

論文 無筋コンクリート橋脚を対象とした合理的な耐震補強工法に関する実験的研究

鈴木 雄大*¹・小林 薫*²

要旨：無筋コンクリート橋脚を合理的に耐震補強することを目的として、橋脚を鉄筋コンクリート補強部で挟み込む耐震補強工法を開発した。橋脚と補強部はジベル筋で一体化した。無筋コンクリート橋脚を模して打継目を設けた模型試験体を製作し、静的正負交番載荷試験を実施した。ジベル筋量が橋脚と補強部の一体性に関係し、それが破壊形態と変形性能に影響することが確認された。

キーワード：無筋コンクリート, 耐震補強, ジベル

1. はじめに

土木構造物において、無筋コンクリート橋脚（以下、無筋橋脚という）は、鉄筋コンクリート橋脚（以下、RC橋脚という）や鋼製橋脚が主流の現在ではほとんど造られることのない構造物であるが、今なお健全に供用しているものもある。

無筋橋脚の地震被災例としては、2004年の新潟県中越地震や、1923年の関東大震災¹⁾などがある。新潟県中越地震における無筋橋脚の損傷状況を写真-1に示す。損傷の要因としては、施工時における打継目が弱点となり、縁切れを起こしたことによるものと思われる。一般に、無筋橋脚は施工時の打継目を有していることが多いと思われるため、この打継目の有無や状態が橋脚く体の耐震強度を決定する要因とも考えられるが、打継目の状態は施工の良否によってもかなり支配されるため、無筋橋脚く体の耐震強度については一概に評価は困難である。また、コンクリート自体についても、強度など不明な点が多い。そのため、補強を行う場合は、入念な調査の上、安全側となるように補強するべきと思われる。

これまで杉崎らは、無筋橋脚を対象としたRC巻立て耐震補強工法（以下、RC巻立て補強という）に関する実験的研究を行っている²⁾。今回筆者らは無筋橋脚をより合理的に耐震補強するサンドイッチ耐震補強工法（以下、サンドイッチ補強という）を開発し、その基本的な



写真 - 1 新潟県中越地震による被災状況

耐震性能を確認するために静的正負交番載荷試験を実施した。本稿では、その試験結果、および損傷状況と考察について述べる。

2. サンドイッチ補強工法の概要

長方形断面の無筋橋脚は、円形断面や正方形断面の橋脚と比較して、長辺に平行な方向の耐震性は高いものと考えられる。このとき、耐震性の高い長辺方向の力に対する補強を省略することで、RC巻立て補強よりも合理的に耐震補強できると考えた。こうした考えから、必要な方向のみの補強を行うことで、RC巻立て補強より合理的に耐震補強する工法としてサンドイッチ補強を開発した。

RC巻立て補強が無筋橋脚全周にRC補強体を取り付けるのに対し、サンドイッチ補強では無筋橋脚の耐震性能が不足する部分だけを補強することを想定し、橋脚の長辺側表面のみにRC補強体を取り付け、補強体で無筋橋脚を挟み込んで一体化する構造とした。

3. 模型試験体による載荷試験

3.1 試験体概要

試験体の諸元と材料試験結果を表-1に、概要を図-1に示す。また、試験体の鉛直断面略図（図-2）に、ジベル筋と貫通鉄筋の設置状況を示す。試験体は、打継目を有する無筋橋脚（断面寸法:400mm×1200mm）を模擬した既設部を、厚さ100mmの鉄筋コンクリート補強部で挟み込んだ。既設橋脚のせん断スパンは $L_a=1500\text{mm}$ で統一している。

既設部と補強部との一体化にはRC巻立て補強と同様にジベル筋を使用しており、各試験体のジベル筋量をパラメータとしている。

補強部の軸方向鉄筋はRC巻立て補強と同様に、橋脚フーチングに定着する。

*1 東日本旅客鉄道（株） 研究開発センター フロンティアサービス研究所 工修（正会員）

*2 東日本旅客鉄道（株） 研究開発センター フロンティアサービス研究所課長 工博（正会員）

表 - 1 諸元および材料試験結果

試験体名	せん断スパン			既設部			補強部		
	La	幅b	高さh	厚さt	軸方向鉄筋	ジベル筋	(径×片側本数)	(径×片側本数)	
RC-S-11	1500	1200	400	100	D16×16	D16×24			
RC-S-16	1500	1200	400	100	D16×16	D16×90			

