

自己充填型高強度高耐久コンクリートを用いた 鉄筋コンクリート梁のせん断耐力に関する検討

原 夏 生 三 島 徹 也
山 田 尚 義 近 藤 眞 生^{*1}

要 旨

一般に、RC部材のせん断耐力の照査においては、せん断補強鉄筋の降伏強度に 400N/mm^2 の制限値が設けられている。しかしながら近年、自己充填型高強度コンクリートと高強度せん断補強鉄筋を組み合わせた場合においては、鉄筋の付着力が高いことより、 400N/mm^2 を越えるせん断補強効果が発揮されることが報告されている。そこで、自己充填型高強度コンクリートと高強度せん断補強鉄筋を組み合わせたRC梁のせん断耐力について実験を実施し、既往の実験結果を含めて耐力に関する検討を行った。

その結果、せん断補強鉄筋を持たない棒部材のせん断耐力は、コンクリート強度 50N/mm^2 程度で頭打ちになることが確認された。一方、圧縮強度が 50N/mm^2 以上の自己充填コンクリートにおいては、せん断補強鉄筋により受け持たれるせん断耐力が、規格降伏強度 785N/mm^2 程度の高強度せん断補強鉄筋を使用した場合についても、全強でのせん断補強効果が期待出来ることが判明した。

キーワード 自己充填コンクリート／高強度コンクリート／高強度鉄筋／せん断耐力

目 次

- | | |
|---------|------------------|
| 1. はじめに | 3. 実験結果 |
| 2. 実験概要 | 4. せん断耐力の評価および提案 |

EXPERIMENTAL STUDY OF ON SHEAR CAPACITY OF REINFORCED CONCRETE BEAMS USING SELF-COMPACTING HIGH-STRENGTH HIGH-DURABILITY CONCRETE

Natsuo HARA Testuya MISHIMA
Takayosi YAMADA Masao KONDOH

Synopsis:

In the present shear design of general RC structures, 400N/mm^2 is regarded as the upper limit of the design strength of web-reinforcing bars. However, as the result of recent research in this field, it is found out that the bond strength between self-compacting high-strength concrete and steel bar is so strong compared with normal concrete that high-strength reinforcing bars exceeding 400N/mm^2 can be used for shear reinforcement.

In order to obtain further information, we carried out shear capacity tests for RC beams combining high strength reinforcing bars and the self-compacting high-strength high-durability concrete. Through the comparison of these experimental results to previous tests, the followings are concluded. (1) Further increase of the shear capacity of RC beams without web-reinforcement tends to reach the limit when concrete strength exceeds 50N/mm^2 . (2) When self-compacting high-strength high-durability concrete is used, high strength web-reinforcing bars up to 785N/mm^2 can carry shear force effectively.

* 1 中部支店 吉原ジャンクション作業所

1. はじめに

コンクリート構造物のライフサイクルコストの低減、施工の合理化を目的として、自己充填、高強度、高耐久などの特性を有するコンクリート（自己充填型高強度高耐久コンクリート）が開発されている¹⁾。本コンクリートと高強度鉄筋を組み合わせた鉄筋コンクリート（RC）構造物は、断面の縮小が可能となることから、初期建設コストの低減、および変形性能の向上も期待できる。しかしながら、RC構造物の設計をより合理的に行うためには、これらの材料の特性を十分に考慮した設計手法の確立が必要である。

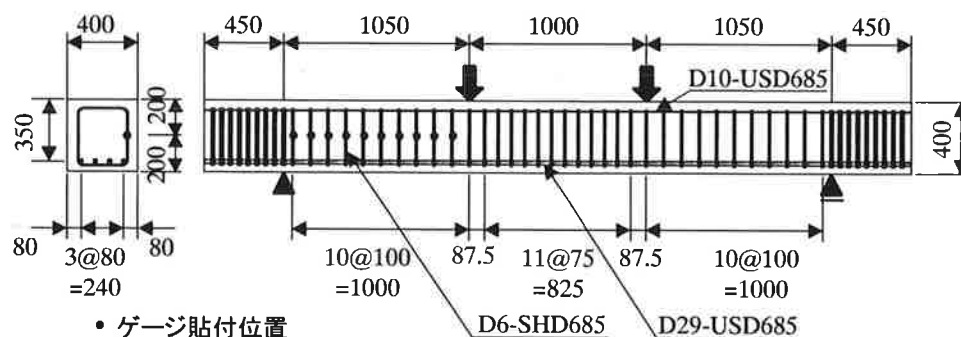
高強度化による小断面化が導入された場合、せん断耐力に関する照査が重要となる。現在、土木学会コンクリート標準示方書（RC示方書）²⁾においては、棒部材のせん

断耐力は、修正トラス理論を仮定して評価されているが、コンクリートの受け持つせん断耐力およびせん断補強鉄筋の応力度にそれぞれ上限値が設定されている。一方、近年実施された下野ら³⁾の実験によれば、高強度コンクリートと高強度せん断補強鉄筋の組み合わせにおいて、コンクリートの受け持つせん断耐力には頭打ち現象が見られるものの、せん断補強鉄筋の応力度は全強で評価出来る結果が示されている。しかしながら、これらは、コンクリート強度 72N/mm^2 以上の RC 梁試験体の実験結果より得られたものである。そこで、本研究では、自己充填型高強度コンクリートにおける強度の適用範囲を明確にすることを目的とし、 50N/mm^2 および比較のために 30N/mm^2 の通常のコンクリートを使用した梁試験体の載荷実験を実施した結果の検討、および既往の実験結果を踏まえたせん断耐力評価手法の提案を行う。

