

論文 基部を無補強としたせん断破壊先行型 RC 柱部材の性能確認試験

佐川 洋亮*1・山根 大*2・佐々木 尚美*3

要旨: 既設 RC 橋脚の耐震補強は、躯体を RC や鋼板で巻き立てる工法が標準工法となっているが、躯体が地中に埋まっている場合、掘削を行うための仮設工や橋脚周辺の支障物の撤去復旧等が必要となり、工事費・工期の増大が懸念される。本研究では、壁式 RC 橋脚を対象とし、地中部を除いた部分の躯体の補強を行うことで耐震性能を向上させることを目的とし、模擬試験体による正負交番載荷試験を実施した。補強によりせん断耐力を増加させ、せん断破壊型から曲げ破壊型へ破壊形態を移行させることを検討した結果、基部から 1.0D 程度以上を無補強とした場合、曲げ降伏後のせん断破壊形態となった。

キーワード: RC 柱, 無補強区間, 壁式 RC 橋脚, 耐震補強方法, 正負交番載荷, 破壊形態

1. はじめに

1995 年の兵庫県南部地震以降、鉄道構造物では脆性的な倒壊を防ぐため耐震補強を進めている。通常、鉄筋コンクリート（以降、RC という。）橋脚の補強においては、施工性や経済性の観点から、主に RC 巻き立て工法を用いた耐震補強が行われている。また、補強の範囲は、橋脚下端から天端までを巻き立てることが標準となっている。しかし、躯体が地中に埋まっている場合、掘削を行うための仮設工や橋脚周辺の支障物の撤去復旧等が必要となり、工事費・工期の増大が懸念される。

既往の文献¹⁾では、せん断破壊先行型の RC ラーメン高架橋の柱を対象として、塑性ヒンジが形成される箇所のみを鋼板巻きによる部分補強をすることにより、破壊形態が柱基部での破壊と無補強部での破壊の 2 種類に分類され、無補強部の耐力比だけでは、破壊形態の決定はできない結果が得られている。また、部材途中の補強を省略する高架橋柱の補強を行った研究²⁾では、鋼板巻き補強により柱の基部 1.0D 区間において部分補強を行った場合、柱部材の曲げ降伏後に、補強を省略した中間部においてせん断破壊となることが確認されている。しかし、橋脚のような長辺と短辺の比が大きい部材の基部を無補強とした場合の研究はあまり例がない。

そこで本研究では、補強を検討している既設の壁式 RC 橋脚を対象とし、壁式橋脚の気中部分の躯体のみを補強

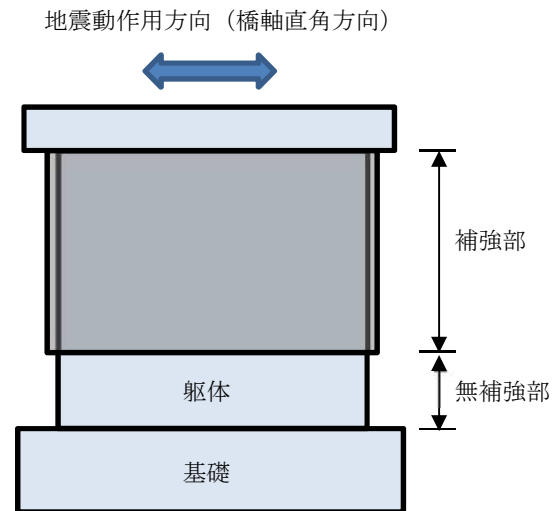


図-1 RC 壁式橋脚の補強のイメージ図

する（橋脚の基部を無補強とする）ことで橋軸直角方向のせん断耐力を増加させ、せん断破壊先行型から曲げ破壊先行型へ破壊形態を移行することができる補強方法を検討することとした。具体的には、柱状試験体を用いた正負交番載荷試験を実施し、補強効果の検証を行った。RC 壁式橋脚の補強のイメージ図を図-1 に示す。

