

図 - 2 接合部詳細図

は刷毛引き処理とした。

表 - 2、3 に材料試験結果を示す。コンクリート強度の目標値はスラブおよび鋼管内充填用ともに  $F_c 27 \text{ N/mm}^2$  とし、粗骨材は最大粒径 13mm の砕石とした。鋼管は STKR400 材とし、その他の補強鋼材は SS400 材とした。また、スラブ筋は SD295A 材とした。

図 - 3 に加力装置を示す。加力は上下柱の反曲点位置を支点とし、左右スラブの反曲点位置に上下逆方向の正負交番繰返し荷重を与える方法とした。加力の制御は変位制御で行い、載荷は層間変形角  $R=1.25, 2.5 \times 10^{-3} \text{ rad}$ . で正負 1 サイクル、 $R=5, 10, 15, 20, 30 \times 10^{-3} \text{ rad}$ . で正負各 2 サイクルを繰返し、以後  $R=50 \times 10^{-3} \text{ rad}$ . まで行った。また、変位の測定は、層間変形、柱軸方向変形、スラブ曲率および支板(PCa 部材)と上板のずれについて行い、ひずみの測定は、スラブ筋・柱の鉄骨部および補強鋼材の主要な位置について行った。

### 3. 実験結果

図 - 4 に層せん断力(Q) - 層間変形角(R)関係を示し、図 - 5 に床板上面の最終ひび割れ状況を示す。また、表 - 4 に実験結果一覧を示す。

いずれの試験体も曲げひび割れは、層間変形角  $R=1.25 \sim 2.5 \times 10^{-3} \text{ rad}$ . のサイクルで生じた。また、スラブ筋の降伏は、No.1, No.3, No.4 では  $R=10 \sim 15 \times 10^{-3} \text{ rad}$ . のサイクルで生じ、スラブ筋が柱を貫通していない No.2, No.5 では  $R=15 \sim 20 \times 10^{-3} \text{ rad}$ . のサイクルで生じた。ひび割れ状況は、スラブ筋が貫通していない No.2, No.5 では柱から放射線状に発生する傾向を示した。なお、柱脚・柱頭位

表 - 2 コンクリートの材料試験結果

部位	圧縮強度 $B$ ( $\text{N/mm}^2$ )	弾性係数 $E_c$ ( $\text{kN/mm}^2$ )	割裂強度 $t$ ( $\text{N/mm}^2$ )
PCa部	36.8	24.4	3.1
一体打ち 後打ち部	25.1	20.7	-

表 - 3 鋼材の材料試験結果

部位	降伏強度 $y$ ( $\text{N/mm}^2$ )	引張強度 $u$ ( $\text{N/mm}^2$ )	伸び率 (%)
鋼管(STKR400)	354.3	444.9	29.2
鉄筋(SD295A)	382.6	548.9	-

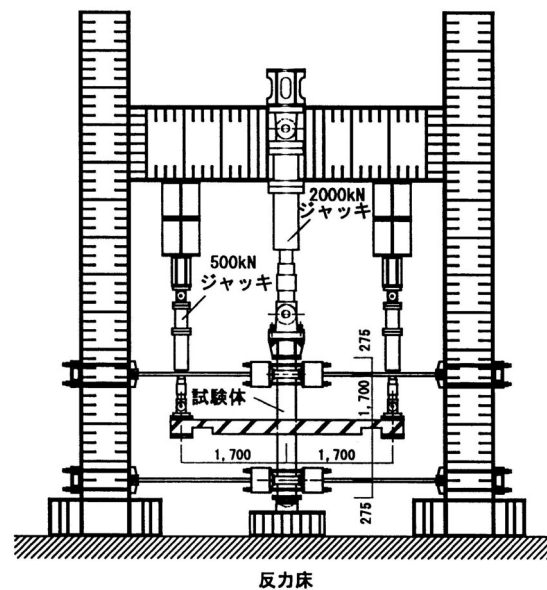


図 - 3 加力装置

置および接合部内の鋼管はいずれも降伏ひずみまで達していなかった。

接合部形式による差異は以下の通りである。シアブロックに鉄筋を溶接した No.3 はスラブ筋が柱を貫通した No.1 と比較して、小変形レベルでの剛性が大きく、履歴面積も大きなものとなった。これは、上下に設けたシアブロックがコンクリートの拘束およびスラブの柱に対する上下方向のずれに有効に働いたことによると考えられる。鋼板で接合部周辺のコンクリートを拘束した No.2 は最終サイクルまで荷重が上昇した。しかし、スラブ筋が柱と接合されていないため、除荷時に柱とスラブとの間の応力伝達がスムーズに行えず、履歴性状は著しいスリップ傾向を示した。同様にスラブ筋が柱と接合されていない No.5 は埋設 H 鋼のウェブが柱と接合されているため、スリップ傾向は抑制された。PCa 型の No.4, No.5 の復元力特性は概ね  $R=10 \times 10^{-3} \text{ rad}$ . のサイクルまで一体打ち型

