



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. 28-8

研究テーマ

鋼橋の現位置改良工法の開発

研究代表者：(一社) 日本橋梁建設協会	近畿統括部長	大野 豊繁
共同研究者：(一社) 日本橋梁建設協会	技術委員会副幹事長	春日井 俊博
(一社) 日本橋梁建設協会	設計小委員長	三宅 隆文
(一社) 日本橋梁建設協会	保全委員会委員	稲田 育朗
(一社) 日本橋梁建設協会	WG委員	川東 龍則
(一社) 日本橋梁建設協会	WG委員	前田 諭志

令和元年7月

新道路技術会議

目 次

研究概要.....	4
第1章 はじめに.....	6
1. 1 研究の概要.....	6
1. 2 研究の目的と背景.....	6
1. 3 国内外の既存研究の状況.....	6
1. 4 期待される成果と道路施策への貢献.....	6
1. 5 報告書の構成.....	6
第2章 提案する工法の概要.....	9
2. 1 本工法の例.....	9
2. 2 工法実現のポイント.....	9
2. 3 提案工法の適用対象.....	10
2. 4 補強構造の提案.....	11
2. 5 提案する設計法の位置づけ.....	11
2. 6 補強工法の概要.....	11
第3章 跨線橋の改良検討.....	13
3. 1 跨線橋の設計.....	13
3. 2 跨線橋の構造特性の検討.....	15
3. 3 跨線橋の施工性と維持管理性の検討.....	16
3. 4 跨線橋の改良検討のまとめ.....	20
第4章 鋼桁で補強した合成桁の検討.....	21
4. 1 試験体と実験方法.....	21
4. 2 解析の概要.....	21
4. 3 載荷実験結果.....	21
4. 4 鋼桁で補強した合成桁の検討結果.....	24
第5章 鋼桁で補強した鋼桁の検討.....	25
5. 1 試験体と実験方法.....	25
5. 2 解析の概要.....	26
5. 3 実験と解析の結果.....	26
第6章 水平補剛材で補強した鋼桁の検討.....	28
6. 1 試験体と実験方法.....	28
6. 2 解析の概要.....	29

6. 3 実験と解析の結果	30
第7章 研究のまとめ	43
7. 1 構造特性の評価	43
7. 2 解析手法の妥当性の評価	43
7. 3 研究のまとめ	43
参考文献.....	46
付録 計算例	47

**「道路政策の質の向上に資する技術研究開発」(平成28年度採択)
研究概要**

番号	研究課題名	研究代表者
No.28-8	鋼橋の現位置改良工法の開発	(一社)日本橋梁建設協会 近畿統括部長 大野 豊繁

本研究は、損傷した鋼橋を現在の位置で供用しながら、維持管理がより容易な新構造へと改良する新しい工法を開発するものであり、その特徴は既設主構造から新設主構造へと耐荷機能に移行することである。工法の適用性、安全性と実用性を実験と解析で検証した。

1. 研究の背景・目的

腐食や疲労などの損傷をもたらした原因を取り除かないまま、損傷した鋼橋の断面修復をするだけでは再劣化することが多い。構造の大規模な改造を行う場合、あるいは鋼橋の架替えを行う場合には、通行止めなどの交通規制が必要となって利用者の不利益が増大する。迂回路の確保が困難な山間部や跨線橋などでは補修工事が困難となっている。本研究は、現橋の位置で供用しながら改良する工法を提案するものである。この工法の特徴は、既設主構造から新設主構造へと耐荷機能移行することである。本研究では、既設部材と新設部材とを協働させることで構造全体の安全性を確保する新しい設計法の提案も目的とした。

2. 研究内容

はじめに、跨線橋を対象として提案する補強工法の実現可能性を明らかにした¹⁾。次に既設部材と新設部材とが協働する構造の耐荷機構を実験と解析で明らかにした。実験は3種類を実施した。ひとつ目は、既設が合成桁で新設が鋼桁の場合²⁾である。ふたつ目は、既設が鋼桁で新設が鋼桁の場合³⁾である。これらの実験では、既設が降伏に達するか局部座屈によって最大強度点となっても、新設が荷重増分を負担して構造全体として耐荷機能が保持されることを確認した。実験の3つ目は、本工法の適用のために必要な既設の腹板の補強効果を明らかにした⁴⁾。

3. 研究成果

本工法で考える性能曲線の例を図-1に示す。(a)は既設が合成桁の場合の実験事例²⁾であり、既設の降伏後も分担荷重は上昇し、既設の床版のひび割れが発生して最大強度点となった。新設の弾性限界は既設の最大強度点より前で、既設は一定の耐荷力が保持されて変形性能を喪失していない。(b)は既設の後座屈強度が期待できる場合のイメージで、局部座屈により鋼桁の降伏までの耐荷力は得られないが既設は一定の荷重を負担して変形性能が保持される。既設の耐荷力の決定要因が、上フランジの横倒れ座屈や支点付近の腹板の局部座屈の場合は、補剛材の追加などの部分的な補強を追加することで、さらに本工法が効果的となる。

既設の降伏後の荷重増分が新設に移行して、構造全体の耐荷力が既設と新設との合計となる条件は荷重を伝達する横つなぎ材が適切に配置されることと、既設の腹板の座屈が構造全体の終局とならないように補強ができることである。これらが満足できることは実験と解析で確認¹⁾⁴⁾しており、本工法の実現性は高い。腹板の補強は図-2に示すような下段パネルへの水平補剛材の追加が効果的である。

