

---

ハイブリッド構造における小鉄骨を内蔵した  
フラットプレート-CFT 柱接合部の研究

---

15560506

平成 15 年度 ～ 平成 17 年度科学研究費補助金  
(基盤研究 (C)(2)) 研究成果報告書

平成 18 年 6 月

研究代表者 島 崎 和 司  
神奈川大学工学部教授

## 研究概要

本研究の目的は、地震後の損傷が少ない構造形式であるコア壁に制振装置を組み込んだ耐震要素を持つ、CFT 柱-フラットプレート構造の柱スラブ接合部として、パンチングシアに対する抵抗力があり、CFT 柱の施工時の自立性に優れた小鉄骨梁内臓のフラットプレート構造を考案し、接合部の構造性能を実験・解析的に評価して、大地震時の耐震性能が良好で、かつその後の修復性が良好な、環境負荷の少ない構造形式の設計方法の確立を図ろうとするものである。得られた主な成果は、

1. T型接合部側面のねじりスラブは、曲げスラブが1方向のみ取り付くので、曲げスラブからのせん断力によりねじりと曲げの複合応力状態となる。そのため、十字型接合部側面のねじりスラブに比べ、ねじりモーメント単体で考えた時の剛性に比べ、実剛性が低くなる。接合部の水平力-層間変形の復元力特性の設定には、この事を考慮する必要があり、剛性の有効幅を低減することで近似的に評価できる。
2. 本研究で提案した接合部は十分な十分なパンチングシア耐力を有しており、破壊面を適切に設定することにより既往の耐力算定式により評価できる。

## 研究組織

研究代表者：島崎和司（神奈川大学工学部教授）

## 交付決定額(配分額)

(金額単位：円)

	直接経費	間接経費	合計
平成 15 年度	2,100,000	0	2,100,000
平成 16 年度	1,100,000	0	1,100,000
平成 17 年度	500,000	0	500,000
総計	3,700,000	0	3,700,000

## 研究発表

### (1) 学会誌等

佐藤宏貴、島崎和司：CFT 柱-フラットプレート接合部の水平力-変形関係、日本建築学会構造系論文集、No.590、pp.145~152、2005 年 4 月

H. Satoh and K. Shimazaki : Experimental research on load resistance performance of CFT column/flat plate connection, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Paper 976, Vancouver, B.C., Canada, 2004

### (2) 口頭発表

山口卓巳、島崎和司、五十嵐泉：CFT 柱-フラットプレート接合部の耐荷性能に関する実験的研究 その 4 パンチングシア耐力の検討、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-1、pp.1167-1168、2005 年 9 月

島崎和司、五十嵐泉：CFT 柱-フラットプレート接合部の耐荷性能に関する実験的研究 その 5 T型接合部の復元力特性の実験的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-1、pp.1169-1170、2005 年 9 月

佐藤宏貴、島崎和司：CFT 柱-フラットプレート接合部の耐荷性能に関する実験的研究 その 6 耐荷機構と復元力特性の検討、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-1、pp.1171-1172、2005 年 9 月

島崎和司、佐藤宏貴、五十嵐泉：CFT 柱-フラットプレート接合部の耐荷性能に関する実験的研究 その 2 パンチングシア耐力の検討、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-1、pp.1129-1130、2004 年 8 月

佐藤宏貴、五十嵐泉、島崎和司：CFT 柱-フラットプレート接合部の耐荷性能に関する実験的研究 その 3 復元力特性の検討、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-1、pp.1131-1132、2004 年 8 月

佐藤宏貴、五十嵐泉、島崎和司：CFT 柱-フラットプレート接合部の耐荷性能に関する実験的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、CD-ROM、No. 22599、2003 年 9 月

# 目次

1. 序	1
2. 既往の設計手法	3
3. 加力実験	
3.1 全体計画	5
3.2 部分架構実験	6
3.3 ねじり要素実験	13
3.4 押し抜き要素実験	22
4. 接合部耐力と剛性の評価	
4.1 パンチングシアー耐力の検定	32
4.2 応力伝達モデルの検討	34
5. 結論	41
6. 資料	
発表論文	

## 1 序

多くの地震国において、耐震設計の基本は大地震時においても人命を保護することであり、適切な強度を建物に与え、崩壊を防止することを第一の目標としてきた。近年、建築構造に要求される性能の多様化に伴い、大地震後でも建物を使えるという要求が強くなってきている。その為には、部材の修復性が良好である事が必要である。こうした要求を満足するため、各機関での研究も部材、架構レベルで多様化し、構造システムの複合化が進んでいる。こうした多様化する接合形状と各機関独自の設計法に対しては、実験で安全性を確認するだけでなく、構造システムに対する設計モデル（応力伝達モデル）が求められている<sup>1)</sup>。

図 1.1 に示した、コア連層耐震壁間に境界梁ダンパーを有する、外周CFT柱-フラットプレート架構（8階建、スラブ厚 300mm、スパン 10m程度）は、このような要求を満足する構造形式のひとつと考えられ、従来の鉄筋コンクリート構造に比較して建物総重量、スパンの拡大、施工性、空間の自由度など利点の多い構造システムといえる。地震時のエネルギーの多くは連層壁間の境界梁ダンパーにより吸収され、周辺架構は主として鉛直力の負担を行うことになる。大地震後の修復性という観点から見ると、この境界梁ダンパー部分の挙動が重要となる。これに関しては、低降伏点鋼を利用した境界梁ダンパー<sup>2)</sup>や、アンボンドX型配筋を利用した境界梁<sup>3),4)</sup>についてすでに報告した。

一方、主として鉛直力の負担を行うことになる外周の柱-フラットプレート架構がラーメン構造と異なる点は、

- 1)梁に相当するスラブ内で、応力が2次元的な分布をすること、
- 2)コンクリートに生じるひび割れの進展にともなって応力が再配分され、その分布が変化していく事、
- 3)水平力を受けた時に、柱からスラブへ伝えられるモーメントとの連成によって、スラブが脆性的なパンチングシア破壊を生じやすくなること

等があげられる。Farheyら<sup>5)</sup>は、2次元的な応力状態を柱前後の曲げ、せん断、柱側面のねじりに分解して復元力を求める方法を示している。また、Huesteら<sup>6)</sup>は、既往の実験結果を整理した変形とせん断耐力の関係をフレーム置換モデルに組み込んだ解析を行っている。国内でのフラットプレート構造に関しては、1972年から1975年にかけての狩野、吉崎らの研究<sup>7),8),9),10)</sup>の結果が、鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（以下RC規準）<sup>11)</sup>のフラットスラブ接合部の設計法（11条）の基本となっている。近年、新しい構造システムに対応するため、梁型補強スラブ-柱接合部<sup>12)</sup>、壁柱-スラブ接合部<sup>13)</sup>、柱とスラブ接合部の新しい補強方法<sup>14),15)</sup>などの研究が行われ、柱-スラブ接合部に関する研究が増大している。

本研究では、図 1.1 に示した架構における外周部の CFT 柱-フラットプレート接合部に注目してその挙動を実験的に検討し、応力伝達モデルを設定してその設計手法を検討したものである。この接合部においては、大変形時においてもパンチングシアー破壊を起こさないことが必要であり、施工性も考慮した、図 1.2 に示すような接合部を提案した。この接合部に水平力が作用したときの耐力と剛性について、部分架構実験、押し抜き実験、ねじり要素実験の計 3 シリーズの実験により検討したものである。さらにこれらの実験結果から、パンチングシアー耐力と応力伝達モデルに基づいた接合部の復元力特性の考察を行い、提案したモデルを用いて算定した復元力が実験結果とよく対応することを示した。

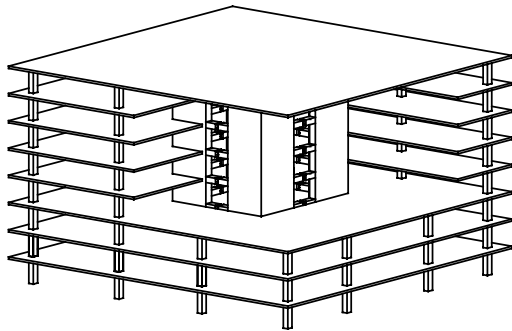


図 1.1 想定する構造システム

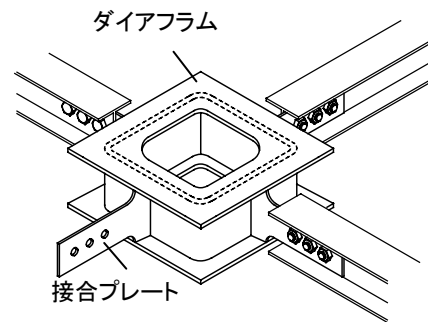


図 1.2 接合部ディテール

## 2 既往の設計手法

RC規準のフラットスラブの設計では、パンチングシアア破壊は柱周辺のせん断力、柱前後面のモーメントとせん断力、柱側面のねじりモーメントが作用する事で起こるとしている。パンチングシアアの検討は、設計用せん断力とその耐力の比と、スラブから柱に伝わるモーメントを不釣合いモーメントと定義したときの設計用不釣合いモーメントとその耐力の比の和が1以下になるように次式で検討している<sup>1)</sup>。

$$\alpha_v \frac{V_u}{V_0} + \frac{M_u}{M_0} \leq 1 \quad \dots \dots \dots (1.1)$$

- $V_u$  : 設計用せん断力
- $M_u$  : 設計用不釣合いモーメント
- $V_0$  : 許容せん断力
- $M_0$  : 許容不釣合いモーメント
- $M_m$  : 柱前後面の許容モーメント
- $M_s$  : 柱前後面のせん断力による許容モーメント
- $M_t$  : 柱側面の許容ねじりモーメント
- ※不釣合いモーメント : スラブから柱に伝達されるモーメント

ここで、設計用せん断力 $V_u$ 、設計用不釣合いモーメント $M_u$ は長期荷重時と水平力時の和であり、 $\alpha_v$ は鉛直動による割り増し係数である。RC規準のフラットスラブの設計では、パンチングシアア破壊は柱周辺のせん断力、柱前後面のモーメントとせん断力、柱側面のねじりモーメントが作用する事で起こるとされており、設計用せん断力・設計用不釣合いモーメントとそれぞれの耐力の比の和が1以下になるように検討している。また、 $M_0$ は次式により示され、 $M_m \cdot M_s \cdot M_t$ については図 1.3 に示す。

$$M_0 = M_m + M_s + M_t \quad \dots \dots \dots (1.2)$$

- $M_m$ : 柱前後面のスラブの許容モーメント
- $M_s$ : 柱前後面のせん断力による許容モーメント
- $M_t$ : 柱側面の許容ねじりモーメント

$$M_m = 0.9 a_t \cdot \sigma_y \cdot d_t (c_2 + d) / s_t \quad \dots \dots \dots (1.3)$$

$$+ 0.9 a_t \cdot \sigma_y \cdot d_b (c_2 + d) / s_b$$

$$M_s = v_u (c_1 + d) d (c_2 + d) \quad \dots \dots \dots (1.4)$$

$$M_t = 2v_{tu} \frac{d^2}{2} \left( c_1 + d - \frac{d}{3} \right) \quad \dots \dots \dots (1.5)$$

- $a_t$ : 引張鉄筋の断面積
- $\sigma_y$ : 引張鉄筋の降伏点
- $d_t$ : 上端筋引張の場合のスラブの有効せい
- $d_b$ : 下端筋引張の場合のスラブの有効せい
- $d$ : スラブの平均有効せい
- $c_1, c_2$ : 柱のせい及び幅
- $s_t, s_b$ : 上端筋及び下端筋の間隔

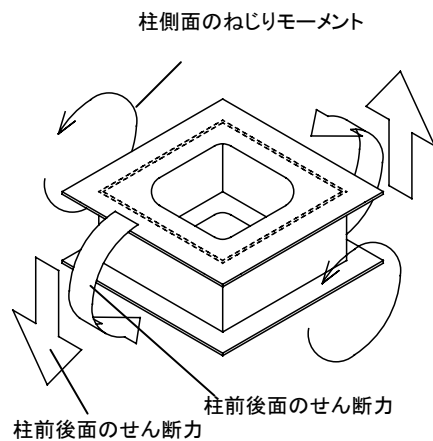


図 1.3 接合部周辺の応力状態

- $v_u$ : 終局せん断応力度
- $v_{tu}$ : 終局せん断ねじり応力度

また、ACI318によるパンチングシア破壊に対する検討は次式で表される。

$$v = \frac{V_u}{A_c} \pm \frac{\alpha \cdot M_u \cdot c_1 + d}{J_c \cdot 2} \dots \dots \dots (1.6)$$

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{c_1 + d}{c_2 + d}}} \dots \dots \dots (1.7)$$

$$J_c = \frac{d(c_1 + d)^3}{6} + \frac{(c_1 + d)d^3}{6} + \frac{(c_1 + d)^2 d(c_2 + d)}{2} \dots \dots \dots (1.8)$$

- $v$ : 許容せん断応力度
- $V_u$ : 設計用せん断力
- $M_u$ : 設計用不釣合いモーメント
- $A_c$ : 危険断面の断面積
- $J_c$ : 危険断面の断面2次モーメント
- $c_1$ : 柱のせい
- $c_2$ : 柱の幅
- $\alpha$ : 全モーメント $M$ に対する  
柱前後面のせん断力によるモーメントと  
柱側面のねじりモーメントの負担率
- $d$ : スラブの平均有効せい

ACI318では、柱前後面のせん断力の偏心とねじりによって伝達されるモーメントの全モーメントに対する割合を $\alpha$ と定義し、 $\alpha$ の値を柱の形状の関数として定め、危険断面におけるせん断応力度 $v$ の検討を行っている。

ACI318によるねじりの考え方は、接合部で伝達されるモーメント $M$ から柱前後面の曲げモーメントによって負担されるモーメント $M$ を差し引いた残りのモーメントが、柱前後面のせん断力によるモーメントとねじりによるモーメントと考え、この柱前後面のせん断力によるモーメントとねじりによるモーメントにより、**図 1.4(b)**に示すようなせん断応力度が柱周辺で作用しているとしている。そして、**図 1.4(a)**の鉛直力 $V$ により作用するせん断応力度と足し合わせる事で(1.6)式の $\alpha$ が成り立っている。

(1.1)式によりパンチングシアの検討を行うためには、設計用応力を長期荷重時、水平変形時について推定する必要がある。水平変形時の接合部の剛性は、初期段階から入るスラブのひび割れにより急速に低下する。しかし、その低下については明確な推定方法があるとはいえない。そのため、コア部分と外周部分での水平力の分担割合が不明であり、設計用応力を設定することが困難となる。柱-スラブ接合部の設計では、接合部の各変形レベルでの剛性を評価し、復元力を設定する事により、構造システムとしての設計が可能となる。

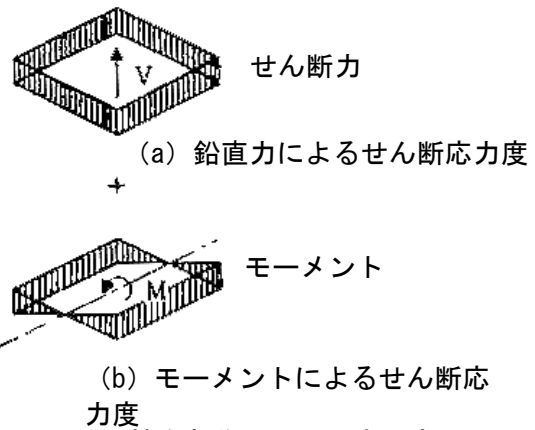


図 1.4 接合部作用せん断応力度

### 3.加力実験

#### 3.1 全体計画

実験は、部分架構実験（Fp シリーズ実験）、ねじり要素実験（Ts シリーズ実験）、押し抜き実験（Ps シリーズ実験）からなる。Fp シリーズ実験の試験概要は図 3.1.1 に示す。柱-フラットプレート架構の中間層・中柱位置の一部を想定したものである。試験体の柱端は層間の中央、スラブ端はスラブ中央で取り出したものとし、縮尺は 1/2.24 とした。Ts シリーズ実験の試験概要は図 3.1.2 に示す。CFT 柱-フラットプレート接合部周辺スラブについて、ねじりが作用する柱側面の一部を取り出したものとし、縮尺は Fp シリーズ実験と同様である。Ps シリーズ実験の試験体概要を図 3.1.3 に示す。CFT 柱-フラットプレート接合部周辺において、パンチングシアー破壊が想定される柱周辺スラブ部分を取り出したもので、縮尺は 1/3 とした。

