

# PC 部材の破壊強度設計の基礎 (IV)

## “ねじり部材”

研究小委員会

神 山 一\* 小 林 明 夫\*\* 阿 部 源 次\*\*\*

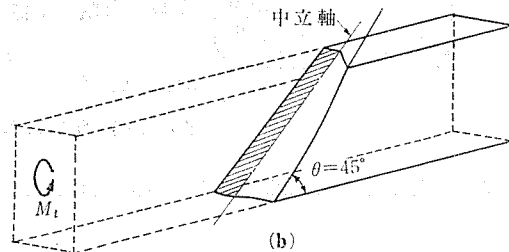
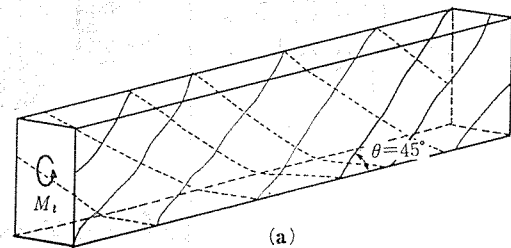
### 1. ま え が き

コンクリート構造物において、ねじり応力単独でその構造物の設計を支配したり、それが構造物の破壊の主原因となったことはきわめてまれである。それは、構造物の設計においてできるだけねじりの発生がないように考慮しているからでもある。

部材の設計において応力度の算定および断面計算で比較的多くの余力と安全性が見込まれている場合には、実際上もねじりが原因になるような障害は地震の影響を除くと少ない。しかしながら、近年のコンクリート構造物の大型化や複雑化とコンピューターを使用しての高度の構造解析に伴い、構造物あるいは部材の終局強度に及ぼすねじりの影響は無視できなくなっている。このような設計上の必要性から、最近においてはねじりを受けるコンクリート部材の挙動に関する内外の研究は非常に活発であり、諸外国においては、それらを基とした設計基準が次第に取り入れられてきている。

長方形断面をもつコンクリート部材が純ねじりを受けると図-1に示すような破壊性状を示すことが明らかになっている。最近のコンクリート部材の終局強度設計法においては、ねじりおよびねじりとの組み合わせ応力作用下におけるひびわれ発生後の挙動が問題であり、弾性理論あるいは塑性理論の適合性の研究から、最近、コンクリート部材のひびわれ発生後の終局強度に関する研究が進み、BSI CP 110 をはじめ SEB-FIP 規準のように終局強度設計法を取り入れ、純ねじりおよびねじりとの組み合わせ応力に関する規準へと進んできている。

土木学会の鉄筋コンクリート設計法の最近の動向（コンクリート・ライブラリー、第41号）の文献によれば、純ねじりを受ける長方形断面のコンクリート部材の破壊性状として図-1(a)の形式は一般に、鉄筋で補強された部材に発生するものであり、最近のコンクリート部材のひびわれ発生後のねじり剛性あるいは終局ねじり強度



(a) らせん状ひびわれ発生  
(b) 斜め曲げ破壊面

図-1 コンクリート部材の破壊形式

についての研究は、この破壊モードを基本としており、立体トラス類似が適用されている。また、(b)形式の破壊性状は主としてアメリカの研究者によって最近の終局ねじり強度に関する研究の基本仮定となっていると紹介されている。

ここでは純ねじり、ねじりを含む組み合わせ応力を受ける部材に関する諸外国の規定のうち、DIN 1045 (1972)、ACI 318-71 (1971)、BSI CP 110 (1972)、および CEB-FIP (1970) について紹介すると同時に、現在日本におけるプレストレストコンクリート部材のねじりに関する規定の概要と算定式等について記述した。

また、現行の方法と SEB-FIP 方法とで算定した計算値の比較、および、計算例も記述した。

### 2. 現行の設計法

日本の現行の設計法は弾性理論を基にした許容応力度法によっている。土木学会のPC設計施工指針（昭和36年改訂）には、ねじりに関する明確な規定はないが、斜引張応力度の計算において、コンクリート断面の全断面

\* 工博 早稲田大学教授 理工学部土木工学科

\*\* 国鉄構造物設計事務所課長補佐

\*\*\* 日本鋼弦コンクリート株式会社 技術部長

表-1 現行の規格による許容斜引張応力度

適用範囲		$\sigma_{ck}(\text{kg/cm}^2)$		
		300	400	500
破壊安全度の検討のとき	最大値	40	50	60
	許容値	20	25	30

を有効とし、ひびわれがないものとして計算した曲げせん断応力度とねじりせん断応力度とを合計し、断面の垂直応力度とから斜引張応力度を計算し、ねじりを考慮した場合の許容値および最大値を検討しなければならないとしている。

破壊に対する安全度を検討するための荷重は、本講座第2回の“曲げ部材”の項で記述されているが、この破壊検討荷重を用いて部材の斜引張応力度を求め、せん断とねじりによる応力度を考慮した場合の許容値(表-1)以下なら、ねじりせん断補強鉄筋を不要とし、許容値と最大値の範囲にある場合は、ねじり補強鉄筋を算出して、曲げせん断補強鉄筋と合計した補強鉄筋を配置しなければならない。最大値を越える場合は、断面の変更を要することになる。

