

論文 壁式プレキャスト鉄筋コンクリート系低層住宅の接合部耐力に関する実験的研究

田中 卓^{*1}・酒井 悟^{*1}・中野 克彦^{*2}・松崎 育弘^{*3}

要旨：本研究は、2～4階程度の低層プレキャスト鉄筋コンクリート造接合部の耐力評価を目的としている。ここでは、厚さ120mmおよび150mmの出隅部分を想定した部分試験体のせん断実験結果について示し、接合部内での各せん断抵抗要素を接合筋、シヤキー、摩擦および固着に分類し、個々の構成則およびズレ変形を考慮した耐力累加により実験結果を評価できることを示した。

キーワード：壁式プレキャスト鉄筋コンクリート、接合部せん断破壊、ループ筋

1. はじめに

壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造（以下、「WR-PC造」）は面材で構成された構造物であるが、面材相互の接合は耐力壁の鉛直接合部、水平接合部および床板接合部の3つに大別できる。現状では接合部の構造性能は実験により確認することが主であり、その結果、多くの既往の実験より得られた実験式が提案されている。しかし、一般的な評価式は提案されておらず、評価式に対する安全率を高く設定することにより安全性を確保するにとどまっている。このような背景において、中野・松崎らは接合部内でのせん断抵抗要素を分類し、個々の構成則からせん断ズレ変形を適合させた累加法による耐力評価方法を提案している¹⁾。

図-1に示すような接合部を有する2階、3階建て対応のWR-PC造低層住宅における本体壁と直交壁との鉛直接合部のせん断耐力は、接合部での直接せん断伝達力を考慮せず、壁板の上に床板がある場合に、引張側直交壁の剛性および耐力を直交壁効果として算入している²⁾。しかし、4階建て対応のWR-PC造では、1階に入力される地震力が3階建てに比べて約1.4倍となり、必要壁量も大きく増加することになるため、本

体壁と直交壁との直接せん断伝達力を適切に評価して、せん断耐力を確保する必要がある。本研究では、出隅部を想定した鉛直接合部の部分要素試験体による直接せん断実験を行い、本接合部により直接せん断力が伝達でき、前述の変形を考慮した評価法が適用可能であることを確認することを目的としている。

2. 実験概要

2.1 試験体

表-1に試験体一覧、図-2に試験体形状、図-3に接合部配筋詳細および図-4に断面詳細を示す。

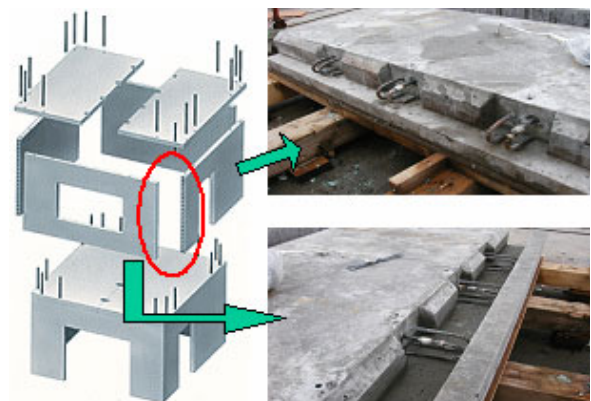


図-1 WR-PC造と接合部

*1 新潟工科大学 大学院工学研究科建築学専攻 (正会員)

*2 新潟工科大学 工学部建築学科助教授 博(工) (正会員)

*3 東京理科大学 工学部建築学科教授 工博 (正会員)

表 - 1 試験体一覧，実験結果および計算結果一覧

No.	試験体要因						実験値		計算値					
	形状	壁厚 ^{*1} (mm)	アンカー筋	配筋 type ^{*2}	シヤキー	グリース	${}^e Q_{max}$ (kN)	sd (mm)	${}^{sky} Q_c$ (kN)	${}^{sky} Q_p$ (kN)	${}^{dwl} Q_{sf}$ (kN)	${}^{dwl} Q_p$ (kN)	${}^c Q_1$ (kN)	${}^c Q_2$ (kN)
1	平面	150 [100]	D10	typeA	有	無	783	2.07	255	330	330	253	585	583
2			D10	typeB	有	無	771	0.63	255	330	330	253	585	583
3			D10	typeA	有	有	757	2.25	255	330	330	253	585	583
4			6	typeB	有	有	641	2.01	255	330	92	95	347	425
5			D10	typeA	無	有	258	7.40	-	-	330	253	330	253
6			D10 ^{*3}	typeA	有	有	643	2.14	255	330	330	253	585	583
7			D10 ^{*3}	typeA	無	有	276	8.16	-	-	330	253	330	253
8	L型	150 [100]	D10	typeA	有	無	615	0.73	255	330	330	253	585	583
9			D10	typeB	有	無	608	0.75	255	330	330	253	585	583
10			D10	typeC	有	無	552	2.02	255	330	330	253	585	583
11			6	typeA	有	無	549	1.31	255	330	92	95	347	425
12		120 [80]	6	typeB	有	無	435	0.70	204	252	92	95	296	347
13			6	typeC	有	無	428	1.26	204	252	92	95	296	347

