

論文 二方向荷重をうける隅柱・梁接合部のせん断性能と柱軸力の関係

崔 建宇*1・藤井 栄*2・渡邊 史夫*3

要旨：本研究は，二方向荷重を受ける隅柱・梁接合部のせん断性能と柱軸力の関係を実験的に調べたものである。二方向載荷時の各構面の接合部せん断強度は，靱性指針¹⁾の計算値の1.04～1.29倍となった。0.6 σ_c (σ_c :コンクリート圧縮強度)の高軸力を受ける接合部のせん断強度は，低軸力を受ける場合に対して10%程度上昇した。軸力レベル0.6では，接合部最大せん断耐力到達後，高軸力による接合部の急激な圧壊はみられなかった。柱軸力レベルが0.9になると，接合部の柱軸方向変形が顕著になり，接合部軸方向耐力の急激な劣化がみられた。

キーワード：隅柱・梁接合部，二方向載荷，高軸力，プレート定着

1. はじめに

柱・梁接合部せん断強度に及ぼす影響因子は多く存在し，その中でコンクリート圧縮強度，柱・梁接合部主筋の付着，接合部せん断補強筋量らの影響についての研究はこれまで数多く行われてきた。しかしながら，柱軸力及び二方向載荷の接合部せん断強度への影響はまだ，明確にされていないのが現状である。図-1に示すように，地震時の高層建物では一階の隅柱に非常に大きな軸圧縮力が作用する。本研究は，高軸力及び二方向載荷が隅柱・梁接合部のせん断強度と接合部せん断耐力到達以後の柱軸力保持能力に及ぼす影響を実験的に調べた。また，梁主筋の接合部内でのプレート定着の性能を調べるために，すべての試験体の梁筋をプレート定着とした。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

試験体は3体で，すべて接合部せん断破壊が先行する二方向隅柱を想定して設計された。梁主筋はすべて接合部内でプレート定着し，その接合部での投影長さは指針¹⁾の最小値の146mm(柱せいの2/3)とした。接合部フープ筋の鉄筋比は，SP1，SP2ともに0.3%(2-6×3set)で，SP3では0.7%(2-9×3set)である。ここでは，南北梁を主梁、東西梁を直交梁とする(図-1に示す)。試験体の配筋詳細を図-2に示す。柱，梁主筋の降伏強度は548MPa，6及び9せん断補強筋の降伏強度はそれぞれ345MPa，384MPaである。コンクリートの圧縮強度は，SP1及びSP2，SP3に対してそれぞれ34MPa，29MPaである。試験体及び使用材料一覧を表-1，表-2に示す。

表-1 試験体一覧表

試験体名称	軸力レベル / σ_c	接合部せん断補強筋	梁主筋定着形式
SP1	0.2	2- 6 × 3set	プレート定着
SP2	0.6		
SP3			

σ_c : 柱断面に作用する平均軸圧縮応力 (MPa)
 σ_c : コンクリート圧縮強度 (MPa)

表-2 使用材料一覧

試験体名称	コンクリート			鉄筋		
	圧縮強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	$E_c \times 10^4$ (MPa)	鉄筋名称	降伏強度 (MPa)	$E_s \times 10^5$ (MPa)
SP1	34.3	3.3	2.04	D13	548.3	1.96
SP2	29.1	2.9	2.01	9	384.2	2.12
SP3	29.1	2.9	2.01	6	345.6	1.93

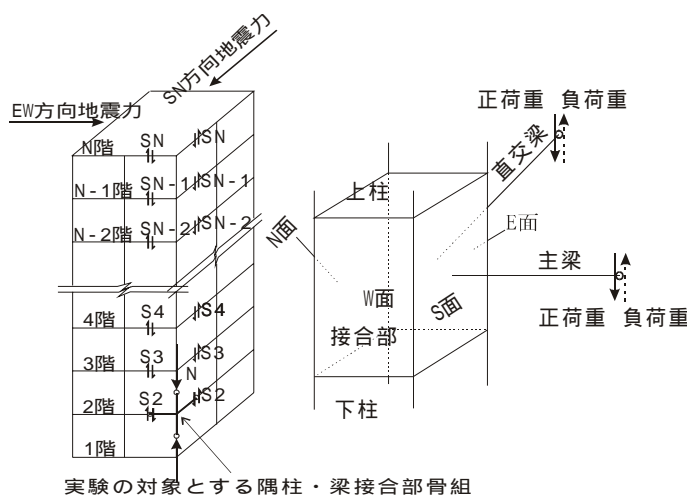


図-1 研究対象及び載荷方向

*1 京都大学大学院 工学研究科 建築学専攻 (正会員)
 *2 京都大学助教授 工学研究科 環境地球工学専攻 博士 (工学) (正会員)
 *3 京都大学教授 工学研究科 建築学専攻 工博 (正会員)

