

道路政策の質の向上に資する技術研究開発
成 果 報 告 レ ポ ー ト
No. 29-8

研究テーマ

部分係数設計に向けた塑性化を考慮した
鋼桁設計法の研究開発

研究代表者：長岡技術科学大学准教授	宮下 剛
共同研究者：早稲田大学 教授	小野 潔
立命館大学 教授	野阪克義
京都大学 准教授	北根安雄
Aalto University 准教授	林 偉偉

令和 2 年 7 月

新道路技術会議

目次 <原稿作成例>

研究概要	1
第1章 はじめに	3
1. 1 研究の背景	3
1. 2 研究の目的	3
1. 3 研究の内容	4
1. 4 研究の体制	5
第2章 実験条件の整理	6
2. 1 国内・海外の設計基準	6
2. 2 実験条件	8
第3章 耐力実験	11
3. 1 合成桁の曲げ試験 (H29 年度)	11
3. 2 合成桁のディテール検討ならびに曲げ・せん断試験 (H30 年度)	13
3. 3 合成2主桁の曲げ・せん断試験 (R1 年度)	18
第4章 数値解析	26
4. 1 曲げ耐力の数値解析 (H29 年度)	26
4. 2 曲げ・せん断耐力の数値解析 (H30 年度)	30
4. 3 合成2主桁の曲げ・せん断耐力の数値解析 (R1 年度)	36
第5章 塑性化を考慮した鋼桁設計法	42
5. 1 限界状態設計法の検討	42
5. 2 今後の課題	45

**「道路政策の質の向上に資する技術研究開発」(平成 29 年度採択)
研究概要**

番号	研究課題名	研究代表者
No.29-8	部分係数設計に向けた塑性化を考慮した鋼桁設計法の研究開発	長岡技術科学大学 准教授 宮下 剛

本研究は、断面の一部塑性化を許容した鋼桁の耐荷力特性を実験および解析により把握することを目的としている。さらに、各国の鋼橋の設計基準を分析し、現在の道路橋示方書では具体的に記述されていない、部材の一部塑性化を考慮した鋼桁の設計法の開発を行う。

1. 研究の背景・目的

平成 29 年 7 月に改定された道路橋示方書（以下、「道示」という）では、設計体系が部分係数設計法へと移行した。また、老朽化橋梁、高齢化橋梁の大規模更新については、今後国内外でニーズが急速に高まることが予想され、今まで以上にコスト縮減が求められている。橋梁の建設コストを縮減するため、橋梁の持っている耐荷性能を最大限活用した合理的で信頼性の高い設計の実現に向けて、終局状態においては、道路橋を構成する部材の一部塑性化を考慮した耐荷力評価法を確立することが望まれる。しかしながら、鋼橋で最も一般的な形式である桁構造の耐荷力評価法は、部材の線形挙動内での評価が中心となっており、昭和 48 年の道示から 40 年以上もの間改定されていない。他方、より合理的な設計法の開発が求められているものの、耐荷力に関する研究が不足しているため、新たな設計法を開発する上で、必要な情報が十分に得られていない。

2. 研究内容

一般的な鋼桁の研究と比較して高い技術・学術レベルが要求される荷重実験および数値解析によるシミュレーションを実施して、部材の一部塑性化を許容した鋼桁の耐荷力特性に関する情報を収集するとともに、実験・解析結果の他、諸外国における既往の研究、道路橋の設計法に関する情報収集を行い、塑性化を考慮した鋼桁の設計法の提案を行う。

H29 年度は、合成桁の曲げ耐荷力に着目し、主として、塑性中立軸位置ならびにウェブ幅厚比が曲げ耐荷力に与える影響を把握する。H30 年度は、合成桁の曲げ・せん断耐荷力に着目し、主として、ウェブ幅厚比、曲げ・せん断比率、鋼桁と床版の合成効果が曲げ・せん断耐荷力に与える影響を把握する。また、前年度の成果にもとづき、床版ディテールが合成桁の曲げ耐荷力に与える影響についても把握する。R1 年度は、橋システムとしての合成桁の挙動ならびに既設橋梁の維持管理における知見を得ることを目的に、床版損傷度をパラメータとし、合成 2 主桁の曲げ・せん断耐荷力を把握する。

3. 研究成果

(1) 合成桁の曲げ耐荷力 (H29 年度)

3 体の合成桁試験体を製作し、4 点曲げ試験ならびに FEM 解析を実施した。1 体目 (MY1) は現行道示に基づいてウェブの幅厚比を上限値 ($R_w=1.2$) としたもので、2 体目 (MY3) は合理化設計に向けてウェブの幅厚比を大きくしたもので ($R_w=1.3$)、3 体目 (MY4) は塑性中立軸位置が耐荷力特性に与える影響を把握するために MY1 の下フランジの幅を広くしたものである。得られた主たる知見は以下である。

- 従来の道示設計で全塑性モーメントに達し、降伏モーメント以降の強度を期待できる。ただし、終局時に床版が圧壊して荷重が急減することから、靱性向上に向けては、床版ディテールの検

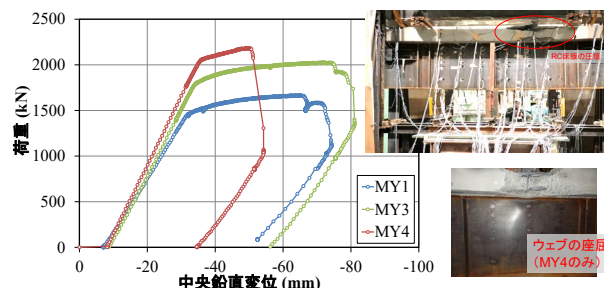


図 1 荷重－変位関係と破壊状況
(H29 年度)

討が必要である。

- ウェブの幅厚比を緩和しても、塑性中立軸が床版あるいは上フランジ内であれば、全塑性モーメントに達する。

(2) 合成桁の曲げ・せん断耐荷力 (H30 年度)

1 体の曲げ試験体と 4 体の曲げ・せん断試験体を製作し、載荷試験ならびに FEM 解析を実施した。前者については、H29 年度の結果を受け、MY1 と同一諸元とし、床版内にグリッド筋を配置したものである。後者の内訳は、従来設計 (試験体 A, $R_w=1.2$)、ウェブの幅厚比を大きくしたもの (試験体 B, $R_w=1.4$)、曲げせん断比率を大きくしたもの (試験体 C, $R_w=1.4$)、合成効果の検討に向けて試験体 B と同一諸元で鋼桁と床版間にはく離材を塗布したもの (試験体 D) である。検討結果から、得られた主たる知見は以下である。

- 曲げ・せん断比率を大きくしたり、 R_w を緩和しても全塑性モーメントに達する。また、床版内の鉄筋配置により、床版圧壊 (最大強度) 以降も粘り強い構造にできる。
- いずれのケースでも曲げ耐荷力とせん断耐荷力の間に相関は見られない。
- 床版と鋼桁の接触面にはく離剤を塗布して合成効果を低減させた試験体でも、剥離剤を塗布しない試験体と同様の荷重-鉛直変位関係ならびに破壊形態を示す。

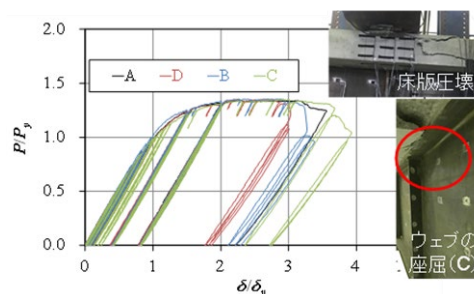


図2 荷重-変位関係と破壊状況 (H30 年度)

(3) 合成 2 主桁の曲げ・せん断耐荷力 (R1 年度)

改定された道示には、構造システムとしての冗長性を期待して、橋システムの限界状態についても言及されている。そこで、R1 年度は、橋システムの限界状態の把握に向け、合成 2 主桁の載荷試験ならびに解析検討を実施した。実験における載荷方法は、過年度の載荷試験と同様に、T 荷重を模した 3 点曲げ載荷とした。また、RC 床版については、既設橋の維持管理に関する知見も得るために、予め定点移動載荷試験を行い、疲労損傷を与えるケースを設けた。その結果、載荷方法や床版損傷の程度に依るものの、RC 床版の損傷程度が異なる 2 体の試験体について、全体的な力学的挙動が 1 本の合成桁と同様となる傾向がみられた。

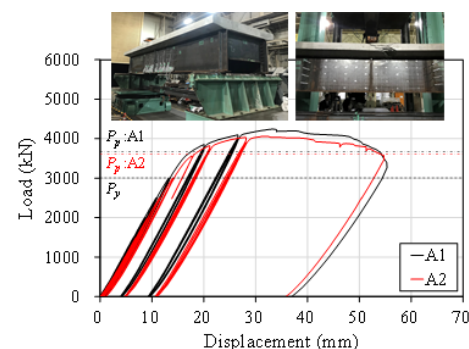


図3 試験体と荷重-変位関係 (R1 年度, A1: 床版健全, A2: 床版損傷)

これは橋システムの限界状態に関する知見のみならず、大規模地震後の緊急車両の走行可否などに関する有益な知見が得られたと言える。

4. 主な発表論文

- 佐藤悠樹, 宮下剛, 小野潔ほか: 限界状態設計法に向けた合成桁の曲げ耐荷力実験, 第 33 回日本道路会議, 2019.11.
- 方超越, 小野潔, 宮下剛ほか: RC 床版と鋼桁上フランジの付着が合成桁の弾塑性挙動に与える影響に関する実験的研究, 第 13 回複合・合成構造の活用に関するシンポジウムに関するシンポジウム, 2019.11.
- 宮下剛, 松澤和憲, 小野潔, 林偉偉, 野坂克義, 北根安雄, 白戸真大, 澤田守, 橋肇: 部分係数設計に向けた合成桁の曲げ耐荷力実験, 第 73 回土木学会年次学術講演会, 2018.8.

5. 今後の展望

部分係数設計法が導入された道路橋示方書の改定効果を最大化することができ、我が国の道路橋設計の国際的な競争力の向上が期待できる。今後の課題として、負曲げ域や連続桁に対する合成桁の限界状態ならびに評価式の検討が挙げられる。

6. 道路政策の質の向上への寄与

道路橋示方書への反映 (限界状態の設定ならびに設計法)

7. ホームページ等

<https://whs.nagaokaut.ac.jp/struct/>, <http://www.ono-lab.sci.waseda.ac.jp/index.html>

第1章 はじめに

1.1 研究の背景

平成29年7月に改定された道路橋示方書(以下、「道示」という)では、設計体系が部分係数設計法へと移行した。また、老朽化橋梁、高齢化橋梁の大規模更新については、今後国内外でニーズが急速に高まることが予想され、今まで以上にコスト縮減が求められている。橋梁の建設コストを縮減するため、橋梁の持っている耐荷性能を最大限活用した合理的で信頼性の高い設計の実現に向けて、終局状態においては、道路橋を構成する部材の一部塑性化を考慮した耐荷力評価法を確立することが望まれる。しかしながら、鋼橋で最も一般的な形式である桁構造の耐荷力評価法は、部材の線形挙動内での評価が中心となっており、昭和48年の道示から40年以上の間改定されていない。他方、より合理的な設計法の開発が求められているものの、耐荷力に関する研究が不足しているため、新たな設計法を開発する上で、必要な情報が十分に得られていない。そこで、一般的な鋼桁の研究と比較して高い技術・学術レベルが要求される載荷実験および数値解析によるシミュレーションを実施して、部材の一部塑性化を許容した鋼桁の耐荷力特性に関する情報を収集するとともに、実験・解析結果の他、諸外国における既往の研究、道路橋の設計法に関する情報収集を行い、塑性化を考慮した鋼桁の設計法の提案を行う。その結果、部分係数設計法が導入された道路橋示方書の改定効果を最大化することができ、我が国の道路橋設計の国際的な競争力の向上が期待できる。

一方、アメリカの橋梁の設計基準であるAASHTOやヨーロッパの橋梁の設計基準であるEurocodeでは、塑性化を考慮した鋼桁の具体的な設計法が示され、実際の橋梁の設計に適用されている。その一方で、AASHTOとEurocodeの鋼桁の具体的な耐荷力評価法は必ずしも同じではない。これは、設計基準で対象とする限界状態や構造細目が異なるといった構造物側(抵抗側)の要因だけでなく、各設計基準の荷重強度といった作用側との関係を考慮して耐荷力評価

法を決定しているからに他ならない。よって、AASHTOやEurocodeの塑性化を許容した鋼桁の設計法を日本の道示でそのまま引用することは不可能であり、日本の設計法に適して、新たな設計法を道示で規定する必要がある。塑性化を考慮した鋼桁の設計法開発のための研究は幾つか日本でも実施されている。しかしながら、特定の橋梁の設計のための研究や特定の力学特性に着目した研究であるため、構造諸元や力学特性が限定されたものとなっている。よって、今後、塑性化を考慮した鋼桁の設計法を、新設や大規模更新が予定されている鋼橋に幅広く適用するには、系統立てた研究が必要不可欠となる。

そこで、本研究では、既往の研究成果を活用して、実験および解析を行い、塑性化を考慮した鋼桁の設計法の開発を行う。塑性化を考慮した鋼桁の設計法の開発により、設計者が選択できる鋼桁の選択肢が広がるとともに、これまでの設計法では考慮されていなかった部材の保有耐荷力を有効に用いることができ、合理的な断面構成が可能となる。また、これまで採用されてきた鋼桁断面に加えて、塑性化を考慮できる鋼桁断面を採用することができれば、橋梁の建設状況に応じてより合理的な設計が可能となり、コスト縮減につながると考えられる。特に、鋼桁橋は鋼橋の中でも最も採用実績の多い橋梁形式であるため、全体として考えた場合に、そのコスト縮減効果は他の橋梁形式と比較して大きい。よって、本研究は橋梁のコスト縮減を目指す上で、非常に効果的かつ有用な研究である。

1.2 研究の目的

本研究では、断面の一部塑性化を考慮した鋼桁の耐荷力特性を実験及び数値解析により把握するとともに、塑性強度を最大限活用した合理的かつ信頼性の高い鋼桁の設計法の開発を行う。

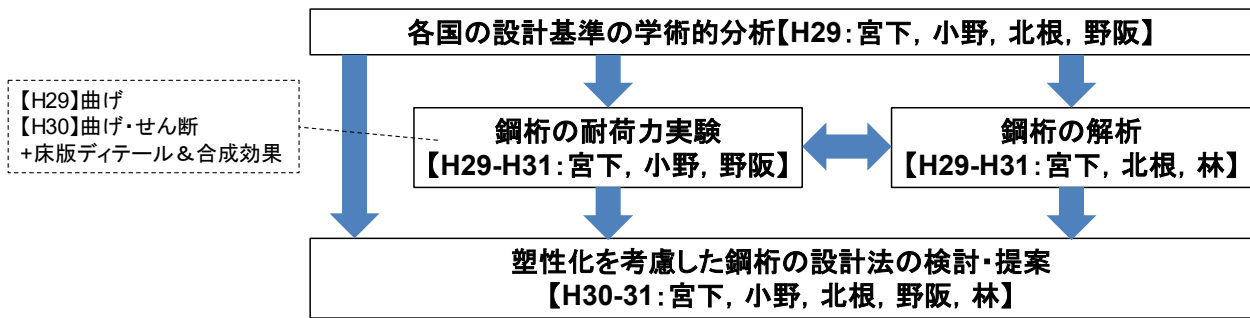


図 1-1 研究体制

表 1-1 研究分担

研究者氏名	分担研究内容	所属・役職	経歴・主な研究分野等	資格
○宮下 剛	研究総括, 基準の分析, 解析, 設計法の開発	長岡技術科学大学 准教授	東京大学大学院 博士課程修了, 構造工学, 維持管理工学	博士 (工学)
小野 潔	基準の分析, 実験, 設計法の開発	早稲田大学 教授	大阪大学大学院 修士課程修了, 鋼構造, 橋梁工学	博士 (工学)
北根 安雄	基準の分析, 解析, 設計法の開発	京都大学 准教授	ニューヨーク州立大学バッファロー校 博士課程修了, 構造工学	Ph.D.
野阪 克義	基準の分析, 実験, 設計法の開発	立命館大学 教授	ミネソタ大学大学院 博士課程修了, 構造工学, 鋼構造	Ph.D.
林 偉偉	解析, 設計法の開発	早稲田大学* 准教授	早稲田大学大学院 博士課程修了, 構造工学, 複合構造	博士 (工学)

※研究当時

1.3 研究の内容

(1) 耐荷力実験

a) 実験条件の整理

コンクリート床版を有する鋼桁の耐荷力実験を行い耐荷力を把握するため、(2)の検討のベンチマークにすることも踏まえて、実験条件を適切に整理する。また、耐荷力を把握するにあたり必要なひずみ等の計測項目と位置等を整理する。

b) 供試体の設計及び製作

a)で整理した実験条件に基づき、実験に用いる供試体等を設計し、製作する。

c) 実験

b)で製作した供試体の耐荷力実験を行い、耐荷力を把握するとともに、ひずみ等の各種データを計測する。

d) データの分析・評価

実験で得られたデータを整理・分析し、コンクリート床版を有する鋼桁の耐荷力特性について評価する。

(2) 耐荷力の数値解析

a) 解析条件の整理

実験結果を補足し、コンクリート床版を有する鋼桁の耐荷力特性を把握することを目的として、桁の耐荷力に影響を与える各種パラメータ及び数値解析ケースについて整理する。数値解析は、弾塑性有限変位解析とする。

b) 実験との比較・検証

a)で整理した解析条件で、耐荷力実験の再現解析を行い、実験結果と比較し、数値解析の妥当性について検証する。

c) パラメトリック解析

a)で整理したケースの数値解析を行い、鋼桁の耐

荷力特性を把握する。

d) データの分析・評価

解析で得られたデータを整理・分析し、実験データも含め、コンクリート床版を有する鋼桁の耐荷力特性について評価する。

(3) 塑性化を考慮した鋼桁設計法の開発

上記(1)(2)の結果より、塑性化を考慮した鋼桁設計法の開発を行う。開発に際しては、平成29年に改定され部分係数設計法が導入された道路橋示方書の設計法と整合性のあるものとする。

1.4 研究の体制

本研究の実施期間は、図1-1に示すように、平成29年から3年間で予定しており、塑性強度を考慮した鋼桁設計法の構築に向けて、表1-1の研究分担で実施する。

第2章 実験条件の整理

2.1 国内・海外の設計基準

(1) 国内

平成29年に改定された道路橋示方書（以下、道示）では、鋼桁の最小腹板厚は表2-1のように規定されている。道示において、コンクリート床版の設計基準強度と鋼材とコンクリートのヤング係数比については以下の記述がある。

- 鋼桁と床版のコンクリートの合成作用を考慮する設計を行う床版のコンクリートの設計基準強度 σ_{ck} は、床版にプレストレスを与えない場合に27 N/mm²以上、プレストレスを与える場合に30 N/mm²以上とする。
- 床版のコンクリートの設計基準強度 σ_{ck} が27 N/mm²から35 N/mm²までの範囲において床版と鋼桁の合成作用を考慮した設計を行う場合には、主桁の弾性変形、不静定力及び断面力等の算出に用いる鋼材と床版のコンクリートとのヤング係数比 n は、7を標準とする。

よって、本研究のコンクリート床版の設計基準強度は27 N/mm²以上とし、鋼材とコンクリートのヤング係数比 n は7を用いる。鋼材のヤング係数は 2.00×10^5 N/mm²とする。

さらに、道示では、鋼桁の引張フランジ自由突出部の板厚は鋼種にかかわらず自由突出幅の1/16以上とすること、圧縮応力を受ける自由突出板の板厚 t は自由突出幅 b の1/16以上とし、板厚が40 mm以下で許容応力度の低減を考慮しない場合は $b/t \leq 10.5$ とすること、とされている。なお、現行道示の鋼桁の耐荷力規定は、実質的に昭和48年度道示から変わっていない。昭和48年度道示の鋼桁の耐荷力規定を作成した際の根拠資料によれば、鋼桁の耐荷力だけでなく、鋼桁のたわみ等の非線形性にも着目して鋼桁の耐荷力規定が設定されている。よって、本研究では、これらの条件も考慮する。

(2) 海外

海外の設計基準として、鋼桁の塑性化を許容した

設計をすでに体系化しているアメリカの設計基準（AASHTO）とヨーロッパの設計基準（EC: Eurocode）を対象とする。これらの設計基準では、我が国の設計基準とは異なり、合成桁の曲げ強度 M_u の評価として図2-1と表2-2に示す断面クラスを設けている。図中、 M は作用モーメント、 ϕ は曲率、 M_p は塑性モーメント、 M_y は降伏モーメントである。ECでは、断面をClass1からClass4に区分して、Class1とClass2が塑性モーメント M_p に達する断面で、とくにClass1は構造システムに塑性ヒンジが形成されるまでの回転性能を要求するが、H形鋼橋梁が対象となる。AASHTOでは、これらの断面をコンパクト断面と呼ぶ。Class3は降伏モーメント M_y に達する断面で、Class4がそれ以外の断面である。AASHTOは、曲げ強度 M_u が $M_y \leq M_u \leq M_p$ となる断面をノンコンパクト断面と呼び、 $M_u < M_y$ となる断面をスレンダー断面と呼ぶ。表2-1に断面区分式を示す。表内の記号は、 D_{cp} が全塑性モーメント時におけるウェブの圧縮域の高さ、 t_w がウェブ厚、 E が鋼材のヤング係数、 f_y が鋼材の降伏点、 D_c が弾性状態におけるウェブの圧縮域の高さであり、その他の記号については図2-2に示す。

また、AASHTOとECには、合成桁に対して、Ductility条件と呼ばれる、コンクリートの圧壊が先行することを防いで、断面を全塑性状態に到達させるための条件がある（図2-3）。ECでは、S420材、S450材が対象となる。

いまいちど、AASHTOの条件を整理すると、下記条件を満たす直橋の合成断面がコンパクト断面となる（6.10.6.2.2 Composite Sections in Positive Flexure）。

- フランジの降伏点は70.0 ksi（ \approx 483 MPa）を超えない。
- ウェブは、Article 6.10.2.1.1を満たし、かつウェブ幅厚比の制限値の下記条件を満足する。ここに、 D_{cp} は全塑性モーメント時のウェブ圧縮域である。

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (2.1)$$

表 2-1 鋼桁の最小腹板厚

	SS400 SM400 SMA400W	SM490	SM490Y SM520 SMA490W	SM570 SMA570W
水平補剛材のないとき	$\frac{b}{152}$	$\frac{b}{131}$	$\frac{b}{124}$	$\frac{b}{110}$
水平補剛材を1段用いるとき	$\frac{b}{256}$	$\frac{b}{220}$	$\frac{b}{209}$	$\frac{b}{188}$
水平補剛材を2段用いるとき	$\frac{b}{310}$	$\frac{b}{310}$	$\frac{b}{294}$	$\frac{b}{262}$

b : 上下両フランジの純間隔 (mm)

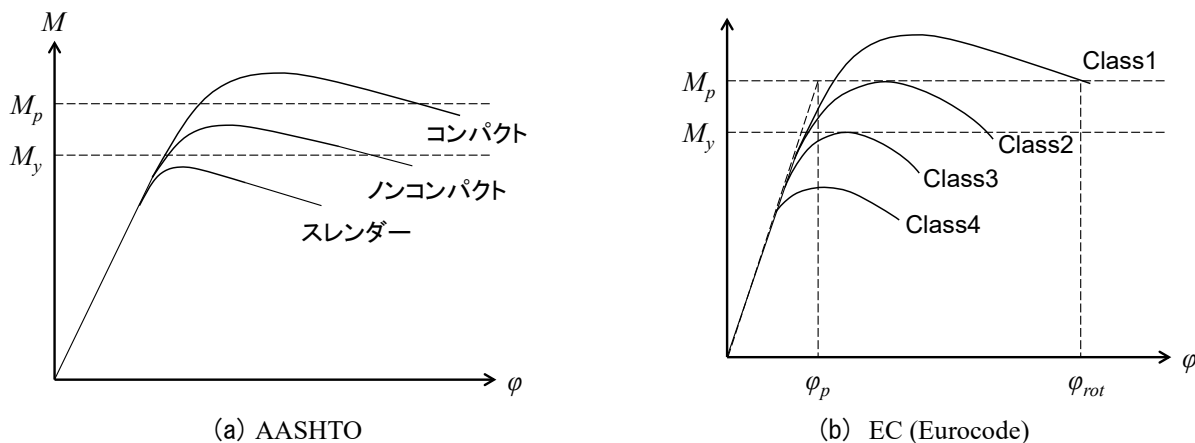


図 2-1 断面クラスと曲げモーメント・曲率関係

表 2-2 断面区分式

	断面クラス	定義	判定式
AASHTO	Compact	$M_u \geq M_p$	$2D_{cp}/t_w \leq 3.76\sqrt{E/f_y}$
	Noncompact	$M_p \geq M_u \geq M_y$	$2D_c/t_w \leq 5.7\sqrt{E/f_y}$
	Slender	$M_y \geq M_u$	上記以外
EC	Class1	$M_u \geq M_p$	$b_w/t_w \leq \begin{cases} 36\varepsilon/\alpha & \alpha \leq 0.5 \\ 396\varepsilon/(13\alpha - 1) & \alpha \geq 0.5 \end{cases}$
	Class2	$M_u \geq M_p$	$b_w/t_w \leq \begin{cases} 41.5\varepsilon/\alpha & \alpha \leq 0.5 \\ 456\varepsilon/(13\alpha - 1) & \alpha \geq 0.5 \end{cases}$
	Class3	$M_p \geq M_u \geq M_y$	$b_w/t_w \leq \begin{cases} 42\varepsilon/(0.67 + 0.33\psi) & \psi \geq -1.0 \\ 62\varepsilon(1-\psi)\sqrt{-\psi} & \psi \leq -1.0 \end{cases}$
	Class4	$M_y \geq M_u$	上記以外

