

論文 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

足立 幸多朗*1・岸田 慎司*2

要旨: 本研究はプレキャストの柱および梁をPC鋼材で圧着接合する工法によって作られた骨組の静的水平2方向交番繰返し載荷実験を行った。直交梁を有する立体架構の2方向交番水平力を受ける際、PC鋼棒内の付着の有無を変数とした場合の力学性状を実験により把握することを主目的としている。接合部せん断強度の2軸相関関係において、ボンド型試験体およびアンボンド型試験体とともに、両側に直交梁が取り付く接合部に対して2方向入力に対するせん断設計が任意方向に対して耐力低減を考慮する必要は無い事を確認した。

キーワード: 立体架構, プレキャストコンクリート, 柱梁接合部, 圧着, アンボンド

1.はじめに

近年、熟練技能者不足や地球温暖化防止の面から環境に優しい合理的な施工が求められている。プレキャストの柱と梁をPC鋼材で圧着接合する工法（以下、PCaPC）はこのような社会のニーズに応える工法として数多くの様々な建築物に適用されてきた。さらに、アンボンドPC構造とすることにより部材レベルで交換が可能となり、解体性が容易になるシステムであると考えられる。

既往のPCaPC圧着工法の柱梁接合部に関する研究において接合部せん断破壊型の研究は少なく、特に立体架構の水平2方向載荷実験に関しては皆無である。本研究ではPCaPC造立体柱梁接合部の力学性状を把握することを目的とし、ボンドおよびアンボンドPCaPC立体柱梁接合部試験体に一定軸力下の静的水平2方向正負交番繰返し載荷の実験を行い、立体柱梁接合部のせん断耐力および接合部の2軸相関について検討する。さらに、ボンド型の平面試験体についても実験を行い、既往の実験結果アンボンド平面試験体 P4¹⁾も合わせて立体試験体と比較を行った。

2. 実験概要

2.1 試験体の概要

図-1に試験体形状と寸法を示し、表-1に試験体諸元を示す。試験体は中間階柱梁接合部とこれに連なる柱および梁部材を仮想反曲点位置で切り出したもので11層純フレーム構造の3、4階部分の柱、梁を参考に、縮尺2/5程度とし（実験装置の容量から決定した）、試験体の柱断面を350mm×350mm、梁断面を250mm×400mm、柱芯

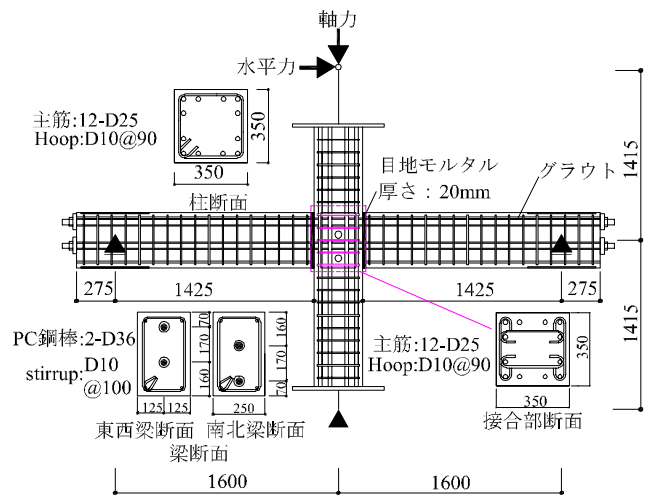


図-1 試験体形状・寸法

表-1 試験体諸元

| 試験体名 | H1 | R1 | R2 |
|------------|--------------------------|------|------|
| 試験体形状 | 平面十字型 | 立体内柱 | |
| グラウト材 | 普通強度 | なし | 普通強度 |
| 【共通因子】 | | | |
| ・軸力比 | 0.13 | | |
| ・緊張力/緊張強度 | 0.7 | | |
| ・梁PC鋼棒径 | 2-D36(SBPR930/1080) | | |
| ・梁主筋(組立て用) | 4-D13(SD345) | | |
| ・梁補強筋 | D10@100(SD345) | | |
| ・柱主筋 | D25(SD490) | | |
| ・柱補強筋 | D10@90(SD345) | | |
| ・接合部内補強筋 | D10@90(KSS785) | | |
| ・シース管 | #1052標準型(内径52mm, 外径55mm) | | |

表-2 鋼材の導入張力

| 試験体 | 導入時 | | | 実験直前 | | | | |
|------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------|---------------------|---------------------|---------------------|--------|
| | T _i (kN) | T _n (kN) | P _c (kN) | date(日) | T _i (kN) | T _n (kN) | P _c (kN) | 減少率(%) |
| H1 | 621 | 592 | 1235 | 393 | 525 | 550 | 1094 | 11.4 |
| R1 _{ew} | 605 | 599 | 1225 | 167 | 544 | 549 | 1114 | 9.1 |
| R1 _{ns} | 612 | 613 | 1248 | 167 | 540 | 534 | 1094 | 12.3 |
| R2 _{ew} | 602 | 578 | 1201 | 70 | 563 | 588 | 1172 | 2.5 |
| R2 _{ns} | 601 | 605 | 1228 | 70 | 599 | 539 | 1158 | 5.7 |

