

辺長比の大きなRC壁式橋脚の鉄筋断落し部耐震補強に関する検討

パブリックコンサルタンツ株式会社  
パブリックコンサルタンツ株式会社  
パブリックコンサルタンツ株式会社  
独立行政法人土木研究所寒地土木研究所  
独立行政法人土木研究所寒地土木研究所

○正会員 北島 幹士 (mikio kitajima)  
法人会員 大森 孝行 (takayuki omori)  
法人会員 川浪 幸人 (yukihito kawanami)  
正会員 安達 優 (yutaka adachi)  
正会員 三田村 浩 (hiroshi mitamura)

1. はじめに

「橋梁耐震補強 3 箇年プログラム」緊急対策（案）において、連続橋の固定壁式橋脚（鉄筋断落し部）に対する補強対策が進められており、地震時に柱基部より先に断落し部が破壊することの無い補強としている。

その補強は、繊維材巻立て工法を標準とし、柱基部の初降伏曲げモーメントを 1.2 倍した作用モーメント以上となるように、鉄筋断落し部を補強するものである。

北海道の壁式橋脚においては、①柱平面寸法の辺長比が大きいケースや、②鉄筋断落し位置が低いため補強範囲が柱の塑性ヒンジ部以深まで必要となるケースが多数存在する現状に有る。

①のケースでは地震時に補強材料が剥離しやすくなる可能性が考えられ、②のケースでは柱基部においても曲げ耐力が増加する可能性が考えられる。

これにより、既往の研究結果<sup>1)</sup>から、地震最大変位時の鉄筋断落し部においては、補強材料が剥離する可能性が考えられ、その耐荷性状を把握するための実験検証を行った。

2. 実験概要

2.1 実験供試体・検討ケース

供試体は「橋梁耐震補強 3 箇年プログラム」に即した耐震補強による、3 タイプの辺長比とした。

設計は実際の鉄筋降伏点強度・コンクリート圧縮強度・アラミドの弾性係数を用いて、断落し鉄筋の定着長を無しとした計算とした。

補強材料はアラミド繊維シート（全芳香ポリアミドの単重合系繊維）を用いた。（表 2.1～2.2、図 2.1～2.3）

表 2.1 検討ケース

| 検討ケース | 辺長比 | 補強範囲        | 曲げ補強量                     |
|-------|-----|-------------|---------------------------|
| ケース 1 | 1:1 | 断落し部～塑性ヒンジ部 | AK40+AK10/10<br>t=0.241mm |
| ケース 2 | 1:3 | 断落し部        | AK20/20<br>t=0.096mm      |
| ケース 3 | 1:5 | 断落し部        | AK20/20<br>t=0.096mm      |
| ケース 4 | 1:5 | 無補強         | —                         |

表 2.2 設計計算結果

| 検討ケース | 損傷判定<br>>1.2基部損傷 | 必要巻立て枚数 | 破壊形態           |
|-------|------------------|---------|----------------|
| ケース 1 | 1.373>1.2        | 0.970枚  | 曲げ損傷からせん断破壊移行型 |
| ケース 2 | 1.337>1.2        | 0.945枚  | 曲げ破壊型          |
| ケース 3 | 1.330>1.2        | 0.972枚  | 曲げ破壊型          |
| ケース 4 | 0.852<1.2        | —       | 曲げ破壊型          |