表-1 試験体緒元

試験体名称	断面寸法	有効高さ	せん断スパン	a/d	軸方向鉄筋	帯鉄筋	補強材	補強範囲	無補強区間	a'/d
	$b \times D$				d					
無補強 A	250 × 1000	950	2375	2.5	D25 × 3	D6ctc300	-	-	-	-
RC巻き B	250 × 1000	950	2375	2.5	D25 × 3	D6ctc300	RC巻き	700	1525	1.61
RC巻き C	250 × 1000	950	2375	2.5	D25 × 3	D6ctc300	RC巻き	1325	900	0.95

*1 東日本旅客鉄道 (株) 構造技術センター 修 (工) (正会員)

*2 東日本旅客鉄道 (株) 構造技術センター

*3 東日本旅客鉄道 (株) 構造技術センター 課長 博 (工) (正会員)

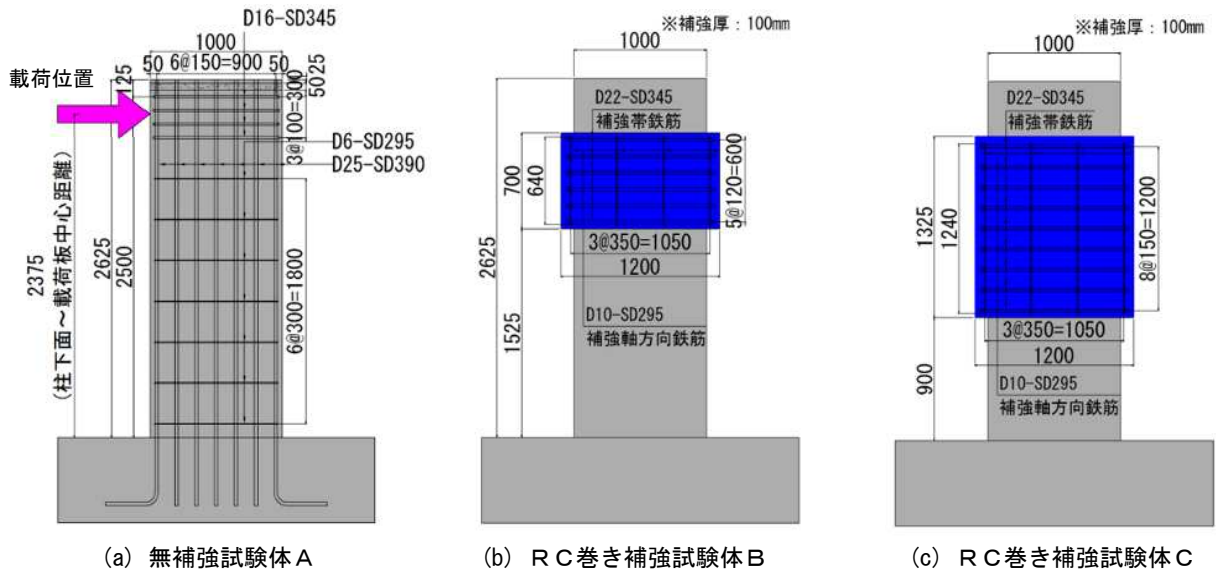


図-2 試験体の配筋および補強概要図

表-2 コンクリートの配合

セメント (kg/m ³)	水 (kg/m ³)	水セメント比 (%)	細骨材(1) (kg/m ³)	細骨材(2) (kg/m ³)	粗骨材 (kg/m ³)	混和剤 (%)
241	195	81.0	661	169	979	2.41

