4@50					
7		CA308-0-8W-4									0	4-K6.4@50					
8	CB	CB608-0-4W-3	0	900	300	3	65.0	SD685 of equivalent (687)	8-D16 (2.21)	0.42	2-K6.4@50						
9		CB608-0-8W-3								0.84	4-K6.4@50						
10		CB608-3-4W-3								0.3	0.42	2-K6.4@50					
11		CB608-3-8W-3	0.84								4-K6.4@50						
12		CB608-5-8W-3	0.5							4-K6.4@50							
13	CC	CC208-0-2W-3	0	900	300	3	23.3	SD685 of equivalent (687)	8-D16 (2.21)	0.21	2-K6.4@100						
14		CC208-0-4W-3								0.42	2-K6.4@50						
15		CC208-3-4W-3								0.3	0.42	2-K6.4@50					
16		CC208-0-8W-3	0							0.84	4-K6.4@50						
17		CC208-0-12W-3	0							1.21	4-K6.4@35						
18	CD	CD308-0-4W-2	0	600	300	300	2	38.7	8-D16 (2.21)	0.42	2-K6.4@50						
19		CD308-0-2W-3		900						3	0.21	2-K6.4@100					
20		CD308-0-4F-3									1 200	4	0.42	2-K6.4@50			
21		CD308-0-4W-4		900			3			0.21			2-K6.4@100				
22		CD608-0-2W-3								68.0	0.21	2-K6.4@100					
23		CD608-0-12W-3								1.21	4-K6.4@35						
24	CF	CF408-0-2W-3	0	900	300	300	3	SD685 (719)	16-D13 (1.41)	44.9	0.21	2-K6@100					
25		CF408-0-4W-3								42.5	0.42	2-K6@50					
26		CF408-0-8W-3								67.0	0.84	4-K6@50					
27		CF608-0-4W-3								67.0	0.42	2-K6@50					
28	CG	CG408-0-4W-2 (300)	0	600	300	300	2	SD685 (719)	16-D13 (1.41)	38.7	0.42	2-K6@50					
29		CG408-0-4W-2 (600)		1 200								600	600	45.9	SD685 (705)	16-D25 (1.41)	2-K13@100
30		CG408-0-4W-2 (900)		1 800								900	900	40.6	SD685 (710)	16-D38 (1.41)	0.44

B: Section width
D: Section height

L: Part length
N: Axial force

σ_B : Strength of concrete
 σ_y : Main reinforcement strength

p_w : Ratio of shear reinforcement
 p_t : Ratio of tensile reinforcement

大型試験体の断面構成をそれぞれ示したものである。なお、本実験の試験体に使用したコンクリートの骨材の最大径は、中型試験体では 15 mm、大型および特大型試験体では 20 mm とした。

3. 実験方法

3.1 載荷方法

本実験の載荷には、建研式載荷装置を用いた。写真 1 に建研式載荷装置を用いた大型試験体実験風景を示す。本実験は、各試験体に決められた軸力比によって一定軸力を負

荷させ、軸力 0 の試験体は、鉛直荷重 0 kN で制御した。水平荷重は、L 形フレームを介して部材長さの 1/2 の位置に作用させ、試験体上下定着部に固定した測定治具を用いて水平変位を計測し、変位部材角 $R (= \delta/L)$ による変位制御とした。載荷サイクルは、変位制御により、 ± 0.20 , ± 0.25 および $\pm 0.38 \times 10^{-2}$ rad. を 1 回、 ± 0.50 , ± 0.75 , ± 1.00 , ± 1.50 , ± 2.00 , ± 2.50 , ± 3.00 , ± 4.00 および $\pm 5.00 \times 10^{-2}$ rad. を 2 回繰り返した。なお、CF および CG シリーズでは、荷重制御により (1) 式に示した損傷制御のための短期許容せん断力で ± 2 回の繰り返しを行った。載荷は耐力が最大耐力の 80% 程度まで低下したところで終了した。

