

論文 曲げ引張りひび割れを有するRC耐震壁脚部のスリップ性状

荒井 康幸*¹ ・ 溝口 光男*² ・ 奥田 大史*³

要旨：立体耐震壁が二方向水平力を受けると，壁板には曲げ引張力によって壁板の全幅を横断するひび割れが発生する。本論文では，平面耐震壁に曲げモーメントと引張力を漸増させながらせん断力を加える実験を行い，壁脚部に生ずるスリップ性状について検討を行った。その結果，スリップ開始の応力レベルは弾性応力計算で推定できること，ひび割れ面を横切る全ての鉄筋が引張降伏するとスリップ降伏の状態となること，スリップ降伏時のせん断応力度とスリップ変位は鉄筋比との間に相関関係があることなどがわかった。

キーワード：鉄筋コンクリート，耐震壁，曲げ引張りひび割れ，スリップ

1. はじめに

鉄筋コンクリート（RC）建物には，直交する二方向の耐震壁が連続して配置され，壁断面がL形やコ形となる場合が少なくない。このような立体耐震壁が二方向水平力を受けると，図-1に示すY壁のように，直交壁（X壁）からの境界応力と壁面内方向水平力（ Q_y ）によって壁脚部を横断するひび割れが発生し，このひび割れの幅が拡大すると，小さなせん断力によっても壁脚に滑りが生ずる。前報¹⁾では，立体壁脚部を模擬した試験体と加力方法によってこのスリップ現象を直接実験によって確かめた。本論文では，加力装置を変更して載荷能力を高め，前報の試験体より壁断面積や補強筋量を大きくした実験を行うと共に，骨材に碎石を用いた実験も加えてスリップ性状の検討を行った。

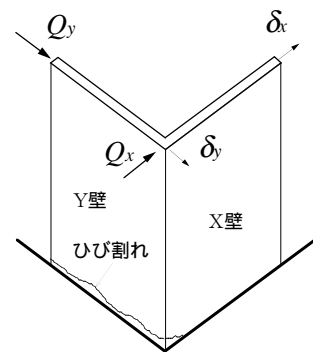


図 - 1 立体壁脚部のひび割れ

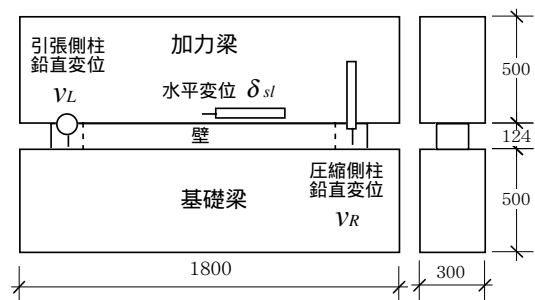


図 - 2 試験体形状

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体は，図-2に示すように壁脚部のみを想定して壁高さを124mmとし，壁の上下に剛な基礎梁と加力梁（300mm×500mm）を設けている。壁断面の種類は，壁全断面積，全鉄筋比

P_a （壁全断面積に対する柱主筋と壁筋断面積の割合），柱主筋比 P_g ，壁筋比 P_s ，柱形の有無およびコンクリートの粗骨材の種類（豆砂利と碎石，最大寸法はそれぞれ10mmと25mm）をパラメータにして設定した。試験体数は16体で

*1 室蘭工業大学 工学部建設システム工学科教授 工博（正会員）

*2 室蘭工業大学 工学部建設システム工学科助教授 工博（正会員）

*3 室蘭工業大学大学院 工学研究科建設システム工学専攻

あり、試験体一覧を表 - 1 に示す。なお、同表の加力装置の欄に記号 A で示す試験体は前報¹⁾の試験体である。試験体記号は、柱形の有無を C と I、壁全断面積 A の区別を数字 2 桁 (A06, A23 など)、全鉄筋比 P_a (%) によって付けてあり、最後尾に C を付したものは砕石コンクリートを使用した試験体である。柱主筋にはせん断補強筋として 4 のなまし鉄線を @30 の角スパイラル筋として巻いてある

