

論文 シース管による体積欠損がアンボンドPCaPC造十字形部分架構に及ぼす影響

田島 祐之*1 岸田 慎司*2 富山 善太*3

要旨: アンボンドPCaPC圧着工法によって作られた十字形部分架構の静的水平1方向繰り返し載荷実験を行った。グラウト材をシース管内に充填しない事で接合部に生じる空隙の大きさが架構に及ぼす影響を把握する事を主目的とした。空隙の増加が骨組の最大耐力を低下させる事、接合部パネルの水平方向の変形を増大させる事、また、接合部パネル内に加力方向と直交方向に設けたシース管の位置が接合部入力せん断応力度に影響を及ぼす事を確認した。

キーワード: アンボンド, PCaPC造, 十字形部分架構, 接合部入力せん断力, 体積欠損率

1. はじめに

プレキャストの柱と梁を部材内のシース管に通し配筋したPC鋼棒で圧着接合するPCaPC圧着工法は、圧着部に变形を集中させる事で架構全体の損傷を制御する事ができるとされている。シース管内にグラウト材を充填しないアンボンドPCaPC圧着工法を用いれば、損傷制御性に加えて施工性にも優れた工法となる。一方、アンボンドとする事でシース管内には空隙が生じ、結果として接合部内の体積が欠損する。本論においては、接合部内でシース管が占める空隙を体積欠損率とし、接合部内のシース管の空隙が接合部有効幅に梁せい及び柱幅を乗じた値に対し占める割合とする。

グラウト材を充填しないアンボンド型試験体で体積欠損率が大きい試験体は直交梁の拘束効果以上に断面欠損によるせん断応力度の低下が大きいとする知見が既往の研究¹⁾から得られている。従って、設計上アンボンドPCaPC圧着工法を用いて設計を行う際には、体積欠損率によって柱梁接合部のせん断終局強度をある程度低減する必要があると考えられる。体積欠損率と接合部せん断終局強度の関係性を明らかにし、体積欠損率の増加が接合部に及ぼす影響について検討する為に、十字形部分架構ボンド型試験体²⁾を基準試験体として、体積欠損率を増やした十字形部分架構アンボンド型試験体3体の載荷実験を今年度までに行った。

2. 実験概要

2.1 対象試験体概要

既往の研究成果³⁾から試験体P4も合わせ、図-1に対象試験体の形状と寸法を、表-1に対象試験体諸元、表-2に導入張力一覧、表-3に鋼材の材料特性を、表-4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。試験体P6は基準試験体と同じ配筋で、シース管径を大きくしたアンボンド型試験体である。試験体P7は試験体P6に直交梁が取り付け付いた立体内柱試験体との比較を視野に入れ接合部内に加力方向と直交方向にシース管を設けた。試験体P8は直交方向に設けたシース管の配置位置が接合部せん断終局強度に影響を及ぼす可能性を考慮し試験体P7と等しい体積欠損率で直交方向に設けたシース管径を小さくした試験体である。

表-1 対象試験体諸元

試験体名	H1 ^{文庫2)}	P4 ^{文庫3)}	P6	P7	P8
体積欠損率(%)	0	4.4	6.1	12.1	
目地グラウト	普通強度		なし		
面内シース管	#1052	#1055	#1065		
面外シース管	なし		#1065	#1045	
梁PC鋼棒	2-D36				
	SBPD930/1080	SBPR1080/1230	SBPD1080/1230		SBPR1080/1230
緊張力/規格降伏強度	0.7		0.6		
柱主筋	12-D25	4-D32	12-D25		
	SD490	ネジボンB種	SD490		
接合部内補強筋	D10				
	KSS785	SD345	KSS785		
[共通因子]	軸力比 0.13		梁補強筋 D10(SD345)@100		
	梁断面 250×400		柱断面 350×350		
	梁組立筋 D13(SD345)		柱補強筋 D10(SD345)@90(H1/P4)		
	目地グラウト 20mm		柱補強筋 D10(SD345)@100(P6/P7/P8)		

表-2 導入張力一覧

	試験体	上端PC	下端PC	張力	Pe/Ab	σ _e /σ _y
		鋼棒	鋼棒			
		[N/mm ²]	[N/mm ²]	[kN]	F _c	
プレストレス導入時	H1	621	594	1237	0.146	0.56
	P4	665	669	1358	0.192	0.62
	P6	638	633	1294	0.206	0.59
	P7	595	586	1202	0.156	0.55
	P8	664	658	1346	0.175	0.61
実験直前	H1	525	550	1094	0.129	0.50
	P4	560	564	1144	0.162	0.52
	P6	519	545	1083	0.172	0.49
	P7	507	514	1039	0.135	0.47
	P8	586	598	1205	0.156	0.55

