

論文

[2132] ハーフ PCa 梁における水平打継面の影響に関する実験的研究

鈴木英之^{*1}・西原 寛^{*2}・松本智夫^{*1}・田畑 卓^{*3}

1. はじめに

鉄筋コンクリート造の梁及びスラブをハーフプレキャスト（以下PCa）材とした場合、梁の有効断面内に後打ちコンクリートとの打継面が生じ、地震等の外力を受けたときの梁の一体性が問題となる。本実験ではスラブ下に水平打継面を有する梁部材に於いて、せん断補強筋量・打継界面の状態・せん断スパン比等を主要要因とした曲げせん断実験を行い、打継面が梁部材の構造性能に与える影響を把握することを目的とした。

2. 実験概要

2. 1 試験体

試験体一覧を表1に、試験体形状及び配筋の一例を図1に示す。試験体は縮尺約1/2であり、試験区間の断面は梁幅(b)255mm×梁せい(D)400mmに、厚さ100mmのスラブを付けた全幅600mmのT形断面とした。梁断面の構成はスラブ下までの梁PCa部に、トラス筋(h=70mm)を埋め込んだ厚さ40

表1 試験体一覧

No.	試験体名	a / D	主筋		せん断補強筋		水平 打継面処理	鉛直接合部								
			種類	Pt(%)	種類	Pw(%) ヒンジ部 中央部										
1	2 A 2 H	2	3-D16 SD345	0.65%	2-D6 高強度 SD785級	0.20%	0.20%	一体打ち	No. 1～15は 梁端部とスタブは一体打ち							
2	2 A 2 H N							0.30%		0.30%	金ゴテ仕上					
3	2 A 2 H W										粗面仕上					
4	2 A 2 H K					コッター										
5	2 A 3 H N					0.30%	0.30%	金ゴテ仕上								
6	2 A 3 H W							粗面仕上								
7	2 A 3 D N				金ゴテ仕上											
8	2 B 2 H		3-D19 SD345	0.94%	2-D6 高強度 SD785級	0.20%	0.20%	一体打ち		No. 16～21, 23は 梁端部位置で鉛直接合						
9	2 B 3 H K							0.30%			0.30%	コッター				
10	2 B 4 H N					0.40%	0.40%					金ゴテ仕上				
11	2 B 4 H W							粗面仕上								
12	2 B 4 D N				金ゴテ仕上											
13	2 C 4 H K				3-D22 SD345	1.29%	2-D6 高強度 SD785級	0.50%			0.50%	コッター	No. 16～21, 23は 梁端部位置で鉛直接合			
14	2 C 5 H W						2-D8 SD295					0.50%		0.50%	粗面仕上	
15	2 C 6 H N		0.60%	0.60%				金ゴテ仕上								
16	2 C 5 D W		2-D6 SD295	0.20%			0.20%	粗面仕上	No. 16～21, 23は 梁端部位置で鉛直接合							
17	2 C 6 D N							0.30%			0.30%	金ゴテ仕上				
18	3 C 2 2 D W	0.40%										0.21%		金ゴテ仕上		
19	3 C 3 3 D N													0.40%	0.21%	粗面仕上
20	3 C 4 2 D N															0.40%
21	3 C 4 2 D W		SD785級	0.20%			0.20%									
22	3 C 4 2 V W															
23	3 C 2 2 H W															

◎試験体名の説明 2 A 3 H W 3 C 4 2 D N
①②③⑤⑥ ①②③④⑤⑥

① a / D

◎試験体名の説明

2A3HW 3C42DN

①②③⑤⑥ ①②③④⑤⑥

①a/D

②主筋種類: [A: 3-D16] [B: 3-D16] [C: 3-D22]

③ヒンジ部のPw(%)x10

④中央部のPw(%)x10

⑤補強筋種類他: [D: SD295] [H: SD785級] [V: 梁端から2.5D位置の鉛直接合]

⑥打継ぎ面処理: [N: 金ゴテ仕上げ] [W: 粗面仕上げ] [K: コッター]

*1 安藤建設(株)技術研究所、工修(正会員)

*2 安藤建設(株)技術研究所、(正会員)

