

小孔径孔あき鋼板ジベルを適用した
軽量化複合プレキャスト版の開発

(Development of light weight precast deck
with small diameter perfobond strip)

学位取得年月 2019年9月

谷 慎太郎

目 次

第1章 序論	1
1.1 研究の背景	1
1.2 本研究の目的	4
1.3 本論文の構成	6
第1章の参考文献	
第2章 既往の研究	8
2.1 床版構造に関する研究	8
2.2 孔あき鋼板ジベルに関する研究	13
第2章の参考文献	
第3章 小孔径孔あき鋼板ジベルのずれ耐力に関する実験的検討	22
3.1 はじめに	22
3.2 実験概要	22
3.3 実験結果と考察	26
3.3.1 かぶりコンクリートの影響	26
3.3.2 貫通鉄筋の影響	40
3.3.3 孔内コンクリートの粗骨材有無の影響	45
3.4 第3章のまとめ	46
第3章の参考文献	
第4章 合成はりの合成率に関する実験的検討	48
4.1 はじめに	48
4.2 実験概要	48
4.3 実験結果と考察	51
4.3.1 荷重-たわみ関係	51
4.3.2 合成率に関する考察	53

4.4	第4章のまとめ	55
	第4章の参考文献	
第5章	はり供試体による孔あき鋼板ジベルを用いた	
	鋼・コンクリート複合構造の挙動に関する実験的検討	56
5.1	はじめに	56
5.2	実験概要	58
5.3	実験結果と考察	61
5.3.1	荷重-たわみ関係	61
5.3.2	支間中央のコンクリート・鋼材のひずみ	63
5.3.3	支間直交ひずみ（コンクリート上縁・貫通鉄筋）	65
5.3.4	孔あき鋼板ジベルのずれ耐荷力	68
5.4	第5章のまとめ	71
	第5章の参考文献	
第6章	実物大版供試体による複合版の挙動・破壊性状に関する実験的検討	72
6.1	はじめに	72
6.2	実験概要	72
6.2.1	供試体概要	72
6.2.2	載荷方法および計測項目	74
6.3	FEM解析概要	76
6.4	実験結果と考察	77
6.4.1	中央載荷	77
6.4.2	L側載荷	86
6.4.3	孔あき鋼板ジベルのずれ耐荷力	96
6.5	第6章のまとめ	99
第7章	結論	100
7.1	本研究のまとめ	100

7.2 今後の課題	102
本論文に関連のある研究報告	103

謝辞

第1章 序論

1.1 研究の背景

我が国の総人口は2008年をピークとして減少に転じており、生産年齢人口（15歳～64歳）も1995年をピークに減少に転じて、将来推計によると2025年には生産年齢人口は約4,500万人まで減少すると見込まれ、この数値は2015年時点の約7,600万人に対する59%となるものである¹⁾。また、建設業就業者の年齢構成としては、2016年時点で55歳以上が約34%、29歳以下が約11%と高齢化が進行し²⁾、次世代への技術承継が大きな課題となっている。このような社会環境のもと、建設工事の生産性向上を図ることが国策として掲げられており、その一環として、国土交通省においては2016年よりICTの導入やコンクリート工のプレキャスト化が盛り込まれた*i-Construction*の推進が行われている³⁾。

一方、今後の社会インフラ整備においては、膨大な量となる既存構造物に対する合理的な維持管理・更新が課題となる。代表的な既存インフラの更新として、高速道路における橋梁の鉄筋コンクリート（以下、RC）床版の取替えが事業化されており⁴⁾、それらの多くは、既存のRC床版をプレキャスト床版へ取り替えるものである（図-1.1）。また、河川や道路改修等において、1.5車線の道路整備⁵⁾における一部区間の道路拡幅や都市部における交差点付近の右左折用拡幅等、河川等の護岸部に張出構造の床版を設けて道路拡幅を行う事例もある。これについては、コンクリート製プレキャスト製品も開発されている⁶⁾。さらに、地域活性化を支える施策の一つとして、多くの人が集まる鉄道駅等の交通結節点において、利便化を図るための設備改善が行われており、その事業において、ペDESTリアンデッキの増築等が行われている（図-1.2）⁶⁾。



図-1.1 高速道路の橋梁床版取替え工事の事例（左：工事全景、右：床版取替え状況）



図-1.2 ペDESTリアンデッキ工事例（左：工事中、右：完成後）

これらの事業は、供用中の構造物に対する維持管理・更新であることや市街地での施工または短期間での施工が求められる工事となる場合が多く、その特性から社会環境への影響を考えると、建設現場における作業が最小限となりさらなる合理化・スピード化が可能となる技術・工法が求められている。また、既設床版の取替えを行う場合や既存構造物の改築において、既設構造物またはそれに近接して建設される基礎・支持構造の耐荷性および設置スペースから決まる構造物の大きさを考慮すると、新規構築する床版は寸法や重量の制限が付与されることが多く、軽量化を図る必要がある。また、軽量化した床版を採用することで、現場作業の省力化や機械設備の小型化にも繋がる。

現場の省力化・工程短縮に繋がる技術としてはプレキャスト技術があり、構造の合理化による軽量化や薄肉化に繋がるものとしては合成構造があることが知られている。床版部材における合成構造としては、これまでも数多くのものが開発・実用化されており、各々適用性や長所を有している。既存の合成版の代表例としては、鋼板コンクリート合成版や鋼コンクリートサンドイッチ合成版およびI形鋼格子床版等がある⁷⁸⁾。これらの合成版の多くは、全版厚をコンクリートで構成されるものであり、複合構造としての力学的特性を考慮すれば、コンクリート部材厚を全版厚の半分程度とする等、さらなる軽量化が可能と考えられる。また、これらの多くは現場施工にてコンクリートを打設するものであり、プレキャスト化によりさらなる合理化が図れると考えられる。さらに、いずれの構造もコンクリートの下面もしくは上下面が鋼板で覆われているため、建設後の供用期間中にコンクリートの状況を目視確認できず、維持管理性に関して改善の余地があると考えられる。

これらの既存構造における課題を踏まえた上で、図-1.3に示すI形鋼格子床版構造を基本とした複合プレキャスト版に関する検討を行う。

提案する構造は、工場製作時の工夫により既存の合成版において型枠兼用として設置されるコンクリートを覆う鋼板（底鋼板）を不要とすることができる。なお、本構造におけるコンクリートと鋼の接合は、接合部のディテールの簡素化が図れる孔あき鋼板ジベルとしている。

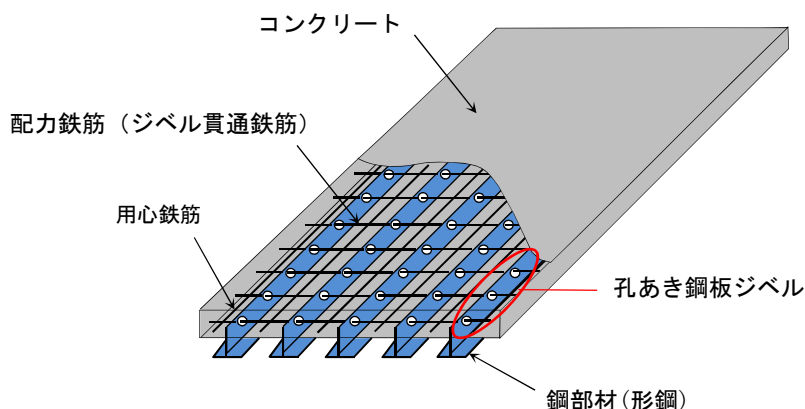


図-1.3 複合プレキャスト版の概要

本研究で提案する複合プレキャスト版の特徴を以下に示す（図-1.4）。

- ①床版構造の合理化の第一歩として、比較的載荷荷重が小さく、疲労の影響が小さいペDESTリアンデッキや歩道橋床版等を対象とする。
- ②軽量化を図るため、コンクリート部材厚を 100mm とし、全部材厚の 1/2 程度と薄くしている。
- ③異種材料の特長を考慮した合理的な断面性能とするため、断面上側をコンクリート、断面下側を鋼部材とする 2 層構造としている。単純支持した複合版においては、自重や上載荷重により正の曲げモーメントが作用することとなり、部材中立軸より上側の圧縮応力に対してはコンクリートが抵抗し、部材中立軸より下側の引張応力に対しては鋼部材が抵抗する断面としている。
- ④薄いコンクリート部材内で鋼部材とコンクリートを接合するため、接合構造に孔あき鋼板ジベルを採用している。
- ⑤コンクリートの維持管理性に配慮し、底鋼板は設置しない。製造時においてはプレキャスト版の上面を型枠面（底型枠）とし、製造後に反転させることを想定している（図-1.5）。

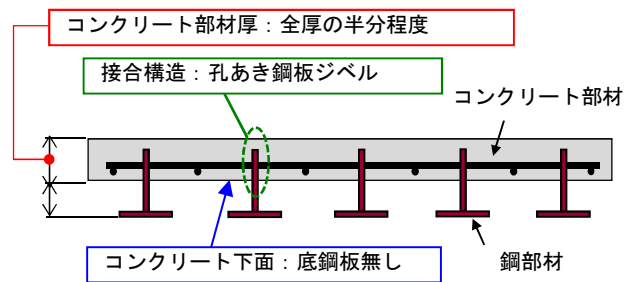
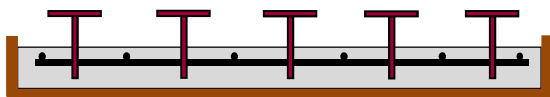


図-1.4 複合版の特徴

【STEP 1】型枠内に鉄筋・形鋼を組み立てる。



【STEP 2】コンクリート打設・養生を行う。



【STEP 3】脱枠後、プレキャスト版を上下反転させる（完成）。

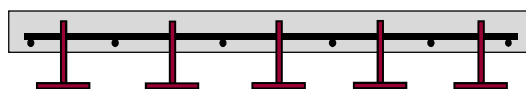


図-1.5 複合プレキャスト版の製造手順

1.2 本研究の目的

本研究で提案とする複合プレキャスト版は、ペDESTリアンデッキや歩道橋の床版に適用することを前提としている。構造の概要は、厚さ 100mm のコンクリートと鋼部材（孔あき形鋼）を孔あき鋼板ジベル（以下、PBL）で接合した 2 層構造の複合版である。既往の研究成果では、PBL の破壊機構やずれ耐力は、PBL 周辺のコンクリートの拘束状態に大きく依存することが報告されている^{9)~11)}。複合構造における構造安全性の観点において、作用力に対して接合部（ずれ止め）の耐荷性能を確保することは最も重要なことの一つであり、対象構造の接合部周辺のディテールを考慮した PBL のずれ耐力の把握が必要となる。

藤井らは、PBL の押し抜き試験および引き抜き試験結果をもとに種々のコンクリート拘束因子を考慮した PBL のずれ耐力評価式を提案している¹²⁾。その評価式においては、拘束因子として、かぶりコンクリート、PBL 孔内に配置された貫通鉄筋、供試体の底面摩擦を考慮しており、これらの拘束の影響により、PBL のずれ耐力は孔部コンクリートのせん断抵抗のみによるものから増加すると報告している。

既存の合成版や橋梁の合成桁等においては、コンクリート下面に底鋼板やフランジが設置され、これらとコンクリートの付着や摩擦により PBL 周辺のコンクリートを拘束する影響がある。それに対して、提案する複合版では、底鋼板等による PBL 周辺のコンクリートの拘束はない。また、コンクリート部材厚は全部材厚の 1/2 程度としているため、部材中立軸はコンクリート部材内のジベル近傍となり（図-1.6）、PBL 周辺のコンクリートには圧縮応力がほとんど作用していない状態となる。つまり、本構造における PBL に対する拘束因子は、孔内貫通鉄筋とかぶりコンクリートが支配的となる。

PBL の孔径が小さい場合には、ずれ耐力はコンクリートの拘束効果に一層強く影響されることが予想される。提案する複合版は、コンクリートスラブの厚さが小さいため、必然的に PBL の孔径は小さくせざるを得ず、孔径 30mm を想定している。なお、既往の PBL のずれ耐力に関する研究においては、孔径 35mm 以上を対象としたものが多く、また、複合構造標準示方書における設計せん断耐力の算定式の適用範囲は 35mm~90mm とされている⁷⁾。

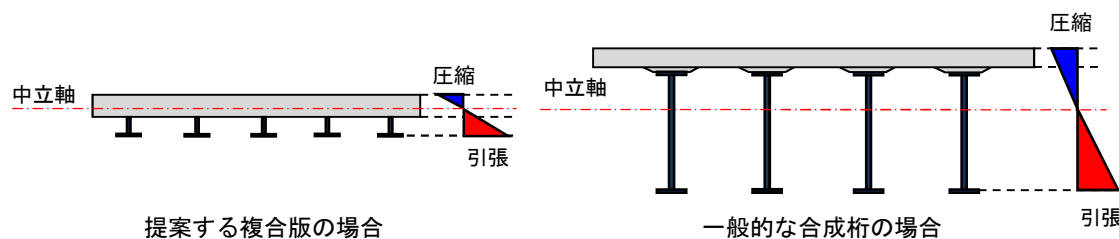


図-1.6 部材高と中立軸位置の関係

小径 PBL の終局ずれ挙動やずれ耐荷力はあまり研究されておらず未解明であることから、本研究では、まず、本構造の接合部のディテールや拘束状態を踏まえた孔あき鋼板ジベルのずれ挙動を明らかにする。具体的には、ジベル孔径 30mm の PBL を対象とし、かぶり厚や貫通鉄筋の配置をパラメータとした複数の供試体を用いて押し抜き試験を実施し、ずれ挙動とずれ耐荷力について調査する。そして、提案する構造の接合部の設計に適用するためのずれ耐荷力の評価式を提案する。

次に、コンクリートと鋼部材（形鋼）を PBL で接合した梁供試体の静的曲げ載荷試験を実施し、断面力が卓越する床版支間方を対象とした耐荷性能や挙動の確認を行う。

さらに、提案する複合版は幅 1200mm 程度を想定した版構造として構築するため、集中荷重が作用した場合 2 方向曲げモーメントと面外せん断力が発生する。版構造の合成版としての挙動は把握されていないため、実験により破壊性状等を調査する。具体的には、実大供試体を用いて集中荷重を載荷する静的曲げ試験を実施し、版としての挙動や破壊形態の確認を行う。

1.3 本論文の構成

本論文は、序論と結論を含め、計7章から構成されている。各章の概要を以下に列記する。

第1章 序論

我が国における労働人口の変化や社会インフラ整備に対する課題等の社会環境について述べた上で、これらの課題を解決するため本研究で提案する複合版の特徴と本研究の目的を明記した。

第2章 既往の研究

本研究に関連する床版構造や複合構造のずれ止めとして使用される孔あき鋼板ジベルに関する実績・研究を調査・整理し、本研究における課題を明記した。

第3章 小孔径孔あき鋼板ジベルのずれ耐力に関する実験的検討

小孔径孔あき鋼板ジベル供試体を用いた押し抜き試験を行い、ずれ耐力に与えるかぶりコンクリートによる拘束効果を調査した。次に、貫通鉄筋は配置した場合のずれ挙動とずれ耐力について調査した。そして、かぶりと貫通鉄筋のみで拘束される小孔径孔あき鋼板ジベルのずれ耐力の評価式を提案した。

第4章 合成はりの合成率に関する実験的検討

はり高が200mm程度の合成はりの静的曲げ載荷試験を行い、既往の研究成果における合成桁を模したはり高800mmの合成はりの静的曲げ載荷試験の結果と対比した上で、合成はりの曲げ剛性の評価方法を調査した。

第5章 はり供試体による孔あき鋼板ジベルを用いた複合構造の挙動に関する実験的検討

コンクリートと鋼材（形鋼）を孔あき鋼板ジベルで接合した梁供試体の静的曲げ載荷試験を実施し、断面力が卓越する床版支間方を対象とした耐荷性能や挙動を調査した。また、曲げ載荷試験結果から孔あき鋼板ジベルの破壊作用力を算出し、第3章で提案した孔あき鋼板ジベルのずれ耐力の評価式および第4章で示した合成率の概念を用いた不完全合成はりの剛性や挙動を算出する手法の妥当性を検証した。

第6章 実物大版供試体による複合床版の挙動・耐荷性能に関する実験的検討

実大供試体を用いて集中荷重を載荷する静的曲げ試験を実施し、版としての挙動や破壊形態を調査した。また、曲げ載荷試験結果から孔あき鋼板ジベルの破壊作用力を算出し、第3章で提案した孔あき鋼板ジベルのずれ耐力の評価式および第4章で示した合成率の概念を用いた不完全合成はりの剛性や挙動を算出する手法の妥当性を検証した。

第7章 結論

本研究で得られた知見をまとめるとともに、今後の課題を整理した。

第1章の参考文献

- 1) 国土交通省：国土交通白書 2018, pp.4-pp.14, pp.106-pp.124, 2018
- 2) 総務省：労働力調査
- 3) “高速道路リニューアルプロジェクト—大規模更新・修繕事業に本格的に着手します—”, NEXCO 西日本, <https://corp.w-nexco.co.jp/corporate/release/hq/h28/0330c/>, (参照 2019,6,22)
- 4) 日本道路協会：道路構造令の解説と運用, pp.106-pp.117, 2015
- 5) NETIS：SK-100002-VE, 技術名称「ロードプラス」
- 6) 道路新産業開発機構：新道路利活用研究会報告書, pp.401-pp.453, 2014
- 7) 土木学会：2014年制定 複合構造標準示方書, 2014
- 8) 土木学会：複合構造物の性能照査例-複合構造物の性能照査指針(案)に基づく, pp.139-164, 2006
- 9) 古川祐輔, 藤井堅, 道菅裕一, 山口詩織：孔あき鋼板ジベルの押し抜き試験における各種パラメータのずれ耐荷力への影響, 第9回複合・合成構造の活用に関するシンポジウム, pp.58-65, 2011
- 10) 中島章典, 橋本昌利, 小関聡一郎, 鈴木康夫：拘束度の高い押し抜き試験に基づく孔あき鋼板ジベルの強度評価, 第9回複合・合成構造の活用に関するシンポジウム, pp.49-57, 2011
- 11) 平陽兵, 浅沼大寿, 一宮利通, 大窪一正, 古市耕輔：拘束効果を考慮した孔あき鋼板ジベルの耐力評価法, コンクリート工学年次論文集, Vol.35, No.2, pp.1225-1230, 2013
- 12) 藤井堅, 道菅裕一, 岩崎初美, 日向優裕, 森賢太郎, 山口詩織：孔あき鋼板ジベルのずれ耐荷力評価式, 土木学会論文集 A1, Vol.70, No.5, pp.II_53-II 68, 2014

第2章 既往の研究

2.1 床版構造に関する研究

床版（スラブ）は、従来一方向ないし二方向の版理論で構造設計が行われる薄肉部材であり、実構造物への適用は多岐に渡っている。例えば、土木分野では、一般的なものとして橋梁におけるスラブ橋や桁橋の床版（フランジ部材）があり、その他としてボックスカルバートや開削工法による地下構造物および擁壁等はスラブが主体となった構造である。また、建築分野においては、建築構造物の床構造は不可欠な部材である。これらの床版は鉄筋コンクリート（以下、RC）造であることが多く、また、その施工方法としては現場でコンクリートを打設する方法が採用されている。一方、道路橋の床版や建築構造物の床部材においては、長支間化や部材の薄肉化（軽量化）および道路橋における疲労耐久性の向上を目的として、プレストレストコンクリート（以下、PC）床版も多く採用されている。日本における建築物の床版に PC 構造が初めて採用されたのは 1951 年に小松市市庁舎地下床版であり、日本における初めての PC 橋の建設と同年である。また、1960 年代頃から、鋼道路橋の床版へ PC 床版が採用され始めた²⁾。近年では、構造や施工の合理化を図るため、様々な床版構造が提案・採用されている。

道路橋の床版においては、1980 年代頃から損傷した RC 床版の急速施工が可能な打替技術として、プレキャスト PC 床版の開発が進められた。また、同時期に新設橋梁に対しても現場施工の省力化と工期短縮を目的として採用が試みられることとなる²⁾。近年においては、高速道路リニューアルプロジェクトの一環として、既設鋼橋の劣化した RC 床版を取り替える工事が事業化されており、この取替え床版には、現場工期の短縮が可能で疲労耐久性や劣化因子に対する浸透抵抗性の高いプレキャスト PC 床版が積極的に採用されている。プレキャスト PC 床版に関する構造的に重要な部位として、プレキャスト部材同士の接合部があり、実構造での採用として、プレストレスにより一体化を図る PC 接合と現場にて部分的な RC 部材を構築する RC 接合の 2 つに大別される（図-2.1）³⁾。また、最近では、プレキャスト PC 床版をポリマーセメントモルタルやエポキシ樹脂モルタルの充填材のみで橋軸方向に接合する「半接合構造」が提案されている（図-2.2）⁴⁾。これらの接合構造に関しては、道路橋床版へ適用する場合は、輪荷重走行試験等による疲労耐久性の検討を実施し安全性を確認した上で採用されている。

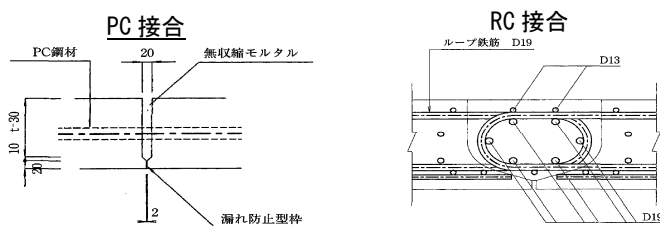


図-2.1 プレキャスト PC 床版の接合構造³⁾

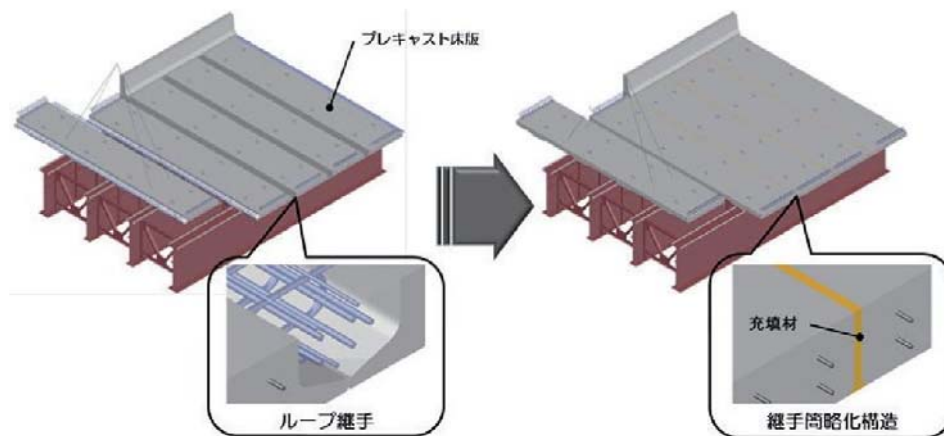


図-2.2 プレキャスト PC 床版の半接合構造概要 4)

一方、橋梁床版において、コンクリート材料を主とした RC 床版や PC 床版とは異なる異種材料の組合せである鋼・コンクリート合成床版の歴史は古く、現在では多数ある合成床版の基本であるロビンソンタイプ合成床版が 1950 年代に海外で開発され、日本では 1979 年に首都高速道路公団の枝川ランプ橋で初めて採用されている。

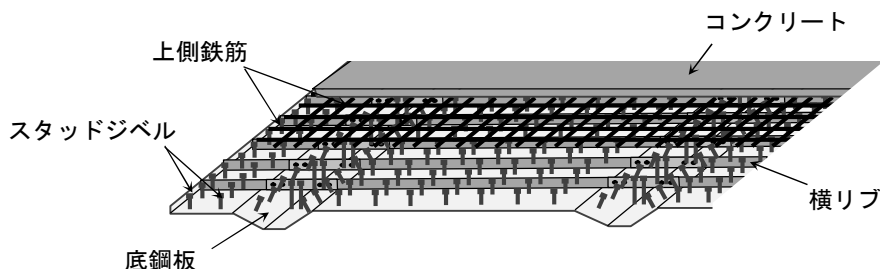


図-2.3 合成床版の例 (ロビンソンタイプ)

一般的な合成床版は、型枠兼用の底鋼板とそこに打設されるコンクリート部材をずれ止めにより接合し、合成構造として荷重に抵抗するものである。ロビンソンタイプの合成床版の実用化後、ずれ止め構造と底鋼板の補強方法に関して多数の提案がなされ様々なタイプの合成床版が実用化されている (表-1) 5)6)。また、近年では既設床版取替え工事における急速施工化への対応としてプレキャスト合成床版の開発も進められている (図-2.4) 7)。プレキャスト合成床版の開発における最も重要な課題の一つは、プレキャスト PC 床版と同様にプレキャスト部材同士の接合部に関する施工性と構造的性の両立である。プレキャスト合成床版は、2011 年に西名阪自動車道御幸大橋 (下り線) の床版取替え工事において採用され、プレキャスト部材同士の接合構造としては、プレキャスト PC 床版で実績のある RC 接合が適用された 8)。

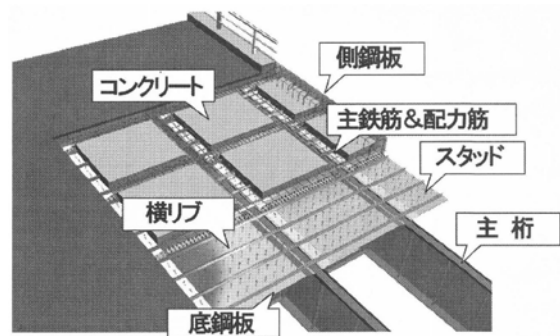


図-2.4 プレキャスト合成床版の概要

表-2.1 合成床版のタイプと構造概要

タイプ	ずれ止め構造	底鋼板の補強方法
ロビンソンタイプ	スタッドジベル	平鋼
形鋼タイプ	形鋼 (T型鋼・CT形鋼・I形鋼・溝形鋼・球平形鋼・U形鋼) ※	
トラスタイプ	トラス形に形成された形鋼または鉄筋 ※	
帯板タイプ	平鋼または形鋼 (孔あき鋼板ジベル等) ※	

※ずれ止めと底鋼板の補強を兼用した構造. スタッドジベルを併用する場合もある.

合成床版は底面に鋼板を設置する構造であることに對し、中空の鋼パネル内に流動性の高いコンクリートを充填し合成構造とした鋼コンクリートサンドイッチ合成版が実用化されている。コンクリート周囲を鋼板で覆うことから、高い剛性を有しさらなる薄肉化が可能な床版構造であり、橋梁床版や沈埋函およびボックスカルバートの頂版等に適用されている。これらの構造・部材においては合成構造の特長を生かし、橋梁床版では薄肉・軽量化、沈埋函においては部材薄肉化とドライドッグの省略、ボックスカルバートの頂版では土被りの省略等の構造的・施工性に関する利点がある(9) (10) (11)。

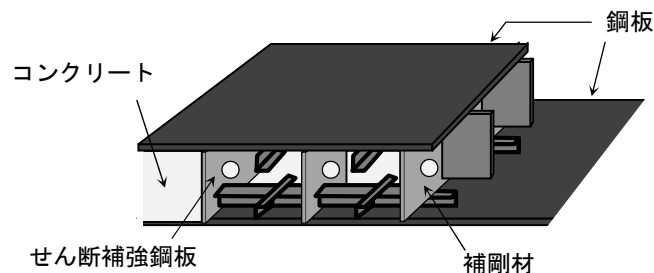


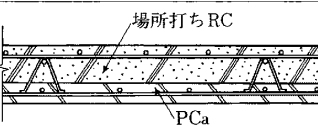
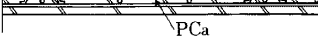
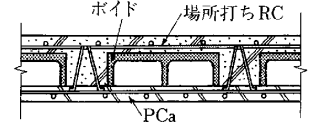
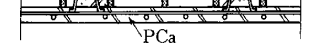
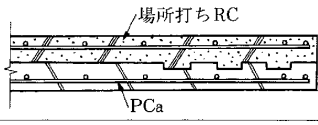
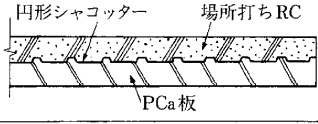
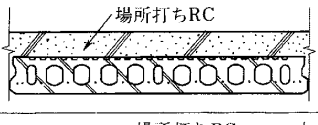
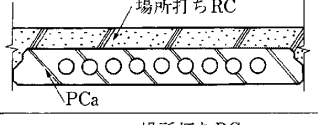
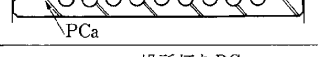
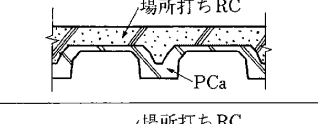

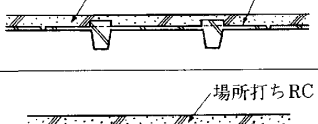
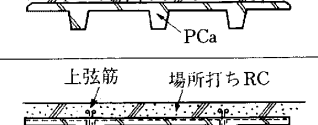



図-2.5 鋼コンクリートサンドイッチ合成版の例

これら合成床版やサンドイッチ合成版の課題として、コンクリート下面や上面が底鋼板で覆われているため、施工時のコンクリートの充填状況や供用後の維持管理におけるコンクリートの外観状況が直接目視で行えないことがある。これに対してはモニタリング孔を設けることや、漏水セン

サー，AE法，打音振動試験等の非破壊にて確認する方法が研究されている⁶⁾。

建築分野においては，近年，労働者の高齢化や工期短縮のニーズの高まり等により，プレキャスト技術の適用が進んでいる。多くのものは，一部分をプレキャスト化しそれを埋設型枠兼用として後打ちコンクリートを打設して一体化する合成スラブ（合成床板）である。このような合成スラブは，部材全体ではなく一部分のみのプレキャスト化であることからハーフプレキャスト構造（以下，ハーフPCa構造）と呼ばれる。ハーフPCa構造が一般化されるようになった背景としては，全てを現場で構築する構造と全てをプレキャスト化する構造の両者の利点を組み合わせたことにある。つまり，現場施工による接合部施工の容易性や止水性を確保しつつ，現場工期の長期化を抑制できる構造として普及した。また，全てをプレキャスト化するより経済性に優れるという点も有意である¹²⁾¹³⁾。ハーフPCa構造のスラブは，施工会社毎で開発されてきた経緯があり，その工法は多数存在している（表-2.2）¹³⁾。

表-2.2 合成床板工法の概要¹³⁾

	工法略称	合成床板の断面形状	PCa板	面内せん断力の伝達	開発者
(1)	オムニア工法		RC	トラス筋 + 粗面	タカムラ建設
(2)	カイザー工法		RC	トラス筋 + 粗面	日本カイザー
(3)	オムニアボイド工法		RC	トラス筋 + 粗面	タカムラ建設
(4)	カイザーボイド工法		RC	トラス筋 + 粗面	日本カイザー
(5)	PICOS工法		RC	周辺に凹状のコッター	清水建設
(6)	全面コッター式工法		RC	全面に凹形凹状のコッター	竹中工務店
(7)	スパンクリート工法		PS	凹状のコッター	スパンクリート製造
(8)	ダイナスパン工法		PS	凹状のコッター	明星セメント
	パルテック工法		PS	凹状のコッター	明星セメント
(9)	FC工法		PS	粗面+溝	富士ピーエスコンクリート
(10)	π スラブ工法		PS	凹状のコッター	オリエンタルコンクリート
(11)	CS工法		PS	粗面+リブ	ピーエスコンクリート
(12)	FTT工法		PS	粗面 +V目地	フドウ建研
(13)	FB工法		PS	粗面 +トラス筋	フジタ
(14)	FR工法		PS	粗面+溝	富士ピーエスコンクリート
(15)	FRボイド工法		PS	粗面 +目地部溝	富士ピーエスコンクリート

2.2 孔あき鋼板ジベルに関する研究

鋼・コンクリート複合構造における異種材料間の応力伝達に用いられるずれ止めの一つとして、Leonhardt らによって提案された孔あき鋼板ジベルがある¹⁴⁾。孔あき鋼板ジベルの適用事例として最も一般的である合成桁における鋼桁とコンクリート床版のずれ止めを例に挙げると、図-2.6に示すように孔あき鋼板を鋼桁の上フランジに溶接する構造であり、その孔の中に充填されたコンクリートがせん断に抵抗することで異種材料間のずれ止めとして機能するものである。実構造においては、コンクリート床版に配置される鉄筋をジベル孔部内に貫通鉄筋として配置することで、孔部コンクリートに作用する割裂引張（押し広げ力）に対する拘束力を高めている。近年では、複合ラーメン橋における鋼桁とコンクリート橋脚の接合部や鋼板コンクリート合成版における異種材料間のずれ止めおよびプレキャスト部材同士の接合部への適用など、多岐にわたっている¹⁵⁾¹⁶⁾¹⁷⁾。

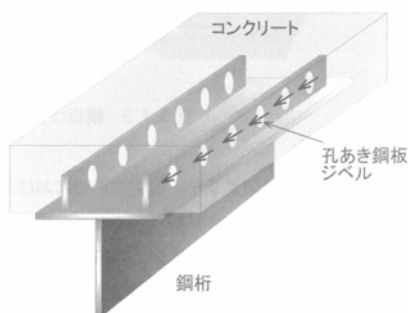


図-2.6 合成桁における孔あき鋼板ジベルの概要¹⁵⁾

貫通鉄筋のない孔あき鋼板ジベルのせん断抵抗メカニズムを図-2.7に示す。まず、鋼板に作用する力がジベル孔内コンクリートに伝達され（図-2.7(a)）、次にその作用力が孔内コンクリートから周辺コンクリートに伝達する。その際、ジベル孔内コンクリートが作用力方向にずれようとするため、鋼板がある一定の厚さ以上を有している場合、外面の延長線上にはせん断力が作用する（図-2.7(b)）。そして、せん断力がコンクリートの抵抗力を上回るとひび割れが発生する。コンクリートには骨材が含まれるため、このひび割れ面は平滑な面ではないことから、さらに作用力が増加しひび割れ面でずれが生じることに伴い、ひび割れ面が側方に広がろうとするため、押し広げ力が作用する（図-2.7(c)）。この押し広げ力を拘束する力があれば、ひび割れ面における骨材の噛み合わせ効果等による摩擦力が生じ、さらにずれ抵抗に寄与する。

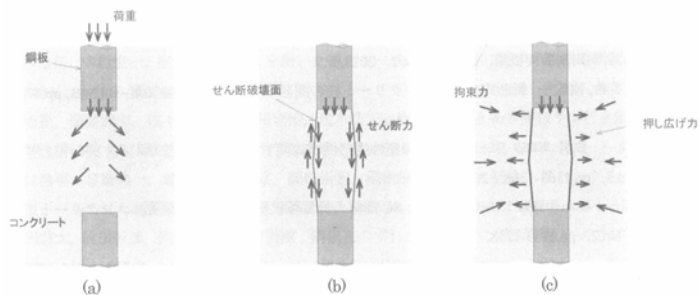


図-2.7 孔あき鋼板ジベルのせん断抵抗メカニズム¹⁵⁾

孔あき鋼板ジベルは、ずれ剛性が高く、せん断耐力も大きくかつ経済性が高いずれ止めであり、近年様々な複合構造物のずれ止めとして使用されている。また、従来ずれ止めとして用いられてきた頭付きスタッドと比べて、孔あき鋼板ジベルは高い疲労強度を有していることが報告されている¹⁸⁾¹⁹⁾。これは、頭付きスタッドを用いたジベルと孔あき鋼板ジベルのずれ抵抗のメカニズムが異なることに起因している。つまり、スタッドジベルは、ずれ止めに作用するせん断力に対してコンクリートに埋め込まれたスタッドのダボ効果により抵抗する構造であり、ずれに伴うせん断力やスタッドの脱け出し抵抗に伴う軸方向引張力が大きく作用するスタッドの付根の溶接部の疲労強度によりずれ止めの耐荷力が決定されることに対し、孔あき鋼板ジベルは孔部のコンクリートのせん断抵抗や孔内に配置された鉄筋等による拘束力により耐荷力が決定されるという相違点である。孔あき鋼板ジベルのせん断力-ずれ変位曲線における初期剛性は大きく、繰り返し作用時の変位は小さいため、疲労特性に対して有利とされているものの、その疲労耐荷力については、実験数はまだ少なく、疲労強度及び疲労等級の基準化は確立されていない。

PBL を構造物に適用するためには、ずれ耐荷力の評価式が必要である。Leonhardt らは、板厚 12mm、リブ高 45~65mm、孔径 35~45mm の孔あき鋼板ジベルの押し抜き試験を行い(図-2.8)、以下の 2 種類の破壊形式があることを指摘した上で、ずれ耐荷力の評価式(表-2.3)を提案している¹⁴⁾。

- ・ジベル孔部コンクリートのせん断破壊に起因する破壊
- ・ジベル鋼板の孔間を連ねる断面での鋼材の降伏に起因する破壊

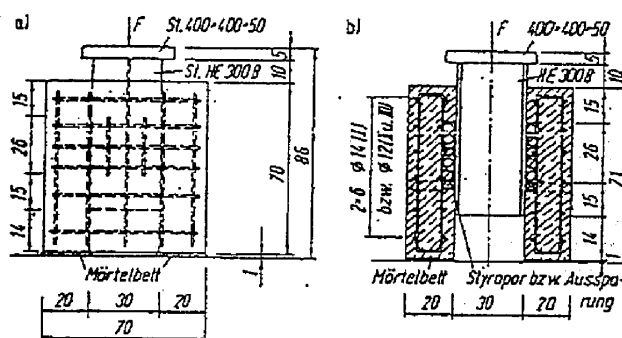


図-2.8 Leonhardt らによる孔あき鋼板ジベルの押し抜き試験¹⁴⁾

また、Andrä は、リブ高 50~65mm、孔径 35mm~45mm の孔あき鋼板ジベルの押し抜き試験を行い、ずれ耐荷力の評価式(表-2.3)を提案している¹⁹⁾。

国内においては、保坂らが、貫通鉄筋の有無，ジベル鋼板厚，ジベル鋼板の枚数に着目した押し抜きせん断試験を行い（図-2.9），貫通鉄筋がある場合とない場合のそれぞれに対してジベル孔の直径とコンクリートの圧縮強度を評価の基本パラメータとしたずれ耐荷力評価式（表-2.3）を提案している²⁰⁾。