表－1 試験体一覧

試験体	試験体寸法			コンクリート				軸方向鉄筋					せん断補強筋			
	幅 (mm)	有効高さ (mm)	せん断スパン (mm)	目標圧縮強度 (N/mm^2)	呼び径	規格降伏強度 (N/mm^2)	本数	鉄筋比 p_c (%)	呼び径	規格降伏強度 (N/mm^2)	鉄筋間隔 (mm)	鉄筋比 p_w (%)	呼び径	規格降伏強度 (N/mm^2)	鉄筋間隔 (mm)	鉄筋比 p_w (%)
No.1	400	350	1050	50*	D29	685	4	1.84	—	—	—	—	—	—	—	—
No.2	400	350	1050	50*	D29	685	4	1.84	D6	685	100	0.16	—	—	—	—
No.3	400	350	1050	50*	D29	685	4	1.84	D10	685	200	0.18	—	—	—	—
No.4	400	350	1050	50*	D29	685	4	1.84	D6	685	75	0.21	—	—	—	—
No.5	400	350	1050	30	D29	685	4	1.84	D6	685	100	0.16	—	—	—	—

*: 自己充填コンクリート使用(他は、通常コンクリート)



図－1 試験体図

表－2 コンクリートの配合表

種類	配合強度 (N/mm^2)	フロー スランプ (cm)	Air (%)	W/C (%)	s/a (%)	単位量 (kg/m^3)					SP C×%
						W	C	S	G	SP	
高強度 自己充填	72	60±5	5.5±1.5	33.0	51.9	165	500	846	801	1.6	
通常強度	26	12±2.5	4±1.5	60.5	47.1	168	278	862	982	—	

使用材料: セメント 高強度自己充填: 低熱ポルトランドセメント

通常強度: 早強ポルトランドセメント

粗骨材: 秩父郡皆野町産砕石

細骨材: 大里郡大里村産陸砂, 秩父郡皆野町産砕砂

混和剤 SP: 高性能AE減水剤SP-8S(B)

表－3 使用鉄筋の機械的性質

呼び径	記号	降伏強度 (N/mm^2)	引張強さ (N/mm^2)	弾性係数 (kN/mm^2)
D6	UHD685	746.6	964.3	193.1
D10	UHD685	803.0	1001.1	213.0
D29	USD685	698.2	1058.2	197.1

表－４ 実験結果一覧

試験体	材料強度			計算値			実験値		比較	
	コンクリート強度	鉄筋降伏強度		せん断耐力			せん断耐力		せん断耐力	
		主鉄筋	せん断補強鉄筋	斜めひび割れ発生耐力	せん断補強筋受持耐力	終局せん断耐力	斜めひび割れ発生耐力	終局せん断耐力	斜めひび割れ発生耐力比	終局せん断耐力比
	f_c (N/mm ²)	f_{sy} (N/mm ²)	f_{wy} (N/mm ²)	$V_{c,cal}$ (kN)	$V_{s,cal}$ (kN)	$V_{y,cal}$ (kN)	$V_{c,exp}$ (kN)	$V_{y,exp}$ (kN)	$V_{c,exp}/V_{c,cal}$	$V_{y,exp}/V_{y,cal}$
No.1	51.0	698.2	—	201.1	—	201.1	194.7	194.7	0.97	0.97
No.2	49.4	698.2	746.6	198.9	143.9	342.8	(178.9)	381.0	0.90	1.11
No.3	51.0	698.2	803.0	201.1	174.3	375.4	(169.1)	376.8	0.84	1.00
No.4	55.2	698.2	746.6	206.5	191.9	398.4	(186.2)	437.4	0.90	1.10
No.5	27.8	698.2	746.6	164.3	143.9	308.2	(144.6)	274.5	0.88	0.89

・()内は、ひび割れ観察による斜めひび割れ発生せん断力

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体の一覧を表－１に示す。試験体は５体で、No.5を除く４体は目標強度 50N/mm²(自己充填)であり、No.5は目標強度 30N/mm²(通常)である。また No.1 を除く各試験体のせん断スパン部には、規格降伏強度 685N/mm²の高強度せん断補強鉄筋を配置している。修正トラス理論を仮定する場合、No.2,3,4 の耐力から No.1 の耐力を引くことで、せん断補強鉄筋により受け持たれる耐力を求めることも可能である。No.2,5 の試験体図を図－１に示す。

