

論文 アンボンド PCaPC 造架構における直交梁の有無とシース管の空隙に着目した接合部せん断性状

田島 祐之*1・岸田 慎司*2・富山 善太*3

要旨：接合部破壊したプレキャストプレストレストコンクリート構造(以下 PCaPC 造)の平面十字形及び立体内柱梁接合部部分架構を対象とし、直交梁が架構と接合部に及ぼす影響を検討した。既往の研究よりシース管による体積欠損が大きくなれば接合部せん断強度が低下することが示された。そこで、体積欠損を考慮した柱梁接合部せん断終局強度を求める方法を提案した。直交梁は接合部の変形を抑制し、拘束効果により耐力が上昇した。提案した方法を用いて接合部せん断終局強度を求めると、計算値は接合部入力せん断力の実験値を『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』の方法より精度よく評価した。

キーワード：PCaPC 造、柱梁接合部部分架構、直交梁、体積欠損率、せん断抵抗断面積

1. はじめに

プレキャストの柱と梁を通し配筋した PC 鋼材で圧着接合する PCaPC 圧着工法がある。シース管内にグラウト材を充填しないアンボンド PCaPC 圧着工法とすれば、一般的な PCaPC 圧着工法と比較して施工性が優れる。しかし、工法の性質上、アンボンド PCaPC 造の柱梁接合部(以下、接合部)は、鉄筋コンクリート造(以下、RC 造)の接合部と異なる状態になることが想定される。

それは、シース管により接合部に生じる空隙、すなわち体積欠損に起因する、せん断終局強度の低下である。『プレストレストコンクリート造建築物の性能評価型設計施工指針(案)・同解説』¹⁾においては、アンボンド PCaPC 造の接合部の設計時にせん断終局強度を低減する必要性が述べられている。

さらに、RC 造接合部の設計方法として、接合部は直交梁を無視した平面十字形の架構内にあるものと想定し、各方向に独立してせん断設計を行う方法²⁾が挙げられる。しかし、アンボンド PCaPC 造の接合部を設計する際に用いると、想定する平面架構の接合部にシース管による空

隙が生じる。(図-1 参照)従って、アンボンド PCaPC 造における接合部のせん断終局強度は、面外方向の接合部の空隙の影響を考慮しなければならないと考える。

本稿では、既往の研究^{3), 4), 5)}を用いて、アンボンド PCaPC 造に対して直交梁が及ぼす影響を検討する。同時に、シース管による空隙を考慮したせん断終局強度を算出する際の断面積を求める方法を提案し、実験値との適合性を検討する。対象とした接合部の大きさは、接合部有効幅に梁せい及び柱幅を乗じた体積である。ここで、接合部内に外径を直径とした場合のシース管による空隙が占める割合を体積欠損率($p[\%]$)として定義し、体積の欠損状況を表現する値として用いる。