現行の規定には、このようにねじりを考慮した場合のせん断応力度の規準があるが、断面形状に適応したねじりせん断応力算定式とか、例えばせん断弾性係数やねじり剛度算出にあたっての有効幅の取り方等の基本的要素の仮定、また、ねじり補強鉄筋の形状と配置の規定等構造細目に関する規定など、ねじりに対する十分な規定はない。

現在、一般的に用いられているねじりせん断応力度の計算式を示すと次のようである。

1) T, I 型断面の場合

$$\tau_t = \frac{M_t \cdot b}{I_t} \cdot J$$

ここに

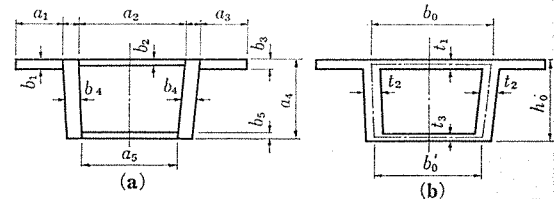


図-2 ねじりせん断に対する近似断面

$M_t$ : ねじりモーメント

$I_t$ : ねじり断面二次モーメント

$J$ : ねじり剛さ係数

$b$ : ウェブ幅

$$I_t = \sum C_i a_i b_i^3$$

$C$ : 矩形断面の長辺と短辺の比によって決まる係数

2) 箱形断面の場合

$$\tau_t = \frac{M_t}{I_t} \left( b_1 \cdot \eta + \frac{2F}{t_2 \cdot C} \right)$$

ここに

$M_t, I_t$  は T, I 型断面の場合と同じ

$\eta$ : 断面を矩形に分割するとき、応力度を求めようとする維を含む矩形の長辺および短辺の比により決まる係数

$F$ : 薄肉中心の囲む面積

$$C = \frac{b_0}{t_1} + 2 \left( \frac{h_0}{t_2} \right) + \frac{b_0'}{t_3}$$

$t_u, b_0, h_0$  は 図-2 を参照

$$I_t = I_{ts} + I_{tB}$$

$I_{ts}$ : 箱を構成する各方形部のねじり断面 2 次モーメントの合計

$$I_{ts} = \sum I_{tsi} = \sum K_i a_i b_i^3 \quad (a_i > b_i)$$

$I_{tB}$ : 箱形閉断面のねじり断面 2 次モーメント

$$I_{tB} = \frac{4F^2}{C}$$

斜引張応力度の計算式を次に示す。

$$\sigma_I = \frac{\sigma_x}{2} - \sqrt{\left( \frac{\sigma_x}{2} \right)^2 + (\tau_0 + \tau_t)^2}$$

表-2 ねじり応力度に対する比較

	PC 単純 I 型桁 (複線 4 主桁) 支間 $l=21.200 \text{ m}$ 桁高 $H=2.300 \text{ m}$		PC 1 室単純箱型桁 (複線) 支間 $l=65.560 \text{ m}$ 桁高 $H=4.800 \text{ m}$	
	現行方法	CEB-FIP	現行方法	CEB-FIP
設計ねじりモーメント	1.4 t·m	1.4 t·m	233.7 t·m	233.7 t·m
終局限界状態の設計用値	2.5 t·m (1.75 $M_t$ )	2.1 t·m (1.5 $M_t$ )	721.2 t·m (1.3 $M_{td} + 2.5 M_{tl}$ )	350.6 t·m (1.5 $M_t$ )
$\tau_{tu}$ (純ねじり)	2.4 kg/cm <sup>2</sup>	3.6 kg/cm <sup>2</sup>	2.7 kg/cm <sup>2</sup>	0.9 kg/cm <sup>2</sup>
スターラップの計算断面積 (ピッチ 20 cm として)	0.20 cm <sup>2</sup>	0.24 cm <sup>2</sup>	0.66 cm <sup>2</sup>	0.45 cm <sup>2</sup>
軸方向鉄筋の総断面積	—	3.7 cm <sup>2</sup>	—	44.9 cm <sup>2</sup>