コンクリートの打設は基礎梁、壁と加力梁の 2 回に分けて鉛直打ちとし、打ち継ぎ面はコンクリート打設の翌日に十分な目荒らしを行った。コンクリートと使用鉄筋の力学的性質をそれぞれ表 - 2 と表 - 3 に示す。

2.2 加力および計測方法

本論文で使用した加力装置 B を図 - 3 に示す。前報¹⁾の加力装置 A ではアクチエータ 2, 3 を試験体上部に配置して引き上げる形式を取っていたが、加力装置 B では図のように両サイドに配置して押し上げる形式にし、載荷能力を高めている。これに伴って、アクチエータ 2 と 3 の間隔が 1350mm から 2926mm に、アクチエータ 1 の壁脚からの高さが 412mm から 1310mm に変更されている。また、試験体の加力装置への固定も基礎梁と加力梁に埋め込んだアンカーボルトに加えて、P C 鋼棒と基礎梁固定用治具で

表 - 2 コンクリートの力学的性質

試験体名	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数* (N/mm ²)
IA09Pa1.1	27.8	2.17	20300
IA14Pa1.0	29.6	1.95	21300
CA14Pa1.1	27.1	2.02	21200
CA18Pa1.0	27.4	2.18	19200
IA23Pa0.9C	25.7	2.11	18600
CA23Pa1.1	27.3	2.17	20900
IA23Pa0.5	30.8	2.50	23800
IA23Pa0.5C	27.4	2.28	19000
IA23Pa0.7C	28.9	2.05	19800
IA23Pa1.1	24.8	2.02	18100
IA14Pa0.6	29.8	2.47	22600
IA14Pa1.5	26.4	2.04	17700
IA14Pa1.5C	27.3	2.09	18300
IA06Pa1.2	27.4	1.98	21000
IA11Pa1.2	28.4	2.13	19700
IA17Pa1.3	27.0	1.98	18100

* : 1/3割線弾性係数

表 - 3 鉄筋の力学的性質

鉄筋	断面積 (mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	伸び (%)	備考
D16	199	367	541	27.4	
D13	127	356	522	26.1	
D10	71.3	365	512	24.5	砕石試験体に使用
		392	543	29.2	
D6	31.7	375*	534	27.4	砕石試験体に使用
		381*	537	27.7	
4	12.2	306*	359	30.2	砕石試験体に使用
	12.6	178*	256	38.7	

* : 0.2%耐力

補強している。

加力は、アクチエータ 2 (N_L) とアクチエータ 3 (N_R) によって曲げ引張力を加え、アクチエー

表 - 1 試験体一覧

試験体名	加力装置	M/QD	壁全幅 (cm)	全断面積 (cm ²)	P_a (%)	柱主筋		壁			備考
						配筋	P_g (%)	厚(cm)	配筋	P_s (%)	
IA09Pa1.1	A	3	60	900	1.06	4-D10	1.27	15	12-D6@50	0.85	柱(20×20cm ²) 柱(20×20cm ²)
IA14Pa1.0	A	3	90	1350	0.99	4-D10	1.27	15	24-D6@50	0.85	
CA14Pa1.1	A	3	95	1350	1.09	4-D13	1.27	10	14-D6@70	0.81	
CA18Pa1.0	B	3	140	1800	1.03	4-D13	1.27	10	26-D6@75	0.83	
IA23Pa0.9C	B	3	150	2250	0.94	4-D10	1.27	15	48-D6@50	0.85	砕石使用
CA23Pa1.1	B	4	150	2250	1.07	4-D16	1.27	10	26-D6@75	0.83	柱(25×25cm ²)
IA23Pa0.5	A	3	150	2250	0.48	4-D10	1.27	15	16-D6@150	0.28	砕石使用
IA23Pa0.5C	B	3	150	2250	0.48	4-D10	1.27	15	16-D6@150	0.28	
IA23Pa0.7C	B	3	150	2250	0.71	4-D10	1.27	15	32-D6@75	0.57	砕石使用
IA23Pa1.1	B	4	150	2250	1.13	4-D13	2.26	15	48-D6@50	0.85	砕石使用
IA14Pa0.6	A	3	90	1350	0.59	4-D10	1.27	15	7-D6@85	0.25	
IA14Pa1.5	B	5	90	1350	1.46	4-D13	2.26	15	30-D6@40	1.07	
IA14Pa1.5C	B	5	90	1350	1.46	4-D13	2.26	15	30-D6@40	1.07	
IA06Pa1.2	A	3	60	600	1.24	4-D10	2.85	10	14-4 @60	0.44	砕石使用
IA11Pa1.2	A	3	81	1094	1.22	4-D13	2.79	13.5	10-D6@108	0.44	
IA17Pa1.3	B	5	102	1734	1.28	4-D16	2.75	17	8-D10@170	0.49	