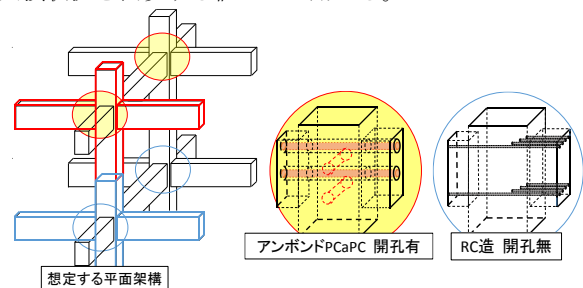


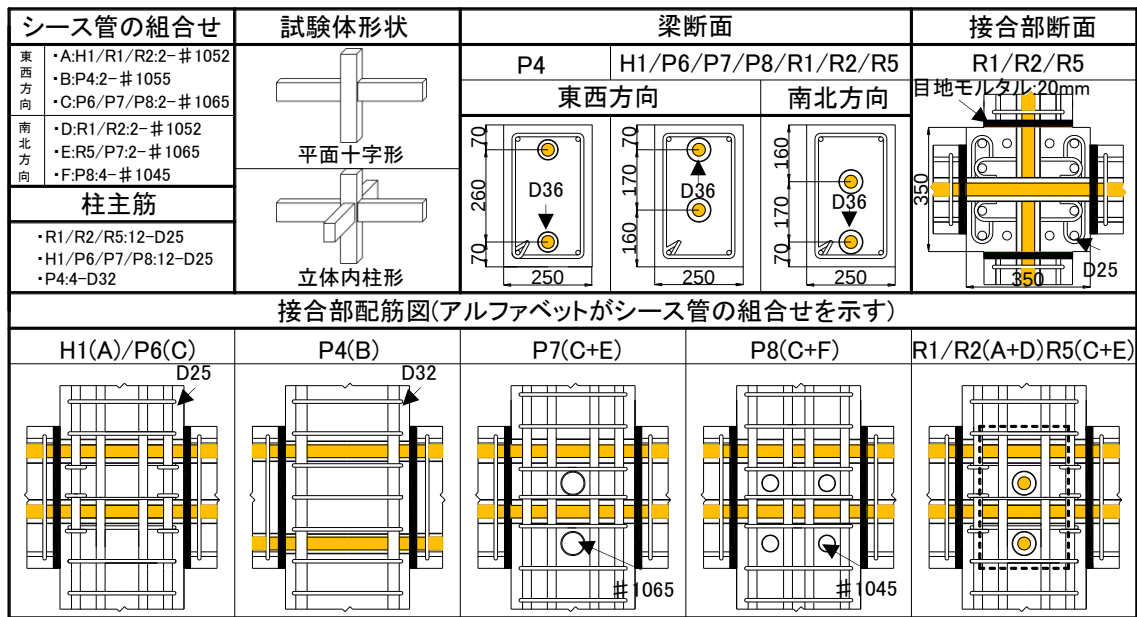
表-1 対象試験体諸元 図-1 想定する接合部の状態

試験体名	H1	R2	P4	P6	R1	R5	P7	P8
試験体形状	平面十字	立体内柱	平面十字	平面十字	立体内柱	立体内柱	平面十字	平面十字
タイプ	ボンド	ボンド	アンボンド	アンボンド	アンボンド	アンボンド	アンボンド	アンボンド
体積欠損率	0%		4.4%	6.1%	7.9%	12.1%		
グラウト材	74.6N/mm ²		無し					
東西方向シース管	2-#1052	2-#1052	2-#1055	2-#1065	2-#1052	2-#1065	2-#1065	2-#1065
南北方向シース管	無し	2-#1052	無し	無し	2-#1052	2-#1065	2-#1065	4-#1045
梁PC鋼材	2-36mm							
	SBPD930/1080		SBPR1080/1230	SBPD1080/1230	SBPD930/1080	SBPD1080/1230		SBPR1080/1230
緊張力/規格降伏荷重	0.7		0.6		0.7		0.6	
柱主筋	12-D25		4-D32	12-D25				
	SD490		SBPR930/1080		SD490			
接合部内補強筋	D10							
	KSS785		SD345		KSS785			
共通因子	・柱軸力比	0.13	・梁組立筋	4-D13(SD345)			#1052 :55mm	
	・梁断面	250mm×400mm	・梁補強筋	D10(SD345)@100			#1055 :58mm	
	・柱断面	350mm×350mm	・柱補強筋	D10(SD345)@90(H1/P6/R1/R2/R5)			#1065 :68mm	
	・目地グラウト	20mm	・柱補強筋	D10(SD345)@100(P4/P7/P8)			#1045 :48mm	
					シース管外径			

*1 アシス株式会社 博士 (工学) (正会員)

*2 芝浦工業大学 工学部 建築学科 教授 博士 (工学) (正会員)

*3 元芝浦工業大学大学院 理工学研究科建設工学専攻 修士 (工学) (学生会員)



図－１ 試験体詳細図

表－２ 鋼材の材料特性

試験体名	H1/R1/R2			P4			P6/R5			P7			P8		
	σ_y			σ_y			σ_y			σ_y			σ_y		
	N/mm ²	kN/mm ²	ϵ_y	N/mm ²	kN/mm ²	ϵ_y	N/mm ²	kN/mm ²	ϵ_y	N/mm ²	kN/mm ²	ϵ_y	N/mm ²	kN/mm ²	ϵ_y
柱主筋	508	185	2754	1011	191	7880	538	188	2870	542	196	2902	551	192	2919
柱補強筋	372	179	2105	395	171	2470	364	176	2208	371	187	2425	370	179	2278
接合部内補強筋	1010*	181	7579	395	171	2470	942*	175	7372	1009*	196	7143	914*	177	7166
梁組立筋	369	169	2037	385	186	2134	352	170	2364	379	193	2020	P7と共通		
梁PC鋼棒	1143*	208	7490	1155*	198	8500	1169*	211	7534	1119*	203	7515	1152*	201	7726

σ_y : 降伏応力度, E_s : ヤング係数, ϵ_y : 降伏歪, *は0.2%オフセット耐力

表－３ コンクリートの材料特性

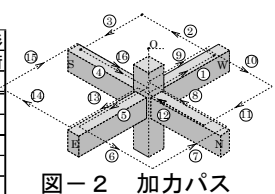
記号	単位	H1	R2	P4	P6/R5	R1	P7	P8
柱に使用したコンクリート	σ_B N/mm ²	44.4	41.8	31.8	32.1	45.4	31.3	36.9
	ϵ_c μ	2153	2130	2331	1895	2313	1686	2471
梁に使用したコンクリート	σ_B N/mm ²	82.7	75.5	76.9	67.1	85.5	81.3	
	ϵ_c μ	2875	2390	2936	2417	2965	2518	

