

変状のある鉄筋コンクリート部材の耐荷機構に関する研究

池 端 信 哉

— 目 次 —

1. 序論	1
1.1 研究の背景	1
1.2 現状と課題	3
(1) 鉄筋コンクリート梁の性能評価に関する現状と課題	3
(2) 鉄筋コンクリート床版の性能評価に関する現状と課題	4
1.3 本論文の内容	7
【1章の参考文献】	8
2. 軸方向鉄筋の断面欠損と付着劣化が RC 梁の構造性能に及ぼす影響	10
2.1 概説	10
2.2 軸方向鉄筋の断面欠損が RC 梁部材の構造性能に及ぼす影響	11
2.2.1 実験手法	11
2.2.2 実験供試体	11
(1) 曲げ降伏先行型の梁供試体 (Type N)	12
(2) せん断破壊先行型の供試体 (Type S)	15
2.3 軸方向鉄筋の断面欠損が曲げ降伏先行型の梁の耐荷挙動に及ぼす影響	16
2.4 軸方向鉄筋のかぶり剥離が梁の耐荷挙動に及ぼす影響	18
(1) Type N の梁 (曲げ降伏先行型)	18
(2) Type S の梁 (せん断破壊先行型)	20
2.5 軸方向鉄筋の断面欠損およびかぶり剥離が曲げ降伏先行型の梁の耐荷挙動に及ぼす影響	22
2.6 2章のまとめ	25
【2章の参考文献】	26

3. せん断補強筋の断面欠損と付着劣化が RC 梁の構造性能に及ぼす影響	27
3.1 概説	27
3.2 せん断補強筋の断面欠損に関する実験的評価	28
3.2.1 実験手法	28
3.2.2 実験供試体	28
(1) Type A（せん断破壊先行型）の梁	29
(2) Type B（曲げ降伏先行型）の梁	31
3.2.3 実験結果と考察	32
(1) Type A（せん断破壊先行型）の梁	32
(2) Type B（曲げ降伏先行型）の梁	35
3.3 せん断補強筋の断面欠損に関する解析的評価	38
3.3.1 解析手法	38
(1) 解析プログラム	38
(2) コンクリートのモデル化	38
(3) 鉄筋のモデル化	39
(4) 解析モデル	41
3.3.2 解析結果と考察	42
(1) Type A（せん断破壊先行型）の梁	42
(2) Type B（曲げ降伏先行型）の梁	44
3.4 せん断補強筋の断面減少や破断の影響評価	47
3.4.1 2本のせん断補強筋が部材軸方向の任意の位置で破断した場合	47
3.4.2 全てのせん断補強筋が破断した場合	49
3.4.3 1本のせん断補強筋が部材軸方向の任意の位置で破断した場合	51
3.4.4 劣化したせん断補強筋のモデル化に関する考察	53
3.4.5 せん断補強筋が破断した場合のせん断補強筋の負担せん断力算定法	55
3.5 せん断補強筋の付着劣化が RC 梁の耐荷性能に及ぼす影響	62
3.6 3章のまとめ	64
【3章の参考文献】	65

4. 内部ひび割れが RC スラブの押抜きせん断耐力に与える影響	67
4.1 概説	67
4.2 水平ひび割れが RC スラブの押抜きせん断耐力に与える影響	67
4.2.1 実験供試体	67
4.2.2 電食供試体による載荷実験	69
(1) 電食による水平ひび割れの導入	69
(2) 荷重変位関係およびひび割れ進展挙動	76
4.2.3 模擬水平ひび割れ供試体による載荷実験	80
(1) 模擬水平ひび割れの導入	80
(2) 荷重変位関係およびひび割れ進展挙動	82
4.2.4 荷重載荷時のひび割れ進展挙動	84
4.2.5 かぶりコンクリートと水平ひび割れ幅が耐力に及ぼす影響	85
4.2.6 湿潤化の影響	87
(1) 湿潤化の方法	88
(2) 湿潤化した場合の押抜きせん断耐力	89
4.3 鉛直方向の貫通ひび割れがスラブの押抜きせん断耐力に与える影響	91
4.3.1 実験供試体	91
4.3.2 荷重変位関係およびひび割れ進展挙動	94
4.3.3 耐力低下に関する考察	98
4.4 疲労耐久性についての考察	101
4.5 4 章のまとめ	103
【4 章の参考文献】	105
 5. 結論	 106
 謝辞	 110

1. 序論

1.1 研究の背景

建設から年月が経過し、老朽化によって補修や補強が必要となっている構造物は数多く存在する。国土交通省の道路メンテナンス年報（2019年8月）¹⁾によれば、全国に約72万橋の橋梁があり、2019年時点でそのうち27%が建設後50年以上が経過した橋梁である。また、高度経済成長期以降に集中的に整備された橋梁が多数存在し、今後それらが高齢化するため、2029年には建設後50年以上経過する橋梁が52%に達すると見込まれている。

このように、高齢化した橋梁資産を多数抱える状況の中、2014年の道路法改正により、すべての橋梁は、国が定める統一的な基準により5年に一度、近接目視による点検をすることが義務付けられた。構造物は点検結果に応じて、Ⅰ健全（構造物の機能に支障が生じていない状態）、Ⅱ予防保全段階（構造物の機能に支障が生じていないが、予防保全の観点から措置を講ずることが望ましい状態）、Ⅲ早期措置段階（構造物の機能に支障が生じる可能性があり、早期に措置を講ずべき状態）、Ⅳ緊急措置段階（構造物の機能に支障が生じている、又は生じる可能性が著しく高く、緊急に措置を講ずべき状態）の4段階に分類されるが、道路メンテナンス年報によれば、2014～2018年度の5年間の点検の結果、Ⅲ早期措置段階の橋梁が全体の約10%、Ⅳ緊急措置段階の橋梁が全体の約0.1%を占めている。約7万橋と膨大な数の橋梁が健全性の診断区分Ⅲ以上と判定されていることになり、橋梁の老朽化対策は喫緊の課題である。

これらの老朽化し劣化が顕在化した橋梁を適切に維持管理していくために、点検、診断、措置、記録からなるメンテナンスサイクルが重要となる。図-1.1にメンテナンスサイクルを示すが、適切な診断を行うための「点検」、リスクを明確にし、適切な措置方法を示すための「診断」、リスクを所定の値以下になるように管理するための「措置」、次回点検時に比較するための「記録」という一連の流れであり、これを繰り返しながら構造物を健全な状態に保っていかなければならない。

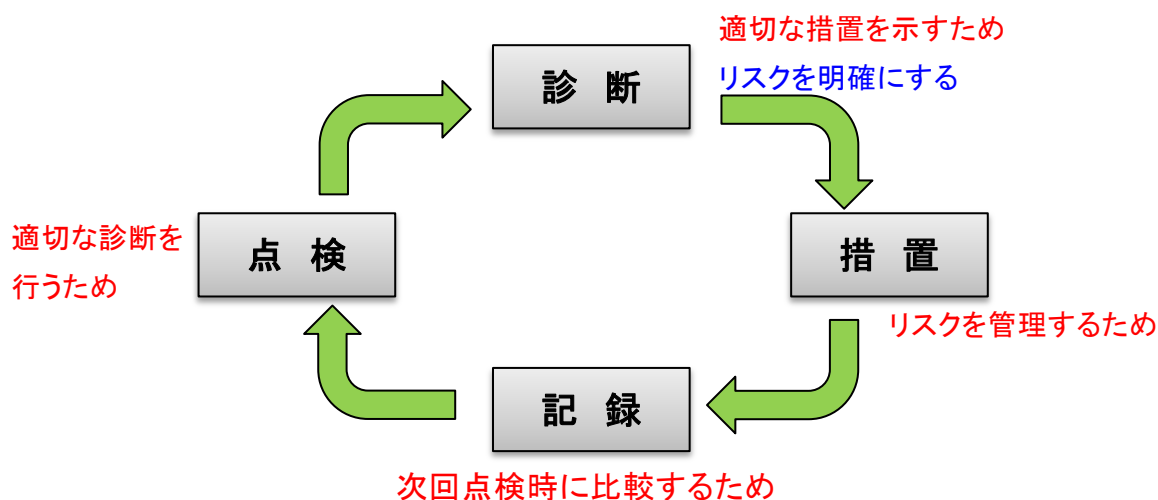


図-1.1 メンテナンスサイクル

メンテナンスサイクルの4つの行為はいずれも重要なものであるが、その中で、「診断」は最も技術的難易度の高いものである。診断とは、点検結果を踏まえ構造物の状態を適切に評価する行為であるが、既設構造物はその構造形式も様々であるし、既設構造物に生じる変状も各構造物において異なることから、統一的な判断基準を設けることが出来ず、変状に応じて都度検討する必要がある。

診断を適切に行うことが出来れば、構造物に発生するリスクを明確にすることが可能となり、どのような措置を行えばよいかを判断することが出来る。また、診断を適切に行うことにより、次のメンテナンスサイクルでの点検はもちろん、他の構造物の点検における着目点を明確にすることができ、効果的な点検を行うことが出来るようになる。

このように、診断はメンテナンスサイクルの中でも重要な役割を持っているにもかかわらず、点検で挙げられる個別の変状の程度から構造物の性能を評価する手法は確立されていない。耐荷力など構造物の機能に障害が生じるかどうかの判断が必要な場合もあるが、その判断も経験的に決められている場合が多く、変状と耐荷性能に関する十分な知見が集められた上での評価方法ではない。

変状のある構造物の性能を適切に診断（評価）できていないということは、構造物の安全性および今後発生するリスクを正しく判断できていないということである。また、診断（評価）が適切に行われていないということは、構造物の残存耐力が把握できていないということであり、適切な措置（補修・補強）もできないということを意味する。

このような背景のもと、本研究では変状のある鉄筋コンクリート構造物の耐荷機構を明らかにすることを目的とし、検討を行った。研究の対象としたのは、既設構造物において変状が多くみられ、かつ変状が生じた場合に構造性能に大きく影響があると考えられる、鉄筋コンクリート梁および鉄筋コンクリート床版とした。図-1.2 に本研究の対象および検討内容を示す。

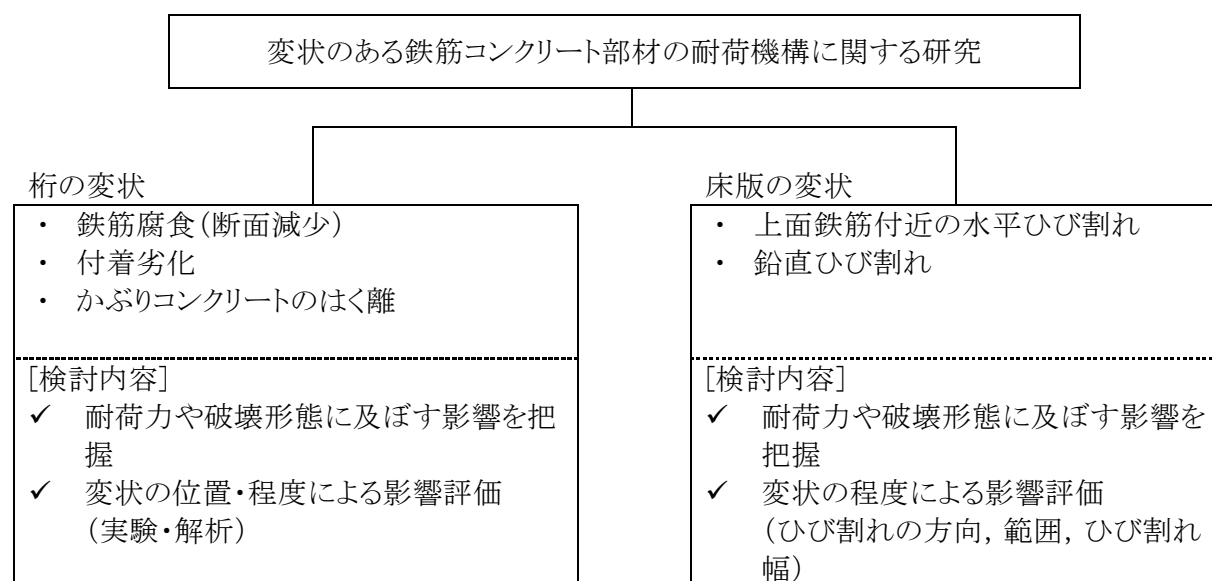


図-1.2 本研究の対象および検討内容

1.2 現状と課題

鉄筋コンクリート（RC）構造物に変状を与える要因は、初期欠陥（建設時あるいは供用初期の欠陥）、劣化（塩害・アルカリシリカ反応・疲労など供用中に時間とともに進行するもの）、損傷（地震や火災など偶発的事象）、またはこれらの組み合わせと様々なものがあり、構造物を管理していく上でなんらかの変状が生じることは避けられない。

RC 構造物の種類は数多く存在するが、本研究では、既設構造物において変状が多くみられ、かつ変状が構造性能に大きく影響を及ぼすと考えられる RC 梁および RC 床版を検討の対象としたが、以下にそれらの性能評価に関する現状と課題を述べる。

(1) 鉄筋コンクリート梁の性能評価に関する現状と課題

鉄筋コンクリート構造は、コンクリートを鉄筋で補強した構造であるため、鉄筋コンクリート構造物の鉄筋が腐食した場合は、その耐荷性能に大きな影響がある。特に、梁や柱の軸方向鉄筋（主鉄筋）が腐食劣化した場合は直接的に耐荷性能に影響があると考えられる。曲げ破壊する RC 梁においては、軸方向鉄筋の断面積（鉄筋量）は降伏荷重や曲げ耐力に直接影響するため、腐食による鉄筋断面の欠損の影響が大きいことが知られている²⁾³⁾。一方、せん断破壊する RC 梁の場合は、軸方向鉄筋が腐食した場合、鉄筋断面欠損の影響よりも付着の影響が大きく、鉄筋とコンクリートの付着が弱くなることにより、タイドアーチ的な耐荷機構に移行し、耐力が向上するとともにエネルギー吸収能力が大きくなる可能性があるという結果が示されている⁴⁾⁵⁾。他の研究⁶⁾においても、軸方向鉄筋が均質に腐食した場合は、定着部に劣化がない限り耐力の低下は抑制されることが示されている。しかし、これらの研究の多くは軸方向鉄筋のすべてが腐食した場合を対象としており、**図-1.3**のように実構造物に多く見られる鉄筋が部分的に腐食するという状態を再現したものではない。

せん断補強筋が腐食した場合の影響評価は、軸方向鉄筋の腐食に比べて検討事例は少ないが、山本ら⁷⁾はせん断補強筋が腐食した部材のせん断耐力を検討し、RC 梁にせん断ひび割れが発生する状況では、初期段階の軽微な腐食においてもせん断耐力が低下する傾向にあることを示した。また Xin ら⁸⁾は、せん断補強筋のみが腐食する場合、端部の定着不良または隅角部に極端な付着低下が発生しなければ、部材の耐力に及ぼす影響は小さいとしている。既往の研究では、腐食による付着低下に着目して劣化部材のせん断耐力を検討する研究が殆どであるが、実構造物では、**図-1.4**に示すように梁部材のせん断補強筋に著しい断面減少や破断が生じている場合もあり、せん断補強筋が有効に機能しないおそれがあるため、断面減少や破断の影響も含めて明らかにすることが望まれる。

せん断補強筋が腐食した場合のせん断耐力評価法としては、Xu ら⁹⁾が Limit equilibrium theory に基づき、せん断スパン比、せん断補強筋比およびせん断補強筋の腐食量の影響を考慮できる評価法を提案している。また、腐食ではないが、澤部ら¹⁰⁾はせん断補強筋が上端または下端の隅角部（定着部）で破断した場合の検討を行っており、せん断耐力の評価方法も提案している。しかしながら、これらの研究は、すべてのせん断補強筋が腐食している場合や全てのせん断補強筋の隅角部に破断が生じている場合のみを検討の対象として

おり，その状態は実構造物にしばしば見られるような部分的に劣化が進行している場合とは異なる。

これらのことから，RC 梁に部分的に変状が見られる場合の耐荷力や変形性能など構造物全体の耐荷挙動に及ぼす影響を評価することが求められている。



図-1.3 軸方向鉄筋が腐食した RC 梁



図-1.4 せん断補強筋が腐食した構造物

(2) 鉄筋コンクリート床版の性能評価に関する現状と課題

既設構造物の中でも，道路橋の鉄筋コンクリート（RC）床版は，経年による劣化が顕在化しており，深刻な問題となっている。2020 年現在，我が国の高速道路では 40%以上の橋梁が供用開始から 30 年以上が経過しており，特に直接交通荷重を受ける RC 床版の劣化が著しい。このため，高速道路会社では，2015 年から 15 年間で，延長にして約 224km，事業費で約 1 兆 6 千億円の橋梁床版を取り替えることを決定した¹¹⁾。

RC 床版の劣化の主な原因は鉄筋腐食と疲労であるが，これらの劣化機構は全く異なるものである。鉄筋腐食は塩害や中性化による環境作用によるものである一方，疲労は繰り返し荷重の作用による力学的なものである。劣化機構は異なるものの，いずれの場合でも図-1.5 に示すとおり RC 床版の内部に外部からでは観察されない水平ひび割れや表面に顕在化した断面を貫通する垂直ひび割れが観察される。これらのひび割れは，発生位置や方

向が異なるが、床版の耐荷力を低下させる原因であると考えられる。

鉄筋腐食によって床版内部に水平ひび割れが生じる原因としては、寒冷な地域では凍結防止剤として塩化ナトリウムが多量に散布されることが挙げられる。凍結防止剤として路面側から塩化物イオンが供給されるため、床版下面の鉄筋よりも床版上面の鉄筋の方が腐食が進行しやすい傾向にある。RC 床版の劣化メカニズムについては、いくつかの研究がなされている。例えば、Said ら¹²⁾は、腐食促進試験により、RC スラブの腐食進展の過程を再現し、鉄筋腐食によるひび割れ進展、鉄筋の断面減少およびコンクリートの剥離など劣化メカニズムについて示した。

RC 床版の鉄筋腐食に関しては、従来は引張側の鉄筋の腐食に伴う耐荷力の低下や、かぶり剥落による第三者被害の懸念から、床版下面に着目した研究¹³⁾が多く行われてきており、上面鉄筋付近の水平ひび割れに関する研究¹⁴⁾は限られている。前島ら¹⁵⁾は、塩害による鉄筋腐食を模擬した RC 床版供試体による輪荷重走行試験と、疲労損傷を考慮できる有限要素解析により、圧縮鉄筋の腐食が大きい場合は鉄筋とコンクリート間の付着が急激に劣化し、水平ひび割れが早期に発生すると、著しく疲労耐久性が低下する可能性があることを示しているが、水平ひび割れが耐荷力に与える影響を具体的に評価したものではない。

一方、床版の疲労に関しては、これまでに数多くの研究がなされてきており、その方法も実験的、解析的、統計学的と様々である¹⁶⁾¹⁷⁾。前田ら¹⁸⁾は、床版の疲労寿命に対する移動輪荷重の影響を明らかにし、その後、移動輪載荷による床版の疲労に関する研究が多く行われた。特に松井¹⁹⁾は、RC 床版が水の影響を受ける場合、疲労寿命が著しく低下することを明らかにした。

また、松井は別の文献²⁰⁾において、RC 床版の疲労損傷の程度は、床版下面のひび割れ状態で推定可能と指摘した。

最近では、Maekawa ら²¹⁾は、圧縮応力下、引張応力下およびひび割れたコンクリートのせん断伝達をモデル化し、3次元の有限要素法により、RC 床版の疲労寿命を解析的に評価する方法を開発した。また、平塚ら²²⁾も実験および有限要素解析を行い、既設 RC 床版の残存疲労耐久性を評価する方法を開発した。これらの研究により、RC 床版の疲労損傷の程度と、残存疲労耐久性は予測可能となってきた。しかしながら、劣化した RC 床版については、床版の最も基本的な耐荷性能ともいえる押抜きせん断耐力が明らかにされていない。

耐荷機構や力学的な観点からいえば、RC スラブの最も大きな特徴は、その形状と配筋にある。RC スラブは梁や柱等の他の構造物に比べて部材厚が薄いことと、せん断補強筋が配置されていないという特徴がある。この特徴ゆえに、RC スラブにとって押抜きせん断耐力は極めて重要な事項であり、RC スラブの終局耐力は押抜きせん断耐力でコントロールされていると言える。この観点から、Simões および Muttoni²³⁾²⁴⁾は、Critical shear crack theory に基づき、押抜きせん断破壊する RC スラブの終局耐力評価式を提案した。Simões および Muttoni の研究は、各載荷段階におけるひび割れの発生状況をモデル化し、RC スラブの耐荷性能を評価するものである。その適用性は高く、fib の Model Code 2010²⁵⁾にも採用されている。しかしながら、Simões および Muttoni の研究は、載荷によって RC スラブ

内に進展する斜めひび割れを対象としたものであり、鉄筋腐食や劣化に伴って RC スラブ内部に発生するひび割れを考慮したものではない。

押抜きせん断は RC スラブにとって最もクリティカルな耐荷性能であり、使用性に支配的な影響を与えるものである。また、RC スラブの疲労耐久性が低下するのは、鉄筋の腐食や疲労に伴って内部に進展するひび割れにより、そもそものスラブの耐荷力が低下するためであると考えられる。以上のことから、RC スラブ内部に生じるひび割れが、押抜きせん断耐力に及ぼす影響を明らかにすることが求められている。



図-1.5 RC 床版のひび割れ状況

1.3 本論文の内容

1.1 節および 1.2 節で、現在橋梁構造物が置かれている状況および変状のある既設構造物の性能評価に関する課題を述べたが、メンテナンスサイクルを適切に実施し意味のあるものにするためには、構造物の現況を構造性能も含めて正しく評価し、診断する必要がある。

そこで本研究では、変状が生じた RC 構造物の耐荷性能と耐荷機構を明らかにし、その性能を評価することを研究の目的とし、検討を行った。検討の対象は RC 梁および RC スラブとし、本論文の構成は次のとおりである。

本論文は 5 章で構成されている。第 1 章は、本研究の背景となる、現在の既設構造物が置かれている状況を概観するとともに、既設構造物の評価のための課題を記載した。そのうえで、本研究の目的が変状のある RC 構造物の性能を評価することであることを述べた。

第 2 章は、RC 梁部材の軸方向鉄筋が腐食した場合の評価として、鉄筋の断面欠損、付着劣化およびかぶりコンクリートの剥離について、それぞれの影響を検討した。特に、変状が部分的に生じた場合に、変状が耐荷力や変形性能などの構造物全体の耐荷挙動に及ぼす影響について実験的に検討した。

第 3 章は、RC 梁部材のせん断補強筋が腐食した場合の評価として、せん断補強筋の断面欠損および付着劣化について実験的および解析的に検討した。また、せん断補強筋の腐食による最も厳しいケースとして、せん断補強筋が破断した場合の影響について整理するとともに、破断の影響を考慮した RC 構造物の残存耐荷力を評価するための式を提案した。また、解析的検討では既設構造物の性能評価に今後非線形有限要素法が活用されと考えられるが、劣化構造物へ適用する場合の鉄筋や付着モデル選定の注意点について述べた。

第 4 章は、劣化によって RC スラブ内部に発生したひび割れが、RC スラブの基本的性能である押抜きせん断耐力にどのような影響を及ぼすかについて実験的に検討した。水平ひび割れおよび鉛直ひび割れを検討の対象とし、ひび割れが生じた位置およびひび割れ幅の影響を系統的に整理し、スラブの耐荷力が低下する原因となる内部ひび割れの条件とその影響度を考察した。

第 5 章は、本研究によって得られた知見を総括したものである。既設構造物の性能を評価するための考え方を示すとともに、今後のメンテナンスサイクルを実効性のあるものにするための方策についても言及し、結論とした。

【1 章の参考文献】

- 1) 国土交通省：道路メンテナンス年報，2019.
- 2) 山住克巳，宮本征夫，佐藤勉：鉄筋を腐食させた RC はりの劣化状態と耐力について，コンクリート工学年次論文集，Vol.12，No.1，pp.557-562，1990.
- 3) 大屋戸理明，金久保利之，山本泰彦，佐藤勉：鉄筋の腐食性状が鉄筋コンクリート部材の曲げ性状に与える影響，土木学会論文集 E，Vol.62，No.3，pp.542-554，2006.
- 4) 佐藤吉孝，山本貴士，服部篤史，宮川豊章：せん断補強筋および主筋の腐食が RC 部材のせん断耐荷特性に与える影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.25，No.1，pp.821-826，2003.
- 5) 橋本航，森川英典，小林秀恵：鉄筋腐食を考慮した RC はり部材のせん断耐荷性能評価，コンクリート工学年次論文集，Vol.25，No.2，pp.1009-1014，2003.
- 6) 董衛，村上祐貴，大下英吉，鈴木修一，堤知明：鉄筋腐食した RC 梁部材の残存耐力ならびに破壊性状に及ぼす定着性能の影響に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.25，No.1，pp.821-826，2003.
- 7) 山本貴士，佐藤吉孝，服部篤志，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.913-918，2008.
- 8) Xue, X., 関博，広森紳太郎：鉄筋が腐食した RC はりのせん断耐荷挙動に関する研究，土木学会論文集 E，Vol.65，No.2，pp.161-177，2009.
- 9) Xu, S., Zhang, Z., Li, R., Qiu, B. : Experimental study on the shear behavior of RC beams with corroded stirrups, Journal of Advanced Concrete Technology, Vol.15, pp.178-189, 2017.
- 10) 澤部純浩，上田尚史，中村光，国枝稔：せん断補強筋に定着不良が生じた RC はりのせん断破壊挙動，土木学会論文集 E，Vol.62，No.2，pp.444-461，2006.
- 11) 東・中・西日本高速道路：東・中・西日本高速道路の更新計画について，2015.
- 12) Said, M.E., Hussein, A., & Hassan, A. : Monitoring the corrosion process of reinforced concrete flat slab-column connection. CSCE, Resilient Infrastructure, MAT-708.1-9, 2016.
- 13) 横山和昭，本荘清司，葛目和宏，藤原規雄：道路橋 RC 床版の鉄筋腐食に伴う劣化機構の解明に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vo l.30，No.3，pp.1687-1692，2008.
- 14) 石黒裕崇，池端信哉，中村光，三浦泰人：圧縮鉄筋近傍に模擬水平ひび割れを有する RC 床版の耐力低下に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.40，No.2，pp.391-396，2018.
- 15) 前島拓，子田康弘，土屋智史，岩城一郎：塩害による鉄筋腐食が道路橋 RC 床版の耐疲労性に及ぼす影響：土木学会論文集 E2，Vol.70，No.2，pp.208-225，2014.
- 16) 島弘，堤知明，入江正明，鈴木正敏：鉄筋が腐食した一方向 RC スラブの曲げ耐力，コンクリート工学年次論文報告集，12-1，pp.563-568，1990.
- 17) 子田康弘，古山幸永，岩城一郎：塩害を受けた RC 床版の劣化性状と耐荷性状に関する実験的検討，コンクリート工学年次論文集，Vo l.30，No.1，pp.813-818，2008.

- 18) 前田幸雄, 松井繁之 : 輪荷重動移動装置による道路橋床版の疲労に関する研究, 第 6 回コンクリート工学年次講演会論文集, pp.221-224, 1984.
- 19) 松井繁之 : 移動荷重を受ける道路橋 RC 床版の疲労強度と水の影響について, コンクリート工学論文集, 9-2, pp.629-632, 1987.
- 20) 松井繁之 : 道路橋床版 設計・施工と維持管理, 森北出版, 2007.
- 21) Maekawa K, Gebreyouhannes E, Mishima T, An X. Three-dimensional fatigue simulation of RC slabs under traveling wheel-type loads. *Journal of Advanced Concrete Technology*, 4(3), 445–457, 2016.
- 22) 平塚慶達, 千田峰生, 藤山知加子, 前川宏一 : RC 床版の疲労余寿命に及ぼす先行荷重履歴の影響, 土木学会論文集 E2, Vol.72, No.4, pp.323-342, 2016.
- 23) Simões, J., Ruiz, M., & Muttoni, A. : Validation of the critical shear crack theory for punching of slabs without transverse reinforcement by means of a refined mechanical model. *Structural Concrete*, 19, 191-216, 2018.
- 24) Muttoni, A., Ruiz, M., & Simões, J. : The theoretical principles of the critical shear crack theory for punching shear failures and derivation of consistent closed-form design expressions. *Structural Concrete*, 19, 174-190, 2018.
- 25) The International Federation for Structural Concrete : *fib Model Code for Concrete Structures* 2010, 2013.

2. 軸方向鉄筋の断面欠損と付着劣化が RC 梁の構造性能に及ぼす影響

2.1 概説

鉄筋コンクリート構造物の軸方向鉄筋（主鉄筋）が腐食劣化した場合は、耐荷性能に多大な影響があると考えられる。曲げ破壊する RC 梁においては、軸方向鉄筋の断面積の減少は降伏荷重や曲げ耐力に直接影響する。一方、せん断破壊する RC 梁の場合は、軸方向鉄筋が腐食した場合、鉄筋断面欠損よりも付着の影響が大きく、付着劣化により耐荷機構が変化し、逆に耐力が向上するとともにエネルギー吸収能力が大きくなるという結果が示されている¹⁾²⁾。また、定着部に劣化がない限り耐荷力の低下は抑制されるという研究結果も示されている³⁾。しかし、これらの研究の多くは軸方向鉄筋のすべてが腐食した場合を対象としており、図-2.1 のように実構造物に多く見られる鉄筋が部分的に腐食するという状態を再現したものではない。

RC 構造物の鉄筋腐食の影響としては、鉄筋断面積の減少、鉄筋とコンクリートの付着力の低下、かぶりコンクリートの剥離（コンクリート断面の減少）が挙げられる。このうち軸方向鉄筋の断面積減少については、対象断面を限定すれば、その断面における補強鋼材量の減少として曲げ耐力に及ぼす影響を評価することが可能であるが、せん断耐力への影響は、曲げ耐力と同様には評価できない可能性が高い。また、付着力の低下およびかぶりコンクリート剥離が耐荷性能に及ぼす影響については不明確な点が多く、変状のある既設構造物の耐力を評価する際にそれらの影響が考慮されていない場合も多い。さらに、鉄筋の腐食に伴う変状が部分的に発生した場合に、ひび割れ進展や変形性能などの構造物全体の挙動にどのように影響があるかについての知見は十分ではない。

そこで本章では、曲げ降伏型とせん断破壊先行型の破壊モードが異なる RC 梁を対象とし、軸方向鉄筋の断面積減少、付着劣化およびかぶり剥離の有無と、それらの生じた位置をパラメータとし、各要因が RC 梁部材の耐荷力や変形性能などの構造性能に及ぼす影響を実験的に検討した。



図-2.1 軸方向鉄筋が腐食した RC 梁

2.2 軸方向鉄筋の断面欠損が RC 梁部材の構造性能に及ぼす影響

2.2.1 実験手法

軸方向鉄筋の腐食が RC 構造物の耐荷挙動に与える影響を把握するため、RC 梁供試体を作製し載荷実験を行った。載荷は、油圧ジャッキを用いて静的に荷重を作用させ、供試体タイプに応じて梁中央 1 点または 2 点への集中載荷とした。支点には鋼製のローラーを配置し、回転および水平方向の移動を拘束しない支持条件とし、載荷点には、局所的な応力集中を防ぐため、鋼製の載荷板を配置した。

荷重は油圧ジャッキと供試体の間に設置したロードセルにより計測し、変位は供試体中央下面に設置した変位計により計測した。載荷実験の状況を図-2.2 に示す。



図-2.2 載荷実験の状況

2.2.2 実験供試体

軸方向鉄筋の腐食に伴う RC 構造物の耐荷挙動を確認するため、破壊モードの異なる 2 種類の実験供試体を作製した。曲げ降伏先行型の梁供試体、およびせん断破壊先行型の梁供試体の 2 種類である。曲げ降伏先行型の梁供試体を Type N、せん断破壊先行型の梁供試体を Type S と呼び、それぞれの概要を比較したものを表-2.1 に示す。また、以降にそれぞれの供試体の寸法、配筋等の詳細について示す。

表-2.1 供試体の比較

タイプ	せん断スパン比 a/d	引張鉄筋比 p	せん断補強筋比 p_w	設計 せん断耐力	設計曲げ 降伏荷重
Type N 曲げ降伏先行型	6.67 (5.83)	0.70%	—	32.5 kN (38.3 kN)	12.6 kN (14.4 kN)
Type S せん断破壊先行型	3.08	3.3%	0.21%	165 kN	234 kN

Type N の () 内は 2 点載荷の場合

(1) 曲げ降伏先行型の梁供試体 (Type N)

Type N 供試体の概要を表-2.2 および図-2.3 に示す。Type N 供試体は、長さ 1800mm、スパン 1600mm で、断面が幅 150mm×高さ 150mm である。軸方向引張鉄筋として D13 鉄筋 (SD345) を 1 本配置し、有効高さ d は 120mm、かぶり (芯かぶり) は 30mm である。Type N 供試体にせん断補強筋は配置されていない。図-2.3 に示すとおり、供試体中央 1 点または供試体中央で 200mm 離れた 2 点に載荷したため、せん断スパン a は 800mm または 700mm となる。 a/d はそれぞれ 6.67 と 5.83 であり、曲げ降伏が先行することを意図して設計したスレンダーな梁である。

この梁供試体に対し、鉄筋の断面欠損またはかぶりコンクリートの剥離を人為的に発生させた。鉄筋の断面欠損は、図-2.3 中の写真に示す通り、供試体作製時のコンクリート打設前に鉄筋を機械切削することにより生じさせ、所定の断面欠損率とした。構造物の外側から劣化因子が侵入し、外側から鉄筋の腐食が進行する実構造物の状況と対応させるため、供試体外面側から鉄筋を切削した。また、欠損部の長さは、加藤らの研究⁴⁾で行われた長期暴露試験の結果に基づき、曲げひび割れから劣化因子が侵入し局所的に鉄筋が腐食した場合を想定し、50mm とした。断面欠損率は 0% (欠損なしの健全)、10%、30% および 60% である。

かぶりコンクリートを欠損させた供試体では、供試体作製時にかぶり相当部分に発砲スチロールを置いてコンクリートを打設し、図-2.3 中の写真に示すように、鉄筋断面の半分が露出している状態とした。かぶりが欠損している領域においては、鉄筋に対するコンクリートの拘束効果が得られず、容易にすべりが生じるため、付着がほぼ無い状態となっている。

あわせて、鉄筋の断面欠損とかぶり欠損の両方が生じた供試体も作製し、鉄筋断面欠損とかぶり欠損の影響を検証することとした。

表-2.2 供試体一覧 (Type N : 曲げ降伏先行型)

要 因	供試体名	鉄 筋	かぶり	コンクリート強度 (N/mm ²)
断面欠損	N-0-0 a	健全	健全	37.3
	N-C10-0	中央から 100mm で 10%欠損	健全	37.8
	N-C30-0	中央から 100mm で 30%欠損	健全	29.0
	N-C60-0	中央から 100mm で 60%欠損	健全	30.4
かぶり欠損	N-0-C700	健全	中央 700mm 欠損	29.6
	N-0-C1400	健全	中央 1400mm 欠損	29.6
	N-0-S500	健全	側方 500mm 欠損	38.0
断面欠損 ＋ かぶり欠損	N-0-0 b	健全	健全	46.2
	N-C40-0	中央で 40%欠損	健全	45.7
	N-S40-0	せん断スパン中央 40%欠損	健全	49.8
	N-0-C200	健全	中央 200mm 欠損	49.8
	N-0-S200	健全	側方 200mm 欠損	52.5
	N-S40-S200	せん断スパン中央 40%欠損	側方 200mm 欠損	50.8
※ 供試体名 : N-S40-S200 └→C or S : かぶり剥落の位置＋かぶり欠損長さ (mm) └→C or S : 鉄筋断面減少の位置＋鉄筋の断面欠損率 (%) └→N : せん断補強筋なし				
※ 0 (ゼロ) は, 鉄筋の断面欠損またはかぶりの欠損がない健全状態を示す。 ※ C(Center)は供試体中央を, S(Side)は供試体側方のせん断スパン内を示す。 ※ a, b は同一条件の供試体を識別する添え字				

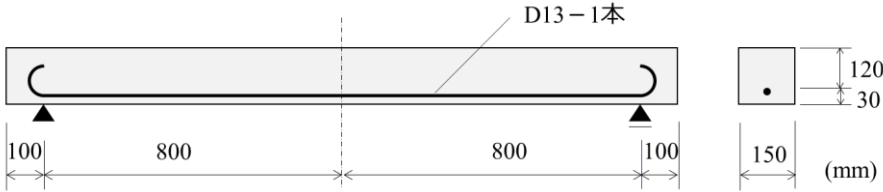
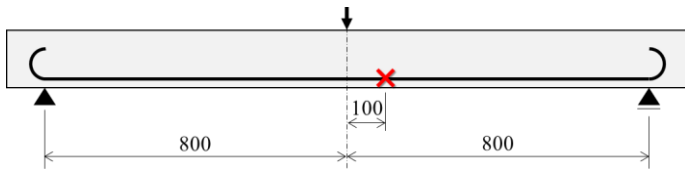

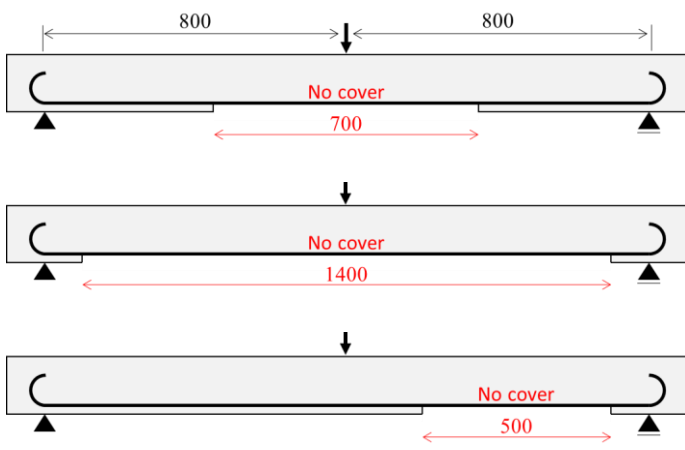
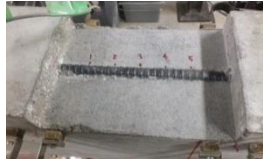
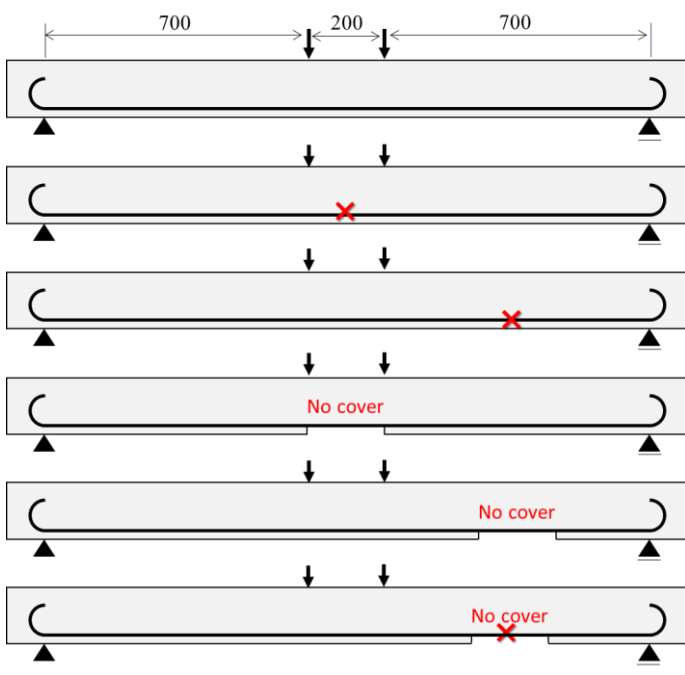
供試体寸法	 <p>D13-1本</p> <p>100 800 800 100</p> <p>120 30</p> <p>150 (mm)</p>
【鉄筋断面欠損】 N-0-0 a (健全) N-C10-0 N-C30-0 N-C60-0	 <p>鉄筋断面欠損部</p> 
【かぶり欠損】 N-0-C700 N-0-C1400 N-0-S500	 <p>No cover</p> <p>700</p> <p>No cover</p> <p>1400</p> <p>No cover</p> <p>500</p> <p>かぶり欠損部</p> 
【鉄筋断面欠損】 + 【かぶり欠損】 N-0-0 b (健全) N-C40-0 N-S40-0 N-0-C200 N-0-S200 N-S40-S200	 <p>No cover</p> <p>No cover</p> <p>No cover</p>

図-2.3 供試体概要 (Type N : 曲げ降伏先行型)

(2) せん断破壊先行型の供試体 (Type S)

