

大規模地震時における損傷メカニズムに基づく
鉄道高架橋の耐震補強工法の性能評価

小林 將志

研究論文の要旨

論文題目：大規模地震時における損傷メカニズムに基づく 鉄道高架橋の耐震補強工法の性能評価

鉄道高架橋は、鉄道路線と交差する道路、河川、水路、土地利用などの分断を最小限に抑え、経済的かつ効率的に鉄道網を構築できることから数多く採用され、我が国の鉄道の発展に大きく貢献した。近年建設された鉄道高架橋の多くは、使用性、耐久性、経済性などの観点から、鉄筋コンクリート構造により建設されてきた。しかし、既設の鉄道高架橋は、建設年代によって現行の耐震基準より低い耐震性能で建設されたものもあり、1995年に発生した兵庫県南部地震において、一部の柱部材が著しく損傷して崩壊するなど、我が国の技術者を猛省させた。この地震被害を契機に、多くの技術者、研究者が耐震設計の研究を加速させるとともに、解析技術がソフト・ハードの両面で向上することにより、我が国の耐震設計法が大幅に変更され、地震時の安全性が大きく向上した。また、既設構造物についても、耐震設計基準で求める耐震性能に近づけることを目的に、数多くの補強技術が研究・開発され、耐震補強が進められた。

このような中で東北地方太平洋沖地震が発生した。東北新幹線などの鉄道高架橋は、耐震性能の低いものから順次耐震補強が実施されていたことから、構造物が崩壊するような損傷が見られなかった。しかし、今後の耐震補強対象としていた曲げ破壊先行型で耐震性能のやや低い高架橋が、強震動が観測されたエリアに数多く存在し、その中の一部の構造物に重度の損傷が見られた。そのため、損傷メカニズムを解明し、現行の耐震設計法に関する検証を行う必要があった。

そこで本論文では、東北地方太平洋沖地震において、東北新幹線の複数のRCラーメン高架橋がブロック端部の柱頭部で集中的に損傷した点に着目し、被災構造物の損傷状況の分析と再現解析を行っている。その結果、損傷した構造物は、比較的大きな回転モードの水平応答を受けるなどにより損傷が進んだものの、既存の耐震補強を進め、耐震性能の向上に継続して取り組むことで、同様の損傷を免れることができることを示している。

また、鉄道高架橋において、高架下を店舗等で利用しているために補強期間が長期化したり、補強工事費が増加するなど、耐震補強を進める上での障害となっている現状を踏まえ、地震被害分析に用いた損傷メカニズムを基に、耐震補強を合理的に行うための手法の確立に取り組んだ。その結果、補強鋼材の配置間隔を上げて配置した場合においても一定の補強効果が確認できたことから、補強鋼材を任意の位置に配置した場合の耐震性能の評価手法を提案し、耐震補強を合理的に進めるための新たな知見を示している。

本論文は、第1章から第7章で構成されている。各章の概要は以下の通りである。

第1章は序論であり、本研究の対象である既設RCラーメン高架橋の柱部材に対する耐震補強工法の背景となった過去の地震被害および耐震設計の変遷について述べるとともに、本論文の構成について紹介している。

第2章は、鉄道構造物のRC構造物を中心に、せん断破壊先行型のRC部材により構成された耐震性能の低い構造物の破壊メカニズムについて概説し、部材のせん断耐力と、部材の変形性能の評価を適切に行うことにより、構造物の耐震性能を把握することができることを説明している。

第3章では、東北地方太平洋沖地震の被害において、曲げ破壊先行型のRCラーメン高架橋の柱部材が、梁柱接合部の柱部材基部コンクリートが全断面で落下する損傷や、比較的広い範囲でブロックの端部柱に損傷が集中するような被害が見られた。そのため、近隣地震計の地震動の観測値、耐震性能の解析結果、平面変形モードの推定結果を重ねて損傷原因を推定し、従来の耐震補強を継続的に実施すべきかどうかを検証した。その結果、東北地方太平洋沖地震により大きな損傷を生じたり、比較的広い範囲でブロック端部のみが著しく損傷した構造物は、ブロック端部ラーメンがブロック重心を回転中心とするような回転変形モードの地震応答を受け、端部ラーメンの柱上端から $2h$ (h :断面高さ)程度の帯鉄筋が疎な区間で終局変位 δ_n を越すような曲げ変形を起こして損傷が発生したものと推察された。しかし、推定された応答値は、これまでの耐震補強において想定してきた範囲内であることから、従来の耐震補強を継続することにより、効果が発揮できる可能性を示している。

第4章では、東北地方太平洋地震の際のJR東日本の復旧に対する取組みを例に、これまで開発されてきた耐震補強工法が早期復旧において有効に機能したことを示したことを紹介した。その一方で、高架下を店舗等に利用しているラーメン高架橋においては、RC柱の耐震補強を行う際、建物内の既存設備、床スラブなど撤去・復旧が困難な支障物が柱端部の外周に設置されている場合に、耐震補強工事の進捗を妨げる要因となっている現状を踏まえ、支障物が配置されている範囲の補強鋼材の間隔を広げても、一定の耐震性能を確保できるような補強工法が開発が望まれている現状にあることを示している。

第5章では、せん断補強鋼材を柱外周に配置して四隅で定着する耐震補強方法において、梁または柱部材の中間において、せん断補強鋼材の配置間隔を断面高さ h の $1/2$ 以上の間隔で設定した場合のせん断破壊により損傷する範囲とせん断耐力について実験により確認した結果、補強鋼材の配置間隔を $h/2$ よりも大きく設定しても、一定量以上の補強鋼材を拡大区間以外の区間に配置することにより、せん断耐力を増加させる効果を付与できることなどを明らかにし、部材中間に拡大区間を設けざるを得ないようなせん断破壊モードの既設RC柱部材を、曲げ破壊モードの破壊形態へと改良し、一定の変形性能を付与することができることを示している。

第6章では、せん断補強鋼材を柱外周に配置して四隅で定着する耐震補強方法において、柱基部の塑性ヒンジとなる領域のせん断補強鋼材の配置間隔を断面高さの1/2以上に広げた試験体の地震時の破壊性状と変形性能について実験により確認した。その結果、無補強の状態ではせん断破壊モードの補強RC柱の試験体に対して、塑性ヒンジ領域の補強鋼材の配置間隔を $0.5h \sim 1.3h$ 程度に拡大した場合でも、一定量以上の集中補強鋼材を拡大区間に配置することにより、せん断ひび割れが生じるような損傷を拡大区間内の比較的狭い範囲で発生するように制御できることなどを示した。これより、塑性ヒンジ領域に拡大区間を設けざるを得ないようなせん断破壊モードの既設RC柱部材を、曲げ破壊モードの破壊形態へと改良し、一定の変形性能を付与することができることを示している。

第7章はまとめであり、本論文の概要、本論文により得られた成果を示すとともに、今後の研究における課題について取りまとめている。

以上、本研究の成果が、多くの鉄道高架橋やその他の既設構造物に適切に用いられ、多くの皆様の安全、安心、健康に寄与することができれば幸いである。

2015年 9月

小林 將志

大規模地震時における損傷メカニズムに基づく 鉄道高架橋の耐震補強工法の性能評価

目 次

第 1 章 序論

1. 1 本研究の背景	1- 1
1. 1. 1 鉄筋コンクリート柱部材の地震被害	1- 1
1. 1. 2 鉄筋コンクリート柱部材の耐震補強	1- 2
1. 1. 3 近年発生した地震による被害と求められる耐震補強技術	1- 3
1. 2 本論文の構成	1- 5

第 2 章 RC 構造物が経験した地震被害と耐震設計

2. 1 せん断破壊先行型の RC 柱部材における主な地震被害	2- 1
2. 1. 1 せん断耐力を過大評価していた時期の耐震設計基準	2- 1
2. 1. 2 宮城県沖地震（1978 年 6 月，M7.4）によるラーメン高架橋の被害	2- 2
2. 1. 3 兵庫県南部地震（1995 年 1 月，M7.2）によるラーメン高架橋の被害	2- 3
2. 1. 4 三陸南地震（2003 年 5 月，M7.1）によるラーメン高架橋の被害	2- 6
2. 1. 5 新潟県中越地震（2004 年 10 月，M6.8）によるラーメン高架橋の被害	2- 7
2. 2 曲げ破壊先行型の RC 柱部材における主な地震被害	2- 8
2. 2. 1 兵庫県南部地震による被害（せん断余裕度と損傷）	2- 8
2. 3 東北地方太平洋沖地震による既設 RC 柱部材の地震被害	2-11
2. 3. 1 変形性能が低い曲げ破壊先行型の既設 RC 柱部材の損傷	2-11
2. 3. 2 地震動により生じた主な被害状況	2-14
2. 3. 3 新幹線構造物の広域調査に基づく損傷原因の分析	2-16
2. 4 鉄道構造物の地震被害と耐震設計	2-18
2. 5 本章のまとめ	2-22

第3章 東北地方太平洋沖地震で見られた柱部材の特徴的な損傷の発生メカニズム

3. 1 梁柱接合部の柱部材基部コンクリートが全断面で落下した構造物の損傷状況調査	3- 1
3. 1. 1 対象構造物の概要	3- 1
3. 1. 2 対象構造物の周辺で観測された地震動	3- 1
3. 1. 3 損傷状況調査	3- 3
3. 2 梁柱接合部の柱部材基部コンクリートが全断面で落下する損傷の発生メカニズム	3- 9
3. 2. 1 分析対象高架橋の地盤と周辺構造物の状況による分析	3- 9
3. 2. 2 現地調査と再現解析に基づく損傷原因の推定	3-11
3. 3 新幹線構造物が広範囲で損傷した地区における損傷状況調査	3-19
3. 3. 1 対象構造物の周辺で観測された地震動	3-19
3. 3. 2 損傷状況の調査方法	3-20
3. 3. 3 損傷状況調査	3-21
3. 4 新幹線構造物が広範囲で損傷した地区における損傷の発生メカニズム	3-25
3. 4. 1 現地調査と再現解析に基づく損傷原因の推定	3-25
3. 4. 2 新幹線構造物が広範囲で損傷した地区に兵庫県南部地震以降の設計基準で 構築された在来線構造物の損傷	3-30
3. 5 耐震補強された構造物の損傷	3-32
3. 6 本章のまとめ	3-34

第4章 地震被害の復旧と求められる耐震補強技術

4. 1 RCラーメン構造物の耐震性能と損傷分類	4- 1
4. 2 地震時の復旧計画	4- 2
4. 2. 1 応急復旧	4- 2
4. 2. 2 本復旧	4- 7
4. 3 地震被害による柱部材の復旧	4-10
4. 3. 1 一般的な応急復旧	4-10
4. 3. 2 一般的な応急復旧の復旧期間	4-12
4. 3. 3 復旧期間が長期化した事例	4-16
4. 4 地震時復旧を迅速に行うための耐震補強技術	4-21
4. 4. 1 地震時の復旧期間短縮の効果を発揮した耐震補強技術（RB耐震補強工法）	4-21
4. 4. 2 RB耐震補強工法の補強実績	4-24
4. 4. 3 地震時の復旧および耐震補強における課題	4-29
4. 5 本章のまとめ	4-30

第5章 補強間隔を部材中間で広げた場合のせん断補強効果の検証

5. 1 本章の目的	5- 1
5. 2 せん断補強鋼材の配置間隔を広げた場合の補強効果	5- 2
5. 2. 1 梁モデル試験体に対する載荷試験の概要	5- 2
5. 2. 2 試験時の荷重変位関係および載荷終了後の損傷状況	5- 5
5. 2. 3 試験体の最大荷重と破壊形態	5-10
5. 3 補強後のせん断耐力の算定手法の提案	5-12
5. 3. 1 せん断耐力および損傷区間推定の考え方	5-12
5. 3. 2 せん断耐力の算定および損傷区間推定フロー	5-12
5. 3. 3 せん断耐力の算定方法の検証	5-16
5. 3. 4 損傷区間の推定方法の検証	5-22
5. 4 柱モデル試験体によるせん断耐力評価方法の検証	5-26
5. 4. 1 柱モデル試験体に対する載荷試験の概要	5-26
5. 4. 2 載荷試験の結果	5-29
5. 4. 3 柱部材に用いる場合のせん断耐力および損傷区間推定方法	5-32
5. 4. 4 破壊モード判定によるせん断耐力算定方法の検証	5-33
5. 4. 5 損傷区間の推定方法の検証	5-37
5. 5 本章のまとめ	5-41

第6章 補強間隔を部材基部で広げた場合の耐震補強効果の検証

6. 1 本章の目的	6- 1
6. 2 変形性能に対する補強効果の確認	6- 1
6. 2. 1 載荷試験による検証	6- 1
6. 2. 2 載荷試験時の試験体の損傷状況	6- 6
6. 2. 3 試験体の荷重変位関係	6-10
6. 2. 4 拡大区間直近のせん断補強鋼材のひずみと発生力	6-15
6. 3 補強後の変形性能の算定手法の提案	6-18
6. 3. 1 損傷区間推定の考え方	6-18
6. 3. 2 損傷区間の推定フロー	6-19
6. 3. 3 損傷区間の推定方法の検証	6-23
6. 3. 4 拡大区間を設けた場合の破壊モードの判定	6-25
6. 3. 5 変形性能の予測	6-27
6. 4 本章のまとめ	6-28

第7章 本論文における結論

7. 1 本論文の概要	7- 1
7. 2 本研究により得られた成果	7- 2
7. 3 今後の課題	7- 4

◆付 録◆

付属資料1 『第5章補強間隔を部材中間で広げた場合のせん断補強効果の検証』を用いた設計法の例··	付- 2
付属資料2 『第5章補強間隔を部材中間で広げた場合のせん断補強効果の検証』の適用事例	付-16
付属資料3 『第6章補強間隔を部材基部で広げた場合の耐震補強効果の検証』を用いた設計法の例····	付-17
付属1 変形性能の小さい柱部材を有するラーメン構造物のエネルギー吸収能··········	付-28
付属2 標準的なラーメン構造物における補強間隔を拡大できる柱本数の割合··········	付-29
付属資料4 『第6章補強間隔を部材基部で広げた場合の耐震補強効果の検証』の適用事例	付-34
付属資料5 【本研究に関する主な学術論文】	付-35
付属資料6 【本研究に関する主な特許、意匠】	付-37

◆謝 辞◆	謝- 1
-------------	------

第1章 序論

1. 1 本研究の背景

1. 1. 1 鉄筋コンクリート柱部材の地震被害と耐震設計

橋梁や高架橋といった土木構造物は、材料の安定的な供給体制、造形の自由度の高さ、求められる機能、性能などを追求した結果、その多くは鋼またはコンクリートを用いた構造物で形づくられている。この二つの材料の特性を活かした複合構造が、鉄筋コンクリート（以下、RCという）構造である。RC構造は、コンクリートと鉄筋のみで構成されたシンプルな構造でありながら、少量の鋼材で大きな耐荷性能を発揮する。中でも、橋脚やラーメン高架橋の柱部材では、断面の大部分を占めるコンクリートが軸力の保持に適しており、水平力によって生じる曲げモーメントやせん断力に対しては、コンクリートと鉄筋の複合体として効率的に耐荷性能を発揮できることから、幅広く採用されてきた。

鉄道におけるコンクリート構造物の技術基準類が最初に定められたのは、大正3年(1914年)の「鉄筋混泥土橋梁設計心得」である(道路構造物の「道路構造令」は大正8年(1919年)制定、土木学会の「コンクリート標準示方書」は昭和6年(1931年)制定である)^{1.1),1.2),1.3)}。当初の耐震設計は、震度法と許容応力度法による設計が基本であった。震度法における地震作用は、上部工の質量に一定割合の重力加速度が作用するものとして、静的な水平力(外力)として考慮していた。具体的な設計方法は、標準となる設計水平震度を基に(一般に0.2、鉛直震度はその1/2)作用力を算定し、線形解析により断面力を算定し、材料の許容応力度を用いて安全性を評価していた。ただし、鉄道においては、当初から地震の記録等に基づいて震度の設定を地域や地盤状態に応じて異なる値を用いており、標準水平震度0.2に、地域における地震の発生状況、地盤の硬軟、構造物の重要度、構造物の特性などを係数として考慮し、その積として設計水平震度を求めることとしていた。このような、震度法(修正震度法を含む)と許容応力度設計法を組み合わせた耐震設計法は、1991年に鉄道構造物等設計標準(コンクリート構造物)が制定されるまで適用されてきた。

しかし、1978年の宮城県沖地震では建設中の東北新幹線が被災し、1995年の兵庫県南部地震では、山陽新幹線などの数多くのRCラーメン高架橋、RC橋脚、RCボックスカルバートなどの鉛直部材がせん断破壊を生じて崩壊するなどの大きな被害を生じた。これらの地震を契機に、各種構造物の耐震設計に対する研究が積極的に進められ、材料や部材の非線形履歴挙動の解明と数値計算用のモデルの提案、地震挙動の解明と過去の地震動を踏まえた設計地震動の提案、大量なデータ処理が可能な計算機を用いた動的応答解析の精度向上などの数多くの技術的な進歩によって、動的解析を基本とする設計体系へと変わることとなった^{1.4),1.5)}など。また、既設構造物においても、耐震設計基準で求める耐震性能に近づけることを目的に、数多くの補強工法が研究、開発され、耐震補強が進められた。

そのような中で、2011年3月11日14時46分、三陸沖を震源とするマグニチュード9.0(M_w 9.0)の「平成23年(2011年)東北地方太平洋沖地震」(以下、東北地方太平洋沖地

震と呼ぶ)が発生した。鉄道構造物は、兵庫県南部地震を踏まえた耐震対策工事が一定の範囲内において行われていたことから、RCラーメン高架橋柱がせん断破壊により崩壊するような致命的な損傷は発生していない^{1.6)}。しかし、今後の耐震補強対象としていた曲げ破壊先行型で耐震性能のやや低い高架橋が強震動エリアに数多く存在し、その中の一部の構造物に重度の損傷が見られた。そのため、過去の地震と同様に、損傷メカニズムを解明し、現行の耐震設計法に関する検証を行う必要があった。

1. 1. 2 鉄筋コンクリート柱部材の耐震補強

鉄道構造物は、1995年1月に発生した兵庫県南部地震において、RC高架橋の柱部材がせん断破壊することによる崩壊により甚大な被害が発生した。これを受けて、全国の鉄道事業者は、既設構造物の耐震対策工事に着手した。JR東日本においても、同地震以降大きな被害が発生する恐れのあるせん断破壊先行型の高架橋柱や橋脚等の鉄道構造物の耐震補強工事を進め、新幹線全線については、2007年度、在来線の南関東・仙台エリア内については2008年度までに耐震補強が完了している。

このように、耐震補強を進めるためには、数々の困難を乗り越える必要があった。特に、都市部の高架橋では、高架下の空間が高度利用され、構造物の周囲を建築物に囲まれていることや、構造物直下を店舗や事務所として使用していることが多く、その構造物の機能を確保しながら、耐震性能を向上させる必要があった。図1.1.1は、近年の大規模地震と、JR東日本の耐震補強の実績、開発工法の経緯である。このように、日本発の独創的な耐震補強技術が数多く生み出しながら、耐震補強を推進してきており、筆者もこの取組みに参画している。

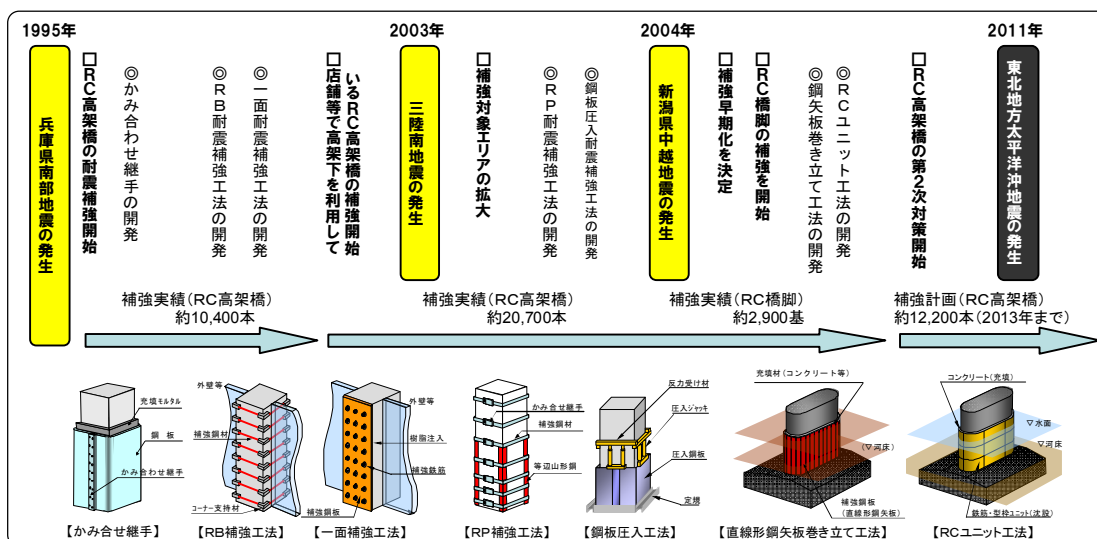


図1.1.1 大規模地震とRCラーメン高架橋・RC橋脚の主な耐震補強工法開発(東北地方太平洋沖地震の発生まで)

これらの耐震補強対策の効果もあり、2011年3月に発生した東日本大震災では構造物が崩壊するような大きな被害が発生しなかった。しかし、構造物の被害が全くなかったわけではなく、曲げ破壊先行型のRC柱部材においても、復旧までに時間を要するような被害が発生した。このような状況を受けて、高架下を利用している範囲の曲げ破壊先行型のRC柱部材の耐震補強対策のさらなるスピードアップが強く求められている。

1. 1. 3 近年発生した地震による被害と求められる耐震補強技術

現在、鉄道におけるRC構造物では、構造物が崩壊しないことを目的に柱部材を対象として耐震補強が行われている。そのためRC柱部材のせん断破壊を抑制し、大規模地震による構造物の応答に対して耐えられるように、柱部材の周囲に配置するせん断補強鋼材の補強量を決定することとしている。

一般の場合、図1.1.2のような鋼板巻き立て耐震補強工法が採用される。この工法は、補強鋼板を柱全長の外周に配置し、その隙間にモルタル等の充填材を充填するものである。この工法では、柱面に添架物等の支障物がある場合は、その撤去・復旧を要する。また、補強鋼板の搬入・建込みにおいて重機械等を用いることから、柱周囲に施工スペースを確保する必要があり、支障物の撤去・復旧が必要となる。

高架下を店舗、事務所等で利用しているような狭隘な環境下の場合、図1.1.3に示すように、人力のみで鉄筋を柱外周に配置し柱の四隅で定着することで耐震補強を行うことができる工法が提案されている^{1.7)}。

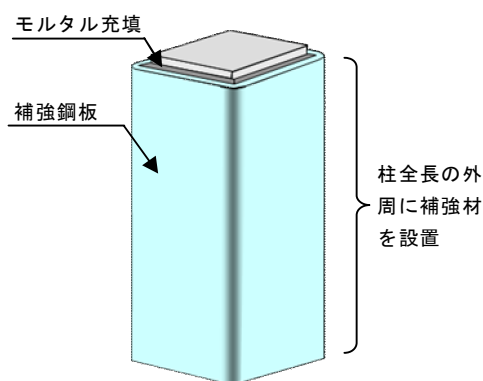


図 1.1.2 鋼板巻き立て耐震補強工法

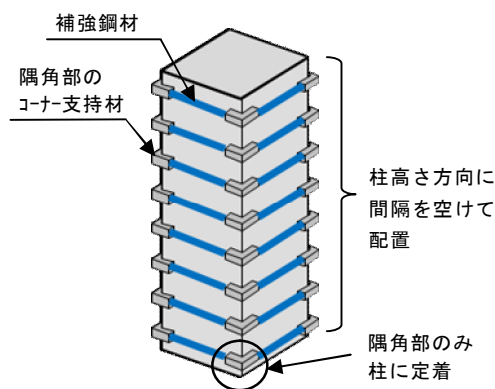


図 1.1.3 RB (リブバー) 耐震補強工法

しかし、このような工法でせん断補強鋼材を配置する場合においても、斜めひび割れと交差するようにせん断補強鋼材を配置する必要があると考えられる。このため、補強鋼材の配置間隔は、帯鉄筋の部材軸方向の間隔の構造細目^{1.8)}に準拠して「部材断面の最小寸法の1/2以下」で配置することとして耐震補強の設計を行っている。

一方、高架下を店舗等に利用しているラーメン高架橋においては、**写真1.1.1**に示すように、RC柱の耐震補強を行う際、建物内の既存設備、床スラブなど撤去・復旧が困難な支障物が柱端部の外周に設置されている場合がある。このような場合の耐震補強工事では、撤去復旧工事が必要となり、耐震補強工事の進捗を妨げる要因となっている。このため、支障物が配置されている範囲の補強鋼材の間隔を広げても、一定の耐震性能を確保できるような補強工法の開発が望まれていた。



(店舗利用)



(倉庫・事業所利用)

写真1.1.1 高架下利用箇所の例

1. 2 本論文の構成

本論文では、東北地方太平洋沖地震において、東北新幹線の複数のRCラーメン高架橋が、ブロック端部の柱頭部で集中的に損傷した点に着目し、被災構造物の損傷状況の分析と再現解析を行っている。その結果、損傷した構造物は、比較的大きな回転モードの水平応答を受けるなどにより損傷が進んだものの、既存の耐震補強を進め、耐震性能の向上に継続して取り組むことで、同様の損傷を免れることができることを示している。

また、鉄道高架橋において、高架下を店舗等で利用しているために補強期間が長期化したり、補強工事費が増加するなど、耐震補強を進める上での障害となっている現状を踏まえて、地震被害分析に用いた損傷メカニズムを基に、耐震補強を合理的に行うための手法の確立に取り組んだ。その結果、補強鋼材の配置間隔を拡げて配置した場合においても一定の補強効果が確認できたことから、補強鋼材を任意の位置に配置した場合の耐震性能の評価手法を提案し、耐震補強を合理的に進めるための新たな知見を示している。

本論文は、第1章から第7章で構成されている。

第1章は序論であり、本研究の対象である既設RCラーメン高架橋の柱部材に対する耐震補強工法の背景となった過去の地震被害および耐震設計の変遷について述べるとともに、本論文の構成について紹介した。

第2章は、鉄道構造物のRC構造物を中心に、せん断破壊先行型のRC部材により構成された耐震性能の低い構造物の破壊メカニズムについて概説し、部材のせん断耐力と、部材の変形性能の評価を適切に行うことにより、構造物の耐震性能を把握することができることを説明した。

第3章では、東北地方太平洋沖地震の被害において、曲げ破壊先行型のRCラーメン高架橋の柱部材が、梁柱接合部の柱部材基部コンクリートが全断面で落下する損傷や、比較的大きな範囲でブロックの端部柱に損傷が集中するような被害が見られた。そのため、近隣地震計の地震動の観測値、耐震性能の解析結果、平面変形モードの推定結果を重ねて損傷原因を推定し、従来の耐震補強を継続的に実施すべきかどうかを検証した。その結果、東北地方太平洋沖地震により大きな損傷を生じたり、比較的大きな範囲でブロック端部のみが著しく損傷した構造物は、ブロック端部ラーメンがブロック重心を回転中心とするような回転変形モードの地震応答を受け、端部ラーメンの柱上端から $2h$ (h :断面高さ)程度の帯鉄筋が疎な区間で終局変位 δ_n を超すような曲げ変形を起こして損傷が発生したものと推察された。しかし、推定された応答値は、これまでの耐震補強において想定してきた範囲内であることから、従来の耐震補強を継続することにより、効果が発揮できるものと考えられることを示した。

第4章では、東北地方太平洋沖地震の際のJR東日本の復旧に対する取り組みを例に、これまで開発されてきた耐震補強工法が早期復旧において有効に機能したことを示したことを紹介した。その一方で、高架下を店舗等に利用しているラーメン高架橋においては、RC柱の耐震補強を行う際、建物内の既存設備、床スラブなど撤去・復旧が困難な支障物が柱端部の外周に設置されている場合に、耐震補強工事の進捗を妨げる要因となっている現状

を踏まえ、支障物が配置されている範囲の補強鋼材の間隔を広げても、一定の耐震性能を確保できるような補強工法の開発が望まれている現状にあることを示した。

第5章では、せん断補強鋼材を柱外周に配置して四隅で定着する耐震補強方法において、梁または柱部材の中間において、せん断補強鋼材の配置間隔を断面高さ h の $1/2$ 以上の間隔で設定した場合のせん断破壊により損傷する範囲とせん断耐力について実験により確認した結果、補強鋼材の配置間隔を $h/2$ よりも大きく設定しても、一定量以上の補強鋼材を拡大区間以外の区間に配置することにより、せん断耐力を増加させる効果を付与できることなどを明らかにし、部材中間に拡大区間を設けざるを得ないようなせん断破壊モードの既設RC柱部材を、曲げ破壊モードの破壊形態へと改良し、一定の変形性能を付与することができることを示した。

第6章では、せん断補強鋼材を柱外周に配置して四隅で定着する耐震補強方法において、柱基部の塑性ヒンジとなる領域のせん断補強鋼材の配置間隔を断面高さの $1/2$ 以上に広げた試験体の地震時の破壊性状と変形性能について実験により確認した。その結果、無補強の状態ではせん断破壊モードの補強RC柱の試験体に対して、塑性ヒンジ領域の補強鋼材の配置間隔を $0.5h \sim 1.3h$ 程度に拡大した場合でも、一定量以上の集中補強鋼材を拡大区間に配置することにより、せん断ひび割れが生じるような損傷を拡大区間内の比較的狭い範囲で発生するように制御できることなどを示した。これより、塑性ヒンジ領域に拡大区間を設けざるを得ないようなせん断破壊モードの既設RC柱部材を、曲げ破壊モードの破壊形態へと改良し、一定の変形性能を付与することができることを示した。

第7章はまとめであり、本論文の概要、本論文により得られた成果を示すとともに、今後の研究における課題について取りまとめた。

【参考文献】

1. 1) 丸山久一：耐震基準の変遷：土木コンクリート構造物，コンクリート工学，Vol. 41，No. 5, 2003.
1. 2) 土木学会：平成8年制定コンクリート標準示方書（耐震設計編）改訂資料，コンクリートライブラリー87，1996.
1. 3) 睦好宏史：コンクリート構造物（土木構造物）の耐震設計に関する最近の動向，コンクリート工学，Vol. 35, No. 9, 1997.
1. 4) 土木学会：コンクリート標準示方書 耐震設計編，1996.
1. 5) 鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計），運輸省鉄道局監修，鉄道総合技術研究所編，1999.
1. 6) 構造技術センター：特集「東北地方太平洋沖地震と鉄道構造物」，東日本旅客鉄道株式会社，STRUCTURALENGINEERING DATA，Vol. 37，2011.
1. 7) 小林将志，津吉毅，石橋忠良：耐震補強工法—RB工法の設計について—，東日本旅客鉄道株式会社，STRUCTURALENGINEERING DATA，Vol. 12，pp22-27，1999.
1. 8) 土木学会：コンクリート標準示方書 設計編，2012.

第2章 RC構造物が経験した地震被害と耐震設計

土木構造物の耐震設計法は、地震被害分析の検証をもとに発展してきた。本章では、新幹線のRC柱に関する耐震設計法に注目し、1975年以降に発生し、耐震設計を変更する契機となった代表的な地震被害と設計基準の変遷について述べる。

2. 1 せん断破壊先行型のRC柱部材における主な地震被害

2. 1. 1 せん断耐力を過大評価していた時期の耐震設計基準

図2.1.1は、耐震設計に用いてきたせん断補強筋を配置しない場合の許容せん断応力度の変遷を示したものである（ただし、許容せん断応力度は1.5倍に割り増して表示）^{2.1)}。^{2.2)} コンクリートの許容せん断応力度は、昭和6年（1931年）の土木学会コンクリート標準示方書から規定され、昭和31年（1956年）以降は、コンクリートの設計基準強度に応じて許容応力度が規定された。例えば、設計基準強度が 18N/mm^2 の場合を例にとると、コンクリートのみでせん断力を受持つ場合の許容せん断応力度 τ_{sl} は、昭和55年（1980年）の改訂まで 0.9N/mm^2 であったが、昭和55年以降は、 0.5N/mm^2 程度に改正され、1986年以降は、 0.3N/mm^2 程度となっている。これは、昭和53年（1978年）の宮城県沖地震により多数の橋脚やラーメン高架橋に被害が生じたことを受けて研究が進み、許容せん断応力度を引き下げたためである。

1980年以前の設計では、経済性の観点から鋼材を最小限にし、コンクリートの断面積で構造性能を満たすのが一般的であり、RC柱のせん断力に対する設計においても、コンクリート断面でせん断耐力を満たすように設計されていた。しかし、コンクリートが負担できるせん断耐力は、設計で設定するほど大きくないことが明らかとなったため、設計上鉄筋が負担するせん断耐力に多くを負担させることを目的に、コンクリートが負担する許容せん断応力度を大幅に低減したものである。

なお、1986年の示方書が限界状態設計法に移行するのに伴って、コンクリートの受け持つせん断耐力の設計式は、寸法効果や鉄筋比等の影響を考慮できるものに変更されている。

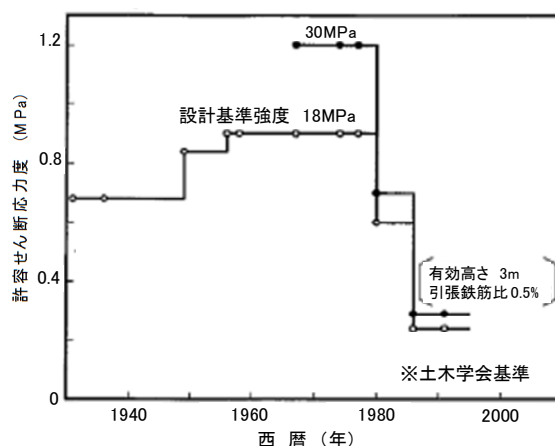


図 2.1.1 許容せん断応力度の変遷^{2.1), 2.2)}

2. 1. 2 宮城県沖地震（1978年6月，M7.4）によるラーメン高架橋の被害

東北新幹線の建設中に発生した宮城県沖地震では，高架橋柱のコンクリートの剥落，中層梁のせん断ひび割れの発生，PC 桁の桁端部の損傷，桁座の損傷等が発生した（写真 2. 1. 1，写真 2. 1. 2，写真 2. 1. 3 参照）。

また，支承部の損傷も数多く見られ，鋳鉄製の支承が損傷した（写真 2. 1. 4 参照）。この地震を機に耐震設計の考え方が見直され，支承にゴムシュー，ストッパーに鋼角ストッパーが用いられるようになり，構造物の柱部材に変形性能を持たせて地震によるエネルギーを吸収させるような設計へと変わることとなった。



写真2.1.1 ラーメン高架橋の被害状況



写真2.1.2 中層梁のせん断損傷



写真2.1.3 コンクリート桁の損傷状況



写真2.1.4 支承部の損傷状況

2. 1. 3 兵庫県南部地震（1995年1月，M7.2）によるラーメン高架橋の被害

兵庫県南部地震では，多くのRC高架橋やRCラーメン橋台の柱がせん断破壊，PC桁の落橋，ボックスラーメンの中柱のせん断破壊，橋脚の途中定着部でのかぶりコンクリートの剥落，桁の横ずれ等の被害が発生した（写真2.1.5～写真2.1.11参照）。

この地震を契機に，高架橋・ラーメン橋台の柱，ボックスラーメン中柱のせん断先行破壊に対する耐震対策が実施されることとなり，設計基準も耐震設計標準（1998年）が制定され，設計地震動の見直しと，構造物の照査方法の見直しが図られた。



写真2.1.5 RCラーメン高架橋の崩壊（第2御影高架橋）



写真2.1.6 RCラーメン高架橋の崩壊（阪水高架橋）



写真2.1.7 RCラーメン橋台の被害状況（阪急今津線線路橋）



写真2.1.8 RCラーメン構台の崩壊による桁の落橋（阪急今津線線路橋）



写真2.1.9 RCラーメン構台の崩壊による桁の落橋（松林寺架道橋）

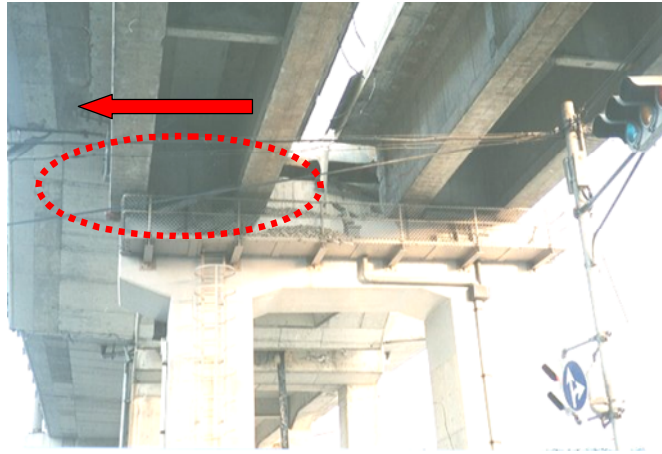


写真2.1.10 PC桁の被害状況（桁の横ずれ）中津浜架道橋



写真2.1.11 橋脚の被害状況（武庫川橋りょう）

2. 1. 4 三陸南地震（2003年5月，M7.1）によるラーメン高架橋の被害

写真2.1.12は，三陸南地震においてかぶりコンクリートが剥落する等の被害のあった高架橋柱の状況である．兵庫県南部地震以後に行った耐震補強の効果が初めて確認された．

この地震を機に耐震補強の対策エリアを新幹線全線に拡大し，対策期間の前倒しが図られることとなった．



（せん断ひび割れとかぶり
コンクリートの剥落）

（かぶりコンクリートの剥落）

（せん断ひび割れ）

写真2.1.12 三陸南地震によるRC柱部材における被害

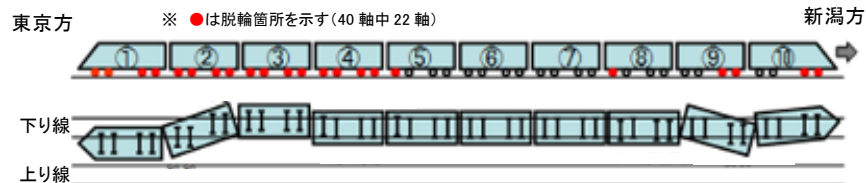
2. 1. 5 新潟県中越地震（2004年10月，M6.8）によるラーメン高架橋の被害

新潟県中越地震では，写真 2.1.13 に示すような高架橋柱のかぶりコンクリートの剥落，橋脚の途中定着部でのかぶりコンクリートの剥落，盛土の崩壊（在来線）等の被害を生じた．また，図 2.1.2 に示すように，新幹線の営業列車が脱線する事象も生じている．

高架橋では，高架下の消雪設備の土間により高架橋柱が拘束を受けていた箇所において，非拘束部でせん断スパンが短くなったことによるせん断破壊を生じた．この地震を機に RC 橋脚の補強対策が早期に実施されるに至った．



写真 2.1.13 新潟県中越地震の被害（柱部材のせん断破壊）



とき 325 号最後尾車両(約 30° 傾斜)
下り線 207k580m 付近

とき 325 号先頭車両車輪状況
下り線 207k830m 付近

約 900m 間にわたりレールが外れる
下り線 206k600m～207k500m

図 2.1.2 新幹線の脱線

2. 2 曲げ破壊先行型のRC柱部材における主な地震被害^{2.8)}

2. 2. 1 兵庫県南部地震による被害（せん断余裕度と損傷）

阪神淡路大震災をもたらした兵庫県南部地震に対し、必要と考えられる設計上の耐震性能を推定するために、鉄道構造物の中で最も被害が大きかったJR東海道本線住吉・灘間のRCラーメン高架橋の設計上の耐震性能と実際の損傷状況との比較がなされている。

ここで、設計上の耐震性能の算定方法としては、N.M.Newmarkのエネルギー一定則^{2.9)}を用いている。エネルギー一定則によれば、弾性応答と弾塑性応答には、次式の関係が有るものと仮定している。

$$\mu = \delta / \delta_y = 1/2 \{ (Q_e / Q_y)^2 + 1 \} \quad (2.1)$$

ここに、 μ ：応答塑性率

δ ：弾塑性応答変位

δ_y ：降伏変位

Q_e ：弾性応答時の最大せん断力

Q_y ：弾塑性応答時の最大せん断力

図2.2.1は、式(2.1)におけるせん断力を震度に置き換え、弾塑性応答と弾性応答の関係から耐震性能である換算弾性応答加速度を算定する方法を示したものである。

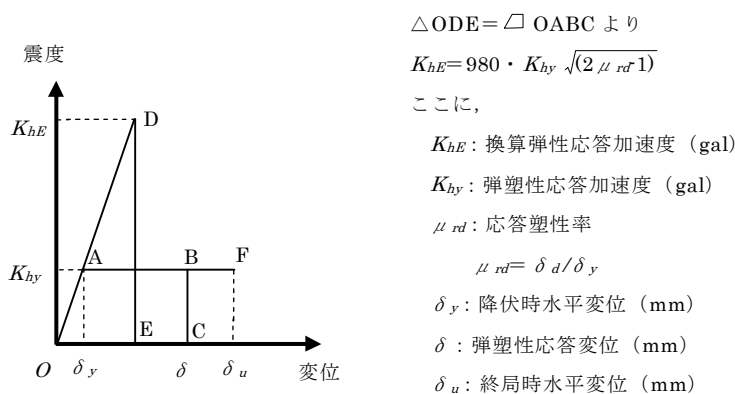




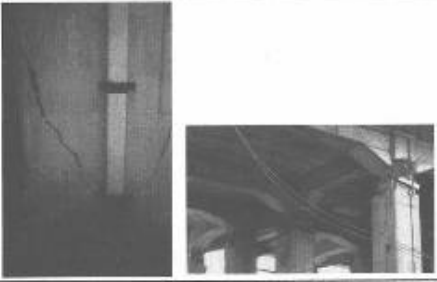
図 2.2.1 N. M. Newmark のエネルギー一定則^{2.9)}

なお、エネルギー一定則には、数多くの検証がなされており、例えば、文献2.10)では、兵庫県南部地震（神戸海洋気象台での観測波NS成分，最大加速度818gal）を用いて、復元力モデルおよび固有周期（ T_{eq} ）を変えて1質点系の応答解析の結果とエネルギー一定則による結果を比較している。その結果，固有周期0.3secでは，エネルギー一定則による

応答塑性率の値は応答解析の値より小さな値を示し、0.6sec では、同程度の値を示し、0.9sec では、エネルギー一定則による応答塑性率の値は、応答解析より大きな値を示すことが報告されている。その他にも、エネルギー一定則は、固有周期、地震波の種類、部材の減衰定数の大きさ、復元力モデル等により異なる結果を与えることが報告されている。

以上より、エネルギー一定則は、精緻な応答値を表しているわけではない点に注意しつつも、本論文の分析対象が等価固有周期 0.6sec 前後の RC ラーメン構造物を対象に分析していることから、構造物の耐震性能や弾塑性応答を受けた構造物の応答値を推定する簡便な手法として、本論文において用いている。

表 2.2.1 損傷度判定表

損傷度	写 真	
A		
	桁・スラブの落下 柱の崩壊	
B		
	桁・スラブの沈下 柱のコンクリートかぶり剥落、鉄筋はらみだし	
C		
	桁・スラブの沈下なし 柱は降伏耐力を保持、残留ひびわれ、かぶり剥落	

エネルギー一定則による換算弾性応答加速度を耐震性能の指標とし、損傷度判定を表 2.2.1 により比較した。表 2.2.2 は、損傷形態と設計上の耐震性能（計算）と損傷度の関係をまとめたものである。この結果得られた主な知見は以下の通りである^{2.8)}。

- ・耐力比 (V_y / V_{mu}) が大きいものほど耐震性能は大きく、損傷程度は小さい。
- ・耐震性能が 1,000~1,200Gal のものは、柱の変形・沈下はあるが構造物の崩壊は無い。

- ・耐震性能が 1,200Gal 以上のものは、かぶり剥落程度以下の軽微な損傷であった。
- ・せん断先行型は損傷度 A が多く、68%が A、B と高い確率で大きな損傷を受けた。

表 2.2.2 設計上の耐震性能と損傷度

損傷形態と設計上の耐震性能 (計算)	損傷度	Aランク		Bランク		Cランク		微小クラック程度		
		総数	絶対数	割合(%)	絶対数	割合(%)	絶対数	割合(%)	絶対数	割合(%)
曲げ先行	1,200 gal 以上 (1,100 gal 以上) [930 gal 以上]	7	0	0	0	0	6	86	1	14
	1,000~1,200 gal (920~1,100 gal) [780~930 gal]	16	0	0	4	25	10	63	2	12
	800~1,000 gal (730~920 gal) [620~780 gal]	54	11	20	8	15	20	37	15	28
	800 gal以下 (730 gal 以下) [620 gal 以下]	22	7	32	4	18	2	9	9	41
せん断先行	—	59	30	51	10	17	6	10	13	22

※ 耐力比 (V_y/V_{mu}) が、0.9 未満をせん断破壊先行型、0.9 以上を曲げ破壊先行型とする

※ () の耐震性能の値は、じん性率について鉄道構造物等設計標準・同解説(コンクリート構造物)(1994)で計算した値。

※ [] の耐震性能の値は、設計上の降伏水平震度、鉄道構造物等設計標準・同解説(コンクリート構造物)(1994)の設計式によりじん性率を計算した値。

表 2.3.1 東北新幹線の主な被害と箇所数

主な被害	3/11本震		4/7余震
	被害箇所数	4/7時点で応急復旧未了の被害箇所	被害箇所数
高架橋柱等の損傷	約100箇所	-	約20箇所
橋桁のずれ	2箇所	-	7箇所
橋桁の支点部損傷	約30箇所	-	約10箇所
電化柱の折損・傾斜・ひび割れ	約540箇所	約60箇所	約270箇所
その他(軌道変位、天井材落下等)	約520箇所	約30箇所	約240箇所
合計	約1,200箇所	約90箇所	約550箇所

3月11日の本震では、大宮からいわて沼宮内までの約500kmに渡り、地上設備で約1,200箇所の被害を受けた。そのうち、土木構造物の主な被害としては、高架橋柱等の損傷約100箇所、橋桁のずれ2箇所、橋桁の支点部損傷約30箇所であった。これらの被害箇所は、4月7日の余震発生までに、約90箇所を残して応急復旧が終了していたものの、余震により新たに約550箇所の被害を受けた。そのうち、土木構造物の主な被害としては、高架橋柱等の損傷約20箇所、橋桁のずれ7箇所、橋桁の支点部損傷約10箇所であった。なお、被害の範囲は本震に比べせまいものの、仙台～一ノ関間など場所により本震より厳しい被害を受けた箇所もあった。

なお、新幹線は、海岸に位置した構造物がなかったために、津波による被害の報告はない。

(2) 在来線

在来線の主な被害の箇所数を表2.3.2に示す。このうち、3月11日の本震における土木構造物の損傷は、乗降場変状約220箇所、盛土・切取等土工設備の変状約170箇所、橋りょう・高架橋の損傷約120箇所、トンネルの損傷約30箇所、落石約20箇所、乗換こ線橋等停車場設備の損傷約20箇所合計約580箇所であった。建築構造物は駅舎の損傷約80箇所が被害をうけた。

また、4月7日の余震においては、土木構造物では、乗降場変状約40箇所、盛土・切取等土工設備の変状2箇所、橋りょう・高架橋の損傷約30箇所、トンネルの損傷2箇所、合計約70箇所、建築構造物では駅舎の損傷10箇所の被害が報告されている。

表 2.3.2 在来線の主な被害と箇所数

主 な 被 害	3/11本震		4/7余震	4/7余震後に 復旧する 被害箇所数 (D)=(B)+(C)
	被害箇所数 (A)	4/7時点で 復旧未了の 被害箇所数 (B)	被害箇所数 (C)	
軌道変位	約2200箇所	約130箇所	約600箇所	約730箇所
電化柱の折損・傾斜・ひび割れ	約1150箇所	約130箇所	約90箇所	約220箇所
道床碎石流出	約220箇所	約40箇所	-	約40箇所
乗降場変状	約220箇所	約20箇所	約40箇所	約60箇所
盛土・切取等土工設備の変状	約170箇所	約30箇所	2箇所	約30箇所
信号・通信設備の故障	約130区間	約30区間	2区間	約30区間
橋りょう・高架橋の損傷	約120箇所	約20箇所	約30箇所	約50箇所
駅舎の損傷	約80駅	1駅	約10駅	約10駅
トンネルの損傷	約30箇所	5箇所	2箇所	7箇所
変電設備の故障	約30箇所	約10箇所	約10箇所	約20箇所
落石	約20箇所	-	約10箇所	約10箇所
乗換こ線橋等停車場設備の損傷	約20箇所	-	2箇所	2箇所
架線の断線	約10箇所	3箇所	約10箇所	約10箇所
合 計	約4400箇所	約420箇所	約800箇所	約1220箇所

新幹線とは異なり、在来線は沿岸部に位置する区間を有していた。そのため、太平洋沿岸に位置する八戸線、山田線、大船渡線、気仙沼線、石巻線、仙石線、常磐線の7路線の鉄道構造物が津波による被害を受けた。

主な被害と被害箇所数を表 2.3.3 に示す。津波により駅舎流出したのが 23 駅、津波による線路流出、埋没が延長約 60km、津波による橋桁流出、埋没が 101 箇所（うち橋桁流出が 23 箇所）と報告されている。

表 2.3.3 津波による在来線の主な被害と被害箇所数

主な被害	被害箇所数	主な被害	被害箇所数
津波による駅舎流出	23駅	信号・通信設備の故障	約80区間
津波による線路流出・埋没	65箇所(延長約60km)	橋りょう・高架橋の損傷	約30箇所
津波による橋げた流出・埋没	101箇所	駅舎の損傷	25駅
軌道変位	約210箇所	変電設備の故障	4箇所
電化柱の折損・傾斜・ひび割れ	約950箇所	乗換こ線橋等停車場設備の損傷	約15箇所
道床碎石流出	約80箇所	落石	1箇所
乗降場変状	約40箇所	架線の断線	約10箇所
盛土・切取等土工設備の変状	約50箇所		
		合計	約1680箇所

※JR 東日本プレス資料(H23.4.5)より抜粋

2. 3. 2 地震動により生じた主な被害状況

(1) 被害構造物の概要

東北新幹線は、経済性、施工性、工期などの観点から図 2. 3. 2 に示すようなビームスラブ式の RC ラーメン高架橋が数多く採用されており、総延長の半数超が RC ラーメン高架橋となっている。東北新幹線の RC ラーメン高架橋の構造は、駅部を除いて延長方向に 3 径間または 4 径間で、高さ方向に 1 層または 2 層のラーメン構造を基本としている。ブロックの両端には、隣接するブロックと接続する単純桁（調整桁）を支持する形式となっている。基礎形式は、一般にフーチングを有する直接基礎か、打ち込み杭による群杭基礎であり、隣り合う基礎どうしを地中梁で連結する構造が採用されている。

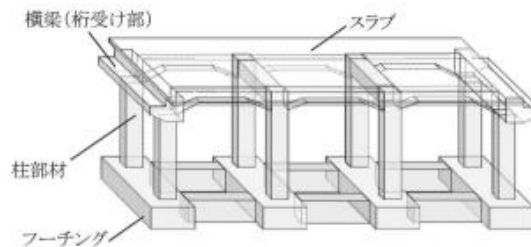


図 2. 3. 2 ビームスラブ式 RC ラーメン高架橋のイメージ

(2) 被害調査の概要

今回の地震では、東北新幹線の全線にわたって強い地震が観測されたことから、強い揺れが観測された区間の全てのラーメン高架橋について、その被害状況に基づいて損傷度を判定した。表 2. 3. 4 および図 2. 3. 3 は、RC ラーメン高架橋柱部材の損傷度の判定区分と、損傷度の分類を示したものである。

表 2. 3. 4 損傷度の判定区分

損傷度	損傷状況
A	柱の損傷により桁、梁・スラブが落下し構造物として崩壊している。
B1	断面を貫通するような残留ひび割れが発生し、コアコンクリートの損傷が見られる。かぶりコンクリートの剥離・剥落が広範囲で発生し鉄筋が露出している。軌道面の沈下がある。
B2	断面を貫通するような残留ひび割れが発生している。かぶりコンクリートの剥離・剥落が広範囲で発生し鉄筋が露出している。軌道面の沈下はない。
C	目視で確認できる残留ひび割れが（幅 0.2mm 以上）が発生している。かぶりコンクリートの軽微な剥離・剥落が見られる。

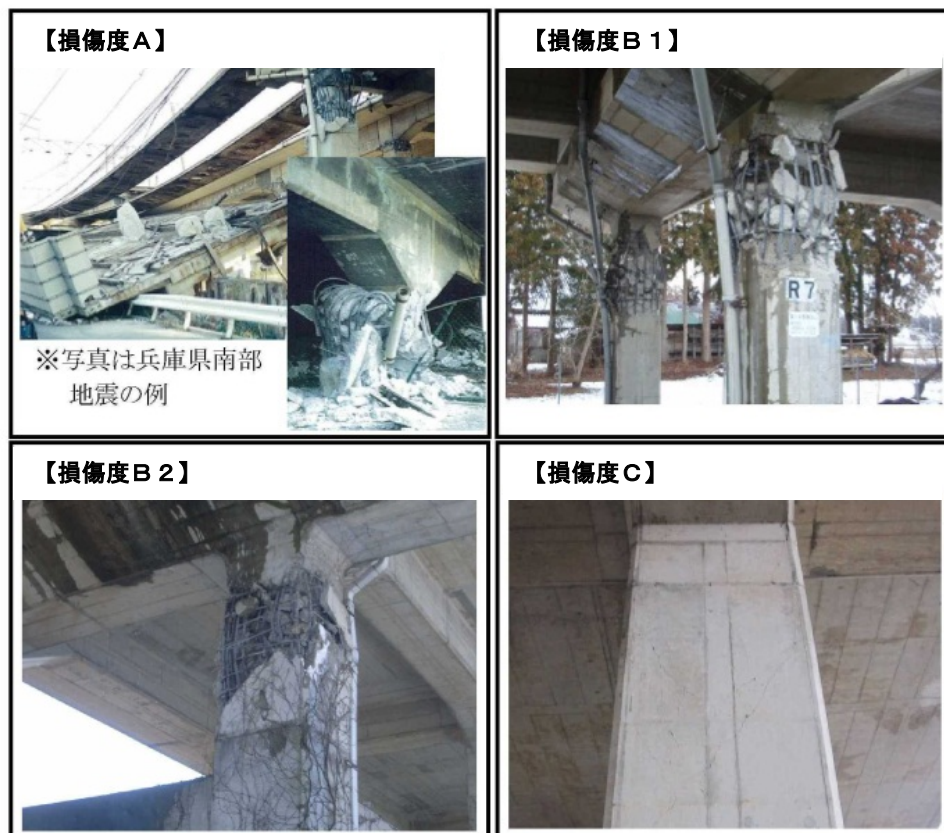


図 2.3.3 損傷度の判定区分の例

2011年3月11日および2011年4月7日に発生した地震により、一部の柱部材がB1の損傷を生じた。今回の地震では、せん断破壊により損傷度Aとなるような損傷が発生しなかったが、損傷度Bのうち、損傷程度により運行に支障するような軌道沈下を伴う損傷と、軌道沈下が観測されなかった損傷に分かれた。せん断破壊先行型のRC高架橋柱に対する耐震補強が進んだ現在、損傷度B1のような損傷が、今回の地震において最も大きな被害であったといえる。損傷度B1、B2の損傷を生じた代表的な構造物の被害の概要について以下に示す。

2. 3. 3 新幹線構造物の広域調査に基づく損傷原因の分析

(1) 保有エネルギーと損傷度

図 2.3.4 は、2011 年の東北地方太平洋沖地震により、損傷度 B1 および B2 の損傷を受けた東北新幹線の RC 高架橋柱の発生本数の分布である。この図より、主に新白河駅周辺から盛岡駅周辺までの広い範囲で被害が発生していることが分かる。このような状況の中で、一部の柱部材に B1 の損傷を生じるような RC ラーメン高架橋がどのような性能であったか把握することを目的に、マクロ的な被害分析を行った。分析対象とした構造物は、東北新幹線の RC ラーメン高架橋で、損傷度が比較的大きい損傷度 B1 および B2 とした。分析対象とした数量は、東北新幹線東京新青森間の総本数約 54,000 本のうち、2011 年 3 月 11 日の地震で損傷した 55 本（うち損傷度 B1 が 8 本、損傷度 B2 が 47 本）、2011 年 4 月 7 日の地震で損傷した 9 本（うち損傷度 B1 が 3 本、損傷度 B2 が 6 本）である。表 2.3.5 に区間毎の分析対象本数を示す。

被災した RC ラーメン高架橋に対するマクロ分析は、構造物が完全弾塑性形の一質点系の振動モデルとして扱いエネルギー一定則により推定できるものと仮定し、柱部材の設計上の耐震性能を文献 2.2), 2.4), 2.11), 2.12), 2.13), 2.14) を参考に弾塑性応答と等価な弾性応答（以下、柱部材の換算弾性応答加速度という）として算定した。なお、当該区間の構造物は、数種類の標準設計を準用することにより設計されており、設計水平震度に一定の値を用いているため、構造物における実際の水平震度についてもばらつきが少ないと考えられる。そこで、本分析に用いる部材降伏時の水平震度は、設計水平震度 0.25 に対して文献 4) を参考に補正し、一律 0.375 ($=0.25 \times 1.5$) とした。

(2) 耐震性能と損傷度の関係

図 2.3.5 は、設計上の耐震性能と損傷度を示したものである。この図より、設計上の耐震性能が低い柱ほど損傷数量が多い傾向がみられた。一部の柱部材で軌道沈下を起こすような損傷度 B1 の構造物は、設計上の耐震性能が 1000gal 以下であることが分かる。また、1200gal 以上の設計上の耐震性能を有するものには、B2 以上の損傷が発生していない。以上より、損傷度 B2 の損傷は、設計上の耐震性能が 1,200gal 未満の RC ラーメン高架橋において発生し、損傷度 B1 の構造物は、設計上の耐震性能が 1,000gal 未満の構造物で発生したことが分かる。

2. 4 鉄道構造物の地震被害と耐震設計

(1) 耐震設計における設計基準の変遷

鉄道RC構造物の設計基準は、大正3年(1914年)に制定された「鉄筋混凝土橋梁設計心得」が最も古いものである。ただし、地震力としての設計水平力が具体的に示されたのは、大正8年の「輾圧工形桁及鉄桁用橋台橋脚標準使用心得」であり、大正12年(1923年)に起きた大正関東地震の後の昭和5年(1930年)に作成された「橋梁標準設計」において設計水平震度に0.2を考慮することが示され、昭和45年(1970年)まで0.2を用いてきた。

その後、昭和45年の「建造物設計標準」では、設計水平震度を震度法で求めることとなり、昭和54年(1979年)の「耐震設計指針(案)」では、震度法と修正震度法を適用することとした。さらに、昭和58年(1983年)の「建造物設計標準」では、大地震が生じた場合を想定して、動的解析法が加わることとなる。参考として、主な設計基準および耐震関連規定等の変遷を表2.4.1に示す。

表 2.4.1 わが国におけるコンクリート構造物(鉄道)の主な設計基準類および耐震関連規定等の変遷

制定	設計基準の名称	規定の主な内容		備考
		設計水平震度(Kh)	荷重の組合せ (許容応力度の割増し)	
1914年 大正3年	鉄筋混凝土橋梁設計心得	(記述なし)	——	
1919年 大正8年	輾圧工形桁及鉄桁用橋台橋脚標準使用心得	地震の許容加速度として、橋脚の設計計算例で0.12~0.14G(Gは重力加速度)	——	
1928年 昭和3年	鋼鉄道橋設計示方書	「橋桁と下部構造との取付け設計に関しては地震動を考慮すべし」と規定(地震動の数値は明記されず)	——	1923年(大正12年)大正関東地震発生
1930年 昭和5年	橋梁標準設計	自重および土圧に対してKh=0.2	・死荷重+地震:1.5	
1955年 昭和30年	無筋コンクリートおよび鉄筋コンクリート土木構造物の設計基準(案)	Kh=0.15~0.3(地域別) (鉛直方向は水平の1/2)	・死荷重+地震:1.5 ・死荷重+活荷重+地震:2.0	
1961年 昭和36年	新幹線構造物設計基準案	基準水平震度0.2(長大橋は0.3) (鉛直方向は水平の1/2)		
1970年 昭和45年	建造物標準(鉄筋コンクリート構造物および無筋コンクリート構造物、プレストレストコンクリート鉄道橋)	Kh=∠1・∠2・∠3 (0.07~0.26) ∠1:地域別震度、∠2:地盤別係数 ∠3:線区係数 (鉛直方向は水平の1/2)	・死荷重+地震:1.5 ・死荷重+地震+温度+乾燥:1.65	
1979年 昭和54年	耐震設計指針(案)	震度法:Kh=∠1・∠2・K0 修正震度法:Kh=∠1・∠2・∠3・K0 K0:標準設計水平震度 ∠1:地域別震度 ∠2:地盤別係数 ∠3:固有周期による補正係数 (鉛直方向は水平の1/2)	・死荷重+地震:1.5 ・死荷重+地震+温度+乾燥:1.65	応答変位法を導入(ケーソン基礎、杭基礎)
1983年 昭和58年	建造物設計標準(鉄筋コンクリート構造物および無筋コンクリート構造物、プレストレストコンクリート鉄道橋)	T<0.3 :震度法 0.3≤T≤2.0:修正震度法 T>2.0 :動的解析法 T:固有周期 (鉛直方向は水平の1/2)	・死荷重+地震:1.5 ・破壊安全度検討用死+列+1.5地震	各部材のじん性率が4程度以上確保できる構造細目の追加
1991年 平成3年	鉄道構造物等設計標準(コンクリート構造物)	Kh=∨1・∨2・∨3・Kh0 Kh0:設計水平震度の基準値 ∨1:地域別補正係数 ∨2:応答特性別補正係数 ∨3:設計塑性率別補正係数 (鉛直方向は水平の1/2)	・固定死荷重+付加死荷重+地震の影響×列車荷重	限界状態設計法の導入

(2) 宮城県沖地震（1983年）以前の耐震設計

東北上越新幹線の建設は、着工時には、1970年（昭和45年）制定の建造物設計標準を適用しており、耐震設計については地震活動の今後の状況、建設地点の地震状況、地盤の硬軟および構造物の重要度を考慮した設計震度の体系がまとめられて適用されている。耐震設計は震度法を用いて検討を行っている。

建造物設計標準における設計水平震度の算定法を以下に示す。

$$(\text{基準水平震度}) = (\text{地域別震度}) \times (\text{地盤別係数})$$

$$(\text{地中部分の基準水平震度}) = (\text{地域別係数}) \times (\text{地盤・深さ別係数})$$

$$(\text{構造物の設計水平震度}) = (\text{基準水平震度}) \times (\text{線区係数})$$

* 地上10m以上の部分に対する設計水平震度は高さ1mあたり1%増加させる。

その後、1972年（昭和47年）に全国新幹線網建造物設計標準が制定され、その中では、構造物の剛性と列車の走行安全性から定まる構造物の不同変位の目標値が定められた。昭和49年には、建造物設計標準（基礎構造物及び抗土圧構造物）が制定され、その中で地盤の液状化判定が取り入れられた。

東北新幹線建設中の1978年2月及び6月に発生した宮城県沖地震により、鉄道構造物では、コンクリート桁の支承部、ラーメン高架橋の柱上下端部や2層ラーメン高架橋の線路直角方向中層梁のひび割れ、RC橋脚く体の鉄筋段落し部でのひび割れの発生等の被害を生じた。

この地震を経て、1979年（昭和54年）9月に耐震設計指針（案）が制定された。この指針の特徴としては、設計体系をまず地盤条件によって2つ（普通地盤と特殊地盤）に分け、両地盤において構造物の振動特性に応じて細分したことが挙げられる。

新しい設計法として地震時の地盤変位を基礎の設計に考慮する応答変位法、構造物の固有周期により設計震度を変化させる修正震度法や動的解析法を導入した。

また、コンクリート桁の支承として、それまで主流で仕様されてきたFC沓・BP沓に代わり、滑り沓（ゴム沓）と角形鋼管を鋼角ストッパーとして用いる併用支承が採用されるようになった。

(3) 宮城県沖地震（1983年）以降の耐震設計

1983年（昭和58年）には、鉄筋コンクリート構造物及び無筋コンクリート構造物設計標準が改正され、設計の原則として①地震の影響によって過大な変形、ねじれ応力集中が生じない構造とすること、②構造物全体の崩壊、圧壊を防止するため構造上塑性ヒンジが生じる部分には十分なじん性を持たせる、③構造物に水平ねじれが生じない様に構造物の剛心と荷重の作用位置を可能な限り一致させるような構造形式とすることの3点を取り入れられた。

②に関して耐震に関する一般構造細目でスターラップ、帯鉄筋等を設け4程度のじん性

を確保する具体的な条件が定められた。図 2.4.2 は、断面が 1000mm×1000mm、軸方向鉄筋径が 32mm の場合の最小鉄筋比の変遷のイメージを示したものである。

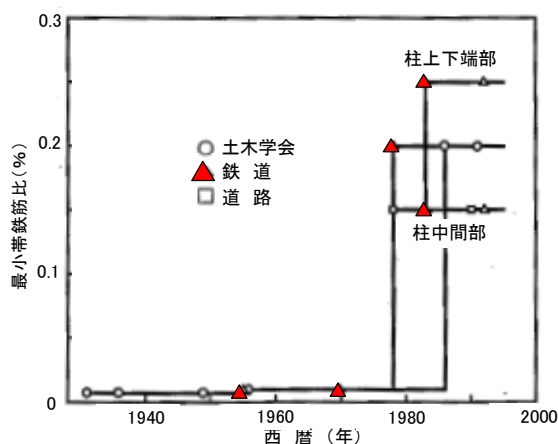


図 2.4.2 最小の帯鉄筋比の変遷 2.1).2.2)

1991 年には、鉄道構造物等設計標準において限界状態設計法が取り入れられた。耐震設計においては、震度法が引き続き用いられたが、設計想定地震として、建設地点において設計耐用期間中に一回程度発生すると想定される規模の地震とし、中程度の地震に対して、軌道面の不同変位量を検討することとしている。また、設計水平震度の算定に当たっては、設計想定地震動に対する設計水平震度の基準値に、地域別補正係数 ν_1 、応答特性格別補正係数 ν_2 、設計塑性率別補正係数 ν_3 を乗じて算定する方法となった。地盤の固有周期による応答特性の考え方と、N. M. Newmark のエネルギー一定側を用いて、弾塑性応答と弾塑性応答の吸収エネルギーの関係の考え方を取り入れているのが特徴である。さらに、塑性変形を許容する構造とするため、設計塑性率の制限を別途設けている。

これらは、北陸新幹線（高崎～長野間）から適用されている。

(4) 兵庫県南部地震（1995 年）以降の耐震設計

1995 年 1 月の兵庫県南部地震においては、ラーメン高架橋柱やボックスカルバートの中柱がせん断破壊し大崩壊を起こすなど大きな被害を受けた。

この地震における被害状況を受け暫定的に鉄道総研より「新設構造物の当面の耐震設計に関する参考資料（1996 年）」が出され東北新幹線盛岡～八戸間の設計に適用されていたが、1998 年には、鉄道施設耐震構造検討委員会の「新しい耐震設計基準のあり方に関する基本的な考え方」を受けた耐震基準検討小委員会の成果として、鉄道構造物設計標準（耐震設計）が制定された。その特徴としては、①地震動として従来の海洋型地震動に加え内陸型地震動も考慮する、②構造物の安全性の検討は、構造物に必要な性能を定め、これを満足することを照査する方法とする、③構造物の地震時挙動の算定に当たっては動的解析を主体とした等が挙げられる。表 2.4.1 は、鉄道の高架橋および橋りょうの耐震設計の変遷を示し、図 2.4.3、図 2.4.4 はそれぞれ、鉄道構造物の部材に求める変形性能の変遷と、

柱部材の塑性ヒンジ区間の横方向鉄筋の変遷を示している。また、北陸新幹線（高崎～長野間）においては、設計済みの構造物を再検討し、一部の構造でせん断補強鉄筋を増やす等の対策を行っている。

2006年（平成18年）、鉄道構造物設計標準（変位制限）が制定され、その中で地震時の列車走行安定性について検討方法が示されている。

表 2.4.1 高架橋・橋りょうの耐震設計の変遷（鉄道構造物）

基準類	設計に用いる地震の大きさ	耐震性能	発生した地震
1919年 輻圧工形桁及鉄桁用橋台橋脚標準使用心得	120~140gal	コンクリート柱の変形性能を保証する規定がなかった 200~1000gal	1923年 大正関東地震（M7.9）
1930年 橋梁標準設計	200gal		1963年 新潟地震（M7.5） 1968年 十勝沖地震（M7.4） 1978年 宮城県沖地震（M7.4）
1983年 建造物設計標準	200~250gal	コンクリート柱の変形性能を保証する規定を追加 1000gal	1995年 兵庫県南部地震（M7.2）
1998年 鉄道構造物等設計標準（耐震設計）	200~400gal	1000~2000gal	2003年 三陸南地震（M7.0） 2004年 新潟県中越地震（M6.8）

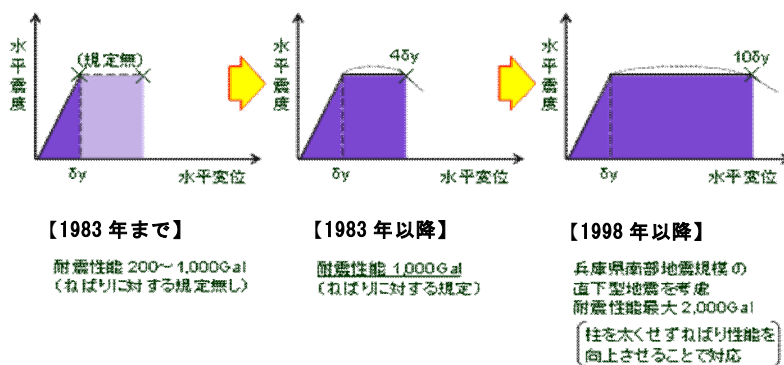


図 2.4.3 部材に求める変形性能の変遷（鉄道）

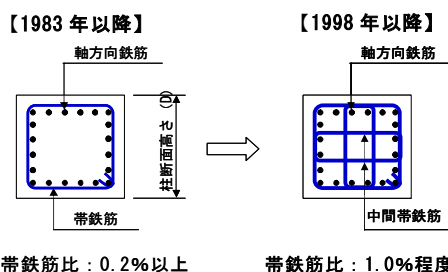


図 2.4.4 柱部材の塑性ヒンジ区間の横方向鉄筋の変遷（鉄道）

2. 5 本章のまとめ

本章では、宮城県沖地震、兵庫県南部地震、新潟県中越地震、東北地方太平洋沖地震を検証し、鉄道を中心としたRC構造物の耐震設計法について整理するとともに、耐震性能の低い構造物の損傷発生メカニズムについて分析し、過去の設計に用いられていた簡便な方法により算定される耐震性能と構造物の損傷度の関係について分析を行った。

その結果、構造物の耐震性能をブロック端部柱のエネルギー一定則を基にした換算弾性応答加速度であるとして仮定した場合、兵庫県南部地震および東北地方太平洋沖地震の損傷の発生傾向とこの値の相関が高いことが確認された。この結果、RCラーメン高架橋の損傷予測の範囲では、簡便な方法により耐震方法を把握することにより、大規模地震時の損傷発生の概略の判定が可能であることを示した。

【参考文献】

2. 1) 土木学会：平成8年制定コンクリート標準示方書（耐震設計編）改訂資料，コンクリートライブラリー87，1986.
2. 2) 岡村甫，佐伯光昭，金津努，鈴木基行，松本信之：コンクリート構造物の耐震設計基準の変遷，阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集，1996.
2. 3) 東日本旅客鉄道株式会社 建設工事部：新幹線の建設と技術の変遷，2012.
2. 4) 土木学会：阪神・淡路大震災調査報告，1997.
2. 5) 土木学会：2003年に発生した地震によるコンクリート構造物の被害分析，コンクリートライブラリー114，2004.
2. 6) 構造技術センター：特集「新潟県中越地震と鉄道」，東日本旅客鉄道株式会社，STRUCTURALENGINEERING DATA，Vol. 24，2005.
2. 7) 構造技術センター：特集「東北地方太平洋沖地震と鉄道構造物」，東日本旅客鉄道株式会社，STRUCTURALENGINEERING DATA，Vol. 37，2011.
2. 8) 石橋忠良，池田靖忠，菅野貴浩，岡村甫：鉄筋コンクリート高架橋の地震被害と設計上の耐震性能に関する検討，土木学会論文集 No. 563，pp. 95-103，1997.
2. 9) Veletsos, A. S. and Newmark, N. M. :Effect of Inelastic Behavior on the Response of Simple Systems to Earthquake Motions, Proceedings of 2nd WCEE, Vol. 2, 1960.
2. 10) 睦好宏史：コンクリート構造物（土木構造物）の耐震設計に関する最近の動向，コンクリート工学，Vol. 35, No. 9，1997.
2. 11) 小林將志，篠田健次，水野光一朗，野澤伸一郎，石橋忠良：東北地方太平洋沖地震により損傷した新幹線RCラーメン高架橋に関する被害分析，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol. 70, No. 4（地震工学論文集第33巻），I_688-I_700，2014.
2. 12) 鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物），運輸省鉄道局監修，鉄道総合技術研究所編，1992.
2. 13) 鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計），運輸省鉄道局監修，鉄道総合技術研究所編，1999.
2. 14) 鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計），運輸省鉄道局監修，鉄道総合技術研究所編，2012.