細骨材(1) : 陸砂 細骨材(2) : 砕砂 粗骨材 : 砕石 混和剤 : AE 減水剤

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体の諸元を表-1に、試験体の配筋および補強概要図を図-2に示す。試験体は無補強試験体(試験体A)を基準試験体とし、補強量と補強範囲を変えた試験体(試験体B, C)の計3体とした。試験体の寸法は、既設RC橋脚の1/6程度とし、断面寸法は、幅250mm×高さ1000mm、帯鉄筋比を同等程度とした。また、実構造物の曲げせん断耐力比(V_{yd}/V_{mu} :部材のせん断耐力(V_{yd})と柱が曲げ耐力に達するときのせん断力(V_{mu})の比で、以降、耐力比という。)は0.7程度であるが、確実にせん断破壊させるために、無補強試験体の耐力比を0.5程度とした。なお、柱の耐力比の計算に用いたせん断耐力(V_{yd})は、既往の評価式³⁾⁴⁾により算出したコンクリートが受け持つせん断耐力(V_{cd})と柱の内部に配置したせん断補強鉄筋が受け持つせん断耐力(V_{sd})の和とした。

RC巻きで補強した試験体Bは、せん断破壊型から曲げ破壊型へ移行させることを踏まえ、破壊形態がせん断破壊と曲げ破壊の境界を想定した補強後の耐力比を0.8程度に設定した。補強後の耐力比の算出にあたっては、無補強区間(a)を仮想せん断スパン⁵⁾として、 V_{cd} を算出して求めた。その結果、 a 'は1525mm、 a'/d は1.61となった。

RC巻きで補強した試験体Cは、曲げ破壊先行型の破壊形態となるよう補強後の耐力比を1.4程度に設定した。

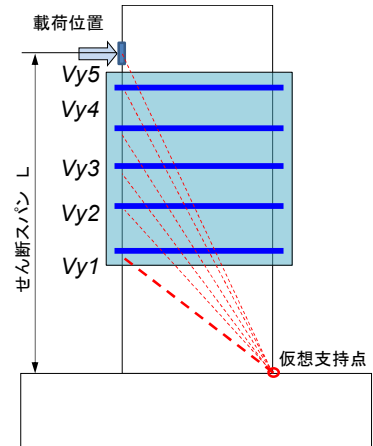


図-3 補強量算出の考え方

その結果、 a' は900mm、 a'/d は0.95となった。

また、補強部については、文献⁵⁾を基にせん断補強鋼材を断面高さ h の1/2より広げて配置する区間(拡大区間)を有する補強RC部材のせん断耐力の算出方法を参考に補強量を算出した。補強量算出の考え方を図-3に示す。せん断耐力算定上の仮想支持点を躯体フーチング面とし、この仮想支持点から相対する柱面のせん断補強鋼材1段目に対して直線を描き、その交点をせん断耐力算定上の仮想せん断スパンとし、仮想せん断スパン内でコンクリートが負担するせん断耐力 V_{cl} およびその区間に配置されるせん断補強鋼材と断面内に配置した帯鉄筋が負担するせん断耐力 V_{sl} を算出し、せん断補強鋼材1段目のせん断耐力 V_{y1} を式(1)により算出する。

$$V_{y1} = V_{cl} + V_{sl} \quad (1)$$

次に、仮想支持点をせん断補強鋼材2段目、3段目と上げて、再度、仮想せん断スパンを設定し V_{y2} および V_{y3} を式(2)、(3)により算出する。

$$V_{y2} = V_{c2} + V_{s2} + V_{sr1} \quad (2)$$

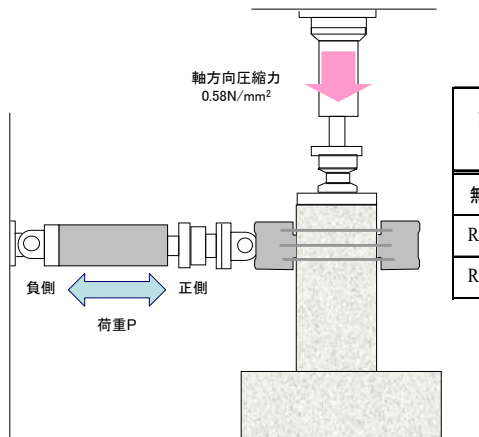


図-4 載荷装置概要図

表-3 材料試験結果

試験体名称	柱コンクリート f'_{ck} (N/mm ²)	補強コンクリート f'_{ck} (N/mm ²)	軸方向鉄筋 f_{sy} (N/mm ²)	既設帯鉄筋 f_{sy} (N/mm ²)	既設帯鉄筋降伏ひずみ (μ)	補強帯鉄筋 f_{sy} (N/mm ²)	補強帯鉄筋降伏ひずみ (μ)
無補強A	15.8	-	408.0	370.0	2009	-	-
RC巻きB	20.1	24.6	408.0	370.0	2009	363.0	2030
RC巻きC	22.6	28.2	408.0	370.0	2009	363.0	2030

