

せん断破壊したRC梁に対する両端ねじ式定着復旧工法の適用性検証実験

(一財)電力中央研究所 正会員 工修 ○柴山 淳

キーワード：復旧工法，せん断破壊，PC鋼棒，鉄筋コンクリート製梁部材

1. はじめに

RC製構造物が地震により損傷した場合においても，構造物を再構築しなくても継続利用を可能にし得るような復旧工法を検討しておくことは重要である。これまで曲げ破壊に対する補修対策の研究は進んでいる。一方で，せん断破壊を発生させないような設計方針が取られていることも寄与して，せん断破壊した構造物に対する復旧工法の検討は，曲げ破壊した場合に対して多くはない。本研究では，構造物の周囲を巻立てて行う工法が適用しにくい壁式構造物がせん断破壊した場合に対する対策方法として，せん断破壊したRC梁を対象に，PC鋼棒を用いた復旧工法による構造性能の回復を実験的に検証した。

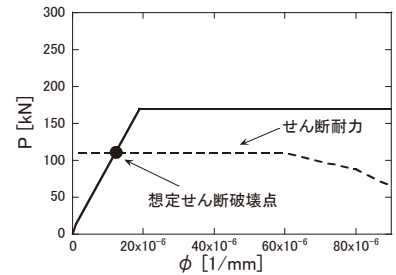
2. 実験概要

2.1 試験体設計

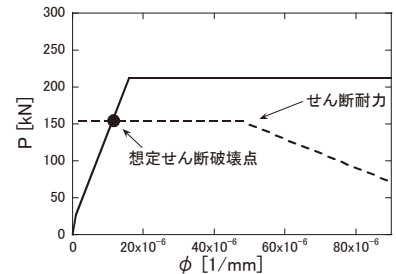
本実験では，せん断破壊したRC梁部材への復旧工法の適用性検証が目的であるため，規格材料強度に基いてすべての試験体がせん断破壊するように設計した。図-1に示すように試験体のせん断力-曲率関係を求め，この曲線上で曲げ降伏点に到達するよりも前に，せん断強度に達する様に設計した。なお，図-1は材料試験結果を用いて算出した値を示している。せん断力-曲率関係は，原点，曲げひび割れ点，曲げ降伏点を通る3折れ線として，平面保持仮定とACI応力ブロックを用いて断面解析から求めた。試験体のせん断強度は二羽らのディープビーム式¹⁾と修正岡村檜貝式²⁾を用いて算出した。曲げ降伏後のせん断耐力の低減は，野口らのせん断劣化係数³⁾を用いて求めた。

2.2 試験体詳細

試験体の全体図および梁断面図を図-2に示す。梁部材断面は180mm×250mmであり，引張鉄筋にはネジ節付き鉄筋を用いた。試験区間は，せん断補強筋が配筋されていない片側(右)スパンである。実験パラメーターは，せん断スパン比と鉄筋比を調整して設定した試験体の破壊モードである。各試験体の設定値を表-1に示す。表-2に本実験で用いたコンクリート，鉄筋，PC鋼棒の材料特性を示す。なお，PC鋼棒の降伏強度，引張強度には検査証明書の値を，弾性係数にはPC規準⁴⁾の値を示した。



(a) DT 試験体 (a/d=4.0)



(b) SC 試験体 (a/d=2.0)

図-1 せん断力-曲率関係

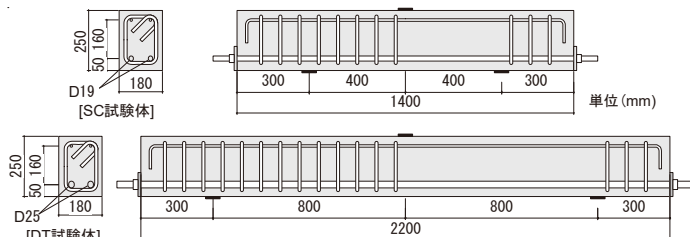


図-2 試験体諸元

表-1 実験設定値

試験体名	設計破壊モード	a/d	主筋比 [%]	復旧
DT1	斜め引張	4.0	2.82	○
DT2	斜め引張	4.0	2.82	
SC1	せん断圧縮	2.0	1.59	○
SC2	せん断圧縮	2.0	1.59	