表-3 各国のねじりに関する規定

	CEB-FIP (1970)	DIN 1045 (1972)	ACI 318-71 (1971)	BSI CP 110 (1972)																																														
設計荷重	1.5(D <sub>k</sub> +L <sub>k</sub> ) または 0.9 D <sub>k</sub> +1.5 L <sub>k</sub>	1.75~2.1(D <sub>k</sub> +L <sub>k</sub> )	1.4 D <sub>k</sub> +1.7 L <sub>k</sub>	1.4 D <sub>k</sub> +1.6 L <sub>k</sub>																																														
部分安全係数																																																		
コンクリート	一般の場合 r <sub>b</sub> =1.5	規定なし	規定なし	r <sub>m</sub> =1.5																																														
鋼材	r <sub>a</sub> =1.15	規定なし	規定なし	r <sub>m</sub> =1.15																																														
プレストレッシング	最大荷重, 最小プレストレッシング r <sub>p</sub> =0.9 最小荷重, 最大プレストレッシング r <sub>p</sub> =1.0	規定なし	規定なし	規定なし																																														
条件																																																		
ポアソン比	μ=0.2	μ=0 (ポアソン比)	μ=0	μ=0.25																																														
ねじり剛度	規定なし	規定なし	GC=0.5 E <sub>c</sub> ·C C: S <sub>t</sub> ' Venant のねじり定数 モーメント 0 点間の距離の 1/10	GC=0.4 E <sub>c</sub> ·C C=1/2 S <sub>t</sub> ' Venant のねじり定数 フランジ厚の 3 倍																																														
フランジ有効幅	T型の場合 l/8 または l/10 l: モーメント 0 点間の距離																																																	
コンクリートの検討	<p>純ねじりに対する終局限界状態 せん断応力度 τ<sub>t</sub>* は以下の τ<sub>tu</sub>* のうち低い値としなければならない</p> <p>(a) 鉄筋が部材軸に平行, 直角に配置された部材 τ<sub>tu</sub>*=0.18 R<sub>b</sub>'* or 450 N/mm<sup>2</sup></p> <p>(b) 鉄筋が部材軸に対して 45° に配置 τ<sub>tu</sub>*=0.22 R<sub>b</sub>'* or 550 N/mm<sup>2</sup></p> <p>ねじりと曲げの終局限界状態 <math>\frac{\tau_o^*}{\tau_{ou}^*} + \frac{\tau_t^*}{\tau_{tu}^*} \leq 1</math></p> <p>τ<sub>ou</sub>*: ねじりが作用しない曲げせん断応力の下での限界状態に関するウェブのせん断応力度の設計用値</p>	<p>i) 領域 a (曲げひびわれの生じない領域) 状態 I での斜主引張応力度の許容範囲 許容せん断応力度の最大値 (KP/cm<sup>2</sup>)</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2"></th> <th rowspan="2">部 材</th> <th colspan="4">コンクリートの等級</th> </tr> <tr> <th>250</th> <th>350</th> <th>450</th> <th>550</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="2">ねじり</td> <td>充 実 断 面</td> <td>32</td> <td>42</td> <td>48</td> <td>52</td> </tr> <tr> <td>フランジとウェブの中心面</td> <td>32</td> <td>42</td> <td>48</td> <td>52</td> </tr> <tr> <td rowspan="2">ねじり + せん断</td> <td>フランジとウェブの中心面</td> <td>55</td> <td>70</td> <td>80</td> <td>90</td> </tr> <tr> <td>充 実 断 面</td> <td>55</td> <td>70</td> <td>80</td> <td>90</td> </tr> </tbody> </table> <p>ii) 領域 b (曲げひびわれからせん断ひびわれを生ずる領域) 許容せん断応力度の最大値は上表と同じ ただし, せん断力の作用は状態 II. ねじりの作用については状態 I.</p>		部 材	コンクリートの等級				250	350	450	550	ねじり	充 実 断 面	32	42	48	52	フランジとウェブの中心面	32	42	48	52	ねじり + せん断	フランジとウェブの中心面	55	70	80	90	充 実 断 面	55	70	80	90	<p>公称ねじり応力度 (τ<sub>tu</sub>) τ<sub>tu</sub>&gt;1.5√f<sub>c</sub>' の場合, ねじりの影響を考慮する.</p>	<p>ねじりの検討は終局限界状態のみについて行う 曲げとねじりせん断による 全せん断応力度 (v+v<sub>t</sub>) によって最大主引張応力度 σ<sub>I</sub> が σ<sub>I</sub>&gt;f<sub>t</sub>=0.24√f<sub>cu</sub> のとき補強必要. 全せん断応力度は下表の v<sub>tu</sub> 以下 終局荷重最大せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">v<sub>tu</sub></th> <th colspan="4">コンクリートの等級</th> </tr> <tr> <th>30</th> <th>40</th> <th>50</th> <th>60以上</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>v<sub>tu</sub></td> <td>4.1</td> <td>4.7</td> <td>5.3</td> <td>5.8</td> </tr> </tbody> </table> <p>小さな断面 (y<sub>1</sub>&lt;550 mm) では v<sub>t</sub> は v<sub>t</sub>≤v<sub>tu</sub>y<sub>1</sub>/550 y<sub>1</sub>: スターラップの長辺の長さ</p>	v <sub>tu</sub>	コンクリートの等級				30	40	50	60以上	v <sub>tu</sub>	4.1	4.7	5.3	5.8
	部 材	コンクリートの等級																																																
		250	350	450	550																																													
ねじり	充 実 断 面	32	42	48	52																																													
	フランジとウェブの中心面	32	42	48	52																																													
ねじり + せん断	フランジとウェブの中心面	55	70	80	90																																													
	充 実 断 面	55	70	80	90																																													
v <sub>tu</sub>	コンクリートの等級																																																	
	30	40	50	60以上																																														
v <sub>tu</sub>	4.1	4.7	5.3	5.8																																														
鉄筋の検討	<p>純ねじり (a) 部材軸に対して平行および直角に配置された鉄筋の終局限界状態 <math>\frac{A_t}{t} = \frac{\sum A_t}{P} = \frac{C^*}{2A_o R_a^*}</math> A<sub>t</sub>: 横方向鉄筋 1 組の断面積 t: 横方向鉄筋の間隔 ∑A<sub>t</sub>: 軸方向鉄筋の全断面積 P: 中空断面の壁厚中心線で囲まれた面積 A<sub>o</sub> の周長</p>	<p>i) ねじり補強鉄筋の検討しない場合の許容値</p>	<p>公称ねじりの応力度 τ<sub>tu</sub> τ<sub>tu</sub>&lt;1.5√f<sub>c</sub>' の場合, 最小せん断補強鉄筋を配置 A<sub>v</sub>+2 A<sub>t</sub>=50·<math>\frac{b_w s}{f_y}</math> A<sub>t</sub>: 間隔 S 内にあるねじりに抵抗する閉鎖型 スターラップの一つの脚の断面積 (in<sup>2</sup>) b<sub>w</sub>: ウェブ幅 (in) f<sub>y</sub>: 鉄筋の規格降伏点強度 (psi) ねじり補強筋の設計降伏点強度</p>	<p>v+v<sub>t</sub> によって最大主引張応力度が f<sub>t</sub>'&gt;0.24√f<sub>cu</sub> のとき, 補強鉄筋を必要 i) 矩形断面 a) 閉合スターラップ鉄筋量 <math>\frac{A_{sv}}{S_v} \geq 0.8 x_1 y_1 (0.87 f_{yv})</math> b) 軸方向鉄筋量 A<sub>s</sub>L≥<math>\frac{A_{s0}}{S_u} \cdot \frac{f_{ya}}{f_{yL}} (x_1+y_1)</math></p>																																														

