

隅角部にループ継手を有するボックスカルバートの耐震性能評価に関する研究

坂井, 義彰

<https://hdl.handle.net/2324/7443441>

出版情報 : Kyushu University, 2025, 博士 (工学), 課程博士
バージョン :
権利関係 :



隅角部にループ継手を有する
ボックスカルバートの耐震性能評価に関する研究

令和8年1月

坂井 義彰

目次

第1章 序論	1
1.1 ボックスカルバートについて	1
1.2 本研究の背景	1
1.3 既往の研究	4
1.4 本研究の目的	5
1.5 本論文の構成	5
第2章 実物大 PCa 製大型ボックスの正負交番载荷実験	8
2.1 はじめに	8
2.2 実験概要	8
2.2.1 供試体の構造条件の設定	8
2.2.2 使用材料	9
2.2.3 供試体の設置状況	10
2.2.4 測定項目	13
2.2.5 载荷方法	15
2.3 合否判定基準	16
2.4 実験結果と考察	17
2.4.1 水平荷重－水平変位関係	17
2.4.2 各载荷ステップにおける損傷状況および合否判定	18
2.4.3 鉄筋降伏状況および鉄筋ひずみ－载荷ステップ関係	24
2.5 本章のまとめ	30
第3章 実物大 PCa 製大型ボックスの数値解析	32
3.1 はじめに	32
3.2 2次元非線形骨組解析について	32
3.2.1 解析モデル	32
3.2.2 剛域設定	34
3.2.3 非線形特性	35
3.2.4 载荷方法	35
3.2.5 解析結果と考察	36

3.3	3次元非線形有限要素解析	37
3.3.1	解析モデル	37
3.3.2	材料特性	38
3.3.3	解析ケース	39
3.3.4	載荷方法	40
3.3.5	解析結果と考察	41
3.4	3次元非線形有限要素解析による底版の鉄筋降伏状況の再現	52
3.4.1	解析モデル	52
3.4.2	材料特性	52
3.4.3	載荷方法	53
3.4.4	解析結果と考察	53
3.5	本章のまとめ	57
第4章	PCa製大型ボックス隅角部の正負交番載荷実験	59
4.1	はじめに	59
4.2	実験概要	59
4.2.1	実験供試体	59
4.2.2	使用材料	60
4.2.3	供試体の設置状況	61
4.2.4	測定項目	62
4.2.5	載荷方法	64
4.3	実験結果と考察	65
4.3.1	荷重－変位関係	65
4.3.2	損傷状況	66
4.3.3	鉄筋降伏状況	71
4.3.4	累積履歴吸収エネルギー	75
4.4	本章のまとめ	76
第5章	PCa製大型ボックス隅角部の数値解析	78
5.1	はじめに	78
5.2	2次元非線形骨組解析について	78
5.2.1	解析モデル	78
5.2.2	非線形特性	79

5.2.3	載荷方法	80
5.2.4	解析結果	81
5.2.5	解析結果の考察	82
5.3	3次元非線有限要素解析について	83
5.3.1	解析モデル	83
5.3.2	材料特性	84
5.3.3	載荷方法	85
5.3.4	解析結果と考察	85
5.4	側壁部の鉄筋降伏状況の再現	93
5.4.1	解析概要	93
5.4.2	解析結果と考察	94
5.5	本章のまとめ	96
第6章	突出し筋に着目した正負交番載荷実験	98
6.1	はじめに	98
6.2	実験概要	98
6.2.1	実験供試体	98
6.2.2	使用材料	99
6.2.3	供試体の設置状況	100
6.2.4	測定項目	101
6.2.5	載荷方法	102
6.3	実験結果と考察	102
6.3.1	荷重－変位関係	102
6.3.2	損傷状況	103
6.3.3	鉄筋降伏状況	108
6.3.4	累積履歴吸収エネルギー	111
6.4	本章のまとめ	112
第7章	結論	114
7.1	本研究で得られた結論	114
7.2	今後の展望	117

謝辞

第1章 序論

1.1 ボックスカルバートについて

カルバートとは、道路の下に道路や水路などの空間を確保するために、盛土あるいは現地盤内に設けられる構造物である。カルバートは、構造形式や使用材料の違いなどにより多くの種類に分類される。構造形式による分類では、剛性ボックスカルバートとパイプカルバートに分類され、剛性ボックスカルバートは、ボックスカルバート、門形カルバート、アーチカルバートに分類される（図-1.1 参照）。わが国におけるカルバートの設計は、主に道路土工カルバート工指針¹⁾に基づいて行われており、設計荷重、構造計算、材料、施工などに関する技術基準が体系的に示されている。

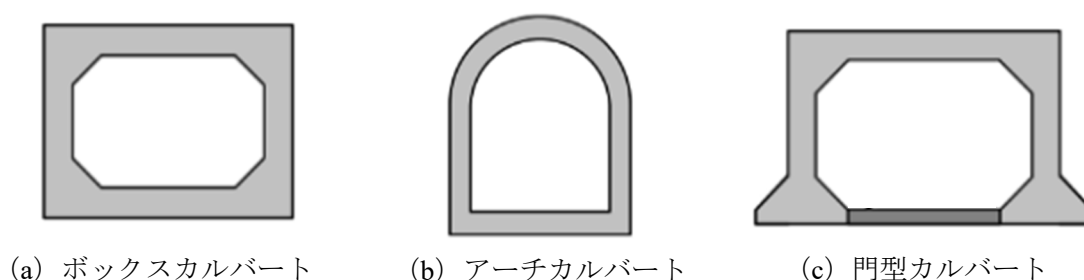


図-1.1 剛性ボックスカルバートの種類¹⁾

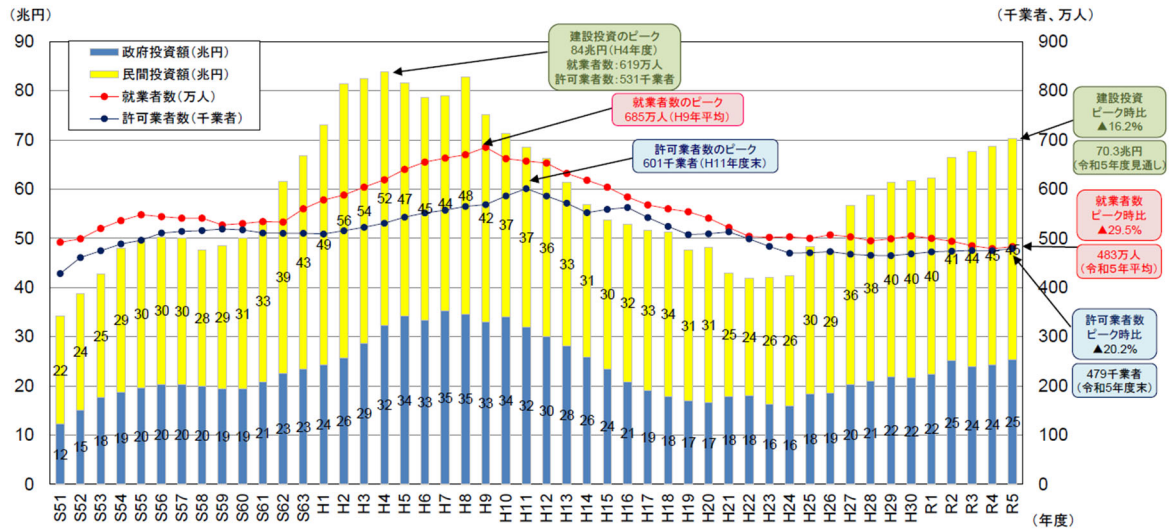
近年、社会基盤整備の進展に伴い、ボックスカルバートは大型化の傾向にある。その背景には、都市部における立体交差の増加、大規模な水路・河川の横断、地下空間の有効活用などの社会的ニーズの高まりがある。また、集中豪雨の頻発化に対応した雨水貯留施設や都市部に限られた空間を有効活用する地下構造物として、大断面のボックスカルバートの需要が増大している。このような大型化に伴い、ボックスカルバートの使用範囲も広がってきた。現在、ボックスカルバートは様々な場所および目的で使用されている。主に用いられているのは道路用ボックスカルバートと水路用ボックスカルバートであるが、実際はそれ以外の目的でも以下のように幅広く使用されている。

- ・河川横断用ボックスカルバート
- ・ボックスカルバート構造による短スパン橋梁
- ・ボックスカルバート構造による貯留施設
- ・ボックスカルバート構造による駐車場増設工事

このように、ボックスカルバートは単なる横断構造物としてだけでなく、多機能な社会基盤施設としても重要な役割を果たしている。

1.2 本研究の背景

近年、わが国では2010年の1億2800万人をピークに人口減少が始まり、かつ高齢化が急速に進行している。また、生産年齢人口は毎年1%近く減少していくと見込まれている（図-1.2 参照）。このような社会情勢を背景として、近年土木業界では、省力化や生産性向上が強く求められている。



出典：国土交通省「建設投資見通し」、「建設業許可業者数調査」、総務省「労働力調査」
 注1 投資額については令和2年度（2020年度）まで実績、令和3年度（2021年度）・令和4年度（2022年度）は見込み、令和5年度（2023年度）は見通し
 注2 許可業者数は各年度末（翌年3月末）の値
 注3 就業者数は年平均。平成23年（2011年）は、被災3県（岩手県・宮城県・福島県）を補完推計した値について平成22年国勢調査結果を基準とする推計人口に遡及推計した値

図－1.2 建設投資額および建設業就業者の増減²⁾

国土交通省では、i-Construction の推進により、トップランナー施策として、「ICT の全面的な活用（ICT 土木）」、「全体最適の導入（コンクリート工の規格の標準化等）」、「施工時期の平準化」を進めることとしている。その1つである「全体最適の導入（コンクリート工の規格の標準化等）」では、直ちに取り組むべき事項として、コンクリート工全体の生産性向上を図るため、全体最適の導入、場所打ちコンクリート、プレキャスト製品それぞれの特性に応じた要素技術の一般化およびサプライチェーンマネジメントの導入に向けた検討を掲げており、プレキャスト製品は重要な位置付けとなっている。

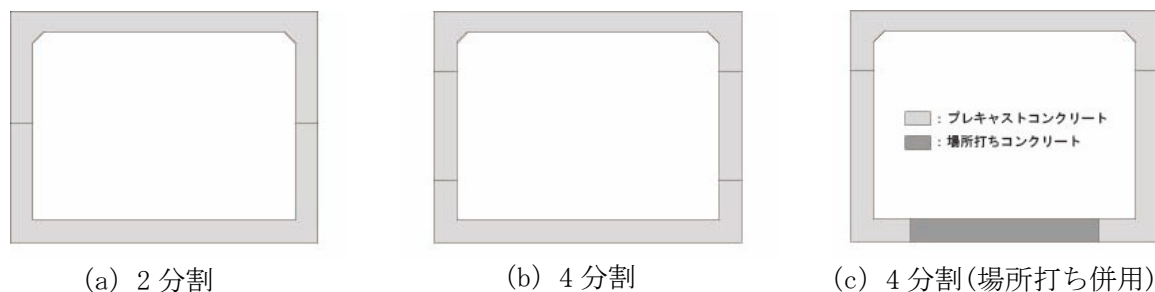
コンクリート工において、プレキャスト製品は施工性等に優れる様々な工法、技術が存在するが、基準が未整備であり、また従来工法より割高な場合が多いことから、設計時に採用されにくく、普及が進まない状況にあった³⁾。それでも施工現場では、安全性向上や環境改善が強く求められる中、コンクリート工の生産性向上を図るために、大型コンクリート構造物を念頭に、予備設計、詳細設計の段階から各種工法を比較検討する手法として、VFM（Value for Money）の考え方を取り入れた評価項目を検討し、個々の現場に応じ、適材適所でプレキャスト工法の活用が促進されている。プレキャスト工法は、工場で製造されたプレキャスト製品を運搬し、建設現場で部材を組み立て、構築する工法である。プレキャスト製品を活用することによる効果として、以下のことが挙げられる⁴⁾。

- 1) 工場で製造されるため、コンクリート構造物の品質管理が比較的容易であり、品質にばらつきが少ない。
- 2) 高強度のコンクリートを使用するため、コンクリート構造物の耐久性が向上する。
- 3) 規格の標準化により、コンクリート構造物の効率的な設計や工事発注につながる。
- 4) 工事現場におけるコンクリート構造物に係る施工管理（品質管理、出来形管理、写真管理等）に要する負担が軽減する。

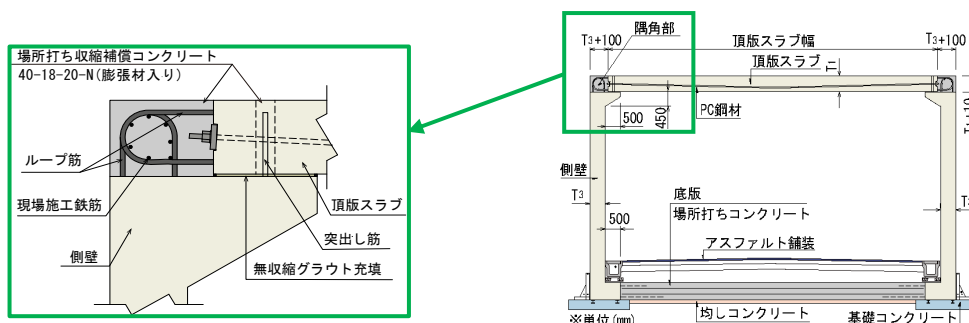
- 5) コンクリート構造物の現場施工期間が短縮されるため、工期の適正化に繋がるほか、現道工事における交通規制期間の短縮等に繋がる。
- 6) 工事現場におけるコンクリート構造物に係る設置、組立等の作業が機械化により、省人化や安全性向上が期待できる。
- 7) プレキャスト製品の集合体としてコンクリートの構造物を築造する場合、部分的な補修・更新が可能となる。
- 8) 工事現場で発生する産業廃棄物（型枠木材等）や建設発生土のボリュームの抑制に繋がり、環境負荷が低減する。

道路や河川等で施工されるプレキャスト製大型ボックスカルバート（PCa 製大型ボックス）は、部材が大きくなるため、運搬上の制約から、部材を分割して建設現場で組み立てられ、種々の接合工法により一体化される。従来の大型ボックスカルバートでは曲げモーメントやせん断力の比較的小さい箇所を分割位置とする設計がなされていた。図－1.3 に示すような分割位置となるため、部材形状が複雑で、生産性、経済性、施工性が課題となっていた。

PCa 製大型ボックス工法の 1 つとして、図－1.4 に示すような工法が提案されており⁵⁾、本研究の対象工法となる。この工法では、頂版部、側壁部および底版部に分割し、底版部は場所打ちコンクリートで構築する。頂版部と側壁部との接合は、隅角部に場所打ちコンクリートを充填し、ループ継手構造により頂版部と側壁部を一体化する構造を提案している。プレキャスト製品である頂版部と側壁部はスラブに近い形状となっており、従来工法と比較して部材形状が単純化かつ軽量化されるため、製作コストの低減および施工の省力化が可能となる。さらに平面斜角に容易に対応できることから、現場条件への適応性が高いという利点を有している。



図－1.3 従来のプレキャスト製大型ボックスカルバートの分割例



図－1.4 PCa 製大型ボックス工法⁵⁾

一方、土木学会のコンクリート標準示方書〔設計編〕では、2012 年制定版までは塑性化を想定する部位には鉄筋継手を配置しないことを原則とし、やむを得ず継手を設ける場合は、実物大部材を用いた交番載荷試験などを実施し、継手の存在による部材の剛性、耐力および変形性能などへの影響を把握するよう求めている⁶⁾。しかし、2017 年制定版では、プレキャスト部材の組立てにおいて、塑性化を許容する部位に継手部を配置せざるを得ない場合もあることから、継手の性能が十分であれば、いかなる位置に継手を設けてもよくなった⁷⁾。ただし、交番応力を受ける塑性ヒンジ領域で継手を用いる場合は、継手部が所要の高応力繰返し性能を有していることを、実物大部材を用いた変位制御による正負交番載荷実験により照査することを求めている⁸⁾。

本研究で対象としている隅角部にループ継手を有するボックスカルバートは、静的載荷実験によって隅角部への継手構造の適用が有効であることは確認されている⁵⁾が、塑性化が想定される部位でもあり、耐震性能についての照査が必要とされている。

1.3 既往の研究

これまでのボックスカルバートの耐震性能の検証についての研究事例が少なく、研究対象の多くは小規模のボックスカルバートであった。しかし、近年はボックスカルバートの大型化や構造の複雑化に伴い、実物大のボックスカルバートを対象にした研究が多く行われるようになっていく。例えば、佐川らは、隅角部にループ継手構造を有する内空 11000mm×6000mm のボックスカルバートの静的載荷実験を行い、隅角部へのループ継手構造の適用が有効であることを確認した⁵⁾。八ツ元らは、1 連道路ボックスカルバートの地震時限界状態を評価するために模型供試体による正負交番載荷実験と骨組解析を行い、損傷状況および鉄筋降伏状況を把握し、ボックスカルバートの地震時における最終破壊状態を確認している⁹⁾。また、長野らは既存ボックスカルバート構造物の耐震性能の向上を目的とし 1G 振動台装置を用いた模型実験およびその解析を実施し、地盤改良体の有無および形状がボックスカルバートの耐震性能に与える影響について確認しており、また、耐震性能の数値実験による比較検討の可能性を検証している¹⁰⁾。

また、佐々木らはボックスカルバートの耐震性能を満足させるために設定すべきカルバートおよびそれを構成する部材の限界状態、ならびに地中におけるカルバートの地震時挙動の評価手法を提案し、耐震設計法として体系化していくことを目的にボックスカルバートを構成する構造部材の終局限界状態の確認およびボックスカルバートと地盤との相互作用の評価を行っている¹¹⁾。佐々木らの研究に関しては、地盤内に設置したボックスカルバートを対象にしており、実際の使用現場を想定したような検討であるのが考えられる。結果として、地震動が強くなるほど、躯体のせん断変形が最大値を示す時刻は、ボックスカルバートの応答加速度がピークを示す時刻と概ね一致し、地盤振動変位がピークを示す時刻と一致しなくなるなどの、大地震時における盛土とボックスカルバートの相互作用について様々な特徴が明確にされている。

PCa ボックスカルバートの隅角部の接合工法に着目した研究を挙げると、三浦らおよび大澤らは、一体型の供試体と比較して、隅角部にフック継ぎ手を有する PCa 構造物が同等の性能を有することを確認した¹²⁾¹³⁾。渡邊らは、機械式鉄筋定着工法により隅角部で接合した L 型試験体を用いた、既存工法との比較実験において、L1 地震動および L2 地震動の設計荷重に対して十分な構造耐力を有しており、接合面の処理方法等について検討すれば、機械式鉄筋定着工法が、十分に適用可能な接合方法であることを確認した¹⁴⁾。松本らは、新たに考案した圧着式接合工法を隅角

部に持つ供試体を用い、既存の工法との比較として正負交番載荷実験を実施し、一体型の供試体と比較して、十分な耐力を有することを確認した¹⁵⁾。

以上より、隅角部にループ継手構造を有するボックスカルバートの地震時を想定した正負交番載荷実験等の研究は実施されていない。

1.4 本研究の目的

以上の背景より、本研究では隅角部にループ継手を有する PCa 製大型ボックスを対象に、正負交番載荷実験および数値解析の両面から構造性能を明らかにすることを目的とする。

まず、隅角部にループ継手を有する PCa 製大型ボックスの実物大供試体を用いて正負交番載荷実験を行い、耐震性能を評価し、高応力繰返しに対する性能を検証する。さらに、数値解析を実施し、実験結果の再現性および解析手法の適用性について検討を行う。

次に、隅角部に着目し、L 字型に切り出した要素供試体を対象に、ループ継手を有するボックスカルバートと一体型ボックスカルバートの正負交番載荷実験を行い、耐震性能を比較、評価する。さらに、ループ継手を有する要素供試体に対して数値解析を実施し、実験結果の再現性および解析手法の適用性について検討を行う。

最後に、隅角部にはループ継手に加えて、頂版スラブを架設する際のずれ止めとして突出し筋が配置されている。この突出し筋が引張抵抗に寄与する可能性があることから、その構造的な位置づけを明確にするため、突出し筋を除去した供試体を用いて正負交番載荷実験を行い、突出し筋が耐震性能に及ぼす影響について検証する。

1.5 本論文の構成

本論文は、隅角部にループ継手を有するボックスカルバートを研究対象とし、正負交番載荷実験および数値解析結果を取りまとめたものである。本論文は全 7 章から構成される。各章の概要を以下に記述する。

第 1 章では、カルバートの概要、社会インフラの現状とプレキャスト製品に対する課題を示すとともに、既往の研究を整理し、本研究の背景と目的および研究を進めるにあたっての基本事項を述べた。

第 2 章では、隅角部にループ継手を有する内空幅 5000mm、内空高さ 3000mm、製品長 1000mm の実物大部材を用いた変位制御による正負交番載荷実験の実験結果および考察について述べた。実験結果より、レベル 1、レベル 2 相当の地震動では道路土工カルバート工指針に示す性能 1・性能 2 を有していた。またレベル 2 設計地震動よりも大きな地震動が作用した場合でも性能 3 を有していた。さらに層間変形角 2% 以上の変形能を確認し、最大荷重到達後も安定したエネルギー吸収能を保持していたため、十分な耐震性能を有すると判断でき、ループ継手も所要の高応力繰返し性能を有することを確認した。

第 3 章では、第 2 章の実験結果に対し、2 次元非線形骨組解析および 3 次元非線形有限要素解析を実施した。その結果、2 次元非線形骨組解析では、主鉄筋初降伏点および荷重－変位の包絡

線は概ね再現可能であった。しかし、ひび割れが進展し、大きく剛性が変化している 2 次剛性の箇所では再現性に課題が生じた。3 次元非線形有限要素解析では、初降伏以降の鉄筋降伏状況およびひび割れ進展については概ね再現可能となり改善されたが、大きく剛性変化している箇所の再現性については課題を残した。

第 4 章では、ループ継手を有する隅角部構造と従来用いられてきた場所打ちボックスカルバートの隅角部構造と比較するため、隅角部を切り出した供試体を用いた正負交番載荷実験を実施した。供試体はループ継手を有する供試体と側壁部と頂版部を一体で製作した一体型供試体の 2 種類とした。実験の結果、ループ継手を有する供試体は一体型供試体と比較し、最大荷重、靱性、剛性および履歴吸収エネルギーが同程度以上であることを確認し、実験終了時の終局状態においても隅角部は軽微なひび割れ程度で大きな変状は見られなかった。また、正載荷において、隅角部に配置されている突出し筋が耐震性能に影響している可能性を確認した。以上より、ループ継手を有する隅角部は十分な耐震性能を有することを確認した。

第 5 章では、第 4 章のループ継手を有する隅角部の実験結果に対する 2 次元非線形骨組解析および 3 次元非線形有限要素解析を実施した。その結果、2 次元非線形骨組解析では、隅角部内角を広げる方向載荷（正載荷）においては概ね再現可能であったが、隅角部内角を狭める方向の載荷（負載荷）においては実験値と解析値との乖離が確認された。3 次元非線形有限要素解析では、荷重－変位関係において、初期剛性およびひび割れに伴う剛性低下を再現することを確認した。また、最大耐力は誤差 20%以内で推定することができ、その時の変位も再現することができた。一方で鉄筋初降伏時の変位および荷重については課題が残る結果となった。

第 2 章および第 4 章では隅角部にループ継手を有する隅角部は耐震性能を有することを確認した。しかし、隅角部にはループ継手の他にずれ止めとして、突出し筋が配置されており、第 4 章では突出し筋が引張抵抗に寄与していることを確認した。第 6 章では、ループ継手を有する隅角部に配置されている突出し筋の有無による耐震性能への影響を検証するため、突出し筋を除去した供試体を用いて正負交番載荷実験を実施した。その結果、突出し筋を除去した場合、正載荷において、最大荷重、靱性、剛性および履歴吸収エネルギーが低下することを確認した。また、突出し筋が無くなったことで、破壊形態が側壁ハンチ下部での座屈による曲げ破壊から場所打ち部での鉄筋に沿った破壊へと変化し、突出し筋が耐震性能に大きく影響を及ぼすことを確認した。

第 7 章では、以上の研究結果および知見をまとめ、本論文の結論とした。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路土工 カルバート工指針（平成 21 年度版），pp.6-9, pp.51-53, 2010.3.
- 2) 国土交通省：i-Construction 委員会 第 4 回 資料 2, p.13, 2016.3.
- 3) 国土交通省：土木工事におけるプレキャスト工法の活用事例集（第 2 版），p.6, 2022.4.
- 4) 国土交通省：公共工事の現状と今後の取り組み（令和 6 年度 7 月版）p.6, 2024.7.
- 5) 佐川康貴，片山強，堤俊人，松下博通：ループ継手構造によるプレキャストコンクリート製斜角大型ボックスカルバートの開発，コンクリート工学，pp.13-20, Vol.49, No.3, 2011.
- 6) 土木学会：2012 年制定コンクリート標準示方書 [設計編]，pp.345-346, 2013.3.
- 7) 土木学会：2017 年制定コンクリート標準示方書改訂資料，pp.3-4, p.92, 2018.3.
- 8) 土木学会：2017 年制定コンクリート標準示方書 [設計編]，pp.304-305, pp.364-366, 2018.3.
- 9) 八ツ元仁，藤原慎八，星隈順一，谷口哲憲，北村岳伸，玉超隆史：1 連道路ボックスカルバートの地震時限界状態の評価に関する研究，土木学会論文集 A1 (構造・地震工学)，Vol.71, No.3, pp.295-314, 2015.
- 10) 長野兄裕，西遥輝，Kheradi Hamayoon，岩井裕正，張鋒：地盤改良による既設のボックスカルバート構造物の耐震性能評価に関する 1G 振動台模型実験およびその解析，第 29 回中部地盤工学シンポジウム，pp.65-70, 2017.8.
- 11) 佐々木哲也，谷本俊輔，山本正彦：ボックスカルバートの耐震設計に関する研究，土木研究所・国土技術政策研究所 重点プロジェクト研究報告書（戦-19・20），2012.
- 12) 三浦孝広，大澤照正，手嶋良祐：プレキャスト・現場打ちコンクリートを用いた組立式ボックスカルバートの力学的特性（1）～隅角部における接合部継手構造の検討～，土木学会第 60 回年次学術講演会，pp.1089-1090, 2005.9.
- 13) 大澤照正，三浦孝広，手嶋良祐：プレキャスト・現場打ちコンクリートを用いた組立式ボックスカルバートの力学的特性（2）～ハーフプレキャスト構造ボックスカルバート模型実験～，土木学会第 60 回年次学術講演会，pp.1091-1092, 2005.9.
- 14) 渡邊允弘，松田学，松本康資，日野伸一：PCa ボックスカルバートの隅角部に配した各種接合方法の曲げ耐荷挙動，コンクリート工学年次論文集，Vol.38, No.2, pp.607-612, 2016.
- 15) 松本康資，松田学，井形友彦，日野伸一：圧着式接合工法を用いた分割式 PCa ボックスカルバート隅角部の正負交番載荷試験に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.41, No.2, pp.577-582, 2019.

第2章 実物大 PCa 製大型ボックスの正負交番载荷実験

2.1 はじめに

第1章で述べたように、土木学会のコンクリート標準示方書〔設計編〕2017制定版では、交番応力を受ける塑性ヒンジ領域で継手を用いる場合、継手部が所要の高応力繰返し性能を有していることを、実物大を用いた変位制御による正負交番载荷実験により照査することが求められている¹⁾。

本章では、隅角部にループ継手を有するボックスカルバートの実物大供試体を用いた変位制御による正負交番载荷実験を実施した。これにより、地震による繰返し作用に対する道路土工カルバート工指針に示されている要求性能²⁾の検証を行い、耐震性能を評価した。また隅角部のループ継手部が所要の高応力繰返し性能を有しているかの照査を行った。

2.2 実験概要

2.2.1 供試体の構造条件の設定

実験設備における制約条件を考慮し、本実験における供試体サイズは、内空幅5000mm×内空高3000mm×奥行1000mmとした。供試体の形状図および配筋図を図-2.1に示し、隅角部のループ継手構造を図-2.2および写真-2.1に示す。また、近年設計された供試体に近いサイズの6本の1連道路ボックスカルバートの構造諸元データの分析を行い、供試体の設計条件を表-2.1のよう

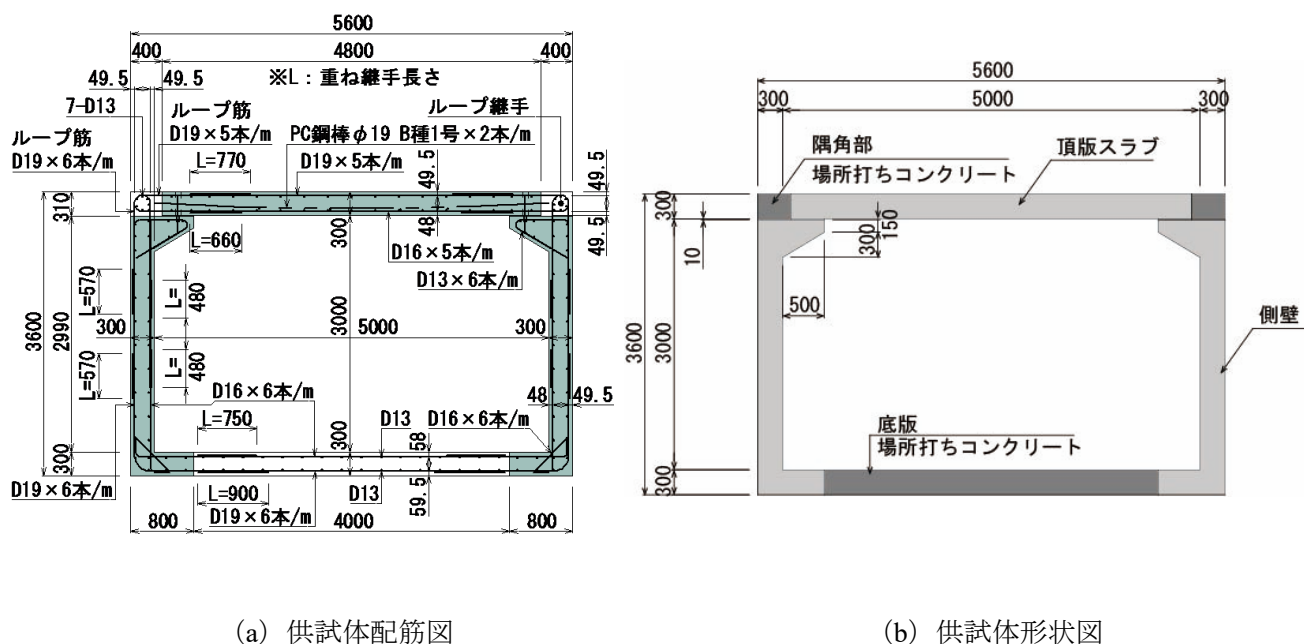


図-2.1 供試体の形状および配筋状況

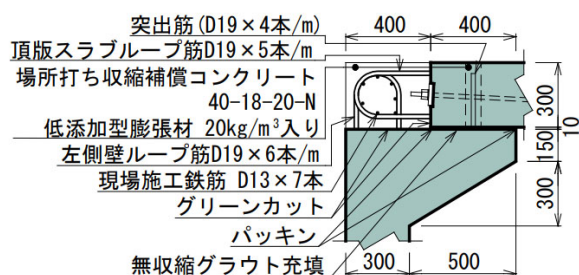
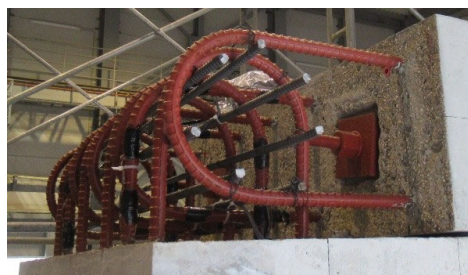


図-2.2 隅角部のループ継手構造

写真-2.1 隅角部のループ継手組立て状況

表-2.1 供試体の設計条件

種類	1連アンダーパス用ボックスカルバート
土被り	0.5m
斜角	90°
形状寸法	内空幅 5000mm×内空高 3000mm×製品長 1000mm, 頂版・側壁・底版厚: 300mm, 下ハンチなし
荷重	常時, レベル 1 地震動, レベル 2 地震動

2.2.2 使用材料

(1) コンクリート

コンクリートは、底版場所打ち部のみ設計基準強度 30N/mm^2 とし、それ以外は設計基準強度 40N/mm^2 の収縮補償コンクリートとした。プレキャスト製品は打設後に蒸気養生は行わず、気中養生とした。場所打ち部は材齢 5 日まで灌水養生を行った。コンクリートの配合は表-2.2 に示す。また、テストピースを用いた圧縮強度試験から求めた供試体各部位のコンクリートの材料特性値は表-2.3 に示す。

表-2.2 コンクリートの配合

部位	水結合 材比 W/B (%)	細骨材 率 s/a (%)	単位量 (kg/m^3)						
			水 W	結合材 B			細骨材 S	粗骨材 G	混和剤 AD
				セメント C	高炉 スラグ 微粉末 BF6000	膨張材 EX			
PCa 製品	35.4	39.1	165	305	131	30	667	1225	2.80
隅角部	41.0	45.9	170	395	---	20	783	956	3.11
底版	49.0	45.9	168	343	---	---	812	992	3.43

表-2.3 コンクリートの材料特性

部位	材齢 (日)	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)
頂版	203	83.3	47.5
側壁左	201	76.0	40.7
側壁右	198	84.4	43.3
底版	38	34.6	33.9
隅角部	38	40.8	31.4

(2) 鉄筋および PC 鋼棒

図-2.1 に示したように、供試体外側主鉄筋には D19 (SD345)，内側主鉄筋には D16 (SD345) を用いた。また、配力筋、ハンチ筋および幅止筋には D13 (SD345) を用い、PC 鋼棒には $\phi 19$ -B 種 1 号を用いた。PC 鋼棒の導入プレストレス力は自重によるたわみ量をゼロに近づけるように決定し、有効緊張力は 314.5kN/m として導入緊張力を 370kN/m とした。引張試験より求めた鉄筋の降伏強度、ヤング係数および降伏ひずみは表-2.4 に示す。

表-2.4 鉄筋の材料特性

呼び名	降伏強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)	降伏ひずみ ($\times 10^{-6}$)
D19	372.5	171.4	2173
D16	380.1	164.7	2307
D13	388.4	194.9	1993

2.2.3 供試体の設置状況

供試体と載荷装置の位置関係を図-2.3 に、実験機材等の組立て完了状況を写真-2.2 に示す。地震時にボックスカルバートが地盤内で受ける力の状態を可能な限り模擬するため、底版の両端部で鉛直・水平方向ともに引張力が働かないようにし、また曲げについても拘束しないように鉛直方向の支持材はローラー支点とした(写真-2.3)。

水平方向の支持では、滑りの原因となる供試体と支持材の隙間を生じさせないようにするため、右側壁にロックナット付きの油圧ジャッキを配置し、隙間が生じないように監理を行った(写真-2.4)。また、アクチュエータと反対側の右側壁に、載荷方向と直角方向(奥行き方向)への供試体の滑動を防ぐために側壁の両側に山留材(H 形鋼)を組み上げ、それらをアンカーで固定し、滑動に配慮した。

底版内側の両端部付近に鋼材および手締め程度の総ねじ PC 鋼棒を配置し、供試体の転倒を防止した(写真-2.5)。転倒防止鋼材、奥行き方向滑動防止鋼材およびジャッキと供試体との接触面には、それぞれ水平方向および鉛直方向に引張力が働かないようにテフロンシートを 2 枚ずつ配置した。

同じ構造寸法で上載荷重状態が変わると耐震性能に大きな影響を及ぼすことが報告されている³⁾。このため、上載荷重については、山留材を用いて土被り 0.5m の土圧(約 53.2kN)を再現した(写真-2.6)。また、盛土内での荷重状態を模擬するため、等分布荷重を与えることとした。さ

らに山留材は実験棟内の門型クレーンを利用して、万が一供試体が崩壊しても落下しないよう安全面に配慮した。

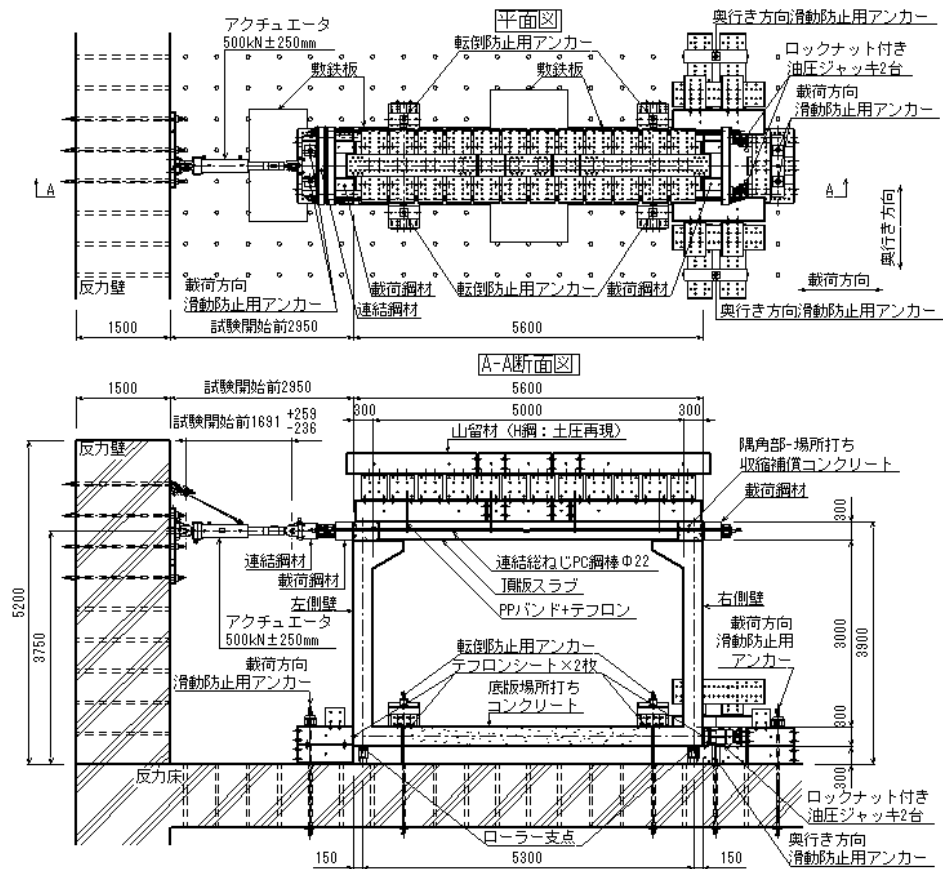


図-2.3 供試体と荷重装置の位置関係



写真-2.2 実験機材等の組立て完了状況

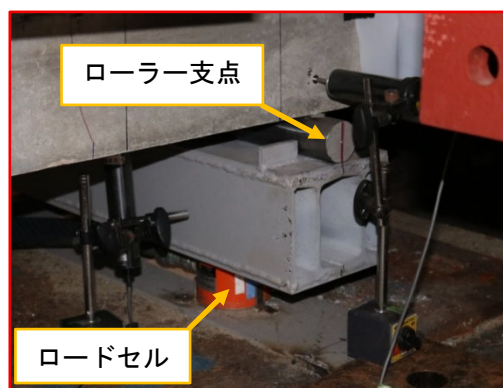


写真-2.3 鉛直方向の支持状況



写真-2.4 水平方向支持状況

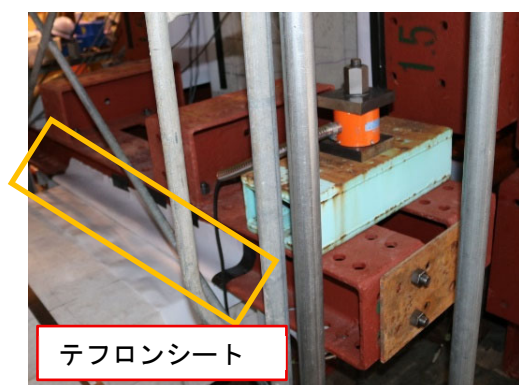


写真-2.5 転倒防止鋼材設置状況

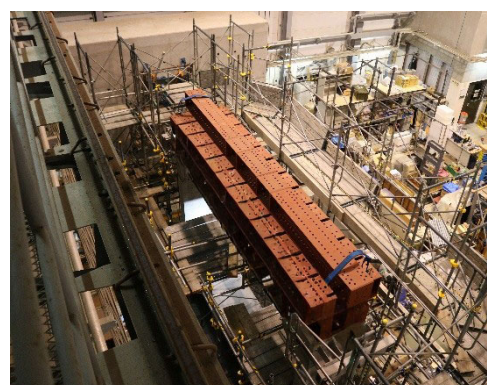


写真-2.6 頂版上部山留材設置状況

また、水平土圧については、地震時に作用する水平力と比較して、常時状態の水平土圧は小さく、ボックスカルバートの耐力に及ぼす影響も一般的には限定的であり⁴⁾、本実験では常時状態における水平土圧の模擬は行わないこととした。さらに、底版に作用する地盤反力の有無がボックスカルバートの水平変位－水平荷重関係に与える影響は小さく、地震時限界状態への影響も顕著ではないと予測されると報告もあるため⁴⁾、本実験では上載荷重のみを載荷することとした。

頂版左右の隅角部にはあらかじめインサートを配し、実験体の奥行き方向全面に接する載荷鋼材をボルト連結した。その後、総ねじ PC 鋼棒で左右の載荷鋼材を連結し、連結鋼材を介してアクチュエータを接続した。実験中は PC 鋼棒に軸力は生じない機構とした。文献^{3),5)}を参照し、連結鋼材はアクチュエータのストロークを大きく（押し）すれば左側壁側に、小さく（引き）すれば右側壁側の頂版軸線上に水平荷重が載荷される機構とした。

2.2.4 測定項目

変位計および荷重計の設置位置を図-2.4に示し、鉄筋のひずみゲージの設置位置を図-2.5に示す。変位計は、変位計用の単管架台を利用して設置した。変位計設置状況の例として写真-2.7には変位3～5の設置状況を示す。本章内の水平変位とは頂版軸線右上中央の変位計3の変位である。

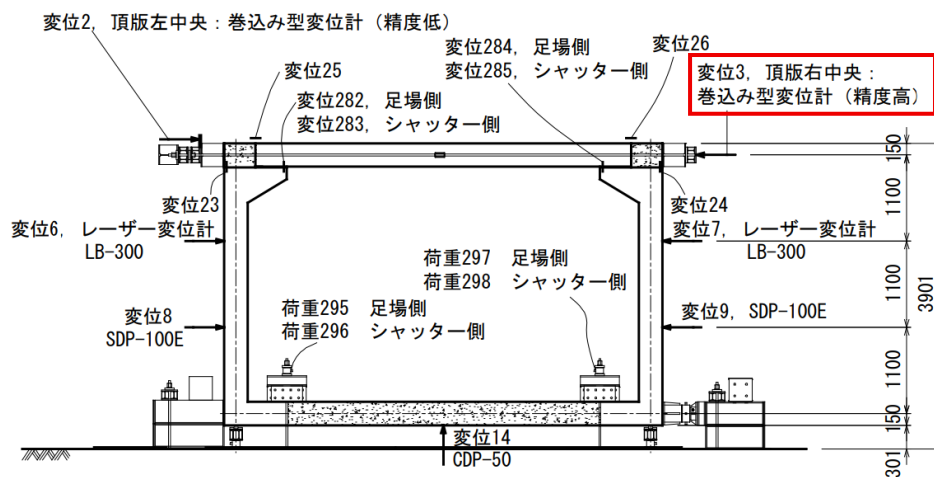
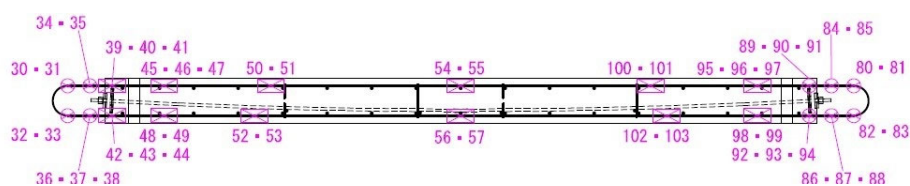