試験体名	コンクリート強度 (N/mm ²)		軸方向鉄筋 D16・SD345		ジベル筋 D16・SD345	
	既設部	補強部	降伏強度 (N/mm ²)	降伏ひずみ (μ)	降伏強度 (N/mm ²)	降伏ひずみ (μ)
RC-S-11	26.2	28.4	380	2219	380	2219
RC-S-16	31.2	31.5	377	1966	380	2219

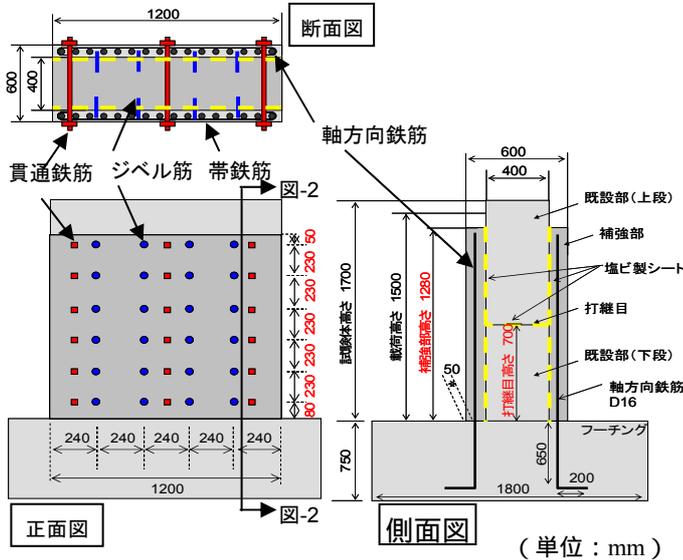


図 - 1 試験体概要図 (RC-S-11)

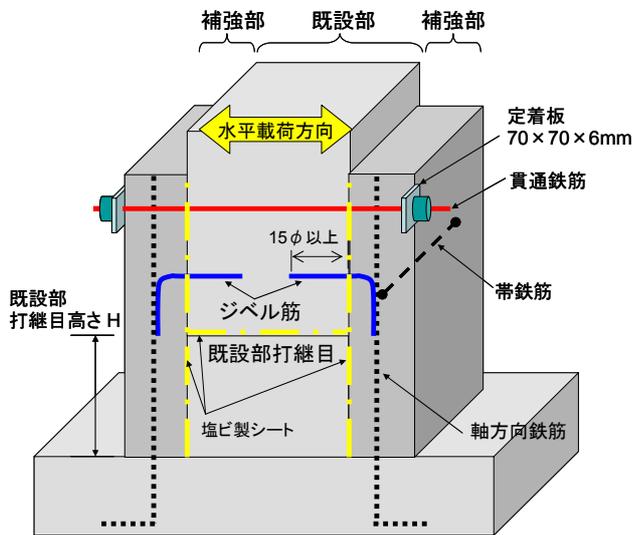


図 - 2 試験体断面略図

サンドイッチ補強では RC 巻立て補強のように補強部の帯鉄筋を橋脚全周には巻かない。RC 巻立て補強で帯鉄筋が負担していたせん断耐力相当分は、貫通鉄筋を配置することで負担する構造とした。また各試験体のせん断補強量がほぼ同等となるように配置を決めた。

貫通鉄筋は補強部および既設部を貫通し、既設部の表面でナットと定着板で固定した。なおナットは定着板の固定用とし、貫通鉄筋にはプレストレスをかけていない。

貫通鉄筋は両端部をナットで固定するためにねじふし鉄筋を使用した。

無筋橋脚の打継目を再現するため、フーチング上面からの高さ (H) が概ね 0.5La 相当となる位置 (RC-S-11 : H=700, RC-S-16 : H=750) で既設部に打継目を設けた。打継目における付着の影響を少なくするために、既設部の下段コンクリートが硬化後に塩ビ製の薄いシートを設置し、その上に既設部の上段コンクリートを打設した。また、ジベル筋の効果を明確にするために、上下の既設部表面をシートで覆った後に、補強部コンクリートを打設した。これらにより、橋脚く体の打継目上下の既設部および補強部と既設部との付着状態の大小の影響を受けない状態とした。補強部打設前の状況を写真-2 に示す。



写真 - 2 補強部打設前 (RC-S-16 基部)