これらの試験体の接合部は、図 1.2 に示したように、CFT 鋼管、ダイアフラムに溶接接合された接合プレートと、フラットプレート内に埋め込まれている埋設 H 型鋼のウェブとを高力ボルトで接合とした。接合プレートはパンチングシアー耐力に寄与すること期待している。ダイアフラムは通しダイアフラム形式とした。スラブ筋は貫通せずに柱面で 180° フックとした。

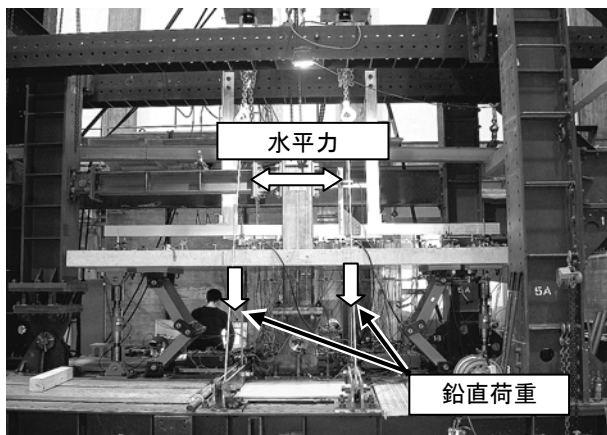


図 3.1.1 Fp 試験体加力状況

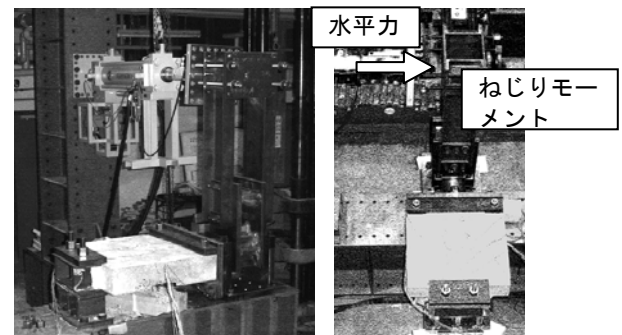


図 3.1.2 Ts 試験体加力状況

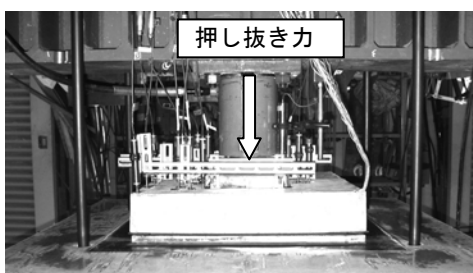


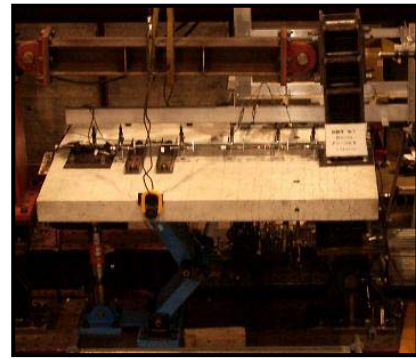
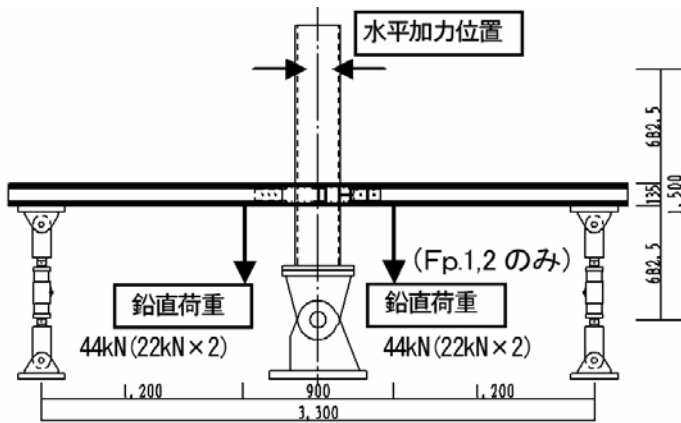
図 3.2.3 Ps 試験体加力状況



## 3.2 部分架構実験 (Fp シリーズ実験)

### 3.2.1 試験体計画

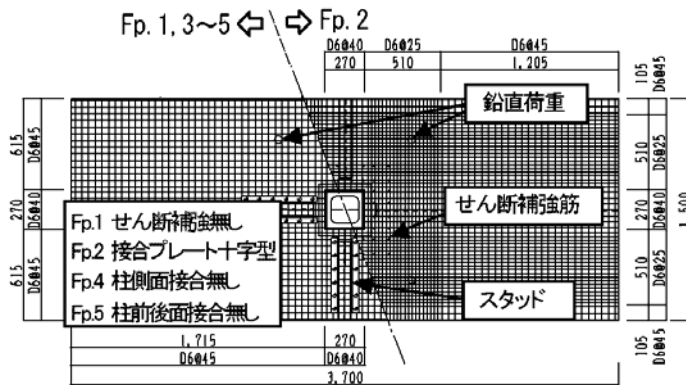
プロトタイプ建物の接合部の設計はRC規準に基づいて行った。地震時設計用応力は、予備解析により、層せん断力の2割を柱-フラットプレート架構が負担するものとした。設計は、(1)式における許容せん断力 $V_0$ と許容不釣合いモーメント $M_0$ の各成分の比率と、(1)式の値が試験体と実大接合部でほぼ同じとなるようにした。加力方法は図3.2.1.1に示す。柱下端をピン支持、スラブ両端部をピンローラー支持として、柱上端にアクチュエータで水平力を静的に与えた。加力サイクルは層間変形角 $R=1/1000$ を1回、 $1/500$ 、 $1/200$ を2回、 $1/100$ を6回、 $1/67$ 、 $1/50$ 、 $1/33$ を2回、 $1/20$ を1回とした。試験体は合計で7体、6体は中柱(十字型接合部)、1体が端柱(T字型接合部)である。試験体パラメータを表3.2.1に示す。接合プレート形状、鉄筋間隔、せん断補強筋の有無、せん断補強筋形状、鉛直荷重の有無、接合部接続の有無、スラブ幅増大による曲げ補強筋量増加によるねじり耐力の影響、さらに、建物端部を想定したT字型接合部試験体を1体製作した。Fp3がFpシリーズ実験における基本型の試験体である。Fp1,2試験体については水平加力と同時に鉛直荷重を常時載荷とした。Fp1,2,3,6,7は接合面前面、Fp4は加力方向柱前後面のみの接続、Fp5は柱側面のみの接続とした。Fp6は基本型試験体Fp3のスラブ幅を1.5倍とした試験体としている。Fp7は端柱部分を想定した試験体であり接合部はT字型の形状となっている。に、使用材料の機械的性質を表3.2.1.2に示す。



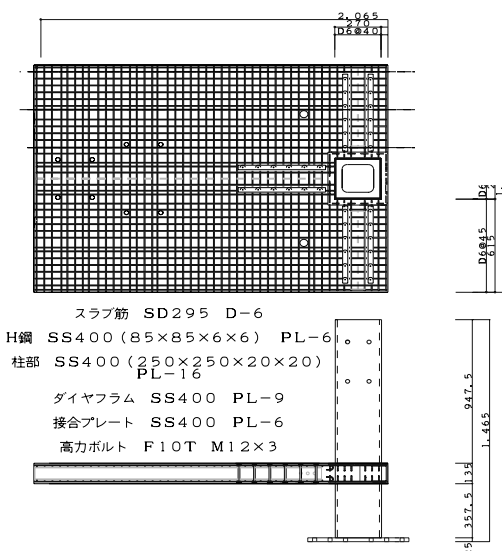
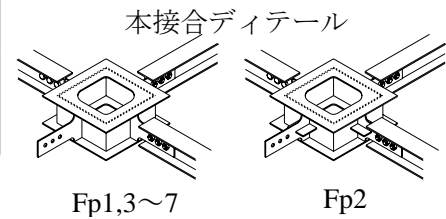
十字型試験体

T字型試験体

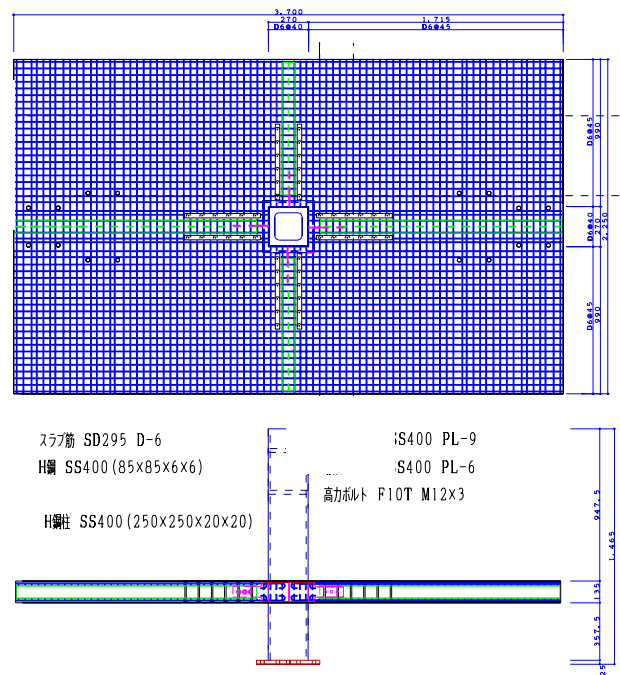
図 3.2.1.1 加力装置 (Fp シリーズ)



十字型試験体 (Fp1~5)



T字型試験体 (Fp7)



十字型試験体 (Fp6)

図 3.2.1.2 試験体概要

表 3.2.1.1 試験体パラメータ (Fp シリーズ)

試験体名	試験体形状	接合プレート	接合状態	スラブ筋比	せん断補強筋	スラブ幅	鉛直荷重
Fp1	中柱(十字型)	6*65	全面	$P_t=0.54\%$	-	1500	15kN/m <sup>2</sup>
Fp2		6*65(十字型)		$P_t=0.82\%$	D6@90		
Fp3		6*60	柱前後面 柱側面	$P_t=0.54\%$	$\phi 9@90$	-	
Fp4							
Fp5			全面		D10@90		
Fp6							2250
Fp7	端柱(T字型)				1500		

表 3.2.1.2 使用材料の機械的性質 (Fp シリーズ)

コンクリート		圧縮強度 N/mm <sup>2</sup>	引張強度 N/mm <sup>2</sup>	ヤング係数 N/mm <sup>2</sup>	鋼材		降伏強度 N/mm <sup>2</sup>	引張強度 N/mm <sup>2</sup>
Fp1,2	Fc36	69.1	-	$3.24 \times 10^4$	D6	SD295	385	559
					PL-6	SS400	432	582
					PL-9		357	548
Fp3,4,5	Fc36	44.0	3.4	$3.22 \times 10^4$	D6	SD295	380	521
					stud $\phi 9$	SR295	467	808
					PL-6	SS400	460	600
					PL-9		367	560
					PL-12		362	554
Fp6,7	Fc36	45.8	3.14	$3.56 \times 10^4$	D6	SD295	375	560
					stud D10	SD295	366	507
					PL-6	SS400	344	464
					PL-9		302	447
					PL-16		312	433

### 3.2.2 ひび割れ状況

写真 3.2.2.1 に Fp1,2 のひび割れ状況を示す。鉛直荷重を同時に与えた Fp1,2 の両試験体ともに 1/500～1/200 サイクルにかけて加力方向柱面付近でスラブ曲げひび割れが発生し、1/200 で柱を取り巻くような捻りひび割れが発生した。また、1/200 から 1/100 にかけて柱を中心に放射状のひび割れが発生した。1/100 以降はスラブ幅方向にねじりひび割れの数・長さ・幅が増加し、柱から離れた方向に放射状のひび割れの数、長さ、幅が増加した。スラブ曲げひび割れは、Fp2 試験体では柱面近傍のみ、Fp1 試験体では柱面近傍とスパン方向に一本発生した。写真 3.2.2.2 に Fp1 の 1/20 時スラブ側面ひび割れ状況を示す。Fp1、Fp2 とともに、埋設 H 鋼下フランジから斜めに大きなひび割れが発生した。写真 3.2.2.4 に Fp3～5 のひび割れ状況を示す。Fp.3, 4 では危険断面は柱前後面から 45° 方向に伸びた後、スラブ幅方向に平行になっており、柱から遠くなるほどスラブの曲げが支配的になっていると考えられる。Fp.5 では、ほぼ柱幅に平行になった。写真中にはひずみ分布とひび割れ幅から推定した曲げモーメントが最大となる危険断面位置も示した。写真 3.2.2.5 に Fp6 の最終ひび割れ状況を示す。Fp6 は 1/500 サイクルで曲げひび割れが発生し、1/200 サイクルでねじりひび割れが発生した。さらに 1/100 サイクルで柱から放射状にひび割れが発生した。そして、1/33 サイクルではねじりひび割れ、曲げひび割れが顕著になった。Fp3 試験体との顕著な違いは見られなかった。写真 3.2.2.6 に Fp7 の最終ひび割れ状況を示す。Fp7 は 1/500 サイクル時に曲げクラックが発生し、1/100 サイクル時にねじりクラックが発生した。接合部以外が同様パラメータである Fp3 と最終時のひび割れ状況を比較すると、T 型部分架構である Fp7 は、ねじりによるひび割れは、曲げにより引張り側になる方向に多く生じ、反対側ではひび割れが少ない。これは下面でも同様な傾向にある。Fp7 の柱のコーナーから 45° 方向に伸びるクラックが加力直行方向に平行になる位置は、Fp3 に比べ柱側に近く、ねじりスラブの幅は小さいと考えられる。

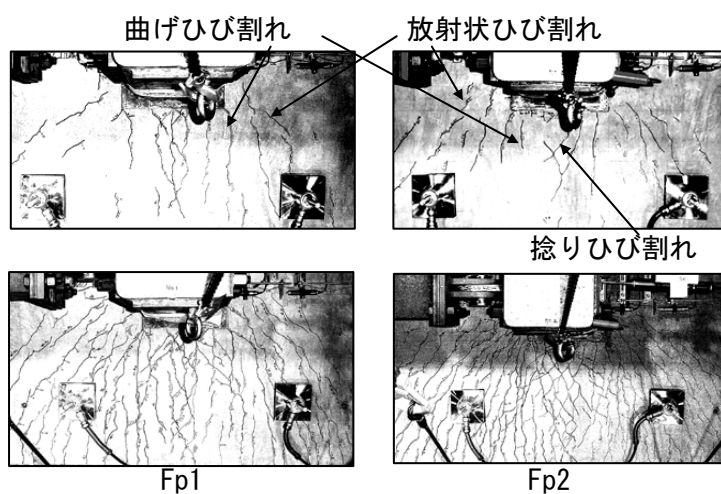


写真 3.2.2.1 ひび割れ状況

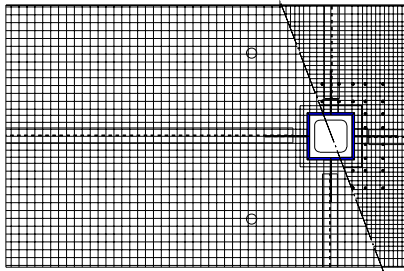


写真 3. 2. 2. 2 スラブ側面  
ひび割れ状況



写真 3. 2. 2. 3 Fp4 柱前後面近傍ひび割れ状況

加力方向  
→



約 700mm

Fp3

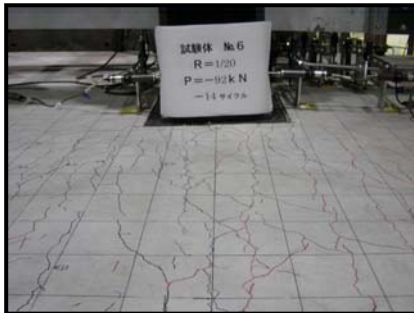
約 700mm

Fp4

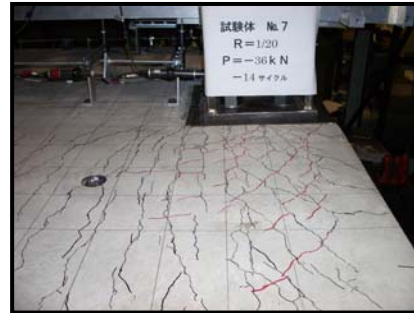
約 500mm

Fp5

写真 3. 2. 2. 4 最終ひび割れ状況 (1/20)



Fp6



Fp7

写真 3. 2. 2. 5 最終ひび割れ状況 (R=1/20)