*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 芝浦工業大学大学院 理工学研究科建設工学専攻 修士課程 (会員外)

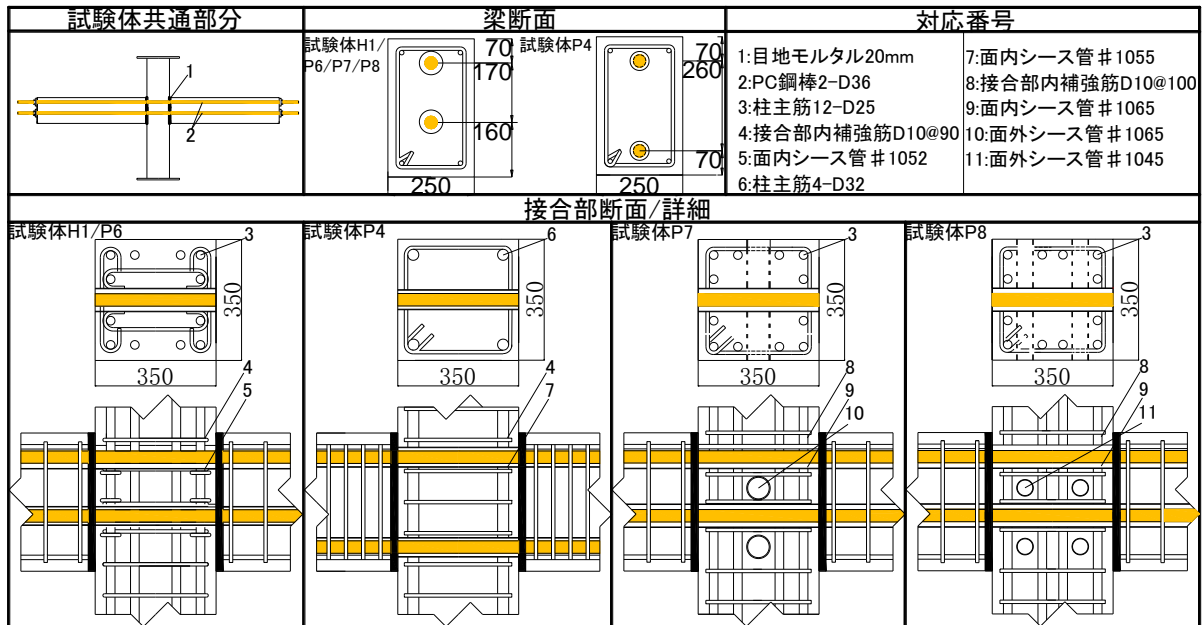


図-1 試験体詳細図

表-3 鋼材の材料特性

試験体名	H1			P4			P6			P7			P8		
	σ_y	E_s	ϵ_y	σ_y	E_s	ϵ_y	σ_y	E_s	ϵ_y	σ_y	E_s	ϵ_y	σ_y	E_s	ϵ_y
鋼材	N/mm ²	kN/mm ²	μ	N/mm ²	kN/mm ²	μ	N/mm ²	kN/mm ²	μ	N/mm ²	kN/mm ²	μ	N/mm ²	kN/mm ²	μ
柱補強筋	372	179	2105	395	171	2300	524	176	2870	371	187	2425	370	179	2278
接合部内補強筋	1010	181	7579				942	175	7372	1010	196	7143	914	177	7166
柱主筋	508	185	2754	1011	191	7900	538	188	2870	542	196	2902	551	192	2919
梁PC鋼棒	1143	208	7490	1155	198	8500	1169	211	7354	1119	203	7515	1152	201	7726
梁組立筋	369	181	2037	385	186	2134	352	170	2364	379	193	2020	試験体P7と共通		

σ_y :降伏歪, E_s :割線剛性, ϵ_y :降伏歪

表-4 コンクリートの材料特性

(a)梁に使用したコンクリート

単位	H1	P4	P6	P7	P8
σ_B N/mm ²	82.7	76.9	67.1	81.3	P7と共通
E_c kN/mm ²	41.7	34.9	36.9	38.9	
ϵ_c μ	2880	2900	2420	2518	
f_t N/mm ²	4.1	4.4	3.9	3.3	

(b)柱に使用したコンクリート

単位	H1	P4	P6	P7	P8
σ_B N/mm ²	44.4	31.8	32.1	31.3	36.9
E_c kN/mm ²	32.4	25.0	27.8	25.3	26.1
ϵ_c μ	2150	2300	1900	1688	2471
f_t N/mm ²	2.7	2.2	2.8	2.2	3.2