第3章 東北地方太平洋沖地震で見られた柱部材の特徴的な損傷の発生メカニズム

東北地方太平洋沖地震が発生した際に、東北新幹線ではせん断破壊先行型のRCラーメン高架橋に対する耐震補強が終了していた。それにもかかわらず、柱部材において梁柱接合部の柱部材基部のコンクリートが全断面で落下する損傷や、比較的広い範囲の高架橋のブロックの端部柱に損傷が集中するような被害が発生した^{3.1)}。このような、ブロック端部の柱部材基部のみが集中的に損傷する事例は、中高層建築物においては経験が有り技術基準等に取り入れられているものの^{3.2)}など、1層のRCラーメン高架橋においては報告事例が見られないことから、その発生メカニズムを分析し、従来の耐震補強が有効に機能するかどうかを検証したので以下に述べる。

3. 1 梁柱接合部の柱部材基部コンクリートが全断面で落下した構造物の損傷状況調査

3. 1. 1 対象構造物の概要

東北新幹線は、経済性、施工性、工期などの観点から図3.1.1に示すようなビームスラブ式のRCラーメン高架橋が数多く採用されており、総延長の半数超がRCラーメン高架橋となっている。東北新幹線のRCラーメン高架橋の構造は、駅部を除いて延長方向に3径間または4径間で、高さ方向に1層または2層のラーメン構造を基本としている。ブロックの両端には、隣接するブロックと接続する単純桁（調整桁）を支持する形式となっている。基礎形式は、一般にフーチングを有する直接基礎か、打ち込み杭による群杭基礎であり、隣り合う基礎どうしを地中梁で連結する構造が採用されている。

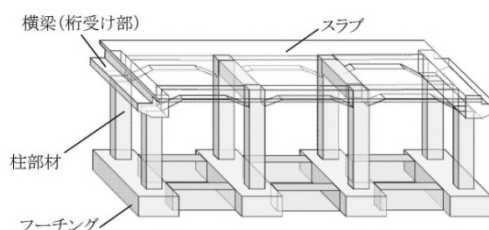


図 3.1.1 ビームスラブ式RCラーメン高架橋のイメージ

3. 1. 2 対象構造物の周辺で観測された地震動

表3.1.1は、損傷度B1の3ブロックのRCラーメン高架橋の諸元、方向、近隣の地震計との距離関係を示したものである。各高架橋はそれぞれ前述した標準的な設計の構造物であり、線路の方向（構造物の長辺方向）は、ほぼ南北方向に位置している。

表 3.1.1 損傷度B1の高架橋の諸元と直近の地震計

名称	Od高架橋	Ns高架橋	Nn高架橋
構造物の長さ	35.0m	25.0m	25.0m
構造物の幅	13.0m	12.2m	13.0m
線路の方向	NNW 15°	NNE 15°	NNE 15°
直近計測点との距離(方向)	計測点I 10.2km(北)	計測点II 2.1km(南)	計測点III 4.7km(北)

図 3.1.2 は、一部の柱部材が損傷度 B1 の損傷を生じた 3 ブロックの高架橋の近隣地震計において計測された地震動より算定された加速度応答スペクトルを示したものである。表-2 に示した通り、損傷度 B1 の RC ラーメン高架橋は、近隣の地震計から最も近いもので 2.1 km であった。このため、損傷した高架橋の応答値を正確に推定することは困難であるが、周期 0.3~1.0sec における最大値は、計測点 I が 3,130gal、計測点 II が 3,050gal、計測点 III が 1,500gal と、何れも 1,500gal 以上であり、各構造物が比較的大きな応答を受けたものと推察される。

図 3.1.3 は、計測点 I の地震波形と、新潟県中越地震時の k-net 小千谷および兵庫県南部地震時の JR 鷹取の地震波形を比較したものである。主要動の継続時間の比較より、内陸直下型地震の地震動である k-net 小千谷および JR 鷹取が 20~30sec であるのに対し、今回の地震は 150sec 以上の非常に継続時間が長い地震動であったことを示している。

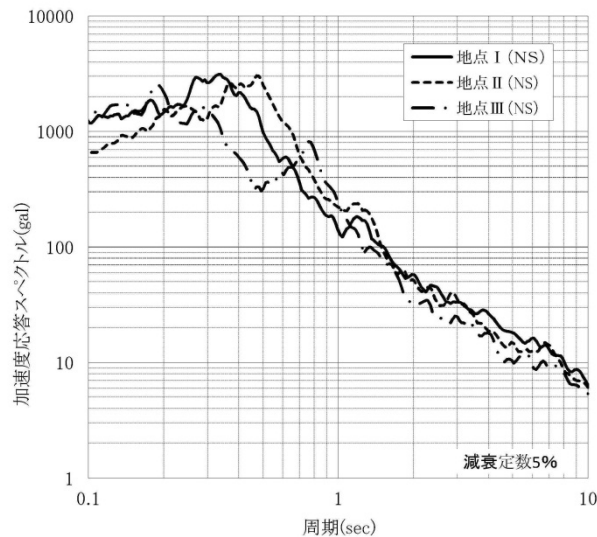


図 3.1.2 直近地震計の加速度応答スペクトル

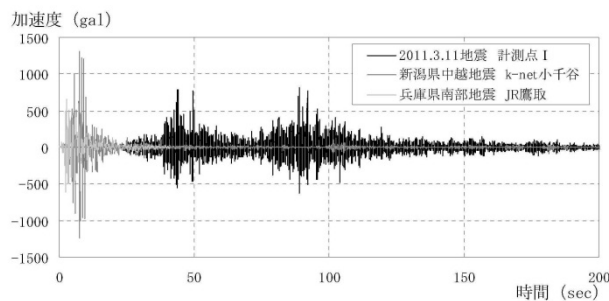


図 3.1.3 計測地震動と過去の地震動の比較

3. 1. 3 損傷状況調査

本章では、被災原因を推定するための状況整理を行なうことを目的として、一部の柱部材で損傷度B1の損傷を生じた構造物の損傷状況を分析するとともに、損傷構造物を含む周辺構造物の損傷状況や諸元等の分析を行なう。

(1) 分析対象の高架橋の損傷状況および周辺状況

2011年3月11日に発生した地震により、一部の柱部材がB1の損傷を生じたRCラーメン高架橋は、第3愛宕高架橋R7（以下、Od高架橋）、第1中曽根高架橋R7（以下、Ns高架橋）、第1中野高架橋R1（以下、Nn高架橋）の内のそれぞれ1ブロックであった。

写真3.1.1、写真3.1.2、写真3.1.3は、損傷度B1高架橋の地震直後の損傷状況を、図3.1.4は、損傷した柱部材の平面配置を、図3.1.5、図3.1.6、図3.1.7は、対象構造物の柱毎に柱側面（起点を背に左側面）および柱前面（終点方）のひび割れとかぶりコンクリートの模式的な状況をそれぞれ示したものである。損傷状況としては、ブロックの線路方向の端部の柱に集中し、B1の損傷を生じた柱部材の下端部には若干の残留ひび割れが見られる程度であり、柱部材がせん断破壊により斜めひび割れ面ですれるような損傷は見られなかった。ブロック中間部の柱は、部材の下端付近では水平方向の残留ひび割れが若干見られる程度であった。

ブロック端部で大きく曲げ損傷を生じた部材の損傷箇所は、柱部材の断面高さを h とすると、柱部材上端部から $0.5h \sim 1h$ 程度下（ h は断面高さ）の $1h \sim 2h$ の区間であった。この区間の損傷は、地震直後の写真が示すように、かぶりコンクリートが広範囲で剥落し、損傷箇所の柱断面内のコアコンクリートが粉砕されて柱基部の地面に落下していた。そのため、軸方向鉄筋のみが存在する断面も見られた。



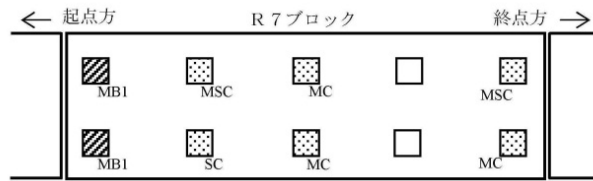
写真 3.1.1 Od高架橋の損傷状況（起点側）



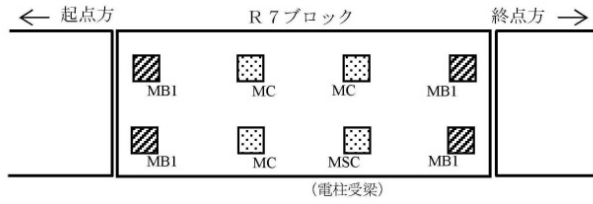
写真 3.1.2 N s 高架橋の損傷状況（起点側）



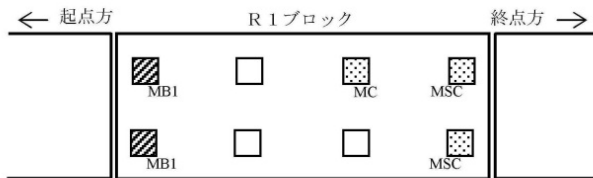
写真 3.1.3 N n 高架橋の損傷状況（起点側）



(a) Od 高架橋



(b) Ns 高架橋



(c) Nn 高架橋



図 3.1.4 損傷した柱部材の平面位置

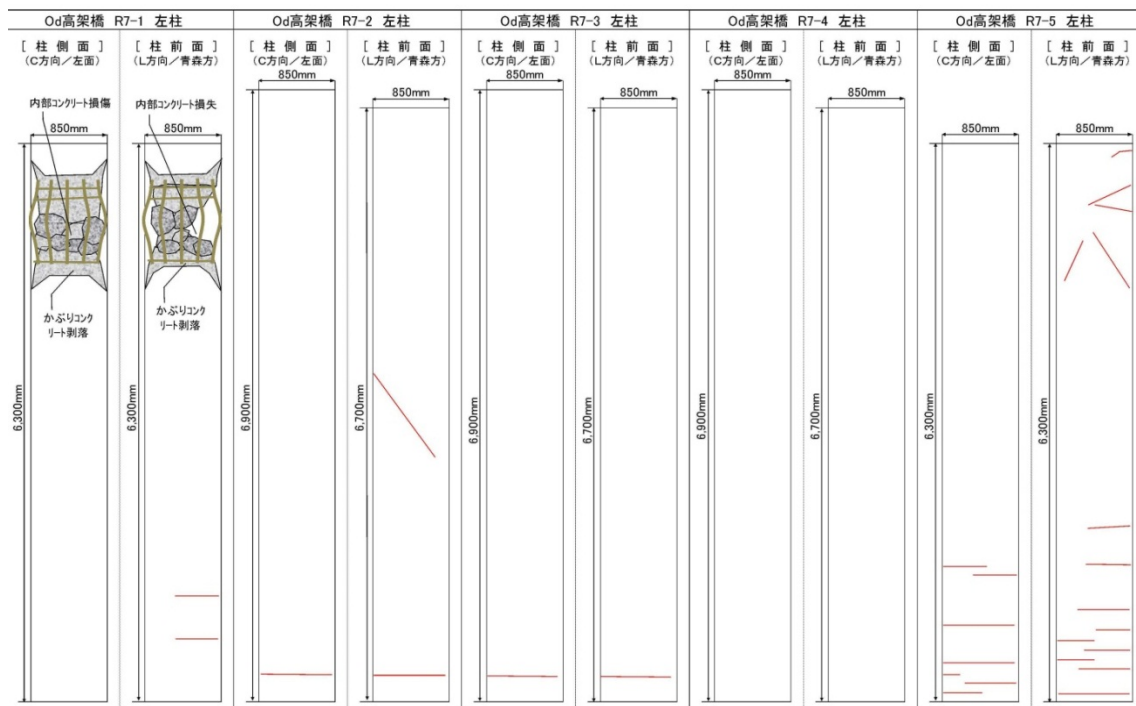


図 3.1.5 対象構造物の柱部材におけるひび割れ展開図 (Od高架橋)

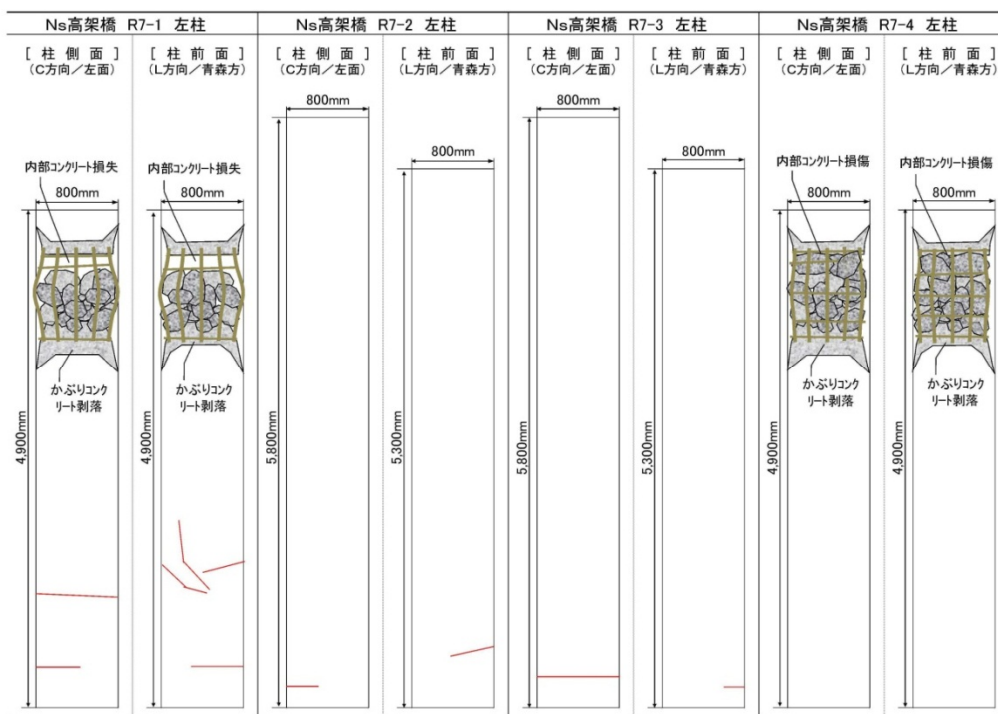


図 3.1.6 対象構造物の柱部材におけるひび割れ展開図 (Ns高架橋)

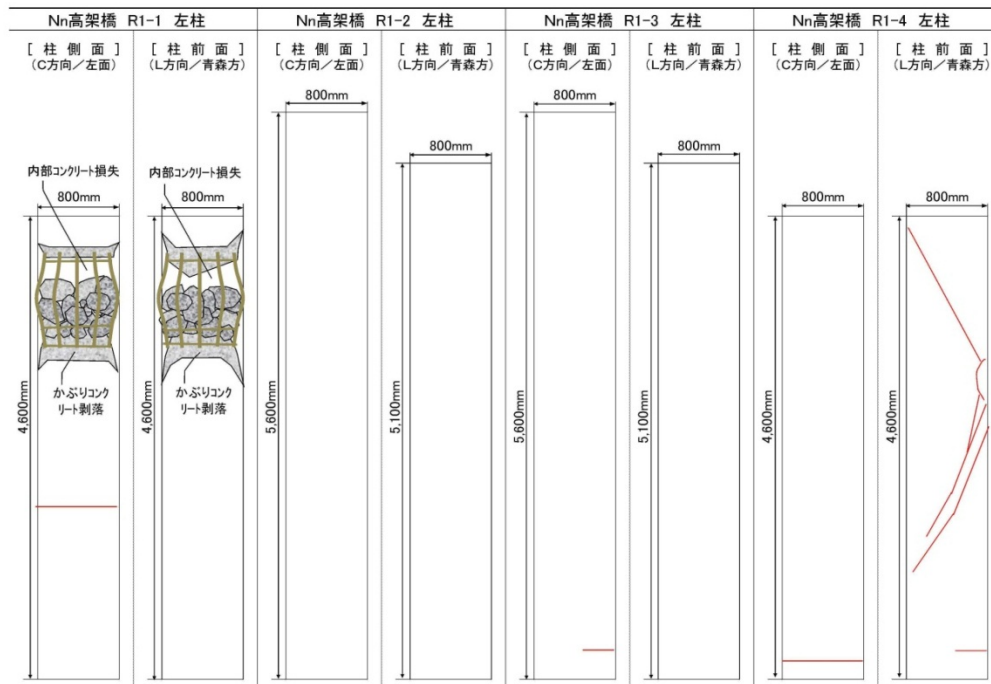


図 3.1.7 対象構造物の柱部材におけるひび割れ展開図 (N n 高架橋)

B1 の損傷を生じた構造物の設計は、1977～78 年に完成しており、1978 年 6 月に発生した M7.4 の宮城県沖地震以前の 1973 年の設計基準による設計であった。分析対象の RC ラーメン高架橋は、図 3.1.1 に示すように隣接ブロックと接続するための桁を支持する桁受け構造を兼ねた横梁がブロック両端に配置され、ブロック中間には桁高の低い横梁が配置されている。横梁には何れもハンチが設けられていない。線路方向の縦梁は、横梁よりもスパンが長く、柱梁の接続部に高さ 400mm 程度のハンチが設けられている。このような構造のために、損傷の大きかったブロック端部の柱は、ブロック中間部の柱よりも橋軸方向（以下、L 方向と呼ぶ）で 400mm 程度、橋軸直角方向（以下、C 方向と呼ぶ）で 900mm 程度短い。図 3.1.8 に、ブロック端部、ブロック中間部の配筋状況と損傷箇所のイメージを示す。ブロック端部の柱の帯鉄筋は、上 2h 区間の帯鉄筋が密に配置されており、その内上側の 1h 程度が桁受け梁の中に配置され、部材端から 1h 程度の区間で帯鉄筋が 150mm ピッチで密に配置されている状況であった。損傷が大きい区間は、柱上端部付近の帯鉄筋が 150mm ピッチの区間の下側から 300mm ピッチで比較的粗く配置されている区間にかけての 1h から 2h 程度の区間であった。

[ブロック端部] [ブロック中間部]

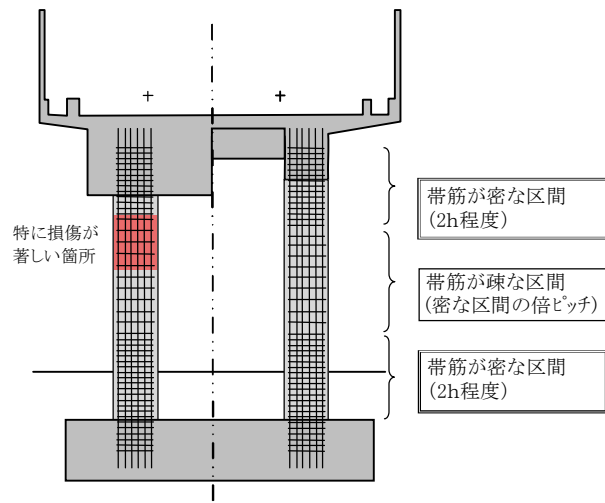


図 3.1.8 配筋および大きく損傷した箇所のイメージ

3. 2 梁柱接合部の柱部材基部コンクリートが全断面で落下する損傷の発生メカニズム

3. 2. 1 分析対象高架橋の地盤と周辺構造物の状況による分析

B1 の損傷を生じた構造物における環境条件について、構造物周辺の地盤状況と構造物の諸元により分析する。なお、地盤については文献(3.9)による。構造物の諸元は、橋長、径間数、端部柱の断面高さ、柱高、部材じん性率^{3.3)}、および損傷度により比較することとした。なお、調査区間は、損傷したブロックを含むRCラーメン高架橋約200mとした。

(1) Od高架橋の状況

構造物周辺の基盤の地質は、新第三紀の堆積軟岩が存在し、その上部に沖積層の砂礫が分布するほぼ一様な地盤である。

表3.2.1は、Od高架橋の周辺高架橋の諸元と損傷度を示したものである。R3、R5、R6の3ブロックでかぶりコンクリートの剥落や、斜めひび割れが柱部材の上部において生じる損傷度Cの損傷を受けている。一部の部材でB1の損傷を生じたR7は、前後の構造物の中で最も部材じん性率が小さく変形性能が小さい構造物であったが、周辺ブロックの部材じん性率と有意な差があるというレベルではなく、構造物の耐震性能の差は、損傷の有無に影響をおよぼす程度ではなかったと考えられる。

表 3.2.1 周辺高架橋の諸元と損傷度 (Od高架橋)

No.	橋長/ 径間数	端部柱			損傷度 ^{※1}
		断面高 (m)	柱高 (m)	部材じん性 率計算値	
R3	35m/4	0.85	7.00	3.7	C
R4	25m/3	1.05	9.00	5.8	—
R5	25m/3	1.05	10.00	6.7	C
R6	25m/3	0.90	8.50	4.8	C
R7	35m/4	0.85	8.50	3.4	B1
R8	35m/4	1.00	10.00	6.0	—
R9	35m/4	1.00	9.00	5.1	—
R10	35m/4	1.00	9.00	5.1	—

※1: 損傷度“—”は、損傷無か軽微な場合。

(2) Ns高架橋の状況

構造物周辺の基盤の地質は、新第三紀の堆積軟岩が存在し、その上部に沖積層の砂礫が分布するほぼ一様な地盤である。

表3.2.2は、Ns高架橋の周辺高架橋の諸元と損傷度を示したものである。R3で損傷度B2の損傷が発生し、柱部材上部でかぶりコンクリートが剥落し、コアコンクリートを貫通する残留ひび割れが確認された。耐震性能としては、R3の方が損傷度B1となったR7よりも性能が低い。R6およびR8の2ブロックはR7と同形状で同配筋であるが、大きな損傷を生じていない。

表 3.2.2 周辺高架橋の諸元と損傷度 (N s 高架橋)

No.	橋長/ 径間数	端部柱			損傷度 ^{※1}
		断面高 (m)	柱高 (m)	部材じん性 率計算値	
R3	35m/4	0.85	8.00	3.1	B2
R4	25m/3	0.90	8.00	4.6	—
R5	25m/3	0.90	8.00	4.6	—
R6	25m/3	0.80	7.00	4.4	—
R7	25m/3	0.80	7.00	4.4	B1
R8	25m/3	0.80	7.00	4.4	—
R9	25m/3	0.90	7.50	4.5	—

※1：損傷度“—”は、損傷無か軽微な場合。

(3) N n 高架橋の状況

構造物周辺の基盤の地質は、新第三紀の堆積軟岩の比較的良好な地盤である。

表 3.2.3 は、N n 高架橋の周辺高架橋の諸元と損傷度を示したものである。R7 でも損傷が見られ、損傷度Cであった。また、R2～R4の3ブロックは既に耐震補強対策で鋼板巻き補強工法により対策が完了しており、その他のR5, R6, R7は損傷度B1となったR1とほぼ同等の形状・配筋であった。損傷した高架橋は周辺構造物と同等の構造であったが、被害状況のみ異なる状況であった。

表 3.2.3 周辺高架橋の諸元と損傷度 (N n 高架橋)

No.	橋長/ 径間数	端部柱			損傷度 ^{※1}
		断面高 (m)	柱高 (m)	部材じん性 率計算値 ^{※2}	
R1	25m/3	0.80	7.00	3.9	B1
R2	25m/3	0.80	6.00	(3.3)	— (補強済)
R3	35m/4	0.80	6.00	(3.3)	— (補強済)
R4	35m/4	0.80	6.00	(3.3)	— (補強済)
R5	25m/3	0.80	6.50	3.7	—
R6	25m/3	0.80	7.00	3.9	—
R7	25m/3	0.80	7.00	3.9	C

※1：損傷度“—”は損傷無か軽微な場合。 ※2：()内は補強前。

(4) 分析結果

B1の損傷を生じた3ブロックの構造物における環境条件について、構造物周辺の地盤状況と構造物の諸元により分析した。その結果、B1の損傷を生じた3ブロックの高架橋は、何れも地盤条件、橋長、部材寸法について特異な点は見られず、局所的に発生した大きな地震動の影響や、耐震性能が極めて低いなどにより損傷度が大きくなったとは考えにくい。そのため、どのような応答履歴によりこれらのブロックに大きな応答が発生したのかについては、今後の研究の進展に期待するものとするが、単独の要因によるものではなく、応答特性や構造性能にかかわる複数の条件が重なることで、周辺構造物よりも大きく損傷したものと推察される。

3. 2. 2 現地調査と再現解析に基づく損傷原因の推定

本章では、一部の柱部材で損傷度B1の損傷を生じた構造物の損傷状況に基づく再現解析を行うことにより、地震による損傷過程と応答値の推定を行う。

(1) 個別分析の方法

一部の柱部材でB1の損傷を生じたRCラーメン高架橋は、図面等により構造物の諸元が確認できるものの、どのような応答を受けて損傷したのかが不明であり、現位置での地震動も観測されていない。そのため、損傷過程および地震による応答を推定することを目的に、まず、被災時の対象構造物の構造性能を把握することを目的に対象構造物を模擬した平面モデルに対する静的非線形解析^{3.12)}を行う。次に各部材の損傷状況から応答変位の範囲を推定し、最後に平面変形モードと応答値の推定を行うこととした。

再現解析は、線路方向（以下、L方向）と線路直角方向（以下、C方向）のそれぞれに対して2次元骨組みモデルで行った。L方向の損傷過程の推察は、連続する柱部材の状態により比較した。C方向の損傷過程は、それぞれ行った端部ブロックと中間ブロックの解析結果を比較することにより推察した。

解析手法は、変位増分によるプッシュオーバー解析であり、RC部材は軸力変動を考慮したテトラリニア型の骨格モデルとしている。柱部材は両端に非線形バネを有するM- θ 部材とし1要素を柱断面高さ程度で分割している。図3.2.1にブロック端部の直角方向の解析モデルのイメージを示す。解析モデルは、直接基礎の底面抵抗を柱直下に地盤バネとして、地盤前面抵抗をフーチングおよび柱地中部に水平バネとして考慮している。フーチングと柱の前面土は埋め戻し土をN値2相当の砂質土とした。

C方向ラーメン各列の荷重分担は、各柱の軸力負担分で考慮することとし、高架橋上部がスラブにより拘束される構造であることから、変位増分解析の結果から変位を基に比較すれば各列の損傷状況の違いを簡易に比較できるため、個別に解析を行った。

また、荷重条件は地震発生時を再現するものとし、列車荷重・雪荷重は、実際の運行状況から地震発生時には列車運行が無かったため載荷しないこととした。柱上部の打ち継ぎ目については、材料強度等の情報がないことから考慮していない。

損傷過程の推定は、柱部材の曲げ降伏時および柱部材が降伏荷重を維持する最大変位に達する終局変位^{3.3)} (δ_n) 時の構造物全体系の変位とする。

構造物の応答値は、前述した再現解析の結果をもとに算定する。図3.2.2に示す弾性応答エネルギー Δodc と弾塑性応答エネルギー $\square oabc$ が等価であるという仮定のもと、エネルギー一定則^{3.11)}を前提とした換算弾性応答加速度により推定することとし、構造物全体系の初降伏時の構造物の変位 δ_y と応答震度 $K_{h,y}$ 、柱部材が終局変位に達する時の構造物の変位 δ_n と応答震度 $K_{h,n}$ により算出した。ここで、構造物が最大応答に達した点を柱部材が終局変位に達する点としたのは、分析対象とした高架橋の柱部材にせん断破壊が確認されず、曲げによる損傷が先行したものと推察したことによる。

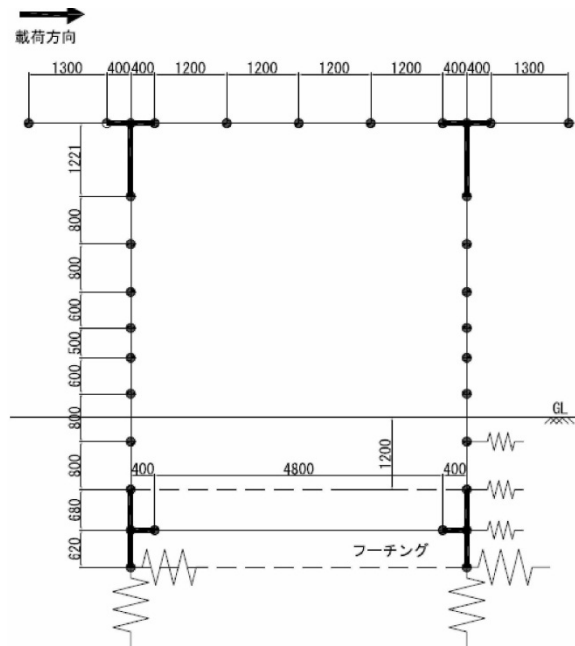


図 3.2.1 解析モデル (C 方向端部の例)

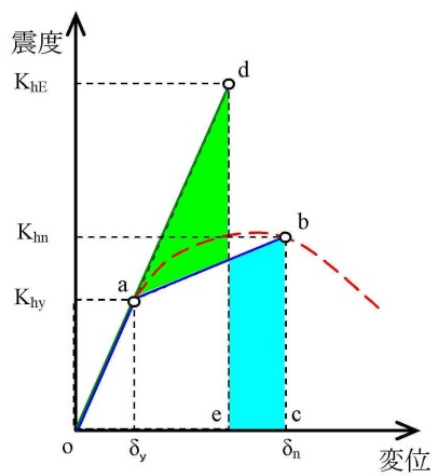


図 3.2.2 構造物全体系モデルへのエネルギー一定則の適用イメージ

(2) 対象構造物の耐震性能

a) 線路方向 (L方向) の分析

L方向に対する解析結果について、表 3.2.4、表 3.2.5、表 3.2.6 に再現解析により求めた解析結果の値を示し、図 3.2.3 にNs 高架橋の震度と変位の関係を示す。

表 3.2.4 L方向の再現解析結果 (Od 高架橋)

		端部柱	中間部柱
初 降 伏 時	降伏箇所	柱上端	柱下端
	水平震度	0.321	0.338
	水平変位	28.3mm	30.1mm
	等価固有周期	0.599sec	—
δ_n 時	損傷箇所	柱上端	柱上端
	水平震度	0.516	0.535
	水平変位	113mm	141mm
	構造物の 塑性率 μ_R	4.01	4.98
	換算弾性応答 加速度	940gal	1,070gal

表 3.2.5 L方向の再現解析結果 (Ns 高架橋)

		端部柱	中間部柱
初 降 伏 時	降伏箇所	柱上端	柱下端
	水平震度	0.284	0.329
	水平変位	17.2mm	20.6mm
	等価固有周期	0.493sec	—
δ_n 時	損傷箇所	柱上端	柱上端
	水平震度	0.471	0.506
	水平変位	60.6mm	94.8mm
	構造物の 塑性率 μ_R	3.52	5.51
	換算弾性応答 加速度	770gal	1,030gal

表 3.2.6 L方向の再現解析の結果 (Nn 高架橋)

		端部柱	中間部柱
初 降 伏 時	降伏箇所	柱上端	柱下端
	水平震度	0.285	0.320
	水平変位	17.7mm	20.4mm
	等価固有周期	0.498sec	—
δ_n 時	損傷箇所	柱上端	柱上端
	水平震度	0.479	0.518
	水平変位	61.2mm	92.2mm
	構造物の 塑性率 μ_R	3.46	5.21
	換算弾性応答 加速度	770gal	1,000gal

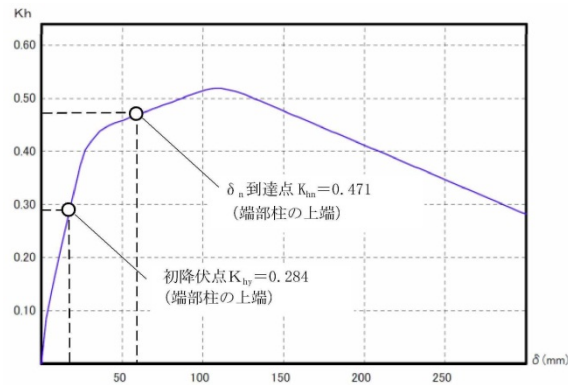


図 3.2.3 水平震度と変位の関係 (Ns 高架橋, L 方向)

解析の結果、起点側から終点側に向けて水平力が作用すると、まず端部の柱上端において曲げ降伏し、順次その下端から、中間部柱の上下端に降伏の範囲が広がる。その後、端部柱上端部において曲げ損傷の限界点である終局変位に達する結果となった。L方向の部材の終局時の換算弾性応答加速度は、端部柱の方が、中間部の柱よりも低い傾向を示した。

b) 線路直角方向 (C 方向) に対する分析

C方向の解析について、表 3.2.7、表 3.2.8、表 3.2.9 に再現解析により求めた解析結果の値を示し、図 3.2.4 にNs 高架橋の端部ラーメンの震度と変位の関係を示す。

解析結果より、C方向に水平力が作用すると、まず、端部ラーメンの引抜き力が発生する側の柱部材上端で降伏し、順次、柱端部下端、中間部ラーメンの引抜き側柱下端の順で曲げ降伏する。その後、端部ラーメンの引抜き側柱上端付近で曲げ損傷の限界点である終局変位まで達する結果となった。

なお、C方向の柱部材の終局時の換算弾性応答加速度は、端部ラーメンの方が、中間部ラーメンよりも低い傾向を示した。

表 3.2.7 C方向の再現解析結果 (Od 高架橋)

		端部ラーメン	中間部ラーメン
初降伏時	降伏箇所	引抜き側柱上端	引抜き側柱上端
	水平震度	0.332	0.300
	水平変位	28.0mm	27.0mm
	等価固有周期	0.574sec	0.610sec
δ _n 時	損傷箇所	押込み側柱上端	押込み側柱上端
	水平震度	0.458	0.471
	水平変位	93mm	131mm
	構造物の塑性率 μ _R	3.27	4.77
	換算弾性応答加速度	820gal	960gal

表 3.2.8 C方向の再現解析結果 (N s 高架橋)

		端部ラーメン	中間部ラーメン
初降伏時	降伏箇所	引抜き側柱上端	押し込み側柱下端
	水平震度	0.265	0.271
	水平変位	17.0mm	17.0mm
	等価固有周期	0.521sec	0.495sec
δ_n 時	損傷箇所	押し込み側柱上端	押し込み側柱上端
	水平震度	0.430	0.545
	水平変位	60.0mm	93mm
	構造物の塑性率 μ_R	3.62	5.41
	換算弾性応答加速度	780gal	1,010gal

表 3.2.9 C方向の再現解析の結果 (N n 高架橋)

		端部ラーメン	中間部ラーメン
初降伏時	降伏箇所	引抜き側柱上端	引抜き側柱下端
	水平震度	0.261	0.263
	水平変位	17.0mm	17.0mm
	等価固有周期	0.509sec	0.525sec
δ_n 時	損傷箇所	押し込み側柱上端	押し込み側柱下端
	水平震度	0.444	0.548
	水平変位	59mm	96mm
	構造物の塑性率 μ_R	3.57	5.59
	換算弾性応答加速度	720gal	1,000gal

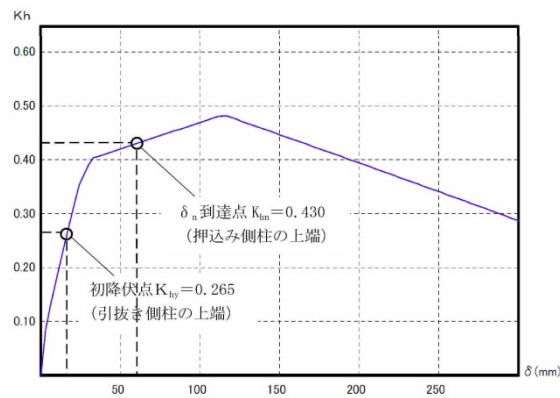


図 3.2.4 水平震度と変位の関係 (N s 高架橋, C方向端部)

(3) 損傷状況から推定される応答変位

ここでは、損傷状況を分析することにより応答変位の範囲を推定する。

図 3.1.5, 図 3.1.6, 図 3.1.7 より、柱く体の状況は、L 方向および C 方向に対してそれぞれの柱が異なる損傷を生じていることが分かる。この状況を数値化することで、構造物の応答をある程度推定することができるものと考えられる。

表 3.2.10 は、Ns 高架橋の柱毎の L 方向、C 方向の柱頂部の応答変位の推定値である。推定値欄の上段は、損傷状況から推定した「変位の推定範囲①」であり、下段は「変位の推定範囲①」の値に対して後述する変形適合条件を考慮して補正した「変位の推定範囲②」である。

各柱上端での変位の推定値 δ は、図 3.1.6 に示す対象構造物の損傷状況を基にして、文献 3.2) などの実験結果を参考として柱部材の損傷分析で対象とする面に曲げによる残留ひび割れが見られない場合には、柱上端の変位が $\delta \leq \delta_y$ の範囲で応答したと推定し、対象面に曲げによる残留ひび割れが見られる場合には、 $\delta_y \leq \delta \leq \delta_n$ とし、かぶりコンクリートが剥落し、鉄筋が露出している場合には、 $\delta_n \leq \delta$ の範囲で応答したものと推定した。また、変位の推定値②は、高架橋の梁およびスラブで構成される上層部の剛性を考慮して、L 方向の各柱の変形が個別に生じるのではなく、各柱の変位が連動する変形適合条件を満たすものと仮定して、補正したものである。ただし、C 方向の変位の範囲は、スラブが回転する様な変形を発生すると柱毎に変位が異なることになるので、補正を行なわないものとした。以上と同様の分析を、Od 高架橋、Nn 高架橋に対しても同様に行った。

表 3.2.10 損傷状況から想定される応答変位の範囲 (Ns 高架橋)

柱列	R7-1		R7-2		R7-3		R7-4		
	橋軸方向	橋軸直角方向	橋軸方向	橋軸直角方向	橋軸方向	橋軸直角方向	橋軸方向	橋軸直角方向	
左柱	【変位の推定範囲①】 損傷状況からの推定		$\delta \leq -\delta_n,$ $\delta_n \leq \delta$	$\delta \leq -\delta_n,$ $\delta_n \leq \delta$	$-\delta_n \leq \delta \leq -\delta_y,$ $\delta_y \leq \delta \leq \delta_n$	$-\delta_n \leq \delta \leq -\delta_y,$ $\delta_y \leq \delta \leq \delta_n$	$-\delta_n \leq \delta \leq -\delta_y,$ $\delta_y \leq \delta \leq \delta_n$	$-\delta_n \leq \delta \leq -\delta_y,$ $\delta_y \leq \delta \leq \delta_n$	$\delta \leq -\delta_n,$ $\delta_n \leq \delta$
	【変位の推定範囲②】 変形適合条件による補正		$-\delta_n \leq \delta \leq -\delta_y,$ $\delta_y \leq \delta \leq \delta_n$	$\delta \leq -\delta_n,$ $\delta_n \leq \delta$	$-\delta_n \leq \delta \leq -\delta_y,$ $\delta_y \leq \delta \leq \delta_n$	$-\delta_n \leq \delta \leq -\delta_y,$ $\delta_y \leq \delta \leq \delta_n$	$-\delta_n \leq \delta \leq -\delta_y,$ $\delta_y \leq \delta \leq \delta_n$	$-\delta_n \leq \delta \leq -\delta_y,$ $\delta_y \leq \delta \leq \delta_n$	$-\delta_n \leq \delta \leq -\delta_y,$ $\delta_n \leq \delta$
	【変位の推定範囲①】 損傷状況からの推定		$\delta \leq -\delta_n,$ $\delta_n \leq \delta$	$\delta \leq -\delta_n,$ $\delta_n \leq \delta$	$-\delta_n \leq \delta \leq -\delta_y,$ $\delta_y \leq \delta \leq \delta_n$	$-\delta_y \leq \delta \leq \delta_y$	$-\delta_n \leq \delta \leq -\delta_y,$ $\delta_y \leq \delta \leq \delta_n$	$-\delta_y \leq \delta \leq \delta_y$	$\delta \leq -\delta_n,$ $\delta_n \leq \delta$
右柱	【変位の推定範囲①】 損傷状況からの推定		$\delta \leq -\delta_n,$ $\delta_n \leq \delta$	$\delta \leq -\delta_n,$ $\delta_n \leq \delta$	$-\delta_n \leq \delta \leq -\delta_y,$ $\delta_y \leq \delta \leq \delta_n$	$-\delta_y \leq \delta \leq \delta_y$	$-\delta_n \leq \delta \leq -\delta_y,$ $\delta_y \leq \delta \leq \delta_n$	$-\delta_y \leq \delta \leq \delta_y$	$\delta \leq -\delta_n,$ $\delta_n \leq \delta$
	【変位の推定範囲②】 変形適合条件による補正		$-\delta_n \leq \delta \leq -\delta_y,$ $\delta_y \leq \delta \leq \delta_n$	$\delta \leq -\delta_n,$ $\delta_n \leq \delta$	$-\delta_n \leq \delta \leq -\delta_y,$ $\delta_y \leq \delta \leq \delta_n$	$-\delta_y \leq \delta \leq \delta_y$	$-\delta_n \leq \delta \leq -\delta_y,$ $\delta_y \leq \delta \leq \delta_n$	$-\delta_y \leq \delta \leq \delta_y$	$-\delta_n \leq \delta \leq -\delta_y,$ $\delta_n \leq \delta$
	【変位の推定範囲①】 損傷状況からの推定		$\delta \leq -\delta_n,$ $\delta_n \leq \delta$	$\delta \leq -\delta_n,$ $\delta_n \leq \delta$	$-\delta_n \leq \delta \leq -\delta_y,$ $\delta_y \leq \delta \leq \delta_n$	$-\delta_y \leq \delta \leq \delta_y$	$-\delta_n \leq \delta \leq -\delta_y,$ $\delta_y \leq \delta \leq \delta_n$	$-\delta_y \leq \delta \leq \delta_y$	$\delta \leq -\delta_n,$ $\delta_n \leq \delta$

注 1: δ_y, δ_n は、それぞれ柱部材の曲げ降伏時、曲げ終局時の変位を示す。

注 2: 値の正負は、柱列番号が小さい側が起点方向として、橋軸方向で終点側に増加する値を正、橋軸直角方向で起点背に左側に増加する値を正とする。

表 3.2.11 ラーメン高架橋の応答において想定される平面変形モード

分類	橋軸変形モード	橋軸直交変形モード	回転変形モード
変形イメージ (平面)			

(4) 平面変形モードおよび応答値の推定

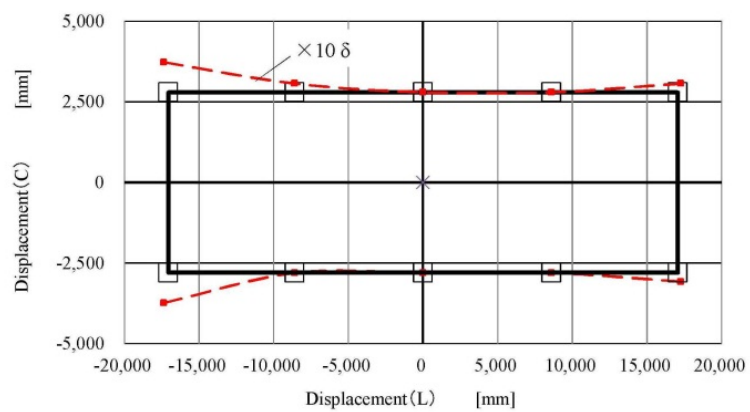
再現解析を基にした対象構造物の耐震性能と実構造物の損傷状況を基にした応答変位の範囲より、平面変形モードと応答値の推定を行う。なお、高架橋の平面変形モードで想定される形態は、表 3.2.11 に示す「橋軸変形モード」, 「橋軸直交変形モード」, 「回転変形モード」の3つのモードが考えられる。

図 3.2.5 は、柱頭部の平面変形の最大値を軌跡として表したものである。この図は、構造物中心を原点とした座標上に柱の位置、形状および柱中心を結ぶ軸線の初期値をプロットし、損傷状況から想定される各柱の柱頭部の最大変形量を、プッシュオーバー解析の荷重変位関係から算定し、橋軸方向の柱頭中心の最大変形時の軌跡として結んだ線を図中の破線にて描いたものである。ここで、想定される最大の変形量の値は、各柱中心からの距離を10倍した値として表示した。例えば、Ns高架橋R7の最も起点方(R7-1)の左柱の橋軸直角方向の応答変位の最大値は、表 3.2.10 の「変位の推定範囲②」の値が「 $\delta \leq -\delta_n$, $\delta_n \leq \delta$ 」であることから、表 3.2.8 の δ_n の値より 60.0mm を 10 倍した値を図示した。

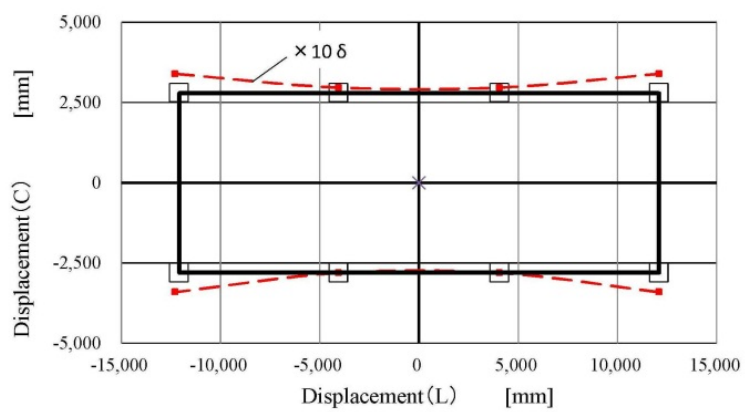
この結果、分析対象とした損傷度 B1 の損傷を受けた構造物は、何れもブロックの端部柱が橋軸直角方向に大きく変位する「回転変形モード」が卓越したものと推定される。ただし、全てのブロックの両端の損傷が損傷度 B1 となったわけではなく、ブロック重心を中心とした「回転変形モード」の変形だけで損傷が進んだとは言い難く、例えば、過去の研究において指摘されているように、変形性能の小さい RC 部材が荷重変位関係のピーク以降で繰り返しにより断面性能が急激に低下すること^{3.15), 3.16)}など、一方向のみに載荷するよりも、直交方向に対しても同時に載荷されることにより損傷が進行すること^{3.17), 3.18), 3.19)}など、損傷により軸力が低下することでせん断耐力が低下して塑性ヒンジによる損傷範囲が拡大すること^{3.3), 3.20)}など等の複合的な要因によっても、損傷が助長された可能性があるものと考えられる。

以上より、損傷度 B1 の対象構造物に対して、地震動の観測値や、耐震性能の解析結果、平面変形モードの推定結果を重ねて損傷原因を推定した結果、ブロック端部ラーメンが 700gal 程度以上のブロック重心を回転中心とするような回転変形モードの地震応答を受けるとともに、ピーク以降の繰り返しや2軸曲げを受ける等により損傷が助長され、端部ラーメンの柱上端から 1h 程度の帯鉄筋が疎な区間で終局変位 δ_n を超すような曲げ変形を起こし、継続時間の長い地震動を受けたためにコアコンクリートの損傷と落下が発生したものと推察される。

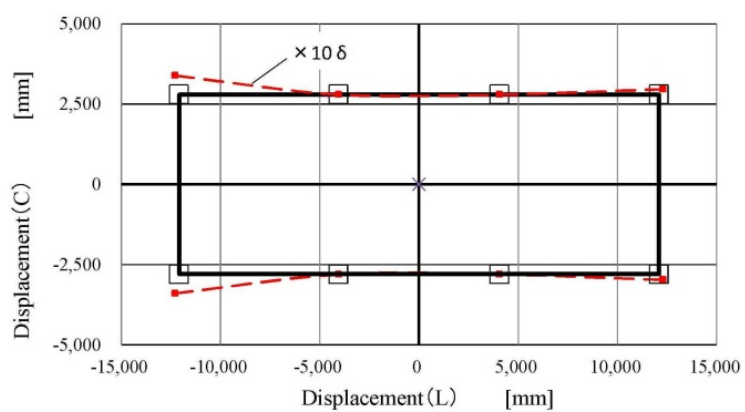
本節で分析した構造物は、損傷程度が比較的大きく、ブロック端部のみが集中して損傷する様な形態であったものの、分析の結果得られた応答値は、現行の耐震設計および耐震補強設計において想定している範囲であり、現行の設計方法を継続して実施することにより、同様な損傷を抑制できるものと考えられる。



(a) O d 高架橋



(b) N s 高架橋



(c) N n 高架橋

図 3.2.5 構造物の平面変形の軌跡

3. 3 新幹線構造物が広範囲で損傷した地区における損傷状況調査^{3.21)}

3. 3. 1 対象構造物と周辺で観測された地震動

本節で対象としたRCラーメン高架橋は、構造物の長さ方向に3径間あるいは4径間の2線2柱式の複線ビームスラブ式ラーメン高架橋である。いずれの高架橋も構造物の高さ方向に1層の構造であり、各高架橋は単純桁で隣接する高架橋に接続されている。基礎形式は打込み杭による群杭基礎で、高架橋の橋軸方向がほぼ南北方向に位置する配置となっている。フーチング上面からスラブ上面までの高架橋の高さは、7.4~10.0m程度である。また、対象とした構造物周辺の地質は、洪積層の砂礫が厚く堆積し、その上に沖積層が薄く分布するほぼ一様な地盤である^{3.22)}。

被害の調査や分析にあたっては、近隣の地震計^{3.23)}で大きな地震動が観測された仙台地区の高架橋のうち、高架下を店舗や建物などで利用しておらず、比較的大きな損傷が確認された延長の合計が約265mの8ブロックを選定した。また、8ブロックに含まれる152本のすべての柱について調査を行った。

対象としたRCラーメン高架橋の近隣に配置された東日本旅客鉄道株式会社が設置した地震計による東北地方太平洋沖地震の加速度応答スペクトルを図3.3.1に示す。これより、対象とした高架橋の近隣では、周期によっては加速度応答スペクトルが最大で2000galを超える値を示したことがわかる。

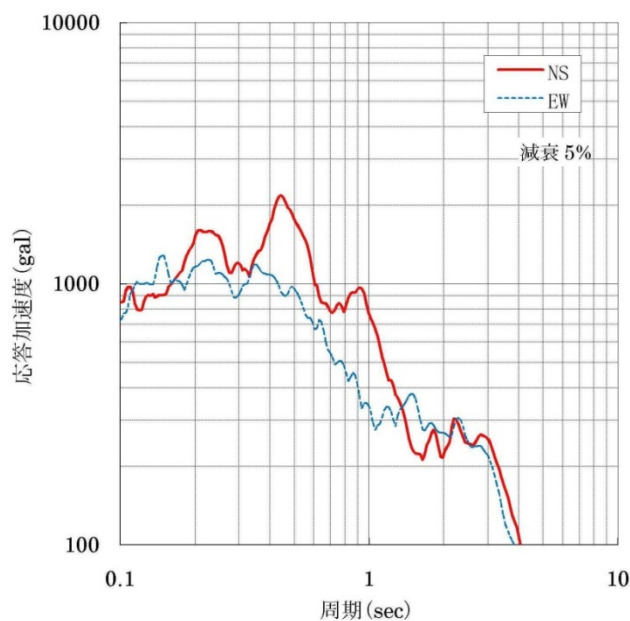


図 3.3.1 近隣の地震計での加速度応答スペクトル

3. 3. 2 損傷状況の調査方法

分析の対象としたRCラーメン高架橋の損傷度は、現地での目視調査と写真により判定した。判定は、損傷度のほか、損傷部位や損傷の発生している方向、損傷の伸展過程などについて着目し、各ブロックの柱ごとに判定を行った。損傷度の大きなものから、損傷度A, B, Cと分類し、被災状況に応じて各ランクの中でより詳細な分類を設けた^{3.5), 3.24)}。

また、RC柱部材の損傷形態の区分は、曲げモーメントおよびせん断力の発生断面力の違いや組み合わせにより、主にせん断力による斜めひび割れが顕著な「せん断損傷」、主に曲げモーメントにより部材端部等の塑性ヒンジ部に損傷が発生する「曲げ損傷」、ならびに両者の中間的な損傷が発生する「曲げせん断損傷」、の3つに区分した。損傷度と損傷形態の判定区分を表3.3.2に示す。

表 3.3.2 損傷度の判定区分

損傷度	損傷形態の区分			損傷状況	
	せん断	曲げ せん断	曲げ		
A	SA	MSA	MA	柱の損傷により桁、梁・スラブが落下し構造物として崩壊している。	
B	B1	SB1	MSB1	MB1	断面を貫通するような残留ひび割れが発生し、コアコンクリートの損傷が見られる。かぶりコンクリートの剥離・剥落が広範囲で発生し、鉄筋が露出している。軌道面の沈下がある。
	B2	SB2	MSB2	MB2	断面を貫通するような残留ひび割れが発生している。かぶりコンクリートの剥離・剥落が広範囲で発生し、鉄筋が露出している。軌道面の沈下はない。
C	C1	SC1	MSC1	MC1	目視で容易に確認できる残留ひび割れ(幅0.2mm以上)が発生している。かぶりコンクリートの軽微な剥離・剥落が見られる。
	C2	SC2	MSC2	MC2	近寄らないと確認できない残留ひび割れ(幅0.2mm未満)が発生している。

なお、調査方向は、対象の柱部材を線路方向(以下、L方向と呼ぶ)および線路直角方向(以下、C方向と呼ぶ)のそれぞれに区分して、L方向(柱左側面および柱右側面)とC方向(柱起点側面および柱終点側面)の4面で判定を行った。

3. 3. 3 損傷状況調査

対象構造物の柱部材における損傷状況の調査結果を以下に示す。

写真 3. 3. 1 に分析の対象とした R C ラーメン高架橋の柱部材の損傷状況の例を示す。これら柱は、 h を断面高さとして、C 方向の柱上端より $1h$ 下から $2h$ 下までの区間でコアコンクリート内部でのひび割れやかぶりコンクリートの剥落が見られ、軌道面の沈下がない状況であった。そのため、損傷度が B2 であると判定した。また、当該の損傷は、損傷状況および既往の研究結果^{例えば 3. 3)} から、柱部材の端部付近に曲げによるかぶりコンクリートの剥落とせん断力による斜めひび割れが発生していることから、「曲げせん断損傷」であると判定した。以上より、損傷形態の区分を曲げせん断損傷の MSB2 と判定した。



写真 3. 3. 1 端柱の損傷例（起点方より撮影）

表 3. 3. 3 損傷度の調査結果

損傷度	損傷部位				
	上端～上 1h	上 1h～2h	上 2h～下 2h	下 2h～下端	
B	SB1	0	0	0	0
	SB2	0	0	0	0
	MSB2	4	7	0	0
	MB2	0	0	0	0
	小計	4	7	0	0
C	SC1	0	1	10	0
	SC2	0	0	1	0
	MSC1	10	10	2	2
	MSC2	6	5	3	1
	MC1	7	3	2	2
	MC2	12	14	7	10
	小計	35	33	25	15
損傷なし	61	60	75	85	

[単位:%]

表 3.3.3 に対象とした柱部材の損傷状況の調査結果を示す。この表には、L方向とC方向の4面で確認された損傷を記載した。表中の数字は損傷が発生した割合を表し、高さ方向の部位ごとに集計している。なお、東北新幹線では、当該地震による損傷度Aの損傷は確認されていない。また、本論文が対象とした地区においては、軌道沈下を伴う損傷度B1の損傷は確認されていない。表より、損傷度について着目すると、対象とした柱部材では最も大きな損傷度がMSB2である。また、損傷した柱は損傷度Cの損傷が主であることや、損傷していない部位が多数存在し、分析対象とした柱の全数量に占める損傷度C以上の発生比率（以下、損傷率と呼ぶ）が低かったことがわかる。さらに、損傷度Bの損傷は、分析対象の8ブロック中の6ブロックに分布して発生し、損傷形態は各ブロックで大きな差はなかった。

次に、発生する断面力の違いによる損傷の区分について着目すると、主にせん断力によって発生する損傷度Bの損傷のSBは発生せず、曲げモーメントとせん断力の両方の影響を受けて比較的大きな損傷であるMSBの損傷を生じた。

続いて、柱部材の高さ方向の区分について着目すると、損傷度Bの損傷が発生する部位は、柱の上端から1h下までの区間および上端より1h下から2h下までの区間に発生したことがわかる。また、柱下端から2hまでの区間の地中部の部位では、損傷度Bの損傷は発生せず、損傷度C程度の軽微な損傷が確認された。

表 3.3.4 損傷度の調査結果（端柱と中間柱の比較）

損傷度	損傷部位								
	上端～上1h		上1h～2h		上2h～下2h		下2h～下端		
	端柱	中間柱	端柱	中間柱	端柱	中間柱	端柱	中間柱	
B	SB1	0	0	0	0	0	0	0	0
	SB2	0	0	0	0	0	0	0	0
	MSB2	9	0	16	0	0	0	0	0
	MB2	0	0	0	0	0	0	0	0
	小計	9	0	16	0	0	0	0	0
C	SC1	0	0	2	0	23	0	0	0
	SC2	0	0	0	0	2	1	0	0
	MSC1	23	0	23	0	5	0	5	0
	MSC2	3	8	5	6	3	3	0	1
	MC1	16	0	8	0	2	2	3	2
	MC2	3	19	5	22	2	10	0	17
小計	45	27	42	27	36	17	8	20	
損傷なし	45	73	42	73	62	83	92	80	

[単位: %]

表 3.3.4 に対象とした柱部材を端部の柱と中間部の柱に区分した場合の調査結果を示す。これより、端部の柱と中間部の柱の差に着目した場合、損傷度Bの損傷はすべて端柱で生じていて、中間柱では損傷度Cの損傷が発生する程度であったことがわかる。これらの結果を、配筋状況も踏まえて模式的に表したものが図 3.3.2 である。

これより、端部の柱の損傷率は高く、特に柱の上端より2h下までの区間に、損傷度Bの損傷が集中していることがわかる。損傷度Cの損傷は、端部、中間部の両方に発生しているものの、端部の損傷率が中間部の倍程度発生していたことを示している。

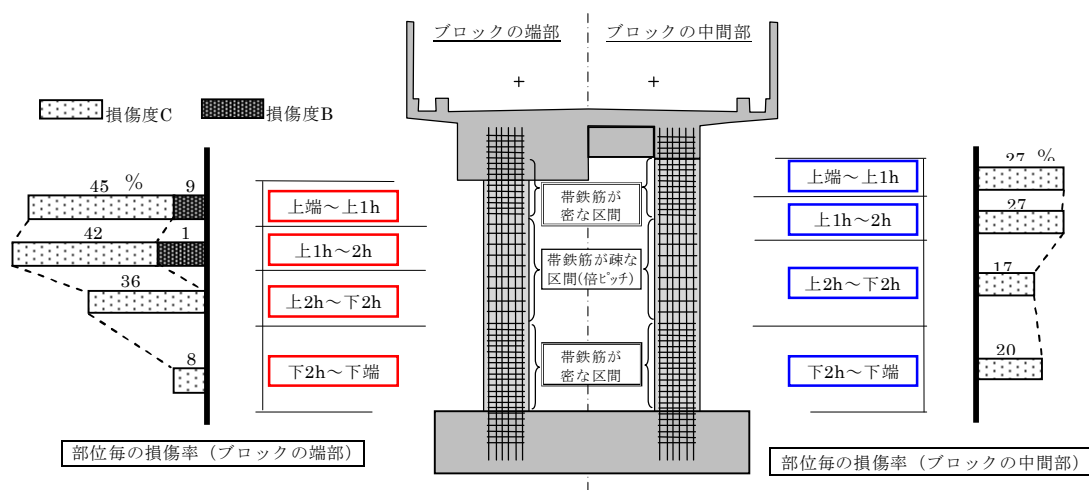


図-5 配筋イメージと損傷率の分布

図 3.3.2 配筋の模式図と損傷率の分布

表 3.3.5 に対象とした柱部材をC方向とL方向の構造物の応答方向に着目した場合の調査結果を示す。これより、対象区間のRCラーメン高架橋は、損傷度Bの損傷がC方向に発生していることや、L方向には損傷が発生する場合にも軽微であったことがわかる。

表 3.3.5 損傷度の調査結果 (損傷方向の比較)

損傷度		損傷部位							
		上端~上1h		上1h~2h		上2h~下2h		下2h~下端	
		C方向	L方向	C方向	L方向	C方向	L方向	C方向	L方向
B	SB1	0	0	0	0	0	0	0	0
	SB2	0	0	0	0	0	0	0	0
	MSB2	8	0	13	0	0	0	0	0
	MB2	0	0	0	0	0	0	0	0
	小計	8	0	13	0	0	0	0	0
C	SC1	0	0	0	1	18	1	0	0
	SC2	0	0	0	0	3	0	0	0
	MSC1	14	5	14	5	1	3	3	1
	MSC2	8	4	8	3	4	3	1	0
	MC1	0	13	0	7	1	3	3	3
	MC2	11	14	12	17	4	9	9	11
小計	33	37	34	33	32	18	16	14	
損傷なし		59	63	53	67	68	82	84	86

[単位:%]

さらに、表 3.3.6 に端柱の C 方向に着目した場合の調査結果を示す。柱部材の高さ方向の部位による区分について着目すると、損傷度 B の損傷が発生する部位は、柱の上端より 1h 下および上端より 1h 下から 2h 下まで区間に限られることがわかる。この原因としては、曲げモーメントとせん断力の両方の影響を受けて比較的大きな MSB の損傷を生じたことや、この区間に柱部材を構築する際のコンクリートの打継ぎを有しているために、ここを起点に損傷が拡大したことなどが影響しているものと考えられる。

表 3.3.6 損傷度の調査結果（端柱の C 方向面）

損傷度		損傷部位			
		上端～上 1h	上 1h～2h	上 2h～下 2h	下 2h～下端
B	SB1	0	0	0	0
	SB2	0	0	0	0
	MSB2	19	31	0	0
	MB2	0	0	0	0
	小計	19	31	0	0
C	SC1	0	0	44	0
	SC2	0	0	3	0
	MSC1	34	34	3	6
	MSC2	3	9	3	0
	MC1	0	0	0	3
	MC2	3	0	0	0
	小計	41	44	53	9
損傷なし		41	25	47	91

[単位:%]

3. 4 新幹線構造物が広範囲で損傷した地区における損傷の発生メカニズム^{3.21)}

3. 4. 1 現地調査と再現解析に基づく損傷原因の推定

本節では、新幹線構造物が広範囲で損傷した地区における代表的な構造物の損傷状況に基づく再現解析を行うことにより、地震による損傷過程と応答値の推定を行う。

(1) 個別分析の方法

損傷度Bの損傷を受けた高架橋は、図面等の構造物の諸元に関するデータは存在したものの、現地に設置された地震計が無いことから、構造物に入力された地震動とそれによる構造物の応答が不明である。そのため、地震による損傷の伸展過程および応答値を推定することを目的に、被災時の構造物の状態を模擬したモデルを用いた静的非線形解析^{3.12)}により再現解析を行った。

再現解析では、損傷度Bの損傷が発生したRCラーメン高架橋をR11ブロック抽出し、2次元の骨組解析による静的非線形解析プログラムでL方向およびC方向の検討を行った。

解析手法は、変位増分によるプッシュオーバー解析であり、柱部材は軸力変動を考慮したテトラリニア型の骨格モデルとしている。柱部材は1要素を柱断面高さ程度で分割している。C方向のラーメン各列の荷重分担は、各柱の軸力負担分で考慮することとした。また、現地の損傷状況より、対象構造物では構造物を平面的に見た場合の斜め方向の損傷が軽微であったことから、損傷の分析ではL方向とC方向の2方向で検討できると考え、本論文の再現解析においてはL方向とC方向を個別に解析した。

荷重の設定に関しては東北地方太平洋沖地震が発生した当時の列車運行状況を模擬し、列車荷重および雪荷重は考慮せず、自重ならびに構造物質量による慣性力を作用させた。解析の対象としたラーメン高架橋では、高架下を駐車場として利用しているため、地中部の柱部材周辺に水平バネを配置することにより表層地盤による拘束効果を考慮した。基礎のモデルは、直接基礎の底面抵抗を柱直下に地盤バネで考慮し、地盤の前面抵抗をフーチング前面の水平バネにより考慮した。ここで、表層地盤の埋戻し土は、N値5として評価した。解析モデルの概念図を図3.4.1に示す。

損傷過程の推定および構造物の応答値は、前述の3.2.2と同様の方法により行った。

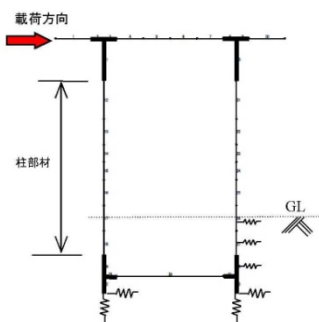


図 3.4.1 解析モデル (C方向端部の例)

(2) 対象構造物の耐震性能

a) 線路方向 (L方向) の分析

静的非線形解析の結果、換算弾性応答加速度に対応する水平方向の変位が大きくなるにつれて、柱部材の損傷が伸展した。解析結果を表 3.4.1 に示す。また、図 3.4.2 および図 3.4.3 に各方向での水平震度と水平変位の関係を示す。

表 3.4.1 再現解析結果

		橋軸(L) 方向ラーメン	橋軸直角(C) 方向ラーメン (端部)	橋軸直角(C) 方向ラーメン (中間部)
初 降 伏 時	降伏箇所	ブロック端部柱上端	引抜き側柱上端	引抜き側柱上端
	水平震度	0.40	0.39	0.34
	水平変位	28.9mm	29.0mm	31.5mm
	等価固有周期	0.55sec	0.55sec	0.60sec
δ_n 時	水平震度	0.66	0.63	-
	水平変位	116mm	114mm	-
	構造物の塑性率	3.98	3.91	-
	換算弾性応答加速度	1,220Gal	1,120Gal	-

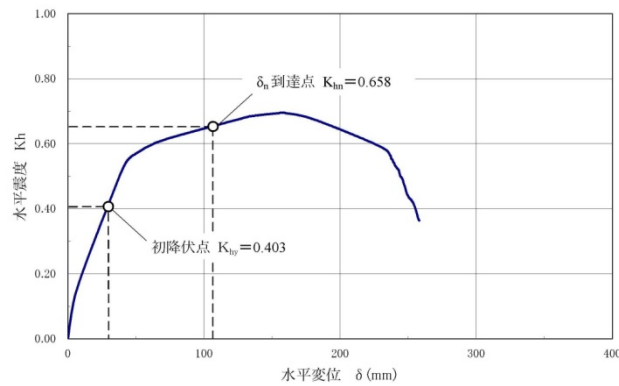


図 3.4.2 水平震度と変位の関係 (L方向)

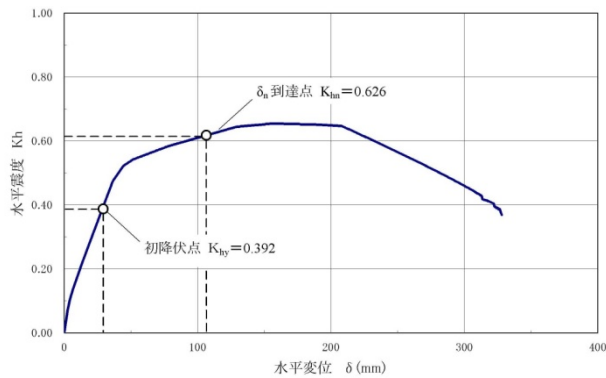


図 3.4.3 水平震度と変位の関係 (C方向端部)

L方向の解析では、終点側から起点側に向けて水平力を作用させると、起点より5本目の終端部の柱上端において曲げ降伏した。その後、変位が大きくなるにつれて、部材の損傷が伸展し、すべての柱の上下端付近のうち、帯鉄筋の量が相対的に少ないブロック端部の柱上端付近の区間において柱部材が降伏荷重を維持する最大変位に達する結果となった。また、図3.4.2において、柱部材が曲げ損傷の限界点である終局変位まで応答したと仮定して、式(1)および式(2)の関係から構造物が保有する耐震性能である換算弾性応答加速度は、L方向で1,220gal程度であった。

次に、C方向のラーメンの中間部についての解析では、水平力が作用すると、載荷点側の引抜き側柱の上端で柱部材が曲げ降伏した。その後、変位が大きくなっても柱部材は最大応答とならなかった。

さらに、C方向のラーメンの端部についての解析では、水平力が作用すると、載荷点側の引抜き側柱の上端で柱部材が曲げ降伏し、その後、変位が大きくなるにつれて、部材の損傷が伸展し、すべての柱の上下端付近のうち、帯鉄筋の量が相対的に少ないブロック端部の柱上端付近の区間において柱部材が降伏荷重を維持する最大変位に達する結果となった。また、図3.4.3において、柱部材が曲げ損傷の限界点である終局変位まで柱部材が応答したものと仮定して、構造物が保有する耐震性能である換算弾性応答加速度は、C方向で1,120gal程度であった。

(3) 損傷状況から推定される応答変位

ここでは、損傷状況を分析することにより応答変位の範囲を推定する。

表3.4.2より、柱く体の状況は、L方向およびC方向に対してそれぞれの柱が異なる損傷を生じていることが分かる。この状況を数値化することで、構造物の応答をある程度推定することができるものと考えられる。

表3.4.3は、柱毎のL方向、C方向の柱頂部の応答変位の推定値である。推定値欄の上段は、損傷状況から推定した「変位の推定範囲①」であり、下段は「変位の推定範囲①」の値に対して後述する変形適合条件を考慮して補正した「変位の推定範囲②」である。

