

[111] 鉄筋コンクリート柱におけるせん断補強筋の補強効果に関する研究

正会員 六車 熙 (京都大学工学部)
 渡辺 史夫 (同上)
 正会員 ○河野 恭平 (同上)
 辻本 哲也 (鹿島建設)

1. 序論

本研究は、鉄筋コンクリート柱のせん断補強筋がせん断抵抗機構に及ぼす影響を明らかにすることを目的としており、その降伏現象と抵抗機構との関連に重点を置いている。せん断補強筋比 (P_w) とその降伏強度 ($w\sigma_y$) を変数とする計 11 体の片持梁形式の柱試験体について、せん断力加力試験が実施され、種々の検討が加えられた。なお、用いた試験方法は前報¹⁾ とほぼ同じであるが、より現実の状態に近い模擬試験法とするため、いくつかの改良が加えられた。

2. 供試体および試験方法

供試体 A シリーズ 6 体, B シリーズ 5 体 (図 1) の計 11 体について試験を行なった。両シリーズとも片持梁形式で、柱断面は 25×25 cm, せん断スパン比 2.0 であり、形状寸法は同一である。両シリーズとも軸筋として径 16mm 異形鉄筋 (降伏強度 4991 kg/cm^2) を圧縮側、引張側ともに 4 本ずつ計 8 本配した。柱頭部せん断力加力点近傍と柱梁接合部内に 135° フックをもつ通常の閉口型帯筋 ($\phi 6$ mm, SR 24) を配し、さらに、B シリーズでは図 1 に示すように、柱梁接合面より 9 cm 上の位置から 8 cm の間隔で、あらかじめ 4 本のダクトを設け、それらに通した 4 本の PC 鋼棒 (T1 ~ T4)、ナイフエッジ、および耐圧板によって外部せん断補強を行なった (以後、せん断補強筋とは、この PC 鋼棒をさすものとする)。また、A シリーズでは図 1 の最も上部にあるダクトを設けず、3 本の PC 鋼棒 (T1 ~ T3) により外部せん断補強を行なったこと、およびせん断力加力点近傍の通常の閉口型帯筋による横補強筋量が少ないこと以外は B シリーズと同様である。各供試体はそれぞれ、表 1 に示すようなせん断補強筋量およびせん断補強筋降伏強度の設定値を有するものと仮定した。なお、使用したコンクリートは、早強セメント、山砂および川砂利を用いた早強コンクリートで、水セメント比は 68.4%, 重量配合比は 1 : 2.76 : 3.63 であった。試験時のコンクリートの圧縮強度、引張強度は A シリーズ, B シリーズともほぼ同じで、その平均値はそれぞれ、 235.8 kg/cm^2 , 25.8 kg/cm^2 であった。