- コンパクト断面はArticle 6.10.7.1を満たす。それ以外はノンコンパクト断面となり、Article 6.10.7.2を満たす。
- コンパクト断面ならびにノンコンパクト断面は、Article 6.10.7.3のductility条件を満たす必要がある。

Article 6.10.2.1は、ウェブの幅厚比に関する規定であり、次のように与えられる。

6.10.2.1.1 Webs without Longitudinal Stiffeners

$$\frac{D}{t_w} \leq 150 \quad (6.10.2.1.1-1)$$

6.10.2.1.2 Webs with Longitudinal Stiffeners

$$\frac{D}{t_w} \leq 300 \quad (6.10.2.1.2-1)$$

ここで、Dはウェブ高であり、 t_w はウェブ厚である。

Article 6.10.7.1はコンパクト断面の曲げ強度 M_u に関する規定であり、フランジの横方向の曲げ抵抗を

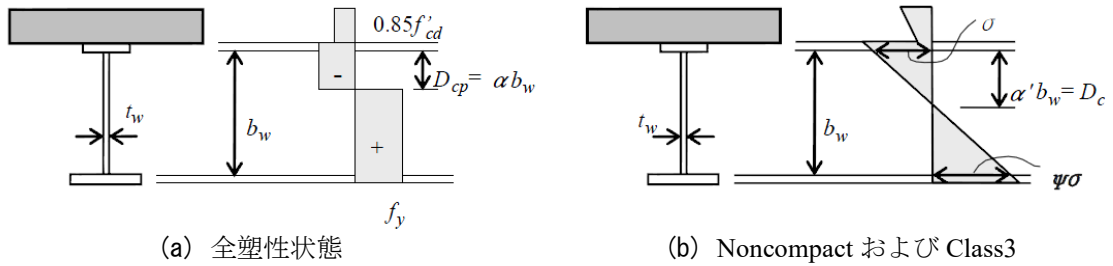


図 2-2 応力分布

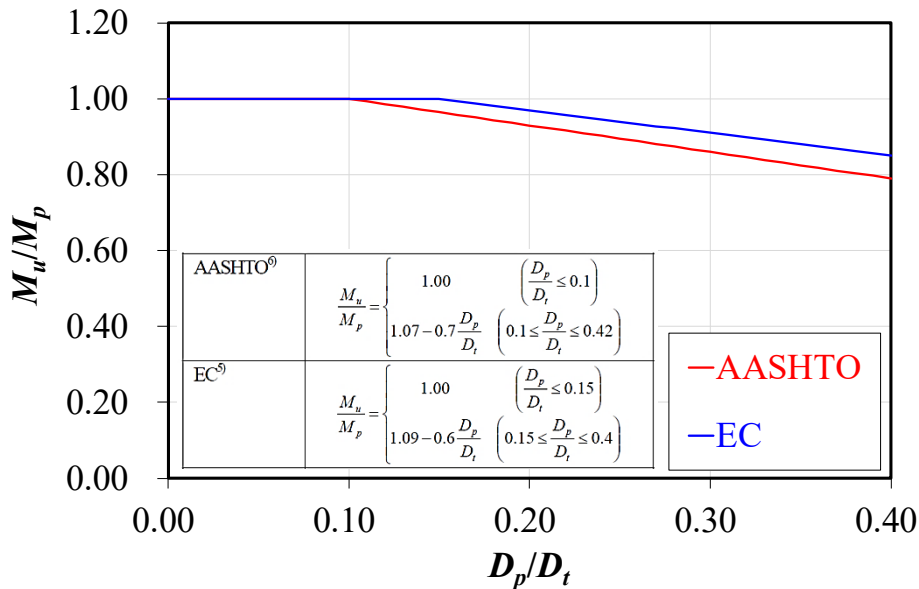


図 2-3 Ductility 条件

考慮しない場合は、次のように与えられる。

6.10.7.1.1 General

$$M_u \leq \phi_f M_n \quad (6.10.7.1.1-1)$$

ここで、 ϕ_f は曲げ強度に対する部分係数で1.0、 M_n は公称強度で次のArticle 6.10.7.1.2で与えられる。

6.10.7.1.2 Nominal Flexural Resistance

If $D_p \leq 0.1D_t$, then:

$$M_n = M_p \quad (6.10.7.1.2-1)$$

Otherwise:

$$M_n = M_p \left(1.07 - 0.7 \frac{D_p}{D_t} \right) \quad (6.10.7.1.2-2)$$

ここで、 M_p が全塑性モーメント、 D_t が合成桁の全高、 D_p がコンクリート床版上面から塑性中立軸までの距離である。

Article 6.10.7.3が、下記のDuctility条件となる。

6.10.7.3 Ductility Requirement

$$D_p \leq 0.42D_t \quad (6.10.7.3-1)$$

2.2 実験条件

(1) 合成桁の曲げ試験 (H29年度)

- 鋼種の使用実績ならびウェブの全部もしくは大

部分の領域に発生する応力が引張応力であることを考慮して、鋼種をSM490Yとし、水平補剛材がない場合を対象とする。

- 床版のコンクリートの設計基準強度を27 N/mm²以上とする。
- 道示による設計と海外基準における断面区分との対応が不明確である。このため、道示を用いて設計した合成桁断面の曲げ強度評価が必要である。ここでは、限界値の把握に向けて、ウェブの幅厚比を道示の上限値とする。
- 曲げ強度に対しては、塑性中立軸位置による影響が大きい。このため、現象の理解ならびに設計法の構築に向けては、この影響を把握する必要がある。
- 合理化設計に向けては、ウェブの幅厚比を道示の上限値よりも大きく（緩和）させた検討が必要である。
- 昭和48年度道示の鋼桁の耐荷力規定を作成した際の根拠資料によれば、鋼桁の耐荷力だけでなく、鋼桁のたわみ等の非線形性にも着目して鋼桁の耐荷力規定が設定されているため、本研究でもこれを考慮する必要がある。

(2) 合成桁のディテール検討ならびに曲げ・せん断試験 (H30年度)



図 2-4 床版の圧壊 (H29 年度, MY1)

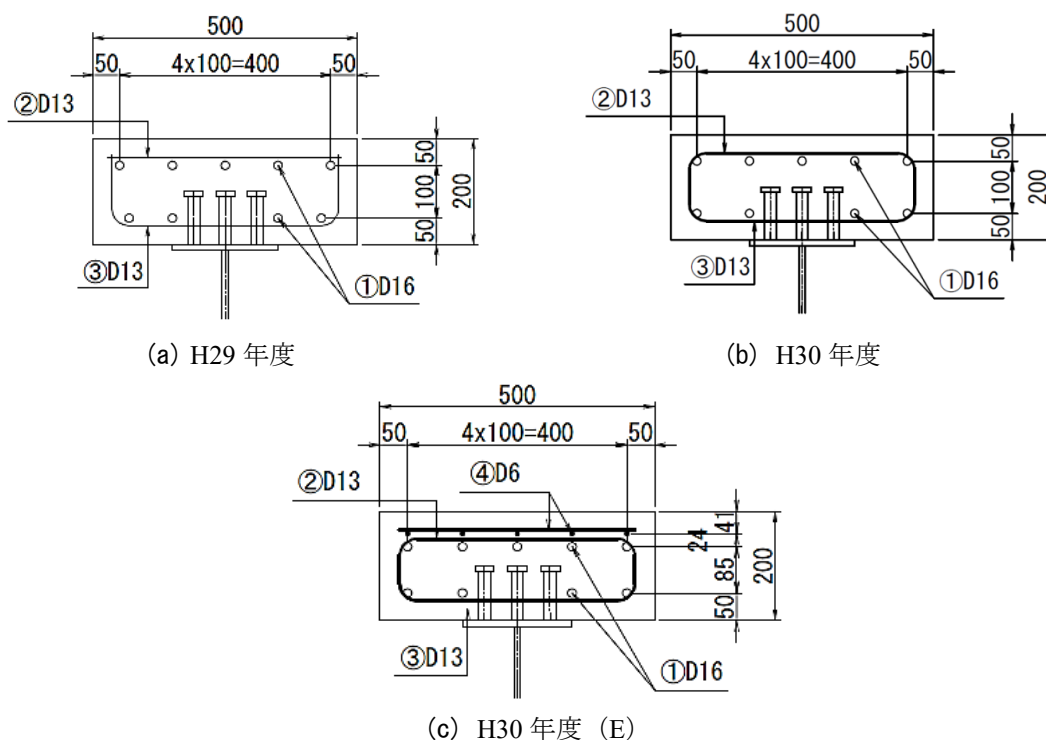


図 2-5 床版内の鉄筋配置

H29年度の合成桁の曲げ耐荷力実験では、いずれの試験体でも全塑性モーメントを超えて、床版が圧壊し、最大荷重に達することが確認された。しかし、図2-4に示すように、H29年度の床版圧壊が、図2-5(a)に示す②の鉄筋座屈に起因する可能性が残された。我が国では、大規模地震が多発することから、粘り強い構造とすることが強く求められる。このため、今年度は、全ての試験体の鉄筋配置を図2-5(b)に示すように変更する。さらに、床版ディテールが曲げ耐荷力に与える影響を把握するために、試験体の形状はMY1と同様にした上で、図2-5(c)ならびに図2-6に示す鉄筋格子 (SD295, D6) を設置する。なお、使用する鉄筋はD13とD16のSD345である。

一方、今年度は、曲げ・せん断耐荷力の把握に向けた実験も行う。ここでは、現行道示の鋼桁最小腹板厚を満たす試験体を①参照用試験体とし、②鋼桁

最小腹板厚の緩和の可能性、③曲げモーメントとせん断力の比率が耐荷力に与える影響、④鋼桁とコンクリート床版の合成効果が耐荷力に与える影響について検討する。

(3) 合成2主桁の曲げ・せん断試験 (R1年度)

過年度は、鋼桁の耐荷力に関する既往の研究と同様に、一本の鋼桁に対する載荷試験を実施した。これは、H29年に改定された道示では、表2-3に示す部材の限界状態の把握に向けたものと位置づけられる。一方、H29年に改定された道示には、表2-4に示す橋(システム)の限界状態についても言及されている。これは、一本の鋼桁に対して、構造システムとしての冗長性 (リダンダンシー) などを期待するものであるが、実験検討は、一部¹⁾を除いて、実施の困難さからほとんど行われていない状況である。そこで、



図 2-6 鉄筋格子 (SD295, D6)

表 2-3 部材の限界状態

限界状態1	部材等としての荷重を支持する能力が確保されている限界の状態(特段の注意無く使用できるとみなせる限界の状態)	<ul style="list-style-type: none"> 挙動等に可逆性を有するとみなせる限界の状態 部材機能を低下させる変位や振動程度に至らない限界の状態 橋の機能を低下させる変位や振動程度に部材に至らない限界の状態
限界状態2	部材等としての荷重を支持する能力は低下しているもののあらかじめ想定する能力の範囲にある限界の状態(特別の注意のもとでしようできるとみなせる限界の状態)	<ul style="list-style-type: none"> 部材として最大強度点を超えず、かつ、十分な塑性変形能が残存するとみなせる限界の状態 組み合わせる状況に対して求める橋の機能に影響を与える残留変位や剛性低下に達しない限界の状態
限界状態3	これを超えると部材等としての荷重を支持する能力が完全に失われる限界の状態	<ul style="list-style-type: none"> 部材として最大強度点を超えない状態 部材として変形性能を喪失しない限界の状態

表 2-4 橋の限界状態

限界状態1	橋としての荷重を支持する能力が損なわれていない限界の状態
限界状態2	部分的に荷重を支持する能力の低下が生じているが、橋としての荷重を支持する能力に及ぼす影響は限定的であり、荷重を支持する能力があらかじめ想定する範囲にある限界の状態
限界状態3	これを超えると構造安全性が失われる限界の状態

今年度は、過年度の成果をふまえ、橋（システム）の限界状態の把握に向け、コンクリート床版を有する二主鋼桁の載荷試験を実施する。載荷方法は、過年度の載荷試験と同様に、T荷重を模した3点曲げ試験とする。また、RC床版については、既設橋の維持管理に関する知見も得るために、予め定点移動載荷試験を行い、疲労損傷を与える。ここでは、床版に与える疲労損傷の程度をパラメータとする。

参考文献

- 1) 橋吉宏, 辻角学, 越後滋, 高橋昭一, 三木千壽: 主桁損傷を受けた2主桁橋の残存耐力に関する考察, 土木学会論文集, Vol.647/I-51, pp.241-251, 2000.

第3章 耐荷力実験

3.1 合成桁の曲げ試験 (H29年度)

(1) 供試体の設計及び製作

これまで、我が国では、鋼桁単体の載荷試験が中心に行われ、高性能鋼材を使用したケースを除く知見があるものの、合成桁の載荷試験データは、数例しかない状況であった。これは、非合成桁が積極的に採用されてきた社会的背景が一因と思われる。しかし、世界の鋼桁設計法は断面の一部塑性化を既に許容している。また、部分係数設計法に移行したH29年度道路橋示方書（以下、道示）では、合成桁設計では、鋼桁と床版の合成効果を適切に見込むこととされているが、この裏付けとなるデータは皆無に等しい。そこで、実験を通じて、床版を含む鋼桁の曲げ耐荷力の把握・評価を行う。

鋼桁の鋼種をSM490Y、コンクリートの設計基準強度を27 N/mm²として、三体の合成桁試験体を製作し、四点曲げ試験を実施する。試験体の評価区間は等曲げ区間とし、一体目は現行の道路橋示方書に基づいてウェブの幅厚比を上限値 ($R_w = 1.2$) としたものの、二体目は合理化設計に向けてウェブの幅厚比を大きくしたもの ($R_w = 1.3$)、三体目は塑性中立軸位置が耐荷力特性に与える影響を把握するために1体目の下フランジの幅を広くしたものである。塑性中立軸位置は、1体目と3体目が上フランジ内、3体目はウェブ内となるように設計した。鋼材とコンクリートのヤング係数比は、道示に合わせて7としている。

図3-1に、代表的な試験体の側面図を示す。ここで、赤で着色した腹板パネルが着目部で、その長さはMY1とMY4が2220 mm、MY3が2580 mmである。表3-1に、試験体断面の総括表を示す。ここでは、鋼材ミルシートの降伏点ならびに実験実施日のコンクリート圧縮強度を用いて断面計算を行っている。

(2) 実験概要

a) 載荷方法

製作した供試体の曲げ実験は、2017年12月に土木研究所の30MN載荷試験機を用いて実施した。載荷

方法は、載荷梁を用いて図3-1に示す四点曲げ載荷とした。荷重-変位関係等の非線形性をみるため、各供試体の降伏荷重程度の荷重領域で、載荷、除荷を3 mm/分の載荷速度で数回繰り返した。その後、降伏荷重まで5 mm/分の載荷速度とし、降伏荷重を超えてからは1 mm/分の載荷速度とした。そして、床版に破壊が見られた時点で荷重を保持。その後、載荷を続け、荷重が落ち始めたのを確認してから除荷を行った。

b) 計測項目

桁の鉛直変位、コンクリート床版の水平変位、ウェブの面外変位、支点部の水平ならびに鉛直変位、鋼桁とコンクリート床版のずれ変位（相対変位）を計測する。

上下フランジの軸方向ひずみ、ウェブの軸方向ならびに曲げひずみを計測する。ウェブの一部に三軸ゲージを用いて、その他には一軸ゲージを用いる。また、コンクリート床版内における鉄筋ならびにスタッドのひずみも計測する。

(3) データの分析・評価

a) 変位

図3-2に、繰返し載荷部分を除いた全試験体の荷重-支間中央鉛直変位の関係を示す。いずれのケースでも鋼桁が降伏した後、荷重が漸増してコンクリート床版が圧壊して最大荷重を向えた。実験実施の断面で、塑性中立軸がウェブ内にはなかったMY1とMY3は、塑性中立軸がウェブ内にあったMY4と比較すると、降伏以降の鉛直たわみの増加量が大きい。

塑性中立軸がウェブ内となったMY4では、コンクリート床版が圧壊して最大荷重を向えた後に、ウェブの面外変位量が急激に増大した。破壊形態としても、MY4のみに、ウェブ上部で大きな面外方向の座屈変形がみられた。

b) ひずみ

弾性中立軸位置と塑性中立軸位置を確認するために、各試験体が弾性状態にあるときの代表的な荷重ならびに各試験体が塑性状態にある最大荷重近辺で、

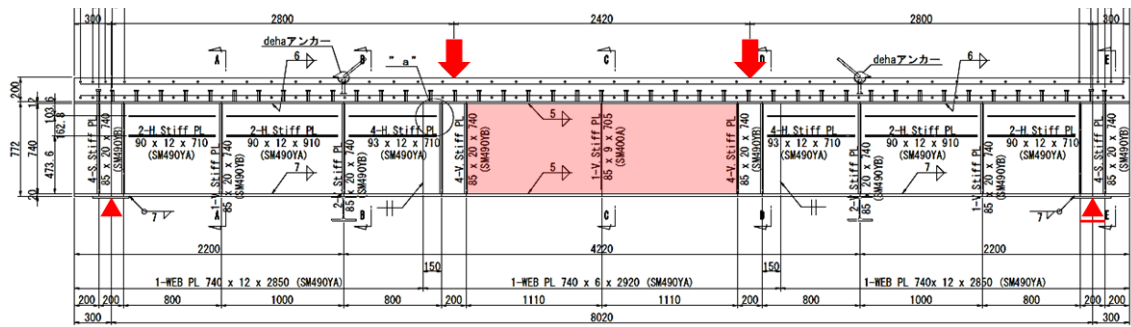


図 3-1 試験体側面図 (赤矢印：荷重位置，赤三角：支点位置)

表 3-1 試験体断面の総括 (実施断面)

実施断面		
MY1	MY3	MY4
<ul style="list-style-type: none"> ・現行の道示設計による耐荷力，破壊形態等の確認 ・ウェブの幅厚比：制限値 $b/t = 123 \leq 123$ (SM490Y) ・コンクリート圧縮強度：下限値 (27N/mm²) 以上 	<ul style="list-style-type: none"> ・MY1 に対して，ウェブの幅厚比を制限値よりも大きく (鋼桁の合理化設計へ) ・ウェブの幅厚比：制限値以上 $b/t = 143 > 123$ (SM490Y) ・コンクリート圧縮強度：下限値 (27N/mm²) 以上 	<ul style="list-style-type: none"> ・MY1 に対して，塑性中立軸を下げ，耐荷力，破壊形態等の確認 (鋼桁断面の積極活用) ・ウェブの幅厚比：制限値 $b/t = 123 \leq 123$ (SM490Y) ・コンクリート圧縮強度：下限値 (27N/mm²) 以上
$f_c' = \sigma_{35} = 37.8 \text{ N/mm}^2$ $D_p = 207.5 \text{ mm}$ (P.N.A : in UFLG) $D_t = 972 \text{ mm}$ $D_p/D_t = 0.213$	$f_c' = \sigma_{48} = 39.6 \text{ N/mm}^2$ $D_p = 208.4 \text{ mm}$ (P.N.A : in UFLG) $D_t = 1092 \text{ mm}$ $D_p/D_t = 0.191$	$f_c' = \sigma_{42} = 39.0 \text{ N/mm}^2$ $D_p = 240.2 \text{ mm}$ (P.N.A : in WEB) $D_t = 972 \text{ mm}$ $D_p/D_t = 0.247$ $D_{cp} = 28.2 \text{ mm}$

ウェブの軸方向ひずみ分布をみる。軸方向ひずみの計算では，ウェブの両面に貼付したひずみゲージの平均値を求める。表3-2に，設計および実験値から算出したそれぞれの中立軸位置（ウェブ下端からの距離）を示す。これより，実験値から算出した中立軸位置は設計値と概ね一致しており，設計計算ならびに実験方法の妥当性が示される。

c) 曲げ耐荷力特性

曲げ耐荷力の総括表を表3-3に示す。表内の D_t が合成桁の全高， D_p がコンクリート床版上面から塑性中立軸までの距離， P_p が全塑性モーメントに達するときの荷重， P_u が曲げ耐荷力を与える荷重であり，AASHTOとECではDuctility条件から計算され

る。また，実験の P_u は，荷重荷重の最大値である。全塑性モーメントの計算は，鋼材降伏点はミルシート値（ロール方向），コンクリートの圧縮強度は荷重試験の実施日と同日に実施した材料試験の結果を用いている（MY1は35日強度，MY3は48日強度，MY4は42日強度）。この表から，全ての試験体で，実験値の P_u は計算値の P_p よりも大きいことから，全塑性モーメントに達したことが分かる。また，図3-3に実験結果をプロットしたDuctility条件を示す。これより，終局モーメント M_u は全塑性モーメント M_p の1.03～1.05倍であり，Ductility条件のように， D_p/D_t が大きくなるに従い，耐荷力が低下する傾向が若干確認される。

d) 破壊状況

全ての試験体で、最大荷重時に床版が圧壊し、供試体軸方向の上側ならびに下側鉄筋がともに座屈していることを試験終了後に確認した。また、MY4では、塑性中立軸がウェブ内にあったことから、図3-4に示すような顕著なウェブの座屈が確認された。

3.2 合成桁のディテール検討ならびに曲げ・せん断試験 (H30年度)

(1) 供試体の設計及び製作

ここでは、床版ディテールが曲げ耐荷力に与える影響を把握するために、試験体の形状はH29年度の試験体であるMY1と同様にした上で、鉄筋格子 (SD295, D6) を設置する (試験体E, 図3-5)。

一方、曲げ・せん断耐荷力の把握に向けた実験も行う。現行道示の鋼桁最小腹板厚を満たす試験体を①参照用試験体とし、②鋼桁最小腹板厚の緩和の可能性、③曲げモーメントとせん断力の比率が耐荷力に与える影響、④鋼桁とコンクリート床版の合成効果が耐荷力に与える影響について検討する。

①参照用試験体

現行道示の鋼桁最小腹板厚を満たす試験体とするが、鋼種をSM490Yとする場合、その幅厚比パラメータ R_w の限界値は1.2程度となる。 R_w は下式で計算される。

$$R_w = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k}} \quad (3.1)$$

ここで、

- b ウェブ高
- t ウェブ厚
- σ_y ウェブの降伏点
- E 鋼材のヤング係数 (= 200 GPa)
- ν 鋼材のポアソン比 (= 0.3)
- k 座屈係数 (= 23.9)

②鋼桁最小腹板厚の緩和の可能性

建設コストの削減に向けては、構造の合理化に関する検討が必要である。本研究では、 R_w を1.2より大きくした場合について検討する。具体的には、 R_w を1.4程度とする。試験体の製作では、ウェブ厚を一定として、ウェブ高で調整する。

③曲げモーメントとせん断力の比率が耐荷力に与える影響

せん断耐荷力の把握では、曲げモーメントがせん断耐荷力に与える影響 (相間強度) を検討する必要がある。既往の研究では、この相間強度が図3-6のように与えられている。本研究では、既往の研究では把握されていない部分のデータを蓄積するために、曲げせん断比率を0.7ならびに0.9程度とする。試験体では、その長さで曲げせん断比率を調整する。

④鋼桁とコンクリート床版の合成効果が耐荷力に与える影響

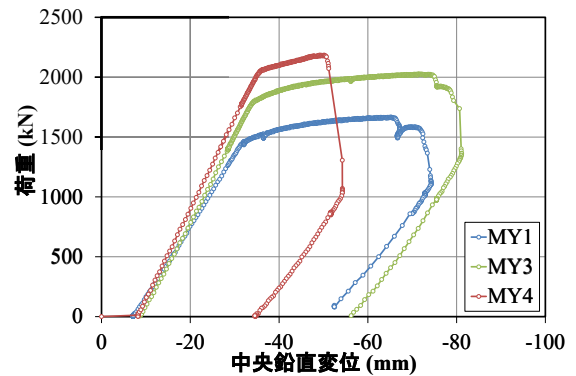


図 3-2 荷重-変位関係まとめ (繰返載荷部分は除く)

表 3-2 中立軸位置 (ウェブ下端からの距離)

	弾性中立軸		塑性中立軸	
	設計値 (mm)	実験値 (mm)	設計値 (mm)	実験値 (mm)
MY1	619	631	745	710
MY3	702	729	864	830
MY4	563	589	712	663

表 3-3 曲げ耐荷力

供試体	計算値				実験値
	Dp/Dt	Pp	Pu		
			AASHTO	EC	
MY1	0.213	1,606	1,479	1,545	1,667
MY3	0.191	1,930	1,807	1,883	2,028
MY4	0.247	2,130	1,911	2,006	2,185

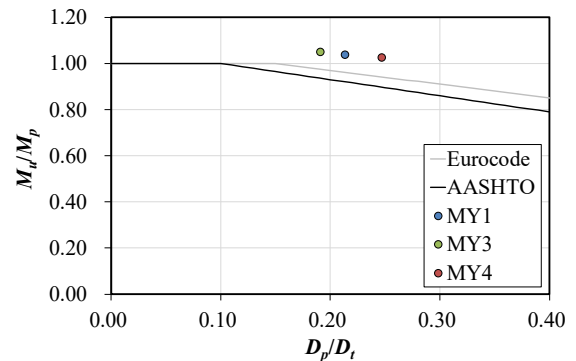


図 3-3 Ductility 条件



図 3-4 ウェブの座屈 (MY4のみ)

