

# (53) せん断スパン比の小さい鋼コンクリート 合成はりのせん断耐力

原田 尚幸<sup>1</sup>・田 福勝<sup>2</sup>・西村 晃<sup>3</sup>・上甲 宏<sup>4</sup>・竹口 昌弘<sup>5</sup>・小野寺 誠<sup>6</sup>

<sup>1</sup>正会員 株式会社銭高組 技術本部 (〒163-1024 東京都新宿区西新宿3丁目7-1新宿パークタワー24F)  
E-mail:harada\_naoyuki@zenitaka.co.jp

<sup>3</sup>正会員 松尾橋梁株式会社 設計部 (〒590-0997 大阪府堺市大浜西町3番地)  
E-mail:akira-n@matsuo-bridge.com

<sup>5</sup>正会員 独立行政法人土木研究所 構造物研究グループ (〒135-8516 茨城県つくば市南原1番地6)  
E-mail:takeguti@pwri.go.jp

鋼コンクリートサンドイッチ構造のフーチング部材への適用は、都市内の交差点立体化工事における工期短縮技術として有効であると考えられる。しかし、フーチングのようなせん断スパン比の小さい部材を想定したサンドイッチ構造の研究事例は少なく、せん断補強鋼板の効果が十分に把握されていない。そこで、せん断補強鋼板を有するせん断スパン比の小さいサンドイッチはりを対象に載荷実験を行い、せん断補強鋼板の効果について検討した。その結果、部材軸方向に配置したせん断補強鋼板は、せん断スパン比が小さい場合においてもせん断力を分担し、せん断耐力の向上に寄与できることがわかった。

**Key Words** :Rapid Construction, Steel-Concrete Composite Structures, Deep Beam, Shear Capacity

## 1. はじめに

鋼コンクリートサンドイッチ構造は、配筋、型枠・支保工を省略できることや工場製作により構造物のプレファブ化が容易になるなど、施工の省力化に寄与できる構造である。このため、ZEM 工法<sup>1)</sup>ではフーチング部材に鋼コンクリートサンドイッチ構造を適用し交差点立体化の急速施工を図っている。

一般にRCフーチングの断面形状はせん断耐力で決定される場合が多く、せん断耐力が不足する場合は、主として断面の増加で対処することになる。これは、せん断スパン比が小さい場合、せん断補強鉄筋によるせん断補強効果が通常のはりに比べて小さいためである。これに対し、鋼コンクリートサンドイッチ構造のフーチング（以下、合成フーチングと称す）は、断面を増加することなく、せん断補強鋼板によりスターラップ等に比べ効率的に高い補強効果が期待できると考えられる。しかし、これまでフーチングのようなせん断スパン比の小さい部材を対象とした研究事例は少なく、せん断補強鋼板の効果が十分に把握されていない。

そこで、フーチングへの適用を想定し、せん断補強鋼板を部材軸方向と部材軸直角方向に混在して配置したせん断スパン比の小さいサンドイッチはりを対象に載荷実験を行い、解析的な検討と併せてせん断補強鋼板の効果について検討を行った。

## 2. 載荷実験による検討

### (1) 実験概要

実験では、せん断補強鋼板の配置、せん断スパン比およびコンクリート強度をパラメータとし、せん断スパン比の小さいサンドイッチはりのせん断耐力におよぼす影響について検討した。以下では、部材軸方向に配置されたせん断補強鋼板をウェブ、部材軸直角方向に配置されたせん断補強鋼板をダイアフラムと称す。

#### a) 試験体の形状および諸元

試験体の形状を図-1に、諸元を表-1に示す。試験体は、いずれも幅 $b_w=400.0\text{mm}$ 、高さ $h=400.0\text{mm}$ 、有効高さ $d=395.5\text{mm}$ の正方形断面を有する単純はり試験体である。

コンクリートは、早強ポルトランドセメントを用いた高流動コンクリートとした。コンクリートの配合およびフレッシュ性状を表-2に示す。また、鋼板はSS400を用いた。引張補強鋼板および圧縮補強鋼板は、曲げ破壊を先行させないよう板厚を9.0mmとした。せん断補強鋼板は、ウェブ、ダイアフラムとも厚さ3.2mmとし、全て引張・圧縮補強鋼板に溶接にて接合した。

#### b) 載荷方法

載荷は、5,000kN 万能試験機を用いた 2 点对称の単調載荷とし、載荷版および支承版には、集中荷重

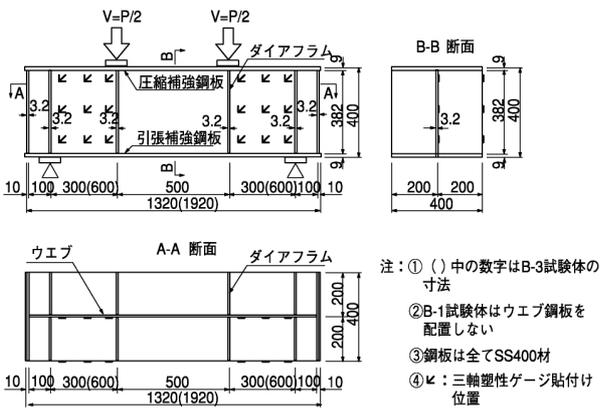


図-1 試験体の概要および実験概要 (B-2試験体)

表-1 試験体諸元

試験体名	せん断補強鋼板の配置	せん断スパン比 a/d	コンクリート圧縮強度 f <sub>c</sub> ' (N/mm <sup>2</sup> )	引張補強鋼材比 ρ <sub>t</sub> (%)	せん断補強鋼板		引張・圧縮補強鋼板	
					t <sub>w</sub> (mm)	f <sub>wy</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	t <sub>s</sub> (mm)	f <sub>sy</sub> (N/mm <sup>2</sup> )
B-1	ダイアフラムのみ	0.76	30.0	2.28	3.2	375.0	9.0	285.6
B-2a	ウェブ鋼板、ダイアフラム混在	1.52	20.0					
B-2b			30.0					
B-3								