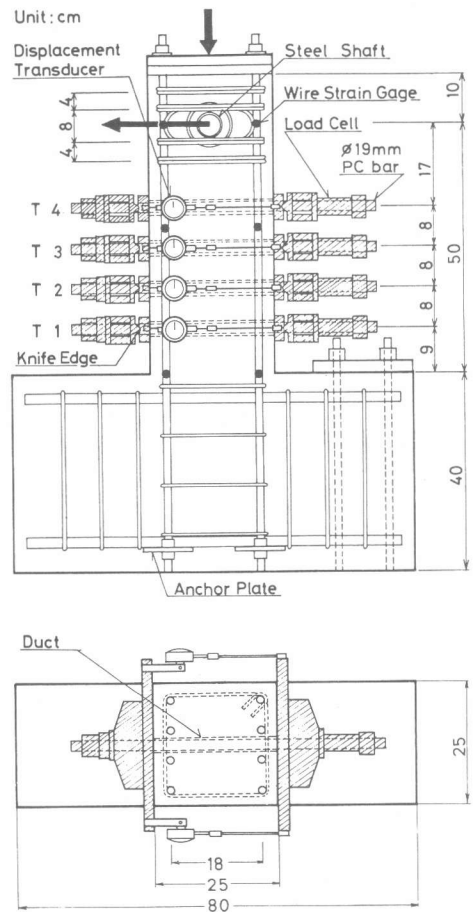


図 1. 供試体 (B シリーズ) および試験装置

3 実験結果および考察

載荷および測定方法 載荷装置は一昨年度の報告²⁾と同様であり、2基のサーボアクチュエーターにより、水平せん断力と一定軸力(N=27.0 ton)を供試体に加えた。水平せん断力加力位置におけるたわみは、供試体側面に取付けた差動変圧器により、荷重は各アクチュエーターに付属のロードセルにより検出した。載荷に際しては各々のせん断補強筋張力を、その位置の横拘束剛性が表1の設定せん断補強筋量に対応するそれと等価となるように、PC鋼棒のナットの回転により調整した。ここで横拘束剛性とは、せん断補強筋張力(Ti)をその位置での横方向の平均変形量(Δli)(2個のダイヤルゲージによる測定値の平均)で除した値とする。また、せん断補強筋張力がせん断補強筋の設定降伏応力に対応する値に達した後は、ナットの回転によりその張力を一定に保った。なおAシリーズにおいては、各荷重段階まで水平せん断力を増加させた後、PC鋼棒の張力を所定の値に調整したが、Bシリーズにおいては、各PC鋼棒の張力(Ti)および横方向平均変形量(Δli)を載荷中に連続測定し、その値をグラフィックディスプレイを用いて常に監視し設定条件が満足されるようPC鋼棒張力を調整した。すなわち、Bシリーズにおいてはより現実に近い状態でのせん断補強筋の挙動を模擬し得るものといえる。また、図1に示した位置の主筋ひずみを抵抗線ひずみ計により測定した。

3 実験結果および考察

図2～図5に実験より得られた水平せん断力と柱頭水平変位の関係を示す。図4、図5はA、B両シリーズの結果をまとめて示したものである。図2の各図中の●はせん断補強筋張力調整前の値を、○は張力調整後の値を示している。また、図4はせん断補強PC鋼棒の張力調整後の荷重変位関係を結んだ曲線である。図2、図3の各図中には、各PC鋼棒の張力(Ti)、その和である全横拘束力(ΣTi)および単調曲げ解析結果もあわせて示した。図2、図3より明らかかなように、すべての実験においてPC鋼棒の張力の調整は順調に行なわれた。図2および図3に示したB点は、最大耐力点を示しているが、せん断補強筋がすべて降伏してからこの点に到達するまでの耐力上昇(たわみの増加)は、 $P_w \cdot w_{\sigma_y}$ が小さいほど大きい傾向が見られる。そこで、せん断補強筋が逐時降伏して行く時期と耐力発現機構との関連につき考察を加える。まず、 P_w が一定で w_{σ_y} が異なるAシリーズ(図2)について見れば、 w_{σ_y} が、3000 kg/cm²と6000 kg/cm²の場合には全せん断補強筋がほぼ同一時期に降伏しており、その後最大耐力を発揮している。しかし w_{σ_y} が、9000 kg/cm²以上の場合には上2本のせん断補強筋(T2、T3)が降伏し、その直後に最大耐力に達しているが、柱脚部最下端のせん断補強筋(T1)は降伏していない。

