# ー面鋼板補強によるせん断補強効果確認実験

Experimental studies on shear reinforcing effect of steel plate application to one side

幸左賢二\*, 西岡勉\*\*, 田端一雅\*\*\*, 脇田和也\*\*\*\* Kenji Kosa,Tsutomu Nishioka,Kazumasa Tabata and Kazuya Wakita

\* 工博,九州工業大学教授,工学部建設社会工学科(〒804-8550 福岡県北九州市戸畑区仙水町1-1) \*\* 阪神高速道路公団株式会社,技術部,技術管理室(〒541-0056 大阪市中央区久太郎町4-1-3) \*\*\* 九州工業大学大学院,工学研究科建設社会工学専攻(〒804-8550 福岡県北九州市戸畑区仙水町1-1) \*\*\*\* 九州工業大学大学院,工学研究科建設社会工学専攻(〒804-8550 福岡県北九州市戸畑区仙水町1-1)

To increase the shear strength of the beam, the shear reinforcing effect of steel plate application to one side was evaluated. As the parameters, the embedded length of an anchor and the number of anchors were selected. The results showed that the embedded length about  $10 \phi$ , is sufficient, and that the increase of shear strength is not in proportion to the increase of anchors.

Key Words: reinforcement with steel plate, anchorbolt, shear failure, shear strength キーワード: 鋼板補強, アンカーボルト, セん断破壊, せん断耐力

## 1. はじめに

従来,半永久的に強度や耐久性を有するとされてきたコンク リート構造物の耐力低下が近年見受けられるようになり,その 結果,補強の必要性がある構造物が増加している.このような 背景もあり,コンクリート橋脚の補強工法の一つとして,鋼板 とコンクリート部分をアンカーボルトで一体化させることによ り,せん断補強鋼材の不足を外部から補う方法が採用されつつ ある.

鋼板による補強を行う場合、コンクリート橋脚の全周を補強 することが好ましい.しかし、高架下を店舗等に利用している 場合があり、そのような橋脚では鋼板による全周の補強は困難 である.図-1に示すように、橋脚の限られた面にのみ、鋼板 の補強を行なうことは可能であり、既往の研究<sup>小の</sup>では橋脚に おける一面鋼板補強について、アンカーボルト長を背面コンク リート部まで長く伸ばした実験により、せん断損傷が曲げ損傷 に変化することが確認されているが、アンカーボルト自身のせ ん断補強効果について定量的な評価には至っていない.

本研究では、アンカーボルトの定着長及び本数をパラメータ とすることにより、その有効率についての評価を行った.

#### 2. 実験概要

実験供試体形状および,配筋状況を図-2,3に示す.アンカ ーボルトの設置間隔が,30本のケースで異なるのは,スターラ



ップとの重なりを避けるためである.供試体のせん断スパン比 は、せん断補強効果について検討するため、斜め引張破壊とな るよう、ディープビームの影響が混在しないようにa/d=2.5 とし た.鋼板による補強後も供試体がせん断破壊するように、引張 主鉄筋にD25を6本、圧縮主鉄筋にはD22を3本配置している. また、ひずみ分布を計測するため、せん断補強筋には低せん断 補強比 (ps=0.05%)でせん断耐力への影響が少ない D4 鉄筋を 150mm 間隔で配置している.補強鋼板の厚さは3.2mm であり、 アンカーボルトとの接着は溶接により行なっている.

表-1に実験ケースを示す. ここでの計算結果は,供試体左









 $100 \text{mm}(\text{D10}, 10\phi)$ 

#### 図-3 供試体断面図

右両側を合計したものである.また、計算には鋼材の規格値を 使用している. 一般に鋼鈑補強耐力に比べて、アンカーのせん 断耐力が小さいため、補強効果は、アンカーのせん断耐力によ って支配される. そこで本実験では、鋼板の一面せん断補強耐 力算定にあたり、アンカーボルトの設置本数の効果と埋め込み 長の効果を明確にするため、アンカーボルトの本数を 12, 21, 30本に、アンカーボルト長を10 \$ 及び20 \$ と変化させている. ここで,アンカーボルトのせん断強度 Txvを用いて式(1)より,補 強耐力を算出し、曲げ耐力とせん断耐力を比較した. なお、斜 めひび割れは載荷板と支承板を結ぶ方向に発生すると仮定し、 そのひひ割れよりも下側に位置する本数をアンカーボルトの抵 抗本数nとしている. 材料定数には規格値を使用している.

$$Ss = n \times \tau_{yy} \times A_{s} \tag{1}$$

- Ss: 鋼板一枚分でのせん断補強耐力(kN)
- n: アンカーボルトの抵抗本数(設置個数の1/2)
- $\tau_{y}$ : アンカーボルトのせん断強度(199N/mm<sup>2</sup>)
- A: アンカーボルトの断面積(mm<sup>2</sup>)

表-1 に示すように、仮定通りの効果が得られた場合には、 Case6,7ではせん断耐力が曲げ耐力を上回る結果となっている.