表-4 各試験体の耐力比の計算値と実験値

試験体名称	計算値								実験値		
	降伏耐力 P_y (kN)	曲げ耐力 P_u (kN)	せん断耐力 V_{cd} (kN)	せん断耐力 V_{sd} (kN)	せん断耐力 V_{yd} (kN)	補強せん断耐力 V'_{yd} (kN)	耐力比 V_{yd}/V_{mu}		降伏荷重 P_{yexp} (kN)	最大荷重 P_{uexp} (kN)	降伏変位 δ_{yexp} (mm)
			補強前	補強前	補強前	補強後	補強前	補強後			
無補強A	376.3	493.0	188.5	64.5	253.0	—	0.51	—	—	367.5	—
RC巻きB	384.8	515.6	210.7	64.5	275.2	417.7	0.53	0.81	430.5	443.3	17.0
RC巻きC	389.2	528.1	218.9	64.5	283.4	743.2	0.54	1.41	411.8	549.5	13.5

$$V_{y3} = V_{c3} + V_{s3} + V_{sr1} + V_{sr2} \quad (3)$$

以降は仮想支持点を、全ての補強鋼材が仮想支持点になるまで計算を繰り返し、 $V_{y1} \sim V_{yn}$ のせん断耐力を算出する。せん断耐力 V_y は $V_{y1} \sim V_{yn}$ の一番小さい値とする。本試験体の補強帯鉄筋量は V_{y1} が最小となるように配筋量を決定した。その結果、試験体Bの補強部のせん断補強鉄筋はD22(SD345)を120mmピッチ、試験体Cのせん断補強鉄筋はD22(SD345)を150mmピッチで配置した。

また、使用したコンクリートの配合を表-2に示す。コンクリートの設計基準強度は21.0N/mm²とした。

RC巻き補強試験体の作製においては、既設RC橋脚部を打設後、表面処理を実施せずに6日後に補強部のコンクリートの打設を行った。その後28日間養生を行い、試験を実施した。

このように、柱基部を除いた上部のみを部分的に補強することで、せん断ひび割れが剛性変化点を指向し、仮想のせん断スパンを小さくすることで、せん断耐力を向上させるようにした。

2.2 載荷方法

正負交番載荷試験の載荷装置概要図を図-4に示す。軸方向圧縮応力度は補強を想定した既設RC橋脚の軸力を算出し、0.58N/mm²を鉛直ジャッキにより柱頭部に与えた。軸力を一定に与えた状態で、アクチュエーターにより水平荷重を載荷した。水平荷重載荷位置は柱下面から載荷板中心距離2375mm(図-2)とした。載荷位置は、全試験体とも同じである。載荷は、載荷位置での水

平変位が部材変形角1/400, 1/300, 1/200, 1/100, 1/75…となる変位を求め、各載荷サイクルを設定した。各サイクルでの繰り返し回数は3回とした。また、すべての試験体において、既設RC橋脚部の軸方向鉄筋、せん断補強鉄筋、補強部のせん断補強鉄筋にひずみゲージを設置し、発生ひずみを測定した。

3. 実験結果

各試験体に使用したコンクリートと鉄筋の材料試験結果を表-3に示す。柱および補強コンクリートの f'_{ck} は、載荷試験当日に行った試験結果である。また、これらの材料試験結果をもとに算出した各試験体の耐力比の計算結果および実験結果を表-4に示す。

