

論文 RC ピロティ柱を屋内側に大きくした柱梁接合部の強度と破壊形式

小川 司^{*1}・勅使川原 正臣^{*2}・市之瀬 敏勝^{*3}・神谷 隆^{*4}

要旨：本研究では、RC ピロティ構造物の柱梁接合部について、強度、靱性の検証を目的として、水平加力実験を行った。1 階柱が開く方向では、接合部からひびわれが進行し、通常配筋の I-1 試験体では梁のせん断破壊を伴う接合部破壊、斜め筋や壁内定着筋で補強した I-2 試験体、壁内定着筋やあぶみ筋で補強した I-3 試験体では梁の曲げ破壊を伴う接合部破壊となった。いずれの試験体も大きな靱性が得られた。一方、1 階柱が閉じる方向では、最大耐力が全ての試験体で 1 階柱曲げ終局強度に近い値が得られ、補強筋が圧縮にも効果があった。通常配筋の I-1 試験体では壁板の圧壊により急な耐力低下が生じた。

キーワード：ピロティ構造、柱梁接合部、破壊モード、斜め筋、定着、壁内定着筋

1. はじめに

最下階で壁抜けのあるピロティ構造物の被害報告は、兵庫県南部地震（1995 年）など、国内外を問わず多数ある。これを受けて、国土交通省の構造関係技術基準解説書¹⁾では最下階にも部分的に耐震壁を配置して、ピロティ階での層崩壊を許容しない設計方針を推奨している。しかし、ピロティ構造は、耐震的に大きな問題点を有するものの、駐車場や店舗としての利用計画上の要求は高い。そのため、ピロティ階での崩壊を許容し、壁抜け柱の強度および靱性の確保が必要である。

花井ら²⁾は、柱断面が急変する架構を想定して実験を行い、梁の断面形状および梁主筋量を変化させた試験体を用いて、柱梁接合部での定着及び応力伝達機構に関して検討を行った。

本研究では、花井らが指摘した接合部破壊を防止し、断面が急変するピロティ柱梁接合部の強度、靱性を確保するための補強方法と破壊形式を調べるために実験を行った。

2. 試験体概要

試験体は、ピロティ架構の接合部周辺を取り出した。各試験体は図 - 1 に示すように、ピロティ構造物の 1 階柱を屋内側にふかした場合を想定し、加力の都合上、想定する建物と上下を逆にしている。表 - 1 に試験体のパラメータを示す。試験体のスケールは 1/2 である。なお、試験体全体の剛性を確保するために、スタブ柱を設けた。

各試験体の部分詳細を図 - 2 に示す。試験体は 3 体あり、通常配筋の試験体の I-1、斜め筋、壁内定着筋を施した I-2、壁内定着筋とあぶみ筋を施した I-3 である。2 階柱は 3 体とも同じ断面である。梁は、I-2 の梁あばら筋が

表 - 1 試験体パラメータ

試験体名	補強方法
I-1	無補強
I-2	斜め筋 + 壁内定着筋 + 付加あばら筋
I-3	壁内定着筋 + あぶみ筋

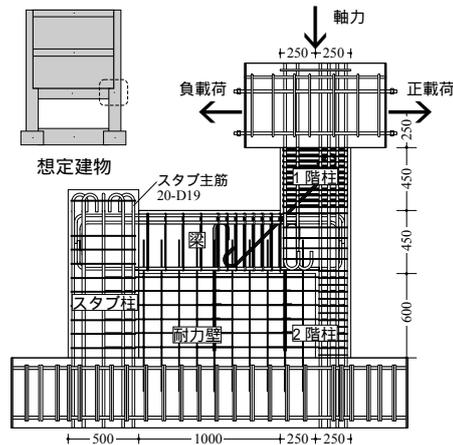


図 - 1 試験体 I-2 全体図

梁端部から 450mm の範囲で 6-D6 を 62.5mm 間隔で配筋している（図 - 2 (b, f) 参照）。それ以外は図 - 2 (a) に示すように 4-D6 を 125mm 間隔で配筋した。I-2 には図 - 2 (f) に示す位置に斜め筋を 45 度傾けて配筋し、両端を 180 度フックとした。また、片方を 180 度フックとし、もう一方を壁内へ直線定着させた壁内定着筋が配筋してある。また、壁板のコンクリートの割裂防止を目的として幅止筋を配筋した。幅止筋は壁横筋と同じ 100mm 間隔で 4 段配筋した（図 - 2 (f) の範囲には 2 段しか描かれていない）。また、I-3 には壁内定着筋とあぶみ筋を図 - 2 (h) に示す位置に配筋した。あぶみ筋とは、図 - 2 (h) に示す U 字型の鉄筋であり、梁下端 1 段筋に接して 2 本配筋してあるものである。また、I-3 では途中

