

鉄骨コンクリート複合構造板状部材の曲げ耐力と 最大ひび割れ幅の定量的評価方法の検討

小 原 孝 之 舟 橋 政 司
横 沢 和 夫 関 口 信一郎^{*1}

要 旨

工期短縮, 省力化による合理化が実現できる工法の一つとして, 鉄骨コンクリート複合構造と高耐久性埋設型枠により構築される橋脚の構築工法がある. 著者らは, 本工法を応用して, 港湾ケーソンの側壁等の板状構造物への適用範囲の拡大を試みた.

鉄骨コンクリート複合構造を用いるにあたっての検討課題は, 曲げ耐力とひび割れに対する定量的検討方法の確立にある. そこで, 本研究では, 鉄骨コンクリート複合構造部材のモデル試験体の載荷実験結果と有限要素解析を用いた解析結果から, 曲げ耐力と最大ひび割れ幅の定量的評価方法について検討した.

キーワード 港湾用ケーソン構造物/鉄骨コンクリート構造/板状部材/曲げ耐力/最大ひび割れ幅

目 次

- | | |
|-----------------|---------------------|
| 1. はじめに | 4. PCa型枠で補強したSC構造板状 |
| 2. SC構造板状部材の曲げ載 | 部材の最大ひび割れ幅の評価 |
| 荷実験 | 5. まとめ |
| 3. SC構造板状部材の曲げ耐 | |
| 力の評価 | |

A STUDY ON ESTIMATION METHODS OF FLEXURE STRENGTH AND CRACK WIDTH OF STEEL FRAME CONCRETE COMPOSIT PLATE STRUCTURE MEMBER

Takayuki OBARA Masashi FUNAHASHI
Kazuo YOKOZAWA Sinichiro SEKIGUCHI

Synopsis:

Construction method of RC piers using steel frame concrete composit structure and high durability form make it possible to rationalization due to reduce construction work and labor. Authors tried to apply SC composit structure to plate structure form of outer wall of harbor caisson.

In case of adopting SC composit structure, to establish the estimation method of flexure strength and crack width were examination problem. In this paper, experiments and FEM analysis of SC composite structure model specimen were carried out. From the results, estimation methods of flexure strength and crack width were investigated.

* 1 北海道開発庁 計画官

1. はじめに

1.1 プレキャストフォームケーソン工法

プレキャストフォームケーソン¹⁾²⁾は、高耐久性埋設型枠、突起付きH形鋼、鉄筋、および分離低減型流動化コンクリートで構成される。鉄筋の代替としての突起付きH形鋼は、フランジ面に突起を設けコンクリートとの付着性能を向上させたH形鋼である。本突起付きH形鋼を用いた鉄骨コンクリート複合構造（以降、SC構造と言う）の採用や高耐久プレキャスト埋設型枠（以降、PCa型枠と言う）の使用は、煩雑な鉄筋組立作業や型枠作業を低減し、施工性を向上させる。分離低減型流動化コンクリートの使用は、PCa型枠内への確実な充填を保証する。また、ケーソン外壁を覆うPCa型枠は、水セメント比30%程度の高強度モルタルを基材としてステンレスファイバーを混入したもので、中性化速度、塩分浸透抵抗性、凍結融解抵抗性に優れ³⁾、PCa型枠で構造物の表面を保護することにより構造物の長寿命化が図られる。

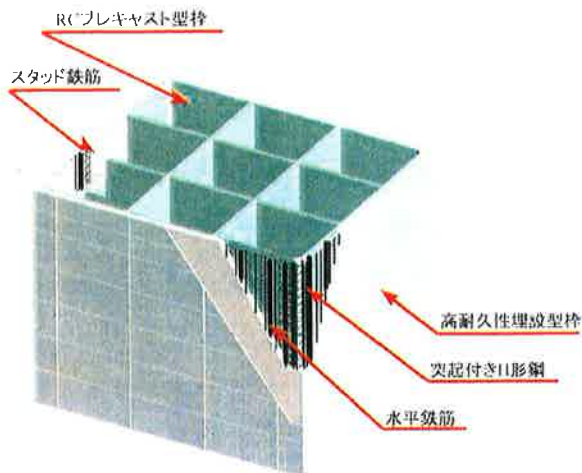


図-1 プレキャストフォームケーソン工法の概要

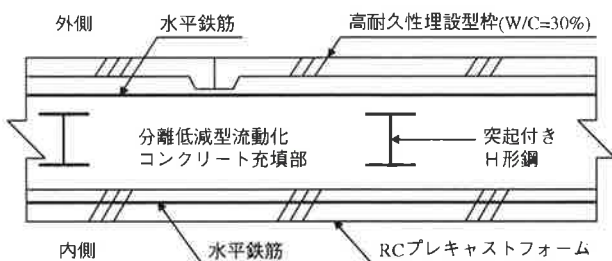


図-2 SC構造板状部材側壁部の断面

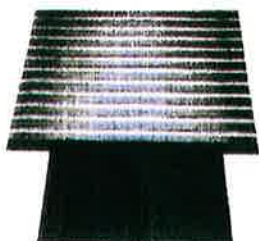


図-3 突起付きH形鋼

1.2 研究の背景と課題

コンクリート構造物の設計は、材料仕様や構造仕様を規定することによって間接的に構造物の要求性能を満足するという仕様規定設計法から、構造物への要求性能を具体的に設定し、それに対応する照査項目と照査基準を設定してこれを満足するように設計する性能照査型設計に移行しつつあり、構造物の安全性、機能性、耐久性を評価する設計法が必要不可欠である。しかし、SC構造部材の曲げ耐力性状は明らかではなく、安全性に関わる曲げ耐力の算定方法と機能性、耐久性に関わる最大ひび割れ幅の定量的評価方法を確立する必要がある。