各試験体のジベル筋配置は、次の考えに基づいている。
・試験体 RC-S-11 は補強部片面あたりのジベル筋量を、RC 巻立て補強の試験時に、最大荷重が計算値以上となったケースのジベル筋量²⁾と同量とした。ジベル筋の量は、せん断摩擦理論に基づいた既往の検討例³⁾⁴⁾を参考に、式(1)より求まる必要量以上を、それぞれの補強面に分散配置した。

$$A_{vf} = \frac{V}{f_{gy} \cdot \mu} \quad (1)$$

ここに、 A_{vf} : 必要アンカージベル鉄筋量 (mm²)

V : 既設部と補強部との間に働くせん断力

$$V = A_s \cdot f_{sy} \quad (2)$$

ここに、 A_s : 追加した軸方向鉄筋量 (mm²)

f_{sy} : 追加した軸方向鉄筋の引張降伏強度 (N/mm²)

f_{gy} : アンカージベル鉄筋の引張降伏強度 (N/mm²)

μ : 摩擦係数 (0.7)

・試験体 RC-S-16 は既設部と補強部との境界面に発生するせん断力に対して、境界面のコンクリートの摩擦は考慮せずにジベル筋のせん断力だけで負担できる量とする。また、補強部の端部または打継目近傍に配置されたジベ

ル筋位置では、補強部または既設部にひび割れが発生し、補強部 - 既設部間の力を伝達できなくなる場合が想定される。そこで、任意の一段のジベル筋がまったく機能しなくなった場合にその上下段のジベル筋が補完することで常に橋脚の一体性を保持できるように、全ジベル筋が機能すると仮定した場合の必要量の2倍のジベル筋量を配置した。

3.2 正負交番載荷試験の載荷方法

載荷装置図を写真 - 3 に示す。

鉛直荷重は試験中 144kN (0.2N/mm²) で維持した。

水平変位の載荷手順は、まず軸方向鉄筋のひずみ測定値が材料試験の結果から求まる降伏ひずみに達するまで載荷し、その水平変位を +1 , -1 とした。2 目以降は、1 の整数倍の変位を与えるのが一般的であるが、複数の実験結果の比較を容易にするために、試験体と同一断面の RC 橋脚とみなして算出した降伏変位⁵⁾を参考に =4.5mm と固定し、その整数倍を +2 , -2 , +3 , -3 の順に載荷した。10 を超えた場合は、両方向に 2 単位で変位を漸増させた。なお水平ジャッキの引き側に強制変位を与えたものを + , 押し側に変位を与えたものを - と表記している。

表 - 2 に水平変位および部材角の対応表を示す。

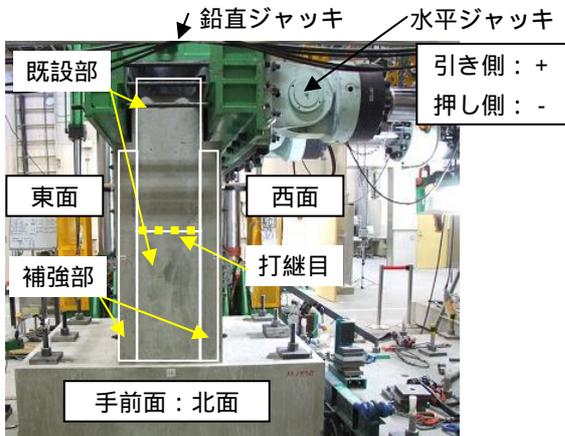


写真 - 3 載荷装置図

表 - 2 載荷変位および部材角の対応表

	2	6	10	14	20
水平変位 (mm)	9.0	27.0	45.0	63.0	90.0
部材角 (δ/La)	0.006	0.018	0.030	0.042	0.060