2.2 使用材料

表－２に使用したコンクリートの配合表を表－３に鉄筋の機械的性質を示す。

2.3 載荷方法

載荷は、せん断スパン 1050mm、等曲げ区間 1000mm の単純梁形式での単調載荷とした。

3. 実験結果

3.1 実験結果の概要

実験結果の一覧を表－４に示す。同表における計算値は、以下に示す RC 示方書基式⁴⁾によるものである。

$$V_{y,cal} = V_{c,cal} + V_{s,cal} \quad (1)$$

$$V_{c,cal} = f_{vc} \cdot \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_a \cdot b_w d \quad (2)$$

$$f_{vc} = 0.20 \sqrt[3]{f'_c} \quad (3)$$

$$\beta_d = \sqrt[4]{1000/d} \leq 1.5 \quad (4)$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100p_w} \leq 1.5 \quad (5)$$

$$\beta_a = 0.75 + \frac{1.4}{a/d} \quad (6)$$

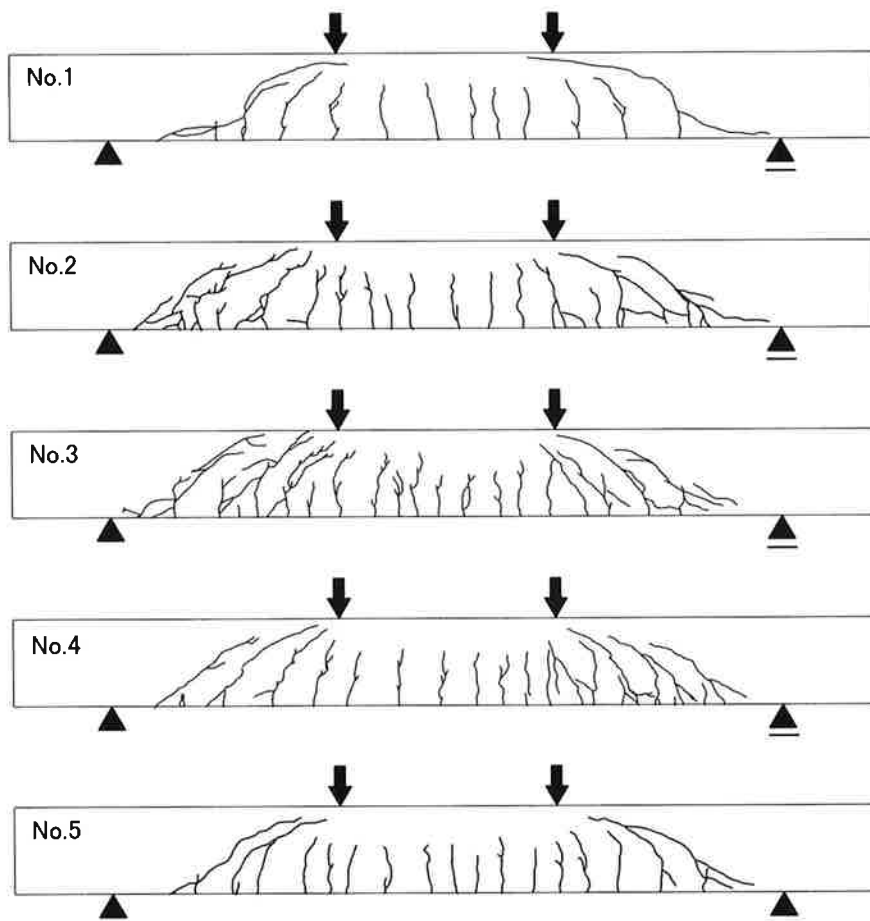
$$V_{s,cal} = \{A_w \cdot f_{wy} \cdot (\sin \theta_s + \cos \theta_s) / S_s\} \cdot z \quad (7)$$

ここで、 $V_{y,cal}$ ：棒部材のせん断耐力、 $V_{c,cal}$ ：せん断補強鋼材を用いない棒部材のせん断耐力、 $V_{s,cal}$ ：せん断補強鉄筋により受け持たれるせん断耐力、 β_d ：有効高さによる寸法効果に関する係数、 β_p ：軸方向鉄筋比に関する係数、 β_a ：せん断スパン比 (a/d)に関する係数、 f_c ：コンクリートの圧縮強度、 p_w ：軸方向鉄筋比、 a ：せん断スパンの長さ、 d ：有効高さ、 b_w ：幅、 A_w ：区間 S_s におけるせん断補強鉄筋の総断面積、 f_{wy} ：せん断補強鉄筋の降伏強度、 S_s ：せん断補強鉄筋の配置間隔、 θ_s ：せん断補強鉄筋が部材軸となす角度、 z ：圧縮応力の作用位置から引張鋼材図心までの距離、である。

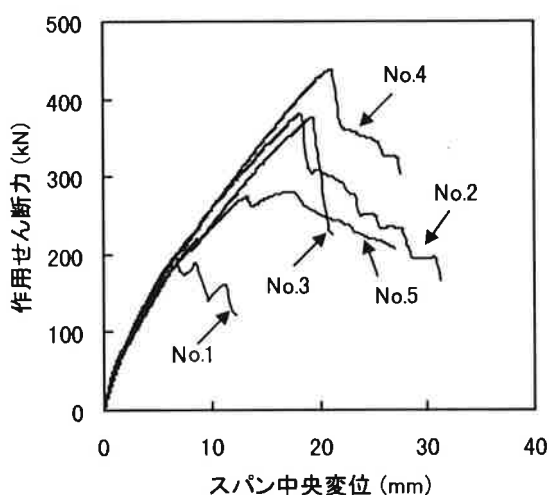
なお、RC 示方書においては f_{vc} および f_{wy} に $f_{vc} \leq 0.72\text{N/mm}^2$ 、 $f_{wy} \leq 400\text{N/mm}^2$ の制限値が設定されているが、表－４ではこれらの制限値を適用せず外挿して求めている。同表に示すように No.5 を除く全ての試験体で終局せん断耐力比が 1.0 以上となっている。