σ_B : 圧縮強度, ϵ_c : 圧縮強度時歪

表－４ 加力スケジュール

加力方法	平面十字形				立体内柱形
	H1	P4	P6	P7	R1/R2/R5
0.25	1サイクル				1方向荷重
0.5	2サイクル				
1	2サイクル				
1.5	無し				無し
2	2サイクル				
3	1サイクル	2サイクル	2サイクル	2サイクル	1サイクル
4	2サイクル	2サイクル	2サイクル	2サイクル	1サイクル

※H1とP6はR=5%まで、P4はR=6%まで加力した



図－２ 加力パス

(立体内柱試験体 R1、R2、R5)

2. 実験概要及び結果

2.1 対象試験体概要

表－１に対象試験体諸元, 図－１に対象試験体の形状と寸法, 表－２に鋼材の材料特性を, 表－３にコンクリートの材料特性を示す。試験体の柱断面は 350×350mm, 梁断面は 250×400mm, 柱芯から上柱及び下柱加力点まではそれぞれ 1415mm, 梁のピン位置は柱芯よりそれぞれ 1600mm で共通である。また、一連の研究は PCaPC 造柱梁接合部のせん断性状の把握を目的としたため、柱に使用したコンクリート強度は梁の半分程度である。試験体 R5 は, 既往の立体内柱試験体との比較において体積欠損率の増加が架構に及ぼす影響を, 平面試験体との比較において直交梁の拘束効果を確認することを目的とした。

2.2 加力方法

全試験体で共通して, 梁端はローラー支持, 下柱はピン支持で, 上柱加力点に水平二方向及び鉛直方向の計 3 基のジャッキを取り付けた。水平力は層間変形角 R で制

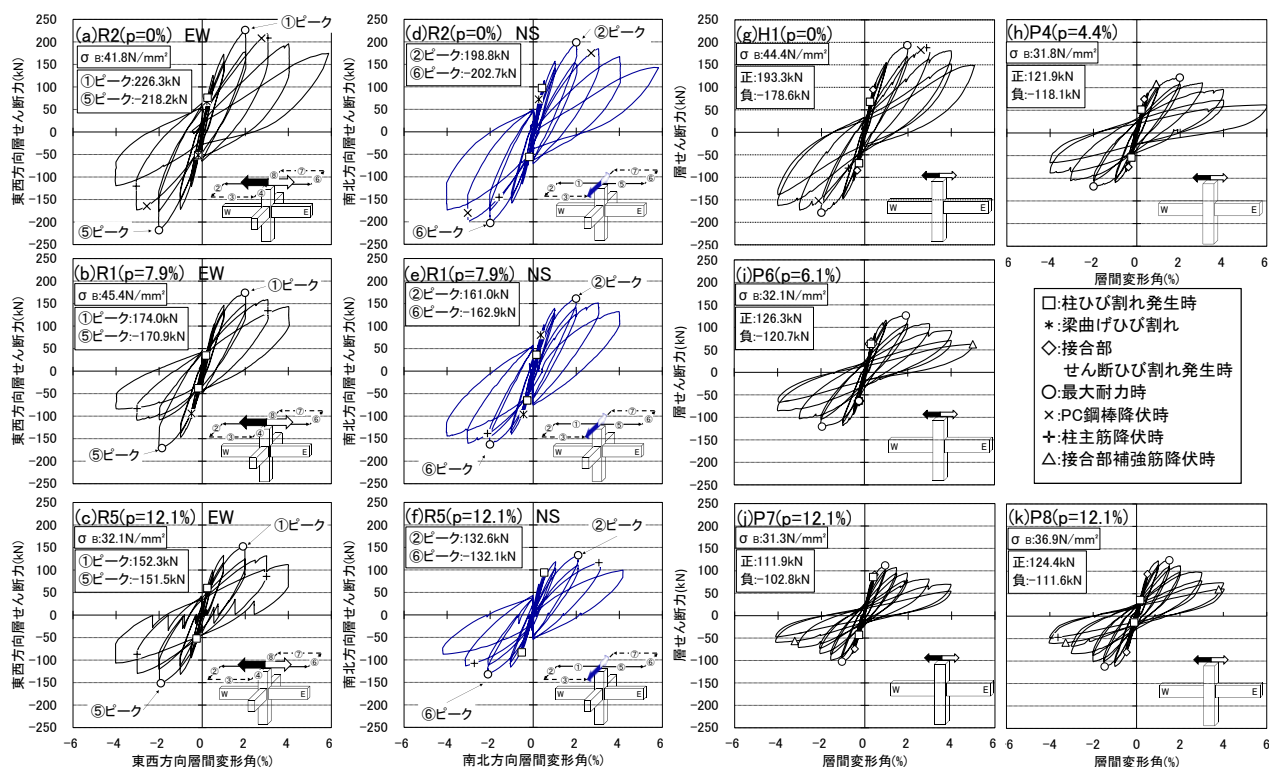
御し, 柱に一定圧縮軸力(軸力比 0.13)を加えた。平面試験体は, 西方向を正, 東方向を負として正負交番繰り返し荷重を行った。立体内柱試験体は, 最初の 1 サイクルは西→東→南→北の順に R=0.25% ずつ 1 方向荷重した後, 田の字形荷重(図－２ 参照)を行った。表－４に各試験体の加力スケジュールを示す。