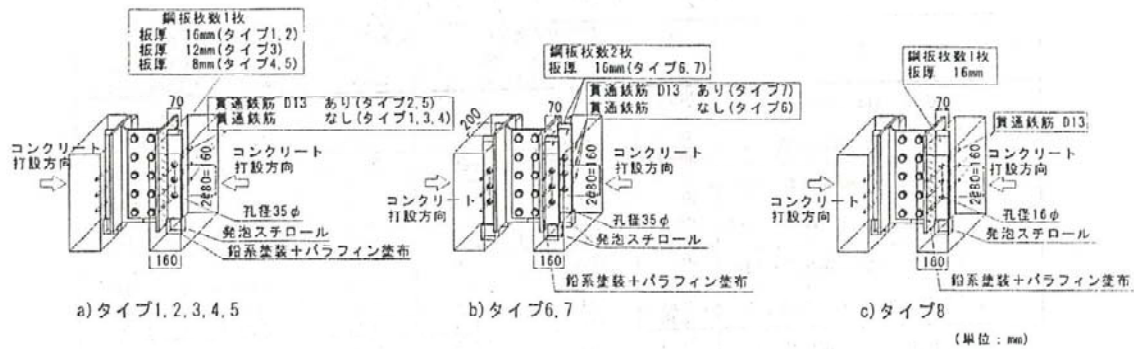


図-2.9 保坂らによる孔あき鋼板ジベルの押し抜き試験¹⁷⁾

2014年制定複合構造標準示方書においては、強度評価式（表-2.3）およびせん断力-ずれ変位関係式が規定されている²¹⁾。この示方書に示されている強度評価式は、前述の保坂らの研究における多数の押し抜き試験結果を回帰解析により求められた評価式が基本となっており、貫通鉄筋がない場合、ジベルの孔径，板厚，コンクリートの圧縮強度のみを変数とし，孔内コンクリートが鋼板面に沿ってせん断破壊する場合は，ジベル孔部分のコンクリートのせん断抵抗のみが考慮されたものとなっている²¹⁾。

一方，中島ら（図-2.10），平ら（図-2.11），藤井らなどの研究において，孔あき鋼板ジベルのずれ耐荷力は，周辺コンクリートの拘束効果などの影響を受けることが確認されている²²⁾²³⁾²⁴⁾。これらのずれ耐荷力評価式（表-2.3）は，周辺コンクリートの拘束影響を考慮して耐荷力を算出できることが，従前の Leonhardt ら，Andrä，保坂らによる提案および複合構造標準示方書に規定されている評価式と大きく異なる点である。

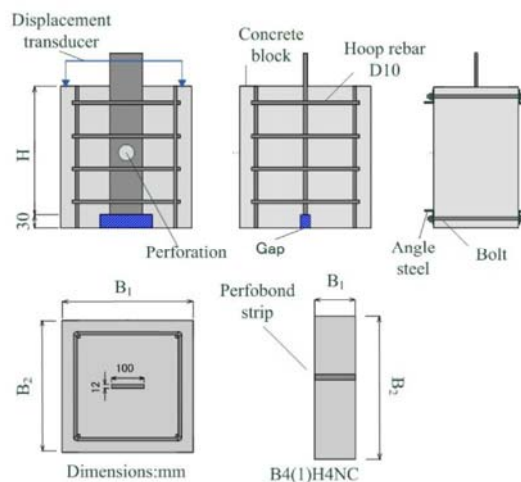


図-2.10 中島らによる孔あき鋼板ジベルの押し抜き試験²²⁾

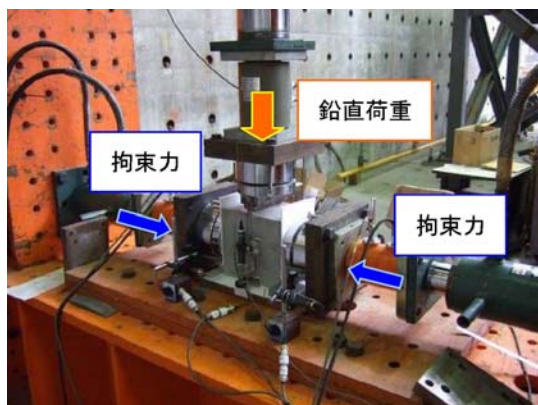


図-2.11 平らによる孔あき鋼板ジベルの押し抜き試験²³⁾

表-2.3 既往の研究等で提案されているずれ耐荷力評価式

提案者・基準類	評価式
Leonhardt ら(1987)	<p>①コンクリートの破壊の場合</p> $V_u = 1.4d^2\beta_{wn}$ <p>②ジベル鋼板の降伏の場合</p> $V_u = 1.44A_{s1}\beta_s$
Andrä(1990)	$V_u = 1.26 d^2\beta_{wn}$
保坂ら(2000)	<p>①貫通鉄筋が無い場合</p> $V_u = 3.38d^2(t/d)^{1/2}f_c - 39.0$ <p>ただし, $22.0 < (t/d)^{1/2}f_c < 194.0$</p> <p>②貫通鉄筋がある場合</p> $V_u = 1.45(d^2 - \varphi_{st}^2)f_c + \varphi_{st}^2f_{st} - 26.1$ <p>ただし, $51.0 < (d^2 - \varphi_{st}^2)f_c + \varphi_{st}^2f_{st} < 488.0$</p>
複合構造標準示方書(2014)	<p>①貫通鉄筋がある場合 (コンクリート破壊の場合)</p> $V_u = (1.85A - 2.61 \times 10^3) / \gamma_b \quad (\gamma_b : \text{部材係数})$ $A = \pi(d^2 - \varphi^2) / 4f_c' + \pi\varphi^2 / 4f_{st}$ <p>ただし, $40.1 \times 10^3 \leq A \leq 383.3 \times 10^3$</p> <p>②貫通鉄筋が無い場合 (コンクリート破壊の場合)</p> $V_u = 1.6d^2f_c + \gamma_b \quad (\gamma_b : \text{部材係数})$ <p>ただし, $35\text{mm} \leq d \leq 90\text{mm}$, $12\text{mm} \leq t \leq 22\text{mm}$, $24\text{N/mm}^2 \leq f_c \leq 57\text{N/mm}^2$</p>
中島ら(2011)	<p>貫通鉄筋が無い場合</p> $V_u = 0.020A_\varphi f_c^{0.65} A_{s2}^{0.51}$ <p>ただし, $30\text{mm} \leq d \leq 70\text{mm}$, $8.56 \times 10^4 \text{mm}^2 \leq A_{s2} \leq 1.58 \times 10^5 \text{mm}^2$</p>
平ら(2013)	<p>貫通鉄筋が無い場合</p> $V_u = (0.784f_c^{1/3} \sigma_n^{2/3}) \pi d^2 / 4 \times 2$ <p>ただし, $40\text{N/mm}^2 \leq f_c \leq 160\text{N/mm}^2$</p>
藤井ら(2014)	$V_u = V_{int} + 2.5T$ $V_{int} = 2 \{ \pi d^2 / 4 + (n-1)A_{st} \} \tau_{ct}$ $T = T_s + T_{cb} + T_{cu} + T_f$ <p>T_s : ジベル孔貫通鉄筋による拘束力 T_{cb}, T_{cu} : コンクリートかぶりおよび コンクリート寸法に依存する拘束力 T_f : 供試体の底面摩擦による拘束力</p>

V_u : ずれ耐荷力, d : 孔径, t : 鋼板厚, β_{wn} : コンクリートの立方体強度, A_{s1} : 孔間の鋼板断面積, β_s : 鋼材の降伏強度, f_c : コンクリートの円柱体強度, φ_{st} : 貫通鉄筋の直径, f_{st} : 貫通鉄筋の引張強度, A_φ : ジベル孔断面積, A_{s2} : コンクリートブロックの側面積, σ_n : 拘束圧 (拘束力/孔の面積), A_{st} : 貫通鉄筋の断面積, n : 鉄筋とコンクリートの弾性係数比, τ_{ct} : コンクリートのせん断強度

孔あき鋼板ジベルを実構造に適用する場合における施工上の懸念事項として、コンクリートの打設方向によってはレイタンスの影響が懸念される。明橋らは、鋼2主桁複合ラーメン橋の剛結部のずれ止め形式として孔あき鋼板ジベルを適用するに際して、コンクリートの打設方向を考慮した引き抜き試験（図-2.12）を実施し、レイタンスの影響のないずれ剛性は、影響のあるずれ剛性に比べ約75%程度高いと報告している²⁵⁾。

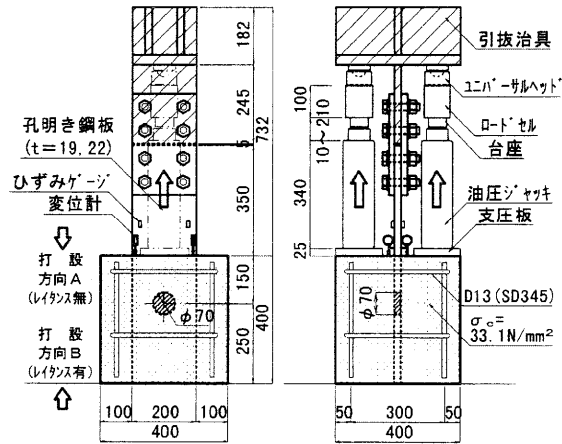


図-2.12 明橋らによるコンクリートの打設方向を考慮した孔あき鋼板ジベルの引き抜き試験²⁵⁾

また、望月らは、5径間連続混合桁橋の接合部鋼殻セル内に用いるずれ止め構造への孔あき鋼板ジベルの採用に際して、鋼殻セルの拘束効果を含んだ孔あき鋼板ジベルの耐荷性能を検討するため静的載荷試験（図-2.13）を行い鋼殻セルの外部拘束によりずれ耐荷力が2～3割程度高くなった結果を報告している²⁶⁾。

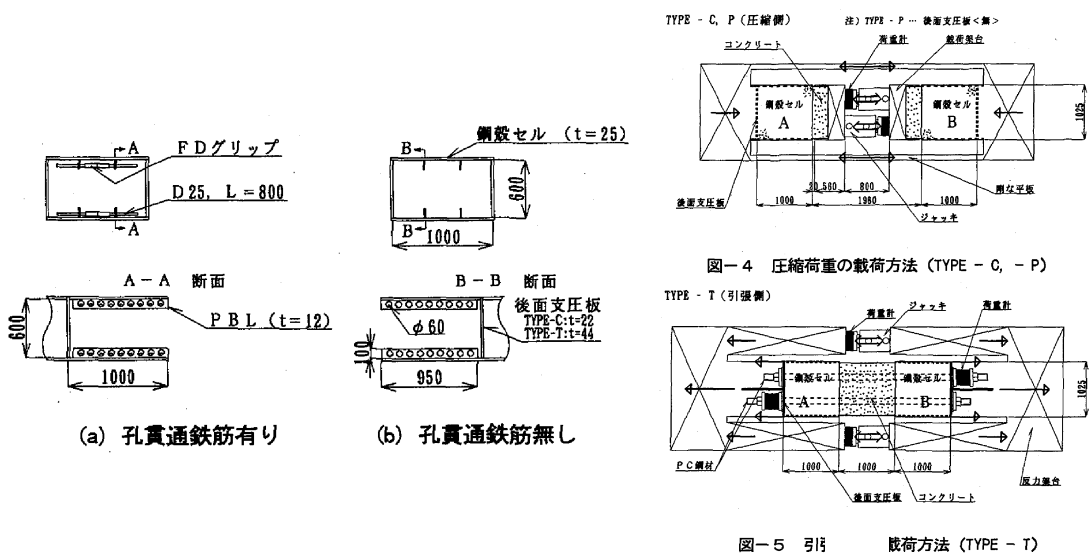


図-2.13 望月らによる鋼殻セルの外部拘束を考慮した孔あき鋼板ジベルの静的載荷試験²⁶⁾

これまで提案されてきたずれ耐荷力の評価式の多くは、実験的検討に基づいたものがほとんどである。近年においては、解析技術の向上を背景に適用範囲の更なる拡大を図ること等を目的として、有限要素法の活用等による解析的研究が行われている。

園田らは、Leonhardt らの評価式を対象として、その妥当性と適用範囲に関する考察を弾塑性有限要素法による解析的検討を行い、コンクリートのせん断破壊面にずれ要素を設けることで孔あき鋼板ジベルのせん断破壊挙動を疑似的に表現でき、孔を1つだけ有するモデルの最大耐力や破壊モードについて、解析結果と評価式の結果が一致することを示した²⁷⁾。また、宗本らは、孔あき鋼板ジベルのずれ耐荷力について、非連続体解析手法の一種である粒子法 (SPH 法) にコンクリートの非線形構成則を導入した解析手法を用いて数値解析を行っている²⁸⁾。Zhang らは、孔あき鋼板ジベルに及ぼす繰り返し荷重の影響について、非線形有効合成ばねモデルを用いた解析方法を示した²⁹⁾。Zheng らは、スタッドジベルと孔あき鋼板ジベルを組み合わせたずれ止めを対象とし、押し抜き試験結果に対して非線形有限要素解析によるシュミレーションを行い、解析による評価手法を提案した³⁰⁾。これらの研究等においては、解析結果におけるずれ挙動やずれ耐荷力を既往もしくは当該研究で実施された押し抜き試験等の実験結果と比較することで、解析理論やモデル化の妥当性を検証している。解析的検討によるデータを蓄積することで、孔あき鋼板ジベルのずれ耐荷力やせん断力-ずれ変位関係を精度よく定量的に評価することが可能となる。

以上のように、孔あき鋼板ジベルのずれ耐荷力については、適用する構造物の構造条件や施工条件が異なると、ジベル周辺の拘束影響等が異なり、耐荷力が変動することとなる。その影響を把握するため、多くの実験的および解析的なアプローチによるずれ耐荷力評価方法の研究が行われている。これらを踏まえ、適用する構造条件を踏まえた耐荷性能を精度よく評価することが重要となる。

第2章の参考文献

- 1) 大野義照：PC 技術の建築分野への展開とその可能性，（一社）プレストレスト・コンクリート建設業協会 第19回建築技術講習会資料，2011
- 2) 橋吉宏，街道浩，小西哲司：鋼道路橋に適用される PC 床版の現状と課題について，第一回鋼橋床版シンポジウム講演論文集，pp.17-22，1998
- 3) プレストレスト・コンクリート建設業協会：PC 床版設計・施工マニュアル（案），pp42，1999
- 4) 北慎一郎，中山逸人，櫻井信彰：次世代高性能床版の開発～静的載荷試験と輪荷重走行試験～，新日鉄住金エンジニアリング技報 Vol.10，pp.27-34，2019
- 5) 藤山知加子，大山理：近年における鋼コンクリート合成床版の動向，コンクリート工学，Vol.54，No.9，pp.828-833，2016
- 6) 八部純一：合成床版の現状と留意点，第7回鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集，pp49-60，2004
- 7) 清水良平，米田達則，磯光夫，枝元勝哉，北川幸二，栗田章光：プレキャスト合成床版の継手に関する実験的検討，第六回道路橋床版シンポジウム論文報告集，pp.237-242，2008
- 8) 山田秀美，龍頭実，水野浩，原考志，庄谷英男，米倉健二：御幸大橋（下り線）床版取替えⅡ期工事，川田技報，Vol.31，pp.13-20，2012
- 9) 土木学会：複合構造物の性能照査例-複合構造物の性能照査指針(案)に基づく，pp.139-164，2006.
- 10) 木村秀雄，小島一雄，盛高裕生：サンドイッチ構造沈埋函工法の開発，新日鉄技報，第376号，pp.79-85，2002
- 11) 小野辺良一，今野久志，三田村浩，吉村和真：鋼・コンクリート合成サンドイッチ頂版を使用した複合函渠の研究開発，第6回複合構造の活用に関するシンポジウム，pp.43-1-43-8，2005
- 12) 鈴木計夫，大野義照，鳥居洋，白井敏彦：高強度鉄筋を用いてプレストレスを導入した型枠兼用プレキャスト板に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，pp.121-126，1988
- 13) 今井弘：最近の合成床板工法，コンクリート工学，Vol.33，No.8，pp.5-15，1995
- 14) Fritz Leonhardt, Wolfhart Andrä Hans-Peter Andrä und Wolfgang Harre : Neues, vorteilhaftes Verbundmittel für Stahlverbund-Tragwerke mit hoher Dauerfestigkeit, Beton-und Stahlbetonbau, pp.325-331, 1987
- 15) 土木学会：複合構造ずれ止めの抵抗機構の解明への挑戦，pp81-83，2014
- 16) 武者浩透，石田有三，山野井毅，山下健：三兼池橋ー日本初の超高強度繊維補強コンクリートによる連続桁橋ー，プレストレストコンクリート，Vol.49，No.5，pp.18-26，2007
- 17) DAK 式プレキャスト壁高欄工法研究会：DAK 式プレキャスト壁高欄「設計・施工ガイドライン」，2017
- 18) 平陽兵，天野玲子，大塚一雄：孔あき鋼板ジベルの疲労特性，コンクリート工学年次論文報告集，Vol19，No.2，pp.1503-1508，1997
- 19) Andrä, Hans-Peter : Economical shear connectors with high fatigue strength, IABSE Symposium, 1990
- 20) 保坂鐵矢，光木香，平城弘一，牛島洋貴，橋吉宏，渡辺滉：孔あき鋼板ジベルのせん断特性に

- 関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.46A, pp.1593-1604, 2000
- 21) 土木学会 : 2014 年制定 複合構造標準示方書 [設計編], pp.74-77, pp.581-584, 2015
 - 22) 中島章典, 橋本昌利, 小関聡一郎, 鈴木康夫 : 拘束度の高い押抜き試験に基づく孔あき鋼板ジベルの強度評価, 第 9 回複合・合成構造の活用に関するシンポジウム講演集, pp.49-57, 2011
 - 23) 平陽兵, 浅沼大寿, 一宮利通, 古市耕輔 : 拘束効果を考慮した孔あき鋼板ジベルの耐力評価法, コンクリート工学年次論文集, Vol.35, No.2, pp.1225-1230, 2013
 - 24) 藤井堅, 道菅裕一, 岩崎初美, 日向優裕, 森賢太郎, 山口詩織 : 孔あき鋼板ジベルのずれ耐荷力評価式, 土木学会論文集 A1, Vol.70, No.5, pp.II_53-II_68, 2014
 - 25) 明橋克良, 永田淳, 木水隆夫, 西川孝一 : コンクリートの打設方向を考慮した孔あき鋼板のせん断強度特性に関する実験的研究, 鋼構造論文集, 第 8 巻, 第 31 号, pp.81-87, 2001
 - 26) 望月秀次, 安藤博文, 宮地真一, 柳澤則文, 高田嘉秀 : 孔あき鋼板ジベルを用いた混合桁接合部の静的力学特性に関する実験的検討, 構造工学論文集, Vol.46A, pp.1479-1490, 2000
 - 27) 園田佳巨, 手嶋康博 : 3 次元弾塑性 FEM による孔あき鋼板ジベルの設計式に関する基礎的考察, 応用力学論文集, Vol.11, pp.1-8, 2008
 - 28) 宗本理, 園田佳巨 : PBL 接合部の耐荷性能評価法に関する基礎的研究, 構造工学論文集 Vol.60A, pp.837-847, 2014
 - 29) Qinghua Zhang, Donglin Jia, Lin Xiao, Yizhi Bu, Qiao Li : An analytical Method for Evaluating the Fatigue Life of Perfobond Leisten Shear Connector Group under Cyclic Loading, 40th IABSE Symposium, pp.S7-27-S-34, 2018
 - 30) Shuangjie Zheng, Chen Zhao, Yangqing Liu : Parametric Push-Out Analysis on Perfobond Rib with Headed Stud Mixed Shear Connector, Hindawi Advances Civil Engineering Vol.2019, Article ID 5952319, <https://doi.org/10.1155/2019/5952319>

第3章 小孔径孔あき鋼板ジベルのずれ耐荷力に関する実験的検討

3.1 はじめに

孔あき鋼板ジベル（以下 PBL と呼ぶ）のずれ耐荷力は、PBL 孔内コンクリートのせん断強度のみならず孔周辺のコンクリートの拘束状態に大きく依存することが知られている。このとき、PBL の孔径が小さい場合には、そのずれ耐荷力はコンクリートの拘束効果に一層強く影響されることが予想される。本論文で提案する複合床板は、コンクリートスラブの厚さが小さいため、必然的に PBL の孔径は小さくせざるを得ない。したがって、本研究で対象とする PBL は、孔周辺のコンクリートの拘束状態に大きく影響されるが、コンクリート拘束因子は、孔内貫通鉄筋とかぶりコンクリートが支配的となる。そこで本章では、まず、かぶりコンクリートによる拘束効果のみに着目し、その他の拘束因子を排除した小孔径 PBL のずれ耐荷力を実験的に調べる。このとき、PBL 孔径は 30mm とし、かぶりコンクリートの厚さを 0~100mm まで変化させた押し抜き試験を実施して、従来多用されてきた 60mm 程度の孔径を有する PBL のずれ耐荷力と比較しつつずれ耐荷力評価方法について検討する。次に、実際の構造においては、安全面から孔内貫通鉄筋を配置するのが普通であることに鑑み、小孔径 PBL の孔内に貫通鉄筋を配置した場合のずれ挙動とずれ耐荷力についても調査する。

3.2 実験概要

かぶりコンクリートの拘束効果に着目した押し抜き試験用供試体は、1 供試体あたり PBL を 1 個設けた供試体（以下、一枚板供試体：A シリーズ）と、藤井らが提案した 1 供試体あたり PBL を 2 個設けた供試体（以下、十字柱供試体：B シリーズ）の 2 種類を製作した。また、貫通鉄筋による拘束効果を調べるための供試体として、A シリーズタイプに貫通鉄筋を配置したかぶり厚 30mm の供試体（以下、C シリーズ）とモルタルを使用した貫通鉄筋およびかぶりの無い供試体（以下、D シリーズ）を製作した。D シリーズでモルタルを用いたのは、孔径 30mm の中に貫通鉄筋を配置すると、PBL 孔内に粗骨材が回り込むスペースが無く、孔内はモルタルだけが充填されることが考えられる。すなわちこの場合には、すでに指摘されている粗骨材間の噛み合いによるずれ抵抗が期待できないことが予想されるため、その影響を確認するために粗骨材を加えないモルタル供試体としたものである。D シリーズはかぶりコンクリートが無いので、A シリーズのかぶり 0 の供試体と比較することにより、孔部コンクリートのせん断抵抗に関して粗骨材の有無の影響を調べることになる。なお、いずれの供試体もジベル孔径は 30mm とし、1 つの PBL に対してジベル鋼板外側 1 箇所にかぶり（以下、背かぶり）を設けた供試体としている。

図-3.1 に代表的な供試体の外観状況を、図-3.2, 3.3 に各シリーズの供試体形状と計測項目（箇所）を、表-3.1 に供試体諸元を示す。これらの図表で、A シリーズは、背かぶりによる孔周辺のコンクリート拘束効果に着目し、背かぶり厚を 0mm, 30mm, 40mm, 50mm としている。このときの供試体高さ（載荷方向寸法）は 300mm である。また、背かぶり厚 30mm のものについては、供試

体高さを 100mm としたのも用意した。

B シリーズは、ジベル鋼板を溶接した平鋼板にてコンクリートブロックを 2 分割する形状であり、供試体高さ 300mm として、背かぶり厚を 30mm, 50mm, 100mm と変化させた。また、背かぶり厚 30mm のものについては、供試体高さを 150mm とした供試体も製作した。

C シリーズは、A シリーズのうち背かぶり 30mm で供試体高さ 300mm のものに、孔内貫通鉄筋 (D13 あるいは D16) を配置したものである。貫通鉄筋の配置位置はジベル孔中心位置とした。

D シリーズは、A シリーズの背かぶり 0mm の供試体と同形状とし、コンクリートではなくモルタルを使用して製作した。モルタルには、市販のプレミックスタイプ無収縮モルタルを使用した。

いずれの供試体も、ジベル鋼板は材質 SS400 で板厚 9mm のものを用い、表面は黒皮仕上げのままとして付着を除去するための処理は行っていない。B シリーズについては、2 つのコンクリートブロックを確実に分離させるため、平鋼板表面に油性剥離剤を塗布し、付着の影響を排除した。

図-3.2, 3.3 に示すように、供試体と載荷装置面板の間に丸鋼と鋼板で製作したローラー板を設置し、供試体底面と載荷装置面板間で摩擦が生じないようにした。これは、PBL の押し抜き試験において、孔部コンクリートの破壊により供試体が終局に至る場合、コンクリートブロックが 2 つのブロックに分割されるが、既往の研究で見られるような供試体下端を石膏やモルタル等の層を設置した場合²⁾、それらと供試体の間で割裂力に抵抗する摩擦力が生じ、押し抜き試験結果で得られる耐荷力は実構造物とは大きく異なってくるためである。

計測項目については、コンクリートと鋼板のずれ変位および背かぶりコンクリートのひずみに着目した。ずれ変位については、図-3.4 に示すようにクリップ型変位計をコンクリートと鋼板を跨いで設置しその相対変位を測定した。コンクリートひずみについては、ひずみゲージを使用し、背かぶりコンクリートの上下縁を対象として、それぞれ背かぶり表面側 (以下、外側) とジベル鋼板側 (以下、内側) を測定した。

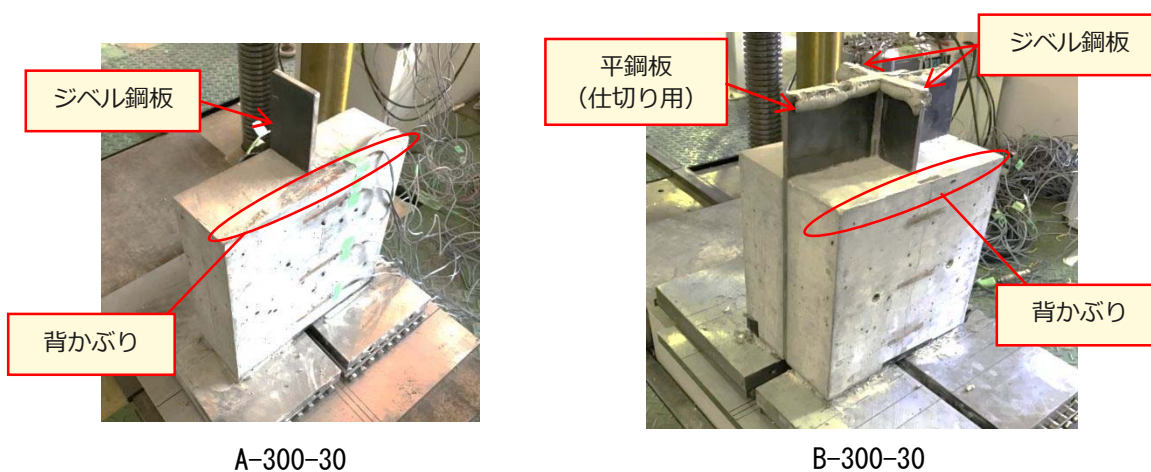


図-3.1 供試体外観状況

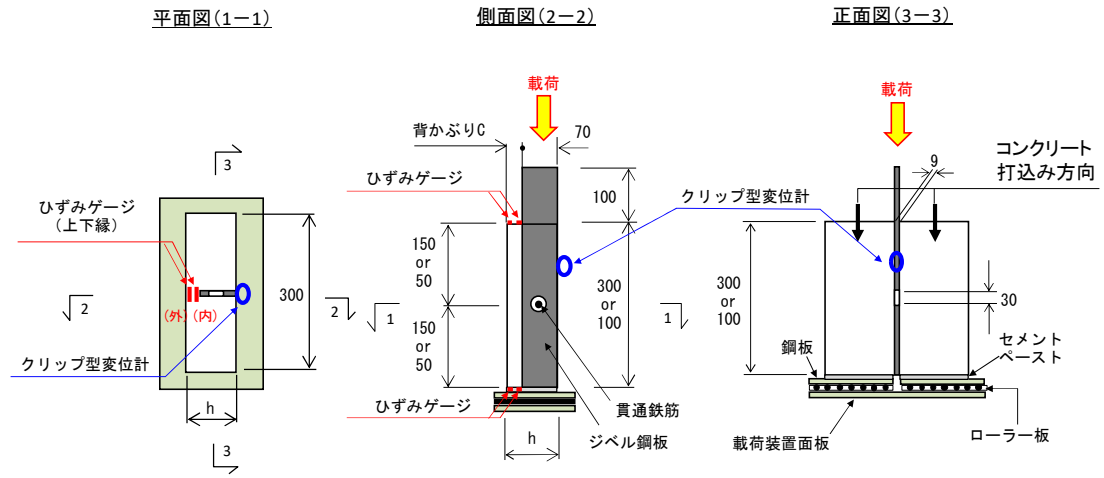


図-3.2 供試体形状および計測位置 (シリーズ A, C, D)

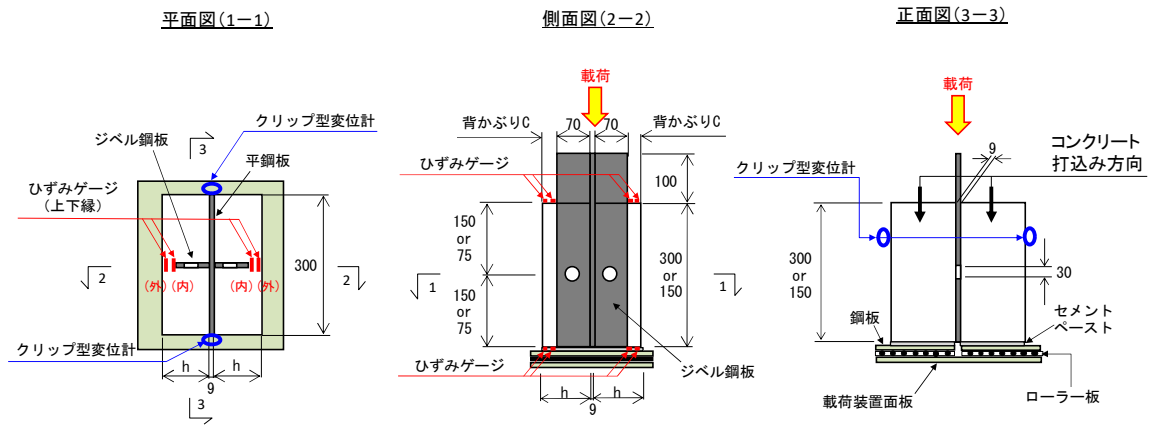


図-3.3 供試体形状および計測位置 (シリーズ B)

表-3.1 供試体諸元

シリーズ	供試体	コンクリート				貫通鉄筋	
		長さ h mm	高さ mm	背かぶり C mm	最大 粗骨材径 mm	種別	規格降伏点 N/mm ²
A	A-300-0(1)	70	300	0	20	—	—
	A-300-0(2)						
	A-300-0(3)						
	A-300-30(1)	100	300	30			
	A-300-30(2)						
	A-300-30(3)						
	A-300-40(1)	110	300	40			
	A-300-40(2)						
	A-300-50(1)	120	300	50			
	A-300-50(2)						
B	A-100-30	100	100	30			
	B-300-30	100	300	30			
	B-300-50	120	300	50			
	B-300-100	170	300	100			
C	B-150-30	100	150	30			
	C-300-30-D13(1)	100	300	30	D13	345 (SD345)	
	C-300-30-D13(2)						
	C-300-30-D16(1)	100	300	30	D16		
C-300-30-D16(2)							
D	D-300-0(1)	70	300	0	—	—	
	D-300-0(2)						
	D-300-0(3)						



図-3.4 クリップ型変位計によるずれ計測

3.3 実験結果と考察

3.3.1 かぶりコンクリートの影響

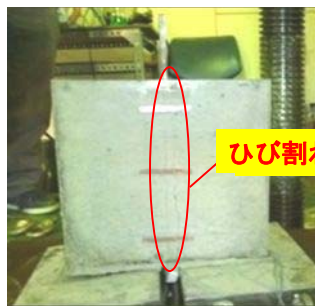
(1) ずれ耐荷力

かぶりコンクリートによるジベル孔周辺の拘束効果がずれ耐荷力に及ぼす影響を調べるため、貫通鉄筋を配置していない A シリーズおよび B シリーズの各供試体のずれ耐荷力について、実験における最大荷重（以下、実験値）と 3 つの評価式^{3)~5)}により算出したずれ耐荷力（以下、評価式値）の比較を表-3.2 に示す。表-3.2 に示す評価式は、式(1)に示す Leonhardt らが提案する評価式³⁾（以下、Leonhardt 式）と、式(2)に示す複合構造標準示方書に規定された貫通鉄筋の無い場合の評価式（以下、示方書式）⁴⁾ および式(3)に示す藤井らによる各種のコンクリートの拘束因子を抵抗力として表した評価式⁵⁾（以下、藤井式）である。なお、示方書式については、本実験の条件（孔径、板厚、コンクリート圧縮応力度）は、示方書の適用範囲外であるが、参考として示した。なお、破壊形態はいずれの供試体もジベル孔内コンクリートのせん断破壊に起因するものであった。実験後の供試体の破壊状況の例(A-30030(1)と B-300-30)を図-3.5 に示す。図に示すように、ジベル孔内コンクリートはジベル孔に残ったまま、かぶりコンクリートにはジベル鋼板に平行な貫通ひび割れが発生し、コンクリートが 2 分されているのがわかる。

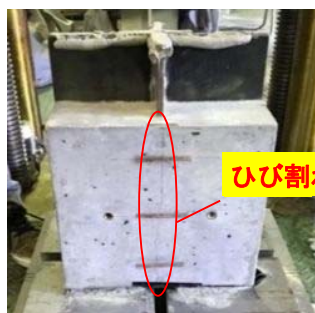
表-3.2 ずれ耐荷力 (A・Bシリーズ)

供試体	実験値 kN	評価式値						コンクリート 強度	
		式(1)		式(2)		式(3)		圧縮 N/mm ²	引張 N/mm ²
		耐荷力 kN	実験値 評価式値	耐荷力 kN	実験値 評価式値	耐荷力 kN	実験値 評価式値		
A-300-0(1)	3.5	98.4	0.04	90.0	0.04	3.6	0.97	62.5	2.5
A-300-0(2)	5.1	114.7	0.04	104.8	0.05	4.7	1.08	72.8	3.4
A-300-0(3)	4.0	114.7	0.03	104.8	0.04	4.7	0.84	72.8	3.4
A-300-30(1)	18.5	93.7	0.20	85.7	0.22	9.3	1.99	59.5	2.5
A-300-30(2)	23.8	114.7	0.21	104.8	0.23	12.3	1.94	72.8	3.4
A-300-30(3)	26.9	114.7	0.23	104.8	0.26	12.3	2.19	72.8	3.4
A-300-40(1)	28.8	93.7	0.17	85.7	0.34	12.6	1.79	59.5	2.5
A-300-40(2)	29.5	98.4	0.30	90.0	0.33	12.6	1.83	62.5	2.5
A-300-50(1)	34.4	93.7	0.37	85.7	0.40	16.1	2.13	59.5	2.5
A-300-50(2)	36.0	98.4	0.37	90.0	0.37	16.1	2.23	62.5	2.5
A-100-30	12.2	93.7	0.13	85.7	0.14	5.5	2.22	59.5	2.5
B-300-30	38.3	114.7	0.33	104.9	0.37	12.3	3.12	72.8	3.4
B-300-50	42.9	114.7	0.37	104.9	0.41	21.3	2.02	72.8	3.4
B-300-100	59.7	114.7	0.52	104.9	0.57	48.1	1.24	72.8	3.4
B-150-30	14.7	114.7	0.13	104.9	0.14	8.5	1.73	72.8	3.4

※コンクリート強度は、JIS A 1108 (圧縮強度) および JIS A 1113 (割裂引張強度) によるテストピースを用いた載荷試験時の材料試験結果



A-30030(1)



B-300-30

図-3.5 載荷終了後の供試体状況

Leonhardt 式:

$$V = 1.4 \times d^2 \times \beta_{wn} \quad (1)$$

ここで、 V : PBL のずれ耐荷力(N) , d : 孔径(mm), β_{wn} : コンクリートの立方体圧縮強度とする (表-3.2 では、ISO 1920-3 を参考として円柱圧縮強度/立方体圧縮強度=0.8 とした)。

示方書式 (貫通鉄筋が無い場合):

$$V = \frac{1.6 \times d^2 \times f'_c}{\gamma_b} \quad (2)$$

ここで、 V : 孔あき鋼板ジベルの孔 1 個あたりの設計せん断耐力(N), d : 孔径(mm), f'_c : コンクリートの円柱圧縮強度(N/mm²), γ_b : 部材係数 (ここでは 1.0 とした) とする。

藤井式：

$$V = V_{int} + 2.5 \times T_c \quad (3a)$$

$$V_{int} = 2 \times \left\{ \pi \times \frac{d^2}{4} + (n - 1) \times A_s \right\} \times \tau_s \quad (3b)$$

$$T_c = \frac{f_{ct}}{e \times \frac{y}{I} + \frac{1}{A}} \quad (3c)$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} \quad (3d)$$

$$A = b \times h \quad (3e)$$

ここで、 V ：孔あき鋼板ジベルのずれ耐荷力(N)、 V_{int} ：コンクリート拘束力が無い状態のずれ耐荷力(N)、 T_c ：背かぶりによる拘束力(N)、 d ：孔径(mm)、 n ：コンクリートと鉄筋の弾性係数比、 A_s ：貫通鉄筋の断面積(mm²)、 τ_{ct} ：コンクリートのせん断強度(N/mm²)であるが、藤井らはコンクリートの引張強度を用いている。

なお、藤井らの提案式(式(3))では、かぶりだけでなく押抜き試験における他の拘束因子要因も考慮しているが、ここではかぶりコンクリートのみの項を示した。すなわち、孔あき鋼板ジベルのずれ耐荷力に影響する拘束因子は、PBL孔内の貫通鉄筋やPBLプレートに垂直に設置されたかぶり内の鉄筋、そして、供試体底部と載荷台の間の境界に沿った摩擦力があり、これらは全てプレストレス力のような能動的な拘束力ではなく受動的に割裂力に抵抗するものである。式(3)は、以下の仮定から導くことができる。