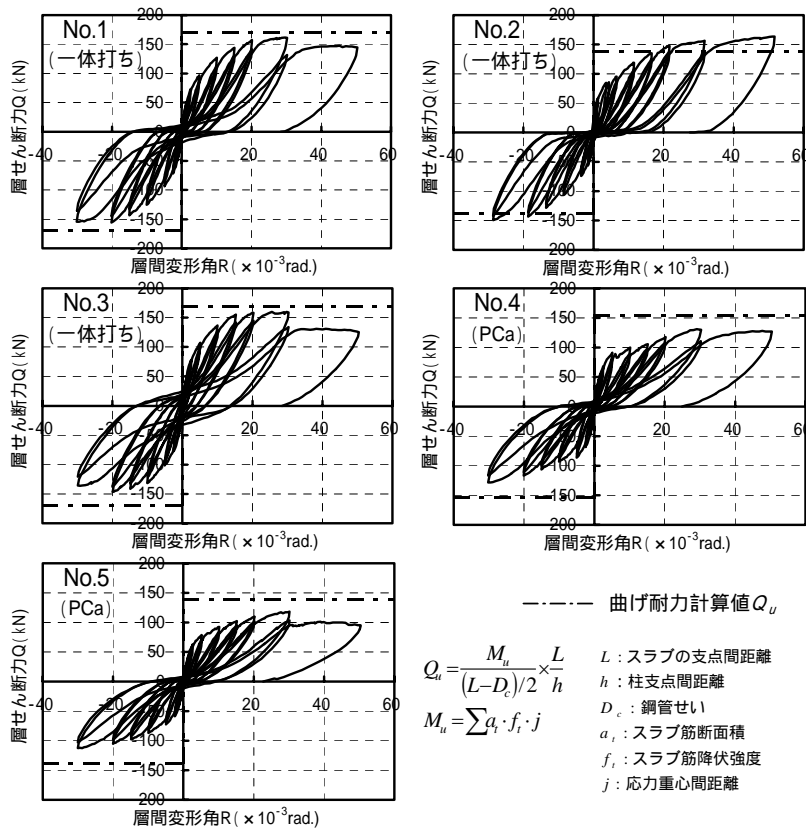


図 - 5 層せん断力 - 層間変形角関係

----- 曲げ耐力計算値  $Q_u$

$$Q_u = \frac{M_u}{(L-D_c)/2} \times \frac{L}{h}$$

$$M_u = \sum a_i \cdot f_i \cdot j$$

$L$ : スラブの支点間距離  
 $h$ : 柱支点間距離  
 $D_c$ : 鋼管せい  
 $a_i$ : スラブ筋断面積  
 $f_i$ : スラブ筋降伏強度  
 $j$ : 応力重心間距離

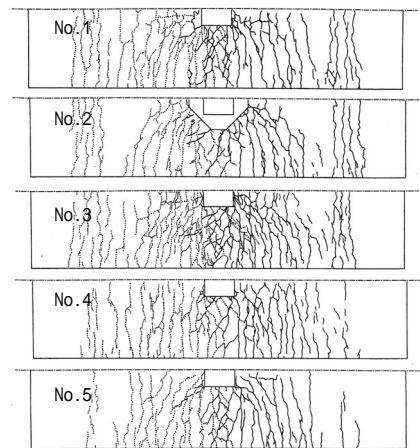


図 - 4 最終ひび割れ図 (上面)

$Q$ : 層せん断力 (kN)  
 $R$ : 層間変形角 ( $\times 10^{-3}$ rad.)  
 $Q_{c1}$ : コンクリート断面のみの断面係数を用いて算定  
 $Q_{c2}$ : 鉄筋を考慮して算定  
 ${}_{ca1}Q_u = a_i \cdot f_i \cdot j$  (略算式)

