

CFT 柱－フラットプレート接合部の鉛直耐力に関する実験的研究

AN EXPERIMENTAL STUDY ON VERTICAL LOAD RESISTANCE OF CFT COLUMN－FLAT PLATE JOINTS

山口 卓巳^{*1}、島崎 和司^{*2}、佐藤 宏貴^{*3}
Takumi YAMAGUCHI, Kazushi SHIMAZAKI, Hiroki SATOU

Buildings composed of coupled shear walls with damper, CFT column, and flat plate slabs is one of the type of buildings that can be reused after severe earthquakes with low repair cost. To evaluate the vertical load resistance capacity of the newly designed CFT column-flat plate connection, two series of experimental studies for element specimens were carried out.

Total of thirty-four specimens are tested and strength capacities of the results were examined using vertical load resistance macro models and showed good agreement. At design, the vertical strength can be evaluated by the ACI and AIJ standards in the safe side.

Keywords : *CFT Column, Flat plate slab, Joint, Vertical strength, Load resistance macro model*
CFT 柱、フラットプレート、接合部、押し抜き耐力、耐荷機構モデル

1. 序

近年、建築構造の要求性能が多様化し、大地震後の建物の財産価値保全への要求が高まっている。その為には、構造性能の劣化が生じないだけでなく部材の修復性が良好である事が必要である。図1に示した、コア連層耐震壁間に境界梁ダンパーを有し、外周部がCFT柱－フラットプレート架構である構法は、こうした要求性能を満足した構造形式のひとつと考えられる。従来のRC構造に比較して建物総重量、スパンの拡大、施工性、空間自由度などの利点の多い構造システムといえる¹⁾。連層壁間の境界梁ダンパーによって地震時のエネルギーを吸収し、周辺架構は主として鉛直力の負担を行う。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²⁾や、アンボンドX型配筋を利用した境界梁³⁾⁴⁾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となる外周の柱－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、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。接合部の水平力－変形関係については、過去の研究⁵⁾⁶⁾や、鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説⁹⁾(以下RC規準)を参考にして復元力特性の設定法を提案した⁷⁾。

本報は、前報⁷⁾で提案した図2に示す接合ディテールにスラブ部分を含むCFT柱－フラットプレート接合部要素試験体の鉛直方向加力実験を行うことで、接合部周辺鉛直耐荷機構を検討するものである。

2. 実験概要

実験はプロトタイプ建物(8階建、スラブ厚300mm、スパン10m程度)のCFT柱－フラットプレート接合部を取り出した要素試験体の柱部分を押し抜く加力方法とした。本接合部は小鉄骨を内蔵し、この部分の剛性、耐力が他の部分よりも高く、梁に準じた役割を果たす。実験は押し抜き加力による反力を試験体の4辺としたIシリーズ実験、反力を試験体4隅の4点または2点、1点としたIIシリーズ実験の2つの実験シリーズから成る。Iシリーズ実験では反力を4辺としたが、結果的に剛性の高い小鉄骨部分の直接加力試験となった。IIシリーズ実験は、スラブから小鉄骨部分への力の伝達を含めた鉛直耐力試験として計画した。

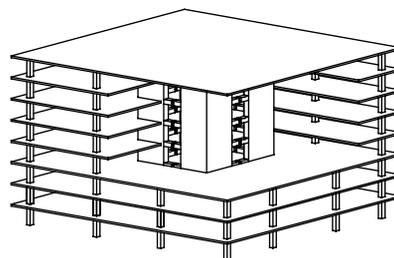


図1 想定する構造システム

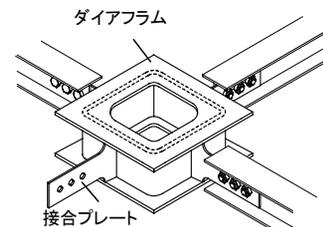


図2 本接合ディテール

*1 神奈川大学 工学研究科 建築学専攻

*2 神奈川大学 工学部 建築学科 教授・博士(工学)

*3 (株) ジャスト 修士(工学)

Kanagawa University

Professor, Kanagawa University, Dr. Eng.

Just Corporation

表1 試験体パラメータ

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)
					鉄筋形状	種類				
I	Ps1	Fc36	1.3	十字型 4面	閉鎖型	SD295	-	-	-	-
	Ps2									
	Ps3									
	Ps4									
	Ps5									
	Ps6									
	Ps7									
	Ps8									
	Ps9									
	Ps10									
	Ps11									
	Ps12									
	II									
Ps14										
Ps15										
Ps16										
Ps17										
3.4		Ps18								
		Ps19								
		Ps20								
		Ps21								
1.3		Ps22								
		Ps23								
		Ps24								
		Ps25								
		Ps26								
		Ps27								
	Ps1L									
	Ps2L									
	Ps3L									
	Ps4L									
Ps5L										
Ps6L										
Ps1T										

*1 CFT柱の周囲に空隙を設けたもの *2 埋設H型鋼の端部を閉鎖型としたもの
*3 スタッブ本数を1.4倍としたもの

表2 使用材料の機械的性質

試験体名	コンクリート	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)
Ps3	Fc24	21.4	2.6	2.56 × 10 ⁴
Ps1,2,4,6~13	Fc36	45.1	3.5	2.70 × 10 ⁴
Ps5	Fc60	57.2	3.9	3.20 × 10 ⁴
Ps14~20	Fc36	42.8	3.14	3.01 × 10 ⁴
Ps1L~6L, 1T				
Ps21~27	Fc36	52.3	2.59	2.80 × 10 ⁴

試験体名	鋼材		降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
Ps1~13	D6	SD295	463	567
	UD6	UD785	952	1030
	stud φ9	SR295	467	808
	PL-4	SS400	374	436
Ps14~20, Ps1T	D6	SD295	376	566
	stud D10	SD295	366	507
Ps1L~6L	PL-4	SS400	320	460
	PL-3		307	438
Ps21~27	D6	SD295	425	606
	U7.1	USD785	812	968
	stud φ6	SR295	554	754
	PL-4	SPHC270	251	357

2. 1 試験体

試験体数は表1に示す34体で、そのうちIシリーズは13体、IIシリーズは21体である。Iシリーズ試験体は、全試験体を十字型接合部試験体とし、せん断スパン比 (以下M/Qd) を1.3に設定した。試験体寸法は600×600×100mmとした。試験体パラメータは、表1に示したコンクリート強度、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クラックの影響を比較できるように設定した。クラックの影響については、前報⁷⁾で報告した接合部を含む架構実験での接合部周囲の鉄筋の歪度を参考にし、図4a)に示すように大野式加力により予め初期ひび割れを導入後、押し抜き加力を行った。IIシリーズ試験体は主パラメータを接合部形状とし、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体とした。M/Qdは、十字型接合部試験体でM/Qd=1.3,2.0,3.4の3種類を設定し、試験体寸法はそれぞれ、660×660×100,820×820×100,1100×1100×100mmとした。T,L型試験体は、M/Qdを1.3に設定し、試験体寸法はT型660×460×100mm、L型460×460×100mmとし

た。M/Qdの設定値については、M/Qd=1.3は想定する建物の短期荷重時、M/Qd=3.4は短期荷重時と長期荷重時を平均した値とし、M/Qd=2.0はそれらの中間値として設定した。その他の試験体パラメータは、表1に示した接合部での鉄筋の形状、接合プレートの有無と大小、形状、スタッドの有無と大小、H型鋼の端部閉鎖の有無、スラブ補強筋 (SD295、USD785)、CFT柱とRC柱の違いをパラメータとした。それらの詳細ディテールを図3a),b),c)に示す。図4a),b)に代表的な試験体として、本接合ディテールを想定したI,IIシリーズ試験体の配筋概要と、図4b)にはスタッドの配置位置を示した。スタッドの位置は、ACI421.1R-99¹⁰⁾の規定に従い、1列目は柱中心からr=176mm、2列目はr=238mmの位置に配置した。図4c)にRC柱としたPs27試験体の配筋概要を示す。実験結果を検討するにあたって、I,IIシリーズによる加力方法の違いは、Ps8,14,21、試験体形状の違いはPs14,1L,1T、M/Qdの違いはPs14,16,20、接合部耐荷機構を検討するにあたってはPs21~27を比較できるように設定した。表2に使用材料の機械的性質を示す。