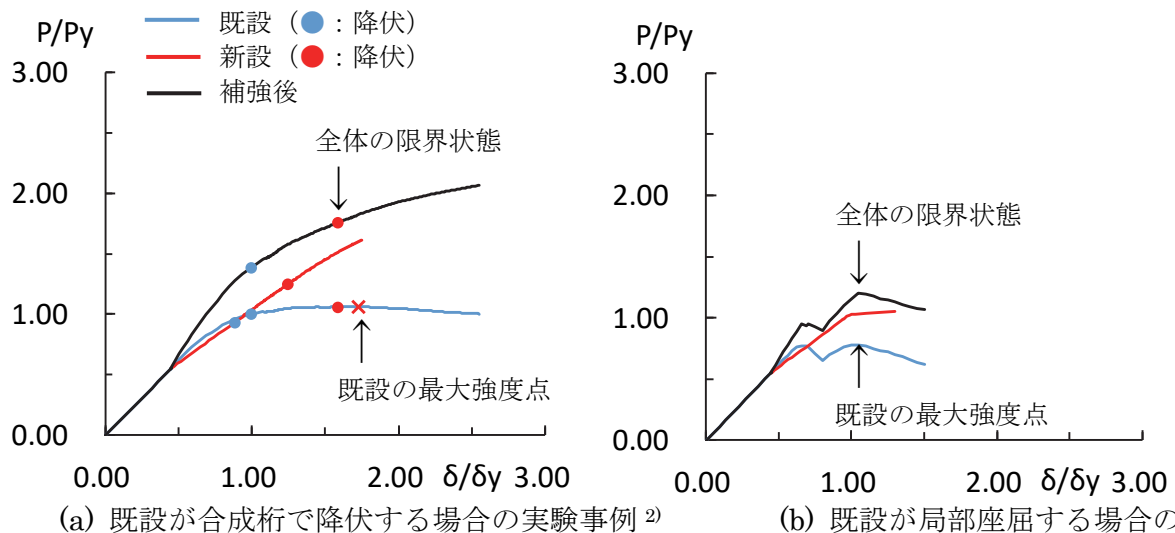


図-1 性能曲線の例

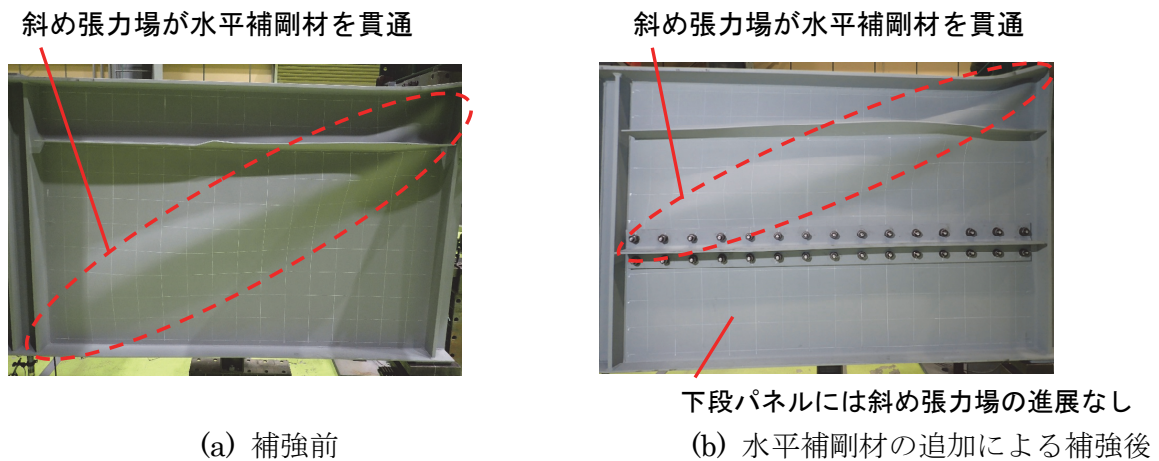


図-2 水平補剛材の追加で腹板の変形性能を改善した実験事例⁴⁾

4. 主な発表論文

1)春日井俊博、他：構造を改良した跨線橋の耐荷特性の検討、土木学会第73回年次学術講演会講演概要集 I-261、2018. 2)前田諭志、他：鋼桁で補強した合成桁の載荷実験、土木学会第73回年次学術講演会講演概要集 I-262、2018. 3)川東龍則、他：鋼桁で補強した鋼桁の載荷実験、土木学会第74回年次学術講演会講演概要集、2019. 4)前田諭志、他：水平補剛材を追加した鋼桁のせん断載荷実験、土木学会第74回年次学術講演会講演概要集、2019.

5. 今後の展望

本研究で提示した実験的および解析的検討手法を用いて各種補強方法の検討を行えば、既存の部材を最大限活用できる補強工法の実現に資する大きな成果が得られると考えられる。

6. 道路政策の質の向上への寄与

本研究では、既設の部材と新設の部材とを協働させて、構造全体として必要な安全性を確保するという新しい設計法を提案した。提案する工法は、既存の技術で対応可能な実用的なものである。本研究の成果は、鋼構造物の技術の発展の契機となり得る大きなインパクトを与えるものとする。

7. ホームページ等

論文発表以外の広報の実績はない。

第1章 はじめに

1.1 研究の概要

本研究は、損傷した鋼橋を現在の位置で供用しながら、維持管理がより容易な新構造へと改良する新しい工法を開発するものであり、その特徴は、既設主構造から新設主構造へと耐荷機能を移行することである。本工法では、既設部材と新設部材とが協働して死荷重および活荷重に抵抗する新しい合成構造の考え方を導入しており、改定された道路橋示方書¹⁾、²⁾の部分係数設計法の発展的適用例を示すことも目的のひとつとしている。本報告書は、平成28年度に実施した実行可能性調査（以下、FSという）と平成29年度の研究に続いて、3年目の最終年度の研究成果をまとめたものである。

本研究では本工法の特徴である、既設主構造から新設主構造への耐荷機能の移行について、その機構が安全で実用的であることを実証するとともに、工法実現のために必要な技術を明らかにした。

1.2 研究の目的と背景

損傷した鋼橋を補修する場合に、腐食や疲労などの損傷をもたらした原因を取り除かないまま、断面修復をするだけでは再劣化することが多い。再劣化しないように構造の大きかりな改造を行う場合、あるいは鋼橋の架替えを行う場合には、通行止めなどの交通規制が必要となり、迂回路の確保が困難な山間部や施工の制約条件の多い跨線部などでは規制期間が長引くなど利用者の不利益が増大することとなる。本工法はこの課題を解決するために、現位置で供用しながら、鋼橋の改良を行うことを目的としている。

鋼橋の架替えは社会的な負荷が大きく、架替えが望ましいとされる場合でも、有効な工法がないために、対症療法的な断面修復などが行われており、再劣化が問題となっている。本研究は、鋼橋の供用地点の周辺環境や交差構造物の種別など使用条件への適合性および維持管理性が向上する構造へと鋼橋を改良できる新しい工法を提案するものであり、従来の架替え工法に比べて社会的な負荷を大きく低減できる可能性がある。

1.3 国内外の既存研究の状況

鋼橋の補修、補強工法ならびに更新工法は、要求性能、施工条件などに対応して多くの施工事例³⁾⁻⁵⁾

がある。本研究が対象とするような現位置において供用しながら環境への適合性（耐久性）および維持管理性を向上させられる工法の類似事例としては、既設鋼橋にコンクリート部材を追加して複合構造化とすることで桁の剛性を向上させ、騒音の低減を図った事例⁶⁾がある。

本研究では、検討対象のひとつとして跨線橋を検討しているが、ここで検討している新しい設計法は、従来の設計法では十分に解決できなかった個別課題に対応できる可能性がある。本研究と相互に関連する研究としては、下記のようなものがあげられる。これらの成果を相互に利用することも今後の研究の発展には望ましいと考えられる。

- ・ステンレス鋼材を部分的に利用した既設橋梁の高耐久化
- ・コンパクト断面部材を含む構造の塑性設計
- ・溶接構造用圧延鋼材と橋梁用高降伏点鋼板を用いたハイブリッド桁の活用

1.4 期待される成果と道路施策への貢献

鋼橋の供用地点周辺の地理的条件や交差構造物の存在などにより、損傷した鋼橋を架替えるのが望ましいと判断されながら適切な処置が実施できず、十分な安全性が確保できないまま供用されている事例がある。本研究は、このような制約条件がある場合に、利用者の利便性悪化などの社会的負荷を最小にしつつ鋼橋の環境への適合性および維持管理性を向上させられる技術を提供するものであり、道路行政の課題のひとつである道路資産の保全に貢献できる。

1.5 報告書の構成

本研究では、検討対象を塩害環境下の単純支持のI断面桁の跨線橋とした。提案する工法の概要を第2章に示した。跨線橋の改良検討を第3章に示した。既設部材と新設の補強部材が協働する改良構造の耐荷特性の検討結果は、第4章から第6章に示した。第4章は、既設が床版ありの合成桁で新設の補強部材が鋼桁の場合である。第5章は、既設が床版なしの鋼桁で、新設の補強部材が鋼桁の場合である。第6章は、既設が新設と協働するのに必要となる支点付近のせん断に対する耐荷特性の改善方法を補剛材の追加で検討したものである。第7章に研究のまとめを示した。本研究で実施した実験的検討ケースの一覧を表-1.1～表-1.3に示した。

表-1.1 実験的検討ケースの一覧（平成29年度実施，第4章）

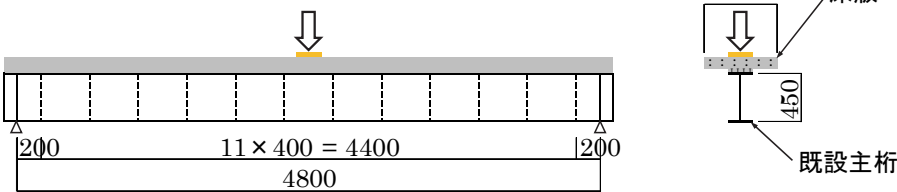
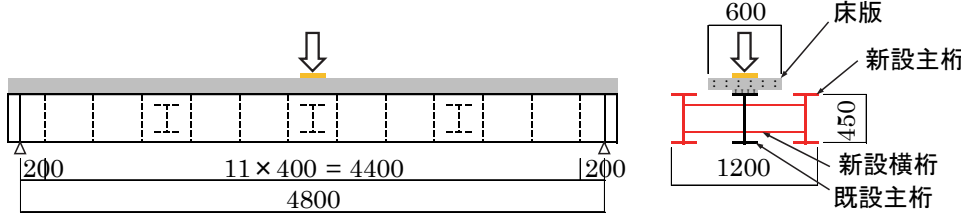
ケース	試験体
CASE 0	既設合成 I 桁（コンパクト）単体，中央載荷 
CASE 3	既設合成 I 桁（コンパクト）を新設鋼桁で補強，P=500kN で接合 