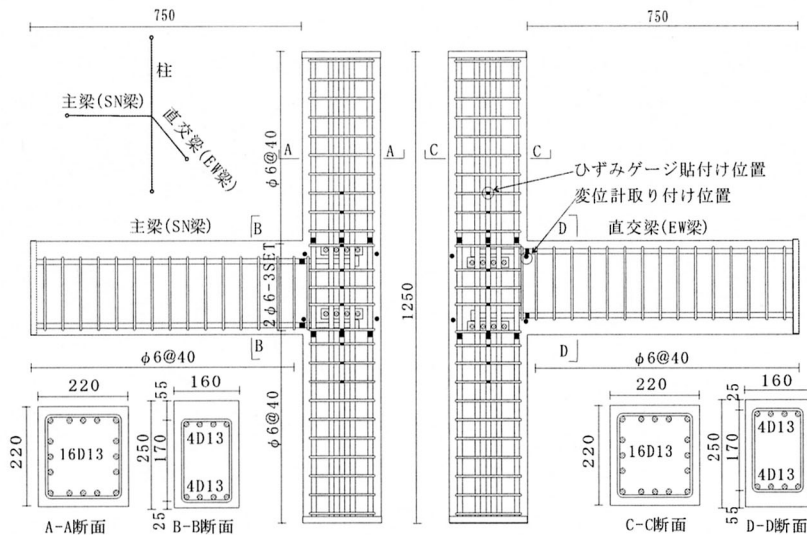


図-2 試験体の配筋詳細

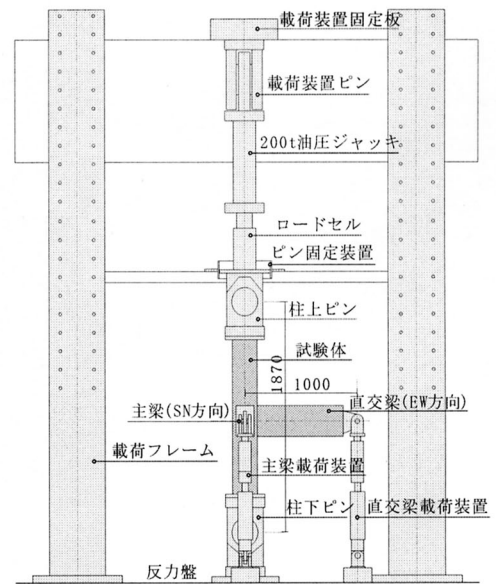


図-3 隅柱、梁接合部試験の荷装置図

2.2 実験変数及び実験方法

実験変数を表-1に示す。SP1とSP2では、柱軸力のみが異なる。それぞれの軸圧縮応力はコンクリート圧縮強度の0.2及び0.6倍である。SP2とSP3では、同じ軸力レベル0.6で接合部せん断補強筋量が異なる。鉄筋のひずみゲージの貼付け位置を図-2に■マークで示す。変位計を接合部各面の四隅、柱上下ピン、梁端の水平方向、垂直方向にそれぞれ取り付けることにより接合部及び部材変形の計測を行った。

荷装置を図-3に示す。まず所定の軸力レベルまで軸力を作用させ、その後主梁及び直交梁の端部に垂直方向に同時に同じ方向及び大きさの正負繰返し荷重を与えた。第1回目の加力は正負接合部せん断ひび割れ荷重まで、2回目からは主梁の層間変形角1/125、1/100、1/75、1/50及び1/33の順に正負各1回の繰返し荷重を与えた。試験体SP3では、柱軸力の保持能力を調べるために梁層間変形角1/33に到達後、柱軸力のみを増大させた。