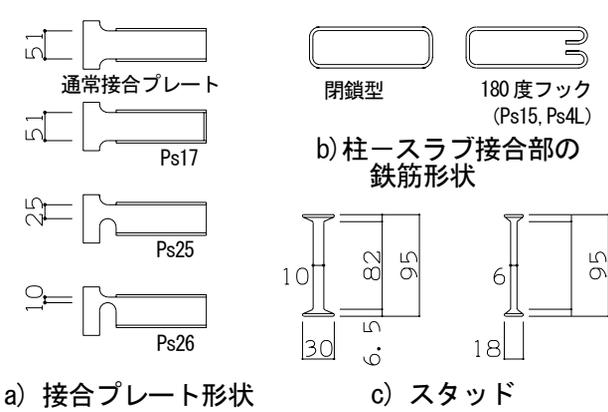


図3 試験体詳細ディテール

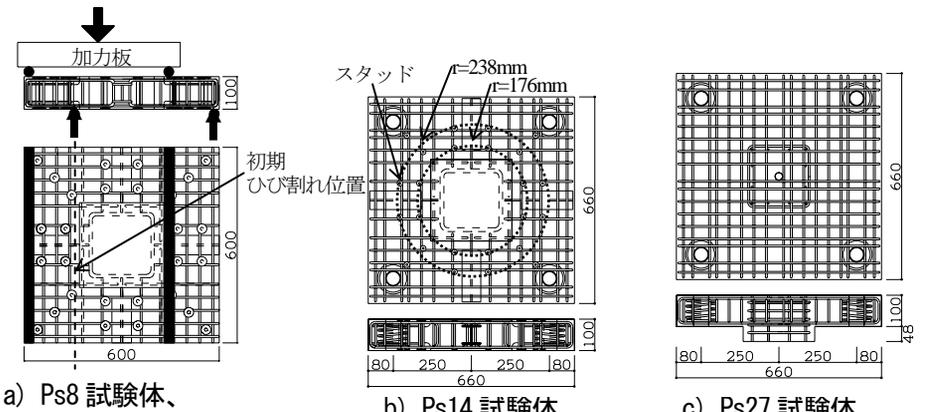


図4 試験体概要

2. 2 実験方法

I, II シリーズ実験のそれぞれの加力方法を図5に示す。加力は要素試験体のCFT柱下面を1000kN油圧ジャッキにより押し上げ加力した。図5a)に示したIシリーズ実験は、反力用コンクリートブロックを介して試験体に反力を与えるのに対して、図5b)のIIシリーズ実験では、直径100mmの球座を介してピン支持反力とした。T,L型試験体は、全体回転を拘束する柱を装備した。 M/Qd のとり方は、Iシリーズは反力辺の縁からダイアフラム面、IIシリーズでは反力点の中心からダイアフラム面までとした(図5参照)。

計測項目は、ダイアフラムの鉛直変位と、スラブの鉛直変位、鋼材の歪である。接合プレートには上下に1軸ゲージ、ウェブ面の中央に3軸歪ゲージによる鉛直(y)、水平(x)と45度(z)方向歪、さらにその間に1軸ゲージを貼付した(図11参照)。スタッド、スラブ補強筋には軸歪を計測するために1軸ゲージを貼付した(図8,9参照)。鉛直力は反力用PC鋼棒に取り付けたロードセルの和により計測した。実験は鉛直力と反力付近の鉛直変位をモニターしながら均一に力が作用するように実施した。

3. 実験結果

3. 1 荷重-変位関係

図6に代表的な試験体の荷重-変位関係を示す。荷重は反力用PC鋼棒に取り付けたロードセルの和であり、変位は図7に示した変位測定位置(▼)でのスラブ鉛直変位である。スラブ補強筋に普通鉄筋を使用しI, IIシリーズの加力方法の異なるPs8,21試験体と、スラブ補強筋に高強度鉄筋を使用したPs22試験体では、200kNまでは同じ曲線を通り、それ以降はPs21が先に剛性低下をした。最大耐力もそれぞれ差が生じていることから崩壊機構が異なっていると推定できる。

接合プレートを10×4mmとしたPs26試験体では最大耐力到達後に若干の耐力低下を示した。埋め込みH型鋼、接合プレートがないPs24とRC柱であるPs27試験体では最大耐力は同程度の値であるが、Ps27試験体においては急激な耐力低下を引き起こしてパンチングシア破壊を起こした。また、埋め込みH型鋼、接合プレートが存在し、スタッドがないPs23試験体でも最大耐力は同程度の値を示した。

3. 2 最終ひび割れ状況

写真1に代表的な試験体のスラブ面の最終ひび割れ状況を示す。Iシリーズにおいて、埋め込みH型鋼のあるPs8試験体は、初めにH型鋼に平行なクラックが入った。その後に柱面から45度方向にクラックが入り、放射状のひび割れとなった。反力の支持方法が異なるIIシリーズにおいて、スラブ補強筋を普通鉄筋としたPs14~21試験体のスラブ上面では、柱面から埋め込み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埋め込みH型鋼真下部分が圧壊した。スラブ補強筋を高強度鉄筋とし、埋め込みH型鋼のあるPs22のスラブ面ひび割れ状況は、IシリーズであるPs8試験体と同様に柱部分を中心とした放射状にクラックが入った。埋め込みH型鋼がないPs24では、柱面から45度方向にクラックが入り、H型鋼に平行なクラックの数が少なかった。RC柱であるPs27試験体は、その他の試験体とひび割れ状況は大きく異なり、柱部分を中心とした円状のクラックが入りその後に荷重が低下した。