表-1.2 実験的検討ケースの一覧（平成30年度実施，第5章）

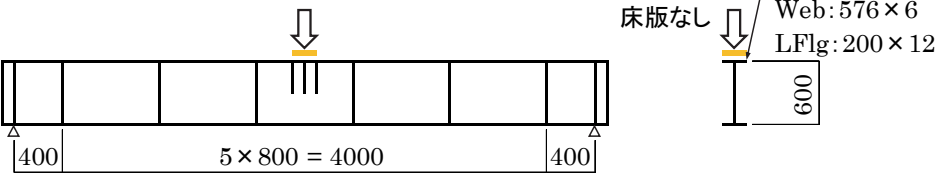
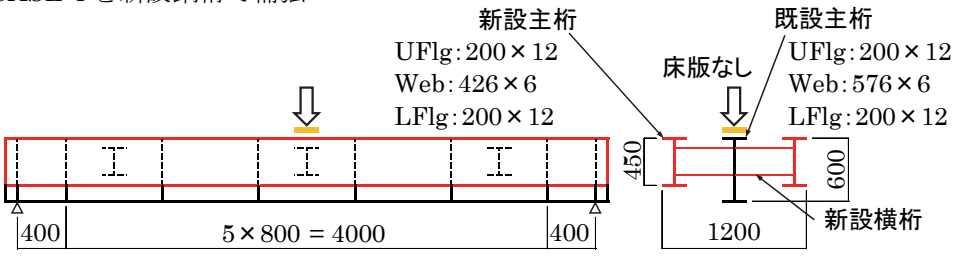
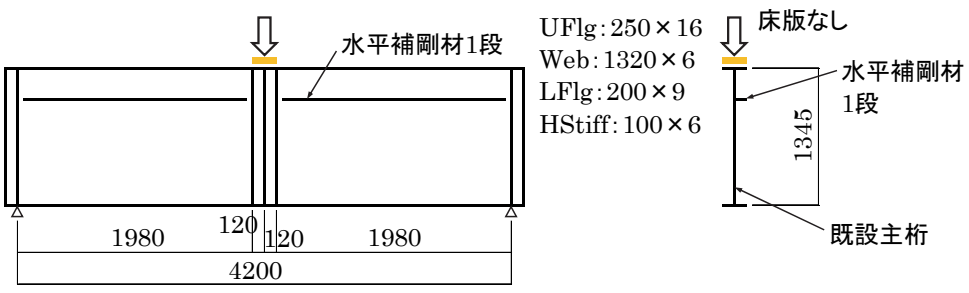
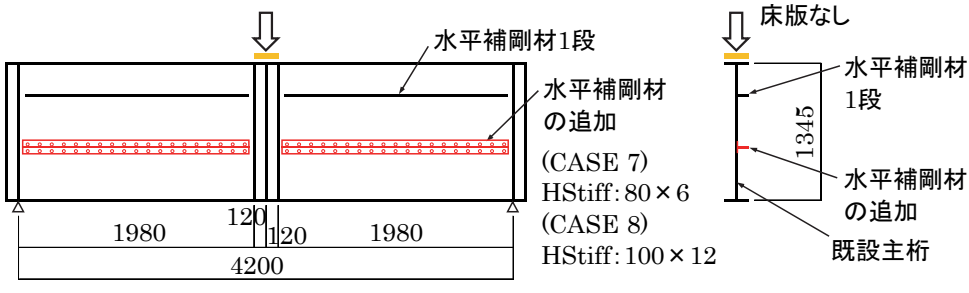
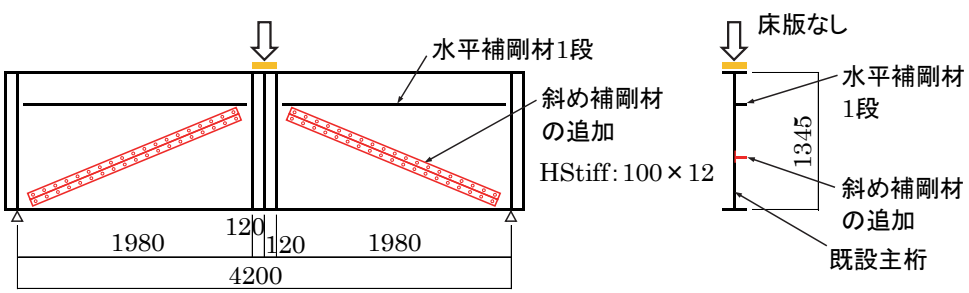
ケース	試験体
CASE 4	既設鋼桁（局部座屈を考慮）単体，曲げ載荷（支間中央載荷） 
CASE 5	CASE 4 を新設鋼桁で補強 

表-1.3 実験的検討ケースの一覧（平成30年度実施，第6章）

ケース	試験体
CASE 6	<p>既設鋼桁（局部座屈を考慮）単体，せん断載荷</p>  <p>UFlg: 250×16 Web: 1320×6 LFlg: 200×9 HStiff: 100×6</p> <p>床版なし</p> <p>水平補剛材 1段</p> <p>1345</p> <p>既設主桁</p>
CASE 7 CASE 8	<p>CASE 6 を水平補剛材で補強（CASE 8 は CASE 7 の水平補剛材の断面積を 2 倍）</p>  <p>水平補剛材 1段</p> <p>水平補剛材の追加 (CASE 7) HStiff: 80×6 (CASE 8) HStiff: 100×12</p> <p>床版なし</p> <p>水平補剛材 1段</p> <p>1345</p> <p>水平補剛材の追加</p> <p>既設主桁</p>
CASE9	<p>CASE 6 を斜めの補剛材で補強</p>  <p>水平補剛材 1段</p> <p>斜め補剛材の追加 HStiff: 100×12</p> <p>床版なし</p> <p>水平補剛材 1段</p> <p>1345</p> <p>斜め補剛材の追加</p> <p>既設主桁</p>

第2章 提案する工法の概要

2.1 本工法の例

損傷した跨線橋の改造例は、図-2.1 に示すように、単純4主I桁の両外側に新設の箱桁を設置し、既設主桁の桁高を低く改造して、新設の箱桁と協働させる新しい構造として機能を向上させるものである。この他にも、既設損傷部材はそのまま継続利用し、損傷により不足した安全余裕を新設部材により補う構造とすることもできる。本工法で期待できる効果は、環境への適合性の向上と維持管理性の向上である。環境への適合性の向上は、I断面桁から箱桁への構造変更で飛来塩分の中桁への浸入が防止されるため、塩害環境での鋼橋の耐久性が向上することである。新設部材では、環境に適した高耐久の防錆仕様とできるため、鋼橋の耐久性が向上する。維持管理性の向上は、点検通路、桁端空間、桁下空間の確保により、点検できない箇所をなくすことで、維持管理性が向上することである。

2.2 工法実現のポイント

以下の3つのポイントに着目し、研究を実施してきた。

- A：安全かつ確実に施工ができるか？
- B：耐荷機能を既設部材と新設部材とで協働させる構造が成立するか？
- C：新旧部材の協働を制御できるか？

このうち、Aについては、平成28年度のFSで検討した。Bについては、平成29年度に検討した。Cについては、平成30年度に検討した。これらの研究により本工法を実用化できる基礎的成果が得られた。工法の詳細を以降に示す。