2TRH-12-0.2についてみると、最大耐力をすぎてからT1の降伏が生じると部材は急激に耐力を失っている。一方、Bシリーズについて、

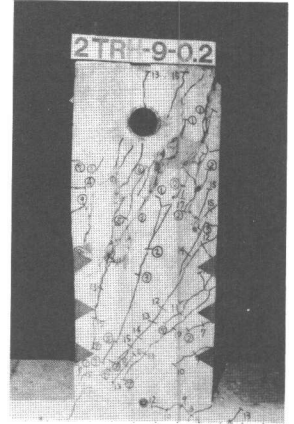


写真1. 2TRH-9-0.2 供試体

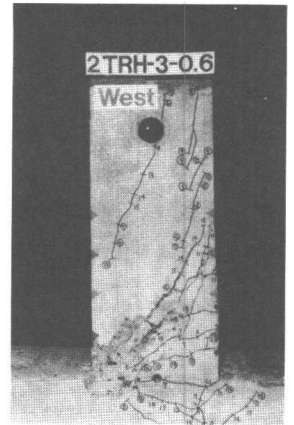


写真2. 2TRH-3-0.6 供試体

表1. 供試体種別および実験結果一覧

供試体	せん断補強筋設定値		最大荷重時			せん断補強筋降伏時		
	補強筋比 Pw (%)	降伏強度 wσy (kg/cm ²)	水平せん断力 Qmax (ton)	公称せん断応力度 τmax (kg/cm ²)	柱頭たわみ δ (cm)	水平せん断力 Qy (ton)	柱頭たわみ δy (cm)	
A シ リ ー ズ	2TRH-0-0	0	11.65	24.77	0.477	—	—	
	2TRH-3-0.2	0.2	3000	13.59	28.90	1.111	13.00	0.445
	2TRH-4.5-0.2		4500	16.02	34.06	0.884	15.70	0.760
	2TRH-6-0.2		6000	15.60	33.17	0.743	15.40	0.860
	2TRH-9-0.2		9000	16.68	35.47	0.893	15.48	1.273
	2TRH-12-0.2		12000	18.50	39.34	1.226	17.55	1.624
B シ リ ー ズ	2TRH-6-0.2*		0.2	6000	19.95	42.42	1.217	15.40
	2TRH-3-0.4	0.4	3000	19.17	40.76	1.015	17.15	0.638
	2TRH-4.5-0.4		4500	20.51	43.61	1.312	18.55	0.758
	2TRH-3-0.6	0.6	3000	20.48	43.55	1.262	19.65	0.732
	2TRH-6-0.4	0.4	6000	20.20	42.95	1.392	19.95	1.579

見ると、全供試体ともに最大耐力時には柱脚部引張主筋が降伏しており、計算上の曲げ耐力に到達している。しかしながら曲げ降伏後の部材としてのたわみじん性には各供試体間で差異がある。すなわち、すべてのせん断補強筋が降伏する時期の早いものほどじん性に乏しく、遅いものほどじん性に富んでいると言える。また、図5より明らかに $P_w \cdot w \cdot \sigma_y$ が大なるほど曲げ降伏後のじん性に富んでいる。

写真1、写真2にA、Bシリーズ供試体の実験終了後における破壊様相の一例を示す。供試体はそれぞれ2TRH-9-0.2 (A) および2TRH-3-0.6 (B) であるが両者はともに $P_w \cdot w \cdot \sigma_y$ の値は 18 kg/cm^2 と同じである。2TRH-9-0.2では、主せん断ひびわれ終端部と引張主筋の交点から柱頭に向かう主筋沿いの領域でのコンクリートの主筋の割裂および太柄作用による剥離と斜め方向圧壊が生じているが、2TRH-3-0.6ではそのような圧壊は見られず柱脚部分の圧縮域コンクリートが破壊している。このような違いは、供試体における最も上部の外部せん断補強筋(T4)の有無により生じたものである。

