

論文 RC 造の外側耐震補強における接合部のせん断耐力評価

白井 佑樹*1・黒沢 亮太郎*2・坂田 弘安*3・松崎 育弘*4

要旨：鉄筋コンクリート建物の外側耐震補強における接合部を想定した実大試験体を用いてせん断実験を行い、せん断力-ずれ変位関係、せん断ひび割れ耐力、最大せん断耐力、ずれ変位時耐力に関する知見を得た。既往の評価法での考察に加え、ずれ変位時耐力において PC 鋼棒のダボ抵抗を考慮した評価法をあと施工アンカーの評価法に倣い提案した。提案式は、圧縮強度 $\sigma_B=10\text{N/mm}^2$ 程度の低強度コンクリートを含む実験結果を安全側に評価した。

キーワード：外側耐震補強, 接合部, せん断耐力, あと施工アンカー, PC 鋼棒, 低強度コンクリート

1. はじめに

既存鉄筋コンクリート(RC)建物の強度補強を目的として、RC 建物に新設のフレームを設け、既存フレームと一体化させる外側補強方法(図-1)がよく用いられている¹⁾。

本論文では、実験により既存フレームと新設フレームの接合部のせん断耐力を把握することを目的としている。実験ではシアコネクタとして接着系あと施工アンカーボルト(以下アンカー)と PC 鋼棒、さらにアンカーと PC 鋼棒を併用する場合を想定した実大試験体を用意した。実構造物では既存架構との偏心によって接合部にはせん断力、引張力、圧縮力の複合応力が作用するが、本実験ではせん断抵抗のみに着目し接合部にせん断応力を作用させた。また、耐震補強が必要な既存 RC 建物の中には、低強度のコンクリート圧縮強度のものが存在する。本実験では $F_c=10\text{N/mm}^2$ の試験体を用意し、既存部のコンクリート強度のせん断伝達への影響を検討する。

-2 に使用材料の力学的性質、表-3 にスラブ筋の力学的性質を示す。試験体は補強増設部を模した PCaPC 梁、既存部を模した RC 梁、これらを連結するスラブから成る。RC 梁とスラブの接合面に直角に配したシアコネクタを設ける。スラブは幅 1700mm、厚さ 200mm の断面で、高さが 450mm である。スラブ筋は両辺方向に D13@100(ダブル)とし、RC 梁との接合面付近には D6@50(D=120 ϕ)の割裂補強筋を配した。接合面にはびしゃんによる目荒しを施した。要因はシアコネクタの種類、PC 鋼棒の導入緊張力 P_0 、既存梁のコンクリート設計基準強度 F_c とした。シアコネクタは RC 梁とスラブの接合面に直角に、PC 鋼棒は 2 本、アンカーは 5 本設けた。PC 鋼棒には 17mm-B 種 2 号を用いた。内径 30mm のシース管を用い、緊張後グラウトを充填した。アンカー筋には先端が 45° に加工されている異形鉄筋 D16 を用いた。有効埋め込み長さは、 $12d_a$ としている。ここで d_a はアンカーの直径である。接着部には、回転・打撃式フィルムチューブタイプ有機系アンカーを用いた。

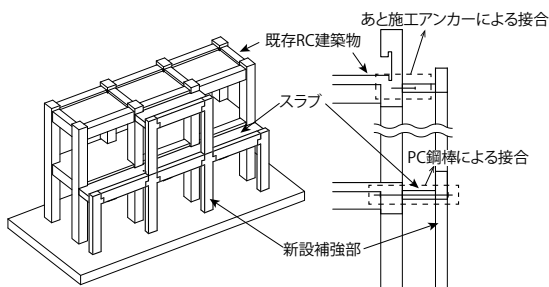


図-1 外側耐震補強の一例と接合部詳細

2.2 実験方法

図-3 にセットアップ状況を示す。既存 RC 部を反力フレームに固定し、接合面位置にせん断力を与えた。正負繰返し漸増荷重とし、図-4 に示す荷重履歴を用いた。

計測項目は、ジャッキ荷重 Q とずれ変位 δ である。変位は計測フレームにより、RC 梁からのスラブの相対変位を接合面から 100mm の高さの点で計測している。この変位にはスラブのせん断変形が含まれるが、その大きさは微小である。