*3 安藤建設(株)技術研究所

mmのスラブPCa部をかり代20mmで設置し、直交スラブ筋を配した後に後打ちコンクリートを打設した。主な変動要因はせん断スパン比(a/D)が2.0と3.0の2種類、せん断補強筋を高強度鉄筋($\sigma_y=8000\text{kgf/cm}^2$ 級)とSD295Aの2種類、せん断補強筋比(P_w)を0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 0.6%の5種類、主筋は打継面に作用するせん断力を変える目的で3-D16・3-D19・3-D22の3種類とし、いずれもSD345を用いた。水平打継面の界面の状態を以下に示す4種類とした。

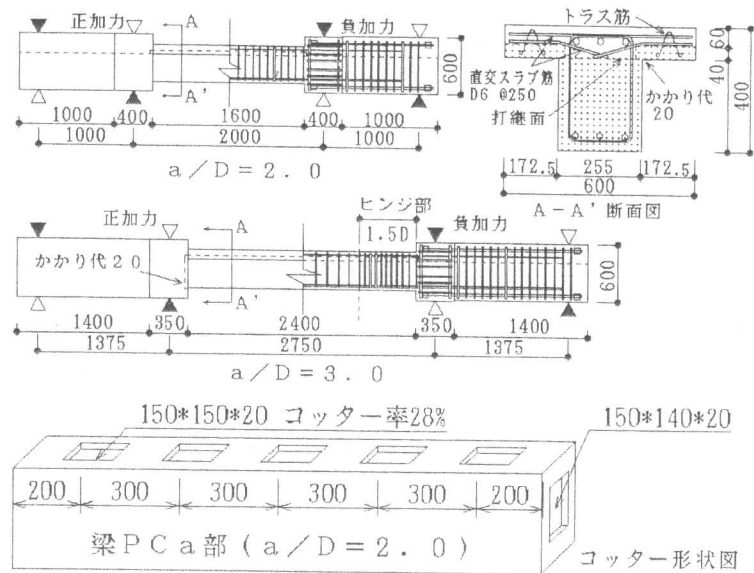


図1 試験体形状図

- ①金ゴテ仕上げ：金ゴテによって打継面を平滑にしたもの
- ②粗面仕上げ：金ゴテで一通り押さえた後、コンクリート硬化前にワイヤブラシによって目荒らしたものの(4mm程度の刷毛引き面)
- ③コッター付き：図1参照
- ④一体打ち

$a/D=3.0$ の試験体ではヒンジ部(梁端部から $1.5D$ ：梁せい)とスパン中央部($3.0D$)の区間でせん断補強筋比(P_w)を変化させた試験体を用意し、例として3C42DNはヒンジ部の $P_w=0.4\%$ 、中央部の $P_w=0.2\%$ とした試験体である。No. 1～No. 15は梁端部とスタブは一体打ちとし、No. 16～21, 23は梁端部位置でコッターを有する鉛直接合部を設けた。また、No. 22の3C42VWはスパン中央部でのPCa材の接合を想定して、梁端部から $2.5D$ の位置でコッターを有する鉛直接合部を設け、中央の $1.0D$ 間に後打ちコンクリートを打設した。使用した材料の試験結果を表2及び表3に示すが、材料強度が範囲を持っているため表5中に試験体別の材料強度を示した。

2.2 加力・計測

加力は、門型の加力フレーム内に

表2 コンクリート材料試験結果一覧

打設位置	圧縮強度 (kgf/cm^2)	割裂引張強度 (kgf/cm^2)	ヤング係数 ($\times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$)
ハーフPC板	358～441	32.2～38.2	2.78～3.26
梁部先打ち	284～375	24.4～33.7	2.71～3.11
スラブ部後打	294～365	26.9～34.2	2.41～3.04

表3 鉄筋材料試験結果一覧

箇所	鉄筋種類	降伏強度 (kgf/cm^2)	降伏歪 ($\times 10^{-6}$)	ヤング係数 ($\times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$)
トラス筋	6φ	4210	2300	1.92
	9φ	4050	2350	1.79
主筋	D16	3650～3670	1900～1930	1.94～1.97
	D19	3750	1930	2.00
	D22	3650～3810	1880～2070	1.95～2.04
せん断補強筋	高強度D6	8730	4550	2.12
	SD295AD6	3620～4010	1850～2300	1.79～1.98
	SD295AD8	4210	2330	1.90

