

論文

[2011] 鋼板補強による RC 部材の靱性改善に関する基礎研究

正会員 ○長曾我部 徹 (住友セメント)  
 正会員 丸山 久一 (長岡技術科学大学工学部)  
 正会員 橋本 親典 (長岡技術科学大学工学部)  
 清水 敬二 (長岡技術科学大学工学部)

1. はじめに

既設の RC 構造物の中で、主鉄筋を途中定着した部材は耐震性能上劣ることが認められており [1]、その補強が急務となっている。補強方法には幾種類もの実例があるが、主として変形能力を向上させるという観点で、主鉄筋の途中定着部に鋼板をボルトで定着し、弱点を補強する方法が提案されている [2]。

本研究は、この補強方法が弱点を有する RC 部材の靱性改善に寄与するメカニズムを実験的に検討し、更に鋼板の補強効果を評価する方法を提案するものである。

2. 実験概要

アンカーボルトによる補強において、鋼板厚、鋼板接着箇所、及び軸方向鉄筋比の3つを実験パラメータとして選び、供試体を作製した。既往の研究を参考にして [3]、鋼板厚、アンカーボルトの形状、寸法等を定めた。また鋼板補強の効果を明確にするために、対象構造物は主鉄筋の途中定着部を有する部材とし、載荷点と固定端の中間に途中定着部を設け、その点で供試体の最大耐力が決定されるようにした。一体 (No. 10) の供試体のみ途中定着部はない。表-1には供試体諸元を、図-1には供試体形状・寸法及び配筋状況を示す。

表-1 供試体諸元

供試体No	b×h (cm×cm)	a (cm)	d (cm)	a-d	主鉄筋		帯鉄筋		補強	厚さ (mm)	補強鋼板 の位置	コンクリート 強度 kg/cm <sup>2</sup>
					断面積 A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	比 P <sub>t</sub> (%)	間隔 S (cm)	断面積 A <sub>w</sub> (cm <sup>2</sup> )				
1	25×25	84	21	4	3.97	0.794	8	0.633	0.317	-	-	305
2	25×25	84	21	4	3.97	0.794	8	0.633	0.317	有	上・下	336
3	25×25	84	21	4	3.97	0.794	8	0.633	0.317	有	側	335
4	25×25	84	21	4	3.97	0.794	8	0.633	0.317	有	1.2 全周	330
5	25×25	84	21	4	3.97	0.794	8	0.633	0.317	有	2.5 全周	341
6	25×25	84	21	4	2.53	0.488	8	0.633	0.317	-	-	341
7	25×25	84	21	4	2.53	0.488	8	0.633	0.317	有	1.2 全周	369
8	25×25	84	21	4	5.73	1.091	8	0.633	0.317	-	-	329
9	25×25	84	21	4	5.73	1.091	8	0.633	0.317	有	1.2 全周	337
10	25×25	84	21	4	7.94	1.512	8	0.633	0.317	-	-	326

・カットオフ比は1/2であり、鉄筋比はカットオフした後の鉄筋断面積について求めている。  
 ・配筋状態は引張り、圧縮側とも同じである。  
 ・No. 10 供試体には途中定着部はない。  
 ・アンカーボルト本数は、補強面1面に対して2.7本使用している。  
 ・コンクリートの呼び強度は300kg/cm<sup>2</sup>である

実験は、作製した供試体を図-2のようにセットして行った。載荷方法は、主鉄筋降伏時の変位を基準変位 1 δとしその整数倍で変位を増加させる正負交番載荷で、各変位に対し3回ずつ繰り返した。

### 3. 実験結果及び考察

#### 3.1 ひびわれパターン

図-3は鋼板の接着箇所をいろいろに変化させたときのひびわれ状況図を示している。まず基準となる無補強のNo. 1では、曲げひびわれより派生した斜めひびわれが変位の増加に伴って発達し、最終的には途中定着位置からの斜めひびわれの増大及びコンクリートの剥離によって終局に至っている。No. 1供試体の上下面に鋼板補強を施したNo. 2供試体では、ひびわれ状況そのものはNo. 1供試体とほぼ同じであり、余り大きな違いは見られない。しかし、同変位におけるひびわれの数や範囲がNo. 1供試体に比べ多少優れている傾向にある。