2. 実験概要

2.1 試験体

図-2 に試験体詳細の一例、表-1 に試験体一覧、表

3 実験結果と考察

3.1 せん断力-ずれ変位関係

図-5 にせん断力-ずれ変位関係、表-4 に実験結果

*1 東京工業大学 総合理工学研究科 日本学術振興会特別研究員 DC 修士(工学) (学生会員)

*2 黒沢建設株式会社 修士(工学) (正会員)

*3 東京工業大学 建築物理研究センター 教授 工学博士 (正会員)

*4 東京理科大学 名誉教授 工学博士 (正会員)

の一覧を示す。試験体 18-0.5P は 2 回に分けて载荷を行い、初载荷と再载荷とした。

全ての試験体でスラブと RC 梁の接合面にずれが発生するまでは剛性が高く、スラブのせん断ひび割れ発生以降も剛性の変化はなかった。最大せん断耐力 EQ_{max} と同時に、シアコネクタとして PC 鋼棒、アンカーをそれぞれ単体で用いた 0.5P, A 試験体は接合面のずれ破壊により急激なずれが生じた。それに対し併用した OPA, 0.5PA, 0.9PA 試験体ではずれ破壊後、せん断力は低下するが大きなずれは生じていない。

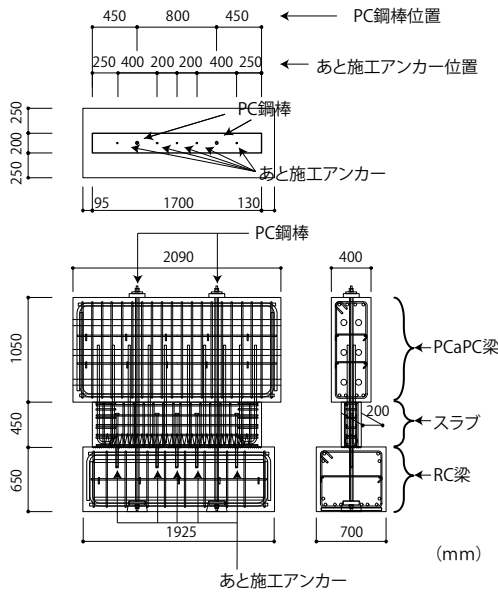


図-2 試験体詳細

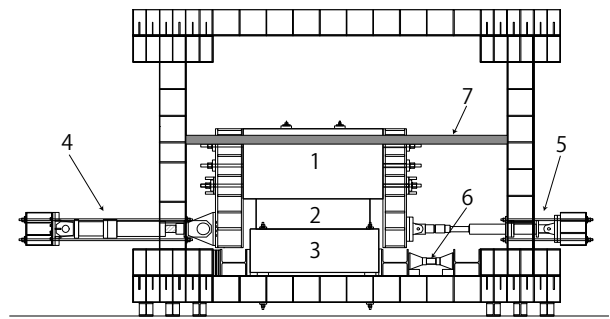
表-3 スラブ筋の力学的特性

	降伏強度		引張強度	
	N/mm ²		N/mm ²	
D13(SD295A)	359		498	
D6(SD295A)	335		515	

表-1 試験体一覧

試験体 パラメータ	シアコネクタ		導入緊張力	RC 梁設計 基準強度
	PC 鋼棒	アンカー	P_0 kN	F_c N/mm ²
10-0.5P	○	-	106 (0.5 P_y)	10
18-0.5P	○	-	106 (0.5 P_y)	18
10-A	-	○	-	10
18-A	-	○	-	18
10-0PA	○	○	0	10
18-0PA	○	○	0	18
10-0.5PA	○	○	106 (0.5 P_y)	10
18-0.5PA	○	○	106 (0.5 P_y)	18
10-0.9PA	○	○	190 (0.9 P_y)	10
18-0.9PA	○	○	190 (0.9 P_y)	18

(ここで P_y は、PC 鋼棒の公称降伏荷重 212kN である)



1~3:試験体 (1:PCCaPC 梁, 2:スラブ, 3:RC 梁), 4:1000kN oil Jack, 5:500kN oil Jack, 6:調整用反力ジャッキ, 7:面外方向拘束材