タ1でせん断力 Q を加えてひび割れ面でスリップ変位 δ_{sl} を起こさせる方法とした。アクチエータ3は、圧縮側柱（右側柱）の鉛直変位 v_R （図 - 2 参照）が常に設定した変位となるようにフィードバック制御している。アクチエータ1とアクチエータ2はパソコンに接続して、せん断力 Q に応じてアクチエータ2の引張力(N_L)が自動制御されるシステムとなっている。すなわち、図 - 1 に示したY壁の脚部を想定して Q が正の場合にシアスパン比(M/QD)が3となる加力を原則としたが、アクチエータ1の载荷能力の限界から表 - 1 の試験体一覧に示したようにシアスパン比が4または5とした試験体もある。

計測は、各アクチエータの荷重 (Q, N_L, N_R) および基礎梁を基準とした側柱の鉛直変位 (v_L, v_R) と加力梁の水平変位 δ_{sl} とし、後の考察では v_L, v_R をひび割れ幅、 δ_{sl} をスリップ変位と見なしている。また、柱主筋のひずみ度をワイヤーストレインゲージにより計測した。

加力方法は片振り繰り返し载荷とし、繰り返しピーク時の値は原則として以下の通りとした。

まず、アクチエータ1とアクチエータ3によって、手動制御でシアスパン比を約3（負方向）に保ちながら圧縮側柱の鉛直変位 v_R が 0.2mm になるまで加力し、壁部分にひび割れを発生させる。荷重を0に戻した後、

- 1 サイクル目； $v_L=0.2\text{mm}$ まで加力
- 2 サイクル目； $v_R=0.2\text{mm}$ に設定して $v_L=0.2\text{mm}$ まで加力
- 3 サイクル目； $v_R=0.5\text{mm}$ に設定して $v_L=0.5\text{mm}$ まで加力
- 4 サイクル目； $v_R=1.0\text{mm}$ に設定して $v_L=1.0\text{mm}$ まで加力
- 5 サイクル目； $v_R=1.5\text{mm}$ に設定して $\delta_{sl}=1.0\text{mm}$ まで加力