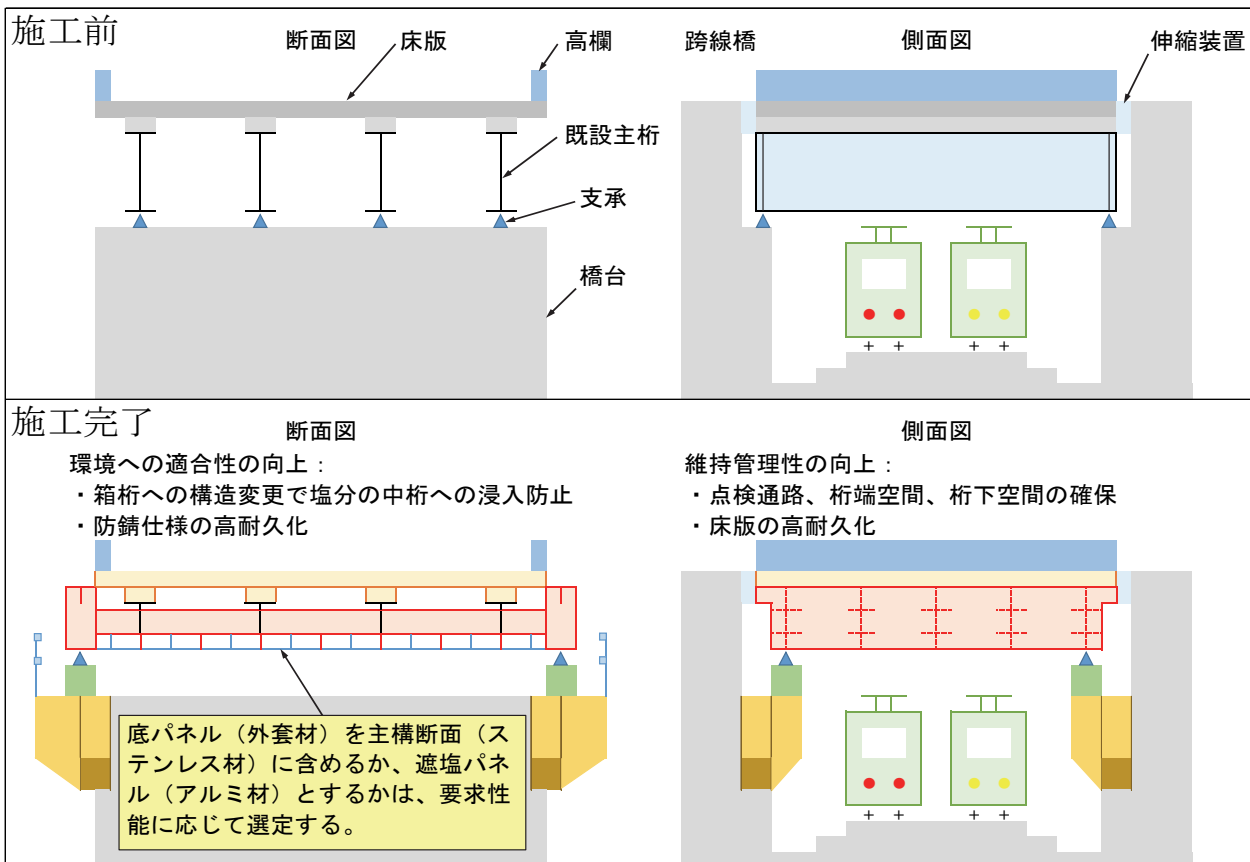


図-2.1 本工法による鋼橋改良の例

2.3 提案工法の適用対象

損傷した跨線橋の事例を写真-2.1～写真-2.6に示す。本補強工法は、既存部材の性能を最大限活用することで、工事数量を抑えて現位置で安全に施工できる技術を提供するものであり、維持管理リスクも低減できる。このため時間的、空間的制約が極めて多く、維持管理リスクの抑制が特に求められる跨線橋でのニーズが高いと考えられる。なお、本工法で

得られる効果は、大半の鋼橋に共通するニーズであり、その技術は広く道路資産の保全に活用できると考えられる。



写真-2.1 電化区間の跨線橋



写真-2.2 非電化区間の跨線橋



写真-2.3 支点部の損傷事例



写真-2.4 桁端部の損傷事例



写真-2.5 下フランジと継手部の損傷事例



写真-2.6 下フランジと補剛材の損傷事例

2.4 補強構造の提案

本工法の特徴である既設部材と新設部材とが協働して作用に抵抗する新しい補強構造の設計法では、既設部材の一部で塑性化を許容しても、新設部材と協働することで構造全体の安全性が確保される構造の実現が期待できる。この新たな設計法の確立のためには、部材ごとの安全性の照査に加えて既設部材と新設部材とが協働する合成構造の安全性の照査が必要となる。部材ごとの照査では、既設部材と新設部材のそれぞれの応答値の算定とその前提となる各部材の限界状態の定義および部材ごとの部分係数の設定が必要となる。既設部材と新設部材とが協働して作用に抵抗する合成構造については、望ましい耐荷特性を想定し、これが再現されるのに必要な構造詳細の設定が必要となる。本研究では、この新たな設計法の確立のために必要となる課題を整理し、検討項目の提案と具体的な検討方法を示すとともに、新たな設計法の提案までを行った。

2.5 提案する設計法の位置づけ

本研究で提案する設計法は、従来の許容応力度設計法による補修・補強工法とは異なり、改定された道路橋示方書に示される限界状態設計法の応用例とできる可能性がある。現行設計法と提案する設計法との関係を図-2.2に示す。

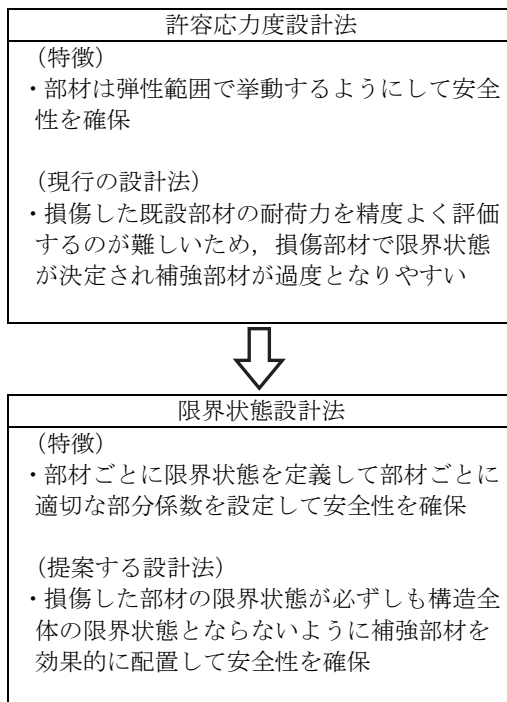


図-2.2 現行設計法と提案する設計法の関係

2.6 補強工法の概要

提案する補強工法の適用対象としては、損傷を含む橋梁の補強のように機能回復を目的とする場合と、活荷重の増加に対する補強のように機能向上を目的とする場合が考えられる。本研究では、下記のような基本事項と得られる効果を考えている。

a) 基本事項

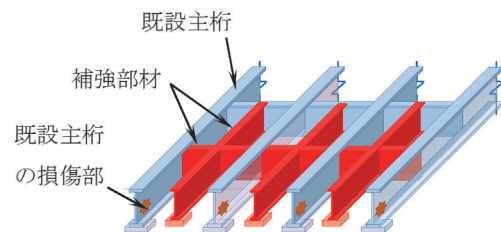
- ・耐荷力不足の既存主部材、または劣化等による耐荷力低下を生じた既存主部材は現状の死荷重を負担させたまま継続利用する。
- ・補強部材は、自重以外の作用に対しては無応力状態から既設主部材と協働させ、構造全体として限界強度の向上を図る。

b) 得られる効果

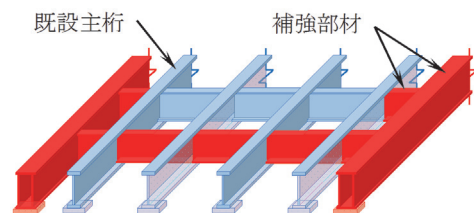
- ・既存主部材の劣化部などを当て板などで覆わないため、点検性が確保できる。
- ・被補強部材の断面に補強部材を追加しないことで、補強部材は不確実性の高い被補強部材の特性に影響されず、独自の特性で挙動できる。
- ・被補強部材と補強部材は連結部材で一体化されるため、被補強部材の信頼性と補強部材の信頼性を独立で設定して合成できる可能性があり、部分係数のメリットが活用できる。

c) 補強部材の追加例

図-2.3に補強部材の追加例を示す。(a)は、既設主桁の桁端部が損傷している場合で、損傷箇所は現状のままとし、既設主桁の健全部から補強部材の支点部へと経路する荷重支持構造を追加する場合の例である。(b)は、既設主桁の両外側に補強部材を追加する場合で、橋梁全体の耐荷力を増加させ機能向上を図る場合の例である。