σ_B :圧縮強度, E_c :割線剛性, ϵ_c :圧縮強度時歪, f_t :引張強度

表-5 加力スケジュール

R(%)	試験体名				
	H1	P4	P6	P7	P8
0.25	1サイクル				
0.5	2サイクル				
1	2サイクル				
1.5	無し	2サイクル			
2	2サイクル				
3	1サイクル	2サイクル			
4	2サイクル				

※H1 & P6:R=5% P4:R=6%まで加力した

2.2 加力方法

実験は首都大学東京の大型実験棟で行った。試験体の両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。ここで, 南北方向のジャッキは面外転倒防止用であり制御用に用いた。柱に一定圧縮軸力(軸力比 0.13)を加えた後に, 水平方向に正負交番繰り返し载荷を行った。加力は層間変形角 R により制御した。層間変形角は柱頭ピン位置で直接計測した層間変位を柱頭ピン位置と柱脚ピンの距離で除した値である。各試験体の加力サイクルを表-5に示す。試験体 H1, P7, P8 は R=4%まで, 最大変形として加力した。また, 試験体 P4 は R=6%, 試験体 P6 は R=5%まで加力した。

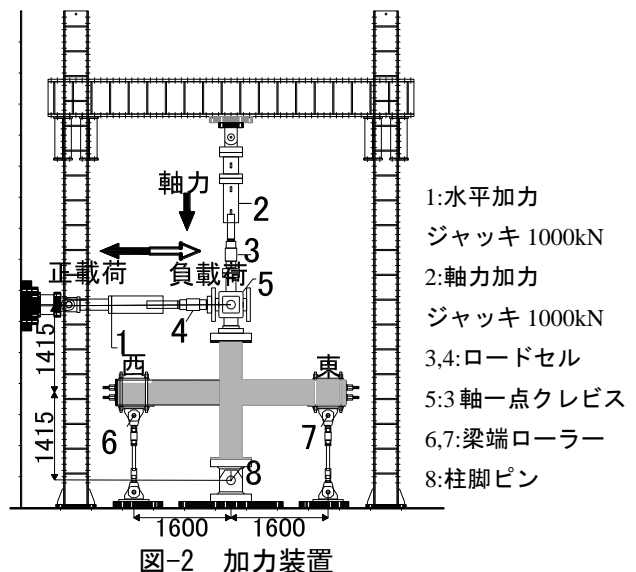


図-2 加力装置

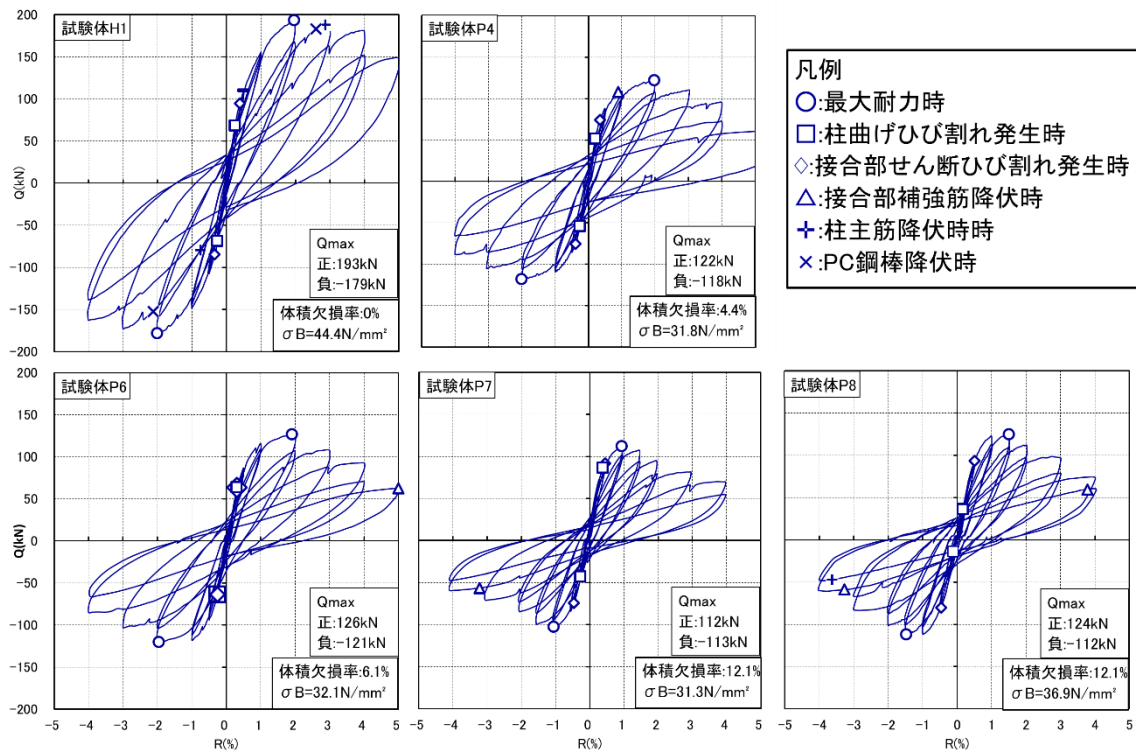


図-3 層せん断力-層間変形角関係

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、力のつり合いより算出した。また、図-3 には最大耐力時とひずみゲージにより測定した鉄筋のひずみから判断した鉄筋の降伏時を示した。

各試験体で柱コンクリート強度が異なる為、文献 4) の RC 柱梁接合部の接合部せん断強度の平均式に柱せいと有効幅(梁幅と柱幅の平均値)を乗じて求まる接合部せん断終局強度(以下 V_{ju})で層せん断力を除して基準化を行った。表-6 に基準化の計算結果を示す。また、図-4 に試験体 H1 の Q_{max} を V_{ju} で除した値に対する各試験体の Q_{max}/V_{ju} の値の 100 分率(最大層せん断力の大きさに相当する)と、試験体 H1 の層間変形角 $R=4\%$ 時の層せん断力時 $Q_{R=4\%}$ を V_{ju} で除した値に対する各試験体の $Q_{R=4\%}/V_{ju}$ の値の 100 分率(層せん断力の低下率に相当する)を示す。

図-4 より、試験体 P4, P6 は試験体 H1 の 80%程の最大層せん断力となり、 $R=4\%$ 時に 35%程耐力低下している事が分かる。試験体 P6 の体積欠損率は試験体 P4 の 1.4 倍だが、試験体 H1 との比較では、概ね同じ比率であった。また、試験体 P6 の 2 倍の体積欠損率の試験体 P7, P8 の最大耐力は、試験体 H1 の 70%程となり、 $R=4\%$ 時に層せん断力は概ね試験体 H1 の 50%、試験体 P6 の 70%となった。体積欠損率の増加に伴って、架構の最大耐力は小さくなり、層せん断力の低下率は大きくなった。

表-6 層せん断力の基準化結果

試験体	試験体 体積欠損率 (%)	H1	P4	P6	P7	P8
		0	4.4	6.1	12.1	12.1
σ_B	N/mm ²	44.4	31.8	32.1	31.3	36.9
V_{ju}	kN	1250	987	992	976	1096
正載荷時	R (%)	2	2	2	0.9	1.5
	Q_{max}	193	122	126	112	124
Q_{max}/V_{ju}		0.155	0.124	0.127	0.115	0.114
	R=4 (%)	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0
	$Q_{R=4\%}$	179.9	94.8	92.4	69.8	72.8
$Q_{R=4\%}/V_{ju}$		0.144	0.096	0.093	0.072	0.066
負載荷時	R (%)	-2	-2	-2	-1.1	-1.5
	Q_{max}	-179	-118	-121	-103	-112
Q_{max}/V_{ju}		-0.143	-0.120	-0.122	-0.105	-0.102
	R=-4 (%)	-4	-4	-4	-4	-4
	$Q_{R=-4\%}$	-163	-88	-84	-59	-59
$Q_{R=-4\%}/V_{ju}$		0.13	0.09	0.09	0.06	0.05