表4 加力サイクル

相対変形角 $\delta/L(\text{rad})$	繰返し数 (Cycle)	相対変形角 $\delta/L(\text{rad})$	繰返し数 (Cycle)
1/500	±1	1/67	±2
1/300	±1(2)*	1/50	±2
1/200	±2	1/33	±2(1)*
1/100	±2	1/25	+1

* () 内は主筋3-D16の場合

2本の押し引き油圧ジャッキを設置し、試験体の加力スタブを押し引きすることによって、試験区間に逆対称の変形を生じさせた。制御は左右の加力スタブの絶対変位が逆対称となるような変位制御とし、表4に示す加力サイクルで各相対変形角に於いて正負交番繰り返し載荷を行った。計測はスタブ間相対変位・打継面変位・主筋の歪・油圧ジャッキの荷重等を各ステップで計測した。

3. 実験結果及び検討

3. 1 実験経過

表5に実験結果の一覧を示す。実験経過の概要を以下に示す。

表5 実験結果一覧

No.	試験体名	曲げひび割れ		主筋降伏		最大耐力時		破壊経過	コンクリート圧縮強度 (kgf/cm ²)		主筋 降伏強度 (kgf/cm ²)
		上端 (tf)	下端 (tf)	上端 (tf)	下端 (tf)	変形角 (rad)	荷重 (tf)		PCa部	後打ち部	
1	2A2H	4.7	4.7	12.6	11.4	1/25	14.5	曲げ降伏→曲げ破壊	313	—	3650
2	2A2HN	5.3	4.2	11.3	11.1	1/200	12.2	ずれ発生(1/200rad)→曲げ降伏	317	312	3650
3	2A2HW	5.2	2.4	12.1	10.9	1/100	12.6	ずれ発生(1/200rad)→曲げ降伏	313	308	3650
4	2A2HK	5.2	4.3	12.3	11.5	1/25	14.3	曲げ降伏→曲げ破壊	294	314	3650
5	2A3HN	5.3	3.4	12.4	11.5	1/25	14.1	曲げ降伏→ずれ発生(1/67rad)	329	331	3650
6	2A3HW	5.3	4.3	12.4	11.5	1/25	14.9	曲げ降伏→曲げ破壊	338	339	3650
7	2A3DN	5.2	4.4	12.0	11.3	1/100	12.1	曲げ降伏→ずれ発生(1/100rad)	351	365	3650
8	2B2H	5.4	4.6	16.6	14.9	1/67	16.9	曲げ降伏→曲げ破壊	279	—	3750
9	2B3HK	5.4	4.4	17.4	15.9	1/25	19.0	曲げ降伏→曲げ破壊	322	331	3750
10	2B4HN	5.5	4.5	16.2	15.2	1/100	16.8	ずれ発生(1/200rad)→曲げ降伏	334	329	3750
11	2B4HW	4.6	4.6	16.1	15.1	1/25	18.2	曲げ降伏→曲げ破壊	334	299	3750
12	2B4DN	4.5	4.5	16.2	15.7	1/100	17.4	曲げ降伏→ずれ発生(1/50rad)	375	294	3750
13	2C4HK	5.6	4.6	21.0	20.1	1/25	23.8	曲げ降伏→曲げ破壊	303	313	3810
14	2C5HW	5.4	4.6	21.7	20.2	1/25	24.1	曲げ降伏→曲げ破壊	322	287	3810
15	2C6HN	5.5	4.5	21.3	19.1	1/25	22.2	ずれ発生(1/200rad)→曲げ降伏	292	281	3810
16	2C5DW	4.3	3.7	20.0	19.0	1/25	22.3	曲げ降伏→曲げ破壊	284	302	3650
17	2C6DN	4.8	3.8	20.8	18.9	1/33	21.9	曲げ降伏→曲げ破壊	284	302	3650
18	3C22DW	3.0	2.0	14.1	12.6	1/100	14.1	曲げ降伏→下端付着割裂(1/33rad)	301	363	3650
19	3C33DN	3.6	1.7	14.0	12.5	1/25	14.9	曲げ降伏→曲げ破壊	301	363	3650
20	3C42DN	3.1	1.7	13.5	12.3	1/25	14.5	曲げ降伏→曲げ破壊	301	363	3650
21	3C42DW	3.7	1.6	13.7	12.5	1/25	14.7	曲げ降伏→曲げ破壊	301	363	3650
22	3C42VW	3.7	1.7	13.5	12.8	1/25	15.1	曲げ降伏→曲げ破壊	284	302	3650
23	3C22HW	3.7	1.7	13.9	13.2	1/25	15.3	曲げ降伏→曲げ破壊	284	302	3650