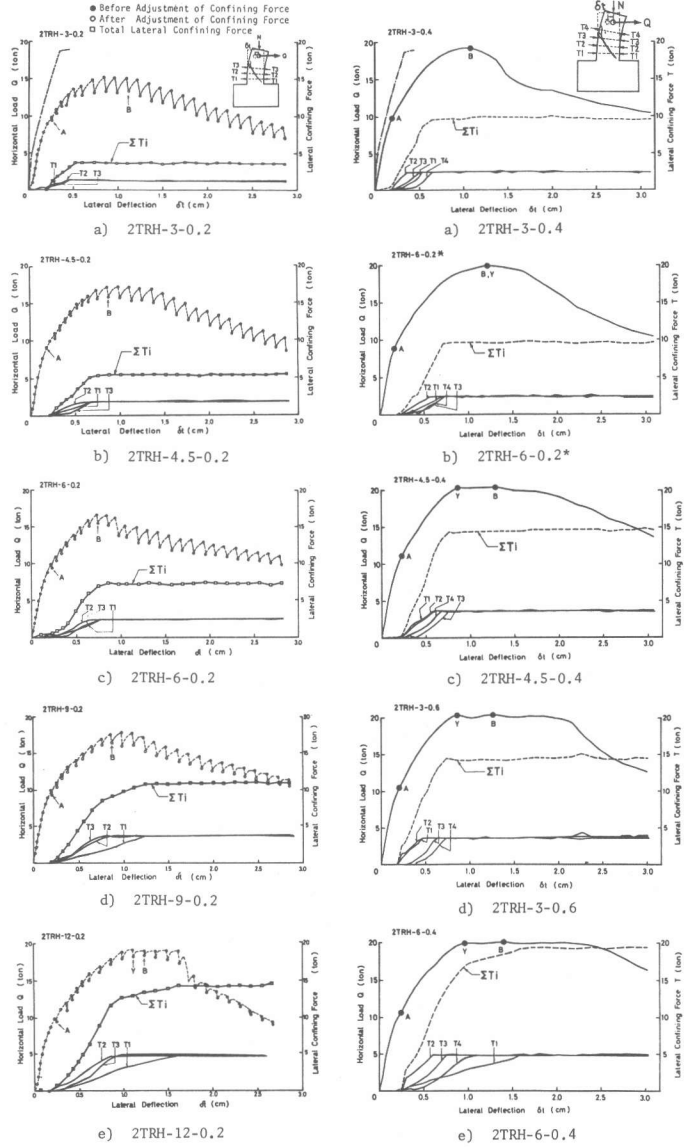


図2. せん断力-変形関係 (Aシリーズ) 図3. せん断力-変形関係 (Bシリーズ)

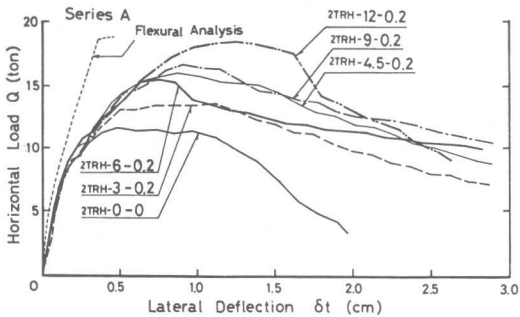


図4. せん断力-変形関係 (Aシリーズ)

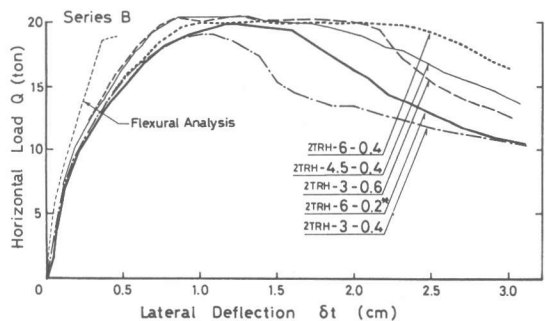


図5. せん断力-変形関係 (Bシリーズ)

図6は、最大耐力時の公称せん断応力度 ($Q_{max}/b \cdot j$) と $P_w \cdot w \sigma_y$ の関係を各供試体についてプロットしたものである。図中には昨年度報告した4供試体 (Cシリーズ) についての関係も併せて示した。図より明らかなように、Aシリーズの各供試体はCシリーズと比較して耐力が大きく、Bシリーズはそれをさらに大きく上回る耐力を発揮している。これは前述したように、Bシリーズでは最上部の横補強PC鋼棒 (T4) を加えたため、A、B両シリーズ間での破壊様相が異なったためと考えられる。また、A、B両シリーズ間の横補強筋の張力調整方法が異なることも一因であろう。Bシリーズについて見れば、図3 (a) および (b) より明らかなように、2TRH-3-0.4 および 2TRH-6-0.2* が曲げ耐力発揮後すぐに耐力低下を示している。このことから、 $P_w \cdot w \sigma_y = 12 \text{ kg/cm}^2$ が曲げ耐力を発揮できる限界と考えられる。同じ事をAシリーズについて見ると、 $P_w \cdot w \sigma_y = 24 \text{ kg/cm}^2$ が曲げ耐力発揮の限界値といえよう。

