

論文 腐食範囲を柱基部付近に設けた鋼板巻き補強柱の耐震性能に関する実験的検討

佐々木 尚美*1・松田 聡美*2

要旨: 鋼板巻き耐震補強工法を用いた高架橋柱では、経年劣化により、鋼板の局所的な腐食が発生している。特に、土被りの浅い地際部に腐食が生じると、柱基部（1D 区間）の腐食となり、補強後の変形性能に影響を与える可能性がある。そこで、最小土被り（0.5D）を想定した位置に腐食範囲がある状態を模擬した試験体により、交番載荷試験を実施した。その結果、断面寸法 400×400mm、軸方向鉄筋 D19、鋼板腐食を模擬した鋼板補強省略範囲が柱基部から 0.5D を中心に 0.45D の区間を腐食範囲とした場合、じん性率 6 以上の変形性能を有することを確認した。

キーワード: 鋼板巻き、耐震補強、鋼板、腐食、RC ラーメン高架橋、柱、じん性率

1. はじめに

当社では、1995 年に発生した兵庫県南部地震以降、既設 RC 柱の周囲を鋼板で巻き立てて、柱の変形性能を向上させる鋼板巻き耐震補強工法¹⁾（以下、本工法という。）が多く用いられてきた。よって、長いものでは、補強から約 30 年経過しており、本工法を用いた RC ラーメン高架橋柱では、経年劣化により、地表面付近（以降、地際部という。）において、図-1 に示すような局所的な腐食が生じており、耐震性能の低下が懸念されている。

当社管内における約 800 本の RC ラーメン高架橋柱の鋼板腐食範囲について調査した結果、1D（D:柱幅）区間内に腐食範囲があるものは、約 44%であった²⁾。また、鋼板腐食を模擬した試験体において、腐食範囲（鋼板補強省略範囲）が柱基部から 1D 以内にあり、その高さが 0.35D 以下であれば、じん性率 10 程度以上の変形性能を有していることを確認している²⁾。そこで本稿では、現状想定されるもっとも厳しい条件下における、鋼板腐食範囲を設定した場合の変形性能について実験的検討を行った内容について述べる。

2. 実験の概要

2.1 試験体の諸元

試験体の諸元を表-1 に示す。すべての試験体におい



図-1 地際部の柱の腐食状況

て、柱断面寸法を 400mm×400mm、せん断スパンを 1,150 mm、せん断スパン比を 3.19、引張鉄筋を D19 ×5 本（引張鉄筋比を 0.99%）、鋼板厚を 3.2mm、鋼板の強度を SS400、柱と鋼板の隙間に充填する無収縮モルタルの強度を 40N/mm²とした。これらは、既往の実験^{2),3)}を踏まえて設定した。