Type S 供試体は、Type N の供試体と同様に、長さ 1800mm、スパン 1600mm であるが、Type N よりも断面の寸法が大きく、幅 150mm×高さ 300mm で、有効高さ d が 260mm のせん断補強筋を有する梁部材である。部材中央 1 点での集中載荷とし、せん断スパンが 800mm であるため、 a/d は 3.08 である。また、表-2.1 に示したように、設計せん断耐力の 162 kN は、設計曲げ降伏耐力の 234 kN よりも十分小さく、Type S 供試体はせん断破壊先行型の梁である。

供試体の一覧を表-2.3 および図-2.4 に示す。Type S の供試体に用いた鉄筋は、軸方向の引張鉄筋が D29×2 本、圧縮鉄筋が D10×2 本、せん断補強筋が D6 であり、すべて SD345 である。Type S 供試体は、特定の側で破壊させるため、図-2.4 に示すとおり試験区間（破壊させる側）に比べ、反対側には半分の間隔で鉄筋を配置している。試験区間は、せん断補強筋として D6 鉄筋を有効高さの 3/4 倍程度の 200mm 間隔で配置したので、せん断補強筋比は 0.21% である。一方、反対側は倍の鉄筋が配置されているので、せん断補強筋比は 0.42% となる。

Type S の供試体では、付着劣化が梁の耐荷挙動に与える影響を検証するため、図-2.4 中の写真に示すとおり、引張側の軸方向鉄筋の一部に鉄筋とコンクリートの付着が一切ない区間を設けた。具体的には、グリスを封入したビニールホースを鉄筋にかぶせておくことにより鉄筋とコンクリートが接しないようにしてコンクリートを打設し、この区間において付着による応力伝達が完全に無くなるようにした。付着のない範囲は、S-200-1 供試体で、供試体中央を起点に 200mm 離れた位置までの 200mm 間、すなわち、中央のせん断補強筋から次のせん断補強筋までの間において軸方向鉄筋の付着がない状態とした。S-200-2 供試体では、中心から 200mm～400mm までの 200mm 間において軸方向鉄筋の付着がなく、S-200-1 供試体より一つ支点側のせん断補強筋間の付着がない状態とした。なお、Type S においては、Type N と異なり、軸方向鉄筋の断面欠損やかぶりコンクリートの欠損の影響を検討項目としていないため、鉄筋およびかぶりコンクリートは健全である。

表-2.3 供試体一覧 (Type S : せん断破壊先行型)

供試体名	鉄 筋	かぶり	付 着	コンクリート強度 (N/mm ²)
S-0	健全	健全	健全	22.1
S-200-1	健全	健全	中央から 0～200mm の範囲で付着なし	22.1
S-200-2	健全	健全	中央から 200～400mm の範囲で付着なし	22.1
※ 供試体名 : S-200-1 └→1 or 2 : 軸方向鉄筋の付着がない位置 └→200 : 軸方向鉄筋の付着がない延長(mm) └→S : せん断補強筋 (Stirrup)あり				
※ 1 は供試体中央から 1 つ目のせん断補強筋間を示し、2 は 2 つ目のせん断補強筋間を示す。				

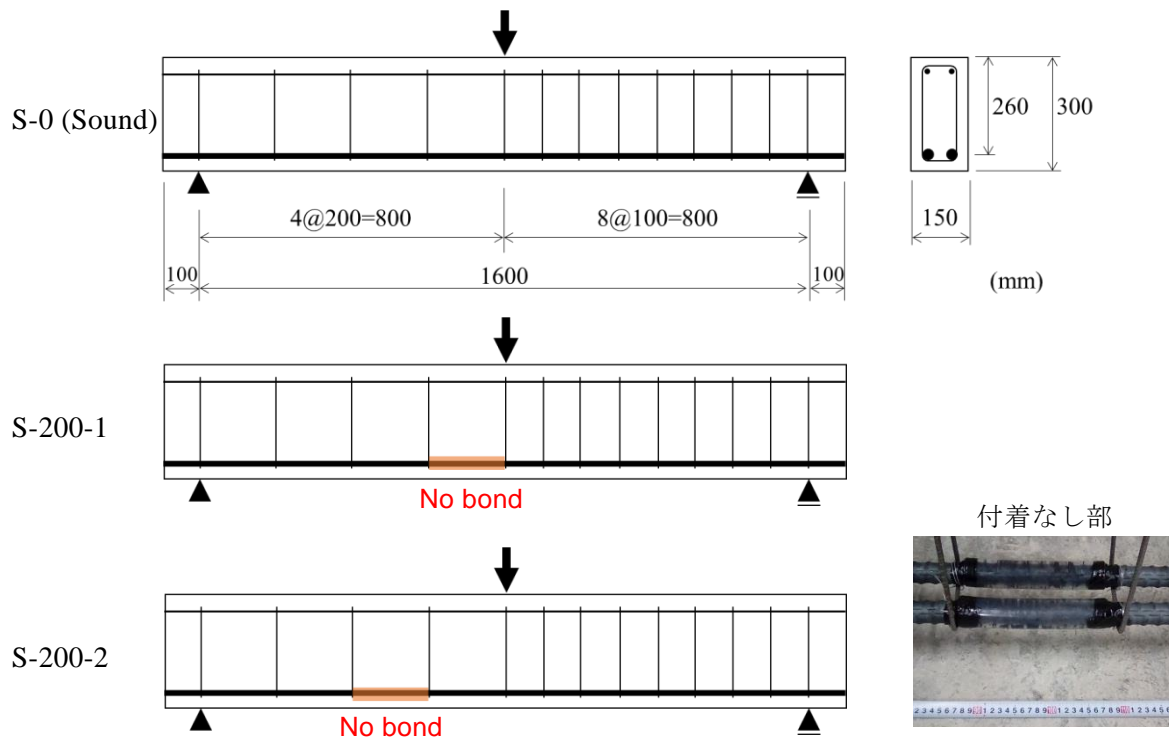


図-2.4 供試体概要 (Type S : せん断破壊先行型)

2.3 軸方向鉄筋の断面欠損が曲げ降伏先行型の梁の耐荷挙動に及ぼす影響

Type N の供試体のうち、軸方向鉄筋の断面欠損量を変化させ、欠損量を 0% (健全), 10%, 30%, 50% とした N-0-0 a, N-C10-0, N-C30-0 および N-C60-0 の実験結果を基に、断面欠損の影響について検証する。実験により得られた荷重－変位関係を図-2.5 に示す。黒線が健全、赤線が 10% 欠損、青線が 30% 欠損、緑線が 50% 欠損である。軸方向鉄筋が降伏する際の荷重を比較すれば、健全の N-0-0 a 供試体を 1.0 として、10% 欠損の N-C10-0 供試体は 0.97 (0.03 低下)、30% 欠損の N-C30-0 供試体は 0.78 (0.22 低下)、60% 欠損の N-C60-0 供試体は 0.57 (0.43 低下) となった。断面欠損量に比べて降伏荷重の低下が少ないが、これは作用曲げモーメントの分布と断面欠損位置の関係によるものであると考えられる。これらの供試体の載荷位置は、供試体中央の 1 点であり、供試体中央で最大曲げモーメントが発生するが、鉄筋の断面欠損位置は供試体中央から 100mm の位置であるので、この点の作用曲げモーメントは、最大曲げモーメントの $700/800=0.875$ となる。これを考慮すれば、30% の断面欠損量は $0.3 \times 0.875=0.26$ の影響度となり、60% の欠損量は $0.6 \times 0.875=0.44$ の影響度となることから、降伏荷重の低下率と概ね一致する。

一方、最大荷重に着目してみれば、断面欠損量 10%, 30%, 60% の場合で、それぞれの最大荷重の比率は 0.95, 0.87, 0.71 となり、断面欠損量に対して荷重の低下率は小さくなった。図-2.5 の荷重－変位関係からもわかるとおり、30% 欠損および 60% 欠損の場合は降伏後に徐々に荷重が増加している。これは、鉄筋断面が欠損している箇所鉄筋のひずみ

が大きくなり、ひずみ硬化により鉄筋の応力が増加したためであると考えられる。

図-2.6 に載荷終了後の供試体の状況を示す。健全供試体は供試体上縁のコンクリートが圧縮破壊する典型的な曲げ破壊を示したのに対し、鉄筋断面欠損のある3体は、曲げ降伏後に圧縮側コンクリートが圧壊することなく、ひび割れが断面を貫通して急激な荷重低下を伴い破壊した。鉄筋断面欠損のある3体では、断面欠損位置に曲げひび割れが発生し、荷重が進むとともにその曲げひび割れが進展し、ひび割れが大きく開口した。最終的には、N-C10-0 および N-C30-0 供試体は、曲げひび割れが載荷点に向かう斜めひび割れに発展して破壊し、N-C60-0 供試体は、断面欠損部で鉄筋が破断して破壊した。鉄筋が破断した原因は、もちろん断面積減少の影響が大きいですが、部分的に断面欠損したことにより、その点の曲げ剛性が低下し、変形が1か所に集中したことも影響している。図-2.6 を見ても、N-C60-0 供試体は曲げひび割れがほとんど分散していないことがわかる。先ほど、断面欠損量ほど終局耐力が低下しないことを述べたが、軸方向鉄筋の断面積が部分的に減少した場合は、N-C60-0 供試体のように靱性の低下を招くなど危険な状態になることがわかる。

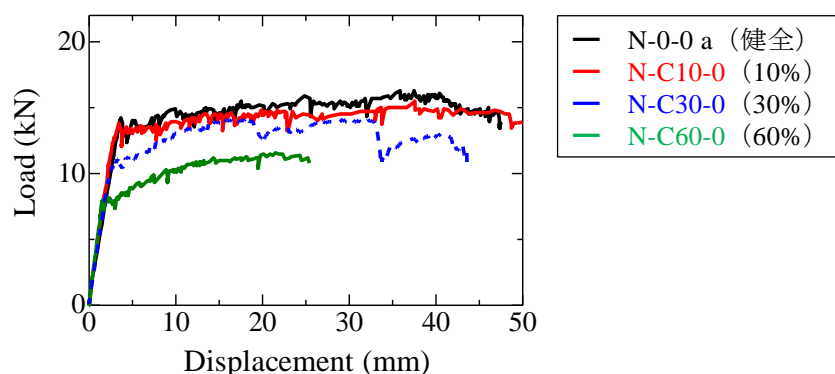


図-2.5 荷重－変位関係（鉄筋断面欠損）

N-0-0 a	
N-C10-0	
N-C30-0	
N-C60-0	

図-2.6 載荷終了後の状況（鉄筋断面欠損）

2.4 軸方向鉄筋のかぶり剥離が梁の耐荷挙動に及ぼす影響

(1) Type N の梁（曲げ降伏先行型）

Type N の供試体のうち、軸方向鉄筋のかぶり欠損の範囲を実験要因とした N-0-C700, N-0-C1400, N-0-S500 供試体の実験結果により、かぶり欠損が梁の耐荷能力に与える影響を検討した。かぶり剥落とそれに伴う付着劣化を検討対象としているため、これらの供試体の鉄筋は断面欠損のない健全状態である。

図-2.7 に荷重－変位関係を示す。図中の N-0-0 a（健全）は、グラフの横軸のスケールが異なるため見え方が異なるが、図-2.5 に記載されているものと同一である。ほぼ供試体の全長に渡ってかぶりのない N-0-C1400 供試体（図-2.7 中の青線）は、健全供試体に比べて最大荷重は低いものの、終局変位は健全供試体の 3 倍以上に達し、非常に靱性の高い挙動を示した。N-0-C700 供試体（赤線）も N-0-C1400 と類似した挙動を示し、健全の 2.4 倍と靱性に富んだ挙動を示した。せん断スパンの片側のみがかぶり欠損している N-0-S500 供試体では、健全と同様の挙動であったが、健全の約 1.8 倍の終局変位を示した。これら 3 体は、供試体の大部分でかぶりが欠損しており、軸方向鉄筋の付着が期待できない状態であるため、軸方向鉄筋全体の付着が劣化した場合は靱性に富んだ挙動になるという既往の研究¹²⁾と一致するものである。靱性は向上するものの、曲げ降伏後すぐには荷重の上昇が見られず、N-0-C700 供試体（赤線）では、変位約 70mm 以降で荷重の増加が見られる。図-2.8 に N-0-C700 供試体の荷重－変位関係（左軸）および供試体中央の鉄筋ひずみ－変位関係（右軸）の両方をプロットしたグラフを示すが、荷重が増加する点と鉄筋ひずみが降伏ひずみの 10 倍以上となり一般にひずみ硬化が発生する領域に達している時点が一致している。付着がないために鉄筋のひずみが分散し、初期にはひずみ硬化が出現しなかったものと考えられる。

図-2.7 の下段は、軸方向鉄筋が降伏するまでの小さな変形領域の部分を拡大したものであるが、500mm→700mm→1400mm とかぶり欠損の長さが長くなるにつれ、梁の剛性が低下していることが確認できる。剛性が低下するのは、付着劣化により鉄筋とコンクリートにずれが生じることが原因と考えられ、N-0-C1400 供試体では健全時の半分程度まで剛性が低下している。これは、実構造物で言えば、たわみが大きくなることを意味しており、安全性よりも使用性に問題が生じる可能性がある。

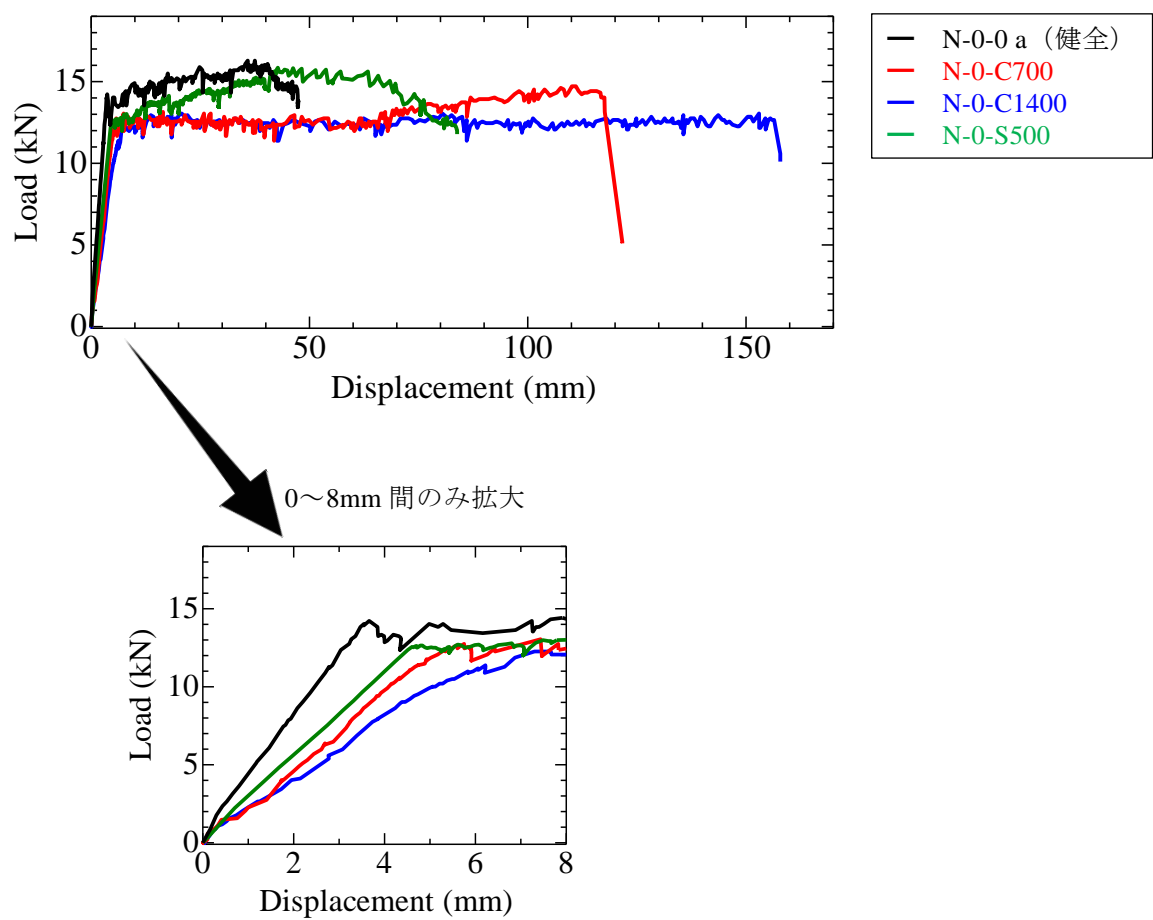


図-2.7 荷重－変位関係（かぶり欠損）

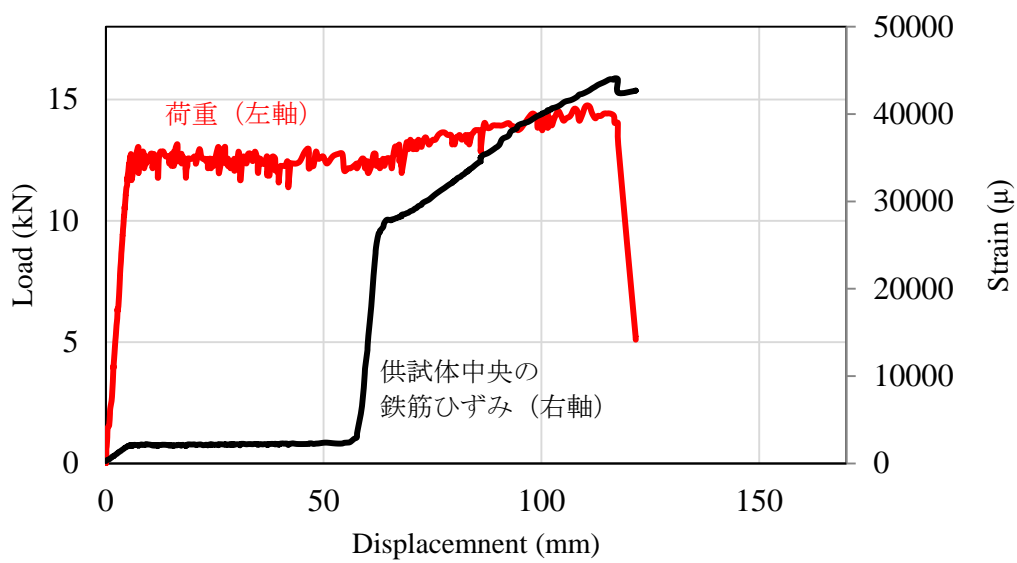


図-2.8 荷重と鉄筋ひずみの関係

(2) Type S の梁（せん断破壊先行型）

Type S の供試体の載荷実験により得られた、最大荷重、荷重－変位関係および破壊時の状況を表-2.4、図-2.9 および図-2.10 にそれぞれ示す。表-2.4 には、実験から得られた荷重のほか、理論解に基づく曲げ耐力（降伏荷重）およびコンクリート標準示方書に基づき修正トラス理論により算出したせん断耐力を記載するとともに、健全供試体の耐力を 1.0 とした時の各供試体の耐力の比率も示した。なお、設計式に基づく耐力の算出にあたっては安全率を考慮していない。

健全供試体の S-0（図-2.9 中の黒線）では、載荷に伴い曲げひび割れが発生した後、載荷点と支点を一直線に結ぶようなせん断ひび割れが発生し、最終的にはひび割れが断面を貫通して耐力を失った。

供試体中央に近い領域に軸方向鉄筋の付着がない S-200-1 供試体（赤線）では、まず付着のない箇所に曲げひび割れが発生し、載荷が進むに従ってこのひび割れが進展した。荷重－変位関係は、健全供試体とほぼ同一の経路を辿ったが、最大荷重は健全供試体よりむしろ増加する結果となった。しかし、破壊形態は健全供試体と異なるものとなった。健全供試体では、載荷点と支点を結ぶようなせん断ひび割れであったが、図-2.10 に示すとおり、S-200-1 供試体のせん断ひび割れは供試体中央の載荷点側に寄っており、その角度も健全供試体に比べて急なものとなった。

供試体中央から 2 つ目のせん断補強筋間で軸方向鉄筋の付着がない S-200-2 供試体（青線）は、健全供試体と極めて類似した荷重－変位関係を示した。しかし、この供試体も前述の S-200-1 供試体と同様に健全供試体とは異なる破壊形態を示した。S-200-2 供試体においても、付着のない領域から曲げひび割れが進展し、健全供試体よりも供試体中央の載荷点側に寄ったせん断ひび割れが断面を貫通し、破壊に至った。

本実験では、付着の劣化が耐荷力に直接影響を与えるものではなかったが、ひび割れの進展過程や最終的な破壊形態に対して、軸方向鉄筋の付着劣化は明らかに影響を与えるものであった。付着のない区間から発生した曲げひび割れが、せん断ひび割れを誘発する場合には、大幅な耐力低下が生じる可能性がある。部分的に付着劣化が生じた S-200-1 供試体および S-200-2 供試体のいずれの場合も、載荷の初期から付着劣化部に曲げひび割れが生じたが、既往の研究のように軸方向鉄筋の付着をすべて無くした梁で実験をした場合は、集中荷重であっても等分布荷重であっても、初めに曲げひび割れが発生するのは、作用曲げモーメントが最大となる梁中央部であり、その後も梁中央の曲げひび割れ幅が拡大していくと考えられる。この場合、曲げひび割れとせん断ひび割れの位置が離れているため、相互に干渉する可能性は低いが、付着劣化が部分的に存在する場合は、付着劣化部から進展した曲げひび割れとせん断ひび割れが干渉し、耐力の低下を招くおそれがあることを示す結果となった。

表-2.4 実験結果一覧 (Type S)

供試体名	最大荷重 (kN)	耐力比率	計算曲げ降伏荷重 (kN)	計算せん断耐力(kN)		
					Vc	Vs
S-0 (健全)	175	1.00	234	162	110	52
S-200-1	201	1.15				
S-200-2	179	1.02				

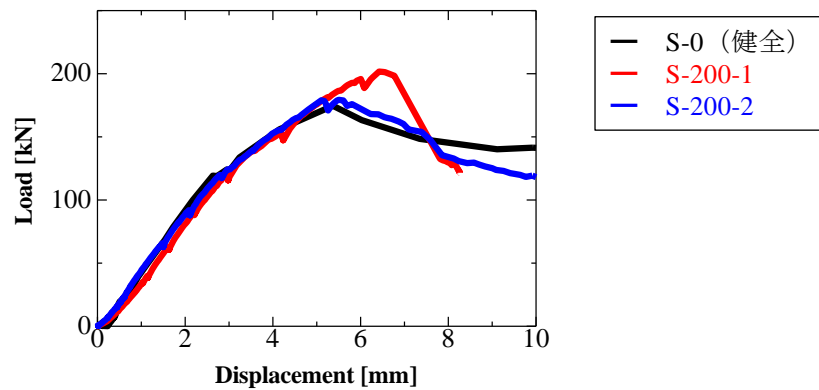


図-2.9 荷重－変位関係 (Type S：せん断破壊先行型)

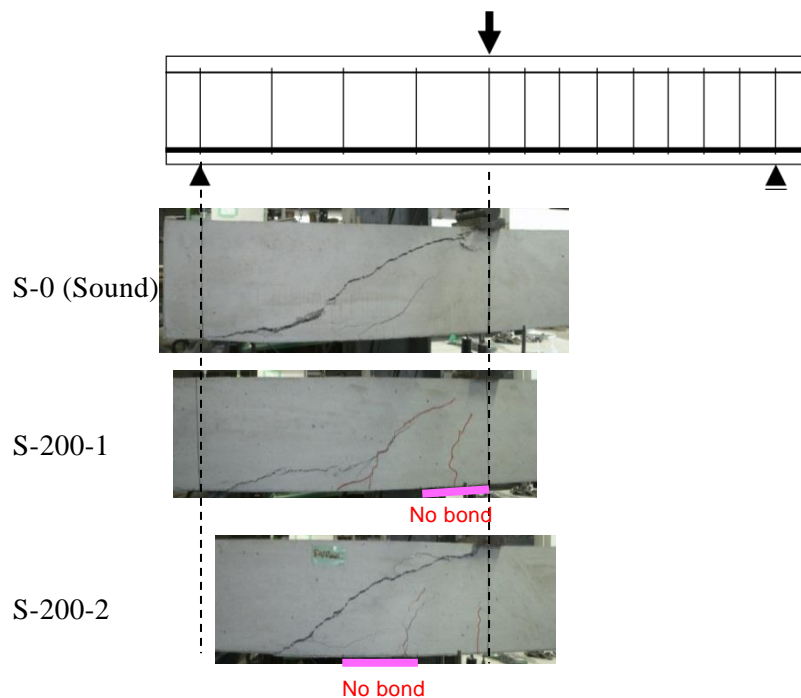


図-2.10 せん断破壊時の状況

2.5 軸方向鉄筋の断面欠損およびかぶり剥離が曲げ降伏先行型の梁の耐荷挙動に及ぼす影響

2.3 および 2.4 節では、軸方向鉄筋の断面欠損およびかぶり剥離が RC 梁の耐荷挙動に及ぼす影響をそれぞれ検討したが、それらが同時に生じる場合およびそれらが生じる位置を変化させた場合の影響を検討するため、Type N の N-0-0 b, N-C40-0, N-S40-0, N-0-C200, N-0-S200 および N-S40-S200 供試体で載荷実験を行った。

実験により得られた荷重－変位関係を図-2.11 に、載荷終了後の供試体の状況を図-2.12 に示す。健全の N-0-0 b 供試体（図-2.11 中の黒線）は、荷重が約 16kN 時に鉄筋が降伏し、その後は大きな荷重増加を伴わずに変位だけが増大し、変位が 33mm ($10\delta_y$: δ_y は降伏変位) に達した時点で、角度の急なひび割れが断面を貫通し破壊した。計算で求まる降伏荷重が 15kN であることから、ほぼ計算通りの挙動である。供試体中央に鉄筋の断面欠損がある N-C40-0 供試体を除けば、他の供試体もほぼ同一の降伏荷重を示した。

供試体中央に鉄筋の断面欠損がある N-C40-0 供試体（赤線）は、曲げモーメントが最大となる点に断面欠損があり、補強鋼材量が少ないので、他の供試体に比べて早期の約 11kN で鉄筋が降伏した。断面の欠損率を 40% に設定しているため、概ね計算通りの降伏荷重である。鉄筋降伏後、荷重が漸増し最大荷重は降伏荷重の 1.45 倍となった。その後、鉄筋断面欠損部の供試体中央で鉄筋が破断し、破壊に至った。この挙動は、2.3 節で述べた N-C60-0 供試体で見られたものと同一である。

せん断スパンの中央で鉄筋の断面欠損がある N-S40-0 供試体（青線）は、鉄筋降伏後に若干大きな荷重増加を示したものの、全体としては健全供試体と変わらない荷重－変位関係を示した。鉄筋の断面欠損位置がせん断スパンの中央であり、作用モーメントが供試体中央の 50% となるため、40% と大きな鉄筋断面欠損であっても耐荷力には影響がなかったものと考えられる。載荷の早期から、鉄筋の断面欠損位置付近に曲げひび割れが発生したものの、致命的な損傷とはならず、最終的にはひび割れが断面を貫通し破壊に至った。

鉄筋は健全で、供試体中央部の 200mm 区間のかぶりが欠損している N-0-C200 供試体（桃色線）は、かぶりが無い位置の両端から曲げひび割れが進展し、 $5\delta_y$ と健全供試体に比べて早期に破壊した。かぶりがなく付着力が弱いことによりひび割れ分散性に劣り、かぶりが無い箇所に変形が集中したことが早期の破壊を招いたと考えられる。

次に、鉄筋は健全でせん断スパン中央部の 200mm 区間のかぶりが欠損している N-0-S200 供試体（水色線）であるが、荷重－変位関係は健全供試体とほぼ同一となった。しかし、図-2.12 からわかるとおり、破壊形態は健全供試体と明確に異なるものとなった。かぶりのない区間から曲げひび割れが発生し、載荷の進行とともにそのひび割れが拡大し、最終的にはひび割れが断面を貫通し、破壊に至った。

最後に、せん断スパン中央で鉄筋が断面欠損し、かつかぶりが無い N-S40-S200 供試体（黄緑線）は、鉄筋降伏後にひび割れの進展に伴い一旦荷重が低下したが、最終的には健全供試体と大差のない荷重レベルに達した。破壊形態は、N-0-S200 と類似していることから、鉄筋断面欠損の影響よりも、かぶり欠損の影響が破壊形態に大きな影響を与えていると考えられる。

せん断補強筋がない Type N の結果をまとめると、まず鉄筋の断面欠損については、大きな曲げモーメントの作用する位置で欠損率が高くなると、当然のことながら曲げ耐力が低下する。しかしながら、支点付近のせん断スパン内では、外力による発生曲げモーメントが小さいことから、その影響は限定的となる。一方、かぶりの欠損に伴う付着力の低下は破壊形態に大きな影響を与えることが確認された。付着力が低下した場合、曲げひび割れの分散性に劣るため、その部分に集中してひび割れが発生する。変形が集中した結果、曲げひび割れ幅は大きく拡大し、そのひび割れが斜め方向に進展する場合には、ひび割れが断面を貫通して急激に耐力力を失うなど、靱性に乏しい耐力挙動に移行する可能性がある。また、かぶりの欠損により断面が急変するため、その影響によりかぶりが欠損した角部からひび割れが進展する。図-2.11 に示す N-0-C200（桃色線）および N-S40-S200（黄緑線）がその例であり、かぶりが欠損し付着力が低下した箇所の端部から発生したひび割れが、最終的には断面を貫通するひび割れとなり、他の供試体より靱性の低い挙動になったものと考えられる。

先に述べたとおり、曲げ降伏先行型の RC 梁の場合、付着力の劣化によって鉄筋がアンボンド化され、鉄筋ひずみが局所化せずに変形性能は向上する傾向を示した。一方、今回実験を行ったように部分的に劣化している場合は、劣化の位置によっては靱性が低下する場合があることが確認された。梁全域で鉄筋が腐食している方が、点検での損傷度判定は厳しく判断されるが、診断に関係する変形性能に関しては、部分的に鉄筋が腐食した方が、腐食位置によっては影響が大きくなるおそれがあることが示された。

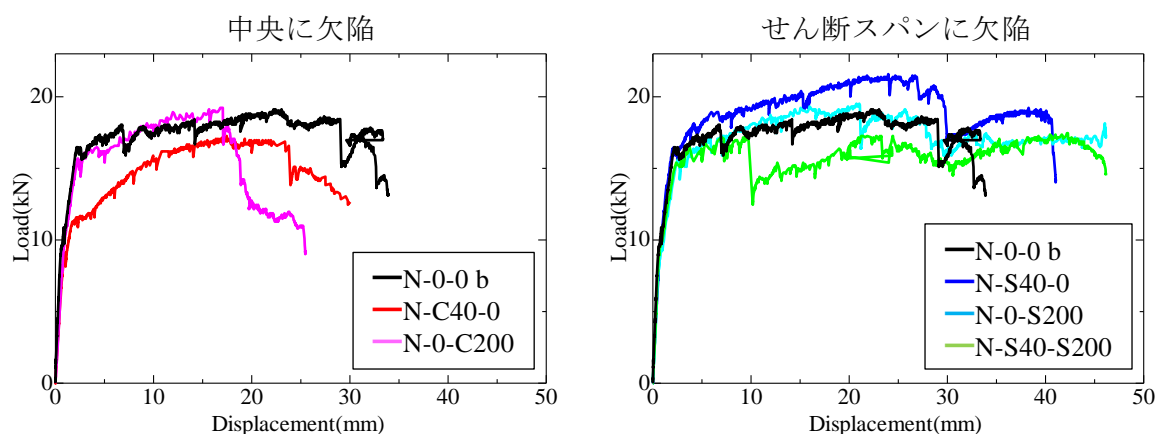


図-2.11 荷重－変位関係（Type N：曲げ降伏先行型）







供試体名	破壊状況	破壊形態
N-0-0 b (健全)		曲げ降伏後 破壊
N-C40-0		鉄筋破断
N-S40-0		曲げ破壊
N-0-C200		曲げ降伏後 破壊
N-0-S200		曲げ降伏後 破壊
N-S40-S200		曲げ降伏後 破壊

図-2.12 実験終了後の供試体の状況

2.6 2章のまとめ

本章では、軸方向鉄筋が劣化した RC 梁の耐荷性能を評価することを目的として、軸方向鉄筋の断面積減少、付着劣化およびかぶり剥離の有無と、それらの生じた位置をパラメータとし、各要因が RC 梁部材の耐力や変形性能などの構造性能に及ぼす影響を実験的に検討した。定着部は健全な状態での検討であるため、大幅な耐力低下を示すものではなかったが、変形性能に関しては軸方向鉄筋の部分的な劣化が大きく影響した。

本章で行った検討の結果をまとめると次のとおりである。

- 1) 軸方向鉄筋の断面積が部分的に減少した場合は、断面欠損の割合に比べて耐荷力の低下割合は少なかったものの、靱性の低下を招くなど危険な状態になる可能性がある。
- 2) 軸方向鉄筋全体の付着が劣化した場合は、変形性能が向上し、軸方向鉄筋の降伏後も耐力を失うことなく終局変位が大幅に増大したが、付着が健全な場合に比べて最大耐力が低下する傾向が確認された。また、付着の劣化により梁の曲げ剛性は大きく低下していることが確認された。実構造物の場合で考えれば、たわみの増大により安全性よりも使用性に問題が生じる可能性がある。
- 3) セン断破壊先行型の RC 梁において、軸方向鉄筋が部分的に付着劣化した場合は、本章で行った実験の範囲では耐荷力に直接影響を与えるものではなかったが、ひび割れの進展過程や最終的な破壊形態に対して明らかに影響を与えるものであった。付着のない区間から曲げひび割れが発生するが、この曲げひび割れがセン断ひび割れを誘発する、あるいはセン断ひび割れと干渉する場合には、大幅な耐力低下が生じるおそれがある。
- 4) 曲げ降伏先行型の RC 梁の場合、全体的に付着が劣化した場合は、鉄筋ひずみが局所化せずに変形性能は向上する傾向を示したが、部分的に劣化している場合は、靱性の低下を示す場合があることが確認された。梁全域で鉄筋が腐食している方が、点検での損傷度判定は厳しく判断されるが、変形性能に関しては、部分的に鉄筋が腐食した方が、腐食位置によっては影響が大きくなるおそれがあることが示された。
- 5) 劣化位置によって RC 梁の耐力や変形性能などに影響があることを確認したが、これらを定量的に評価し、診断に活かしていくことが今後の課題である。

【2 章の参考文献】

- 1) 佐藤吉孝，山本貴士，服部篤史，宮川豊章：せん断補強筋および主筋の腐食が RC 部材のせん断耐荷特性に与える影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.25，No.1，pp.821-826，2003.
- 2) 橋本航，森川英典，小林秀恵：鉄筋腐食を考慮した RC はり部材のせん断耐荷性能評価，コンクリート工学年次論文集，Vol.25，No.2，pp.1009-1014，2003.
- 3) 董衛，村上祐貴，大下英吉，鈴木 修一，堤知明：鉄筋腐食した RC 梁部材の残存耐力ならびに破壊性状に及ぼす定着性能の影響に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.25，No.1，pp.821-826，2003.
- 4) 加藤誠司，佐藤正俊，中村光，三浦泰人，Di Qiao：8 年間海洋環境下に暴露したひび割れを有する RC 部材中の鉄筋腐食の進行性，コンクリート構造物の補修，補強，アップグレード論文報告集，第 19 巻，2019.