図-2.4 変位計および荷重計の設置位置



写真-2.7 変位3（巻込み型変位計）と変位4, 5（レーザー変位計）の設置状況



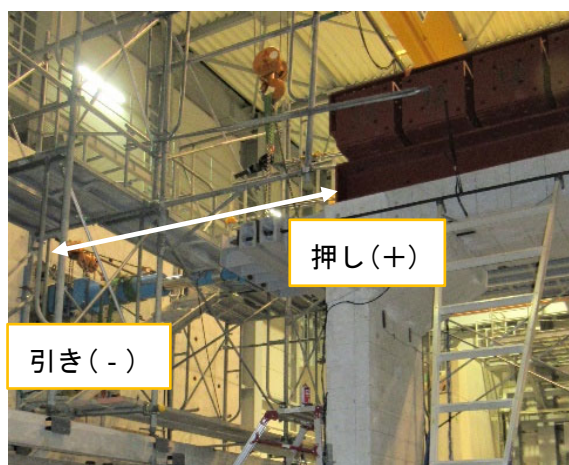
(a) 頂版

2.2.5 載荷方法

正負交番載荷は、上載荷重を作用させた状態でアクチュエータにより供試体頂版軸線上の変位制御で行った。ここで、写真－2.8 に示すように、アクチュエータの押し方向を正載荷、引き方向を負載荷とした。載荷パターンは図－2.6 に示したとおりであり、負載荷から開始した。各載荷ステップの変位量を表－2.5 に示す。第一段階として、原設計のレベル 1 地震動 (LV1) に相当する変位 $\Delta 1$ およびレベル 2 地震動 (LV2) に相当する変位 $\Delta 2$ を、正負それぞれ 3 回ずつ繰り返して載荷した。ここで、LV1 および LV2 に相当する変位は、コンクリートおよび鉄筋の設計値を用いた骨組解析（汎用解析コード：FRAME（面内）5）モデルより算出した。

次に、基準変位 $1\delta y$ に関しては、実験供試体の主鉄筋が初降伏に至ると想定される変位を、同じく FRAME による線形解析で求めた。その結果は 5.5mm であったが、管理の容易さを考慮して整数値の 6.0mm に切り上げ、これを $1\delta y$ とした。 $1\delta y$ 変位を正負 3 回繰り返した後、 $2\delta y$ 、 $3\delta y$ 、 $4\delta y \cdots$ のように変位量を増大させ、正負それぞれ 3 回ずつの繰り返し載荷を行った。

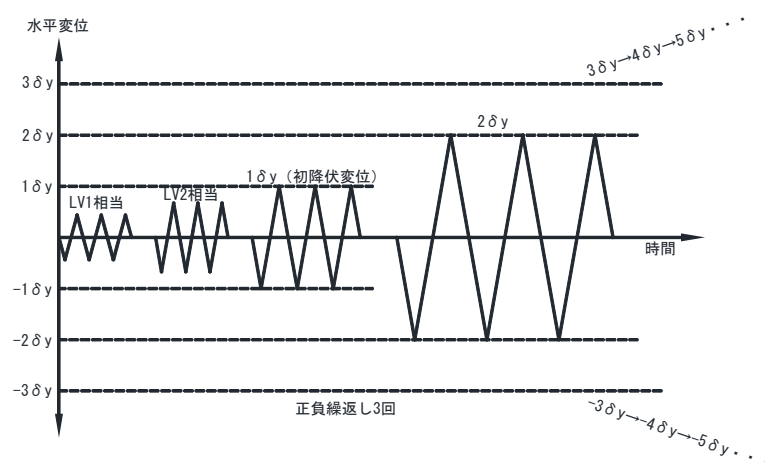
実験は、1 サイクル目において水平荷重が最大水平荷重の 80% 以下にまで低下した時点で終了とした⁵⁾。



写真－2.8 アクチュエータによる載荷

表－2.5 各載荷ステップにおける変位量

載荷ステップ	変位量 (mm)
LV1 相当	1.0
LV2 相当	4.3
$1\delta y$	6.0



図－2.6 載荷パターン

2.3 合否判定基準

本実験では各載荷ステップにおける合否判定基準を表-2.6 に示すとおりとした。道路土工カルバート工指針²⁾では要求性能として、供用期間中に発生する確率が高いレベル1地震動では重要度1のカルバートに対して性能1を求め、供用期間中に発生する確率は低い大きな強度を持つレベル2地震動では性能2を求めている。性能1は「想定する作用によってカルバートとしての健全性を損なわない性能」とされ、性能2は「想定する作用による損傷が限定的なものにとどまり、カルバートとしての機能の回復を速やかに行い得る性能」と規定され、特に後者については早期回復性が求められている。

本実験では既往文献^{6),7),8),9)}を参考にして、性能1や性能2の規定に対する工学的指標を表-2.6のように設定した。特に早期回復性については、既往文献によれば「損傷がコンクリートの剥落程度でとどまっている状態が早期回復性を確保できる地震時限界状態」とし、またボックスカルバートの水平抵抗力が最大に達したとなった後にコンクリートの剥落が生じることがわかっており、これを踏まえると、「ボックスカルバートが水平変形を受け、その水平荷重が最大に達する時点が早期回復性の確保できる地震時限界状態として評価できる可能性が高い」ことが示唆されている⁸⁾。本実験でもこれらを踏襲し、レベル2相当変位を与えたときに計測された荷重が、本実験での最大荷重以下であることを確認事項とした。

レベル2相当を超える変位は、設計地震動よりも大きな地震動が作用した場合であるが、構造物の安全性という観点から、地震後においても崩壊せず内空断面を保持している状態、言い換えれば地震後も鉛直方向、水平方向からの土圧に抵抗できる状態が要求性能として考えられる⁸⁾。本実験では、性能3がこれに該当すると考え、実験終了時に性能3を有していることを要求性能として事前に設定した。性能3は「想定する作用による損傷がカルバートとして致命的にならない性能」とされ、既往文献から工学的指標を考察するとボックスカルバートを構成する各部材にせん断破壊が生じない状態が、性能3を有すると考察した。また、カルバートの変形能の指標として層間変形角が用いられることがある⁶⁾。文献¹⁰⁾では既往文献を参考に2%を閾値としたため、本実験でもこれを踏襲した。

表-2.6 各載荷ステップにおける合否判定基準

載荷ステップ	合否判定基準
LV1 相当変位 3 回繰返し終了時	<ul style="list-style-type: none"> ・性能 1 を有すること. 性能 1 を有するとは, <ul style="list-style-type: none"> ● 目視確認により, ボックスカルバートの損傷がコンクリートのひび割れ程度でとどまっていることが確認できること. ● 鉄筋が降伏していないこと.
LV2 相当変位 3 回繰返し終了時	<ul style="list-style-type: none"> ・性能 2 を有していること. 性能 2 を有するとは, <ul style="list-style-type: none"> ● 目視確認により, 損傷がコンクリートの剥落程度でとどまっている状態が確認できること. ● LV2 相当変位を与えたときに計測された荷重が, 本実験での最大荷重以下であったことが, 実験後に確認できること. ● 鉄筋が降伏していないこと.
実験終了時	<ul style="list-style-type: none"> ・性能 3 を有していること. 性能 3 を有するとは, <ul style="list-style-type: none"> ● ボックスカルバートを構成する各部材にせん断破壊が生じていないこと (曲げ破壊型であり, せん断破壊型ではないこと). ● 内空断面を保持している状態であること.

2.4 実験結果と考察

2.4.1 水平荷重－水平変位関係

図-2.7 に実験結果の水平荷重－水平変位関係を示す. 図中の初降伏とは, 供試体の鉄筋に貼付したひずみゲージで確認した降伏を意味する. 載荷ステップ $4\delta y$ 変位繰返し時に, 供試体右下底版内側の主鉄筋と右下ハンチ筋に初降伏を確認した. その後, 徐々に荷重が増加し, $8\delta y$ 到達時に最大荷重 269kN に達した. 最大荷重到達後の荷重低下はなだらかでエネルギー減衰も小さく, 最大荷重の 80%を下回った載荷ステップ $22\delta y$ まで粘り強く耐力を有していることが確認できた. また, 履歴曲線の面積も大きく, 形状も正負対称に近い線形となった.

最大荷重到達後である $10\delta y \sim 16\delta y$ でコンクリートの剥落が生じた. 既往文献⁶⁾によれば, ボックスカルバートの水平力が最大となった後にコンクリートの剥落が生じることが報告されており, これを踏まえると, 妥当な実験結果が得られたと考えられる.

実験終了直前の $21\delta y(126\text{mm})$ を頂版と底版の軸線間距離 3300mm で除すると層間変形角は 3.8%となった.

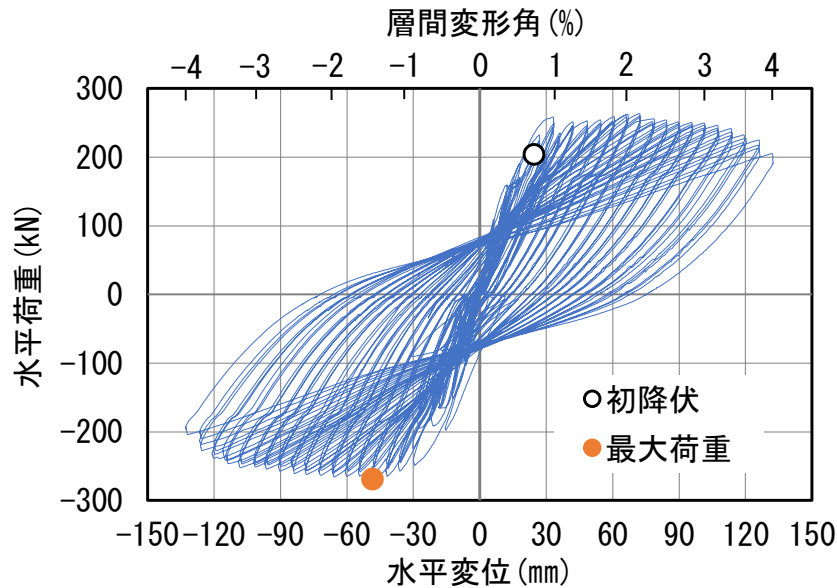


図-2.7 水平荷重－水平変位関係

2.4.2 各載荷ステップにおける損傷状況および合否判定

表-2.7 に合否判定結果を示す．レベル 1 相当変位時にはひび割れは発生しておらず，レベル 2 相当変位 3 回繰返し終了時は，図-2.8 に示す損傷状況であり，結果として性能 1，性能 2 を有すると判断できた．

初降伏である $4\delta y$ における損傷状況を図-2.9 に示す．初降伏は右下底版内側で確認し，損傷が大きく，ひび割れが進展しているのを確認した．また，側壁から頂版にかけてずれ止めである突出し筋を配置しており，その突出し筋に沿ったひび割れを確認した．今回はひずみゲージを配置していなかったが，ひび割れの大きさから突出し筋が大きく抵抗していることが考えられる．

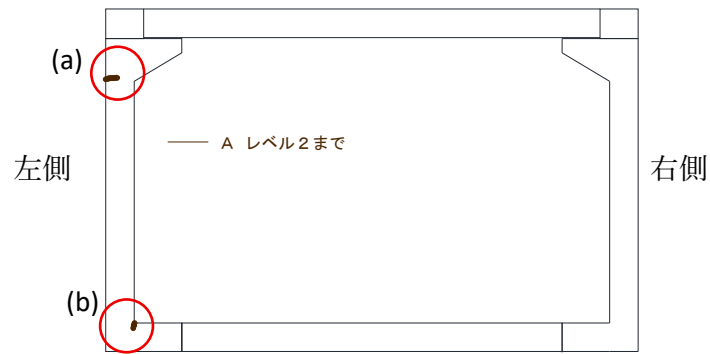
最大荷重に到達した $8\delta y$ での損傷状況を図-2.10 に示す．右上側壁において，コンクリートの剥落を確認した．また，下側隅角部において，斜めから発生する割裂ひび割れが進展していることを確認した．既往の文献によるとハンチを持たない接合部パネルにおいて，内側鉄筋の付着強度が低下した結果，主鉄筋の引張力が端部でコンクリートに伝達されるようになり，コンクリートの圧縮と鉄筋による引張力の合力により，対角線上に割裂ひび割れが発生し，強度が低下することが報告されている¹¹⁾．PCa 製大型ボックスは道路下の道路であるアンダーパスで採用される場合，側壁と底版付け根に側溝が配置されることが多いため，ハンチを有しない構造が採用される．こうした場合，隅角部に補強筋を配置する等の対策を行い，ひび割れを防止することでさらに耐力が向上するものと考えられる．

載荷終了時の損傷状況を図-2.11，図-2.12 に示す．実験終了時は (a) ～ (f) の位置で鉄筋の座屈に伴う曲げ破壊，(g) ～ (h) において，曲げ変形によるかぶりコンクリートの剥落を確認した．本実験では鉄筋の曲げ破壊による座屈の進展により，荷重が低下したと考えられる．また，実験終了時はボックスを構成する各部材にせん断破壊は生じておらず，上載した土圧相当の

H 形鋼の崩落もなく，内空断面を保持していたことから性能 3 を有すると判断できる．さらにループ継手隅角部の周辺部は軽微なひび割れ程度で大きな変状は見られず，層間変形角も閾値とした 2%を上回った．以上のことから，本実験条件下ではループ継手構造を有する PCa 製大型ボックスは，構造物として重要な冗長性および変形性能を有していると判断できる．

表-2.7 各載荷ステップにおける合否判定結果

載荷ステップ (イベント)	変位 (mm)	荷重 (kN)	損傷状況および性能等	合否判定
LV1 相当変位 3 回繰返し終了時	1.0	20	目視確認による変状はなく，鉄筋も降伏しておらず，性能 1 を有していた．	合格
LV2 相当変位 3 回繰返し終了時	4.3	81	<ul style="list-style-type: none"> 目視確認による損傷はコンクリートのひび割れ 0.03mm 程度であった． レベル 2 相当変位時の計測荷重は 81kN で，本実験の最大水平荷重の 269kN (8 δ y) 以下であった． 鉄筋は降伏していなかった． 以上の結果から，性能 2 を有していた．	合格
鉄筋初降伏時	24(4 δ y)	204	右下底版内側の主鉄筋が降伏ひずみに達した．	—
最大荷重時	48(8 δ y)	269	コンクリートは剥落しておらず，最大ひび割れ幅は 1.5mm であった．	—
終了時	132(22 δ y)	205	ボックスを構成する各部材にせん断破壊は生じておらず，内空断面を保持していたことから，性能 3 を有していた．	合格



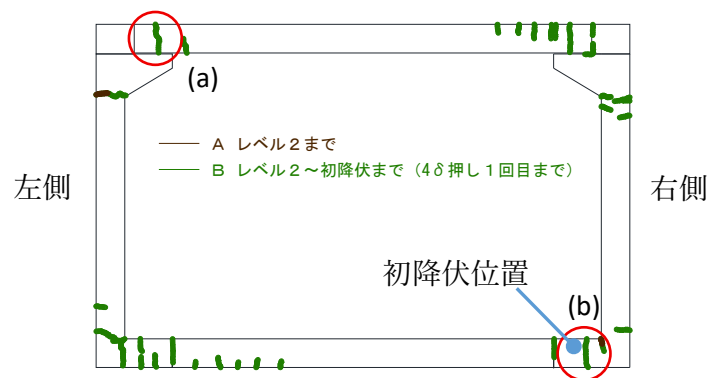
ひび割れ位置図



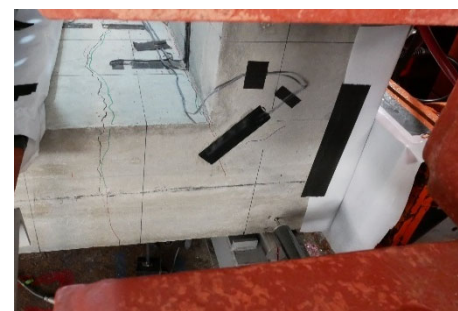
(a) 左上側壁外側

(b) 左下側壁(背面側)内側

図-2.8 ひび割れ発生状況 (レベル2)



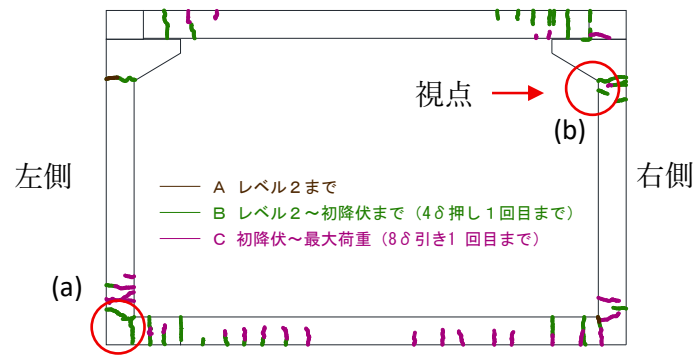
ひび割れ位置図



(a) 左上頂版内側

(b) 右下底版内側 (初降伏位置)

図-2.9 ひび割れ発生状況 (4δy)



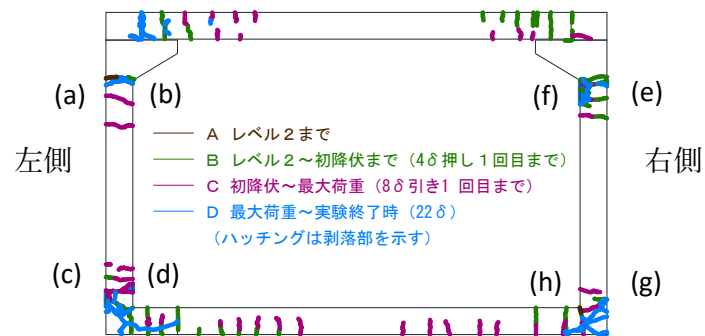
ひび割れ位置図



(a) 左上頂版内側

(b) 右上側壁内側

図-2.10 ひび割れ発生状況 (8δy)



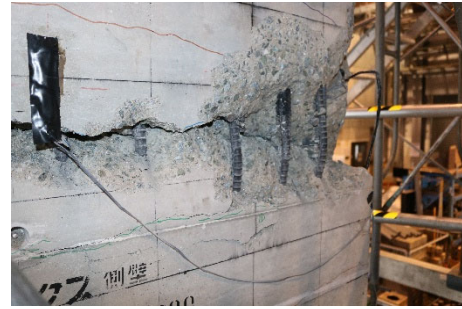
ひび割れ位置図



供試体全景



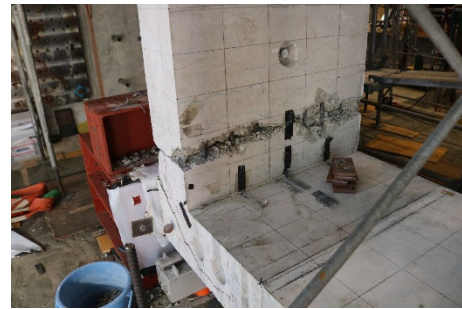
(a) 左上側壁外側



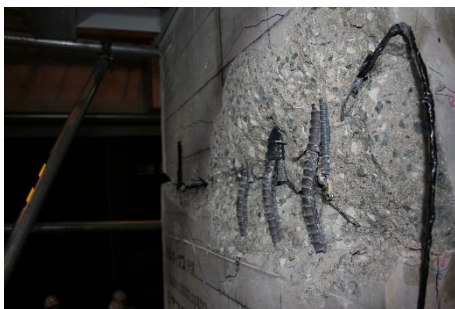
(b) 左上側壁內側



(c) 左下側壁外側



(d) 左下側壁內側



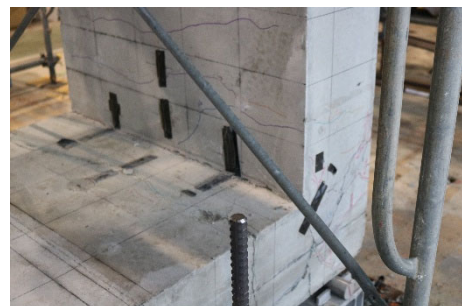
(e) 右上側壁外側



(f) 右上側壁內側

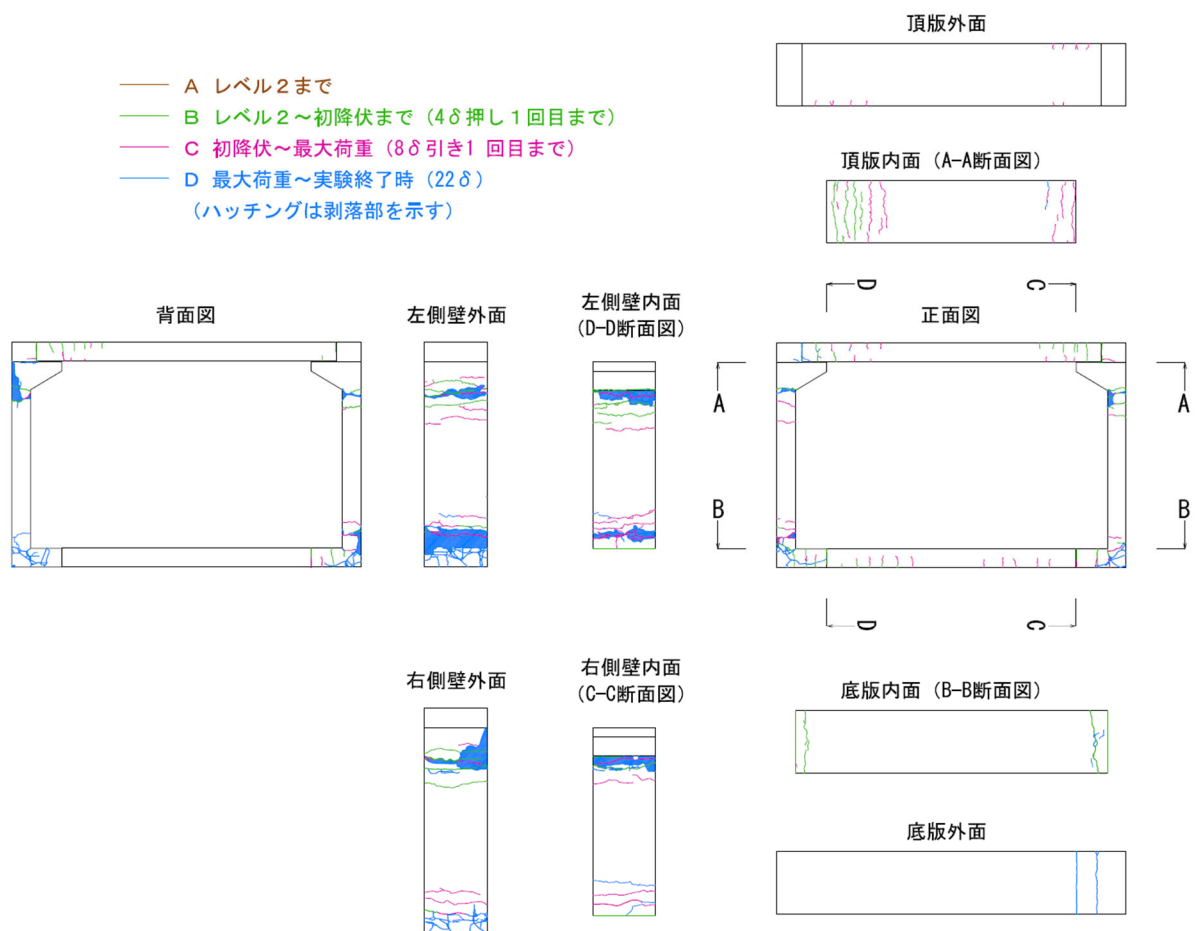


(g) 右下側壁外側



(h) 右下側壁內側

圖-2.11 供試體終局時 ($22\delta y$)



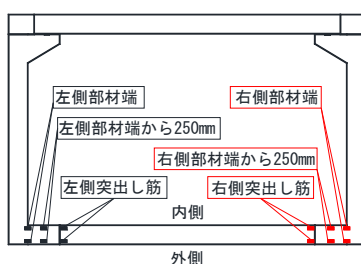
図－2.12 損傷進展状況図

2.4.3 鉄筋降伏状況および鉄筋ひずみー载荷ステップ関係

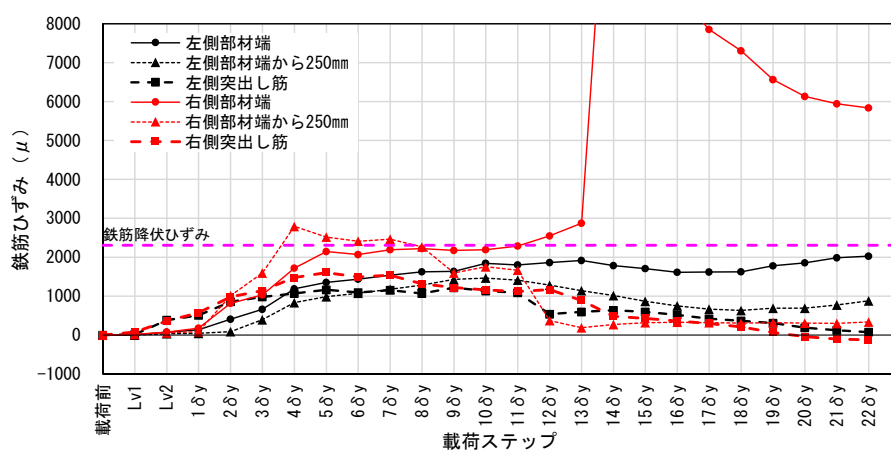
(1) 鉄筋ひずみー载荷ステップ関係（底版）

以降に示す鉄筋ひずみは、各载荷ステップにおける1回目のサイクルの最大荷重時における引張側の最大値を示している。

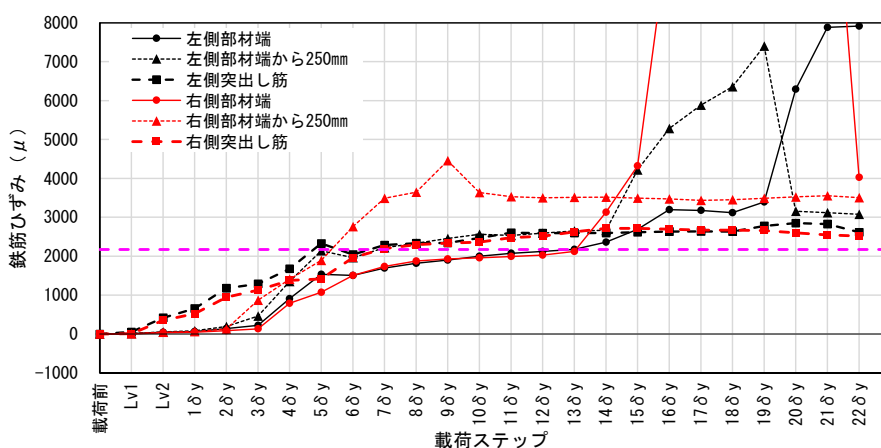
底版のひずみゲージの測定値と载荷ステップの関係を図-2.13に示す。右側底版のコーナー部から250mm離れた底版内側鉄筋のひずみゲージが $4\delta y$ で初降伏を確認したが、それ以降の载荷ステップではひずみが増大しなかった。また、同位置の底版外側の鉄筋ひずみは $6\delta y$ で降伏を確認した。最大荷重到達後、実験終了時までには右側底版隅角部においては内側および外側で降伏を確認した。



(a) ひずみゲージ位置図



(b) 底版内側

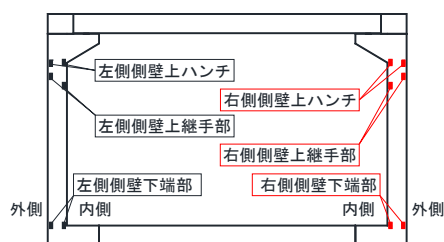


(c) 底版外側

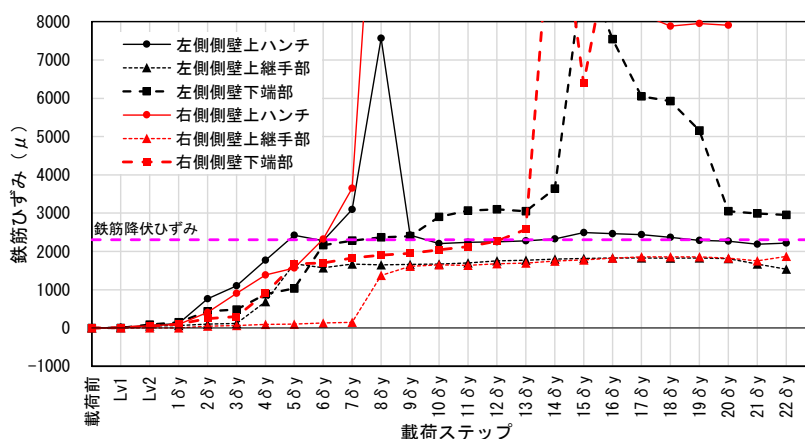
図-2.13 底版の鉄筋ひずみー载荷ステップ関係

(2) 鉄筋ひずみー载荷ステップ関係（側壁）

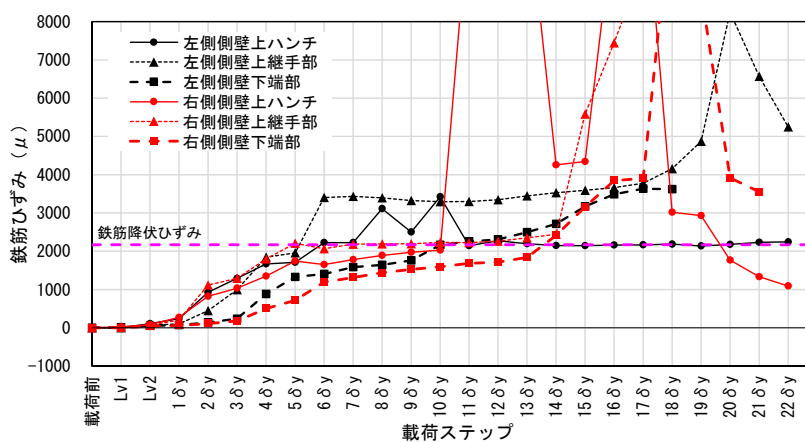
側壁のひずみゲージの測定値と载荷ステップの関係を図-2.14に示す。側壁において、左側壁主鉄筋と右側壁主鉄筋は同様の降伏挙動を示した。側壁上ハンチ下部の主鉄筋が载荷ステップ $5\delta y \sim 6\delta y$ で降伏し、右側のひずみに着目すると内側および外側で値が大きく増加しており、正負で大きな応力が発生していることが確認できる。これは断面変化点であるハンチ下部に応力が集中したためと考えられる。側壁上継手部においては、両側壁の外側のみで $5\delta y \sim 6\delta y$ で降伏を確認した。側壁内側は継手位置の関係でひずみゲージ位置が外側よりも下側にあるため、降伏しなかったと考えられる。一方、側壁下端部については $8\delta y \sim 14\delta y$ で降伏が確認され、側壁上側と比較して降伏は遅くなった。



(a) ひずみゲージ位置図



(b) 側壁内側

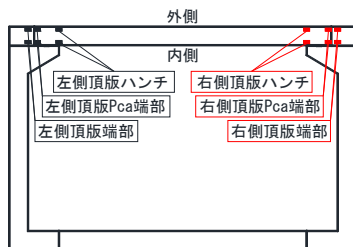


(c) 側壁外側

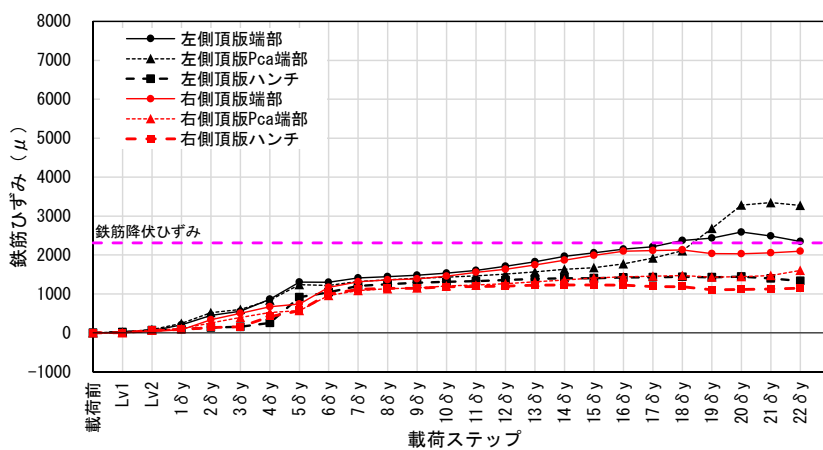
図-2.14 側壁の鉄筋ひずみー载荷ステップ関係

(3) 鉄筋ひずみー载荷ステップ関係（頂版）

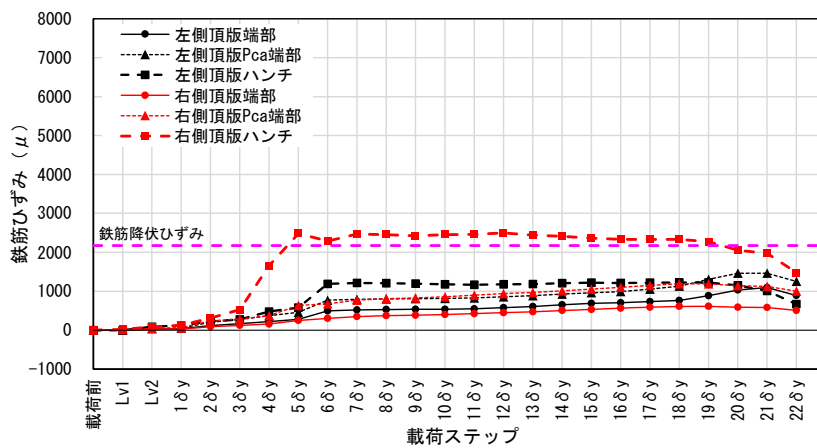
頂版のひずみゲージの測定値と载荷ステップの関係を図-2.15に示す。左側頂版端部内側、左側頂版 Pca 端部内側、右側頂版ハンチ外側で降伏を確認したが、ひずみが大きく増大することはない。



(a) ひずみゲージ位置図



(b) 頂版内側

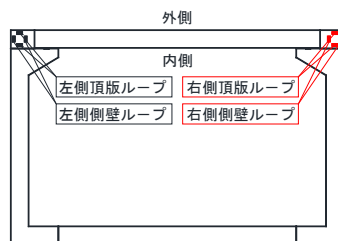


(c) 頂版外側

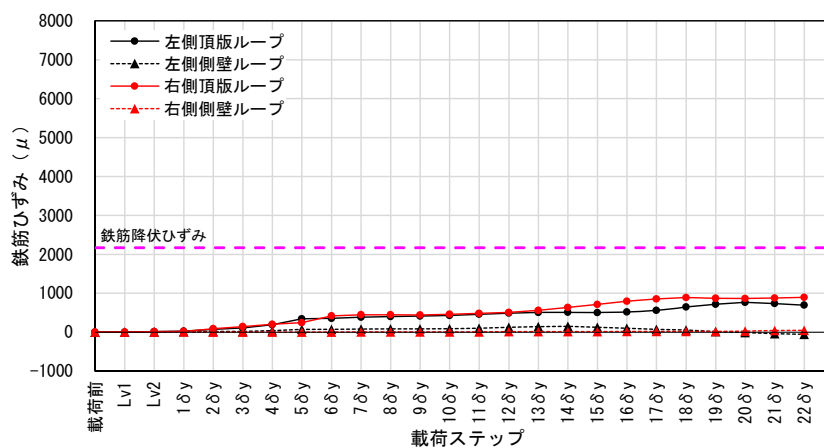
図-2.15 頂版の鉄筋ひずみー载荷ステップ関係

(4) 鉄筋ひずみー载荷ステップ関係（頂版隅角部ループ筋）

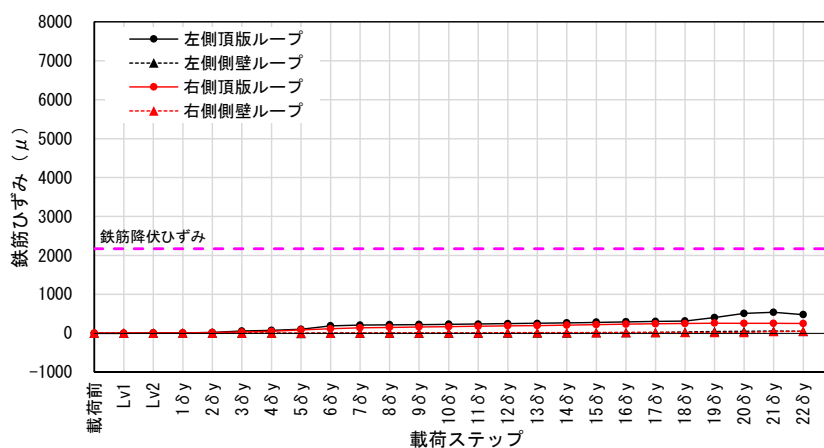
頂版隅角部ループ筋のひずみゲージの測定値と载荷ステップの関係を図-2.16に示す。ひずみの値からも頂版隅角部の場所打ちコンクリート部分には大きな応力が生じていなかったことを確認した。



(a) ひずみゲージ位置図



(b) ループ筋内側

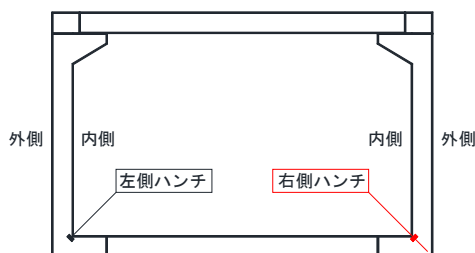


(c) ループ筋外側

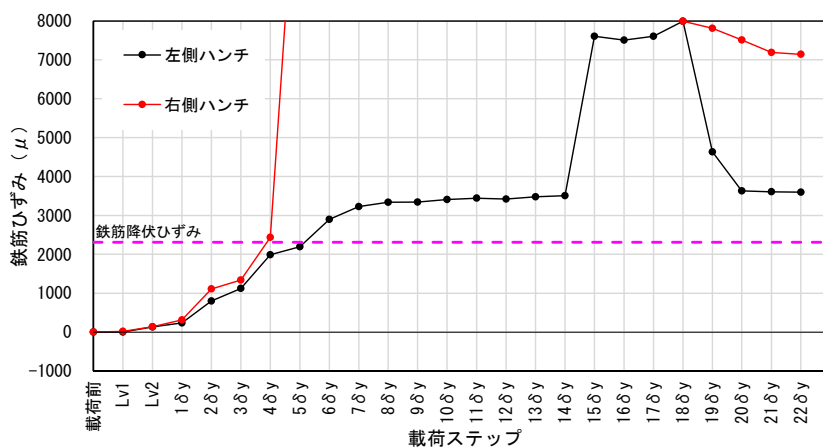
図-2.16 頂版隅角部ループ筋の鉄筋ひずみー载荷ステップ関係

(5) 鉄筋ひずみー载荷ステップ関係（底版ハンチ筋）

底版ハンチ筋のひずみゲージの測定値と载荷ステップの関係を図-2.17に示す。下ハンチにおいて、载荷ステップ $4\delta y \sim 6\delta y$ でハンチ筋が降伏した。特に右ハンチ筋のひずみが大きく増大しており、右側側壁下端部内側および右側底版部材端内側の主鉄筋よりも大きい値となった。この結果から、ハンチを有しない構造において、ハンチ筋が有効に機能することを確認した。



(a) ひずみゲージ位置図



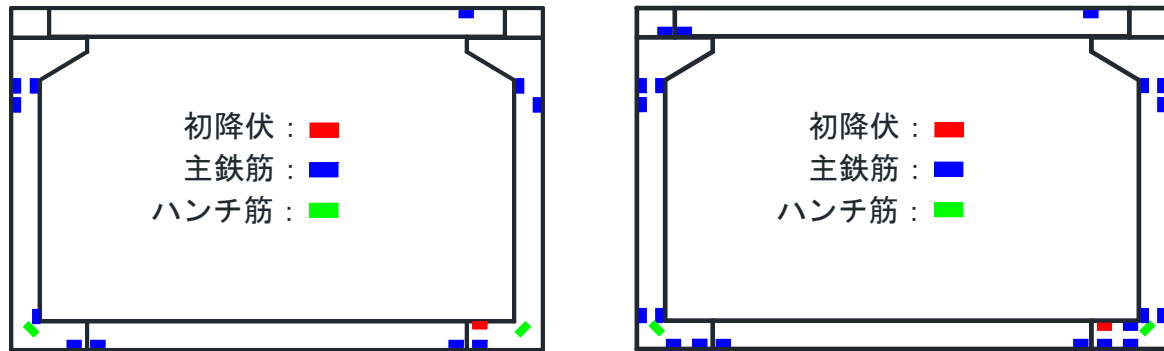
(b) ハンチ筋

図-2.17 底版ハンチ筋の鉄筋ひずみー载荷ステップ関係

(6) 鉄筋降伏状況

供試体に配置した鉄筋ひずみゲージで確認した鉄筋降伏状況を図-2.18に示す。鉄筋初降伏は、右側底版部材端部から 250mm の内側で確認した。底版ハンチ筋も $4\delta y$ で降伏を確認したが、主鉄筋ではないため、ここでは初降伏を右側底版部材端部から 250mm の内側としている。

図-2.18 (a) に示すように、最大荷重到達時までは、両側壁上ハンチ下および底版隅角部周辺での主鉄筋が降伏している。最大荷重到達時から実験終了時までの鉄筋降伏を図-2.18 (b) に示す。図-2.18 (a) と比較して、頂版隅角部および底版隅角部周辺で鉄筋降伏箇所が増加している。



(a) 最大荷重到達時の鉄筋降伏状況

(b) 実験終了の鉄筋降伏状況

図-2.18 載荷ステップにおける鉄筋降伏状況

(7) 履歴吸収エネルギー

図-2.19 に履歴吸収エネルギーを示す。履歴吸収エネルギーは各載荷ステップの 1 回目のサイクルで描く正負の履歴曲線の面積とした。水平力が最大水平荷重の 80% 低下する時点を実験終了としたが、図-2.19 より履歴吸収エネルギーは右肩上がりで増加を続けており、実験終了時まで履歴吸収エネルギーは低下することが無く、十分なエネルギー吸収性能を有していたと考えられる。

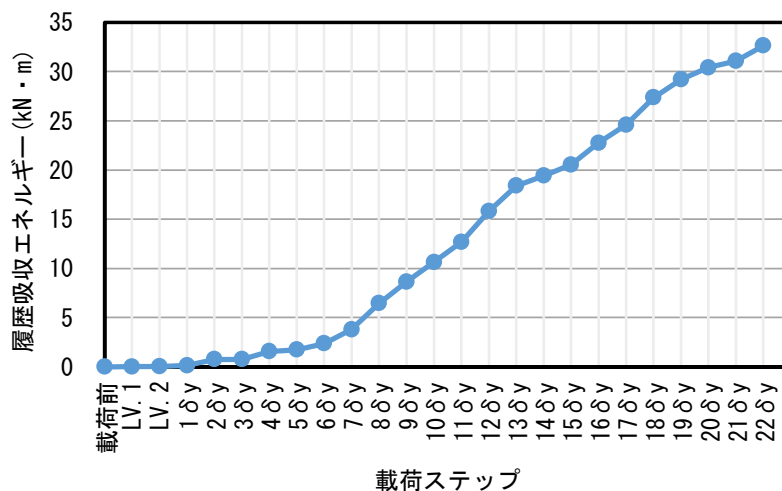


図-2.19 履歴吸収エネルギー

2.5 本章のまとめ

本章では、隅角部にループ継手を有するボックスカルバートの実物大供試体を用いた変位制御による正負交番載荷実験を実施し、耐震性能評価を行った。その結果、次のことが明らかとなった。

- 1) レベル1およびレベル2相当変位3回繰返し終了時、本実験条件下では性能1および性能2を有していることを確認した。
- 2) レベル2設計地震動よりも大きな地震動が作用した場合でも本実験条件下では性能3を有していた。また、このことから構造物として重要な冗長性も保持していることを確認した。
- 3) 層間変形角2%を上回るまで各部材に致命的な損傷が見られなかったため、十分な変形性能を有することを確認した。
- 4) 実験終了時である終局状態においても履歴吸収エネルギーは低下することがなく、十分なエネルギー吸収性能を有することが確認された。
- 5) 実験終了時のループ継手隅角部の周辺部の損傷は軽微なひび割れ程度で鉄筋ひずみの値からも大きな変状はみられなかった。

以上より、隅角部のループ継手構造は、道路土工カルバート工指針に示されている要求性能を満足し、かつ土木学会コンクリート標準示方書〔設計編〕で求められる所要の高応力繰返し性能を有することが明らかとなった。

参考文献

- 1) 土木学会：2017 制定コンクリート標準示方書〔設計編〕，pp.304-305，pp.364-366，2018.3.
- 2) 日本道路協会：道路土工カルバート工指針（平成 21 年度版），pp.51-53，2010.3.
- 3) 本田国保，足立正信，石川博之，長谷川俊昭：水平載荷によるボックスカルバートの変形性能の実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.21，No.3，pp.1261-1266，1999.7.
- 4) 星隈順一，七澤利明，八ツ元仁：ボックスカルバートの耐震設計に関する研究①，土木研究所平成 23 年度プロジェクト研究・重点研究報告書，No.重.32，2012.
- 5) 土木研究所：橋の耐震性能の評価に活用する実験に関するガイドライン（案）（橋脚の正負交番載荷実験方法及び振動台実験方法），土木研究所資料，第 4023 号，2006.8.
- 6) 八ツ元仁，藤原慎八，星隈順一，谷口哲憲：1 連道路ボックスカルバートの地震時限界状態の評価に関する研究，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.71，No.3，pp.295-314，2015.
- 7) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，pp.55-56，pp.138-141，pp.177-183，2017.11.
- 8) 国土交通省道路局：道路土工構造物技術基準関係資料，p.31，2015.3.
- 9) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通編，pp.61-66，2017.11.
- 10) 野田翼，山崎旬也，石田雅博，中村洋丈：縦断方向荷重による損傷を受けた 2 ヒンジ式プレキャストアーチカルバートの横断方向の耐震性能評価，コンクリート工学年次論文集，Vol.41，No.2，pp.823-828，2019.7.
- 11) 渡辺博，河野広隆：L 型 RC 隅角部の強度と変形特性に関する検討，土木学会論文集，No.662，V-49，pp.59-73，2000.11.