図-4 にアンカーのひずみ測定位置を示す. 定着長 100mm の 場合, アンカーボルトの基部から 20mm の位置, 定着長 200mm

表-1 供試体一覧

Case	ボ 本数	ルト 埋込長	樹脂 接着	Py[kN] ※1	Sc[kN]	Ss[kN]	Py/S ※2
2	12	100	無	604	280	170	1.34
3	21	100	無	604	280	298	1.04※
4	12	200	無	604	280	170	1.34
5	21	200	無	604	280	298	1.04
6	30	200	無	604	280	426	0.86
7	30	100	無	604	280	426	0.86
8	12	100	有	604	280	170	1.34
9	21	100	有	604	280	298	1.04※

※1 Pyは曲げ耐力で道路橋示方書により算出(鋼板・アンカーボルトによる影響は無視) ※2 S=Sc+Ss ※3 付着による耐力増分は無視している Scコンクリート負担せん断力(コンクリート標準示方書<sup>6)</sup>より)

Ss:鋼板負担分せん断力(式(1)×2)



図-4 アンカーのひずみゲージ設置位置

(1)あらかじめ鋼板とアンカーボルトを溶接しておく (2)その鋼板を型枠の一部としてそのままコンクリートを打設する.



a)付着無の場合



表--2 材料定数一覧

	材料強度[N/mm <sup>2</sup> ]		
コンクリート	圧縮強度		28.3~32.3
建在	引張主鉄筋	D25/SD345	401
亚大月刀	圧縮主鉄筋	D22/SD345	366
アンカーボルト	D10/3	353	
鋼板	降伏強度		333
オポキシ、井肥	引張強さ		54.5
エルイン倒加	引張せん断接着強さ		17.1

の場合,基部から20mm,100mm,180mmの3箇所において, 上面および側面にそれぞれ1箇所ずつひずみゲージを設置し, 計測を行っている.図-5に供試体製作方法を示す.また,表 -2に材料特性を示す.鋼板樹脂接着なしのCase2~6において は、あらかじめ鋼板を型枠として組み込み、アンカーボルトに よるせん断抵抗を検討するため、鋼板に離型剤を塗布し、鋼板 に直接せん断応力が伝わらないようにしてコンクリートを打設 し、その後型枠を脱型することにより作成している.これに対 し、樹脂接着有りのCase8、9では、鋼板とコンクリート表面に 樹脂を注入する必要があることから、図-5(b)のように、型枠 にアンカーボルトのみをあらかじめ設置し、コンクリートを打 設する.型枠脱型後、穴を開けておいた鋼板をアンカーボルト に通して、エポキシ樹脂を注入することで接着した.アンカー ボルトと鋼板は溶接して隙間を塞いだ.なお、鋼板とコンクリ ート表面の間隙は4mmとしている.

### 3. 実験結果

### 3.1 代表供試体の損傷挙動

実験結果として荷重一変位、ひび割れ損傷進展及び、アンカ ーボルトとスターラップのひずみ進展状況を示す.鋼板表面に もひずみゲージを設置してひずみの測定を行っていたが、アン カーボルトに発生するひずみに比べ、非常に小さな値であった こと、また、アンカーボルトのはつり取り調査によると、多数 のアンカーボルトが折れ曲がっていることから、本論ではアン カーボルトの折れ曲がり挙動に着目して評価及び考察を行って いる.また、全ての供試体において、梁の奥行き方向の変位を 測定していたが、差はほとんど見られなかったため、ねじれの 影響は無視している.ここでは、損傷進展の代表例として Case3 の実験結果について説明する.

