

[2131] 重ね継手を用いたプレキャストコンクリート梁の耐震性能に関する研究

斎藤潔^{*1}・山口輝彰^{*2}・今井弘^{*3}

1. はじめに

架構式プレキャストコンクリート（以下、PCa）では、柱や梁などのPCa部材間の接合方法が重要である。これまでに、数々の工法が開発されてきているが、広く普及するに至っていない。この理由の一つは、安価で簡便な、かつ構造的に合理的な接合方法がなかったために、PCa工法の利点が、従来の現場打ち工法と比べて大きく現れてこなかったためであると考えられる。

PCa工法の一つとして、主筋をPCa部材の中央部（両端の降伏領域を除いた部分）で接合し、PCa部材を柱梁接合部で接合するという方法が提案されている。この工法では、主筋は重ね継手によって接合される。PCa部材の主筋位置にシース管と添筋をあらかじめ打ち込んでおき、現場で主筋をシース管内に挿入した後、シース管の中にグラウト（高強度モルタル）を注入する。したがって主筋は、グラウトとシース管を介して、重ね継手によって接合される。

本研究では、この工法を用いたPCa梁の曲げせん断実験を行い、耐震性能について調べた。変動因子は、主筋の継手の有無、水平打継ぎ面の状態と有無、横補強筋量、破壊形式である。

2. 試験体

表-1 試験体一覧

試験体は11体であり、試験体の形状の概略を図1に、その相違点の一覧を表1に示す。試験体は、中高層建物の下層部分の梁を想定した、2/3縮尺モデルである。梁せいは50cm、梁幅は34cm、内法長さ

試験体	主筋 (Pt (%))	横補強筋 4-D10 SD295A (Pw (%))	打ち継ぎ面	主筋の 重ね継手 d:主筋径	せん断 余裕度 (注)	備考
B1			なし	なし	0.90	一体打ち試験体
B2					0.90	
B3		@100mm(0.84)	打放し		0.90	打ち継ぎ面の状態を変化させた試験体
B4	8-D22 SD685 (2.19)		粗面	重ね長さ 30d	0.90	
B5			シアコッタ		0.90	
B6		@80mm (1.05)			1.05	横補強筋の間隔を変化させた試験体
B7		@150mm(0.56)			0.69	
B8			粗面	なし	0.90	
B9		@100mm(0.84)			0.90	径15cmの有孔梁
B10	8-D19 SD345 (1.63)			重ね長さ 30d	2.18	プレストレス20kgf/cm ²
B11					2.18	

注) せん断余裕度=建築学会終局型指針せん断強度A法/曲げ終局強度略算式

は200cmである。50cmの梁せいのうち、下部の35cmがPCaである。9体をせん断破壊型として、梁の主筋に高強度鉄筋8-D22(SD685相当)を用いた。また残りの2体は、曲げ降伏型として普通鉄筋8-D19(SD345)を用いた。横補強筋は、溶接閉鎖型筋を2つ合わせて4-D10(SD295A)とした。せん断破壊型の試験体の変動因子は、水平打継ぎ面の状態、横補強筋量(間隔)、重ね継手の有無、開口の有無であり、一体打ちの試験体が2体含まれている。一方、曲げ降伏型の試験体では、プレストレスの有無を変動因子とした。打継ぎ面の状態は3通りあり

*1 筑波大学大学院 理工学研究科構造工学専攻 (正会員)

*2 株木建設(株)技術研究所 (正会員)

*3 筑波大学助教授 構造工学系、工博 (正会員)