表-2 コンクリートの配合・フレッシュ性状

試験体名	水セメント比 (%)	単位量(kg/m <sup>3</sup> )					スランプフロー値 (mm)	空気量 (%)
		水	セメント	細骨材	粗骨材	混和剤		
B-2a	55	175	318	898	891	7.98	530	4.9
B-1 B-2b B-3	50	175	350	867	896	8.35	550	4.3

によるコンクリートの局部破壊を防ぐため厚さ30mm、幅100mmの鋼板を用いた。荷重速度は、スパン中央変位で0.3mm/minを標準とした。

### c)測定項目

主な計測項目は、荷重荷重、試験体変位、鋼板ひずみ(引張・圧縮補強鋼板、ウェブ)、コンクリート表面ひずみおよびひび割れ進展状況とした。コンクリートおよびウェブに生じる最大・最小主ひずみは、各々の表面に3軸塑性ゲージを貼付け計測した。また、圧縮補強鋼板、引張補強鋼板の降伏状況は、荷重版から50mm離れた箇所にひずみゲージを貼付け測定した。ひび割れの進展状況は、各荷重ステップ毎に観察し、試験体表面に発生時荷重と長さ等を記録した。

## (2) 実験結果

### a)ひび割れおよび破壊性状

最大荷重時のひび割れ発生状況を図-2~4に示す。いずれの試験体も最大荷重の10~15%で鋼板とコンクリートとの付着が切れ、50~80%で荷重点から支点に向かってせん断ひび割れが生じ、終局状態に至った。このとき、引張補強鋼板は降伏していない。

また、最大荷重時の平均的なひび割れ幅は、ウェブがないB-1では1.4mm程度であったが、ウェブを配置したB-2b、B-3では、コンクリートの挙動がウェブにより拘束されたため、0.6~0.7mmに抑えられ

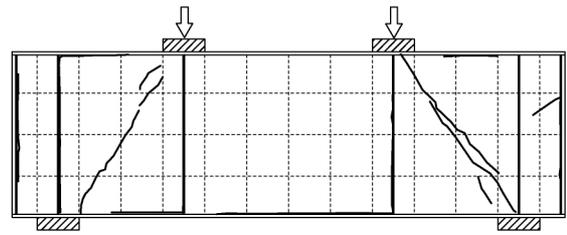


図-2 最大荷重時のひび割れ状況 (B-1試験体)

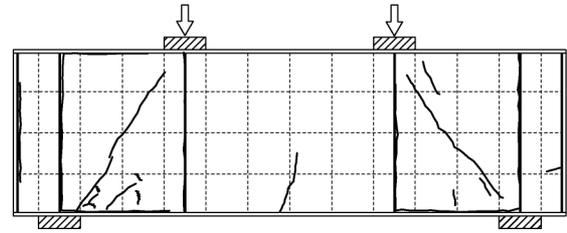


図-3 最大荷重時のひび割れ状況 (B-2b試験体)

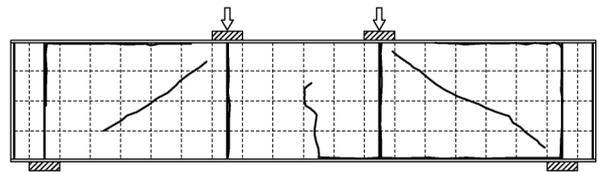


図-4 最大荷重時のひび割れ状況 (B-3試験体)

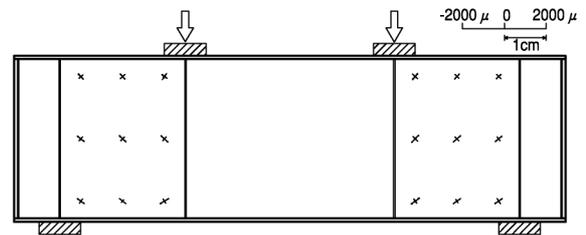


図-5 ひび割れ発生時のウェブ主ひずみ分布 (B-2)

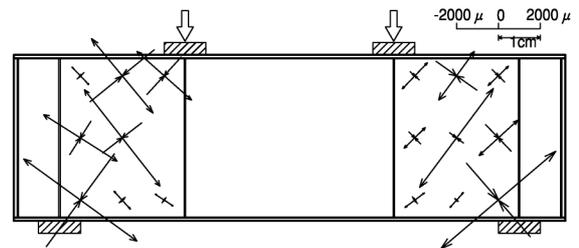


図-6 最大荷重時のウェブ主ひずみ分布 (B-2b)

ていた。

### b)主ひずみ分布

B-2b試験体のウェブの主ひずみ分布を図-5,6に示す。主ひずみ分布性状は、いずれの試験体もほぼ同様であった。ひび割れ発生以前、ウェブの主ひずみは図-5に示すように引張と圧縮の大きさがほぼ等しく、部材軸と45度前後の角度をなしており、純せん断に近い応力状態であったと考えられる。一方、ひび割れ発生以降には荷重点と支点を結ぶ方向の主ひずみが大きくなり、圧縮ストラットが形成されたこ

