

# [154] 交番荷重下の RC 外部柱・梁接合部の挙動に与える 接合部補強の効果

正会員 ○金田 和浩 (大成建設技術研究所)  
 正会員 藤井 栄 (京都大学工学部)  
 正会員 森田 司郎 (京都大学工学部)

## 1. 序

本報は梁主筋を90°折り曲げ定着した外部柱・梁接合部供試体の接合部せん断力の大きさ、接合部せん断補強筋量、梁下端筋の曲げ下げ定着域での柱頭補強量などの実験変数が、接合部を含む単位架構耐力と変形に与える影響について調べたものである。

## 2. 実験計画

2.1 荷重方法と履歴 図-1に荷重装置を示す。供試体の柱反曲点位置をピン、ローラーで支持し、梁端部に正負交番繰り返し荷重を行った。柱軸力は特に与えないため、梁のせん断力に等しい柱軸力が荷重方向に応じて片側の柱に交互に作用する。荷重履歴は梁主筋量の異なるA, B両タイプに対し、各々接合部横補強筋が2-φ9@100の供試体A111, B111の正荷重梁降伏時の梁端変位1δyを基準とし、この整数倍の変位で正負に3回ずつ繰返す履歴とした。

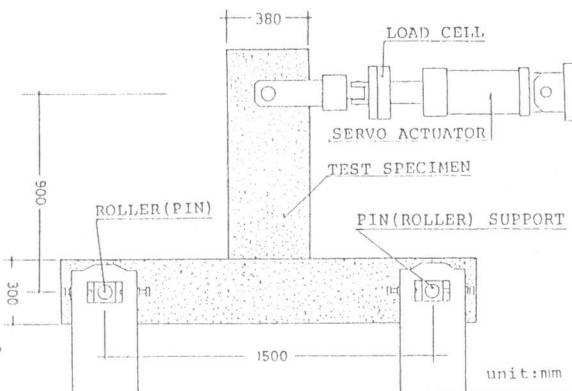
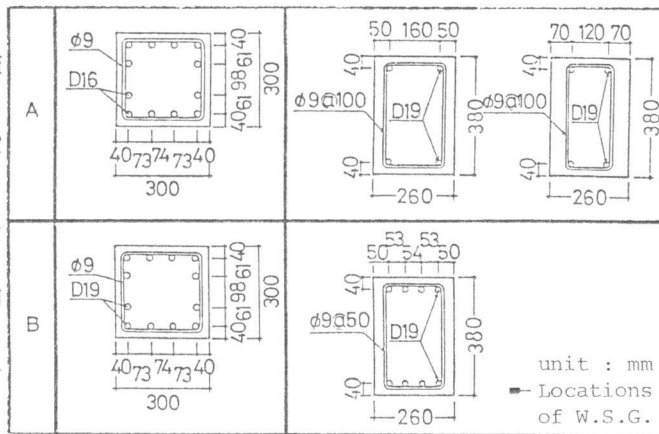


図-1 荷重装置図

2.2 供試体 図-2に各供試体の配筋詳細を示す。供試体は梁主筋が2D19のAタイプ4体と4D19のBタイプ6体の計10体である。梁主筋は端部を90°折り曲げとし、梁下端筋は慣用のように下柱柱頭部に定着した。折り曲げ内法半径3db, 余長1.2db, 定着長(水平投影長さ)ℓdh=1.2dbは共通である。実験変数は梁主筋量、接合部及び接合部に取付く上柱柱脚部, 下柱柱頭部の補強程度であり、図-2に示す如く外周フープ, 補助フープ, 横方向補助フープを各供試体ごとに変化させている。表-1に各供試体の名称, 供試体の性質を表す特性値, 並びに材料特性を記す。



A 111	B 111	A 122	B 122	A 132	B 101	B 212	B 144	B 155

図-2 配筋詳細図

2.3 計測事項 図-3に変形の計測方法を示す。

計測用フレームは柱反曲点位置でピン、ローラー支持されている。柱、梁のたわみは接合部パネルの4隅の埋込鋼棒にピン、ローラー支持される測定用アームを設けて直接測定した。この測定値は部材の曲げによる成分と主筋の抜け出しによる成分を含む事になる。接合部のせん断変形は梁主筋、柱主筋で囲まれる接合部パネルの対角線方向の変位を4隅に埋込んだ鋼棒を用いて差動トランスで計測した。また梁主筋の柱フェイス位置での移動量をこの位置に取り付けたφ1鋼線を用いて柱背面に対する相対移動量として測定した。従ってこの値はひびわれによる接合部せいの変化量を含んでいる。柱筋、梁筋の危険断面位置での応力及び補強筋応力は図-2に示す位置に貼りつけたW.S.G.によって計測した。