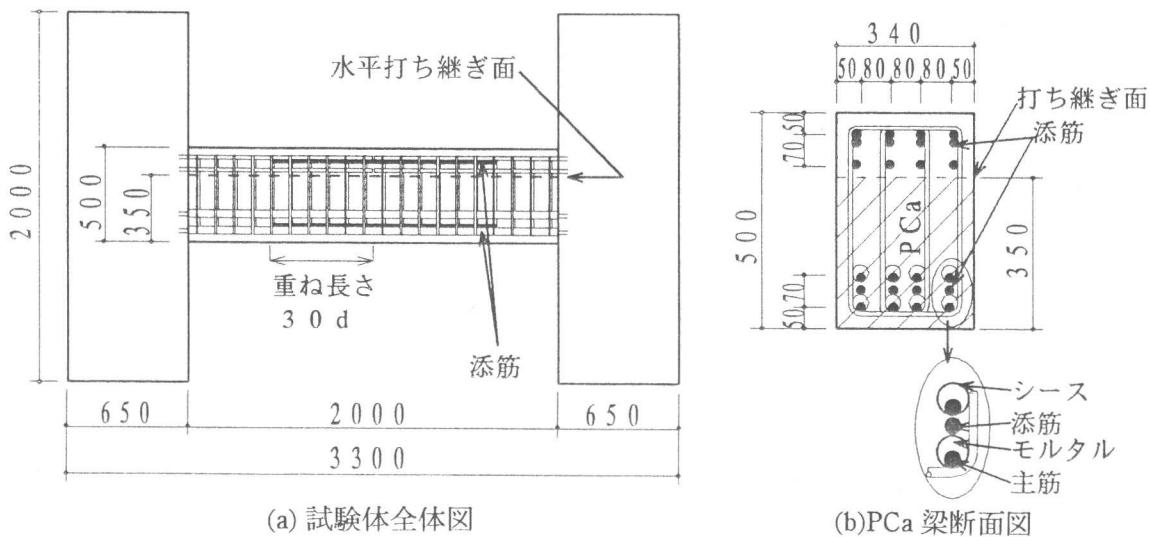


図-1 試験体図

打放し、粗面

(締め固め直

後にブラシに

よる目荒らし)、

及びシアコッ

ター(幅200、

長さ50、深

さ10、@100、

単位mm)

である。

梁主筋の重

ね継手(重ね

長さ30d、dは主筋径)は、主筋と同径の添筋を1本用い、外側の主筋のみに適用した。内側の主筋は、梁の中央部で突き合わせただけである。なお、両引き実験[1]により、下端筋の場合、20dの重ね長さがあれば、継手強度が主筋(SD390)の規格降伏強度以上となることが確かめられている。試験体B9は、梁中央に直径15cmの孔のある有孔梁である。また試験体B10には、梁のプレキャスト部分の中央に1本のPC鋼棒(23φ, シース内径34φ)を配して、20kgf/cm²のプレストレスを導入した。

試験体の製作は次の順序で行った。まず、梁下端主筋の位置にスパイラルシース管(内径34φ、山高さ1.5mm)を配し、横補強筋と下端添筋とともに梁のプレキャスト部分を打設する。次に、下端主筋をシース管内に挿入し、上端主筋と上端添筋を配筋した後、左右の柱とともに梁上部のコンクリートを打設する。最後に、梁上部から管を用いて、下端筋のシース管内にグラウトを充填する。なお梁主筋は、柱に折曲げ定着(B1とB8では片側のみプレート定着)されている。

表2に材料の試験結果を示す。コンクリートとグラウトの設計圧縮強度は、それぞれ300kgf/cm²と600kgf/cm²である。コンクリートの強度は、実験日のものである。なお、実験はグラウト注入後の1カ月後より開始した。

表-2 材料試験結果

単位:kgf/cm²

試験体		B1	B2	B3	B4	B5	B6	B7	B8	B9	B10	B11			
鉄筋	主筋	降伏強度		6550(D22)											3620(D19)
	引張強度	8540(D22)											5280(D19)		
横補強筋	降伏強度	3450(D10)													
	引張強度	4730(D10)													
コンクリート	圧縮強度	PCa	---	---	321	314	329	329	338	321	319	324	308		
		RC	330	338	383	315	324	338	379	355	358	376	326		
割裂強度	PCa	---	---	31.3	31.9	29.8	29.8	34.4	34.4	33.9	31.9	33.9			
	RC	31.1	29.2	33.6	29.2	29.3	36.0	38.1	35.2	32.0	34.6	39.7			
グラウト	圧縮強度	28日	622	586	622	622	622	622	622	622	622	622			

(注)PCa:プレキャスト部分、RC:場所打ち部分、各値はそれぞれ3体の平均である。

3. 実験方法

梁に逆対称曲げモーメントが作用するように、梁中央に相当する加力梁にせん断力を与えて、正負交番繰り返し加力を行った。試験体のせん断スパン比は2である。加力履歴は、部材変形角（以下R、単位 rad.）で、 $\pm 1/800$ を1回、 $\pm 1/400$ 、 $\pm 1/200$ 、 $\pm 1/100$ 、 $\pm 1/50$ を各2回ずつ、 $\pm 1/25$ を1回とした。Rは、両柱間の相対変形 δ を梁の内法長さlで除したものである。測定方法を図2に示す。左右の剛な柱間の相対変位 δ を、精度1/100mmの変位計を用いて梁の両面で測定した。また、梁を11の部分（梁の軸方向に20cmごと）に区分けして、各部分のせん断変形と曲げ変形をクリップゲージを用いて測定した。水平打継ぎ面の滑り変形も、梁の中央と両端部で測定した。また、主筋と横補強筋の歪も測定した。加力履歴の各ピークにおいて、梁の片側面と上下面のひびわれ状況を観察した。