図-6にCase3の荷重-変位関係を示す.Case3はアンカーボルト設置本数21本のケースであり,付着無しのケースにおいて最大荷重が最も大きい結果となり,補強効果が高い供試体である.ここで,Case3の損傷進展のうち,図中に示す勾配変化点0.8P<sub>max</sub>時(a)と最大荷重時P<sub>max</sub>時(b)に着目し,ひび割れ進展及びひずみ進展について示す.図-7にひび割れ進展状況を示す.載荷荷重の増加に伴い,載荷荷重350kN,水平変位4mmでせん断スパン中央にせん断ひび割れが発生した.その後載荷を続け,図-7(a)に示すように,せん断ひび割れが載荷板および支点付近に達し,せん断スパン中央部におけるせん断ひび割れ幅が0.8mmに達し,荷重-変位関係の上昇勾配が緩やかとなる.その後載荷を続け,最大荷重519kN時にせん断ひび割れ幅が







2.1mm と大きく進展し、斜め引張破壊により終局を迎えた.

図-8 にアンカーボルトとスターラップのひずみ進展を示す. ひずみ値は、アンカーボルト上面および側面に設置したひずみ ゲージのうち,絶対値の大きいものについて示している.また、 図中の(a)、(b)は、図-6 で示している0.8Pmax と Pmax に対応 している.ここでは、図中に示す ABC の三箇所の領域のスタ ーラップと、その周辺のアンカーボルトのひずみの進展につい て比較を行った.図より、いずれの断面においても、ひび割れ が進展して載荷板と支点付近に達すると同時に、スターラップ とアンカーボルトのひずみが増加しており、それ以降の載荷に おいてもこの傾向は変わっていない.これは、ひび割れの進展 に伴い、アンカーボルトとスターラップが同様にせん断に対し て抵抗していることを示している.

### 3. 2 破壞性状

図-9 に全供試体の鋼板を設置していない面の,最大荷重時 におけるひび割れ損傷図を示す.斜めひび割れ発生荷重はいず れの供試体も 350kN 程度であった.ただし, Case3, 6, 7, 8, 9 では梁中央部に細かいひび割れが発生するのみであったが, Case2, 4, 5 ではひび割れ発生後,急激に載荷板や支承板付近 までひび割れが進展した.最大荷重時ではいずれの供試体も同 様の傾向を示し,初期に生じたひび割れが載荷板や支承版方向 に進展している.その後,変位制御による載荷を続けたが,斜 めひび割れの分散は見られず,供試体のズレ変形が大きくなり, 破壊に至った.

ここで、Case6、9を除いた供試体では、最終破壊面における 斜めひび割れ角度が25~27°程度であったが、Case6 はひび割 れ角度が30°より大きく、他のケースに比べて急であった.ま た、後述するが、供試体正面の鋼板を取り除き、ひび割れ発生 状況を調べた結果、Case6、7のひび割れ角度が、他の供試体に 対して急勾配となっており、アンカーボルト設置本数30本の場 合、ひび割れ性状に差異が見られた.





#### 3.3 荷重-変位関係

図-10, 11 に各供試体の荷重-変位関係を示す.荷重の増加 勾配は、いずれの供試体もほぼ同様であった.最大荷重はアン カーボルト本数が12本のCase2,4が最も小さく,21本のCase3, 5 が最も大きな値となった.さらに増やした 30本のCase6,7 では、21本のCaseに比べて荷重の増加が見られず、逆に減少 する傾向となった.付着を設けたCase8,9では、付着の無いも のに比べて荷重の増加が見られたが、Case9ではCase8 ほどの 増加は見られなかった.荷重の下降勾配も顕著な差は見られな かった.

### 3. 4 最大耐力から算出したせん断耐力の評価

得られた補強供試体の最大耐力から、鋼板補強分の増加耐力 を求める.補強耐力は、最大耐力からコンクリート負担せん断 力を差し引くことで算出している.図-11に各供試体の補強耐 力及び、コンクリート負担せん断力を示す.ここで、コンクリ ート負担せん断力はコンクリート標準示方書に基づき、各供試 体のコンクリート圧縮強度を用いて算出した結果である.図よ り、コンクリート負担せん断力は、コンクリートの圧縮強度に より異なるが、328~341kN程度であり、これはコンクリートの 斜めひび割れの発生荷重にほぼ対応している.補強耐力につい ては、樹脂接着なしのケースではアンカー設置本数21本のケー スがもっとも大きい値となっており、アンカー本数12本のケー スと比べると、本数に比例して大きな補強耐力が得られている. しかしながらアンカー設置本数30本のケースに着目すると、ア ンカー本数21本のケースに対して低い値となっており、補強耐 力の増加が本数に比例していないことが分かる.また、付着有



図-13 ひずみからのアンカーボルト負担せん断力算出方法 (上:アンカーボルトの変形状態,









図-15 アンカーボルトひずみを用いた有効率 $\alpha_2$ 



のケースについては、アンカー設置本数21本のCase9に比べて、 設置本数12本のCase8の補強耐力が大きくなる結果となった.