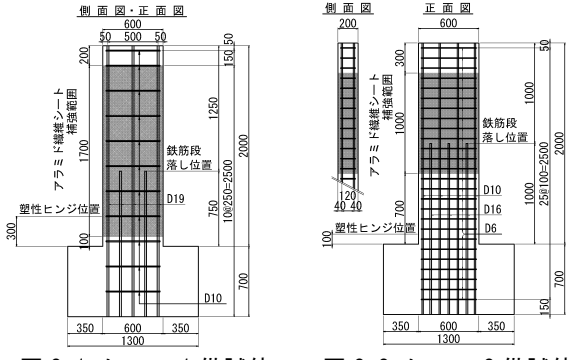


図 2.1 ケース 1 供試体

図 2.2 ケース 2 供試体

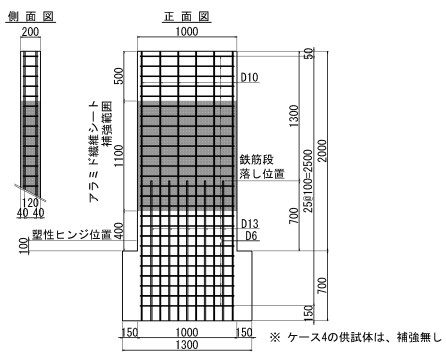


図 2.3 ケース 3 供試体・ケース 4 供試体

2.2 実験方法

実験装置の概要図を図 2.4 に示す。

2.4 実験装置

実験は上部工死荷重を考慮した鉛直荷重を軸力として一定に保持した状態で、水平方向ジャッキにより交番载荷にて実施した。

繰り返し载荷回数は各変位振幅で 3 回とし、载荷終了は耐力が初降伏耐力を下回った時点までとした。

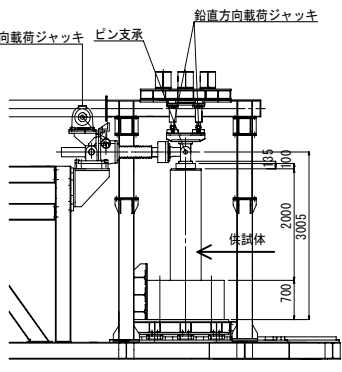


図 2.4 実験装置 概要図

3. 実験結果

表 3.1、3.2 に実験結果の一覧を、図 3.1 に各供試体の载荷 1 ループ目における荷重変位関係の包絡線を示す。

また、図 3.2～3.4 に各補強供試体の主鉄筋とアラミドシート（引張側・鉛直方向）のひずみ分布図を示す。

表中の  $\delta_y$  と  $P_y$  は初降伏時の载荷点変位と载荷荷重を示し、 $\delta_{pmax}$  と  $P_{max}$  は载荷荷重の最大値を示し、 $\delta_u$  は初降伏耐力を下回った時点の終局変位を示す。

ケース 1 の塑性ヒンジ部まで補強した供試体は、 $2\delta y$  載荷時に段落し部の補強材は剥離し、 $4\delta y$  載荷時に段落し部付近でせん断破壊が生じ、柱基部の先行破壊にできない結果となった。このせん断破壊に至るまでの柱基部側の補強材は、最大  $2600\mu$  までひずみが生じたが付着は良好であり、柱基部の補強効果が確認された。

ケース 2 とケース 3 の段落し部のみ補強した供試体は、終局時が柱基部の先行破壊となった。終局時における鉄筋段落し位置は、鉄筋のひずみが最大  $5600\mu$  発生し、補強材のひずみが最大  $1750\mu$  発生したが、補強材の剥離は確認されなかった。

ケース 4 の無補強供試体は、終局時が鉄筋段落し部の先行破壊となることを確認した。

表 3.1 実験結果 (変位・荷重・塑性率)

| 検討<br>ケース | 変位(mm)     |                  |            | 荷重(kN) |           | 塑性率<br>$\delta u/\delta y$ |
|-----------|------------|------------------|------------|--------|-----------|----------------------------|
|           | $\delta y$ | $\delta p_{max}$ | $\delta u$ | $P_y$  | $P_{max}$ |                            |
| ケース 1     | 14.8       | 43.6             | 70         | 156    | 220       | 4.7                        |
| ケース 2     | 18.9       | 37.5             | 180        | 26     | 32        | 9.5                        |
| ケース 3     | 19.7       | 38.6             | 170        | 38     | 43        | 8.6                        |
| ケース 4     | 22.2       | 65.5             | 130        | 36     | 42        | 5.9                        |

表 3.2 実験結果 (主鉄筋・アラミド鉛直方向ひずみ)

| 検討<br>ケース       | 初降伏時 $1\delta y$ ( $\mu$ ) |            | 補強材<br>剥離<br>状況 | 終局時 ( $\mu$ )<br>(ケース1は $2\delta y$ 時) |            | 補強材<br>剥離<br>状況 |
|-----------------|----------------------------|------------|-----------------|----------------------------------------|------------|-----------------|
|                 | 上段;主鉄筋ひずみ                  | 下段;アラミドひずみ |                 | 上段;主鉄筋ひずみ                              | 下段;アラミドひずみ |                 |
|                 | 柱基部                        | 断落し部       |                 | 柱基部                                    | 断落し部       |                 |
|                 | 柱基部                        | 断落し部       |                 | 柱基部                                    | 断落し部       |                 |
| ケース 1<br>1:1補強  | 1590                       | 1560       | 無し              | 9800                                   | 10200      | 段落し<br>部発生      |
|                 | 1270                       | 840        |                 | 1830                                   | 1270       |                 |
| ケース 2<br>1:3補強  | 1920                       | 170        | 無し              | 40400                                  | 2530       | 無し              |
|                 | -                          | 200        |                 | -                                      | 1750       |                 |
| ケース 3<br>1:5補強  | 1750                       | 740        | 無し              | 37900                                  | 5600       | 無し              |
|                 | -                          | 80         |                 | -                                      | 570        |                 |
| ケース 4<br>1:5無補強 | 1710                       | 1610       | -               | 2840                                   | 36400      | -               |
|                 | -                          | -          |                 | -                                      | -          |                 |