*1) [] 内はシヤキーの幅(t') *2)接合部の配筋 type (図 - 3 参照) *3)No.6,7 のアンカー筋は通し配筋のみ
*4) 記号の説明

N : シヤキーおよびアンカー筋の箇所数 (3),
 c_B : コンクリート圧縮強度 ($43.1N/mm^2$), m_B : モルタル圧縮強度 ($60.7N/mm^2$),
 E_c : コンクリートの $1/3 c_B$ 時の割線剛性 ($2.0 \times 10^5 N/mm^2$),
 A_c : シヤキーのせん断面積 ($t' \times l'$), A_p : シヤキーの支圧面積 ($t' \times h'$),
 A_s : アンカー筋 (接合筋) の断面積,
 ${}^{sky} Q_c$: シヤキーのせん断破壊耐力 ($0.1 m_B \times A_c \times N$),
 ${}^{sky} Q_p$: シヤキーの支圧破壊耐力 ($c_B \times A_p \times N$),
 ${}^{dwl} Q_{sf}$: 接合筋のせん断強度 (せん断摩擦, $A_s \times \mu \times N$),
 ${}^{dwl} Q_p$: 接合筋のせん断強度 (ダウエル強度, $0.7 \times 0.4 \times (c_B \times E_c)^{(1/2)} \times A_s \times N$)⁴⁾,
 ${}^c Q_1$: 学会 PCa 規準式³⁾ (${}^{sky} Q_c + {}^{dwl} Q_{sf}$), ${}^c Q_2$: 変形考慮¹⁾ (${}^{sky} Q_p + {}^{dwl} Q_p$)

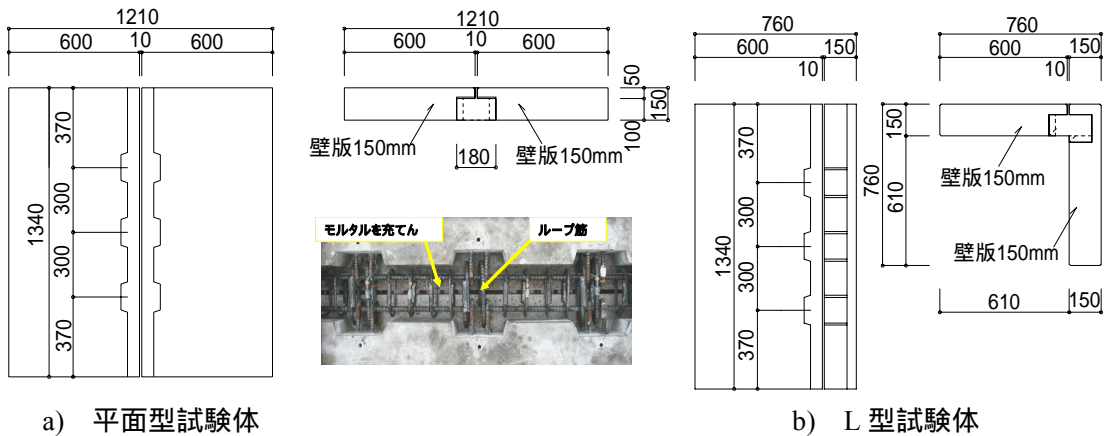


図 - 2 試験体形状

試験体は，幅 1340mm とし，厚さ 150mm およ
 び 120mm の接合面 (面積 : $A_j = 201000mm^2$ およ
 び $160800mm^2$) を有している。要因は，壁厚さ 2
 水準 (150mm, 120mm)，アンカー筋および長円
 補強筋 2 種類 (6, D10)，アンカー部分以外の
 長円補強筋の有無 (無, D6@50, D10@50)，シ
 ヤキーの有無およびグリース塗布の有無とした。
 本工法の接合部は，PCa 部材から突出してい