- ①相対変形角 $R=1/3000\text{rad}$ 前後で梁下端、 $R=1/1500\text{rad}$ 前後で梁上端のスラブ面にそれぞれ曲げひび割れが発生した。
- ② $R=1/500\text{rad}$ ～主筋降伏までの間に、梁端から $1.5D$ の区間に曲げひび割れ・曲げせん断ひび割れ・せん断ひび割れが伸展した。
- ③主筋降伏前の $R=1/200\text{rad}$ で2A2HN・2A2HW・2B4HN・2C6HN試験体が、水平打継面にずれを生じた。
- ④ $R=1/150\text{rad}$ 前後で下端主筋が降伏し、続いて $R=1/100\text{rad}$ 前後で上端主筋が降伏した。
- ①②④の経過は全試験体共通であり、各要因による差は見られなかった。
- ⑤主筋降伏後に水平打継面でのずれが生じた試験体は2A3HN($R=1/67\text{rad}$)・2A3DN($R=1/100\text{rad}$)・2B4DN($R=1/50\text{rad}$)であった。ずれ発生時の相対変形角は様々であり、各要因による傾向は見られなかった。
- ⑥3C22DWは、 $R=1/33\text{rad}$ の繰り返し載荷時に下端主筋側で付着割裂破壊した。
- ⑦上記の③⑤⑥以外の試験体は、最終加力時までの間、梁端部の圧縮部がわずかに圧壊した程度であり、耐力低下も無かった。

3. 2 破壊性状

図2に試験体のひび割れ図の一例を示す。最終破壊状況は3. 1④～⑦の通りである。 $a/D=2.0$ の試験体は、主筋量が多くなるにつれ試験区間内のせん断ひび割れ等が多くなるが、基本的に梁

端から1.5D以内の区間にひび割れが集中していた。また、ずれが生じた試験体はせん断ひび割れの発生が若干少ない傾向があった。ずれが発生した試験体の要因としては、 $a/D=2.0$ について、主筋比に対

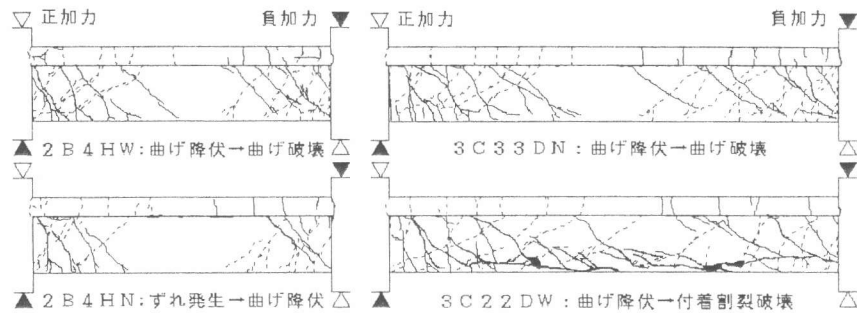


図2 ひび割れ図

してせん断補強筋比(P_w)が小さい場合、あるいは界面が金ゴテ仕上げの場合があげられる。スラブ下の水平打継面に添うひび割れは、ずれが生じなかった試験体にも発生したが軽微なものであった。 $a/D=3.0$ の試験体でも梁端から1.5Dの区間のひび割れが顕著であった。試験区間内に鉛直接合部を有する3C42VW試験体は、実験初期の段階で鉛直接合部に曲げひび割れが生じた。せん断ひび割れは、鉛直接合部を境に不連続となっており、下端主筋が被りコンクリートを押し下げようとするひび割れが生じたが、一体性を損なうようなずれは見られなかった。付着割裂破壊した3C22DW試験体は、 $R=1/33\text{rad}$ の繰り返し载荷時に下端主筋周囲が全域にわたって剝離した。