各柱上端での変位の推定値 δ は、対象構造物の損傷状況を基にして、文献3.3)などの実験結果を参考として柱部材の損傷分析で対象とする面に曲げによる残留ひび割れが見られない場合には、柱上端の変位が $\delta \leq \delta_y$ の範囲で応答したと推定し、対象面に曲げによる残留ひび割れが見られる場合には、 $\delta_y \leq \delta \leq \delta_n$ とし、かぶりコンクリートが剥落し、鉄筋が露出している場合には、 $\delta_n \leq \delta$ の範囲で応答したものと推定した。また、変位の推定値②は、高架橋の梁およびスラブで構成される上層部の剛性を考慮して、L方向の各柱の変形が個別に生じるのではなく、各柱の変位が連動する変形適合条件を満たすものと仮定して、補正したものである。ただし、ブロック端部の変位の範囲は、スラブが回転する様な変形を発生すると柱毎に変位が異なることになるので、補正を行なわないものとした。

表 3.4.2 損傷位置と損傷度

柱列		R11-1		R11-2		R11-3		R11-4		R7-5	
		橋軸方向	橋軸直角方向	橋軸方向	橋軸直角方向	橋軸方向	橋軸直角方向	橋軸方向	橋軸直角方向	橋軸方向	橋軸直角方向
左柱	上1h区間	MC1	—	MC2	MC2	MC2	MC2	MC2	MSC2	MC2	MC2
	上1h~2h	MC1	MSB2	MC2	MC2	MC2	MC2	MSC2	MSC2	MC2	MSC2
	中間区間	—	—	—	—	MC2	—	MSC2	MSC2	MC2	SC2
	下2h区間	—	—	MC2	MC2	MC2	MC2	MC2	MC2	—	—
右柱	上1h区間	MC1	MSC1	MC2	MC2	MC2	MC2	MSC2	MSC2	MSC1	—
	上1h~2h	MSC1	MSB2	MC2	MC2	MC2	MC2	MSC2	MSC2	SC2	MSC1
	中間区間	SC1	SC1	—	—	MC2	MC2	MC2	SC2	—	SC2
	下2h区間	—	—	MC2	MC2	MC2	MC2	MC2	MC2	—	—

表 3.4.3 損傷状況から想定される応答変位の範囲

柱列		R11-1		R11-2		R11-3		R11-4		R11-5	
		橋軸方向	橋軸直角方向	橋軸方向	橋軸直角方向	橋軸方向	橋軸直角方向	橋軸方向	橋軸直角方向	橋軸方向	橋軸直角方向
左柱	【変位の推定範囲①】 損傷状況からの推定	$-\delta_n \leq \delta \leq -\delta_y$ $\delta_y \leq \delta \leq \delta_n$	$\delta \leq -\delta_n$ $\delta_n \leq \delta$	$-\delta_y \leq \delta$ $\delta \leq \delta_y$	$-\delta_y \leq \delta$ $\delta \leq \delta_y$	$-\delta_y \leq \delta$ $\delta \leq \delta_y$	$-\delta_y \leq \delta$ $\delta \leq \delta_y$	$-\delta_y \leq \delta$ $\delta \leq \delta_y$	$-\delta_y \leq \delta$ $\delta \leq \delta_y$	$-\delta_y \leq \delta$ $\delta \leq \delta_y$	$-\delta_y \leq \delta$ $\delta \leq \delta_y$
	【変位の推定範囲②】 変形適合条件による補正	$-\delta_n \leq \delta \leq -\delta_y$ $\delta_y \leq \delta \leq \delta_n$	$\delta \leq -\delta_n$ $\delta_n \leq \delta$	$-\delta_y \leq \delta$ $\delta \leq \delta_y$	$-\delta_y \leq \delta$ $\delta \leq \delta_y$	$-\delta_y \leq \delta$ $\delta \leq \delta_y$	$-\delta_y \leq \delta$ $\delta \leq \delta_y$	$-\delta_y \leq \delta$ $\delta \leq \delta_y$	$-\delta_y \leq \delta$ $\delta \leq \delta_y$	$-\delta_y \leq \delta$ $\delta \leq \delta_y$	$-\delta_y \leq \delta$ $\delta \leq \delta_y$
右柱	【変位の推定範囲①】 損傷状況からの推定	$-\delta_n \leq \delta \leq -\delta_y$ $\delta_y \leq \delta \leq \delta_n$	$\delta \leq -\delta_n$ $\delta_n \leq \delta$	$-\delta_y \leq \delta$ $\delta \leq \delta_y$	$-\delta_y \leq \delta$ $\delta \leq \delta_y$	$-\delta_y \leq \delta$ $\delta \leq \delta_y$	$-\delta_y \leq \delta$ $\delta \leq \delta_y$	$-\delta_y \leq \delta$ $\delta \leq \delta_y$	$-\delta_y \leq \delta$ $\delta \leq \delta_y$	$-\delta_n \leq \delta \leq -\delta_y$ $\delta_y \leq \delta \leq \delta_n$	$-\delta_n \leq \delta \leq -\delta_y$ $\delta_y \leq \delta \leq \delta_n$
	【変位の推定範囲②】 変形適合条件による補正	$-\delta_n \leq \delta \leq -\delta_y$ $\delta_y \leq \delta \leq \delta_n$	$\delta \leq -\delta_n$ $\delta_n \leq \delta$	$-\delta_y \leq \delta$ $\delta \leq \delta_y$	$-\delta_y \leq \delta$ $\delta \leq \delta_y$	$-\delta_y \leq \delta$ $\delta \leq \delta_y$	$-\delta_y \leq \delta$ $\delta \leq \delta_y$	$-\delta_y \leq \delta$ $\delta \leq \delta_y$	$-\delta_y \leq \delta$ $\delta \leq \delta_y$	$-\delta_n \leq \delta \leq -\delta_y$ $\delta_y \leq \delta \leq \delta_n$	$-\delta_n \leq \delta \leq -\delta_y$ $\delta_y \leq \delta \leq \delta_n$

注 1: δ_y , δ_n は、それぞれ柱部材の曲げ降伏時、曲げ終局時の変位を示す。

注 2: 値の正負は、柱列番号が小さい側が起点方向として、橋軸方向で終点側に増加する値を正、橋軸直角方向で起点背に左側に増加する値を正とする。

(4) 平面変形モードおよび応答値の推定

再現解析を基にした対象構造物の耐震性能と実構造物の損傷状況を基にした応答変位の範囲より、平面変形モードと応答値の推定を行う。なお、高架橋の平面変形モードで想定される形態は、表 3.2.11 に示す「橋軸変形モード」、「橋軸直交変形モード」、「回転変形モード」の3つのモードが考えられる。

図 3.4.4 は、柱頭部の平面変形の最大値を軌跡として表したものである。この図は、構造物中心を原点とした座標上に柱の位置、形状および柱中心を結ぶ軸線の初期値をプロットし、損傷状況から想定される各柱の柱頭部の最大変形量を、プッシュオーバー解析の荷重変位関係から算定し、橋軸方向の柱頭中心の最大変形時の軌跡として結んだ線を図中の破線にて描いたものである。ここで、想定される最大の変形量の値は、各柱中心からの距離を10倍した値として表示した。例えば、最も起点方(R11-1)の左柱の橋軸直角方向の応答変位の最大値は、表 3.4.3 の「変位の推定範囲②」の値が「 $\delta \leq -\delta_n$, $\delta_n \leq \delta$ 」であることから、表 3.4.1 の δ_n の値より 114mm を 10 倍した値を図示した。

この結果、調査対象区間において最も大きく損傷を受けた構造物は、ブロックの起点側の端部柱が橋軸直角方向に大きく変位する「回転変形モード」が卓越したものと推定される。ただし、ブロックの片側の端部のみに損傷度B2の損傷が見られ、ブロック重心を中心とした「回転変形モード」の変形だけで損傷が進んだとは言い難い。そのため、例えば、過去の研究において指摘されているように、変形性能の小さいRC部材が荷重変位関係のピーク以降で繰り返しにより断面性能が急激に低下すること^{3.15), 3.16)}など、一方向のみに载荷するよりも、直交方向に対しても同時に载荷されることにより損傷が進行すること^{3.17), 3.18), 3.19)}など、損傷により軸力が低下することにより損傷が進行すること^{3.3), 3.20)}など等の複合的な要因によっても、損傷が助長された可能性があるものと考えられる。

以上より、比較的広い範囲でブロックの端部柱に損傷が集中するような被害が発生した区間において最も損傷が大きい構造物に対して、地震動の観測値、耐震性能の解析結果、平面変形モードの推定結果を重ねて損傷原因を推定した結果、ブロックの端部ラーメンが1,120gal程度以上の回転変形モードの地震応答を受けるとともに、ピーク以降の繰り返しや2軸曲げを受ける等により損傷が助長され、端部ラーメンの柱上端から2h程度の帯鉄筋が疎な区間で終局変位 δ_n を超すような曲げ変形を起し、損傷したものと推察された。

なお、分析の結果から得られた応答は、現行の耐震設計および耐震補強設計において想定している範囲内であったものと考えられる。

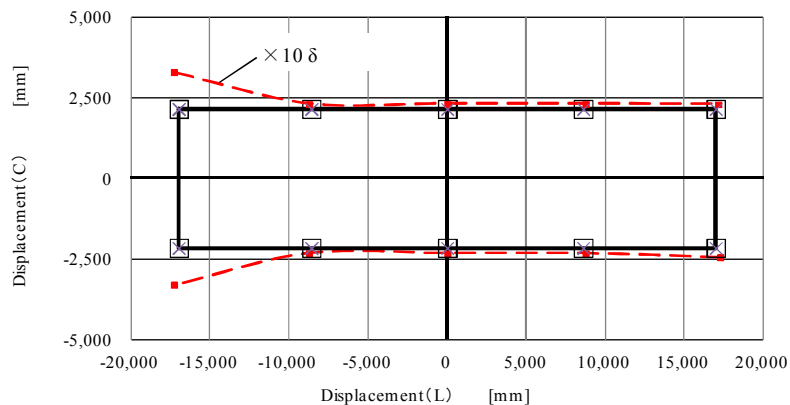


図 3.4.4 構造物の平面変形の軌跡

3. 4. 2 新幹線構造物が広範囲で損傷した地区に兵庫県南部地震以降の設計基準で構築された在来線構造物の損傷 (3.25), 3.26)

東北本線長町駅B Lは、H18年に供用開始したRCラーメン高架橋であり、兵庫県南部地震を踏まえて制定された鉄道標準（耐震設計、H10年通達）を適用した構造物である。構造形式としては、図3.4.5に例を示すとおり、駅部以外を1柱1杭の背割れ式複線高架橋で構築している（写真3.4.1参照）。

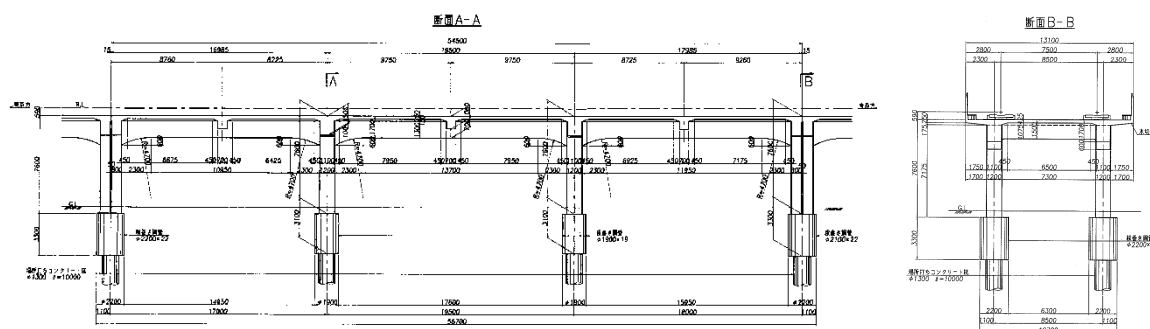


図 3.4.5 高架橋一般図の例



新幹線高架橋（旧） ← → 在来線高架橋（新）

写真 3.4.1 新幹線高架橋との位置関係

写真3.4.2は、東北本線長町駅南B1 R4 (R19)の被災状況である。中間部の柱の地表面では、柱の変位により柱周りの埋戻し土が4方向で窪んでおり、駐車場利用に支障するために、孔が埋め戻されていた。同じ柱の柱頭部では線路方向の面のかぶりコンクリートが剥落していたが、内部の鉄筋が見えるまでの損傷は受けていなかった。

写真3.4.3は、東北本線長町駅南B1 R5 (R20)の被災状況である。中間部の柱の地表面では、柱の変位により柱周りの埋戻し土が4方向で大きく窪んでいた。同じ柱の柱頭部では曲げによる水平ひび割れが確認された。

全区間に渡って調査したものの、東北線長町駅高架橋には、曲げひび割れやかぶりコンクリートの一部に剥離剥落が見られる程度であり、損傷は軽微であった。



写真 3.4.2 在来 長町駅南 BI R4 (R19)



写真 3.4.3 在来 長町駅南 BI R5 (R20)

本節で分析した新幹線構造物が広範囲で損傷した地区に兵庫県南部地震以降の設計基準で構築された在来線構造物は、応答は大きかったものの、適切に耐震設計を行ったことにより損傷が制御できていた。このことから、現行の耐震設計基準による設計を継続することにより、被害程度を大幅に改善できるものと推察される。

3. 5 耐震補強されたRC柱部材の損傷^{3.25)}

東北新幹線構造物において耐震補強を実施していた箇所^{3.25)}の損傷度調査は、構造物至近からの観察及び点検ハンマーによる打音検査により行った。観察の際の損傷度の判定は、未補強高架橋と同様「柱の倒壊・桁の落下」をA、「軸方向鉄筋の飛び出し・かぶりコンクリートの広範囲な剥落」をB（顕著な軌道沈下がみられるものはB1）、「残留ひび割れ・かぶりコンクリートの一部剥落」をCとして判別した。

各耐震補強工法で補強されたRC柱の損傷状況は以下の通りであった。

(1) 鋼板巻き耐震補強工法

外観調査の結果、鋼板上部の柱部材の付け根の断面でかぶりコンクリートが剥離しているもの、2層ラーメンの2層部の補強柱下方の中層梁部の中間部で軽微なひび割れが発生したものがあつた。いずれも損傷度はC程度以下であり、列車運行に支障するような損傷は認められなかつた。また、柱の中間部の鋼板突合せ部で塗装が剥離している箇所があつたが、剥離面に腐食は見られなかつたことから、地震時の柱部材の変位により上下鋼板の衝突することで剥離したものである。

充填モルタルの健全性については、打音検査により内部コンクリートの損傷状況を確認したが、鋼板の一部に若干浮きがあるものがあつたが、地震により広範囲に損傷を受けたものはなかつた。写真3.5.1は、鋼板巻き耐震補強工法を適用した箇所の状況を示したものである。



(a) 一般の補強状況

(b) 突合せ部の状況

(c) 柱頭部の状況

(d) 中層梁の状況

写真 3.5.1 鋼板巻き耐震補強工法を適用した箇所の状況

(2) RB耐震補強工法

写真3.5.2は、RB耐震補強工法を適用した箇所の状況を示したものである。

RB耐震補強工法は、補強鋼材がスリット状に配置され、柱面を至近にて観察できることから、外観調査によって健全性を確認した。その結果、柱基部、中間部において、曲げによる水平方向への0.1mm程度の残留ひび割れがある程度で有り、ほとんど無損傷であつた。ナットの緩みについても確認したが、緩みや脱落を生じたものは無かつた。



(a) 北上駅構内

(b) 福島駅構内

(c) 白石蔵王～仙台間

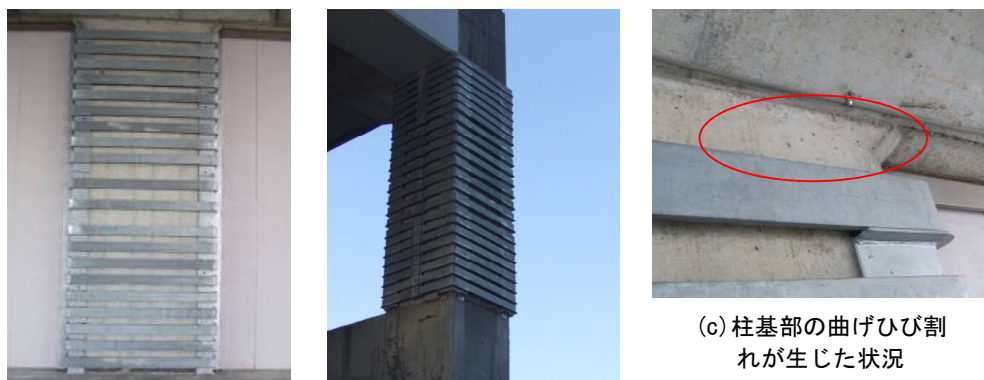
(d) 柱に残るヘアークラックの状況

写真 3.5.2 RB耐震補強工法を適用した箇所の状況

(3) RP耐震補強工法

写真 3.5.3 は、RP耐震補強工法を適用した箇所の状況を示したものである。

RP耐震補強工法についても、補強鋼材がスリット状に配置され、柱面を至近にて観察できることから、外観調査によって健全性を確認した。その結果、柱基部、中間部において、曲げによる水平方向ひび割れ及び柱基部の斜め方向へのひび割れが発生しているものが観測されたが、0.1mm 程度以下の残留ひび割れがある程度で有り、ほとんど無損傷であった。継手部やコーナー部における変状も見られなかった。



(a) 新白河駅構内

(b) 一ノ関駅構内

(c) 柱基部の曲げひび割れが生じた状況

写真 3.5.3 RP耐震補強工法を適用した箇所の状況

(4) まとめ

以上より、未補強高架橋のRC柱部材が損傷した区間において、耐震補強済みのRC柱の損傷状況を確認した結果、鋼板巻き耐震補強工法ならびに最近技術開発した耐震補強工法で補強を行ったRC柱では、A、B1、B2ランクの被害はみられず、Cランクの損傷であってもきわめて軽微であり、ほとんどの柱部材において補修の必要が無い「無損傷」な

状況であった。このため、既設高架橋の補強済みのRC柱部材は、本地震により大きな応答を受けたものの、適切に耐震補強を行っていたことによって損傷が制御されたことから、現行の耐震補強を継続することにより、被害程度を大幅に改善できるものと推察される。

3. 6 本章のまとめ

東北地方太平洋沖地震では、東北新幹線のRCラーメン高架橋の柱部材において、梁柱接合部の柱部材基部コンクリートが全断面で落下する損傷や、比較的広い範囲でブロックの端部柱に損傷が集中するような被害が発生した。このような、損傷は過去に例がないことから、損傷の発生メカニズムを分析した。

その結果、東北地方太平洋沖地震により被災した東北新幹線のラーメン高架橋のうち、梁柱接合部の柱部材基部コンクリートが全断面で落下する損傷や、比較的広い範囲でブロックの端部柱に損傷が集中した構造物は、ブロック端部ラーメンがブロック重心を回転中心とするような回転変形モードの地震応答を受けるとともに、ピーク以降の繰り返しや2軸曲げを受ける等により損傷が助長され、端部ラーメンの柱上端から2h程度の帯鉄筋が疎な区間で終局変位 δ_n を越すような曲げ変形を起こして損傷したものと推察された。

ただし、このような地震時の挙動は、現行の耐震設計や耐震補強設計において想定しているものであり、新幹線構造物が広範囲で損傷した地区に兵庫県南部地震以降の設計基準で構築された在来線構造物や、未補強高架橋のRC柱部材が損傷した区間に近接した補強済み構造物の損傷が極めて軽微であったことを踏めると、従来の耐震設計及び耐震補強設計を継続することにより、構造物の被害を大幅に改善できるものと考えられる。

【参考文献】

3. 1) 小林將志, 水野光一朗, 倉岡希樹, 野澤伸一郎, 石橋忠良: 東北地方太平洋沖地震により損傷したRCラーメン高架橋に対する被害分析, 土木学会論文集 A1, Vol. 69, No. 4, pp. 790-797, 2013.
3. 2) (社) 東京都建築士事務所協会: 建築構造設計指針 2010, 監修 東京都建築構造行政連絡会, 改訂7版, pp. 612, 2010.
3. 3) 石橋忠良, 吉野伸一: 鉄筋コンクリート橋脚の地震時変形能力に関する研究, 土木学会論文集 No. 390, V-8, pp. 57-66, 1988.
3. 4) 白子将則, 吉川弘道: RC部材のせん断劣化と変形性能評価に関する研究, 土木学会論文集 No. 802, V-69, pp. 1-14, 2005.
3. 5) 石橋忠良, 池田靖忠, 菅野貴浩, 岡村甫: 鉄筋コンクリート高架橋の地震被害と設計上の耐震性能に関する検討, 土木学会論文集 No. 563, pp. 95-103, 1997.
3. 6) 幸左 賢二, 藤井 學, 林 秀侃, 中田 恒和: RC単柱式橋脚のマクロ的損傷分析, 土

- 木学会論文集 No. 592, V-39, pp. 73-82, 1998.
3. 7) 篠田健次, 小林將志, 水野光一郎, 佐々木勝法: 東北地方太平洋沖地震における東北新幹線 RC ラーメン高架橋の被害分析, コンクリート工学年次論文集, Vol. 34, No. 2, pp. 1135-1140, 2012.
 3. 8) 檜崎泰隆, 水谷司, 藤野陽三: 東日本大震災における新幹線ラーメン高架橋の損傷メカニズムの動的非線形解析による分析, 土木学会第 68 回年次学術講演会, V-084, pp. 167-168, 2013.
 3. 9) 日本国有鉄道盛岡工事局: 東北新幹線 (有壁・盛岡間) 地質図, 1981.
 3. 10) Veletsos, A. S. and Newmark, N. M. :Effect of Inelastic Behavior on the Response of Simple Systems to Earthquake Motions, Proceedings of 2nd WCEE, Vol. 2, 1960.
 3. 11) 鉄道構造物等設計標準・同解説 (コンクリート構造物), 運輸省鉄道局監修, 鉄道総合技術研究所編, 1992.
 3. 12) 鉄道構造物等設計標準・同解説 (耐震設計), 運輸省鉄道局監修, 鉄道総合技術研究所編, 1999.
 3. 13) 二羽淳一郎, 山田一字, 横沢和夫, 岡村甫: せん断補強鉄筋を用いない RC はりのせん断強度式の再評価, 土木学会論文集 No. 372, V-5, pp. 167-176, 1986.
 3. 14) 小林將志, 篠田健次, 水野光一郎, 倉岡希樹: 東北地方太平洋沖地震により損傷度 BB の損傷を受けた RC 高架橋の地震応答の推定, 東日本旅客鉄道株式会社, STRUCTURALENGINEERING DATA, Vol. 39, pp30-39, 2012.
 3. 15) 町田篤彦, 睦好宏史, 豊田和彦: 鉄筋コンクリート部材の塑性変形能定量化に関する研究, 土木学会論文集, 第 378 号, V-6, pp203-212, 1987.
 3. 16) 白子将則, 吉川弘道: RC 柱部材のせん断劣化と変形性能評価に関する研究, 土木学会論文集, 第 802 号, V-69, pp1-14, 2005.
 3. 17) 岡田恒男ら: 定軸力と繰返し 2 方向曲げ・せん断力をうける鉄筋コンクリート柱の復元力 (その 1 実験方法, その 2 実験結果), 日本建築学会大会講演梗概集 51 卷 (構造系), pp1447-1450, 1976.
 3. 18) K. Maruyama, H. Ramirez and J. O. Jirsa: Short RC Columns under Bilateral Load Histories, ASCE Journal of Structural Engineering, Vol.110, No.1, pp.120-137, 1984.
 3. 19) 睦好宏史ら: 2 方向地震力を受ける RC 部材の曲げ降伏後のせん断耐力と靱性, 平成 8 年度~平成 9 年度科学研究費補助金 (基盤研究 (C) (2)) 研究成果報告書, 1998.
 3. 20) 石橋忠良, 津吉毅, 小林薫, 小林将志: 大変形交番载荷を受ける RC 柱の損傷状況及び補修効果に関する実験的研究, 土木学会論文集 No. 648, V-47, pp55-69, 2001.
 3. 21) 小林將志, 篠田健次, 水野光一郎, 野澤伸一郎, 石橋忠良: 東北地方太平洋沖地震により損傷した新幹線 RC ラーメン高架橋に関する被害分析, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol. 70, No. 4 (地震工学論文集第 33 卷), I_688-I_700, 2014.

- 3.22) 日本国有鉄道：東北新幹線（桑折・盛岡間）地質図，1981.
- 3.23) 防災科学技術研究所ホームページ：<http://www.bousai.go.jp/>（2012.11.15 閲覧）
- 3.24) 尾崎省二，北後征雄，大坪正行，葛目和宏：ラーメン高架橋の被災度・供用性の判定に関する一提案，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.18, No.2, pp.41-46, 1996.
- 3.25) 構造技術センター：特集「東北地方太平洋沖地震と鉄道構造物」，東日本旅客鉄道株式会社，STRUCTURALENGINEERING DATA, Vol.37, 2011.
- 3.26) 阿部紗希子，草野英明，篠田健次，小林將志：東北地方太平洋沖地震を受けた変形性能の高い鉄筋コンクリート柱を有するラーメン高架橋の被災分析，コンクリート工学年次論文集，Vol.34, No.2, pp.1129-1134, 2012.

第4章 地震被害の復旧と求められる耐震補強技術

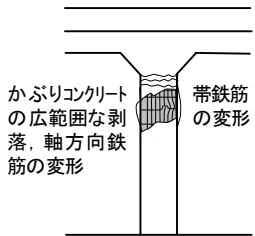
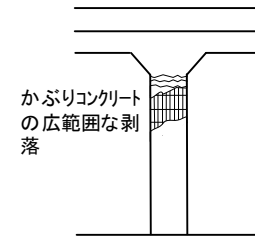
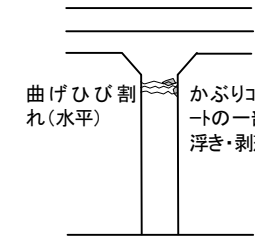
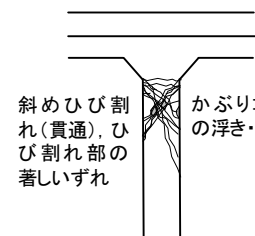
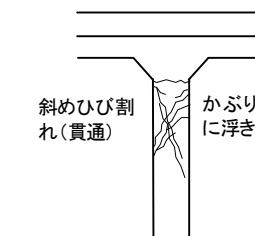
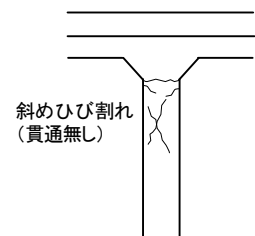
4.1 RCラーメン構造物の耐震性能と損傷分類

地震で損傷したRC柱部材を早期に復旧するためには、損傷状況を速やかに把握する必要がある。これにより、調査、設計、施工の各ステップにおいて、検討時間を極力最小にし、資材、人的資源を効率的に運用することが求められ、判断時間を短縮するために、復旧方針の標準化が行われる場合がある。

本章では、東北地方太平洋沖地震の復旧の際のJR東日本の取組みを例に、地震発生後の損傷調査、地震による損傷を受ける前の状態に回復させる応急復旧、将来の地震発生に備えた本復旧を紹介するとともに、運用において課題となった点を示す。

表4.1.1は、RCラーメン高架橋柱部材の損傷状況と変状区分について示したものである。変状区分B1とB2は、比較的損傷が大きく、曲げによる損傷としては、かぶりコンクリートの広範囲の剥落とともに軸方向鉄筋の飛び出し（鉄筋が降伏して部材の外側に曲がりながら変形している状態）がみられる場合、主鉄筋の変形により帯鉄筋が外れている場合、せん断による損傷としては、斜めひび割れが断面を貫通しかぶりの一部が剥落している場合、部材が傾斜している場合である。B1は軌道の著しい沈下が発生している状態であり、B2は著しい軌道沈下がみられない場合である。

表 4.1.1 損傷度の区分と主な損傷状況（RCラーメン高架橋の柱部材）

損傷度の区分	B1	B2	C
損傷状況の例	<p>曲げ損傷の場合</p> <p>①曲げによるかぶりコンクリートの広範囲な剥落とコアコンクリートの損傷が認められる。 ②軸方向鉄筋の外方への変形、帯鉄筋の変形が認められる。</p>  <p>かぶりコンクリートの広範囲な剥落、軸方向鉄筋の変形</p> <p>帯鉄筋の変形</p>	<p>①曲げによるかぶりコンクリートの広範囲な剥落が認められる。 ②軸方向鉄筋の外方への変形、帯鉄筋の変形が認められる。</p>  <p>かぶりコンクリートの広範囲な剥落</p>	<p>①曲げひび割れ（水平ひび割れ）が認められる。 ②曲げによるかぶりコンクリートの浮き・剥落が認められる。</p>  <p>曲げひび割れ（水平）</p> <p>かぶりコンクリートの一部に浮き・剥落</p>
	<p>曲げせん断・せん断損傷の場合</p> <p>③斜めひび割れ（貫通ひび割れ）があり、斜めひび割れによるかぶりコンクリートの浮き、剥落が広範囲に認められる。</p>  <p>斜めひび割れ（貫通）、ひび割れ部の著しいずれ</p> <p>かぶりコンクリートの浮き・剥落</p>	<p>③斜めひび割れ（貫通ひび割れ）があるが、斜めひび割れによるかぶりコンクリートの浮き、剥落が部分的に認められる。</p>  <p>斜めひび割れ（貫通）</p> <p>かぶりコンクリートに浮き・剥落</p>	<p>③斜めひび割れ（貫通していない）が認められる。</p>  <p>斜めひび割れ（貫通無し）</p>

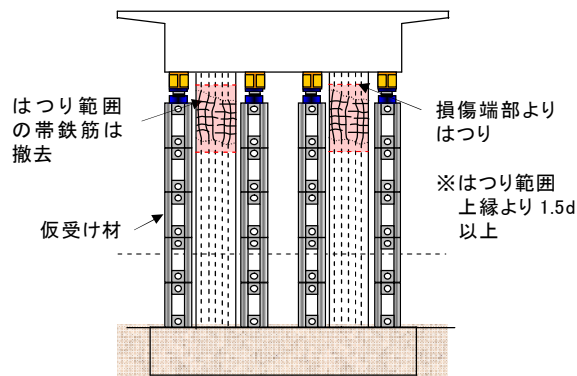
4. 2 地震時の復旧計画

4. 2. 1 応急復旧

応急復旧の目的は、対象とする構造物の性能を、地震による損傷を受ける前の状態に回復させることにある。以下に、RCラーメン高架橋柱部材、中層梁、RC橋脚く体の損傷状況と変状区分の基本的な考え方を示すとともに、変状区分毎の応急復旧の基本的な考え方について述べる。

変状区分B1の場合、梁スラブを軌道面の所要の高さまで扛上させる必要がある。主に、曲げによる損傷が著しい場合の応急復旧の概要を図4.2.1に示す。まず、軸力を保持できる梁に、角型支柱等を設置しジャッキを介して仮受けを行い、軸方向鉄筋を切断して所定の位置に扛上する。この際、支柱は柱が受持つ軸力（一般に最大で $2.0\text{N}/\text{mm}^2$ 程度）を保持できるものを用意し、地盤条件が悪い場合には、地中のフーチング上に支持させることとし、地中の掘削を行った場合には、地中部の健全性についても確認することとした。損傷箇所のコンクリートのハツリは、鉄筋の継手の位置が一断面に集中しないように配慮し、変形した帯鉄筋については、鉄筋の継手を設ける際に邪魔にならないよう撤去する。スラブの位置が定まったら、軸方向鉄筋の熱処理しながら、所定の位置に曲げ戻し、添え筋を所定の位置に配置して、上下端をフレア溶接継手にてつなぎ合わせ、帯鉄筋を所定量（1h区間：耐力比2.0以上、1h区間外：D16ctc100）配置して、型枠を設置し速硬性の無収縮モルタルを流し込むことで断面修復を行うこととした。

図4.2.2に主に曲げにより変状区分B2の損傷を受けた場合の応急復旧方法を示す。損傷区間のかぶりコンクリートを全周に渡り撤去し（軸方向鉄筋内部のコアコンクリートについては撤去しない）、コアコンクリート注入口及び空気抜きは各ひび割れに1組以上配置し、シーリング及び空気抜きの施工を確実にを行った上でコアコンクリートへの注入を行い、断面からはみ出す鉄筋については軸方向鉄筋を熱処理しながら、所定の位置に曲げ戻し、帯鉄筋を所定量（D16ctc100）配置して、型枠を設置し速硬性の無収縮モルタルを流し込むことで断面修復を行うこととした。

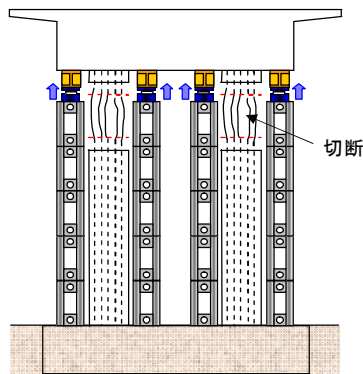


[STEP1]

下端掘削・はり仮受け・損傷区間のかぶりコンクリート全周撤去

【注意】

掘削の際には、柱下端の健全性についても確認

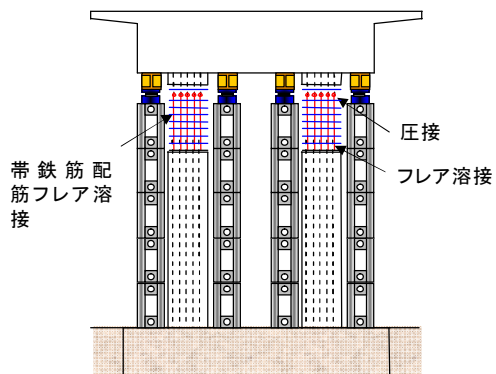


[STEP2]

主鉄筋切断・ジャッキアップ

【注意】

ジャッキアップ時の高さは前後の柱の高さに合わせる



[STEP3]

主鉄筋の接合・（熱間押抜き圧接継手・フレアV形溶接継手）

帯鉄筋配筋（フレアV型溶接継手）

【注意】

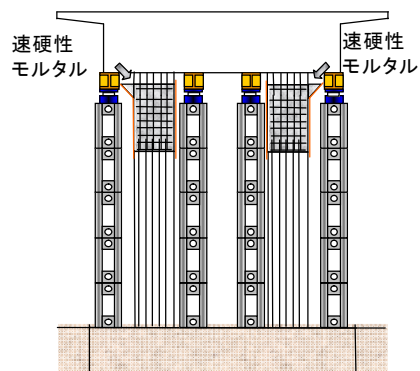
帯鉄筋配筋

（1D区間：耐力比2.0以上，1D区間外：D16ctc100）

溶接長 $L=10\phi$ 以上

溶接ビード幅 $S=0.5\phi$ 以上

溶接位置は同一位置に集中させず千鳥配置



[STEP4]

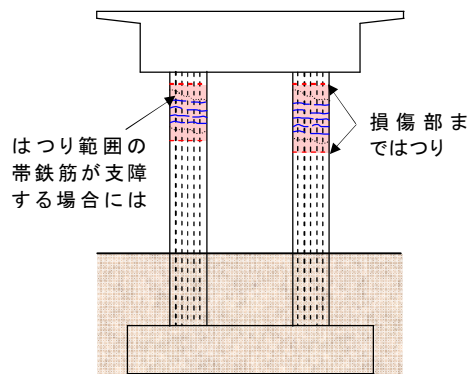
断面修復（速硬性モルタル）

仮受け撤去

【注意】

速硬性モルタルは、設計基準強度以上（一般に $27\text{N}/\text{mm}^2$ 以上）

図 4.2.1 応急復旧の概略ステップ（変状区分B1（M））

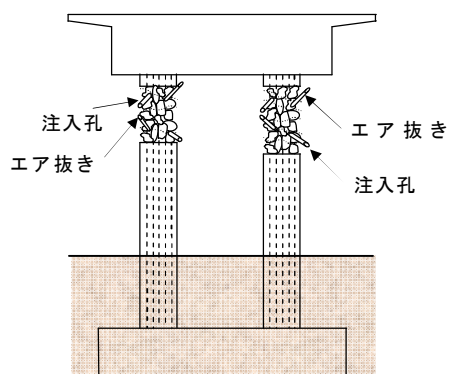


[STEP1]

損傷区間のかぶりコンクリート全周撤去

【注意】

かぶりコンクリートを全周に渡り撤去し、軸方向鉄筋内部のコアコンクリートについては撤去しないこと

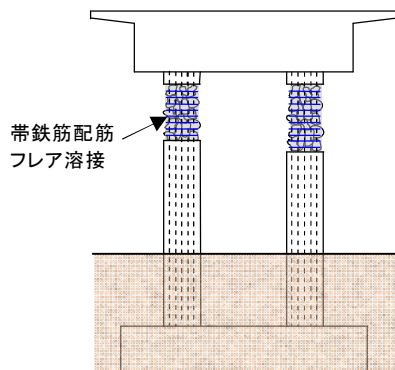


[STEP2]

コアコンクリートへの注入

【注意】

コアコンクリートへの注入を行う際は、シーリング及び空気抜きの施工を確実に行うこと。その際、注入口及び空気抜きは各ひび割れに1組以上配置すること

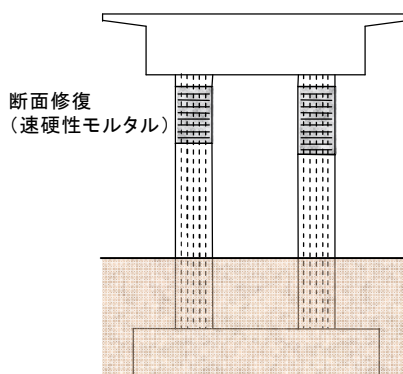


[STEP3]

帯鉄筋配筋（フレアV形溶接継手）

【注意】

帯鉄筋配筋
 (SD345以上D16@100ピッチ)
 溶接長 $L=10\phi$ 以上
 溶接ビード幅 $S=0.5\phi$ 以上
 溶接位置は同一位置に集中させず千鳥配置



[STEP4]

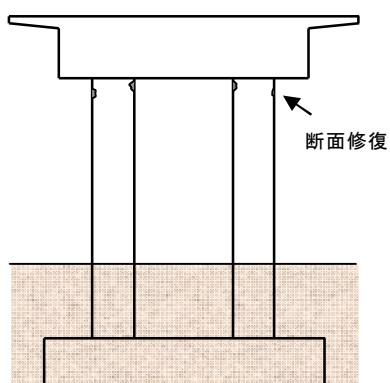
断面修復（速硬性モルタル）

【注意】

速硬性モルタルは、設計基準強度以上（一般に $27\text{N}/\text{mm}^2$ 以上）

図 4.2.2 応急復旧の概略ステップ（変状区分B2（M））

変状区分Cに損傷は、主に、曲げひび割れ（水平ひび割れ）が認められる場合、曲げによるかぶりコンクリートの浮き・小範囲の剥落が認められる場合、斜めひび割れ（ひび割れが複数でも貫通していない）が認められる場合の場合である。したがって、変状区分Cの損傷を受けても柱部材の耐震性は低下していないと考えられるため、そのままの状態でも列車運行を継続しても問題ないが、同一区間に変状区分B以上の損傷を受けていると、列車の運行が停止しているため、当該柱に対しても応急復旧を行うこととなる。



[STEP1]

コンクリート表面（かぶり部分）に断面欠損がある場合は、断面修復材により補修を行う。

【注意】

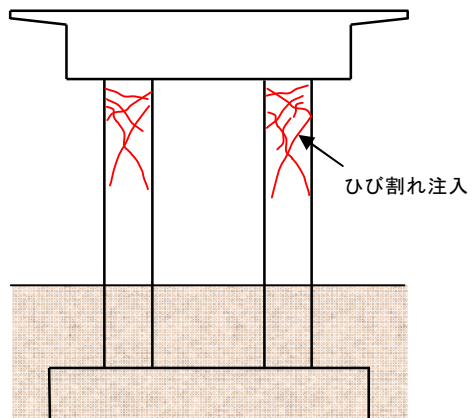
復旧期間を考慮して速硬性モルタルを用いるか、通常の断面修復材を用いるかを決定する（設計基準強度 $27\text{N}/\text{mm}^2$ 以上）。

表面のみの補修の場合には、再び剥落しないように、アンカーやメッシュを入れるなど剥離剥落対策に対応した補修を行うこと。

図 4.2.3 応急復旧の概略ステップ（変状区分C（M））

図 4.2.3 に、主に曲げにより損傷を受けた柱の復旧方法を示す。コンクリート表面（かぶり部分）に断面欠損がある場合には、断面修復材により表面の補修を行う。断面修復材には、復旧期間を考慮して速硬性モルタルを用いるか、通常の断面修復材を用いるかを決定する（設計基準強度 $27\text{N}/\text{mm}^2$ 以上）。表面のみの補修の場合、再び剥落しないように、アンカー、メッシュを入れるなど剥離剥落対策に対応した補修を行うこと。

図 4.2.4 に、曲げ及びせん断により残留ひび割れが発生した際の部材の復旧方法を示す。一般に、コンクリート表面に残留ひび割れのみが見られる場合には、ひび割れ箇所にシーリングを行った上で樹脂注入を行う。柱入可能なひび割れ幅は通常 0.1mm 程度までであり、シーリングを行った上で、ひび割れの状況（幅、深さ、湿潤状態など）に合った適切な材料を選定することとした。



[STEP1]

コンクリート表面のひび割れのみの場合は、ひび割れ箇所へ注入を行う。

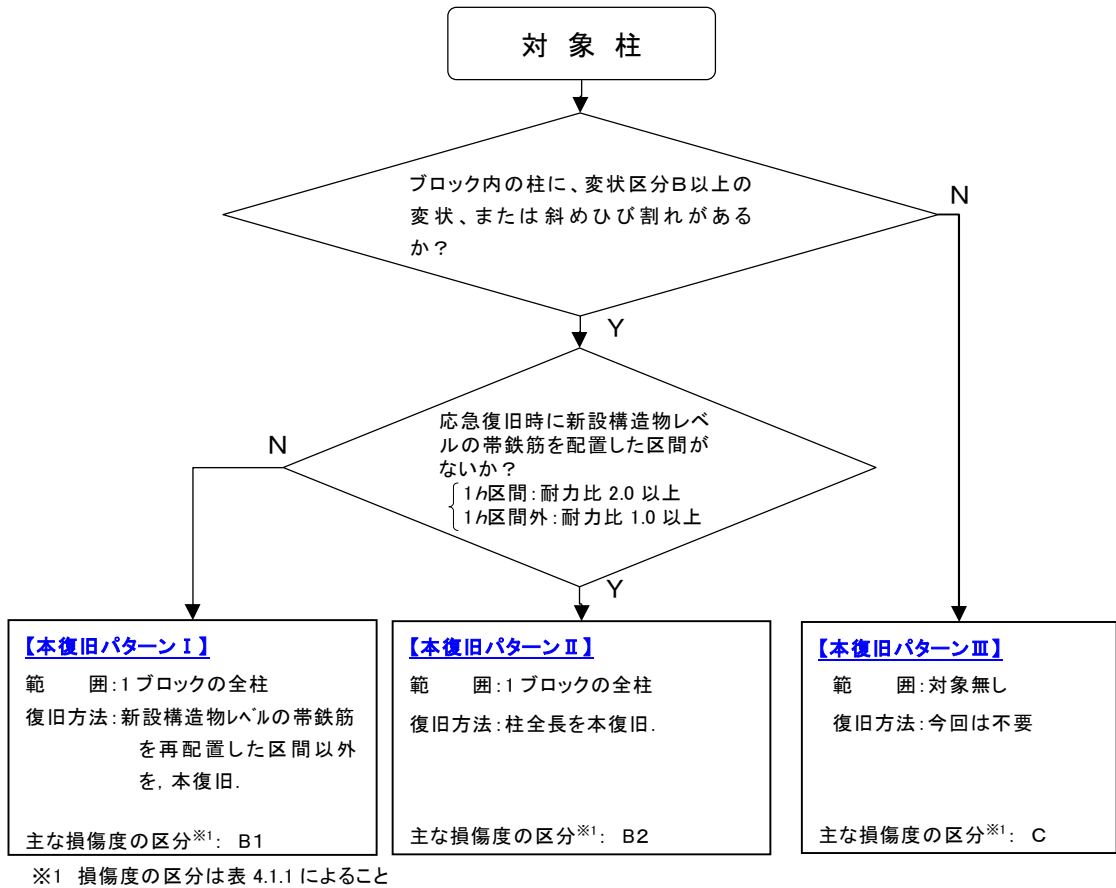
【注 意】

柱入可能なひび割れ幅は一般に0.1mm程度まで。シーリングを行った上で、ひび割れの状況（幅、深さ、湿潤状態など）に合った適切な材料を選定すること。

図 4.2.4 応急復旧の概略ステップ（変状区分C（MS））

4. 2. 2 本復旧

本復旧は、対象とする構造物を、将来発生する大規模地震に対して崩壊しないことを目的としている。以下に、RCラーメン高架橋柱部材に対する基本的な本復旧の考え方について述べる。



【本復旧パターンのイメージ】

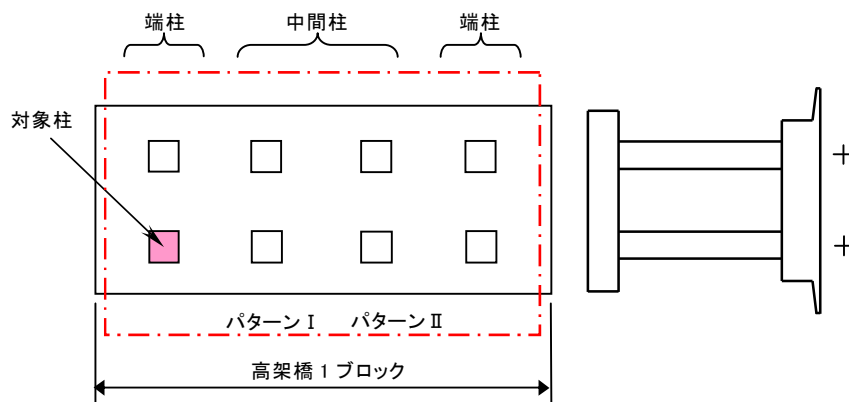


図 4.2.5 RC高架橋の本復旧フロー（柱部材）

応急復旧した高架橋柱（対象柱）を含む高架橋 1 ブロックの本復旧の範囲は、柱の損傷状況を調査の上、図 4.2.5 のフローに従うこととした。

RC ラーメン高架橋柱の本復旧は、鋼板巻き工法、RB 工法、RC 巻き工法の 3 つの工法のうちいずれかの工法により行うことを原則とし、各工法の鋼材量は、表 4.2.1、表 4.2.2、表 4.2.3 によることとした。鋼板巻き耐震補強工法及び RC 巻耐震補強工法の補強量は設計施工マニュアルによることとし、RB 耐震補強工法の補強量は、標準的な高架橋の軸方向鉄筋量を D29-2 段鉄筋、 $a/d=1.5$ と仮定して算出した（図 4.2.6 参照）。

なお、柱が土間コンクリートなどの拘束体に支持されている場合、移動しがたい付属物がある場合などの鋼材配置もしくは巻き立て区間長については、別途検討することとした。

表 4.2.1 補強鋼材量（鋼板巻き耐震補強工法）

既設 RC 柱の寸法 (mm)	鋼板厚 [気中(地表 200mm より上)] (mm)	鋼板厚 [土中(地表 200mm 以下)] (mm)
700 を超え 1000 以下	6	9
1000 を超え 1500 以下	9	12
1500 を超え 2000 以下	12	14

表 4.2.2 補強鋼材量（RB 耐震補強工法）

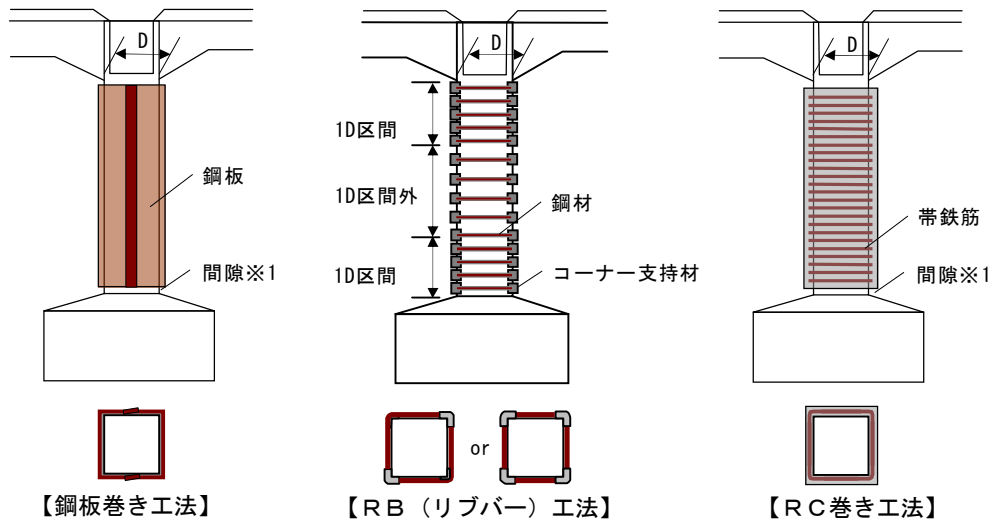
【1D区間】		
既設 RC 柱の寸法 (mm)	鋼材量 (既設 RC 柱が $1.5 \leq La/D < 2.0$ の場合)	鋼材量 (既設 RC 柱が $La/D \geq 2.0$ の場合)
700 を超え 1000 以下	D32ctc100 以下 (SD390)	D32ctc150 以下 (SD390)
1000 超	D32ctc100 以下 (SD390)	D32ctc125 以下 (SD390)
注 1) La/D が 1.5 以下の場合は、構造技術センターに別途問合せること。なお、 La は柱の部材長の 1/2 とし、 D は柱の断面高さで長辺(長い幅)を用いることとする。		
【1D区間外】		
既設 RC 柱の寸法 (mm)	鋼材量 (既設 RC 柱が $1.5 \leq La/D < 2.0$ の場合)	鋼材量 (既設 RC 柱が $La/D \geq 2.0$ の場合)
700 を超え 1000 以下	D32ctc200 以下 (SD390)	D32ctc250 以下 (SD390)
1000 超	D32ctc150 以下 (SD390)	D32ctc200 以下 (SD390)

表 4.2.3 補強鋼材量（RC 巻き耐震補強工法）

既設 RC 柱の寸法 (mm)	帯鉄筋量	鉄筋フレアV形溶接長	記 事
900 以下	D19ctc70 以下 (SD345)	190mm 以上	巻き立て厚 100mm
900 を超え 1200 以下	D22ctc70 以下 (SD345)	220mm 以上	使用材量 モルタル ($f_{ck}=27N/mm^2$ 以上)
1200 を超え 1700 以下	D25ctc70 以下 (SD345)	250mm 以上	純かぶり 50mm 以上

注 1) RC 巻き立ては、柱上下端に 50mm 程度の間隙をとり、用心鉄筋として D13ctc300 程度の軸方向鉄筋を配置すること。

注 2) 帯鉄筋は、鉄筋の V 型フレア溶接継手によることとし、一段ずつ継手位置をずらして配置すること。



※1 鋼板巻き工法及びRC巻き工法の下端の間隔は、1ブロックの本復旧を同一工法で行なう場合は設けなくてよい。

図 4.2.6 RC高架橋の本復旧の工法（柱部材）

4. 3 地震被害による柱部材の復旧

4. 3. 1 一般的な応急復旧

(1) 損傷度B 1の構造物の復旧例

損傷度B 1の被害がみられた高架橋は、軌道面の沈下量が大きかったことから、ジャッキアップを伴う復旧を行っている。

仮ベントを柱周辺に配置し高架橋自重を受けられる状態にした後、軸方向鉄筋を切断し、**写真 4.3.1**に示すように高架橋のジャッキアップを行った。その後、損傷したコアコンクリートを取り除き、軸方向鉄筋を再配置した。軸方向鉄筋の継手は、地震時に塑性ヒンジが形成される柱・上層梁接合部に近い側についてはガス圧接（熱間押抜き法）とし、もう一方は塑性ヒンジ区間を外れるまでコンクリートをはつた上でフレア溶接を行った。軸方向鉄筋復旧後、帯鉄筋 D16 を 100mm ピッチで配置し断面復旧を行った。損傷状況および復旧状況を**写真 4.3.2**に示す。復旧に要した日数は概ね 1 週間程度であった。



写真 4.3.1 ジャッキアップ状況



(損傷状況)



(復旧状況)

写真4.3.2 ラーメン高架橋柱損傷状況および復旧状況

(2) 損傷度B2の構造物の復旧例

本高架橋は、損傷度B2であり、かぶりコンクリートの剥落および内部コンクリートの貫通ひび割れが発生している柱のほか、小規模なかぶりコンクリートの剥落、斜めひび割れの発生といった損傷区分Cランクの柱が数例ずつ見られた。

かぶりが大きく剥落した箇所については、前述の菱田高架橋と同様に行った。まず、かぶりコンクリートの補修範囲を高さ方向に均一とするため、かぶりコンクリートを柱全周に渡り同程度の高さではつり落とした後、軸方向鉄筋より内側のコンクリートに注入を行った。その後、帯鉄筋 D16 を 100mm ピッチで追加配置し、断面復旧を行った。復旧の手順を図 4.3.1 に示す。

かぶりが小規模に剥落したものは断面復旧のみ行った。また、柱表面に斜めひび割れが発生した程度のものについては、ひび割れ注入を行った。復旧状況を写真 4.3.3 に示す。長町付近の被災高架橋の施工は、10 日程度で作業を終えた。

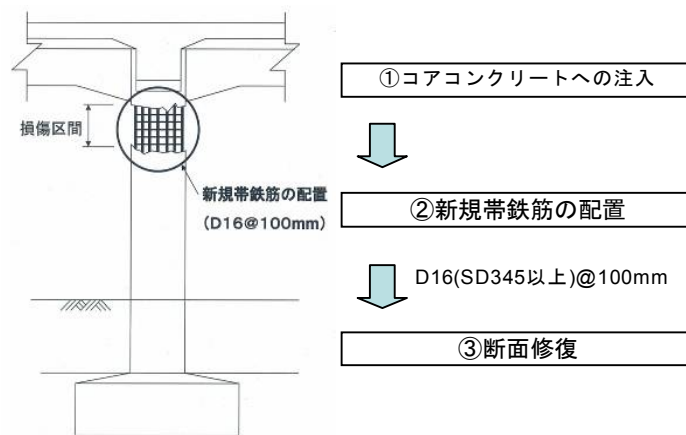


図 4.3.1 RCラーメン高架橋柱復旧手順図



(損傷状況)



(復旧状況)

写真4.3.3 ラーメン高架橋柱損傷状況および復旧状況

4. 3. 2 一般的な応急復旧の復旧期間

4. 3. 2. 1 復旧期間の実績分析

(1) 損傷度と実績復旧期間

本報告では、損傷度B 1, B 2, Cの被災を受けた高架橋の復旧工事期間の実績をもとに、部材の損傷度が復旧性に及ぼす影響について検証する。

表 4.3.1 は、本震、余震の際の復旧期間の実績期間を損傷度毎に整理したものである。実績期間のうち、「地震発生～着工」は、調査、施工指示、資材・労務調達のための期間とし、「復旧工事」は、準備工（整地・足場組立など）と図 4.2.1, 図 4.2.2, 図 4.2.3, 図 4.2.4 に示す応急復旧の工程までの期間を示し、「施工完了」は、「地震発生～着工」と「復旧工事」の合計とし、「復旧完了」は、施工完了に養生期間を加えたものとした。

表より、本震時の復旧完了期間が、損傷度によらずほぼ同程度となっている。これは、損傷度B 1の柱を再補強不要とするために、広範囲にハツリ取って帯鉄筋量を密に再配置したにもかかわらず、復旧方針の検討及び施工が最優先で実施されたので、「地震発生～着工」までの期間が極めて短期間で処理されたためである。なお、工期短縮のために、損傷度B 1の高架橋の復旧工事は、昼夜施工にて行われた。一方、余震の際の復旧完了期間は、損傷度B 2, Cは8日～9日程度であったが、損傷度B 1では、約12日と1.5倍程度かかっている。これは、余震の際には電柱の復旧工事が工程上のクリティカルであり、構造物の復旧工事をその期間内に実施すればよいため、昼夜施工を実施しなかったことが影響したものと考えられる。

表 4.3.1 損傷度と復旧完了期間

	損傷度	箇所数	実績期間（平均）			
			地震発生～着工	復旧工事	施工完了	復旧完了
			（単位：日）			
本震時 (2011.3.11)	B 1	3	2.7	4.6	7.3	10.3
	B 2	10	4.3	4.2	8.5	11.5
	C	12	6.4	2.4	8.8	11.8
余震時 (2011.4.7)	B 1	2	3.4	5.7	9.1	12.1
	B 2	2	1.4	3.3	4.6	7.6
	C	9	3.9	2.2	6.1	9.1

注) 本震時の損傷度B1の復旧工事は昼夜施工

このように、復旧期間は、損傷度、復旧工事着工の優先度、並行して実施される復旧工事（送電、信号、軌道等）などの複数の要因の影響を受けるため、損傷度のみにより推定することは困難である。以下では、構造物の復旧性を施工期間に着目して分析する。

(2) 損傷度と復旧工事の施工期間

表 4.3.2 は、損傷度と着工から復旧工事完了までの期間の関係を示したものである。Step 0 は、着工から整地、足場組立までの準備工、Step 1～3 までは図 4.2.4～図 4.2.7 に示した応急復旧の工程を示したものである。なお、Step 3 には養生期間を含んでいる。

表より、復旧工事完了までの施工期間は、損傷度 B 1、B 2、C の順で長い傾向があるが、損傷度がこの範囲で変わっても施工期間は 6 日～9 日程度と大きくばらつかない結果であった。

表 4.3.2 損傷度と復旧工事の施工期間（実績）

(単位:日)

	損傷度	箇所数	step0	step1	step2	step3	step0～3
			準備工	※1	鉄筋再配置	断面回復+養生	
本震時 (2011.3.11)	B1	3	1.5	1.8	1.3	3.5	8.2
	B2	10	1.7	1.8	0.6	3.7	7.8
	C	12	1.5	—	—	4.6	6.1
余震時 (2011.4.7)	B1	2	2.5	2.0	1.1	3.6	9.2
	B2	2	0.6	1.1	1.2	3.8	6.8
	C	9	0.7	—	—	5.0	5.7

注1)本震時の損傷度B1の工事期間の施工は昼夜施工(養生期間を除く)

※1 損傷度B1は仮受け、ハツリ及びジャッキアップ、損傷度B2はハツリ及びひび割れ注入。

4. 3. 2. 2 損傷度と換算復旧工事期間

表 4.3.3 は、本震の際に被災した高架橋の早期復旧の事例である。この構造物は、損傷度が B2 であったものの、被災が集中した地域から離れていたため、復旧工事を集中して行えたことから復旧工事期間が 0.7 日であった。この復旧工事期間は、表 4.3.2 に示した東北新幹線の実績に比べて大幅に短いことがわかる。これは、東北新幹線の実績が、一部に昼夜施工のデータがあるものの、並行して実施される他構造物の復旧工事が復旧工程上のクリティカルであり、構造物の復旧工事がクリティカルでなかったためと考えられる。

表 4.3.3 復旧工事の早期復旧の事例

(単位:日)							
	損傷度	箇所数	step0	step1	step2	step3	step0~3
			準備工	はつり+注入	鉄筋再配置	断面回復+養生	
早期復旧事例	B2	1	0.1	0.2	0.1	0.3	0.7

※1 損傷度B1は仮受け、ハツリ及びジャッキアップ、損傷度B2はハツリ及びひび割れ注入。

そこで、以下の分析では、復旧工事が上記事例の高架橋と同様に 24 時間昼夜施工で施工されたと仮定し、式(1)により再計算した「換算復旧工事期間」を用いて分析を行なった。なお、養生期間は、所定強度を確保するための最短の期間とし、温度 20℃以上を保持したと仮定して 3 時間とした（実施工は温度 5℃以上を 3 日間とした）。

換算復旧工事期間=(24 時間施工に換算した施工期間)+(所定強度を確保できる最短養生期間)

表 4.3.4 は、本震と余震の実績を換算復旧工事期間で再整理した結果である。表より、本震時の損傷度 B1 では、Step 0~2 で施工時間を要したために平均 5.3 日の施工期間となっている。これは、当初、損傷度 B1 の柱を再補強不要とするために帯鉄筋量を耐震補強並みに配置する工事を行ったことが影響していると考えられる。余震時の損傷度 BB の復旧では、復旧後に引続き耐震補強を行うこととしたために B2、C 同様に復旧することに変更したことから、平均 2.2 日であった。損傷度 B2 の換算復旧工事期間は本震で平均 1.7 日、余震で平均 1.4 日であり、損傷度 C の換算復旧工事期間は本震で平均 1.1 日、余震で平均 1.0 日であった。

以上より、復旧工事期間の算定を復旧内容の異なる本震時 B1 を除外して再計算した場合、損傷度 B1、B2 が 2 日程度、損傷度 C が 1 日程度で完了できたものと考えられる。

表 4.3.4 損傷度と復旧工事の換算復旧工事期

(単位:日)							
	損傷度	箇所数	step0	step1	step2	step3	step0~3
			準備工	※1	鉄筋再配置	断面回復+養生	
本震時 (2011.3.11)	B1	3	1.5	1.8	1.3	0.6	※2 5.3
	B2	10	0.6	0.6	0.2	0.3	1.7
	C	12	0.5	—	—	0.7	1.1
余震時 (2011.4.7)	B1	2	0.8	0.7	0.4	0.3	2.2
	B2	2	0.2	0.4	0.4	0.4	1.4
	C	9	0.2	—	—	0.8	1.0

※1 損傷度B1は仮受け、ハツリ及びジャッキアップ、損傷度B2はハツリ及びひび割れ注入。

※2 復旧工事に、耐震補強工事を含む。

4. 3. 2. 3 損傷度と復旧性の関係

本報告では、東北地方太平洋沖地震の本震及び余震で被災した複数の高架橋を損傷度ごとに整理し、部材の損傷状況と復旧性について検討した。以下に、今回の実績をもとに損傷度と復旧性の関連性について分析した結果を示す。

- (1) 地震発生から復旧工事完了までの復旧期間は、損傷度、復旧工事着工の優先度、並行して実施される復旧工事（送電、信号、軌道等）などの複数の要因の影響を受けるため、損傷度のみにより推定することは困難である。
- (2) 着工から復旧工事完了までの復旧工事期間は、損傷度が大きいほど長くなる傾向にあるが、損傷度がB 1 からCの範囲であれば6日～9日程度と大きくばらつかない結果であった。
- (3) 構造物の復旧工事期間を、24時間の昼夜施工、断面修復や樹脂注入の養生時間を20℃以上で3時間として算定した換算復旧工事期間は、損傷度B 1では余震時で平均2.2日であり、損傷度B 2では本震時で平均1.7日、余震で平均1.4日、損傷度Cの換算復旧工事期間は本震で平均1.1日、余震で平均1.0日であった。よって、復旧工事を昼夜施工で、養生条件を良好にした場合には、損傷度B 1、B 2が2日程度、Cが1日程度で復旧工事を完了できる可能性が示された。

4. 3. 3 復旧期間が長期化した事例

(1) 復旧計画

応急復旧は、対象の新幹線高架橋の損傷は、周辺の構造物の被害と同程度であった。しかし、隣接する在来線の損傷が比較的軽微であったことから、新幹線よりも早く列車運行を再開することが求められた。在来線の運行を再開するためには、損項で述べる新幹線高架橋の高架下に設置されている券売機等の駅業務施設の再開が求められたことから、本高架橋柱の早期復旧が工程上求められた。

そのため、柱の損傷状況の調査がいち早く行われ、復旧対象を詳細に絞り込んだ。その上で、貫通ひび割れやかぶりコンクリートの広範囲な剥落が生じた柱では、ひび割れへの樹脂注入を行うとともに、帯鉄筋の再配置、断面修復を行う RC 巻き工法で応急復旧を行うこととした。RC 巻き工法は、損傷の生じていた範囲に絞って施工ができるほか、復旧期間が短いことから選定されたものである。また、損傷度が小さい柱については、樹脂注入および断面修復を行い、柱の性能を被災前の性能に復旧することとした。

本復旧は、在来線が運転を再開していたほか、高架下の店舗も営業を再開していた。そのため、高架下の駅事務室や店舗の利用状況に配慮した工法を選定する必要があった。また、早期かつ着実な工程での本復旧工事の完了を優先事項とした。そのため、鋼板巻き工法を基本として本復旧を行うこととした。

本復旧に当たっては、高架橋柱と柱周辺の設備の詳細調査による施工方法の検討と、高架下利用者との協議による高架橋柱周辺の支障物の移転を実施した。

(2) 応急復旧工事の施工

応急復旧工事では、まず損傷したかぶりコンクリートの撤去を行った。この際、軸方向鉄筋の内側のコアコンクリートは可能な限り残すこととし、撤去しないように配慮して、はつり深さには注意して施工した。次に、コアコンクリートに発生したひび割れに対して、樹脂注入を実施した。ひび割れの注入は、アクリル系樹脂を用いた低圧の注入とし、エア抜き用ホースを配置して、注入の充填を確認した。

コアコンクリートを貫通するひび割れが生じた柱では、RC 巻き工法で応急復旧を行った。柱の損傷が生じた範囲で、帯鉄筋を 1 区間では D29 の帯鉄筋を 100mm ピッチで配置し、1 区間以外では、D25 の帯鉄筋を 200mm ピッチで配置した。これらの柱では、帯鉄筋の配置を行った後に、注入用ホースおよびエア抜き用のホースを設置した後、型枠を設置し、無収縮モルタルにて断面修復を行った。

損傷度が小さい柱については、ひび割れ部にシーリングを行い、アクリル系樹脂を用いて注入を行った後、ポリマーセメントモルタルにて部分的に断面修復を行った。注入については、低圧の注入とし、ひび割れ部の表面処理を行い、注入器を設置して、その周囲の養生を行った後に、注入材を注入した。

応急復旧の工事着手に際しては、震災の影響によりライフラインが停止したため、当該

高架橋を含む被災地域近隣のコンクリート工場等が全て閉鎖され、材料や資材の手配が困難な状況となった。しかし、被害調査後に速やかに一括して手配した材料やベント等仮設資材は、地震発生の2日後にパートナー会社の倉庫に納入されたため、応急復旧工事については実施された。

また、RC巻き立て工法を用いて復旧を行った箇所では、周辺のプラントが稼働していなかったことから、コンクリートの代わりに現場において水と練混ぜを行うことで製造できるプレミックスタイプの無収縮モルタルが使用された。このため、応急復旧作業は、比較的スムーズに施工が開始された。

ただし、RC巻き立て工法では、復旧作業の工期が長期化することが明らかとなった。そのため、応急復旧のスピードアップが求められ、耐震補強において使用する予定であった補強鋼板を転用した鋼板巻き工法により、本復旧が行われることとなった。応急復旧でRC巻きを行った柱では、応急復旧を行った範囲の残りを鋼板巻き工法により本復旧した。この際の施工状況を図4.3.5に示す。

なお、RC巻きによる応急復旧の範囲が大きく、本復旧を行う範囲が小さい柱については、柱の全長でRC巻き工法による本復旧とした。

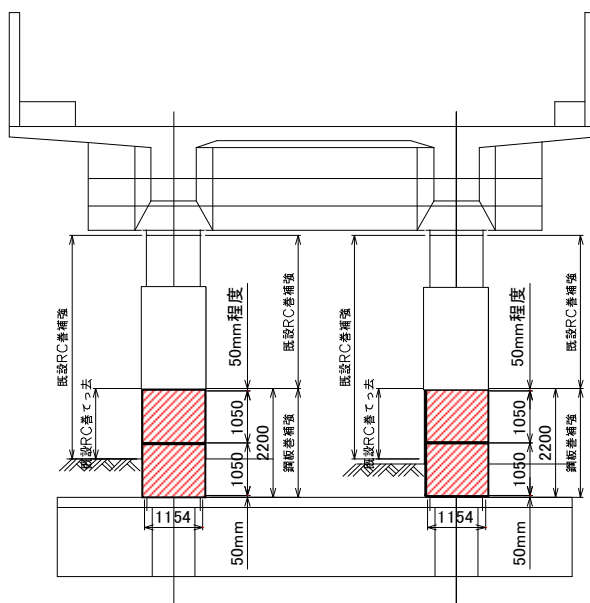


図 4.3.5 RC巻き工法による応急復旧を行なった柱での鋼板巻き工法による本復旧の事例

(3) 高架下を利用している箇所での本復旧事例（店舗利用箇所）

高架下を店舗で利用している柱については、協議により店舗を営業したままで本復旧を行うこととなり、支障する範囲を最小限にする必要があった。現地の状況を詳細に調査し、検討を行った結果、鋼板巻き工法による本復旧工事が可能と判断した。

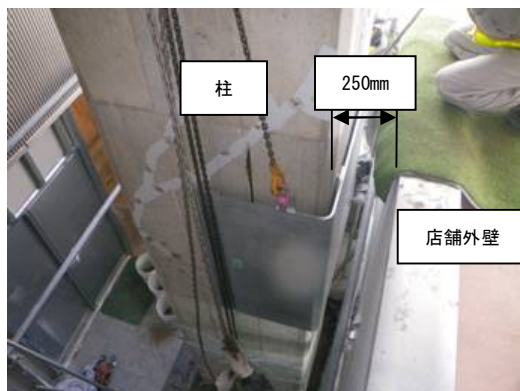


写真 4.3.4 鋼板の設置状況
(店舗外壁に近接した柱)



写真 4.3.5 店舗上空の作業スペースの状況

写真 4.3.4 に示すように、店舗入口の左右に位置する柱は、店舗の外壁との隙間が 250mm 程度と狭隘な空間で施工する必要があった。しかし、写真 4.3.5 に示すように店舗上空に高さ 2m 程度の施工スペースが存在したことから、この箇所を活用することとし、店舗屋根上にユニックで補強鋼板を搬入し、店舗上空の柱上部から補強鋼板を落とし込む施工方法とした。分割して設置した補強鋼板の高さは 1h 以上とし、5 分割 (1,050mm～1,170mm) とした。柱上部から補強鋼板を落とし込む施工方法とすることで、店舗を営業したままで施工し、店舗外壁の一時的な撤去も不要とすることができた。

店舗内の柱では、屋根材と柱の離隔を 60mm 程度しか確保できない箇所があったため、通常 35mm 程度としている柱と補強鋼板の開きを 10mm 程度として施工した。この際、柱と補強鋼板の開きが今回と同程度の箇所において、過去に使用した実績のある無収縮モルタルを充填材として使用した。また、施工にあたっては、J₁₄ ロートによる流下時間の測定を行い、適切な流動性が確保されているかを確認するとともに、充填材の充填状況について、鋼板周囲および上部から念入りに確認を行うことにより充填性を確保した。

当該箇所は店舗を営業したままで本復旧を行ったため、現地での補強鋼板の塗装による臭気の影響が懸念された。そのため、補強鋼板の防錆を塗装とせず、亜鉛溶融めっきとした。なお、以下に示す、高架下を駅事務室、コンコースで使用している箇所についても、同様に亜鉛溶融めっきを施した補強鋼板を使用した。

(4) 高架下を利用している箇所での本復旧事例 (店舗利用箇所)

高架下を在来線駅部のコンコースとして利用している柱では、柱上部がコンコースの天井の内部に入っていた。本復旧にあたっては、天井材のスチールパネルの一部が柱に近接し、天井材の撤去範囲を最小限として、コンコースの利用を妨げる範囲を最小限とする必要があった。現地の状況を詳細に調査した結果、天井材と柱の離隔が 150mm 程度あることから、鋼板巻き工法による本復旧工事が可能と判断した。