a/d：せん断スパン比

(1) 復旧の方針

せん断破壊したRC部材に対する復旧対策の考え方として、復旧工法を施した部材のせん断耐力が、試験体設計時の曲げ耐力を上回り、再度荷重を受けたときにじん性に富む曲げ型の荷重-変位曲線を描くことを目標とした。本研究では、鋼板巻立て補強などができない部材を想定しているため、損傷した部材に貫通孔を設けてせん断補強筋を追加し、両端をナットを用いてねじ式定着で固定する方法を用いた。なお、せん断補強筋にはC種1号のPC鋼棒を用いる。これは、せん断補強筋1本あたりの負担力を大きくすることで、PC鋼棒の本数を少なくし、施工にかかる時間を短くするためである。また、一次載荷実験の変位を残留させたまま、復旧工法を適用することとした。

(2) 復旧工法の詳細

削孔径はφ20mm、PC鋼棒の径はφ13mmで、支圧板、ワッシャーおよびナットにはφ13mmPC鋼棒用の規格品を用いた。PC鋼棒の径をφ13mmとしたのは、PC鋼棒1本の断面積に降伏応力を乗じた値が、試験区間の試験体設計段階での曲げ耐力時せん断力を上回ったためである。PC鋼棒の設置間隔は有効高さ1dとした。よってa/d=4.0の試験体には3本、a/d=2.0の試験体には1本設置される。せん断補強筋比は0.35%となる。また、施工の簡略化のため削孔した孔の埋め戻しは行っていない。PC鋼棒にはトルクレンチを用いてひび割れを閉口させるように損傷した部材の梁せい方向に締付け力を導入した。PC鋼棒1本あたりの締付け力は、せん断補強筋に貼付したひずみゲージで管理し、約13kN (500μ)を目標とした。なお、復旧は一次載荷で明確な耐力低下が確認された段階で行うこととした。

表-2 材料特性

コンクリート	f'_c [MPa]	35.8
	f_t [MPa]	2.40
	E_c [GPa]	28.2
D10 (SD295) 上端筋	f_y [MPa]	373.1
	f_u [MPa]	538.5
	E_s [GPa]	195.8
D13 (SD295) せん断補強筋	f_y [MPa]	335.5
	f_u [MPa]	502.8
	E_s [GPa]	191.6
D19 (SD345) SC試験体 下端筋	f_y [MPa]	428.3
	f_u [MPa]	596.6
	E_s [GPa]	218.1
D25 (SD345) DT試験体 下端筋	f_y [MPa]	406.1
	f_u [MPa]	572.3
	E_s [GPa]	208.7
φ13 (C種1号) 復旧工法用 せん断補強筋	f_y [MPa]	1205.0
	f_u [MPa]	1273.0
	E_s [GPa]	200.0

ここで、 f'_c :圧縮強度、 f_t :割裂強度、 E_c :弾性係数、 f_y :降伏強度、 f_u :引張強度、 E_s :弾性係数

2.3 載荷方法と計測項目

載荷はスパン中央位置に1000kNジャッキ1本を用いた3点曲げ載荷とした。載荷は変位で制御し、復旧工法を適用したのは表-1に示したとおりDT1, SC1である。一次載荷は先述の様に明確な耐力低下が確認できるまで、復旧後の二次載荷は耐力の低下が確認できるまで押し切ることを目標として行った。DT2, SC2は、試験体の終局時までの力学性能を確認するため、復旧対策を行わず、明確な耐力の低下が観察されるまで押し切ることを目標に載荷した。計測項目は、ジャッキの荷重、試験体スパン中央変位、試験体内鉄筋ひずみ、PC鋼棒ひずみである。