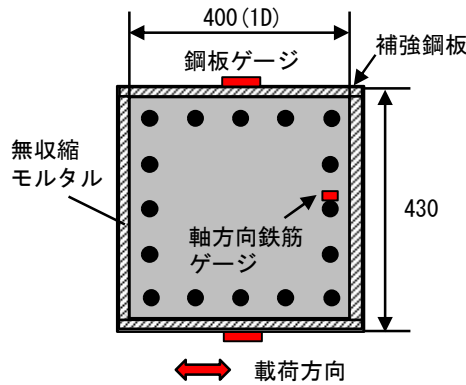
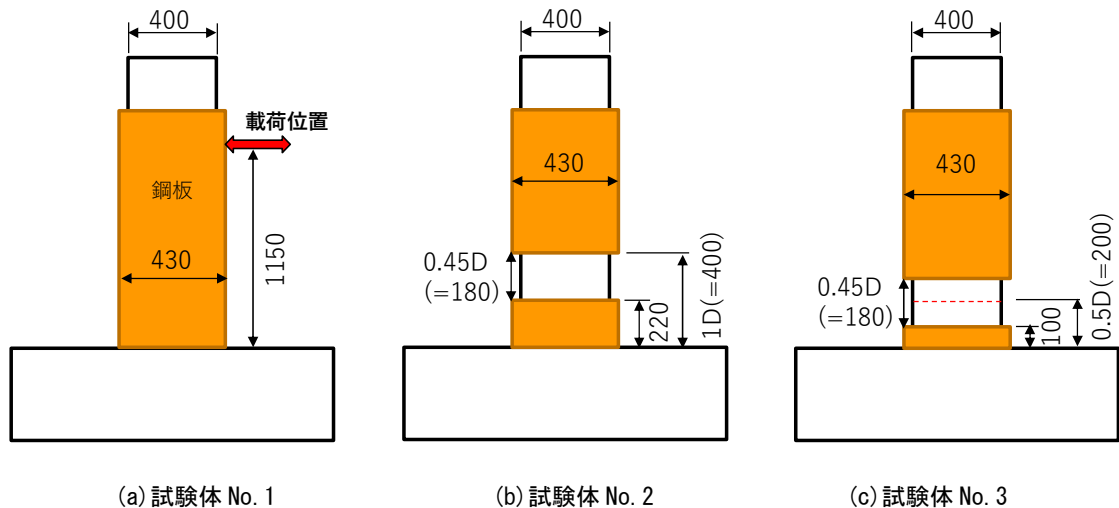
試験体は、鉄道 RC ラーメン高架橋の一般的な柱を縮小して設定したが、鋼板巻き補強の補強効果を確認するため、いずれの試験体も補強前の破壊形態としてせん断破壊先行型となるよう、帯鉄筋を配置していない。せん断破壊先行型とするため、補強前の曲げ耐力に対するせん断耐力の余裕（以降、耐力比といい、耐力比=せん断耐力: V_u / 曲げ耐力に達するときのせん断力: V_{mu} にて算出する。）が 0.7 程度³⁾以下となるように設定した。補強

表-1 試験体諸元

試験体 No.	柱断面 b×h (mm)	せん断スパン a (mm)	せん断スパン比 a/d	引張鉄筋 (鉄筋比)	帯鉄筋	鋼板厚 t (mm)	柱基部から鋼板無し 範囲までの高さ (mm)	鋼板無し範囲 (mm)	コンクリート 強度 (N/mm ²)	軸方向鉄筋 降伏強度 (N/mm ²)	耐力比 (V_u/V_{mu})	
											鋼板設置範囲	鋼板無し範囲
1	400×400	1150	3.19	D19×5 (0.99%)	無し	3.2	-	-	41.5	392.9	3.28	0.69
2							220(0.55D)	180(0.45D)	25.8	378.9	2.89	0.65
3							100(0.25D)	180(0.45D)	31.6	393.8	2.74	0.66

*1 東日本旅客鉄道（株） JR 東日本研究開発センター 主幹研究員 博（工）（正会員）

*2 東日本旅客鉄道（株） JR 東日本研究開発センター 研究員（正会員）



(d) 柱断面図およびゲージ貼付位置

図-2 試験体の概要

後の試験体は、鋼板補強による補強後の耐力比が 2.0 以上となるようにした。

試験体 No.2 および試験体 No.3 は、試験体 No.1 と同様の試験体諸元とし、1D 区間内に腐食を模擬した区間（鋼板を省略した区間）を設けたものである。試験体 No.2 と試験体 No.3 の違いは、柱基部からの腐食範囲の位置である。

試験体の概要を図-2 に示す。RC 柱には帯鉄筋を配置せず、鋼板の腐食範囲を安全側に模擬し、鋼板が全く無い状態の試験体とした。図-2(a)に示す試験体 No.1 は、腐食のない健全な補強試験体である。柱全長に渡って、鋼板（厚さ 3.2mm）を巻き立てたものである。これに対し、図-2(b), (c) に示す試験体 No.2 および試験体 No.3 は、柱基部から 1D 区間内で腐食が発生している状態を模擬したものである。試験体 No.2 は、柱基部 1D から下に 0.45D [柱基部から 220mm の上部に 180mm (0.45D)] の範囲が腐食している状況を模擬した。試験体 No.3 は、想定できる最も土被りが薄い箇所として地際部が 0.50D の位置にあると想定し、さらに、腐食状況として最も厳