3.2 ひび割れ性状

図－２に各試験体の終局時のひび割れ図を示す。No.1（自己充填、せん断補強鉄筋無し）のひび割れ図より、斜め引張破壊を生じていることが判る。また、No.2（自己充填、せん断補強鉄筋配置）と No.5（通常コンクリート、せん断補強鉄筋配置）の比較より、等曲げ区間のひび割れ性状には違いは認められないものの、せん断スパン部の斜めひび割れが自己充填コンクリートの場合に若干分散していることが判る。自己充填コンクリートと高強度せん断補強鉄筋の組み合わせによる、No.2、No.3、No.4 のひび割れ図より、せん断補強鉄筋の鉄筋比、鉄筋径により、ひび割れ性状に大きな違いが見られないことが示されている。



図－２ ひび割れ図（終局時）



図－３ せん断カースパン中央のたわみ

3.3 変位性状

図－３に作用せん断力とスパン中央のたわみの関係を示す。表－４に示す実験時の観察結果より、せん断補強鉄筋を配置していない No.1 は、斜めひび割れの発生と

ともに直ちに耐力を失っている。他の試験体はせん断補強鉄筋を配置しているため、斜めひび割れ発生後もせん断力が上昇している。最終的には斜めひび割れが圧縮縁まで貫通し、せん断破壊をしている。No.2 と No.5 は、せん断補強鉄筋比を等しくし、使用コンクリートの違いについて着目した試験体である。最大耐力に顕著な違いが認められる。両試験体の実験時の観察結果による斜めひび割れ発生せん断力の差は 34kN であるのに対し、終局せん断耐力の差は 107kN である。すなわち、せん断補強鉄筋による補強効果に差があるのである。また、No.2 と No.4 の比較より、自己充填コンクリート試験体においては、せん断補強鉄筋比の増加に応じて、終局せん断耐力が上昇している。

3.4 せん断補強鉄筋のひずみ

図－４は各試験体のせん断補強鉄筋のひずみ分布をせん断力レベル毎に示したものである（測定位置は図－１に示す）。 50N/mm^2 の自己充填コンクリートを使用した No.2, 3, 4 は、せん断補強鉄筋比、鉄筋径、配置間隔によらず、いずれも $0.8V_{y,exp}$ 近傍で降伏ひずみを越えている。一方、 30N/mm^2 の通常のコンクリートを使用した No.5 は