写真2に試験後に切断して観察したスラブ切断面の内部ひび割れ状況を示す。切断面は図7に示した点線位置で切断し、接合部周辺

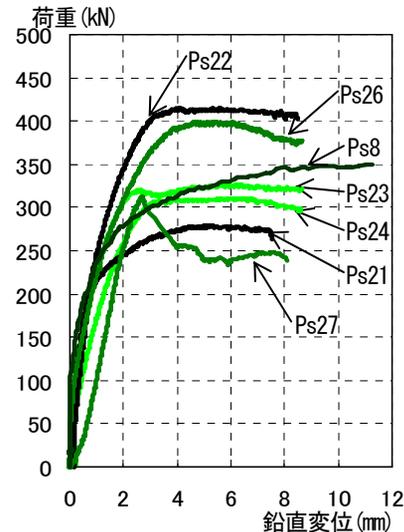
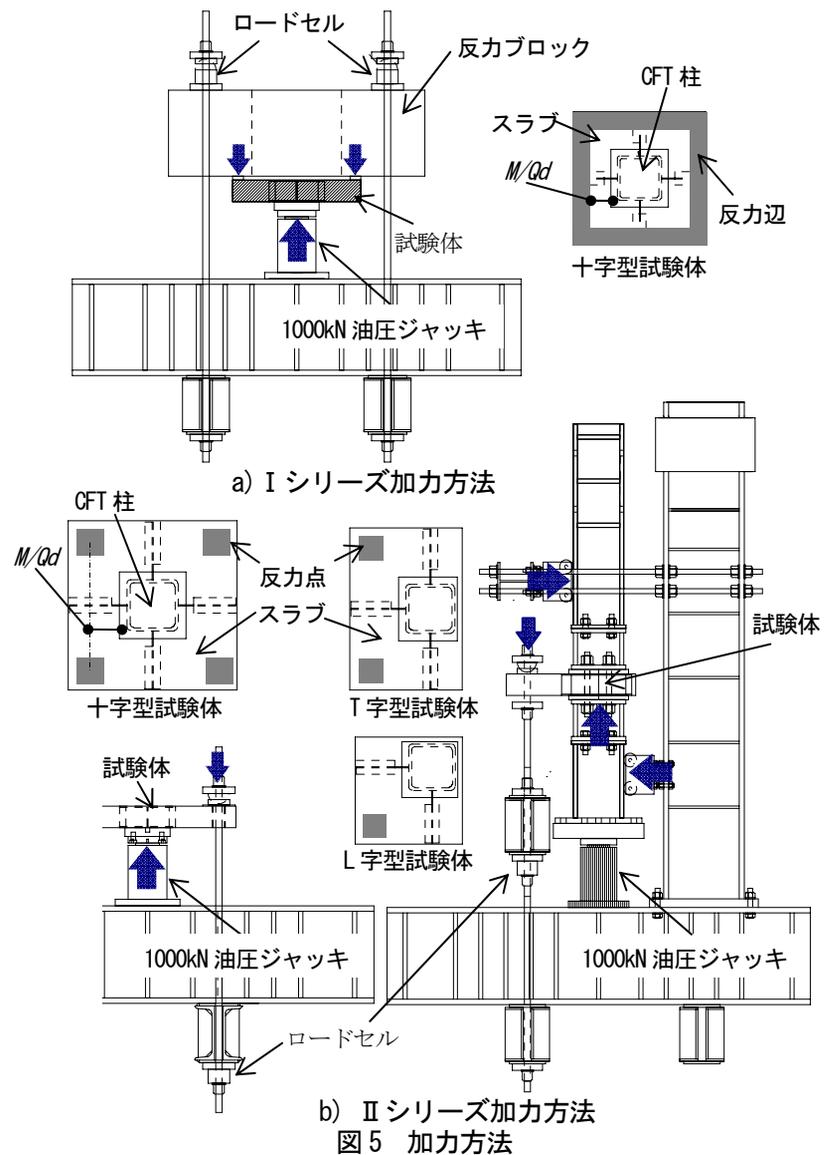


図6 荷重-変位関係

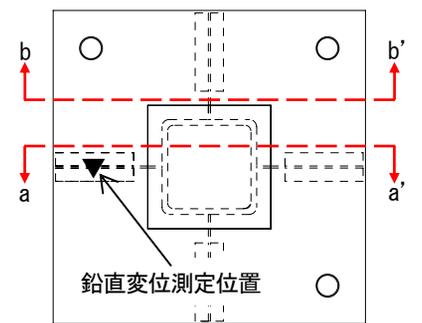


図7 鉛直変位位置と切断位置

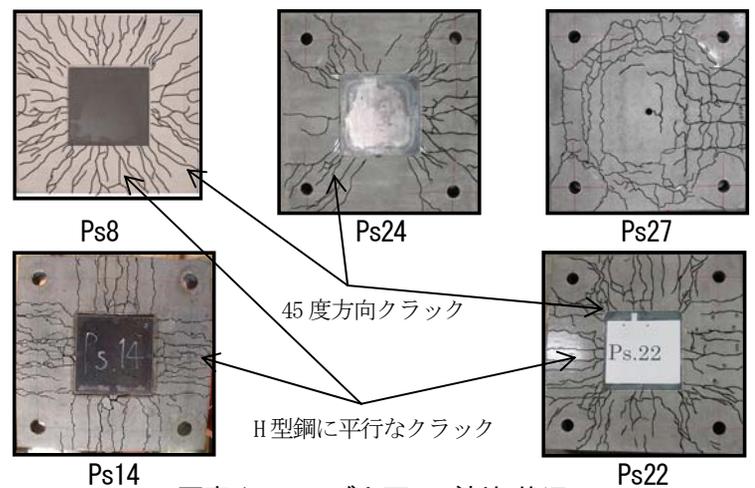


写真1 スラブ上面ひび割れ状況

であるa-a'断面、反力付近周辺であるb-b'断面とした。写真2a)に示したa-a'断面において、Ps8,26,27 試験体ではせん断クラックが顕著であるのに対して、Ps14,24,25試験体では顕著に現れていない。写真2b)に示したb-b'断面では、Ps14,25試験体にせん断クラックが顕著に現れた。写真3にスラブ上面の反力付近詳細と、スラブ側面のひび割れ状況を示す。Ps22試験体の反力付近詳細では、反力点の周囲にクラックが多く発生し、局部的な破壊状況となった。スラブ側面のクラックは、スタッドがないPs23試験体では、せん断クラックが顕著に現れているのに対して、Ps22試験体では現れていない。

3. 3 スラブ補強筋歪度分布

図8に同図中にポンチ絵で示したA,A'位置での最大耐力時におけるスラブ補強筋歪度分布を示す。図8a)はスラブ補強筋に普通鉄筋SD295を使用した試験体の歪度分布である。M/Qdが大きいPs20試験体では反力支持点間に位置するA'位置の歪が特に大きく、スラブ補強筋が曲げ降伏している。その他の試験体でも同様にA'位置の歪が大きかった。図8b)はスラブ補強筋に高強度鉄筋USD785を使用した試験体の歪度分布である。Ps22,26試験体はA'位置の歪が大きく、A-A'間で右上がりの傾向を示しているが、普通鉄筋を使用しているPs21試験体の値程ではない。その他の試験体はA-A'間の歪度分布はほぼ一定であった。急激な耐力低下を示したPs27試験体の歪度分布は、その他の試験体より低い値を示している。

3. 4 せん断補強筋 (スタッド) の歪度分布

図9に同図中にポンチ絵で示したX,Y,Z,Z'位置でのスタッドの歪度分布を示す。Z'位置のスタッドは、T,L型試験体で一番外側に配置したスタッドである。それぞれの試験体で使用されたスタッド径の差はあるが、Y位置のスタッドの歪が比較的高い値を示した。接合プレートを変化させたPs26試験体のみ、Y位置でのスタッドが降伏歪に達した。本実験の結果では、H型鋼近辺に平行に配列されたスタッドの歪は小さい値を示していることから、この領域ではスタッドはせん断耐力に寄与していないと考えられる。

3. 5 接合プレートの歪度と推定応力度分布

図10,11のa)に曲げ降伏先行型試験体Ps21、b)にせん断破壊先行型試験体Ps22の接合プレートの最大、最小主応力度と応力度分布を示す。主応力度は、接合プレート中央に貼り付けた3軸ゲージのx,y,z方向の歪から最大、最小主歪とその角度を算定し、表2の材料試験結果をもとに最大、最小主応力度を求めた。応力度分布は各位置で計測された歪ゲージにより推定した。図10に示すように、どちらの試験体も荷重150kN前後では、最大主応力度までの角度が約35度となり接合プレート中央位置ではせん断力が支配的である。荷重が250kN前後では、Ps21試験体は最大主応力度までの角度がほぼ0度であるのに対して、Ps22試験体は約20度である。この角度を最大耐力時まで保持している事と、直交する最小主応力度が圧縮応力を示している事から、接合プレートは最大耐力時までせん断抵抗していると考えられる。また、同図中c)のPs12試験体はCFT柱周囲に空隙(図11参照)があることで接合プレートがコンクリートに拘束されていない試験体である。この試験体の最大耐力時では、最大主応力度までの角度が約37度を示し、加力開始から最大耐力時まで平均42度の角度を保持している事から、接合プレートが直接せん断抵抗要素として働いていると考えられる。図11に示した接合プレート応力度分布は、両試験体とも最大耐力時には上端は引張降伏し、下端は