4. 試験結果および考察

4.1 載荷点荷重 - 変位曲線

図-3 に、各試験体の載荷点の荷重 - 変位関係を示す。

既設部と補強部が一体断面の RC 橋脚であると仮定し、鉄道標準⁵⁾により算出した値を便宜上計算値とし、図中の点線はこれら計算値をプロットしたものである。

(1) 試験体 RC-S-11 の荷重 - 変位関係

試験体 RC-S-11 では 6 までは荷重が増加し、その後徐々に減少した。8 までは実験の降伏荷重を維持した。降伏荷重、最大荷重は計算値には達しなかった。

このことから、試験体 RC-S-11 のジベル筋量では補強部と既設部の一体化には不十分であったことが確認された。

(2) 試験体 RC-S-16 の荷重 - 変位関係

試験体 RC-S-16 では 10 まで荷重が増加した。最大荷重は計算値を上回った。その後 12 まで降伏荷重を維持し、14 以降徐々に荷重が低下し破壊した。

4.2 ひび割れと荷重-変位曲線との関係

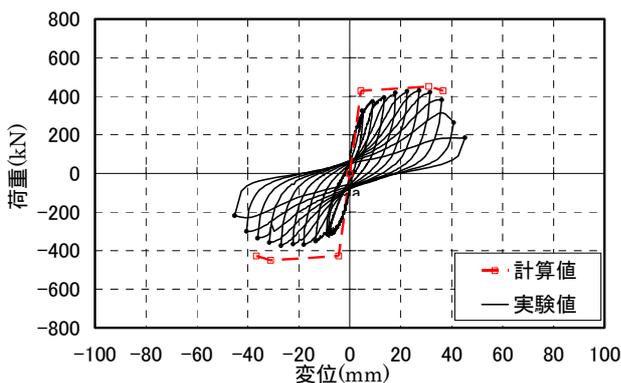
(1) RC-S-11 のひび割れ発生状況

正方向載荷時の各面のひび割れ発生状況を図 - 4 , 写真 - 4 に示す。

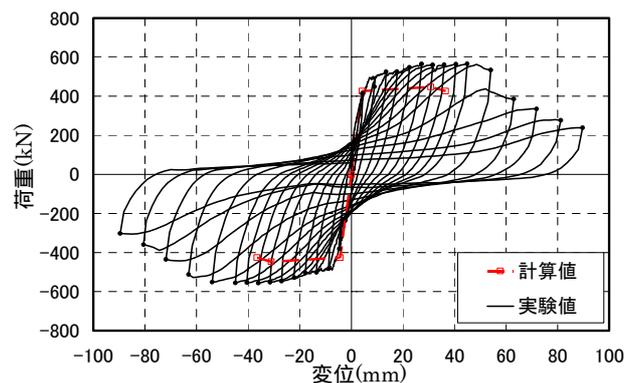
・引張側補強面のひび割れ

正方向載荷時の引張面のひび割れは以下のように伸展した。

1 から 2 で、補強部全域にわたって水平ひび割れが発生した。4 までに打継目位置 (H=700) より上の範囲に縦ひび割れが発生した。また最上段貫通鉄筋位置で水平ひび割れが増加した。5 から 6 にかけて縦ひび割れが徐々に下に伸展し、H=400 まで下がってきた。8 以降は H=700mm 以上の上段に多くの縦横のひび割れが発