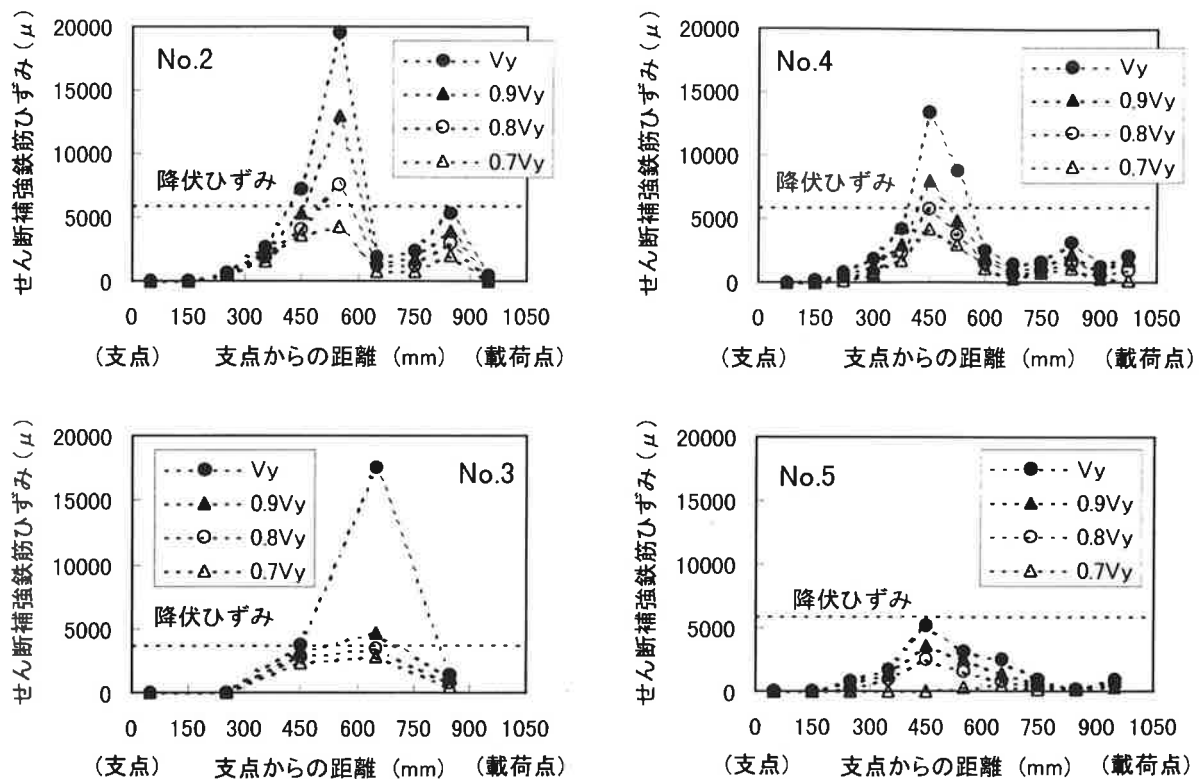


図-4 せん断補強鉄筋のひずみ分布

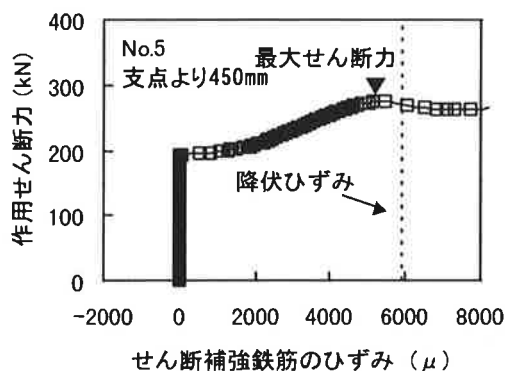
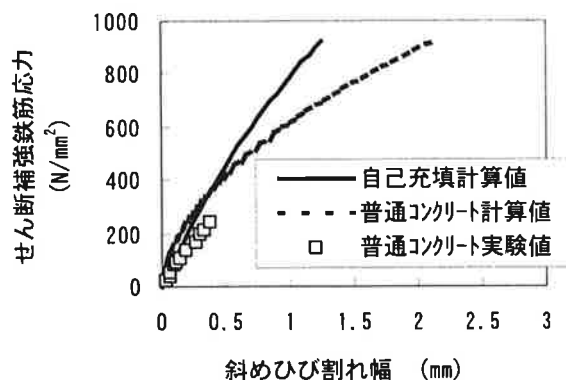


図-5 せん断補強鉄筋のひずみ履歴 (No. 5)

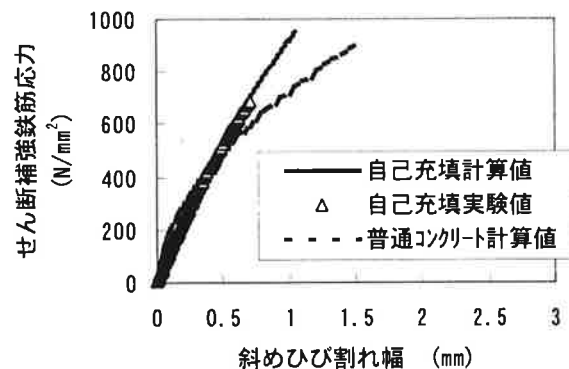
$V_{y,exp}$ 時においても降伏に至っていない。図-5は No.5の支点より450mmの位置のせん断補強鉄筋のひずみ履歴を示したものである。最大せん断耐力を記録した後に降伏ひずみを越えている。RC示方書においては、前述したように $f_{wy} \leq 400 \text{ N/mm}^2$ の制限値が設定されている。これは、高強度せん断補強鉄筋を使用した場合にせん断補強鉄筋の降伏以前に斜めひび割れ幅が過大となり、骨材のかみ合いや鉄筋のほぞ作用等によって伝達されるせん断耐力が低下することが考慮されたものであるが、後述するように No.5の実験結果はこれを裏付けるものとなった。

著者ら⁵⁾は、普通コンクリートを対象として実施された島ら⁶⁾による鉄筋の引抜き実験を参照し、自己充填コン

リートと高強度鉄筋の組み合わせによる鉄筋の付着力—ひずみ—すべり関係に拡張している。それによれば、ブリーディングのない自己充填コンクリートにおいては、通常のコンクリートに比べ、圧縮強度を考慮してもなお、鉄筋の弾性域における付着力が大きく、ひび割れ位置における鉄筋のすべり(抜けだし)が小さくなることが判明している。図-6は、せん断補強鉄筋を D25 とした場合の鉄筋応力(弾性を仮定)と斜めひび割れ幅の関係を示したものである。同図(a)はコンクリート強度 50 N/mm^2 の場合であり、(b)は 80 N/mm^2 である。また、それぞれ、実線は文献 5)による自己充填コンクリートの場合の計算値であり、点線は文献 6)による普通コンクリートにおける計算値である。また、プロットで示すのは、文献 5)、6)に示される実験値である。いずれのコンクリート強度においても、自己充填コンクリートの場合において、斜めひび割れ幅が抑えられていることが示されている。さらに、本研究の対象とするせん断補強鉄筋の規格強度 $685 \sim 785 \text{ N/mm}^2$ でのひび割れ幅に着目すると、自己充填コンクリートと普通コンクリートとの差は、 50 N/mm^2 の場合により顕著であることが判る。これらより、自己充填コンクリートによる斜めひび割れ幅の抑制効果が、 80 N/mm^2 程度の超高強度に比べ、本研究で実施した梁試験体のような 50 N/mm^2 程度の高強度で、より有効に効果を発揮することが推測される。