3.1 各試験体の損傷状況および荷重と水平変位の関係

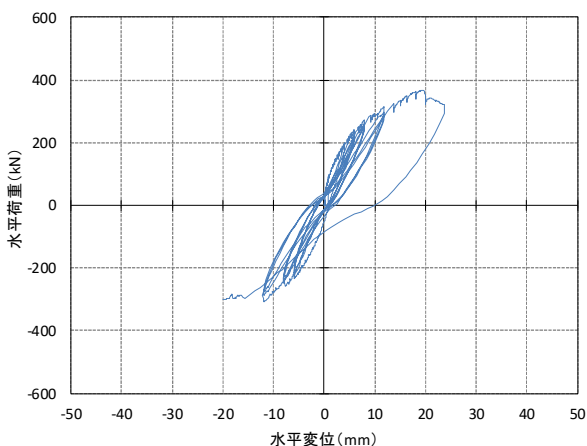
各試験体の最大荷重時と試験終了時の写真および荷重と水平変位の関係を図-5～図-7に示す。

3.1.1 無補強試験体A

無補強試験体Aは、図-5(a), (b)に示すとおり、載荷に伴い、曲げひび割れが発生し、曲げひび割れの一部が載荷点から載荷点の反対側の基部を結ぶ斜めひび割れへ進展し、斜めひび割れのひび割れ幅が大きくなり、荷重が急激に低下し、破壊した。この時、軸方向鉄筋は降伏していなかった。破壊状況からせん断破壊と判定した。また、図-5(c)に示すように、最大荷重に達すると急激に荷重が低下した。



(a) 最大荷重時 (b) 試験終了

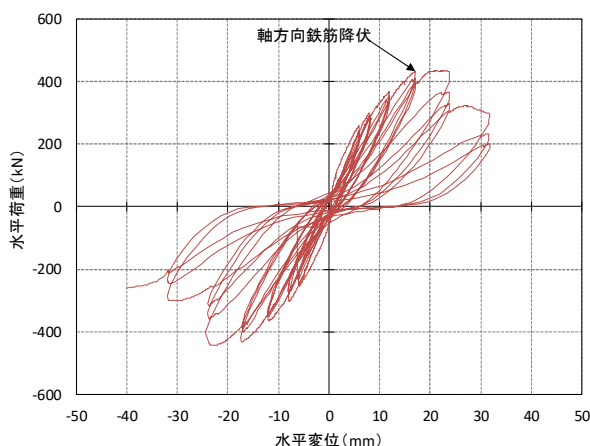


(c) 荷重と水平変位の関係

図一五 無補強試験体 A の損傷状況
および荷重と水平変位関係



(a) 最大荷重時 (b) 試験終了



(c) 荷重と水平変位の関係

図一六 RC 巻き強試験体 B の損傷状況
および荷重と水平変位関係

3.1.2 RC 巻き補強試験体 B

RC 巻き補強試験体 B は、図一六 (a), (b) に示すとおり、無補強部上端から基部へ伸びる斜めひび割れが拡大し、無補強区間の半分の高さ付近で斜めひび割れが交差した。載荷を続けると、無補強部における内部コンクリートの損傷が大きくなり、荷重が低下して無補強部で破壊した。補強部では、無補強部から補強部へ進展するひび割れが補強部高さ 50mm 程度まで発生した。その後載荷を続けると、補強部高さ 250mm までひび割れが分散して発生していたが、補強部下端から高さ 250mm より上側においては、ひび割れの発生はみられなかった。

荷重と水平変位は、図一六 (c) に示すとおり、軸方向鉄筋が降伏した後、次のサイクル時に最大荷重に達し、破壊した。よって、破壊形態は、曲げ降伏後のせん断破壊と判定した。