写真 4.3.6 鋼板の設置状況（コンコース平面
交差箇所）



写真 4.3.7 券売機室内の柱周辺状況

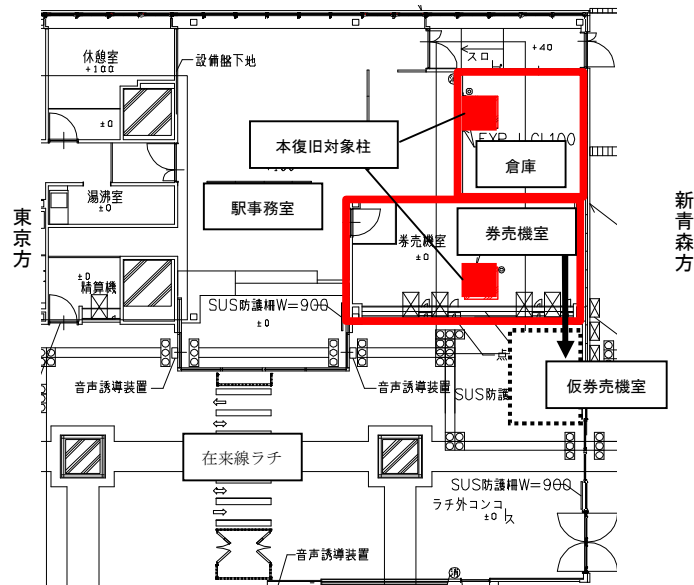


図 4.3.6 駅部平面図



写真 4.3.8 仮券売機室の設置状況

当該柱の本復旧では、分割した補強鋼板を柱下部でかみ合わせた後、チェーンブロックにより人力で吊り上げ、コンコースの天井の内部を通過させ、所定の位置に固定する施工方法とした。この施工状況を写真 4.3.6 に示す。分割して設置した補強鋼板の高さは 1 丈以上とし、5 分割（1,050mm～1,160mm）とした。補強鋼板の下面から充填材の漏出を防止するために、柱下端部に緩衝材やモルタル等で入念に漏出防止を行った。また、分割した補強鋼板の継手からの充填材の漏出を防止するために、補強鋼板を所定の高さに設置した後、水平方向の継手の全周にゴム系のシーリング材を設置した。

高架下を駅事務室で利用している柱については、柱周辺に多くの設備が存在していた。駅部の平面図を図 4.3.6 に、柱周辺に設備が密集していた券売機室内の柱周辺状況を写真 4.3.7 に示す。券売機室内の柱の本復旧にあたっては、駅に 1 箇所のみ券売機や、システム端末、券売機のパネル等が当該柱に隣接していたため、図 4.3.6 の平面図に示した位置に、写真 4.3.8 に示した仮券売機室を設置し、券売機室の機能を移転した上で柱の本復旧を行なった。本復旧は、土間コンクリートをはつり、補強鋼板を上部から落とし込む施工方法とした。本復旧完了後の中長町高架橋の柱周辺状況を写真 4.3.9 に示す。



(a) 駅事務室内

(b) 店舗入口付近

写真 4.3.9 本復旧の完了後の状況

4. 4 地震時復旧を迅速に行うための耐震補強技術

4. 4. 1 地震時の復旧期間短縮の効果を発揮した耐震補強技術（R B耐震補強工法）

（1）耐震補強技術の概要

我が国は、世界でも類を見ない地震多発地帯に位置している。そのため、過去に経験した地震に対して耐えられるような耐震基準を定め、建築物や交通インフラ構造物の建設が進められてきた。しかし、1995年に発生した兵庫県南部地震において、RC橋脚の倒壊、橋梁の落橋、ボックスラーメンの中柱が大きく崩壊するなど、甚大な被害が発生した。これを契機に、既設構造物に対する緊急的な耐震補強が始まるとともに、新設構造物の設計基準が、それまでよりも大きな地震動に対して所要の耐震性能を満足するような性能照査型の設計法に見直されることとなった^{（例えば 4.1）}など。このためRC構造物の耐震性能は、より効率的に実施できる技術が求められることとなった。しかし、高度に成熟した都市においては、鉄道を中心とする土木構造物が、周囲を建築物に囲まれたり、構造物直下を店舗や事務所として使用していることが多く、その構造物の機能を確保しながら、耐震性能を向上させることが喫緊の課題であった。

このような背景のもと、日本発の独創的な耐震性能向上技術が数多く生み出されることとなった。このような中で、筆者らは、**図 4.4.1**に示すような我が国で独自に開発された既設RCラーメン高架橋の耐震補強工法を開発している。

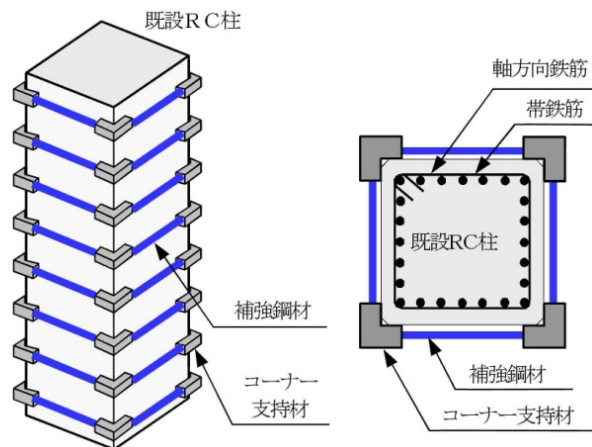


図 4.4.1 研究対象とした耐震補強工法のイメージ

（2）R B耐震補強工法の開発経緯

開発当時、補強柱に間仕切り壁を有する場合には、鉄筋コンクリート巻立て工法により施工されていた。この工法であれば、間仕切り壁のアンカー筋や配力筋を切断することなく耐震補強を行うことができた。しかし、施工時に型枠・支保工が必要となるため、狭い環境での施工には不向きで、工期が長く、補強帯鉄筋の曲げ半径とかぶりの確保が必要

なために、補強後の柱断面積が比較的大きくなるのが難点であった。

そこで、RC巻き立て耐震補強工法の補強帯鉄筋を隅角部で定着し、かぶりコンクリートをモルタルで構成する方法を考案し、工法の特徴を活かしつつ、補強後の断面を極力小さくするような耐震補強工法の開発に取り組んだ。

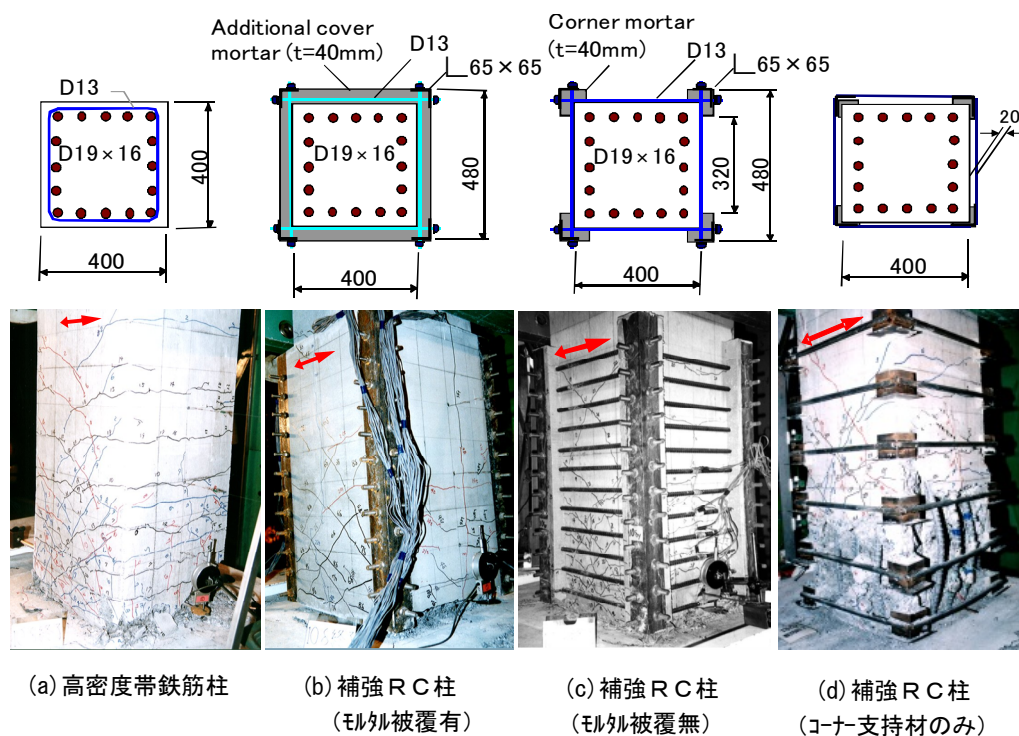


図 4.4.2 試験体の損傷状況（荷重低下以降）

耐震性能の確認は、静的正負交番載荷試験により実施した²⁾。図 4.4.2 は、試験体の補強断面図と水平力低下後の試験体の状況を示したものである。図 4.4.2(a) が帯鉄筋を高密度に配置した高密度帯鉄筋 RC 柱であり、図 4.4.2(b) が補強鉄筋を隅角部の山形鋼で定着し、モルタルで補強鋼材を被覆したものである。試験の結果、この二つの試験体は、同程度のとても高い耐震性能を発揮することが確認された。しかし、この方法では、補強鋼材の定着方法を改善し、補強後の断面の縮小は図られたものの、施工性において課題を残すものであった。

実際の施工では、間仕切り壁を削孔して、補強鉄筋を貫通孔に設置した後にモルタルで補強断面を被覆しようとするとかかなりの労力が必要となる。また、被覆モルタルは荷のかかり早い段階で RC 柱と縁切れが生じていたにもかかわらず、所定の性能を満たしていた。そこで、図 4.4.2(c) のように、隅角部のみで固定するように補強する試験体を製作した。一見 RC 理論を無視したような補強構造であったために、開発を進めることに反対の意見もあったものの、成功した場合の効果が大いことから試験を実施することとした。

試験の結果、柱の隅角部で補強鋼材を定着しただけの補強RC柱は、モルタルによる被覆が無いにもかかわらず、大幅に耐震性能を向上させる結果が得られたのである。しかも、RC柱の断面内に配置される帯鉄筋に比べて、軸方向鉄筋が断面外側への変形する際に補強鉄筋のひずみの増加が緩やかなために、補強鋼材量が少なくても高い耐震性能を発揮することが実証されたのである。

また、現場のニーズとして、「補強鋼材を人力で設置できる工法が必要」といった声が多かった。そのため、残る試験体を短時間で再検討した。約半月ほどでの試験体の変更と試験実施を行えたのも、開発チーム、現場担当者、試験設備が社内存在したことによる。変更した試験体は、図4.4.2(d)のようにコーナー支持材に用いた山形鋼を分割し、間隔をあけて配置しただけのシンプルな補強形態であった。載荷試験の結果、コーナー支持材が個別に分離していても、柱断面の隅角部でしっかり定着されていれば、大規模地震に対しても崩壊しないだけの性能に高めることができることを確認した。この工法は、補強鋼棒とコーナー支持材のみで補強構造が構成されるシンプルな構造であり、補強形態があら骨を連想されるものであったことから、「RB（リブバー）耐震補強工法」と名付けることとなった。

RB耐震補強工法は、1998年より図4.4.2(c)の形態の工法として適用が開始された。その後、現場の施工性の向上を目的に、コーナー支持材のプレキャスト化に対する開発が継続され、1999年の試験施工を経て、プレキャストのコーナー支持材を用いた補強が本格的に適用された。さらに、その後もコーナー支持材の改良が行われ、現在では、主に、金属製（鋳鉄製、鋳鋼性、鋼製）のコーナー支持材が現場環境や補強鋼材量に合わせて適用されている。コーナー支持材の開発経過は、図4.4.3に示すとおりであり、現場のニーズに合わせて、現在も開発が進められている。

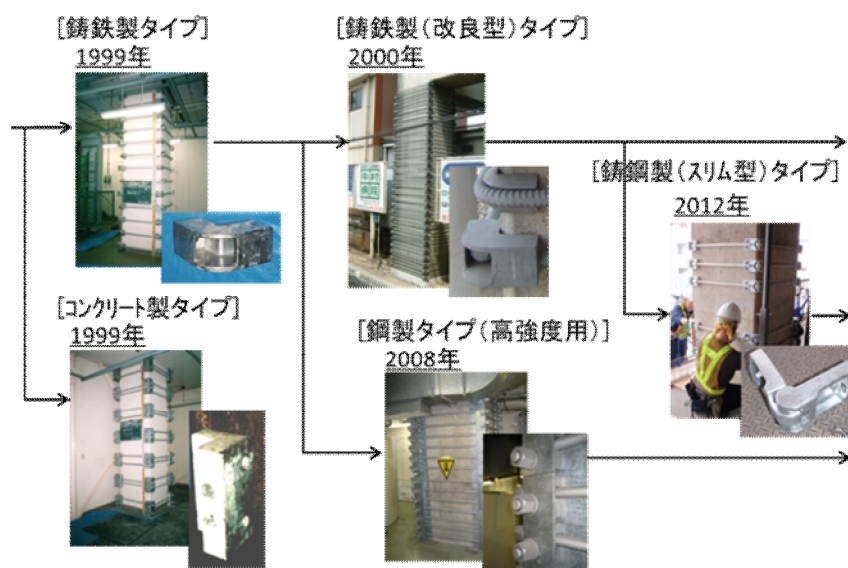


図 4. 4. 3 コーナー支持材に関する開発の流れ

4. 4. 2 RB耐震補強工法の補強実績

(1) 耐震補強箇所における工法適用事例

鋳鉄製タイプのコーナー支持材を用いた場合の標準的な施工フローを図4.4.4に示す。コーナー支持材は、既設RC柱の設置面の位置出しを行い、柱表面を清掃した上で、耐久性のある接着剤等により柱面に接着する。

補強鋼材のナットによる締めつけは、ダブルのナットによって行なうこととし、全ナットを本締め後、外側のナットについて、再度、トルクレンチにより所定のトルクが導入されていることを確認する。また、ナット締め付け後に、補強鋼材とナットの間には樹脂注入を行い、ナットの緩み止め対策を行う。RB耐震補強工法の具体的な適用事例を以下に示す。

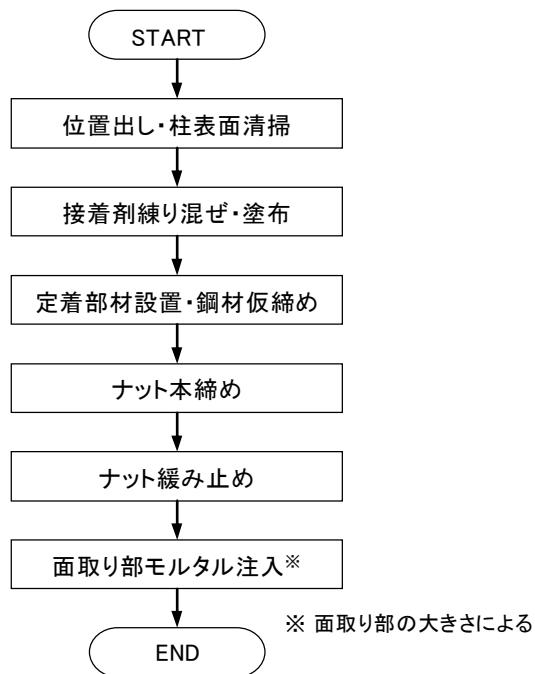


図4.4.4 施工フロー

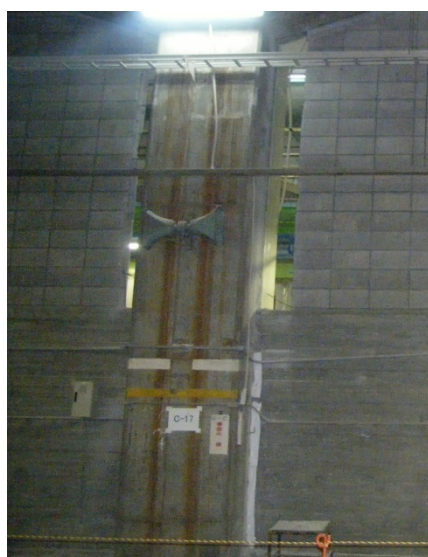
(3) 補強時の施工状況

(a) 施工箇所環境条件

写真 4.4.1 は、補強RC柱と停車中の車両の位置関係を示したものである。車両の停車時間は不定期であり、車両直上に高圧線が位置している。また、車両との離隔は 0.90～1.35m 程度であり、部分的にケーブル棚の支持ブラケットや送配水管が設けられているとともに、線路方向には間仕切壁（コンクリートブロックおよびRC造）が連続して設置されていた。



写真 4.4.1 現地の状況



[上部：ブロック撤去]



[下部：コア削孔]

写真 4.4.2 壁の一部撤去の状況

(b) 間仕切壁への削孔・壁の一部撤去

写真 4.4.2 は，上部ではコンクリートブロックを撤去し，下部では補強鋼材の配置箇所の R C 壁に対し，壁の鉄筋を避けながらコア削孔を行っている状況である。

(c) 壁を復旧しながらの補強鋼材の配置

写真 4.4.3 は，壁を復旧しながらの補強鋼材の配置している状況を示している。上部はブロック復旧前に柱側面に溝形鋼を設置した上で，補強鋼材を配置した。下部は，コア削孔部に補強鋼材を配置した。

(d) 壁の仕上げ，ナットの緩み止め対策

壁の仕上げは，復旧したブロック表面にモルタル仕上げを行なった後に，塗装にて仕上げた。また，隅角部において，補強鋼材とナットの間には緩み止め防止用のアクリル樹脂を注入した（写真 4.4.4 参照）。

以上より，対象箇所は，狭隘かつ施工時間が限られているとともに，壁部材の撤去復旧や，露出面での支障物の移設のために膨大な労力が必要になることから他の工法では補強が困難であった。しかし，本工法の適用により，支障物の撤去・復旧を最小限に抑えて補強することができた（写真 4.4.5 参照）。



[上部ブロック復旧前の溝形鋼設置状況]



[壁を復旧しながらの鋼材配置の状況]

写真 4.4.3 鋼材配置の状況



[上部の仕上げ状況]



[ナットの緩み止め]

写真 4.4.4 壁の復旧, ナット緩み止め



写真 4.4.5 施工完了状況

4. 4. 3 地震時の復旧および耐震補強における課題

本研究で対象としている耐震補強工法では、補強対象の構造物が崩壊しないことを目的に耐震補強設計が行われている。そのためRC柱部材のせん断破壊を抑制し、大規模な地震動による構造物の応答に対して耐えられるように、柱部材の周囲に配置するせん断補強鋼材の補強量を決定することとしている(例えば4.1)、4.2)。

この工法で既設RC柱を補強した場合、軸圧縮応力度が $6\text{N}/\text{mm}^2$ 程度以下の条件下において、部材じん性率が10程度以上にできるとされている。しかし、このような工法でせん断補強鋼材を配置する場合においても、斜めひび割れと交差するようにせん断補強鋼材を配置する必要があると考えられる。このため、塑性ヒンジとなる領域の帯鉄筋の部材軸方向の間隔の構造細目^{4.4)}に準拠して「部材断面の最小寸法の1/2以下」で配置することとしている。

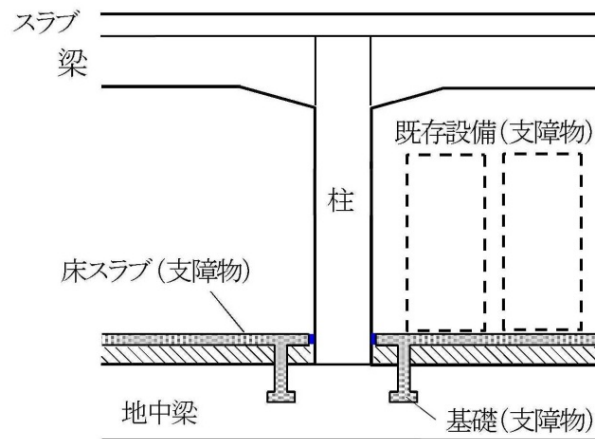


図 4. 4. 6 ラーメン高架橋柱の耐震補強が困難な場合のイメージ

一方、高架下を店舗等に利用しているラーメン高架橋においては、図 4. 4. 6 に示すように、RC柱の耐震補強を行う際、建物内の既存設備、床スラブなど撤去・復旧が困難な支障物が柱端部の外周に設置されている場合がある。このような場合の耐震補強工事では、撤去復旧工事が必要となり、耐震補強工事の進捗を妨げる要因となっている。このため、支障物が配置されている範囲の補強鋼材の間隔を広げても、一定の耐震性能を確保できるような補強工法の開発が望まれている。

4. 5 本章のまとめ

本章では、東北地方太平洋沖地震の復旧の際の J R 東日本の取組みを例に、地震発生後の損傷調査、地震による損傷を受ける前の状態に回復させる応急復旧、将来の地震発生に備えた本復旧を紹介した。

特に、地震で損傷した R C 柱部材を早期に復旧するために、調査、設計、施工の各ステップにおいて、損傷状況を速やかに把握し、検討時間を極力最小にし、資材、人的資源を効率的に運用することが求められ、判断時間を短縮するために、復旧方針を標準化した事例について示した。

一方、高架下を店舗等に利用しているラーメン高架橋においては、R C 柱の耐震補強を行う際、建物内の既存設備、床スラブなど撤去・復旧が困難な支障物が柱端部の外周に設置されている場合がある。このような場合の耐震補強工事では、撤去復旧工事が必要となり、耐震補強工事の進捗を妨げる要因となっている。このような現状を踏まえると、支障物が配置されている範囲の補強鋼材の間隔を広げても、一定の耐震性能を確保できるような補強工法の開発が望まれている。

【参考文献】

4. 1) 構造技術センター：特集「東北地方太平洋沖地震と鉄道構造物」，東日本旅客鉄道株式会社，STRUCTURALENGINEERING DATA，Vol. 37，2011.
4. 2) 小林將志，倉岡希樹，今井勉，菱田雅樹：東北地方太平洋沖地震における R C ラーメン高架橋柱の損傷度と復旧性に関する分析，コンクリート工学年次論文集，Vol. 34，No. 2，pp. 1141-1146，2012.
4. 3) 藤江幸人，矢作和之，阿部光三，小林範俊，篠田健次，水野光一郎，小林將志：厳しい施工環境における新幹線 R C 構造物の復旧工事（仙台支社），東日本旅客鉄道株式会社，STRUCTURALENGINEERING DATA，Vol. 39，pp76-83，2012.
4. 4) 野田日出海，関俊樹，角掛勝，倉岡希樹，水野 光一郎，小林將志：厳しい施工環境における新幹線 R C 構造物の復旧工事（盛岡支社），東日本旅客鉄道株式会社，STRUCTURALENGINEERING DATA，Vol. 39，2012.
4. 5) 荻原裕貴，井田靖之，丸岡修一，大塚俊彦，水野光一郎，篠田健次，小林將志：厳しい施工環境における在来線 R C 構造物の復旧工事（高崎支社・仙台支社），東日本旅客鉄道株式会社，STRUCTURALENGINEERING DATA，Vol. 39，pp94-99，2012.
4. 6) 小林將志，津吉毅，石橋忠良：耐震補強工法—R B 工法の設計について—，東日本旅客鉄道株式会社，STRUCTURALENGINEERING DATA，Vol. 12，pp22-27，1999.
4. 7) Masashi KOBAYASHI, Tadayoshi ISHIBASHI, Takeshi TSUYOSHI : DEVELOPMENT OF NEW SEISMIC RETROFITTING METHODS ON EXISTING REINFORCED CONCRETE COLUMNS,

The Seventh East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering & Construction, pp1175-1180, 1999.

- 4.8) 津吉毅, 石橋忠良, 小林将志, 田附伸一 : 鉄筋を柱外周に配置し柱の四隅で定着する既設RC柱の耐震補強方法に関する研究, 土木学会論文集 662 卷V-49 号 205-216 頁, 2000.
- 4.9) Takeshi TSUYOSHI, Tadayoshi ISHIBASHI, Masashi KOBAYASHI, Shinichi TATSUKI : AN EXPERIMENTAL STUDY ON SEISMIC RETROFITTING METHODS FOR EXISTING REINFORCED CONCRETE COLUMNS WITH EXTERNAL RATERAL REINFORCEMENT ANCHORED AT CORNERS OF COLUMNS, CONCRETE LIBRALY OF JSCE, No. 38, 2001.
- 4.9) 小林將志, 小林薫 : 鉄筋コンクリート柱の耐震性能向上技術, pp43~46, 橋梁と基礎 第 48 卷 第 11 号, 2014.
- 4.10) 小林將志, 倉岡希樹, 竹中敏雄, 瀬下孝雄 : 施工上の制約条件を克服したRCラーメン高架橋に対する各種耐震補強工法, 日本コンクリート工学協会 性能指向型耐震補強研究委員会 報告書, pp475~482, 2010.

第5章 補強間隔を広げた場合のせん断補強効果の検証

5.1 本章の目的

第4章で述べたように、都市部のRCラーメン高架橋においては、高架下を店舗等に利用していることが多い。このような場合、写真5.1.1、写真5.1.2のように建物内の既存設備、床スラブなど撤去困難な支障物（一般に、構造的な難しさというよりも、利用上の機能を休止できない事による難しさの場合が多い）が柱部材の周囲を取り囲んでいる。こういった箇所において、耐震補強を実施したり、地震の被災箇所を復旧しなければならない場合には、支障物の撤去復旧工事が妨げになることが有る。このため、支障物が配置されている範囲の補強鋼材の間隔を広げても、一定の耐震性能を確保できるような補強工法の開発が望まれている。

そこで本章では、せん断耐力が不足する既設RC柱に対して、断面高さの1/2以上の間隔で補強鋼材を広げて配置した場合のせん断補強効果の確認方法を提案することを目的とした。そのために、まず、補強RC柱を模擬した梁試験体に対して、静的曲げ載荷試験を実施し、その結果を踏まえて、部材中間の補強鋼材の間隔を広げて配置した補強RC部材が損傷する区間の推定方法およびせん断耐力の算定方法を提案する。その上で、地震作用のような繰り返しの作用力を受ける柱部材においても、提案する方法で損傷区間の推定およびせん断耐力の評価が可能であることを検証したので、その結果を以下に示す。



写真 5.1.1 柱の中間に付置義務駐輪場の床が設置されている既設 RC 柱の例



写真 5.1.2 鉄道運行上移転困難な設備に囲まれる既設 RC 柱が損傷した例

5. 2 せん断補強鋼材の配置間隔を広げた場合のせん断補強効果

5. 2. 1 梁モデル試験体に対する載荷試験の概要

(1) 試験体諸元

表 5. 2. 1 に試験体諸元及び材料試験値を、図 5. 2. 1 に試験体側面から見たせん断補強鋼材の配置イメージを示す。試験体は、実物のラーメン高架橋柱の 1/2 スケール 10 体、1/3 スケール 2 体の計 12 体である。主な試験パラメータは、せん断補強鋼材を断面高さ h の 1/2 より広げて配置する区間（以下、「拡大区間」という）の最大中心間隔（以下、拡大間隔 (s_1)）とよび、載荷点から拡大区間を設定した場合は、載荷点から 1 本目の鋼材中心までの距離とする）、拡大区間前後の鋼材量、断面寸法である。

表 5. 2. 1 試験体諸元及び材料特性

試験体 No.	断面寸法 $h \times b$ (mm)	せん断スパン a (mm)	鋼材配置							材料特性 ^{※2}								
			軸方向鉄筋		断面外周のせん断補強鋼材					コンクリート		引張鉄筋		断面外周のせん断補強鋼材				
			有効高 d (mm)	引張鉄筋 (圧縮鉄筋) 径×本数	鋼材径(mm) (一般) (集中)	配置 ^{※1} (mm)	拡大間隔 s_1 (mm)	s_1/h	支持金物 タイプ	f'_{ck} (N/mm^2)	f_{tk} (N/mm^2)	f_{sy} (N/mm^2)	ϵ_{sy} ($\times 10^6$)	一般 f_{w1y} (N/mm^2)	一般 ϵ_{w1y} ($\times 10^6$)	集中 f_{w2y} (N/mm^2)	集中 ϵ_{w2y} ($\times 10^6$)	
EL-1	450x180	1000	400	D38x2 (D38x2)	D13	—	200-400-600-800	200	0.44	A	28.3	2.63	515	2.763	381	1,960	—	—
EL-2					D13	—	163-325-675-837	350	0.78	A	28.3	2.63	515	2.763	381	1,960	—	—
EL-3					D13	—	125-250-750-875	500	1.11	A	24.9	2.34	515	2.763	381	1,960	—	—
EL-4					D13	$\phi 9$	125-250-750-875	500	1.11	A	26.9	2.23	515	2.763	381	1,960	235	1,185
EL-5					D13	$\phi 19$	125-250-750-875	500	1.11	A	35.6	2.88	515	2.763	381	1,960	1032	6,917
EL-6		800	400	D29x3 (D13x3)	D13	—	200-600	400	0.89	B	27.0	2.65	432	2.302	404	2,178	—	—
EL-7					D22	—	200-600	400	0.89	B	27.1	2.68	432	2.302	392	1,954	—	—
EL-8					D13	—	400-500-600-700	400	0.89	B	30.1	2.84	432	2.302	404	2,178	—	—
EL-9					D13	D32	400-500-600-700	400	0.89	A	30.8	2.64	535	2.684	383	1,984	368	1,854
EL-10					D13	—	400-600	400	0.89	B	27.0	2.65	432	2.302	404	2,178	—	—
ES-1	300x200	750	250	D29x3 (D13x3)	D13	—	375-469-563-750	375	1.25	B	32.8	2.79	432	2.302	379	1,966	—	—
ES-2					D13	D32	375-469-563-750	375	1.25	A	30.8	2.64	434	2.331	383	1,984	373	1,937

※1: 試験区間側の載荷点から各補強鋼材までの水平距離。下線付きの値は集中補強鋼材の位置を示す。

※2: 材料特性は、 f'_{ck} , f_{tk} が、それぞれコンクリートの圧縮強度、引張強度を、 f_{sy} , f_{w1y} , f_{w2y} が鋼材の降伏強度を、 ϵ_{sy} , ϵ_{w1y} , ϵ_{w2y} が鋼材の降伏ひずみを示す。

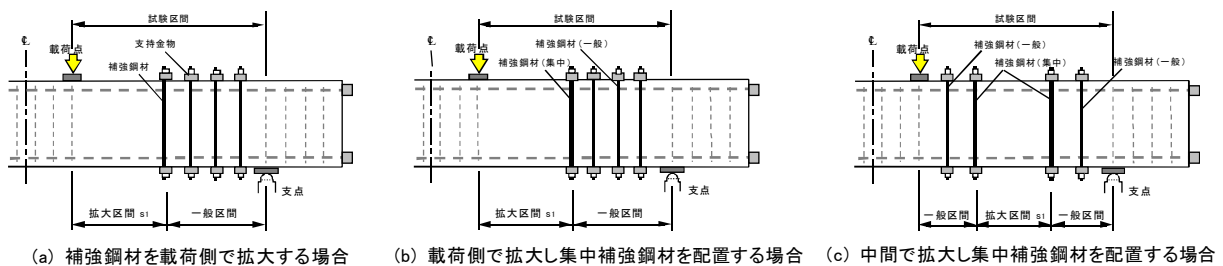


図 5. 2. 1 せん断補強鋼材の配置イメージ

図 5. 2. 2 は、補強前の試験体の配筋を示したものである。試験体は、圧縮、引張鉄筋を有し、部材軸方向で一様な長方形断面とした。断面内のせん断補強鉄筋は、試験区間には配置していない。試験区間外の載荷点付近およびフーチング内には、D13 を $d/2$ 以下の等間隔で配置した。

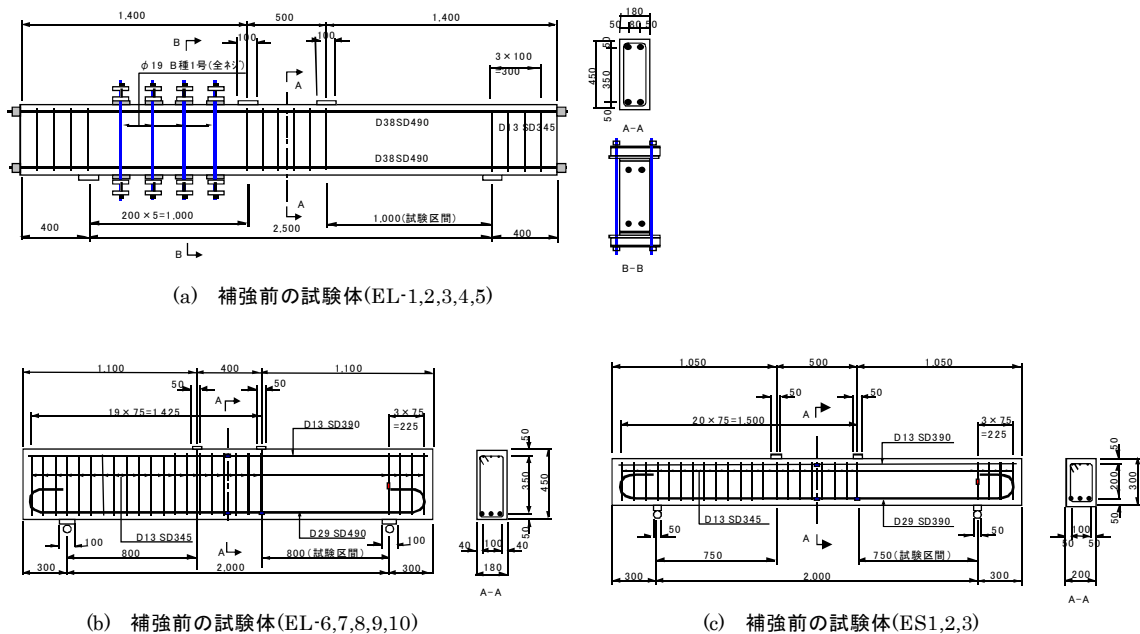


図 5.2.2 補強前の試験体の配筋

試験体は 2 シリーズで行い試験体番号のアルファベットで分類した。EL シリーズは 1/2 スケール，ES シリーズは 1/3 スケールとした。

試験体は，EL-1 が補強鋼材の間隔を一般の構造細目である $h/2$ 以下の $0.44h$ ($d/2$) で配置したものである。

EL-2, 3, 4, 5, 6, 7 は，試験区間の中間で補強鋼材間隔を， $h/2$ 以上の間隔で配置した試験体である。EL-4, 5 は，EL-3 の補強鋼材の配置間隔と同じにして，EL-4 が拡大区間前後の集中補強鋼材量を小さくし，EL-5 が集中補強鋼材量を大きくした試験体である。EL-6, 7 は，EL-3 と異なる RC 部材でも，同様の補強効果が得られることを確認すること目的に，せん断スパン，内部配筋を変えた試験体で試験したものである。

EL-8, 9, 10, ES-1, 2 は，試験区間の荷点側の補強鋼材間隔を， $h/2$ 以上の間隔で配置した試験体である。EL-8, 9 は，補強鋼材の配置間隔と同じにして，EL-8 が拡大区間直近の集中補強鋼材量を一般区間と同じにし，EL-9 が集中補強鋼材量を大きくした試験体である。EL-10 は，EL-9 と集中補強鋼材の鋼材量を同じにし，一般の補強鋼材を省略した試験体である。ES-1, 2 は，荷点側の補強鋼材間隔を $1.25h$ とし，ES-1 が拡大区間直近の集中補強鋼材量を一般区間と同じとし，ES-2 が集中補強鋼材量を大きくした試験体である。

主要材料の材料試験値は，柱部材のコンクリートの圧縮強度が $24.9 \sim 35.6 \text{ N/mm}^2$ ，引張

鉄筋の降伏強度が $432\sim 515\text{N/mm}^2$ 、柱外周のせん断補強鋼材（一般のみ）の降伏強度が $381\sim 404\text{N/mm}^2$ であった。

柱外周の補強鋼材の定着部の支持金物は、既往の研究^{5.1)}において定着部材の形状や山形鋼の分割の有無等により変形性能に影響を及ぼさないことが確認されている。図 5.2.3 は、補強試験体の補強鋼材の支持金物の形状を示したものである。比較的大型の試験体や太径の補強鋼材を用いた場合に A パターンで支持し、それ以外を B パターンで支持することとした。載荷時には、試験体との接地面には、石灰粉などを用いて平坦に保ち、補強鋼材が均等に働くように配慮した。

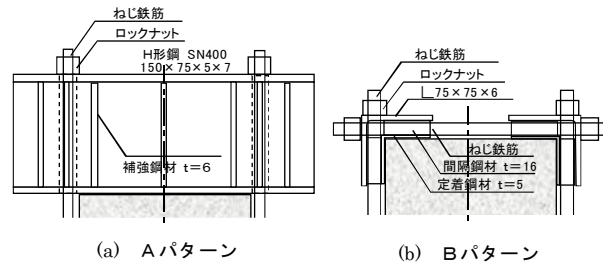


図 5.2.3 補強鋼材の支持金物の形状

(2) 載荷方法および計測

載荷装置の概要を図 5.2.4 に示す。載荷は、単純梁のスパン中央の上面に載荷梁を配置した 2 点載荷とし、最大荷重付近まで荷重制御、最大荷重以降を変位制御にて行った。載荷は、最大鉛直荷重の 50%程度を負担できなくなるまで行った。せん断スパンは、1/2 スケールの E L シリーズの試験体で 1,000mm, 800mm, 1/3 スケールの E S シリーズで 800mm とした。

載荷中の荷重および変位は、載荷点の鉛直変位、鉛直荷重、支点部の鉛直変位および鉛直荷重を計測した。鋼材のひずみは、載荷点直下の引張鉄筋のひずみ、柱外周の補強鋼材中央のひずみを計測した。なお、変位はダイヤル式変位計により、荷重はジャッキと試験体の間に設置したロードセルにより、ひずみはワイヤストレインゲージによりそれぞれ測定した。

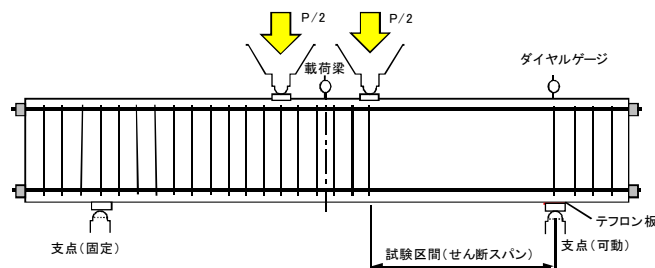


図 5.2.4 載荷装置の概要

5. 2. 2 試験時の荷重変位関係および載荷終了後の損傷状況

(1) 中間を広げた試験体の補強鋼材間隔の影響 (E L-1, 2, 3)

図 5.2.5 は、補強鋼材間隔を変えた試験体の荷重変位関係を比較したものである。この図より、荷重の増加傾向は、250kN 程度まで、試験体ごとの差が無いが、最大荷重は、 $s_l/l=0.44$ で補強鋼材間隔が最も狭い E L-1 が最も高く、 $s_l/l=1.11$ で補強鋼材間隔が最も広い E L-3 が低くなる傾向を示した。また、最大荷重近くの部材の剛性も補強鋼材間隔が狭いほど、高くなる傾向を示した。

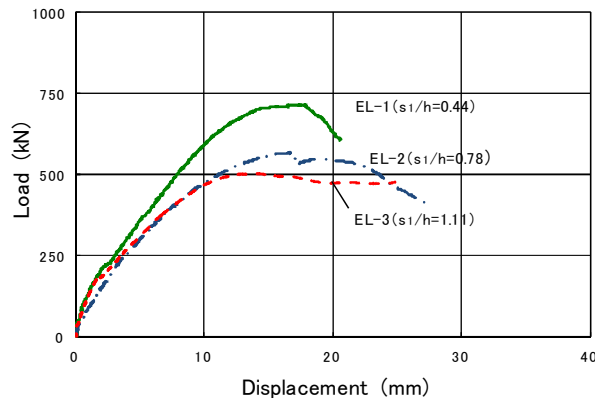


図 5.2.5 荷重変位関係 (E L-1, 2, 3)

図 5.2.6 は、補強鋼材間隔を変えた試験体の載荷終了後の損傷状況を比較したものである。図中の赤線は、荷重低下後にひび割れ幅が大きく広がり、顕著なせん断ずれが観察されたひび割れ位置を示す。この図より、どの試験体も試験区間全体に斜めひび割れが発生し、特に、載荷点直下から載荷点より 3 本目の補強鋼材下側の支持部を結ぶような斜めひび割れと、載荷点より 2 本目の補強鋼材上方の支持部直下から支点上を結ぶような斜めひび割れが顕著であった点が、共通していた。荷重低下時には、載荷点直下の斜めひび割れ先端のコンクリートの面に細かいひび割れが増加し、載荷点直下から載荷点より 3 本目の補強鋼材下側の支持部を結ぶようなひび割れのひび割れ幅が増大し、このひび割れが大きくなり、荷重が低下した。

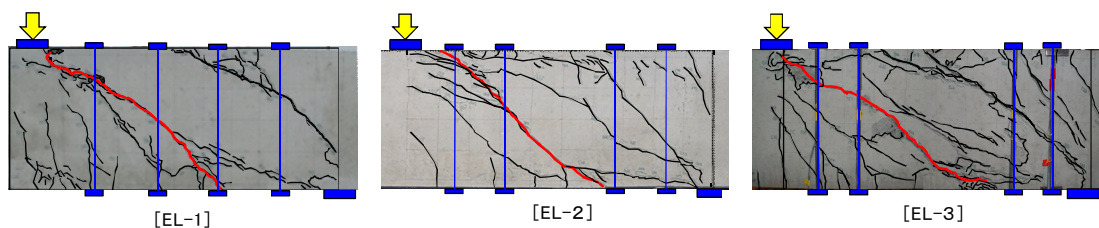


図 5.2.6 載荷終了後の損傷状況 (E L-1, 2, 3)

(2) 中間を広げた試験体の集中補強鋼材量の影響 (E L-3, 4, 5)

図 5.2.7 は、集中補強鋼材の補強鋼材量のみを変えた試験体の荷重変位関係と比較したものである。この図より、荷重の増加傾向は、200kN 程度まで試験体ごとの差が無く、最大荷重は、集中補強鋼材の鋼材量が大きい E L-5 が高く、鋼材量の少ない E L-4 が低い傾向を示した。また、最大荷重近くの部材の剛性も集中補強鋼材の鋼材量が大きいほど、高くなる傾向を示した。

なお、図では、最大荷重前に剛性が大きく変化した点を青○印で示した。E L-4, 5 とともに、載荷点より 3 本目の補強鋼材下側の支持部より伸びた斜めひび割れが載荷点直下に伸び、ひび割れが開いた時点で、荷重が一旦低下している。この際、E L-4 は拡大区間直近の $\phi 9$ 鋼材が降伏ひずみを超過したが、E L-5 は、降伏ひずみに至っていない。

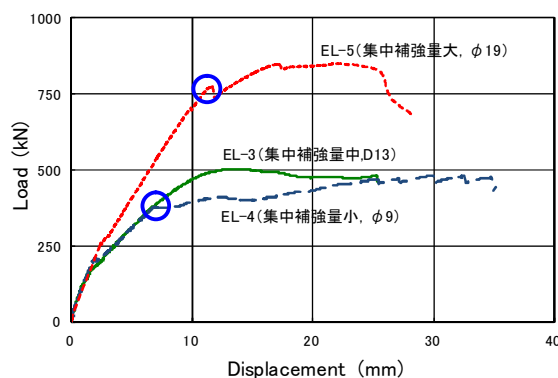


図 5.2.7 荷重変位関係 (E L-3, 4, 5)

図 5.2.8 は、集中補強鋼材の補強鋼材量のみを変えた試験体の載荷終了後の損傷状況を比較したものである。この図より、どの試験体も試験区間全体に斜めひび割れが発生し、特に、載荷点直下から載荷点より 3 本目の補強鋼材下側の支持部を結ぶような斜めひび割れと、載荷点より 2 本目の補強鋼材上方の支持部直下から支点上を結ぶような斜めひび割れが顕著であった点が、共通していた。荷重低下時には、載荷点直下の斜めひび割れ先端のコンクリートの面に細かいひび割れが増加し、E L-3, 5 では載荷点直下から載荷点より 3 本目の補強鋼材下側の支持部、E L-4 では 4 本目の支持部を結ぶようなひび割れのひび割れ幅が増大し、このひび割れが大きくなりずれようにして荷重が低下した。

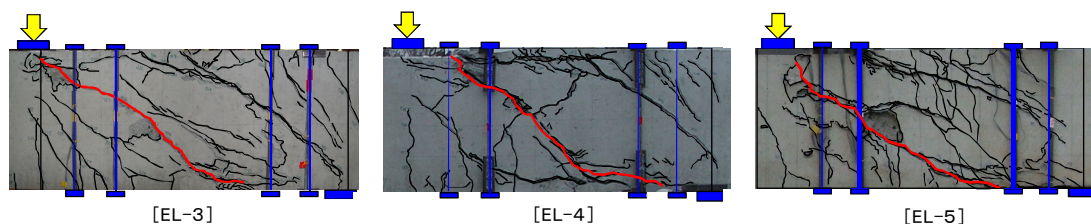


図 5.2.8 載荷終了後の損傷状況 (E L-3, 4, 5)

(3) 中間を広げた試験体の補強鋼材量の影響 (E L-6, 7)

図 5.2.9 は、補強鋼材の鋼材量を変えた試験体の荷重変位関係を比較したものである。この図より、荷重の増加傾向は、600kN 程度まで試験体ごとに差が無い。最大荷重は、補強鋼材の鋼材量が大きい E L-7 が高く、鋼材量の少ない E L-6 が低い傾向を示した。

最大荷重近くの部材の剛性は、補強鋼材の鋼材量が変わっても明確な変化が見られなかった。

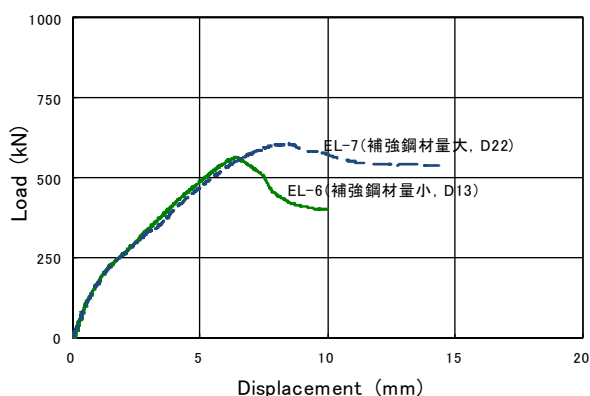


図 5.2.9 荷重変位関係 (E L-6, 7)

図 5.2.10 は、補強鋼材の鋼材量を変えた試験体の載荷終了後の損傷状況を比較したものである。この図より、どちらの試験体も試験区間に発生した斜めひび割れに差がみられず、特に、載荷点直下から載荷点より 2 本目の補強鋼材下側の支持部を結ぶような斜めひび割れが顕著であった点が共通していた。

荷重低下時には、載荷点直下の斜めひび割れ先端のコンクリートの面に細かいひび割れが増加し、載荷点直下から載荷点より 2 本目の補強鋼材下側の支持部を結ぶようなひび割れのひび割れ幅が増大し、このひび割れが大きくずれようとして荷重が低下した。

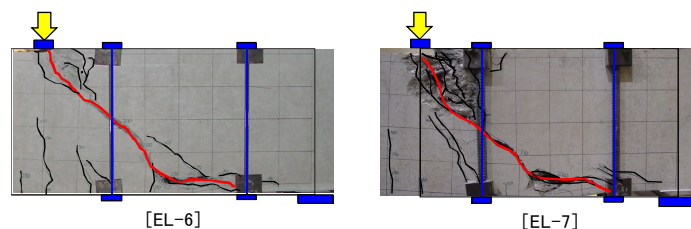


図 5.2.10 載荷終了後の損傷状況 (E L-6, 7)

(4) 荷重側を広げた試験体の集中補強鋼材量の影響 (E L-8, 9, 10)

図 5.2.11 は, 集中補強鋼材の補強鋼材量を変えた試験体の荷重変位関係を比較したものである. この図より, 荷重の増加傾向は, 最大荷重直前まで試験体ごとの差が無く, 最大荷重は, 集中補強鋼材の鋼材量が大きい E L-9 が高く, 鋼材量の少ない E L-8, 10 が低い傾向を示した. また, 最大荷重近くの部材の剛性も集中補強鋼材の鋼材量が大きいほど, 高くなる傾向を示した.

なお, 図では, 最大荷重前に剛性が大きく変化した点を青○印で示した. E L-8 は荷重点より支点方向に向かうひび割れが伸びた際に, 一旦荷重低下したが, 補強鋼材によりひび割れは支点付近では発生せず, 再度荷重が増加した.

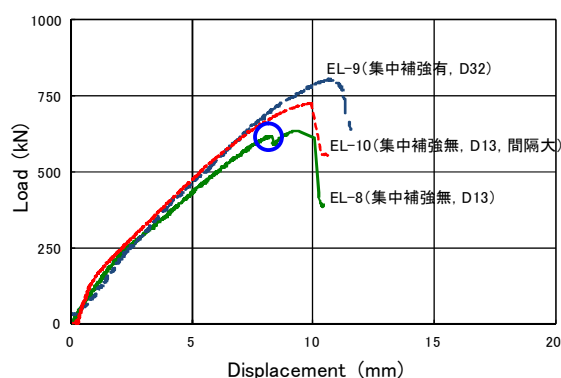


図 5.2.11 荷重変位関係 (E L-8, 9, 10)

図 5.2.12 は, 集中補強鋼材の補強鋼材量を変えた試験体の荷重終了後の損傷状況を比較したものである. この図より, どの試験体も, 荷重点直下から荷重点より 1 本目の補強鋼材下側の支持部を結ぶような斜めひび割れが共通して発生した. しかし, 荷重点直下から支点を結ぶようなひび割れは, E L-8, 10 に見られたが, E L-9 には見られなかった,

荷重低下時には, E L-8, 9 では荷重点直下の斜めひび割れ先端のコンクリートの面に細かいひび割れが増加し, 荷重点直下から荷重点より 1 本目の補強鋼材下側の支持部を結ぶようなひび割れのひび割れ幅が増大し, このひび割れが大きくなり荷重が低下した. E L-10 では, 荷重点直下から支点を結ぶようなひび割れのひび割れ幅が発生し, このひび割れが大きくなり荷重が低下した.

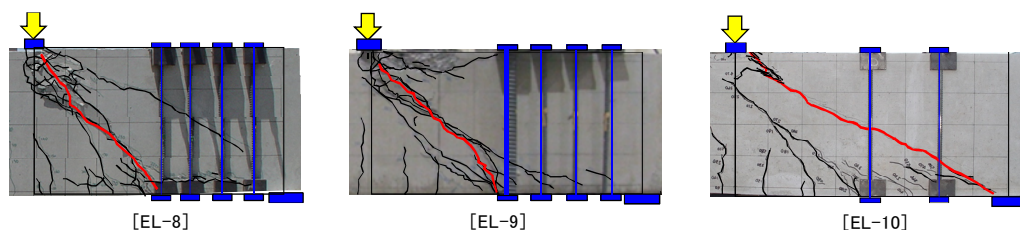


図 5.2.12 荷重終了後の損傷状況 (E L-8, 9, 10)

(5) 1/3 縮小試験体の集中補強鋼材量の影響 (ES-1, 2)

図 5.2.13 は, 1/3 縮小モデル試験体の集中補強鋼材の補強鋼材量のみを変えた場合の荷重変位関係を比較したものである。この図より, 荷重の増加傾向は, 200kN 程度の荷重までは試験体ごとに差が無く, 最大荷重は, 集中補強鋼材の鋼材量が大きい ES-2 が高く, 鋼材量の少ない ES-1 が低い傾向を示した。また, 最大荷重近くの部材の剛性も集中補強鋼材の鋼材量が多いほど, 高くなる傾向を示した。

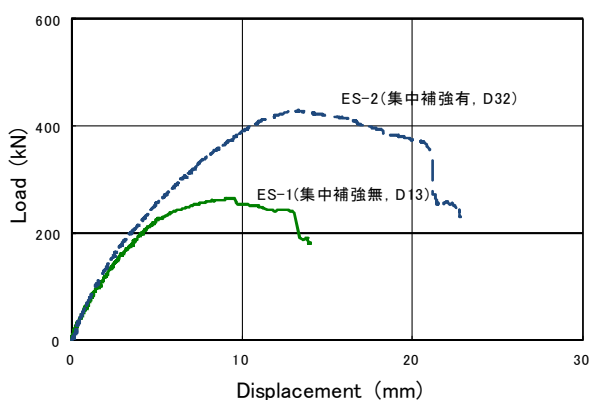


図 5.2.13 荷重変位関係 (ES-1, 2)

図 5.2.14 は, 補強鋼材の鋼材量を変えた 1/3 縮小試験体の載荷終了後の損傷状況を比較したものである。この図より, どちらの試験体も試験区間に発生した斜めひび割れに差がみられず, 特に, 載荷点直下から載荷点より 1 本目の補強鋼材下側の支持部を結ぶような斜めひび割れが顕著であった点が共通していた。

荷重低下時には, 載荷点直下の斜めひび割れ先端のコンクリートの面に細かいひび割れが増加し, 載荷点直下から載荷点より 2 本目の補強鋼材下側の支持部を結ぶようなひび割れのひび割れ幅が増大し, このひび割れが大きくなりずれようにして荷重が低下した。

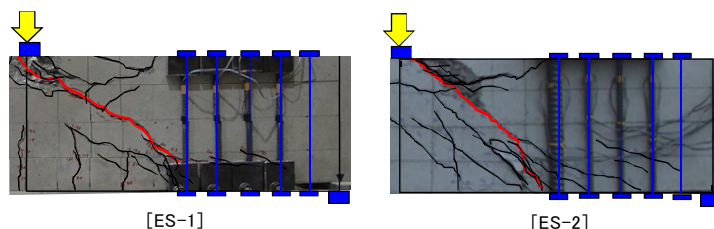


図 5.2.14 載荷終了後の損傷状況 (ES-1, 2)

5. 2. 3 試験体の最大荷重と破壊形態

表 5. 2. 2 に耐力の計算値と実験値を示す。計算値は、コンクリートが負担するせん断耐力の計算値 ($V_{c,c}$)、試験体が曲げ降伏耐力に達する時のせん断力の計算値 ($V_{my,c}$)、曲げ終局耐力に達する時のせん断力の計算値 ($V_{mu,c}$)、それぞれ、最外縁の軸方向鉄筋が降伏点に達する荷重と、断面の最外縁コンクリートが終局ひずみに達する際の荷重の計算値である。実験値の $V_{u,e}$ は、各試験体のせん断破壊時のせん断力の値である。

ここで、コンクリートが負担するせん断耐力の計算値 ($V_{c,c}$) は、文献^{5.2)}を参考に、軸方向力を受ける RC 部材の設計せん断耐力の式 (5.1) により算定した。なお、今回、本章で紹介する試験体は、試験区間に帯鉄鉄筋を配置していない。そのため、 $V_{c,c}$ が補強前のせん断耐力の計算値となる。

$$V_{c,c} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d \quad (5.1)$$

ここに、

$$\beta_d = \sqrt[3]{1000/d}$$

ただし、 $\beta_d > 1.5$ となる場合は 1.5 とする。

$$\beta_p = \sqrt[3]{1000/p_c}$$

ただし、 $\beta_p > 1.5$ となる場合は 1.5 とする。

p_c : 引張り鉄筋比

$$\beta_n = 1 + 2M_o / M_u \quad (N'_d \geq 0 \text{ の場合})$$

ただし、 $\beta_n > 2.0$ となる場合は 2.0 とする。

M_u : 曲げ耐力 (kN・m)

M_o : 軸方向圧縮力によって発生する応力を打ち消すのに必要な曲げモーメント (kN・m)

N'_d : 軸方向圧縮力 (kN)

$$f_{vcd} = 0.20 \cdot \sqrt[3]{f'_c} \quad (\text{N/mm}^2)$$

f'_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)

b_w : 腹部の幅 (mm)

d : 有効高さ (mm)

E L-1 以外の補強試験体は、補強鋼材の配置間隔を $0.78h \sim 1.25h$ の範囲で設置している。しかし、表 5. 2. 2 に示す通り、E L-1 以外の試験体においても、補強前のせん断耐力の計算値の $V_{c,c}$ に対して 1.54~3.54 倍の耐力を有することが確認された。このことから、補強鋼材の配置間隔を $h/2$ よりも大きく設定しても、一定量以上の補強鋼材を拡大区間以

外の区間に配置することにより、せん断耐力を増加させられることが明らかとなった。

また、試験体の破壊形態を検証する。本試験に使用した試験体の曲げせん断耐力比は、 $V_{u,e}/V_{my,c}$ が0.60~1.09、 $V_{u,e}/V_{mu,c}$ が0.58~1.08、であった。一般に、 $V_{u,e}/V_{mu,c}$ の判定値が1.0程度以上となると曲げ破壊が発生し、せん断耐力を検証することができない。本試験では、この値が1.0程度以上の試験体が3体見られた。

表 5.2.2 耐力，変位の計算値と実験値

試験体 No.	計算値			実験値				破壊形態の種類
	$V_{c,c}$ (kN)	$V_{my,c}$ (kN)	$V_{mu,c}$ (kN)	$V_{u,e}$ (kN)	$\frac{V_{u,e}}{V_{c,c}}$	$\frac{V_{u,e}}{V_{my,c}}$	$\frac{V_{u,e}}{V_{mu,c}}$	
EL-1	106	403	414	358	3.37	0.89	0.86	せん断破壊
EL-2	106	403	414	283	2.67	0.70	0.68	せん断破壊
EL-3	102	402	413	252	2.48	0.63	0.61	せん断破壊
EL-4	104	403	414	241	2.31	0.60	0.58	せん断破壊
EL-5	115	404	416	425	3.71	1.05	1.02	せん断破壊
EL-6	109	333	337	283	2.58	0.85	0.84	せん断破壊
EL-7	109	333	337	301	2.75	0.90	0.89	せん断破壊
EL-8	113	337	344	318	2.80	0.94	0.92	せん断破壊
EL-9	114	359	359	402	3.52	1.12	1.12	せん断破壊
EL-10	109	333	337	363	3.32	1.09	1.08	せん断破壊
ES-1	86	211	212	133	1.54	0.63	0.63	せん断破壊
ES-2	85	225	210	215	2.54	0.96	1.02	せん断破壊

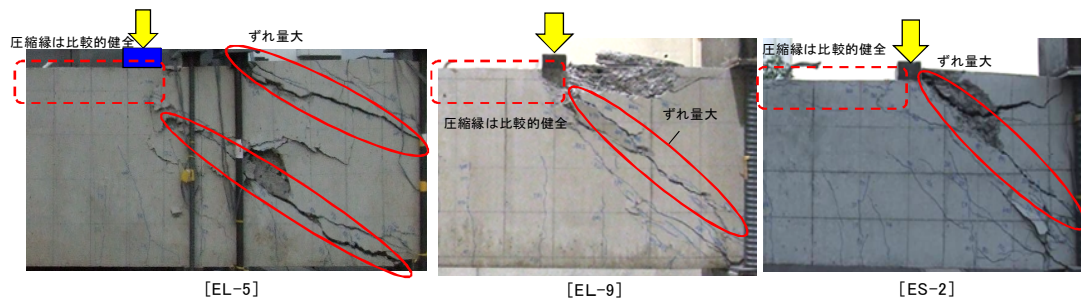


図 5.2.15 $V_{u,e}/V_{mu,c} \geq 1.0$ 試験体の載荷終了後の損傷状況

図 5.2.15 は、 $V_{u,e}/V_{mu,c}$ が1.0程度以上となった主な試験体における最大荷重以降の載荷点付近の圧縮縁の損傷状況を示したものである。この図に示す通り、 $V_{u,e}/V_{mu,c} \geq 1.0$ となった試験体においても、最大荷重以降の曲げ圧縮縁の損傷は比較的軽微であり、曲げ圧壊が発生していない。一方で、3試験体とも、斜めひび割れ付近において「ずれ」による変位がみられた。そのため、全ての試験体の破壊形態は、せん断破壊であったと判定し、以降では、最大載荷力時のせん断力が、各試験体のせん断耐力であるとして検証を進める。

5. 3 補強後のせん断耐力の算定手法の提案

5. 3. 1 せん断耐力算定および損傷区間推定の考え方

今回行った載荷試験の試験体は、補強鋼材の間隔を調整し、試験区間中に拡大区間を設けている。これらの試験体に対して行った静的曲げ載荷試験の結果、せん断破壊を発生する区間が補強鋼材を配置した区間を含んだ範囲で発生する場合と拡大区間内のみで発生する場合が観測された。

前項5. 2より、補強鋼材に拡大区間を設けた補強RC梁部材が、せん断破壊により著しく損傷する区間（以下、損傷区間という）の発生位置は、せん断耐力が部材中のどの区間で最小になるかを算定することにより推定できるものと考えられる。

せん断補強鉄筋を有するRC棒部材のせん断耐力の算定方法は、一般に、載荷点と支持点間の距離をせん断スパンとするコンクリートのせん断耐力に、せん断補強鋼材の降伏を仮定し、圧縮斜材角を45度としたトラス理論から算定されるせん断補強鋼材が負担するせん断耐力を加算する方法が用いられる。しかし、こういったせん断耐力の算定方法は、せん断補強鋼材を不均等に配置した部材のせん断耐力が部材中のどの区間で最小になるかを推定することを意図したものではない。そこで、今回は、部材全長の任意の区間をせん断耐力の算定に用いる区間長として算定したコンクリートの負担分に、その区間の補強鋼材が降伏すると仮定して算定した補強鋼材の負担分を足し合わせることで、任意区間のせん断耐力を算定し、その値が最小となる区間で部材が損傷するものと仮定し、損傷区間の推定を行うこととした。

以下では、損傷区間の発生時のせん断耐力の算定フローを示すとともに、そのフローを用いた損傷区間の推定方法の検証方法について示す。

5. 3. 2 せん断耐力の算定および損傷区間推定フロー

損傷区間を推定するためのフローチャートを図5.3.1に、損傷区間推定における計算イメージを図5.3.2に示す。任意区間のせん断耐力(V_{yn})は、文献^{5.3), 5.4)}を参考に式(5.2)により算定するものとした。具体的には、せん断耐力算定上の仮想支持点をまず初めにフーチング面とし、この仮想支持点から相対する柱面に対して直線を描き、その交点をせん断耐力算定上の仮想載荷点として、その部材軸方向の長さをせん断耐力算定上の区間長として、コンクリートが負担するせん断耐力(V_{cn})を式(5.3)、(5.4)により算定し、その区間に配置される断面内の帯鉄筋が負担するせん断耐力(V_{sn})を式(5.5)により算定し、その区間に配置される断面外のせん断補強鋼材が負担するせん断耐力(V_{rm})を式(5.6)により算定して累加することにより算出する。

$$V_{yn} = V_{cn} + V_{sn} + V_{rm} \quad (5.2)$$

$2.5 \leq a_n/d$ の場合

$$V_{cn} = 0.20(0.75 + 1.4d/a_n) \cdot \sqrt[3]{f'_c} \cdot \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot b_w \cdot d \quad (5.3)$$

$0.5 \leq a_n/d < 2.5$ の場合

$$V_{cn} = 0.76(a_n/d)^{-1.166} \cdot \sqrt[3]{f'_c} \cdot \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot b_w \cdot d \quad (5.4)$$

ここに,

a_n : 仮想支持点から仮想載荷点までの区間長 (mm)

d : 有効高さ (mm)

b_w : 腹部の幅 (mm)

f'_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)

$$\beta_d = \sqrt[4]{1000/d}$$

ただし, $\beta_d > 1.5$ となる場合は 1.5 とする.

$$\beta_p = \sqrt[3]{1000/p_c}$$

ただし, $\beta_p > 1.5$ となる場合は 1.5 とする.

p_c : 引張り鉄筋比

$$\beta_n = 1 + 2M_o / M_u \quad (N'_d \geq 0 \text{ の場合})$$

ただし, $\beta_n > 2.0$ となる場合は 2.0 とする.

$$\beta_n = 1 + 4M_o / M_u \quad (N'_d < 0 \text{ の場合})$$

ただし, $\beta_n < 0$ となる場合は 0 とする.