3. 実験結果

3.1 層せん断力—層間変形角関係

図－３に層せん断力—層間変形角関係(Q-R 関係)を示す。層せん断力は, 梁端に設置したロードセルより出力された値を梁せん断力とし, 力の釣合いより算出した。ここで, 立体内柱試験体の Q-R 関係は加力パスの経路①～⑧を抜き出して作図し, 以降の検討に用いる。ひずみゲージの出力より判断した鉄筋の降伏状況も併せて示す。

試験体 R1, R2 及び R5 の 3 試験体は, 直交梁により接合部が拘束されているため, 平面試験体と比較して, 最大層せん断力の低下は緩やかであった。



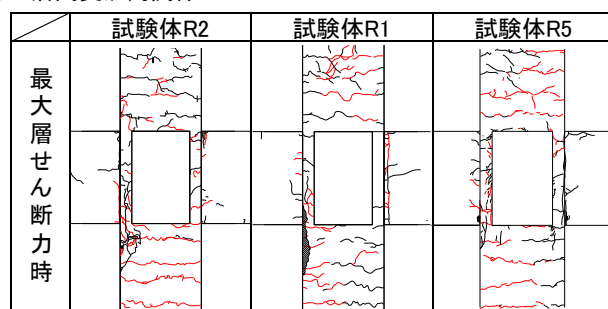
図－３ 層せん断力－層間変形角関係

ここで、試験体 R1 及び R2 は東西方向の負サイクルにおいて層せん断力の低下は大きかった。負方向に加力した際に、激しい梁端部コンクリートと接合部隅各部圧壊が生じたためである。

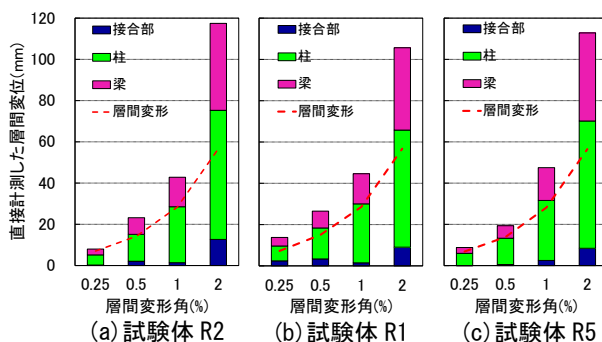
ボンド型試験体 R2 及び H1 の梁 PC 鋼棒は最大層せん断力後の R=3%時に局所的に降伏した。柱主筋は、立体試験体 R1, R2, R5 と平面試験体 H1, P8 において最大層せん断力後に局所的に降伏した。接合部補強筋は立体試験体において降伏せず、平面試験体 P4 で R=0.9%時に、試験体 P6, P7, P8 で大変形時に降伏した。

図－４に立体試験体の最大層せん断力時のひび割れ図を示す。図中の黒色の実線は正載荷時(経路①～④及び経路⑨～⑫)に発生したひび割れを、赤色の実線は負載荷時(経路⑤～⑧及び経路⑬～⑯)に発生したひび割れを示す。また、塗り潰しは剥落を示す。全試験体で R=0.25%時に柱に曲げひび割れが発生した。R=2%時まで、試験体 R1, R2 について梁には曲げひび割れが発生した。一方、試験体 R5 の梁曲げひび割れはごく僅かだった。全試験体について、R=2%時以降のサイクルにおいて、接合部隅角部コンクリートの圧壊と剥離及び梁端部コンクリートの圧壊が見られた。

試験体 R5 の破壊モードは、図－３に示す様に梁の PC 鋼材は降伏していないこと、柱主筋は最大層せん断力後に局所的に降伏したこと、図－４に示す最大耐力時のひび割れ状況より最大層せん断力時において、梁端部コンクリートにほとんど圧壊が無かったこと、図－５に示す



図－４ ひび割れ状況



図－５ 各部材の変形が層間変位に占める割合(経路①)

各部材の変形が層間変位に占める割合より、最大層せん断力となった R=2%時に接合部の変形が増加したこと、などから接合部破壊となったと判断した。

3.2 接合部パネルの変形性状

図－６に変位計取り付け状況を示す。図－７に接合部パネルの縦および横方向の平均ひずみ－層間変形角関係を示す。接合部パネルの平均ひずみはパネル内に取り付けた各方向の変位計の変位を平均し検長で除して求めた。