ここで、実験で得られた補強耐力を用いて、鋼板補強の有効 率を算出する. 有効率は実験で得られた補強耐力を設計値で除 すことで求める. 補強耐力の設計値は、前述の式(1)によって求 めている.

式中のアンカーボルト抵抗本数 n は、図-2 に示すように、 供試体の載荷点と支点を結んだ想定ひび割れより下側に位置す るアンカーボルトの本数としている.式(1)を用いると、設計値 の算出結果はアンカーボルト本数 12 本で 170kN, 21 本で 298kN, 30 本で 426kN となる.

設計補強耐力より各供試体の有効率を算出した結果を図-12 に示す.図より,各供試体の有効率は付着無しの場合,アンカ ーボルト本数 21 本の Case3,5 で高い補強効率を示している. これに対して,アンカーボルト本数 12 本及び 30 本のケースで は有効率が低い値を示していることがわかる.

### 3.5 アンカーのひずみより算出したせん断耐力の評価

図-13にアンカーボルトが負担するせん断力の算出方法,図 -14にアンカーボルト負担せん断力の算出結果を示す.図-13(3)は、最大荷重時における、アンカーボルトの発生ひずみの 状況を示している.実験後にはつり出した多くのアンカーボル トは、ひずみゲージ付近で折れ曲がりが確認されたことから(図 -13参照)、アンカーボルトのずれせん断により、耐力が支配 されていると考えられる.そこで、アンカーボルトが負担する 鉛直方向のせん断力は、アンカーボルトに発生する軸方向ひず みに比例し、よって軸方向の発生ひずみ値が、アンカーボルト の負担せん断力の指標として用いることができると仮定し、実 測ひずみを用いて式(2)より算出した. εは図-13に示す基部か ら 20mm に設置した 2 箇所の測定ひずみの絶対値の大きい方を 採用している.





(a) Case2(上:ひび割れ下側のアンカーボルトのひずみ分布 下:抵抗アンカーボルトの位置)



(b) Case3(上:ひび割れ下側のアンカーボルトのひずみ分布
 下:抵抗アンカーボルトの位置)
 図-18 抵抗アンカーとひずみ分布



a) Case6 正面(鋼板側)ひび割れ発生状況

b) Case7 正面(鋼板側)ひび割れ発生状況



· 孜─┘ 円皮袖止胆 見	表一3	角度補正値-	-覧
---------------	-----	--------	----

	$\cot heta$	$egin{array}{c} eta\ (=\!\cot heta/\cot heta$ ave)	Vc(kN)	$Vc'(=\beta \cdot Vc)$ (kN)
Case6	1.57	0.77	328	253
Case7	1.80	0.89	329	293

$$Ss' = \sum_{i=1}^{n} \{A_i \times \mathcal{E} \times E\}$$

(2)

- Ss': アンカーボルト負担せん断力(kN)
- n: アンカーボルト抵抗本数 (ひび割れ下側に位置するボルトの本数)
- As: アンカーボルト断面積(mm<sup>2</sup>)
- ε: アンカーボルトひずみ

(アンカーボルトの上側と右側で高い方のひずみ)

E: アンカーボルト弾性係数(19.10×10<sup>4</sup>N/mm<sup>2</sup>)

図-14にアンカーボルト負担せん断力一変位関係を示す.負担せん断力は、最大荷重時の各アンカーボルトのひずみ値を式(2)に代入することにより求めた.算出したアンカーボルトの負担せん断力は本数に比例して大きくなる傾向となり、付着無しのケースの場合、アンカーボルト本数30本のCase6、7がもっとも大きくなっている.また付着有のケースにおいては、載荷荷重で得られた補強耐力の傾向とは異なり、Case9の負担せん断力がCase8を上回る結果となっている.ここで最大耐力から算出した有効率と同様にして、ひずみから求めた負担せん断力を補強耐力の設計値で除すことで有効率を求めた.算出結果を図-15に示す.表より、付着無しの場合、各供試体の有効率はいずれも0.4~0.5程度となり、大差ない結果となっている.