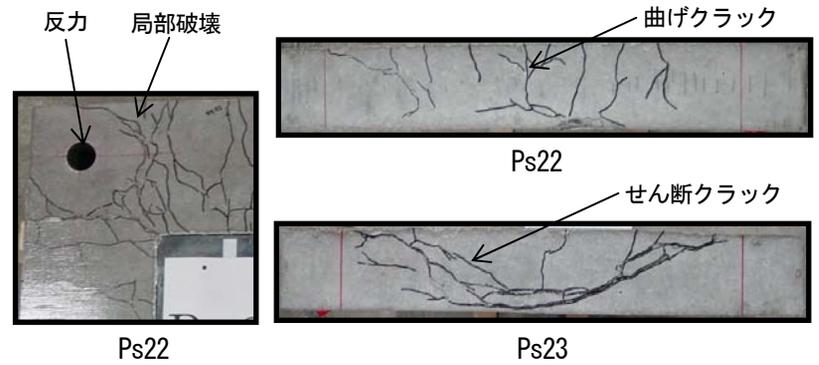
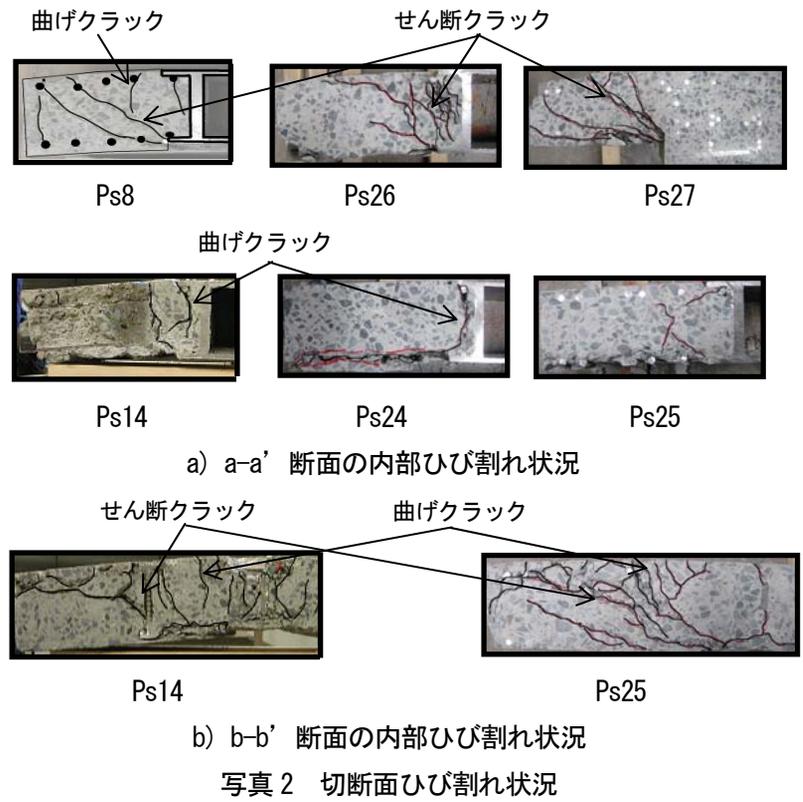


写真3 スラブ上面の反力付近詳細とスラブ側面ひび割れ状況

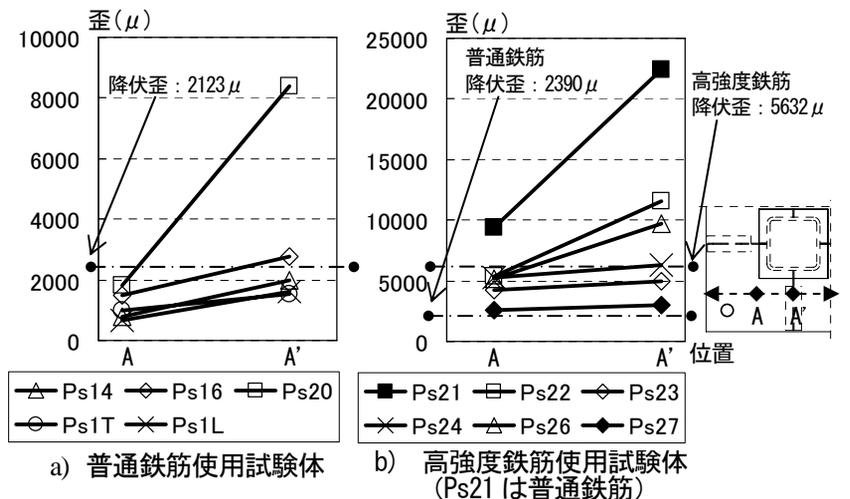


図8 スラブ補強筋ひずみ度分布

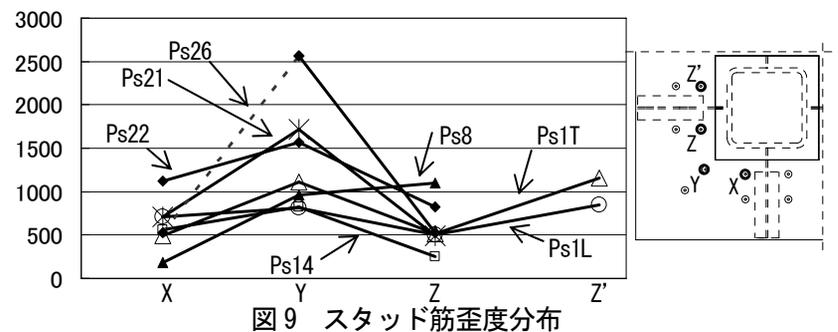


図9 スタッド筋歪度分布

圧縮降伏した。全般的に上端から2/3程度のせいが引張部材として抵抗し、下端から1/3程度が圧縮部材として抵抗している。

4. 接合部鉛直耐力の評価

4. 1 曲げ破壊モデルの検討

3章による最終ひび割れ状況とスラブ補強筋の歪度を考慮して、曲げ降伏先行型試験体の曲げ耐力 V_m について検討を行った。表3に曲げ降伏耐力の算定結果を示す。図12に示したように仮定降伏位置を次の2通りの降伏パターンとして考えた。

1) 柱-スラブ接合部で接合プレートが無い場合等で接合部の曲げ剛性が小さい試験体や埋め込みH型鋼の直接加力となったIシリーズ試験体

2) 接合部の曲げ剛性が大きい試験体で、スラブから小鉄骨部分への力の伝達を含めた鉛直耐力試験としたIIシリーズ試験体

仮定降伏位置はそれぞれ点線A,Bで降伏すると仮定し、それらの位置で表2の材料試験結果をもとに降伏モーメントを求め、鉛直力に換算した。スラブ補強筋に普通鉄筋を使用したIシリーズ試験体は仮定降伏位置A、IIシリーズ試験体は仮定降伏位置Bにより算定した。表3中の V_e/V_m 値は算定値と実験値の比である。曲げ先行型試験体と考えられるPs3~6,8~11,14~21,IT,IL~6L試験体は、 V_e/V_m 値が1程度の値を示し、仮定した降伏位置で曲げ降伏し最大耐力が決まったと考えられる。 M/Qd を変化させたPs14,16,20の結果より、 M/Qd の値が大になれば、仮定した曲げ降伏位置で、曲げ破壊を起こし、最大耐力が低下する傾向にある事が分かった。初期ひび割れによる影響は、該当する試験体が、せん断破壊に先行して曲げ破壊したため、初期ひび割れによる最大耐力の影響はなかった。その他の試験体は、 V_e/V_m 値が1以下であり、せん断破壊型と考えられる。