- ① PBLがずれ荷重(せん断力) V を受けると、図-3.6に示すように孔部にはずれ荷重に伴う割裂力 T が発生し、孔の両側にはPBL鋼板表面に平行なせん断応力が発生する。
- ② PBL鋼板を挟むコンクリートは、図-3.6に示すように、かぶりコンクリートと両側のコンクリートで構成されたラーメンと見なすことができる。
- ③ 割裂力 T によりかぶりコンクリートに曲げモーメント $M (=T \times y)$ と軸方向引張力 $N (=T)$ が発生する。引張縁応力がコンクリートの引張強度に達すると、かぶりコンクリートはひび割れ、次にコンクリートは2つのブロックに分割される。その結果、かぶりコンクリートはひび割れが生じるまで割裂力に抵抗する。
- ④ 梁理論を用いれば、かぶりコンクリートの最大拘束力 T_c は、式(3c)に示すようにPBL鋼板上部のかぶりコンクリート縁応力がコンクリートの引張強度 f_{ct} である条件下で計算することができる。
- ⑤ すべり荷重と割裂力の関係については、藤井らは供試体底面の摩擦力の影響を含めた実験結果から(3a)式のように係数=2.5とした。
- ⑥ さらに、式(3b)は、図-3.5に示すように破壊時にコンクリートが孔の中に残っているときの孔の両端のせん断抵抗を意味している。

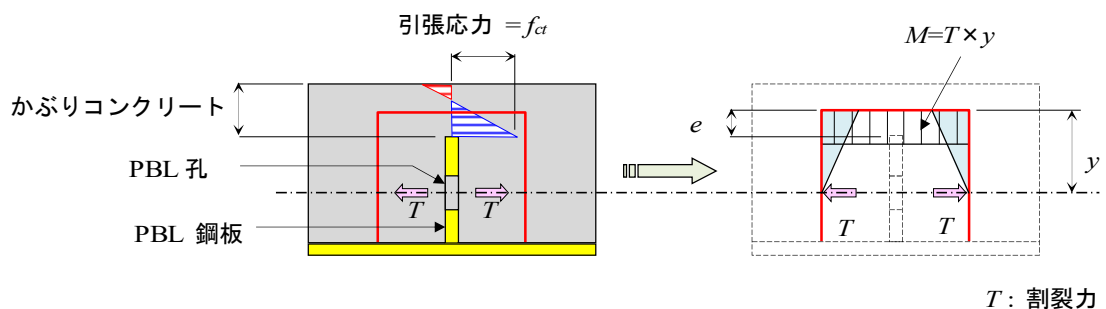


図-3.6 藤井らによる PBL モデル

表-3.2 に示す各評価式値について、式(1)と式(2)は孔径とコンクリート圧縮強度の関数であり、本実験では全ての供試体とも孔径 30mm で統一しているため、各供試体の評価式値の差は各供試体のコンクリート圧縮強度の差によるものである。一方、式(3)は背かぶりによる拘束の影響を考慮し耐力を算出するものであり、本実験においては、各供試体のコンクリート強度の差のほか、背かぶりの厚さの相違により各供試体の評価式値に差が生じている。

実験値は、いずれの供試体とも式(1)および式(2)を大きく下回った。ここで、示方書式は、保坂らの研究による評価式²⁾をもとに、さらに他者を含む多数の実験データを用いて再度回帰分析を行い作成されている⁴⁾。その回帰分析に用いられた実験の多くは、供試体底面にモルタルや石膏を敷設した押抜き試験であることから、底面摩擦の影響が含まれた評価式といえる。PBL の押抜き試験においては、底面の摩擦による拘束を除去することでずれ耐荷力が低下することを藤井らは指摘しており⁶⁾、本実験においては、供試体の下側にローラー板を設置し底面摩擦の影響を除去していることから、実験結果が示方書式値を大きく下回ったことが考えられる。

一方、実験値を式(3)と比較した場合、背かぶりの無い A-300-0 は両者がほぼ一致しており、背かぶりが 30mm~50mm の供試体は 2~3 倍程度、背かぶりが 100mm の供試体は 1.2 倍、実験値が大きい結果であった。かぶりの有無や大きさでずれ耐荷力に相異が生じることから、本実験の条件のもとでは、背かぶりによる拘束がずれ耐荷力に大きく影響することがわかる。ここで、式(3)による背かぶりによる拘束力について、藤井らは孔内コンクリートがせん断破壊する際、鋼板面に垂直な方向に作用する周辺コンクリートを押し広げる割裂力（以下、押し広げ力）を背かぶりが拘束する影響としており⁵⁾、本実験の条件のもとでは、背かぶりが厚くなるに従い背かぶりの剛性の増加が顕著となりずれ耐荷力が増加することとなる。実験値においても、式(3)による評価式値と同様に背かぶり厚の増加に伴いずれ耐荷力が大きくなる傾向であった。本実験供試体のジベル孔径は、示方書式の適用範囲（35mm~90mm）より小さく、背かぶり厚がジベル孔径と同等もしくはそれ以上であることから、その影響が顕著であったと考えられる。

(2) ずれ変位

図-3.7 に A シリーズおよび B シリーズの試験結果における荷重-ずれ変位の関係を示す。A-300-30(2) および A-300-40(2)については、計測器の不備によりデータが取得できなかった。なお、B シリーズ（十字柱供試体）におけるずれ変位は、ジベル鋼板が溶接された平鋼板の左右部に設置した2つのクリップ型変位計による計測値の平均を示している。また、十字柱供試体については、載荷荷重に対して2個のPBLで抵抗するため、図-3.7(j)～(n)のグラフ縦軸は荷重を1/2とした値、すなわち、1個のPBLが受け持つ荷重を示している（以下、B シリーズのグラフについては同様の表記要領とする）。

背かぶりの無いA-300-0は、ずれ変位がほとんど発生することなく脆性的に破壊した（図-3.7(a)～(c)）。これは、ジベル孔内のコンクリートにせん断ひび割れが発生した後、ずれの発生とともにひび割れが広がろうとするが、その広がり（押し広げ力）を拘束するかぶりコンクリートが無いことから、コンクリートが2分されて脆性的に破壊に至ったと考えられる。背かぶりの無い供試体のずれ耐荷力は概ね藤井式（式(3)）における V_{int} 程度に等しいことがわかる。

一方、背かぶりのある供試体については、概ね藤井式（式(3)）における V_{int} 程度の荷重（背かぶりの無いA-300-0の最大荷重程度）程度までずれ変位はほとんど発生せず、その後のずれ荷重の増加とともにずれ変位が増加している（図-3.7(d)～(n)）。これより、まず藤井式の V_{int} 程度の荷重まではジベル孔内コンクリートのひび割れは発生せず、その後孔内コンクリートのせん断ひび割れが発生するが、かぶりコンクリートの拘束力が存在するためにジベルはすぐには破壊せず、ずれ耐荷力が大きくなったと考えられる。

一枚板供試体のAシリーズにおいては、同じ高さの供試体の最大荷重時のずれ変位を比較すると、背かぶりが大きくなるほど、最大荷重が大きくずれ変位も概ね大きい（図-3.7(d)～(h)）。十字柱供試体のBシリーズにおいては、同じ高さの供試体の最大荷重時のずれ変位を比較すると、背かぶりが大きくなるほど最大荷重は大きくなるもののずれ変位は概ね0.3mm程度と同程度であり一枚板供試体のものと傾向が異なる（図-3.7(j)～(l)）。この要因については、まだ解明できていないが、背かぶりが押し広げ力を拘束する影響が相対的に大きい場合、寸法やコンクリートの弾性係数に起因する背かぶりの剛性がずれ変位に影響を及ぼす可能性が考えられる。

また、同じ背かぶり厚で高さの異なる供試体を比較すると（図-3.7(d), (e)と(i)および図-3.7(j)と(n)）、供試体高さが高い方が最大荷重およびずれ変位が大きい。これは、背かぶりの剛性に起因する拘束力が大きいためである。

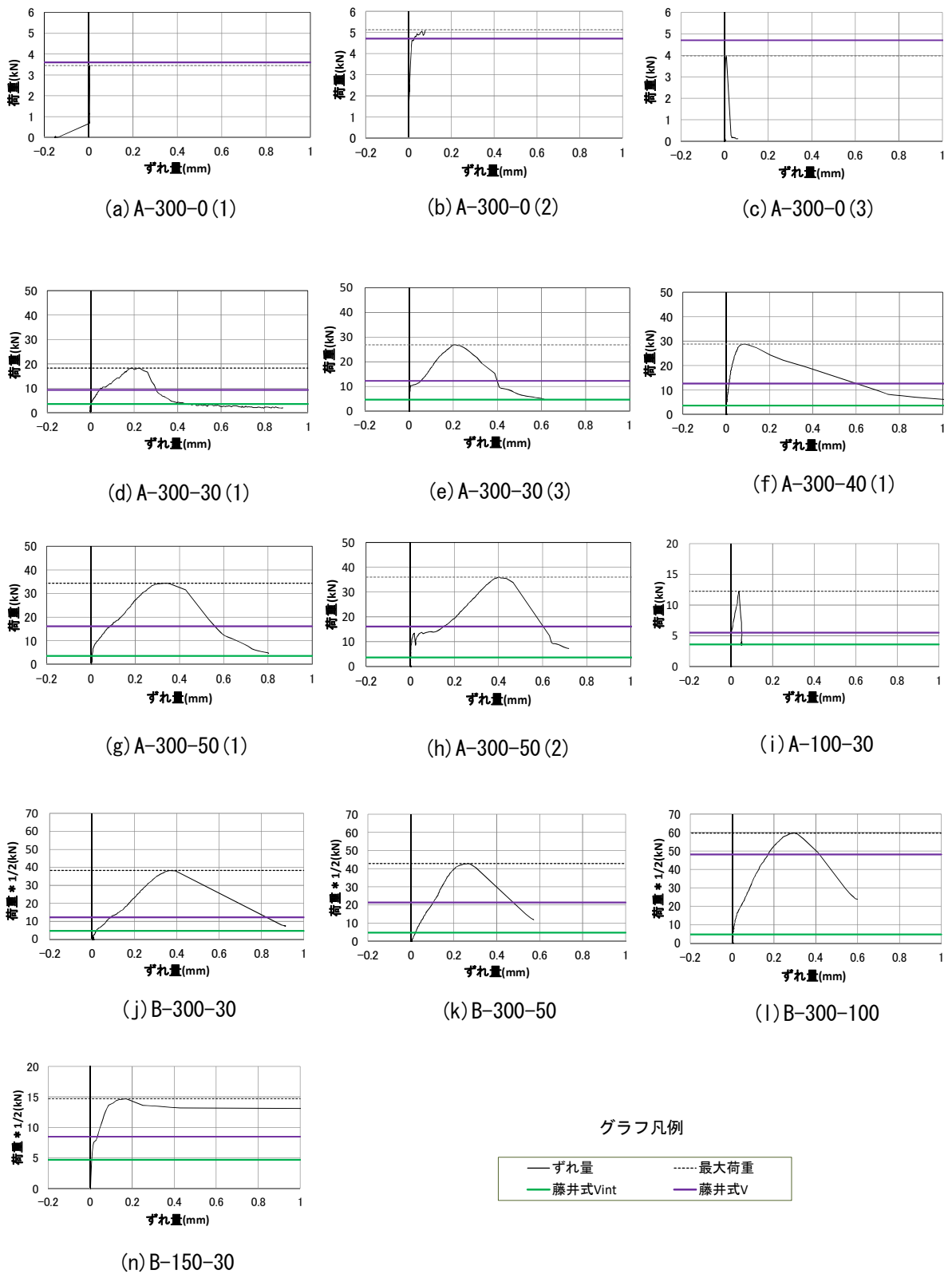


図-3.7 荷重—ずれ変位関係 (A・Bシリーズ)

(3) 背かぶり上下縁ひずみ

図-3.8 に背かぶりのひずみゲージ設置要領を図-3.9 に押し抜き試験における背かぶり上下縁のひずみの計測結果を示す。A-300-30(2)の上下縁およびA-300-30(3)とA-300-40(1)の下縁については、載荷前もしくは載荷中のゲージの破損によりデータが取得できなかった。なお、十字柱供試体については、1 供試体あたり 2 箇所背かぶりが存在するが、両者の計測結果の傾向に差が無かったことから、代表して片側のものを示す。

図-3.9 より、上下縁それぞれの内側（PBL 鋼板側）と外側（背かぶり表面側）（図-3.8）のひずみの発生傾向に着目すると、孔内コンクリートのずれ耐荷力を示す藤井式の V_{int} 相当の荷重以降において、内側と外側のひずみに差が生じており、概ね内側のひずみが引張側となっている。これは、図-3.6 に示すジベル孔位置に作用する押し広げ力によって発生するモーメントの影響と考えられ、藤井式においてはこの作用に対する背かぶりの拘束力 T_{cb} としてずれ耐荷力に考慮されている。

また、上下縁のひずみに着目すると、全体的に上縁側が圧縮、下縁側が引張のひずみが発生する傾向にあることがわかる。特に、供試体高さが低い A-100-30（図-3.9(g)）および B-150-30（図-3.9(k)）においては、その傾向が顕著である。このことより、荷重載荷の影響により、背かぶりには、図-3.10(b)に示すような下縁が引張となる b 軸周りの曲げモーメントが作用していることが示唆される。なお、供試体高さが小さい A-100-30（図-3.9(g)）および B-150-30（図-3.9(k)）の上縁において内側と外側のひずみ差は小さいことについては、その詳細な原因は現時点では未解明ではあるが、押し広げ力によって発生する曲げモーメントの影響より、図-3.10(b)に示すような下縁が引張となる b 軸周りの曲げモーメントの影響が支配的であるためと考えられる。

これらの結果より、本実験のような供試体下端をローラー板で支持した状態の押し抜き試験において、背かぶりに生じる応力は、図-3.10 に示すような a 軸および b 軸回りのモーメントが同時に作用する場合の応力分布となっていることが考えられる。ここで、 a 軸回りのモーメントとは、図-3.6 に示すジベル孔位置に作用する押し広げ力によって発生するモーメントのことである。

図-3.11 に PBL 破壊時のかぶりコンクリートのひび割れの一例を示す。なお、本実験においては、いずれの供試体においても同様なひび割れ発生傾向であった。図-3.11 に示すように、底部のひび割れ幅は上部のひび割れ幅より広がっている。なお、この上下のひび割れ幅の関係は、供試体をモルタルまたは石膏上に設置する押し抜き試験では確認できない⁵⁾。これは、供試体底面に摩擦がある場合は、載荷方向と直交する押し広げ力に対して底面摩擦が抵抗し、供試体下端部を拘束する影響があるためと考えられる。

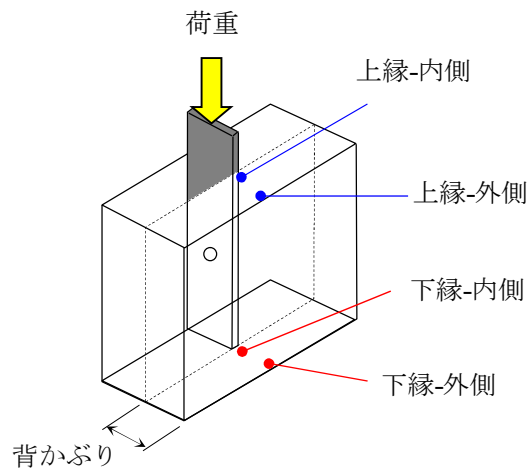
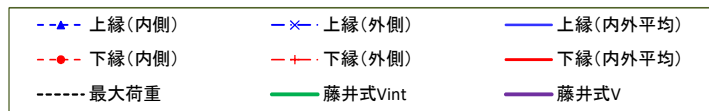
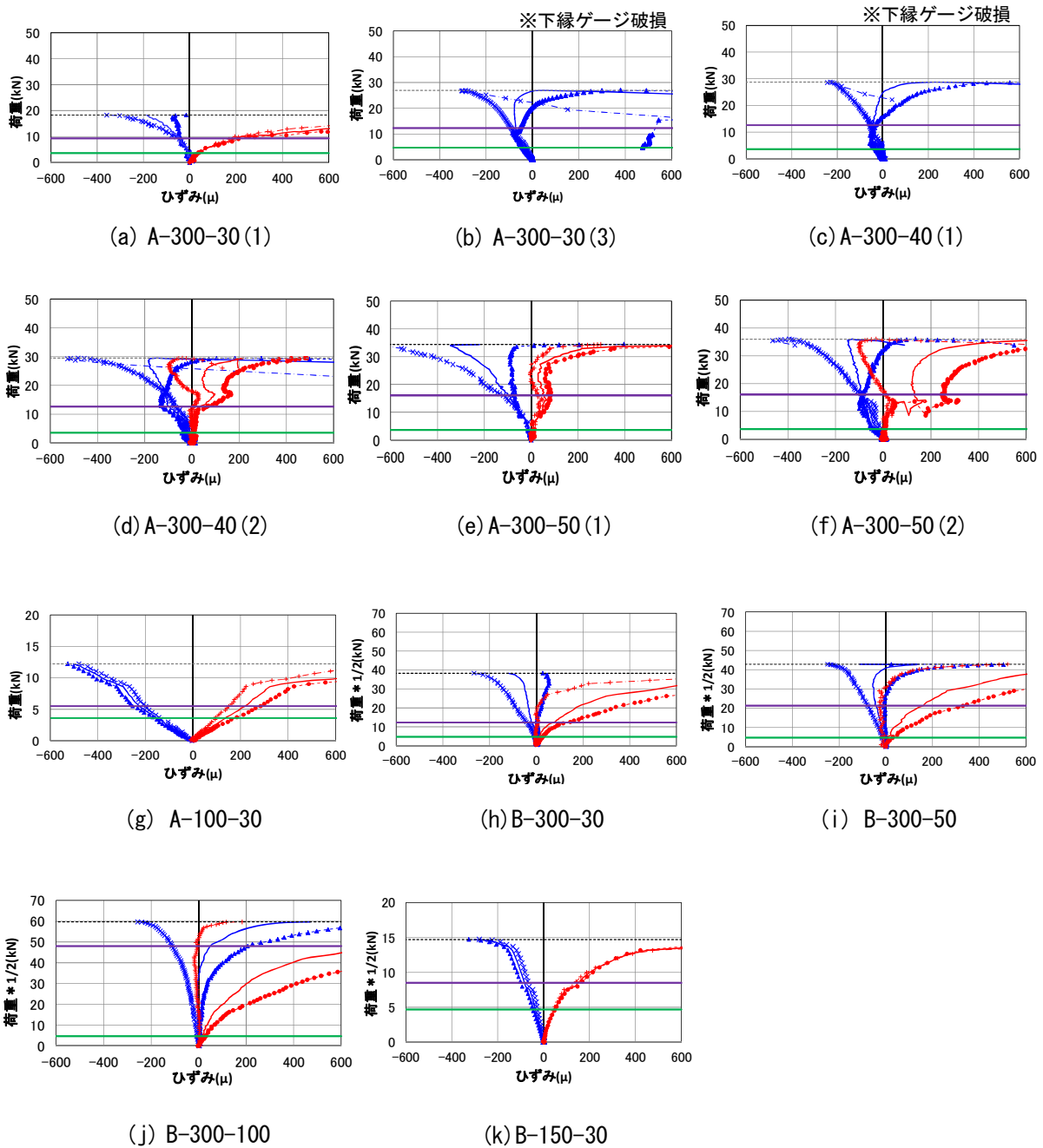


図-3.8 背かぶりのひずみゲージ設置要領



ひずみ符号 + : 引張, - : 圧縮

図-3.9 背かぶり上下縁ひずみ

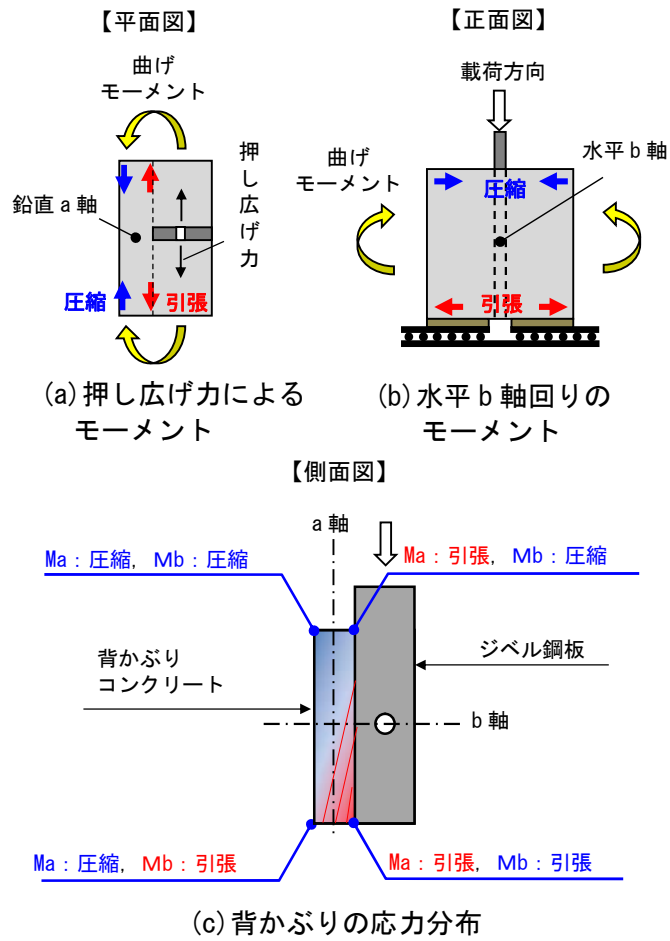


図-3.10 本実験における背かぶり応力分布の模式図



図-3.11 PBL 破壊時のかぶりコンクリートのひび割れ

(4) かぶりコンクリートのずれ耐荷力への影響に関する考察

藤井式によれば、かぶりコンクリートが厚いほど、また、かぶりコンクリートの高さが高いほど、かぶりコンクリートの断面 2 次モーメントと断面積が大きくなり拘束力が大きくなるため、PBL のずれ耐荷力が大きくなる。

図-3.12 に本実験結果および各種評価式におけるずれ耐荷力とかぶりコンクリート厚さの関係を示す。図-3.12 および表-3.2 から、かぶりコンクリートが厚くなる程、また、コンクリートブロックの高さが高くなるほど PBL のずれ耐荷力が大きくなることがわかる。これらの現象は、明らかにかぶりコンクリートによる拘束効果に起因している。したがって、拘束力の影響は PBL のずれ耐荷力に大きく影響する。例えば、試験体 A-300-50 (かぶり厚=50mm) のずれ耐荷力に対する拘束力の影響は、A-300-0 の (かぶり無し) のものより約 10 倍高かった。そのため、PBL のずれ耐荷力の評価では拘束影響を正しく評価する必要がある。

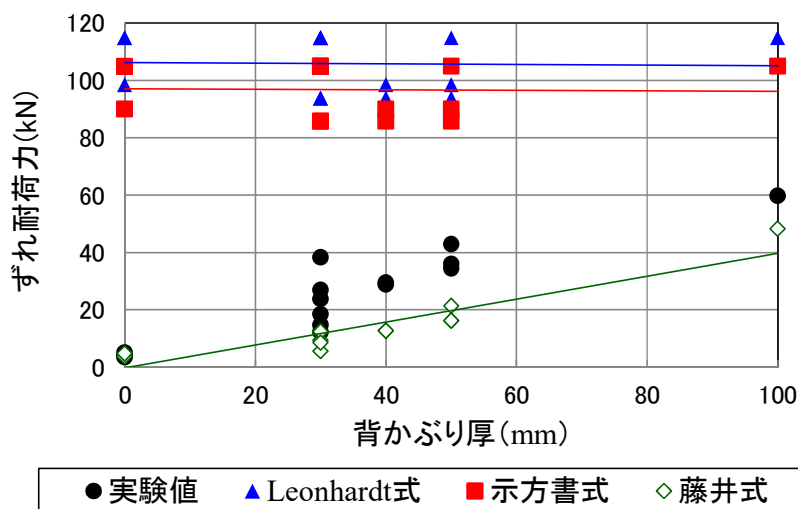


図-3.12 背かぶり厚とずれ耐荷力の関係

一方、Leonhardt 式および示方書式に関しては、ずれ耐荷力は PBL の直径とコンクリートの圧縮強度のみによって決定される。したがって、ずれ耐荷力は表-3.2 の各シリーズについては、コンクリート強度が同じものに関しては同じずれ耐荷力となる。これらの式は拘束効果を考慮に入れることができないためである。これに加えて、両評価式に基づくずれ耐荷力は、試験結果よりもはるかに大きいことを示している。この要因は、これらの評価式は、底面摩擦やかぶりコンクリートによる拘束力等、いくつかの拘束効果を含む実験データに基づく回帰分析によって構築されたことに起因していると考えられる。

対照的に、表-3.2 に示すように、藤井式は拘束効果による傾向を示すことができる。しかし、藤井式によって評価されるずれ耐荷力は試験結果より若干小さい。藤井式は、コンクリート底部に摩擦力を有する押し抜き試験（具体的には、最初にモルタルをテストベッドの上に置き、次に試験片をモルタル層の上に載荷前に設置）から得られたずれ荷重 V と割裂力 T との関係により決定される T_c の係数=2.5 を与えている。この場合、割裂力は小さい摩擦力のみになるので、本稿のテストのように摩擦力を取り除くと、係数は実際には 2.5 より大きくなると考えられる。

Jyengar は、ポストテンションプレストレストコンクリート梁の研究において、コンクリート表面に集中荷重が作用した場合の割裂応力の算定方法について、式(4)の割裂応力 z の算定式を提案している。

$$z=0.25P (1-a/d) \quad (4)$$

ここで、 a : 載荷幅、 d : コンクリートブロック幅

この考え方を PBL のずれ力と押し広げ力の関係に応用すると、PBL 押し抜き試験においては d (供試体幅) に対して a (PBL 鋼板厚) が非常に小さく $z \approx 0.25P$ 、つまり、割裂力を完全に拘束した場合は $P \approx 4z$ と表すことができる。

この考え方に基づき、式(3a)の 2.5 の代わりに係数=4 としたずれ耐荷力評価式 (式(5)) は、押し広げ力 (式(5c)による背かぶりによる拘束力) とずれ耐荷力 (実験結果) の関係とよく一致する (図-3.13)。実験結果および式(5)を加えた各種ずれ耐荷力評価式によるずれ耐荷力とかぶりコンクリート厚さの関係を図- 3.14 に示す。これより、係数=4 のときのずれ耐荷力は試験結果とよく一致することが分かる。したがって、本実験結果から判断すると、底部の摩擦力が完全に取り除かれた場合、かぶりコンクリートを有する PBL のずれ耐荷力を式(5)で評価することができる。

$$V = V_{int} + 4 \times T_c \quad (5a)$$

$$V_{int} = 2 \times \left\{ \pi \times \frac{d^2}{4} + (n-1) \times A_s \right\} \times \tau_s \quad (5b)$$

$$T_c = \frac{f_{ct}}{e \times \frac{y}{I} + \frac{1}{A}} \quad (5c)$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} \quad (5d)$$

$$A = b \times h \quad (5e)$$

ここで、 V : 孔あき鋼板ジベルのずれ耐荷力(N)、 V_{int} : コンクリート拘束力が無い状態のずれ耐荷力(N)、 T_c : 背かぶりによる拘束力(N)、 d : 孔径(mm)、 n : コンクリートと鉄筋の弾性係数比、 A_s : 貫通鉄筋の断面積(mm²)、 τ_{ct} : コンクリートのせん断強度(N/mm²)とする。なお、本検討では、 τ_{ct} は引張強度とした。

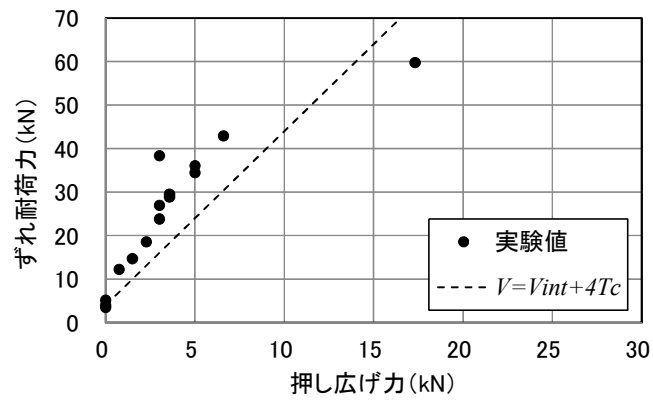


図-3.13 押し広げ力とずれ耐荷力の関係

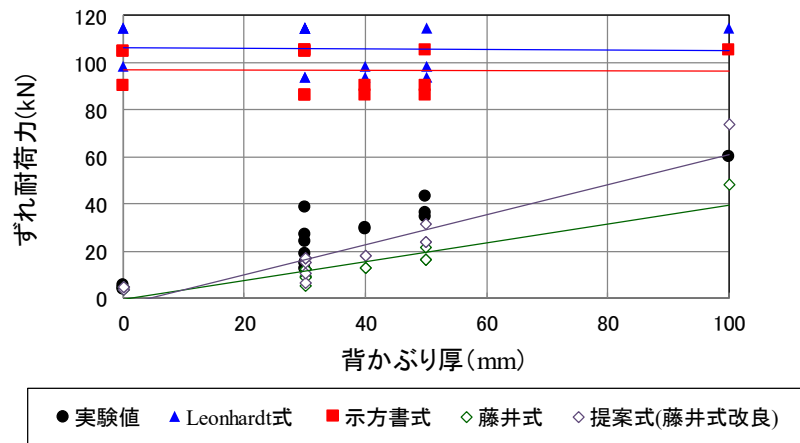


図-3.14 背かぶり厚とずれ耐荷力の関係 (提案式含む)

3.3.2 貫通鉄筋の影響

(1) ずれ耐荷力

貫通鉄筋を配置した C シリーズの各供試体のずれ耐荷力について、実験における最大荷重(以下、実験値)と 3 つの評価式により算出したずれ耐荷力の比較を表-3.3 に示す。表-3.3 に示す評価式は、3.3.1 で示した評価式と同様に Leonhardt 式(式(1))と示方書式(式(6))および藤井式(式(3))である。ただし、式(3)については、貫通鉄筋による拘束効果を追加し、示方書式の式(6)については貫通鉄筋のある場合の評価式としている。なお、表-3.2 中の式(1)(Leonhardt 式)については、貫通鉄筋に関するパラメータがないため、貫通鉄筋の配置の有無によらず同等のずれ耐荷力となっている。表-3.3 には、比較用として背かぶり厚およびコンクリート強度が同等で貫通鉄筋を配置していない A-300-30(1)の結果も示す。

藤井式：

$$V = V_{int} + 2.5 \times (T_c + T_s) \quad (3a)$$

$$V_{int} = 2 \times \left\{ \pi \times \frac{d^2}{4} + (n-1) \times A_s \right\} \times \tau_c \quad (3b)$$

$$T_c = \frac{f_{ct}}{e \times \frac{y}{I} + \frac{1}{A}} \quad (3c)$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} \quad (3d)$$

$$A = b \times h \quad (3e)$$

$$T_s = E_s \times A_s \times \varepsilon_s \quad (3f)$$

ここで、V：孔あき鋼板ジベルのずれ耐荷力(N)、 V_{int} ：コンクリート拘束力が無い状態のずれ耐荷力(N)、 T_c ：背かぶりによる拘束力(N)、d：孔径(mm)、n：コンクリートと鉄筋の弾性係数比、 A_s ：貫通鉄筋の断面積(mm²)、 τ_c ：コンクリートのせん断強度(N/mm²)とする。なお、本検討では、 τ_c は引張強度とした。 T_s ：ジベル孔貫通鉄筋による拘束力、 E_s ：貫通鉄筋の弾性係数(N/mm²)、 ε_s ：貫通鉄筋のひび割れ拘束ひずみ(=400×10⁶)とする。

示方書式(貫通鉄筋がある場合)：

$$V = (1.85 \times A - 26.1 \times 10^3) / \gamma_b \quad (6a)$$

$$A = \frac{\pi \times (d^2 - \varphi^2)}{4} \times f'_c + \frac{\pi \times \varphi^2}{4} \times f_u \quad (6b)$$

ここで、V：孔あき鋼板ジベルの孔 1 個あたりの設計せん断耐力(N)、d：孔径(mm)、 φ ：貫通鉄筋径(mm)、 f'_c ：コンクリートの円柱圧縮強度(N/mm²)、 f_u ：貫通鉄筋の引張強度(N/mm²)、 γ_b ：部材係数(ここでは 1.0 とした)とする。

表-3.2 ずれ耐荷力 (C シリーズ)

供試体	実験値 kN	評価式値						コンクリート 強度	
		式(1) : Leonhardt		式(6) : 示方書		式(3) : 藤井		圧縮 N/mm ²	引張 N/mm ²
		耐荷力 kN	$\frac{\text{実験値}}{\text{評価式値}}$	耐荷力 kN	$\frac{\text{実験値}}{\text{評価式値}}$	耐荷力 kN	$\frac{\text{実験値}}{\text{評価式値}}$		
C-300-30-D13(1)	67.0	93.7	0.79	157.4	0.47	38.9	1.72	59.5	2.5
C-300-30-D13(2)	61.4	98.4	0.74	160.6	0.45	38.9	1.58	62.5	2.5
C-300-30-D16(1)	95.0	93.7	1.01	211.8	0.45	55.7	1.70	59.5	2.5
C-300-30-D16(2)	85.2	98.4	0.87	214.6	0.40	55.7	1.53	62.5	2.5
A-300-30(1)	18.5	93.7	0.20	85.7	0.22	9.3	1.99	59.5	2.5

実験値における貫通鉄筋を配置した供試体 (C シリーズ) と貫通鉄筋を配置していない A-300-30(1)のずれ耐荷力を比較すると、貫通鉄筋 D13 を配置した場合で約 4 倍、貫通鉄筋 D16 を配置した場合で約 5 倍、ずれ耐荷力が増加している。貫通鉄筋として D16 を配置したものは D13 を配置したものより 20~30%程度ずれ耐荷力が増加している。このことより、貫通鉄筋を配置することでずれ耐荷力が増加することがわかる。

式(1)においては、ずれ耐荷力の算出に貫通鉄筋の影響を考慮できないものであるものの、評価式値と実験値に近い傾向 (実験値/評価式値=0.7~1.0) を示した。これは、Leonhardt らの研究においては、ジベル孔内もしくはジベル鋼板付近に割裂力作用方向に鉄筋を配置した押し抜き試験を実施し³⁾、その結果に基づき評価式を構築していることに起因していると考えられる。つまり、Leonhardt 式は、貫通鉄筋等による拘束の影響が含まれた評価式と言える。

式(6)の評価式値は、実験値の約 2 倍 (実験値/評価式値=0.40~0.47) となっている。この傾向は、貫通鉄筋の無い場合 (3.3.1 かぶりコンクリートの影響) と同様であり、評価式が底面摩擦等による拘束の影響が含まれたものであることに起因すると考えられる。

また、式(3)の評価式値は、実験値の 50~70%程度 (実験値/評価式値=1.53~1.91) となっており、貫通鉄筋の無い場合と同様の傾向を示している。ここで、3.3.1 で示した式(3)を改良した式(5)での値を表-3.3 に示す。藤井式を基本とし係数を補正した式(5)は実験結果とよく一致している。

表-3.3 ずれ耐荷力 (C シリーズ : 評価式改良)

供試体	実験値 kN	評価式値				コンクリート 強度	
		式(3) : 藤井		式(5) : 改良		圧縮 N/mm ²	引張 N/mm ²
		耐荷力 kN	$\frac{\text{実験値}}{\text{評価式値}}$	耐荷力 kN	$\frac{\text{実験値}}{\text{評価式値}}$		
C-300-30-D13(1)	67.0	38.9	1.91	57.5	1.16	59.5	2.5
C-300-30-D13(2)	61.4	38.9	1.87	57.5	1.07	62.5	2.5
C-300-30-D16(1)	95.0	55.7	1.70	83.0	1.14	59.5	2.5
C-300-30-D16(2)	85.2	55.7	1.53	83.0	1.03	62.5	2.5
A-300-30(1)	18.5	9.3	1.99	15.0	1.23	59.5	2.5

(2) ずれ変位

図-3.12 に C シリーズの試験結果における荷重-ずれ変位の関係を示す。C シリーズの結果（図-3.15(a)～(d)）は、背かぶり厚およびコンクリート強度が同等で貫通鉄筋を配置していない A-300-30(1)（図-3.15(参考)）と比較して、ずれ耐荷力および最大荷重時のずれ量ともに大幅に増加した。これは、貫通鉄筋の拘束効果によるものである。

貫通鉄筋径に着目すると、太径 D16 を配置した C-300-30-D16（図-3.15(c), (d)）が細径 D13 を配置した C-300-30-D13（図-3.15(a), (b)）より、ずれ耐荷力および最大荷重時のずれ量ともに大きくなった。これらより、貫通鉄筋の断面積が大きく押し広げ力への抵抗性が高い程、ずれ耐荷力が増大することがわかる。また、貫通鉄筋を配置しない場合は、ジベル孔内コンクリートのひび割れ発生後（藤井式 V_{int} 相当の荷重）最大荷重まで荷重-ずれ変位関係は一定勾配で進展し、急激にジベルの破壊に至ることに対し、貫通鉄筋を配置した場合は、最大荷重前でずれ量の進展が著しくなる領域がある。これは、ジベル孔内コンクリートがひび割れた後、背かぶりと貫通鉄筋で押し広げ力に抵抗し、背かぶり全域にひび割れが発生した後も貫通鉄筋のみで押し広げ力に抵抗しているためである。

