

せん断スパン比の小さい充腹型鉄骨コンクリートはりのせん断耐力に関する研究

Shear Strength of Concrete Deep Beam Encased Steel Solid-Web

山野辺慎一*, 平陽兵**, 垂水祐二***, 忽那幸浩****

Shinichi YAMANOBE, Yohei TAIRA, Yuji TARUMI and Yukihiro KUTSUNA

*工修, 上席研究員 鹿島建設技術研究所 (〒182-0036 東京都調布市飛田給 2-19-1)

**工修, 研究員 鹿島建設技術研究所 (〒182-0036 東京都調布市飛田給 2-19-1)

***工修, 工事長 日本道路公団中部支社豊田工事事務所 (〒471-0831 愛知県豊田市司町 4-16)

****工修, 構造技術課長代理 日本道路公団中部支社建設第二部 (〒460-0003 名古屋市中区錦 2-18-19 三井住友銀行ビル)

Composite structures have been widely used because of their structural rationality, advantage in erection and quick construction. The cumulative strength method is generally used in shear design of concrete beam member encased steel webs. However, shear capacity of deep beams has not been enough clarified. This paper describes shear behavior in detail of steel webs in steel-concrete composite beams used studs on steel flanges and solid-webs as well as the shear capacity calculation method. As a result of a series of 6 experiments on deep beams taking existence of compression flange and tension steel ratio into account as experimental parameters, it has revealed that principle stress state of webs is in almost uni-axis tension region, not in pure shear state that is assumed in the cumulative strength method.

Key Words: concrete encased steel beam, shear strength, steel solid-web, deep beam

キーワード: 鉄骨コンクリート, せん断耐力, 鋼殻, ウェブ, ディープビーム

1. はじめに

鉄骨を鉄筋コンクリートに埋め込んだ合成構造は、鋼構造と鉄筋コンクリートの両者の長所を組み合わせた形式であり、構造的な合理性と施工性に優れていることから、これまでに、さまざまな形で用いられている¹⁾。その中でも、充腹型の鉄骨を用いた鉄骨鉄筋併用コンクリート(以下, SRC)あるいは大型の鋼殻を埋め込んだ鉄骨コンクリート(以下 SC)は、大型重機により急速架設が可能でじん性にも優れていることから、積極的に採用する例が増えてきている。

さらに近年、土木構造物においても必ずしも構造的な合理性だけでなく、景観・環境などの周囲との調和に対する配慮なども求められており、形状・寸法の設定においては、断面を極力縮小したり部材軸線を曲線としたりすることが要求され、その結果、力学的に厳しい形状の部材となる場合もある²⁾。こうした場合には、主鉄筋として太径の鉄筋を多段に配置するよりは、施工性も考慮して、鉄骨を埋め込んだ合成構造とすることが合理的である。また、せん断補強鉄筋についても同様であるが、特に、せん断スパン比が小さい部材においては、通常の棒部材と異なり、スターラップの寄与はトラス機構を仮定した場合のスターラップの降伏せん断耐力よりも小さいことが指摘されており、こうした意味からも、大断面の鉄骨を利用することが

合理的である。

SRC あるいは SC 部材の曲げ耐力については、鉄骨端部がコンクリートに十分定着されていれば、一般に、平面保持を仮定し、鉄骨を鉄筋と見なして通常の RC と同様に計算する方法により、十分な精度が得られることが実験により検証されており、古くから設計にも取り入れられている³⁾。

一方、棒部材のせん断耐力については、一般に累加強度方式、すなわち、せん断補強鋼材を用いないせん断耐力(以下、コンクリート負担分)、せん断補強鉄筋により受け持たれるせん断耐力(以下、スターラップ負担分)、および、せん断補強鋼材により受け持たれるせん断耐力(以下、鋼殻負担分)の累加で求めることが、実用的かつ安全側の評価として広く用いられている³⁾。

ところで、SRC 部材のせん断耐力についても、鉄筋コンクリートの場合と同様に、せん断スパン比 a/d が小さくなるにつれせん断耐力が増大することが指摘されている。最近では、村田らが広範な実験により検討している⁴⁾。その結果、せん断スパン比が小さいほど、累加強度式は安全側となることが指摘されている。すなわち、せん断スパン比が小さなディープビーム形状の SRC 部材においては、累加強度式は必ずしも合理的な評価法ではない。特に、断面寸法に制約がありコンクリートよりも鋼ウェブに積極的にせん断耐力を負担させようとする場合

表-1 試験体一覧

名 称	有効高さ(mm)/ せん断スパン比	下フランジ厚(mm) / 降伏点 (N/mm ²)	引張鋼材比 (%)	上フランジ の有無	ウェブ鋼板 降伏点(N/mm ²)	実験時モルタル 強度(N/mm ²)
No.12-1	444	t=12	1.80	t=6mm	381.5	45.5
No.12-2	/ 1.014	/ 370.8		なし		42.6
No.22-1	439	t=22	3.34	t=6mm	414.3	38.9
No.22-2	/ 1.025	/ 424.2		なし		41.5
No.30-1	435	t=30	4.60	t=6mm	414.3	44.2
No.30-2	/ 1.034	/ 357.2		なし		43.9

試験体の名称は、下フランジ板厚 (mm)-上フランジの有無 (1：あり，2：なし)を示す。

では、鋼ウェブの負担分が支配的となるので、その合理的なせん断耐力評価法が必要となる。

しかしながら、せん断スパン比が小さいディープビーム形状の SRC 部材として、特に鋼殻を積極的に用いた SC 部材に対する研究は、ほとんど見当たらないのが現状である。

本研究は、頭付きスタッドジベル（以下、スタッド）で充腹型鉄骨をコンクリートと一体化した SC 部材を対象とし、せん断に対する基礎的な挙動の把握を目的として、せん断スパン比が1.0程度のディープビームについて、引張フランジの厚さをパラメータとした部材実験を行い、曲げ破壊とせん断破壊を再現し、鋼ウェブのひずみを断面の高さ方向に測定することで、鋼ウェブの挙動やせん断耐力に対する鋼ウェブの負担分を詳細に求め、その結果について考察したものである。

2. SC ディープビームの載荷実験

2.1 本研究の位置付け

鉄骨とコンクリートの付着強度は、異形鉄筋とコンクリートに比べればはるかに小さく、従来の充腹型鉄骨を用いた SRC 部材では、RC 部分と鉄骨はそれぞれ独立してせん断に対して挙動するものと考えられ、そうした計算上の仮定は、設計上、安全側となる。こうしたことから、SRC 部材のせん断耐力は、RC 部分と鉄骨部分の両方の終局耐力の累加で表される。土木学会のコンクリート標準示方書をはじめとする各規準^{3), 4)}では、累加強度方式が採用されており、鋼殻負担分は、ウェブ断面積にせん断降伏強度を乗じた値、すなわち全せん断降伏強度としている。

本研究では、鉄筋をなくして鋼殻を積極的に利用した SC 部材を対象としており、せん断耐力のうち、およそ4割を鋼殻で負担分させることを想定している²⁾。さらに、鋼殻とコンクリートが一体となるようにして、コンクリート表面のひび割れの分散を図るため、ずれ止めとして施工性やコストに優れるスタッドを用いている。しかしながら、鋼殻にスタッドを溶植した SC 構造のせん断耐力に着目した実験例は、見当たらない。

また、曲げモーメントによる圧縮力は、本来コンクリートで負担させることが合理的であるので、充腹鉄骨の圧縮側フランジは、ウェブ鋼板の定着としては重要であるが、曲げモーメントに抵抗するためには必ずしも合理的では

ない。実際の構造物においては、種々の制約から部分的に圧縮フランジがない場合も想定され、そうした場合の耐力評価についても検討する必要があると考えられた。そこで、圧縮フランジを持たない鋼殻を埋め込んだ SC 部材についても、実験を行うこととした。