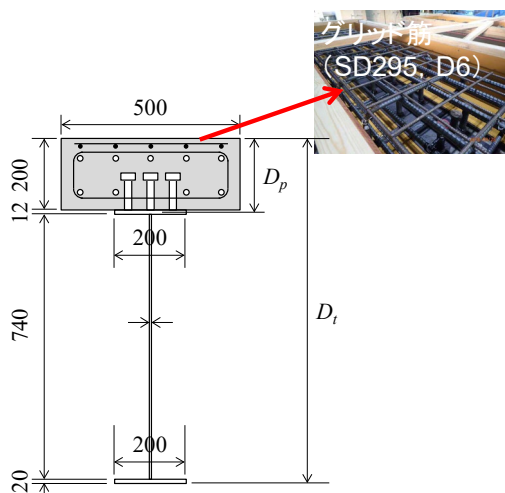


図 3-5 試験体断面 (試験体 E)

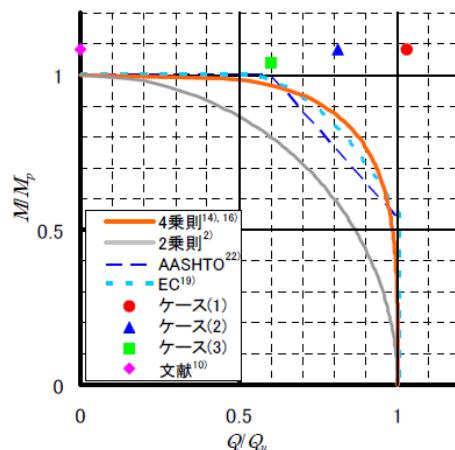


図 3-6 既往の研究における曲げせん断の相関強度¹⁾

表 3-4 試験体一覧

実施順序			2	4	5	3	1	
試験体名			A	B	C	D	E	
実施日			2018年12月5日	2018年12月19日	2018年12月26日	2018年12月13日	2018年11月23日	
載荷方法			3点曲げ	3点曲げ	3点曲げ	3点曲げ	4点曲げ	
支点間距離			7,100	7,950	10,400	7,950	8,020	
メモ			従来	緩和	緩和、曲げ・せん断比率検討	緩和、合成効果検討	床版ディテール(MY1との比較)	
床版	幅	mm	500	500	500	500	500	
	厚さ	mm	200	200	200	200	200	
	圧縮強度	N/mm ²	36.3	38.3	38.4	36.9	38.0	
上フランジ	幅	mm	200	200	200	200	200	
	板厚	mm	12	12	12	12	12	
	鋼種	-	SM490YA	SM490YA	SM490YA	SM490YA	SM490YA	
ウェブ	降伏点	N/mm ²	433	433	433	433	415	
	高さ	mm	740	860	860	860	740	
	板厚	mm	6	6	6	6	6	
	鋼種	-	SM490YA	SM490YA	SM490YA	SM490YA	SM490YA	
	降伏点	N/mm ²	426	426	426	426	424	
下フランジ	R_w	-	1.2	1.4	1.4	1.4	1.2	
	幅	mm	200	200	200	200	200	
	板厚	mm	20	20	20	20	20	
	鋼種	-	SM490YA	SM490YA	SM490YA	SM490YA	SM490YA	
計算結果	曲げ	P_y	kN	1,032	1,085	829	1,085	1,280
		P_p	kN	1,274	1,352	1,046	1,363	1,604
	Basler	$P_u(\text{Basler})$	kN	1,439	1,555	1,555	1,555	1,435
試験結果		P_{\max}	kN	1,383	1,468	1,118	1,466	1,656
		P_{\max}/P_p	-	1.09	1.09	1.07	1.08	1.03
		$P_{\max}/P_u(\text{Basler})$	-	0.96	0.94	0.72	0.94	0.00

実橋では、非合成桁設計された鋼桁でも鋼桁と床版が合成効果を有するように挙動すると報告されている²⁾。鋼桁に塑性化を許して限界状態を設定する場合、鋼桁と床版の合成効果が、鋼桁の耐荷力や粘り強さに与える影響について把握する必要がある。本研究では、スタッドを介して鋼桁と接合されるコンクリート床版の界面にはく離剤を塗布した試験体を製作する。

以上、ここで製作する試験体を整理すると、表3-4となる。同表では、降伏モーメントに達する載荷荷重 P_y 、全塑性モーメントに達する載荷荷重 P_p 、Basler式で計算されるせん断耐荷力に達する載荷荷重 $P_u(\text{Basler})$ を含む。ただし、鋼材の降伏点としてミルシート値ならびにコンクリートの圧縮強度として載

荷試験実施日に実施した圧縮試験の値を用いた。鋼材とコンクリートのヤング係数比は7とした。図3-7に、曲げ・せん断耐荷力の把握に向けて実施する3点曲げ試験体の代表的な試験体の側面図を示す。また、図3-8に各試験体の断面図を示す。

(2) 実験概要

a) 載荷方法

曲げ耐荷力を把握する試験体Eについては、H29年度と同様に四点曲げ載荷とする。また、曲げ・せん断耐荷力を把握する試験体A～Dについては三点曲げ載荷とする。載荷には油圧サーボアクチュエータ(容量1500kN)を使用する。

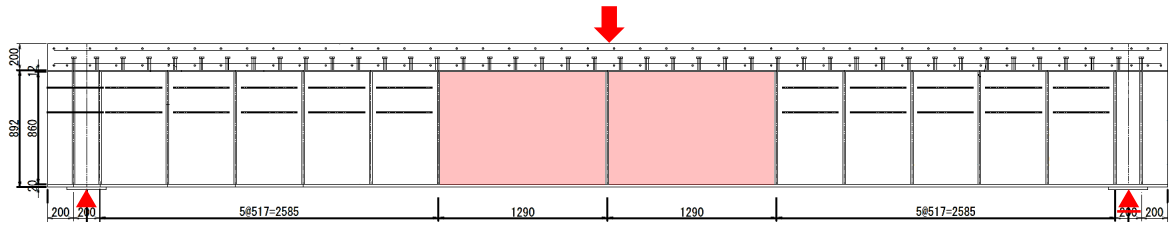


図 3-7 試験体側面図 (3点曲げ試験)

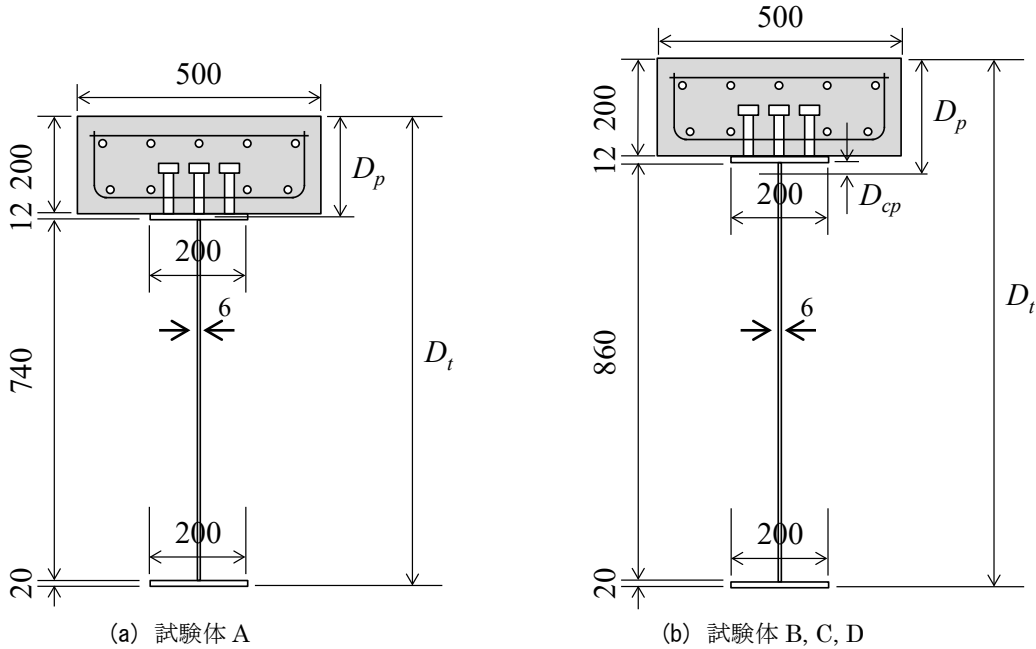


図 3-8 試験体断面図

荷重制御の基本的な方針は、①降伏荷重まで荷重制御、②降伏荷重以降は降伏変位を基準とした変位制御とする。また、①と②で数ステップを設定し、各ステップで繰り返し荷重とする。ここで、繰り返し荷重とする理由は、限界状態の設定に向けて、各荷重あるいは各変位レベルに応じた残留変形や損傷の進行を把握するためである。

b) 計測項目

計測項目と計測位置については、H29年度の曲げ耐力実験も参考にし、以下のようにする。

- ・ 鋼桁や鉄筋、スタッドにおける鋼材のひずみ
- ・ 床版におけるコンクリートのひずみ
- ・ 鋼桁の鉛直変位
- ・ 鋼桁ウェブの面外変位
- ・ 補剛材の面外変位
- ・ 支承部の鉛直ならびに水平変位
- ・ 鋼桁の水平変位
- ・ 鋼桁と床版のずれ変位 (相対変位)

データのサンプリングは、荷重時の各荷重で、全ての計測チャンネルのスキャンが終了するように、時間間隔を設定する。計測点数が約300点の場合は、5秒程度が目安となる。

(3) データの分析・評価

a) 変位

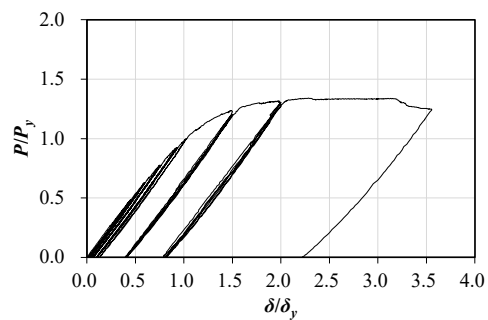
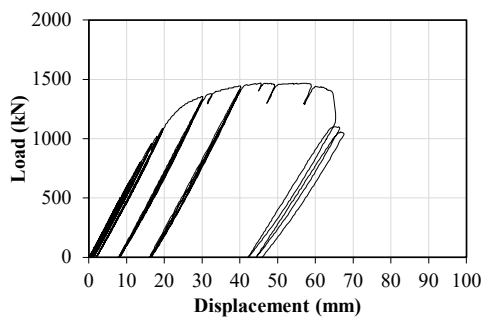
図3-9に、各試験体の荷重－支間中央鉛直変位関係

を示す。ここで、右側の図は、縦軸が荷重荷重 P を降伏荷重 P_y の理論値で正規化した値、横軸が支間中央鉛直変位 δ を降伏変位 δ_y の実験値で正規化した値となる。最大荷重 P_{max} ならびに降伏荷重 P_y 、降伏変位 δ_y を表3-5に示す。図3-10には、曲げせん断を受ける試験体A～Dについて、荷重－支間中央鉛直変位関係を示す。また、最大荷重に達するまで、ウェブの面外変形量は数mmと非常に小さかった。

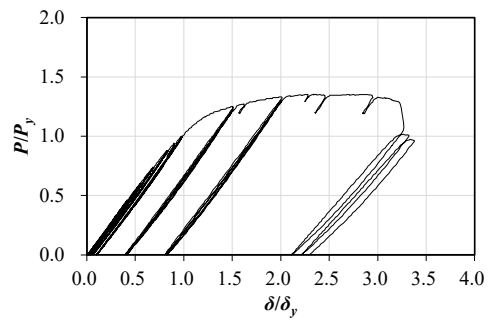
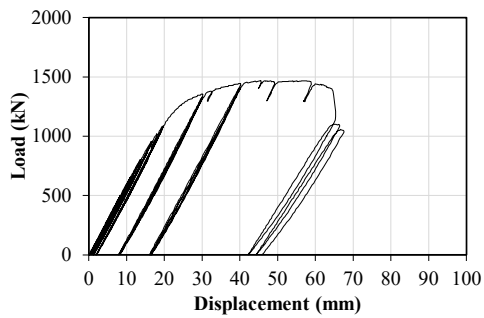
次に、鋼桁とコンクリート床版間の合成効果を把握するための試験体である試験体BとDの床版ずれ変位を比較する。はく離剤を塗布して鋼桁とコンクリート床版間の付着を除去した試験体が、試験体Dである。図3-11に、代表的な計測点の比較を示す。試験体Dの計測結果の方が、試験体Bのそれよりも若干大きい傾向にあると言えるが、最大でも0.1mm程度の差である。このため、鋼桁とコンクリート床版間にはく離剤を塗布して両者の付着を除去したとしても、床版ずれ変位に与える影響はほとんど無いと考えられる。

b) 弾性中立軸

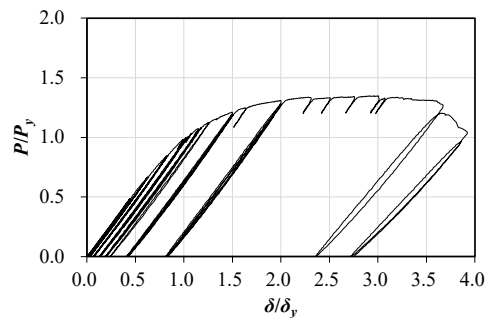
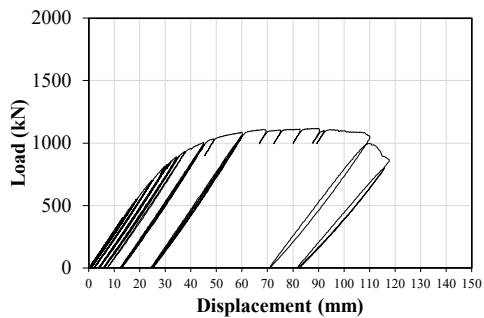
図3-12に、代表的な試験体について、ウェブ高さ方向のひずみ分布を代表的な荷重値に対して示す。凡例の数値の単位はkNであり、縦軸の原点はウェブ下端に相当する(下フランジの厚さは入っていない)。また、同図には、荷重試験を実施した試験体断面の諸元から計算した弾性中立軸を示す。これより、弾



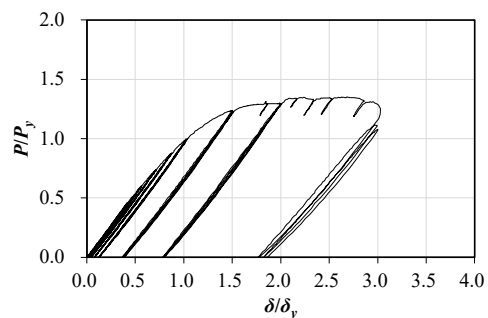
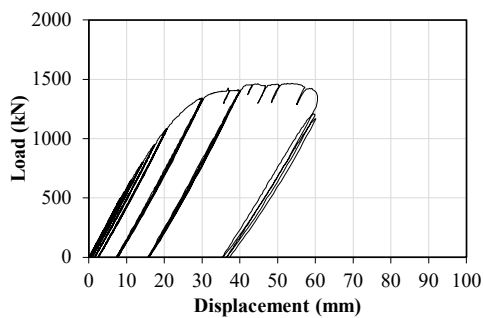
(a) 試験体 A



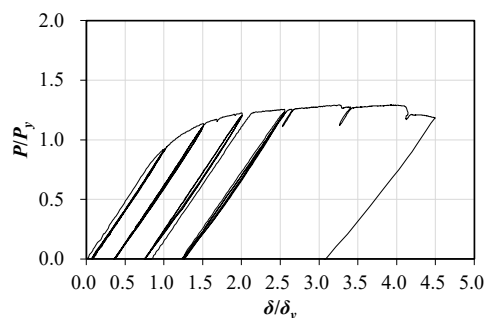
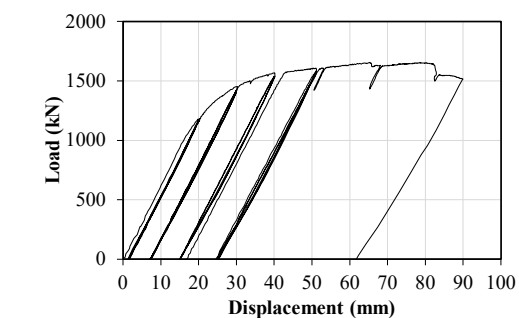
(b) 試験体 B



(c) 試験体 C



(d) 試験体 D



(e) 試験体 E

図 3-9 荷重—鉛直変位関係

表 3-5 荷重値ならびに降伏変位の一覧

試験体	最大荷重 P_{max} (kN)	降伏荷重 P_v (kN)	降伏変位 δ_v (mm)	
	実験値	理論値	理論値	実験値
A	1,383	1,032	13.2	18
B	1,468	1,085	14.6	20
C	1,118	829	25.0	30
D	1,466	1,085	14.6	20
E	1,656	1,280	20.6	20

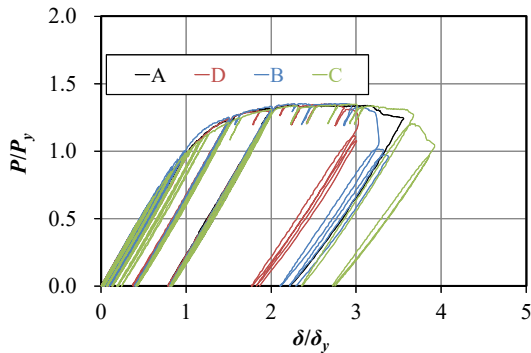


図 3-10 荷重-鉛直変位関係

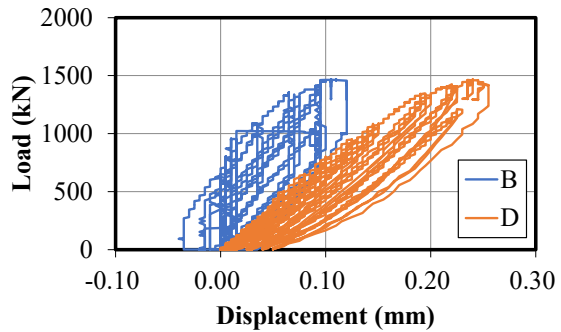


図 3-11 床版ずれ変位の比較 (SL3)

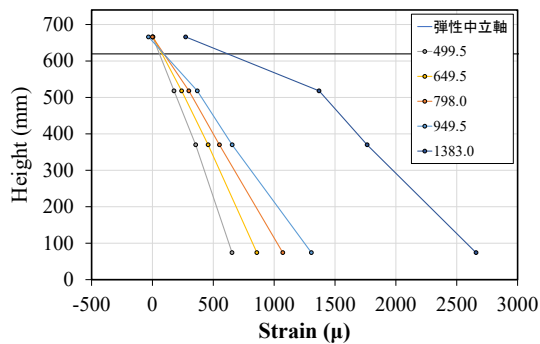


図 3-12 ウェブ高さ方向のひずみ分布
(試験体 A, R 面 5 列, 凡例の数値の単位は kN)

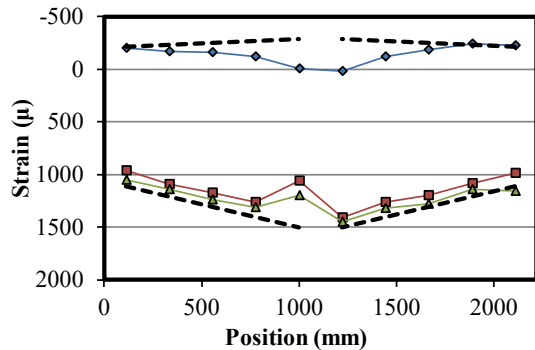


図 3-13 鋼桁フランジのひずみ分布
(試験体 A, 載荷荷重 800kN, 点線: 理論値)

性範囲では、各試験体の中立軸は概ね計算値の高さに位置しており、断面の平面保持が成立していることが分かる。

c) フランジのひずみ

図3-13に、代表的な試験体について、弾性範囲の代表的な荷重値に対する対象区間の上フランジ下面ならびに上フランジ上下面で計測されたひずみ分布を示す。ここで、実験値はL側とR側の値を平均化して表示しており、点線は理論値である。同図より、三点載荷とした試験体では、載荷点付近にひずみ分布の乱れが見られるものの、サンブナンの原理に従い、荷重の集中点といった特異点から離れるに従ってその影響がなくなり、理論値に近づくことが分かる。

d) 鉄筋のひずみ

鉄筋ひずみについては、いずれの試験体についても、軸ひずみが曲げひずみよりも卓越しており、特に三点曲げ試験体の曲げひずみは非常に小さい。今回の実験で使用した鉄筋はSD345であり、降伏点あるいは耐力の公称値は345~440 N/mm²であること

から、一部の鉄筋では、降伏していた。

e) スタッドのひずみ

今回使用したスタッドは、直径が22mm、鋼種がSS400である。スタッドひずみについては、いずれの試験体についても、曲げひずみが軸ひずみよりも大きく、試験体Eの等曲げ区間では、スタッドにひずみはほとんど発生していなかった。また、全ての試験体について、降伏ひずみには達していない。試験体Bと試験体D（鋼桁上フランジ上面にはく離剤を塗布）について、一部のスタッドで、試験体Dの曲げひずみが試験体Bのそれよりも若干大きくなっている傾向が見られるものの、差は顕著ではない。このことから、鋼桁とコンクリート床版間の付着が、スタッドの発生ひずみに与える影響は小さいと考えられる。

f) 曲げ耐荷力特性

表3-4に、荷重-支間鉛直変位関係から読み取った最大荷重 P_{max} を含む試験結果一覧を示す。ここから分かることを以下に記す。

曲げ耐荷力

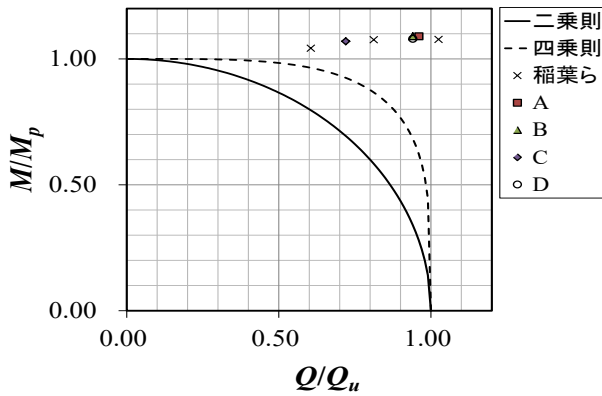


図 3-14 曲げせん断相間強度

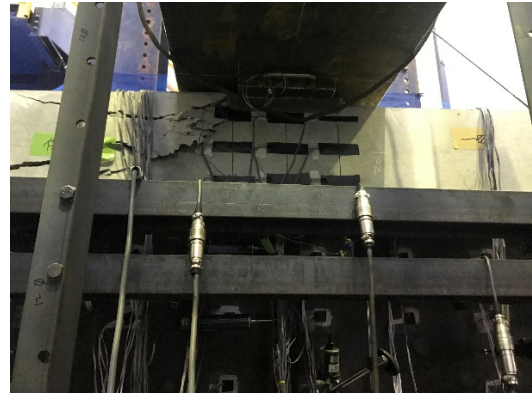


図 3-15 試験体の破壊状況 (試験体 A)

- ・ 従来の道示設計でも全塑性モーメント M_p に達し、降伏モーメント以降の強度を期待できる。
- ・ 床版内の鉄筋配置により、床版圧壊（最大強度）以降も粘り強い構造にできる。
- ・ R_w を緩和しても、塑性中立軸が床版あるいは上フランジ内にあれば、 M_p に達する。

曲げせん断耐荷力

- ・ 従来の道示設計でも全塑性モーメントに達し、降伏モーメント以降の強度を期待できる。
- ・ 曲げ・せん断比率を大きくしたり、 R_w を緩和しても全塑性モーメントに達する。
- ・ いずれのケースでも曲げ耐荷力とせん断耐荷力の間に関連は見られない (図3-14)。
- ・ 床版と鋼桁の接触面にはく離剤を塗布して合成効果を低減させた試験体Dでも、剥離剤を塗布しない試験体Bと同様の荷重-鉛直変位関係ならびに破壊形態を示す。

d) 破壊状況

各試験体とも、全塑性モーメントの計算値を超えた後に、荷重点付近の床版にひび割れが発生した(図3-15)。そして、ひび割れが進展して最大荷重を向えた。また、一部の試験体では、最大荷重を超えて荷重低下が見られた後に、繰り返し荷重を行った。これにより、床版の破壊が著しく進行し、試験体Cでは、荷重点近傍のウェブに顕著な面外変形が確認された。

3.3 合成2主桁の曲げ・せん断試験 (R1年度)

ここでは、過年度の成果をふまえ、橋(システム)の限界状態の把握に向け、コンクリート床版を有する2主鋼桁の荷重試験を実施する。試験パラメータは、既設橋梁の維持管理に関する知見を得ることも目的に床版の損傷量とする。

(1) 供試体の設計及び製作

a) 鋼桁断面

試験体の形状設定に対する基本方針として、これまでに道示を用いて設計された一般的な合成桁を対象とする。そこで、文献3)を参照しながら、荷重試験機の容量やスペースも考慮して、試験体形状を

決定する。

文献3)に示される図3-16の単純合成桁を対象とし、曲げモーメントが卓越する添接板間(断面長12500 mm, J1~J2間)に着目する。鋼種はSM490Yである。この区間の鋼桁断面等の寸法は下記である。