4. 2 せん断抵抗機構モデルの検討

本接合ディテールにおけるせん断抵抗機構モデルを推定するために、急激な耐力低下を引き起こしたPs27と耐力低下を示したPs26試験体について、接合部周辺耐荷機構モデルの検討を行った。Ps27試験体は、せん断力に抵抗する鉛直部材がないため、図13a)に示したようにスラブ補強筋(T_s)が水平方向引張部材、コンクリートが圧縮ストラット(C_d)の役割を果たすことでアーチ機構を形成すると考えられる。Ps27試験体の最大耐力時に計測したスラブ補強筋の歪と、表2の材料試験結果により水平方向引張力を算定して、鉛直耐力を推定した。推定結果を表4に示す。実験値と推定値は良い対応を示した。

Ps27試験体の接合部は、スラブ筋が通し配筋である事で、接合部に応力が伝達される。一方、本接合ディテールはCFT柱と接合されているのは接合プレートのみである。このようなディテールでは、接合部周辺の応力伝達機構は複雑となり、各領域で異なる耐荷機構を形成していると考えられる。従って、耐荷機構を検討するにあたって図13b)に示したように、スラブ荷重が直接伝達される柱面から45度方向の領域と、いったんH型鋼に伝達されてから間接的に伝達される柱面領域とに大別し、さらに、それらの各領域内でもせん断抵抗部材がある領域とない領域とで細別した。それぞれの領域においてスラブ補強筋(T_s)や接合プレート(T_{PL})が水平方向引張部材、コンクリートが圧縮ストラット(C_d)の役割を果たすことでアーチ機構を形成し(図13a)、その領域に鉛直方向引張部材である

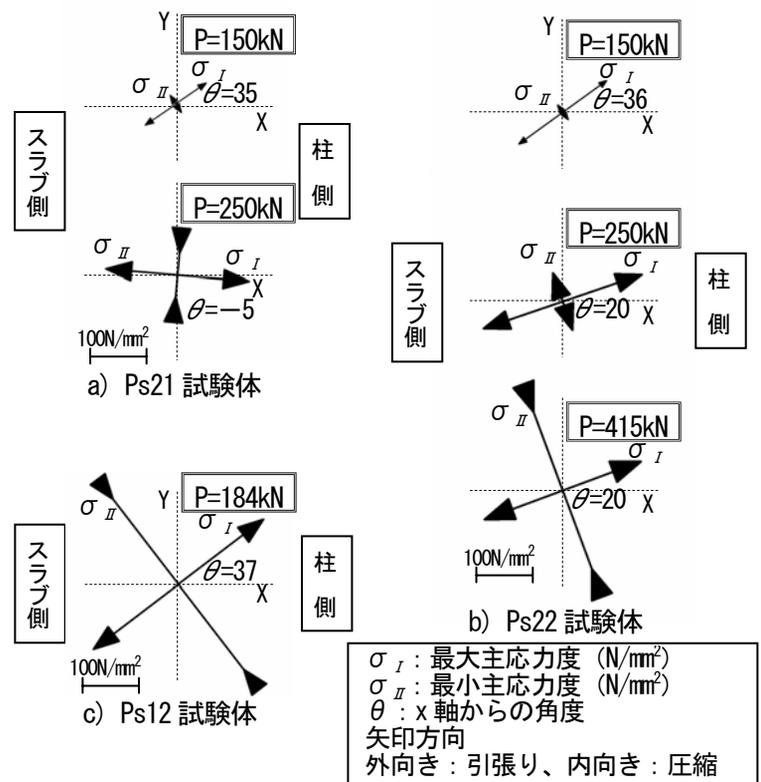
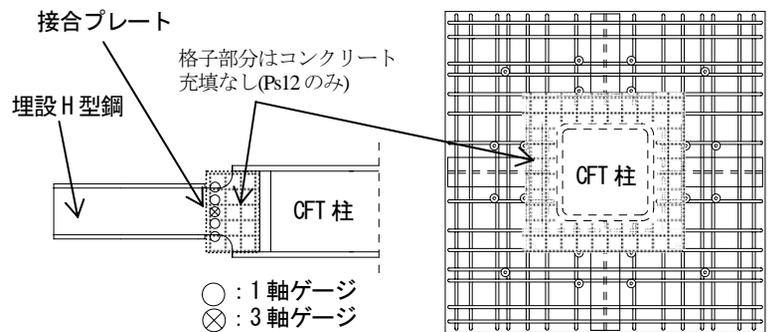


図10 接合プレート最大、最小主応力度とその角度



接合プレートのゲージ位置と接合部周辺の空隙領域

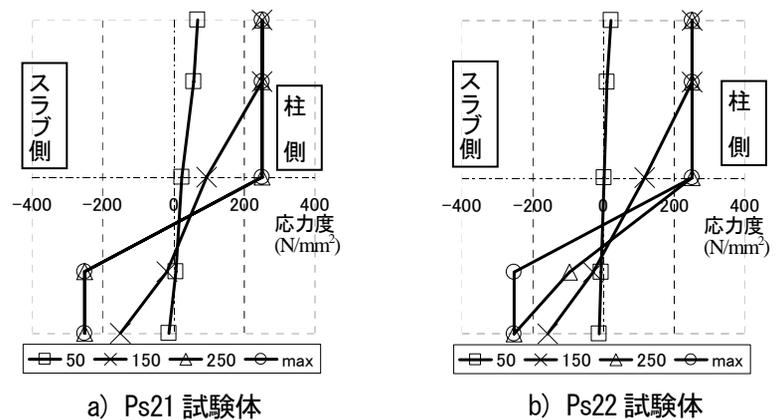


図11 接合プレート応力度分布

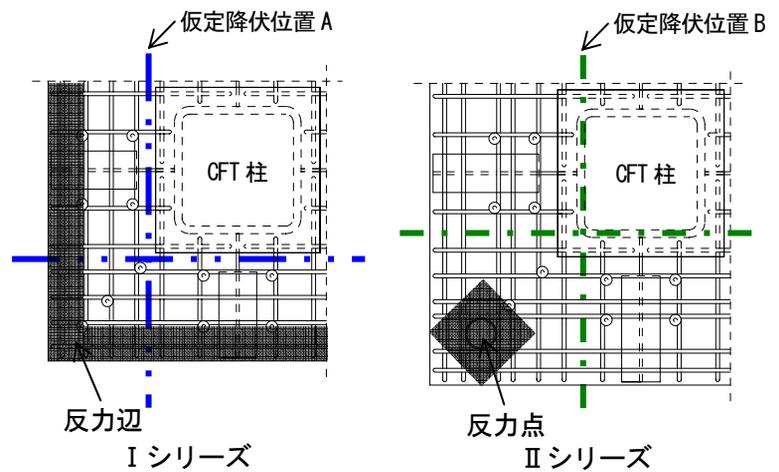


図12 仮定降伏位置

スタッド筋($s_T T$)、コンクリートストラットの反力となる H 型鋼や接合プレート($p_L T$)が存在する場合はトラス機構を形成 (図 13c,d) すると仮定した。算定手法は Ps27 試験体と同様に、各試験体のスラブ補強筋や接合プレートの最大耐力時に計測した歪と表 2 の材料試験結果より水平方向引張部材の耐力を算定して、鉛直耐力を推定した。この時、図 13d)に示すように、スラブ筋が U 字定着でコンクリートストラット内に定着されている場合には、スラブ筋を水平引張部材として算入した。推定結果を表 4 に示す。Ps26 試験体において柱面から 45 度方向のスタッド領域では、算定した鉛直方向引張耐力とスタッドの引張耐力が同程度の値を示した。また、これらのせん断力に対して、CFT 柱への応力伝達は、ダイアフラム断面のせん断耐力で十分に伝達することが可能である。

同モデルを用いて、せん断破壊先行型試験体である Ps22~24 試験体についても算定した。Ps22 試験体は柱面から 45 度方向のスタッド領域でスタッドの引張耐力が降伏耐力に達していないことから、この領域では最大耐力時においてもコンクリートがせん断力を負担していると考えられる。Ps23 試験体では合計値と実験値に差が見られた事から、崩壊機構が異なっていると考えられる。Ps27 試験体と同耐力を示した Ps24 試験体については、実験値と合計値が良い対応を示した。