1.3 本研究のながれ

SC構造板状部材の曲げ耐力算定方法には、突起付きH形鋼を上下フランジおよびウェブの3つの部分に分割し、各々を等価な断面積をもつ鉄筋に置き換えたRC構造部材としての曲げ耐力算定方法の適用を試みる。

また、SC構造におけるH形鋼の突起の有無とPCa型枠の有無をパラメータとした梁部材の曲げ載荷実験の結果と有限要素解析の結果から、突起付きH形鋼の付着応力とPCa型枠のひび割れ幅抑制効果を定量化し、SC構造板状部材のひび割れ幅算定式を構築する。

本曲げ耐力算定方法と最大ひび割れ幅算定式の妥当性は、突起付きH形鋼の配置間隔をパラメータとしたSC構造板状部材の曲げ載荷実験により評価する。

2. SC構造板状部材の曲げ載荷実験⁴⁾

2.1 実験の概要

SC構造板状部材の曲げ耐力および曲げひび割れ性状を把握するため、モデル試験体による曲げ載荷実験を行った。試験体の概要を図-4に、仕様の一覧を表-1に示す。部材高さ h を300mmとし、突起付きH形鋼のサイズ H およびかぶり C を100mmとした。突起付きH形鋼の配置間隔 C_s をパラメータとし、試験体の幅は $2 \times C_s$ とした。ただし、SC構造部材としての基礎的な性状を明らかにするため、本試験体にPCa型枠は配置しなかった。載荷は、2点集中載荷により行った。試験体のたわみ変位は変位計により、ひび割れ幅はコンタクトゲージにより、図-4に示す位置で計測した。

表-1 試験体仕様と実験結果の一覧

No.	B (cm)	C_s/H	突起付きH形鋼			実験結果	
			f_y (N/mm ²)	E_s (kN/mm ²)	f_c' (N/mm ²)	最大荷重 (kN)	終局変位 (mm)
1	200	10	333	189	35.0	606 (560)	94 (82)
2	160	8	365	193	34.1	624 (595)	91 (59)
3	120	6	365	193	31.0	599 (564)	66 (41)
4	80	4	365	193	30.8	551 (504)	48 (29)

B: 試験体の幅, C_s : 突起付きH形鋼配置間隔, H: 突起付きH形鋼サイズ
 f_y : 降伏強度, f_c' : 圧縮強度, E_s : ヤング係数, ()内の値は計算値

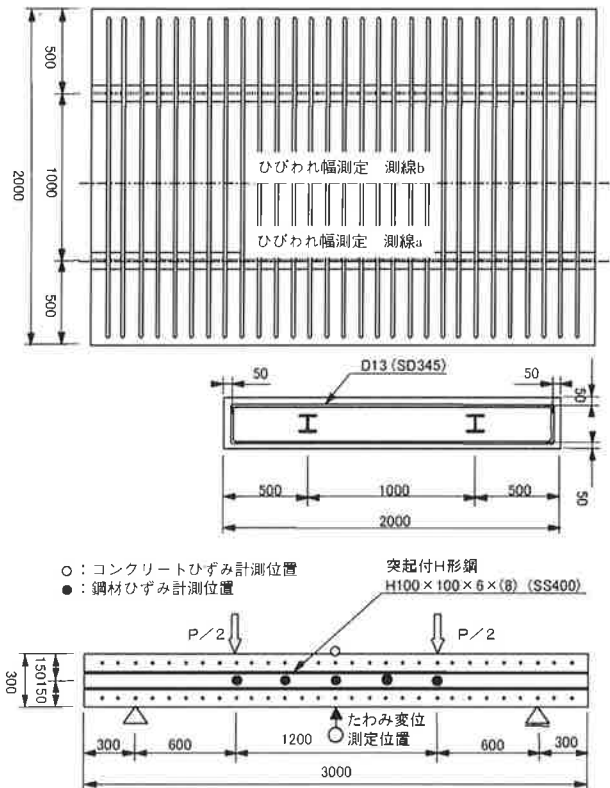


図-4 試験体図 (No.1)

2. 2 実験結果

実験結果の一覧を表-1に示す。ここで、終局変位は、最大荷重後に荷重-たわみ曲線において急激な軟化を示した時のたわみとした。すべての試験体において、突起付きH形鋼が引張降伏した後に圧縮側のコンクリートが圧壊し終局を迎えた。各試験体の荷重とたわみの関係を図-5に示す。

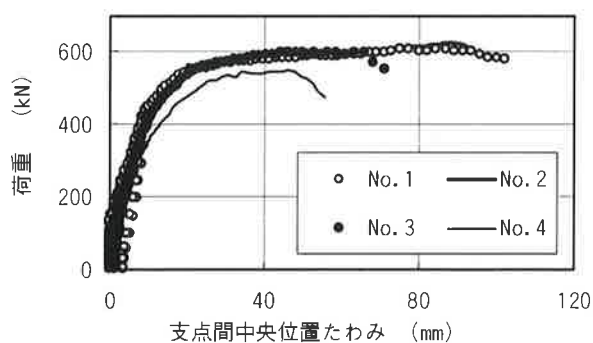


図-5 荷重とたわみの関係

ひび割れ状況の一例を写真-1、写真-2に、突起付きH形鋼下フランジのひずみが許容応力 ($\sigma_a=140\text{N/mm}^2$) に達する計算荷重時の最大ひび割れ間隔 $L_{\max}$ および最大ひび割れ幅 $W_{\max}$ の測定結果を表-2に示す。これから、測線a上の $W_{\max}$ は C_s/H に関係なくほぼ一定であるが、測線b上の $W_{\max}$ は C_s/H が大きいほど大きいことがわかる。これは、 C_s/H が大きいと中心軸線上のひび割れ間隔がばらつくことによるものと考えられる。本実験結果か