3. 実験結果

3.1 せん断ひび割れ及び接合部破壊性状

すべての試験体は梁主筋が降伏する前後で、接合部最大せん断耐力を迎えた。終局時には接合部中央のせん断ひび割れが大きく開口し、接合部のせん断破壊が確認された。最大耐力時の接合部せん断ひび

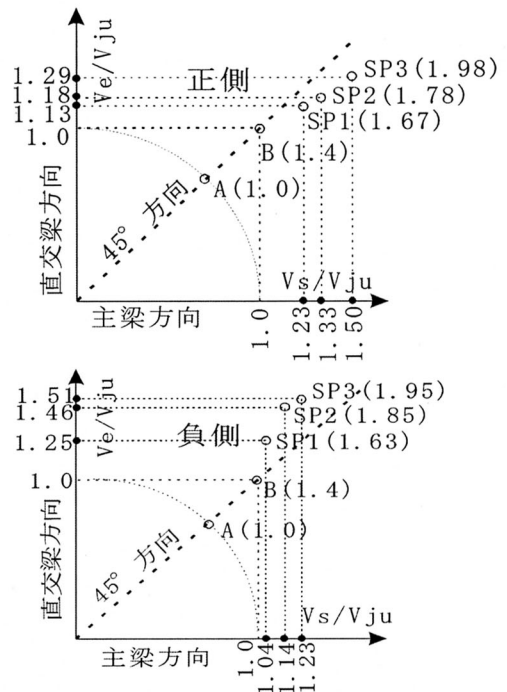


図-4 最大せん断入力と指針計算値の比較

割れ状況を写真-1に示す。せん断ひび割れは接合部だけではなく、隣接の柱中へも長く伸びた。高軸力を与えたSP2では、SP1に比べて接合部せん断ひび割れの勾配はより大きく、柱中央部にほぼ縦方向に走るせん断ひび割れの開口が著しい。最大耐力以後、SP2及びSP3接合部には柱軸方向の圧縮ひずみの急速な増大によって、接合部の膨らみが明確にみられたが、高軸力による接合部の急激な圧壊には至らなかった。

表-3 実験結果一覧表

試験体 名称	Vs (kN) 正(負)	Ve (kN) 正(負)	Vj (kN) 正(負)	Vju (kN)	Vs/Vju 正(負)	Ve/Vju 正(負)	Vj/Vju
SP1	192.9(163.1)	177.2(196.1)	261.9(255.1)	156.8	1.23(1.04)	1.13(1.25)	1.67(1.63)
SP2	185.4(158.9)	164.5(203.5)	247.8(258.2)	139.4	1.33(1.14)	1.18(1.46)	1.78(1.85)
SP3	209.1(171.5)	179.8(210.5)	275.8(271.5)	139.4	1.50(1.23)	1.29(1.51)	1.98(1.95)

Vs, Ve: 主方向及び直交方向接合部の入力せん断力

Vj: 接合部せん断入力合力 $Vj = \sqrt{Vs^2 + Ve^2}$

Vju: 靱性指針¹⁾による計算値

$Q1 \cdot L1 = 7/8 \cdot J_b \cdot T$ $Q1 \cdot (L1 + D/2) = Q2 \cdot L2$ Vs (or Ve) = $T - Q2$

ただし, Q1: 梁端の垂直荷重 L1: 梁端載荷点から柱面までの距離 L1=890mm D: 柱せい D=220mm

Q2: 柱端の水平せん断荷重 L2: 柱上下載荷点間の距離 L2=1870mm T: 梁引張筋の引張力

Jb: 梁曲げ有効高さ Jb=225mm(外側引張筋) Jb=195mm(内側引張筋)

$Vju = k \cdot \phi \cdot Fj \cdot bj \cdot Dj$ $k=0.7$ $\phi=0.85$ $Fj=0.8\sigma_B^{0.7}$ $bj=190mm$ $Dj=146mm$ σ_B : コンクリート圧縮強度(MPa)