るループ状のアンカー筋を，長円補強筋により
 重ね継手し，接合部にモルタルを充填すること
 により応力伝達する接合方式である。したがっ
 て，せん断力を伝達する境界面は 2 面であると
 考えられる。シヤキーは，1 試験体に 3 個有り，
 形状は深さ (h') 30mm，長さ (l') 140mm とし，
 壁厚 150mm に対して幅 100mm (t')，壁厚 120mm
 に対して幅 80mm (t') とした。なお，モルタル

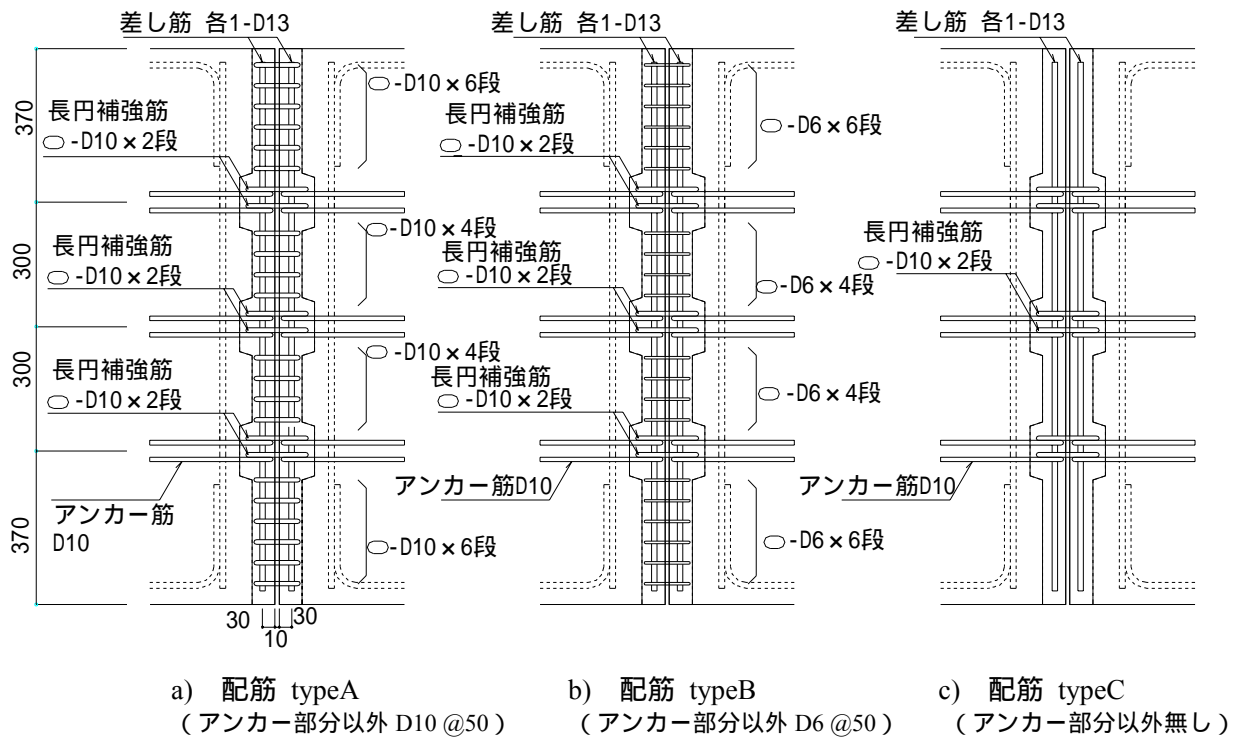


図 - 3 接合部の配筋詳細

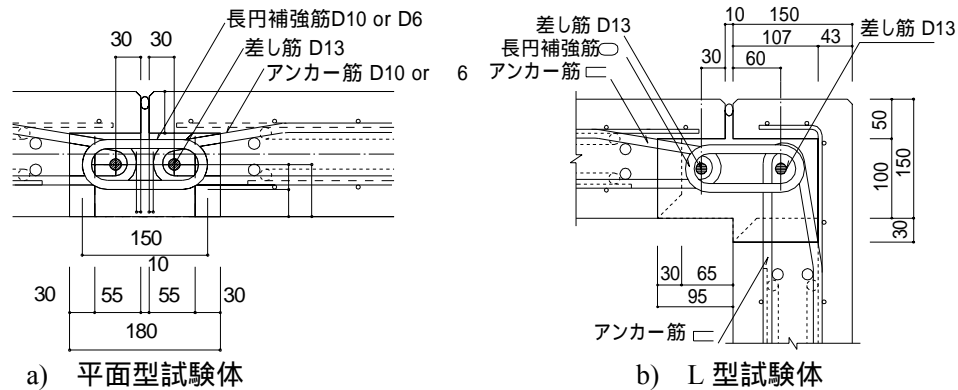


図 - 4 断面詳細

面とPCa面のグリースは境界部分全体に0.5mm程度の厚さで塗布し、接合面の固着抵抗をできるだけ除去する処理を施した。

2.2 加力および測定方法

写真 - 1 に加力および測定状況を示す。試験体は鉛直接合部を想定したものであり、加力は、鉛直接合部が水平になるような状態で、2000kN押し引き油圧ジャッキにより一方向繰り返しのせん断力(Q)を与えた。なお、せん断力は接合部の中心より充填モルタルの幅(180 or 150mm)だけ偏心して作用しており、上部に設置した2000kN油圧ジャッキにより、接合部には曲げモーメントは生じないが、軸力(N)が生じることになり、上下方向には拘束力が生じる加力条件