3. せん断補強筋の断面欠損と付着劣化が RC 梁の構造性能に及ぼす影響

3.1 概説

既往の研究では、軸方向鉄筋の腐食による付着の影響を考慮した耐荷力や変形性能に関する研究が主に実験的に行われている¹⁾²⁾³⁾⁴⁾。せん断補強筋が腐食した場合の影響評価は、軸方向鉄筋の腐食に比べて検討事例は少なく、その内容も腐食による付着低下に着目して劣化部材のせん断耐力を検討する研究が殆どである⁵⁾⁶⁾⁷⁾。しかし、実構造物では、**図-3.1**に示すように梁部材のせん断補強筋に著しい断面減少や破断が生じている場合があり、せん断補強筋が有効に機能しないおそれがある。柱構造物においても梁と同様にせん断補強の腐食は数多く見られ、中には著しく腐食していることもあることから、せん断補強筋の断面減少や破断の影響も含めて明らかにすることが望まれる。

せん断補強筋が腐食した場合のせん断耐力評価法は、**Xu** ら⁸⁾および澤部ら⁹⁾が提案しているが、これらの研究は全てのせん断補強筋が腐食している場合や全てのせん断補強筋の隅角部に破断が生じている場合を検討の対象としており、その状態は実構造物にしばしば見られるような部分的に劣化が進行している場合とは異なる。

そこで本章では、梁のせん断補強筋に腐食が生じた場合の影響評価として、厳しい条件となる著しい断面欠損や破断の影響について実験的および解析的に検討を行った。まず、部分的に断面欠損または破断が生じた場合を対象として実験を行い、せん断補強筋の欠陥の基本的な影響を把握した。次に、せん断補強筋が断面欠損または破断した梁の耐荷挙動を再現可能な有限要素法により、破断位置と破断本数を変化させた解析を行い、せん断補強筋の欠陥が梁のせん断耐力に及ぼす影響を系統的に調べた。そして、これらから得られた知見に基づき、部分的にせん断補強筋が破断した梁のせん断耐力の評価方法を提示した。また、併せて鉄筋に破断などの著しい劣化が局所的に生じた場合の構造性能評価法として非線形有限要素法を用いる場合の注意点と、鉄筋破断前に生じる付着劣化の影響について、数値解析結果に基づき検討した。



図-3.1 せん断補強筋が腐食した構造物

3.2 せん断補強筋の断面欠損に関する実験的評価

3.2.1 実験手法

せん断補強筋の腐食が RC 梁の耐荷挙動に与える影響を把握するため、鉄筋コンクリート梁供試体を作製し、載荷実験を行った。実験方法は、2 章で述べたものと基本的に同一であり、油圧ジャッキによる梁中央への静的載荷である。図-3.2 に示すとおり、支点到ローラーとピンを設置することにより、回転および水平方向の移動を拘束しない支持条件とした。また、載荷点および支点には、局所的な応力集中を防ぐため、幅 80mm、厚さ 20mm の鋼製の支圧板を配置した。荷重は油圧ジャッキと載荷板の間に設置したロードセルにより計測し、変位は載荷点直下の供試体下面で変位計により計測した。なお、供試体の傾きや、部材軸周りの回転方向の変位の影響を取り除くため、変位計を 2 本配置し、変位はその平均値とした。



図-3.2 載荷実験の状況

3.2.2 実験供試体

せん断補強筋腐食の影響を異なる条件で確認するため、実験にはせん断スパン比 (a/d)、せん断補強筋比 (p_w) を変化させ、設計上の破壊形態が異なる 2 種類の供試体を用意した。2 種類の供試体を比較すれば、一つはせん断破壊先行型であり、もう一方はせん断補強比を増やすことによりせん断耐力を向上させ、曲げ降伏先行型とした供試体である。前者のせん断破壊先行型の供試体を Type A、後者の曲げ降伏先行型の供試体を Type B とし、概略を比較したものを表-3.1 に示し、以降にそれぞれの詳細を示す。

表-3.1 供試体の比較

タイプ	せん断 スパン比 a/d	引張鉄筋比 p	せん断 補強筋比 p_w	設計 せん断耐力 (V_c+V_s)	設計 曲げ降伏荷重
Type A (せん断破壊先行)	3.85	3.7%	0.24%	215 kN (137+78)	274 kN
Type B (曲げ降伏先行)	3.08	3.3%	0.37%	271 kN (122+149)	248 kN

(1) Type A（せん断破壊先行型）の梁

Type A（せん断破壊先行型）の梁供試体の概要を表-3.2 および図-3.3 に示す。供試体は配筋も含めて左右対称形であるため、図-3.3 においては、供試体の左側半分のみを示している。

供試体の寸法は、全長 2400mm、高さ 300mm、幅 200mm である。有効高さ d は 260mm、せん断スパン a は 1000mm であるので、せん断スパン／有効高さ比 (a/d) が 3.85 の比較的スレンダーな梁である。補強材には、引張側の軸方向鉄筋に D29 を 3 本（引張鉄筋比 3.7%）、圧縮側の軸方向鉄筋に D10 を 2 本配置し、せん断補強筋として D6 鉄筋を 130mm 間隔で配置した（せん断補強筋比 0.24%）。有効高さが 260mm であるので、有効高さの半分の間隔 ($d/2$) でせん断補強筋が配置されていることになる。

土木学会コンクリート標準示方書¹⁰⁾では、修正トラス理論に基づき、設計せん断耐力 V_y を、せん断補強筋が負担するせん断力 V_s とせん断補強筋以外が負担するせん断力 V_c の和として求めることを規定している。これに基づきせん断耐力を計算した結果、健全供試体の V_s は 78 kN、 V_c は 137 kN であり、 V_y は 215 kN となった。計算で求められる曲げ降伏荷重が 274 kN であるので、Type A の梁はせん断破壊先行型である。なお、計算上のせん断耐力、曲げ耐力のいずれにおいても安全率は考慮していない。

供試体種類は、せん断補強筋に欠陥のない健全（Sound）供試体と、比較のために実験を行ったせん断補強筋なしの供試体および欠陥のある供試体 4 種類の合計 6 種類である。

欠陥のある供試体では、せん断ひび割れが進展すると予測される場所に位置する、隣接する 2 本のせん断補強筋の両側に、断面減少または破断の欠陥を与えた。隣接する 2 本のせん断補強筋に欠陥を与えることで、欠陥のあるせん断補強筋がその効果を発揮しないと仮定すれば、有効なせん断補強筋間隔は $1.5d$ となり、土木学会コンクリート標準示方書¹⁰⁾に規定される、せん断補強筋間隔に関する構造細目を満たさなくなる状態となる。なお、せん断補強筋が断面減少または破断した供試体の作製にあたっては、健全供試体と同一の配筋をした後に、コンクリート打設前に対象位置を機械切削することにより断面減少または破断させた。図-3.3 中の写真に示すとおり、断面減少させたせん断補強筋は、局所的に削り込み断面積を元の鉄筋断面積の 20%とした。破断させた鉄筋は完全に切り離し、切断面を突き合わせてテープで固定した状態でコンクリートを打設した。よって、破断箇所では一切の引張応力を伝達できない状態になっている。

欠陥のあるせん断補強筋の位置は、図-3.3 に示すとおり、せん断スパン内の 6 本のせん断補強筋のうちの支点側から 4 番目および 5 番目の 2 本のせん断補強筋である。高さ方向の欠陥の位置は、実構造物の変状位置を踏まえ、せん断補強筋の下側の隅角部位置と、供試体の高さ方向の中央位置の側面の 2 通りとした。

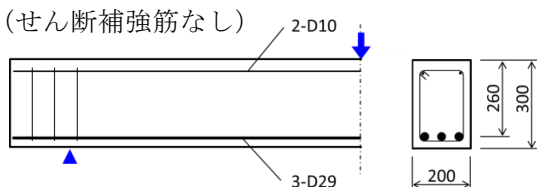
表-3.2 供試体一覧 (Type A : せん断破壊先行型)

供試体名	実験要因 (せん断補強筋)	材料強度		
		コンクリート f'_c (N/mm ²)	軸方向鉄筋 D29 f_v (N/mm ²)	せん断補強筋 D6 f_v (N/mm ²)
A-0	なし	31.5	358 (SD345)	—
A-Sound	健全	34.0		363 (SD345)
A-D-b	80%断面減少 (下端)	34.0		
A-D-s	80%断面減少 (側面)	34.0		
A-R-b	破断 (下端)	32.3		
A-R-s	破断 (側面)	31.5		

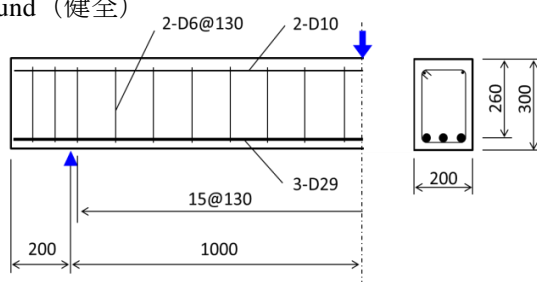
※ 供試体名 : A-D-b
 | | ↘ b or s : 欠陥の位置
 | | ↘ D or R : 断面減少または破断
 | | ↘ A : Type A

※ D (Decrease)は断面減少を, R (Rupture)は破断を示す。
 ※ b (bottom)はせん断補強筋の下端を, s (side)は供試体側面を示す。

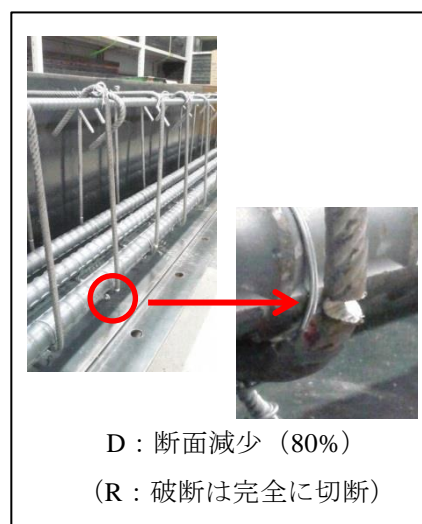
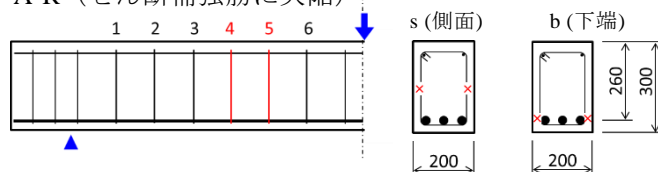
A-0 (せん断補強筋なし)



A-Sound (健全)



A-D, A-R (せん断補強筋に欠陥)



4, 5 の 2 本同時に
 両側の
 側面または下端に欠陥

図-3.3 供試体の概要 (Type A : せん断破壊先行型)

(2) Type B（曲げ降伏先行型）の梁

Type B（曲げ降伏先行型）の梁供試体の概要を表-3.3 および図-3.4 に示す。供試体の寸法は、全長 1800mm、高さ 300mm、幅 150mm である。有効高さ d は 260mm、せん断スパン a は 800mm であるので、せん断スパン／有効高さ比 (a/d) が 3.08 となり、Type A の梁よりせん断スパン比の小さな梁である。補強材には、引張側の軸方向鉄筋に D29 を 2 本（引張鉄筋比 3.3%）、圧縮側の軸方向鉄筋に D10 を 2 本配置し、せん断補強筋として D10 鉄筋を 130mm 間隔で配置した。Type A と同様に、有効高さの半分の間隔 ($d/2$) でせん断補強筋が配置されていることになる。

Type B の梁においても同様に、健全供試体の設計せん断耐力を求めたところ、せん断補強筋が負担するせん断力 V_s は 149 kN、とせん断補強筋以外が負担するせん断力 V_c は 122 kN であり、 V_y は 271 kN となった。計算で求められる曲げ降伏荷重が 248 kN であるので、Type B は曲げ降伏先行型の梁である。

供試体数は、せん断補強筋に欠陥のない健全（Sound）供試体と、せん断補強筋に欠陥のある供試体 2 体の合計 3 体である。欠陥のある供試体では、せん断スパン内の 5 本のせん断補強筋のうちの支点側から 4 番目または 5 番目のいずれか 1 本のせん断補強筋の片側に欠陥を与えた。Type B の梁では欠陥は完全な破断のみとし、高さ方向の欠陥の位置は、供試体の高さ方向の中央位置とした。

表-3.3 供試体一覧（Type B：曲げ降伏先行型）

供試体名	実験要因 (せん断補強筋)	材料強度		
		コンクリート f'_c (N/mm ²)	軸方向鉄筋 D29 f_y (N/mm ²)	せん断補強筋 D6 f_y (N/mm ²)
B-Sound	健全	34.0	358 (SD345)	349 (SD295A)
B-R-4s	破断（側面）	34.0		
B-R-5s	破断（側面）	34.0		

※ 供試体名：B-R-4s

| | ↗ 4s or 5s：破断したせん断補強筋番号+s (side)は側方

| ↗ R：Rupture（破断）

↗ B：Type B

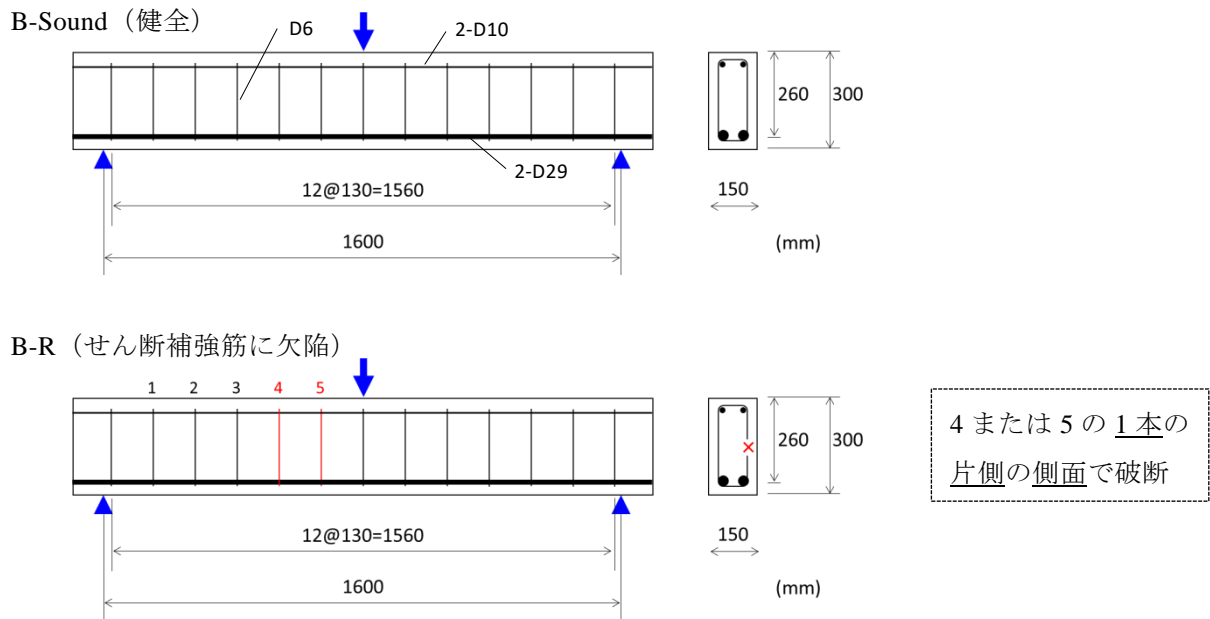


図-3.4 供試体の概要 (Type B : 曲げ降伏先行型)

3.2.3 実験結果と考察

(1) Type A (せん断破壊先行型) の梁

実験より得られた荷重－変位関係を図-3.5 に示し、載荷終了時の供試体の状況を図-3.6 に示す。各実験要因により最大荷重は様々であるが、初期の剛性や、最大荷重に向けて徐々に剛性が低下していく挙動は全ての供試体でほとんど同一である。さらに、実験の確からしさを確認するため、同一諸元の供試体を用いて山梨大学において行われた山谷ら¹¹⁾の実験の結果も併せて示す。本研究で使用した実験供試体のコンクリートの実強度は平均約 33 N/mm² であり、山谷らの実験供試体のコンクリート強度の 23 N/mm² とは異なるものの、それ以外の供試体寸法や、配筋等は全て同一である。両者を比較したところ、健全供試体の場合は、山谷らの実験結果との相違はわずかであり、その違いはコンクリートの圧縮強度の差によるものと言える。せん断補強筋がない供試体では、コンクリートの強度が山谷らの供試体よりも高いにもかかわらず、低い荷重で破壊した。図-3.5 中に点線で計算で求められるせん断耐力 (V_c) を示すが、実験はこの値も下回っている。耐力が低くなった理由としては、角度の急なせん断ひび割れが断面を一気に貫通する破壊モードであったためであると考えられる。せん断補強筋なしの場合はこのように早期の荷重低下を招く結果となったが、破壊に至るまでの荷重－変位関係は他の供試体と一致しており、ひび割れの進展の仕方と破壊モードの差によってせん断耐力にばらつきが生じたものと考えられる。

欠陥のある供試体の実験結果は、図-3.5 中の赤線がせん断補強筋の下端に欠陥のある 2 体を示しており、青線が供試体側面に欠陥のある 2 体を示している。また、白抜きの丸印 (○) はせん断補強筋の破断を表している。

せん断補強筋のない A-0 供試体では、荷重の上昇に伴い曲げひび割れが発生し、続いて

発生したせん断ひび割れが断面を一気に貫通しせん断破壊した。図-3.6 からわかるように、そのせん断ひび割れは、せん断補強筋を有する他の供試体と比べて明らかに角度の急なものであり、これが原因で脆性的な破壊に繋がったものと考えられる。

健全の A-Sound 供試体では、荷重の上昇に伴いせん断ひび割れが発生するものの、せん断補強筋によりせん断ひび割れの幅の拡大が抑制されるため、せん断ひび割れ発生後も耐力を維持した。最終的には、最大荷重 273 kN に達した直後に、せん断ひび割れ位置でせん断補強筋が破断し、一気に荷重が低下し終局に至った。

せん断補強筋が断面減少している場合は、下端で断面減少している A-D-b 供試体では、全く耐力の低下を示さなかった。コンクリート強度が高いため健全供試体より若干耐力が高く最大荷重が 280 kN にまで達する結果となっているが、荷重-変位関係は健全供試体とほぼ一致する。また、せん断ひび割れの発生状況も健全供試体と非常によく似ていることが確認できる。

せん断補強筋が供試体側面で断面減少している A-D-s 供試体は、耐力が低下し、最大荷重は 251 kN (健全の 92%) であった。せん断ひび割れは、健全および A-D-b 供試体では供試体の下部の引張鉄筋に沿うような形で開口していたが、A-D-s 供試体ではせん断補強筋が断面減少している箇所に近づく形で、せん断ひび割れが上方に移動していることが確認できる。せん断補強筋が断面減少位置で破断して破壊したことから、せん断補強筋が断面減少部で発生せん断力に抵抗することができず、健全時よりも上方でせん断ひび割れが拡大したものと考えられる。

次に、せん断補強筋が完全に破断している場合であるが、下端、側面破断のいずれの場合でも、破断位置を通るようにせん断ひび割れが進展していることが確認できる。下端で破断している A-R-b 供試体では破断位置付近のひび割れが大きく広がり、健全供試体のように支点に向かって伸びるひび割れが見られなくなった。結果として耐力が低下し、最大荷重は健全の 85% の 233 kN であった。

側面で破断している A-R-s 供試体では、破断の影響が大きく、最大荷重は健全の 73% の 198 kN まで大きく低下した。ひび割れ性状にも明確に変化が現れており、せん断補強筋なしの A-0 供試体で見られたような、角度の急な一気に断面を貫通するひび割れが発生した。

以上より、せん断補強筋に欠陥がある場合、耐力はもちろんひび割れの進展状況や破壊形態にも影響があることが確認された。鉄筋に欠陥があることにより、鉄筋が負担するせん断力が低下するが、ひび割れ形状が変化することにより、コンクリートが負担するせん断力分にも影響が出ているものと考えられる。また、断面減少と破断を比較した場合、破断が不利であることは容易に想像がつくが、欠陥の高さ方向の位置についても影響があることが確認された。曲げを受ける矩形断面の梁部材では、理論的にはせん断応力はパラボリックな形状で高さ方向に分布し、梁の上縁と下縁ではせん断応力がゼロになるが、下端で断面減少している場合に全く影響がなかったのはこのためであると考えられる。作用している力がわずかであり、20% しか残っていない断面積でも抵抗できたためであると推察される。なお、本研究では、鉄筋を局所的に削って断面減少させたため、鉄筋の付着力は一切低下していないが、実構造物で鉄筋が断面減少する原因は腐食であり、腐食した場合

には付着力の低下を伴うことから、付着力との相互作用も今後検討が必要である。

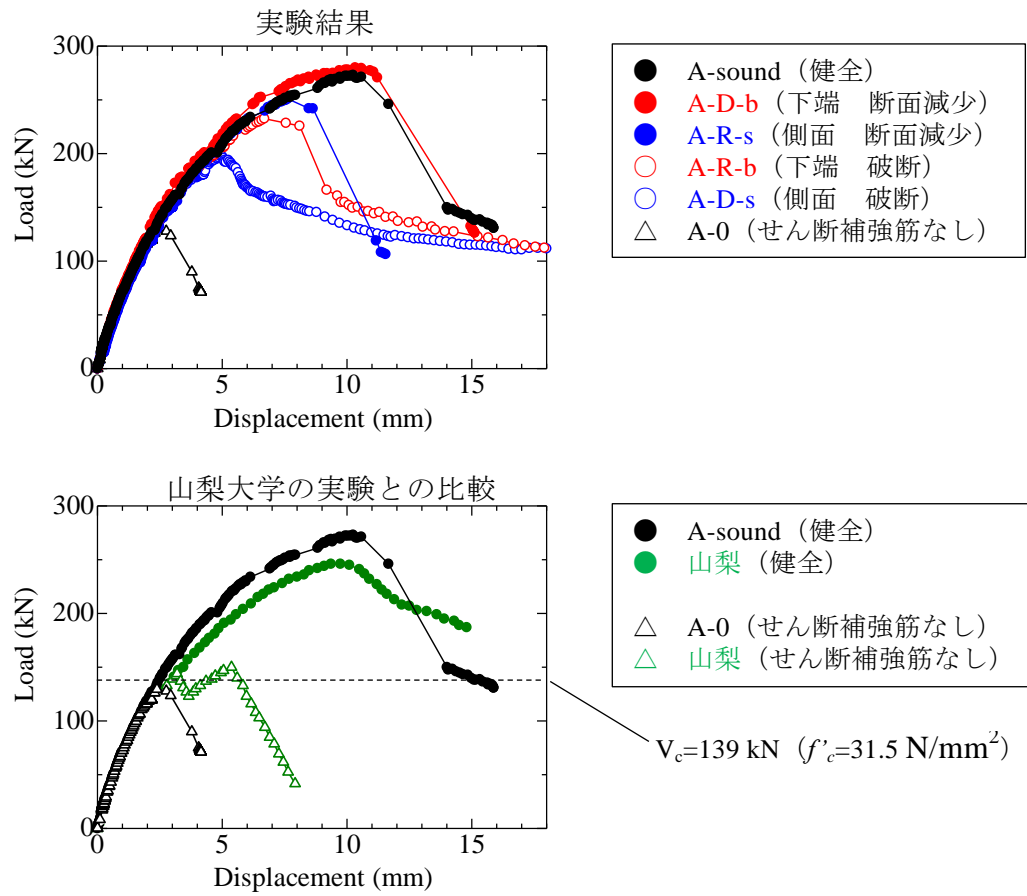


図-3.5 荷重－変位関係（Type A：せん断破壊先行型）

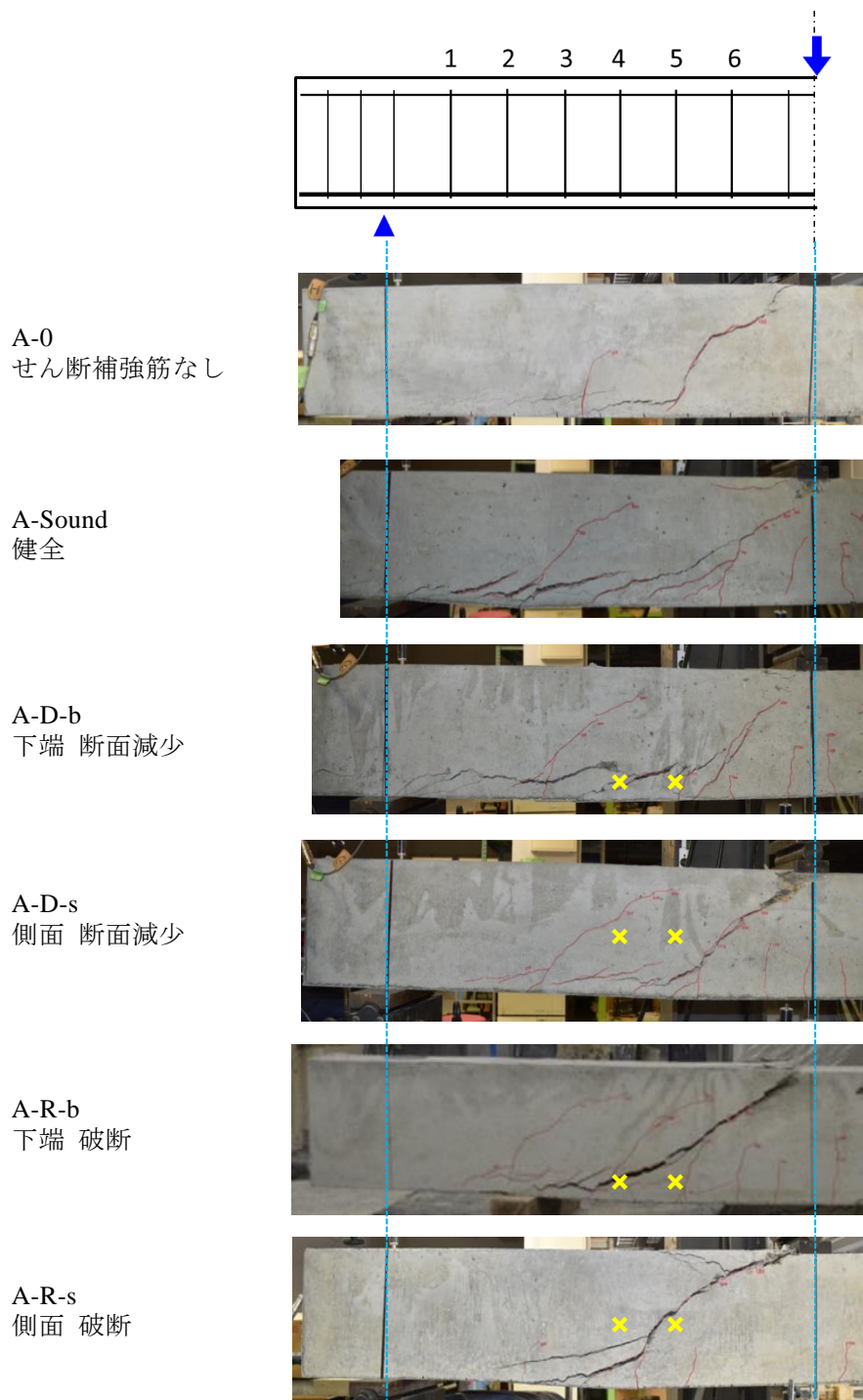


図-3.6 載荷終了時の供試体の状況（Type A：せん断破壊先行型）

(2) Type B（曲げ降伏先行型）の梁

実験より得られた荷重－変位関係を図-3.7 に示し、図-3.8 に各供試体の最大荷重時のひび割れ状況を示す。Type B の供試体 3 体は、初期からピーク荷重までは同一の荷重－変位関係を示したが、ピーク荷重後に異なった挙動を示した。

健全の B-Sound 供試体（図-3.7 の黒線）は、約 10cm 間隔の等間隔に曲げひび割れが発

生し、荷重が進むにつれて、ひび割れは載荷点に向かって進展し、ひび割れ幅も拡大した。荷重 279 kN 時に主鉄筋が降伏し、その点をピークに徐々に荷重が低下する挙動を示した。最終的には供試体上部の載荷点付近でコンクリートが圧縮破壊し耐力を失うという、曲げ圧縮破壊型であった。

5 番のせん断補強筋が片側の側面で破断している B-R-5s 供試体（青線）は、健全供試体とほぼ同じ耐荷挙動を示し、初期には約 10cm 間隔の等間隔に曲げひび割れが発生し、その後のひび割れ進展挙動も健全とほぼ同一であった。最大荷重も 276 kN であり、健全から全く荷重の低下を生じなかった。鉄筋降伏後の挙動も健全供試体とほぼ同一であったが、供試体上部中央の圧縮破壊が早期に生じたため、健全供試体よりも若干早い段階で荷重の低下を示した。B-R-5s 供試体の破壊形態も、健全供試体と同様に曲げ圧縮破壊である。

4 番のせん断補強筋が片側の側面で破断している B-R-4s 供試体（赤線）のみは、他の 2 体と異なり、せん断によって破壊した。最大荷重に達するまでの挙動は、他の 2 体とほぼ同一であるが、最大荷重に達する以前からせん断ひび割れが進展し、最終的にはせん断により破壊した。最大荷重は 248 kN であり、健全の 89%と極端に低下したわけではないが、破壊形態が変化したことにより最大荷重後に急激に耐力が低下する結果となった。他の 2 体との比較から、主鉄筋が降伏に至る前にせん断破壊が生じたものと考えられる。

以上より、せん断補強筋の欠陥によって耐力が低下するだけでなく、破壊モードが変化するおそれがあることが示された。本実験の場合では、曲げ降伏先行型であった梁が、せん断補強筋の欠陥の位置によってはせん断破壊先行型に移行し、脆性的な破壊を示す結果となった。

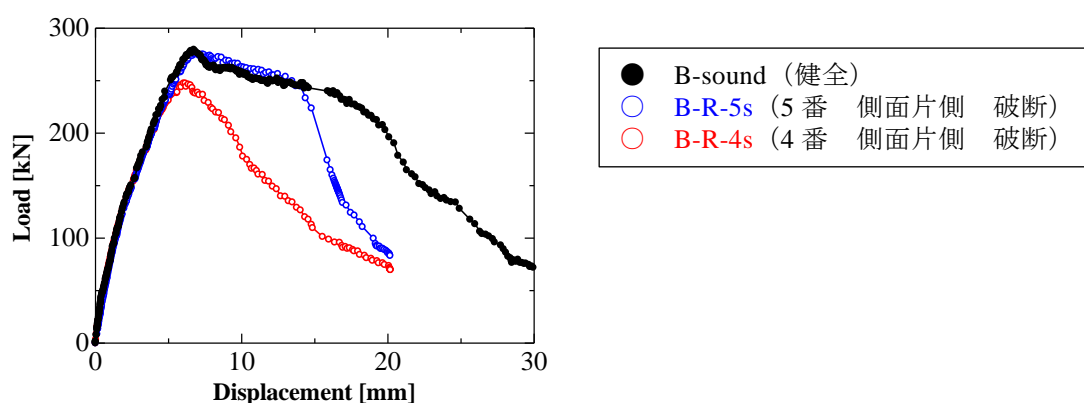


図-3.7 荷重 - 変位関係（Type B：曲げ降伏先行型）

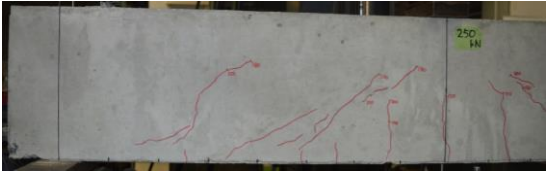
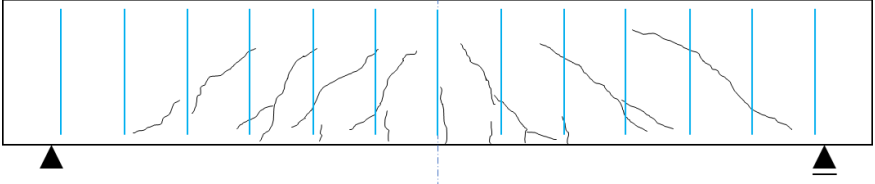

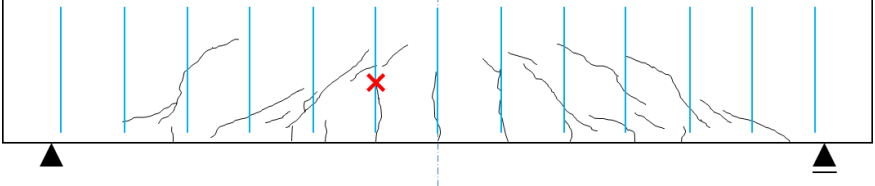
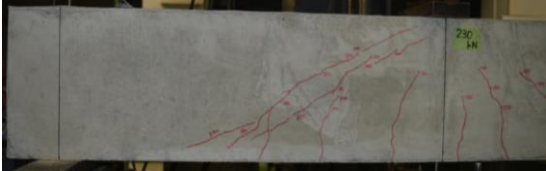
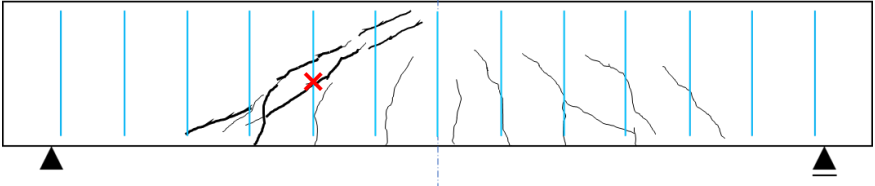
供試体名	びひび割れ図および写真
<p>B-Sound</p> <p>健全</p>	 
<p>B-R-5s</p> <p>5 番側面 片側破断</p>	 
<p>B-R-4s</p> <p>4 番側面 片側破断</p>	 

図-3.8 最大荷重時のひび割れ状況

3.3 せん断補強筋の断面欠損に関する解析的評価

3.3.1 解析手法

(1) 解析プログラム

解析は、名古屋大学で開発された 8 節点アイソパラメトリック要素を用いた三次元有限要素プログラムにより行った。この有限要素プログラムは、構成則に格子等価連続体化法¹²⁾と呼ばれる手法を用いたものであり、コンクリート要素内の力の流れと、ひび割れ面におけるせん断伝達を、複数本の格子成分により表し、各格子成分に等価な一軸の応力-ひずみ関係を用いるものである。本プログラムは、既往の研究¹³⁾により、RC 構造物の耐荷挙動や、ひび割れの進展過程を精度よく表現できることが確認されている。

(2) コンクリートのモデル化

図-3.9 に圧縮応力下および引張応力下のコンクリートの応力ひずみ関係、並びにひび割れ面のせん断伝達のモデルを示す。圧縮を受けるコンクリートの応力-ひずみ関係は、圧縮強度に達するまでは、Saenz が提案した関係式によるものとし、ピーク後の軟化域では、解の要素寸法依存性を軽減するために、Nakamura ら¹⁴⁾が提案するコンクリートの圧縮破壊エネルギー G_{fc} を用いて応力-ひずみ関係を算定した。これは、コンクリートの圧縮破壊エネルギー G_{fc} を要素の等価長さ L_{eq} で除することにより、コンクリートの終局ひずみ ε_{cu} を定義するものである。なお、圧縮応力下の応力-ひずみ関係の図に示す f_c はコンクリートの圧縮強度、 ε_p は最大圧縮応力時点から除荷した場合の残留ひずみ、 ε_0 は最大圧縮応力時のコンクリートのひずみである。また、要素の等価長さ L_{eq} は要素体積の 3 乗根として求めた。すなわち、等価長さ L_{eq} は、要素の対角線長さに相当する。

引張応力下におけるコンクリートの応力-ひずみ関係は、コンクリートの引張破壊エネルギーを考慮し、ポストピークの引張軟化挙動をバイリニアで表現し、勾配の変化点を最大引張応力の 1/4 とする「1/4 モデル」を用いた。なお、図中の f_t はコンクリートの引張強度、 ε_r はひび割れ発生時のコンクリートのひずみ、 ε_l はポストピークにおいて剛性が変化するときのひずみ、 ε_2 は終局ひずみである。

本研究は、RC 梁部材のせん断耐力評価を目的としているため、コンクリートのせん断力の伝達モデルは梁の耐力および挙動を再現する上で特に重要なものである。解析において使用した、ひび割れ面におけるコンクリートのせん断力の伝達モデルは、前掲の伊藤ら¹²⁾の研究によるものを使用した。図-3.9 のせん断伝達モデルに示すとおり、ひび割れ面の仮想の凸凹面に直交する方向に格子成分を配置し、ひび割れ面の噛み合いにより伝達されるせん断応力とひび割れ面直行方向の応力を表現するものである。

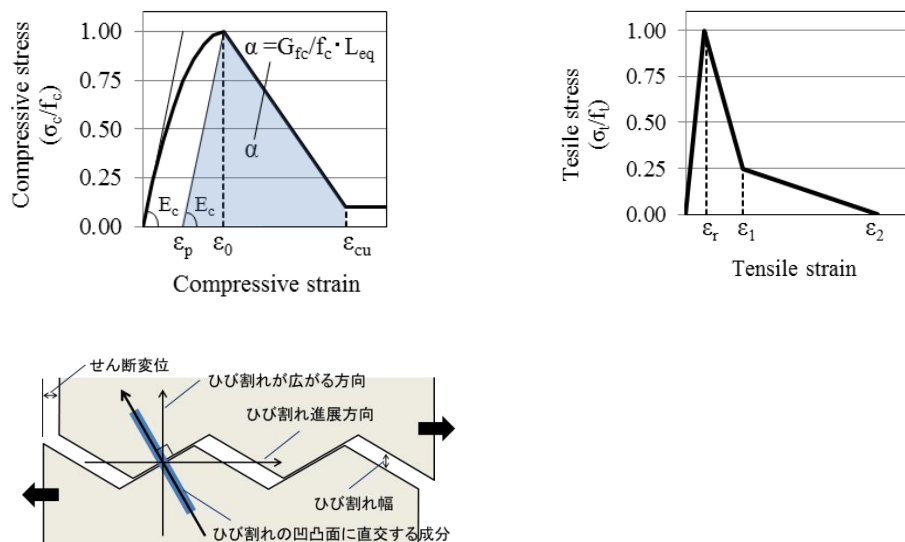


図-3.9 コンクリートの圧縮，引張，ひび割れ面のせん断伝達モデル

(3) 鉄筋のモデル化

鉄筋は，軸方向鉄筋およびせん断補強筋の全てをトラス要素を用いた離散鉄筋要素によってモデル化した。鉄筋の応力-ひずみ関係はバイリニア型であるが，降伏後の剛性を剛性をゼロとすると解析が不安定になるため，降伏後の剛性は弾性時の剛性の 1/1000 とした。鉄筋要素とコンクリート要素は，節点を共有せず図-3.10 に示すようにリンク要素を介して接続した。リンク要素は，鉄筋の節点とコンクリート要素に設けた仮想の節点を結ぶものであり，仮想の節点から周囲のコンクリート要素の節点に力が分配されている。このリンク要素により鉄筋とコンクリート間の付着応力およびすべり挙動を表現した。

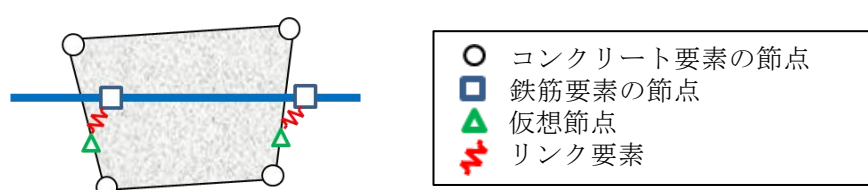


図-3.10 コンクリートと鉄筋間のリンク要素

本研究では，鉄筋の破断に伴う鉄筋の引き抜けも検討の対象としているため，付着応力とすべりの関係を適切にモデル化する必要がある。解析に用いた付着応力-すべり関係は，図-3.11 および式 (3.1) に示すとおりである。このモデルは，菅ら¹⁵⁾の研究に基づくものであり，島ら¹⁶⁾が行ったフーチングからの軸方向鉄筋の抜け出しのような，マッシュブなコンクリートに対する付着応力-すべり関係の付着強度を基本とし，かぶりの薄い一般の RC 部材の解析に適用するために，最大付着応力を低減するとともに，ポストピーク領域の挙動を追加したものである。このモデルは，既往の研究¹³⁾により，载荷によって梁部材に発

生するひび割れの本数，間隔およびひび割れ幅を精度よく再現できることが確認されており，梁部材の鉄筋とコンクリート間の付着－すべり関係を適正に評価できるモデルである。なお，本モデルにおいては，付着割裂の影響は考慮できず，かぶり厚さにより付着強度が変化する影響も考慮していない。

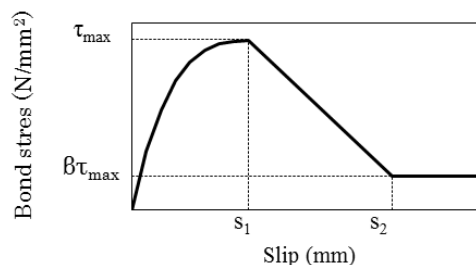


図-3.11 鉄筋の付着応力－すべり関係

$$\begin{aligned}\tau &= 0.4 \times (f'_c)^{2/3} \left\{ 1 - \exp \left(-40 \left(\frac{s}{D} \right)^{0.5} \right) \right\} \quad (0 \leq s < s_1) \\ \tau &= \tau_{max} - (\tau_{max} - \beta\tau_{max}) \frac{(s - s_1)}{(s_2 - s_1)} \quad (s_1 \leq s < s_2) \\ \tau &= \beta\tau_{max} \quad (s_2 \leq s)\end{aligned} \quad (3.1)$$

ここに， τ は付着応力(N/mm²)， s はすべり量(mm)， f'_c はコンクリートの圧縮強度(N/mm²)， D は鉄筋の公称直径(mm)である。また， s_1 は最大付着応力発生時のすべり量(mm)， s_2 はピーク後に付着応力一定のまま鉄筋が抜け出し始める点のすべり量(mm)であり，すべり量が s_2 に達するときの付着応力は，最大付着応力 τ_{max} に係数 β を乗じた値である。付着応力－すべり関係は，初期から最大付着応力に達するまで($0 \leq s < s_1$)は，指数関数で表される。最大付着応力以降($s_1 \leq s < s_2$)は直線的に付着応力が低下し，その後すべり量がある一定の値に達した以降($s_2 \leq s$)は，付着応力が一定のままコンクリートから鉄筋が抜け出す関係となっている。

解析モデルにおける鉄筋配置に関しては，一例を図-3.12に示すが，全て離散鉄筋要素によるものである。離散鉄筋要素とすることにより，局所的な鉄筋の腐食や，付着劣化を解析モデル上で表現することが可能となる。なお，実構造物や供試体では，軸方向鉄筋の端部やせん断補強筋の上端部にフックなどによる定着部が存在するが，解析においてはそのような構造細目は再現せず，鉄筋要素の端部に対してコンクリートとのすべりを許容しない完全固定の境界条件を与えることで鉄筋の定着を表現した。また，せん断補強筋を有する実験供試体においては，せん断補強筋は引張側主鉄筋および圧縮側主鉄筋を取り囲むように配置され，定着される閉合型であるが，解析モデルではU字形とし，その上部2点をコンクリートとのすべりが無い境界条件とすることにより，梁上部における定着を表現し

た。なお、鉄筋破断をモデル化する場合は、破断位置では鉄筋の定着がないことを考慮し、破断位置の端部をすべりを許容する境界条件とした。なお、軸方向鉄筋とせん断補強筋は相互に連結されておらず、節点も共有していないため、鉄筋同士が互いに拘束したり、直接力を伝達することはない。

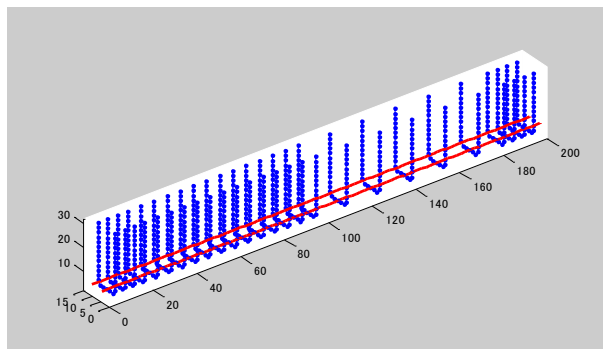
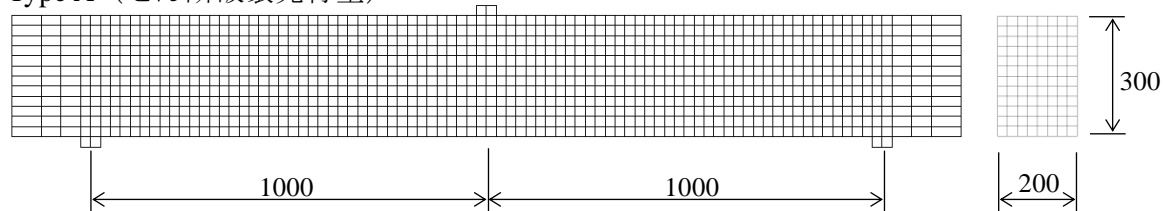


図-3.12 離散鉄筋要素によるモデル化

(4) 解析モデル

Type A および Type B の梁の解析モデルを図-3.13 に示す。要素は扁平な形状にならないように分割し、部材軸方向×軸直角方向×高さ方向の要素サイズは、Type A では $20 \times 20 \times 20\text{mm}$ の立方体、Type B では $20 \times 25 \times 25\text{mm}$ とした。なお、解析結果に影響のない支点外については、要素数を減らし計算時間を短縮するため、部材軸方向に長い要素を用いた。