4. 実験結果と考察

4. 1 ひびわれ状況と破壊形式

$R=1/25$ における、典型的なひびわれ状況を図3に示す。せん断破壊型のB1～B9では、せん断ひびわれが $R=1/400$ から生じ始めた。一体打ちのB1とB2では、終局段階で主筋に沿って付着割裂破壊した（図3(a)）。継手の無いPCA試験体B8も、一体打ちと同様なひびわれ性状を示し、付着割裂破壊した。水平打継ぎ面の状態が異なるB3、B4およびB5では、梁側面全体にせん断ひびわれが観測された。この3体は、終局状態でコンクリートの打継ぎ面が滑り、破壊に至った（図3(b)）。横補強筋量が多いB6では、せん断ひびわれとともに、梁端に曲げひび割れも激しくなり、片側の梁端が圧縮破壊した（図3(c)）。一方、横補強筋量の少ないB7は、引張外縁から圧縮外縁に向かうひびわれが顕著になり、せん断破壊に至った（図3(d)）。

曲げ降伏型のB10とB11では、早い加力段階から、曲げひびわれが生じ始めた。プレストレスを導入したB10では、重ね継手のある梁の中央部にひびわれが少なく、梁端の局部にひびわれが集中して、終局段階で梁端のコンクリートが圧壊した（図3(e)）。したがって、プレスト

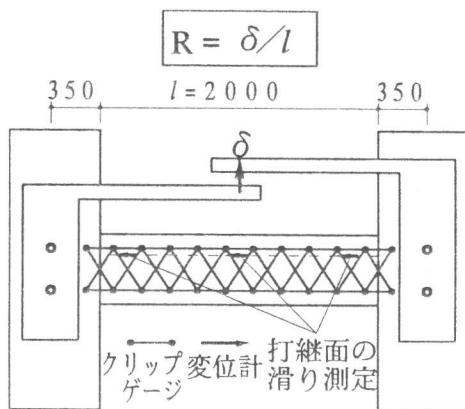
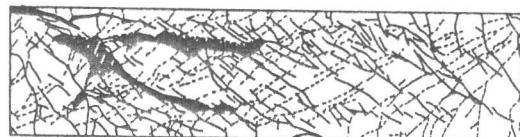


図-2 測定方法



(a)B1, 付着割裂破壊



(b)B4, 水平打ち継ぎ面滑り破壊



(c)B6, せん断圧縮破壊



(d)B7, せん断引張破壊



(e)B10, 曲げ破壊

図-3 ひび割れ状況

レスは継手部分の保護に効果があるといえる。一方、プレストレスを導入していないB11では、梁端のみにひび割れが集中せず、梁中央部にもせん断ひびわれが生じた。

4. 2 荷重変形曲線

せん断力Qと梁の全体変形 δ との関係の典型的な例を図4に示す。せん断破壊型のPCa試験体B5では、 $R=+1/50$ の1回目まで荷重が上昇し、最大荷重を過ぎると曲線は逆S字型となる(図4(a))。これは、せん断ひび割れが激しくなり、水平打継ぎ面が滑り始めたためである。曲げ降伏型の試験体B11では、荷重と変形の関係は、良好な履歴性状を示している(図4(b))。

せん断破壊型PCa試験体の荷重と全体変形の関係の包絡線を図5に示す。PCa試験体(B4,B8)では、重ね継手の有無の影響はほとんど認められない(図5(a))。

水平打継ぎ面の状態が異なるPCa試験体(B3,B4,B5)では、その影響が少し現れている。水平打継ぎ面が打放しである

B3と粗面のB4に比べて、シアコッターのあるB5では、最大耐力が少し低いが、最大耐力後の耐力低下は少なかった。一方、横補強筋量の異なるPCa試験体(B4,B6,B7)には、大きな違いが認められ、横補強筋量が多くなるほど、最大耐力は上昇し、より良い履歴性状を示した(図5(c))。