*1 名古屋大学 工学部 学生 (正会員)

*2 名古屋大学大学院 環境学研究科 教授 工博 (正会員)

*3 名古屋工業大学 建築・デザイン工学科 教授 工博 (正会員)

*4 矢作建設工業(株) 地震工学技術研究所 博士(工学)(正会員)

定着される1階柱主筋の1本を壁内へ直線定着させた。使用したコンクリートと鉄筋の材料試験結果を表-2および表-3に示す。柱・梁主筋および壁内定着筋や斜め筋、あぶみ筋はD19(SD345)を使用し、その他の柱帯筋および梁あばら筋にはD6(SD295A)を使用した。

3. 加力方法

載荷は図-3に示す加力装置を用いて、変位制御によって行った。層間変形角は加力点高さの水平方向変形を、加力点位置から1階柱頭までの距離700mmで除したものとした。図-4に加力サイクルを示す。

層間変形角1/200までは正負ともに1125kN(1階柱軸力比0.15)の軸力を1階柱中心位置に負荷し、それ以降の変形では正方向は軸力なし、負方向は2250kN(1階柱

軸力比0.30)とした。これは、大変形時に転倒モーメントによって発生する軸力の変動を想定している。また、正方向と負方向の軸力制御の切り替えは層間変形角が0の時にいった。

4. 線材モデル解析

本研究では図-5に示すように、線材化したモデルでの解析を行った。梁接合部を剛とみなし、1階柱および壁(2階柱とスタブ柱を含む)をそれぞれの図芯位置で線材化(図-5の太線)する。なお、剛域は縁より材せいの1/4入ったところとしている。曲げ変形は曲率を直線分布と仮定し、危険断面の曲率はHognestadモデル⁴⁾を用いた平面保持解析より算出する。せん断変形は弾性を仮定して算出した。その際、せん断剛性に関して有効な

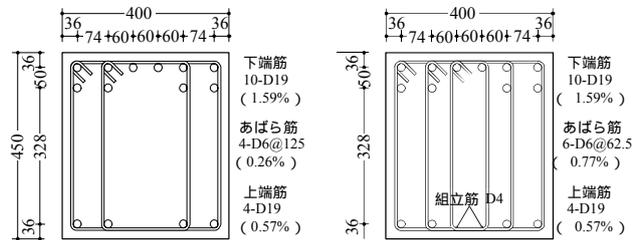
表-2 コンクリート材料試験結果

圧縮強度 (N/mm ²)	割裂強度 (N/mm ²)	ヤング係数 ($\times 10^4$ N/mm ²)
26.58	2.51	2.46

表-3 鉄筋材料試験結果

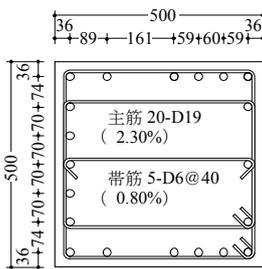
部位	種類	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 ($\times 10^4$ N/mm ²)
柱・梁主筋	D19	377.3	585.3	1.93
せん断補強筋	D6	369.6	509.0	1.99

*) D6の降伏強度は0.2%残留ひずみ点から算定した。

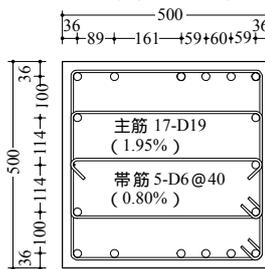


(a) 梁 (I-1, I-3)

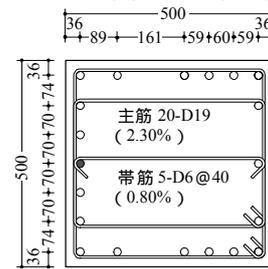
(b) 梁 (I-2)



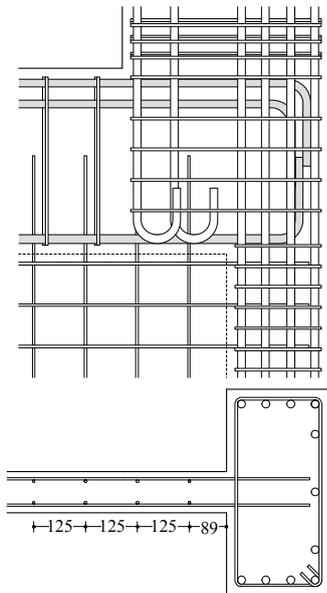
(c) 1階柱 (I-1)