第3章 実物大 PCa 製大型ボックスの数値解析

3.1 はじめに

第2章では、ループ継手を有する PCa 製大型ボックスの正負交番載荷実験を実施し、その構造性能および破壊性状を明らかにした。実構造物への適用および合理的な設計法の確立のためには、実験結果を適切に再現できる解析手法を構築することが重要である。

解析手法が確立されることにより、実験では検討が困難な多様なパラメータや載荷条件に対する構造挙動の予測が可能となり、より広範な適用条件下における性能評価が可能となる。また、解析手法の妥当性が検証されれば、実務設計において効率的な性能照査手法として活用できる。

本章では、第2章で実施したループ継手を有する PCa 製大型ボックスの実験結果に対して、2次元非線形骨組解析（汎用コード：TDAP III）および3次元非線形有限要素解析（汎用コード：FINAL¹⁾）を実施し、再現性の検討を行った。これら異なるモデル化手法を用いることで、それぞれの解析手法の適用性を明らかにし、目的に応じた最適な解析手法の選定指針を示すことを目的とする。

3.2節では、2次元非線形骨組解析による実験結果の解析を実施し、荷重－変位関係や耐力などの全体挙動に対する再現性を検証した。3.3節では、3次元非線形有限要素解析を実施し、ひび割れ分布や応力状態などの詳細な挙動を含めた再現性を検討した。さらに3.4節では、実験において確認された底版主鉄筋の降伏状況に着目し、境界条件を変更し、検討を行った。これらの検討により、ループ継手を有する PCa 製大型ボックスの構造挙動に対する解析手法の妥当性を総合的に評価するものである。

3.2 2次元非線形骨組解析について

3.2.1 解析モデル

本解析では内空幅 5000mm×内空高 3000mm×製品長 1000mm の実験供試体を対象にし、RC 断面計算プログラム（汎用コード：FORUM 8 UC-win/FRAME (3D)）を用いて、道路橋示方書 V に準拠したトリリニア型 Takeda モデル²⁾により解析モデル各要素の非線形特性を求めた。そして、非線形時刻応答解析プログラム（汎用コード：TDAP III）を用いて、プッシュオーバー解析を行った。

解析条件として、第2章で示した材料試験から得たコンクリートおよび鉄筋の物性値と、それぞれの設計値を用いており、具体的な数値は表－3.1～表－3.3 に示す。また、2017 年制定版のコンクリート標準示方書〔設計編〕によると、ラーメン構造解析は、「ラーメンの軸線は部材断面の図心に一致させ、節点部およびハンチ部に剛域を考慮して行うこと」が原則とされている³⁾。そのため、本解析の解析モデルは、実験供試体各部位の材料特性を考慮し、図－3.1 のように部材断面の図心軸を通る 2次元非線形はり要素により簡易モデルを作成し、節点部およびハンチ部に通常剛性の 1000 倍の剛域を設定した。さらに、山留材（H 形鋼）による上載荷重（49kN）を

考慮し，解析モデル下両端の節点は鉛直方向および水平方向を支持したヒンジ支点を境界条件とした．

表－3.1 コンクリートおよび鉄筋の設計値

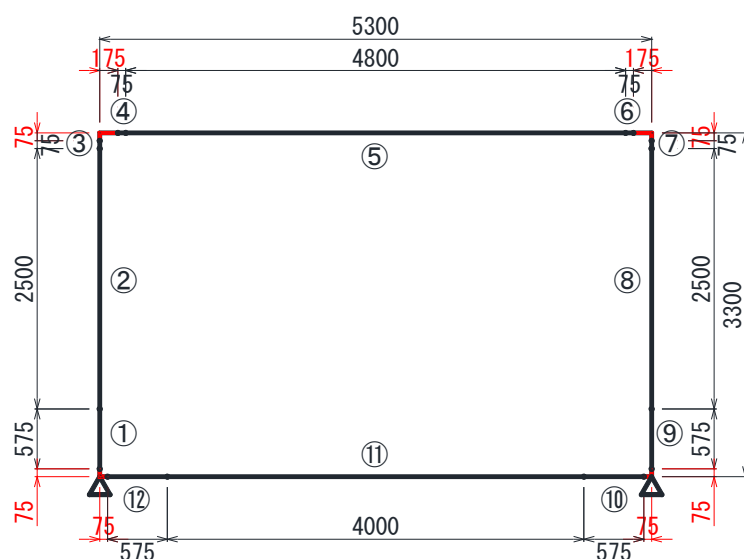
	コンクリート	鉄筋
ポアソン比 ν	0.2	0.3
線膨張係数 α ($1/^\circ\text{C}$)	1.0×10^{-5}	1.0×10^{-5}
単位重量 γ (kN/m^3)	24.5	77.0

表－3.2 鉄筋（SD345）の材料特性

呼び名	降伏強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (kN/mm^2)
D19	372.5	171.4
D16	380.1	164.7
D13	388.4	164.7

表－3.3 コンクリートの材料特性

部位	圧縮強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (kN/mm^2)
頂版	83.3	47.5
側壁左	76.0	40.7
側壁右	84.4	43.3
底版	34.6	33.9
隅角部	40.8	31.4



図－3.1 構造解析モデル（丸数字は部材番号を示す）

3.2.2 剛域設定

節点部およびハンチ部の剛域は 2017 年制定版のコンクリート標準示方書〔設計編〕に示される図-3.2 の剛域範囲より算出した³⁾。下節点部の剛域は図-3.3 (a) に示すように、供試体には下ハンチがないため、部材端から部材幅の 1/4 の距離より内部を剛域とした。

解析モデル上ハンチ部において、実際のハンチに用いた無収縮グラウト材は圧縮には抵抗できるが、引張に対する抵抗力はほぼゼロであり、頂版および側壁と一体化していない可能性が考えられる。そのため、図-3.3 (b) に示すように、有効ハンチ幅は隅角部の場所打ちコンクリートまでの幅として設定した。ハンチと頂版との傾斜角が 77° であり、 60° 以上の場合に相当する。したがって、ハンチの起点から場所打ちコンクリート幅の 1/4 の距離より内部を剛域とした。一方、ハンチと側壁との傾斜角が 13° であり、ハンチがない場合に相当する。したがって、場所打ちコンクリート下端から場所打ちコンクリート高さの 1/4 の距離より内部を剛域とした。

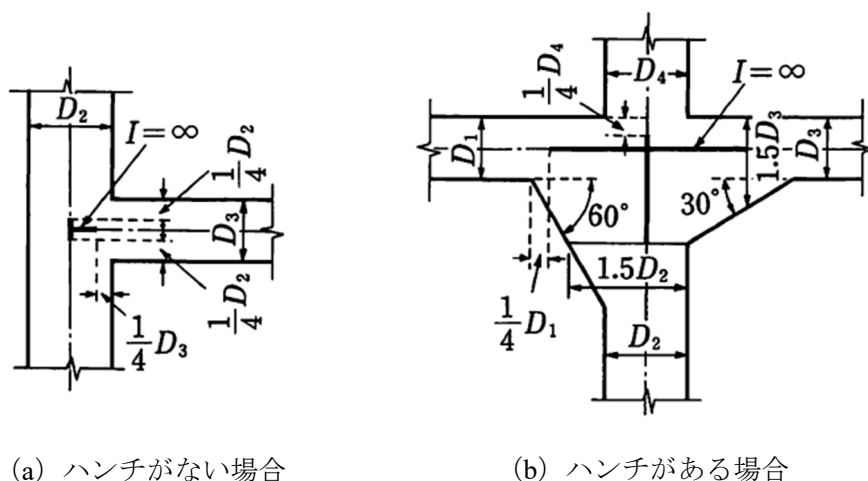


図-3.2 剛域範囲³⁾

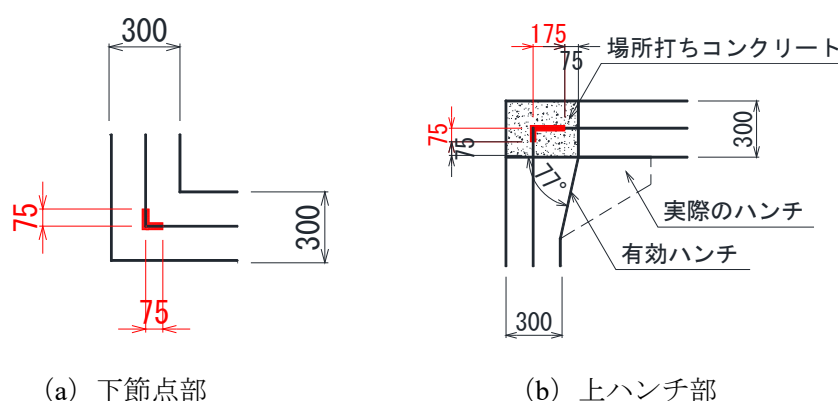


図-3.3 本章で設定した剛域

3.2.3 非線形特性

各要素の非線形特性は、RC 断面計算プログラム（汎用コード：FORUM 8 UC-win/FRAE（3D））によって断面計算を行った。断面計算において、図-3.4 の実験供試体各部位の主鉄筋位置を考慮し、道路橋示方書 V「耐震設計編」に記載されているコンクリートおよび鉄筋の応力度-ひずみ関係（図-3.5）を使用した⁴⁾。なお、供試体において、横拘束鉄筋は配置していないため、横拘束鉄筋によるコンクリートの強度増加は本解析では考慮しない。また、側壁の M- ϕ 関係では、実験の際に上載した山留材と頂版コンクリート分の軸力を考慮した。

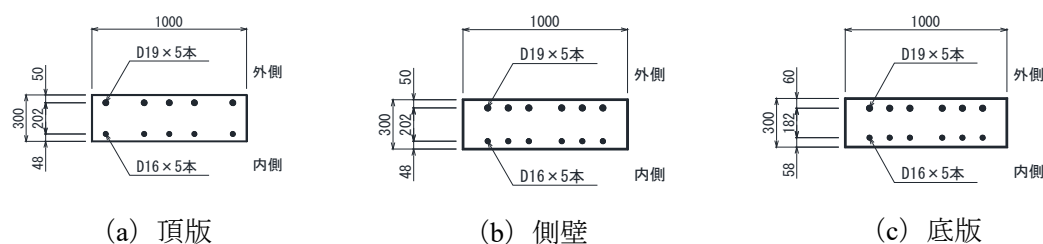


図-3.4 実験供試体各部位の主鉄筋位置

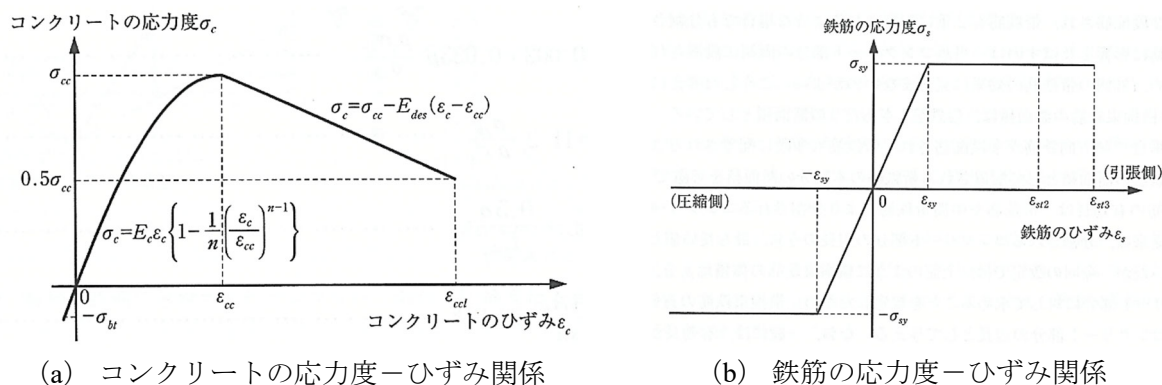


図-3.5 コンクリートおよび鉄筋の応力度-ひずみ関係⁴⁾

3.2.4 載荷方法

一方向载荷であるプッシュオーバー解析を実施し、図-3.6 に示す節点に対して正方向および負方向にそれぞれ 0.1mm 刻みで強制変位を与え、解析モデルが終局状態に至るまで継続した。ここで、終局状態とは、解析が収束しなくなった時点、または各部材が終局曲率に達した時点のいずれか早い方と定義した。

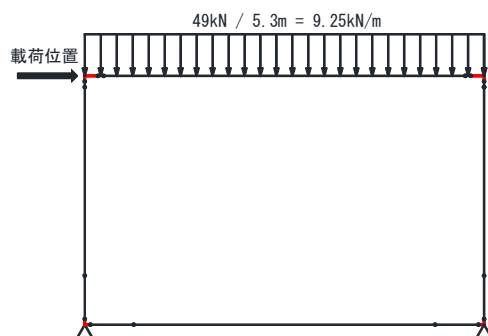


図-3.6 解析での載荷節点の位置

3.2.5 解析結果と考察

図-3.7 にプッシュオーバー解析の荷重－変位関係と実験の荷重－変位関係の比較結果を示す。解析は、変位 75mm で部材番号⑧（右側側壁）が降伏した後、解析が収束しなくなり、不安定となって終了した。表-3.4 に解析における各載荷変位におけるモデルの変化を示す。2 箇所目のひび割れ発生点と初降伏において解析モデル全体の剛性が大きく低下し、2 箇所目の降伏点に達し、解析が不安定となった。不安定となった要因として、側壁要素の大部分を占める部材⑧の鉄筋が降伏し、剛性が大きく低下したためと考えられる。

初降伏変位および荷重は 27.5mm, 209kN に対して、実験では 24mm ($4\delta_y$), 204kN 程度であり、概ね推定できることを確認した。また、最大荷重値については解析値 241kN に対し、実験では 269kN であり、概ね推定可能であることを確認した。しかしながら、正載荷において、初期剛性からひび割れ発生後の剛性変化点に相違がみられた。この相違の要因として、実験では負載荷から開始しており、正載荷に移行する時点で既にコンクリートに微細なひび割れや内部損傷が蓄積されていたことが考えられる。すなわち、正載荷時には損傷を受けた状態から載荷が開始されるため、負載荷と比較して剛性が低下した状態であったと推察される。その結果、実験の正載荷では健全な状態よりも早い段階で剛性変化が生じたものと考えられる。

以上より、2 次元骨組解析によるプッシュオーバー解析は、外力に対する抵抗について考えれば安全側の評価となり、設計上有用なデータを提供できる可能性がある。

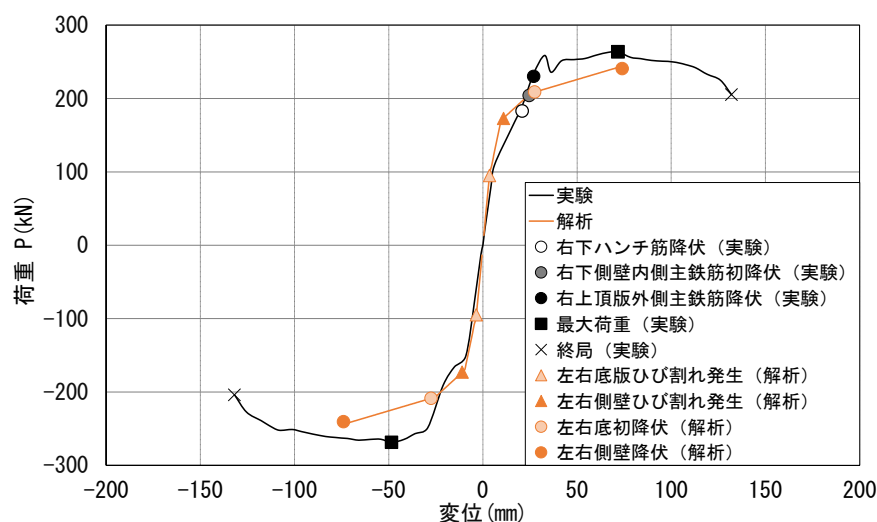


図-3.7 実験とプッシュオーバー解析の荷重－変位関係比較

表-3.4 各載荷変位における解析モデルの変化

変位 (mm)	変化	部材番号
3.5	曲げひび割れ発生	⑩, ⑫
11.0		①, ②, ⑧
14.0		⑨
27.5	降伏	⑩, ⑫
73.8		②
75.0		⑧

3.3 3次元非線形有限要素解析

3.3.1 解析モデル

解析対象は、実物大実験供試体と同様であり、内空幅 5000mm×内空高 3000mm×奥行 1000mm のボックスカルバートである。

モデル化については、コンクリートは六面体要素と三角柱要素、鉄筋は線材（トラス）要素、PC 鋼棒は初期応力（初期張力）を与えた線材要素でそれぞれモデル化を行った。モデル図を図-3.8 に示し、配筋図を図-3.9 に示す。ここで、頂版部と側壁部の接合部は鉄筋がループ形状になっているが、本解析ではコンクリート部分の要素分割の都合上鉄筋は円形ではなく、図-3.10 に示すように直線状に配置している。また、側壁ハンチ上と頂版スラブ底面が接触している部分について、実験供試体においては無収縮グラウト材を充填しており、引張側には抵抗しないと考えられる。したがって、本解析では圧縮のみ剛性が発揮される接触ばね要素でモデル化した。

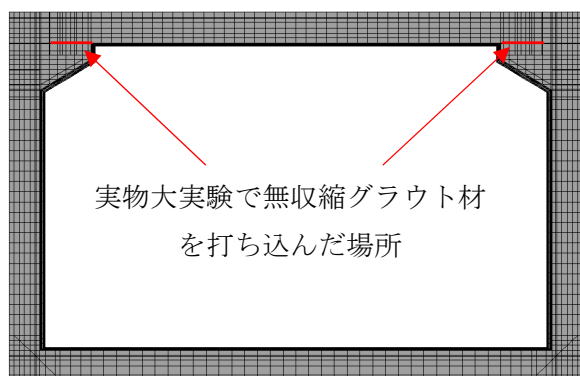


図-3.8 モデル図



図-3.9 配筋図

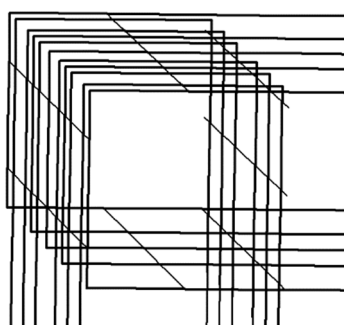


図-3.10 隅角部のループ筋のモデル化

実験における境界条件としては、底版両端部をローラー支点で支持し、側壁外側から水平方向の滑動を防止し、底版内側の両端部で面内回転を防止した。解析においては、これらの実験条件を以下のようにばね要素によりモデル化した。

ローラー支点は、鉛直下方向のみ剛性を有するばね要素により、鉛直荷重を支持するが引張力には抵抗しない条件を再現した。

側壁外側には、外側への滑動のみを拘束するばね要素を底版の厚さ分配置した。

転倒防止アンカーは、鉛直上方向のみ剛性を有するばね要素により、供試体の浮き上がりを防止する条件を再現した。

以上のばね要素のモデル化状況を図-3.11に示す。なお、実験において頂版上に設置した土圧相当荷重は、解析では頂版の各節点に鉛直方向の荷重として与えた。

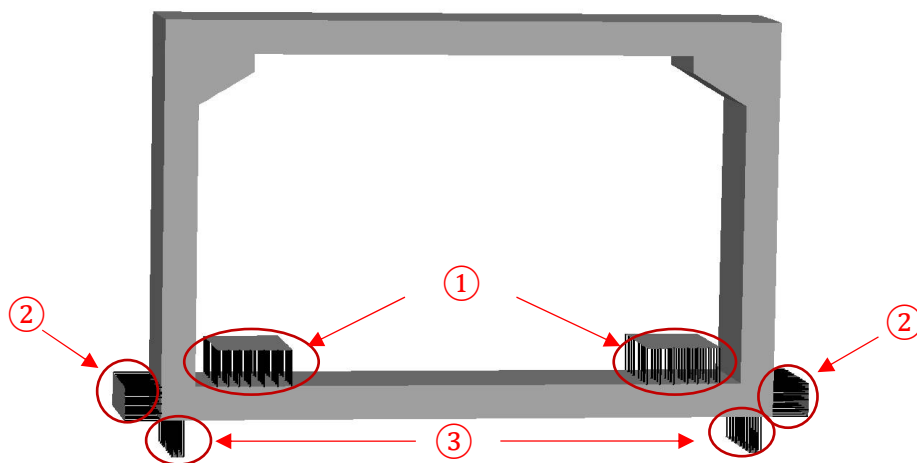


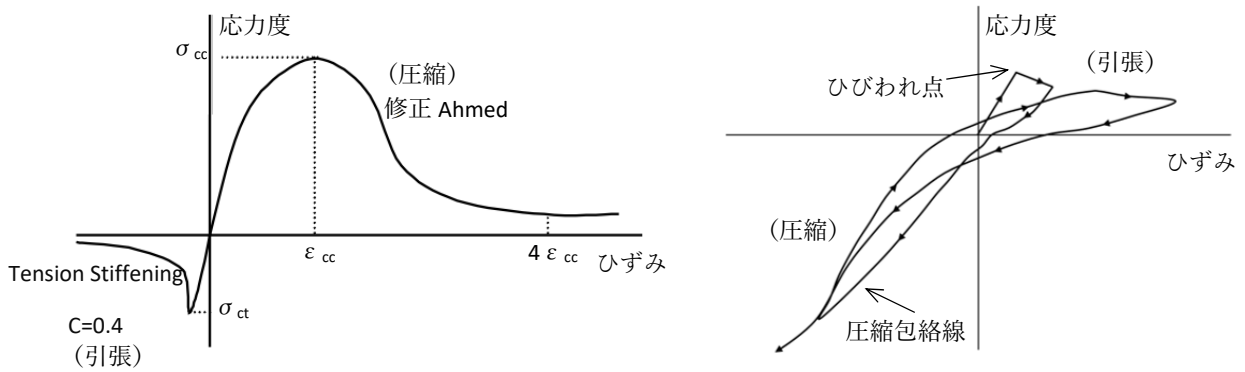
図-3.11 境界条件のモデル化

- ※①鉛直上方向のみ剛性を有するばね要素を配置
- ②外側への滑動のみを拘束するばね要素を配置
- ③鉛直下方向のみ剛性を有するばね要素を配置

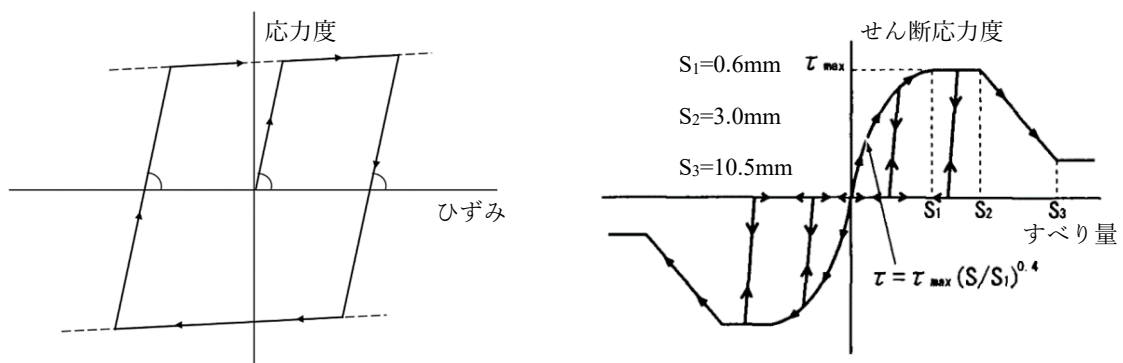
3.3.2 材料特性

解析モデルの鉄筋とコンクリートの材料特性値は実物大実験供試体の材料特性値を用いており、具体的な値は3.2節の表-3.1～表-3.3に示したとおりである。

解析モデルの材料構成則を図-3.12に示す。コンクリートの応力度-ひずみ関係は図-3.12 (a)に示すとおりであり、圧縮側は修正 Ahmed モデル⁵⁾、引張側は出雲らのテンションステイフニングモデル⁶⁾を用いた。また、コンクリートの繰返し応力下の履歴特性は図-3.12 (b)に示す曲線モデル⁷⁾を用いた。鉄筋の降伏条件は移動硬化則とし、繰返し応力下の履歴特性には、図-3.12 (c)に示した Von Mises の降伏条件を満たす直線モデルであるバイリニア型モデルを用いた。また、鉄筋とコンクリート間の接合要素の材料構成には、図-3.12 (d)に示した Elmorsi らのモデル⁸⁾を用いた。ここで、最大付着応力は RC 靱性指針⁹⁾により 7.33N/mm^2 と設定し、最大付着応力度時のすべり量 S_1 , S_2 , S_3 は Elmorsi らの提案⁸⁾に基づき設定した。



(a) コンクリートの応力度－ひずみ関係 (b) コンクリートの繰返し応力下の履歴特性



(c) 鉄筋の応力度－ひずみ関係 (d) 接合材料の付着－すべり特性

図－3.12 解析モデルの材料構成則

3.3.3 解析ケース

モデル化および载荷パターンの違いによる解析ケースを表－3.5 に示す。鉄筋とコンクリート間の付着については、全領域において完全付着を仮定したケースと、実際の供試体で重ね継手により接合されている主鉄筋領域において付着すべりを考慮したケースの2種類を選定した。それぞれのモデルに対して、プッシュオーバー解析（一方向载荷解析）と正負交番载荷解析を行った。付着すべり考慮モデルについては、付着すべりを鉄筋とコンクリートの要素間に設ける接合要素によりモデル化した。

表－3.5 解析ケース

ケース	载荷パターン	付着条件
1	プッシュオーバー（一方向载荷）	完全付着
2	プッシュオーバー（一方向载荷）	付着すべり考慮
3	正負交番繰返し载荷	完全付着
4	正負交番繰返し载荷	付着すべり考慮

3.3.4 載荷方法

載荷荷重については、土圧相当荷重として、頂版上面中央の $5.6\text{m} \times 0.39\text{m}$ の面積に 23.86kN/m^2 の等分布荷重を与え、PC 鋼材には初期応力として、有効緊張応力である 554.7N/mm^2 を与えた。一方向載荷および正負交番載荷は、頂版節点の変位制御によって行った。強制変位を受ける頂版節点の位置を図-3.13 に示す。

正負交番載荷の載荷パターンは実験と同じ設定とした。図-3.14 に載荷パターンを示す。ここで、LV1 と LV2 はレベル 1 地震動相当変位とレベル 2 地震動相当変位であり、変位量はそれぞれ 1.0mm と 4.5mm である。なお、実際の実験では LV2 変位は 4.3mm であるが、解析での変位増分を 0.5mm としたため解析では 4.5mm としている。また、基準変位 $1\delta y$ に関しては、 6.0mm とした。正負1回ずつの載荷を1サイクルとし、各載荷ステップで3サイクルの繰返し載荷を行った。

なお、実験での載荷では目標変位、例えば、 $2\delta y$ なら 12.0mm に対して $\pm 0.2\text{mm}$ 程度の誤差を含んでいるが、解析では 0.5mm の刻みで解析を行い、目標変位どおりに載荷している。また、実験、正負交番載荷解析ともに図-3.13 において右から左方向の載荷（負側の載荷）から実施している。

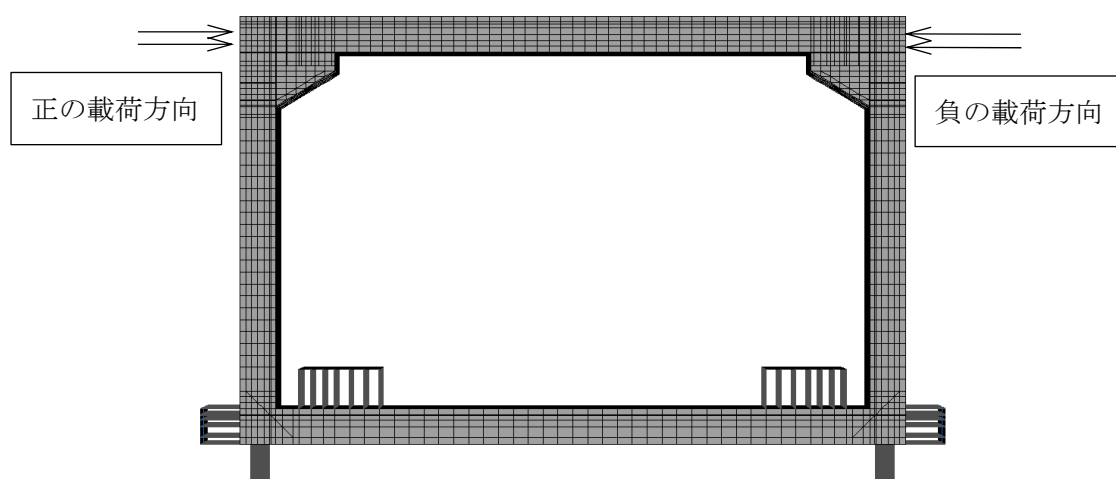


図-3.13 強制変位を受ける節点の位置

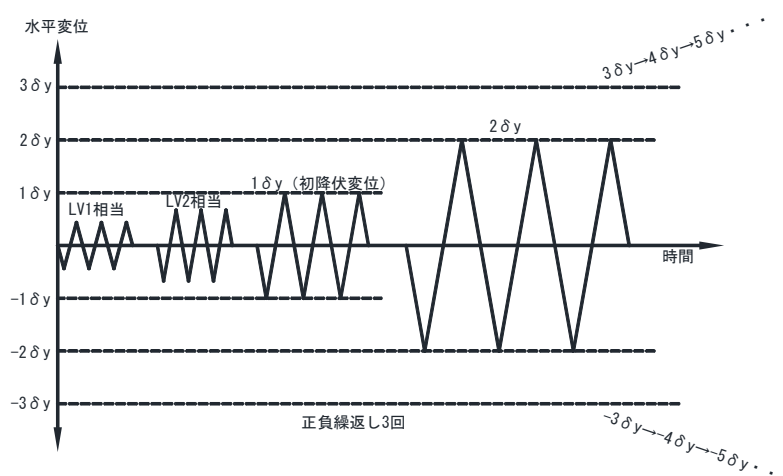


図-3.14 正負交番載荷パターン

3.3.5 解析結果と考察

(1) 水平荷重－水平変位関係

図－3.15 に水平荷重－水平変位関係を示す．なお，実験および正負交番載荷解析では，同一の目標変位で 3 回の載荷を行っているが，図中には 1 回目の目標変位到達時における変位と荷重の値のみをプロットしている．図－3.15 (a) より，プッシュオーバー解析では，荷重が低下することなく，実験終了時 ($22\delta y$, 132mm) まで解析が実施された．

一方，図－3.15 (b) より，正負交番載荷解析では，実験同様に最大荷重が現れ，骨組解析で再現できなかった荷重低下挙動を再現できている．しかし，実験終了時の変位までの解析を試みたが，解の収束が保たれず，途中で解析が終了した．

表－3.6 に初降伏の変位，荷重および箇所を示す．図－3.15 (a) では，鉄筋とコンクリートの付着すべりの影響は，変位 10mm 付近から見られ，付着すべりを考慮した場合の方が荷重は低下する．なお，鉄筋の降伏はいずれのケースでも約 12mm で発生するため，主鉄筋の降伏が生じるような断面力が発生すると，付着すべりの影響が顕著化し始めるものと考えられる．プッシュオーバー解析では，載荷方向の繰返し（正負を往復する）や同一目標変位での 3 回繰返しを実施していないため，明確な荷重低下が現れず，解析における荷重も実験結果を上回るものになったと考えられる．

一方，図－3.15 (b) において，鉄筋の降伏は約 12mm であり，プッシュオーバー解析の結果と変わらず，そのときの荷重についても，プッシュオーバーと正負交番載荷の違いや鉄筋とコンクリートの付着すべり考慮の有無は関係なく，ほぼ同じ値となっている．鉄筋降伏後，鉄筋とコンクリートの付着すべりを考慮すると，荷重は小さい値となる．

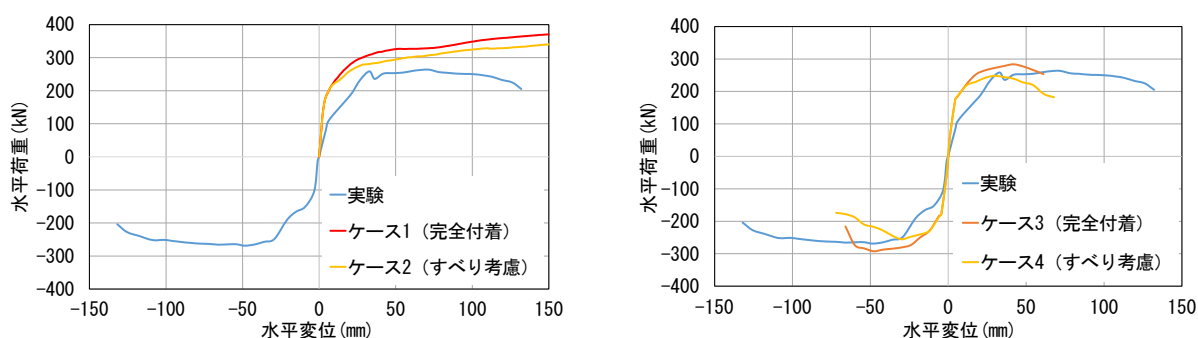
表－3.7 に図－3.15 (b) から得られる最大荷重，最大荷重時の変位および終了時の変位を示す．最大荷重については，付着すべりを考慮した場合は正側と負側の平均で 252kN，実験では 266kN，完全付着の場合では 288kN となり，実験結果は解析で検討したケースの中間程度の値となり，誤差は付着すべりを考慮した場合で 5%程度，完全付着の場合で 8%程度であることが確認された．また，最大荷重時の変位については，負載荷において実験と完全付着の場合はほぼ同じ値であり，付着すべりを考慮すると最大荷重時の変位を小さく見積もることが明らかとなった．最大荷重到達後，実験では緩やかに荷重が低下していくのに対し，解析では荷重低下の割合が大きいものの骨組解析で再現できなかった荷重低下を再現することが可能であった．

また，載荷初期の段階を確認すると，荷重 100kN までの剛性は，実験で 33.6kN/mm，解析は付着すべりの考慮の有無にかかわらず 38.4kN/mm であり，概ね再現できている．しかし，その後，実験では大きく剛性が低下しているが，解析ではしばらく剛性が変化せず，鉄筋降伏直前の 190kN 付近で剛性が変化し始めることが確認された．その結果，表－3.6 に示すとおり，鉄筋の降伏時の荷重は誤差 5%程度で推定できているが，変位については推定できていない．本解析においても荷重 100kN～200kN での剛性の相違が大きく，骨組解析と同様の結果となった．この領域における剛性の相違の要因としては，3.2 節で述べたように，実験では負載荷から開始しており，正載荷に移行する時点で既にコンクリートに微細なひび割れや内部損傷が蓄積されていたた

め、剛性変化が生じたことが考えられる。ただし、この領域における詳細なメカニズムについては、さらなる検討が必要である。

以上をまとめると、水平荷重－水平変位関係の観点から評価すれば、プッシュオーバー解析では、実験値よりも荷重は大きくなり、また最大荷重は確認できないため、実験を再現できる解析手法とは言い難い。一方、正負交番載荷では、鉄筋降伏時の荷重は付着すべりの考慮の有無にかかわらず誤差 5%程度、最大荷重についても誤差-5%～8%程度の範囲内で推定できることが確認された。しかし、鉄筋降伏時の変位の推定については、課題が残った。

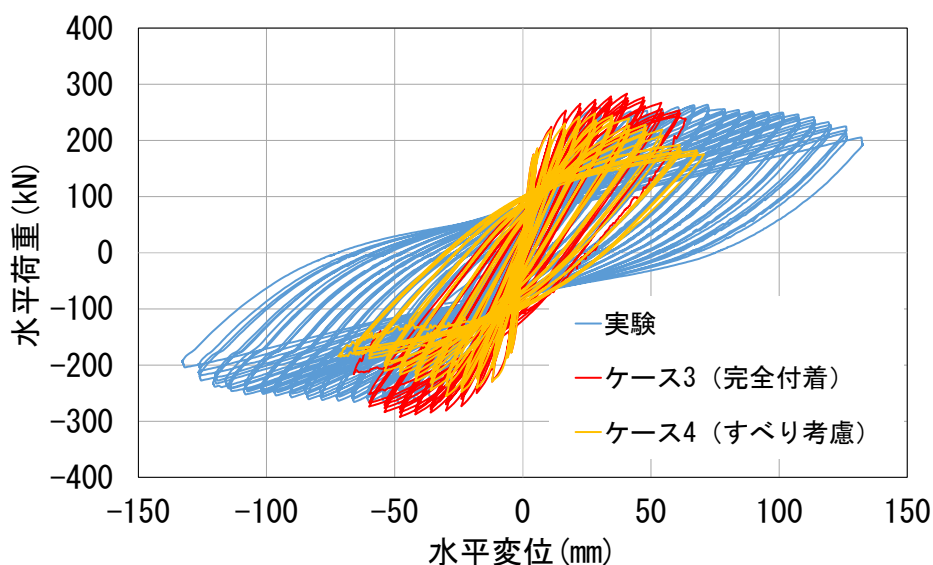
図－3.16 に実験と解析の履歴曲線を示す。最大荷重到達までの履歴挙動については、3 次元非線形有限要素解析により概ね再現可能であると考えられる。以上の結果より、以降の解析結果の考察では正負交番載荷解析の結果のみを用いることとする。



(a) 実験とプッシュオーバー解析の比較

(b) 実験と正負交番載荷解析の比較

図－3.15 実験と解析の荷重－変位関係の包絡線比較



図－3.16 実験と解析の履歴曲線の比較

表－3.6 主鉄筋初降伏に関する実験と解析結果の比較

	初降伏荷重 (kN)	初降伏変位 (mm)	初降伏箇所
実験	204	24.0	右底版内側主鉄筋
ケース 1	239	12.0	右側壁下部内側主鉄筋
ケース 2	229	12.5	右側壁下部内側主鉄筋
ケース 3	-229	-12.0	左側壁下部内側主鉄筋
ケース 4	-225	-11.0	左側壁下部内側主鉄筋

表－3.7 最大荷重および終了時の変位に関する実験と正負交番載荷解析結果の比較

	最大荷重 (kN)		最大荷重時の変位 (mm)		終了時の変位 (mm)	
	正側	負側	正側	負側	正側	負側
実験	264	-269	72	-48	132	-132
ケース 3	283	-292	42	-48	60	66
ケース 4	248	-255	30	-30	66	-72

(2) 各載荷ステップにおけるコンクリートの損傷状況

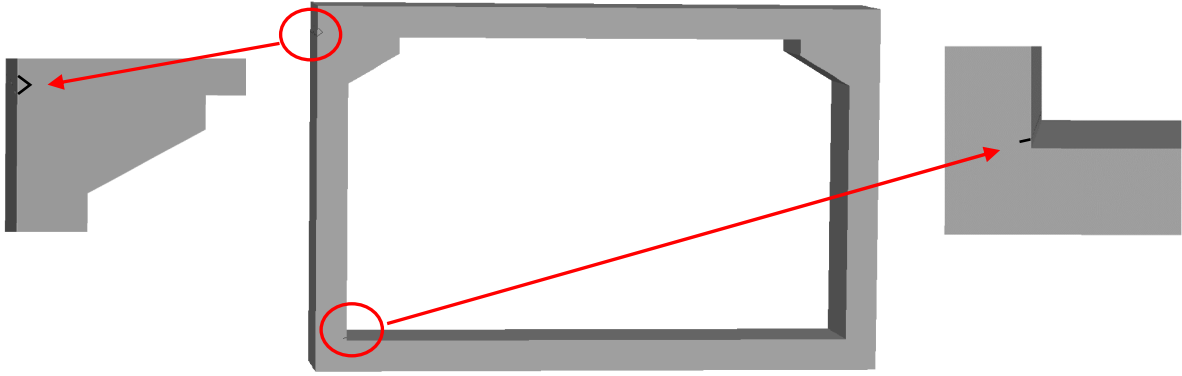
表－3.8 にひび割れ発生時の荷重と発生箇所を示す。写真－3.1 に実験におけるひび割れ発生状況を、図－3.17 に解析におけるひび割れ発生状況を示す。解析における発生荷重は実験よりもやや大きい、いずれもレベル 2 地震動相当変位（目標変位 4.5mm）の載荷時に確認された。発生位置および発生荷重ともに、解析は実験結果を概ね再現できていると考えられる。

表－3.8 コンクリートひび割れ発生状況に関する実験と解析結果の比較

	ひび割れ発生時の荷重 (kN)	ひび割れ発生時の載荷ステップ	ひび割れ発生箇所
実験	76	LV2 相当変位繰返し時	側壁上の外側（ハンチ下） 下隅角部の内側
ケース 3 (完全付着)	-86	LV2 相当変位繰返し時	上隅角部 側壁下部材端の内側
ケース 4 (すべり考慮)	-86	LV2 相当変位繰返し時	上隅角部 側壁下部材端の内側