試験体 RC-S-11



試験体 RC-S-16

図 - 3 荷重 - 変位関係

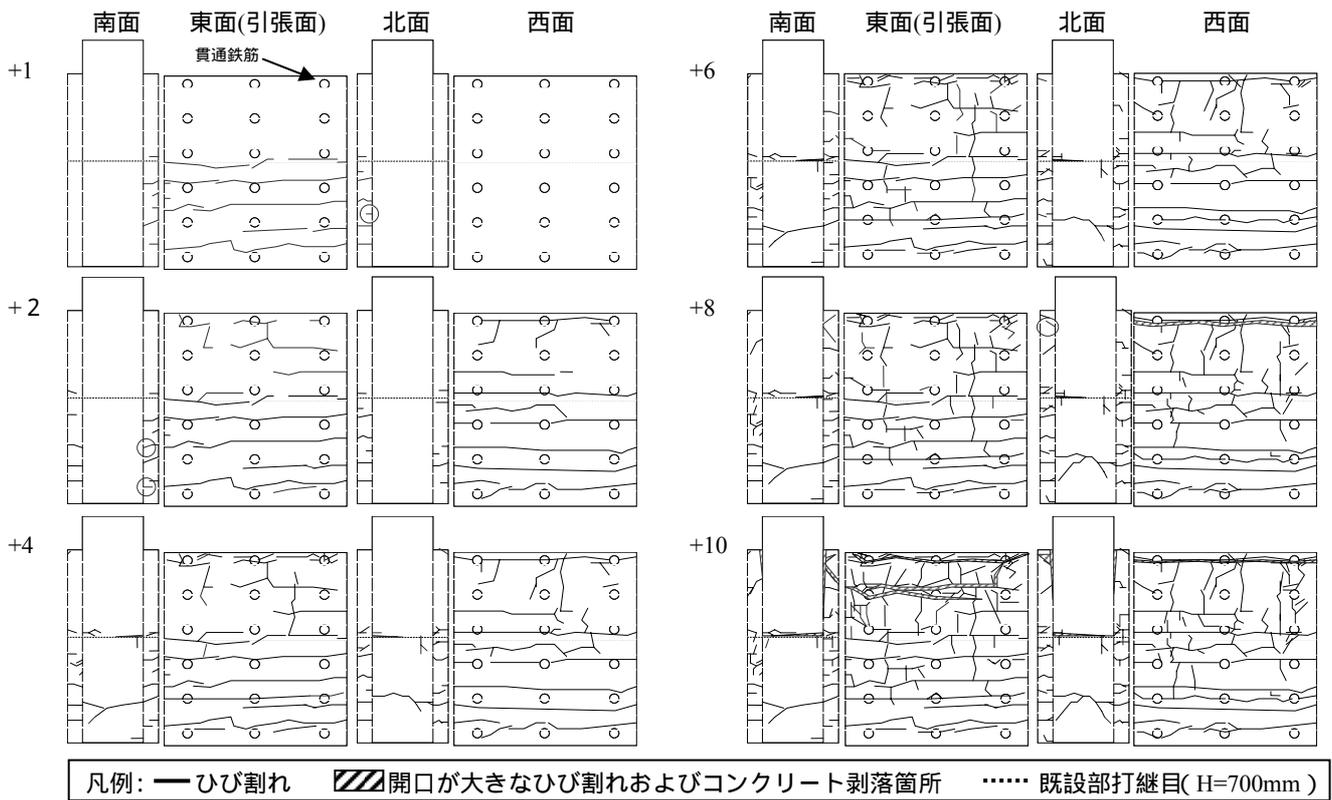


図 - 4 試験体表面ひび割れ発生図 (RC-S-11)

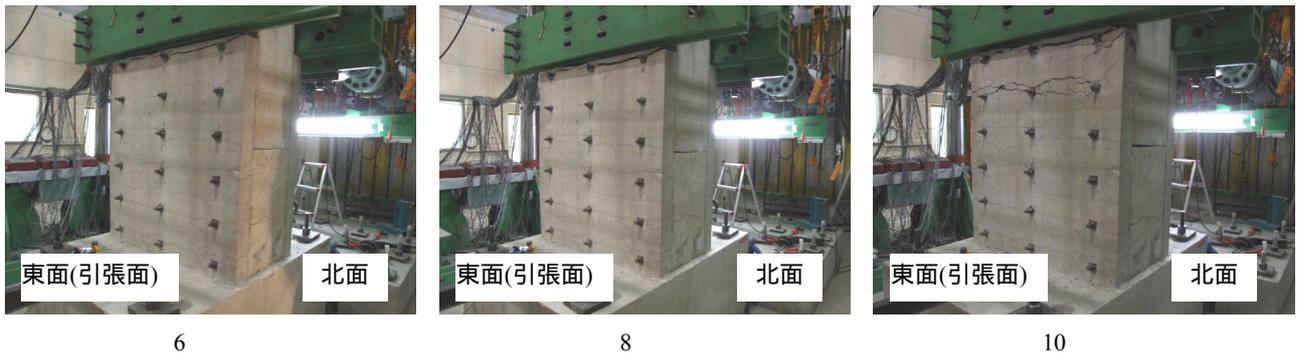


写真 - 4 引張面のひび割れ発生状況 (RC-S-11)

生じた。また圧縮側の補強部上端の水平ひび割れが大きく広がった。

橋脚基部のコンクリートが剥落した範囲があったものの、最終的に補強部と打継目より上部の既設部が分離して破壊した。

・側面のひび割れ

試験体側面となる南北面で、補強部および既設部のひび割れを確認した。

1 から 3 にかけて、引張側の補強部の H=100 ~ 700mm の範囲に水平ひび割れが発生した。

多くのひび割れは補強部の外側から橋脚く体内側に向かってひび割れが伸展する。しかし補強部に発生した水平ひび割れには、補強部と既設部の境界面から橋脚く体外側に向かって発生するひび割れがあった(以降、このひび割れを補強部逆ひび割れという)