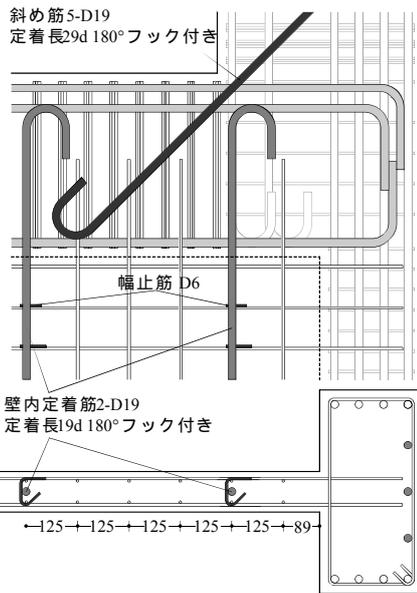
(e) 1階柱 (I-2)



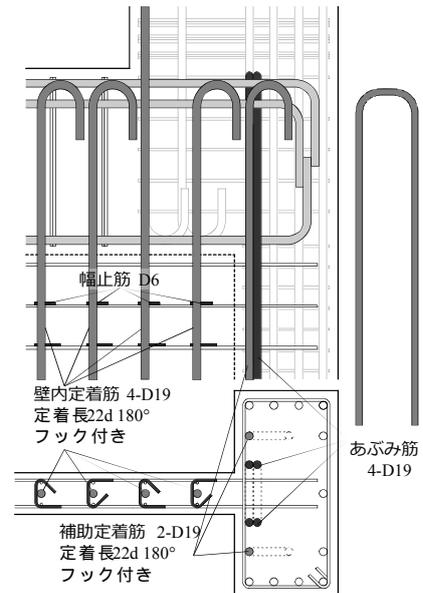
(g) 1階柱 (I-3)



(d) 2階柱 (I-1)



(f) 2階柱 (I-2)



(h) 2階柱 (I-3)

図-2 試験体部分詳細

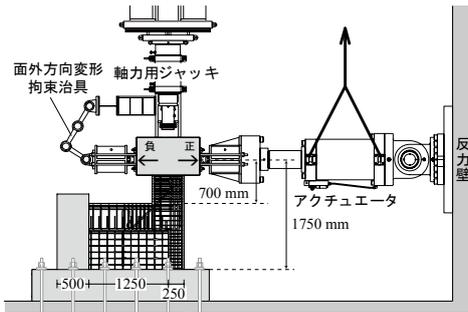


図-3 加力装置

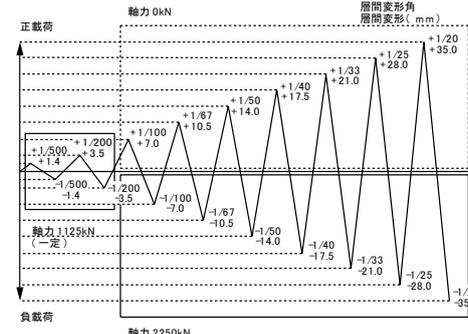


図-4 加力サイクル

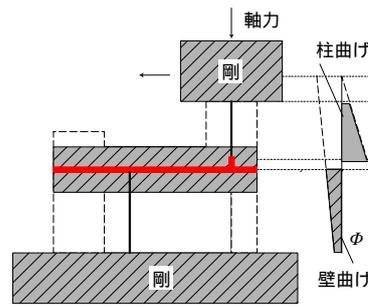


図-5 線材化したモデル

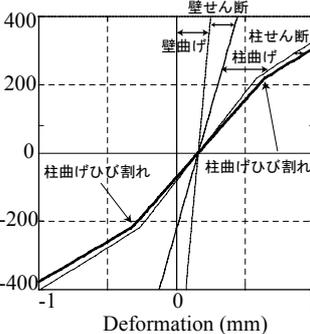


図-6 線材解析結果

表-4 予備計算結果

正載荷			
正載荷	Q_u (接合部)(kN)	cQ_u (1階柱)(kN)	Q_u/cQ_u
I-1	351	672	0.52
I-2	614	685	0.90
I-3	405	672	0.60
負載荷			
負載荷	jQ_u (接合部)(kN)	cQ_u (1階柱)(kN)	Q_u/cQ_u
I-1	-996	-1049	0.95
I-2	-996	-1045	0.95
I-3	-1162	-1049	1.11