図-3 セットアップ状況

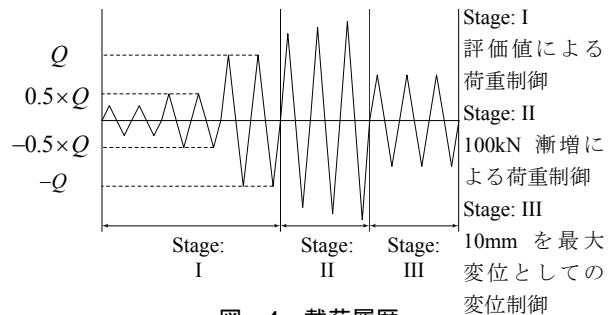


図-4 载荷履歴

表-2 使用材料の力学的性質

試験体	鋼材				グラウト	コンクリート材料							
	PC 鋼棒		あと施工アンカー			PCCaPC 梁			スラブ		RC 梁		
	降伏強度	ヤング係数	降伏強度	ヤング係数		圧縮強度	圧縮強度	ヤング係数	圧縮強度	ヤング係数	引張強度	圧縮強度	ヤング係数
	$p\sigma_y$	$pE_s(\times 10^5)$	$p\sigma_y$	$aE_s(\times 10^5)$		σ_B	σ_B	$E_c(\times 10^4)$	σ_B	$E_c(\times 10^4)$	σ_T	σ_B	$E_c(\times 10^4)$
N/mm ²		N/mm ²		N/mm ²	N/mm ²			N/mm ²		N/mm ²			
10-0.5P	1241	2.00	401	2.00	46.7	56.0	4.14	24.6	3.49	2.0	8.9	2.06	
18-0.5P					55.4	52.9	4.03	25.8	3.08	1.7	17.1	2.67	
10-A					48.1	56.5	4.16	24.8	3.45	2.0	9.0	2.08	
18-A					54.8	53.0	4.03	26.3	3.12	1.8	17.3	2.68	
10-0PA					52.7	58.2	4.23	25.3	3.32	1.9	9.3	2.16	
18-0PA					53.4	53.2	4.03	27.4	3.22	2.0	17.7	2.70	
10-0.5PA					54.5	58.9	4.26	25.5	3.27	1.9	9.4	2.19	
18-0.5PA					53.3	53.2	4.03	27.5	3.23	2.0	17.8	2.71	
10-0.9PA					58.2	60.3	4.32	25.9	3.17	1.8	9.6	2.25	
18-0.9PA					52.9	53.3	4.03	27.8	3.26	2.1	17.9	2.71	