No. 1供試体の側面のみ鋼板補強をしたNo. 3供試体では、補強の効果が明確に現れている。

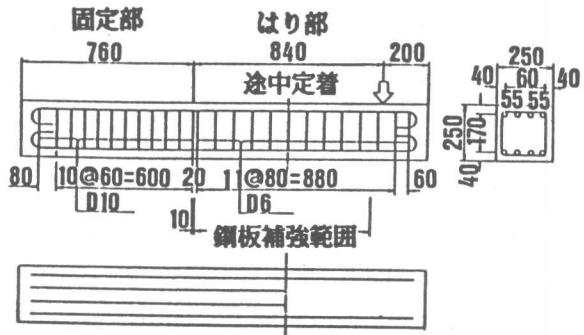


図-1 供試体の形状・寸法

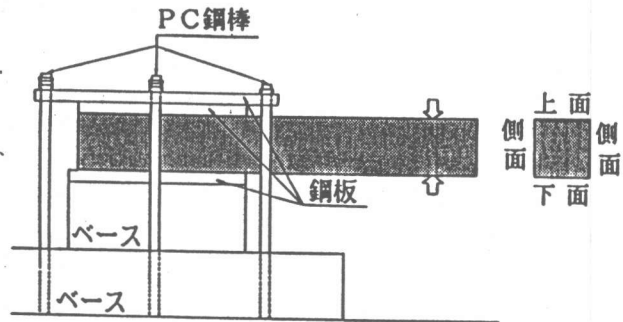


図-2 供試体セッティング状況

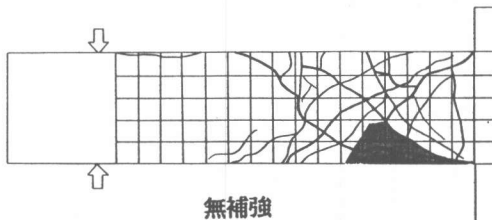


図-3 (a) ひびわれパターン (No.1)

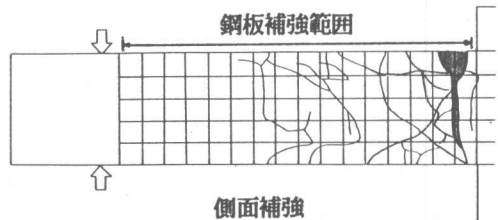


図-3 (c) ひびわれパターン (No.3)

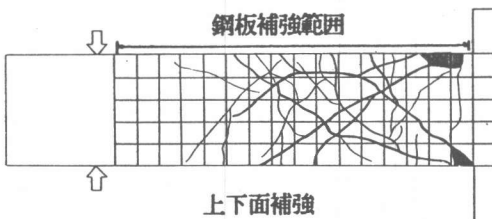


図-3 (b) ひびわれパターン (No.2)

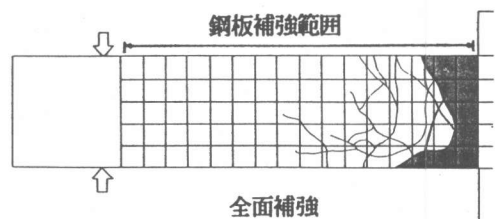


図-3 (d) ひびわれパターン (No.4)

ひびわれの発生ははり全体に見られるものの、そのほとんどは発達せず非常に微細なものとなっている。そして固定端より有効高さほど離れた位置に発生した曲げひびわれが軸方向鉄筋に沿っ

て固定端側へと伸びており、最終的には固定端に最も近いボルト列での曲げひびわれの発達が大きくなり支配的となった。No. 1 供試体の全周に補強を施した No. 4 供試体では、No. 3 供試体よりも更に補強の効果がみられ、固定端付近において塑性ヒンジの形成によるコンクリートの圧壊、及び軸方向鉄筋の座屈変形等がみられるが、その他のはり部分にはほとんど損傷は確認されなかった。

### 3. 2 荷重-変位曲線

図-4は、実験によって得られたはり頭部位置での荷重-変位曲線の包絡線である。No. 1 (無補強)では、2 $\delta$ 時に最大耐力に至り、その後変位の増加にとまって徐々に耐力を低下している。No. 2 (上下面に補強)では、最大耐力が無補強時に比べて大きくなっている。またこの供試体では、正負の載荷とも6 $\delta$ 時に耐力の大きな低下が見られるが、2 $\delta$ 時に最大耐力を示した後5 $\delta$ までは微小な割合で耐力を落とす傾向がみられる。No. 3 (側面に補強)では最大耐力の向上も見られるが、変形性能が比較的良好である。No. 4 (全周補強)では、耐力的にはNo. 2とほぼ同じであるが、6 $\delta$ を越えても耐力低下が生じなく変形性が良くなっている。