3. 実験結果

3.1 実験結果概要

表-2に実験結果を示す。梁主筋量の少ないA供試体については接合部の破壊は軽微であり、A111, A\*111において4δy以上の大きな塑性変形域で梁主筋の抜け出し量が急増して梁の剛性が低下する以外は全て梁の危険断面に塑性ヒンジが形成され、降伏モーメントが繰返し塑性変形域でも維持された。梁主筋量の多いB供試体ではB101以外全て梁主筋が降伏した後に繰返し荷重下でせん断破壊している。図-4にA, B両タイプ典型的なひびわれパターンを示すが、Bタイプでは梁下端筋余長部と上柱柱脚部の梁側柱主筋を結ぶひびわれが特徴的である。図-5に荷重変形曲線の包絡線、図-6に各変位振幅時の耐力の推移を示す。両図からせん断応力レベルの高いB供試体の著しい耐力劣化の性状がうかがわれる。

3.2 変形の分解

図-7に荷重変形曲線と柱、梁、接合部の各々の変形による付加変形成分を示す。但し、柱、梁の変形の中に主筋の接合部からの抜け出しによる付加成分が含まれている。図-7よりA, B両タイプの変形成分の相違は明確である。A122では全体の変形性状を梁の変形が支配しているのに対しB122では繰返しサイク

表-1 供試体特性

NO.	*1 DESIGN.	*2 Muc Mub	*3 Qjy (t)	Qjy BD/Fc	Ash·fy Qjy	Ash Ash/ACI	Ash Ash/NZS
01	A111	2.24	17.5	1.08	0.67	0.40	0.79
02	A*111	2.24	17.5	1.08	0.67	0.40	0.79
03	A122	2.24	17.5	1.08	1.35	0.79	1.58
04	A132	2.24	17.5	1.08	0.67	0.40	0.79
05	B101	1.80	35.0	2.15	0.	—	—
06	B111	1.81	35.0	2.26	0.34	0.44	0.87
07	B212	1.81	35.0	2.26	0.34	0.44	0.87
08	B122	1.81	35.0	2.26	0.67	0.87	1.75
09	B144	1.81	35.0	2.26	0.67	0.87	1.75
10	B155	1.81	35.0	2.26	0.67	0.87	1.75

\*1 SPECIMEN DESIGNATION  
 ↓ Lower-column hoop 0:none 1:2-φ9@100+cross tie  
 ↓ Joint hoop 1:2-φ9@100 4:4-φ9@100  
 ↓ Upper-column hoop 2:2-φ9@50 5:4-φ9@100+cross tie  
 ↓ Test type of specimen A: Specimen with 2D19 beam bars  
 B: Specimen with 4D19 beam bars

\*2 Muc: Ultimate Moment of column  
 Mub: Ultimate Moment of beam  
 \*3 Qjy: Joint horizontal Shear force at beam yield

NOTE: The radius of band and the tail extension of 90deg. hook were 3db(57mm) and 12db(228mm), respectively, for all specimens.  
 Steel yield strength D19 fy=4000 kg/cm<sup>2</sup>, 3780 kg/cm<sup>2</sup>  
 D16 fy=3400 kg/cm<sup>2</sup>  
 φ9 fy=3100 kg/cm<sup>2</sup>