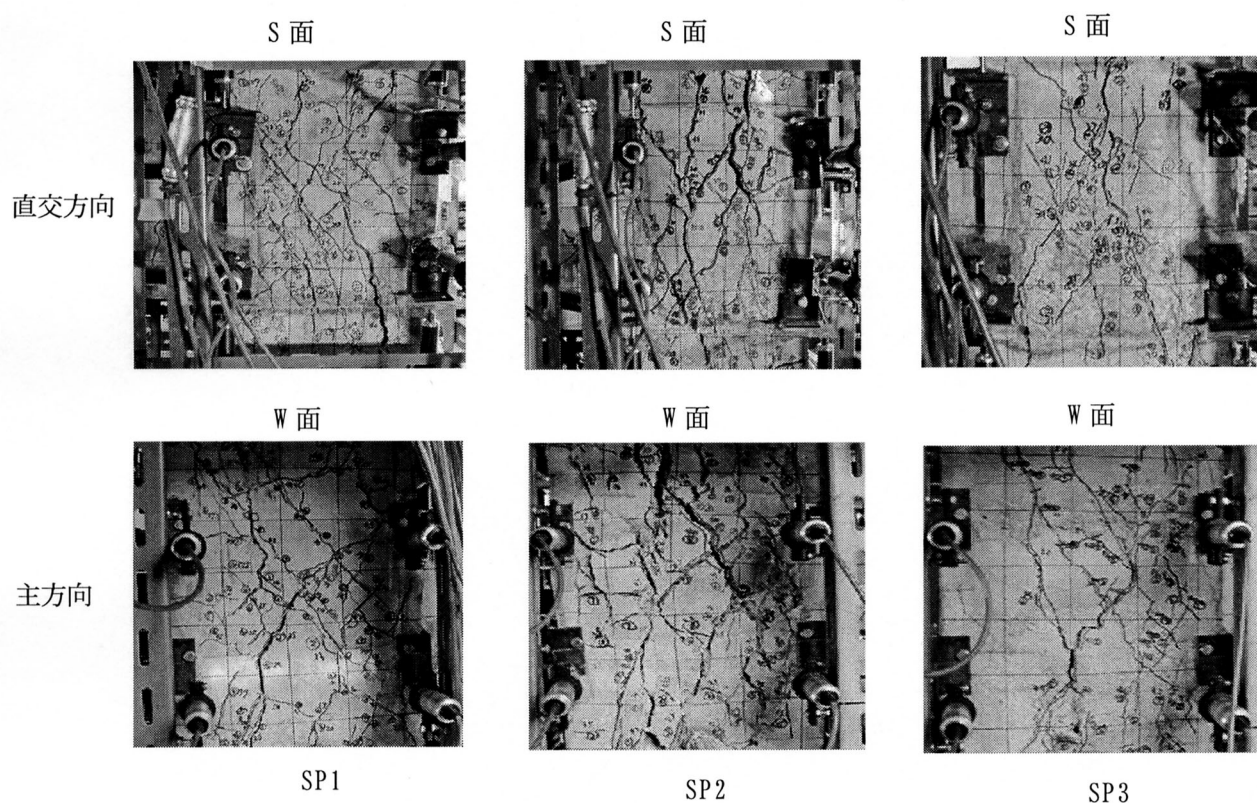


写真-1 最大耐力時のせん断ひび割れ性状

接合部フープ筋量を約2倍にしたSP3は、SP2に比べて、柱出隅部コンクリートにせん断ひび割れがほとんど生じていない。全体的にみても、せん断ひび割れの本数は少ない。実験で測定したせん断ひび割れ幅の推移を図-5に示す。

3.2 接合部耐力の比較

接合部せん断耐力の実験値と指針計算値との比較

を表-3及び図-4に示す。表-3では、主方向と直交方向の接合部せん断耐力の実験値は指針計算値を上回り、靱性指針¹⁾による接合部せん断強度の評価が安全側であることが示されている。高軸力のSP2ではSP1に比べて耐力が1割程度上昇し、同じ高軸力で接合部せん断補強筋量を増やしたSP3接合部のせん断強度はさらに1割上昇した。図-4の横軸と縦軸の●マークは、主方向及び直交方向の接合部せん断強度

の実験値と指針計算値の比(表-3の V_s/V_{ju} , V_e/V_{ju})である。○マークの数値は二方向接合部せん断強度(約45°方向)を靱性指針の計算値で規準化したものである(表-3の V_j/V_{ju})。図-4では、すべて試験体の二方向接合部せん断強度は、正負方向ともに指針値で描いた円形及び四方形の外側(A, B点より大きい)にある。