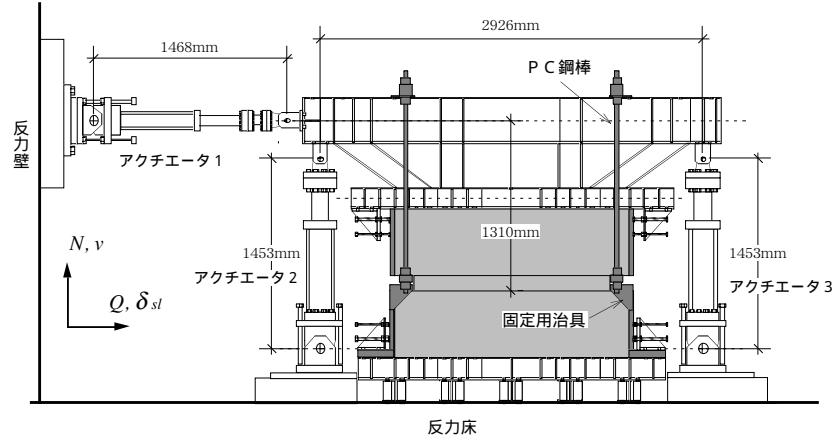


図 - 3 加力装置 B

- 6 サイクル目；上記5 サイクル目の繰り返し
- 7 サイクル目； $v_R=2.0\text{mm}$ に設定して $\delta_{sl}=2.0\text{mm}$ まで加力
- 8 サイクル目；上記7 サイクル目の繰り返し
- 9 サイクル目； $v_R=3.0\text{mm}$ に設定して $\delta_{sl}=3.0\text{mm}$ まで加力

3. 実験結果

3.1 ひび割れ発生状況

実験終了時における壁部分のひび割れ状況の例を図 - 4 に示す。同図(a)と(b)および(c)と(d)は粗骨材の種類のみ異なる試験体であり、全鉄筋比 P_a の大小の二例を示してある。図示のように、全鉄筋比が小さくなるとひび割れは打ち継ぎ面に集中する傾向があるが、粗骨材の種類による違いは現れていない。なお、同図(c)のみ前報の加力装置 A による結果であるが、ひび割れ状況に加力装置による違いは見られなかった。

3.2 せん断力 - スリップ曲線

せん断力 Q とスリップ変位 δ_{sl} との関係をサイクル移行時の過程も含めて図 - 5 に示す。なお、 $Q - \delta_{sl}$ 曲線が $\delta_{sl}=3\text{mm}$ まで描かれていない図は、試験体と加力装置の固定方法の不具合により実験を途中で中止した試験体である。 $Q - \delta_{sl}$ 曲線を見ると、各試験体とも1～2サイクル目では、スリップ変位 δ_{sl} は現れず、3サイクル目に図中に記号 S で示す箇所でスリップが生じ始めている。なお、3サイクル目開始の $v_R=0.5\text{mm}$ 設定

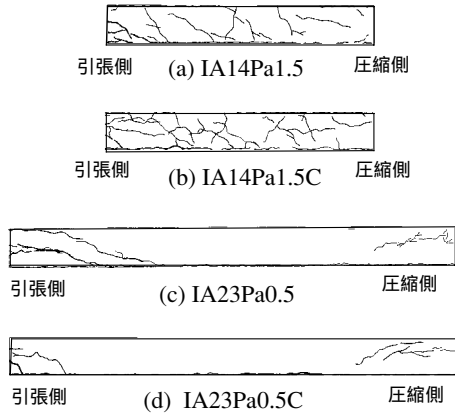


図 - 4 ひび割れ状況

時に圧縮側柱主筋は降伏している。引張側柱主筋の降伏は、4～5サイクル目の記号Yで示した箇所であり、 $Q - \delta_{sl}$ 曲線の傾きが非常に小さくなる位置にほぼ対応している。すなわち、両側柱主筋が降伏すると $Q - \delta_{sl}$ 曲線の包絡線は降伏現象（本論文ではスリップ降伏と称する）を示すことになる。

3.3 各種せん断強度

図 - 5 のせん断力 - スリップ曲線上に記号 S と Y で示した点における荷重（本論文ではそれぞれスリップ強度 Q_s 、スリップ降伏強度 Q_{sy} と呼ぶ）と最大強度 Q_{max} （同図中に記号 M で表示）およびこれらを壁全断面積 A で除したせん断応力度 $\tau_s, \tau_{sy}, \tau_{max}$ を表 - 4 に示す。ただし、 Q_{max} はスリップを 3 mm まで生じさせた試験体のみ採用している。なお、スリップ降伏点 Y の定義が前報¹⁾とは異なっているので、前報の試験体の値は改めて取り直してある。