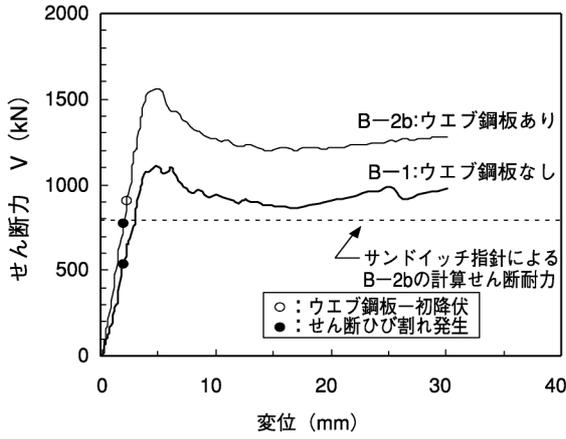


図-7 せん断力～変位関係（ウェブの影響）

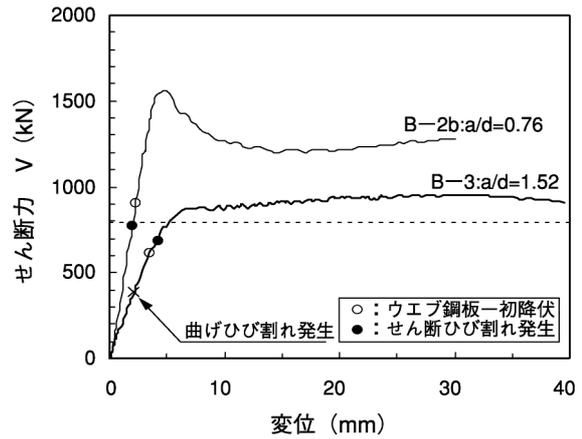


図-8 せん断力～変位関係（せん断スパン比の影響）

とがわかる（図-6参照）。このときコンクリートは、単軸圧縮状態（圧縮ストラット）となり、ひび割れ方向の斜め圧縮力のみを負担し、ウェブはひび割れによって解放された引張力を負担していると考えられる。

**c) 荷重－変位関係**

各試験体のせん断力（ $V=P/2$ ）－変位関係を図-7～9に示す。せん断スパン比0.76のB-1、B-2a、B-2bでは、ウェブの存在によらず、ひび割れの発生、ウェブの降伏以降もせん断力～変位関係に変化は大きくない大きな耐力上昇がみられた。特に、ウェブを配置した場合(B-2b)のひび割れ発生強度、せん断耐力は、ダイヤフラムのみの場合(B-1)と比較し1.4倍以上もの上昇がみられた。これはウェブがせん断スパン比の小さい場合においてもせん断力を分担し、コンクリートの負担を軽減する効果を発揮したためと考えられる。

一方、せん断スパン比1.52のB-3試験体は、曲げ変形の影響を受けせん断ひび割れ発生前にウェブが降伏し、明確なピーク値がみられないまま変形が増大した。このため、B-3のせん断耐力は曲げ変形が急激に進展する時点として評価した。

**d) コンクリート、ウェブの分担力**

B-2b、B-3試験体のウェブのせん断力分担率を図-10に示す。分担率はせん断スパン内の断面にかかるせん断力とウェブが負担するせん断力との比とした。ここで、ウェブが負担するせん断力は、3軸塑性ゲージより得られたせん断ひずみを応力換算し、高さ方向に台形積分することにより算出した。B-2bのウェブは、ひび割れ発生時で20%程度、最大荷重時に15%程度のせん断力を分担し、B-3ではひび割れ発生時で30%程度、最大荷重時で25%程度を分担していることがわかった。また、最大荷重時でのウェブの分担率は、負担せん断力を鋼板のせん断降伏強度とした場合の分担率と同様であるとも考えられる。

以上より、せん断補強鋼板の効果は、せん断スパン比が小さい場合( $a/d=0.76\sim 1.52$ )においても発揮され、主として部材軸方向に配置されたウェブがせん断降伏強度程度のせん断力を負担していると考えられる。

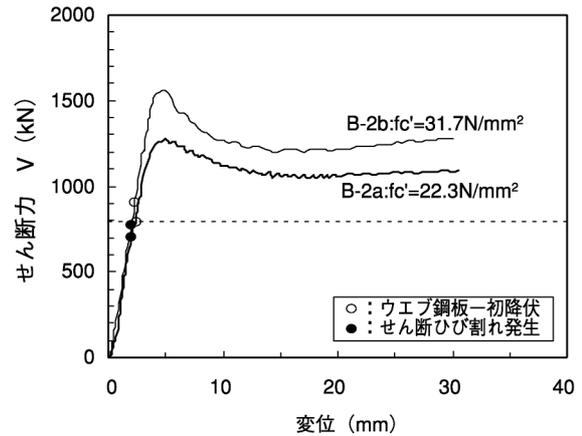


図-9 せん断力～変位関係（コンクリート強度の影響）

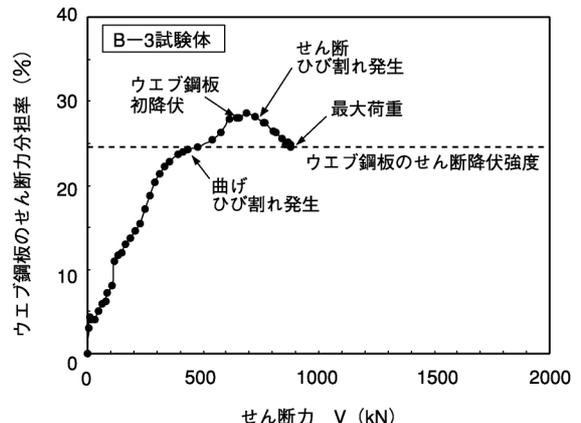
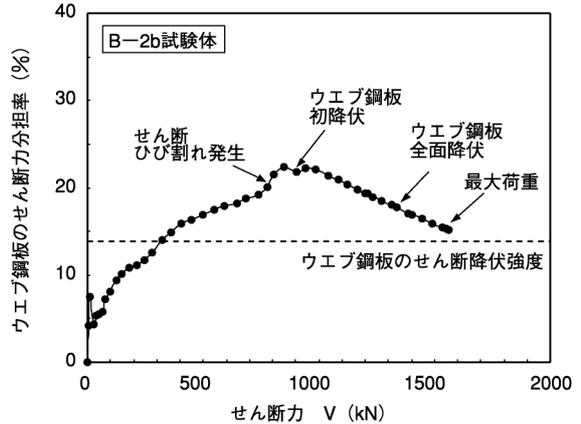