最大耐力計算値の括弧内は補強鋼板を考慮した場合

表 - 4 実験結果一覧

試験体	曲げひび割れ発生時						スラブ筋降伏時		コンクリート圧壊時		最大荷重			
	実験値		計算値		実		Q	R	Q	R	実験値		計算値	実/計
	Q	R	$Q_{c1}$	$Q_{c2}$	$Q_{c1}$	$Q_{c2}$	Q	R	Q	R	Q	R	${}_{ca1}Q_u$	
No.1	52.7	1.9	57.7	68.4	0.91	0.77	-111.6	-8.0	126.8	10.0	161.6	29.6	169.3	0.95
No.2	58.6	1.3	57.7	66.4	1.02	0.88	141.0	19.7	-	-	>163.5	51.1	138.0 (156.3)	1.18 (1.05)
No.3	40.9	0.9	57.7	68.4	0.71	0.60	142.7	12.4	151.0	14.0	159.6	25.6	169.3	0.94
No.4	31.6	0.8	57.7	67.4	0.55	0.47	-86.1	-8.2	117.7	20.2	130.9	29.1	153.7	0.85
No.5	58.8	2.4	57.7	66.4	1.02	0.89	98.1	13.8	88.0	14.0	117.9	30.2	138.0	0.85

と比較して遜色なかった。PCa 部材の支板と上板の接合面のずれ変形はほとんど生じなかったが、このサイクル以降、接合面の開きが顕著となり、最大耐力は曲げ耐力計算値まで上昇しなかった。なお、PCa 型の履歴性状は接合面の開きを抑制することにより改善できることが一体打ちの実験結果から想定される。

#### 4. 実験結果の検討

##### 4.1 初期剛性

図 - 6 に No.1 試験体のスラブ付け根部における幅方向のスラブ筋のひずみ分布を示し、図 - 7 に各試験体の

初期剛性を示す。また、表 - 5 に初期剛性の実験値と計算値の比較を示す。No.1 では初期曲げひび割れが層間変形角  $R=2.5 \times 10^{-3}$ rad. のサイクルで発生した。しかし、幅方向のひずみ分布は、初期曲げひび割れが発生する以前の  $R=1.25 \times 10^{-3}$ rad. の段階からスラブ端部より中央部のほうが大きくなる傾向を示し、ひずみ分布は幅方向に一樣となっていない。したがって、変形量も中央部のほうが大きくなっていることが考えられる。ここで、スラブ筋のひずみから  $R=1.25 \times 10^{-3}$ rad. における断面二次モーメント  $I$  をコンクリートの弾性係数  $E_c$  を基準に弾性理論に基づいた(1)式より逆算して求めてみると、幅方向の平

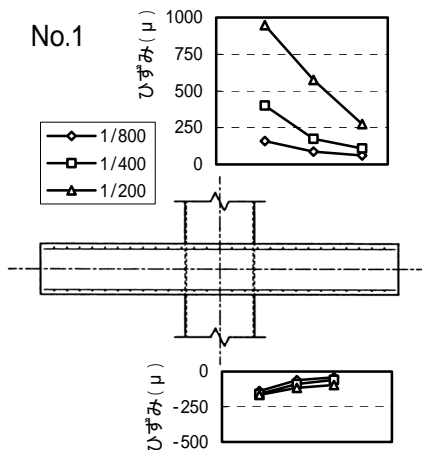


図 - 6 スラブ付け根部の幅方向ひずみ分布

表 - 5 初期剛性の実験値と計算値の比較

試験体	初期剛性 (kN/mm)		
	実験値	計算値	実 / 計
No.1	11.3	13.2	0.86
No.2	12.9	8.9	1.45
No.3	12.1	13.2	0.92
No.4	10.8	11.1	0.97
No.5	8.6	8.9	0.97