2.2 試験体の種類と諸元

表-1に試験体の一覧を示す。試験体は6体で、引張鋼材比である下フランジ板厚と上フランジの有無をパラメータとした。断面形状は、すべて、幅300 mm、高さ500 mmとし、支間長は1,350 mmとした。

図-1にNo.22-1とNo.22-2の試験体形状を示す。本試験体は、実構造物の1/10の縮尺を想定していることから、モルタルを用い、圧縮強度は40 N/mm²を目標とした。表-2にモルタルの諸元を示した。

鋼板は SM490 材のビルトアップとし、溶接サイズは4 mmを基本とした。支点および載荷点には、ダイヤフラムもしくは補強リブを配置した。

使用したスタッドは、軸径φ6 mm、長さ35 mmであり、上下フランジ、ウェブとも支間内については両面にすべて30 mm間隔で溶植した。写真-1に鋼殻の状況を、また、表-3に鋼材の引張試験結果を、表-4にスタッドの性質を示した。なお、試験体のスタッドは、1本当りのせん断耐力で換算すると、実構造物ではφ25 mm、間隔200 mmに相当する。

各試験体の下フランジのかぶり厚さを50 mmで一定としたため、有効高さ(断面上縁から下フランジ図心までの距離)は試験体により僅かに異なっており、せん断スパン比は1.01~1.03、引張鋼材比は1.80~4.60%となっている。ウェブ鋼材比は2.0%で一定である。

No.12-1とNo.12-2以外の試験体は、前述の累加強度方式で算出したせん断耐力が曲げ耐力を下回っており、設計上の破壊モードはせん断破壊となっている。

2.3 載荷方法と計測項目

載荷は、5,000 kNのアムスラー型載荷試験機により行い、スパン1,350 mmを3等分する2点対称載荷とし、載荷板幅は100 mmとした。載荷荷重は、曲げひび割れの発生時点で一旦除荷したのち、破壊まで単調に増加させた。

測定は、載荷荷重、試験体各位置の鉛直変位、上下フランジとウェブ鋼板のひずみ、および、試験体圧縮縁と側面

表-2 モルタルの諸元

実験時目標圧縮強度	40 N/mm ²
骨材の最大寸法	5 mm
セメント	早強ポルトランドセメント
フローの範囲	260±10mm
空気量	6%以下
水セメント比	68%

表-3 鋼材の引張試験結果

種 類	厚さ (mm)	降伏点 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	使用試験体
ウェブ 上フランジ	6	381.5	535.8	No.12-1, No.12-2 No.22-1, No.22-2
ウェブ 上フランジ	6	414.3	563.2	No.30-1, No.30-2
下フランジ	12	370.8	543.9	No.12-1, No.12-2
下フランジ	22	424.2	559.3	No.22-1, No.22-2
下フランジ	30	357.2	524.7	No.30-1, No.30-2

表-4 スタッドの機械的性質

部 材	材 質	引張強さ N/mm ²
φ6 mm	SWCH8R	400~540

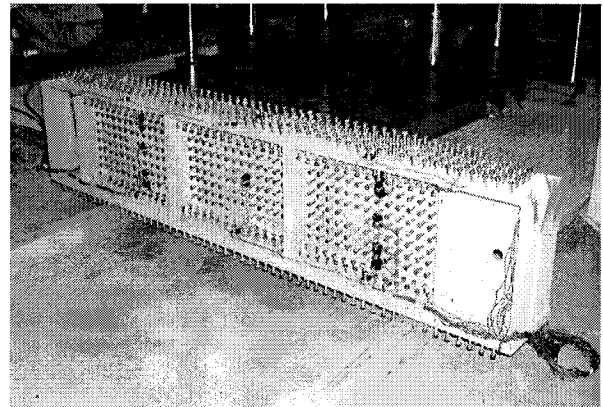
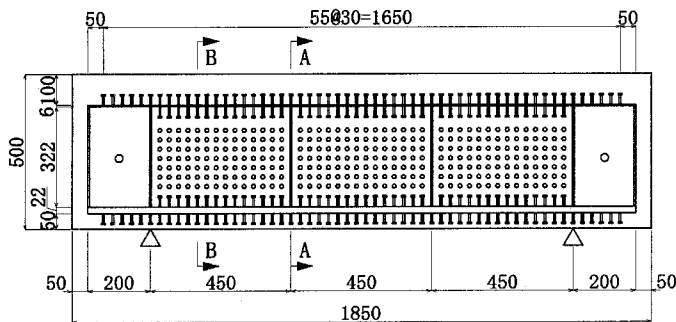
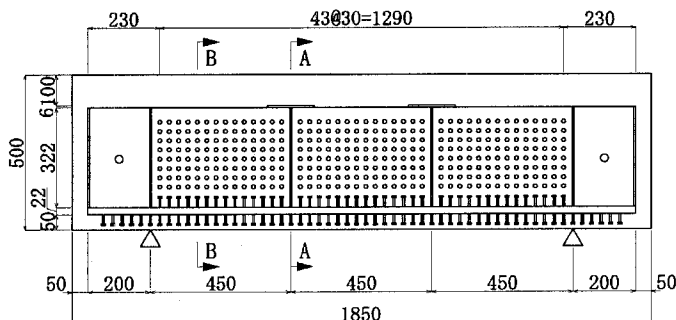


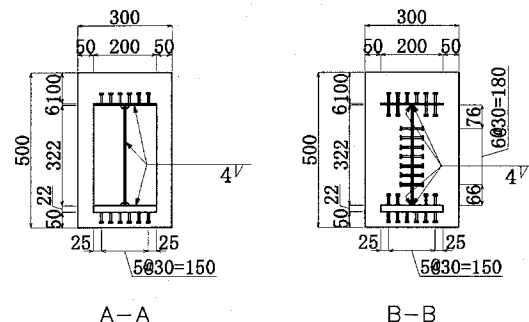
写真1 試験体の鋼殻 (No.12-1)



(a) No.22-1

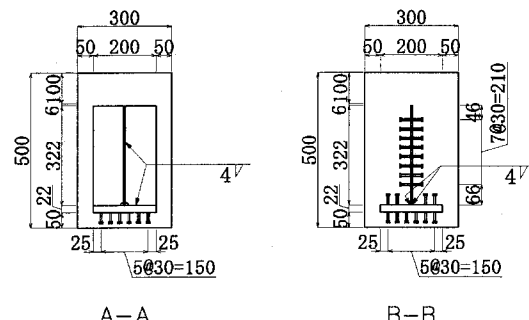


(b) No.22-2



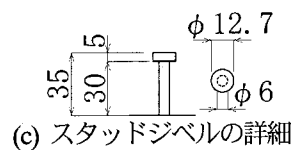
A-A

B-B



A-A

B-B



(c) スタッドジベルの詳細

単位(mm)

図-1 試験体形状

のコンクリートひずみについて行った。また、ひび割れ発生状況や破壊状況を観察した。

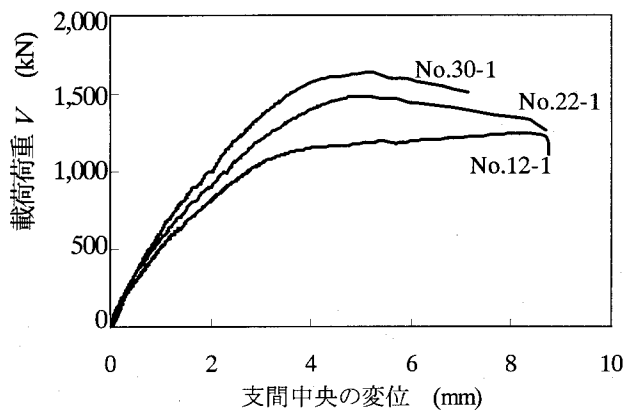
ウェブ鋼板のひずみは、応力分布や主応力状態を確実に計測するため、せん断スパン中央の高さ方向の5点にロゼットゲージを貼り付け、鋼板の表裏の平均値をひずみ値(ε_x , ε_y , γ_{xy})とした。ウェブ鋼板の応力状態を考察する際には、このひずみを基に、ウェブ鋼板が平面応力状態であると仮定し、完全弾塑性体としての構成則から応力(σ_x ,