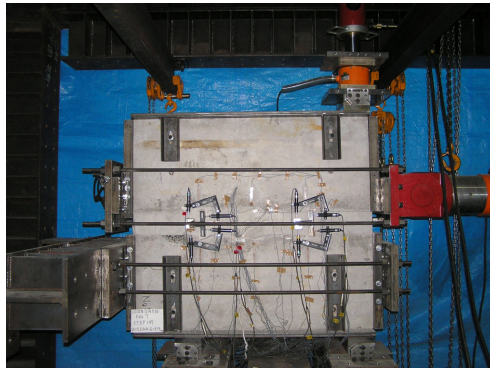
となる。加力の制御は変位(s_d)制御とし s_d は上下の壁板間の相対変位とした。

測定は、接合部の相対変形および口開き量を変位計により、シヤキー周辺部のコンクリートのひずみ、および、接合筋のひずみをひずみゲージにより行った。

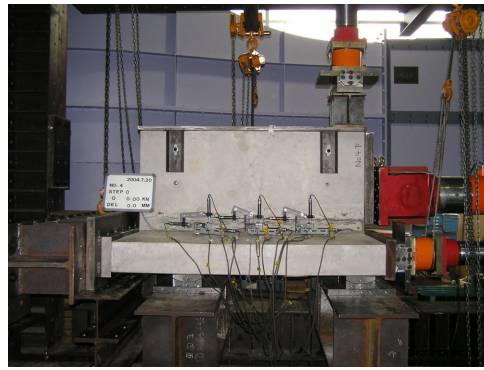
2.3 使用材料

(1) コンクリートおよびモルタル

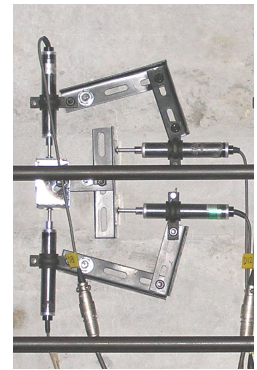
PCa板に使用したコンクリートは、骨材にメサライトを使用した軽量コンクリートである。フレッシュコンクリートの試験結果は、スランプ200mm, 空気量6.7%, 単位容積質量1.92kg/lであった。実験開始日から終了日までのコンクリート圧縮強度の平均値は43.1N/mm²であった。



a) 平面型試験体



b) L型試験体



c) 接合部の変位測定

写真 - 1 加力および測定状況

接合部に充填したモルタルの実験開始日から終了日までのモルタル圧縮強度平均値は、 60.7N/mm^2 であった。

(2) ループ状アンカー筋および長円補強筋

ループ状アンカー筋の降伏点 (σ_y) の平均値は、D10で 385N/mm^2 、D6で 271N/mm^2 であった。また、長円補強筋の降伏点 (σ_y) の平均値は、D10で 386N/mm^2 、D6で 329N/mm^2 であった。

