

2018年度博士論文

施工上の制約を受ける RC 構造物の補修・補強法の開発ならびに
耐荷性能評価に関する研究

2018年9月

首都大学東京大学院

三澤 孝史

目 次

	頁
1. 序論	
1. 1 研究の背景	1
1. 2 研究の目的および意義	6
1. 3 本論文の構成	8
2. 施工上の制約を受ける RC 建造物の補修・補強法の開発ならびに耐荷性能評価に関する研究	
2. 1 はじめに	12
2. 2 鉄筋腐食と耐荷性能に関する既往の研究	13
2. 3 RC 建造物の耐震補強	15
2.3.1 鉄道建造物の耐震設計	15
2.3.2 施工上の制約を受ける RC 建造物の既往の耐震補強方法	21
2.3.3 片側に定着板を設けた後施工せん断補強鉄筋によるせん断補強	25
2.3.4 細径高強度筋を用いた曲げ補強	26
3. 鉄道 RC 橋脚における鉄筋腐食が耐荷性能に及ぼす影響	
3. 1 はじめに	30
3. 2 鉄筋腐食した RC 柱の耐力・変形性能	31
3.2.1 交番載荷実験概要	31
3.2.2 電食による RC 柱試験体の劣化状況	34
3.2.3 交番載荷実験結果および考察	40
3.2.4 耐力・変形性能の評価	47
3. 3 鉄筋腐食した RC 柱の補修後の耐荷性能	51
3.3.1 交番載荷実験の概要	51
3.3.2 電食方法および電食による劣化状況	53
3.3.3 補修方法	56
3.3.4 交番載荷実験による耐力・変形性能の評価	58
3. 4 まとめ	62
4. 定着板を片側に配置したせん断補強鉄筋を用いる後施工せん断補強	
4. 1 はじめに	66
4. 2 せん断補強方法の概要および考え方	68
4.2.1 概要	68
4.2.2 本工法のせん断耐力算定の考え方	71
4. 3 引抜き試験による定着長の把握	74
4.3.1 引抜き試験の概要	74
4.3.2 引抜き試験による必要定着長の設定	76

4. 4	載荷実験によるせん断補強効果の確認	79
4.4.1	載荷実験の概要	79
4.4.2	載荷実験結果	83
4. 5	せん断耐力の評価	86
4. 6	まとめ	87
5. 細径高強度筋を用いた鉄道 RC 橋脚の曲げ補強		
5. 1	はじめに	89
5. 2	曲げ補強工法の概要	91
5.2.1	工法概要	91
5.2.2	提案工法が成立するための技術的要点	93
5. 3	突起付き高強度筋の定着性能	94
5.3.1	引抜き試験の概要	94
5.3.2	引抜き試験結果	95
5. 4	正負交番載荷実験の概要	97
5.4.1	試験体の種類および諸元	97
5.4.2	使用材料	101
5.4.3	載荷方法	102
5.4.4	計測方法	103
5. 5	正負交番載荷実験結果	105
5.5.1	荷重－変位関係	105
5.5.2	破壊性状	108
5.5.3	等価粘性減衰定数	110
5.5.4	既設軸方向鉄筋および補強軸方向鉄筋のひずみ	110
5.5.5	帯鉄筋およびスパイラル筋のひずみ	113
5.5.6	中間 PC 鋼棒および中間拘束材による拘束効果	114
5.5.7	中間 PC 鋼棒および中間拘束材の諸元設定方法の検証	115
5. 6	曲げ耐力および変形性能の評価	116
5. 7	まとめ	119
6. 結論		
6. 1	本研究の成果	122
6. 2	今後の課題	125
謝辞		126

第1章 序論

1. 1 研究の背景

本研究「施工上の制約を受ける RC 構造物の補修・補強法の開発ならびに耐荷性能評価に関する研究」の背景として、(1)項に、RC 構造物の維持管理に関する現況を示し、劣化した RC 構造物の耐荷性能に関する研究の背景を、(2)項に、RC 構造物の維持管理における対策の一つである耐震補強に関する研究の背景を示す。

(1) 鉄筋コンクリート (RC) 構造物の維持管理

我が国の社会資本ストックは高度経済成長期に集中的に整備され、今後急速に老朽化することが懸念されている。今後 20 年間で、建設後 50 年以上経過する施設の割合は加速度的に高くなる見込みである¹⁾。高度経済成長期以降に整備された道路橋、トンネル、河川、下水道、港湾等の老朽化の状況は、建設年度で一律に決まるのではなく、立地環境や維持管理の状況等によって異なるが、国土交通白書 2016¹⁾より、表-1.1.1 に便宜的に建設後 50 年で整理された結果を示す。このように一斉に老朽化するインフラストラクチャーを、限られた財源の中で戦略的に維持管理・更新し、延命化することが求められている。

表-1.1.1 建設後 50 年以上経過する社会資本の割合¹⁾

	H25 年 3 月	H35 年 3 月	H45 年 3 月
道路橋 [約 40 万橋 ^{註1)} (橋長 2m 以上の橋約 70 万のうち)]	約 18%	約 43%	約 67%
トンネル [約 1 万本 ^{註2)}	約 20%	約 34%	約 50%
河川管理施設 (水門等) [約 1 万施設 ^{註3)}	約 25%	約 43%	約 64%
下水道管きよ [総延長：約 45 万 km ^{註4)}	約 2%	約 9%	約 24%
港湾岸壁 [約 5 千施設 ^{註5)} (水深-4.5m 以深)]	約 8%	約 32%	約 58%

1. 建設年度不明橋梁の約 30 万橋については、割合の算出にあたり除いている。
2. 建設年度不明トンネルの約 250 本については、割合の算出にあたり除いている。
3. 国管理の施設のみ。建設年度が不明な約 1,000 施設を含む。(50 年以内に整備された施設については概ね記録が存在していることから、建設年度が不明な施設は約 50 年以上経過した施設として整理している。)
4. 建設年度が不明な約 1 万 5 千 km を含む。(30 年以内に布設された管きよについては概ね記録が存在していることから、建設年度が不明な施設は約 30 年以上経過した施設として整理し、記録が確認できる経過年数毎の整備延長割合により不明な施設の整備延長を按分し、計上している。)
5. 建設年度不明岸壁の約 100 施設については、割合の算出にあたり除いている。

RC 構造物の劣化機構には、中性化、塩害、凍害、化学的侵食、アルカリシリカ反応、疲労等が挙げられる。中性化および塩害では劣化が進行すると鋼材の腐食が発生し、写真-1.1.1²⁾に示すように、これに伴いかぶりコンクリートにひび割れや剥離が生じ、さらに進行すると耐荷力の低下を招き、構造物の構造性能に大きな影響を及ぼす。

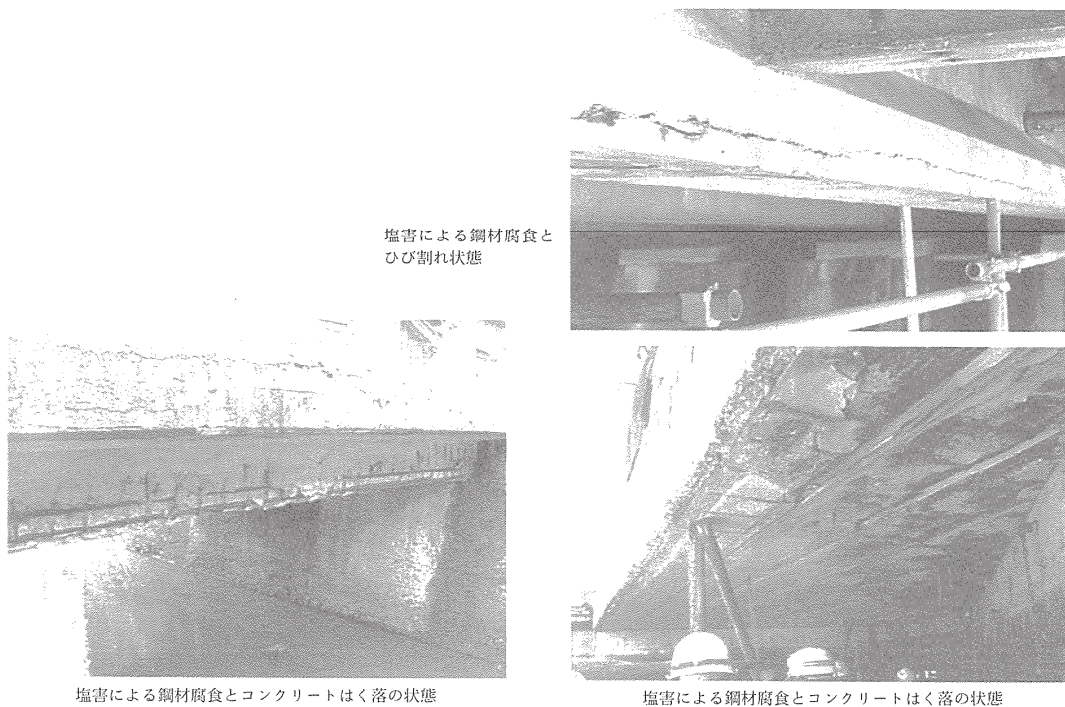
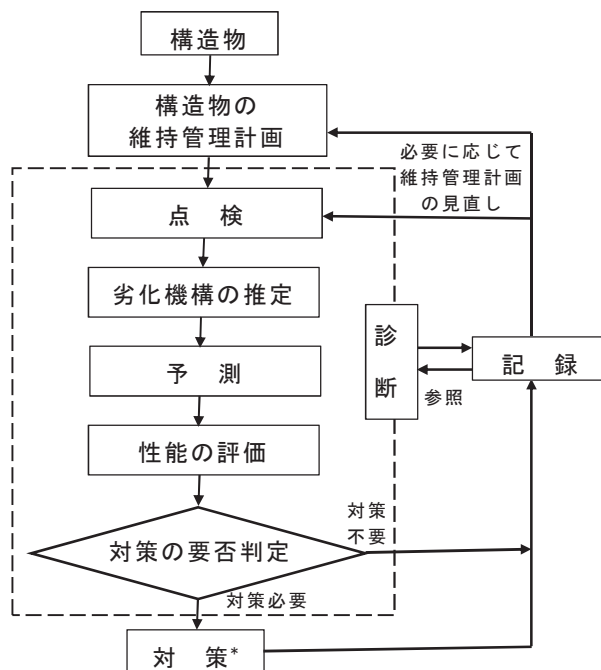


写真-1.1.1 鉄筋腐食による劣化状況²⁾



*) 対策として解体・撤去が選択された場合には、記録を行った後に終了する

図-1.1.1 構造物の維持管理の手順³⁾

RC 構造物の維持管理は、予定供用期間中における構造物の性能を所要の水準以上に保持するために行われる。維持管理の手順としては、図-1.1.1³⁾に示すように、点検、劣化機構の推定、劣化進行あるいは性能低下の予測、性能評価および対策の要否判定からなる診

断，診断結果に基づいて必要に応じて実施される対策ならびにそれらの記録から構成される³⁾。対策は，点検強化，補修，補強，供用制限，解体・撤去に分類され，診断結果に基づき，残余予定供用期間，対策後の維持管理の容易さ，ライフサイクルコスト等を総合的に検討し，対策方法および実施時期を選定する必要がある。

以上のように，合理的な維持管理計画を策定する上で，RC 構造物の劣化状況を確認し，現在の構造性能を適切に評価，把握することが重要である。

構造物の性能評価方法は，以下に大別でき，評価すべき性能および実施する点検の内容等に応じ，実施する方法が決定される。

- ① 構造物の外観上のグレード等による方法
- ② 設計での性能評価式による方法
- ③ 非線形有限要素解析による方法

土木構造物の維持管理における性能評価手法として，多くの構造物管理者や事業者ではグレーディングによる評価手法を取っている。グレーディングによる性能評価手法とは，劣化状態のグレードを，劣化過程の各段階および性能低下の程度と関係づけ，この関係より，現状の性能低下程度を評価する方法である。

一例として，2013 年制定コンクリート標準示方書〔維持管理編〕（土木学会）における，中性化に対する RC 構造物の外観上のグレードと劣化の状態の関係を表-1.1.2⁴⁾に，構造物の外観上のグレードと標準的な性能低下の関係例を表-1.1.3⁵⁾に示す。

グレーディングは，多くの構造物を管理する立場で，簡便かつ効果的に性能を評価できる。しかしながら，技術者の高度な工学的判断に委ねられる場面も多く，評価が統一的でない場合もあり⁶⁾，より精度良く現有の性能を評価できる評価方法が必要と考える。

鉄筋腐食による RC 構造物の劣化に関しては，これまで多方面で研究がなされ，多くの成果が得られている。しかしながら現時点においても，RC 構造物の耐力・変形性能を適切に評価する方法は，劣化を生じさせるための期間・劣化の制御・劣化の評価に困難を伴い未だ確立されていない。RC 構造物の適切かつ合理的な維持管理計画を策定する上で，現状の構造性能を把握することは重要であり，鉄筋腐食による RC 構造物の耐力・変形性能を精度良く評価できる評価方法が望まれている。

表-1.1.2 構造物の外観上のグレードと劣化の状態⁴⁾

構造物の外観上のグレード	劣化過程	劣化の状態
グレード I	潜伏期	外観上の変状が見られない，中性化残りが発錆限界以上
グレード II	進展期	外観上の変状が見られない，中性化残りが発錆限界未満，腐食が開始
グレード III-1	加速期前期	腐食ひび割れが発生
グレード III-2	加速期後期	腐食ひび割れの伸展とともに剥離・剥落が見られる，鋼材の断面欠損は生じていない
グレード IV	劣化期	腐食ひび割れとともに剥離・剥落が見られる，鋼材の断面欠損が生じている

表-1.1.3 構造物の外観上のグレードと標準的な性能低下⁵⁾

構造物の外観上のグレード	劣化過程	安全性	第三者影響度	使用性	美観
グレードⅠ	潜伏期	-	-	-	-
グレードⅡ	進展期	-	-	-	-
グレードⅢ-1	加速期前期	-	剥離・剥落	-	ひび割れ、さび 汁、鋼材の露出
グレードⅢ-2	加速期後期	-			
グレードⅣ	劣化期	耐力・じん性の低下 ・鋼材断面積の減少 ・鋼材とコンクリートの 付着力の低下 ・浮き・剥離によるコン クリート断面の減少		剛性低下（変形の増大・振 動の発生） ・鋼材断面積の減少 ・鋼材とコンクリートの付 着力の低下 ・浮き・剥離によるコンク リート断面の減少	

(2) 我が国における鉄道構造物の地震被害

我が国は世界有数の地震多発国であり、これまでも地震により多大な被害を被ってきた。

1995年1月17日に発生した兵庫県南部地震(M7.2)は、阪神高速道路3号神戸線のRC橋脚の倒壊、山陽新幹線阪水高架橋の崩壊(写真1.1.2⁷⁾参照)、東海道線六甲道駅高架橋の崩壊、地下鉄大開駅ボックスカルバート中柱の崩壊等、土木構造物に深刻な被害を与えた。

鉄道構造物の高架橋・橋梁は、山陽新幹線8箇所、在来鉄道等で24箇所落橋した他、RC製高架橋柱が多数損壊した。

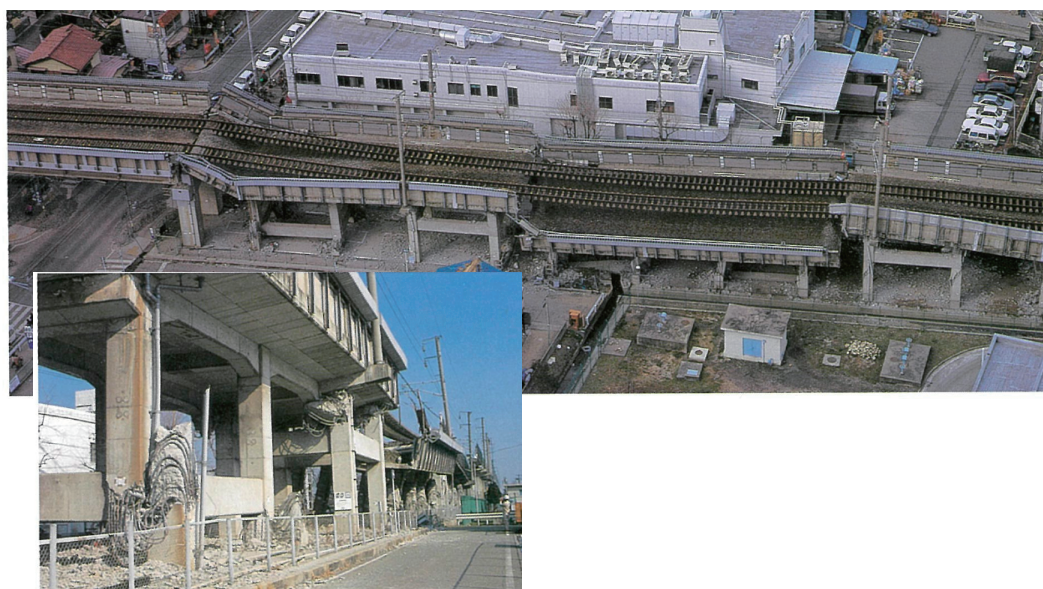


写真-1.1.2 山陽新幹線阪水高架橋の被災状況⁷⁾

在来線では、東海道線六甲道駅付近の RC ラーメン高架橋約 2.2km 区間の被害が甚大であり、柱 1170 本の内 950 本が被災し、その内約 500 本は、主鉄筋が柱断面外に湾曲、突出し、柱コンクリートが圧壊した。

2003 年 5 月 26 日に発生した三陸南地震 (M7.0) では、東北新幹線の水沢江刺駅～盛岡駅間にあるラーメン高架橋の柱 22 本が損傷した。被災した高架橋は、高架橋端部の橋脚に被害が集中しており、中間位置にある橋脚に比べ、せん断スパン比が小さく、曲げせん断耐力比が小さいこと等が原因と考えられる。

2004 年 10 月 23 日に発生した新潟県中越地震 (M6.8) では、上越新幹線の橋脚において、柱部材のせん断破壊や段落とし部に損傷が生じた。また、新幹線の脱線が生じた。

2011 年 3 月 11 日に東北地方太平洋沖地震 (M9.0) が発生した。気象庁によると、この地震の震央は、牡鹿半島東南東沖 130km、深さ 24km、北緯 38°06.2′、東経 142°51.6′である。この地震の発震機構は、西北西－東南東方向に圧力軸を持つ逆断層型であり、プレート境界で発生した海洋型巨大地震である。また、この地震に伴い、福島県相馬市で高さ 9.3m 以上、宮城県石巻市鮎川で高さ 8.6m 以上の非常に高い津波を観測するなど、東北地方から関東地方北部の太平洋側を中心に、北海道から沖縄にかけての広い範囲で津波を観測した。この地震により、東北新幹線の大宮～いわて沼宮内 536km の広範囲に渡って被害が生じた。東北新幹線の高架橋の柱には、せん断損傷や段落とし部の損傷等、約 100 か所に損傷が生じた。在来線の高架橋においても約 120 か所に損傷が生じた。

また、津波を受けた 7 線区 (八戸線、山田線、大船渡線、気仙沼線、石巻線、仙石線、常磐線) の被害は著しく、7 線区の総延長約 325 km が被災を受けた。

以上のように、兵庫県南部地震以降も地震により鉄道高架橋に損傷が生じている。しかし、兵庫県南部地震以降に耐震基準が大幅に改訂され、大規模な地震に対しても構造物が崩壊しないように、せん断耐力を向上させ、曲げ破壊先行型へと、耐震補強優先度を設定し、順次、耐震補強を進めてきた。地震動による、兵庫県南部地震時のような高架橋の倒壊、落橋は生じておらず、進めてきた耐震補強の方向性が適切であったと考える。

しかしながら、依然として耐震性が不十分な構造物が多数存在し、迅速な対応が望まれる。特に、施工上の制約等により片面からしか施工できない構造物に対するせん断補強が課題の一つとして挙げられる。

また、近い将来に高い確率で発生が予想される東海・東南海・南海地震、首都圏直下地震のような大規模地震に対し、被災後の早期復旧の観点からも更に耐震性を向上させることが望まれる。

鉄道や道路、水道、電気、ガス等のライフラインは、都市機能を維持し、人々が日常生活を送る上で必須のものである。従って、鉄道構造物の機能の維持・確保を図り地震に対し強靱な構造物とすることは、地震時の人命を守ることは当然であるが、被災後の早期復旧による被災者への早期支援に欠かせないものと考えられる。また、我が国の社会・生産活動にとって非常に重要であり、経済的損失の軽減という面からも鉄道構造物の減災に取り組む必要があると考える。

1. 2 研究の目的および意義

1.1(1)節で述べたように、我が国の膨大なインフラが劣化時期を迎えており、限られた財源の中で、適切かつ合理的な維持管理を行い、延命化することが求められている。適切かつ合理的な維持管理を行うには、先ず、劣化した RC 構造物を調査し、現状の耐荷性能を的確に把握することが必要である。RC 構造物は、塩害・中性化・凍害・アルカリ骨材反応等により鉄筋腐食やコンクリートのひび割れ等の劣化が生じる。この材料劣化を考慮して RC 構造物の耐力・変形性能を適切に評価する方法は、各方面で研究されているが、劣化を生じさせるための期間・劣化の制御・劣化の評価に困難を伴い未だ確立されていない。

特に RC 構造物の耐荷性能の低下に大きな影響を及ぼす鉄筋腐食については多くの成果が得られているが、これまでの研究事例では、RC 梁の単調載荷実験に基づくものが多く、一定軸力下の RC 柱に関する研究事例は少ない。さらに、鉄筋質量減少率が 20% を超えるような腐食程度が大きい場合における構造性能への影響については、RC 梁についても研究事例は少なく、鉄筋腐食した RC 柱の耐力・変形性能の評価方法は未確立である。このように、RC 柱の適切かつ合理的な維持管理計画を策定する上で、現状の耐荷性能を把握することは重要であり、鉄筋腐食した RC 柱の曲げ耐力・変形性能を精度良く評価できる評価方法が望まれている。

本研究では、鉄道 RC 橋脚を対象として、耐荷性能の低下に与える影響が大きい鉄筋腐食に着目し、交番載荷実験により鉄筋の腐食程度と破壊性状および曲げ耐力・変形性能に関する基礎的知見を得るとともに、鉄筋腐食した RC 柱の曲げ耐力・変形性能の評価方法を提案することを目的とした。これにより、施工スペース等の制約を受ける場合においても限定して補修の必要箇所を推定できる。

また、鉄筋腐食した RC 柱の補修において、軸方向鉄筋を取り替える必要がある場合を想定し、フーチングの配筋や軸方向鉄筋の離隔により施工治具の大きさや作業空間に制約がある場合において、突合せアーク溶接継手を用いた同径の軸方向鉄筋に取り替える方法を提案した。鉄筋腐食した RC 柱の補修効果を把握するために、交番載荷実験を実施し、腐食した鉄筋の取り換えによる補修後の柱の耐力・変形性能を確認した。

RC 構造物の維持管理において、現状の性能を評価し、対策の可否が検討される。対策として、耐震性能が現行の耐震基準を満足していない場合は耐震補強をする必要がある。1.1(2)節で述べたように、我が国は世界有数の地震国であり、これまでも大規模地震を幾度も経験してきている。鉄道、道路、水道他のインフラが地震により被災し、所定の機能を果たすことができなくなる、あるいは復旧に時間を要することは我が国の社会生活、経済に大きな打撃を与える。これまで耐震設計が適宜、改訂されてきた。特に、1995 年 1 月 17 日に発生した兵庫県南部地震以降、RC 構造物が脆性的な破壊に至らないように、曲げ破壊先行型となるように、鋼板巻立て工法や RC 巻き立て工法等によるせん断補強が精力的に進められてきた。しかしながら、現時点においても、背面に地盤がある、あるいは供用中の構築物がある等の施工上の制約により、せん断補強されていない RC 構造物が多数存在する。これらの RC 構造物に対して、早急にせん断補強することが望まれている。

これに対し、本研究では、片側からの施工しかできない鉄道橋脚等の RC 構造物の補強において、埋込み側にのみ定着板（六角ナット）を設置したせん断補強鉄筋を用いる「後

施工せん断補強工法」を提案した。本工法は、コア削孔した孔にせん断補強鉄筋を挿入し、専用の定着材（プレミックス型無機系無収縮モルタル）により既設コンクリートと一体化させる。さらに、考案した定着材の充填治具、せん断補強鉄筋の挿入治具を用いることにより、確実な定着材の充填によって品質が優れ、施工性が良い工法である。載荷実験によりせん断補強効果を確認するとともに、せん断補強鉄筋の必要定着長を考慮した有効係数を用いる簡便なせん断耐力の算定方法を提案した。なお、本工法は既に鉄道 RC 橋脚や下水道施設に適用されている。

さらに、東海・東南海・南海地震、首都圏直下地震のような大規模地震の発生が近い将来に高い確率で予想されている。これに対し、RC 橋脚において被災後の早期復旧の観点から、曲げ耐力が不足する可能性があり、更に耐震性を向上させることが望まれる。曲げ補強には、一般に RC 巻立て工法や鋼板巻立て工法が用いられてきた。しかし、RC 巻立て工法では、補強厚さが厚いため断面寸法が大きくなり、河積阻害率の制約を受ける河川内や建築限界の制約を受ける箇所では適用できない場合がある。また、薄層で施工できる鋼板巻立て工法は、揚重機器が必要になり、橋梁の桁下などでは施工性の低下や工費の増大が問題となっている。そこで、補強厚さを RC 巻立て工法の 1/3 程度に薄くでき、施工性の良い経済的な曲げ補強工法を開発した。これまで曲げ補強に使用実績のない降伏点 600N/mm^2 を超える細径高強度筋（降伏点 1275N/mm^2 ）を用いた。また、橋脚基礎構造への影響を小さくし、施工性を向上させるため補強用軸方向鉄筋の端部に突起を設け定着長を短くできるように図った。考案した曲げ補強工法の補強効果を交番載荷実験により確認するとともに、高強度鉄筋を用いた場合においても耐力・変形性能を既往の評価式に準じることにより評価できることを示した。

上述した研究の目的を以下にまとめて示す。

- ① RC 構造物の適切かつ合理的な維持管理計画を行う上で重要となる現有の耐荷性能を的確に把握するための基礎的知見を得るために、鉄筋腐食が鉄道 RC 橋脚の耐荷性能に与える影響を把握し、鉄筋が腐食した鉄道 RC 橋脚の曲げ耐力・変形性能の評価法を提案する。これにより、施工スペース等の制約を受ける場合においても限定して補修の必要箇所を推定できる。また、施工上の制約を受ける鉄筋腐食した RC 橋脚の軸方向鉄筋の取り替え方法を提案し、補修後の耐力・変形性能についての知見を得る。
- ② RC 構造物の維持管理における対策として必要な耐震補強において、施工上の制約等により既往の方法では困難な RC 構造物の耐震補強工法の開発

(1)せん断補強

施工上の制約等により片側からしか施工が難しい、あるいは合理的な RC 構造物に対し、後施工によるせん断補強工法を開発し、その補強効果を確認するとともに、本工法のせん断耐力の評価法を提案する。

(2)曲げ補強

鉄道 RC 橋脚を対象とし、河積阻害率の制約を受ける河川内や建築限界の制約を受ける等により補強厚さを薄くする必要がある場合に対応するため、細径高強度筋を用いて補強厚さを薄くできるとともに施工性、経済性に優れた曲げ補強工法を提案し、載荷実験により、その補強効果を確認し、耐力・変形性能の評価法を提案する。

1. 3 本論文の構成

本論文は、RC 構造物の適切かつ合理的な維持管理計画を策定する上で重要となる、劣化した RC 構造物の現有の耐荷性能の評価および維持管理計画における対策として補強（耐震補強）に着目した研究成果について示したものである。

図-1.3.1 に本論文の各章のフローを示す。RC 構造物の現有の耐荷性能については、第 3 章において、RC 構造物の耐荷性能の低下への影響が大きい鉄筋腐食を取り上げ、RC 橋脚の鉄筋腐食程度と構造性能の関係を明らかにし、その曲げ耐力・変形性能の評価方法を提案した。また、施工上の制約を受ける鉄筋腐食した RC 橋脚の軸方向鉄筋の取り替え方法を提案し、補修後の耐力・変形性能についての知見を得た。

第 4 章および第 5 章では、維持管理における対策の一つとして、施工上制約を受ける RC 構造物を対象に開発した耐震補強について述べた。第 4 章は、施工上の制約等から片側から施工可能な後施工せん断補強に関して検討した。第 5 章は、補強厚さを薄くできる細径高強度筋を用いた曲げ補強工法について検討した。

以上の 2 つの主題について、「施工上の制約を受ける RC 構造物の補修・補強法の開発ならびに耐荷性能評価に関する研究」としてまとめたものである。6 章から構成され、各章の概要を以下に示す。

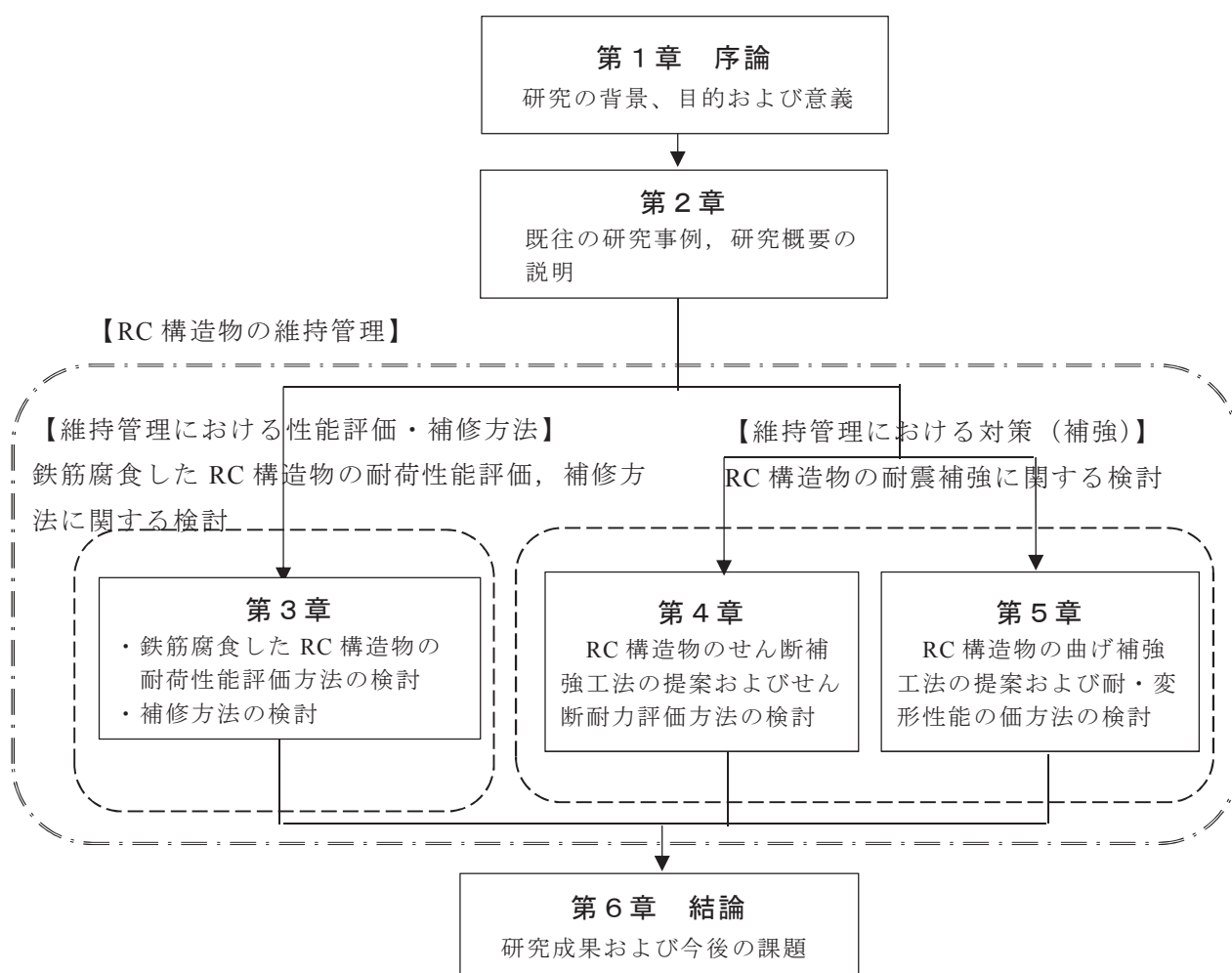


図-1.3.1 本研究論文の構成フロー

「第1章 序論」は、研究の背景として、今後のインフラストラクチャーの劣化予測、維持管理上の要点を示すとともに、さらに、鉄道 RC 橋脚のこれまでの地震被害状況、今後の被害予測を示し、これらを踏まえた研究目的および意義を示した。さらに、本論文の各章の概要を示した。

「第2章 施工上の制約を受ける RC 構造物の補修・補強法の開発ならびに耐荷性能評価に関する研究」は、RC 構造物の耐荷性能の低下に大きな影響を及ぼす鉄筋腐食に関する既往の研究を整理し、問題点を示した。

また、維持管理における対策として鉄道 RC 橋脚の耐震補強について、施工上の制約等により片側から施工可能な後施工せん断補強工法の既往の工法を整理し、問題点を示した後、片側にのみ定着板を設置した後施工せん断補強鉄筋を用いる考案したせん断補強工法の概略を示した。第4章で、考案した後施工せん断補強工法について、載荷実験により、せん断補強効果を明らかにした。

次に、既往の曲げ補強工法を整理し、問題点を示した後、考案した補強後の巻立て厚さを薄くできる細径高強度筋を用いた曲げ補強工法の概略を示した。第5章で考案した曲げ補強工法について載荷実験により曲げ補強効果を明らかにした。

「第3章 鉄道 RC 橋脚における鉄筋腐食が耐荷性能に及ぼす影響」では、鉄筋腐食程度と RC 柱の耐荷性能の関係に関する基礎的な知見を得ることを目的に、RC 柱の軸方向鉄筋あるいは帯鉄筋を電食により3水準の鉄筋質量減少量で腐食させた縮小柱試験体を用いた交番載荷実験により、鉄筋の腐食程度における破壊性状および曲げ耐力・変形性能との関係を示した。また、鉄筋腐食した RC 柱の曲げ耐力・変形性能の評価方法を提案した。

また、腐食により軸方向鉄筋を柱基部で取替える場合を想定し、フーチングの配筋量が多くはつりが可能な深さ・範囲や鉄筋間隔が狭く継手治具の大きさ等の施工上の制約を受けても対応できる突合せアーク溶接継手による補修方法を提案した。電食により軸方向鉄筋を腐食させた RC 柱の縮小試験体について、鉄筋取り替えによる補修を行い、補修後の構造性能を検討した。かぶりコンクリートをウォータージェットによりはつり、帯鉄筋は新しい鉄筋に取り替え、軸方向鉄筋は柱基部において新しい鉄筋を突合せアーク溶接継手で接合した後、高流動コンクリートにより補修前と同じ断面寸法で断面修復した。このように補修した柱の耐力・変形性能について正負交番載荷実験により検討し、柱の耐力・変形性能が鉄筋腐食無しの試験体と同等であることを明らかにした。

「第4章 定着板を片側に配置したせん断補強鉄筋を用いる後施工せん断補強」では、施工上、制約のある構造物に対し、片側からの施工が可能な後施工せん断補強工法の開発について述べている。

供用されている鉄道橋脚等のRC構造物において、近接した構造物による施工の制約条件や交通規制の制約条件から片側からの施工しかできない場合、あるいは片側からの施工が合理的な場合も想定される。また、既存の地下構造物（ボックスカルバート等）では、内側からの補強工事となるため、せん断補強を行うことが難しい。このような施工上、制約のある構造物に対し、埋込み側にのみ定着板（六角ナット）を設置したせん断補強鉄筋を用いる「後施工せん断補強工法」を提案した。本工法は、コア削孔した孔にせん断補強鉄筋を挿入し、専用の定着材（プレミックスタイプ無機系無収縮モルタル）により既設コンク

リートと一体化させる。さらに、考案した定着材の充填治具、せん断補強鉄筋の挿入治具を用いることにより、確実な定着材の充填によって品質が優れ、施工性が良い工法である。載荷実験によりせん断補強効果を確認するとともに、せん断補強鉄筋の必要定着長を考慮した有効係数を用いる簡便なせん断耐力の算定方法を提案した。なお、本工法は既に鉄道RC橋脚や下水道施設に適用されている。

「第5章 細径高強度筋を用いたRC橋脚の曲げ補強」では、細径高強度筋を用いた補強厚さを薄くできる橋脚の曲げ補強工法の開発について述べている。

一般的に鉄道RC橋脚ではRC巻立て工法や鋼板巻立て工法により曲げ補強が行われている。しかし、RC巻立て工法では、巻立て厚さが厚いため断面寸法が大きくなり、河積阻害率の制約を受ける河川内や建築限界の制約を受ける箇所では適用できない場合がある。また、薄層で施工できる鋼板巻立て工法は、揚重機器が必要になり、橋梁の桁下などでは施工性の低下や工費の増大が問題となっている。そこで、補強厚さをRC巻立て工法の1/3程度に薄くでき、施工性の良い経済的な曲げ補強工法を開発した。これまで曲げ補強に使用実績のない降伏点 600N/mm^2 を超える細径高強度筋（降伏点 1275N/mm^2 ）を用いた。また、橋脚基礎構造への影響を小さくし、施工性を向上させるため補強用軸方向鉄筋の端部に突起を設け定着長を短くできるように図った。考案した曲げ補強工法の補強効果を交番載荷実験により確認するとともに、高強度鉄筋を用いた場合においても耐力・変形性能を既往の評価式に準じることにより評価できることを示した。

「第6章 結論」では、本研究で得られた成果をまとめ、今後の課題を挙げた。

【第1章の参考文献】

- 1) 国交省：国土交通白書 2016, pp.155-156, 2016
- 2) 日本コンクリート工学会：コンクリートのひび割れ，補修・補強指針 2013, p.56, 2013
- 3) 土木学会：2013 年制定 コンクリート標準示方書〔維持管理編：本編〕, p.12, 2013
- 4) 土木学会：2013 年制定 コンクリート標準示方書〔維持管理編：劣化現象・機構別〕, p.146, 2013
- 5) 土木学会：2013 年制定 コンクリート標準示方書〔維持管理編：劣化現象・機構別〕, p.157, 2013
- 6) 日本コンクリート工学会 鉄筋腐食したコンクリート構造物の構造・耐久性能評価の体系化研究委員会：鉄筋腐食したコンクリート構造物の構造・耐久性能評価の体系化シンポジウム 委員会報告集, p.1, 2013.11.14
- 7) 日経コンストラクション：土木が遭遇した阪神大震災, p.38, 1995.7.18

第2章 施工上の制約を受ける RC 建造物の補修・補強法の開発ならびに耐荷性能評価に関する研究

2. 1 はじめに

RC 建造物の所要の機能を維持・確保するために適切に補修、補強を行うことが必要である。そのために、RC 建造物の適切かつ合理的な維持管理計画を策定する上で、現状の構造性能を把握することは重要である。RC 建造物は、塩害・中性化・凍害・アルカリ骨材反応等により鉄筋腐食やコンクリートのひび割れ等の劣化が生じる。この材料劣化を考慮して RC 建造物の耐力・変形性能を適切に評価する方法は、各方面で研究されているが、未だ確立されていない。

本研究では、鉄道 RC 橋脚を対象として、構造性能に与える影響が大きい鉄筋腐食に着目し、交番載荷実験により鉄筋の腐食程度と破壊性状および曲げ耐力・変形性能に関する基礎的知見を得るとともに、鉄筋腐食した RC 柱の曲げ耐力・変形性能の評価方法を提案することを目的とした。また、鉄筋腐食した RC 柱の補修において、軸方向鉄筋を取り替える必要がある場合を想定し、フーチングの配筋や軸方向鉄筋の離隔により施工治具の大きさや作業空間に制約がある場合において、突合せアーク溶接継手を用いた同径の軸方向鉄筋に取り替える方法を提案した。鉄筋腐食した RC 柱の補修効果を把握するために、交番載荷実験を実施し、腐食した鉄筋の取り換えによる補修後の柱の耐力・変形性能が鉄筋腐食前の柱と同じ程度であることを明らかにした。

RC 建造物の耐震補強は、1995 年に発生した阪神淡路大震災の被災状況を教訓として、脆性的な破壊を防止し、曲げ破壊を先行させるせん断補強として行われてきた。しかしながら、旧耐震設計法によって設計され、供用されているコンクリート建造物が、現在の耐震設計法におけるレベル 2 地震動に相当する地震力を受けた場合に部材のせん断耐力が不足するものが多数存在することが指摘されている。供用されている鉄道橋脚等の地上建造物において、近接した建造物による施工の制約条件や交通規制の制約条件から、片側からの施工しかできない場合あるいは片側からの施工が合理的な場合も想定される。また、既存の地下建造物（ボックスカルバート等）では、内側からの補強工事となるため、せん断補強を行うことが難しい。そこで、これに対応するために、片側から施工できる後施工によるせん断補強工法を提案した。

さらに、RC 橋脚の耐震補強は、曲げ破壊を先行させるせん断補強として行われてきたが、曲げ破壊先行であるが、現行の耐震基準を参考にすると、L2 地震動が作用した場合に、復旧性の観点から速やかに耐震性能を回復できる程度の損傷に留めるには曲げ耐力が不足する問題点が生じる可能性がある。RC 橋脚の曲げ補強では、標準的に RC 巻立て工法や鋼板巻立て工法等が適用されている。RC 巻立て工法では、巻立て厚さが厚いため断面寸法が大きくなり、河積阻害の制約を受ける河川内や建築限界の制約を受ける箇所では適用できない場合がある。また、薄層で施工できる鋼板巻立て工法は、揚重機器が必要になり、橋梁の桁下などでは施工性の低下や工費の増大が問題となっている。そこで、巻立て厚さを RC 巻立て工法に比べ 1/3 程度に薄くでき、施工性の良い経済的な曲げ補強を目的として、補強に高強度筋を用いる補強工法を提案した。

2. 2 鉄筋腐食と耐荷性能に関する既往の研究

鉄筋腐食が RC 構造物の構造性能に及ぼす影響については、これまで多くの研究が行われている。

岩波ら¹⁾は、電食、温海水中における乾湿繰り返しおよび海水噴霧により鉄筋を腐食させた RC 梁の載荷試験により、鉄筋質量減少率と鉄筋腐食を生じた RC 梁の鉄筋降伏荷重および最大荷重の関係を明らかにした。

松下ら²⁾は、電食により鉄筋を腐食させた RC 梁の載荷試験により、健全時の鉄筋比が大きく、より圧縮破壊しやすい場合には、鉄筋腐食による付着劣化が破壊の局所化を促し、腐食により低鉄筋比となっても終局変位が増加しない傾向を明らかにした。

山本ら³⁾は、塩水散水で鉄筋腐食を生じさせた RC 梁の載荷実験および鉄筋とコンクリートの付着性能に着目した FEM 解析により、鉄筋の付着力の低下によるせん断耐力の低下と RC 梁の破壊モードの関係を明らかにした。

村上ら⁴⁾は、断面諸元、鉄筋腐食レベル等が異なる RC 梁の載荷実験により、RC 梁の耐荷性状は定着性能およびせん断スパン比 a/d に大きく影響されることを明らかにした。また、定着不良を考慮した RC 梁部材の残存耐力算定式を提案している。

李ら⁵⁾は、鉄筋の腐食減少率と鉄筋の力学特性（降伏強度、弾性係数、伸び）や付着強度の算定式を求め、算定式から求めた材料物性を用いた FEM 解析により、鉄筋腐食した RC 梁の載荷実験結果と良く一致することを示した。また、RC 構造部材において曲げモーメントが大きい部分で鉄筋の局所腐食が発生する場合、耐力、じん性が著しく低下するとしている。

金ら⁶⁾は、電食により腐食させた鉄筋の 3 次元形状を高精度で測定し、腐食鉄筋の引張試験結果より、腐食鉄筋の断面減少率の分布と腐食鉄筋の降伏点以降のひずみ硬化率との関係を把握した。さらに、局部腐食を考慮した RC 部材の力学性能を FEM 解析で評価するための腐食鉄筋の構成則を提案している。

薛ら⁷⁾は、電食により鉄筋腐食させた RC 梁の載荷実験より、最大腐食減量率が 35% 程度以下であれば、スターラップの腐食がせん断耐荷機構に及ぼす影響は少ないことを示し、軸引張鉄筋が腐食した場合、耐荷機構が変化することを確認した。

角田ら⁸⁾は、軸方向鉄筋を電食により局所的に腐食させた RC 梁の載荷実験より、軸方向鉄筋の腐食位置によって、RC 梁のひずみ分布や斜めひび割れ角度が変化し、腐食量だけでなく、腐食発生位置も耐荷力に影響することを示した。

笠松ら⁹⁾は、促進腐食させた RC 梁の載荷実験より、引張鉄筋の腐食状況によっては、せん断耐荷機構が一部アーチ機構に移行することによりせん断耐力が増加する可能性があることを示した。また、屋外で暴露した場合には、鉄筋腐食は比較的小さく、かつ一様に進行せず、耐力の増加は生じないことを示した。

宇田ら¹⁰⁾は、せん断補強鉄筋のない RC 梁の載荷実験より、圧縮鉄筋を腐食させた梁には、引張鉄筋のみを腐食させた梁に見られるせん断耐力の増大は見られないことを示した。

村松ら¹¹⁾は、軸方向鉄筋の腐食が一様でない RC 梁の曲げ載荷実験より、空間的不均一性がある場合でも、部材断面における主鉄筋の総断面積を考慮することで曲げ耐力を概ね評価できることを示した。また、付着劣化はひび割れ分散性に影響を及ぼすが、主鉄筋端

部の定着が保たれていれば曲げ耐力への影響は小さいことを示した。

加藤ら¹²⁾は RC 柱を対象として、鉄筋腐食程度を 2 水準（最大鉄筋質量減少率 20%）として鉄筋質量減少率と構造性能の関係について鉄筋の局所的な影響が大きい等の成果を得た。

船木ら¹³⁾は、5 年間海岸で暴露した RC 柱の載荷実験により、主筋の平均質量減少率が 1.1%程度なら、耐力やじん性の低下が小さいことを示した。

これらの研究事例では、RC 梁の一方向単調載荷実験に基づくものが大多数を占め、RC 柱に関する研究事例は少ない。さらに、鉄筋質量減少率が 20%を超えるような腐食程度が大きい場合における構造性能への影響については、RC 梁についても研究は少なく、鉄筋腐食した RC 柱の耐力・変形性能の評価方法は確立されていない。このように、鉄筋が腐食した RC 柱の耐力・変形性能の評価方法については十分に解明されたとは言えず、現有の耐荷性能を把握し、適切な維持管理を実施する上で、鉄筋腐食が RC 柱の耐力・変形性能を適切に評価する方法を明らかにすることが必要と考える。