ら、測線a上の $W_{\max}$ に対する測線b上の $W_{\max}$ の比 α は C_s/H を用いて式〔1〕で表すことができる。表-2に式〔1〕による α の計算値を示す。以降では特に断らない限り、板状部材における $W_{\max}$ は側線b上の $W_{\max}$ を示す。

$$\alpha = 0.64 + 0.09 \frac{C_s}{H} \quad (1)$$

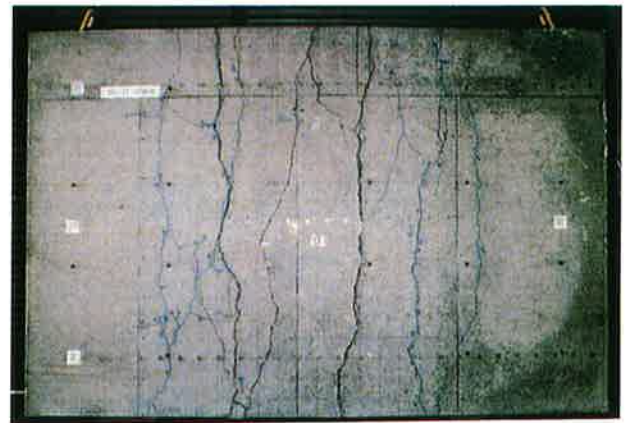


写真-1 ひび割れ状況(No.1)



写真-2 ひび割れ状況(No.4)

表-2 ひび割れ幅とひび割れ間隔

試験体	No. 1	No. 2	No. 3	No. 4	平均
C_s/H	10	8	6	4	—
最大ひび割れ間隔 (mm)					
①	380	330	320	360	348
②	450	330	320	360	365
③	1.29	0.95	0.92	1.04	—
最大ひび割れ幅 (mm)					
①	0.31	0.36	0.32	0.34	0.33
②	0.51	0.41	0.34	0.33	0.40
③	1.53	1.23	1.02	0.99	—
α — 式〔1〕	1.54	1.36	1.18	1.00	—

①：H形鋼位置、②：中心軸線上、③：②/①の平均値

3. SC 構造板状部材の曲げ耐力の評価

3. 1 曲げ耐力算定上の基本仮定

突起付きH形鋼を上下フランジとウェブに3分割し、等価な断面積を持つ異形鉄筋に置き換え、土木学会コンクリート標準示方書⁵⁾に準じたRC構造部材の曲げ耐力算定方法による評価を試みる。

3. 2 断面内ひずみ分布性状

鋼材降伏応力時の等曲げ区間中央位置の断面における圧縮縁コンクリートと突起付きH形鋼のひずみの計測値から得られたひずみ分布を図-7に示す。すべての試験体において、断面内のひずみがほぼ直線上に分布していて、おおむね平面保持が成立していることがわかる。

3.3 曲げ耐力の計算方法

各試験体の最大耐力と終局変位の本計算方法による計算値と実験値の比較を表-1および図-8に示す。計算値は実験値とよく対応していて、実験値を安全側に評価していることがわかる。このことから、本計算方法による曲げ耐力の評価が妥当であることがわかる。



図-6 曲げ耐力計算上の仮定

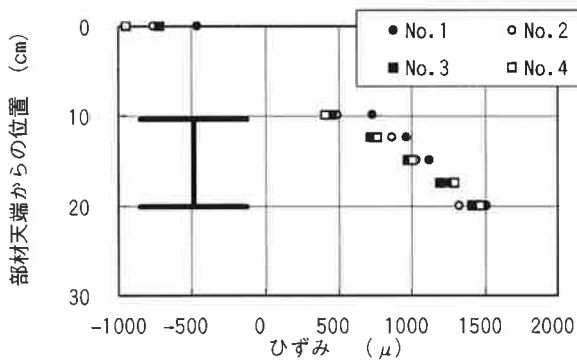


図-7 断面内のひずみ分布

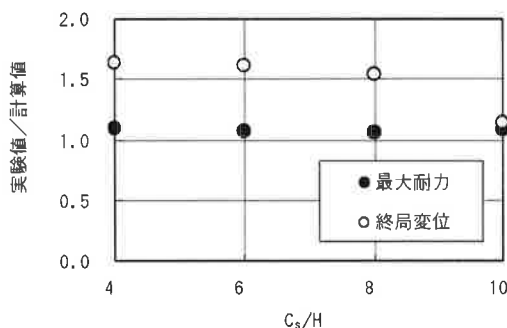


図-8 終局荷重と終局変位の評価

4. PCa 型枠で補強した SC 構造板状部材の最大ひび割れ幅の評価

4.1 SC 構造梁部材の曲げ載荷実験^{6) 7) 8)}による突起付きH形鋼の平均最大付着応力

(1) 実験の概要

H 形鋼の突起の有無および PCa 型枠の有無をパラメータとした図-9に示す梁試験体の 2 点集中載荷実験をおこなった^{6) 7) 8)}。試験体の仕様を表-3に示す。試験体は、突起付きH形鋼のおよび突起のない通常のH形鋼（以降、単にH形鋼と言う）を配置した SC 構造の 2 体に加えて、SC 構造に PCa 型枠を配置したものを加えた 3 体とした。

鉄筋の応力の増加に伴い新たなひび割れが生じることによってひび割れ間隔は減少するが、ひび割れ間で発生

している鉄筋の平均付着応力が最大値に達すると、それ以上新たなひび割れが生じないため、ひび割れ間隔が定常状態になる⁹⁾。本論文では、実験における鋼材許容応力時のひび割れ間隔が定常状態にあると定義する。