3. 実験結果および検討

3.1 耐力および破壊性状

各試験体の最大耐力の実験値および計算値を表 - 1 に、No.1 の破壊状況を一例として図 - 5 に示す。No.1 のせん断抵抗要素は、(1)接合筋(ループ状アンカー筋)、(2)シヤキー、(3)接合面の固着抵抗である。加力初期では、ほとんどせん断ズレ変形 (δ_{sd}) が生じず、せん断力 (Q) が約 400kN において、シヤキー部分の接合部に斜めひび割れが発生し、 δ_{sd} が 0.2mm 程度まで急激に変形した。その後、最大耐力 (eQ_{\max}) までは直線的に上昇し、斜めひび割れが口開き、シヤキー支圧部のコンクリートが圧壊することにより耐力低下した(以下、接合部のせん断破壊という)。接合部は、斜めひび割れが生じたと同時に口開いているため、斜めひび割れ発生後の固着抵抗は考慮できないものと考えられる。

接合筋は、最大耐力時には降伏しており、シヤキー支圧部分のひずみ度は $0.1 \sim 0.2\%$ 程度である。従って、最大耐力の評価に接合筋のダウ

エル耐力は考慮できるが、シヤキー耐力は圧壊耐力ではなく、接合部のせん断耐力で評価する必要があると考えられる。

破壊状況としては、シヤキーを有する試験体は、試験体形状およびグリースの有無に関わらず、前述した接合部のせん断破壊を示した(図 - 6 参照)。シヤキーによるせん断力伝達機構が3次元的になるL型接合部においても、接合部として十分な構造性能を示した。一方、シヤキーを有しない試験体は接合筋の曲げによる局部降伏現象を示した。

最大耐力時のせん断応力度(最大耐力をシヤキーのせん断面積で除した値)は、平面型で $15.3 \sim 18.7\text{N/mm}^2$ ($0.24 \sim 0.30 m_B$, m_B : モルタルの圧縮強度), L型で $12.7 \sim 14.6\text{N/mm}^2$ ($0.20 \sim 0.23 m_B$) であった。また、シヤキー部分の圧縮応力度(最大耐力をシヤキーの支圧面積で除した値)は、平面型で $83.8 \sim 102\text{N/mm}^2$ ($2.1 \sim 2.5 c_B$, c_B : コンクリートの圧縮強度), L型で $71.8 \sim 80.4\text{N/mm}^2$ ($1.78 \sim 2.0 c_B$) であった。壁厚およびアンカー筋の影響が耐力に及ぼす影響は顕著であるが、接合部内のアンカー部分以外の補強量が最大耐力に及ぼす影響は顕著ではない。また、最大耐力時の接合部には $0.8 \sim 1.0\text{N/mm}^2$ 程度の軸方向の圧縮力が生じているが、最大耐力時には接合面は口開いており、軸圧縮力による摩擦抵抗は生じていないと考えられる。

壁板接合部せん断耐力は、 cQ_1 : 壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造設計規準・同解説³⁾、

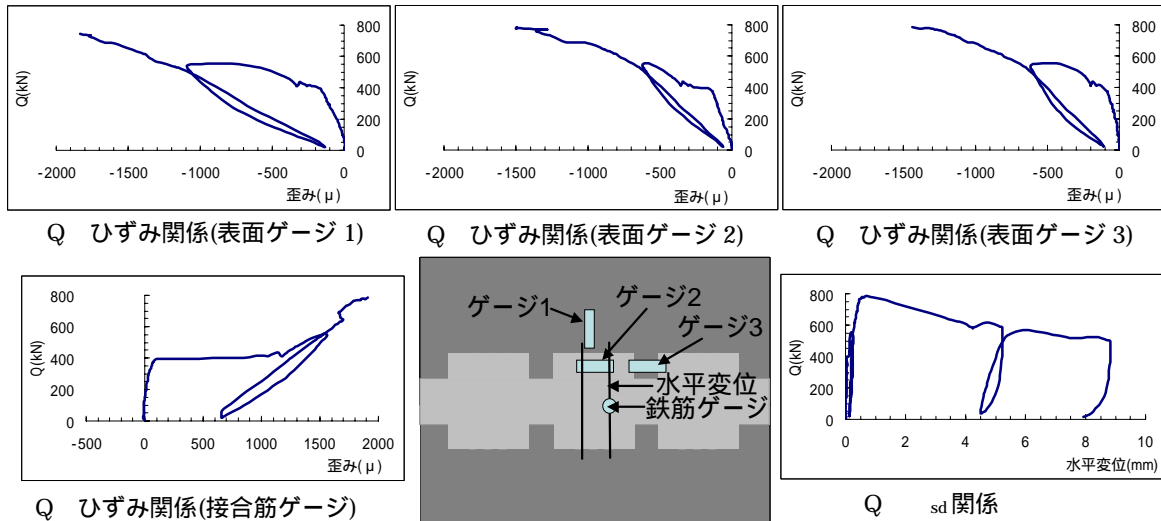
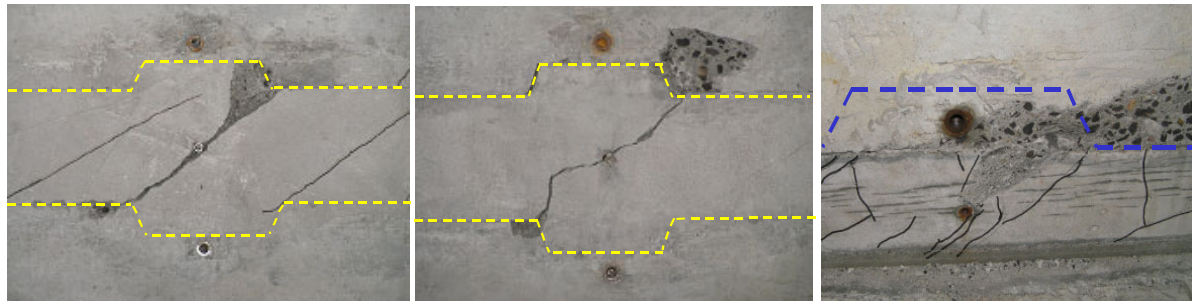