表-2 コンクリート配合

基準強度 (N/mm ²)	スランブ (cm)	粗骨材の 最大寸法 (mm)	セメント の種類	W/C (%)	単位水量 (kg/m ³)	空気量 (%)
24	18	20	普通ポルトランド	54.5	180	4.5±1.5

しい条件下であることを想定した試験体である。柱基部から 0.5D を中心に 0.45D [柱基部から 100mm の上部に 180mm (0.45D)] の範囲が腐食している状況を模擬した。腐食範囲 0.45D は、実構造物の調査で地上部に最大 200 mm 程度まで腐食があるものが地下部にも同様に存在すると想定し、一般的な柱幅 D (800~1,000mm) の最大腐食範囲を 400mm (約 0.45D) として設定したものである。

基本となるコンクリートの配合を表-2 に示す。コンクリートは、既設のコンクリート強度を想定し、設計基準強度を 24N/mm² に設定した。

2.2 荷重方法

試験は、静的水平交番荷重を行った。試験体の荷重位置を図-2(a)に示す。水平方向の荷重は、3,000kN まで荷重可能なアクチュエータを用いた。軸力は門型フレーム

表－3 試験結果

No.	降伏荷重 (kN)			最大荷重 (kN)			降伏変位 δ_y (mm)	終局変位 δ_u (mm)	じん性率
	実験値 P_{ye}	算定値 P_{yc}	P_{ye}/P_{yc}	実験値 P_{maxe}	算定値 P_{maxc}	P_{maxe}/P_{maxc}			
1	258.0	217.1	1.19	317.4	278.8	1.14	5.7	81.4	14.4
2	208.1	203.1	1.02	298.6	255.1	1.17	5.9	51.4	8.7
3	224.4	213.5	1.05	270.6	269.1	1.01	7.1	45.0	6.4

に取り付けた鉛直アクチュエータにより、一般的なラーメン高架橋の柱の軸力を想定し、156.8kN（平均軸圧縮応力度：0.98N/mm²）を一定で与えた。交番載荷試験により、引張側となる最外縁の軸方向鉄筋のひずみが、材料の引張試験から求まる降伏ひずみに達したときの変位を降伏変位（ δ_y ）、その時の荷重を降伏荷重（ P_y ）とした。載荷は、荷重制御により、正負1サイクル（1 δ_y ）を実施し、その後は、降伏変位の整数倍の変位を変位制御により、各1サイクルずつ（変形性能および損傷評価を行うにあたり、軸方向鉄筋が低サイクル疲労により破断することを抑制するため1サイクルとした）交番載荷を行った。いずれの試験体も、荷重が降伏荷重（ P_y ）の1/2程度に低下するまで載荷した。

2.3 ひずみの計測

鉄筋および鋼板にひずみゲージを貼り付けた。柱断面図およびひずみゲージ貼付位置を図－2(d)に示す。図－2(d)に示すゲージ位置は、主な貼り付け箇所を示している。軸方向鉄筋には柱基部から高さ800mmまで200mm間隔で貼り付けた。補強鋼板には、軸方向鉄筋同様に柱基部から200mm間隔を基本とし、鋼板省略範囲を含め、鋼板上下端部から20mmの位置に水平方向に貼り付けた。

3. 試験結果と考察

3.1 材料強度

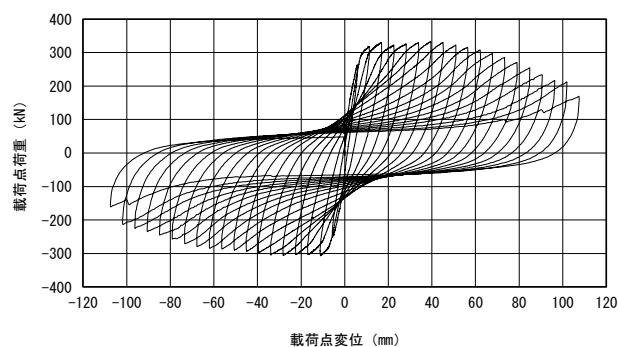
試験体に使用した材料強度の試験結果を表－1に示す。また、補強鋼板の降伏強度は平均308.2N/mm²、鋼板と柱の隙間に充填したモルタルの圧縮強度は平均44.1N/mm²であった。