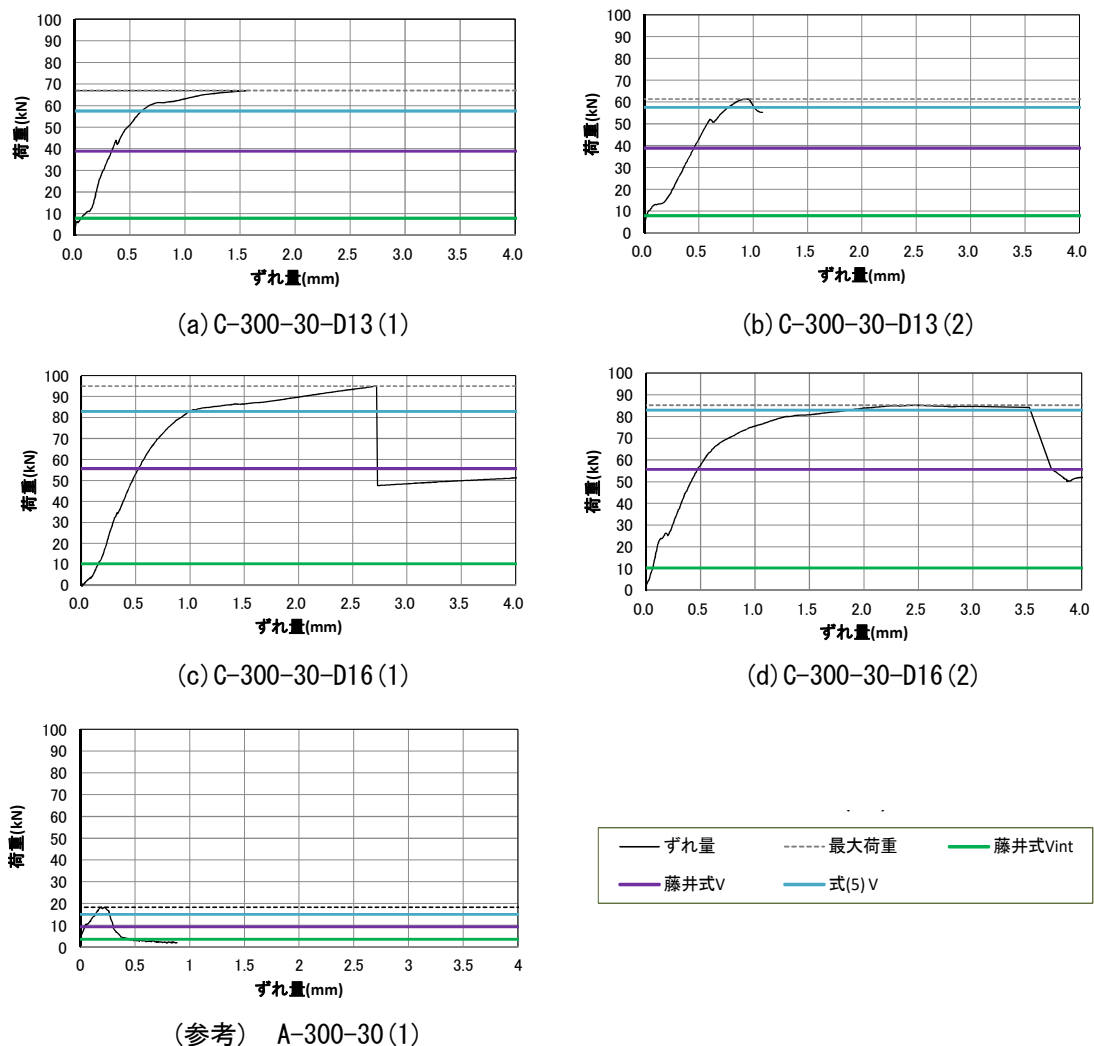
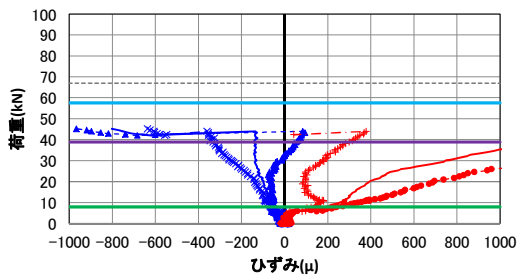


図-3.15 荷重-ずれ変位関係 (C シリーズ)

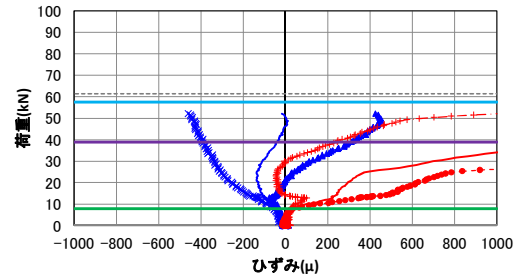
(3) 背かぶり上下縁ひずみ

図-3.16 に押し抜き試験における背かぶり上下縁のひずみの計測結果を示す。C-300-30-D16(1)の上下縁および C-300-30-D16(2)の下縁外側については、载荷前もしくは载荷中のゲージの破損によりデータが取得できなかった。

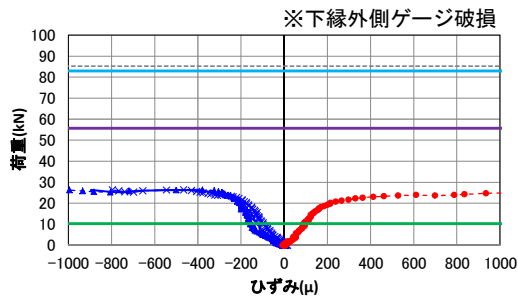
全ての供試体において、貫通鉄筋無しの場合と同様（図-3.9）に、内側と外側のひずみに着目すると、概ね内側のひずみが引張側となり、また、上下縁のひずみに着目すると下縁側が引張のひずみが発生する傾向を示した。貫通鉄筋のある場合の背かぶりひずみの計測結果では、最大荷重より前の段階でひずみが急増しており、ひび割れが発生していることを示している。その後も荷重は増加したことから、背かぶりにひび割れは発生した後は貫通鉄筋の拘束によりずれに抵抗していることがわかる。



(a) C-300-30-D13 (1)



(b) C-300-30-D13 (2)



(c) C-300-30-D16 (2)

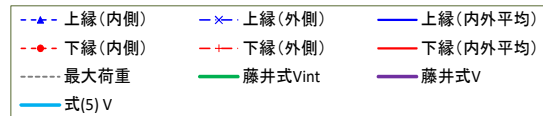


図-3.16 背かぶり上下縁ひずみ

(4) 貫通鉄筋ひずみ

図 3-17 に押し抜き試験における貫通鉄筋のひずみ計測結果を示す。貫通鉄筋のひずみは、鉄筋の上下に貼付した 2 枚のひずみゲージの計測結果を平均した値を示し、鉄筋に作用する曲げの影響を排除している。C-300-30-D16(2)については、最大荷重に至る前にゲージが破損し、データ取得が载荷途中までとなっている。

いずれの供試体においても、藤井式 V_{int} 相当の荷重前後で、貫通鉄筋の荷重-ひずみ関係の傾きが変化している（図-3. 17(a)~(d)）。これは、ジベル孔内コンクリートにひび割れが発生し、貫通鉄筋に引張力が移行した影響と考えられる。このことから、ジベル孔内コンクリートのひび割れに伴う押し広げ力を貫通鉄筋が拘束していることがわかる。

C-300-30-D13（においては、荷重 40~50kN 程度で貫通鉄筋の荷重-ひずみ関係の傾きが再度変化している。同じ供試体の背かぶり上下縁のひずみ（図-3. 16(a), (b)）と対比すると、同程度の荷重において背かぶりのひずみが急変しており、背かぶりにひび割れが発生した影響により貫通鉄筋に引張力が移行した影響と考えられる。

C-300-30-D16（図-3. 17(c)）においては、荷重 80kN 程度で貫通鉄筋の荷重-ひずみ関係の傾きが再度変化しており、この時点で背かぶりにひび割れが発生したものと考えられる。

試験の最大荷重における貫通鉄筋のひずみは、貫通鉄筋 D13 の場合（図-3. 17(a), (b)）で 1000×10^6 以下、貫通鉄筋 D16 の場合（図-3. 17(c)）で 1400×10^6 以下であり、降伏には至っていない。（鉄筋 SD345 の規格降伏ひずみ 1725×10^6 ）。貫通鉄筋の降伏前にジベル孔内コンクリートの骨材の噛み合わせが外れ、ずれ止めとしての終局に至ったと考える。

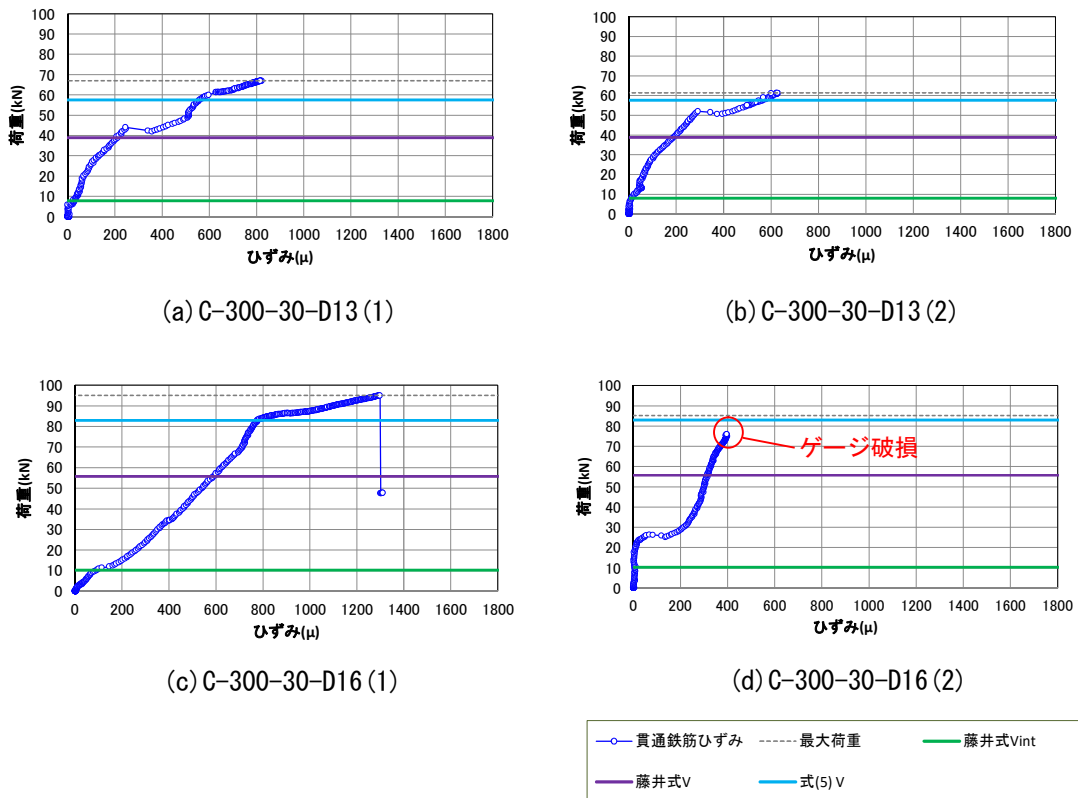


図-3. 17 貫通鉄筋ひずみ

3.3.3 孔内コンクリートの粗骨材有無の影響

ジベル孔（孔径 30mm）の中心に貫通鉄筋を配置した場合、孔内のあきは 10mm 以下となり、粗骨材（最大径 20mm）が孔内に配置されないことが考えられる。孔内コンクリートに粗骨材が無い場合、ひび割れ発生後の骨材の噛み合わせが弱く、ずれ耐荷力が小さくないことが考えられるため、細骨材だけが含まれるモルタルにて供試体を製作し、押し抜き試験を実施した。表-3.4 に押し抜き試験結果のずれ耐荷力を示す。表-3.4 には、比較用として拘束条件が同等（背かぶり・貫通鉄筋：無、供試体高：300mm）で、コンクリートを使用した供試体 A-300-0 の結果も示す。

実験値について、モルタル供試体の D シリーズ供試体のずれ耐荷力は 4.9～5.6kN（平均値：5.3kN）であり、コンクリート供試体の A シリーズのずれ耐荷力 3.5～5.1kN（平均値：4.2kN）より高い結果であった。これは、かぶりコンクリートの無い供試体においては、ジベル孔内のモルタル・コンクリートにひび割れが発生することでジベルが終局に至ることから、両者の引張強度の差に起因していると考えられる（D シリーズモルタル引張強度：4.2～4.8N/mm²、A シリーズコンクリート引張強度：2.5～3.4N/mm²）。しかし、実験値と評価式値と比較した際、コンクリート供試体（A シリーズ）では概ね実験値と評価式値が良く一致していたことに対して、モルタル供試体（D シリーズ）では実験値は評価式値より 10～20%程度小さい結果であった。このことは、ジベル孔内に粗骨材が存在しない場合、骨材の噛み合わせ効果が小さくずれ耐荷力が低下することを示唆している。

表-3.4 ずれ耐荷力（D シリーズ）

シリーズ	供試体	実験値 kN	評価式値		モルタル強度	
			式(3):藤井式 kN	実験値 評価式値	圧縮 N/mm ²	引張 N/mm ²
D	D-300-0(1)	5.6	5.9	0.94	63.2	4.2
	D-300-0(2)	5.5	6.4	0.86	54.8	4.8
	D-300-0(3)	4.9	6.4	0.78	54.8	4.8
	平均	5.3	6.2	0.86	57.6	4.6
A	A-300-0(1)	3.5	3.6	0.97	59.5	2.5
	A-300-0(2)	5.1	4.7	1.08	72.8	3.4
	A-300-0(3)	4.0	4.7	0.84	72.8	3.4
	平均	4.2	4.3	0.97	68.4	3.1

3.4 第3章のまとめ

本章では、ジベル孔径 30mm の孔あき鋼板ジベルに関して供試体底面の摩擦を完全に除去した押し抜き試験を実施し、かぶりコンクリートおよび貫通鉄筋による拘束がずれ耐力に与える影響について検討した。その結果、得られた知見を以下にまとめる。

- (1) 本押し抜き試験の条件では、貫通鉄筋を配置しない孔あき鋼板ジベルのずれ耐力は、Leonhardt らが提案した評価式³⁾や複合構造標準示方書に規定された評価式⁴⁾により算出したずれ耐力より著しく小さくなった。これは、両評価式が供試体底面の摩擦による拘束や貫通鉄筋による拘束等を含んだ実験結果を基に構築された評価式であることに起因すると考えられる。
- (2) ジベル孔径 30mm で背かぶり厚が 30mm~100mm の孔あき鋼板ジベルのずれ耐力は、かぶりコンクリートによる拘束の影響を考慮した藤井らの研究による評価式⁵⁾より 1.2~3 倍程度大きくなる傾向であった。これは、藤井らの研究では、コンクリート底部に摩擦力を有する押し抜き試験から得られたずれ荷重 V と割裂力 T との関係により決定される T_c の係数=2.5 を与えているが、これが本実験とは異なる条件で算定された係数であるためと考えられる。
- (3) かぶりコンクリート厚が 30mm~100mm の範囲において、かぶりコンクリートが厚くなる程、ずれ耐力は大きくなる。また、供試体高さが 100mm~300mm の範囲において、供試体高さが高い程、ずれ耐力は大きくなる。つまり、本押し抜き試験における条件の範囲において、かぶりコンクリートの剛性が大きい程、ずれ耐力の増加が見込める。
- (4) 本押し抜き試験においても、既往の研究で示されているジベル孔内へ貫通鉄筋を配置することによるずれ耐力の増加が確認できた。かぶりコンクリートを有し貫通鉄筋を配置した場合、孔あき鋼板ジベルの破壊モードは、以下となる。
 - ① 孔部コンクリートにひび割れが発生。
 - ② 孔部コンクリートのひび割れに伴う押し広げ力をかぶりコンクリートと貫通鉄筋が拘束。
 - ③ かぶりコンクリートのひび割れ後は貫通鉄筋のみで押し広げ力を拘束。
 - ④ 貫通鉄筋の伸び変形が孔部コンクリートの骨材の噛み合わせを超えるとジベル破壊に至る。
- (5) ジベル孔径 30mm で背かぶり厚が 30mm~100mm の孔あき鋼板ジベルにおいて、藤井らが提案する評価式をもとに、拘束力に乗じる係数を 4 とした以下の評価式は、実験結果によるずれ耐力を精度よく算出できる。

$$V = V_{int} + 4 \times (T_{cb} + T_s)$$

V_{int} : コンクリート拘束力が無い状態のずれ耐力

T_{cb} : かぶりコンクリートによる拘束力

T_s : ジベル孔貫通鉄筋による拘束力

- (7) 供試体底面の摩擦を除去した押し抜き試験においては、かぶりコンクリートに直交する 2 軸の曲げモーメントが作用する。
- (8) ジベル孔内に粗骨材が含まれない場合、ずれ耐力は低減する。本検討においては、粗骨材を使用しないモルタルで供試体を製作した場合、藤井らの研究による評価式⁵⁾の V_{int} より 10~20%程度のずれ耐力の低減を確認した。

第3章の参考文献

- 1) 古川祐輔, 藤井堅, 道菅裕一, 山口詩織 : 孔あき鋼板ジベルの押し抜き試験における各種パラメータのずれ耐荷力への影響, 第9回複合・合成構造の活用に関するシンポジウム講演集, pp.58-65, 2011
- 2) 保坂鐵矢, 光木香, 平城弘一, 牛島洋貴, 橘吉宏, 渡辺滉 : 孔あき鋼板ジベルのせん断特性に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.46A, pp.1593-1604, 2000
- 3) Fritz Leonhardt, Wolfhart Andrä Hans-Peter Andrä und Wolfgang Harre : Neues, vorteilhaftes Verbundmittel für Stahlverbund-Tragwerke mit hoher Dauerfestigkeit, Beton-und Stahlbetonbau, pp.325-331, 1987
- 4) 土木学会 : 2014年制定 複合構造標準示方書 [設計編], pp.74-77, pp.581-584, 2015
- 5) 藤井堅, 道菅裕一, 岩崎初美, 日向優裕, 森賢太郎, 山口詩織 : 孔あき鋼板ジベルのずれ耐荷力評価式, 土木学会論文集 A1, Vol.70, No.5, pp.II_53-II 68, 2014
- 6) 深田和宏, 藤井堅, 豊田正, 岩崎初美 : 孔あき鋼板ジベルの終局せん断耐力に影響を及ぼすコンクリート因子, 第6回複合構造の活用に関するシンポジウム講演集, pp28-1-28-8, 2005
- 7) Jyengar, K. T. S. R. : Two dimensional theories of anchorage zone stresses in post tensioned prestressed concrete beams, Jour. of ACI Proc., Vol. 59, No. 10, pp. 1443-1466, 1962

第4章 合成はりの合成率に関する実験的検討

4.1 はじめに

孔あき鋼板ジベルのような機械的に接合するずれ止めは、ずれを伴いながらせん断力を伝達するメカニズムであるため、ずれ止め（接合部）の剛性が構造体としての挙動に大きく影響する。また、ずれ止めに作用する水平せん断力を算出する際には、その接合部の剛性を適切に評価することが重要となる。一方、一般的な合成構造である橋梁の合成桁においては、コンクリート床板と鋼桁が完全に合成された（両者の間にずれが生じない）ものと仮定して設計が行われる。完全には合成されず、ある程度のずれを許容する桁構造は不完全合成桁と呼ばれ、不完全合成桁が設計に用いられることは極めて少ない。提案する複合版においては、孔あき鋼板ジベルのみでコンクリート部材と鋼部材（形鋼）を接合する簡素な構造とし、橋梁の合成桁のようなコンクリート床版を支持する鋼桁上フランジを省略していることも踏まえると、ずれ止めの破壊が構造体の終局に直結することとなる。

そこで本章では、基礎検討として貫通鉄筋を配置していない孔あき鋼板ジベルを用いた合成はり供試体の曲げ載荷試験を実施し、その結果をもとに藤井らが提案する合成率の概念²⁾を用いてずれ止めの剛性の評価に関する調査を行った。

4.2 実験概要

実験供試体は、提案する複合版（図-4.1）の構造を模した供試体で複合版の形鋼1本分を抜き取ったものであり、TYPE1-1は提案構造で想定する全はり高180mmとし、TYPE1-2はそれより若干全はり高が高い230mmとしている。両者の全はり高を変化させるため、鋼部材には異なる寸法の形鋼を用いている。なお、両供試体は、いずれもジベル孔径30mm、ジベル孔間隔300mmとしている。この2つの供試体をシリーズ1と呼ぶ。

また、民家らの研究において³⁾、橋梁の合成桁を模した全はり高800mmの供試体を製作し曲げ載荷試験を実施しており、比較用としてこの実験結果による荷重-たわみ関係のデータも示す。民家らの研究においては、基本的な供試体部材寸法を同一としてジベル孔間隔のみを変えた2種類の供試体（TYPE2-1、TYPE2-2）の曲げ載荷試験を実施している。ジベル孔径はいずれも60mmとし、ジベル孔間隔はTYPE2-1が500mm、TYPE2-2が300mmとしている。この2つの供試体をシリーズ2と呼ぶ。

表-4.1に供試体諸元を、図-4.2に供試体形状と載荷要領を示す。なお、孔あき鋼板ジベル耐力の評価を単純にするため、いずれの供試体においてもジベル孔内の貫通鉄筋は配置していない。

荷重載荷は2点集中の曲げ載荷とし、ジベルが破壊するまで載荷を行った。曲げ載荷中のはりの支間中央と両側支点部の変位を計測し、支間中央の変位から支点部の変位を差し引いて補正した供試体のたわみとした。

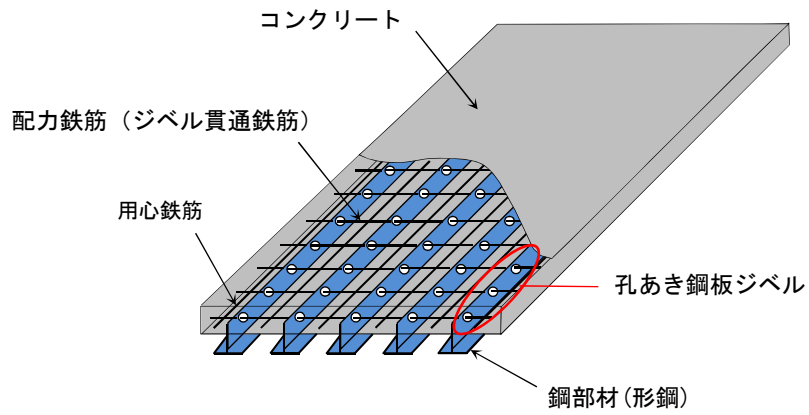
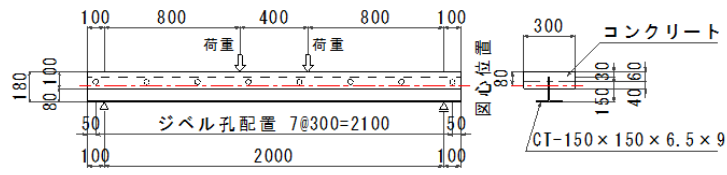


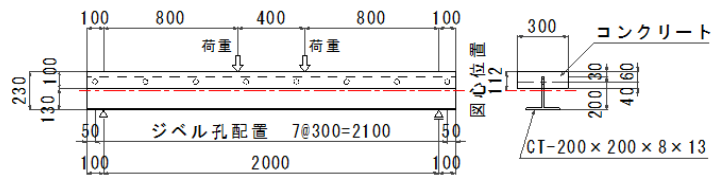
図-4.1 複合版の構造概要

表-4.1 供試体諸元

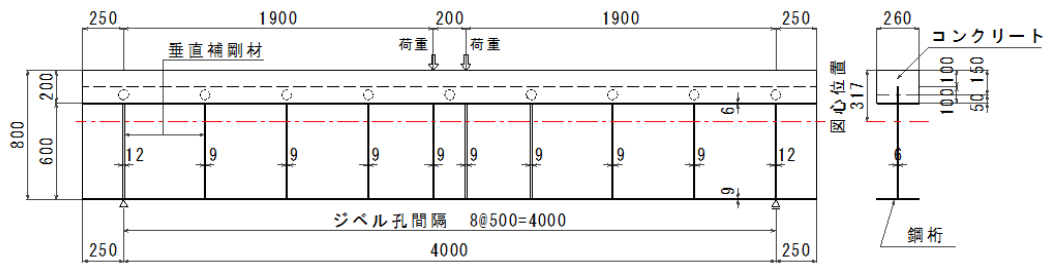
供試体		梁高 mm	コンクリート 部材厚 mm	鋼部材 高 mm	図心 位置 (上縁 より)	コンクリート強 度		鋼部材強度		孔あき鋼板 ジベル	
						圧縮 強度 N/mm ²	引張 強度 N/mm ²	引張 強度 N/mm ²	降伏 強度 N/mm ²	孔径 mm	孔間隔 mm
シリーズ 1	TYPE1-1	180	100	80	80	67.1	4.5	472	338	30	300
	TYPE1-2	230	100	130	112			467	324		
シリーズ 2	TYPE2-1	800	200	600	317	34.4	2.9	405	291	60	500
	TYPE2-2										300



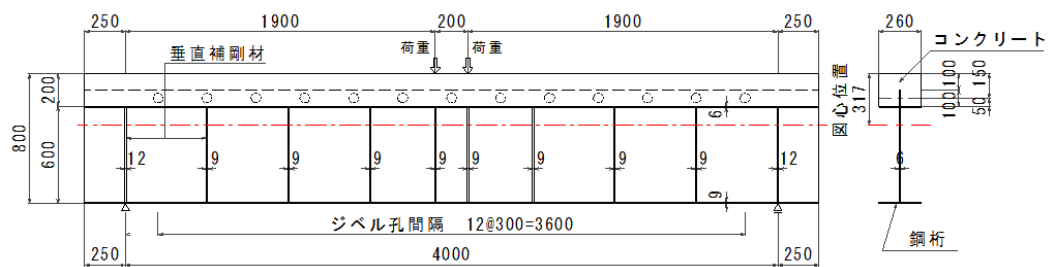
TYPE1-1



TYPE1-2



TYPE2-1



TYPE2-2

図-4.2 供試体形状および載荷要領

4.3 実験結果と考察

4.3.1 荷重－たわみ関係

図-4.3 に各供試体の荷重－たわみ関係を、表-4.2 にジベル破壊時の荷重時およびその 1/2 程度の荷重時のたわみを示す。グラフ中には、鋼とコンクリートが完全に合成されている（以下、完全合成）と仮定した計算値と、重ねばりと仮定した計算値を合わせて示している。ここで、重ねばりの曲げ剛性は、鋼部材単体およびコンクリート部材単体のそれぞれの曲げ剛性を足し合わせて算出した。表-4.3 に各供試体の完全合成および重ね梁として算出した曲げ剛性を示す。

荷重－たわみ関係について、いずれの供試体も完全合成としての挙動とはならず、荷重の増加に応じて、剛性（荷重－たわみ曲線の勾配）も変化した。

TYPE1-2, TYPE2-1, TYPE2-2 においては、荷重－たわみの関係が 2 つの計算値（完全合成と重ねばり）の中間の挙動を示し、荷重の増加とともに重ねばり側に変化している。一方、最もはり高が小さく、断面図心がコンクリート部となる TYPE1-1 は他の供試体とは傾向が異なり、載荷直後から最大荷重（ジベル破壊時）の 1/2 程度までの挙動は完全合成とした計算値とほぼ一致しており、最大荷重の 1/2 程度以降、重ねばりとした計算値に近づく挙動を示した。

表-4.2 には、ジベル破壊時のたわみを「1」とした場合のジベル破壊時荷重の 1/2 荷重時のたわみの比率を示している。この比率について、TYPE1-1 を除く全ての供試体においては 0.4 であったことに対し、TYPE1-1 のみ 0.3 であり、TYPE1-1 においては、ジベル破壊時の 1/2 荷重以降にたわみの増加が大きい結果であった。

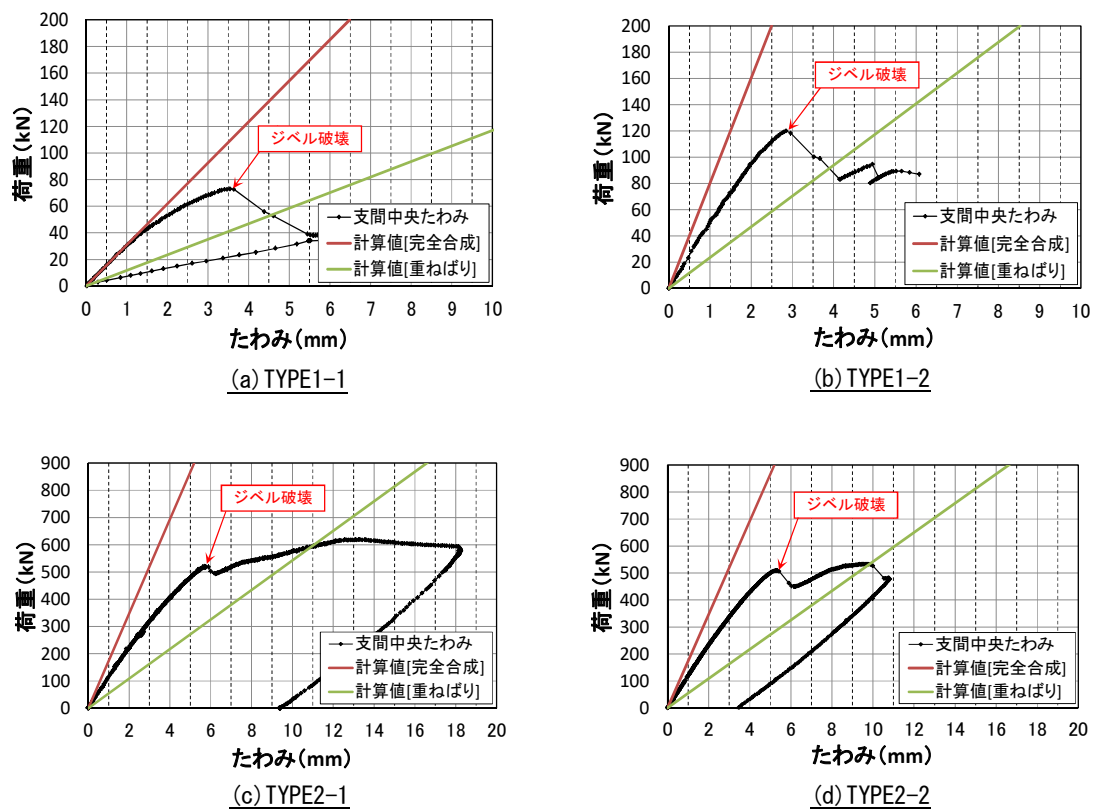


図-4.3 荷重－たわみ関係

表-4.2 ジベル破壊荷重およびジベル破壊荷重×1/2 におけるたわみ

供試体		ジベル破壊時		ジベル破壊時 ×1/2
シリーズ 1	TYPE1-1	荷重 kN	72.9	36.3
		たわみ mm (比率：1.00)	3.54 (比率：1.00)	1.21 (比率：0.34)
	TYPE1-2	荷重 kN	119.9	60.6
		たわみ mm (比率：1.00)	2.85 (比率：1.00)	1.22 (比率：0.43)
シリーズ 2	TYPE2-1	荷重 kN	520.9	261.3
		たわみ mm (比率：1.00)	5.70 (比率：1.00)	2.37 (比率：0.42)
	TYPE2-2	荷重 kN	508.8	254.7
		たわみ mm (比率：1.00)	5.24 (比率：1.00)	2.20 (比率：0.42)

表-4.3 各供試体の曲げ剛性

供試体		曲げ剛性 EI kN・m ²	
		完全合成	重ねばり
シリーズ 1	TYPE1-1	4,850 ----- 比率：1.00	1,838 ----- 比率：0.38
	TYPE1-2	12,616 ----- 比率：1.00	3,690 ----- 比率：0.29
シリーズ 2	TYPE2-1	230,159 ----- 1.00	72,027 ----- 0.31
	TYPE2-2	230,159 ----- 1.00	72,027 ----- 0.31

※曲げ剛性 EI は、弾性係数比を用いてコンクリート換算として算出

4.3.2 合成率に関する考察

(1) 合成率の概念

孔あき鋼板ジベルを用いた合成桁の挙動に関して、藤井らは、合成率の概念を導入して不完全合成桁の挙動を示す方法として式(1)を提案している²⁾。これは、コンクリート部材と鋼部材がずれ止めによって接合される複合構造の曲げ剛性は、完全合成とした曲げ剛性と重ねばりとした曲げ剛性の中間の剛性を有するという考えであり、その中間的な合成に関して係数（合成率）を用いて評価する概念である。

$$EI = \alpha \times E_c I_c + (1 - \alpha) \times E_D I_D \quad (1)$$

ここで、EI：不完全合成桁の曲げ剛性、 $E_c I_c$ ：完全合成の曲げ剛性、 $E_D I_D$ ：重ねばりの曲げ剛性、 α ：合成率を示す。

(2) 合成率の算出

本実験結果における荷重と支間中央たわみを用いて、式(1)により算出した各供試体の合成率を表-4.4に示す。なお、荷重-たわみ関係（図-4.3）より、荷重レベルにより剛性は変化しているため、使用状態の目安としてジベル破壊荷重の1/3程度の荷重時に着目した。加えて、ジベル破壊時に着目し、2つの水準に対する合成率を算出した。

TYPE1-1のジベル破壊時の1/3荷重時の合成率は1.0を超える値となっているが、これは計算上の丸め誤差等が含まれる影響であり、実際は完全合成と同等の剛性である。

TYPE2-1とTYPE2-2を比較した場合、両者の構造条件の相違はジベル孔間隔のみであるが、合成率はジベル孔間隔が狭いTYPE2-2の方が高い傾向にある。このことから、ジベルの剛性が高い程、合成率が高くなることがわかる。

表-4.4 実験結果より求めた合成率

供試体		合成率 α	
		ジベル破壊荷重の 1/3 荷重時	ジベル破壊時
シリーズ1	TYPE1-1	1.037	0.468
	TYPE1-2	0.505	0.328
シリーズ2	TYPE2-1	0.321	0.102
	TYPE2-2	0.380	0.160

(3) 合成率の算定方法の提案

藤井らが提案する合成率の概念を用いて部材の曲げ剛性を評価する場合、ずれ止めの剛性が合成率に関係すると考えられる。また、ずれ止め位置に作用する水平せん断力の大きさは、ずれ量と相関があり合成率に影響を及ぼすと考えられる。これらに関係する因子を用いて合成率を推定するための係数の算定を試みた。使用した因子は、ずれ止めの剛性に関するジベル孔面積とジベル孔間隔を抽出し、ずれ止め位置に作用する水平せん断力の大きさに関連する断面1次モーメントと断面2次モーメントの比を用いて、無次元化した係数を算定する式を構築した(式(2))。

$$K = A/l \times Q/I \quad (2)$$

ここで、 K ：合成率に関わる係数、 A ：ジベル孔断面積(mm²)、 l ：ジベル孔間隔(mm)、 Q ：ジベル位置に関する断面1次モーメント(mm³)、 I ：完全合成としての断面2次モーメント(mm⁴)とする。

式(2)で算出した係数 K と合成率の関係を図-4.4 に示す。係数 K が大きくなる程、合成率は高くなり、両者の関係を線形近似で表したところ、相関係数は0.9以上であり、本実験の範囲においては、係数 K と合成率の間には高い相関性がある。

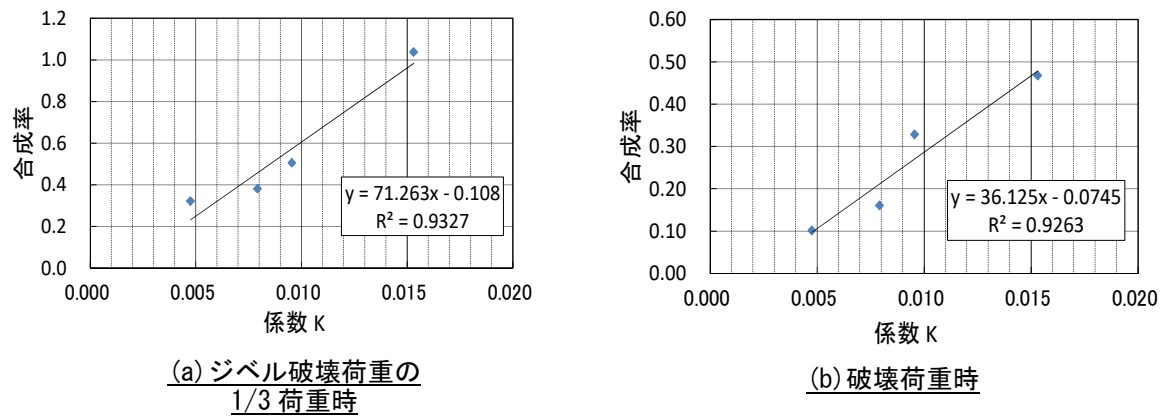


図-4.4 係数 K と合成率の関係

ただし、本検討では貫通鉄筋を配置していない孔あき鋼板ジベルによる合成はりの曲げ試験の結果に基づいていることから、貫通鉄筋を配置したジベルへの適用は別途検討が必要となる。

4.4 第4章のまとめ

本章では、貫通鉄筋を配置していない孔あき鋼板ジベルを用いた鋼とコンクリート合成はりの曲げ試験を実施し、試験結果による荷重-たわみ関係からずれ止めの剛性の評価に関する検討を行った。その結果、得られた知見を以下にまとめる。

- (1) 貫通鉄筋を配置しない孔あき鋼板ジベルを用いた合成はりの剛性は、完全合成とした剛性と重ねばりとした剛性の中間の剛性を有し、荷重が大きくなるに従い剛性は変化し重ねばりの剛性に近づく。
- (2) 全はり高やコンクリート床版と鋼部材の部材比率等の断面形状(断面構成)の相違により、合成率の大きさは異なる。
- (3) 部材高さが小さく断面図心がコンクリート部材内に位置する合成はりについては、ジベル破壊荷重の1/2程度までは、完全合成とした剛性と同等の剛性を有し、さらに荷重が大きくなると重ねばりの剛性に近づく。
- (4) 断面図心がコンクリート部材外に位置する合成はりについては、載荷初期より完全合成とした剛性と重ねばりとした剛性の中間の剛性を有する。
- (5) ジベル孔面積とジベル孔間隔および断面1次モーメントと断面2次モーメントの比を因子として構築した式により算定した係数は、藤井らが提案する合成率と高い相関性を有する。この係数を用いて合成率を算出することで、孔あき鋼板ジベルを用いた合成はりの挙動を精度よく推定できる可能性がある。

第4章の参考文献

- 1) 土木学会：鋼・コンクリート合成構造の設計ガイドライン，pp.57-64，1989
- 2) 藤井堅，有吉孝文，藤村伸智：孔あき鋼板ジベルを用いた合成桁の曲げ挙動，構造工学論文集，Vol.47A，pp.1381-1390，2001
- 3) 民家洋輔：孔あき鋼版ジベルを用いた合成桁の終局ずれ挙動に関する研究，平成26年度修士論文