Type A（せん断破壊先行型）



Type B（曲げ降伏先行型）

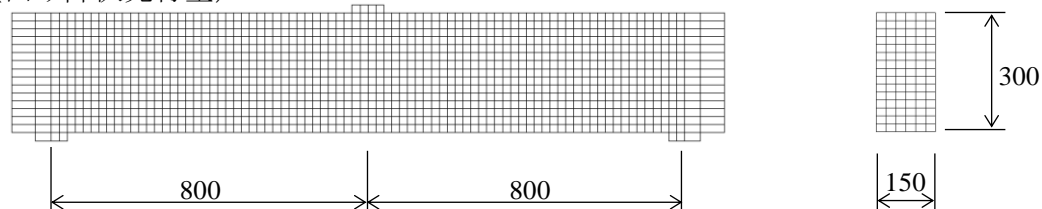


図-3.13 解析モデル

3.3.2 解析結果と考察

(1) Type A（せん断破壊先行型）の梁

健全およびせん断補強筋なしの実験結果と解析結果の比較を図-3.14に示す。解析精度の検証のため、図-3.5に示した山梨大学の実験結果¹¹⁾についても解析を行ったので、その結果も併せて示す。図では破線が実験結果、実線が解析結果であり、対となる実験と解析は同色で示している。

実験で早期にせん断破壊したせん断補強筋なしのA-0（図-3.14中の赤線）は実験と解析に乖離が見られるが、同じくせん断補強筋なしの山梨大学の実験（青線）については、解析は実験を精度よく表現できている。やはり、せん断補強筋なしの実験では、通常とは異なる破壊モードによって急激に破壊したものと考えられる。健全については、解析は本研究で行った実験および山梨大学の実験を精度よく表現できしており、载荷に伴って徐々に剛性が低下する挙動や、最大荷重の値、最大荷重発生時の変位も一致している。また、図-3.15に破壊時のひび割れ発生状況の比較を示すが、解析は供試体に発生するひび割れについても精度よく再現できている。これらのことから、本解析手法は梁の耐荷挙動を適切に表現できるものであることが確認された。

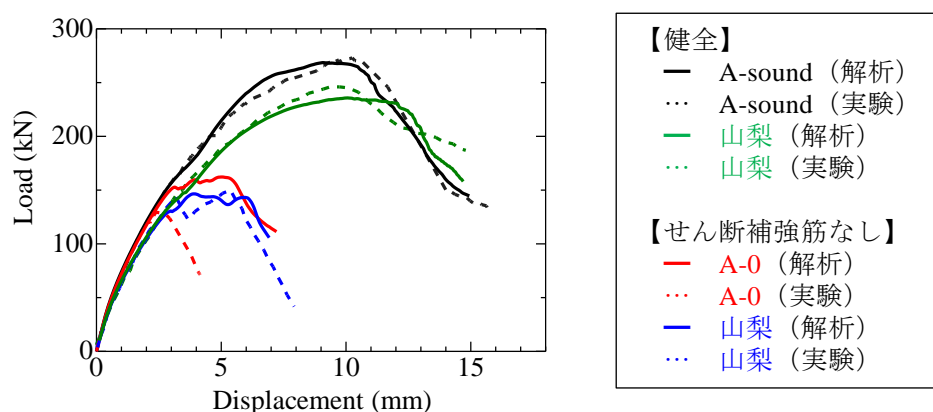


図-3.14 実験結果と解析結果の比較 Type-A（荷重－変位関係）

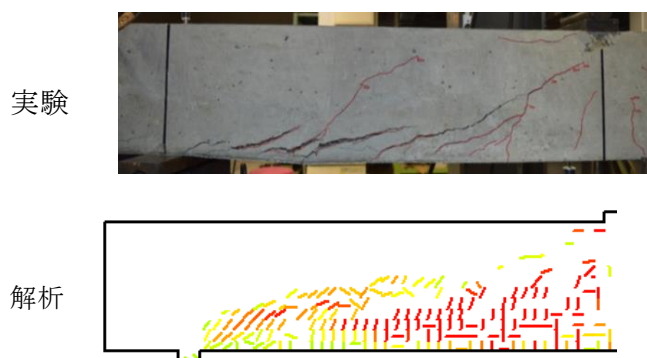


図-3.15 実験結果と解析結果の比較（ひび割れ発生状況）

続いて、せん断補強筋が断面減少した場合と、破断した場合の実験結果と解析結果の比較を図-3.16に示す。実験において、せん断補強筋が断面減少した場合、下端で断面減少した場合は耐力にほとんど影響がなく、側面で断面減少した場合は耐力の低下が生じた。解析はこれを再現できており、下端で断面減少した場合（A-D-b）は、若干の耐力低下を示しているだけである。一方、側面で断面減少した場合の解析（A-D-s）は、耐力が低下している。断面減少した場合の解析は、ピーク荷重後の挙動において実験と多少異なる部分があるが、梁の耐力や全体的な挙動をよく表現できていると言える。

3.2.3(1)で述べたとおり、せん断補強筋が破断している場合の実験では、耐力が大きく低下するという結果であった。実験結果の断面減少と破断を比較すれば、位置が下端と側面のどちらであっても、破断の方が耐力が低下し、特に側面で破断した場合には耐力が健全時の73%にまで大きく低下した。解析結果を見れば、解析においても破断の方が断面減少よりも大きく影響が現れており、実験の傾向が再現されている。せん断補強筋が下端で破断したA-R-bでは、解析は実験結果を非常に精度よく再現できているが、せん断補強筋が供試体の側面で破断したA-R-sでは、解析は実験ほど大幅な荷重低下を示さず、実験と解析に差が生じている。しかし、3.2.3(1)で述べたようにA-R-s供試体の実験では、せん断補強筋なしのA-0供試体と同様に、角度の急なせん断ひび割れが生じる破壊モードによって早期の荷重低下を示したと考えられ、これが実験と解析の差に繋がっているものと考えられる。

本解析手法は、一般的なせん断破壊の形態を示した梁の挙動を再現できており、せん断補強筋の断面減少や破断の影響も表現できていることから、せん断補強筋の欠陥が梁の耐力に与える影響を妥当に評価することができると言える。

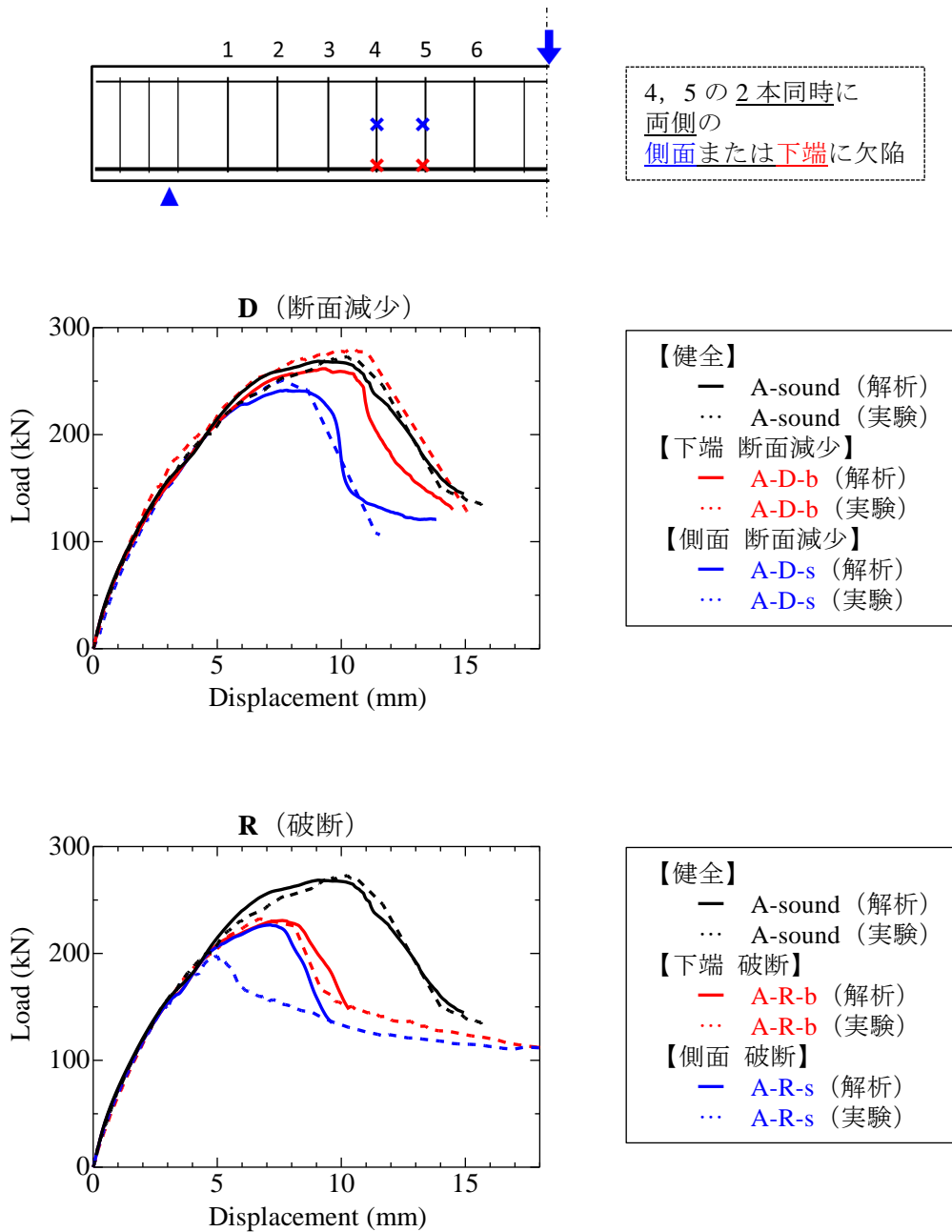


図-3.16 セン断補強筋に欠陥のある梁の実験結果と解析結果の比較（荷重－変位関係）

(2) Type B（曲げ降伏先行型）の梁

Type B の梁の実験結果と解析結果の比較を図-3.17 に示す。実線が解析結果を示し、破線が図-3.7 に示した実験結果を示している。健全（B-Sound）については、初期の剛性や最大荷重、鉄筋降伏後に徐々に荷重が低下していく様子など、解析は実験を精度よく表現できている。支点側から 4 番のせん断補強筋が片側で破断している B-R-4s についても、実験の挙動を概ね再現できていると言える。しかし、B-R-5s は、実験では降伏後も変位 15mm 程度までは健全供試体とほぼ同様の挙動を示したのに対し、解析では B-R-4s と同様の挙動

を示し、最大荷重後すぐに荷重が低下した。

図-3.18 に、最大荷重直後の各供試体が耐力が低下した時点の引張主ひずみ分布を示す。図中のひび割れ図は、比較のために図-3.8 のひび割れ図を再掲したものである。

健全の B-Sound では解析と実験の状況が類似しており、解析は曲げ破壊の状況を適正に再現できている。支点から 4 番目のせん断補強筋が破断している B-R-4s は、実験、解析ともにせん断で破壊しており、解析はひび割れの発生状況も実験と一致している。5 番目のせん断補強筋が破断している B-R-5s については、実験は曲げ圧縮破壊であったのに対し、解析では主ひずみ分布からもわかるように、B-R-4s と同様のせん断破壊が生じた。荷重－変位関係において、実験と解析で差があるのは、破壊形態が異なるためであると考えられる。

実験と解析の破壊モードの相違としては、せん断補強筋が破断した場合斜めひび割れが破断位置近傍で進展するかどうかで、破断の影響の出やすさが異なることが想定される。そこで、せん断補強筋の位置を全体的に中央寄りに移動させたモデルを作成し、せん断補強筋比が不変のまま破断箇所を載荷点側に移動させた場合の解析を行った。その結果、10mm 移動させただけでも最大荷重直後にせん断破壊する挙動はなくなり、20mm 移動させれば実験結果と同様の挙動を示すことが確認された。図-3.19 に破断箇所を 20mm 移動させた場合の荷重－変位関係および主ひずみ分布を示すが、この場合、曲げ降伏先行型になっていることが確認できる。このことから、欠陥の位置やせん断ひび割れ進展のわずかな差によって破壊モードが異なるなど、梁の耐荷性能に大きな影響を与える可能性があることが示された。実橋梁の診断において、鉄筋位置や欠陥位置を正確に把握したうえで、わずかな差を考慮して耐荷力を評価することは困難であるが、わずかな差によって破壊モードが異なる等の大きな影響があることを認識し、それを含めて安全側に評価することが適切な診断に繋がると考えられる。

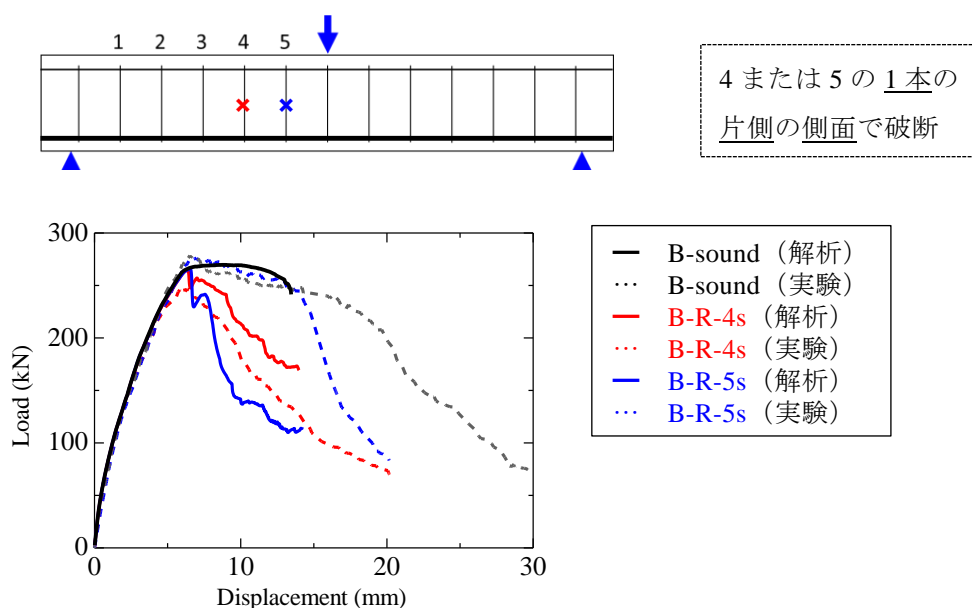


図-3.17 実験結果と解析結果の比較 Type-B（荷重－変位関係）

供試体名	びひび割れ図および写真
B-Sound 健全	
B-R-4s 4 番側面 片側破断	
B-R-5s 5 番側面 片側破断	

図-3.18 引張主ひずみ分布

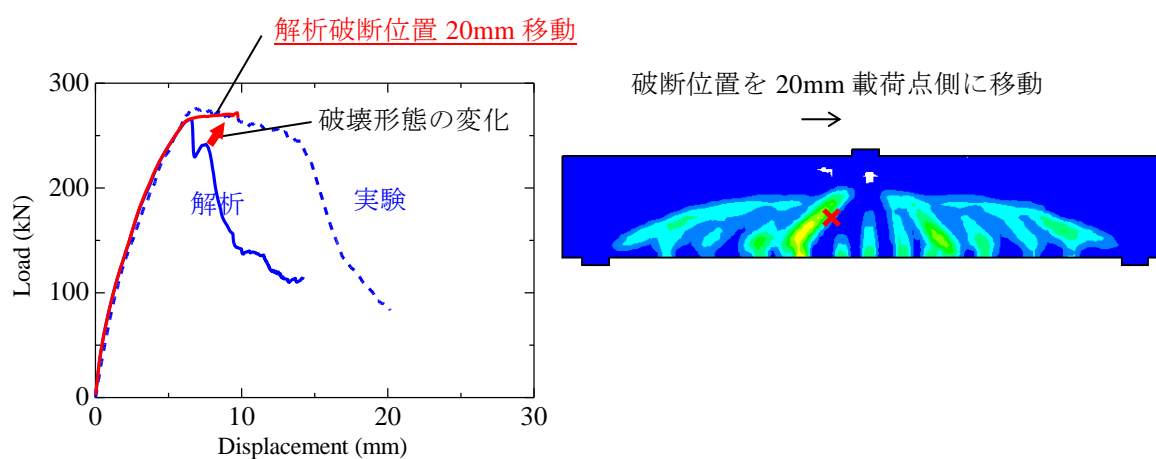


図-3.19 欠陥箇所を移動させた場合の検証

3.4 セン断補強筋の断面減少や破断の影響評価

3.4.1 2本のセン断補強筋が部材軸方向の任意の位置で破断した場合

Type A の実験では、セン断補強筋の破断位置と荷重位置の関係は固定されていたが、実構造物では荷重の作用位置が変化するため、任意の位置関係での検討が必要となる。そこで、2本の隣接するセン断補強筋の破断位置を支点付近から載荷点近傍に順に変化させた解析を行った。下端で破断させた場合および側面で破断させた場合の荷重－変位関係を図-3.20 に示す。なお、図中の青○印は、実験を行った4・5番目のセン断補強筋が破断したケースの実験結果であり、解析結果の青線と対応している。

解析の結果、破断位置によりセン断耐力が大きく異なる結果となった。図-3.21 に側面で破断したケースの変位7mm時(最大荷重時)の引張主ひずみの分布を示す。載荷点側の3・4, 4・5または5・6で破断させた場合に荷重低下が大きいのは、セン断により載荷点から支点方向に向けて発生するセン断ひび割れが通過する位置に破断箇所があるため、セン断補強筋が有効に機能せず、セン断ひび割れの拡大を抑止できなかったためであると考えられる。一方、セン断ひび割れ位置から離れた位置に破断箇所がある1・2および2・3の場合はその影響が小さいといえる。しかしながら、1・2および2・3でも破断位置付近に引張ひずみが集中していることから、破断によりセン断剛性が下がり、その箇所に変形が生じていることが確認できる。

実験は梁中央1点への集中載荷で、載荷位置が移動することはないため、載荷位置と破断箇所の位置関係が固定されているが、実構造物では車両荷重のように移動載荷となるため、載荷位置と破断箇所との位置関係は変化する。このことを考慮すれば、1・2および2・3のように梁端部付近におけるセン断補強筋の破断であっても、実構造物においては耐荷性能に大きな影響を与える可能性がある。

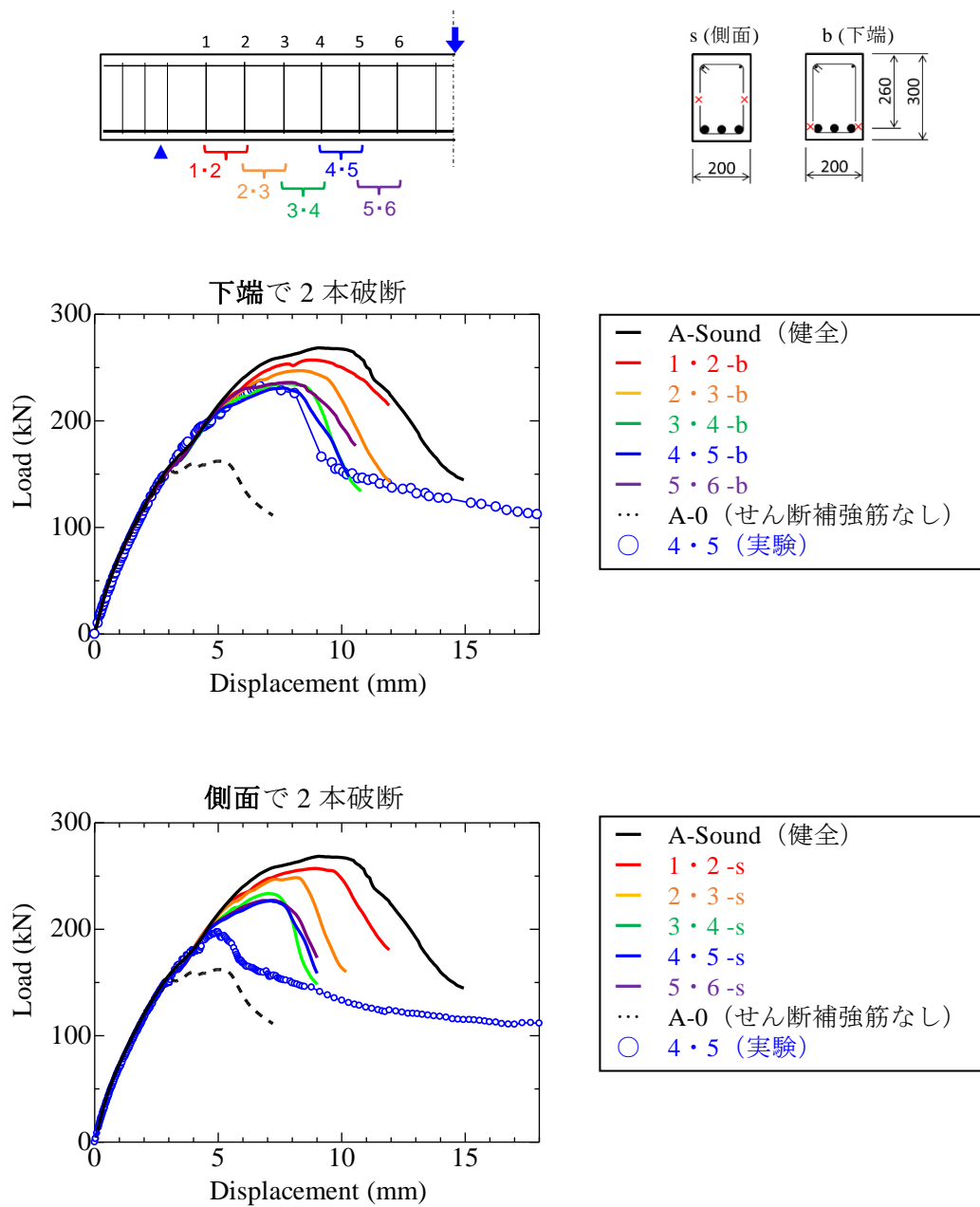


図-3.20 破断位置の影響（2 本破断）

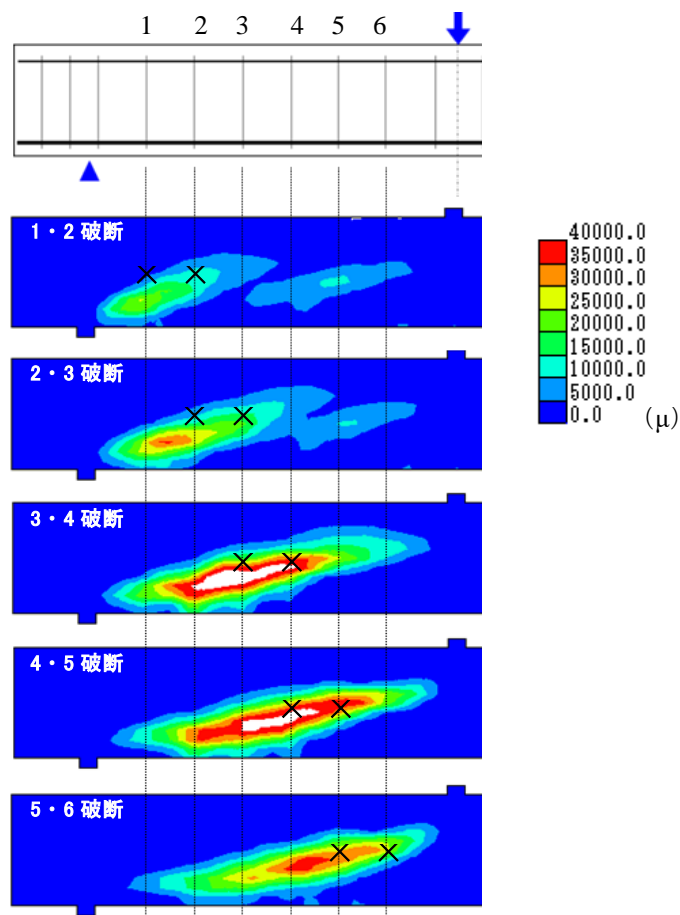


図-3.21 引張主ひずみ分布（2本破断）

3.4.2 全てのせん断補強筋が破断した場合

せん断補強筋の破断位置によって耐力が異なる結果が得られたことから、最も破断の影響が大きく出るケースとして、せん断スパン内に位置する1～6番の6本全てのせん断補強筋が下端または側面で破断したケースについて解析を行った。

解析により得られた荷重－変位関係を図-3.22に示す。全てのせん断補強筋が破断した場合は、下端、側面の破断位置にかかわらず、いずれも大きく耐力が低下し、せん断補強筋なしのケースに近づく結果となった。

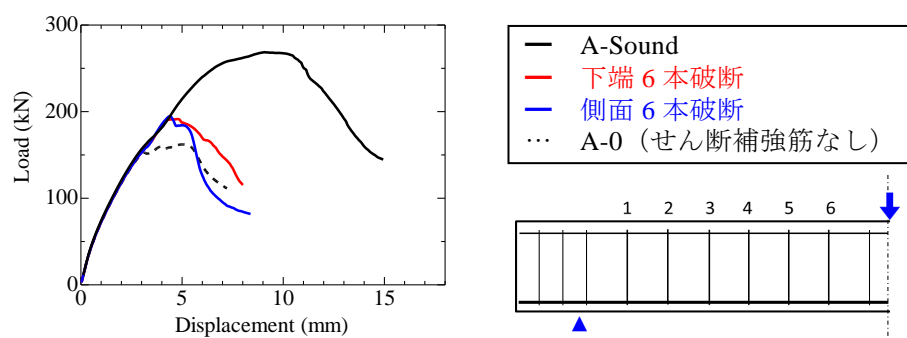


図-3.22 荷重－変位関係（6本破断）

下端破断と側面破断の結果を比較した場合、側面破断の方が若干耐力は小さくなるが、その差はわずかである。ただし、最大荷重後の挙動には違いが見られる。側面で破断した場合は、下端で破断した場合に比べて、ピーク後に急激に荷重が低下している。この理由は、鉄筋が負担できるせん断力の差によるものと考えられる。図-3.23は、変位 5mm 時（下端または側面破断の最大荷重時）のせん断補強筋の応力分布を示したものである。縦軸は梁の高さ方向の位置、横軸はその高さにおけるせん断補強筋の応力を示している。破断箇所では当然のことながら応力がゼロあり、破断箇所付近でもほぼ応力を負担できていないが、破断箇所から離れるに従って徐々に応力を負担できるようになっていること見て取れる。下端破断のケースでは、付着により定着効果が発揮され、破断箇所から離れた梁の高さ方向の中央付近では、鉄筋が応力を負担していることが確認できる。しかしながら、側面で破断しているケースでは、破断の影響により応力を負担できない領域が、破断箇所の上側にも下側にも及ぶため、破断による影響が大きく現れる。解析結果では側面で破断した場合、破断箇所より上側のせん断補強筋はほとんど応力を負担せず、下側も下端破断に比べて応力が小さくなることを確認できる。これは、側面破断の場合は破断位置から下側隅角部までのせん断補強筋の長さが短いことから、定着に必要な長さが確保できず、十分に定着効果が得られなかったことが大きく影響していると考えられる。

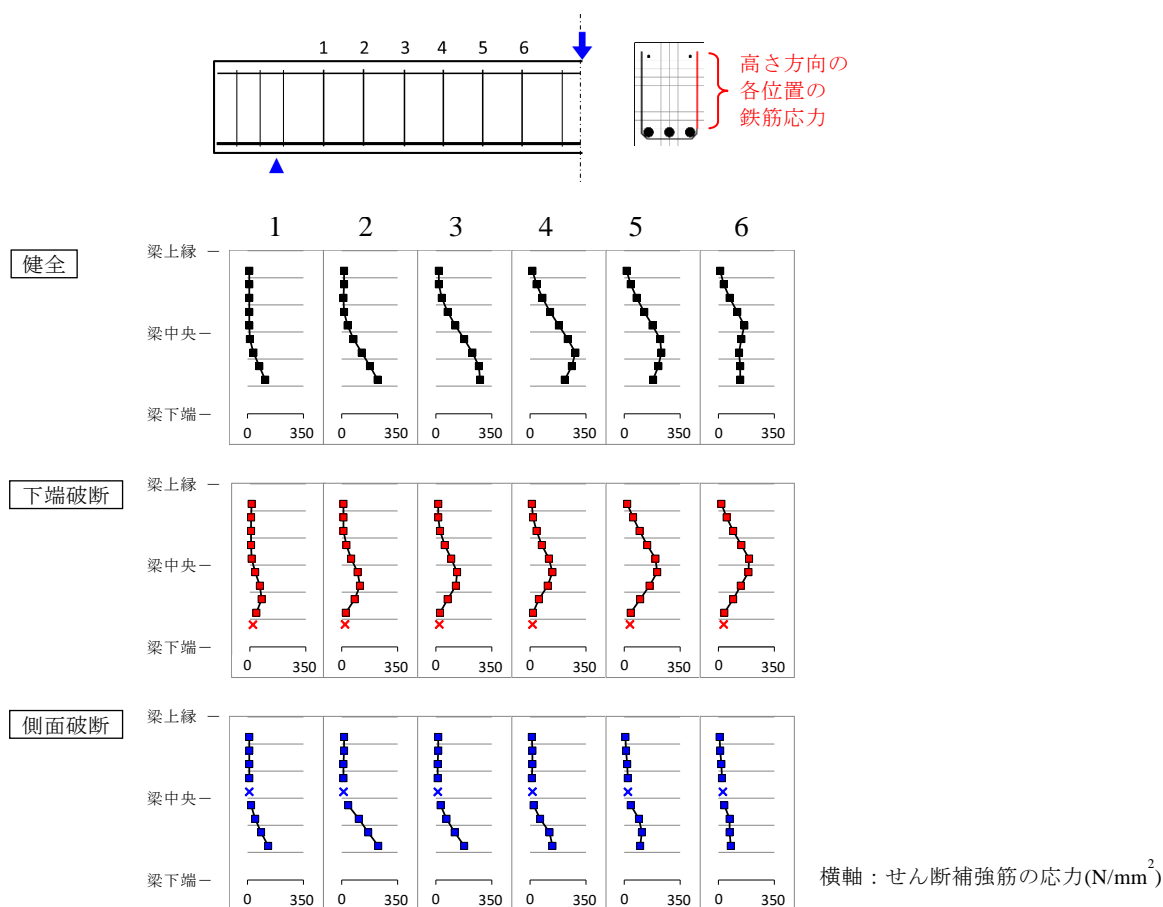


図-3.23 せん断補強筋の応力分布

図-3.24 はせん断補強筋のすべり量分布であり、縦軸が梁の高さ方向の位置、横軸はその高さにおける鉄筋とコンクリートのすべり量を示している。せん断補強筋のすべり量は、コンクリート要素に対して鉄筋要素が鉛直方向上向きにすべる場合を正、鉛直方向下向きにすべる場合を負と定義してプロットした。なお、図-3.24 は最大荷重時のすべり量であるが、すべり量とは載荷初期から最大荷重時までの累積すべり量を示している。この図から、破断箇所を基点にせん断補強筋が抜け出していることが確認できる。特に側面破断の場合は、せん断ひび割れ位置でせん断補強筋の抜け出しが生じているため、せん断ひび割れが拡大し、急激な荷重低下に繋がったと考えられる。

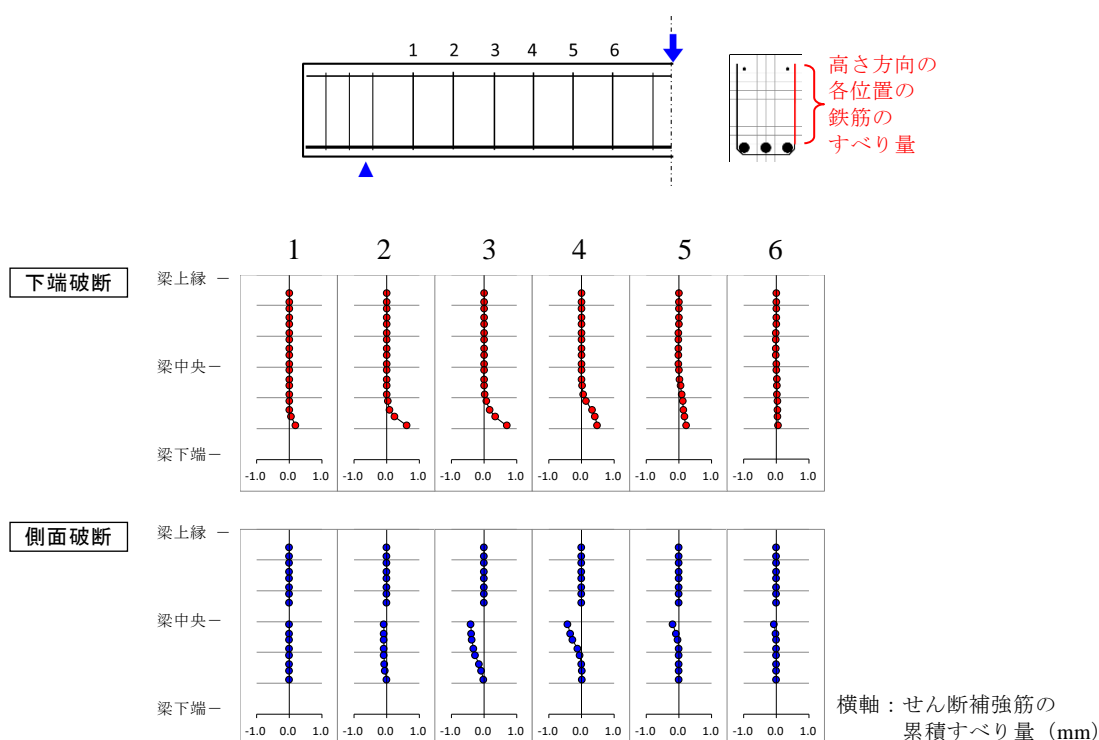


図-3.24 せん断補強筋の累積すべり量（最大荷重時）

3.4.3 1本のせん断補強筋が部材軸方向の任意の位置で破断した場合

本節では、せん断補強筋のいずれか1本が下端または側面で破断したケースについて解析を行った。対象としたのは、2本破断の解析結果から、影響が大きいと判断された3～6番目の4本のせん断補強筋である。

土木学会コンクリート標準示方書の構造細目によれば、せん断補強筋間隔は、 $3/4d$ 以下と規定されており、計算上せん断補強筋が必要な場合は $1/2d$ 以下と規定されている。本供試体においてせん断補強筋1本が破断し無効と扱った場合は、せん断補強筋間隔が d と等しくなるので構造細目を満たさないが、解析から得られた荷重－変位関係では大きな耐力減少や脆性的な破壊が生じていない（図-3.25）。

図-3.26 に、変位 7mm（最大荷重）時点における、載荷点側から5番目のせん断補強筋

が側面で破断しているケースと健全ケースのせん断補強筋の応力分布を示す。破断したせん断補強筋がほぼ応力を負担できていないが、それを補うように破断したせん断補強筋の両隣のせん断補強筋が応力を分担している。この結果としてせん断力に抵抗することができ、急激な荷重低下が生じなかったものと考えられる。

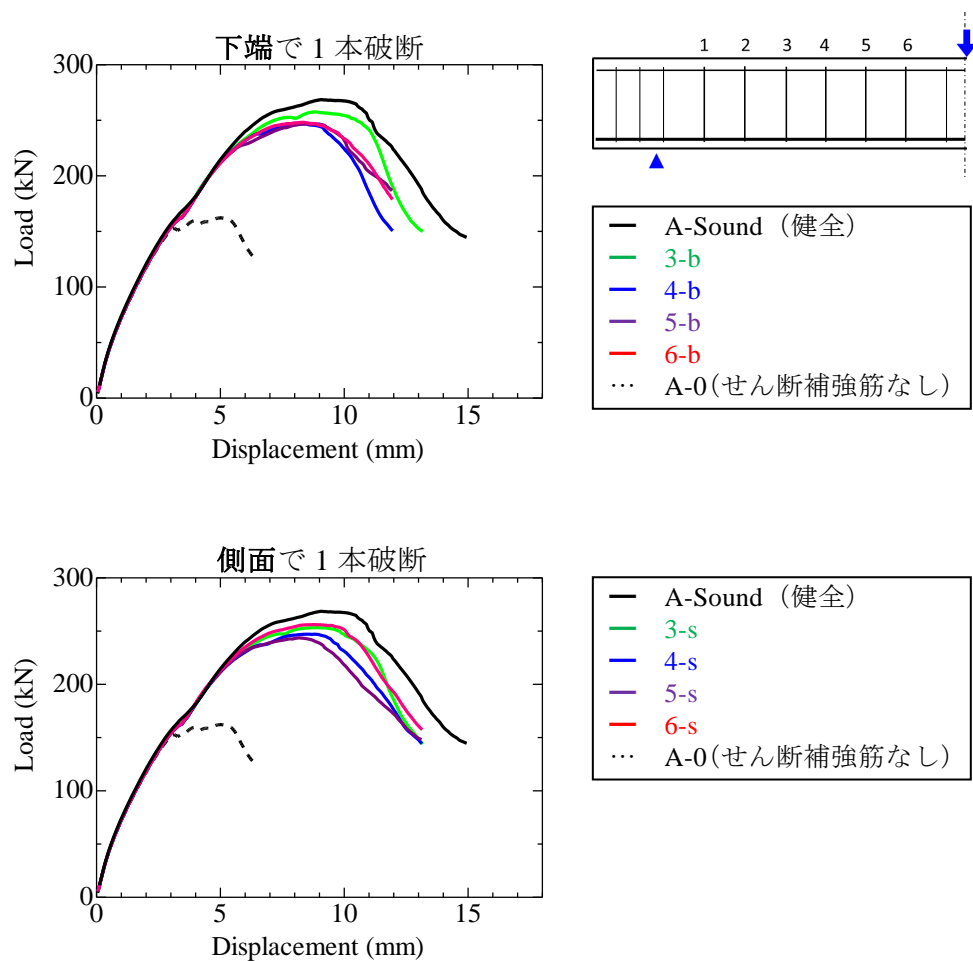


図-3.25 荷重－変位関係（1本破断）

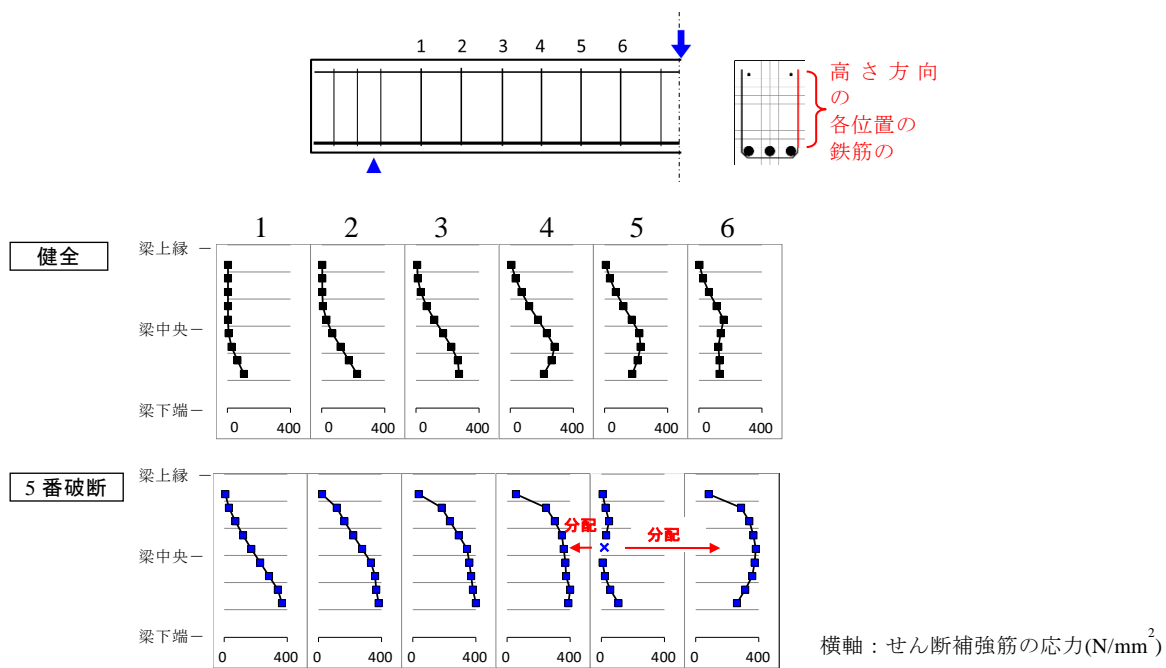


図-3.26 せん断補強筋の応力分布

3.4.4 劣化したせん断補強筋のモデル化に関する考察

前節までの検討は、鉄筋を梁要素で分散鉄筋要素としてモデル化し、鉄筋要素とコンクリート要素の間にはリンク要素を用いて付着応力すべり関係を導入したモデルであった。

コンクリート標準示方書 維持管理編¹⁷⁾には、既設構造物の性能評価方法として非線形有限要素解析による評価が規定されているが、材料のモデル化や部材のモデル化を構造物の状態に応じて適切に行う必要があるとしている。また、コンクリート標準示方書 設計編¹⁰⁾の非線形有限要素解析による性能照査に関する規定では、標準的な非線形有限解析手法を示している。そこでは鉄筋モデル化は、鉄筋とコンクリートを完全付着と仮定している分散鉄筋モデルとし、付着の影響はテンションスティフニング曲線で考慮してよいとしている。しかしながら、完全付着の仮定に基づく分散鉄筋モデルでは、テンションスティフニングモデルを用いることでマクロなひび割れ剛性の低下挙動などは評価可能であるが、局所的な鉄筋の抜け出しを表現することができないという問題がある。