$f_{y0}, f_{yL} \leq 4.25 \text{ N/mm}^2$

- ii) 箱形断面
- a) 閉合スターラップ鉄筋量
- b) 軸方向鉄筋量

$f_y \leq 60,000 \text{ psi (4219 kg/cm}^2\text{)}$

計算上必要なねじり補強筋  
(i) 閉合したスターラップの必要断面積

$$A_0 = \frac{(x_u - \tau_c) \sum x_i^2 y_i}{3 \alpha_f x_1 v_1 (f_y)}$$

$\alpha_f = [0.66 + 0.33(y_1/x_1)]$   
かつ 1.5 以下の値

(ii) 軸方向鉄筋の必要断面積

$A_l = 2 A_t \cdot \frac{x_1 + y_1}{s} \dots \dots \dots (a)$

$A_l = \left[ \frac{400 x_2}{f_y} \left( \frac{v_{tu}}{v_{tu} + v_u} \right) - 2 A_t \right] \cdot \left( \frac{x_1 + y_1}{s} \right) \dots \dots \dots (b)$

のどちらから大きい方  
(b) 式で算定された  $A_l$  は  $2 A_t$  に  $\frac{50 b_w s}{f_y}$  を代入して得られた値を越える必要はない。

部 材	(KP/cm <sup>2</sup> )			
	Bn 250	350	450	550
充実断面	14	18	20	22
ねじれ 腹部とフランジの中心面	8	10	12	14
せん断 + ねじり 腹部とフランジの中心面	14	18	20	22
充実断面	18	24	27	30

(注) 講座第3回せん断表-3参照

$R_a^*$ : 鉄筋の引張特性値  
(b) 部材軸に対して 45 度に配置された鉄筋の終局限界状態  
 $\frac{A_{45}}{t} = \frac{C^*}{2\sqrt{2} A_0 R_a^*}$   
 $A_{45}$ : 45 度に配置された鉄筋の断面積  
 $t$ : 部材軸方向に測った 45 度に配置された鉄筋間隔  
曲げとねじりの組み合わせ  
曲げとねじりに対して別々に算出し、加え合せる。

• CEB・FIP

$R_a^*$ : 鋼材の引張りに対する設計用値,  $R_d^*$ : コンクリートの圧縮に対する設計用強度,  $\tau_0^*$ : ねじりが作用しない曲げせん断応力度の設計用値,  $\tau_t^*$ : ねじりせん断応力度の設計用値,  $\tau_{tu}^*$ : ねじりの作用による終局限界状態の鉄筋, せん断応力度の設計用値,  $C^*$ : ねじりモーメントの設計用値

• ACI

$\sqrt{f_c^*}$ : コンクリート設計基準強度の平方根,  $A_p$ : 間隔  $S$  内にあるせん断補強筋断面積 ( $\text{in}^2$ ),  $x_1$ : 閉鎖長方形スターラップの短い方の中心間距離,  $y_1$ : 閉鎖長方形スターラップの長い方の中心間距離,  $x$ : 断面の長方形部分の短辺長さ,  $y$ : 断面の長方形部分の長辺長さ

• BSI

$A_{sv}$ : 断面の閉じたスターラップの足の断面積,  $A_{sL}$ : 軸方向鉄筋の断面積,  $f_{cu}$ : コンクリートの圧縮強度特性値 ( $\text{N/mm}^2$ ),  $f_{yv}$ : スターラップの特性強度,  $f_{yL}$ : 軸方向鉄筋の特性強度,  $S_p$ : スターラップの間隔,  $x_1$ : スターラップの短辺長さ,  $y_1$ : スターラップの長辺長さ,  $A_0$ : 壁の断面で囲まれる面積

また、垂直方向プレストレスを考慮する場合には

$$\sigma_I = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} - \sqrt{\left( \frac{\sigma_y - \sigma_x}{2} \right)^2 + (\tau_0 + \tau_t)^2}$$

となる。

ねじりせん断補強鉄筋の算定方法は、破壊安全を検討するための荷重を受けた場合の曲げせん断に対する補強鉄筋とねじりせん断に対する補強鉄筋を合計した補強鉄筋を配置する。

ねじりせん断応力に対する補強鉄筋量の算定は次式によって算定できる。

$$A_{vs(J)} = \frac{M_t \cdot ds}{2 \cdot \sigma_{sa} \cdot F}$$

ここに

- $M_t$ : 破壊安全を検討する荷重によるねじりモーメント
- $F$ : スターラップに囲まれた面積
- $\sigma_{sa}$ : 鉄筋の許容応力度 (降伏点強度)
- $ds$ : スターラップの配置間隔