図-10 ウェブのせん断力分担率

### 3. FEM解析による検討

#### (1) シミュレート解析

##### a) 解析手法

解析は2次元弾塑性解析（平面応力解析）とし、有限要素解析プログラムとしてDIANAを使用した。解析に用いた要素分割を図-11に示す。試験体のモデル化は、図-1に示す正面図と同じ形状に、実験と同じ長さの奥行き  $b_w$  を設定した。要素特性は、鋼板、コンクリートともに平面応力要素とし、鋼板とコンクリートの境界はインターフェイス要素を設定した。境界条件は、実験における支承版位置を鉛直方向で固定し、左右対称の試験体であるため中央線の位置を水平方向固定とした。また、解析上の荷重は、実験における荷重版部分に等分布荷重を載荷することとし、試験体に直接強制変位を与えることにより行った。

##### b) 材料特性

コンクリートの応力-ひずみは、応力軟化を考慮した図-12、13に示すモデル<sup>2)</sup>とした。コンクリートの二軸圧縮状態における降伏および破壊基準としては、等二軸圧縮強度を  $1.16 f'_c$  ( $f'_c$  : 一軸圧縮強度)、粘着力を  $c = 0.42 f'_c$  と設定したDrucker-Pragerの条件を用いた。また、引張-圧縮状態および二軸引張状態では、最大主応力が引張強度を超えるとひび割れが発生すると仮定し、ひび割れ発生後はせん断剛性を低下させた。

鋼板の応力-ひずみモデルは、鋼板の降伏強度に達した後、引張試験結果に基づいた降伏棚領域を設け、その後はひずみ硬化を考慮したモデルとした。鋼板の降伏基準は、Von-Misesの降伏条件である。

鋼板-コンクリート間では、インターフェイス要素（Discrete-crackingモデル）を適用し、鋼板-コンクリート間の剥離・すべり挙動の影響を簡便に評価した。インターフェイス要素の設定範囲は、図-11に示す太線部分とした。鋼板-コンクリート間の剥離・すべり挙動として、剥離は0.3MPaで生じるもの（図-14(a)）とし、ずれせん断力は0.3MPaで剥離した時点で伝達しない（図-14(b)）ものとした。

##### c) 解析結果

作用せん断力と支間中央点における変位との関係を図-15に示す。いずれの試験体においても、解析結果は最大荷重時までの実験値とよく一致しており、試験体の耐力、変形性状をおおむね捉えていると考えられる。したがって、ここで用いた非線形FEM解析手法は、せん断補強鋼板を有するサンドイッチはりの変形および耐力算定に有効であると考えられる。

#### (2) パラメータ解析

前節で示したように試験体のせん断耐力および変形性状は、本解析によりおおむね評価できることが明らかになった。そこで、パラメータ解析を行い、各要因がコンクリートおよびウェブの負担せん断耐力におよぼす影響について検討を行った。