図7、図8には、水平せん断力 (Q) とせん断補強筋負担せん断力 (Q_s) との関係を示す曲線を両シリーズごとにまとめて示したものである。ここで Q_s は、仮想せん断ひびわれがすべての横補強PC鋼棒を横切ると仮定し、全PC鋼棒の張力の和とした。図より明らかなように、水平せん断力が約10 tonの時にせん断ひびわれが発生し、 Q_s は全供試体ともほぼ同勾配で直線状に増加する。以後、せん断力の増加に伴って、 $Q_s = Q$ の直線に向かって彎曲し、Aシリーズではせん断補強筋の降伏とほぼ同時に、またBシリーズでは降伏以後若干の耐力上昇を伴って最大耐力に到達した。上に述べた所の $Q_s - Q$ 関係を示す曲線が彎曲して行く現象は、せん断補強筋以外のせん断力抵抗要素が徐々に劣化して行くためである。これをせん断補強設計という立場で見ると、全せん断力の大きさに応じてコンクリートの負担せん断力を減じねばならない事になる。

4. 結論

前報に続いて、種々の改良を加えた外部せん断補強法を用いて鉄筋コンクリート柱の一方せん断破壊実験を行なった結果、以下の事が明らかになった。

1) せん断補強筋が順次降伏していく場合、その降伏発生過程と耐力発揮機構との間には密接な関係が認められ、さらに詳細な研究が必要と考えられる。2) AおよびBシリーズの比較より明らかなように、主せん断ひびわれ末端部から主筋に沿って微細なひびわれが発生する領域、すなわち主筋の太柄作用および割裂作用が強く働く所に配置されたせん断補強筋は部材耐力に大きく寄与する。3) $P_w \cdot w \sigma_y$ が大きいほど曲げ降伏後の部材たわみじん性が大きい。

謝辞：本研究の遂行にあたって学部四回生芦田公伸君、上田忠男君の協力を得たことを付記し、謝意を表します。

『参考文献』1) 六車，渡辺，辻本，河野：「第2回コンクリート工学年次講演会論文集」 pp. 469 ~ 472.

2) 六車 熙，渡辺史夫：「第1回コンクリート工学年次講演会論文集」 pp. 333 ~ 336.

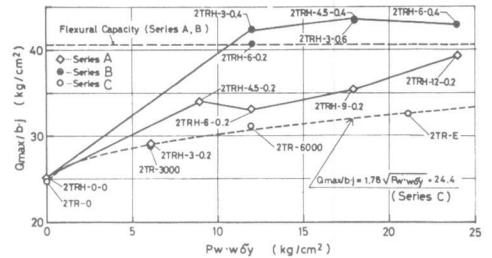


図6. $Q_{max}/b \cdot j - P_w \cdot w \sigma_y$ 関係

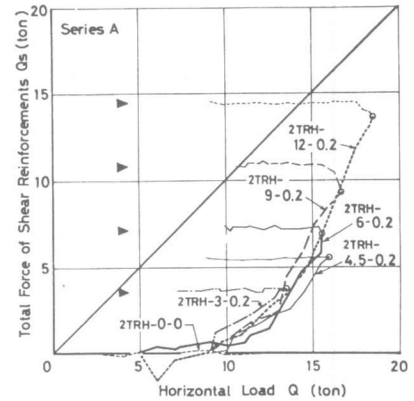


図7. $Q - Q_s$ 関係 (Aシリーズ)

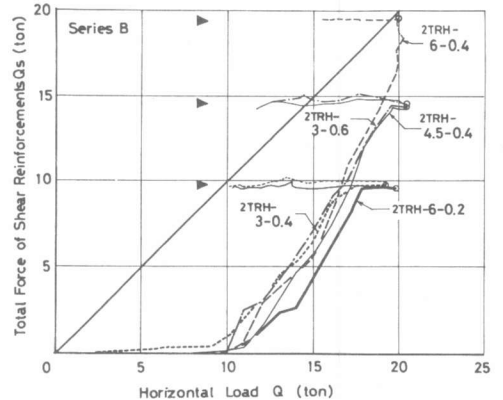


図8. $Q - Q_s$ 関係 (Bシリーズ)