T_i:上側PC鋼棒緊張力, T_n:下側PC鋼棒緊張力, P_c:合計緊張力
date:導入時から実験直前までの日数

*1 芝浦工業大学大学院 工学研究科建設工学専攻 (正会員)

*2 芝浦工業大学准教授 工学部建築学科 博士(工学) (正会員)

表-3 材料特性 (コンクリート)

| 試験体 | 梁 $F_c=60\text{N/mm}^2$ | | | | 柱 $F_c=30\text{N/mm}^2$ | | | |
|-----|-----------------------------|------------------------------|-------------------------------|-----------------|-----------------------------|------------------------------|-------------------------------|---------------|
| | 圧縮強度 (N/mm^2) | 割線剛性 (kN/mm^2) | 割裂引張強度 (N/mm^2) | 圧縮強度時ひずみ (%) | 圧縮強度 (N/mm^2) | 割線剛性 (kN/mm^2) | 割裂引張強度 (N/mm^2) | 圧縮強度時歪 (%) |
| H1 | 82.7 | 41.7 | 4.05 | 0.288 | 44.4 | 32.4 | 2.73 | 0.215 |
| R1 | 85.5 | 39.7 | 4.00 | 0.297 | 45.4 | 31.9 | 2.66 | 0.231 |
| R2 | 75.5 | 43.4 | 4.27 | 0.239 | 41.8 | 33.7 | 3.44 | 0.213 |

表-4 材料特性 (鉄筋)

| | 降伏強度 (N/mm^2) | ヤング係数 (kN/mm^2) | 降伏歪 (μ) |
|--------------|-----------------------------|-------------------------------|------------------|
| D36(SBPR980) | 1143.0 | 208.2 | 7490 |
| D13(SD345) | 369.1 | 181.3 | 2037 |
| D25(SD490) | 507.7 | 507.7 | 2754 |
| D10(SD345) | 371.7 | 178.5 | 2105 |
| D10(KSS785) | 1009.7 | 181.1 | 7579 |

表-5 材料特性 (グラウト・モルタル)

| | 圧縮強度 (N/mm^2) | 割線剛性 (kN/mm^2) | 割裂引張強度 (N/mm^2) | 圧縮強度時歪 (%) |
|--------|-----------------------------|------------------------------|-------------------------------|---------------|
| グラウト | 74.6 | 23.1 | 3.07 | 0.594 |
| 目地モルタル | 78.4 | 24.4 | 3.54 | 0.509 |

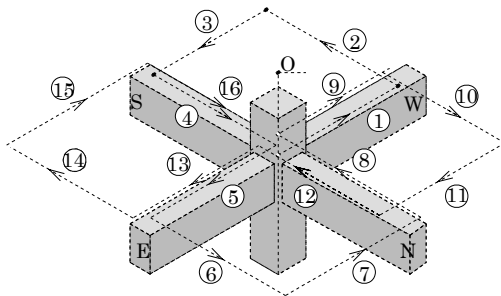


図-2 加力パス (立体試験体 R1, R2)

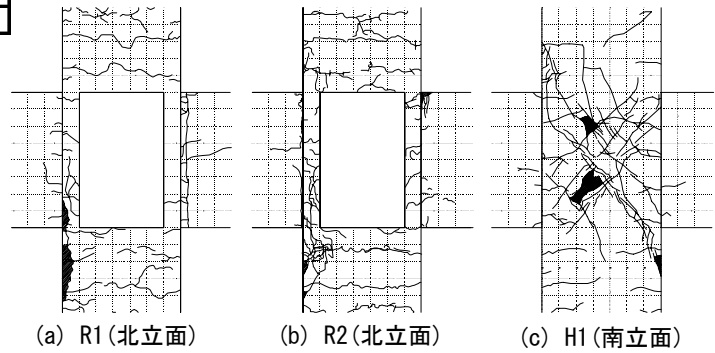


図-3 破壊状況 (層間変形角 1/50rad. 時)

から梁端支持点までが 1600mm、梁芯から上柱および下柱加力点までがそれぞれ 1415mm と設定した。せん断スパン比は柱が 4.0、梁が 4.3 である。PC 鋼材には異形棒鋼を用いた。筆者らは、PC 棒鋼を用いることでコンクリートとシーす管、シーす管とグラウト、グラウトと PC 棒鋼間で付着改善が期待できると考えたためである。PC 鋼材の緊張は油圧ジャッキによりセットロスを考慮し、PC 鋼棒に所定の緊張力の 1.05 倍 (PC 鋼材降伏強度の 0.735 倍) を導入し、柱と梁を圧着接合させた。導入時と実験直前の緊張力を表-2 に示す。その後、試験体 R1 以外はシーす管内にグラウトを注入した。