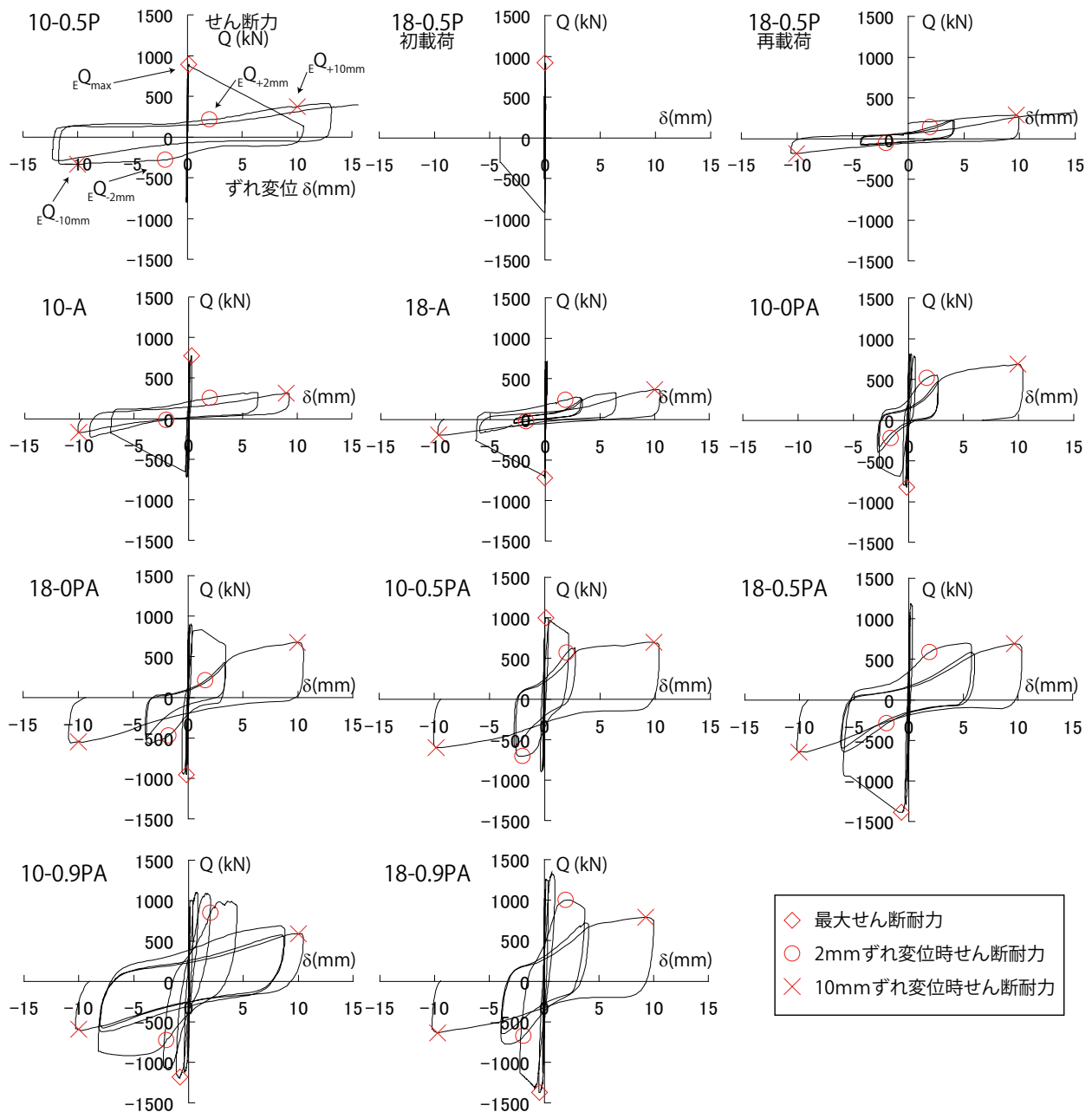


図-5 せん断力 - ずれ変位関係

表-4 実験結果一覧

試験体	10-0.5P	18-0.5P	10-A	18-A	10-0PA	18-0PA	10-0.5PA	18-0.5PA	10-0.9PA	18-0.9PA
$E Q_c$ (kN)	715	922	623	610	612	713	925	912	926	823
$C Q_c$ (kN)	519	420	453	408	431	453	496	519	519	589
$E Q_{max}$ (kN)	888	922	772	719	821	953	1000	1390	1200	1372
$C Q_{max}$ (kN)	425	527	319	455	319	523	425	629	509	747
$E Q_{2mm}$ (kN)	246	95	135	136	414	374	638	444	790	848
Q_{add} (kN) ($\phi_s=0.7$)	170	199	134	203	195	294	299	394	376	463
$E Q_{10mm}$ (kN)	354	235	241	280	687	610	649	668	595	714
Q_{add} (kN) ($\phi_s=1.0$)	191	233	185	284	273	414	376	512	451	574

除荷後に、それまでに経験した振幅内での再載荷に着目する。接合面のずれ破壊後は、PC 鋼棒の導入緊張力 P_0 による摩擦とシアコネクタのダボによるせん断力で抵抗している。摩擦抵抗がある 0.5P, 0.5PA, 0.9PA 試験体では除荷後、ずれ変位 $\delta=0\text{mm}$ までの再載荷時にせん断抵抗が確認できるのに対し、摩擦抵抗がなくダボ抵抗のみの A, 0PA 試験体ではせん断抵抗がないことがわかる。これは、摩擦とダボの抵抗機構の違いに因る。摩擦抵抗は接合面に対する圧縮応力により作用するため、再載荷時も安定して抵抗している。一方ダボ抵抗はシアコネクタとその周辺コンクリートにより作用するため、載荷時のコンクリートの損傷により再載荷時は抵抗が低下している。そのため同様に、繰返し載荷によってせん断耐力、及び剛性が低下している。

3.2 せん断ひび割れ耐力 EQ_{cr}

表-4 にせん断ひび割れ耐力 EQ_{cr} , 図-6 に EQ_{cr} と試験体要因の関係を示す。ひび割れの確認は、各載荷ステップ最大荷重時に行った。ひび割れは接合面のずれ破壊前にスラブに集中して発生した。PCaPC 梁にはひび割れは発生しなかった。0.9PA 試験体では RC 梁にもひび割れが発生した。図-6 より、スラブに軸力が作用していない A, 0PA 試験体に比べ、PC 鋼棒に P_0 を与えた 0.5P, 0.5PA, 0.9PA 試験体が EQ_{cr} は高くなっている。