曲げせん断応力に対する補強鉄筋量の算定式は、本講座、第3回“せん断”の項で記述されているが

$$A_{vs} = \frac{(S_u - S_p) ds \cdot \sin \theta}{Z \cdot \sigma_{sa} \cdot \sin(\theta + \phi)}$$

によって算定する。

したがって、曲げせん断応力とねじりせん断応力に対する補強鉄筋量は

$$I A_s = A_{vs} + A_{vs(J)}$$

となる。

なお、ねじりに対する補強筋のうち、部材の軸方向に配置する軸方向補強筋の規定は、日本の現行の規格にはない。

表-2 に I 形断面と箱形断面を有する鉄道橋について、現行の方法によるものと CEB-FIP 方法による場合とを比較した一例を示した。

I 型断面の場合スパン 21.2 m の複線 4 主桁の鉄道橋であり、箱型断面はスパン 65.56 m の複線 1 室箱型桁である。破壊荷重は現行では 1.75、検討計算では 1.5 の荷重係数を用いている。この例における設計ねじりモーメントは単純 I 型桁では版上静荷重と活荷重による荷重の作用位置と反力の作用位置との偏心によって生ずるねじりモーメントを用い

表—4 各国のねじりせん断応力度の算定式の比較

	ねじりせん断応力度 ( $\tau_t$ ) の算定式			備 考
	長 方 形	T, L, I 型	箱 型	
CEB-FIP (1970)	等価中空断面に換算	長方形に分割 ただし $a/b=0.33\sim 3.00$	$\tau_t^* = \frac{M_t^*}{2 A_0 t}$	$a$ : 長方形断面の長辺 $b$ : 長方形断面の短辺 $A$ : 断面積 $A_0$ : 壁厚中心線で囲まれた断面の断面 積 $\eta$ : ねじりに関する定数 $M_t$ : 設計ねじりモーメント $t$ : ウェブあるいはフランジ厚 $\phi$ : 耐力低減係数 せん断ねじりに対して $\phi=0.85$ (ACI)
DIN 1045 (1972)	長 方 形 $a/b=1.0\sim\infty$ , $\eta=4.81\sim 3.00$ 正多角形 $\eta=4.81\sim 4.48$	$\tau_t = \frac{4 M_t \cdot b}{\sum b^3 \cdot a}$	—	
ACI 318-71 (1971)	$\tau_{tu} = \frac{3 M_t}{\phi b^2 a}$	$\tau_{tu} = \frac{3 M_t}{\phi \sum b^2 a}$	$\sigma_{tu} = \frac{3 M_t}{\phi b^2 a} \cdot \frac{b}{4 t}$	
BSI CP 110 (1972)	$\tau_{tu} = \frac{2 M_{tu}}{b^2 (a \cdot b/3)}$	$\tau_{tu} = \frac{2 M_{tu}}{\sum b^2 (a \cdot b/3)}$	$\tau_{tu} = \frac{M_{tu}}{2 A_0 t}$	

ており、一方単純箱型桁の場合は、各荷重をトルク荷重として算定した値を用いてある。

### 3. ねじりの作用する部材についての各国規準

ねじりを受けるコンクリート部材に関する各国の規定のうち、主としてプレストレスト コンクリート部材に関する規定を表—3に一覧表で示す。ここで破壊の安全度を検討するための荷重（設計荷重）および部分安全係数は第3回講座“せん断”編でも記述されているが記載した。

また、表—4 にねじりせん断応力度の算定式を一覧表にして示した。ただし、各国の規定の記号が同じではないのでわかりやすくするために統一した記号をもって表示し、備考欄にそれらの記号の説明を付記した。

これらねじりに関する規定によると、

BSI 規準では、はりの断面はねじりでは決まらないので、ねじりに対する設計は二次的に行い、したがって曲げに対する設計のあとチェックとしてねじりに対する設計を行えばよいとしている。

また、ねじりに対する設計は終局限界状態に対してのみ行うものとし、ねじりせん断応力度は塑性せん断応力分布の仮定に基づいて求めるものとしている。

曲げとねじりせん断による全せん断応力度による最大主引張応力度の値が、 $0.24 \sqrt{f_{cu}}$  を越えるかどうかで補強の限界値としている。コンクリートの許容応力度として最大許容せん断応力度を規定しており、したがって、補強の有無にかかわらず、最大値を越えてはならないので断面変更の条件値となっている。

DIN 規準では斜主引張応力度の計算上の破壊荷重における応力度の検討は、曲げひびわれの生じない領域  $a$  と曲げひびわれからせん断ひびわれを生ずる領域  $b$  とに区分し、領域  $a$  では状態 I で算定した斜主引張応力度が許容最大値を越えないことを、また、状態 I で算定した

斜主圧縮応力度と斜主引張応力度のおおのこの絶体値の合計を斜主圧縮応力度として、これが許容最大値を越えないことを確かめなければならないとしている。

領域  $b$  の応力度については、曲げせん断応力度の算定は状態 II を、ねじりせん断については状態 I を使い、この応力度  $\tau_o^*$  が許容最大値を越えないことを確かめるとしている。