(a) コンクリート強度 50N/mm² の場合



(b) コンクリート強度 80N/mm² の場合

図-6 せん断補強鉄筋 D25 の応力と斜めひび割れ幅の関係

表-5 せん断耐力評価一覧

試験体		使用材料					形状寸法		実験結果			実験値と計算値の比較					
実施	No.	f'_c (MPa)	主鉄筋		せん断補強鉄筋		d (mm)	a (mm)	$V_{c,exp}$ (kN)	$V_{y,exp}$ (kN)	$V_{a,exp}^{**}$ (kN)	計算手法①		計算手法②		計算手法③	
			f_y (MPa)	A_s (mm ²)	f_y (MPa)	A_w (mm ²)						$V_{c,exp}/V_{c,cal1}$	$V_{y,exp}/V_{y,cal1}$	$V_{c,exp}/V_{c,cal2}$	$V_{y,exp}/V_{y,cal2}$	$V_{c,exp}/V_{c,cal3}$	$V_{y,exp}/V_{y,cal3}$
本研究	No.1	51.0*	698	2570	-	-	350	1050	194.7	194.7	-	1.00	-	0.97	-	1.00	-
	No.2	49.4*	698	2570	747	63	350	1050	178.9	381.0	202.1	0.92	1.40	0.90	1.11	0.92	1.12
	No.3	51.0*	698	2570	803	143	350	1050	169.1	376.8	207.7	0.87	1.34	0.84	1.00	0.87	1.03
	No.4	55.2*	698	2570	747	63	350	1050	186.2	437.4	251.2	0.95	1.47	0.90	1.10	0.95	1.13
	No.5	27.8	698	2570	747	63	350	1050	144.6	274.5	129.9	0.88	1.14	0.88	0.89	0.88	1.14
下野 ³⁾	No.1	75.0	742	5559	1048	143	400	1200	-	897.0	577.0	-	2.00	-	1.34	-	1.65
	No.2	78.1	742	4765	1048	143	400	1200	-	769.0	479.0	-	1.91	-	1.24	-	1.54
	No.3	78.2	742	3971	1048	143	400	1200	-	742.0	527.0	-	2.11	-	1.33	-	1.66
	No.4	79.5	742	3177	982	253	400	1200	-	494.0	325.0	-	1.54	-	0.93	-	1.14
	No.5	79.7	742	5559	-	-	400	1200	320.0	320.0	-	0.91	-	0.77	-	0.91	-
	No.6	79.1	742	4765	-	-	400	1200	290.0	290.0	-	0.95	-	0.80	-	0.95	-
	No.7	77.3	742	3971	-	-	400	1200	215.0	215.0	-	0.85	-	0.72	-	0.85	-
	No.8	75.9	742	3177	-	-	400	1200	169.0	169.0	-	0.83	-	0.71	-	0.83	-
土屋 ⁶⁾	No.1	69.5*	711	573	-	-	260	780	47.8	47.8	-	0.88	-	0.77	-	0.88	-
	No.2	29.4	711	573	-	-	260	780	38.9	38.9	-	0.83	-	0.83	-	0.83	-
	No.3	69.5*	333	573	-	-	260	780	46.9	46.9	-	0.86	-	0.75	-	0.86	-
	No.4	29.4	333	573	-	-	260	780	46.5	46.5	-	1.00	-	1.00	-	1.00	-
	No.5	69.5*	1050	571	-	-	240	780	47.1	47.1	-	0.92	-	0.81	-	0.92	-
	No.6	29.4	1050	571	-	-	240	780	49.4	49.4	-	1.13	-	1.13	-	1.13	-
	No.7	69.5*	363	571	-	-	240	780	45.9	45.9	-	0.90	-	0.79	-	0.90	-
	No.8	29.4	363	571	-	-	240	780	46.6	46.6	-	1.06	-	1.06	-	1.06	-
	No.9	69.4*	711	571	-	-	240	780	43.8	43.8	-	0.86	-	0.75	-	0.86	-

*: 自己充填コンクリート(他は通常のコンクリート)

**：本研究においては、終局せん断耐力から実験時の斜めひび割れせん断耐力を引いたもの

下野らにおいては、終局せん断耐力から諸元を同じくするせん断補強鉄筋を配置しない試験体のせん断耐力を引いたもの

4. せん断耐力の評価および提案

4.1 せん断耐力の再評価

表-5は、本研究で実施した試験結果および下野³⁾、土屋⁶⁾が実施した自己充填型高強度コンクリートおよび高強度コンクリートと高強度せん断補強鉄筋の組み合わせ、および比較のために実施した通常のコンクリートによる梁試験体のせん断耐力の一覧を示したものである。同表における計算値との比較は、いずれも上述した式(1)~(7)に示す耐力評価式を用いているが、以下の3つの場合に分けて実施している。

計算手法①：

現行 RC 示方書式の制限値

$$f_{vc} \leq 0.72 \text{N/mm}^2, f_{wy} \leq 400 \text{N/mm}^2 \text{ を適用}$$

計算手法②：

制限値なし

計算手法③：(本研究における提案)

自己充填コンクリートの場合に

$$f_{vc} \leq 0.72 \text{N/mm}^2, f_{wy} \leq 785 \text{N/mm}^2 \text{ を適用}$$

通常のコンクリートの場合①と同じ制限値を適用

計算手法①での評価においては、 $V_{y,exp}$ を過小評価していることが示されている。また、計算手法②を適用すると $V_{c,exp}$ を過大評価することになる。

(1) 斜めひび割れせん断耐力 V_c の再評価

図-7 は、斜めひび割れせん断耐力に関して、実験値 $V_{c,exp}$ と計算手法②における計算値 $V_{c,cal2}$ の比を横軸にコンクリート強度をとって示したものである。同図より、コンクリート強度が 50N/mm^2 を越えると耐力比が低下していることが判る。