2. 3 鉄道 RC 構造物の耐震補強

2.3.1 鉄道構造物の耐震設計

1995年1月17日に発生した兵庫県南部地震(M7.2)の被害の甚大さに鑑み、新たな耐震設計手法が確立されるまでの当面の措置として、運輸省鉄道局より、「既存の鉄道構造物に係る耐震補強の緊急措置について・同解説」¹⁴⁾(平成7年7月)が示された。基本方針として、①当面の措置として現在までの知見を活用して、緊急に耐震補強(以下、「緊急耐震補強」)を行う、②緊急耐震補強の目標の基本は、大規模な地震に対しても崩壊しないこと、と定められた。対象線区は、仙台地域、南関東地域、東海地域、名古屋地域および京阪神地域等は優先的に対処することとし、新幹線および在来線等の輸送量の多い線区(ピーク時1時間列車本数10本以上)等が対象とされた。実施期間は、新幹線は概ね3年、その他の鉄道は概ね5年とされた。緊急耐震補強の対象構造物は以下の通りである。

- ①ラーメン高架橋およびラーメン橋台(RC柱)
- ②開削トンネル(RC中柱)
- ③橋梁、高架橋(落橋防止工)

ラーメン高架橋およびラーメン橋台(RC柱)の補強については、せん断力に対する安全度が曲げモーメントに対する安全度より小さいものについては、柱のせん断耐力、じん性を強化し、大規模な地震に耐えられるように補強するものとしている。補強方法としては、鋼板巻立て、RC巻立て等があるが、補強の目的、補強効果、実績、経済性、施工性、空間上の制約の有無、安全性等を総合的に勘案するとともに、経年した構造物の機能向上にも効果がある事を配慮し、工法を選定することが望ましいとされている。この通達により、鉄道RCラーメン高架橋の柱は、兵庫県南部地震の復旧で実績のある鋼板巻立て工法を主体として耐震補強(せん断補強)が進められてきた。

その後、施工性や経済性等を考慮して多くの耐震補強工法が開発され、実用化されてきた。表-2.3.1¹⁵⁾¹⁶⁾に、「既存鉄道コンクリート高架橋柱の耐震補強設計指針 平成25年12月」¹⁶⁾((公財)鉄道総合技術研究所)に示されている耐震補強工法を例として示す。

表-2.3.1 耐震補強工法^{15) 16)}

補強工法	工法の概要
鋼製パネル組立て補強	小型の鋼製パネルを組み合わせて既設柱断面を取り囲み、鋼製パネルと既設 RC 断面との隙間に充填材を注入して一体化する工法
波形鋼板巻立て補強	部材軸方向全長に、波形に切断加工した鋼板（波形切断鋼板）で既設柱断面を取り囲み、既設 RC 断面と鋼板の隙間に充填材を注入して一体化する工法
スパイラル筋巻立て補強	部材軸方向全長に、既設柱断面をスパイラル筋で取り囲み、モルタルにより既設 RC 部材とスパイラル筋を一体化する工法
吹付けモルタル補強	補強帯鉄筋を水平方向に必要本数配置し、吹付けモルタルで補強帯鉄筋を固着および被覆する工法
組合せ鋼材巻立て補強	既設柱の周りに分割した帯鉄筋を配置し、これらを緊結後に吹付けモルタルを施工して一体化する工法
RC プレキャスト型枠工法	プレキャストパネルを既設柱断面の周辺に取付け、継手鋼材によって閉合したのち、柱とプレキャストパネルの空隙をグラウト材にて注入して一体化する工法
外部スパイラル巻立て補強	分割したプレキャストコンクリートブロックを柱に取付け、鋼より線を巻きつけることによって補強を行う工法

「既存の鉄道構造物に係る耐震補強の緊急措置について・同解説」¹⁴⁾では、当面、新設高架橋等の耐震設計として「阪神・淡路大震災に伴う鉄道復旧構造物の設計に関する特別仕様」¹⁷⁾を用いること、およびラーメン高架橋およびラーメン橋台（RC 柱）の補強については、せん断力に対する安全度が曲げモーメントに対する安全度より小さいものについては、柱のせん断耐力、じん性を強化し、大規模な地震に耐えられるように補強することを通達したものである。阪神・淡路大震災に伴う鉄道復旧構造物の設計に関する特別仕様、では設計想定地震を兵庫県南部地震で観測された最大地震動とし、動的解析により変形性能の評価を行うとしている。

平成 11 年に制定された「鉄道構造物等設計基準・同解説 耐震設計」（以降、「平成 11 年標準」）は、兵庫県南部地震における鉄道構造物の甚大な被害を契機に、従来の耐震設計で考慮されていた地震動に加え、断層近傍域で発生する強い地震動も考慮した 2 段階設計法を採用するとともに、設計地震動に対して所要の耐震性能を照査する性能照査型の設計体系が導入された。

現行の耐震設計基準である、平成 24 年に制定された「鉄道構造物等設計基準・同解説 耐震設計」¹⁸⁾（以降、「平成 24 年標準」）は、平成 11 年標準における性能照査型設計を深度化させるとともに、近年発生した地震に関する分析結果や最新の研究成果を取り込んだものである。

図-2.3.1 に示す耐震設計のフローのように、要求性能の設定および耐震構造計画の検討を行った上で、基盤で設定した地震動を用い、表層地盤および構造物の応答解析を行い、性能照査をすることを基本としている。

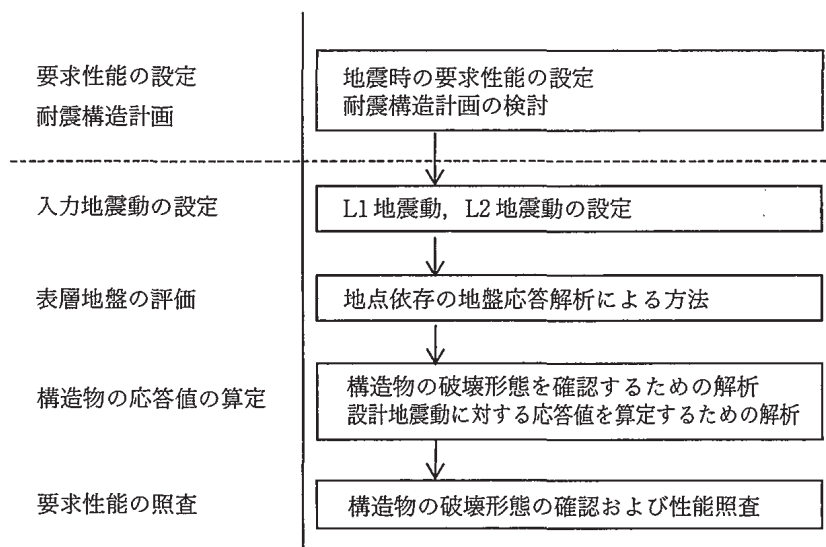


図-2.3.1 耐震設計のフロー¹⁸⁾

設計地震動は、L1 および L2 の二つのレベルの地震動が設定されている。

L1 地震動：構造物の建設地点で設計耐用期間内に数回程度発生する確率を有する地震動

L2 地震動：構造物の建設地点で考えられる最大級の地震動

L1 地震動は主に、走行安全性に係る変位の照査等において用いられ、耐震設計では L1 地震動に対し構造物が降伏しないことを基本としている。L2 地震動は、主として構造物全体系の破壊に関する安全性の照査において用いられ、L2 地震動に対し構造物全体系が破壊しないことを基本とする。また、損傷に関する復旧性の検討においては、L2 地震動を算定する標準応答スペクトル（スペクトルⅡ）を用いても良いものとされている。

構造物の性能照査は、安全性について、および重要度の高い構造物については復旧性についても検討する。また、構造物全体系が脆性的な破壊を生じないように、構造物の破壊形態を確認する。

構造物の破壊形態を確認するための解析には、一般的には、プッシュ・オーバー解析が用いられ、構造物を構成する各部材に発生するせん断力や曲げモーメントを追跡し、これをせん断耐力や曲げ耐力と比較することで部材の破壊形態を確認することができる。

RC 部材の破壊形態の確認は、以下のように、部材が有するせん断耐力と、曲げ耐力に達する時に部材に発生する最大せん断力とを比較することによって行う。

$$\textcircled{1} \text{ 曲げ破壊形態} : V_{mu} / V_{ud} \leq 1.0$$

$$\textcircled{2} \text{ せん断破壊形態} : V_{mu} / V_{ud} > 1.0$$

ここに、 V_{mu} ：曲げ耐力に達する時のせん断力

V_{ud} ：設計せん断耐力

設計地震動に対する橋梁および高架橋の応答値の算定には、地盤と構造物の相互作用や部材および地盤の非線形性の影響等を考慮したモデルを用い、これらの非線形性を適切に表現できる動的解析法によることを基本としている。ただし、構造系が比較的単純で1次振動モードが卓越し、かつ主たる塑性ヒンジの発生個所が明らかな場合は静的解析法により応答値を算定することができる。静的解析法では、地震作用として慣性力と地盤変位を必要に応じて考慮する。慣性力の影響は、所要降伏震度スペクトルを用いて、応答値を算定する非線形応答スペクトル法により評価できる。以下に手順を示す。

- ① 構造物のプッシュ・オーバー解析を行い、荷重－変位関係から、降伏震度および等価固有周期を算定する。
- ② 所要降伏震度スペクトルを用いて降伏震度と等価固有周期から応答塑性率を算定する。
- ③ 応答塑性率を降伏変位に乗ずることで応答変位を算定する。この応答変位を基準として各照査指標に対する設計応答値を算定する。

構造物の性能照査は、部材の種類や破壊形態に応じた荷重－変位関係と損傷レベルの関係をもとに設定された設計限界値を用い、下式により要求性能を確認することにより行う。

$$\gamma_i \cdot I_{Rd} / I_{Ld} \leq 1.0$$

ここに、 I_{Rd} ：設計応答値， I_{Ld} ：設計限界値， γ_i ：構造物係数

部材の損傷に伴う補修・補強等の修復の難易度から定めた損傷レベル、および各損傷レベルに対する補修のイメージを表-2.3.1に示す。図-2.3.2、図-2.3.3に、RC部材の破壊形態、損傷レベルと荷重－変位包絡線の関係を示す。表-2.3.2に損傷レベルと照査指標の関係を示す。損傷レベル1および2では、照査指標として力、変位・変形、応力が用いられ、損傷レベル3では変位・変形により照査される。

一例として、表-2.3.3に桁式橋脚、表-2.3.4にラーメン高架橋における安全性および復旧性に関する要求性能と構造要素の損傷レベルの設定例を示す。

表-2.3.1 損傷レベルに対する補修のイメージ¹⁸⁾

(a) 曲げ破壊		
	部材の状態	補修・復旧方法の例
損傷レベル1	無損傷	無補修（必要により耐久性上の配慮）
損傷レベル2	場合によっては補修が必要な損傷	必要によりひび割れ注入・断面修復
損傷レベル3	補修が必要な損傷	帯鉄筋等の整正，鋼板巻立て等による補強
損傷レベル4	補修が必要な損傷で，場合によっては部材の取替えが必要な損傷	鋼板巻立て等による補強，軸方向鉄筋の変形が著しい場合は，部材の取替え

(b) せん断破壊		
	部材の状態	補修・復旧方法の例
損傷レベル1	無損傷	無補修（必要により耐久性上の配慮）
損傷レベル4	補修が必要な損傷で，場合によっては部材の取替えが必要な損傷	ひび割れ注入・断面修復・帯鉄筋等の整正，および，鋼板巻立て等による補強，軸方向鉄筋の変形が著しい場合は，部材の取替え

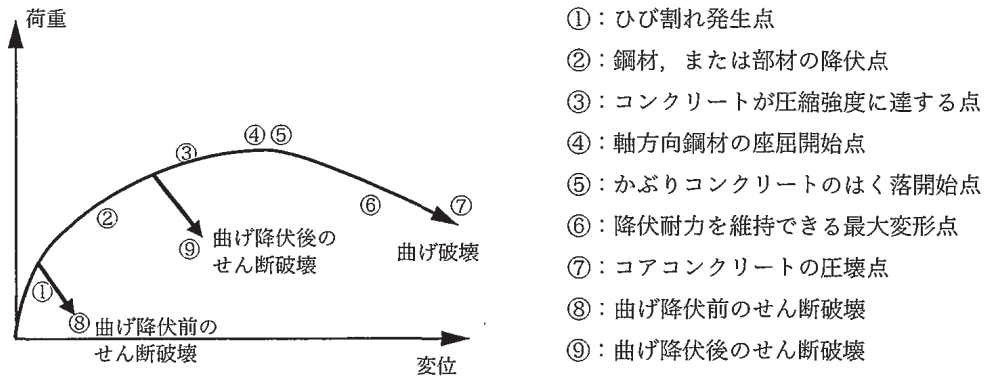


図-2.3.1 破壊形態と荷重－変位関係包絡線¹⁸⁾

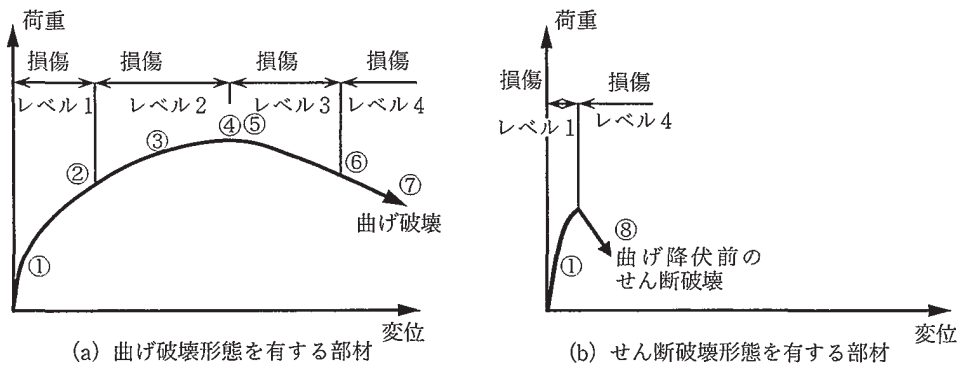


図-2.3.2 荷重－変位関係包絡線と損傷レベルの関係¹⁸⁾

表-2.3.2 曲げ破壊形態を有する部材の照査指標と各損傷レベルに対応した設計限界値¹⁸⁾

	照査指標		
	力	変位・変形	応力度
損傷レベル1	M_{yd}	$\delta_{yd}, \theta_{yd}, \phi_{yd}$	f_{syd}, f'_{syd}
損傷レベル2	M_{ud}	$\delta_{md}, \theta_{md}, \phi_{md}$	f'_{cd}
損傷レベル3	—	$\delta_{nd}, \theta_{nd}, \phi_{nd}$	—
損傷レベル4	精緻な解析等により、損傷レベル3を超える領域の評価が可能な場合に適切に設定する。		

M_{yd} ：設計曲げ降伏耐力。部材係数 γ_b は、1.0としてよい。

M_{ud} ：設計曲げ耐力。部材係数 γ_b は、1.0としてよい。

f_{syd}, f'_{syd} ：鋼材の設計引張降伏および圧縮強度。鉄筋の材料係数 γ_r は、1.0、構造用鋼材の材料係数 γ_s は、1.05としてよい。

f'_{cd} ：コンクリートの設計圧縮強度。材料係数 γ_c は、1.3としてよい。

$\delta_{yd}, \theta_{yd}, \phi_{yd}$ ：損傷レベル1の降伏変位、降伏部材角、降伏曲率の設計限界値

$\delta_{md}, \theta_{md}, \phi_{md}$ ：損傷レベル2の変位、部材角、曲率の設計限界値

$\delta_{nd}, \theta_{nd}, \phi_{nd}$ ：損傷レベル3の変位、部材角、曲率の設計限界値

表-2.3.3 構造物の要求性能と構造要素の損傷レベル，基礎の安定の設計例（桁式橋脚）¹⁸⁾

構造物の要求性能		復旧性	安全性
構造要素の 損傷レベル	支 承	2~3 ^{注)}	3
	橋脚く体	2~3	3
基礎の安定レベル		2	3

注) 支承部の損傷レベルは2を基本とするが、壁式橋脚の橋軸直角方向のように橋脚の耐力が大きい場合には損傷レベル3を許容してよい。

表-2.3.4 構造物の要求性能と構造要素の損傷レベル，基礎の安定の設計例（ラーメン高架橋）¹⁸⁾

構造物の要求性能		復旧性	安全性
構造要素の 損傷レベル ^{注)}	上層梁	2	3
	地中梁		
	柱	2~3	3
	その他の梁	3	3 (4)
基礎の安定レベル		2	3

注) 支承を有する構造の場合には、桁式橋梁に準ずる。

2.3.2 施工上の制約を受ける RC 構造物の既往の耐震補強方法

(1) せん断補強

各鉄道事業者は、表-2.3.1 に示す耐震補強工法等を適宜、選択しながら計画的にせん断破壊先行型から曲げ破壊先行型へと耐震補強を進めてきた。

しかし、現状においても、片側からしか施工できない等の施工上の制約により施工が難しい構造物が依然、多数現存する。図-2.3.3 に示すように、供用中の地上構造物が近接した構造物等による制約条件や片側に地盤がある地下構造物（ボックスカルバート等）のように部材の片側からの施工しかできない場合等が想定される。また、交通規制を軽減するため片側から施工することが合理的な場合もある。

そのため、片側から既存 RC 構造物の表面からコアドリル等を用いて削孔し、その孔内に定着材によりせん断補強鉄筋と既設 RC 構造物を一体化させることが可能な後施工せん断補強工法が幾つか開発され、実用化されている。表-2.3.5 に主な後施工せん断補強工法例を示す。

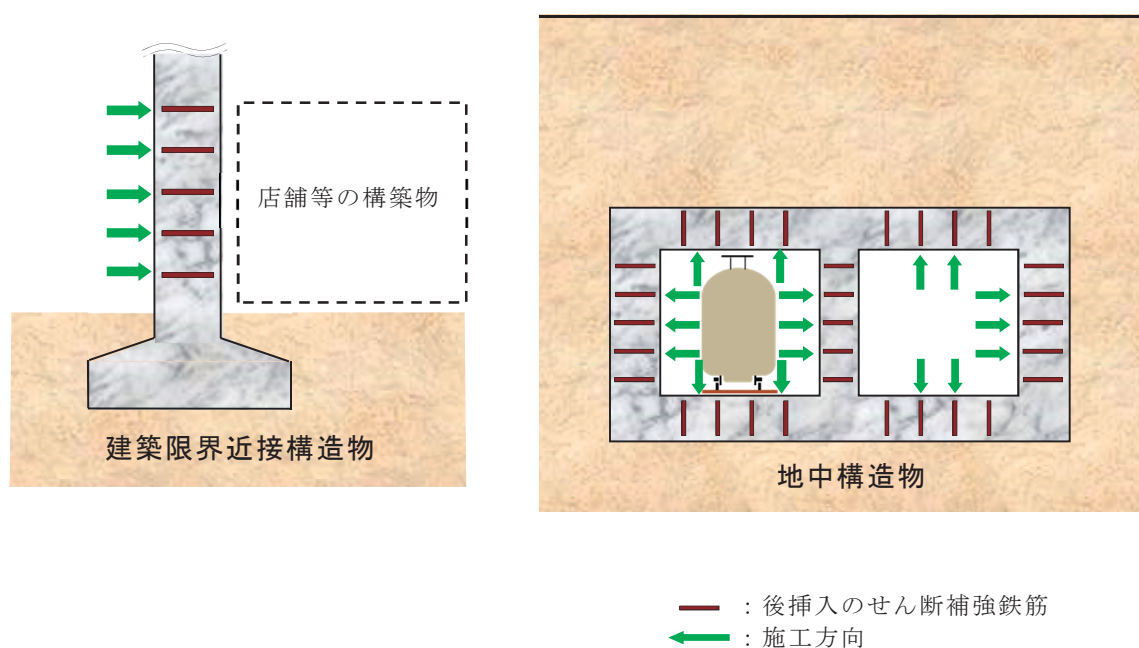


図-2.3.3 補強対象構造物の例

表-2.3.5 後施工せん断補強工法例

工法名	概 要
<p>ポストヘッドバー¹⁹⁾</p>	<p>両端に特殊な定着部材を圧接により設置したせん断補強鉄筋を削孔内に挿入し、専用の定着材により既設 RC 部材と一体化する。埋め込み側よりも大きい RC 構造物の手前側の定着部材に対応するために、手前側のみ削孔径を広げる。</p> <div data-bbox="603 533 1305 667" style="text-align: center;"> </div> <p>(出典：(財)土木研究センター，建設技術審査証明事業(土木系材料・製品・技術、道路保全技術)概要書 Post-Head-bar)</p>
<p>マルチプルナットバー²⁰⁾</p>	<p>定着部材を両端と他に1つ以上設けた PC 鋼棒を削孔内に挿入し、専用の定着材により既設 RC 部材と一体化する。</p> <div data-bbox="1005 788 1359 1086" style="text-align: center;"> </div> <p>(出典：(財)土木研究センター，建設技術審査証明事業(土木系材料・製品・技術、道路保全技術)概要書 マルチプルナットバー)</p>
<p>セラミックキャップバー²¹⁾</p>	<p>両端部にセラミック製の定着部材を設けたせん断補強鉄筋を削孔内に挿入し、専用の定着材により既設 RC 部材と一体化する。専用の冶具によりせん断補強鉄筋の外周に定着材を付着させた後、削孔内に挿入する。</p> <div data-bbox="574 1370 1359 1585" style="text-align: center;"> </div> <p>(出典：(財)土木研究センター，建設技術審査証明事業(土木系材料・製品・技術、道路保全技術)概要書 セラミックキャップバー)</p>
<p>RMA 工法²²⁾</p>	<p>先に削孔内に専用のモルタルカプセルを挿入した後、先端を斜め切断したせん断補強鉄筋を挿入し、モルタルカプセルを破ることにより、既設 RC 部材と一体化させる。</p>

しかし、これらの工法は、せん断補強鉄筋や定着材に特殊な材料を用い、また、特殊な施工機械を使用する必要があるため、経済性や施工性に課題がある。

(2) 曲げ補強

表-2.3.6 に曲げ補強工法例を示す。RC 橋脚の曲げ補強では、標準的に RC 巻立て工法や鋼板巻立て工法等が適用されている。RC 巻立て工法では、巻立て厚さが厚いため断面寸法が大きくなり、河積阻害の制約を受ける河川内や建築限界の制約を受ける箇所では適用できない場合がある。また、薄層で施工できる鋼板巻立て工法は、揚重機器が必要になり、橋梁の桁下などでは施工性の低下や工費の増大が問題となっている。

このような RC 巻立て工法の巻立て厚さが厚くなる問題に対し、既設のコンクリート表面に溝切りし、補強鉄筋を埋設することにより巻立て厚さを薄くする工法^{23),24)}や中性化抑制効果が高く、防錆作用を持つポリマーセメントモルタルにより巻き立てることにより、かぶり厚さを薄くできることにより巻立て厚さを薄くする工法²⁵⁾等も開発され実用化されている。ただし、施工の容易さや一般のコンクリートに比べ材料費が高価になる等の問題がある。

表-2.3.6 曲げ補強工法

	RC 巻立て工法	鋼板巻立て工法	AT-P 工法 ^{23),24)}	PP 工法 ²⁵⁾
概要図	<p>補強厚 $t = 250\text{mm}$</p>	<p>補強厚 $t = 40\text{mm}$</p>	<p>増厚量 $t = 30\text{mm}$</p>	<p>増厚量 $t = 63\text{mm}$</p>
工法概要	<p>橋脚躯体を鉄筋コンクリートで巻立てることで耐震性能を向上させる工法。主鉄筋の基部をフーチングに定着させることで曲げ耐力の向上が可能。</p> <p>柱の耐震補強の標準工法として採用されており、適用実績、経済性とも他工法に比べて優れる。</p>	<p>既設コンクリート柱の全周に補強鋼板を巻き、既設柱との間に充填材させることで一体化させる工法。せん断耐力およびじん性の向上を目的として実施される。基部にアンカーフレームを設けてフーチングと一体化させることで曲げ耐力の向上が可能。</p>	<p>既設コンクリート柱の表面(かぶりコンクリート部)に主鉄筋を埋め込む溝を掘り、補強鉄筋を設置後エポキシ樹脂で充填し一体化をはかることでじん性、曲げ、せん断耐力を向上させる工法。補強鉄筋のうち、主鉄筋を既設柱に埋め込むため、巻立ての総厚を低減できる。</p>	<p>既設コンクリート柱の表面に補強鉄筋を沿わせ、PAE系特殊ポリマーセメントモルタル(PAEモルタル)を吹き付けることで一体化を図り、じん性、曲げ、せん断耐力を向上させる工法。PAEモルタルはコンクリートに比べて強度・耐久性に優れ、薄層仕上げが可能。</p>
適用性	建築限界、河積阻害、死荷重の増加の影響が問題とならない柱	建築限界、河積阻害、死荷重の増加の影響がある柱で、RC巻立てが採用できない柱	建築限界、河積阻害、死荷重の増加の影響がある柱で、RC巻立てが採用できない柱	建築限界、河積阻害、死荷重の増加の影響がある柱で、RC巻立てが採用できない柱
標準巻立て	250mm 程度	40mm 程度	30mm～50mm 程度	60mm～100mm 程度
施工日数	15日 (100m ² 当り)	10日(100m ² 当り) ※別途、鋼板製作に1～2月必要	30日(100m ² 当り)	18日 (100m ² 当り)
構造	巻立て厚さが250mmであり、補強後の自重増加が大きい。軸方向鉄筋を基礎に定着することで曲げ補強が可能	RC巻立てに比べて補強後の自重増加が軽微。基部のアンカーフレームを基礎に定着することで曲げ補強が可能	RC巻立てに比べて補強後の自重増加が軽減できる。巻立て厚さが薄層で建築限界、河積阻害の影響が軽減できる。	RC巻立てに比べて補強後の自重増加が軽減できる。巻立て厚さが薄層で建築限界、河積阻害の影響が軽減できる。増厚モルタルの耐久性が高い。

2.3.3 片側に定着板を設けた後施工せん断補強鉄筋によるせん断補強

前項に示した既往のせん断補強工法の課題に対し、一般的な材料、施工機器で容易に施工ができる経済的な後施工せん断補強工法^{26),27),28)}(以降、「本工法」)を開発した。本工法は、既に鉄道橋脚、下水道構造物に実用化している。

また、既往のせん断補強工法では、せん断補強鉄筋の挿入位置を、挿入するせん断補強鉄筋の先端側(以下、「埋込み側」)の主鉄筋位置までとしているものが多い。しかし、既存 RC 構造物の埋込み側主鉄筋位置の推定は、手前側に比べて埋込み側主鉄筋位置までの部材厚さが大きく、電磁波レーダ法等による鉄筋探査の測定誤差が比較的大きいことや設計図書に対して施工誤差があることから難しい。その場合、コア削孔により主鉄筋を損傷する可能性が高くなるとともに、既存鉄筋が設計図書と異なる位置にあるために再削孔による既存構造物を損傷する可能性が高くなる。

また、実工事では、一つの耐震補強工事において、数千～数万本の施工本数になる場合があり、施工品質を実際上、より確実に確保するには、できるだけ作業工程が少なく、シンプルな施工方法のせん断補強工法が望まれる。

本工法は、従来、補強が難しいとされていた供用中の既設 RC 構造物(壁、柱、頂版等)に対し、**図-2.3.4**に示す先端に定着板として六角ナットを配置したせん断補強鉄筋(以降、「後施工せん断補強鉄筋」)、専用の定着材(プレミックス型無機系無収縮モルタル)および充填・挿入治具を組み合わせることで、部材の片側のみからの施工により、せん断耐力を向上させることができる後施工せん断補強工法である。コア削孔深さおよび後施工せん断補強鉄筋の挿入位置は埋込み側主鉄筋の手前である。施工概念図を**図-2.3.5**に示す。

期待されるせん断補強効果を得るためには、後施工せん断補強鉄筋を定着材により確実に既設 RC 構造物に一体化させる必要がある。そのためには、定着材を確実に充填させる必要がある。本工法では、**写真-2.3.1**、**写真-2.3.2**に示す専用の定着材充填治具および後施工せん断補強鉄筋の挿入治具を用いることにより、施工しやすく品質を確保できる施工方法を考案した。

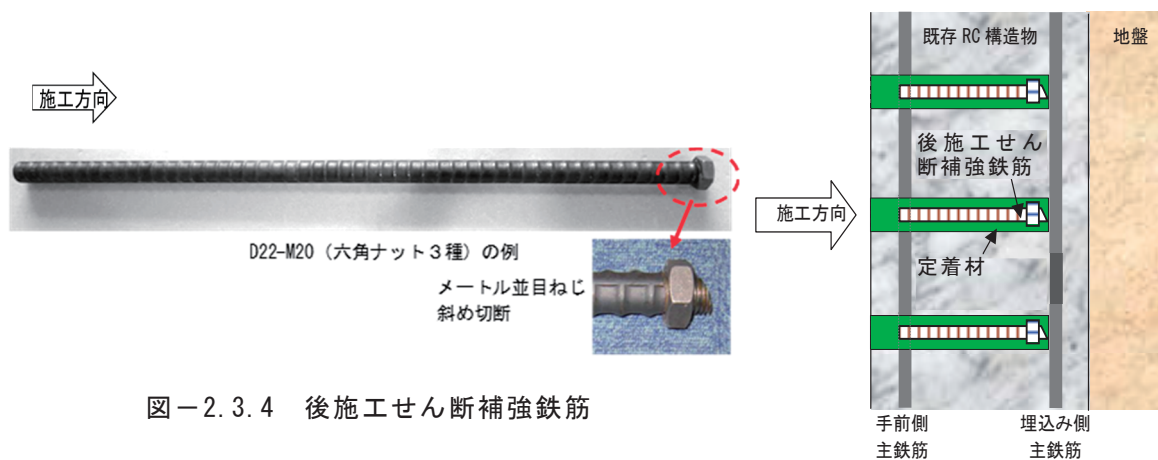


図-2.3.4 後施工せん断補強鉄筋

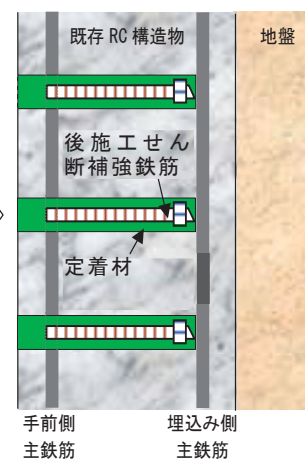


図-2.3.5 施工概念図

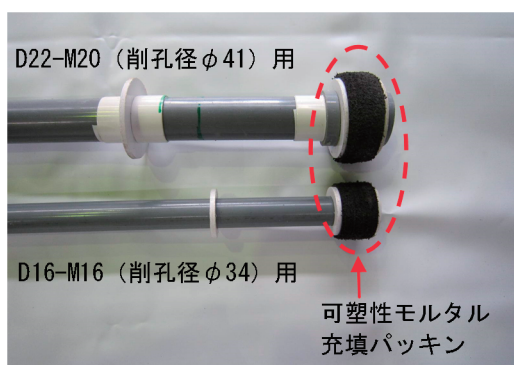


写真-2.3.1 充填パッキン

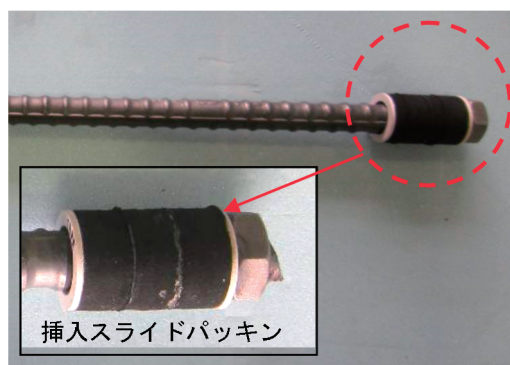


写真-2.3.2 挿入スライドパッキン

2.3.4 細径高強度筋を用いた曲げ補強

巻き立て厚さを薄くし、施工性の良い経済的な曲げ補強を目的として、補強に高強度な鋼材を用いる補強工法を開発した^{29),30)}。

曲げ補強工法の概要を図-2.3.6、図-2.3.7に示す。本工法は、図に示すように、既設 RC 柱の外周に配置する補強用軸方向鉄筋およびせん断補強鉄筋に高強度鉄筋を用い、表-2.3.7に示す吹付モルタル（呼び強度 50N/mm^2 ）で鉄筋を被覆する。なお、鉄筋の表面には、吹付モルタルのだれ落ち防止および乾燥収縮によるひび割れ発生を抑制するため溶接金網を設置する。補強用軸方向鉄筋（以下、「補強軸方向鉄筋」）には、JIS G 3137に規定される D 種 1 号に準拠している細径異形 PC 鋼棒（SBPDL, 降伏点 $1,275\text{N/mm}^2$ ）あるいは USD685（降伏点 685N/mm^2 ）の高強度鉄筋を使用する。せん断補強筋には、スパイラル状に加工した細径異形 PC 鋼棒（SBPDL, 降伏点 $1,275\text{N/mm}^2$ ）（以下、「スパイラル筋」）を使用する。普通強度鉄筋を使用する場合に比べ、高強度鋼材を使用することにより、鉄筋径を小さくできるため巻き立て厚さを薄くできる。また、鉄筋量を低減でき、軸方向鉄筋を定着するためにフーチングに設ける削孔径も小さくできるため、フーチング構造に与える影響を低減できる。短い定着長で、所定の定着力を確保するため、写真-2.3.3に示すように軸方向鉄筋の先端を温間圧造により突起状に加工し、定着材により、軸方向鉄筋をフーチングに定着する。定着材に用いるプレミックス型無機系無収縮モルタルの基本物性を表-2.3.8に示す。

せん断補強鉄筋および吹付モルタルには、鉄道高架橋柱のせん断補強工法として実績のある「高張カスパイラル筋巻き立て工法」³¹⁾に用いる高張カスパイラル筋（スパイラル状の細径異形 PC 鋼棒）および吹付モルタルと同じ材料を用いる。吹付モルタルには中性化抑止等を図るため樹脂系等のコンクリート表面保護材を塗布する。

橋脚の断面が大きい場合は、端部にねじ加工した鉄筋をスパイラル状に組み立て、接合部分に機械式継手（端部ねじ加工継手）を使うことにより施工性の向上を図った。また、壁式橋脚のように断面寸法が大きく、寸法効果によりせん断補強鉄筋の拘束効果が低減する³²⁾場合は、中間部でせん断補強鉄筋を拘束する。その場合は、高強度の亜鉛めっき鋼より線を用いるせん断補強工法である「外部スパイラル巻き立て工法」に関する研究³³⁾を参考に、橋脚を貫通する PC 鋼棒（以下、「中間 PC 鋼棒」）で固定した拘束用鋼材（以下、「中間拘束材」）により、せん断補強鉄筋の変形を抑え、拘束効果の向上を図った。

以上のように、提案した補強工法は、従来の RC 巻立て工法に比べて補強厚さが 1/3 程度に低減されるほか、型枠設置の手間が省略でき作業の効率化が図れる。鋼板巻立てに比べて、揚重機器を必要としないため、狭隘箇所での適用も可能である。

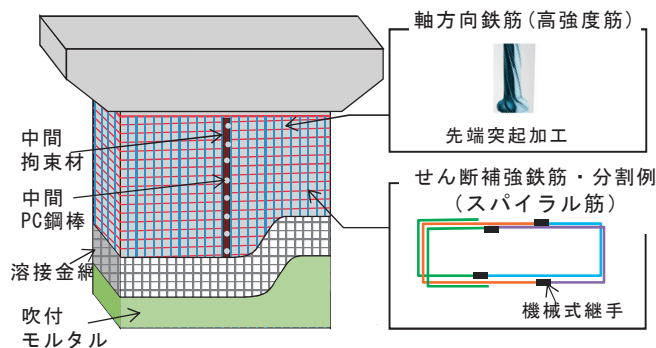


図-2.3.6 曲げ補強工法の概要

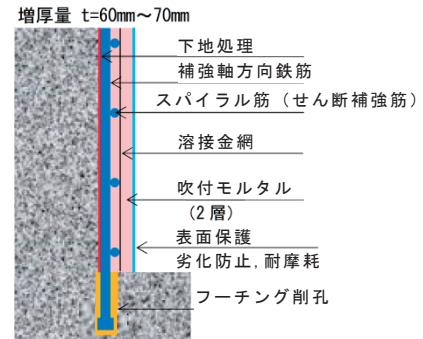


図-2.3.7 曲げ補強の概要(断面図)

表-2.3.7 吹付モルタルの配合

短繊維 容積比 (%)	単用量(kg/m ³)						
	水 W	セメン ト C	混和材1 EA	混和材2 SF	細骨材 S	混和剤1 (C×%)	混和剤2 (B ¹)×%
0.05	240	532	43	53	1413	7.985 (1.5%)	3.769 (0.6%)

セメント : 普通ポルトランドセメント, 密度3.16g/cm³
 混和材1 : 膨張材, 密度2.92g/cm³
 混和材2 : シリカフェーム, 密度2.20g/cm³, 比表面積10m²/g以上
 細骨材 : 富津産山砂, 密度2.61g/cm³, 吸水率1.28%, 粗粒率2.44
 混和剤1 : 収縮低減剤, 密度1.02g/cm³
 混和剤2 : 高性能AE減衰剤, 密度1.05g/cm³
 短繊維 : ポリプロピレン樹脂, 密度0.91g/cm³, 繊維長6mm, 13dt(g/10km)
 1) B(単位結合材量) = C(単位セメント量) + EA(単位膨張材量) + SF(単位シリカフェーム量)



写真-2.4.3 細径异形 PC 鋼棒 (U7.1) 先端の形状

表-2.3.8 定着材に用いるプレミックス型無機系無収縮モルタルの基本物性

1袋 (10kg)あ たりの 水の管理 値 (kg)	ミニス ランプ *1) (mm)	テーブ ル フロ ー *2) (mm)	可使時間 *3) (分)	ブリーデ ィング率 *4) (%)	膨張 収縮率*5) (%)	圧縮強度*6) (N/mm ²)	
						14日	28日
1.8±0.1	65±15	165±20	90(5℃)	0	0以上	60以上	65以上
			60(20℃)				
			30(30℃)				

*1) JIS A 1171 による *2) JIS R 5201 による
 *3) ミニスランプ 65±15mm の範囲を満足する練混ぜ完了後からの経過時間
 *4) JIS A 1123 による *5) JSCE-F533-2013 による
 *6) JIS A 1108 による (養生温度 20±2℃の標準水中養生)

【2章の参考文献】

- 1) 岩波光保, 横田弘, 佐藤文則: 鉄筋腐食が RC はりの耐荷性能に及ぼす影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.24, No.2, pp. 1501-1506, 2002.7
- 2) 松下綾太, 高橋良輔, 斉藤成彦: 鉄筋腐食した RC はりの曲げ変形性能に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.32, No.2, pp.1483-1488, 2010
- 3) 山本貴士, 佐藤吉孝, 服部篤史, 宮川豊章: 鉄筋腐食 RC はりのせん断耐荷挙動に関する検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.27, No.1, pp. 913-918, 2005.7
- 4) 村上祐貴, 薫衛, 大下英吉, 鈴木修一, 堤知明: 鉄筋腐食により定着不良を生じた RC はり部材の耐荷性状評価, 土木学会論文集 E2, Vol.67, No.4, pp.605-624, 2011
- 5) 李翰承, 友澤史紀, 野口貴文, 鹿毛忠継: 有限要素法による鉄筋の腐食した RC 梁の耐力性能評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.19, No.1, pp. 1147-1152, 1997.7
- 6) 金螢来, 野口貴文, 長井宏憲: 腐食形態を考慮した腐食鉄筋の力学的特性に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.29, No.1, pp. 1395-1400, 2007.7
- 7) 薛 昕, 広森紳太郎, 関 博: 軸引張鉄筋およびスターラップが腐食した RC はりのせん断耐力について, コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No.1, pp. 889-894, 2009
- 8) 角田真彦, 渡辺健, 三木朋広, 二羽淳一郎: 局所的な鉄筋腐食を有する RC はり部材のせん断耐荷性能に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.3, pp. 705-1710, 2008
- 9) 笠松大輔, 森川英典, 小林秀恵, 湯浅康史: 促進腐食により塩害劣化した RC 部材の鉄筋腐食状態とせん断耐荷性能の評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.1, pp.801-806, 2008
- 10) 宇田好一郎, 川本卓人, 出路 康夫, 佐藤良一: 圧縮鉄筋の腐食がせん断補強筋のない RC はりのせん断強度に及ぼす影響: コンクリート工学年次論文集, Vol.28, No.2, pp.751-756, 2006
- 11) 村松真伍, 小林豊, 下村匠: 鉄筋腐食の空間的不均一性が鉄筋コンクリート部材の耐荷性状に及ぼす影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No.1, pp.1345-1350, 2009
- 12) 加藤絵万, 岩波光保, 伊藤始, 横田弘, : 繰返し荷重を受ける RC 柱の構造性能に及ぼす鉄筋腐食の影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.27, No.2, pp. 1489-1494, 2005.7
- 13) 船木裕之, 中田幸造, 山川哲雄, 山田義智: 沖縄の海岸で 5 年間の暴露期間を経たフライアッシュ混合大型 RC 柱の水平加力実験, コンクリート工学年次論文集, Vol32, No1, pp.827-832, 2010.09
- 14) 運輸省鉄道局: 既存の鉄道構造物に係る耐震補強の緊急措置について・同解説, 1995.7
- 15) 岡本大: 耐震補強された RC 柱の変形性能評価法と高架橋への適用例, 鉄道総研月例発表会講演要旨
- 16) (公財)鉄道総合技術研究所: 既設鉄道コンクリート高架橋柱の耐震補強設計指針, 2013.12
- 17) 鉄道施設耐震構造検討委員会: 阪神・淡路大震災に伴う鉄道復旧構造物の設計に関する特別仕様について, 1995.4
- 18) 国土交通省鉄道局監修, 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計基準・同解説 耐震

設計 2012.9

- 19) (一財)土木研究センター：建設技術審査証明報告書（土木系材料・製品・技術、道路保全技術）第 0522 号 後施工プレート定着型せん断補強鉄筋「Post-Head-Bar」, 2011
- 20) (一財)土木研究センター：建設技術審査証明報告書（土木系材料・製品・技術、道路保全技術）第 1005 号 あと施工型高強度せん断補強筋「マルチプルナットバー」, 2010
- 21) (一財)土木研究センター：建設技術審査証明報告書（土木系材料・製品・技術、道路保全技術）第 0811 号 後施工セラミック定着型せん断補強鉄筋「セラミックキャップバー（CCb）」, 2012
- 22) (一財)土木研究センター：建設技術審査証明報告書（土木系材料・製品・技術、道路保全技術）第 1203 号 あと施工型せん断補強鉄筋用無機系モルタルカプセル「RMA」, 2012
- 23) A T 工法研究会：補強鉄筋埋設方式 P C M 巻立て橋脚補強 AT-P 工法(河川構造物)施工指針, 2012.9
- 24) 石村昌也, 日野伸一, 彌永裕之, 小沼恵太郎：補強鉄筋埋設方式 PCM 巻立て補強工法（AT-P 工法）における鉄筋定着に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.39, No.2, pp.445-450, 2017
- 25) (社)P C M 工法協会：P A E 系ポリマーセメントモルタルを用いたコンクリート構造物の補修・補強に関する設計・施工マニュアル（案）, 2014.12
- 26) 山口治, 松本恵美, 三澤孝史, 廣中哲也：六角ナット定着型せん断補強鉄筋を用いた後施工せん断補強工法の開発, 土木学会第 71 回年次学術講演会概要集, pp.1017-1018, 2016.9
- 27) 三澤孝史, 廣中哲也, 山口治, 宇治公隆：定着板を片側に配置したせん断補強鉄筋を用いる後施工せん断補強に関する研究, コンクリート工学論文集, Vol.29, pp.111-123, 2018.11 登載決定
- 28) Takashi Misawa, Tetsuya Hironaka, Osamu Yamaguchi, Kimitaka Uji : EXPERIMENTAL STUDY ON POST-INSTALLED SHEAR REINFORCEMENT USING REBAR HEADED WITH ANCHOR PLATE, 43rd Conference on Our World in Concrete & Structures, 2018.8
- 29) 山口治, 松本恵美, 三澤孝史, 廣中哲也：高強度鉄筋を用いた既設 RC 柱の曲げ補強工法の開発, 土木学会第 72 回年次学術講演会概要集, V-174, pp.347-348, 2017.9
- 30) 三澤孝史, 廣中哲也, 山口治, 宇治公隆：細径高強度筋を用いた R C 橋脚の曲げ補強に関する実験的研究, 土木学会論文集 E2（材料・コンクリート構造）, Vol.74, No.3, pp.139-157, 2018.7
- 31) (公財)鉄道総合技術研究所, 既設鉄道コンクリート高架橋柱の耐震補強設計指針, pp.1-7, 2013.12
- 32) 前田友章, 岡本大, 谷村幸裕, 庄野昭, 中村敏晴：補強鋼材と吹付モルタルで補強した RC 柱の変形性能算定手法, 土木学会第 64 回年次学術講演会概要集, 2009.9
- 33) 三澤孝史, 中村敏晴, 藤田健二, 松田好史：壁式橋脚の鋼より線巻立てによる耐震補強工法の実験的研究, 土木学会第 62 回年次学術講演会概要集, 5-166, pp.331-332, 2007.9

第3章 鉄道RC橋脚における鉄筋腐食が構造性能に及ぼす影響

3.1 はじめに

我が国では、高度経済成長期以降に整備した膨大なインフラストラクチャーが今後、老朽化するため、インフラストラクチャーの長寿命化等の老朽化対策が進められている。鉄筋の腐食は、RC構造物の耐力・変形性能の低下に大きな影響を及ぼすものであり、RC構造物の維持・管理および補修方法を計画する上で、鉄筋腐食と耐力・変形性能の関係を把握することは重要と考える。