接合部中央部のせん断ひび割れ幅と繰返し载荷回数との関係を図-5に示す。すべての試験体でせん断耐力に到達した4サイクルからひび割れ幅が大きく増加し始めた。低軸力のSP1では正負ともに幅が一番大きい。せん断補強筋の増加したSP3ではSP2に比べてひび割れ幅が半分程度であり、せん断補強筋のひび割れ開口抑制効果が見られた。

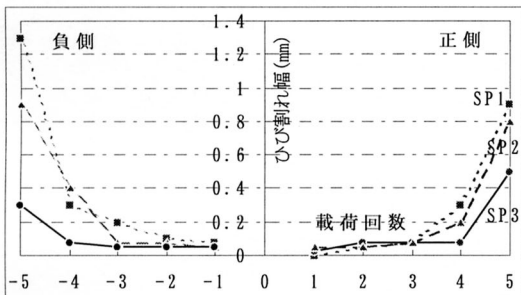


図-5 せん断ひび割れ幅の推移(N面)

3.3 荷重-変形曲線

荷重-変形曲線を図-6に示す。縦軸と横軸はそれぞれ梁端部垂直方向の荷重及び総変形である。●マークは正負最大荷重を示す。横実線及び数字は靱性指針に与えられる接合部せん断強度による値である。その略算方法を表-3の説明に示す。主梁及び直交梁の引張筋位置(梁曲げ有効高さ J_b)の違いによって、せん断強度に違いが生じる。

最大耐力は、高軸力を作用させたSP2がSP1より1割上昇し、高軸力かつ接合部せん断補強筋量が2倍配筋されたSP3ではさらに上昇した。グラフ原点付近の荷重-変形履歴のY軸方向の幅は、高軸力のSP2ではSP1より多少大きい。後で示すようにこれは梁筋の接合部内での良好な定着性状に起因していると考えられる。

図-7に示された荷重-変形曲線包絡線をみると、試験体の間には、全体的に大きな違いがみられなかつ

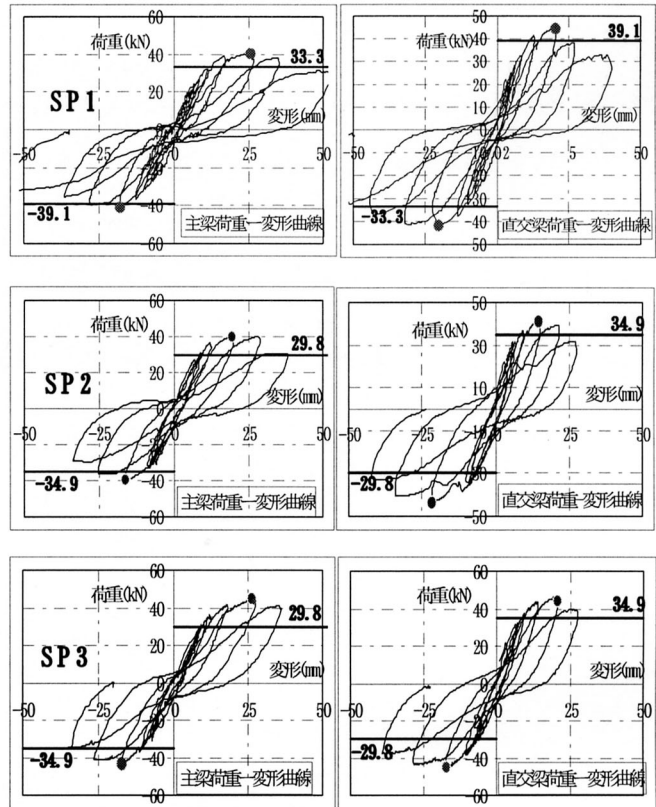


図-6 主梁、直交梁荷重-変形曲線

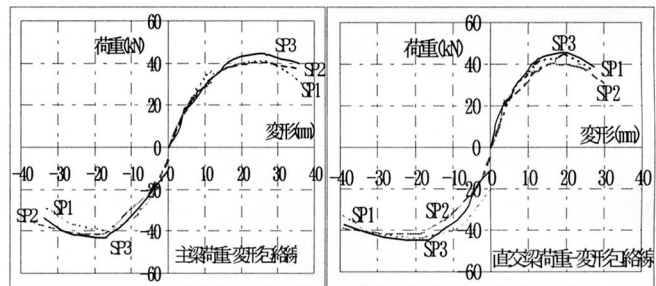


図-7 荷重-変形曲線の包絡線

たが、低軸力のSP1では、最大耐力後の耐力劣化が高軸力の試験体より大きい傾向がある。この傾向が主方向の正負両方向でみられた。同じ高軸力の場合、補強筋量の違いによる包絡線への影響はみられなかった。