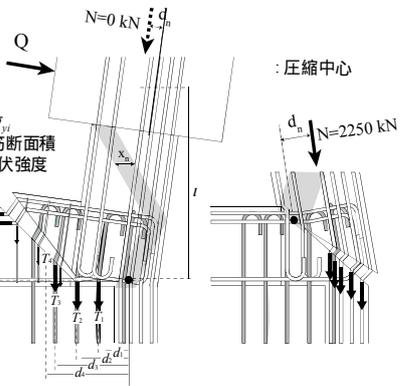


図-7 想定した破壊形式

断面積は壁厚と部材せい(2階柱とスタブ柱を含む)の積としている³⁾。

試験体 I-1 の解析結果を図-6に示す。変形成分は横軸方向に壁曲げ, 壁せん断, 柱曲げ, 柱せん断の順に各折れ線の間隔で示している。解析結果より, 軸力 1125kN を導入した時点で壁曲げ変形が生じている。ただし, 実験では水平変形を拘束した状態で軸力を加える。正載荷では, 柱曲げ変形が卓越し, 柱ひび割れ発生直後に柱曲げ変形が急激に大きくなる。負載荷では, 各変形が一定の割合で増加していくが, 柱ひび割れ発生直後に柱曲げ変形の割合が増加していることが分かる。柱・壁せん断変形の割合は, 曲げ変形と比較して小さい。

5. 破壊面を想定した強度計算

試験体 I-3 の正載荷では図-7(a)のような破壊形式を想定した。接合部内に定着した1階柱主筋を避けるように破壊が進行すると考えた。また, 梁における斜めの破壊面は 45° と仮定した。この場合の圧縮力の流れを図-7(a)に示す灰色の帯のように1階柱柱頭から2階柱柱脚に流れると仮定した。帯の水平投影長さ x_n (中立軸深さ)は平面保持解析の最大強度値の値とする。破壊面を横切る引張鉄筋は全て降伏, 破壊面での圧縮応力は均一であると仮定して, モーメントは圧縮中心(図中の \circ)周りで計算した。モーメントの釣り合い条件より,

$$jQ_u \cdot l = \sum T_i \cdot d_i + N \cdot d_n \quad (1)$$

の関係が成り立つ。この関係式(1)から終局時水平荷重 jQ_u を計算した。I-1, I-2 に対しても同様に破壊面を想定し

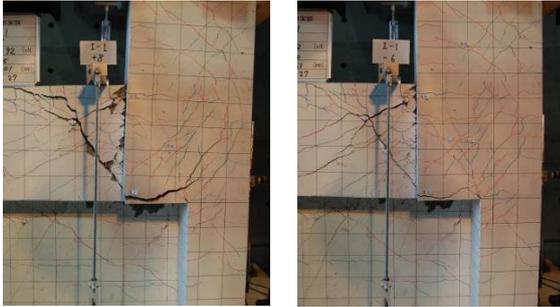
て計算した。得られた計算結果を表-4に示す。1階柱の曲げ降伏時水平力 cQ_u の計算値も併せて表中に示す。

正載荷ではI-2, I-3試験体において各種補強筋により, 想定破壊面の終局時水平荷重 jQ_u が大幅に上昇するが, I-2, I-3試験体ともに接合部での破壊が先行する計算結果となった。負載荷ではI-3においてあぶみ筋と壁内定着筋により jQ_u が上昇し, 1階柱曲げ破壊が先行する結果となった。