鉄筋が腐食したRC構造物に関する研究は、第2章で述べたように、これまで各機関で精力的になされ、多くの成果が得られている。しかしながら、これらの研究は、RC梁の一方向単調載荷実験に基づくものが大多数を占める。一定軸力下のRC柱に関する研究は、試験体が大規模になることもあり現状では少ない。特に鉄筋質量減少率が20%を超えるような腐食程度が大きい場合における構造性能への影響については、RC梁についても研究は少なく、鉄筋腐食がRC柱の構造性能に及ぼす影響に関する研究事例は少ない。実際のRC柱の鉄筋腐食の進行状況は、一般的には、かぶりコンクリートが小さい帯鉄筋が最初に腐食し、次に軸方向鉄筋が腐食すると考えられる。本研究では、鉄筋腐食状況を単純化し、軸方向鉄筋および帯鉄筋の各々の鉄筋腐食と耐力・変形性能の関係を明確にするために、電食によりRC柱試験体の軸方向鉄筋あるいは帯鉄筋を目標鉄筋質量減少率で腐食させた。この試験体を静的正負水平交番載荷実験することにより、鉄筋が腐食した柱の耐力・変形性能を検討した。

本研究では、目標鉄筋質量減少率をパラメータとして、腐食程度における耐力・変形性能を把握するために、RC柱試験体を電食により、目標鉄筋質量減少率を各々計3水準とし軸方向鉄筋あるいは帯鉄筋を腐食させた。目標鉄筋質量減少率を設定した部材の検討では、耐力・変形性能に差異が生じるとともに、既往の研究では事例が少ない、最大の目標鉄筋質量減少率を30%以上と比較的大きな腐食程度を設定した。

3.2節に示すように、このRC柱試験体について、合理的な維持管理計画や補修計画に活かす目的で、軸力を作用させた静的正負水平交番載荷実験（以下「交番載荷実験」と記す）を行い、鉄筋腐食がRC柱の構造性能に及ぼす影響を破壊段階まで再現することにより、鉄筋の質量減少率と柱の耐力・変形性能の関係に関する基礎的な知見を得ることとした。さらに、既往の評価式に鉄筋腐食を考慮することにより、交番載荷実験から得られた耐力・変形性能の評価を試みた¹⁾。

さらに、RC柱の鉄筋が腐食した場合、補修により所要の耐荷性能を回復させる必要がある。そこで、3.3節において、電食により軸方向鉄筋を腐食させた柱試験体および電食により腐食させた鉄筋をはつり出して切除し、柱基部で同径の鉄筋を突合せアーク溶接継手により補修した柱試験体の水平交番載荷実験を実施し、鉄筋が腐食した柱の補修後の耐力・変形性能を実験的に検討した²⁾。

3. 2 鉄筋腐食した RC 柱の耐力・変形性能¹⁾

3. 2. 1 交番載荷実験概要

(1) 試験体の概要

試験体は，図-3. 2. 1，表-3. 2. 1 に示すように，断面形状が 400mm×400mm，柱基部から載荷点まで 1350mm であり，鉄筋腐食の無い場合には曲げ破壊（材料試験値による曲げせん断耐力比 2.0）するように設計した。

CASE-A（腐食無し）を基準試験体とし，RC 柱の変形性能への影響が大きいと考えられる帯鉄筋のみ腐食させた CASE-B1～B3 および，耐力への影響が大きいと考えられる軸方向鉄筋のみ腐食させた CASE-C1～C3 の計 7 体とした。腐食による目標鉄筋質量減少率は，交番載荷試験において耐力・変形性能に差異が表れるように CASE-B1～B3 では 20，30，40%，CASE-C1～C3 では 10，20，30%とした³⁾。

なお，腐食対象とする鉄筋および腐食範囲を限定するために，対象範囲以外にエポキシ樹脂塗装した。写真-3. 2. 1 に示すように，CASE-C1～C3 では帯鉄筋にエポキシ樹脂塗装鉄筋を用い，CASE-B1～B3 では帯鉄筋と軸方向鉄筋が接する箇所の軸方向鉄筋に部分的にエポキシ樹脂塗装した。さらに，CASE-A も含め全ての試験体で加力部およびフーチング部の軸方向鉄筋をエポキシ樹脂塗装した。

表-3. 2. 2 に使用材料の試験結果を示す。

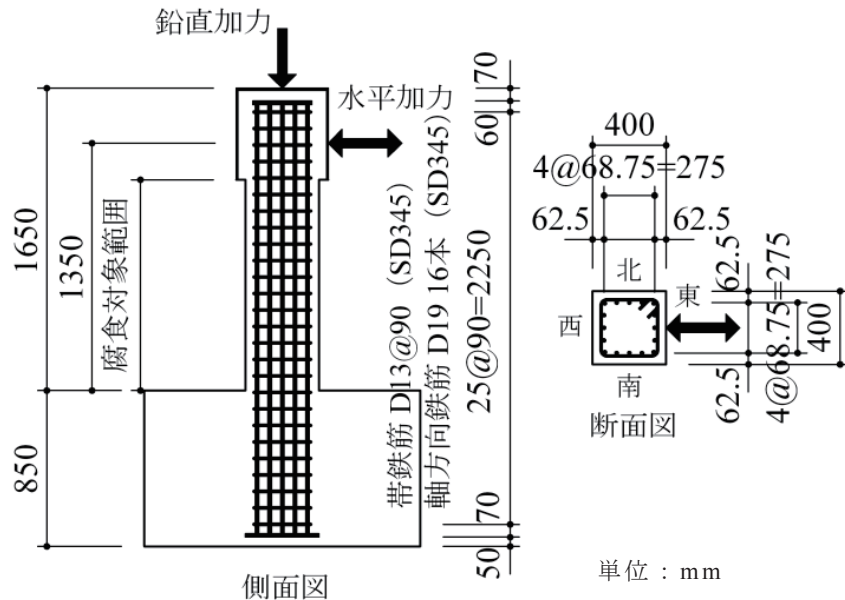


図-3. 2. 1 試験体の形状



CASE-A



CASE-B1~B3



CASE-C1~C3

青色部：エポキシ樹脂塗装

写真-3.2.1 試験体製作状況

表-3.2.1 試験体の概要

試験体名	CASE-A	CASE-B1	CASE-B2	CASE-B3	CASE-C1	CASE-C2	CASE-C3
腐食の有無	腐食無し	帯鉄筋のみ腐食			軸方向鉄筋のみ腐食		
目標鉄筋質量減少率 (%)	0	20	30	40	10	20	30
概要	断面 400mm×400mm、せん断スパン 1350mm、せん断スパン比 4.0 設計基準強度 f'_{ck} 27N/mm ² 、 G_{max} 13mm 軸方向鉄筋 D19 (SD345) 16本、引張鉄筋比 1.06% 帯鉄筋 D13 (SD345) @90mm、帯鉄筋比 0.7% 曲げせん断耐力比 2.0 (材料試験値による)						

表-3.2.2 使用材料試験結果

材料名	使用試験体	仕様	降伏点 N/mm ²	降伏ひずみ ×10 ⁻⁶	弾性係数 kN/mm ²	引張強さ N/mm ²	破断伸び %
軸方向鉄筋	CASE-A,B2,C3	D19-SD345	389	2065	189	595	17.2
	CASE-B1,B3,C1,C2	D19-SD345	388	1986	195	569	19.1
帯鉄筋	CASE-A,B2	D13-SD345	367	1909	192	499	19.6
	CASE-C3	D13-SD345 エポキシ樹脂塗装	365	1898	192	509	19.6
	CASE-B1,B3	D13-SD345	392	2069	189	553	18.9
	CASE-C1,C2	D13-SD345 エポキシ樹脂塗装	376	1990	189	543	18.2
材料名, 使用試験体		仕様	圧縮強度 N/mm ²	弾性係数 kN/mm ²	引張強度 N/mm ²	備考	
柱コンクリート	CASE-A	f'_{ck} 27N/mm ² G_{max} 13mm	33.6	26.9	2.77	<ul style="list-style-type: none"> ・ 載荷実験日の材料試験による ・ 引張強度は割裂引張強度試験による 	
	CASE-B1		36.5	30.3	2.90		
	CASE-B2		33.7	28.0	2.44		
	CASE-B3		35.7	30.4	2.71		
	CASE-C1		36.4	29.1	3.03		
	CASE-C2		36.6	30.5	3.32		
CASE-C3	34.5	27.3	2.54				

(2) 電食の概要

電食概念図を図-3.2.2 に、電食状況を写真-3.2.2 に示す。試験体の柱周囲に設置した塩化ビニル製の水槽を濃度 3% の NaCl 水溶液で満たし、直流電源装置と接続した厚さ 1mm の銅板を柱周囲に 30mm 程度の離隔を取って設置した。帯鉄筋のみ腐食させる CASE-B1～B3 では帯鉄筋を直流電源装置に接続し、軸方向鉄筋のみ腐食させる CASE-C1～C3 では軸方向鉄筋の上部と直流電源装置を接続した。電流密度を鉄筋表面積当たり $1\text{mA}/\text{cm}^2$ として、目標の鉄筋質量減少率となる通電時間を、式(1)に示すファラデーの式を用いて算定した。

$$W = \frac{A \cdot I \cdot t}{Z \cdot F} \quad (1)$$

ここに、 W ：質量減少量 (g)

A ：鉄の原子量 (55.847g/mol)

I ：電流 (A)

t ：通電時間 (s)

Z ：鉄の原子価 (2)

F ：ファラデー定数 (96480 C/mol, A・s/mol)

電食により鉄筋を腐食させた試験体は、交番載荷実験後、軸方向鉄筋および帯鉄筋を取り出し、JCI-SCI⁵⁾の方法に準拠して 60℃、10%クエン酸水素二アンモニウム水溶液に 24 時間浸漬し、水洗した後乾燥させた。乾燥後、鉄筋の質量および直径を測定した。

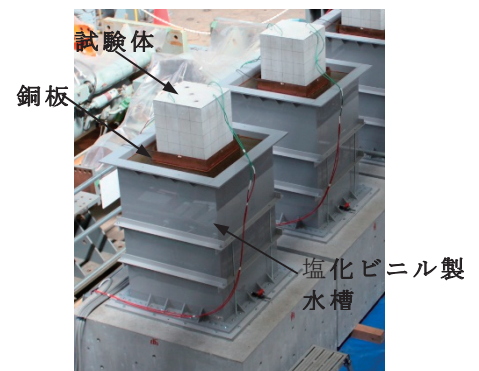
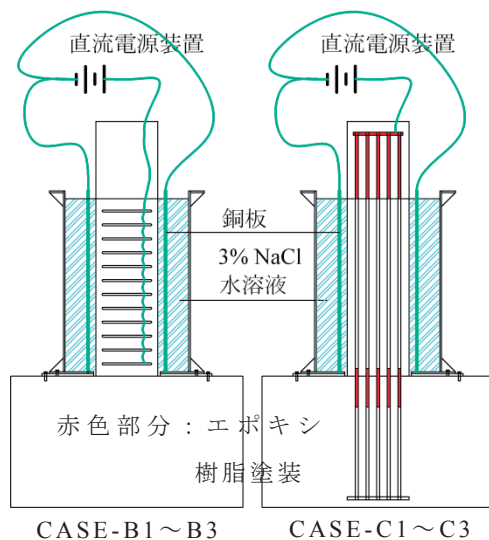


写真-3.2.2 電食状況

図-3.2.2 電食概念図

(3) 交番載荷実験の方法

載荷方法は、試験体のフーチングを反力床に PC 鋼棒で定着し、試験体頭部に油圧ジャッキで一定の軸力（上部工の自重を想定した圧縮応力度 1N/mm^2 ）を加えた状態で、反力壁より油圧ジャッキで正負交番の水平力を加えた。軸力を載荷する油圧ジャッキはスライド支承を介して載荷フレームに設置しており、水平変位を妨げない構造になっている。

以下、試験体頭部に加える水平荷重を「荷重」、荷重載荷位置の水平変位を「変位」、水平ジャッキを押し出す方向に載荷した時を「正載荷」、引き戻す方向に載荷した時を「負載荷」と記す。

荷重ステップは、CASE-A（腐食無し）において軸方向鉄筋が降伏する変位（ δy ）までは荷重制御で載荷、以降の載荷は変位制御とし、降伏変位の偶数倍の変位を各 3 サイクルずつ載荷した。CASE-B1～B3、CASE-C1～C3 においては、電食させるため、ひずみゲージを貼付していないので CASE-A で得られた降伏変位（ δy ）を基準に CASE-A と同様に載荷した。

3.2.2 電食による RC 柱試験体の劣化状況

(1) 鉄筋の腐食状況

鉄筋の腐食状況は、表-3.2.3 に示す方法で算出した質量減少率と断面減少率により評価することとした。

図-3.2.3(a), (b)に CASE-B1～B3（帯鉄筋のみ腐食）の帯鉄筋の質量減少率および断面減少率を、図-3.2.3(c)～(e)に CASE-C1～C3（軸方向鉄筋のみ腐食）の軸方向鉄筋の質量減少率を示す。図-3.2.3(c)～(e)に示す軸方向鉄筋の質量減少率は、図-3.2.1 に示すように、東西面それぞれの 5 本、南北面それぞれの中間の 3 本の平均である。表-3.2.4 は腐食対象とした鉄筋の平均質量減少率を全体、柱基部から 1D（D：柱断面高さ）、東面、西面、南北面等に区切って示した。表-3.2.4 の軸方向鉄筋については、載荷方向に対し側面に当たる南北面それぞれの中間の 3 本については、耐力への影響が比較的小さいと考え、南北面を合わせた平均値とした。表-3.2.5 は、帯鉄筋について表-3.2.3 に示す計測方法により求めた断面減少率の平均値を全体、柱基部から 1D に区切って示した。

CASE-B1（帯鉄筋のみ腐食）の鉄筋腐食状況は、帯鉄筋の目標質量減少率 20% に対し、平均 13.8% であり、軸方向鉄筋にも質量減少率で平均 2.8% の腐食が生じた。帯鉄筋の腐食状況は、図-3.2.3(a) に示すように、柱基部から約 620mm までの区間の質量減少率において約 15% とほぼ一定である。

CASE-B2 の鉄筋腐食状況は、帯鉄筋の目標質量減少率 30% に対し、平均 22.7% であり、軸方向鉄筋にも質量減少率で平均 5.3% の腐食が生じた。帯鉄筋の腐食状況は、図-3.2.3(a) に示すように、柱基部から約 700mm までの区間において質量減少率 25% 前後であり、これより上方では質量減少率は低下している。

CASE-B3 の鉄筋腐食状況は、帯鉄筋の目標質量減少率 40% に対し、平均 26.5% であり、軸方向鉄筋にも質量減少率で平均 4.4% の腐食が生じた。帯鉄筋の腐食状況は、図-3.2.3(a) に示すように、柱基部から 80～980mm までの質量減少率がその上部よ

り大きく、この間は 26.9%である。表-3.2.3 に示したように、帯鉄筋の質量減少率は帯鉄筋 1 本（長さ約 1390mm）を評価しているものであり、図-3.2.3(b)に示すように、最小径を評価している断面減少率は 60~98%を示し、帯鉄筋 1 本の中でも腐食状況は一様ではなく局所的に腐食している。帯鉄筋の腐食状況の一例を写真-3.2.3 に示す。

CASE-C1（軸方向鉄筋のみ腐食）の鉄筋腐食状況は、軸方向鉄筋の目標質量減少率 10%に対し、平均 8.6%であり、帯鉄筋にも質量減少率で平均 0.05%の腐食が生じた。軸方向鉄筋の腐食状況は、図-3.2.3(c)に示すように、西面の柱基部から 150~600mm、東面の 450~900mm の区間が他の部位より多く腐食し、それぞれ平均 15.4、12.2%である。

CASE-C2 の鉄筋腐食状況は、軸方向鉄筋の目標質量減少率 20%に対し、平均 15.2%であり、帯鉄筋にも質量減少率で平均 0.8%の腐食が生じた。軸方向鉄筋の腐食状況は、図-3.2.3(d)に示すように、東面の柱基部から 150~600mm、西面の 450~600mm の区間が他の部位より多く腐食し、それぞれ平均 27.7、28.4%である。

CASE-C3 の鉄筋腐食状況は、軸方向鉄筋の目標質量減少率 30%に対し、平均 25.2%であり、帯鉄筋にも質量減少率で平均 2.7%の腐食が生じた。軸方向鉄筋の腐食状況は、図-3.2.3(e)に示すように、北面の柱基部から 150~600mm、西面の 150~750mm の区間が他の部位より多く腐食し、それぞれ平均 52.6、43.9%である。

表-3.2.3 鉄筋腐食状況の評価方法

	質量減少率	断面減少率
帯鉄筋	腐食対象帯鉄筋1本ごとの腐食後質量と腐食の無い加力部の質量比	最小径と判断できる鉄筋径をノギスで測定、これを直径とする断面積と公称断面積の比
軸方向鉄筋	腐食後の軸方向鉄筋を150mmごとに横リブ8節間(約100mm)で切断し、この質量と腐食の無い加力部の質量比	大きく腐食した箇所を対象に帯鉄筋は1本ごとに、軸方向鉄筋は切断した8節間ごとに測定

備考) 帯鉄筋は1本ごとに評価できるように製作時に長さを揃えて曲げ加工した。軸方向鉄筋の基準長を横リブ8節間としたのは交番載荷実験の残留ひずみによる鉄筋長さの変化を考慮

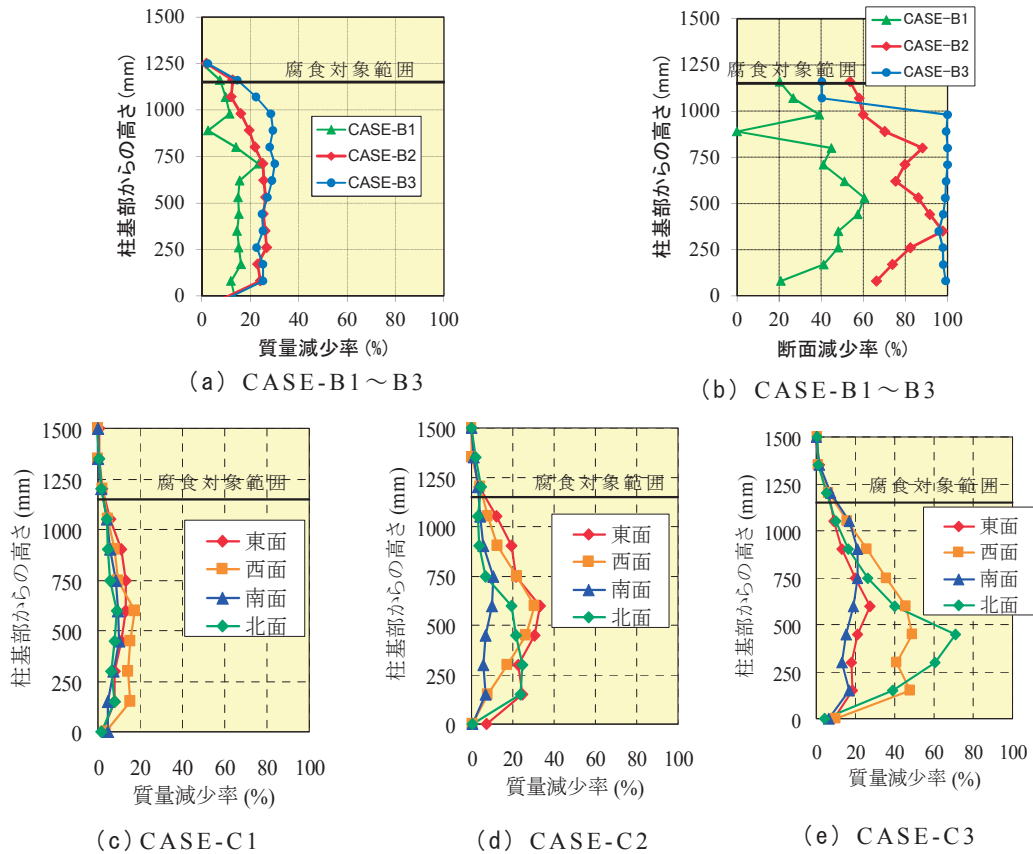


図-3.2.3 鉄筋腐食状況

表-3.2.4 平均質量減少率 (%)

	区間・部位	CASE-B1	CASE-B2	CASE-B3	CASE-C1	CASE-C2	CASE-C3	
帯鉄筋	全体	13.8	22.7	26.5	0.05	0.8	2.7	
	1D	14.5	25.1	24.6	0.2	0.9	4.3	
軸方向鉄筋	全体	2.8	5.3	4.4	8.6	15.2	25.2	
	1D以外	東	3.4	6.3	5.0	10.9	23.3	18.1
		西	3.4	5.6	3.9	10.9	19.9	34.4
		南北	3.2	5.1	5.1	6.9	9.2	25.7
	1D	東	3.3	7.6	5.4	8.1	23.7	18.3
		西	2.9	6.3	4.9	14.7	12.5	44.4
		南北	2.8	6.4	5.1	6.5	15.2	32.4
		東西南北	3.0	6.7	5.1	9.6	17.0	31.8

1D：柱基部から上方へ1D（柱断面高さ）区間

表-3.2.5 平均断面減少率 (%)

	区間	CASE-B1	CASE-B2	CASE-B3	CASE-C1	CASE-C2	CASE-C3
帯鉄筋	全体	39.9	77.5	93.9	12.2	38.3	46.8
	1D	39.6	80.1	97.7	26.0	35.2	64.5

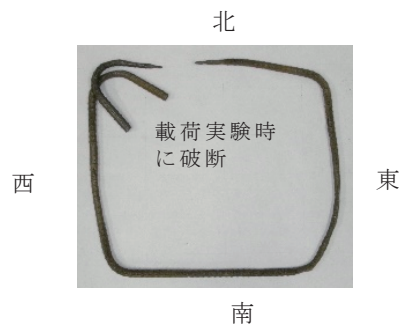


写真-3.2.3 帯鉄筋の腐食状況例
(CASE-B2, 柱基部から 350mm)

(2) 電食によるコンクリートのひび割れ状況

図-3.2.4 に電食終了時のひび割れ状況を示す。

帯鉄筋のみ腐食のケースでは、帯鉄筋位置に沿ったひび割れも若干見られる。全体としては試験体軸方向のひび割れが卓越し、柱中央付近や、2面から電流が流れることにより電食が進むと考えられる柱隅角部近傍に生じている。この試験体軸方向のひび割れは、最大ひび割れ幅が生じた箇所付近から複数のひび割れが進展したようなひび割れ分布を示している。

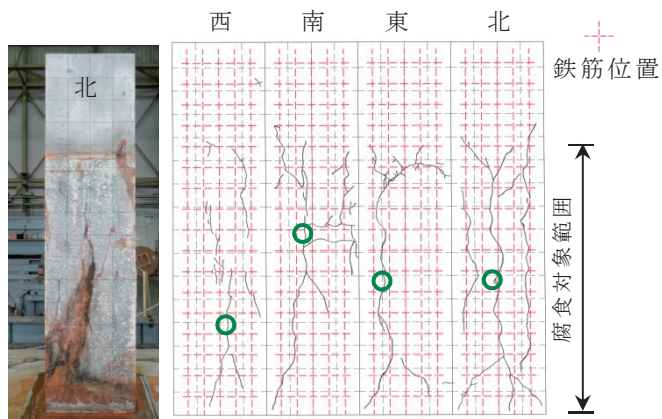
ひび割れが発生した後は、通電しやすくなって電食が進み、鉄筋腐食が促進されることにより、ひび割れ幅が広がるとともに、さらにひび割れが進展すると考えられる。これは、実構造物において、ひび割れ発生後に腐食因子の浸透が進行しやすいため、ひび割れ箇所の鉄筋の腐食速度が加速される腐食過程と類似している。試験体に生じたひび割れからは腐食生成物が多く漏出しており、また載荷実験後に剥離したかぶりコンクリートの裏面に鉄筋のさび汁が付着していた。さらに腐食生成物が多く漏出したひび割れは、ほぼ腐食範囲の全長に渡って伸びている。これらより、ある個所の鉄筋腐食が促進され、ひび割れが進展すると、他の箇所の帯鉄筋が腐食しても、腐食生成物がかぶりコンクリートの裏面に沿って、先に生じたひび割れからコンクリート外に漏出するため、腐食生成物による膨張圧が減じられて帯鉄筋に沿ったひび割れの発生が抑制されたと推察する。

また、ひび割れが発生した箇所の鉄筋腐食が促進されるに伴い、比較的かぶり厚さに対し鉄筋間隔が小さいため、既往の研究事例^{6),7)}に示されるような隣接する帯鉄筋方向（柱軸方向）へのひび割れも進展し、柱軸方向のひび割れが相対的に卓越したと考えられる。

以上のひび割れ発生性状については、かぶりコンクリートの厚さや鉄筋の径、間隔等の影響を受けると考えられるが、帯鉄筋が腐食しても必ずしも帯鉄筋に沿ったひび割れのみが生じる訳ではなく、劣化調査においてひび割れ発生状況から鉄筋の腐食状況を判断する上で留意すべき点である。

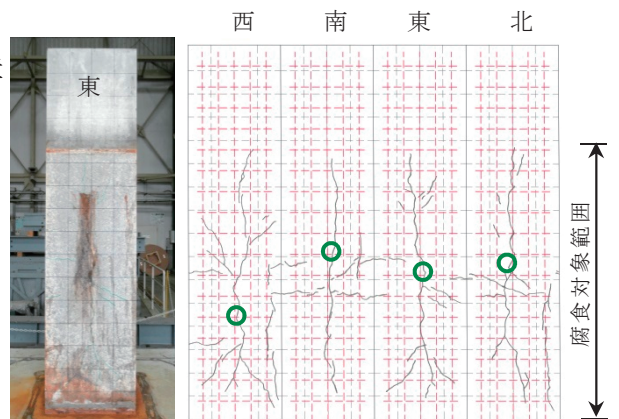
軸方向鉄筋のみ腐食のケースでは、柱中央付近や、2面から電流が流れることにより電食が進むと考えられる柱隅角部において軸方向鉄筋位置に沿ったひび割れが発生している。この傾向は、鉄筋の腐食程度が異なる CASE-C1～C3 においても同様である。また、CASE-C3 と CASE-C2 の比較により、表-3.2.4 に示すように全体の平均質量減少率が 15.2% から 25.2% になると、比較的に短いひび割れが多数発生するようになる。

ひび割れ幅は、帯鉄筋のみ腐食のケースでは最大 1.8mm (CASE-B3)、軸方向鉄筋のみ腐食のケースでは最大 1.1mm (CASE-C3) であり、腐食程度が大きくなるに従ってひび割れ幅の最大値も大きくなっている。これは、腐食生成物の増加に伴い、膨張圧が大きくなりひび割れ幅が大きくなったと考えられる。



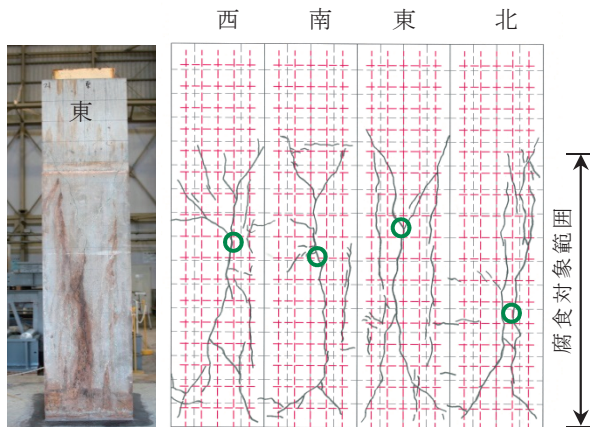
(a) CASE-B1 (帯鉄筋のみ腐食, 目標鉄筋質量減少率 20%)

(西 : 0.2 mm, 南 : 0.65 mm, 東 : 0.35 mm, 北 : 0.85 mm)



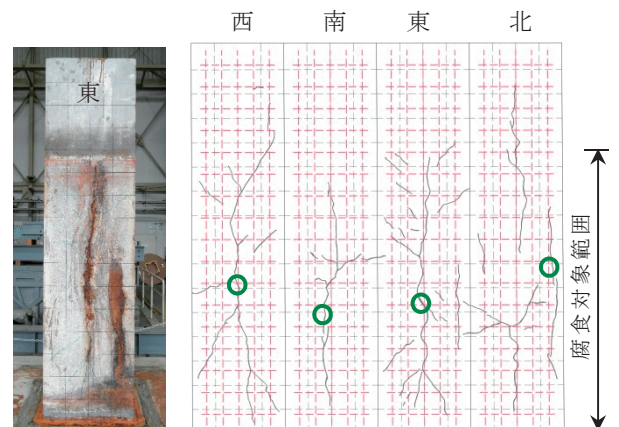
(d) CASE-C1 (軸方向鉄筋のみ腐食, 目標鉄筋質量減少率 10%)

(西 : 0.5 mm, 南 : 0.25 mm, 東 : 0.6 mm, 北 : 0.25 mm)



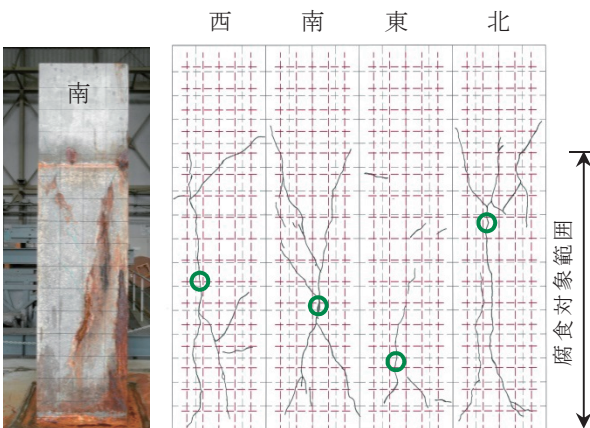
(b) CASE-B2 (帯鉄筋のみ腐食, 目標鉄筋質量減少率 30%)

(西 : 0.8 mm, 南 : 0.35 mm, 東 : 0.8 mm, 北 : 0.8 mm)



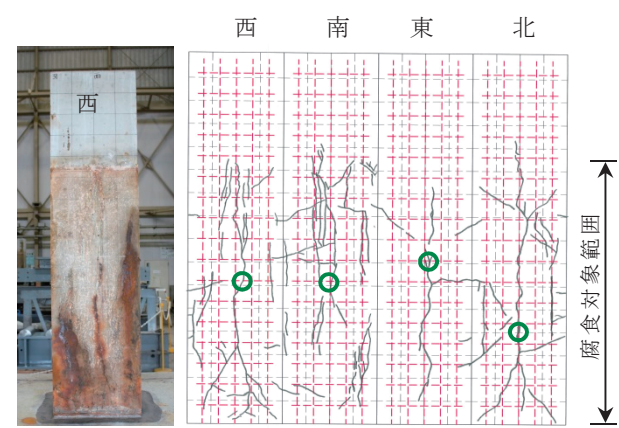
(e) CASE-C2 (軸方向鉄筋のみ腐食, 目標鉄筋質量減少率 20%)

(西 : 0.6 mm, 南 : 0.15 mm, 東 : 0.8 mm, 北 : 0.6 mm)



(c) CASE-B3 (帯鉄筋のみ腐食, 目標鉄筋質量減少率 40%)

(西 : 0.3 mm, 南 : 1.8 mm, 東 : 0.1 mm, 北 : 0.85 mm)



(f) CASE-C3 (軸方向鉄筋のみ腐食, 目標鉄筋質量減少率 30%)

(西 : 1.1 mm, 南 : 0.45 mm, 東 : 0.45 mm, 北 : 0.9 mm)

○ : 各面でひび割れ幅が最大の位置

図-3.2.4 電食終了時のひび割れ状況

3.2.3 交番載荷実験結果および考察

(1) 破壊性状

表-3.2.6 に試験体の損傷状況の概要を、図-3.2.5 に各試験ケースの終局付近のひび割れ状況を示す。

腐食無しの CASE-A は、表-3.2.6、図-3.2.5(a)に示すように、水平方向の曲げひび割れとせん断方向のひび割れが発生しているが軸方向鉄筋の降伏後もせん断破壊せず、 $6\sim 8\delta y$ で柱基部の軸方向鉄筋の座屈に伴うかぶりコンクリートのはらみ出し、剥落で荷重が低下する曲げ破壊であった。

帯鉄筋のみ腐食の CASE-B1 は、表-3.2.6、図-3.2.5(b)に示すように、 $6\delta y$ までは CASE-A と同様の破壊性状を示したが、 $8\delta y$ において軸方向鉄筋の座屈、かぶりコンクリートが剥落し、繰り返し載荷による荷重低下が大きくなり、曲げ破壊した。

CASE-B2 は、表-3.2.6、図-3.2.5(c)に示すように、 $6\delta y$ の 2 サイクル目までは CASE-A と同様の破壊性状を示したが、 $6\delta y$ の 3 サイクル目負載荷時に帯鉄筋が破断し、これによりせん断破壊することで荷重は大きく低下した。

CASE-B3 は、表-3.2.6、図-3.2.5(d)に示すように、 $4\delta y$ までは CASE-A に比べ若干、柱基部の剥落が大きい、ほぼ同様の破壊性状を示した。 $6\delta y$ の負載荷 1 サイクル目で帯鉄筋が破断し、これによりせん断破壊して荷重が大きく低下した。

軸方向鉄筋のみ腐食の CASE-C1 は、表-3.2.6、図-3.2.5(e)に示すように、 $6\delta y$ の 1 サイクル目までは、CASE-A と同様の破壊性状を示したが、 $6\delta y$ の 2 サイクル目以降に柱基部の軸方向鉄筋の座屈に伴うかぶりコンクリートのはらみ出し・剥落が顕著になる。 $8\delta y$ において軸方向鉄筋の座屈に伴うかぶりコンクリートのはらみ出し・剥落がさらに進行し、荷重が大きく低下した。

CASE-C2 は、表-3.2.6、図-3.2.5(f)に示すように、 $2\delta y$ までは CASE-A と同様の破壊性状を示したが、 $4\delta y$ において柱基部の剥落が顕著になる。 $6\delta y$ において柱基部の軸方向鉄筋の座屈に伴うかぶりコンクリートのはらみ出し・剥落が進み、繰り返し載荷による荷重低下が顕著になった。

CASE-C3 は、表-3.2.6、図-3.2.5(g)に示すように、 $2\delta y$ までは CASE-A と同様の破壊性状を示したが、 $4\delta y$ の負載荷 1 サイクル目で引張側 2 本の軸方向鉄筋が破断し、柱基部の軸方向鉄筋の座屈に伴うかぶりコンクリートのはらみ出し・剥落が生じ、荷重低下が顕著になった。

鉄筋腐食した CASE-B1~B3, C1~C3 におけるひび割れの発生性状は腐食ひび割れの影響を受け、腐食ひび割れと交差するとひび割れが伸びなくなったり、腐食ひび割れに一部が繋がって発生している。また、CASE-B1~B3, C1~C3 は、腐食無しの CASE-A に比べ、水平方向の曲げひび割れおよびせん断ひび割れが少ない。これは腐食ひび割れと鉄筋の付着性能の低下によるものと考えられる。CASE-B1~B3, C1~C3 では、剥離したかぶりコンクリートの裏面には腐食率によって程度の差はあるが、鉄筋のさび汁が付着していた。これは鉄筋腐食の段階でかぶりコンクリートの裏面、すなわち帯鉄筋や軸方向鉄筋の設置表面に沿ってひび割れが存在していたと考えられ、そのため、かぶりコンクリートと帯鉄筋、軸方向鉄筋間の付着性能が低下したために CASE-A に比べ、発生する曲げひび割れ、せん断ひび割れが少なかったと推察できる。

表-3.2.6 試験体の損傷状況

	CASE-A	CASE-B1	CASE-B2	CASE-B3	CASE-C1	CASE-C2	CASE-C3
1 δ y	[CASE-A] ・東西面に水平の曲げひび割れが6~7本発生。 ・南北面(せん断面)には、東西面から延びる曲げひび割れが柱中央付近から斜め45°下方へ伸びるせん断ひび割れとなる。 [CASE-B1~B3 および CASE-C1~C3] ・東西面に水平の曲げひび割れが3~5本発生。 ・曲げひび割れは、縦方向の腐食ひび割れと交差するとひび割れが伸びなくなる。また、腐食ひび割れに一部が繋がって発生する。 ・南北面(せん断面)には東西の面から延びる曲げひび割れが発生するが、CASE-Aと異なり、腐食ひび割れと交差するため、ひび割れの先端はあまり斜め45°下方へ伸びない。						
2 δ y	柱基部が僅かに圧壊	柱基部が僅かに圧壊					
4 δ y	柱基部の圧壊が顕著.	柱基部の圧壊が顕著になり、柱基部から約50~100mmにおいてかぶりコンクリート剥落	西面の柱基部から約50~100mm間の圧壊が顕著になり、かぶりコンクリートが剥落.	柱基部から約100~200mm間の圧壊が顕著になり、かぶりコンクリートが剥落. 繰り返し荷重により荷重が低下.	柱基部から約70~200mm間の圧壊が顕著になり、かぶりコンクリートが剥落.	柱基部から約200mm間の圧壊が顕著になり、かぶりコンクリートが剥落.	柱基部がはらみ出し、特に西面の圧壊が顕著になる. 負荷の1サイクル目に西面の引張側の軸方向鉄筋2本が破断し、荷重低下が顕著になる.
6 δ y	軸方向鉄筋の座屈に伴う柱基部コンクリートのはらみ出し、柱基部から約100mm間のかぶりコンクリートの剥落発生.	軸方向鉄筋の座屈に伴うはらみ出しが進み、柱基部から約200mm間のかぶりコンクリートが剥落.	負荷荷の3サイクル目で柱基部から350, 440mmに位置する帯鉄筋が破断して荷重が大きく低下. 東面の柱基部から約600mm間のかぶりコンクリートが大きく剥落.	1サイクル終了時において、柱基部から90~450mmの帯鉄筋5本が破断. 柱基部のかぶりコンクリートが大きく剥落し、北面の柱基部から約300~800mmに長いせん断ひび割れが発生し、荷重が大きく低下.	軸方向鉄筋の座屈に伴うはらみ出しが進み、柱基部から約300~400mm間のかぶりコンクリートが剥落.	軸方向鉄筋の座屈に伴うはらみ出しが進み、柱基部から約350~550mm間のかぶりコンクリートが剥落. 繰返し荷重による荷重低下が顕著になる.	西面のはらみ出しが進み、柱基部から約400mm間のかぶりコンクリートが剥落. 東面の圧壊は少ない. 負荷において軸方向鉄筋2本破断し、荷重が大きく低下.
8 δ y	軸方向鉄筋の座屈に伴い、はらみ出し、かぶりコンクリートの剥落が進み、繰返し荷重による荷重低下が顕著.	軸方向鉄筋の座屈に伴い柱基部から約400~500mm間のかぶりコンクリート剥落し、繰返し荷重により、荷重が大きく低下.	軸方向鉄筋の座屈に伴いかぶりコンクリートは柱基部から約350~600mm間で剥落し、荷重が大きく低下.	/	軸方向鉄筋の座屈に伴うかぶりコンクリートのはらみ出し、剥落がさらに進み、荷重が大きく低下.	軸方向鉄筋の座屈がさらに進み、荷重が大きく低下.	東面の柱基部から約500mm間のかぶりコンクリートが剥落. 荷重は漸減した.
10 δ y	軸方向鉄筋の座屈によりかぶりコンクリートが剥落し、荷重が大きく低下.	荷重が大きく低下.	/	/	軸方向鉄筋の座屈がさらに進み、荷重が大きく低下.	/	軸方向鉄筋1本破断、かぶりコンクリートは柱基部から約350~500mm間で剥落.

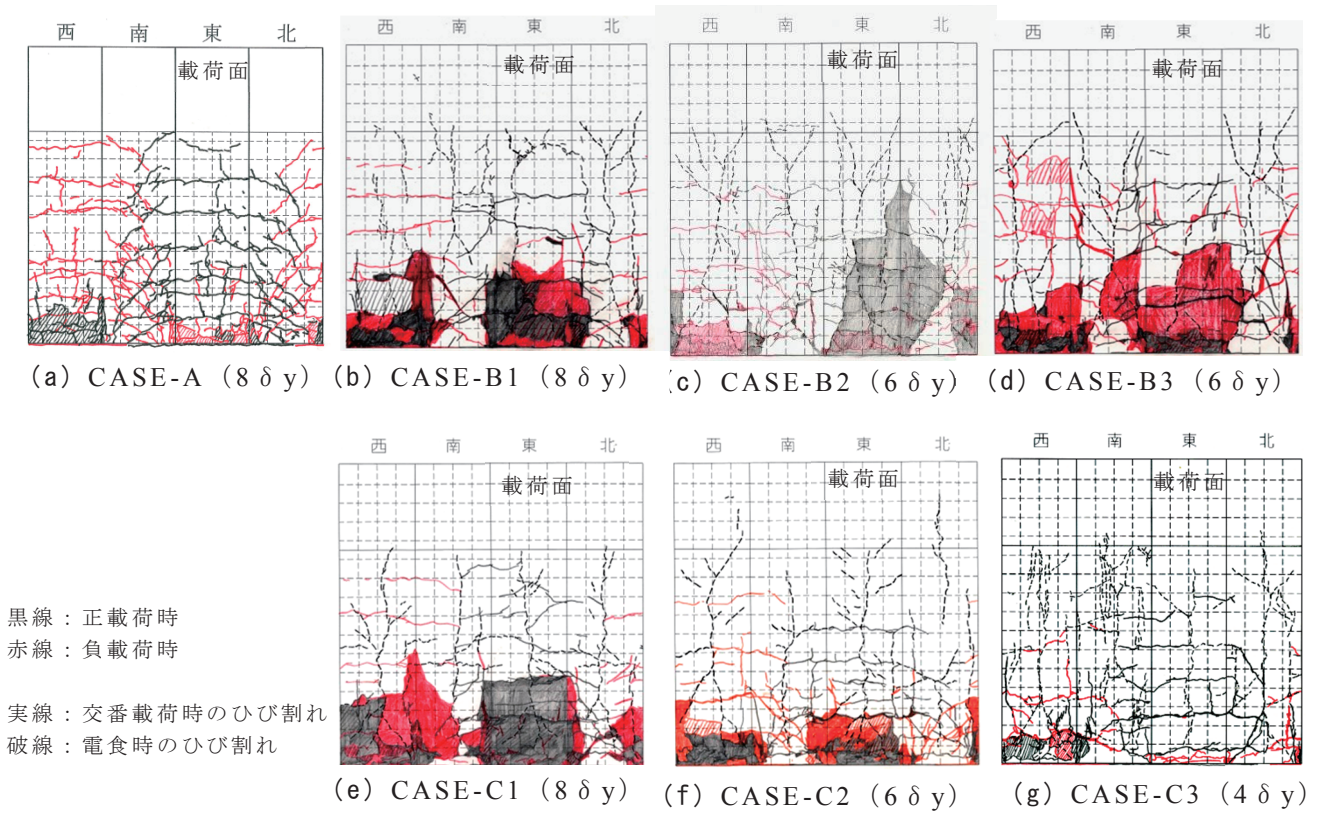


図-3.2.5 交番載荷実験・終局付近のひび割れ状況

(2) 荷重－変位関係

図-3.2.6 に荷重－変位曲線を示す。図-3.2.6 の CASE-B1～B3 および CASE-C1～C3 については、比較のため、CASE-A の荷重－変位曲線を併記している。表-3.2.7 に、「鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物，平成 16 年」⁸⁾（以下「コンクリート標準」と記す）に準じて整理した全試験ケースの載荷実験結果の一覧を示す。Y 点は，CASE-A では軸方向鉄筋が引張降伏した時点である。CASE-B1～B3，C1～C3 ではひずみゲージを貼付していないため，載荷を制御した CASE-A の δy として整理した。M 点は，繰返し載荷により耐力低下が顕著にならない最大水平変位時の水平荷重とした⁹⁾。表中には，表-3.2.4 に示した帯鉄筋および軸方向鉄筋の柱基部から 1D 区間の平均鉄筋質量腐食率を併記している。図-3.2.6 に示すように，CASE-A の履歴曲線は，紡錘型で吸収エネルギーの大きい良好な形状を示し，変形性能も良好である。

帯鉄筋のみ腐食させた CASE-B1 の履歴曲線は，図-3.2.6(a)に示すように， $6\delta y$ までは CASE-A と同様に紡錘型で吸収エネルギーの大きい良好な形状を示したが， $8\delta y$ の 2 サイクル目において軸方向鉄筋の座屈，かぶりコンクリートが剥落し，荷重が大きく低下した。

CASE-B2 は，図-3.2.6(b)に示すように， $6\delta y$ の 3 サイクル目正載荷までは CASE-A と同様に紡錘型で吸収エネルギーの大きい良好な形状を示したが， $6\delta y$ の 3 サイクル目の負載荷時に帯鉄筋が破断し，これによりせん断破壊することで荷重は大きく低下した。

CASE-B3 は，図-3.2.6(c)に示すように， $4\delta y$ までは CASE-A と同様に紡錘型で吸収エネルギーの大きい良好な形状を示したが， $6\delta y$ の負載荷 1 サイクルで帯鉄筋が破断し，これによりせん断破壊して荷重が大きく低下した。

CASE-C1 は，図-3.2.6(d)に示すように， $6\delta y$ までは CASE-A と同様に紡錘型で吸収エネルギーの大きい良好な形状を示すが， $8\delta y$ において柱基部の軸方向鉄筋の座屈に伴うかぶりコンクリートのはらみ出し，剥落が進行し荷重が大きく低下した。

CASE-C2 は，図-3.2.6(e)に示すように， $2\delta y$ 時点から CASE-A に比べ荷重が小さいが， $6\delta y$ までは紡錘型の形状を示す。しかし， $6\sim 8\delta y$ において柱基部の軸方向鉄筋の座屈に伴うかぶりコンクリートのはらみ出し，剥落が進み， $8\delta y$ において荷重が大きく低下した。

CASE-C3 は，図-3.2.6(f)に示すように， $1\delta y$ 時点から CASE-A に比べ荷重が小さい。 $2\delta y$ までは正載荷と負載荷で荷重の大きさに違いはあるが，軸方向鉄筋の降伏後，荷重を維持して変形が大きくなる CASE-A と同様の紡錘型の形状を示す。この正負の荷重の違いは表-3.2.4 中の 1D の値からわかるように，載荷方向である東西の軸方向鉄筋の腐食量に差があるためと思われる。 $6\delta y$ の 1 サイクル目負側の載荷で軸方向鉄筋 2 本の破断に伴い荷重が大きく低下した。