3.4 $\tau - \gamma$ 曲線

図-1に示した接合部すべての面、すなわち主梁方向接合部にW面及びE面(梁の取り付く面)、直交梁方向接合部にN面及びS面(梁の取り付く面)にそれぞれ変位計を取り付け、接合部せん断変形角 γ の計測を行った(各面の名称を図-1に参照)。直交方向を例

に、接合部のせん断応力とせん断変形角曲線（ $\tau - \gamma$ 曲線）を図-8 に示す。縦軸は接合部せん断応力実験値（ τ ）と靱性式の強度値（ τ_0 ）の比で、横軸は各面のせん断変形角である。

最大せん断入力時におけるN面のせん断変形角は正側で0.01rad. 前後となり、S面ではその1/4～1/2の範囲に留まった。高軸力を受けるSP2はSP1に比べて、接合部せん断変形角が小さく、特にS面ではかなり小さくなっている。高軸力の場合主梁からの拘束効果が大きいことが示された。せん断補強筋量の増加したSP3ではSP2に比べて、最大せん断応力時の変形角がやや大きくなったほかは、ほぼ同じ $\tau - \gamma$ 曲線を描いている。

図-9 は直交方向の接合部入力せん断応力と、S面及びN面の接合部せん断変形角の平均値との包絡線である。●マークは最大耐力時である。すべての試験体で最大耐力時までほぼ同じ曲線を描く。正負ともに最大耐力時のせん断変形は高軸力を受ける方がやや小さい。最大耐力時以後のせん断剛性の劣化は正側ではほぼ同じであるが、負側では高軸力を受ける方がやや大きい。負側の梁引張筋が内側に配置されているため、高軸力による主方向接合部せん断劣化からの影響が大きいと考えられる。