上フランジ：310×28 mm

ウェブ：1700×9 mm

下フランジ：550×32 mm

断面長：12500 mm

主桁間隔：2550 mm

いま、荷重試験機のスペースを考慮して、上記寸法を1/2スケールにすると、下記となる。

上フランジ：155×14 mm

ウェブ：850×4.5 mm

下フランジ：275×16 mm

断面長：6250 mm

主桁間隔：1275 mm

ここから、試験体の支間長を7000 mmとし、現在では主桁間隔は3 m以下に抑えられる⁴⁾ことを受け、1.5 mとする。

ウェブ寸法については、文献3)に示される合成桁では、着目区間のウェブに水平補剛材が設置されているのに対して、今回の試験体では、着目区間のウェブに水平補剛材を設けない。さらに、せん断破壊の先行ではなく、曲げ破壊を先行させることならびに塑性中立軸位置を床版下面から上フランジ内に配置することも考慮して、860×9 mmとする。このとき、H24道示におけるSM490Yを用いたウェブの最小板厚に対する条件は下記となる。

$$t = 9 \geq 860/123 = 6.99 \quad \text{OK} \quad (3.2)$$

また、ウェブの幅厚比パラメータ R_w は下記となる。

$$R_w = \frac{860}{9} \sqrt{\frac{365}{20000} \frac{12(1-0.3^2)}{\pi^2 \times 23.9}} = 0.88 \quad (3.3)$$

フランジ寸法については、過年度の荷重試験における試験体と同等となるように下記とする。

上フランジ：200×12 mm

下フランジ：200×20 mm

このとき、H24道示におけるSM490Yを用いたフランジの最小板厚に対する条件はそれぞれ下記となる。

$$t = 12 \geq 95.5/10.5 = 9.10 \quad \text{OK} \quad (3.4)$$

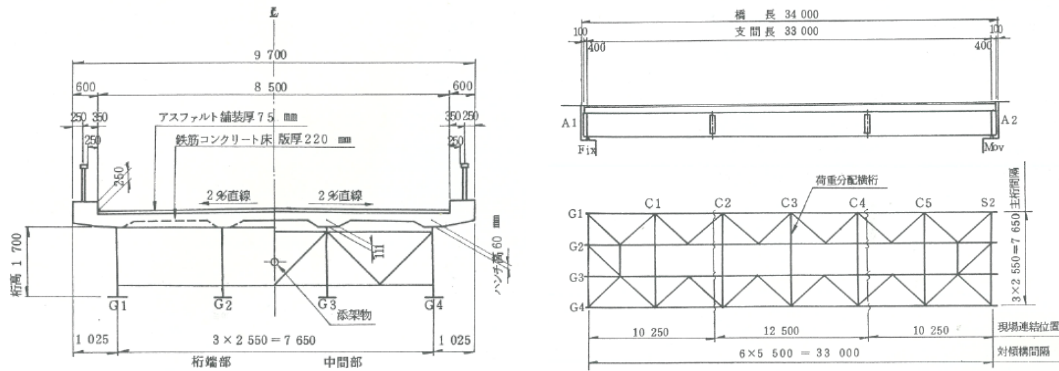


図 3-16 対象とする合成桁³⁾

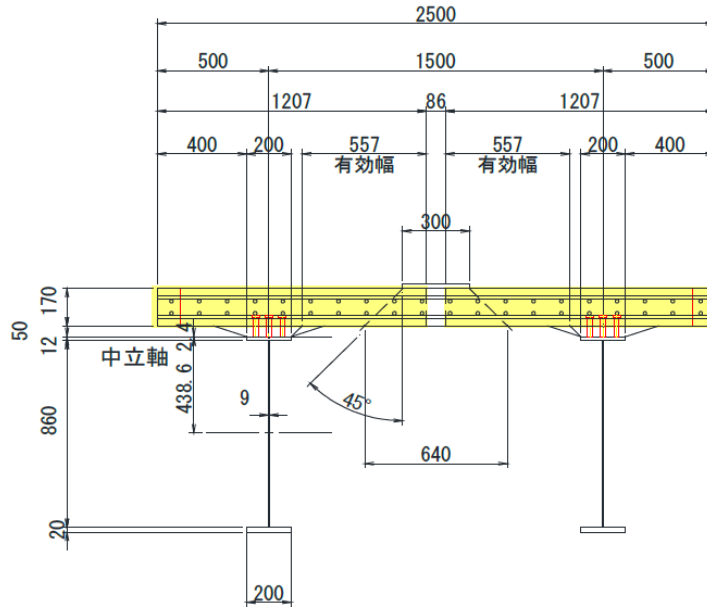


図 3-17 試験体断面

$$t = 20 \geq 95.5/10.5 = 9.10 \quad \text{OK} \quad (3.5)$$

また、フランジの幅厚比パラメータはそれぞれ下記となる。

$$R = \frac{95.5}{12} \sqrt{\frac{365}{20000} \frac{12(1-0.3^2)}{\pi^2 \times 0.425}} = 0.55 \quad (3.6)$$

$$R = \frac{95.5}{20} \sqrt{\frac{365}{20000} \frac{12(1-0.3^2)}{\pi^2 \times 0.425}} = 0.33 \quad (3.7)$$

以上、これまでに決定した鋼桁断面等の寸法を整理すると下記となる。

- 上フランジ：200×12 mm
- ウェブ：860×9 mm
- 下フランジ：200×20 mm
- 支間長：7000 mm
- 主桁間隔：1500 mm

b) 床版

床版寸法については、はじめに、H24道示にもとづく、最小床版厚に対する条件は、主桁間隔を L として、 $40 \times L + 110 = 170 \text{ mm}$ となるとことから、床版配筋の施工性も考慮して、床版厚を170 mmとする。次に、床版の張り出し側の片持部については、試験体スケールが実橋の約1/2であることから、ハンチ高

を50 mm (ただし、傾斜は45度として取扱う) とし、床版の有効幅 λ が片持部の幅 b となる条件 (l は支間長)

$$\lambda = b \quad (b/l \leq 0.05) \quad (3.8)$$

から、 $b \leq 0.05 \times l = 0.05 \times 7000 = 350$ より、 $350 + 50$ (ハンチ分) = 400 mm とする。また、主桁間の床版の有効幅は、床版支間 $2b$ が、 $1500 - 100$ (上フランジの半分) $\times 2 - 50$ (ハンチ分) $\times 2 = 1200 \text{ mm}$ となることから、 $0.05 \leq b/l = 600/7000 = 0.09 \leq 0.30$ であり、

$$\lambda = \left\{ 1.1 - 2 \left(\frac{600}{7000} \right) \right\} \times 600 = 557.1 \quad (3.9)$$

$$(0.05 \leq b/l \leq 0.30)$$

となることから、 $b = 557 \text{ mm}$ とする。以上より決定した試験体断面を図3-17に、試験体図面を図3-18に示す。

主鉄筋はH24道示(9.2.4)より、T荷重に対する設計曲げモーメントから、鉄筋の許容応力度が 120 N/mm^2 程度になるように設定し、D16@100で配置した。ただし、鉄筋の許容応力度 140 N/mm^2 に対して、 20 N/mm^2 の余裕を考慮している。また、配力鉄筋は、床版劣化の再現を目的とした疲労試験において、ひ

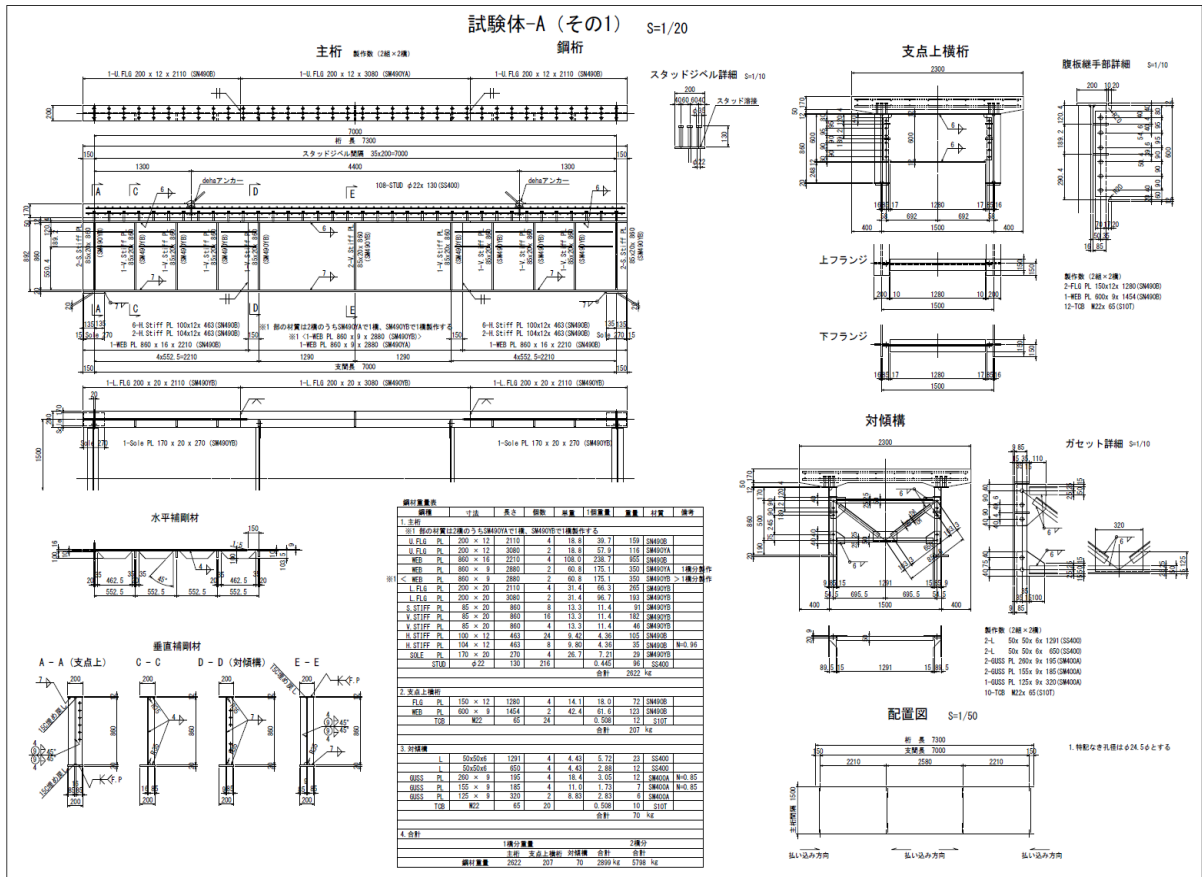


図 3-18 試験体図面



図 3-19 試験体写真

び割れが発生しやすくなるように、既往研究5)ならびにS39道示にもとづいて、主鉄筋の25%の鉄筋比となるD13@250で配置した。

c) ずれ止め

ずれ止めは頭付きスタッドとし、軸径はφ22、高さは床版の付着を考慮し130 mm (ハンチ厚+床版厚×1/2程度)とした。スタッド配置は橋軸直角方向に3列、橋軸方向に200 mm間隔とした。通常、ずれ止めには作用する水平せん断力(主荷重、温度差、乾燥収縮)より、必要本数を算出する必要があるが、着目パネルが支間中央であることから、設計は省略し、200 mm間隔で配置した。なお、文献3)で算出される

支間中央のスタッド間隔は350 mmピッチであり、本試験体における必要スタッド本数は十分満たしていると考えられる。

d) 断面計算

各試験体の設計計算において、鋼材の降伏点としてミルシートの値ならびにコンクリートの圧縮強度として載荷試験実施日に実施した圧縮試験の値を用いると、塑性中立軸位置は、全ての試験体で上フランジ内となった。図3-19に試験体写真を付す。また、表3-6に、降伏モーメントに達する載荷荷重 P_y 、全塑性モーメントに達する載荷荷重 P_p を示す。

表 3-6 試験体一覧

実施順序			1	2
試験体名			A1	A2
載荷試験実施日			2019年11月29日	2020年1月10日
載荷方法			3点曲げ	3点曲げ
支点間距離			7,000 mm	7,000 mm
メモ			・事前にRC床版を定点移動疲労載荷	・事前にRC床版を定点移動疲労載荷 ・その後、押し抜きせん断
床版	全幅	mm	2500	2500
	片側有効幅	mm	1207	1207
	厚さ	mm	170	170
	圧縮強度	N/mm ²	28.2 σ64	28.6 σ106
上フランジ	幅	mm	200	200
	板厚	mm	12	12
	鋼種	-	SM490YA	SM490YA
	降伏点	N/mm ²	423	423
ウェブ	高さ	mm	860	860
	板厚	mm	9	9
	鋼種	-	SM490YA	SM490YB
	降伏点	N/mm ²	411	393
	Rw		0.93	0.91
下フランジ	幅	mm	200	200
	板厚	mm	20	20
	鋼種	-	SM490YB	SM490YB
	降伏点	N/mm ²	394	394
計算結果	Py	kN	1,504	1,504
	Pp	kN	1,836	1,805
試験結果	Pmax	kN	4,241	4,060
	Pmax/Pp	kN	1.15	1.12

※鋼材の機械的性質はミルシートより

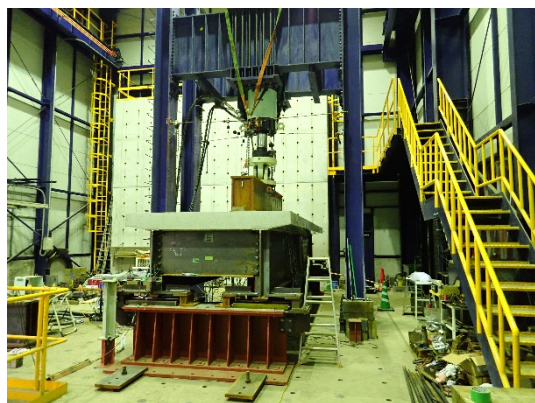


図 3-20 実験状況（定点移動疲労載荷試験）

(2) 実験概要

a) 載荷方法（定点移動疲労載荷）

本研究では、製作した試験体の曲げ実験に先立ち、RC床版に疲労損傷を導入する必要がある。しかし、試験体寸法等の制約から、輪荷重走行試験を実施できないため、定点移動疲労載荷試験を実施する（図3-20）。

RC床版に導入する疲労損傷の形態は、比較的交通量が多い既設橋で多くみられる床版下面の亀甲状の曲げひび割れとする。このため、文献5), 6)を参考にしながら、図3-21に示すように、載荷梁直下の載荷

点をSTEP1からSTEP10で移動させることとした。各ステップの載荷荷重は、表3-7に示す値とし（ただし、載荷梁の重量を見込む）、コンクリートの設計基準強度は27N/mm²とする。表中の丸数字は、図3-21の載荷位置に対応している。

はじめに各ステップの各載荷位置で静的載荷を行った後、載荷周波数を5 Hzとして、10万回の繰り返し載荷を2サイクル実施する。ここで、1サイクル目STEP6~10の載荷荷重は、1サイクル目STEP1~5の載荷荷重の1.5倍となっている。また、2サイクル目については、STEP1とSTEP10の載荷荷重が1サイク

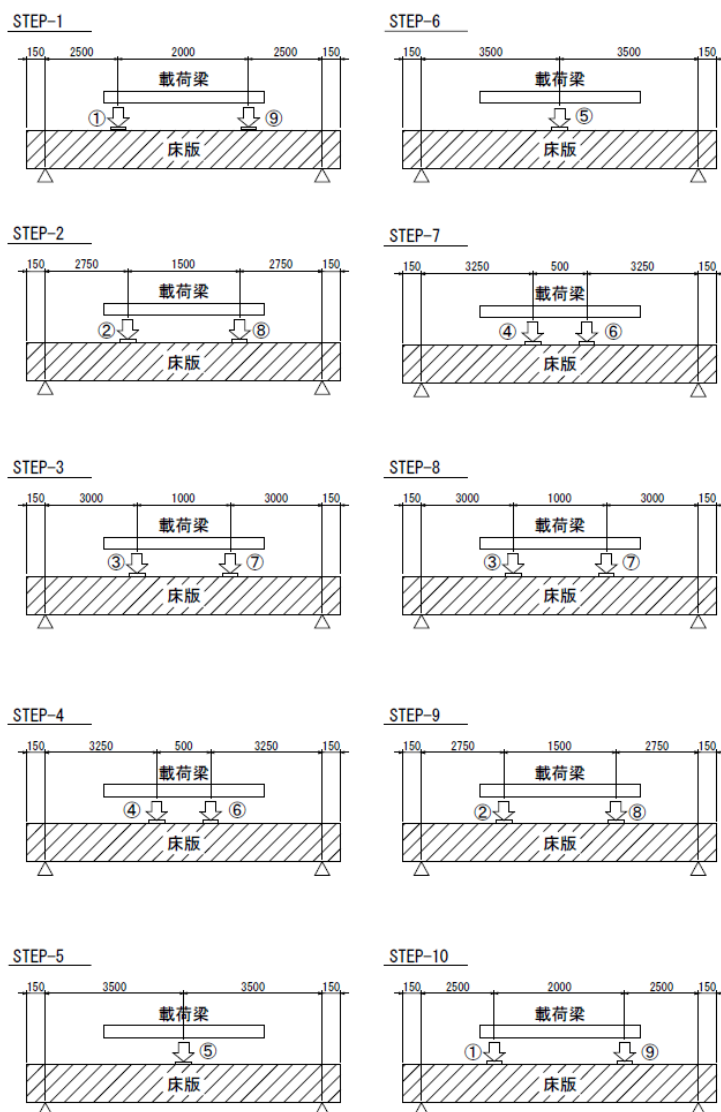


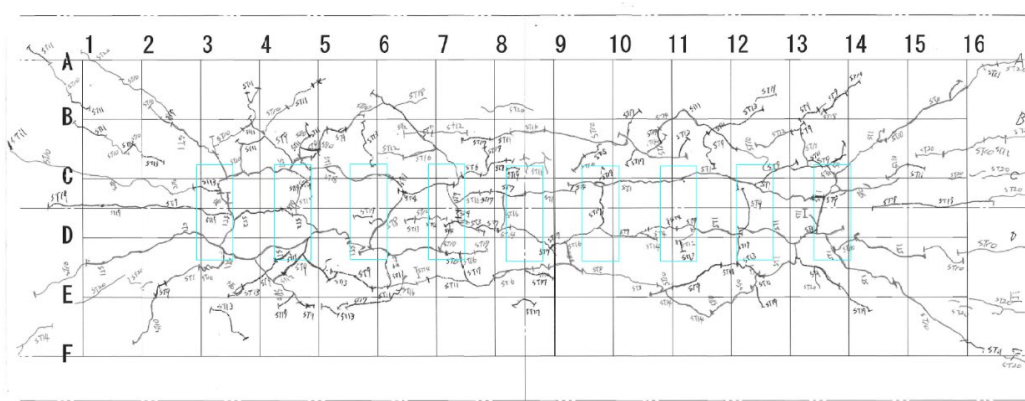
図 3-21 荷重ステップ (定点移動疲労荷重試験)

表 3-7 各ステップの荷重荷重 (kN)

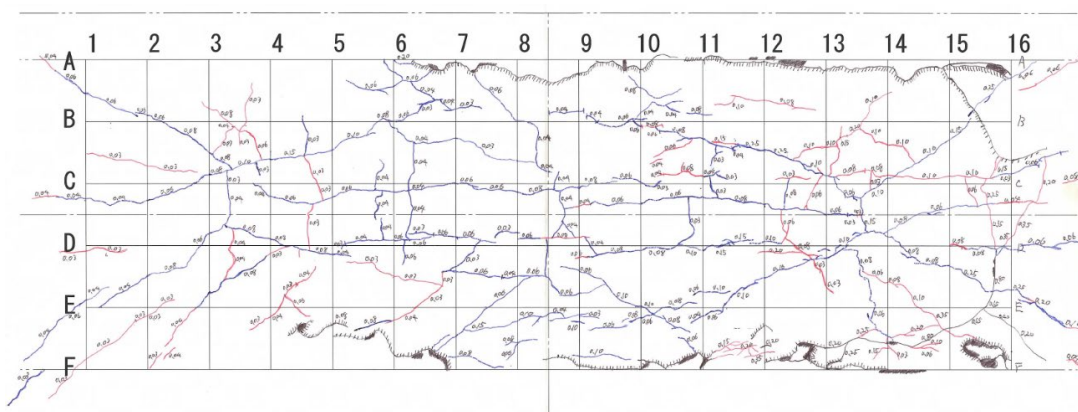
	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨
1 サイクル目 STEP1-5	160	130	95	80	70	80	95	130	160
1 サイクル目 STEP6-10	240	195	143	120	105	120	143	195	240
2 サイクル目 STEP1-5	264	224	171	150	137	150	171	224	264
2 サイクル目 STEP6-10	264	224	171	150	137	150	171	224	264

表 3-8 試験体 A2 の 3 サイクル目の荷重荷重 (kN)

	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨
3 サイクル目 STEP1-5	-	-	-	-	600	-	-	-	-
3 サイクル目 STEP6-10	300	-	-	-	-	-	-	-	300
3 サイクル目 STEP1-5	400	-	-	-	-	-	-	-	400
3 サイクル目 STEP6-10	600	-	-	-	-	-	-	-	600



(a) 試験体 A1



(b) 試験体 A2

図 3-22 ひび割れ発生状況

ル目STEP10の載荷荷重の1.10倍、STEP2とSTEP9の載荷荷重が1サイクル目STEP9の載荷荷重の1.15倍、STEP3とSTEP8の載荷荷重が1サイクル目STEP8の載荷荷重の1.20倍、STEP4とSTEP7の載荷荷重が1サイクル目STEP7の載荷荷重の1.25倍、STEP5とSTEP6の載荷荷重が1サイクル目STEP6の載荷荷重の1.30倍となっている。さらに、試験体A2では、試験体A1と損傷程度に差を設けるため、表3-8に示す載荷荷重を増加させた3サイクル目として、押し抜きせん断試験を行う。疲労試験では、鉄筋のひずみや床版の変位、コンクリートのひずみを計測した。

各サイクルの各ステップにおけるひび割れ発生状況は付録で示すが、各試験体における床版下面の最終的なひび割れ状況を図3-22に示す。これらの図から、導入した疲労損傷は、実橋でみられる亀甲状のひび割れを概ね再現していると言える。また、同図で示されるハッチング部分は、床版の大きなずれを表しており、疲労試験後に実施した押し抜きせん断の影響である。ただし、押し抜きせん断試験で、床版を押し抜けた載荷位置は⑤と⑨であり、①は押し抜けなかった。

b) 載荷方法（三点曲げ試験）

製作した供試体の曲げ実験は、2019年12月ならびに2020年1月に土木研究所の30MN載荷試験機を用いて実施した。載荷方法は、載荷梁を用いて図3-23に示す三点曲げ載荷とした。載荷点の載荷面積は過年度の載荷試験に合わせている。

荷重－変位関係等の非線形性をみるため、各供試体の降伏荷重程度の荷重領域で、載荷、除荷を3mm/分の載荷速度で数回繰り返した。その後、降伏荷重まで5mm/分の載荷速度とし、降伏荷重を超えてからは2～3mm/分の載荷速度とした。そして、床版に破壊が見られた時点で荷重を保持。その後、載荷を続け、荷重が落ち始めたのを確認してから除荷を行った。

載荷サイクルは、予備載荷として、300 kNまでを2回行った後、500 kNまでを1回行った。そして、本載荷として、1500 kNを3回、2000 kNを3回、2500 kNを3回、3000 kNを3回それぞれ行った後、降伏変位 δ_y を各試験体で決定した。さらに、 $1.5\delta_y$ を3回、 $2.0\delta_y$ を3回行ってから、片押しとした。

ここで、繰り返し載荷とする理由は、限界状態の設定に向けて、各荷重あるいは各変位レベルに応じた残留変形や損傷の進行を把握するためである。

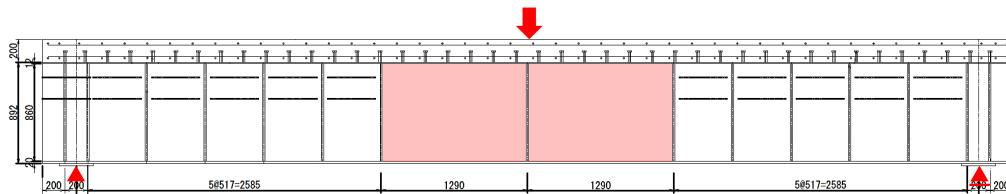
b) 計測項目

計測項目は、H30年度と同様とした。ただし、サンプリング時間は5秒とし、計測CHの合計数は510となった。

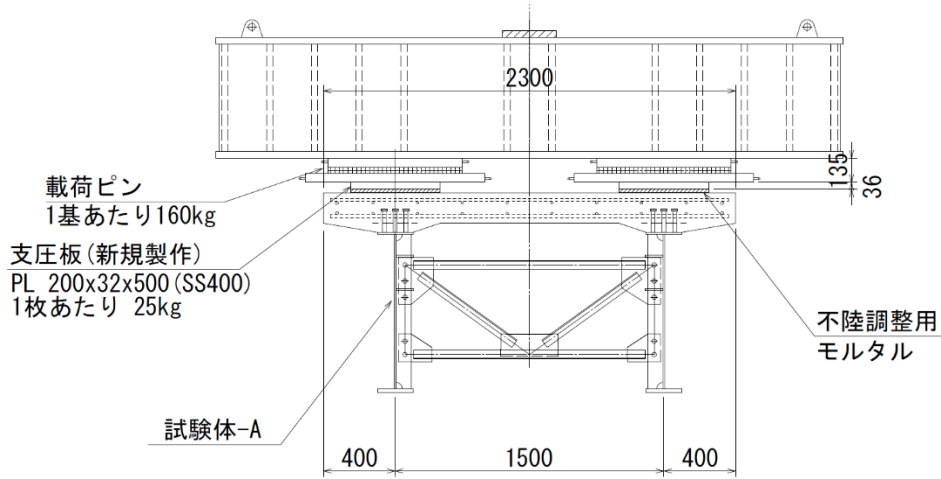
(3) データの分析・評価

a) 荷重－鉛直変位

各試験体で各桁の支間中央鉛直変位はおおむね一致しており、載荷状態が偏載となっていないことが確認された。この結果にもとづいて、各桁の支間中



(a) 側面図



(b) 横断面図

図 3-23 载荷方法 (三点曲げ载荷試験)