6. 実験結果

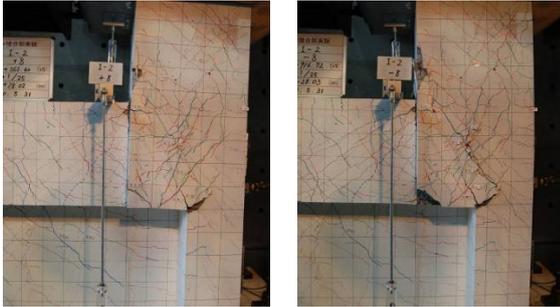
6.1 I-1 試験体実験結果

I-1試験体の荷重-変形関係を図-8に示す。図-8は層間変形角 $\pm 1/100$ 以降(正方向: 軸力0, 負方向: 1階柱軸力比0.30)の結果であり, 同図中に層間変形角 $\pm 1/200$ 以前(1階柱軸力比0.15一定)の拡大した結果も示す。また図中の実線は実験結果, 破線は図-5に示したモデルを用いて平面保持を仮定した1階柱の曲げ解析結果を示している。図-8中には鉄筋に貼り付けたひずみゲージの位置とその降伏時が示してある。図-8より, 実験結果の初期剛性は同図中に示す2点間で定義したが, 解析剛性の約0.4倍になった。図-11は試験体のひび割れ模式図, 写真-1は柱梁接合部付近の破壊状況を示している。正載荷では図-11の梁下端の曲げひび割れD, 1階柱の曲げひび割れEの順にひび割れが発生した。これは全試験体共通であった。層間変形角が $+1/100$ を超えると図-11のAで表す梁せん断ひび割れ, Bで表す梁接合部界面におけるひび割れが顕著になり, 層間変形角 $+1/50$ の時,



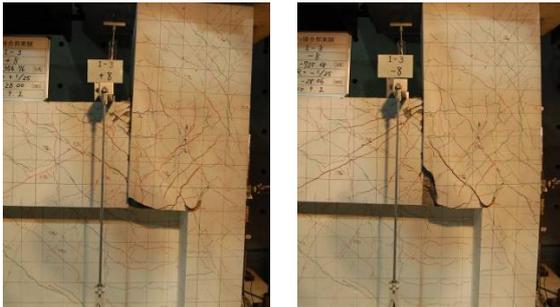
(a) R = +1/25 (b) R = -1/40

写真1 I-1 試験体破壊状況



(a) R = +1/25 (b) R = -1/25

写真2 I-2 試験体破壊状況



(a) R = +1/25 (b) R = -1/25

写真3 I-3 試験体破壊状況

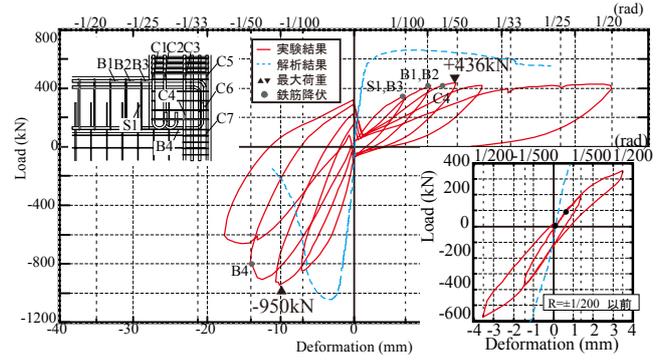


図-8 I-1 試験体荷重変形関係

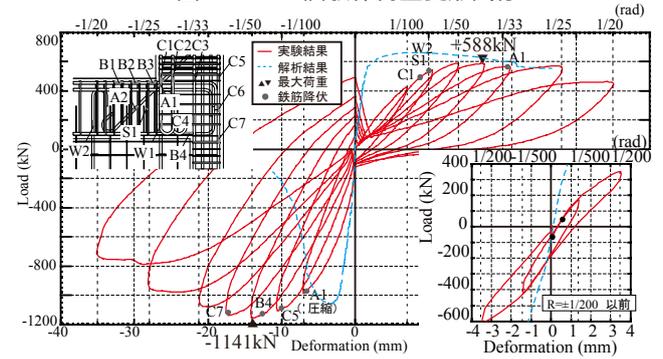


図-9 I-2 試験体荷重変形関係

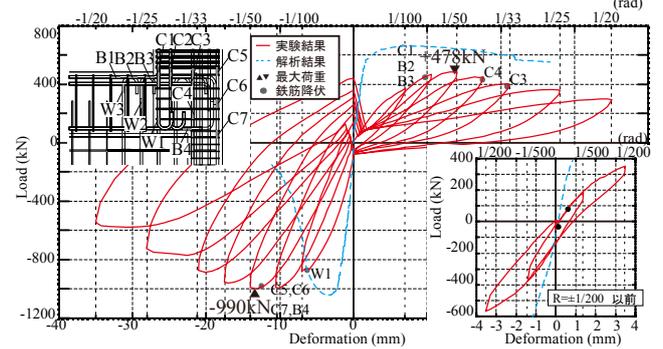


図-10 I-3 試験体荷重変形関係

梁せん断ひび割れ A が幅 3.0mm まで広がり、最大耐力を記録した。その後は、緩やかに水平力が低下した。

負荷荷では 1 階柱の曲げひび割れ d、梁のせん断ひび割れ b の順にひび割れが発生した。層間変形角-1/67 の時に、図-11 の a で表す 1 階柱の屋内側柱頭に圧壊が発生し、b で表す梁のせん断ひび割れ幅が 1.3mm まで大きくなり、最大耐力を記録した。層間変形角-1/40 の時、図-11 の c で表す壁板の圧壊が進み負荷荷の加力を終了した。