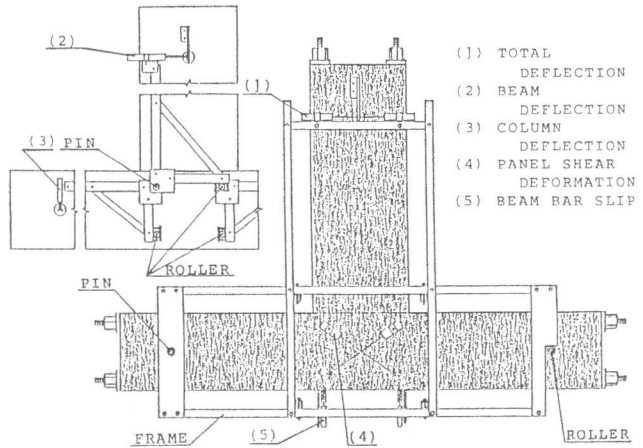


図-3 変形の計測

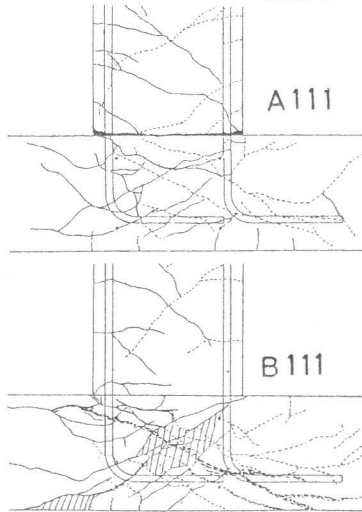


図-4 ひびわれ図

表-2 実験結果一覧

SPECIMEN #1 DESIGNATION	Fc (kg/cm <sup>2</sup> )	FAILURE #1 MODE	Qc BD/Fc	Qmax BD/Fc	Qdet.*2 BD/Fc	Qdet.*3 QACI	Qdet.*4 QNZS	Qmax B·ldh/Fc	Qdet. B·ldh/Fc
A111	326	Y-F	+1.06 -0.65	+1.36 -1.24	+1.32 -1.22	0.33 0.31	1.81 1.66	+1.79 -1.63	+1.74 -1.61
A*111	326	Y-F	+0.95 -0.71	+1.35 -1.19	+1.32 -0.86	0.33 0.21	1.81 1.18	+1.78 -1.57	+1.74 -1.13
A122	326	Y-F	+1.00 -0.71	+1.36 -1.39	+1.34 -1.39	0.34 0.35	0.91 0.95	+1.79 -1.83	+1.76 -1.83
A132	326	Y-F	+0.98 -0.83	+1.35 -1.36	+1.34 -1.35	0.34 0.34	1.82 1.84	+1.78 -1.79	+1.76 -1.78
B101	326	S	+1.18 -0.67	+2.13 -1.60	+1.58 -1.19	0.40 0.30	— —	+2.80 -2.11	+2.08 -1.57
B111	295	Y-S	+0.99 -0.50	+2.34 -1.79	+1.65 -1.32	0.42 0.33	2.15 1.71	+3.08 -2.36	+2.17 -1.74
B212	295	Y-S	+1.12 -0.50	+2.32 -1.96	+1.69 -1.54	0.43 0.39	2.19 2.00	+3.05 -2.58	+2.22 -2.03
B122	295	Y-S	+1.12 -0.37	+2.37 -2.05	+1.61 -1.65	0.41 0.42	1.05 1.07	+3.12 -2.70	+2.12 -2.17
B144	295	Y-S	+0.99 -0.62	+2.41 -2.17	+1.76 -1.88	0.44 0.47	1.15 1.22	+3.17 -2.86	+2.32 -2.47
B155	295	Y-S	+1.24 -0.62	+2.55 -2.31	+2.01 -1.93	0.51 0.48	1.31 1.25	+3.35 -3.04	+2.64 -2.54

\*1 FAILURE MODE "Y-S": SHEAR FAILURE IN JOINT UNDER CYCLIC LOADING AFTER BEAM BAR YIELD  
 "S": SHEAR FAILURE IN JOINT PRIOR TO BEAM BAR YIELD  
 "Y-F": FLEXURE FAILURE IN BEAM AFTER BEAM BAR YIELD

\*2 Qdet.: JOINT SHEAR CAPACITY AT 1st. CYCLE OF 3δy

\*3 QACI: JOINT SHEAR CAPACITY SPECIFIED IN ACI 318-83 APPENDIX A

\*4 QNZS: JOINT SHEAR CAPACITY SPECIFIED IN NZS3101

ルの増大とともに接合部の変形特性が全体を支配する結果となっている。図-8はこの2つの供試体の正載荷時について各変形成分の全変形に対して占める割合の推移を示したものである。このB122についての性状は総てのBタイプに共通するものであり、接合部補強量の影響はわずかしか認められない。従って本実験範囲の補強量では接合部せん断変形を制御するには不十分と言える。