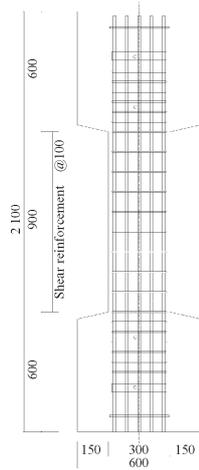


図1 中型試験体の形状寸法

Fig. 1 Dimension of medium size specimen

3.2 せん断ひび割れ幅の測定方法

せん断ひび割れ幅の測定については、クラックスケールでは個人差によるばらつきがあるため、デジタルファインスコープ（分解能 1/1 000 mm）を用いて 50 倍で撮影後、解析ソフトで計測した。写真2 にデジタルファインスコープでのせん断ひび割れ幅測定状況を示す。



写真1 大型試験体実験風景

Photo 1 View of large size specimen experiment



写真2 せん断ひび割れ幅測定状況

Photo 2 View of shear crack width measurement

4. 梁（軸力がない場合）の損傷制御

4.1 損傷制御時のせん断ひび割れ幅と長期荷重時の残留せん断ひび割れ幅

図3 に、部材せい 300 mm の梁（軸力なし）試験体における、各実験変数と Q_{AS} から長期許容せん断力 Q_{AL} まで除荷した時の最大残留せん断ひび割れ幅の関係を示す。なお、長期許容せん断力は (2) 式による²⁾。

$$Q_{AL} = b \cdot j \{ \alpha_L \cdot f_{sL} + 0.5 \cdot w_{tL} (p_w - 0.002) \} \dots\dots\dots (2)$$

ここで、 f_{sL} : コンクリートの長期許容せん断応力度 (N/mm^2), w_{tL} : せん断補強筋の長期許容引張応力度 ($195 N/mm^2$), α_L : 梁、柱のせん断スパン比による割増係数 ($1 \leq \alpha_L \leq 2$) である。また、図3 (a) はせん断補強筋比 p_w の関係を、(b) はコンクリート強度 σ_B の関係を、(c) は引張鉄筋比 p_t の関係を、(d) は部材長さ比 L/D の関係をそれぞれ示したものである。図3の (a) (c) (d) に示される○印は $\sigma_B \leq 36 N/mm^2$ を、△印は $36 < \sigma_B \leq 60 N/mm^2$ を、□印は $\sigma_B > 60 N/mm^2$ をそれぞれ表している。また、図3の (b) に示される○印は $p_w = 0.21\%$ を、△印は $p_w = 0.42\%$ を、□印は $p_w = 0.84\%$ を、◇印は $p_w = 1.21\%$ をそれぞれ表している。RC 規準¹⁾の解説では、RC 部材の実験の検証における目安として、残留せん断ひび割れ幅 0.3 mm を用いている。