試験体は 3 体で、試験体 H1 は、立体架構を想定した PC 鋼棒非対称配筋の平面十字形試験体で立体試験体 R2 に付随した試験体である。試験体 R1 と R2 は立体内柱梁接合部試験体である。試験体 R1 は R2 と同形状であるがアンボンド試験体である。なお、3 体とも接合部せん断破壊を想定した。また図-1 中に示すように接合部内の横補強筋には両端を 180 度フック付きの単筋を 2-D10 とし 5 組配筋した。これは、独立させることによりフープ筋のように加力方向と直交方向との相互干渉を取り除くためである。材料特性は表-3、表-4、表-5 に示す。

2.2 実験方法

実験は首都大学東京の大型実験棟にて行った。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 3 基のジャッキを取り付け、柱に一定圧縮軸力 (軸力比 0.13) を与えた後に、水平方向に正負交番繰返し載

荷を行う。水平力は層間変形角 R により制御し、平面試験体は東西に $R=1/400\text{rad.}$ を 1 サイクル、 $1/200$ 、 $1/100$ 、 $1/50\text{rad.}$ を各 2 サイクルずつ、 $1/33\text{rad.}$ を 1 サイクル、 $1/25\text{rad.}$ を 2 サイクル行った後正方向 (西側) を押切りとした。立体内柱試験体は図-2 に示すように柱頭加力点の描く軌跡が田の字形となるように载荷を行った。ただし、最初の 1 サイクルは西→東→南→北へそれぞれ $1/400\text{rad.}$ ずつ 1 方向载荷を行った。その後、田の字载荷として、 $1/200$ 、 $1/100$ 、 $1/50\text{rad.}$ を各 2 サイクルずつ、 $1/33$ および $1/25\text{rad.}$ を 1 サイクル行った。これ以降、便宜上東西方向を主方向、南北方向を直交方向とする。

3. 実験結果

3.1 破壊状況

図-3 に $R=1/50\text{rad.}$ 時のひび割れ状況を示す。平面試験体 H1 では $R=1/200\text{rad.}$ に接合部中央にせん断ひび割れが生じて、その後ひび割れ幅は拡大して $R=1/50\text{rad.}$ から接合部表面のコンクリートの剥離と圧壊が顕著となった。柱、梁ともにせん断ひび割れは発生しなかった。立体試験体 R1, R2 は共に接合部の隅角部のコンクリートの圧壊と剥離および最大耐力後の梁危険断面位置の端部の圧壊が顕著である。両試験体において $R=1/200\text{rad.}$ では、柱および梁の曲げひび割れが曲げせん断ひび割れに進展して、 $R=1/100\text{rad.}$ では接合部せん断ひび割れが発生した。ボンド試験体 R2 では細かく多数箇所にてせん断ひび割れが発生したのに対してアンボンド試験体 R1 で

はせん断ひび割れが局所的であった。全試験体において最大耐力後の $R=1/33rad$ に柱主筋が降伏歪に達している。梁のPC鋼棒は全試験体において降伏歪に達していない。破壊状況、鉄筋の降伏状況および図-4に示す変形の割合から全試験体で接合部せん断破壊したと判断した。

3.2 層せん断力-層間変形角関係

図-5に層せん断力-層間変形角関係を示す。層せん断力は架構全体の水平耐力であり、梁のせん断力より算出した。全試験体で $R=1/50rad$ で最大耐力に達した。平面試験体 H1 に対して立体試験体 R2 では最大耐力は 17% 増加していることから直交梁を有することでの耐力の増大が確認できる。またコンクリート強度が R1 の方が大きいにも関わらず、ボンド試験体 R2 に対してアンボンド試験体 R1 は主方向で 23%、直交方向で 20% 低下していることから付着性状によって最大耐力に影響を及ぼしている。大変形時における耐力低下はアンボンド試験体 R1 がボンド試験体 R2 に比べて緩やかである。ゆえに付着の有無によって最大耐力および大変形後の履歴性状は影響されることが確認できた。