そこで本節では、前節までに鉄筋が破断した RC 構造物の耐荷挙動を精度よく再現できた分散鉄筋モデルに対し、現在有限要素法を用いる場合にほぼ全ての構造物で標準的に利用されている分散鉄筋モデルが劣化した既設構造物の性能評価に適用可能かどうかを検証した。

3.4.2 節で述べた全てのせん断補強筋が下端または側面で破断した場合を対象とし、分散鉄筋モデルで解析を行った。分散鉄筋の解析モデルと、使用したテンションスティフニングのモデルを図-3.27に示す。このテンションスティフニングモデルは、岡村・前川の提案式¹⁸⁾を用いたものである。せん断補強筋を全てのコンクリート要素(図-3.27の緑色の要素)に対し、せん断補強筋比を合わせるようにして分散させた。鉄筋の破断の影響は、破断位

置の要素のせん断補強筋比を全てゼロにし，その位置にはせん断補強筋がないというモデル化をした。なお，せん断補強筋がないと仮定した範囲は要素 1 列分であり，その高さは断面高さ 300mm のうちの 20mm である。

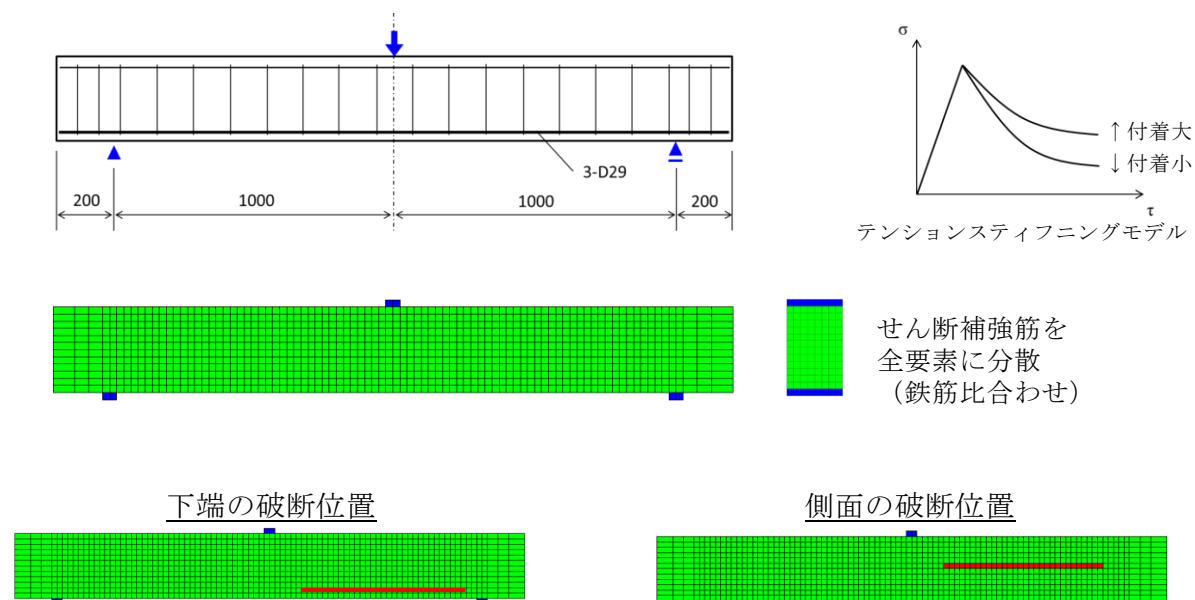


図-3.27 分散鉄筋の解析モデル (Type A：せん断破壊先行型)

解析により得られた荷重－変位関係を図-3.28 に示す。図には，健全供試体の実験結果および，分散鉄筋モデルの解析結果も併せて示す。分散鉄筋モデルの解析結果は，図-3.5 と同一のものである。分散モデル（赤線）は，最大荷重が若干大きいことと，最大荷重発生時の変位を小さく見積もっているものの，初期からピークにかけての挙動も概ね一致しており，健全供試体の挙動を精度よく表現できている。

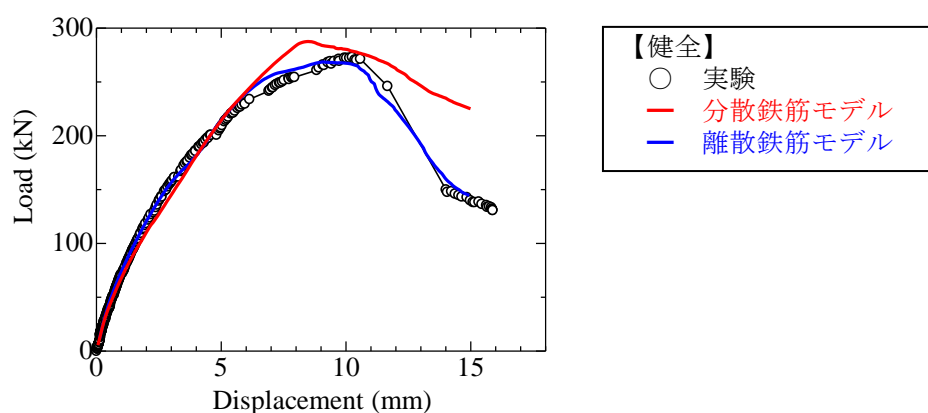


図-3.28 分散鉄筋モデルの解析結果

次に、6本のせん断補強筋を下端または側面で破断させた場合の解析モデルおよび解析結果を図-3.29に示す。モデル図において赤色に着色された要素はせん断補強成分を全く含まない純粋なコンクリート要素である。解析の結果、分散鉄筋モデルでは破断の影響が小さいことが確認された。特に下端で破断させた場合は、健全とほぼ同一のせん断耐力を示している。側面で破断した場合は、耐力の低下を示したが、2本が破断した場合の実験結果よりも耐力が大きく、破断の影響を適切に表現できない結果となった。6本が破断した場合は、せん断補強筋がほとんど機能せず、せん断補強筋がない梁の挙動に近づくという、離散鉄筋モデルの結果とも大きく異なるものであった。分散鉄筋モデルが、鉄筋破断の影響を適切に評価できないのは、鉄筋とコンクリートのすべりや、鉄筋の抜け出しを表現できず、鉄筋の応力状態を再現できないためであると考えられる。一様に鉄筋断面積が減少している場合では、分散鉄筋モデルでも劣化した既設構造物の性能を評価できる可能性はあるが、実構造物で見られるように部分的に劣化した場合には適用できないことが示された。

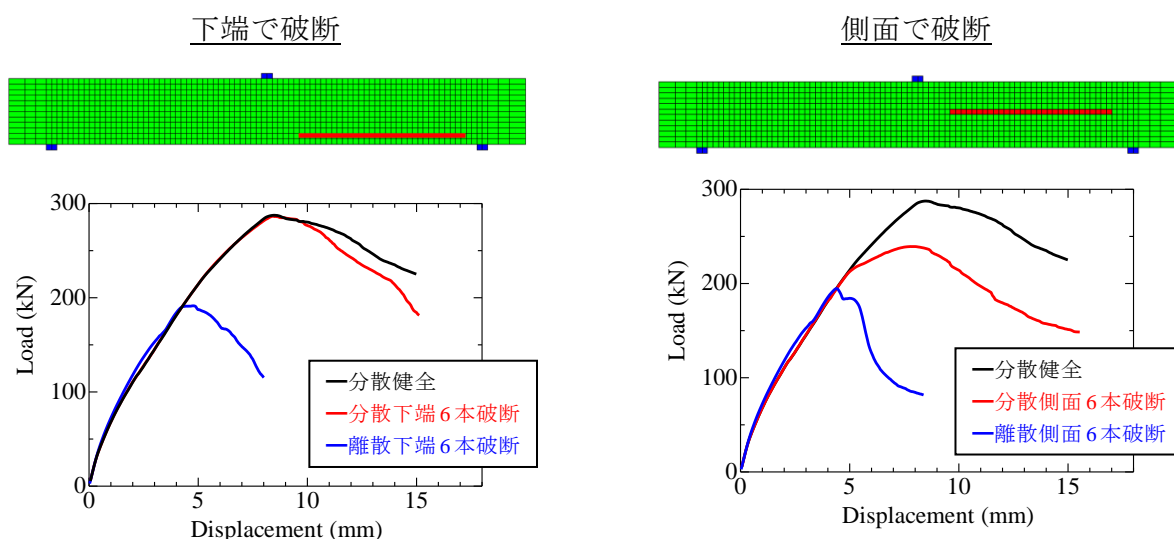


図-3.29 せん断補強筋が全て破断した場合の解析結果（分散鉄筋モデル）

3.4.5 せん断補強筋が破断した場合のせん断補強筋の負担せん断力算定法

土木学会コンクリート標準示方書¹⁰⁾に基づき、Type Aの梁の設計せん断耐力 V_y を、実際のコンクリート強度を使用して、せん断補強筋が負担するせん断力 V_s とせん断補強筋以外が負担するせん断力 V_c の和として求めた。計算の結果、健全供試体の V_s は78 kN、 V_c は159 kNであり、 V_y は237 kNとなる。このうち、せん断補強筋が負担するせん断力 V_s を低減させることにより、せん断補強筋の破断による影響を評価することを試行した。

澤部ら⁹⁾は、修正トラス理論に基づき、梁のせん断補強筋が下端の隅角部（定着部）で破断した場合のせん断補強筋の平均負担能力低下率 η を式(3.2)により算出することを提案している。

$$\eta = \frac{(d/1.15)}{2l_y} \quad (d/1.15 \leq l_y)$$

$$\eta = 1 - \frac{l_y}{2(d/1.15)} \quad (d/1.15 \geq l_y) \quad (3.2)$$

ここに、 l_y は破断端部からせん断補強筋に完全に応力が伝達されるまでの定着長さで、

$$l_y = \varphi \frac{f_{wy}}{4f_{bok}} (\text{mm}), f_{wy} \text{はせん断補強筋の降伏応力 (N/mm}^2\text{)}, \varphi \text{はせん断補強筋直径 (mm)},$$

f_{bok} は鉄筋とコンクリートの付着強度 (N/mm²) である。

式 (3.2) は全てのせん断補強筋が下端の隅角部で破断した場合のせん断補強筋の平均負担能力低下率を表しているので、3.4.2 節で検討した 6 本全てのせん断補強筋が下端で破断したケースと同条件となる。解析より得られた健全時のせん断耐力は 268 kN、全てのせん断補強筋が下端で破断した場合のせん断耐力は 191 kN である。また、修正トラス理論で求められる設計せん断耐力は 237 kN、これに対し全てのせん断補強筋が下端で破断したときの耐力を式 (3.2) で算定した場合の耐力は 204 kN となる。せん断補強筋破断時のせん断耐力の評価式／解析値の比は 204／191=1.07 であるから、澤部らの研究において評価式／実験値の比率が 0.8～1.1 程度であることを考えれば、今回対象とした部材に対しても式 (3.2) の適用性が確認できる。

せん断補強筋が破断した場合、そのせん断補強筋は本来のせん断補強効果を発揮できないことから、破断したせん断補強筋の補強効果を無視したせん断補強筋の間隔、すなわち有効に機能するせん断補強筋の間隔がせん断耐力に大きな影響を与えると考えられる。本論文では以降、破断がなく有効に機能するせん断補強筋を「健全なせん断補強筋」というが、健全とは腐食等の材料的な劣化がないことを意味しているわけではなく、力学的に完全なせん断補強効果を発揮できる状態を表している。本章の実験および解析では、隣接する 2 本のせん断補強筋が破断したことにより、健全なせん断補強筋の間隔が 1.5d となりせん断ひび割れが健全なせん断補強筋を交差しない可能性が生じる場合と、1 本のせん断補強筋が破断し、健全なせん断補強筋の間隔が d となりせん断ひび割れが健全なせん断補強筋と交差する可能性が高い場合の 2 通りに対し、梁の部材軸方向（水平方向）におけるせん断補強筋の破断位置の影響を検討した。その結果、健全なせん断補強筋の間隔が d の場合は、大きな影響が出なかったが、健全なせん断補強筋の間隔が 1.5d の場合は、破断位置によってせん断耐力が大きく影響を受け、場合によっては全てが破断した場合の耐力に近づく結果が得られた。

Regan ら¹⁹⁾はせん断補強筋の隅角部に破断が生じた場合のせん断耐力評価式を提案し、一部のせん断補強筋のみが破断した場合は、破断したせん断補強筋の割合、つまりせん断補強筋の破断率を乗じてせん断補強筋が受け持つせん断力を低減する方法を提案している。しかし、本研究の結果、せん断補強筋が負担するせん断力は、荷重と破断位置の影響を明確に受けることが示されたため、破断割合のみでせん断耐力を評価するのは困難であると

考えられる。図-3.20に示される健全または2本のせん断補強筋が下端で破断したケースと、せん断補強筋なしのケースのせん断耐力の差が V_s であると仮定すれば、健全時の V_s の 106 kN に対し、1・2 番が破断した時の V_s は 95 kN、4・5 番が破断した時の V_s は 65 kN となり、それぞれ健全時に比べて V_s が 0.90 または 0.61 まで低下していることになる。しかし、2 本のせん断補強筋が破断したケースに Regan らの式を適用すれば、 V_s は破断位置に関係なく破断割合のみで決定されるため健全時の 0.80 となる。このことから、破断位置の影響を考慮しない Regan らの方法は、せん断補強筋が破断した梁の耐力を過大に評価する場合があることが示唆された。

一方、健全なせん断補強筋の間隔が d の場合は、破断位置の影響による耐力の変化はそれほど小さくなく、最も荷重が低下した側面で 5 番のせん断補強筋が破断したケース（図-3.25 中の 5-s）でもせん断耐力は 244 kN と、コンクリート標準示方書に基づき算出した設計せん断耐力の 237 kN を上回っている。耐力の低下が少ない理由としては、破断が生じたとしても付近の健全なせん断補強筋にせん断ひび割れが交差すれば、健全なせん断補強筋が破断した鉄筋を補うように応力を負担し、破断の影響を緩和することが解析的に明らかになった。

これらの結果から、既設構造物の性能を評価するためのせん断耐力算定法としては、現状のコンクリート標準示方書の構造細目との整合性も考慮して、健全なせん断補強筋の間隔が $3/4d$ 以下の場合は、破断が耐力に与える影響は小さいとしてよい、とすることが可能と考えられる。一方、健全なせん断補強筋の間隔がある程度大きい場合は、破断位置によりせん断補強筋が負担するせん断力が大きく異なることや、破壊の形態が急激に変化する可能性もあることから、既設構造物の評価に用いる場合は、全てのせん断補強筋が有効に機能するわけではないと仮定した方法が安全側の評価に繋がる考えられる。

また、高さ方向の破断位置の影響については、6 本全てのせん断補強筋が破断した場合の解析結果では、下端で破断した場合と側面で破断した場合では耐力は明確な相違を示さなかったが、側面で破断した場合はピーク荷重以降に急激に荷重低下することや、せん断補強筋の応力分布が下端で破断した場合と大きく異なること、さらに、埋め込まれたせん断補強筋の有効長さが短くなり鉄筋のすべりが大きくなるなどの影響が示され、既設構造物の評価としては高さ方向の破断位置の影響も考慮するの必要があると考えられる。せん断補強筋が下端の隅角部で破断したことを想定した澤部ら⁹⁾の評価方法は、せん断補強筋が応力を受け持つ範囲（せん断補強筋長さ）を $d/1.15$ と仮定して式 (3.2) を与えていた。しかし、高さ方向の破断位置は一定ではないことと、破断位置が変わることでせん断補強筋が応力を受け持つ範囲が変化することを考慮すれば、式 (3.2) の $d/1.15$ を破断位置から上下どちらかの隅角部（定着部）までの距離の長い方とする方法がよりの確と考えられ、これにより高さ方向の破断位置の影響を考慮することが可能となる。この場合、高さ方向の中央で破断が生じた場合が、下端で破断した場合の $1/2$ の有効長となり、最短の有効長となる。また、澤部らの検討では、梁の圧縮応力側の上端部でせん断補強筋が破断した場合は、圧縮応力を受けるコンクリートにより破断端部に定着効果が生じ、せん断耐力に破断の影響が現れないとされているが、実構造物においては、特に連続梁の場合は活荷重の

影響により圧縮領域を特定するのが困難であることから、圧縮領域かどうかにかかわらず、せん断補強筋の長さを破断位置から上下どちらかの隅角部（定着部）までの距離の長い方とした。

以上の考察に基づき、せん断補強筋が破断した場合のせん断補強筋が負担するせん断力を以下の方法で算定することを提案する。なお、上記の考察からもわかるように、本算定方法は、破断位置の影響による耐力低下を考慮し、せん断耐力を安全側に評価するものである。

1) 健全なせん断補強筋の間隔が $3/4d$ 以下の場合

破断の影響は小さく、耐力の低下はないとしてもよい（設計の安全率に含まれる）

2) 健全なせん断補強筋の間隔が $3/4d$ より大きい場合

- ・ 破断位置から下端あるいは上端の隅角部（定着部）までの距離（ l_d ）の大きい方が l_y より小さい場合

$$\eta = l_d / (2l_y)$$

- ・ 破断位置から下端あるいは上端の隅角部（定着部）までの距離（ l_d ）の大きい方が l_y より大きい場合

$$\eta = 1 - l_y / (2l_d)$$

提案式を概念を図-3.30に示す。せん断補強筋の有効長 l_d （破断位置から上端または下端までの距離の長い方）と定着長 l_y （式（3.2）の注釈参照）を比較し、鉄筋の応力分布から低減係数 η を算出するものである。これにより任意の位置での破断の影響を考慮することが可能である。

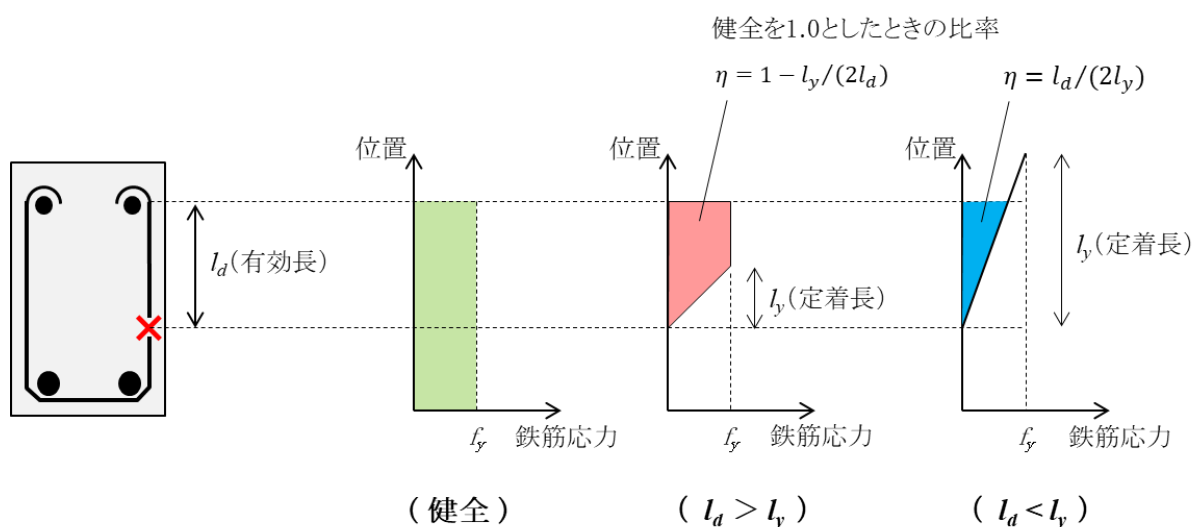


図-3.30 せん断補強筋の応力分布とせん断力負担

上記の、せん断補強筋が破断した場合のせん断耐力の算定方法の適用性を確認するため、高橋²⁰⁾が行った梁のせん断試験に提案式を当てはめ検証を行った。

高橋は、図-3.31 に示す梁供試体のせん断補強筋のみを腐食させ、載荷実験を行うことにより、せん断補強筋が腐食した梁に修正トラス理論が適用可能かどうかを検討した。また、高橋は、修正トラス理論の V_s (せん断補強筋が負担するせん断力) を、腐食によるせん断補強筋の断面積減少を考慮した残存せん断補強筋比から算出し、せん断補強筋が腐食した梁の耐力評価を行った。

高橋の供試体は、せん断補強筋比と腐食率をパラメーターとした 6 体であるが、このうち、目標腐食率が 30% と大きく、腐食試験または載荷実験でせん断補強筋が破断した S2430 供試体および S4030 供試体に対して算定方法を適用した。

高橋の腐食試験は、目標腐食率が 30% であり、実測した平均腐食率も S2430 供試体で 38.1%、S4030 供試体で 27.7% と概ね目標腐食率と一致しているが、局所的には著しく腐食し、S2430 供試体で 1 か所、S4030 供試体で 3 か所が腐食によって破断したと判定されている。また、載荷によって破断したせん断補強筋も合わせれば、S2430 供試体 および S4030 供試体のどちらでも連続する 4 本のせん断補強筋に破断が生じている。腐食のみでは破断には至らず、載荷によって破断したと判定されたせん断補強筋も、腐食の段階で高い腐食率を示していたと考えられ、ほぼせん断力を負担できなかったと考えられることから、算定方法の適用にあたっては、これらのせん断補強筋を全て破断しているものとみなした。この結果、S2430 供試体ではせん断補強筋間隔が 125mm であることから、健全なせん断補強筋間隔は 625mm (2.5d) となり、S4030 供試体では 400mm (1.6d) となった。

表-3.4 に実験結果、高橋による V_s の算定値および本研究で提案した算定方法による値を示す。なお、高橋も本研究と同様に、コンクリート標準示方書に記載されている修正トラス理論に基づき、 V_c および V_s を求めている。 V_s の算出にあたっては、最大せん断力に至るまでにひび割れを跨ぐせん断補強筋が全て破断または降伏するとして、実際に斜めひび割れを跨ぐ鉄筋に対してトラスモデルから導出される次式を適用し、破断した鉄筋の応力を引張強さ f_w 、それ以外を降伏強度 f_y として V_s を計算している。また、各鉄筋の断面積は最大重量減少率から求めている。なお、適用に当たっては、腐食鉄筋の最大重量減少量が必要など、鉄筋の腐食状態が全て分かっていることを前提としている。

$$V_s = T_w = A_{w1}\sigma_{w1} + \cdots + A_{wi}\sigma_{wi} + \cdots + A_{wn}\sigma_{wn} \quad (3.3)$$

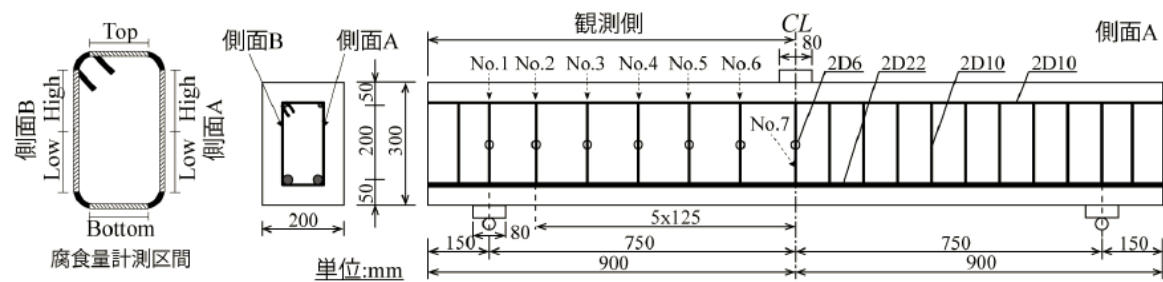
ここに、 T_w ：斜めひび割れを跨ぐ鉄筋の引張力、 A_{wi} ：斜めひび割れを跨ぐ各鉄筋の断面積、 σ_{wi} ：破壊時における各鉄筋の引張力である。

高橋の実験においては、梁の高さ方向のせん断補強筋の破断位置が示されていないため、表-3.4 には、最も破断の影響が大きくなる高さ方向の中央で破断した場合と、影響が小さくなる隅角部で破断した場合の両方の結果を示した。実験供試体は、せん断補強筋全体を腐食させ、かつ腐食率が高いことから、容易にせん断補強筋の引き抜けが生じる状態と想

定される。このことを考慮すれば、最も厳しい条件となる中央で破断していると仮定して耐力を評価することが好ましいと考える。

4030 供試体における高橋の V_s の計算値は、実験から得られた V_s の値を 1.45 倍上回っておりせん断補強筋が腐食した梁の耐力を過大に評価するものである。このことを踏まえ高橋の研究の範囲では、腐食率 10% 程度が修正トラス理論の適用限界としている。

せん断補強筋が梁の高さ方向の中央で破断していると仮定して、提案式により V_s を計算すれば、S2430 供試体では実験から求めた V_s の 0.37 倍、S4030 供試体では 0.90 倍となった。S2430 供試体の耐力を過小に評価する結果ではあるが、提案式はせん断耐力を安全側に評価するものであることから、その目的は達成できているということができ、実際に腐食鉄筋の破断が確認されている梁への適用性が確認された。高橋の算定方法は、各せん断補強筋の断面積と応力状態を考慮するものであるが、1 つのせん断補強筋内では一様な応力状態であると仮定しているため、せん断補強筋が負担するせん断力を過大に評価することになり、実験結果と乖離が生じたものと考えられる。一方、提案式は破断の位置の影響を考慮し、せん断補強筋が負担するせん断力を低減しているため、高橋の実験に対しても適用可能であったと考えられる。このことから、破断の位置についても適切に評価する必要があることが確認された。



No.	a/d	せん断補強筋				コンクリート
		p_{sw}	s (mm)	鉄筋重量減少率(%)		f_c' [N/mm ²]
				目標	実験平均	
S2400	3.0	0.24	125	-	-	49.1
S2410				10	7.9	46.9
S2430				30	38.1	49.3
S4000		0.40	80	-	-	48.3
S4010				10	2.0	53.8
S4030				30	27.7	50.8

p_{sw} : せん断補強筋比, s : 補強筋間隔, f'_c : 圧縮強度

鉄筋重量減少率の平均値は全鉄筋の平均値

図-3.31 高橋の実験供試体の概要 (参考文献 20 より引用)

表-3.4 実験結果およびせん断耐力の算定結果

供試体	区 分		V (kN)	V _c (kN)	V _s (kN)	備 考
S2400（健全）	実験		137.2	81.6	55.6	
	計算		105.9 (0.77)	72.9 (0.89)	33.0 (0.59)	
S2430（破断）	実験		127.3 [0.93]	86.7 [1.06]	40.6 [0.73]	
	計算	高橋	88.5 (0.70)	73.0 (0.84)	15.5 (0.38)	
		提案式	96.9 (0.76)	73.0 (0.84)	23.9 (0.59)	隅角部破断 $\eta=0.725$
			87.9 (0.69)		14.9 (0.37)	中央破断 $\eta=0.45$
	S4000（健全）	実験		167.4	86.7	80.7
計算		124.1 (0.74)	72.5 (0.84)	51.6 (0.64)		
S4030（破断）	実験		107.3 [0.64]	81.6 [0.94]	25.7 [0.32]	
	計算	高橋	111.0 (1.03)	73.7 (0.90)	37.3 (1.45)	
		提案式	111.1 (1.04)	73.7 (0.90)	37.4 (1.46)	隅角部破断 $\eta=0.725$
			96.9 (0.90)		23.2 (0.90)	中央破断 $\eta=0.45$

() 内は実験結果との比較 (赤字は計算値が実験結果を上回るもの)

[] 内は腐食供試体の健全との耐力比率

3.5 セン断補強筋の付着劣化が RC 梁の耐荷性能に及ぼす影響

前節までは、腐食の影響評価として最も厳しい条件となる著しい断面欠損または破断の影響について実験的および解析的に検討を行った。しかしながら、実構造物では前節で示した高橋の実験²⁰⁾のように、鉄筋破断に至るまでにはかぶりの浮きや剥離による付着の低下現象が事前に生じる。そこで本節では、セン断補強筋の腐食に伴う付着劣化について解析的に考察した。

解析の対象とした梁の諸元は、名古屋大学で過去に実験が行われた梁供試体²¹⁾と同様とした。図-3.32 に供試体の概要を示すが、この梁供試体のセン断スパン内に位置する 1, 2, 3 および 4 番のセン断補強筋全てに対し、片側で完全に付着をなくして解析を行った。ただし、セン断補強筋に断面欠損は生じさせず、隅角部も健全であるため、セン断補強筋の上下端の定着は確保されている条件とした。

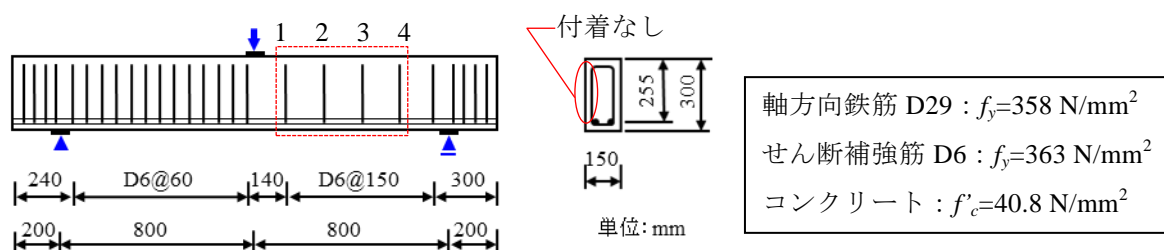


図-3.32 供試体概要（付着劣化）

図-3.33 に健全および 1～4 番のセン断補強筋の付着をなくした場合の解析結果を示す。セン断ひび割れが交差する位置のセン断補強筋全ての付着がゼロになったとしても、セン断耐力に全く影響がないことが確認できる。また、最大荷重後の荷重低下挙動は緩やかになった。

定着が十分でない場合は、3.2.3(1)で述べたセン断補強筋が下端で破断している実験に相当するが、この場合は耐力が大きく低下した。しかし、この解析のように上下端の定着が確保されている場合は、例え付着が失われたとしても、セン断補強筋は有効に機能し、セン断力を分担できたものと考えられる。

実験供試体は梁せいが 300mm と実構造物に比べて小さく、セン断補強筋の長さも短い。ため、付着不良の影響が出なかった可能性もあるが、セン断補強筋の付着不良があった場合には、セン断補強筋に発生するひずみが局所化せず、セン断補強筋全体でセン断力を受け持つことができるとも考えられ、セン断補強筋の降伏を避けることができる可能性もある。このことが最大荷重後に荷重低下が緩やかになる挙動にも関係していると推測される。実構造物では、例えば、橋脚のように断面高さが数メートルに及ぶ RC 構造物もあることから、今後は、より大きな構造物への付着低下の影響評価も必要と考えている。

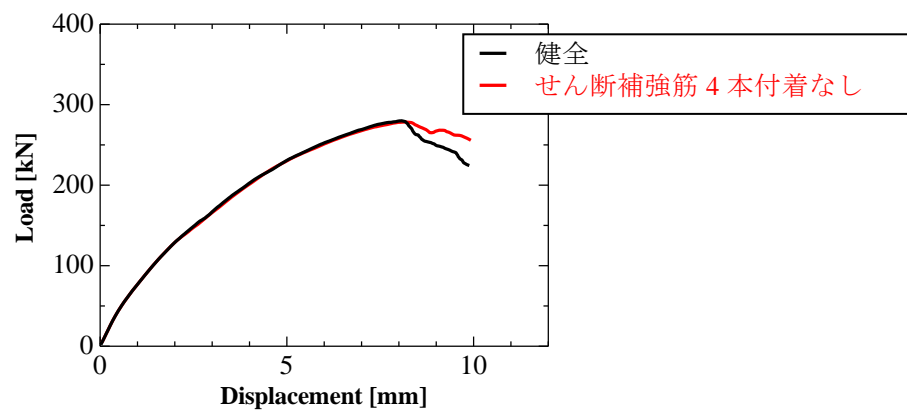


図-3.33 荷重－変位関係（付着不良）

3.6 3章のまとめ

本章では、せん断補強筋が劣化した RC 梁の耐荷性能を評価することを目的として、せん断補強筋の断面積減少、破断および付着劣化について検討した。本章では実験により各要因が耐荷性能に及ぼす影響を把握するとともに、数値解析により各影響を評価し、せん断補強筋が破断した RC 梁の耐力評価方法を提案した。本章で行った検討により得られた知見をまとめると次のとおりである。

- 1) せん断補強筋に断面欠損がある場合、耐力はもちろんひび割れの進展状況や破壊形態にも影響があることが確認された。鉄筋に欠陥があることにより、鉄筋が負担するせん断力が低下するが、ひび割れ形状が変化することにより、コンクリートが負担するせん断力分にも影響が出ているものと考えられる。
- 2) せん断補強筋の欠陥によって耐力が低下するだけでなく、破壊形態が変化するおそれがあることが示された。本章で行った実験においては、曲げ降伏先行型であった梁が、せん断補強筋の欠陥の位置によってはせん断破壊先行型に移行し、脆性的な破壊を示す結果となった。欠陥の位置のわずかな違いでも破壊形態が変化することがあり、変状のある既設構造物の残存耐力の評価には注意が必要である。
- 3) せん断補強筋の破断位置や破断本数を変化させた解析を行い、破断の影響を把握するとともに、せん断補強筋に欠陥がある場合の耐荷機構を示した。そしてこの結果に基づき、せん断補強筋が破断した場合の RC 梁の耐力を算定する式を提案した。提案式は、本章で行った実験に対して適用性が確認されたほか、他機関で行われた鉄筋の破断を伴う実験への適用性も確認された。
- 4) 本研究で検討した範囲内では、せん断補強筋の付着劣化の影響は限定的なものであり、RC 梁の耐荷性能に影響を及ぼすものではなかった。しかし、断面高さが大きい梁の場合は、せん断補強筋の付着劣化により、せん断ひび割れが大きく開口する可能性もあり、注意を要する。
- 5) 既設構造物は、部分的な損傷や鉄筋の付着などの状態が設計時の仮定と異なるため、設計基準で示された方法の適用が困難な場合が多く、非線形有限要素法の活用が期待されている。しかし、現状の新設構造物への適用で標準的とされている手法は、劣化既設構造物に適用すると耐力を過大に評価する場合があることに、十分に注意する必要がある。

【3章の参考文献】

- 1) 池田春樹, 村上祐貴, 大下英吉, 堤友明: 鉄筋腐食が RC 梁部材のせん断耐荷性能に及ぼす影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No.2, pp.769-774, 2009.
- 2) 角田真彦, 渡辺健, 二羽淳一郎: 軸方向鉄筋が局部的に腐食した RC 棒部材のせん断破壊性状, コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No.2, pp.1561-1566, 2009.
- 3) 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 梁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.
- 4) 辻上和輝, 三木朋広: せん断スパン有効高さ比の異なる RC はりのせん断耐荷機構に及ぼす軸方向鉄筋の部分的な鉄筋腐食の影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.37, No.2, pp.577-582, 2015.
- 5) 佐藤吉孝, 山本貴士, 服部篤志, 宮川豊章: せん断補強筋および主筋の腐食が RC 部材のせん断耐荷性能に与える影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.25, No.1, pp.821-826, 2003.
- 6) 山本貴士, 佐藤吉孝, 服部篤志, 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, 2008.
- 7) Xue, X., 関博, 広森紳太郎: 鉄筋が腐食した RC はりのせん断耐荷挙動に関する研究, 土木学会論文集 E, Vol.65, No.2, pp.161-177, 2009.
- 8) Xu, S., Zhang, Z., Li, R., Qiu, B.: Experimental study on the shear behavior of RC beams with corroded stirrups, Journal of Advanced Concrete Technology, Vol.15, pp.178-189, 2017.
- 9) 澤部純浩, 上田尚史, 中村光, 国枝稔: せん断補強筋に定着不良が生じた RC はりのせん断破壊挙動, 土木学会論文集 E, Vol.62, No.2, pp.444-461, 2006.
- 10) 土木学会: コンクリート標準示方書 設計編, 2017 年制定
- 11) 山谷敦, 中村光, 檜貝勇: 回転ひび割れモデルによる RC 梁のせん断挙動解析, 土木学会論文集, No.620/V-43, pp.187-199, 1999.
- 12) 伊藤睦, Phamavanh, K., 中村光, 田辺忠顕: 格子等価連続体化法による鉄筋コンクリート部材の有限要素解析, 土木学会論文集, No. 767/V-64, 115-129, 2004. 8
- 13) 玉野慶吾, 中村光, 上田尚史, 国枝稔: RC 梁部材に対する曲げひび割れ進展挙動の解析的評価, 土木学会論文集 E2, Vol.70, No.1, pp.76-91, 2014.
- 14) Nakamura, H., Higai, T.: Compressive Fracture Energy And Fracture Zone Length Of Concrete, Modeling of Inelastic Behavior of RC Structures under Seismic Loads, ASCE, 2001.
- 15) 菅満宜, 中村光, 檜貝勇, 斉藤成彦: RC はりの力学的挙動に及ぼす付着特性の影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.38, No.3, pp.295-300, 2001.
- 16) 島弘, 周礼良, 岡村甫: マッシュなコンクリートに埋め込まれた異形鉄筋の付着応力-すべり関係, 土木学会論文集, Vol.33, No.2, pp.1477-1482, 1987.
- 17) 土木学会: コンクリート標準示方書 維持管理編, 2017 年制定

- 18) 岡村甫, 前川宏一:鉄筋コンクリートにおける非線形有限要素解析, 土木学会論文集, 第 360 号/V-3, pp.1-10, 1985.
- 19) Regan, P.E. and Kennedy Reid, I.L. : Shear strength of RC beams with defective stirrup anchorages, Magazine of Concrete Research, 56, No.3, pp.159-166, 2004.
- 20) 高橋良輔:せん断補強筋が腐食した RC はりのせん断耐力評価に関する一考察:コンクリートの構造物の補修, 補強, アップグレード論文報告集, 19, 2019.
- 21) 岩本拓也, 中村光, Li FU, 山本佳士, 三浦泰人:ビーム・アーチ機構に基づく RC はりのせん断抵抗メカニズムに関する一考察, 土木学会論文集 E2 (材料・コンクリート構造), Vol.73, No.1, pp.70-81, 2017.