(a) 損傷部材のバイパス材を追加した例



(b) 既設主桁の両外側に補強の主桁を追加した例

図-2.3 補強部材の追加例

d) 性能曲線の例

既設部材と新設補強部材の関係を荷重変位曲線として以降に示す。図-2.4は機能向上が得られるパターンであり、既設部材の耐力低下は無いものとして、補強部材が既設部材と同等の荷重分担性能を有するものと仮定した場合（荷重分担比率1.0）の新旧部材の合成構造の性能曲線の概念を示している。ここで、補強部材と既設部材の結合の時期は、既設部材が死荷重を負担している状態としている。また、 P_y は補強前の既設部材が降伏する荷重で、補強部材はまだ弾性範囲にある。既設部材が降伏しても補強部材が弾性範囲にあれば、構造全体としての安全性は確保できる可能性がある。既設部材と補強部材とが協働する合成構造の限界状態は、補強部材の降伏または、鉄筋コンクリート床版の降伏または圧壊などが考えられる。いずれの状態まで構造全体が安定して挙動するかは、解析および実験により確認する必要がある。

図-2.5は既設部材の耐力低下は無いものとして、補強材の既設部材に対する荷重分担比率を0.4とした場合で、これでも耐荷機能の向上が期待できる。

図-2.6は、既設部材が初期性能の0.5に劣化しているケースで、補強後に初期性能と同等となる機能回復を図る場合の概念図である。ここで、補強材の荷重分担比率は0.4と仮定している。

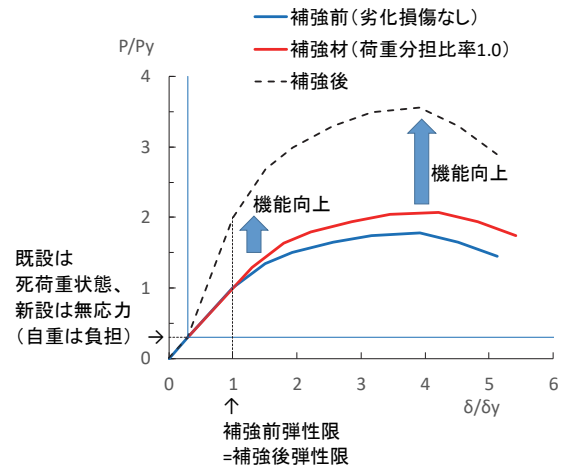


図-2.4 性能曲線の概念（大きな機能向上を図る場合）

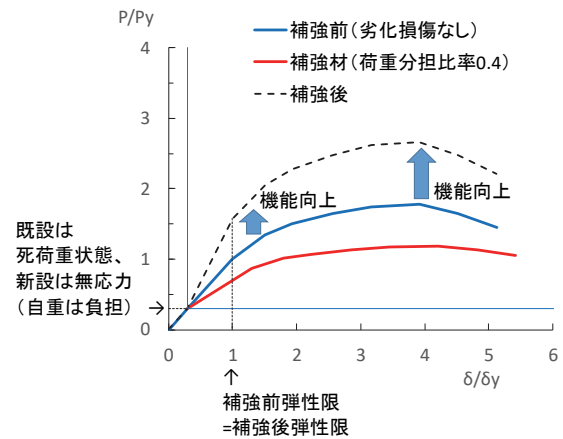


図-2.5 性能曲線の概念（機能向上を図る場合）

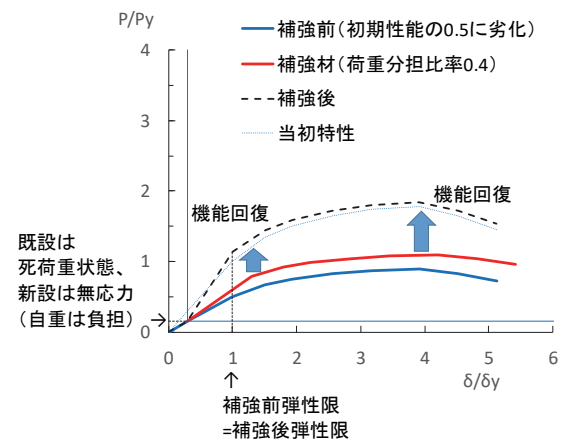


図-2.6 性能曲線の概念（機能回復を図る場合）

第3章 跨線橋の改良検討

3.1 跨線橋の設計

維持管理が適切に行いにくい跨線橋を対象として、供用しながら現位置で構造改良を行い、維持管理性の向上と耐久性の向上が期待できる新しい工法を検討した。改良後に求める要求性能として、路面高さを変化させずに、桁下の維持管理作業が常時できるように鉄道との離隔距離を拡大させること、既存の損傷部材を再利用しながら新設部材との合成構造で必要な耐荷力を確保すること、さらに飛来塩分など鋼橋の劣化要因に対する耐久性を向上させることを設定した。これらの要求性能を満足する構造を提案し、概略設計により改良後の構造について、新設の補強構造の必要断面を許容応力度法で設計した。改良前の既設の橋梁は、昭和53年の建設省標準設計の支間30mの単純合成4主I桁とした。

改良構造の設計条件を表-3.1に示す。改良後の構造は、既設橋の幅員方向外側に新設箱桁を増設するものとした。改良構造の断面寸法を表-3.2に示し、一般図を図-3.1に示す。

表-3.1 改良構造の設計条件

構造形式	単純非合成箱桁, 縦桁部分は合成桁
橋長/支間	30.8m/29.2m
斜角/平面線形	90° / ∞
全幅員 /有効幅員	13.3m/車道 9.5m
床版	RC床版 ・大型車の計画交通量による 係数 $k_1=1.2$ ・コンクリート設計基準強度 $\sigma_{ck}=30\text{N/mm}^2$ ・鉄筋(SD345) $\sigma_{ta}=140\text{N/mm}^2$
設計荷重	B活荷重
設計震度	$K_h=0.2$
使用鋼材	SM490Y, SM400, S10T
縦桁(既設橋の 主桁を改造)	構造高さ 900mm
新設主桁 (箱桁)	構造高さ 1600mm, 構造幅 1200mm
新設横桁	I断面, 構造高さ 800mm
適用基準	平成24年道路橋示方書・同解説

表-3.2 改良構造の断面寸法

(a) 主桁 (材質: SM490Y)

断面名		Sec.1, 3 (桁端)	Sec.2 (支間中央)
断面長 [mm]		9600	11400
G1(G2)	上フランジ [mm]	1260×19	1260×21
	ウェブ [mm]	1600×14	1600×14
	下フランジ [mm]	1260×15	1260×17
	断面二次モーメント [cm ⁴]	3888855	4228503

(b) 横桁 (材質: SM490Y)

		Sec.1
FE-1(端), FI-1(中間) 共通	上フランジ [mm]	600×40
	ウェブ [mm]	800×18
	下フランジ [mm]	600×40

(c) 縦桁 (材質: SY490Y)