写真－3.1 実験供試体のコンクリートひび割れ発生状況



図－3.17 ケース 3，4 のコンクリートひび割れ発生状況

図－3.18～図－3.20 に主鉄筋初降伏時，最大荷重到達時および最終段階における実験供試体の損傷状況と解析モデルの損傷状況をそれぞれ示す。

図－3.18 に示す主鉄筋初降伏時の実験結果と解析結果を比較すると，実験では写真－3.1 に示した初期段階で左側壁上部ハンチ下外側および左側壁下部隅角部に確認されたひび割れが進展しており，右側壁上部ハンチ下，右側壁下部隅角部，両側の頂版ハンチ付近で新たなひび割れが発生している．本解析の 2 ケースのモデルにおいても同様に，初期段階で確認されたひび割れが進展し，上述と同じ箇所で多数の新たなひび割れが確認された。

図－3.19 に示す最大荷重到達時の実験および解析における損傷状況を比較すると，実験では，主鉄筋初降伏時に発生したひび割れが進展し，特に両側の側壁下部隅角部および右側壁上部ハンチ下でのひび割れ幅が大きくなっていることが確認できる．本解析の 2 ケースのモデルにおいても，実験と同様に両側の側壁下部隅角部および側壁上部ハンチ下でのひび割れ幅が大きくなっているが，両側の側壁上部隅角部の場所打ちコンクリート部に多数のひび割れが確認されており，この点については実験の損傷状況との乖離が見られた。

図－3.20 に示す最終段階における実験供試体および解析モデルの破壊状況を比較する．図－3.20 (a) には，鉄筋とコンクリートの付着すべりを考慮した解析の終了時変位である目標変位 72mm 載荷時における実験のひび割れ状況を示す．図－3.20 (b) には，実験の最終変位である目標変位 132mm 時のひび割れ状況を示す．また，図－3.20 (c) および図－3.20 (d) には，本解析の 2 ケースのモデルにおける最終変位（72mm）でのひび割れ状況を示す。

図－3.20 (a) および図－3.20 (b) より，最大荷重到達後，側壁上部ハンチ下で水平方向の曲げひび割れが明確に確認でき，側壁下部隅角部でひび割れが進展している．最終変位時には，側壁上部ハンチ下でかぶりコンクリートの剥落と鉄筋のはらみだしが見られた．また，側壁下部隅角部でもかぶりコンクリートの剥落が見られ，損傷が進展した．一方，解析においても解析終了時には側壁上部ハンチ下および側壁下部隅角部で多数のひび割れが発生しており，これらの箇所における実験結果を概ね再現できていることが確認された．しかし，以下の点で実験結果との相違が見られた．第一に，頂版の隅角部については，実験ではひび割れがほとんど確認されなかつ

たのに対し、解析ではひび割れが発生し、さらに図-3.20 (c) および図-3.20 (d) に赤色で示すようにコンクリートの圧壊も確認された。第二に、実験においてひび割れが確認された底版部については、解析ではひび割れが発生せず、実験結果を再現できなかった。



(a) 実験供試体

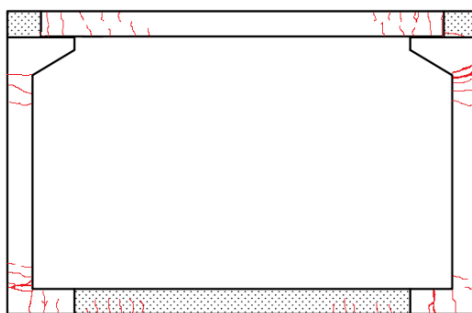


(b) ケース 3 (完全付着)



(c) ケース 4 (すべり考慮)

図-3.18 主鉄筋初降伏時のひび割れ状況



(a) 実験供試体

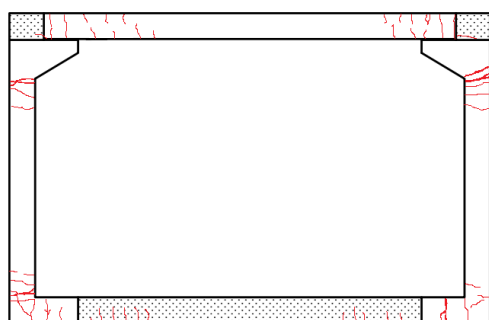


(b) ケース 3 (完全付着)

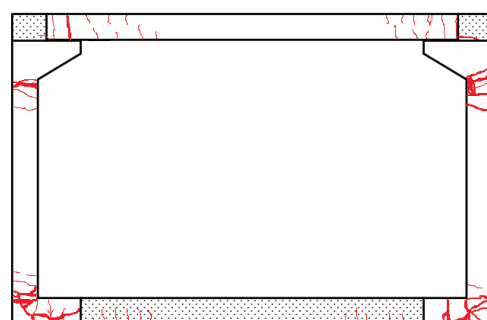


(c) ケース 4 (すべり考慮)

図-3.19 最大荷重到達時の損傷状況



(a) 実験供試体の $12\delta_y$ の損傷状況



(b) 実験供試体の実験終了時の破壊状況



(b) ケース 3 (完全付着)



(d) ケース 4 (すべり考慮)

図－3.20 最終段階における破壊状況

(3) 鉄筋降伏状況

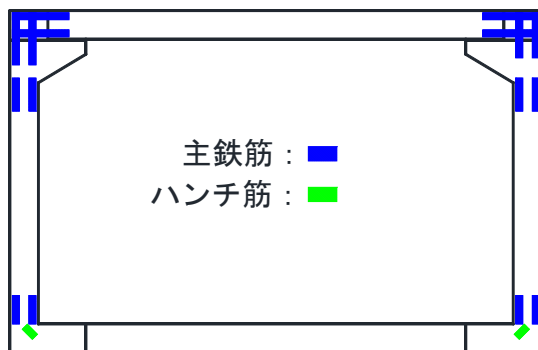
鉄筋の降伏状況については、図－3.21 および図－3.22 に示す。実験では終了時の変位である 132mm 時の結果を、正負交番載荷解析では解析終了時の結果を示している。実験では、鉄筋に貼付したひずみゲージの値により降伏判定を行っており、降伏ひずみを越えたひずみゲージ位置を示している。一方、解析では降伏した要素すべての位置を示している。

表－3.6 に示したように初降伏の荷重については付着すべりの考慮の有無にかかわらず、正負交番載荷解析では実験値と 5% 程度の誤差に収まっている。しかし、降伏変位については解析結果が実験結果を十分に再現できなかった。なお、初降伏位置は、実験では正載荷時に右側壁下部内側で確認されたのに対し、解析では負載荷時に左側壁下部内側で確認された。この相違は 3.2 節で述べた載荷履歴による剛性変化の影響が、初降伏の発生時期および位置にも影響を及ぼしたものと考えられる。

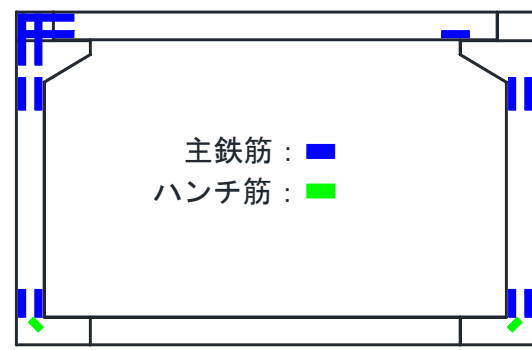
図－3.21 および図－3.22 に示すように、解析における鉄筋の降伏状況は実験結果を概ね推定できていると考えられる。しかし、一部に相違が見られる。第一に、頂版隅角部において、実験では鉄筋の降伏がほとんど確認されなかったのに対し、解析では多数の鉄筋降伏箇所が示されている。これは、図－3.20 で示したひび割れ状況の相違と対応しており、解析では頂版隅角部の応力を過大に評価している可能性が考えられる。第二に、底版の主鉄筋については、実験では降伏が確認されたのに対し、解析ではいずれのケースでも降伏を再現できていない。この底版部の挙動に関する相違については、3.4 節において詳細に検討する。



図－3.21 実験の鉄筋降伏状況図



(a) ケース 3 (完全付着)



(b) ケース 4 (すべり考慮)

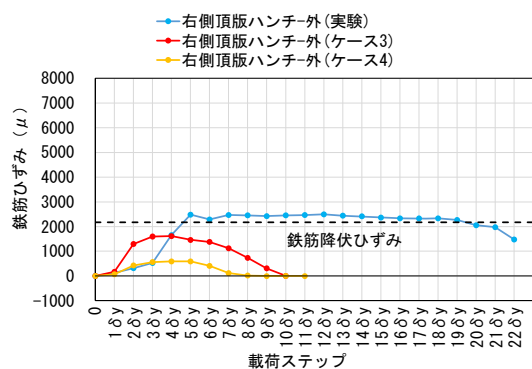
図－3.22 正負交番载荷解析の鉄筋降伏状況図

(4) 鉄筋ひずみ－载荷ステップ関係

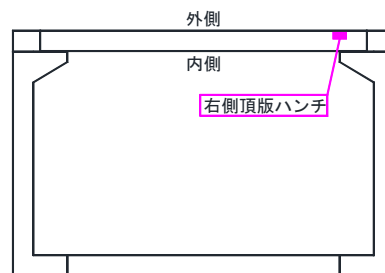
図－3.23～図－3.34 に、実験で鉄筋降伏が確認された位置に対応するケース 3 およびケース 4 の鉄筋ひずみ－载荷ステップの関係を示す。図－3.23 および図－3.24 に示す頂版端部付近の鉄筋ひずみは、ケース 4 と比較するとケース 3 の方が実験値をより良く再現できていることが確認された。図－3.25～図－3.29 に示す側壁ハンチおよび側壁下端部付近の鉄筋ひずみは、図－3.20 の破壊状況からも明らかなように側壁ハンチおよび側壁下端部付近に損傷が集中しており、実験値を概ね再現できている。

一方、図－3.21 および図－3.22 に示したように、実験においては底版で鉄筋の降伏が確認されているが、解析結果では底版において降伏が確認されていない。図－3.30～図－3.33 に示す解析における底版主鉄筋のひずみを確認すると、いずれのケースでもひずみがほとんど発生していないことが確認できる。この要因として、本解析モデルでは、水平方向の変位を拘束するために底版厚さ分の側壁にばね要素を設けており、底版の鉄筋には軸方向応力がほとんど作用していないことが考えられる。そのため、実験で確認されたような底版主鉄筋の降伏挙動が再現されなかったものと推察される。

図－3.34 に示す側壁下ハンチ筋の鉄筋ひずみは、実験と同様に大きい値を示しており、実験結果を再現できていると考えられる。

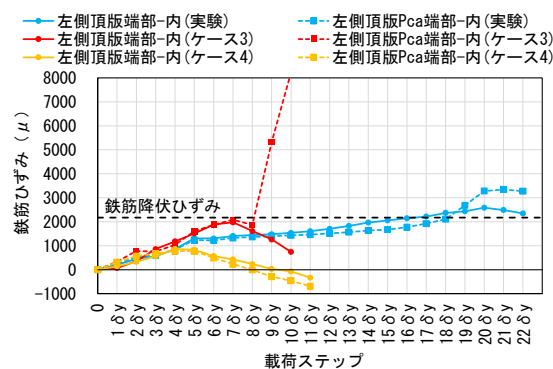


(a) 鉄筋ひずみー荷重ステップ関係

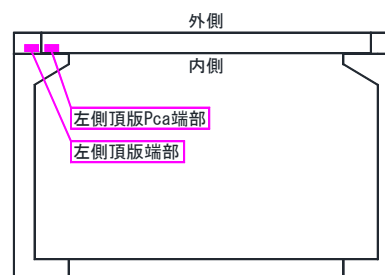


(b) ひずみゲージ位置図

図-3.23 右側頂版（外）の鉄筋ひずみ測定結果

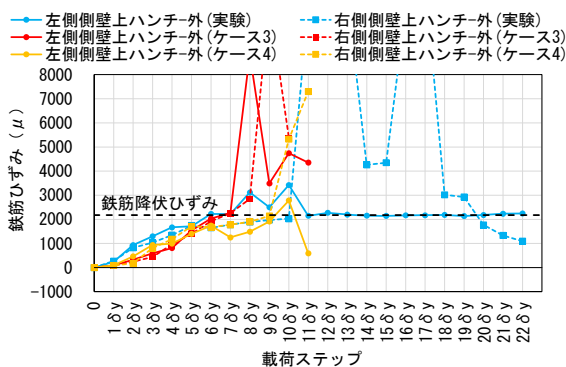


(a) 鉄筋ひずみー荷重ステップ関係

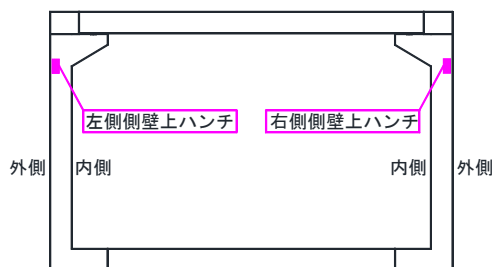


(b) ひずみゲージ位置図

図-3.24 左側頂版（内）の鉄筋ひずみ測定結果

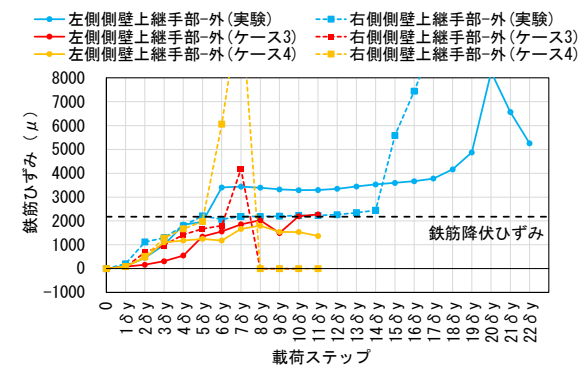


(a) 鉄筋ひずみー荷重ステップ関係

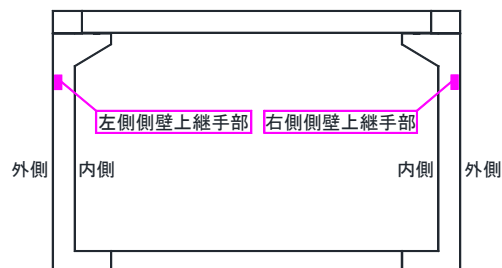


(b) ひずみゲージ位置図

図-3.25 側壁上ハンチ（外）の鉄筋ひずみ測定結果

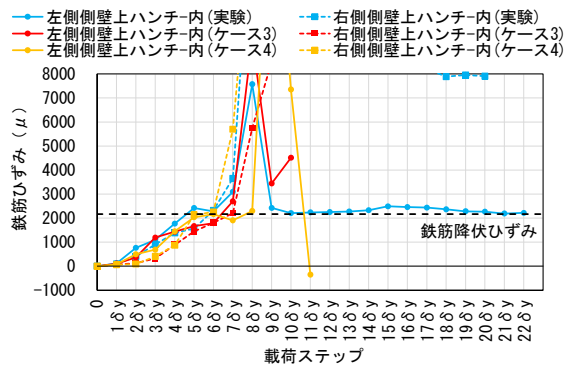


(a) 鉄筋ひずみー荷重ステップ関係

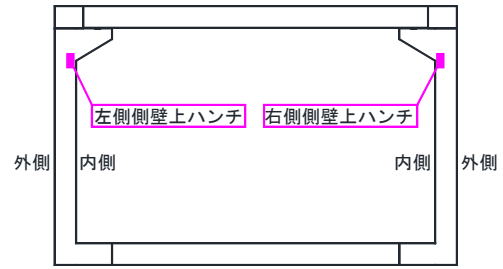


(b) ひずみゲージ位置図

図-3.26 側壁上継手部（外）の鉄筋ひずみ測定結果

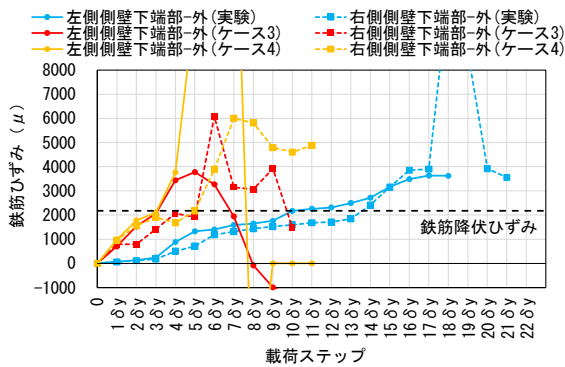


(a) 鉄筋ひずみー荷重ステップ関係

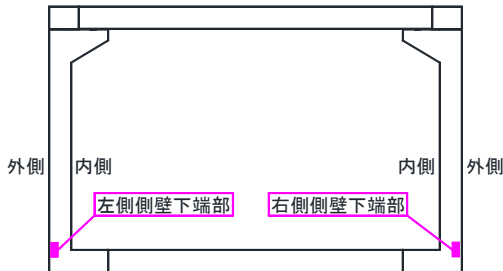


(b) ひずみゲージ位置図

図-3.27 側壁上ハッチ（内）の鉄筋ひずみ測定結果

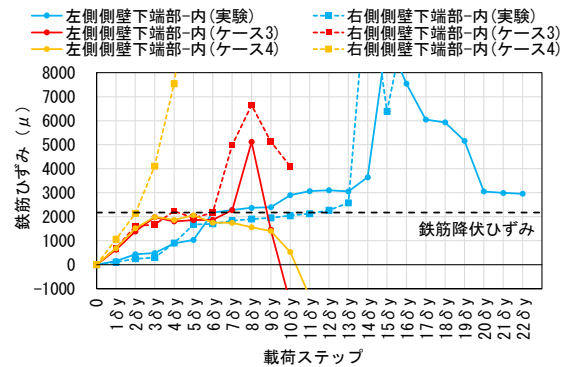


(a) 鉄筋ひずみー荷重ステップ関係

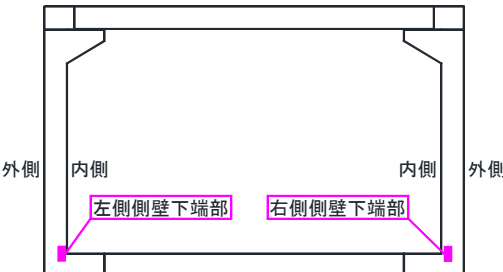


(b) ひずみゲージ位置図

図-3.28 側壁下端部（外）の鉄筋ひずみ測定結果

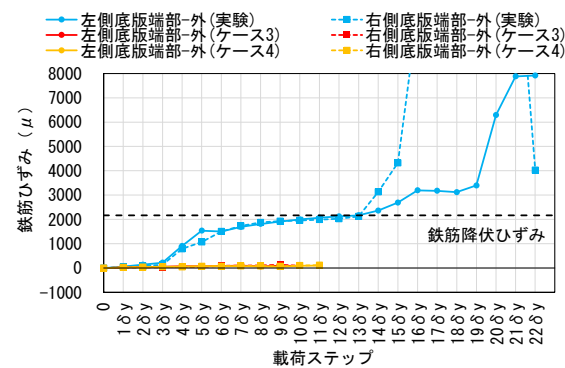


(a) 鉄筋ひずみー荷重ステップ関係

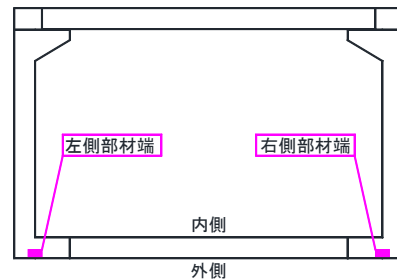


(b) ひずみゲージ位置図

図-3.29 側壁下端部（内）の鉄筋ひずみ測定結果

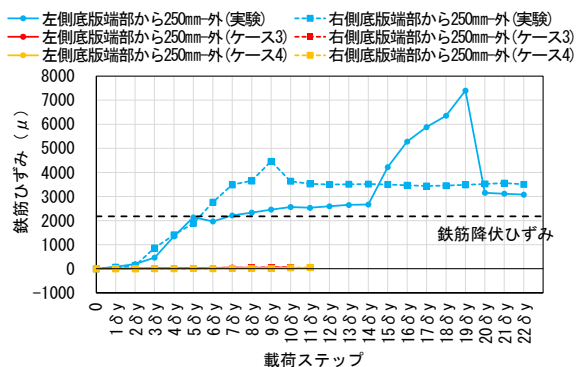


(a) 鉄筋ひずみー荷重ステップ関係

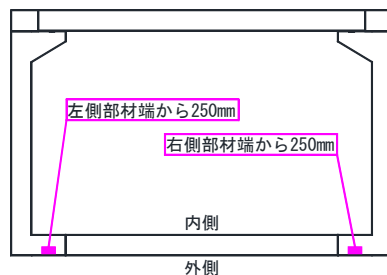


(b) ひずみゲージ位置図

図-3.30 底版部材端部（外）の鉄筋ひずみ測定結果

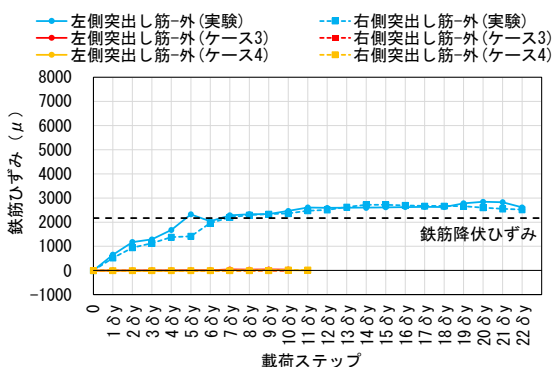


(a) 鉄筋ひずみー荷重ステップ関係

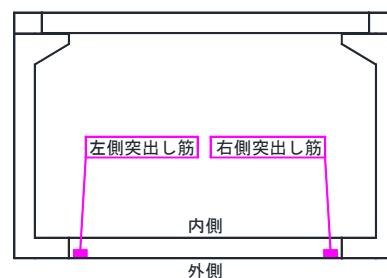


(b) ひずみゲージ位置図

図-3.31 部材端から250mm(外)の鉄筋ひずみ測定結果

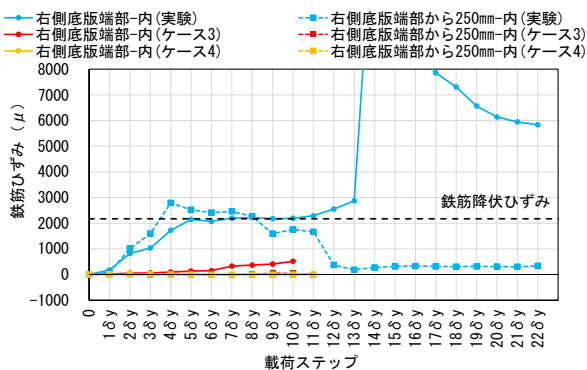


(a) 鉄筋ひずみー荷重ステップ関係

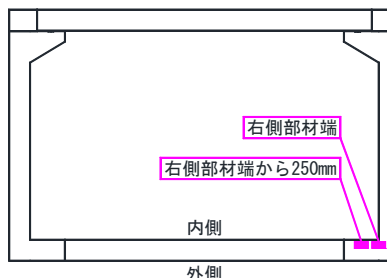


(b) ひずみゲージ位置図

図-3.32 突出し筋(外)の鉄筋ひずみ測定結果

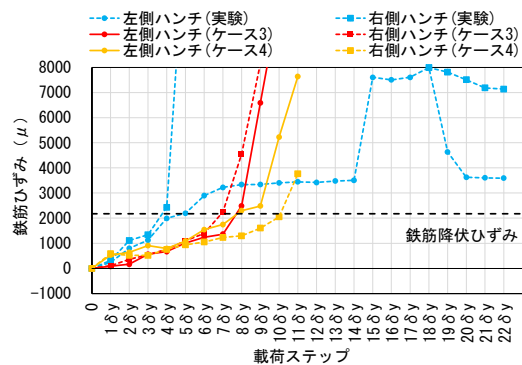


(a) 鉄筋ひずみー荷重ステップ関係

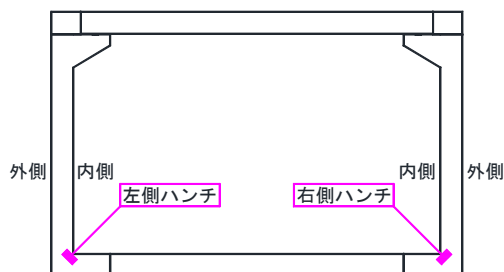


(b) ひずみゲージ位置図

図-3.33 右側底版(内)の鉄筋ひずみ測定結果



(a) 鉄筋ひずみー荷重ステップ関係



(b) ひずみゲージ位置図

図-3.34 側壁ハッチの鉄筋ひずみ測定結果

(5) 履歴吸収エネルギー

図-3.35に履歴吸収エネルギーの実験結果と正負交番载荷解析結果の比較を示す。履歴吸収エネルギーは、各载荷ステップの目標変位1回目のサイクルで描く履歴曲線の面積とした。

実験結果を見ると、初期段階でエネルギー吸収量の増加量が小さく、目標変位 $6\delta y$ (36mm) から急激に増加していることが分かる。これは、鉄筋初降伏が $4\delta y$ (24mm) で生じ、その後、供試体全体で塑性化が進展したためと考えられる。解析でも同様な傾向が確認されており、目標変位 $5\delta y$ (30mm) から増加量が大きくなっている。

実験および解析ともに、エネルギー吸収量が低下する傾向は見られず、最終変位時まで十分なエネルギー吸収性能を有していると考えられる。本解析2ケースの結果を比較すると、履歴吸収エネルギーに大きな違いは見られない。このことから、鉄筋とコンクリートの付着条件がエネルギー吸収性能に与える影響は小さいと考えられる。ただし、最大荷重や荷重低下挙動については付着すべり考慮により相違がみられることから(表-3.7 参照)、付着条件は局所的な挙動には影響を及ぼすものの、構造物全体のエネルギー吸収性能には顕著な影響を与えないものと推察される。

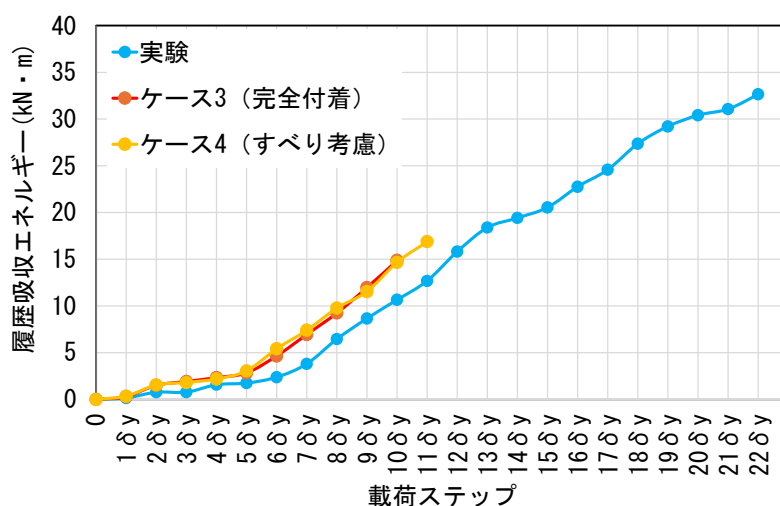
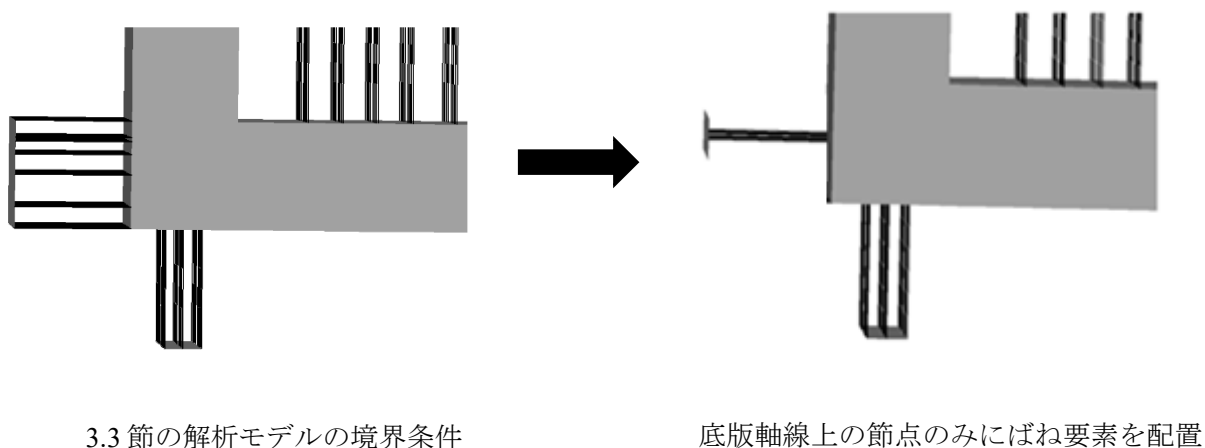


図-3.35 履歴吸収エネルギーの比較

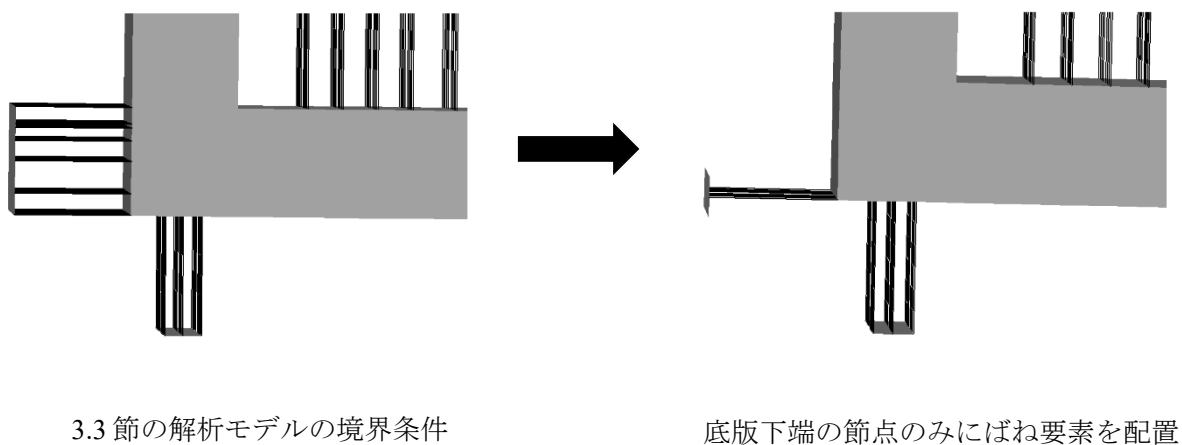
3.4 3次元非線形有限要素解析による底版の鉄筋降伏状況の再現

3.4.1 解析モデル

解析対象の寸法およびモデル化は、3.3 節に示した付着すべりを考慮したモデル（ケース 4）と同様である。境界条件に関しては、図－3.36 および図－3.37 に示す 2 ケースで検討した。3.3 節の解析では、両側の側壁の節点に底版厚さ分のばね要素を配置していたが、本節の解析ではケース 1 として、底版軸線上（底版高さの半分に位置）の節点のみにばね要素を配置し、ケース 2 として底版下端の節点のみにばね要素を配置した。



図－3.36 ケース 1（底版軸線上）の境界条件



図－3.37 ケース 2（底版下端）の境界条件

3.4.2 材料特性

材料特性は 3.3 節の鉄筋とコンクリート間の付着すべりを考慮したモデル（ケース 4）と同様とした。

3.4.3 載荷方法

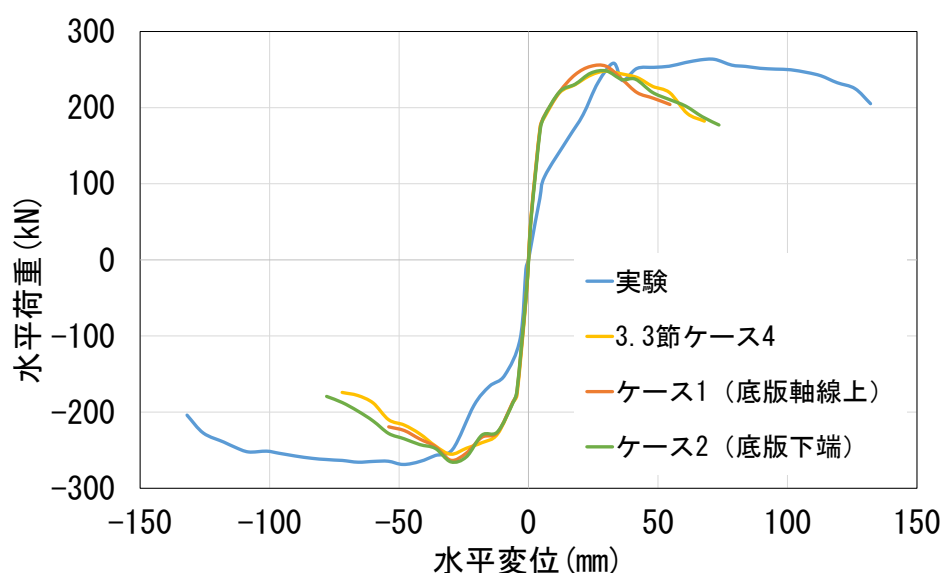
本節では、正負交番載荷解析のみ実施した。土圧相当荷重、PC 鋼材の初期応力および正負交番載荷の載荷パターンは、3.3 節の載荷方法と同様である。

3.4.4 解析結果と考察

(1) 水平荷重－水平変位関係

図－3.38 に水平荷重－水平変位関係を示す。なお、実験および正負交番載荷解析では、同一の目標変位で 3 回の繰返し載荷を行っているが、図中には 1 回目の目標変位到達時における変位と荷重の値のみをプロットしている。また、表－3.9 には、図－3.38 から得られる最大荷重、最大荷重時の変位および解析終了時の変位を示す。図－3.38 より、側壁側の境界条件を変更することによる荷重－変位関係の履歴曲線への影響は、3.3 節の解析結果と比較して大きな変化は見られないことが分かる。しかし、表－3.9 に示すように、正側と負側の最大荷重の平均値は、底版軸線上にばねを配置したケース 1 では 259kN、底版下端にばねを配置したケース 2 では 257kN となった。実験値（266kN）との誤差は、ケース 1 で 3%程度、ケース 2 で 4%程度であり、3.3 節の解析結果（付着すべり考慮モデルで最大荷重平均値 252kN、実験値との誤差は 6%程度）と比較して、実験値との誤差は小さくなっている。

解析終了時の変位に関しては、底版軸線上にばねを配置したケース 1 では 3.3 節の解析結果と比較して 18mm 小さくなったのに対し、底版下端にばねを配置したケース 2 では 6mm 増加している。これは、境界条件の設定位置により、構造物の変形性能に若干の影響が生じたためと考えられる。一方、最大荷重時の変位に関しては、3.3 節の解析と同様の結果が得られている。



図－3.38 実験と解析の荷重－変位関係の包絡線比較

表－3.9 最大荷重および終了時の変位に関する実験と正負交番載荷解析結果の比較

	最大荷重(kN)		最大荷重時の変位(mm)		終了時の変位(mm)	
	正側	負側	正側	負側	正側	負側
実験	264	-269	72	-48	132	-132
3.3 節ケース 4	248	-255	30	-30	66	-72
ケース 1	254	-263	30	-30	54	-54
ケース 2	248	-265	30	-30	72	-78

(2) 載荷初期段階のひび割れ状況

表－3.10 にひび割れ発生時の荷重と発生箇所を示す。ひび割れ発生時の載荷ステップおよび発生箇所に関して、いずれのケースにおいても 3.3 節の解析と同様の結果が得られた。一方、ひび割れ発生荷重については、3.3 節の解析結果と比較して小さくなっており、実験値により近い値が得られている。初期段階のひび割れ発生状況は 3.3 節での図－3.17 と同様であるため、ここでは省略する。

表－3.10 コンクリートひび割れ発生状況に関する実験と解析結果の比較

	ひび割れ発生時の荷重(kN)	ひび割れ発生時の載荷ステップ	ひび割れ発生箇所
実験	76	LV2 相当変位繰返し時	上側壁の外側（ハンチ下） 下隅角部の内側
3.3 節 ケース 4	-86	LV2 相当変位繰返し時	上隅角部 側壁下部材端の内側
ケース 1	-82	LV2 相当変位繰返し時	上隅角部 側壁下部材端の内側
ケース 2	-80	LV2 相当変位繰返し時	上隅角部 側壁下部材端の内側

(3) ひび割れ進展状況

図－3.39～図－3.41 には、主鉄筋初降伏時、最大荷重到達時および最終段階における解析モデルの損傷状況を示す。これらを 3.3 節の図－3.18～図－3.20 に示した解析結果と比較する。

主鉄筋初降伏時のひび割れ状況（図－3.39）および最大荷重到達時の損傷状況（図－3.40）については、いずれのケースにおいても 3.3 節の解析結果とほとんど変化が見られない。

一方、最終段階における破壊状況（図－3.41）については、境界条件の違いにより相違が見られた。3.3 節の解析結果（図－3.20（d））では、左側壁上部ハンチ下にひび割れが発生し、右上隅角部に圧壊が確認されていた。これに対し、底版軸線上にばねを配置したケース 1 の解析結果（図－3.41（a））では、左側壁上部ハンチ下周辺で圧壊が確認されており、他の部分と比較してより顕著に破壊が進展している。



(a) ケース 1 (底版軸線上)



(b) ケース 2 (底版下端)

図-3.39 主鉄筋初降伏時のひび割れ状況



(a) ケース 1 (底版軸線上)



(b) 解析ケース 2 (底版下端)

図-3.40 最大荷重到達時の損傷状況



(a) ケース 1 (底版軸線上)



(b) ケース 2 (底版下端)

図-3.41 最終段階における破壊状況

(4) 鉄筋降伏状況

図-3.42～図-3.45に実験および解析終了時の鉄筋降伏状況を示す。実験では鉄筋に貼付したひずみゲージの値で降伏判定を行ったため、降伏ひずみを越えたゲージの位置を示しており、解析では、降伏した要素すべての位置を表している。また、表-3.11に鉄筋が初降伏したときの荷重値と載荷ステップおよび降伏が確認された鉄筋の位置を示す。

表-3.11 より、初降伏時の荷重値について、ケース 2 では 3.3 節の解析結果とほぼ同じ値であるのに対し、ケース 1 では、値が小さくなっており、実験結果とほぼ同じ値となっている。一方、

初降伏時の変位については、いずれのケースにおいても 3.3 節の解析結果を大きく上回っているが、実験結果は再現できていない。

最終段階における鉄筋降伏状況に関しては、図－3.42～図－3.44 に示すように、ケース 1 とケース 2 で明確な相違が見られた。底版軸線上にばねを配置したケース 1 の解析では、底版部の鉄筋降伏状況が 3.3 節の解析結果と変わっておらず、底版主鉄筋の降伏は確認されなかった。一方、底版下端にばねを配置したケース 2 の解析では底版部で主鉄筋の降伏が確認されており、実験で確認された底版部の鉄筋降伏状況の再現性を向上させることができた。



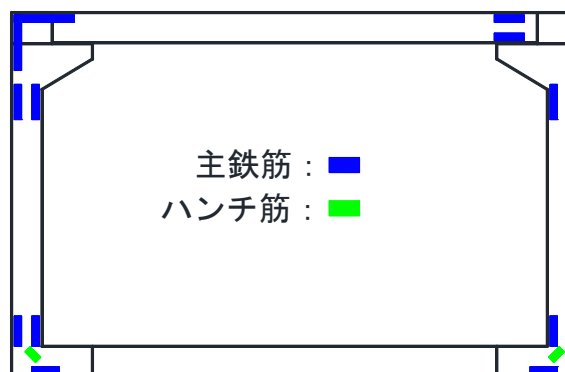
図－3.42 実験の鉄筋降伏状況図



図－3.43 3.3 節ケース 4 鉄筋降伏状況図



(a) ケース 1（底版軸線上）



(b) ケース 2（底版下端）

図－3.44 正負交番載荷解析の鉄筋降伏状況図

表－3.11 主鉄筋初降伏に関する実験と解析結果の比較

	初降伏荷重 (kN)	初降伏変位 (mm)	初降伏箇所
実験	212	24.0	右下底版内側主鉄筋
3.3 節 ケース 4	-225	-11.0	左下側壁内側主鉄筋
ケース 1	-214	-14.5	左下側壁内側主鉄筋
ケース 2	-225	-16.5	左下側壁内側主鉄筋

3.5 本章のまとめ

本章では、第 2 章で実施したループ継手を有する PCa 製大型ボックスの実験結果に対して、2 次元非線形骨組解析および 3 次元非線形有限要素解析を実施した。その結果、次のことが明らかとなった。

2 次元非線形骨組解析より

- 1) プッシュオーバー解析の結果、初降伏変位 27.5mm、荷重 209kN であり、実験値の初降伏変位 24mm、荷重 204kN と良好に一致した。
- 2) 最大荷重は解析で 241kN、実験で 269kN であり概ね一致し、骨組解析による安全側の評価が可能であることを確認した。
- 3) ひび割れ発生後の 2 次剛性の変化点の再現性については課題が残り、非線形挙動の詳細な再現は難しいことが示された。

3 次元非線形有限要素解析より

- 4) 正負交番載荷解析により 2 次元非線形骨組解析では再現できなかった荷重低下を再現可能となり、荷重値については、実験結果との誤差が降伏荷重で 5%程度、最大荷重で 8%程度となり、概ね再現できることを確認した。しかし、最大荷重時の変位および降伏変位の再現性については課題が残った。
- 5) 初期ひび割れや損傷状況については概ね再現可能であったが、解析では頂版隅角部では実験より多くのひび割れが発生し、底版部では実験より少ないひび割れとなった。
- 6) 解析の降伏位置は実験同様に側壁ハンチ下付近および底版隅角部付近に集中し、再現可能であった。ただし、底版主鉄筋の降伏は当初再現できなかったが、底版部の拘束条件を改善することで再現可能となった。
- 7) 完全付着モデルは耐力を過大評価する傾向があり、実設計時は付着すべりを考慮することが望ましいことを確認した。
- 8) 荷重－変位関係より、2 次元非線形骨組解析と同様にひび割れ発生後の 2 次剛性の再現性については課題が残った。

以上より、本章で用いた解析モデルがループ継手を有する PCa 製大型ボックスの挙動の再現に有効であることが確認された。これらの知見は、ループ継手を有する PCa 製大型ボックスの設計および性能評価における解析手法の選定と適用性に関する重要な基礎資料となる。

参考文献

- 1) 株式会社大林組：コンクリート系構造の三次元非線形解析技術 FINAL マニュアル，
https://www.obayashi.co.jp/solution_technology/detail/tech_d061.html（参照日：2021年10月12日）
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編に関する参考資料，pp.217-220，2015.3.
- 3) 土木学会：2017 年制定コンクリート標準示方書〔設計編〕，pp.119-121，pp.304-305，
pp.364-366，2018.3.
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V〔耐震設計編〕，pp.138-141，pp.177-183，2017.11.
- 5) 長沼一洋：三軸圧縮下のコンクリートの応力～ひずみ関係，日本建築学会構造系論文集，第
474 号，pp.163-170，1995.8.
- 6) 出雲淳一，島弘，岡村甫：面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル，コンクリ
ート工学論文集，No.87.9-1，pp.107-120，1987.9.
- 7) 長沼一洋，大久保雅章：繰返し応力下における鉄筋コンクリート板の解析モデル，日本建築学
会構造系論文集，第 536 号，pp.135-142，2000.10.
- 8) Elmorsi, M., Kianoush, M.R. and Tso, W.K. : Modeling bond-slip deformations in reinforced concrete
beam-column joints, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol.27, pp.490-505, 2000.
- 9) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1997.