M_u : 曲げ耐力 (kN・m)

M_o : 軸方向圧縮力によって発生する応力を打ち消すのに必要な曲げモーメント (kN・m)

N'_d : 軸方向圧縮力 (kN)

$$V_{sn} = A_{wi} \cdot f_{wiy} \cdot n_{in} \quad (5.5)$$

ここに,

A_{wi} : 仮想支持点から仮想載荷点までの区間における断面内の帯鉄筋の総断面積 (mm²)

f_{wiy} : 断面内の帯鉄筋の引張降伏強度 (N/mm²)

n_{in} : 仮想支持点から仮想載荷点までの区間における断面内の帯鉄筋の総本数. ただし, z/s_s を上限とする. ここで, z は $d/1.15$, s_s はせん断補強鉄筋の配置間隔 (mm).

$$V_{rn} = A_{wo} \cdot f_{woy} \cdot n_{on} \quad (5.6)$$

ここに,

A_{wo} : 仮想支持点から仮想荷点までの区間における断面外のせん断補強鋼材の総断面積 (mm^2)

f_{woy} : 断面外のせん断補強鋼材の引張降伏強度 (N/mm^2)

n_{on} : 仮想支持点から仮想荷点までの区間における断面外のせん断補強鋼材の総本数

これらの値の算定を、仮想荷点が支点位置に達するまで繰り返す。終了後は、仮想荷点をせん断補強鋼材の1段目に変えて、再度、仮想荷点が支点位置まで計算し、仮想支持点を2段目、3段目と移動させて、全ての補強鋼材が仮想荷点になるまで計算を繰り返した後、最も小さい計算値 V_{yn} が算定された位置とその時の仮想荷点の2点間を、損傷区間であると推定する。

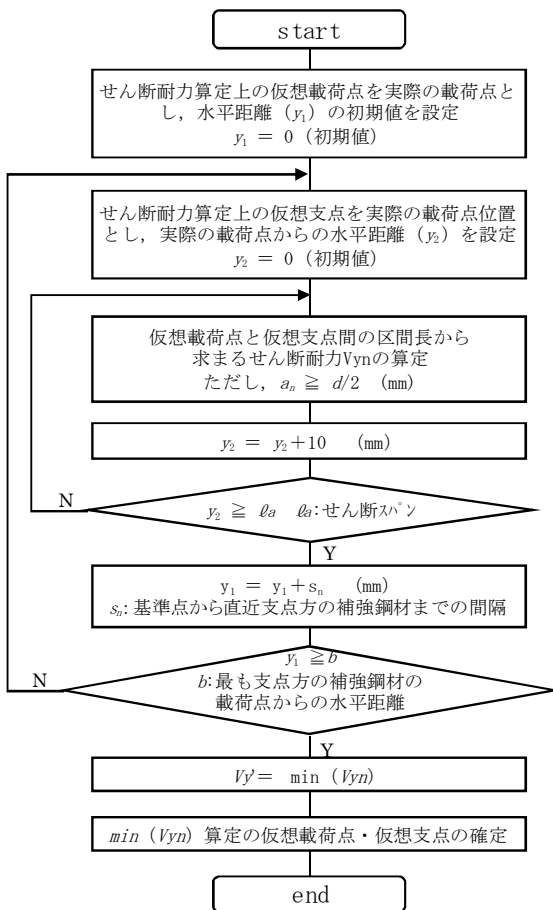


図 5.3.1 損傷区間推定のフローチャート

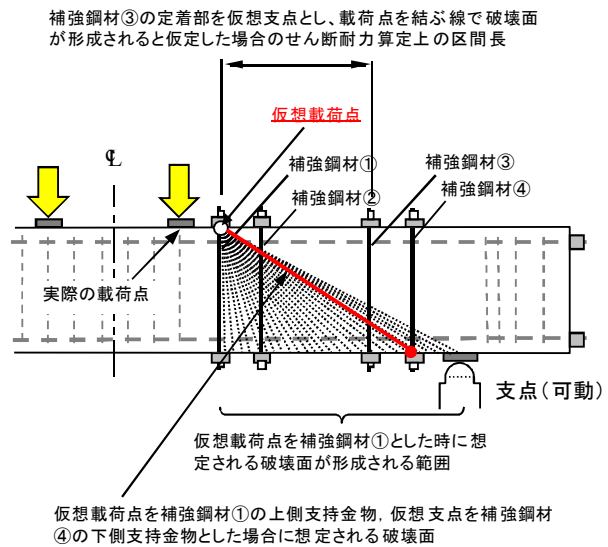


図 5.3.2 損傷区間推定のイメージ

図 5.3.3 は、荷重点をそのまま仮想支持点として、想定破壊面が交差する点を連続的に上方に移動させてせん断耐力を算出した結果を示したものである。図に示すように、コンクリートが負担するせん断耐力 V_{cn} 、断面内に配置する帯鉄筋の負担分 V_{sn} 、断面外に配置するせん断補強鋼材の負担分 V_{rbn} 、および V_{cn} 、 V_{sn} 、 V_{rn} を累加したせん断耐力 V_{yn} は、想定した破壊面ごとに任意の値を持つこととなり、 a_n/d が 0.5 以上の範囲において連続的に値を算定することができる。この中で最小の値が任意の仮想荷重点で想定されるせん断破壊面を示しており、その時に算定されるせん断耐力がその任意の仮想荷重点におけるせん断耐力であるとして算定する。

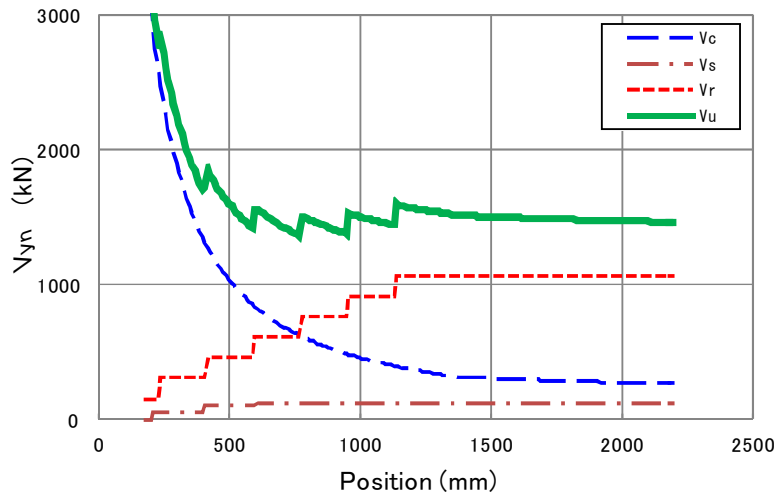


図 5.3.3 V_{yn} の計算例（荷重点そのまま仮想荷重点とした場合）

具体的には、前述した通り、拡大区間を有する補強 RC 部材のせん断耐力は、任意区間のせん断耐力の最小値として算出される。このため、部材全長において基準となる点を変化させ、その最小値をその部材固有のせん断耐力であると仮定すると、式(5.7)により部材の計算上のせん断耐力 V'_y を算定する。

$$V'_y = \min\{V_{y0}, V_{y1}, V_{y2}, \dots, V_{yn}\} \quad (5.7)$$

この式において、 V_{y0} がフーチング上面を仮想支持点としたときに算出される値、 V_{y1} が 1 段目のせん断補強鋼材を仮想支持点としたときに算出される値というように、順次算出するものである。

5. 3. 3 せん断耐力の算定方法の検証

(1) せん断耐力の算定

前項より、せん断補強鋼材の配置間隔を広げて設定した場合の

図 5.3.4～図 5.3.15 は、各試験体の損傷区間の推定結果と損傷状況を比較したものである。図中の赤破線は、最も荷点側で推定された損傷区間をもとに、想定したせん断耐力の推定値である。

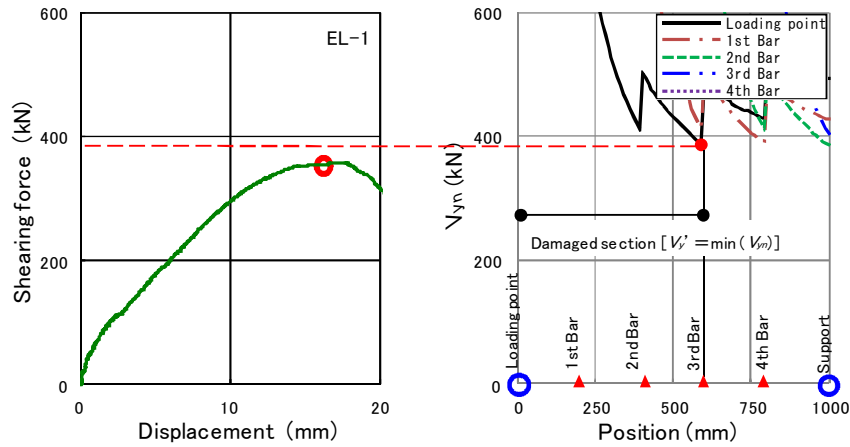


図 5.3.4 せん断耐力の実験値と計算値の比較 (EL-1)

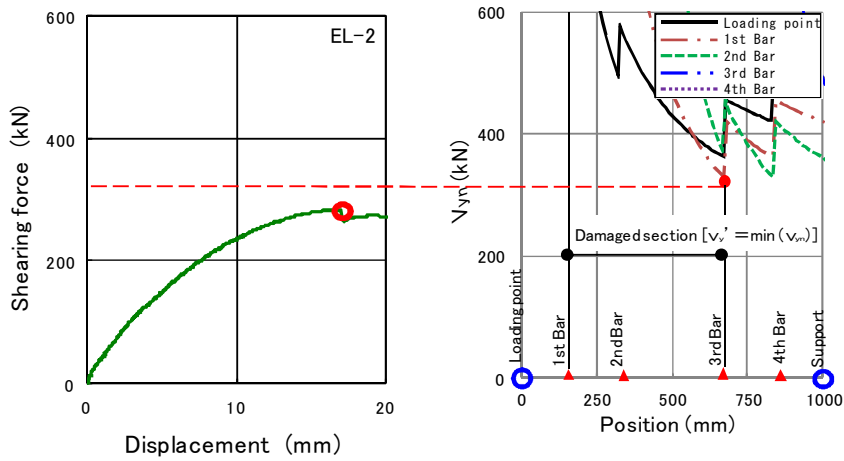


図 5.3.5 せん断耐力の実験値と計算値の比較 (EL-2)

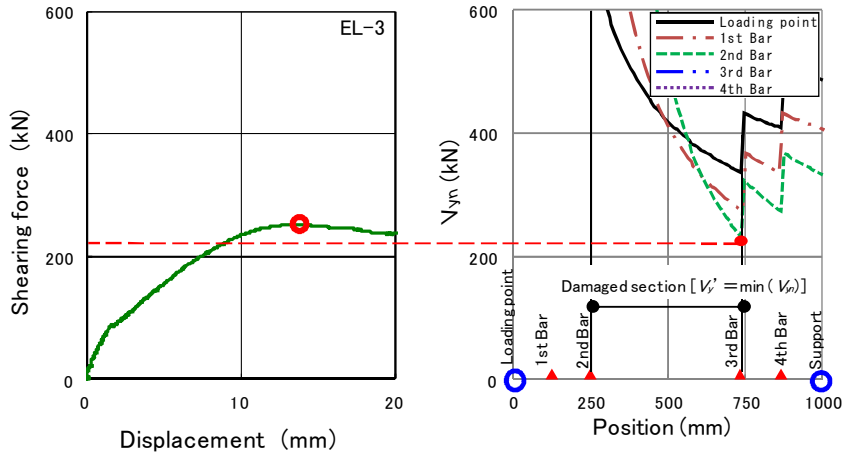


図 5.3.6 せん断耐力の実験値と計算値の比較 (EL-3)

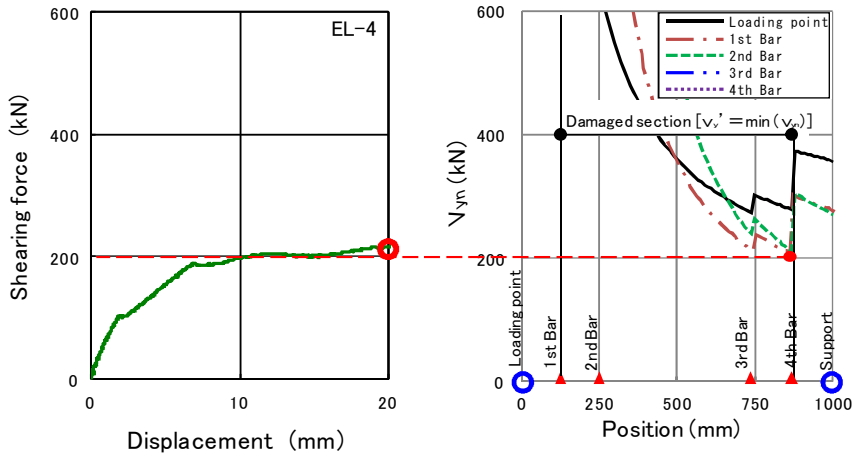


図 5.3.7 せん断耐力の実験値と計算値の比較 (EL-4)

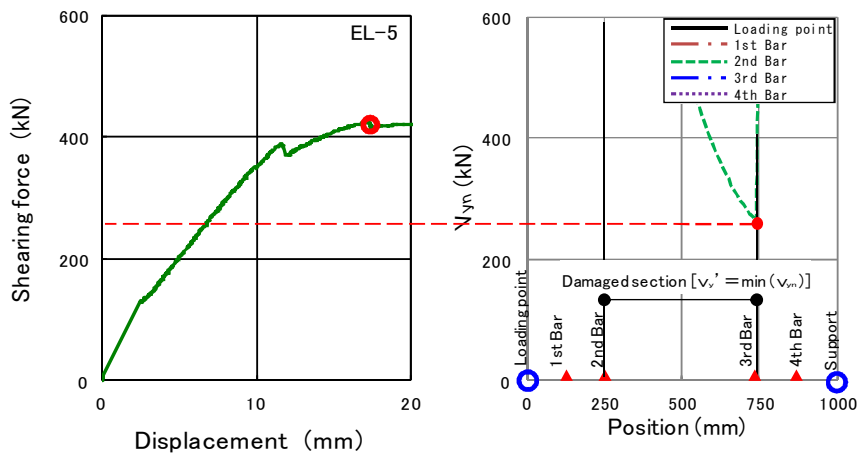


図 5.3.8 せん断耐力の実験値と計算値の比較 (EL-5)

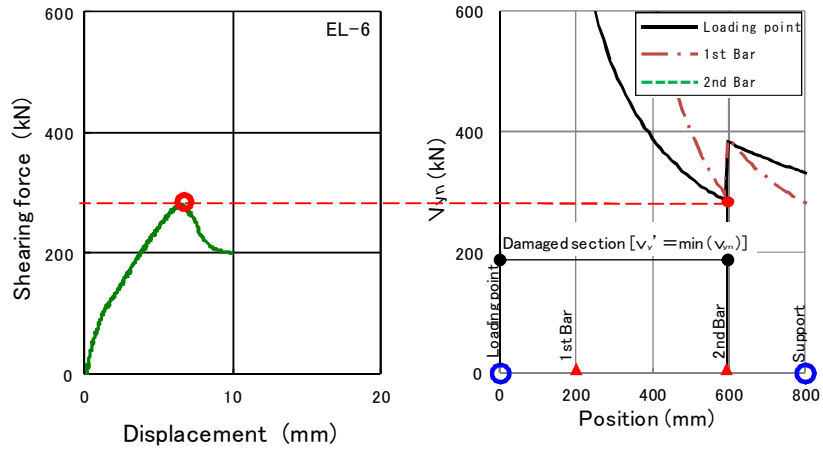


図 5.3.9 せん断耐力の実験値と計算値の比較 (EL-6)

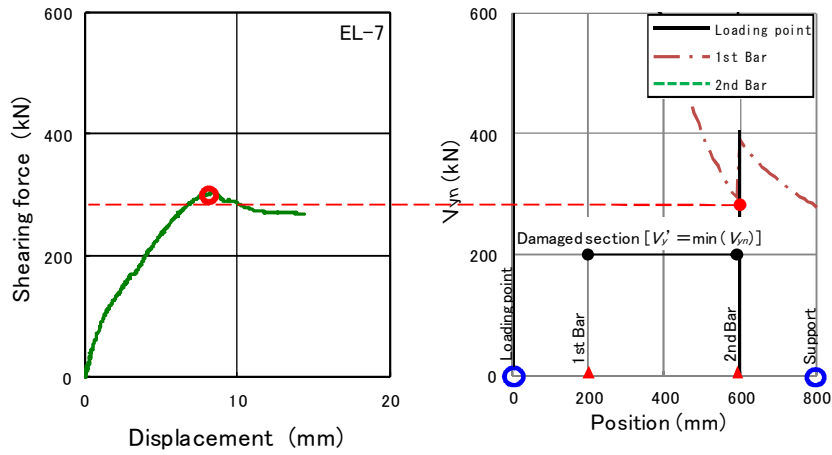


図 5.3.10 せん断耐力の実験値と計算値の比較 (EL-7)

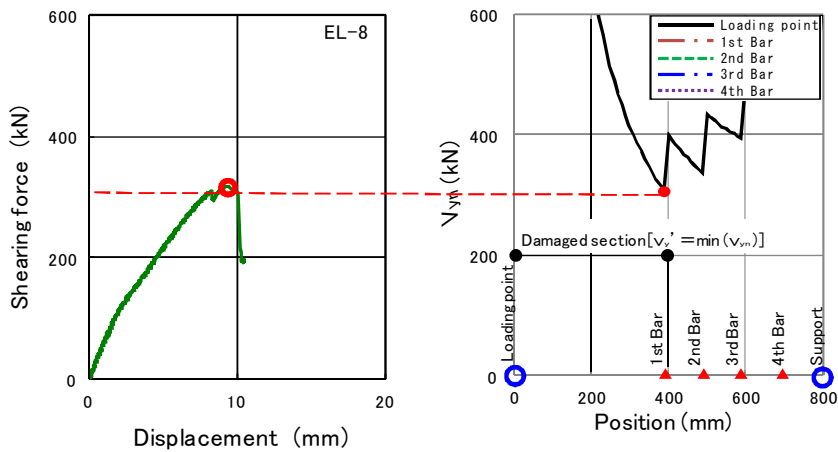


図 5.3.11 せん断耐力の実験値と計算値の比較 (EL-8)

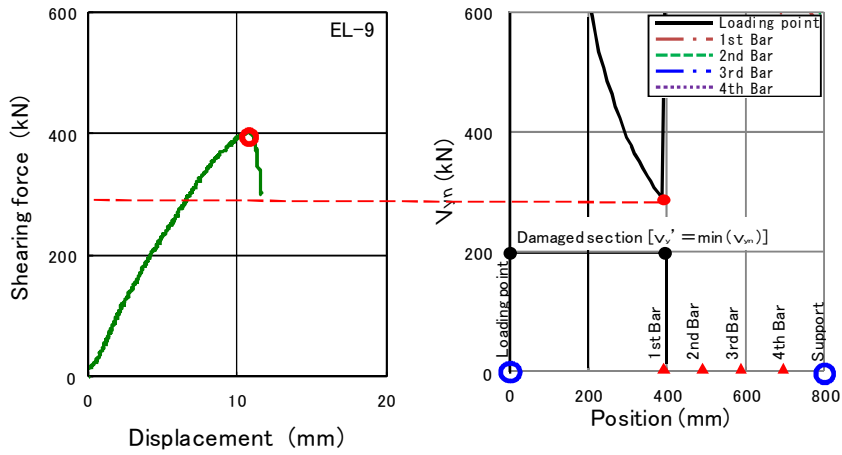


図 5.3.12 せん断耐力の実験値と計算値の比較 (EL-9)

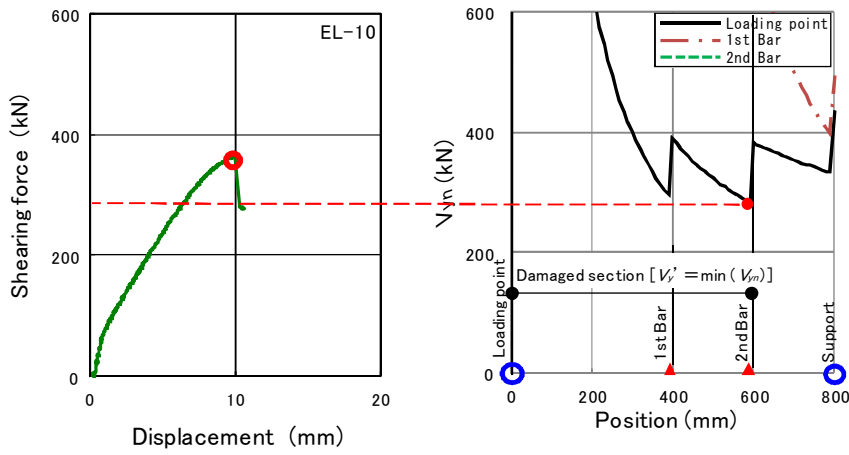


図 5.3.13 せん断耐力の実験値と計算値の比較 (EL-10)

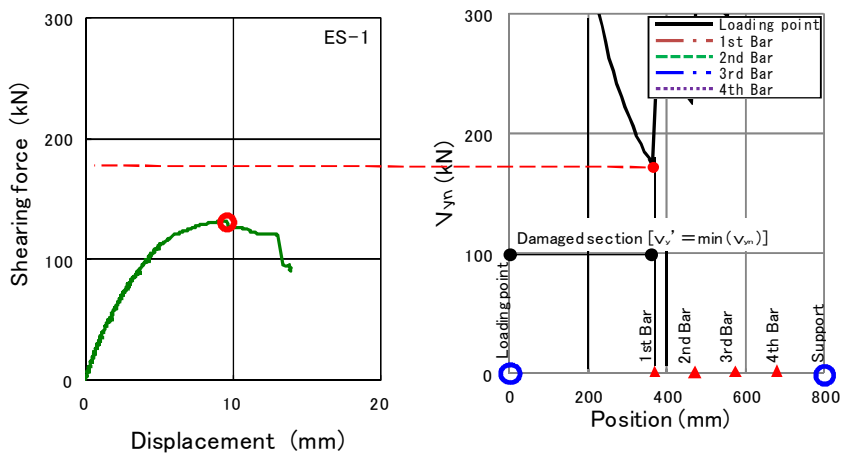


図 5.3.14 せん断耐力の実験値と計算値の比較 (ES-1)

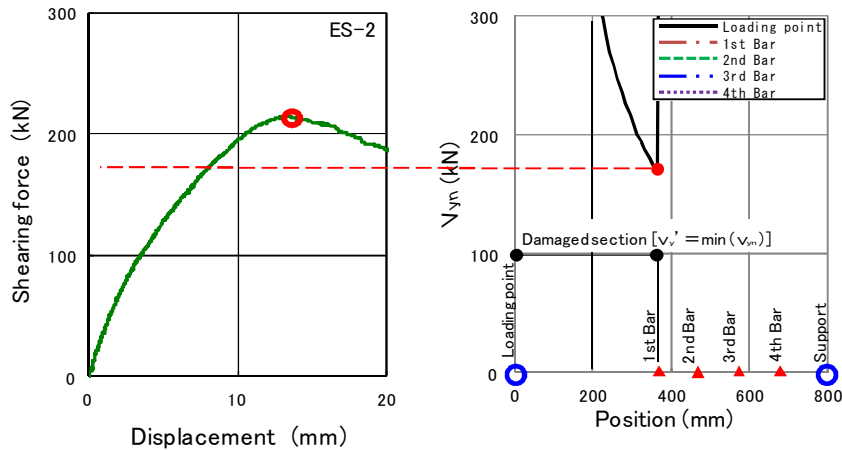


図 5.3.15 セン断耐力の実験値と計算値の比較 (ES-2)

(2) セン断耐力の推定方法の検証

表 5.3.1 は、断面諸元および材料強度から求めた、せん断耐力の計算値と実験結果を比較したものである。

表 5.3.1 耐力, 変位の計算値と実験値

試験体 No.	計算値		実験値			
	$V_{c,c}$ (kN)	$V'_{y,c}$ (kN)	$V_{c,e}$ (kN)	$\frac{V_{c,e}}{V_{c,c}}$	$V'_{u,e}$ (kN)	$\frac{V'_{u,e}}{V'_{y,c}}$
EL-1	106	385	93	0.88	358	0.93
EL-2	106	329	95	0.89	283	0.86
EL-3	102	233	88	0.86	252	1.08
EL-4	104	208	102	0.98	177	0.85
EL-5	115	262	130	1.13	387	1.48
EL-6	109	284	114	1.04	283	0.99
EL-7	109	296	111	1.02	301	1.02
EL-8	113	306	124	1.10	318	1.04
EL-9	114	289	120	1.05	402	1.39
EL-10	109	284	107	0.98	363	1.28
ES-1	86	171	75	0.86	133	0.78
ES-2	85	167	86	1.02	161	0.96

補強鋼材を拡大した時のせん断耐力 ($V'_{y,c}$) は、前項 (1) の通り算定した値である。また、実験値は、斜めひび割れ発生時のせん断力 ($V_{c,e}$) が、試験区間において最初に斜めひび割れが発生した時のせん断力の値とし、せん断耐力の実験値 ($V'_{u,e}$) は、荷重が一旦低下するなど荷重低下がその部材で初めて発生した際のせん断力の値とし、数体において最大の鉛直力より低い値を用いるものとした。

補強前の状態では斜め引張りにより部材全長でせん断破壊する試験体に対して、部材中

に補強鋼材の配置間隔を $0.78 \sim 1.25h$ 程度に拡大した場合でも、一定量以上の補強鋼材を拡大区間以外の区間に配置することにより、せん断ひび割れが生じるような損傷を拡大区間内の比較的狭い範囲で発生するように制御できる。

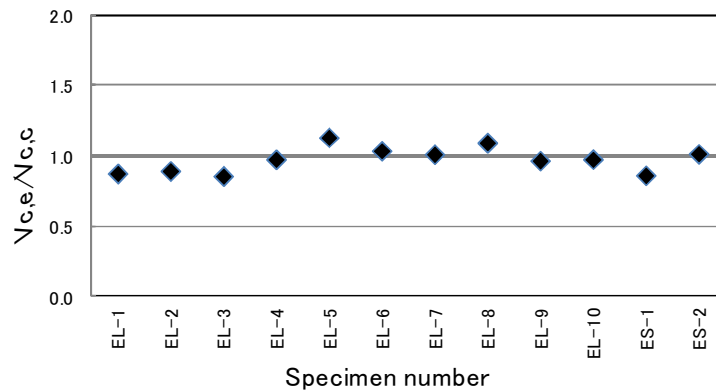


図 5.3.16 各試験体の $V_{c,e}/V_{c,c}$

図 5.3.16 は、各試験体の $V_{c,e}/V_{c,c}$ を示したものである。この図より、斜めひび割れ発生時のせん断力の実験値 ($V_{c,e}$) とコンクリートが負担するせん断耐力の計算値 ($V_{c,c}$) はよく一致する結果となり、補強鋼材間隔を $h/2$ 以上に広げて配置した補強部材の斜めひび割れ発生荷重は、既往の式により精度良く算定できることが分かった。

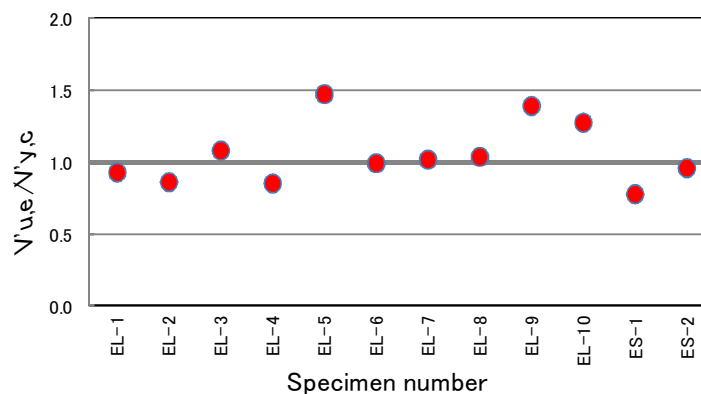


図 5.3.17 各試験体の $V'_{u,e}/V'_{y,c}$

図 5.3.17 は、各試験体の $V'_{u,e}/V'_{y,c}$ を示したものである。この図より、せん断耐力の実験値 ($V'_{u,e}$) と今回提案のせん断耐力算定式を比較すると若干ばらつきが有るもの、大きく外れるものも安全側の評価となっている。このことから、補強鋼材間隔を $h/2$ 以上に広げて配置した補強部材のせん断耐力は、本論で提案した手法によって、概ね精度よく算定できることが分かった。

5. 3. 4 損傷区間の推定方法の検証

図 5.3.18～図 5.3.29 は，各試験体の損傷区間の推定結果と損傷状況を比較したものである．図中の黄点線は，最も荷点側で推定された損傷区間をもとに，想定した破壊面の位置である．

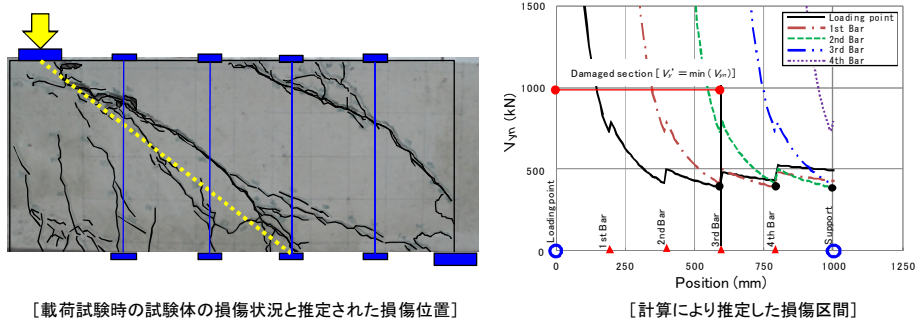


図 5.3.18 損傷区間の推定結果と損傷状況の比較 (E L-1)

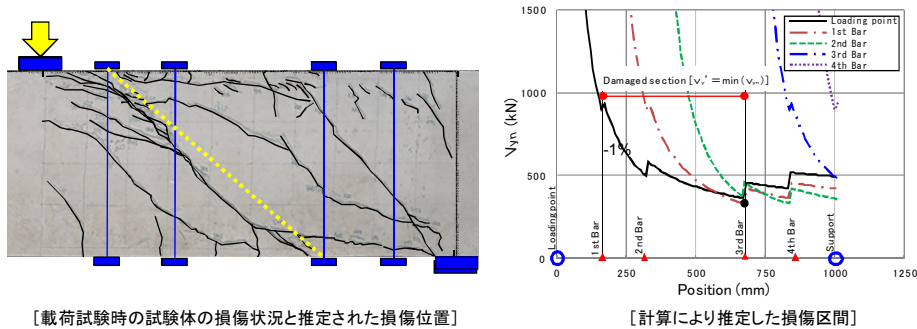


図 5.3.19 損傷区間の推定結果と損傷状況の比較 (E L-2)

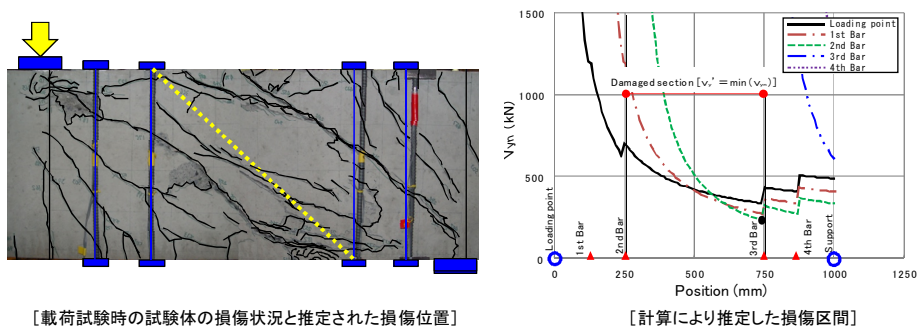
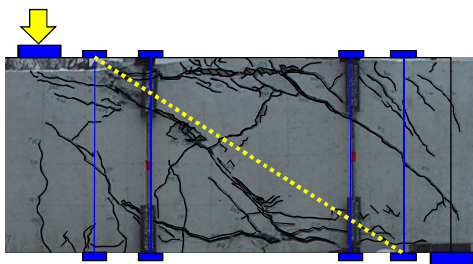
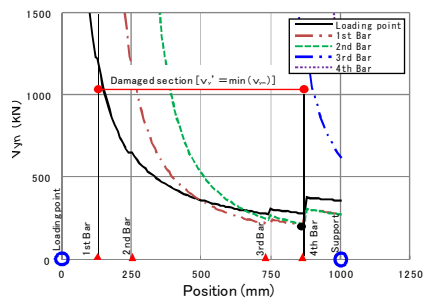


図 5.3.20 損傷区間の推定結果と損傷状況の比較 (E L-3)

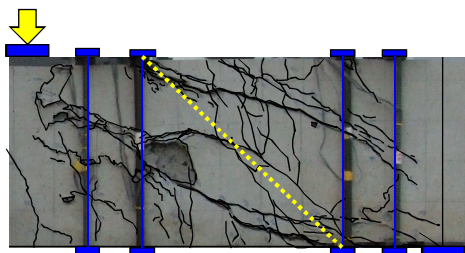


[載荷試験時の試験体の損傷状況と推定された損傷位置]

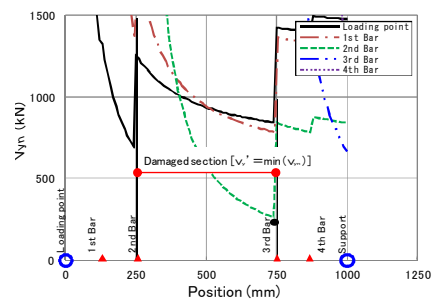


[計算により推定した損傷区間]

図 5.3.21 損傷区間の推定結果と損傷状況の比較 (E L-4)

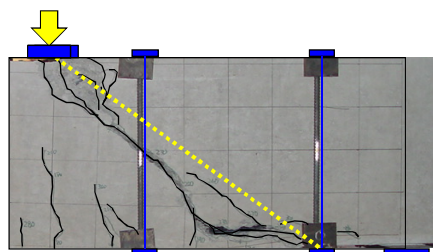


[載荷試験時の試験体の損傷状況と推定された損傷位置]

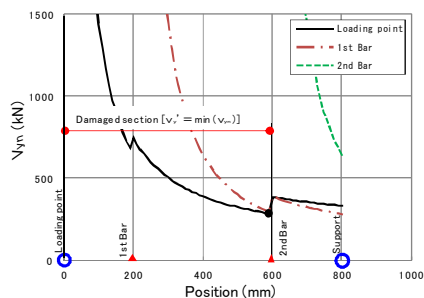


[計算により推定した損傷区間]

図 5.3.22 損傷区間の推定結果と損傷状況の比較 (E L-5)

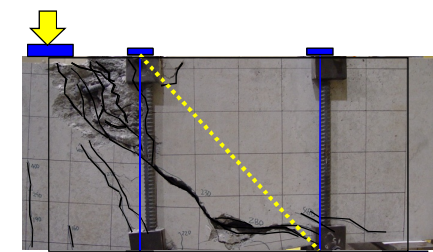


[載荷試験時の試験体の損傷状況と推定された損傷位置]

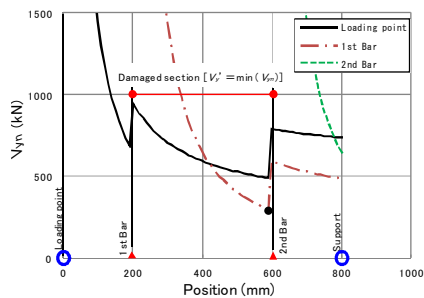


[計算により推定した損傷区間]

図 5.3.23 損傷区間の推定結果と損傷状況の比較 (E L-6)

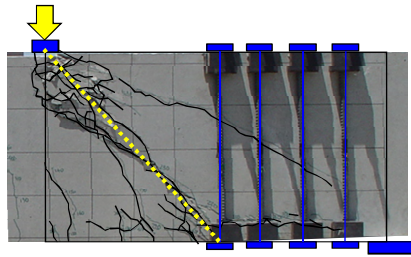


[載荷試験時の試験体の損傷状況と推定された損傷位置]

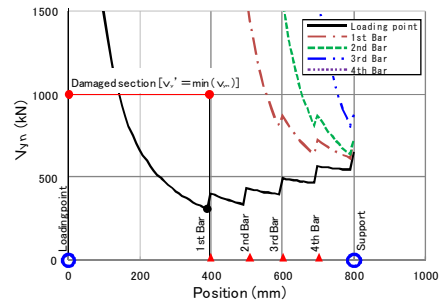


[計算により推定した損傷区間]

図 5.3.24 損傷区間の推定結果と損傷状況の比較 (E L-7)

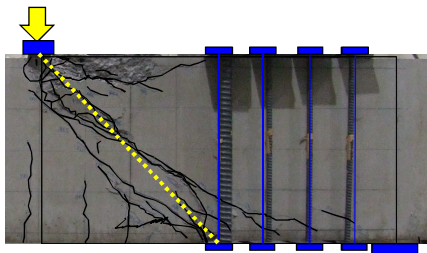


[載荷試験時の試験体の損傷状況と推定された損傷位置]

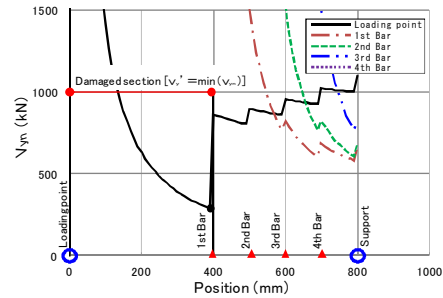


[計算により推定した損傷区間]

図 5.3.25 損傷区間の推定結果と損傷状況の比較 (E L-8)

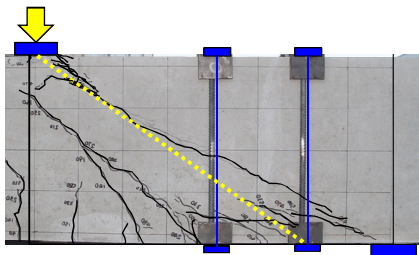


[載荷試験時の試験体の損傷状況と推定された損傷位置]

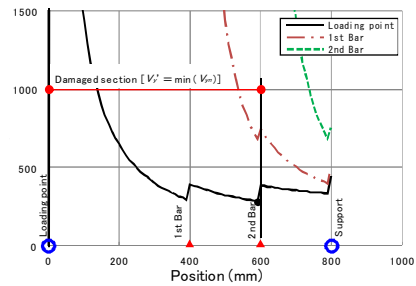


[計算により推定した損傷区間]

図 5.3.26 損傷区間の推定結果と損傷状況の比較 (E L-9)

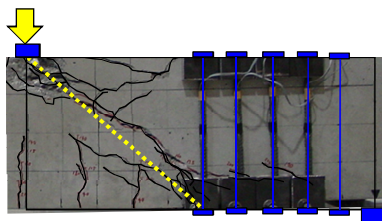


[載荷試験時の試験体の損傷状況と推定された損傷位置]

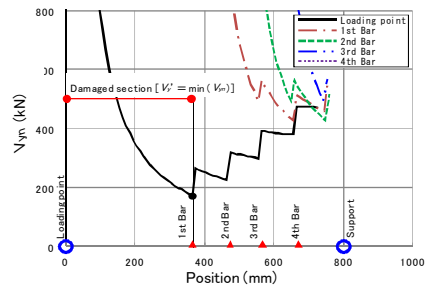


[計算により推定した損傷区間]

図 5.3.27 損傷区間の推定結果と損傷状況の比較 (E L-10)



[載荷試験時の試験体の損傷状況と推定された損傷位置]



[計算により推定した損傷区間]

図 5.3.28 損傷区間の推定結果と損傷状況の比較 (E S-1)

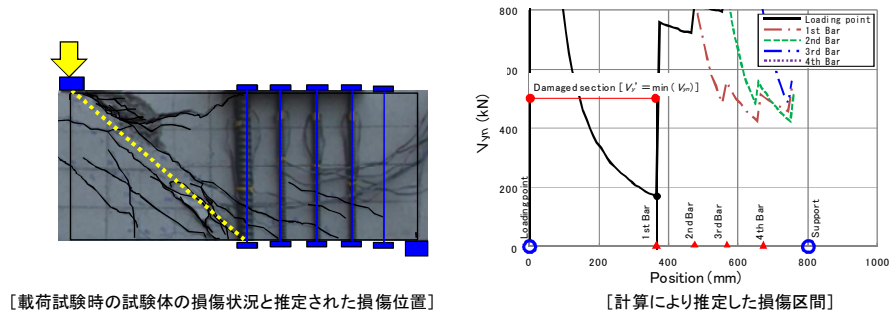


図 5.3.29 損傷区間の推定結果と損傷状況の比較 (E S-2)

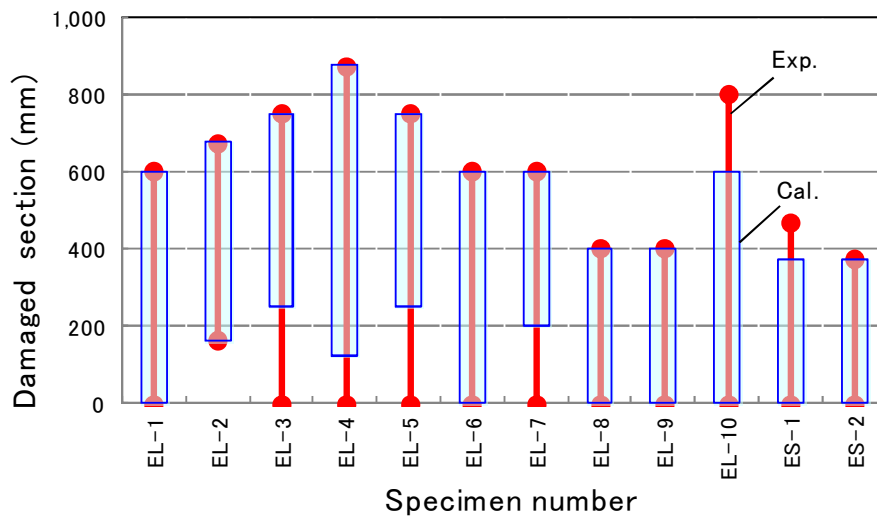


図 5.3.30 損傷区間の推定値と試験結果の比較

図 5.3.30 は、各試験体の損傷区間の実験結果と推定した範囲を比較したものである。図中、赤●に囲まれた赤実線は実験時に観測された損傷区間の範囲を示し、青線枠囲いの範囲が計算で推定された損傷区間の範囲である。実験結果の方が、やや広い範囲で損傷区間が観察されたものの、計算によって損傷区間を、ある程度推定できることが分かる。

以上より、部材中間の補強鋼材を断面高さの 1/2 以上に広げて補強した RC 部材の損傷区間は、部材中で最も小さな V_{jn} の値を示した位置と仮想荷点間で発生するものとして推定可能である。また、この方法を用いて、部材中間の補強鋼材を断面高さの 1/2 以上に広げて補強した RC 部材のせん断耐力を有る程度の精度で可能であることが分かった。

ただし、本評価は、梁部材による 1 方向単調荷重による場合においてのみ確認しただけであり、柱部材のように地震作用により交番される繰り返し力が作用した際にも適用可能かを研査する必要がある。そこで、次節では、既往の実験^{5.5)}を再評価することにより、柱部材に対する適用性を検証する。

5. 4 せん断耐力に対する補強効果の確認

5. 4. 1 柱モデル試験体に対する載荷試験の概要

(1) 試験体諸元

表 5. 4. 1 に試験体諸元及び材料試験値を, 図 5. 4. 1 に試験体側面から見たせん断補強鋼材の配置図を示す. 試験体は, 実物のラーメン高架橋柱の 2/3 スケール 6 体であり, 1 体は無補強の RC 柱, 5 体が, 拡大区間を設けた補強 RC 柱試験体である. 帯鉄筋が D6etc250 ~ D13etc150, 断面外の補強鋼材の拡大区間の最大中心間隔 (s_1) が $s_1/h=1.33\sim 2.63$, せん断スパン比が 1, 650mm または 2, 200mm である.

表 5. 4. 1 試験体諸元及び材料試験値

試験体 No.	断面寸法 $b \times h$ (mm)	せん断スパン a (mm)	鋼材配置							材料特性 ^{※2}							
			軸方向鉄筋		帯鉄筋	柱外周のせん断補強鋼材				コンクリート		断面内の鉄筋				柱外周のせん断補強鋼材	
			有効高 d (mm)	径×本数	径-間隔	径	配置 ^{※1}	拡大間隔 s_1 (mm)	s_1/h	柱 $f'c1$ (N/mm^2)	フーチング [†] $f'c2$ (N/mm^2)	軸方向 f_{sy} (N/mm^2)	ϵ_{sy} ($\times 10^6$)	帯鉄筋 f_{wy} (N/mm^2)	ϵ_{wy} ($\times 10^6$)	f_{wly} (N/mm^2)	ϵ_{wly} ($\times 10^6$)
D0	600x600	1650	550	D25x24	D13-150	—	—	—	—	29.2	32.8	391	2,066	369	1,933	—	—
D1	600x600	1650	550	D25x24	D13-150	D16	30-210-390-570	1080	1.80	35.3	32.8	391	2,066	369	1,933	396	1,973
D2					D10-200	D19	55-235-415-595	1055	1.76	32.8	32.8	391	2,066	374	2,064	372	2,090
D3					D6-250	D19	55-215-375-535-695-855	795	1.33	29.4	32.8	391	2,066	316	2,079	372	2,090
D4					D10-200	D16	50-240-430-620	1580	2.63	28.7	32.8	391	2,066	374	2,064	394	2,113
D5					D10-200	D16	50-230-410-590-770-950-1130	1070	1.78	29.0	32.8	391	2,066	374	2,064	383	1,972

※1: フーチング上から各補強鋼材までの高さを示す.

※2: 材料特性は, $f'c1, f'c2$ が, コンクリートの圧縮強度を, f_{sy}, f_{wy}, f_{wly} , が鋼材の降伏強度を, $\epsilon_{sy}, \epsilon_{wy}, \epsilon_{wly}$ が鋼材の降伏ひずみを示す.

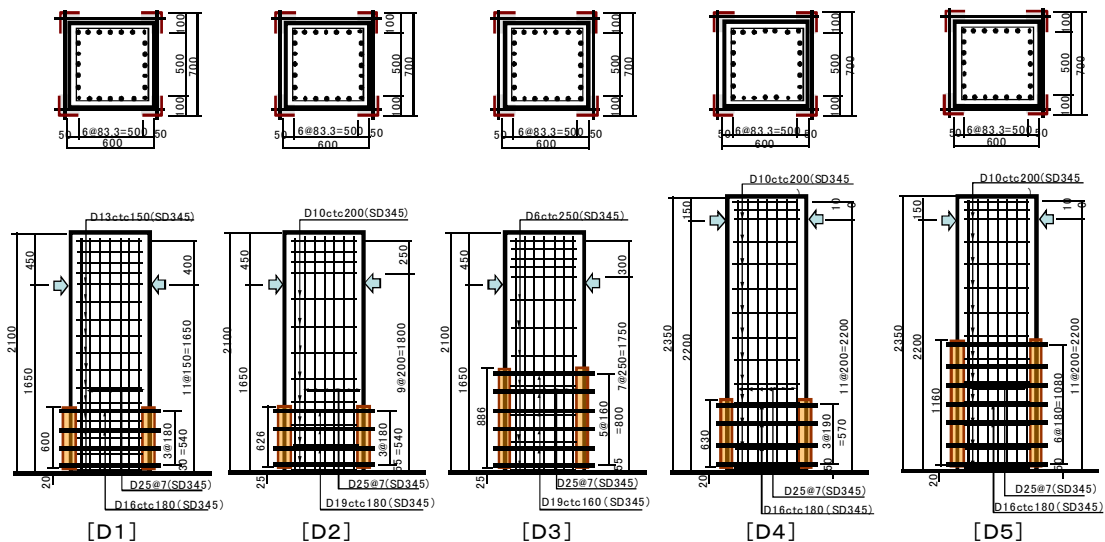


図 5. 4. 1 試験体形状および配筋イメージ

断面内の軸方向鉄筋の配置は、圧縮、引張、側方鉄筋を均等間隔に配置する矩形配置である。断面内の帯鉄筋は全ての試験体に配置されている。試験区間外の載荷点付近およびフーチング内には、D13を $d/2$ 以下のピッチで配置されている。

主要材料の材料試験値は、柱部材のコンクリートの圧縮強度が $28.7\sim 35.3\text{N/mm}^2$ 、軸方向鉄筋の降伏強度が 391N/mm^2 、柱外周のせん断補強鋼材の降伏強度が $372\sim 396\text{N/mm}^2$ であった。柱外周の補強鋼材の定着部には、既往の研究^{5.1)}において定着部材の形状や山形鋼の分割の有無等により変形性能に影響を及ぼさないことが確認されている。そのため、既往の研究に示される定着部の構造と同様である。

表 5.4.2 耐力，変位の計算値と実験値

試験体 No.	計算値					実験値								破壊形態の種類
	V _{my,c} (kN)	δ _{y,c} (mm)	V _{mu,c} (kN)	V _{y,c} (kN)	補強前の耐力比 V _{y,c} /V _{mu,c}	降伏荷重 P _{y,e} (kN)	$\frac{P_{y,e}}{V_{my,c}}$	降伏変位 δ _{y,e} (mm)	$\frac{\delta_{y,e}}{\delta_{y,c}}$	最大荷重 P _{u,e} (kN)	$\frac{P_{u,e}}{V_{mu,c}}$	終局変位 δ _{u,e} (mm)	じん性率 μ (δ _{u,e} /δ _{y,c})	
D0	574.9	8.1	729.4	670.1	0.92	653.1	1.14	13.0	1.60	783.6	1.07	41.0	5.06	曲げ降伏後のせん断破壊
D1	583.2	7.4	747.0	699.2	0.94	662.4	1.14	11.0	1.49	876.5	1.17	92.4	12.49	曲げ破壊
D2	580.0	7.7	741.2	514.2	0.69	663.3	1.14	13.3	1.73	858.2	1.16	64.5	8.38	曲げ降伏後のせん断破壊
D3	575.2	8.0	730.1	414.6	0.57	651.2	1.13	13.4	1.68	866.1	1.19	89.1	11.14	曲げ降伏後のせん断破壊
D4	430.6	13.0	545.8	462.2	0.85	504.4	1.17	17.5	1.35	601.7	1.10	30.6	2.35	曲げ降伏後のせん断破壊
D5	430.9	13.0	546.5	463.4	0.85	481.8	1.12	16.0	1.23	666.8	1.22	118.4	9.11	曲げ破壊

表 5.4.2 に耐力，変位の計算値と実験値を示す。降伏耐力に達する時のせん断力の計算値 ($V_{my,c}$)，曲げ終局耐力に達する時のせん断力の計算値 ($V_{mu,c}$) は，それぞれ，最外縁の軸方向鉄筋が降伏点に達する荷重と，断面の最外縁コンクリートが終局ひずみに達する際の荷重の計算値である。補強前のせん断耐力の計算値 ($V_{y,c}$) は，コンクリートが負担するせん断耐力の計算値 ($V_{c,c}$) が文献 5.2) を参考に，軸方向力を受ける RC 部材の設計せん断耐力の式 (5.8)，(5.9) により算定し，断面内に帯鉄筋を配置しているものについてはその寄与分 ($V_{s,c}$) として，せん断補強鋼材の負担分を累加することにより算出した。

$$V_{y,c} = V_{c,c} + V_{s,c} \quad (5.8)$$

$V_{c,c}$: 式(5.6)にて算定

$$V_{s,c} = A_w \cdot f_{wy} \cdot (\sin\theta_s + \cos\theta_s) / s_s \quad (5.9)$$

ここに，

A_w : 区間 s_s における断面内の帯鉄筋の総断面積 (mm^2)

f_{wy} : 断面内の帯鉄筋の引張降伏強度 (N/mm^2)

θ_s : 帯鉄筋が部材軸となす角度

s_s : 帯鉄筋の配置間隔 (mm)

なお、本試験に使用した試験体の補強前の計算上の曲げせん断耐力比は、0.57～0.94 であり、全ての試験体の補強前の破壊形態は、せん断破壊モードの試験体である。なお、降伏荷重の実験値 ($P_{y,e}$)、最大荷重の実験値 ($P_{u,e}$) は、それぞれ、曲げにより最外縁の軸方向鉄筋が降伏ひずみに達するときの水平荷重と、実験時に水平力が最大となる時の水平荷重である。

(2) 荷重方法および計測

荷重装置の概要を図 5.4.2 に示す。荷重時の荷重条件は、一般的な鉄道ラーメン高架橋柱の死荷重載荷時の応力状態を模擬した一定の鉛直圧縮応力度 0.98N/mm^2 を鉛直に載荷した状態にて行っている。荷重は、最外縁の軸方向鉄筋ひずみが材料の試験結果から定まる降伏ひずみに達したときの変位を実験上の降伏変位 ($\delta_{y,e}$) とし、 $1 \delta_{y,e}$ までは荷重制御にて行っている。 $2 \delta_{y,e}$ 以降の荷重は、 $\delta_{y,e}$ の整数倍の変位毎に各 1 回ずつ変位制御で交番載荷し、 $P_{y,e}$ を再び下回る変位（以下、終局変位 ($\delta_{u,e}$) という）を超え、試験体が最大水平荷重の 20%程度を負担できなくなるまで行っている。荷重速度は、載荷点での載荷速度の上限値が 1mm/sec 程度となるよう荷重速度を調整している。

載荷中の荷重および変位は、載荷点の水平変位、水平荷重、柱頂部の鉛直変位および鉛直荷重を計測している。鋼材のひずみは、軸方向鉄筋のひずみを計測している。なお、変位はワイヤ巻込型変位計により、荷重はジャッキと試験体の間に設置したロードセルにより、ひずみはワイヤストレインゲージによりそれぞれ測定されている。

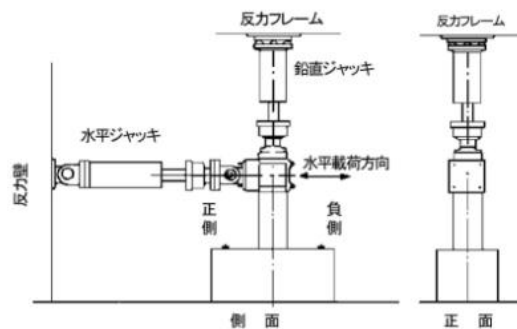


図 5.4.2 荷重装置の概要

5. 4. 2 荷重試験の結果

(1) 無補強試験体の荷重変位曲線および損傷状況 (D0)

図 5. 4. 3 は、無補強試験体 D0 の荷重変位関係を、写真 5. 4. 1 は、荷重低下後のひび割れ発生状況である。本試験体は、荷重開始後、基部付近から荷重側に徐々に曲げひび割れが発生し、基部において軸方向鉄筋が降伏する際には、曲げひび割れから進展した斜めひび割れが、部材全長で多数発生した。3 $\delta_{y,e}$ 時に、基部と基部より 1, 200mm 程度の荷重面を結ぶような斜めひび割れのひび割れ幅が大きく開き、4 $\delta_{y,e}$ で荷重低下を生じせん断破壊型の損傷形態となった。

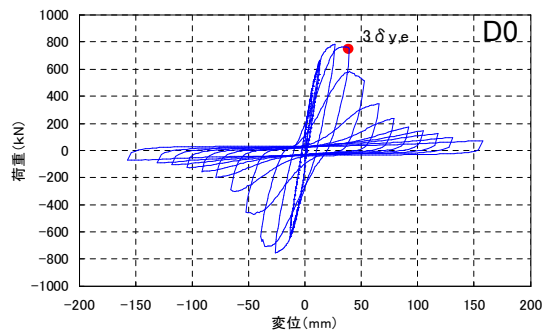


図 5. 4. 3 荷重変位関係 (D0)



写真 5. 4. 1 荷重後の損傷状況 (D0)

(2) 曲げ降伏後のせん断破壊型の試験体 (D 2, D 3, D 4)

図 5.4.4 は, D 2, D 3, D 4 試験体の荷重変位関係を, 写真 5.4.2 は, 同試験体の荷重低下後のひび割れ発生状況である. これらの 3 試験体は, 曲げ降伏後において拡大区間においてせん断破壊を生じた試験体である. 荷重低下は, それぞれ $6\delta_{y,e}$, $8\delta_{y,e}$, $3\delta_{y,e}$ であった. を生じせん断破壊型の損傷形態となった.

なお, D 3 試験体は, 曲げ降伏後の変位が大きかったために, 柱基部にも塑性ヒンジが形成されたことから, 試験終了後の観察において部材全長において損傷が確認された.

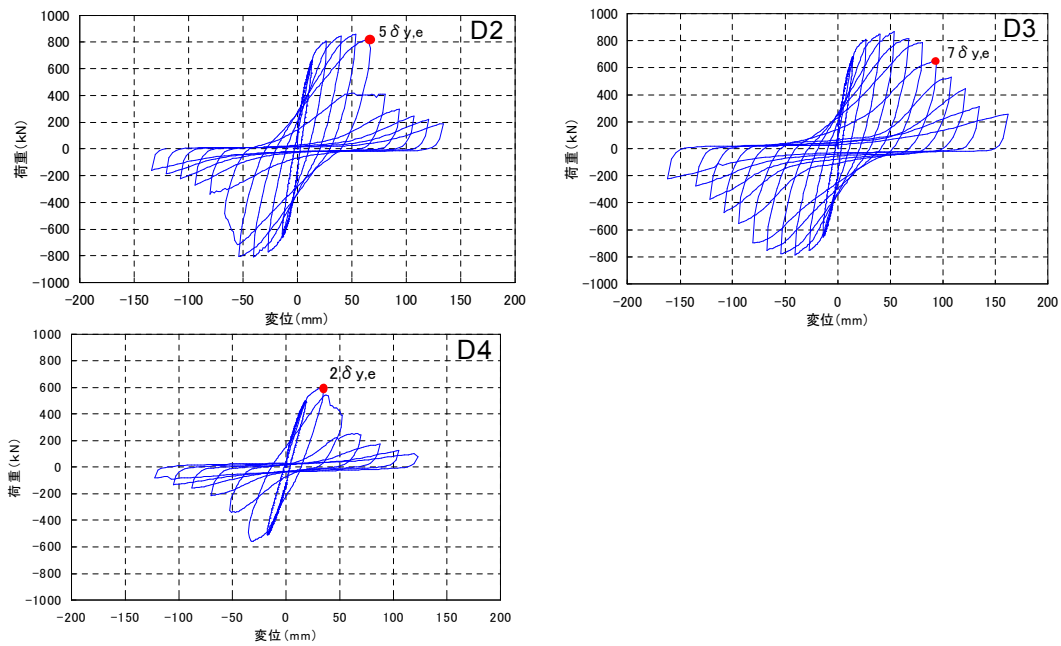


図 5.4.4 荷重変位関係 (D2, D3, D4)

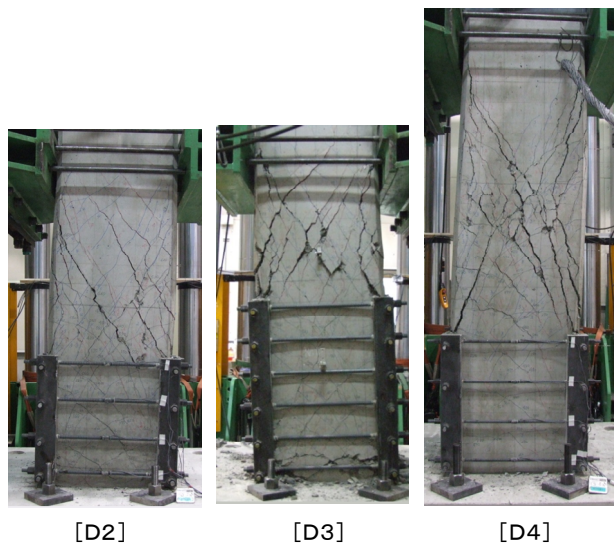


写真 5.4.2 載荷後の損傷状況 (D2, D3, D4)

(3) 曲げ降伏後の曲げ破壊型の試験体 (D 1, D 5)

図 5.4.5 は, D 1, D 5 試験体の荷重変位関係を, 写真 5.4.3 は, 同試験体の荷重低下後のひび割れ発生状況である. これらの 2 試験体は, 曲げ降伏後において補強区間の柱基部において塑性ヒンジが形成され, 曲げ破壊を生じて徐々に水平力を低下させた試験体である. 降伏時の水平力を下回るのは, D 1 が $9 \delta_{y,e}$, D 5 が $8 \delta_{y,e}$ 程度の変位であり, その後, 徐々に水平力を低下させ, 曲げ破壊型の損傷形態となった.

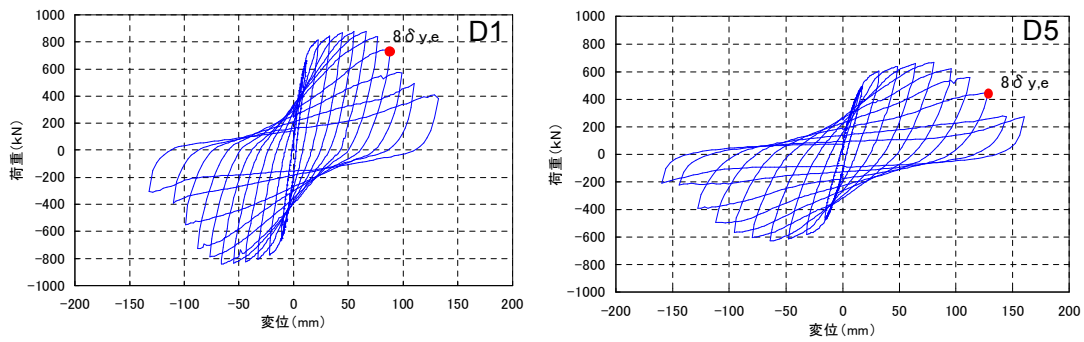


図 5.4.5 荷重変位関係 (D1, D5)



写真 5.4.3 载荷後の損傷状況 (D 1, D 5)

5. 4. 3 柱部材に用いる場合のせん断耐力および損傷区間推定方法

本節では、梁モデルで確認したせん断耐力および損傷区間の推定方法が、繰り返し荷荷を受ける柱部材について適用可能かを検証するものである。そのため、基本的には、梁モデル試験体において提案した方法と、同様の方法により柱部材のせん断耐力の算定および損傷区間の推定を行う。

損傷区間を推定するためのフローチャートを図 5. 4. 6、損傷区間推定における計算イメージを図 5. 4. 7 に示す。任意区間のせん断耐力 (V_{yn}) は、梁部材と同様に式(5. 1)により算定するものとする。

これらの値の算定を、仮想支持点が荷荷点位置に達するまで繰り返し行う。終了後は、仮想支持点をせん断補強鋼材の 1 段目に変えて、再度、仮想荷荷点が支点位置まで計算し、仮想支持点を 2 段目、3 段目と移動させて、全ての補強鋼材が仮想荷荷点になるまで計算を繰り返した後、最も小さい計算値 V_{yn} が算定された位置とその時の仮想支持点の 2 点間が、損傷区間であると推定する。

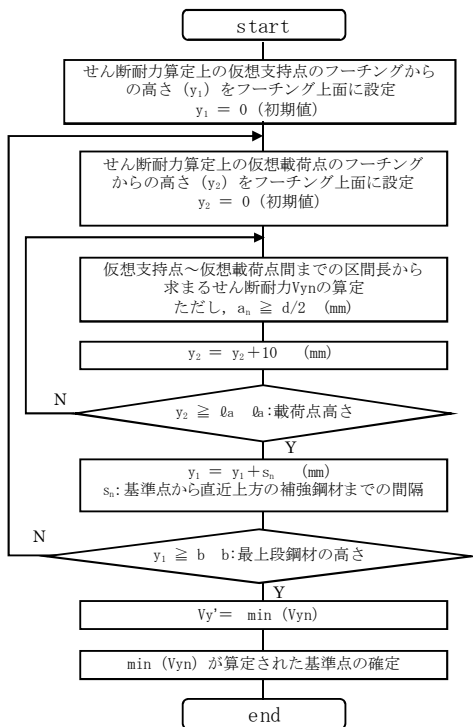


図 5. 4. 6 損傷区間推定のフローチャート

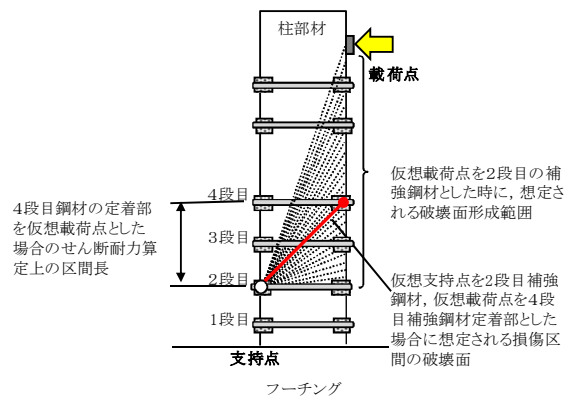


図 5. 4. 7 損傷区間推定のイメージ

5. 4. 4 破壊モード判定によるせん断耐力算定方法の検証

(1) せん断耐力の算定

図 5. 4. 8～図 5. 4. 13 は、各試験体の損傷区間の推定結果とせん断耐力の算定された位置を示している。図中の耐力曲線状の赤●箇所がせん断耐力の算定箇所であり、赤●ではさまれた赤線の区間が、損傷区間として推定した箇所である。

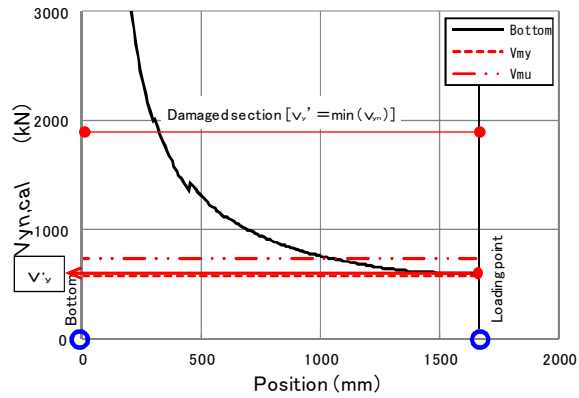


図 5. 4. 8 せん断耐力の計算値の算定 (D 0)

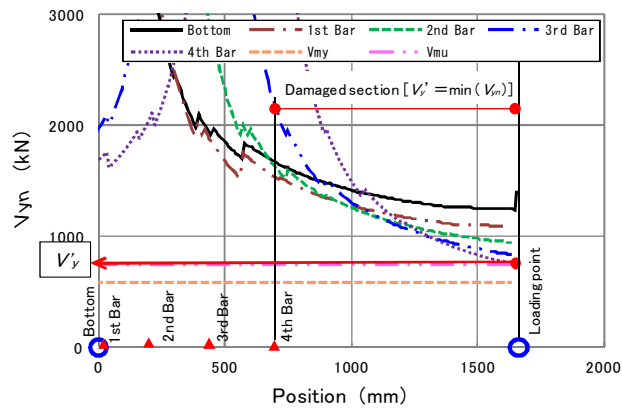


図 5. 4. 9 せん断耐力の計算値の算定 (D 1)

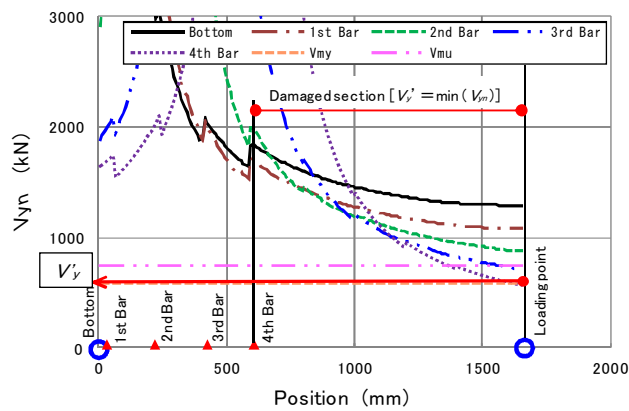


図 5. 4. 10 せん断耐力の計算値の算定 (D 2)

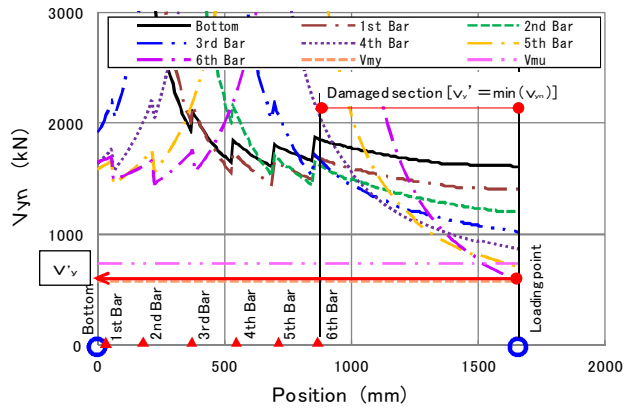


図 5.4.11 せん断耐力の計算値の算定 (D 3)

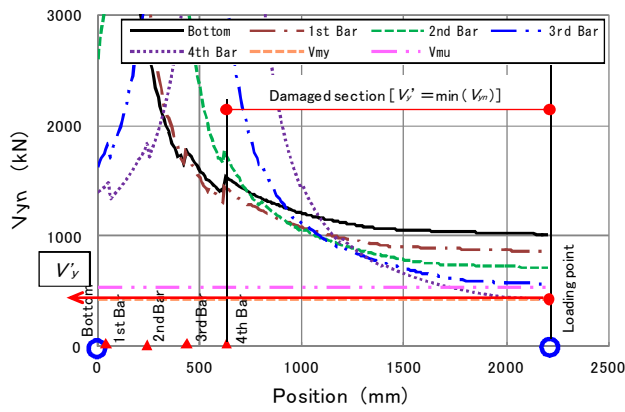


図 5.4.12 せん断耐力の計算値の算定 (D 4)

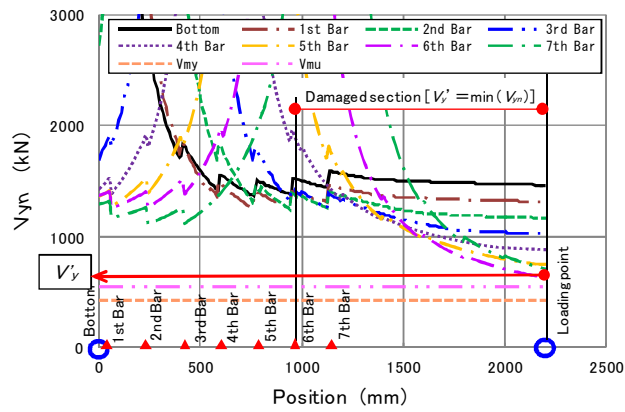


図 5.4.13 せん断耐力の計算値の算定 (D 5)

(2) せん断耐力の計算値を用いた破壊モードの推定

前節において、静的曲げ載荷試験の結果に対して、計算によって比較的精度よくせん断耐力を算定できることが示された。一方で、地震作用を受ける柱部材は、必ずしも一方向にせん断力が発生して破壊するとは限らないことから、前項 5.4.3 の方法を用いて、せん断耐力および破壊形態を推定することができるかどうかを検証する。

表 5.4.3 破壊形態の推定結果

試験体 No.	試験時の破壊形態	補強後の計算上のせん断耐力 V'_y (kN)	$\frac{V_{my,c}}{V'_y}$	$\frac{V_{mu,c}}{V'_y}$	破壊モードの計算結果	判定
D0	曲げ降伏後せん断破壊	592.3	0.971	1.231	曲げ降伏後せん断破壊型	○
D1	曲げ破壊	753.2	0.774	0.992	曲げ破壊モード	○
D2	曲げ降伏後せん断破壊	581.9	0.997	1.274	曲げ降伏後せん断破壊型	○
D3	曲げ降伏後せん断破壊	612.6	0.939	1.192	曲げ降伏後せん断破壊型	○
D4	曲げ降伏後せん断破壊	425.7	1.012	1.282	せん断破壊モード	△
D5	曲げ破壊	635.6	0.678	0.860	曲げ破壊モード	○

表 5.4.3 は、試験時の破壊形態と破壊モードの推定結果を示したものである。曲げ降伏耐力に達するかを判定した上で、破壊モードの分類は、文献 5.6) に示される 4 つの破壊形式（「せん断破壊」、「曲げせん断破壊（最大耐力前）」、「曲げせん断破壊（最大耐力後）」、「曲げ破壊」）の分類と特徴を参考に、部材全長に大きな斜めひび割れが急激に進展し、脆性的な破壊に至る「せん断破壊」を「せん断破壊モード」とし、柱基部に塑性ヒンジが形成され一定の耐震性能を有する「曲げせん断破壊（最大耐力前）」、「曲げせん断破壊（最大耐力後）」を「曲げ降伏後せん断破壊モード」、「曲げ破壊」を「曲げ破壊モード」とした。今回の試験体は、全ての試験体において、曲げ降伏に達しており、その上で、部材全長で斜めひび割れが急激に進展して脆性的に破壊するか、曲げ耐力に達する程度の水平力を保持して一定の変形性能を発揮した後に耐力低下に至っている。このため、試験体の破壊形態は「曲げ降伏後せん断破壊モード」、または「曲げ破壊モード」と判定した。計算による破壊モードの判定は、部材が曲げ降伏耐力に達する時のせん断力の計算値 $V_{my,c}$ 、部材が曲げ耐力に達する時のせん断力の計算値 $V_{mu,c}$ 、補強後の部材の計算上のせん断耐力 V'_y を用いて以下により行った。

$$\begin{aligned}
 &V_{my,c} / V'_y \leq 1.0 \quad \text{かつ} \quad V_{mu,c} / V'_y \leq 1.0 \quad \text{の場合} \quad \text{曲げ破壊モード} \\
 &V_{my,c} / V'_y \leq 1.0 \quad \text{かつ} \quad V_{mu,c} / V'_y > 1.0 \quad \text{の場合} \quad \text{曲げ降伏後せん断破壊モード} \\
 &V_{my,c} / V'_y > 1.0 \quad \text{かつ} \quad V_{mu,c} / V'_y > 1.0 \quad \text{の場合} \quad \text{せん断破壊モード}
 \end{aligned}$$

ここで、曲げ破壊モードの破壊形態は、部材が曲げ耐力に達する時点までにせん断破壊

が発生しないものとし、せん断破壊モードの破壊形態は、部材が曲げ耐力に達する前にせん断破壊を生じる破壊形態であるとした。判定が“○”は、試験時の破壊形態と破壊モードの計算結果が一致するものとし、“△”は、曲げ降伏荷重に到達するか、または、最大荷重までにせん断破壊を起こすことの何れかを正しく判定する場合とし、“×”は何れの判定も外れた場合とした。この表から、D4試験体が、曲げ降伏荷重に達するかどうかの判定に誤りが出たものの、その値は僅かであり、算定したせん断耐力を用いた破壊形態の推定結果と実験上の破壊形態は、概ね一致することが確認された。

以上より、部材中間の補強鋼材を断面高さの1/2以上に広げて補強したRC部材の破壊形態は、部材が曲げ降伏耐力に達する時のせん断力の計算値 $V_{my,c}$ 、部材が曲げ耐力に達する時のせん断力の計算値 $V_{mu,c}$ と、補強後に部材全長で最も小さな計算上のせん断耐力をその部材のせん断耐力 $V'_{y,c}$ の計算値を比較することによって精度よく推定できる。この方法により、地震作用に対して軸力を保持しながら水平方向の変形性能が高い曲げ破壊モードの部材となるように、補強鋼材量を設定することが可能であるものと考えられる。

5. 4. 5 損傷区間の推定方法の検証

図 5.4.14～図 5.3.19 は、各試験体の損傷区間の推定結果と損傷状況を比較したものである。図中の赤●は、推定した破壊区間の起終点を示し、青○は、載荷点と支持点の位置を示す。

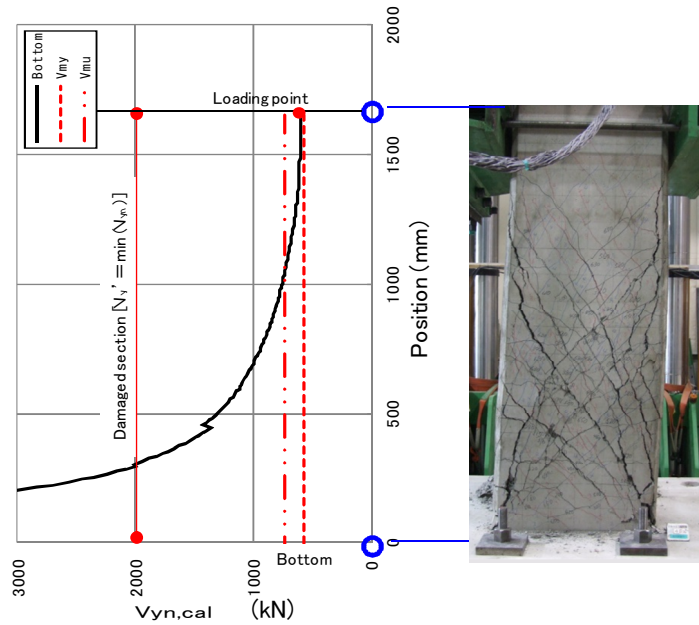


図 5.4.14 損傷区間の推定結果と損傷状況の比較 (D 0)

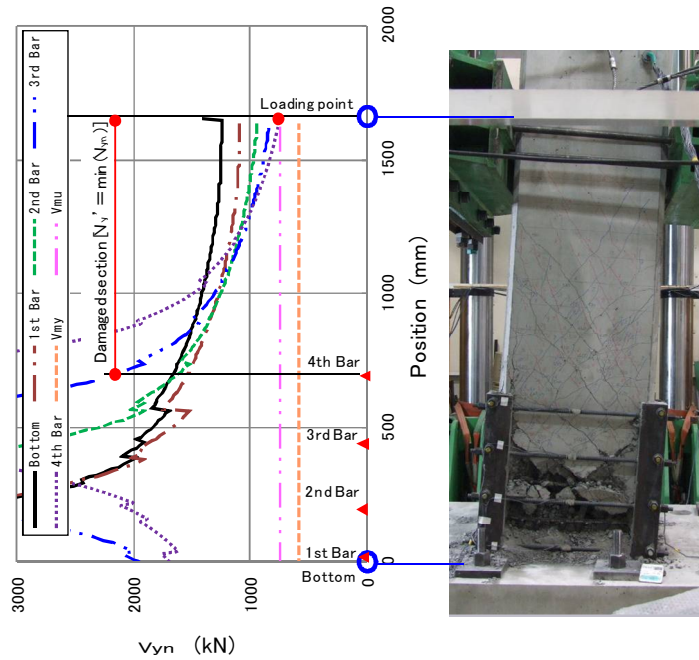


図 5.4.15 損傷区間の推定結果と損傷状況の比較 (D 1)