第5章 はり供試体による孔あき鋼板ジベルを用いた 鋼・コンクリート複合構造の挙動に関する実験的検討

5.1 はじめに

提案する複合版は、主鉄筋方向の引張抵抗材として孔あき形鋼を使用し、それに直交する配力鉄筋を配置している点から I 形鋼格子床版構造を基本としたものであるが、部材構成の変更によりさらなる軽量化や維持管理性の向上を図った構造である（図-5.1）。版製作に際しては、床版上面を底型枠面としてコンクリートを打設し、コンクリートが所定の強度に達した後、上下反転させることで床版上面の平坦性を確保するものとしている。図-5.2 に本複合版の特徴を示す。コンクリート部材厚は全版厚の半分程度とし鋼板コンクリート合成床版や I 形鋼格子床版等の既往の複合版と比較して軽量化を図っている。また、コンクリート下面には底鋼板を設置しないことで、維持管理におけるコンクリート下面の目視点検を可能としている。さらに、コンクリートと鋼の接合構造には、孔あき鋼板ジベル（以下、PBL）を採用している。ここで、コンクリート部材厚を薄くすることにより、図-5.3 に示すように部材中立軸はコンクリート部材内となり、版に正の曲げモーメントが作用した場合、孔あき鋼板ジベルは支間方向に引張応力が作用した状態でずれ止め機能を要求されることとなる。これは、鋼板コンクリート合成床版のずれ止めと同様の条件である。一方、I 型鋼格子床版や鋼板コンクリート合成版では設置される底鋼板を設置しないことから、ジベル周辺のコンクリートには底鋼板による付着や摩擦の影響が無く、部材厚の薄肉化と合わせて考えると、本複合床版におけるジベル周辺のコンクリートの拘束度は比較的小さくなると考えられる。既往の研究成果では、孔あき鋼板ジベルの破壊機構やずれ耐力は、孔あき鋼板ジベル孔周辺のコンクリートの拘束状態に大きく依存することが報告されており^{1)~3)}、本構造の孔あき鋼板ジベルに対しては、その拘束状態を踏まえたずれ挙動を解明することが重要となる。このため、実大相当のはり供試体を用いた静的曲げ試験を実施し、孔あき形鋼とコンクリートで構成される複合版の挙動や破壊形態の確認を行う。

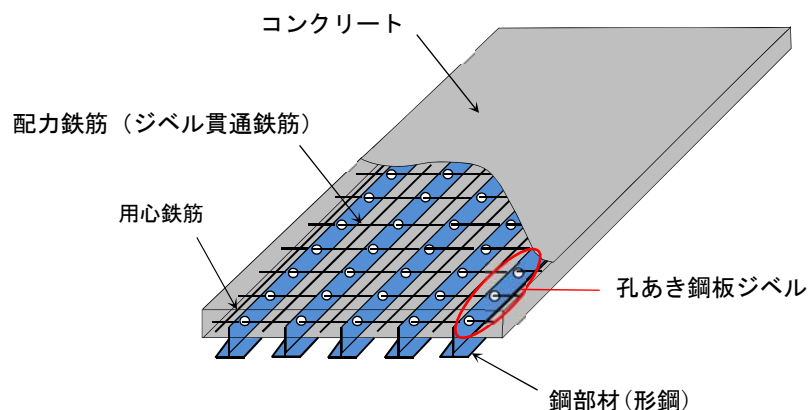


図-5.1 複合版の構造概要

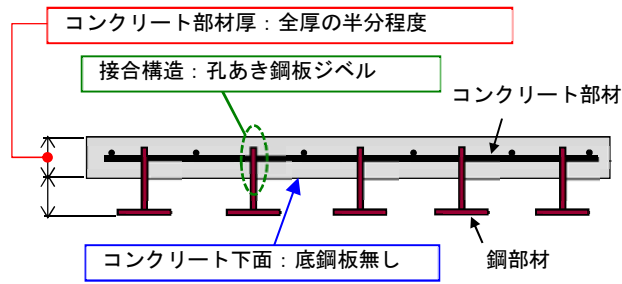


図-5.2 複合版の特徴

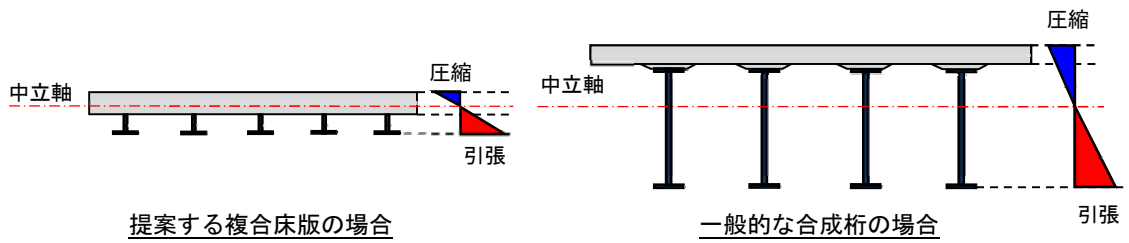


図-5.3 部材高と中立軸位置の関係

5.2 実験概要

本複合床版における支間方向（鋼部材軸方向）の挙動を明確にするため、鋼部材軸方向のみに曲げモーメントが発生する幅寸法（鋼部材軸と直交方向）および支持条件の設定を行った。つまり、一方向スラブの設計に用いる梁としての曲げモーメントを再現している。

本実験では、複合床版の耐荷性能や破壊形態を把握することを目的とし、実構造で想定している部材厚や形鋼サイズを用い部材長 4m の実大相当の形状寸法を有する供試体を製作して、静的曲げ載荷試験を実施した。供試体は、検討段階において採用候補として抽出した異なる鋼材を用いた 2 種類を製作した。表-5.1 に供試体一覧を示す。供試体 1 は、鋼部材単体の断面が対称形となる I 形鋼を用いたものであり、実用化に際しコンクリートの充填性等を考慮して I 形鋼の上フランジを切断している。供試体 2 は、鋼部材単体の断面が非対称となる不等辺山形鋼を用いたものである。本実験においては、鋼部材断面の対称性が複合床版としての挙動に与える影響にも着目している。

図-5.4 に供試体寸法を示す。両供試体とも、コンクリート部材幅は鋼部材を 2 列配置した 640mm とし、その厚さは全版厚の半分程度となる 100mm とした。コンクリート部材内には、支間方向および支間直角方向の 2 方向に、RC 部材としての最小鉄筋量程度となる D13 鉄筋を 300mm 間隔で各 1 段配置した。コンクリートと鋼の接合構造は、孔あき鋼板ジベルとし、鋼材に直径 30mm の孔を 300mm 間隔で設け、前述したコンクリート部材内に配置する支間直角方向鉄筋 D13（以下、貫通鉄筋）をジベル孔内に配置した。この要領において、複合構造標準示方書に基づいたずれ耐力⁴⁾は、計算上の鋼材の降伏荷重相当の載荷時にずれ止めに作用する力以上を確保している。

図-5.5 に載荷要領と計測箇所、図-5.6 に載荷試験状況を示す。1000kN アムスラー試験機を用いた 2 点集中載荷による曲げ載荷試験を行った。載荷は荷重制御で行い、試験機と 2 点載荷用鋼製治具の間に設置したロードセルを使用し荷重値を計測した。供試体の計測項目としては、主要箇所の変位およびコンクリート・鋼材・貫通鉄筋のひずみとした。

表-5.1 供試体一覧

供試体	供試体寸法(mm)	鋼材	コンクリート	鉄筋
供試体 1	幅 640×高さ 205 ×長さ 4000	I 形鋼 (SS400) [I200×100×7×10]	圧縮強度：58.6N/mm ²	SD295A
			引張強度：3.82N/mm ²	
			弾性係数：35.8N/mm ²	
供試体 2	幅 640×高さ 230 ×長さ 4000	不等辺不等厚山形鋼 (KA) [L200×90×9×14]	圧縮強度：54.5N/mm ²	SD295A
			引張強度：3.12N/mm ²	
			弾性係数：34.2N/mm ²	

※コンクリートの材料特性値は、JIS A 1108（圧縮強度）、JIS A 1113（引張強度）、JIS A 1149（弾性係数）によるテストピースを用いた載荷試験時の材料試験結果

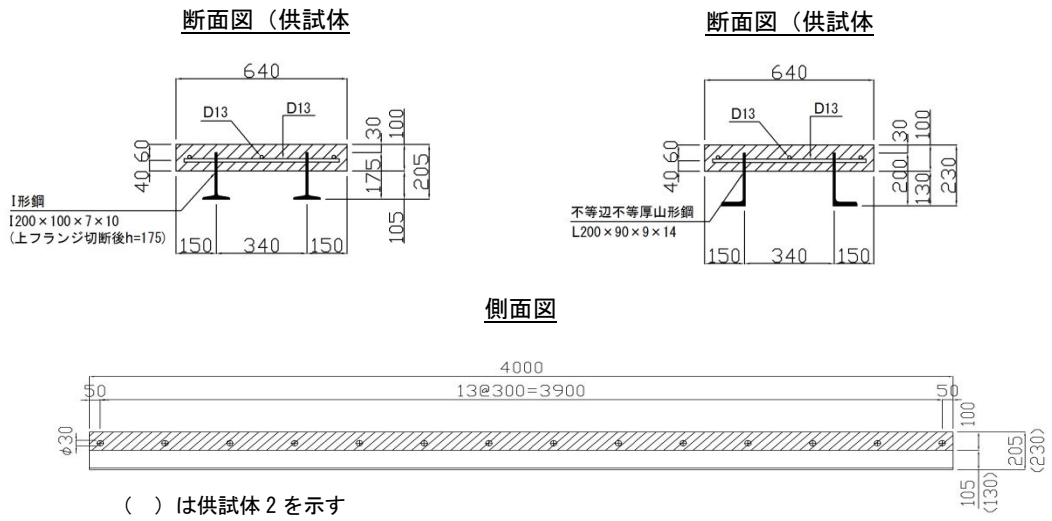
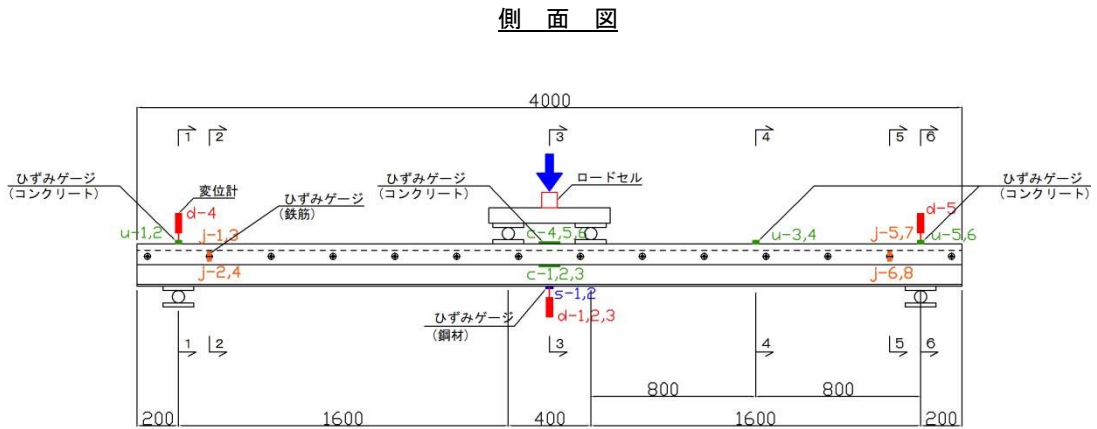
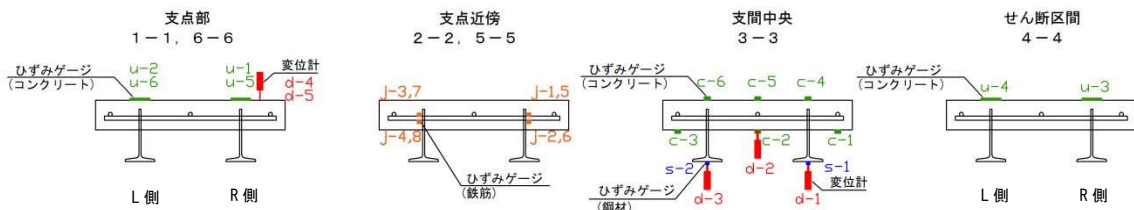


図-5.4 供試体寸法



断面図



※1 断面図は供試体 1 を示す

※2 コンクリート上縁のひずみゲージ u-1~u-6 は、供試体 1 のみ設置

図-5.5 荷重要領と計測箇所



図-5.6 載荷試験状況

5.3 実験結果と考察

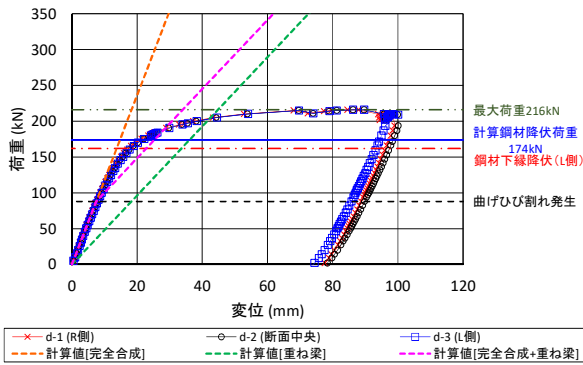
5.3.1 荷重－たわみ関係

図-5.7 に荷重-たわみ関係を示す。なお、図に示すたわみは、支間中央の変位から支点部の変位を差し引いて算出した。また、実験結果と合わせて、3種類の計算値をプロットしている。計算値[完全合成]は、コンクリートと形鋼がずれ止めにより完全に一体化されていると仮定したもの、計算値[重ね梁]は両者にずれが生じると仮定し各々の断面2次モーメントを単純加算した剛性を考慮したものである。また、計算値[完全合成+重ね梁]は、実験結果における曲げひび割れ発生荷重を境界とし、それより小さい荷重では完全合成の剛性を、それ以降は重ね梁の剛性を考慮したものであり、コンクリートの曲げひび割れ発生後、孔あき鋼板ジベルがずれ止めとして機能しなくなることを模したものである。

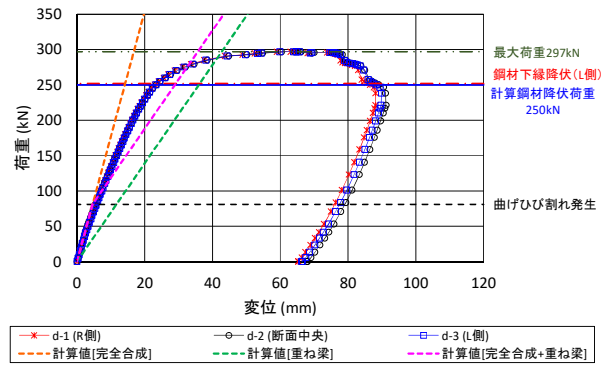
実験結果と計算値の荷重－たわみ関係を比較すると、供試体1・2ともひび割れ発生までは計算値[完全合成]とよく一致しており、曲げひび割れ発生後は変位が大きくなる傾向にある。鋼材降伏荷重の時点での変位に着目すると、実験値は計算値の[完全合成]と[完全合成+重ね梁]の間となることから、曲げひび割れ発生後も孔あき鋼板ジベルはずれ止めとしての機能は保持していると考えられる。図-5.8 に最終荷重時点におけるコンクリート下面の曲げひび割れ状況を示す。供試体1, 2とも荷重80~90kNの時点で載荷点付近にひび割れが発生し、その後、載荷点間の等曲げモーメント区間付近にひび割れが約100~300mm間隔で発生した。本実験では、曲げひび割れの発生は、せん断力が作用しない等曲げモーメント区間付近のみであったため、このひび割れがずれ止めを与える影響はごく僅かであったと考えられる。

鋼材降伏時の荷重について、供試体1と供試体2では、異なる種類の形鋼を使用している都合上、部材高さ等が異なっており、両者には相異が生じる。コンクリートと鋼の接合を完全合成としコンクリート部の引張域も抵抗断面として扱う全断面有効とした梁理論により求めた鋼材降伏荷重の計算値は、供試体1が174kN、供試体2が250kNであり、4割程度異なる。試験における鋼材降伏荷重は、供試体1が160kN程度(図-6(a))、供試体2が250kN程度(図-6(b))であり、試験結果と計算値の差は両供試体とも10%未満であった。ここで、試験結果の鋼材降伏荷重は、支間中央下縁で計測したひずみと荷重の関係をもとに、荷重増加に対するひずみの増加が顕著に大きくなり始めた時点とした値で、L・R側のうち小さい値を示す。試験の最大荷重は、供試体1が216kN(図-6(a))、供試体2が297kN(図-6(b))であり、鋼材降伏荷重の計算値と比較して2割程度高い値であった。試験最大荷重において、両供試体とも上縁コンクリートが圧壊した。本実験では、コンクリートの圧壊より先行して鋼部材が降伏に至ったことから、鋼部材の降伏荷重を本複合床版の耐荷力と考えた場合、本実験の条件のもとでは、完全合成とした梁理論にて複合床版の耐荷力は概ね評価できる。

また、支間中央における変位は、L・R側の鋼部材の下端および断面中央のコンクリート部材下縁の3箇所を計測しているが、供試体1・2ともこの3箇所の荷重-変位関係は、最大荷重に至るまで一致しており、一体性が確保できていることがわかる。



(a)供試体 1 (I形鋼)



(b)供試体 2 (L形鋼)

図-5.7 荷重—たわみ関係

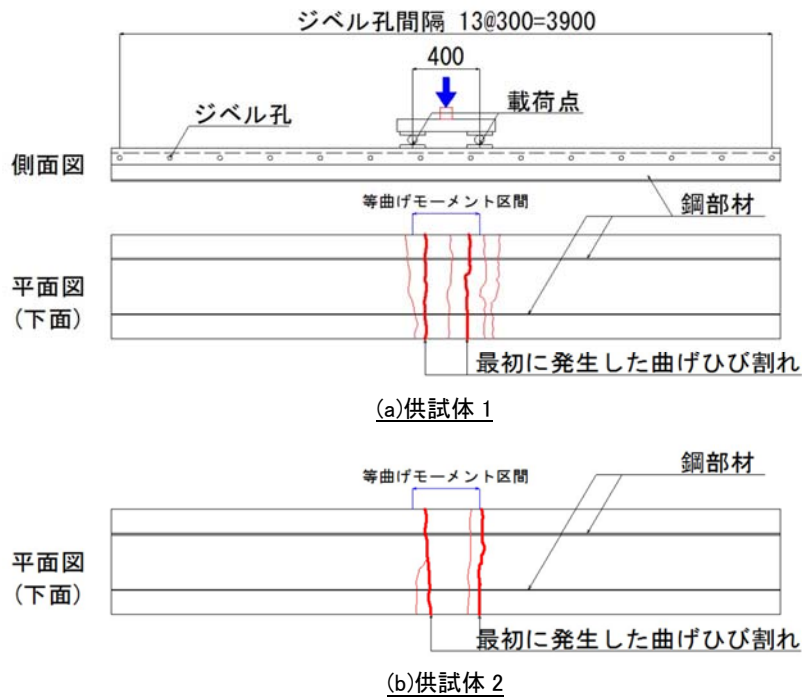


図-5.8 コンクリート下面の曲げひび割れ状況

5.3.2 支間中央のコンクリート・鋼材のひずみ

支間中央のコンクリート（上縁）と鋼材（下縁）のひずみについて、図-5.9 に供試体 1，図-5.10 に供試体 2 の計測結果を示す。また、図-5.11 に支間中央のコンクリート下縁のひずみの計測結果を示す。なお、ひずみの符号は、圧縮側を負，引張側を正で表している。

供試体 1 について（図-5.9），荷重が 160kN 程度の時点でコンクリート（C-4～C-6）および L 側の鋼材（S-2）のひずみが急激に増加し始め，支間中央位置における鋼材降伏が生じたと考える。R 側の鋼材のひずみ（S-1）については，L 側よりも遅れて 210kN 程度でひずみが急激に増加しており，左右の鋼材における降伏荷重が異なっている。なお，荷重初期の弾性挙動の範囲では，両者のひずみは同程度となっており，供試体の設置誤差や荷重装置に起因する偏載荷の影響は少ないと考えられる。また，L 側の鋼材ひずみ（S-2）について，110kN 程度の荷重時点で，ひずみが減少し，その後 160kN 程度の荷重まで線形性を保った挙動を示している。この要因については，計測箇所以外において 110kN 程度時点で局所的な降伏が生じた可能性が考えられる。

供試体 2 について（図-5.10），荷重が 250kN 程度の時点でコンクリート（C-4～C-6）および R 側の鋼材（S-1）のひずみが急激に増加し始め，支間中央位置における鋼材降伏が生じたと考えられる。L 側の鋼材ひずみ（S-2）については，230kN 程度の荷重時点で，ひずみがわずかに減少し，その後 290kN 程度の荷重まで線形性を保った挙動を示している。このことについては，供試体 1 と同様に，計測箇所以外において 230kN 程度時点で降伏に至っていた可能性が考えられる。

図-5.11 に示す支間中央のコンクリート下縁のひずみについて，供試体 1・2 とも，荷重直後から引張ひずみが発生しており，部材中立軸がコンクリート内（コンクリート下縁側は引張領域）であることがわかる。両者とも，荷重が 80kN 程度前後の時点で，荷重-ひずみ関係の傾きが変化しており，その時点で支間中央位置にひび割れが発生したことを示している。供試体 2 においては，荷重が 40kN の時点で L 側（C-1）の荷重-ひずみ曲線の傾きがわずかに変化し，その後断面中心（C-2）の傾きもばらついている（図-5.11(b)）。ただし，40kN 荷重時点でのひずみは 50 μ 程度であり，テストピースの圧縮試験結果から求めた引張強度（ひずみ換算）は 100 μ 程度であったことから，その時点ではまだひび割れは発生していなかったと推定する。

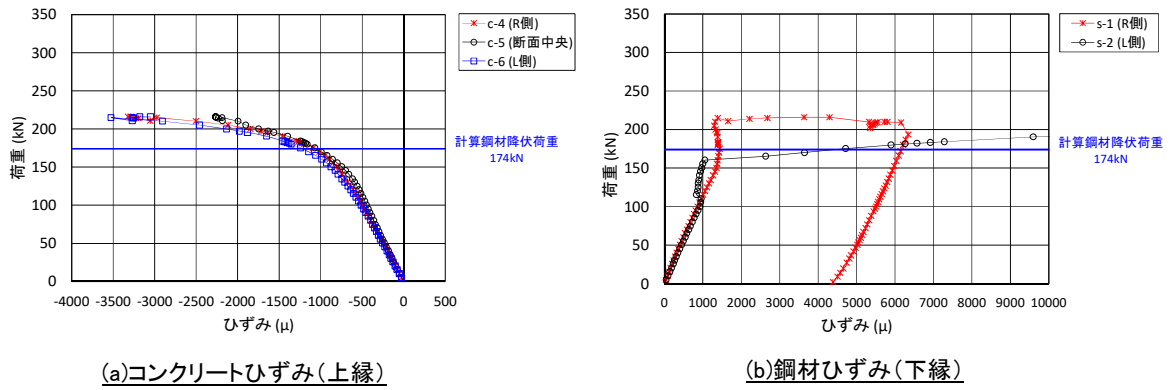


図-5.9 支間中央上下縁ひずみ (供試体 1)

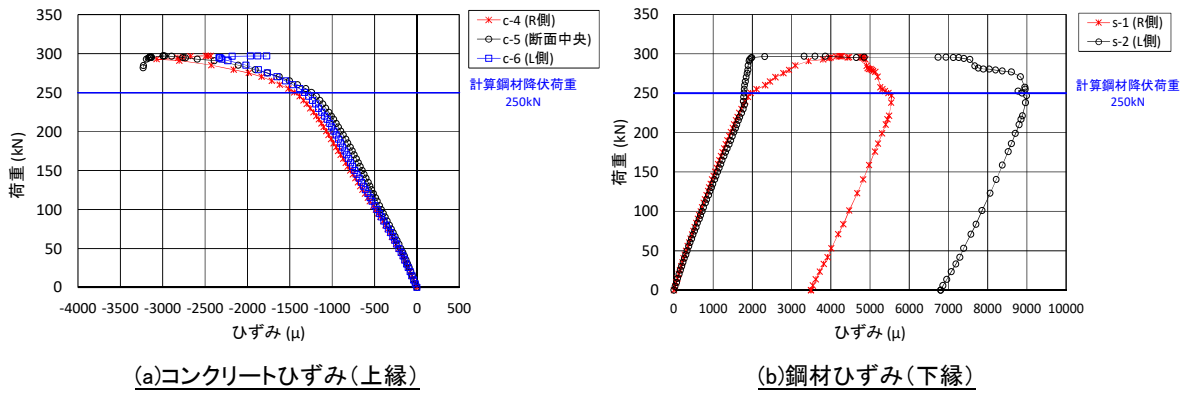


図-5.10 支間中央上下縁ひずみ (供試体 2)

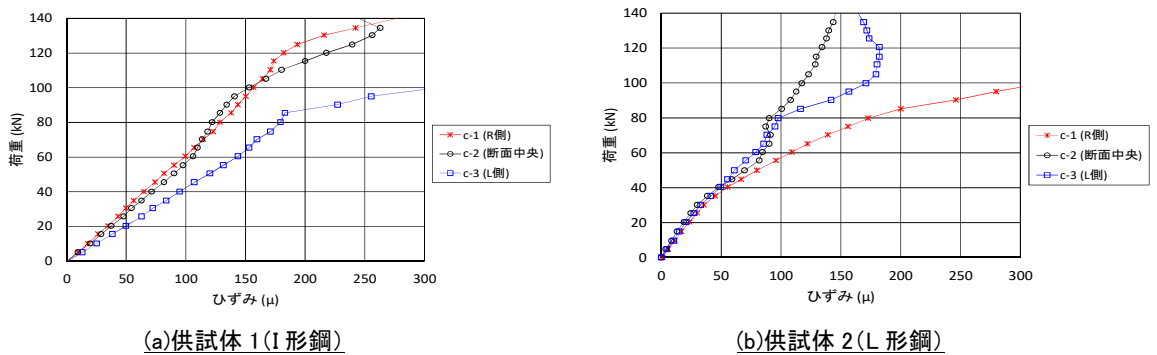


図-5.11 支間中央コンクリート下縁ひずみ

5.3.3 支間直交ひずみ（コンクリート上縁・貫通鉄筋）

支間直交に着目した計測結果について、供試体 1 におけるコンクリート上縁ひずみを図 5-12 に、供試体 1 および供試体 2 の貫通鉄筋ひずみを図-5.13 に示す。なお、貫通鉄筋ひずみについては、同位置の上下面に貼付したひずみゲージの計測結果の平均値を示し、曲げの影響を排除している。

コンクリート上縁の支間直交ひずみは（図 5-12）、載荷直後から概ね引張側に発生し、60～80kN の時点で圧縮側に反転した。u-1 および u-5 については、載荷直後から 80kN 時点まで引張ひずみの発生はわずかであるが、その後から圧縮ひずみが発生している。また、貫通鉄筋ひずみについて（図-5.13）、供試体 1 は 80kN 程度、供試体 2 は 30～50kN 程度より顕著な引張ひずみが発生している。コンクリート上縁の支間直交ひずみや貫通鉄筋ひずみの変曲点となっている時点で、ジベル孔内のコンクリートにひび割れが発生したと考える。貫通鉄筋のひずみは、計測箇所でのひずみの大きさにばらつきはあるものの、最大荷重に近い時点では、ひずみの増加が著しく、引張抵抗に寄与していない状態となっている。また、供試体外観においては、最大荷重の直前において、図-5.14 に示すコンクリート上縁に鋼材（ジベル鋼板）に沿ったひび割れが発生した。このひび割れに関連して、藤井らの研究において PBL の押抜き試験の結果から、ジベル鋼板に平行なひび割れが発生する破壊形態が確認されている⁵⁾。これは、PBL にずれ力が作用すると、孔内コンクリートには、その周辺のコンクリートを割裂させようとする押し広げ力が発生し、ずれ力の増加に伴い孔内コンクリートにひび割れが発生した後、ジベル鋼板先端からかぶりコンクリートにひび割れが進展するものである。本供試体は、ジベル鋼板上のかぶりコンクリートは 30mm と薄く、また、貫通鉄筋は配置しているものの、上縁付近のかぶり部分には鉄筋を配置しておらず、さらに、コンクリート下面には底鋼板を配置していない。このように、孔内コンクリートに発生する押し広げ力に対する拘束影響が非常に小さい状況であることから、コンクリート上縁に発生したひび割れは、ジベル孔内のコンクリートのひび割れがジベル鋼板に沿って進展し、表面化したものと考えられる。

加えて、最大荷重の直前において、図-5.15 に示す供試体端部でコンクリートとジベル鋼板のずれを確認した。試験終了後にずれ量を測定したところ、供試体 1 については 1～2mm、供試体 2 については 2～3mm であった。

以上のことから、最大荷重直前で PBL はずれ止めとして終局状態に至っていると考えられる。

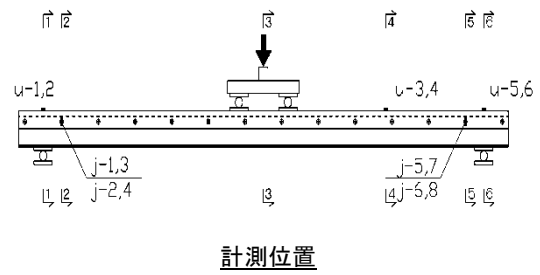
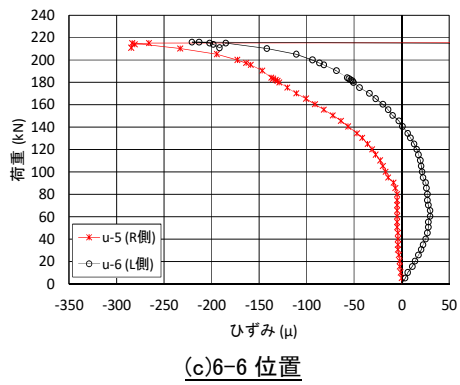
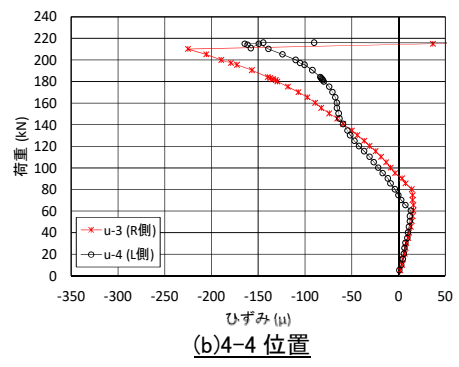
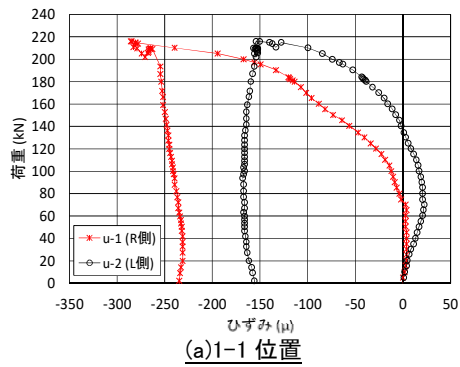
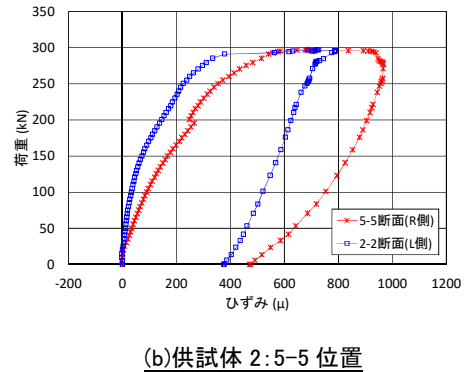
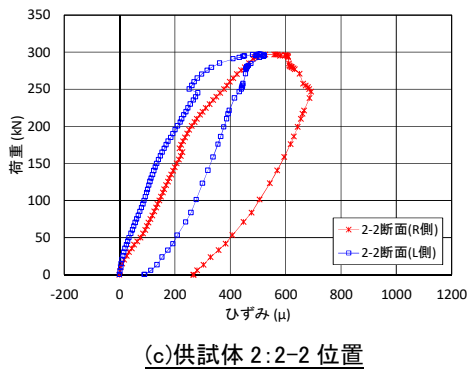
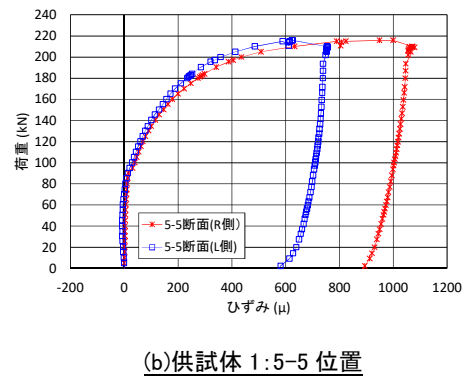
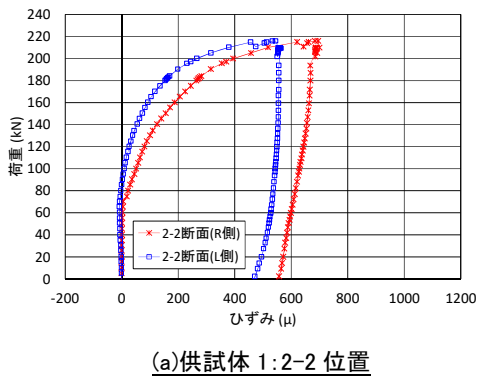


図-5.12 コンクリート上縁支間直交ひずみ (供試体 1)



※計測位置 (2-2 位置, 5-5 位置) は図-5-12 と同様

図-5.13 貫通鉄筋交ひずみ

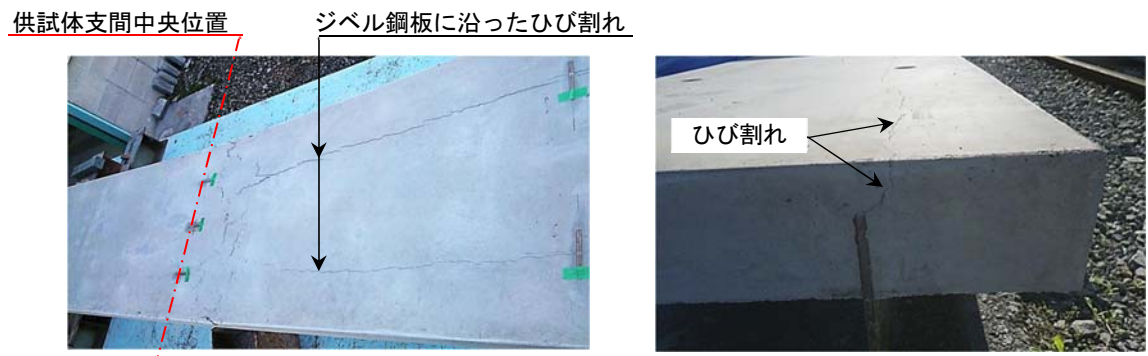


図-5.14 コンクリート上面ひび割れ状況



供試体 1

供試体 2

図-5.15 供試体端部のコンクリートと鋼材のずれ

5.3.4 孔あき鋼板ジベルのずれ耐荷力

(1) 概要

5.3.2 で述べたように本静的曲げ載荷試験においては、最大荷重直前に PBL はずれ止めとしての終局状態に行くと判断できる。PBL のずれ耐荷力については、第 3 章にて、小径 PBL の孔内に貫通鉄筋を配置した PBL を対象とした評価式を押し抜き試験結果に基づき検討している。また、ずれ止め位置に作用するずれ力に関して、第 4 章にて、合成率の概念を用いた不完全合成はりの剛性や挙動を算出する手法について検討している。ここでは、第 4 章で検討した合成率を考慮したうえで本実験の結果における PBL 破壊時にジベルに作用するずれ力を算定し、第 3 章で検討したずれ耐荷力の評価式や既往の評価式との比較を行う。

(2) 実験結果での PBL 破壊時の作用ずれ力

最終荷重を PBL 破壊荷重として、はり理論に基づき算出した PBL 位置における単位長さ (1m) あたりの水平せん断力を、単位長さに配置される PBL 個数 (片側鋼材あたり 0.3m/1m 個) で除して PBL 1 個あたりの破壊時の作用ずれ力を算出する。ここで、PBL 位置における水平せん断力は藤井らが提案する合成率を考慮した式(5.1)により算出した⁶⁾。

$$H = S \times \frac{Q}{I} \times \frac{P_c}{P} \quad (5.1a)$$

$$\frac{P_c}{P} = \frac{\alpha}{\alpha + (1 - \alpha) \beta} \quad (5.1b)$$

ここで、H：単位長さあたりの作用ずれ力(kN)、S：断面に作用するせん断力(kN) (ここでは、最大荷重における作用せん断力とする)、Q：PBL 位置に関する完全合成とした場合の断面 1 次モーメント(m³)、I：供試体の完全合成とした場合の断面 2 次モーメント(m⁴)、 $\frac{P_c}{P}$ ：合成率を考慮した荷重分担率、 α ：第 4 章で提案する係数 K より算出した合成率、 β ：重ねはりと完全合成はりの曲げ剛性の比 (重ね梁の曲げ剛性 $E_D I_D$ / 完全合成はりの曲げ剛性 EI) とする。

式(5.1)により算出した各供試体における PBL 破壊時の作用ずれ力を表-5.2 に示す。

表-5.2 PBL 破壊ずれ力

供試体	最大荷重 P kN	作用 せん断力 S kN	断面 1 次 モーメント Q m ³	断面 2 次 モーメント I m ⁴	合成 率 α	剛性 比 β	荷重 分担 率 $\frac{P_c}{P}$	作用ずれ力※	
								片側単位 長さ あたり H kN/m	PBL1 個 あたり V kN/個
供試体 1	216	108	0.00185	0.000315	0.426	0.409	0.645	204.9	61.5
供試体 2	297	149	0.002322	0.000494	0.325	0.393	0.551	192.2	57.7