スラブを耐震壁と見立て、せん断ひび割れ強度 cQ_{cr} を文献2)の式(1)により評価する。

$$cQ_{cr} = \tau_{scr} \cdot t \cdot l / \kappa \quad (1)$$

$$\tau_{scr} = \sqrt{(\sigma_T^2 + \sigma_T \sigma_0)} \quad (2)$$

ここで、 τ_{scr} はせん断ひび割れ応力度、 σ_0 は P_0 によるスラブの圧縮応力度、 σ_T はスラブのコンクリートの引張強度、 t はスラブ板厚(200mm)、 l はスラブ幅(1700mm)、 κ はスラブ断面の形状係数($\kappa=3/2$)である。図-7 に実験結果 EQ_{cr} との比較を示す。全試験体に対して 1.4~2.0 の安全率をもって評価できている。しかし本試験体のせん断スパン比は 0.26 と非常に小さく、このようなせん断スパン比を持った耐震壁の研究は少ない。そのため今後さらなる検討が必要であると考えている。

3.3 最大せん断耐力 EQ_{max}

表-4 に最大せん断耐力 EQ_{max} , 図-8 に EQ_{max} と試験体要因の関係を示す。0PA, 0.5PA, 0.9PA 試験体で、 P_0 が高くなるにつれて EQ_{max} も上昇している。またコンクリート圧縮強度 σ_B で比較すると、 $\sigma_B=18 \text{ N/mm}^2$ の方が EQ_{max} は高くなっている。

EQ_{max} はスラブと RC 梁の接合面における固着と P_0 による摩擦の和であると考えている。すなわち、最大せん断強度 cQ_{max} を式(3)により評価する。