$V_{ju} = 0.8 * \sigma_B^{0.712} * D_c * B_j$ $D_c = 350, B_j = 300$ として求めた

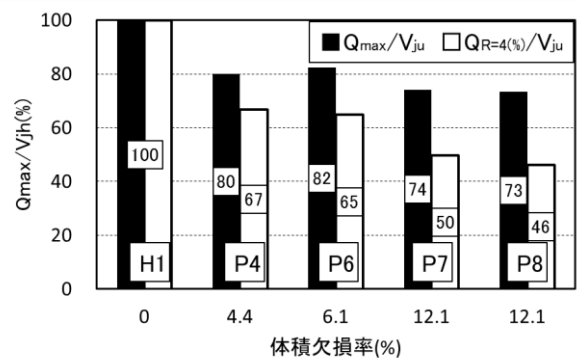


図-4 試験体 H1 を基準とした各試験体の最大耐力時と層間変形角 4%時の割合

3.2 破壊性状

接合部補強筋は試験体 P6, P7, P8 で、柱主筋は試験体 P8 で局所的に降伏した。高強度鉄筋を用いた試験体 P6, P7, P8 の接合部補強筋は大変形時に降伏した。写真-1 に試験体 P6, P7, P8 の最大層せん断力時と R=4% 時のひび割れ状況を示す。全試験体で柱に曲げひび割れ発生後、接合部にせん断ひび割れが発生し、最大耐力となった。試験体 P7 では繰り返し载荷の R=-1% ピーク時に、試験体 P8 では最大耐力前の R=1.35% 時に目視で接合部パネルの膨らみを確認した。また、試験体 H1 の PC 鋼棒は最大耐力後降伏した。変形の増大と共に接合部パネルのせん断ひび割れが進展し、かぶりコンクリートが剥落した。破壊形式は 3 試験体で接合部せん断破壊型と判断した。