4 以降、打継目の開きが徐々に大きくなり、補強部

の H=700 以上の範囲にも水平ひび割れが徐々に増えていった。10 時には、H=700mm 以上の範囲において補強部と既設部の分離が顕著になった。

(2) RC-S-16 のひび割れ発生状況

正方向載荷時の各面のひび割れ発生状況を図 - 5、写真 - 5 に示す。

・引張側補強面のひび割れ

1 載荷時点でフーチング上面からの高さ H=700mm までの範囲で水平ひび割れが発生した。

その後 7 までは、1D 区間内(フーチング上面から橋脚断面高さ D までの高さ: 試験体の H=0 ~ 600mm の範囲)に短い水平方向と縦方向のひび割れが多数発生したが、1D 区間以外はひび割れの伸展がほとんどなかった。

7 から 10 にかけて、縦方向のひび割れが徐々に 1D 区間から上方に向かって伸展し、H=900mm までとなっ

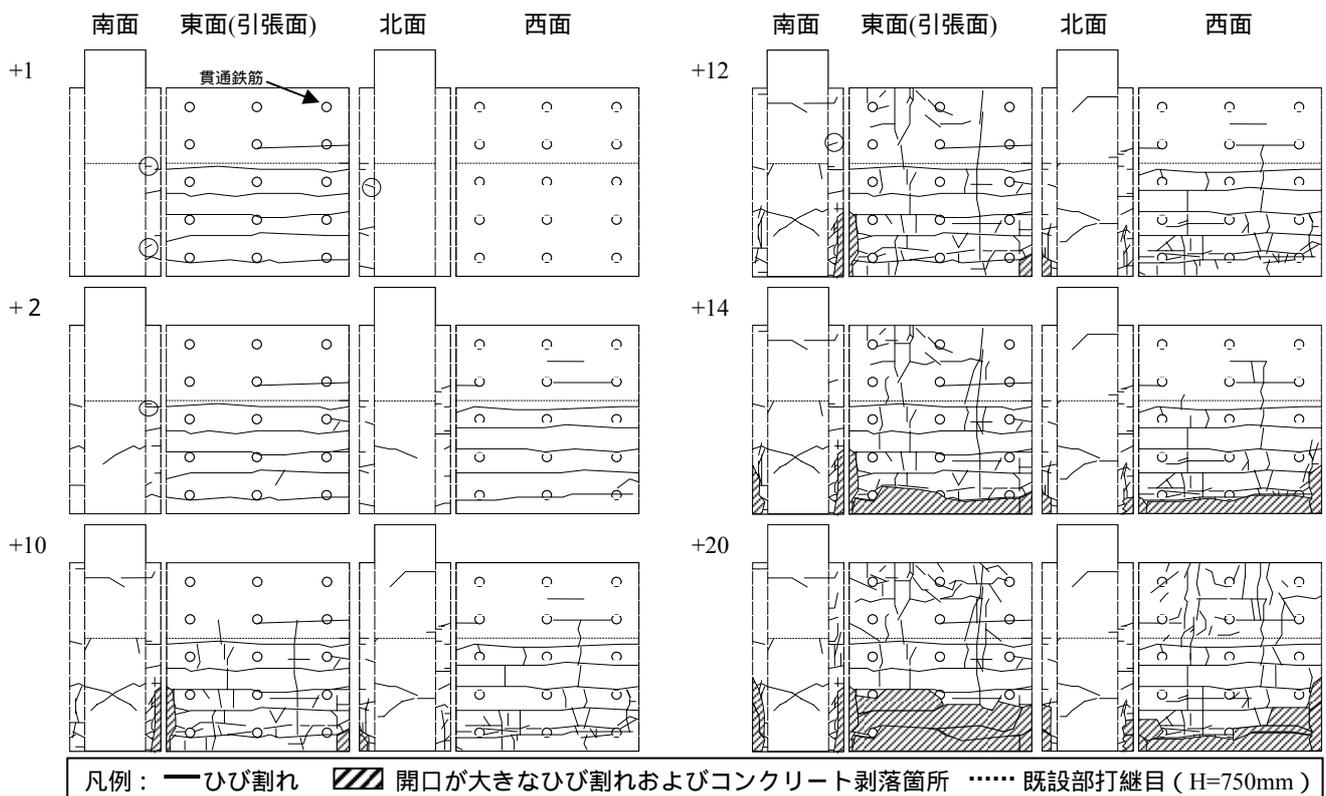


図 - 5 試験体表面ひび割れ発生図 (RC-S-16)