図-8 は $V_{c,exp}$ を基に(8)式により、有効高さ、軸方向鉄筋比、せん断スパン比の影響を除去した斜めひび割れ発生時のせん断強度の実験値 $f_{vc,exp}$ を求め、コンクリート強度とともに示したものである。同図には V_c に関する部材係数 γ_b ($=1.3$) の考慮の有無による、式(3)による f_{vc} の計算値も示す。明らかに $f_{vc,exp}$ に頭打ち現象が存在することが示されている。現行 RC 示方書制限値を適用した式(3)は、実験結果を適切に評価している。

これらの結果より、現行 RC 示方書の制限値である、 $f_{vc} \leq 0.72\text{N/mm}^2$ (計算手法①, ③) が妥当であることが示された。

$$f_{vc,exp} = V_{c,exp} / (\beta_d \cdot \beta_d \cdot \beta_d \cdot b_w \cdot d) \quad (8)$$

(2) せん断補強鉄筋により受け持たれるせん断耐力の再評価

図-9 は、終局せん断耐力について、実験値と計算手法②における計算せん断耐力 $V_{y,exp}$ の比を横軸にせん断補強鉄筋の降伏強度をとって示したものである。せん断補強鉄筋の降伏強度の増加による耐力比の低下は認められない。

図-10 は、本研究および下野らの実験結果について、せん断補強鉄筋により受け持たれるせん断耐力の実験値 $V_{s,exp}$ と計算手法②による計算値 $V_{s,cal2}$ の関係を示したものである。ここで、 $V_{s,exp}$ は、次式で算出した。

$$V_{s,exp} = V_{y,exp} - V_{c,exp} \quad (9)$$

なお、 $V_{c,exp}$ は、本研究で実施した実験結果については、実験時のひび割れ観察による斜めひび割れ発生せん断耐力を、下野らの実験結果については、同様な諸元を有するせん断補強鉄筋を持たない試験体のせん断耐力とした。同図より、本研究で実施した No.5 (通常コンクリート、圧縮強度 27.8N/mm^2) 以外は、計算値は実験値を安全側に評価しており、圧縮強度 50N/mm^2 以上の自己充填コンクリートにおいては、規格降伏強度 785N/mm^2 程度の高強度せん断補強鉄筋について、全強での評価が可能であることが示されている。なお、下野らの試験体に対してせん

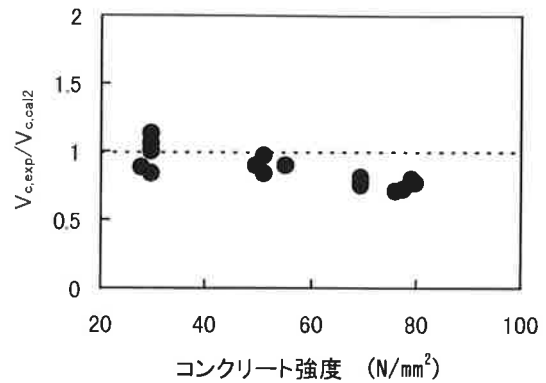


図-7 斜めひび割れ耐力比 (計算手法②) とコンクリート強度の関係

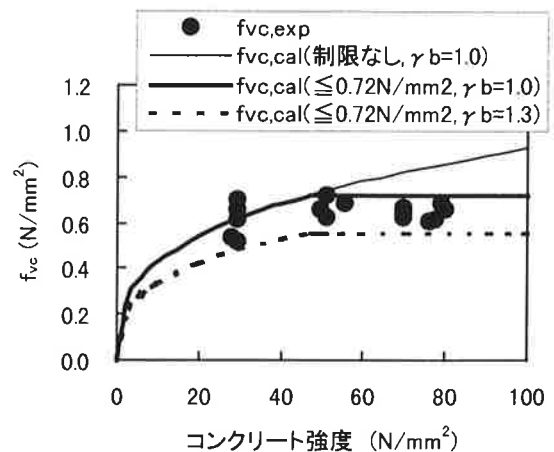


図-8 $f_{vc,exp}$ とコンクリート強度の関係

断補強鉄筋を全強で評価してもなお、計算値が実験結果を過小評価している要因としては、せん断補強鉄筋の降伏以降も、トラス機構における圧縮斜材の角度減少等により、せん断耐力が上昇したものと推測される。

4.2 せん断耐力照査手法の提案

以上を踏まえ、本研究における提案である計算手法③では、コンクリート強度 50N/mm^2 時の f_{vc} が式(3)より 0.74N/mm^2 であり、現行 RC 示方書制限値とほぼ等しいことから $f_{vc} \leq 0.72\text{N/mm}^2$ とした。また、 f_{wy} の上限値には、本研究で参照した既往の実験結果におけるせん断補強鉄筋の規格降伏強度である 785N/mm^2 とした。図-11 に部材係数 γ_b ($V_c:1.3$, $V_s:1.15$) を導入した設計値と実験値の比較を示す。現行 RC 示方書に比べ合理的で、かつ、実務で用いる上で妥当な値を示している。なお、実務照査においては、式(2), (6)において a/d を定義するのが困難な場合が多いので、現行 RC 示方書にならい $\beta_a=1.0$ ($a/d=5.6$) として安全側に評価するのが妥当である。