3.3 変形状

(1) せん断力(Q)－相対変形(δ)関係

図3に $a/D=2.0$ のせん断力(Q)－相対変形(δ)関係、図4に $a/D=3.0$ のせん断力(Q)－相対変形(δ)関係の一例を示す。一体打ちの試験体(2A2H)を基準に考えると、打継面にずれが生じなかった試験体(2B4HW・3C33DN)は、一体打ちの試験体とほぼ同等な履歴曲線を描いており、主筋降伏後の耐力低下もなく、最終加力時($R=1/25\text{rad}$)で最大耐力となっていた。2A2HN・2B4HNは、水平ずれが発生した後、履歴曲線が逆S形となり、繰り返し载荷時の耐力低下が若干見られた。

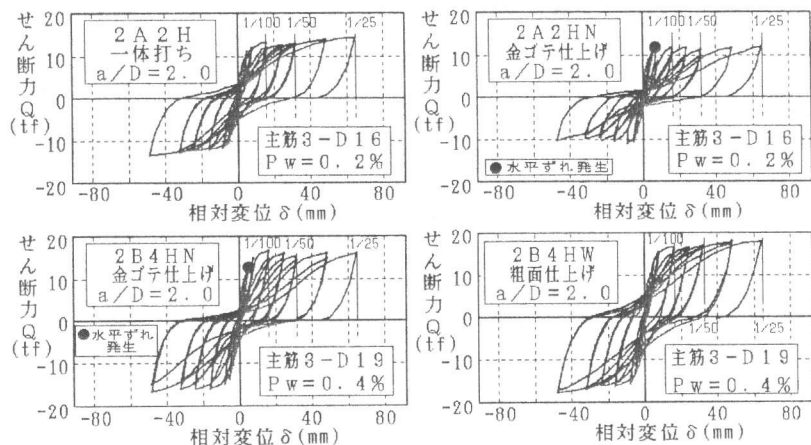


図3 せん断力(Q)－相対変形(δ)関係($a/D=2.0$)

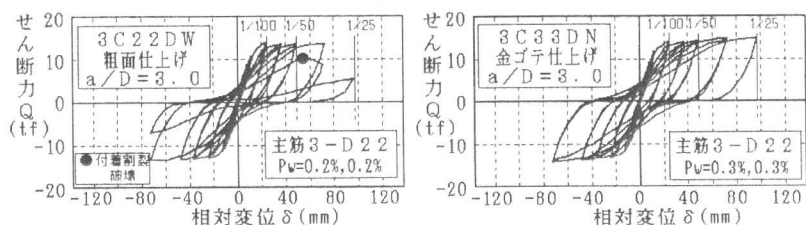


図4 せん断力(Q)－相対変形(δ)関係($a/D=3.0$)

付着割裂破壊した3C22DW試験

体は破壊後、急激に耐力低下し、その後の繰り返し载荷でもほとんど荷重が増加しなかった。

(2) 水平打継面のずれ変形(δ_H)

図5に材軸方向に1.0D間隔で計測した水平打継面のずれ変形(δ_H)の分布を示す。2B4HN試験体は、スラブ下全面にわたって δ_H が大きくなっており、同じ配筋で粗面仕上げの2B4HW試験体は、