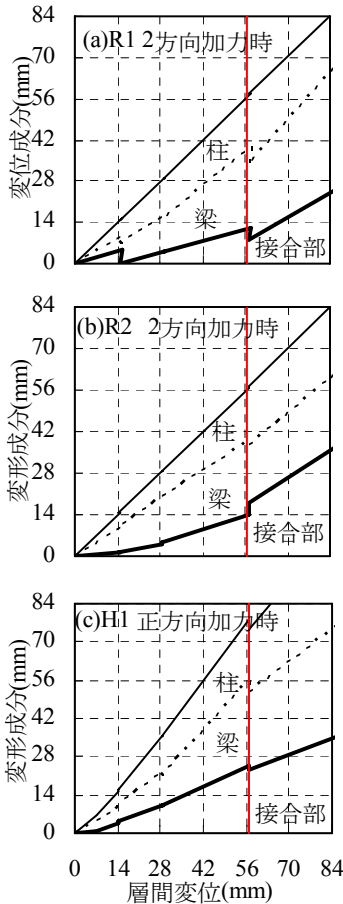


図-4 各部分の変形の割合

3.3 水平2方向加力による2軸の層せん断力関係

図-6に $R=1/50rad$ 時の2軸加力状態における層せん断力の描く軌跡を示す。図中には、ピーク時における接合部内補強筋ひずみを示す。計測位置は図-7に示す。両試験体とも主方向の層せん断力は2軸加力時においては減少し、その軌跡は、円上の一部を描いた。つまり、柱、梁の圧壊は最大耐力時にはほとんど生じておらず、接合部が先行して破壊していると判断できることから、4つの梁が取り付けいた柱梁接合部のせん断強度にも2軸の相関関係があることがわかった。また接合部内補強筋ひずみに関して、両試験体は同様な推移を示すが、試験体 R1 では、各方向に対して主方向と直交方向のひずみは同程度であった。試験体 R2 では加力方向で差が生じているのに対して、アンボンド試験体は応力が平均的に分布されることで差が少ないことが表れている。