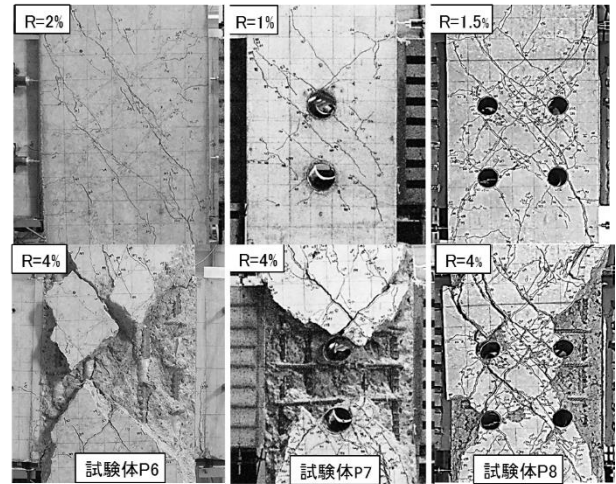


写真-1 破壊性状

4. 接合部の変形状

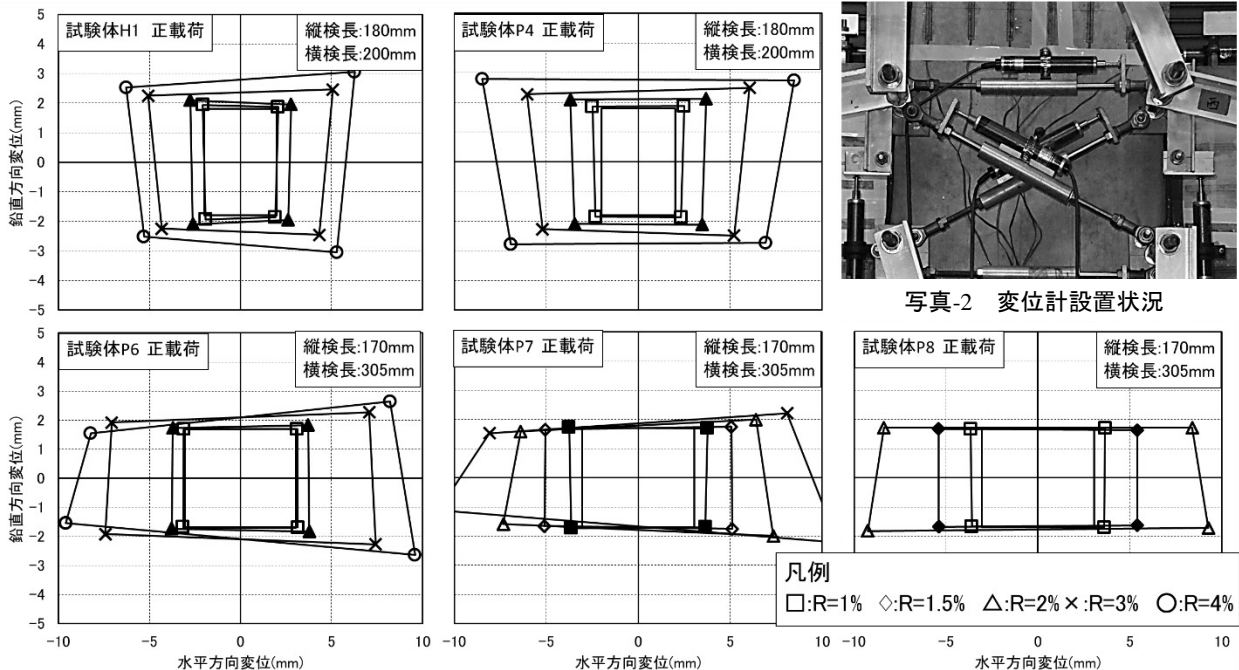


図-5 接合部パネルの変形状態

図-5 に接合部パネルの変形状態を、図-6 に接合部パネルの縦・横平均ひずみ-層間変形角関係を、写真-2 に接合部パネルの変位計設置状況例を示す。R=1% から R=4% の一度目のピーク時の値を用いた。図-5 は接合部の縦横の検長を 1/50 倍した長さ、変位計で計測された R=1% から R=4% の一度目のピーク時の値を加減し求めた。接合部パネルのせん断変形は考慮していない。図-6 は接合部パネルの縦横ひずみはパネル内に取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-5 及び図-6 より、試験体 H1, P4 は R=1% から R=4% まで接合部が水平・鉛直両方向に伸び続けた事が分かる。一方、体積欠損率が 6.1% 以上の試験体では、接合部パネルの水平方向の伸びは増大するが鉛直方向には伸びなくなった。接合部の水平方向への伸びは、試験体 P7, P8 で顕著である。

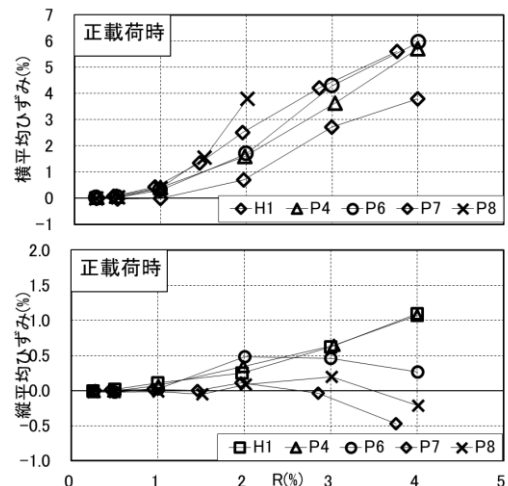


図-6 縦・横平均ひずみ-層間変形角関係

5. 接合部入力せん断力

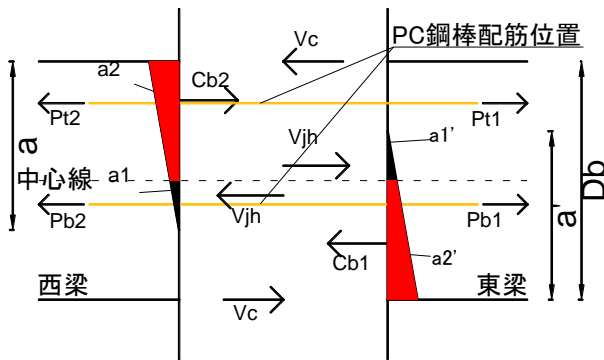


図-7 接合部周りの応力状態

5.1 接合部周りの応力状態