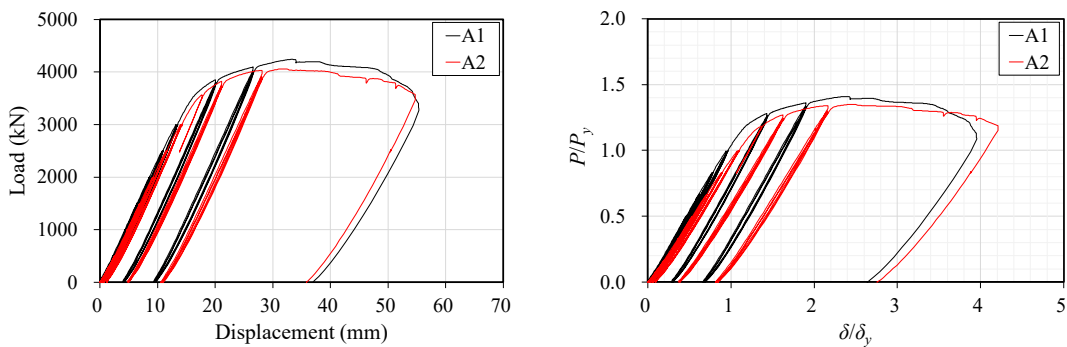


図 3-24 荷重－支間中央鉛直変位 (平均値)

中央鉛直変位の平均値と荷重の関係を図 3-24 に示す。同図の右側は、荷重を降伏荷重 P_y の理論値で、変位を降伏変位 δ_y の実験値で正規化したものである。床版の損傷程度が試験体 A1 よりも大きい試験体 A2 の方が、初期剛性ならびに最大荷重が若干小さいことがわかる。

b) 破壊状況

各試験体とも、全塑性モーメントの計算値を超えた後に、载荷点付近の床版にひび割れが発生した(図 3-25)。そして、ひび割れが進展して最大荷重をむかえた。また、载荷試験終了後に、下げ振りと指金を用いてウェブ面外方向の残留変形の計測したところ、最大値は、床版の損傷が大きく発生した断面付近で生じており、その最大値は、10 mm 程度であった。载荷試験を実施する前に、同様の計測を行い、ウェブ面外方向の初期たわみは発生していないことを確認している。

c) 耐荷力評価

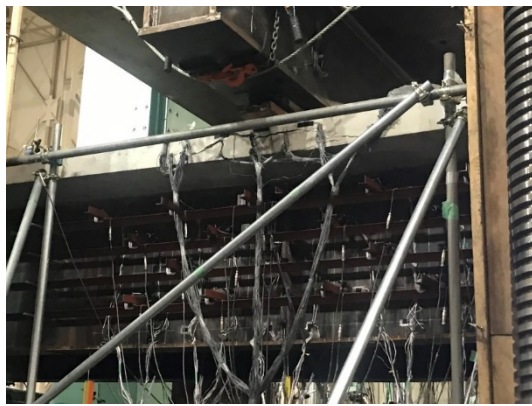
表 3-9 に、荷重－支間鉛直変位関係から読み取った最大荷重 P_{max} を含む試験結果一覧を示す。ここか

ら、分かることを以下に記載する。

- ・従来の道示設計でも全塑性モーメント M_p に達し、降伏モーメント以降の強度を期待できる。
- ・床版の損傷程度によらず、両試験体の最大荷重 P_{max} はおおむね等しくなり、A2 に対する A1 の比は 1.04 である。これについては、非線形有限要素解析を含む詳細な分析が必要であるが、床版の定点移動疲労载荷ならびに押し抜きせん断を床版支間中央で行ったのに対し、三点曲げ载荷は、過年度に実施した载荷試験を参考に T 荷重を模して、床版の疲労損傷の影響が比較的小さい、鋼桁中央の直上としたことが一因と推察される。これには、鋼桁と床版がスタッドにより結合され、疲労試験や载荷試験を通じて、合成効果が失われなかったことも一因と思われる。

d) ウェブ面外変位

各試験体の鋼桁ウェブの面外変位を計測したところ、最大荷重に達するまで、ウェブの面外変位量は数 mm と非常に小さく、最大荷重を超えてからウェブの面外変形が進んだ。



(a) 試験体 A1



(b) 試験体 A2

図 3-25 破壊状況

表 3-9 荷重値ならびに降伏変位の一覧

試験体	最大荷重	降伏荷重	降伏変位		全塑性荷重
	P_{max} (kN)	$2 \times P_y$ (kN)	δ_y (mm)		$2 \times P_p$ (kN)
	実験値	理論値	理論値	実験値	理論値
A1	4,241	3,008	9.8	13	3,672
A2	4,060	3,008	9.8	14	3,610

e) 床版ずれ変位

支点部付近で、床版ずれ変位（鋼桁と床版の相対変位）を計測したところ、その絶対値が両試験体とも0.6mm以下であり、鋼桁と床版の合成効果が載荷試験を通じて保持されていると言える。

f) 中立軸

各試験体について、ウェブ高さ方向の応力分布を代表的な荷重値に対して算出した。応力は、鋼材については、ひずみゲージで計測されたひずみに対して鋼材の弾性係数（= 200 GPa）を乗じ、ミルシートの降伏点以下であればその値を、降伏点を超える場合は降伏点を採用する完全弾塑性体とした。床版コンクリートについては、道示Ⅲ5.5.1にもとづく応力-ひずみ関係を用いた。その結果、両試験体ともに、弾性範囲では、各試験体の中立軸は概ね計算値（下フランジ下面から822 mm）の高さに位置しており、断面の平面保持が成立していることが確認された。

g) 鋼桁フランジの応力分布

代表的な荷重値に対して、対象区間の上フランジ下面ならびに上フランジ上面で計測された応力分布を算出した。計測されたひずみからの応力換算は、前項と同様である。その結果、三点載荷とした試験体では、載荷点付近にひずみ分布の乱れが見られたものの、サンブナンの原理に従い、荷重の集中点といった特異点から離れるに従ってその影響がなくなり、理論値に近づくことが確認された。

h) 鉄筋のひずみ

各試験体の床版内の鉄筋で計測されたひずみについて、軸ひずみを同一点で鉄筋の上下面に貼付されたひずみゲージの平均値とし、曲げひずみを両者の差の半分として算出したところ、いずれの試験体についても、軸ひずみが曲げひずみよりも卓越しており、曲げひずみは非常に小さいことが確認された。今回の実験で使用した鉄筋はSD345であり、降伏点

あるいは耐力の公称値は345～440 N/mm²であることから、一部の鉄筋では、降伏していた。

i) スタッ드의ひずみ

各試験体のスタッドで計測されたひずみについて、鉄筋のひずみと同様に、軸ひずみと曲げひずみを算出したところ、全ての試験体について、曲げひずみが軸ひずみよりも大きいことが確認された。また、今回使用したスタッドは、直径が22mm、鋼種がSS400であり、対象ウェブパネル内にあるスタッドの一部では、曲げ成分が降伏ひずみ達していた。

j) 対傾構、横桁のひずみ

試験体中央の着目ウェブパネル端部に設置された対傾構ならびに試験体端部に設置された横桁は、鋼桁の降伏や床版圧壊後に荷重再分配等によるひずみの発生を期待していたものの、軸ひずみならびに曲げひずみは、載荷を終えるまで、非常に小さかった。

参考文献

- 1) 稲葉尚文, 奥井義昭, 長井正嗣, 本間淳史, 春日井俊博, 野呂直以: 合成I桁の曲げ, せん断相関強度に関する実験的研究, 土木学会論文集A, Vol.66, No.2, pp-393-405, 2010.6.
- 2) 三木千壽, 山田真幸, 長江進, 西浩浩嗣: 既設非合成連続桁橋の活荷重応答の実態とその評価, 土木学会論文集, No.647, I-51, pp.281-294, 2000.
- 3) 日本橋梁建設協会: 合成桁の設計例と解説～道示 平成29年11月対応～, 2018.2.
- 4) 長井正嗣: 橋梁工学【第2版】, 共立出版, 2003.
- 5) 松井繁之: 道路橋コンクリート系床版の疲労と設計法に関する研究, 大阪大学博士論文, 1984.11.
- 6) 土木学会複合構造委員会: 2014年制定版 複合構造標準司法書 原則編・設計編, 丸善出版, 2015.5

第4章 数値解析

4.1 曲げ耐力の数値解析 (H29年度)

(1) 解析条件の整理

合成桁の曲げ耐力に影響を与えるパラメータとして、ウェブの幅厚比パラメータ、ウェブの補剛材、中立軸位置、材料特性がある。中立軸位置、ウェブの幅厚比パラメータの影響については、曲げ耐力実験で貴重な情報が得られている。そこで、本節の解析では、材料特性、ウェブの補剛材が合成桁の耐力に与える影響について検討を行う。

(2) 実験との比較・検証

解析で合成桁の曲げ耐力の評価を適切に行うには、実験結果と解析結果との比較により、解析手法の妥当性の検証を行う必要がある。そこで、パラメトリック解析を実施する前に、「曲げ耐力実験」で得られた3体の供試体を対象に解析を実施し、その解析結果と実験結果とを比較することにより、解析手法の妥当性の検証を行う。以下にその詳細を示す。

a) 解析モデル

合成桁の弾塑性有限変位解析は、汎用ソフト DIANA 10.1.1を用いて行った。図4-1に、それぞれ、実験供試体MY1, MY3およびMY4の解析モデルを示す。これら解析モデルについて、コンクリート床版のコンクリートは8節点ソリッド要素、鉄筋は鉄筋要素、鋼桁は4節点シェル要素を用いてそれぞれモデル化を行っている。また、コンクリート床版と鋼桁を接続するスタッドはバネ要素を使用し、コンクリート床版と鋼桁の上フランジ間の摩擦を表現するため、界面要素を使用した。なお、解析では、鋼桁の初期たわみ、残留応力は考慮していない。

b) 材料の構成則

コンクリートの構成則として、コンクリート床版のひび割れを考慮するため図4-2(a)に示すSmearred cracking modelを用いた。同図に示される f_t , k_t , c_{ul} は下式より算出した。

$$f_t = 0.28 f_{ck}^{1/3} \quad (4.1)$$

$$k_1 = 1 - 0.003 f'_{ck} \leq 0.85 \quad (4.2)$$

$$\varepsilon'_{cu} = \frac{155 - f'_{ck}}{3000} \quad 0.0025 \leq \varepsilon'_{cu} \leq 0.0035 \quad (4.3)$$

$$f'_{ck} = k_1 f'_{cd} \quad (4.4)$$

ここで、

f'_{ck} : コンクリートの圧縮強度

f'_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度

f_t : コンクリートの引張強度

ε_{cu} : コンクリートの終局圧縮ひずみ

なお、 f'_{ck} は、各供試体の曲げ試験当日に実施したコンクリートの圧縮結果であり、供試体MY1が37.9 MPa, 供試体MY3が39.8 MPa, 供試体MY4が39.0 MPaである。

鋼桁および鉄筋の材料構成則として、図4-2(b)に示す応力-ひずみ関係を採用した。なお、図中の σ_y は降伏応力度、 σ_u は引張強さであり、表4-1に示す材料試験結果の値とした。

c) コンクリートと上フランジ間の界面のモデル化

界面のモデル化を図4-3に示す、岡田ら¹⁾の提案した結合摩擦界面モデルを用いた。なお、図中の f_{tan} は下式で計算されるものであり、最大付着力 f_{bo} は0.5 N/mm²、付着力が最大となるずれ量 Δu_i^0 は0.06 mmとした。

$0 \leq \Delta u_i \leq \Delta u_i^0$ のとき

$$f_{tan} = \frac{f_{bo}}{1.9} \left(5 \left(\frac{\Delta u_i}{\Delta u_i^0} \right) - 4.5 \left(\frac{\Delta u_i}{\Delta u_i^0} \right)^2 + 1.4 \left(\frac{\Delta u_i}{\Delta u_i^0} \right)^3 \right) \quad (4.5)$$

$\Delta u_i > \Delta u_i^0$ のとき

$$f_{tan} = f_{bo} \quad (4.6)$$

d) 実験結果と解析結果の比較

図4-4に、供試体MY1, MY2, MY4の載荷荷重と桁中央位置での鉛直変形との関係(以下、「荷重-変位関係」という)について、実験結果と解析結果を比較したものを示す。同図より、解析結果は実験結果の最大荷重点の荷重-変位関係を非常に精度良く再現できていることが分かる。よって、本研究で用いる解析手法は妥当であると言える。

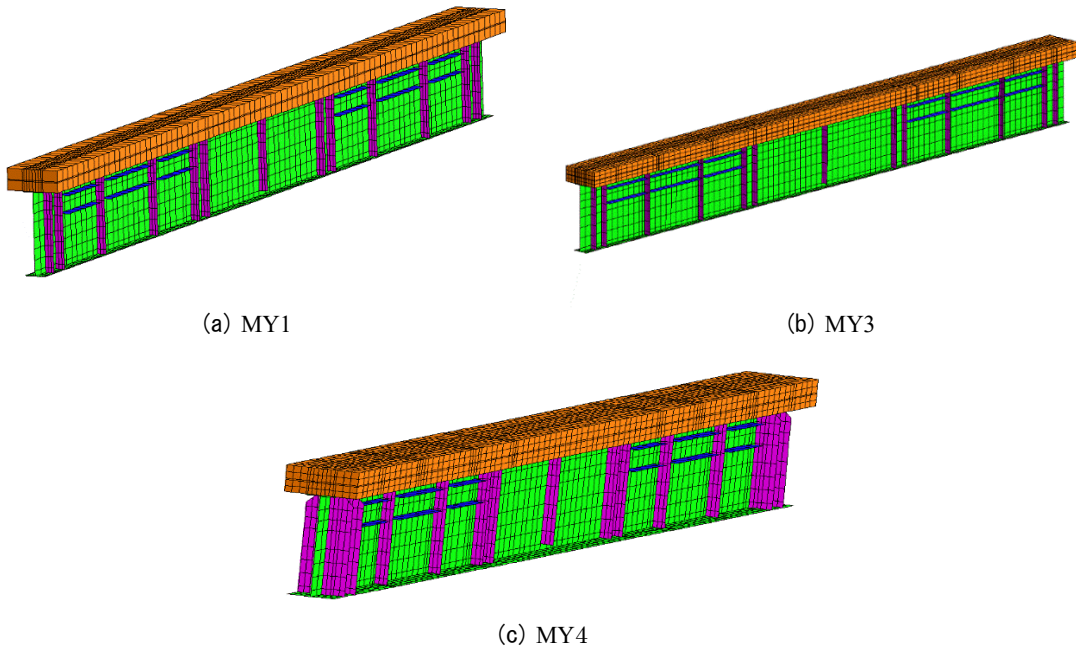


図 4-1 試験体の解析モデル

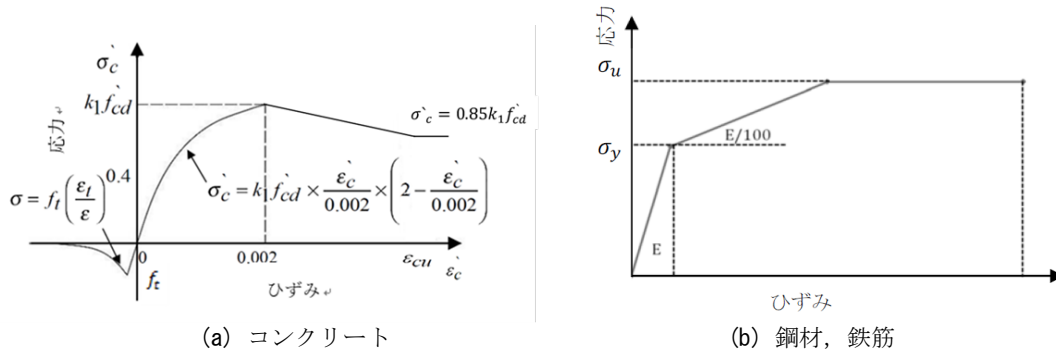


図 4-2 応力-ひずみ関係

表 4-1 鋼材, 鉄筋の機械的性質

	鋼種	降伏応力 σ_v (N/mm ²)	引張強さ σ_u (N/mm ²)	降伏比
下フランジ	SM490Y	392	536	0.73
ウェブ	SM490Y	424	549	0.77
上フランジ	SM490Y	405	545	0.74
内部鉄筋	SD345	345	490	0.70

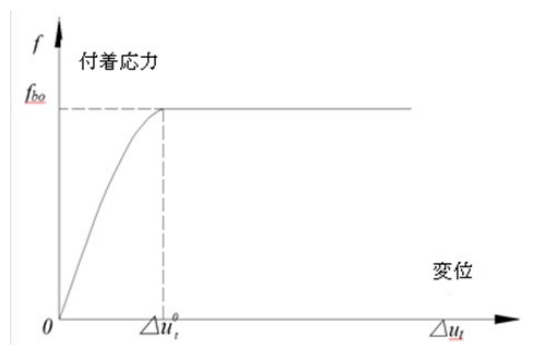


図 4-3 界面のモデル化

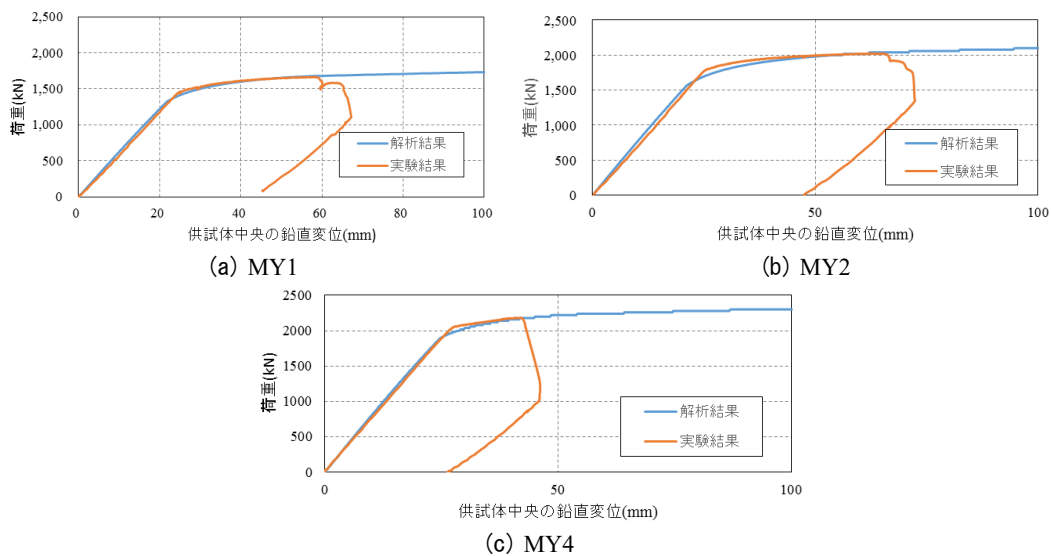


図 4-4 荷重-変位関係の比較

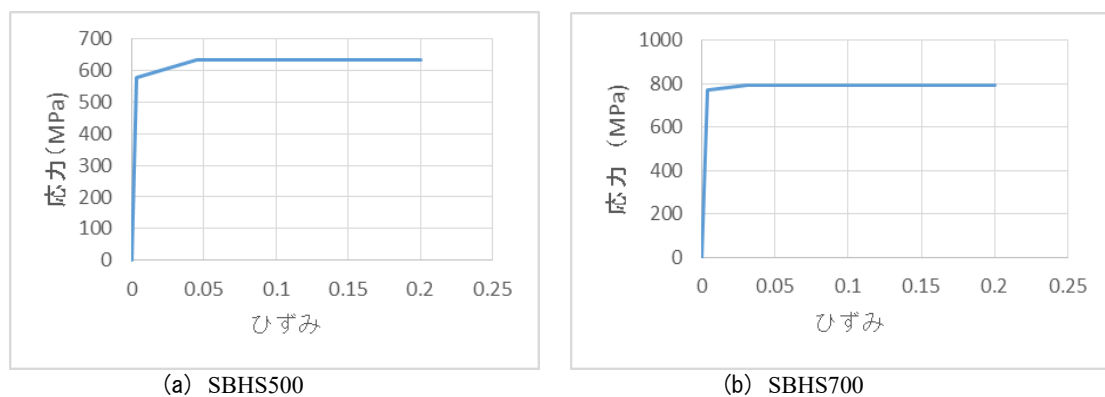


図 4-5 SBHS の応力-ひずみ関係

(3) パラメトリック解析

ここでは、材料特性、水平補剛材および垂直補剛材が合成桁の曲げ耐荷力に与える影響を把握するため、パラメトリック解析を行う。

a) 材料特性が合成桁の曲げ耐荷力に与える影響

橋梁用の新鋼材SBHSがJIS化された。SBHSの特徴の1つとして、降伏点が高いことが挙げられる。降伏点が高いSBHSを鋼桁に適用することで、その耐荷力を向上させ、鋼重を削減できる可能性がある。その一方で、SBHSは降伏比も高くなっており、降伏以降の耐力および変形能の上昇が小さくなる可能性も指摘されている。

そこで、本研究では、供試体MY1を対象に、SBHS500およびSBHS700を鋼桁に使用した解析モデルを作成した。そして、従来の鋼桁で使用されることが多く、本研究の実験供試体でも使用されているSM490Yを鋼桁に使用した解析モデルとの曲げ耐荷力特性の比較を行った。

解析で用いたSBHS500, SBHS700の構成則を図4-5に示す。SBHS500, 特にSBHS700の材料特性に関する情報は従来鋼として非常に少ないが、小野らの既往の研究成果^{2), 3)}をもとに、表4-2に示す材料定数を使用して構成則を決定した。また、表4-2には、表4-1の供試体の下フランジのSM490Yの機械的性質

も合わせて記載している。表4-2より、SBHS500, SBHS700の降伏比は、SM490Yと比較して非常に高いことが分かる。また、MY1とフランジ、ウェブの幅厚比パラメータが同じになるように、SBHS500およびSBHS700の解析モデルの寸法は変更している。なお、解析モデルの寸法、材料構成則以外の解析条件は、「実験との比較・検証」と同じである。

図4-6に、鋼桁にSM490Y, SBHS500, SBHS700を使用した解析モデルを用いた解析結果の荷重-変位関係を、降伏荷重、降伏変位で無次元化したものを示す。同図より、SBHS500およびSBHS700を鋼桁に使用した合成桁では、SM490Yを鋼桁に使用した合成桁と比較して、降伏以降の耐力の上昇が小さい、特に、SBHS700を鋼桁に使用した合成桁でその傾向が顕著であることが分かる。

b) ウェブの補剛材が曲げ耐荷力に与える影響

鋼桁の耐荷力には、その補剛材が影響を与えることが知られており、現行の道路橋示方書でも補剛材の影響を考慮して鋼桁の耐荷力が評価されている。

ところで、供試体MY1では、中立軸が床版内であったため、腹板に作用する応力は引張応力であった。そこで、垂直補剛材を省略しても曲げ耐荷力に影響をほとんど与えないのではないかと考え、供試体MY1から垂直補剛材を省略した解析モデル（解析モ

表 4-2 SBHS500, SBHS700 の機械的性質

鋼種	降伏応力 σ_v (N/mm ²)	引張強さ σ_u (N/mm ²)	降伏比
SM490Y	392	536	0.73
SBHS500	580	636	0.91
SBHS700	770	796	0.97

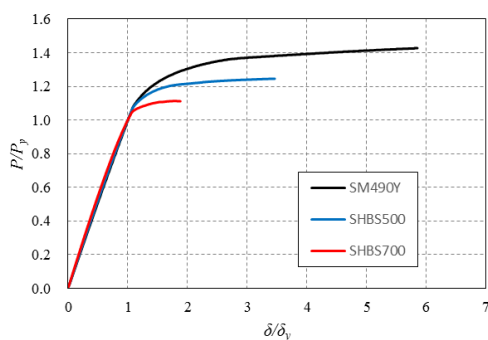
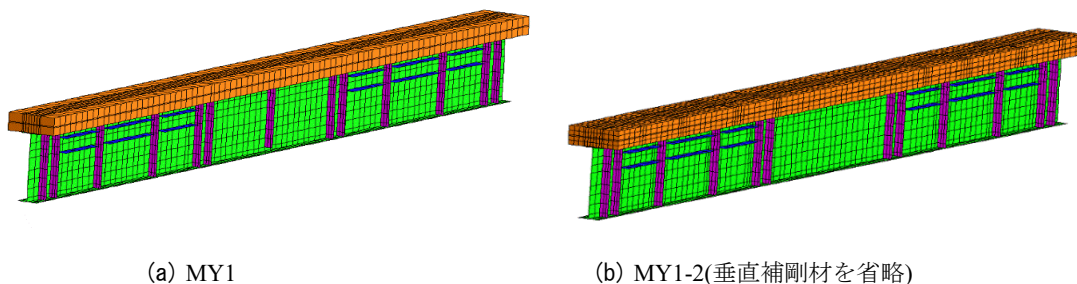


図 4-6 鋼材の違いによる荷重－変位関係の比較



(a) MY1

(b) MY1-2(垂直補剛材を省略)

図 4-7 垂直補剛材に着目した解析モデル

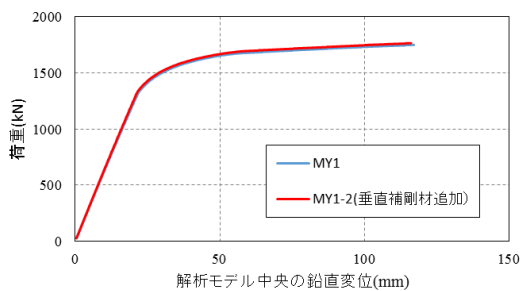


図 4-8 垂直補剛材の有無による荷重－変位関係の比較

デルMY1-2)を用いて解析を行った。解析モデルMY1と解析モデルMY1-2を図4-7に示す。解析モデルMY1とMY1-2の解析から得られる荷重－変位関係を比較したものを図4-8に示す。同図より、両者にはほとんど差が見られないことが分かる。よって、中立軸が床版内にある場合には、垂直補剛材を省略できる可能性を示す解析結果が得られた。現行道示の垂直補剛材の規定を緩和するためには、来年度以降も詳細な検討を実施して確認する必要があるが、垂直補剛材の省略の可能性(ウェブのアスペクト比の増加)は、鋼桁の製作コスト縮減につながる有用な知見であると言える。