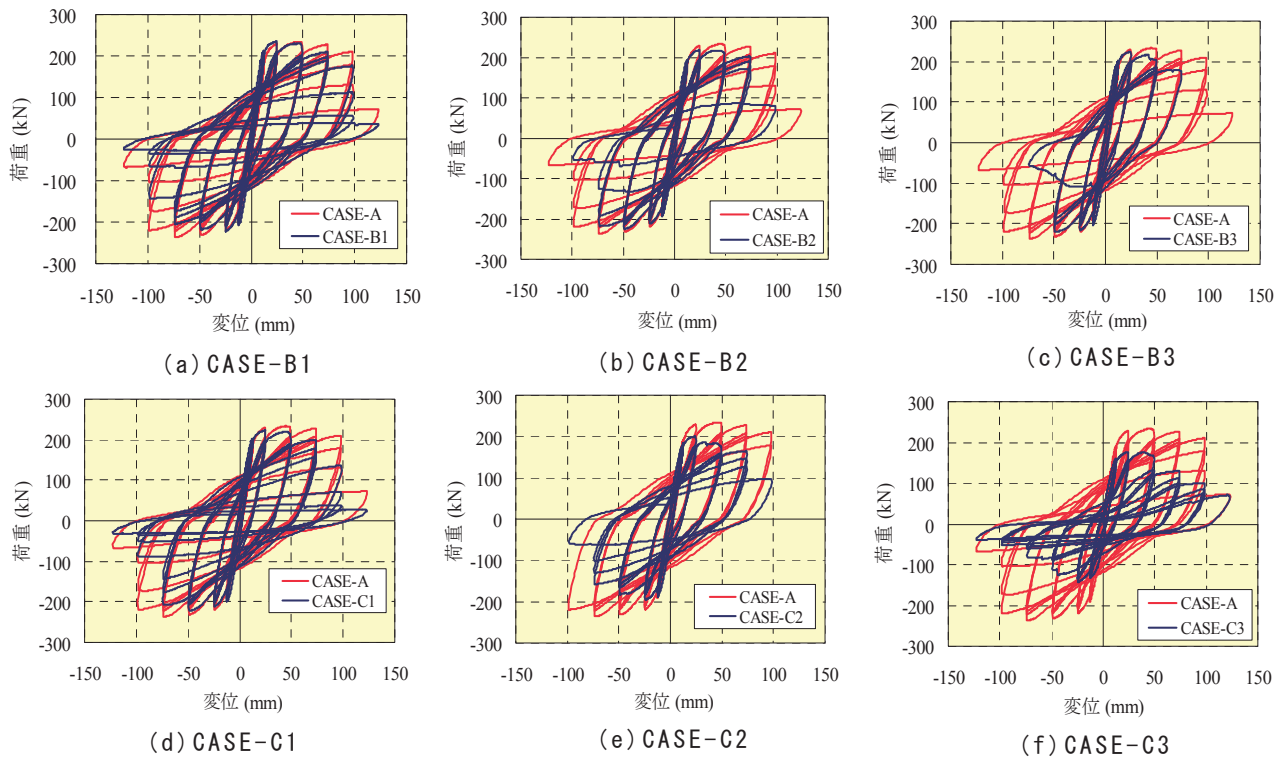


図-3.2.6 荷重－変位曲線

表-3.2.7 交番載荷実験結果一覧表

			CASE-A	CASE-B1	CASE-B2	CASE-B3	CASE-C1	CASE-C2	CASE-C3
			基準試験体	帯鉄筋のみ腐食			軸方向鉄筋のみ腐食		
目標鉄筋質量減少率 (%)			—	20	30	40	10	20	30
柱基部から1D区間の平均鉄筋質量減少率 (%)			—	14.5	25.1	24.6	9.6	17.0	31.8
正 載 荷	Y 点	変位 (mm)	12.3	12.3	12.3	12.3	12.3	12.3	12.3
		荷重 (kN)	190.7	211.5 (1.11)	194.6 (1.02)	201.1 (1.06)	202.2 (1.06)	182.5 (0.96)	159.9 (0.8)
	M 点	変位 (mm)	73.7	49.0	49.2	24.5	48.9	24.5	24.5
		荷重 (kN)	227.3	222.6 (0.98)	211.8 (0.93)	224.0 (0.99)	210.9 (0.93)	199.3 (0.88)	176.9 (0.78)
	N 点	変位 (mm)	101.7	70.5 (0.69)	75.2 (0.74)	53.3 (0.52)	70.0 (0.69)	45.9 (0.45)	53.7 (0.53)
じん性率			8.3	5.8	6.1	4.4	5.7	3.7	4.4
負 載 荷	Y 点	変位 (mm)	12.6	12.3	12.3	12.3	12.3	12.3	12.3
		荷重 (kN)	192.1	207.0 (1.08)	193.8 (1.01)	203.5 (1.06)	198.0 (1.03)	188.5 (0.98)	132.5 (0.69)
	M 点	変位 (mm)	73.9	48.9	49.2	24.5	49.0	24.5	24.5
		荷重 (kN)	236.7	217.2 (0.92)	225.5 (0.95)	216.0 (0.91)	222.8 (0.94)	195.8 (0.83)	143.0 (0.60)
	N 点	変位 (mm)	102.8	69.0 (0.67)	77.2 (0.75)	51.4 (0.50)	75.7 (0.74)	37.1 (0.36)	35.0 (0.34)
じん性率			8.2	5.6	6.3	4.2	6.2	3.0	2.9

() 内の値は CASE-A (基準試験体) との比

(3) 鉄筋腐食率と耐力・変形性能の関係

図-3.2.7 に包絡線を示す。表-3.2.7, 図-3.2.7 より, 帯鉄筋を腐食させた CASE-B1~B3 では, 腐食なしの CASE-A に比べ降伏荷重および曲げ耐力には大きな差異はない。変形性能およびじん性率は, 腐食なしの CASE-A に比べ減少する。また, 柱基部から 1D 区間における平均鉄筋質量減少率が増えるほど減少する傾向にあるが, CASE-B2 と B3 では平均質量減少率がほぼ同じだが変形性能およびじん性率に差異が見られる。これは腐食が局所的である影響が大きいと思われる。

軸方向鉄筋を腐食させた CASE-C1~C3 では, 降伏荷重は柱基部から 1D 区間における平均鉄筋質量減少率が増えるほど減少する。曲げ耐力も, CASE-A に比べ小さく, 平均鉄筋質量減少率が増えるほど減少する。変形性能およびじん性率は, CASE-A に比べ減少し, CASE-C2 の正載荷の N 点変位が CASE-C3 よりも少し小さいが, 概ね平均鉄筋質量減少率が増えるほど減少する。

以上のように, 帯鉄筋を腐食させた試験体は, 腐食なしの試験体に比べ, 鉄筋腐食量が増えるほど変形性能が低下する。軸方向鉄筋を腐食させた試験体は, 腐食なしの試験体に比べ, 鉄筋腐食量が増えるほど耐力・変形性能とも低下する。

図-3.2.8 に CASE-C1~C3 について, 表-3.2.4 に示す柱基部から 1D 区間における東西南北面の軸方向鉄筋の平均質量減少率と, 表-3.2.7 に示す CASE-A に対する正負載荷における耐力比の関係を示す。図中には CASE-A の数値も併記した。図-3.2.8 より, 耐力比は, 軸方向鉄筋の平均質量減少率と負の線形関係にあり, 平均質量減少率の増加に伴い耐力比は減少することがわかる。RC 部材の曲げ耐力が鉄筋腐食率に応じて線形的に低下する関係にあることは梁試験体を用いた既往の研究成果¹²⁾¹³⁾と合致するものである。

CASE-B1~B3 の試験結果から, 帯鉄筋の腐食程度と変形性能の関係について考察する。表-3.2.4 に示すように柱基部から 1D 区間における帯鉄筋の平均質量減少率は, CASE-B2 が 25.1%, CASE-B3 が 24.6% とほぼ同じであり, 平均質量減少率から算出した帯鉄筋比では CASE-B2 と CASE-B3 の変形性能の差異を十分に表現できない。

これは CASE-B2 および CASE-B3 の帯鉄筋は, 最小径から算出した断面減少率を示した図-3.2.3(b)より, 局所的な腐食が顕著である。変形性能は, 軸方向鉄筋の座屈を抑制する帯鉄筋の拘束効果に影響される。載荷時に, 帯鉄筋の断面積が局所的に減少した箇所に応力が集中するため, 最小断面積が帯鉄筋の拘束効果に与える影響が大きいと考えた。そのため, 全体的な腐食状況を表す平均質量減少率ではなく, 局所的な腐食の状況により表すことができると考え, 表-3.2.3 に示す断面減少率により変形性能を検討した。

図-3.2.9 に, CASE-B1~B3 の載荷実験結果より, 帯鉄筋比と CASE-A に対する正負載荷における終局変位 (N 点変位) の比を示す。帯鉄筋比は, 表-3.2.5 に示した柱基部から 1D 区間における帯鉄筋の最小径から求めた断面減少率の平均値から算出した。図中には CASE-A の数値も併記した。

今回の試験ケースの範囲では多少ばらつきはあるが, 図-3.2.9 に示すように平均断面減少率から算出した帯鉄筋比と終局変位はほぼ線形の関係があることがわかる。

これは帯鉄筋の局所的な腐食が顕著なためであり，このように局所的な腐食状況の場合，帯鉄筋の腐食が変形性能に及ぼす影響を評価するには，鉄筋の質量減少率よりも局所的な腐食を捉えることができる断面減少率が有効であると考えられる。

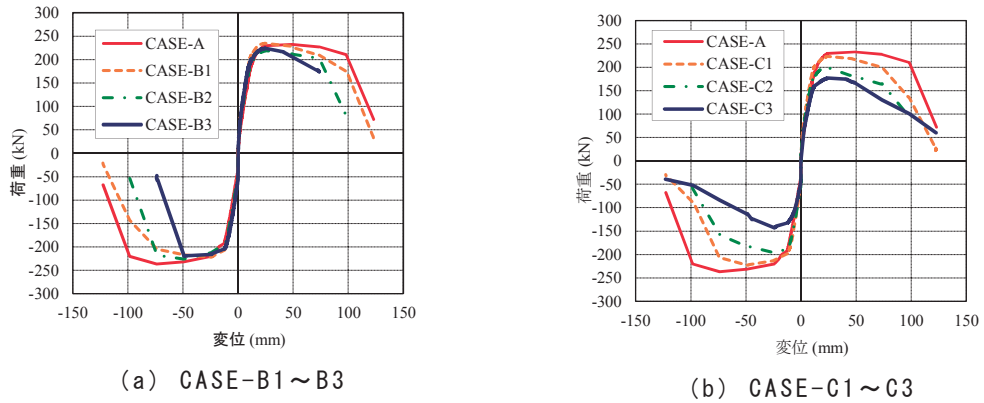


図-3.2.7 包絡線

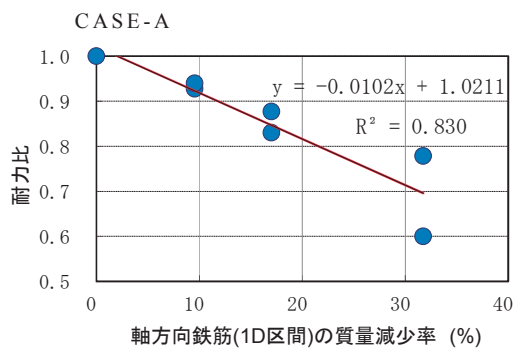


図-3.2.8 軸方向鉄筋の質量減少率と耐力比の関係

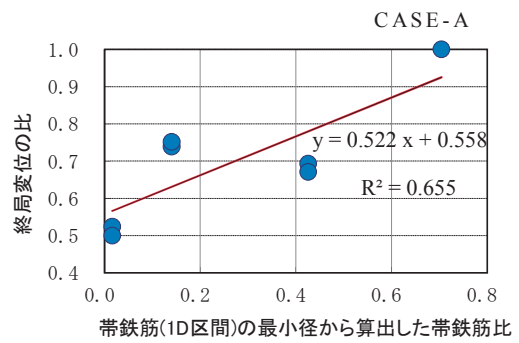


図-3.2.9 帯鉄筋比と終局変位比の関係

3.2.4 耐力・変形性能の評価

(1) 耐力・変形性能の評価方法

コンクリート標準を準用し、鉄筋腐食した RC 柱の耐力・変形性能の評価を試みた。コンクリート標準では、鉄筋コンクリート部材において、曲げ破壊モードの棒部材の部材端部の曲げモーメント M と変位 δ (=せん断スパン $L_a \times$ 部材角 θ) の関係を 図-3.2.10 のように与えている。

Y 点は、軸方向鉄筋が引張降伏強度に達し引張降伏する時の曲げモーメント M_y とその時点の変位 δ_y で与えられる点である。 δ_y は式(2)で算定する。

$$\delta_y = \delta_{y0} + \delta_{y1} \quad (2)$$

ここで、 δ_{y0} は Y 点におけるく体変形による変位、 δ_{y1} は Y 点におけるフーチング内からの軸方向鉄筋の拔出しによる回転変位である。

M 点は、コンクリートの最外縁に生じる圧縮ひずみが 0.0035 となる時の曲げモーメント M_m とその時点の変位 δ_m で与えられる点である。 δ_m は、式(3)で算定する。

$$\delta_m = \delta_{mb} + \delta_{mp} + \delta_{m1} \quad (3)$$

ここで、 δ_{mb} は M 点におけるく体変形のうち塑性ヒンジ部以外のく体曲げ変位、 δ_{mp} は M 点におけるく体変形のうち塑性ヒンジ部の曲げ変形による変位であり、帯鉄筋比、引張鉄筋比の関数である。 δ_{m1} は、 M 点におけるフーチング内からの軸方向鉄筋の拔出しによる回転変位である。

N 点は、降伏荷重を維持できる最大変位 δ_n と曲げモーメント M_n (降伏時の曲げモーメント M_y とする) により定義される。 δ_n は式(4)で算定する。

$$\delta_n = \delta_{nb} + \delta_{np} + \delta_{n1} \quad (4)$$

δ_{nb} は、 N 点におけるく体変形のうち塑性ヒンジ部以外のく体曲げ変位である。 δ_{np} は、 N 点における塑性ヒンジ部の曲げ変形による変位である。 δ_{n1} は、 N 点におけるフーチング内からの軸方向鉄筋拔出しによる回転変位である。なお、柱断面寸法が 400mm と小さいため、文献¹⁰⁾に示される 600/柱幅の係数を寸法効果として塑性ヒンジ変位に考慮した。

コンクリート標準による耐力・変形性能評価式において鉄筋腐食の影響を考慮すべきは、 M_y 、 M_m 、 M_n 、く体曲げ変位 δ_{y0} 、 δ_{mb} 、 δ_{nb} 、塑性ヒンジ部の曲げ変形による変位 δ_{mp} 、 δ_{np} である。なお、拔出し変位 δ_{y1} 、 δ_{m1} 、 δ_{n1} はフーチング内の鉄筋に関わるものであり、フーチング内の鉄筋は腐食していないため、今回の検討では腐食の影響を考慮していない。

鉄筋腐食の影響は、表-3.2.4、3.2.5 に示した平均質量減少率もしくは平均断面減少率を用い、鉄筋の断面減少を考慮するとともに、降伏応力、弾性係数を式(5)を用

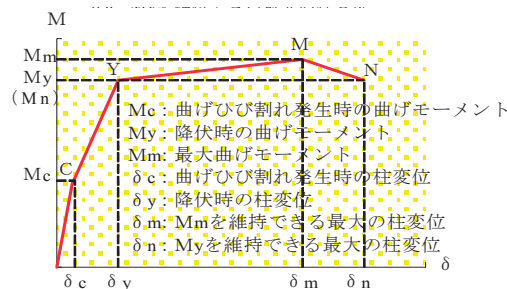


図-3.2.10 部材端部の曲げモーメントと柱変位の関係

いて低減した。表-3.2.8に曲げ耐力・変形性能算定時に用いた低下度係数 k を示す。

$$R = \frac{1 - k \cdot \frac{C}{100}}{1 - \frac{C}{100}} \quad (5)$$

ここに、 R ：低減率

k ：平均質量減少率に比例した低下度係数

C ：平均質量減少率（%）

表-3.2.8に示す腐食した鉄筋の降伏応力や弾性係数の低下度係数 k は公称断面積に基づき算定されている。曲げ耐力・変形性能算定時には、腐食により減少した鉄筋断面積を使用するため、式(5)の分母の項は、一様に断面欠損したと仮定した断面積に補正するものである¹³⁾。

軸方向鉄筋が平均質量減少率30%以上（柱基部から1D区間）腐食したCASE-C3では、比較的小さな変位レベル+4 δ_y において軸方向鉄筋が破断し荷重低下が顕著になり、変形性能が低下した。このことから、軸方向鉄筋が腐食した場合、破断伸びが低減することにより軸方向鉄筋の破断が早期に生じ、腐食なしの場合に比べ変形性能が低下すると考える。そこで、破断伸びの低減の影響については、塑性ヒンジ部の曲げ変形による変位 δ_{mp} 、 δ_{np} に、破断伸びの低減率 $(1 - k \cdot C/100)$ を乗じることにより考慮した。破断伸びは、公称断面積に基づいていないので式(5)の分母の項による補正は行っていない。

表-3.2.9に曲げ耐力・変形性能算定時の低下度係数の考慮区間を示す。軸方向鉄筋は、変形性能算定時に塑性ヒンジ領域と仮定される柱基部から1D区間とそれ以外の区間に分けるとともに、圧縮鉄筋・引張鉄筋となる東面、西面、側面の鉄筋となる南北面に区分した。曲げ耐力・変形性能算定時の帯鉄筋は塑性ヒンジ変位の算定に使用されるので柱基部から1D区間で考慮した。なお、鉄筋腐食に伴いかぶりコンクリートにひび割れが生じたが、耐力変形性能の評価にはひび割れの影響は考慮しなかった。

表-3.2.8 低下度係数 k

	k	C の上限	備考
降伏応力	1.24	35 %	平均質量減少率に対応 李ら ¹⁴⁾ を参考
弾性係数	1.00		
破断伸び	1.95		
降伏応力	1.00	約80 %	最大断面減少率に対応 濱田ら ¹⁵⁾ のD13のデータを参考

表-3.2.9 曲げ耐力・変形性能算定時における低下度係数の考慮区間

	低減する定数	区間	
		部材軸方向	断面方向
軸方向鉄筋	断面積 降伏応力 弾性係数	1D 1D以外	東 西 南 北
	破断伸び	1D	東 西
帯鉄筋	断面積 降伏応力	1D	—

1D：柱基部から上方へ1D（柱断面高さ）区間

(2) 耐力・変形性能の評価結果

図-3.2.11 に荷重-変位曲線の試験値と計算値のY, M, N点を丸印等で示す。各試験ケースにおいて、変位の絶対値の小さい方からY点, M点, N点となる。

図-3.2.11 中の「計算値 1」は、変形性能評価式において、平均質量減少率に対応する鉄筋の断面積, 降伏応力, 弾性係数の低減を所定の項にそれぞれ反映させた。さらに破断伸びの低減を考慮した「計算値 2」では、前述したように塑性ヒンジ部の曲げ変形による変位 δ_{mp} , δ_{np} に破断伸びの低減率を乗じた。CASE-C3 の西側軸方向鉄筋の柱基部から 1D 区間の質量減少率は、表-3.2.8 に示す李らの低下度係数の適用範囲（平均質量減少率の上限 35%）を超えるが外挿して用いた。「計算値 3」では、「計算値 2」と同様に破断伸びの低減を考慮するとともに、帯鉄筋の断面積の低減を、表-3.2.5 に示す鉄筋の最小径から求めた断面減少率を用いて算出した。帯鉄筋の降伏応力の低減は、表-3.2.8 に示す濱田らの最大断面減少率に対応する低下度係数を考慮した。

前述したように、試験におけるY点は、CASE-A では軸方向鉄筋が引張降伏した時点であるが、CASE-B1~B3, C1~C3 ではひずみゲージを貼付していないため載荷を制御した CASE-A の δ_y とした。この仮定においても、試験値と計算値には大きな相違が見られないことが確認できた。

CASE-B2, B3 はせん断破壊したがM点を超えてからのせん断破壊であり、曲げ破壊に基づく変形性能評価式との比較はできるものと考えた。

図-3.2.12 に、図-3.2.11 に示した CASE-B1~B3 のM点およびN点変位の試験値と計算値の関係を、また、図-3.2.13 に同様に CASE-C1~C3 についてM点およびN点変位の試験値と計算値の関係を示す。

図-3.2.11 より、耐力については、計算値 1~3 と試験値は概ね良く対応している。図-3.2.11~13 より、変形性能は、破断伸びの低下を考慮しない「計算値 1」では、試験値との差異が大きい、「計算値 2」のように破断伸びを考慮することにより試験値との対応が良くなる。さらに、「計算値 2」は CASE-B2 以外は変形性能を過大に評価しているが、「計算値 3」のように帯鉄筋の鉄筋腐食の影響を質量減少量ではなく、鉄筋の最小径から求めた断面減少率で評価することにより、試験値の変形性能をより精度よく表現できるようになる。これより、変形性能は、帯鉄筋の局所的な腐食を捉えた最小径から算出した断面積を用いることにより試験結果を概ね評価できると考えられる。

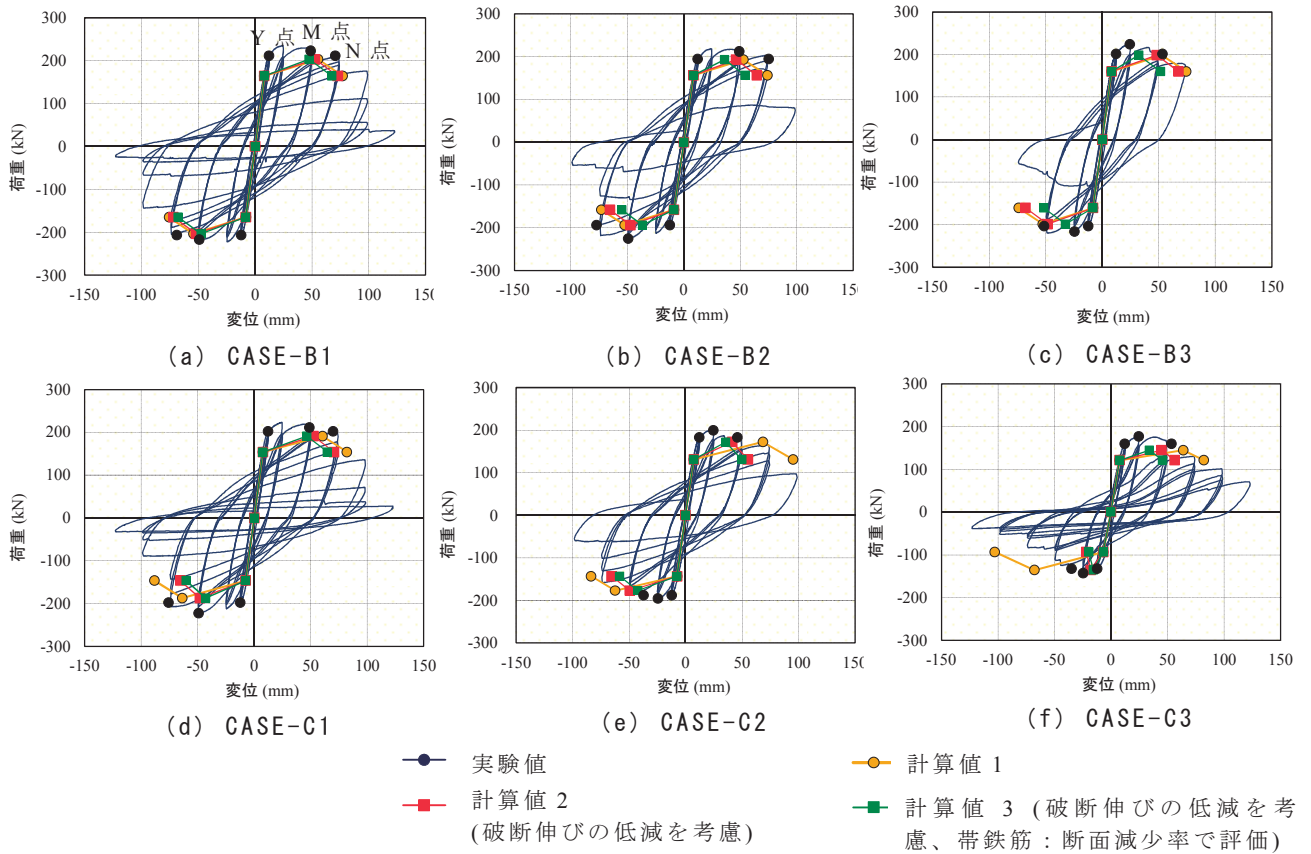


図-3.2.11 耐力および変形性能の試験値と計算値の比較

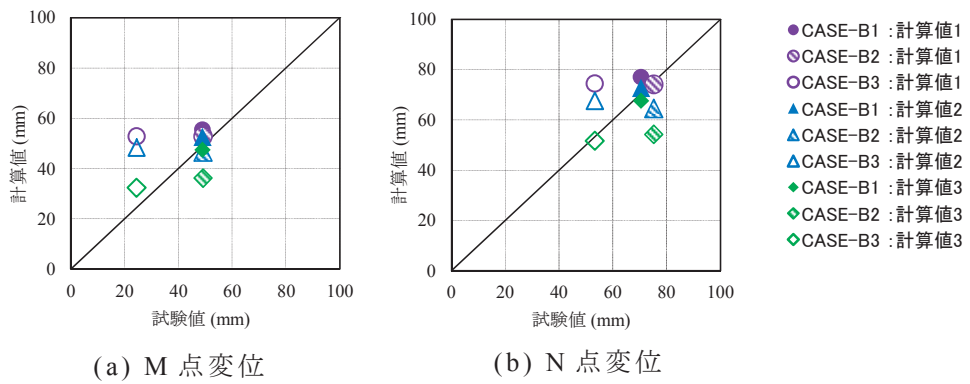


図-3.2.12 試験値と計算値のM点およびN点変位 (CASE-B1~B3)

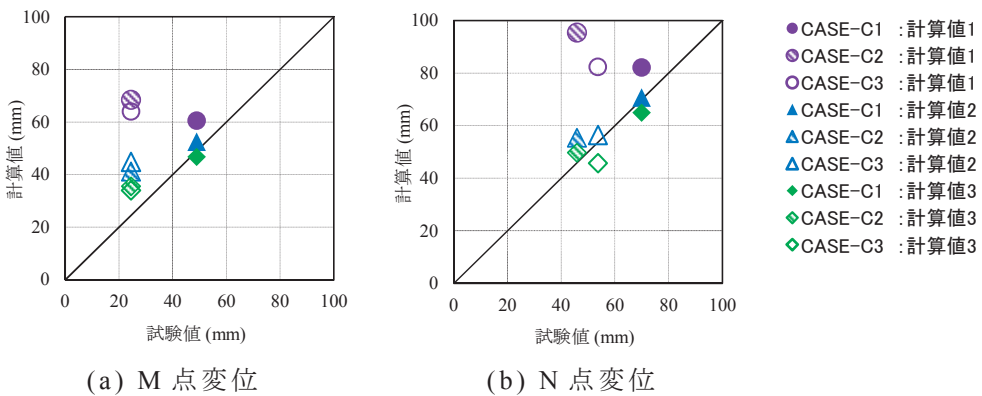


図-3.2.13 試験値と計算値のM点およびN点変位 (CASE-C1~C3)

3. 3 鉄筋腐食したRC柱の補修後の耐荷性能²⁾

3.3.1 交番載荷実験の概要

試験体の形状を図-3.3.1に示す。鉄筋腐食させた後、補修した試験体形状および諸元は3.2節に示した交番載荷実験の試験体と同じである。

試験体の断面寸法は400×400mm、柱基部から載荷点まで1350mmであり、曲げ破壊（材料試験値による曲げせん断耐力比2.0）するように設計した。

試験体のケースおよび諸元を表-3.3.1に示す。基準試験体として健全なCASE-Aおよび軸方向鉄筋のみ腐食させたCASE-Dは3.2節に示したのと同じ試験体であり、本研究では、軸方向鉄筋のみ腐食させて鉄筋を取り替えたCASE-Dとの比較のために再掲する。

腐食による目標の鉄筋質量減少率は、交番載荷実験において耐力・変形性能が低下するように30%とした¹⁶⁾。

なお、腐食対象とする鉄筋および腐食範囲を限定するために、3.2節で示したと同様に、CASE-Dでは帯鉄筋にエポキシ樹脂塗装鉄筋を用いた。さらに、加力部およびフーチング部の軸方向鉄筋をエポキシ樹脂塗装した。表-3.3.2、表-3.3.3に使用材料の試験結果を示す。

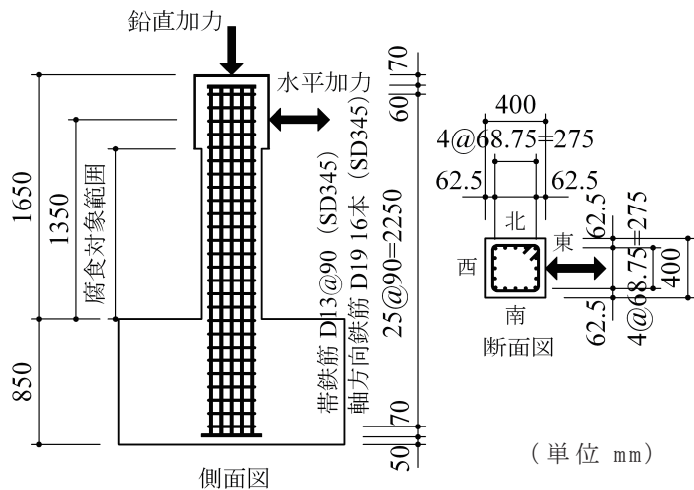


図-3.3.1 試験体の形状

表-3.3.1 試験体の概要

試験体名	CASE-A	CASE-C3	CASE-D
概要	断面 400mm×400mm せん断スパン 1350mm, せん断スパン比 4.0 設計基準強度 f'_{ck} 27N/mm ² , G_{max} 13mm 軸方向鉄筋 D19 (SD345) 16本, 引張鉄筋比 1.06% 帯鉄筋 D13 (SD345) @90mm, 帯鉄筋比 0.7% 曲げせん断耐力比 2.0(材料試験値による)		
腐食の有無	腐食無し	軸方向鉄筋のみ腐食	軸方向鉄筋のみ腐食
		目標鉄筋質量減少率 30%	
補修の有無	補修無し		全ての軸方向鉄筋を柱基部で切断し同径の鉄筋で溶接接続

表-3.3.2 使用した鉄筋の材料試験結果

材料名	使用試験体	仕様	降伏点 N/mm ²	降伏 ひずみ ×10 ⁻⁶	弾性係数 kN/mm ²	引張強さ N/mm ²	破断伸び %
軸方向鉄筋	全試験体	D19-SD345	389	2060	189	595	17.2
帯鉄筋	CASE-A	D13-SD345	367	1910	192	499	19.6
	CASE-C3 CASE-D	D13-SD345	365	1900	192	509	19.6

表-3.3.3 使用したコンクリートの材料試験結果

材料名、使用試験体		仕様	圧縮強度 N/mm ²	弾性係数 kN/mm ²	引張強度 N/mm ²	材齢 日
載荷試験時 コンクリート	CASE-A	柱	33.6	26.9	2.77	204
		フーチング	34.5	28.8	2.84	212
	CASE-C3	柱	34.5	27.3	2.54	223
		フーチング	32.5	28.1	2.81	231
	CASE-D	柱	33.7	27.5	2.45	238
		フーチング	33.1	28.2	2.43	246
コンクリート 補修	CASE-D	柱 配合強度 f_{28} 33N/mm ² Gmax 15mm 高流動コンクリート	41.6	33.7	2.58	74

CASE-C3, CASE-D の帯鉄筋はエポキシ樹脂塗装鉄筋
備考) 引張強度は割裂引張強度試験による

3.3.2 電食方法および電食による劣化状況

(1) 電食方法

電食方法は、3.2節で示した方法と同じである。電食の概念図を図-3.3.2に示す。試験体の柱の周囲に塩化ビニール製の水槽を設置し、内部に3%塩化ナトリウム水溶液を満たした。試験体から約30mmの離隔を取って設置した銅板（厚さ1mm）を直流電源装置の陰極に、軸方向鉄筋に繋いだリード線を柱試験体頭部から出し、陽極側に接続し印加した。

目標の鉄筋質量減少率30%を得るために、鉄筋表面積当りの電流密度を $1\text{mA}/\text{cm}^2$ としてファラデーの式より通電時間を設定した。

CASE-C3については、交番載荷実験後に鉄筋を取り出し、JCI-SCIの方法⁵⁾に準拠して 60°C 、10%クエン酸水素二アンモニウム水溶液に24時間浸漬し、水洗した後に乾燥させて質量減少率を測定した。CASE-Dについては、補修時に取り出した鉄筋について、CASE-C3と同様の方法で質量減少率を測定した。

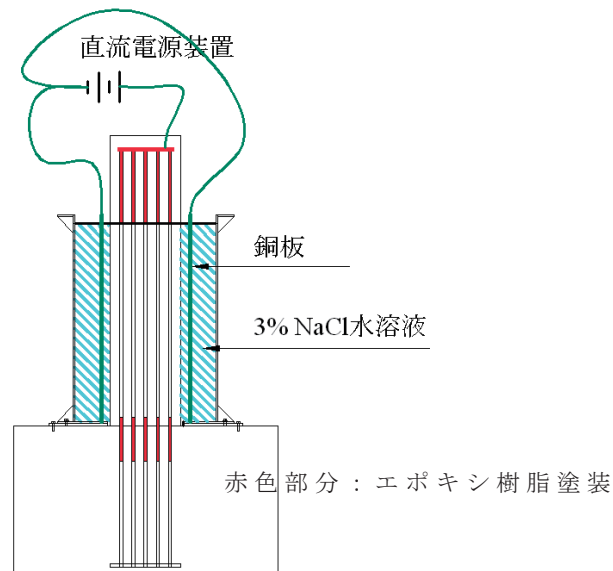


図-3.3.2 電食概念図 (CASE-C3, CASE-D)

(2) 電食による劣化状況

電食終了後の試験体のひび割れ状況を図-3.3.3に示す。

ひび割れは、CASE-C3、CASE-Dのいずれも部材軸方向が卓越し、柱中央付近や柱隅角部の軸方向鉄筋付近に生じている。ひび割れ幅はCASE-C3が最大1.1mm、CASE-Dが最大1.5mmであった。

鉄筋の腐食状況を表-3.3.4に示す方法で算出した質量減少率で評価した。図-3.3.4に軸方向鉄筋の質量減少率を東西面は各5本、南北面は各3本の平均値で示す。表-3.3.5にCASE-C3、CASE-Dにおける軸方向鉄筋および帯鉄筋の質量減少率を、全体、東西南北の各面ごとに示す。全体は、腐食範囲内の全ての軸方向鉄筋あるいは帯鉄筋の質量減少率の平均値である。東西面は各5本、南北面は各3本の軸方向鉄筋の質量減少率の平均値である。

CASE-C3（軸方向鉄筋のみ腐食）の鉄筋腐食状況は、軸方向鉄筋の目標質量減少率30%に対し、全体で平均25.2%であり、帯鉄筋にも質量減少率で平均2.7%の腐食が生じた。

軸方向鉄筋の腐食状況は、図-3.3.4(a)に示すように、柱基部から約700mmまでの区間がその上部に比べ若干腐食量が多い。また、西面と北面が東面と南面よりも腐食量が多くなっており、腐食量にばらつきがある。これは、鉄筋の腐食に伴いかぶりコンクリートがひび割れると通電し易くなり腐食が進行するため、ひび割れ発生時期の差異やひび割れ幅等のひび割れ性状の違いによる影響と思われる。

CASE-Dの鉄筋腐食状況は、軸方向鉄筋の目標質量減少率30%に対し、全体で平均19.5%であり、帯鉄筋にもCASE-C3と同様に、質量減少率で平均0.9%の腐食が生じた。

軸方向鉄筋の腐食状況は、図-3.3.4(b)に示すように、南面以外は、柱基部から約700mmまでの区間がその上部に比べ若干腐食量が多い。南面については、柱基部から約600~1000mmの区間の腐食量が多くなっている。また、北面の腐食量が他の面に比べ、腐食量が多くなっている。

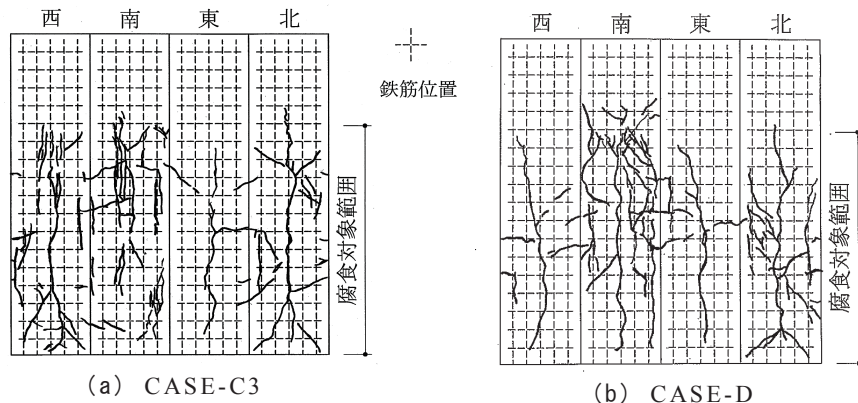


図-3.3.3 電食終了時のひび割れ状況

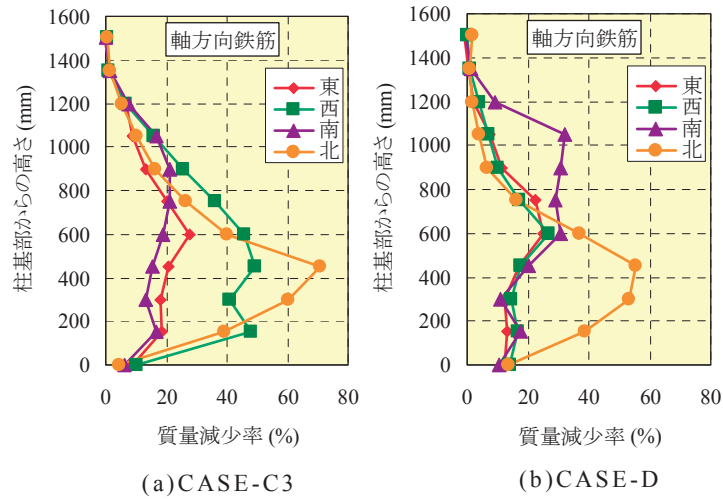


図-3.3.4 鉄筋の腐食状況

表-3.3.4 鉄筋腐食状況の評価方法

	質量減少率
軸方向鉄筋	腐食後の軸方向鉄筋を150mmごとに横リブ8節間(約100mm)で切断し、この質量と腐食のない加力部の質量比
帯鉄筋	腐食対象帯鉄筋1本ごとの腐食後質量と腐食のない加力部の質量比

基準長を横リブ8節間としたのは交番載荷実験の残留ひずみによる鉄筋長さの変化を考慮

表-3.3.5 平均質量減少率 (%)

	区間・部位	CASE-C3	CASE-D
軸方向鉄筋	全体	25.2	19.5
	東	17.0	15.3
	西	33.9	15.6
	南	16.1	23.6
	北	33.4	29.0
帯鉄筋	全体	2.7	0.9

3.3.3 補修方法

本研究では、柱の軸方向鉄筋が腐食し、フーチング内の軸方向鉄筋は健全であると設定している。腐食した軸方向鉄筋の代替えとして、新しい軸方向鉄筋の定着をフーチングに削孔して挿入する方法とすると、フーチング内の鉄筋が干渉し所定位置への設置が困難となる。そこで、新しい軸方向鉄筋の定着方法はフーチング内の軸方向鉄筋と接続する方法とした。そこで、腐食した鉄筋を切除し、同一規格で同径の鉄筋を接続する補修方法を想定した。

軸方向鉄筋の接続方法には、ガス圧接、機械式継手、溶接継手がある。地震の繰り返し応力により塑性ヒンジが生じる領域における軸方向鉄筋の継手には、一般的に継手性能 SA 級のガス圧接、機械式継手が用いられる。しかし、既設 RC 構造物の補修において、鉄筋の離隔が狭く、施工治具を設置することが難しい場合や、同じ断面に継手が存在するためにコンクリートのゆきわたりが不十分になる場合が考えられる。また、継手作業に必要なフーチングのはつり深さや範囲が大きくなり、フーチングの鉄筋と干渉する場合も考えられる。

そこで、今回は鉄筋のはつり出し長が短く、施工治具が比較的小さい突合せアーク溶接継手を用いた。

突合せアーク溶接継手の鉄筋の適用径は D51 以下である。適用した半自動アーク溶接の施工に必要な鉄筋の突出し長さは 100mm 以上、鉄筋芯とコンクリートの距離は 50mm 以上が必要である。溶接後には、超音波探傷試験を全数について実施した。

CASE-D の電食終了後、**図-3.3.5**、**写真-3.3.1** に示すように、ウォータージェットにより劣化したコンクリートを、溶接治具の設置に必要な離隔を考慮して軸方向鉄筋の裏側 40mm までのはつり、柱基部において全ての軸方向鉄筋を切断した。次に、同径の鉄筋を突合せアーク溶接継手により接続し、補修前の柱と同じ断面寸法となるように型枠を設置して高流動コンクリートを打設した。

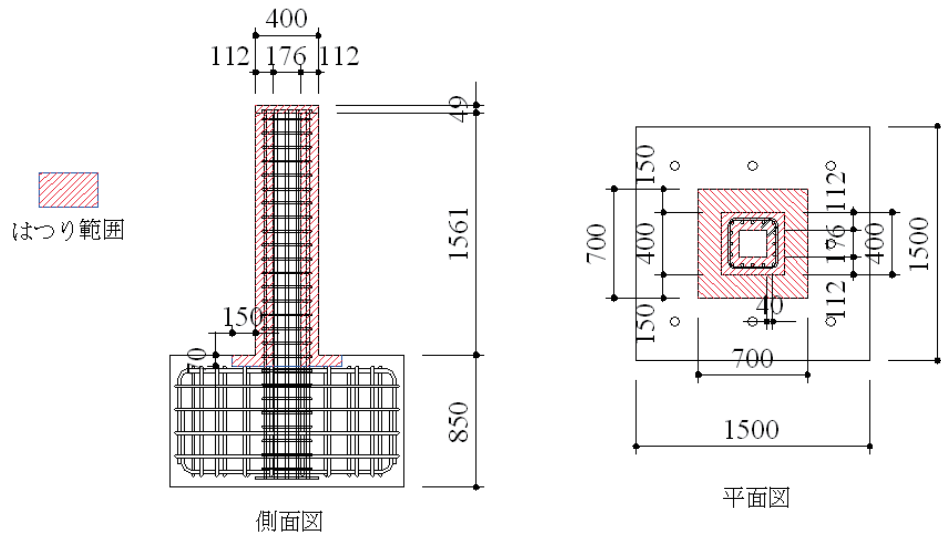


図-3.3.5 ウォータージェットによるはつり範囲



軸方向鉄筋セット



突合せアーク溶接状況



鉄筋組完了

写真-3.3.1 補修状況

3.3.4 交番載荷実験

(1) 載荷試験の概要

載荷は、試験体のフーチングを反力床に PC 鋼棒で定着し、試験体頭部に油圧ジャッキで一定の軸力（上部工の自重を想定した圧縮応力度 1N/mm^2 ）を加えた状態で、反力壁より油圧ジャッキ（容量 1000kN ，ストローク $\pm 250\text{mm}$ ）で正負交番の水平力を加えた。軸力を載荷する油圧ジャッキはスライド支承を介して載荷フレームに設置されており、水平変位を妨げない構造になっている。

以下、試験体頭部に加える水平荷重を「荷重」、荷重載荷位置の水平変位を「変位」、水平ジャッキを押し出す方向に載荷した時を「正載荷」、引き戻す方向に載荷した時を「負載荷」と記す。

載荷パターンは、軸方向鉄筋が降伏する変位 (δ_y) までは荷重制御で載荷し、以降は変位制御により、降伏変位の偶数倍の変位を各 3 サイクルずつ載荷した。CASE-A で得られた正載荷における降伏変位 (δ_y) を基準に CASE-A と同様に載荷した。

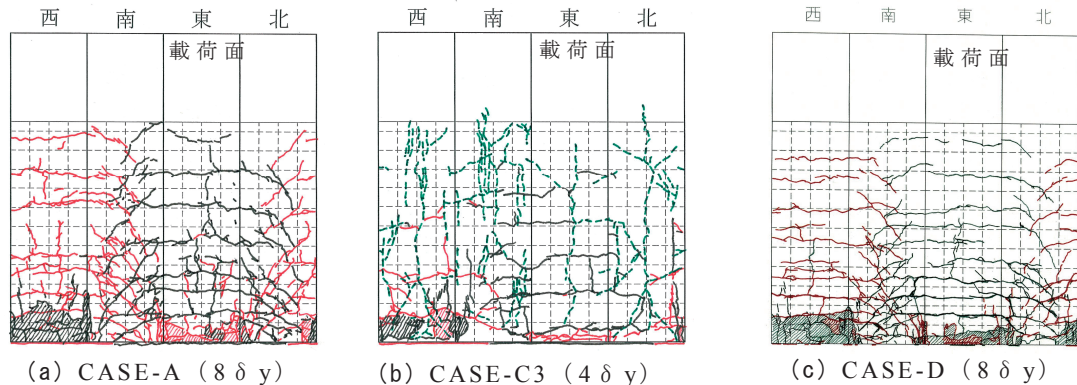
(2) 載荷実験結果

a) 破壊性状

CASE-A は、図-3.3.6(a)に示すように、水平方向の曲げひび割れの発生とせん断方向のひび割れが発生するが、軸方向鉄筋の降伏後もせん断破壊せず、6～8 δy で柱基部の軸方向鉄筋の座屈に伴うかぶりコンクリートのはらみ出し・剥落を生じ荷重が低下する曲げ破壊であった。

CASE-C3 は、図-3.3.6(b)に示すように、腐食ひび割れと軸方向鉄筋の腐食による付着強度の低下により水平方向の曲げひび割れおよびせん断方向のひび割れの発生が少ない。

CASE-D は図-3.3.6(c)に示すように、曲げひび割れとせん断ひび割れの発生状況に CASE-A と大きな差異はない。CASE-A とほぼ同じような破壊性状を示し、6～8 δy で柱基部の軸方向鉄筋の座屈に伴うかぶりコンクリートのはらみ出し・剥落を生じ荷重が低下する曲げ破壊であった。



実線：交番載荷時のひび割れ
破線：電食時のひび割れ

図-3.3.6 交番載荷試験時のひび割れ状況

b) 耐力・変形性能

図-3.3.7 に荷重－変位関係を示す。荷重－変位曲線における履歴性状は、CASE-A は図-3.3.7(a)に示すように、紡錘型で吸収エネルギーの大きい形状を示し、終局変位は8 δy 程度と、変形性能も良好である。