$$cQ_{max} = Q_{fr} + Q_k \quad (3)$$

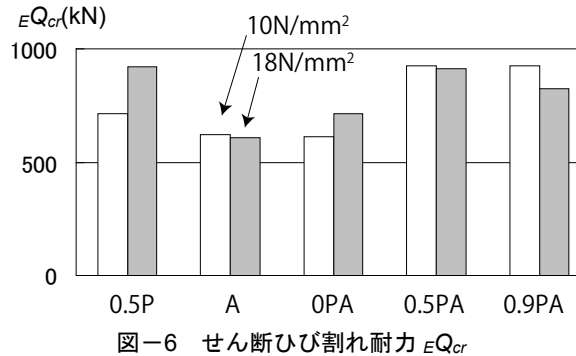


図-6 せん断ひび割れ耐力 EQ_{cr}

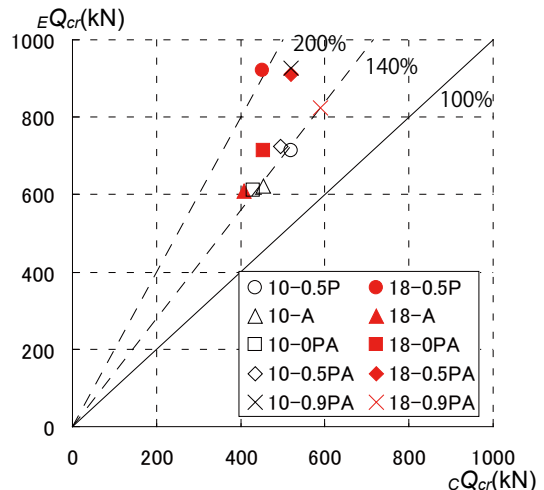


図-7 実験値 EQ_{cr} と評価値 cQ_{cr} の比較

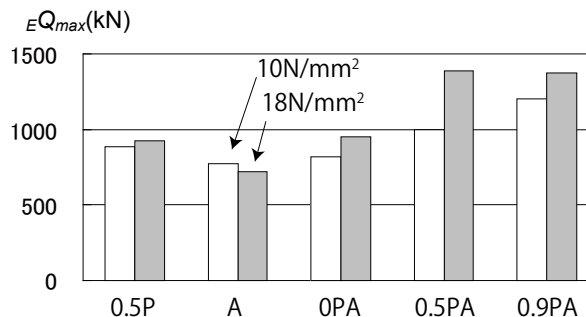


図-8 最大せん断耐力 EQ_{max}

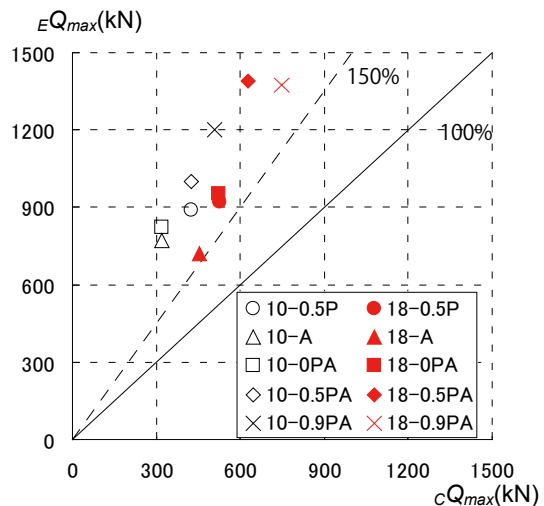


図-9 実験値 EQ_{max} と評価値 cQ_{max} の比較

ここで Q_{fr} は摩擦抵抗, Q_k は固着抵抗である。 Q_{fr} は式(4)により, Q_k は文献3)により評価する。山田らは接合面に純せん断応力が作用している場合, Mohr の破壊包絡線との関係により固着強度 σ_k は式(5)で表せるとしている³⁾。よって, Q_k は式(6)で表せる。ここで σ_k について, 本実験では P_0 による圧縮応力が作用しているため, 式(5)では小さめに評価するが, 本稿では P_0 による効果は式(4)の Q_{fr} に対して考慮する。

$$Q_{fr} = \mu \cdot \eta \cdot p_n \cdot P_0 \quad (4)$$

$$\sigma_k = \sigma_T \quad (5)$$

$$Q_k = \sigma_k \cdot t \cdot l \quad (6)$$

ここで, μ は摩擦係数, p_n は PC 鋼棒の本数, η はプレストレス有効率, σ_T は RC 梁のコンクリートの引張強度である。摩擦係数は接合面の状態に大きく影響される⁴⁾が, ここでは $\mu=0.5$ ⁵⁾とする。プレストレス有効率 ηl は初期導入力緊張から実験時までの損失はないと考え, 1.0 とした。図-9 に実験結果 EQ_{max} との比較を示す。全試験体に対して 1.5 以上の安全率をもって評価できている。

3.4 2mm ずれ変位時せん断耐力 EQ_{2mm}

表-4 に 2mm ずれ変位時せん断耐力 EQ_{2mm} , 図-10 に EQ_{2mm} と試験体要因の関係を示す。正負の 2mm ずれ時のせん断力の平均を EQ_{2mm} とする。ずれ変位時せん断耐力は固着による影響がないよう決定した。図-10 より 0.5P, A 試験体は PA 試験体に比べて EQ_{2mm} が大きく低い結果となっている。これは 3.1 に述べたように EQ_{max} と同時に急激なずれが生じてコンクリートに損傷したためだと考えられる。OPA, 0.5PA, 0.9PA 試験体では P_0 が高くなるにつれて EQ_{2mm} も上昇している。 σ_B の影響は確認できない。

3.5 10mm ずれ変位時せん断耐力 EQ_{10mm}

表-4 に 10mm ずれ変位時せん断耐力 EQ_{10mm} , 図-11 に EQ_{10mm} と試験体要因の関係を示す。 EQ_{10mm} も EQ_{2mm} と同様に正負の平均とする。図-11 より σ_B の影響は確認できない。また OPA, 0.5PA, 0.9PA 試験体で P_0 に関わらず一定の EQ_{10mm} となっている。0.9PA 以外の試験体は EQ_{2mm} と比べて EQ_{10mm} は上昇している。

4. ずれ変位時の耐力評価式

以下では EQ_{2mm} と EQ_{10mm} の評価式について検討を行う。

4.1 せん断抵抗要素

ずれ変位時の RC 梁とスラブの接合面のせん断抵抗要素を, PC 鋼棒の P_0 による摩擦抵抗 Q_{fr} , アンカーのダボ抵抗 aQ_{dvl} , そして PC 鋼棒のダボ抵抗 pQ_{dvl} を考える。

4.2 評価式

摩擦抵抗 Q_{fr} とアンカーのダボ抵抗 aQ_{dvl} の評価式は文献 6)を参照する。 Q_{fr} は式(4)による。 aQ_{dvl} の評価式を以下に示す。