σ_y , τ_{xy})に変換した。降伏の判定には式(1)のMisesの降伏条件を適用し、降伏応力 Y にはテストピースの引張試験による実測値を用いた。また、引張試験の結果十分な降伏棚が認められたことから、降伏後は二次勾配を持たない等方硬化を仮定し、ひずみ増分より応力度を算定した。

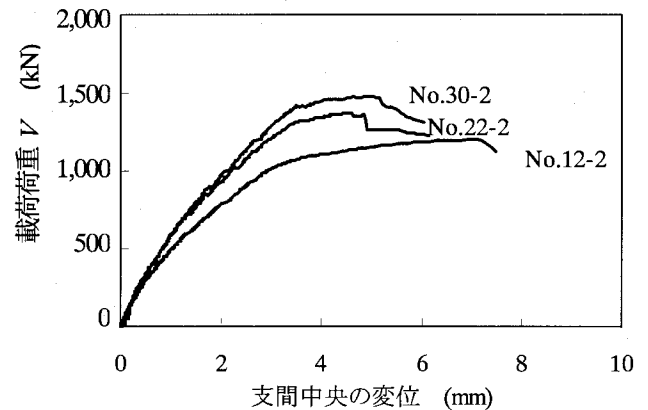
$$F = \sigma_{xx}^2 - \sigma_{xx} \cdot \sigma_{yy} + \sigma_{yy}^2 + 3 \cdot \tau_{xy}^2 - Y^2 = 0 \quad (1)$$

表-5 試験結果と計算値

試験体名称			No.12-1	No.12-2	No.22-1	No.22-2	No.30-1	No.30-2
最大荷重 V_{test} (kN)			1,249	1,204	1,483	1,374	1,637	1,480
破壊モード			曲げ引張破壊		せん断破壊			
せん断耐力の計算値	コンクリート負担分	V_c (kN)	839	802	898	976	1,025	1,066
	①全せん断降伏強度を用いた累加強度式	V_{sl} (kN)	438	438	425	425	450	450
		$V_{cal,1} = V_c + V_{sl}$ (kN)	1,277	1,240	1,323	1,401	1,475	1,516
		$V_{test}/V_{cal,1}$	—	—	1.121	0.980	1.109	0.976
	②ウェブ鋼板をスターラップ換算した場合	$\phi = -0.17 + 0.3(a/d) + 0.33/p_v$	0.299	0.299	0.303	0.303	0.305	0.305
		$V_{cal,2} = V_c + \phi \cdot V_{sl}$ (kN)	970	933	1,027	1,105	1,162	1,203
		$V_{test}/V_{cal,2}$	—	—	1.444	1.243	1.408	1.230
	③ウェブ鋼板を1軸引張状態とした場合	$V_{s3} = f_y \cdot t_w \cdot h_w$ (kN)	759	579	736	556	780	575
		$V_{cal,3} = V_c + V_{s3}$ (kN)	1,598	1,381	1,634	1,532	1,805	1,641
		$V_{test}/V_{cal,3}$	—	—	0.907	0.897	0.907	0.902
	④ウェブ鋼板の主応力比を1:-0.3とした場合	V_{s4} (kN)	644	491	624	472	662	488
		$V_{cal,4} = V_c + V_{s4}$ (kN)	1,483	1,293	1,522	1,448	1,687	1,554
		$V_{test}/V_{cal,4}$	—	—	0.974	0.949	0.970	0.953

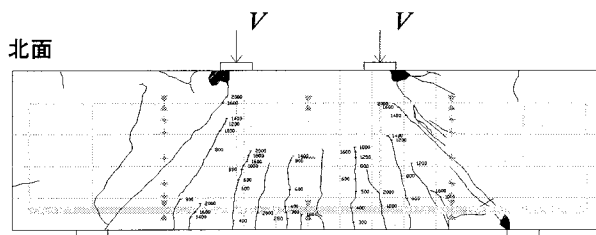


(a) 圧縮フランジありの試験体

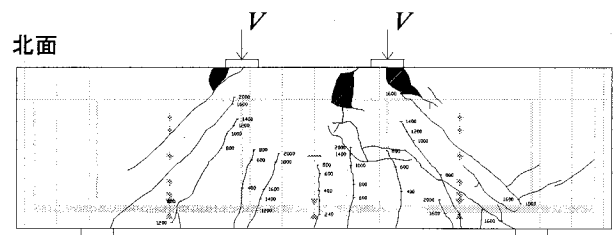


(b) 圧縮フランジなしの試験体

図-2 載荷荷重と支間中央の変位



(a) No.22-1



(b) No.22-2

図-3 最終ひび割れ状況の例

ここで、 σ_x , σ_y , τ_{xy} は x (部材軸方向), y (はりの高さ方向)の応力, およびせん断応力, σ_1 , σ_2 は主応力, Y は降伏応力である。

3. 実験結果および考察

3.1 実験結果

(1) ひび割れと破壊状況

試験体の最大荷重と破壊モードを, 表-5 に示した。

試験体 No.12-1 と No.12-2 はウェブ鋼板が完全に降伏する前に, 引張フランジの応力度が降伏点に達して曲げ破壊

しており, その最大荷重も平面保持を仮定した計算値にほぼ一致していた。その他の4体は, いずれも, 引張フランジの降伏前にせん断破壊に達した。詳細は後述するが, せん断破壊したものは, ウェブ鋼板は降伏していた。

図-2 に, 各試験体の荷重(せん断力)と支間中央の変位を示す。せん断破壊した試験体においても, 最大荷重到達後の荷重の低下は, 比較的緩やかであり, 充腹型鉄骨を用いることにより, せん断破壊でありながら比較的じん性に優れていた。

図-3 にひび割れ状況の例を示す。ひび割れは, せん断破壊した4体ではいずれも同様に, 曲げひび割れが発生した後, せん断力 800 kN 程度で圧縮フランジ位置まで伸びて,