ACI 規準では公称ねじり応力度が  $1.5 \sqrt{f_c'}$  より大きい箇所では補強筋が必要としており、公称許容せん断応力度の最大値を規定している。この公称許容せん断応力度の算定式は講座“せん断”編に表示されている。

SEB-FIP 規準では、(a) 純ねじりの場合、(b) ねじりと曲げの組合せの場合とに区分している。

終局限界状態は (a) の場合においては、せん断応力度  $\tau_t^*$  が次の2つの値  $\tau_{tu}^*$  のうち、小さい方になったときに生じるとしている。

- 1) 鉄筋が部材軸に平行と直角に配置されている場合  
 $0.18 R_b^*$  および  $450 \text{ N/cm}^2$
  - 2) 鉄筋が部材軸に  $45^\circ$  の角度で配置されている場合  
 $0.22 R_b^*$  および  $550 \text{ N/cm}^2$
- (b) のねじりと単純曲げによる場合

$$\frac{\tau_o^*}{\tau_{ou}^*} + \frac{\tau_t^*}{\tau_{tu}^*} \leq 1$$

によって与えられる。

$\tau_{ou}^*$ : ねじりのない単純曲げのみの場合のせん断力の作用による終局限界状態の腹部のせん断応力度の設計用値

したがって、 $\tau_{ou}^*$  の値は次の2つの値のうち、小さい方となる。

$$500 \text{ N/cm}^2 \text{ または } 0.20 R_b^*$$

また、 $\tau_{tu}^*$  は鉄筋が部材軸に平行および直角に配置されている場合

$$450 \text{ N/cm}^2 \text{ および } 0.18 R_b^*$$

のうち、小さい方の値となる。

次に補強鉄筋の検討では、(a) の場合で鉄筋が部材軸に平行および直角に配置されている場合は

$$\frac{A_t}{l} = \frac{IA_l}{P} = \frac{C^*}{2A_0R_a^*}$$

が適用される。

ここに

$A_t$  : 一組のスターラップの断面積

$l$  : スターラップの間隔

$\Sigma A_l$  : すべての軸方向鉄筋の断面積の総和

$P$  : 中空断面の壁厚中心線または充腹断面に関する等値中空断面の理論壁の中心線に沿っての断面積  $A_0$  の周長

鉄筋が桁の軸線に  $45^\circ$  の角度で配置されている場合は

$$\frac{A_{45}}{t} = \frac{C^{*2}}{2\sqrt{2}A_0R_a^*}$$

ここで

$A_{45}$  :  $45^\circ$  に配置された鉄筋の断面積

$t$  :  $45^\circ$  に配置された鉄筋の桁の軸線に平行に測定した間隔

(b) の曲げとねじりの組み合わせに対しては軸方向鉄筋およびスターラップを別々にし、ねじりと曲げおよび曲げせん断とをそれぞれ算定して、これらを加算してよいとしている。

BSI 規準では、ねじりに対する補強鉄筋は、軸方向鉄筋とともに矩形に閉じたスターラップからなるものとし、この鉄筋は、曲げや曲げせん断に対する鉄筋に加えるとしている。

ねじり補強筋の算定式は一覧表に示してあるが、スターラップおよび軸方向鉄筋の特性強度は  $425 \text{ N/mm}^2$  以上としてはならないと規定している。

部材が T, L および I 型断面の場合は、ねじりの設計では矩形要素に分割し、それぞれの矩形がねじりを受けると考える。鉄筋は個々の矩形を一体とするようなものでなければならないとしている。箱型断面の場合でねじり応力度をカバーする軸方向鉄筋は同時に圧縮を受ける断面積を考慮して圧縮鉄筋量を次式で低減してよい。

$$\text{鉄筋量の低減量} = f_{c.av} \frac{\text{断面の曲げ圧縮部面積}}{0.87 f_{yc}}$$

$f_{c.av}$  : 曲げ圧縮部の平均圧縮応力度

閉合スターラップの配置間隔は、隅の軸方向鉄筋の径の 16 倍および  $300 \text{ mm}$  のいずれよりも小さくなるように配置しなければならない。

ACI 規準のねじり補強筋の規準は、せん断、曲げおよび軸方向力に抵抗するのに必要な補強鉄筋とは別に配置しなければならないとしている。しかし、鉄筋量と配置等の規定に満足している場合は、ねじりに必要な補強

筋は他の力に対する補強筋と兼用してよい。閉合スターラップの必要断面積の算定式は表示してあるが、その配置間隔は  $(x_1 + y_1)/4$  あるいは  $12 \text{ in}$  ( $305 \text{ mm}$ ) のどちらか小さい方を越えてはならない。また、軸方向鉄筋の必要断面積の算定式も一覧表に記述してある。軸方向筋の間隔はスターラップの間隔と同様に  $12 \text{ in}$  以内で少なくとも 1 本の軸方向筋のスターラップの各隅角部に配置しなければならないとしている。さらに、ねじり補強筋は理論的に必要とする点を  $(a+b)$  越えて配置するとしている。ここに  $d$  は圧縮縁最外端から引張鉄筋の中心までの距離 (in),  $b$  は部材の圧縮面の幅である。

なお、CEB-FIP 規準では変形の制限としてねじりによる大きな角変化を許容しえない場合には、ねじりおよび曲げの組み合わせによるコンクリートの終局限界状態は

$$\frac{\tau_o^*}{\tau_{ou}^*} + \frac{\tau_t^*}{\tau_{tu}^*} \leq 0.7$$

としている。

また、ひびわれの制限としてねじりせん断応力度  $\tau_t^*$  が  $\tau_t^* \geq 0.6 \tau_{tu}^*$  である場合、スターラップの間隔  $t$  は次の 3 つのうち、もっとも小さい値とする。