3.2 降伏荷重、最大荷重の実験値と算定値

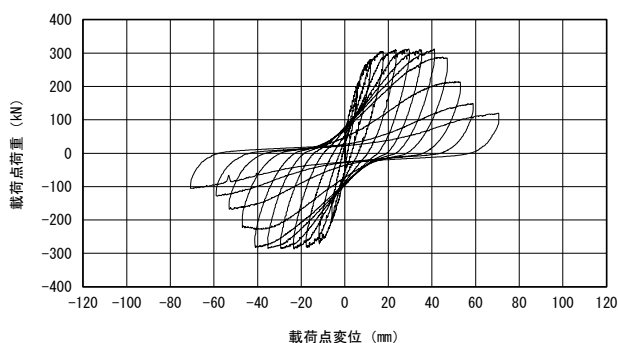
降伏荷重、最大荷重の実験値と算定値を表－3に示す。算定値は、鉄道構造物等設計標準⁴⁾の式より求めた。今回、コンクリート強度にばらつきが生じたが、いずれの試験体も実験値は算定値を上回った。

3.3 降伏変位、終局変位、じん性率

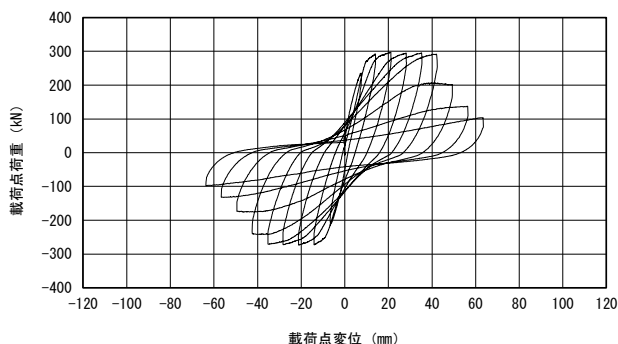
降伏変位（ δ_y ）、終局変位（ δ_u ）、じん性率を表－3に示す。終局変位（ δ_u ）は降伏荷重を下回らない変位を示し、じん性率（ μ ）は終局変位を降伏変位で除したものである。降伏変位は、No.3試験体が1mm程度大きかつ



(a) 試験体 No. 1



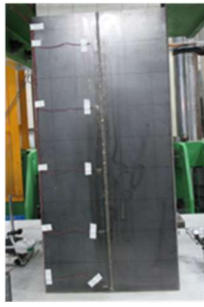
(b) 試験体 No. 2



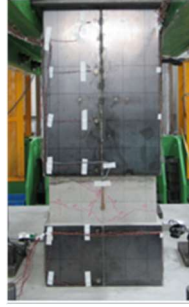
(c) 試験体 No. 3

図－3 荷重変位関係

た。じん性率は、健全な補強試験体 No.1 が $\mu=14.4$ 、腐食範囲が0.5Dより上に位置する試験体 No.2 が $\mu=8.7$ 、腐食範囲が0.5Dを中心に位置する試験体 No.3 が $\mu=6.4$ であった。



(a) No. 1



(b) No. 2

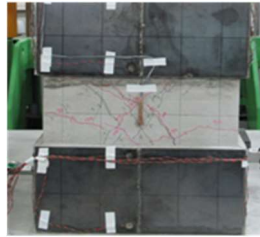


(c) No. 3

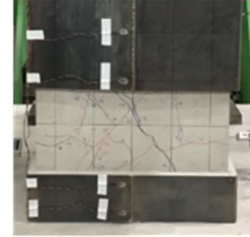
(1) 降伏時



(a) No. 1 (6δ)



(b) No. 2 (5δ)

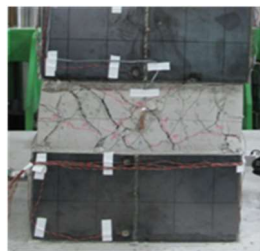


(c) No. 3 (3δ)