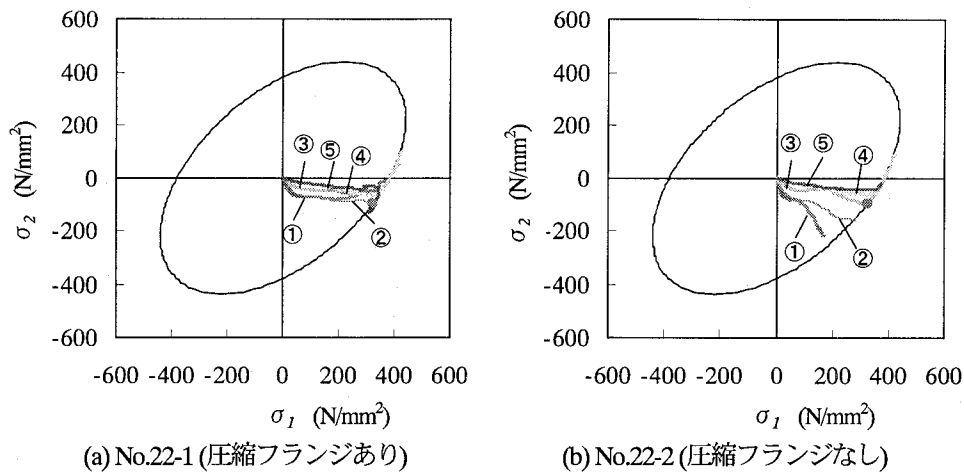


図4 ウェブ鋼板の主応力経路の例

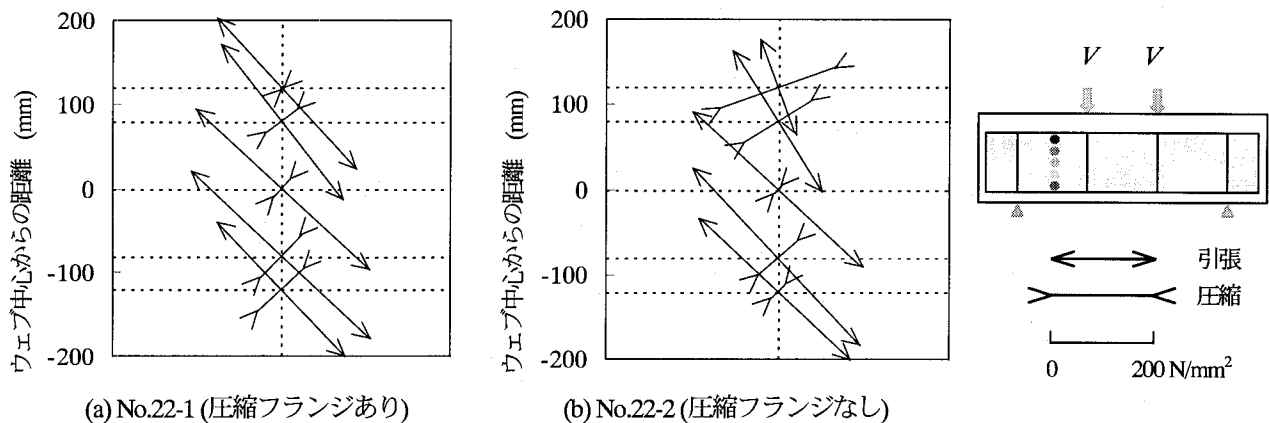


図5 破壊近傍におけるウェブ鋼板の主応力図の例

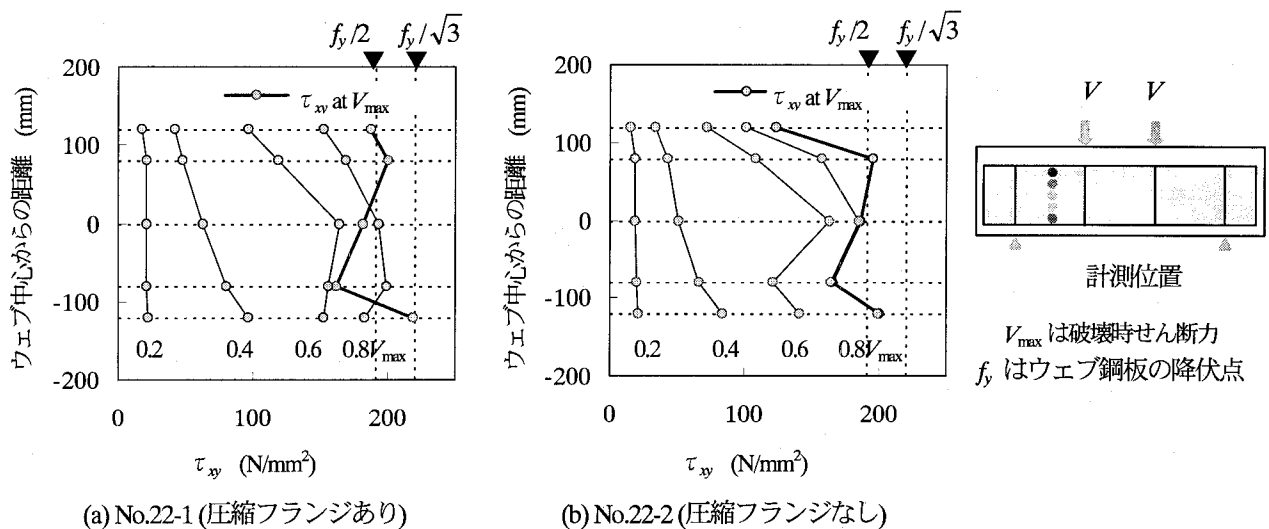


図6 ウェブ鋼板のせん断応力分布の例

支点と載荷点を結ぶ斜めひび割れを形成した。破壊直前の圧縮ストラットを見てみると、アーチクラウンに相当するコンクリートの中には、鋼材はない状態であった。なお、一般に、スタッドなどのない鉄骨を埋め込んだ部材では、付着が十分ではないために、一般にひび割れ本数がRC部材に比べ少ない。本試験体では、図-3に示したように、曲げひび割れは10 cm以下の間隔でほぼ一様に発生しており、ひび割れ分散性は、通常のRC部材に近いものといえ

る。

(2) ウェブ鋼板の応力状態

前述のように、ひずみの計測値から、ウェブ鋼板の応力度を求めた。図-4に各試験体の主応力経路を、図-5に破壊近傍における主応力図を、図-6にせん断応力分布を示す。

圧縮フランジがあるものは、ウェブ鋼板は全高さに渡ってほぼ一様に降伏していたが、圧縮フランジのないものは、

ウェブ鋼板上端付近に降伏に達していない部分が認められた。

破壊近傍の主応力方向は、図-5 に示したようにほぼ 45 度方向であったが、この傾向はひび割れ発生前から破壊近傍までほとんど変化していなかった。主応力経路は、ひび割れ発生までは純せん断状態に近いが、ひび割れ発生後は、図-4 に示したように、圧縮主応力 σ_2 が微増であるのに対し、引張主応力 σ_1 が増加し続けている。降伏後は降伏曲面上を 2 軸引張方向に移動していた。破壊付近のウェブ鋼板の応力状態は、主応力比がおよそ 1: - 0.3 の 1 軸引張状態に近い引張-圧縮状態であった。

せん断応力度 τ_{xy} の分布は、図-6 から分かるように、曲げひび割れ発生後(図-6 中、 $0.4V_{\max}$ 程度まで)は引張縁が大きい直線状で、斜めひび割れ発生後(同 $0.6V_{\max}$ 程度以降)はウェブ鋼板中央がやや増大した。破壊付近は、必ずしもきれいな分布形状ではないが、降伏後のひずみ測定誤差によるものと思われる。

最大荷重付近の τ_{xy} の分布は、ウェブ鋼板が降伏しても、せん断降伏強度 $\tau_y = f_y / \sqrt{3}$ (f_y : 降伏点)に達することはない。これは、せん断降伏強度は、純せん断状態での降伏強度であるが、実際のウェブの応力状態は、圧縮フランジのない試験体の場合のウェブ上端付近を除いて、純せん断ではなく 1 軸応力状態に近いのである。1 軸引張状態で降伏する時のせん断応力度 τ_{xy} は、主方向が 45 度の斜め方向であれば、 $\tau_{xy} = f_y / 2$ である。図-6 を見ると、ウェブ鋼板が降伏した試験体の最大荷重付近におけるせん断応力は、 $\tau_{xy} = f_y / 2$ にほぼ一致しているかやや小さいことが分かる。

RC 部材の場合、一般に、スターラップの寄与はトラスの引張材としてのメカニズムを仮定している。しかし、 a/d が 1.0 程度のディープビームでは、アーチ機構が主体であり、 a/d が大きい棒部材に比べ、スターラップの引張応力度は小さい。実際、スターラップがない部材でも、斜めひび割れの発生により直ちに破壊に至ることはない。そのため、スターラップは十分には降伏しないことが実験で確かめられている^{9) 7)}。

これに対し、充腹型鉄骨を用いた場合においては、せん断補強筋のない RC はりと同様に荷重点の荷重と支点部の反力によりウェブ鋼板に圧縮応力が生じるが、ウェブ鋼板はひび割れと直交方向にそのまま引張応力度が生じており、本試験体のようなウェブ鋼材比では、降伏まで負担分が増大したものと考えられる。

このように、スタッドで一体化した SC 部材においては、ウェブ鋼板の応力状態は、スターラップとも累加強度式で仮定している純せん断状態とも異なるものであった。

3.2 ウェブ鋼板の負担分とせん断耐力評価

(1) 累加強度式によるせん断耐力

せん断耐力の計算値として、累加強度式による値を求め、実験結果と比較した。ここで、コンクリート負担分の算定には、せん断補強鉄筋のないディープビームの耐力式であ

る式(2)に示す二羽式⁸⁾を用いた。

$$V_c = 0.53 \cdot b_w \cdot d \cdot f_c^{2/3} (1 + \sqrt{p_w}) \cdot (1 + 3.33(r/d)) / (1 + (a/d)^2) \quad (2)$$