CASE-C3 は図-3.3.7(b)に示すように、1 δy の時点から CASE-A に比べ、荷重が小さい。2 δy までは、正載荷と負載荷で荷重の違いはあるが、軸方向鉄筋の降伏後、荷重が低下せずに変形が大きくなる CASE-A と同様の履歴性状を示した。正載荷と負載荷における荷重の違いは、表-3.3.4 に示したように、負載荷時に引張り側となる西面の軸方向鉄筋の腐食量が東面に比べ大きいことから、鉄筋腐食による鉄筋断面の減少の影響が大きいと考えられる。4 δy の1サイクル目の負載荷で軸方向鉄筋（西側）2本の破断、6 δy の1サイクル目負載荷で軸方向鉄筋（西側）2本の破断に伴い負載荷での荷重は大きく低下した。

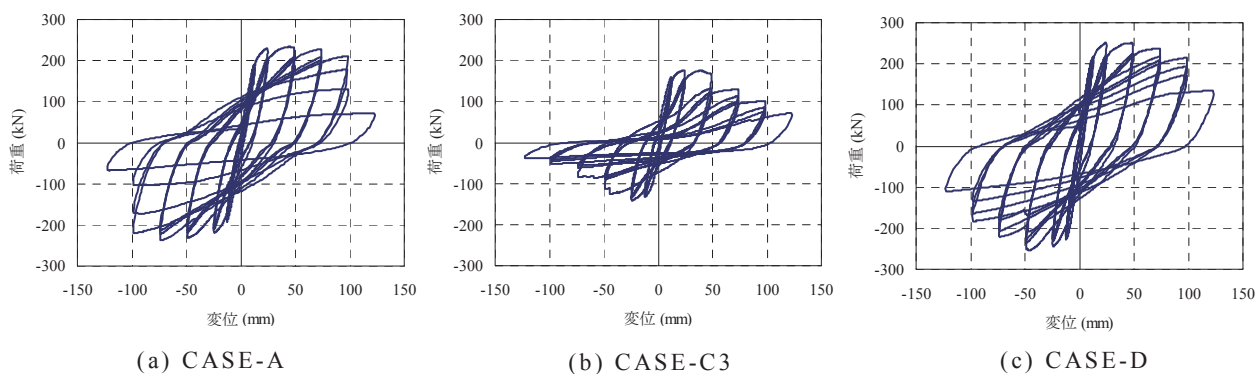


図-3.3.7 水平荷重－水平変位関係

その後も正載荷では負載荷より荷重が大きい状態が続き，正載荷で圧縮側となる東面では， $10\delta y$ において柱基部の軸方向鉄筋の座屈に伴うかぶりコンクリートのはらみ出し・剥落が生じた。

CASE-D は図-3.3.6(c)に示すように，CASE-A と同様に紡錘型で吸収エネルギーの大きい形状を示した。 $6\delta y$ の負載荷の1サイクル目および3サイクル目で軸方向鉄筋（西側）が各1本の破断に伴い荷重が少し低下した。 $8\delta y$ において繰り返し荷重による荷重低下が顕著となり， $10\delta y$ において柱基部の軸方向鉄筋の座屈に伴うかぶりコンクリートのはらみ出し・剥落が生じ，荷重が大きく低下した。載荷実験終了後に鉄筋をはつり出して鉄筋の損傷状況を確認したところ，軸方向鉄筋（西側）が溶接個所近傍で軸方向鉄筋の全本数16本の内，2本が破断していた。

図-3.3.8 に各試験体について荷重－変位曲線の包絡線を示す。図には，Y点（部材降伏点），M点（最大荷重点），N点（終局点）を丸印等で示す。表-3.3.6 に各試験体の載荷試験結果を示す。

図-3.3.8，表-3.3.6 より，CASE-C3 の降伏荷重は，正載荷時においてCASE-A に比べ約80%に，負載荷時において約70%に低下している。最大荷重は，正載荷時においてCASE-A に比べ約80%に，負載荷時において約60%に低下している。降伏荷重および最大荷重の低下は，腐食による鉄筋断面の減少および鉄筋とコンクリート間の付着強度の低下の影響と考えられる。終局変位は正載荷時において，CASE-A の34%，負載荷時において53%と大きく変形性能が低下している。

CASE-D の降伏荷重は，CASE-A とほぼ等しい。最大荷重は，正載荷および負載荷とも，CASE-A に比べ，若干大きい。構造性能を「鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物，平成16年」¹⁷⁾に準拠して計算した結果，コンクリート強度および鉄筋強度の差による荷重の違いよりも大きい。これは，溶接部の径が大きくなっていることによる幾何学的な影響が大きいと思われるが，今後，さらに検討したいと考える。終局変位は，CASE-A とほぼ同じであり，変形性能に大きな差はない。

図-3.3.9 に各試験体について，各載荷ステップにおける荷重－変位関係から

算出した累積吸収エネルギーを示す。

図-3.3.9より、CASE-C3の累積吸収エネルギーは、CASE-Aに比べ、軸方向鉄筋が破断した $4\delta y$ 以降小さくなっている。 $10\delta y$ における累積吸収エネルギーは、CASE-Aの半分以下である。

CASE-Dの累積吸収エネルギーは終局付近の $8\delta y$ において、CASE-Aの約1.07倍と若干大きいですが、エネルギー吸収性能に大きな差は見られない。

以上より、軸方向鉄筋が約25%腐食した柱は、耐力・変形性能とも大きく低下するが、腐食した軸方向鉄筋をはつり出して柱基部で切除し、同径の鉄筋を突合せ溶接により接続する補修によって、健全時の柱と同程度の耐力・変形性能を復元することが可能と考える。なお、補修した柱の軸方向鉄筋は溶接個所近傍で破断したが、上述したように耐力・変形性能は健全時の柱と同等であり、適切に安全性を考慮することにより補修後の耐力・変形性能を期待できると考えられる。

表-3.3.6 載荷実験結果

	CASE-A		CASE-C3		CASE-D	
	正載荷	負載荷	正載荷	負載荷	正載荷	負載荷
降伏荷重 (kN)	190.7	192.1	159.9 (0.84)	132.5 (0.69)	197.1 (1.03)	187.1 (0.97)
降伏変位 (mm)	12.3	12.6	12.3	12.3	9.9	8.2
最大荷重 (kN)	227.3	236.7	176.9 (0.76)	143.0 (0.60)	237.2 (1.04)	250.6 (1.06)
終局変位 (mm)	101.7	102.8	53.7 (0.53)	35.0 (0.34)	103.7 (1.02)	95.5 (0.93)

降伏荷重：最外縁主鉄筋のひずみが降伏ひずみに達した時点の水平荷重

降伏変位：降伏荷重時の水平変位

最大荷重：繰り返し荷重により耐力低下が顕著にならない最大変位時の水平荷重

終局変位：水平荷重－水平変位曲線の包絡線において、水平荷重が降伏荷重を下回らない最大の变位

()内の数値はCASE-Aに対する比

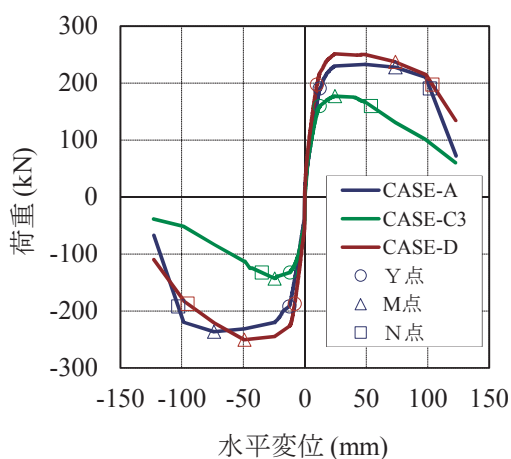


図-3.3.8 荷重－変位曲線の包絡線

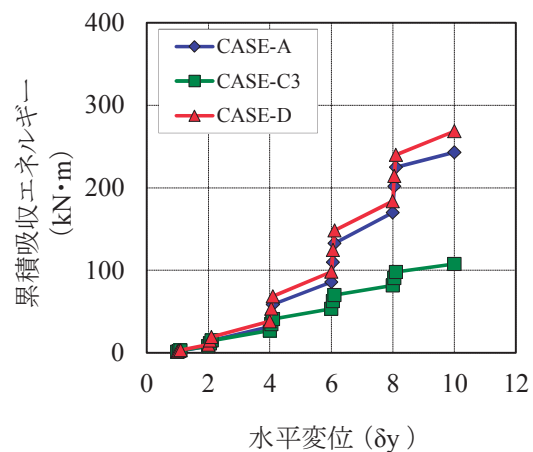


図-3.3.9 累積吸収エネルギー

3. 4 まとめ

RC 柱試験体の帯鉄筋あるいは軸方向鉄筋を，最大 30%以上の比較的腐食程度が大きい目標鉄筋質量減少率を設定して各々3水準で電食により腐食させた．この鉄筋腐食した試験体の水平交番載荷実験により，鉄筋の腐食程度が RC 柱の耐力・変形性能に及ぼす影響を検討した．本実験の範囲内であるが以下の知見を得た．

1. 帯鉄筋が平均質量減少率で各々約 14%，約 23%，約 27%腐食した CASE-B1～B3 は，曲げ降伏後も耐力・変形性能を維持した．変形がさらに進むと CASE-B1 は柱基部の軸方向鉄筋の座屈，かぶりコンクリートのはらみ出し・剥落が生じ荷重が大きく低下し曲げ破壊した．これに対し，平均質量減少率が 20%を超えた CASE-B2，B3 は曲げ終局変位付近で帯鉄筋が破断し，せん断破壊した．CASE-B1～B3 は，腐食なしの CASE-A に比べ曲げ耐力には大きな差異はないが，変形性能は腐食量が増えるほど減少する．
2. 軸方向鉄筋が，柱基部から 1D 区間の平均質量減少率で各々約 10%，約 17%，約 32%腐食した CASE-C1～C3 は，曲げ降伏後，柱基部の軸方向鉄筋の座屈に伴うかぶりコンクリートのはらみ出し・剥落が進み荷重が大きく低下し，曲げ破壊した．CASE-A に比べ，腐食量が増えるほど曲げ耐力および変形性能も減少する．
3. 軸方向鉄筋が腐食した柱試験体の曲げ耐力は，軸方向鉄筋の質量減少率に対し線形に減少する．帯鉄筋が腐食した柱試験体の変形性能は，帯鉄筋の局所的な腐食が顕著な場合は，帯鉄筋の質量減少率ではなく鉄筋の最小径から求めた断面減少率から算出した帯鉄筋比とほぼ線形関係を示し，断面減少率が小さい程，終局変位は小さくなる．
4. 鉄筋が腐食した柱試験体の耐力・変形性能は，既往の性能評価式に鉄筋腐食による軸方向鉄筋の断面積，降伏応力，弾性係数，破断伸びの低下を質量減少率から考慮するとともに，局所的な腐食が顕著な帯鉄筋の最小径から求めた断面減少率を考慮することにより概ね評価できる．

上記のように，鉄筋の平均質量減少率の最大値が，帯鉄筋を腐食させたケースでは約 27%（1D 区間では約 25%），軸方向鉄筋を腐食させたケースでは約 25%（1D 区間では約 32%）と，腐食程度が大きい RC 柱であっても，適切に鉄筋腐食の影響を考慮することにより耐力・変形性能を概ね評価できる見通しが得られた．ただし，RC 柱の鉄筋腐食程度や腐食状況は，環境条件により様々であり，合理的な維持管理計画や補修計画を検討する上で重要となる，鉄筋腐食程度と RC 柱の現存の耐力・変形性能に関する基礎的知見を今後，さらに得る必要があると考える．

また，電食により軸方向鉄筋を腐食させた後，はつり出して腐食した鉄筋を切除し，同径の軸方向鉄筋を柱基部で施工治具が比較的小さい突合せアーク溶接継手を用いて補修した柱試験体の交番載荷実験より，以下のことが明らかに

なった.

1. 腐食させた軸方向鉄筋を取り出し, 同径の軸方向鉄筋を柱基部で突合せ溶接により接続した柱試験体は, 腐食無しの試験体と同様の破壊性状を示した.
2. 腐食無しの柱に比べ, 耐力は若干大きくなるが変形性能は同程度であり, 荷重-変位関係に大きな差異はない. また, 累積吸収エネルギーについても, 腐食無しの試験体と大きな差は見られない.

【3章の参考文献】

- 1) 三澤孝史，中村敏晴，山本貴士，宮川豊章：鉄筋が腐食した柱の地震時の耐力・変形性能に関する検討，コンクリート構造物の補修，補強，アップグレードシンポジウム論文報告集，第11巻，2011.10
- 2) 三澤孝史，川口昇平，宮川豊章：鉄筋の腐食したRC構造物の耐荷性能および補修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.34, No.2, pp. 1369-1374, 2012.7
- 3) 土木学会：続・材料劣化が生じたコンクリート構造物の構造性能，2009.5
- 4) 土木学会：コンクリートライブラリー112 エポキシ樹脂塗装鉄筋を用いる鉄筋コンクリートの設計施工指針〔改訂版〕，pp.82-83, 2008.4
- 5) 日本コンクリート工学協会：JCI-SC1コンクリート中の鋼材の腐食評価方法，コンクリート構造物の腐食・防食に関する試験方法ならびに規準（案），pp. 1-4, 1987.10
- 6) 田森清美，丸山久一，小田川昌史，橋本親典：鉄筋の発錆によるコンクリートのひび割れ性状に関する基礎研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.10, No.2, pp. 505-510, 1988
- 7) 元路寛，関博：鉄筋腐食によるコンクリートのひび割れ発生状況及びひび割れ幅に関する研究，土木学会論文集，No. 669/V-50, pp. 161-171, 2001.2
- 8) 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，2004.4
- 9) 渡邊忠朋，谷村幸裕，瀧口将志，佐藤勉：鉄筋コンクリート部材の損傷状況を考慮した変形性能算定手法，土木学会論文集，No. 683/V-52, pp. 31-45, 2001.8
- 10) 鉄道総合技術研究所：既存鉄道コンクリート高架橋柱等の耐震補強設計・施工指針 鋼製パネル組立補強編，2006.9
- 11) 松下綾太，高橋良輔，斉藤成彦：鉄筋腐食したRCはりの曲げ変形性能に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.32, No.2, pp. 1483-1488, 2010
- 12) 村上祐貴，薫衛，木下英吉，鈴木修一，堤知明：鉄筋腐食により定着不良を生じたRCはり部材の耐荷性状評価，土木学会論文集 E2, Vol.67, No. 4, pp. 605-624, 2011
- 13) 日本コンクリート工学協会：コンクリート構造物のリハビリテーション研究委員会報告書，1998.10
- 14) 李翰承，友澤史紀，野口貴文，鹿毛忠継：有限要素法による鉄筋の腐食したRC梁の耐力性能評価，コンクリート工学年次論文集，Vol.19, No.1, pp. 1147-1152, 1997.7
- 15) 濱田洋志，加藤絵万，岩波光保，横田 弘：局所的に生じた腐食が鉄筋の力学的性質に及ぼす影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.30, No.1, pp. 1107-1112, 2008

- 16) 土木学会：続・材料劣化が生じたコンクリート構造物の構造性能，2009.5
- 17) 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，2004.4

第4章 定着板を片側に配置したせん断補強鉄筋を用いる後施工せん断補強

4.1 はじめに

兵庫県南部地震以降，耐震基準が見直され，鉄道や道路構造物をはじめとする RC 構造物のせん断補強が行われてきた．しかしながら，旧耐震設計法によって設計され，供用されているコンクリート構造物が，現在の耐震設計法におけるレベル2地震動に相当する地震力を受けた場合に部材のせん断耐力が不足するものが多数存在することが指摘されている．供用されている地上構造物において，鉄道や道路等に近接した構造物における施工の制約条件や，道路構造物の中壁のように交通規制の制約条件から，片側からの施工しかできない場合が想定される．また，既存の地下構造物（ボックスカルバート等）では，内側からの補強工事となるため，せん断補強を行うことが難しい．

近年，片側から施工する後施工せん断補強については，既設 RC 構造物を削孔し，せん断補強鉄筋を挿入することでせん断耐力を向上させる種々の工法が開発されている．せん断補強鉄筋を既設 RC 構造物に定着するモルタルを封入したカプセルを用いる工法¹⁾や，鉄筋の両端に特殊な形状の定着板を圧接等で取り付けしたせん断補強鉄筋²⁾，鋼材以外の素材による定着体を用いたせん断補強鉄筋³⁾や PC 鋼棒の両端に独自の機械式定着具を取り付けたせん断補強筋⁴⁾のように，せん断補強鉄筋に特徴を持たせた技術等の研究，実用化が進められている．

第2章に示したように，考案した後施工せん断補強方法⁵⁾（以降，「本工法」）は，一般的な材料，施工機器で容易に施工ができる経済的なせん断補強工法を目的として開発したものである．

また，他工法では，せん断補強鉄筋の挿入位置を，挿入するせん断補強鉄筋の先端側（以下，「埋込み側」）の主鉄筋位置までとしているものが多い．しかし，既存 RC 構造物の埋込み側主鉄筋位置の推定は，手前側に比べて埋込み側主鉄筋位置までの部材厚さが大きく，電磁波レーダ法等による鉄筋探査の測定誤差が比較的大きいことや設計図書に対して施工誤差があることから難しい．その場合，コア削孔により主鉄筋を損傷する可能性が高くなるとともに，既存鉄筋が設計図書と異なる位置にあるために再削孔による既存構造物を損傷する可能性が高くなる．

本工法は，従来，補強が難しいとされていた供用中の既設 RC 構造物（壁，柱，頂版等）に対し，先端に定着板として六角ナットを配置した鉄筋（以降，「後施工せん断補強鉄筋」），専用の定着材（無機系無収縮モルタル）および充填・挿入治具を組み合わせることで，部材の片側のみからの施工により，せん断耐力を向上させることができる後施工せん断補強工法である．コア削孔深さおよび後施工せん断補強鉄筋の挿入位置は埋込み側主鉄筋の手前である．期待されるせん断補強効果を得るためには，後施工せん断補強鉄筋を定着材により確実に既設 RC 構造物に一体化させる必要がある．そのためには，定着材を確実に充填させる必要がある．本工法では，専用の定着材充填治具および後施工せん断補強鉄筋の挿入治具を用いることにより，施工しやすく品質を確保できる施工方法を考案した．

本研究では，片側に定着板として六角ナットを配置した後施工せん断補強鉄筋による，

せん断補強効果を載荷実験により確認するとともに，従来のせん断補強鉄筋によるせん断耐力の算定式に準じた評価方法の妥当性を確認した⁶⁾。

4. 2 せん断補強方法の概要および考え方

4.2.1 概要

考案したせん断補強方法は、既存 RC 構造物をコアドリル等を用いて削孔し、その孔内に表-4.2.1 に示す専用の定着材（プレミックス型無機系無収縮モルタル）を充填した後、後施工せん断補強鉄筋を挿入して、構造物と一体化させ、RC 部材のせん断耐力を向上させるものである。

後施工せん断補強鉄筋には、図-4.2.1 に示すように、先端をねじ切り加工し、六角ナット（JIS B 1181「六角ナット」に適合する六角ナット（3種））が配置され、定着性能を向上させ、後施工によるせん断補強効果を確実にする構造である。さらに、後施工せん断補強鉄筋の先端を斜め切断加工することにより、挿入の円滑性と位置決めを容易にしている。

図-4.2.2 に本工法の施工概要を示す。前述したように、後施工せん断補強鉄筋の挿入位置を、埋込み側の主鉄筋位置までとするとコア削孔により主鉄筋を損傷する可能性が高くなるとともに、再削孔による既存構造物を損傷する可能性が高くなり、施工性も低下する。そこで、本工法では、図-4.2.2 に示すように、コア削孔深さおよび補強鉄筋先端の挿入位置は、埋込み側主鉄筋の手前までとし、手前側先端の位置は、手前側主鉄筋のかぶり側表面までとする。これにより、後施工せん断補強鉄筋の埋込み側の定着長は、手前側に比べて短くなるため、埋込み側先端に前述の六角ナットを設置することで、定着性能の向上を図っている。

一般的な施工方法では、削孔した孔内にせん断補強鉄筋および型枠を設置し、空気抜き用の管を孔内に設置して定着材を注入する。最後に、定着材の硬化後、断面修復材等により仕上げが必要である。

本工法では、専用の定着材充填治具および後施工せん断補強鉄筋の挿入治具を用いることにより、品質および施工性の向上を図った。図-4.2.3 に本工法の施工方法を示す。まず、①削孔した孔内先端から、充填治具（充填パッキン、写真-4.2.1 参照）を先端に付けた充填ホースにより、定着材を充填する。定着材の充填に応じて、孔壁に沿って充填パッキンを先端に付けた充填ホースが押し出されるため、孔内に空気が残らないように定着材が充填でき、可塑性の定着材が流れ出すことがない。②次に、後施工せん断補強鉄筋に挿入治具（挿入スライドパッキン、写真-4.2.2 参照）を装着することにより、後施工せん断補強鉄筋の挿入に伴い、定着材が挿入スライドパッキンを孔壁に沿って押し出す。挿入スライドパッキンにより、定着材が流れ出すことなく、補強鉄筋と定着材の間に空隙が生じずに確実に定着性能が確保できる。③かぶりを確保するため、挿入スライドパッキンを回収し、挿入補助具で所定位置まで、後施工せん断補強鉄筋を挿入する。④仕上げとして孔から押し出された余分な定着材を除去し、定着材の硬化前にコテ仕上げするのみで作業が完了する。そのため、定着材の硬化後に、断面修復材等による仕上げ作業が省略でき、施工性が向上する。

以上の施工方法については、頂版に対する上向き施工も可能であることを、コンクリートブロック試験体を用いた上向きの施工試験等により確認している。写真-4.2.3 に、上向きに施工したコンクリートブロック試験体を切断し、定着材の充填状況を示す。後施工

せん断補強鉄筋と孔壁の間に定着材が良好に充填されている。

表-4.2.1 定着材に用いる無機系無収縮モルタルの基本物性

1袋(10kg)あたりの水の管理値(kg)	ミニスランプ*1)(mm)	テーブルフロー*2)(mm)	可使時間*3)(分)	ブリーディング率*4)(%)	膨張率*5)(%)	圧縮強度*6)(N/mm ²)	
						14日	28日
1.8±0.1	65±15	165±20	90(5℃)	0	0以上	60以上	65以上
			60(20℃)				
			30(30℃)				

*1) JIS A 1171 による *2) JIS R 5201 による

*3) ミニスランプ 65±15mm の範囲を満足する練混ぜ完了後からの経過時間

*4) JIS A 1123 による *5) JSCE-F533-2013 による *6) JIS A 1108 による (養生温度 20±2℃ の標準水中養生)

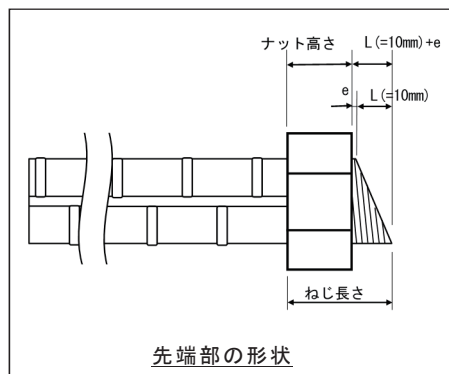
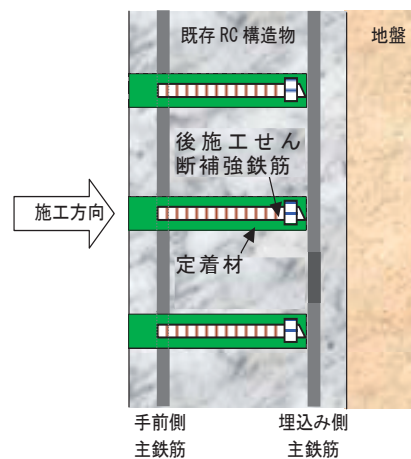


図-4.2.1 後施工せん断補強鉄筋



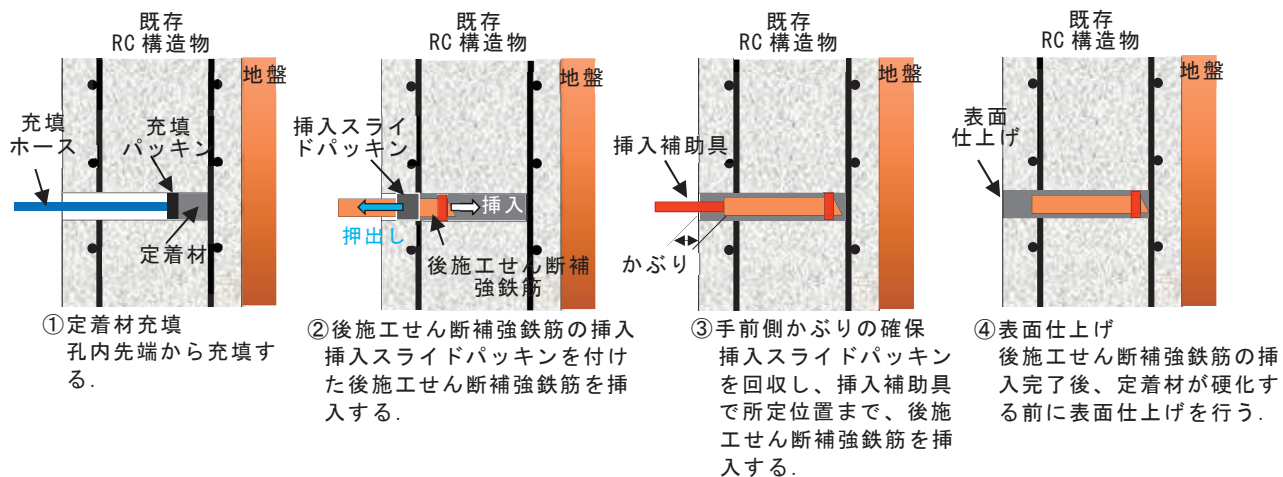


図-4.2.3 施工概要

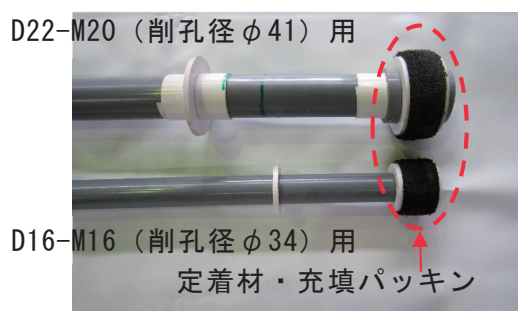


写真-4.2.1 充填パッキンの例

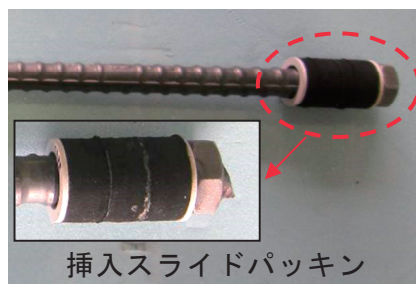


写真-4.2.2 挿入スライドパッキンの例

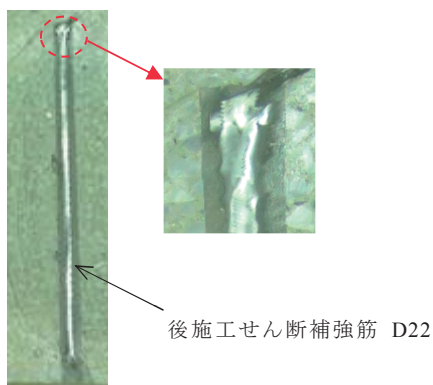


写真-4.2.3 上向き施工試験・定着材の充填状況

4.2.2 本工法のせん断耐力算定の考え方

本工法によりせん断補強された RC 部材のせん断耐力 V_{pyd} は、「土木学会編 コンクリート標準示方書〔設計編〕」⁷⁾ (以下、「コンクリート示方書」) に準拠し、式(1)により算定できると仮定した。

$$V_{pyd} = V_{cd} + V_{sd} + V_{bd} \quad (1)$$

$$V_{sd} = [A_w f_{wyd} (\sin \alpha_s + \cos \alpha_s) / S_s] z / \gamma_b \quad (2)$$

ここで、

V_{cd} : せん断補強鉄筋を用いない RC 部材のせん断耐力

V_{sd} : 既存のせん断補強鉄筋により負担される RC 部材のせん断耐力

V_{bd} : 後施工せん断補強鉄筋により負担される RC 部材のせん断耐力

A_w : 区間 S_s における既存のせん断補強鉄筋の総断面積(mm²)

f_{wyd} : 既存のせん断補強鉄筋の設計降伏強度で $25f'_{cd}$ (N/mm²) と 800N/mm^2 のいずれか小さい値を上限とする。(f'_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度)

α_s : 既存のせん断補強鉄筋が部材軸となす角度

S_s : 既存のせん断補強鉄筋の配置間隔

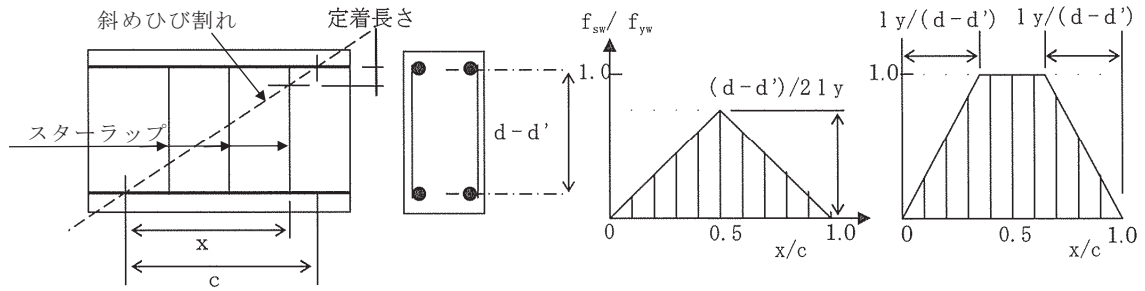
z : 圧縮応力の合力の作用位置から引張鋼材図心までの距離で一般に $d/1.15$ としてよい(d : 有効高さ)

γ_b : 部材係数, 一般に 1.1 としてよい

後施工せん断補強鉄筋により負担する RC 部材のせん断耐力 V_{bd} は、式(2)に示す既存のせん断補強鉄筋が負担するせん断力 V_{sd} の算定式に準拠し、既設せん断補強鉄筋と同様に、後施工せん断補強鉄筋がせん断力を負担するものと仮定した。しかし、本工法によるせん断補強は、新設構造物とは異なり、通常のスーラップや帯鉄筋のように主鉄筋を取り囲んでいないため、既存のせん断補強鉄筋が負担するせん断力 V_{sd} と同じように、後施工せん断補強鉄筋に負担させることは難しいと考えられる。

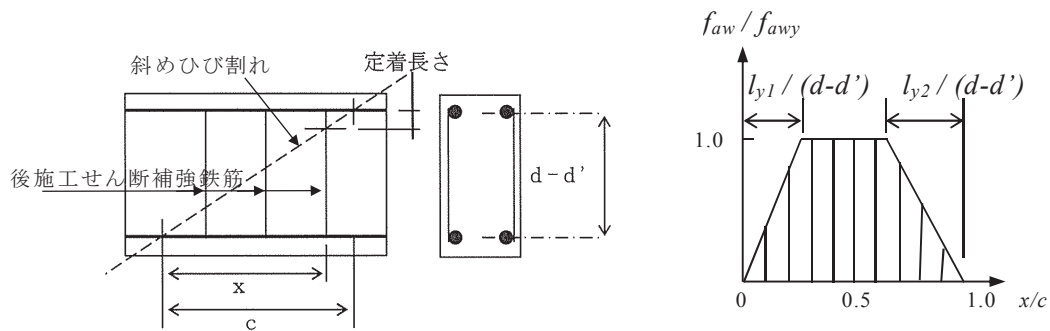
そこで、本工法によるせん断補強効果を、「アルカリ骨材反応対策小委員会報告書 ((社)土木学会, 2005.9)」⁸⁾ に示されている、アルカリ骨材反応を受けてスーラップの曲げ加工部が破断し定着不良の影響を受ける RC 部材のせん断耐力評価法に準拠して検討した。

この評価法では、スーラップの曲げ加工部が破断すると、定着不良が生じ、せん断ひび割れに交差する鉄筋がすべり等の影響により全強度を発揮できなくなり、せん断補強効果が低下すると考え、その場合のせん断耐力をトラス理論により評価している⁷⁾。せん断ひび割れに交差するスーラップを考えた時、曲げ加工部の破断位置から定着長 l_y 以上離れた位置にせん断ひび割れがある鉄筋では、付着により十分な定着性能が確保され、降伏強度相当のせん断力を負担できると仮定している⁶⁾。また、破断位置から定着長 l_y 以下の範囲にせん断ひび割れがあるスーラップは、定着性能が低下しているため、図-4.2.4 に示すように、負担できる応力比を定着長さにしたがって線形と仮定している⁷⁾。この仮定に基づけば、破断した鉄筋の平均化した負担応力 (ηf_{yw}) は、応力低下



l_y : せん断補強鉄筋の定着長さ, $d - d'$: 圧縮鉄筋と引張鉄筋間距離
 f_{yw} : スターラップの降伏応力, f_{sw} : スターラップの応力, f_{sw}/f_{yw} : 応力比,
 c : 斜めひび割れと交差する圧縮, 引張鉄筋位置の水平距離

図-4.2.4 斜めひび割れ内の破断したスターラップ応力⁴⁾に加筆



l_y : 後施工せん断補強鉄筋の定着長さ, $d - d'$: 圧縮鉄筋と引張鉄筋間距離
 f_{awy} : 後施工せん断補強鉄筋の降伏応力, f_{aw} : 後施工せん断補強鉄筋の応力, f_{aw}/f_{awy} : 応力比,
 l_{y1} : 六角ナット有り側の必要定着長, l_{y2} : 六角ナット無し側の必要定着長,
 c : 斜めひび割れと交差する圧縮, 引張鉄筋位置の水平距離

図-4.2.5 斜めひび割れ内の後施工せん断補強鉄筋応力（本工法の場合）

率を η として式(3)で表すことができる⁷⁾.

$$\begin{aligned}
 (d - d') \leq 2l_y \text{ の場合, } \eta &= (d - d') / 4l_y \\
 (d - d') > 2l_y \text{ の場合, } \eta &= 1 - l_y / (d - d') \\
 l_y &= \phi f_{yw} / (4f_{bok})
 \end{aligned} \tag{3}$$

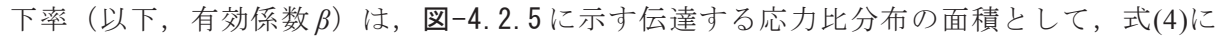
ここで, $d - d'$: 圧縮鉄筋と引張鉄筋間距離

l_y : 定着長さ

ϕ : スターラップ直径

f_{bok} : 付着強度

この考え方を本工法に適用し, 後施工せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の有効係数を算定する. ただし, 本工法では, 後施工せん断補強鉄筋における六角ナット有り側および六角ナット無し側の必要定着長が異なることにより伝達可能な応力が変化するため, 後施工せん断補強鉄筋が負担できる応力比を図-4.2.5 に示す応力比分布と考えた. よっ

て、圧縮鉄筋と引張鉄筋間距離 $(d - d')$ が定着長さ： $l_{y1} + l_{y2}$ (l_{y1} ：六角ナット有り側の必要定着長， l_{y2} ：六角ナット無し側の必要定着長) より大きい時，本工法の応力低下率（以下，有効係数 β ）は，に示す伝達する応力比分布の面積として，式(4)により算出することができる。ただし， $d - d'$ が，定着長： $l_{y1} + l_{y2}$ 以下となる部材厚は適用外とする。

$$\beta = 1 - (l_{y1} + l_{y2}) / 2(d - d') \quad (4)$$

ただし， $(d - d') > (l_{y1} + l_{y2})$

以上より，後施工せん断補強鉄筋により負担される RC 部材のせん断耐力 V_{bd} は，式(5)により算定できると考えられる。

$$V_{bd} = \beta [A_{aw} f_{awyd} (\sin \alpha_{as} + \cos \alpha_{as}) / S_{as}] z / \gamma_b \quad (5)$$

ここで，

β ：式(4)に示す有効係数

A_{aw} ：区間 S_{as} における後施工せん断補強鉄筋の総断面積(mm²)

f_{awyd} ：後施工せん断補強鉄筋の設計降伏強度で $25f'_{cd}$ (N/mm²) と 800N/mm² のいずれか小さい値を上限とする (f'_{cd} ：コンクリートの設計圧縮強度)

α_{as} ：後施工せん断補強鉄筋が部材軸となす角度

S_{as} ：後施工せん断補強鉄筋の配置間隔

z ：圧縮応力の合力の作用位置から引張鋼材図心までの距離で一般に $d/1.15$ としてよい (d ：有効高さ)

γ_b ：部材係数，一般に 1.1 としてよい

4. 3 引抜き試験による定着長の把握

後施工せん断補強鉄筋が期待するせん断補強効果を発揮するには、専用の定着材により補強筋を既設 RC 部材のコンクリートと一体化させる必要がある。後施工せん断補強鉄筋が、鉄筋の規格降伏強度に相当する定着力を発揮するために必要な定着長を確認するために引抜き試験を行った。

4.3.1 引抜き試験の概要

引抜き試験ケースを表-4.3.1 に示す。後施工せん断補強鉄筋として、呼び名 D16, D22 (鋼種 SD345) を用いた。定着長を変化させ、専用の定着材 (無機系無収縮モルタル) で定着した。後施工せん断補強鉄筋は、片側にのみ六角ナットを配置しているため、六角ナットの配置側 (六角ナット有り側) と、配置していない側 (六角ナット無し側) について、それぞれ試験を行った。試験体数は、各ケース 2 体である。

試験装置を写真-4.3.1 に、試験体例の概要図を図-4.3.1 に示す。試験体のコンクリートブロックの寸法は、「土木学会編 コンクリートライブラリー128 鉄筋定着・継手指針 [2007 年版]」⁹⁾ に準拠して、縦 800mm×横 800mm×高さ 500mm とした。このコンクリートブロックをコア削孔し、その孔に定着材を注入後、後施工せん断補強鉄筋を挿入して、所定の定着長で定着した。孔内のせん断補強筋の定着部より上部には粘土を付着させ、ビニールテープを巻き、後施工せん断補強鉄筋には所定の定着長以上に定着材が付着しないようにした。

載荷は、センターホールジャッキによりせん断補強鉄筋の規格引張強度 (490N/mm²) を超えた時点で終了とした。材料試験より、引抜き試験時におけるコンクリートブロックのコンクリート圧縮強度は、既存構造物のコンクリート圧縮強度を参考に、目標とした 30N/mm² 程度であった。

表-4.3.1 引抜き試験ケース

鉄筋の呼び名	鉄筋の種類	先端の種類	六角ナットの呼び径	鉄筋の実強度 (N/mm ²)		コア削孔径 φ (mm)	定着長 (mm) (D:鉄筋の直径)
				降伏	引張		
D16	SD345	六角ナット有	M16	384	565	34	64, 80 ----- 4D, 5D
D22			M20	394	573	41	88, 110, 132 ----- 4D, 5D, 6D
D16		六角ナット無	-	384	565	34	64, 80, 96 ----- 4D, 5D, 6D
D22			-	394	573	41	88, 110, 132 ----- 4D, 5D, 6D

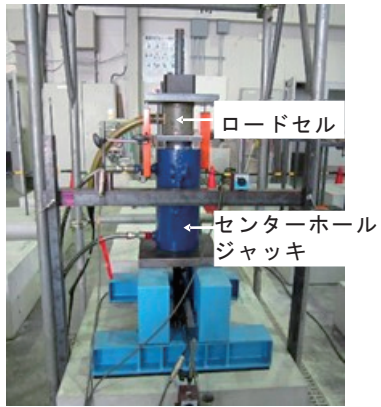
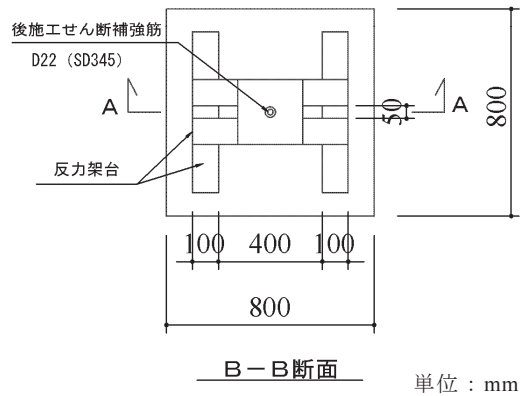
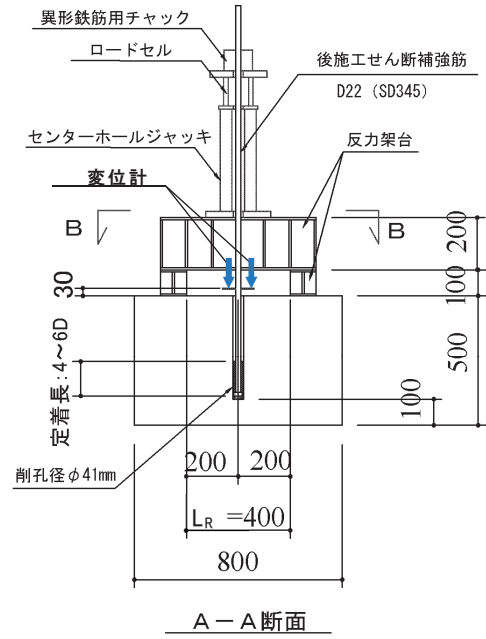


写真-4.3.1 引抜き試験状況



単位：mm

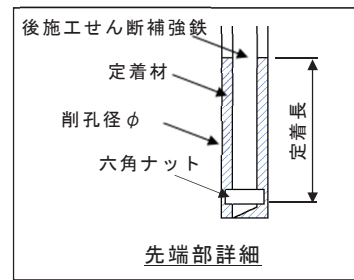


図-4.3.1 引抜き試験体の概要図

4.3.2 引抜き試験による必要定着長の設定

図-4.3.2～4.3.3 に、引抜き試験結果から求めた引張応力と変位の関係を示す。引張応力は、ロードセルで計測した引抜き荷重を鉄筋の公称断面積で除して算出した。変位については、後施工せん断補強鉄筋に、コンクリートブロックの天端から上方 30mm 位置に変位計のターゲットを設置し計測した。

図-4.3.2(b)、図-4.3.3(b)より、後施工せん断補強鉄筋の呼び名 D16、D22 において六角ナットが無い場合、定着長が 6D より短くなると規格降伏強度を超えた後、抜け出しが見られた。

表-4.3.2 に引張試験結果の一覧を示す。全てのケースにおいて規格降伏強度 345N/mm^2 を上回った。ただし、規格降伏強度を超えてから抜け出したケースもあるため、安全側となるように、規格引張強度 (490N/mm^2) 以上の定着力を発揮する定着長を後施工せん断補強鉄筋の必要定着長と設定した。なお、呼び名 D22 の六角ナットが有る場合において、図-4.3.3(a)に示すように、定着長 4D のケースは規格引張強度相当の引張応力を示したが、試験体 D22-4D-1 が規格降伏強度を超えてから、断続的に荷重が少し低下する挙動を示したため、必要定着長を 5D と設定した。表-4.3.3 に、設定した後施工せん断補強鉄筋の必要定着長を示す。

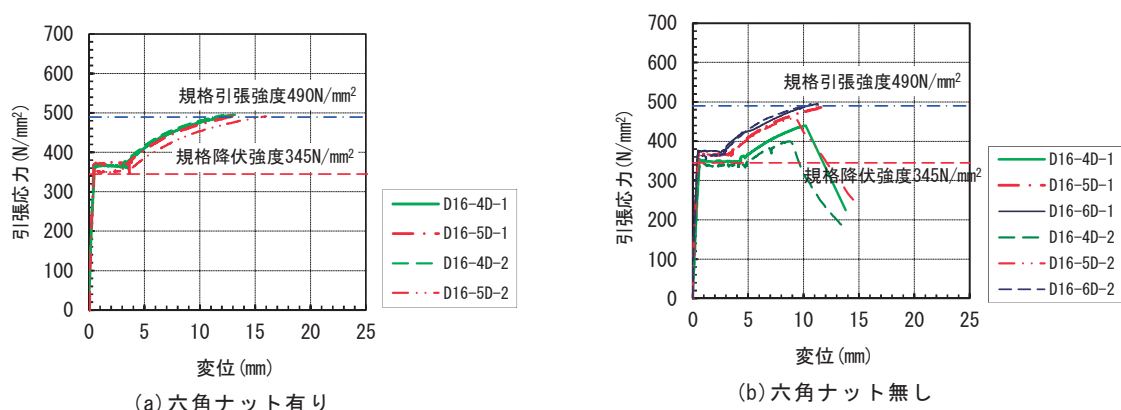


図-4.3.2 引張応力－変位関係 (D16)

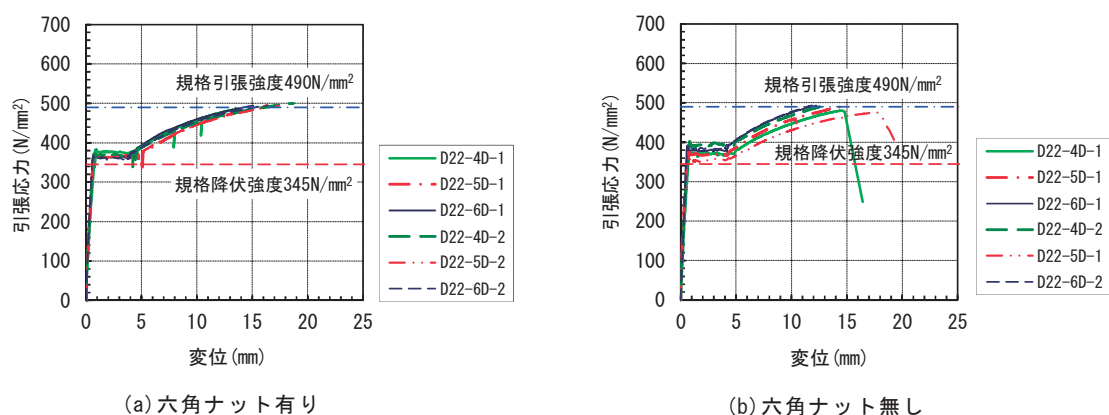


図-4.3.3 引張応力－変位関係 (D22)

必要定着長を定着材の付着応力での整理を試みる。図-4.3.4 に定着材とコンクリートの削孔面との付着応力と定着長の関係を示す。付着力が付着面に均等に作用していると仮定し、引抜き荷重を付着面積（削孔径×定着長さ）で除して付着応力を算出した。図中の○、△を赤色で塗りつぶしたデータは、表-4.3.3 に示す必要定着長を満足しなかったデータである。図-4.3.4 より、六角ナット有りの場合は 14.4N/mm² 以上、六角ナット無しの場合は 11.2N/mm² 以上の付着力が得られれば、後施工せん断補強鉄筋の規格引張強度相当の定着力を発揮すると考えられる。