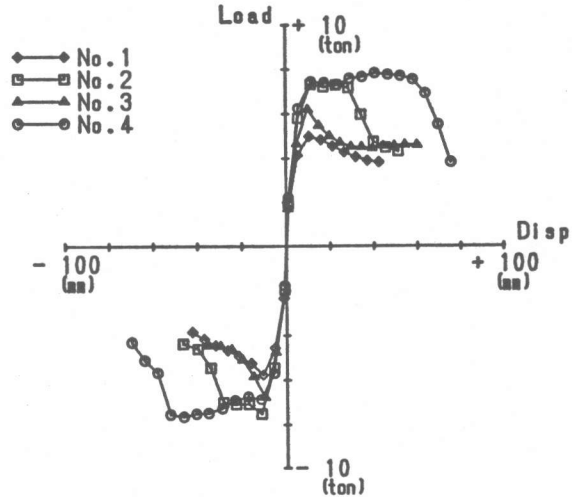


図-4 荷重-変位曲線 (包絡線)

これらの曲線のうちNo. 4とNo. 2とを比較してみると、変位30mm程度まで2つの曲線の形状は極めて良く似ている。こうしたことから、鋼板巻補強において耐力の向上に寄与しているのは上下面に貼った鋼板ではないかと考えられる。またNo. 4の曲線は、No. 2が耐力を落とす頃より再び幾分の耐力増加が認められる。

### 3. 3 靱性率

本研究における靱性率の定義は、楢貝らによるものに従った[3]。また実験においては、全ての供試体が固定端位置で最初に主鉄筋の降伏を生じたため、靱性率の決定にあたっては、固定端位置の主鉄筋が降伏したときの変位が基準となっている。そこで最終破壊箇所が固定端部に生じた鋼板全周補強 (No. 4, 7, 9) について、軸方向鉄筋比が靱性率に及ぼす影響を調べると図-5のようになる。

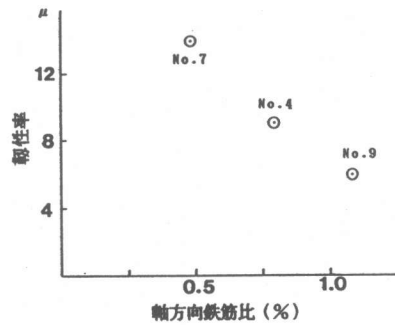


図-5 軸方向鉄筋比と靱性率の関係

次に実験より得られた靱性率と提案されている各種算定式との比較を行った。用いた式はi)宮本らの式[2], ii)山本らの式[3], iii)楢貝らの式[4], 及びiv)町田らの式[5]である。各提案式には、破壊状況等を考慮した適用範囲があり、i)式では固定端部で破壊する鋼板

補強部材を、  
ii) 式は主鉄筋の途中定着を有する部材を、  
そしてiii)  
, iv) 式では主鉄筋降伏後にせん断破壊する部材をそれぞれ対象としている。

表-2 靱性率の推定値との比較

		実験値			計算値			
		降伏変位 (mm)	終局変位 (mm)	靱性率	宮本式	山本式	樽貝式	町田式
N o.	1	5.32	15.96	3	-	2.9	-	-
N o.	2	5.71	28.55	5	-	-	-	-
N o.	3	4.95	14.85	3	-	-	-	-
N o.	4	5.83	52.47	9	7.9	-	(10.4)	(5.2)
N o.	5	5.89	70.68	12	8.1	-	(10.4)	(5.2)
N o.	6	5.42	10.84	2	-	3.9	-	-
N o.	7	3.27	45.78	14	11.9	-	(12.7)	(6.6)
N o.	8	6.20	18.60	3	-	2.4	-	-
N o.	9	8.08	48.48	6	6.1	-	(9.6)	(4.5)
N o.	10	6.08	30.40	5	-	-	10.4	5.2

靱性率：最大荷重を過ぎた後、 $n d y$  載荷の1~3サイクルの間にピーク変位時の荷重が初めて降伏荷重以下に低下した場合には、その供試体の靱性率  $\mu$  を  $(n-1)$  で定義する。

従って本実

験においてこれらの式が適用できるのは、i)式については鋼板全周補強を施したN o. 4, 5, 7, 9供試体、ii) 式についてはN o. 1, 6, 8供試体、iii), iv) 式についてはN o. 10供試体である。以上のようなことを考慮した上で、各供試体について靱性率を計算した結果を実験値と共に示したのが表-2である。ただし ii)式について、文献[2]に示されている式そのものにはせん断補強筋は評価していないが、文章中における式の説明から解釈しせん断補強筋のある場合に拡張した上で使用している。また表中には補強供試体について ( ) で計算結果を併記した。これら供試体に対しては本来適用範囲外であるが、以下のような意図の基に示している。