断面名		Sec.1 (桁端)	Sec.2	Sec.3 (支間中央)	
断面長 [mm]		3600	3900	15600	
ST1 (ST4)	上フランジ [mm]	230×11	250×19	310×19	
	ウェブ [mm]	900×9			
	下フランジ [mm]	409×25			
	断面二次モーメント [cm ⁴]	合成前	264547	345585	413407
		合成後	1429735	1429274	1648017
ST2 (ST3)	上フランジ [mm]	240×11	280×16	350×16	
	ウェブ [mm]	900×9			
	下フランジ [mm]	409×25			
	断面二次モーメント [cm ⁴]	合成前	268849	335939	456089
		合成後	1604497	1606207	2347113

改良構造 一般図 S=1:200

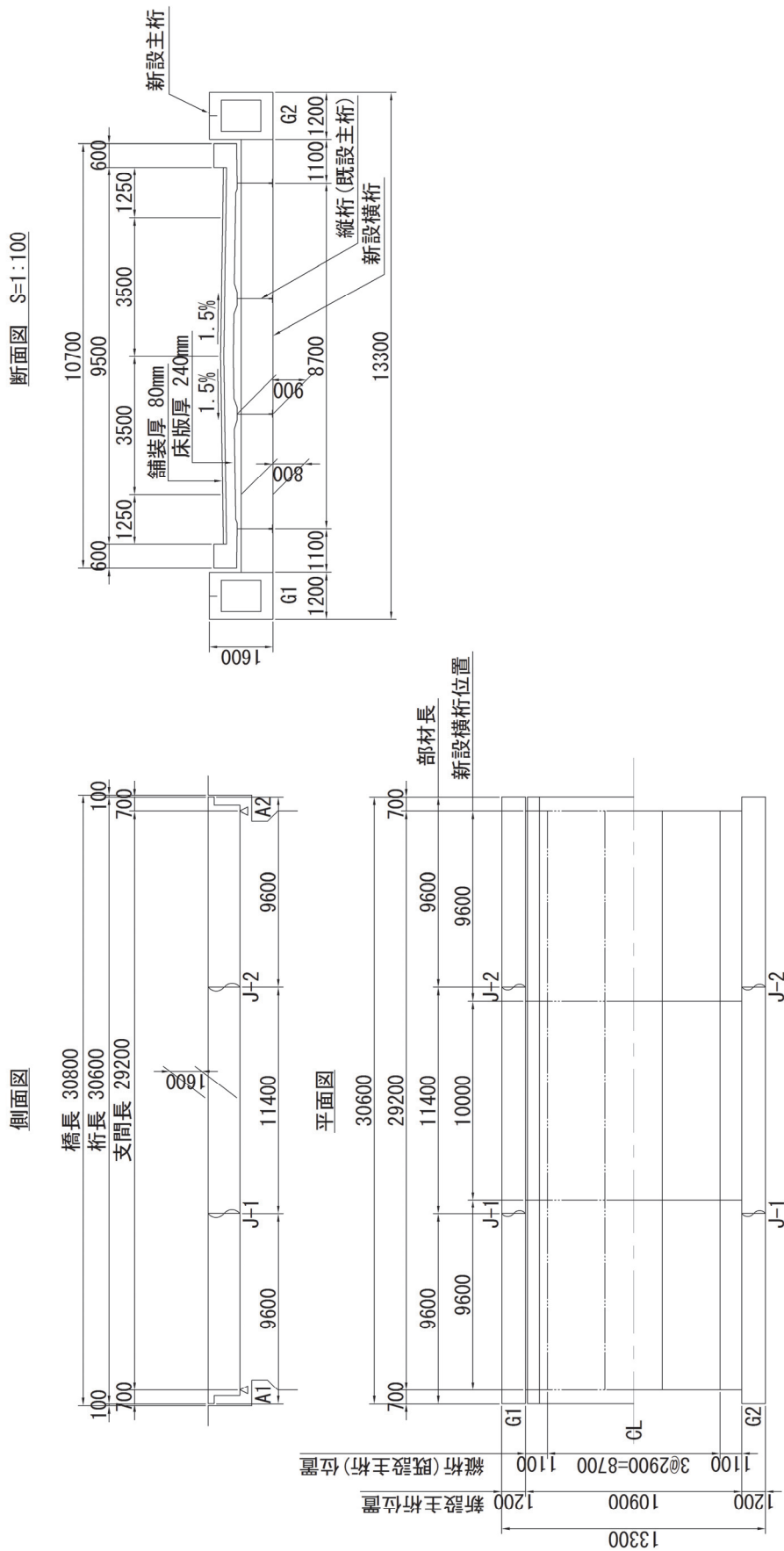


図-3.1 改良構造の一般図

工事名	鋼橋の現位置改良工法の開発		
図面名	改良構造 一般図		
縮尺	S= 1 / 200 (A3)	頁	1 / 1
作成日	平成30年 2 月 9 日		
作成者	(株) 横河ブリッジホールディングス		

3.2 跨線橋の構造特性の検討

単純支持の4主桁を検討対象として新設主桁（箱桁）を追加した改良構造について、従来の許容応力度設計法に比べて、提案する新しい設計法によると経済的とできる可能性を確認した。図-3.2に示すように、従来工法で決定した断面の改良構造（点b,c）は既設橋（点a）の耐荷力を大きく上回り、断面の一部が降伏する荷重を既設橋と同程度となるように設計すると新設主桁の断面積は50%に低減（改良断面50%、点d,e）できる可能性がある。

FEM解析による検討結果から、許容応力度法により設計した新設の補強部材の断面積を50%に低減（板厚を1/2に低減）しても、改良後の構造は既設の構造と同等の耐荷力を確保できることがわかった。さらに、新設主桁の断面積を50%としたうえで、縦桁の降伏応力度を190N/mm²に低減したケースでは縦桁が降伏（点f）しても、新設横桁から新設主桁へと荷重が伝達され、橋梁全体として耐荷機能が保持されることを確認した。