### 3.3 せん断補強筋の効果

#### (a) 柱頭、柱脚部の補強効果

下柱柱頭部の梁下端筋曲げ下げ定着部に適切な補強筋を配することで、曲げ下げ定着に必須の負載荷時(下側引張)の耐力と剛性の低下を補完できるという想定の下に、各供試体の正負ピーク荷重の比を図-9にプロットした。Aタイプでは低いせん断応力レベルにも拘らず、下柱柱頭部で $\rho_w = 0.4$  %程度の外周フープを持つA111, A\*111では変位振幅の増大とともに負載荷時の耐力が低下する。Bタイプでは正載荷時にも耐力低下を示すことを前提として正負耐力比のみを比較すれば、Aタイプ同様、下柱柱頭部補強が $\rho_w = 0.4$  %程度の場合には負

側の低下が大きい。A, B両タイプを通じてこの部分の外周フープが $\rho_w = 0.8$  %以上あれば、正負同等の耐力、剛性を保つ。図-5と図-9において、B122とB144(またはB155)との比較から、同じ補強量でもフープの脚数を増す方が有効であるといえ

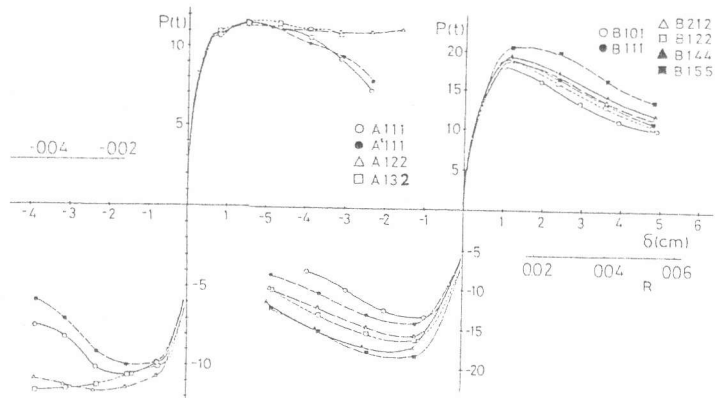


図-5 荷重変形曲線包絡線

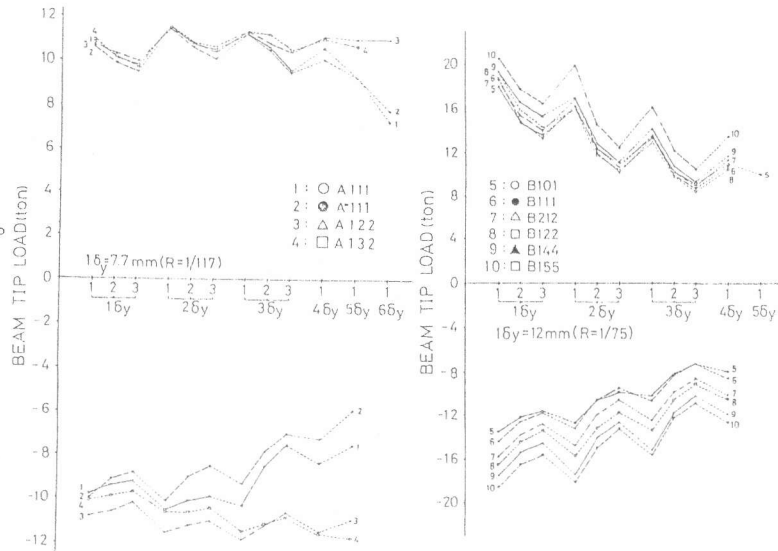


図-6 耐力劣化の推移

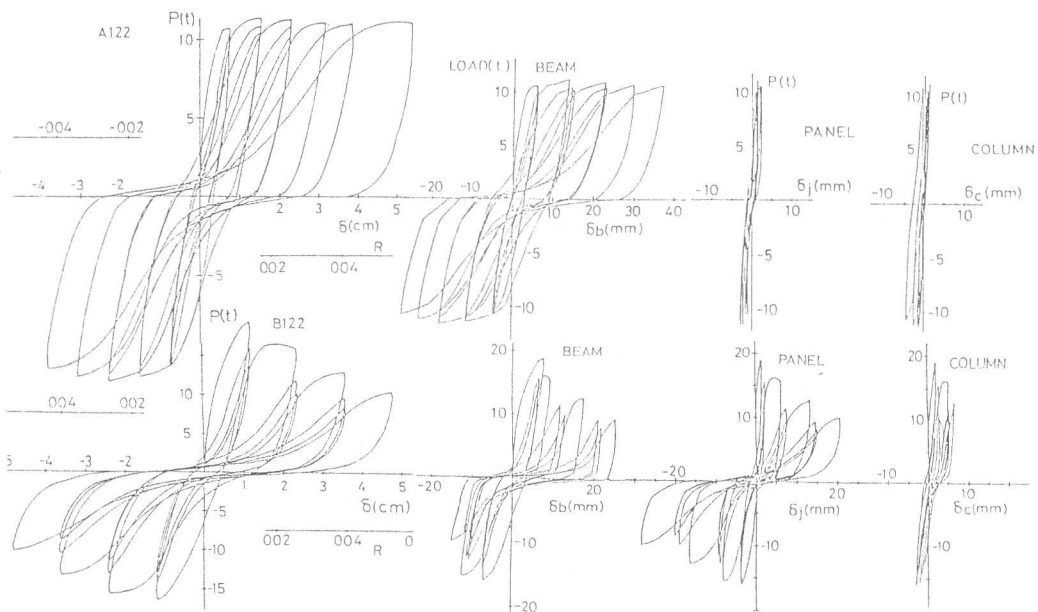


図-7 荷重変形曲線の分解

る。接合部パネルに接続する柱上下端の横補強を増すことが接合部せん断耐力の向上に有効とするPauleyらの観点1)を参考に、図-6, 図-9においてB111, B212を比較したが、上柱の柱脚補強を増しても接合部耐力(正載荷時)を増大させる効果は明確ではなかった。

(b) 接合部補強筋の効果 接合部せん断補強筋の効果を大変形繰返し後の劣化残存耐力  $Q_{det}$  で評価してみる。ここに、 $Q_{det}$  は  $3\delta y$  以上の塑性変形、層間変位角  $1/50$  以上、累積ダクティリティファクター  $2.0$  以上の条件を満たすピーク変位時の接合部せん断耐力と定義する。