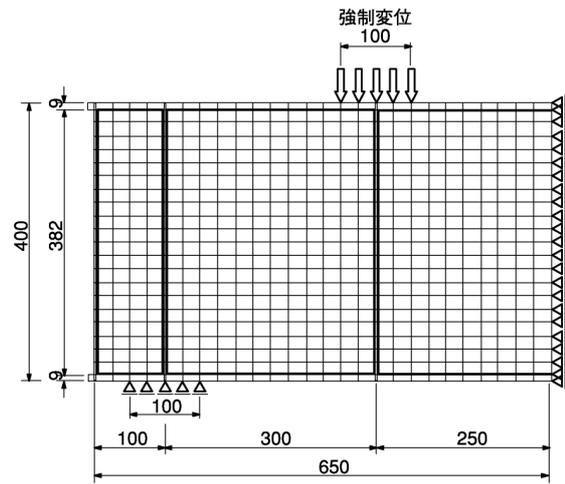


図-11 解析モデル

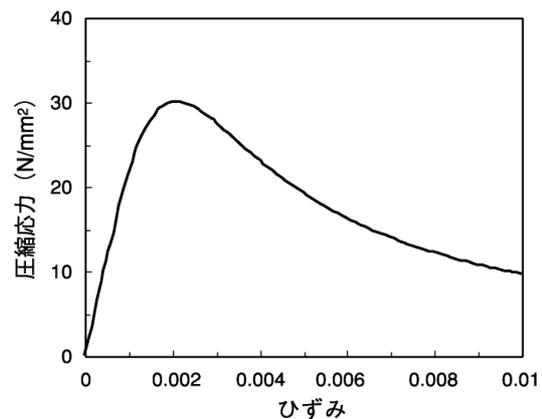


図-12 コンクリート要素の応力-ひずみ関係（圧縮側）

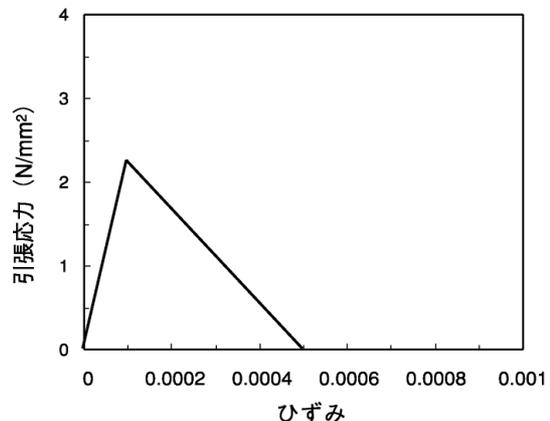


図-13 コンクリート要素の応力-ひずみ関係（引張側）

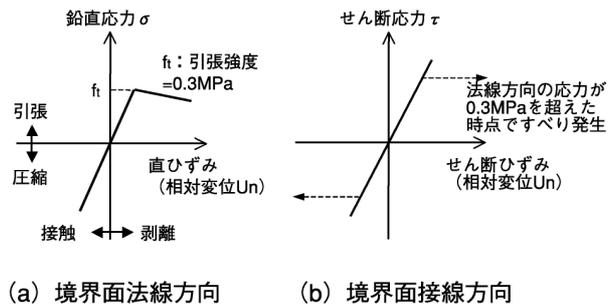


図-14 インターフェイス要素の設定条件

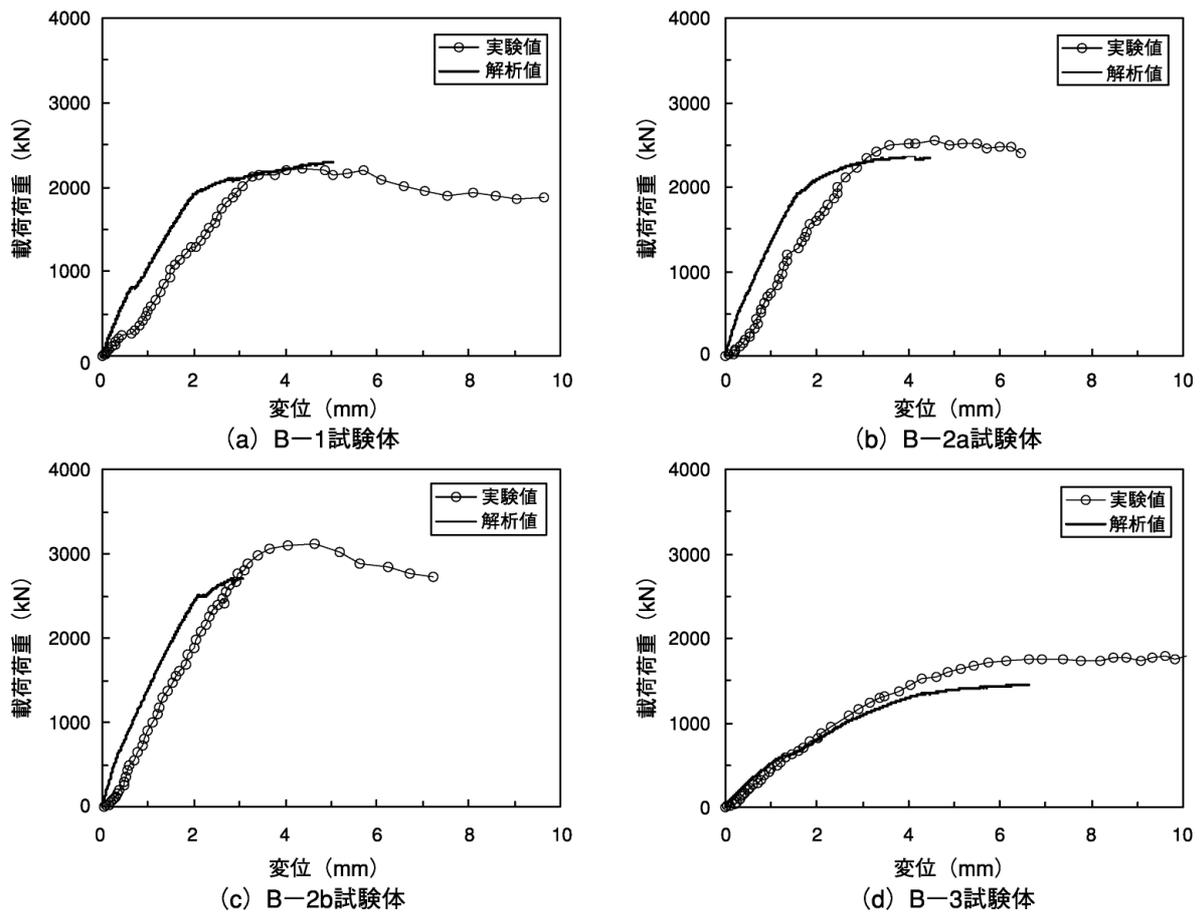


図-15 実験結果との比較（荷重～変位関係）

**a)解析条件**

サンドイッチはりのせん断耐力は、鉄筋コンクリートはりの場合と同様、コンクリート強度、せん断補強材の降伏強度、せん断スパン比の影響が大きいと考え、パラメータ解析を行った。設定した解析条件を表-3に示す。

**b)解析結果**

サンドイッチはりの断面内に分布するせん断応力の模式図を図-16に示す。コンクリートおよびウェブの各負担せん断耐力は、せん断スパン中央断面の要素内のせん断応力 $\tau_c$ 、 $\tau_w$ を積分しこれに断面積を乗じて求めた。

コンクリートおよびウェブの負担平均せん断応力とパラメータの関係を図-17～19に示す。最大荷重時にコンクリートに生じるせん断応力の平均値 $\tau_c$ は、せん断スパン比の影響を大きく受け、せん断スパン比が大きくなると減少する。また、コンクリートの圧縮強度の増加に比例して $\tau_c$ は大きくなるが、せん断補強鋼板の降伏強度の影響は小さい。この $\tau_c$ を道路橋示方書に基づく補正係数を考慮したコンクリートの平均せん断応力度<sup>3),4)</sup>と比較した結果、両者はよく一致することがわかった。したがって、サンドイッチはりのせん断耐力のコンクリート負担分は、道路橋示方書に基づいた平均せん断応力度を用いることで評価できるものと考えられる。

表-3 パラメータ解析の設定条件

No.	解析変数	コンクリート圧縮強度 $f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	せん断補強鋼板の降伏強度 $f_{wy}$ (N/mm <sup>2</sup> )	せん断スパン比
1	コンクリートの圧縮強度	20	375	0.76
2		30		
3		40		
4	せん断補強鋼板の降伏強度	30	200	0.76
5			300	
6			375	
7	せん断スパン比	30	375	0.50
8				0.76
9				1.00
10				1.52