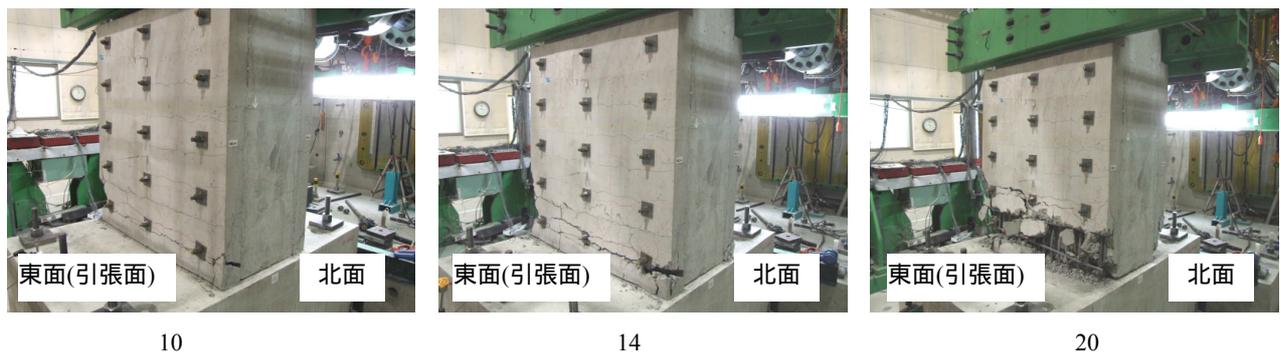


写真 - 5 引張面のひび割れ発生状況 (RC-S-16)

た。このとき縦ひび割れは貫通鉄筋を配置していない縦列に顕著に見られ、貫通鉄筋位置の上下には縦ひび割れはほとんど見られなかった。縦ひび割れの伸展とともに、1D 区間内でそれまで水平ひびがなかった高さにおいて新たな水平ひび割れが発生した。

12 载荷最中に縦方向のひび割れは補強部上端部 (H=1250mm) まで達した。このとき水平荷重が大きく低下した。

14 以降は全体で細かいひび割れが発生するとともに、柱基部では補強コンクリートの圧壊が進んだ。補強コンクリートの剥落が進むとともに、荷重は徐々に低下していった。

・側面のひび割れ

载荷方向直角面となる南北面で、補強部の側面および既設部のひび割れを確認した。

1 時点でフーチング上面から H=700mm にかけて補

強部側面に水平ひび割れが発生した。

補強部逆ひび割れも見られた。このひび割れは、引張側の補強面に発生することが多く、H=100~400 および打継目付近 H=700~800 での発生が多かった。また、発生時期も 1 から 5 までの発生がほとんどだったが、8 時に H=1200mm の圧縮側補強部に発生したのも見られた。

2 時点で既設部下段の無筋コンクリート部において、引張側から体中心に向かって水平ひび割れが発生した。このひび割れは、ジベル筋配置位置から発生していることを実験後確認した。サンドイッチ補強において貫通鉄筋とジベル筋を配置した場合に、既設部にもひび割れが発生することが確認された。

9 までは 1D 区間内にひび割れが発生したが、1D 区間以外にはひび割れが伸びず、16 以降徐々に縦ひび割れが上に伸展し、+18 時に H=1100mm 付近に達した。

4.3 鉄筋のひずみと荷重-変位曲線との関係

試験体 RC-S-11, RC-S-16 の正方向載荷時の引張側軸方向鉄筋およびジベル筋のひずみを図 - 6, 図 - 7 に示す。

ジベル筋には補強部・既設部の境界面でジベル筋の上下にひずみゲージを貼っている。グラフで正負のひずみが大きく広がっている箇所がジベル筋にひずみが大きく発生している箇所となる。

図 - 6 の軸方向鉄筋を見ると、圧縮側鉄筋は実験終了時までほとんどひずみが生じなかった。引張側鉄筋は 1

時にフーチング上面高さで降伏した鉄筋があるが、その後ひずみは大きくなり、最大ひずみは約 7700 μ であった。引張側ジベルは 1 で降伏した。また圧縮側引張側ともに、試験体の変位が大きくなるに従いひずみも大きくなった。

図 - 7 の軸方向鉄筋のひずみは、1D 区間のひずみが大きくなったが、1D 区間外のひずみは 12 まではほとんど生じなかった。12 以降、打継目高さ付近の引張側鉄筋のひずみが大きくなった。軸方向鉄筋の降伏は、5 時には基部から H=200 までの範囲内であったが、その後 12 程度までに徐々に降伏する範囲が上がっていくのが確認できた。これは、補強部の縦ひび割れの発生位置が変位の増加とともに上がっていくの一致し、軸方向ひずみと補強部の縦ひび割れの発生に相関関係があること