### 3.2.3 実験結果

図 3.2.3.1 に鉛直荷重を同時に与えたFp. 1, 2 および接合面箇所をパラメータとしたFp. 3 ~5 の水平力-変形関係を示す。Fp. 1, 2, 3 ではスラブ筋がスラブ幅全断面で降伏し、スラブの曲げ耐力で最大耐力が決まり、パンチングシア破壊には至らなかった。Fp. 4 では柱前後から放射状に斜め45度の圧壊に伴うせん断ひび割れが発生した(写真3.2.2.3)。Fp. 5 では柱側面スラブのねじり降伏により最大耐力を示した。図中にはRC規準 11 条<sup>3)</sup> による、パンチングシア耐力(実強度)の計算式から逆算した水平耐力も示した。計算値は、接合部に作用する鉛直荷重(Fp. 1, 2のみ)を作用せん断力とし、コンクリート断面と接合プレートによる耐力を考慮した。耐力の計算値と実験値を比較すると鉛直荷重と水平力が同時に作用するFp. 1, 2 では約 1.11 倍の安全率となり、Fp. 4, 5 についても安全側の評価になっている。Fp. 5 ではねじりの耐力を良い精度で推定している。図 3.2.3.2 にFp3, 6 の水平力-変形関係を示す。Fp3 に比べ 2 割程度耐力が高くなっている。図 3.2.3.4(a) にスラブ長さ方向の図 3.2.3.3 に示したB, C, D, E列における、各サイクルの最大変形時の歪分布を示す。C, D列ではねじりスラブ中の歪量が大きく、ここで降伏している。これにより、本試験体ではねじり降伏により耐力が決まったことがわかる。図 3.2.3.4(b) に柱幅内のスラブ直行方向の鉄筋の歪分布を示す。歪の値は小さく、柱幅内のスラブ直行方向鉄筋は、ねじり耐力にフルには寄与していないことがわかる。

図 3.2.3.5 に Fp3, 7 の水平力-変形関係を示す。耐力、剛性ともに Fp3 に比べ 1/2 弱になっている。Fp3 は曲げスラブの降伏で耐力が決まっており、Fp7 は、曲げスラブが片側のみの半分であることを考えるとおおむね良い対応をしているものと思われる。

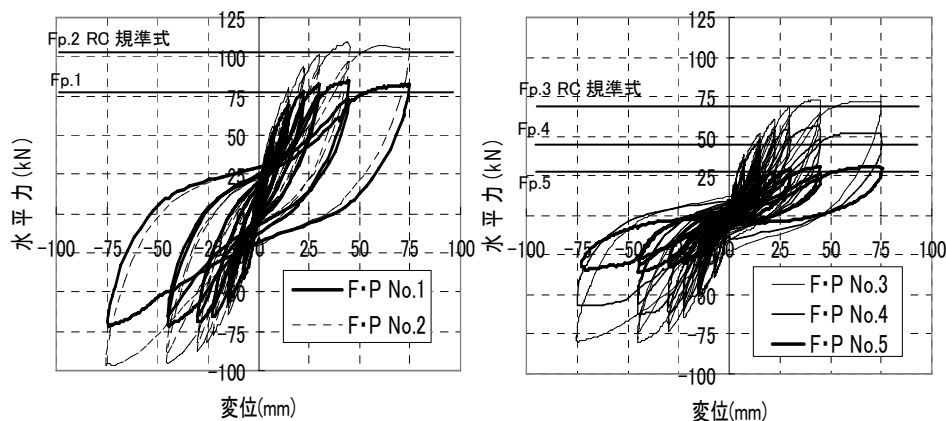


図 3.2.3.1 水平力-変形関係

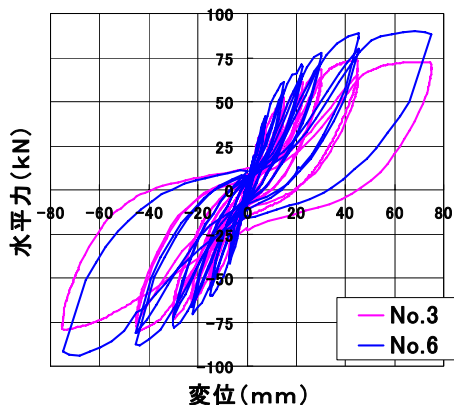


図 3. 2. 3. 2 水平力-変形関係

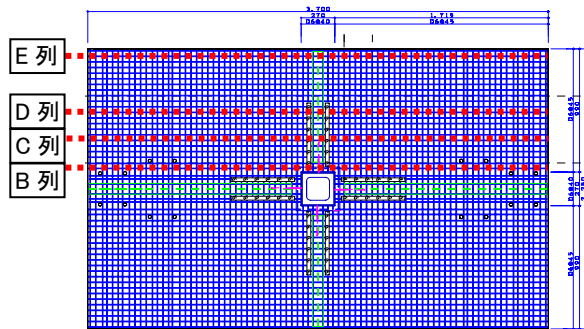
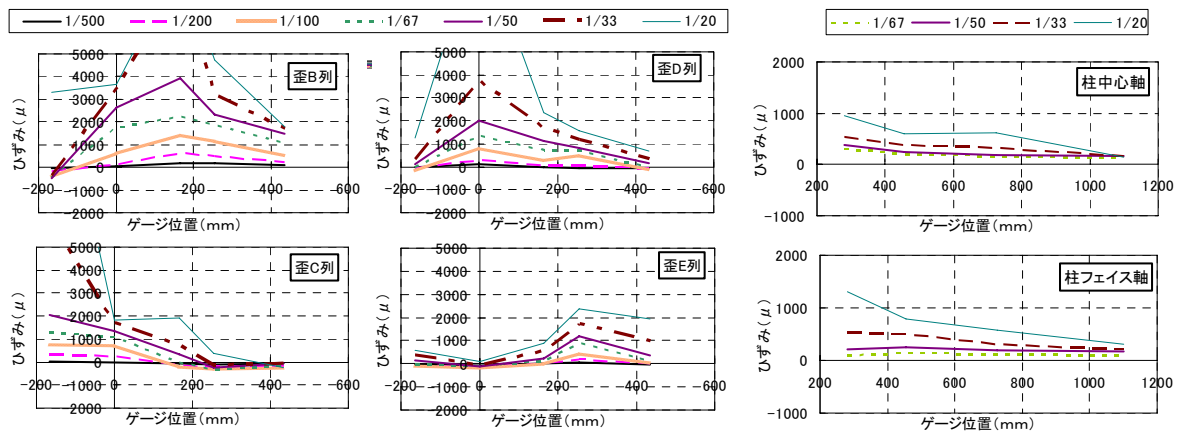


図 3. 2. 3. 3 スラブ筋歪位置



(a) 加力方向曲げ補強筋

(b) 加力直交方向鉄筋

図 3. 2. 3. 4 Fp6 歪分布

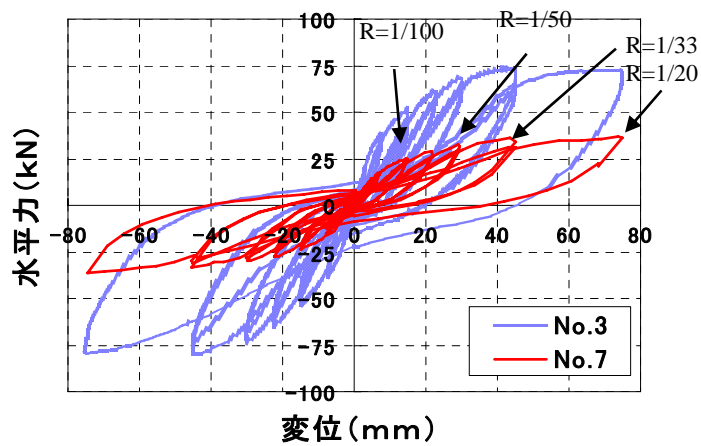


図 3. 2. 3. 5 水平力-変形関係

### 3.3 ねじり要素実験 (Ts シリーズ実験)

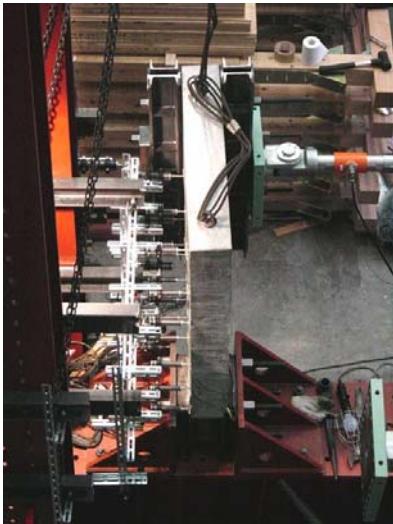
#### 3.3.1 試験体計画

Ts シリーズ実験では、2つの加力方法により試験を行った。加力方法概要を図 3.3.1.1 に示す。Ts1～18 までは加力方法Ⅰ（以下、TsⅠ シリーズとする）、Ts19～22（以下、TsⅡ シリーズとする）は加力方法Ⅱを使用し試験体にねじり加力を行った TsⅠ シリーズでは CFT 柱部分を固定とし柱から遠いスラブ端部にアクチュエータによってねじりモーメントを与えた。TsⅡ シリーズでは、CFT 柱を固定として十字型試験体では 2 台のアクチュエータ (Act1, Act2) を使用して、スラブ両端部を正負逆に加力することで試験体にねじりを発生させた。T 字型試験体では、Act1 のみを使用して一端を加力し、他端は自由端として行った。試験体数は合計で 22 体、そのうち TsⅠ シリーズでは 18 体、TsⅡ シリーズでは 4 体を実験した。TsⅠ シリーズ試験体は、ねじりモーメントが作用する十字型接合部を取り出したものとし、スラブ部分を柱幅の約 2.2 倍とし、600×600×135mm が基本型の試験体となっている。Ts1～Ts12 における試験体パラメータは、コンクリート強度、スタッドの有無、軸方向・曲げ方向鉄筋の有無、埋設 H 形鋼の有無、初期ひび割れの有無、柱幅とした。Ts13～18 では、十字型接合部だけではなく、T 字型接合部についても製作し、Ts13～15 は T 型接合部、Ts16～18 は十字型接合部とした。TsⅡ シリーズでは、T 字型、十字型接合部を取り出したものを 2 体ずつとし、Ts19, 21 は T 字型接合部、Ts20, 22 は十字型接合部とし、各々の接合面数をパラメータとしている。試験体概要は図 3.3.1.2、試験体パラメータは表 3.3.1.1、使用材料の機械的性質は表 3.3.1.2 に示す。ねじり、軸補強筋ともに @45mm とした。本接合ディテールは、CFT 柱のダイアフラムに溶接接合された接合プレートとつなぎ梁の役割を果たす埋設 H 型鋼がボルト接合している。

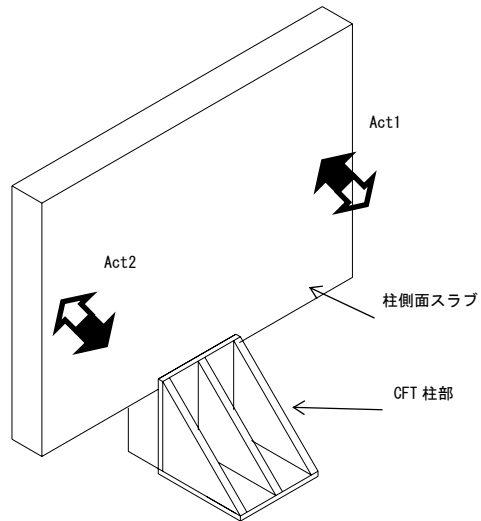




Ts I シリーズ実験  
(Ts17、前後面スラブ有り)



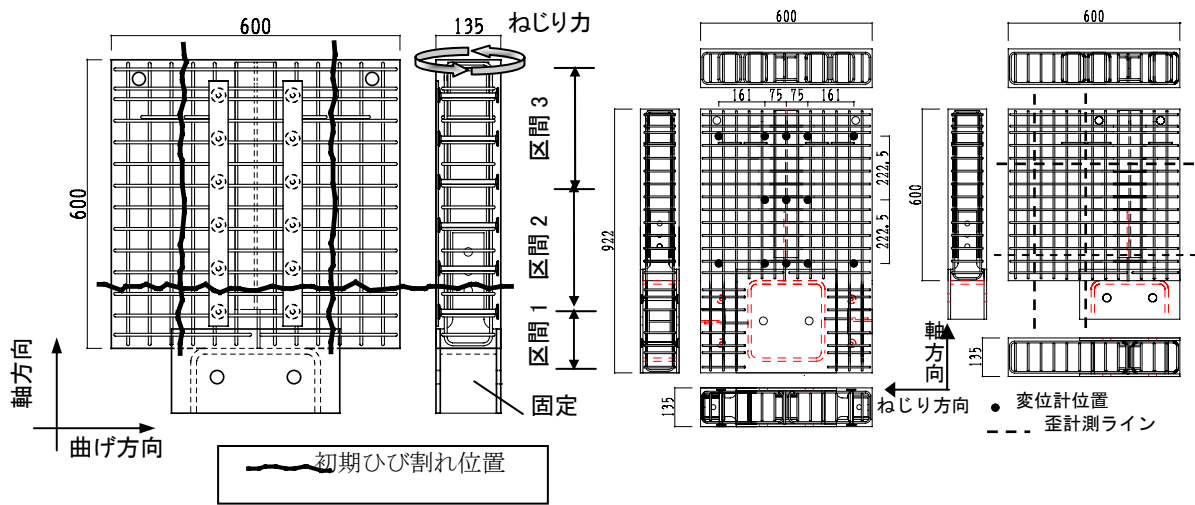
(Ts19、前後面スラブなし)



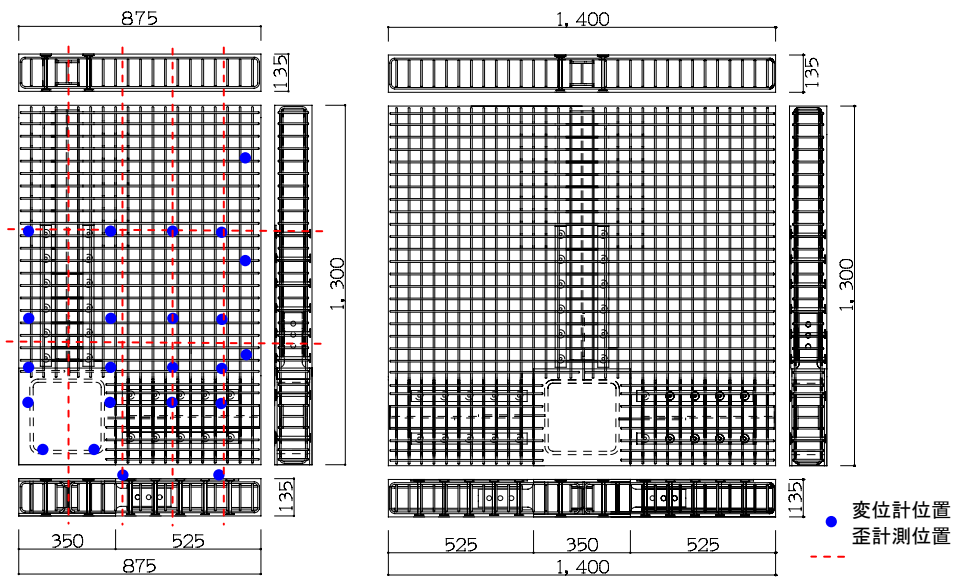
(Ts20、前後面スラブなし)

Ts II シリーズ実験

図 3.3.1.1 加力方法概要



Ts I シリーズ実験



Ts II シリーズ実験

図 3.3.2.2 試験体概要 (Ts シリーズ実験)

表 3.3.1.1 試験体パラメータ(Ts シリーズ)

試験体名	コンクリート	接合部形状		補強鉄筋		stud rail	埋設H型钢	初期ひび	CFT幅(mm)	試験体寸法	
		接合面数	軸方向	曲げ方向	軸方向						曲げ方向
Ts1	Fc24	十字型	1面	-	-	-	-	-	270	600*600*135	
Ts2	Fc36			-	-	-	-	-			
Ts3	Fc60			-	-	-	-	-			
Ts4	Fc36			-	-	$\phi 9@90$	-	-			
Ts5				D6@45	-	-	-	-			
Ts6				-	D6@45	-	-	85*85*6*6			-
Ts7				-			-	-			-
Ts8				-			-	-			-
Ts9				D6@45	D6@45	-	$\phi 9@90$	85*85*6*6			軸方向
Ts10				-							接合部集中
Ts11				-	-	-	-	-			-
Ts12				-	-	-	-	-			150
Ts13		Fc36	T字型	2面	-	-	-	-	600*475*135		
Ts14	-				-	-	-	600*600*135			
Ts15	十字型		D6@45		D6@45	D10@90	85*85*6*6	-	922*600*135		
Ts16	1面		-		-	-	-	-	600*600*135		
Ts17	十字型		D6@45		D6@45	D10@90	85*85*6*6	-	922*600*135		
Ts18	2面		-		-	-	-	-	922*600*135		
Ts19	T字型		-		-	-	-	-	875*990*135		
Ts20	十字型		-		-	-	-	-	1400*990*135		
Ts21	T字型		-		-	D10@90	-	-	875*1300*135		
Ts22	十字型		-		-	D10@90	-	-	1400*1300*135		