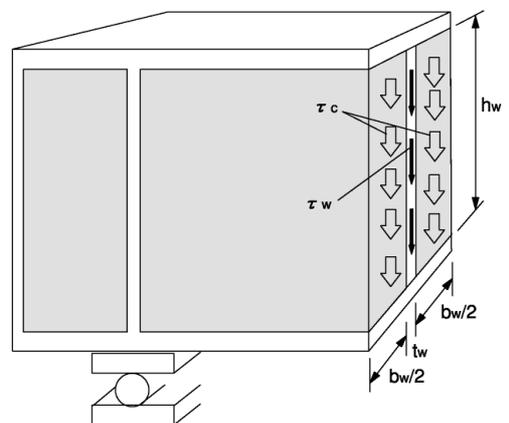


図-16 はり断面内のせん断応力

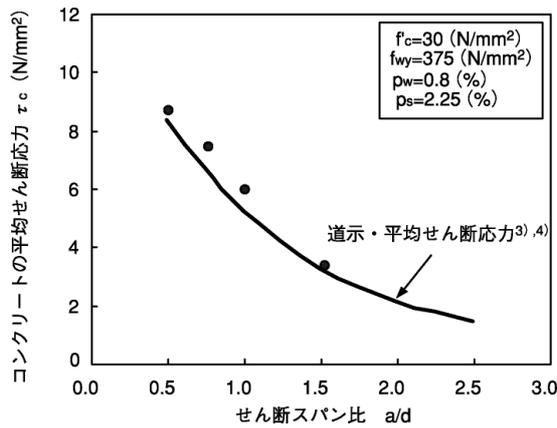


図-17 せん断スパン比と  $\tau_c$  の関係

一方、最大荷重時にウェブに生じるせん断応力の平均値  $\tau_w$  は、せん断補強鋼板の降伏強度の影響を大きく受け、降伏強度が大きくなると  $\tau_w$  は増加する。しかし、コンクリートの圧縮強度、せん断スパン比の影響は小さいことがわかった。

#### 4. せん断耐力算定方法の検討

##### (1) せん断補強効果を考慮したせん断耐力算定方法

既往のせん断耐力算定法であるサンドイッチ指針<sup>5)</sup>では、コンクリートの圧縮斜材が破壊するか、もしくはせん断補強鋼板の引張斜材が降伏するかによって、トラス機構が崩壊することによりせん断耐力が決定されるとしている。しかし、せん断スパン比0.76の実験結果では、コンクリートにせん断ひび割れが発生しウェブが降伏した後もせん断耐力は上昇しており、トラス機構以外の耐力が認められた。

そこで、せん断補強鋼板を有するサンドイッチはりのせん断耐力は、コンクリート負担分とウェブ負担分の和で評価できると考え、次式により推定した。ここで、コンクリートの負担せん断力は道路橋示方書に基づく平均せん断応力度に、ウェブの負担せん断力は鋼板のせん断降伏強度にそれぞれ抵抗断面積を乗じ求めるものとした。

$$P_s = S_c + S_s = c_{dc} c_e c_{pt} \tau_c b_w d + \tau_{wy} A_w \quad (1)$$

ここに、

$P_s$  : せん断耐力

$S_c$  : コンクリートの負担せん断力

$S_s$  : ウェブの負担せん断力

$c_{dc}$  : せん断スパン比に応じた補正係数<sup>3)</sup>

$$c_{dc} = \frac{14}{1+(a/d)^2}$$

$c_e$  : 部材断面の有効高  $d$  に関する補正係数<sup>4)</sup>

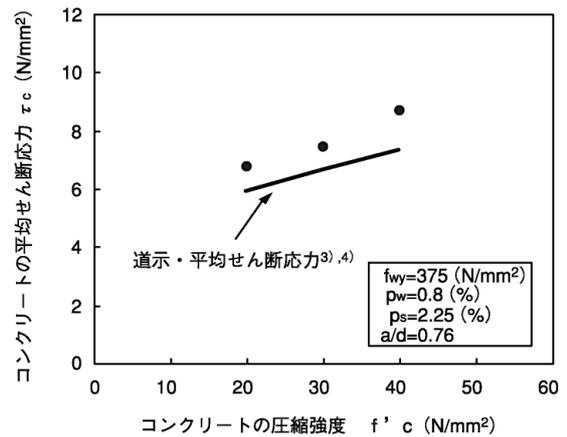


図-18 コンクリート強度と  $\tau_c$  の関係

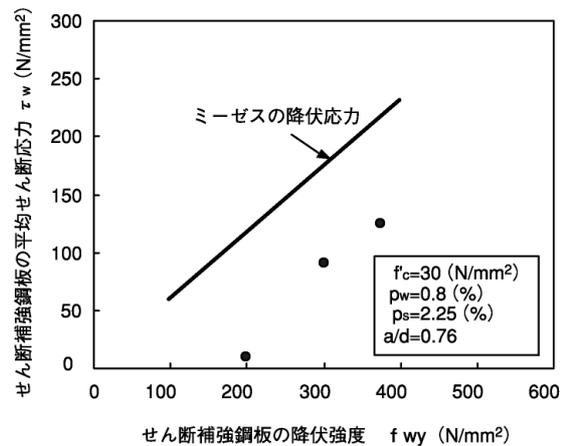


図-19 鋼板の降伏強度と  $\tau_w$  の関係

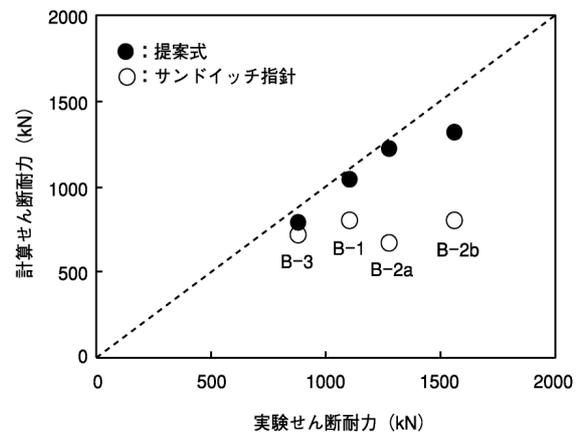


図-20 実験せん断耐力と計算せん断耐力との比較

表-4 最大荷重時のせん断耐力分担率

試験体名	実験結果 (%)		解析結果 (%)		式(1)計算結果 (%)	
	コンクリート	ウェブ	コンクリート	ウェブ	コンクリート	ウェブ
B-1	100	0	100	0	100	0
B-2a	—	—	87	13	78	22
B-2b	85	15	88	12	80	20
B-3	75	25	75	25	67	33