図-7に接合部周りの応力状態を示す。接合部入力せん断力には梁危険断面におけるコンクリート圧縮域深さの重なりを考慮し求めた。PC鋼棒の引張力は、ひずみの実験値を、材料試験より求めた6折れ線モデルを用いて応力度変換した値に断面積を乗じて求めた。

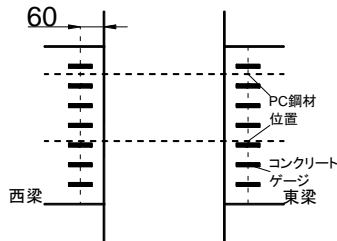


図-8 コンクリートゲージ貼付位置

圧縮域深さは図-8に示す様に、梁危険断面より60(mm)離れた箇所に東西梁に梁せいにわたって7箇所貼付したコンクリートゲージから求めた。接合部入力せん断力は接合部の中心位置で最大となると仮定した。

1) 圧縮域深さが梁せいの1/2未満の場合

$$V_{jh} = P_{t1} - P_{t2} + C_{b2} - V_c \quad (1)$$

2) 圧縮域深さが梁せいの1/2以上の場合

$$V_{jh} = P_{t1} - P_{t2} + \alpha_2 C_{b2} - \alpha_1' C_{b1} - V_c \quad (2)$$

$$\text{ここで、} \alpha_2' = 1 - \alpha_1' \quad \alpha_2 = 1 - \alpha_1 \quad (3)$$

$$C_{b1} = P_{t1} + P_{b1} \quad C_{b2} = P_{t2} + P_{b2} \quad (4)$$

・ $a \geq D_b$ の場合

$$\alpha_1 = (a - D_b/2)^2/a^2 - (a - D_b)^2/a^2 \quad (5)$$

$$\alpha_1' = (\alpha' - D_b/2)^2/\alpha'^2 - (\alpha' - D_b)^2/\alpha'^2 \quad (6)$$