第4章 PCa 製大型ボックス隅角部の正負交番载荷実験

4.1 はじめに

第2章では隅角部にループ継手を有する PCa 製大型ボックスの実物大供試体を用いた正負交番载荷実験を行い、耐震性能を有していることを確認した。実験終了時においても、ループ継手箇所である隅角部はひび割れ程度にとどまり、健全な状態を保持していた。しかし、従来から広く使用されてきた頂版と側壁が一体構造である場所打ちコンクリートとの比較実験までは行っていない。加えて、実物大ボックスカルバートを用いた比較実験は、構造全体の耐震性能を直接把握できる反面、実験規模が大きく、供試体の製作や実験施設の制約等により実施に多大なコストと労力を要する。

そこで本章では、より簡易かつ効率的に比較を行う目的で隅角部を切り取ったループ継手を有する供試体と頂版と側壁が一体構造である一体型供試体を製作し、変位制御による正負交番载荷実験を実施した。これにより、ループ継手を有する隅角部が一体型供試体と同程度の耐震性能を有することを確認することを目的とする。

4.2 実験概要

4.2.1 実験供試体

実験供試体は、大型ボックスの頂版部および側壁部で構成された隅角部周辺を L 型に切り取った供試体とした。図-4.1 および図-4.2 に形状図および配筋図を示す。供試体は、頂版部と側壁部をループ継手と場所打ちコンクリートで接合した PCa 製ボックスを模した供試体 Lo と、頂版部と側壁部を一体型で製作した一体型供試体 N の2種類とした。供試体 Lo では、頂版スラブ底面と側壁ハンチ上面の隙間には無収縮グラウト材を充填している。本研究では、隅角部構造の違いによる力学的特性を比較するため、供試体 N にも同じ材料で製作したコンクリート版を供試体 Lo と同一箇所に配置して製作した。供試体寸法は、実験設備における制約条件を考慮し、全幅 2400mm×全高 2400mm×奥行き 850mm とした。頂版側には、実物大供試体と同様にアンボンド PC 鋼棒を配置し、ポストテンション方式により工場であらかじめプレストレスを導入した。

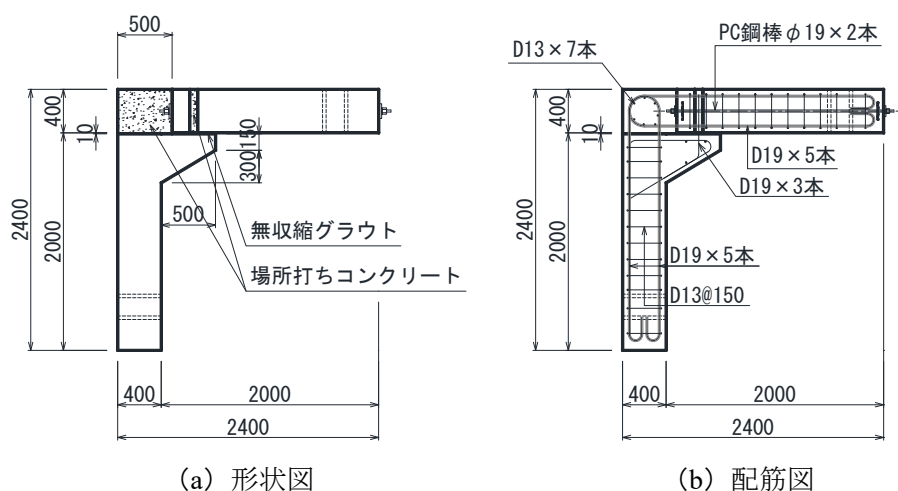
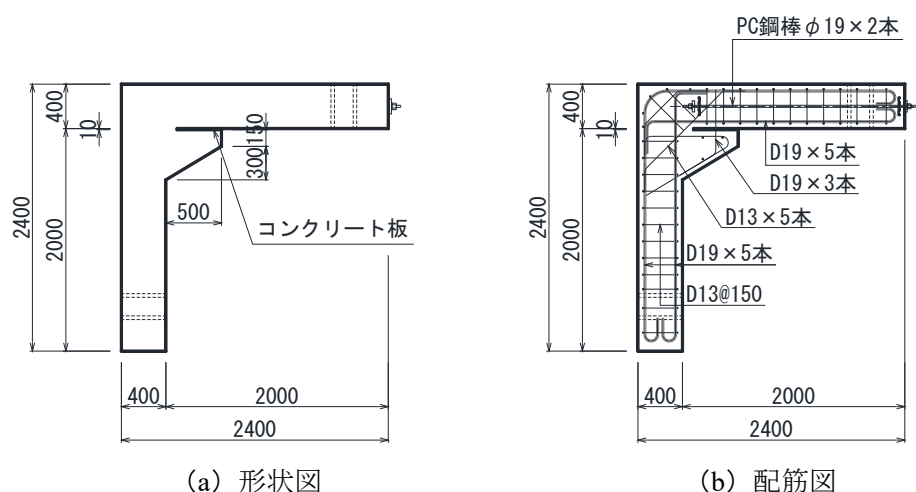


図-4.1 ループ継手を有する供試体 Lo の概要図



図－4.2 一体型供試体 N の概要図

4.2.2 使用材料

(1) コンクリート

表－4.1 にコンクリートの配合を示す。コンクリートは呼び強度 40N/mm^2 、スランプ 18cm、骨材の最大寸法 20mm、低添加型膨張剤 20kg/m^3 入りとした。

表－4.2 にコンクリートの材料特性値を示す。コンクリートの圧縮強度試験および静弾性係数試験は正負交番載荷実験の 1 日前に実施し、一体型供試体の圧縮強度のみ設計基準強度 40N/mm^2 に対して 39.1N/mm^2 と下回る結果となった。本実験における耐荷性能を比較評価において、構造的影響は軽微であると判断し、実験を実施した。

表－4.1 コンクリートの配合

水結合 材比 W/B (%)	細骨材 率 s/a (%)	単位量 (kg/m^3)						
		水	結合材 B		細骨材	粗骨材①	粗骨材②	混和剤
			セメント	膨張材				
		W	C	EX	S	G1	G2	AD
37.3	46.3	169	423	30	667	612	341	3.81

表－4.2 コンクリートの材料特性値

種別・部位		材齢 (日)	圧縮強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (kN/mm^2)
供試体 Lo	頂版	49	50.6	35.1
	側壁	49	49.3	38.0
	隅角部	35	49.5	33.5
供試体 N		28	39.1	28.0

(2) 鉄筋および PC 鋼棒

供試体主鉄筋および突出し筋には D19 (SD345) , 横拘束筋およびハンチ筋には D13 (SD345) を使用した。 PC 鋼棒は, $\phi 19$ -B 種 1 号を使用した。有効緊張力は 314.5kN として導入緊張力を 370kN とした。

表-4.3 に引張試験により求めた鉄筋の降伏強度および降伏ひずみを示す。鉄筋のヤング係数は設計値である 200kN/mm²を用いて算出した。

表-4.3 鉄筋の材料特性値

呼び名	降伏強度 (N/mm ²)	降伏ひずみ ($\times 10^{-6}$)
D19	380	1900
D13	376	1880

4.2.3 供試体の設置状況

写真-4.1 および図-4.3 に実験の供試体設置状況を示す。PCa 製大型ボックスの隅角部に発生する部材軸線の内側および外側への曲げモーメントを再現するため、アクチュエータによる正負交番载荷実験を実施した。载荷方向は開く方向を正载荷、閉じる方向を負载荷とした。図-4.4 にアクチュエータの取付け詳細図を示す。アクチュエータの取付けは PC 鋼棒で固定し、取付け位置の剛性を高める目的で外側、内側に鋼板を配置した。供試体は文献¹⁾を参考に $t=16\text{mm}$ の鉄板上に設置し、鉄板と供試体底面には摩擦を減じる目的で厚さ 0.3mm のテフロンシートを敷設した。ひび割れ発生位置を明確にするため、図-4.5 に示すように供試体には幅 200mm $\times$ 高さ 200mm のメッシュをマジックペンで記載した。

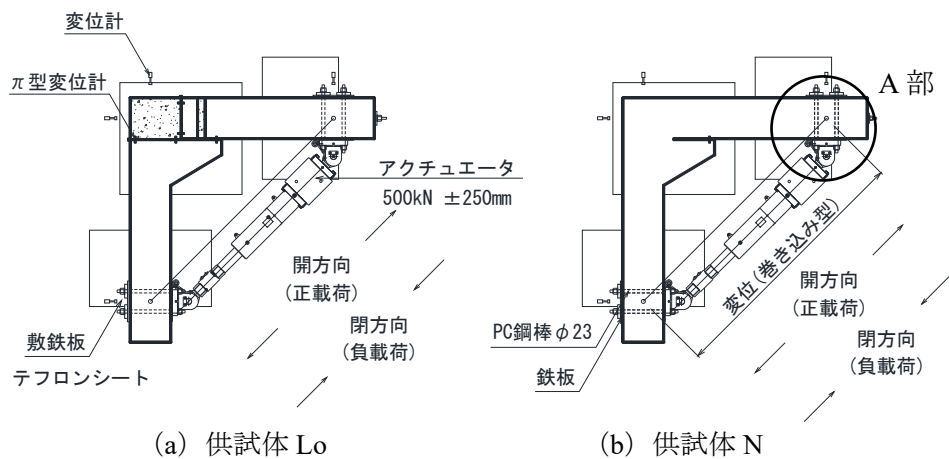


(a) 供試体 Lo

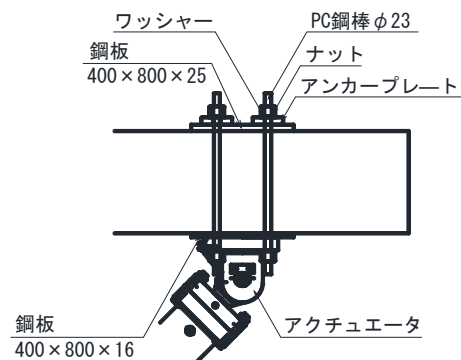


(b) 供試体 N

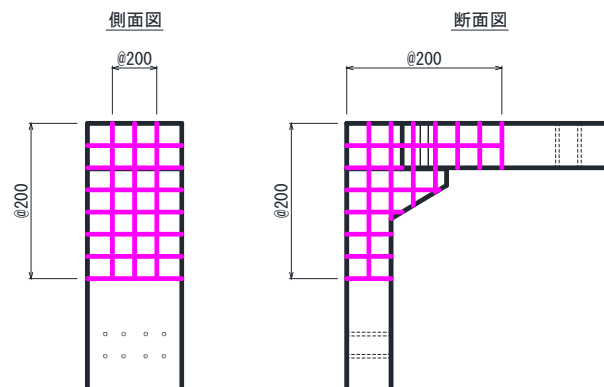
写真-4.1 供試体設置状況



図－4.3 供試体設置状況



図－4.4 アクチュエータ取付け部詳細図（A部）



図－4.5 メッシュ位置図

4.2.4 測定項目

変位計の取付け位置は図－4.3 に示したとおりである．変位は図－4.3 に示す巻き込み型変位計で測定した．また，供試体 Lo の部材接続部にはパイ型変位計を用いて変位量を測定した．鉄筋のひずみは図－4.6 および図－4.7 に示す位置にひずみゲージを貼付し，測定した．

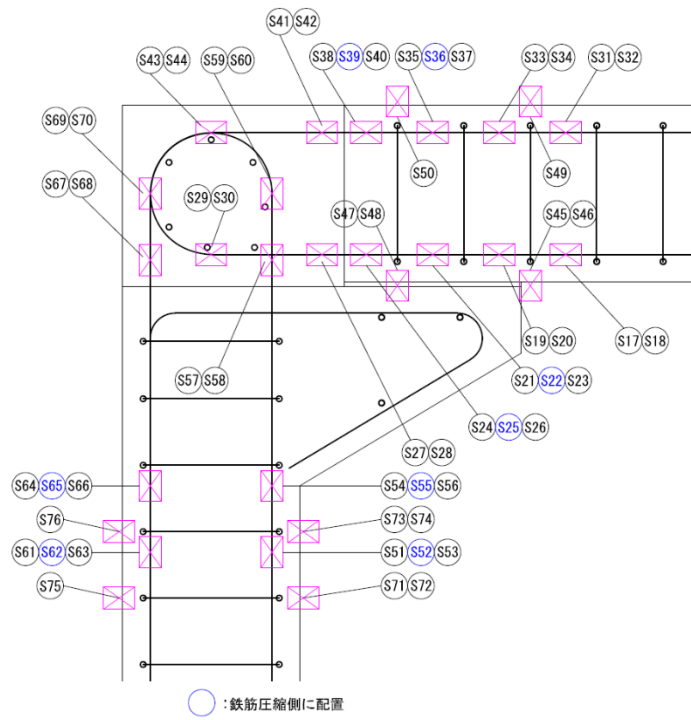


図-4.6 供試体 Lo の鉄筋ひずみゲージ位置図

主鉄筋位置図

ハンチ・補強筋位置図

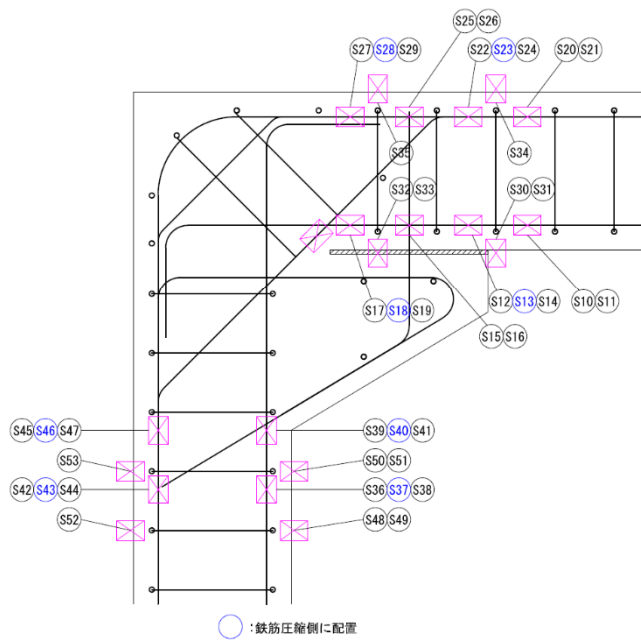
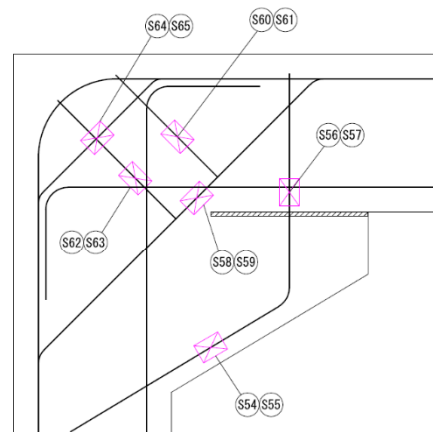


図-4.7 供試体 N の鉄筋ひずみゲージ位置図

4.2.5 載荷方法

交番載荷は、アクチュエータ取付け位置の部材軸線間の変位制御で実施した。基準変位となる初降伏変位 $1\delta_y$ の算定は、供試体に使用するコンクリートおよび鉄筋の強度試験を行い、その結果を反映した 3 次元非線形有限要素解析のプッシュオーバー解析を実施して求めた。表-4.4 に実験供試体の主鉄筋が初降伏を迎えると想定される基準変位 $1\delta_y$ を示す。開く方向を正、閉じる方向を負として、図-4.8 に示すように正負 1 回ずつの載荷を 1 サイクルとし、各載荷ステップで 3 サイクルの繰返し載荷し、以後基準変位の整数倍を順次載荷した。1 サイクル目の載荷で正負両方向ともに最大荷重の 80% 以下に低下するまで載荷を繰り返した²⁾。

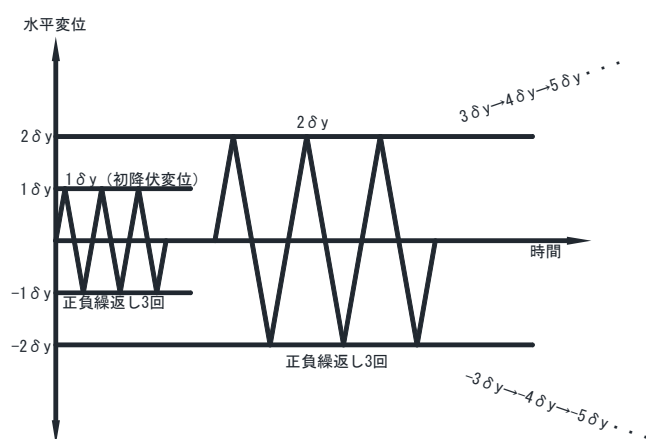


図-4.8 載荷パターン

表-4.4 解析より求めた基準変位 $1\delta_y$

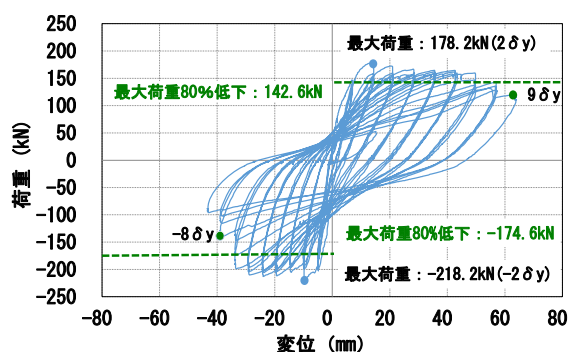
		変位量 (mm)
供試体 Lo	正載荷	7.1
	負載荷	4.8
供試体 N	正載荷	6.4
	負載荷	4.2

4.3 実験結果と考察

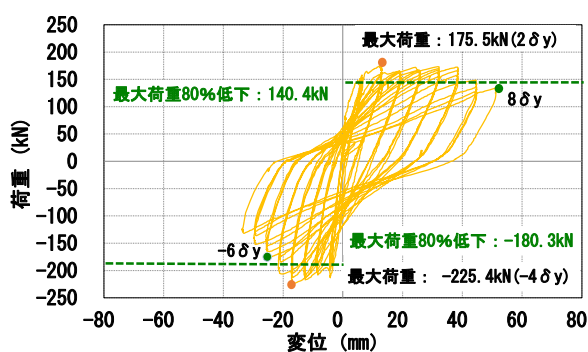
4.3.1 荷重－変位関係

図－4.9 および図－4.10 にループ継手を有する供試体 Lo および一体型供試体 N それぞれの荷重－変位関係を示す。供試体 Lo について、正負ともに $2\delta y$ で最大荷重に到達し、正載荷 $9\delta y$ 、負載荷 $8\delta y$ で最大荷重の 80%低下を確認した。一体型供試体 N について、正載荷 $2\delta y$ 、負載荷 $4\delta y$ で最大荷重に到達後、かぶりコンクリートの圧壊とともに荷重が低下し、正載荷 $8\delta y$ 、負載荷 $6\delta y$ で最大荷重の 80%低下を確認した。

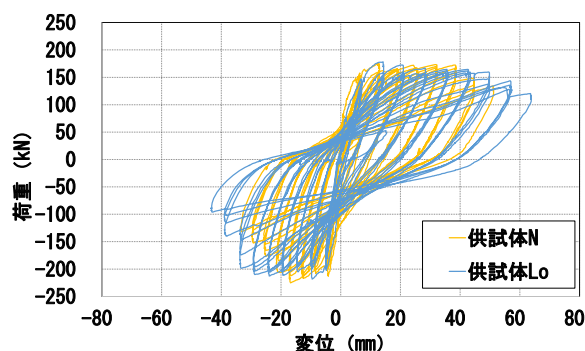
図－4.11 および図－4.12 に供試体 Lo と供試体 N の荷重－変位関係および包絡線比較結果を示す。供試体 Lo は供試体 N と比較し、剛性、最大荷重、靱性が同程度であることを確認した。ただし、正載荷において、降伏直前付近までの剛性については若干の相違が確認された。これは供試体 Lo の頂版と場所打ちコンクリート部の境界で発生したひび割れが影響を与えていると考えられる。



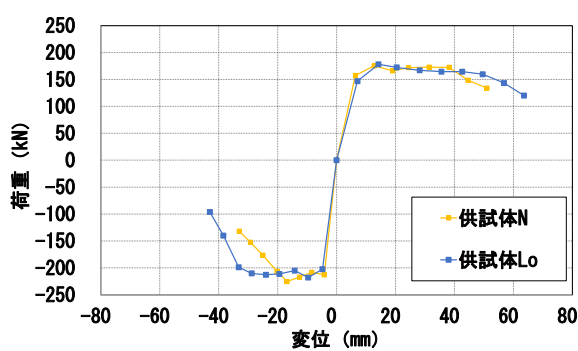
図－4.9 供試体 Lo の荷重－変位関係



図－4.10 供試体 N の荷重－変位関係



図－4.11 荷重－変位関係比較



図－4.12 包絡線比較

4.3.2 損傷状況

図-4.13～図-4.22 および写真-4.2～写真-4.14 に各載荷ステップの損傷状況を示す。図-4.13 および写真-4.2～写真-4.3 に示すように、ループ継手を有する供試体 Lo は変位 1.8mm で頂版部と場所打ちコンクリート部の接合部の打継目および側壁ハンチ下部でひび割れが発生した。図-4.15 および写真-4.5 に示すように $1\delta y$ 到達時にはひび割れが進展し、側壁ハンチ下部のひび割れが内側から外側にかけて貫通した。正負ともに $2\delta y$ (図-4.17 および写真-4.7) で最大荷重に到達後、 $6\delta y$ で側壁内側および外側において曲げ変形によるかぶりコンクリートの剥落が生じ、図-4.21, 写真-4.11 および写真-4.13 に示すように鉄筋の座屈が進展し、荷重が低下した。なお、ループ継手部は実験終了時においてひび割れ程度の軽微な損傷にとどまり、大きな変状は見られなかった。

図-4.14 および写真-4.4 に示すように、一体型供試体 N は変位 2.0mm で供試体 Lo と同様に側壁ハンチ下部でひび割れが発生した。図-4.16 および写真-4.6 に示すように $1\delta y$ でひび割れが進展し、側壁ハンチ下部のひび割れが内側から外側にかけて貫通した。正載荷 $2\delta y$ (図-4.18 および写真-4.8) , 負載荷 $4\delta y$ (図-4.20 および写真-4.10) で最大荷重に到達後、 $5\delta y$ で供試体 Lo と同様にかぶりコンクリートの剥落が生じ、図-4.22, 写真-4.12 および写真-4.14 に示すように鉄筋の座屈が進展し、荷重が低下した。供試体 Lo および供試体 N において、頂版側にはひび割れが発生したが、進展することはなかった。これは頂版に PC 鋼棒を配置しプレストレスを導入しているため、頂版部のひび割れが抑制され、損傷が側壁に集中したと考えられる。

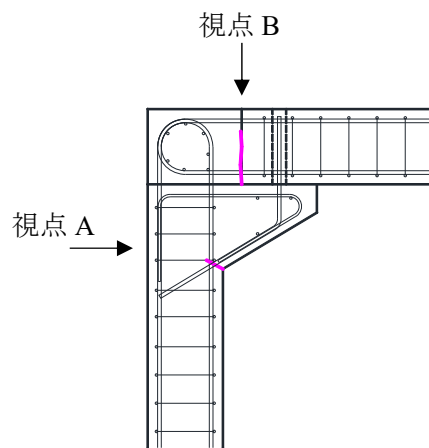


図-4.13 ひび割れ発生時（供試体 Lo）

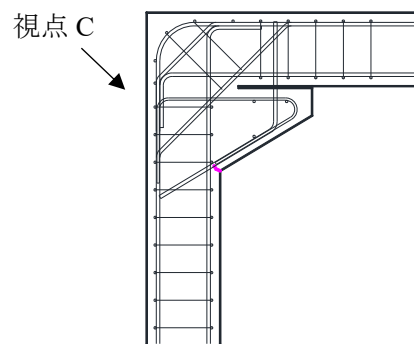


図-4.14 ひび割れ発生時（供試体 N）



写真-4.2 側壁ハンチ下部ひび割れ発生時



写真-4.4 側壁ハンチ下部ひび割れ発生時

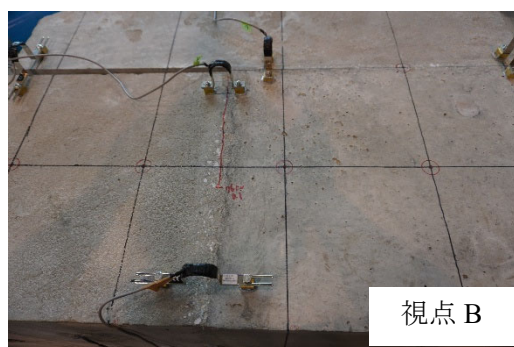


写真-4.3 打継目ひび割れ発生時

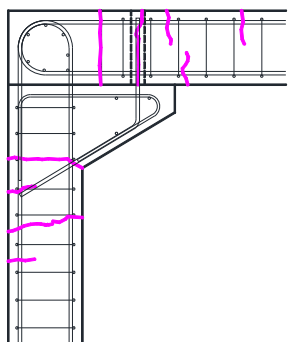


図-4.15 $1\delta y$ の損傷状況（供試体 Lo）

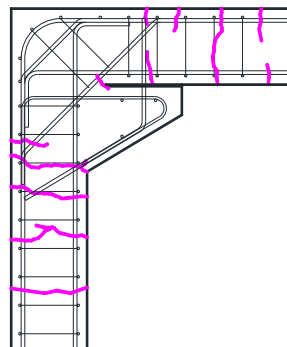


図-4.16 $1\delta y$ の損傷状況（供試体 N）

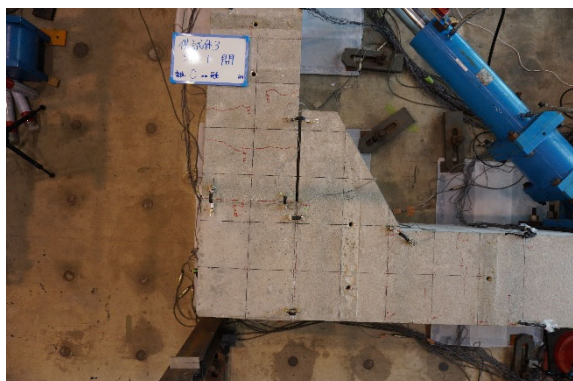


写真-4.5 $1\delta y$ の損傷状況（供試体 Lo）



写真-4.6 $1\delta y$ の損傷状況（供試体 N）

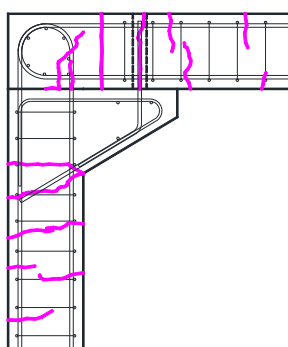


図-4.17 $2\delta y$ の損傷状況（供試体 Lo）

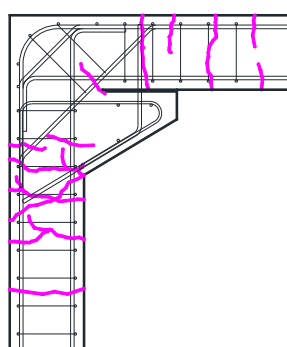


図-4.18 $2\delta y$ の損傷状況（供試体 N）



写真-4.7 $2\delta y$ の損傷状況（供試体 Lo）

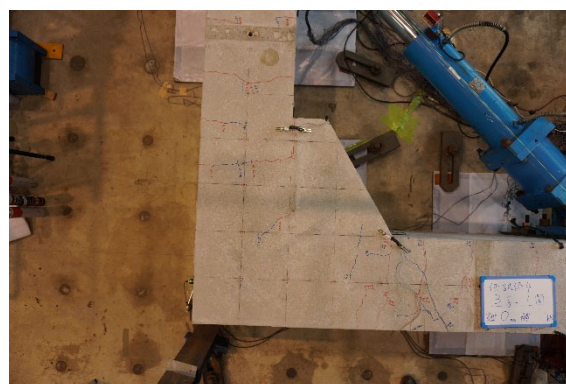


写真-4.8 $2\delta y$ の損傷状況（供試体 N）

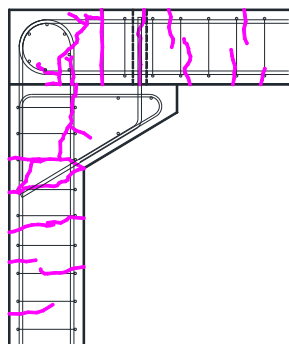


図-4.19 4δyの損傷状況（供試体 Lo）

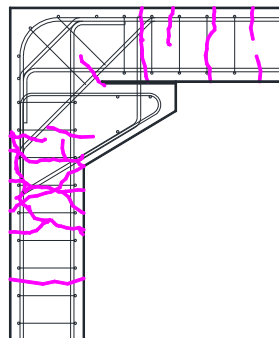


図-4.20 4δyの損傷状況（供試体 N）



写真-4.9 4δyの損傷状況（供試体 Lo）

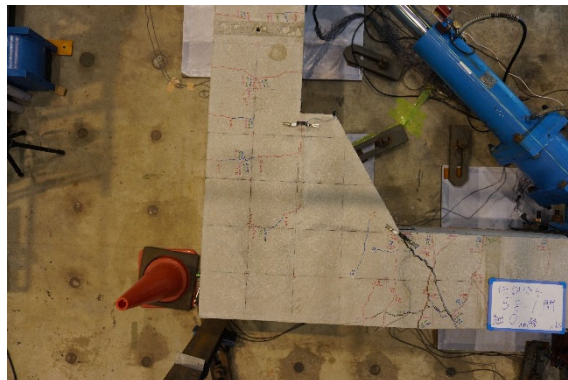


写真-4.10 4δyの損傷状況（供試体 N）

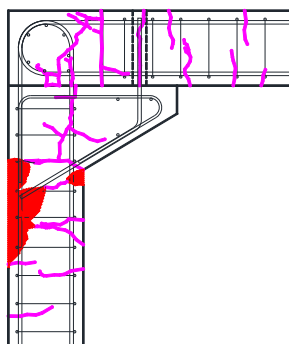


図-4.21 実験終了時（供試体 Lo）

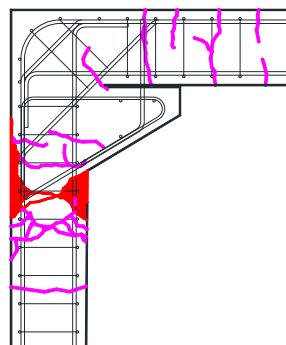


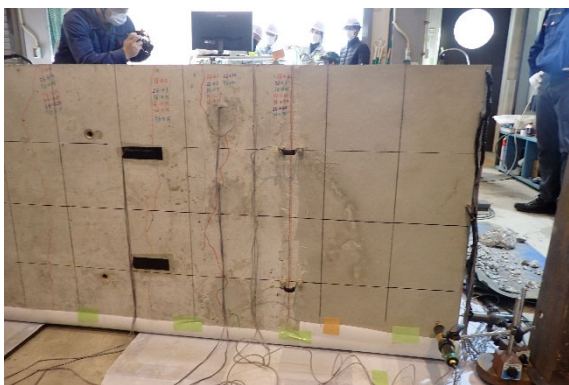
図-4.22 実験終了時（供試体 N）



写真-4.11 実験終了時（供試体 Lo）



写真-4.12 実験終了時（供試体 N）



(a) 頂版外側



(a) 頂版外側



(b) 頂版内側



(b) 頂版内側



(c) 側壁外側



(c) 側壁外側



(d) 側壁内側



(d) 側壁内側

写真-4.13 実験終了時（供試体 Lo）

写真-4.14 実験終了時（供試体 N）

図-4.23 に示す隅角部の点 O から側壁の点 A および頂版の点 B までの相対変位と荷重ステップの関係を図-4.24 および図-4.25 に示す。供試体 Lo では $3\delta y$ 以降、供試体 N では $2\delta y$ 以降で側壁の変位が大きく増加し、相対変位からも側壁に損傷が集中していることが分かる。供試体 Lo および供試体 N とともに隅角部は軽微なひび割れ程度にとどまり、大きな損傷は見られなかった。

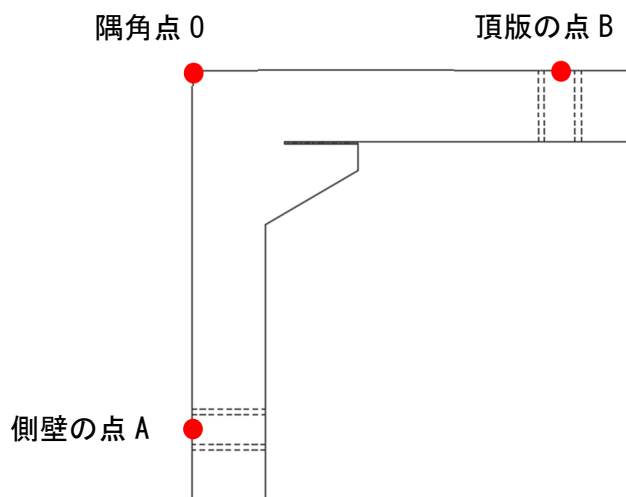


図-4.23 変位測定位置

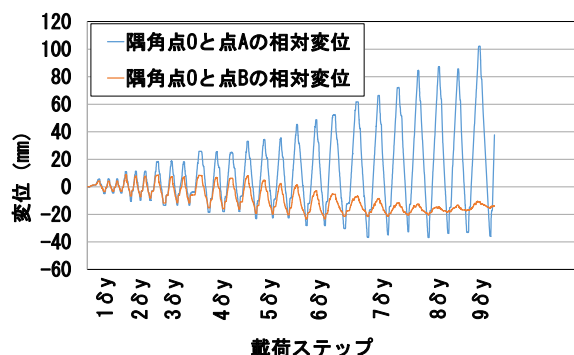


図-4.24 供試体 Lo の相対変位

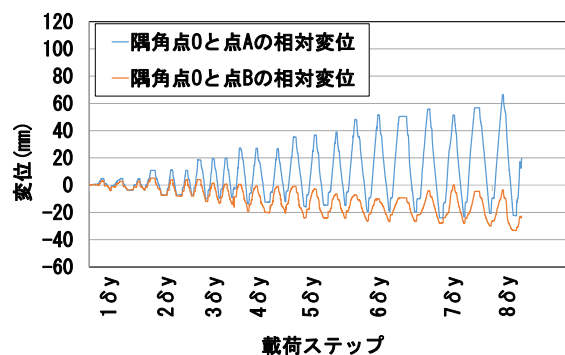


図-4.25 供試体 N の相対変位

4.3.3 鉄筋降伏状況

(1) 鉄筋降伏位置

実験終了時まで鉄筋ひずみで降伏を確認した箇所を図-4.26 に示す。ループ継手を有する供試体 Lo および一体型供試体 N とともに側壁ハンチ下部の主鉄筋が初降伏した。供試体 Lo については、突出し筋が主鉄筋よりも先に変位 2.6mm で降伏したが、初降伏の位置は主鉄筋である側壁ハンチ下部とした。最終的な降伏状況を比較すると、供試体 Lo では頂版部で鉄筋が降伏している一方、供試体 N では頂版部で鉄筋降伏は見られず、損傷が側壁部に集中していることが確認できる。

図-4.27に側壁ハンチ上端と頂版底面の無収縮グラウト材充填部に配置した変位計の測定値を示す。正載荷において、供試体Loの変位量が供試体Nの約2倍となっている。この要因として、供試体Nでは側壁から頂版にかけて斜めに配置されているハンチ筋および隅角部補強筋が変位を抑制していることが考えられる。一方、供試体Loでは頂版と隅角部の打継目におけるひび割れの影響もあり、頂版部で鉄筋降伏が確認されたと考えられる。

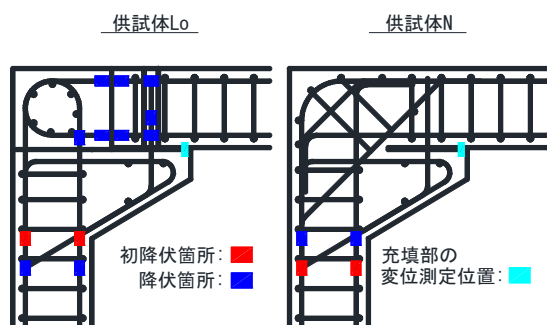


図-4.26 鉄筋の最終降伏状況

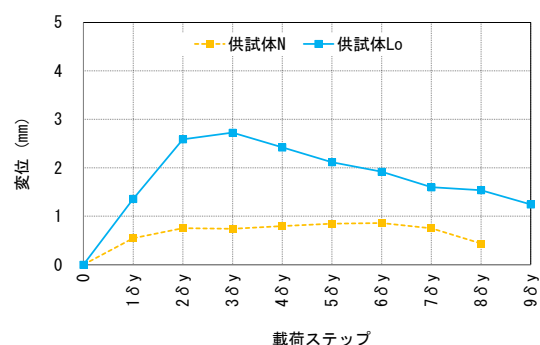


図-4.27 無収縮グラウト材充填部の変位

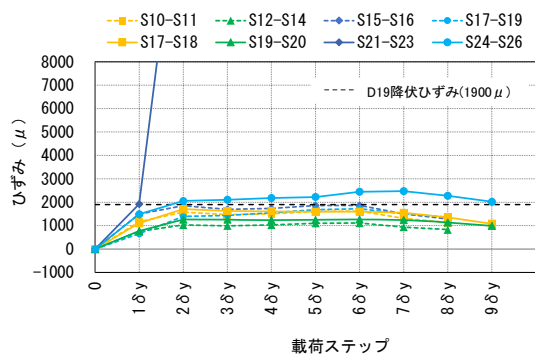
(2) 鉄筋ひずみー载荷ステップの関係

ひずみゲージの測定値と载荷ステップの関係を図-4.28～図-4.34に示す。ひずみは各サイクルの最大荷重時における同一箇所での最大値を示しており、実線がループ継手を有する供試体Lo、破線が一体型供試体Nを示している。

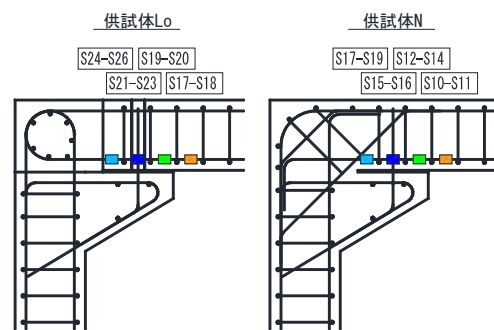
図-4.28に示す供試体Loと供試体Nの頂版内側の鉄筋ひずみに着目すると、供試体Loの鉄筋ひずみが供試体Nと比較して大きい値となっている。これは、4.3.3節(1)でも述べたとおり、正載荷において、供試体Nでは隅角部に側壁から頂版にかけて斜めに配置されているハンチ筋および隅角部補強筋により変形が抑制されること、また供試体Loでは頂版部と隅角部の打継目に発生したひび割れの影響により鉄筋ひずみが大きくなったと考えられる。また、供試体Loの突出し筋箇所では特に大きな値となっている。これは、図-4.31に示すように突出し筋が引張抵抗として有効に機能したためと考えられる。

図-4.28～図-4.29と図-4.32～図-4.33を比較すると、いずれの供試体も頂版に比べて側壁の鉄筋ひずみが大きくなっており、側壁で損傷が進展していることが鉄筋ひずみからも確認できる。

図-4.30および図-4.34に示す隅角部のループ継手部のひずみに着目すると、降伏している箇所はあるものの、大きく増大する箇所は確認されなかった。このことから、ループ継手部には大きな応力集中が生じておらず、応力が適切に分散されていたと考えられる。したがって、ループ継手を有する隅角部は健全な状態を保持していたことが確認された。