5. まとめ

本研究は、自己充填コンクリートと高強度せん断補強鉄筋の組み合わせによる梁部材のせん断耐力について、実験を実施し、既往の実験結果と併せて検討したものである。本研究の結果を以下にまとめる。

- (1) コンクリート強度 50N/mm^2 程度以上となった場合、斜めひび割れせん断耐力に頭打ち現象があることが再確認された。
- (2) 自己充填コンクリートの場合、コンクリート強度 50N/mm^2 程度以上であれば、規格降伏強度 785N/mm^2 程度までのせん断補強鉄筋に対して全強でのせん断補強効果が期待できる。
- (3) コンクリート強度 50N/mm^2 以上の自己充填コンクリートと高強度せん断補強鉄筋を組み合わせた梁部材のせん断耐力に対しては、現行のRC示方書の評価手法における f_{wy} の上限値を 785N/mm^2 に拡大可能であることが判明した。

なお、自己充填高強度コンクリートのせん断耐力について、適用範囲が限定されない一般的な照査手法を確立するためには、コンクリートの自己充填性能の有無と f_{wy} の上限値の関係等について、さらにパラメトリックな検討が必要であり、今後の課題であると考えます。

謝辞

本研究を実施する際に東京大学前川宏一教授ならびに日本道路公団中蘭明広氏、井ヶ瀬良則氏、水上善晴氏の御指導を頂きました。ここに深謝致します。

参考文献

- 1)超高性能コンクリート構造物設計施工指針(案), 超高性能コンクリート構造物の設計施工に関する委員会, 1996.
- 2)平成8年制定コンクリート標準示方書設計編, (社)土木学会, 1996.
- 3)下野ほか: 高強度材料を用いた RC 梁部材のせん断耐力に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.21, No.3, pp.175-180, 1999.
- 4)二羽ほか: せん断補強鉄筋を用いない RC 梁のせん断強度式の再評価, 土木学会論文集, 第 372 号/V-5, pp.167-176, 1986.8.
- 5)山本ほか: 高強度材料を用いた RC 部材の鉄筋付着特性に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.22, No.3, pp.1249-1254, 2000.
- 6) 島ほか: マッシュなコンクリートに埋め込まれた異形鉄筋の付着応力-すべり-ひずみ関係, 土木学会論文集, 第 378 号/V-6, pp.165~174, 1987.2.
- 7)土屋ほか: 高強度材料を用いた RC 梁のせん断破壊実験, 第 55 回土木学会年次学術講演会概要集 V 部, pp.1042-1043, 2000.

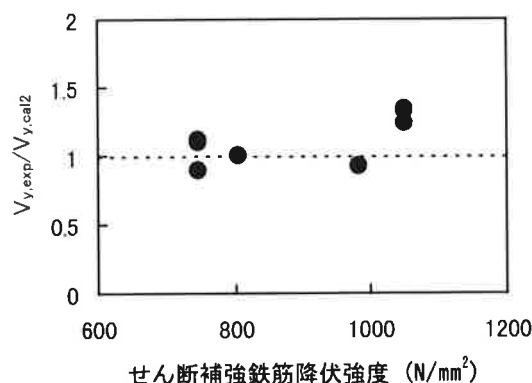


図-9 終局せん断耐力比(計算手法②)とせん断補強鉄筋降伏強度の関係

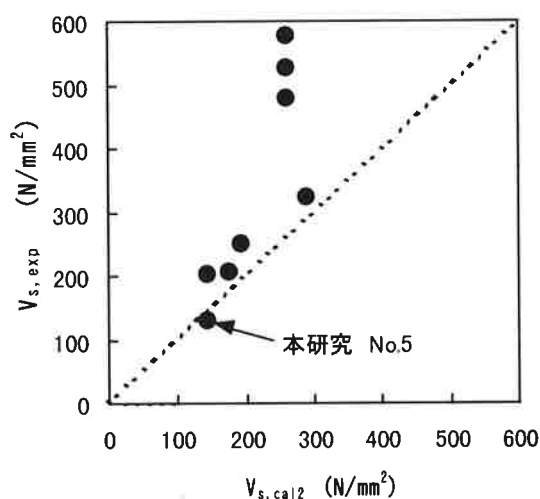


図-10 せん断補強鉄筋によって受け持たれるせん断耐力の計算値と実験値の比較

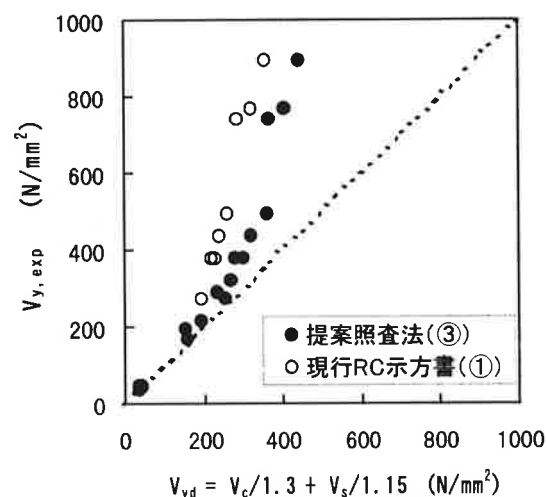


図-11 終局せん断耐力の計算値と実験値の比較