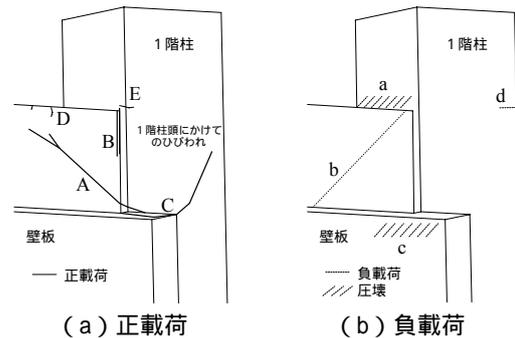


図-11 ひび割れ模式図

6.2 I-2 試験体実験結果

I-2 試験体の荷重-変形関係を図-9 に示す。初期剛性は解析値の約 0.4 倍となった。写真-2 は柱梁接合部付近の破壊状況を示している。

正載荷では、梁せん断ひび割れ幅が I-1 ほど大きくならなかった。層間変形角+1/40 の時、図-11 の B で表す柱梁接合部界面におけるひび割れ、C で表す隅角部からのひび割れが広がり、最大耐力を記録した。最大耐力は

I-1 を大きく上回り斜め筋による補強効果が確認された。

負載荷では、梁のせん断ひび割れ b が I-1 ほど大きくなり、層間変形角-1/50 の時、図-11 の a で表す 1 階柱の屋内側柱頭に圧壊が生じ、1 階柱曲げひび割れ d が 0.65mm まで大きくなり、最大耐力を記録した。

6.3 I-3 試験体実験結果

I-3 試験体の荷重変形関係を図-10 に示す。写真-3

は柱梁接合部付近の破壊状況を示している。初期剛性は解析値の約 0.4 倍となった。

正載荷では破壊過程の概略は I-2 試験体と類似しており、層間変形角+1/50 の時、図 - 11 の B で表す梁接合部界面におけるひび割れ、C で表す隅角部からのひび割れが広がり、最大耐力を記録した。最大耐力は I-1 を上回り、補強筋による補強効果が確認された。

負載荷では層間変形角-1/50 の時、図 - 11 の a で表す 1 階柱の屋内側柱頭に圧壊、b で表す梁のせん断ひび割れ、d で表す 1 階柱曲げひび割れが広がり、最大耐力を記録した。

7. 破壊形式の検討

7.1 正載荷回転中心の検討

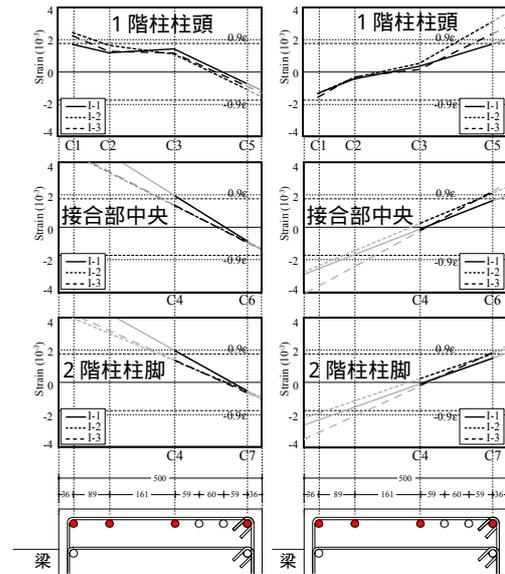
図 - 12, 13 は上から順に正負載荷における各試験体の 1 階柱柱頭、接合部中央、2 階柱柱脚における最大耐力時の主筋の歪分布を表している。1 階柱柱頭では歪ゲージ C1, C2, C3, C5 の値、接合部中央では歪ゲージ C4, C6 の値、2 階柱柱脚では歪ゲージ C4, C7 の値を用いて各図にプロットした。さらに計測点どうしを直線で結び、点のない箇所はそのまま線を延長した。なお、歪ゲージの位置は各試験体荷重-変形関係の図を参照されたい。また歪ゲージの奥行き方向の位置は図 - 12, 13 の色付きの鉄筋で示している。