新設主桁の最適化は、既設部材の損傷度と改良後の構造の要求性能の水準（耐荷力）によって結果は異なってくるが、本工法によれば経済的とできる可能性が確認できた。

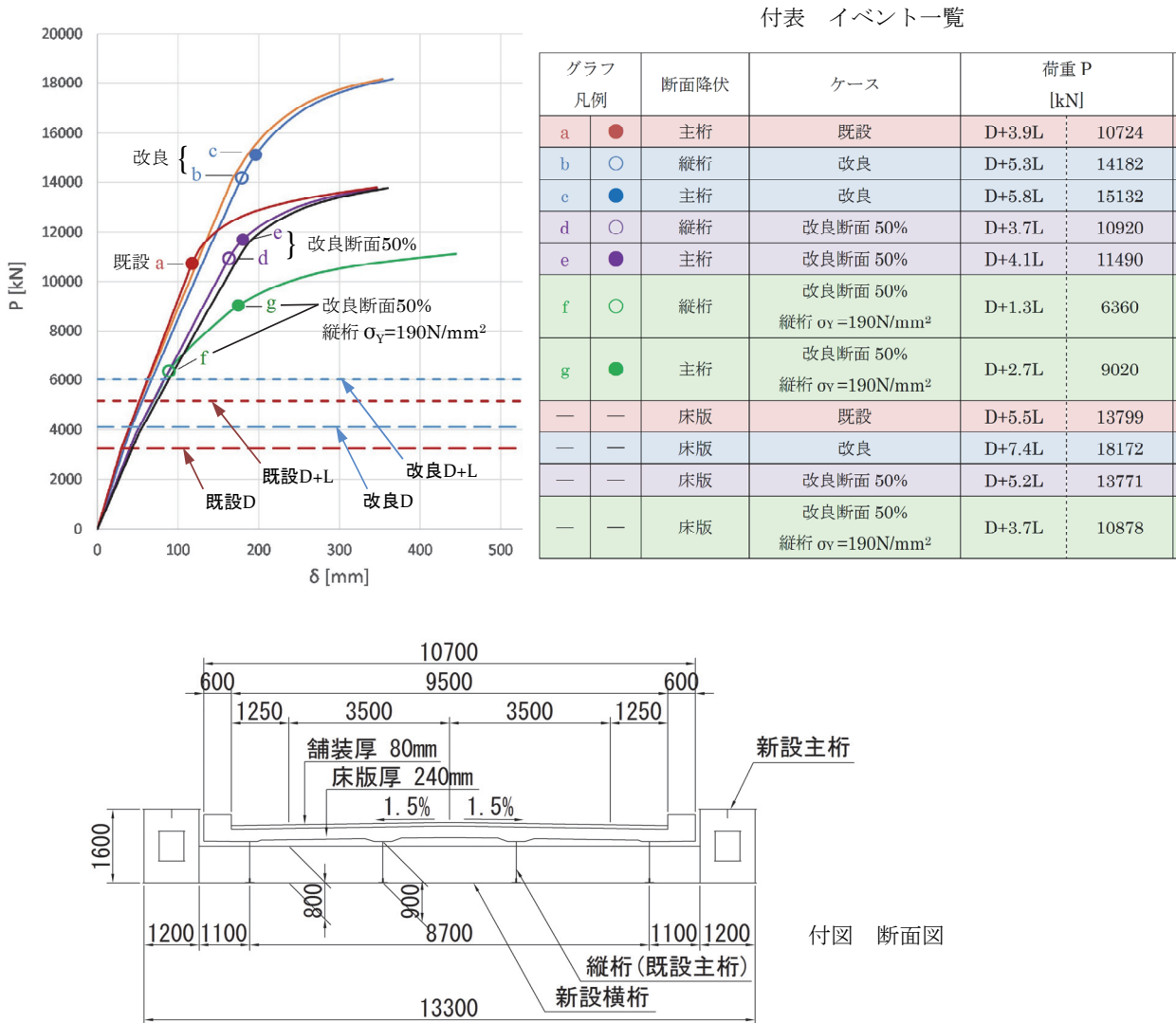


図-3.2 荷重と支間中央変位

3.3 跨線橋の施工性と維持管理性の検討

(1) 施工時の安全性の照査

施工時の安全性照査として、新設部材の架設時(図-3.3、後に示す施工手順のSTEP4：図-3.5)が最も発生応力度が大きくなることから詳細なFEM解析により安全性の照査を行った。検討対象は、既設主桁に新設横桁を取り付けた後、合計6ブロックに分割して架設する新設主桁の5ブロック目まで架設、連結し、6ブロック目を45tラフタークレーンで所定の位置に降ろす直前の状態である。連結済みの新設主桁の自重は、新設横桁のみで支持されているものと仮定した。検討の結果、施工時に主要部材の特別な補強は不要であり、本工法は安全に施工できることがわかった。

(2) 施工計画

施工手順(フロー)と施工要領を図-3.4～図-3.6に示す。各ステップの概要は以下のとおりである。

- STEP1：橋台前面足場の設置を行い、維持管理性の向上のため橋台前面および側面の拡幅を行う。
- STEP2：既設橋梁を1m上方へジャッキアップを行い、取付け道路との段差は勾配12%以下のスロープを設置することですりつける。この際一時的に通行止めが必要となる。また、高所作業車を使用して吊足場の設置を行う。
- STEP3：既設対傾構を新設横桁へ取替える。また、新設主桁を一時的に仮受けする架設用仮受梁を既設主桁に取り付ける。

- STEP4：新設主桁の部材を既設路面上に配置した45tラフタークレーンで架設する。この作業は夜間に交通を一時通行止めとして行う。新設主桁の架設に続いて、既設主桁と新設主桁とを新設横桁を介して結合する。
- STEP5：新設主桁の支承台座と仮受設備を設置し、既設主桁の改造のため、全体の死荷重を一時的に新設主桁に受替える。続いて、新設主桁の仮受をしていた架設用仮受梁を撤去する。
- STEP6：既設主桁の加工として、ウェブ下側と下フランジを切除することと桁端の切り欠きを設けることを行う。既設桁のウェブ下端と下フランジの切除は、鉄道との離隔が狭く維持管理上の障害となっている構造の改善が目的である。桁端の切り欠きは、近接が困難であった桁端付近の点検作業を容易にすることが目的である。続いて、桁下の全幅に底パネルを配置して、腐食因子の桁間への浸入を予防する。また、桁間の点検用足場としての機能も付与することができる。
- STEP7：吊足場の解体作業を行う。また、新設主桁の支承を設置する。続いて、交通を一時的に通行止めとして橋梁全体を1m下方へジャッキダウンする。両端のスロープを撤去し、伸縮装置を設置する。橋台前足場を解体・撤去して作業は完了となる。

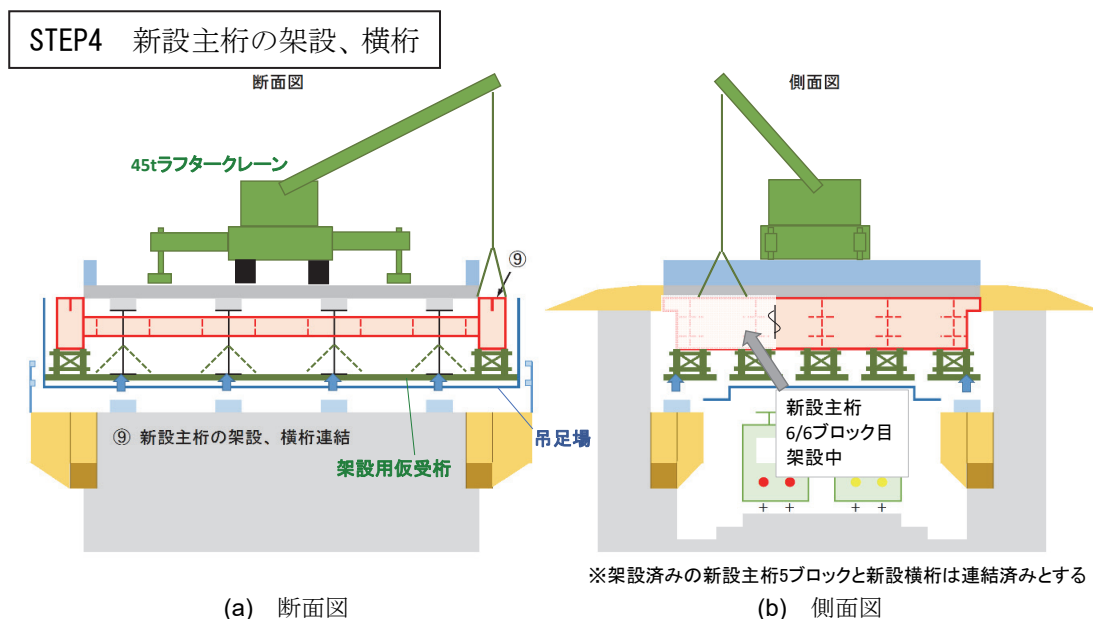
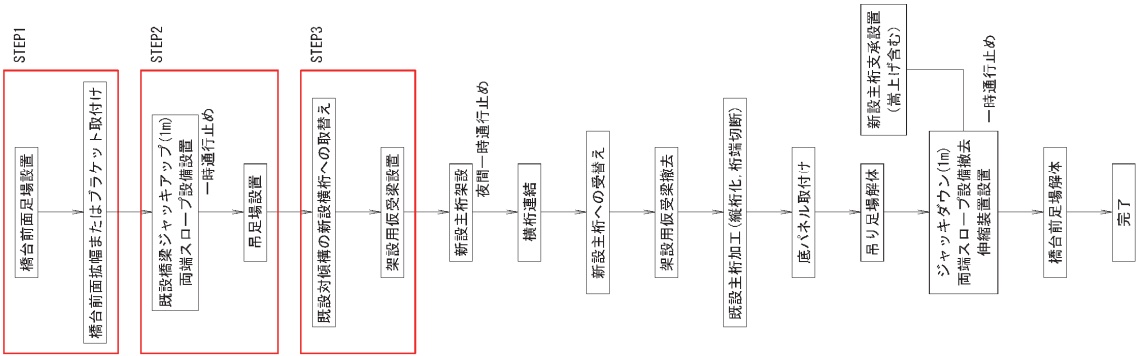