表-4.3.2 引抜き試験結果一覧

先端の種類	鉄筋の呼び名	定着長 (D:鉄筋の直径)	最大引張応力 (平均値) (N/mm ²)
六角ナット 有り	D16	4D	495
		5D	492
	D22	4D	494
		5D	494
		6D	494
	六角ナット 無し	D16	4D
5D			474
6D			495
D22		4D	487
		5D	484
		6D	493

表-4.3.3 引抜き試験から設定した必要定着長

鉄筋の 呼び名	必要定着長	
	六角ナット有り側	六角ナット無し側
D16	4D (64mm)	6D (96mm)
D22	5D (110mm)	6D (132mm)

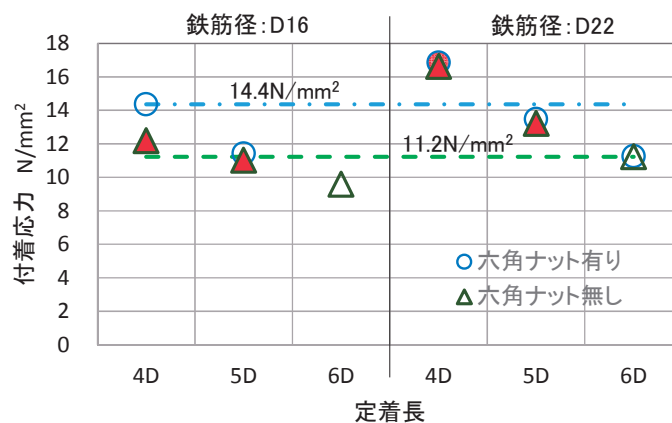


図-4.3.4 定着長と付着応力の関係

後施工せん断補強鉄筋の両端で必要定着長が異なることにより，式(4)に示す有効係数 β がどの程度変化するかを試算した．かぶりを一般的な 60mm とし，片側のみ六角ナット有りの場合は，表-4.3.3 に示す必要定着長で有効係数を算出した．仮に両側に六角ナット有りとした場合として，表-4.3.3 に示す六角ナット有り側の必要定着長を適用した．つまり D16 では，両端とも 4D を，D22 では両端とも 5D として有効係数を算出した．試算した結果を図-4.3.5 に示す．

図-4.3.5 より，部材厚さが厚くなる程，片側のみ六角ナットが有る場合と両側に六角ナットが有る場合における有効係数の差異は小さくなることがわかる．部材厚さが 700mm を超えると，片側のみ六角ナットが有る場合の有効係数に対して，両側に六角ナットが有る場合の有効係数は，D16 では約 1.03 倍，D22 では約 1.02 倍となり，2~3% 程度と大きな差異はない．

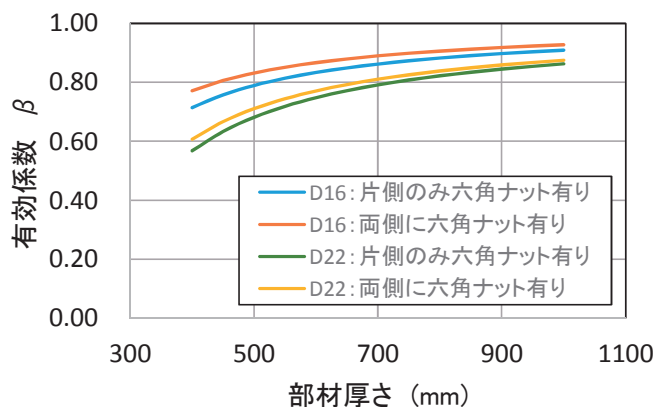


図-4.3.5 六角ナットの有無と有効係数の関係

4. 4 載荷実験によるせん断補強効果の確認

4.4.1 載荷実験の概要

(1) 試験体の種類および諸元

試験体の諸元を表-4.4.1に示す。せん断破壊するように試験体を計画した。Case-Nは、比較用としてせん断補強鉄筋によるせん断補強をしないケースである。Case-1、Case-2は、呼び名 D16、D22 の後施工せん断補強鉄筋（鋼種 SD345）によりせん断補強したケースである。Case-1 と Case-2 は、後施工せん断補強鉄筋の有効係数を考慮したせん断耐力が概ね等しくなるように、後施工せん断補強鉄筋を配置した。

試験体の製作において、後施工せん断補強鉄筋は実施工と同様に試験体をコア削孔し、定着材を充填後、後施工せん断補強鉄筋を挿入した。コア削孔径は、D16 が $\phi 34\text{mm}$ 、D22 が 41mm である。図-4.4.1～4.4.3 に、Case-N、Case-1、Case-2 の試験体の配筋を示す。実験対象部以外でせん断破壊しないように、試験体中央部および支承部の帯筋には D19 (SD345) を配筋した。

表-4.4.1 試験体の諸元

試験ケース		Case-N	Case-1	Case-2
断面幅×断面高さ (mm)		650 × 830		
かぶり d' (mm)		70		
有効高さ d (mm)		760		
せん断スパン a (mm)		2000 (せん断スパン比 $a/d=2.63$)		
主鉄筋		異形 PC 鋼棒 D36-10 本, SBPD 1080/1230 主鉄筋比 1.0 (%)		
帯筋 (実験対象部)		D10@280mm, SD295A		
後施工せん断補強鉄筋		なし	D16@140mm SD345, 2 列	D22@280mm SD345, 2 列
せん断補強鉄筋比	補強前	0.078 (%)		
	補強後	—	0.52 (%)	0.50 (%)
後施工せん断補強鉄筋の必要定着長	六角ナット有り側	—	4D (64mm)	5D (110mm)
	六角ナット無し側	—	6D (96mm)	6D (132mm)
後施工せん断補強鉄筋の有効係数 β^1		—	0.88	0.82
載荷時の目標コンクリート圧縮強度		30 (N/mm ²) 程度		

1) 表中の各ケースにおける後施工せん断補強鉄筋の必要定着長を用い、式(4)により算出した。

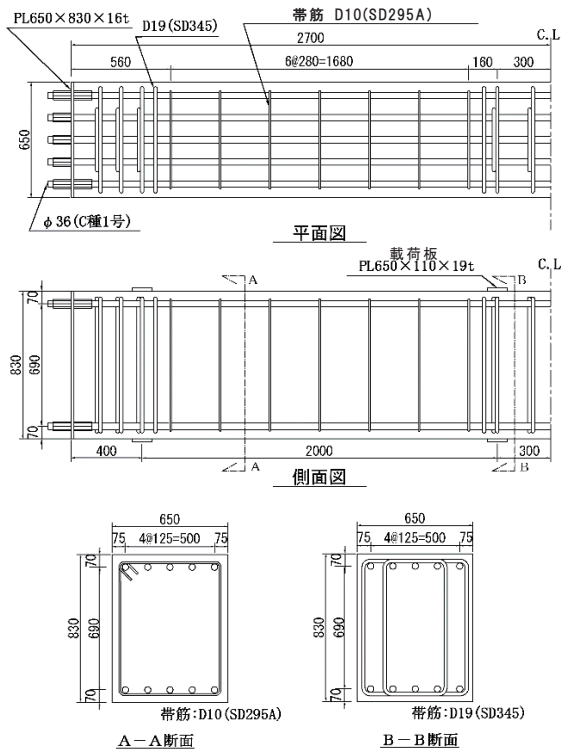


図-4.4.1 試験体配筋図 (Case-N)

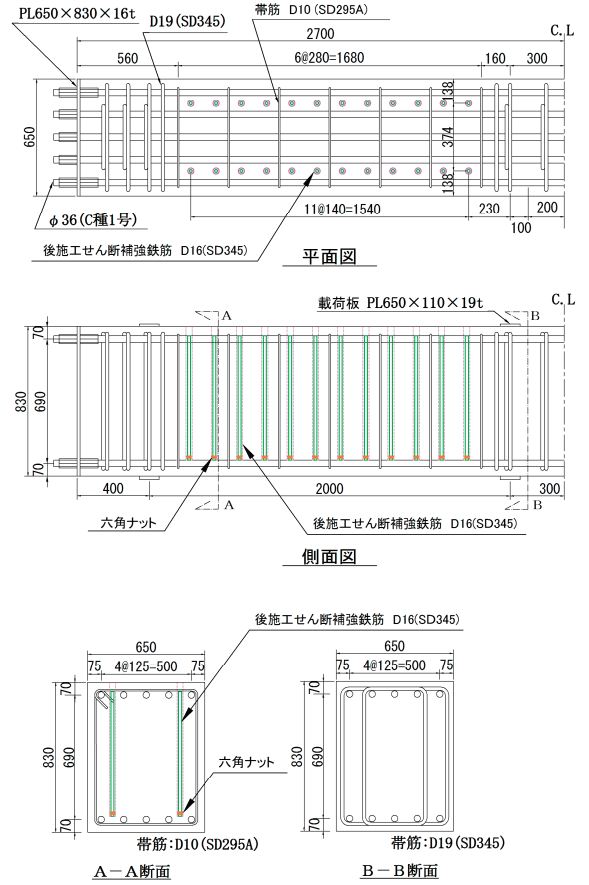


図-4.4.2 試験体配筋図 (Case-1)

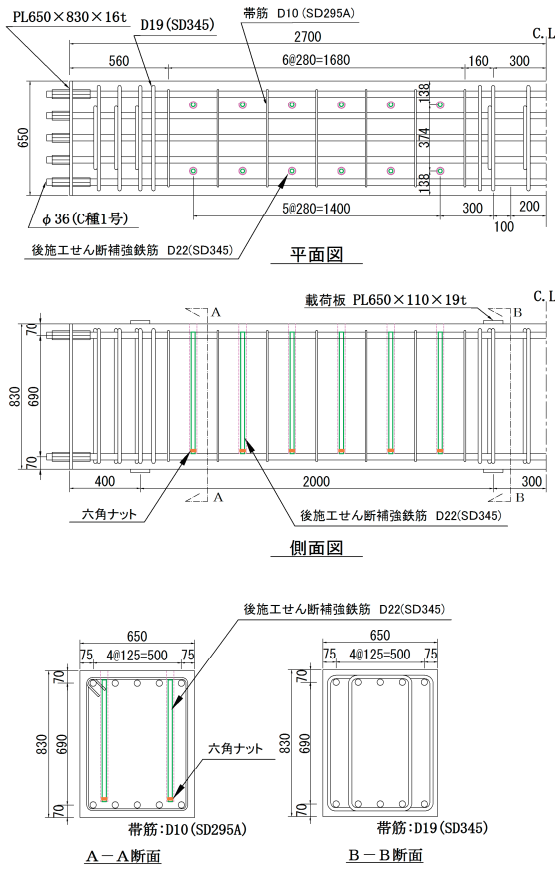


図-4.4.3 試験体配筋図 (Case-2)

(2) 使用材料

表-4.4.2 に試験体に使用した鋼材の材料試験結果を，表-4.4.3 に載荷日におけるコンクリートおよび定着材の材料試験結果を示す。

表-4.4.2 鋼材の材料試験結果

使用部位	鉄筋の種類	鉄筋の呼び名	試験体 No.	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	破断伸び (%)	降伏ひずみ ¹⁾ (×10 ⁻⁶)
主鉄筋	SBPD 1080/1230	D36	Case-N	1158	1312	214	10.9	5420
			Case-1,2	1123	1278	206	11.6	5442
帯筋 (支承部, 中央部)	SD345	D19	Case-N	383	568	175	20.1	2190
			Case-1,2	385	575	189	19.0	2041
帯筋 (実験対象部)	SD295	D10	Case-N	353	485	178	19.9	1988
			Case-1,2	373	529	191	16.7	1958
後施工せん断 補強鉄筋	SD345	D16	Case-1	386	571	185	18.4	2082
		D22	Case-2	378	573	188	20.1	2015

1) 降伏ひずみは，降伏点を弾性係数で除して算出した

表-4.4.3 コンクリートおよび定着材の材料試験結果

試験体 No.	コンクリート (15-18-20N)			定着材		
	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	静弾性係数 (kN/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	静弾性係数 (kN/mm ²)
Case-N	24.5	2.02	28.6	—	—	—
Case-1	28.7	1.85	28.9	69.8	3.96	24.5
Case-2	28.3	2.15	28.3	72.8	3.67	24.8

(3) 載荷方法

載荷方法は、油圧ジャッキ（容量：3000kN，ストローク：400mm）により、2点交番載荷とした。

載荷パターンは図-4.4.4に示すように、1サイクル目は、材料試験結果の鉄筋およびコンクリートの材料強度を用い、式(1)により求めた計算上のせん断耐力を目標に載荷した。後施工せん断補強鉄筋が負担するせん断力については、式(5)により算出した。なお、部材係数 γ_b は1.0として算出した。2サイクル目以降は、1サイクル目の計算上のせん断耐力時の変位を δ_0 として、 δ_0 の整数倍の鉛直変位を変位制御により交番載荷することを基本とした。また、各サイクルの繰り返し数は1回とし、荷重の低下が明らかになった時点で載荷を終了した。写真-4.4.1に載荷状況を示す。

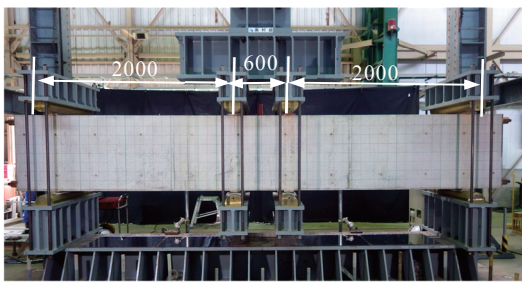


写真-4.4.1 載荷実験状況

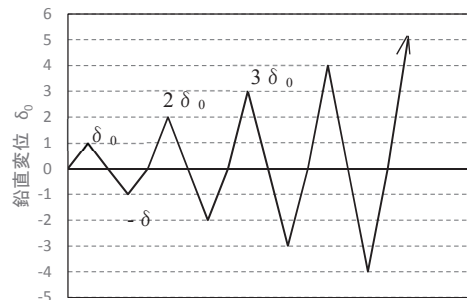


図-4.4.4 載荷パターン

(4) 計測方法

計測項目は、載荷荷重、載荷点変位および試験体の鉛直変位、鉄筋（軸方向鉄筋、帯筋、後施工せん断補強鉄筋）のひずみである。図-4.4.5に、Case-1のひずみゲージの配置を示す。他の試験体も同様にひずみゲージを貼付した。

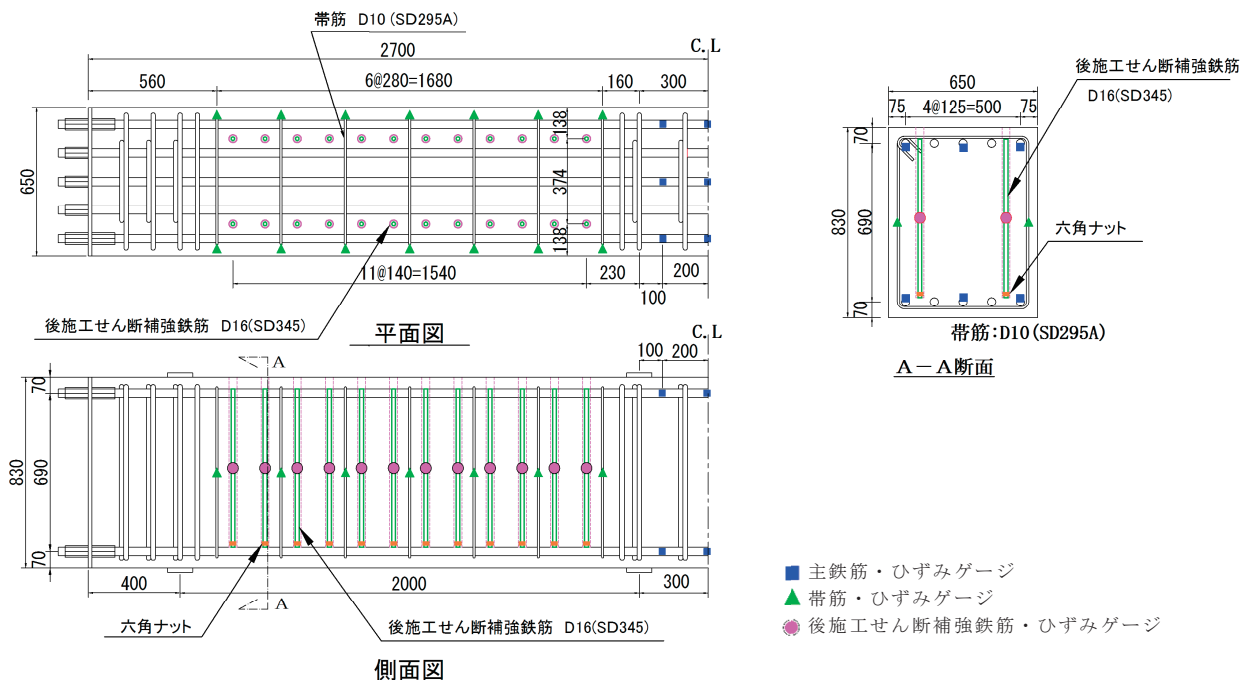


図-4.4.5 ひずみゲージ配置図

4.4.2 荷重実験結果

(1) 荷重－変位関係および破壊性状

図-4.4.6 に各ケースのせん断力と試験体中央の鉛直変位の関係を示す。せん断力は、荷重荷重の 1/2 とした。以降、試験体を下向きに押す場合を「正荷重」、上向きに引く場合を「負荷重」ということとする。表-4.4.4 に荷重実験結果の一覧を示す。図-4.4.7 に荷重実験終了時の各ケースの破壊状況を示す。

図-4.4.6、表-4.4.4 より、Case-1、Case-2 とも、Case-N に比べ、最大せん断力が 2 倍程度増大し、後施工せん断補強鉄筋によるせん断補強効果が確認できる。

Case-N は、 $1\delta_0$ において、最初に試験体中央部の引張縁に曲げひび割れが発生し、荷重の増加とともに、その左右に曲げひび割れが発生する。荷重が進むにつれて曲げひび割れが圧縮縁の方へ延びる。さらに荷重が進むと、 $1\delta_0$ の正荷重では、せん断力 350kN 付近で、負荷荷重は 400kN 付近で斜めひび割れが生じた。 $2\delta_0$ の荷重では、 $1\delta_0$ よりせん断力は増加し、最大せん断力を示した。 $3\delta_0$ の正荷重途中で荷重が増加しなくなり、斜めひび割れ幅が広がり、せん断破壊により荷重が低下した。 $3\delta_0$ の負荷荷重についても $2\delta_0$ の負荷荷重時の最大せん断力以上の荷重増加は見られなかった。

Case-1 は、Case-N と同様に、 $1\delta_0$ において、最初に試験体中央部の引張縁に曲げひび割れが発生し、荷重の増加とともに、その左右に曲げひび割れが発生する。荷重が進むにともない曲げひび割れが圧縮縁の方へ延びる。さらに $1\delta_0$ の荷重が進むにともない、せん断力 500kN 付近で斜めひび割れが生じた。 $2\delta_0$ の正荷重途中において、 $1\delta_0$ よりせん断力は少し増加し、最大せん断力を示した後、斜めひび割れ幅が広がり、せん断破壊によ

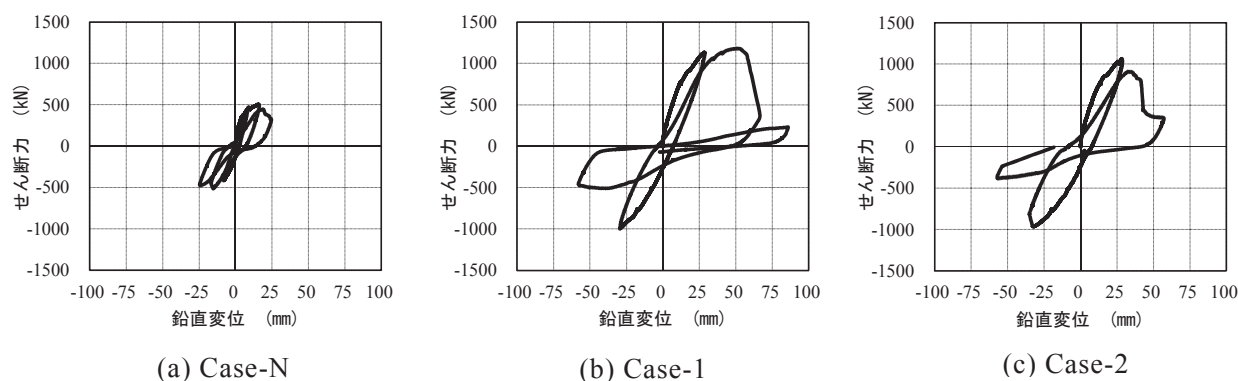


図-4.4.6 せん断力と鉛直変位の関係

表-4.4.4 荷重実験結果

ケース No.		Case-N	Case-1	Case-2
荷重変位 δ_0 (mm)		8.1	28.6	28.5
最大せん断力 (kN)	正荷重時	504	1181	1063
	負荷荷重時	514	998	963
	平均値	509	1089	1013

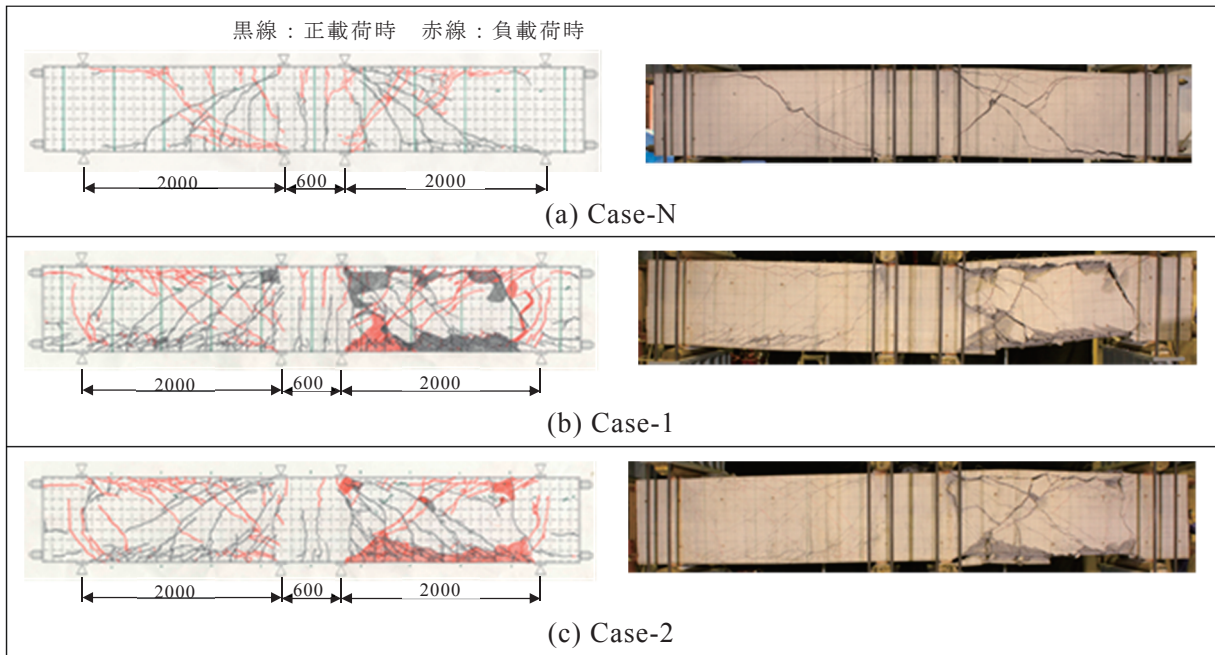


図-4.4.7 破壊状況（載荷終了時）

り荷重が低下した。2 δ_0 の負載荷では、1 δ_0 に比べ、せん断力の増加は小さい。3 δ_0 の正載荷において、せん断力はほとんど増加せず、引張側の試験体底面のかぶりコンクリートが大きく剥落した。

Case-2 は、Case-1 と同様に、1 δ_0 の載荷が進むにつれて曲げひび割れが圧縮縁の方へ延びた後、さらに載荷が進むにともない、せん断力 500kN 付近で斜めひび割れが生じた。1 δ_0 の正負載荷において最大せん断力を示した。2 δ_0 の正載荷の載荷途中で斜めひび割れ幅が広がり、せん断破壊により荷重が低下した。2 δ_0 の負載荷では、せん断力の増加は小さく、引張側の試験体底面のかぶりコンクリートが大きく剥落した。

Case-1, Case-2 とも、Case-N では見られなかった斜めひび割れが分散して生じており、ひび割れ発生状況はほぼ同じである。また、Case-1, Case-2 において、後施工せん断補強鉄筋の抜け出しに起因する損傷は、試験体の上面および底面で観察されなかった。

(2) 後施工せん断補強鉄筋のひずみ

図-4.4.8, 図-4.4.9 に、Case-1, Case-2 における正載荷の 1 δ_0 時における後施工せん断補強鉄筋のひずみ分布を示す。図中には、ひび割れのスケッチおよび材料試験より求めた降伏ひずみを併記している。

Case-1, Case-2 とも、斜めひび割れと交差する複数の後施工せん断補強鉄筋のひずみは、降伏ひずみを超えるか、ほぼ降伏ひずみに達しており、後施工せん断補強鉄筋がコンクリートとの付着が切れることなく実降伏強度相当のせん断力を負担していることがわかる。また、試験体両端の支承部近傍の後施工せん断補強鉄筋のひずみは小さいが、これは斜めひび割れが支承部近傍に発生していないためであり、斜めひび割れの発生状況と整合している。

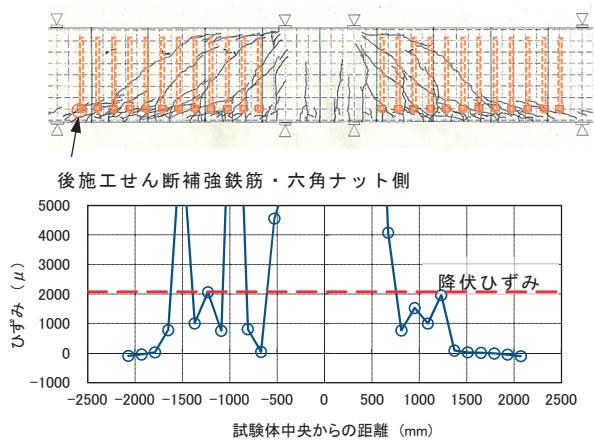


図-4.4.8 後施工せん断補強鉄筋のひずみ分布
(Case-1)

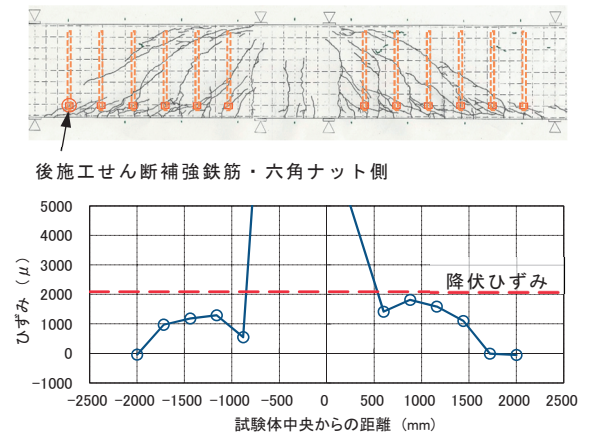


図-4.4.9 後施工せん断補強鉄筋のひずみ分布
(Case-2)

4. 5 せん断耐力の評価

表-4.5.1に、荷重実験結果およびコンクリート示方書⁶⁾に準拠した評価式で算出したせん断耐力と有効係数を示す。表-4.5.1におけるせん断耐力の計算値1~3は、鉄筋およびコンクリートの材料試験から得られた実強度を用いて算出した。なお、表中のせん断耐力の実験値 V_{exp} は、正負荷荷時における各最大せん断力の平均値とした。また、せん断耐力の各計算値は部材係数 $\gamma_b=1.0$ として算出したものである。図-4.5.1に、表-4.5.1の実験値 β_{exp} と計算値 β の有効係数を比較して示す。

表-4.5.1に示すせん断耐力の実験値 V_{exp} は、後施工せん断補強鉄筋を一般的なスターラップのように有効係数を1.0として求めた計算値2に対し、Case-1は93%、Case-2は89%であり、想定したように、スターラップと同等のせん断耐力に対し低減することがわかる。この低減効果を表す有効係数については、表-4.5.1、図-4.5.1に示すように、実験結果から算出した有効係数 β_{exp} は、式(4)により求めた有効係数 β とほぼ等しい。これより、後施工せん断補強鉄筋の有効係数を、式(4)により良好に評価できると考えられる。

なお、実施工への適用においては、表-4.5.1に示す本荷重実験より得られた有効係数 β_{exp} を設計に用いる場合の上限値とすることにより、提案した評価式(5)によって、より安全に後施工せん断補強鉄筋のせん断耐力を評価できると考えられる。

表-4.5.1 荷重実験結果および評価式により算出したせん断耐力と有効係数

ケース No.	せん断耐力 (kN)				有効係数		有効係数(β)算出時の後施工せん断補強鉄筋の必要定着長 (D: 鉄筋径)
	実験結果 V_{exp}	計算値 1 ¹⁾ V_{pyd_cal}	計算値 2 ²⁾ $V_{cd_cal} + V_{sd_cal} + V_{bd_cal}$	計算値 3 ³⁾ $V_{cd_cal} + V_{sd_cal}$	実験値 β_{exp} $\left(\frac{\text{実験結果} - \text{計算値 3}}{\text{計算値 2} - \text{計算値 3}} \right)$	計算値 4 ⁴⁾ β	
Case-1	1089	1092	1176	453	0.88	0.88	六角ナット有り側:4D 六角ナット無し側:6D
Case-2	1013	1021	1143	451	0.81	0.82	六角ナット有り側:5D 六角ナット無し側:6D

1)鉄筋の降伏強度およびコンクリートの圧縮強度に、材料試験結果の実強度を使用し、表中の有効係数(計算値) β を考慮して式(1)により算出した。

2)鉄筋の降伏強度およびコンクリートの圧縮強度に、材料試験結果の実強度を使用して算出したコンクリートが分担するせん断耐力 V_{cd_cal} 、既存のせん断補強鉄筋により負担されるせん断耐力 V_{sd_cal} および、有効係数 β を1.0として算出した後施工せん断補強鉄筋により負担されるせん断耐力 V_{bd_cal} の和。

3)鉄筋の降伏強度およびコンクリートの圧縮強度に、材料試験結果の実強度を使用して算出したコンクリートが分担するせん断耐力 V_{cd_cal} と既存のせん断補強鉄筋により負担されるせん断耐力 V_{sd_cal} の和。

4)表中の各ケースにおける後施工せん断補強鉄筋の必要定着長を用い、式(4)により算出した。

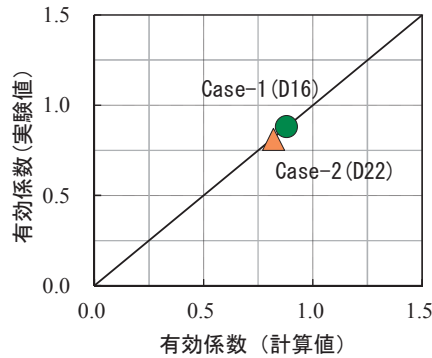


図-4.5.1 有効係数の実験結果と計算値の関係

4.6 まとめ

構造物の背面に地盤がある，または供用中のため施工条件に制約を受ける等より，片側から施工することが求められている既設 RC 構造物を対象に，一般的な材料，施工機器で施工でき，施工しやすく品質を確保できるせん断補強工法を考案した．本工法では，先端のみに六角ナットを定着板として配置した後施工せん断補強鉄筋を用い，考案した専用の治具により，後施工せん断補強鉄筋を定着材により，既設コンクリートに確実に定着させ，既設コンクリートと一体化することができる．

本工法のせん断補強効果を確認するために実施した引抜き試験および載荷実験により明らかになったことを以下に示す．

1. 鉄筋引抜き試験より，呼び名 D16，D22 (SD345) の後施工せん断補強鉄筋が，鉄筋の規格降伏強度の荷重に相当する定着力を得られる必要定着長を把握した
2. 呼び名 D16，D22 (SD345) の後施工せん断補強鉄筋によりせん断補強した試験体を用いた載荷実験により，せん断耐力が向上することを確認した
3. 呼び名 D16，D22 (SD345) の後施工せん断補強鉄筋によるせん断耐力について，コンクリート示方書に準拠し，後施工せん断補強鉄筋の必要定着長を考慮した有効係数を用いる評価方法により評価できる

以上より，先端にのみ定着板（六角ナット）を配置したせん断補強鉄筋を用いる，考案した後施工せん断補強方法の有効性を検証し，提案する設計法の妥当性を確認したことから，せん断耐力が不足する部材に本工法並びに設計法が適用できると考える．

なお，本工法について，載荷実験より鉄筋径と配置間隔を調整することにより，同程度のせん断耐力が得られている．実工事では，削孔数を減らせるため，できるだけ太径の鉄筋を用い，設置間隔を大きくして施工本数を減らすように図る可能性が高いと思うが，せん断ひび割れに対し，より複数のせん断補強鉄筋が抵抗するように，せん断補強鉄筋の配置間隔を小さくした方が，せん断補強効果を確実に発揮させるには望ましいと考える．

本工法は，すでに地下構造物や鉄道橋脚において実適用しており，今後，さらなる後施工せん断補強鉄筋の適用鉄筋径の拡張や施工性の向上を図り，本工法の改善を図っていきたいと考えている．

【第4章の参考文献】

- 1) (一財)土木研究センター：建設技術審査証明報告書（土木系材料・製品・技術、道路保全技術）第1203号 あと施工型せん断補強鉄筋用無機系モルタルカプセル「RMA」, 2012
- 2) (一財)土木研究センター：建設技術審査証明報告書（土木系材料・製品・技術、道路保全技術）第0522号 後施工プレート定着型せん断補強鉄筋「Post-Head-Bar」, 2011
- 3) (一財)土木研究センター：建設技術審査証明報告書（土木系材料・製品・技術、道路保全技術）第0811号 後施工セラミック定着型せん断補強鉄筋「セラミックキャップバー（CCb）」, 2012
- 4) (一財)土木研究センター：建設技術審査証明報告書（土木系材料・製品・技術、道路保全技術）第1005号 あと施工型高強度せん断補強筋「マルチプルナットバー」, 2010
- 5) 山口治, 松本恵美, 三澤孝史, 廣中哲也：六角ナット定着型せん断補強鉄筋を用いた後施工せん断補強工法の開発, 土木学会第71回年次学術講演会概要集, pp.1017-1018, 2016.9
- 6) 三澤孝史, 廣中哲也, 山口治, 宇治公隆：定着板を片側に配置したせん断補強鉄筋を用いる後施工せん断補強に関する研究, コンクリート工学会論文集, Vol.29, pp.111-123, 2018.11 登載決定
- 7) (社)土木学会：2012 制定 コンクリート標準示方書〔設計編〕, pp.180-187, 2012.3
- 8) (社)土木学会：アルカリ骨材反応対策小委員会報告書, pp.Ⅱ90-Ⅱ94, 2005.9
- 9) (社)土木学会：コンクリートライブラリー128 鉄筋定着・継手指針[2007年版], pp.71-74, 2007.8.23

第5章 細径高強度筋を用いた鉄道RC橋脚の曲げ補強

5.1 はじめに

RC 構造物の耐震補強は、1995年に発生した阪神淡路大震災の被災状況を教訓として、脆性的な破壊を防止し、曲げ破壊を先行させるせん断補強として行われてきた。しかしながら、曲げ破壊先行であるが、現行の耐震基準（「鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計、平成24年」¹⁾）を参考にすると、L2地震動が作用した場合に、復旧性の観点から速やかに耐震性能を回復できる程度の損傷に留めるには曲げ耐力が不足する問題点が生じる可能性がある。

RC 橋脚の曲げ補強では、標準的に RC 巻立て工法や鋼板巻立て工法等が適用されている。RC 巻立て工法では、巻立て厚さが厚いため断面寸法が大きくなり、河積阻害の制約を受ける河川内や建築限界の制約を受ける箇所では適用できない場合がある。また、薄層で施工できる鋼板巻立て工法は、揚重機器が必要になり、橋梁の桁下などでは施工性の低下や工費の増大が問題となっている。

このような RC 巻立て工法の巻立て厚さが厚くなることに対し、既設のコンクリート表面に溝切りし、補強鉄筋を埋設することにより巻立て厚さを薄くする工法^{2),3)}や中性化抑制効果が高く、防錆作用を持つポリマーセメントモルタルを使った巻立てにより、巻立て厚さを薄くする工法⁴⁾等も開発され実用化されている。ただし、施工性の低下や一般のコンクリートに比べ材料費が高価になる。

そこで、第2章に示したように、巻立て厚さを薄くし、施工性の良い経済的な曲げ補強を目的として、補強に高強度な鋼材を用いる補強工法を提案した。

RC 構造物に高強度な鋼材を使った研究は、断面を小さくすること、設計地震動の増大に伴う鉄筋量の増大に対する過密配筋等の対策を目的して行われてきている。

岡本ら⁵⁾は、軸方向鉄筋に高強度鉄筋 USD685 を使用した RC 柱の正負交番載荷実験より、高強度材料を用いた部材の荷重-変位関係が通常材料を用いた部材と同様な設計式で概ね評価できるとしている。

増川ら⁶⁾は、軸方向鉄筋に高強度鉄筋 USD685 を使用した中空 RC 橋脚の加力実験を行い、コンクリートにほとんど損傷がない段階で軸方向鉄筋が破断する可能性があるとしている。

北村ら⁷⁾は、高強度鉄筋 SD490 を使用した低サイクル疲労試験より、高強度鉄筋は従来の鉄筋 (SD345) に比べ、破断に至るまでの繰返し回数およびひずみが小さく、初期変形や繰返し曲げに対する脆化特性が顕著である傾向を指摘している。

浅井ら⁸⁾は、軸方向鉄筋に高強度鉄筋 SD490 を使用した橋脚模型の正負交番載荷実験から、従来の評価法で終局耐力および終局変位を評価できること、鉄筋単体の座屈を伴う鉄筋ひずみと疲労寿命は、普通強度鉄筋 (SD345 以下) と差がないとしている。

上述の研究は、新設の RC 構造物に対する事例で、曲げ補強の補強用軸方向鉄筋やせん断補強筋に高強度筋を使用した曲げ補強工法の研究事例は見られない。

本研究は、定着長を短くするために先端に突起を設けた高強度筋を補強軸方向鉄筋に

使った曲げ補強工法（以下「本工法」）について，補強効果を載荷実験により明らかにするとともに耐力・変形性能の評価を行ったものである⁹⁾。

5. 2 曲げ補強工法の概要

5. 2. 1 工法概要

曲げ補強工法の概要を図-5. 2. 1, 5. 2. 2 に示す。本工法は、図に示すように、既設 RC 柱の外周に配置する補強用軸方向鉄筋およびせん断補強鉄筋に高強度鉄筋を用い、表-5. 2. 1 に示す吹付モルタル（呼び強度 50N/mm^2 ）で鉄筋を被覆する。なお、鉄筋の表面には、吹付モルタルのだれ落ち防止および乾燥収縮によるひび割れ発生を抑制するため溶接金網を設置する。補強用軸方向鉄筋（以下、「補強軸方向鉄筋」）には、JIS G 3137 に規定される D 種 1 号に準拠している細径異形 PC 鋼棒（SBPDL, 降伏点 $1, 275\text{N/mm}^2$ ）あるいは USD685（降伏点 685N/mm^2 ）の高強度鉄筋を使用する。せん断補強筋には、スパイラル状に加工した細径異形 PC 鋼棒（SBPDL, 降伏点 $1, 275\text{N/mm}^2$ ）（以下、「スパイラル筋」）を使用する。普通強度鉄筋を使用する場合に比べ、高強度鋼材を使用することにより、鉄筋径を小さくできるため巻立て厚さを薄くできる。また、鉄筋量を低減でき、軸方向鉄筋を定着するためにフーチングに設ける削孔径も小さくできるため、フーチング構造に与える影響を低減できる。短い定着長で、所定の定着力を確保するため、写真-5. 2. 1 に示すように軸方向鉄筋の先端を温間圧造により突起状に加工し、定着材により、軸方向鉄筋をフーチングに定着する。定着材に用いるプレミックス型無機系無収縮モルタルの基本物性を表-5. 2. 2 に示す。

せん断補強鉄筋および吹付モルタルには、鉄道高架橋柱のせん断補強工法として実績のある「高張力スパイラル筋巻立て工法」¹⁰⁾に用いる高張力スパイラル筋（スパイラル状の細径異形 PC 鋼棒）および吹付モルタルと同じ材料を用いる。また、中性化抑止を図るため、吹付モルタルに樹脂系等のコンクリート表面保護材を塗布する。

橋脚の断面が大きい場合は、端部にねじ加工した鉄筋をスパイラル状に組み立て、接合部分に機械式継手（端部ねじ加工継手）を使うことにより施工性の向上を図った。また、壁式橋脚のように断面寸法が大きく、寸法効果によりせん断補強鉄筋の拘束効果が低減する¹¹⁾場合は、中間部でせん断補強鉄筋を拘束する。その場合は、高強度の垂鉛めっき鋼より線を用いるせん断補強工法である「外部スパイラル巻立て工法」に関する研究¹²⁾を参考に、橋脚を貫通する PC 鋼棒（以下、「中間 PC 鋼棒」）で固定した拘束用鋼材（以下、「中間拘束材」）により、せん断補強鉄筋の変形を抑え、拘束効果の向上を図った。

以上のように、提案した補強工法は、従来の RC 巻立て工法に比べて補強厚さが $1/3$ 程度に低減されるほか、型枠設置の手間が省略でき作業の効率化が図れる。鋼板巻立てに比べて、揚重機器を必要としないため、狭隘箇所での適用も可能である。

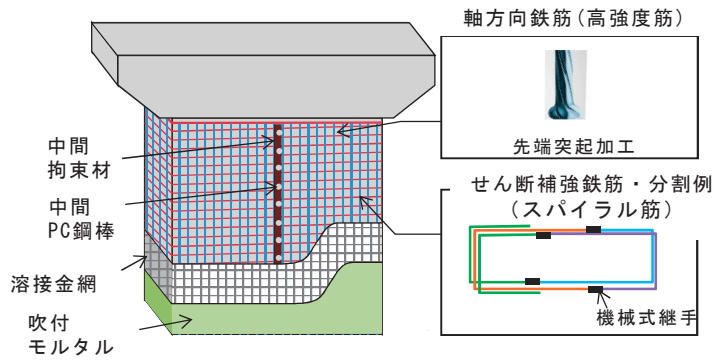


図-5.2.1 曲げ補強工法の概要

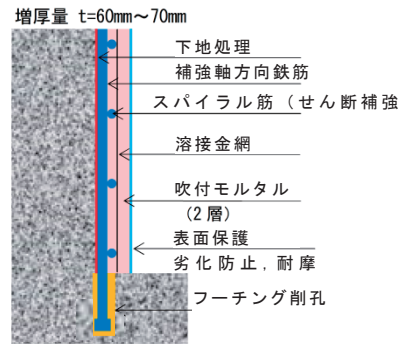


図-5.2.2 曲げ補強の概要(断面図)

表-5.2.1 吹付モルタルの配合

短繊維 容積比 (%)	単位量(kg/m ³)						
	水 W	セメン ト C	混和材1 EA	混和材2 SF	細骨材 S	混和剤1 (C×%)	混和剤2 (B ¹⁾ ×%)
0.05	240	532	43	53	1413	7.985 (1.5%)	3.769 (0.6%)
セメント : 普通ポルトランドセメント, 密度3.16g/cm ³ 混和材1 : 膨張材, 密度2.92g/cm ³ 混和材2 : シリカフェーム, 密度2.20g/cm ³ , 比表面積10m ² /g以上 細骨材 : 富津産山砂, 密度2.61g/cm ³ , 吸水率1.28%, 粗粒率2.44 混和剤1 : 収縮低減剤, 密度1.02g/cm ³ 混和剤2 : 高性能AE減衰剤, 密度1.05g/cm ³ 短繊維 : ポリプロピレン樹脂, 密度0.91g/cm ³ , 繊維長6mm, 13dt(g/10km) 1) B(単位結合材量) = C(単位セメント量) + EA(単位膨張材量) + SF(単位シリカフェーム量)							

表-5.2.2 定着材に用いる可塑性のプレミックス型無機系無収縮モルタルの基本物性

1袋(10kg) あたりの 水の管理値 (kg)	ミニスラ ンプ*1) (mm)	テーブ ル フロー*2) (mm)	可使時間*3) (分)	ブリーディ ング率*4) (%)	膨張 収縮率*5) (%)	圧縮強度*6) (N/mm ²)	
						14日	28日
1.8±0.1	65±15	165±20	90 (5□)	0	0以上	60以上	65以上
			60 (20□)				
			30 (30□)				

*1) JIS A 1171による *2) JIS R 5201による

*3) ミニスランプ 65±15mmの範囲を満足する練混ぜ完了後からの経過時間

*4) JIS A 1123による *5) JSCE-F533-2013による

*6) JIS A 1108による (養生温度 20±2℃の標準水中養生)

5.2.2 提案工法が成立するための技術的要点

補強用軸方向鉄筋に降伏点が 600N/mm^2 を超える高強度筋を使用した曲げ補強工法はこれまで実績がない。特に、降伏点が 1000N/mm^2 を超える細径異形 PC 鋼棒(SBPDL 1275/1420)を軸方向鉄筋に用いた例は、新設の RC 橋脚においても見られない。

提案した工法が期待される耐震補強効果を発揮し、曲げ補強工法として成立することを確認するためには、以下の点を明らかにする必要がある。

- 普通強度鉄筋に比べ、破断伸びが小さく、降伏比 (=降伏点/引張強度) が高い高強度筋を補強軸方向鉄筋に用いた場合、高強度筋が破断することなく、期待する耐力・変形性能が得られること。
- 補強軸方向鉄筋に、既設部の普通強度鉄筋と降伏点や破断ひずみが異なる高強度筋を用いた場合、耐力・変形性能について現行の設計式の適用が可能であること。
- 突起を設けた補強軸方向鉄筋が、地震時に繰り返し荷重を受けても定着性能を維持すること。
- 細径異形 PC 鋼棒を補強軸方向鉄筋に用いた場合、補強部の吹付モルタルとの付着が切れることなく、補強効果を発揮すること。
- 中間拘束材および中間 PC 鋼棒により、スパイラル筋のコンクリートの拘束効果が得られること。
- 分割したスパイラル筋に用いる機械式継手の適用性。