次に,最大荷重及びアンカーボルトのひずみから算出した有効率の比較を図-16に示す.図より,Case8,9を除いたケースにおいて有効率は算出方法によらず一致する傾向となっているが,Case2,4では有効率の値がアンカーボルト設置本数21本のケースに対して低いことが挙げられる.

また、アンカーボルト設置本数30本のケースにおいては、最 大荷重及びアンカーボルトひずみから算出した有効係数はいず れも低い値を示し、特に最大荷重から算出した有効率が他のケ ースに対して低い値を示していることがわかる。樹脂接着有り のCase8、9を見ると、Case9では有効率はおおむね一致してい るが、Case8 ではひずみから算出した有効率に対して、最大荷 重から算出した有効率の値が3倍程度大きく異なる結果となっ











図-23 Case8の荷重-変位挙動

た.これは接着効果のばらつきによる影響であると考えられる.

#### 4. 考察

#### 4.1 アンカー長に対する検討

実験では、アンカーボルトの定着長を Case2,3 及び Case7~ 9 では 10 ¢, Case4,5,6 では 20 ¢ としている.このアンカー ボルトの埋め込み長が補強効果に及ぼす影響について検討する.

図-11 に示すように、最大耐力は、アンカーボルト長 200mm の Case3, 4 に対し、埋め込み長が 100mm である Case2, 3 は それぞれ同等となっている.

次に、図-17にアンカーボルトの軸方向におけるひずみの進展の比較を示す. Case3, 4,5 では埋め込み長を200mmとしているが、アンカーボルトの抵抗領域を測定するため、ある特定のボルトにおいて軸方向に3点でひずみを測定した.

測定の結果,基部から20mmの位置におけるひずみが顕著に進展し,基部から100mm,180mmの位置のひずみはあまり進展していない.よってアンカーボルトの抵抗領域は,ズレ変形が支配的であることから100mm未満と推察される.

### 4. 2 Case2, 4 に対する検討

アンカーボルト設置本数 12 本の Case2, 4 においては, 算出 した有効率がアンカーボルト設置本数 21 本の Case3, 5 に対し て低い値を示していることが分かった.よってこれらの原因に ついて検討する.ここでは,アンカーボルト本数 12 本, 21 本 の代表例として Case2,3 に着目して検討を行う.

図-18 に Case2, 3 の鋼板側ひび割れ分布状況及び,ひび割れ 下側のアンカーボルトのひずみ分布を示す. ここで鋼板側ひび 割れ分布は,載荷終了後に,鋼板を取り除いた後確認されたひ び割れを示している.また,ひずみ分布は最大荷重時の値を示 している.図中に示す設計抵抗アンカーボルト本数は,想定ひ び割れ面下側のアンカーボルトの本数を示している.また,実 験時抵抗アンカー本数は,終局後の鋼板側における最終破壊面 の下側に位置するアンカーボルトから,ひずみ分布において, ひずみが微小なアンカーボルトを除いた本数である.



図-24 Case9の荷重-変位挙動

表-4 樹脂接着による増加鋼板せん断耐力

	V	Vc	Vs	Vp
Case8	609	348	95	166
Case9	542	319	155	68
				<u> </u>

単位:kN







Case2 をみると,設計アンカーボルト本数は6本であるのに 対し,実験時抵抗アンカーボルト本数は3本と有効なアンカー ボルト本数が半分となっている. Case3 を見ると,設計抵抗ア ンカーボルト本数が10.5本に対し,実験時抵抗アンカーボルト 本数が7本と設計の7割程度有効となっている.

これらの結果より、実験時に発生するひび割れは、設計時で 想定されたひび割れと発生場所が異なっており、ひび割れ角度 が小さくなる傾向となっている.さらに、ひび割れがアンカー ボルトの上を通るように発生するため、ひび割れ下側の抵抗ア ンカーボルト本数が少なくなる.このため、両ケースともに実 験時抵抗アンカーボルト本数は、設計抵抗アンカーボルトから 3 本程度減少しているが、Case3 では 30%程度の減少であるの に対し、Case2 では元の設計抵抗本数が少ないために、50%程 度の減少となり、減少割合が大きくなる.このことから、アン カーボルトの本数が少ない場合、抵抗アンカーボルトの減少割 合が大きくなり、設計値に対して鋼鈑補強耐力が低く、有効率 が低下したと考えられる.