ここで、係数は従来単位に対するものであり、

b_w : 腹部の幅

d : 有効高さ

f_c : コンクリートの圧縮強度 (kgf/mm²)

p_w : 軸方向引張鉄筋断面積(ここでは引張フランジの断面積)の腹部断面積に対する比

a/d : せん断スパン比

r : 載荷板の幅

また、ウェブ鋼板の負担分は全せん断降伏強度であり、式(3)で求めた。

$$V_{sl} = \tau_y \cdot t_w \cdot h_w = f_y / \sqrt{3} \cdot t_w \cdot h_w \quad (3)$$

ここで、

f_y : ウェブ鋼板の降伏点

τ_y : ウェブ鋼板のせん断降伏強度

t_w : ウェブ鋼板の厚さ

h_w : ウェブ鋼板の高さ

表-5 の①に累加強度式によるせん断耐力の計算値を、 V_{cal1} として示した。上フランジがある場合の累加強度式による実験値 V_{test} は、計算値をおよそ 1 割上回った。

(2) スターラップに換算したせん断耐力

参考までに、本試験体と同じせん断補強鋼材量のスターラップに換算した場合のせん断耐力を求めてみた。

式(4)に示す角田らの式⁹⁾により、スターラップの降伏に対する低減係数 ϕ を求めると、約 0.3 となる。

$$\phi = -0.17 + 0.3(a/d) + 0.33/p_v, \quad 0 \leq \phi \leq 1 \quad (4)$$

ここで、

a/d : せん断スパン比

p_v : せん断補強鋼材比(%)

この低減係数を考慮して、表-5 の②に、同じ強度・鋼材量のスターラップに換算した場合の計算値を V_{cal2} として示した。計算値は上フランジありの場合で約 4 割、上フランジなしの場合で約 2 割実験値を下回っており、ウェブ鋼板はスターラップとした場合よりもはるかに大きなせん断耐力を負担していることが分かる。

(3) ウェブ鋼板の応力状態を考慮したせん断耐力評価

測定結果によれば、実際の応力状態は純せん断ではなく 1 軸引張応力状態に近かったもので、これを考慮してウェブ鋼板のせん断耐力を見直した。

スターラップを有する鉄筋コンクリートはりのせん断耐力は、ひび割れていない断面上縁部のコンクリートを介して伝達されるせん断力、ひび割れ面を介して伝達されるせん断力、鉄筋のダボ作用、およびスターラップが受け持っているせん断力の和として表現される。スターラップ負

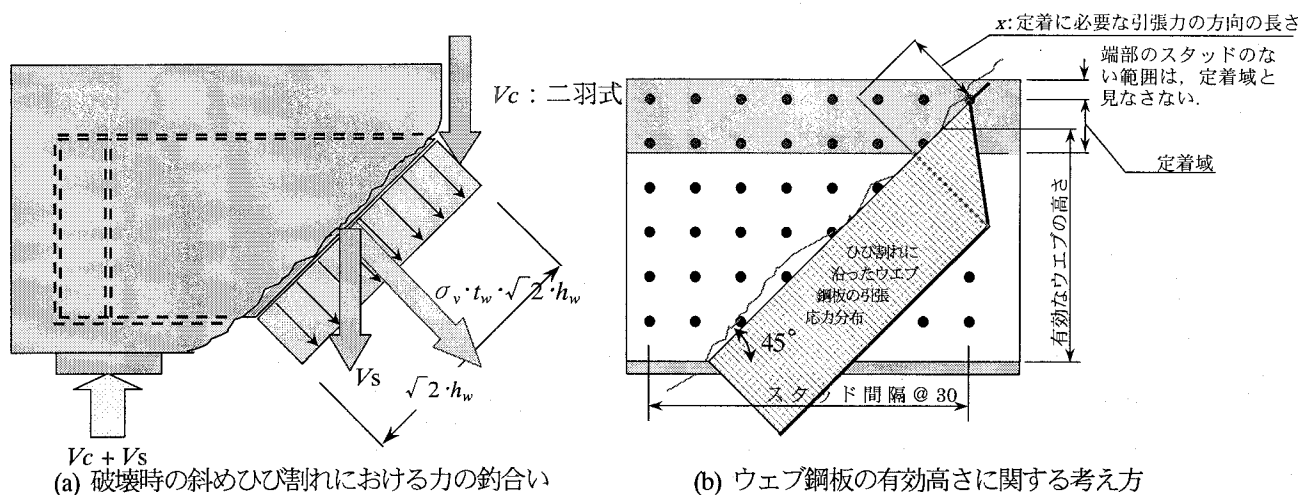


図-7 セン断耐力の算定方法の概念

担分はトラス機構を仮定した場合のスターラップの降伏せん断耐力とし、それ以外は、コンクリート負担分として、せん断補強鉄筋のないRCはりの実験から求めた耐力式が適用されている。

ここでも、図-7 に示すように、SC ディープビームのせん断耐力が、コンクリート負担分とウェブ鋼板の負担分の和であると考えた。

斜めひび割れ方向を実験結果から 45 度とし、斜めひび割れに沿った断面での力の釣合いを考え、式(5)に示すウェブ鋼板の引張力の鉛直成分を V_s とした。ここで、せん断破壊時のウェブ鋼板の応力状態を 1 軸引張状態と仮定し、 f_y にはウェブ鋼板の降伏点を用いた。

$$V_{s3} = f_y \cdot t_w \cdot h_w = \sqrt{3} \cdot \tau_y \cdot t_w \cdot h_w \quad (5)$$

ここで、

f_y : ウェブ鋼板の降伏点

τ_y : ウェブ鋼板のせん断降伏強度

t_w : ウェブ鋼板の厚さ

h_w : ウェブ鋼板の有効高さ(フランジ間距離)

圧縮フランジのない試験体においては、ウェブ鋼板の上端付近は降伏に達していなかった。これは、圧縮フランジがないためにウェブの降伏に対応する引張力が、スタッドにより段階的にコンクリートに伝達され、ウェブ上端においてはゼロとなからである。すなわち、ウェブ上端付近は、スタッドによる定着域となっており、その範囲ではウェブの引張応力度は徐々に変化していると考えられる。

そこで、圧縮フランジのない試験体のウェブ鋼板の有効高さ h_w の設定においては、この定着域における引張応力の分布が降伏点からゼロまでの三角形分布であると仮定し、ウェブ鋼板の降伏を定着するのに必要な長さ x に対応する定着域の長さ(ウェブ高さ方向)の 1/2 を控除することとした。定着長さ x は、以下のように算定した。

スタッド 1 本のせん断降伏荷重を、(社)日本鋼構造協会の方法⁹⁾に従い求めた。すなわち、スタッドのせん断試験を行い、せん断力-相対ずれ関係を求め、最大せん断力の

1/3 荷重点の割線剛性の 0.2 mm オフセット値をせん断降伏荷重とした。そして、スタッド 1 本のせん断降伏荷重 10.8 kN より、控除高さを求めた。単位幅あたりの引張力とスタッドのせん断力の関係より、ウェブ鋼板の降伏を定着するのに必要な長さは、以下ようになる。

$$x = \sigma_y \cdot s_x \cdot s_y \cdot t_w / (2 \cdot F_y) \quad (6)$$

ここで、

x : 定着に必要な引張力の方向の長さ(鋼板両面にスタッドを有する場合)