同表の c_s は鉛直方向荷重 N_L と N_R およびせん断力 Q の計測値から両壁縁の垂直応力度を弾性計算し、これら両方の値が引張で、且つ一方がコンクリートの引張強度に達する時のせん断応力度である。このスリップ強度計算値 c_s と実験値 τ_s を比較すると図 - 6 のようになり、両者の比の平均は 1.09 となってほぼ対応してい

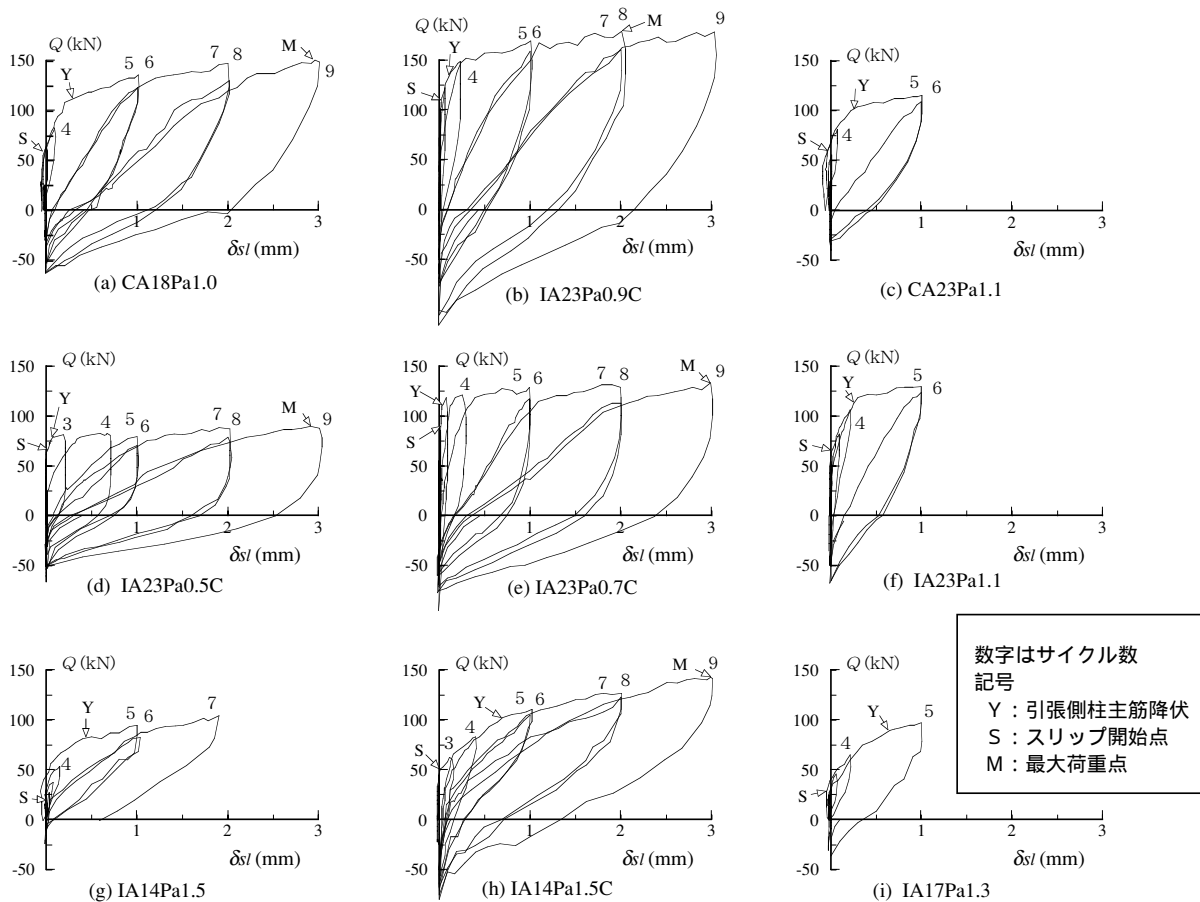


図 - 5 せん断力 - スリップ曲線

る。スリップが開始する記号S点では既にひび割れが発生しているので、垂直応力度計算値はコンクリートの実際の応力度を表しているものではないが、スリップが生ずる応力レベルを概ね表しているものと思われる。