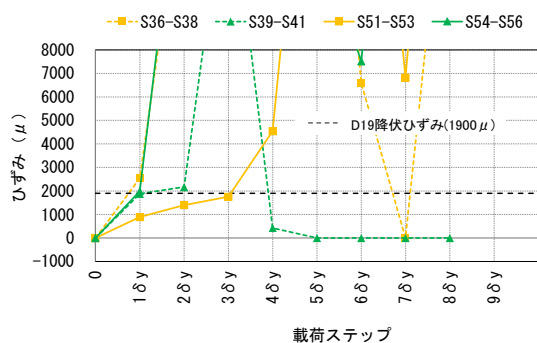


(a) ひずみー载荷ステップ関係

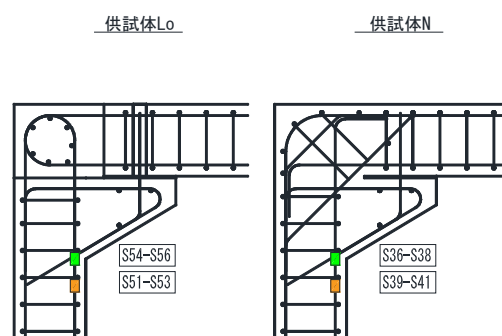


(b) ひずみ位置図

図-4.28 頂版内側の鉄筋ひずみ測定結果

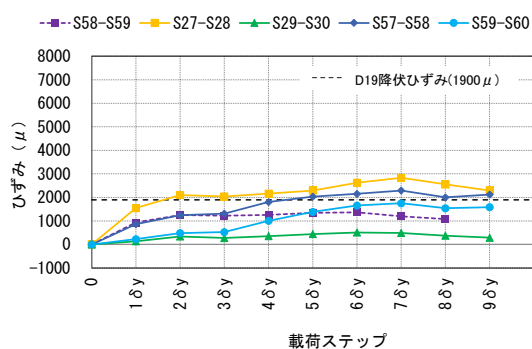


(a) ひずみー载荷ステップ関係

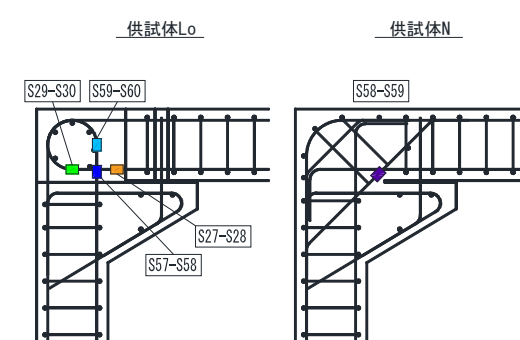


(b) ひずみ位置図

図-4.29 側壁内側の鉄筋ひずみ測定結果

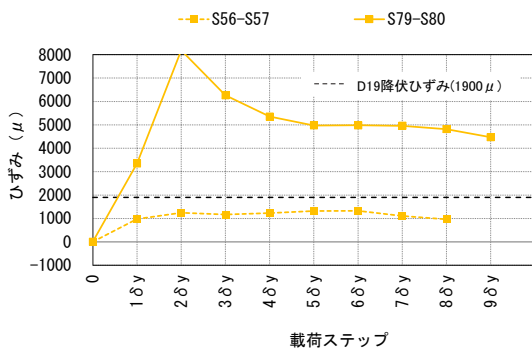


(a) ひずみー载荷ステップ関係

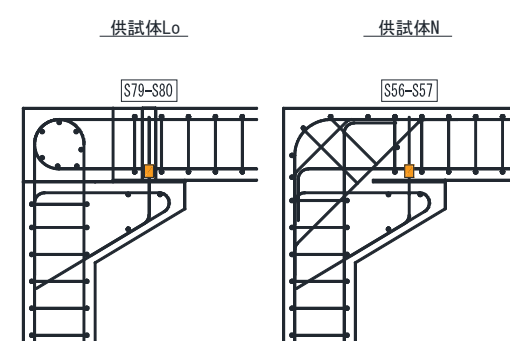


(b) ひずみ位置図

図-4.30 隅角部内側の鉄筋ひずみ測定結果

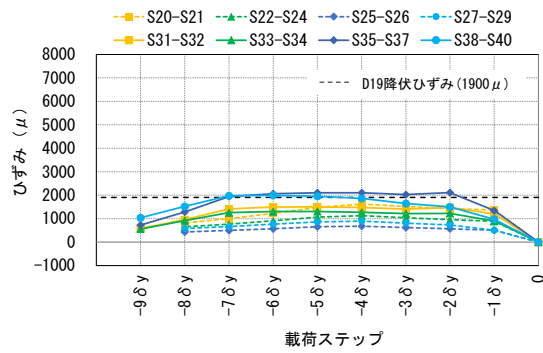


(a) ひずみー载荷ステップ関係

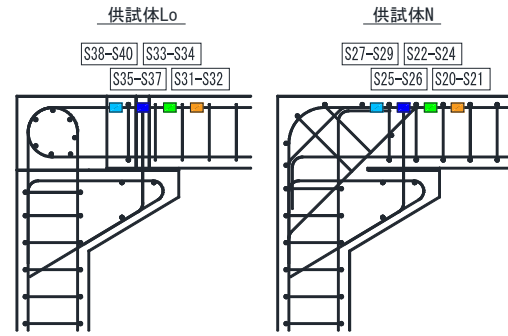


(b) ひずみ位置図

図-4.31 突出し筋の鉄筋ひずみ測定結果

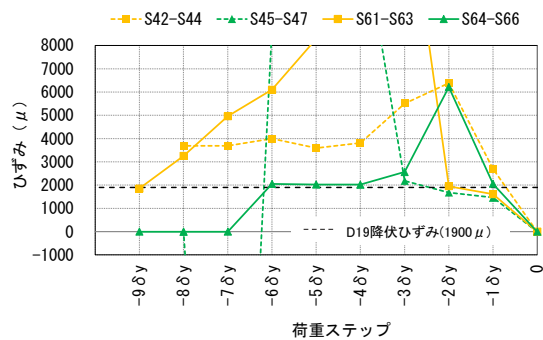


(a) ひずみー载荷ステップ関係

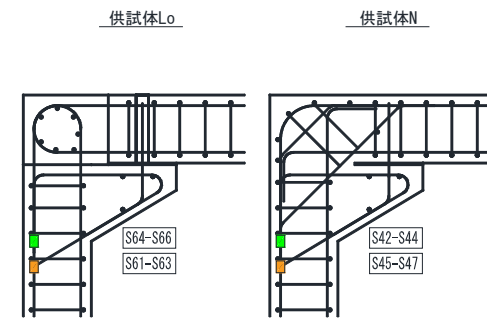


(b) ひずみ位置図

図-4.32 頂版外側の鉄筋ひずみ測定結果

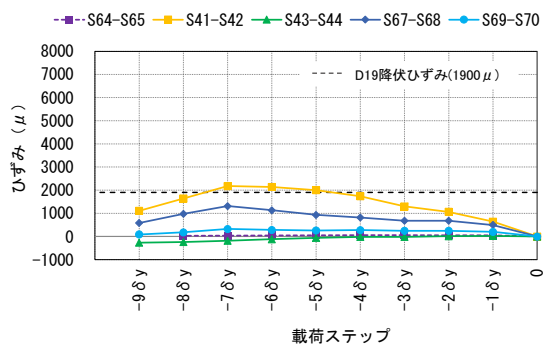


(a) ひずみー载荷ステップ関係

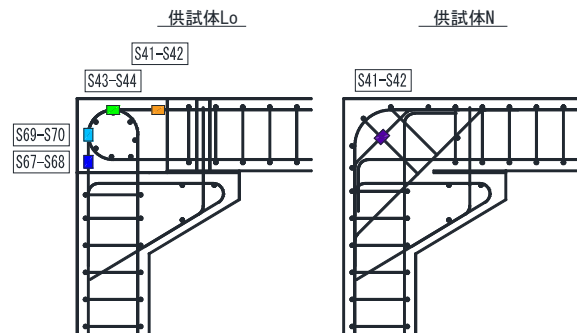


(b) ひずみ位置図

図-4.33 側壁外側の鉄筋ひずみ測定結果



(a) ひずみー载荷ステップ関係

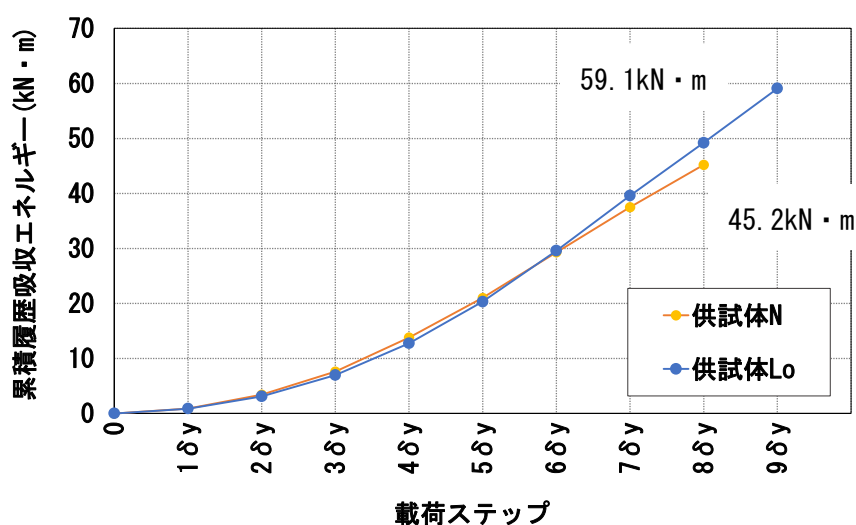


(b) ひずみ位置図

図-4.34 隅角部外側の鉄筋ひずみ測定結果

4.3.4 累積履歴吸収エネルギー

荷重－変位関係から求めた各载荷ステップの1サイクル目で描く曲線の正負合計面積を累積した履歴吸収エネルギーを図－4.35に示す。図－4.35より、ループ継手を有する供試体Loの累積履歴吸収エネルギーは一体型供試体Nと同程度の値を示し、両供試体のエネルギー吸収性能に顕著な差は認められなかった。図－4.11の荷重－変位関係から、負载荷において供試体Nは $4\delta y$ で最大荷重に達した後、かぶりコンクリートの圧壊により荷重が低下している。一方、供試体Loでは同変形レベルにおいても荷重保持能力が維持されており、この違いが累積履歴吸収エネルギー量の推移に影響を与えたものの、最終的な累積値は同程度になったと考えられる。



図－4.35 累積履歴吸収エネルギー

4.4 本章のまとめ

本章では、隅角部を切り取った L 型の供試体を製作し、隅角部にループ継手を有する供試体と一体型供試体の比較実験を行った。その結果、次のことが明らかとなった。

- 1) 荷重－変位関係および包絡線の比較により、ループ継手を有する供試体は一体型供試体と比較して、同程度以上の剛性、最大耐力、靱性を有することを確認した。ただし、正載荷において、降伏直前付近までの剛性については若干の相違が確認された。
- 2) 両供試体ともに側壁ハンチ下部で主鉄筋の座屈を伴う曲げ破壊で実験が終了した。ループ継手を有する供試体のループ継手部である隅角部は、軽微なひび割れ程度にとどまり、大きな変状は見られなかった。
- 3) ループ継手を有する供試体の正載荷において、鉄筋ひずみより、突出し筋が引張抵抗として有効に機能しており、耐震性能に影響を及ぼしている可能性があることを確認した。
- 4) 累積履歴吸収エネルギーにおいて、ループ継手を有する供試体は一体型供試体と比較して同程度であることを確認した。

以上より、ループ継手を有する隅角部は実験終了時においてもループ継手部に大きな変状はなく、一体型供試体と同程度の耐震性能を有していることが確認された。

参考文献

- 1) 松本康資，山口浩平，松田学，日野伸一：正負交番载荷を受ける圧着式接合工法を用いた分割プレキャストボックスカルバート隅角部の耐荷性能，コンクリート工学年次論文集，Vol.43，No.2，pp.307-312，2021.
- 2) 土木研究所：橋の耐震性能の評価に活用する実験に関するガイドライン（案）（橋脚の正負交番载荷実験方法及び振動台実験方法），土木研究所資料，第 4023 号，2006.8.

第5章 PCa 製大型ボックス隅角部実験の数値解析

5.1 はじめに

第3章では、ループ継手を有するPCa製大型ボックス全体を対象とした正負交番載荷実験の再現解析を実施し、2次元非線形骨組解析および3次元非線形有限要素解析の適用性と課題を明らかにした。その結果、2次元骨組解析は性能評価において、安全側の評価が可能であり、実務設計における簡易的な性能照査手法として有用である一方、3次元有限要素解析は荷重低下挙動や詳細なひび割れ性状など、より詳細な構造挙動の再現が可能であることが示された。

第4章では、ループ継手を有するボックスカルバートの隅角部を対象とした正負交番載荷実験を実施し、その構造性能および破壊性状を明らかにした。このような局所的な構造要素は、ボックスカルバート全体とは異なる構造特性を有するため、解析手法の適用性についても異なる特性を示す可能性がある。

本章では、第4章で実施したループ継手を有するボックスカルバートの隅角部実験結果に対して、第3章と同様に2次元非線形骨組解析（汎用コード：TDAP III）および3次元非線形有限要素解析（汎用コード：FINAL¹⁾）を実施し、再現性の検討を行った。これにより、第3章で得られた解析手法の知見が隅角部のような局所的な構造要素にも適用可能であることを明らかにすることを目的とする。

5.2節では、2次元非線形骨組解析による実験結果の再現解析を行い、荷重－変位関係や耐力などの全体挙動に対する再現性を検証した。5.3節では、3次元非線形有限要素解析による再現解析を実施し、ひび割れ分布や応力状態などの詳細な挙動を含めた再現性を検討した。さらに5.4節では、5.3節の解析において再現できなかった側壁の初降伏に着目し、実験で計測した相対変位を考慮した解析を行うことで、側壁の初降伏挙動の再現性向上について検討をした。これらの検討を通じて、ループ継手を有するボックスカルバート隅角部の構造挙動に対する解析手法の妥当性を総合的に評価するものである。

5.2 2次元非線形骨組解析について

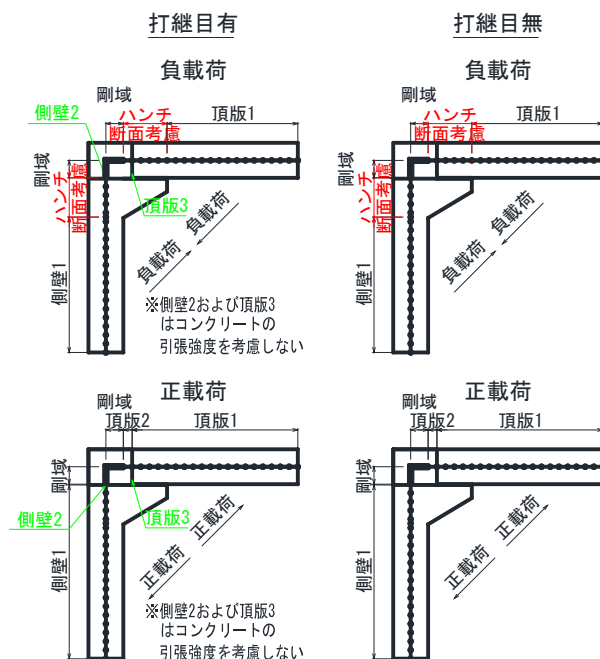
5.2.1 解析モデル

本解析では全幅2400mm×全高2400mm×製作長（奥行き）850mm×版厚400mmのループ継手を有する実験供試体を対象にし、RC断面計算プログラム（汎用コード：FORUM 8 UC-win/FRAME (3D)）を用いて、道路橋示方書Vに準拠したトリリニア型Takedaモデル²⁾により解析モデル各要素の非線形特性を求めた。そして、非線形時刻応答解析プログラム（汎用コード：TDAP III）を用いて、プッシュオーバー解析を行った。

解析条件として、第4章で示した材料試験から得たコンクリートおよび鉄筋の特性値とそれぞれの設計値を用いており、具体的な数値は表－4.2および表－4.3に示したものと同様である。図－5.1に解析モデルを示す。部材断面の図心軸を通る2次元非線形はり要素によりモデル化し、頂版と側壁の交点部分に水平、上下方向拘束、回転のみ自由の境界条件を与えた。隅角部には図－5.1に示す剛域範囲を設定した²⁾。

第4章のループ継手を有する供試体の実験結果より、頂版部材と隅角部場所打ちコンクリート部の打継目でひび割れが発生していたことから、図－5.1に示すように打継目部のひび割れを再

現した打継目有モデルを作成し，打継目部無モデルおよび打継目部有モデルの 2 ケースの解析を行い，ループ継手を有する供試体の実験結果と比較検討を行った．

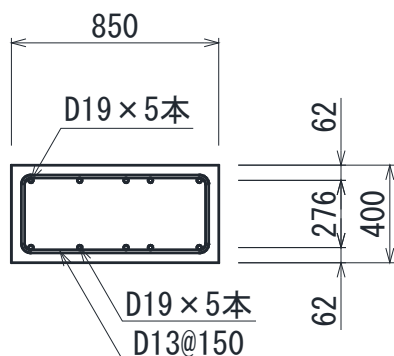


図－5.1 解析モデル概要図

5.2.2 非線形特性

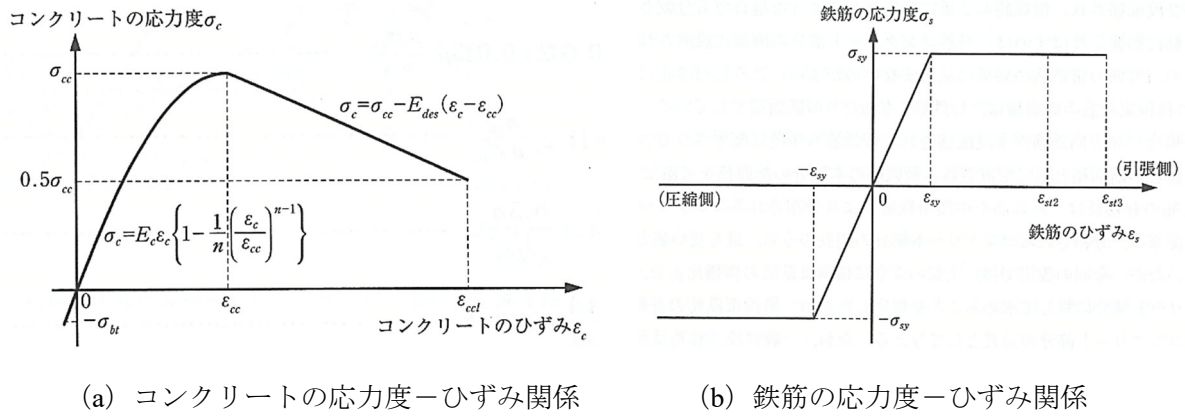
要素の非線形特性は RC 断面計算プログラム（汎用コード：FORUM 8 UC-win/Frames(3D)）によって断面計算を行った．図－5.2 に各部位の断面詳細図を示す．断面寸法および鉄筋配置は頂版および側壁ともに同じ配置となる．実験供試体の主鉄筋位置を考慮し，道路橋示方書 V [耐震設計編]³⁾に記載されているコンクリートおよび鉄筋の応力度－ひずみ関係（図－5.3）を使用した．

打継目有モデルにおいては，隅角部の打継目部に極小の要素を追加（頂版 3，側壁 2）して，コンクリートの引張強度を考慮せずに $M-\phi$ 関係を求めた．頂版に PC 鋼材が配置されている区間（頂版 1）についてはプレストレスを軸力として考慮した．また，図－5.4 に示すように負荷荷の場合は側壁ハンチにより，頂版や側壁の変形が阻害されることを考慮するため，負荷荷のみハンチ厚を考慮した断面で $M-\phi$ 関係を求めた．

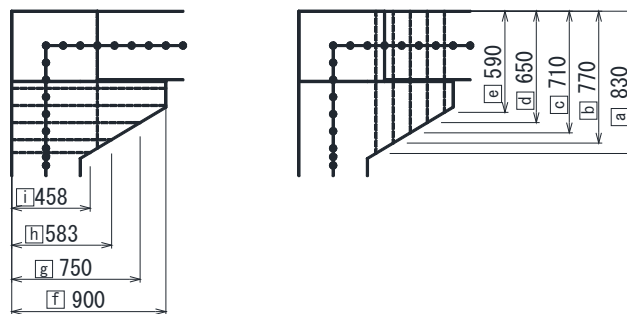


断面位置	備考
頂版 1	軸力考慮
頂版 2	---
頂版 3	コンクリートの引張抵抗無し
側壁 1	---
側壁 2	コンクリートの引張抵抗無し

図－5.2 各部位の主鉄筋位置



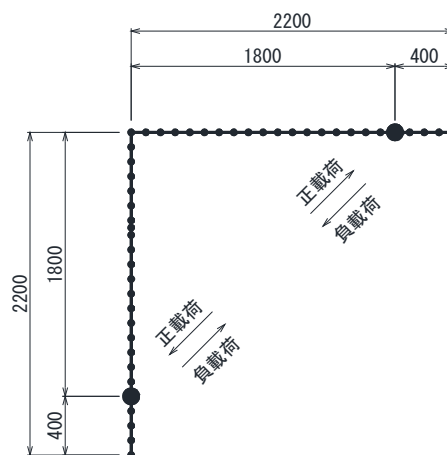
図－5.3 コンクリートおよび鉄筋の応力度－ひずみ関係



図－5.4 負荷荷においてハンチ厚を考慮する断面

5.2.3 荷重方法

一方向荷重であるプッシュオーバー解析を実施し、実験同様、図－5.5 に示す解析モデルの端部から 400mm の位置に正荷重および負荷荷の変位を 0.1mm 刻みで与えた。



図－5.5 荷重位置および荷重方法

5.2.4 解析結果

(1) 解析および実験結果の比較について

ループ継手を有する供試体の実験値と打継目有および打継目無の解析値の荷重－変位関係を図－5.6 および図－5.7 に示す．実験値については1 δy まで載荷1回目の値を使用し、それ以降は各 δy の最大荷重値をプロットした包絡線で比較した．表－5.1 および表－5.2 に実験値と解析値それぞれの正載荷および負載荷の比較表を示す．

比較表における最大変位および最大荷重は、解析値では $M-\phi$ 関係における終局曲率に達した時の荷重および変位とし、実験値では最大荷重時の荷重および変位として比較を行った．実験値の降伏変位および荷重については、鉄筋に貼付したひずみゲージにより降伏判定を行った結果を示している．

(2) 降伏変位および荷重について

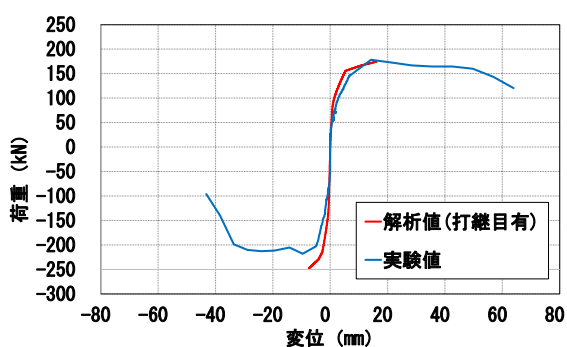
解析モデル打継目有と打継目無では、正載荷において、多少の違いが見られるものの同程度の値を示し、負載荷においては同じ値を示した．すなわち、降伏変位および荷重については打継目有無の影響は小さいことが確認された．

実験値との比較において、正載荷および負載荷ともに、変位は小さい値を示し、降伏荷重は10%程度大きくなる傾向が確認された．

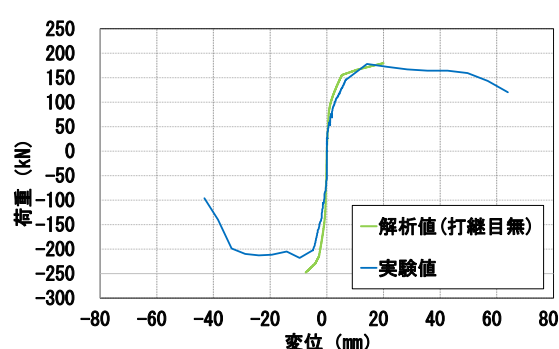
(3) 最大荷重値と最大荷重時の変位

解析モデルにおける打継目有と打継目無を比較すると、正載荷では最大荷重時の変位がそれぞれ16.1mmと20.0mmとなり、打継目の有無の影響が確認された．一方、負載荷では変位および荷重ともに同じ値を示し、打継目の影響は見られなかった．

実験値との比較においては、正載荷では最大荷重が同程度の値を示したが、負載荷では解析値が実験値よりも大きく、乖離が生じた．



図－5.6 実験値と打継目有の比較



図－5.7 実験値と打継目無の比較

表－5.1 解析値と実験値比較（正載荷）

	降伏 変位 (mm)	降伏 荷重 (kN)	最大 変位 (mm)	最大 荷重 (kN)
打継目有	5.0	151	16.1	174
打継目無	5.3	155	20.0	180
実験値	6.4	143	14.2	178

表－5.2 解析値と実験値比較（負載荷）

	降伏 変位 (mm)	降伏 荷重 (kN)	最大 変位 (mm)	最大 荷重 (kN)
打継目有	-2.8	-215	-7.4	-248
打継目無	-2.8	-215	-7.4	-248
実験値	-4.6	-197	-9.6	-218

5.2.5 解析結果の考察

打継目の有無による影響は正載荷では確認され、最大荷重までは概ね再現可能であった。正載荷では実験値を同程度再現可能であったが、負載荷では打継目の影響が確認されず、解析値と実験値との間に乖離が見られた。

負載荷において打継目の影響が見られなかった要因として、打継目部がハンチを考慮した箇所と一致しており、ハンチによる剛性の増加により打継目の影響が相対的に小さくなったことが考えられる。しかし、負載荷における解析値と実験値の乖離の要因については、本検討では明確にすることはできなかった。解析の精度を向上させるためには、実験値と解析値との乖離の要因を明確にすること、および解析条件の見直しが今後の課題である。

5.3 3次元非線形有限要素解析について

5.3.1 解析モデル

本解析では、2次元非線形骨組解析と同様に正負交番載荷実験を実施した全幅 2400mm×全高 2400mm×製作長(奥行き)850mm×版厚 400mm のループ継手を有する実験供試体を対象にした。モデル化については、コンクリートは六面体要素と三角柱要素、鋼板は剛性を高くした六面体要素、鉄筋は線材(トラス)要素、PC 鋼棒は初期応力を与えた線材要素でそれぞれモデル化を行った。モデル図および配筋図を図-5.8 に示す。

ここで、側壁部と頂版部の接合部はループ継手となっており、実物大供試体の解析では簡略化のため、図-3.10 に示したような直線状で簡略化してモデル化したが、隅角部において実験では発生しないひび割れが確認された。そのため、本解析では、図-5.9 に示すように、可能な限り円に近くなるような多角形としてモデル化した。また、ハンチ上と頂版部が接している部分は無収縮グラウト材を充填しているため、本解析では、圧縮のみ剛性が発揮されるフィルム要素でモデル化した。

境界条件は、実験では、摩擦が少なくなるようなテフロンシートは敷いているが固定点はない。そのため、解析の都合上、隅角点を XYZ の並進方向のみ固定した。

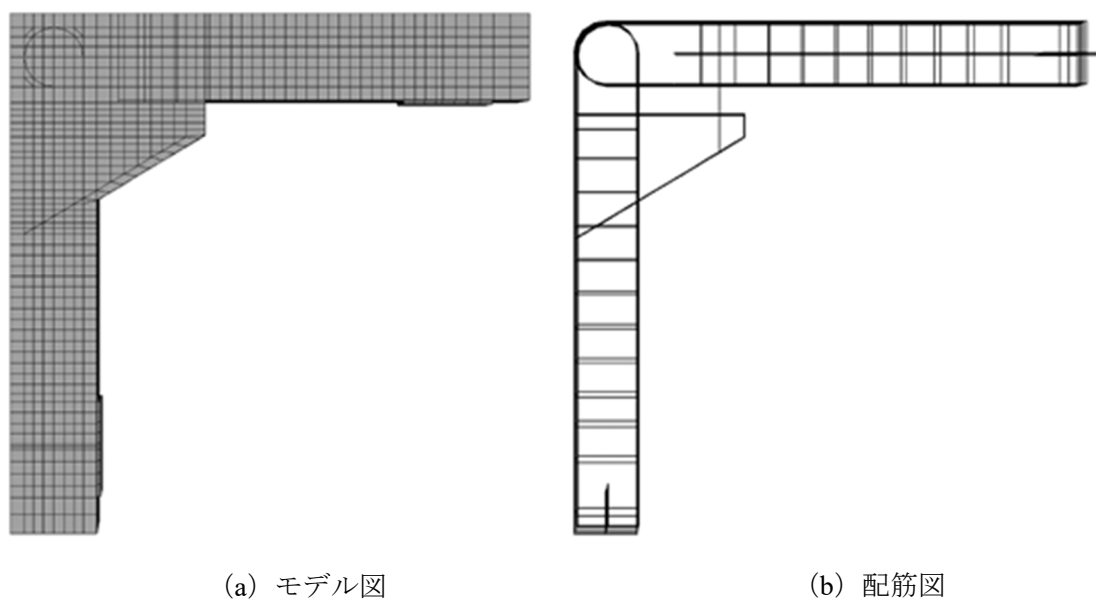


図-5.8 解析モデル

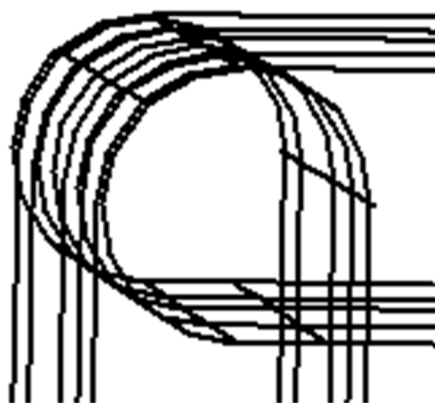


図-5.9 多角形でモデル化したループ筋

5.3.2 材料特性

解析モデルの鉄筋とコンクリートの材料特性値は第4章で示した材料特性値を用いた。解析モデルの材料構成則を図-5.10～図-5.12に示す。ここで、コンクリートの応力度-ひずみ関係は図-5.10に示すとおりであり、圧縮側は修正 Ahmed モデル⁴⁾、引張側は出雲らのモデル⁵⁾を用いた。なお、出雲らのモデルの係数 c に関して、コアコンクリート部分は 0.4 とし、かぶりコンクリート部分は 1.0 としている。コンクリートの繰返し応力下の履歴特性は、図-5.11に示す曲線モデル⁶⁾を用いた。鉄筋の降伏条件は移動硬化則とし、繰返し応力下の履歴特性には、図-5.12に示した Von Mises の降伏条件を満たす直線モデルであるバイリニア型モデルを用いた。

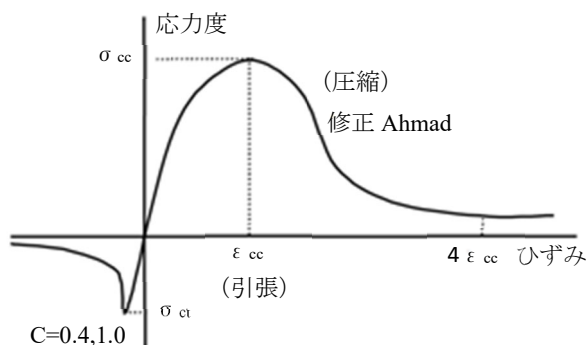


図-5.10 コンクリートの応力度-ひずみ関係

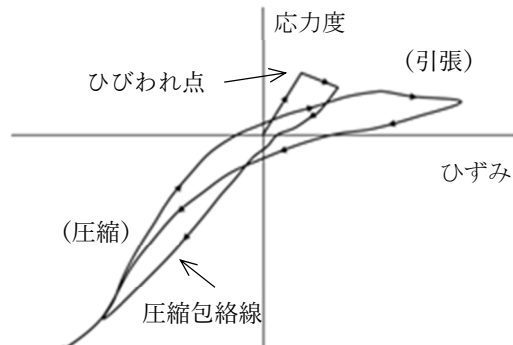


図-5.11 コンクリートの繰返し応力下の履歴特性

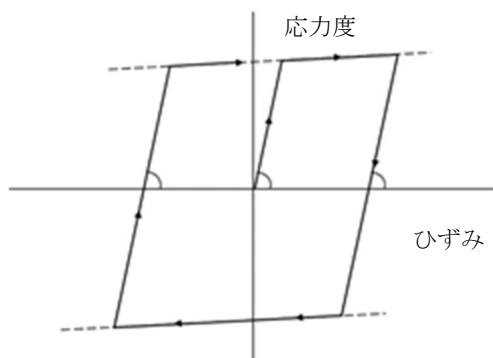


図-5.12 鉄筋の応力度-ひずみ関係

5.3.3 载荷方法

载荷方法は、図-5.13 に示す変位入力点の変位制御によって正負交番载荷を行った。奥行方向は、アクチュエータ取付け部の幅に対応する 4 点に変位を与え、実験で得られた変位入力点の値を入力変位とした。载荷パターンを図-5.14 に示す。载荷パターンは実験と同様に、正負 1 回ずつの载荷を 1 サイクルとし、各载荷段階で 3 サイクルの繰返し载荷を行った。1 ステップあたりの変位増加量を 0.1mm とし、実験と同様に、開く方向を正载荷、閉じる方向を負载荷とした。

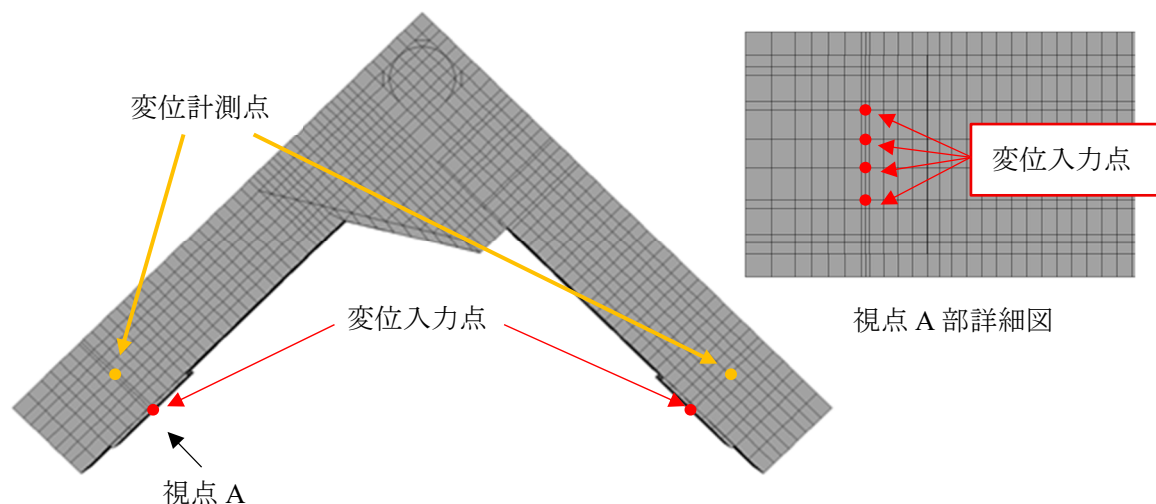


図-5.13 载荷方法概要図

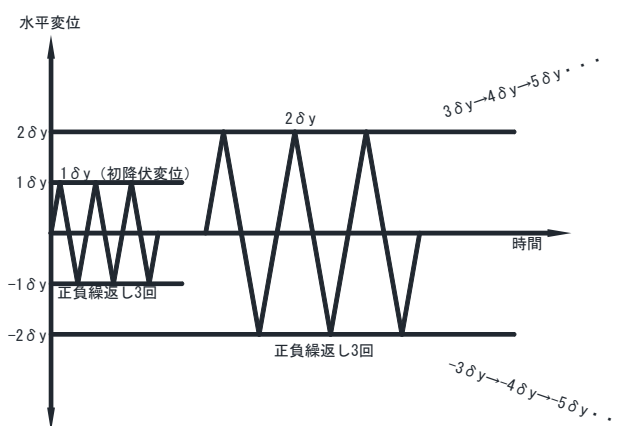


図-5.14 载荷パターン

5.3.4 解析結果と考察

(1) 荷重－変位関係

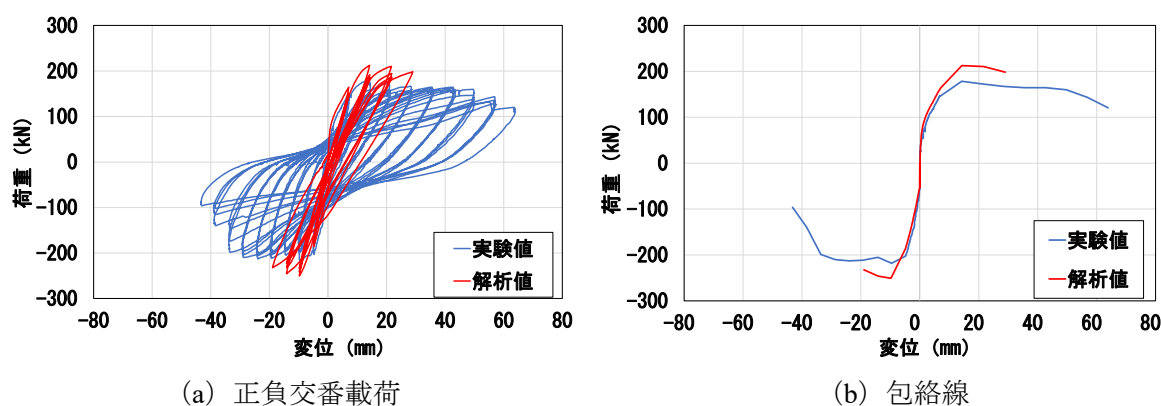
図-5.15 に実験値と解析値の正負交番载荷および包絡線の比較結果を示す。荷重および変位については载荷荷重（アクチュエータの荷重値）と図-5.13 に示した変位計で測定した変位の関係である。なお、実験および正負交番载荷解析では、同一の目標変位で 3 回サイクルの载荷を実施しており、包絡線については $1\delta y$ までは 1 回目における目標変位までの荷重値を使用し、それ以降は各 δy の 1 回目の最大荷重値をプロットしている。

図-5.15 より、実験と同様に最大荷重到達後、荷重の低下を再現できている。しかし、実験終

了時の変位まで解析を試みたが、解の収束が保たれず、途中で計算が終了した。

表－5.3 に最大荷重およびその時の変位を示す。最大荷重時の変位は概ね実験と解析で一致しているが、最大荷重については解析値の方が正載荷で 20%、負載荷で 15%大きくなった。また、載荷初期の段階を確認すると、実験の初期剛性は 115.5kN/mm、解析での初期剛性は 122.8kN/mm となっており、概ね一致している。実験および解析ともに $1\delta y$ においてひび割れの進展に伴い剛性が大きく低下しており、ひび割れによる剛性の低下を再現できていることが確認された。

最大荷重以降に着目すると、解析では実験終了時まで計算を継続できなかったが、解析においても実験においても緩やかに荷重が低下しており、最大荷重後の荷重低下挙動を概ね再現できている。



図－5.15 実験値と解析値の比較

表－5.3 実験値と解析値の比較表

	最大荷重 (kN)	最大荷重時の変位 (mm)
解析値	213 (+20%)	14.3
	251 (+15%)	-9.8
実験値	178	14.2
	218	-9.6

(2) ひび割れ発生状況

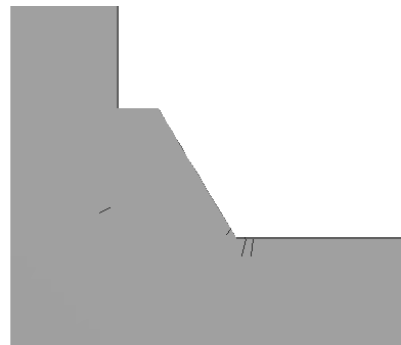
表－5.4 に解析値と実験値それぞれのひび割れ発生時の変位および荷重と発生箇所を示す。実験時の状況を写真－5.1～写真－5.3 に、解析時の状況を図－5.16～図－5.18 に示す。ひび割れ発生箇所は実験と解析で一致しており、ひび割れ発生箇所を適切に再現できている。一方、ひび割れ発生時の変位および荷重については、解析値が実験値よりも小さい値となっている。これは、実験でのひび割れ判定は目視で行っており、実際のひび割れ発生よりも多少遅れて判定している可能性があるためと考えられる。

表－5.4 コンクリートのひび割れ発生時の変位および荷重と発生箇所

	変位 (mm)	荷重 (kN)	発生箇所
解析値	0.5	59	頂版と場所打ち部の継目 側壁ハンチ下部内側
実験値	1.6	76	頂版と場所打ち部の継目 側壁ハンチ下部内側



写真－5.1 ひび割れ発生時の平面（実験）



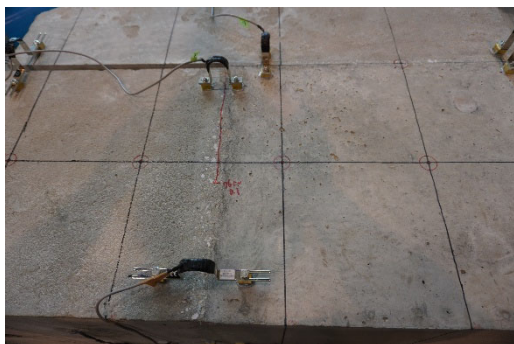
図－5.16 ひび割れ発生時の平面（解析）



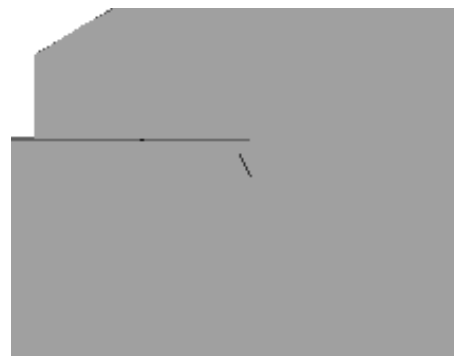
写真－5.2 側壁ハンチ下（実験）



図－5.17 側壁ハンチ下（解析）



写真－5.3 頂版と場所打ち部の継目（実験）



図－5.18 頂版と場所打ち部の継目（解析）

(3) ひび割れ進展状況

図-5.20～図-5.23に、実験および解析における鉄筋降伏時および最大荷重到達時の損傷状況を示す。

図-5.20および図-5.21に示す $1\delta y$ では、実験において側壁ハンチ下部内側と頂版部打継目のひび割れが進展し、側壁部と頂版部に新たなひび割れが発生している。解析においても同様に、ひび割れの進展および実験と同じ箇所での新たなひび割れ発生が確認され、主鉄筋降伏時の損傷状況を概ね再現できている。

図-5.22および図-5.23に示す $2\delta y$ では、実験において主に $1\delta y$ に発生していたひび割れが進展し、ひび割れ幅が拡大している。また、側壁ハンチ下部と頂版突出し筋部においてひび割れが貫通している。解析においても、ひび割れの進展およびひび割れ幅の拡大が確認できるが、側壁ハンチ部に発生したひび割れが実験の損傷状況と異なっている。

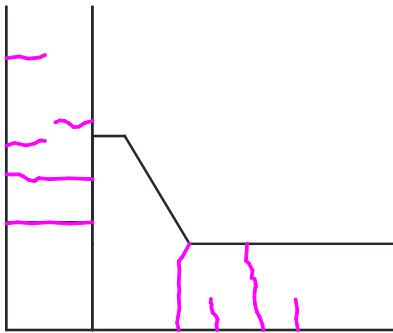


図-5.20 $1\delta y$ の損傷状況（実験）

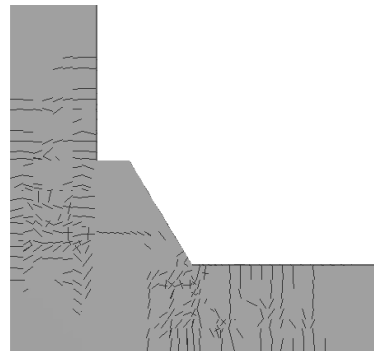


図-5.21 $1\delta y$ の損傷状況（解析）

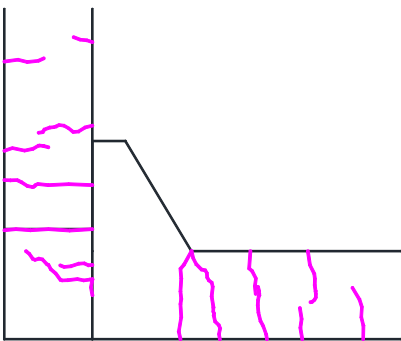


図-5.22 $2\delta y$ の損傷状況（実験）

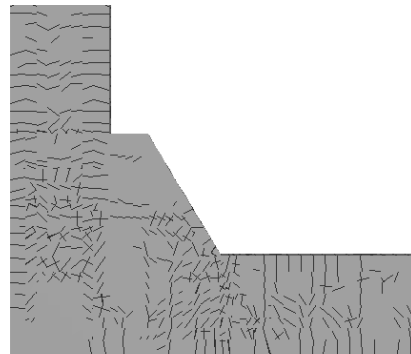


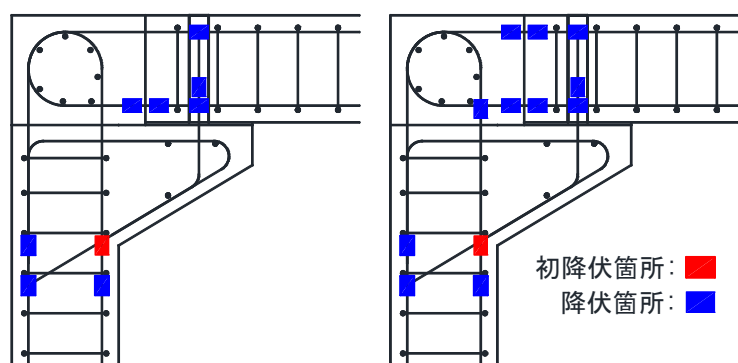
図-5.23 $2\delta y$ の損傷状況（解析）

(4) 鉄筋降伏状況

図-5.24 および図-5.25 に実験および解析終了時の鉄筋降伏状況を示す。図中の表示は、実験では鉄筋に貼付したひずみゲージにより降伏判定を行ったため降伏ひずみを越えたひずみゲージの位置を示しており、解析ではひずみゲージ位置に対応する要素の降伏を示している。

実験では、変位 2.6mm で突出し筋が降伏し、変位 6.4mm で側壁ハンチ下部の主鉄筋が初降伏した。一方、解析では、変位 9.5mm で突出し筋が降伏し、変位 10.0mm で側壁ハンチ下部の主鉄筋が初降伏した。初降伏する鉄筋の位置については再現できているが、初降伏変位の推定については課題が残った。この要因としては、4.3 節で述べたように、解析では頂版と側壁に同じ変位量を与えているが、実験では頂版と比較して側壁の変形量が大きく、応力が大きくなっていることが考えられる。この初降伏変位の相違については、5.4 節において頂版と側壁の相対変位を考慮した解析により詳細に検討する。

4 δy 終了時における降伏状況を比較すると、実験で鉄筋が降伏している箇所は、頂版部で多少の相違はあるものの解析で概ね再現できている。特に、側壁ハンチ下部の降伏状況は良好に一致している。



(a) 4 δy 終了時点

(b) 実験終了時

図-5.24 実験の鉄筋降伏状況

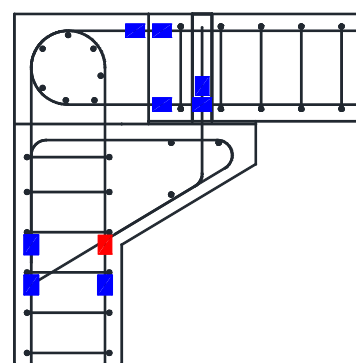


図-5.25 解析の鉄筋降伏状況 (4 δy 終了時)