$c_{pt}$  : 軸方向引張鋼板比  $p_t$  に関する補正係数<sup>4)</sup>

$\tau_c$  : コンクリートが負担できる平均せん断応力度<sup>4)</sup>

$b_w$  : 部材断面の幅

$d$  : 部材断面の有効高

$\tau_{wy}$  : ウェブのせん断降伏応力度  $\tau_{wy} = f_{wy} / \sqrt{3}$   
 $f_{wy}$  : ウェブの降伏強度  
 $A_w$  : ウェブの断面積

実験により得られたせん断耐力とサンドイッチ指針および式(1)により算出されるせん断耐力との比較を図-20に示す。せん断スパン比の小さい場合、サンドイッチ指針による計算耐力は実験値を過小評価し、パラメータの相違による変化を評価できずにいるが、式(1)は実験値を精度よく評価できていると考えられる。これは、サンドイッチ指針ではウェブの負担せん断力が考慮されず、コンクリートのみで全せん断力に抵抗すると仮定しているためである。一方、式(1)によるせん断耐力は、表-4に示すように分担率においても良好な評価ができていていると考えられる。

### (2) 部材幅の影響

せん断耐力におよぼす部材奥行き幅の影響について、サンドイッチ指針では、単位幅あたりのせん断耐力をウェブの間隔との関係で表現しており、耐力はウェブ間隔と有効高さの比  $b_w / d$  の平方根に反比例して低下するものとしている。これは、ウェブ間隔が広くなるに従ってウェブによるコンクリートの拘束効果が小さくなり、最終的にはウェブのないはり部材の耐力に至ることを意味している。この関係は、図-21に示すようにせん断スパン比が1.0の既往の実験データ<sup>6)</sup>に対しても成立しており、せん断スパン比の小さい場合も適用可能であると考えられる。

一方、式(1)は部材幅による影響を考慮しておらず、 $b_w / d$  が1以上の領域において実験データ<sup>6)</sup>を危険側に評価している。そこで、式(1)においても部材幅に対するせん断耐力の低減係数  $k_m$  を考慮するものとした。低減係数を考慮した場合、図-22に示すようにサンドイッチ指針と同様に安全側評価を与えることがわかる。

### (3) 設計せん断耐力算定式の提案

今回の実験より、設計せん断耐力は次式を用いて算定できると考えられる。

$$P_s = k_m S_c + S_s \quad (2)$$

ここに、

$P_s$  : せん断耐力

$k_m$  : ウェブ配置間隔がせん断耐力に与える影響を考慮するための係数

$$k_m = \frac{1}{\sqrt{b_w / d}}$$

ただし、 $k_m > 1.0$  となる場合は1.0とする。

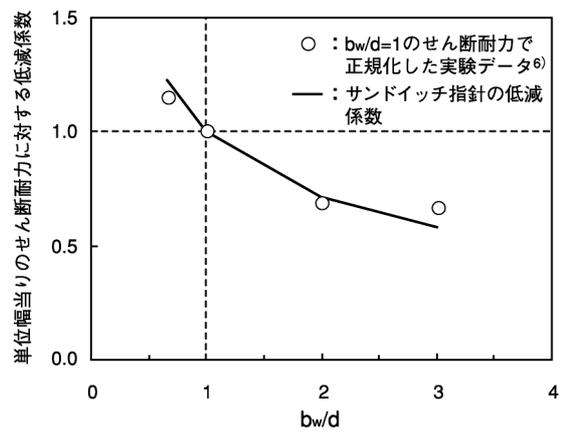


図-21 せん断スパン比1.0における部材幅の影響

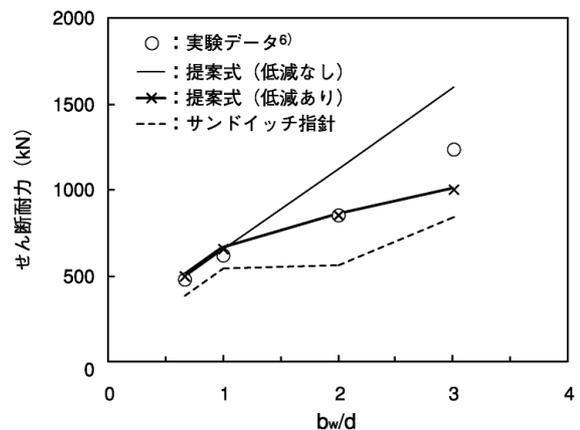


図-22 部材幅による低減係数  $k_m$  の適用性

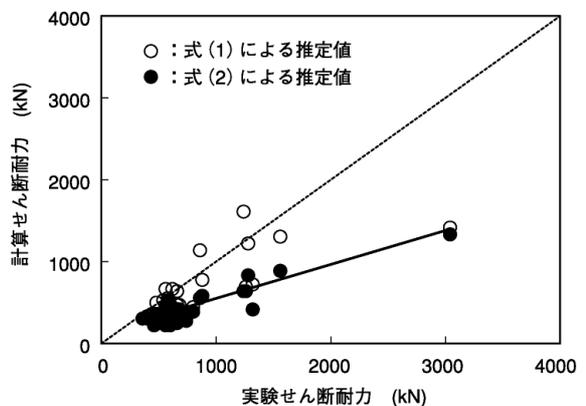


図-23 実験せん断耐力と設計せん断耐力との比較

$S_c$  : コンクリートの負担するせん断耐力

$$S_c = c_{dc} c_e c_{pl} \tau_c b_w d$$

$c_{dc}$  : せん断スパン比に応じた割増し係数<sup>4)</sup>

せん断スパン比 a/d	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5
割増し係数 $c_{dc}$	6.4	4.0	2.5	1.6	1.0