σ_y : 定着すべきウェブ鋼板の引張応力。簡単のため純引張状態における降伏点とし、表-3 に示した試験値とした。

$s_x \cdot s_y$: スタッドの配置間隔。30×30 mm

t_w : ウェブ鋼板の厚さ 6 mm

F_y : スタッド 1 本のせん断降伏荷重。10.8 kN

こうしたウェブ鋼板の有効高さの考え方に基いて式(5)により求めた V_{s3} と二羽式による V_c の和を、 V_{cal3} として表-5 の③に示した。 V_{cal3} は、実験結果を 1 割程度大きめに評価している。これは、ウェブ鋼板が完全な 1 軸引張状態ではないために、実際のウェブ鋼板の負担分 V_s が式(5)による値よりも小さいことによるものと考えられる。また、実験で見られた破壊近傍での主応力比 1 : - 0.3 を仮定し、Mises の降伏条件による降伏応力度から V_{s4} を求め、せん断耐力を求めると同表④に示すように、実験値と計算値 V_{cal4} との比は平均 0.96 となり、計算値は実験値と概ね一致した。

4. マクロモデルによるウェブ鋼板の応力状態に関する考察

実験結果に基づいて、ひび割れ面における釣合いを考えた結果、SC ディープビーム部材である試験体のせん断耐力は、引張フランジを引張鉄筋と見なした RC ディープビームのコンクリート負担分と、主応力状態に応じたウェブ鋼板の負担分の和であることが分かった。

ところが、ウェブ鋼板の応力は、2軸応力状態(平面応力状態)で生じるので、降伏はその応力状態としての主応力比に依存する。はりのせん断耐力を精度よく算定するためには、このウェブ鋼板の主応力比を評価する必要がある。

そこで、実験でのウェブの主応力比が、引張-圧縮状態となっていたことについて、ウェブを面内力を受ける鋼板とコンクリートからなる平板として考え、以下のマクロモデルに基づいて、さらに考察した。

4.1 計算における仮定

まず、ウェブ鋼板について以下のように仮定した。

- ウェブ鋼板は、スタッドが配置されてコンクリートに埋め込まれているので、座屈は生じず、コンクリートと一体となって挙動する。
- はりにはせん断力のみが作用しており、これはウェブ鋼板から作用する。
- ウェブ鋼板は、一様な面内変形をする。
- ウェブ鋼板の降伏は、Misesの降伏条件に従う。
- コンクリートはひび割れ後の状態を考え、ひび割れと平行な方向に圧縮力のみを受ける。
- ウェブ鋼板の周囲には上下フランジやせん断スパン外のリップなどがあり、これらをウェブ鋼板の面内変形に対する拘束部材として考慮する。

これらの仮定のもとに、ウェブ鋼板の平均的な主応力比や主応力方向などを与え、ウェブ鋼板をマクロ的に表現するモデルとして、図-8に示す、ウェブ鋼板部分のコンクリート、ウェブ鋼板、およびウェブ周囲の拘束部材からなるモデルを考えた。はりのせん断支間には、図-8(a)に示すように、載荷荷重、支点反力、軸方向力、鉛直方向力、および曲げモーメントが作用している。

以下に、このマクロモデルについて、各要素の構成則とせん断支間に対する力の釣合いを考え、鋼板の主応力比について考察した。

4.2 ウェブ鋼板の応力状態

コンクリート、鋼板、およびウェブ鋼板周囲の拘束部材の三つについて、それぞれ以下の構成則が成り立つ。

$$\begin{Bmatrix} \sigma_{c,x} \\ \sigma_{c,y} \\ \tau_{c,xy} \end{Bmatrix} = T_1^{-1} \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & E_c & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} T_2 \cdot \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} \quad (7a)$$

$$\begin{Bmatrix} \sigma_{s,x} \\ \sigma_{s,y} \\ \tau_{s,xy} \end{Bmatrix} = \frac{E_s}{1-\nu_s^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu_s & 0 \\ \nu_s & 1 & 0 \\ 0 & 0 & (1-\nu_s)/2 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} \quad (7b)$$

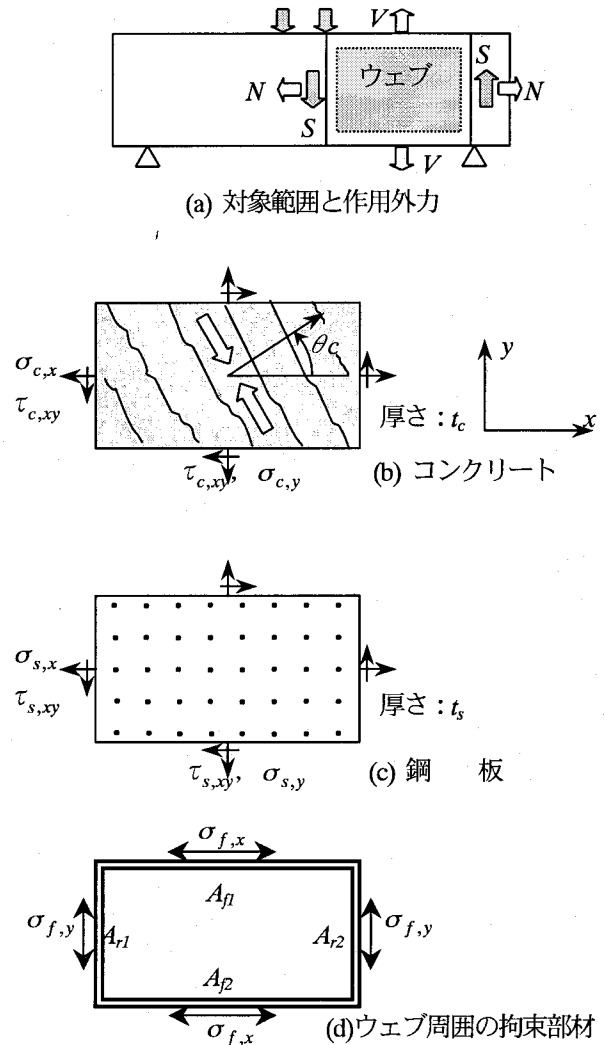


図-8 マクロモデルの概念

$$\begin{Bmatrix} \sigma_{f,x} \\ \sigma_{f,y} \end{Bmatrix} = E_s \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \end{Bmatrix} \quad (7c)$$

ここで、 σ_x , σ_y , τ_{xy} は x (部材軸方向), y (はりの高さ方向)の応力、およびせん断応力、また ε_x , ε_y , γ_{xy} は x , y 方向のひずみ、およびせん断ひずみで、添え字 c , s , f はコンクリート、ウェブ鋼板、周囲の拘束部材を表す。 E_c はひび割れたコンクリートの弾性係数、 E_s は鋼板の弾性係数($=2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$)、 ν_s はウェブのポアソン比($=0.3$)である。また、 T_1 , T_2 はひび割れ方向と x - y 方向の座標変換行列である。

$$T_1 = \begin{bmatrix} \cos^2 \theta & \sin^2 \theta & 2 \sin \theta \cdot \cos \theta \\ \sin^2 \theta & \cos^2 \theta & -2 \sin \theta \cdot \cos \theta \\ -\sin \theta \cdot \cos \theta & \sin \theta \cdot \cos \theta & \cos^2 \theta - \sin^2 \theta \end{bmatrix} \quad (8a)$$