図 - 12, 13 において圧縮縁から歪が 0 の位置までの距離を中立軸深さとする。正負載荷において各試験体の最大耐力時の中立軸位置を高さ方向で比べると、高さ方向で中立軸位置はあまり変わらない傾向を示した。

全試験体において正載荷では、図 - 11 の C で示す隅角部から 1 階柱柱頭に伸びるひび割れが生じており、また図 - 12 において 1 階柱柱頭が一番圧縮側に歪んでいることからこのひび割れ面を破壊面と考えた。また、この破壊面と中立軸位置が接合部中央で交わるので、回転中心を高さ方向では接合部中央、深さ方向では、図 - 12 の接合部中央の歪ゲージから求めた中立軸深さの値として回転中心を求めた。

7.2 正載荷破壊形式の検討

正載荷において I-1 では梁のせん断ひび割れ A が、I-2, I-3 では梁と接合部界面のひび割れ B が目立った。図 - 14 はひび割れ状況と回転中心(図中)を考慮した上で想定される破壊形式を示した図である。また、図 - 14 に示した I-1 で想定される破壊形式である梁のせん断破壊を伴う接合部破壊をする場合の水平荷重 ${}_bQ_{su}$ と I-2, I-3 で想定される梁の曲げ終局破壊を伴う接合部破壊をする場合の水平荷重 ${}_bQ_u$ の計算結果を表 - 5 に示す。また、予備計算でも示した 1 階柱の曲げ降伏時水平力 ${}_cQ_u$ の計算値



* は材料試験で得られた降伏ひずみの値を用いた。
図 - 12 正載荷歪分布 図 - 13 負載荷歪分布

も併せて表中に示す。終局時水平荷重の計算上の仮定を以下に示す。

・梁のせん断破壊を伴う接合部破壊する場合の水平荷重 ${}_bQ_{su}$ は、梁主筋には梁のせん断強度 Q_{su} を荒川式(2)を用いて求めた。軸力の項は、水平荷重がすべて梁に伝わると仮定し、実験値を用いて計算した。図 - 14 (a) で梁以外の矢印がある破壊断面を横切る引張鉄筋のモーメント ${}_jM_u$ は、破壊面での圧縮応力を均一であると仮定して、式(3)を用いて圧縮中心(図 - 14 中の▲)周りで計算し、応力歪関係をパイリニア型として実験データを用いて計算した。また、図 - 15(b), (c) に示すようなモーメント分布を仮定し、式(4)を用いて水平荷重を求めた。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 p_t^{0.23} (18 + F_c)}{M / Qd + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \right\} b \cdot j \quad (2)$$

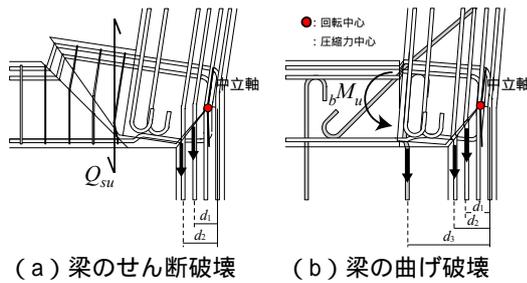
記号の説明、算定法は文献3)を参照のこと

$${}_jM_u = \sum a_i \cdot \sigma_i \cdot d_i \quad (3) \quad {}_bQ_{su} = \frac{Q_{su} \cdot L + {}_jM_u}{H} \quad (4)$$

・梁の曲げ終局破壊を伴う接合部破壊する場合の水平荷重 ${}_bQ_u$ は、梁主筋に関しては軸力を考えた曲げ終局強度式(5)を用いて求めた。軸力は水平荷重がすべて梁に伝わると仮定し、実験値を用いた。図 - 14 (b) で梁以外の矢印がある破壊断面を横切る引張鉄筋は梁のせん断破壊を伴う接合部破壊をする場合と同様の方法を用いた。図 - 15(a), (c) に示すようなモーメント分布を仮定し、式(6), (7)を用いて水平荷重を求めた。

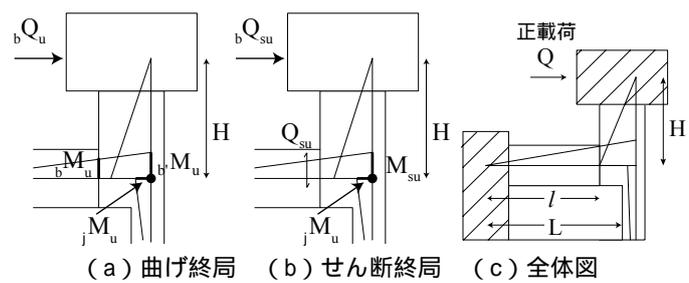
$${}_bM_u = 0.8 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5 \cdot N \cdot D \left\{ 1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot F_c} \right\} \quad (5)$$