3. 実験結果

3.1 一次載荷の結果(荷重-変位関係と破壊モード)

各試験体の荷重-変位関係を図-3に示す。図中の点線は断面解析から得られた曲げ終局耐力であり、一点鎖線は、2.1節で述べたせん断耐力評価式から求めた最大耐力である。下端筋が引張降伏した点を△で、最大耐力を示した点を○で、コンクリートの圧壊が明確に確認された点を◆でそれぞれ図中に示した。実験結果一覧を表-3に、一次載荷でせん断破壊したと判断したDT1, SC1の損傷状況を図-4に示す。本研究では、破壊モードをせん断圧縮破壊(SC)、斜め引張破壊(DT)、曲げ破壊(F)と分類した。

(1) 復旧対策を行わなかった試験体

DT2は、変位3.0mmから3.5mmへの載荷途中でせん断ひび割れが発生し、耐力が急に低下した。破壊モードは斜め引張破壊と判断される。SC2は、変位0.85mmから0.90mmの載荷途中でせん断ひび割れが発生したが、耐力は上昇し続け、変位2.5mmで最大耐力に到達した。最大耐力に到達直後、耐力は大きく低下した。破壊モードはせん断圧縮破壊と判断される。

(2) せん断破壊後に復旧対策を行った試験体

DT1の一次載荷では、変位3.0mmから3.5mmへの載荷途中でせん断ひび割れが発生し、耐力が急に低下した。破壊モードは斜め引張破壊と判断した。SC1の一次載荷では、変位0.80mmから0.85mmの載荷途中でせん断ひび割れが発生したが、耐力は上昇し続け、変位1.9mmで最大耐力に到達した。最大耐力に到達直後、耐力は大きく低下し始めた。破壊モードはせん断圧縮破壊と判断される。

3.2 二次載荷の結果

(1) 荷重-変位関係と破壊性状

DT1の二次載荷では、変位6.5mmから7.0mmへの載荷途中で下端筋が引張降伏した。その後変位が9.3mmの点で最大耐力を発現し、以降載荷を進めるにつれて載荷点付近でコンクリートの圧壊が見られた。二次載荷の破壊モードは曲げ破壊と判断した。二次載荷におけるDT1のひび割れパターンは図-4に示した様に、試験区間では新たなひび割れの発生はほとんどなく、せん断補強筋が初めから配筋されている非試験区間で斜めひび割れが発生した。SC1の二次載荷では、変位3.0mmで下端筋が引張降伏し、最大耐力には変位7.5mmで到達した。載荷点付近のコンクリートの圧壊の進展に伴い耐力が低下したため、破壊モードは曲げ破壊と判断した。DT1と同様に、非試験区間のひび割れの進展が目立った。