実験値と算定値に差がみられた Ps22、23 試験体については、3.2 節の最終ひび割れ状況より、それぞれの仮想破壊面を図 14 に示したように反力プレート近傍に設定した。Ps22 試験体の仮想破壊面は写真 3 の反力付近詳細で示したとおり反力点に使用した反力プレートからスラブ有効せい d のおよそ 1/2 離れた位置の鉛直断面とし、その領域内に 45 度方向に配置されたスタッドが 1 本あることから、それらについては最大耐力時に計測された歪と表 2 の材料試験結果をもとに鉛直耐力に換算した。Ps23 試験体は、Ps22 試験体と同様の考えとしたが、写真 3 のスラブ側面のせん断ひび割れを考慮し図 14 に示した位置とした。算定方法は、それぞれの仮想破壊面 \times コンクリートの公称せん断強度とスタッド引張耐力の和として最大耐力を算定した。結果を表 5 に示す。実験値と算定値は比較的良好な対応を示した。この事から Ps22,23 試験体の接合部周辺せん断耐力は、反力点周辺のせん断耐力より高く、最終ひび割れ状況より、反力付近の破壊が著しい事から、加力冶具の局所変形により反力点付近で局部破壊を起こし、最大耐力が決まったと推測できる。

接合部において、せん断破壊した試験体の実験値と各耐荷機構の合計は良好な対応を示しており、想定した耐荷機構モデルが適切であると考えられる。以上により、このモデルを用いて本接合部鉛直耐力を算定する事が可能であると言える。

5. 既往のせん断耐力算定式の適応性

5.1 既往の算定式と実験値

前章で示した耐荷機構モデルによる算定手法は、煩雑となるため、本節では既往の設計式^{9,10)}との対応性を検討する。RC 規準⁹⁾では、鉛直力のみが伝達されるとき許容せん断力は算定断面とコンクリート許容せん断力度を乗じた値とし、パンチングシア算定断面は柱頭の表面からスラブ有効せい d の 1/2 離れた位置の鉛直断面としている。ACI421.1R-99¹⁰⁾による ACI 規準では、コンクリート許容せん断力と算定断面は RC 規準と同様の考えであるが、スタッドのせ

表 3 曲げ降伏耐力算定結果

I シリーズ				II シリーズ			
試験体	実験値 V_e (kN)	曲げ耐力 V_m (kN)	V_e/V_m (kN)	試験体	実験値 V_e (kN)	曲げ耐力 V_m (kN)	V_e/V_m (kN)
Ps1	58.6	-	-	Ps14	233.9	227.0	1.03
Ps2	232.0	225.9	1.03	Ps15	235.6	227.0	1.04
Ps3	285.3	332.4	0.86	Ps16	209.9	209.8	1.00
Ps4	304.0	332.4	0.91	Ps17	211.0	209.8	1.01
Ps5	324.2	332.4	0.98	Ps18	204.2	209.8	0.97
Ps6	299.8	332.4	0.90	Ps19	197.3	209.8	0.94
Ps7	251.2	225.9	1.11	Ps20	179.1	186.4	0.96
Ps8	350.4	332.4	1.05	Ps21	279.5	276.4	1.01
Ps9	357.5	332.4	1.08	Ps22	415.0	668.1	0.62
Ps10	356.8	332.4	1.07	Ps23	326.7	668.1	0.49
Ps11	335.3	332.4	1.01	Ps24	311.2	668.1	0.47
Ps12	184.2	287.8	0.64	Ps25	408.0	668.1	0.61
Ps13	295.3	647.5	0.46	Ps26	399.2	668.1	0.60
				Ps27	312.5	668.1	0.47
				Ps1T	119.4	113.5	1.05
				Ps1L	62.9	56.7	1.11
				Ps2L	59.9	56.7	1.06
				Ps3L	61.2	56.7	1.08
				Ps4L	59.7	56.7	1.05
				Ps5L	53.7	56.7	0.95
				Ps6L	55.1	56.7	0.97

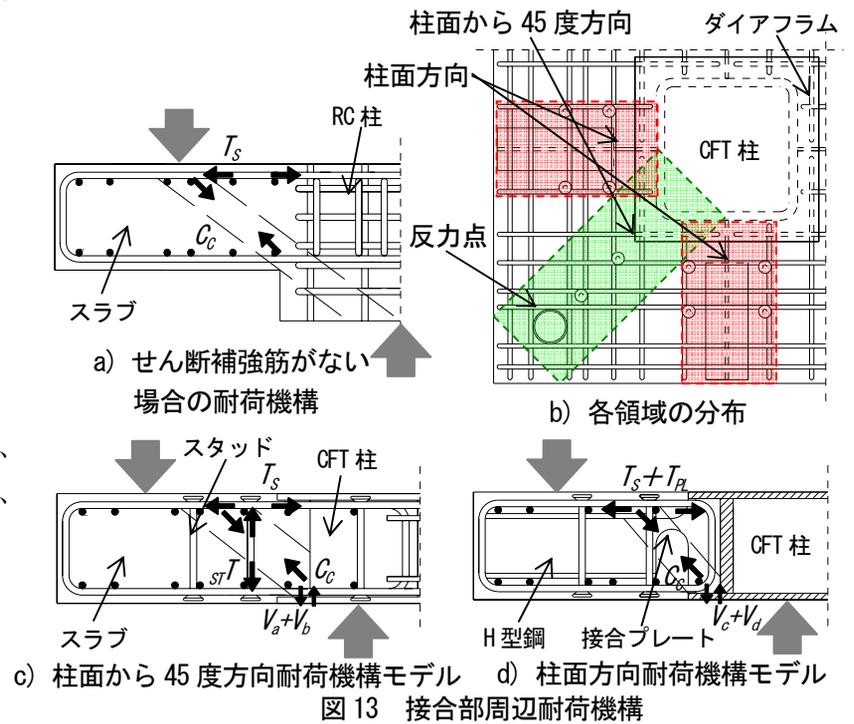


表 4 各部材の軸力算定結果

領域	部材	記号	試験体名					
			Ps22	Ps23	Ps24	Ps26	Ps27	
柱面から 45度方向	RC	水平方向引張耐力	T_s (kN)	246.6	193.9	239.3	242.3	118.8
		圧縮斜材耐力	C_c (kN)	281.6	221.5	273.4	276.8	147.8
		鉛直方向引張耐力	V_e (kN)	136.1	107.0	132.1	133.8	87.9
	スタッド	水平方向引張耐力	T_s (kN)	171.5	123.4	153.1	149.2	-
		圧縮斜材耐力	C_c (kN)	195.9	141.0	174.9	170.5	-
		鉛直方向引張耐力	V_e (kN)	94.7	68.1	84.5	82.4	-
	スタッド引張耐力	$s_T T$ (kN)	43.9	-	0.0	85.3	-	
柱面方向	RC	水平方向引張耐力	T_s (kN)	55.8	103.9	99.0	34.0	304.7
		圧縮斜材耐力	C_c (kN)	93.3	173.7	125.7	56.8	379.0
		鉛直方向引張耐力	V_e (kN)	74.7	139.2	77.6	45.5	225.4
	接合プレート	水平方向引張耐力	T_{pL} (kN)	-	-	0.0	45.2	-
		圧縮斜材耐力	C_c (kN)	-	-	0.0	132.1	-
		鉛直方向引張耐力	V_e (kN)	-	-	0.0	124.1	-
	接合プレートせん断	V'_d (kN)	97.3	55.0	-	-	-	
合計 $V_t = V_e + V_b + V_c + V_d$			402.8	369.3	294.2	385.8	313.4	
実験値 V_e			415.0	326.7	311.2	399.2	312.5	
V_e/V_t			1.03	0.88	1.06	1.03	1.00	