ところで、コンクリート境界面を横切る鉄筋がある場合の境界面

のせん断伝達機構としてせん断摩擦やダウエル作用があり、強度式としてそれぞれ式(1)²⁾、³⁾および式(2)²⁾、⁴⁾が知られている。

$$\tau_u = \mu(p_s \sigma_y + \sigma_0) \quad (1)$$

$$Q_{dowel} = 1.65 a_{dowel} \sqrt{\sigma_B \sigma_y (1 - \alpha^2)} \quad (2)$$

ここに、 τ_u ：せん断強度(N/mm²)、 μ ：摩擦係数、 p_s ：単位面積当たりの鉄筋断面積、 σ_y ：鉄筋の降伏点、 σ_0 ：単位面積当たりの法線方向の応力度で引張は負、 Q_{dowel} ：ダウエル強度(N)、 a_{dowel} ：ダウエル鉄筋の断面積、 σ_B ：コンクリート強度、 $\alpha = \sigma_s / \sigma_y$ 、 σ_s ：鉄筋の引張応力度

上式によると柱主筋と壁筋が一様に降伏強度に達していれば、何れのせん断伝達機構によってもせん断強度は0になる。本論文で対象としている壁脚部では、曲げモーメントと引張力が同時に漸増しながらせん断力が加わるので、両側柱主筋が降伏する状態になってもせん断力は0にならずに前記のようなせん断力-スリップ曲線が描かれると思われる。

図-7にスリップ降伏時せん断応力度 τ_{sy} と全鉄筋比 P_a との関係を示す。図には加力装置A、Bの種別と砕石コンクリートを使用した試験体に分けて表示してある。また、シアスパン比(M/QD)が4または5となるように加力した試験体はその数字を付してプロットしてある。図を見ると、上記の区別に拘わらず全鉄筋比 P_a が大

表-4 各種せん断強度

試験体名	スリップ強度				スリップ降伏強度			最大強度			
	Q_s (kN)	τ_s (N/mm ²)	$c \tau_s$ (N/mm ²)	$\frac{\tau_s}{c \tau_s}$	Q_{sy} (kN)	τ_{sy} (N/mm ²)	$\delta_{sl,y}$ (mm)	Q_{max} (kN)	τ_{max} (N/mm ²)	$\frac{\tau_{max}}{\tau_{sy}}$	$\delta_{sl,m}$ (mm)
IA09Pa1.1	43	0.48	0.37	1.29	69	0.76	0.42	82	0.91	1.19	2.93
IA14Pa1.0	31	0.23	0.22	1.06	60	0.45	0.32	88	0.65	1.46	2.91
CA14Pa1.1	28	0.21	0.17	1.21	64	0.48	0.27	84	0.62	1.31	2.73
CA18Pa1.0	61	0.34	0.40	0.84	112	0.62	0.30	151	0.84	1.35	2.96
IA23Pa0.9C	101	0.45	0.32	1.41	134	0.59	0.10	179	0.80	1.34	2.01
CA23Pa1.1	39	0.18	0.19	0.91	100	0.44	0.22	-	-	-	-
IA23Pa0.5	18	0.08	0.06	1.27	23	0.10	0.06	31	0.14	1.37	1.69
IA23Pa0.5C	64	0.28	0.35	0.81	80	0.35	0.07	90	0.40	1.13	2.91
IA23Pa0.7C	78	0.35	0.37	0.93	111	0.50	0.04	134	0.59	1.20	2.99
IA23Pa1.1	63	0.28	0.24	1.15	112	0.50	0.25	-	-	-	-
IA14Pa0.6	31	0.23	0.14	1.64	39	0.29	0.14	50	0.37	1.28	3.02
IA14Pa1.5	20	0.14	0.28	0.52	81	0.60	0.40	-	-	-	-
IA14Pa1.5C	51	0.38	0.25	1.53	102	0.76	0.70	143	1.06	1.39	2.99
IA06Pa1.2	23	0.39	0.46	0.84	51	0.85	0.28	56	0.93	1.09	3.00
IA11Pa1.2	40	0.37	0.25	1.48	64	0.59	0.40	78	0.71	1.21	2.95
IA17Pa1.3	27	0.16	0.26	0.60	89	0.52	0.65	-	-	-	-