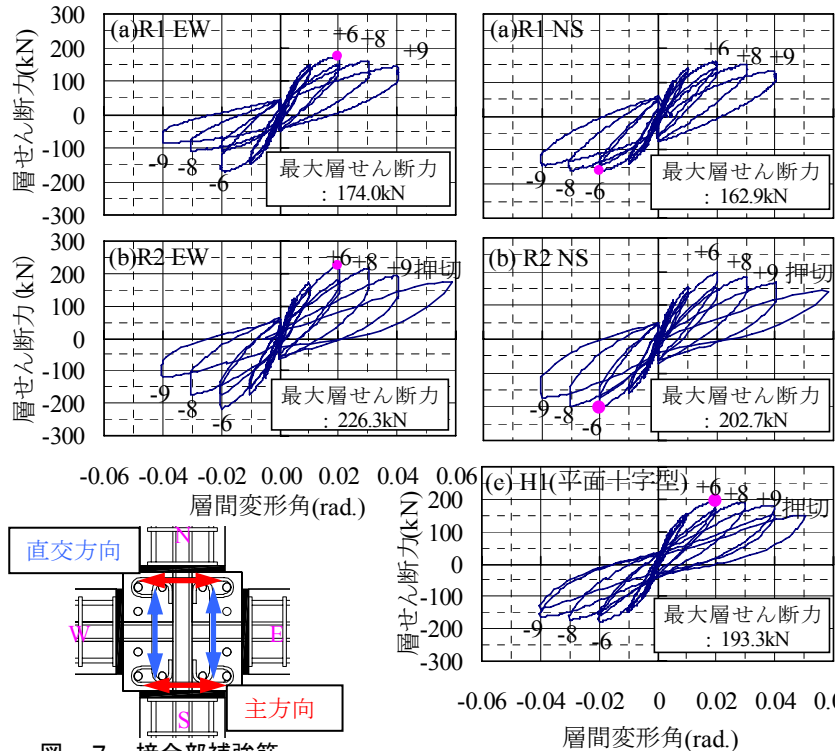


図-5 層せん断力-層間変形角関係

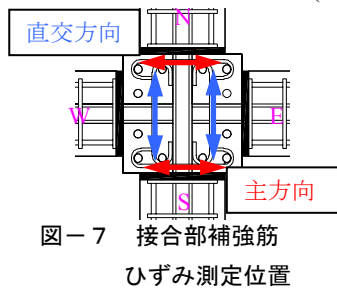


図-7 接合部補強筋ひずみ測定位置

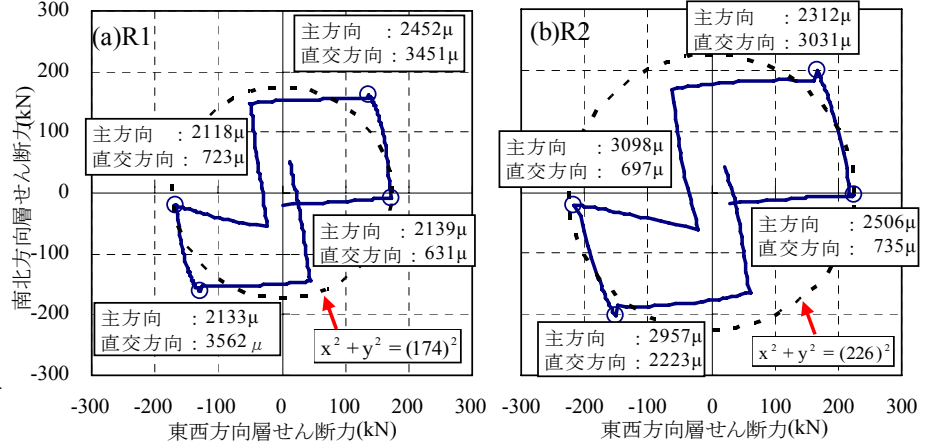


図-6 層せん断力の2軸相関関係

4. 考察

4.1 中立軸位置の推移

梁危険断面位置から 60mm の位置にコンクリートゲージを貼付し、そのひずみ分布より中立軸位置を検討した。図-8に試験体 R1 と R2 の中立軸位置-層間変形角関係を示す。図の上端から中立軸位置までの距離は圧縮域深さを表す。主方向正加力時における推移を示しているが、1 方向と 2 方向加力時の危険断面位置での曲げモーメントから求まる圧縮合力位置を比較すると等しいことが確認できたため、両試験体で 1 方向加力時の中立軸位置を 2 方向加力時と等しいとした。2 方向加力時のピーク時において両試験体で梁は上下非対称配筋仕様であるため東梁と西梁の圧縮域深さには差が生じている。東梁で試験体 R1 の圧縮域深さは $R=1/400\text{rad.}$ で梁せい (D) の全圧縮状態から $1/50\text{rad.}$ に $0.4D$ と変化した。試験体 R2 は $1/400\text{rad.}$ の $0.8D$ から $1/50\text{rad.}$ の $0.44D$ と変化した。試験体 R1 と比べて、変化量は小さい。西梁でも配筋仕様上、変化量は東梁とは等量でなく、同様な違いが生じている。

4.2 接合部入力せん断力

図-9 に各試験体の接合部入力せん断力の推移を示す。図中の(a)は 1 方向加力時、(b)は 2 方向加力時である。接合部入力せん断力の求め方は図-8 に示すように危険断面位置でのコンクリート圧縮域が重なるので重複分を考慮して計算した。接合部のせん断抵抗断面積は文献²⁾に従った。図-9 (a)より立体試験体 R2 は平面試験体 H1 に比べて 1 方向加力時のせん断強度が 16%増加していることから直交梁が接合部パネルを拘束することによって接合部せん断強度を増大させていると考えられる。アンボンド試験体 R1 のほうが、ボンド試験体 R2 よりも接合部入力せん断力は小さく、1 方向加力時で 35%小さく、2 方向加力時には 30%小さかった。これは付着が無い場合には接合部内の圧縮ストラットに応力が集中したことにより早期に接合部内部が圧壊し、接合部に入力されるせん断力が低下したため、変形が大きくなるにつれてボンドとアンボンドで差が大きくなったと考えられる。加力方向による違いをみると、2 方向加力時のせん断力のほうが 1 方向加力時よりも小さいが、アンボンド試験体においては加力方向の影響が小さかった。

(1) 既往のせん断強度式による計算値との比較

表-6 に実験結果と現行の RC 造の設計指針式によるせん断強度算定式²⁾によって求めた計算値を併記し、適合性を検討した。立体試験体については、主方向および直交方向のベクトル和も評価した。立体試験体において、計算値に対する実験値の比がボンド試験体では 1.12~1.43、アンボンド試験体では 0.81~0.86 となり、アンボンド時の適合性が良くないのがわかる。

(2) 立体架構の 2 軸せん断強度

図-10 に接合部せん断強度 2 軸相関を示す。ボンド型試験体においては、平面試験体の最大 1 軸せん断強度で与えられる円形および矩形相関線より外側に、アンボンド型試験体においては、ほぼ矩形相関線上に位置していた。このことは、両側に直交梁が取り付く接合部に対して二方向入力に対するせん断設計が、柱の曲げ設計に見られるような任意方向に対して楕円補間により耐力低減を考慮する必要は無い事を示している。ゆえに、各梁方向の応力に対してそれぞれ個別にせん断強度を算出して設計することで任意の方向に対して安全に設計できるが、アンボンド試験体に対してはボンド型よりも計算値に対する値が小さいと判断できる。