3.1.3 RC 巻き補強試験体 C

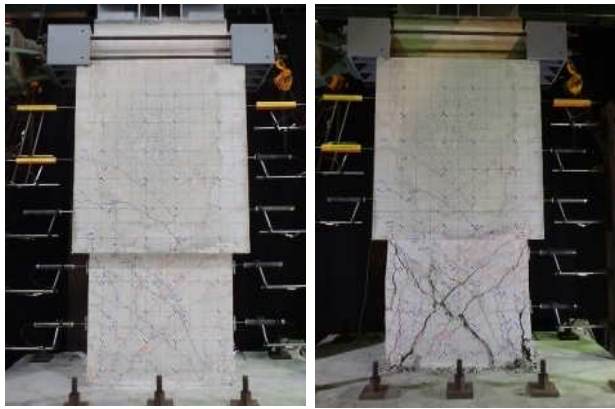
RC 巻き補強試験体 C は、図一七 (a), (b) に示すとおり、無補強区間においては、RC 巻き補強試験体 B と同様のひび割れ発生状況を示し、無補強部のみで変形が生じ、その後、載荷を続けると、無補強部で破壊に至った。

補強部では、部材変形角 1/300 となる変位 7.92mm の負側載荷時に、補強部下端から高さ 500mm 程度の位置に水平方向へ進展するひび割れが発生した。その後載荷を続けると、無補強部から補強部へ進展する斜めひび割れが分散して発生した。補強部下端から高さ 750mm より上側においては、無補強部から補強部へ進展するひび割れの発生はみられなかった。

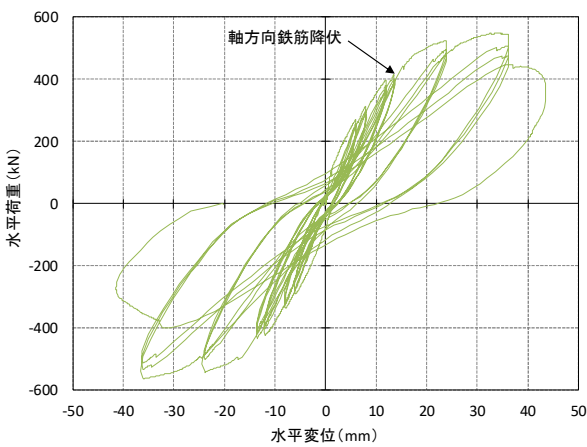
荷重と水平変位は、図一七 (c) に示すとおり、軸方向鉄筋が降伏し、2 サイクル後に最大荷重に達した後、荷重が急激に低下し、破壊した。よって、試験体 C は、計算上の曲げ最大荷重後に破壊する曲げ降伏後のせん断破壊 (文献⁹⁾) と判定した。

3.2 荷重と水平変位の包絡線

各試験体の荷重と水平変位関係の包絡線を図一八に示す。図中の○点は、正荷重載荷時の降伏点を示している。無補強試験体に比べ、補強範囲が大きい試験体ほど最大荷重が大きくなり、柱の降伏耐力を保持していることが確認できる。今回設定した RC 巻き補強試験体は、いずれもせん断耐力は増加し軸方向鉄筋は降伏したが、破壊形態は、変形性能を有する曲げ破壊型にはならなか



(a) 最大荷重時 (b) 試験終了



(c) 荷重と水平変位の関係

図-7 RC巻き強試験体Cの損傷状況
および荷重と水平変位関係

った。

3.3 補強部のせん断補強鉄筋ひずみ

3.1 および 3.2 の結果を踏まえると、RC 巻き補強試験体は、軸方向鉄筋が降伏した後せん断破壊する破壊形態を示したが、変形性能を有する曲げ破壊型にはなっていない。そこで、せん断耐力の見直しを行うこととした。せん断耐力の算出には、仮想せん断スパンの値が影響する。文献⁵⁾では、部材の計算上のせん断耐力と部材が曲げ耐力に達するときのせん断耐力の比（以下、部材の計算上のせん断余裕度という。）が 1.1 のときに部材じん性率 μ が 3 程度になるとある。試験体 C は、部材の計算上のせん断余裕度は 1.4 程度であったが、部材じん性率は 3 に満たず、変形性能は低かった。仮想せん断スパンの見直しにあたって、補強部のせん断補強鉄筋ひずみの発生状況を確認することとした。正側の最大荷重時における補強部のせん断補強鉄筋のひずみの値を図-9に示す。