(a) 部材断面の最小寸法の  $1/2$

(b) 部材断面の最大寸法の  $1/3$

(c)  $20 \text{ cm}$

その他、ねじり剛度に関連する要素にコンクリートのヤング係数がある。

ヤング係数は各規準ともコンクリートの圧縮強度の関数として定めている。

すなわち

$$\text{ACI } E_c = 1.51 \times 10^4 \sqrt{\sigma_{ck}} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

BSI

表-5 短期載荷時のコンクリートの弾性係数

立方体強度 ( $\text{N/mm}^2$ )	20	25	30	40	50	60
$E_c$ ( $\text{kN/mm}^2$ )	25	26	28	31	34	36

$$\text{CEB-FIP } E_{bj} = 66\,000 \sqrt{R_{bj}'} \text{ (N/cm}^2\text{)}$$

$R_{bj}'$  : 材令  $j$  日の圧縮強度

DIN

表-6 DIN 規準のヤング係数

強度分類	Bn 150	Bn 250	Bn 350	Bn 450	Bn 550
$E_c$ ( $\text{KP/cm}^2$ )	260 000	300 000	340 000	370 000	390 000

これらの各規準のヤング係数を同一規準で比較したものを図-3 に示す。

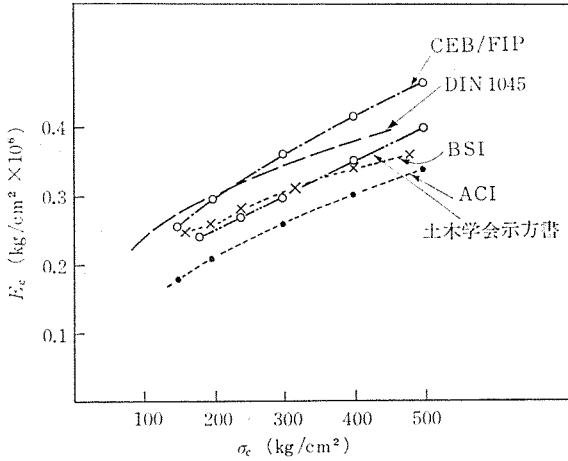


図-3 各種基準におけるコンクリート強度とヤング係数の関係

### 4. 計算例

#### (1) 設計条件

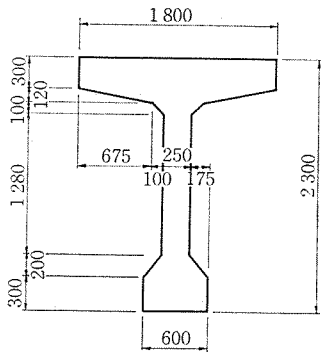
橋種 プレストレストコンクリート鉄道橋

スパン: 21.600 m

桁高: 2.300 m

形式: 複線4主桁ポストテンションI型単純桁

#### (2) 使用断面形状



#### (3) コンクリートに対する検討

a) 純ねじり 純ねじりの終局限界状態は、せん断応力度  $\tau_t^*$  が次の二つの値  $\tau_{tu}^*$  のうち小さいほうになったときに生ずる。

- 1) 鉄筋が部材軸に平行と直角に配置されている場合  $0.18 R_b'^*$  および  $450 \text{ N/cm}^2$
- 2) 鉄筋が部材軸に  $45^\circ$  の角度で配置されている場合  $0.22 R_b'^*$  および  $550 \text{ N/cm}^2$

ただし、

$\tau_t^*$ : ねじりせん断応力度

$\tau_{tu}^*$ : 終局限界状態ねじりせん断応力度

$R_b'^*$ : コンクリート設計計算用圧縮強度

$$\left( R_b'^* = \frac{R_{bk}'}{1.5} \right)$$

$R_{bk}'$ : コンクリート特性圧縮強度

ねじりせん断応力度  $\tau_t^*$  の計算は薄肉中空断面の理論を用いて、次式で算定する。

$$\tau_t^* = \frac{M_t^*}{2 A_0 b_0}$$

終局限界状態設計用

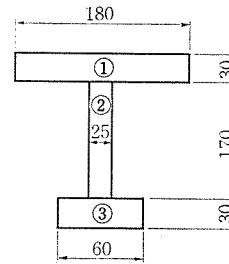
ただし

$M_t^*$ : ねじりモーメント  $M_t^* = 1.5 M_t = 2.1 \text{ t}\cdot\text{m}$

$A_0$ : 壁の中心線に囲まれる面積  $A_0 = 8132 \text{ cm}^2$

$b_0$ : 壁厚

$A_0$  の値は T 型断面を矩形断面におきかえて計算する。



$b$ : 短辺

$d$ : 長辺

$b_k$ : 矩形の短辺  $b$  に平行な軸方向の隅角鉄筋の間隔

$d_k$ : 矩形の長辺  $d$  に平行な軸方向の隅角鉄筋の間隔

No.	$b$	$d$	$b_k$	$d_k$	$5b/6$	判定	理論壁厚 $b_k/5$	$A_0 = b_k \cdot d_k$
①	30	180	23	173	25	$b_k < \frac{5b}{6}$	4.6	3979
②	25	170	18	163	20.8		3.6	2934
③	30	60	23	53	25		4.6	1219
								$\Sigma A_0 = 8132 \text{ cm}^2$