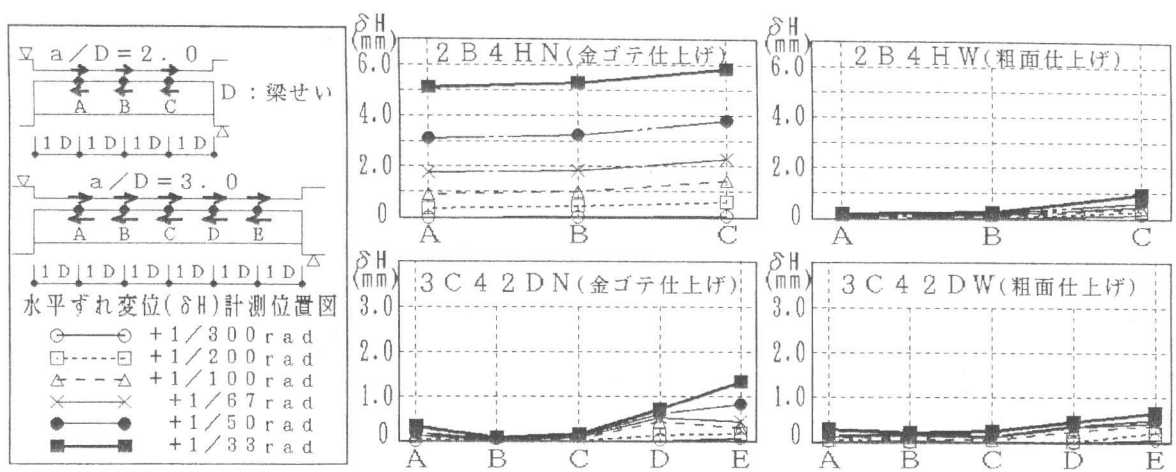


図5 水平打継面のずれ変位(δH)の分布

ほとんどずれが無く、界面の効果がみられた。a/D=3.0の3C42DNと3C42DWをみると梁上端が引張となる側のヒンジ部(図中E)で δH が若干大きくなっているが、スパン中央(C)から圧縮側(A)にかけてのずれは見られなかった。

3. 4 諸耐力の検討

(1) 曲げ降伏耐力

図6に各試験体の曲げ降伏耐力の比較値(実験値/計算値)を示す。ここで計算値は平面保持の仮定に基づいた断面曲げ解析によって算出した。各試験体とも要因による比較値の差は見られなかったが、下端主筋降伏(スラブ圧縮)の比較値の方が全体的に大きく、比較値は下端が1.14、上端が1.01となっていた。主筋降伏前に水平打継面にずれが生じた試験体(図中黒塗り)の比較値は、ずれが生じなかった試験体との差が見られなかった。

(2) 耐力保持率

図7に梁上端主筋が降伏した耐力を1.0とした時のR=1/25rad時に於ける耐力保持率を示す。R=1/25radまで、水平打継面にずれが発生せずに曲げ破壊した試験体は、大変形時の繰り返し载荷でも耐力低下がみられず、R=1/25rad時で保持率は約1.1であった。一方、ずれが生じた試験体は前者と比べて保持率が低下するが、せん断補強筋に高強度鉄筋を用いた試験体は降伏耐力の1.0以上を保持しており、普通鉄筋を用いた試験体では約0.9の保持率であった。

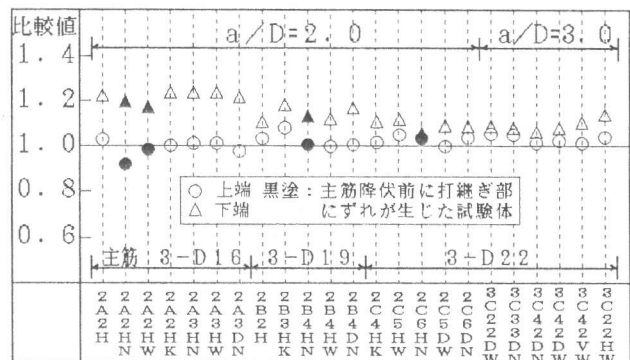


図6 曲げ降伏耐力の比較値

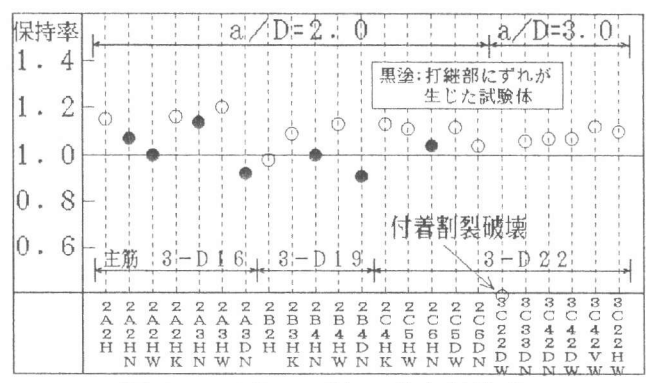


図7 R=1/25rad時の耐力保持率

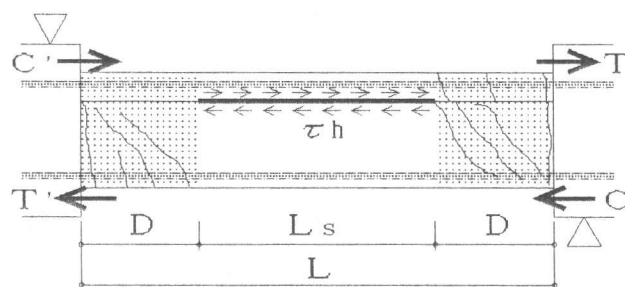


図8 打継面せん断応力度(τh)の模式図

(3) 水平打継面耐力

図8に水平打継面に作用するせん断応力度 τ_h の模式図を示す。上端・下端主筋とスラブ筋の引張力によって生じる材軸方向のせん断応力度 τ_h は、梁端部のヒンジ発生域 $2xD$ (D : 梁せい)の範囲を控除した長さ L_s の区間に生じるとして、式(1)のように表現される。