※断面に配置される 2 本の鋼材が均等にずれ力を負担しているものとして算出。

(3) 実験結果と評価式の比較

(2)にて算出した PBL 破壊時の作用ずれ力（実験値）と式(5.2)～式(5.5)により算出したずれ耐荷力の比較を表-5.3 に示す。

藤井式の改良式①（第3章参照）：

$$V = V_{int} + 4 \times (T_c + T_s) \quad (5.2a)$$

$$V_{int} = 2 \times \left\{ \pi \times \frac{d^2}{4} + (n - 1) \times A_s \right\} \times \tau_s \quad (5.2b)$$

$$T_c = \frac{f_{ct}}{e \times \frac{y}{I} + \frac{1}{A}} \quad (5.2c)$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} \quad (5.2d)$$

$$A = b \times h \quad (5.2e)$$

$$T_s = E_s \times A_s \times \varepsilon_s \quad (5.2f)$$

ここで、 V ：孔あき鋼板ジベルのずれ耐荷力(N)， V_{int} ：コンクリート拘束力が無い状態のずれ耐荷力(N)， T_c ：背かぶりによる拘束力(N)， d ：孔径(mm)， n ：コンクリートと鉄筋の弾性係数比， A_s ：貫通鉄筋の断面積(mm²)， τ_{ct} ：コンクリートのせん断強度(N/mm²)とする。なお、本検討では、 τ_{ct} は引張強度とした。 T_s ：ジベル孔貫通鉄筋による拘束力(N)， E_s ：貫通鉄筋の弾性係数(N/mm²)， ε_s ：貫通鉄筋のひび割れ拘束ひずみ(=400×10⁶)とする。

藤井式の改良式②（第3章参照）：

$$V = 0.8 \times V_{int} + 4 \times (T_{cb} + T_s) \quad (5.3a)$$

ここで、 V ， V_{int} ， T_{cb} ， T_s は、式(5.2)と同様とする。

式(5.3)は、貫通鉄筋を配置し PBL 孔内に粗骨材が回り込むスペースが無いことを想定し、式(5.2)に対して孔部コンクリートのせん断抵抗を低減した式である。

Leonhardt 式⁷⁾：

$$V = 1.4 \times d^2 \times \beta_{wn} \quad (5.4)$$

ここで、 V ：PBL のずれ耐荷力(N)， d ：孔径(mm)， β_{wn} ：コンクリートの立方体圧縮強度とする（表-3.2 では、ISO 1920-3 を参考として円柱圧縮強度／立方体圧縮強度=0.8 とした）。

示方書式⁸⁾：

$$V = (1.85 \times A - 26.1 \times 10^3) / \gamma_b \quad (5.5a)$$

$$A = \frac{\pi \times (d^2 - \varphi^2)}{4} \times f'_c + \frac{\pi \times \varphi^2}{4} \times f_u \quad (5.5b)$$

ここで、 V ：孔あき鋼板ジベルの孔1個あたりの設計せん断耐力(N)， d ：孔径(mm)， φ ：貫通鉄筋径(mm)， f'_c ：コンクリートの円柱圧縮強度(N/mm²)， f_u ：貫通鉄筋の引張強度(N/mm²)， γ_b ：

部材係数（ここでは1.0とした）とする。

式(5.2)および式(5.3)については、実験結果を比較的精度よく評価できている。ここで、式(5.2)と式(5.3)の差は3%程度とわずかであり、本実験供試体の条件では、PBL孔部コンクリートのずれ耐力(式(5.2)で示す V_{int})より、背かぶりや貫通鉄筋による拘束効果の影響が大きいことがわかる。図-5.16に示すように、実験供試体ではジベル孔(φ30mm)の中に貫通鉄筋(D13)を配置しており、粗骨材(最大径20mm)がジベル孔内に確実に配置される隙間がない。実験値は、ジベル孔内に粗骨材が配置されないことを考慮して耐力を低減している式(5.3)に近いことから、ジベル孔内に粗骨材が確実に配置されておらず、ジベル孔部コンクリートのせん断抵抗に起因するずれ耐力が低減していると考えられる。

式(5.4)や(5.5)については、第3章で述べた押し抜き試験結果と同様に、実験値より大きめの評価となっていることがわかる。

以上より、式(5.3)によるずれ耐力の評価は、本研究で提案する複合版を設計する上で、実用的であると判断できる。

表-5.3 PBL破壊時の作用ずれ力(実験値)とずれ耐力(評価式値)の比較

供試体	実験値 kN	評価式値							
		式(5.2)		式(5.3)		式(5.4)		式(5.5)	
		耐力 kN	$\frac{\text{実験値}}{\text{評価式値}}$	耐力 kN	$\frac{\text{実験値}}{\text{評価式値}}$	耐力 kN	$\frac{\text{実験値}}{\text{評価式値}}$	耐力 kN	$\frac{\text{実験値}}{\text{評価式値}}$
供試体 1	61.5	65.1	0.94	63.1	0.97	92.3	0.67	144.2	0.43
供試体 2	57.7	60.8	0.95	59.1	0.98	85.8	0.67	139.8	0.41
平均	59.6	63.0	0.95	61.1	0.98	89.1	0.67	142.0	0.42

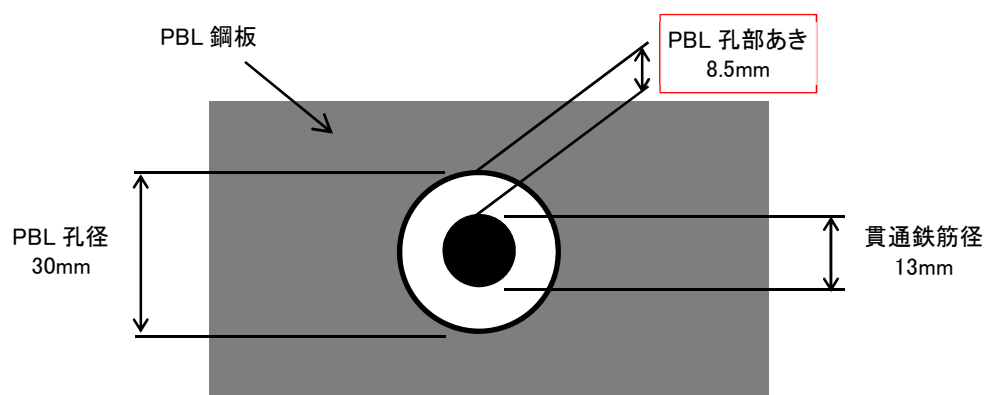


図-5.16 PBL孔部のあき

5.4 第5章のまとめ

本章では、実大相当のはり供試体を用いた静的曲げ試験を実施し、孔あき形鋼とコンクリートで構成される複合版の挙動や破壊形態の確認を行った。その結果、得られた知見を以下にまとめる。

- (1) 本静的曲げ載荷試験の条件のもとでは、コンクリート部材に曲げひび割れが発生した後も、孔あき鋼板ジベルはずれ止めとしての機能を保持できる。
- (2) 版幅 640mm, かつ、版幅全長に渡る線荷重に対しては、コンクリートと鋼の接合を完全合成とし全断面有効とした梁理論により部材耐力を概ね評価できる。
- (3) 鋼部材に I 形鋼を使用した供試体と不等辺不等厚山形鋼を使用した供試体について、静的載荷試験における両者の挙動等に有意な差は無い。
- (4) 第3章で示した藤井らの研究による評価式を改良した式と、第4章で示した合成率の概念を用いた不完全合成はりの剛性や挙動を算出する手法を用いることで、実大相当のはり供試体を用いた静的曲げ試験におけるずれ止めの終局荷重を精度よく評価できる。

第5章の参考文献

- 1) 古川祐輔, 藤井堅, 道菅裕一, 山口詩織: 孔あき鋼板ジベルの押抜き試験における各種パラメータのずれ耐荷力への影響, 第9回複合・合成構造の活用に関するシンポジウム, pp.58-65, 2011
- 2) 中島章典, 橋本昌利, 小関聡一郎, 鈴木康夫: 拘束度の高い押抜き試験に基づく孔あき鋼板ジベルの強度評価, 第9回複合・合成構造の活用に関するシンポジウム, pp.49-57, 2011
- 3) 平陽兵, 浅沼大寿, 一宮利通, 大窪一正, 古市耕輔: 拘束効果を考慮した孔あき鋼板ジベルの耐力評価法, コンクリート工学年次論文集, Vol.35, No.2, pp.1225-1230, 2013
- 4) 土木学会: 2014年制定 複合構造標準示方書, pp.74-77, 2015
- 5) 藤井堅, 岩崎初美, 深田和宏, 豊田正, 藤村伸智: 孔あき鋼板ジベルの終局ずれ挙動とコンクリート拘束因子, 土木学会論文集 A, Vol.64 No.2, pp.502-512, 2008
- 6) 藤井堅, 有吉孝文, 藤村伸智: 孔あき鋼板ジベルを用いた合成桁の曲げ挙動, 構造工学論文集, Vol.47A, pp.1381-1390, 2001
- 7) Fritz Leonhardt, Wolfhart Andrä Hans-Peter Andrä und Wolfgang Harre: Neues, vorteilhaftes Verbundmittel für Stahlverbund-Tragwerke mit hoher Dauerfestigkeit, Beton- und Stahlbetonbau, pp.325-331, 1987
- 8) 土木学会: 2014年制定 複合構造標準示方書 [設計編], pp.74-77, pp.581-584, 2015

第6章 実物大版供試体による複合版の挙動・破壊性状に関する 実験的検討

6.1 はじめに

第5章では、梁供試体の静的曲げ載荷試験を実施し、支間方向のみに曲げおよびせん断力が作用する場合にはコンクリート版と鋼はり部材の接合構造として孔あき鋼板ジベルが十分に適用できることを確認した。一方、本構造は幅 1200mm 程度を想定した版構造として構築するため、集中荷重が作用した場合 2 方向曲げモーメントと面外せん断力が発生する。このため、本章では、実大供試体を用いた静的曲げ試験を実施し、版としての挙動や破壊形態の確認を行う。

6.2 実験概要

6.2.1 供試体概要

集中荷重が載荷された複合床版の挙動・耐荷性能や破壊形態を把握することを目的とし、実大供試体を製作して静的曲げ載荷試験を実施した。表-6.1 に供試体諸元を、図-6.1 に供試体寸法を示す。

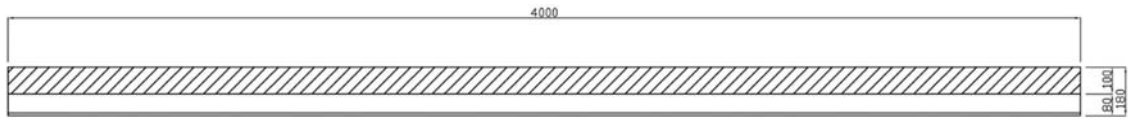
供試体は、実構造で想定している部材幅 1200mm とし、CT 形鋼 (CT-150×150×6.5×9) を等間隔で 3 列配置した。コンクリート部材厚は全部材厚の半分程度の 100mm とし、部材軸方向 (載荷支間方向) および部材軸直角方向 (載荷支間直角方向) の 2 方向に D13 鉄筋を 300mm 程度間隔で各 1 段配置した。コンクリートと CT 形鋼の接合は、孔あき鋼板ジベルとし、形鋼に直径 30mm の孔を 300mm 間隔で設け、前述した部材直角方向の鉄筋をジベル貫通鉄筋として孔内に配置した。

表-6.1 供試体諸元

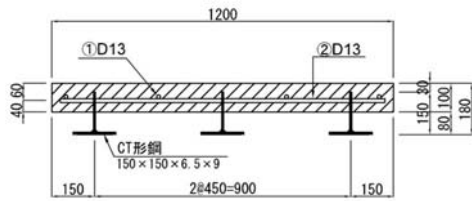
供試体寸法(mm)	使用材料		
	鋼材	コンクリート	鉄筋
幅 1200 ×高さ 180 ×長さ 4000	CT 形鋼： CT-150×150×6.5×9 (規格降伏点： $\sigma_y=245\text{N/mm}^2$)	圧縮強度： 73.7N/mm^2 引張強度： 4.99N/mm^2 弾性係数： 40.2N/mm^2	SD295A

※コンクリートの材料特性値は、JIS A 1108 (圧縮強度)、JIS A 1113 (引張強度)、JIS A 1149 (弾性係数) によるテストピースを用いた載荷試験時の材料試験結果

側面図



断面図



形鋼加工図

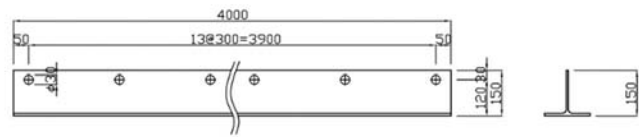
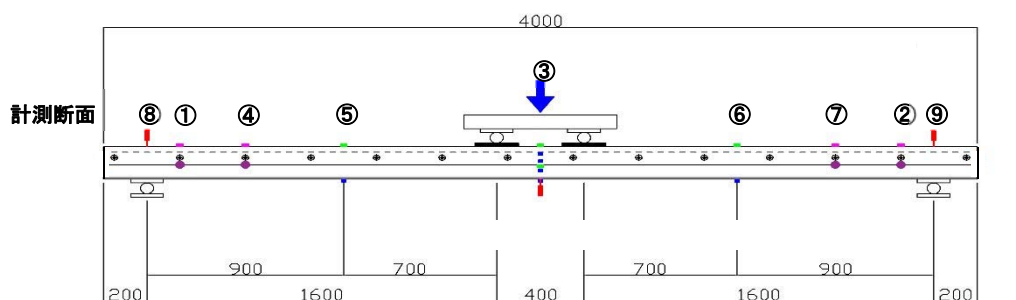


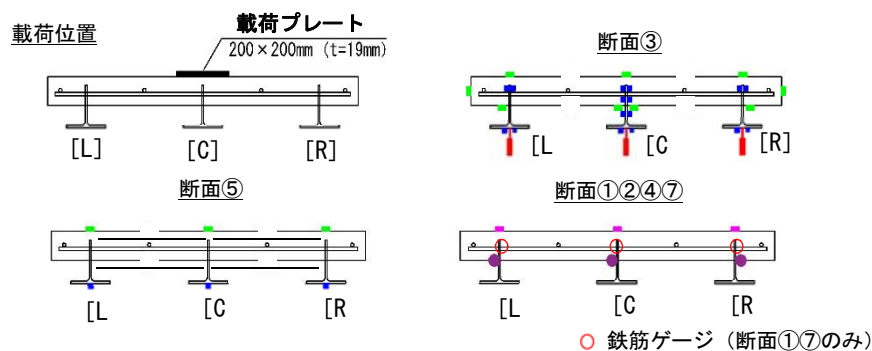
図-6.1 供試体寸法

6.2.2 荷重方法および計測項目

図-6.2 に荷重要領と計測箇所を、図-6.3 に荷重試験状況を示す。荷重荷重は、1000kN アムスラー試験機を用いた2点集中荷重による曲げ荷重とした。荷重は荷重制御で行い、アムスラー試験機と2点荷重用鋼製治具の間に設置したロードセルを使用し荷重値を計測した。荷重は、部材断面の中央（中央形鋼上）に荷重するケースと部材断面端（外側形鋼上）に偏荷重するケースの2ケースとした。支持条件は、CT形鋼の両端部を支持する単純支持とし、支承とCT形鋼フランジの間にゴム板を敷き不陸を吸収した。



【ケース1:中央荷重】



【ケース2:L側荷重】

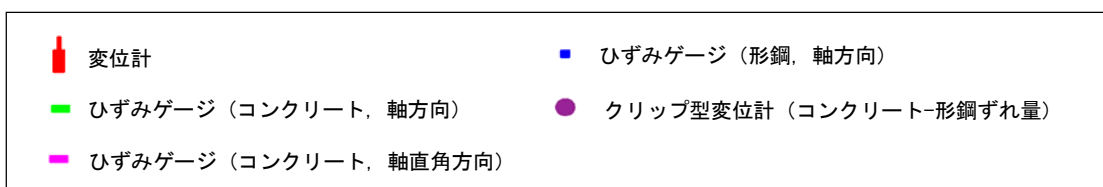
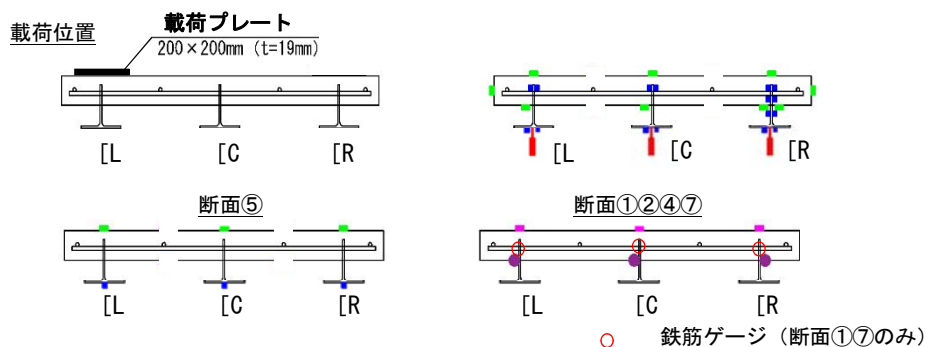


図-6.2 荷重要領と計測箇所



(a) ケース 1 中央載荷



(b) ケース 2 L側載荷

図-6.3 載荷試験状況

6.3 FEM 解析概要

載荷試験におけるたわみや応力性状と対比するため、試験供試体全体をフルモデル化した 3 次元線形 FEM 解析を実施した。以下に FEM 解析概要を示す。また、図-6.4 に解析モデルを示す。

- ・使用プログラム : 汎用構造線形解析プログラム FEMLEEG ver.9 (FORAM8 社)
- ・使用要素 : [コンクリート] ソリッド要素
[形鋼] シェル要素
- ・材料条件 : [コンクリート] 弾性係数 33,000N/mm², ポアソン比 0.2
[形鋼] 弾性係数 200,000N/mm², ポアソン比 0.3
- ・載荷条件 : [中央載荷] P=62kN (載荷プレート位置に面載荷 0.775N/m²)
[偏載荷] P=65kN (載荷プレート位置に面載荷 0.775N/m²)
※荷重値は載荷試験における各試験の曲げひび割れ発生荷重とした。
- ・拘束条件 : 支承位置にて単純支持 (線支持)
- ・ジベルのモデル化 : コンクリート (ソリッド要素) 内に埋め込まれる形鋼 (シェル要素) をモデル化し、両要素の節点は共有とした完全剛結合。

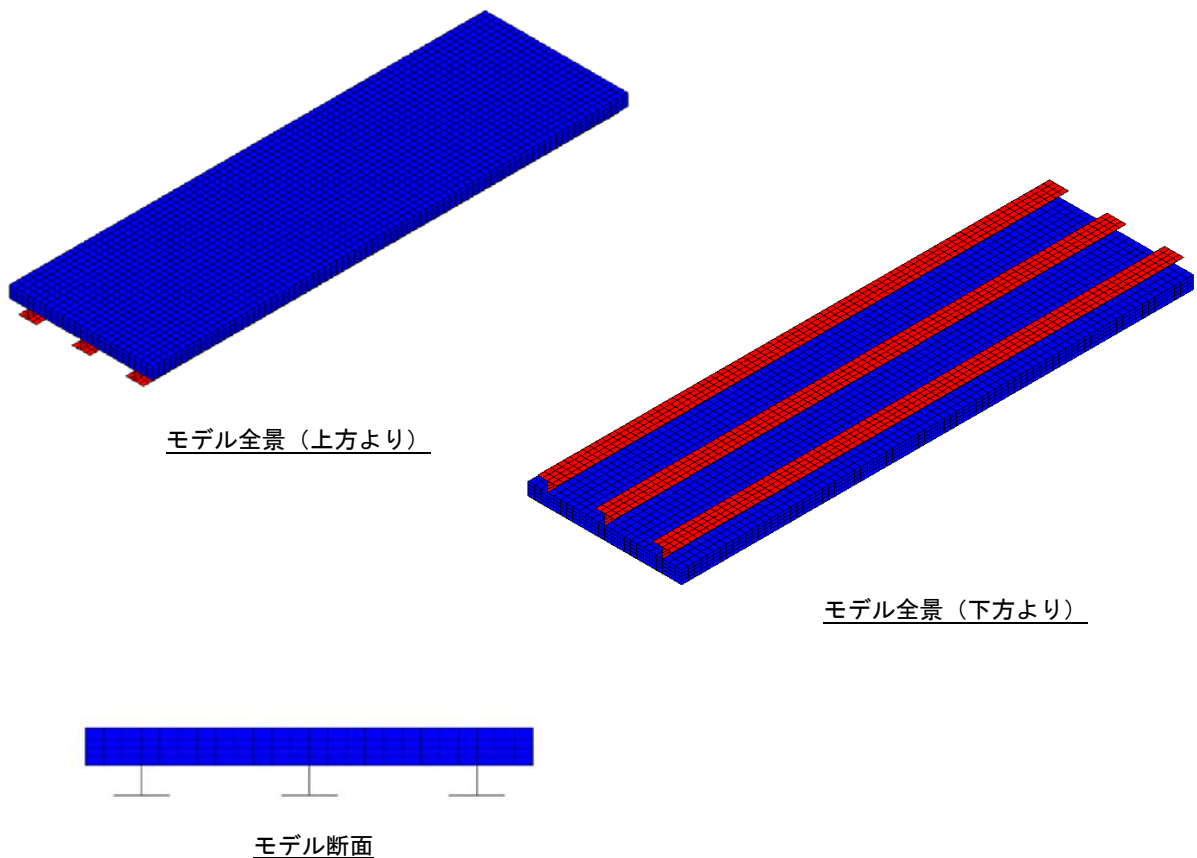


図-6.4 FEM 解析モデル図

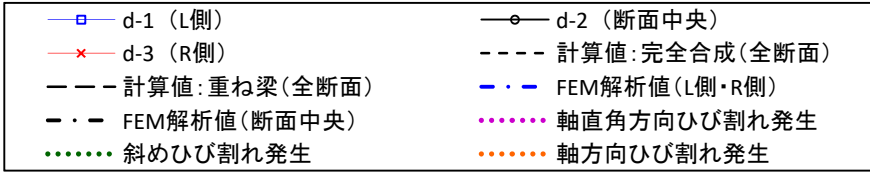
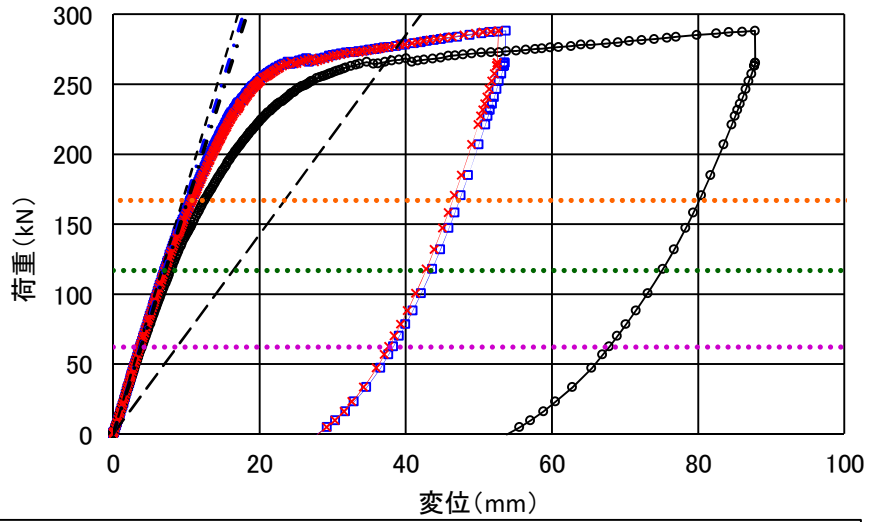
6.4 実験結果と考察

6.4.1 中央載荷

(1) 荷重と変位の関係およびひび割れ性状

図-6.5 に断面中央位置に載荷した実験結果の荷重-変位関係を図-6.6 に、コンクリート部材の載荷終了後のひび割れ図を示す。また、載荷試験を模した FEM 解析結果を図-6.7 に示す。なお、図-6.5 に示す変位は、支間中央の変位から中央の形鋼位置で計測した支点変位を差し引き補正した供試体のたわみを示している。また、実験結果と併せて 2 種類の計算値と FEM 解析結果における変位をプロットしている。「計算値：完全合成」は、コンクリートと形鋼がずれ止めにより完全に一体化されていると仮定したもの、「計算値：重ね梁」は両者にずれが生じると仮定し各々の断面 2 次モーメントを単純加算した剛性を考慮したものである。いずれの計算値も、軸直角方向にたわみ差が生じないと仮定した梁理論の剛性を用いて算出している。

実験結果と計算値の荷重-変位関係を比較すると、斜めひび割れ発生（荷重 110kN 程度時点）までは、完全合成とした計算値とよく一致している。これは、斜めひび割れの発生によりコンクリート部材の軸直角方向の剛性が低下するまで支間方向の曲げに対しては全断面が一体で挙動し、梁理論による剛性と同等にコンクリート部材によって各形鋼に荷重が伝達されていることを示している。また、線形 FEM 解析において断面中央 (CL) と L・R 側の挙動はほぼ同等であることから、ひび割れが発生していない状態においては全断面が一体で挙動することがわかる。斜めひび割れが発生した後は、軸直角方向の荷重伝達性が低下することにより、断面中央と左右両側の形鋼で分担する荷重に差異が生じてたわみ差が生じている。形鋼毎の荷重-変位の関係については、斜めひび割れ発生後、傾きが緩やかになっているものの、最大荷重 (288kN) より若干小さな荷重 (250kN 程度) まで計算値の完全合成と重ね梁の中間となっていることから、孔あき鋼板ジベルはずれ止めとしての機能は保持しているとみえる。ひび割れ発生後の剛性の低下は、コンクリート部材のひび割れ発生が大きく影響していると考えられる。なお、後述する形鋼のひずみ計測結果より、荷重 250kN から最大荷重 288kN の間に全ての形鋼が降伏に至ったと判断できる。



計測位置

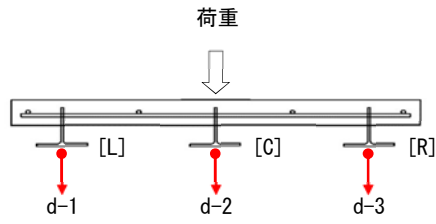


図-6.5 荷重-変位関係

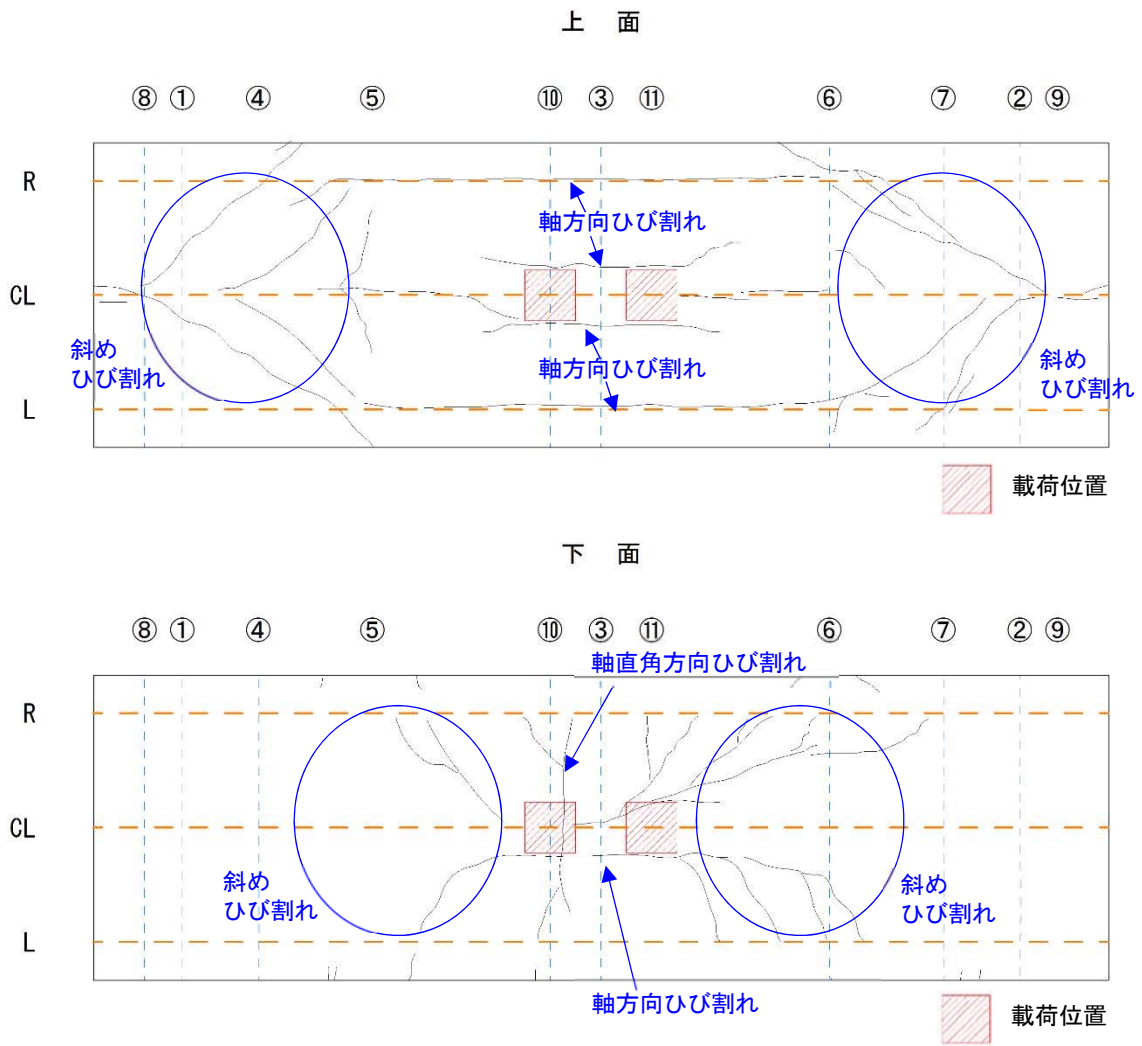
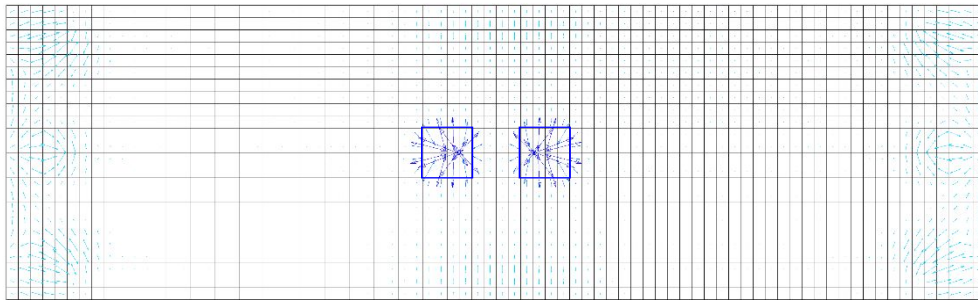


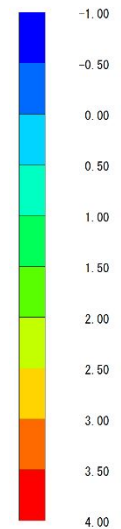
図-6.6 ひび割れ図

最大主応力（引張側）ベクトル図

<コンクリート部上面>

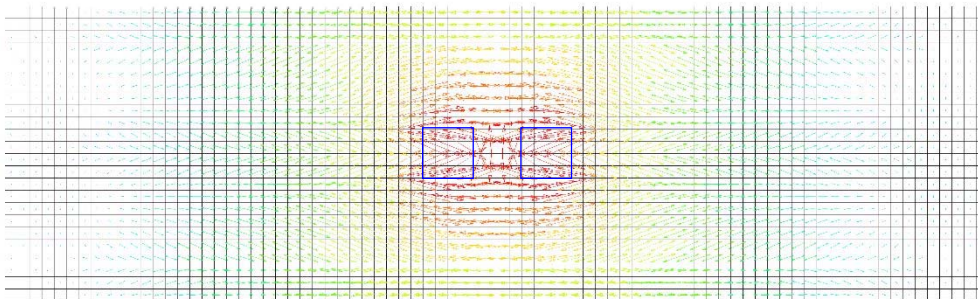


圧縮



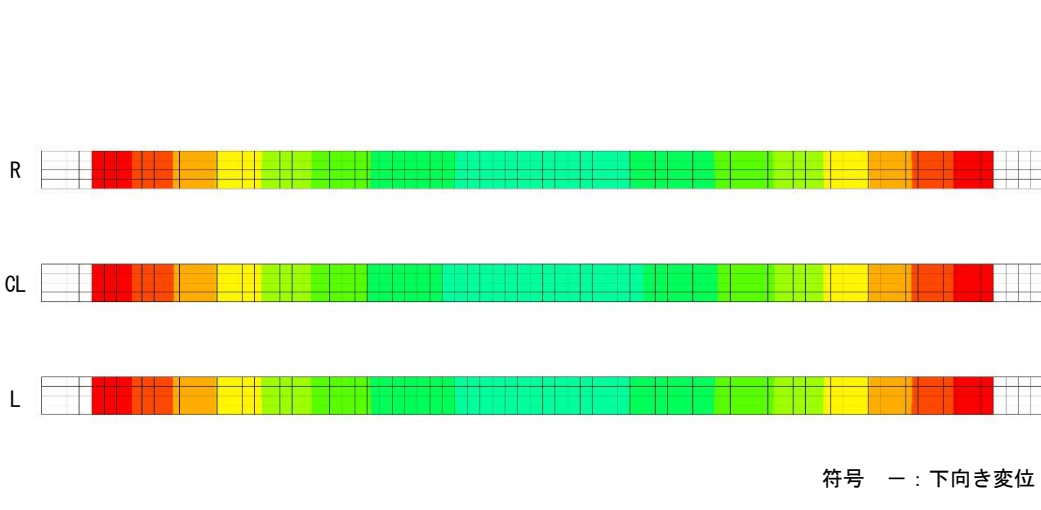
引張

<コンクリート部下面>



□ 載荷位置

形鋼下面変位コンター図



符号 ー : 下向き変位

図-6.7 FEM解析結果（載荷荷重 62kN：実験ひび割れ荷重）

図-6.8 に 20kN 毎の各形鋼位置の変位をプロットしたグラフを示す。斜めひび割れ発生（荷重 110kN 程度）以降は、中央の形鋼と外側の形鋼の変位差が顕著となることからわかる。

図-6.5 および図-6.8 より、コンクリート部材のひび割れ発生に起因して各形鋼への荷重分配に変化が生じることがわかる。

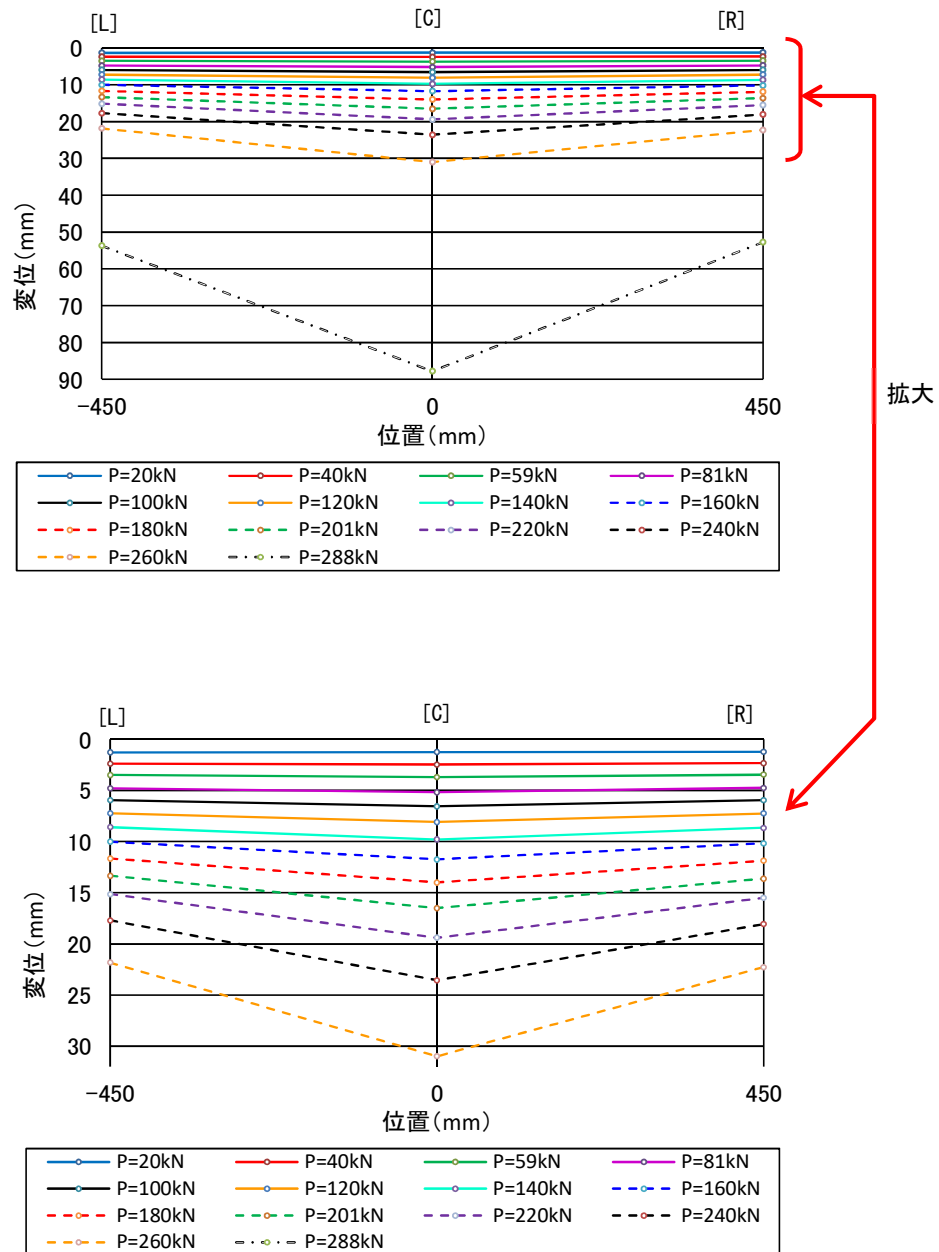


図-6.8 各形鋼位置の変位

(2) 支間中央のコンクリート・形鋼軸方向ひずみ

支間中央のコンクリートと形鋼の軸方向(支間方向)ひずみの計測結果を図-6.9, 図-6.10 に示す。コンクリート下面のひずみについて(図-6.9(C)), 荷重 62kN 程度の時点で載荷位置となる中央形鋼近傍のひずみ曲線の傾きが変化しており, 軸方向曲げによる軸直角方向のひび割れが発生したことを示している。また, 支間中央部で軸直角方向曲げによる軸方向ひび割れが発生した荷重 170kN 程度の時点で, 再度, 中央部形鋼近傍のひずみ曲線の傾きが変化しており, 軸方向ひび割れ発生による影響が表れている。コンクリート上面(図-6.9(a)) および側面(図-6.9(b)) は圧縮域であり, 最終荷重程度まで荷重-ひずみ関係は概ね線形性を有している。