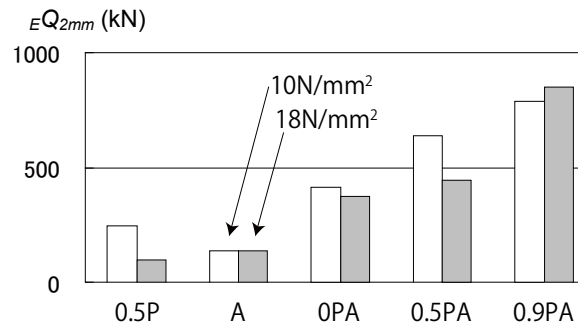


図-10 2mm ずれ変位時せん断耐力 EQ_{2mm}

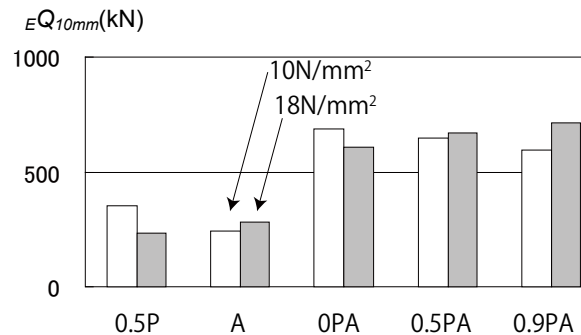


図-11 10mm ずれ変位時せん断耐力 EQ_{10mm}

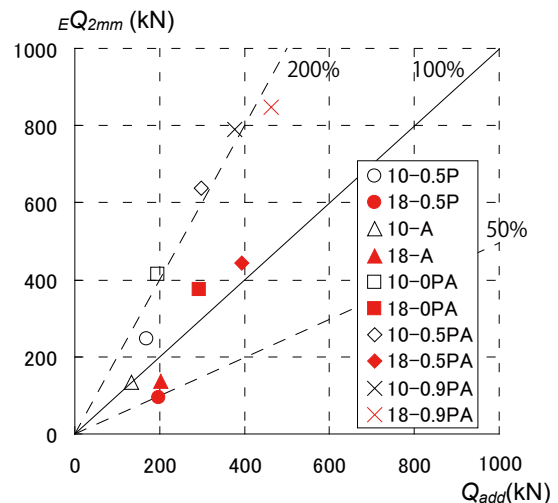


図-12 実験値 EQ_{2mm} と評価値 Q_{add} の比較

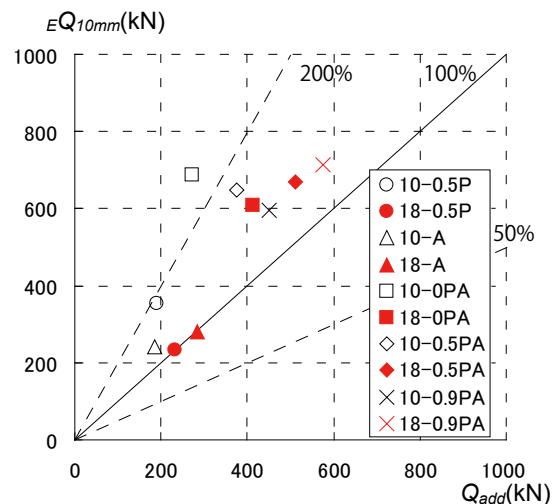


図-13 実験値 EQ_{10mm} と評価値 Q_{add} の比較

$${}_a Q_{dwl} = \phi_s \times {}_a n \times \min\{{}_a Q_{a1}, {}_a Q_{a2}\} \quad (7)$$

$${}_a Q_{a1} = 0.7 \times {}_a \alpha \times {}_a \sigma_y \quad (8)$$

$${}_a Q_{a2} = 0.4 \sqrt{E_c \sigma_B} \times {}_a a \quad (9)$$

ここで、 ϕ_s は低減係数、 ${}_a n$ はアンカーの本数、 ${}_a \sigma_y$ はアンカー筋の規格降伏点強度、 ${}_a a$ は接合面におけるアンカー筋の断面積、 E_c はRC梁のヤング係数、 σ_B はRC梁のコンクリート圧縮強度である。低減係数 ϕ_s は終局状態に対して低減するもので、ずれ変位2mm以内では0.7を用いる。 ${}_a Q_{dwl}$ は、鋼材の破断で決まる ${}_a Q_{a1}$ 、またはコンクリートの圧壊で決まる ${}_a Q_{a2}$ のうちの最小値とする。