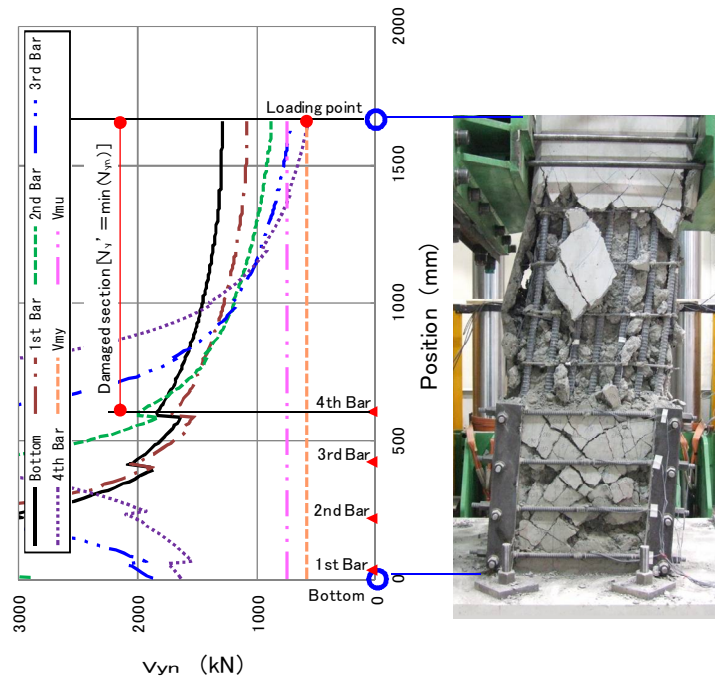


図 5.4.16 損傷区間の推定結果と損傷状況の比較 (D 2)

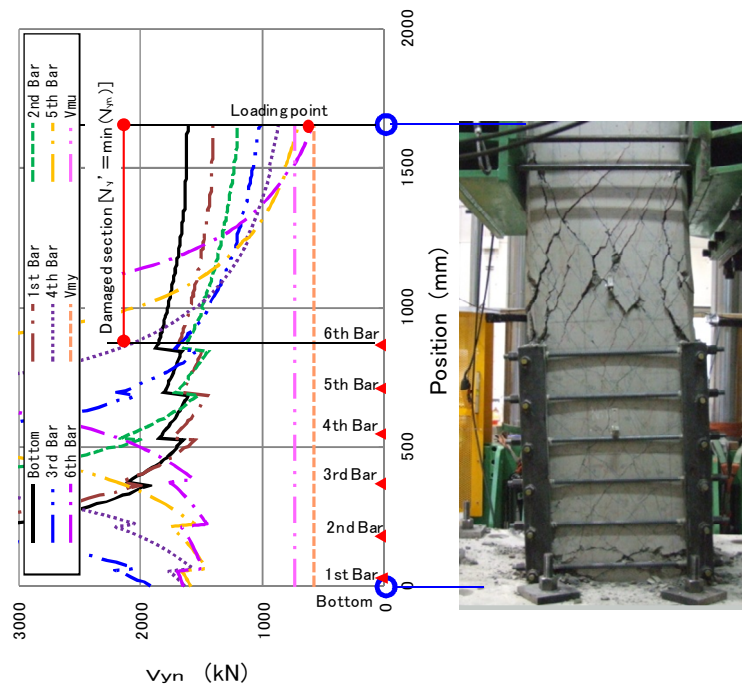


図 5.4.17 損傷区間の推定結果と損傷状況の比較 (D 3)

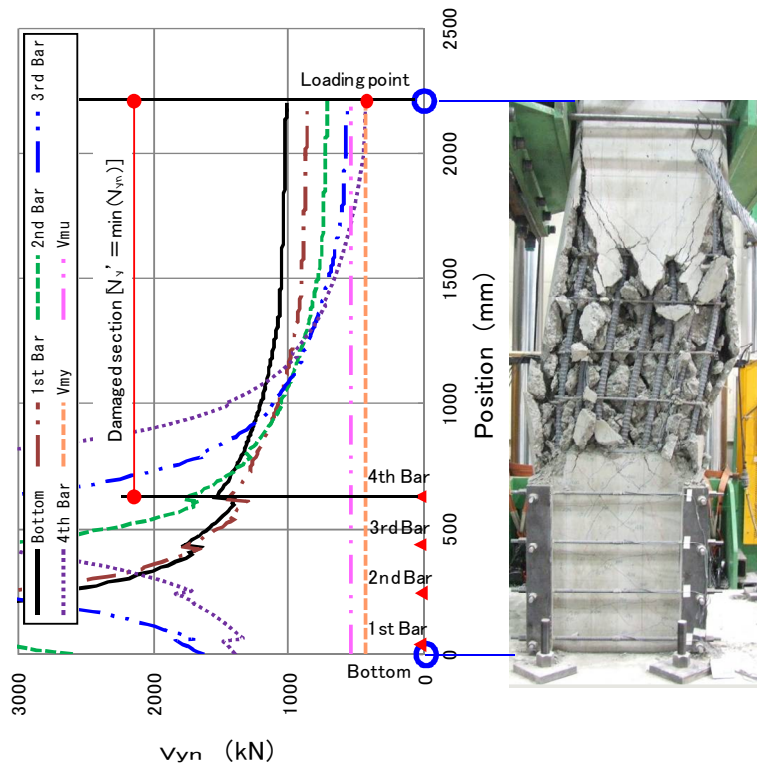


図 5.4.18 損傷区間の推定結果と損傷状況の比較 (D 4)

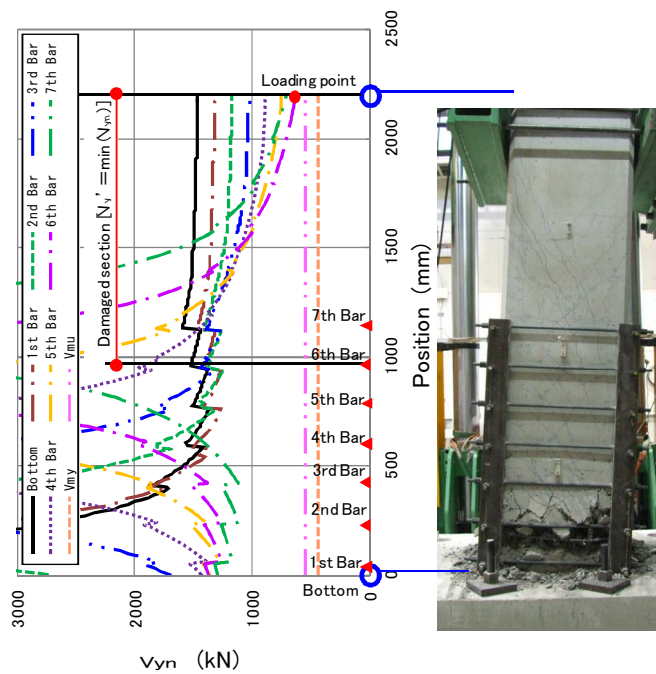


図 5.4.19 損傷区間の推定結果と損傷状況の比較 (D 5)

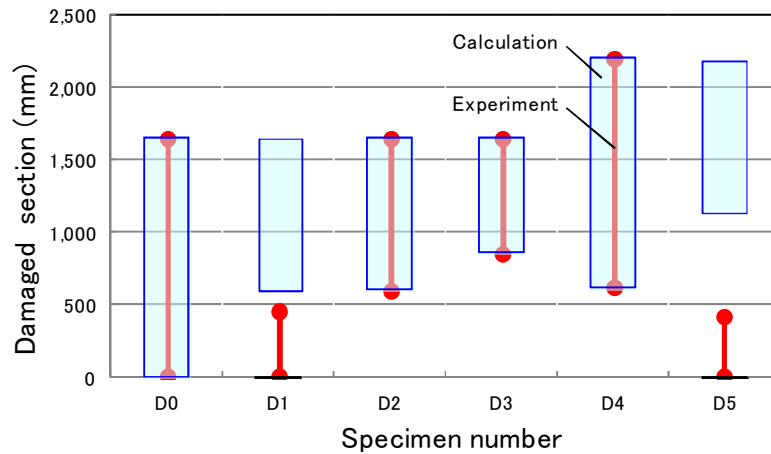


図 5.4.20 損傷区間の推定値と試験結果の比較

図 5.4.20 は、各試験体の損傷区間の実験結果と推定した範囲を比較したものである。図中、●に挟まれた赤実線は実験時に観測された損傷区間を示し、青枠囲いの範囲が計算で推定された損傷区間の範囲である。D1 と D5 は曲げ破壊となったために、フーチングに近い柱基部が損傷したが、曲げ降伏後せん断破壊モードの部材については、提案した方法により推定された損傷範囲と、実験上の損傷区間が一致する結果となった。せん断破壊モードの柱部材であれば、計算により損傷区間を推定できることが分かる。

以上より、今回の適用範囲において、せん断耐力の算定および損傷区間の推定が柱部材のように地震作用により交番される繰り返し力が作用する部材においても、せん断破壊モードの部材であれば、損傷範囲を推定できることが確認された。このことから、今回提案した補強鋼材間隔を広げて設定した補強部材の損傷区間を推定する方法を用いて、補強による耐震性能を制御することができ、耐震補強を合理的に行うことができるものと考えられる。

5. 5 本章のまとめ

せん断補強鋼材を柱外周に配置して四隅で定着する耐震補強方法において、梁または柱部材の中間において、せん断補強鋼材の配置間隔を断面高さの 1/2 以上の間隔で設定した場合のせん断破壊により損傷する範囲とせん断耐力について実験により確認した。その結果、今回の実験の範囲において以下の知見を得た。

なお、今回の実験の範囲は、拡大間隔 s_1/h : 0.44~2.63, せん断スパン比 a/d : 2.0~4.0, 引張り鉄筋比 p_c : 1.07~3.17%, コンクリート強度: 24.9~35.6N/mm², 断面外に配置した補強鋼材強度: 367.7~403.5N/mm², 軸方向圧縮力: 0.98N/mm² である。

- (1) $V_{c,c}$ を補強前のせん断耐力であると仮定した場合、補強鋼材の配置間隔を 0.78h~1.25h 程度の範囲で設置した試験体において、1.54~3.54 倍に耐力が確認された。このことから、補強鋼材の配置間隔を $h/2$ よりも大きく設定しても、一定量以上の補強鋼材を拡大区間以外の区間に配置することにより、せん断耐力を増加させる効果を付与できることが明らかとなった。
- (2) 梁部材に対する単調曲げ載荷および柱部材に対する交番載荷試験の結果、部材中間の補強鋼材を断面高さの 1/2 以上に広げて補強した RC 部材の損傷区間は、部材中で最も小さな $V_{y,n}$ の値を示した位置と仮想載荷点間で発生するものとして推定可能である。また、この方法を用いて、部材中間の補強鋼材を断面高さの 1/2 以上に広げて補強した RC 部材のせん断耐力を有る程度の精度で可能であることが分かった。
- (3) 部材中間の補強鋼材を断面高さの 1/2 以上に広げて補強した RC 部材の破壊形態は、部材が曲げ降伏耐力に達する時のせん断力の計算値 $V_{m,y,c}$, 部材が曲げ耐力に達する時のせん断力の計算値 $V_{u,c}$ と、補強後に部材全長で最も小さな計算上のせん断耐力をその部材のせん断耐力 $V'_{y,c}$ の計算値を比較することによって精度よく推定できる。この方法により、地震作用に対して軸力を保持しながら水平方向の変形性能が高い曲げ破壊モードの部材となるように、補強鋼材量を設定することが可能であるものと考えられる。

以上、本章の知見を用いることにより、部材中間に拡大区間を設けざるを得ないようなせん断破壊モードの既設 RC 柱部材を、曲げ破壊モードの破壊形態へと改良し、一定の変形性能を付与することができることを示した。

【参考文献】

5. 1) 津吉毅, 石橋忠良, 小林将志, 田附伸一: 鉄筋を柱外周に配置し柱の四隅で定着する既設 RC 柱の耐震補強方法に関する研究, 土木学会論文集, 第 662 号/V-49, pp. 205-216, 2000.

- 5.2) 土木学会：コンクリート標準示方書 設計編，2012.
- 5.3) 二羽淳一郎，山田一字，横沢和夫，岡村 甫：せん断補強鉄筋を用いないRCはりのせん断強度式の再評価，土木学会論文集，第372号/V-5，pp.167-175，1986.
- 5.4) 石橋忠良，松田好史，斉藤啓一：少数本の杭を用いたフーチングのせん断設計について，土木学会論文集，第337号/V-5，pp.197-204，1983.
- 5.5) 松本浩一，幸田和明，石川健一，加藤健二，小林寿子，築嶋 大輔：部材途中で補強を省略する高架橋柱の合理的耐震補強方法の開発，東日本旅客鉄道株式会社，STRUCTURALENGINEERING DATA，Vol.32，pp90-99，2009.
- 5.6) 白子将之，吉川弘道：RC部材のせん断劣化と変形性能評価に関する研究，土木学会論文集，第802号/V-69，pp.1-14，2005.

第6章 補強間隔を部材基部で広げた場合の耐震補強効果の検証

6. 1 本章の目的

第4章において求められる耐震補強技術について記述し、第5章において補強鋼材の間隔を部材中間において断面高さの1/2以上に広げて補強する場合のせん断耐力の算定方法について記述した。本章では、補強間隔を部材基部で広げた場合のRC柱の補強効果を検証することを目的に、補強RC柱を模擬した試験体に対して、静的正負交番載荷試験を実施した。その結果、塑性ヒンジ領域となる部材基部の補強鋼材の間隔を広げて配置した補強RC柱が交番載荷を受けた際に大きく損傷する区間の推定フローを提案するとともに、この推定方法を用いることにより、破壊形態の判定と変形性能の予測が可能であることを検証したので、以下に報告する。

6. 2 変形性能に対する補強効果の確認

6. 2. 1 載荷試験による検証

(1) 試験体諸元

表6.2.1に試験体諸元及び材料特性を、図6.2.1に試験体側面から見たせん断補強鋼材の配置イメージを示す。試験体は、実物のラーメン高架橋柱の1/2スケール13体、実大スケール2体の計15体である。主な試験パラメータは、せん断補強鋼材を断面高さ h の1/2より広げて配置する区間(以下、「拡大区間」という)の最大中心間隔(以下、拡大間隔(s_j))とよび、フーチングから拡大区間を設定した場合は、フーチング上面から1本目の鋼材中心までの距離とする)、拡大区間直上直下の鋼材量、断面寸法である。

断面内の軸方向鉄筋の配置は、圧縮、引張、側方鉄筋を均等間隔に配置する矩形配置とした。断面内の帯鉄筋は、試験区間にはB5、B6のみD6を100mmピッチで配置し、その他の試験体には配置していない。試験区間外の載荷点付近およびフーチング内には、D13(B7、C4はD25)を100mmピッチで配置した。

試験体は3シリーズで行い試験体番号のアルファベットで分類した。

Aシリーズは、塑性ヒンジとなる領域のせん断補強鋼材の配置間隔を構造細目よりも広げて配置した補強RC部材の耐震性能を確認することを目的としている。Bシリーズは、Aシリーズに対し拡大区間直上のせん断補強鋼材を一般区間よりも太径のもの(以下、「集中補強鋼材」という)を配置した試験シリーズであり、集中補強鋼材の配置によりAシリーズよりも高い耐震性能を効率よく発揮できるかどうかを確認することを目的としている。Cシリーズは、拡大区間の下方にもせん断補強鋼材を設置した試験シリーズであり、柱周辺の支障物が塑性ヒンジ区間内の上方に存在した場合に、せん断補強鋼材の配置間隔を拡大しても、一定の耐震性能を確保できるかどうかを確認することを目的としている。

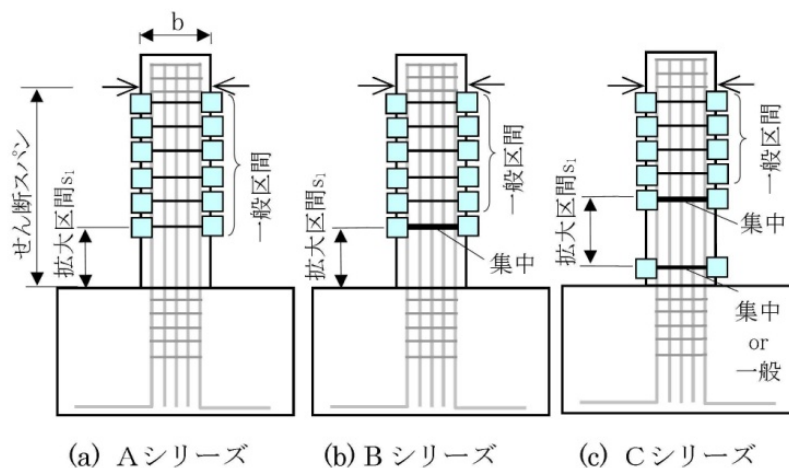


図 6.2.1 せん断補強鋼材の配置イメージ

主要材料の材料試験値は、柱部材のコンクリートの圧縮強度が 24.0~38.7N/mm²、軸方向鉄筋の降伏強度が 359.5~412.1N/mm²、柱外周のせん断補強鋼材の降伏強度が 360.8~391.6N/mm²であった。

柱外周の補強鋼材の定着部には、既往の研究^{6.1)}において定着部材の形状や山形鋼の分割の有無等により変形性能に影響を及ぼさないことが確認されている。そのため、既往の研究に示される定着部の構造と同様とした。

表 6.2.1 試験体諸元及び材料特性

試験体 No.	断面寸法 b×h (mm)	鋼材配置								材料特性 ^{※2}											
		軸方向鉄筋		帯鉄筋	柱外周のせん断補強鋼材				コンクリート		断面内の鉄筋				柱外周のせん断補強鋼材						
		有効高 d (mm)	径×本数	径-間隔 (mm)	鋼材径(mm) (一般) (集中)	配置 ^{※1} (mm)	拡大間隔 s1 (mm)	s1/h	柱 f'c1 (N/mm ²)	フーチング f'c2 (N/mm ²)	軸方向 fsy ε sy (N/mm ²) (x10 ⁶)		帯鉄筋 fwy ε wy (N/mm ²) (x10 ⁶)		一般 fw1y ε w1y (N/mm ²) (x10 ⁶)		集中 fw2y ε w2y (N/mm ²) (x10 ⁶)				
A1	400x400	360	D19x16	-	D13	-	230-380-530-680-830	230	0.58	24.0	29.7	412	2,480	-	-	376	2,000	-	-		
A2							330-480-630-780	330	0.83	28.1	29.2	412	2,480	-	-	376	2,000	-	-		
A3							430-580-730-880	430	1.08	34.7	32.9	412	2,480	-	-	376	2,000	-	-		
A4							530-680-830	530	1.33	38.7	29.8	412	2,480	-	-	376	2,000	-	-		
B1	400x400	360	D19x16	-	D13	D22	330-480-630-780	330	0.83	31.1	22.9	412	2,480	-	-	376	2,000	392	1,950		
B2						D29	330-480-630-780	330	0.83	33.4	33.7	412	2,480	-	-	376	2,000	361	1,950		
B3						D25	430-580-730-880	430	1.08	25.3	29.5	412	2,480	-	-	376	2,000	372	1,970		
B4						D32	430-495-560-625-690-755	430	1.08	36.6	28.2	383	2,070	-	-	373	1,950	364	1,950		
B5						D19x20	D6-100	D22	300-450-600-750	300	0.75	34.7	32.8	368	2,070	350	2,270	374	2,110	372	1,990
B6								D22	400-550-700-850	400	1.00	31.8	27.8	383	2,070	353	2,180	373	1,950	368	1,990
B7	700x700	650	D29x24	-	D25	D41	575-825-1075-1325-1575	575	0.82	24.6	24.6	359	1,910	-	-	361	2,120	364	1,930		
C1	400x400	360	D19x16	-	D13	D16	60-260-410-560-710	200	0.50	30.5	33.8	360	2,040	-	-	380	2,120	372	2,280		
C2						D19	60-420-570-720-870	360	0.90	24.0	40.5	360	2,040	-	-	380	2,120	365	2,010		
C3						D19	60-210-570-720-870	360	0.90	28.4	23.7	360	2,040	-	-	380	2,120	365	2,010		
C4	700x700	650	D29x24	-	D25	D38	100-350-975-1225-1475	625	0.89	29.4	24.7	359	1,910	-	-	361	2,120	367	1,820		

※1: フーチング上から各補強鋼材までの高さ。下線付きの値は集中補強鋼材の位置を示す。

※2: 材料特性は、f'c1, f'c2が、コンクリートの圧縮強度を、fsy, fwy, fw1y, fw2y, が鋼材の降伏強度を、ε sy, ε wy, ε w1y, ε w2yが鋼材の降伏ひずみを示す。

表 6.2.2 耐力, 変位の計算値と実験値

試験体 No.	計算値								実験値							
	$V_{my,c}$ (kN)	降伏変位 $\delta_{y,c}$ (mm)	$V_{mu,c}$ (kN)	補強前の せん断耐力 $V_{y,c}$ (kN)	補強前の 耐力比 $V_{y,c}/V_{mu,c}$	拡大区間以外の区 間のせん断耐力 $V'_{y,c}$ (kN)	拡大区間以外の区 間の耐力比 $V''_{y,c}/V_{mu,c}$	降伏荷重 $P_{y,e}$ (kN)	$P_{y,e}$ $V_{my,c}$	降伏変位 $\delta_{y,e}$ (mm)	$\frac{\delta_{y,e}}{\delta_{y,c}}$	最大荷重 $P_{u,e}$ (kN)	$P_{u,e}$ $V_{mu,c}$	終局変位 $\delta_{u,e}$ (mm)	じん性率 μ ($\delta_{u,e}/\delta_{y,c}$)	
A1	216.7	7.81	267.8	165.2	0.62	363.9	1.36	221.7	1.02	7.11	0.91	268.0	1.00	42.4	5.42	
A2	219.7	7.73	271.9	169.4	0.62	368.2	1.35	235.8	1.07	7.61	0.98	268.2	0.99	38.5	4.98	
A3	223.8	7.20	277.9	181.5	0.65	380.2	1.37	224.8	1.00	7.88	1.09	260.9	0.94	27.9	3.87	
A4	223.8	7.29	283.3	186.3	0.66	384.9	1.36	233.0	1.04	7.01	0.96	272.2	0.96	22.8	3.12	
B1	221.7	7.95	274.7	175.1	0.64	373.9	1.36	224.6	1.01	7.23	0.91	266.5	0.97	41.2	5.18	
B2	222.3	7.44	281.1	179.1	0.64	377.8	1.34	218.2	0.98	6.38	0.86	270.2	0.96	41.3	5.55	
B3	216.5	7.86	270.6	163.6	0.60	362.3	1.34	220.5	1.02	7.17	0.91	258.2	0.95	34.5	4.40	
B4	209.7	6.24	268.9	185.1	0.69	648.7	2.41	232.3	1.11	7.30	1.17	275.4	1.02	35.8	5.74	
B5	242.0	6.43	309.5	263.8	0.85	461.8	1.49	272.4	1.13	7.30	1.14	345.5	1.12	54.6	8.49	
B6	248.6	6.89	316.2	258.6	0.82	455.9	1.44	279.8	1.13	8.60	1.25	326.8	1.03	41.7	6.05	
B7	643.9	11.04	811.5	446.4	0.55	1273.1	1.57	664.1	1.03	14.47	1.31	859.7	1.06	67.3	6.09	
C1	194.7	6.00	248.7	175.0	0.70	375.7	1.51	211.5	1.09	6.78	1.13	278.5	1.12	53.8	8.96	
C2	191.0	6.01	240.7	162.1	0.67	362.8	1.51	211.9	1.11	7.26	1.21	263.4	1.09	34.4	5.72	
C3	193.6	6.68	246.2	171.1	0.70	371.9	1.51	208.8	1.08	7.15	1.07	269.4	1.09	36.4	5.45	
C4	651.7	10.69	837.6	472.8	0.56	1299.5	1.55	722.1	1.11	17.44	1.63	874.9	1.04	54.1	5.06	

表 6.2.2 に耐力, 変位の計算値と実験値を示す. 降伏耐力に達する時のせん断力の計算値 ($V_{my,c}$), 曲げ終局耐力に達する時のせん断力の計算値 ($V_{mu,c}$) は, それぞれ, 最外縁の軸方向鉄筋が降伏点に達する荷重と, 断面の最外縁コンクリートが終局ひずみに達する際の荷重の計算値である. 補強前のせん断耐力の計算値 ($V_{y,c}$) は, コンクリートが負担するせん断耐力の計算値 ($V_{c,c}$) が文献^{6.2)}を参考に, 軸方向力を受ける RC 部材の設計せん断耐力の式 (6.1), (6.2), (6.3) により算定し, 断面内に帯鉄筋を配置しているものについてはその寄与分 ($V_{s,c}$) として, せん断補強鋼材の負担分を累加することにより算出した.

$$V_{y,c} = V_{c,c} + V_{s,c} \quad (6.1)$$

$$V_{c,c} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{ved} \cdot b_w \cdot d \quad (6.2)$$

ここに,

$$\beta_d = \sqrt[3]{1000/d}$$

ただし, $\beta_d > 1.5$ となる場合は 1.5 とする.

$$\beta_p = \sqrt[3]{1000/p_c}$$

ただし, $\beta_p > 1.5$ となる場合は 1.5 とする.

p_c : 引張り鉄筋比

$$\beta_n = 1 + 2M_o / Mu \quad (N' d \geq 0 \text{ の場合})$$

ただし, $\beta_n > 2.0$ となる場合は 2.0 とする.

M_u : 曲げ耐力 (kN・m)

M_o : 軸方向圧縮力によって発生する応力を打ち消すのに必要な曲げモーメント (kN・m)

N'_d : 軸方向圧縮力 (kN)

$$f_{vcd} = 0.20 \cdot \sqrt[3]{f'_c} \quad (\text{N/mm}^2)$$

f'_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)

b_w : 腹部の幅 (mm)

d : 有効高さ (mm)

$$V_{s,c} = A_w \cdot f_{wy} \cdot (\sin \theta_s + \cos \theta_s) / s_s \quad (6.3)$$

ここに,

A_w : 区間 s_s における断面内の帯鉄筋の総断面積 (mm²)

f_{wy} : 断面内の帯鉄筋の引張降伏強度 (N/mm²)

θ_s : 帯鉄筋が部材軸となす角度

s_s : 帯鉄筋の配置間隔 (mm)

なお、本試験に使用した試験体の補強前の曲げせん断耐力比は、0.53～0.85 であり、全ての試験体の補強前の破壊形態は、せん断破壊モードの試験体である。拡大区間以外の区間のせん断耐力の計算値 ($V'_{y,c}$) は、補強前のせん断耐力 $V_{y,c}$ に、拡大区間以外の区間の内、図 6.2.3 に示す一般区間の柱外周に配置したせん断補強鋼材が部材全長に配置されていると仮定して、その寄与分を累加して算出した。拡大区間以外の区間の曲げせん断耐力比は、1.34～2.41 の範囲とし、1.4 程度の試験体を中心とした。これは、既往の研究^{6.3)}より、塑性ヒンジ領域の補強鋼材の配置間隔を断面高さの 1/2 以下とし、軸圧縮応力度が 0.98N/mm² とした場合、耐力比 1.4 程度以上となるように補強すれば、部材じん性率 15 程度の大きな変形性能が得られることが確認されていることから、この知見と比較することを目的としたためである。なお、降伏荷重の実験値 ($P_{y,e}$)、最大荷重の実験値 ($P_{u,e}$) は、それぞれ、曲げにより最外縁の軸方向鉄筋が降伏するときの水平荷重と、実験時に水平力が最大となる時の水平荷重である。

(2) 載荷方法および計測

載荷装置の概要を図 6.2.2 に示す。載荷時の荷重条件は、一般的な鉄道ラーメン高架橋柱の死荷重載荷時の応力状態を模擬した一定の鉛直圧縮応力度 0.98N/mm² を鉛直に載荷した状態とした。載荷は、最外縁の軸方向鉄筋ひずみが材料の試験結果から定まる降伏ひずみに達したときの変位を実験上の降伏変位 ($\delta_{y,e}$) とし、1 $\delta_{y,e}$ までは荷重制御にて行った。2 $\delta_{y,e}$ 以降の載荷は、 $\delta_{y,e}$ の整数倍の変位毎に各 1 回ずつ変位制御で交番載荷し、 $P_{y,e}$ を再び下回る変位 (以下、終局変位 ($\delta_{u,e}$) という) を超え、試験体が最大水平荷重の 20% 程度を負担できなくなるまで行った。載荷速度は、載荷点での載荷速度の上限値が 1mm/sec

程度となるよう荷重速度を調整した。荷重高さ（せん断スパン）は、1/2 スケール試験体で 1,150mm, 実大スケール試験体で 2,050mm とした。

荷重中の荷重および変位は、荷重点の水平変位、水平荷重、柱頂部の鉛直変位および鉛直荷重を計測した。鋼材のひずみは、図 6.2.3 に示すように柱基部の軸方向鉄筋のひずみ、柱外周の補強鋼材中央のひずみを計測した。なお、変位はワイヤ巻込型変位計により、荷重はジャッキと試験体の間に設置したロードセルにより、ひずみはワイヤストレインゲージによりそれぞれ測定した。

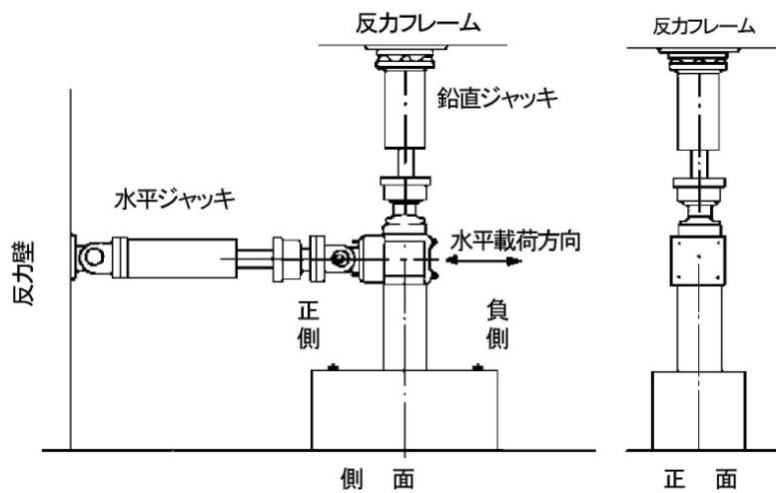


図 6.2.2 荷重装置の概要

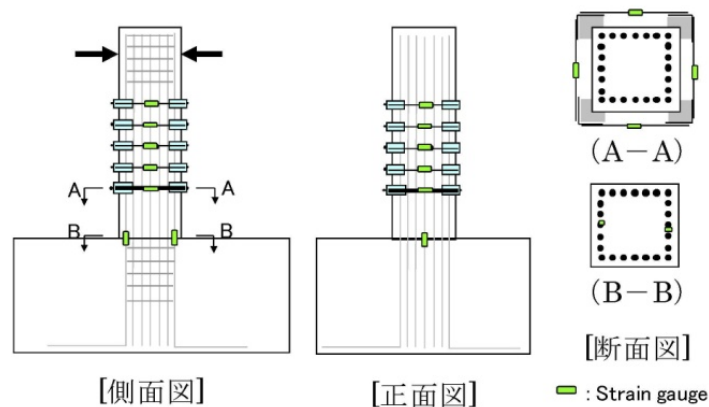


図 6.2.3 鋼材のひずみ計測位置 (B7)

6. 2. 2 荷重試験時の試験体の損傷状況

(1) Aシリーズの損傷状況

初期ひび割れ発生から荷重低下までの損傷状況から、各シリーズおよび各試験体で顕著な差は確認されなかった。降伏変位である $1 \delta_{y,e}$ までの荷重では、まず柱部材の荷重面とフーチングの境界部付近に曲げによる水平ひび割れが発生し、徐々に高い位置に曲げひび割れが発生した。その後、部材全長にわたって荷重面における曲げひび割れ、荷重方向に平行なく体の面（以下、側面という）における斜め方向に伸びる曲げせん断ひび割れが発生し、柱基部の最外縁の引張鉄筋が降伏ひずみに達した。

Aシリーズの試験体は、降伏変位以降の変位で拡大区間付近を中心に側面に斜めひび割れが発生した。その後、せん断補強鋼材定着部下から対角の柱基部を結ぶ斜めひび割れと、最下段の補強鋼材に交差する斜めひび割れのひび割れ幅が拡大し、このひび割れが交差する箇所を回転中心とするような塑性ヒンジが形成した。その後、この領域において塑性化領域が広がり、かぶりコンクリートが軸方向鉄筋に押し出されて剥落するとともに水平荷重が低下した。

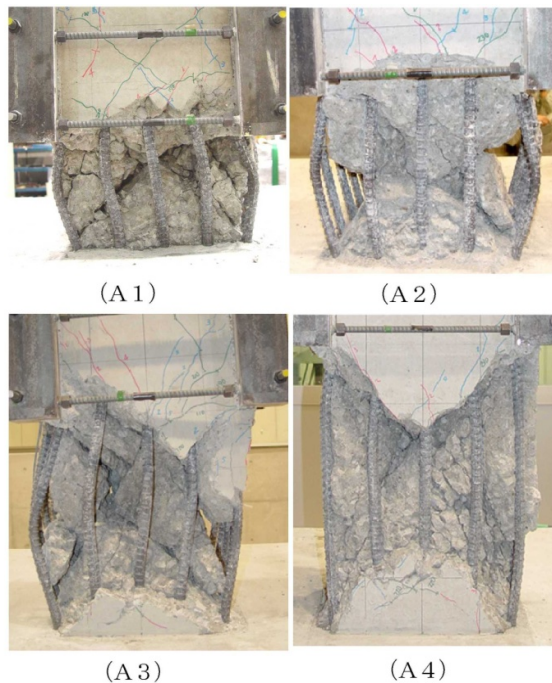


写真 6.2.1 荷重後の損傷状況（Aシリーズ）

写真 6.2.1 は、Aシリーズ試験体の試験終了後の損傷状況を示したものである。斜めひび割れ幅が拡大するとともに著しく塑性化した領域は、試験体ごとに差異があった。A1, A2, A3 は、拡大区間直上の1段目と2段目のせん断補強鋼材の中間からフーチング上面までの範囲で発生した。一方、A4 は、拡大区間直上のせん断補強鋼材定着部付近からフーチング上面までの範囲で発生した。

(2) Bシリーズの損傷状況

集中補強鋼材を拡大区間直上に配置したBシリーズ試験体では、降伏変位以降の変位で拡大区間付近を中心に斜めひび割れが発生した。その後、最下段のせん断補強鋼材の定着部下から対角の柱基部を結ぶ斜めひび割れ幅が拡大するとともに、このひび割れが交差する箇所を回転中心とするような塑性ヒンジが形成され、この範囲で斜めひび割れが増加しながら塑性化の領域が広がり、かぶりコンクリートの剥落とともに水平荷重が低下した。

写真 6.2.2 は、Bシリーズ試験体の試験終了時の損傷状況を示したものである。Bシリーズ試験体は、最下段の補強鋼材と交差する斜めひび割れは発生するものの、Aシリーズでは、例えば写真 6.2.1 のA3のように、最下段の補強鋼材よりも上方まで塑性化領域が広がっているものがあるのに対し、Bシリーズでは、塑性化領域が最下段の補強鋼材より上に広がるような試験体は見られなかった。

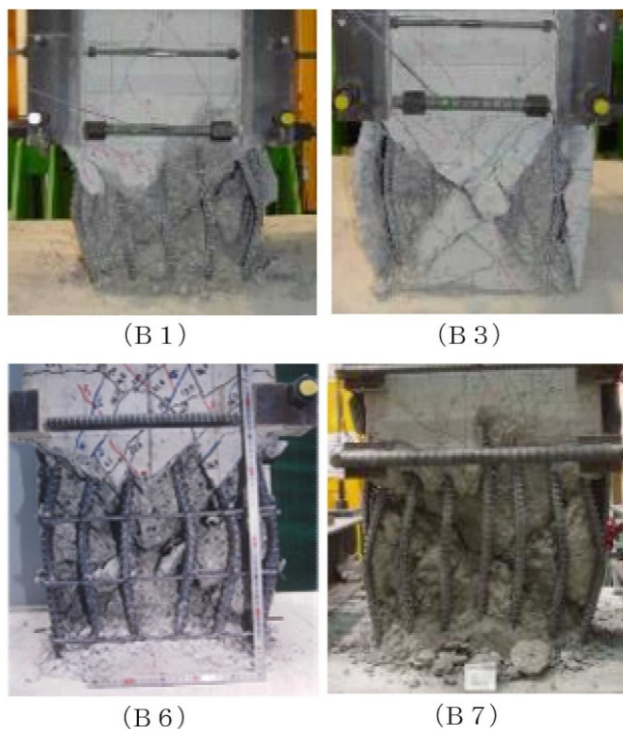


写真 6.2.2 载荷後の損傷状況 (Bシリーズ)

試験体の損傷範囲は、拡大区間直上のせん断補強鋼材からフーチング上面までの範囲に集中している。なお、実大サイズの試験体B7の損傷状況を確認したものの、他の試験体と同様の状況であり、比較して特筆すべき差異は確認されなかった。

(3) Cシリーズの損傷状況

A, Bシリーズに比べて拡大区間を柱基部のやや上方に配置したCシリーズ試験体においても、降伏変位以降の荷重で拡大区間付近の斜めひび割れが発生した。

写真 6.2.3 は、Cシリーズ試験体の試験終了時の損傷状況を示したものである。C1, C3は拡大区間下側の補強鋼材と交差するひび割れのひび割れ幅が水平変位の増加に伴って拡大し、このひび割れが交差する箇所を回転中心とするような塑性ヒンジが形成され、かぶりコンクリートの剥落にともない水平荷重が低下した。一方、C2, C4は、Bシリーズと同様に最下段の補強鋼材と交差する斜めひび割れは発生するものの、水平変位が増加しても、そのひび割れ幅が拡大することはなかった。その後、拡大区間に発生した斜めひび割れのひび割れ幅が大きくなり、この区間で塑性化領域が形成し、かぶりコンクリートの剥落にともない水平荷重が低下した。

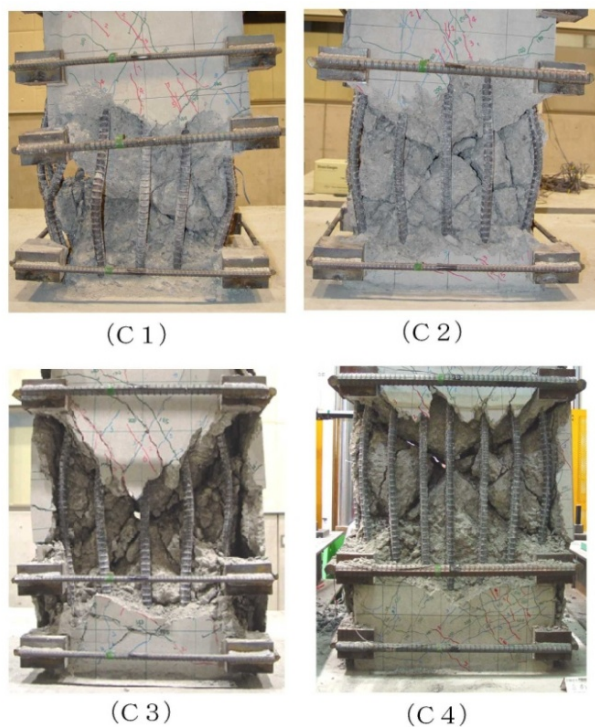


写真 6.2.3 荷重後の損傷状況 (Cシリーズ)

斜めひび割れ幅が拡大し、部材断面が著しく塑性化した領域は、試験体ごとに異なる傾向がみられた。C1, C3の塑性化領域は、拡大区間直上のせん断補強鋼材定着部の下付近から拡大区間直下のせん断補強鋼材を超えた範囲まで達した。一方、C2, C4の塑性化領域は、拡大区間直上のせん断補強鋼材定着部の下付近から拡大区間直下のせん断補強鋼材定着部の上付近の拡大区間内であった。なお、実大サイズの試験体C4の損傷状況を確認したものの、C2と比較して特筆すべき差異は確認されなかった。

(4) 試験パラメータが損傷状況におよぼす影響

試験体のパラメータが損傷状況におよぼす影響をまとめると以下の通りであった，せん断補強鋼材の拡大間隔による影響は，Aシリーズの4体を比較分析した結果，拡大区間が広がると，塑性化する区間も広がる傾向にあることが確認された．集中補強鋼材の有無による影響は，AシリーズとBシリーズの損傷状況を分析することにより，塑性ヒンジ領域の補強鋼材の配置間隔を $0.58 \sim 1.33h$ 程度に拡大した場合でも，一定量以上の集中補強鋼材を拡大区間に配置することにより，塑性化の領域を拡大区間内に制御できることが確認された．拡大区間を柱基部のやや上方に配置した影響は，Cシリーズの損傷状況の分析より，塑性化の領域も上方になることが確認された．試験体の断面寸法の影響は，実大試験体のB7，C4の損傷状況から，損傷に対する顕著な寸法効果は確認されなかった．

6. 2. 3 試験体の荷重変位関係

(1) 载荷点の水平変位

载荷試験の結果, 試験体の破壊形態は, 曲げ終局耐力程度を保持した後に荷重が低下し, 降伏変位の計算値^{6.4), 6.5)} ($\delta_{y,c}$) を基準に算定したじん性率 (μ) は 3.12~8.96 であった. 以下に各シリーズの代表的な試験体の荷重変位関係および履歴吸収エネルギーと変位塑性率の関係について述べる.

図 6.2.4 は A シリーズの荷重変位曲線の包絡線および A 2 における荷重変位の履歴曲線を示したものである. A シリーズの試験体は, 荷重変位曲線の包絡線の比較から, A 1, A 2 の荷重低下点の変位塑性率が, 正側でほぼ同程度であるものの, 負側で A 1 の方が大きく, 拡大間隔が大きいほど荷重低下点の変位塑性率が小さくなる傾向を示している. 図 6.2.5 は A シリーズの履歴吸収エネルギーと変位塑性率の関係を示したものである. A シリーズ試験体の履歴吸収エネルギーは, $3 \delta_{y,c}$ 程度まで拡大間隔に関わらず同様の増加傾向を示したが, 履歴吸収エネルギーの増加の傾きが鈍化する点は, 拡大間隔が大きい試験体ほど小さい変位塑性率で発生する傾向を示した.

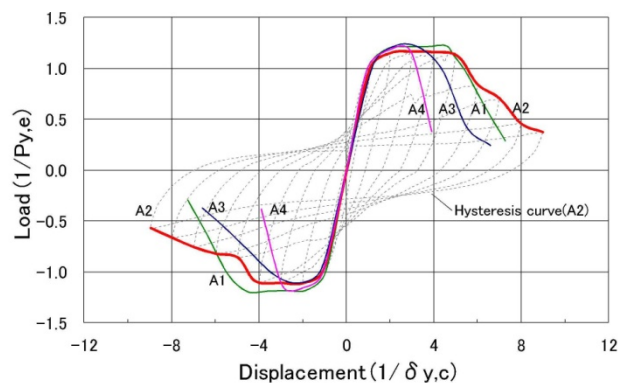


図 6.2.4 荷重変位関係 (A シリーズ)

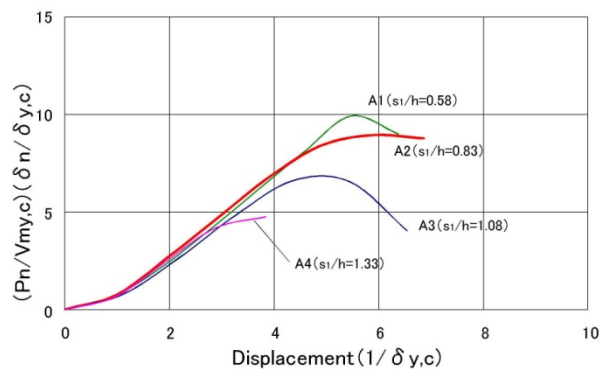


図 6.2.5 履歴吸収エネルギーと変位の関係 (A シリーズ)

図 6.2.6 は、B シリーズの荷重変位曲線の包絡線を示すとともに、B 2 における荷重変位の履歴曲線を示したものである。荷重変位曲線の包絡線から、拡大区間直上に集中補強鋼材を配置した B シリーズの試験体は、急激に荷重が低下したものがなく、一定の変形性能を有していたことがわかる。なお、実大サイズの試験体 B 7 においても、 s_1/h が同程度の縮小モデル試験体と比較して同様な傾向を示した。

図 6.2.7 は A 3, B 1, B 3, B 5 の履歴吸収エネルギーと変位塑性率の関係を比較したものである。 s_1/h が 1.08 の A 3, B 3 は、ほぼ同様の増加傾向を示した。また、B 3 ($s_1/h=1.08$) を基準として比較した場合、B 1 ($s_1/h=0.83$) は、履歴吸収エネルギーが減少に転じる点の変位塑性率が若干大きいものの、ほぼ同程度の増加傾向を示した。 s_1/h が 0.75 で拡大区間に帯鉄筋が配置されている B 5 は、履歴吸収エネルギーが減少に転じる点の変位塑性率が大きくなる傾向を示した。図 6.2.8 は、1/2 スケールの B 1, B 3, B 5 および実大スケールの B 7 における履歴吸収エネルギーと変位塑性率の関係を比較したものである。実大スケールの B 7 は、 s_1/h がほぼ同程度の 0.83 で 1/2 スケールの B 1 と比べ、ほぼ同程度の増加傾向を示し、試験体のサイズによる顕著な差は見られなかった。

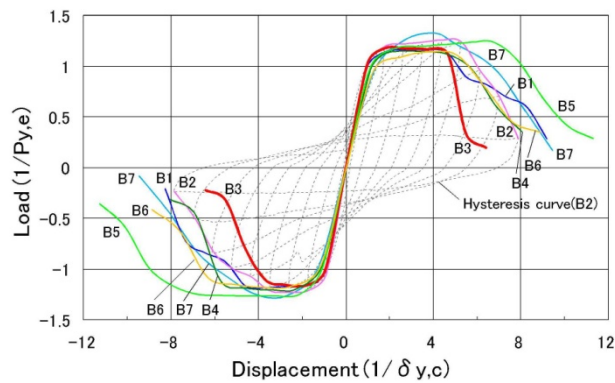


図 6.2.6 荷重変位関係 (B シリーズ)

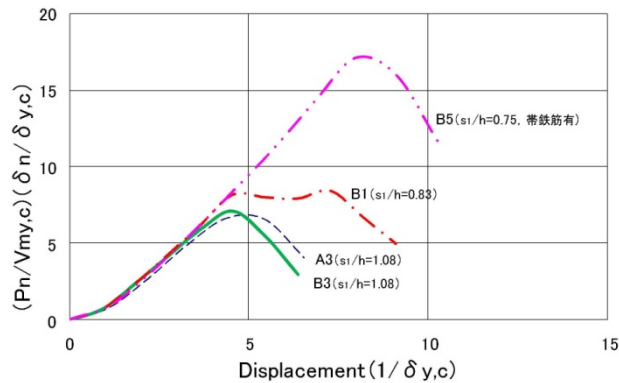


図 6.2.7 履歴吸収エネルギーと変位の関係 (B シリーズ①)

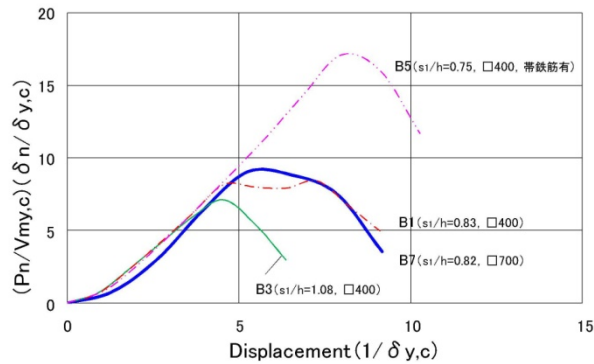


図 6.2.8 履歴吸収エネルギーと変位の関係 (Bシリーズ②)

図 6.2.9 は s_l/h が 0.50 の C 1 と, s_l/h が 0.89~0.90 の C 2, C 3, C 4 の荷重変位曲線の包絡線を示すとともに, C 2 における荷重変位の履歴曲線を示したものである. この荷重変位曲線の包絡線から, s_l/h が小さい C 1 の荷重低下点の変位塑性率が大きく, s_l/h が同程度の C 2, C 3, C 4 の荷重低下点が同程度で, C 1 に比べて荷重低下点の変位塑性率が小さかった. なお, 実大サイズの試験体 C 4 においても, s_l/h が同程度の縮小モデルの C 2 試験体と比較して著しく異なるような性状は見られなかった.

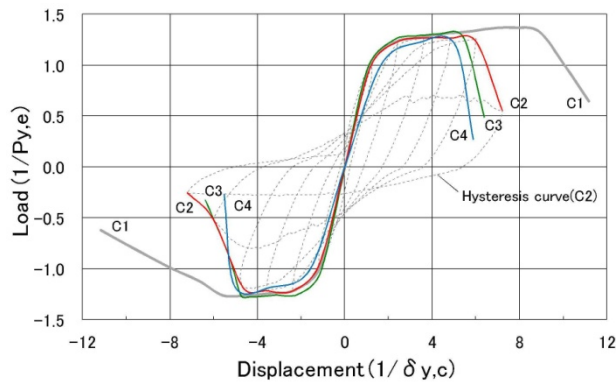


図 6.2.9 荷重変位関係 (Cシリーズ)

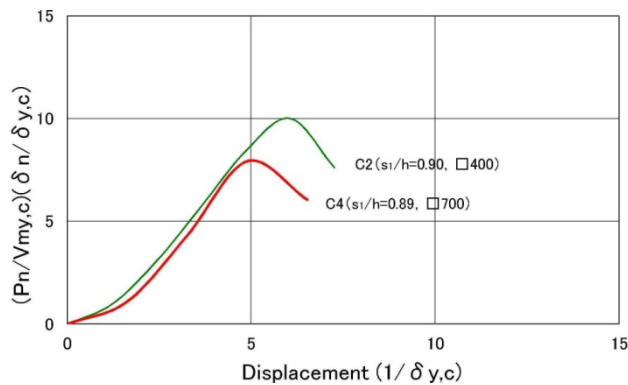


図 6.2.10 履歴吸収エネルギーと変位の関係 (Cシリーズ)

図 6.2.10 は、1/2 スケールの C 2 と実大スケールの C 4 の履歴吸収エネルギーと変位塑性率の関係を比較したものである。実大スケールの C 4 は、 s_l/h がほぼ同じ 0.90 で 1/2 スケールの C 2 と比べ、履歴吸収エネルギーが減少に転じる点の変位塑性率が若干小さいものの、ほぼ同程度の増加傾向を示した。

(2) 荷重点の鉛直変位

図 6.2.11 は A シリーズの水平変位と鉛直変位の関係を示したものである。図中の●は、各試験体が部材短縮に転じた点を示したものである。縦軸の鉛直変位量を有効高さ d で無次元化したのは、塑性ヒンジ高さを概ね d とした場合の比率として鉛直変位量を評価できるよう配慮したためである。図より、各試験体とも $3 \sim 4 \delta_{y,c}$ 程度までは、水平変位の増加に伴い鉛直変位も部材が伸びる様な傾向を示した。水平荷重が減少に転じる点以降は、水平変位の増加に伴って部材が短縮するような傾向を示した。各試験体の挙動を比較すると、荷重低下以降の部材が短縮する側への変位の増加量は、拡大区間の大きい試験体ほど大きくなる傾向を示している。ただし、鉛直変位による部材の短縮量は、A 1 が、最大水平荷重の 50%低下時で有効高さ d の 2%以下、A 3 が、3%以下であった。

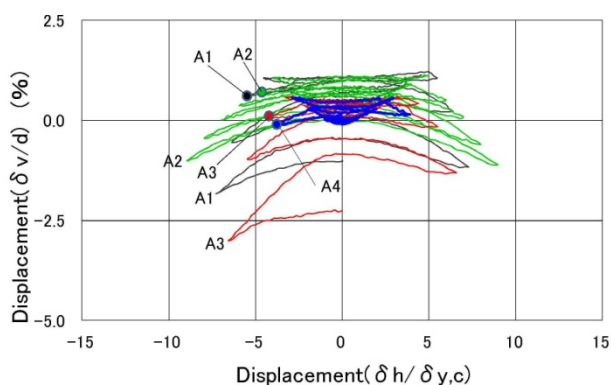


図 6.2.11 水平変位と鉛直変位の関係 (A 1, A 3)

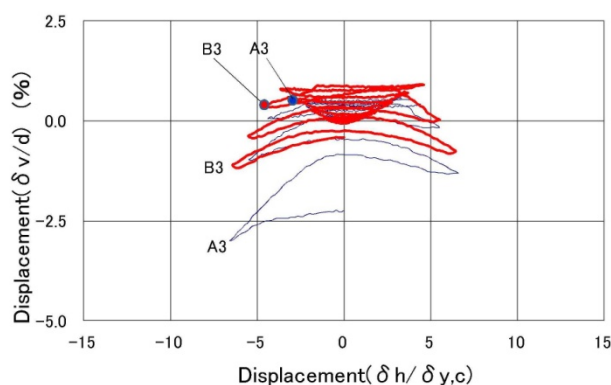


図 6.2.12 水平変位と鉛直変位の関係 (A 3, B 3)

図 6.2.12 は、A 3 と集中補強鋼材を配置した B 3 の水平変位と鉛直変位の関係を示したものである。図より、両試験体とも $3 \sim 4 \delta_{y,c}$ 程度までは、水平変位の増加に伴い鉛直変位も部材が伸びる様な傾向を示した。各試験体とも水平荷重低下点以降は、水平変位の増加に伴って部材が短縮する様な傾向を示した。A 3, B 3 を比較すると、荷重低下点までは同様の傾向を示した。しかし、●で示す部材が短縮する点の水平変位は、集中補強鋼材を配置していない A 3 の方が小さく、 $7 \delta_{y,c}$ 時の鉛直変位は、A 3 の方が大きい傾向を示し、集中補強鋼材を配置することにより短縮量が小さくなる傾向が認められた。

図 6.2.13 は断面寸法が異なる B 2, B 7 の水平変位と鉛直変位の関係を示したものである。図より、両試験体とも $5 \delta_{y,c}$ 程度までは、水平変位の増加に伴い鉛直変位も部材が伸びる様な傾向を示した。各試験体は、水平荷重低下点以降、水平変位の増加に伴って部材が縮む様な傾向を示した。B 2, B 7 を比較すると、荷重低下点の水平変位、荷重低下以降に部材が短縮する状況ともほぼ同様の傾向を示し、断面寸法による鉛直方向の部材長の短縮量への著しい影響は認められなかった。

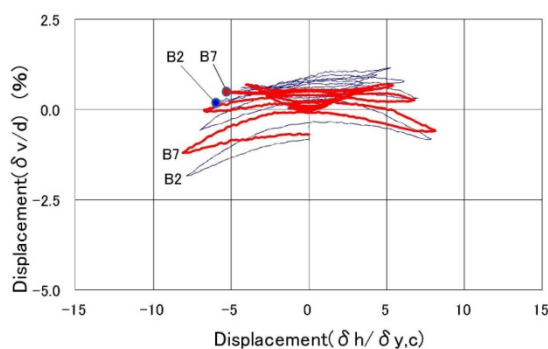


図 6.2.13 水平変位と鉛直変位の関係 (B 2, B 7)

以上より、荷重変位関係の分析から、塑性ヒンジ領域の補強鋼材の配置間隔を $0.58 \sim 1.33h$ 程度に拡大しても、縮小スケール試験体および実大スケール試験体のどちらにおいても、一定量以上の集中補強鋼材を拡大区間に配置した補強 RC 柱は、 $5 \delta_{y,c}$ 程度以上の変形性能を確保することができるとともに、水平変形量が大きくなっても鉛直変位は有効高さ d の 2.5% 程度以下であり、耐震補強の方法として部材の耐震性能を向上させることが可能であることが示された。

6. 2. 4 拡大区間直近のせん断補強鋼材のひずみと発生力

拡大区間直上および直下のせん断補強鋼材の量および位置は、塑性化領域の形成に影響していると考えられる。このため、拡大区間直上のせん断補強鋼材量が異なる試験体において、せん断補強鋼材の発生ひずみと、ひずみから推定される補強鋼材の発生力を比較することにより、せん断補強鋼材量が塑性化領域の形成におよぼす影響について分析を行った。

図 6.2.14, 図 6.2.15 は、それぞれ A 2, B 1 試験体のフーチングから 1 段目の荷重平行方向に配置したせん断補強鋼材のひずみと水平変位の関係および荷重変位関係の包絡線を示したものである。

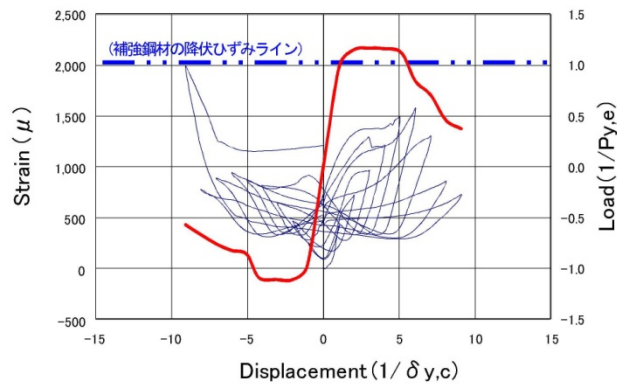


図 6.2.14 補強鋼材のひずみと変位の関係 (A 2)

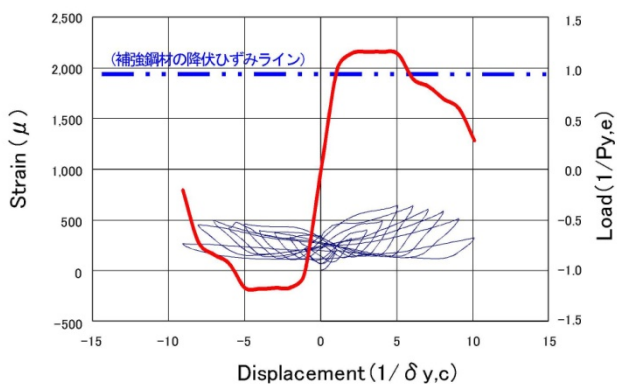


図 6.2.15 補強鋼材のひずみと変位の関係 (B 1)

A 2, B 1 試験体とも s_l/h が 0.83 であり、フーチングから 1 段目のせん断補強鋼材がそれぞれ D13 と D22 である。A 2 と B 1 の拡大区間直上の補強鋼材量の比率は、1 : 3 程度となっている。2 試験体ともせん断補強鋼材の伸びひずみは、各荷重ステップの変位が

正側または負側に最大となった時点で各回の最大の値を示した。また、荷重変位曲線の包絡線の水平荷重がほぼ一定になる $2 \sim 5 \delta_{y,c}$ においても、変位の増加に伴って各荷重ステップの伸びひずみの最大値が前の荷重サイクルの最大値を上回るような傾向を示したが、水平荷重が減少に転じると伸びひずみの各ステップの最大値も減少に転じるような傾向を示した。なお、各サイクルの伸びひずみの最大値は、A 2 と B 1 において補強鋼材量の逆数の 3 : 1 程度の値を示した。

これらの結果から、各荷重ステップの正側または負側の最大変位時において、フーチングから一段目の補強鋼材の伸びひずみが各荷重ステップの最大値を示し、拡大区間直上に配置した補強鋼材が大きくなると補強鋼材に発生する伸びひずみの値が相対的に小さくなることが示された。

図 6.2.16 は、 s_l/h を 0.83 とした A 2, B 1, B 2 の 3 試験体の最下段せん断補強鋼材（それぞれ、D13, D22, D29）に発生する力（ σ_{rbl} , A_{sw} の積。ここに、 σ_{rbl} は、補強鋼材の計測ひずみと弾性係数 200kN/mm^2 の積として算定した発生する応力、 A_{sw} は、せん断補強鋼材一組の鋼材量）と変位の関係を示したものである。比較のために、縦軸の補強鋼材の発生力は試験時の最大水平力との比、横軸は、降伏変位との比として示した。図より、水平力が低下する $6 \delta_{y,c}$ 程度までは、3 試験体の最下段補強鋼材に発生する力にほとんど差は無く、 $6 \delta_{y,c}$ 以降の B 1 の正側で発生する力が増加した以外は、減少に転じる傾向を示した。

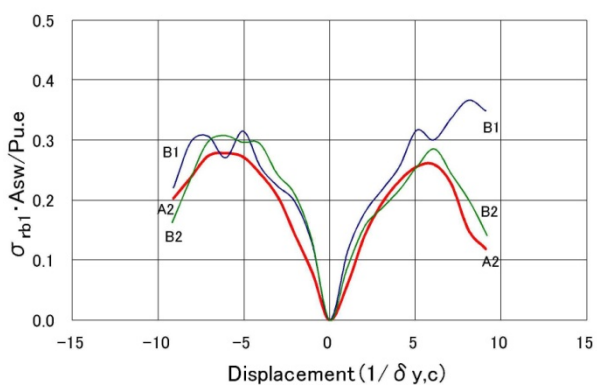


図 6.2.16 補強鋼材の発生力と変位の関係 (A2, B1, B2)

図 6.2.17 は、 s_l/h が 0.8 程度で断面寸法が異なる B 2, B 7 試験体の最下段せん断補強鋼材（それぞれ D29, D41）に発生する力と変位の関係を示したものである。水平力が低下する $6 \delta_{y,c}$ 程度までは、両試験体の最下段せん断補強鋼材に発生する力は増加傾向を示し、 $6 \delta_{y,c}$ 以降は、両試験体とも減少傾向に転じる傾向を示した。

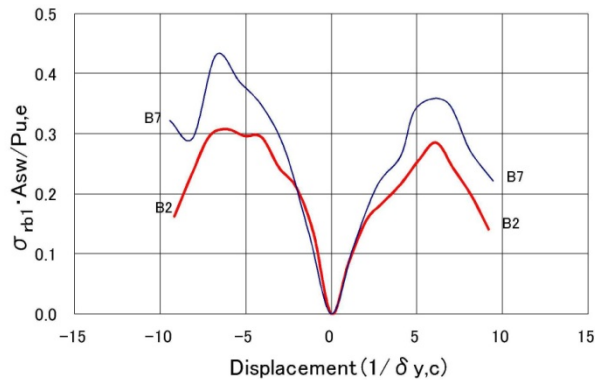


図 6.2.17 補強鋼材の発生力と変位の関係 (B2, B7)

図 6.2.18 は、C3 試験体の設置高さ 210mm, 570mm に配置した拡大区間を構成するせん断補強鋼材 (それぞれ, D13, D19) に発生する力と変位の関係を示したものである。水平力が低下する $5 \delta_{y,c}$ 程度までは、発生する力は同程度の増加傾向を示し 210mm の補強鋼材正側で若干発生力が大きくなるものの、 $5 \delta_{y,c}$ 以降は、両補強鋼材とも減少に転じる傾向を示した。

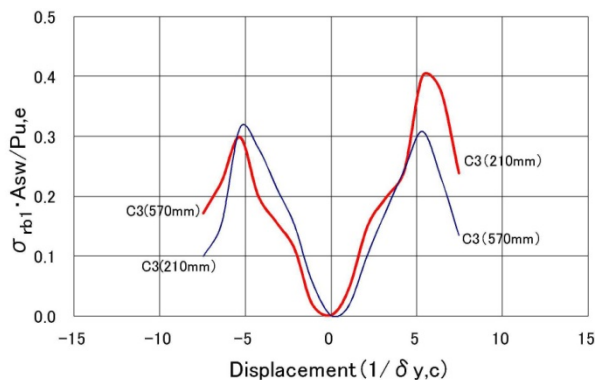


図 6.2.18 補強鋼材の発生力と変位の関係 (C3)

以上より、せん断補強鋼材の配置間隔を広げて配置した場合、拡大区間直上のせん断補強鋼材の補強効果は、配置位置が同じであれば鋼材に作用する力が変位によって概ね同程度の増加傾向を示すことが確認された。このことから、拡大区間前後に集中補強鋼材を配置するなど補強鋼材量を部分的に大きくすることにより、補強鋼材に発生するひずみを小さくすることができ、拡大区間内にひび割れの進展を制御できると考えられる。

6. 3 補強後の変形性能の算定手法の提案

6. 3. 1 損傷区間推定の考え方

今回行った載荷試験の試験体は、一般区間でせん断破壊しないようにせん断補強鋼材を配置した上で、塑性化領域付近に拡大区間を設けている。これらの試験体に対して行った静的正負交番載荷試験の結果、損傷する区間がせん断補強鋼材を配置した区間を含んだ範囲で発生する場合と拡大区間内のみで発生する場合が観測された。

前項6. 2より、拡大区間直上のせん断補強鋼材の補強鋼材量を大きくすると、拡大区間内にひび割れ進展を制御し、せん断補強鋼材を拡大して配置する区間に塑性化する領域を限定できることが示された。このため、拡大区間を設けた補強RC柱部材が、地震の応答により、塑性化領域が広がることにより著しく損傷する区間(以下、「損傷区間」という)の発生位置は、せん断耐力が部材中のどの区間で最小になるかを算定することにより推定できると考えられる。

せん断補強鉄筋を有するRC棒部材のせん断耐力の算定方法は、一般に、載荷点と支持点間の距離をせん断スパンとするコンクリートのせん断耐力に、せん断補強鋼材の降伏を仮定し、圧縮斜材角を45度としたトラス理論から算定されるせん断補強鋼材が負担するせん断耐力を加算する方法が用いられる。しかし、こういったせん断耐力の算定方法は、せん断補強鋼材を不均等に配置した部材のせん断耐力が部材中のどの区間で最小になるかを推定することを意図したものではない。そこで、今回は、部材全長の任意の区間をせん断耐力の算定に用いる区間長として算定したコンクリートの負担分に、その区間のせん断補強鋼材が降伏すると仮定して算定したせん断補強鋼材の負担分を足し合わせることで、任意区間のせん断耐力を算定し、その値が最小となる区間で部材が損傷するものと仮定し、損傷区間の推定を行うこととした。

以下では、損傷区間の発生位置の推定フローを示すとともに、そのフローを用いた損傷区間の推定方法の検証結果について示す。

6. 3. 2 損傷区間の推定フロー

損傷区間を推定するためのフローチャートを図 6.3.1 に、損傷区間推定における計算イメージを図 6.3.2 に示す。任意区間のせん断耐力 (V_{yn}) は、文献^{6.7), 6.8)} を参考に式(6.4)により算定するものとした。具体的には、せん断耐力算定上の仮想支持点をまず初めにフーチング面とし、この仮想支持点から相対する柱面に対して直線を描き、その交点をせん断耐力算定上の仮想載荷点として、その部材軸方向の長さをせん断耐力算定上の区間長として、コンクリートが負担するせん断耐力 (V_{cn}) を式(6.5), (6.6)により算定し、その区間に配置されるせん断補強鋼材と断面内に配置した帯鉄筋が負担するせん断耐力 (V_{sn}) を式(6.7)により算定して累加することにより算出する。

$$V_{yn} = V_{cn} + V_{sn} \quad (6.4)$$

$2.5 \leq a_n/d$ の場合

$$V_{cn} = 0.20(0.75 + 1.4d/a_n) \cdot \sqrt[3]{f'_c} \cdot \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot b_w \cdot d \quad (6.5)$$

$0.5 \leq a_n/d < 2.5$ の場合

$$V_{cn} = 0.7(a_n/d)^{-1.166} \cdot \sqrt[3]{f'_c} \cdot \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot b_w \cdot d \quad (6.6)$$

ここに、

a_n : 仮想支持点から仮想載荷点までの区間長(mm)

d : 有効高さ(mm)

b_w : 腹部の幅(mm)

f'_c : コンクリートの圧縮強度(N/mm²)

$$\beta_d = \sqrt[4]{1000/d}$$

ただし、 $\beta_d > 1.5$ となる場合は 1.5 とする。

$$\beta_p = \sqrt[3]{1000/p_c}$$

ただし、 $\beta_p > 1.5$ となる場合は 1.5 とする。

p_c : 引張り鉄筋比

$$\beta_n = 1 + 2M_o / M_u \quad (N'_d \geq 0 \text{ の場合})$$

ただし、 $\beta_n > 2.0$ となる場合は 2.0 とする。

$$\beta_n = 1 + 4M_o / M_u \quad (N'_d < 0 \text{ の場合})$$

ただし、 $\beta_n < 0$ となる場合は 0 とする。

M_u : 曲げ耐力(kN・m)

M_o : 軸方向圧縮力によって発生する応力を打ち消すのに必要な曲げモーメント (kN・m)

N'_d : 軸方向圧縮力 (kN)

$$V_{sn} = A_{wi} \cdot f_{wiy} \cdot n_{in} + A_{wo} \cdot f_{woy} \cdot n_{on} \quad (6.7)$$

ここに,

A_{wi} : 仮想支持点から仮想荷点までの区間における断面内の帯鉄筋の総断面積 (mm²)

f_{wiy} : 断面内の帯鉄筋の引張降伏強度 (N/mm²)

n_{in} : 仮想支持点から仮想荷点までの区間における断面内の帯鉄筋の総本数とし, z/s_s を上限とする. ここで, z は $d/1.15$, s_s はせん断補強鉄筋の配置間隔 (mm).

A_{wo} : 仮想支持点から仮想荷点までの区間における断面外のせん断補強鋼材の総断面積 (mm²)

f_{woy} : 断面外のせん断補強鋼材の引張降伏強度 (N/mm²)

n_{on} : 仮想支持点から仮想荷点までの区間における断面外のせん断補強鋼材の総本数

これらの値の算定を, 仮想荷点が実際の荷点高さに達するまで繰り返し行う. 終了後は, 仮想支持点をせん断補強鋼材の1段目に変えて, 再度, 仮想荷点が実際の荷点高さまで計算し, 仮想支持点を2段目, 3段目と上げて, 全ての補強鋼材が仮想支持点になるまで計算を繰り返した後, 最も小さい計算値 V_{yn} が算定された仮想支持点2点を確定し, この2点間が, 損傷区間であると推定する.