表 3.3.1.2 使用材料の機械的性質(Fp シリーズ)

コンクリート		圧縮強度	引張強度	ヤング係数	鋼材		降伏強度	引張強度
		N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>			N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>
Ts1	Fc24	40.2	2.9	$2.28 \times 10^4$	D6	SD295	374	523
Ts2、4~12	Fc36	47.1	3.8	$2.26 \times 10^4$	stud $\phi 9$	SR295	467	808
					UD6	UD785	952	1030
Ts3	Fc60	57.2	3.9	$3.20 \times 10^4$	PL-6	SS400	460	600
					PL-9		367	560
					PL-12		362	554
Ts13~18	Fc36	42.4	2.89	$2.61 \times 10^4$	D6	SD295	376	566
					stud D10		366	507
					PL-6	SS400	344	464
Ts19~22	Fc36	50.5	2.76	$2.79 \times 10^4$	D6	SD295	425	606
					stud D10		369	503
					PL-6	SS400?	247	345

### 3.3.3 ひび割れ状況

図 3.3.3.1 に、Ts I シリーズでの Ts1～Ts12 試験体の代表的なひび割れ状況を示す。初期ひびは 7.2kNm 前後で、ダイアフラム中央付近から斜めに入った。その角度は、無筋の試験体ではほぼ 45 度、スラブ筋が一方向に配筋されているものは鉄筋に沿って入る傾向にあった。スラブ筋が二方向に配筋されているものは、初期ひび割れ後に、初期ひび割れに平行に同様のひび割れが増加していった。図 3.3.3.2 に Ts13～18 試験体の代表的なひび割れ状況を示す。初期ひび割れはねじりモーメント 10kN・m 前後でダイアフラムのほぼ中央から斜め 45 方向に入った。T 型試験体では、柱周辺での激しい損傷が見られ、柱幅に沿って軸方向にひび割れが集中していた。Ts II シリーズでの Ts19～22 試験体の代表的なひび割れ状況を示す。T 型接合部を想定した Ts19、21 での初期ひび割れは、ねじりモーメント 5kNm 前後でダイアフラムのほぼ中央から 45° 方向に入った。その後はダイアフラム幅外にひび割れは伸展しなかった。接合面を 2 面持つ Ts21 の前後スラブには、面外曲げの影響と思われる曲げクラックが入った。十型接合部を想定した Ts20,22 での初期ひび割れは、ねじりモーメント 26kNm 前後でダイアフラムのほぼ中央から 45° 方向に入った。その後はダイアフラム幅外までひび割れは伸展し、接合面を 3 面持つ Ts22 では加力点間隔に近い 1200mm 近くの幅までひび割れは伸展している。

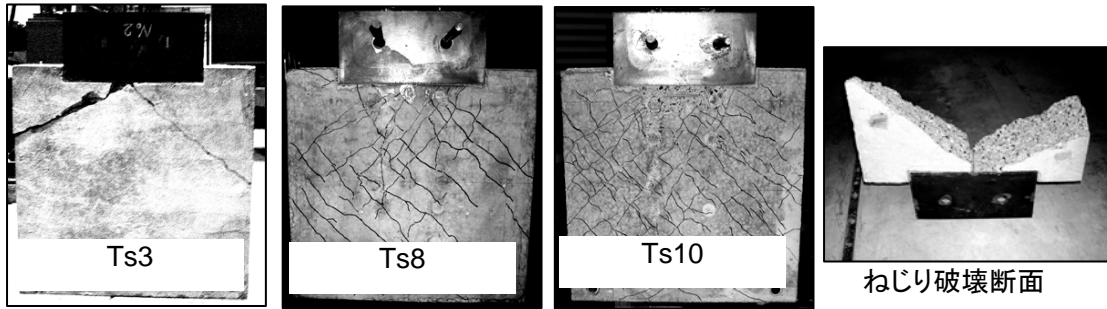


図 3.3.3.1 ひび割れ状況 (Ts I シリーズ)

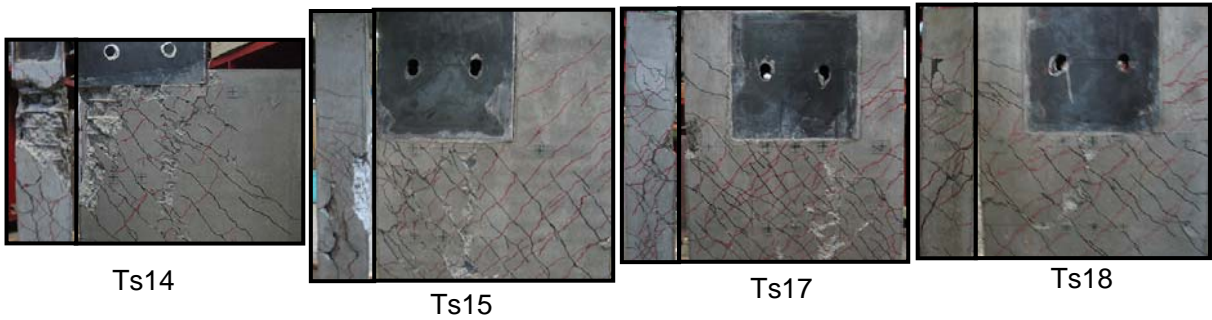


図 3.3.3.2 ひび割れ状況 (Ts I シリーズ)



図 3.3.3.3 ひび割れ状況 (Ts II シリーズ)

### 3.3.4 実験結果

Ts.1～7、Ts.12は初期ねじりひび割れ直後に最大耐力を示した。補強の無いTs.1～3とスタッドレールだけが配筋されたTs.4およびTs.12は、ねじりひび割れ後に急激な耐力低下をおこした。曲げ補強筋、H鋼、軸方向鉄筋が入っているTs.5,6,7は、ひび割れ後も最大耐力を保持しながら変形が増大した。Ts.8～Ts.11試験体は、ねじりひび割れ後に剛性は低下したが、H鋼、曲げ補強筋、軸方向補強筋、スタッドレールのねじりに対する補強効果により、耐力が増加した。

図3.3.4.1(a)に各試験体の最大耐力と繰り返し時の耐力を、図3.4.3.1(b)に弾性論、塑性論、斜め曲げ式<sup>14)</sup>、土木学会コンクリート示方書式<sup>15)</sup>による有効幅－耐力関係の計算値を示す。コンクリート示方書式による計算値は、両方向のスラブ筋のひずみから、有効となる鉄筋断面積として、軸方向鉄筋を曲げ方向鉄筋の半分として計算した。図3.4.3.1(b)から、初期ひび割れ耐力は、有効幅を柱幅とした塑性論式に近い値となり、弾性論式でもおおむね近い値となった。両方向にスラブ筋のある試験体(Ts8-11)の最大耐力は、有効幅をスラブ全幅として、コンクリート示方書式で計算した値に近い。図3.3.4.2にTs13～18の最大耐力の実験値と計算値を示す。計算値は有効幅をスラブ全幅として土木学会コンクリート示方書式<sup>15)</sup>を用いた。柱側面でのみプレート接合したTs13, 14, 16はおおむね一致し、T型接合部においても既往の算定式でねじり耐力が評価できる。側面、前後面でプレート接合したTs15, 17は耐力が計算値より大きい値になった。各試験体のねじり降伏近傍での補強筋の歪分布を図3.3.4.3に示す。柱前後面も接合したTs15, 17の曲げ補強筋はTs13, 14, 16と同様の歪であったが、軸方向鉄筋の歪は高くなっている。柱側面のプレート接合を切ったTs18はねじり補強筋の歪の値が小さく、耐力に寄与していない。以上より、柱側面のねじり力は、ねじり補強筋と柱幅内の軸補強筋で、柱前後面のせん断力によるねじり力は柱幅外の軸補強筋で抵抗していると考えられる。Ts15, 17について、算定式の $\Sigma A_f$ を軸方向補強筋の断面積の総和として計算すると図3.3.4.2に示すように、最大耐力の値は実験値とほぼ同じ値になり、柱側面のねじりと柱前後面のせん断力とでねじりスラブのねじり耐力が柱のモーメントとして伝達されていると言える。

図3.3.4.4にTsⅡシリーズ試験体のねじりモーメント－変形関係を示す。十字接合部試験体、T型接合部試験体のどちらにおいても、接合面を多く持つ試験体が耐力が高い傾向にあることが分かる。図3.3.4.5にTsⅡシリーズ試験体の有効幅－最大耐力関係を示す。青曲線(I)、赤曲線(Ⅱ)ともに、コンクリート示方書式によるねじり最大耐力であり、(I)は有効幅内の軸補強筋の断面積の総和の1/2としたもの、(Ⅱ)は有効幅内に軸補強筋の断面積の総和として求めた計算値である。これによって、実験値と対応する有効幅をみると、写真1でのねじりひび割れの伸展幅と良く対応していることが分かる。

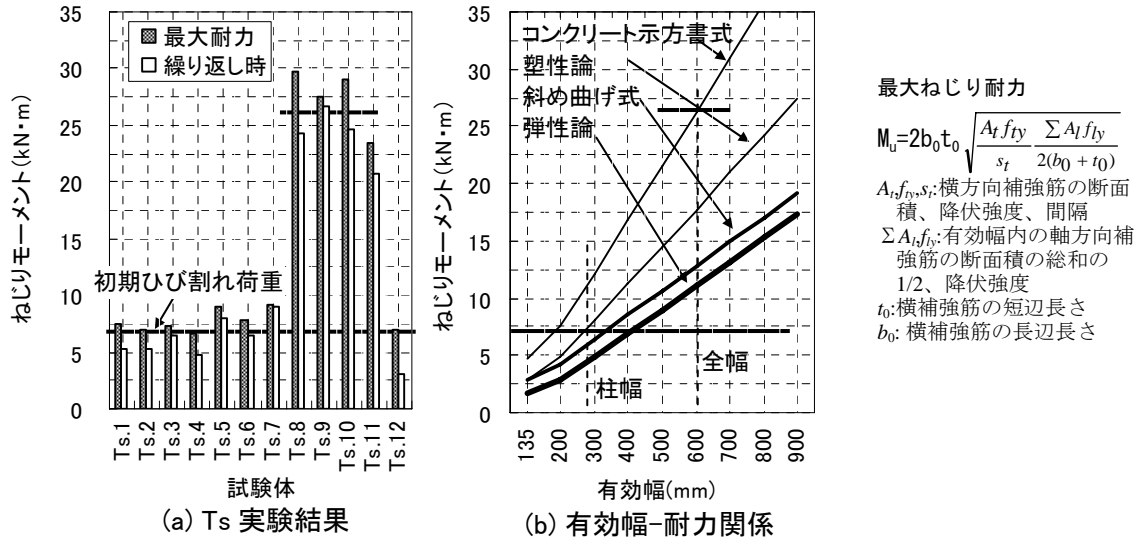


図 3.3.4.1 ねじり試験結果と有効幅-耐力関係

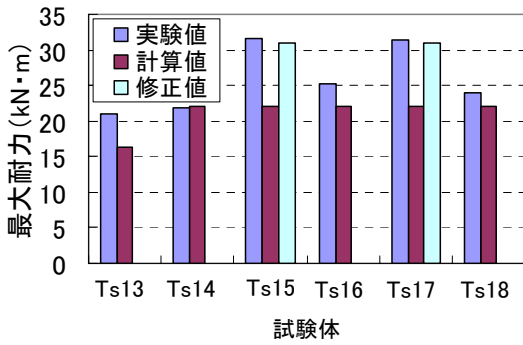


図 3.3.4.2 ねじり試験結果

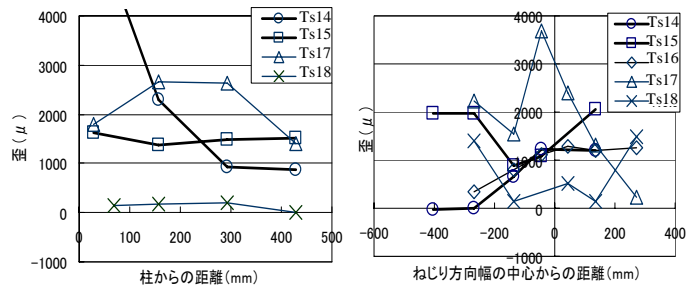


図 3.3.4.3 補強筋の歪

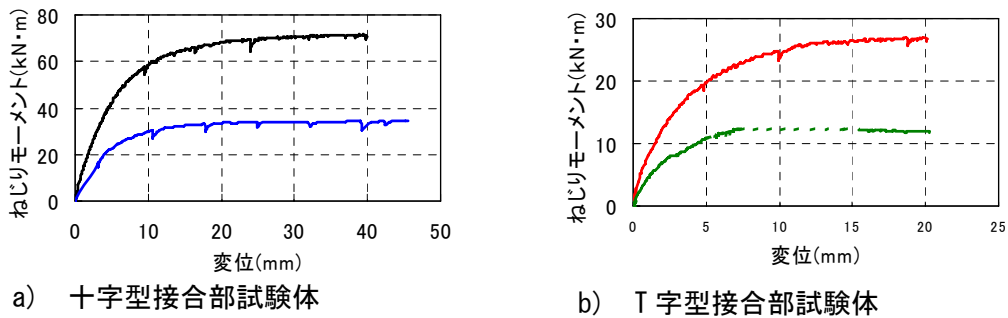


図 3.3.4.4 ねじりモーメント-変形関係

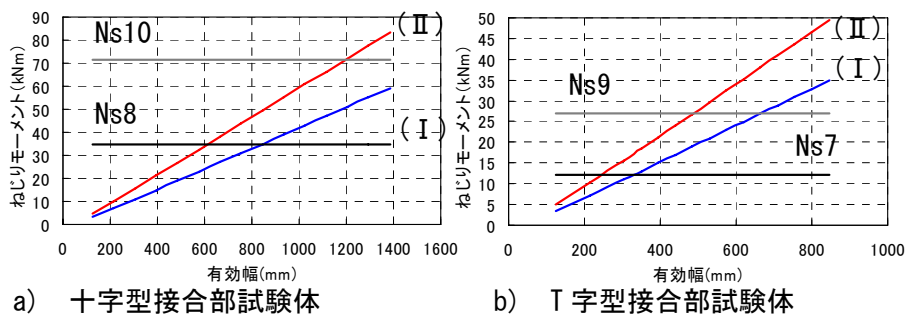


図 3.3.4.5 有効幅-最大耐力関係

図 3.3.4.6 にTs1～12 の剛性の実験結果と弾性論による計算値を示す。実験結果の単位回転角剛性は図 10 に示す区間 2 と 3 の平均値を取った。計算値の初期剛性は柱幅をねじりの有効幅とし、ひび割れ後の剛性は有効幅をスラブ全幅として、次式で示すHsuによる剛性低下率 $\alpha$ を適用して算定した<sup>14)</sup>。

$$\alpha = 0.021 (p_v + p_l) \quad (2)$$

ここで、 $p_v$ は軸方向鉄筋比、 $p_l$ は横方向鉄筋比を示す。

それぞれの計算値は、実験値とおおむね一致している。

表 3.3.4.1 にねじり剛性を示す。T型試験体ではクラック後の剛性低下が大きい。また、柱側面のプレート接合を切った Ts18 の剛性低下が著しい。

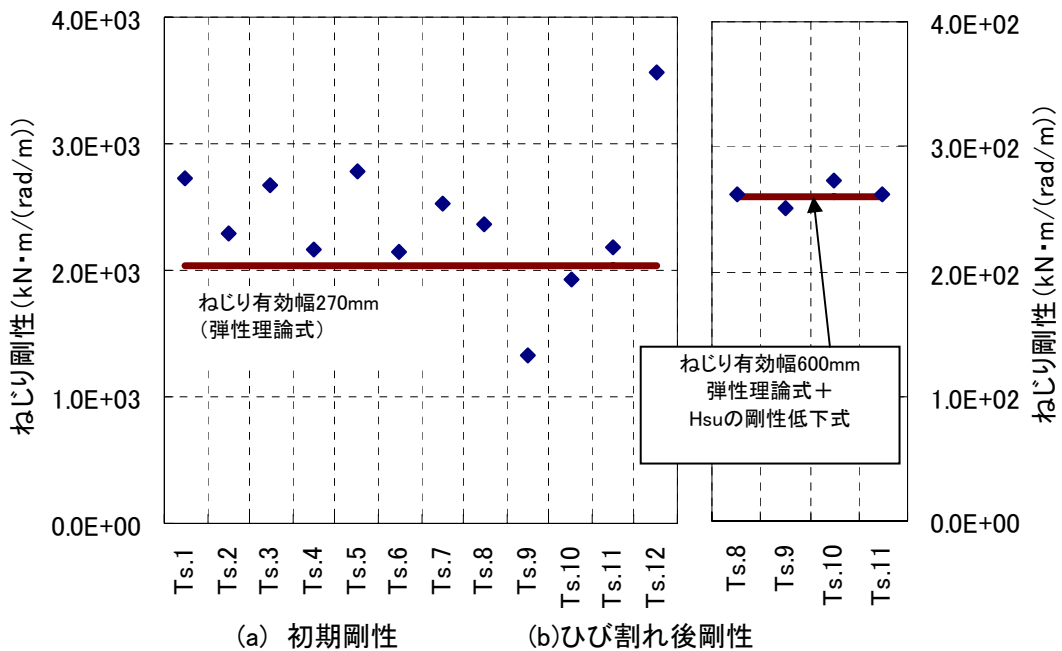


図 3.3.4.6 Ts シリーズの剛性の実験結果と計算値の比較

表 3.3.3.1 ねじり剛性

kN·m/(rad/m)	Ts13	Ts14	Ts15	Ts16	Ts17	Ts18
初期剛性	2.03E+03	1.90E+03	2.88E+03	1.93E+03	1.90E+03	5.06E+03
クラック後剛性	1.70E+02	2.34E+02	2.82E+02	2.63E+02	3.00E+02	2.41E+02
剛性低下率	0.102	0.123	0.098	0.136	0.158	0.048