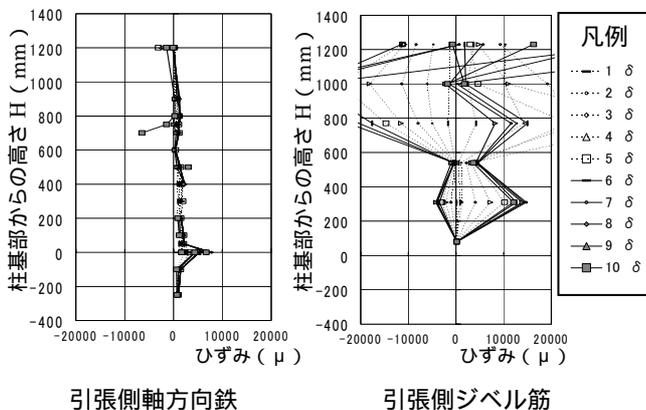


図 - 6 鉄筋のひずみ (RC-S-11)

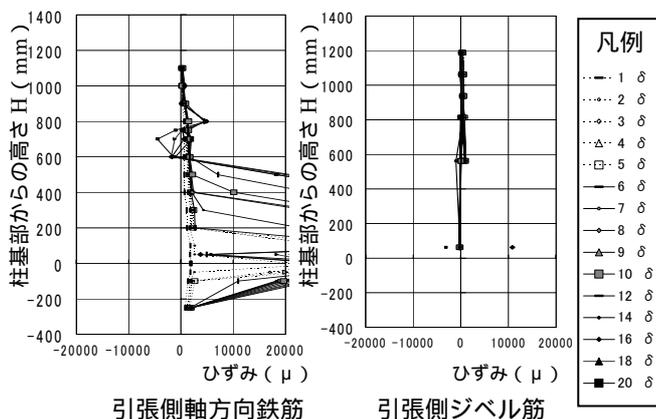


図 - 7 鉄筋のひずみ (RC-S-16)

がわかる。

試験体の破壊時に補強部には全域に縦ひび割れが発生している (図 - 5) のに対して、軸方向鉄筋のひずみは試験体上部ではまったく降伏していない。このことから、補強部基部のひび割れが進むことにより軸方向鉄筋に軸力が作用しなくなり、荷重低下が発生したのと考えられる。

ジベル筋は終局時を除いて降伏するものはなかった。

5. まとめ

本実験で得られた結論を以下に示す。

- (1)ジベル筋の量が不足し、補強部と既設部の一体化が不十分な場合、打継目より上部の変形が大きくなり、補強部と既設部が分離することで崩壊した。
- (2)既設部と補強部との一体化が不十分な場合、既設部からの力が補強部軸方向鉄筋に十分に伝達されないままジベル筋の変形だけが大きく進み、水平変位が大きくなるに従い補強部が既設部から剥がれ、その後大きく荷重低下し破壊した。
- (3)補強部と既設部とが一体化された場合、同一断面寸法の RC 断面橋脚と仮定して計算した最大水平荷重と同等以上の最大荷重となった。
- (4)補強部と既設部とが一体化された場合、ジベル筋は終局時まで降伏することなく、軸方向鉄筋のひずみは橋脚基部で大きくなり、RC 巻立て補強と同様に基部で破壊した。
- (5)補強部と既設部とが一体化された場合、補強部上端に縦ひび割れが発生すると大きく荷重低下した。
- (6)補強部と既設部とが一体化された場合、1D 区間内のコンクリートが剥落し破壊した。

参考文献

- 1) (社)日本鉄道施設協会：鉄道地震対策の研究報告書，昭和 60 年 3 月
- 2) 杉崎向秀，小林薫：打継目を有する無筋コンクリートを RC 巻き補強した橋脚の正負水平交番載荷実験，コンクリート工学年次論文集，Vol.29，No.3，pp.1093-1098，2007
- 3) 古谷ら：レンガ造及び無筋コンクリート造橋脚の鋼板巻き補強に関する実験的研究，土木学会第 41 回年次学術講演会，V-72，pp143-144，昭和 61 年 11 月
- 4) (財)鉄道総合技術研究所：レンガ・石積み，無筋コンクリート構造物の補修，補強の手引き，昭和 62 年 9 月
- 5) 運輸省鉄道局監修，鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・解説 コンクリート構造物，丸善，2004 年 4 月