・ $D_b/2 < a \leq D_b$ の場合

$$\alpha_1 = (a - D_b/2)^2/a^2 \quad \alpha_1' = (\alpha' - D_b/2)^2/\alpha'^2 \quad (7)$$

・ $a \geq D_b$ の場合

$$\alpha_1 = 0 \quad (8)$$

ここで、 P_t : 上端 PC 鋼棒の引張力、 P_b : 下端 PC 鋼棒の引張力、 C_b : コンクリート圧縮合力、 V_c : 柱せん断力、 D_b : 梁せい、 a : 圧縮域深さである。

5.2 基準化した接合部入力せん断力-層間変形角関係

図-9に基準化した接合部入力せん断力-層間変形角関係(以下 $V_{j\text{exp}}/V_{ju}$) - 層間変形角関係を示す。基準化した接合部入力せん断力は、文献 4)の接合部せん断強度の平均式に柱せいと梁の有効幅(梁幅と柱幅の平均値)を用いて求めた接合部せん断強度 4)の値で、前節の式より求まる接合部入力せん断力の実験値を除いた値である。図中の一点鎖線は接合部せん断強度の下限式である。最大接合部入力せん断力時において、試験体 H1 は平均値を上回り、その他の試験体では平均値は下回ったものの、下限値に達している。