記号の説明、算定法は文献3)を参照のこと



(a) 梁のせん断破壊 (b) 梁の曲げ破壊

図 - 14 正載荷破壊形式



(a) 曲げ終局 (b) せん断終局 (c) 全体図

図 - 15 正載荷終局時曲げモーメント

表 - 5 正負載荷計算結果

試験体	正載荷			負載荷	
	$i_c Q_u$	$i_c Q_u$	$c Q_u$	Q_u 実験値	Q_u 実験値
I-1	418	426	672.0	436	-950
I-2	708	589	685.0	588	-1141
I-3	660	529	672.0	478	-990

$$b' M_u = \frac{b M_u \times L}{l} \quad (6) \quad b Q_u = \frac{b' M_u + j M_u}{H} \quad (7)$$

I-1 では梁のせん断破壊を伴う接合部破壊する計算結果となった。I-2, I-3 では梁のせん断破壊断面に補強筋が横切り、破壊形式が変化したと考えられる。図 - 16 は歪と全体の水平変位の関係図である。I-2 では斜め筋が、I-3 では壁内通し筋が効くことで最大耐力が上昇し、梁の曲げ破壊を伴う接合部破壊をする計算結果となった。

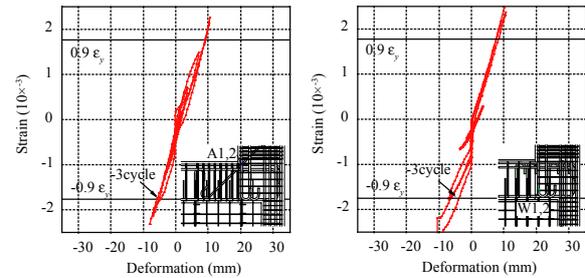
7.3 負載荷破壊形式の検討

負載荷ではすべての試験体で大きなひび割れが目立たず、観測された破壊形式は1階柱の曲げ破壊であった。すべての試験体で図 - 13 の歪分布から得られる実験値の1階柱柱頭の中立軸深さが平面保持解析から得られた中立軸深さ211mmとほぼ一致した。また、実験値の最大耐力が予備計算でも示した1階柱の終局時水平力 $c Q_u$ の計算値と近い値となった。

I-2 では図 - 16 (a) で示されるように斜め筋が、I-3 では図 - 16 (b) で示されるように1階主筋が壁内へ定着される通し筋が圧縮にも大きく効くことで、最大耐力が向上したと考えられる。

8. 結論

- (1) 1階柱が開く方向での破壊形式は、I-1 で梁のせん断破壊を伴う接合部破壊、I-2, 3 試験体で梁の曲げ破壊を伴う接合部破壊となった。試験体の最大耐力は斜め筋や壁内定着筋の効果により向上した。また、いずれの試験体も大きな靱性が得られた。
- (2) 1階柱が閉じる方向での破壊形式は、1階柱の曲げ破壊となった。また、I-2 で斜め筋、I-3 で壁内通し筋が圧縮にも効き耐力が向上した。また、通常配



(a) 斜め筋 (b) 壁内通し筋

図 - 16 歪 - 全体の水平変位

筋の I-1 では、壁板の圧壊により急な耐力低下が生じた。

- (3) 実験から観測されたそれぞれの破壊形式に対して耐力評価を行った。
- (4) 全試験体で初期剛性が解析値の約 0.4 倍となった。

謝辞

本研究は「平成 22 年度建築基準整備促進事業」の一環として、名古屋大学、名古屋工業大学、矢作建設地震工学技術研究所、建築研究所との共同研究で行ったものである。関係者には謝意を表す。

参考文献

- 1) 国土交通省住宅局建築指導課ほか：2007 年度版建築物の構造関係技術基準解説書，全国官報販売協同組合 2007 年 8 月
- 2) 花井ほか：断面が急変するピロティ柱梁接合部における柱主筋の定着性状，日本建築学会技術報告集，Vol.15, No.29, pp.143-146, 2009 年 2 月
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説，2010 年 2 月
- 4) Eivind Hognestad, *A Study of Combined Bending and Axial Load in Reinforced Concrete Members*, Bulletin 399, University of Illinois Engineering Experiment Station, Urbana, Ill., November 1951, 128pp.