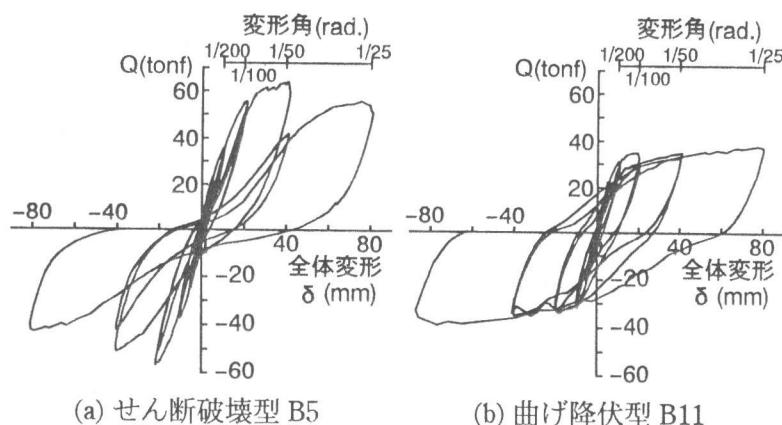


図-4 荷重変形曲線

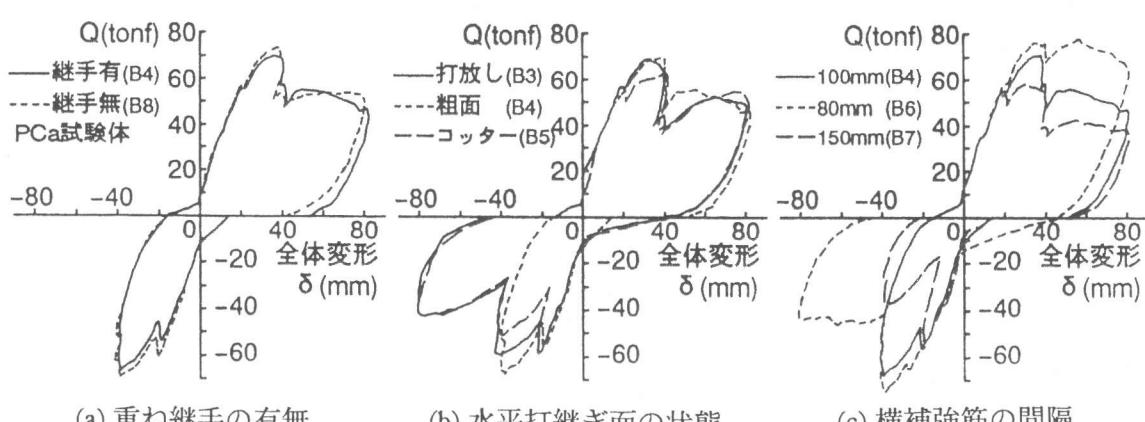
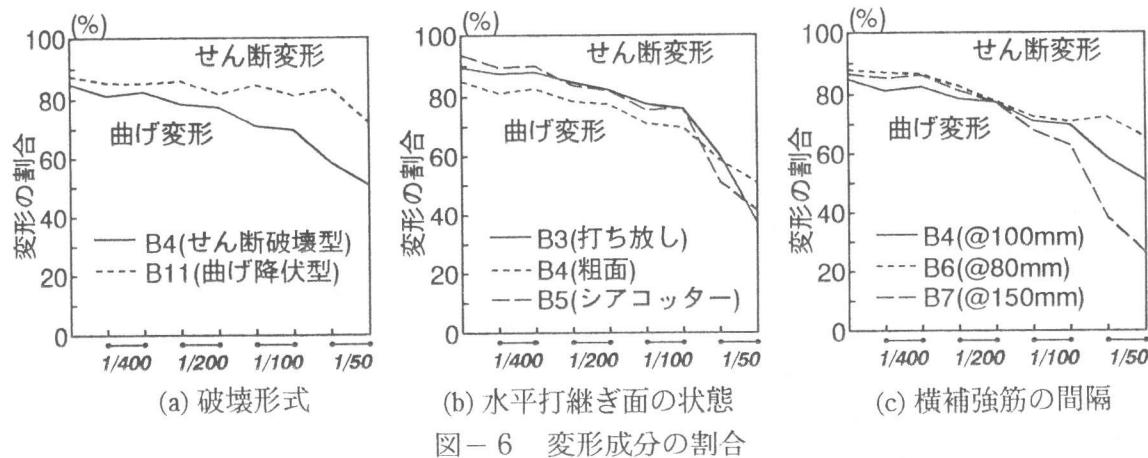