### 3.4 押し抜き要素実験 (Ps シリーズ実験)

#### 3.4.1 試験体計画

Ps シリーズ実験では、2つの加力方法により試験を行った。加力方法概要を図 3.4.1.1 に示す。Ps1～13 までは加力方法 I (以下、Ps I シリーズとする)、Ps14～27 (以下、Ps II シリーズとする) は加力方法 II を使用し試験体柱部を押し抜き加力した。Ps I シリーズと Ps II シリーズの違いは、反力のとり方の違いであり、Ps I シリーズでは反力を試験体の 4 辺とし、Ps II シリーズは反力を試験体 4 隅の 4 点としている。試験体数は合計で 27 体、そのうち Ps I シリーズでは 13 体、Ps II シリーズでは 21 体を製作した。Ps I シリーズ試験体では、全ての試験体でせん断スパン比  $M/Qd=1.3$  とし、試験体寸法は  $600 \times 600 \times 100\text{mm}$  とした。試験体パラメータは、コンクリート強度、スタッドの有無、接合プレートの効果、各水平変形レベルによる影響を比較できるように設定している。各水平変形レベルについては、Fp シリーズ実験での鉄筋の歪度を参考にし、大野式加力により、あらかじめ初期ひび割れを導入し、その後に押し抜き加力を行った。Ps II シリーズ試験体では、十字型接合部試験体を 14 体、T 型接合部試験体を 1 体、L 型接合部試験体を 6 体とし、せん断スパン比をパラメータとした  $M/Qd=1.3, 2.0, 3.4$  の 3 種類を製作し、それぞれ  $660 \times 660 \times 100$ 、 $820 \times 820 \times 100$ 、 $1100 \times 1100 \times 100\text{mm}$  とした。T 型、L 型試験体はすべて  $M/Qd=1.3$  とし、T 型  $660 \times 460 \times 100\text{mm}$ 、L 型  $460 \times 460 \times 100\text{mm}$  とした。 $M/Qd=1.3$  は短期荷重時、 $M/Qd=3.4$  は長期荷重時と短期荷重時を平均したものであり、 $M/Qd=2.0$  はそれらの中間値と考えた。さらに、接合部での鉄筋形状、接合プレートの大小、形状と有無、スタッドの大小と有無、H 型鋼の端部閉鎖の有無、スラブ鉄筋 (SD295、USD785)、CFT 柱と RC 柱の違いとした。試験体概要は図 3.4.1.2、試験体パラメータは表 3.4.1.1、使用材料の機械的性質は表 3.4.1.2 に示す。

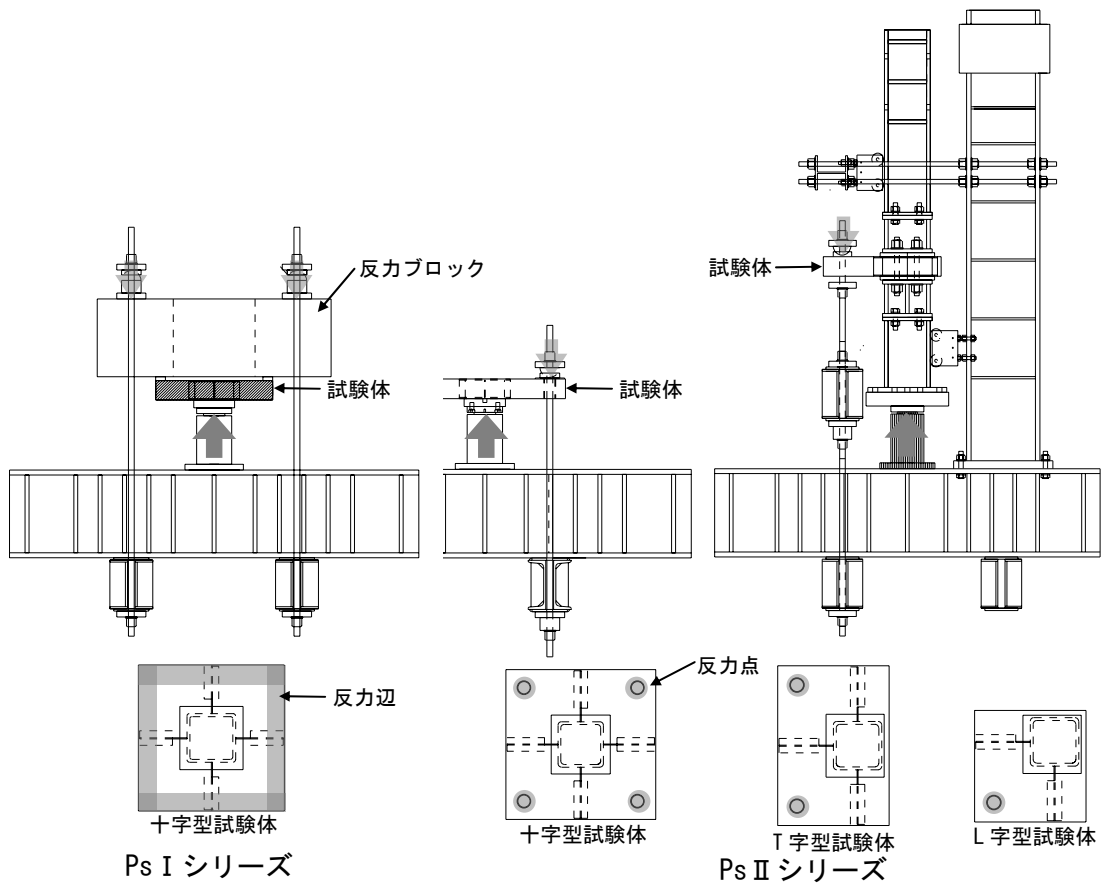


図 3.4.1.1 加力方法概要 (Ps シリーズ)

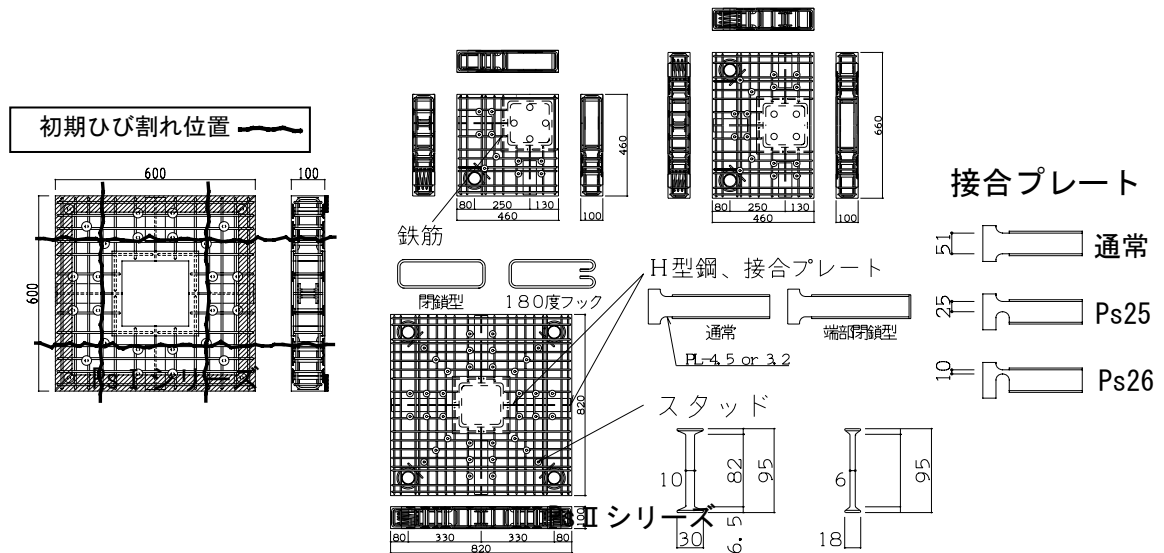


図 3.4.1.2 試験体概要 (Ps シリーズ)

表 3.4.1.1 試験体パラメータ(Ps シリーズ)

試験体名	コンクリート	M/Qd	接合部形状 接合面数	スラブ筋		stud	接合プレート 形状	埋設H型鋼	初期ひび (層間変形)	柱形状
				鉄筋形状	種類					
Ps1	Fc36	1.3	十字型	4面	閉鎖型	SD295	51*4	60*60*4*4	-	CFT
Ps2										
Ps3										
Ps4										
Ps5										
Ps6										
Ps7										
Ps8										
Ps9										
Ps10										
Ps11										
Ps12										
Ps13	Fc36	2.0	十字型	4面	閉鎖型	USD785	-	-	-	CFT
Ps14										
Ps15										
Ps16										
Ps17										
Ps18										
Ps19										
Ps20										
Ps21										
Ps22										
Ps23										
Ps24										
Ps25	Fc36	3.4	十字型	4面	閉鎖型	SD295	51*4	60*60*4*4	-	CFT
Ps26										
Ps27										
Ps28										
Ps29										
Ps30										
Ps31										
Ps32										
Ps33										
Ps34										
Ps35										
Ps36										
Ps37	Fc36	1.3	L型	2面	閉鎖型	USD785	-	-	-	RC
Ps38										
Ps39										
Ps40										
Ps41										
Ps42										
Ps43										
Ps44										
Ps45										
Ps46										
Ps47										
Ps48										
Ps49	Fc36	1.3	T型	3面	閉鎖型	SD295	51*4	60*60*4*4	-	CFT
Ps50										
Ps51										
Ps52										
Ps53										
Ps54										
Ps55										
Ps56										
Ps57										
Ps58										
Ps59										
Ps60										
Ps61										
Ps62										
Ps63										
Ps64										
Ps65										
Ps66										
Ps67										
Ps68										
Ps69										
Ps70										

表 3.4.2 使用材料の機械的性質(Ps シリーズ)

コンクリート		圧縮強度	引張強度	ヤング係数	鋼材		降伏強度	引張強度
		N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>			N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>
Ps3	Fc24	21.4	2.6	2.56 × 10 <sup>4</sup>	D6	SD295	463	567
Ps1,2,4,6~13	Fc36	45.1	3.5	2.70 × 10 <sup>4</sup>	UD6	UD785	952	1030
					stud φ9	SR295	467	808
Ps5	Fc60	57.2	3.9	3.20 × 10 <sup>4</sup>	PL-4	SS400	374	436
Ps14~20	Fc36	42.4	2.89	2.61 × 10 <sup>4</sup>	D6	SD295	376	566
Ps1L~6L, 1T					stud D10	SD295	366	507
					stud D6	SD295	336	535
					PL-4	SS400	320	460
	PL-3	307	438					
Ps21~27	Fc36	50.5	2.76	2.79 × 10 <sup>4</sup>	D6	SD295	425	606
					UD7.1	USD785	812	968
					stud φ6	SR295	554	754
					PL-4	SPHC270	251	357

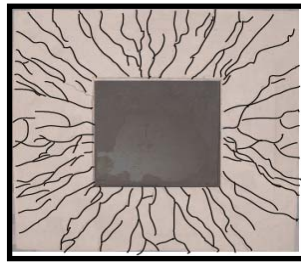
### 3.4.2 ひび割れ状況

写真 3.4.2.1 に Ps I シリーズでの代表的試験体のスラブ面のひび割れ状況を示す。埋め込み H 鋼のある Ps3,4,5,6,8,9,10,11 は、はじめに H 鋼上部にひび割れが入り、その後放射状のクラックが入った。これらのひびは曲げひび割れであり、荷重の増加にともない、放射状ひび割れの一部は曲げせん断ひび割れに進展した。また、H 鋼断面内ではフランジから斜めにせん断ひび割れが確認できた。埋め込み H 鋼の無い Ps1,2,7,13 では、ダイアフラム中心から斜め方向に広がるように曲げクラックが入り、その後放射状のひび割れが入った。Fp4,5 の押し抜き実験は、接合面から 45 度に沿った面と支持プレート位置が危険断面となり、せん断破壊に至った。Fp.3 は油圧ジャッキの容量を超えた為に加力を途中で終了した。Fp4,5 ではスタッドは降伏しているが、Ps 試験体では降伏に至っていない。

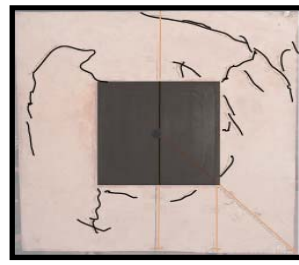
写真 3.4.2.2 に Ps II シリーズでの接合部が十字型、T 字型、L 字型形状での代表的試験体のスラブ面のひび割れ状況を示す。十字型試験体のスラブ上面では柱面から埋込み H 型鋼と平行方向にクラックが入った。スラブ下面では、変形が進むにつれて H 型鋼真下部分が圧壊した。L 型試験体のスラブ上面では、柱面から H 型鋼の上を斜め 45 度に切るようにクラックが入り、下面では表面と直交方向にクラックが確認できた。T 型試験体では十字型と L 型を足し合わせたひび割れ状況であった。Ps8 (Ps I シリーズ) と Ps14 (Ps II シリーズ) でのひび割れ状況の違いはスラブ上面に放射状のクラックが存在しないこと、スラブ下面では円状クラックが入らず圧壊していることである。

写真 3.4.2.3 に Ps21～Ps27 における代表的試験体のスラブ面ひび割れ状況を示す。スラブ筋に普通鉄筋を用いた Ps21 では柱部から四方に接合されている埋込み H 型鋼と平行方向にクラックが入り、スラブ下面では、変形が進むにつれて H 型鋼真下部分が圧壊した。高強度鉄筋を用いた Ps22 では、柱部を中心とした放射状クラックが入り、接合プレートの繋がっていない Ps24 では Ps22 と同様のひび割れ状況であるが、H 型鋼に平行なクラックの数が少なかった。また、RC 柱である Ps27 では柱部を中心として円状にクラックが入り、その後荷重が低下した。その他の試験体のひび割れ状況は Ps22 と同様であった。

写真 3.4.2.4 に試験後に切断して観察したスラブ内部のひび割れ状況を示す。切断面は接合部周辺である A-A' 断面、反力付近周辺である B-B' 断面とし、図 1 に示した赤点線位置で切断した。A-A' 断面において、Ps8, Ps26, 27 ではせん断クラックが顕著であるのに対して、Ps24, 25 では顕著に現れていない。Ps25 の B-B' 断面ではせん断クラックが顕著である。



Ps8 (表)



Ps8 (裏)

写真 3.4.2.1 (Ps I シリーズ)



Ps14 (表)



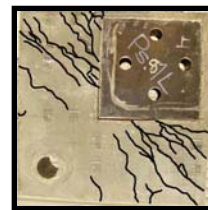
Ps14 (裏)



Ps1T (表)