以上のことを実験的に明らかにし、提案した工法の補強効果を確かめるために既設鉄道橋脚を参考とした 1/4 縮小模型試験体⁸⁾ (断面寸法 $500\text{mm} \times 1500\text{mm}$) を用いた静的正負交番載荷実験を実施した。

5. 3 突起付き高強度筋の定着性能

曲げ補強工法において、補強軸方向鉄筋として用いる高強度鉄筋はフーチングを削孔して設置されるため、フーチング構造への影響を抑えるとともに、施工性からも、必要な定着長を短くすることが望まれる。そこで、補強軸方向鉄筋の定着長を短くするために、写真-5.3.1 に示すように、補強軸方向鉄筋のフーチングへの埋め込み側先端に突起を設けた。この突起付き高強度筋の定着性能を確認するために引抜き試験を行った。

5.3.1 引抜き試験の概要

引抜き試験ケースを表-5.3.1 に示す。細径異形 PC 鋼棒は、実構造物への適用を想定し、現在、製造されている最小径である呼び名 U7.1 および U12.6 を用いた。高強度鉄筋 USD685 も細径の D10 を用いた。定着長さは、10Ds (Ds : 鉄筋径) と 20Ds とし、定着材 (プレミックス型無機系無収縮モルタル) で定着した。試験体は各ケース 3 体とした。試験装置を写真-5.3.2 に示す。試験体の概要図を図-5.3.1 に示す。試験体の寸法は、「土木学会編 コンクリートライブラリー128 鉄筋定着・継手指針[2007 年版]」¹³⁾ に準拠して、縦 800mm×横 800mm×高さ 500mm とした。このコンクリートブロックを削孔し、その孔に定着材を注入後に挿入した高強度筋を、所定の定着長で定着した。高強度筋には所定の定着長以上に定着用モルタルが付着しないように、孔内の高強度筋の定着部より上部には粘土を付着させ、ビニールテープを巻いた。

試験方法は、高強度筋の埋め込み側と反対側の端部にねじ切り加工してナットを装着し、センターホールジャッキにより高強度筋の規格降伏強度以上の引張荷重まで载荷した。材料試験より、引抜き試験時におけるコンクリートブロックのコンクリート圧縮強度は、既存構造物のコンクリート圧縮強度を参考に、目標とした 30N/mm² 程度である。

表-5.3.1 引抜き試験ケース

ケース	種類	呼び名 (公称径)	定着長	削孔径
1	異形 PC 鋼棒 SBPDL 1275/1420	U7.1 (φ 7.1 mm)	10Ds (71mm)	φ 25mm
2			20Ds (142mm)	φ 25mm
3		U12.6 (φ 12.6 mm)	10Ds (126mm)	φ 34mm
4	高強度鉄筋 USD685	D10	10Ds (100mm)	φ 25mm
5			20Ds (200mm)	φ 25mm



U12.6 の先端形状
D=22mm
h=10mm

写真-5.3.1 細径異形 PC 鋼棒 (U7.1) 先端の形状

5.3.2 引抜き試験結果

表-5.3.2 に引抜き試験結果の一覧を示す。図-5.3.2 に引抜き試験結果より、引張応力-変位関係を示す。引張応力は、ロードセルで計測した引抜き荷重を高強度筋の公称断面積で除して算出した。変位は、高強度筋に、コンクリートブロックの天端から上方100mm 位置に変位計のターゲットを設置し計測した。

表-5.3.2, 図-5.3.2 より、高強度筋の埋め込み側先端に突起を付けることにより、細径異形 PC 鋼棒 U7.1, U12.6 および高強度鉄筋 D10 (USD685) は、定着長 10Ds で規格降伏強度相当の定着力を發揮することがわかる。なお、試験は、異形 PC 鋼棒 U7.1, U12.6 については、規格降伏強度を超えた時点で、高強度鉄筋 USD685 については規格引張強度を超えた時点で終了した。

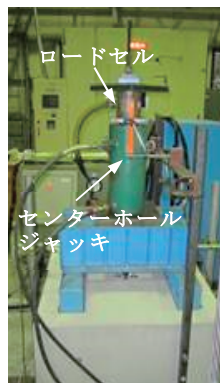


写真-5.3.2 引抜き試験装置

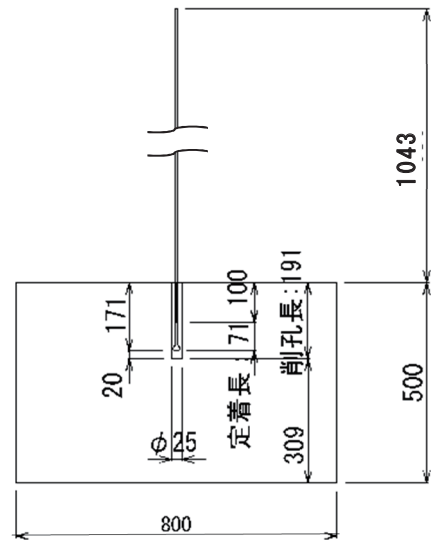
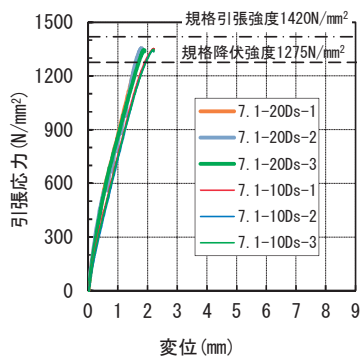
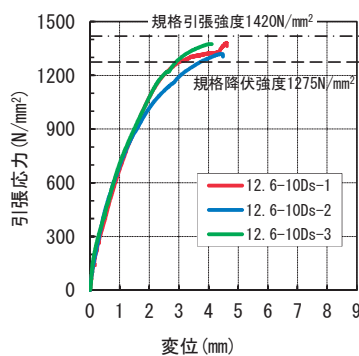


図-5.3.1 引抜き試験体・概要図

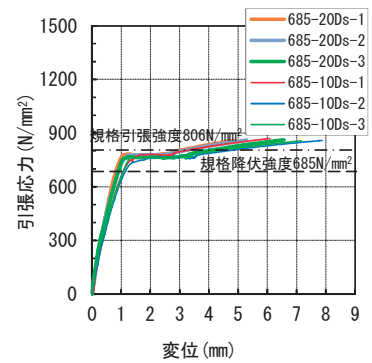
(細径異形 PC 鋼棒 U7.1, 定着長 10Ds)



(a) 細径異形 PC 鋼棒



(b) 細径異形 PC 鋼棒



(c) 高強度鉄筋 D10

図-5.3.2 引抜き試験結果

表-5.3.2 引抜き試験結果一覧

鋼材種	呼び名 (公称径)	定着長	最大引張応力 (平均値) (N/mm ²)
異形 PC 鋼棒 SBPDL 1275/1420	U 7.1 (φ 7.1 mm)	10 Ds (71mm)	1348
		20 Ds (142mm)	1351
	U 12.6 (φ 12.6 mm)	10 Ds (126mm)	1358
高強度鉄筋 USD685	D10	10 Ds (100mm)	861
		20 Ds (200mm)	860

5. 4 正負交番載荷実験の概要

5. 4. 1 試験体の種類および諸元

試験体の種類を表-5. 4. 1 に示す。本実験では、曲げ破壊先行であるが、現行の耐震基準（「鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，平成 24 年」¹⁾）を参考にすると，L2 地震動が作用した場合に，復旧性の観点から速やかに耐震性能を回復できる程度の損傷に留めるには曲げ耐力が小さい既設橋脚を想定し，その曲げ耐力を 1.5 倍程度に向上させることを目的として試験体を計画した。補強前の試験体の諸元は，既設橋脚を参考として製作された壁式橋脚の縮小試験体による耐震補強に関する研究^{14) 15)}を参考として設定し，既設橋脚（断面寸法 2000mm×6000mm）の断面寸法を 1/4 に縮小（断面寸法 500mm×1500mm）したものである。試験体のせん断スパンは 2000mm，せん断スパン比は 4.3，曲げせん断耐力比は 1.8 となるようにせん断補強鉄筋を配置した。

試験ケースは，比較のために曲げ補強していない試験体 1 体（ケース N）および曲げ補強した試験体 3 体（ケース B1～B3）とした。ケース B1，B3 は，補強軸方向筋に細径異形 PC 鋼棒を，ケース B2 は高強度鉄筋 USD685 を使用したケースである。せん断補強筋としてスパイラル状の細径異形 PC 鋼棒（スパイラル筋）を用い，ケース B1，B2 は分割したスパイラル筋の継手に機械式継手（端部ねじ加工継手）を用い，ケース B3 は，長尺の細径異形 PC 鋼棒をスパイラル状に曲げ加工することにより継手部を設けていない。

ケース B1～B3 は，曲げ耐力がケース N の 1.5 倍程度となることを目標に補強した。ケース B1～B3 の曲げせん断耐力比はケース N と同様に概ね 1.8 程度になるように，「高張力スパイラル筋巻立て工法」のせん断耐力の算定法¹⁶⁾に準じてせん断補強した。その算定法では，せん断補強鉄筋の設計引張降伏強度は， f'_{ca} （既設コンクリートの設計圧縮強度）の 25 倍かつ 800N/mm² 以下とする上限値が設けられている。その算定法に沿って，載荷実験時における目標とした既設柱のコンクリート圧縮強度 30 N/mm² より，スパイラル筋の設計引張降伏強度を 750 N/mm² (=25×30 N/mm²) としてせん断耐力を算出した。

既設柱に相当する補強していないケース N の試験体形状を図-5. 4. 1 に示す。柱断面は 500mm×1500mm、水平方向の載荷点はフーチング天端から高さ 2000mm である。

図-5. 4. 2 にケース N の試験体配筋図を，図-5. 4. 3 にケース B1 および B2 の試験体配筋図を示す。写真-5. 4. 1 にケース B1 の試験体における補強部の配筋状況を示す。

曲げ補強試験体の補強手順は，既存橋脚部を製作し，フーチング天端をコア削孔し，孔内に定着材（無機系無収縮モルタル）を注入後に先端に突起を付けた補強軸方向鉄筋を挿入した。補強軸方向鉄筋の定着長は，フーチングのかぶりコンクリート（ケース B1～B3 のかぶり：70mm）を除いて，引抜き試験結果より設定した 10Ds とした。したがって，フーチング天端からは，ケース B1，B3 が 141mm，ケース B2 が 170mm の定着長である。

ケース B1～B3 は，せん断補強筋としてスパイラル筋を用い，柱幅が大きくなることによるせん断補強筋の拘束効果の低下を抑制するため，柱の中央部に予め設けた貫通孔（φ25mm）に中間 PC 鋼棒（φ13mm）を挿入し，充填材（無収縮モルタル）を注入し定着した。写真-5. 4. 1 に示すように，中間拘束材のボルト穴に中間 PC 鋼棒を通し，ナットを取付けスパイラル筋を拘束することにより，スパイラル筋による拘束効果の向上を図った。柱の変形を妨げないように中間拘束材の下端とフーチング間は 20mm の離隔を設けた。

柱断面のスパイラル筋の模式図を図-5.4.4 に示す。中間貫通部に配置する鋼材は、側部のスパイラル筋と同等の断面性能を有する鋼材が必要と仮定した。さらに、施工性および既設柱の損傷を抑えるために、中間貫通部に PC 鋼棒を用いることにより、中間貫通孔の孔数の低減を図った。したがって、中央部に配置する中間 PC 鋼棒の仕様設定においては、式(1)に示すように、単位高さ当りにおける両側面のスパイラル筋の断面積に、スパイラル筋の設計引張降伏強度（750N/mm²）を掛けた荷重が、単位高さ当りの本数の中間 PC 鋼棒に作用すると仮定した。

表-5.4.1 試験体ケース

ケース No.	既設部		補強部	
	引張鉄筋	せん断補強鉄筋	引張鉄筋	せん断補強鉄筋 (スパイラル筋)
N			—	—
B1	D13 (SD345), 25 本 引張鉄筋比 0.45%	D6 (SD295A), 6 本 200mm ピッチ せん断補強鉄筋比 0.06%	異形 PC 鋼棒 U7.1 (SBPDL 1275/1420), 13 本, 補強筋比 0.07%	異形 PC 鋼棒 U7.1 (SBPDL 1275/1420) 2 本, 75mm ピッチ
B2			D10(USD685), 13 本 補強筋比 0.13%	機械式継手 補強筋比 0.07%
B3			異形 PC 鋼棒 U7.1 (SBPDL 1275/1420), 13 本, 補強筋比 0.07%	異形 PC 鋼棒 U7.1 (SBPDL 1275/1420) 2 本, 75mm ピッチ 継手なし (長尺の異形 PC 鋼棒をスパイラル状に加工して使用) 補強筋比 0.07%

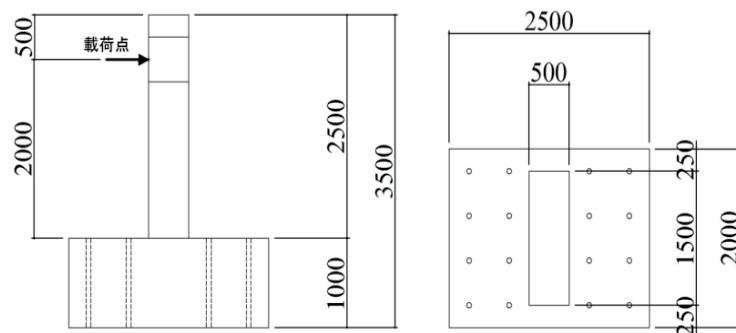


図-5.4.1 試験体形状

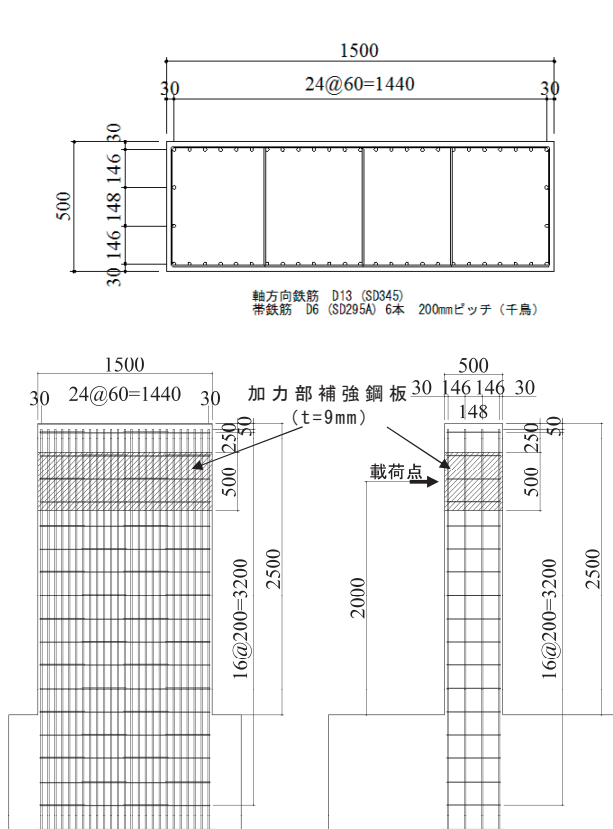


図-5.4.2 試験体配筋図 (ケース N)

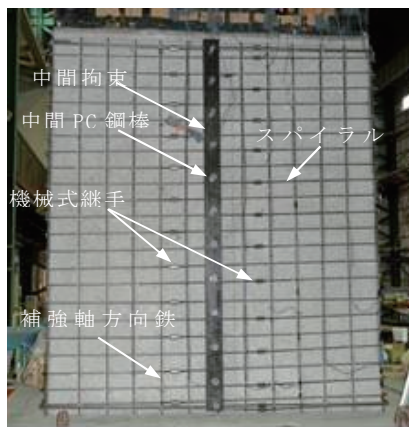
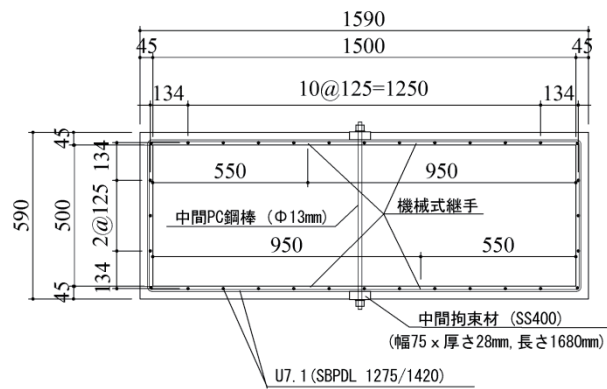
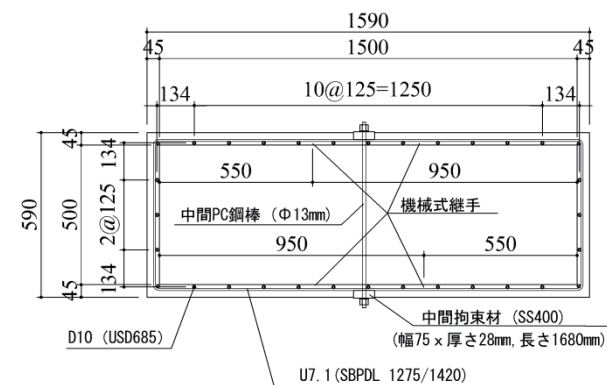


写真-5.4.1 補強部の試験体配筋状況 (ケース B1)



断面図 (ケース B1)



断面図 (ケース B2)

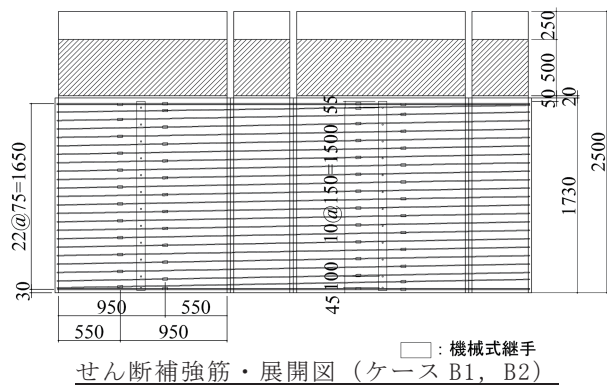


図-5.4.3 補強試験体配筋図

$$F_{pc} \cdot N_{pc} = S_{sp} \cdot f_{ysp} \cdot N_{sp} \quad (1)$$

- ただし、 F_{pc} ：中間 PC 鋼棒 1 本に作用する荷重
 N_{pc} ：単位高さ当りの中間 PC 鋼棒の本数
 S_{sp} ：スパイラル筋の断面積
 f_{ysp} ：スパイラル筋の設計引張降伏強度 (=750N/mm²)
 N_{sp} ：単位高さ当りの両側面におけるスパイラル筋の本数

スパイラル筋の設置間隔は 75mm で、中間 PC 鋼棒の設置間隔が 150mm であることからスパイラル筋 2 巻き分、つまり、中間 PC 鋼棒 1 本に、スパイラル筋 4 本分の荷重 (=スパイラル筋の断面積×スパイラル筋の設計引張降伏強度 750N/mm²×4) が作用するとし、この作用荷重に対し規格降伏強度以下になるように、中間 PC 鋼棒 φ 13mm とした。最大引張応力は、904N/mm² となる。

中間拘束材は、図-5.4.5 に示すように、中間 PC 鋼棒の設置位置を支承として中間 PC 鋼棒間隔である長さ 150mm の単純梁と仮定した。この単純梁に、中間 PC 鋼棒間のスパイラル筋 2 巻き分に相当する荷重 T_p (=スパイラル筋の断面積×スパイラル筋の降伏強度 750N/mm²×2) が作用すると考え、規格降伏強度以下になるように、断面寸法：幅 75×厚さ 28mm (鋼種：SS400) を設定した。中間拘束材に生じる縁最大応力 σ_{max} は、229N/mm² となる。

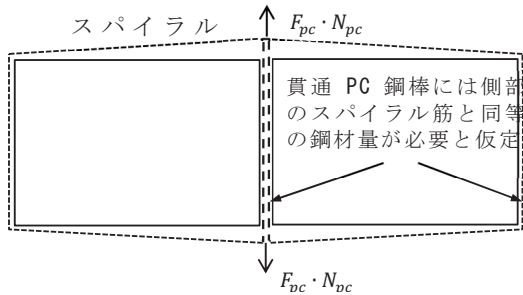


図-5.4.4 柱断面のスパイラル筋の模式図

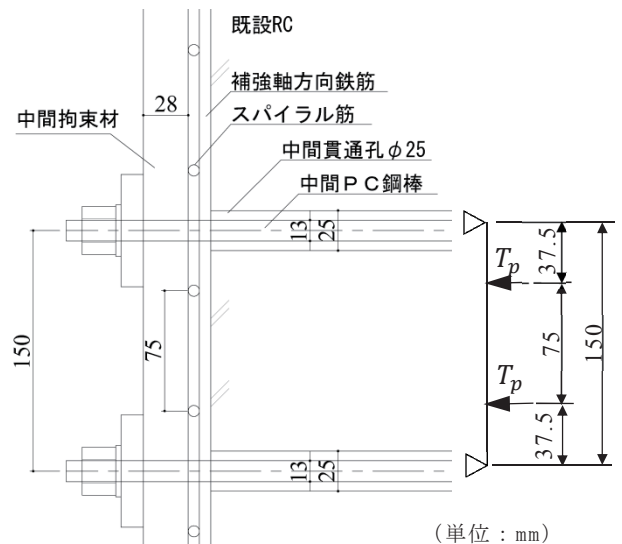


図-5.4.5 中間拘束材に作用する荷重の模式図

5.4.2 使用材料

表-5.4.2 に試験体の使用材料の材料試験結果を示す。柱部のコンクリートは、載荷実験時に 30N/mm² 程度になるように計画した。補強軸方向鉄筋に用いた U7.1, USD685 および中間 PC 鋼棒に用いた PC 鋼棒の破断伸びは、SD345 以下の普通強度の鉄筋に比べ半分程度であり、降伏比 (=降伏点/引張強度) も比較的大きい。

表-5.4.2 使用材料の材料試験結果

	種類	仕様	降伏点 (N/mm ²)	降伏ひずみ (×10 ⁻⁶)	弾性係数 (kN/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	破断伸び (%)
既設柱部	軸方向鉄筋	D13 SD345	415	2200	189	582	21.3
	せん断 補強筋	D6 SD295A	379	2182	174	518	22.0
補強部	補強 軸方向鉄筋	U7.1 SBPDL 1275/1420	1403	8219	227	1471	11.0
		D10 USD685	804	4259	189	897	13.0
	スパイラル 筋	U7.1 1275/1420	1408	8075	237	1471	10.0
	中間 PC 鋼 棒	φ13 C種1号 SBPR 1080/1230	1243	7907	210	1303	12.0
	中間拘束材	断面寸法：幅 75×厚 さ 28mm, 長さ 1680mm, SS400	265	1289	204	442	33.2
材料名	使用箇所	ケース No.	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	備考	
コンク リート	柱部 27-18-13N	N	29.3	2.51	28.8	載荷実験時の試験結果	
		B1	35.2	2.76	29.5		
		B2	33.1	2.64	29.6		
		B3	32.5	2.58	28.3		
	フーチング 30-18-20N	N	41.7	3.51	36.2		
		B1	48.3	2.83	35.8		
		B2	50.9	3.09	35.9		
吹付 モルタル	補強部	B3	44.2	3.13	36.2		
		B1	61.0	3.19	28.4		
		B2	53.2	3.01	26.7		
定着材	補強 軸方向 鉄筋部	B3	46.9	2.19	27.5		
		B1	82.6	4.67	27.3		
		B2	77.8	3.45	27.3		
充填材	貫通 PC 鋼 棒部	B3	78.0	4.25	26.7		
		B1	84.7	-	-		
		B2	79.3	-	-		
		B3	77.7	-	-		

5.4.3 荷重方法

荷重装置を写真-5.4.2に示す。荷重方法は、試験体を反力床にPC鋼棒（ $\phi 32\text{mm}$ ）で固定し、反力壁から水平荷重用油圧ジャッキ（容量 2000kN ，ストローク $\pm 400\text{mm}$ ）で正負交番の水平力を荷重した。また、荷重装置を介して試験体頭部に鉛直用油圧ジャッキ（容量 3000kN ，ストローク 400mm ）で、上部工の自重相当の圧縮軸力（ $1\text{N}/\text{mm}^2$ ）を加えた。軸力を荷重する油圧ジャッキは、スライド支承を介して荷重フレームに設置され、水平変位を妨げない構造になっている。以下、荷重点における水平変位を「変位」、荷重点における水平荷重を「荷重」と表す。また、試験体を押し出す方向の荷重を「正荷重」、引き戻す方向の荷重を「負荷重」と表す。荷重パターンは、ケース N について、所定の軸力荷重後、荷重制御により正負の水平力を試験体に荷重し、試験体の軸方向鉄筋が降伏した時点の正負の変位の平均値を $1\delta y$ とした。軸方向鉄筋の降伏以降は、変位制御により、各変位レベルで3回交番荷重し、 $1\delta y$ 、 $2\delta y$ 、 $4\delta y$ 、 $6\delta y$ と偶数倍に変位レベルを漸増させた。ケース B1～B3 については、ケース N における $1\delta y$ を用い、変位制御によりケース N と同様に荷重した。試験は、水平荷重が最大荷重の $1/2$ 以下程度になった時点で荷重終了とした。

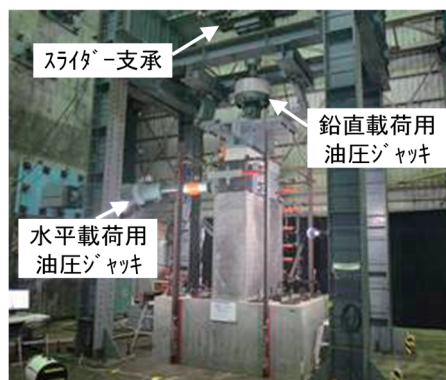


写真-5.4.2 荷重装置

5.4.4 計測方法

表-5.4.3 に計測項目，計測器，図-5.4.6 に計測器配置例を示す．補強部の補強軸方向鉄筋，スパイラル筋，中間拘束材，中間PC鋼棒には図-5.4.6 に示すようにひずみゲージを設置し，各载荷ステップにおけるひずみを計測した．

表-5.4.3 計測項目・計測器

計測項目		計測器	容量	個数
水平荷重		ロードセル	±3000kN	1
鉛直荷重			±2000kN	1
変位		変位計	300mm	3
			200mm	4
			100mm	3
			25mm	6
抜け出し変位		レーザー変位計	±40mm	2
既設部	軸方向鉄筋ひずみ	ひずみゲージ	/	52
	帯鉄筋ひずみ			15
補強部	補強軸方向鉄筋ひずみ			46
	スパイラル筋ひずみ			
	中間PC鋼棒ひずみ			24
	中間拘束材ひずみ			14

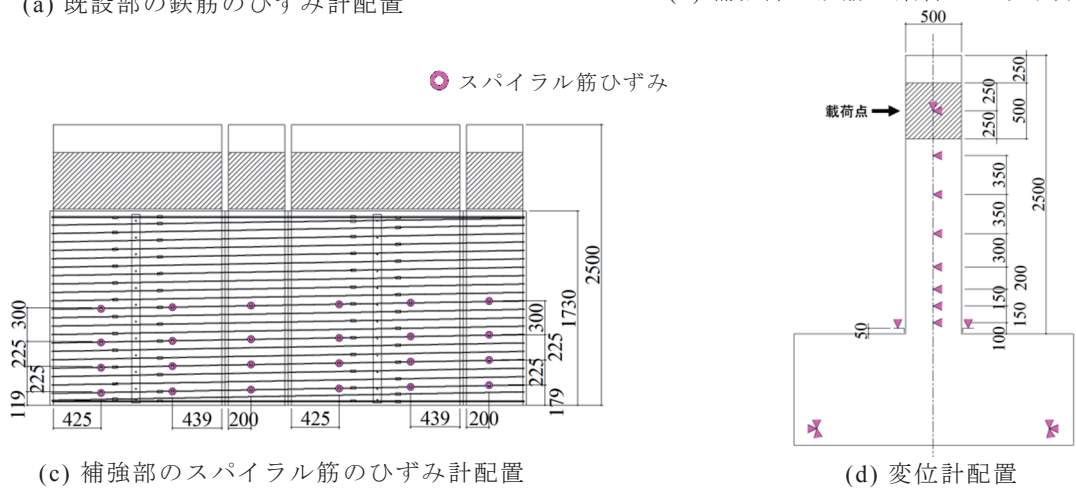
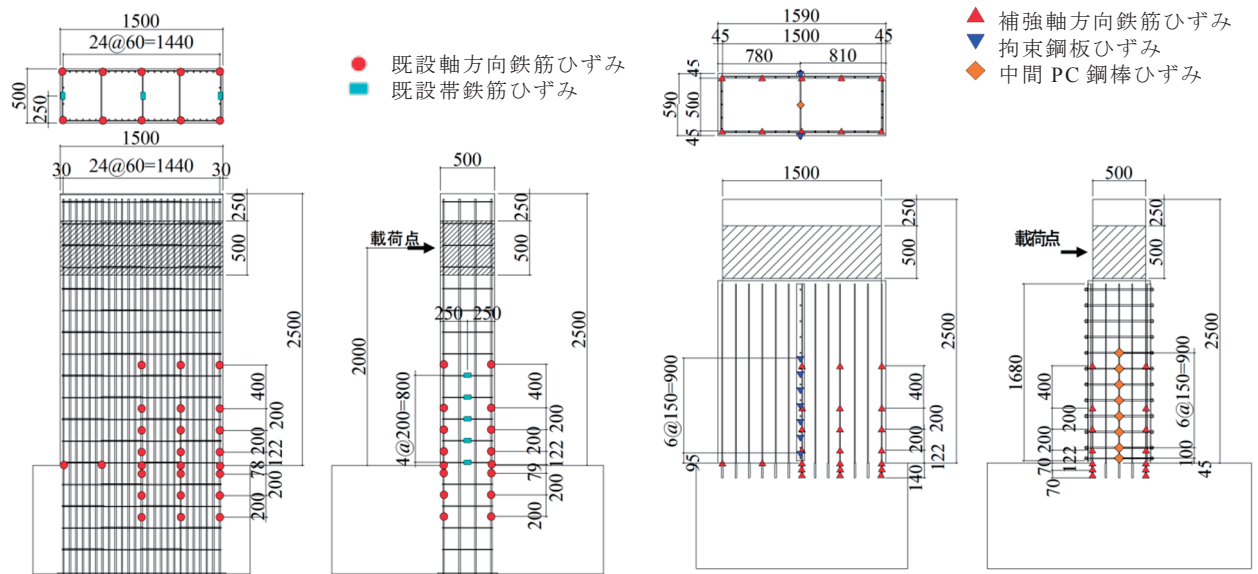


図-5.4.6 ひずみ計および変位計の配置例

5. 5 正負交番載荷実験結果

5.5.1 荷重－変位関係

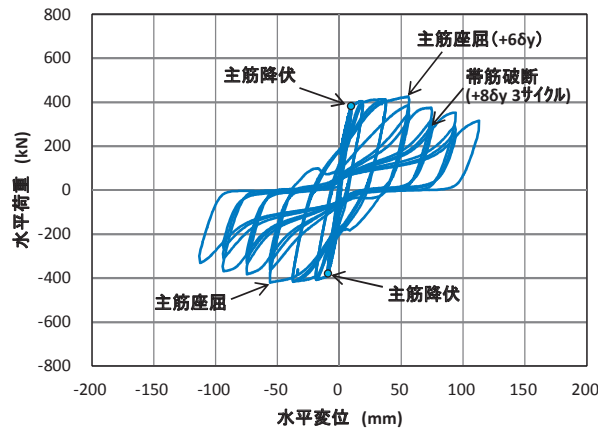
図-5.5.1に、ケースN, B1～B3について荷重と変位の関係を示す。各ケースにおける鉄筋の降伏、座屈、破断が生じた時点を荷重－変位曲線上に示した。鉄筋の座屈、破断時期については目視で確認できた時点を示している。なお、荷重は、 $P-\delta$ 効果の補正を行っている。

ケースNでは、 $6\delta y$ まで変形が進むに伴い荷重が漸増し、 $+8\delta y$ において軸方向鉄筋の座屈および柱基部の圧縮側コンクリートの圧壊により荷重が低下した。以降、さらに変形が進むにしたがい、軸方向鉄筋の座屈、破断、コンクリートの圧壊が進み、荷重が比較的緩やかに低下した。

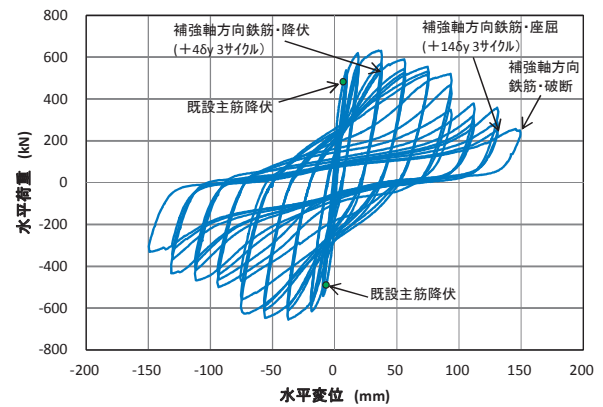
ケースB1では、 $-10\delta y$ 1サイクル目に、柱基部においてコンクリートのはらみ出しが顕著になり、かぶりコンクリートが柱基部から高さ約400mmの範囲で剥離し、荷重が大きく低下した。以降、さらに変形が進むにしたがい、 $+14\delta y$ 3サイクル目に補強軸方向鉄筋の座屈、 $+16\delta y$ 1サイクル目に破断が目視で確認され、コンクリートの圧壊が進み、荷重が低下した。

ケースB2では、 $+10\delta y$ 2サイクル目に、柱基部においてコンクリートのはらみ出しが顕著になり、かぶりコンクリートが柱基部から高さ約450mmの範囲で剥離し、荷重が大きく低下した。以降、さらに変形が進むにしたがい、 $+14\delta y$ 1サイクル目に既設軸方向鉄筋の破断、 $-14\delta y$ 3サイクル目に補強軸方向鉄筋の破断が目視で確認され、コンクリートの圧壊が進み、荷重が低下した。負荷荷の方が、正載荷に比べ、 $10\delta y$ 以降の荷重の低下は緩やかである。

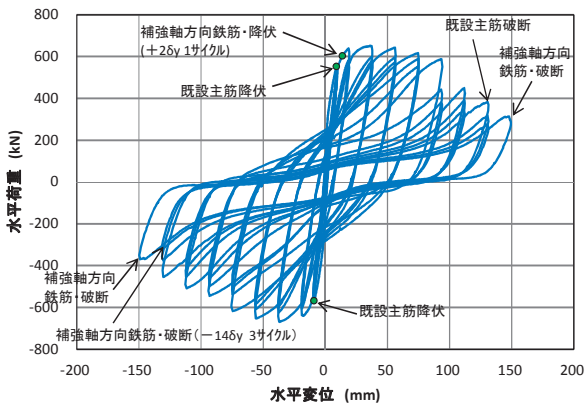
ケースB3では、 $+10\delta y$ 1サイクル目に、柱基部においてコンクリートのはらみ出しが顕著になり、かぶりコンクリートが柱基部から高さ約400mmの範囲で剥離し、荷重が大きく低下した。以降、さらに変形が進むにしたがい、 $-10\delta y$ 3サイクル目に補強軸方向鉄筋の座屈、 $+14\delta y$ 1サイクル目に既設軸方向鉄筋の破断、 $-16\delta y$ 1サイクル目に補強軸方向鉄筋の破断が目視で確認され、コンクリートの圧壊が進み、荷重が低下した。



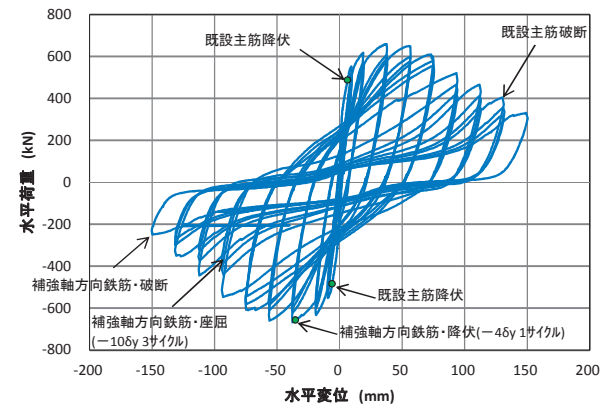
(a) ケース N



(b) ケース B1



(c) ケース B2



(d) ケース B3

図-5.5.1 荷重-変位曲線

以上のように、補強した試験体では全ケースにおいて、曲げひび割れの発生後、既設部の軸方向鉄筋（以下、「既設軸方向鉄筋」）が降伏した後、補強軸方向鉄筋が降伏した。さらに変形が進むにつれ、柱基部コンクリートの圧壊、かぶりコンクリートの剥落および軸方向鉄筋が座屈し、軸方向鉄筋の破断が発生し曲げ破壊した。このように、ケース B1～B3 の破壊過程は、普通の強度の鉄筋を用いた RC 柱の破壊形態と同様であり、既往の設計法が適用できると考えられる。

最初に既設軸方向鉄筋が降伏した後、補強軸方向鉄筋が降伏したのは、補強軸方向鉄筋の降伏ひずみが既設軸方向鉄筋の降伏ひずみの 2 倍程度あり、補強厚さが比較的薄いため、最外縁に配置された補強軸方向鉄筋よりも、内側の既設軸方向鉄筋が先に降伏したと考えられる。

図-5.5.2 に全ケースの包絡線を示す。ケース B1～B3 の荷重-変位性状についても、概ね大きな差は見られない。

このように補強試験体の破壊過程および荷重-変位性状は、補強軸方向鉄筋の種類（細径異形 PC 鋼棒あるいは高強度鉄筋（USD685））および機械式継手の有無（ケース B1 と B3 の比較）にかかわらず概ね同じであることがわかる。

これより、本工法では、補強軸方向鉄筋に細径異形 PC 鋼棒あるいは高強度鉄筋（USD685）のどちらを使用しても同等の耐震性能を発揮でき、また、スパイラル筋に機械式継手を用いても同等の耐震性能を発揮できると考えられる。

表-5.5.1 に載荷実験結果の一覧を示す。曲げ補強したケース B1～B3 については、既設軸方向鉄筋および補強軸方向鉄筋の中で最初に既設軸方向鉄筋が降伏したため、ひずみ計測結果より既設軸方向鉄筋の降伏時における変位を降伏変位、荷重を降伏荷重として整理した。

表-5.5.1 より、曲げ補強したケース B1～B3 はケース N に比べ、曲げ耐力が 1.5 倍以上に増加し、終局変位は約 1.1～1.2 倍に少し増加した。じん性率は、ケース B1 および B3 の降伏変位がケース N に比べ小さくなっているため、ケース B1 で約 1.6 倍、ケース B3 で約 1.9 倍に増加している。補強軸方向鉄筋に USD685 を用いたケース B2 のじん性率は、降伏変位がケース N と大きな差がないため約 1.1 倍の増加である。

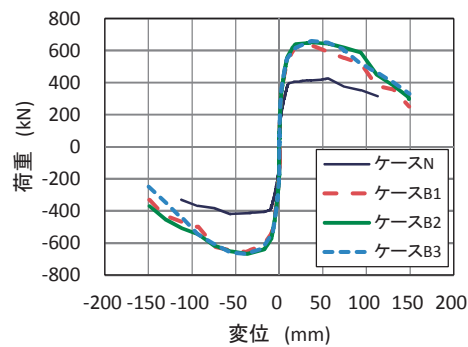


図-5.5.2 各ケースの包絡線の比較

表-5.5.1 正負交番載荷実験結果の一覧

	ケース N	ケース B1	ケース B2	ケース B3
降伏荷重 (kN)	372	486	560	486
降伏変位 (mm)	9.3	6.9	9.0	6.2
最大荷重 (kN)	414 (1.00)	619 (1.50)	647 (1.56)	654 (1.58)
最大荷重変位 (mm)	37.2	56.0	55.8	55.9
終局変位 (mm)	84.2 (1.00)	98.1 (1.17)	92.6 (1.10)	104.4 (1.24)
じん性率 (終局変位/降伏変位)	9.1 (1.00)	14.3 (1.58)	10.3 (1.14)	17.0 (1.87)

注) ()内はケース N に対する比を示す

降伏荷重：最外縁の軸方向鉄筋のひずみが降伏ひずみに達した時点の水平荷重

ケース B1～B3 については、既設軸方向鉄筋のひずみが最初に降伏ひずみに達したため、その時点の水平荷重とした

降伏変位：降伏荷重時の水平変位

最大荷重変位：繰り返し荷重により耐力低下が顕著にならない最大変位

最大荷重：最大荷重変位時の荷重

終局変位：荷重－変位曲線の包絡線において、水平荷重が降伏荷重を下回らない最大の変位

5.5.2 破壊性状

図-5.5.3 に各ケースの載荷終了時の破壊状況を示す。ひび割れの発生状況は、ケース B1～B3 で、ほぼ同じであり、ケース N とひび割れ性状（本数、間隔）に大きな差異は見られない。ケース B1～B3 では、補強軸方向鉄筋に沿った付着ひび割れは発生しておらず、補強軸方向鉄筋と吹付モルタルの付着が切れることなく載荷荷重に対し挙動したと考えられる。

表-5.5.2 に、載荷終了後に柱基部をはつり出して確認した既設軸方向鉄筋および補強軸方向鉄筋の最大座屈長を示す。補強したケース B1～B3 の既設軸方向鉄筋の最大座屈長は、ケース N に比べ、補強部の拘束により短くなったと考える。ケース B1～B3 では、既設軸方向鉄筋と補強軸方向鉄筋の最大座屈長は等しくなっている。ただ、補強軸方向鉄筋に同じ仕様の細径異形 PC 鋼棒を用いたケース B1 と B3 では、ケース B3 の方が最大座屈長は若干短い。

かぶりコンクリートが剥落し、軸方向鉄筋が座屈し、はらみ出す領域は比較的大きな曲率が生じる領域であり、この領域が塑性ヒンジ領域に相当する。これより、曲げ補強したケース B1～B3 の塑性ヒンジ長は 0.7～0.8D 程度と考えられ、補強部の拘束効果により、ケース N に比べ少し塑性ヒンジ長が短くなったと考えられる。

載荷終了後に柱基部をはつり出して鉄筋の損傷状況を確認した結果、ケース B1 では補強軸方向鉄筋は隅角部の 1 本（破断位置：フーチング天端から高さ 142mm、写真-5.5.1 参照）、ケース B3 は隅角部 1 本（破断位置：フーチング天端から高さ 106mm）と中央付近 1 本（破断位置：フーチング天端から高さ 102mm）の計 2 本が破断した。補強軸方向鉄筋に USD685 を使用したケース B2 では計 7 本（平均破断位置：フーチング天端から高さ 120mm 程度）が破断した。このように補強軸方向鉄筋の破断からも、補強軸方向鉄筋は補強部の吹付モルタルとの付着が切れることなく、終局時まで既設部と一体となり載荷荷重を負担していたと考えられる。

土木学会編 コンクリート標準示方書〔設計編〕¹⁷⁾に鉄筋とコンクリートとが一体となって働くには、鉄筋端部の定着はきわめて重要であること、および鉄筋端部の定着が十分なされている場合には、局部付着の影響は無視できる、と示されている。本工法においても、突起付き補強軸方向鉄筋の必要定着長を確保することにより、補強軸方向鉄筋と吹付モルタルが一体となり外力に抵抗したと考えられる。今回の載荷実験は、1/4 縮小試験体を用いているが、実構造物への適用においても、同様に補強軸方向鉄筋の必要定着長を確保することにより、補強軸方向鉄筋と吹付モルタルの一体性が確保できると考えられる。ただし、試験体数が少ないので、今後、実験や数値解析によるさらなる検討を重ねるとよいと考える。

また、ケース B1～B3 では、載荷実験終了時においても、フーチングからの補強軸方向鉄筋の抜け出しは観察されず、引き抜き試験で設定した定着長を確保すれば、必要な定着力をが得られると考えられる。

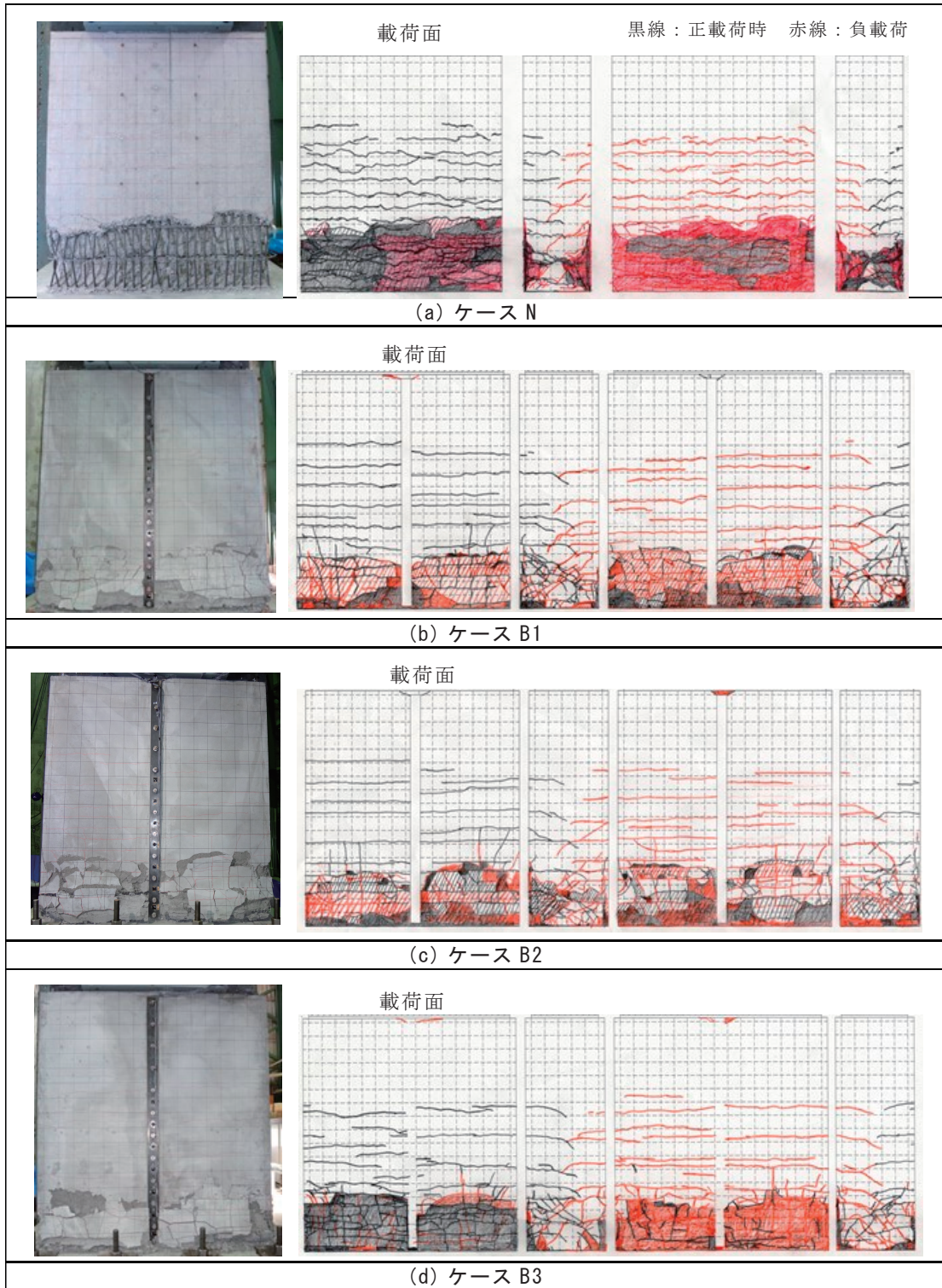


図-5.5.3 試験体の破壊状況（載荷実験終了時）

表-5.5.2 既設および補強軸方向鉄筋の最大座屈長

ケースNo	最大座屈長 (mm)	
	既設軸方向鉄筋	補強軸方向鉄筋
N	550 (1.1D)	—
B1	450 (0.8D)	450 (0.8D)
B2	450 (0.8D)	450 (0.8D)
B3	400 (0.7D)	400 (0.7D)