形鋼下縁ひずみについて(図-6.10(d)), 軸直角曲げによりコンクリート部にひび割れが発生した荷重 170kN 程度までは, 荷重-ひずみ関係は概ね線形性を有しており, ひび割れ発生荷重付近から載荷位置となる中央形鋼(S③-(C)-4)の荷重-ひずみ関係の傾きに変化が生じている。これは, 支間部付近の軸方向のひび割れにより, コンクリート部材の荷重伝達性が低下し, 中央形鋼のひずみが増加したものと考えられる。荷重 250kN を超えた時点で中央, R 側, L 側の順に形鋼下縁のひずみが急増し, 最終的に全ての形鋼が降伏に至ったと判断できる。

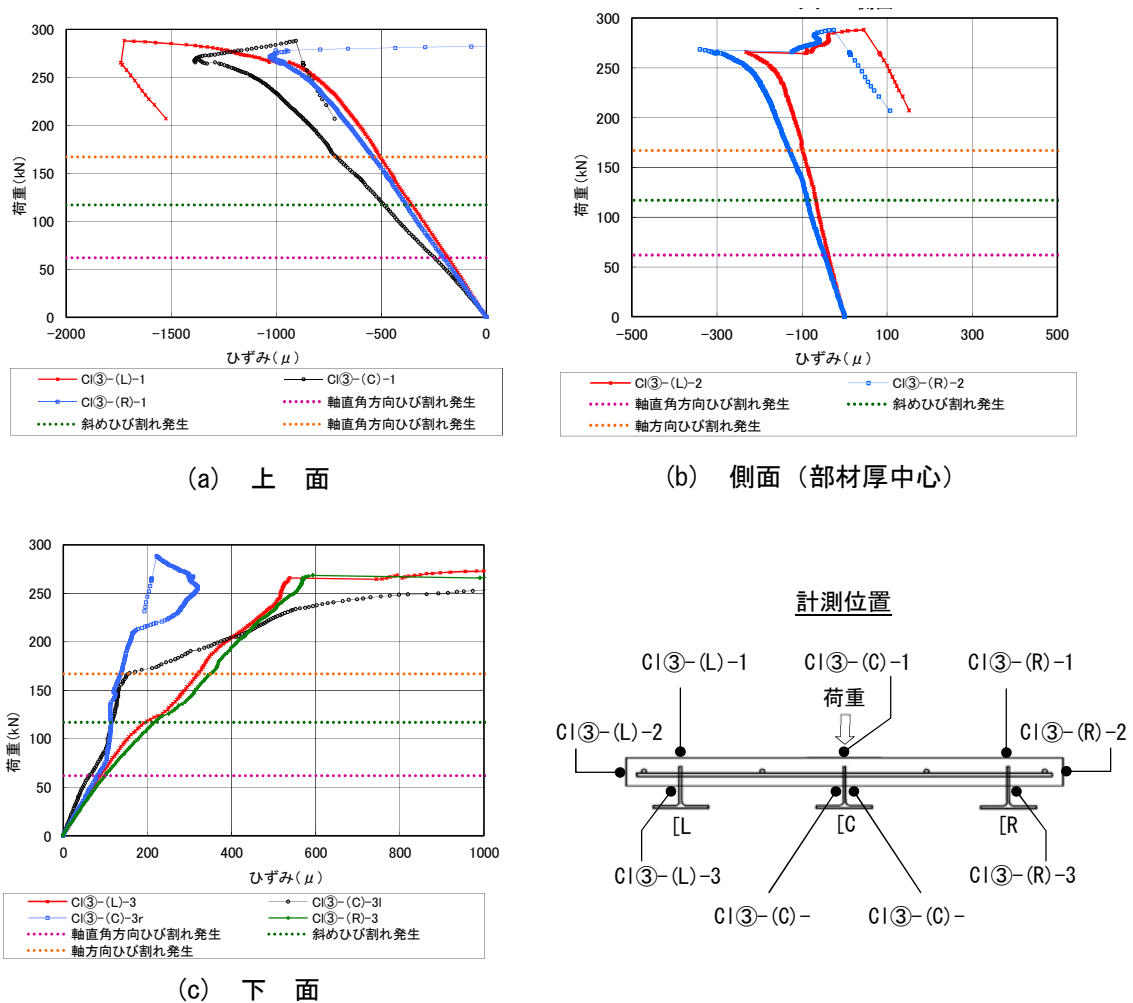
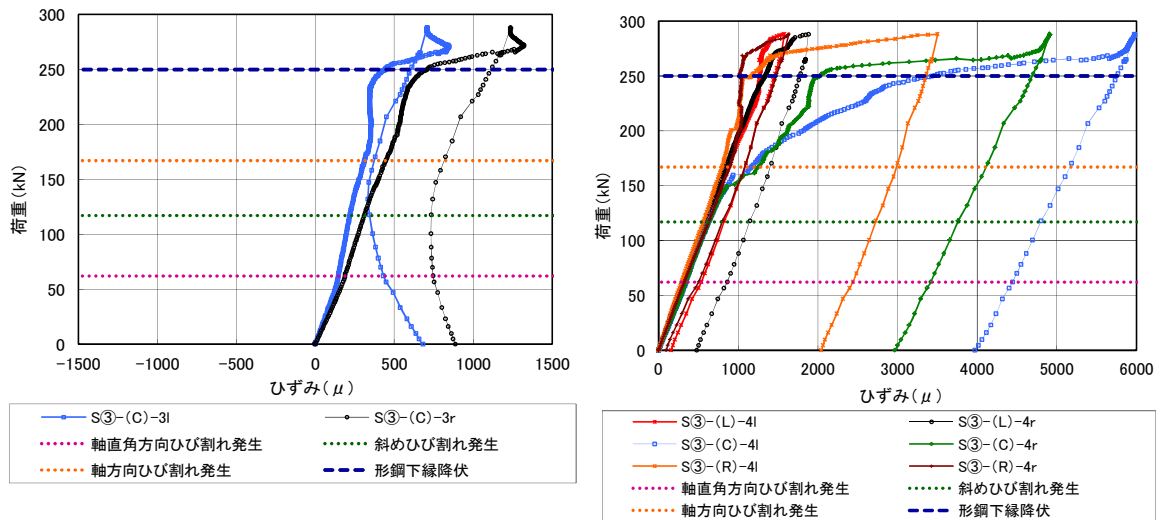
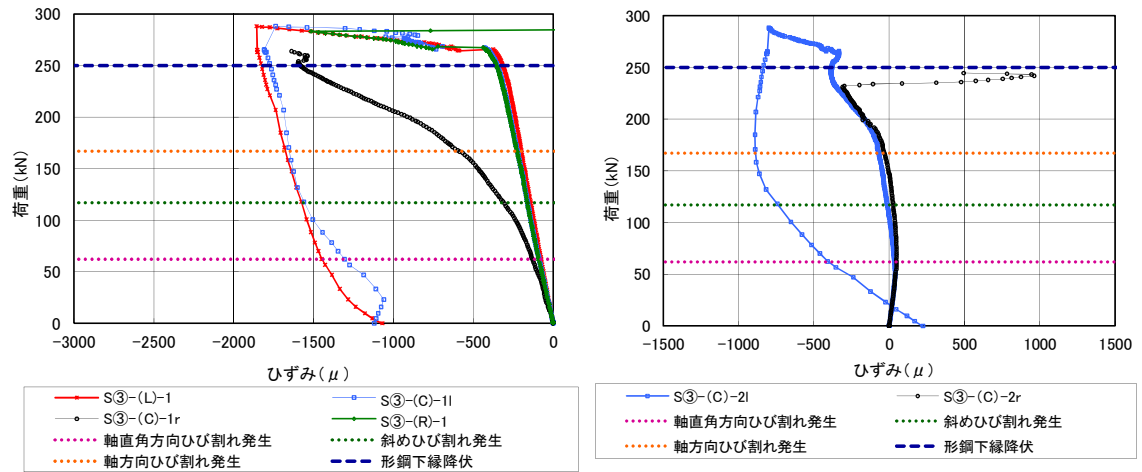


図-6.9 コンクリート軸方向ひずみ



計測位置

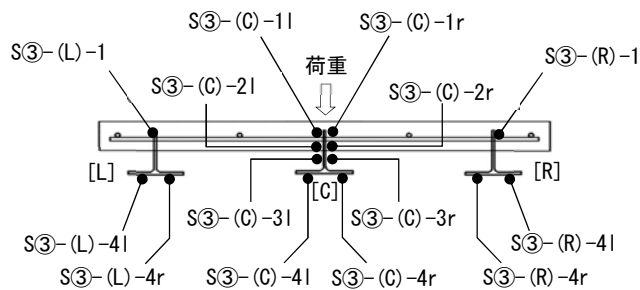


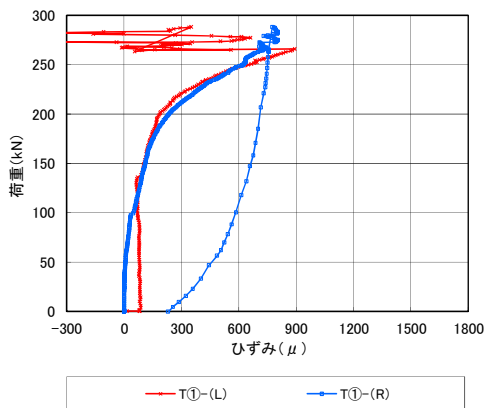
図-6.10 形鋼軸方向ひずみ

(3) ジベル貫通鉄筋ひずみ・形鋼上コンクリート軸直角方向ひずみ・コンクリートと形鋼のずれ量

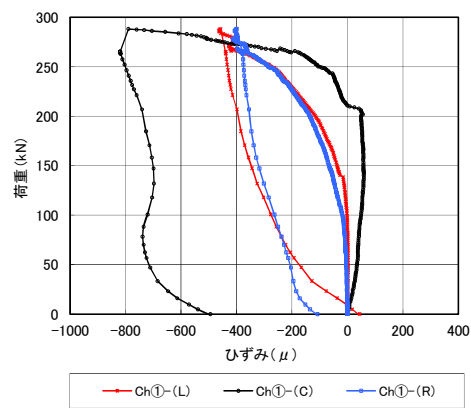
支点付近のジベル孔内に配置した貫通鉄筋ひずみの計測結果の計測結果を図-6.11 に、同位置直上（形鋼上部）のコンクリート軸直角方向ひずみを図-6.12 に示す。なお、計測①における中央形鋼の貫通鉄筋（T①-（C））については、荷重前のゲージ破損により計測データを得られなかった。

貫通鉄筋のひずみについて、計測位置により多少のばらつきはあるものの、荷重 100～150kN を超えたあたりから引張りひずみが急増している。この荷重レベルにおいて、ジベル孔内コンクリートにひび割れが発生し、貫通鉄筋がジベル直交方向の引張力（押し広げ力）に抵抗していることが示唆される。

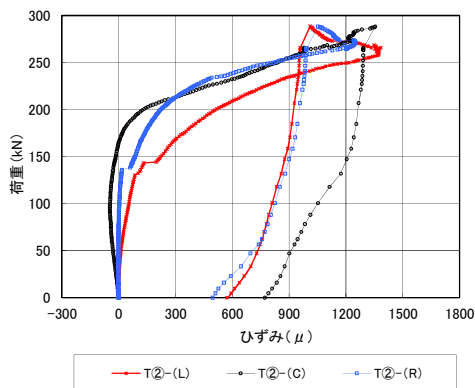
形鋼上部のコンクリート軸直角方向ひずみについては、荷重位置である中央形鋼位置を除いて、貫通鉄筋の引張りひずみ急増する荷重レベルから圧縮ひずみが急増している。これは、ジベル孔内コンクリートのひび割れ発生に伴いジベル孔部に作用する押し広げ力によりかぶりコンクリートに曲げが作用し上面側に圧縮ひずみが生じたものと考えられる。中央形鋼位置（Ch①-（C）、Ch②-（C））については、荷重初期から緩やかな引張りひずみが生じており、荷重 200kN 前後で荷重-ひずみ関係の傾きが急激に変化した。これは、計測位置ないし付近のコンクリートにひび割れが発生したものであり、この時点で供体端部にて局部的にジベルが終局状態に至ったと判断できる。中央の形鋼位置においては、斜めひび割れの発生に伴い、L 側・R 側の形鋼より抵抗する荷重が大きくなったことから、ずれ量も大きくなったことに起因すると考えられる。



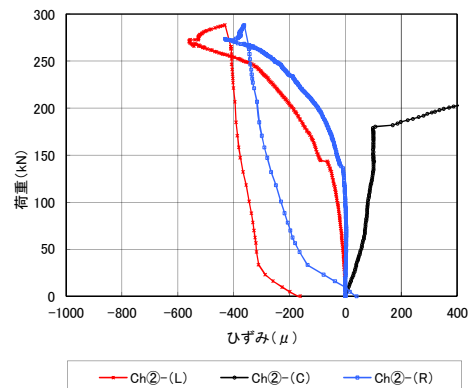
(a) 計測位置①



(a) 計測位置①



(b) 計測位置②



(b) 計測位置②

図-6.11 貫通鉄筋ひずみ

図-6.12 形鋼上部コンクリート軸直角方向ひずみ

支点部付近のコンクリートと形鋼のずれの計測結果を図-6.13 に示す。荷重位置である中央形鋼位置 (Cr①- (C), Cr④- (C), Cr⑦- (C), Cr②- (C)) については、荷重 60kN 程度あたりからずれ量の増加が顕著となっている。これは荷重位置付近の曲げによる軸直角方向ひび割れが発生したタイミングと一致しており、ひび割れ発生の影響と考えられる。そして、荷重 200kN 程度から荷重-ずれ量関係の勾配がさらに緩やかに変化し、荷重 250kN 時点ではすでにずれ止めとしての機能は失っており、ジベルは終局状態に至っていると判断できる。その他の形鋼位置については、前述したジベル貫通鉄筋の引張ひずみが急増する荷重 100~150kN 程度からずれ量の増加が顕著になっており、ジベル孔内のひび割れ発生に伴いジベルの剛性が低下したものと考えられる。最終的なずれ量は、いずれの計測箇所においても中央形鋼位置が大きく、ずれ止めの剛性低下が顕著であるととも、荷重分担の増加に伴う作用ずれ力が大きかったものと考えられる。

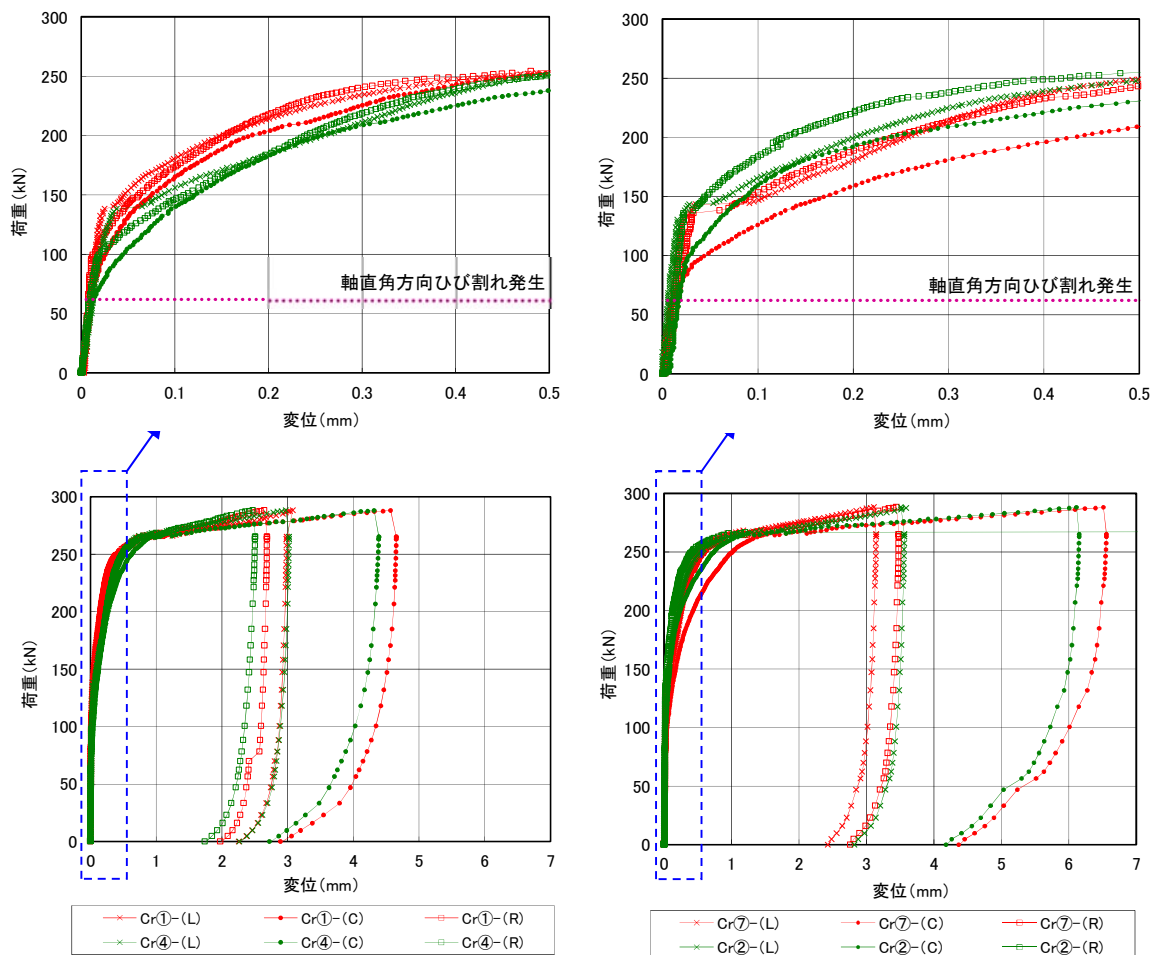


図-6.13 コンクリートと形鋼のずれ

6.4.2 L側載荷

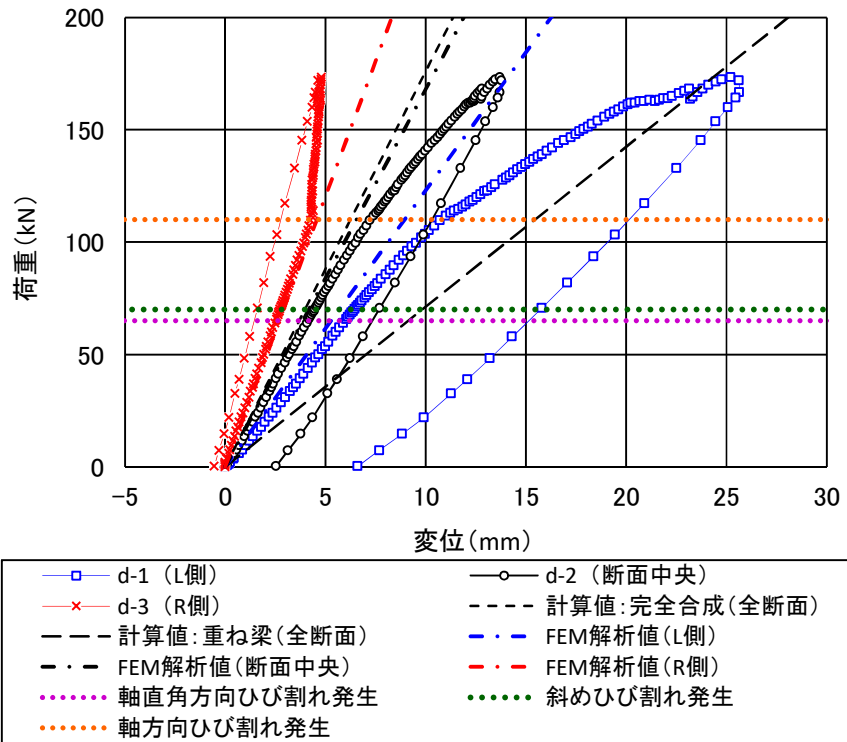
(1) 荷重と変位の関係およびひび割れ性状

図-6.14 に L 側形鋼上に載荷した実験結果の荷重-変位関係を、図-6.15 にコンクリート部材の載荷終了後のひび割れ図を示す。また、載荷試験を模した FEM 解析結果を図-6.16 に示す。なお、図-6.14 に示す変位は、支間中央の変位から各形鋼位置の支点変位を差し引き補正した供試体のたわみを示している。ただし、支点部の変位は外側の形鋼位置 (L 側・R 側) のみ計測したため、断面中央の支点部の変位は L 側と R 側の平均値としている。併せて、FEM 解析結果の各形鋼位置での変位も示す。FEM 解析による変位は、載荷荷重 65kN での変位を線形補間して荷重-変位関係をプロットしている。また、6.4.1 中央載荷の場合 (図-6.5) と同様に、完全合成および重ね梁と仮定し算出した変位も計算値として併せて示す。

実験結果の変位は、載荷直後から形鋼位置で異なっているが、これは偏載荷の影響である。そのため、偏載荷の影響を考慮していない梁理論に基づいた計算値である「完全合成」および「重ね梁」とは一致しない。実験値 (d-1~d-3) を FEM 解析結果 (L 側・断面中央・R 側) と比較するとひび割れ発生 (載荷荷重 65kN) まで両者の変位はよく一致しており、コンクリートにひび割れが発生するまでは、完全合成で評価できることがわかる。

実験におけるひび割れ発生は、まず荷重 65kN 程度で載荷点近傍に軸直角方向のひび割れが生じ、その後、荷重 70kN 程度で載荷位置付近の曲げひび割れが支点方向に向かって斜めひび割れとして進展した。さらに、荷重 110kN 程度で支間中央付近において断面中央の形鋼上に軸方向ひび割れが発生した。ひび割れ発生と荷重-変位関係の相関に着目すると、断面中央の形鋼上の軸方向ひび割れが発生するまでは顕著な傾きの変化 (剛性変化) は見られず、その後、載荷側の L 側は変位が増大化する方向、載荷反対側の R 側は変位が縮小化する方向に荷重-変位関係の傾きが変化した。これは、断面中央のひび割れに伴い、コンクリート部材の荷重伝達性が低下し、各形鋼での荷重分配が変化したことに因る。

実験においては、さらに荷重を増加させていき 160kN を超えたあたりから載荷位置の L 側の変位の増加が著しくなり、170kN を超えたところで載荷側の L 側形鋼の下縁が降伏に至り、また、載荷反対側の R 側の支点の浮き上がりが顕著となったため、安全の確保のため載荷を終了した。



計測位置

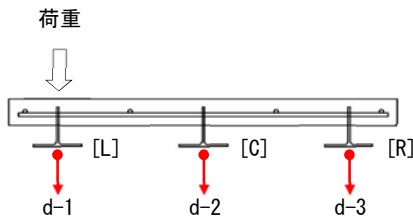


図-6.14 荷重-変位関係

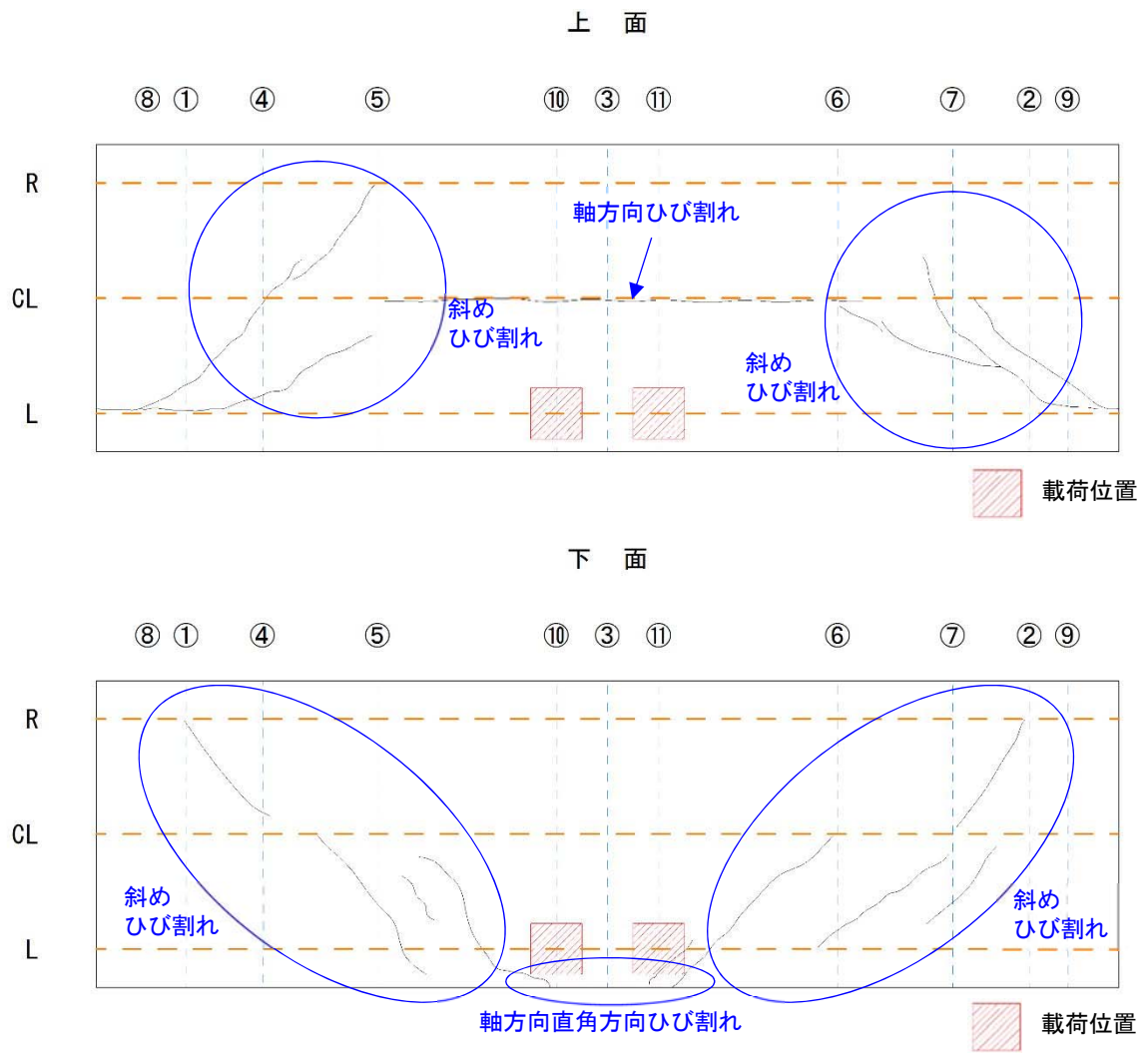
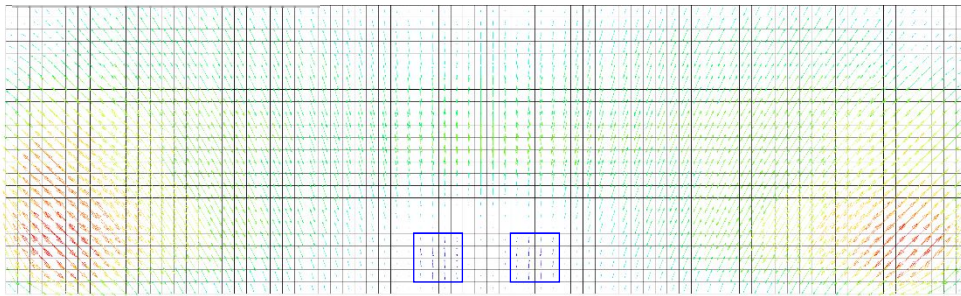


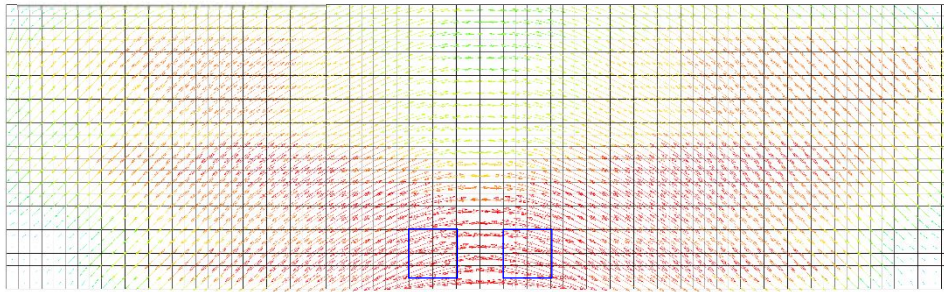
図-6.15 ひび割れ図

最大主応力（引張側）ベクトル図

<コンクリート部上面>



<コンクリート部下面>



□ 載荷位置

形鋼下面変位コンター図

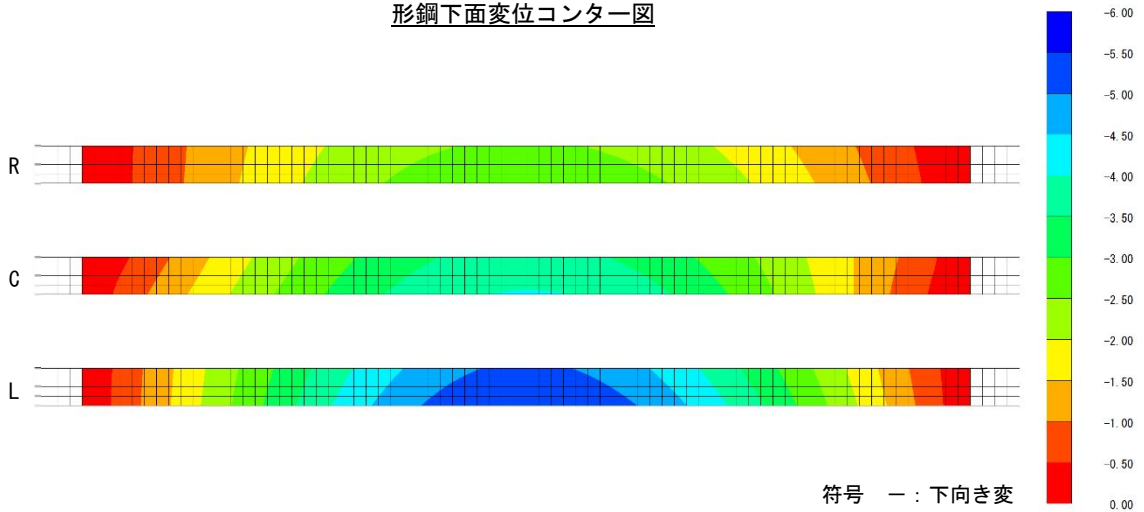


図-6.16 FEM解析結果（載荷荷重 65kN：実験ひび割れ荷重）

図-6.17に20kN毎の各形鋼位置の変位をプロットしたグラフを示す。
 軸直角方向の曲げによる軸方向のひび割れ発生(荷重110kN程度時点)以降、L側のたわみは急増するもののR側のたわみはほとんど増加しない。

図-6.14および図-6.17より、コンクリート部材のひび割れ発生により、部材剛性の線形性が損なわれ、各形鋼への荷重分配に変化が生じることがわかる。なお、コンクリート表面のひび割れは、図-6.15に示すFEM解析結果の版表面の引張主応力とほぼ対応して現れている。

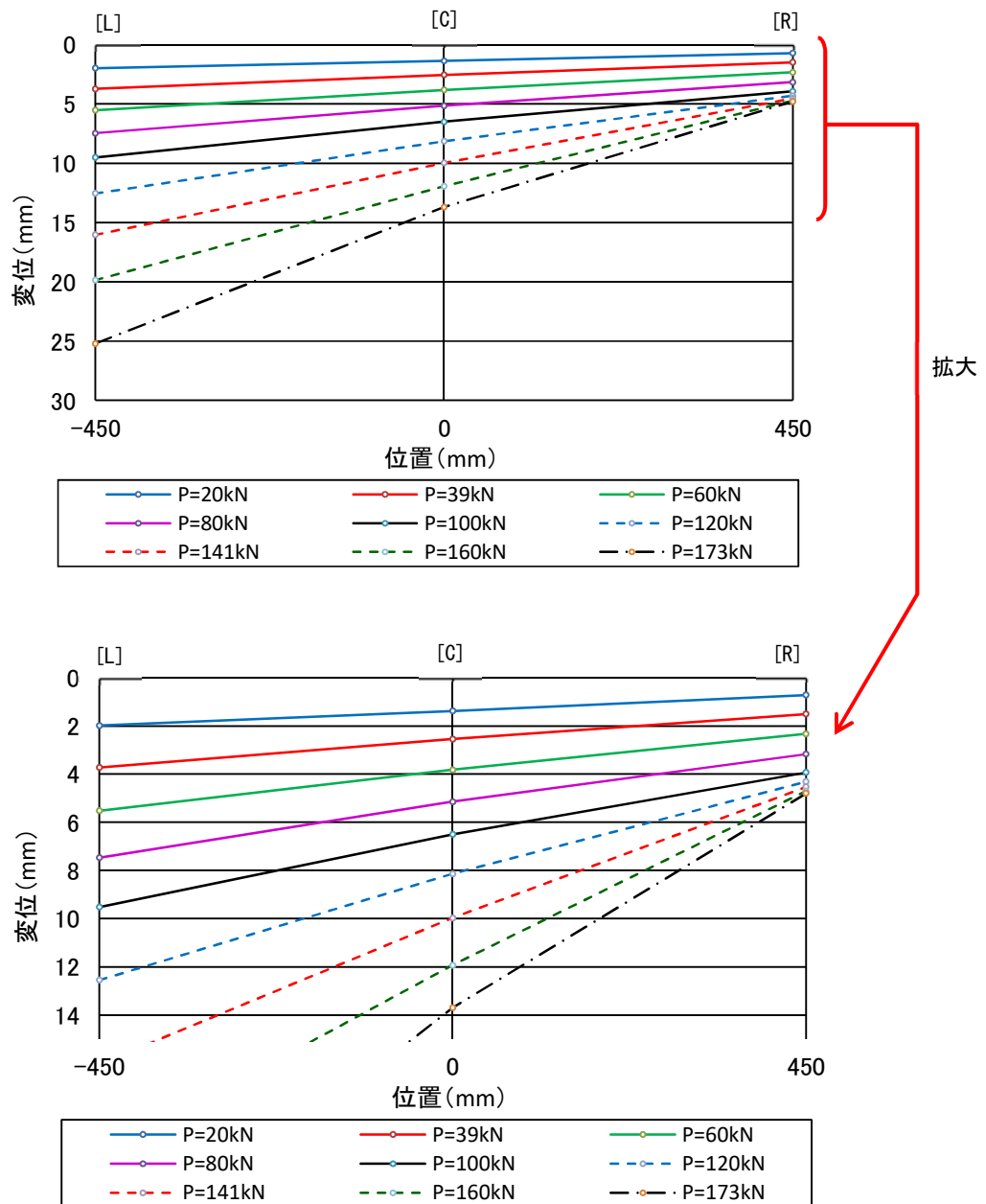


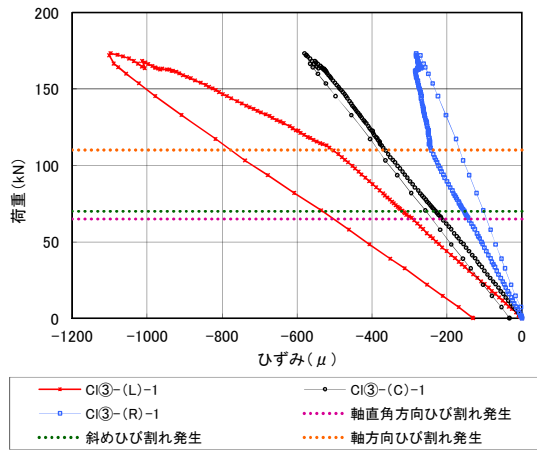
図-6.17 各形鋼位置の変位

(2) 支間中央のコンクリート・形鋼軸方向ひずみ

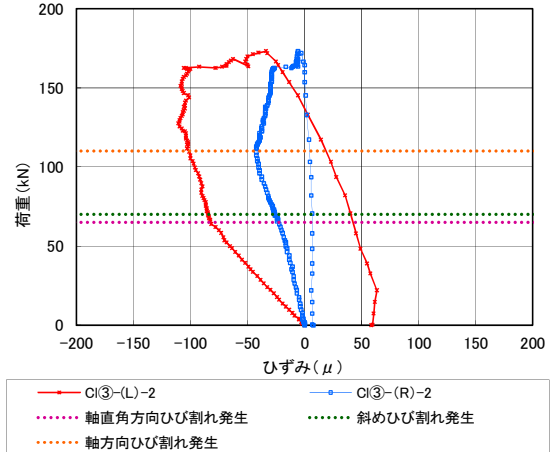
支間中央のコンクリートと形鋼の軸方向（支間方向）ひずみの計測結果を図-6.18、図-6.19 に示す。なお、ひずみの符号は圧縮を負、引張を正で表している。なお、形鋼のひずみ計測について、上端の L 側 (S③- (L) -1)・R 側 (S③- (R) -1) の計測点については、載荷前のゲージ破損により計測データを得られなかった。

コンクリート下面のひずみについて (図-6.18(C)), 荷重 65kN 程度の時点で載荷位置の L 側形鋼近傍 (CI③- (L) -3I) の荷重-ひずみ関係の傾きが変化している。これは、その時点で載荷位置近傍に軸方向曲げによる軸直角方向のひび割れが発生した影響である。なお、計測点は L 側形鋼の外側（断面自由端側）であり、ひび割れが発生した側である。中央および R 側の形鋼付近の計測点 (CI③- (C) -3, CI③- (R) -3) における荷重-ひずみ関係は概ね線形性を有しているが、本載荷条件においては支間部の軸方向曲げによるひび割れ発生が L 側形鋼近傍のみであったためである。コンクリート上面 (図-6.18(a)) は圧縮域であり、軸直角方向曲げによるひび割れが発生した荷重 110kN 程度で荷重-ひずみ関係の傾きに変化が生じている。