Ps1T (裏)



Ps1L (表)

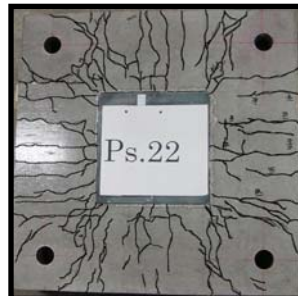


Ps1L (裏)

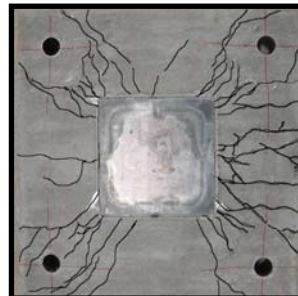
写真 3.4.2.2 (Ps II シリーズ)



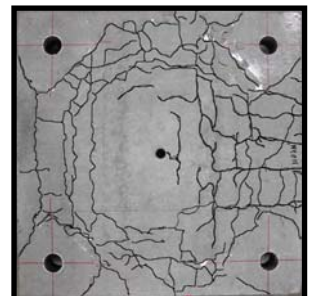
Ps21 (表)



Ps22 (表)



Ps24 (表)



Ps27 (表)

写真 3.4.2.3 (Ps II シリーズ)



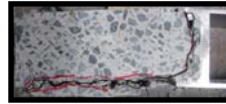
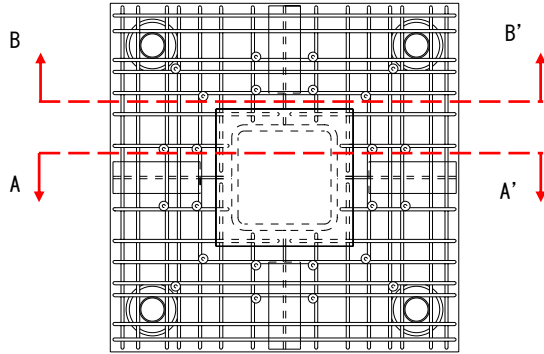
Ps8 (A-A' )  
(Ps I シリーズ)



Ps14 (A-A' )



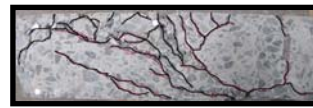
Ps14 (B-B' )



Ps24 (A-A' )



Ps25 (A-A' )



Ps25 (B-B' )



Ps26 (A-A' )



Ps27 (A-A' )

(Ps II シリーズ)

写真 3.4.2.4

### 3.4.3 実験結果

Ps I シリーズ実験で得られた最大耐力の一覧を図 3.4.3.1、Ps II シリーズ実験で得られた最大耐力の一覧を図 3.4.3.2 と図 3.4.3.3 に示す。最大耐力は、接合プレート、スタッドおよびコンクリートの負担せん断力の和として示され、スタッド、接合プレートの負担せん断力は、それぞれのひずみ履歴から推定した<sup>2)</sup>。コンクリートの負担せん断力は、押し抜き耐力から接合プレートとスタッドの負担せん断力を差し引いて求めた。ACI 421.1 R-99<sup>13)</sup> によると、コンクリート断面だけを有効とした場合は、 $\alpha=0.33$ 、せん断補強も有効とした場合は、 $\alpha=0.165$  となる。Ps I シリーズ実験においては、コンクリート負担せん断力を、柱面から  $1/2d$  離れた想定破壊面の面積で除した負担せん断応力度と、コンクリート圧縮強度の平方根の比を負担せん断応力度係数、 $\alpha$  と定義し、同図中に示した。無筋の Ps.1 以外は、 $\alpha$  が 0.165 以上になった。コンクリートの負担せん断力は、せん断補強を有効と考えた ACI 式で安全側に評価できるといえる。

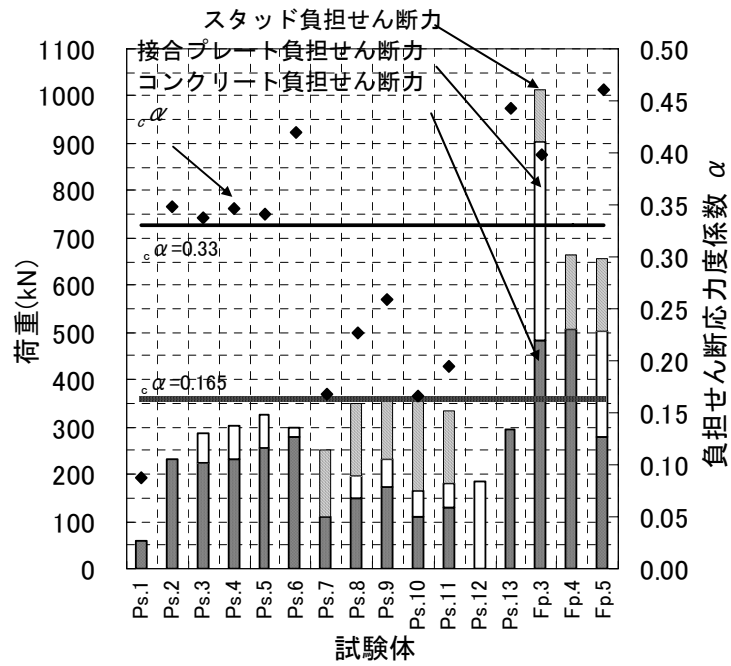
Ps I シリーズ試験体では鉄筋の曲げ降伏により最大耐力が決まったために、最大耐力にはパラメータの違いによる大きな差は見られない。Fp 試験体ではスタッドが降伏しているが、Ps I シリーズ試験体ではスタッドは降伏していない。Ps I シリーズ試験体の接合プレートに貼付した 3 軸ゲージより求めた主応力度は、終局時には主引張応力度の方向がほぼ材軸方向になっており、負担せん断力は小さい値となっている。せん断降伏強度を実降伏強度の  $1/\sqrt{3}$  とすると、その 50%程度が平均せん断応力度となっている。この傾向は Fp 試験体の水平加力、押し抜き加力時にもみられた。

Ps II シリーズの Ps14~20、Ps1T、Ps1L~6L 試験体では  $M/Qd$ 、接合プレートの大小、試験体形状の違いで耐力に差が見られ、その他の試験体では耐力に大きな差は見られない。図 3.4.3.5 に図 3.4.3.4 に示した B,B' 位置での同じ耐力時の鉄筋歪度分布を示す。スラブ曲げ補強筋は降伏しており、 $M/Qd$  が大きいと歪が大きくなっていることから曲げ破壊で最大耐力が決まったと考えられる。図 3.4.3.6 に図 3.4.3.4 に示した X~Z、Z' 位置でのスタッドの歪度分布を示す。L、T 型では、外側 Z' 点に配列されるスタッドが効いていることが確認できる。パラメータが同じで、加力方法が異なる Ps8 と Ps14 試験体では、最大耐力や崩壊機構が大きく異なっている。図 3.4.3.5 に Ps14、Ps1T、Ps1L 試験体における鋼材とコンクリートの負担せん断力を示す。最大耐力は Ps14 233.9kN、Ps1T 119.4kN、Ps1L 62.9kN となり試験体形状と最大耐力に関係があることが確認できる。最終ひび割れ状況から試験体を図 3.4.3.4 中のように反力ブロック、H 型鋼ブロックと分割した場合、それらの断面数と耐力が対応している。

Ps II シリーズの Ps21~27 試験体では、スラブ補強筋が普通鉄筋である Ps21 と高強度鉄筋である Ps22 では最大耐力に大きな差が見られた。接合プレート形状を変更させた

Ps22,25,26 においては最大耐力の差は小さいが、接合プレート負担せん断力に大きな差が見られる。RC 柱である Ps27 と比較できる Ps24 (CFT 柱) はコンクリート負担せん断力が同程度の値となり、接合プレート有無による Ps23,24 でも最大耐力は同程度の値となっている。図 3.4.3.7 に図 3.4.3.4 に示した A,B,B',C,D 位置での最大耐力時における鉄筋歪度分布を示す。Ps21 は B,B' 位置で鉄筋が降伏しており、仮定した降伏位置で曲げ破壊し最大耐力が決まっている。高強度鉄筋を使用している試験体では仮定降伏位置での鉄筋は降伏歪に達していない。図 3.4.3.8 に図 3.4.3.4 に示した X~Y 位置でのスタッドの歪度分布を示す。Ps21,22 は、ほぼ同程度の歪であり降伏歪までは達していないが、Ps26 での Y 位置でのスタッド筋は降伏歪に達している。表 3 に実験値と計算値を示す。曲げ耐力は図 3.4.3.4 に示した仮定降伏位置でのスラブ筋曲げ耐力であり、Ps21 においてはほぼ同値である。ACI 規準式<sup>3)</sup> は、接合部周辺におけるスタッド、接合プレート、コンクリートのせん断力の総和であり、Ps24,27 では安全側の値となるが、その他の試験体では相違がある。これより、本接合ディテールでは 3 つの崩壊機構を推定できる。崩壊機構 I は仮定降伏位置でのスラブ補強筋降伏による曲げ破壊、崩壊機構 II は反力ブロック付近での局部破壊、崩壊機構 III は仮想破壊断面内でのせん断破壊である。コンクリート標準示方書<sup>4)</sup> によるとスラブ押抜きせん断終局耐力は、仮想破壊面面積×公称せん断強度、その他に形状寸法、強度特性、補強筋、寸法効果等の影響因子を考慮することで表すことができるとされている。これらを踏まえ、また崩壊機構 II、III を考慮した計算値を表 3.4.3.1 中の A 式としている。せん断先行型試験体において比較的良い値を示している。





※Fp.4の接合プレートのひずみは計測できなかった

図 3.4.3.1 Ps I シリーズ実験結果

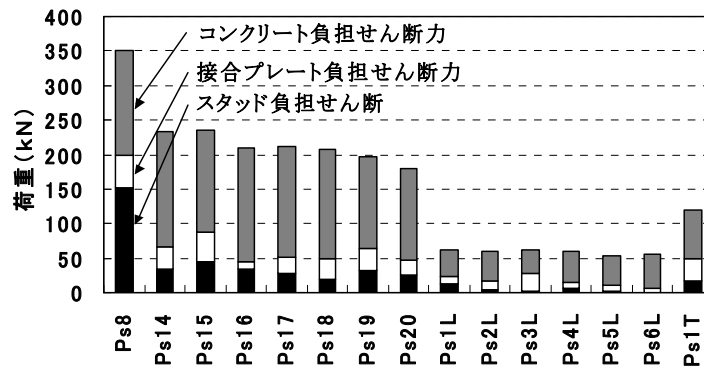


図 3.4.3.2 Ps II シリーズ実験結果

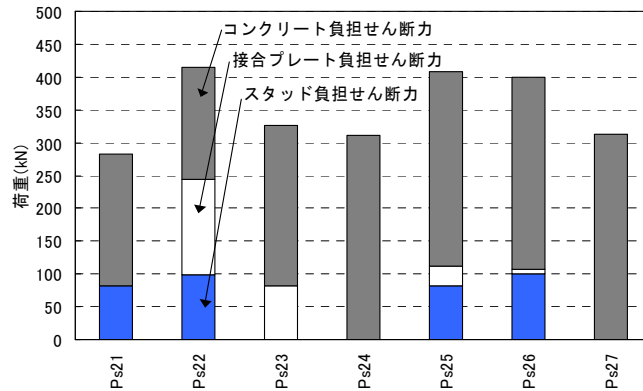


図 3.4.3.3 Ps II シリーズ実験結果

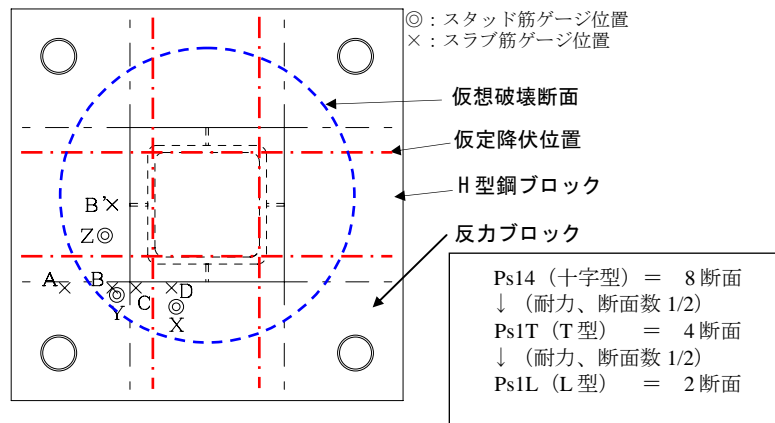


図 3.4.3.4 試験体分割例とゲージ位置

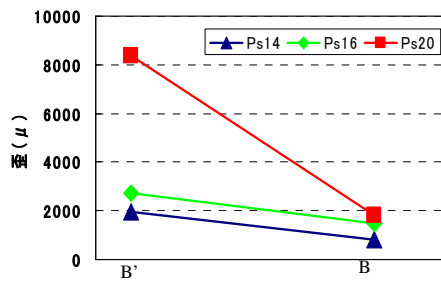


図 3.4.3.5 スラブ筋歪度分布

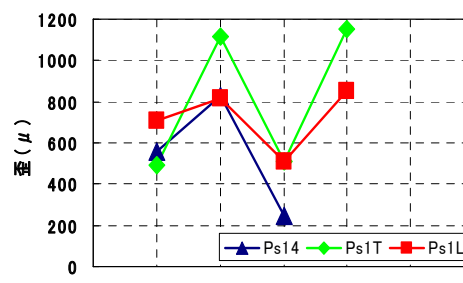


図 3.4.3.6 スタッド筋歪度分布

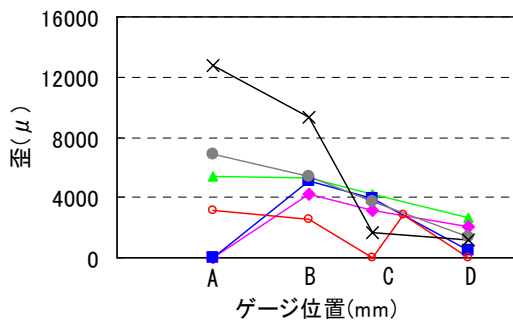


図 3.4.3.7 スラブ筋歪度分布

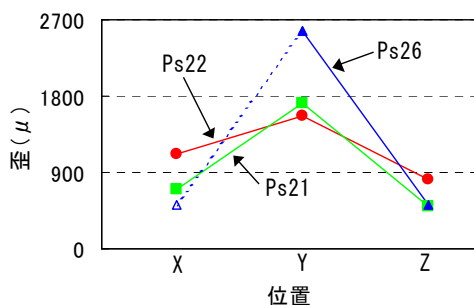
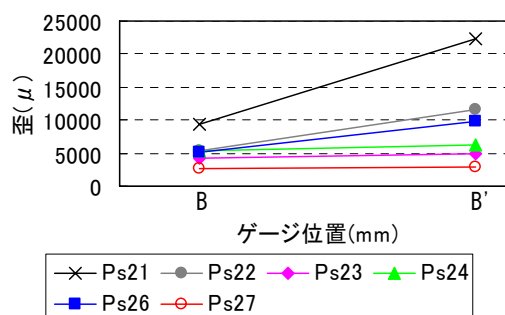


図 3.4.3.8 スタッド筋歪度分布

表 3.4.3.1 実験値と計算値

Ps	実験値	曲げ耐力	パンチングシア耐力	
			ACI規準式	A式
21	279.5	276.4	448.2	-
22	415.0	668.1	448.2	420.4
23	326.7	668.1	318.0	316.2
24	311.2	668.1	251.4	305.1
25	408.0	668.1	414.3	394.3
26	399.2	668.1	394.7	365.7
27	312.5	668.1	258.0	310.0

## 4. 接合部耐力と剛性の評価

### 4.1 パンチングシア一耐力の検定

Fpシリーズ実験結果とPsシリーズの実験結果から、図 4.1.1 に示した算定断面に対する、(1)式によるパンチングシア一耐力の検定に用いる許容せん断力 $V_0$ と許容不釣合いモーメント $M_0$ は次式による事ができると考えられる。

$$\begin{aligned} V_0 &= {}_sV + {}_cV + {}_{st}V \\ M_0 &= {}_cM_m + {}_cM_s + {}_sM_s + {}_cM_t \end{aligned} \quad \text{-----(3)}$$