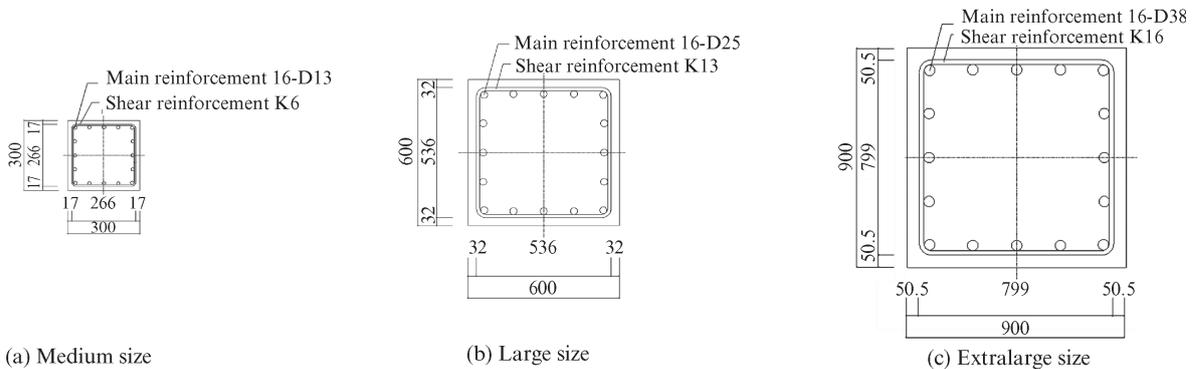


図2 試験体の断面構成

Fig. 2 Cross section view of specimen

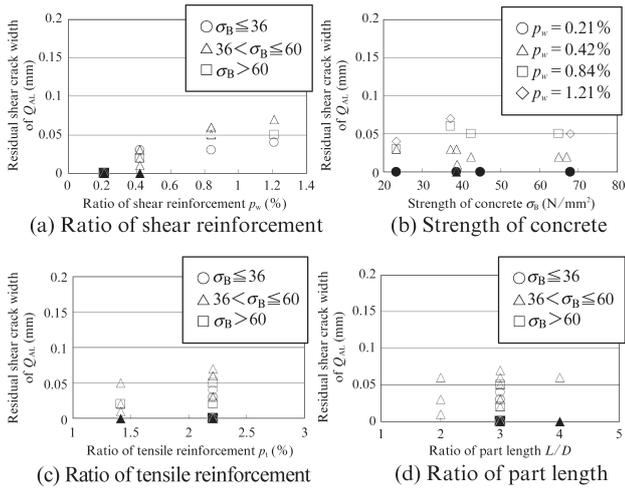


図3 各実験変数と Q_{AL} 時最大残留せん断ひび割れ幅の関係
 Fig. 3 Relationship between experimental variable and residual shear crack width of Q_{AL}

部材せい 300 mm (1/3 スケール) の試験体は、せん断ひび割れ幅と部材せいが比例関係であると仮定すると、RC 規準¹⁾の目安である残留せん断ひび割れ幅は $0.3 \times 1/3 = 0.1$ mm となるが、図3に示されるように、各実験変数を変化させても Q_{AL} 時の残留せん断ひび割れ幅は 0.1 mm 以下に収まっている。

4.2 寸法効果

CG シリーズの中型試験体、大型試験体および特大型試験体について、部材寸法の違いがせん断ひび割れ性状に与える影響を検討する。図4に変位部材角 $R=0.38 \times 10^{-2}$ rad. 時破壊性状を示す。中型、大型および特大型試験体ともに、曲げひび割れ、端部斜めひび割れ、中央部斜めひび割れの順に発生した後、圧縮側コンクリートの小圧壊が生じ、最大耐力をむかえ、せん断破壊の様相を呈した。変位部材角 $R=0.38 \times 10^{-2}$ rad. 時の破壊性状を比較すると、部材寸法が大きくなるほどひび割れは分散し、ひび割れの本数が増えることが認められた。図5に、梁(軸力なし)試験体の部材せいと Q_{AL} 時の最大残留せん断ひび割れ幅の関係を示す。縦軸は Q_{AL} 時の最大残留せん断ひび割れ幅を、横軸は梁(軸力なし)試験体の部材せいをそれぞれ表している。図中の○印は $\sigma_B \leq 36$ N/mm² を、△印は $36 < \sigma_B \leq 60$ N/mm² を、□印は $\sigma_B > 60$ N/mm² を、黒塗り印は Q_{AS} 時でせん断ひび割れ未発生をそれぞれ表している。図5より、部材せいが大きくなるほど、せん断ひび割れ幅は大きくなる傾向にあるが、せん断ひび割れ幅に対する寸法効果の影響は小さくなっており³⁾、寸法効果は比例関係になっていないことが認められた。したがって、通常用いる梁の寸法であれば、特に部材寸法の制限を設けなくても良いと考えられる。

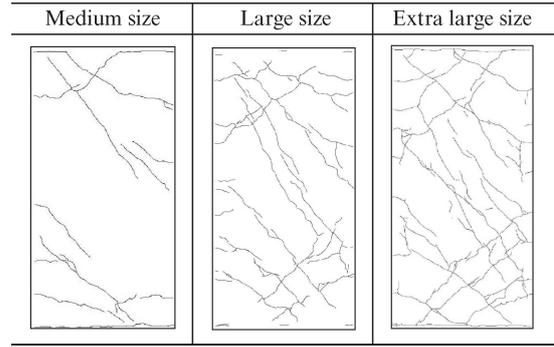


図4 変位部材角 $R=0.38 \times 10^{-2}$ rad. 時破壊性状
 Fig. 4 Failure properties of $R=0.38 \times 10^{-2}$ rad.