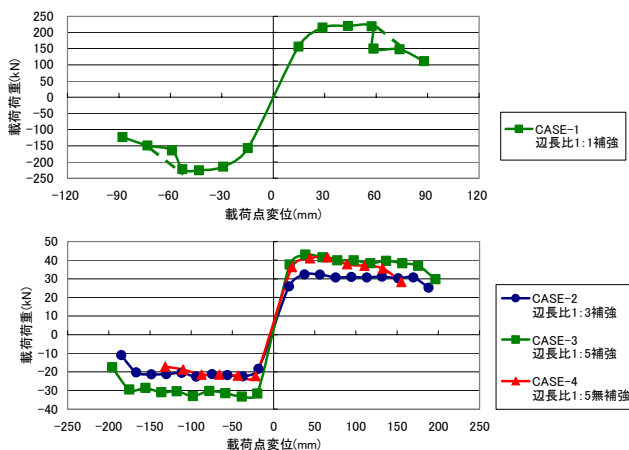


図 3.1 各供試体の荷重-変位包括線

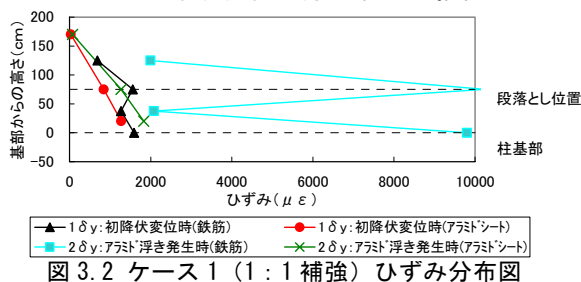


図 3.2 ケース 1 (1:1 補強) ひずみ分布図

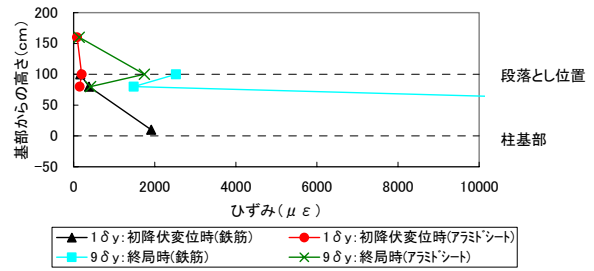


図 3.3 ケース 2 (1:3 補強) ひずみ分布図

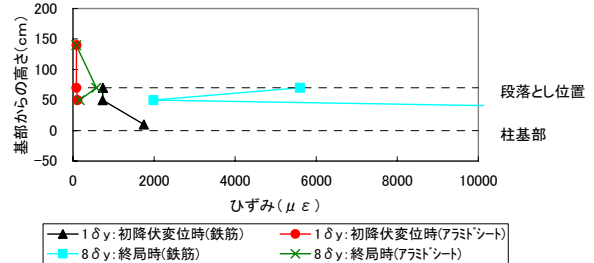
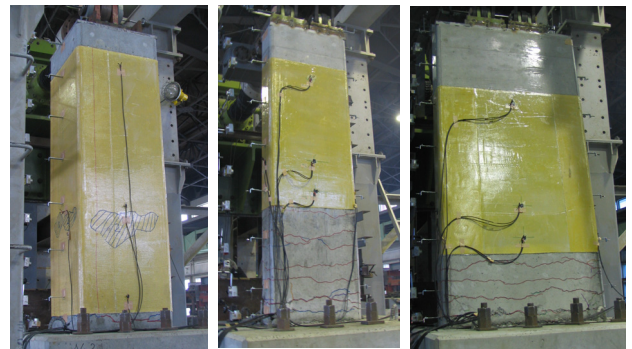


図 3.4 ケース 3 (1:5 補強) ひずみ分布図



ケース 1.2δy時 ケース 2.終局時 ケース 3.終局時

写 3.1 各補強供試体 損傷状況 (正面側)

#### 4. まとめ

辺長比 1:5 までの壁式橋脚で柱基部の塑性ヒンジ位置まで補強を必要としない場合の耐震補強は、終局時に至るまで、段落し位置の鉄筋が座屈に至るような応力は発生せず、補強材の付着は良好のまま柱基部が先行破壊することが確認でき、中間拘束材は不要であることが解った。

また、補強範囲が塑性ヒンジ部以深まで必要となる耐震補強は、定着長が確保できていない状況にも拘らず、柱基部の耐力は増加することが確認され、これにより段落し部側の耐力が不足状態の補強となる可能性が有り、設計を行う上で十分留意する必要があることが解った。

本実験の壁式橋脚は、壁厚が 20 cm と薄く中立軸が圧縮鉄筋付近となる計測結果が確認されており、もどり剛性の耐力分布が不安定であり、押しと引きの耐力差が生じるなどの計測結果が得られている。

今後は、壁厚や補強範囲をパラメータとした実験を行い、詳細な解明を行う必要がある。

#### 参考文献

- 1) 三田村浩、他：連続繊維により補強した R C 橋脚の荷重-変位に関する実験、土木学会北海道支部論文報告集、第 55(A)、pp.258-63、2000.4