(4) データの分析・評価

本章では、塑性化を考慮した鋼桁設計法の構築に向けて、合成桁の弾塑性有限変位解析を実施した。図4-4をみると、解析結果は降伏荷重以降の最大荷重に至る荷重－鉛直変位関係を精緻に再現している。ここから、本解析における材料のモデル化(鋼材ならびにコンクリート)、鋼桁とコンクリート床版の合成作用のモデル化、要素分割数が適切であり、作成した解析モデルは実現象を再現するのに十分な精度を有することが確認された。また、今回の解析にモデルには、初期たわみや残留応力といった初期不整が含まれていないが、これらが曲げ耐荷力に与える影響が小さいことも分かる。

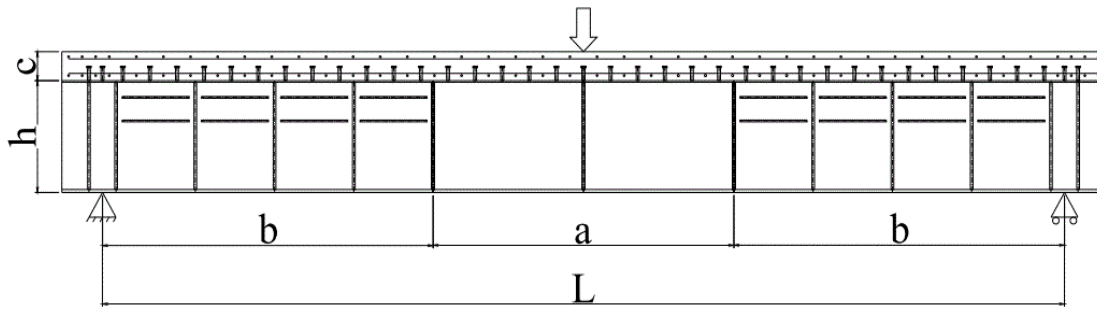


図 4-9 供試体側面図

表 4-3 供試体の寸法 (unit: mm)

供試体名	スパン長さ L	パネル部 a	サポート支間 b	桁高 h	床版厚さ c
A	7100	2220	2440	740	500
B	7950	2580	2685	860	500
C	10400	2580	3910	860	500

次いで、材料特性が合成桁の曲げ耐荷力に与える影響について検討した。具体的には、供試体MY1を対象に、SBHS500およびSBHS700を鋼桁に使用した解析モデルを作成した。そして、従来の鋼桁で使用されることが多く、本研究の実験供試体でも使用されているSM490Yを鋼桁に使用した解析モデルとの曲げ耐荷力特性の比較を行った。その結果、SBHS500およびSBHS700を鋼桁に使用した合成桁では、SM490Yを鋼桁に使用した合成桁と比較して、降伏以降の耐力の上昇が小さい、特に、SBHS700を鋼桁に使用した合成桁でその傾向が顕著であることが分かる。最後に、垂直補剛材が曲げ耐荷力に与える影響について検討した。供試体MY1の評価パネル中央にある垂直補剛材を省略した解析モデルを作成し、中立軸が床版内にある場合には、垂直補剛材を省略できる可能性を示す解析結果が得られた。垂直補剛材の省略は、鋼桁の製作コスト縮減につながる。

4.2 曲げ・せん断耐荷力の数値解析 (H30年度)

(1) 解析条件の整理

はじめに、使用する数値解析手法の精度や妥当性を検証として、H30年度に実施した載荷実験の再現解析を実施する。次いで、パラメトリック解析を実施する。耐荷力に影響を与えるパラメータとして以下を考える。

- ・ コンクリート強度
- ・ ウェブ幅厚比パラメータ R_w
- ・ 合成効果
- ・ 曲げ・せん断比率

(2) 実験との比較・検証

a) 解析モデル

合成桁の弾塑性有限変位解析は、汎用ソフト

DIANA 10.2⁴⁾を用いて行う。図 4-9、表 4-3、図 4-10 に、解析対象とする合成桁の寸法ならびに断面図を示す。解析モデル(図 4-11)では、コンクリート床版のコンクリートに 8 節点ソリッド要素、鉄筋は鉄筋要素、鋼桁は 4 節点シェル要素、スタッドははり要素を用いてそれぞれモデル化を行った(表 4-4)。また、コンクリート床版と鋼桁を接続するスタッドはビーム要素を使用し、コンクリート床版と鋼桁の上フランジ間の摩擦を表現するため、界面要素を使用した。なお、解析では、鋼桁の初期たわみ、残留応力は考慮していない。

b) 材料の構成則

コンクリートの構成則として、コンクリート床版のひび割れを考慮するため図 4-2 (a) に示す Smeared cracking model を用いる。構成則の領域を圧縮側と引張側の 2 つの領域に分ける。圧縮ひずみが 2000 μ の時、圧縮側の強度が最大値になってから、線形的に最大値の 85 % まで下がる。コンクリート圧縮強度について、各供試体の載荷日の材料試験の結果を利用する。供試体 A が 36.3 MPa (29 日強度)、供試体 B が 38.3 MPa (43 日強度)、供試体 C が 38.4 MPa (50 日強度) である。

鋼材(鋼桁、鉄筋およびスタッド)の構成則は図 4-2 (b) に応力とひずみ関係を用いる。図中の σ_y は降伏点で、 σ_u は引張強さである。なお、鋼桁各部材、鉄筋およびスタッドの機械的性質を表 4-5 に示す。そのうち、鋼桁部材の値は材料試験により、鉄筋とスタッドは日本工業規格 JIS⁵⁾による。

c) コンクリートと上フランジ間の界面のモデル化

界面モデルは、図 4-3 を用いる。

d) 実験結果と解析結果の比較

解析結果について、コンクリートの圧縮ひずみが 3500 μ に達するときを終局状態と定義する。また、鋼桁の降伏ひずみは降伏点をヤング係数 (= 200 GPa) で除して算出する。

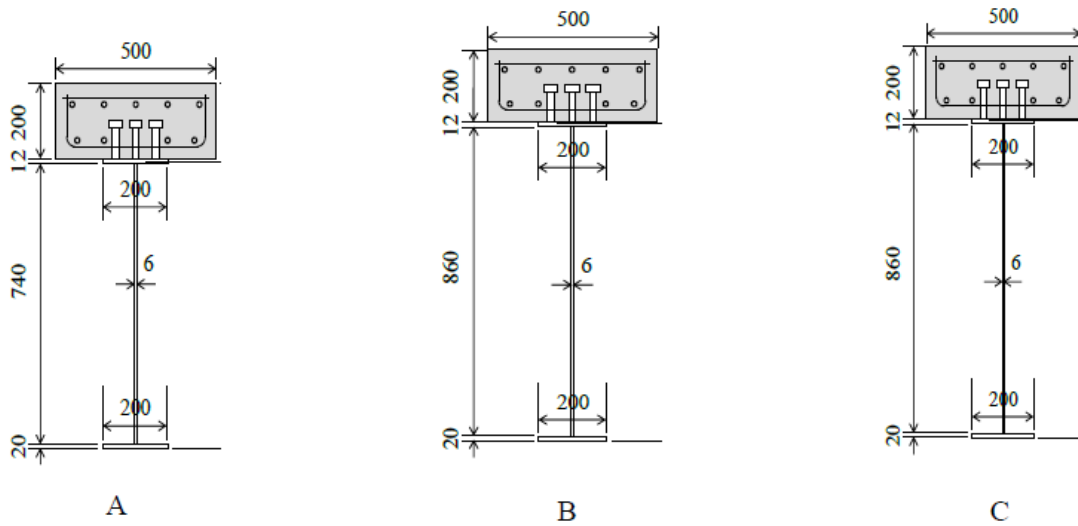


図 4-10 供試体断面図 (unit: mm)

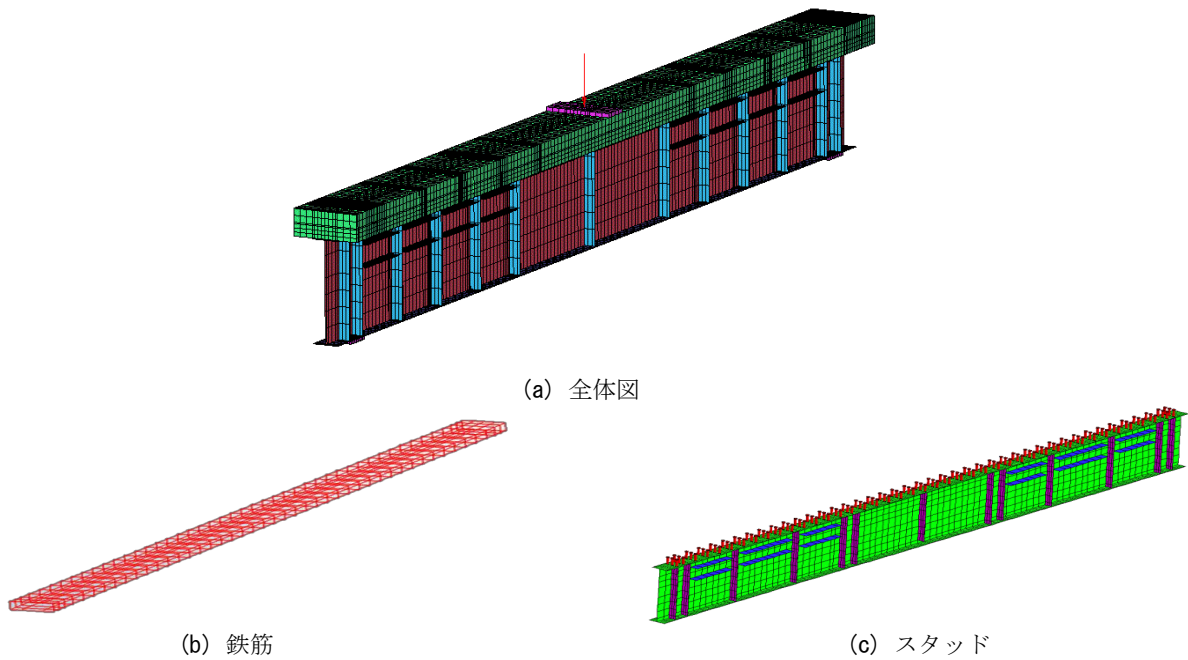


図 4-11 解析モデル

表 4-4 解析条件ならびに使用要素

	項目	内容
基本設定	荷方式	三点荷
	拘束	ローラー支承とピン支承
	荷部	強制変位500ステップ
要素	鋼桁	SHELL要素
	コンクリート	SOLID要素
	スタッド	BEAM要素
	境界面(鋼とコンクリート間)	INTERFACE要素
	鉄筋	Embedded REBAR要素

表 4-5 鋼材，鉄筋，スタッドの機械的性質

	ヤング係数 $E(\text{N/mm}^2)$	降伏点 $\sigma_y (\text{N/mm}^2)$	引張強度 $\sigma_u (\text{N/mm}^2)$
上フランジ (板厚：12mm)	200,000	433	551
ウェブ (板厚：6mm)		426	554
下フランジ (板厚：20mm)		403	539
鉄筋		345	490
スタッド		235	400

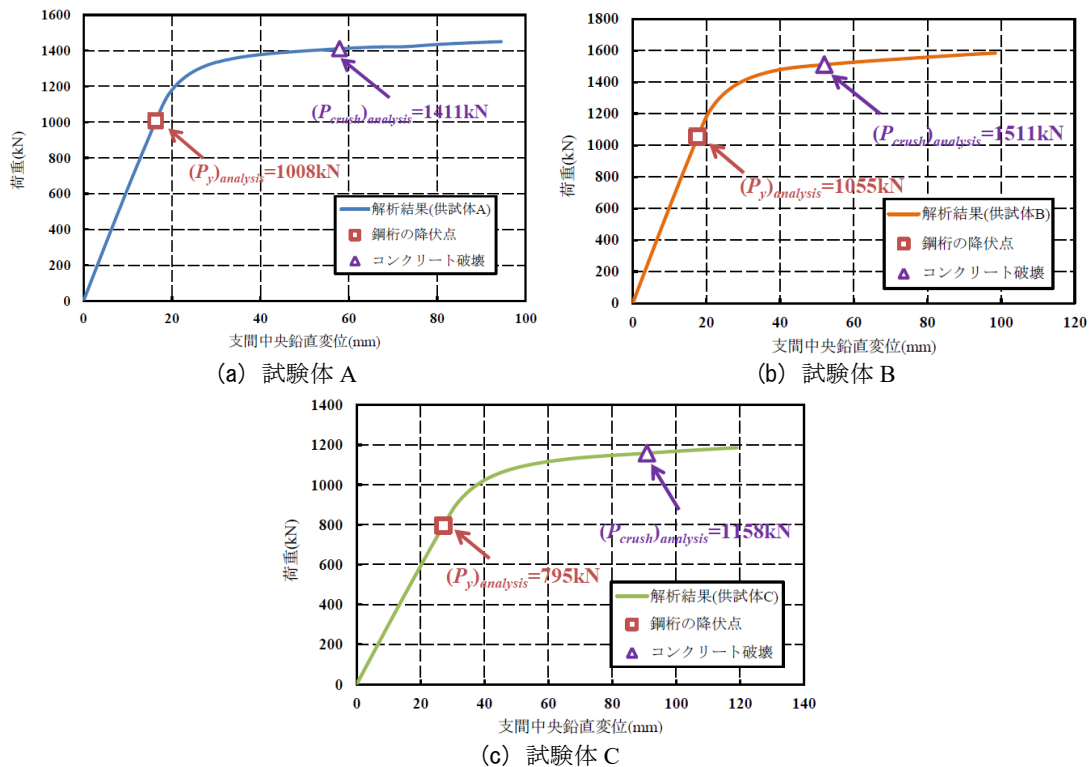


図 4-12 荷重－支間中央鉛直変位関係

供試体Aの解析結果の荷重-支間中央鉛直変位関係を図4-12(a)に示す。線形領域の弾性状態から非線形領域の塑性状態へ徐々に遷移する力学的な挙動がわかった。そのうち、鋼桁下フランジの支間中央点が降伏 2015μ に達するとき、載荷点に与えられた荷重が1008 kNで、支間中央鉛直変位が16.4 mmである。また、コンクリート破壊時の荷重は1411 kN、支間中央鉛直変位が58.0 mmである。

供試体Bと供試体Cの解析結果の荷重-支間中央鉛直変位関係をそれぞれ図4-12(b)、図4-12(c)に示す。弾塑性の力学的なプロセスは概ね供試体Aの解析結果と一致することがわかった。供試体Bの場合、鋼桁下フランジの支間中央点が降伏 2015μ に達するとき、荷重が1055 kNで、支間中央鉛直変位が17.7 mmである。また、コンクリート破壊時の荷重は1511 kN、支間中央鉛直変位が52.1 mmである。供試体Cの場合、鋼桁下フランジの支間中央点が降伏 2015μ に達する

とき、荷重が795 kNで、支間中央鉛直変位が27.2 mmである。また、コンクリート破壊時の荷重は1158 kN、支間中央鉛直変位が90.9 mmである。

解析モデルの妥当性を検討するために、降伏荷重ならびに最大荷重について、理論値と解析値を比較する。ここで、誤差の評価式として下式を用い、その結果を表 4-6 に示す。

$$\varphi_{py} = \frac{P_{y理論} - P_{y解析}}{P_{y理論}} \times 100 \quad (4.7)$$

$$\varphi_{pu} = \frac{P_{u理論} - P_{u解析}}{P_{u理論}} \times 100 \quad (4.8)$$

つぎに、実験と解析の荷重-支間中央鉛直変位曲線および無次元した曲線を用いて、解析における全体的な力学挙動を評価する。なお、無次元化にて用いたのは降伏荷重の理論値と降伏変位の実験値である。

表 4-6 解析誤差の評価

	供試体名	A	B	C
降伏荷重	理論値(kN)	1032	1085	829
	解析値(kN)	1008	1055	795
	誤差 ϕ_{py} (%)	2.3	2.8	4.1
最大荷重	実験値(kN)	1383	1468	1118
	解析値(kN)	1411	1511	1158
	誤差 ϕ_{pu} (%)	2.0	2.9	3.6

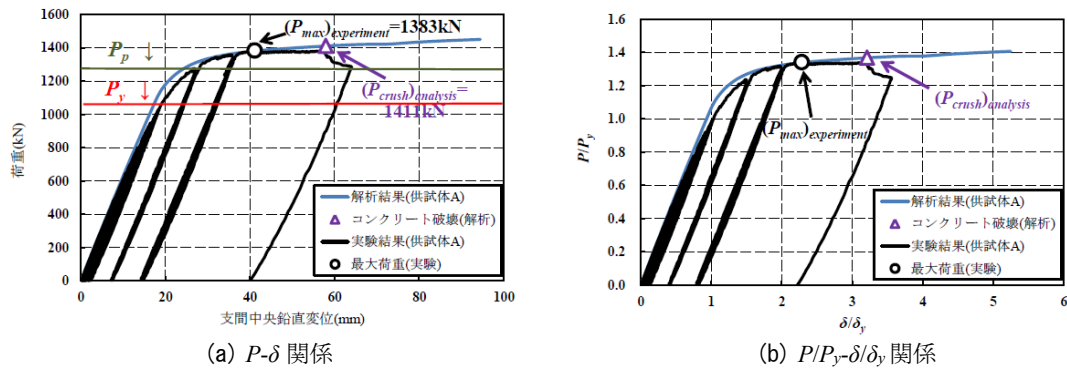


図 4-13 解析と実験結果の比較 (供試体 A)

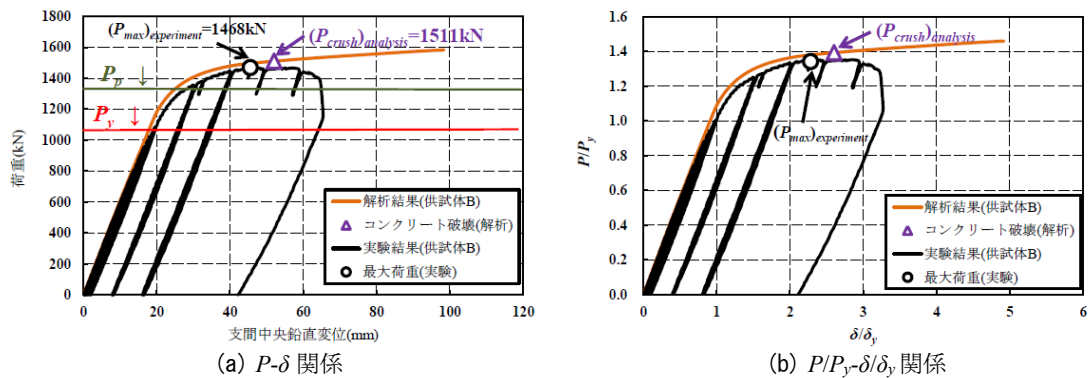


図 4-14 解析と実験結果の比較 (供試体 B)

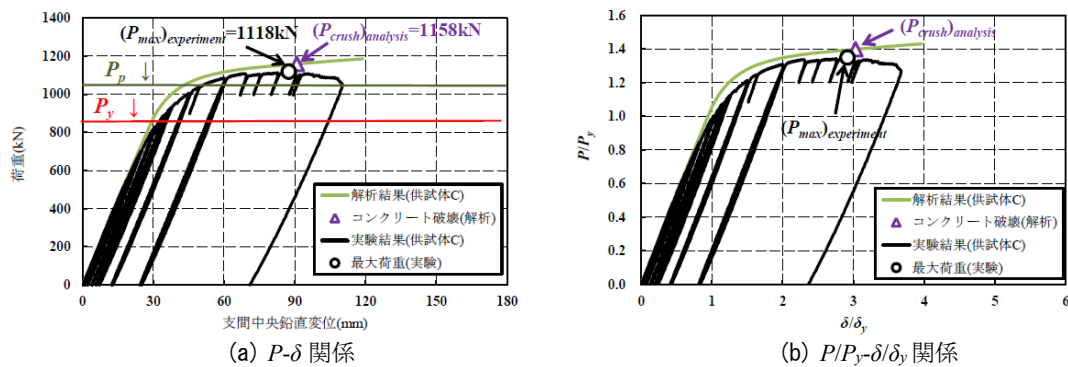


図 4-15 解析と実験結果の比較 (供試体 C)

表 4-6 より、降伏荷重について、理論値は解析値を上回り、供試体 A, B, C ごとに誤差が 2.3%, 2.8%, 4.1% である。最大の誤差は供試体 C の理論値と解析値である。他方、最大荷重について、解析値は実験値を上回り、供試体 A, B, C ごとに誤差が 2.0%, 2.8%, 3.6% である。最大の誤差は供試体 C の実験

値と解析値である。以上、大きな誤差がないことが確認され、本解析モデルにおいて耐力を精度よく再現できたと言える。

全体的な力学挙動を図 4-13 から図 4-15 に示す。これらより、 P_y に到達する前、いわゆる弾性状態について、実験結果と解析結果は概ね一致することが

表 4-7 コンクリート圧縮強度を変化させたパラメトリック解析ケース

供試体	解析ケース名	コンクリート圧縮強度	上フランジ厚	ウェブ厚	下フランジ厚	ウェブ幅厚比
		$f_c(\text{N/mm}^2)$	$t_{if}(\text{mm})$	$t_w(\text{mm})$	$t_{bf}(\text{mm})$	λ_{pw}
A	Case1	36.3	12	6	20	123.3
	CS-a27	27.0	12	6	20	123.3
	CS-a50	50.0	12	6	20	123.3
B	CASE2	38.3	12	6	20	143.3
	CS-b27	27.0	12	6	20	143.3
	CS-b50	50.0	12	6	20	143.3
C	CASE3	38.4	12	6	20	143.3
	CS-c27	27.0	12	6	20	143.3
	CS-c50	50.0	12	6	20	143.3

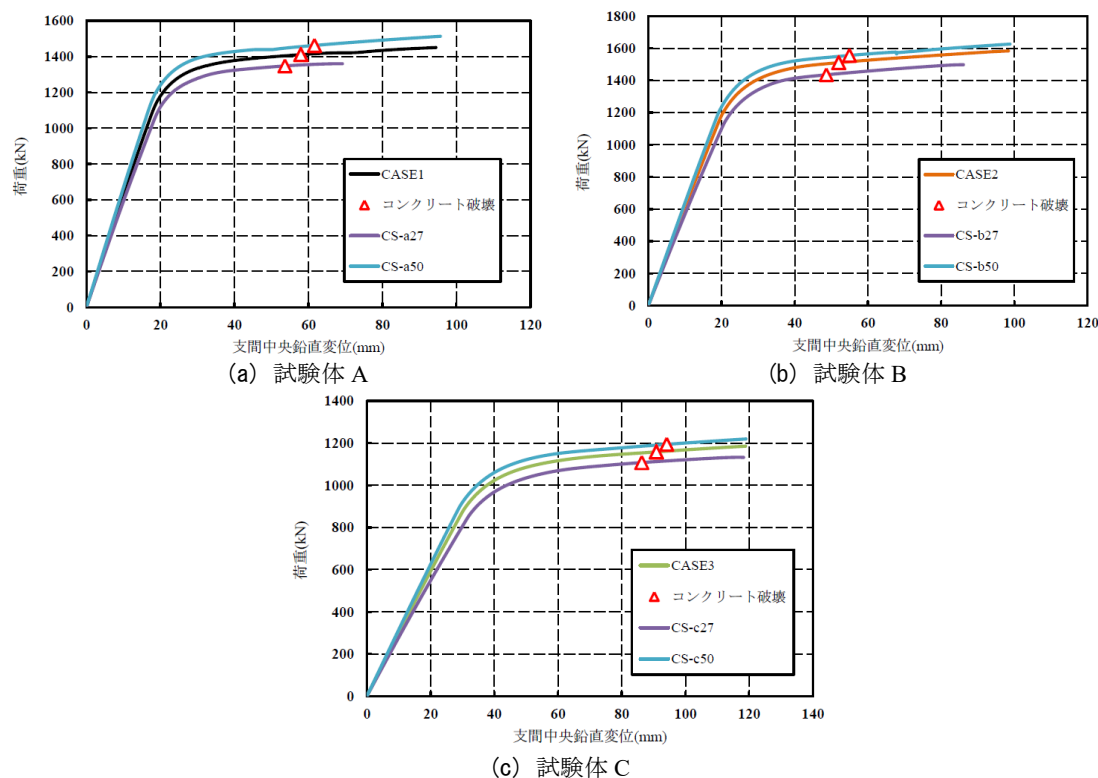


図 4-16 ケース CS の解析結果の比較

わかる。 P_y を超えた後については、解析結果は実験結果を上回っている。解析値は実験値と比べると多少の違いが見られるが、実験の挙動を概ね表現できている。誤差が生まれる原因は、解析モデルにおける初期状態の設定であり、初期たわみと残留応力を考慮していないことが考えられる。以上より、耐力のみならず、全体的な力学挙動についても精度よく再現できたと言える。

(3) パラメトリック解析

以下に、各解析ケースを説明する。なお、基本ケースとして、供試体 A、供試体 B、供試体 C の解析結果をそれぞれ CASE1、CASE2、CASE3 と記す。

a) コンクリート圧縮強度[ケース名：CS]