全周補強を施した供試体は、固定端部よりおおよそ20cmぐらいまでの範囲での塑性ヒンジの形成により破壊に至っている。従ってこうした補強供試体も、鋼板によるコンクリートの剥離を抑えるなどの作用はあるものの、この区間の断面が靱性に及ぼす影響がかなり効いてくるものと考えられる。そこで主鉄筋全部を有効と考えた断面に対し、これらの式を適用してみたのである。

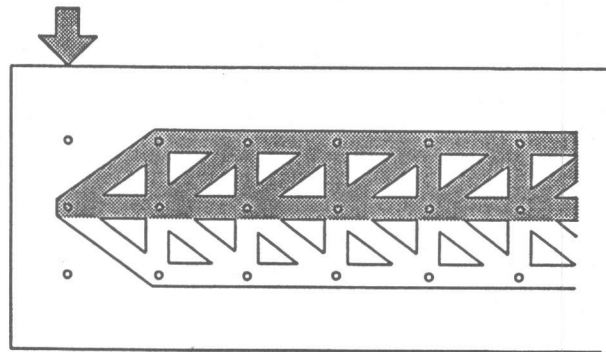


図-6 側面鋼板のモデル化

#### 4. 補強鋼板の補強効果の算定

鋼板による補強の効果は、N o. 2 (上下面へ補強), N o. 3 (側面へ補強), N o. 4 (全周補強) のように補強箇所が異なると、破壊形態が変わるといって現れてくる。このN o. 2, N o. 3における性状の最大の違いは斜めひびわれの発達が顕著か否かであるので、両者ではせん断剛性が異なるのではないかと予想される。側面の鋼板補強によるもののせん断剛性が高いことから、側面の鋼板をその機構から図-6のようなアンカーボルトを格点としたトラスモデルで置き換えた。

このモデルは①：部材は引張り力のみに対し有効に働く。

②：個々の部材内の応力は一定である。

③：2つあるトラスのうちその効果を有効に発揮するのは、そのトラス全体が引張り側となる1つに限られる。という仮定の基に成り立っている。例えば図-6のように矢印の方向から荷重が作用したとき、これに対し有効に作用するトラスは黒印の側である。図-7はこのような状態におけるトラスの一部を取り出したものであるが、 $P_1$ 、 $P_3$ には引張り力が、

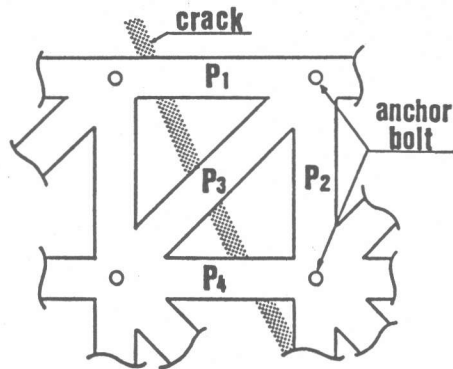


図-7 トラス詳細図

$P_2$ 、 $P_4$ には圧縮力が作用している。ここに仮に図のようなクラックが入ったとしても、 $P_1$ 、 $P_3$ に作用する引張り力がアンカーボルトを介し、このひびわれの発達を抑える方向に作用する形となる。側面にある鋼板の効果を、主鉄筋として負担するせん断力とせん断補強筋として負担するせん断力に分けて考えることとした。前者としては、図-6で示す斜線部に相当する範囲の鋼板の断面積を有効と見なした。後者は、アンカーボルトの間隔を有効幅とし、鋼板の断面積をせん断補強筋量として、上下に配置したのボルト間隔を有効高さとした。また、上下面にある鋼板については、引張り側にあるもののみを有効とし、完全合成と考え等価な主鉄筋で置き換えた。

以上のような置き換えを行って、曲げ及びせん断の各耐力を算定した。せん断耐力の算定に対しては、尾坂らの式[1]を用いた。また曲げ耐力では、断面内の釣合をとる位置としてi)固定端、ii)主鉄筋の途中定着位置、及び、途中定着位置より斜めひびわれが発達することからモーメントシフトを考慮しiii)途中定着位置より有効高さ分だけ固定端側にシフトした位置、の3ヶ所が考えられるが、実験に用いた供試体ではiii)の場合が最も小さいことから、この位置で検討