したがって、 $\tau_t^*$  は次のように計算される。

$$\tau_t^* = \frac{M_t^*}{2 A_0 b_0} = \frac{2.1 \times 10^5}{2 \times 8132 \times 3.6} = 3.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\therefore \tau_t^* < 0.18 R_b'^* = 48 \text{ or } 46 \text{ kg/cm}^2$$

b) 曲げとねじり ねじりと単純曲げによる終局限界状態は次式で計算する。

$$\frac{\tau_0^*}{\tau_{0u}^*} + \frac{\tau_t^*}{\tau_{tu}^*} \leq 1.0$$

$$\tau_t^* = 3.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{0u}^* = 51 \text{ "}$$

$$\tau_{tu}^* = 46 \text{ "}$$

ウェブの終局限界状態におけるせん断応力度  $\tau_0^*$  は

$$\tau_0^* = \frac{T_T^*}{b_0 d}$$

$T_T^*$ : 設計用低減せん断力

$$T_T^* = 103.4 \text{ t}$$

$$d = 230 - 26.7 = 203.3 \text{ cm}$$

$$\tau_0^* = \frac{103.4 \times 10^3}{25 \times 203.3} = 20.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\therefore \frac{\tau_0^*}{\tau_{0u}^*} + \frac{\tau_t^*}{\tau_{tu}^*} = \frac{20.3}{51} + \frac{3.6}{46} = 0.48 \leq 1.0$$

故に十分である。

#### (4) 鉄筋の検討

鉄筋は部材軸に平行および直角に配置するものとする。

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\sum A_l}{P} = \frac{M_T^*}{2 A_0 \cdot R_a^*}$$

ただし

$A_t$  : 1組のスターラップの断面積

$t$  : スターラップの間隔

$\sum A_l$  : すべての軸方向鉄筋の断面積の総和

$P$  : 中空断面の壁厚中心線または充腹断面に関する等値中空断面の理論壁の中心線にそっての断面積  $A_0$  の周長

$R_a^*$  : 腹鉄筋降伏点応力度の計算用値

$$R_a^* = \frac{R_{skt}}{1.15} = 3043 \text{ kg/cm}^2$$

$R_{skt}$  : 腹鉄筋特性引張強度 3500 kg/cm<sup>2</sup>

$$A_t = \frac{M_T^* \cdot F}{2 A_0 \cdot R_a^*} = \frac{2.1 \times 10^5 \times 20}{2 \times 2934 \times 3043} = 0.24 \text{ cm}^2$$

$$\sum A_l = \frac{M_T^* \cdot P}{2 A_0 \cdot R_a^*}$$

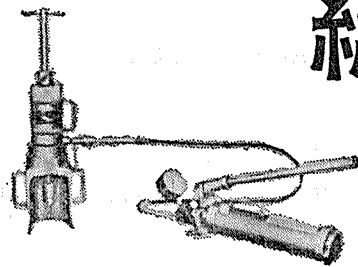
$P = 866 \text{ cm}$

$$\therefore \sum A_l = \frac{2.1 \times 10^5 \times 866}{2 \times 8132 \times 3043} = 3.7 \text{ cm}^2$$

参考文献

- 1) 猪股俊司：プレストレストコンクリートのせん断に関する耐力について，PC協会誌 Vol. 14, No. 5
- 2) 神山 一：鉄筋コンクリートはりのせん断破壊機構，コンクリートジャーナル Vol. 6, No. 8
- 3) 土木学会編：最近におけるプレストレスト コンクリート，1961年8月
- 4) 鉄筋コンクリート終局強度理論の参考，土木学会コンクリートライブラリー第34号
- 5) 鉄筋コンクリート設計法の動向，土木学会コンクリートライブラリー第41号
- 6) コンクリート構造物設計施工国際指針，鹿島出版会
- 7) Handbook on the United Code for Structural Concrete (CP 110; 1972)
- 8) Code for Practice for Structural Use of Concrete (CP 110; 1972)
- 9) ACI 規準：鉄筋コンクリート構造設計基準 (ACI 318-71)
- 10) ドイツ規格：無筋ならびに鉄筋コンクリートの規定と施工 (DIN 1045)
- 11) ドイツ規格：プレストレストコンクリート設計施工指針 (DIN 4227)
- 12) 泉 満明：プレストレストコンクリート部材のねじりについて，PC協会誌 Vol. 10, No. 4
- 13) 泉 満明：ねじりを受けるコンクリート部材に関する各国の設計基準，コンクリートジャーナル Vol. 9, No. 4
- 14) 神山 一，他：ねじりを受けるコンクリート部材の挙動，セメント技術年報 S. 45, XXIV

# PC用油圧機器の 総合メーカー



センターホールジャッキ・モリプラー  
PAT.No. 467154

住友 DWジャッキ  
PAT.No. 226429

製造元

**K.K平林製作所**

京都市宇治市槇島町目川8  
TEL宇治(0774) 22-3770番

発売元

**草野産業株式会社**

本社  
大阪市東区備後町1丁目11番地  
TEL大阪(261)~8710・8720  
東京事務所  
東京都千代田区神田錦町3丁目21番地  
柴田錦橋ビル TEL(201)~3546