初期剛性の実験値は  
 $1.25 \times 10^{-3}$  rad.時の値

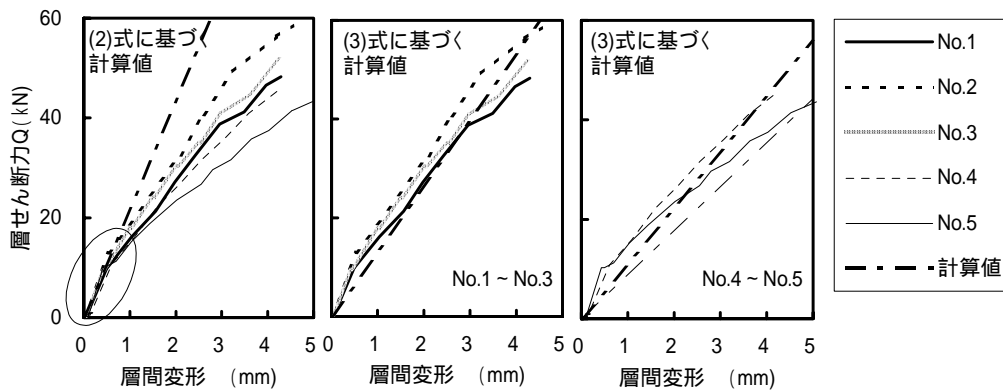


図 - 7 初期剛性

均ひずみ(  $\epsilon = 182 \mu$ )を用いた場合に  $I = 1.55 \times 10^9 \text{mm}^4$  となり、柱際のひずみ(  $\epsilon = 297 \mu$ )を用いた場合に  $I = 9.49 \times 10^8 \text{mm}^4$  となる。

$$\frac{1}{\rho} = \frac{\epsilon}{y} = \frac{M}{E \cdot I} \dots\dots\dots (1)$$

(記号の説明は文末にまとめて示す)

一方、全幅有効で鉄筋を考慮したスラブの  $I$  は(2)式から  $1.74 \times 10^9 \text{mm}^4$  となり、平均ひずみを用いて求めた  $I$  と概ね等しいが、柱際のひずみを用いた場合の約 2 倍という結果になった。したがって、全幅有効とした  $I$  を用いて算定される変形量は、実際の変形量を過小評価することになる。ただし、図 - 7 に示すように層間変形が 0.5mm の範囲(丸で囲んだ領域)においては(2)式に基づく計算値は実験値と良く対応している。

$$I_{SL} = \frac{B \cdot t_1^3}{12} + y_0^2 \cdot a_t \cdot n_0 \cdot \frac{E_c}{E_s} \dots\dots\dots (2)$$

さらに実験における初期剛性は、鋼管部のスラブ筋の鋼管への定着がない場合のほうが小さな値を示す傾向にある。この差はスラブ筋の断面二次モーメントの差より大きく、スラブ筋の定着が鋼管とコンクリートの一体性に大きく影響していると考えられる。図 - 8 に以上の結果から想定される初期剛性算定時のスラブの有効幅を示し、(3)式に有効幅およびスラブ筋の柱への定着の有無を考慮したスラブ付け根部における断面二次モーメントを示す。

$$I_{SL} = \frac{2 t_1^4}{12} + \frac{B_c t_1^3}{12} \cdot \frac{n_1'}{n_1} + y_0^2 a_t (n_1' + 2 n_2) \frac{E_c}{E_s} \dots\dots\dots (3)$$

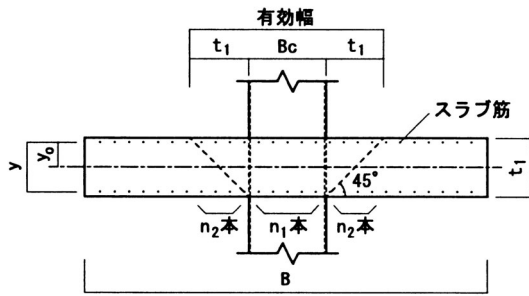


図 - 8 初期剛性算定時のスラブ有効幅

$n_1'$  は鋼管部のスラブ筋  $n_1$  のうち鋼管に定着されたスラブ筋の本数であり、スラブ筋定着によるコンクリート断面の寄与度を便宜的に考慮している。表 - 5 に示すように(3)式に基づく計算値は No.2 を除いて実験値と良く対応している。No.2 は接合部周辺を鋼板で補強した試験体であり、鋼板がコンクリートを拘束することで剛性が高められたと考えられる。なお、初期剛性の算定にあたってはせん断変形を無視し、スラブの変断面を考慮してスラブ支点での変形  $\delta'$  は(4)式で算定した。

$$\begin{aligned} \delta' &= \delta_{SL} + \frac{L}{h} \delta_c = a \theta_{SL} + a \delta_{SL} + \frac{Q_b a^3}{3EI'_{SL}} + \frac{L}{h} \delta_c \\ &= \frac{Q_b (L')^2}{2EI_{SL}} \left\{ 1 - \frac{a^2}{(L')^2} \right\} a + \frac{Q_b (L')^3}{3EI_{SL}} \left\{ 1 - \frac{3a}{2L'} + \frac{a^3}{2(L')^3} \right\} \\ &\quad + \frac{Q_b a^3}{3EI'_{SL}} + \frac{L}{h} \cdot \frac{Q_c (h')^3}{3EI_c} \dots\dots\dots (4) \end{aligned}$$