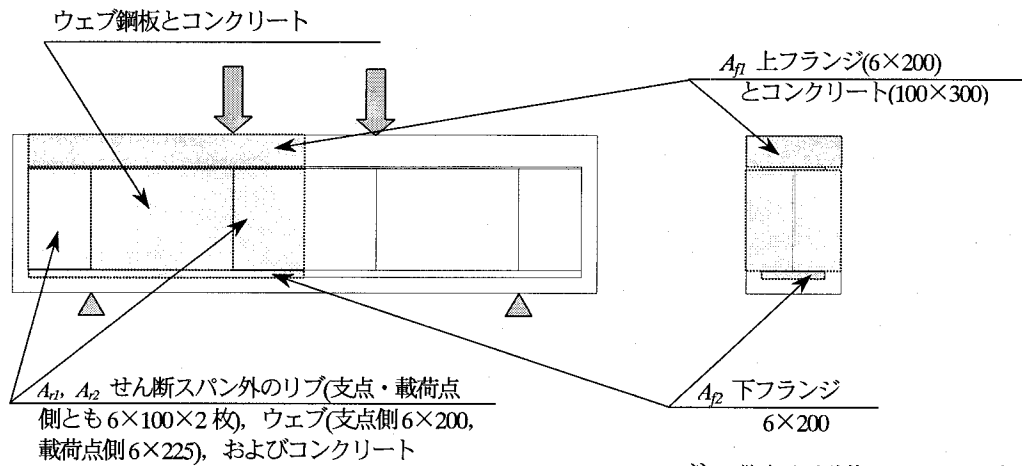


図9 マクロモデルにおける周囲の拘束部材の考え方

表6 マクロモデルによるウェブ鋼板の主応力比の計算結果

試験体	No.22-1	No.22-2	No.30-1	No.30-2
t_c (mm)	294			
t_s (mm)	6 (ウェブ鋼材比 0.02)			
h_w (mm)	322		314	
l_w (mm)	450			
A_f (mm ²)	6×200+100×300/ n	100×300/ n	6×200+100×300/ n	100×300/ n
A_p (mm ²)	22×200		30×200	
A_{r1} (mm ²)	6×100×4 枚+6×200+6×225+(200+225)×200/ n (せん断スパン外のリブ・ウェブとコンクリートを考慮)			
A_{r2} (mm ²)				
主応力方向 θ (deg.)	44.2	43.7	44.9	44.5
主応力比 σ_1/σ_2	-0.282	-0.263	-0.307	-0.292

$$n = E_s / E_c = 2.0 \times 10^5 / 2.34 \times 10^4$$

$$T_2 = \begin{bmatrix} \cos^2 \theta & \sin^2 \theta & \sin \theta \cdot \cos \theta \\ \sin^2 \theta & \cos^2 \theta & -\sin \theta \cdot \cos \theta \\ -2 \sin \theta \cdot \cos \theta & 2 \sin \theta \cdot \cos \theta & \cos^2 \theta - \sin^2 \theta \end{bmatrix} \quad (8b)$$

本研究の試験体については、ひび割れがほぼ 45 度であったので、コンクリートについては、ひび割れ方向を部材軸から 45 度方向に固定でき、以下ようになる。

$$\begin{Bmatrix} \sigma_{c,x} \\ \sigma_{c,y} \\ \tau_{c,xy} \end{Bmatrix} = \frac{E_c}{4} \begin{bmatrix} 1 & 1 & -1 \\ 1 & 1 & -1 \\ -1 & -1 & 1 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} \quad (9)$$

面内力を受ける RC 平板においては、ひび割れたコンクリートのひび割れと平行方向の弾性係数あるいは応力-ひずみ関係は、例えば Collins¹⁰⁾が指摘するように、ひび割れ前のそれよりも低下することが知られている。これは、ひび割れ面での凹凸により圧縮力を負担する能力が低下すること、ひび割れと直行方向に配置された鉄筋の周囲の付

着ひび割れによるものと考えられている¹¹⁾。低下率はひび割れと直交方向の平均ひずみの関数で表される。その値は研究者によって多少異なっているが、およそ 0.7 程度である^{10), 11)}。しかしながら、本試験体ではモルタルを用いておりピークひずみが約 3700 μ と大きく、せん断破壊直前のコンクリートウェブの 45 度方向のひずみの測定値は 1,000 μ 程度であった。これをそのまま当てはめると、剛性の低下はほとんどないことになる。コンクリートは無筋状態であることから、ここでは、剛性低下は考慮せず、材料試験値 $E_c = 2.34 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ とした。

力の釣合いにおいて、はりのせん断支間ウェブに作用する全体の力を、軸力 N 、鉛直力 V 、せん断力 S とすれば、部材にはせん断力 S のみが作用していることから、次式が成り立つ。

$$A_c \begin{Bmatrix} \sigma_{c,x} \\ \sigma_{c,y} \\ \tau_{c,xy} \end{Bmatrix} + A_s \begin{Bmatrix} \sigma_{s,x} \\ \sigma_{s,y} \\ \tau_{s,xy} \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} (A_{f1} + A_{f2}) \sigma_{f,x} \\ (A_{r1} + A_{r2}) \sigma_{f,y} \\ 0 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} N = 0 \\ V = 0 \\ S \end{Bmatrix} \quad (10)$$

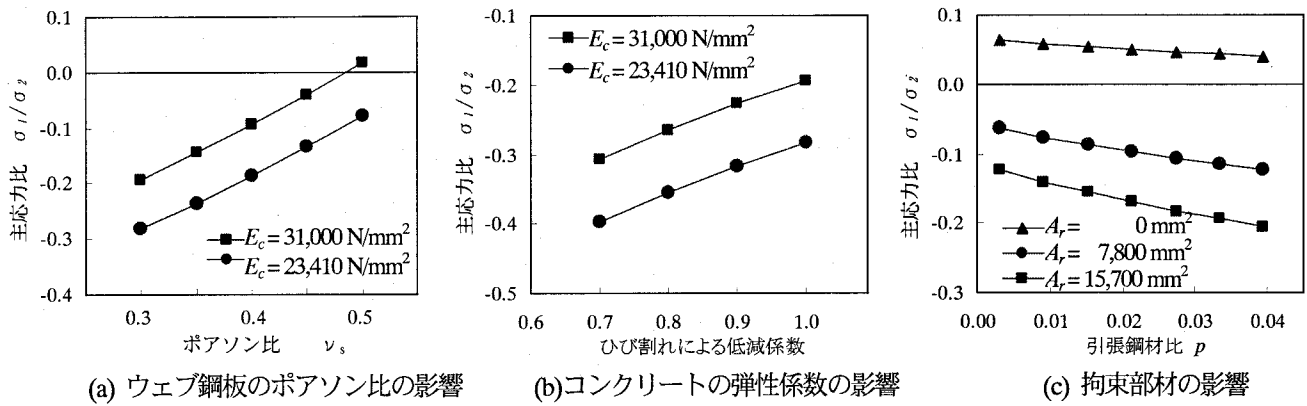


図-10 マクロモデルによる主応力比の変化

$$A_c = \begin{bmatrix} t_c \cdot h_w & 0 & 0 \\ 0 & t_c \cdot l_w & 0 \\ 0 & 0 & t_c \cdot h_w \end{bmatrix} \quad (11a)$$

$$A_s = \begin{bmatrix} t_s \cdot h_w & 0 & 0 \\ 0 & t_s \cdot l_w & 0 \\ 0 & 0 & t_s \cdot h_w \end{bmatrix} \quad (11b)$$

ここで、 t_c はコンクリートのウェブ幅(はり部材幅-ウェブ鋼板厚)、 t_s はウェブ鋼板厚、 h_w はウェブ鋼板高さ、 l_w はせん断スパン長である。図-9に示すように、 A_{f1} と A_{f2} はウェブをはりの部材軸方向に拘束する部材としての断面積で、 A_{f1} は上フランジの断面積と上フランジから上縁までのコンクリート、 A_{f2} は下フランジの断面積を考慮した。また、 A_{r1} と A_{r2} はせん断スパンの外の部分がウェブを上下方向に拘束する部材としての断面積で、支点外の部分と載荷点の間の補強リブとコンクリートを考慮した。

以上の式より、せん断力 S に対して ε_x 、 ε_y 、 γ_{xy} が求められ、その結果として、式(7b)より鋼板の応力度や主応力比が算定できる。

4.3 マクロモデルによる考察

軸方向力と鉛直方向力が作用しない場合、主応力状態は作用せん断力に関わらず一定となる。表-6にせん断破壊した試験体についての計算結果を示した。主応力比は、各試験体での差は比較的小さく、いずれも約1:-0.3の引張-圧縮状態となった。

ここで、参考までに周囲の拘束部材を無視し、 $A_f = A_r = 0$ とすると、主応力比は1:+0.1程度、すなわち2軸引張状態になった。さらに、コンクリートの剛性を無限大にすると、主応力比は1:+0.3となり、ウェブ鋼板はひび割れと直交方向に引張を負担し、ひび割れと平行方向にはポアソン比0.3に対応した引張応力となる。