ここで、

$V_0$  : 許容せん断力

${}_sV$  : 接合プレートの許容せん断力

$${}_sV = \frac{1}{2} \frac{{}_s f_t}{\sqrt{3}} {}_s A \quad \text{-----(4)}$$

${}_cV$  : コンクリートの許容せん断力

$${}_cV = {}_c \alpha \sqrt{{}_c f_c} A_c \quad \text{-----(5)}$$

$$A_c = 2d_s (c_1 + c_2 + 2d_s)$$

${}_c \alpha = 0.33$  (コンクリート断面だけを考慮)

$= 0.165$  (スタッドを考慮)

${}_{st}V$  : スタッドの許容せん断力

$${}_{st}V = n {}_{st} a_t {}_{st} f_t \quad \text{-----(6)}$$

$M_0$  : 許容不釣合いモーメント

${}_cM_m$  : 柱前後面のモーメントによるもの

$${}_cM_m = 0.9 {}_c a_t {}_{sc} f_t d_s \quad \text{-----(7)}$$

${}_cM_s$  : 柱前後面のコンクリートのせん断力によるもの

$${}_cM_s = 0.33 \sqrt{{}_c f_c} (c_2 + d_s) d_s (c_1 + d_s) \quad \text{-----(8)}$$

${}_sM_s$  : 柱前後面の接合プレートのせん断力によるもの

$${}_sM_s = \frac{1}{2} \frac{{}_s f_t}{\sqrt{3}} A c_1 \quad \text{-----(9)}$$

${}_cM_t$  : 柱側面のねじりモーメントによるもの

$${}_cM_t = 2 \sqrt{{}_c f_c} \frac{d_s^2}{2} \left\{ (c_1 + d) - \frac{d_s}{3} \right\} \cdot 2 \quad \text{----- (10)}$$

(3)式においては、接合プレートもパンチングシアー耐力に寄与しているものとしている。今回実施した Ps シリーズの押しぬき実験結果においては、最大耐力が曲げ破壊で決まったこともあり、接合プレートに作用しているせん断力は、せん断降伏強度を実降伏強度の  $1/\sqrt{3}$  とすると、その 50%程度になっている。したがって、当面の設計式としては、接合プレートの許容せん断力は、(4)式に示すように、せん断耐力の 1/2 としている。

- 記号
- ${}_c\alpha$ : コンクリート負担せん断応力度係数
  - ${}_c f_c$ : コンクリート許容圧縮応力度
  - ${}_{st} f_t$ : スタッドの許容引張応力度
  - $A_c$ : 危険断面の断面積
  - ${}_s A_c$ : 接合プレート断面積
  - ${}_{st} a_t$ : スタッドの軸断面積
  - $c^1$ : 水平力直角方向柱面の幅
  - $c^2$ : 水平力方向柱面の幅
  - $d_s$ : スラブ有効せい
  - $n$ : 算定断面でのスタッドの本数

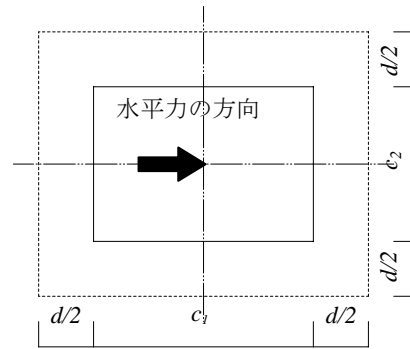


図 4.1.1 パンチングシアー算定断面

## 4.2 応力伝達モデルの検討

マクロモデルによる応力伝達モデルを検討するため、柱前後面、柱側面が繋がれている Fp.4,5 について、部分架構実験結果と、ねじり要素実験結果を用いた検討を行った。モデルは図 4.2.1(a),(b)に示すように、スラブを次の 3つの部分に分けた。

- 1) 柱側面のスラブを Fp 実験結果から得られた危険断面幅のねじりスラブに置換
- 2) 柱前後面のスラブを柱幅の仮想梁に置換
- 3) ねじりスラブ前後のスラブを単位幅（鉄筋間隔とした）の分割仮想梁に置換

ねじりスラブは 3)の分割仮想梁のモーメントとせん断力によりねじり力に抵抗する。

Fp.4 では柱側面が接続していないが、ねじりスラブの有効幅が柱幅より大きく、柱前後面の仮想梁側面に作用するせん断力によりねじり力がスラブに作用する。Fp.5 では柱前後面が繋がってなく、ねじり力は直接柱側面でのせん断力によりスラブに作用する。図 4.2.1(c)にフレームモデル化したイメージ図を示す。分割仮想梁、柱前後面の仮想梁の復元力として、曲げクラック耐力と降伏耐力は略算式(11),(12)により求め、降伏時の剛性低下率  $\alpha_y$ は、菅野式 (13)によった<sup>9)</sup>。

$$M_c = 0.56 \sqrt{\sigma_B} Z \quad (\text{units: N, mm}) \quad (11)$$

$$M_y = 0.9 a_t \sigma_y d \quad (12)$$

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64 n p_t + 0.043 a/d)(d/D)^2 \quad (13)$$

ここで、 $\sigma_B$  はコンクリート強度 ( $\text{N/mm}^2$ )、 $Z$  は断面係数、 $a_t$  は平行筋の鉄筋断面積、 $\sigma_y$  は鉄筋の実降伏強度、 $d$  は梁の有効せい、 $D$  は梁せい、 $n$  はヤング係数比、 $p_t$  は引張鉄筋比、 $a$  はせん断スパン長さである ( $a = M/Q$ )。

柱前後面の仮想梁のスラブ鉄筋は、柱に定着していないので、端部でのモーメントは 0 となるが、鉄筋のひずみ分布の検討より、両サイドのスラブ筋に力が流れていると考え、スラブ筋の半分を有効とした。また、接合プレートの断面積の 1/3 を引張り鉄筋として算入した。

危険断面幅の有効幅を持つねじりスラブ部分も、仮想梁と同様に単位幅に分割し、単位幅間のねじり力の伝達の復元力は、Ts シリーズの実験結果より以下のように設定した。

- 1) 初期剛性は、柱幅を有効幅とした弾性論による値
- 2) ひび割れ後の剛性は、有効幅を Fp 実験から得られた危険断面幅とし、Hsu による剛性低下率  $\alpha$  を適用して算定した値

算定手法は、まず図 4.2.1 (b) に示した Fp.5 試験体の場合、スラブ最外端の分割梁  $i$  の回転角を初期条件として与え、順次柱側の分割梁のモーメントとせん断力によるモーメン

トおよび分割区間でのねじりモーメントを計算し、最終的に柱の回転角とねじりモーメントの関係を求める。また、図 4.2.1 (a) の Fp.4 の場合には (a) と同じ条件式を用いて分割梁によるねじりモーメントを計算し、最後に柱の回転角と柱前後面の仮想梁の回転角が同じとして、柱前後面の仮想梁のモーメントとせん断力によるモーメントを加える。

具体的な算定方法は以下のようになる。

- 1) ねじりスラブ最外端の分割仮想梁  $i$  の初期回転角  $\theta_i$  を微小な任意の値として定める ( $i=1$ )。
- 2) 分割仮想梁  $i$  のモーメント  $M_i = \theta_i \times K_m$  を算定する。
- 3) 2) で求めたねじりスラブ分割仮想梁  $i$  のモーメント  $M_i$  とねじりスラブ分割仮想梁  $i$  の前後端のせん断力によるモーメントを外側のスラブから伝わるねじりモーメント  $T_{i-1}$  に加えて分割区間  $i$  のねじりモーメント  $T_i$  とする。ここで  $T_0=0$  である。

$$T_i = T_{i-1} + M_i + \frac{M_i}{\ell} bt \text{ ----- (14)}$$

- 4)  $T_i$  をねじり剛性  $K_t$  で割り、分割区間  $i$  での増分ねじり回転角  $\Delta\theta_i$  を求める。

$$\Delta\theta_i = \frac{T_i}{K_t} dt \text{ ----- (15)}$$

- 5) 分割仮想梁  $i$  の回転角  $\theta_i$  に分割区間  $i$  の増分回転角  $\Delta\theta_i$  を加える事で分割仮想梁  $i+1$  の回転角  $\theta_{i+1}$  とする。

$$\theta_{i+1} = \theta_i + \Delta\theta_i \text{ ----- (16)}$$

- 6) 分割仮想梁  $i+n$  まで計算を繰り返す。最終的に初期条件  $\theta_i$  での  $T_{i+n}$  が不釣り合いモーメントとなり、 $\theta_{i+n}$  が柱の回転角となる。
- 7)  $\theta_i$  を増加させて、1)~6) を繰り返し、各  $\theta_i$  に対する  $T_{i+n}$  と  $\theta_{i+n}$  を求め、 $T_{i+n}$  と  $\theta_{i+n}$  の関係を求める。

Fp.4 においては、分割仮想梁  $i+n$  を柱前後面の仮想梁と考える。

記号	$\theta_i$ : 分割梁 $i$ の回転角
	$K_m$ : 分割梁の回転剛性
	$M_i$ : 分割梁 $i$ のモーメント
	$T_i$ : ねじり分割区間 $i$ のねじりモーメント
	$\ell$ : 分割梁の反曲点位置までのスパン
	$bt$ : 危険断面幅
	$K_t$ : ねじり剛性
	$dt$ : ねじり分割区間の長さ
	$\Delta\theta_i$ : ねじり分割区間の増分回転角

実験結果と解析結果の比較を図 4.2.2 に示す。解析結果と実験値は、良い対応を示している。

この結果を踏まえて、Fp.3に対する解析を行った。Fp.4では柱前後面近くのねじりスラブに応力が集中しているのに対して、Fp.5では柱側面のねじりスラブに応力が集中している。したがって、Fp.4とFp.5を足し合わせると、Fp.3の応力状態に近くなると考えられる。これより、初期ひび割れまでのねじりに対する有効幅を柱幅、ひび割れ後のねじり剛性とねじり耐力はFp.4とFp.5の和とした。柱側面のねじりモーメントと、柱前後面のモーメントとせん断力によるモーメントが負担する不釣合いモーメントの割合は、ねじり剛性の比により決定される事になる。解析結果と実験結果の比較を図4.2.3に示す。また、同図中には、RC規準算定法であるスラブを梁に置換した場合の復元力も示した。本論で提案した方法による復元力特性の設定方法により、実験結果をうまくシミュレートできている。

Fp6試験体においても、同様の算定手法に基づき以下のように設定した。

1. 柱側面のねじりで伝わるねじり力に対し、有効幅500mmでねじりのひび割れ後の剛性 $K_1$ を計算する。
2. 柱前後面のせん断力で伝わるねじり力に対し、有効幅を柱成の3倍とした800mmでねじりのひび割れ後の剛性 $K_2$ を計算する。 $K_1 + K_2$ をひび割れ後の剛性とする。
3. ねじりの耐力は、柱せい部分のねじりスラブ(幅270mm)間の直交方向鉄筋は、定着が十分でないので耐力の1/2有効とし、幅800-270mm間の直交方向鉄筋はフルに働くとして、既往の研究のねじり耐力式を用いて算定した。

こうして設定した曲げとねじりスラブの復元力を用いて算定した水平力—水平変形関係を試験結果の包絡線と合わせて図4.2.4に示す。実験結果と解析結果は良い対応を示している。

T型接合部であるFp7についても同様のモデルを用いて算定したものを同図中に解析1として示す。耐力と途中の剛性に相違が見られる。T型接合部は、一端は曲げスラブの拘束によりねじり力を受けるが、他端はフリーであり、中央から端部までは耐力、剛性に寄与しないと考えられる。そこで、曲げスラブに連結する側のねじりスラブのみが耐力、剛性に寄与するものとして解析したものが、解析2である。実験結果と良い対応を示している。

一方、実験結果の復元力特性を模擬するため、Ts8とTs10は上記で記述した方法2)で解析を行い、一端が自由端のTs7とTs9の解析は以下のような設定で解析を行った。

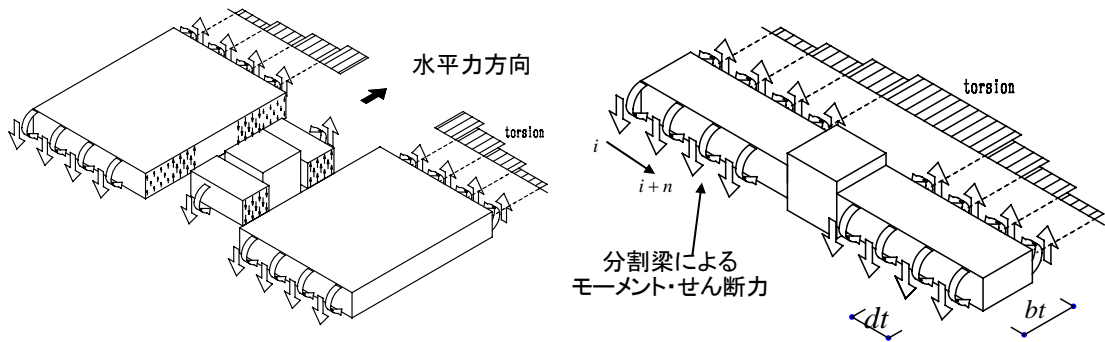
1. 解析モデルは前報で報告したモデルに準じて、柱前後面およびねじりスラブ前後の分割仮想梁の一方が無いものとする事で一端を自由端とした。(以降は後面を自由端とする。)
2. 一端が自由端の場合、柱前後面のせん断力によって周辺スラブに作用するねじり応力はないものと考え、柱前面の仮想梁によるねじりは考慮しない。

3. ねじりの初期剛性算定のためのねじりの初期有効幅は、解析結果が実験結果のねじりモーメント-変位関係の包絡線に近似するように設定する。
4. ねじりの最大耐力は、実験結果と近似するようにねじりの有効幅を設定して算定する。
5. ねじりひび割れ後のねじり剛性の算定は、ねじりの最大耐力を算定したねじりの有効幅を用いる。
6. 柱前後面の柱幅の仮想梁の接合部プレートの1/3を引張部分と仮定し引張鉄筋として算入する。

以上から算定した復元力特性の解析値は図 4. 2. 5 に示したように実験結果とよい対応を示す。同様の設定で前方の部分架構試験体 Fp7 について解析を行った。結果を図 4. 2. 6 に示す。Fp7 試験体についても良い精度で復元力特性を近似できている。以上の設定による解析結果から、一端が自由端の場合、柱前後面のせん断力によるねじりは作用しないと考えることができ、ねじりの最大耐力は、柱側面のねじりの有効幅（ねじりひび割れ後）から算定できると考えられる。

一方、解析パラメータであるねじりの有効幅について、Ts7, Ts9 と部分架構試験体 Fp7 のせん断スパン比  $M/QD_s$  ( $D_s$  はスラブせい) を縦軸に取り、初期剛性時のねじりの有効幅  $bt$  を柱せい  $D_c$  で割った値を横軸としたグラフを図 4. 2. 7 に示す。スパンに対して、スラブせいが小さい Ts7 と Ts9 に対して、部分架構試験体 Fp7 は、ねじりの有効幅が小さくなっており、せん断力に対するモーメントの大きさがねじりの有効幅に影響を与えていると考えられる。この傾向は  $M/QD$  が異なる Ts8, 10 と前方までの部分架構試験体のねじりの有効幅を比較しても同様である。





(a) Fp.4 応力伝達モデル

(b) Fp.5 応力伝達モデル

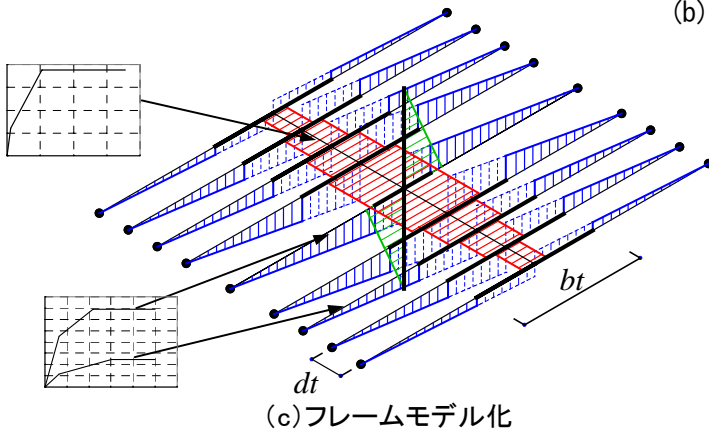


図 4.2.1 応力伝達モデル

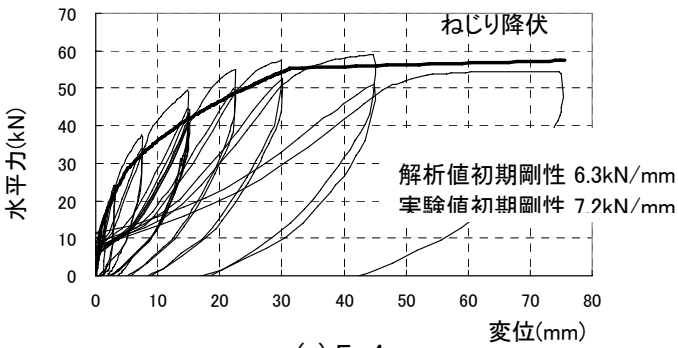
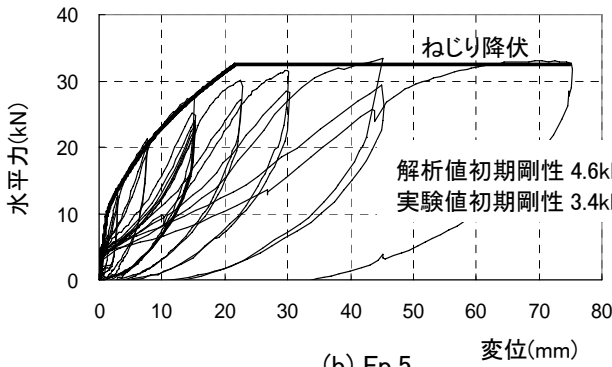