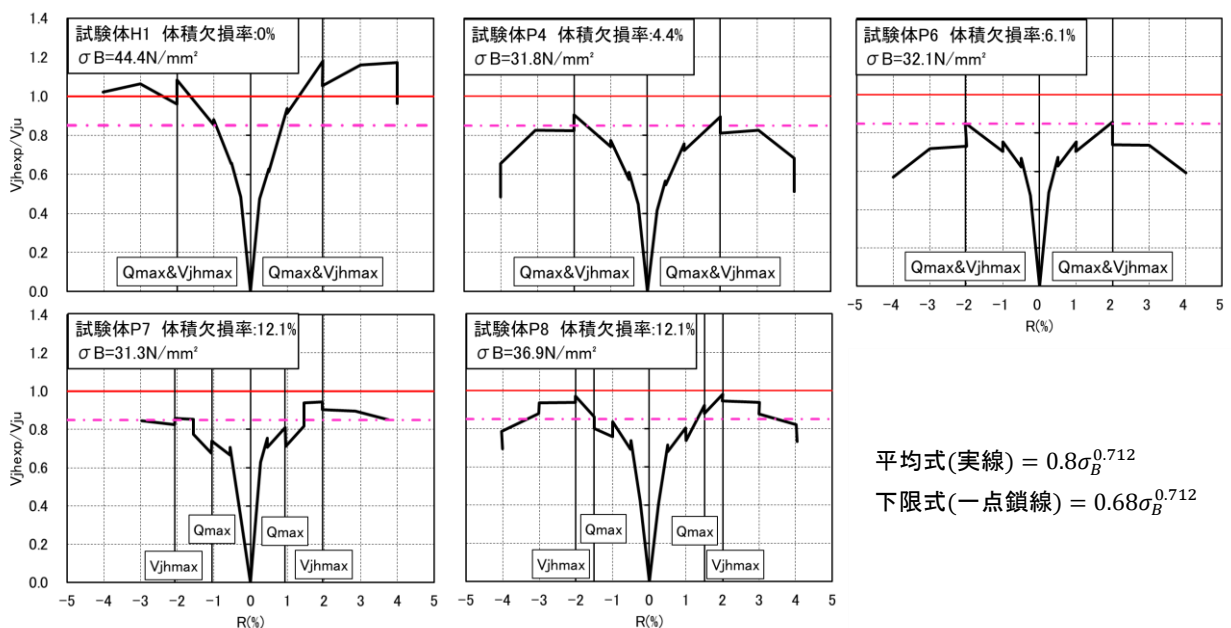


図-9 基準化した接合部入力せん断力-層間変形角関係

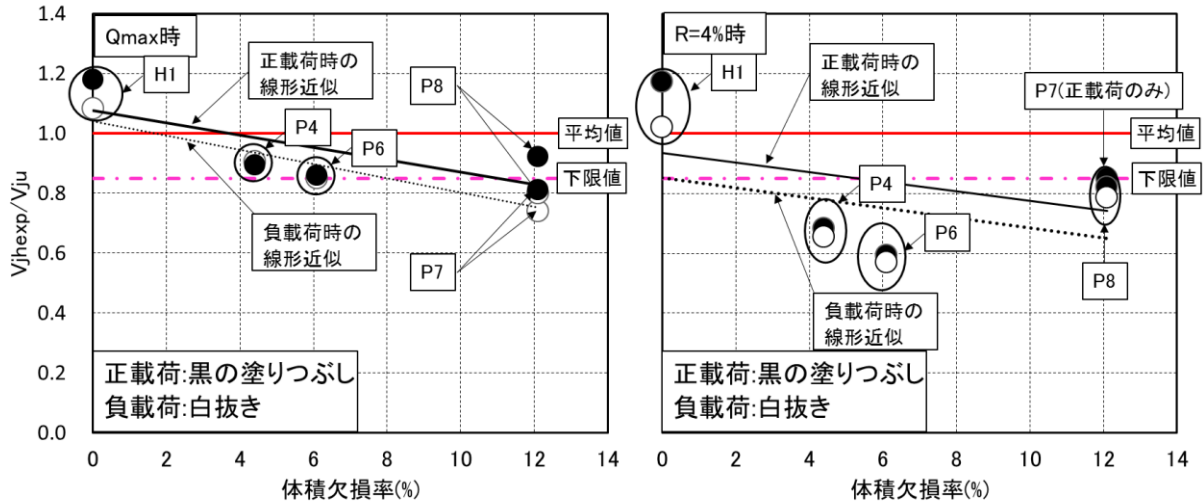


図-10 基準化した接合部入力せん断力-体積欠損率関係

5.3 基準化した接合部入力せん断力-体積欠損率関係

接合部の面外方向にシーす管を設け、体積欠損率を増加させた試験体 P7, P8 のせん断強度が低下しているか確認する為、図-10に基準化した接合部入力せん断力(以下 V_{jhexp}/V_{ju})-体積欠損率関係を示す。図中の実線及び点線は、正載荷時及び負載荷時をそれぞれ最小二乗法で求めた線である。最大層せん断力時の試験体 P7, P8 の V_{jhexp}/V_{ju} の値は、ばらつきはあるものの右下がり到低下する傾向を示した。また、 $R=4\%$ の大変形時において、ばらつきは更に大きい体積欠損率の増加に伴って、耐力低下の傾向が確認できる。

6. まとめ

- 1)面外方向に設けたシーす管による体積欠損は配置によらず層せん断力を低下させた。また、体積欠損率の増加に伴って、最大層せん断力と $R=4\%$ 時の層せん断力の耐力の低下率は大きくなった。
- 2)体積欠損率の増加に伴って接合部パネルは、鉛直方向へほとんど伸びなくなり、水平方向へ大きく伸びた。本論中では体積欠損率 6.1%を境にして接合部の変形状が変化し、試験体 P7, P8 で大きく接合部が変形した。
- 3)接合部内に面外方向のシーす管の無い試験体 P4, P6 の V_{jhexp}/V_{ju} - R 関係において、 V_{jhexp}/V_{ju} の最大値は下限式と平均式の間であった。また、接合部内に面外方向のシーす管を配した試験体 P7 と P8 の V_{jhexp}/V_{ju} の最大値は、下限式と平均式の間であった。一方、試験体 P7 と P8 の Q_{max} 時と、 V_{jhexp}/V_{ju} が最大となった層間変形角は各々異なった。即ち、最大層せん断力時において、試験体 P7 の V_{jhexp}/V_{ju} は、正負載荷時共に下限式を下回った。一方、最大層せん断力時において、試験体 P8 の V_{jhexp}/V_{ju} の値は、正載荷時は下限式を上回り、負載荷時は下限式を下回った。

4) V_{jhexp}/V_{ju} -体積欠損率関係において最小二乗法を用いて、線形近似を求めた。体積欠損率の増加に伴って接合部せん断強度が低下する傾向が見られた。体積欠損率は同じだが、シーす管の配置は異なる試験体 P7 と P8 の V_{jhexp}/V_{ju} - R 関係は異なる履歴を示した。本論文においては、体積欠損率のみを接合部せん断強度に対する指標として用いたが、その妥当性においてはデータ量を増やすと共に今後検討を進める必要がある。

参考文献

- 1) 足立幸多朗, 岸田慎司: PCaPC 造骨組柱梁接合部のグラウト材の有無による断面欠損の接合部せん断強度に与える影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東北), 2009年8月
- 2) 足立幸多朗, 岸田慎司: 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
- 3) 舛田尚之, 北山和宏, 岸田慎司: 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) 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

謝辞

本研究で用いた試験体の実験は首都大学東京大型実験棟で行いました。本研究に御協力頂きました、首都大学東京北山和宏教授をはじめ、関係者各位に深く感謝いたします。高周波熱錬様より PC 鋼棒を賜りました。ここに記して謝意を表します。