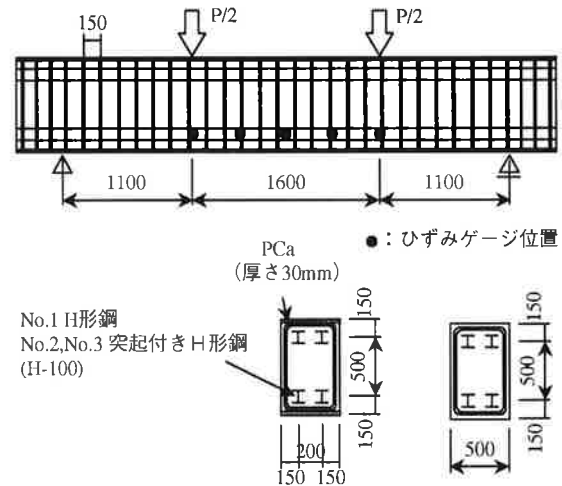


図-9 梁部材の載荷実験概要図

表-3 試験体仕様と実験結果の一覧⁹⁾

試験体	引張補強鋼材 種別	引張強度 f_y (N/mm ²)	f_c' (N/mm ²)	ひび割れ間隔 (mm)		PCa 型枠
				最大	平均	
No.1	H	273	33.7	470	422	なし
No.2	S H	320	35.0	480	300	なし
No.3	S H	320	28.8	275	196	あり

S H ; 突起付き H 形鋼, H ; H 形鋼, f_y : 降伏強度, f_c' : 圧縮強度

(2) 鋼材ひずみから得られる平均最大付着応力

鋼材の応力と付着応力の関係は、鋼材の弾性域においては式 [2] で表される。ここに、 x は鋼材に沿った軸方向の座標を表し、 E_s は鋼材の弾性係数、 ϵ_s は鋼材のひずみ、 A_s は鋼材の断面積、 S は付着周長、 τ は付着応力である。平均最大付着応力時の付着応力 $\bar{\tau}_{\max}$ は鋼材に沿った方向に一定と仮定する（図-10）と、式 [2] は式 [3] のように解ける。

$$A_s E_s \frac{d\epsilon_s}{dx} = S \cdot \tau \quad [2]$$

$$S \cdot \bar{\tau}_{\max} = \frac{4A_s}{L} E_s (\epsilon_{s,cr} - \epsilon_{s,ave}) \quad [3]$$

ここに、 L はひび割れ間隔、 $\bar{\tau}_{\max}$ は平均最大付着応力、 $\epsilon_{s,cr}$ はひび割れ位置での鋼材ひずみであり、ここではコンクリートの引張抵抗を無視した曲げ理論より得られる計算値とする。 $\epsilon_{s,ave}$ は実験より得られる鋼材ひずみの平均値であり、試験体の等曲げ区間内に 5 点配置したひずみゲージの計測値の平均値とする。式 [3] により得られた $S \cdot \bar{\tau}_{\max}$ を図-11に示す。図中には土木学会標準示方書⁵⁾による丸鋼の付着応力の計算値も示した。

$\bar{\tau}_{\max}$ は鋼材の摩擦抵抗による付着 $\bar{\tau}_{\text{fi}}$ と突起のかみ合いによる $\bar{\tau}_{\text{rib}}$ に分けられる。H 形鋼の高さおよびフランジ幅を H 形鋼のサイズ H に等しいとすると、 $\bar{\tau}_{\text{fi}}$ は H 形鋼の周長全体(6H)で発揮され、 $\bar{\tau}_{\text{rib}}$ は上下フランジ外面(2H)により発揮されるとして、式 [4] が成り立つ。図・11 から、 $\bar{\tau}_{\text{fi}}$ は丸鋼の付着応力の計算値によく対応していることがわかる。このことから、 $\bar{\tau}_{\text{fi}}$ は丸鋼の付着応力の式 [5] で表すことができる。

$$S \cdot \bar{\tau}_{\max} = 6H\bar{\tau}_{\text{fi}} + 2H\bar{\tau}_{\text{rib}} \quad [4]$$

$$\bar{\tau}_{\text{fi}} = 0.4 \times 0.28 f_c'^{2/3} \quad [5]$$

(3) 有限要素解析による平均最大付着応力の検討

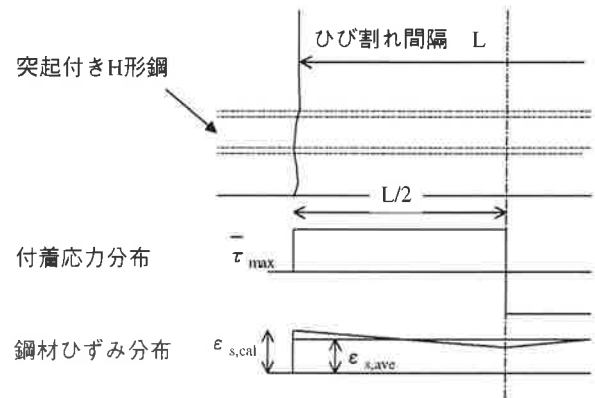
ここでは、突起付き H 形鋼の突起の負担する付着応力 τ_{rib} の定量化を試みる。おおむね 45° の角度を持つ突起によるコンクリートへの支圧抵抗から、図・12 に示す付着応力 τ_{rib} と面圧 σ は等しく、突起付き H 形鋼の軸方向のすべり変位 s は軸直角方向のコンクリートの変位 δ と等しいと考えられる。したがって、 σ と δ の関係は、 τ_{rib} と s の関係ととらえることができる。