日本道路橋示方書で示されるコンクリート圧縮強度の設計基準値 27 N/mm^2 を代表値とし、加えてコン

クリート圧縮材料試験の値と比べ大きめに設定される値 50 N/mm^2 の 2 パターンとした。

b) 合成効果[ケース名：IE]

鋼桁の上フランジとコンクリート床板間の界面モデルについて、摩擦が生じる方向の f_{bo} (滑り・付着応力) の 10% を使って解析を実行した。

c) 鋼桁腹板の幅厚比[ケース名：WT]

3 つの実験供試体のうち、2 つの異なる幅厚比がある。その上、幅厚比パラメータ R_w に従い、より高いウェブを有する解析モデルが設計される。本ケースの解析モデル幅厚比パラメータ R_w 範囲が $1.2 \sim 1.7$ となる。

d) 曲げ・せん断比率[ケース名：BS]

Case1、Case2、Case3 の支点間距離を減らし、せん断耐荷力の把握を含め、曲げ・せん断耐荷力でもせん断力が特に卓越するケースを実施した。

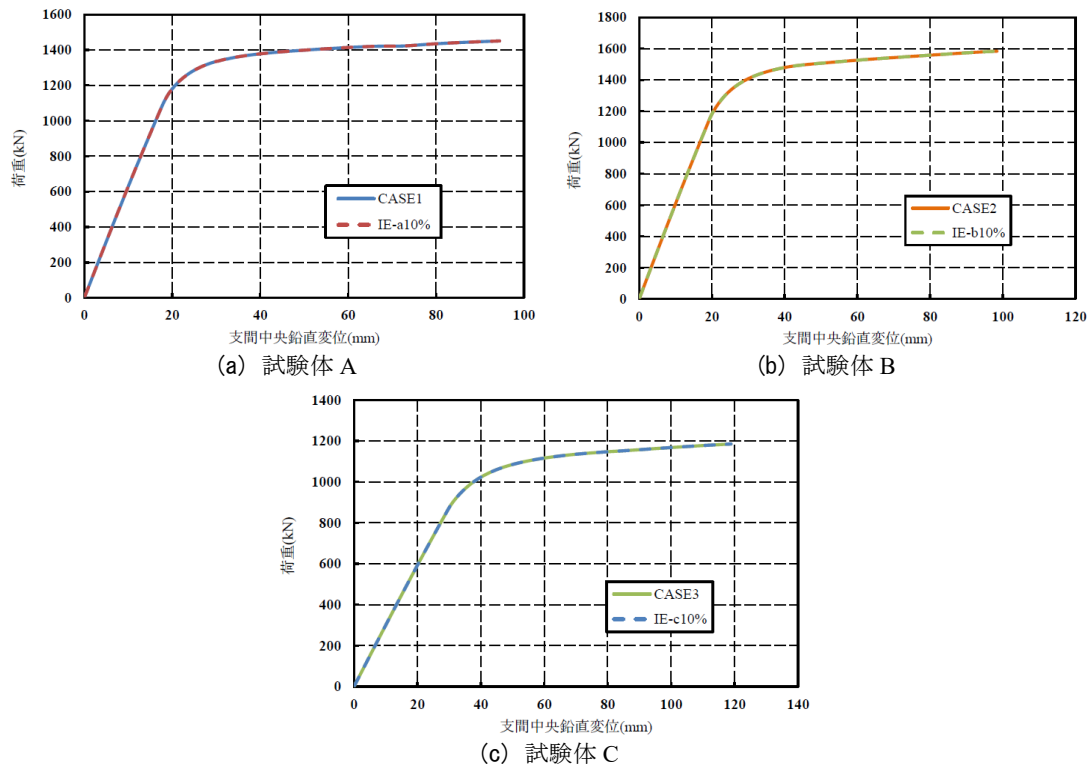


図 4-17 ケース IE の解析結果の比較 (供試体 A)

(4) パラメトリック解析

a) コンクリート圧縮強度[ケース名: CS]

着目点のコンクリート圧縮強度を変化させたケースを表 4-7 に示す。パラメトリック解析結果の比較図を供試体ごとに図 4-16 に示す。

b) 合成効果[ケース名: IE]

界面要素における滑り・付着応力を 10%まで低下させ、基本ケース CASE1, CASE2 および CASE3 の結果との比較を行う。供試体ごとに比較結果を図 4-17 に示す。

c) 鋼桁腹板の幅厚比[ケース名: WT]

実験供試体のうち、供試体 A の腹板幅厚比パラメータ R_w が 1.2 で、供試体 B および供試体 C の腹板幅厚比パラメータ R_w が 1.4 である。 R_w を 0.1 ずつ増やし、より高い腹板を有する解析モデルを作った。本ケースにおいて、供試体 A 解析モデルの腹板幅厚比パラメータ R_w が 1.2, 1.3, 1.4 および 1.5 である。供試体 B および供試体 C 解析モデルの腹板幅厚比パラメータ R_w が 1.4, 1.5, 1.6 および 1.7 である。着目点の腹板幅厚比を変化させたケースを表 4-8 に示す。パラメトリック解析結果の比較図を供試体ごとに図 4-18 に示す。なお、ウェブの幅厚比パラメータ R_w は以下の式により求められる。

$$R_w = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k_w}} \quad (4.9)$$

ここで、

b : ウェブの幅

t : ウェブの厚さ

E : 鋼材のヤング係数 (= 200 GPa)

σ_y : ウェブの降伏点

ν : 鋼材のポアソン比 (= 0.3)

k_w : 座屈係数 (= 23.9)

d) 曲げ・せん断比率[ケース名: BS]

基本ケース Case1, Case2 および Case3 のスパンを減らし、せん断耐荷力の把握を含め、曲げ・せん断耐荷力でもせん断力が特に卓越する解析ケースを実施した。スパン長さの変え方の詳細を表 4-9 と図 4-19 に示す。パラメトリック解析結果の比較図を供試体ごとに図 4-20 に示す。

(5) データの分析・評価

以上、本研究対象となる合成桁のパラメトリック解析を実施した。桁支間中央点の P - δ 関係図に着目しながら、考察を述べる。

a) コンクリート圧縮強度[ケース名: CS]

コンクリートの圧縮強度 f'_c について、 f'_c の増加に伴い、耐力は増加する傾向があることがわかる。また f'_c が低い方の 27 N/mm² の場合 (CS-a27, CS-b27, CS-c27)、変形性能が同試験体の他ケースと比べ、低くなることもある。

b) 合成効果[ケース名: IE]

界面要素の作用を低下させた解析結果は概ね変わらないことから、界面の滑り・付着は合成桁の耐力に対する影響が小さいと考えられる。

c) 鋼桁腹板の幅厚比[ケース名: WT]

腹板幅厚比パラメータ R_w を増加することに伴い、各解析結果は高耐力化の傾向を示すことがわかる。変形性能について、試験体により異なる。供試体 A において、腹板幅厚比パラメータ R_w の増加に従い、変形性能は低下することになる。供試体 B において、ケース WT-b1020 だけ変形性能が比較的に低い方で

表 4-8 腹板幅厚比を変化させたパラメトリック解析ケース

		コンクリート圧縮強度	ウェブ厚	ウェブ高	ウェブ幅厚比パラメータ
供試体	解析ケース名	$f_c(N/mm^2)$	$t_w(mm)$	$h(mm)$	R_w
A	CASE1	36.3	6	740	1.2
	WT-a780	36.3	6	780	1.3
	WT-a840	36.3	6	840	1.4
	WT-a900	36.3	6	900	1.5
B	CASE2	38.3	6	860	1.4
	WT-b900	38.3	6	900	1.5
	WT-b960	38.3	6	960	1.6
	WT-b1020	38.3	6	1020	1.7
C	CASE3	38.4	6	860	1.4
	WT-c900	38.4	6	900	1.5
	WT-c960	38.4	6	960	1.6
	WT-c1020	38.4	6	1020	1.7

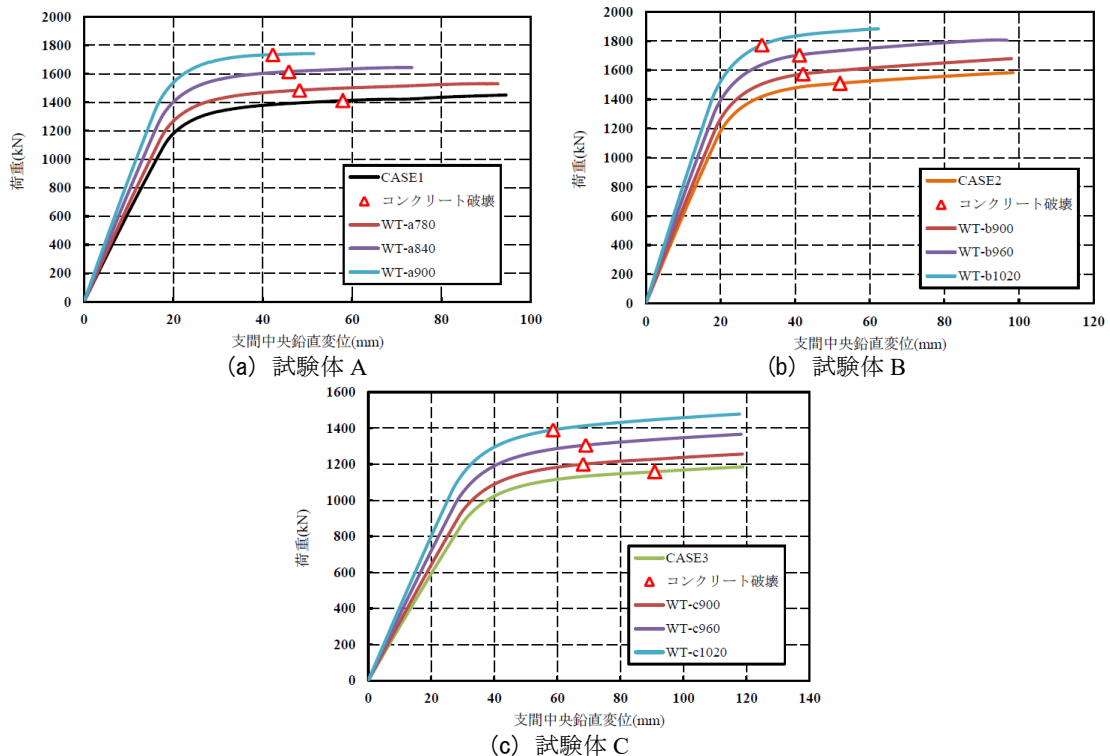


図 4-18 ケース WT の解析結果の比較

ある。供試体 C においては、変形性能は特に変わらないことが分かる。

d) 曲げ・せん断比率[ケース名 : BS]

供試体スパンが短くなることに伴い、変形性能が低下する傾向がわかる。これからはスパンを減らしたから、せん断が卓越になり、垂直方向変位が小さい段階で終局状態を迎えるためと考えられる。

実験結果、再現解析結果およびパラメトリック解析結果をまとめ、現在の Ductility 式⁹⁾を用いて比べる。 D_p/D_t と M_u/M_p の結果を図 4-21 に示す。解析モデルは実験供試体と比べ、 D_p/D_t が 0.20 から 0.17 ほどにシフトしても、全塑性曲げモーメントに達する

ことができることがわかった。そして、解析・実験結果はともに評価式の外側にあり、AASHTO, Eurocode の評価式および Gupta らの提案式⁷⁾の妥当性が確認できた。

4.3 合成2主桁の曲げ・せん断耐荷力の数値解析 (R1 年度)

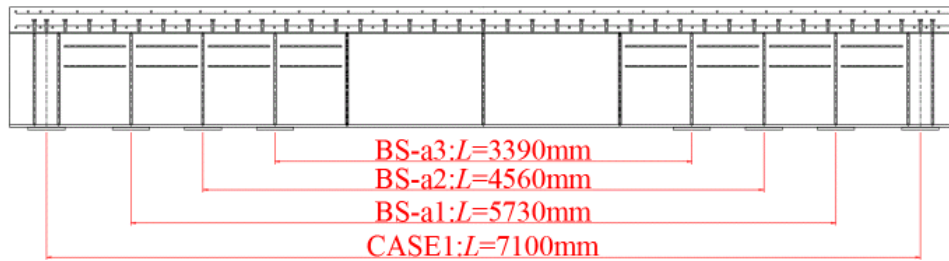
(1) RC床版を有する合成2主桁のFEM解析

ここでは、R1 年度の載荷実験についてもコンクリート床版が健全であるとして再現解析を実施する。

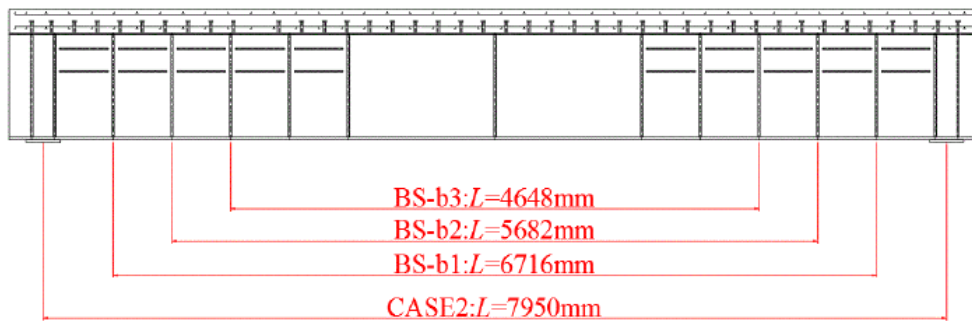
表 4-9 スパン長を変化させたパラメトリック解析ケース

供試体	解析ケース名	ウェブ厚	ウェブ高	スパン長	比率
		$t_w(\text{mm})$	$h(\text{mm})$	$L(\text{mm})$	
A	CASE1	6	740	7100	1.00
	BS-a1	6	740	5730	0.81
	BS-a2	6	740	4560	0.64
	BS-a3	6	740	3390	0.48
B	CASE2	6	860	7950	1.00
	BS-b1	6	860	6716	0.84
	BS-b2	6	860	5682	0.71
	BS-b3	6	860	4648	0.58
C	CASE3	6	860	10400	1.00
	BS-c1	6	860	8930	0.86
	BS-c2	6	860	7660	0.74
	BS-c3	6	860	6390	0.61

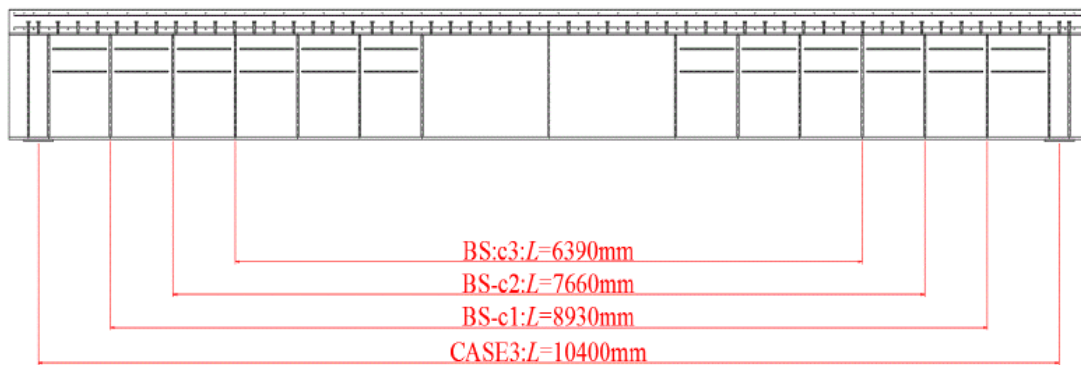
※ここで、「比率」は実験供試体のスパンに対する解析モデルのスパンの比



(a) 供試体 A



(b) 供試体 B



(c) 供試体 C

図 4-19 パラメトリック解析におけるスパンの変化

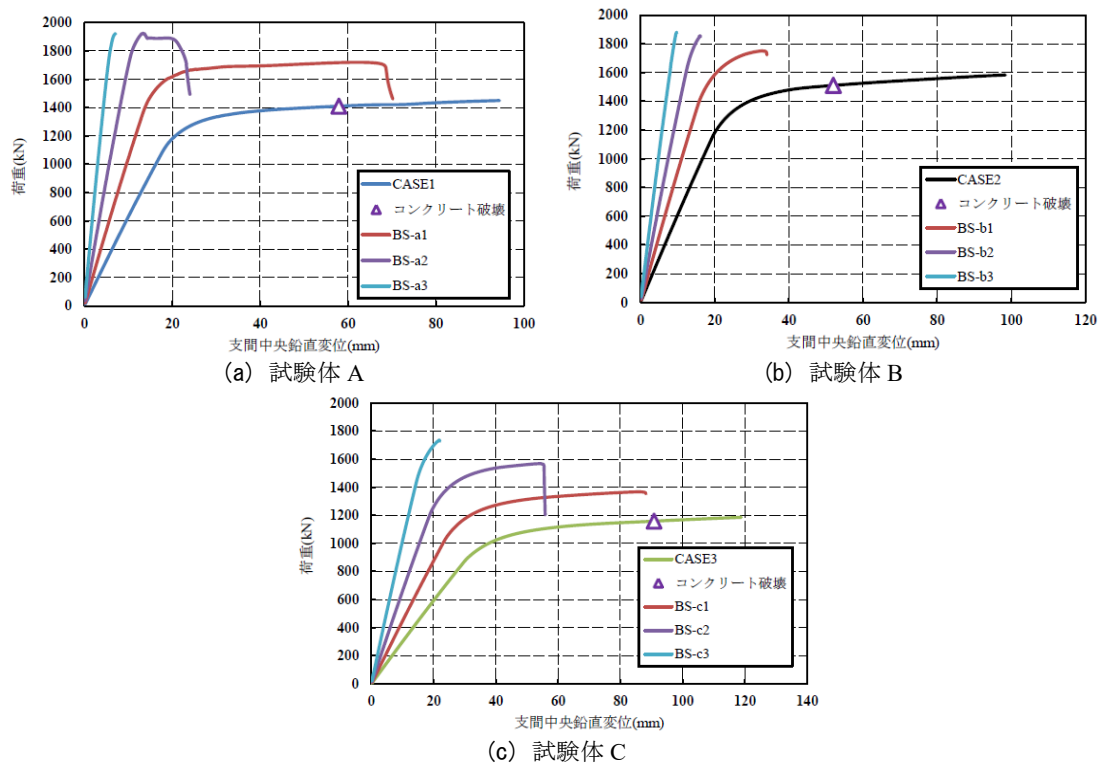


図 4-20 ケース BS の解析結果の比較

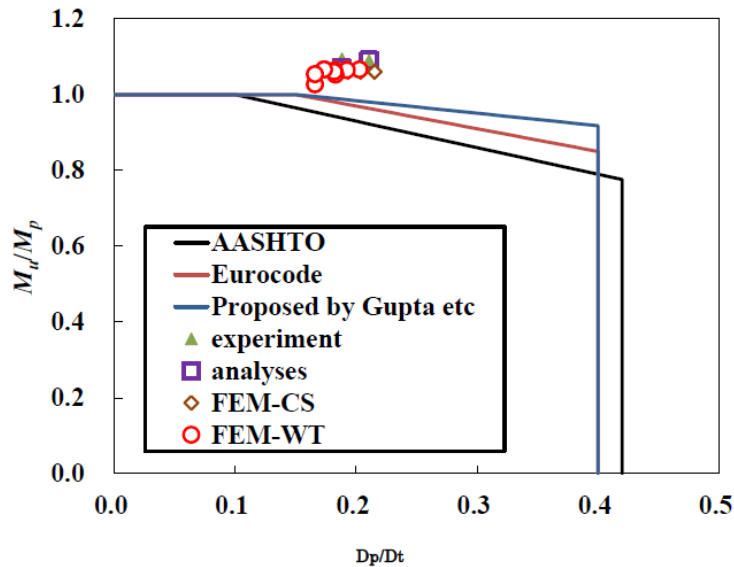


図 4-21 Ductility 条件の比較

図 4-22 に作成した FEA モデルを示し、表 4-10 に FEA モデルで使用した要素や物性値、メッシュサイズ等の FEA モデルの概要を示す。使用したソフトウェアは、DIANA 10.3 であり、幾何学的非線形性ならびに材料非線形性を考慮した複合非線形 FEA を実施する。

外力として、載荷面に強制変位を与える。載荷面には、載荷板として鋼材の物性値を有する弾性体要素を設置した。載荷板以外の鋼材の材料モデルは、バイリニアモデルとし、降伏点までは応力・ひずみ関係が弾性係数を 200 GPa としたフックの法則に従い、降伏点以降は応力・ひずみ関係が弾性係数の 1/100 の勾配を有する直線関係とした。RC 床版については、コンクリートに

については表 4-11 に示すモデル化を行い、鉄筋に関しては埋め込み鉄筋要素を使用している。メッシュサイズは、鉄筋以外については 40 mm を標準とし、総節点数は 738,514、総要素数は 174,194 となった。

また、この FEA モデルでは、スタッドを鋼材プレートに換算して、シェル要素でモデル化している。換算式は、下式のように、スタッド群の総面積をスタッド群の幅で除して鋼材プレートの板厚を求めている。

$$t_{stud_plate} = \frac{\sum S_{stud}}{b_{stud_plate}} = \frac{3 \times (\pi \times 22^2) / 4}{120} = 9.5 \text{ (mm)} \quad (4.10)$$

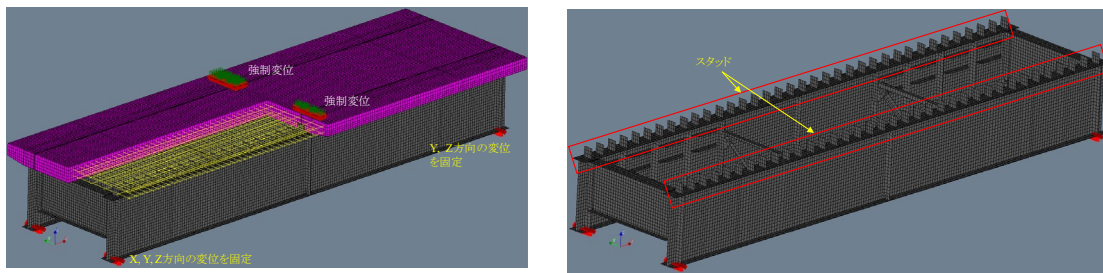


図 4-22 FEA モデル

表 4-10 FEA モデルの概要

部材	要素	材料モデル	降伏点 σ_y (MPa)	板厚 (mm)
上フランジ	曲面シェル要素 (CQ40S & CT30S)	バイリニア	423	12
ウェブ			393	9, 16
下フランジ			394	20
スタッド			393	9.5 (換算)
支点上横桁			393	9, 12
対傾構				6, 9
鉄筋			Bar 要素	384
RC 床版	20 節点ソリッド要素 (CHX60)	表 4-11		220
載荷板		弾性体		32

表 4-11 コンクリートの材料モデル

圧縮強度 f_c	(MPa)	34.5
引張強度 f_t	(MPa)	2.437
ヤング係数 E_c	(MPa)	2.8×10^4
単位体積重量	(ton/m ³)	2.45
圧縮破壊エネルギー G_{fc}	(N/mm)	48.04
引張破壊エネルギー G_{ft}	(N/mm)	0.0884
圧縮軟化曲線には Parabolic 式、引張軟化曲線には Hordijk 式を用いた。		

図 4-23 に、載荷荷重と支間中央鉛直変位について、実験結果と解析結果の比較を示す。解析の終了は、RC 床版コンクリートの圧縮強度に達するときのひずみとなるようにした。同図より、実験結果と解析結果はおおむね一致しており、実施した FEA の妥当性が検証されたと言える。FEA の最大荷重は 4335 kN である。

また、図 4-24 と図 4-25 に、載荷荷重が最大荷重となるときミーゼス応力のコンター図とコンクリートのひび割れ図をそれぞれ示す。

(2) パラメトリック解析

R1 年度に載荷試験を実施した 2 主桁の試験体についても FEM によるパラメトリック解析を実施した。はじめに、図 4-22 に示す 2 主桁 FEA モデルについて、床版を幅方向中央で分割し、1 主桁とした FEA モデル (図 4-26) について、2 主桁 FEA モデルと同様の非線形 FEA を実施した。図 4-27 に荷重と支間中央鉛直変位の関係を示す。ここで、荷重は 2 主桁の場合に合わせて 2 倍にしている。同図より、主桁本

数によらず、FEA の荷重-変位関係は同様になることがわかる。これは、載荷位置が、T 荷重を模した各鋼桁直上であり、実験結果からも、横桁や対傾構にほとんどひずみが発生しておらず、荷重分配がみられなかったことから、各鋼桁が独立して挙動したためと考えられる。

次に、床版幅の影響を把握するために、図 4-26 のモデルを、床版幅を過年度の試験体と同様に 500 (幅) × 200 (高さ) mm に変更した FEA モデルを作成し、同様の非線形 FEA を実施した。図 4-27 に荷重と支間中央鉛直変位の関係 (橙色線) を示す。ここで、荷重は 2 主桁の場合に合わせて 2 倍にしており、最大荷重は 3846 kN となった。図 4-27 から、床版幅を変更したモデルは、図 4-26 よりも床版の有効幅が小さいことから、初期剛性ならびに最大荷重が低下している。道示で規定される床版の有効幅としては、床版幅を変更した FEA モデルの方が近く (有効幅 1207 mm に対して FEA モデルの床版幅は 1250 mm)、試験体に事前に導入された床版損傷を