#### 4.2 曲げひび割れ荷重

表 - 4 の実験結果一覧に示す曲げひび割れ強度計算値の  $Q_{c1}$  はコンクリート断面のみの断面係数  $Z$  を用いて算定した値であり、計算値の  $Q_{c2}$  は鉄筋も考慮した場合の値である。断面係数の算定においてはスラブ全幅を有効とし、コンクリートの引張強度として  $0.56 f_b$  kN/mm<sup>2</sup> ( $f_b$ : コンクリート圧縮強度) を用いた。表 - 4 に示すように実験値は若干のバラツキがあるもののコンクリート断面のみを考慮した場合の計算値  $Q_{c1}$  と概ね対応している。鉄筋を考慮した計算値と比較すると実験値は計算値  $Q_{c2}$  より若干小さめの値となっており、これは2章で述べたように幅方向にひずみが一様に分布していないことによるものと考えられる。

#### 4.3 小変形域での復元力特性

図 - 9 に一体打ち型の No.1 および PCa 型の No.4, No.5 の小変形域での層せん断力 - 層間変形角関係を示し、図 - 10 にこれらの試験体の各サイクル時における等価粘性減衰定数を示す。図 - 9 からわかるように、いずれの試験体も同様の履歴曲線を描いており、等価粘性減衰定

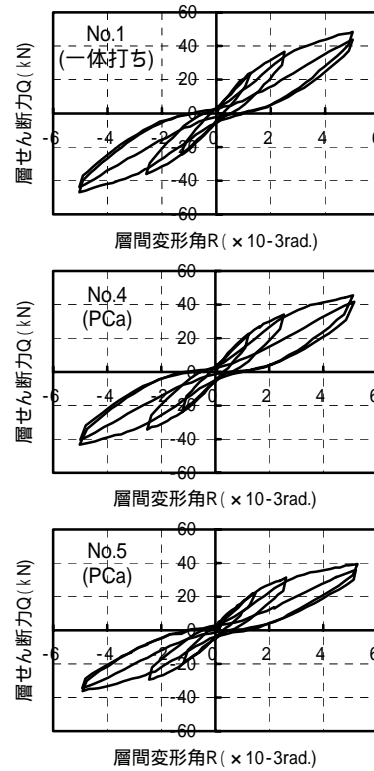


図 - 9 小変形域での層せん断力 - 層間変形角関係

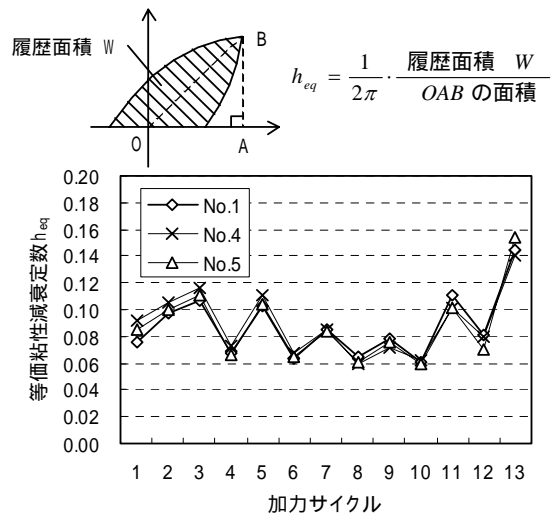


図 - 10 等価粘性減衰定数

数もほぼ等しい値を示している。なお、図 - 9 においてそれぞれの試験体を比較すると、剛性等に若干の差異が認められるが、これは鋼管にあたるスラブ筋の柱への定着の有無の影響によるものである。

#### 4.4 最大耐力

表 - 4 に示すように一体打ちの No.1 および No.3 の最大耐力はほぼ曲げ耐力計算値に達している。しかし、PCa 型の No.4 および No.5 の最大耐力は、PCa 界面に開きを生じたため若干計算値を下回る結果となった。また、No.2 については補強鋼板を考慮した下式により最大耐力を評価することができた。

$$M_u = \sum a_t \cdot f_t \cdot j + 2 \times \frac{c}{2} t_s \cdot s \cdot f_t \cdot j_s \quad \dots\dots (5)$$