#### 4.3 Case6,7に関する検討

アンカーボルト設置本数30本のケースにおいて,有効率が他の供試体に対して低いことについて考察を加える.

図-19に終局時における Case6,7の鋼板側のひび害れ性状を 示す.これは実験終了後,鋼板を取り除き,計測したひび害れ 状況である.図-9の裏面でのひび害れ図と比較すると,ひび 割れ本数が多く,広く分散している.これには、アンカーボル トおよび鋼板による拘束効果が要因として考えられる.Case6, 7はアンカーボルトの設置間隔が短いため、ボルト間のひび割 れ伝達が促進され、ひび害れの進展が早まり、ひび害れ角度も 急になったと考えられる.3章でも述べたように、Case6,7 は図-19のようにひび害れがアンカーボルト孔を結ぶように 発生する傾向が見られ、他の供試体に比べひび害れ角度が急に なっていたため、コンクリート負担せん断耐力が低下していた 可能性がある.そのため、コンクリート負担せん断耐力をひび 割れ角度によって補正し、実際のひび害れより下側のアンカー ボルトを抵抗アンカーボルト本数として修正を行い、再度有効 率 の算出を試みた.

ここで、コンクリート負担せん断耐力のひび割れ角度補正の 方法として、(3)式に示す Collins<sup>7</sup>モデルを用いている.

$$V = f_1 \cdot b_{w} \cdot jd \cdot \cot\theta + (fv \cdot A_{v} / s)jd \cdot \cot\theta$$
(3)

- V: せん断耐力(N)
- $f_1$ : 主引張応力(N/mm<sup>2</sup>)
- θ: ひび割れ角度
- $f_{v}$ : せん断補強筋応力(N/mm<sup>2</sup>)
- $s, A_{v}$ : せん断補強筋の間隔, 断面積(mm, mm<sup>2</sup>)
- *b*<sub>w</sub>: 断面幅(mm)

第一項がコンクリートせん断耐力,第二項が鉄筋負担せん断 力の項となっている.ここで,コンクリートの項に着目すると, コンクリート負担せん断力は式中にあるように,コンクリート のひび割れ角度  $\theta$  の関数となっており、 $\cot\theta$  の値に比例するこ とが分かる. **表**-3 に補正を行った  $V_c$ の算出結果、 $\mathbf{Z}$ -20 に各 補正を行って再度算出した有効率  $\alpha$  を示す. 上記モデルは、ひ び割れ角度が急であるほど  $V_c$ が低下する式であるため、Case6、 7 両方とも  $V_c$ が低下している. その結果、補正後の  $\alpha$  が上昇し ている. このことから、Case6、7 においては、 $V_c$ の低下を評価 していないため、有効率が低い値を示していたことが分かる.

### 4.4 エポキシ樹脂の補強効果の検討

エポキシ樹脂が補強効果に及ぼす影響ついて検討する. エポ キシ樹脂が各供試体挙動に与える影響を見るために鋼板負担せ ん断力  $V_p$ を式(4)より算出した. なお,式(4)はコンクリート, アンカーボルト,鋼板のそれぞれの部材のせん断耐力の重ね合 わせが成り立つと仮定している.

$$V_{p} = V - V_{c} - V_{s} \tag{4}$$

V<sub>。</sub>:樹脂付着による増加せん断力(kN)

- V: 供試体の載荷荷重(kN)
- V<sub>c</sub>: コンクリートの負担せん断力(kN)

V<sub>s</sub>: アンカーボルトの負担せん断力(kN)

式(4)におけるV<sub>s</sub>を求めるにあたり図-21に代表としてCase9の抵抗アンカーボルト及び最大荷重時のアンカーボルトひずみの値を示す.図-21,22,23にCase3および樹脂付着を行ったCase8,9の各荷重ステップの荷重-変位挙動を示す.ひび割れ幅の計測は供試体背面の右側に3台デジタルカメラを設置し、荷重ステップ毎に撮影し、画像計測ソフトを用いて計測した.中段カメラより撮影した写真を50mm間隔で計測線を設け、最も大きいと特定したせん断ひび割れ幅の平均値をその荷重ステップでのひび割れ幅と定義している.図-22,23,24の(a)は載荷荷重勾配変化点を示しており、ひび割れ幅の開口、またアンカーボルトが抵抗を始めるタイミングと一致している.(b)は最大荷重時を示しているが、3ケースともV<sub>s</sub>の増加とともにV-V<sub>s</sub>の曲線がほぼ一定勾配を保持していることが分かる.Case3と比較すると、Case8,9ではV-V<sub>s</sub>曲線の荷重-変位曲線が大きく、これは樹脂の付着力の増加によるものと考えられる.