4.3 PC 鋼棒の残存耐力の評価

本研究で提案する評価式は、摩擦抵抗 Q_{fr} とアンカーのダボ抵抗 ${}_a Q_{dwl}$ に加え、PC鋼棒の摩擦抵抗の導入緊張力分を除いた残存耐力をダボ抵抗 ${}_p Q_{dwl}$ として評価し累加しようとするものである。従来PC鋼棒にはダボ抵抗は期待せずに、摩擦抵抗のみによってせん断力を伝達するものとしている。筆者らはPC鋼棒の導入緊張力を降伏荷重より十分に小さくすることで、接合面がずれたことによるダボ抵抗に期待しても弾性範囲であると考えている。PC鋼棒のダボ抵抗の復元力特性をアンカーのダボ抵抗と同様に扱う。

PC鋼棒のダボ抵抗せん断耐力 ${}_p Q_{dwl}$ を式(10)に示す。 ${}_p Q_{dwl}$ は、鋼材の破断で決まる ${}_p Q_{a1}$ 、またはコンクリートの圧壊で決まる ${}_p Q_{a2}$ のうちの最小値である。

$${}_p Q_{dwl} = \phi_s \times {}_p n \times \min\{{}_p Q_{a1}, {}_p Q_{a2}\} \quad (10)$$

$${}_p Q_{a1} = 0.7 \times \sqrt{1 - \left(\frac{\eta P_0}{1.2 P_y}\right)^2} P_y \quad (11)$$

$${}_p Q_{a2} = 0.4 \sqrt{E_c \sigma_B} \times \sqrt{1 - \left(\frac{\eta P_0}{1.2 P_y}\right)^2} \times {}_p a \quad (12)$$

式(11)はMisesの降伏条件を用いて導入緊張力による一定の一軸応力下でのせん断応力による破断耐力までのせん断耐力である。式(12)はアンカーでの式(9)を用いて、PC鋼棒に適用し、(11)での項を導入緊張力 P_0 による低減項として乗じている。PC鋼棒を併用した場合のせん断抵抗を Q_{add} として式(13)に示す。

$$Q_{add} = Q_{fr} + {}_a Q_{dwl} + {}_p Q_{dwl} \quad (13)$$

4.4 実験結果との対応

本稿では、 ${}_E Q_{2mm}$ では $\phi_s=0.7$ 、 ${}_E Q_{10mm}$ では $\phi_s=1.0$ の Q_{add} に対応していると考えられる。図-12に実験結果 ${}_E Q_{2mm}$ と $\phi_s=0.7$ での評価式 Q_{add} の関係を示す。18-0.5P、18-A試験体が危険側に評価されている。これらの試験体は3.4にも述べたように、 ${}_E Q_{max}$ 時の急激なずれ破壊が影響していると考えられる。その他の試験体については1.0~2.0の安全率をもって評価できている。図-13に実験結果 ${}_E Q_{10mm}$ と $\phi_s=1.0$ での評価式 Q_{add} の関係を示す。全ての試験体について1.0~2.0の安全率をもって評価できている。

5. 結び

本研究では外側耐震補強を想定した接合部を有する試験体においてせん断実験を行い耐力評価を行った。さらにPC鋼棒によるダボ抵抗の評価式を提案した。以下に得られた知見をまとめる。

- 1) 既存部コンクリート強度は固着抵抗に大きく影響するが、ずれ変位後の耐力に対しては影響が少なくコンクリート強度 $\sigma_B=10\text{N/mm}^2$ の低強度でも $\sigma_B=18\text{N/mm}^2$ と同様の評価ができる。
- 2) PC鋼棒のダボ抵抗に着目した評価式を提案し、安全側に評価できることを示した。

参考文献

- 1) (財)日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針，2001.10
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建築物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1999.8
- 3) 榎本将弘，山田和夫，神谷隆，上田洋一：あと施工アンカーによる接合面の固着強度に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.28，No.2，2006
- 4) 香取慶一，林静雄，榎谷貴光，牛垣和正：コンクリート接合面の粗さを用いた接合面せん断耐力の推定と滑り変位挙動—プレキャスト接合部のせん断挙動に関する研究—，日本建築学会構造系論文集，第507号，pp.107-116，1998.5
- 5) 日本建築学会：プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説，1998.11
- 6) (財)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」，2002.9