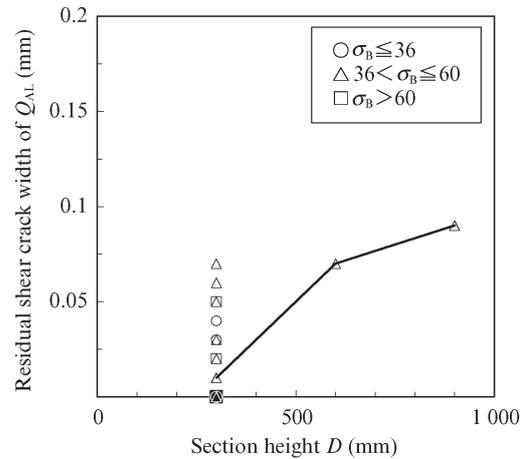


図5 部材せいと Q_{AL} 時の最大残留せん断ひび割れ幅の関係
 Fig. 5 Relationship between part depth and residual shear crack width

5. 柱(軸力がある場合)の損傷制御

軸力のある柱の実験結果では、 Q_{AS} 時にせん断ひび割れ幅は発生していない。軸力のある柱では、軸圧縮応力度が高いほど、せん断ひび割れ強度が高くなる傾向があるが、柱のせん断強度に影響する諸要因については、まだ不明な点が残されているなどを考慮して、RC 規準¹⁾の考え方に基づいて、(1) 式の損傷制御式を柱に適用できる。

6. 終局せん断耐力の検討

損傷制御で設計すると修復性を重視した経済設計となるが、構造的には終局せん断耐力で最終的な破壊モードを確保することにより、建物の安全性を確保している。よって、ここでは、終局せん断耐力の実験値に対する妥当性も検討した。なお、高強度せん断補強筋に用いる終局せん断耐力として、塑性理論式^{2,6)}に基づく終局せん断耐力と、荒川 min 式^{2,7)}によるせん断耐力が提案されているので、その検証も併せて行った。

6.1 塑性理論式に基づくせん断耐力

梁、柱の塑性理論に基づく終局せん断耐力は (3) 式^{2,6)}による。

$$Q_{UI} = \min(Q_{SU}, Q_{BU}) \dots\dots\dots (3)$$

ここで、 Q_{SU} : せん断破壊によって決まる終局せん断耐力、 Q_{BU} : 付着割裂破壊によって決まる終局せん断耐力である。

$$Q_{SU} = p_w \cdot \sigma_{wy} \cdot b \cdot j_t + \lambda_1 (1 - \lambda_2) b \cdot D \cdot v \cdot F_c \dots\dots\dots (4)$$

ただし、 p_w は 0.2% 以上とし、かつ $p_w \cdot \sigma_{wy} \leq v \cdot F_c / 2$ とする。

$$\lambda_1 = \left\{ \sqrt{((L/D)^2 + 1)} - (L/D) \right\} / 2 \dots\dots\dots (5)$$

$$\lambda_2 = 2p_w \cdot \sigma_{wy} / (v \cdot F_c) \leq 1 \dots\dots\dots (6)$$

また、 $v \cdot F_c$ は、最大値 0.245 とする 2 次関数であるので、 $F_c = 70 \text{ N/mm}^2$ を超えた場合は $v = 0.245$ としている²⁾。

$$v = 0.7 (0.7 - F_c / 200) \geq 0.245 \dots\dots\dots (7)$$

ここで、 j_t : 梁、柱の引張り側および圧縮側に配置された主筋の重心間距離 (mm)、 L : 梁、柱の内のり長さ (mm)、 D : 梁、柱のせい (mm)、 σ_{wy} : リバーボン 785 の材料強度 ($\sigma_{wy} \leq 25F_c$) (N/mm²)、 F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)、 v : コンクリート圧縮強度の有効係数である。

$$Q_{BU} = \tau_{bu} \cdot \Sigma\phi \cdot j_t + \lambda_1 (1 - \lambda_3) b \cdot D \cdot v \cdot F_c \dots\dots\dots (8)$$

$$\lambda_3 = 2\tau_{bu} \cdot \Sigma\phi / (b \cdot v \cdot F_c) \leq 1 \dots\dots\dots (9)$$