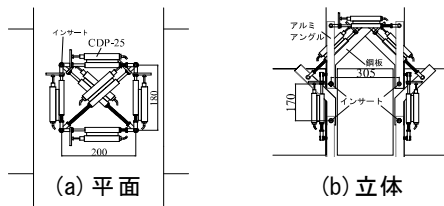


図-6 変位計取り付け状況

なお、立体試験体は経路①、平面試験体は正載荷時のピーク時の値を用い、繰り返し載荷時は省略した。(a)より、試験体 P7 と P8 の接合部パネルは大変形時に鉛直方向に伸展しなかったが、試験体 R1, R2, R5 は伸展し続けた。(b)より、試験体 P7 と P8 の接合部パネルは、試験体 R1, R2, R5 と比較して水平方向に大きく伸展した。

3.3 基準化した層せん断力と体積欠損率に関する検討

図-8 に基準化した層せん断力-層間変形角関係の骨格曲線を示す。基準化は、各試験体で異なる柱コンクリート強度を考慮するために、柱せいと接合部有効幅にコンクリート強度を乗じた値で層せん断力を除した。(a)より、ボンド型試験体 R2 の最大層せん断力(Q_{max})が最も大きい。試験体 R5 の体積欠損率は、試験体 R1 と比較して約 50%大きい、試験体 R5 の Q_{max} は試験体 R1 の約 25%大きかった。試験体 R1 より試験体 R5 の最大層せん断力が大きな原因は、今後検討の余地がある。(b)より、接合部に直交梁が取り付けいた試験体 R5 は $R=2\%$ 時に Q_{max} となった。一方、接合部に開孔を有する試験体 P7 は $R=1\%$ 、試験体 P8 は $R=1.5\%$ で Q_{max} となった。また、試験体 R5 の Q_{max} は両試験体と比較して約 36%大きい。以上より、接合部に開孔がある試験体 P7 と P8 に対して、接合部に直交梁が取り付け試験体 R5 は、直交梁の拘束効果によって、変形性能と最大層せん断力は上昇した。

図-9 に基準化した東西方向の層せん断力の比較を示す。図中の点線は、正負載荷の平均値に対して線形近似を行って求めた。赤色が立体試験体、黒色が平面試験体に対する近似である。(a)の縦軸は、試験体 R2 の Q_{max} を基準化した値に対する、各試験体の基準化した Q_{max} の値が占める割合を示す。(a)より、 $p=0\%$ の 2 試験体について、立体試験体 R2 の層せん断力は平面試験体 H1 と比較して約 20%大きい。また、図-8 で前述した様に、 $p=12.1\%$ の 3 試験体について、立体試験体は平面試験体と比較して約 36%大きい。以上より、層せん断力に対する直交梁の拘束効果はアンボンド型試験体においてより発揮されたと考える。(b)に各試験体について基準化した最大層せん断力に対して、基準化した層間変形角 4%時の層せん断力が占める割合(減少度)を示す。(b)より、平面試験体の層せん断力は、体積欠損率の増加に伴って線形的に減少することが分かる。立体試験体 R1, R2, R5 の分布に対して、線形近似を行うと体積欠損率の増加に関わらず、層せん断力の減少度は約 70%となった。