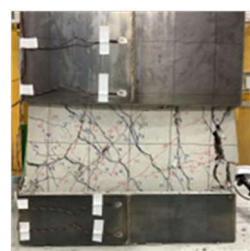
(2) 最大荷重時



(a) No. 1 (14δ)



(b) No. 2 (8δ)



(c) No. 3 (6δ)

(3) 終局時付近



(a) No. 1



(b) No. 2



(c) No. 3

(4) 試験終了後



(a) No. 1



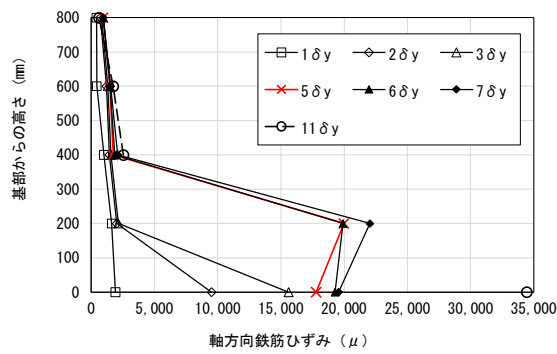
(b) No. 2



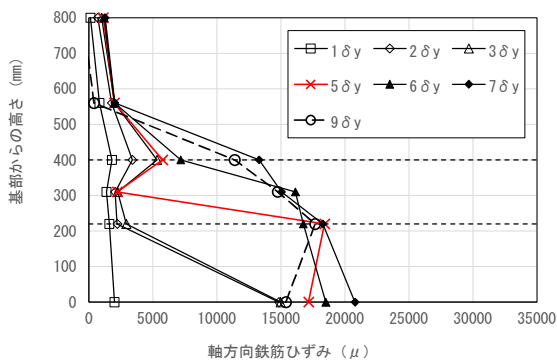
(c) No. 3

(5) 鋼板撤去後

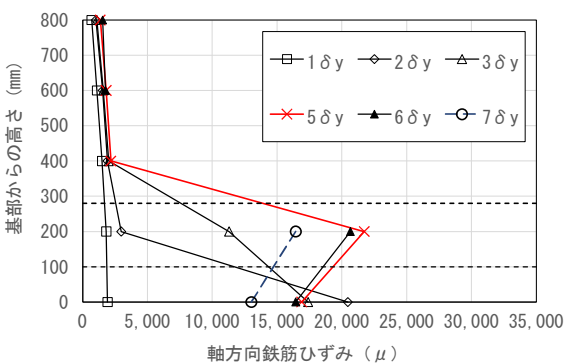
図-4 各試験体（载荷方向に対し直角方向となる面）の損傷状況



(a) 試験体 No. 1

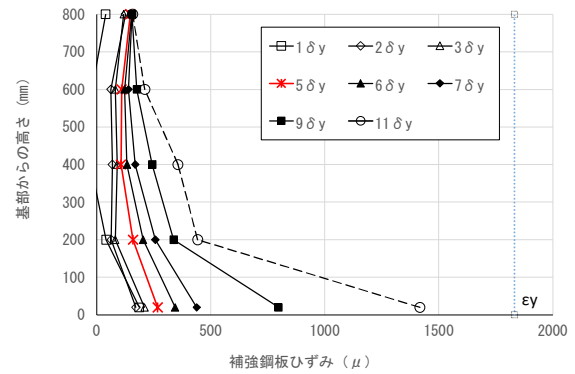


(b) 試験体 No. 2

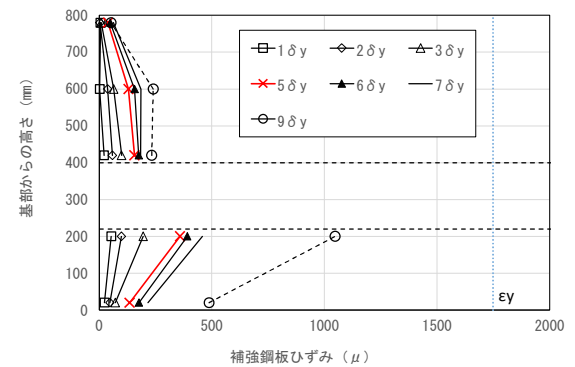


(c) 試験体 No. 3

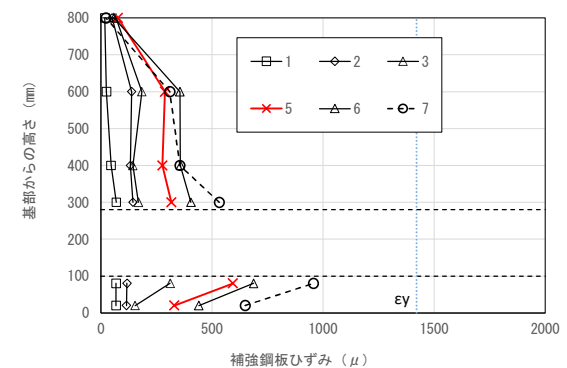
図-5 軸方向鉄筋のひずみ分布



(a) 試験体 No. 1



(b) 試験体 No. 2



(c) 試験体 No. 3

図-6 鋼板のひずみ分布

3.4 荷重と変位の関係

各試験体の荷重変位関係を図-3 に示す。腐食のない健全補強試験体 No.1 はじん性率 10 を超え、荷重の低下も緩やかな挙動を示した。一方、腐食範囲を有する試験体 No.2 および試験体 No.3 は、荷重が落ち始めると、急激に耐力が低下した。

3.5 損傷状況

各試験体の損傷状況を図-4 に示す。図-4(1)に降伏時、図-4(2)に最大荷重時、図-4(3)に終局時付近、図-4(4)に試験終了時、図-4(5)に試験終了後に鋼板を撤去した状況を示している。