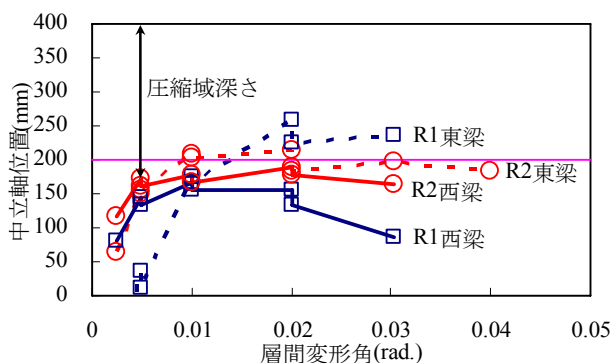


図-8 中立軸位置の推移

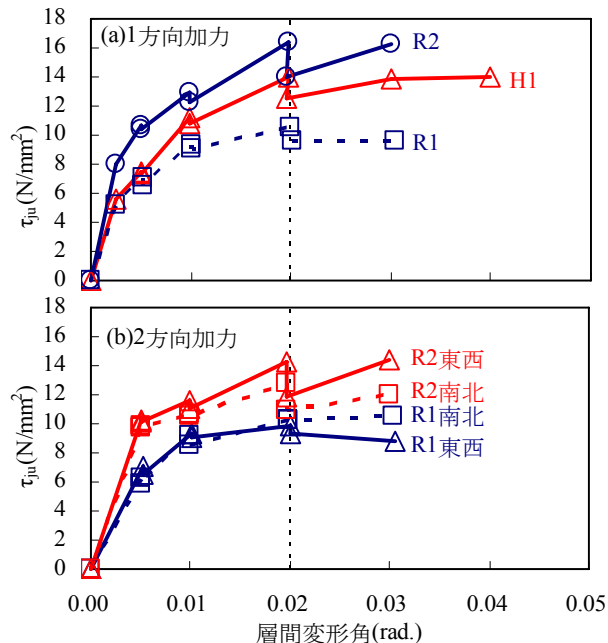


図-9 接合部入力せん断応力度-層せん断力関係

表-6 接合部入力せん断応力度 (実験値/計算値)

| 試験体 | 加力方向 | | exp N/mm ² | cal N/mm ² | exp/cal |
|-----|------|------|--------------------------|--------------------------|---------|
| H1 | 1方向 | 主方向 | 14.06 | 11.91 | 1.18 |
| P4 | 1方向 | 主方向 | 7.92 | 9.39 | 0.84 |
| R1 | 1方向 | 主方向 | 10.55 | 12.29 | 0.86 |
| | | 主方向 | 9.93 | 12.29 | 0.81 |
| R1 | 2方向 | 直交方向 | 10.44 | 12.29 | 0.85 |
| | | 主方向 | 16.35 | 11.41 | 1.43 |
| R2 | 2方向 | 主方向 | 14.44 | 11.41 | 1.27 |
| | | 直交方向 | 12.8 | 11.41 | 1.12 |