RC 巻き補強試験体 B, C では、補強部におけるせん断補強鉄筋のひずみは、最大約 700 μ の応答であり、降伏ひ

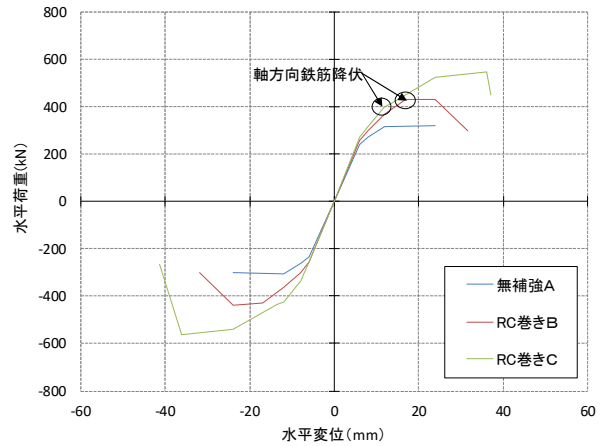
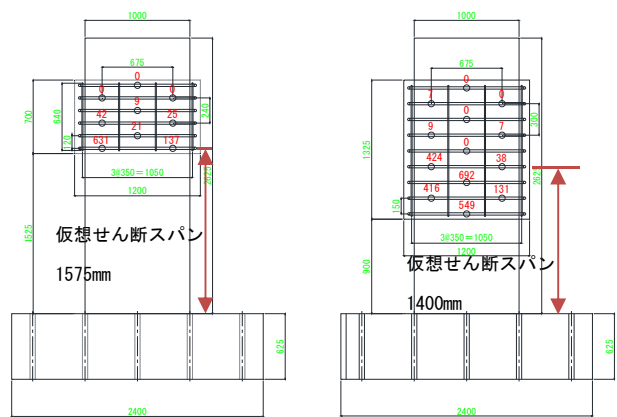


図-8 各試験体の荷重と水平変位関係の包絡線



(a) 試験体 B

(b) 試験体 C

図-9 正側の最大荷重時における
補強部のせん断補強鉄筋の引張ひずみ

ずみ (2,030 μ) に達している箇所はなかった。また、正側の最大荷重時における補強部のせん断補強鉄筋の引張ひずみの最大値はそれぞれ 631 μ , 692 μ であり、補強部の下側で発生していた。また、補強断面高さに対して下側半分にのみ、ひずみの応答が発生しており、上側においては、ほとんどひずみは発生していなかった。

4. 実験結果からの考察

無補強試験体は、せん断耐力の計算値と実験値に差異がみられた。そこで、全試験体において、せん断耐力算定に影響するせん断補強鉄筋量について再検討することとした。また、補強試験体については、仮想せん断スパンの見直しを行った。せん断補強鉄筋量の見直しにあたっては、既設 RC 橋脚部に生じた斜めひび割れと交差し、かつ最大荷重時に降伏ひずみに達している既設せん断補強鉄筋の本数を考慮することとした。

4.1 無補強試験体の再評価

無補強試験体では、せん断スパン内のせん断補強鉄筋 6 本が降伏していた。そこで、6 本の既設せん断補強鉄筋

表－５ 各試験体のせん断耐力見直し後の計算結果

試験体 名称	仮定せん断 スパン a (mm)		有効高さ d (mm)	考慮した既設 せん断補強 鉄筋本数 (本)	計算値						実験値 最大荷重 P_{uexp} (kN)
	当初	見直し			a'/d		せん断耐力 V'_{yd} (kN)		耐力比 V'_{yd}/V_{mu}		
					当初	見直し	当初	見直し	当初	見直し	
無補強 A	1575	—	950	6	1.66	—	253.0	328.9	0.51	0.67	367.5
RC巻き B	1525	1575	950	3	1.61	1.66	417.7	410.5	0.81	0.80	443.3
RC巻き C	900	1400	950	2	0.95	1.47	743.2	452.2	1.41	0.86	549.5