即ち、本実験ではいずれも  $3\delta y$  振幅の第一サイクル時の値に対応することになる。Bタイプについて  $Q_{det}$  に対する補強効果をみると、本実験範囲での補強量  $\rho_w = 0.8\%$  では明確な効果は認められない。B144のようにフープの脚数の増加、B155のような交差方向の補助フープの追加によってそれ以外のBタイプの耐力の  $10\sim 25\%$  の耐力上昇を示す。表-2にACI 318-83, NZS 3101の設計式から求めた各供試体の接合部せん断強度  $Q_{ACI}$ ,  $Q_{NZS}$  に対する  $Q_{det}$  の比を示す。劣化残存耐力は接合部補強量と必ずしも比例関係にはないため、全体の傾向は  $Q_{ACI}$  の方が適合していると言える。以上のことより、接合部のせん断耐力はコンクリートの分担のみを考慮し、横補強筋は大変形時の接合部の一体性を確保するための拘束筋として評価の方が適切であると考えられる。しかし表-1に示すように、ACI 318-83, NZS 3101で要求する拘束筋量は我国の一般的なディテールに比べて多量である。前報2)で示したように、折り曲げ定着の場合は水平投影長さ  $\ell_{dh}$  によってせん断耐力が変化する。そこでせん断抵抗面積を  $B$  (柱幅)  $\times \ell_{dh}$  と定義したときの一般化最大耐力、劣化耐力を表-2中に記す。(本実験の供試体では  $\ell_{dh}/D$  (柱せい) =  $0.76$ ,  $\ell_{dh}$  は図-2参照) これより次式で接合部せん断耐力を暫定的に与えることができる。

$$Q_j \leq 3.0 \sqrt{F_c \cdot B \cdot \ell_{dh}} \quad (\text{塑性域での繰返し荷重を考慮しない場合})$$

$$Q_j \leq 2.0 \sqrt{F_c \cdot B \cdot \ell_{dh}} \quad (\text{塑性域での繰返し荷重を考慮する場合})$$