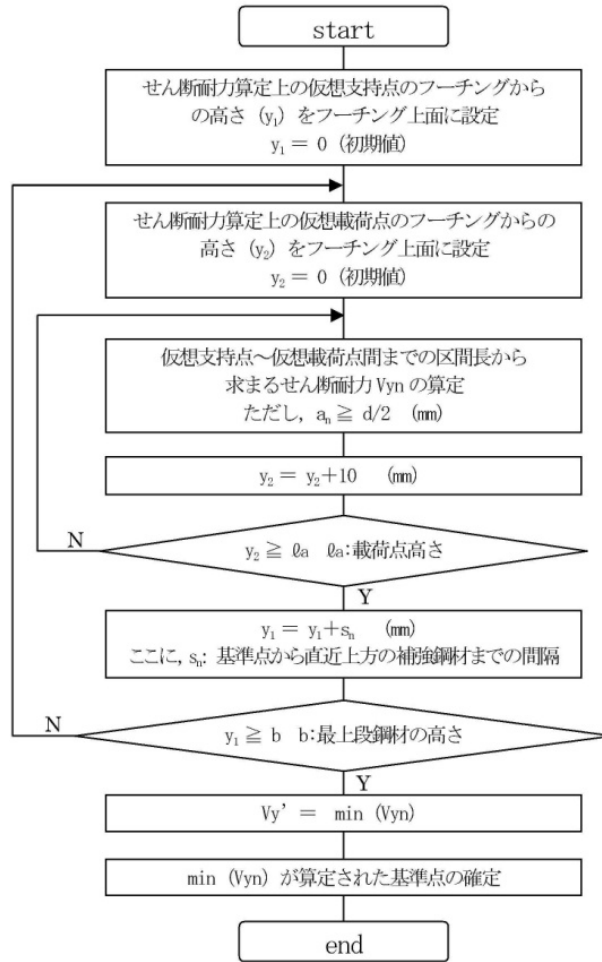


図 6.3.1 損傷区間推定のフローチャート

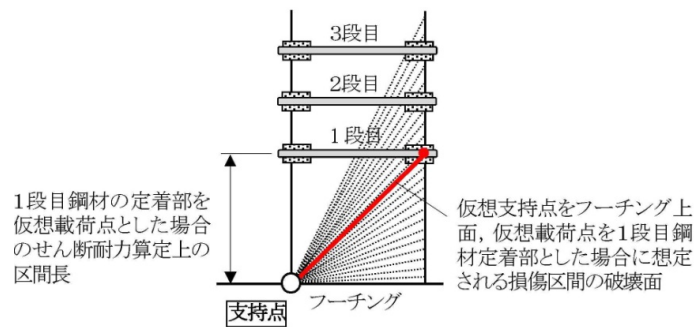


図 6.3.2 損傷区間推定のイメージ

図 6.3.3 は、A 2 試験体において、フーチング面を仮想支持点として、想定破壊面が交差する点を連続的に上方に移動させてせん断耐力を算出した結果を示したものである。図に示すように、コンクリートが負担するせん断耐力 V_{cn} 、断面内の帯鉄筋と断面外に配置するせん断補強鋼材の負担分 V_{sn} 、 V_{cn} と V_{sn} を累加したせん断耐力 V_{yn} は、想定した破壊面ごとに任意の値を持つこととなり、 a_v/d が 0.5 以上の範囲において連続的に値を算定することができる。この中で最小の値が任意の仮想支持点から想定されるせん断破壊面を示しており、その時に算定されるせん断耐力がその任意の仮想支持点におけるせん断耐力であるとして算定する。

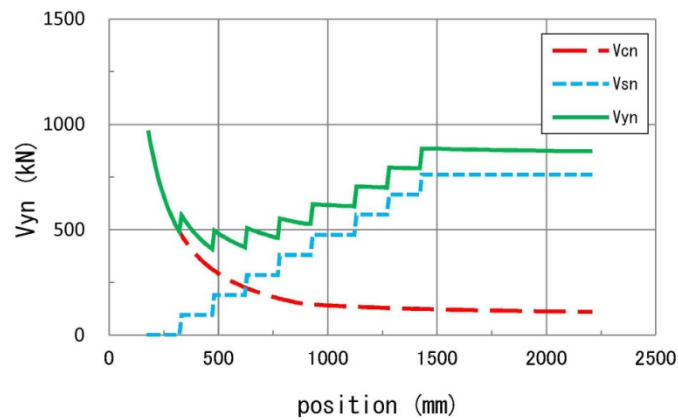


図 6.3.3 せん断耐力の計算値例（フーチング面を仮想支持点とした場合）

6. 3. 3 損傷区間の推定方法の検証

図 6.3.4, 図 6.3.5 は, それぞれ, A 2, B 1 の各仮想支持点におけるせん断耐力の計算値を示したものである. このように, 任意の仮想支持点からせん断耐力の計算値を連続的に算定すると, 異なる 2 つの仮想支持点において計算されたせん断耐力が最小となる点が発生する. この最小の値が発生した仮想支持点間が, 部材中で最も大きな損傷を生じる可能性があるため, この区間が損傷区間であると推定される.

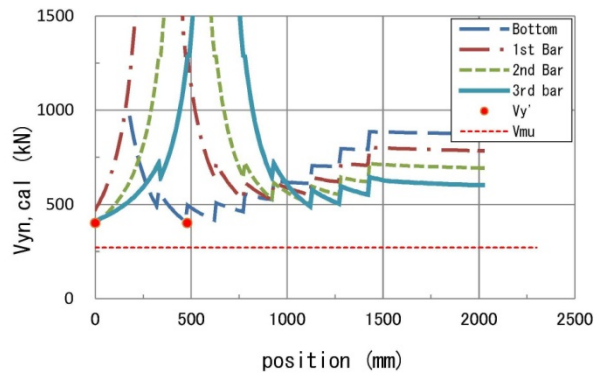


図 6.3.4 各仮想支持点からのせん断耐力 (A 2)

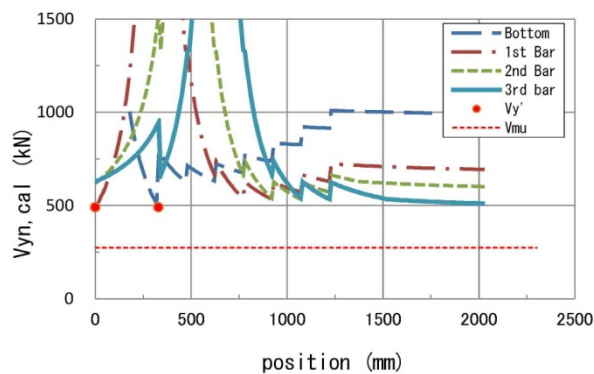


図 6.3.5 各仮想支持点からのせん断耐力 (B 1)

図 6.3.6 は, 代表的な試験体の載荷終了後の状況と損傷区間の推定結果を示したものである. 図中, 破線は, 載荷終了後の損傷状況の確認により, 顕著なずれが観測されたひび割れ面を示している. この図より, 損傷区間が, ある程度推定できることが分かる.

表 6.3.1 は, 載荷試験時に塑性化領域が広がるなどの最も大きな損傷区間と, 損傷区間の推定結果の一覧表である. 表中の判定は, “○” が完全に一致しているもので, “△” が損傷区間の始点終点の何れかが一致しているものである. この結果, 9 割近くの試験体において損傷区間が推定できており, 残りは “△” の 2 試験体のみであり, まったく推定できない試験体は無かった.

以上より、前述の方法によって損傷区間を推定した結果、ほぼ実験時の損傷区間を推定できることが確認された。このことから、損傷区間を推定する方法を用いて、損傷区間が拡大区間内になるように一般区間及び集中補強鋼材の補強鋼材量を設定することにより、損傷区間を拡大区間内に制御できるものと考えられる。

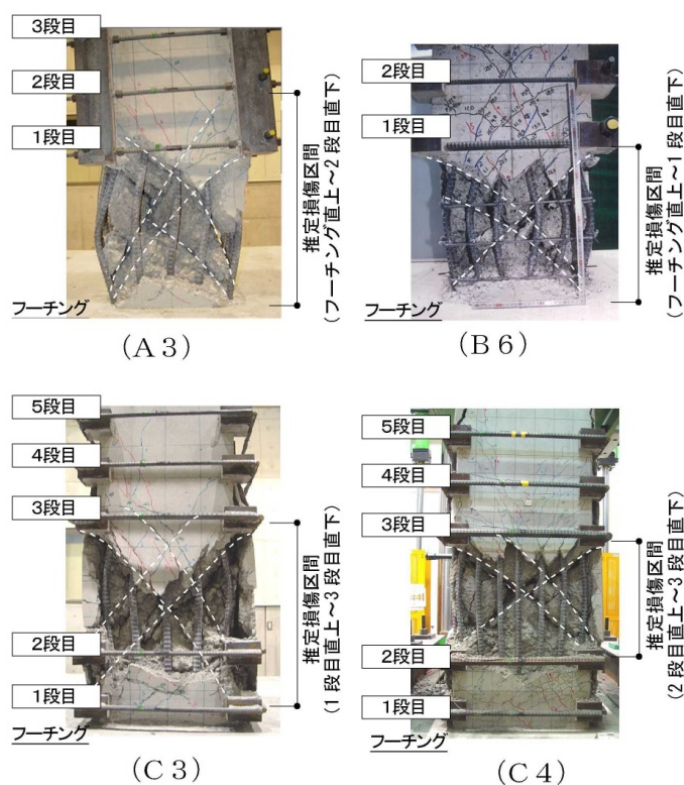


図 6.3.6 載荷終了後の状況と損傷区間の推定結果

表 6.3.1 損傷区間の推定結果

試験体 No.	載荷試験時の損傷区間	損傷区間の算定結果	判定
A1	フーチング直上 ~ 2段目直下	フーチング直上 ~ 3段目直下	△
A2	フーチング直上 ~ 2段目直下	フーチング直上 ~ 2段目直下	○
A3	フーチング直上 ~ 2段目直下	フーチング直上 ~ 2段目直下	○
A4	フーチング直上 ~ 1段目直下	フーチング直上 ~ 1段目直下	○
B1	フーチング直上 ~ 1段目直下	フーチング直上 ~ 1段目直下	○
B2	フーチング直上 ~ 1段目直下	フーチング直上 ~ 1段目直下	○
B3	フーチング直上 ~ 1段目直下	フーチング直上 ~ 1段目直下	○
B4	フーチング直上 ~ 1段目直下	フーチング直上 ~ 1段目直下	○
B5	フーチング直上 ~ 1段目直下	フーチング直上 ~ 1段目直下	○
B6	フーチング直上 ~ 1段目直下	フーチング直上 ~ 1段目直下	○
B7	フーチング直上 ~ 1段目直下	フーチング直上 ~ 1段目直下	○
C1	1段目直上 ~ 3段目直下	2段目直上 ~ 3段目直下	△
C2	1段目直上 ~ 2段目直下	1段目直上 ~ 2段目直下	○
C3	1段目直上 ~ 3段目直下	1段目直上 ~ 3段目直下	○
C4	2段目直上 ~ 3段目直下	2段目直上 ~ 3段目直下	○

6. 3. 4 拡大区間を設けた場合の破壊モードの判定

前項において、静的正負交番載荷試験によって塑性化領域が広がるなどにより大きく損傷する区間の推定結果を示し、計算によって比較的精度よく損傷区間を推定できることから、損傷区間を拡大区間に制御できることが示された。このことから、前述 6.3.1 の方法を用いて、破壊形態を推定することができるかどうかを検証する。前述した通り、拡大区間を有する補強 RC 部材のせん断耐力は、任意区間の最小値として算出される。このため、部材全長において基準となる点を変化させ、その最小値をその部材固有のせん断耐力であると仮定すると、式(6.8)により部材の計算上のせん断耐力 V'_y を算定することができる。

$$V'_y = \min\{V_{y0}, V_{y1}, V_{y2}, \dots, V_{yn}\} \quad (6.8)$$

この式において、 V_{y0} がフーチング上面を仮想支持点としたときに算出される値、 V_{yi} が 1 段目のせん断補強鋼材を仮想支持点としたときに算出される値というように、順次算出するものである。

表 6.3.2 は、試験時の破壊形態と破壊モードの推定結果を示したものである。破壊モードの分類は、文献 6.9) に示される 4 つの破壊形式（「せん断破壊」、「曲げせん断破壊（最大耐力前）」、「曲げせん断破壊（最大耐力後）」、「曲げ破壊」）の分類と特徴を参考に、部材全長に大きな斜めひび割れが急激に進展し、脆性的な破壊に至る「せん断破壊」、「曲げせん断破壊（最大耐力前）」を「せん断破壊モード」とし、柱基部に塑性ヒンジが形成され一定の耐震性能を有する「曲げせん断破壊（最大耐力後）」、「曲げ破壊」を「曲げ破壊モード」とした。今回の試験体は、全ての試験体において、部材全長で斜めひび割れが急激に進展して脆性的に破壊するような破壊形式とはならず、曲げ耐力に達する程度の水平力を保持して一定の変形性能を発揮した後、耐力低下に至った。また、損傷状況は、全ての試験体において柱基部の拡大区間付近のみで塑性化領域を形成し、塑性化する領域以外の区間の損傷は軽微であった。このため、全ての試験体が文献 6.9) に示される「曲げせん断破壊（最大耐力後）」であると判断し、破壊形態を「曲げ破壊モード」と判定した。計算による破壊モードの判定は、部材が曲げ耐力に達する時のせん断力の計算値 $V_{mu,c}$ 、補強後の部材の計算上のせん断耐力 V'_y を用いて以下により行った。

$$\begin{aligned} V_{mu,c} / V'_y &\leq 1.0 \text{ の場合} && \text{曲げ破壊モード} \\ V_{mu,c} / V'_y &> 1.0 \text{ の場合} && \text{せん断破壊モード} \end{aligned}$$

ここで、曲げ破壊モードの破壊形態は、部材が曲げ耐力に達する時点までにせん断破壊が発生しないものとし、せん断破壊モードの破壊形態は、部材が曲げ耐力に達する前にせ

せん断破壊を生じる破壊形態であるとした。この表から、部材が曲げ耐力に達する時のせん断力と部材の計算上のせん断耐力の比を用いた破壊形態の推定結果と実験上の破壊形態が一致することが確認された。

以上より、前述の方法によって破壊形態を推定できるとともに、この方法を用いて、曲げ破壊モードになるように一般区間及び集中補強鋼材の補強鋼材量を設定することが可能であるものと考えられる。

表 6.3.2 破壊形態の推定結果

試験体 No.	試験時の 破壊形態	曲げ耐力に達する時 のせん断力 V _{mu,c} (kN)	補強後の計算上 のせん断耐力 V _y ' (kN)	V _{mu,c} /V _y '	破壊モードの 計算結果	判定
A1	曲げ破壊モード	267.8	449.6	0.596	曲げ破壊モード	○
A2	曲げ破壊モード	271.9	401.8	0.677	曲げ破壊モード	○
A3	曲げ破壊モード	277.9	359.0	0.774	曲げ破壊モード	○
A4	曲げ破壊モード	283.3	303.9	0.932	曲げ破壊モード	○
B1	曲げ破壊モード	274.7	490.9	0.559	曲げ破壊モード	○
B2	曲げ破壊モード	281.1	502.7	0.559	曲げ破壊モード	○
B3	曲げ破壊モード	270.6	336.6	0.804	曲げ破壊モード	○
B4	曲げ破壊モード	268.9	380.5	0.707	曲げ破壊モード	○
B5	曲げ破壊モード	309.5	648.9	0.477	曲げ破壊モード	○
B6	曲げ破壊モード	316.2	486.8	0.650	曲げ破壊モード	○
B7	曲げ破壊モード	811.5	1287.1	0.630	曲げ破壊モード	○
C1	曲げ破壊モード	248.7	541.2	0.459	曲げ破壊モード	○
C2	曲げ破壊モード	240.7	420.4	0.572	曲げ破壊モード	○
C3	曲げ破壊モード	246.2	389.6	0.632	曲げ破壊モード	○
C4	曲げ破壊モード	837.6	1275.0	0.657	曲げ破壊モード	○

6. 3. 5 変形性能の予測

図 6.3.7 は、部材の計算上のせん断耐力と部材が曲げ耐力に達するときのせん断力の比（以下、「部材の計算上のせん断余裕度」という） $V'_y/V_{mu,c}$ と、部材じん性率 μ の関係を示したものである。この図より、曲げせん断耐力比 $V'_y/V_{mu,c}$ の増加に伴い部材じん性率 μ が増加する関係が見られ、曲げ破壊モードとなる部材については、 $V'_y/V_{mu,c}$ が 1.1 の時に μ が 3 程度、 $V'_y/V_{mu,c}$ が 1.5 の時に μ が 5 程度、 $V'_y/V_{mu,c}$ が 2.0 の時に μ が 7 程度の部材じん性率を期待できる結果となった。

以上より、拡大区間を設けた場合でも、拡大区間に損傷が集中するように一般区間及び集中補強鋼材の補強鋼材量を設置することにより、一定の変形性能を発揮できることが分かった。

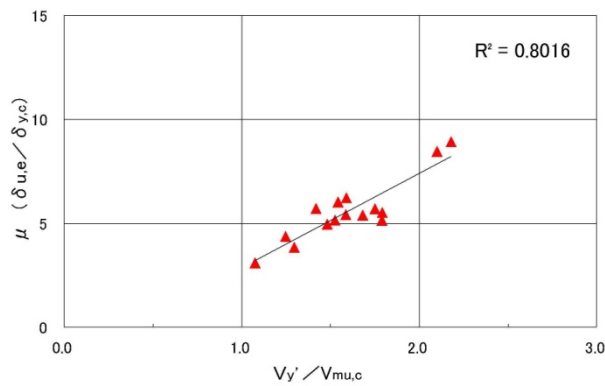


図 6.3.7 部材の計算上のせん断余裕度と部材じん性率の関係

6. 4 本章のまとめ

せん断補強鋼材を柱外周に配置して四隅で定着する耐震補強方法において、柱基部の塑性ヒンジとなる領域のせん断補強鋼材の配置間隔を断面高さの 1/2 以上に広げた試験体の地震時の破壊性状と変形性能について実験により確認した。その結果、今回の実験の範囲において以下の知見を得た。

なお、今回の実験の範囲は、拡大間隔 s_1/h : 0.50~1.33, せん断スパン比 a/d : 3.15~3.19, 軸方向鉄筋比 p_c : 2.87~3.15%, コンクリート強度 : 24.0~38.7N/mm², 断面外に配置した補強鋼材強度 : 361~380N/mm², 軸方向圧縮力 : 0.98N/mm² である。

- (1) 無補強の状態ではせん断破壊モードの補強 RC 柱の試験体に対して、塑性ヒンジ領域の補強鋼材の配置間隔を 0.58~1.33h 程度に拡大した場合でも、一定量以上の集中補強鋼材を拡大区間に配置することにより、せん断ひび割れが生じるような損傷を拡大区間内の比較的狭い範囲で発生するように制御できる。
- (2) 塑性ヒンジ領域の補強鋼材の配置間隔を断面高さの 1/2 以上に広げた補強 RC 柱は、一定量以上の集中補強鋼材を拡大区間に配置することで、比較的大きな変形性能を確保することができるとともに、水平変形量が大きくなっても鉛直変位は僅かであり、耐震補強の方法として部材の耐震性能を向上させることが可能である。
- (3) 塑性ヒンジ領域の補強鋼材を断面高さの 1/2 以上に広げて補強した RC 柱の損傷区間は、部材中で最も小さな V_{yn} の値を示した仮想支持点間で発生するものとして推定可能であることから、この方法を用いて、損傷区間が拡大区間内になるように一般区間及び集中補強鋼材の補強鋼材量を設定することが可能である。
- (4) 塑性ヒンジ領域の補強鋼材を断面高さの 1/2 以上に広げて補強した RC 柱の破壊形態は、部材が曲げ耐力に達する時のせん断力の計算値 $V_{mu,c}$ と、補強後に部材全長で最も小さな計算上のせん断耐力をその部材のせん断耐力 V'_y の計算値として、この値を比較することによって精度よく推定できる。
- (5) 部材の計算上のせん断余裕度が増加すると、部材じん性率が増加する関係が存在し、拡大区間に損傷が集中するように一般区間及び集中補強鋼材の補強鋼材を設置することにより、 $V'_y/V_{mu,c}$ が 1.1 の時に μ が 3 程度、 $V'_y/V_{mu,c}$ が 1.5 の時に μ が 5 程度、 $V'_y/V_{mu,c}$ が 2.0 の時に μ が 7 程度の部材じん性率が期待できる。

以上、本章の知見を用いることにより、塑性ヒンジ領域に拡大区間を設けざるを得ないようなせん断破壊モードの既設 RC 柱部材を、曲げ破壊モードの破壊形態へと改良し、一定の変形性能を付与することができることを示した。

【参考文献】

- 6.1) (公財) 鉄道総合技術研究所：既設鉄道コンクリート高架橋柱等の耐震補強設計施工指針，1997.
- 6.2) 宮本征夫，石橋忠良，齊藤俊彦：既設橋脚の鋼板巻き耐震補強工法に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 9, No. 2, 1987.
- 6.3) 津吉毅，石橋忠良，小林将志，田附伸一：鉄筋を柱外周に配置し柱の四隅で定着する既設 RC 柱の耐震補強方法に関する研究，土木学会論文集，第 662 号/V-49, pp. 205-216, 2000.
- 6.4) 土木学会：コンクリート標準示方書 設計編，2012.
- 6.5) 島弘，周礼良，岡村甫：マッシブ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-ひずみ関係，土木学会論文集，第 378 号/V-6, 1987.
- 6.6) 運輸省鉄道局監修，(公財) 鉄道技術総合研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，丸善，1999.
- 6.7) 二羽淳一郎，山田一字，横沢和夫，岡村 甫：せん断補強鉄筋を用いない RC はりのせん断強度式の再評価，土木学会論文集，第 372 号/V-5, pp. 167-175, 1986.
- 6.8) 石橋忠良，松田好史，齊藤啓一：少数本の杭を用いたフーチングのせん断設計について，土木学会論文集，第 337 号/V-5, pp. 197-204, 1983.
- 6.9) 白子将之，吉川弘道：RC 部材のせん断劣化と変形性能評価に関する研究，土木学会論文集，第 802 号/V-69, pp. 1-14, 2005.

第7章 本論文における結論

7. 1 本論文の概要

本論文では、東北地方太平洋沖地震において、東北新幹線の複数のRCラーメン高架橋が、ブロック端部の柱頭部で集中的に損傷した点に着目し、被災建造物の損傷状況の分析と再現解析を行った。その結果、損傷した建造物は、比較的大きな回転モードの水平応答を受けるなどにより損傷した可能性が有ることを示し、耐震補強を継続して取り組むことの有効性を示している。

さらに、既設RC柱の耐震補強を合理的に進めることを目的に、補強鋼材の配置間隔を断面高さの1/2以上の間隔とした補強試験体を製作し、載荷試験を実施した。その結果、一定の補強効果が確認できたことから、補強鋼材を任意の位置に配置した場合の耐震性能の評価手法を提案し、耐震補強を合理的に進めるための新たな知見を示している。

本論文は、第1章から第7章で構成されている。第1章は序論であり、第7章はまとめのため、第2章から第6章において、証明した知見を以下に示す。

第2章では、宮城県沖地震、兵庫県南部地震、新潟県中越地震、東北地方太平洋沖地震を検証し、鉄道を中心としたRC建造物の耐震設計法について整理するとともに、耐震性能の低い建造物の損傷発生メカニズムについて分析し、過去の設計に用いられていた簡便な方法により算定される耐震性能と建造物の損傷度の関係について分析を行った。

その結果、建造物の耐震性能をブロック端部柱のエネルギー一定則を基にした換算弾性応答加速度であるとして仮定した場合、兵庫県南部地震および東北地方太平洋沖地震の損傷の発生傾向とこの値の相関が高いことが確認された。この結果、RCラーメン高架橋の損傷予測の範囲では、簡便な方法により耐震方法を把握することにより、大規模地震時の損傷発生の概略判定が可能であることを示した。

第3章では、東北地方太平洋沖地震において、曲げ破壊先行型のRCラーメン高架橋の柱部材が、梁柱接合部の柱部材基部コンクリートが全断面で落下する損傷や、比較的に広い範囲でブロックの端部柱に損傷が集中するような被害が発生したことから、近隣地震計の地震動の観測値、耐震性能の解析結果、平面変形モードの推定結果を重ねて損傷原因を推定し、従来の耐震補強を継続的に実施すべきかどうかを検証している。その結果、東北地方太平洋沖地震により大きな損傷を生じたり、比較的に広い範囲でブロック端部のみが著しく損傷した建造物は、ブロック端部ラーメンがブロック重心を回転中心とするような回転変形モードの地震応答を受けるとともに、ピーク以降の繰り返しや2軸曲げを受ける等により損傷が助長され、端部ラーメンの柱上端から2h程度の帯鉄筋が疎な区間で終局変位 δ_n を越すような曲げ変形を起こして損傷が発生したものと推察された。しかし、推定された応答値は、これまでの耐震補強において想定してきた範囲内であることから、従来の耐震設計及び耐震補強設計を継続することにより、大規模地震時における建造物の被害を大幅に改善できることを示した。

第4章では、東北地方太平洋沖地震の際のJR東日本の復旧に対する取り組みを事例として、これまで開発されてきた耐震補強工法が早期復旧において有効に機能したことを示した。その一方で、高架下を店舗等に利用しているラーメン高架橋においては、RC柱の耐震補強を行う際、建物内の既存設備、床スラブなど撤去・復旧が困難な支障物が柱部材の周囲に設置されている場合、耐震補強工事の進捗を妨げる要因となっている現状を踏まえ、支障物が配置されている範囲の補強鋼材の間隔を広げても、一定の耐震性能を確保できる

ような補強工法の開発が望まれていることを示した。

第5章では、せん断補強鋼材を柱外周に配置して四隅で定着する耐震補強方法において、梁または柱部材の中間において、せん断補強鋼材の配置間隔を断面高さの $1/2$ 以上の間隔で設定した場合のせん断破壊により損傷する範囲とせん断耐力について実験により確認した結果、補強鋼材の配置間隔を $h/2$ よりも大きく設定しても、一定量以上の補強鋼材を拡大区間以外の区間に配置することにより、せん断耐力を増加させる効果を付与できることなどを明らかにし、部材中間に拡大区間を設けざるを得ないようなせん断破壊モードの既設RC柱部材を、曲げ破壊モードの破壊形態へと改良し、一定の変形性能を付与することができることを示した。

第6章では、せん断補強鋼材を柱外周に配置して四隅で定着する耐震補強方法において、柱基部の塑性ヒンジとなる領域のせん断補強鋼材の配置間隔を断面高さの $1/2$ 以上に広げた試験体の地震時の破壊性状と変形性能について実験により確認した。その結果、無補強の状態ではせん断破壊モードの補強RC柱の試験体に対して、塑性ヒンジ領域の補強鋼材の配置間隔を $0.5\sim 1.3h$ 程度に拡大した場合でも、一定量以上の集中補強鋼材を拡大区間に配置することにより、せん断ひび割れが生じるような損傷を拡大区間内の比較的狭い範囲で発生するように制御できることなどを示した。これより、塑性ヒンジ領域に拡大区間を設けざるを得ないような既設RC柱部材に一定の変形性能を付与することができることを示した。

7. 2 本論文により得られた成果

本論文では、大きく2つの工学的知見を提起している。第1は、大規模地震時における曲げ破壊先行型のRC柱部材の損傷メカニズムを明確にした点であり、第2は、これを踏まえて、現状として求められる耐震補強技術について、新しい知見を示している点である。

論文の前半では、大規模地震時における曲げ破壊先行型のRC柱部材の損傷メカニズムの解明を主題としている。我が国の鉄道構造物は、兵庫県南部地震の被害を踏まえ、耐震設計に関する技術基準類が大きく見直され、既設構造物の耐震補強についても積極的に行われてきた。東北新幹線においては、東北地方太平洋沖地震の発生前に、“せん断破壊先行型”のRCラーメン高架橋の耐震補強が完了しており、曲げ破壊先行型のうち耐震性能が低い構造物に対する耐震補強に着手した矢先に地震を受けることとなった。そのため、東北新幹線は、東北地方太平洋沖地震によって、凶らずも我が国で初めて“曲げ破壊先行型（「曲げ降伏後のせん断破壊型」、「曲げ破壊先行型」の総称）”のRCラーメン高架橋が大規模な地震作用を広範囲で受けることとなったのである。

東北新幹線のRCラーメン高架橋の柱部材は、東北地方太平洋沖地震により広い範囲で損傷が観察された、中でも、盛岡県では梁柱接合部の柱部材基部のコンクリートが一部断面の全てが落下する損傷や、宮城県では比較的広い範囲でブロックの端部柱に損傷が集中するような損傷が発生した。このような、ブロック端部の柱頭部のみが集中的に損傷する事例は、中高層建築物においては経験が有るものの、1層のRCラーメン高架橋においては報告事例が無いことから、その発生メカニズムを分析し、従来の耐震補強が有効に機能するかどうかを検証した。

その結果、ブロックの端部柱に損傷が集中した構造物の損傷は、ブロック端部ラーメンが回転変形モードの地震応答を受けるとともに、ピーク以降の繰り返しや2軸曲げを受け

る等により損傷が助長され、端部ラーメンの柱上端から2h程度の帯鉄筋が疎な区間で終局変位 δ_u を超すような曲げ変形を起こしたことが、損傷の主要因であることを工学的論拠により実証している。この結果を踏まえて、このような地震時の挙動は想定されていないものの、変形の程度は従前の耐震補強において想定している範囲内であることから、従来の耐震補強を継続することにより、効果が発揮できることを説明している。なお、この結論については、耐震補強済みの構造物が、大規模地震を受けても損傷が極めて軽微であったことにより裏付けられている。

論文の後半では、前段のRC柱の損傷メカニズムを踏まえて、現状として求められる耐震補強技術について、新しい知見を示している。

まず、東北地方太平洋沖地震の際のJR東日本の復旧工事および耐震補強工事を事例として、既存設備、床スラブなど撤去・復旧が困難な支障物が柱部材の外周に設置されている場合、耐震補強工事の進捗を妨げる要因となっている現状を紹介し、支障物が配置されている範囲の補強鋼材の間隔を広げても、一定の耐震性能を確保できるような補強工法の開発が望まれている現状を示した。その上で、せん断補強鋼材を柱外周に配置して四隅で定着する耐震補強方法において、梁または柱部材の中間の補強鋼材の配置間隔を、断面高さの1/2以上の間隔で設定した場合の損傷区間の範囲とせん断耐力について、実験により確認した。その結果、補強鋼材の配置間隔を $h/2$ よりも大きく設定しても、一定量以上の補強鋼材を拡大区間以外の区間に配置することにより、せん断耐力を増加させる効果を付与できることなどを明らかにするとともに、部材中間に拡大区間を設けざるを得ないようなせん断破壊モードの既設RC柱部材を、曲げ破壊モードの破壊形態へと改善することが可能であることを示している。

また、せん断補強鋼材を柱外周に配置して四隅で定着する耐震補強方法において、柱基部の塑性ヒンジとなる領域のせん断補強鋼材の配置間隔を断面高さの1/2以上に広げた試験体の地震時の破壊性状と変形性能について、実験により確認した。その結果、無補強の状態ではせん断破壊モードの補強RC柱の試験体に対して、塑性ヒンジ領域の補強鋼材の配置間隔を $0.58h \sim 1.33h$ 程度に拡大した場合でも、一定量以上の集中補強鋼材を拡大区間に配置することにより、せん断ひび割れが生じるような損傷を拡大区間内の比較的狭い範囲で発生するように制御できることなどを示した。これより、塑性ヒンジ領域に拡大区間を設けざるを得ないようなせん断破壊モードの既設RC柱部材を、曲げ破壊モードの破壊形態へと改良し、一定の変形性能を付与することができることを示している。

以上により、補強鋼材を任意の位置に配置した場合の耐震性能の評価手法を提案し、耐震補強を合理的に進めるための新たな知見を示している。

7. 3 今後の課題

大規模地震時において損傷を受けたRCラーメン高架橋の損傷メカニズムの解明は、比較的簡便な手法により、対象構造物の地震応答時の挙動も概ね推定できたものと考えている。しかし、本研究において用いた再現解析手法は、静的非線形解析プログラムを用いた2次元骨組みモデルに対する変位増分法によるプッシュオーバー解析を基に行っている。そのため、損傷状況や応答加速度などの推定値の精度は、正確さにおいて課題を残すものであった。そのため、実構造物の損傷現象を完全に同定するには至っておらず、構造物の損傷過程を3次元的に再現できる精緻な解析手法の適用、地盤情報を正確に把握し解析にフィードバックさせられる技術の適用、構造物に作用する地震動を再現するための技術など、数々の技術の進歩が期待される。このような技術が、汎用技術として確立されることにより、より一層、合理的な耐震設計を実現できるものと考えられる。

また、被災した構造物に近接し、同等の性能を有する構造物であっても、損傷を受けていないものが数多く存在する。このような構造物が「何故損傷を免れたのか？」といった点については、本論文の主旨と異なることから検証できていない。こうした構造物に対する応答の発生メカニズムをより詳細に分析することにより、合理的な耐震設計を確立するためのヒントが見出せるものと考えられる。そのため、モニタリング技術や応答を再現する技術についても、今後の研究課題であると考えられる。

論文後半で提案した耐震補強技術については、「せん断補強鋼材を柱外周に配置して四隅で定着する耐震補強方法（RB耐震補強工法）」において、補強鋼材を集中して配置することを前提に補強間隔を任意に設定する手法を示したものである。本工法を採用することにより、このような合理的な耐震補強が可能になるものと考えられる。しかし、研究対象とした補強鋼材や部材サイズには、適用範囲において、一定の制限が存在するものと考えられる。今回検証したような補強材の性能を外れるような材料を用いた場合に、同様の補強効果を発揮できるかどうかは未知な部分が多い。そのため、鋼板巻立て工法、繊維巻立て工法等の汎用工法で用いられる補強材料に対して、本研究で提案した方法が適用可能かについて十分に検証することによって、これまで以上に合理的な耐震補強技術が確立されるものとする。

また、本研究において用いた補強RC部材のせん断耐力の算定手法は、コンクリートの負担分と断面内のせん断補強鉄筋の負担分を算定する際に、仮定する破壊面が各々異なる破壊面を想定して算出している。この点は、設計式として本方法を用いる場合には安全側の判定結果を得られるものの、実現象を完全に評価できているとは言い難く、今後の研究においてさらに合理的な理論の確立に努める必要があるものと考えられる。

以上、今後の研究の課題とする。

◆ 付 録 ◆

付属資料1 『第5章 補強間隔を部材中間で広げた場合のせん断補強効果の検証』を用いた設計法の例

付属資料2 『第5章 補強間隔を部材中間で広げた場合のせん断補強効果の検証』の適用事例

付属資料3 『第6章 補強間隔を部材基部で広げた場合の耐震補強効果の検証』を用いた設計法の例

付属資料4 『第6章 補強間隔を部材基部で広げた場合の耐震補強効果の検証』の適用事例

付属資料5 【本研究に関する主な学術論文】

付属資料6 【本研究に関する主な特許、意匠】

付属資料1 『第5章 補強間隔を部材中間で広げた場合のせん断補強効果の検証』を用いた設計法の例

鉄筋コンクリートラーメン構造物編

第1編 総則 ※一部抜粋

1章 一般

1.1 設計の基本

- (1) 鉄筋コンクリートラーメン構造物の耐震補強は、大規模地震動に対して構造物を崩壊させないことを目的に設計する。
- (2) 鉄筋コンクリートラーメン構造物編による RC 柱等の耐震補強は、地震時に RC 柱等に発生するせん断力が1構造物中においてほぼ同じとなる場合に適用することを原則とする。
- (3) RC 柱等に対して補強鋼材等を配置することにより、せん断補強およびじん性補強を行う場合の設計、施工は、一般に第2編 一般条件の場合による。
ただし、第2編に示す各工法により設計、施工することが合理的でない場合は、第3編 特殊条件の場合によることとしてよい。

【解説】

(1)について

耐震性能の目標については、「鉄道施設耐震構造検討委員会の提言に基づく鉄道構造物の耐震性能に係わる当面の措置について」（鉄技第113号，1995.7）により、兵庫県南部地震における被害実態を踏まえ、「大規模な地震に対しても構造物が崩壊しないこと」としている。

兵庫県南部地震の際に行われた鉄道高架橋の主な被害状況と耐震性能に対する調査から、兵庫県南部地震レベルの地震動では、設計水平震度と変形性能を加味した換算弾性応答加速度1000gal程度以上の構造物は崩壊しないことが確認されている（鉛直部材の部分的な損傷、軽微な残留変形、桁・スラブの沈下程度）。そのため、材料、設計、施工、環境上のばらつきなどを考慮して換算弾性応答加速度1500gal程度以上で耐震補強設計を行えばよいと考えられる。

一方、行政より、耐震補強に当たっては耐震標準の考え方を参考にするとともに、施工性や経済性を考慮して効果的に耐震性の向上を図るように指導されている。耐震標準が制定された現在、耐震補強における耐震性能も、原則としてこれと同等に近づけるべきである。しかし、現状の運行サービスを確保しつつ既設構造物の性能を耐震標準と同レベルに引き上げることは、緊急性、経済性の点から現実的でない。

そこで鉄筋コンクリートラーメン構造物編では、前述の調査結果等を参考に、兵庫県南部地震レベルの大規模地震動に対して構造物を崩壊させないことを目的とした。

(2)について

鉄筋コンクリートラーメン構造物編では、鉄道の既設鉄筋コンクリートラーメン構造物が大規模地震時に崩壊しないための、RC柱等に対する耐震補強の方法を示した。これは、地震時の慣性力による主たる損傷や塑性化が、鉄道の標準的な鉄筋コンクリートラーメン構造物においては柱部材に生じるため、これらに所要の耐震性能を与えれば構造物として崩壊しないことによる。また、この場合の地震時の慣性力は、1構造物中において各柱にほぼ均等に作用することが前提となっている。そこで、適用の原則を本文のように定めた。

地震時にRC柱等に発生するせん断力は、一般に柱部材の剛性に影響を受け、1構造物中における各柱部材の剛性がほぼ同じであれば、ほぼ均等に作用する。柱部材の剛性は、これを堅固に支持または拘束する構造物や部材、設備などがなければ、断面寸法や長さに関係するため、一般に、1構造物の同一層におけるRC柱等の断面寸法や長さがほぼ同じ場合に適用してよい。

一方、1構造物中において、柱部材の断面寸法や長さが著しく異なる場合や、これらがほぼ同じであっても、壁などが一体となっている場合、柱部材が他の構造物や部材、設備等により

支持または拘束され、せん断スパンが1構造物中で異なる場合などには、1構造物中の柱部材の剛性が不均等になる。一般に地震時の慣性力は剛性の高い柱部材に集中するため、このような場合、剛性の高い柱部材には著しく大きなせん断力が作用することとなり、鉄筋コンクリートラーメン構造物編に示す各種耐震補強工法では十分な耐震性能が得られない場合も生じる。さらに、主たる損傷や塑性化が柱部材のみならず、梁や基礎等他の部材に生じ、想定していない破壊形態を示す恐れもある。そのため、適用にあたっては、RC柱等の同一構造物内はもちろん、周囲の構造物や部材、設備等、周辺の状態も十分考慮する必要がある。また、これら周囲の構造物や部材、設備等は、構造物建設以降に設置されることもあり、建設当時の財産図のみでは把握できない場合もあるため、設計施工にあたり十分な配慮が必要である。

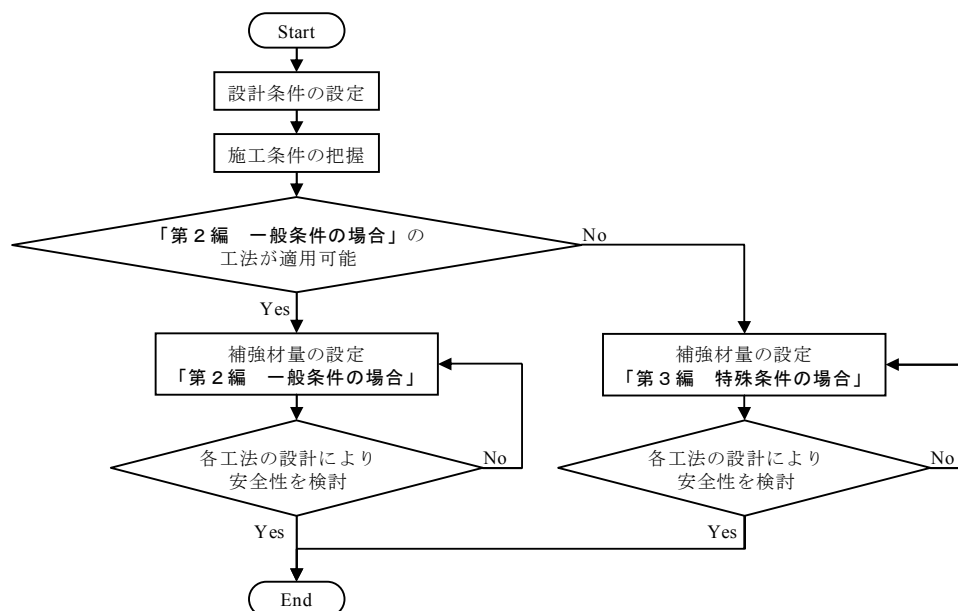
適用の原則と異なる場合には、柱部材に対する他の構造物や部材の支持または拘束を開放するなど、地震時にRC柱等に発生するせん断力をほぼ同じにしたり、1構造物中の柱部材の剛性の違いを考慮し、構造物全体系での別途必要な検討を行なうなどの必要がある。

なお、地震時にRC柱等に発生するせん断力が1構造物中において異なる場合においても、地震時の主たる損傷や塑性化が柱部材に生じる場合には、構造物全体系での挙動は、鉄筋コンクリートラーメン構造物編で想定したものとほぼ同じであるため、1構造物中の柱部材の剛性の違いを適切に評価した上で、発生するせん断力に対し、鉄筋コンクリートラーメン構造物編により耐震補強を行うことにより、必要な耐震性能を付与できるものとしてよい。

(3)について

RC柱等における耐震補強において、柱部材の全長に、柱の周囲に補強鋼材等を配置し取り囲み、せん断補強およびじん性補強を行う場合には**第2編**を適用する。具体的には、鋼板巻き耐震補強工法、RC巻き耐震補強工法、RB耐震補強工法、RP耐震補強工法、薄板多層巻き耐震補強工法の標準的な設計方法、使用材料および施工方法等を示したものである。

なお、**第2編**に示す各耐震補強工法により設計、施工することが合理的でない場合においては**第3編**を適用する。標準的な設計フローを**図解 1.1.1**に示す。



図解 1.1.1 鉄筋コンクリートラーメン構造物の標準的な設計フロー

既設構造物のRC柱等の耐震補強は、**第2編**に示す各耐震補強工法のように柱部材の全長に、柱の周囲に補強鋼材等を配置し取り囲むことが望ましい。しかし、次に示すような場合においては、柱部材全長および柱の周囲を補強鋼材等により取り囲むことは極めて困難となる。

- (a) 柱部材に撤去困難な支障物が設置され、柱部材の4面に補強材を配置できない場合
- (b) 柱部材が地中に深く埋まっている場合
- (c) 移設困難な設備機器が近接している場合

このような場合は、第3編の各工法の適用を検討してよい。



(撤去困難な支障物がある例)

(地中に深く埋まっている例)

(設備機器が近接している例)

図解 1.1.2 施工困難な場合の例

ただし、一面耐震補強工法では、既設鉄筋の配置状況によって補強鉄筋挿入のためのコア削孔が著しく困難になる場合があること、地中部鋼板圧入耐震補強工法は、現地の施工環境により施工難易度が変化すること、集中耐震補強工法では、補強鋼材量が膨大になり施工困難になる場合があること等のリスクも考えられる。したがって、第3編に示す工法は安易に用いるのではなく、第2編に示す一般の工法を適用することが明らかに合理的でない場合に、十分な調査・検討を行ったうえで適用しなければならない。

また、第3編に示す工法以外で、構造物全体系を考慮して構造物の崩壊を防ぐ方法なども、必要に応じて検討してよい。この方法の一例を付属2に示す。

構造物は、周囲の環境や周辺の利用条件が個々に異なることから、鉄筋コンクリートラーメン構造物編に記載されている以外の工法や各機関、学協会が性能を保証する工法などを取り入れ、施工性、安全性、経済性、周辺環境に与える影響度、維持管理の容易性等を総合的に勘案して補強工法を決定するとよい。

なお、部材の耐震補強によって塑性ヒンジの発生箇所が他の部位に移行することが予想される場合は、当初想定した部材の補強だけでは構造系全体の耐震性向上に必ずしもつながらない可能性がある。したがって、このような場合には、構造系全体をモデル化した解析などにより十分な検討を行い、適切な補強を実施しなければならない。

1.2 設計の方法

RC柱等の耐震補強を行う場合の耐震性能の照査は、以下に示す方法により行うこととする。

一般に各章に示す耐震補強工法の補強鋼材を配置することで式(1.2.1)、式(1.2.2)を満足することとしてよい。

(1) 塑性ヒンジ区間（変形性能の検討を行う区間）

$$\gamma_i \cdot \mu_{rd} / \mu_{dd} \leq 1.0 \quad (1.2.1)$$

ここに、 μ_{rd} ：設計応答塑性率

μ_{dd} ：設計じん性率

γ_i ：構造物係数（一般に1.0）

(2) (1)以外の区間

$$\gamma_i \cdot V_d / V_{ud} \leq 1.0 \quad (1.2.2)$$

ここに、 V_d ：設計せん断力（ $=M_u/L_a$ ）

M_u ：曲げ耐力

L_a ：せん断スパン

V_{ud} ：設計せん断耐力

γ_i ：構造物係数（一般に1.0）

1.3 設計条件

1.3.1 作用および作用の組合せ

作用の特性値および作用の組合せは、**コンクリート標準および耐震標準**による。

1.3.2 材料の設計用値

材料の設計用値は、特別な調査を行わない場合は、**コンクリート標準および鋼標準等**によることを原則とする。

なお、補強に用いる材料の設計用値は、各章に示す耐震補強工法で定めた材料の設計用値を用いることとする。

1.3.3 安全係数および修正係数

耐震補強設計に用いる安全係数および修正係数は、**コンクリート標準および耐震標準**による。

1.3.4 既設構造物の諸元

既設構造物の諸元は財産図等の図面より決定すると同時に、現地の状況が図面と一致していることを確認することを原則とする。

1.3.5 せん断スパン

補強設計に用いるせん断スパン L_a は、柱部材を支持するはりおよび基礎の条件等に応じて適切に定めなければならない。

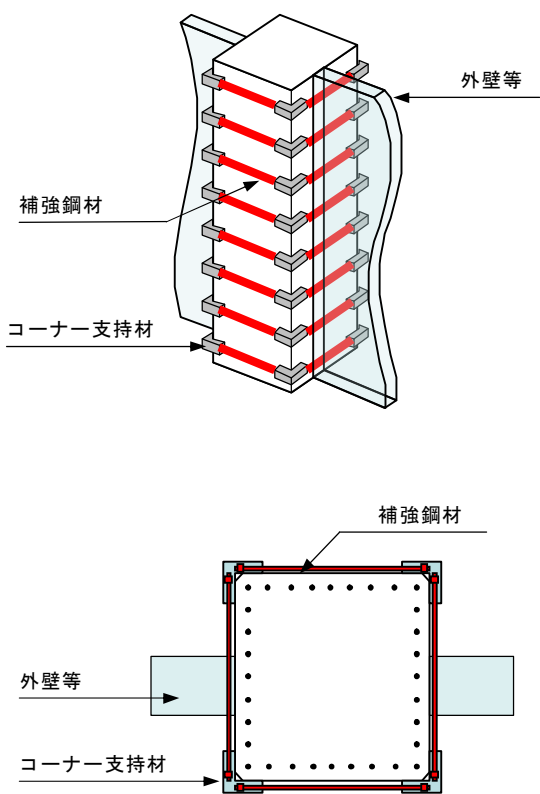
第2編 一般条件の場合 ※一部抜粋
3章 RB耐震補強工法

3.1 一般

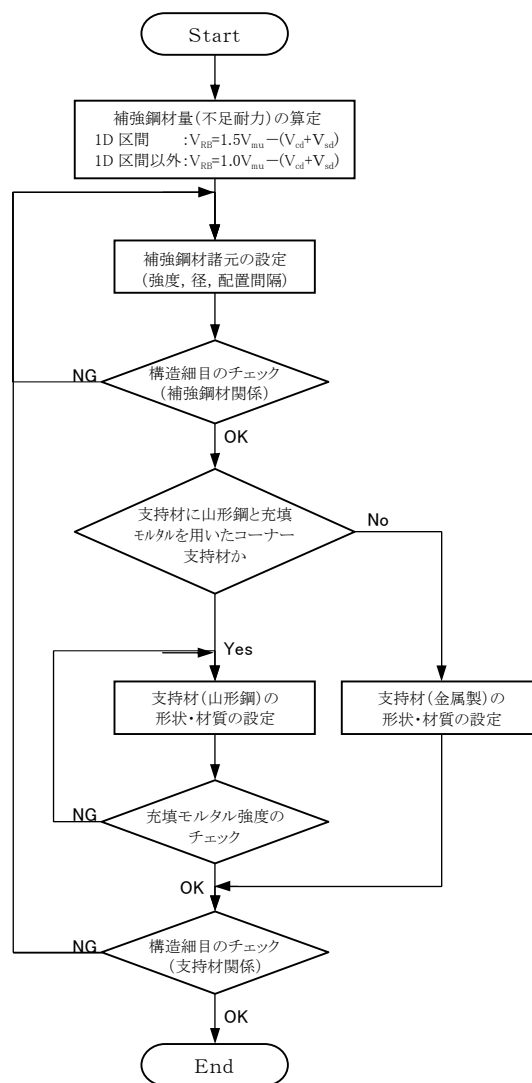
本章は、既設 RC 柱等の周囲に補強鋼材を配置し、柱四隅で定着することにより、せん断補強およびじん性補強を行う場合に適用する。

【解説】

RB耐震補強工法は、間仕切り壁を有するRC柱や狭隘な施工環境において、既存の補強工法では施工が困難な場合などでも、簡易な施工により耐震補強ができることを特徴としている。また、現場の環境に合わせてコーナー支持材のタイプを選ぶことができる。本補強工法の概要を図解3.1.1に示す。本章で示す設計法は、通常の既設構造物において、せん断補強による変形性能の向上を目的として定め、本章は、RB耐震補強工法の標準的な設計方法、および施工方法を示したものである。RB耐震補強工法の設計フローを図解3.1.2に示す。



図解 3.1.1 RB耐震補強工法の概要図



図解 3.1.2 設計フロー

3.2 適用範囲

本工法は、以下に示す範囲で適用することを原則とする。

- (1) 対象部材
RC 柱等
- (2) 死荷重時の軸方向圧縮応力度
3.0N/mm² 程度以下

3.3 用語の定義

本章で使用している用語、記号は、**共通編 1.2** によるほか、以下によるものとする。

- (1) 補強鋼材：柱外周に配置する鋼材
- (2) コーナー支持材：補強鋼材を柱四隅で定着する部材

3.4 材料

本工法に用いる材料は、以下によることを標準とする。なお、補強鋼材とコーナー支持材の適用区分を表 3.4.1 に示す。

- (1) 補強鋼材
SD345, SD390, SD490 (JIS G 3112), USD685 のねじふし鉄筋, PC 鋼棒 (丸棒 B 種) (JIS G 3109)
- (2) コーナー支持材
 - (a) 山形鋼と充填モルタル
 - ・山形鋼は、支圧板としての機能を発揮する平面寸法、板厚を確保することを原則とする。
 - ・充填モルタルは、鋼材が降伏しても圧壊しないこと。
 - (b) 鋼製, 鋳鉄製(タイプ B), 鋳鋼製(タイプ BS)
 - ・補強鋼材に作用する力に対して有害な変形や損傷がないことを試験等により確認されたもの。

表 3.4.1 補強鋼材とコーナー支持材の標準適用区分

補強鋼材	直径または 呼び径 (mm)	コーナー支持材			
		山形鋼と 充填モルタル	鋼 製	鋳鉄製 (タイプ B)	鋳鋼製 (タイプ BS)
SD490	19	○	○	—	○ ^{※2}
SD390	32	○	○	○	—
SD345, SD390	19, 32 以外	○	○ ^{※1}	—	—
USD685	41	—	○ ^{※2}	—	—
PC 鋼棒 (丸棒 B 種)	19, 23, 26, 32	—	○ ^{※2}	—	—

※1 鋼製コーナー支持材に適用する補強鋼材の径は D41 以下とする。

※2 既設部とコーナー支持材との間に表 3.7.1 に示す山形鋼 2 を設置しなければならない。

設置範囲は、鋼製コーナー支持材では補強区間全長、鋳鋼製コーナー支持材では 1D 区間とする。

(3) ナット

補強鋼材に作用する力に対して有害な変形や損傷がないことを試験等により確認されたもの。

3.5 補強鋼材の設計

3.5.1 補強鋼材量の算定

補強鋼材量の算定は以下により行うことを原則とする。

(1) 柱上下 1D 区間 (D : 部材の断面高さ)

柱上下 1D 区間においては式(3.5.1)を満たすものとする。

$$V_{ud}/V_d \geq 1.5 \quad (3.5.1)$$

V_{ud} : 部材の設計せん断耐力

$$V_{ud} = V_{cd} + V_{sd} + V_{RB}$$

V_{cd} : 既設 RC 柱のせん断補強鋼材を用いない棒部材の設計せん断耐力で **コンクリート標準**により算定し, 部材係数 γ_b は, 1.3 とする。

V_{sd} : 既設 RC 柱に配筋されている帯鉄筋により受け持たれる棒部材の設計せん断耐力で, **コンクリート標準**により算定し, 部材係数 γ_b は 1.1 とする。

V_{RB} : 新たに設置する補強鋼材により受け持たれる設計せん断耐力で V_{sd} と同様の方法で算定してよい。

V_d : 部材の設計せん断力

$$V_d = M_u / L_a$$

M_u : 部材の曲げ耐力で, **コンクリート標準**により算定する。

なお, 部材係数 γ_b , 材料係数 γ_c , γ_s はすべて 1.0 とし, 鋼材の降伏強度 f_{sy} は, 材料修正係数 ρ_m を 1.2 として算定する。

L_a : せん断スパン

(2) 1D 区間以外

1D 区間以外に対しては, 式(3.5.2)を満たすものとする。

$$V_d / V_{ud} \leq 1.0 \quad (3.5.2)$$

V_d, V_{ud} : (1)と同様に算定する。

3.5.2 補強鋼材の構造細目

(1) 補強鋼材の配置間隔

$d/2$ (d : 部材の有効高さ) 以下を原則とする.

(2) 補強鋼材と柱表面の間隔

$D/20$ (D : 部材の断面高さ) 以下, かつ 50mm 以下を標準とする.

【解説】

(1) について

補強鋼材は, ケーブル, 天井などの添架物を避けるために, 配置間隔を不均等なものとしてよいが, その最大間隔は $d/2$ 以下を原則とした.

なお, 補強鋼材の配置間隔を不均等にした場合は, 下記に示す検討の結果により $d/2$ 以上拡大した箇所を除き, 柱断面の有効高さあたりの鋼材量は, 計算上必要とされる鋼材量以上となるように補強鋼材を配置しなければならない.

柱中間部 (1D 区間以外) については, 式 (解 3.5.2) および式 (解 3.5.3) を満たすことで, 補強鋼材の配置間隔を最大 $2D$ まで拡大してよい. ただし, 配置間隔の拡大量は, 支障物の支障範囲に合わせて必要最小限とすることとし, $d/2$ 以上拡大できるのは, 柱 1 本につき 1 箇所とする.

なお, 最端に配置される補強鋼材は, 柱部材端部から 100mm 程度以内の位置に配置するものとする.

$$V_d / (V'_{cd} + V_{sd}) < 1.0 \quad (\text{解 3.5.2})$$

$$V_d / (V''_{cd} + V_{sd} + V_{RB(-段)}) < 1.0 \quad (\text{解 3.5.3})$$

ここで,

V'_{cd} : 拡大した補強鋼材の配置間隔 a_1 (図解 3.5.2 参照) をせん断スパンとし, せん断スパン比の影響を考慮したせん断補強鋼材を用いない設計せん断耐力 (N)

V''_{cd} : 拡大した補強鋼材の配置間隔にもう一段分の間隔を足した長さ a_2 (図解 3.5.2 参照) をせん断スパンとし, せん断スパン比の影響を考慮したせん断補強鋼材を用いない設計せん断耐力 (N)

$$V'_{cd} (V''_{cd}) = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f'_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b$$

ここで,

$$\beta_d = \sqrt[4]{1000/d} \leq 1.5$$

d : 有効高さ (mm)

$$\beta_p = \sqrt[3]{100p_c} \leq 1.5$$

p_c : せん断引張鋼材比

$$p_c = A_s / (b_w \cdot d)$$

b_w : 腹部の幅 (mm)

A_s : 引張側鋼材の断面積 (mm^2)

$$\beta_n = 1 + 2M_o/M_u \leq 2$$

M_u : 曲げ耐力 ($\text{kN}\cdot\text{m}$)

M_o : 設計曲げモーメント M_u に対する引張縁において, 軸方向力 N_d によって発生する応力を打ち消すのに必要な曲げモーメント ($\text{kN}\cdot\text{m}$)
($=N'_d \cdot h/6$)

N'_d : 設計軸方向圧縮力 (kN)

h : 断面高さ (m)

$$f'_{vcd} = 0.76(a/d)^{-1.166} \cdot \sqrt[3]{f'_{cd}} \quad (\text{N}/\text{mm}^2)$$

a : V'_{cd} のときは, 拡大した補強鋼材の配置間隔 a_1 (mm)

V''_{cd} のときは、拡大した補強鋼材の配置間隔にもう一段分の間隔を足した長さ a_2 (mm) (図解 3.5.2)

γ_b : 部材係数で、1.3 とする.

$V_{RB(一段)}$: 配置間隔を拡大した補強鋼材の両端に配置する補強鋼材のうち、一段分の補強鋼材により受け持たれる設計せん断耐力 (N)

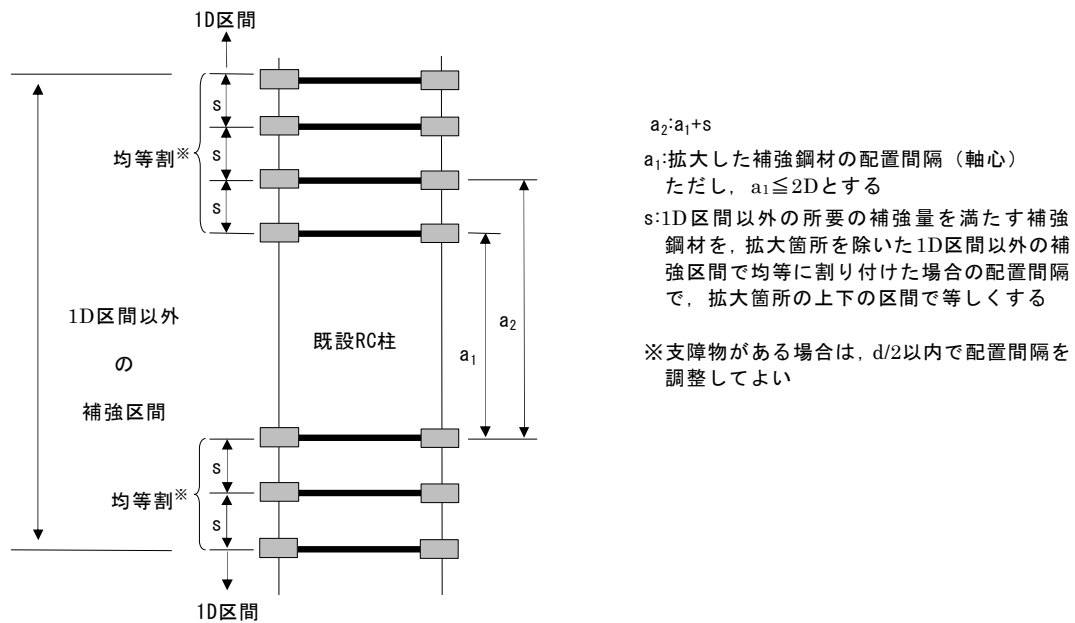
$$V_{RB(一段)} = A_{sRB} \cdot f_{wyd} / \gamma_b$$

A_{sRB} : 補強鋼材一段分の断面積 (mm²)

f_{wyd} : 補強鋼材の設計引張降伏強度 (N/mm²)

γ_b : 部材係数で、1.1 とする.

V_{sd} : 既設 RC 柱に配筋されている帯鉄筋により受け持たれる棒部材の設計せん断耐力で、コンクリート標準により算定し、部材係数 γ_b は 1.1 とする.



図解 3.5.2 V'_{cd} , V''_{cd} の算定におけるせん断スパンの考え方

(2) について

一般に、柱表面には不陸等があり、補強鋼材を密接して配置することが困難であるため、ある程度の間隔は許容することとした。

なお、実験では、400mm×400mm の断面に対して $D/20$ (D : 柱断面高さ) の間隔までは、その変形性能に与える影響は小さいことを確認している。50mm の上限は、それ以上の間隔を設けなくても実施工上の問題はないと考えられるため、標準値として設定した。

3.6 コーナー支持材の設計（コーナー支持材に山形鋼と充填モルタルを用いる場合）

3.6.1 山形鋼の設計

山形鋼は、支圧板としての機能を発揮する平面寸法、板厚を確保することとし、一般には、補強鋼材径に応じて表 3.6.1 に示した値以上の大きさの山形鋼を用いることを標準とする。

表 3.6.1 山形鋼の寸法（SD345, SD390, 490）

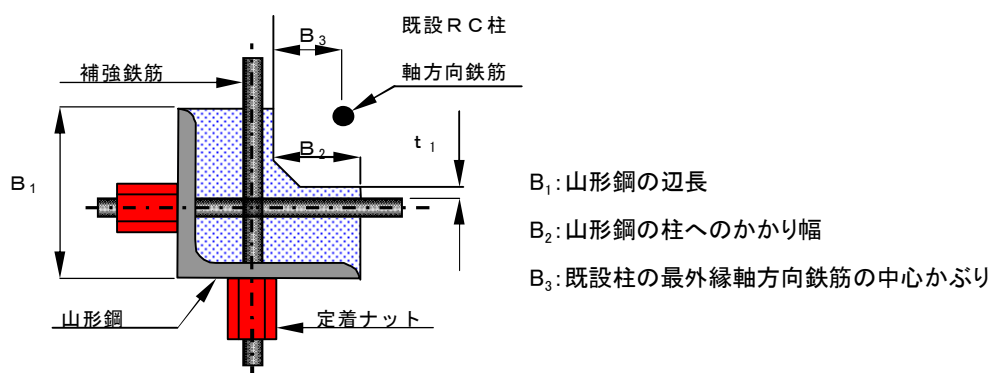
補強鋼材径	山形鋼サイズ	
	辺長 B_1 (mm)	板厚 (mm)
D29	80	12
D32	88	13
D35	96	14
D38	104	16
D41	112	17
D51	140	20

B_1 : 山形鋼の辺長 (

3.6.2 山形鋼の構造細目

(1)

(2) 図 3.6.1 に示した山形鋼の柱へのかかり幅 B_2 は、既設柱の最外縁軸方向鉄筋の中心かぶり B_3 以上を原則とする。



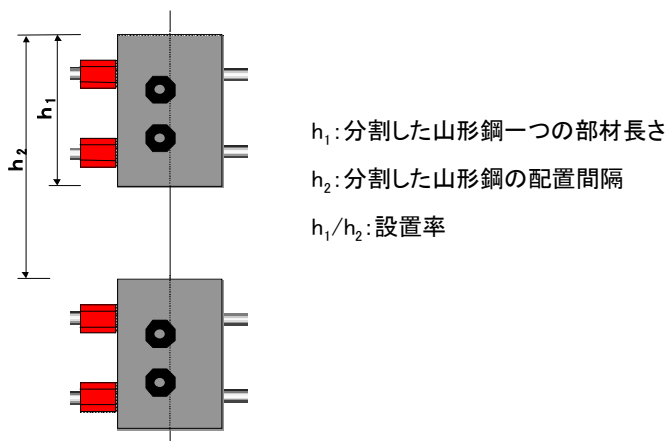
B_1 : 山形鋼の辺長

B_2 : 山形鋼の柱へのかかり幅

B_3 : 既設柱の最外縁軸方向鉄筋の中心かぶり

図 3.6.1 コーナー支持材の詳細図

(3) 山形鋼は、柱の長手方向に分割して配置してもよい。分割する場合には、図 3.6.2 に示した山形鋼の柱長に対する設置率は、1D 区間では 30%以上を標準とする。また、橋軸方向と直角方向の補強鋼材を段違いに配置する場合には、コーナー支持材に回転力が作用しない構造とする。



h_1 : 分割した山形鋼一つの部材長さ

h_2 : 分割した山形鋼の配置間隔

h_1/h_2 : 設置率

図 3.6.2 山形鋼を分割して配置する場合の設置率の考え方

3.6.3 充填モルタルの設計

山形鋼と既設柱の間隙の充填モルタルに作用する応力に対して、式(3.6.1)を満たすことを原則とする。

$$\gamma_i \cdot \sigma'_{md} / f'_{md} \leq 1.0 \quad (3.6.1)$$

ここに、 σ'_{md} ：設計作用応力度

$$\sigma'_{md} = \rho_m \cdot f_{sy} \cdot A_s / (B_2 \cdot h_1)$$

ρ_m ：材料修正係数で1.2とする。

f_{sy} ：補強鋼材の降伏強度

A_s ：補強鋼材一本あたりの断面積

B_2 ：コーナー支持材が既設RC柱と接する長さ（図3.6.3参照）

h_1 ：補強鋼材一段あたりの山形鋼の高さ

$$f'_{md} = f'_{mk} / \gamma_c$$

f'_{mk} ：充填モルタルの圧縮強度

γ_c ：材料係数（一般に1.3）

γ_i ：構造物係数（一般に1.0）

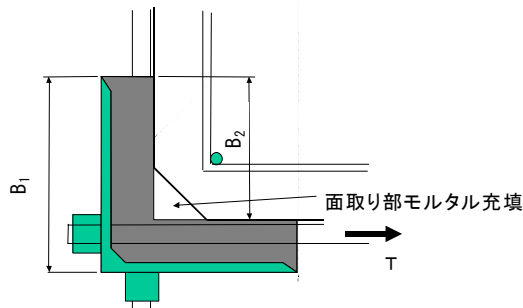


図 3.6.3 コーナー支持材の詳細図

3.6.4 充填モルタルの構造細目

- (1) コーナー支持材をプレキャストとする場合で、補強鋼材を挿入する孔と補強鋼材の空隙を残す場合には、孔による断面欠損を考慮して3.6.3の検討を行うことを原則とする。
- (2) コーナー支持材をプレキャストとする場合には、既設柱との間に生じる面取り部の空隙は、支持材に使用した充填モルタルと同等以上の強度の無収縮モルタル等を充填することを原則とする。

3.7 コーナー支持材の設計（コーナー支持材を鋼製，鋳鉄製（タイプ B），鋳鋼製（タイプ BS）とする場合）

3.7.1 鋼製，鋳鉄製（タイプ B），鋳鋼製（タイプ BS）のコーナー支持材の設計

(1) コーナー支持材を鋼製，鋳鉄製（タイプ B），鋳鋼製（タイプ BS）とする場合には，補強鋼材に作用する力に対して有害な変形や損傷がないものを使用することとする。

なお，補強鋼材に作用する力は，補強鋼材の降伏強度に材料修正係数 $\rho_m (=1.2)$ を考慮することを原則とする。

(2) 補強鋼材に，USD685 または PC 鋼棒（丸棒 B 種）を用いた場合は，鋼製のコーナー支持材を標準とする。鋼製コーナー支持材の組合せを，表 3.7.1 および図 3.7.1 に示す。

表 3.7.1 USD685，PC 鋼材の鋼製コーナー支持材

PC 鋼棒径 (mm)	断面積 (mm ²)	最小ピッチ (mm)	山形鋼1		山形鋼2		鋼板	
			B ₁	t	B ₁	t	A	B
19	283	100	90	7	120	8	50	22
23	415	110	100	10	130	9	50	28
26	531	110	130	12	150	10	65	30
32	804	125	150	15	175	12	65	36

鉄筋径 (mm)	断面積 (mm ²)	最小ピッチ (mm)	山形鋼1		山形鋼2		鋼板	
			B ₁	t	B ₁	t	A	B
D41	1340	150	200	25	200	15	90	44 (22×2)

B₁ : 山形鋼の辺長 t : 山形鋼の板厚 A・B : 図3.7.1参照

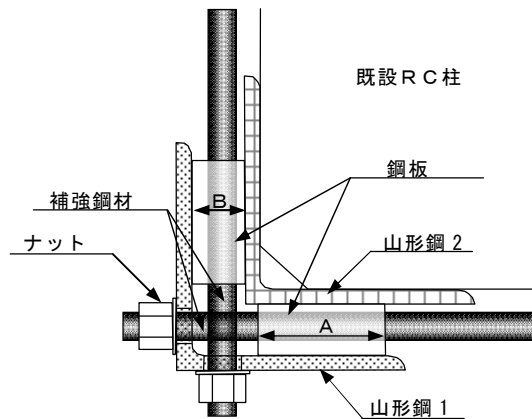


図 3.7.1 鋼製コーナー支持材の断面図（USD685，PC 鋼材）

3.7.2 鋼製， 鋳鉄製(タイプ B)， 鋳鋼製(タイプ BS)のコーナー支持材の構造細目

- (1) コーナー支持材の柱へのかかり幅は， 3.6.2(1)を満たすことを原則とする。
- (2) コーナー支持材は， 柱の長手方向に分割して配置してよい。 分割する場合には， 図 3.7.2 に示したコーナー支持材の柱長に対する設置率は， 1D 区間では 30%以上を標準とする。
 なお， 3.6.2(2)と同様に， 定着部には回転力が作用しない構造とすることとする。

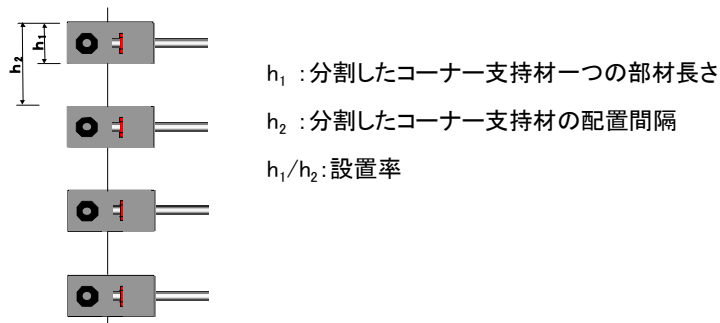


図 3.7.2 コーナー支持材の設置率の考え方

- (3) 補強鋼材を D32 とし， コーナー支持材を鋳鉄製(タイプ B)とする場合において， 図 3.7.3 に示すコーナー支持材の既設 RC 柱と接する長さ B_{22} が 50mm 以上であれば面取り部のモルタル充填を省略してよい。 ただし， 50mm に満たない場合は， 面取り部にモルタル等を充填することとする。

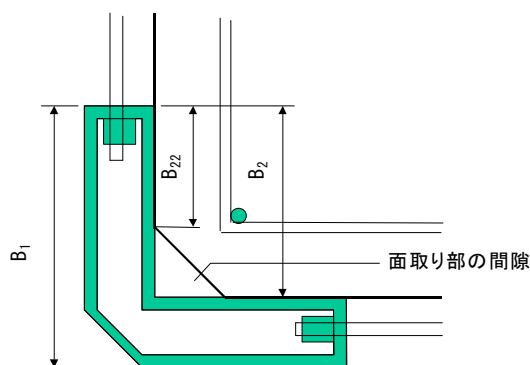


図 3.7.3 定着部詳細図

- (4) 補強鋼材を D19 とし， コーナー支持材を鋳鋼製(タイプ BS)とする場合において， 図 3.7.3 に示すコーナー支持材が既設 RC 柱と接する長さ B_{22} が 50mm 以上であれば面取り部のモルタル充填を省略してよい。 また， 1D 区間においては， 既設柱とコーナー支持材との間に， 厚さ 9mm の L 字形鋼板を設置することを標準とする。
- (5) 補強鋼材を USD685 または PC 鋼棒(丸棒 B 種)とし， 表 3.7.1 に示すコーナー支持材を用いる場合は， 面取り部のモルタル充填を省略してよい。
- (6) 補強鋼材に USD685 または PC 鋼棒(丸棒 B 種)を用いる場合， 表 3.7.1 に示す山形鋼 2 は， 1D 区間以外の任意の箇所でも分割してもよい。 ただし， 分割した場合， 山形鋼 2 の間隔は空けないことを原則とし， 1 つの山形鋼は必ず 2 段以上の補強鋼材によりコーナー支持材を固定すること。

3.8 その他の構造細目

ナットは， ダブルのナットとすることを原則とし， 供用中に緩みが生じないように締め付けた上で， ナットのゆるみ止め対策の措置を行うこと。

3.9 防錆対策

補強鋼材，ナット，コーナー支持材などは，適切に防錆処理することを原則する．

3.10 施工

- (1) コーナー支持材を場所打ちタイプ以外とする場合には，耐久性のある接着剤等で，補強鋼材に緩みが生じてもコーナー支持材が落下しないよう，柱面に接着することを標準とする．
- (2) モルタルを現場打設する場合には，狭隘箇所確実に充填できる充填性のよい材料を用いること．
- (3) SD345，SD390，SD490，USD685 のねじふし鉄筋に使用するナットの締め付け力は $177\text{N}\cdot\text{m}$ を標準とする．
- (4) PC 鋼棒（丸棒 B 種）に使用するナットの締め付け力は表 3.10.1 に示す締め付けトルクを標準とする．