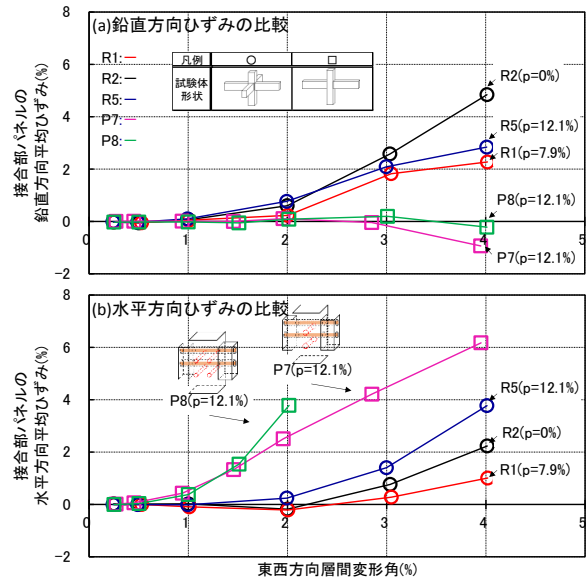


図-7 接合部パネルの変形状の比較

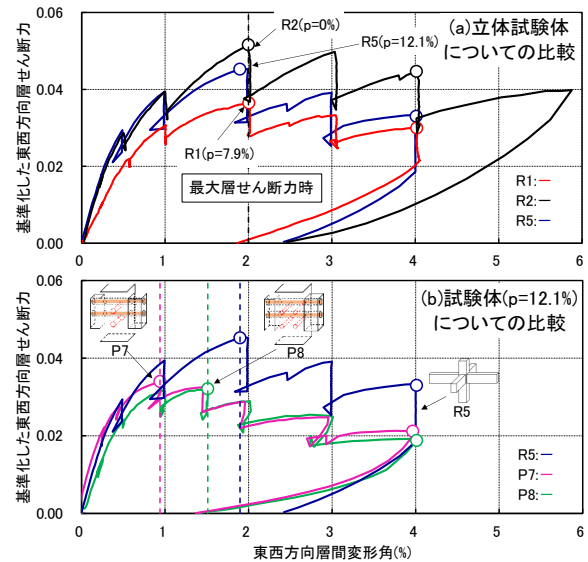


図-8

基準化した東西方向層せん断力-層間変形角の比較

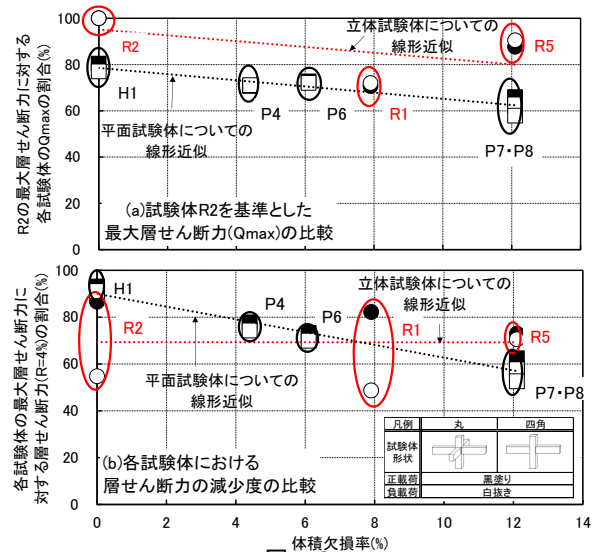


図-9

基準化した東西方向層せん断力の比較

4. 接合部入力せん断力の考察

4.1 試験体 P7 及び P8 の破壊モード

図-10に基準化した接合部入力せん断力-層間変形角関係を示す。基準化とは、接合部せん断強度²⁾によって接合部入力せん断力の実験値を除した。(a)と(b)の縦軸は基準化した水平方向の接合部入力せん断力(V_{jh})を、(c)の縦軸は基準化した鉛直方向の接合部入力せん断力(V_{jv})を示す。(a)より、試験体 P7 と P8 を除く 6 試験体について、最大層せん断力(Q_{max})となった層間変形角 R は V_{jh} が最大となった R と一致した。一方、(b)より、接合部に開孔がある試験体 P7 と P8 について、 Q_{max} となった R と V_{jh} が最大となった R は一致しなかった。また 3.2 節より、試験体 P7 と P8 の接合部は大変形時に鉛直方向へ伸展せず、異なった変形状態だった。

以上の実験結果より、(c)に示す様、 V_{jv} の検討を行ったところ、両試験体について、 Q_{max} となった R と、 V_{jv} が最大となった R は一致した。よって、両試験体は小さな層間変形角において鉛直方向で接合部せん断終局強度となったと考える。また、試験体 P7 と P8 の破壊モードは、接合部内の有効断面積²⁾に接合部最小断面積^{※)}が占める割合が水平方向における割合を下回ったことによると考える。(図-11参照)

4.2 接合部の仮想平均抵抗断面積の提案

4.1 節より、アンボンド PCaPC 造において直交梁がなく、面外方向にシース管の空隙がある接合部を想定すると、同部材は水平方向に先んじて、鉛直方向においてせん断終局強度となる場合があると考える。よって、シース管による断面欠損を考慮して水平及び鉛直方向のせん断抵抗断面積を設定する必要があると考える。前節においては水平、鉛直方向の破壊モードの違いは接合部最小断面積を用いて評価したが、接合部入力せん断力への抵抗断面積は仮想平均抵抗断面積を用いて計算する。

図-12に試験体 P8 を例とした、接合部の仮想平均抵抗断面積の求め方を示す。以下に、水平方向の仮想平均抵抗断面積の求め方の手順を示す。接合部の中心を基準とし、上下で仮想平均抵抗断面積を求める。

- (1) 接合部の中心位置の切断面の面積を求める。
- (2) 接合部の上半分の範囲において、東西及び南北方向に配されたそれぞれのシース管の外径を含む位置における切断面(赤の塗り潰し)と、密実なコンクリート断面の切断面の断面積をそれぞれ求める。
- (3) 下半分の範囲も上半分と同様に切断面の面積を求める。
- (4) 接合部の中心、上、下の各切断面積を合計し、総断面数で除した面積を水平方向の仮想平均抵抗断面積とする。