表-3 耐力算定結果

	曲げ耐力			せん断耐力		実験値	実験値 計算値
	シフト		固定端	補強前	補強後		
	補強前	補強後					
No. 1	5.07*	-	7.00	6.99	-	5.77	1.154
No. 2	5.07	8.40	7.10*	7.26	7.84	7.51	1.056
No. 3	5.07	7.39	7.10*	7.25	16.64	6.78	0.955
No. 4	5.07	10.67	7.10*	7.21	16.98	7.64	1.076
No. 5	5.07	10.64	7.10*	7.30	27.15	7.91	1.114
No. 6	3.33*	-	5.00	6.87	-	3.57	1.082
No. 7	3.33	9.09	4.70*	7.08	17.20	4.45	0.947
No. 8	6.87*	-	9.50	7.58	-	6.64	0.962
No. 9	6.87	12.23	9.50*	7.65	17.26	9.32	0.981
No. 10	-	-	7.00	7.08	-	7.08	1.011

[単位: ton]

\*は計算上の最大耐力を示す。

を行うことを基本とする。ただし補強供試体では、補強の影響のない固定端が耐力的に最も小さくなると考えられることから、この位置についての検討も行った。以上に基づき計算した結果を表-3に示す。計算の結果、側面に鋼板のある場合のせん断耐力が大きくせん断剛性の高いことが分かる。

最大耐力についてはせん断耐力より曲げの耐力の方が小さいことから、無補強供試体 (No. 1, 6, 8) については先のiii)の位置で、また補強供試体 (No. 2, 3, 4, 5, 7, 9) についてはi)で求めたものと実験値とを比較した。それが図-8である。(実験値) / (計算値)の平均は1.036で変動係数は6.95%であった。

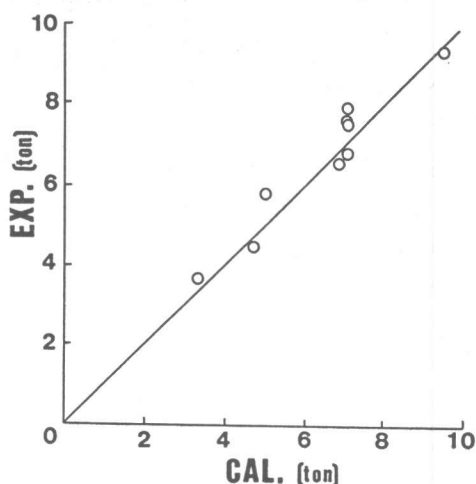


図-8 最大耐力算定の精度

## 5. 結論

本研究の範囲内で、以下のことが結論として挙げられる。

①：上下面に貼った鋼板と側面に貼った鋼板が途中定着部のあるRC構造物に対して果たす役割はそれぞれ異なり、前者には途中定着部の耐力を向上させる働きが、後者にはせん断ひびわれを制御する働きがある。②：上下面に貼った鋼板は、等価な主鉄筋に置き換えることにより、側面に貼った鋼板は、トラスモデルを導入することによりその評価の可能性が見いだせる。

本研究で作製した供試体は補強後固定端が弱点となったため、ボルトによる鋼板の合成度及び提案したトラスモデルの妥当性等を検討するまでには至らなかった。そこで今後は、鋼板の働きを十分追える供試体を用いることで確認を行っていく必要がある。

## 参考文献

- [1]：尾坂芳夫，鈴木基行，宮本幹，小林茂敏；途中定着された引張り主鉄筋を有するRCばりのせん断耐力評価と設計への適用に関する研究，土木学会論文集，第378号/V-6，1987年2月
- [2]：山本強，石橋忠良，大坪正行，小林晋爾；鉄筋を途中定着した橋脚の耐震性能に関する実験的研究，土木学会論文集，第348号/v-1，1984年8月
- [3]：宮本征夫，石橋忠良，斉藤俊彦；既存橋脚の鋼板巻き耐震補強に関する実験的研究，コンクリート工学年次講演会論文集，第9巻第2号，1987年
- [4]：檜貝勇，二羽淳一郎，岡村雄樹；曲げ降伏後にせん断破壊するRC部材の破壊メカニズムに関する考察，コンクリート工学年次講演会論文集，第9巻第2号，1987年
- [5]：町田篤彦，睦好宏史，豊田和彦；鉄筋コンクリート部材の塑性変形能定量化に関する研究，土木学会論文集，第378号/V-6，1987年2月