試験体 No.1 は、最大荷重時までは大きな変化は見られず、10 δ 付近で鋼板のはらみが生じ、19 δ 時に軸方向鉄筋が柱基部で破断した。図-4(5)(a)に示すように、鋼板内の柱基部は、基部から 400mm の高さまでかぶりコンクリートが剥離し、軸方向鉄筋内部のコアコンクリートにも損傷が見られた。しかし損傷しているものの、コアコンクリートは保持されている状態だった。

試験体 No.2 は、最大荷重時まで鋼板のない部分のコンクリートに曲げひび割れおよび斜めひび割れが発生していることを確認した。終局付近まで、鋼板の無い部分のひび割れが増え、ひび割れ幅も広がり、かぶりコンクリ

ートの浮きも生じていた。図-4(5)(b)に示すように、鋼板が設置されていた基部から高さ 400mm (1D) から上部のコンクリートにはほとんど損傷は見られなかった。一方、柱基部から 220mm の範囲の鋼板部は上部に向かって空くようにコンクリートが損傷していた。コアコンクリートは、基部から 200mm 程度の高さ中央に向かってヒンジを形成するような破壊となっていた。

試験体 No.3 は、終局付近までは試験体 No.2 同様、鋼板の無い部分のコンクリートにひび割れが生じたが、軸方向鉄筋に沿うような鉛直方向のひび割れも生じていた。図-4(4)(c)に示すように、試験終了時には、かぶりコンクリートがほぼ剥落していた。図-4(5)(c)に示すように、試験体 No.2 同様、鋼板が設置されていた基部から高さ 300mm より上部の損傷は少なく、基部から 100mm の鋼板範囲のコンクリートはほぼ無くなっていた。基部から 200mm 位置の軸方向鉄筋の変形が大きく、試験体 No.2 に比べ、コアコンクリートの損傷も大きかった。

3.6 鉄筋と鋼板のひずみ分布

各試験体の軸方向鉄筋のひずみ分布を図-5 に、鋼板のひずみ分布を図-6 に示す。なお、鋼板のひずみの値は、図-2 で示した 2 か所のうち、最大値が大きい面での値を示している。また、最大荷重時付近のひずみのデータとして、いずれの試験体も $5\delta_y$ 時のひずみの分布を赤線で示した。