表-4に式(4)より算出した $V_p$ を示す. 表-4より付着ありの 場合においても、アンカーボルトの負担力は、付着無しの場合 とほぼ同様の挙動を示すことが分かる.これに対して、Case8、 9の付着による増加せん断耐力 $V_p$ には、166kN、68kN と大きな 差が認められるが、これは以下の理由によると考えられる.

破壊後のコンクリートと鋼板の界面を比較すると,図-25 に 示すように、Case8 ではコンクリート界面の付着破壊であり、 Case9 では鋼板-コンクリート界面の破壊であった. Case9 の場 合、アンカーボルト本数が多いため、型枠脱型後のサンダーケ レンが十分でなく、エポキシ樹脂とコンクリート界面との付着 が十分でなかったために、このような破壊に至ったと考えられ る.

### 4.5 抵抗メカニズムの推定

ここでは図-26に示す Case3 の抵抗挙動および抵抗模式図を 基に,抵抗メカニズムの推察を行う.載荷荷重の進展とともに, コンクリートに斜めひび割れが発生し,図-26に示すように, スターラップおよびアンカーボルトにひずみが発生する.一方, ひび割れ面下面のアンカーボルトのひずみの進展は,すべてが 一様に進展するのではなく,ひび割れ面の近傍では進展が早く, ひび割れ面より離れたところでは,ひずみ進展が遅く,かつ小 さいものが多い.このようなアンカーボルトのひずみ進展の不 均一性や,ボルト配置間隔により,ひび割れを誘発し,ひび割 れ角度が変化することで,せん断補強効果に差異が生じるため, 設計値の 50%程度の効率に留まると考えられる.

### 5. まとめ

アンカーボルト本数,定着長をパラメータとした一面せん断 補強実験により得られた結果を以下に示す.

- (1) アンカーボルトの定着長を 10¢, 20¢とパラメータとした実験の結果, 10¢においても, ひび割れ発生荷重, 最大耐力に有意差は生じなかった. これは,破壊形態がアンカーボルトのズレ変形によるためと考えられる.
- (2) アンカーボルトの本数(12, 21, 30本)をパラメータとした実験では、21本時にもっとも有効である結果が得られた.これは、アンカーボルトの配置間隔により、ひび割れ発生角度が変わること、ひび割れ近傍のアンカーボルトがよりせん断抵抗が大きいためと考えられる.本実験結果

によると、アンカーボルト 21本(間隔 150mm)では、 有効率的には 0.5 を確保することが可能と考えられる.

(3) エポキシ樹脂注入による鋼板とコンクリートの付着抵抗 により、せん断補強効果が増加することが確認された. しかしながら、その注入効果は供試体レベルでも差異が 認められた.

### 参考文献

- 小林薫,石橋忠良: RC 柱の一面から施工する耐震補強工 法の補強効果に関する実験的研究,土木学会論文集,No. 683/V-52, pp75-89, 2001.8
- 2) 新山純一,溝口健二,渡辺忠明,鈴木顕彰:鋼鈑接着工法のRC構造物への補強効果に関する実験的研究,コンクリート工学年次論文集,Vol.17 No.2, 1995
- 3) 高橋博威, 睦好宏史, 近藤悦郎: 各種補強工法を用いた鉄 筋コンクリートのはりの力学的性状, コンクリート工学年 次論文集, Vol.18 No.2, 1996
- 4) 曳村俊貴,睦好宏史,佐野正:鋼鈑を用いた RC はりのせん断耐力,コンクリート工学年次論文集, Vol.19 No.2, 1997
- 金井直,睦好宏史,Bimal Babu ADHIKARY,佐野正:鋼 飯接着による RC 梁のせん断補強効果に関する研究,コン クリート工学年次論文集,Vol.22 No.1,2000
- 6) 土木学会:コンクリート標準示方書設計編, pp60-61, 1996.
- 7) Collins, M.P. and Mitchell, D: Prestressed Concrete Structures, PRENTICE HALL

(2007年9月18日受付)