τ_{bu} の算定は (10) 式による。

$$\tau_{bu} = k_0 [0.0961b_i + 0.134 + 7.8a_w \cdot h / (x \cdot N \cdot d_b)] \sqrt{F_c} \dots\dots\dots (10)$$

$$b_i = \min(b_{vi}, b_{ci}, b_{si}) \dots\dots\dots (11)$$

$$b_{vi} = \sqrt{3}(2C_{\min} / d_b + 1) \text{ (Vノッチ・スプリットモード)} \dots\dots\dots (12)$$

$$b_{ci} = \sqrt{2} \{ (C_s + C_b) / d_b + 1 \} - 1 \text{ (コーナー・スプリットモード)} \dots\dots\dots (13)$$

$$b_{si} = b / (N \cdot d_b) - 1 \text{ (サイド・スプリットモード)} \dots\dots\dots (14)$$

$$h = \begin{cases} 0 & (b_i = b_{vi} \text{ のとき}) \\ \sqrt{2} & (b_i = b_{ci} \text{ のとき}) \text{ ただし } N = 2 \\ 1.0 + 0.85(n - 2) / N & (b_i = b_{si} \text{ のとき}) \end{cases} \dots\dots\dots (15)$$

また、梁の場合 $k_0 = 1.0$ 、柱の場合 $k_0 = 1.22$ とする。

ここで、 τ_{bu} : 最大付着割裂強度 (N/mm²)、 $\Sigma\phi$: 引張鉄筋の周長和 (2 段配筋の場合は 2 段目の鉄筋も含める) (mm)、

N : 外周一列の引張鉄筋の本数、 d_b : 引張鉄筋径 (mm)、 a_w : 1 組のせん断補強筋断面積 (mm²)、 x : せん断補強筋の間隔 (mm)、 C_{\min} : 最小かぶり厚さ (mm)、 C_s : 側面かぶり厚さ (mm)、 C_b : 底面かぶり厚さ (mm)、 n : 1 組のせん断補強筋の本数 (ただし、 $n > 4$ では $n = 4$) である。

6.2 荒川 min 式によるせん断耐力

梁の荒川 min 式によるせん断耐力は (16) 式^{2,7)}、柱の荒川 min 式によるせん断耐力は軸力の影響を考慮した (17) 式^{2,7)}による。

$$\text{梁: } {}_B Q_{U2} = \left\{ \frac{0.053 p_t^{0.23} (F_c + 18)}{M / (Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} \right\} \cdot b \cdot j \dots\dots\dots (16)$$

$$\text{柱: } {}_C Q_{U2} = {}_B Q_{U2} + 0.1 \sigma_0 \cdot b \cdot j \dots\dots\dots (17)$$

ただし、 $1 \leq M / (Q \cdot d) \leq 3$ 、 $0.2\% \leq p_w \leq 1.2\%$ とする。

ここで、 ${}_B Q_{U2}$: 梁の荒川 min 式によるせん断耐力 (N)、 ${}_C Q_{U2}$: 柱の荒川 min 式によるせん断耐力 (N)、 p_t : 引張鉄筋比 (%)、 d : 梁、柱の有効せい (mm)、 M : 設計する梁、柱の強度算定時における最大曲げモーメント (kN・mm)、 Q : 設計する梁、柱の強度算定時における最大せん断力 (kN)、 σ_0 : 平均軸応力度 ($\sigma_0 \leq 0.4F_c$) (N/mm²) である。