図-5(a)に示すように、試験体 No.1 は、最大荷重時で基部から高さ 200mm 位置で $20,000\mu$ に達し、計測できた終局前の $11\delta_y$ 時には基部 0mm の位置で $35,000\mu$ に達していた。前述したように、軸方向鉄筋は 19δ 時に柱基部で破断した。

図-5(b)に示すように、試験体 No.2 は、最大荷重時に基部から 200mm 位置で $18,000\mu$ 程度となり、基部の $20,000\mu$ 程度に達したが、終局後はひずみの値が減少した。試験終了まで、軸方向鉄筋の破断は生じなかった。

図-5(c)に示すように、試験体 No.3 は、最大荷重時に基部から 200mm 位置で $20,000\mu$ を超えたが、その後は、試験体 No.2 同様にひずみの値は減少し、鉄筋の破断には至らなかった。試験体 No.2 および試験体 No.3 においては、鋼板の無い範囲でかぶりコンクリートが剥落し、拘束が無くなった軸方向鉄筋が変形することで鉄筋に生じる引張ひずみも減少し、破断に至らなかったと考えられる。

図-6(a)に示すように、試験体 No.1 の鋼板は、柱基部のひずみが最大となり、柱上部に向かうにつれ、ひずみの値は小さくなっている。一方、試験体 No.2 および試験体 No.3 は、図-6(b), (c)に示すように、鋼板の無い範囲の上部の鋼板下端部のひずみ値は小さく、鋼板の無い範

囲の下部の鋼板上端部のひずみが最大値を示している。これらより、塑性ヒンジ部となる基部から 200mm 付近における鋼板による拘束の有無が試験体のじん性率に影響を与えると考えられる。

3.7 考察

今回、腐食位置の異なる試験体 No.2 と試験体 No.3 において、じん性率や破壊過程に違いが生じた。試験体 No.3 における「斜めひび割れ・ひび割れ幅の拡大・かぶりコンクリートの剥離・剥落」の発生は、試験体 No.2 に比べて、 $2\sim 3\delta$ 程度早い段階で生じていた。また、試験終了後のコアコンクリートの残存状況も、試験体 No.2 はヒンジを形成しつつも柱基部から 200mm 程度まで残っていたのに対し、試験体 No.3 は基部から 100mm の鋼板範囲のコンクリートはほぼ無くなっていた。1D 区間においては、塑性ヒンジ部となる基部から 200mm 付近における軸方向鉄筋のはらみ出しやそれに伴うコンクリートの損傷を抑えることが重要であり、この区間を拘束することができる鋼板の有無が試験体の変形性能に影響を与えたと考えられる。よって、腐食範囲だけでなく、腐食位置が 1D 区間のどの位置に存在するかによって、補強柱の変形性能に違いが出ることを考慮する必要がある。

4. まとめ

鋼板巻き耐震補強工法による鋼板の腐食範囲を模擬して補強鋼板を省略した縮小試験体を用いて交番載荷試験を行った結果、以下の知見を得た。

- (1) 最小土被り (0.5D) を想定し、柱基部から 0.5D を中心に 0.45D の区間を腐食範囲とした場合、じん性率 6 以上の変形性能を有することを確認した。
- (2) 塑性ヒンジ部となる基部から 200mm 付近における鋼板による拘束の有無が試験体のじん性率に影響を与えたと考えられる。

参考文献

- 1) 東日本旅客鉄道株式会社：維持管理マニュアルⅡ，補修・補強編，耐震補強設計施工マニュアル，2023.5 改訂
- 2) 飯塚 大介，平山 武志，渡部 太一郎：腐食範囲を考慮した鋼板巻き補強柱の耐震性能に関する実験的検討，コンクリート工学年次論文集，Vol.45，No.2，pp.259-264，2023
- 3) 菅野 貴浩，石橋 忠良，大庭 光商，水野 光晴：鋼板巻き補強 RC 柱の載荷試験，SED，No.6，pp.10-15，1996.5
- 4) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物，2004