図-5 荷重変形曲線の包絡線

4. 3 曲げ変形とせん断変形の割合

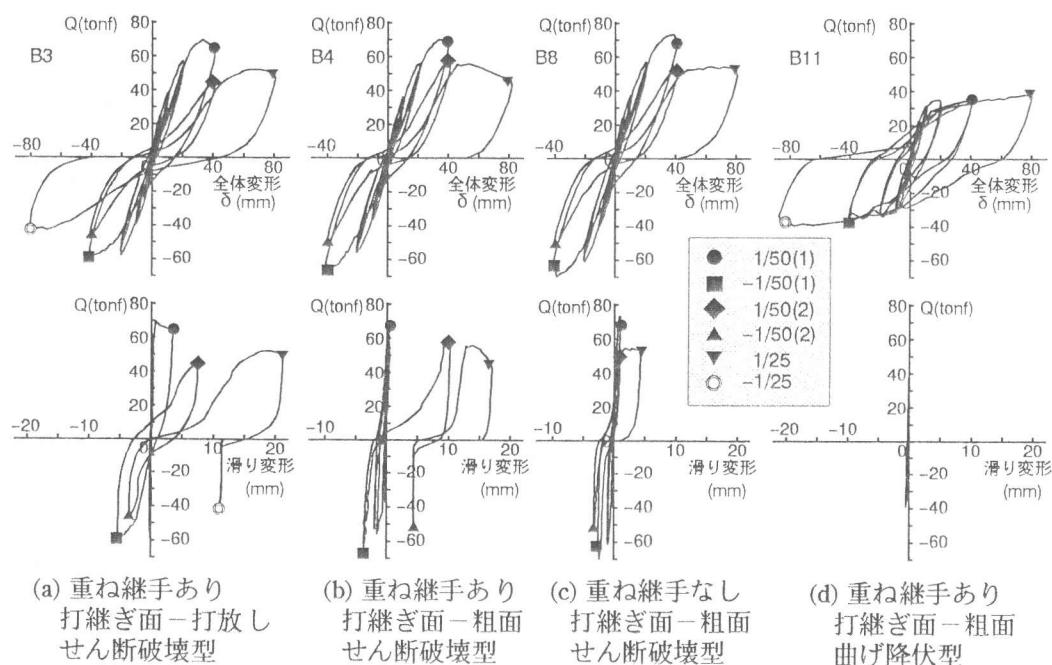
全体変形に占める、せん断変形成分と曲げ変形成分の割合を図6に示す。せん断破壊型のB4では、変形が進むにつれてせん断変形の割合が急増するが、曲げ降伏型のB11では、せん断変形の割合は微増する程度であり、両者には明らかな違いが認められる(図6(a))。打継ぎ面の状態の異なるB3、B4およびB5では、変形成分の割合には大きな違いは認められないが、打継ぎ

面が打放しのB3と粗面仕上げのB4は、終局段階でせん断変形の割合が急増している(図6(b))。横補強筋量はR=1/100以降のせん断変形の割合に大きな影響を及ぼす。横補強筋量の最も少ないB7は、せん断変形成分の割合が大きく、全体変形の約70%を占めた(図6(c))。



4. 4 滑り変形と荷重の関係

図7に、全体変形(上段)と、スパン中央での水平打継ぎ面の滑り(下段)の関係を示す。いずれも、縦軸は梁のせん断力であり、横軸は変位である。せん断破壊型で重ね継手があり、打継ぎ面が打放しのB3および粗面仕上げのB4では、最大耐力を過ぎてから打継ぎ面が滑り始め、滑り変形は全体変形に似た経過をたどっている(図7(a),(b))。特に、最大耐力後R=1/50を2回繰り返すと、全体変形(上段の●と◆)は同じだが、滑り変形(下段の●と◆)は差が大きくなっている。主筋に継手のないせん断破壊型のB8は、B4と同様に最大耐力に達するまでに1mm程度滑り始めているが、最大耐力後の滑り変形はB3やB4に比べると少ない(図7(c))。曲げ降伏型のB11では、水平打継ぎ面は最終段階までほとんど滑っていない(図7(d))。