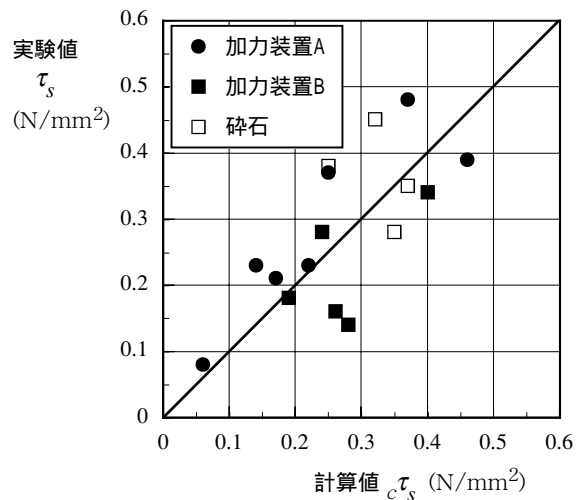


図-6 スリップ強度の計算値との比較

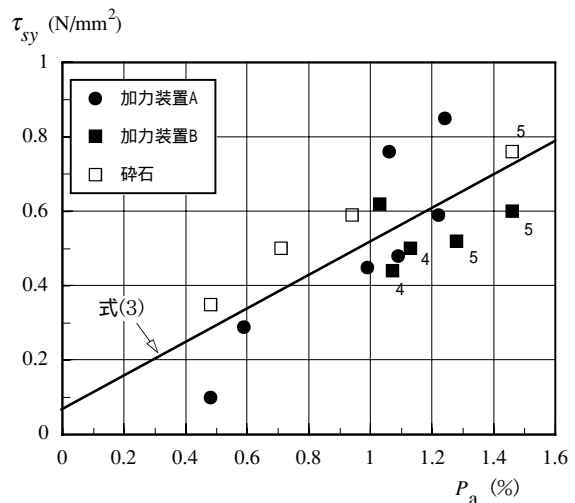


図-7 スリップ降伏強度

きくなるほど τ_{sy} が大きくなる傾向があり、近似曲線は式(3)のように表される。

$$\overline{\tau_{sy}} = 0.45P_a + 0.067 \quad (0.48 \leq P_a \leq 1.46\%) \quad (3)$$

降伏時スリップ変位 $\delta_{sl,y}$ も図 - 8 に示すように P_a との相関があり近似曲線は式(4)のようになる。

$$\overline{\delta_{sl,y}} = 0.51P_a - 0.23 \quad (0.48 \leq P_a \leq 1.46\%) \quad (4)$$

式(3), (4)は縮小モデルによる結果であるが, τ_{sy} や $\delta_{sl,y}$ には全断面積との相関が見られないことや, スリップはひび割れ面で生ずることなどから実大スケールの耐震壁についても適用できるものとする。また, 同式には材料強度の項が含まれていないが, 全断面が引張の状態であるのでその影響は極小さいと思われる。