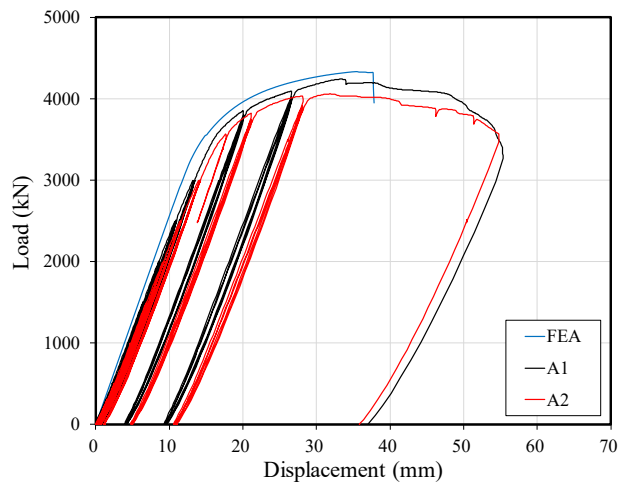


図 4-23 荷重 - 鉛直変位の関係

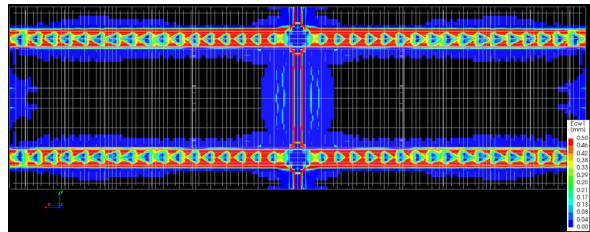
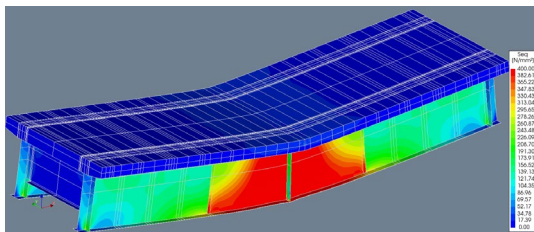


図 4-24 ミーゼス応力のコンター図(載荷荷重:2911 kN) 図 4-25 コンクリートのひび割れ図(載荷荷重:2911 kN)

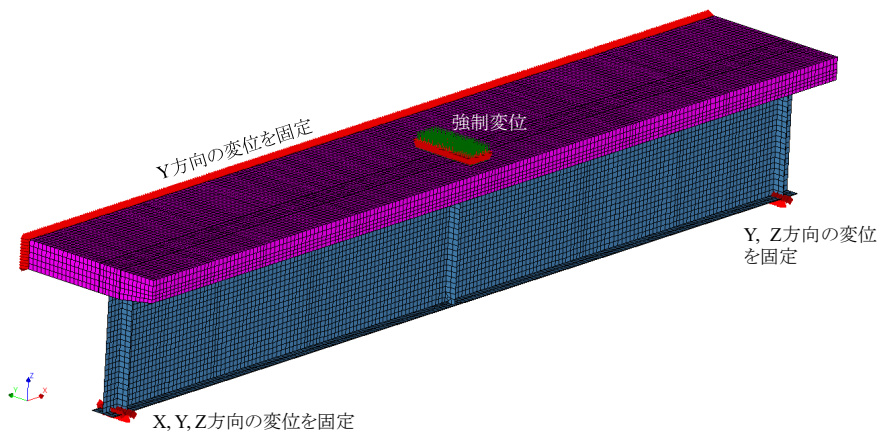


図 4-26 FEA モデル (1 主桁)

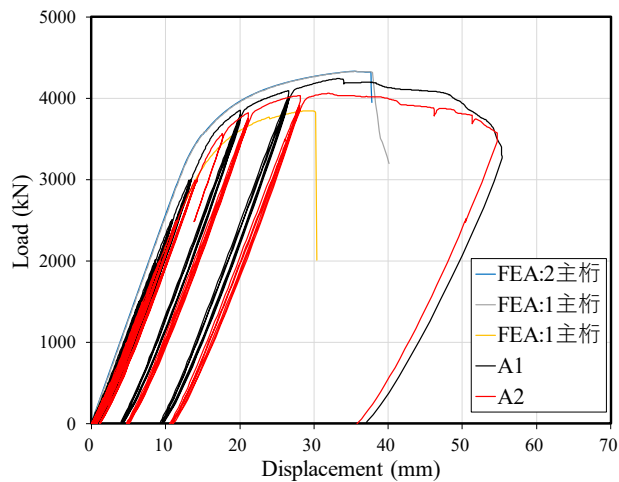


図 4-27 荷重 - 鉛直変位の関係

FEA モデルでは再現できていないものの、実験結果と解析結果はおおむね一致している。ここから、現行の床版の有効幅規定は妥当と言える。

参考文献

- 1) 岡田淳, 依田照彦, LEBET J-P : グループ配列したスタッドのせん断耐荷性能に関する検討, 土木学会論文集, No.766, I-68, pp.81-95, 2004.
- 2) K. Hamamura, K. Ono, M. Matsumura, T. Tarui and S. Okada: An Experimental Study on Mechanical Properties of SBHS700 and Application of SBHS700 to Stiffened Plates, Proceedings of the 13th East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction (EASEC-13), 2013.9.
- 3) S. Hashimoto, K. Ono and S. Okada: An Experimental Study on Mechanical Properties and Constitutive Equation of SBHS500, Proceedings of the 13th East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction (EASEC-13), 2013.9.
- 4) de Witte, F.C. and Kikstra, W.P.: DIANA Finite Element User's Manual: Analysis Procedures (release 10.2), TNO DIANA b.v., 2017.
- 5) Japanese Industrial Standards: JIS handbook steel I.,2012.
- 6) 稲葉尚文, 奥井義昭, 長井正嗣, 本間淳史, 春日井俊博, 野呂直以 : 合成 I 桁の曲げ, せん断相関強度解明に関する実験的研究, 土木学会論文集 A, Vol.66, No.2, pp.393-405, 2010.
- 7) Gupta, V.K., Okui, Y., Inaba, N., Nagai, M.: Effect of concrete crushing of flexural strength of steel-concrete composite girders, 土木学会論文集 A, Vol.63, No.3, pp.475-485, 2007.

第5章 塑性化を考慮した鋼桁設計法

5.1 限界状態設計法の検討

平成29年に改定された道路橋示方書¹⁾では、橋の限界状態は下記とされた。

4.1 橋の限界状態（抜粋）

(3) 橋の限界状態として、橋としての荷重を支持する能力に関わる観点及び橋の構造安全性の観点から橋の限界状態1から3を設定する。

1) 橋の限界状態1

橋としての荷重を支持する能力が損なわれていない限界の状態

2) 橋の限界状態2

部分的に荷重を支持する能力の低下が生じているが、橋としての荷重を支持する能力に及ぼす影響は限定的であり、荷重を支持する能力があらかじめ想定する範囲にある限界の状態

3) 橋の限界状態3

これを超えると構造安全性が失われる限界の状態

(4) 橋の耐荷性能の照査に用いる橋の限界状態は、橋を構成する部材等及び橋の安定に関わる周辺地盤の安定等の限界状態によって代表させることができる。

上記の4.1(4)に関して部材等の限界状態は、下記とある。

4.3 部材等の限界状態（抜粋）

(3) 部材等の限界状態1から3を、表-4.3.1により適切に設定する。

上記の表-4.3.1を含む表-解 4.3.1 を表 5-1 に示し、これを図解したものを図 5-1 と図 5-2 に示す。ここで、載荷試験から得られた各試験体の荷重-支間中央鉛直変位関係を H29 年度の結果も含むかたちで図 5-3、表 5-2、表 5-3 に示し、得られた知見を以下に整理する。

(1) 曲げ耐荷力の検討

- ・ 従来の道示設計でも全塑性モーメント M_p に達し、降伏モーメント以降の強度を期待できる。
- ・ 床版内の鉄筋配置により、床版圧壊（最大強度）以降も粘り強い構造にできる。
- ・ ウェブの幅厚比パラメータ R_w を緩和しても、塑性中立軸が床版あるいは上フランジ内であれば、 M_p に達する。

(2) 曲げ・せん断耐荷力の検討

- ・ 従来の道示設計でも全塑性モーメントに達し、降伏モーメント以降の強度を期待できる。
- ・ 曲げ・せん断比率を大きくしたり、 R_w を緩和しても全塑性モーメントに達する。
- ・ いずれのケースでも曲げ耐荷力とせん断耐荷力の間に相関は見られない。
- ・ 床版と鋼桁の接触面にはく離剤を塗布して合成効果を低減させた試験体 (D) でも、剥離剤を塗布しない試験体 (B) と同様の荷重-鉛直変位関係ならびに破壊形態を示す。

剛性の再帰性は、実験から少なくとも $2.0\delta_y$ まで確認されており、この再帰性は床版にひび割れが発生する最大荷重 P_{max} まで有すると考えられる。床版にひび割れが発生した後、荷重は増加せず、変位が増加する。そして、変位が $3.0\delta_y$ となるあたりで、荷重が急激に低下する。これ以降に、いくつかの試験体では繰り返し載荷を実施した。その結果、損傷が進行し、剛性の再帰性はみられていない。これらを考慮すると、道路橋示方書の 4.3 に対応する部材としての限界状態は、以下とすることが考えられる。

限界状態 1	P_y
限界状態 2	P_p あるいは床版上段鉄筋の降伏点
限界状態 3	P_{max} （最大荷重点）、ただし Ductility 条件を設ける

ここで、限界状態 2 については、コンクリートの材料としての機械的性質のばらつきが鋼材のそれと比較して大きいことから、全塑性モーメントに達する

表 5-1 部材等の限界状態の力学的な解釈例 (表-解 4.3.1)

限界状態 1	部材等としての荷重を支持する能力が確保されている限界の状態 (特段の注意無く使用できるとみなせる限界の状態)	<ul style="list-style-type: none"> 挙動等に可逆性を有するとみなせる限界の状態 部材機能を低下させる変位や振動程度に至らない限界の状態 橋の機能を低下させる変位や振動程度に部材が至らない限界の状態
限界状態 2	部材等としての荷重を支持する能力は低下しているもののあらかじめ想定する能力の範囲にある限界の状態 (特別の注意のもとでしようできるとみなせる限界の状態)	<ul style="list-style-type: none"> 部材として最大強度点を超えず、かつ、十分な塑性変形能が残存するとみなせる限界の状態 組み合わせる状況に対して求める橋の機能に影響を与える残留変位や剛性低下に達しない限界の状態
限界状態 3	これを超えると部材等としての荷重を支持する能力が完全に失われる限界の状態	<ul style="list-style-type: none"> 部材として最大強度点を超えない状態 部材として変形性能を喪失しない限界の状態

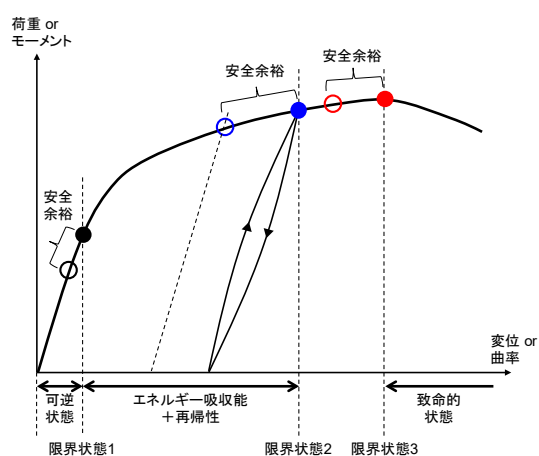


図 5-1 部材の限界状態

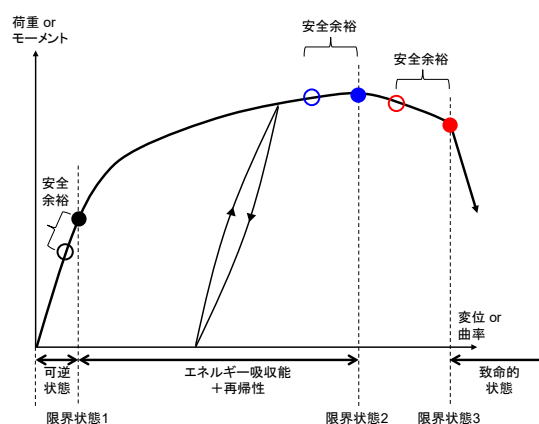
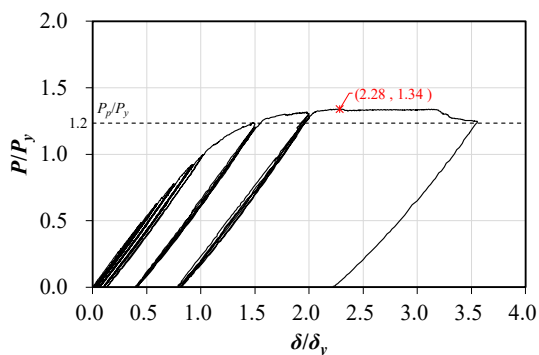
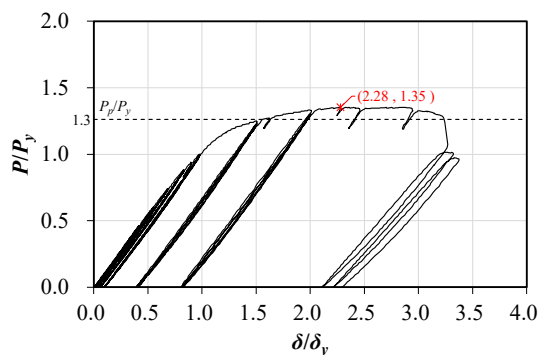


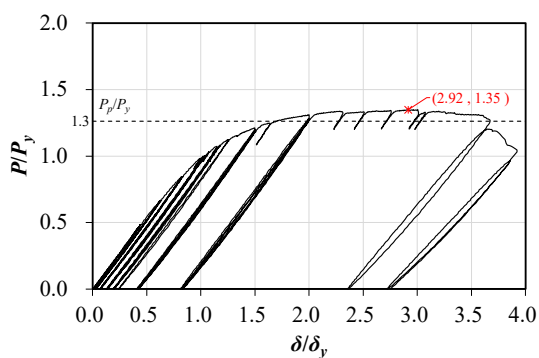
図 5-2 橋の限界状態



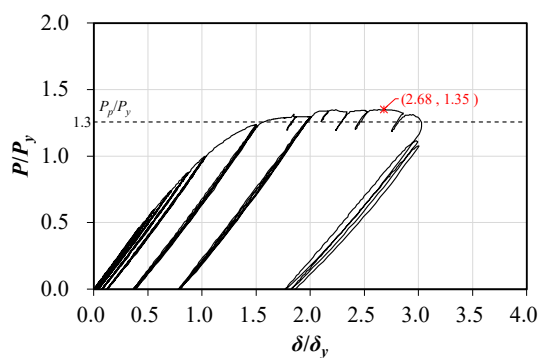
(a) 試験体 A



(b) 試験体 B



(c) 試験体 C



(d) 試験体 D

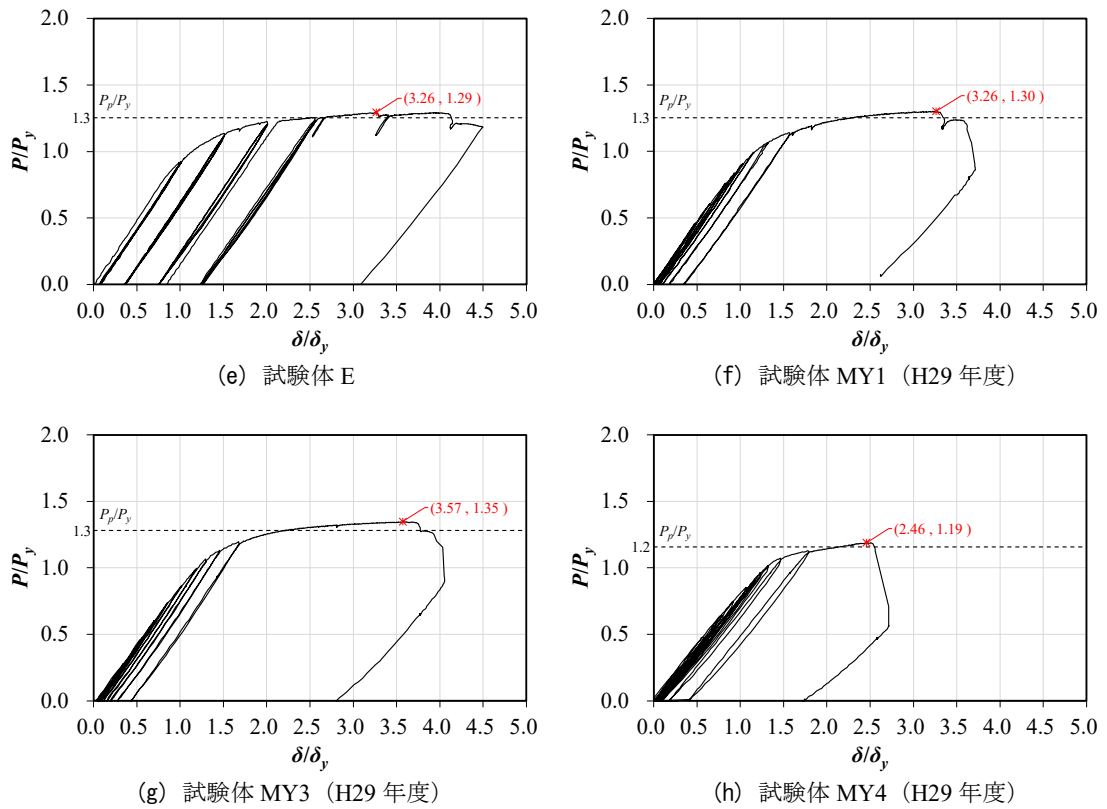


図 5-3 荷重—支間中央鉛直変位関係

表 5-2 荷重 - 変位関係の特徴量

(a) 四点曲げ試験

試験体名	理論値	理論値	理論値	実験値	実験値
	P_v	δ_v	P_p	δ_y	P_{max}
MY1	1280	20.6	1604	20	1667
MY3	1505	17.8	1930	20	2028
MY4	1838	22.7	2130	20	2185
E	1280	20.6	1604	20	1656

(b) 三点曲げ試験

試験体名	理論値	理論値	理論値	実験値	実験値
	P_v	δ_v	P_p	δ_y	P_{max}
A	1032	13.2	1274	18	1383
B	1085	14.6	1368	20	1468
C	829	25.0	1046	30	1118
D	1085	14.6	1363	20	1466

表 5-3 最大荷重における荷重 - 変位関係の特徴量

試験体名	P_{max}/P_y	δ/δ_y
MY1	3.26	1.30
MY3	3.57	1.35
MY4	2.46	1.19
E	3.26	1.29
A	2.28	1.34
B	2.28	1.35
C	2.92	1.35
D	2.68	1.35

※ δ_y は実験値

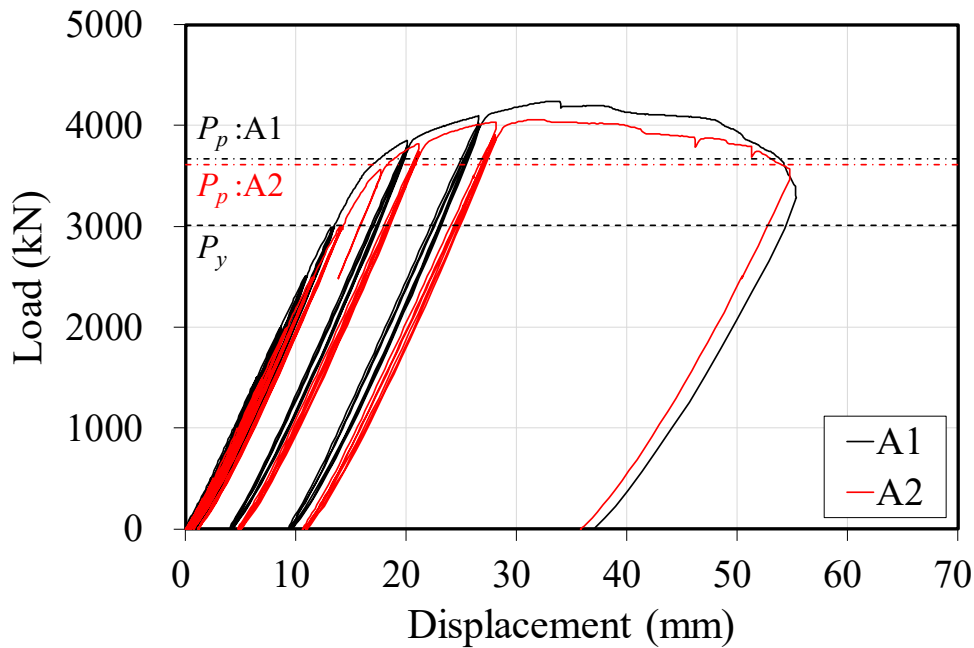


図 5-4 荷重—支間中央鉛直変位関係 (R1 年度)

表 5-4 荷重値ならびに降伏変位の一覧 (R1 年度)

試験体	最大荷重	降伏荷重	降伏変位		全塑性荷重
	P_{max} (kN)	$2 \times P_y$ (kN)	δ_y (mm)		$2 \times P_p$ (kN)
	実験値	理論値	理論値	実験値	理論値
A1	4,241	3,008	9.8	13	3,672
A2	4,060	3,008	9.8	14	3,610

表 5-5 鋼桁の最小腹板厚

鋼種	SM490Y SM520 SM490W
水平補剛材のないとき	$\frac{b}{124} \rightarrow \frac{b}{143}$

荷重 P_p ではなく、床版上段鉄筋の降伏点とすることも考えられる。限界状態 3 については、RC 床版コンプレッショントウに達する荷重と考えてよい。ただし、AASHTO ならびに Eurocode を参考に、コンパクト断面の条件を満たす場合でも、コンクリートの圧壊により全塑性モーメントに到達できない場合があるため、Ductility 条件を設けるのが良い。また、AASHTO ならびに Eurocode では、この Ductility 条件の前提条件として、終局限界状態の照査におけるコンパクト断面の曲げ耐力評価に、鋼種に対する制限を設けている。例えば、AASHTO では鋼材の降伏強度の規格値が 485 N/mm^2 を上回らないこととしている。これをふまえると、わが国では、降伏点の規格値が 500 N/mm^2 以上である SBHS500 を用いた合成桁に対しては、十分なデータの蓄積が必要といえる。また、鋼桁腹板の最小腹板厚については、検討結果にもとづくと、表 5-5 に示す緩和が可能と言える。ただし、垂直補剛材と鉛直補剛材の配置は道路橋示方書に従うとする。この結果は、鋼重低減に結び付くため、鋼系橋梁の競争力を向上させる。

一方、全塑性モーメントを越え、床版が圧壊して最大荷重に達した以降でも、耐力が急激に減少しなければ、橋の構造的機能は失われていない。さらに、構造部材ではなく、構造システムとして橋構造を考えると尚更である。この場合、上記の限界状態 2 を部材の P_{max} よりも大きくすることができる可能

性がある。そこで、R1 年度は、橋の構造システムとしての限界状態の把握ならびに既設橋の維持管理に対する知見を得ることを目的として、事前に定点移動疲労荷試験を行うことで損傷を与えた RC 床版を有する合成 2 主桁試験体の 3 点曲げ試験を行った。3 点曲げ試験から、RC 床版の損傷程度が異なる 2 体の試験体について、全体的な力学的挙動が同様となる傾向がみられた (図 5-4、表 5-4)。これは使用性に対しては注意が必要であるものの、高齢化橋梁の維持管理のみならず、大規模地震が発生したあとの緊急車両の走行などに関して有益な知見が得られたと言える。ただし、床版の損傷状態と荷重パターンが与える影響の定量評価は今後の課題である。また、構造システムとしての限界状態を設定するためには、特に、限界状態 1 以降について、床版や横桁などによる荷重分配効果といった 1 主桁に対する冗長性を評価する必要があり、既往の研究成果の活用ならびに解析的検討が必要である。

5.2 今後の課題

我が国では、コスト縮減に向けた構造の合理化とともに、大規模地震が多発することから、床版が圧壊したとしても、桁構造で機能を確保するといったように、粘り強い構造とすることが強く求められる。これには、これまでの検討から、床版内の鉄筋配置といったディテールの変更が有効ではあるものの、以下について、実験も含めたさらなる検討が求められる。

(1) 曲げ耐荷力の把握

現状では、ウェブに配置した水平補剛材が曲げ耐荷力に与える影響についての知見が不足している。このため、平成 29 年度の検討で、ウェブに座屈が見られた試験体をベースに、ウェブに水平補剛材を設け、載荷試験を行うことが考えられ、粘り強い構造を目指す。結果として、ウェブ幅厚比の緩和も期待される。また、解析による実験結果の補完も必要である。

(2) 曲げ・せん断耐荷力の把握

平成 30 年度の検討で、曲げが卓越する試験体では、最大荷重を超えた以降にウェブの座屈が見られた。このため、(1)と同様に、粘り強い構造を目指して、水平補剛材が耐荷力に与える影響について把握する必要がある。

さらに、今回の検討では、合成桁の限界状態を設定するにあたり、正曲げを受ける単純桁を対象にした。このため、今後は、設計法の整備に向けて、負曲げ域や連続桁に対する限界状態ならびに評価式の検討が必要である。

謝辞

R1年度の合成2主桁の載荷試験では、定点移動疲労載荷試験を実施するにあたり、早稲田大学・佐藤靖彦教授、竹田京子氏にアドバイスを賜りました。また、各年度の載荷試験では、早稲田大学の学生諸子（チンオンニさん、澤田健君、中野正貴君、方超越君、濱村凌君、清水友貴君）ならびに長岡技術科学大学の学生諸子（森久慶祐君、松澤和憲君、三浦和馬君、岩田龍也君、中村洋介君、高橋誠太君、Fernando Jacome Pecero君、廣瀬敬祐君、眞保憲靖君）に協力賜りました。ここに記して、謝意を表します。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I共通編，2017