鉛直方向の平均抵抗断面積も水平方向と同様に求める。

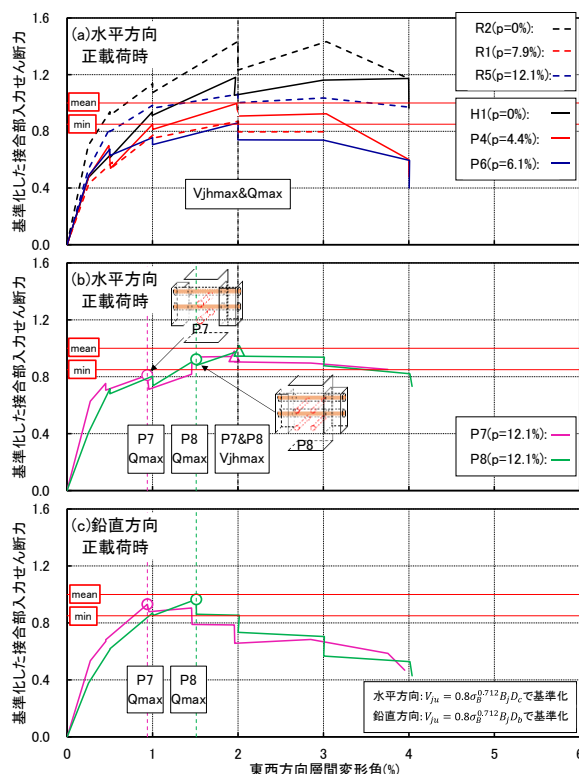


図-10

基準化した接合部入力せん断力-層間変形角関係

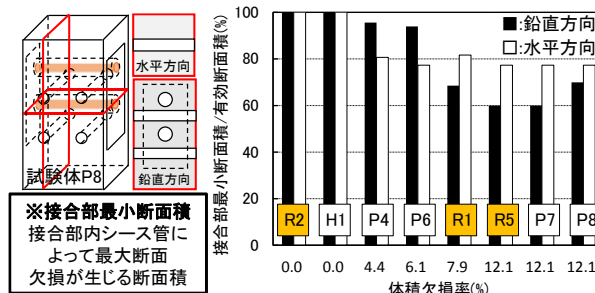


図-11 接合部最小断面積が有効断面積に占める割合

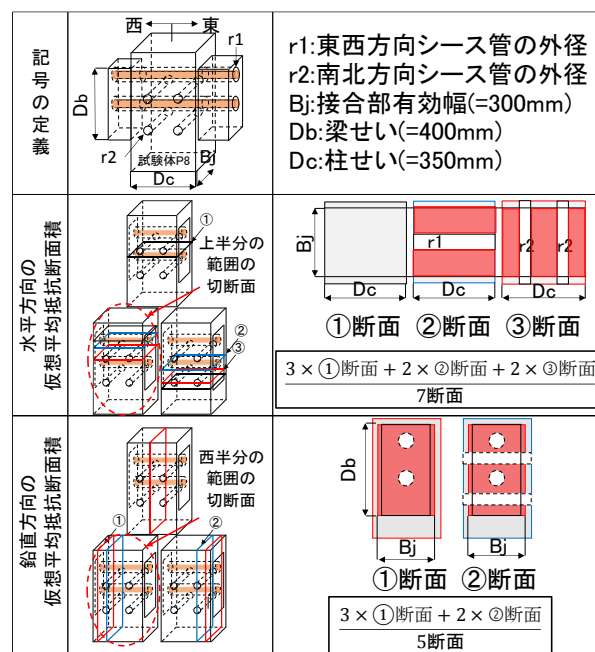
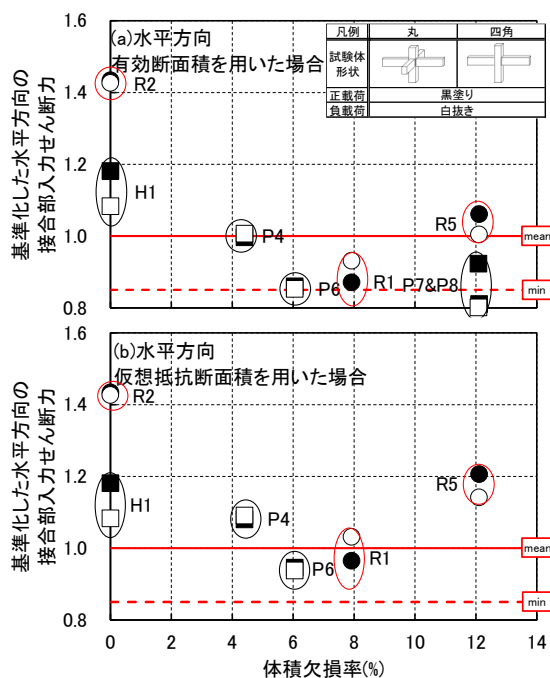