一方, $\delta_{sl} = 3\text{mm}$ までに生ずる最大強度についてみると, せん断応力度 σ_{max} と τ_{sy} との比は同表に示すように 1.09 ~ 1.46 (平均 1.28) となっており, スリップ降伏時から 28%程度せん断応力が增大している。

3.3 スリップ降伏時ひび割れ幅

スリップ降伏時における側柱位置でのひび割れ幅(柱の鉛直変位 v_L, v_R)を表 - 5 に示す。表示のように, スリップ降伏は平均的にはひび割れ幅が 1.2mm 程度で生じていることがわかる。

4. まとめ

曲げ引張力を漸増させながらせん断力を加えて, 壁脚部にスリップを生じさせる実験を行った結果をまとめると以下ようになる。

- 1) スリップの開始は, 弾性計算による垂直応力が全断面引張となり, 一部でコンクリートの引張強度に達する応力レベルに概ね対応している。
- 2) ひび割れ面を横切る全ての鉄筋が引張降伏すると, スリップ降伏の状態となる。
- 3) スリップ降伏時のせん断応力度とスリップ変位は, 全鉄筋比と相関があり近似式はそれぞれ式(3)と式(4)で表される。

謝 辞

本研究は平成 15 年度文部科学省科学研究費補助金(基盤研究(C); 代表者 荒井康幸)により行った。

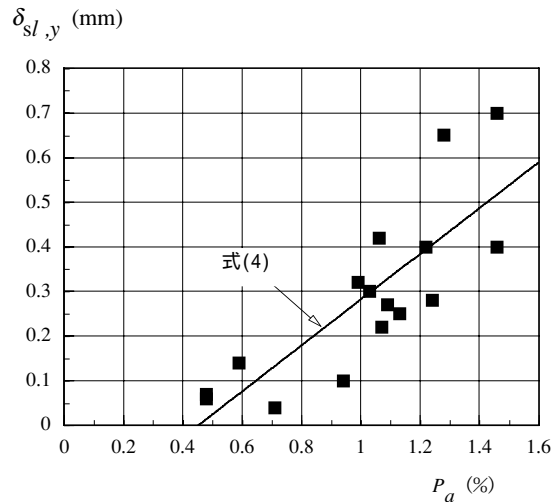


図 - 8 スリップ降伏変位

参考文献

- 1) 荒井康幸, 溝口光男, 奥田大史, 木寅昌和: 曲げ引張ひび割れを有する RC 耐震壁脚部のスリップ性に関する実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.25, No.2, pp.637-642, 2003
- 2) 日本建築学会: 現場打ち同等型プレキャスト鉄筋コンクリート構造設計指針(案)・同解説(2002)
- 3) Mattock, Alan H., L.Johal and H.C.Chow: Shear transfer in reinforced concrete with moment or tension acting across the shear plane, PCI Journal, July-August 1975, pp.76-93
- 4) Vintzeleou and T.P.Tassios: Behavior of Dowels under Cyclic Deformations, ACI Structural Journal, Vol.84, No.3, pp.18-30, January-February, 1987

表 - 5 スリップ降伏時ひび割れ幅

試験体名	引張側 v_L (mm)	圧縮側 v_R (mm)
IA09Pa1.1	1.10	1.94
IA14Pa1.0	1.04	1.46
CA14Pa1.1	1.49	1.48
CA18Pa1.0	1.59	1.49
IA23Pa0.9C	0.55	0.91
CA23Pa1.1	1.63	1.45
IA23Pa0.5	0.52	0.88
IA23Pa0.5C	0.34	0.47
IA23Pa0.7C	0.39	0.38
IA23Pa1.1	1.15	1.36
IA14Pa0.6	0.63	0.97
IA14Pa1.5	2.37	1.51
IA14Pa1.5C	1.59	1.47
IA06Pa1.2	0.64	0.91
IA11Pa1.2	1.64	1.23
IA17Pa1.3	2.34	1.49
平均	1.19	1.21