なお、コンクリートの剛性を0にすると、当然のことながら、拘束部材の有無に関わらず、主応力比は1:-1、すなわち純せん断状態となり、これは、コンクリートと鋼板

が独立して挙動すると仮定している累加強度式の状態となる。

鋼板の弾性係数を小さくしていく、あるいはポアソン比を0.3から0.5に近づけていくと、主応力比は1軸引張状態1:0に近づいていく。このことは、実験で鋼板の降伏後、降伏曲面上を1軸引張状態に移行していったことと対応しているものと解釈できる。参考までに、ウェブ鋼板のポアソン比を変化させた場合の主応力比の変化を、図-10(a)に示した。

4.4 マクロモデルのまとめ

以上のように、はりのせん断支間をマクロ的に考えることにより、ウェブ鋼板の主応力状態が、計測結果の1:-0.3とほぼ等しい引張-圧縮状態となることが説明できた。また、そうした応力状態が、コンクリートが斜め圧縮力を負担しウェブ鋼板が引張力を負担することと、ウェブ鋼板周囲の拘束によるものであることなど、ウェブ鋼板の基本的な挙動が分かった。

コンクリートに埋め込んだ鋼板がスタッドによりコンクリートと一体となって挙動すること、かつ、せん断破壊時に鋼板が降伏に達することが満足されるなら、鋼板の主応力比に応じてウェブ鋼板の負担分を評価できるものと考えられる。設計では、通常、コンクリート負担分にはウェブ鋼板に比べ大きな安全係数が考慮されていることを考えると、鋼板の主応力比を1:0として設計することも簡単ではあるが、設計上は危険側となる。主応力比を正しく評価してせん断耐力を算定することが望ましく、その際には、本研究でのマクロモデルが適用できると考えられる。

4.5 実構造物に対する考察

以上のマクロモデルを用いて、試験体と実構造物の差を考え、実構造物のウェブ鋼板での設計法について考察した。

実構造物を想定して、コンクリートの弾性係数 E_c を設計基準強度40 N/mm²相当の31,000 N/mm²とし、ひび割れによる弾性係数の低下率と主応力比の関係を求め、図-10(b)に整理した。主応力比は、ひび割れたコンクリートに対する弾性係数の低下を考えない場合でおよそ1:-0.19、下限値としてひび割れていない場合の0.7倍 ($E_c = 21,700$

N/mm²)とした場合で1:-0.31であった。実構造物では、ウェブ鋼板の主応力比を1:-0.3としておけば、妥当であるといえる。

また、拘束部材の剛性が変化した場合の主応力比の変化を図10(c)に示した。ここでは、せん断スパンの外の部分の断面積を、実験と同じとした場合、その半分とした場合、および全くない場合の3つについて、引張鋼材比を横軸にとって整理している。これによれば、拘束部材の断面積や引張鋼材比が小さくなれば、主応力比は1軸引張状態に近づくことが分かる。

引張鋼材比や拘束部材の剛性は、本研究での試験体より実構造物の方が小さいことと、軸方向引張鋼材比は最大8%程度であること、さらに上述のコンクリートの弾性係数の影響を合わせて考えると、実構造物の設計では、ウェブ鋼板の主応力比を1:-0.3としておけば十分安全側である。

主応力比を1:-0.3とすることは、Misesの降伏条件より、式(5)による V_{s3} を0.85倍することに相当する。

5. ま と め

スタッドでコンクリートと一体化した充腹型鉄骨を用いたSC部材のせん断に対する基礎的な挙動の把握を目的とし、せん断スパン比 a/d が1.0程度のディープビームを対象として、引張フランジの厚さと圧縮フランジの有無をパラメータとして部材実験を行った。

実験で計測されたウェブ鋼板の応力状態に着目し、せん断耐力に対するウェブ鋼板の負担分について考察した。さらに、ウェブを面内力を受ける鋼板とコンクリートからなる平板として考え、マクロモデルに基づいて検討した結果、以下の結論を得た。

- (1) 引張フランジの厚さをパラメータとして曲げ破壊とせん断破壊を再現し、ウェブ鋼板のひずみを断面の高さ方向に詳細に測定することで、ウェブ鋼板の挙動やせん断耐力に対するウェブ鋼板の負担分が明らかになった。
- (2) ウェブ鋼板は、ひび割れと直交方向に引張力を負担しており、同じ鋼材比のスターラップが降伏まで負担できないのに対し、ウェブ鋼板の降伏まで負担していた。これは、全せん断降伏による負担分よりも大きなものである。
- (3) 破壊付近のウェブ鋼板の主応力状態は、ほぼ45度方向であり、主応力状態は、1軸引張に近い引張-圧縮状態であった。
- (4) 上記(2)、(3)のように、スタッドで一体化したSC部材におけるウェブ鋼板の応力状態は、従来の累加強度式で仮定している純せん断状態とも、またスターラップの挙動とも、異なるものであった。
- (5) ウェブ鋼板をここで提案したマクロモデルを用いて考えることにより、ウェブ鋼板の主応力状態が引張-圧縮状態となることなど、ウェブ鋼板の基本的な挙動

が説明できた。ウェブ鋼板が引張-圧縮状態となるのは、コンクリートが斜め圧縮力を負担しウェブ鋼板が引張力を負担することと、ウェブ鋼板に対する周囲の拘束によるものである。

- (6) 実験では縮小模型としてモルタルを用いたが、実構造物の諸元を考えると、設計ではウェブ鋼板降伏時の主応力比を1:-0.3と仮定すれば安全側である。その場合、ウェブ鋼板のせん断耐力負担分は、全せん断降伏強度による値ではなく、ウェブ鋼板の応力状態を45度方向の1軸引張状態と仮定した式(5)による値に、低減係数0.85を考慮すればよいと考えられた。

謝辞：本実験は、第二東名高速道路矢作川橋の設計・施工に関する技術検討(委員長：横浜国大池田名誉教授)の一環として行ったものである。また、北海道大学角田教授から、貴重なご指導を頂きました。関係各位に対し、ここに感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 池田尚治：土木分野における合成構造・複合構造の現状、コンクリート工学, Vol.29, No.6, pp.4-12, 1991.6
 - 2) 垂水祐二, 忽那幸浩, 山野辺慎一, 山内明夫, 伊藤康輔：矢作川橋の主塔におけるSC構造の適用と受梁部のせん断力に対する実験検討, 土木学会第58回年次学術講演会, V-245, pp.489-490, 2003.9
 - 3) 土木学会：複合構造物設計・施工指針(案), コンクリートライブラリー90, 1998.7
 - 4) 村田清満, 池田 学, 渡邊忠明, 戸塚信弥：鉄骨鉄筋コンクリート部材のせん断耐力, 土木学会論文集, No.626/I-48, pp.207-218, 1999.7
 - 5) 土木学会：コンクリート標準示方書 [構造性能照査編], 2002.3
 - 6) 林川俊郎, 斎藤文彦, 角田与史雄：せん断補強筋を有するRCディープビームの強度について, コンクリート工学年次論文集, Vol.12, No.2, pp.319-324, 1990
 - 7) 松尾真紀, Torsak Lertsrisakulrat, 柳川明哲, 二羽淳一郎：せん断補強筋を有するRCディープビームのせん断挙動, コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.3, pp.961-996, 2001
 - 8) 二羽淳一郎：FEM解析に基づくディープビームのせん断耐力算定式, 第2回せん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム論文集, pp.119-126, 1983.10
 - 9) (社)日本鋼構造協会：頭付きスタッドの押抜き試験方法(案)とスタッドに関する研究の現状, 1996.11
 - 10) Frank J. Vecchio and Michel P. Collins: Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear, ACI Structural Journal, Vol.38, No.2, pp.219-231, 1986
 - 11) 岡村甫, 前川宏一：鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則, 技報堂出版, pp.36-43, 1991.5
- (2003年9月12日受付)