図-12 仮想平均抵抗断面積の求め方



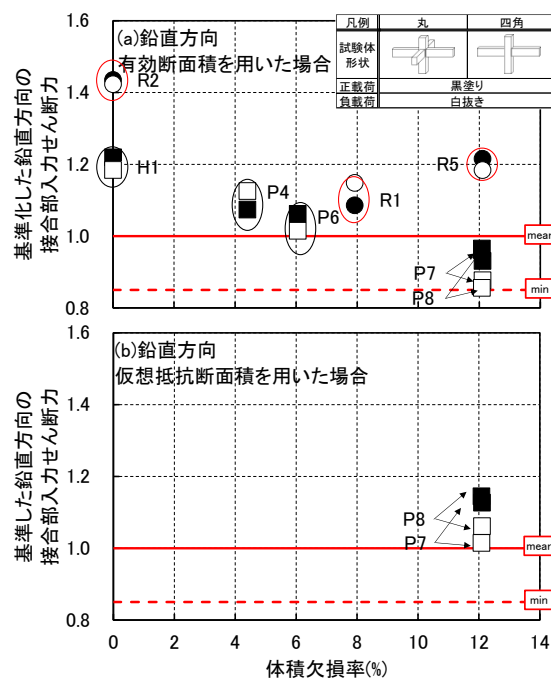
図－１３ 基準化した水平方向の
接合部入力せん断力－体積欠損率関係

4.3 基準化した接合部入力せん断力－体積欠損率関係

図－１３に基準化した水平方向の接合部入力せん断力－体積欠損率関係を示す。(a)は有効断面積に、(b)は仮想平均抵抗断面積に接合部せん断強度を乗じて求めたせん断力を用いて、接合部入力せん断力の実験値を除いて基準化を行った。横軸が１と一致すると接合部せん断強度の平均式と適合性が良いことを示す。(a)より有効断面積を用いた場合、体積欠損率の増加に伴って、右下がりの傾向がみられる。一方、(b)より仮想平均抵抗断面積を用いた場合、右下がりの傾向は緩やかになり適合性は改善された。図－１４に基準化した鉛直方向の接合部入力せん断力－体積欠損率関係を示す。ここでは、試験体 P7 と P8 が対象であるが、参考の為各試験体をプロットした。水平方向と同様の方法で基準化を行った。(a)より、接合部に開孔のある試験体 P7 と P8 の適合性は低い。しかし、(b)より試験体 P7 と P8 の縦軸の値は概ね１となり、文献²⁾の方法と比較して両試験体のせん断強度を精度よく評価した。

5. まとめ

- (1) 体積欠損率 $p=0\%$ のボンド型試験体について、立体試験体 R2 の最大層せん断力は平面試験体 H1 と比較して約 20% 大きい。体積欠損率 $p=12.1\%$ のアンボンド型 3 試験体について、立体試験体 R5 の最大層せん断力は、平面試験体 P7 と P8 と比較して約 36% 大きい。また、接合部パネルの面外方向にシース管による開孔がある試験体 P7 と P8 は、等しい体積欠損率 $p=12.1\%$ の立体試験体 R5 と比較して小さな層間変形角で最大層せん断力となった。



図－１４ 基準化した鉛直方向の
接合部入力せん断力－体積欠損率関係

- (2) 試験体 P7 及び P8 の接合部は立体試験体と比較して水平方向に大きく伸展した。(1)と併せて、直交梁は架構の変形性能と層せん断力を上昇させ、接合部パネルの変形を抑制する拘束効果を発揮した。
- (3) アンボンド PCaPC 造において体積欠損を考慮した柱梁接合部せん断終局強度を求める方法を提案した。提案した方法を用いると試験体 P7 と P8 について、接合部せん断強度の平均式に対する適合性は向上し、文献²⁾の方法と比較して精度よく評価した。

参考文献

- 1) 日本建築学会：プレストレストコンクリート造建築物の性能評価型設計施工指針(案)・同解説, 2015
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 1999
- 3) 舩田他：圧着接合されたプレストレスト・コンクリート造立体柱梁接合部の地震時挙動, コンクリート工学年次論文集, Vol.27, No.2, pp.397-412, 2005
- 4) 足立他：3 方向外力を受けるプレキャストプレストレストコンクリート圧着骨組の力学性状に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.3, pp.313-318, 2008
- 5) 田島他：シース管による体積欠損がアンボンド PCaPC 造十字形部分架構で架構に及ぼす影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.37, No.2, pp.319-324, 2015

[謝辞] 首都大学東京北山和宏教授、北山研究室の皆様を初め、多くの方々のご協力を頂きました。PC 鋼棒は高周波熱錬(株)様より賜りました。深く御礼申し上げます。