一次載荷でせん断破壊したと判断したDT1, SC1の二次載荷では、下端筋が降伏し、設計段階での曲

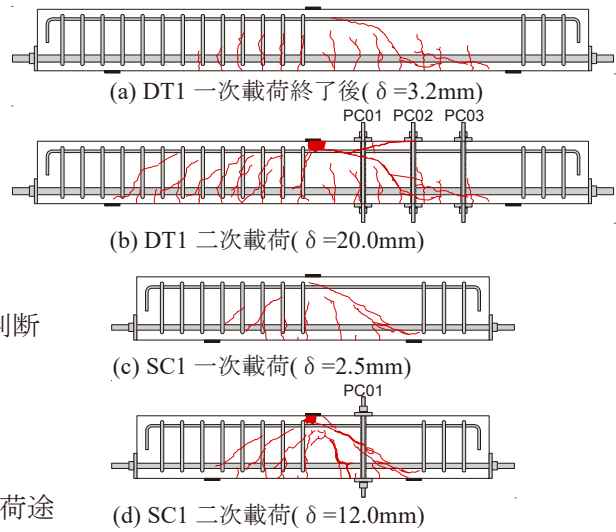


図-4 ひび割れパターン

表-3 実験結果概要

試験体名	一次載荷				二次載荷				
	最大荷重 [kN] V _{1st}	最大耐力時の変位 [mm]	徐荷時の残留変位 [mm]	破壊モード	曲げ耐力計算値 [kN]	最大荷重 [kN] V _{2nd}	最大耐力時の変位 [mm]	載荷前の残留変位 [mm]	破壊モード
DT1	116.1	3.2	0.9	DT	173.3	189.3	9.3	0.8	F
DT2	117.0	3.4		DT					
SC1	168.3	1.9	0.8	SC	220.6	235.2	7.4	0.6	F
SC2	214.5	2.5		SC					

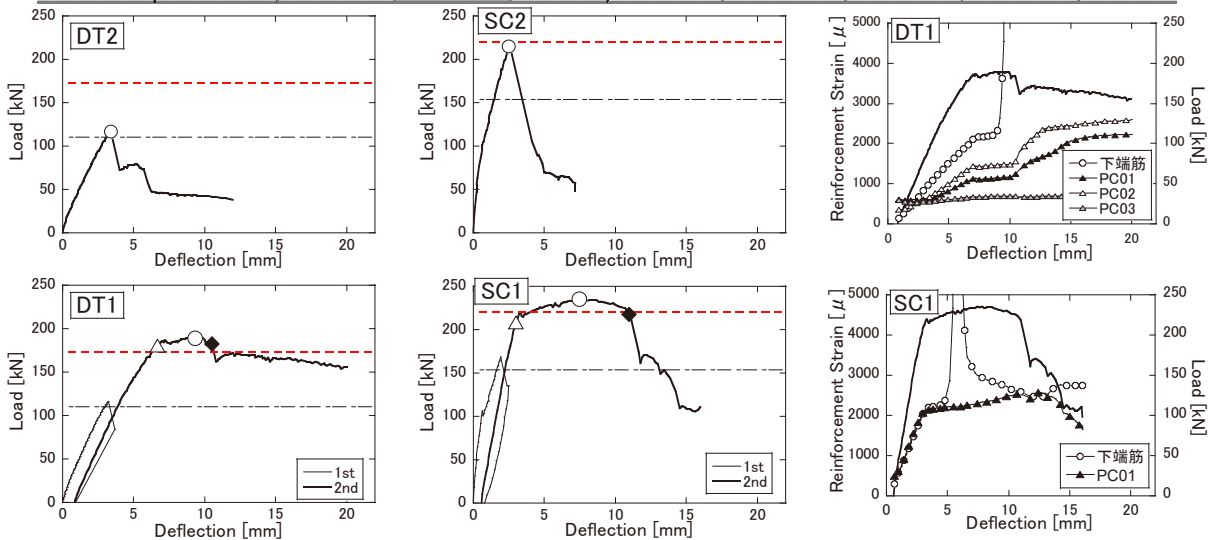


図-5 鋼材ひずみ

△ : 下端筋降伏点, ○ : 最大荷重点, ◆ : コンクリート圧壊点

図-3 荷重-変位関係

げ終局耐力を上回る耐力が発現した。よって今回設定した試験体と復旧工法の組み合わせでは、復旧工法施工後のせん断耐力が設計段階の曲げ耐力を上回り、破壊モードが一次載荷のせん断破壊から曲げ破壊へ移行する結果となった。

(2) 鋼材のひずみ性状

図-5に、DT1, SC1の二次載荷における下端筋とPC鋼棒のひずみ性状を示した。PC鋼棒の番号は、図-4に示したとおりである。DT1, SC1いずれも下端筋の降伏まではPC鋼棒のひずみが増加し、その後耐力が一定の領域では、PC鋼棒のひずみも一定に近い状態にあった。この領域では曲げ変形が進行していると考えられる。