図 - 1 1 に No.2 の補強鋼板に引張力が作用したときに柱隅角部において想定される応力状態を示す。スラブが曲げ変形し鋼板に引張力が作用すると、鋼板は鋼管に溶接されていないため柱の隅角部では図に示すように曲げと引張が複合した状態になると考えられる。この部分では応力の釣り合いから引張領域と圧縮領域を有する応力分布となり、このうち引張領域部分がスラブの曲げ耐力の上昇に寄与すると考えられる。この引張領域部分の幅は最も狭い部分の距離  $c$  の  $1/2$  より大きいと考えられるが、定量的な評価ができないため(5)式においては片側につき  $1/2$  の幅を曲げ耐力の上昇分として考慮することとした。

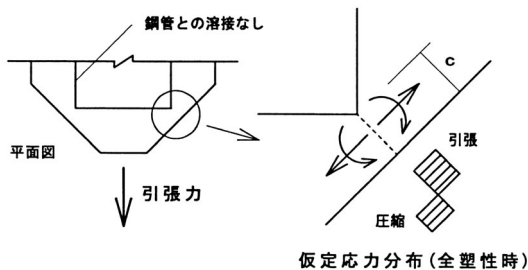


図 - 1 1 No.2 補強鋼板の柱隅角部における応力状態

#### 5.まとめ

本実験により以下の結論が得られた。

- 1) 各補強が復元力特性に及ぼす効果を把握することができた。また、シアブロックおよび鋼板で接合部周辺のコンクリートを拘束することの有効性が確認できた。
- 2) 小変形レベルでの PCa 型の復元力特性は一体打ち型と比較して遜色なかった。PCa 型の大変形レベルでの復元力特性を改善するためには、支板と上板の接合面のずれ破壊だけでなく、接合面の開きの抑制が必要であることがわかった。
- 3) 初期剛性はスラブの有効幅およびスラブ筋の鋼管柱への定着の有無を考慮することで良く評価することができた。
- 4) 曲げひび割れ強度は、コンクリート断面のみの断面係数を用いて算定した計算値により概ね評価できた。
- 5) 一体打ち試験体の最大耐力は、曲げ耐力略算式による計算値により評価できたが、PCa 試験体においては PCa 界面において開きを生じたため最大耐力は計算値を若干下回る結果となった。また、鋼板補強した試験体の最大耐力は鋼板の効果を見込むことで良く評価することができた。

#### 【記号】

- $a$ : スラブ支点からキャピタル端までの距離
- $a_t$ : スラブ筋一本あたりの断面積
- $B$ : スラブ幅
- $B_c$ : 柱幅
- $E_c$ : コンクリートの弾性係数
- $E_s$ : 鋼材の弾性係数
- $f_t$ : スラブ筋の降伏強度
- $s f_t$ : 鋼材の降伏強度
- $h$ : 柱支点間距離
- $h'$ : 柱付け根から柱支点までの距離
- $I_c$ : 柱の断面二次モーメント
- $I_{SL}$ : キャピタル部の断面二次モーメント
- $I_{sL}$ : スラブ薄肉部の断面二次モーメント
- $j$ : スラブ筋の応力重心間距離
- $j_s$ : 鋼材の応力重心間距離
- $L$ : スラブ支点間距離
- $L'$ : スラブ付け根からスラブ支点までの距離
- $M$ : モーメント,  $n_0$ : スラブ筋全本数
- $n_l$ : 鋼管部スラブ筋本数
- $n_l'$ : 鋼管部スラブ筋のうち鋼管に定着されている本数
- $n_2$ : 有効幅内のスラブ筋本数
- $Q_b$ : スラブせん断力
- $Q_c$ : 層せん断力
- $t_t$ : キャピタル部スラブ厚さ
- $t_s$ : 鋼板厚さ,  $y$ : 上下スラブ筋間距離
- $y_0$ : 断面重心からスラブ筋重心までの距離
- $\delta$ : スラブ支点変形
- $\epsilon$ : 柱変形
- $\delta_L$ : スラブ変形
- $\theta$ :  $a$  の位置におけるたわみ
- $\theta_a$ :  $a$  の位置におけるたわみ角
- $r$ : 曲率半径