解析は 2 次元平面応力状態とし、非線形有限要素解析プログラム「WCOMD」を用いて行った。要素は 8 節点アイソパラメトリック要素とし、コンクリートの物性を持つ要素にモデル化した。下フランジはかぶり 100mm、上フランジはかぶり 650mm とした。図・13 に示す要素分割により、面圧を受けるフランジ面に接する位置のコンクリートに強制変位 δ を加え、節点の反力から σ を求めた。試験体 No.2 の許容応力時のひび割れ幅 0.25mm のほぼ 1/2 の値の 0.12mm まで δ を作用させて得られる δ と σ の関係が s と τ の関係であるとして、0~0.12mm における σ の平均値を $\bar{\tau}_{\text{rib}}$ とした。 δ と σ の関係を図・14 に、得られた $\bar{\tau}_{\text{rib}}$ を表・4 に示す。 $\bar{\tau}_{\text{rib}}$ (解析試験体 1, 2 の平均値) と $\bar{\tau}_{\text{fi}}$ の計算値から求めた $\bar{\tau}_{\max}$ を図・11 に示す。 $\bar{\tau}_{\max}$ は実験結果より推定された突起付き H 形鋼の $\bar{\tau}_{\max}$ とよい対応を示していることがわかる。

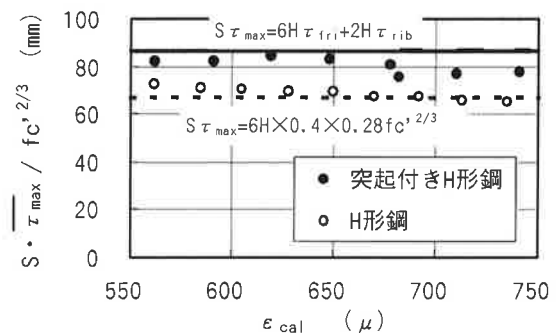
(4) 最大ひび割れ間隔の定量的評価

引張を受けるコンクリートの力の釣合いの概念を図・15 に示す。引張側のコンクリートは有効断面積 A_e で抵抗していると考えられ、定常状態においては力のつり合いにより式 [6] が成り立つ⁹⁾。ここに、 f_t はコンクリートの引張強度である。 k は引張応力分布に関する係数であるが、引張有効断面の鋼材比が 2.0% ($A_s/A_e=14.8 \times 2/(30 \times 50)$) と大きいので、一軸引張に近いと考えて、 $k=1.0$ とする。ここで、 A_e の定義は明確ではないが最も一般的に用いられる方法として H 形鋼位置を重心として A_e を定義する方法¹⁰⁾ (図・15) を用いる。図・11 に示した $\bar{\tau}_{\max}$ を用いて、式 [6] によって求められる各試験体の $L_{\max}$ を表・5 に示す。式 [6] による計算値は実験値の傾向をおおむねとらえている。

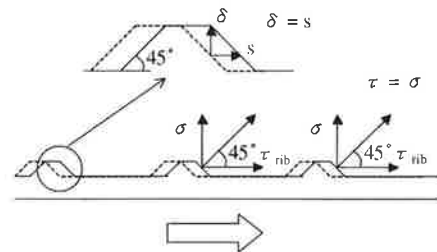
$$L_{\max} = \frac{2kf_t A_e}{S\bar{\tau}_{\max}} = \frac{2kf_t bh_c}{6H\bar{\tau}_{\text{fi}} + 2H\bar{\tau}_{\text{rib}}} \quad [6]$$



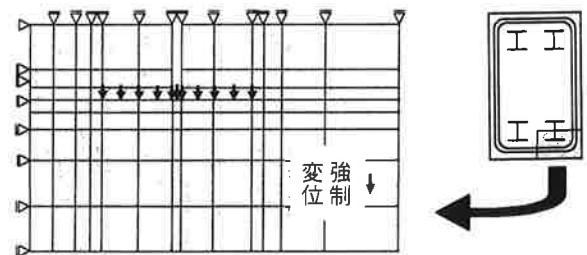
図・10 平均最大付着応力の定量化の概念図



図・11 平均最大付着応力の推定



図・12 突起による付着抵抗の概念



図・13 有限要素解析の概要

表・4 解析試験体の概要

解析 試験体	H形鋼 サイズ H (mm)	かぶり C (mm)	配置間隔 C_s (mm)	コンクリート 強度 f_c' (N/mm ²)	$\bar{\tau}_{\text{rib}}$ (N/mm ²)	$\frac{\bar{\tau}_{\text{rib}}}{f_c'^{2/3}}$
1	100	100	200	35.0	0.92	0.0862
2	100	650	200	35.0	1.11	0.1034