せん断耐力への寄与が考慮されており、スタッド位置、間隔が規定されている。柱周りの一周目に配置されるスタッドの位置は柱面から $0.35d \leq S_0 \leq 0.4d$ と規定されており、それ以降に配置されるスタッド間隔は $S \leq 0.5d$ と規定されている。またスタッドの有無に応じてコンクリート負担せん断応力度係数 α の値が決められている。これらの既往の設計式を参考にして組み立てた算定式を以下に示す。

$$V_0 = V_s + V_{st} + V_c \quad (1)$$

ここで V_s : 接合プレート許容せん断力

$$V_s = n_{pl} \cdot n \cdot \frac{p_l f_t}{\sqrt{3}} \cdot A_{pl} \quad (2)$$

V_{st} : スタッド許容せん断力

$$V_{st} = n_{st} \cdot n \cdot a_{st} \cdot f_t \quad (3)$$

V_c : コンクリート許容せん断力

$$V_c = \alpha \sqrt{c} f_c A_c \quad (4)$$

$$A_c = 2d_s (c_1 + c_2 + 2d_s) \quad (5)$$

$$\alpha = 0.33 \quad (\text{コンクリート断面のみ})$$

$$\alpha = 0.165 \quad (\text{スタッド考慮})$$

記号

$p_l f_t$: 接合プレート許容引張応力度	$c f_c$: コンクリート許容圧縮応力度
A_{pl} : 接合プレート断面積	A_c : 危険断面の断面積
n_{pl} : 算定断面での接合プレート枚数	c_1 : 水平力直角方向柱面の幅
$s f_t$: スタッド許容引張応力度	c_2 : 水平力方向柱面の幅
$s a_{st}$: スタッドの軸断面積	d_s : スラブ有効せい
$s n$: 算定断面でのスタッドの本数	α : コンクリート負担せん断応力度係数

(1)式のパンチングシア耐力(V_0)は、(2)式の接合プレート許容せん断耐力(V_s)と(3)式のスタッド許容せん断耐力(V_{st})、(4)式のコンクリート許容せん断力(V_c)の和としている。ACI規準では、(2)式による接合プレート許容せん断耐力は含まれていないが、前節で示した応力度分布や耐荷機構モデルによりせん断耐力に寄与すると考えられるため、(2)式を(1)式に加算した。図14に本試験体のパンチングシア算定領域と算定断面を示す。

図14に各試験体の接合部周辺における最大耐力と最大耐力時のスタッド、接合プレート、コンクリートの負担せん断力の割合を示す。この時、前節で示した耐荷機構モデルを基に各試験体の負担せん断力の割合を考慮した。算入するスタッドは、柱面から45度方向に配置した一周目のスタッドとし、十字型、T字型、L字型試験体の参入する接合プレートの枚数は、それぞれ接合プレート4,3,2枚とした。スタッド、接合プレートの負担せん断力は各試験体で計測された歪履歴と表2の材料試験結果により負担せん断力を推定した。コンクリート負担せん断力は最大耐力からスタッド、接合プレート負担せん断力を差し引いて求めた。また、同図中の◆印で示したコンクリート負担せん断応力度係数 α は、コンクリート負担せん断力にコンクリート圧縮強度の平方根と図13に示したパンチングシア算定

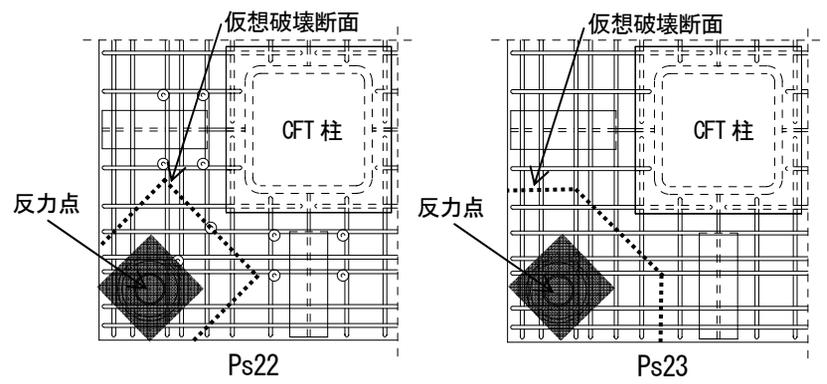


図14 仮定破壊断面位置

表5 仮定破壊断面における算定結果

試験体	実験値 V_e (kN)	コンクリートせん断耐力 V_c (kN)	スタッド引張耐力 T_{st} (kN)	合計 V_0 (kN)	V_e/V_0 (kN)
Ps22	415.0	382.1	43.9	426.0	0.97
Ps23	326.7	300.3	-	300.3	1.09

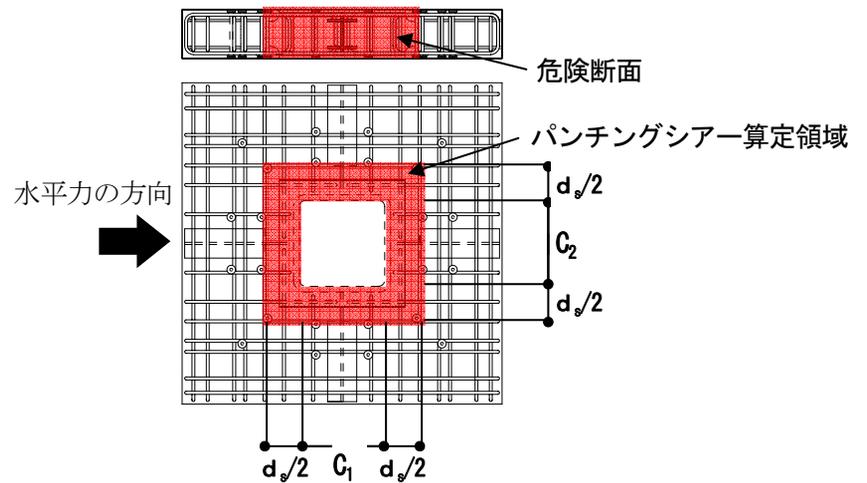


図15 パンチングシア算定領域

断面で除した値として定義した。ACI421.1R-99によると α はせん断補強筋の有無によるコンクリート負担せん断力の係数であり、コンクリート断面だけを有効とした場合は $\alpha=0.33$ 、せん断補強筋を有効とした場合は $\alpha=0.165$ と規定されている。得られた実験結果より、無筋の Ps1以外のスタッド筋の無い試験体は $\alpha \geq 0.33$ 、スタッド筋の有る試験体は $\alpha \geq 0.165$ の値を示し、 α の定義は ACI 規準で安全側に評価できると言える。

表4に各試験体の実験値 V_e と表2の材料試験結果をもとに(1)式により算定したパンチングシア耐力 V_0 を示す。算定式の鋼材の数量は図15の算定時と同じとした。コンクリート断面は、十字型試験体は図14に示す柱面から $d/2$ でのコンクリート断面とし、T字型、L字型試験体はそれぞれ1/2,1/4として算定式に算入した。

表中の V_e/V_0 は算定値と実験値の比である。無筋のPs1試験体を除いて、スラブ補強筋に高強度鉄筋を使用し、せん断破壊的挙動を示したPs13,24,26,27は、 V_e/V_0 が1.1以上となり安全側の評価となった。柱周辺の接合部に空隙を設け、接合プレートのみとしたPs12試験体では、実験値(V_e)と計算値(V_0)がほぼ一致したことから、せん断抵抗が支配的であったと推定できる。

5. 2 既往の算定式とせん断抵抗機構モデル

4.2節で想定したせん断抵抗機構モデルは、せん断補強筋がない場合はアーチ機構を形成してコンクリートによる圧縮ストラットの破壊で最大鉛直耐力が決まる。それに対して、せん断補強筋がある場合はトラス機構を形成してコンクリートによる圧縮ストラットの破壊、あるいはせん断補強筋の引張降伏によって最大鉛直耐力が決まる。(1)式による接合部の鉛直力のみによるパンチングシア耐