(5) 鉄筋ひずみ-载荷ステップの関係

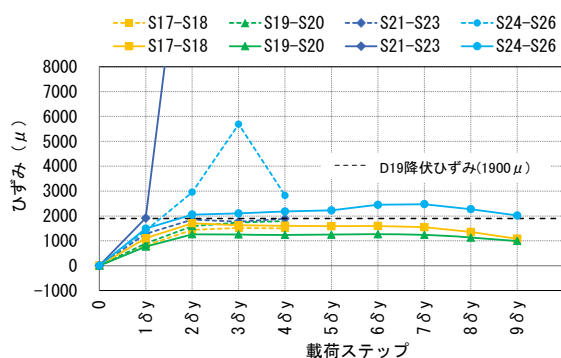
鉄筋ひずみゲージの測定値と载荷ステップの関係を図-5.26～図-5.32 に示す。鉄筋ひずみは各サイクルの引張鉄筋の最大値を示している。図中、実験値は実線、解析値は破線で示す。

図-5.26 および図-5.30 は頂版部における鉄筋ひずみを示している。全体的には解析は実験の鉄筋ひずみを概ね再現できている。しかし、図-5.26 に示す突出し筋付近の主鉄筋 (S21-S23) では明確な相違が見られる。実験では鉄筋ひずみが 2 δy で大きく増加しているのに対し、解析では 1900 μ 程度で推移している。

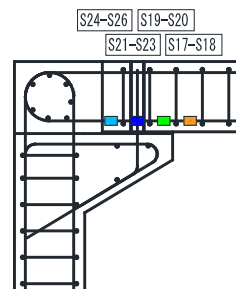
この相違の要因を損傷状況から考察すると、実験では突出し筋部の頂版部にひび割れが貫通しており、この箇所に応力が集中している。一方、解析では側壁ハンチ上部の頂版部に幅広くひび割れが進展しており、応力が分散している。その結果、解析では突出し筋部よりも隅角部に近い頂版の主鉄筋ひずみが増大し、実験値との乖離が生じた。この要因として、頂版部と側壁ハンチ上部の隙間に充填した無収縮グラウト材や突出し筋部のモデル化に原因があると考えられるが、特定するには至らなかった。

図-5.26および図-5.30の頂版主鉄筋と図-5.27および図-5.31の側壁主鉄筋を比較すると、実験と同様に解析においても側壁主鉄筋の方が大きな鉄筋ひずみの値が確認されており、側壁ハッチ下部で応力が集中している現象を再現できている。

図-5.28および図-5.32はループ筋の鉄筋ひずみである。概ね再現できているが、図-5.32のS43-S44の鉄筋ひずみに着目すると、実験ではほとんどひずみが発生していないのに対し、解析では1500 μ 程度ひずみが発生している。このように、ループ筋の一部において実験と解析で鉄筋ひずみに乖離が生じた。

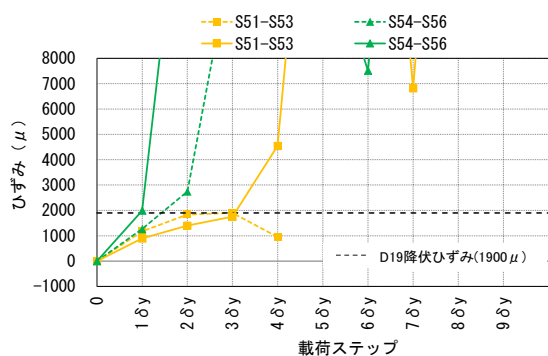


(a) ひずみ-荷重ステップ関係

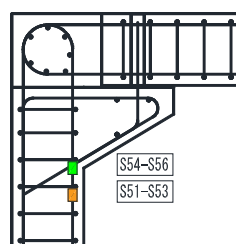


(b) ひずみ位置図

図-5.26 頂版内側の鉄筋ひずみ測定結果

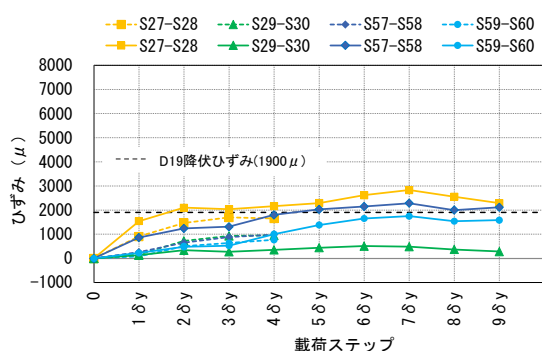


(a) ひずみ-荷重ステップ関係

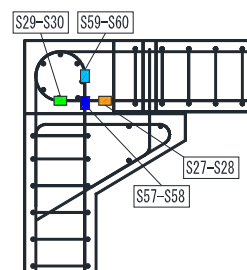


(b) ひずみ位置図

図-5.27 側壁内側の鉄筋ひずみ測定結果

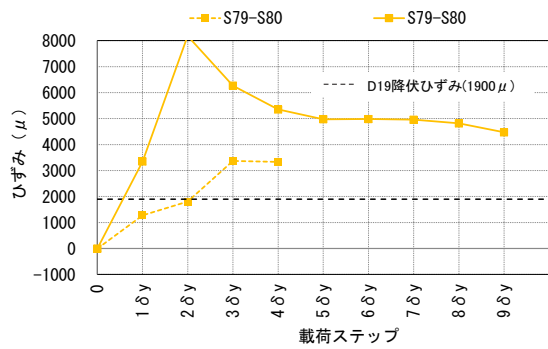


(a) ひずみ-荷重ステップ関係

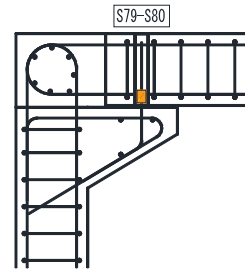


(b) ひずみ位置図

図-5.28 隅角部内側の鉄筋ひずみ測定結果

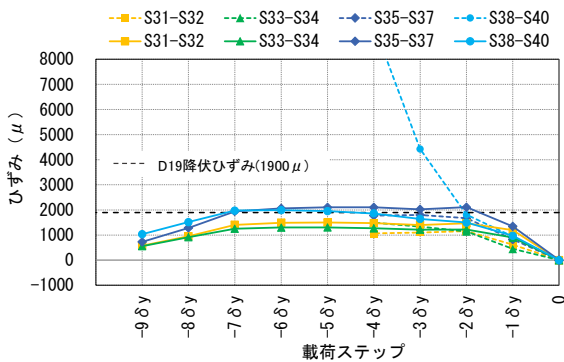


(a) ひずみー载荷ステップ関係

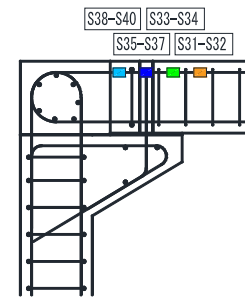


(b) ひずみ位置図

図-5.29 突出し筋の鉄筋ひずみ測定結果

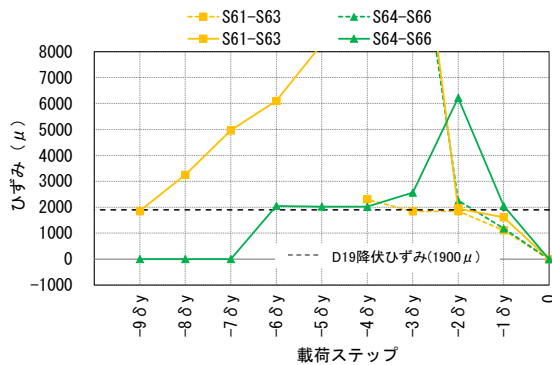


(a) ひずみー载荷ステップ関係

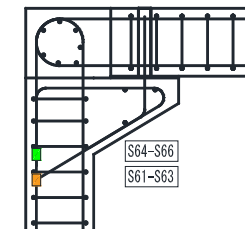


(b) ひずみ位置図

図-5.30 頂版外側の鉄筋ひずみ測定結果

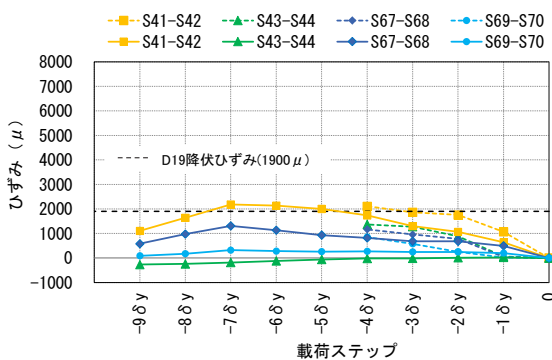


(a) ひずみー载荷ステップ関係

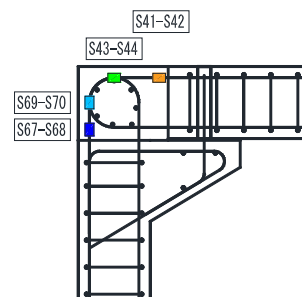


(b) ひずみ位置図

図-5.31 側壁外側の鉄筋ひずみ測定結果



(a) ひずみー载荷ステップ関係



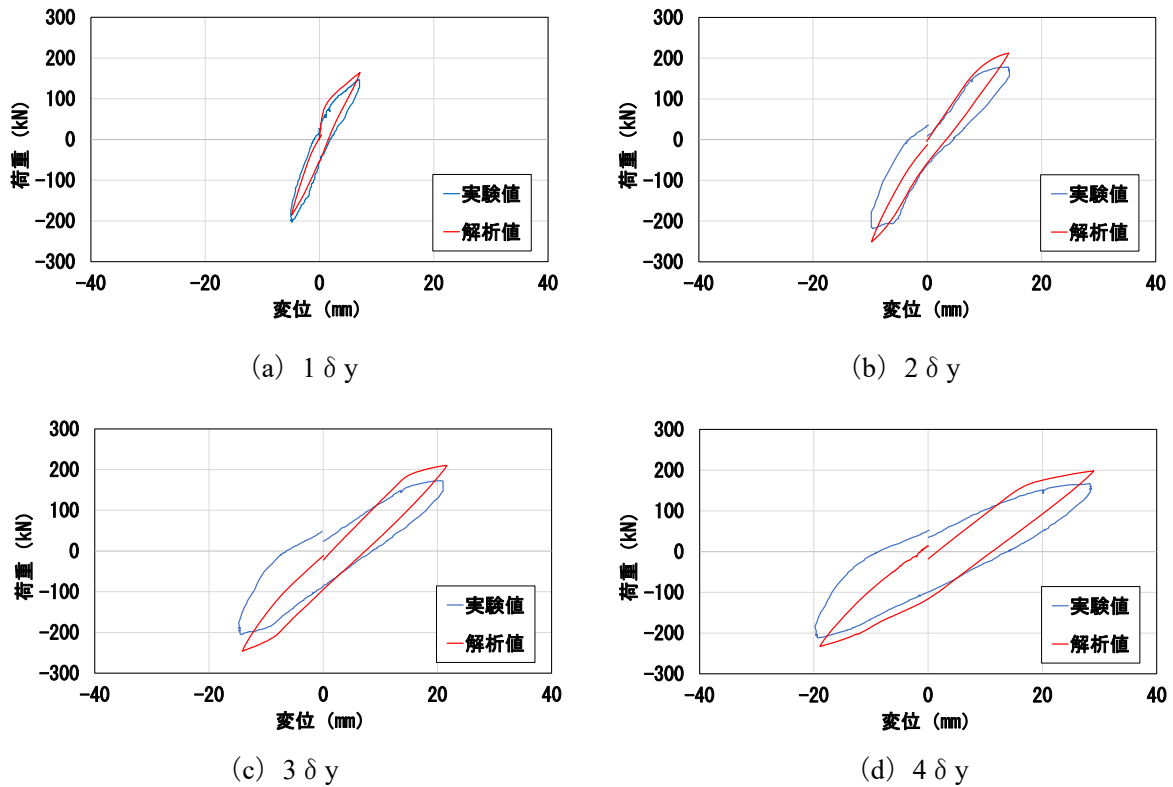
(b) ひずみ位置図

図-5.32 隅角部外側の鉄筋ひずみ測定結果

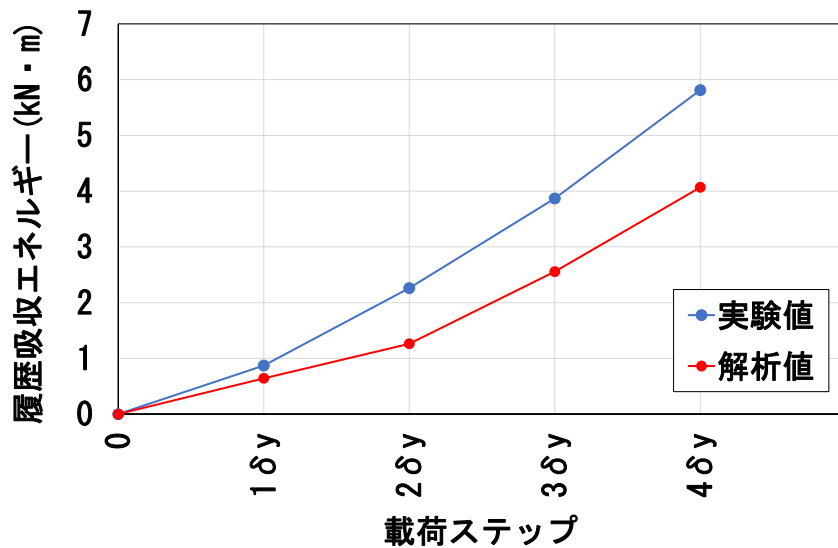
(6) 履歴吸収エネルギー

各 δy の 1 サイクル目における荷重－変位関係を図－5.33 に示し、履歴吸収エネルギーを図－5.34 に示す。履歴吸収エネルギーは目標変位 1 回目のサイクルで描く履歴曲線の面積とした。

図－5.34 より、いずれの δy においても解析の方が履歴吸収エネルギーを小さく評価している。これは、図－5.33 に示すように、 $2\delta y$ 以降において除荷時の挙動の推定が十分ではなく、履歴曲線の面積が小さくなっているためである。この要因として、解析では繰返し载荷による損傷の累積効果や除荷時の剛性低下を完全には表現できていないことが考えられる。



図－5.33 各 δy 1 サイクル目の荷重－変位関係の比較



図－5.34 履歴吸収エネルギーの比較

5.4 側壁部の鉄筋降伏状況の再現

5.4.1 解析概要

5.3 節で述べたように、解析では実験供試体の初降伏変位を再現できなかった。そこで、解析における境界条件および入力変位を再考し、正負交番载荷解析を実施した。なお、その他の条件は5.3 節と同様であるため、本節では省略する。5.3 節の解析モデルをモデル1 とし、本節の解析モデルをモデル2 とする。

図-5.35 に示すように、XYZ 方向の拘束を3 点で行うように解析モデルを変更した。これは、側壁部と頂版部に異なる変位を与えるためである。1 点のみの拘束ではモデルが回転してしまい、側壁部と頂版部に同じ変位を入力した場合とほぼ同様の結果になってしまう。3 点拘束とすることで、実験で観測された頂版部と側壁部の相対変位を適切に再現できるようにした。

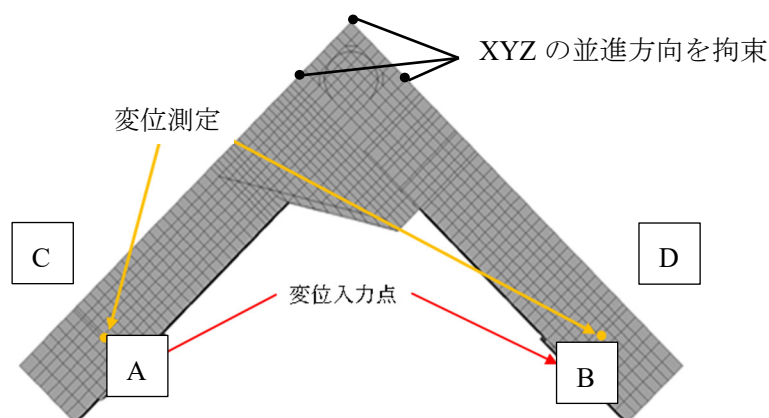


図-5.35 解析モデル

また、载荷パターンおよび使用した画像を図-5.36 および写真-5.4 に示す。図-5.36 のデータは、上方から撮影した画像を使用して実験における2 点 A, B の変位を追跡したものである。なお、追跡点 A, B はコンクリートと鋼板が接する線分の中央に設定した。

このデータから、側壁部と頂版部の変位を比較すると、側壁部の変位が大きいことが分かる。モデル1 では、側壁部と頂版部に同じ変位を与えていたため、実際の変形とは異なる入力変位となっていた。したがって、モデル2 では実験で観測された相対変位を考慮し、側壁部と頂版部に異なる変位を与えることとした。

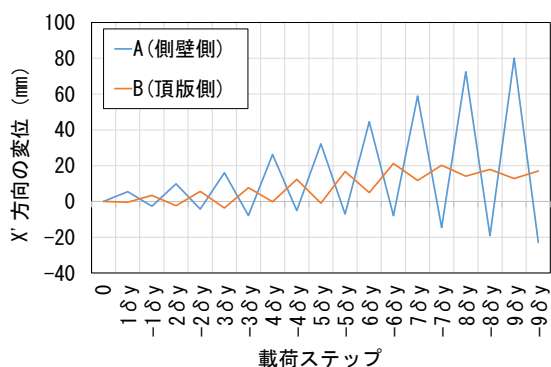


図-5.36 载荷パターン

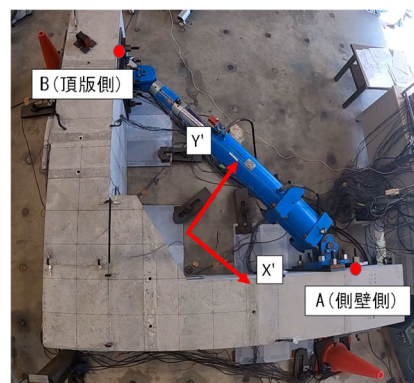


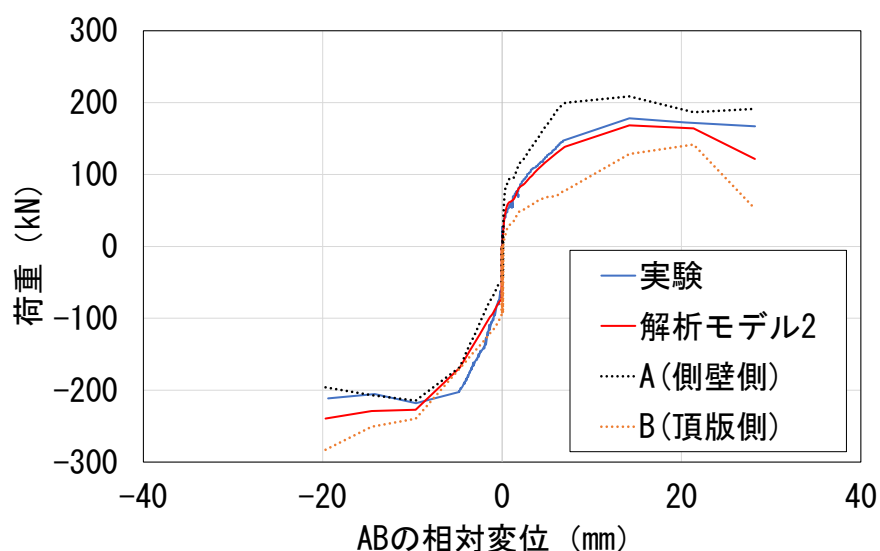
写真-5.4 使用した画像データ

5.4.2 解析結果と考察

(1) 荷重－変位関係

図－5.37 に実験およびモデル 2 の包絡線を示す．包絡線の算出方法は 5.3 節と同様である．なお，解析モデル 2 の荷重の値については，図中に示すように変位入力点 A，B それぞれの節点荷重が異なるため，その平均値を示している．

実験での载荷はアクチュエータを使用しており，側壁部と頂版部にかかる荷重は同じであると考えられる．したがって，このモデルの拘束方法には課題が残る．

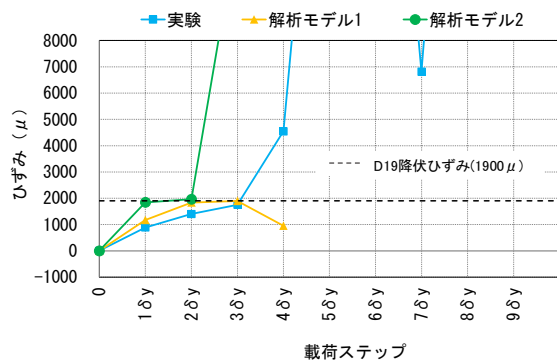


図－5.37 実験と解析の包絡線比較

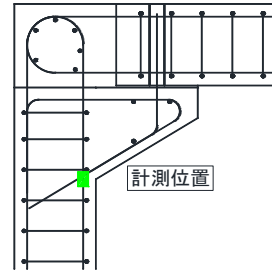
(2) 鉄筋降伏状況

図－5.38 および図－5.39 に側壁内側主鉄筋のひずみゲージ測定値を示す．モデル 1 では $1\delta y$ で降伏する鉄筋は確認されなかったが，モデル 2 では側壁内側主鉄筋が $1\delta y$ で初降伏した．これは，モデル 2 では側壁部の入力変位がモデル 1 と比較して大きくなり，より実験に近い引張応力が側壁ハンチ下部の主鉄筋に作用したためと考えられる．

したがって，頂版部と側壁部において実験と同様の相対変位を考慮することで，初降伏変位の推定精度が向上したと考えられる．

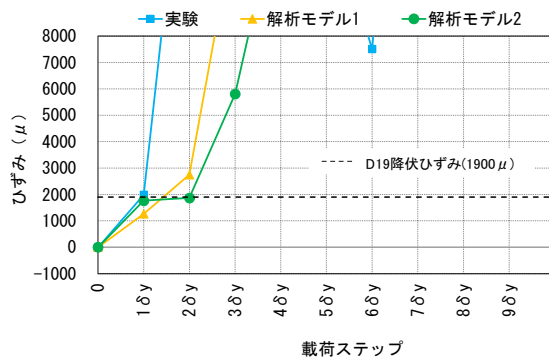


(a) 鉄筋ひずみー荷重ステップ関係

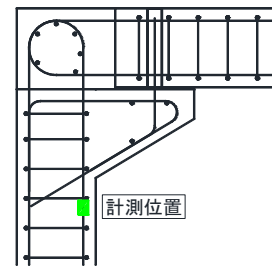


(b) ひずみ位置図

図-5.38 側壁内側の鉄筋ひずみ測定結果①



(a) ひずみー荷重ステップ図



(b) ひずみ位置図

図-5.39 側壁内側の鉄筋ひずみ測定結果②

5.5 本章のまとめ

本章では、第4章で実施したループ継手を有するボックスカルバートの隅角部の正負交番載荷実験結果に対して、2次元非線形骨組解析および3次元非線形有限要素解析を実施し、再現性の検討を行った。その結果、次のことが明らかとなった。

2次元非線形骨組解析より

- 1) ループ継手を有する供試体の実験結果を再現する際に打継目部にひび割れを再現することで正載荷は概ね再現可能であることが確認されたが、負載荷においては実験値との乖離が確認できた。

3次元非線形有限要素解析より

- 2) 荷重－変位関係について、初期剛性を概ね再現することができた。また、初期剛性以降の実験での剛性の低下を再現することができた。さらに、最大荷重の推定については誤差 20%以内で再現できた。
- 3) コンクリートのひび割れ発生箇所については再現できたが、ひび割れ発生変位は解析値の方が小さい値となった。
- 4) 鉄筋初降伏について、主鉄筋および突出し筋が降伏する箇所を再現できたが、初降伏変位の推定については課題が残った。実験終了時の鉄筋降伏状況については概ね再現できていることを確認した。
- 5) 鉄筋ひずみについて、損傷が集中した側壁ハンチ下部の鉄筋ひずみは概ね再現することができた。しかし、突出し筋および突出し筋配置部の頂版部およびループ継手付近については実験値と解析値で乖離が生じた。
- 6) 履歴吸収エネルギーについてはいずれの δy においても実験値よりも小さく評価される結果となった。
- 7) 実験で観測された頂版部と側壁部の相対変位を考慮した変位入力を行うことで、初降伏変位を適切に推定することができた。

以上より、本章で用いた解析モデルがループ継手を有する隅角部要素供試体の挙動の再現に有効であることが確認された。これらの知見は、ループ継手を有する PCa 製大型ボックスの設計および性能評価における解析手法の選定と適用性に関する重要な基礎資料となる。

参考文献

- 1) 株式会社大林組：コンクリート系構造の三次元非線形解析技術 FINAL マニュアル，
https://www.obayashi.co.jp/solution_technology/detail/tech_d061.html(参照日:2021 年 10 月 12 日)
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編に関する参考資料，pp.217-220，2015.3.
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V [耐震設計編]，pp.138-141，pp.177-183，2017.11.
- 4) 長沼一洋:三軸圧縮下のコンクリートの応力～ひずみ関係,日本建築学会構造系論文集,第 474 号, pp.163-170, 1995.8.
- 5) 出雲淳一, 島弘, 岡村甫:面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル,コンクリート工学論文集, No.87.9-1, pp.107-120, 1987.9.
- 6) 長沼一洋, 大久保雅章:繰返し応力下における鉄筋コンクリート板の解析モデル,日本建築学会構造系論文集,第 536 号, pp.135-142, 2000.10.

第6章 突出し筋に着目した正負交番載荷実験

6.1 はじめに

第2章および第4章では、隅角部にループ継手を有する実物大供試体および隅角部を切り取った要素供試体を用いて正負交番載荷実験を行い、十分な耐震性能を有していることを確認した。しかし、隅角部にはループ継手以外にも図-6.1に示すようにずれ止めを目的として配置されている突出し筋があり、第4章では突出し筋が引張抵抗に寄与していることが確認されている。一方、突出し筋の有無が耐震性能に及ぼす影響については、これまで検証していない。

本章では、ループ継手を有する隅角部に配置されている突出し筋の有無が耐震性能に及ぼす影響を検証するため、突出し筋を除去した供試体を用いて正負交番載荷実験を実施した。これにより、突出し筋の構造的役割を明らかにし、隅角部にループ継手を有するボックスカルバートの合理的な配筋設計法の構築に向けた基礎的知見を得ることを目的とする。

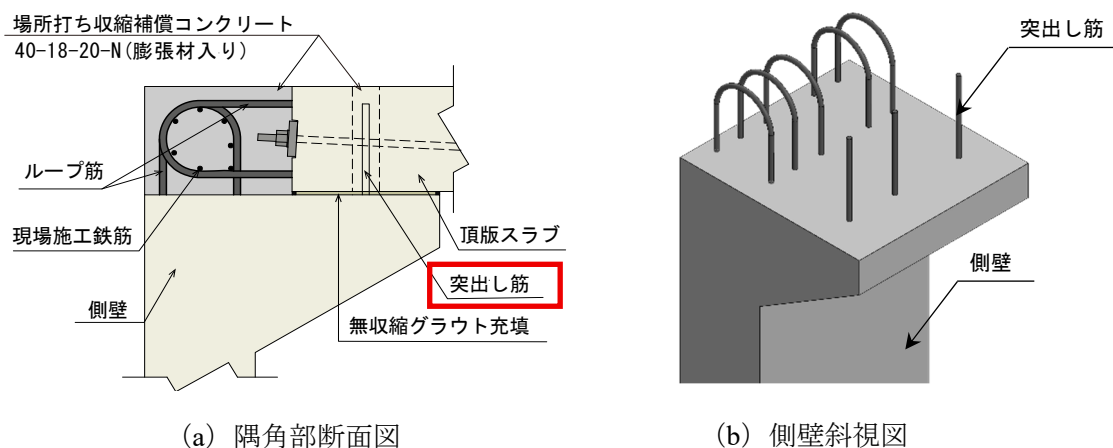


図-6.1 隅角部に配置されている突出し筋

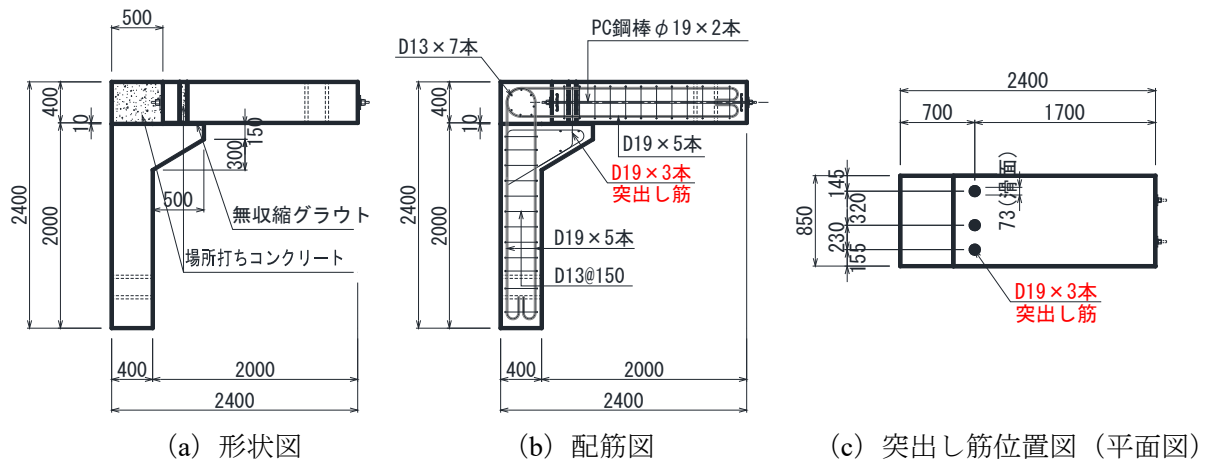
6.2 実験概要

6.2.1 実験供試体

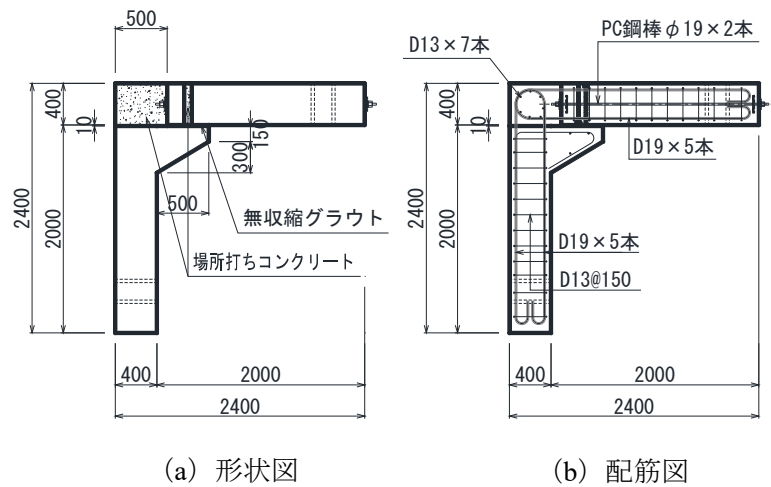
実験供試体は、大型ボックスの頂版部および側壁部で構成された隅角部周辺をL型に切り取った供試体とした。図-6.2および図-6.3に供試体の概要を示す。供試体は、第4章で実施した頂版部と側壁部をループ継手と場所打ちコンクリートで接合したPCa製大型ボックスを模した供試体Lo（突出し筋有）および突出し筋を除いた供試体Lo-R（突出し筋無）の2種類とした。

供試体Loでは、頂版スラブ底面と側壁ハンチ上面の隙間に無収縮グラウト材を充填している。本章では、突出し筋の有無による力学的特性を比較するため、供試体Lo-Rにも供試体Loと同様に突出し筋用の孔を設け、頂版スラブ底面と側壁ハンチ上面の隙間に無収縮グラウト材を充填した。

供試体の寸法は、供試体Loと同様に全幅2400mm×全高2400mm×奥行き850mmとした。頂版側には、供試体Loと同様にアンボンドPC鋼棒を配置し、ポストテンション方式により工場であらかじめプレストレスを導入した。



図－6.2 供試体 Lo（突出し筋有）の概要図



図－6.3 供試体 Lo-R（突出し筋無）の概要図

6.2.2 使用材料

(1) コンクリート

供試体 Lo-R のコンクリート配合は供試体 Lo と同様とした。表－6.1 にコンクリートの材料物性値を示す。コンクリートの圧縮強度試験および静弾性係数試験は正負交番載荷実験の 1 日前に実施し、設計基準強度 40N/mm^2 を満足していることを確認した。

表－6.1 コンクリートの材料特性値

種別・部位		材齢 (日)	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング 係数 (kN/mm ²)
供試体 Lo	頂版	49	50.6	35.1
	側壁	49	49.3	38.0
	隅角部	35	49.5	33.5
供試体 Lo-R	頂版	91	63.2	35.9
	側壁			
	隅角部	39	62.2	36.0

(2) 鉄筋および PC 鋼棒

供試体主鉄筋および突出し筋には D19 (SD345)，横拘束鉄筋は D13 (SD345) とした。PC 鋼棒は、φ19-B 種 1 号を使用した。有効緊張力は 314.5kN として導入緊張力を 370kN とした。

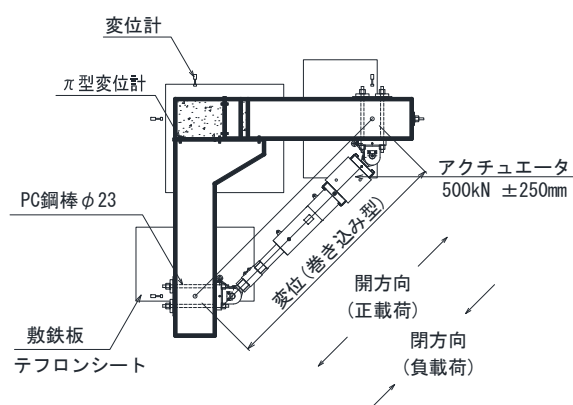
表－6.2 に引張試験により求めた鉄筋の降伏強度および降伏ひずみを示す。鉄筋のヤング係数は設計値である 200kN/mm²を用いて算出した。

表－6.2 鉄筋の材料特性値

鉄筋径		降伏強度 (N/mm ²)	降伏ひずみ ($\times 10^{-6}$)
供試体 Lo	D19	380	1900
	D13	376	1880
供試体 Lo-R	D19	365	1825
	D13	367	1835

6.2.3 供試体の設置状況

図－6.4 に実験の供試体設置状況を示す。第 4 章と同様に、PCa 製大型ボックスの隅角部に発生する部材軸線の内側および外側への曲げモーメントを再現するため、アクチュエータによる正負交番載荷実験を実施した。載荷方向は隅角部が開く方向を正載荷、閉じる方向を負載荷とした。供試体の設置条件は第 4 章と同様とした¹⁾。



図－6.4 供試体設置状況

6.2.4 測定項目

変位計の取付け位置は図-6.4 に示したとおりである．変位は図-6.4 に示す巻き込み型変位計で測定した．また，部材接続部にはパイ型変位計を用いて変位量を測定した．鉄筋のひずみは図-6.5 および図-6.6 に示す位置にひずみゲージを貼付し，測定した．

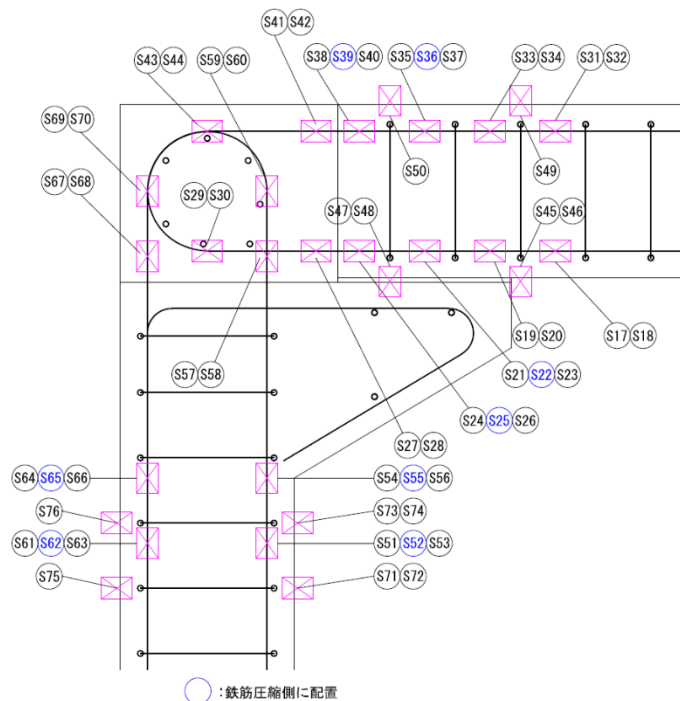


図-6.5 供試体 Lo 鉄筋ひずみゲージ位置図

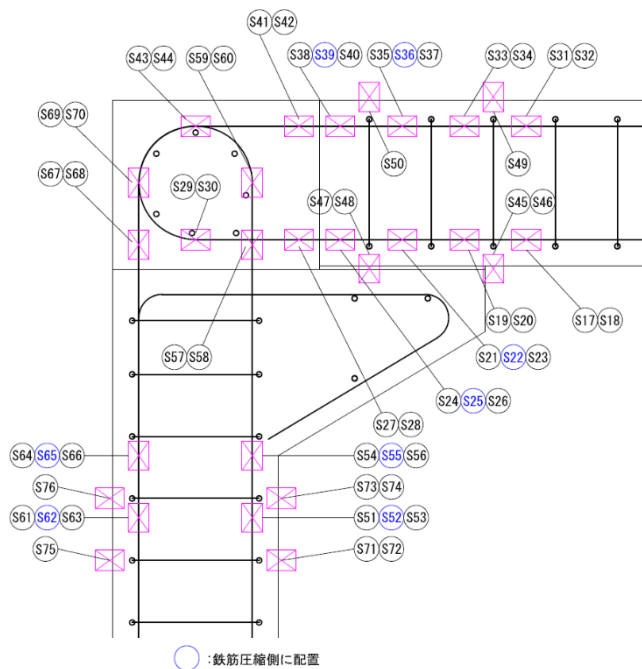


図-6.6 供試体 Lo-R 鉄筋ひずみゲージ位置図

6.2.5 載荷方法

交番載荷は、アクチュエータ取付け位置の部材軸線間の変位制御で実施した。基準変位となる初降伏変位 $1\delta_y$ の算定は、供試体に使用するコンクリートおよび鉄筋の強度試験を行い、その結果を反映した 3 次元非線形有限要素解析のプッシュオーバー解析を実施して求めた。表-6.3 に実験供試体の主鉄筋が初降伏を迎えると想定される基準変位 $1\delta_y$ を示す。開く方向を正、閉じる方向を負として、図-6.7 に示すように正負 1 回ずつの載荷を 1 サイクルとし、各載荷ステップで 3 サイクルの繰返し載荷し、以後基準変位の整数倍を順次載荷した。1 サイクル目の載荷で正負両方向ともに最大荷重の 80%以下に低下するまで載荷を繰り返した²⁾。

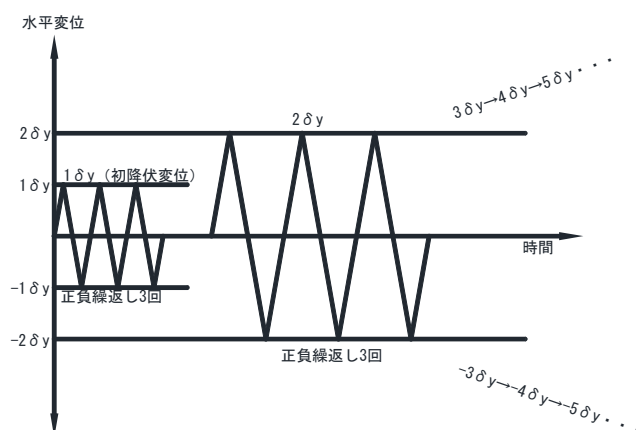


図-6.7 載荷パターン

表-6.3 解析より求めた基準変位 $1\delta_y$

		変位量 (mm)
供試体 Lo	正載荷	7.1
	負載荷	4.8
供試体 Lo-R	正載荷	9.2
	負載荷	4.8

6.3 実験結果と考察

6.3.1 荷重－変位関係

図-6.8 および図-6.9 に突出し筋を有する供試体 Lo および突出し筋を有しない供試体 Lo-R それぞれの荷重－変位関係を示す。供試体 Lo については、正載荷 $9\delta_y$ 、負載荷 $8\delta_y$ で最大荷重の 80%低下を確認した。供試体 Lo-R については、正載荷 $2\delta_y$ 、負載荷 $5\delta_y$ で最大荷重に到達し、正載荷 $8\delta_y$ 、負載荷 $8\delta_y$ で最大荷重の 80%低下を確認した。正載荷において、供試体 Lo-R の最大荷重値は供試体 Lo と比較して 64%にとどまり、大きく低下した。

図-6.10 に供試体 Lo と供試体 Lo-R の比較結果を示す。供試体 Lo の荷重－変位関係の履歴曲線は正負対称に近い履歴を示しているのに対し、供試体 Lo-R は正負非対称の履歴を示した。これは突出し筋の有無が影響していると考えられる。一方、負載荷においては、供試体 Lo に対し、供試体 Lo-R の最大荷重は 111%と若干大きい値を示した。これは、表-6.1 に示すように圧縮強度の違いによるものと、後述する損傷が集中する箇所が変化したためと考えられる。

図-6.11 に供試体 Lo と供試体 Lo-R の包絡線の比較結果を示す。包絡線より、正載荷において、供試体 Lo-R は供試体 Lo と比較して $1\delta_y$ までの剛性は 57%に低下した。一方、負載荷において $1\delta_y$ までの剛性は同程度となった。

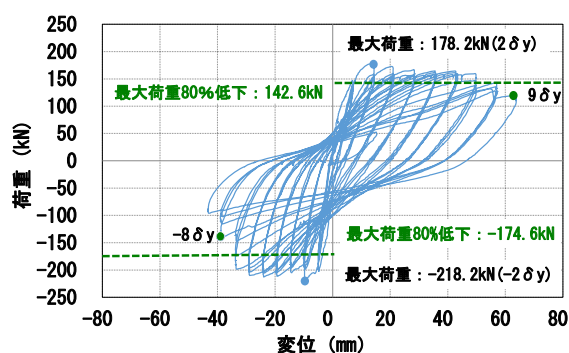


図-6.8 供試体 Lo の荷重—変位関係

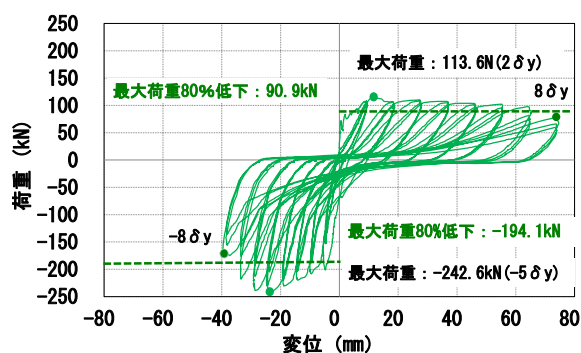


図-6.9 供試体 Lo-R の荷重—変位関係

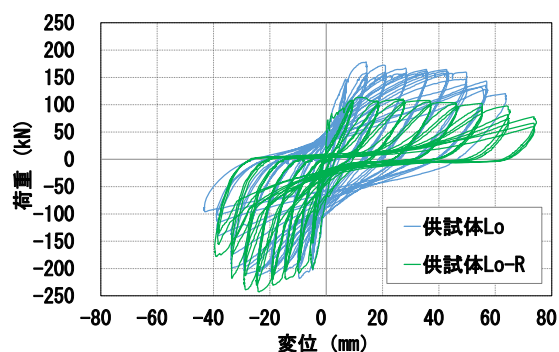


図-6.10 荷重—変位関係比較

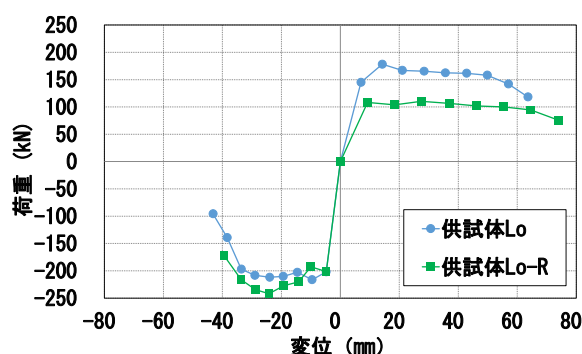


図-6.11 包絡線比較

6.3.2 損傷状況

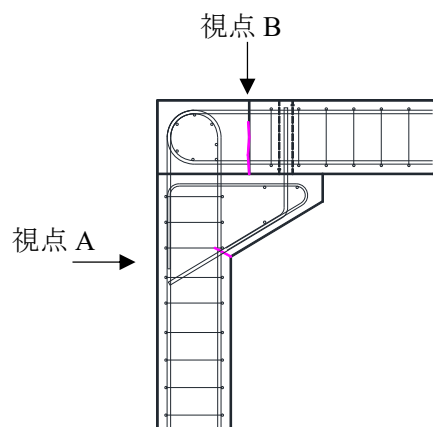
図-6.12～図-6.21 および写真-6.1～写真-6.14 に各載荷ステップにおける損傷状況を示す。図-6.12, 図-6.13 および写真-6.1～写真-6.4 に示すように, 供試体 Lo-R は変位 1.0mm で頂版部と場所打ちコンクリート部の接合部の打継目および側壁ハンチ下部に, 供試体 Lo と同様のひび割れが発生した。