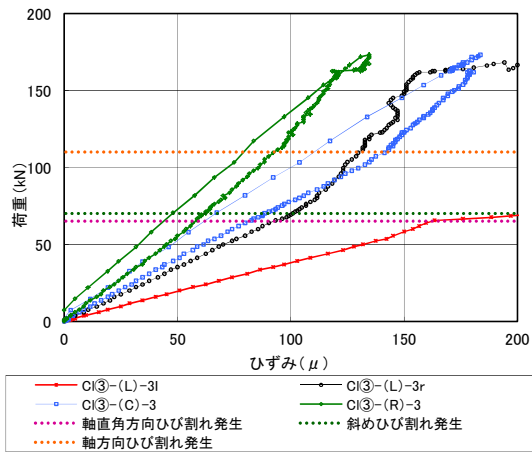
引張側の形鋼ひずみについて (図-6.19(c), (d)), 軸直角曲げによりコンクリート部にひび割れが発生した荷重 110kN 程度までは、荷重-ひずみ関係は概ね線形性を有しており、ひび割れ発生付近から全形鋼の荷重-ひずみ関係の傾きに変化が生じている。これは、支間部付近の軸方向ひび割れにより、コンクリート部材の荷重伝達性が低下し、各形鋼での荷重分配に変化が生じたと考えられる。つまり、中央形鋼位置付近で発生した軸方向ひび割れに伴い、L 側形鋼の荷重分担は増加し、C 側および R 側形鋼の荷重分担が緩和したと考えられる。荷重 170kN 程度の時点で載荷位置の L 側形鋼下縁が降伏に至っているが、その他の形鋼については弾性域にあることがわかる (図-6.19(d))。



(a) 上面



(b) 側面 (部材厚中心)



(c) 下面

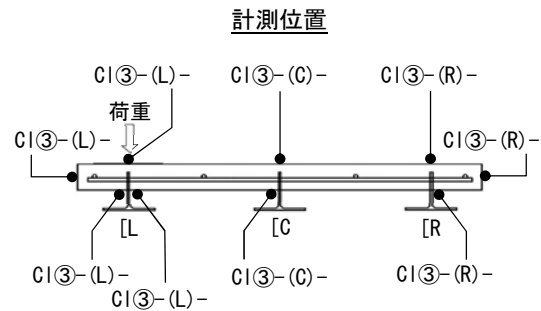
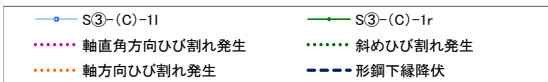
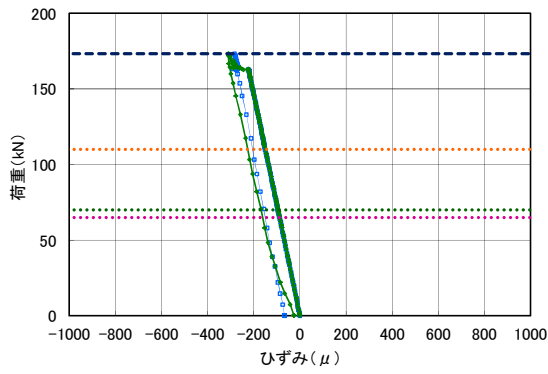
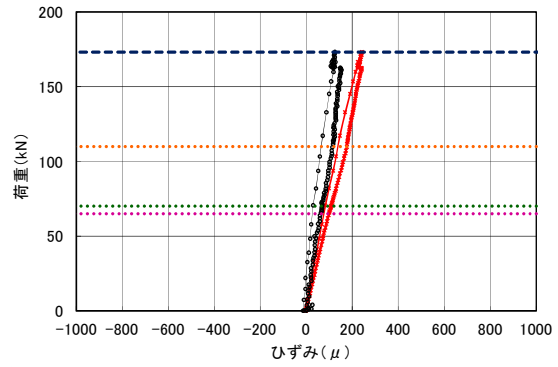


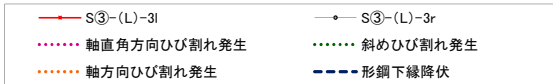
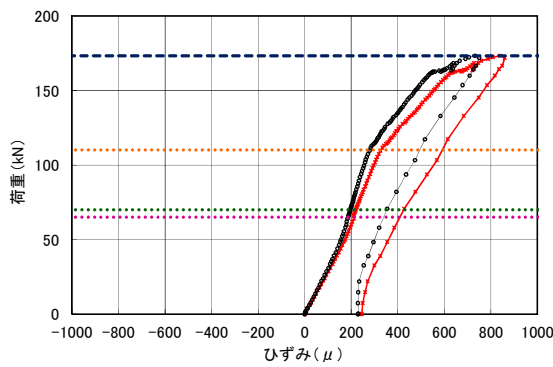
図-6.18 コンクリート軸方向ひずみ



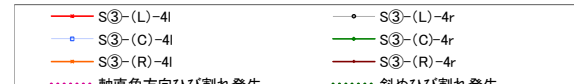
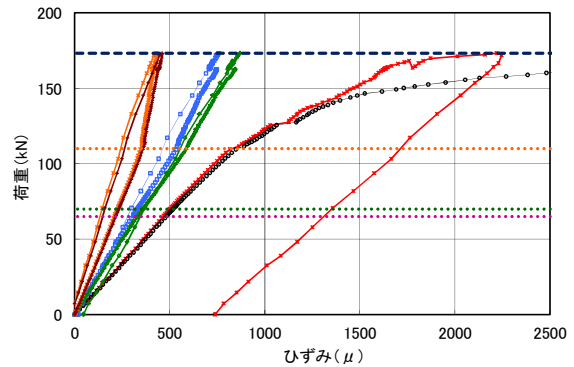
(a) 上端 (コンクリート内)



(b) ジベル下部 (コンクリート内)



(c) 下縁から 40mm 位置 (コンクリート)



(d) 下縁 (コンクリート外)

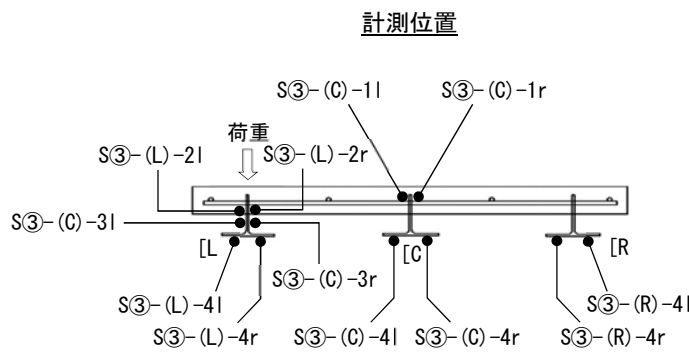
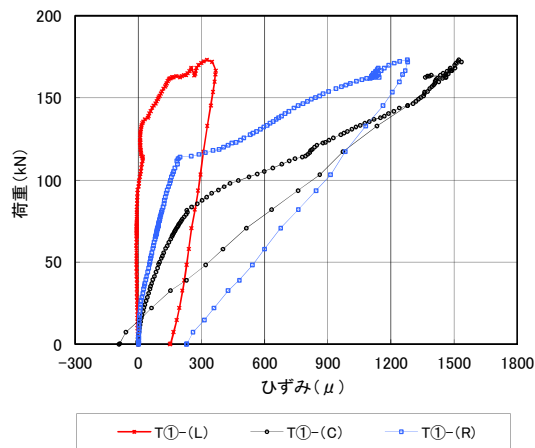


図-6.19 形鋼軸方向ひずみ

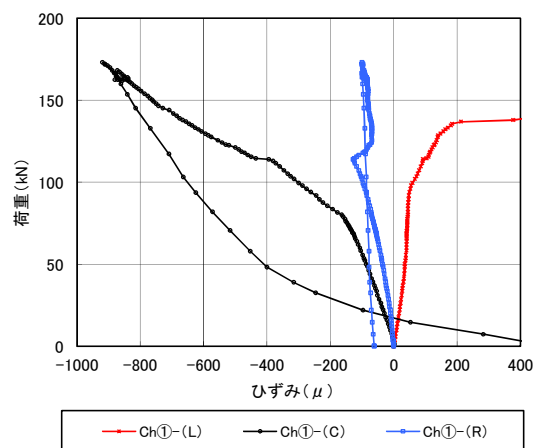
(3) ジベル貫通鉄筋ひずみ・形鋼上コンクリート軸直角方向ひずみ・コンクリートと形鋼のずれ量

支点付近のジベル孔内に配置した貫通鉄筋ひずみの計測結果の計測結果を図-6.20 に、同位置直上（形鋼上部）のコンクリート軸直角方向ひずみを図-6.21 に示す。

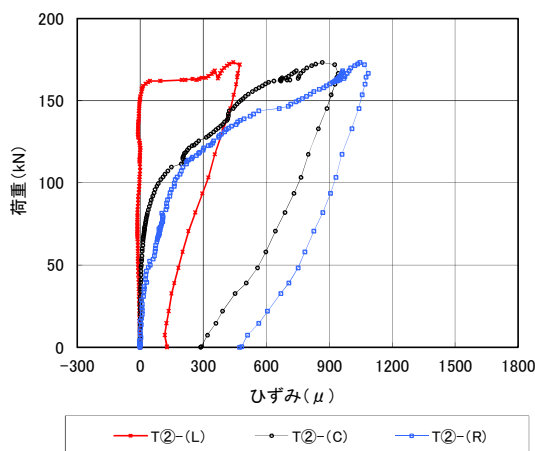
貫通鉄筋のひずみについて、荷重位置である L 側形鋼位置 (T①- (L), T②- (L)) では荷重 150kN 前後から引張ひずみが発生している。外観状況において、この荷重レベルで供試体端部付近の L 側形鋼直上位置において形鋼に沿った軸方向のひび割れが生じている。ひび割れ発生については、同位置直上のコンクリート軸直角方向ひずみ (Ch①- (L), Ch②- (L)) が同じ荷重レベルにて引張ひずみが急増していることから確認できる。その後、荷重 160kN 程度で、引張ひずみの増加は著しくなり、供試体端部にて局部的にジベルが終局状態に至ったと判断できる。一方、荷重初期から、中央および R 側の形鋼位置の貫通鉄筋 (T①- (C), T①- (R), T②- (C), T②- (R)) には引張ひずみが、同位置のコンクリート上面の軸直角方向 (Ch①- (C), Ch①- (R), Ch②- (C), Ch②- (R)) には圧縮ひずみが発生している。これは、偏載荷に伴い供試体にねじれが作用し、コンクリート部材に斜め方向の応力の分力として軸直角方向の応力が生じていると考えられる。ねじりによる応力は、上面側と下面側で圧縮・引張の方向が異なることから、コンクリート上面と貫通鉄筋（コンクリート部材の下側に配置）で符号が異なっていると考えられる。



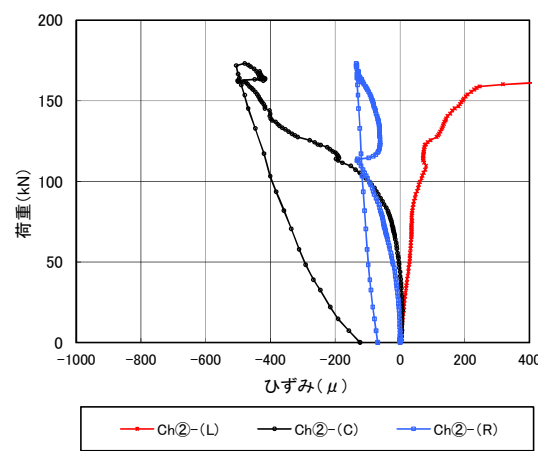
(a) 計測位置①



(a) 計測位置①



(b) 計測位置②



(b) 計測位置②

図-6.20 貫通鉄筋ひずみ

図-6.21 形鋼上部コンクリート軸直角方向ひずみ

支点部付近のコンクリートと形鋼のずれの計測結果を図-6.22 に示す。載荷位置である L 側形鋼位置 (Cr①- (L), Cr④- (L), Cr⑦- (L), Cr②- (L)) については、ひび割れが発生した荷重 65kN 程度 (軸直角方向ひび割れ) もしくは荷重 110kN 程度 (軸方向ひび割れ) からずれ量の増加が顕著となっており、部材の剛性変化に起因したものと考えられる。そして、荷重 150~160kN 程度からずれ量の増加が著しくなり、ジベルは終局状態に至ったと判断できる。R 側形鋼位置 (Cr①- (R), Cr④- (R), Cr⑦- (R), Cr②- (R)) については、他の形鋼位置と比較しずれ量が小さい。前述した支間中央の変位 (たわみ) や鋼桁ひずみも相対的に小さいことと同様に、荷重載荷位置となる L 側が負担する荷重が大きく、載荷位置までの距離に応じて中央, R 側の順に負担する荷重が順に小さくなる影響と考えられる。

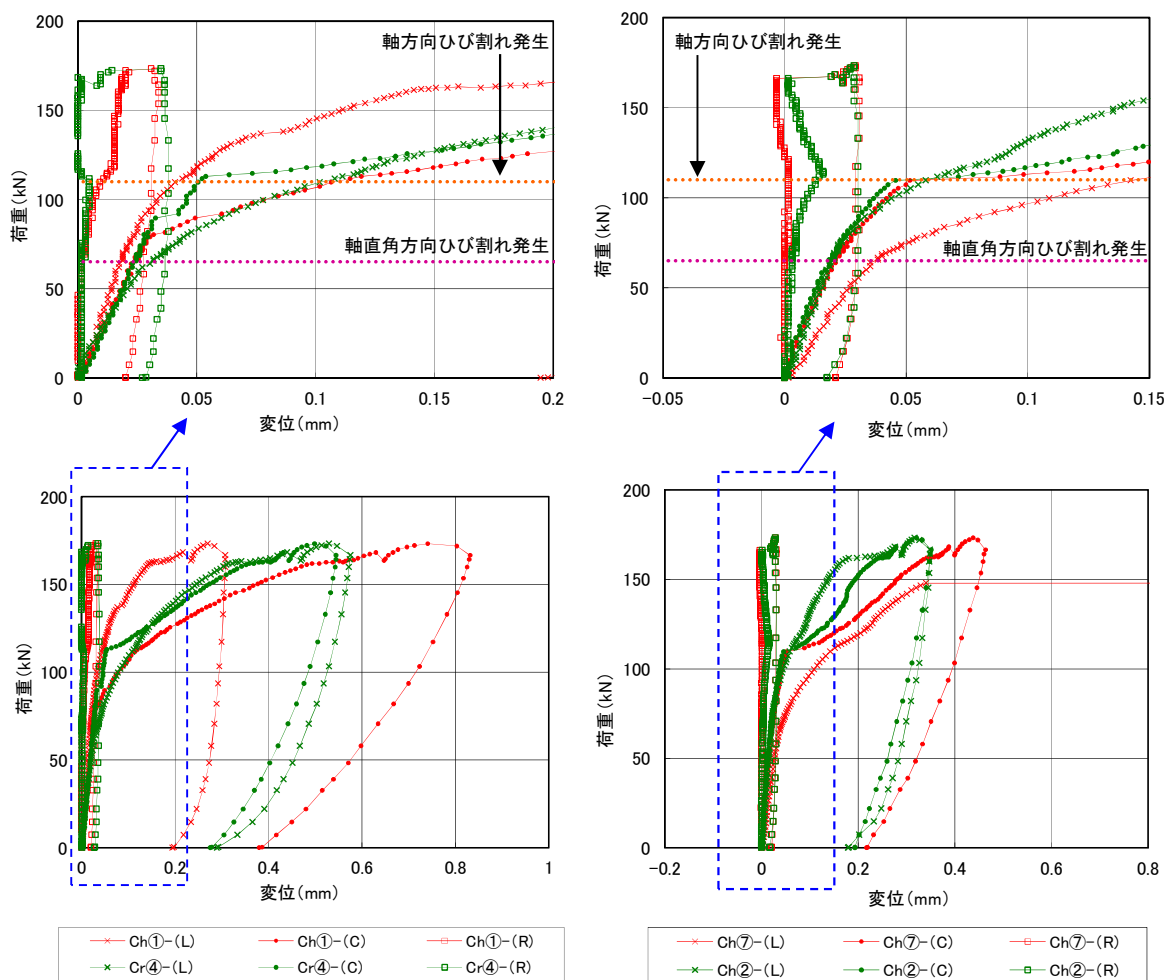


図-6.22 コンクリートと形鋼のずれ

6.4.3 孔あき鋼板ジベルのずれ耐荷力

(1) 概要

6.4.1 および 6.4.2 で述べたように本静的曲げ載荷試験においては、最大荷重前に PBL は局部的に破壊に至ったと考えられる。その破壊荷重は、コンクリート上面のひび割れ発生状況やコンクリート上面のひずみおよび貫通鉄筋ひずみの計測結果より、中央載荷ケースでは約 200kN、L 側載荷ケースでは約 160kN と判断できる。ここでは、第 5 章 5.3.4 と同様に、第 4 章で提案している合成率の概念を用いた不完全合成はりの剛性や挙動を算出する手法を考慮した上で、第 3 章で提案している PBL のずれ耐荷力評価式による計算値と実験結果の比較を行う。

(2) 実験結果での PBL 破壊時の作用ずれ力

PBL 破壊時に作用するずれ力として、はり理論に基づき算出した PBL 位置における単位長さ (1m) あたりの水平せん断力を、単位長さに配置される PBL 個数 (片側鋼材あたり 0.3m/1m 個) で除して PBL1 個あたりの破壊荷重から作用ずれ力を算出する。なお、供試体には 3 本の形鋼を配置しており、載荷試験では 2 点集中載荷としていることから、各形鋼に作用するせん断力には差が生じる。このため、荷重載荷位置の形鋼に着目するものとし PBL 破壊荷重時のたわみ比率を各形鋼のせん断力の分担率として作用せん断力を算出した。また、PBL 位置における水平せん断力は藤井らが提案する合成率を考慮した式(5.1)により算出した。

各載荷ケースにおける最大荷重時の作用ずれ力を表-6.2 に示す。表-6.2 より、中央載荷と L 側載荷で PBL 破壊荷重は 2 割程度の差があるが、載荷位置の形鋼に作用するずれ力はほとんど同等となっていることがわかる。

表-6.2 PBL 破壊ずれ力

荷重 ケース	PBL 破壊荷重 P kN	作用 せん断力 S kN	断面 1 次 モーメント※ Q m ³	断面 2 次 モーメント※ I m ⁴	合成 率 α	剛性 比 β	荷重 分担 率 $\frac{P_c}{P}$	作用ずれ力	
								片側単位 長さ あたり H kN/m	PBL1 個 あたり V kN/個
中央載荷	200	65 (分担率： 0.38)	0.00107	0.000146	0.552	0.416	0.748	208.9	62.7
L 側載荷	160	44 (分担率： 0.54)	0.00096	0.000136	0.527	0.399	0.736	226.4	67.9

※中央載荷は中央形鋼 1 本、L 側載荷は L 側形鋼 1 本あたりとして算出 (コンクリート部材抵抗幅含む)。

(3) 実験結果と評価式の比較

(2)にて算出した PBL 破壊時の作用ずれ力（実験値）と式(5.2)～式(5.5)により算出したずれ耐荷力の比較を表-6.3 に示す。

藤井式の改良式①（第3章参照）：

$$V = V_{int} + 4 \times (T_c + T_s) \quad (6.2a)$$

$$V_{int} = 2 \times \left\{ \pi \times \frac{d^2}{4} + (n - 1) \times A_s \right\} \times \tau_s \quad (6.2b)$$

$$T_c = \frac{f_{ct}}{e \times \frac{y}{I} + \frac{1}{A}} \quad (6.2c)$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} \quad (6.2d)$$

$$A = b \times h \quad (6.2e)$$

$$T_s = E_s \times A_s \times \varepsilon_s \quad (6.2f)$$

ここで、 V ：孔あき鋼板ジベルのずれ耐荷力(N)， V_{int} ：コンクリート拘束力が無い状態のずれ耐荷力(N)， T_c ：背かぶりによる拘束力(N)， d ：孔径(mm)， n ：コンクリートと鉄筋の弾性係数比， A_s ：貫通鉄筋の断面積(mm²)， τ_{ct} ：コンクリートのせん断強度(N/mm²)とする。なお，本検討では， τ_{ct} は引張強度とした。 T_s ：ジベル孔貫通鉄筋による拘束力(N)， E_s ：貫通鉄筋の弾性係数(N/mm²)， ε_s ：貫通鉄筋のひび割れ拘束ひずみ(=400×10⁶)とする。

藤井式の改良式②（第3章参照）：

$$V = 0.8 \times V_{int} + 4 \times (T_{cb} + T_s) \quad (6.3a)$$

ここで、 V ， V_{int} ， T_{cb} ， T_s は，式(5.2)と同様とする。

式(5.3)は，貫通鉄筋を配置し PBL 孔内に粗骨材が回り込むスペースが無いことを想定し，式(5.2)に対して孔部コンクリートのせん断抵抗を低減した式である。

Leonhardt 式²⁾：

$$V = 1.4 \times d^2 \times \beta_{wn} \quad (6.4)$$

ここで、 V ：PBL のずれ耐荷力(N)， d ：孔径(mm)， β_{wn} ：コンクリートの立方体圧縮強度とする（表-3.2 では，ISO 1920-3 を参考として円柱圧縮強度／立方体圧縮強度=0.8 とした）。

示方書式³⁾：

$$V = (1.85 \times A - 26.1 \times 10^3) / \gamma_b \quad (6.5a)$$

$$A = \frac{\pi \times (d^2 - \varphi^2)}{4} \times f'_c + \frac{\pi \times \varphi^2}{4} \times f_u \quad (6.5b)$$

ここで、 V ：孔あき鋼板ジベルの孔 1 個あたりの設計せん断耐力(N)， d ：孔径(mm)， φ ：貫通鉄筋径(mm)， f_c ：コンクリートの円柱圧縮強度(N/mm²)， f_u ：貫通鉄筋の引張強度 (N/mm²)， γ_b ：

部材係数（ここでは1.0とした）とする。

式(6.2)および式(6.3)については、実験結果を概ね評価できている。ここで、式(6.2)と式(6.3)の差は3%程度とわずかであり、本実験供試体の条件では、PBL孔部コンクリートのずれ耐荷力(式(6.2)で示す V_{int})より、背かぶりや貫通鉄筋による拘束効果の影響が大きいことがわかる。実験供試体ではジベル孔(φ30mm)の中に貫通鉄筋(D13)を配置しており、粗骨材(最大径20mm)がジベル孔内に確実に配置される隙間がないことから、ジベル孔内に粗骨材が確実に配置されておらず、ジベル孔部コンクリートのせん断抵抗に起因するずれ耐荷力が低減していると考えられる。

式(6.4)や(6.5)については、第3章で示した押し抜き試験結果および第5章で示したはり供試体の曲げ載荷試験結果と同様に、実験値より大きめの評価となっていることがわかる。

以上より、式(6.3)によるずれ耐荷力の評価は、本研究で提案する複合版を設計する上で、実用的であると判断できる。

表-6.3 PBL破壊時の作用ずれ力(実験値)とずれ耐荷力(評価式値)の比較

荷重 ケース	実験値 kN	評価式値							
		式(5.2)		式(5.3)		式(5.4)		式(5.5)	
		耐荷力 kN	実験値 評価式値	耐荷力 kN	実験値 評価式値	耐荷力 kN	実験値 評価式値	耐荷力 kN	実験値 評価式値
中央載荷	62.7	79.6	0.79	77.2	0.81	116.1	0.54	160.2	0.39
L側載荷	67.9	79.6	0.85	77.2	0.88	116.1	0.58	160.2	0.42
平均	65.3	79.6	0.82	77.2	0.85	116.1	0.56	160.2	0.41

6.5 第6章のまとめ

本章では、実大供試体（幅 1200mm×高さ 180mm×長さ 4000mm）を用いた静的曲げ載荷試験を実施し、集中荷重により 2 方向曲げに対する版としての挙動や破壊形態について調査した。その結果、得られた知見を以下にまとめる。

- (1) コンクリート部にひび割れが発生するまでは、コンクリートと形鋼がずれ止めにより完全に一体化されていると仮定した完全合成の仮定を用いて複合床版の挙動を評価できる。
- (2) コンクリートの軸方向曲げによるひび割れが発生する荷重（中央載荷: 62kN, L 側載荷: 58kN）は、歩道床版としての設計荷重（12kN：群集荷重 5kN/m² 考慮）より大きく、使用状態に対しては完全合成としての評価で設計することが可能となる。
- (3) 荷重を偏載荷した場合、形鋼の荷重分担率のばらつきがあることから、局所的な破壊形態となる。本実験における外側の形鋼上に偏載荷した荷重ケースにおいて、支間中央の L 側形鋼下縁が降伏に至った最大荷重は 170kN である。道路橋示方書における T 荷重（車輪荷重）による床版の設計モーメント相当の載荷荷重は 82.2kN であり、破壊に対して約 2 倍の安全率を有していることがわかった。
- (4) 第 3 章で示した藤井らの研究による評価式を改良した式と、第 4 章で示した合成率の概念を用いた不完全合成はりの剛性や挙動を算出する手法を用いることで、実大版供試体を用いた集中荷重による静的曲げ試験におけるずれ止めの終局荷重を概ね評価できる。

第6章の参考文献

- 1) 藤井堅, 有吉孝文, 藤村伸智: 孔あき鋼板ジベルを用いた合成桁の曲げ挙動, 構造工学論文集, Vol.47A, pp.1381-1390, 2001
- 2) Fritz Leonhardt, Wolfhart Andrä Hans-Peter Andrä und Wolfgang Harre : Neues, vorteilhaftes Verbundmittel für Stahlverbund-Tragwerke mit hoher Dauerfestigkeit, Beton-und Stahlbetonbau, pp.325-331, 1987
- 3) 土木学会: 2014 年制定 複合構造標準示方書 [設計編], pp.74-77, pp.581-584, 2015

第7章 結論

7.1 本研究のまとめ

今後の社会インフラ整備において、既存技術からさらなる現場施工の省力化、スピード化や部材の軽量化が求められる。また、部材ディテールにおいては、維持管理性への配慮も重要となる。そこで、本研究は、ペDESTリアンデッキや拡幅歩道および建築スラブへの適用を視野に入れた小孔径孔あき鋼板ジベルを適用した軽量化複合プレキャスト版の実用化を目的として、その構造性について実験的検討により調査を行った。提案する構造を実用化することで、既存建造物の更新・改築や山間部・市街地における建造物構築が経済的に行えたとともに周辺環境への影響が最小化できると考えられる。

以下、各章で得られた知見を示し、本論文の結論とする。

第1章では、本研究に関連する社会的背景と提案する構造の特徴を述べ、本研究の目的を記した。

第2章では、本研究に関連した実績・研究を調査・整理し、本研究における課題を記した。

第3章では、ジベル孔径 30mm の孔あき鋼板ジベルに関して供試体底面の摩擦を完全に除去した押し抜き試験を実施し、かぶりコンクリートおよび貫通鉄筋による拘束がずれ耐荷力に与える影響について検討した。その結果、小孔径の孔あき鋼板ジベルにおいては、Leonhardt らが提案した評価式や複合構造標準示方書に規定された評価式では評価できないかぶりコンクリートによる拘束の影響によりずれ耐荷力が大きく変わることを確認した。そして、ジベル孔径 30mm で背かぶり厚が 30mm~100mm の孔あき鋼板ジベルにおいて、藤井らが提案する評価式をもとに、押し広げ力に乗じる係数を 4 とした以下の評価式は、実験結果によるずれ耐荷力を精度よく算出できることを示した。

$$V = V_{\text{int}} + 4 (T_{\text{cb}} + T_s)$$

V_{int} : コンクリート拘束力が無い状態のずれ耐荷力

T_{cb} : かぶりコンクリートによる拘束力

T_s : ジベル孔貫通鉄筋による拘束力

第4章では、貫通鉄筋を配置していない孔あき鋼板ジベルを用いた鋼とコンクリート合成はりの曲げ試験を実施し、試験結果による荷重-たわみ関係からずれ止めの剛性の評価に関して検討した。その結果、全はり高やコンクリート床版と鋼部材の部材比率等の断面形状（断面構成）の相違により、合成率の大きさは異なることを確認した。そして、ジベル孔面積とジベル孔間隔および断面1次モーメントと断面2次モーメントの比を因子として構築した式により算定した係数は、藤井らが提案する合成率と高い相関性を有することを示した。この係数を用いて合成

率を算出することで、孔あき鋼板ジベルを用いた合成はりの挙動を精度よく推定できる可能性がある。

第5章では、実大相当のはり供試体を用いた静的曲げ試験を実施し、孔あき形鋼とコンクリートで構成される複合版の挙動や破壊形態を調査した。その結果、版幅 640mm、かつ、部材幅全長に渡る線荷重の载荷に対しては、コンクリートと鋼の接合を完全合成とし全断面有効とした梁理論により部材耐力を概ね評価できることを確認した。また、はり供試体の静的曲げ载荷試験結果において、第3章で示した藤井らの研究による評価式を改良した式と、第4章で示した合成率の概念を用いた不完全合成はりの剛性や挙動を算出する手法を用いることでずれ止めの終局荷重を精度よく評価できることを示した。

第6章では、実大供試体を用いた静的曲げ载荷試験を実施し、集中荷重により2方向曲げに対する版としての挙動や破壊形態を調査した。その結果、提案する複合版において、コンクリート部にひび割れが発生するまでは、コンクリートと形鋼がずれ止めにより完全に一体化されていると仮定した完全合成の仮定を用いて複合版の挙動が評価できることを確認した。そして、コンクリート部にひび割れが発生する荷重は、歩道床版としての設計荷重より大きく、使用状態に対しては完全合成としての評価で設計することが可能となることを確認した。また、版供試体の静的曲げ载荷試験において、第3章で示した藤井らの研究による評価式を改良した式と、第4章で示した合成率の概念を用いた不完全合成はりの剛性や挙動を算出する手法を用いることで、ずれ止めの終局荷重を概ね評価できることを示した。

以上により、本研究で提案する小孔径孔あき鋼板ジベルを適用した軽量化複合プレキャスト版は、ペDESTリアンデッキや拡幅歩道および建築スラブ等の群集荷重程度の作用に対して十分な耐荷力を有しており、また、第3章で提案した評価式は、孔あき鋼板ジベルの拘束状態を考慮したずれ耐荷力を精度よく評価できることから、実構造物に適用できる。

7.2 今後の課題

本研究では、静的曲げ載荷試験を実施し、提案する複合版の挙動や破壊形態を調査している。車両が通行する道路構造物としての床版では、繰り返し荷重に伴う疲労の影響が部材の安全性に対して支配的となるため、道路構造物へ適用する場合は、疲労耐久性に関するさらなる検討が必要となる。なお、道路橋の床版においては、輪荷重走行試験により疲労耐久性の確認をされることが一般的である。また、建築スラブへ適用する場合は、耐火性能に関する検討が必要となる。

提案する複合版は、プレキャスト製品を前提としており、プレキャスト部材同士の接合方法について、詳細な検討が必要となる。ペDESTリアンデッキや拡幅歩道および建築スラブ等、歩行者等の荷重のみが載荷される場合は、版のたわみもさほど大きくないことから、プレキャスト部材同士の接合部に対して、止水を目的とした充填材を充填することを想定している。ただし、疲労の影響が大きな道路構造物への適用については、剛な接合もしくは柔な接合を設定した上で適切な接合方法を確立することが必要となる。

さらに、一般的に床版部材は、はりや桁等の上に設置されるため、それらとの接合方法についても詳細な検討が必要となる。これに関しては、適用する構造物によって、適した方法は多種多様となると考えられるため、条件に応じた接合方法の設定が必要である。提案する複合版は、下側に鋼部材（形鋼）が配置されていることから、版を支持するはり・桁等にボルトで接合することが容易にできると考えられるが、構造条件によっては、施工の容易性を考慮し、簡易なずれ止めを設けた上で、支持部材上と接合することなく静置するだけでもよい場合もあると考えられる。

本研究で提案する小孔径孔あき鋼板ジベルを適用した軽量化複合プレキャスト版は、土木分野および建築分野におけるさまざまな用途へ適用できる可能性を秘めている。そのため、市場調査に基づく普及活動を行っていくことが重要と考えている。

本論文に関連のある研究報告

A. 査読付き論文

- 1) 谷慎太郎, 藤井堅, 河金甲, 湯藤洋丈: 孔あき鋼板ジベルを用いた複合床版の力学的挙動, 構造工学論文集, Vol.63A, pp.943-953, 2017
- 2) 谷慎太郎, 藤井堅, 湯藤洋丈, 伊須田遼: 孔あき鋼板ジベルのずれ耐荷力に対するかぶりコンクリートの拘束影響に関する一考察, コンクリート工学年次論文集, Vol.40, No.2, pp. 943-953, 2018
- 3) Shintaro Tani, Katashi Fujii: ULTIMATE STRIP STRENGTH OF PERFOBOND STRIP WITH SMALL HOLE CONFINED BY CONCRETE COVER, International Journal of GEOMATE, Vol.17 Issue63, P.233~P.240, 2019 [2019.5.5 採択決定, 2019.11 掲載予定]

B. 国際会議論文

- 4) Shintaro Tani, Katashi Fujii, Ryo Isuda: ULTIMATE SLIP STRENGTH OF PERFOBOND STRIP CONFINED BY CONCRETE COVER, ASEA-SEC-4, Brisbane, pp.STR-16-1-STR-16-6, 2018.

C. 口頭発表論文

- 5) 谷慎太郎, 河金甲, Melissa HALIM: プレキャスト複合床版に関する一検討, 第11回複合・合成構造の活用に関するシンポジウム論文集, 日本建築学会(鋼コンクリート合成構造運営委員会), 土木学会(複合構造委員会), pp.98-105, 2015
- 6) 谷慎太郎, 竹谷佳尚, 伊須田遼, 藤井堅: 孔あき鋼板ジベルを用いた合成はりの合成効果に関する検討, 土木学会第73回年次学術講演会講演概要集, CS6-019, pp.37-38, 2018

謝辞

本研究は、広島大学大学院工学研究科博士課程後期に入学してから4年（2015年10月～2019年9月）の4年に及ぶ研究成果を取りまとめたものであります。

広島大学特任教授藤井堅先生には、本研究の遂行および本論文を執筆するにあたり、終始懇切丁寧にご指導頂きました。私の博士課程後期の期間内に、藤井先生は定年を迎えられ、特任教授となられました。研究者および教育者としての職務環境の変化がある中でご指導頂き、様々なご苦勞もあったと存じます。また、研究内容だけに留まらず、研究に取り組む姿勢や社会人としての在り方まで、公私多忙の中、ときには休日の貴重な時間を割いて非常に多くのことを教えて頂きました。衷心より感謝の意を表します。

本論文の審査員をご快諾くださった、広島大学教授河合研至先生、同教授半井健一郎先生、同教授大久保孝昭先生に深く感謝申し上げます。先生方から頂いた貴重なご指導やご助言により、本研究成果を向上させることができました。

本研究では、多数の小型要素試験体から実物大の大型試験体まで、多様な試験体を製作し載荷実験を実施しました。要素試験においては、既往の同種の試験方法とは異なる方法を用いたこともあり、データ取得の失敗に伴う再試験の実施や、既往の研究成果と傾向が異なることに対する原因究明など、研究の遂行には多くの困難を伴いました。そのような時でも最後まで投げ出すことなく共に研究を遂行し、様々な問題に対して真摯に取り組んでくれた、實田雅人氏（現、西日本高速道路(株)）、湯藤洋丈氏（現、(株)IHI インフラシステム）、伊須田遼氏（現、西日本高速道路(株)）、高見文也氏（現、神戸市）には感謝しきれません。研究成果を学位論文としてまとめることができたのも皆様の努力やご協力のお陰であり、皆様と過ごした日々は、私の人生における貴重な経験となりました。さらに、研究を進めるにあたっては、この4年間に広島大学構造材料工学研究室に在籍した多くの学生のご協力を頂きました。特に、福田洋顕氏（現、(株)横河ブリッジ）と有木峻将氏（現、ルーチェサーチ(株)）には、藤井先生がご担当されていた研究グループのゼミにて、研究分野が異なるにも関わらず、ご質問やご助言を賜りました。心より感謝するとともに、これからの皆様のご活躍をお祈り申し上げます。広島大学の橋村涼子氏には、事務的な面からサポートを頂き感謝致します。

(株)ダイクレ・竹谷佳尚氏、神垣宏靖氏、小曳克己氏、池本清氏、谷川豊繁氏、曾根幸治氏、家久侑大氏、杉保生尚氏、佐藤良祐氏、山谷凌平氏には、実験試験体の製作に際して、鋼部材をご提供頂くとともに、実験計画や結果に対するご助言を頂きました。心より感謝申し上げます。

筆者が博士取得をする機会を与えてくださり、今日に至るまで叱咤激励を頂いた、極東興和(株)代表取締役社長・藤田公康氏、取締役営業本部長・山根隆氏、取締役工事本部長・石井一生氏、元取締役管理本部長・山縣修氏（現、東日本コンクリート(株)代表取締役社長）、元取締役広島支店長・下野川至氏（現、顧問）、元営業本部技術企画部長中田順憲氏（現、(一財)橋梁調査会）をはじめと

する極東興和(株)の全ての役職員の方々に深く感謝致します。特に、営業本部技術企画部技術企画課・河金甲氏には、実験の計画・準備および実施に際してご尽力を頂きました。そして、元営業本部技術企画部技術企画課・Melissa HALIM 氏、元広島支店技術部技術課・野田修平氏、営業本部技術企画部技術企画課・草野安莉波氏、三原桃子氏、坂元利隆氏、和氣佳純氏には、多忙な業務の中で実験遂行やデータ整理にご協力を頂きました。元管理本部管理課長・小嶋通彦氏（現、福岡支店）、管理本部総務課・森下健氏には、事務面でのサポートを頂きました。様々な側面からの皆様のご支援、ご協力により、研究が遂行できたことを心より感謝致します。

キョクトウ高宮(株)元社長・下岡栄作氏、森江昭則氏、菊池慎吾氏、極東興和(株)江津工場元工場長・片山晃老氏（現、専門部長）、技術管理課長・金子智男氏、生産課長・守谷勝利氏をはじめとする江津工場や高宮工場の方々には、供試体製作や載荷試験にご協力頂きました。供試体を製作する中で、研究成果向上のための数々の困難な要求にも快くご対応頂き、心より感謝致します。

最後に、私のことを常に温かく見守り、応援してくれた家族に心より感謝し、謝辞と致します。

令和元年 9 月 谷 慎太郎