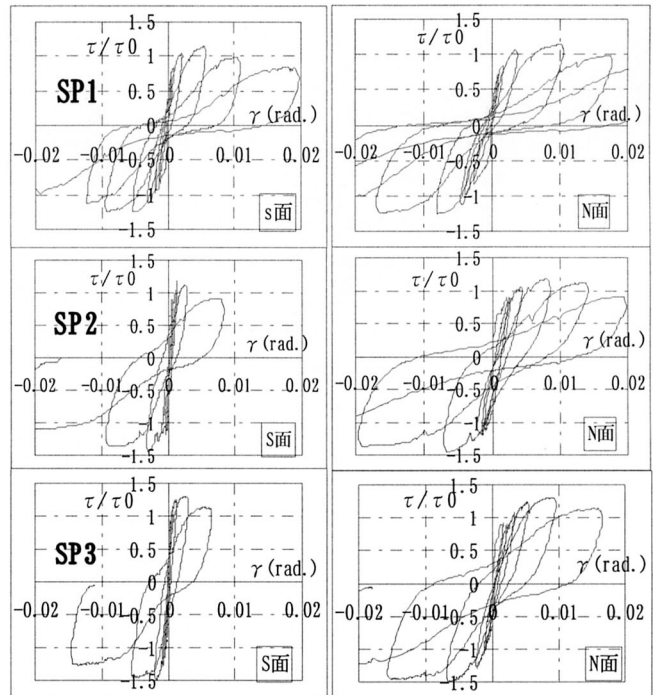


図-8 規準化した $\tau - \gamma$ 曲線

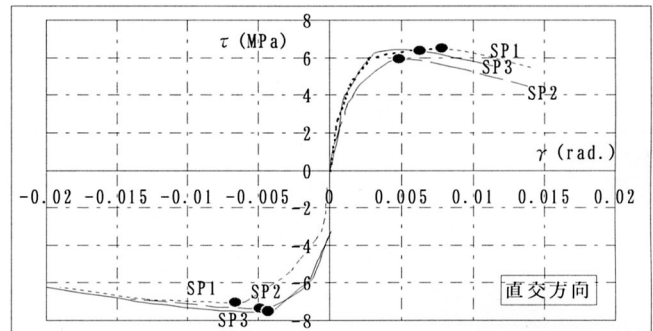


図-9 直交方向 $\tau - \gamma$ 曲線の包絡線

3.5 柱軸方向の耐力保持能力

図-10 及び図-11 に接合部柱軸方向のひずみ性状を示す。縦軸は変位計の計測による接合部柱軸方向の平均ひずみである。図の中で■マークは繰返し荷荷の開始点で、●マークは繰返し荷荷の終了点である。ここでは圧縮方向ひずみを正とする。図-10 では終局時まで高軸力による接合部の圧縮ひずみが大きくなり、その最大値は0.09%程度で留まった。図-11 は繰返し荷荷終了後、接合部の柱軸力のみを上昇させた結果である。柱軸方向耐力は急激な劣化することがなく、柱の軸力レベルが0.9、すなわち接合部の柱軸方向の圧縮ひずみが0.2%（▲マーク）にまで達するが、その後柱軸方向ひずみが0.4%（◆マーク）までに劣化が始まり、◆マーク後に柱耐力の急激な劣化が生じた。接合部せん断破壊が生じて、柱耐力の保持能力はあることが本実験で分かった。