4. 内部ひび割れが RC スラブの押抜きせん断耐力に与える影響

4.1 概説

道路橋の RC 床版では、凍結防止剤の散布により床版上面付近の鉄筋が腐食することや、繰り返し荷重の作用により、水平ひび割れが生じることがある。しかしながら、1 章で述べたとおり、既往の研究では引張側の鉄筋の腐食に伴う耐荷力の低下など、床版下面に着目した検討は多く行われているものの、床版上面鉄筋付近の水平ひび割れに着目した例は少なく、床版上面鉄筋付近の水平ひび割れが床版の耐荷性能に与える影響は明らかになっていない。

また、道路橋の RC 床版では、1 章で述べたとおり、乾燥収縮によって鉛直方向のひび割れも発生する。鉛直方向のひび割れの発生と繰り返し載荷による鉛直方向ひび割れ進展過程は多くの研究により明らかになっている。また、床版下面から遊離石灰が析出している場合は、鉛直ひび割れが床版の断面を貫通していること、および床版上面から水の供給があることを示している。繰返し載荷や水の影響で、鉛直ひび割れ面が擦り磨かれ、せん断伝達能力が低下すれば、急激に疲労損傷が進展する。このように、損傷過程は明らかになっているが、損傷過程での床版の耐力については明らかになっていない。

そこで、本章では、RC 床版上面鉄筋付近に発生する水平ひび割れと床版を貫通する鉛直ひび割れを対象とし、それらが RC スラブの押抜きせん断耐力に及ぼす影響について検討した。

RC 床版上面鉄筋付近の水平ひび割れについては、鉄筋腐食によって水平ひび割れが形成される過程を確認することと、水平ひび割れが押抜きせん断耐力に与える影響を評価することを目的として実験を行った。RC スラブ内の水平ひび割れは、電食によって実際に鉄筋を腐食させることにより導入したものと、模擬水平ひび割れによる 2 種類とした。なお、電食による鉄筋腐食実験は、本研究室で行われた中野（2015）¹⁾の電食による実験を参照し、その結果を再整理したものである。さらに、床版の湿潤化の影響についても検討するため、模擬水平ひび割れ内に水を満たした供試体でも載荷実験を行った。

RC 床版を貫通する鉛直ひび割れについては、鉛直ひび割れの幅、位置、分布性状などが鉛直ひび割れが押抜きせん断耐力に与える影響を把握するため、模擬鉛直ひび割れを導入した供試体を用いて載荷実験を行い、鉛直ひび割れがスラブの耐荷力に与える影響を検証した。

4.2 水平ひび割れが RC スラブの押抜きせん断耐力に与える影響

4.2.1 実験供試体

実験供試体は、実際の道路橋床版を約 2 分の 1 に縮小したものである。一般的な既設道路橋の RC 床版では、床版支間が 2.0m から 2.5m、床版厚が 160mm から 200mm であることから、実験供試体はその半分の支間 1.0m、厚さ 85mm とした。また、供試体は道路橋示方書の各規定に合致するように設計した。道路橋示方書によれば、RC 床版には D16 または D19 異形鉄筋が標準的に使用され、その最小間隔が 100mm、最大間隔が 300mm である

ことから、供試体にはその約半分の径の D10 鉄筋を使用し、配置間隔は最小 50mm、最大 150mm とした。供試体厚さ 85mm は、道路橋示方書の最小版厚の 160mm の半分以上を確保したものであり、供試体のかぶり 15mm は、最小かぶり厚 30mm の半分としたものである。供試体の寸法、鉄筋径および鉄筋配置間隔をすべて実橋梁の 2 分の 1 としたため、供試体断面積と鉄筋の断面積はともに実橋梁の 4 分の 1 となり、供試体の鉄筋比は実橋梁と同等となる。

供試体の寸法および配筋を図-4.2 に示す。図中の X 方向は実橋梁の橋軸直角方向、すなわち床版の主筋方向を示し、Y 方向は橋軸方向を示している。また、表-4.1 には供試体を使用したコンクリートの配合を、表-4.2 には鉄筋の力学的性質をそれぞれ示す。

なお、本研究では、ひび割れ面のせん断伝達を検討の対象としていることから、最大骨材寸法等のコンクリート材料は実構造物と同一とした。よって、ひび割れ幅とせん断伝達力の関係については、実構造物と供試体で共通と考えられる。

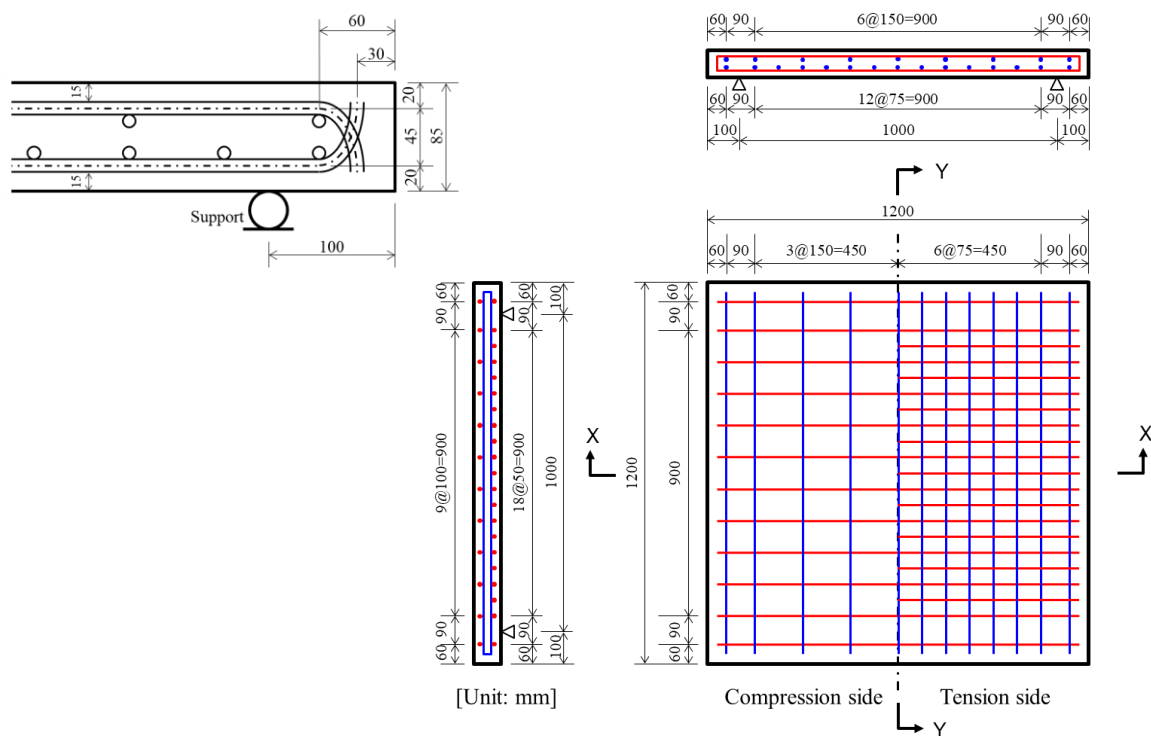


図-4.2 供試体寸法および配筋

表-4.1 コンクリートの設計強度および配合

設計強度 (N/mm ²)	W/C (%)	s/a (%)	単位重量 (kg/m ³)				
			水 (W)	セメント (C)	細骨材 (s)	粗骨材 (G) Max 20mm	混和材
40	57	49.4	176	314	860	882	1.5

表-4.2 鉄筋の力学的特性

種別	公称直径 (mm)	公称断面積 (mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)	ヤング率 (N/mm ²)
SD295A	9.53	71.33	369	200

4.2.2 電食供試体による載荷実験

(1) 電食による水平ひび割れの導入

鉄筋腐食に伴い床版上面鉄筋付近に発生する水平ひび割れを再現するため、電食による促進試験を行った。水平ひび割れの進展挙動および水平ひび割れの程度がスラブの押抜きせん断耐力に及ぼす影響を把握するため、腐食量を変化させた供試体を製作し、その目標腐食量は0%（腐食無し）、2.5%、5%、10%、15%の5種類とした。各腐食量の供試体を2体ずつ作成し、1体は腐食終了後に供試体中央で半分に切断して内部のひび割れ進展状況を確認し、もう1体は腐食終了後に載荷実験を行いその腐食程度における押抜きせん断耐力を測定した。なお、同一腐食量の2体は同時に製作し、促進腐食試験も同時に実施したため、内部の鉄筋腐食状況は同一とみなすことが出来るものとした。

図-4.3 に促進電食試験の概要を示す。供試体の中央に 300×300mm の水槽を設置し、3%の塩化ナトリウム水溶液を満たした。なお、表-4.1 に示す通り、コンクリートには塩化物イオンが混入されていない。よって、全ての塩化物イオンは、水槽内の塩化ナトリウム水溶液から供給されたものである。電食にあたっては、直流（DC）電源のプラス側を供試体の最上部の鉄筋に接続し、水槽内に配置した銅板にマイナス側を接続した。電流密度は電食の全期間を通じて、900μA/cm²とした。Andrede らの研究²⁾によれば、塩化物イオンが存在する場合の実構造物における腐食電流密度は最大で 100μA/cm²程度とされており、本研究で使用了 900μA/cm²は大きな値であるが、Amalia ら³⁾は、電流密度により非常に初期の段階のひび割れ発生が若干異なるものの、ひび割れパターンは電流密度によらずほぼ同一となることを指摘している。よって、合理的な試験時間で目標とする腐食量を得るために、本研究では 900μA/cm²の電流密度を採用した。

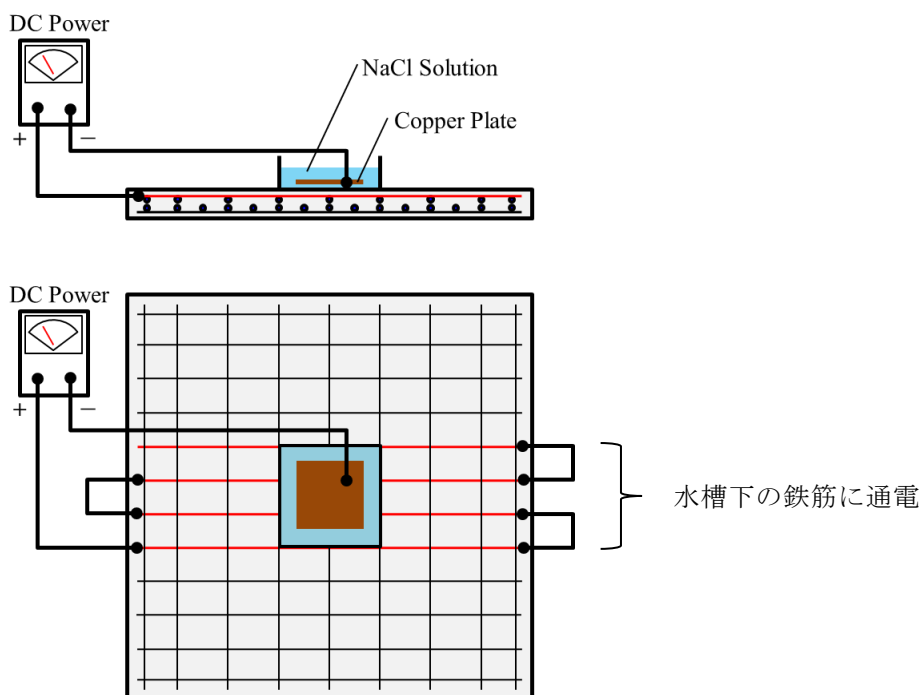


図-4.3 電食試験の概要

電食終了後、供試体を切断し内部のひび割れ進展状況を確認した。その後、供試体中央の 600×600mm の範囲から鉄筋を取り出し、その腐食量を測定した。取り出した鉄筋は、60mm ごとに切断した上で質量を測定し、その質量減少分から式(4.1)により腐食量 Δw (%) を求めた。

$$\Delta w = \frac{W_0 - W}{W_0} \times 100 \quad (4.1)$$

ここに、 W_0 は腐食前の鉄筋の質量、 W は腐食した鉄筋の質量である。

表-4.3 に電食試験の結果を示し、図-4.4 および図-4.5 に取り出した鉄筋 600mm の腐食分布を示す。図-4.4 は最上縁の主鉄筋の腐食量分布（X 方向）を示したものであり、図-4.5 は最上縁の主鉄筋直下の配力筋の腐食量分布（Y 方向）を示したものである。表-4.3 中の平均腐食量とは、抽出した 600mm の鉄筋の中央 300mm の部分の腐食量 5 データの平均値を示している。これは、供試体上に設置した水槽の直下のエリアに相当し、図-4.4 および図-4.5 の黄色ハッチング部と一致している。

これらの表および図から、主鉄筋の最大腐食量は目標腐食量とほぼ一致していることが分かる。しかしながら、中央 300mm の平均腐食量は目標腐食量を下回っている。そして、図-4.4 と図-4.5 の比較から、最上部の主鉄筋の方が直下に位置する配力筋よりも腐食量が大きいことが分かる。これは、主鉄筋の方が水槽に近く多くの塩化物イオンが供給されたことと、主鉄筋は直流電源装置に直接接続されているものの、配力筋は電源に直接繋がれていないことによるものと考えられる。

表-4.3 電食試験の結果

供試体名※	腐食時間 (hour)	目標腐食 量 (%)	腐食量 (%) 主鉄筋		腐食量 (%) 配力筋	
			平均	最大	平均	最大
C-0 (健全)	—	—	—	—	—	—
C-2.5	38.8	2.5	1.9	3.0	1.8	2.9
C-5.0	77.6	5.0	2.6	4.1	1.5	2.9
C-10	155.3	10	5.2	10.2	3.6	7.9
C-15	232.9	15	9.3	16.2	5.8	10.5
※ 供試体名：C-2.5 └→ 0~15：腐食率 └→ C：腐食 (Corrosion)						

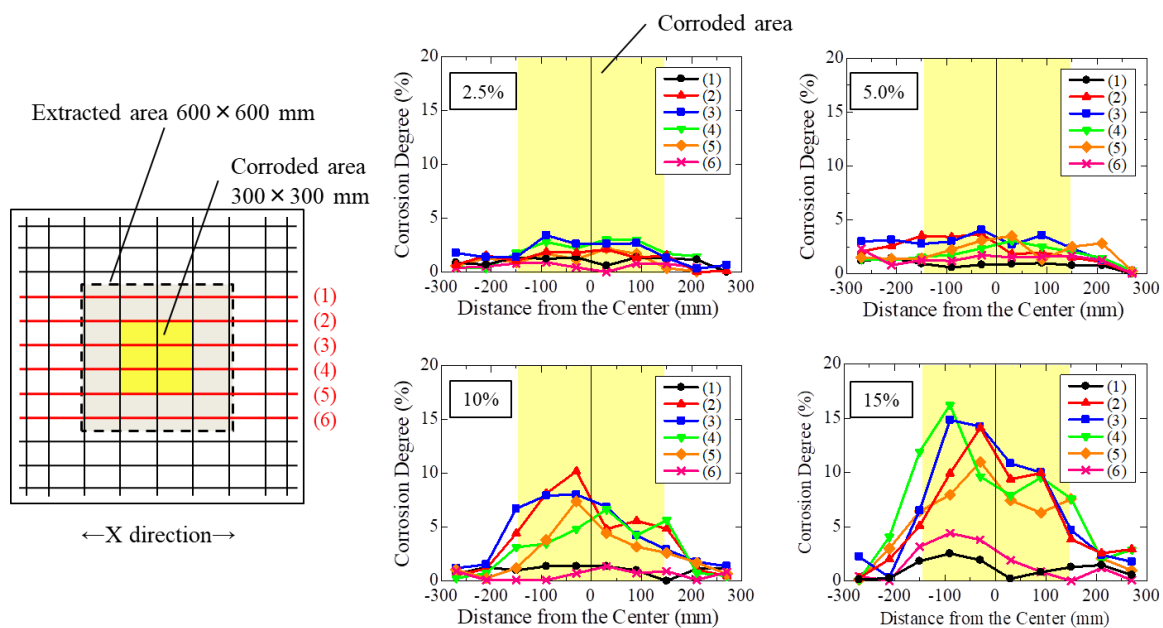


図-4.4 主鉄筋の腐食量の分布（X方向）

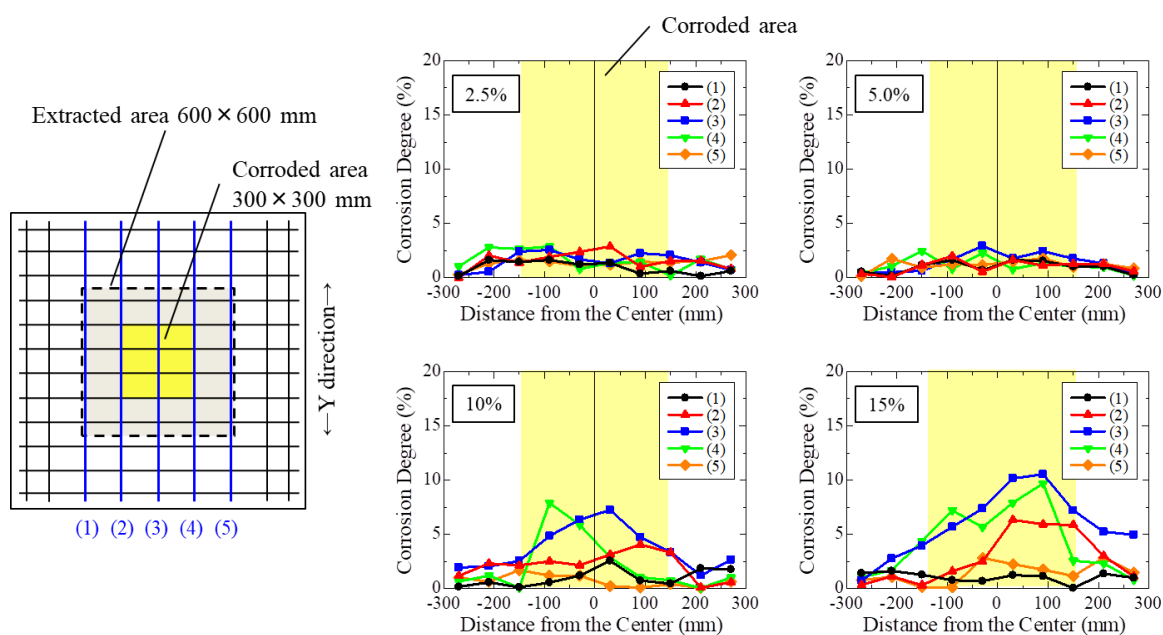


図-4.5 配力筋の腐食量分布（Y方向）

図-4.6 に腐食試験終了後の供試体表面（上面の水槽を設置した側）の状況を示す。主鉄筋の腐食量が最大で 16%に達しているにもかかわらず，供試体表面にはほぼひび割れは観察されなかった。図-4.7 には，X 方向，Y 方向それぞれに供試体を中央で半分に切断した時の断面を示す。供試体表面にはひび割れが観察されなかったものの，供試体断面には水平方向に明確な水平ひび割れが形成されていることが確認できる。上面鉄筋付近のひび割れに着目すれば，腐食率の低い C-2.5 供試体では，鉄筋周辺にのみひび割れ幅が 0.1～0.2mm 程度の微細な腐食ひび割れが発生していることが確認できる。そして，腐食率が 5%になれば（C-5.0 供試体），隣の鉄筋から水平方向に進展するひび割れと繋がっている部分が発生していることが確認できる。このことは，5%程度の低い腐食率であっても，部分的に水平ひび割れが形成されることを意味する。さらに腐食が進行し，腐食率が 10%に達すれば（C-10 供試体），各鉄筋から水平方向に進展したひび割れが繋がり，水平な不連続面が生じている。


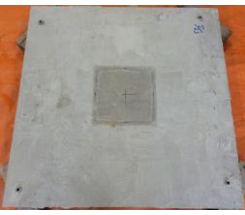
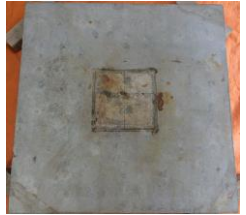
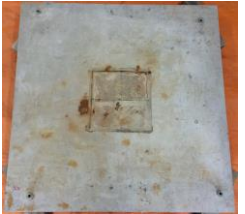

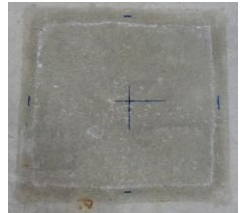

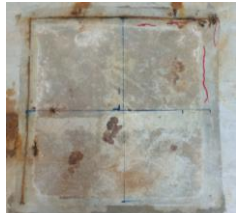
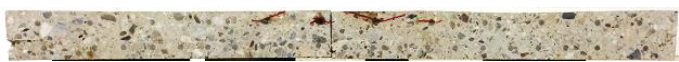
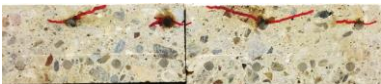

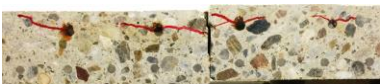

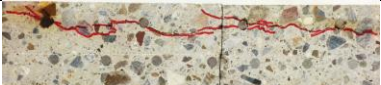


	C-2.5	C-5.0	C-10	C-15
表面 (上面)				
中央の 300×300mm (水槽直下)				

図-4.6 腐食終了後の供試体表面の状況

	断面 (X 方向)	中央部拡大
C-2.5		
C-5.0		
C-10		
C-15		







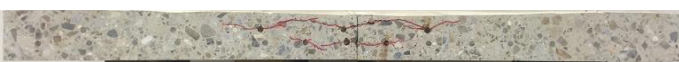

	断面 (Y 方向)	中央部拡大
C-2.5		
C-5.0		
C-10		
C-15		

図-4.7 供試体切断面のひび割れ発生状況

図-4.8 および図-4.9 に切断面の計測により得られた、水平方向のひび割れ幅の分布を示す。最大腐食率が 15%位以上となった C-15 供試体では、ひび割れ幅が 0.6mm に達していることが確認された。

図-4.10 に Bažant ら⁴⁾および Qiao ら⁵⁾の既往の研究および本実験結果の観察により想定される腐食ひび割れの発生メカニズムを模式的に表したものを示す。単鉄筋では鉄筋の腐食膨張に伴い、かぶりコンクリートが局所的に隆起することで鉄筋位置上方の表面ひずみが大きくなり、表面から鉛直方向ひび割れが進展する。またかぶりの上方への変形の増加とともに水平方向にもひび割れが進展していく。一方、複数本の鉄筋が腐食する場合は、各鉄筋が膨張することによりかぶり部分が全体的に隆起することで、局所的な変形は生じなくなり表面ひずみの増加が少ないため、表面にひび割れが生じないまま水平方向のひび割れが進展する。このようなメカニズムの検討から供試体内部に発生する鉄筋腐食に伴う水平ひび割れは、次の 4 ステップを経て進展すると考えられる。1)鉄筋の側方にひび割れが生じる。2)ひび割れが水平方向に進展する。3) 腐食の進行に伴い、隣接する鉄筋からのひび割れと繋がる。4)さらに腐食が進行することによってひび割れ幅が広がり、連続した水平ひび割れ面が形成される。

以上の腐食試験により、実橋梁でしばしば観察される鉄筋腐食による水平ひび割れが再現されるとともに、その進展メカニズムが確認された。

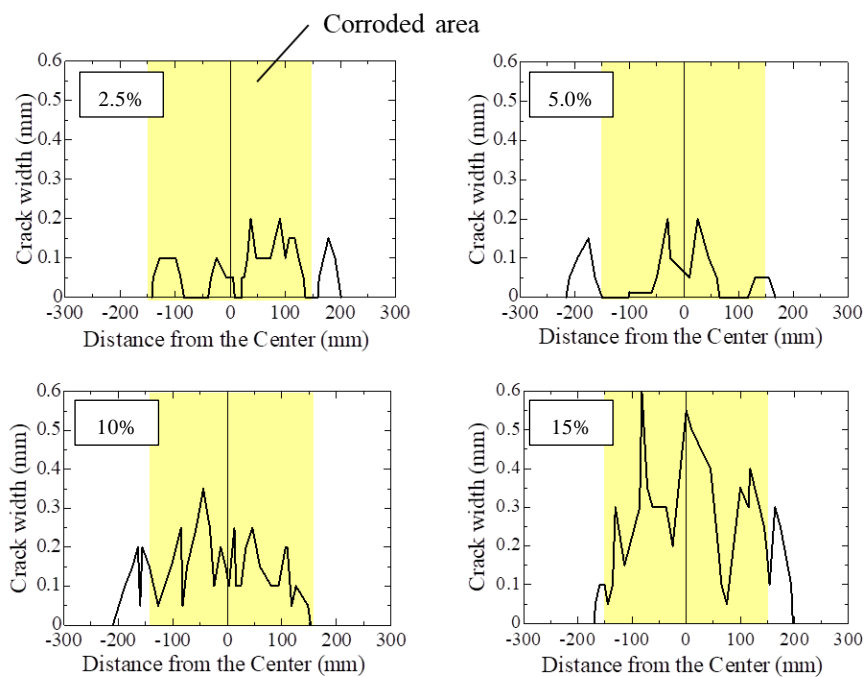


図-4.8 ひび割れ幅の分布 (X 方向)

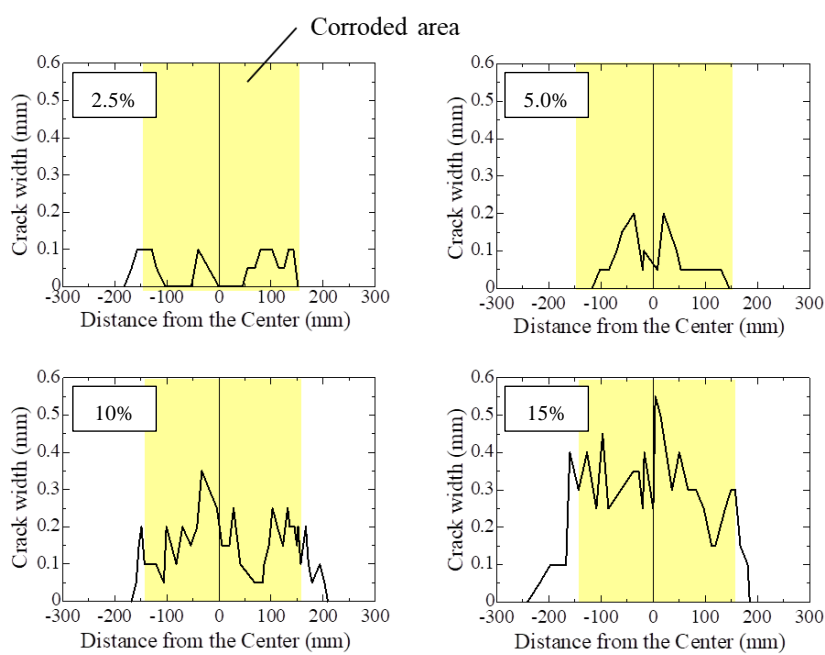


図-4.9 ひび割れ幅の分布 (Y 方向)

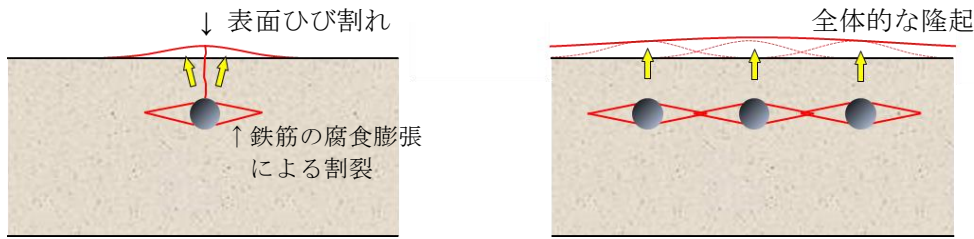


図-4.10 腐食ひび割れの発生メカニズム

(2) 荷重変位関係およびひび割れ進展挙動

鉄筋が腐食し、内部に水平ひび割れが発生したスラブ供試体の押抜きせん断耐力を調査するため、載荷実験を行った。供試体の種類は表-4.3 と完全に同一である。先に述べた通り、載荷用の供試体と内部のひび割れ確認用の供試体を同時に製作し、腐食試験も同時に行ったので、載荷用の供試体の鉄筋腐食率や内部の水平ひび割れ発生状況は、表-4.3 および図-4.4～図-4.9 に示されるものと同一とみなして検討を行った。

載荷実験は、供試体の4辺を支間1000mmで単純支持し、油圧ジャッキにより供試体中央に静的に載荷することにより行った。なお、油圧ジャッキと供試体の間には、100×100mm、厚さ20mmの載荷板を配置した。また、変位は供試体中央下面に変位計を配置し計測した。載荷は、供試体が押抜きせん断により破壊し明確に荷重低下するまで継続した。

表-4.4 に実験結果の一覧を、図-4.11 に載荷実験により得られた荷重－変位関係を示す。表-4.4 には、各供試体のコンクリート強度が示されており、このコンクリート強度は、載荷実験と同一日に実施したテストピースの圧縮試験によって得られたものである。コンクリートの設計強度はすべて 40 N/mm^2 であるが、腐食率の高い供試体の方がコンクリート強度が高い結果となっている。これは、高い腐食率を得るために電食に時間を要し、材令が長くなったことによりコンクリート強度が増加したことによるものである（表-4.3 の腐食時間を参照）。

RC スラブの押抜きせん断耐力は、コンクリートの圧縮強度と高い相関があることが知られており、コンクリート標準示方書⁶⁾では、式(4.2)によりコンクリート強度の影響が考慮されている。

$$V_{pcd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_r \cdot f'_{pcd} \cdot u_p \cdot d \quad (4.2)$$

ここに、

$$f'_{pcd} = 0.20 \sqrt{f'_{cd}} \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq 1.2 \text{ N/mm}^2$$

$$\beta_d = \sqrt[4]{1000/d} \leq 1.5 \quad (d: \text{有効高さ (mm)})$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100/p_v} \leq 1.5 \quad (p_v: \text{鉄筋比})$$

$$\beta_r = 1 + 1/(1 + 0.25u/d)$$

u: 載荷板の周長 (mm)

u_p : 載荷板から $d/2$ 離れた位置の周長 (mm)

また、*fib Model Code 2010*⁷⁾においては、式 (4.3) のとおりコンクリート強度の影響が考慮されている。

$$V_{Rd,c} = k_{\psi} \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \cdot b_0 \cdot d_v \quad (4.3)$$

ここに、 f_{ck} はコンクリートの圧縮強度、 d_v は有効高さ、 γ_c は安全率で 1.5、 $b_0 = k_e b_{l,red}$ でせん断に抵抗する周長、 k_{ψ} はせん断ひび割れの影響に関する係数、 k_e は偏心に関する係数、 $b_{l,red}$ は載荷板から $0.5d_v$ 離れた位置の周長であり、 k_{ψ} はスラブの回転角 ψ と最大骨材寸法により決定される係数である。*fib Model Code 2010* では、スラブの回転角 ψ を算出するための式が複数用意されており、簡易な式よりも複雑で精度の高い式の方が高い押抜きせん断耐力を与える仕組みになっている。

式 (4.2) および式 (4.3) から、スラブの押抜きせん断耐力は、コンクリート強度の平方根に比例することがわかる。そこで本研究では、実験により得られた押抜きせん断耐力を、式 (4.4) のとおりコンクリート強度の平方根で補正することにより、コンクリート強度の差による影響を排除して、各供試体の押抜きせん断耐力を比較することとした。

$$P_{cor} = \sqrt{f'_{c, sound} / f'_c} \cdot P_{test} \quad (4.4)$$

ここに、 P_{test} は実験により得られた荷重、 P_{cor} は補正された荷重であり、 f'_c は各供試体のコンクリートの圧縮強度、 $f'_{c, sound}$ は健全（無腐食）供試体のコンクリート圧縮強度で、ここでは 41.3 N/mm^2 である。表-4.4 には補正前、補正後の荷重が記載されており、図-4.11 に示す荷重－変位関係の荷重は補正後の値である。今後示す、荷重および耐力については、全てコンクリート強度で補正したものである。

図-4.11 が示すとおり、全ての供試体において、最大荷重に達した後、押抜きせん断によって破壊し、急激な荷重低下を示した。その後、一定の荷重を保持したまま変位だけが増大した。この挙動は、押抜きせん断によって破壊するスラブの典型的な破壊形態とも言える。5 体の供試体の耐荷挙動を見比べてみると、初期の剛性は大きく異なることがわかる。しかしながら、腐食率が大きくなるにつれ、押抜きせん断耐力が低下していることが確認できる。初期の剛性、すなわち曲げ剛性が大きく変わらないのは、腐食領域はスラブ全体からすれば限定的であり、腐食領域以外の部分で曲げに抵抗できたためであると考えられる。押抜きせん断耐力は、腐食率の増加に従って低下しているが、これは腐食によってスラブ供試体内部に生じた水平ひび割れの影響によるものと考えられる。

表-4.4 押抜きせん断耐力（腐食供試体）

供試体名	コンクリート強度 (N/mm ²)	最大荷重 (kN)	補正最大荷重 (kN)	耐力比率
C-0（健全）	41.3	156.4	156.4	1.00
C-2.5	41.3	156.4	156.4	1.00
C-5.0	44.0	143.5	139.0	0.89
C-10	44.0	146.2	141.6	0.91
C-15	48.6	123.5	113.8	0.73

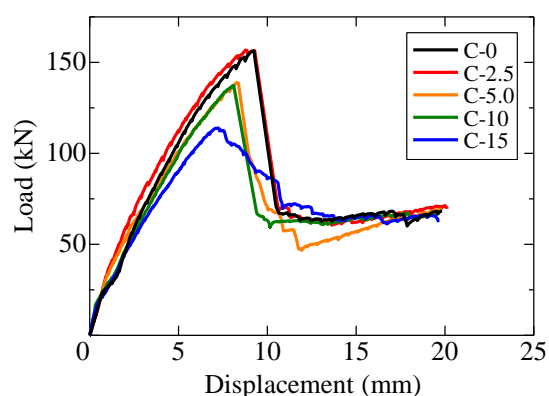


図-4.11 荷重－変位関係（電食供試体）

図-4.12 に、押抜きせん断耐力と腐食率の関係を示す。横軸が各供試体の腐食率、縦軸は健全供試体の押抜きせん断耐力を 1.0 とした時の各供試体の押抜きせん断耐力である。また、図-4.13 には、押抜きせん断耐力と最大ひび割れ幅の関係を示す。横軸が各供試体の最大腐食ひび割れ幅、縦軸は図-4.12 と同様に健全供試体の押抜きせん断耐力を 1.0 とした時の各供試体の押抜きせん断耐力である。腐食率が増加するほど、また腐食によって発生する水平ひび割れの幅が大きくなるほど、押抜きせん断耐力が低下していることがわかる。腐食率が 15%（C-15 供試体）の場合、押抜きせん断耐力は、健全時の 0.73 まで低下している。図-4.7、図-4.9 および図-4.10 によって、腐食率が増加するにしたがって明確な水平ひび割れが形成され、水平ひび割れの最大幅も増加することを確認したところであり、水平ひび割れの存在が、スラブの押抜きせん断耐力低下の原因であることが確認された。

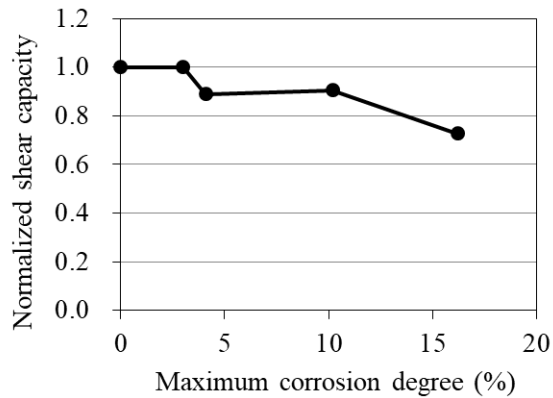


図-4.12 押抜きせん断耐力－腐食率関係

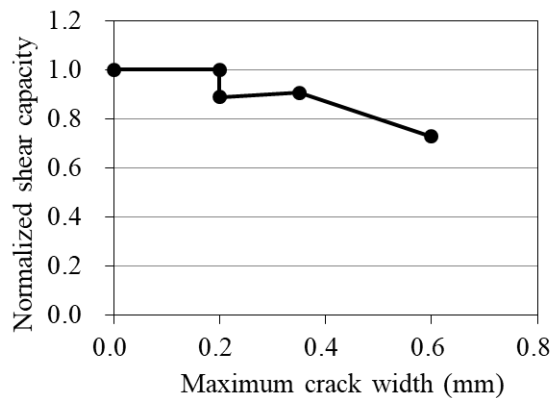


図-4.13 押抜きせん断耐力－最大ひび割れ幅関係

載荷試験の後、供試体を中心線に沿って半分に切断し、破壊面の観察を行った（図-4.14）。載荷点を中心にコーン状の破壊面を示しており、載荷板端部と底面の間に斜め方向のせん断ひび割れが進展したものと考えられる。腐食率の高い C-10 および C-15 供試体では、床版上部の鉄筋付近に明確な水平ひび割れが確認できる。この水平ひび割れは、鉄筋腐食の過程で導入され、載荷によって大きく開いたものと想定される。断面の観察から、腐食による水平ひび割れが存在する場合、せん断ひび割れは次のような3つのひび割れで構成されることが考えられる。載荷板端部と水平ひび割れ間の斜め方向のひび割れ、初期水平ひび割れに沿った水平方向のひび割れ、および水平ひび割れ端部と供試体底面間の斜め方向のひび割れである。初期水平ひび割れがない場合、せん断ひび割れは載荷板端部と供試体底面を結ぶ連続的な斜めひび割れとなるのに対し、水平ひび割れが存在する場合は、せん断ひび割れが初期水平ひび割れと交差する位置で一旦水平方向に進展するため、結果として図-4.15 に示すように、底面の押抜かれる領域が大きくなっている。C-15 供試体と腐食率の低い C-0 および C-2.5 供試体を比較すれば、その差は明らかである。これらのことから、RC スラブ上部の圧縮部の鉄筋腐食による水平ひび割れにより、スラブのひび割れ進展挙動は変化し、押抜きせん断耐力が低下することが確認された。











	断面 (X 方向)	中央部拡大
C-0		
C-2.5		
C-5.0		
C-10		
C-15		

図-4.14 破壊面の状況（電食供試体）

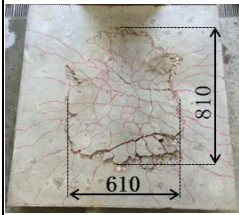
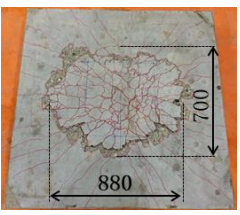
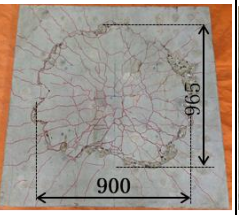
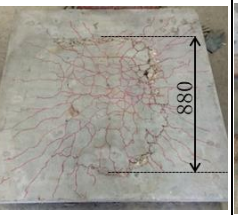
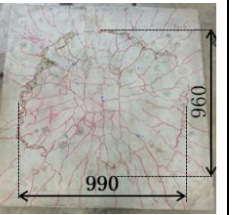
C-0	C-2.5	C-5.0	C-10	C-15
				

図-4.15 載荷後の底面の状況（電食供試体）

4.2.3 模擬水平ひび割れ供試体による載荷実験

(1) 模擬水平ひび割れの導入

4.2.2 節では、電食により供試体に水平ひび割れを導入し、腐食ひび割れの進展状況および水平ひび割れが RC スラブの押抜きせん断耐力に与える影響を検討した。その結果、圧縮部の水平ひび割れが、押抜きせん断耐力に大きな影響を及ぼすことを確認した。しかし、電食実験ではひび割れ幅や腐食領域を完全にコントロールするのは不可能である。実際、実測した最大腐食量は目標腐食量とほぼ一致していたものの、腐食量は腐食領域全体では均一ではなく、一定の分布を持ったものとなっている。また、鉄筋腐食は水平ひび割れの形成だけでなく、鉄筋の断面減少や付着力の低下など、他の影響も含んだものとなっており、水平ひび割れの影響だけを抽出するのは困難である。

そこで本節では、鉄筋を腐食させることなく、模擬水平ひび割れを導入した供試体を作製し、水平ひび割れが RC スラブの押抜きせん断耐力に与える影響を検討することとした。

模擬ひび割れには、段ボールの中芯の波形の紙片を使用した。段ボールの中芯は、その波形の形状がコンクリートのひび割れ面の凹凸を再現でき、ひび割れ面のせん断伝達等を

適切に再現できること、および段ボールは剛性が低くスラブ供試体の挙動を阻害しないという利点がある。模擬ひび割れを使用することにより、任意の大きさの水平ひび割れを作ることができ、ひび割れ幅もコントロールすることができる。この段ボールによって模擬ひび割れを導入する方法は、Fu ら⁸⁾によって提案されたものである。Fu らは波形の段ボールの中芯を用いて、部材軸直行方向に模擬ひび割れを導入した梁供試体を作製し、せん断実験を行うとともに、実際のひび割れと模擬ひび割れを比較した数値解析も行い、段ボールによる模擬ひび割れが、梁供試体に対して実ひび割れと同じ影響を与えることを示した。また、Nakamura ら⁹⁾は、段ボールによる模擬ひび割れを導入した円柱供試体と、実際にひび割れが入った円柱供試体を用いて圧縮試験を行い、ひび割れ幅が圧縮強度の低下に支配的な影響を及ぼすことを示すと同時に、段ボールによる模擬ひび割れが、実際のひび割れと同様の影響を及ぼすことを示した。このことから、本研究においても段ボールによる模擬ひび割れによって、鉄筋腐食による水平ひび割れを再現することとした。

供試体の寸法、配筋は 4.2.2 節の電食供試体と完全に同一であり、図-4.2 に示されるとおりである。相違点は、コンクリートの設計強度と配合、水平ひび割れ導入の方法のみである。コンクリートの設計強度および配合を表-4.5 に示す。

表-4.5 コンクリートの設計強度および配合

設計強度 (N/mm ²)	W/C (%)	s/a (%)	単位重量 (kg/m ³)				
			水 (W)	セメント (C)	細骨材 (s)	粗骨材 (G) Max 20mm	混和材
30	44.5	39.5	169	380	671	1045	3.42

図-4.16 に示す通り、スラブ供試体上部の圧縮鉄筋直上に波形の段ボールの中芯を置くことにより模擬水平ひび割れを導入した。基本となる模擬ひび割れのひび割れ幅は、0.6mm であるが、これは 4.2.2 節の電食実験によって得られた腐食率 15% の場合のひび割れ幅と同一となるように設定したものである。また腐食が進行し、ひび割れ幅が拡大した場合を想定し、ひび割れ幅を倍の 1.2mm とした供試体も作製した。ひび割れ幅については、段ボールの積層数を変えるだけで容易に変化させることができる。