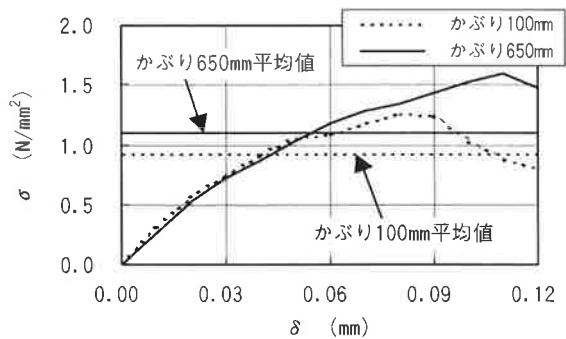


図-14 解析結果

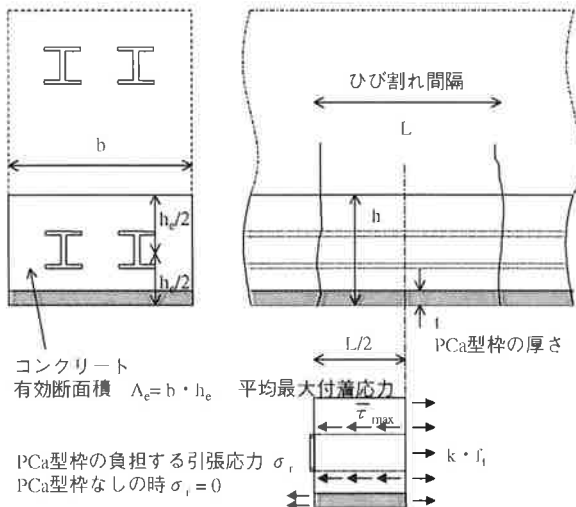


図-15 引張を受けるコンクリートの力の釣合い

表-5 試験体 No.1～3 の最大ひび割れ間隔の評価

	最大ひび割れ間隔 L_{max} (mm)			
	No. 1	No. 2	No. 3	
			PCaなし	PCaあり
実験値	470	480	—	275
計算値*	513	429	400	315
実験値/計算値	0.92	1.12	—	0.87

*: PCa型枠のない場合の計算値は式〔4〕により、
PCa型枠を配置した計算値は式〔6〕による。

4. 2 PCa 型枠のひび割れ抑制効果

(1) PCa 型枠の一軸引張特性¹¹⁾

原らは、PCa 型枠の曲げ試験結果を有限要素解析を用いて検討し、以下の PCa 型枠の一軸引張特性の式を提案している¹¹⁾。本研究では、PCa 型枠の負担する引張応力の算定に式〔7〕を用いることとする。ここに、 σ_r はひび割れ位置において PCa 型枠が負担する応力、 σ_c はモルタルの引張強度、 W (mm) はひび割れ幅、 $W_f=1$ mm である。

$$\sigma_r = \left(\frac{f_t}{\sigma_c} \right)^{\left(\frac{W}{W_f} \right)} \times \sigma_c \quad (W \leq W_f) \quad [7]$$

$$\sigma_r = f_t \quad (W_f \leq W)$$

(2) ひび割れ抑制メカニズム

PCa 型枠を配置した場合の、引張を受けるコンクリートの力の釣合いの概念を図-15に示す。PCa 型枠はひび割れ発生後もひび割れ位置において引張力を負担する。式〔6〕と同様に、定常状態においては力のつり合いにより以下の式が成り立つ。ここに、 p は A_e にしめる PCa 型枠の断面積比で $p=t/h_e$ である。式〔8〕により求められる PCa 型枠のひび割れ抑制効果を考慮した最大ひび割れ間隔を表-5に示す。式〔8〕による計算値は実験値を安全側にとらえている。

$$L_{max} = \frac{2(k f_t - p \sigma_r) A_e}{S \bar{\tau}_{max}} = \frac{2(k f_t - p \sigma_r) b h_e}{6 H \bar{\tau}_{in} + 2 H \bar{\tau}_{rib}} \quad [8]$$

4. 3 SC 構造板状部材のひび割れ幅の定量的評価

(1) 平均最大付着応力の検討

ここでは、SC 構造板状部材における $\bar{\tau}_{rib}$ の定量化を FEM 解析を用いて行う。解析を行った試験体の概要を表-6に示す。解析試験体はコンクリート強度 (20,30,40N/mm²)、鋼材配置間隔 C_s/H (10,8,6,4)、かぶり C/H (0.5,1.0,1.5,2.0) を変数とした9体である。解析は、図-13と同様に、節点に強制変位を与えることにより行った。実験における各試験体の許容応力時のひび割れ幅が概ね 0.3mm であるので、その 1/2 の値の 0.15mm まで δ を作用させて得られる 0～0.15mm までの σ の平均値から $\bar{\tau}_{rib}$ を得た。解析結果の一覧を表-6に示す。

解析試験体 2～4 はコンクリート強度を変数とし、解析試験体 1～6 は鋼材の配置間隔 C_s/H を変数とした。解析結果を図-16、図-17に示す。図の縦軸は解析結果を $f_c'^{2/3}$ で除して無次元化した。これによると、 $\bar{\tau}_{rib}/f_c'^{2/3}$ はおおむね一定値をとり、 $\bar{\tau}_{rib}$ が $f_c'^{2/3}$ に比例すること、 $\bar{\tau}_{rib}$ は鋼材の配置間隔の影響を受けないことがわかる。

解析試験体 1 および 7～9 はかぶり C/H を変数とした。解析結果を図-18に示す。 $\bar{\tau}_{rib}/f_c'^{2/3}$ は C/H にほぼ比例し、これらを線形回帰して $\bar{\tau}_{rib}$ の式〔9〕が得られた。

$$\frac{\bar{\tau}_{rib}}{f_c'^{2/3}} = 0.046 \frac{C}{H} + 0.054 \quad [9]$$

表-6 解析試験体の概要

解析 試験体	$\frac{C}{H}$	$\frac{C_s}{H}$	f_c' (N/mm ²)	$\bar{\tau}_{rib}$ (N/mm ²)	$\frac{\bar{\tau}_{rib}}{f_c'^{2/3}}$
1	1.0	4	30.0	0.97	0.100
2	1.0	4	20.0	0.76	0.103
3	1.0	4	40.0	1.13	0.097
4	1.0	6	30.0	1.00	0.103
5	1.0	8	30.0	1.00	0.104
6	1.0	10	30.0	1.00	0.104
7	0.5	4	30.0	0.64	0.066
8	1.5	4	30.0	1.21	0.125
9	2.0	4	30.0	1.34	0.139