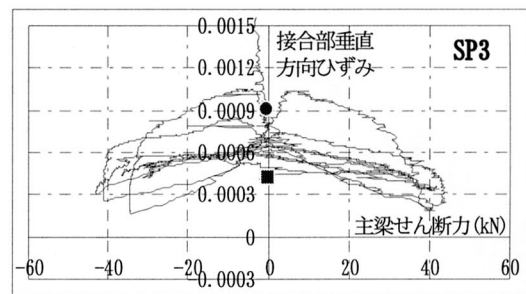


図-10 繰返し荷荷時の接合部柱軸方向ひずみ性状

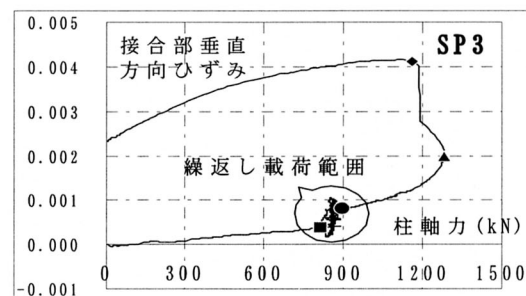


図-11 軸力の変化による接合部柱軸方向ひずみ性状

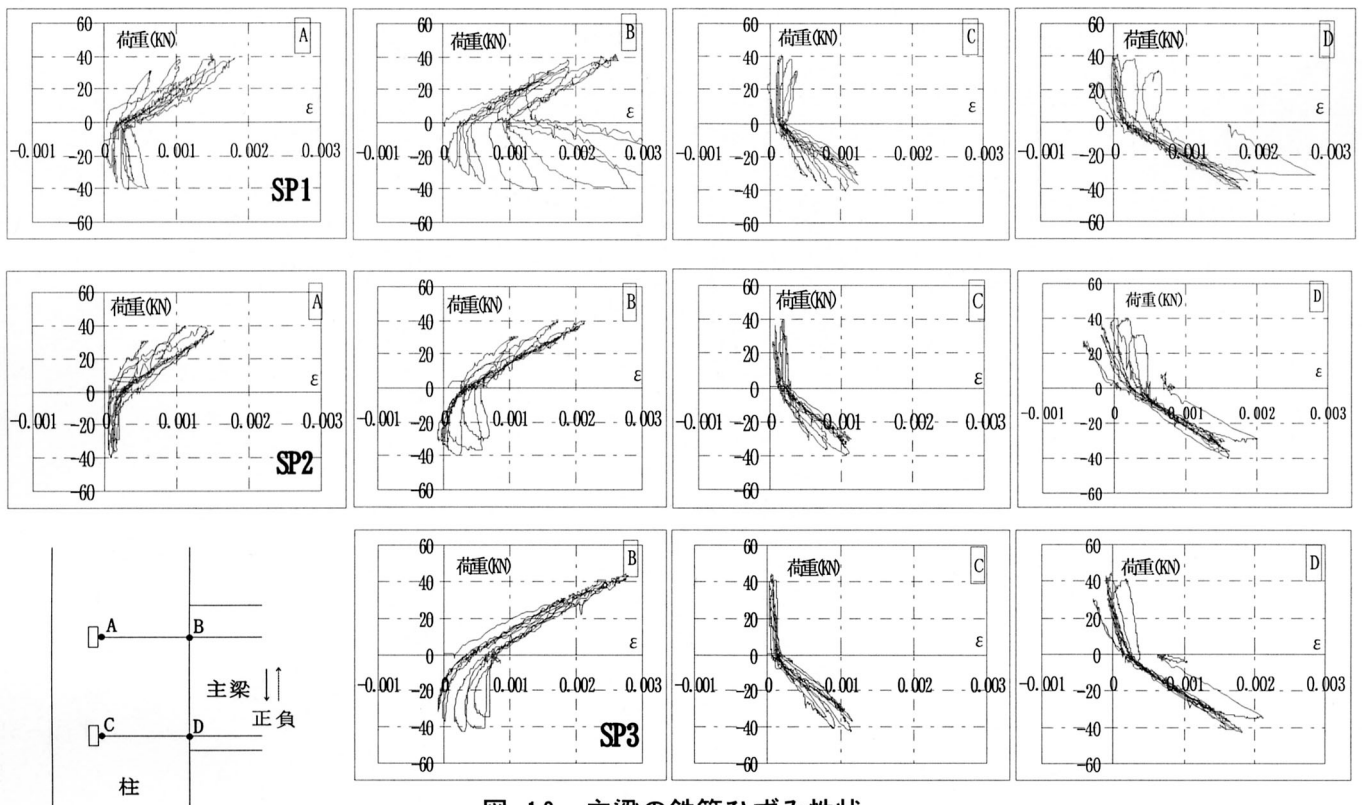


図-12 主梁の鉄筋ひずみ性状

3.6 梁主筋のひずみ性状

梁主筋のひずみ性状を主梁を例に図-12に示す。主筋のひずみゲージは、A、C及びB、D点、すなわち梁筋のプレート定着根元位置と梁危険断面位置に貼付けた。鉄筋ひずみはその降伏ひずみ0.0028までに留まり、接合部せん断破壊時には降伏していない（直交梁筋は多少降伏ひずみを超えたが、大きな伸びがしていない）。

SP1ではA、Bの負側及びC、Dの正側の鉄筋ひずみが引張側に転じる傾向が明確にみられた。これに対して、SP2及びSP3では圧縮筋が最大耐力時まで引張側へ転じる傾向がみられなかった。このことから、高軸力の作用によって、プレート定着の定着性能が改善されたと考えられる。せん断補強筋量の増加したSP3ではSP2に比べて、最大耐力時以後の良好な定着性能がみられた（B点、D点の圧縮筋は最大耐力以後も圧縮側である）。

高軸力の場合には、軸力によるコンクリートの膨張によって、繰り返し载荷前にすべての梁筋に多少引張ひずみが生じたことが図-12によりわかる。

4. 結論

- 1) 主方向、直交方向接合部せん断強度は、靱性指針により与えられる強度を上回り、靱性指針による評価は安全側であることがわかった。
- 2) 高軸力によって、二方向接合部せん断強度は約1割上昇し、接合部せん断補強筋量が2倍になると、さらに1割上昇したことが確認された。
- 3) 高軸力を受ける場合、梁が取付いている面とそうではない面でのせん断変形の差が著しい。
- 4) 高軸力によって梁筋のプレート定着の定着性能が改善されたことがわかった。
- 5) 柱軸耐力は接合部せん断破壊到達以後にも保つことがわかった。

付記

本研究は、科学技術庁平成11年度科学技術振興調整費「構造物の破壊過程解明に基づく生活基盤の地震防災性向上に関する研究」による研究である。

参考文献

- 1) 日本建築学会 鉄筋コンクリート造建築の靱性保証型耐震設計指針. 同解説, 1999
- 2) 石田健吾, 足立将人, 藤井 栄, 森田司郎: 高強度鉄筋コンクリート隅柱, 梁接合部2方向载荷実験, AIJ 学術講演梗概集, C-2, pp. 92-94, 1995