基本となる模擬ひび割れのサイズは、200×200mm であり、圧縮鉄筋の鉄筋間隔 100mm の 2 倍である。これは、鉄筋腐食により隣接する鉄筋間でひび割れが繋がった場合の最小のサイズを想定したものであり、この供試体において起こりえる最小の水平ひび割れサイズである。水平ひび割れの大きさの影響を確認することを目的として、1 体の供試体は、ひび割れ領域を倍の 400×400mm とした。

表-4.6 に供試体一覧を示すが、ひび割れサイズ 200×200mm でひび割れ幅 0.6mm を基本に、ひび割れ幅のみを 1.2mm にしたものと、ひび割れ領域のみを 400×400mm にしたものの 3 種類である。基本となる 200×200mm は 2 体製作したことに加え、比較対象の健全供試体も製作したため、供試体数は合計 5 体である。



図-4.16 模擬水平ひび割れの導入方法

表-4.6 供試体一覧（模擬水平ひび割れ）

供試体名	水平ひび割れの大き (mm)	ひび割れ幅 (mm)	備 考
H-0	—	—	健全
H-200-0.6 a	200×200	0.6	基本供試体
H-200-0.6 b			
H-400-0.6	400×400	0.6	
H-200-1.2	200×200	1.2	
※ 供試体名：H-200-0.6 └→ 0.6 or 1.2：ひび割れ幅（mm） └→ 200 or 400：水平ひび割れの大きさ（mm） └→ H：模擬水平ひび割れ（Horizontal crack）			
※ a, b は同一条件の供試体を識別する添え字			

(2) 荷重変位関係およびひび割れ進展挙動

載荷方法，供試体の支持条件および変位の計測方法は，4.2.2(2)と同一である。図-4.17に載荷実験により得られた荷重－変位関係を示す。図中の荷重は，電食供試体と同様に，式(4.4)により健全供試体のコンクリート圧縮強度である 33.9 N/mm^2 で補正したものである。また，表-4.7に補正前後の押抜きせん断耐力と，健全供試体の耐力を1.0とした時の各供試体の耐力を示す。

基準となる H-200-0.6a および b 供試体はほぼ同一の耐荷挙動を示したが，a 供試体はスラブが完全に押抜かれるまで載荷したのに対し，b 供試体は明確な荷重低下を示した時点で載荷を停止したため，b 供試体はピーク後の大きな変位領域までのデータが存在しない。図-4.17によれば，水平ひび割れのサイズが大きくなることにより，またはひび割れ幅が大きくなることにより押抜きせん断耐力が低下することがわかる。水平ひび割れの存在により，押抜きせん断耐力が低下することは，電食供試体の実験結果と一致しており，模擬水

平ひび割れによる方法が、腐食させた供試体の挙動を再現できることが確認された。模擬ひび割れのない健全供試体（H-0 供試体）は、同じく水平ひび割れのない C-0 供試体（図-4.11）とほぼ同一の挙動を示し、ピーク荷重後に一気に荷重が低下し、その後ある一定の荷重のまま変位だけが增大する結果となった。H-200-0.6a, H-200-0.6b および H-200-1.2 供試体も、最大荷重は低下したものの、最大荷重までは健全供試体（A-0）とほぼ同一の剛性を示し、ピーク後に一気に荷重が低下する挙動を示した。一方で、H-400-0.6 供試体のみは、変位の増加とともに徐々に剛性が低下し、明確な荷重のピークを示さないまま、荷重の低下が進行した。

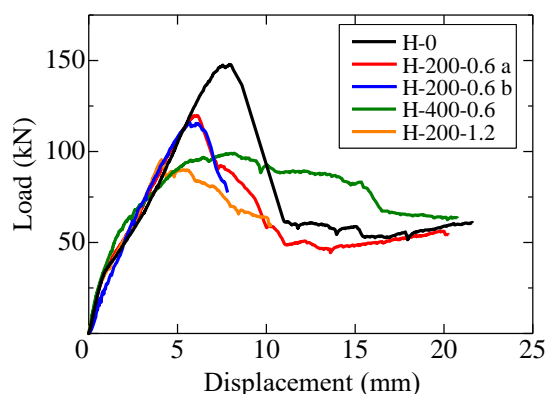


図-4.17 荷重－変位関係（模擬水平ひび割れ供試体）

表-4.7 押抜きせん断耐力（模擬水平ひび割れ供試体）

供試体名	コンクリート強度 (N/mm ²)	最大荷重 (kN)	補正最大荷重 (kN)	耐力比率
H-0 (Sound)	33.9	147.8	147.8	1.00
H-200-0.6 a	36.8	124.8	119.8	0.81
H-200-0.6 b	36.7	120.7	116.1	0.79
H-400-0.6	36.8	103.2	99.1	0.67
H-200-1.2	30.8	90.9	95.4	0.65

載荷試験の後、供試体を中央で半分に切断し、内部のせん断ひび割れ進展状況を確認した。図-4.18 はその切断面を示したものであり、図中の赤線は、模擬水平ひび割れを示している。健全（H-0）供試体では、せん断ひび割れは載荷板端部の斜め下および供試体下側の引張鉄筋に沿って進展していることが確認できる。一方、水平ひび割れが存在する場合は、せん断ひび割れが水平ひび割れと交差する位置で水平方向に進展し、水平ひび割れ端部から供試体下面にかけて進展したことが確認された。結果として、図-4.19 に示す通り、水平ひび割れが存在する場合は、供試体下面で押抜かれる領域が大きくなった。この挙動

は、電食供試体と同一のものであり、ここでも、模擬ひび割れが腐食により生じた水平ひび割れを再現できることが示された。


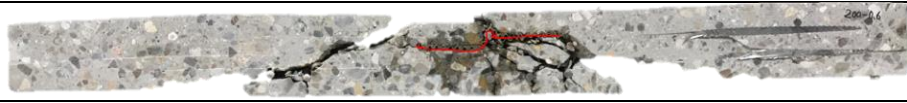


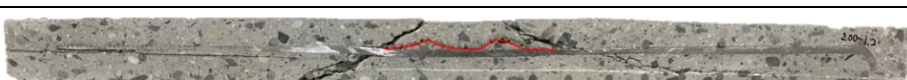
	断 面
H-0 (Sound)	
H-200-0.6 a	
H-200-0.6 b	
H-400-0.6	
H-200-1.2	

図-4.18 破壊面の状況（模擬ひび割れ供試体）

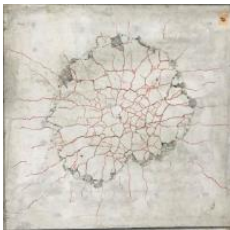


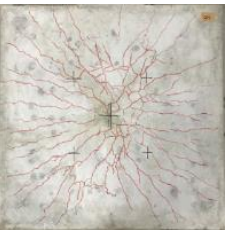
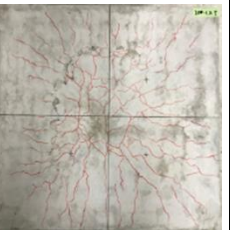
H-0（健全）	H-200-0.6a	H-200-0.6b	H-400-0.6	H-200-1.2
				

図-4.19 載荷後の底面の状況（模擬ひび割れ供試体）

4.2.4 荷重載荷時のひび割れ進展挙動

供試体内部のせん断ひび割れが進展する過程を確認することを目的として、追加の2体の載荷実験を行った。供試体種別は、H-200-0.6と同一であるが、これまでの他の供試体と異なり、追加された2体については破壊までは載荷せず、1体は想定される最大荷重の直前まで、もう1体は想定される最大荷重の80%までの載荷に留めた。除荷後、供試体を中央で半分に切断し、ひび割れ進展状況を確認したものが、図-4.20である。最大荷重の80%まで載荷された供試体では、図中に青丸で示すとおり、載荷板端部付近に微細な斜めひび割れが存在するのみである。最大荷重の直前まで載荷された供試体では、載荷板と水平ひび割れ間の斜めひび割れ、および水平ひび割れ端部と供試体下面間の斜めひび割れが確認できる。この結果は、電食供試体で確認されたものと同様である。



最大荷重の 80%まで	
最大荷重の 直前まで	

図-4.20 内部のひび割れ進展過程

4.2.5 かぶりコンクリートと水平ひび割れ幅が耐力に及ぼす影響

ここまでの検討により、水平ひび割れが存在する場合は、スラブの押抜きせん断耐力が低下することが確認されたが、その原因は、水平ひび割れの存在によりコンクリートの応力伝達が阻害され、水平ひび割れよりも上部のかぶりコンクリートの耐荷に対する貢献度が低下するためであると考えられる。また、ある一定以上にひび割れ幅が大きくなれば、水平ひび割れよりも上のかぶりコンクリートが耐荷に寄与できなくなると推察される。この仮説を検証するため、図-4.21 に示すとおり、水平ひび割れに相当する部分より上のかぶりコンクリートが初めから無い供試体を作製し、載荷実験を行った。かぶりコンクリートを除去した範囲は、供試体中央の 200×200mm であり、模擬水平ひび割れ供試体で基準とした 200×200mm の水平ひび割れの上部のコンクリートが存在しないことになる。この供試体を、R200 供試体（R: Reduced）と呼ぶ。かぶりコンクリートがない範囲では、スラブ厚さが 70mm となり、有効高さは主鉄筋と配力筋の平均で 50mm となり、元のスラブより 15mm 薄い状態となる。

図-4.22 は、載荷実験により得られた R200 供試体の荷重－変位関係である。図には比較のため、R200 供試体のかぶりがない範囲と同じ大きさの模擬水平ひび割れを持つ、H-200-0.6 および H-200-1.2 供試体の実験結果も記載した。図-4.22 から、水平ひび割れ幅が大きくなるにつれて押抜きせん断耐力が低下し、ひび割れ幅が 1.2mm の H-200-1.2 供試体の耐力は、かぶりのない R200 供試体とほぼ等しくなることが確認できる。このことは、ひび割れ幅がある一定以上になるとかぶりコンクリートが耐荷に寄与できなくなるという仮説を裏付けるものであり、ひび割れ幅がある一定以上になると、有効高さが低減されるのに等しい影響があるということを意味するものである。



図-4.21 かぶりコンクリートのない R200 供試体

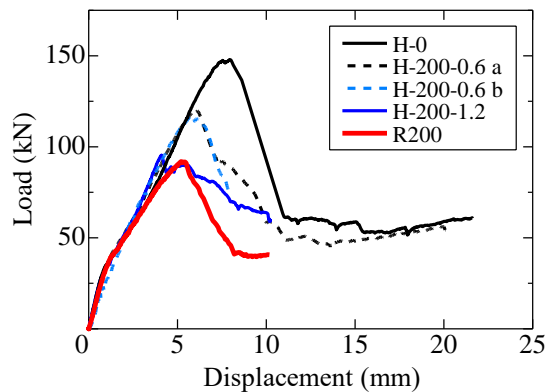


図-4.22 荷重－変位関係（かぶりなし供試体）

図-4.23 は、押抜きせん断耐力と水平ひび割れ幅の関係を示したものである。この図には、模擬水平ひび割れ供試体の結果だけでなく、4.2.2 節で行った電食供試体の結果も併せて記載している。模擬ひび割れ供試体のひび割れ幅は段ボールの厚さであり、電食供試体のひび割れ幅は腐食によるひび割れを実測したものである。なお、押抜きせん断耐力は、H-0 供試体のコンクリート強度で補正した上で、各供試体の耐力を H-0 供試体の耐力で除することに正規化した。また、かぶりのない R200 供試体の押抜きせん断耐力が、ひび割れ幅が 1.2mm の H-200-1.2 供試体と同等であったことから、便宜上 R200 供試体のひび割れ幅を 1.2mm として記載している。図中の黄色の太線は、データ分布の傾向を示したものであり、この図からひび割れ幅と押抜きせん断耐力は、高い相関があるということが出来る。また、今回の場合、0.8～1.0mm 以上のひび割れ幅に達した場合、かぶりコンクリートは有効に機能しなくなり、有効高さが減少したのと等価に扱えることが読み取れる。

水平ひび割れより上のコンクリートまたはかぶりコンクリートを無視した場合、スラブ

の有効高さは、X 方向と Y 方向の平均で元の有効高さの 75%に減少する。式 (4.2) および式 (4.3) を見れば、スラブの押抜きせん断耐力は、有効高さに比例することがわかる。かぶりのない R200 供試体のせん断耐力は健全供試体の 62%, 同じく A-200-1.2 供試体のせん断耐力は健全供試体の 65%であり、有効高さの減少のみにより荷重低下の原因を完全に説明できるものではないが、劣化して水平ひび割れが生じたスラブの残存耐荷力を評価する際に、有効高さが減少したものと扱うことは有効な手段であると考えられる。

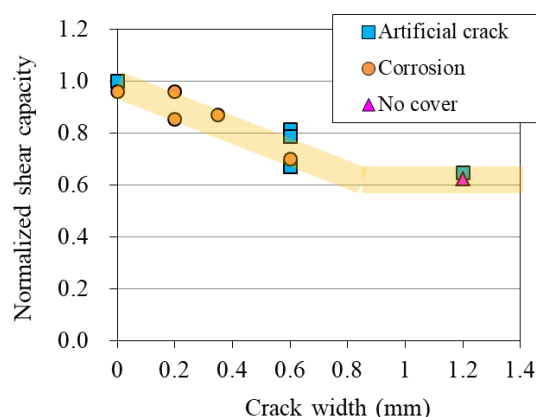


図-4.23 せん断耐力－水平ひび割れ幅関係

4.2.6 湿潤化の影響

4.2.2 節および 4.2.3 節で水平ひび割れが押抜きせん断耐力に与える影響を検討したが、床版の疲労耐久性には水の存在が影響するとされている。松井¹⁰⁾は、水の存在によって床版内のひび割れ面がこすり合わされ、コンクリートが劣化することにより疲労耐久性が大きく低下するとしている。松井は、スラブの移動輪載荷試験を行うことにより S-N 曲線を示し、水が存在する場合は、乾燥状態に比べて疲労耐久性が 1/100 程度まで低下すると指摘している。また、横山ら¹¹⁾は、床版内部のひび割れに水が浸入し、荷重を受けた際に間隙水圧が上昇することによりひび割れが進展することを解析的に示している。

一方で、水中にあるコンクリートは、内部の空隙に作用する水の表面張力によって、乾燥時よりも静的圧縮強度や疲労圧縮強度が低下することが知られている¹²⁾¹³⁾。水の影響で床版の劣化が促進されなくとも、コンクリートの圧縮強度が低下するのであれば、床版の耐荷力が低下し、結果として床版の疲労耐久性が低下すると考えられる。

実橋梁のスラブの通常の使用状態は乾燥状態であるが、路面から雨水が浸入し、床版面に滞水したり、ひび割れを通じて床版内に水分が供給され、湿潤状態となることがある。よって、湿潤化した時のスラブの耐荷性能を明らかにすることは重要なことと思われる。そこで本研究では、乾燥状態のスラブを基準とし、湿潤状態のスラブでも載荷実験を行い、水がスラブの押抜きせん断耐力に与える影響を検討した。

(1) 湿潤化の方法

実験に使用した供試体は、図-4.2 で示したものと同一であり、4.2.3 節で述べたものと同様の 200×200mm の大きさの模擬水平ひび割れを有するものと、ひび割れのない健全な供試体の 2 タイプとした。供試体の種別を表-4.8 に示す。供試体名に w を付したものは、湿潤化した供試体を示し、(p)または(t)は湿潤化の方法を示している。なお、表中の備考欄に「乾燥」と記した供試体は、比較のため 4.2.3 節で実験を行った供試体を掲載したものである。

供試体の湿潤化の方法を図-4.24 に示す。湿潤化の方法は 2 種類あり、p (pipe) は 200×200mm の大きさの模擬ひび割れの 4 隅にコンクリート打設前にパイプを設置した。よって、パイプから注水することにより、模擬ひび割れ内に直接水を注入することが可能である。これは、スラブ内部の水平ひび割れに水が満たされている状態を想定したものである。パイプへの注水は 4 本のパイプのうちの 1 本のみから行い、他のパイプから水が出てくるのを確認することにより、確実に模擬ひび割れ内に水が浸潤している状態とした。また、パイプへの注水は載荷の前日に行い、ひび割れ内に十分水が行き渡っている状態で載荷実験を行った。なお、パイプ内の水位は供試体上面から 200mm となるように調整し、載荷時にも水を足し続け、常にひび割れ内に水が満たされている状態とした。 t (tank) は、4.2.2 節で述べた電食試験の水槽と類似の方法で、供試体上面に 600×600mm の水槽を設置し、水を浸潤させた供試体である。実橋梁の床版上面に水が滞水してコンクリートが湿潤状態になっていることを想定したものであり、床版上面のコンクリートが十分に湿潤状態となるよう、載荷の 3 日前から水槽に水を張り、載荷も水槽内に水がある状態のままで行った。

表-4.8 供試体一覧（湿潤供試体）

供試体名※	水平ひび割れの大きさ (mm)	ひび割れ幅 (mm)	備 考
H-0	—	—	乾燥
H-0-w(t)	—	—	湿潤
H-200-0.6 b	200×200	0.6	乾燥
H-200-0.6-w(p)	200×200	0.6	湿潤
H-200-0.6-w(t)	200×200	0.6	湿潤
※ 供試体名：H-200-0.6-w(p) └→ w(wet) + (p)or(t)：湿潤+（湿潤化の方法） └→ 0.6：ひび割れ幅（mm） └→ 200：水平ひび割れの大きさ（mm） └→ H：模擬水平ひび割れ（Horizontal crack）			
※ p (pipe)はパイプにによる注水，t (tank)は水槽を設置し湿潤化			

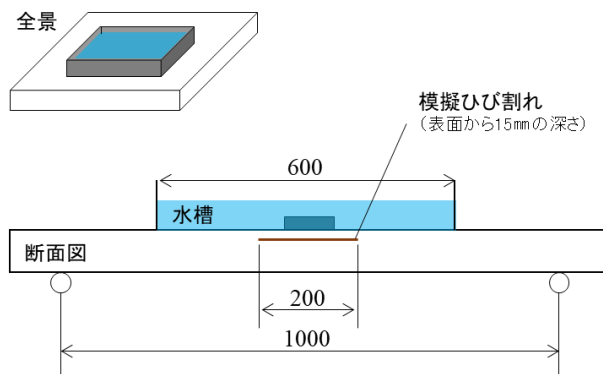
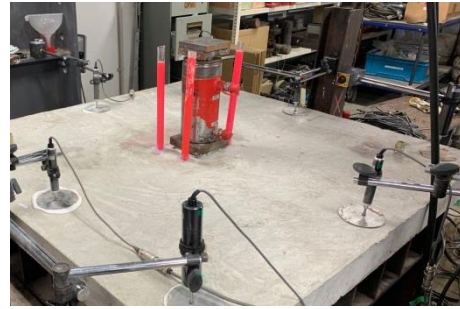
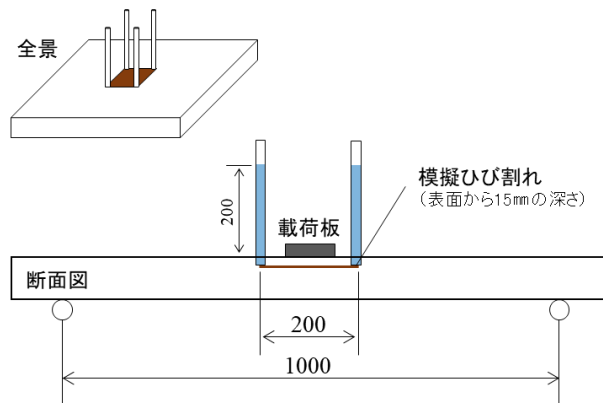


図-4.24 湿潤化の方法

(2) 湿潤化した場合の押抜きせん断耐力

湿潤供試体の載荷実験により得られた結果を表-4.9 に、荷重－変位関係を図-4.25 に、さらに、実験終了後の供試体の切断面を図-4.26 に示す。なお、荷重はこれまでと同様に健全供試体のコンクリート圧縮強度で補正したものである。最大荷重まではほぼ一定の剛性を維持し、押抜きせん断により破壊して一気に荷重が低下する耐荷挙動は、乾燥・湿潤にかかわらず同様であったが、水平ひび割れの有無のどちらの場合も、湿潤化した場合は乾燥供試体よりも耐力が低下した。これは、図-4.26 の供試体断面図からわかるように、乾燥供試体と湿潤供試体でひび割れ性状にほとんど差がなく、耐荷機構が同一であったためと考えられる。

水平ひび割れがない健全の乾燥供試体（Sound）と、上面に水槽を設け湿潤化した供試体（Sound-w(t)）を比較すれば、湿潤供試体は乾燥供試体の 92% まで押抜きせん断耐力が低下している。岡島ら¹²⁾は、湿潤時のコンクリートの圧縮強度は、乾燥した状態における強度より 10～20% 低下することを指摘している。式 (4.2) および式 (4.3) ではスラブの押抜きせん断耐力はコンクリート強度の平方根に比例すると述べたが、この考え方に当てはめれば、湿潤によりコンクリート強度が 10～20% 低下すれば、押抜きせん断耐力は乾燥時の 90～95% になる。よって、湿潤供試体の耐力低下の主たる原因は、湿潤化に伴うコンクリートの圧縮強度の低下であると言える。

水平ひび割れがある湿潤供試体（H-200-0.6-w(p)）および（H-200-0.6-w(t)）と、水平ひび割れのある乾燥供試体（H-200-0.6b）を比較した場合、湿潤供試体の押抜きせん断耐力は、乾燥時のそれぞれ 85%および 88%となった。水平ひび割れの存在により、耐力が約 80%に低下し、湿潤の影響でそこからさらに 85%程度に低下したということになる。この押抜きせん断耐力の低下率も、概ね湿潤化によるコンクリート強度の低下で説明することができ、湿潤の影響でスラブの耐力が低下することが確認された。

表-4.9 押抜きせん断耐力（湿潤供試体）

供試体名	コンクリート強度 (N/mm ²)	最大荷重 (kN)	補正最大荷重 (kN)	耐力比率
H-0	33.9	147.80	147.8	1.00
H-0-w(t)	36.0	140.77	136.6	0.92
H-200-0.6 b	36.7	120.66	116.0	0.79
H-200-0.6-w(p)	36.0	102.22	99.2	0.67
H-200-0.6-w(t)	36.0	107.22	104.1	0.70

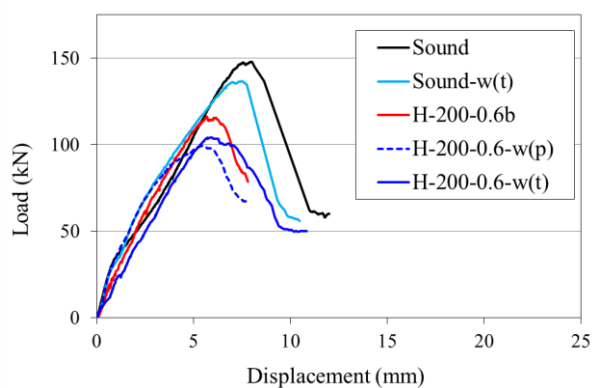


図-4.25 荷重－変位間関係（湿潤供試体）



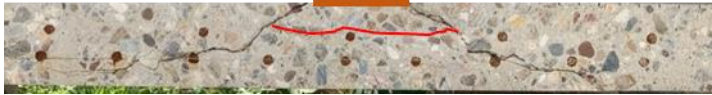


供試体名	断 面
H-0	
H-0-w(t)	
H-200-0.6 b	
H-200-0.6-w(p)	
H-200-0.6-w(t)	

図-4.26 供試体の断面（湿潤供試体）

4.3 鉛直方向の貫通ひび割れがスラブの押抜きせん断耐力に与える影響

4.3.1 実験供試体

実橋梁では、1)乾燥収縮によって橋軸直角方向に鉛直ひび割れが発生、2) 繰返し荷重により 2 方向の鉛直ひび割れが発生、3)ひび割れ間隔が密になり亀甲状のひび割れ分布への進展、4)ひび割れ幅の拡大やひび割れ面のすり減りによるひび割れ面のせん断伝達力の低下、の過程を経て疲労破壊に至るが、これらのひび割れ進展過程を実験的に再現するのは困難であることと、特定のひび割れ状態を疲労実験により再現できないことから、4.2.3(1)で示した模擬水平ひび割れと同様に、段ボールの中芯を用いて図-4.27 に示すように鉛直模擬ひび割れを導入した。実験供試体の寸法および配筋は図-4.2 に示すものと同一である。

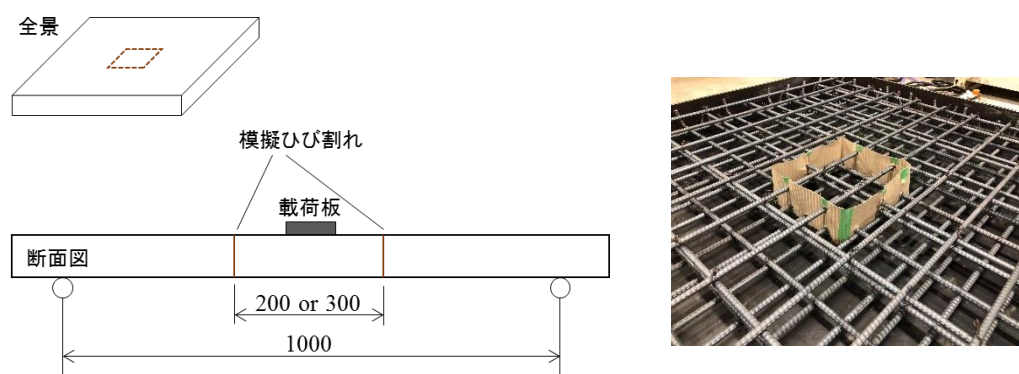


図-4.27 鉛直模擬ひび割れの導入方法

表-4.10 に供試体一覧を示す。また、図-4.28 に鉛直ひび割れの導入パターンをまとめたものを示す。劣化の進行により 2 方向のひび割れが入った状態を想定し、供試体中央の 200×200mm の四角形の 4 辺に幅 0.3mm の鉛直ひび割れを導入したものが V-200□-0.3 供試体であり、ひび割れに囲まれた領域が局所的に押し抜かれる場合の耐力を評価することを目的としている。この V-200□-0.3 供試体を基準とし、劣化がさらに進行し、ひび割れ幅が大きくなった状態を想定したひび割れ幅 0.6mm の供試体 (V-200□-0.6)、およびひび割れ密度が粗な段階の状態を想定し、ひび割れの四角形の大きさを 300×300mm とした供試体 (V-300□-0.6)、さらに比較対象として、比較的劣化が進行していない状態を想定し、200×200mm の四角形の向かい合う 2 辺のみの 1 方向に鉛直ひび割れを導入した供試体 (V-200||-0.6) の 4 体で実験を行った。基準となる 200×200mm のひび割れ位置は、実橋梁の床版において、密にひび割れが発生した状態を想定したものであり、かつ 4.2 節の水平ひび割れの検討結果から、確実にせん断ひび割れと交差する位置に鉛直ひび割れを配置したものである。鉛直ひび割れの幅については、実橋梁において計測された事例が少ないものの、無載荷時でも 0.1~0.3mm のものがあると報告されていることから¹⁴⁾、0.3mm を基準とした。

次に、鉛直ひび割れの長さが長く、ひび割れがスラブを横断するように進展した状態を想定した場合の検討を行った。上記の V-200 シリーズが鉛直ひび割れによる局所的な押抜きせん断耐力を評価しようとしているのに対し、ひび割れ長さの長い V-800 シリーズは、鉛直ひび割れが版構造の耐荷機構に与える影響を検証すること目的としている。供試体の支間が 1000mm であるので、800mm のひび割れは、ほぼ供試体の支間全長に渡るものであり、鉛直ひび割れによりスラブが分断されるとすれば、版構造から薄板状の梁としての挙動に近づくと考えられる。このような考えから、長さ 800mm、幅 0.3mm の鉛直模擬ひび割れを導入した供試体 (V-800||-0.3) を基準とし、劣化が進展したことを想定し、ひび割れ幅を 0.6mm に拡大した V-800||-0.6 供試体、ひび割れが広い領域に発生した状態を想定し、長さ 800mm のひび割れが 4 本平行に並んだ V-800||||-0.3 供試体、および長いひび割れが 2 方向に進展したことを想定した V-800#-0.3 供試体の 4 種類の供試体を作製し、載荷実験を行った。すべての供試体において、鉛直ひび割れの間隔は 200mm であり、載荷によって発生するせん断ひび割れと模擬鉛直ひび割れが交差する位置関係になっている。なお、基準となる V-800||-0.3 供試体は、検証のため 2 体作製したので、V-800 シリーズの供試体数は合計 5 体である。

表-4.10 供試体一覧（鉛直ひび割れ）

供試体名※	鉛直ひび割れ位置 (mm)	ひび割れ幅 (mm)	備 考
V-0	—	—	健全
V-200□-0.3	200×200mm 四角形	0.3	基準
V-200□-0.6	200×200mm 四角形	0.6	
V-300□-0.6	300×300mm 四角形	0.6	
V-200 -0.3	200mm 平行 2 本	0.3	
V-800 -0.3 a	800mm 平行 2 本	0.3	基準
V-800 -0.3 b			
V-800 -0.6	800mm 平行 2 本	0.6	
V-800 -0.3	800mm 平行 4 本	0.3	
V-800#-0.3	800mm 井桁状 4 本	0.3	

※ 供試体名：V-200□-0.6

□ → 0.3 or 0.6：ひび割れ幅（mm）

|| → 200 or 300 or 800：鉛直ひび割れの長さ（mm）＋形状

↳ V：模擬鉛直ひび割れ（Horizontal crack）

※ 鉛直模擬ひび割れの形状

□：四角形の 4 辺のひび割れ

||：平行する 2 本のひび割れ

|||：平行する 4 本のひび割れ

#：平行する 2 本のひび割れが十字に交差

※ a, b は同一条件の供試体を識別する添え字

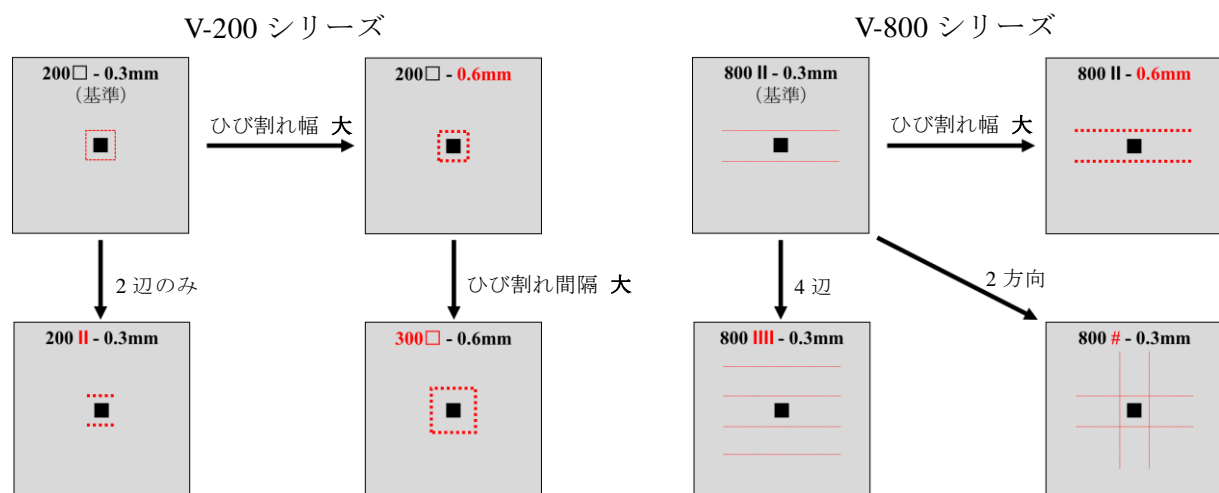


図-4.28 供試体に導入した模擬鉛直ひび割れのパターン

4.3.2 荷重変位関係およびひび割れ進展挙動

実験結果を表-4.11 および図-4.29、図-4.30 に示す。本節の鉛直ひび割れに関する検討でも、水平ひび割れの検討と同様に、健全供試体（V-0）のコンクリート強度を基準として式（4.4）によって荷重を補正し、コンクリート強度の差に起因する供試体の耐力差を排除した。また、表-4.11 には健全の V-0 供試体の耐力を 1.0 とした時の各供試体の耐力を示す。なお、図-4.29 の右側には健全供試体同士の比較として、C-0 供試体、H-0 供試体および V-0 供試体の荷重－変位関係を示すが、耐力はほぼ同一であり、腐食、模擬水平ひび割れおよび模擬鉛直ひび割れの検討でそれぞれ製作した健全供試体は同一の耐荷性能を有すると確認された。

表-4.11 押抜きせん断耐力（鉛直ひび割れ）

供試体名	コンクリート強度 (N/mm ²)	最大荷重 (kN)	補正最大荷重 (kN)	耐力比率
V-0（健全）	35.4	144.3	144.3	1.00
V-200□-0.3	32.9	138.4	143.7	1.00
V-200□-0.6	40.1	98.10	92.2	0.64
V-300□-0.6	40.1	119.5	112.3	0.78
V-200 -0.3	32.9	147.8	153.4	1.06
V-800 -0.3 a	32.9	134.9	140.0	0.97
V-800 -0.3 b	35.4	141.8	141.8	0.98
V-800 -0.6	35.4	112.5	112.5	0.78
V-800 -0.3	26.8	114.2	131.3	0.91
V-800 #-0.3	26.8	115.6	132.9	0.92

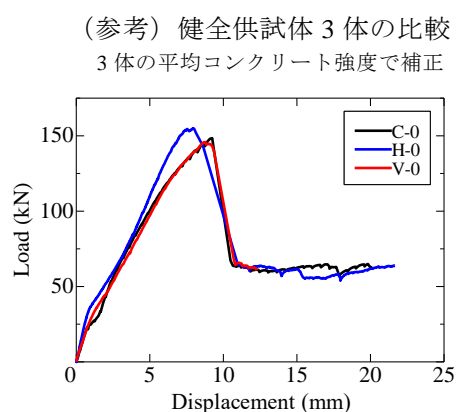
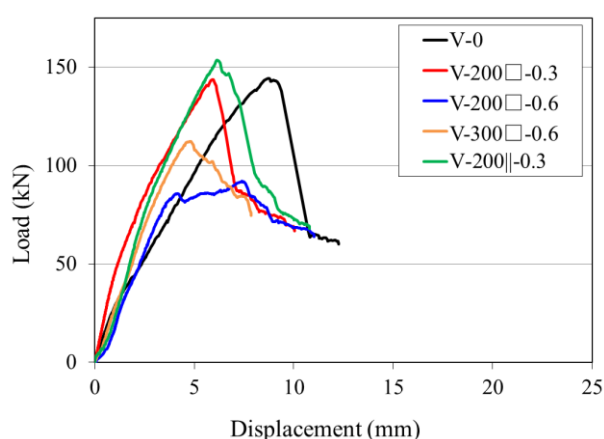


図-4.29 荷重－変位関係（V200 シリーズ）

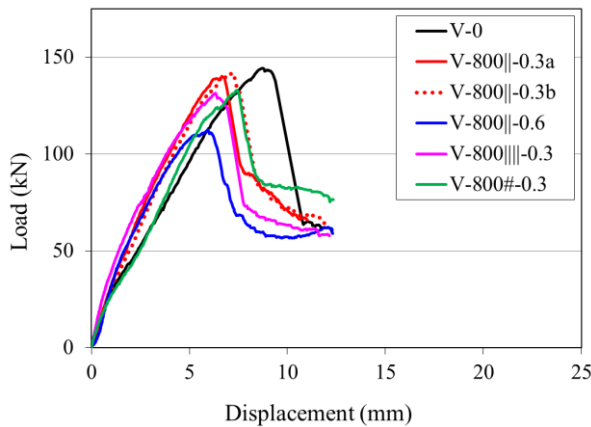


図-4.30 荷重－変位関係（V800 シリーズ）

2 方向のひび割れによる局所的な押抜き破壊挙動への影響を検討するために、四角形に鉛直ひび割れを導入した V200 シリーズでは、ひび割れ幅が 0.3mm の V-200□-0.3 および V-200||-0.3 供試体は耐力低下を示さず、コンクリート強度で補正後の健全供試体（V-0）との耐力比は、1.00 および 1.06 となった。一方で、ひび割れ幅が 0.6mm の V-200□-0.6 および V-300□-0.6 供試体は、大きく耐力が低下し、健全供試体との耐力比での 0.64 および 0.78 となった。V-200□-0.6 以外の供試体は、耐力には差があるものの、ピーク荷重後に押抜きせん断により破壊し、一気に荷重が低下する挙動を示したが、V-200□-0.6 供試体は明確なピークを示さず、せん断ひび割れ発生に伴って荷重が一度低下した後に再び荷重が増加し、その後徐々に耐力が低下していく挙動を示した。V-200□-0.6 供試体は、鉛直ひび割れが載荷板から近くに位置し、せん断ひび割れが初期鉛直ひび割れの影響を受け易いために、V-300□-0.6 供試体よりも大きな耐力低下が生じたと考えられる。

V200 シリーズの実験の結果、鉛直ひび割れ位置の影響よりもひび割れ幅が耐荷力に大きな影響を与えることが確認された。

ひび割れが長く進展したことを想定し、版構造の耐荷機構への影響を検討するための V800 シリーズにおいては、基準とした V-800||-0.3 の 2 体は、いずれも健全と比べて大きな耐力の低下はなく、2～3%の低下のみであった。しかし、V-800|||-0.3 および V-800#-0.3 供試体は、どちらも健全の約 90%程度まで耐力が低下した。平行に 2 本の 0.3mm の初期鉛直ひび割れを有する基準供試体は、ひび割れによりコンクリートのせん断伝達が阻害されるものの、0.3mm のひび割れ幅では、ひび割れ面の骨材の噛み合わせにより、せん断伝達能力が確保されていると考えられる。また、初期ひび割れの無い方向では健全と同様のせん断抵抗が期待でき、結果的に耐力低下に繋がらなかったものと考えられる。一方で、V-800|||-0.3 および V-800#-0.3 供試体では、ほぼ支間全長に渡る初期鉛直ひび割れの影響により、版としての耐荷構造が失われ耐力が低下したものと考えられる。V-800#-0.3 と V-200□-0.3 供試体を比較すれば、V-800#-0.3 供試体は健全との耐力比で 0.92 であったが、V-200□-0.3 供試体は耐力低下を示さず耐力比が 1.0 であった。両者の中心付近のみを見れば、0.3mm の初期鉛直ひび割れが 200×200mm の四角形に存在する同一条件であるが、

V-800#-0.3 供試体は中心の四角形から四方にひび割れが伸びているという違いがある。この両者の比較からも、V-800#-0.3 供試体では版構造としての耐荷構造が阻害されたことが耐力低下の原因であると考えられる。

V-800 シリーズでは、初期鉛直ひび割れ幅が 0.6mm の V-800||-0.6 供試体のみが大きな耐力低下を示し、健全との耐力比で 0.78 まで低下した。V-200 シリーズおよび V-800 シリーズのいずれにおいても 0.6mm の初期鉛直ひび割れを有する供試体が大きく耐力低下する結果となった。

図-4.31 にせん断耐力ー鉛直ひび割れ幅関係を示す。横軸が初期鉛直ひび割れの幅であり、縦軸は各供試体の耐力を健全の V-0 供試体のせん断耐力で除することにより正規化したせん断耐力である。初期鉛直ひび割れ幅が 0.3mm のグループと 0.6mm のグループを比較すれば、耐力に明らかな差があることがわかる。0.3mm のグループ内では、初期鉛直ひび割れの長さや本数等により耐力に差があるものの、0.6mm のグループよりも高いせん断耐力を示している。

以上の結果から、初期鉛直ひび割れは、版としての耐荷構造に影響を及ぼし、せん断耐力低下の原因となることが確認されたほか、初期鉛直ひび割れの幅がせん断耐力に支配的な影響を及ぼすことが明らかとなった。なお、ひび割れ幅 0.6mm のグループ内の 3 体でも耐力に差が見られるが、これは初期鉛直ひび割れとせん断ひび割れの位置関係によるものと考えられ、以降でそれを考察する。