表6 せん断耐力算定式

試験体	実験値 V_e (kN)	せん断耐力 V_o (kN)	V_e/V_o (kN)	破壊形式
Ps1	58.6	233.5	0.25	曲げ
Ps2	232.0	233.5	0.99	
Ps3	285.3	359.1	0.79	
Ps4	304.0	431.7	0.70	
Ps5	324.2	461.2	0.70	
Ps6	299.8	431.7	0.69	せん断
Ps7	251.2	235.6	1.07	
Ps8	350.4	433.8	0.81	曲げ
Ps9	357.5	433.8	0.82	
Ps10	356.8	433.8	0.82	
Ps11	335.3	433.8	0.77	せん断
Ps12	184.2	198.2	0.93	
Ps13	295.3	233.5	1.26	曲げ
Ps14	233.9	501.5	0.47	
Ps15	235.6	501.5	0.47	
Ps16	209.9	501.5	0.42	
Ps17	211.0	501.5	0.42	
Ps18	204.2	439.6	0.46	
Ps19	197.3	447.6	0.44	
Ps20	179.1	501.5	0.36	
Ps21	279.5	469.8	0.59	
Ps22	415.0	469.8	0.88	
Ps23	326.7	384.5	0.85	せん断(局部)
Ps24	311.2	251.4	1.24	せん断
Ps25	408.0	403.2	1.01	せん断(局部)
Ps26	399.2	336.7	1.19	せん断
Ps27	312.5	258.0	1.21	
Ps1T	119.4	293.1	0.41	曲げ
Ps1L	62.9	167.8	0.38	
Ps2L	59.9	152.3	0.39	
Ps3L	61.2	152.3	0.40	
Ps4L	59.7	167.8	0.36	
Ps5L	53.7	140.8	0.38	
Ps6L	55.1	117.2	0.47	

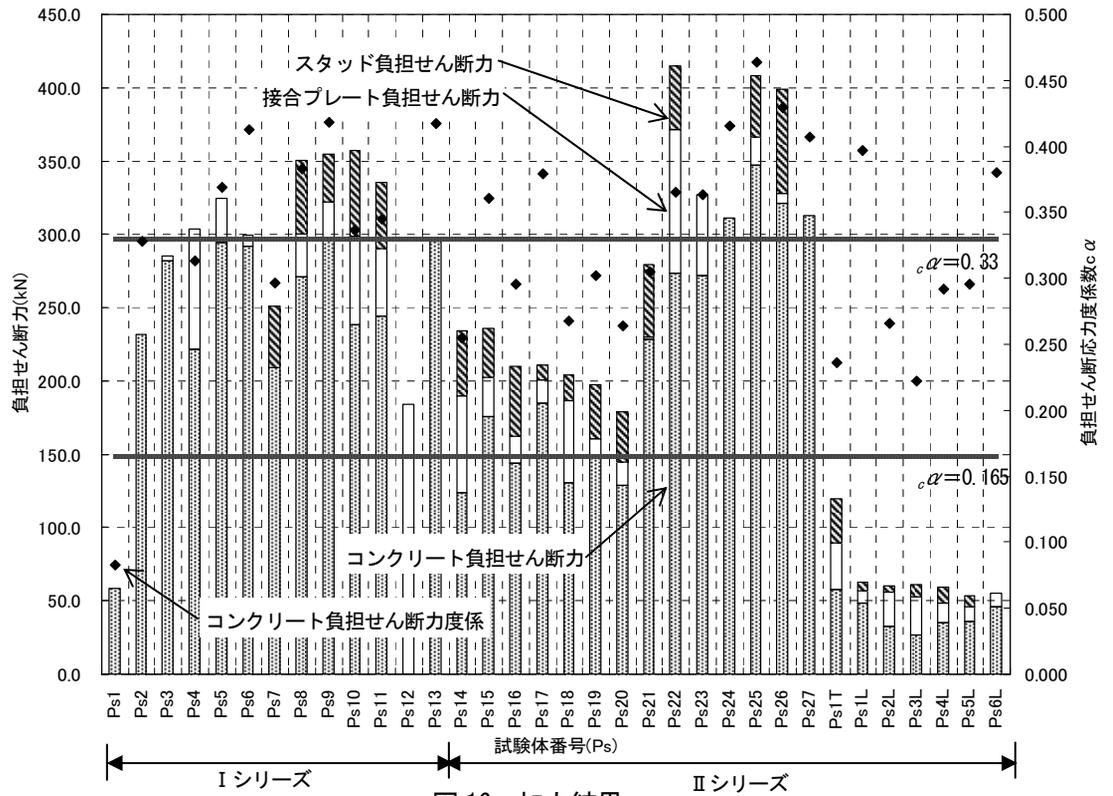


図16 加力結果

力は、スタッドと接合プレート、コンクリートのせん断耐力の和として考えられている。(4)式のコンクリート許容せん断耐力は、コンクリートのせん断破壊により算定するものである。本接合ディテールは4.2節のせん断抵抗機構モデルで示した通りコンクリートによる圧縮ストラットの効果が大きいと考えられるため、パンチングシア耐力略算式としては(1)式によることができると考えられる。

6. まとめ

本研究は、提案したCFT柱-フラットプレート接合部の鉛直耐荷機構を検討し、耐力算定式の評価を行ったものである。本研究で得られた知見は以下のとおりである。

1. 接合プレート、スタッドはせん断耐力に寄与し、スタッドはトラス機構としての鉛直方向引張部材として役割を果たす。
2. せん断抵抗機構モデルは、接合部を柱面45度方向と柱面方向に大別し、さらに、それらの領域でもせん断抵抗鉛直部材のある領域とない領域に細別し、せん断力に抵抗する鉛直部材がある領域はトラス機構、ない領域はアーチ機構が形成すると考えることで比較的良好的に算定できる。
3. 鉛直耐力は、RC規準⁹⁾とACI規準¹⁰⁾を考慮したパンチングシア耐力算定式(1)式と曲げ降伏耐力の小さい方として算定することで鉛直耐力を安全側に評価する事ができる。
4. 本実験により、本接合ディテールでは、スタッド、接合プレートの鋼材がせん断耐力に寄与することが明らかとなり、適切な位置に配置することで十分なパンチングシア耐力を有することができる。

前報の報告⁷⁾で、地震時に水平力が作用することで、柱側面のねじりモーメントが発生し、この影響で柱前後面のせん断耐力が増大することが示されている。これらを考慮した設計用せん断力については別途報告予定である。また、本接合ディテールのような合成構造

では、コンクリート-鉄骨間での内部応力伝達機構が複雑である。この点については実験的研究だけでは限度があるため、汎用FEM解析による解析的研究を検討中である。

謝辞

本研究実施にあたり、ジャパンライフ株式会社、高周波熱錬株式会社には材料をご提供いただき、実験の計画、実施では神奈川県・教務技術主任五十嵐泉氏、卒論生の御手洗和成、中村ともみ、落合創さんの協力を得ました。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) 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-変位関係、日本建築学会構造系論文集、No. 590、pp. 145~153、2005年4月
- 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、2003年3月
- 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集、No. 562、pp. 83~89、2002年12月
- 4) 島崎和司: アンボンドX型配筋RC梁の損傷評価、日本建築学会構造系論文集、No. 604、pp. 119~127、2006年6月
- 5) 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
- 6) 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
- 7) 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
- 8) 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認実験)、日本建築学会論文報告集、第309号、pp. 29~40、1981年11月
- 9) 鉄筋コンクリート構造設計規準、同解説 一許容応力度設計法一、日本建築学会、1999年10月
- 10) ACI-ASCE Committee 421: Shear Reinforcement for Slabs, ACI 421.1R-99