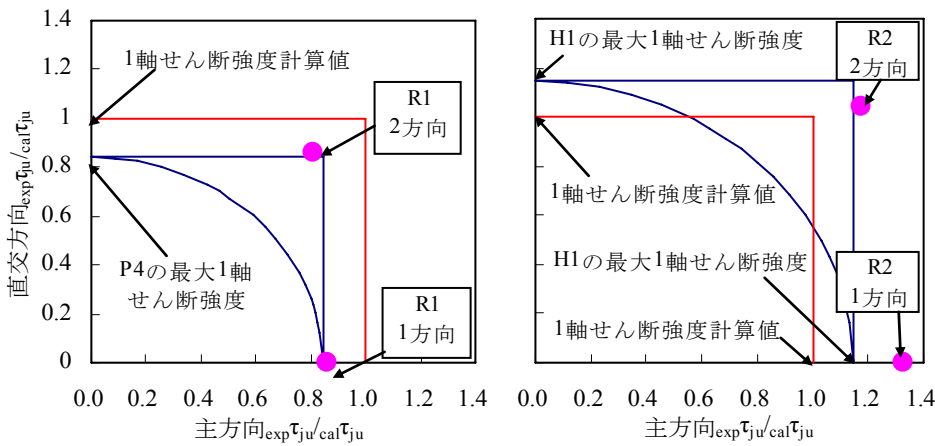


図-10 接合部せん断応力度2軸相関関係

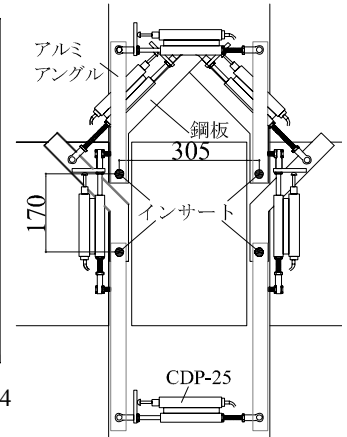


図-12 接合部パネルの計測位置

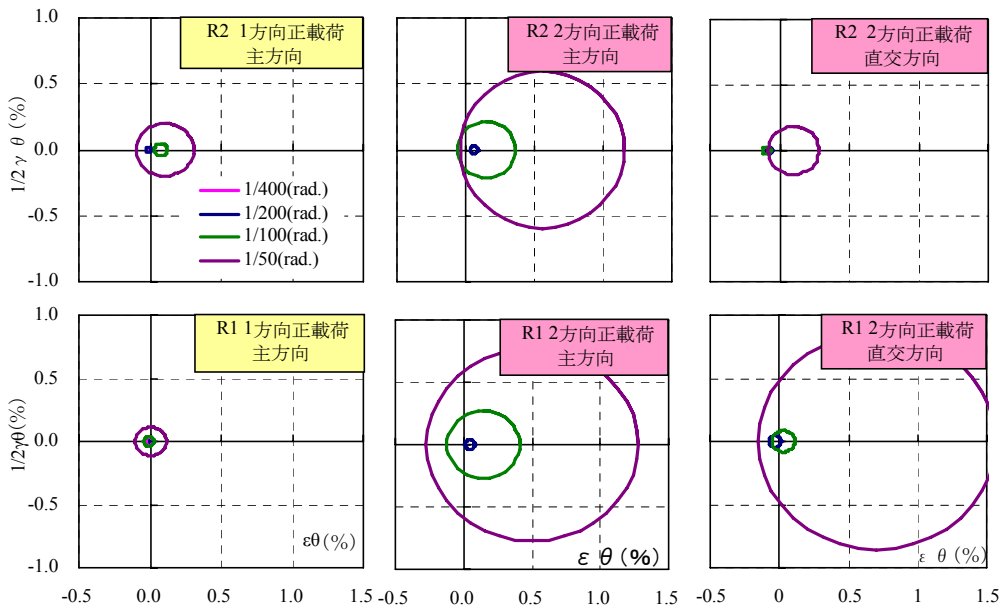
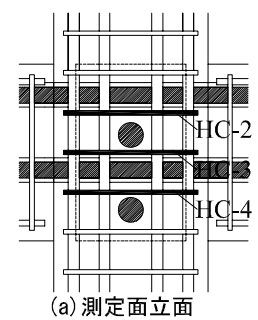
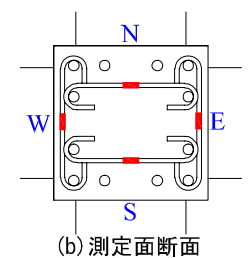


図-11 モールのひずみ円



(a)測定面立面



(b)測定面断面

図-14 補強筋

ひずみ測定位置

4.3 モールのひずみ円

図-11に $R=1/400, 1/200, 1/100, 1/50\text{rad.}$ のモールのひずみ円を示す。これは接合部パネルの縦、横および斜めの変形を測定し、接合部パネルの平均的なひずみ状態を確認した。測定位置については図-12に示す。

ひずみ円の大きさが損傷度を示す。全試験体で $1/50\text{rad.}$ で損傷は増大している。ボンド試験体 R2 では1方向加力時に円の中心が引張り側にシフトし、2方向加力時の主方向では、円の大きさが増大し、直交方向では増大はするものの主方向と比較すると小さいことから主方向のパネルコンクリートの膨張によって接合部せん断破壊したと考えられる。アンボンド試験体 R1 においては、1方向加力 $R=1/50\text{rad.}$ までひずみ円が小さく、円の中心が原点付近に位置しており、同心円状に推移しているが、2方向加力になると円の中心が引張側に急激にシフトし、円の大きさも増大した。さらに、直交方向の円の大きさも増大しており、損傷は主方向および直交方向ともに増

大している。これは2方向加力の際、2軸圧縮および引張を受ける接合部の隅角部のコンクリートが局部的に圧壊、剥離したことから2軸の対角上で接合部せん断破壊が生じたと考えられる。

4.4 接合部横補強筋の負担せん断力

接合部内横補強筋として両端を180度フック付きの単筋を使用している。これは、フープ筋のように主方向と直交方向の相互干渉を取り除くためである。加力方向に対して直交方向の単筋はコアコンクリートの面外膨張に対する拘束力が生じるのに対して、主方向の単筋はコンクリートの拘束効果に加えて、せん断抵抗効果の両方を有すると考えられる。実験では全試験体とも補強筋は降伏していないことから接合部内補強筋の中心に近い3組にヤング係数を乗じるにより補強筋水平力を計算した。図-13に補強筋水平力-層間変形角関係を示し、図-14に計測位置を示す。また、主方向の単筋の水平力が直交方向より大きいことから差がトラス機構によ