6.3 終局せん断耐力の検証結果

図 6 に終局耐力の実験値と (3) 式による計算値の関係を示す。縦軸は終局耐力の実験値 Q_{exp} と終局曲げ耐力計算値 Q_{fu} との比を、横軸は (3) 式による計算値 Q_{UI} と終局曲げ耐力計算値 Q_{fu} との比をそれぞれ表している。図中の白抜き印はせん断および付着割裂破壊した試験体を、黒塗り印は曲げ破壊した試験体をそれぞれ表している。図 7 に終局耐力の実験値と (16) (17) 式による計算値の関係を示す。縦軸は終局耐力の実験値 Q_{exp} と終局曲げ耐力計算値 Q_{fu} との比を、横軸は (16) (17) 式による計算値 ${}_B Q_{U2}$ 、 ${}_C Q_{U2}$ と終局曲げ耐力計算値 Q_{fu} との比をそれぞれ表している。図中の白

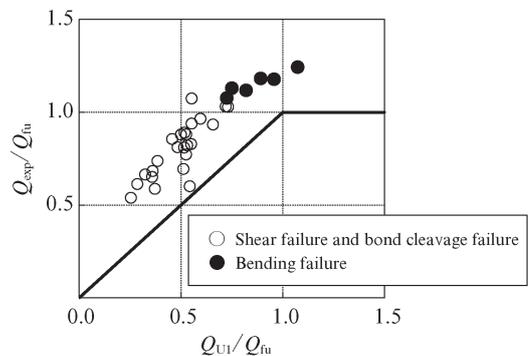


図 6 終局耐力の実験値と (3) 式による計算値の関係
Fig. 6 Comparison of experimental ultimate strengths with strength calculated by Eq. (3)

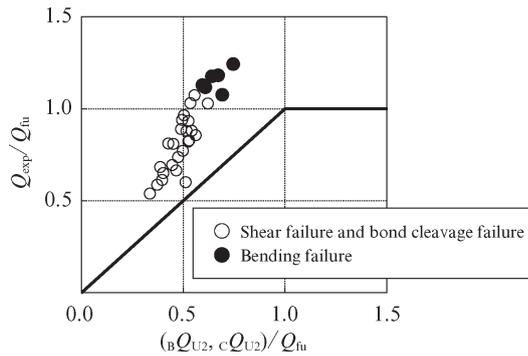


図7 終局耐力の実験値と(16)(17)式による計算値の関係

Fig. 7 Comparison of experimental ultimate strengths with strengths calculated by Eqs. (16), (17)

抜き印はせん断および付着割裂破壊した試験体を、黒塗り印は曲げ破壊した試験体をそれぞれ表している。図6および図7より、(3)式および(16)(17)式は、すべての試験体に安全側を与える式になっていることから、最終的な破壊モードを確保できていることが示された。

7. おわりに

梁・柱試験体の実験結果より、高強度せん断補強筋リバーボン 785 用の損傷制御式として(1)式を用いることの

妥当性を示すことで、高強度の優位性が発揮できる損傷制御式を確立できた。

謝辞

本研究を進める過程で、福山大学都祭弘幸教授には研究活動全般についてご指導を頂きました。心より謝意を表します。

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, 560p. (p. 155)
- 2) JFE テクノワイヤ. 高強度せん断補強筋「リバーボン 785」を用いた鉄筋コンクリート部材の設計施工指針・同解説. 日本建築センター評定 BCJ-RC0444-04. 2024, 67p. (p. 10-11.)
- 3) 田中圭介, 藤井稔己, 中澤淳, 南宏一, 都祭弘幸. 高強度せん断補強筋を用いた RC 部材のせん断ひび割れ性状に関する実験的研究 (その1)~(その15). 日本建築学会大会学術講演梗概集. 2010~2015.
- 4) 田中圭介, 藤井稔己, 中澤淳, 南宏一. 高強度せん断補強筋を用いた RC 部材のせん断ひび割れ性状に関する実験的研究 (その1)~(その6). 日本建築学会中国支部研究報告集. 2010~2014.
- 5) 藤井稔己, 田中圭介, 中澤淳, 南宏一. 高強度せん断補強筋を用いた RC 部材のせん断ひび割れ性状に関する実験的研究. コンクリート工学年次論文集. 2015, vol. 37, no. 2, p. 163-168.
- 6) 日本建築学会. 鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準・同解説. 2021, 434p. (p. 345-346.)
- 7) 建築行政情報センター, 日本建築防災協会. 建築物の構造関係技術基準解説書. 2020, 798p. (p. 660, p. 665.)