4. 5 最大耐力

最大耐力の計算値と実験値を表3に示す。計算値は、全て一体打ちと仮定し、材料の実測値を用いて求めた。せん断破壊型のB1～B9は、正側の実験値と計算値が良く対応している。負側の実験値は、正側の実験値と比べて約1割小さい。有効梁のB9はR=+1/100でせん断破壊したが、実験値は計算値を上回っている。打継ぎ面が打放しであるB3は、R=+1/60で最大耐力に達している。一方、打継ぎ面にコッターを設けたB5では、R=+1/50の後、耐力が大幅に低下し、R=-1/50の耐力がR=-1/100の耐力を下回った。同様の現象は、横補強筋量の少ないB7でも観察できた。主筋に継手のないPCa試験体B8では、他のせん断破壊型の試験体に比べて、正側で最大耐力を経た後の負側での耐力低下が少ない。

曲げ降伏型のB10とB11は、いずれも主筋が降伏した後も、耐力が漸増した。その結果、R=+1/25で最大耐力に達し、実験値がe関数法による計算値を20%程度上回っている。

上端主筋と下端シース管周りでの最大耐力時の平均付着応力度は、せん断破壊型でそれぞれ約50、30kgf/cm²であり、両引実験[1]（重ね長さ20d）による付着強度である約60、30kgf/cm²以下である。曲げ降伏型試験体の平均付着応力度は、さらにその半分であり、十分に余裕があることがわかる。

5.まとめ

本実験により次の結論を得た。

- (1) 本PCa工法による梁試験体は、最大耐力まで一体として挙動する。
- (2) PCa試験体の終局せん断力と終局曲げ耐力は、一体打ちの耐力式を用いて計算できる。
- (3) 水平打継ぎ面の状態が、特に平滑でない限り、梁の構造性能に与える影響は少ない。
- (4) 梁の横補強筋量は、梁の構造性能に大きく影響する。
- (5) プレストレスは、曲げ降伏型の試験体において、ひびわれを制御するのに有効である。

参考文献 1)Rodolfo YANEZ, et al. :An Experimental Study on Joint Strength of Spliced Bars for

表-3 最大耐力と平均付着応力度

試験 体	実験値		計算値		実験値 計算値	τ_{bm} τ_{bs}
	R (rad.)	Q (tonf)	Q (tonf)	計算式		
B1	1/50	72.0	68.2	Qsu	1.06	48.3
	-1/50	-63.5			0.93	----
B2	1/50	71.3	68.6	Qsu	1.04	48.3
	-1/54	-64.2			0.94	----
B3	1/60	69.5	67.9	Qsu	1.02	48.3
	-1/50	-59.1			0.87	28.3
B4	1/50	70.5	67.6	Qsu	1.04	48.3
	-1/50	-67.3			1.00	28.3
B5	1/50	63.9	68.2	Qsu	0.94	48.3
	-1/100	-57.2			0.84	28.3
B6	1/35	77.8	79.8	Qsu	0.98	48.3
	-1/50	-75.5			0.95	28.3
B7	1/63	59.1	52.0	Qsu	1.14	48.3
	-1/100	-53.1			1.02	28.3
B8	1/50	73.4	67.9	Qsu	1.08	48.3
	-1/50	-69.7			1.02	28.3
B9	1/100	58.5	54.0	Qsuo	1.08	48.3
	----	---			---	28.3
B10	1/25	40.0	33.3	Qmue	1.20	23.1
	-1/25	-40.1			1.21	11.6
B11	1/25	37.8	33.1	Qmue	1.14	23.1
	-1/25	-39.2			1.18	11.6

$$Qsu = bj \cdot p_w \sigma_y \cot \phi + b \frac{D}{2} (1-\beta) v_o \sigma_B \tan \theta \quad \left[\begin{array}{l} \text{建築学会終局} \\ \text{型指針A法} \end{array} \right]$$

$$Qsuo = bj \left[\frac{0.092 k_u k_p (F_c + 180)}{M/Qd + 0.12} \left(1 - 1.61 \frac{H}{D} \right) + 2.7 \sqrt{p_{ss} \sigma_y} \right]$$

$$k_u = 0.72, \quad k_p = 0.82 (100p)^{0.23} = 2.83, \quad M/Qd = 2.0$$

$$p_{ss} = \sum a_s (\sin \theta + \cos \theta) / (b \cdot c), \quad \theta = 45^\circ, \quad c = 20\text{cm}$$

$$Qmue = 2Mue/l, \quad Mue: \text{梁の内法長さ} \\ Mue: e \text{関数法を用いた終局曲げモーメント}$$

$$\tau_{bm}: \text{鉄筋の平均付着応力度(kgf/cm}^2\text{)} \quad \left[\begin{array}{l} \text{梁端の片側 1D} \\ \text{区間を除く} \end{array} \right]$$