条件:  $\ell_{dh} \geq 0.75D$ ,  $\rho_w \geq 0.4\%$

直交梁の拘束効果がない場合

(c) 柱中間筋のせん断補強効果 NZS 3101ではPauleyらの研究成果に基づいて柱中間筋(柱側面に沿って配する柱主筋)のせん断補強効果を取り入れている。本実験では総ての供試体について柱中間筋を配したが、この結果を柱中間筋がなく、他の配筋は全く等しい前報の結果と比較したのが図-10である。コンクリート強度が異なるので直接的な比較は困難であるが、横補強筋と同様に顕著な性能改善は期待できないと推定され、積極的に柱中間筋の補強効果を設計式に反映させるよりは、柱断面の具備すべき必要条件として中間筋の配置を規定すべきだと考えられる。

#### 4. 結論

○梁主筋を  $90^\circ$  折り曲げ定着する外部柱・梁接合部では、NZSの規定の如くせん断補強筋量で耐力を確保するという考え方は、少なくとも施工性を考慮した補強量の範囲では適合しない。むしろ接合部のせん断応力レベルを折り曲げ定着長  $\ell_{dh}$  を有効せいとして、要求変形量に応じて  $Q/(B \cdot \ell_{dh} \cdot \sqrt{F_c}) = 2.0 \sim 3.0$  に抑えることが望ましい。○横補強筋は拘束効果として捉えるACIの考え方が適当であるが、外部接合部では折り曲げ位置に応じて有効な補強を呈示することが重要である。○本実験範囲では負荷荷時の性能を改善するためには接合部外定着部に  $0.8\%$  程度の横補強筋が必要であった。○Pauleyの指摘する柱中間筋の効果やトラス作用を確保するための上柱柱脚部の補強効果は、本実験範囲では明確でない。

参考文献 1) T. Pauley, A. Scarpas, Bulletin of the N.Z. national society for earthquake Eng. Vol.3 Sep.1981  
2) 金田, 近藤, 藤井, 森田 第6回コンクリート工学年次講演会 P665~P668 1984

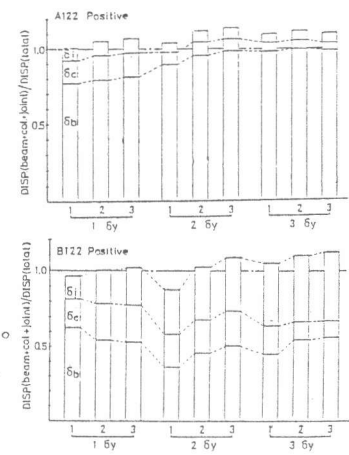


図-8 変形成分の推移

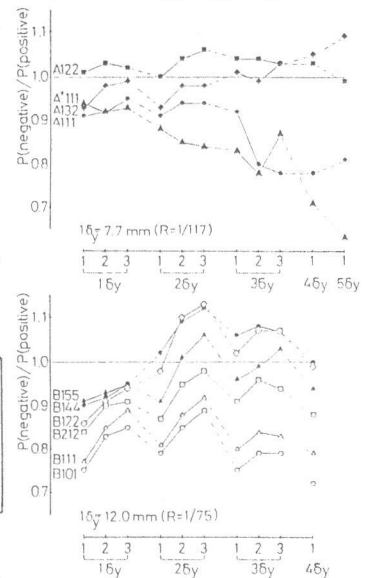


図-9 正負の耐力比

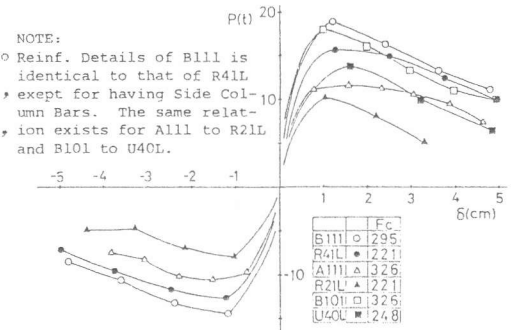


図-10 包絡線の比較