図 - 5 破壊状況の一例 (No.1)



a) 平面型 (No.1)

b) 平面型 (No.2)

c) L型 (No.8)

図 - 6 シヤキーの破壊状況例

c_{Q2} : 中野・松崎らの変形を考慮した式¹⁾より単純化したあと施工アンカーせん断耐力式⁴⁾により評価した。 c_{Q1} は破壊モードを考慮せずに実験から得られた計算式であり、 c_{Q2} はシヤキーの支圧破壊時の変形を考慮して接合筋の耐力を累加した計算式である。 c_{Q1} では実験値を0.78~1.85(平面型)および0.94~1.58(L型)の評価、 c_{Q2} では実験値を1.02~1.51(平面型)および0.95~1.29(L型)の評価となっている。

3.2 変形状

図 - 7 に各要因ごとの $Q - s_d$ 関係を示す。

(1) せん断抵抗要素の影響

接合筋、シヤキーおよび固着抵抗の複合効果により、異なる変形状を示していることがわかる。以下に、個々の試験体の変形状の特徴を示す。

- ・(接合筋 : No.5) 耐力は s_d の増大とともに上昇し、除荷するまで耐力低下しない。
- ・(接合筋 + シヤキー : No.3) 最大耐力は接合部

がせん断破壊する点であり、 s_d は 2mm 程度である。

- ・(固着 + シヤキー + 接合筋 : No.1) 接合部に斜めひび割れが生じた後に s_d が生じはじめ、斜めひび割れ発生後には固着抵抗が喪失するために、(シヤキー + 接合筋)と同様の変形状を示す。

(2) 平面型とL型の違い

接合部の斜めひび割れが生じるせん断力は約 400kN であり、ほぼ等しくなっている。斜めひび割れ発生後の剛性はL型が大きく、最大耐力時の s_d はL型が小さくなっている。これはL型試験体は軸力方向も偏心しており、接合部に生じる拘束力に違いが表れたと考えられるが、今後の検討課題である。

(3) 接合筋径(量)の影響

No.3, No.4 とともにせん断抵抗要素は、接合筋とシヤキーの複合である。シヤキー支圧部のコンクリートおよびモルタルの圧壊、接合部の斜めひび割れ等により剛性が低下し、接合部のせ