を考慮して V_{sd} を求めた。算出結果を表－５に示す。再検討の結果、実験値 367.5kN に対し、計算値 328.9kN となり、比率は 1.12 程度となった。

4.2 補強試験体の再評価

当初、補強試験体におけるせん断スパンは、無補強区間を仮想せん断スパンと設定し、補強後のせん断耐力の算出を行った。表－４に示すように、破壊形態を想定した耐力算出値と実験による最大値はほぼ妥当に評価できていると考えられる。しかし、破壊状況から変形性能を有する曲げ破壊型にはなっていないことから、せん断耐力の算出に影響を与える仮想せん断スパンの値を見直した。仮想せん断スパンの値は、試験体のひび割れ発生状況および補強部のせん断補強鉄筋のひずみの発生状況から求めた。本稿では、補強部のせん断補強鉄筋のひずみの値が 100μ 以上発生している箇所を無補強区間とみなし、 100μ 以上のひずみが発生している補強部のせん断補強鉄筋位置から柱下面までを仮想せん断スパンとした。また、無補強試験体同様、最大荷重時に降伏ひずみに達している既設せん断補強鉄筋の本数を考慮して V_{sd} を算出した。補強試験体におけるせん断耐力見直し後の計算結果を表－５に示す。表－５より、再評価の結果、試験体 B は耐力比 0.8、試験体 C は耐力比 0.9 程度となった。試験体 C の耐力比も 1.0 を切る結果となったが、実験結果を踏まえると今回の試験体のせん断耐力については、見直し後の値がより妥当に評価できていると考えられる。よって、変形性能を有する完全な曲げ破壊型へ移行するには、無補強区間を設ける範囲によっては、せん断補強鉄筋量や仮想せん断スパンなど再評価による検討も必要と考えられる。

5.まとめ

壁式 RC 橋脚を対象とし、地中部を除いた部分の補強を行うことで耐震性能を向上させることを目的とし、橋軸直角方向のせん断耐力を増加させ、せん断破壊型から曲げ破壊型へ破壊形態を移行させることを検討した。今回実施した試験の範囲内で得られた知見を以下に示す。

(1) 無補強区間を基部から $1.0D$ 程度以上とした試験体

では、曲げ降伏後のせん断破壊型には移行できたが、変形性能を有する曲げ破壊型にはならなかった。

(2) 実験結果を基にせん断補強鉄筋量や仮想せん断スパンの見直しを行い、補強後のせん断耐力の再計算を行った結果、実験による破壊形態を評価するにあたり、変形性能を有する曲げ破壊型へ移行するには、無補強区間を設ける範囲によっては、せん断補強鉄筋量や仮想せん断スパンなど再評価による検討も必要と考えられる。

今後は、さらなる実験の実施や解析等を行うことにより、所要の耐震性能を満足できる橋脚基部の補強（無補強範囲や補強量、耐力の算出方法）について、検討を進めていきたい。

参考文献

- 1) 倉岡希樹, 小林將志: 鋼板巻き耐震補強工法において補強鋼材を分割して配置する場合の補強設計, SED:Structural engineering data, No.40, pp.146-153, 2012.11
- 2) 松本浩一, 幸田和明, 石川健一, 加藤健二, 小林寿子, 築嶋大輔: 部材途中で補強を省略する高架橋柱の合理的耐震補強方法の開発, SED:Structural engineering data, No.32, pp.90-99, 2009.7
- 3) 国土交通省鉄道局監修, 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説(コンクリート構造物), 丸善, 2004.4
- 4) 二羽淳一郎, 山田一字, 横沢和夫, 岡村甫: せん断補強鉄筋を用いない 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, 1986.8
- 5) 小林將志, 石橋忠良, 下村匠: 塑性ヒンジ領域の補強鋼材を広げて配置した補強 RC 柱の耐震性能に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.2, V-71, pp.135-148, 2015
- 6) 白子将則, 吉川弘道: RC 柱部材のせん断劣化と変形性能評価に関する研究, 土木学会論文集, No.802, V-69, pp.1-14, 2005