(3) 復旧後のせん断抵抗機構

復旧後のせん断抵抗機構について、PC鋼棒が1本ともっともシンプルであるSC1を基に考察する。図-6に示す様に、PC鋼棒の応力に断面積を乗じて得られたPC鋼棒が負担するせん断力(V_s)は、試験区間に作用するせん断力より小さい。よって、試験区間に作用するせん断力からPC鋼棒負担分を差し引いた分はコンクリートが負担するせん断力(V_c)である。また図-6から、下端筋降伏点からコンクリート圧壊点までの間、PC鋼棒の負担分の増加はわずかであるため、コンクリートはその間、一定のせん断耐力を発揮していると推測される。最大耐力点で、試験区間に作用するせん断力からPC鋼棒負担分を差し引いた値は、一次載荷の徐荷直前のせん断耐力にほぼ合致した(表-4)。コンクリート圧壊点までコンクリートがせん断力を負担できたのは、せん断ひび割れ面でPC鋼棒がせん断力に抵抗していることに加え、PC鋼棒の締付け力を導入し、せん断ひび割れ幅の拡幅が抑制されたことにより、曲げ変形が進行したからであると考えられる。本検討は、ごくかぎられたひとつの結果であるから議論の余地は十分にあるが、復旧後のせん断耐力が設計時の曲げ耐力を上回る様にするには、コンクリートが負担するせん断力をゼロとして、PC鋼棒が負担できるせん断力のみで計算値が設計段階での曲げ耐力時せん断力を上回っていれば、安全側に設計できる可能性がある。

4. まとめ

せん断破壊した RC 梁に PC 鋼棒を用いた復旧工法を施工し、力学性能の回復を検証する載荷実験を行った。実験から、すでにせん断破壊が発生している RC 梁でも、復旧後はせん断耐力が曲げ耐力時せん断力を上回り、破壊モードを曲げ破壊へ移行することが可能であった。また、復旧後のせん断抵抗機構においては、一次載荷ですでにせん断ひび割れが生じているコンクリートがせん断力を負担している状態にあることを示した。復旧後は PC 鋼棒を設置したことに加えて、締付け力を導入したことにより、コンクリートもせん断力を負担できるようになったため破壊モードが変化したと考えられる。

謝辞

本実験を実施するにあたり、(株)セレスの市川英治氏、吉沢技研計測(株)の斎藤智弥氏、鹿倉企画の鹿倉学氏に多大なご協力を頂いた。ここに謝意を示す。

参考文献

1) 二羽淳一郎ら：ディーブビーム的な RC 梁の部材の設計方法に関する提案,第 5 回コンクリート工学年次講演会講演論文集,pp.357-360,1983. 2) 二羽淳一郎ら：せん断補強筋を用いない RC 梁のせん断強度式の再評価,土木学会論文集,No.372/V-5,pp.167-176,1986. 3) 野口聡ら：鉄道ラーメン高架橋におけるコンクリートのせん断劣化を考慮した地震損傷解析,構造工学論文集,Vol.54A(2008年3月). 4) 日本建築学会：プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説,1998

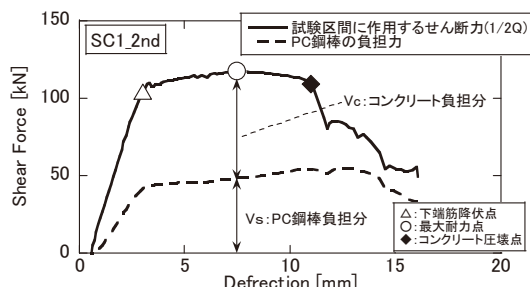


図-6 負担せん断力
表-4 せん断耐力の計算値

Q_{max} [kN]	V_s [kN]	$V_c(Q_{max}-V_s)$ [kN]	$Q_{c,1st}$ [kN]
117.6	48.9	68.7	67.8

ここで、 Q_{max} :二次載荷の最大耐力時に試験区間に作用しているせん断力、 V_s :PC鋼棒が負担するせん断力、 $Q_{c,1st}$:一次載荷の徐荷直前のせん断耐力