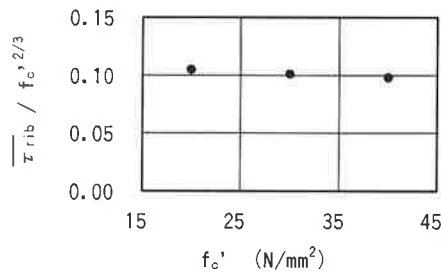


図-16 コンクリート強度の影響

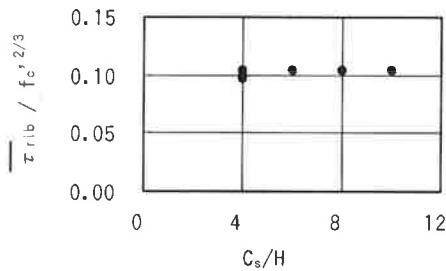


図-17 鋼材配置間隔の影響

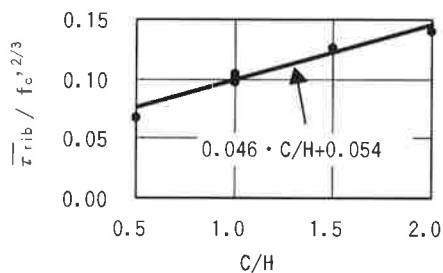


図-18 かぶりと \$\bar{\tau}_{rib}\$ の関係

(2) 最大ひび割れ間隔の定量的評価

図-7によると突起付き H 形鋼の下フランジ位置で鋼材ひずみは最大値を示しているが、ひずみ勾配が生じるため上フランジ位置のひずみは下フランジ位置のひずみの 1/3 程度である。このことから、SC 構造板状部材においては突起付き H 形鋼の中央より下半分が付着抵抗すると考えて、付着応力は式 [10] により表されたとする。

式 [8] に式 [10] を代入することにより、 L_{max} の式 [11] が得られる。ただし、引張有効断面積 A_e は図-19に示すように定義する。 A_e の高さ h_e は突起付き H 形鋼の中央位置より下側を考慮するものとし、幅 b は先に検討した梁試験体において、 $b=2.5H$ かつ $k=1.0$ のときに実験結果とよい対応を示したことから、 $b=2.5H$ とし、 $k=1.0$ を用いることとする。また、コンクリートの引張強度 f_t は土木学会標準示方書⁹⁾の計算方法を用いて $f_t = 0.23f_c'^{2/3}$ とする。式 [11] による計算値と SC 構造板状部材試験体の実験値の L_{max} の比較を表-7に示す。式 [11] による計算値は実験値とよい対応を示している。

$$S\bar{\tau}_{max} = (6H\bar{\tau}_{fr} + 2H\bar{\tau}_{rib})/2 \\ = (0.046C + 0.390H)f_c'^{2/3} \quad [10]$$

$$L_{max} = \frac{2(kf_t - p\sigma_r)A_e}{S\bar{\tau}_{max}} \\ = \frac{5Hh_e}{0.046C + 0.390H} \left(0.23k - \frac{p\sigma_r}{f_c'^{2/3}} \right) \quad [11]$$

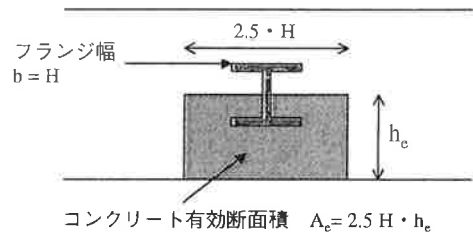


図-19 SC 構造板状部材のコンクリート有効断面積

表-7 最大ひび割れ間隔の評価

試験体		No. 1	No. 2	No. 3	No. 4
C _s /H		10	8	6	4
最大 ひび割れ 間隔 (mm)	①	380	330	320	360
	②	396	396	396	396
	①/②	0.96	0.83	0.81	0.91

①：実験値、②：計算値

(3) 最大ひび割れ幅算定式

ひび割れ幅 W はひび割れ間隔 L を用いて一般に式 [12] によって表すことができる⁹⁾。ここに、 $\bar{\sigma}_s$ は鋼材平均応力、 $\bar{\epsilon}_c$ はコンクリート表面の平均ひずみである。式 [9] を W_{max} および L_{max} に適用し、式 [9] に式 [8] を代入して、式 [1] による α を導入することにより W_{max} の算定式 [13] が得られる。

$$W = \left(\frac{\bar{\sigma}_s}{E_s} - \bar{\epsilon}_c \right) L \quad [12]$$

$$W_{max} = \alpha \left(\frac{\bar{\sigma}_s}{E_s} - \bar{\epsilon}_c \right) L_{max} \\ = \alpha \left(\frac{\bar{\sigma}_s}{E_s} - \bar{\epsilon}_c \right) \times \frac{5Ch_e}{0.046C + 0.390H} \left(0.23k - \frac{p\sigma_r}{f_c'^{2/3}} \right) \quad [13]$$

式 [13] による計算結果と板状部材試験体の実験結果との比較を表-8および図-20に示す。ここで、 $\bar{\sigma}_s$ は実験により得られた許容応力時の鋼材の平均ひずみを用い、 $\bar{\epsilon}_c = 0$ とした。計算値は実験結果の傾向をとらえているが計算値は実験値を下回っている。この原因は、式 [9] が鋼材位置での W_{max} を定義するものであり、コンクリート表面位置においては、かぶりの厚い本構造においては回転角等の影響を受けるものと考えられる。この影響のメカニズムは明確ではないが、この影響を考慮する係数 β を式 [13] 導入し、ひび割れ位置での鋼材の応力 σ_{cr} を

用いて、最大ひびわれ幅算定式〔14〕が得られる。ここで、式〔14〕において $\beta=1.5$ とすると試験体の $W_{\max}$ を安全側に評価することができる。

$$W_{\max} = \alpha \beta \left(\frac{\sigma_{cr}}{E_s} - \bar{\epsilon}_c \right) \times L_{\max}$$

$$= \alpha \beta \left(\frac{\sigma_{cr}}{E_s} - \bar{\epsilon}_c \right) \times \frac{5Ch_e}{0.046C + 0.390H} \left(0.23k - \frac{p\sigma_r}{f_c^{1/2/3}} \right) \quad [14]$$