図 4.2.2 復元力の比較

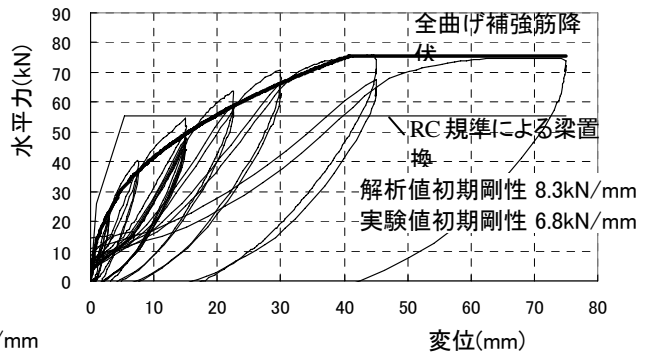


図 4.2.3 Fp.3 試験体の復元力の比較

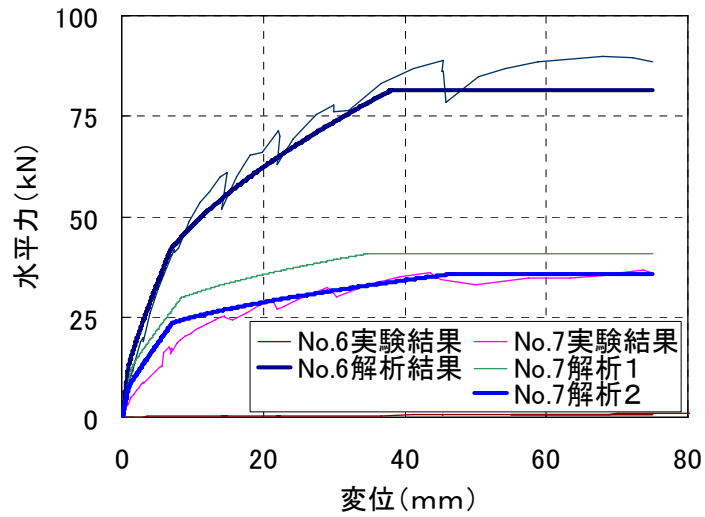


図 4.2.4 水平力—水平変形関係

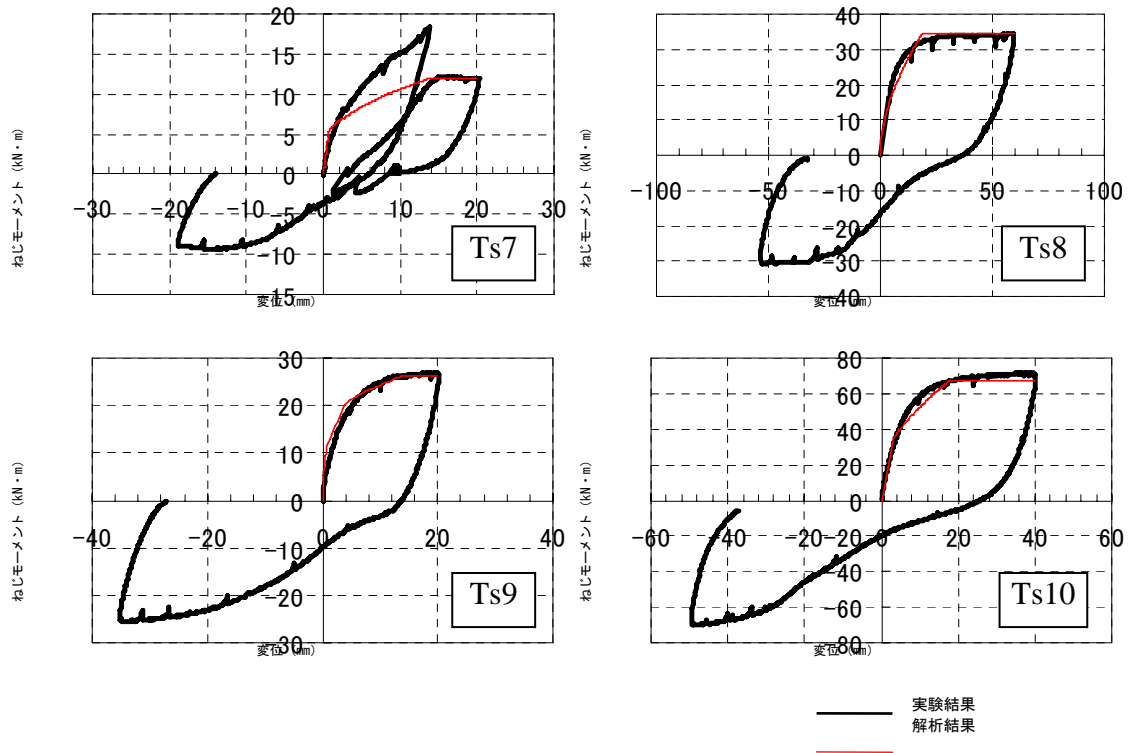


図 4.2.5 ねじりモーメント—変形関係

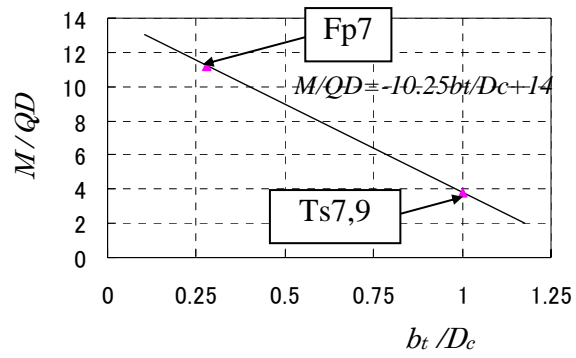
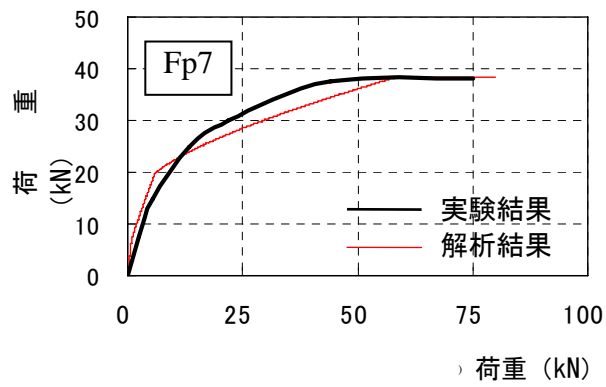


図 4.2.6 せん断スパン比とねじり有効幅の関係

## 5.結論

本研究により以下の結論が得られた。

1. パンチングシア耐力は、コンクリート断面、接合プレート、スタッドの効果を考慮した許容せん断耐力と、鉄筋コンクリート断面による柱前後面の許容モーメント、コンクリート断面と接合プレート断面による柱前後面のせん断力による許容モーメント、鉄筋コンクリートによる柱側面の許容ねじりモーメントを考慮して RC 規準式により検定できる。
2. 柱側面のねじりモーメントだけが作用する場合と、柱前後面のせん断力・モーメントが作用する場合のねじりの作用を適切に考慮してねじりの有効幅を設定する事で、比較的良い精度で復元力特性を推定できる。

本論で提案した復元力特性の設定方法は、片スラブとなる外周柱についてはそのまま適用可能であるが、隅柱などの他端でスラブが連続してない部分については、別途検討が必要である。今後、復元力特性のより簡便な設定手法を検討したい。

## 謝辞

本研究は独立行政法人日本学術振興会科学研究費補助金（基盤研究(c)(2)）により行いました。また、文部科学省学術フロンティア・横浜市産学共同研究総合プロジェクト「地震・台風災害の制御・低減に関する研究(TEDCOM)」の成果の一部を使用しました。ジャパンライフ株式会社・高周波熱錬株式会社には試験体製作にあたり材料をご提供いただき、実験の計画・実施では神奈川大学・教務技術主任五十嵐泉氏、卒論生の本橋、高橋、御手洗、阿部、松崎、古賀、近藤、中村、中山、落合君の協力を得ました。この場を借りて関係者各位に御礼申し上げます。

## 参考文献

- 1) 日本建築学会 鋼コンクリート合成構造運営委員会：鋼コンクリート合成構造の合理的な接合法を探る、2003年度日本建築学会大会（東海）、パネルディスカッション資料、2003
- 2) 佐藤宏貴，島崎和司，黒瀬行信，熊谷仁志，戸沢正美：低降伏点鋼を用いた境界梁ダンパーの実験的研究、構造工学論文集 Vol.49B、pp.503～509、日本建築学会、2003
- 3) 島崎和司：損傷低減を目的としたエネルギー吸収型X型配筋RC梁の開発、日本建築学会構造系論文報告集、No.562、pp.83～89、2002
- 4) Shimazaki, K. : Experimental Study of a Diagonally Reinforced Beam with Well Reparability, 12th European Conference on Earthquake Engineering, Paper Reference 258, CD-ROM, 2002
- 5) Daniel N. Farhey, David Z. Yankelevsky, and Moshe A. Adin, : Resistance Mechanism Model for Reinforced Concrete Flat Slab-Column Frame Connections, Structural Journal, Vol. 94 Issue 6, pp.653-662, ACI, 1997
- 6) Mary B. Hueste and James K. Wight : Nonlinear Punching Shear Failure Model for Interior Slab-Column Connections, Structural Journal, pp.997-1008, ACI, 1999
- 7) 狩野芳一、吉崎征二：フラットプレート構造の柱-スラブ接合部に関する研究（その1 水平加重を受ける接合部の実験）、日本建築学会論文報告集、第288号、pp.39～48、1980年2月
- 8) 狩野芳一、吉崎征二：フラットプレート構造の柱-スラブ接合部に関する研究（その2 鉛直荷重と水平加重を受ける接合部の実験）、日本建築学会論文報告集、第292号、pp.31～40、1980年6月
- 9) 吉崎征二、狩野芳一：フラットプレート構造の柱-スラブ接合部に関する研究（その3 接合部のねじり実験）、日本建築学会論文報告集、第300号、pp.41～48、1981年2月
- 10) 吉崎征二、狩野芳一：フラットプレート構造の柱-スラブ接合部に関する研究（その4 終局せん断強度算定法とその確証実験）、日本建築学会論文報告集、第309号、pp.29～40、1981年11月
- 11) 鉄筋コンクリート構造設計規準、同解説 一許容応力法一、日本建築学会、1999年10月
- 12) 河内武、中澤春生、斎藤秀人、高橋正明、黒瀬行信：梁方配筋を施したフラットプレート構造架構の構造特性（その1）（その2）、日本建築学会大会学術講演梗概集（関東）、C-2、pp.715～718 1997年9月
- 13) 室屋哲也、山本正幸、菅谷公彦、毛井崇博、岡本晴彦、太田義弘：壁柱・プレストレストフラットプレート架構の力学性状に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集（関東）、C-2、pp.407～408、2003年7月
- 14) 石川通広、榎谷栄次、神吉裕輔、三森弘之、伊藤嘉則、両角智：スタッドレール補強筋を用いたフラットプレート構造のせん断補強効果に関する実験的研究（その1）（その2）、日本建築学会大会学術講演梗概集（関東）、C-2、pp.409～4012、2003年7月
- 15) Ian N. Robertson, Tadashi Kawai, James Lee, and Brian Enomoto : Cyclic Testing of Slab-Column Connections with Shear Reinforcement, Structural Journal, Vol.99 Issue 5 pp.605-613, ACI, 2002
- 16) ACI-ASCE Committee 421 : Shear Reinforcement for Slabs、ACI 421.1R-99
- 17) 泉 満明著：ねじりを受けるコンクリート部材の設計法、技報堂、S47.9.10 第1版
- 18) 土木学会 コンクリート委員会：コンクリート標準示方書、土木学会出版委員会

## 発表論文

### (1) 学会誌等

佐藤宏貴、島崎和司：CFT柱-フラットプレート接合部の水平力-変形関係、日本建築学会構造系論文集、No.590、pp.145~152、2005年4月

H. Satoh and K. Shimazaki : Experimental research on load resistance performance of CFT column/flat plate connection, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Paper 976, Vancouver, B.C., Canada, 2004

### (2) 口頭発表

佐藤宏貴、五十嵐泉、島崎和司：CFT柱-フラットプレート接合部の耐荷性能に関する実験的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、CD-ROM、No. 22599、2003年9月

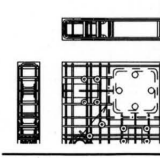
島崎和司、佐藤宏貴、五十嵐泉：CFT柱-フラットプレート接合部の耐荷性能に関する実験的研究 その2 パンチングシアー耐力の検討、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-1、pp.1129-1130、2004年8月

佐藤宏貴、五十嵐泉、島崎和司：CFT柱-フラットプレート接合部の耐荷性能に関する実験的研究 その3 復元力特性の検討、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-1、pp.1131-1132、2004年8月

島崎和司、五十嵐泉：CFT柱-フラットプレート接合部の耐荷性能に関する実験的研究 その5 T型接合部の復元力特性の実験的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-1、pp.1169-1170、2005年9月

佐藤宏貴、島崎和司：CFT柱-フラットプレート接合部の耐荷性能に関する実験的研究 その6 耐荷機構と復元力特性の検討、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-1、pp.1171-1172、2005年9月

山口卓巳、島崎和司、五十嵐泉：CFT柱-フラットプレート接合部の耐荷性能に関する実験的研究 その4 パンチングシアー耐力の検討、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-1、pp.1167-1168、2005年9月



## 発表論文

### (1) 学会誌等

佐藤宏貴, 島崎和司 : CFT柱-フラットプレート接合部の水平力-変形関係, 日本建築学会構造系論文集, No.590, pp.145~152, 2005年4月

H. Satoh and K. Shimazaki : Experimental research on load resistance performance of CFT column/flat plate connection, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Paper 976, Vancouver, B.C., Canada, 2004

### (2) 口頭発表

佐藤宏貴, 五十嵐泉, 島崎和司 : CFT柱-フラットプレート接合部の耐荷性能に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, CD-ROM, No. 22599, 2003年9月

島崎和司, 佐藤宏貴, 五十嵐泉 : CFT柱-フラットプレート接合部の耐荷性能に関する実験的研究 その2 パンチングシアー耐力の検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, pp.1129-1130, 2004年8月

佐藤宏貴, 五十嵐泉, 島崎和司 : CFT柱-フラットプレート接合部の耐荷性能に関する実験的研究 その3 復元力特性の検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, pp.1131-1132, 2004年8月

山口卓巳, 島崎和司, 五十嵐泉 : CFT柱-フラットプレート接合部の耐荷性能に関する実験的研究 その4 パンチングシアー耐力の検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, pp.1167-1168, 2005年9月

島崎和司, 五十嵐泉 : CFT柱-フラットプレート接合部の耐荷性能に関する実験的研究 その5 T型接合部の復元力特性の実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, pp.1169-1170, 2005年9月

佐藤宏貴, 島崎和司 : CFT柱-フラットプレート接合部の耐荷性能に関する実験的研究 その6 耐荷機構と復元力特性の検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, pp.1171-1172, 2005年9月

山口卓巳, 島崎和司, 五十嵐泉 : CFT柱-フラットプレート接合部の耐荷性能に関する実験的研究 - その7 パンチングシアー耐力の検討 -, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, 予定, 2006年9月

佐藤宏貴, 島崎和司 : CFT柱-フラットプレート接合部の耐荷性能に関する実験的研究 - その8 T型接合部の復元力特性の検討 -, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, 予定, 2006年9月