$$\tau_h = (T + T') / (b \times L_s) \quad (1)$$

$$L_s = L - 2D$$

T, T' (tf): 梁上端(スラブ筋を含む)、下端主筋の降伏時引張力 b (cm): 梁幅

L (cm): 梁の内法スパン D (cm): 梁の降伏ヒンジ長 (= 梁せい)

水平打継面の耐力 τ_s はせん断摩擦によるとして式(2)を用い算出した。

$$\tau_s = 14 + \mu (P_w \cdot w \sigma_y) + 0.1 A_c / A_h \cdot F_c \quad (2)$$

μ : 摩擦係数(金ゴテ仕上げ: 0.8 粗面仕上げ: 1.0)²⁾

P_w : L_s 区間のせん断補強筋比 $w \sigma_y$ (kgf/cm²): せん断補強筋の降伏強度 (≤ 4000 kgf/cm²)

A_c / A_h : コッター率

F_c (kgf/cm²): コンクリート圧縮強度

式(2)はMattock等の式を基にしており、第1項は一律14(kgf/cm²)とし、摩擦係数 μ の値を界面の状態によって変化させ、コッターの効果を累加したものである。図9は式(1)、(2)によって算出した作用せん断応力度/打継面耐力(τ_h / τ_s)を各試験体ごとにプロットしたものである。これによるとせん断補強筋比(P_w)

が0.4%以上の場合は τ_h / τ_s が大きくてもずれが生じない試験体があるが、

ずれが発生した試験体はいずれも τ_h / τ_s が1.1以上の場合であり、 $\tau_s > \tau_h$ を確保するようなせん断補強筋量・打継界面の状態を施せば打継ぎ部の一体性が確保できると考えられる。

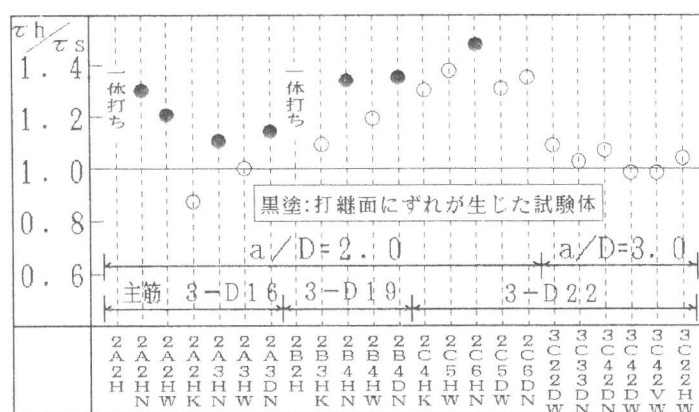


図9 作用せん断応力度(τ_h)/打継面耐力(τ_s)

4. まとめ

本実験の23試験体の結果より以下に示す知見が得られた。

- 1) 水平打継面にずれが生じると履歴ループがスリップ型となったが、大きな耐力低下はなかった。ずれが発生しなかった試験体は、耐力変形共に一体打ち試験体と同等な性状を示した。
- 2) 水平打継面のずれ耐力は、せん断補強筋比(P_w)・打継ぎ界面の状態に依存していたが、せん断補強筋の降伏強度の効果はなく、高強度せん断補強筋を用いて P_w を減じた場合は注意を要する。
- 3) 曲げ降伏前後の水平打継面のずれ発生の有無は、降伏ヒンジ長を考慮した打継面に対して、せん断摩擦式を適用することによって推測できた。

参考文献

- 1) 日本建築学会: プレキャスト鉄筋コンクリート構造の設計と施工, pp. 171-180, 1986
- 2) 建設省建築研究所他: プレキャストコンクリート構造物に関する研究報告書, pp. 652-661, 1992