表-8 最大ひび割れ幅の検討

試験体		No. 1	No. 2	No. 3	No. 4
C _s /H		10	8	6	4
σ _s /E _s (μ)		564	556	577	568
最大 ひび割れ幅 (mm)	①	0.51	0.41	0.34	0.33
	②	0.34	0.30	0.27	0.22
	①/②	1.48	1.37	1.26	1.47
	③	0.52	0.45	0.40	0.34
	①/③	0.99	0.91	0.84	0.98

$\bar{\sigma}_s/E_s$; 突起付きH形鋼下フランジひずみの実験値

①: 実験値, ②: 式〔13〕による計算値

③: $\sigma_{cr} = \bar{\sigma}_s$ とした式〔14〕による計算値

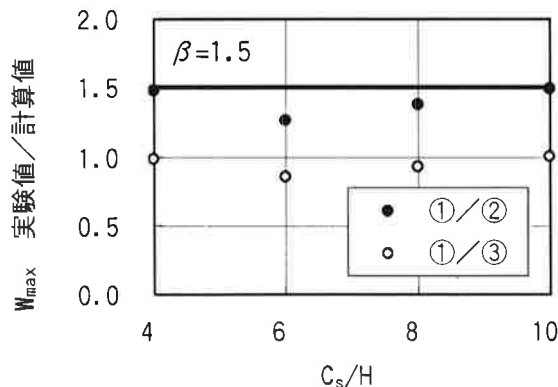


図-20 最大ひび割れ幅の検討

5. まとめ

本研究により得られた結論を以下に示す。

- (1) 鉄骨コンクリート複合構造板状部材の曲げ耐荷性状を明らかにするため、突起付きH形鋼の配置間隔を実験変数とした曲げ載荷実験を行った。すべての試験体において、突起付きH形鋼が引張降伏した後に圧縮側のコンクリートが圧壊し終局を迎えた。また、試験体のひび割れ幅の計測結果から、突起付きH形鋼位置のひび割れ幅は突起付きH形鋼配置間隔によらず、試験体中心軸線上のひび割れ幅は配置間隔が大きくなるほど増加することがわかった。
- (2) 実験結果と計算値の比較により、突起付きH形鋼の配置間隔がH形鋼のフランジ幅の4倍から10倍の範囲では平面保持がほぼ成立し、SC構造板状部材の曲げ耐力は、突起付きH形鋼を上下フランジおよびウェブの3つの部分に分割し、各々を等価な断面積をもつ

鉄筋に置き換えたRC構造部材の設計方法で評価できることがわかった。

- (3) SC構造梁部材の実験結果とFEM解析により突起付きH形鋼の平均最大付着応力 $\bar{\tau}_{\max}$ とステンレス鋼繊維補強プレキャスト型枠のひび割れ幅抑制効果が明らかになった。 $\bar{\tau}_{\max}$ を用いて、引張側コンクリートの軸方向の力の釣り合いを仮定し、かぶりが大ききこと等の影響を考慮する係数を導入することによって、実験結果のひび割れ幅を安全側にするSC構造板状部材の最大ひび割れ幅算定式を構築した。

参考文献

- 1) 舟橋政司, 佐藤文則, 横沢和夫, 岡崎光信: 港湾用プレキャストケーソン製作工法の開発, コンクリート工学年次論文集 第22号 第2号, 2000.6, pp1423~1428
- 2) 舟橋政司ら, : 新構造形式プレキャストケーソン製作工法—PFC工法による直立および斜面スリット防波堤ケーソンの製作—, 前田建設技術研究所報VOL41, 2000.10
- 3) 例えば, 佐藤文則, 原夏生, 今西秀公: ステンレスファイバーで補強したPCa型枠の耐久性改善効果について, 土木学会第50回年次学術講演概要集第5部, pp122~123, 1995.9
- 4) 大久保浩弥, 芥川博昭, 舟橋政司, 小原孝之, : 突起付きH形鋼の配置間隔がSC板部材の耐荷性能およびひび割れ性状におよぼす影響, 土木学会第54回年次学術講演概要集第5部, pp794~795, 1999.9
- 5) 土木学会: コンクリート標準示方書〔平成8年制定〕設計編, 1996.8
- 6) 長崎利哉, 篠田佳男, 河野一徳, 大久保浩弥: 突起付きH形鋼を用いたSC梁試験体の耐荷性能, 土木学会第50回年次学術講演概要集第5部, pp872~873, 1995.9
- 7) 河野一徳, 篠田佳男, 長崎利哉, 大久保浩弥: 突起付きH形鋼を用いた鉄骨コンクリート梁部材のひび割れおよび変形状, 土木学会第50回年次学術講演概要集第5部, pp870~871, 1995.9
- 8) 小原孝之, 中野将宏, 原夏生, 河野一徳: 軸方向引張鋼材にH形鋼を用いた梁部材の曲げ耐荷性状に関する実験的検討, 土木学会第53回年次学術講演概要集第5部, pp814~815, 1998.10
- 9) 角田史雄: 鉄筋コンクリートの最大ひび割れ幅, コンクリートジャーナル Vol.8, No.9, pp1~10, 1970.9
- 10) 岡村甫: コンクリート構造の限界状態設計法コンクリートセミナー④, 共立出版株式会社, pp133~146
- 11) 原夏生, 小原孝之, 鈴木顕彰, 篠田佳男: ステンレスファイバー補強プレキャスト型枠のせん断補強効果の定量的評価, コンクリート工学年次論文集 第20号 第3号, 1998.6, pp307~312