写真-5.5.1 補強軸方向鉄筋の破断状況

5.5.3 等価粘性減衰定数

図-5.5.4 に荷重-変位履歴曲線から算出した等価粘性減衰定数と水平変位の関係を示す。曲げ補強したケース B1~B3 は、全ての水平変位においてほぼ同じ等価粘性減衰定数を示している。ケース B1~B3 とケース N の等価粘性減衰定数の最大値は約 28% と差異はみられない。

ケース B1~B3 は、ケース N に比べ、120mm 以上の大変形においても約 15% 以上の等価粘性減衰定数を示し、耐震性に優れていることがわかる。

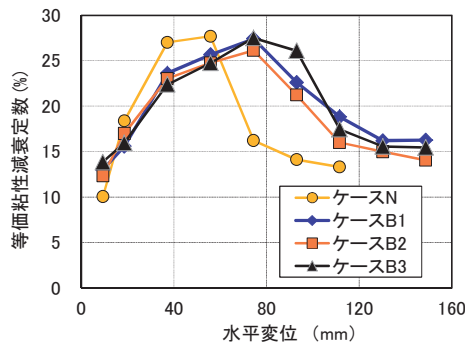


図-5.5.4 等価粘性減衰定数

5.5.4 既設軸方向鉄筋および補強軸方向鉄筋のひずみ

図-5.5.5 に、正載荷の各変位レベルの 1 サイクル目における既設軸方向鉄筋のひずみ分布を示す。

各ケースとも既設軸方向鉄筋のひずみの降伏域は変位の増加に伴い上方に拡大していく。ケース N では、降伏域は柱基部から高さ $-0.56D$ (-278mm , D : 断面高さ (mm)) から $1.84D$ (922mm) の範囲である。曲げ補強したケース B1~B3 では、ケース N における降伏変位である $+1\delta_y$ において既設軸方向鉄筋は降伏している。また、降伏域は柱基部から高さ $-0.47D$ (-278mm) から $0.88D$ (522mm) の範囲であり、ケース N に比べ少し狭くなっている。この傾向は負載荷においても同様である。

図-5.5.6 に、正載荷および負載荷の各変位レベルの 1 サイクル目における補強軸方向鉄筋のひずみ分布を示す。ケース B1 は、柱基部から高さ $0.34D$ (200mm) の範囲が比較的ひずみが大きい。各変位レベルの 1 サイクル目を表した図-5.5.6 では降伏ひずみ

(8219 μ) を超えているひずみは見られないが、+4 δy の 3 サイクル目において柱基部のひずみが降伏ひずみを超え、補強軸方向鉄筋が降伏したことをひずみ計測データより確認した。

補強軸方向鉄筋に USD685 を用いたケース B2 では、柱基部のひずみが+4 δy において降伏ひずみ (4259 μ) を超え、補強軸方向鉄筋が降伏した。

ケース B3 は、負荷荷における引張側の補強軸方向鉄筋において、柱基部から高さ 0.34D (200mm) までのひずみが比較的大きく、-4 δy の 1 サイクル目において柱基部のひずみが降伏ひずみを超えている。

以上のように、ケース B1~B3 において、補強軸方向鉄筋は、既設軸方向鉄筋が降伏した後に降伏している。また、5.5.1 項でも述べたように、既設および補強軸方向鉄筋の降伏後に、10 δy にコンクリートの剥離が生じており、普通鉄強度筋を用いた RC 柱の破壊形態と違いは見られない。

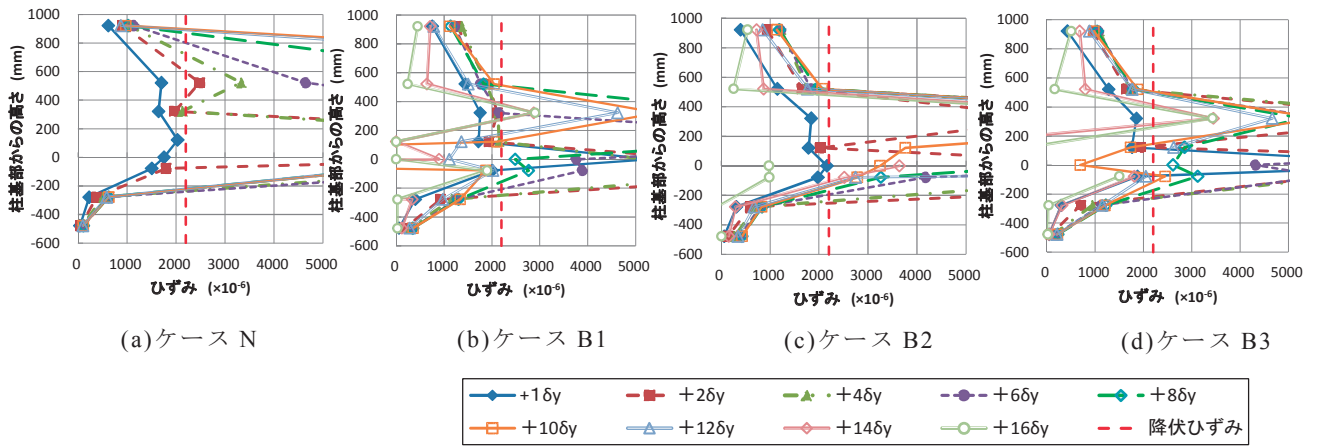


図-5.5.5 既設軸方向鉄筋のひずみ分布

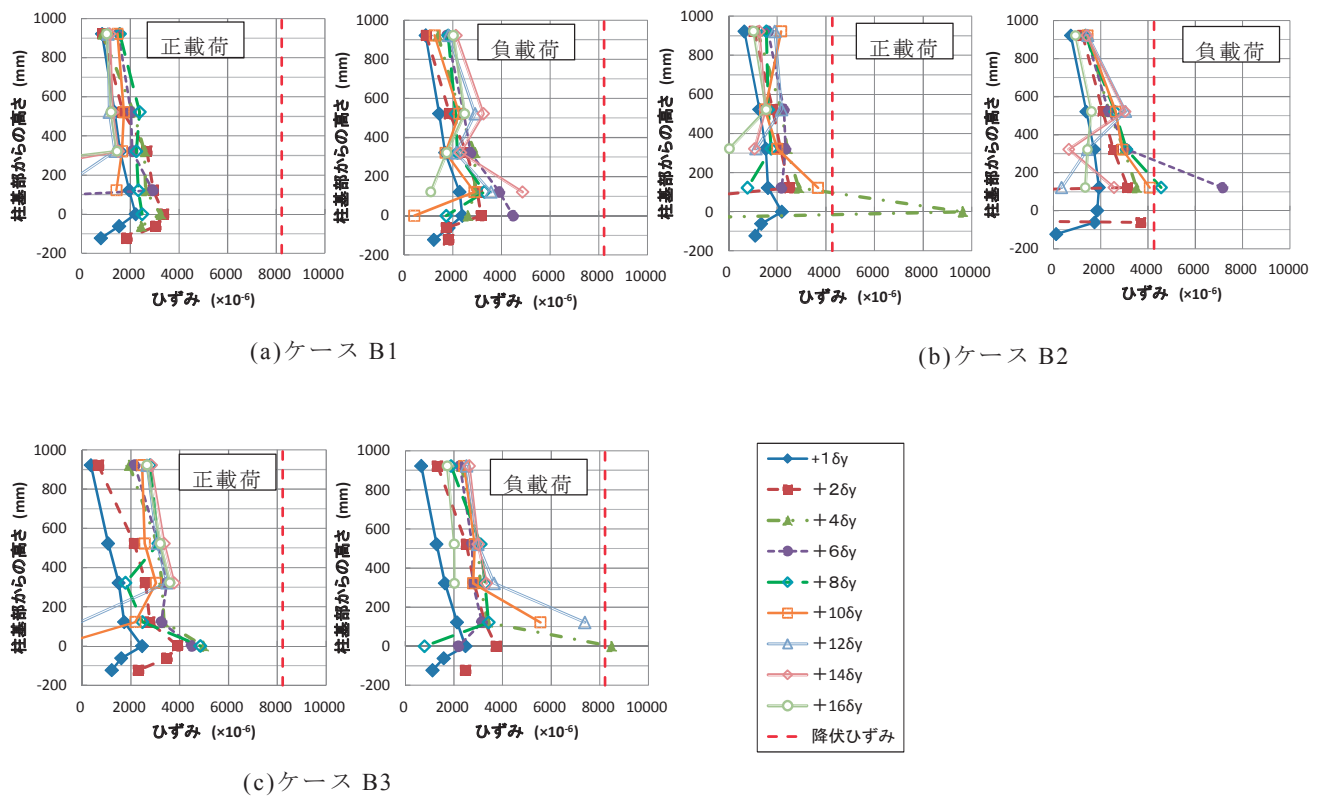


図-5.5.6 補強軸方向鉄筋のひずみ分布

5.5.5 帯鉄筋およびスパイラル筋のひずみ

図-5.5.7に、正載荷の各変位レベルの1サイクル目における既設部の帯鉄筋およびスパイラル筋のひずみ分布を示す。

スパイラル筋は、ケース B1~B3とも降伏ひずみ(8075 μ)に達していない。

ケースB1は、+6 δ yに柱基部から高さ0.72D(425mm)より下方の範囲の帯鉄筋が降伏している。スパイラル筋は+6 δ y以降に柱基部から概ね高さ0.59D(350mm)の範囲のひずみ増加が顕著になっている。これは帯鉄筋の降伏により、作用するせん断力に対するスパイラル筋の負担が増加したものと考えられる。

ケースB2は+6 δ yに柱基部から高さ0.72D(425mm)より下方の範囲の帯鉄筋が降伏している。スパイラル筋は+6 δ y以降、概ね柱基部から高さ0.68D(400mm)より下方の範囲のひずみが増加しており、ケースB1同様に、帯鉄筋の降伏により、作用するせん断力に対するスパイラル筋の負担が増加したものと考えられる。

ケースB3は+4 δ y以降、柱基部から高さ0.72D(425mm)より下方の範囲の帯鉄筋のひずみは大きくなるが降伏ひずみを超えていない。スパイラル筋は、変形量の増加に伴い上方のひずみが大きくなり、+10 δ yにおいて、概ね柱基部から高さ0.34D(200mm)より下方のスパイラル筋のひずみが増加し、ケースB1と同様に顕著になる。

スパイラル筋のひずみは、ケースB1に比べ、少し小さいが、これはケースB3の帯鉄筋が降伏しておらず、せん断破壊に抵抗しているため、スパイラル筋の負担が小さくなったためと考えられる。

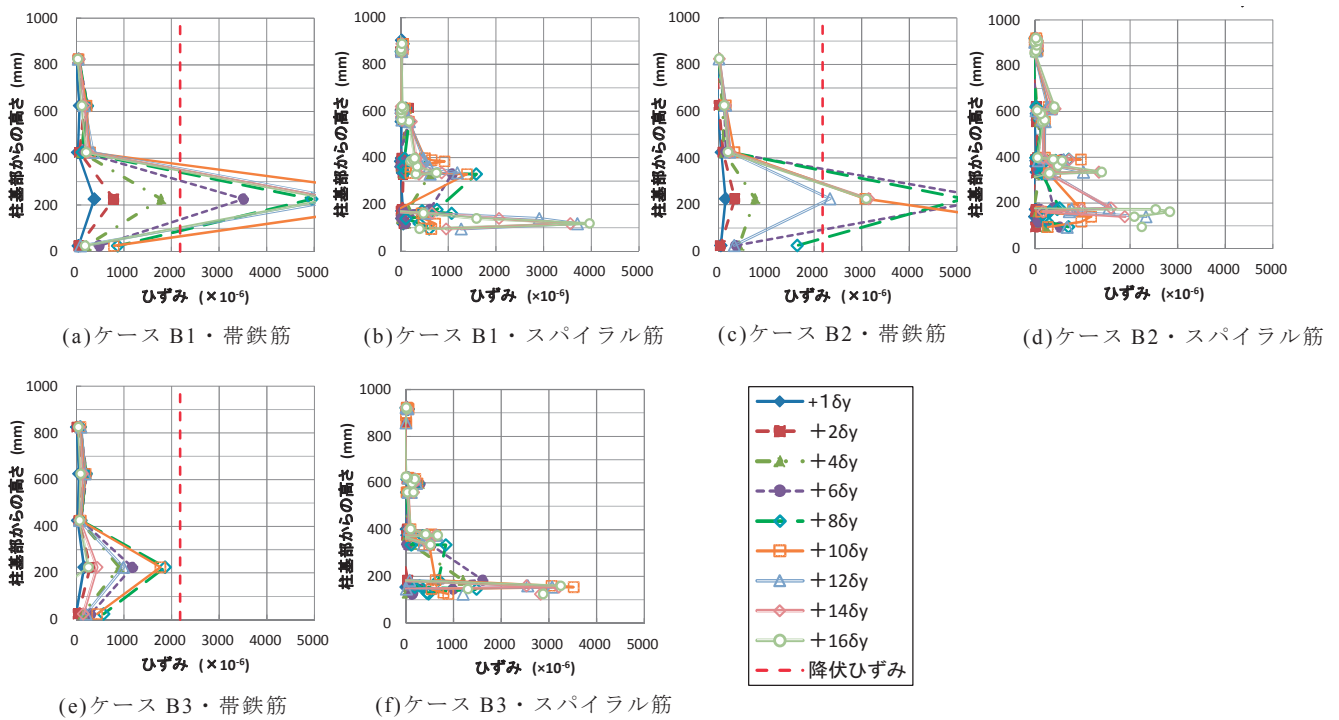


図-5.5.7 帯鉄筋およびスパイラル筋のひずみ分布

5.5.6 中間PC鋼棒および中間拘束材による拘束効果

図-5.5.8に、正載荷の各変位レベルの1サイクル目における中間PC鋼棒および中間拘束材のひずみ分布を示す。中間拘束材は、鋼材の規格降伏強度以下となるように諸元を設定していることから、図中には中間拘束材の規格降伏強度（235 N/mm²）から求めた降伏ひずみを併記している。

ケースB1～B3において、柱基部から概ね高さ0.75D（445mm）より下方の範囲の中間PC鋼棒のひずみ増加が+6 δ y以降に顕著である。それより上方のひずみは全変位レベルにおいて500 μ 以下と小さい。これは、5.5.5項で示したように、スパイラル筋が、柱基部から高さ0.59～0.68D（350～400mm）の範囲においてひずみ増加が顕著になる傾向とほぼ同じである。したがって、柱基部の既設軸方向鉄筋および補強軸方向鉄筋の座屈に対し、中間拘束材および中間PC鋼棒がスパイラル筋の拘束効果の発揮に有効に機能していると考えられる。

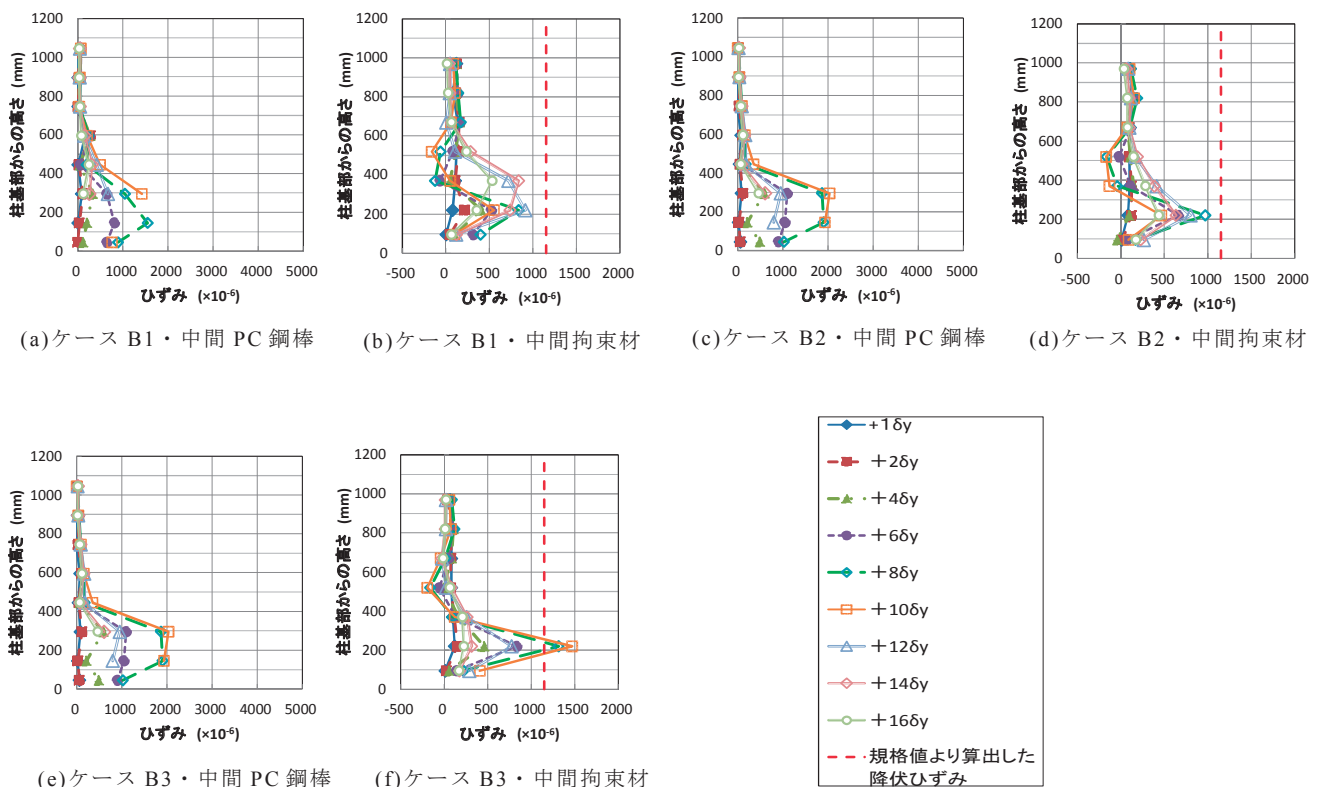


図-5.5.8 中間PC鋼棒および中間拘束材のひずみ分布

5.5.7 中間PC鋼棒および中間拘束材の諸元設定方法の検証

図-5.5.8より、中間PC鋼棒のひずみは、ケースB1, B2において、設計の最大引張応力(904 N/mm²)から算出したひずみ(4305 μ)に達していない。また、中間拘束材のひずみは、全変位レベルにおいて設計の最大縁引張応力(229N/mm²)から算出したひずみ(1123 μ)以下であり、仮定した諸元設定の考え方が適用できると考える。

ケースB3では、図-5.5.8(f)に示すように終局に近い+8 δ_y , +10 δ_y において、中間拘束材のひずみが、柱基部から高さ0.37D(220mm)において設計の最大縁引張応力から算出したひずみ(1123 μ)を超えている。これは図-5.5.7(f)に示すように、スパイラル筋に生じたひずみが、柱基部から高さ0.26D(154mm)において最大3518 μ を示し、応力に換算すると834 N/mm²となり、中間拘束材の設計において仮定したスパイラル筋に生じる応力750 N/mm²に対し、約1.1倍の応力が生じたためである。しかし、+12 δ_y 以降、ひずみの増大は見られず、終局付近における鋼板表面の局所的な降伏と考えられる。

写真-5.5.2にケースB3の荷重終了時の柱基部の状況を示す。中間拘束材の両側はコンクリートが大きくはらみ出しているが、中間拘束材および中間PC鋼棒には特に変状は見られない。これはケースB1, B2も同様である。

以上より、今回の中間PC鋼棒および中間拘束材の諸元の設定方法は概ね適切であると考えられる。



写真-5.5.2 荷重終了時における柱基部の状況

5. 6 曲げ耐力および変形性能の評価

載荷実験における耐力，変形性能を，既設部と補強部を一体として，「鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物，平成 16 年」¹⁸⁾（以下，「コンクリート標準」）に準拠して評価を試みる。

コンクリート標準に準拠して求めた Y 点（損傷レベル 1 限界点），M 点（損傷レベル 2 限界点），N 点（損傷レベル 3 限界点）の計算値は材料試験結果より得られた物性値を用いた。その際，安全係数は 1.0 とした。補強部の吹付モルタルについては補強部厚さが既設柱部に比べ薄く，計算結果に及ぼす影響は小さいと考え，吹付モルタルは，既設柱のコンクリートと等しい圧縮強度，特性として算出した。Y 点は，実験結果と同様に既設軸方向鉄筋が降伏したとして算出した。M 点の算出においては，最外縁の補強用軸方向鉄筋が降伏し，圧縮側最外縁の補強部の圧縮ひずみが終局ひずみ（0.0035）に達したと仮定した。

コンクリート標準では，最大荷重点：M 点（損傷レベル 2 限界点）に対応する変位 δ_m は，フーチング内からの抜け出し変位 δ_{ml} ，塑性ヒンジ部の曲げ変形による変位 δ_{mp} および塑性ヒンジ部以外の曲げ変形による変位 δ_{mb} の和である。そのうち，塑性ヒンジの曲げ変形による変位 δ_{mp} が最も大きい。コンクリート標準では，塑性ヒンジの曲げ変形による変位 δ_{mp} を帯鉄筋比 p_w の関数として式(2)で定義している。

$$\delta_{mp} = \theta_{pm}(L_a - L_p/2) \quad (2)$$

ここに，

$$\theta_{pm} = \frac{0.021 k_{w0} p_w + 0.013}{0.79 p_t + 0.153} \quad (3)$$

ただし， $0.021 k_{w0} p_w + 0.013 \leq 0.04$

$$0.79 p_t + 0.153 \geq 0.78$$

ここに， θ_{pm} ：塑性ヒンジ部の回転角， L_a ：せん断スパン， L_p ：等価塑性ヒンジ長， k_{w0} ：帯鉄筋強度を考慮する係数（ $= f_{wy}/345$ ， f_{wy} ：帯鉄筋の引張降伏強度 N/mm²）， p_w ：帯鉄筋比， p_t ：引張鉄筋比

曲げ補強試験体の M 点に対応する変位 δ_m の評価では，帯鉄筋と中間 PC 鋼棒および中間拘束材を併用したスパイラル筋の拘束効果を，本工法と同じ細径異形 PC 鋼棒をせん断補強筋として用いるスパイラル筋巻立て工法における評価式¹⁹⁾に準拠することとした。スパイラル筋巻立て工法では，塑性ヒンジ回転角は式(4)により表される。

$$\theta_{pm} = \{0.021 k_{w0} p_w + 0.013(0.0092 k_{sr0} p_{sr} + 0.0022) k_{rb}\} / (0.79 p_t + 0.153) \quad (4)$$

ただし，

$$0.021 k_{w0} p_w + 0.013(0.0092 k_{sr0} p_{sr} + 0.0022) k_{rb} \leq 0.04$$

$$0.79p_t + 0.153 \geq 0.78$$

ここに、 k_{sr0} ：補強帯鉄筋強度を考慮する係数（ $= f_{sy}/345$ ， f_{sy} ：スパイラル筋の引張降伏強度 N/mm^2 ）， p_{sr} ：スパイラル筋比， k_{rb} ：柱寸法を考慮する係数で式(5)で表される。

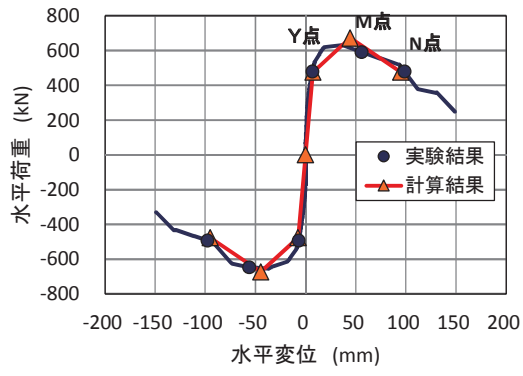
$$k_{rb} = -0.0016 b + 1.80 \geq 0 \quad (5)$$

ここに、 b ：部材下端部の断面幅(mm)

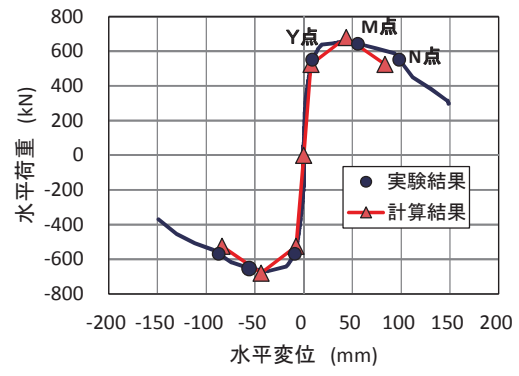
k_{rb} は、柱断面の辺長が長い場合、スパイラル筋による拘束効果が十分に得られないことを補正する係数である。今回は、断面幅の中央部に中間拘束材および中間 PC 鋼棒を配置することにより、スパイラル筋の横拘束効果の低下を抑制しているため、スパイラル筋と中間 PC 鋼棒で拘束される幅を、式(5)に示す部材下端部の断面幅 b として、補強後の試験体断面幅の 1/2（ $=1590 / 2 = 795\text{mm}$ ）の値を代入した。

図-5.6.1 に、実験結果および、コンクリート標準に準拠して既設軸方向鉄筋が降伏するとして算出した、Y点（損傷レベル 1 限界点），M点（損傷レベル 2 限界点），N点（損傷レベル 3 限界点）を示す。なお、M点の算出においては、載荷実験結果と同様に補強用軸方向鉄筋も降伏していると仮定した。

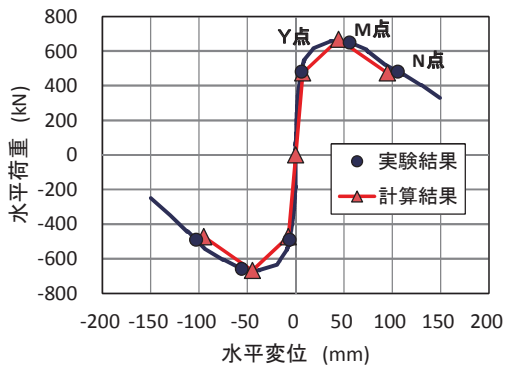
図-5.6.1 より、既設部と補強部を一体として算出した耐力および変形性能は実験結果と概ね良好に対応している。したがって、コンクリート標準に準拠し、変形性能算定式に中間 PC 鋼棒の断面幅方向の間隔を考慮することにより、本工法により補強した橋脚の耐力、変形性能を適切に評価できる。



(a) ケース B1



(b) ケース B2



(c) ケース B3

図-5.6.1 実験結果と計算結果の比較

5. 7 まとめ

既設 RC 橋脚を対象に、補強部の巻き立て厚さが薄く、施工性の良い補強工法として、これまで使用実績のない細径の高強度筋（細径異形 PC 鋼棒あるいは高強度鉄筋 USD685）を、定着長を短くするために先端に突起を設けた補強用軸方向鉄筋として用いるとともに、せん断補強鉄筋にスパイラル状の細径異形 PC 鋼棒（スパイラル筋）を用いる曲げ補強工法を提案した。その補強効果を載荷実験により明らかにするとともに、耐力・変形性能の評価を行い、本提案工法が橋脚の曲げ補強工法として有効であり、既往の設計方法により評価できることを確認することができた。

本提案工法の補強効果を確認するために実施した高強度筋の引抜き試験および既設橋脚の 1/4 縮小試験体を用いた正負交番載荷実験より、明らかになったことを以下に示す。

1. 高強度筋の引抜き試験により、先端を突起形状とした細径異形 PC 鋼棒 U7.1, U12.6 (SBPDL 1275/1420) および高強度鉄筋 D10 (USD685) は、鉄筋径の 10 倍の定着長を確保されれば鋼材の規格降伏強度相当の定着力が得られる。
2. 正負交番載荷実験より、本工法により曲げ耐力が約 1.5 倍向上し、終局変位は 1.1～1.2 倍程度となり、本工法が曲げ耐力向上に有効であることを確認した。
3. 曲げ補強した試験体ケース B1～B3 とも破壊性状および荷重－変位性状はほぼ同様であることから、本工法では、補強軸方向鉄筋に細径異形 PC 鋼棒あるいは高強度鉄筋 (USD685) のどちらを使用しても同等の耐震性能を得ることができる。また、施工性から分割したスパイラル筋の連結に機械式継手を用いることができる。
4. ケース B1～B3 は、載荷終了時においても、補強軸方向鉄筋は繰り返し載荷による基礎部からの抜け出しはなく、引き抜き試験結果から設定した鉄筋径の 10 倍の定着長を確保すれば、必要な定着力が得られる。また、補強軸方向鉄筋は吹付モルタルとの定着が切れることなく、終局時まで既設部と一体となり荷重を負担する。
5. 中間拘束材および中間 PC 鋼棒が、柱基部の軸方向鉄筋の座屈を抑制するスパイラル筋の拘束効果の発揮に有効に機能する。また、中間拘束材および中間 PC 鋼棒の諸元を図-5.2.9 および式(1)に示す算定方法により設定できる。
6. 本工法により曲げ補強された RC 橋脚の耐力および変形性能は、既設部と補強部を一体として、「鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物，平成16年」¹⁰⁾ に準拠し、変形性能算定式に中間 PC 鋼棒の断面幅方向の間隔を考慮することにより適切に評価できる。

【第5章の参考文献】

- 1) (公財)鉄道総合技術研究所 編：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，2012..9
- 2) A T 工法研究会：補強鉄筋埋設方式 P C M 巻立て橋脚補強 AT-P 工法(河川構造物)施工指針，2012.9
- 3) 石村昌也，日野伸一，彌永裕之，小沼恵太郎：補強鉄筋埋設方式 P C M 巻立て補強工法（AT-P 工法）における鉄筋定着に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.39，No.2，pp.445-450，2017
- 4) (社)P C M 工法協会：P A E 系ポリマーセメントモルタルを用いたコンクリート構造物の補修・補強に関する設計・施工マニュアル（案），2014.12
- 5) 岡本大，佐藤勉，吉田幸司，黒岩俊之：高強度材料を用いた R C 部材の変形性能について，コンクリート工学年次論文集，Vol.23，No.3，pp.781-786，2001
- 6) 増川淳二，天野玲子，須田久美子，大塚一雄：高強度鉄筋を用いた R C 橋脚部材の開発，コンクリート工学論文集，第 9 巻第 1 号，pp.123-132，1998.1
- 7) 北村岳伸，吉川卓，玉越隆史：高強度鉄筋を用いた道路橋脚の耐震性能評価に関する研究，平成 24 年度 国土交通省 国土技術研究会，2012.10
- 8) 浅井洋，春日昭夫，飯田宇朗，梅原秀哲：SD490 鉄筋を軸方向鉄筋に用いた R C 橋脚の実用化に関する研究，土木学会論文集，No.760，V-63，pp.91-108，2004.5
- 9) 三澤孝史，廣中哲也，山口治，宇治公隆：細径高強度筋を用いた R C 橋脚の曲げ補強に関する実験的研究，土木学会論文集 E2（材料・コンクリート構造），Vol.74，No.3，pp.139-157，2018.7
- 10) (公財)鉄道総合技術研究所：既設鉄道コンクリート高架橋柱の耐震補強設計指針，pp.1-7，2013.12
- 11) 前田友章，岡本大，谷村幸裕，庄野昭，中村敏晴：補強鋼材と吹付モルタルで補強した R C 柱の変形性能算定手法，土木学会第 64 回年次学術講演会概要集，2009.9
- 12) 三澤孝史，中村敏晴，藤田健二，松田好史：壁式橋脚の鋼より線巻立てによる耐震補強工法の実験的研究，土木学会第 62 回年次学術講演会概要集，5-166，pp.331-332，2007.9
- 13) (社)土木学会：コンクリートライブラリー128 鉄筋定着・継手指針[2007 年版]，pp.71-74，2007.8.23
- 14) 岡本大，佐藤勉，玉井真一，宮城敏明：壁式橋脚の鋼板巻立てによる耐震補強効果，コンクリート工学年次論文集，Vol.22，No.3，2000
- 15) 鈴木秀門，柏原 茂，岡本早夏，大越靖広：R C 巻立てによる壁式橋脚の段落し部一体化の検討，土木学会第 65 回年次学術講演会概要集，V-619，pp.1237-1238，2010.9
- 16) (公財)鉄道総合技術研究所：既設鉄道コンクリート高架橋柱の耐震補強設計指針，pp.38-40，2013.12
- 17) (社)土木学会：2012 制定 コンクリート標準示方書〔設計編〕，pp.330-331，2012.3
- 18) (財)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，2004.4

- 19) (公財)鉄道総合技術研究所：既設鉄道コンクリート高架橋柱の耐震補強設計指針，
pp.29-36， 2013.12

第6章 結論

6. 1 本研究の成果

我が国の社会資本ストックは高度経済成長期に集中的に整備され、今後急速に老朽化することが懸念されている。このように一斉に老朽化するインフラストラクチャーを、限られた財源の中で戦略的に維持管理・更新し、延命化することが求められている。そのために、RC構造物の所要の機能を維持・確保するために適切に補修、補強を行うことが必要であり、RC構造物の適切かつ合理的な維持管理計画を策定する上で、現状の構造性能を把握することは重要である。RC構造物は、塩害・中性化・凍害・アルカリ骨材反応等により鉄筋腐食やコンクリートのひび割れ等の劣化が生じる。このような劣化を考慮してRC構造物の耐力・変形性能を適切に評価する方法は、各方面で研究されているが、劣化を生じさせるための期間・劣化の制御・劣化の評価は未だ確立されていない。特に、鉄筋腐食はRC構造物の構造性能低下への影響が大きい。鉄筋腐食したRC梁に関する研究は多数あるが、RC柱に関する研究は、試験体や実験装置が比較的大がかりになることもあり、研究事例は少なく十分な知見が得られていない。本研究では、鉄道RC橋脚を対象として、構造性能に与える影響が大きい鉄筋腐食を取り上げ、交番載荷実験により鉄筋の腐食程度と破壊性状および曲げ耐力・変形性能に関する基礎的知見を得るとともに、鉄筋腐食したRC柱の曲げ耐力・変形性能の評価方法を提案することを目的とした。

また、RC橋脚は、1995年に発生した阪神淡路大震災の被災状況を教訓として、脆性的な破壊をしないように破壊形態として曲げ破壊先行型にするとともに、所要の耐震性能を確保することが求められ、各事業者において、鋭意、耐震補強が進められてきた。しかし、施工上の制約等により、必要な耐震補強がなされず、現行の耐震基準によると耐震性能が不足する構造物が多数存在する。これに対応するために、片側から施工できる後施工によるせん断補強工法を提案した。

さらに、RC橋脚の耐震補強は、曲げ破壊を先行させるせん断補強として行われてきた。が、曲げ破壊先行であるが、現行の耐震基準を参考にすると、大規模地震に対し復旧性の観点から速やかに耐震性能を回復できる程度の損傷に留めるには曲げ耐力が不足する問題点が生じる可能性がある。RC橋脚の曲げ補強では、標準的にRC巻立て工法や鋼板巻立て工法等が適用されている。RC巻立て工法では、巻立て厚さが厚いため断面寸法が大きくなり、河積阻害の制約を受ける河川内や建築限界の制約を受ける箇所では適用できない場合がある。また、薄層で施工できる鋼板巻立て工法は、揚重機器が必要になり、橋梁の桁下などでは施工性の低下や工費の増大が問題となっている。そこで、巻立て厚さを薄くし、施工性の良い経済的な曲げ補強を目的として、補強に高強度な鋼材を用いる補強工法を提案した。

本研究で得られた成果を各章ごとに以下に示す。

「第2章 施工上の制約を受けるRC構造物の補修・補強法の開発ならびに耐荷性能評価に関する研究」では、鉄道RC橋脚の鉄筋腐食による構造性能への影響および補強について検討するための資料として、鉄筋腐食とRC構造物の構造性能に関する既往の研究事例を

調査した。また、耐震設計法の変遷、既往の耐震補強工法を示した後、本研究で対象とした、施工上の制約から片側から施工可能なせん断補強工法および補強厚さを薄くできる曲げ補強工法の概略を示した。

「第3章 鉄道RC橋脚における鉄筋腐食が構造性能に及ぼす影響」では、鉄筋腐食は、RC構造物の耐力・変形性能の低下に大きな影響を及ぼすが、研究事例が少なく十分解明されていないRC柱に関して、鉄筋腐食が構造性能に及ぼす影響を検討した。鉄筋の腐食程度と破壊性状および耐力・変形性能に関する基礎的知見を得るとともに、鉄筋腐食したRC柱の耐力・変形性能の評価方法を提案することを目的に、電食によりRC柱試験体を腐食させ水平交番載荷実験を実施した。最大目標鉄筋質量減少率を20%以上と大きな腐食程度を設定し、試験体の帯鉄筋あるいは軸方向鉄筋を各々3水準で腐食させた。載荷実験により、帯鉄筋あるいは軸方向鉄筋の腐食程度によるRC柱の破壊性状、耐力・変形性能を明らかにした。また、腐食したRC柱試験体の耐力・変形性能は、既往の評価式に、鉄筋の断面減少、降伏応力や破断伸びの低減等に腐食状況を反映させることにより概ね表現できる見通しが得られた。

また、鉄筋腐食したRC柱の補修において、軸方向鉄筋を取り替える必要がある場合を想定し、フーチングの配筋や軸方向鉄筋の離隔により施工治具の大きさや作業空間に制約がある場合において、比較的施工治具が小さく、はつり範囲が小さい突合せアーク溶接継手を用いた同径の軸方向鉄筋に取り替える補修方法を提案した。RC柱試験体の軸方向鉄筋を電食により腐食させ、腐食させた鉄筋をウォータージェットによりはつり出して柱基部で切除し、新しい同径の鉄筋を突合せアーク溶接継手により接合した後、高流動コンクリートにより補修前と同じ断面寸法で補修した。補修したRC柱試験体を用いて交番載荷実験を行い、補修したRC柱が腐食無しの柱とほぼ同じ耐力・変形性能であることを示した。

「第4章 定着板を片側に配置したせん断補強鉄筋を用いる後施工せん断補強」では、構造物の背面に地盤がある等の施工条件の制約のもと、せん断補強を行うことが求められるケースが多い。そこで、一般的な材料や施工機器を使い、片側から施工できるせん断補強工法を考案した。そのせん断補強効果を載荷実験により検討した。本工法は、片側に定着板として六角ナットを配置したせん断補強鉄筋を専用の定着材により既設コンクリートに一体化させ、せん断耐力を向上させることができる。考案した定着材充填治具およびせん断補強鉄筋の挿入治具により、定着材の確実な充填により品質を確保できる。載荷実験より、本工法を適用することでせん断耐力を向上させる。さらに、せん断耐力を従来の算定式に準じた評価方法により評価できることを確認した。

「第5章 細径高強度筋を用いたRC橋脚の曲げ補強」では、既設RC橋脚の曲げ補強では、RC巻立て工法や鋼板巻立て工法が標準的に用いられているが、補強部の巻き立て厚さが薄く、施工性が良く、より経済的な工法が求められている。既設RC橋脚の外周の軸方向鉄筋とせん断補強鉄筋に細径の高強度筋を用い、吹付モルタルで被覆する薄層かつ軽量で経済的な曲げ補強工法を提案し、その曲げ補強効果を載荷実験により検討した。本工法は、補強用軸方向鉄筋に細径異形PC鋼棒あるいは高強度鉄筋（USD685）を用い、施工性や基

礎構造への影響を抑えるため、補強用軸方向鉄筋のフーチングへの埋め込み側先端に突起を設け、補強用軸方向鉄筋の定着長を短くした。既設の鉄道RC橋脚を参考とした1/4縮小試験体（断面寸法500mm×1500mm）を用いた正負交番載荷実験により、既設RC橋脚の曲げ補強工法として有効であるとともに、既往の評価式で耐力・変形性能を評価できることを確認した。

6. 2 今後の課題

本研究において、鉄筋の腐食質量減少量を元に、鉄筋腐食した RC 構造物の構造性能の評価方法を提案した。しかし、あくまで本研究の範囲内であり、鉄筋腐食した RC 構造物の構造性能を適切に評価するには今後、さらに知見を蓄積していく必要がある。

また、構造性能を適切に評価するためには、鉄筋の腐食質量減少量を把握する必要がある。それには鉄筋をはつり出す調査が必要となるが、非常に手間および時間を要する作業になる。また、その調査のために既設 RC 構造物を痛めることにもなる。新設構造物であれば、鉄筋の腐食程度を把握するために、あらかじめ腐食センサを埋め込んだり、自然電位測定用の電極を設置することも考えられるが、既設構造物では不可能である。現状の鉄筋の腐食状態を把握できる非破壊の測定方法が望まれる。

考案した、片側に定着板を設置したせん断補強鉄筋を用いる後施工せん断補強工法は、既に鉄道 RC 高架橋柱や下水道施設等の実構造物に適用している。今後の課題として、施工面からは、削孔作業の機械化・自動化による施工性の向上を図ることが望まれる。後施工せん断補強は、対象構造物によってせん断補強量が変わるが、比較的多数の同じ削孔作業の繰り返しとなり、近年、建設作業員の不足が顕在している背景もあり、機械化・自動化が期待されると同時に、機械化・自動化が適用しやすい工種と考えられる。削孔の自動化システムに必要な機能としては、複数の予め設定した位置に、設定した削孔深さまで自動で削孔できることが必要である。その他に、削孔中に既存鉄筋に接触した場合には削孔を停止し、自動で再削孔位置に移動し、削孔を開始する等の機能が望まれる。また、出来高管理として、実際の削孔位置や削孔深さを記録する機能も必要である。

このような削孔作業の機械化・自動化を進めることにより、施工性が向上し、工事費のコストダウンにも繋がるものと考えられる。また、将来的には、更なる施工性の向上および工事費のコストダウンを図るため、せん断補強鉄筋の挿入や定着材の充填までも機械化・自動化することを目指したいと考えている。

謝辞

本論文は、首都大学東京大学院都市環境科学研究科博士後期課程において、首都大学東京大学院都市環境科学研究科都市基盤環境学域 教授 宇治公隆先生のご指導を受けてまとめたものです。宇治先生には、本論文をまとめる機会を与えていただくとともに、終始ご懇篤なご指導およびご鞭撻を賜りました。ここに深謝の意を表します。

首都大学東京大学院都市環境科学研究科都市基盤環境学域 准教授 上野敦先生 および 准教授 中村一史先生には、本論文に対し、貴重なご助言をいただくとともに細部にわたり貴重なご指導を賜りました。ここに深く感謝申し上げます。

本研究は、著者が勤務している株式会社奥村組技術研究所において実施した内容をまとめたものです。恵まれた研究環境で研究をさせていただくとともに、社会人として博士課程後期に入学する機会を与えていただいた株式会社奥村組 奥村太加典社長に深謝申し上げます。

本研究を完了することができたのは、多くの方々からのご助言、ご指導、ご協力をいただいたおかげと深く感謝しております。

第3章の鉄筋が腐食した鉄筋コンクリート構造物の耐荷性能等に関する研究について、京都大学名誉教授 宮川豊章先生、京都大学大学院工学研究科社会基盤工学専攻 准教授 山本貴士先生には貴重なご指導をいただきました。ここに深く感謝いたします。

第3章の研究は、当時奥村組技術研究所 中村敏晴 博士とともに取り組み始めたものであり、鉄筋コンクリート構造物の載荷実験の計画、実験実施、実験結果のまとめ方等、全般にわたり貴重なご指導いただきました。ここに厚くお礼申し上げます。また、当時同研究員 川口昇平 氏には、多大なご協力をいただきました。ここに心からお礼申し上げます。

第5章の曲げ補強工法の研究において、公益財団法人鉄道総合技術研究所構造物技術研究部コンクリート構造研究室長 岡本大 博士（現 同構造物技術研究部鋼・複合構造研究室長）から貴重なご指導をいただきました。ここに心から厚くお礼申し上げます。

第4章および第5章の耐震補強に関する研究については、奥村組技術研究所主管研究員 廣中哲也 氏、奥村組東日本支社リニューアル技術部グループ長 山口治 氏、同沼田憲氏には研究の計画、載荷実験の実施とともに、多くのご助言、ご指導をいただきました。ここに深くお礼申し上げます。さらに、奥村組東日本支社リニューアル技術部課長 西山宏一 氏には、研究の遂行に対し多大なるご協力、ご助言をいただきました。ここに厚くお礼申し上げます。

奥村組技術研究所 栗本雅裕 博士には、研究全般を通じ多くの貴重なご助言をいただくとともに、論文の書き方から懇切丁寧にご指導をいただきました。ここに深謝いたします。

本研究を進めるに際し、多大なるご支援、ご理解をいただいた奥村組土木本部副本部長 國行薫 氏、奥村組技術研究所所長 川井伸泰 氏、奥村組担当部長 市原義久 氏、奥村組技術研究所副所長 白石浩司 氏、同グループ長 河野政典 氏に深くお礼申し上げます。

本論文をまとめることができたのも、多くの方々からのご指導、ご鞭撻、ご協力をいただいたおかげです。全ての方のお名前を挙げることはできませんが、ここに心より感謝の意を表します。

最後に、本研究の間、陰ながら支え、協力してくれた妻綾乃に感謝する次第です。