図-6.14, 図-6.15, 写真-6.5 および写真-6.6 に 1δy 時の損傷状況を示す。1δy では, 供試体 Lo と同様に側壁ハンチ下部のひび割れが進展した。一方, 供試体 Lo では確認されなかった頂版と側壁の継目部から斜め方向へのひび割れが進展した。図-6.16, 図-6.17, 写真-6.7 および写真-6.8 に示すように, 正載荷の最大荷重である 2δy 到達時にひび割れが進展し, 側壁ハンチ下部のひび割れが内側から外側にかけて貫通した。また, 隅角部のひび割れも進展した。図-6.18, 図-6.19, 写真-6.9 および写真-6.10 に示すように, 5δy で負載荷の最大荷重到達後, 隅角部の損傷が進展した。

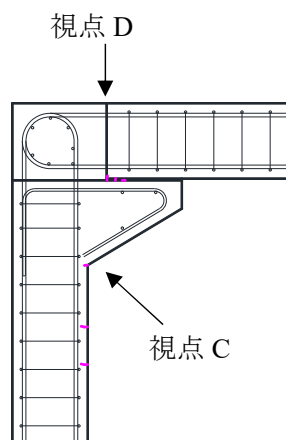
図-6.20, 図-6.21 および写真-6.11～写真-6.14 に実験終了時の損傷状況を示す。8δy で頂版スラブと場所打ちコンクリート部の打継目から発生した斜めひび割れが外側主鉄筋に沿って進展し, 場所打ちコンクリート部が破壊し, 実験が終了した。

以上より, 突出し筋の有無により破壊形態に差異が生じることを確認した。突出し筋を有する供試体 Lo では側壁ハンチ下部を中心とした曲げ破壊により損傷が集中したのに対し, 突出し筋

を有しない供試体 Lo-R では頂版と側壁の継目部から場所打ちコンクリート部にかけて斜めひび割れが進展する破壊形態となった。



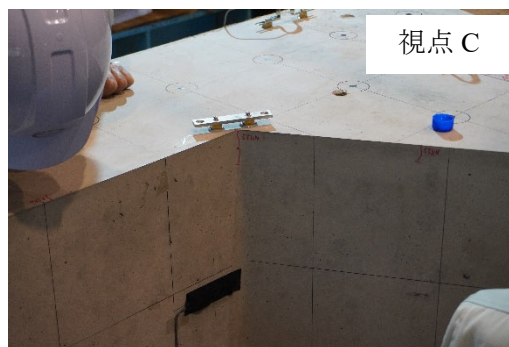
図－6.12 ひび割れ発生時（供試体 Lo）



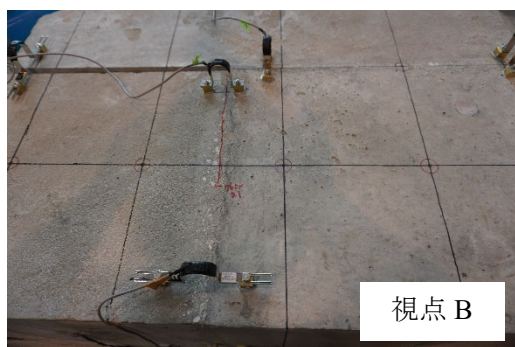
図－6.13 ひび割れ発生時（供試体 Lo-R）



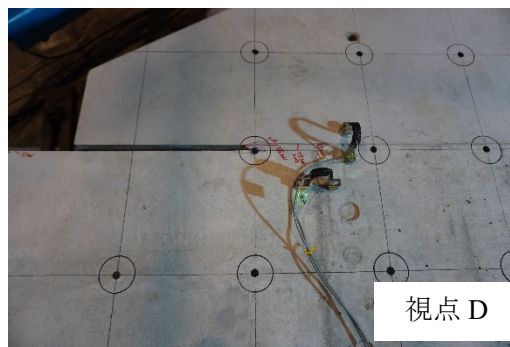
写真－6.1 側壁ハンチ下部ひび割れ発生時



写真－6.3 側壁ハンチ下部ひび割れ発生時



写真－6.2 打継目ひび割れ発生時



写真－6.4 頂版と側壁の継目

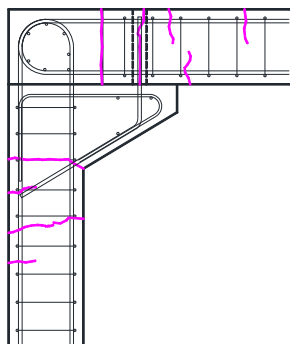


図-6.14 $1\delta y$ の損傷状況 (供試体 Lo)

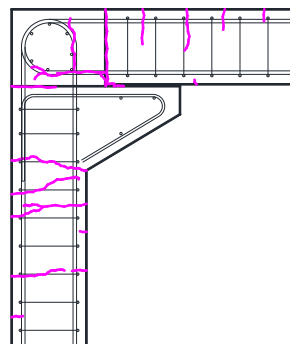


図-6.15 $1\delta y$ の損傷状況 (供試体 Lo-R)

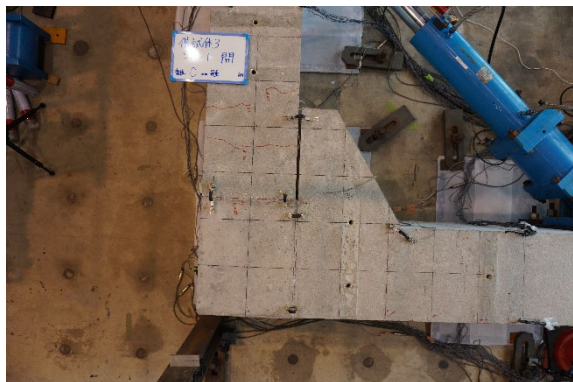


写真-6.5 $1\delta y$ の損傷状況 (供試体 Lo)

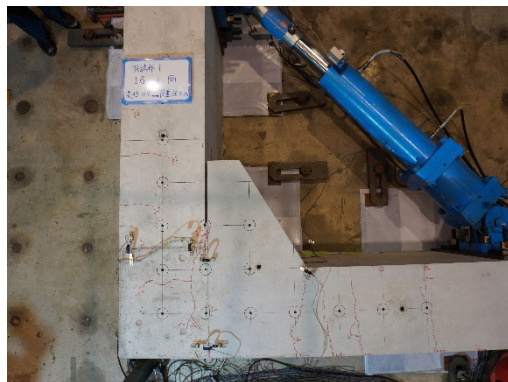


写真-6.6 $1\delta y$ の損傷状況 (供試体 Lo-R)

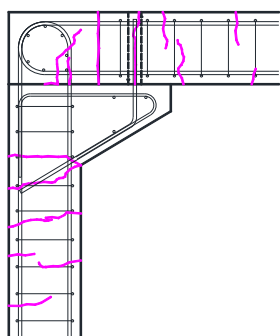


図-6.16 $2\delta y$ の損傷状況 (供試体 Lo)

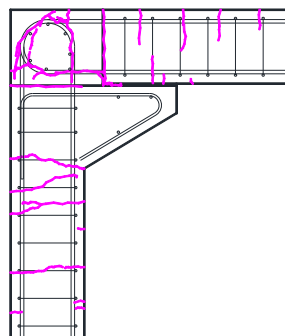


図-6.17 $2\delta y$ の損傷状況 (供試体 Lo-R)

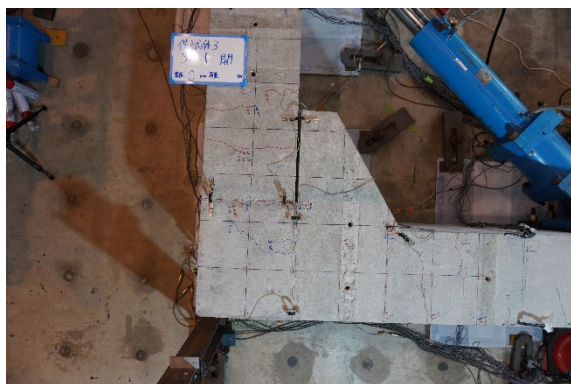


写真-6.7 $2\delta y$ の損傷状況 (供試体 Lo)

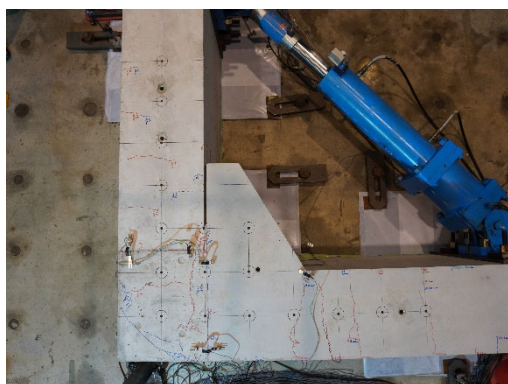


写真-6.8 $2\delta y$ の損傷状況 (供試体 Lo-R)

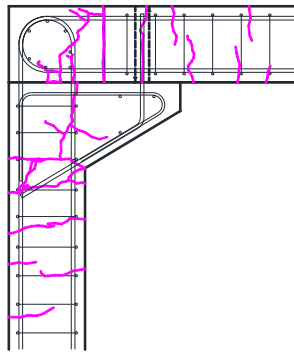


図-6.18 $5\delta y$ の損傷状況 (供試体 Lo)

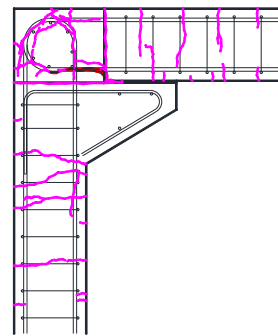


図-6.19 $5\delta y$ の損傷状況 (供試体 Lo-R)

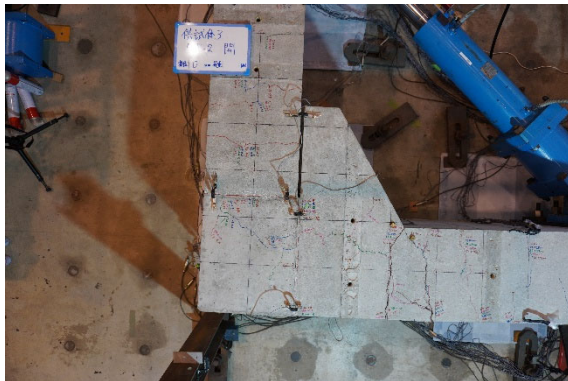


写真-6.9 $5\delta y$ の損傷状況 (供試体 Lo)

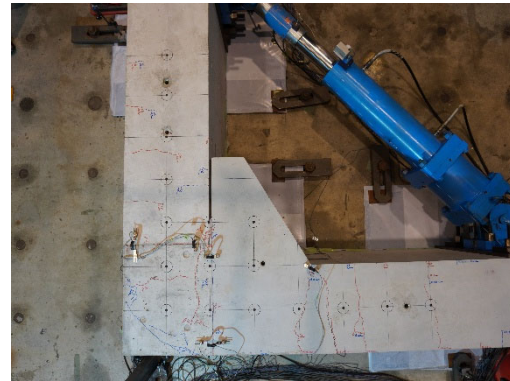


写真-6.10 $5\delta y$ の損傷状況 (供試体 Lo-R)

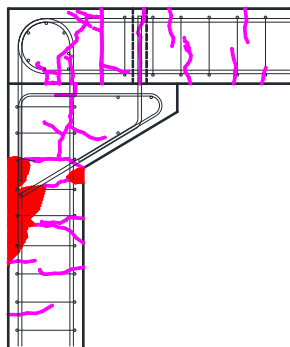


図-6.20 実験終了時 (供試体 Lo)

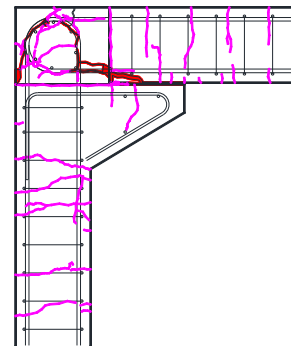


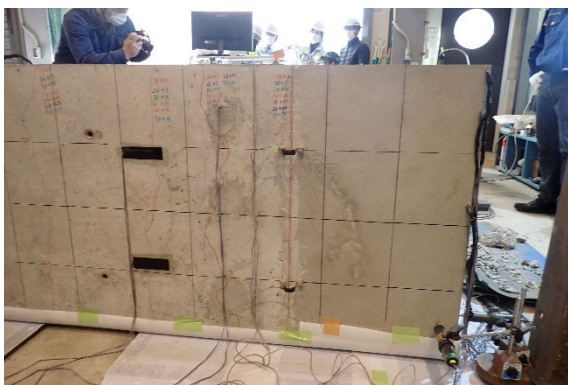
図-6.21 実験終了時 (供試体 Lo-R)



写真-6.11 実験終了時 (供試体 Lo)



写真-6.12 実験終了時 (供試体 Lo-R)



(a) 頂版外側



(a) 頂版外側



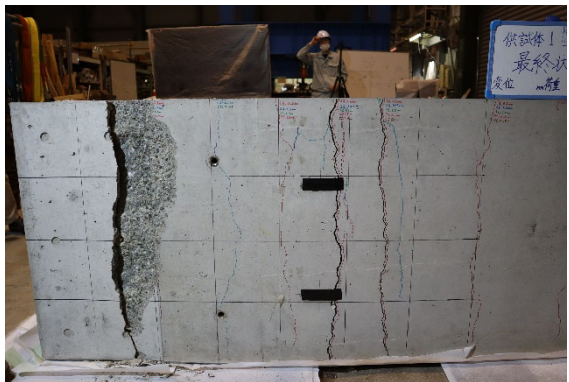
(b) 頂版内側



(b) 頂版内側



(c) 側壁外側



(c) 側壁外側



(d) 側壁内側



(d) 側壁内側

写真-6.13 実験終了時（供試体 Lo）

写真-6.14 実験終了時（供試体 Lo-R）

6.3.3 鉄筋降伏状況

(1) 鉄筋降伏位置

実験終了時まで鉄筋ひずみで降伏を確認した箇所を図-6.22 に示す。正載荷 $1\delta y$ において、供試体 Lo は側壁ハンチ下部で降伏したのに対し、供試体 Lo-R は頂版内側の場所打ちコンクリート部近傍および側壁の場所打ちコンクリート部ではほぼ同時に降伏を確認した。これは突出し筋を配置した供試体 Lo では突出し筋がアンカーとして引張力に抵抗したのに対し、供試体 Lo-R では場所打ちコンクリート部の側壁内側主鉄筋がアンカーとして引張力に抵抗したため、 $1\delta y$ での降伏位置に差異が生じたと考えられる。

一方、負載荷 $1\delta y$ では、供試体 Lo および供試体 Lo-R ともに側壁ハンチ下部で降伏を確認し、概ね同様のひずみ分布を示した。これは、負載荷時には突出し筋が圧縮側となり、引張抵抗としての寄与が小さいためと考えられる。

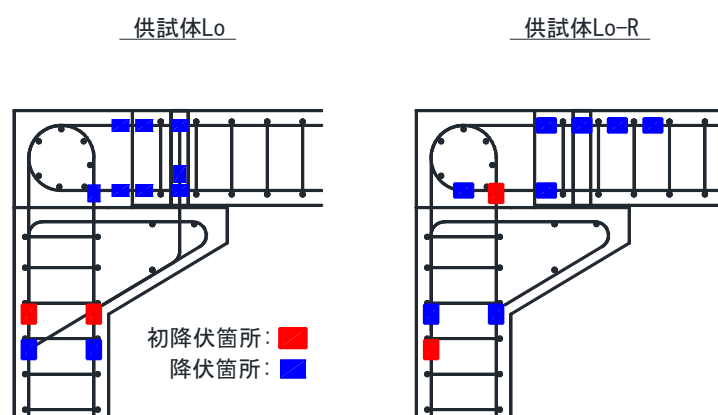


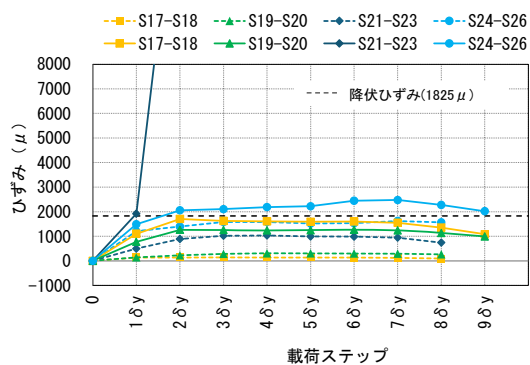
図-6.22 鉄筋の最終降伏状況

(2) 鉄筋ひずみと載荷ステップの関係

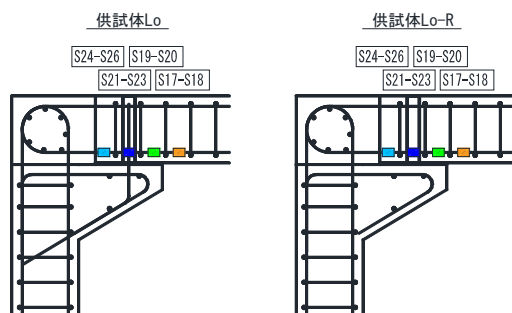
ひずみゲージの測定値と載荷ステップの関係を図-6.23～図-6.28 に示す。ひずみは各サイクルの最大荷重時における同一箇所の最大値を示しており、実線が供試体 Lo、破線が供試体 Lo-R を示している。

図-6.23～図-6.25 より、正載荷 $2\delta y$ において、供試体 Lo では $1\delta y$ で降伏を確認した突出し筋、突出し筋配置箇所の頂版スラブ内側主鉄筋および側壁ハンチ下部の3箇所でひずみが増大した。一方、供試体 Lo-R では $1\delta y$ で降伏を確認した場所打ちコンクリート部側壁主鉄筋のひずみが増大した。図-6.26～図-6.28 より、負載荷 $2\delta y$ では、供試体 Lo では正載荷と同様に側壁ハンチ下部でひずみが増大し、塑性化が進んでいるのに対し、供試体 Lo-R では貼付したひずみゲージの値からは塑性化の進展が確認できなかった。さらに載荷を進めると、供試体 Lo-R では場所打ちコンクリート部の鉄筋ひずみが増大し、塑性化が進展していることを確認した。

以上より、ひずみ分布からも突出し筋の有無により塑性化が進展する箇所に差異が生じることを確認した。供試体 Lo では側壁ハンチ下部を中心に塑性化が進展するのに対し、供試体 Lo-R では場所打ちコンクリート部を中心に塑性化が進展した。

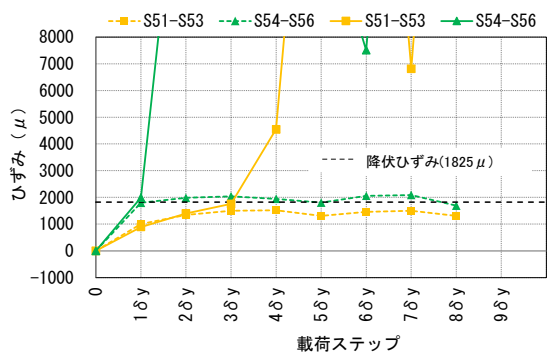


(a) ひずみ—荷重ステップ関係

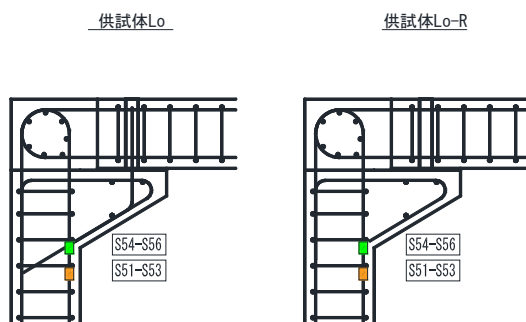


(b) ひずみ位置図

図-6.23 頂版内側の鉄筋ひずみ測定結果

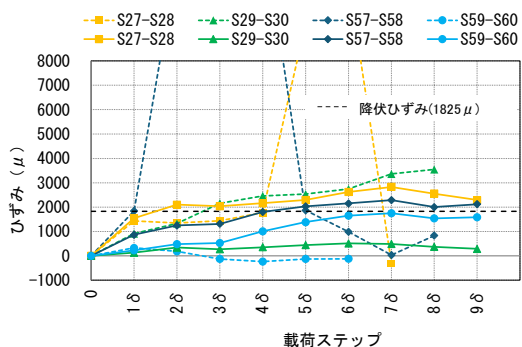


(a) ひずみ—荷重ステップ関係

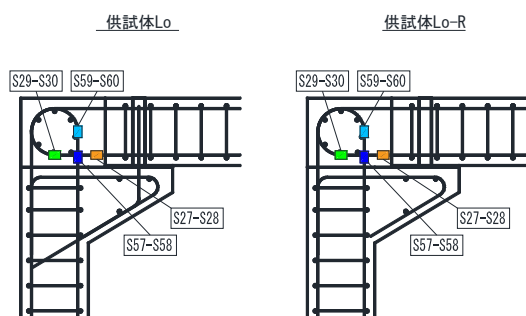


(b) ひずみ位置図

図-6.24 側壁内側の鉄筋ひずみ測定結果

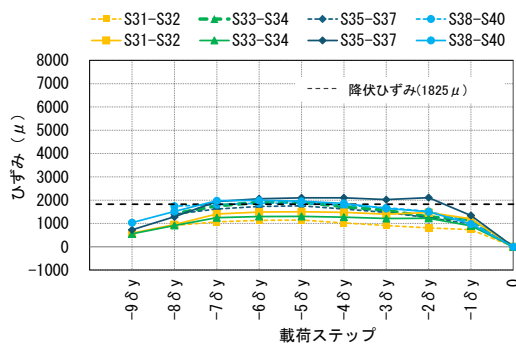


(a) ひずみ—荷重ステップ関係

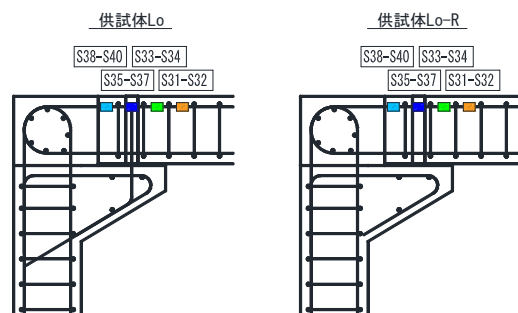


(b) ひずみ位置図

図-6.25 隅角部内側の鉄筋ひずみ測定結果

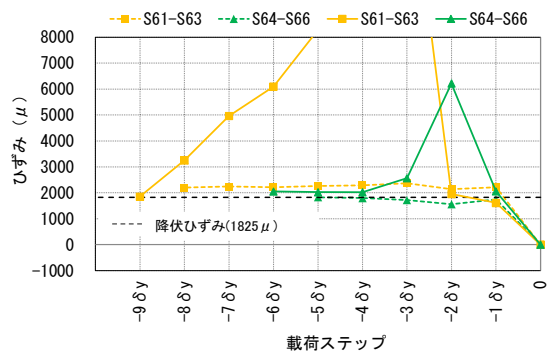


(a) ひずみ—荷重ステップ関係

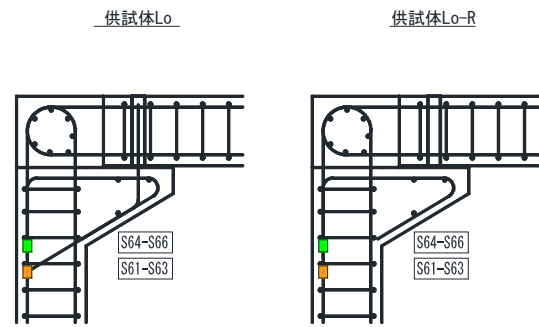


(b) ひずみ位置図

図-6.26 頂版外側の鉄筋ひずみ測定結果

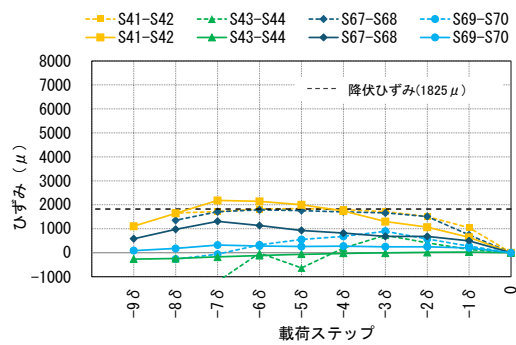


(a) ひずみ—载荷ステップ関係

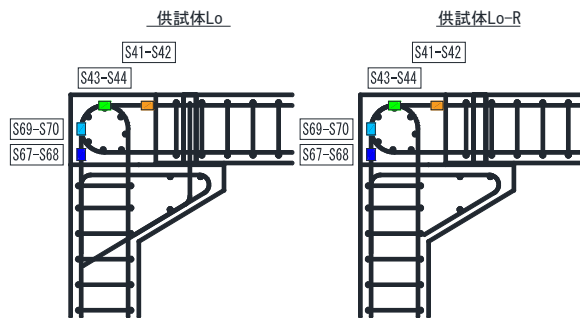


(b) ひずみ位置図

図-6.27 側壁外側の鉄筋ひずみ測定結果



(a) ひずみ—载荷ステップ関係

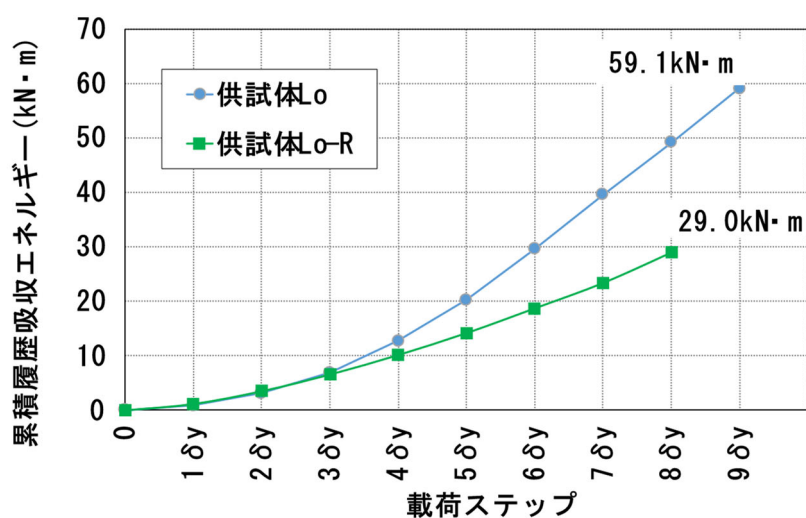


(b) ひずみ位置図

図-6.28 隅角部外側の鉄筋ひずみ測定結果

6.3.4 累積履歴吸収エネルギー

荷重－変位関係から求めた各載荷ステップの1サイクル目で描く曲線の正負合計面積を累積した履歴吸収エネルギーを図－6.29に示す．図－6.29より，供試体Lo-Rの累積履歴吸収エネルギーは供試体Loと比較して， $3\delta y$ までは同程度の累積値となり， $4\delta y$ 以降は累積値の差が徐々に拡大し，実験終了時には供試体Loの49%まで低下した．これは，正載荷において供試体Lo-Rは突出し筋を有さず，供試体Loと比べて基準変位である $1\delta y$ の値が大きく，かつ荷重値が小さいためと考えられる．すなわち，損傷が比較的小さい $3\delta y$ までは，供試体Lo-Rの方が変位量は大いものの荷重が小さいため，履歴ループの面積が供試体Loと同程度となった．しかし， $4\delta y$ 以降，供試体Lo-Rでは場所打ちコンクリート部を中心に損傷が進展したため，累積履歴吸収エネルギーの差が拡大したものと考えられる．



図－6.29 累積履歴吸収エネルギー

6.4 本章のまとめ

本章では、隅角部にループ継手を有する突出し筋を有しない供試体 Lo-R を製作し、正負交番載荷実験を行った。第 4 章で実施した突出し筋を有する供試体 Lo と比較することにより、突出し筋の有無が耐震性能に及ぼす影響を検証した。その結果、次のことが明らかとなった。

- 1) 突出し筋を有しない供試体は突出し筋を有する供試体と比較して、正載荷において最大荷重が 64%に低下し、靱性が $1\delta y$ 低下し、 $1\delta y$ までの剛性が 57%に低下した。
 - 2) 突出し筋を有しない場合、場所打ちコンクリート部で損傷が進展し、主鉄筋に沿って隅角部で破壊が生じた。一方、突出し筋を有する場合は側壁ハンチ下部で損傷が進展し、曲げ破壊により終局状態に至った。突出し筋の有無により破壊形態が大きく異なることが確認された。
 - 3) 累積履歴吸収エネルギーは、突出し筋を有する供試体が突出し筋を有しない供試体と比較して約 2 倍となり、突出し筋を有する構造の方がエネルギー吸収性能に優れ、靱性の高い構造であることが確認された。
 - 4) 鉄筋のひずみ分布および塑性化の進展箇所は、突出し筋の有無により大きく異なった。突出し筋を有しない場合は場所打ちコンクリート部の主鉄筋でひずみが増大し、塑性化が進展した。一方、突出し筋を有する場合は側壁ハンチ下部でひずみが増大し、塑性化が進展した。
- 以上より、突出し筋の有無は破壊形態および耐震性能に大きく影響を及ぼすことが明らかとなり、ループ継手を有するボックスカルバート隅角部において、突出し筋は耐震性能確保のための重要な構造要素であることが確認された。

参考文献

- 1) 松本康資，山口浩平，松田学，日野伸一：正負交番载荷を受ける圧着式接合工法を用いた分割プレキャストボックスカルバート隅角部の耐荷性能，コンクリート工学年次論文集，Vol.43，No.2，pp.307-312，2021.
- 2) 土木研究所：橋の耐震性能の評価に活用する実験に関するガイドライン（案）（橋脚の正負交番载荷実験方法及び振動台実験方法），土木研究所資料，第 4023 号，2006.8.

第7章 結論

7.1 本研究で得られた結論

本研究では、隅角部にループ継手を有する大型ボックスカルバートの耐震性能を評価し、高応力繰返しに対する性能を検証することを目的とし、実物大および要素供試体を用いた正負交番載荷実験を行った。さらに数値解析を実施し、実験結果の再現性および解析手法の適用性について検討を行った。本研究の結論を以下に述べる。

第1章では、カルバートの概要、社会インフラの現状とプレキャスト製品に対する課題を示すとともに、既往の研究を整理し、本研究の背景と目的および研究を進めるにあたっての基本事項を述べた。

第2章では、隅角部にループ継手を有するPCa製大型ボックスの実物大供試体を用いた変位制御による正負交番載荷実験を実施し、地震による繰返し作用に対して道路土工カルバート工指針に示されている要求性能を満足するかを検証し、耐震性能を評価した。要求される耐震性能を満足しており、隅角部のループ継手部が所要の高応力繰返し性能を有していることを確認した。本章で得られた結果を以下に示す。

- 1) レベル1およびレベル2相当変位3回繰返し終了時、本実験条件下では性能1および性能2を有していることを確認した。
- 2) レベル2設計地震動よりも大きな地震動が作用した場合でも本実験条件下では性能3を有していた。また、このことから構造物として重要な冗長性も保持していることを確認した。
- 3) 層間変形角2%を上回るまで各部材に致命的な損傷が見られなかったため、十分な変形性能を有することを確認した。
- 4) 実験終了時である終局状態においても履歴吸収エネルギーは低下することがなく、十分なエネルギー吸収性能を有することが確認された。
- 5) 実験終了時のループ継手隅角部の周辺部の損傷は軽微なひび割れ程度で鉄筋ひずみの値から大きな変状はみられなかった。

第3章では、第2章で実施したループ継手を有するPCa製大型ボックスの実験結果に対して2次元非線形骨組解析および3次元非線形有限要素解析を実施し、再現性の検討を行った。2次元非線形骨組解析では、主鉄筋初降伏点および荷重－変位の包絡線は概ね再現可能であった。しかし、ひび割れ発生後の剛性が変化する2次剛性の箇所では再現性の課題が生じた。3次元非線形有限要素解析では、鉄筋とコンクリートとの付着は完全付着と付着すべりの2種類のモデルを検討し、プッシュオーバー解析および正負交番載荷解析を実施した。初降伏以降の鉄筋降伏状況については改善でき、ひび割れ進展状況は概ね再現可能であった。しかし、ひび割れ発生後の剛性が変化する2次剛性の箇所では再現性については課題が残った。本章で得られた結果を示す。

2次元非線形骨組解析より

- 1) プッシュオーバー解析の結果、初降伏変位 27.5mm、荷重 209kN であり、実験値の初降伏変位 24mm、荷重 204kN と良好に一致した。
- 2) 最大荷重は解析で 241kN、実験で 269kN であり概ね一致し、骨組解析による安全側の評価が可能であることを確認した。
- 3) ひび割れ発生後の 2 次剛性の変化点の再現性については課題が残り、非線形挙動の詳細な再現は難しいことが示された。

3次元非線形有限要素解析より

- 4) 正負交番載荷解析により 2 次元非線形骨組解析では再現できなかった荷重低下を再現可能となり、荷重値については、実験結果との誤差が降伏荷重で 5%程度、最大荷重で 8%程度となり、概ね再現できることを確認した。しかし、最大荷重時の変位および降伏変位の再現性については課題が残った。
- 5) 初期ひび割れや損傷状況については概ね再現可能であったが、解析では頂版隅角部では実験より多くのひび割れが発生し、底版部では実験より少ないひび割れとなった。
- 6) 解析の降伏位置は実験同様に側壁ハンチ下付近および底版隅角部付近に集中し、再現可能であった。ただし、底版主鉄筋の降伏は当初再現できなかったが、底版部の拘束条件を改善することで再現可能となった。
- 7) 完全付着モデルは耐力を過大評価する傾向があり、実設計時は付着すべりを考慮することが望ましいことを確認した。
- 8) 荷重－変位関係より、2次元非線形骨組解析と同様にひび割れ発生後の2次剛性の再現性については課題が残った。

第4章では、ループ継手を有する隅角部構造が従来用いられてきた場所打ちボックスカルバートの隅角部構造と比較し、同程度の耐震性能を有していることを確認する目的で隅角部を切り出した2種類の供試体で正負交番載荷実験を実施した。その結果、ループ継手を有する供試体は一体型供試体と比較し、最大荷重、靱性、剛性および履歴吸収エネルギーが同程度から同程度以上であることを確認し、実験終了時においても隅角部は軽微なひび割れ程度で大きな変状が見られず、ループ継手を有する隅角部は十分な耐震性能を有していることを確認した。本章で得られた結果を以下に示す。

- 1) 荷重－変位関係および包絡線の比較により、ループ継手を有する供試体は一体型供試体と比較して、同程度以上の剛性、最大耐力、靱性を有することを確認した。ただし、正載荷において、降伏直前付近までの剛性については若干の相違が確認された。
- 2) 両供試体ともに側壁ハンチ下部で主鉄筋の座屈を伴う曲げ破壊で実験が終了した。ループ継手を有する供試体のループ継手部である隅角部は、軽微なひび割れ程度にとどまり、大きな変状は見られなかった。

- 3) ループ継手を有する供試体の正載荷において、鉄筋ひずみより、突出し筋が引張抵抗として有効に機能しており、耐震性能に影響を及ぼしている可能性があることを確認した。
- 4) 累積履歴吸収エネルギーにおいて、ループ継手を有する供試体は一体型供試体と比較して同程度であることを確認した。

第5章では第4章のループ継手を有する隅角部の実験結果に対する2次元非線形骨組解析および3次元非線形有限要素解析を実施した。その結果、2次元非線形骨組解析では、正載荷において概ね再現可能であったが、負載荷においては実験値と解析値との乖離が確認された。3次元非線形有限要素解析では、荷重－変位関係において、初期剛性およびひび割れに伴う剛性低下を再現することを確認した。また、最大耐力は誤差20%以内で推定することができ、その時の変位も再現することができた。一方、鉄筋初降伏時の変位については課題が残る結果となった。本章で得られた結果を示す。

2次元非線形骨組解析より

- 1) ループ継手を有する供試体の実験結果を再現する際に打継目部にひび割れを再現することで正載荷は概ね再現可能であることが確認されたが、負載荷においては実験値との乖離が確認できた。

3次元非線形有限要素解析より

- 2) 荷重－変位関係について、初期剛性を概ね再現することができた。また、初期剛性以降の実験での剛性の低下を再現することができた。さらに、最大荷重の推定については誤差20%以内で再現できた。
- 3) コンクリートのひび割れ発生箇所については再現できたが、ひび割れ発生変位は解析値の方が小さい値となった。
- 4) 鉄筋初降伏について、主鉄筋および突出し筋が降伏する箇所を再現できたが、初降伏変位の推定については課題が残った。実験終了時の鉄筋降伏状況については概ね再現できていることを確認した。
- 5) 鉄筋ひずみについて、損傷が集中した側壁ハンチ下部の鉄筋ひずみは概ね再現することができた。しかし、突出し筋および突出し筋配置部の頂版部およびループ継手付近については実験値と解析値で乖離が生じた。
- 6) 履歴吸収エネルギーについてはいずれの δy においても実験値よりも小さく評価される結果となった。
- 7) 実験で観測された頂版部と側壁部の相対変位を考慮した変位入力を行うことで、初降伏変位を適切に推定することができた。

第6章ではループ継手を有する隅角部に配置されている突出し筋の有無が耐震性能に及ぼす影響に着目し、突出し筋を除去した供試体を用いて正負交番載荷実験を実施した。その結果、突出し筋を除去した場合、正載荷において、最大荷重、靱性、剛性および履歴吸収エネルギーが低下

することを確認した。また、突出し筋の有無で破壊形態や破壊位置に差異が生じ、耐震性能に大きく影響を及ぼすことを確認した。本章で得られた結果を以下に示す。

- 1) 突出し筋を有しない供試体は突出し筋を有する供試体と比較して、正載荷において最大荷重が 64%に低下し、靱性が $1\delta y$ 低下し、 $1\delta y$ までの剛性が 57%に低下した。
- 2) 突出し筋を有しない場合、場所打ちコンクリート部で損傷が進展し、主鉄筋に沿って隅角部で破壊が生じた。一方、突出し筋を有する場合は側壁ハンチ下部で損傷が進展し、曲げ破壊により終局状態に至った。突出し筋の有無により破壊形態が大きく異なることが確認された。
- 3) 累積履歴吸収エネルギーは、突出し筋を有する供試体が突出し筋を有しない供試体と比較して約 2 倍となり、突出し筋を有する構造の方がエネルギー吸収性能に優れ、靱性の高い構造であることが確認された。
- 4) 鉄筋のひずみ分布および塑性化の進展箇所は、突出し筋の有無により大きく異なった。突出し筋を有しない場合は場所打ちコンクリート部の主鉄筋でひずみが増大し、塑性化が進展した。一方、突出し筋を有する場合は側壁ハンチ下部でひずみが増大し、塑性化が進展した。

7.2 今後の展望

本研究では、隅角部にループ継手を有する PCa 製大型ボックスの実物大供試体および隅角部要素供試体を用いた正負交番載荷実験により、十分な耐震性能を有することを確認した。また、隅角部に配置されている突出し筋が耐震性能に大きく影響することを明らかにした。さらに、2 次元非線形骨組解析および 3 次元非線形有限要素解析により、実験結果に対する解析的再現性を一定程度確認した。これらの成果を踏まえ、今後の展望を以下に示す。

昨今の建設業界では現場作業員不足が深刻化しており、生産性向上が急務となっている。PCa 製大型ボックスはコンクリート構造物の現場施工における生産性向上に大きく寄与するものであり、本研究結果が今後のプレキャスト技術の活用促進に貢献することを期待する。

今後は、突出し筋の鉄筋径、配置間隔、定着長等のパラメータを変更した要素実験を実施し、突出し筋の最適な構造細目を決定する必要がある。さらに、現行の「ずれ止め筋」としての位置づけから、構造上重要な「構造鉄筋」として再定義し、合理的な設計方法を確立することが重要である。

謝辞

本論文は、筆者が株式会社ヤマウにおいて実施したプレキャストコンクリート製大型ボックスカルバートの耐震性能に関する研究をまとめたものです。九州大学大学院博士後期課程に3年間在籍し、本研究を遂行するにあたり、多くの方々にご指導、ご協力をいただきました。ここに深く感謝の意を表します。

指導教員である九州大学大学院工学研究院 社会基盤部門教授 梶田幸秀先生には、主査として実験計画から論文作成に至るまで、終始懇切丁寧なご指導とご助言をいただきました。企業に所属しながら博士号取得を目指す筆者に対し、研究の進め方や学術論文の構成について基礎から丁寧にご指導いただきました。また、実験結果の解釈や考察においても的確な助言をいただきました。深く感謝申し上げます。

副査をお引き受けいただいた九州大学大学院工学研究院 社会基盤部門准教授 佐川康貴先生、熊本大学 くまもと水循環・減災研究教育センター教授 松村政秀先生には、審査の過程において貴重なご意見とご指導を賜りました。両先生からのご指摘により、本論文の学術的価値を高めることができました。深く感謝申し上げます。

九州大学大学院工学研究院 社会基盤部門地震工学研究室技術職員 山崎智彦氏には、工程管理や実験準備において多大なるご協力をいただきました。また、実験について熟知されており、実験の考察をする上でも貴重な助言をいただくことができました。心より感謝申し上げます。

本研究テーマに取り組んでくれた九州大学大学院修了生（修了当時）の大森仁色氏、永田湧也氏、Nergui SUVD-ERDENE 氏には、実験や解析において多くのご助力をいただきました。心より感謝申し上げます。

長きにわたる研究活動および博士論文の執筆という貴重な機会を与えてくださった株式会社ヤマウ代表取締役社長 有田徹也氏、同社常務取締役 壽上隆司氏に心より感謝申し上げます。

直属の上司である同社開発部 部長 溝田憲史氏には、本研究の遂行にあたり、研究活動に対する深いご理解とご支援をいただきました。また、同社開発部技術企画グループ グループリーダー 片山強博士には、研究実験および論文執筆において貴重な助言をいただきました。厚く感謝申し上げます。

試験体製作にご協力いただいた同社製造本部 本部長 石崎敦郎氏をはじめとする製造本部の皆様、試験体施工に携わっていただいた同社工事部 部長 大谷光広氏をはじめとする工事部の皆様には、本研究の基盤となる重要な作業にご尽力いただきました。職場の先輩、同僚、後輩の皆様には、日頃より温かいご支援とご協力をいただきました。心より感謝申し上げます。

最後に、論文執筆活動に専念できるように温かく支えてくれた家族に心からの感謝を捧げます。

本論文は多くの方々のご指導とご支援により完成することができました。ここに改めて感謝の意を表し、謝辞といたします。

2026 年 1 月