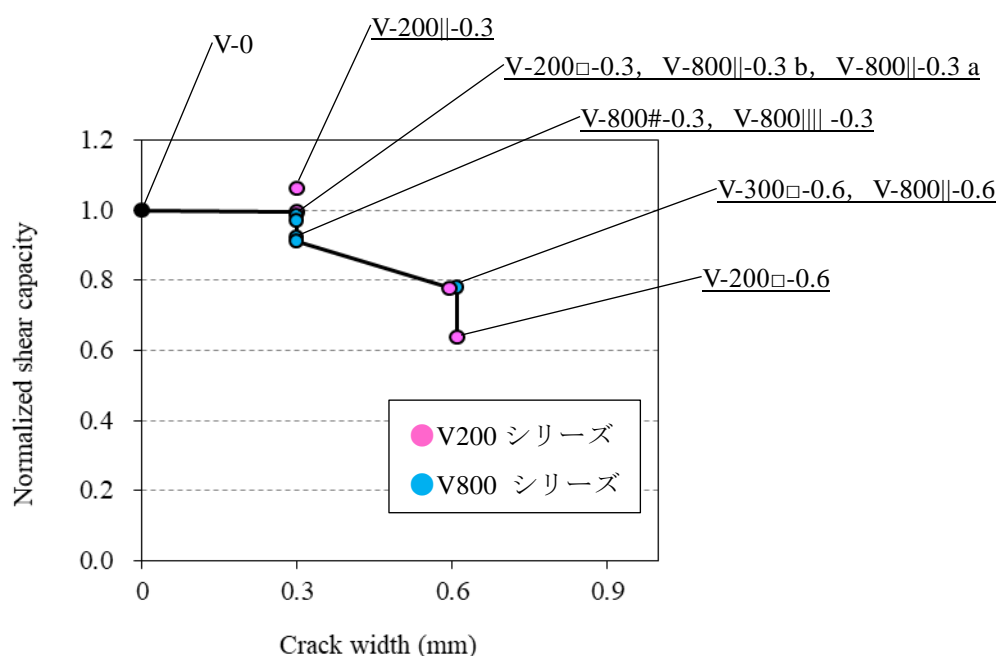


図-4.31 せん断耐力ー鉛直ひび割れ幅関係

実験では、幅 0.6mm の初期鉛直ひび割れを有する供試体でせん断耐力の低下が見られたが、耐力が低下する原因としては、初期鉛直ひび割れによってせん断ひび割れの形状が変

化することが考えられる。図-4.32 に载荷終了後に供試体を半分に切断して確認した供試体内部のせん断ひび割れの状況を示すが、初期鉛直ひび割れ幅が 0.3mm の供試体では、約 30 度の角度の連続したひび割れが生じ、引張鉄筋位置付近では引張鉄筋に沿った角度の緩い（水平に近い）割裂ひび割れが生じていることが確認できる。しかし、耐力の低下が見られた幅 0.6mm の初期鉛直ひび割れを有する供試体では、供試体上部の斜め方向のせん断ひび割れが初期鉛直ひび割れによって分断され、供試体下部の引張鉄筋付近では角度の緩い割裂ひび割れが生じていることが確認できる。このような Z 形のひび割れは、Fu ら⁸⁾の研究で模擬鉛直ひび割れを導入したせん断破壊する梁部材の実験で観察されたものと同様のひび割れである。また、この形状のひび割れは、Z-crack として Fu らの研究の他に、Pimanmas ら¹⁵⁾の初期ひび割れを導入したせん断はり部材の実験でも観察されている。この形態のひび割れは、初期に存在している貫通ひび割れと荷重载荷によるせん断ひび割れの相互作用で生じるものであり、この Z-crack の発生の有無により押抜きせん断耐力が低下するか否かが分かれていると考えられる。特に耐力の低下割合の大きかった V-200□-0.6 および V-300□-0.6 供試体では明瞭な Z-crack が確認される。














供試体名	X-X 切断面	Y-Y 切断面
V-0 (健全)	----	
V-200□-0.3		
V-200□-0.6	----	
V-300□-0.6	----	
V-200 -0.3		
V-800 -0.3a		
V-800 -0.3b		
V-800 -0.6	----	
V-800 -0.3	----	
V-800 #-0.3	----	
※X-X, Y-Y 切断面は図-4.2 に示す切断面で、 X-X 切断面が主鉄筋に沿う方向の切断面（橋軸直角方向の切断面） Y-Y 切断面が配力筋に沿う方向の切断面（橋軸方向の切断面）		

図-4.32 载荷後の切断面（鉛直ひび割れ供試体）

4.3.3 耐力低下に関する考察

前節で述べたとおり，耐力が大きく低下した V-200□-0.6 供試体および V-300□-0.6 供試体では，Z-crack が観察された。図-4.33 に載荷終了後の供試体底面のひび割れ状況を示すが，初期鉛直ひび割れを有する供試体では，せん断ひび割れが初期鉛直ひび割れに沿って真下に進展したため，結果として斜めひび割れの長さが短くなり，押し抜かれる領域が小さくなった。

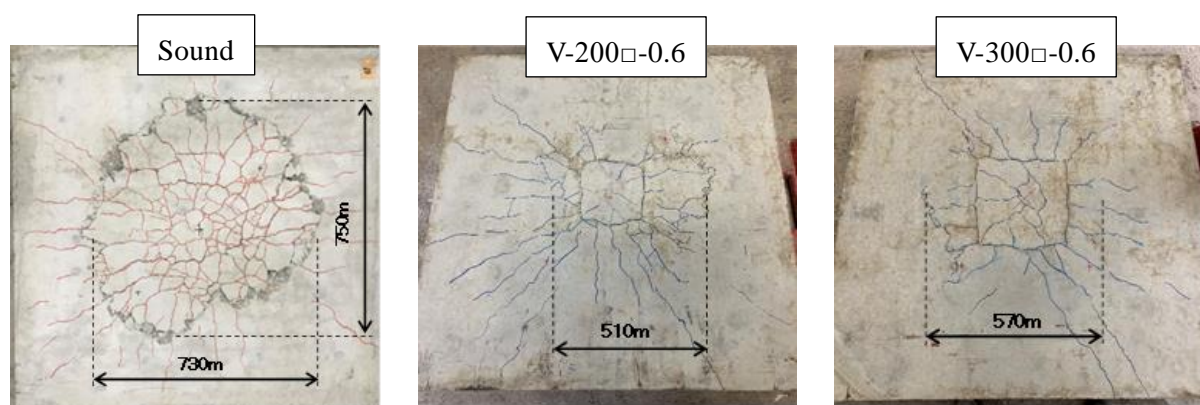
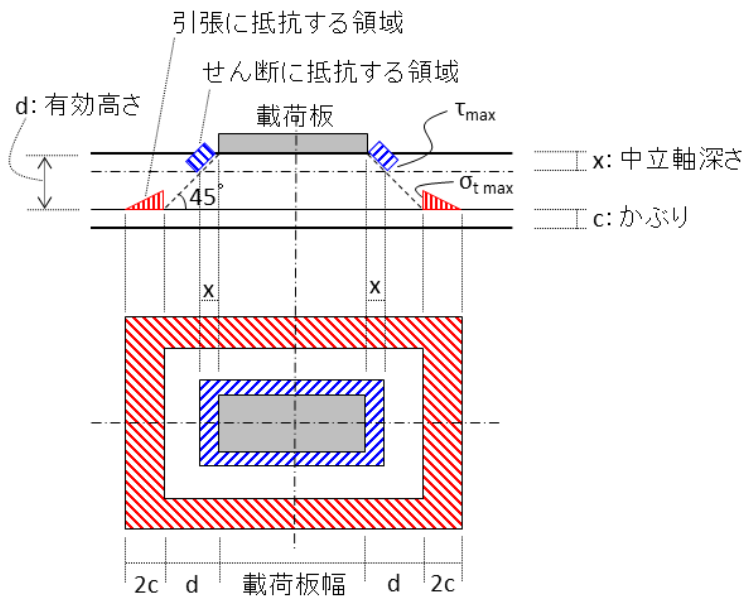


図-4.33 載荷後の供試体底面の状況

スラブの押し抜きせん断に対する耐荷機構として，前田ら¹⁶⁾は，図-4.34 に示すモデルを提案した。このモデルは，押し抜きせん断による破壊面（せん断ひび割れの角度）を 45 度と仮定し，載荷板から中立軸までの圧縮領域では，スラブがせん断によって抵抗する領域，スラブ下側の引張鉄筋からスラブの下面までは，下側かぶり部分のコンクリートが引張（割裂）によって抵抗する領域と位置づけ，これら 2 つの抵抗機構の和として押し抜きせん断耐力を評価するものである。図中に青ハッチングで示されるせん断に抵抗する領域は，載荷板の周囲に幅 x (x は中立軸深さ) で分布する。また，図中に赤ハッチングで示される引張に抵抗する領域は，載荷板端部から d (d は有効高さ) 離れた位置の周囲に，水平方向に $2c$ (c は引張鉄筋のかぶり) の幅で分布する。なお，中立軸から引張鉄筋までの間は，斜めひび割れが開口しているため，せん断耐力に寄与しない領域とされている。



※主筋方向, 配力筋方向 同様の考え方

図-4.34 前田らによる耐荷機構モデル

この耐荷機構のモデルに基づき、初期鉛直ひび割れを有する V-200□-0.6 供試体および V-300□-0.6 供試体のせん断耐力の検証を行った。図-4.35 に示すとおり、せん断に抵抗する圧縮領域は、荷重によるひび割れと初期ひび割れが交差しないため影響を受けないが、供試体下側の引張に抵抗する領域（図中の赤ハッチング部）は、初期鉛直ひび割れの影響によって供試体中央方向（荷重板方向）に移動するため、抵抗面積が減少し、結果として押抜きせん断耐力が低下する。図-4.32 に示した破壊面の観察から、せん断ひび割れの角度を 30 度と仮定し、引張に抵抗する領域の面積を計算すれば、V-200□-0.6 供試体では健全時の 69.0%、V-300□-0.6 供試体では健全時の 91.9% となった。健全供試体に対する耐力の低下率はそれぞれ 64%、78% であることから、引張領域の面積減少分だけで初期鉛直ひび割れの影響による耐力の低下を評価できるものではないが、鉛直ひび割れによる引張抵抗面積の減少が押抜きせん断耐力低下の要因であることが確認された。

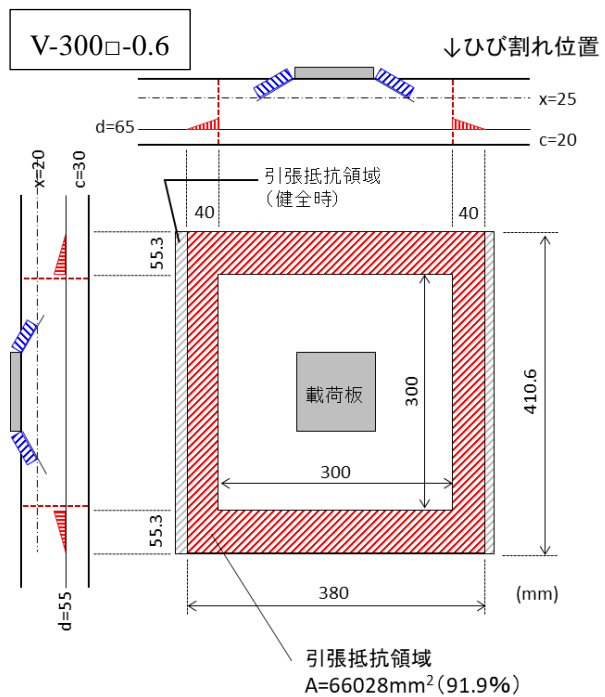
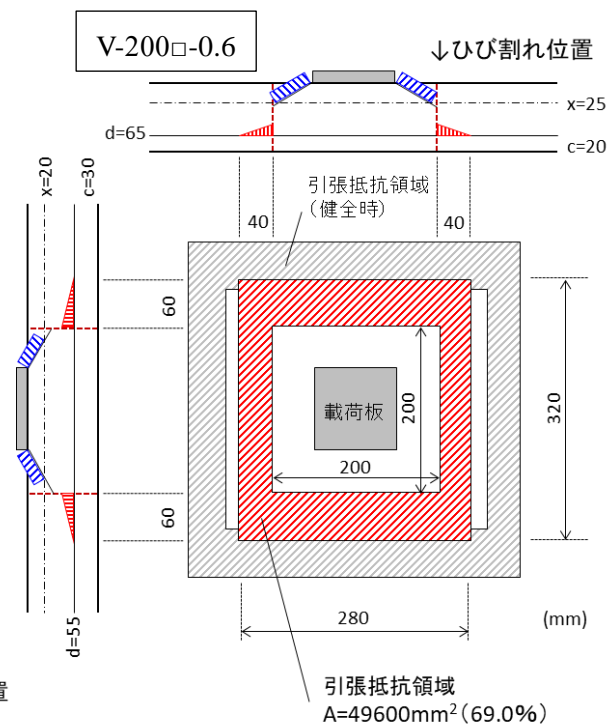
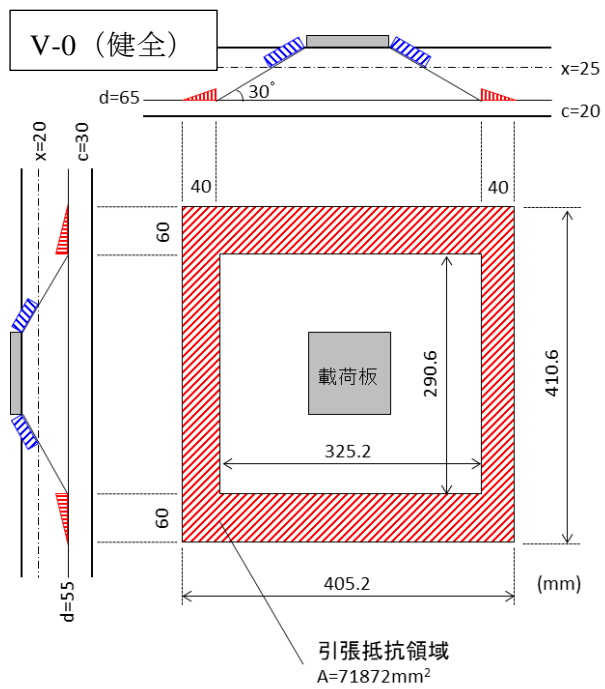


図-4.35 引張側の抵抗領域

4.4 疲労耐久性についての考察

先に述べたとおり、松井ら¹⁰⁾は、移動輪載荷試験によりスラブの疲労実験を行い、S-N 曲線を示している。この S-N 曲線は、床版の耐力と載荷荷重の比により疲労強度を推定するものである。図-4.36 は松井らによる S-N 曲線を示しており、縦軸は載荷荷重を耐荷力で割った無次元量であり、横軸は載荷回数である。この S-N 曲線によれば、床版厚 7~20cm、配筋鉄筋比 25%以上かつ下側配筋鉄筋間隔 25cm 以下の範囲内において、RC 床版の疲労強度特性を、床版厚・配筋鉄筋量に無関係に推定することができる。参考文献 10)の松井らの研究では、S-N 曲線の近似式が示されていないが、図-4.36 に記載されている S-N 曲線に合うように近似式を求めれば式 (4.5) が得られる。

$$S = 1.6666 \cdot N^{-0.08645} \quad (4.5)$$

ここに、 S は載荷荷重 P / 耐荷力 P_{sx} であり、 N は載荷回数である。つまり、耐荷力 P_{sx} が低下すれば P/P_{sx} が大きくなり、一定荷重下であっても高い荷重レベルで載荷しているのと同義となる。この S-N 関係を、本研究で用いた水平ひび割れを有する H-200-0.6 a および b 供試体に当てはめてみれば、どちらもせん断耐力が健全供試体の約 80%に低下したことから、疲労耐久性は約 1/12.5 に低下することになる。また、同様に初期ひび割れのない健全な湿潤状態の H-0-w(t) 供試体は、健全乾燥供試体の 90%に耐力が低下したことから、疲労耐久性は 1/2.5 となる。松井らの研究では、水の存在によりひび割れ面がこすり合わされ、劣化が促進されることにより疲労耐久性が 1/100 程度となることが指摘されており、これに比べれば 1/2.5 は小さな値であるが、床版の疲労耐久性を検討する上で 1/2.5 は無視できない値である。水の存在による床版の疲労耐久性の低下には、少なからず版の耐力の低下も含まれていると考えられる。

さらに、耐力低下率の大きかった鉛直ひび割れを有する V-200□-0.6 供試体についても同様に疲労耐久性を求めてみれば、耐力が約 65%に低下したことから、疲労耐久性は 1/125 と極めて短いものとなった。設計耐用年数が 100 年の床版でもわずか 1 年に満たない寿命しかないことになり、耐力の低下は床版の疲労耐久性に致命的な影響を与えることが確認された。

床版の疲労については、劣化に伴う土砂化が問題視されているが、床版内部に水平ひび割れが発生した時点で床版の耐力は低下することから、この時点で耐力の低い床版に対して繰り返し荷重が作用している状態となり、疲労損傷が加速している段階に入っていると言える。つまり、土砂化という目に見える劣化が始まる前に力学的には床版の劣化が進んでおり、土砂化を発見した時には既に大幅に耐力が低下している状態と言える。

本章における検討の結果、床版上面の鉄筋腐食に伴う水平ひび割れ、湿潤の影響、乾燥収縮や繰り返し荷重に伴う鉛直ひび割れのいずれも、床版の耐力に影響を与えることが確認された。実橋梁においてはこれらの要因が同時並行で進行すると考えられるが、これらの要因が同時に発生した場合の床版耐力の評価は現時点では困難である。それぞれの橋梁の諸元や環境作用の大小によって、橋梁ごとに水平ひび割れや鉛直ひび割れの発生時期

も異なるうえに、それらの進展速度も様々であると考えられる。

鉛直ひび割れに関しては、ひび割れ幅が疲労耐久性に影響を及ぼすことが確認された。本研究では模擬鉛直ひび割れを導入した供試体を用い、まずその影響を把握したが、今後疲労試験を行い、ひび割れ幅ごとに耐荷力を評価すれば、より精緻にひび割れの影響を評価することが可能と考えられる。例えば、疲労によるひび割れ幅が 0.05mm になった時点で破壊試験を実施して耐力を評価し、次に 0.1mm になった時点で耐力評価、0.15mm, 0.2mm, …, というように順次試験を行えば、ひび割れ幅に応じて耐荷力は低下し、急激に耐荷力が低下するひび割れ幅やが得られるほか、耐荷力がそれ以上低下しない、いわばひび割れ幅の限界値が得られるはずである。毎回破壊試験を伴うため、多くの供試体を要することと、ひび割れ幅の計測方法やひび割れ位置をコントロールすることなどに工夫は必要であるが、影響を定量評価することができれば、既設構造物の残存耐荷力や余寿命を評価する上で非常に有用と考えられる。

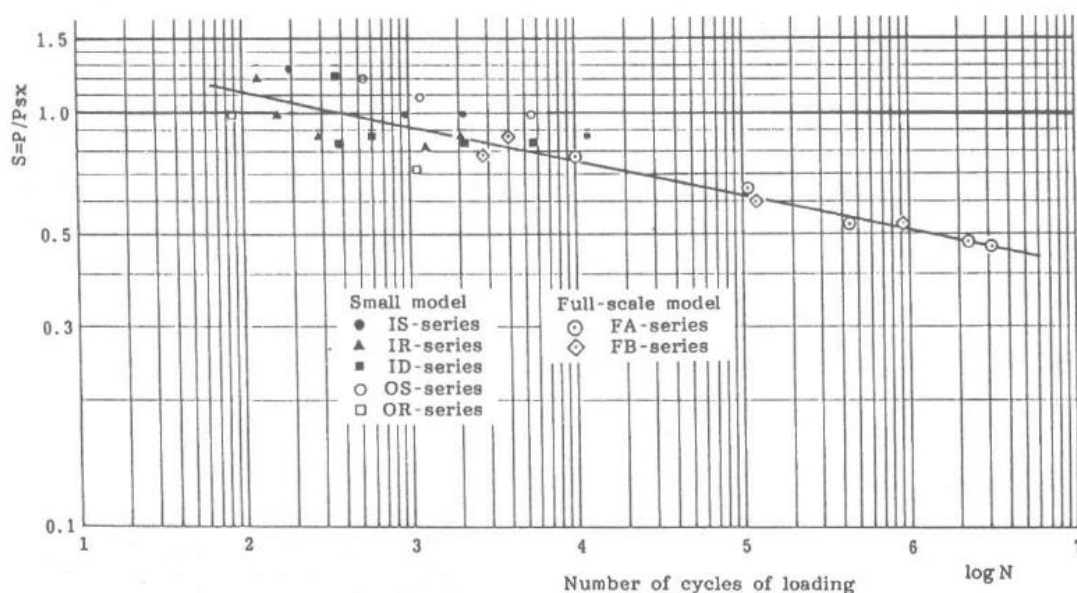


図-4.36 松井らによる S-N 曲線（参考文献 10 より引用）

4.5 4章のまとめ

本章では、道路橋の RC 床版の劣化に着目し、内部ひび割れが床版の耐荷能力に与える影響について検討した。検討の結果得られた知見をまとめると次のとおりである。

圧縮鉄筋近傍の水平ひび割れに対する知見

- 1) 床版の上面鉄筋付近に水平ひび割れが形成される程度まで腐食が進行しても、床版の上下面にはひび割れ等が生じないことから、点検により水平ひび割れを発見するのは困難であると考えられる。
- 2) 床版上面鉄筋付近に水平ひび割れが形成された場合、床版の押抜きせん断耐力が低下することが確認された。従来は、引張側の床版下面の状態に着目し床版の状態を評価する研究が多かったが、床版内部のみに進展する水平ひび割れにより、既に構造性能が低下していることを認識する必要がある。
- 3) 床版上面鉄筋付近の水平ひび割れは、ひび割れ幅の増大に伴い耐荷力に及ぼす影響が大きくなる。そして、ひび割れ幅がある程度大きくなった場合は、水平ひび割れよりも上のかぶりコンクリートが耐荷に寄与しなくなり、床版の有効高さが減少したのと同じ状態になることが示された。
- 4) 床版の劣化機構として土砂化が挙げられているが、床版内部に水平ひび割れが発生した時点で既に耐力は低下しており、土砂化を発見した時点では既に床版の耐力は大きく低下していると考えられる必要がある。
- 5) 床版の疲労耐久性を検討する上で、水の存在が大きく影響することが指摘されている。水の存在によりひび割れ面がこすり合わされ、ひび割れ幅が拡大することも大きな要因ではあるが、そもそもの水の存在により床版の耐荷力が低下することも疲労耐久性が低下する要因の一つであると考えられる。
- 6) 実構造物と供試体では、かぶり厚さをはじめ寸法が異なることから、同一のひび割れ幅であっても耐力に与える影響度は異なると考えらる。したがって、実験によって得られたひび割れ幅毎の耐力の低下率をそのまま実構造物に適用できない。寸法の影響も加味し、ひび割れがスラブの耐力に及ぼす影響を定量評価することについては今後の課題である。

床版を貫通する鉛直ひび割れに関する知見

- 1) 床版のコンクリートは乾燥収縮や繰返し載荷により、様々な形態や損傷程度が異なる鉛直方向のひび割れが生じることが知られている。この鉛直ひび割れも床版の耐荷力に大きな影響を与えることが確認された。
- 2) 鉛直ひび割れの幅が小さいうちは、せん断ひび割れの進展に対して大きな影響を及ぼすことがないが、ひび割れ幅がある一定以上に大きくなるとせん断ひび割れの進展に影響を与え、耐力の低下に繋がることを示された。
- 3) 耐荷力低下の影響は主として、鉛直ひび割れの存在により、コンクリートがせん断力に抵抗する面積が減少することによるものであると考えられる。

- 4) 鉛直ひび割れの形状や密度も床版の耐荷力に影響を及ぼすことが確認された。版構造としての耐荷機構が確保できる場合と、版が分断され梁のようになった場合で耐荷性能は大きく異なる。
- 5) 床版の耐荷力は、鉛直ひび割れの幅の増大に伴って低下することが確認されたが、水が存在する場合は擦り磨き効果によってひび割れ幅の拡大が加速すると考えられ、さらに耐力低下が進むと考えられる。
- 6) 水平ひび割れと同様に、ひび割れがスラブの耐力に及ぼす影響の定量評価については今後の課題である。

【4 章の参考文献】

- 1) 中野昂人：上面鉄筋の部分腐食により損傷を受けた RC 床版の耐荷力評価，名古屋大学大学院工学研究科 平成 26 年度修士論文，2015.
- 2) Andrade, C., Alonso, C., & Molina, F. : Cover cracking as a function of bar corrosion. *Material and Structures*, 26, pp.453-464, 1993.
- 3) Amalia, Z., Qiao, D., Nakamura, H., Miura, T., & Yamamoto, Y. : Development of simulation method of concrete cracking behavior and corrosion products movement due to rebar corrosion. *Construction and Building Materials*, 190, pp.560-572, 2018.
- 4) Bažant, Z.P. : Physical Model for Steel Corrosion in Concrete Sea Structures - Application, *ASCE Journal of Structural Division*, 105(6), pp.1155-1166.
- 5) Qiao, D., Nakamura, H., Yamamoto, Y. Miura, T. : Crack patterns of concrete with a single rebar subjected to non-uniform and localized corrosion, *Construction and Building Materials*, 116, pp.366-377, 2016.
- 6) 土木学会：コンクリート標準示方書 設計編，2017 年制定
- 7) The International Federation for Structural Concrete : *fib Model Code for Concrete Structures* 2010, 2013.
- 8) Fu, L., Nakamura, H., Yamamoto, Y., & Miura, T. : Investigation of influence of section pre-crack on shear strength and shear resistance mechanism of RC beams by experiment and 3-D RBMS analysis. *Journal of Advanced Concrete Technology*, vol.15, pp.700-712, 2017.
- 9) Nakamura, H., Nanri, T., Miura, T., Roy, S. : Experimental investigation of compressive strength and compressive fracture energy of longitudinally cracked concrete, *Cement and Concrete Composites* Vol.93, pp.1-18, 2018.
- 10) 松井繁之：移動荷重を受ける道路橋 RC 床版の疲労強度と水の影響について，コンクリート工学論文集，9-2，pp.629-632，1987.
- 11) 横山広，関口幹夫，榎谷浩，堀川都志雄：道路橋床版への水圧作用による劣化現象の解析的検討，コンクリート工学年次論文集，Vol.34，No.2，2012.
- 12) 岡島達雄，一瀬賢一：コンクリートの強度および弾性定数の含水率依存性，セメント技術年報，Vol.36，pp.211-213，1980.
- 13) 尾上幸造，松下博通：液体浸漬によるコンクリートの静的圧縮強度低下に関するエネルギー的考察，土木学会論文集 E，Vol.64，No.4，pp.515-525，2008.
- 14) 前田幸雄，松井繁之：輪荷重動移動装置による道路橋床版の疲労に関する研究，第 6 回コンクリート工学年次講演会論文集，pp.221-224，1984.
- 15) Pimanmas, A. and Maekawa, K. : Influence of pre-crack on RC behavior in shear. *Journal of JSCE*, 669, pp.277-291, 2001.
- 16) 前田幸雄，松井繁之：鉄筋コンクリート床版の押抜きせん断耐力の評価式，土木学会論文集，第 348 号，V-1，1984.

5. 結論

本研究では、変状のある鉄筋コンクリート構造物の耐荷性能および耐荷機構を明らかにすることを目的とし検討を行った。研究の対象としたのは、既設構造物において変状が多くみられ、かつ変状が生じた場合に構造性能に大きく影響があると考えられる、RC 梁および RC 床版である。変状のある RC 梁に関する検討では、軸方向鉄筋およびせん断補強筋に、断面欠損、破断またはかぶりコンクリート剥離に伴う付着劣化を再起させて実験および解析を行い、これらの変状が RC 梁の構造性能に及ぼす影響を評価した。

変状のある RC 床版に関する検討では、劣化した既設橋梁の床版に多く見られる水平ひび割れおよび鉛直ひび割れの影響を評価することを目的とした実験を行った。

以下に本研究で得られた知見をまとめ、本論文の総括とする。

第1章は、既設道路橋の現状や維持管理の社会的状況を踏まえた本研究の背景を記述した。また、本研究で対象とした RC 梁と RC 床版に対し、現状と課題について述べた。

第2章は、曲げ降伏先行型とせん断破壊先行型の破壊モードが異なる RC 梁を対象とし、軸方向鉄筋の断面積減少、付着劣化、およびかぶり剥離の有無と、それらの生じた位置をパラメータとし、各要因が RC 梁部材の耐荷力や変形性能などの構造性能に及ぼす影響を実験的に検討した。その結果、以下の結論を得た。

- 1) 軸方向鉄筋の断面積が部分的に減少した場合は、断面欠損の割合に比べて耐荷力の低下割合は少なかったものの、靱性の低下を招くなど危険な状態になる可能性がある。
- 2) 軸方向鉄筋全体の付着が劣化した場合は、変形性能が向上し、軸方向鉄筋の降伏後も耐力を失うことがなく終局変位が大幅に増大したが、付着が健全な場合に比べて最大耐力が低下する傾向が確認された。また、付着の劣化により梁の曲げ剛性は大きく低下していることが確認された。実構造物の場合で考えれば、たわみの増大により安全性よりも使用性に問題が生じる可能性がある。
- 3) せん断破壊先行型の RC 梁において、軸方向鉄筋が部分的に付着劣化した場合は、本章で行った実験の範囲では耐荷力に直接影響を与えるものではなかったが、ひび割れの進展過程や最終的な破壊形態に対して明らかに影響を与えるものであった。付着のない区間から曲げひび割れが発生するが、この曲げひび割れがせん断ひび割れを誘発する、あるいはせん断ひび割れと干渉する場合には、大幅な耐力低下が生じるおそれがある。
- 4) 曲げ降伏先行型の RC 梁の場合、全体的に付着が劣化した場合は、鉄筋ひずみが局所化せずに変形性能は向上する傾向を示したが、部分的に劣化している場合は、靱性の低下を示す場合があることが確認された。梁全域で鉄筋が腐食している方が、点検での損傷度判定は厳しく判断されるが、変形性能に関しては、部分的に鉄筋が腐食した方が、腐食位置によっては影響が大きくなるおそれがあることが示された。
- 5) 劣化位置によって RC 梁の耐力や変形性能などに影響があることを確認したが、これ

らを定量的に評価し、診断に活かしていくことが今後の課題である。

第3章は、梁のせん断補強筋に腐食が生じた場合の影響評価として、主に厳しい条件となる著しい断面欠損や破断の影響について実験的および解析的に検討を行った。その結果、以下の結論を得た。

- 1) せん断補強筋に断面欠損がある場合、耐力はもちろんひび割れの進展状況や破壊形態にも影響があることが確認された。鉄筋に欠陥があることにより、鉄筋が負担するせん断力が低下するが、ひび割れ形状が変化することにより、コンクリートが負担するせん断力分にも影響が出ているものと考えられる。
- 2) せん断補強筋の欠陥によって耐力が低下するだけでなく、破壊形態が変化するおそれがあることが示された。本章で行った実験においては、曲げ降伏先行型であった梁が、せん断補強筋の欠陥の位置によってはせん断破壊先行型に移行し、脆性的な破壊を示す結果となった。欠陥の位置のわずかな違いでも破壊形態が変化することがあり、変状のある既設構造物の残存耐力の評価には注意が必要である。
- 3) せん断補強筋の破断位置や破断本数を変化させた解析を行い、破断の影響を把握するとともに、せん断補強筋に欠陥がある場合の耐荷機構を示した。そしてこの結果に基づき、せん断補強筋が破断した場合の RC 梁の耐力を算定する式を提案した。提案式は、本章で行った実験に対して適用性が確認されたほか、他機関で行われた鉄筋の破断を伴う実験への適用性も確認された。
- 4) 本研究で検討した範囲内では、せん断補強筋の付着劣化の影響は限定的なものであり、RC 梁の耐荷性能に影響を及ぼすものではなかった。しかし、断面高さが大きい梁の場合は、せん断補強筋の付着劣化により、せん断ひび割れが大きく開口する可能性もあり、注意を要する。
- 5) 既設構造物は、部分的な損傷や鉄筋の付着などの状態が設計時の仮定と異なるため、設計基準で示された方法の適用が困難な場合が多く、非線形有限要素法の活用が期待されている。しかし、現状の新設構造物への適用で標準的とされている手法は、劣化既設構造物に適用すると耐力を過大に評価する場合があることに、十分に注意する必要がある。

第4章は、RC 床版を対象にし、上面鉄筋の腐食に伴う水平ひび割れおよび床版コンクリートの乾燥収縮に伴い発生する鉛直ひび割れが RC 床版の耐荷性能に及ぼす影響を実験的に検証した。その結果以下の結論を得た。

- 1) 床版の上面鉄筋付近に水平ひび割れが形成される程度まで腐食が進行しても、床版の上下面にはひび割れ等が生じないことから、点検により水平ひび割れを発見するのは困難であると考えられる。
- 2) 床版上面鉄筋付近に水平ひび割れが形成された場合、床版の押抜きせん断耐力が低下することが確認された。従来は、引張側の床版下面の状態に着目し床版の状態を評価する研究が多かったが、床版内部のみに進展する水平ひび割れにより、既に構造性能

が低下していることを認識する必要がある。

- 3) 床版上面鉄筋付近の水平ひび割れは、ひび割れ幅の増大に伴い耐荷力に及ぼす影響が大きくなる。そして、ひび割れ幅がある程度大きくなった場合は、水平ひび割れよりも上のかぶりコンクリートが耐荷に寄与しなくなり、床版の有効高さが減少したのと同じ状態になることが示された。
- 4) 床版の劣化機構として土砂化が挙げられているが、床版内部に水平ひび割れが発生した時点で既に耐力は低下しており、土砂化を発見した時点では既に床版の耐力は大きく低下していると考えられる必要がある。
- 5) 床版の疲労耐久性を検討する上で、水の存在が大きく影響することが指摘されている。水の存在によりひび割れ面がこすり合わされ、ひび割れ幅が拡大することも大きな要因ではあるが、そもそもの水の存在により床版の耐荷力が低下することも疲労耐久性が低下する要因の一つであると考えられる。
- 6) 実構造物と供試体では、かぶり厚さをはじめ寸法が異なることから、同一のひび割れ幅であっても耐力に与える影響度は異なると考えらる。したがって、実験によって得られたひび割れ幅毎の耐力の低下率をそのまま実構造物に適用できない。ひび割れがスラブの耐力に及ぼす影響の定量評価については今後の課題である。
- 7) 床版のコンクリートは乾燥収縮や繰返し載荷により、様々な形態や損傷程度が異なる鉛直方向のひび割れが生じることが知られている。この鉛直ひび割れも床版の耐荷力に大きな影響を与えることが確認された。
- 8) 鉛直ひび割れの幅が小さいうちは、せん断ひび割れの進展に対して大きな影響を及ぼすことがないが、ひび割れ幅がある一定以上に大きくなるとせん断ひび割れの進展に影響を与え、耐力の低下に繋がることが示された。
- 9) 耐荷力低下の影響は主として、鉛直ひび割れの存在により、コンクリートがせん断力に抵抗する面積が減少することによるものであると考えられる。
- 10) 鉛直ひび割れの形状や密度も床版の耐荷力に影響を及ぼすことが確認された。版構造としての耐荷機構が確保できる場合と、版が分断され梁のようになった場合で耐荷性能は大きく異なる。
- 11) 床版の耐荷力は、鉛直ひび割れの幅の増大に伴って低下することが確認されたが、水が存在する場合は擦り磨き効果によってひび割れ幅の拡大が加速すると考えられ、さらに耐力低下が進むと考えられる。
- 12) 水平ひび割れと同様に、鉛直ひび割れがスラブの耐力に及ぼす影響の定量評価については今後の課題である。

本研究では、変状のある RC 構造物の耐荷性能の評価を行った。メンテナンスサイクルの中における、リスクを適切に評価するための「診断」およびリスクを減らすための「措置」の立案に資するものと考えているが、最後に、本研究の範囲に含まれなかった、今後の課題を記載する。

RC 梁に関して言えば、各要因が構造性能に及ぼす影響について評価を行った。例えば

かぶりの剥離に伴う付着の劣化が構造性能に大きく影響を及ぼすことを示したが、これは、措置内容を判断する上での指標となるものの、機能を回復するための具体的な措置内容を示していない。かぶりの剥離を補修するために、断面修復を行ったとして、その補修が果たして本当に当初に期待した性能の回復に繋がっているかについては、検証されていない。既設上部構造の梁部材に断面修復を行った場合、新旧コンクリートの界面は不連続になることがあるし、一般に補修部材は死荷重を負担できないので、周辺のコンクリートとは異なった応力状態となる。補修した構造物が、当初の設計で期待した性能を回復できているかについては、更なる研究が必要と考えられる。

床版に関しては、内部ひび割れが構造性能に大きく影響を及ぼすことを示した。しかし前述のとおり、水平ひび割れが発生した時点ですでに床版の耐力は低下しており、疲労に関して言えば、この時点で加速度的な疲労が始まっていると言える。この段階で措置をすることが出来れば、劣化の進展を止めることが可能であるが、現実には、水平ひび割れは床版内部で進行し、点検による発見が困難である。土砂化が観察されたときにはもう手遅れであることから、早期に発見するための点検手法が望まれるところである。

また、本研究では、水平ひび割れと鉛直ひび割れの影響を別々に議論したが、実橋梁ではそれらが同時に進行していると考えられ、水平ひび割れと鉛直ひび割れの影響の重ね合わせについても今後検討が必要である。

RC 床版の鉛直ひび割れに関しては、コンクリートの性質上、乾燥収縮によるひび割れをなくすことはできないと思われる。言い換えれば、全ての RC 床版には、程度の差こそあれ必ず鉛直ひび割れが存在することになる。ひび割れ幅の拡大によって床版の耐力が低下するのであれば、ひび割れ幅が拡大する前に措置をすることが非常に重要である。今後、ひび割れ幅ごとの精緻な耐荷力の評価を行うことができれば、措置を行う必要がある時期も明確になると期待され、ひいては構造物の延命化に繋がると考えられる。RC 床版の耐荷力や疲労耐久性はひび割れパターンの影響を受けていると考えられる。現在、実橋梁のひび割れパターンを再現でき、疲労耐久性を適切に評価できる方法として移動輪載荷試験が多く行われているが、他の方法でひび割れパターンを再現することであれば、移動輪載荷試験によらずとも RC 床版の耐荷力や疲労耐久性は評価可能であると考えられることから、ひび割れパターンの評価も今後の課題である。

今回の検討は、既往の RC 梁の貫通ひび割れをモデル化した実験と同様な方法で模擬鉛直ひび割れを導入した。RC 梁については、既往の研究で模擬ひび割れが実際に生じる断面貫通ひび割れと同様の影響を与えることが確認されているが、RC 床版に対して模擬ひび割れが実際に発生する貫通ひび割れと同様な影響を与えるかの検証は必要と考えている。

謝辞

本論文をまとめるにあたり、終始温かいご指導をいただきました、名古屋大学大学院の中村光教授に深く感謝いたします。中村先生には、研究の方針から、実験や解析の実施に関することまで幅広く、示唆に富んだ多くの貴重なご助言をいただきました。現象の理解や分析方法など、常に真実を捉えようとする研究の姿勢についても多くのことを学ばせていただきました。仕事との兼ね合いで思うように研究が進まない時もありましたが、ここに博士論文として取りまとめることができたのも、ひとえに中村先生が常に叱咤激励して下さったお陰です。

本論文に対し、貴重なご意見をいただきました、岐阜大学の内田裕市教授、名古屋大学大学院の舘石和雄教授、同 判治剛准教授に感謝いたします。内田先生にはコンクリート工学の専門的な観点から、本論文に対し鋭いご指摘をいただきました。舘石先生、判治先生には構造力学の観点から多くのご意見をいただきました。舘石先生には、副査として入学後から長きにわたり、ご意見、ご助言をいただきました。

山本佳士准教授（現法政大学准教授）には、副査としてだけではなく、解析プログラムや構造計算について、多くのご助言をいただきました。三浦泰人助教には、実験の実施にあたり、多くの手助けをしていただくとともに、データの整理方法や分析方法についても貴重なご意見をいただきました。また、研究室の卒業生、在学生の皆さんには、実験の手伝いで大変お世話になりました。研究のテーマが違うにもかかわらず、実験の準備を快く引き受けてくれたことに感謝しています。

そして、仕事をしながら名古屋大学大学院の博士課程に通うことを許可し、研究の遂行のために仕事上で様々な配慮をしてくれた中日本高速道路株式会社の皆様に感謝いたします。皆様の理解と力添えなしにこの研究を進めることはできませんでした。本研究は、既設構造物の耐力評価に関するものであり、高速道路を管理していく上で役立つものと考えています。このような機会を与えていただいたことに改めて感謝するとともに、今後は仕事においてお返ししていきたいと考える次第です。

最後になりましたが、家庭を顧みず週末大学に通う私を快く送り出し、常にサポートしてくれた家族に感謝し、本論文の結びといたします。