$S_s$  : ウェブの負担するせん断耐力  $S_s = \tau_{wy} A_w$

## 5. 適用性の検討

式(2)の適用性を、これまでに公開されている既往の実験データ<sup>5)~9)</sup>を用いて検討した。検討に用いた実験データはウェブを有するサンドイッチはりの載荷実験結果である。データ数は29体であり、データ範囲は今回の実験も含め、せん断スパン比  $a/d = 0.76 \sim 3.50$ ，コンクリートの圧縮強度  $f'_c = 12.4 \sim 60.2 \text{ N/mm}^2$ ，引張補強鋼板比  $p_t = 1.07 \sim 8.00\%$ ，ウェブの降伏強度  $f_{wy} = 285 \sim 425 \text{ N/mm}^2$  である。この中には、ウェブが降伏せずコンクリートの圧縮破壊により終局に至った結果も含まれている。

検討結果を図-23に示す。ここで、計算耐力は式(1)で、設計耐力は式(2)で求めたせん断耐力である。実験値と設計耐力の比の平均は1.85で、標準偏差は0.51である。正規分布を仮定した場合、実験値と設計耐力の比が1.0以下となる確率は5%程度  $((1.85 - 1.0) / 0.51 = 1.67 \rightarrow 4.7\%)$  であることから、式(2)より求めた設計せん断耐力は、実用上、十分安全な評価であると考えられる。ただし、今後ともデータを蓄積し、信頼性を高める必要がある。

## 6. まとめ

せん断補強鋼板を有するせん断スパン比の小さいサンドイッチはりの耐荷挙動について、実験および解析により得られた知見を以下にまとめる。

- 1)せん断スパン比が0.76, 1.52の全ての試験体は、載荷点から支点に向かってせん断ひび割れが生じて終局状態に至った。特に、せん断スパン比0.76の試験体では、ウェブの存在によらずひび割れ発生以降にも大きな耐力上昇が認められた。
- 2)ウェブは、せん断スパン比が小さい場合においてもせん断力を分担し、せん断耐力の向上に寄与できることがわかった。
- 3)サンドイッチ指針での算定値と実験値の比較から、せん断スパン比が小さい場合、算定値は過度に安

全側の評価を与えることがわかった。これは、指針で想定している破壊形式と実験によるものとが異なったためと考えられる。

- 4)せん断補強鋼板が配置されたせん断スパン比が小さいサンドイッチはりのせん断耐力は、ウェブによる補強効果を適切に考慮することで合理的に評価できると考えられる。

謝辞：本報告は「交差点立体化の路上工事短縮技術の開発」に関する共同研究(土木研究所，銭高組，松尾橋梁)で実施した成果の一部を取りまとめたものである。ご指導・ご協力いただいた関係各位に感謝申し上げます。

## 参考文献

- 1)山花 豊，上甲 宏：交差点急速立体化 ZEM 工法，土木技術 Vol.59.4，pp.43-47，2004.4.
- 2)田 福勝：拘束鉄筋コンクリート柱の弾塑性性状および安定限界軸力比に関する研究，博士論文，九州大学，1998.1.
- 3)白戸真大，福井次郎，幸左賢二，梅原 剛：ディーブ・ブーム・フーチングのせん断耐力算定法に関する研究，構造工学論文集，Vol.47A，pp.1315-1325，2001.3.
- 4)日本道路協会：道路橋示方書IV下部構造編，2002.3.
- 5)土木学会：鋼コンクリートサンドイッチ構造設計指針(案)，pp.51-59，1992.7.
- 6)鬼頭宏明：鋼板・コンクリートサンドイッチ部材の曲げ及びせん断特性に関する研究，博士論文，大阪市立大学，1998.10.
- 7)浅沼芳雄，中井勝彦，古内 仁，上田多聞，角田與史雄：鋼コンクリートサンドイッチ梁のせん断耐力，構造工学論文集 A，Vol.42，No.3，pp.1139-1146，1996.3.
- 8)葛 拓造，木下雅敬：鋼・コンクリートサンドイッチ合成構造の曲げせん断挙動について，土木学会第 49 回年次学術講演会講演概要集，共通セッション，pp.162-163，1994.9.
- 9)清宮 理，木村秀雄，渡辺英夫：未充填部を有するサンドイッチ部材の基本的な力学性状，第 3 回合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集，pp.61-66，1995.11.

## AN EXPERIMENTAL STUDY ON SHEAR CAPACITY OF THE DEEP BEAM OF STEEL-CONCRETE COMPOSITE STRUCTURE

Naoyuki HARADA, Fusheng TIAN, Akira NISHIMURA, Hiroshi JYOKO,  
Masahiro TAKEGUCHI and Seiichi ONODERA

Applying steel-concrete composite structures to the footing members can be considered as one of the effective technologies for shortening work periods of construction of overpass in urban intersection. However, there are few researches that focus attention on applying composite structures to the deep beam like footing members, and the effect of shear reinforcing steel plate have not been figured out sufficiently. So the loading experiment was performed to find out the effect of shear reinforcing steel plate in the deep beam. As the result of this experiment, it could be considered that the shear reinforcing steel plate that is arranged in the direction of material axis can share the shearing force even in case of the deep beam, and contributes to the improvement of its shear capacity.