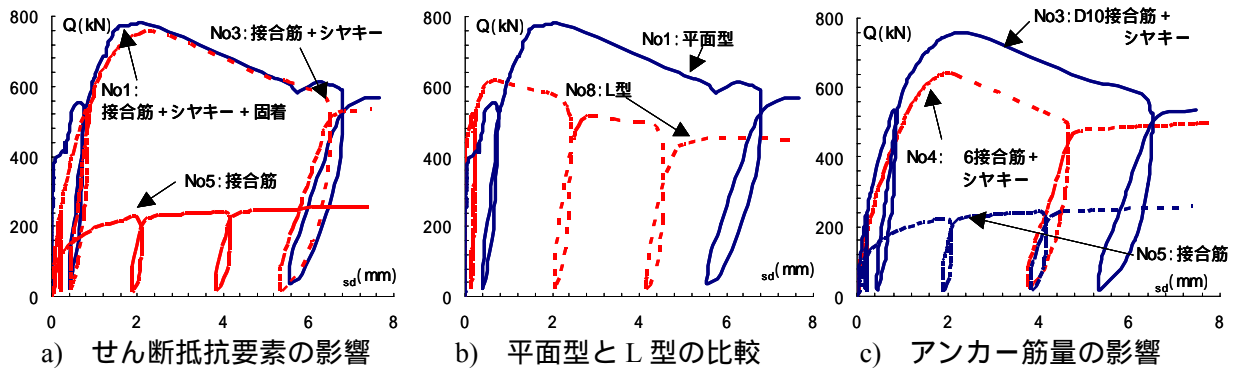


図 - 7 せん断力 (Q) とせん断ズレ変位量 (s_d) の関係

せん断破壊により最大耐力に至っている。接合筋のダボ抵抗力の違いが耐力の違いとして表れていると考えられる。

3.3 各せん断抵抗要素の変形状

図 - 8 に各せん断抵抗要素の $Q - s_d$ 関係を示す。また、同図中には、文献1で示されているダボ抵抗の構成則を示す。この構成則は接合筋のみの実験結果を妥当に評価していることが確認できる。

No.1'および No.3'は図 - 7a)で示した $Q - s_d$ 関係より、変形適合により No.5 のダボ抵抗力を差し引いたものである。No.1'および No.3'の $Q - s_d$ 関係は、斜めひび割れ発生後において等しくなっている。斜めひび割れ発生以前の両者の差が固着抵抗と考えられる。これらの事より、本工法における接合部においても、複数の異なる構成則 (接合筋, シヤキー, 固着抵抗) を持つせん断抵抗要素が複合して耐力を発揮しているものと考えられる。

4. まとめ

- (1) 本工法による接合部のせん断耐力は、出隅部分においても、シヤキーによるせん断力伝達機構が3次元的に成立し、接合部として十分な構造性能を示すことを確認した。さらに、最大耐力時におけるアンカー筋は降伏しており、接合筋としての有効性を確認した。
- (2) 壁厚, アンカー筋径がせん断耐力に及ぼす影響は顕著である。一方、接合部のアンカー部分以外の補強量の増加によりせん断ひび割れが分散し、せん断耐力が大きくなる傾向

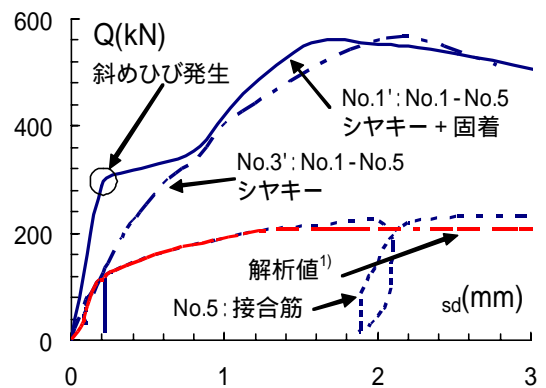


図 - 8 各せん断抵抗要素のせん断力 (Q) とせん断ズレ変位量 (s_d) の関係

がみられたが耐力の上昇率は明確ではなかった。

- (3) 実建物に使用されている接合部においても、複数の異なる構成則を持つせん断抵抗要素に分類でき、接合部の耐力は個々の構成則の変形適合を考慮した累加方法で評価できることを確認した。しかし、本実験での最大耐力は接合部のせん断破壊であり、今後、このモードの構成則を確立する必要がある。

参考文献

- 1) 中野克彦, 松崎育弘: プレキャスト RC 部材接合面におけるせん断抵抗要素の耐力累加方法, 日本建築学会構造系論文集, 第 550 号, pp.151-158, 2001.12
- 2) 吉崎征二, 伊藤一男 他: コンクリート系工業化住宅の構造設計法に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C, pp.235-244, 1989
- 3) 日本建築学会: 壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造設計規準・同解説, 1982
- 4) 日本建築防災協会: 既存鉄筋コンクリート造建築物の外側耐震改修マニュアル, pp.71, 2002.9