表 3.10.1 ナットの締め付けトルク

PC 鋼棒径 (mm)	1次締め付け (N·m)	2次締め付け (N·m)
19	100	200
23	120	250
26	150	300
32	180	350

付属資料3 『第6章 補強間隔を部材基部で広げた場合の耐震補強効果の検証』を用いた設計法の例

第3編 特殊条件の場合 ※一部抜粋

3章 柱部材の一部区間の補強が極めて困難な場合（集中耐震補強工法）

3.1 一般

- (1) 本章は、RC部材等の一部区間の補強が極めて困難なため、鉄筋コンクリートラーメン構造物編の各耐震補強工法を適用することが合理的でない場合において適用することを原則とする。
- (2) 本章は、補強が困難な区間の前後の補強鋼材を集中的に配置することにより、せん断補強およびじん性補強を行う場合に適用する。

【解説】

(1) について

既設構造物の柱部材の耐震補強は、柱部材全長に対する補強を行わなければならない。しかし、次に示すような場合において、柱部材全長に対する補強を行うことは極めて困難となる。

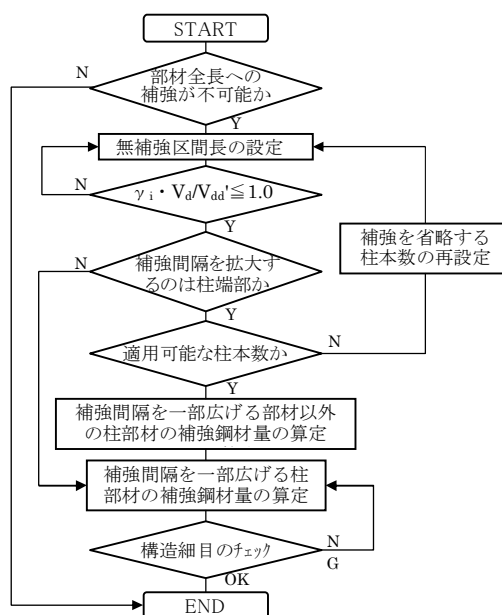
- (a) 柱部材に撤去困難な支障物が設置されている場合
- (b) 移設困難な設備機器が近接している場合

このような場合は本設計の適用を検討してよい。

ただし、近い将来に支障物を撤去できる場合は、支障物の撤去に合わせて柱部材全長に対する補強を行わなければならない。

(2) について

本章の設計は、補強材の間隔を $d/2$ (d :有効高さ) よりも広げて配置する場合に、拡大区間の位置（柱端部または柱中間部）にかかわらず所要の耐震性能を満足することとしている。そのため、柱中間部に補強間隔を広げる区間を設ける場合は、補強対象のRC柱等の部材としての耐震性能を確保するように補強鋼材量を算定することとした。また、柱端部に補強間隔を広げる区間を設ける場合は、構造物全体として耐震性能を満足するように補強鋼材量を算定することとした。本章に示す設計の標準的な設計フローを図解3.1.1に示す。



図解 3.1.1 設計フロー

3.2 適用範囲

- (1) 本章は、鉄筋コンクリートラーメン高架橋、鉄筋コンクリートラーメン橋台等の構造物の柱部材に適用することを原則とする。
- (2) 本章は、柱中間部および柱端部の補強間隔を一部広げて集中補強を行う場合の補強設計に適用する。
ただし、柱端部の補強間隔を一部広げる箇所は1部材で1箇所までとし、柱端部の補強間隔を一部広げる位置は1構造物において柱の上端、下端を混在させないことを原則とする。
なお、RB補強工法およびRP補強工法を用いて柱中間部の補強間隔を一部広げる場合は、「第2編3章 3.5.2 構造細目」および「第2編4章 4.5.2 構造細目」により、補強間隔を決定することとする。
- (3) 本章は、各耐震補強工法の設計において定める補強鋼材の配置間隔もしくは柱部材端からの補強鋼材の位置の制限を満たせない場合に適用するものとし、補強拡大区間長は1D（D：柱部材の断面高さ）以下にすることを原則とする。
- (4) 死荷重時の軸方向圧縮応力度は、 3.0N/mm^2 程度以下を原則とする。

【解説】

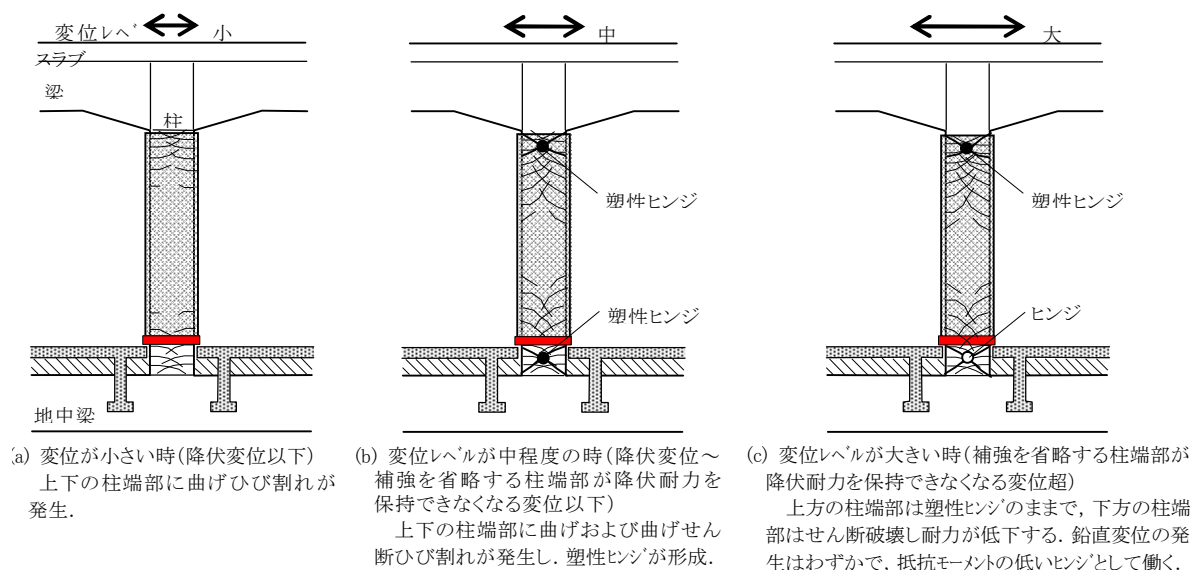
(1) について

柱端部の一部区間の補強間隔を広げてその区間前後を集中補強した構造物は、大変形時に補強間隔を広げた柱端部がヒンジとなり、補強間隔を広げた区間以外の柱端部の塑性ヒンジが水平力に抵抗する。したがって、塑性ヒンジの形成箇所が少ない橋脚等においては、大規模地震の作用を受けると水平力に対して抵抗できなくなるので、単柱式、壁式に限らず、門形橋脚においても本章の設計を適用してはならないこととした。

なお、柱部材の周囲に設置された基礎スラブを評価する場合や、上層梁と補強可能な柱部材を補強することで柱部材の一部の補強間隔を広げる場合等、別途特別な検討により所要の耐震性能を確認した場合には本章の設計によらなくてよい。

(2) について

柱端部の補強間隔を一部広げて集中補強を行い、残りの補強可能な範囲に所定の鋼材を配置した柱部材は、降伏変位を超えた後に上下の柱端部に塑性ヒンジが形成され、安定的に水平力を受け持つこととなる（図解 3.2.1 (b)）。その後、降伏変位の数倍の変形をうけると、補強間隔を一部広げる区間が、補強間隔を広げていない柱端部に比べて小さい変位で水平抵抗力を失うものの、構造物全体としては補強間隔を広げていない柱端部が限界回転角に達するまで一定の水平抵抗力を保持することとなる（図解 3.2.1 (c)）。



図解 3.2.1 柱端部の補強間隔を一部広げた柱部材の変位レベルと損傷イメージ

なお、水平支持部材がある柱端部は、水平力を受けても水平移動しないため相対する柱端部が塑性ヒンジとして機能するが、水平支持部材が無い柱端部は水平力を受けると水平に移動する可能性があるため、相対する柱端部は塑性ヒンジとしての機能が低下することとなる。

1 部材で上下の柱端部の補強間隔を一部広げた柱部材は、大変形時に水平力も鉛直力も負担できなくなり、補強間隔を一部広げる以外の柱部材や梁部材において過大な断面力を発生させる可能性がある。そのため、1 部材で 2 箇所柱端部の補強間隔を拡大してはならないこととした。

また、柱端部の補強間隔を一部広げる位置は、柱部材の下端か上端かを 1 構造物で混在しないように設定し、補強間隔を広げる柱の配置は構造物全体においてバランスよく配置するよう配慮する必要がある。

(3) について

補強拡大区間長を 1D 程度とした補強 RC 柱試験体に対して静的正負水平交番载荷を行った結果、曲げ降伏後にせん断破壊した試験体に対してじん性率 10 程度まで繰返し载荷を行っても、鉛直短縮量は、有効高さの数%程度であることが確認されている¹⁾。このため、せん断破壊が狭い範囲で発生した柱部材による構造物全体への影響はわずかと考えられることから、本設計における補強拡大区間長は、1D 以下に制限することとした。

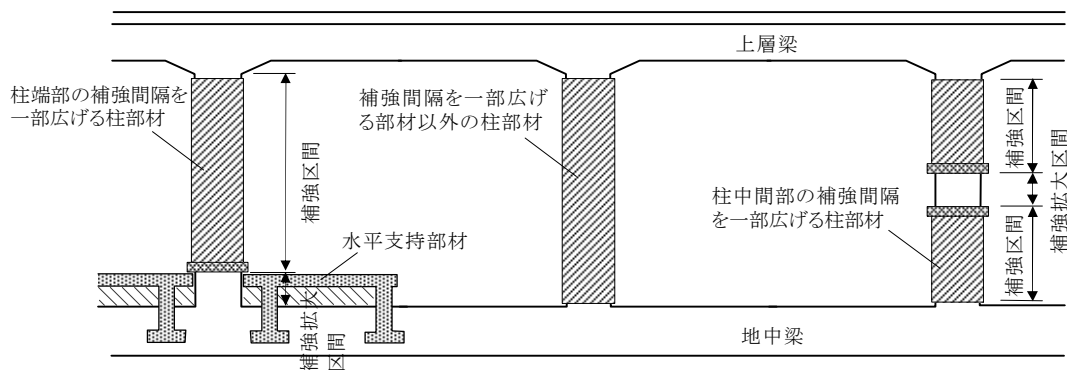
3.3 用語の定義

本章で使用している用語は、共通編 1.2 および各章の用語の定義によるほか、以下によるものとする。

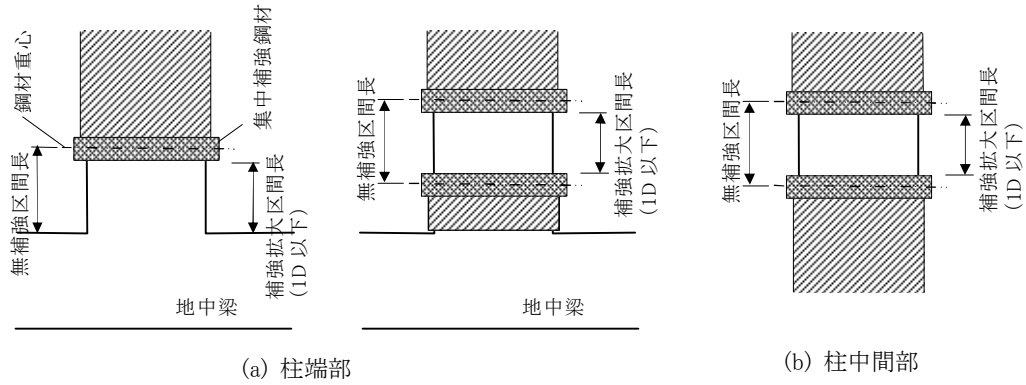
- (5) 集中補強：部材全長を補強すべき柱部材の補強間隔を一部広げて、その前後の補強を集中して配置すること
- (6) 集中補強鋼材：集中補強することを目的に配置する鋼材
- (7) 補強拡大区間：実際に補強間隔を広げる区間であり、部材端から補強鋼材端までの区間または補強鋼材端から補強鋼材端までの区間
- (8) 無補強区間：設計上補強間隔を拡大すると仮定した区間であり、部材端から集中補強鋼材の重心までの区間または集中補強鋼材の重心から重心までの区間
- (9) 水平支持部材：補強対象構造物とは別に設けた基礎により支持され、柱端部の水平変位を抑える働きをする水平の構造部材（例えば、基礎を有する土間コン等）
- (10) 柱端部：柱部材の上端または下端において地震時に塑性ヒンジが形成すると想定される区間で、概ね部材端から 2D までの区間
- (11) 柱中間部：柱部材において柱端部以外の区間

【解説】

用語の定義における各部の名称は、図解 3.3.1、図解 3.3.2 による。



図解 3.3.1 高架橋側面



図解 3.3.2 補強拡大部

3.4 補強間隔の一部を拡大するための前提

3.4.1 補強間隔を一部広げる部材の性能

補強間隔を一部広げる柱部材は，式(3.4.1)を満足することを原則とする。

$$\gamma_i \cdot V_d / V_{dd}' \leq 1.0 \quad (3.4.1)$$

ここに，

γ_i ：構造物係数で，一般に 1.0 としてよい。

V_d ：部材の設計せん断力で，一般に部材の曲げ耐力に達するときのせん断力 V_{mu} を用いてよい。

$$V_{mu} = M_u / L_a$$

M_u ：部材の曲げ耐力で，**コンクリート標準**により算定してよい。なお，部材係数 γ_b ，材料係数 γ_c ， γ_s はすべて 1.0 とし，鋼材の降伏強度 f_{sy} は，材料修正係数 ρ_m を 1.2 としてよい。

L_a ：せん断スパンで，一般に，柱部材長の 1/2 としてよい。

V_{dd}' ：部材の見掛けの設計せん断耐力であり，部材の無補強区間長をせん断スパン (a ：支持部前面から荷点までの距離) とするせん断圧縮破壊耐力で，**コンクリート標準**により算定してよい。

なお，部材係数 γ_b は 1.2，材料係数 γ_c は 1.3 としてよい。

【解説】

補強間隔を一部広げる部材では，補強間隔を一部広げる区間前後に集中補強鋼材を配置することによりせん断耐力を向上させ，少なくともせん断破壊先行型の破壊形態とならないことを保証しなければならない。このため，式(3.4.1)を満足することを原則とした。

また，高架下利用により柱部材に構造部材が設置されると，せん断スパンが見掛け上短くなり設計せん断力が増加することとなるので，せん断スパン等の設計条件の設定は十分注意しなければならない。

なお，地震の影響で発生するせん断力が V_{mu} よりも小さい場合には，線形解析により算定した値を V_d としてよい。

3.4.2 柱端部の補強間隔を拡大できる柱本数

柱端部の補強間隔を一部広げる構造物は、式(3.4.2)を満足することを原則とする。

$$\gamma_i \cdot \alpha_{lim} \cdot R_n / R'_n \leq 1.0 \quad (3.4.2)$$

ここに、

γ_i : 構造物係数で、一般に1.0としてよい。

α_{lim} : 低減率の制限値で、表3.4.1をもとに見掛けの耐力比に対応する値を用いてよい。

表 3.4.1 見掛けのせん断耐力比と低減率の制限値

見掛けの耐力比 V_{dd}'/V_{mu}	低減率の制限値 α_{lim}
$1.0 < V_{dd}'/V_{mu} \leq 1.7$	0.700
$1.7 < V_{dd}'/V_{mu} \leq 2.5$	0.625
$2.5 < V_{dd}'/V_{mu}$	0.500

V_{dd}' : 無補強区間長をせん断スパンとする見掛けのせん断耐力
 V_{mu} : 部材が曲げ耐力に達する時のせん断力

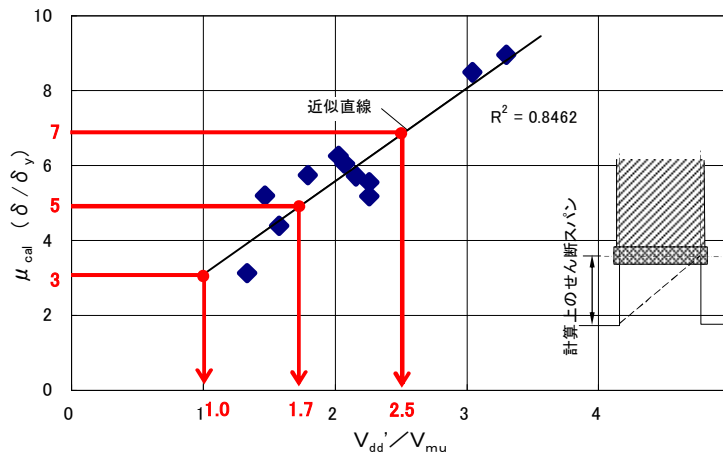
R_n : 上部構造物がY点に達するときの検討方向の水平荷重 (kN)

R'_n : 柱端部の補強間隔を一部広げる柱部材を含む構造物が全体として降伏点に達するときの検討方向の水平荷重 (kN)

n : 1 構造物における検討方向の柱本数

【解説】

式(3.4.2)は、柱部材においてエネルギー一定則が成立する時に構造物においても同様に考えられると仮定し、各柱部材の補強後のじん性率が10の構造物の全エネルギー吸収能に対して、補強間隔を一部広げた柱部材を含む構造物の全エネルギー吸収能が大きくなるように定めたものである(付属1参照)。ただし、この検討は、補強間隔を一部広げる柱端部に相対する柱端部および補強間隔を広げる以外の柱部材が、補強後の部材じん性率で13以上になるように補強することを前提にしたものである。表3.4.1に示す見掛けのせん断耐力比と低減率の制限値は、実験結果を基に無補強区間における見掛けのせん断耐力比と部材じん性率の関係が正の比例関係にあるとして直線近似し、部材じん性率が3.0, 5.0, 7.0となる見掛けの耐力比の値から定めたものである(図解3.4.1参照)。



図解 3.4.1 V_{dd}'/V_{mu} と部材じん性率の関係

R'_n は、補強間隔を一部広げる柱端部に水平支持部材がある場合、補強間隔を一部広げる柱端部をヒンジとしてモデル化して静的非線形解析により算定し、水平支持部材が無い場合、水平の移動を拘束しないヒンジとしてモデル化して解析により算定してよい。

ただし、個々の柱部材の剛性が大きく変わらないような構造物の場合、補強間隔を一部広げる柱部材の本数が式(解 3.4.1)を満足すれば式(3.4.2)の検討を省略してよい。これは、通常のラーメン構造物の柱端部をヒンジとしてモデル化して静的非線形解析を行った結果、構造物が全体として降伏点に達するときの水平荷重が全部材端に対する塑性ヒンジの数にほぼ比例することによる(付属 2 参照)。

$$m / (\beta_{lim} \cdot \Sigma_n) \leq 1.0 \quad (\text{解 3.4.1})$$

ここに、

β_{lim} : 全部材中で柱端部の補強間隔を拡大できる柱本数の割合の制限値で見掛けの耐力比から表解 3.4.1 を用いて定めてよい。

表解 3.4.1 見掛けの耐力比と β_{lim}

見掛けの耐力比 V_{dd}'/V_{mu}	β_{lim}	
	水平支持部材がある場合	水平支持部材が無い場合
$1.0 < V_{dd}'/V_{mu} \leq 1.7$	1/2	1/4
$1.7 < V_{dd}'/V_{mu} \leq 2.5$	2/3	1/3
$2.5 < V_{dd}'/V_{mu}$	1	1/2

V_{dd}' : 無補強区間長をせん断スパンとする見掛けのせん断耐力

V_{mu} : 部材が曲げ耐力に達する時のせん断力

Σ_n : 構造物全体における柱の総本数で、ラーメン高架橋の場合 1 ブロックの線路方向および線路直角方向の柱部材の本数の合計

m : 構造物全体において補強間隔を一部広げる柱部材の本数

ここで、水平支持部材が無い時の β_{lim} を水平支持部材がある場合の 1/2 にしたのは、補強間隔を一部広げた区間が大変形を受けて曲げ降伏後のせん断破壊を起こし水平変位を発生することで、相対する柱端部が塑性ヒンジとして機能しなくなる可能性があることを安全側に配慮したものである。

なお、上記の簡易な検討方法による場合には、一面耐震補強工法で補強した柱部材の本数も柱端部の補強間隔を一部広げる柱部材の本数に加えて計算するものとする。ここで、一面耐震補強工法で補強した柱部材の支持条件は、水平支持部材がある場合としてよい。

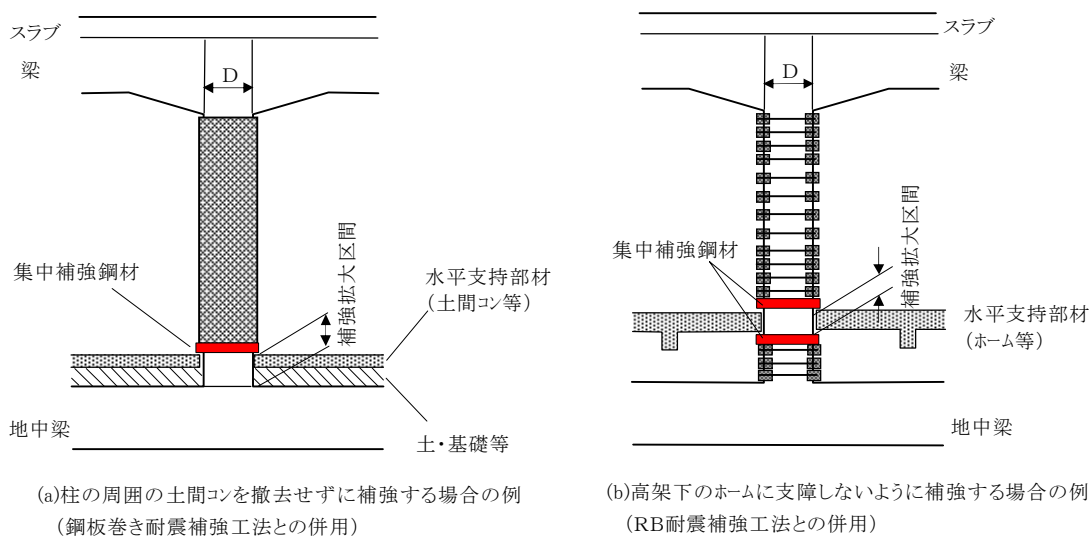
3.4.3 水平支持部材

水平支持部材は、以下の条件を満たすことを原則とする。

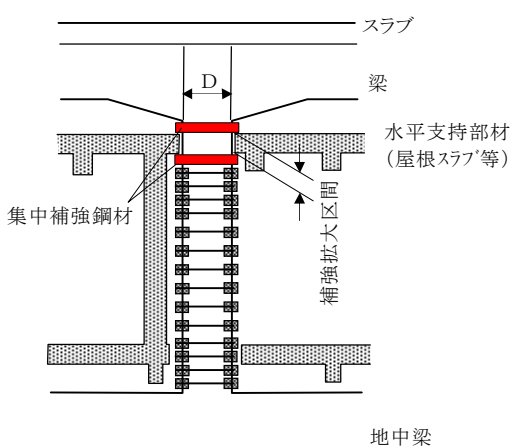
- (1) 高架橋等とは別に設けられた杭等の構造により支持された構造物の水平部材であること。
- (2) 地震時において補強間隔を一部広げる柱端部を水平に支持する構造であることとし、一般に、水平支持部材の全部または一部が補強拡大区間の1/2の位置から2Dの位置までの区間に設けられていること。

【解説】

水平支持部材は、地震時に柱端部の補強間隔を広げた部材を水平方向に支持して、過大な水平変位の発生を抑える機能が要求される。そのため、一般に高架下建物の構造部材等として設けられた水平部材で、土間コンクリート、ホーム、床版、天井等の水平部材を指すものであり、盛土や埋戻し土程度の土構造物は地震力により柱部材の変位を拘束する効果が明らかでないため、ここでは考慮しないこととしている（図解3.4.2、図解3.4.3参照）。



図解 3.4.2 柱下端で補強間隔を広げる場合の例



(a)高架下に建てられた建築物の上床版防水工に支障しないように補強する場合の例 (RB耐震補強工法との併用)

図解 3.4.3 柱上端で補強間隔を広げる場合の例

3.5 補強鋼材の設計

3.5.1 補強間隔を一部広げる柱部材

柱部材の補強間隔を一部広げる場合の補強鋼材量は、以下を満足するように算定することを原則とする。

(1) 集中補強鋼材量

集中補強鋼材は、以下の式 (3.5.1) を満足するものとする。

$$V_{ud1}/V_{ud2} \leq 1.0 \quad (3.5.1)$$

ここに、

V_{ud1} : 無補強区間における設計せん断耐力

$$V_{ud1} = V_{dd1}'$$

V_{ud2} : 集中補強鋼材が有効に働く区間における設計せん断耐力。

$$V_{ud2} = V_{dd2}' + V_{grd}$$

ただし、せん断補強鉄筋比 p_w' が 0.35% より大きくなる場合は、別途算定方法を検討しなければならない。

V_{dd1}' : 柱部材の無補強区間長をせん断スパンとする見掛けの設計せん断圧縮破壊耐力で、**コンクリート標準**により算定し、 β_w は 0 とすること。

無補強区間長が 0.5d よりも小さい場合には 0.5d としてよい。なお、部材係数 γ_b は 1.0 としてよい。

V_{dd2}' : 集中補強鋼材が有効に働くスパンにおける見掛けの設計せん断圧縮破壊耐力で、**コンクリート標準**により算定し、 β_w は 0 とすること。

また、せん断スパンは無補強区間長に 0.4d (d:有効高さ) を加えた高さ ℓ_1 としてよいが、無補強区間長が 0.5d よりも小さい場合には 0.9d としてよい。なお、部材係数 γ_b は 1.0 としてよい。

V_{grd} : 集中補強鋼材により受け持たれる設計せん断耐力で、**コンクリート標準**のせん断補強鋼材により受け持たれる棒部材の設計せん断耐力と同様の計算により算定することとし、部材係数 γ_b は 1.1 とする。

p_w' : 集中補強鋼材のみのせん断補強鉄筋比 (%)。 V_{dd2}' を求めるスパン ℓ_1 に対して集中補強鋼材のみが配置されているとして次式により算定してよい。

$$p_w' = 100 \cdot A_w / b_w \cdot \ell_1$$

(2) 補強区間内の補強鋼材量

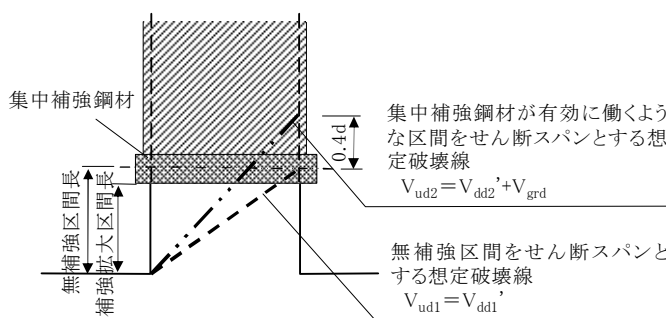
各耐震補強工法による補強鋼材量は、第2編 一般条件の場合の各工法の設計により算定するものとする。

なお、設計上のせん断スパンは補強区間長 (補強区間の柱部材長) の 1/2 を標準とする。

【解説】

(1) について

図解 3.5.1 は、 V_{ud1} と V_{ud2} の関係を模式的に表したものである。集中補強鋼材量は、集中補強鋼材前後の想定破壊線におけるせん断耐力を比較して、 V_{ud2} が V_{ud1} を上回るように算定するものである。ただし、 p_w' が適用範囲を上回るとせん断補強効果が低下するので別途検討が必要となる²⁾。

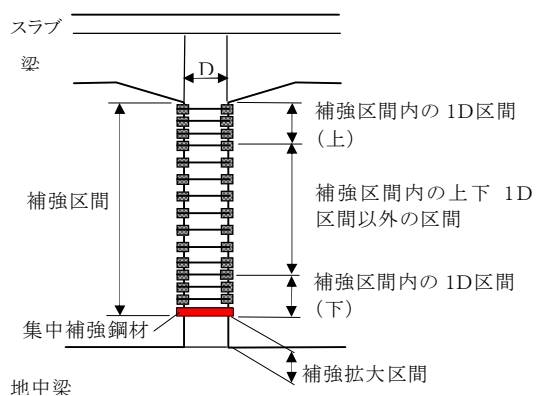


図解 3.5.1 集中補強鋼材前後の耐力の算定イメージ

(2) について

図解 3.5.2 は、補強鋼材量の算定に用いる設計上の区分を、RB耐震補強工法による補強柱部材を例として示したものである。

また、図解 3.4.2(b) のような場合の地中梁側の補強鋼材量は、図解 3.5.2 の 1D 区間(下)の補強鋼材量と同等以上配置するものとする。



図解 3.5.2 補強鋼材の設計上の区分(RB補強工法の場合)

3.5.2 構造細目

(1) 集中補強鋼材の部材長さ、部材高さ

集中補強鋼材の部材長さは、100mm と $0.1d$ の大きい方の長さ以上、 $0.2d$ 以下を標準とし、部材高さは集中補強鋼材の部材長さを超えないものとする。

(2) 集中補強鋼材の配置

集中補強鋼材は、補強拡大区間に近接して配置しなければならない。

(3) 集中補強鋼材の選定

集中補強鋼材には、鋼板巻き耐震補強工法またはR B耐震補強工法等で規定される補強鋼材を用いてよい。

【解説】

(1) について

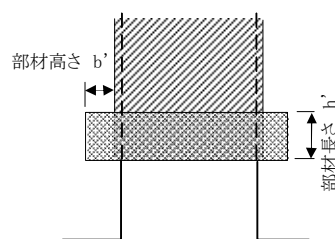
集中補強鋼材の部材長さの最大を $0.2d$ に制限したのは、集中補強鋼材が有効に働くための範囲（無補強区間高さ+ $0.4d$ ）に集中補強鋼材を配置するためである。

なお、R B耐震補強工法の部材長さは、コーナー支持材の幅としてよい。

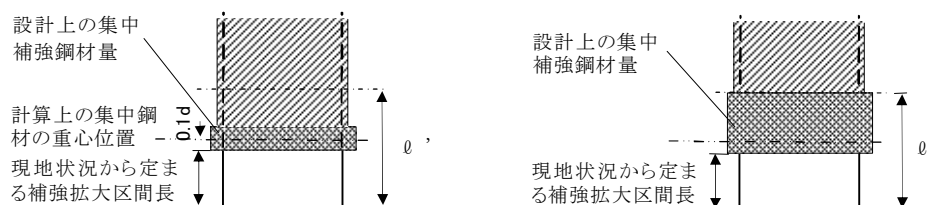
集中補強鋼材の部材高さは、柱部材面から集中補強鋼材の外面までの長さとする。具体的には、鋼板巻き耐震補強工法の鋼板の上に集中補強鋼材を設置する場合、鋼板の外面から集中補強鋼材の外面までの長さとし、R B耐震補強工法を用いる場合、補強鋼材の外面までの長さとしてよい（図解 3.5.3 参照）。

また、集中補強鋼材を配置することが困難な場合には、3.4.2 の制限値に対して実際の補強省略本数が少ないことで設定可能な無補強区間長 (ℓ') まで集中補強鋼材を分散配置してよい（図解 3.5.4 参照）。

なお、この場合の集中補強鋼材量の算定に用いる無補強区間長は、現地状況から決まる補強拡大区間長に $0.1d$ を足した長さを用いて算定することとしてよい。



図解 3.5.3 補強幅と補強高さ



(集中補強鋼材量算定上の仮定) (集中補強鋼材の配置方法)

図解 3.5.4 集中補強鋼材の配置が困難な場合の措置

(3) について

集中補強鋼材を帯状の鋼板巻き鋼材とする場合には、現場溶接継手は超音波探傷等による適切な管理を行い、集中補強鋼材の内側の充填材は、既設柱の圧縮強度以上の無収縮モルタルとし、補強鋼材の脱落が想定される箇所ではゆるみ防止および脱落防止に対して配慮した構造としなければならない。なお、集中補強鋼材に用いる鋼材は、鋼板巻き耐震補強工法に規定されている補強鋼材のほかに集中補強鋼材量に応じて SM490A などを用いてよいこととする。

3.5.3 補強区間を広げる部材以外の柱部材（柱端部の補強間隔を一部広げた場合）

鋼板巻き耐震補強工法により補強することを標準とし、補強鋼板厚は第2編1.5による。

なお、施工上やむを得ない場合には、RB耐震補強工法等により補強することとし、以下の式(3.5.2)、式(3.5.3)により補強間隔を広げる部材以外の部材の補強鋼材量を算定してよい。

(1) 柱部材の上下1D区間

柱部材の上下1D区間における補強鉄筋量は、式(3.5.2)を満たすように配置する。

$$V_{ud}/V_d \geq 1.5k_d \quad (3.5.2)$$

ここに、

V_{ud} : 部材の設計せん断耐力

$$V_{ud} = V_{cd} + V_{sd} + V_{rd}$$

V_{cd} : 既設RC柱のせん断補強鋼材を用いない棒部材の設計せん断耐力で**コンクリート標準**により算定する。なお、部材係数 γ_b は、1.3とする。

V_{sd} : 既設RC柱に配筋されている帯鉄筋により受け持たれる棒部材の設計せん断耐力で**コンクリート標準**により算定する。なお、部材係数 γ_b は1.1とする。

V_{rd} : 新たに設置する補強鋼材により受け持たれる設計せん断耐力で V_{sd} と同様の方法で算定してよい。

V_d : 部材の設計せん断力

$$V_d = M_u / L_a$$

M_u : 部材の曲げ耐力で**コンクリート標準**により算定する。なお、部材係数 γ_b 、材料係数 γ_c 、 γ_s はすべて1.0とし、鋼材の降伏強度 f_{sy} は、材料修正係数 ρ_m を1.2として算定する。

L_a : せん断スパンで、一般に、柱部材長の1/2としてよい。

k_d : 変形性能を割り増すための係数（一般に1.0とし、RB耐震補強工法以外の工法を用いる場合には別途定める）

(2) 柱部材の上下1D区間以外

1D区間以外に対しては、式(3.5.3)を満たすことを標準とする。

$$V_d/V_{ud} \leq 1.0 \quad (3.5.3)$$

ここに、

V_d , V_{ud} : (1)と同様に算定する。

【解説】

部材全長に対して耐震補強を行う構造物と比較して補強間隔を一部広げることで低下する耐震性能を構造物全体で補うために、補強間隔を一部広げる柱端部以外は、補強後の部材じん性率が13程度以上となる鋼板巻き耐震補強工法により補強することを標準とした。現地の状況により、やむを得ない場合にはRB耐震補強工法を用いてよいが、補強後の部材じん性率で13以上を確保できない耐震補強工法を用いる場合には別途検討が必要となる。

3.6 構造細目

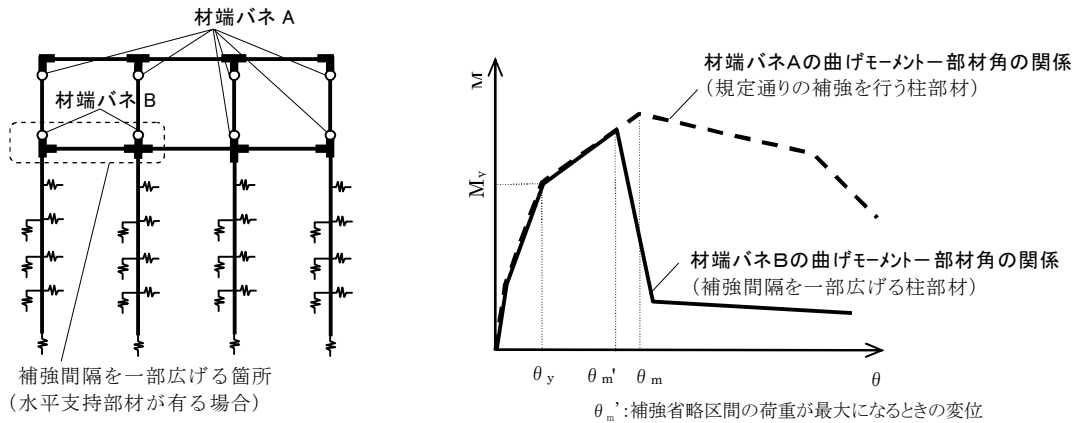
補強した柱部材は周辺構造物との離隔を十分確保し、本章の設計で仮定したせん断スパンを大きく変えるような構造にしてはならない。

【解説】

柱の周囲に、撤去した土間コンクリートを復旧する場合には、補強柱部材と周辺構造物の間に柔軟な間隔材を配置するなどして復旧するとよい。

付属 1 変形性能の小さい柱部材を有するラーメン構造物のエネルギー吸収能

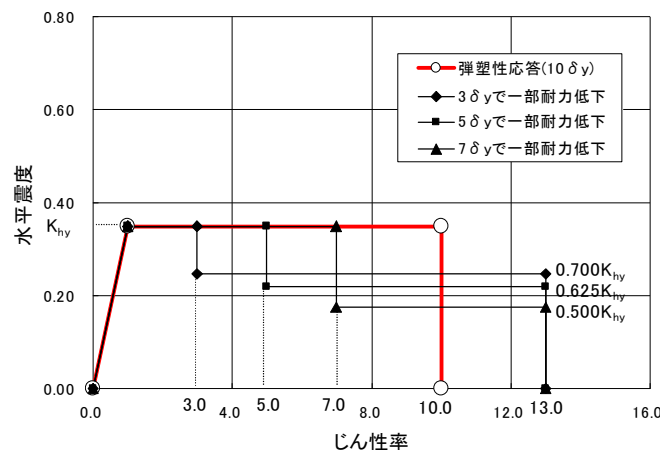
ラーメン高架橋を構成する柱部材の柱端部の補強間隔を一部広げた場合には、荷重変位関係が著しく異なる部材が一構造物中に混在することとなる。このような場合には、付属図 1.1 に示すように、材端バネの曲げモーメントと部材角の関係の異なるモデルを仮定して、動的解析等を行うことで、構造物の耐震性能を評価すればよい。しかし、このような解析を行うことは実務上簡便でないため、以下に示す方法で、通常の耐震補強を行う場合と等価なエネルギー吸収能になるような全部材中で柱端部の補強を一部省略できる割合を算定した。



付属図 1.1 構造物の部材性能のイメージ

付属図 1.2 は、構造物を構成する柱部材の降伏変位が同程度で、部材の変形特性を完全弾塑性として仮定した場合に、補強間隔を一部広げた柱部材を含む構造物が、全部材をじん性率 10 とした構造物の全エネルギー吸収能と等価なエネルギー吸収能になるための条件を示したものである。計算では、補強間隔を広げた部材が一定の変形性能を超えると水平力を負担しないこと、補強可能な部材は鋼板巻き耐震補強工法や R B 耐震補強工法のように補強後のじん性率が 13 以上となることを仮定している。

計算の結果、構造物の水平震度は、じん性率 3 で耐力を失う部材端を含む構造物が 70.0%，じん性率 5 で耐力を失う部材端を含む構造物が 62.5%，じん性率 7 で耐力を失う部材端を含む構造物が 50.0% 確保することにより、全ての柱部材の補強後のじん性率を 10 になるように耐震補強を行った構造物と等価なエネルギー吸収能になると考えられる。



付属図 1.2 全ての部材を補強した構造物と補強を一部省略した構造物のエネルギー吸収能の関係

なお、以上の結果は、構造物を構成する柱部材の部材特性が同程度の場合のものであり、部材毎に著しく異なるような場合には、これらの仮定が成り立たなくなるために詳細な検討が必要である。

付属2 標準的なラーメン構造物における補強間隔を拡大できる柱本数の割合

ラーメン高架橋の柱下端の補強間隔を広げることで水平方向に大変形を受けた際に構造上ヒンジになることを許容した場合、構造物の損傷に対してどのような影響が発生するのかを静的非線形解析により検討した。その結果、塑性ヒンジになる柱部材下端部の一部をヒンジにした場合、影響を受けるのは構造物全体としての降伏点に達するときの水平荷重であり、損傷レベル3に達する変位には大きく影響しないことが確認された。したがって、個々の部材の剛性が大きく変わらないような構造物の場合、構造物全体としての降伏点に達するときの水平荷重は、全部材の柱端部の数に対する補強間隔を一部広げる以外の柱端部の割合にほぼ比例して低下すると推定される。

以下に計算結果を示す。

1. 検討 Case 1

1.1 一般条件

(1) 構造形式

構造形式：RCビームスラブ式ラーメン高架橋

径間：線路方向3径間

接続形式：両張出し形式

基礎形式：1柱1杭基礎（地中梁形式）

検討方向：線路方向（L方向）

(2) 形状一般

全長：L=28.98m（柱間8.00m）

地中梁天端からスラブ天端：7.00m

杭長：L=21.00m

1.2 部材諸元

(1) 断面

上層梁：1,100mm(1,450mm)×800mm

（スラブ 3,900mm×250mm）

柱：800mm×800mm

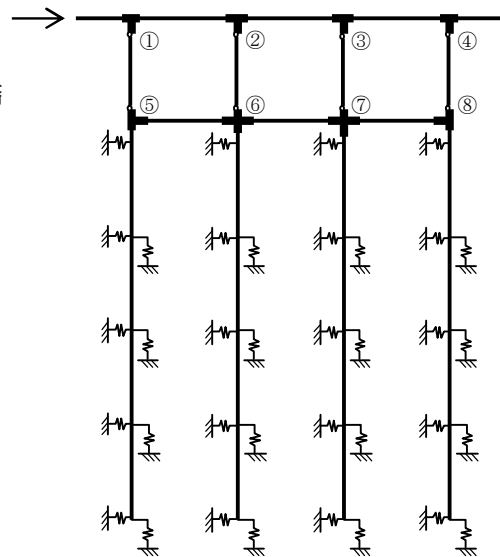
地中梁：800mm×1,200mm

杭：φ1,270mm

(2) 材料強度

コンクリート： $f'_{ck}=24\text{N/mm}^2$

鉄筋： $f_{syk}=345\text{N/mm}^2$



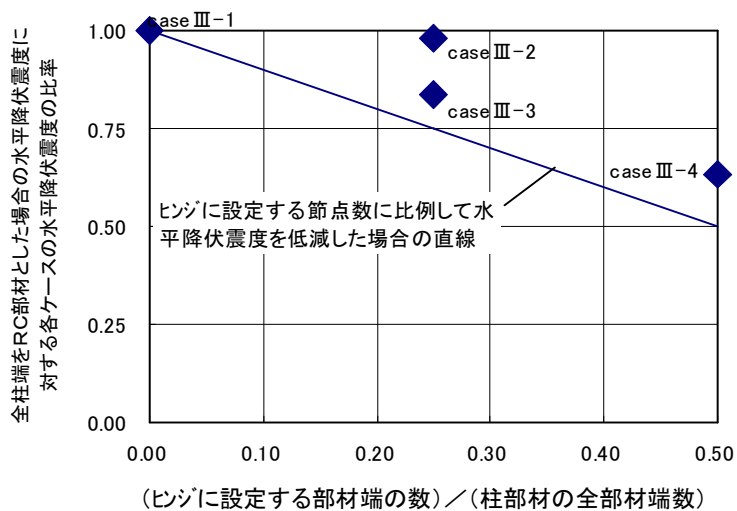
付属図 2.1 解析モデル

1.3 解析結果

解析結果の一覧を付属表 2.1 に、ヒンジに設定する部材端の比率と構造物の降伏震度の関係を付属図 2.2 に示す。

付属表 2.1 解析結果一覧

	case I-1	case I-2 ⑤節点ヒンジ'	case I-3 ⑧節点ヒンジ'	case I-4 ⑤,⑥節点ヒンジ'	case I-5 ⑦,⑧節点ヒンジ'	case I-6 ⑤~⑧節点ヒンジ'
柱部材に設定するヒンジ'の数 (全柱部材端数との比)	0	1 (0.125)	1 (0.125)	2 (0.250)	2 (0.250)	4 (0.500)
構造物の降伏変位 δ_y (mm)	46.70	46.81	46.63	43.89	43.57	40.76
(柱部材の寄与分)	34.47	35.79	35.84	35.03	34.86	35.64
水平降伏震度 K_{hy}	0.661	0.618	0.619	0.511	0.515	0.342
(Case I-1との比)	—	(0.935)	(0.936)	(0.773)	(0.779)	(0.517)
最初に降伏する節点	柱②	柱②	柱②	柱②	柱②	柱②
等価固有周期 T_{eq} (sec)	0.532	0.550	0.549	0.586	0.582	0.690
(Case I-1との比)	—	(1.035)	(1.033)	(1.103)	(1.094)	(1.299)
損傷レベル3に達する変位 δ_n (mm)	205.68	202.80	199.61	193.87	196.56	190.75
(柱部材の寄与分)	185.67	186.80	184.77	180.68	184.31	184.36
n点に達する時の水平震度 K_{hn}	0.928	0.802	0.795	0.683	0.677	0.398
(Case I-1との比)	—	(0.864)	(0.857)	(0.736)	(0.730)	(0.429)
最初に損傷レベル3に達する節点	柱②	柱②	柱②	柱②	柱②	柱②
μ_s (構造物全体系)	4.40	4.33	4.28	4.42	4.51	4.68
μ_b (柱部材)	5.39	5.22	5.16	5.16	5.29	5.17



付属図 2.2 ヒンジに設定する節点の比率と構造物の降伏震度の関係

2. 検討 Case 2

2.1 一般条件

(1) 構造形式

構造形式：RCビームスラブ式ラーメン高架橋

径間：線路直角方向1径間（桁受部）

基礎形式：群杭基礎（フーチング形式）

検討方向：線路直角方向（C方向）

(2) 形状一般

柱中心間隔：6.80m

フーチング天端からスラブ天端：10.00m

杭長：L=10.00m

2.2 部材諸元

(1) 断面

上層梁：1,400mm (2,100mm) × 850mm

柱：1,100mm × 1,100mm

杭：φ350mm

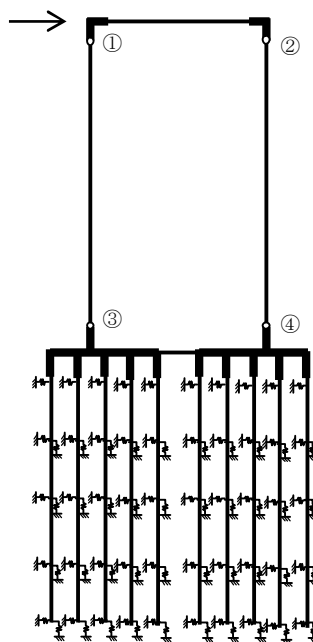
(2) 材料強度

コンクリート： $f'_{ck}=27\text{N/mm}^2$

鉄筋： $f_{syk}=345\text{N/mm}^2$

2.3 解析結果

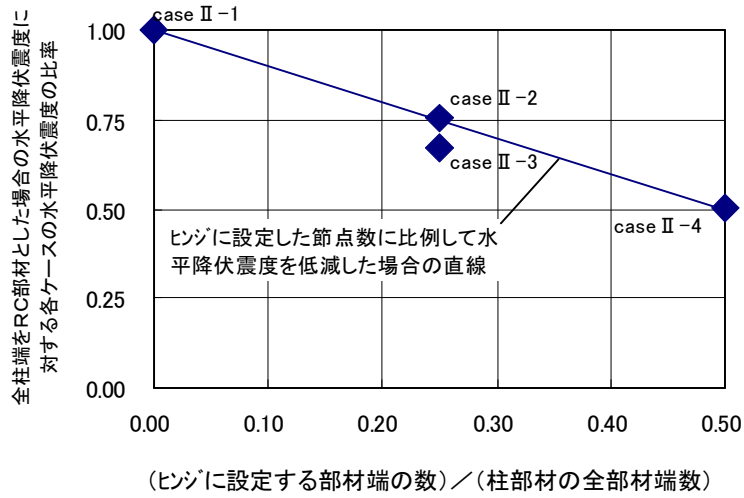
解析結果の一覧を**付属表 2.2**に、ヒンジに設定する部材端の比率と構造物の降伏震度の関係を**付属図 2.4**に示す。



付属図 2.3 解析モデル

付属表 2.2 解析結果一覧

	case II-1	case II-2 ③節点ヒンジ*	case II-3 ④節点ヒンジ*	case II-4 ③,④節点ヒンジ*
柱部材に設定するヒンジの 数(全柱部材端数との比)	0	1 (0.250)	1 (0.250)	2 (0.500)
構造物の降伏変位 δ_y (mm)	35.98	40.00	35.95	58.96
(柱部材の寄与分)	33.33	38.09	34.30	57.76
水平降伏震度 K_{by}	0.526	0.396	0.352	0.264
(Case II-1との比)	—	(0.753)	(0.669)	(0.502)
最初に降伏する節点	柱③	柱④	柱③	柱③
等価固有周期 T_{eq} (sec)	0.523	0.636	0.639	0.945
(Case II-1との比)	—	(1.215)	(1.222)	(1.807)
損傷レベル3に達する変位 δ_n (mm)	323.98	322.00	351.95	419.96
(柱部材の寄与分)	320.82	319.51	349.76	418.55
n点に達する時の水平震度 K_{bn}	0.600	0.491	0.438	0.299
(Case II-1との比)	—	(0.818)	(0.730)	(0.498)
最初に損傷レベル3に達する節点	柱④	柱④	柱③	柱②
μ_s (構造物全体系)	9.00	8.05	9.79	7.12
μ_b (柱部材)	9.62	8.39	10.20	7.25



付属図 2.4 ヒンジに設定する部材端の比率と構造物の降伏震度の関係

3. 検討 Case 3

3.1 一般条件

(1) 構造形式

構造形式：RCビームスラブ式ラーメン高架橋

径間：線路直角方向1径間（桁受部）

基礎形式：群杭基礎（フーチング形式）

検討方向：線路直角方向（C方向）

(2) 形状一般

柱中心間隔：5.60m

フーチング天端からスラブ天端：7.00m

杭長：L=6.00m

3.2 部材諸元

(1) 断面

上層梁：2,100mm×800mm

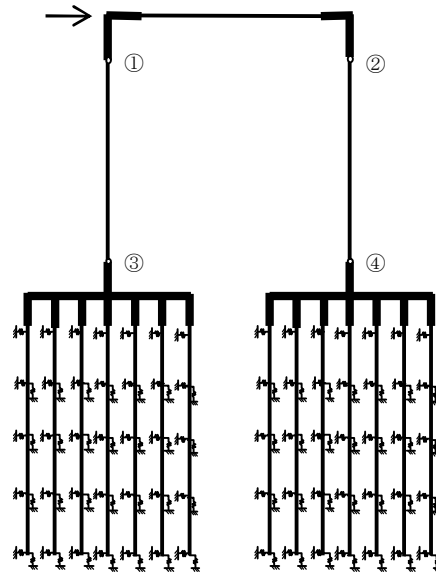
柱：800mm×900mm

杭：φ350mm

(2) 材料強度

コンクリート： $f'_{ck}=27\text{N/mm}^2$

鉄筋： $f_{syk}=345\text{N/mm}^2$



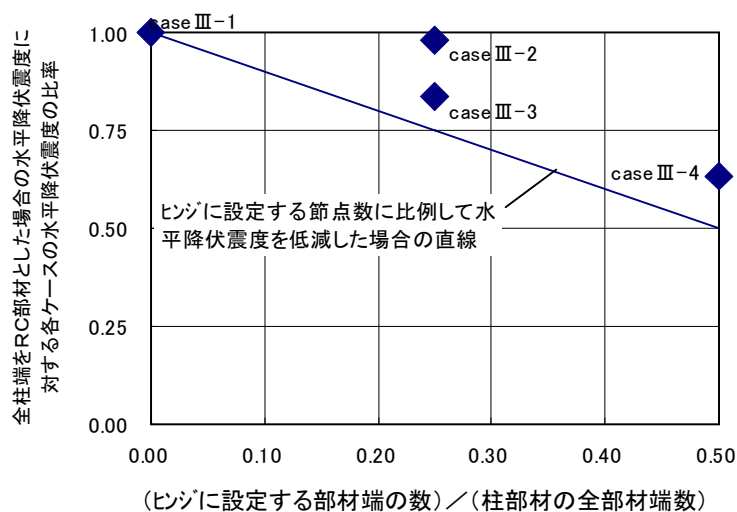
付属図 2.5 解析モデル

3.3 解析結果

解析結果の一覧を付属表 2.3 に、ヒンジに設定する部材端の比率と構造物の降伏震度の関係を付属図 2.6 に示す。

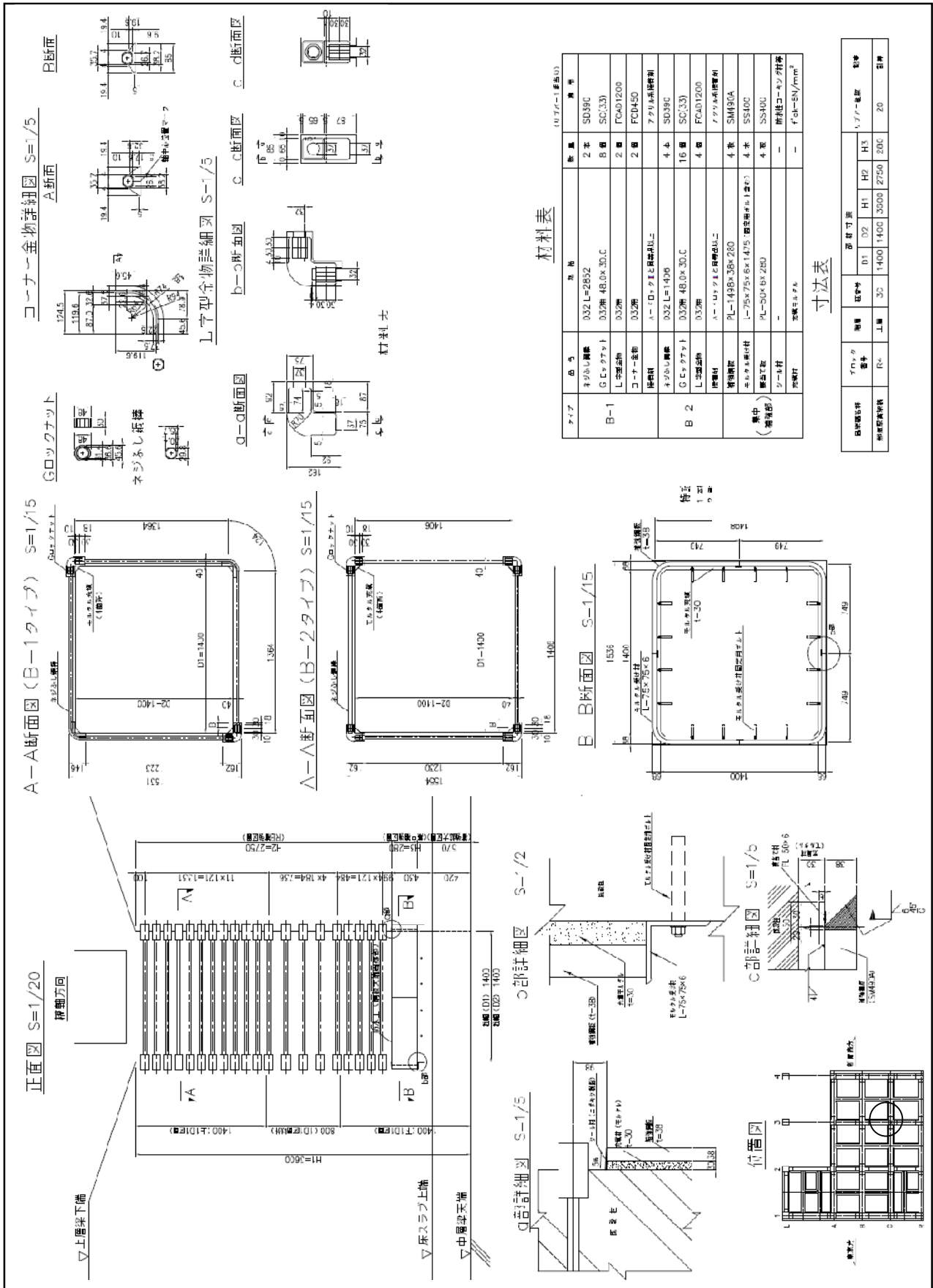
付属表 2.3 解析結果一覧

	case III-1	case III-2 節点③ヒン	case III-3 節点④ヒン	case III-4 節点③,④ヒン
柱部材に設定するヒンジの数 (全柱部材端数との比)	0	1 (0.250)	1 (0.250)	2 (0.500)
構造物の降伏変位 δ_y (mm) (柱部材の寄与分)	32.89 21.78	43.93 33.12	36.85 28.09	49.89 43.45
水平降伏震度 K_{hy} (Case III-1との比)	0.603	0.592 (0.982)	0.505 (0.837)	0.383 (0.635)
最初に降伏する節点	杭頭(引抜側)	柱④	柱③	柱①
等価固有周期 T_{eq} (sec) (Case III-1との比)	0.467	0.545 (1.166)	0.540 (1.157)	0.722 (1.545)
損傷レベル3に達する変位 δ_n (mm) (柱部材の寄与分)	160.89 103.927	119.93 104.20	140.85 127.99	138.89 131.43
n点に達する時の水平震度 K_{hn} (Case III-1との比)	0.877	0.691 (0.788)	0.608 (0.693)	0.433 (0.494)
最初に損傷レベル3に達する節点	柱④	柱④	柱③	柱②
μ_s (構造物全体系)	4.89	2.73	3.82	2.78
μ_b (柱部材)	4.77	3.15	4.56	3.02



付属図 2.6 ヒンジに設定する部材端の比率と構造物の降伏震度の関係

付属資料4 『第6章 補強間隔を部材基部で広げた場合の耐震補強効果の検証』の適用事例



付属資料5 【本研究に関係する主な学術論文】

R C柱においてせん断補強鉄筋形状が変形性能に及ぼす影響，小林 将志，中山弥須夫，石橋忠良，平成9年9月，土木学会第52回年次学術講演会

形鋼を棒鋼で接合したR C柱の交番載荷実験，小林将志，松田芳範，海原卓也，鎌田則夫，平成10年7月，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 20, No. 3

“DEVELOPMENT OF NEW SEISMIC RETROFITTING METHODS ON EXISTING REINFORCED CONCRETE COLUMNS”，Masashi KOBAYASHI, Tadayoshi ISHIBASHI and Takeshi TSUYOSHI, 1999.8, The Seventh East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering & Construction

大変形正負交番載荷を受けるR C柱の損傷状況及び補修効果に関する研究，石橋忠良，津吉毅，小林薫，小林将志，平成12年5月，土木学会論文集 No. 648/V-47

鉄筋を柱外周に配置し柱の四隅で定着する既設R C柱の耐震補強方法に関する研究，津吉毅，石橋忠良，小林将志，田附伸一，平成12年11月，土木学会論文集 No. 662/V-49

“AN EXPERIMENTAL STUDY ON SEISMIC RETROFITTING METHODS FOR EXISTING REINFORCED CONCRETE COLUMNS WITH EXTERNAL LATERAL REINFORCEMENT ANCHORED AT FOUR CORNERS OF COLUMNS”，Takeshi TSUYOSHI, Tadayoshi ISHIBASHI, Masahi KOBAYASHI, and Shinichi TATSUKI, 2001. 12, CONCRETE LIBRARY OF JSCE NO. 38

柱端の補強を省略する場合の耐震補強設計，小林将志，津吉毅，菅野貴浩，土田大輔，長澤徹，平成17年11月，東日本旅客鉄道株式会社，STRUCTURAL ENGINEERING DATA, 第25号

第一信濃川橋りょう耐震補強工事における技術検討と施工，小泉正人，金子健児，笠原薫，小林将志，長澤徹，北村敬，土田大輔，平成18年11月，東日本旅客鉄道株式会社，STRUCTURAL ENGINEERING DATA, 第27号

既設円形R C柱における一面耐震補強工法の設計，倉岡希樹，小林将志，今井勉，菱田雅樹，植村昌一，平成22年11月，東日本旅客鉄道株式会社，STRUCTURAL ENGINEERING DATA, 第35号

“DAMAGE CAUSED BY THE GREAT EAST JAPAN EARTHQUAKE AND EARLY RESTORATION OF SHINKANSEN STRUCTURES”（東日本大震災における新幹線構造物の損傷と早期復旧），Masashi KOBAYASHI, Koichiro MIZUNO, Tadayoshi ISHIBASHI, 平成24年3月，Proceedings of the International Symposium on Engineering Lessons Learned from the 2011 Great East Japan Earthquake

東北地方太平洋沖地震により損傷したR Cラーメン高架橋に対する被害分析，小林将志，水野光一朗，倉岡希樹，野澤伸一郎，石橋忠良，平成25年6月，土木学会論文集 A1（構造・地震工学）Vol. 69, No. 4（地震工学論文集第32巻）

J R 東日本における首都直下地震対策, 小林將志, 高崎秀明, 工藤伸司, 今井勉, 鈴木延彰, 平成 25 年 8 月, (株)建設図書, 橋梁と基礎

東北地方太平洋沖地震により損傷した新幹線 RC ラーメン高架橋に関する被害分析, 小林將志, 篠田健次, 水野光一郎, 野澤伸一郎, 石橋忠良, 平成 26 年 7 月, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学) Vol. 70, No. 4 (地震工学論文集第 33 卷)

鉄筋コンクリート柱の耐震性能向上技術, 小林將志, 小林薫, 平成 26 年 11 月, (株)建設図書, 橋梁と基礎

塑性ヒンジ領域の補強鋼材を広げて配置した補強 RC 柱の耐震性能に関する実験的研究, 小林將志, 石橋忠良, 下村匠, 平成 27 年 5 月, 土木学会論文集 E2 (材料・コンクリート構造) Vol. 71 No. 2

付属資料6 【本研究に係る主な特許、意匠】

特許第 03844323 号, 鉄筋コンクリート柱の耐震補強方法, 共同(小林将志, 石橋忠良, 津吉毅, 松田芳範, 小林薫), 平成 10 年 10 月

特許第 03844325 号, 柱・梁部材の帯鉄筋の配置方法, 共同(小林将志, 石橋忠良, 小林薫), 平成 10 年 12 月

特許第 03767776 号, 鉄筋コンクリート柱補強材の定着部材および耐震補強工法, 共同(小林将志, 石橋忠良, 津吉毅), 平成 11 年 4 月

特許第 03740691 号, コンクリート部材補強鉄筋用定着部材, 共同(石橋忠良, 津吉毅, 小林将志, 大橋茂信, 佐々木文雄, 岩崎 利弘), 平成 11 年 6 月

特許第 04215659 号, 鉄筋コンクリート部材の補強方法, 共同(石橋忠良, 津吉毅, 小林将志, 田附伸一), 平成 16 年 2 月

特許第 04365820 号, 橋脚補強ユニットおよび橋脚補強構造, 共同(石橋忠良, 小林将志, 土田大輔, 井口重信), 平成 17 年 12 月

特許第 04347846 号, 橋脚補強方法, 共同(石橋忠良, 小林将志, 井口重信, 土田大輔, 笹川透, 北村敬), 平成 17 年 12 月

特許第 04173161 号, 狭隘箇所掘削排土装置, 狭隘箇所の掘削排土工法及び掘削排土システム, 共同(渡邊康夫, 土田大輔, 小林将志, 笹川透, 北村敬, 島田浩樹, 乳井聡), 平成 17 年 12 月

特許第 04663541 号, 既設コンクリート橋脚の耐震補強工法, 共同(石橋忠良, 菅野貴浩, 小林将志, 高橋宏幸), 平成 18 年 2 月

特許第 04928159 号, 鉄筋コンクリート柱部材を有する建造物の耐震補強方法, 共同(石橋忠良, 津吉毅, 菅野貴浩, 小林将志), 平成 18 年 5 月

特許第 05101961 号, 柱状建造物の耐震補強鋼板設置方法, 共同(菅野貴浩, 小林将志, 笠原薫, 松尾伸二, 池津大輔, 松本浩一, 幸田和明, 笹川透, 北村敬, 土田大輔), 平成 19 年 9 月

特許第 05530149 号, 鉄道用仮設工事桁の構造および組立て方法, 共同(福田克利, 鋪屋幸一, 小林将志, 滝沢聡, 井口重信), 平成 21 年 10 月

意匠第 01443907 号, 鉄筋継手, 共同(篠田健次, 小林将志, 水野光一郎, 倉岡希樹, 幸田和明, 後藤隆臣), 平成 23 年 7 月

謝 辞

二十年前、筆者が東日本旅客鉄道株式会社の入社2年目の1995年に、阪神淡路大震災が発生しました。被害の凄まじさは被災地の風景や匂いとともに今も記憶の中に鮮明に残っております。本論文は、二度とこのような被害を出してはならないという強い気持ちで取り組み、多くの方々に御助言を頂く中で着想した耐震補強技術の成果と、東日本大震災の地震被害を踏まえて、これまで行ってきた耐震補強の方法を見直すべきかを技術的に検証するために取組んだ地震被害分析など、一連の地震対策に関する研究成果を取りまとめたものです。この間、研究を進めるにあたって多くの方々から御指導、御協力を頂きました。

本論文を審査していただきました、主査 下村匠博士（長岡技術科学大学教授）、副査 丸山久一博士（長岡技術科学大学特任教授）、副査 岩崎英治博士（長岡技術科学大学教授）、副査 宮下剛博士（長岡技術科学大学准教授）、副査 前川宏一博士（東京大学大学院教授）に、深謝いたします。

下村匠博士には、本論文の研究成果を論文集として取りまとめ始めるところから御指導いただき、時に長岡、時に東京と場所を厭わず御指導を頂きました。私が論文の方向性に行き詰まり苦慮する場面において、常に論理的な思考で課題を解き明かしていくプロセスを御教授頂きました。「まずは進めてみましょう」の言葉にどれほど励まされたことか知れません。本論文を取り纏めるにあたり、長きに亘り御指導頂きましたことを御礼申し上げるとともに、目指すべき研究者像とさせていただき、頂いた御恩を終生心に刻む所存です。

丸山久一博士、岩崎英治博士、宮下剛博士、前川宏一博士には、本論文を取り纏めるにあたり、貴重な御示唆を頂きました。特に論文内容を御説明させていただいた際に、先生方に頂戴した御意見や、豊富な研究経験や最新の研究成果を基にした丁寧で熱心な御指導、金言を賜りましたこと心より感謝し、一生涯の宝とさせていただきます。

石橋忠良博士（東日本旅客鉄道株式会社顧問、ジェイアール東日本コンサルタンツ（株）会長）には、今回の研究主題による学位取得を薦めて頂きました。博士には、入社以来、コンクリートのイロハから始まり、微妙な設計上の感覚に至るまで、厳しくも丁寧に御教授いただき、粘り強く見守っていただきました。博士の探究心と実設計に展開する際のバランス感覚は、いつも新鮮で、驚きに満ち溢れておりました。博士の貴重な時間を割いて御指導いただいたことを人生の宝とし、後輩へ引き継いでいきたいと思っております。

東北地方太平洋沖地震における鉄道高架橋の損傷メカニズムの解明は、今後の耐震設計、耐震補強の方向性を考えるために、鉄道事業者として取り組むべき重要なテーマであり、関係する方々を代表する形で、論文を取りまとめさせていただきました。その様な中、野澤伸一郎博士（構造技術センター所長）、清水満氏（構造技術センター次長）、大庭光商博士（東北工事事務所次長）、岩田道敏氏（東北工事事務所工事管理室長）、松田芳範博士（構造技術センター副課長）、林篤博士（構造技術センター課長）には、数多くの示唆を頂きました。また、震災復旧において、不眠不休で現地問合せや被災原因の分析など、構造技術センター耐震技術PTにおいて共に対応した篠田健次氏、水野光一朗博士、倉岡希樹氏を始めとした構造技術センターの全ての皆さまに数多くの御助言を受けたこと、深く感謝いたします。また、本社設備部、支社・工事事務所、設計会社、施工会社に在籍し、各自の苦境を差し置いて鉄道復旧に命がけで取組んだ関係諸氏の御協力無くして、本論文の完成はあり得ませんでした。ご協力いただきました全ての皆様に、心より感謝の意を表します。

R B耐震補強工法の合理的な設計法の提案については、地震対策をスピードアップさせることを目的に2005年より取り組み始め、ようやく補強効果を評価するための技術を確認するまでに至りました。この間、開発の方向性や解析・実験の方向性などの細部にわたって御指導、御協力を頂きました津吉毅博士（国際業務部部長）、田附伸一博士（東北工事事務所副課長）、試験計画の策定にあたり適切なアドバイスを頂きました小林薫博士（F S研究所主管研究員）、森山智明博士（建設工事部課長）、設計ルールの構築に当って、御指導いただきました菅野貴浩博士（東京工事事務所次長）、構造技術センター耐震技術プロジェクトに共に在席し、実験実施や設計ルール構築に当たって御協力いただきました松尾伸二氏、鈴木裕隆氏、池津大輔氏、井口重信氏、松本浩一氏、関玲子氏、醍醐宏治、伊東典紀氏、笠原薫氏、土田大輔氏、丸山哲郎氏、高橋宏幸氏、幸田和明氏、友竹幸治氏、実験を支えていただきました石本昌久氏（ジェイアール東日本コンサルタンツ（株）（当時））を始めとした多くの皆様に御支援を頂きました。この場を借りて、実験にご協力いただきました全ての皆様に感謝の意を表させていただきます。

筆者にこのような機会を与えていただきました林康雄前常務取締役（現鉄建建設株式会社社長）、中井雅彦常務取締役、熊本義寛常務執行役員、浅見郁樹建設工事部部長、興石逸樹鉄道事業本部設備部部長を始めとする会社幹部の皆様に深く感謝申し上げます。また、本論文を完成することができましたのも、大西精治東京工事事務所所長を始めとする事務所の皆様の御理解、御協力によるところが大きく、改めて深く感謝申し上げます。

本論文の基礎となる構造物の設計全般に対し、広い視野と深い知識を基に御指導いただきました海野隆哉博士、八巻一幸氏、鎌田則夫氏、栗原啓之氏、島峰徹夫氏、谷口善則氏、渡邊明之博士を始めとした構造技術センターの先輩諸氏に、心よりの感謝を申し上げます。

私は幸運にも数多くの恩師に恵まれました。学ぶことの楽しさを教えていただいた山岡清武先生、三木正敏先生を始めとした小、中学校の先生方、土木工学の基礎を御教授頂くとともに大学進学を薦めていただいた常田亮博士を始めとする長野工業高等専門学校の先生方、研究活動を通じ土木工学の幅広さを御教授いただいた松本昌二博士、中出文平博士を始めとする長岡技術科学大学の先生方、武道を通して生きる力を与えていただきました磯部広信氏を始めとした指導者の皆様の御恩に、深く感謝いたします。

本論文の核となる土木学会論文集の登載に当たり、査読の機会を通じて適切なアドバイスを頂戴いたしました査読委員諸氏の熱心な御指導に対して心より感謝の意を表します。

最後に、長期間となった本論文の作成にあたって、心から支えてくれた妻、父母、義父母、兄弟達、子供達の家族に、心から感謝の言葉を述べさせていただきます。皆様の御蔭で、技術者として平和な実りある半生を送ることができました。ありがとうございます。

皆様から頂きました御厚情を胸に、一技術者として、より一層淳朴に研鑽を積み重ねて参りますとともに、次代を担う技術者の育成に励み、将来に亘って安全、安心、健全な社会が築けるよう尽力していく所存です。

今後とも一層の御指導、御鞭撻をお願いいたしまして、謝辞とさせていただきます。

2015年 9月
小林 将志