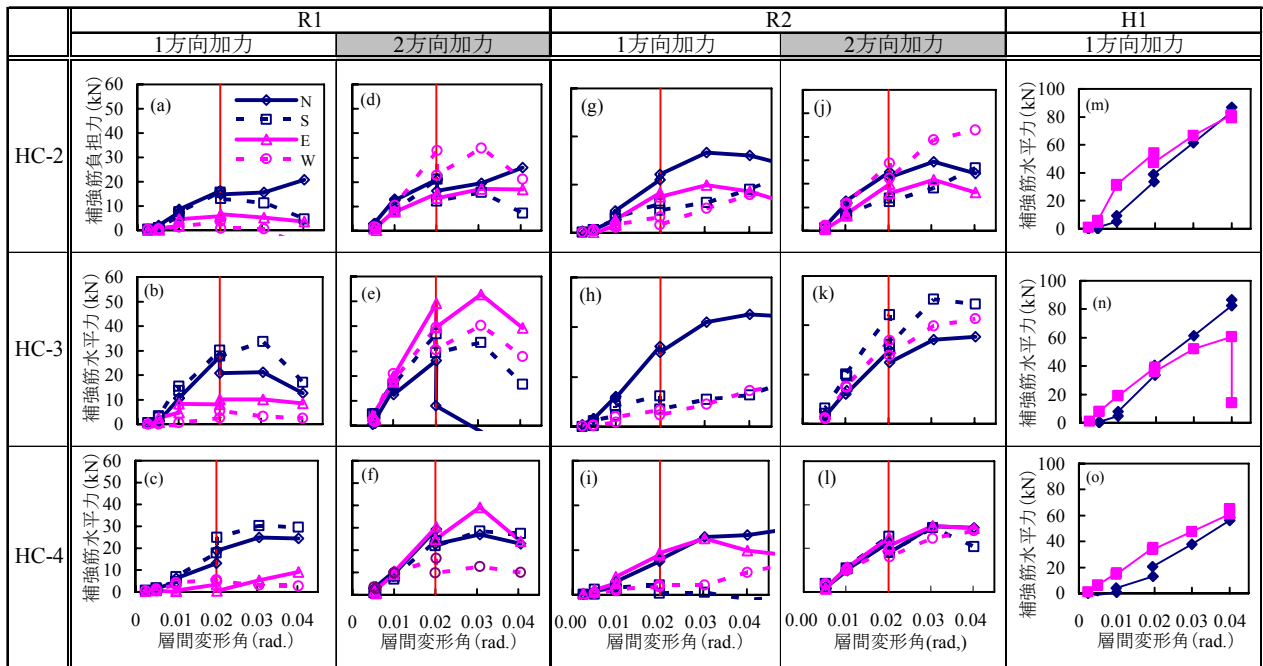


図-12 補強筋水平力—層間変形角関係

って負担されるせん断抵抗力であると考えられる。図-13の (m), (n), (o) は平面試験体 H1 の補強筋水平力を示す。主方向と直交方向の差分であるトラス機構によるせん断抵抗力は $R=1/100\text{rad.}$ で最大となる。その時、PC 鋼棒の重心位置付近である HC-2 でせん断抵抗力は最も大きく、HC-2 のトラス機構によるせん断抵抗力は 3 組合計のトラス機構によるせん断抵抗力の 47% となった。それ以降、変形が進むにつれて減少した。これは $R=1/50\text{rad.}$ で接合部の剥離・圧壊が目視で確認されており、それ以前から接合部内部でせん断ひび割れが増大し、斜めストラットに作用する圧縮力が低下したためと考えられる。

ボンド試験体 R2 においては、1 方向加力では 4 方を梁で拘束されているため平面試験体 H1 に比べて補強筋水平力は小さい。2 方向加力となると、図-13の (g) と (j) より加力方向の面外膨張は直交梁の PC 鋼棒の位置付近で PC 鋼棒の緊張力によって拘束されており、モールのひずみ円の時のような 2 方向加力による著しい面外膨張は補強筋の水平力からは確認されなかった。図-13の (a) ~ (f) に試験体 R1 の補強筋水平力を示すが、 $R=1/50\text{rad.}$ までは試験体 R2 と同様に拘束により面外膨張は少ない。しかし、その後の変形では 1 方向加力と 2 方向加力の挙動に違いが見られるがこれは大変形になるにつれて加力方向ごとに累積残留変形量が増加したために生じたものである。

5.まとめ

(1) アンボンド試験体 R1 のほうが、ボンド試験体 R2 よりも接合部入力せん断力は小さく、1 方向加力時で 35% 小さく、2 方向加力時には 30% 小さかった。これは付着が無い場合には接合部内の圧縮ストラットに応力が集

中したことにより早期に接合部内部が圧壊し、接合部に入力されるせん断力が低下したため、変形が大きくなるにつれてボンドとアンボンドで差が大きくなったと考えられる。

(2) 2 方向水平力を受ける立体架構の接合部せん断強度は水平 1 方向の平面架構で与えられる円形および矩形相関曲線より外側に位置した。ゆえに、各方向に個別にせん断強度を算出して設計することで任意の方向に対して安全に設計できることが確認できた。

(3) 2 方向水平力を受ける立体架構はモールのひずみ円よりボンド試験体は主方向の接合部パネルコンクリートの膨張による接合部破壊であり、アンボンド試験体では 2 軸の対角上で接合部せん断破壊が生じていると考えられ、付着の有無によって破壊形式が異なった。

参考文献

- 1) 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, pp.397-412, Vol.27, No.2, 2005
- 2) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証指針・同解説, 1999
- 3) 岸田慎司, 森山健作, 北山和宏, 西川孝夫: 梁主筋付着性状を変化させた RC 立体柱・梁接合部のせん断性状に関する研究, コンクリート工学年次論文集, pp.385-390, Vol.27, No.2, 2005

謝辞

本実験に御協力を頂きました北山和宏准教授(首都大学東京)をはじめ北山研究室の皆様にご敬意を表します。また、高周波 Netzlen (株) に PC 鋼棒の提供を受けた。