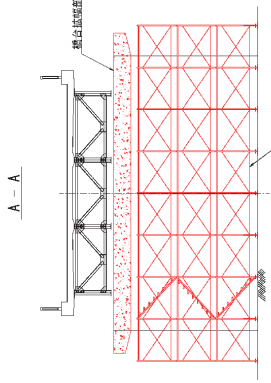
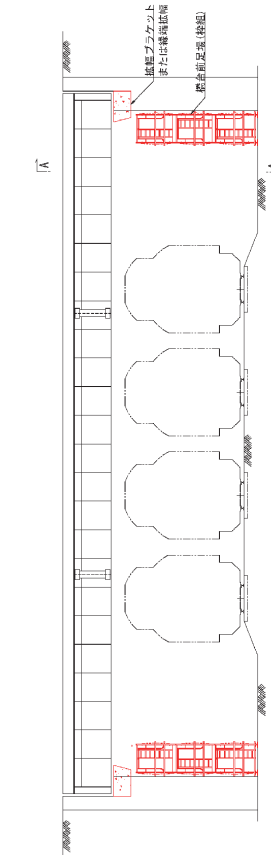
図-3.3 施工時の安全性照査の対象 (STEP4, 新設主桁の架設, 横桁連結)

鋼橋の現位置改良工法 施工段階図(その1)

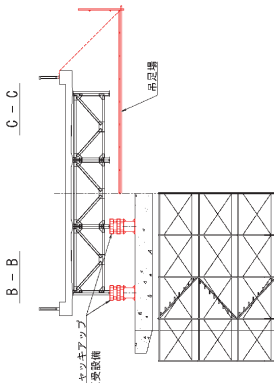
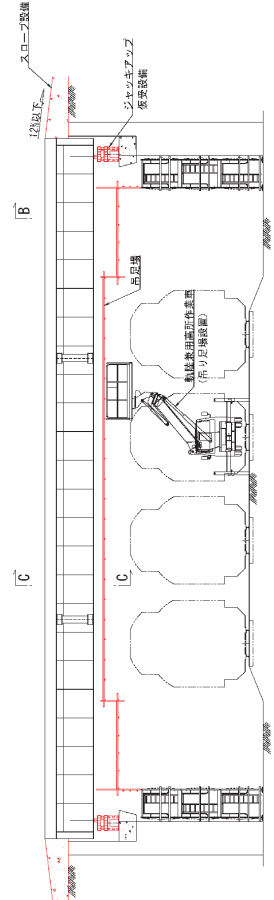
全体施工フロー



STEP1: 橋台前面足場設置、橋台拡幅



STEP2: ジャッキアップスロープ設置～吊足場設置



STEP3: 対傾構の横桁化～架設用梁設置

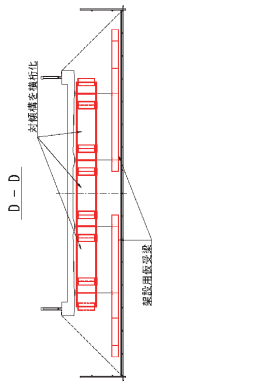
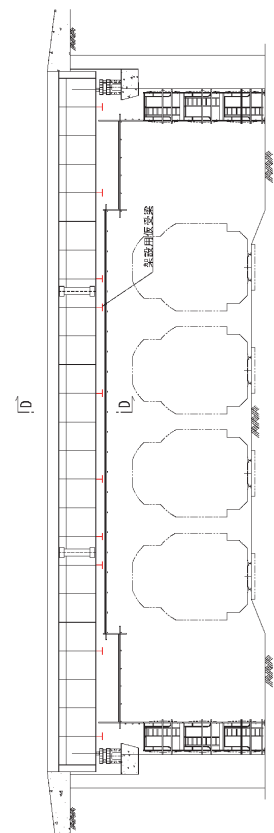
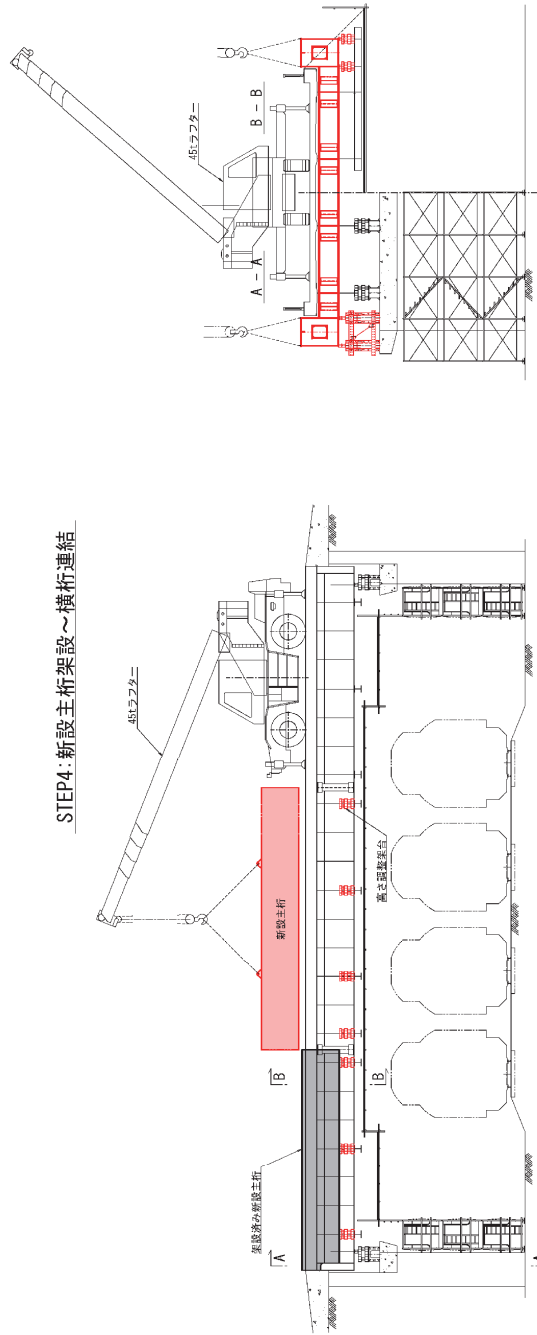
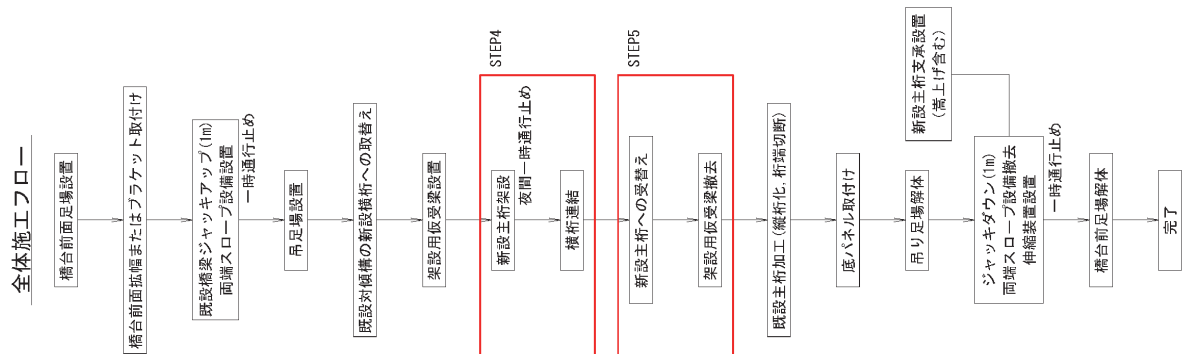


図-3.4 施工段階図(その1/3)

鋼橋の現位置改良工法 施工段階図(その2)



STEP5: 新設主桁への受替え～架設用仮受梁撤去

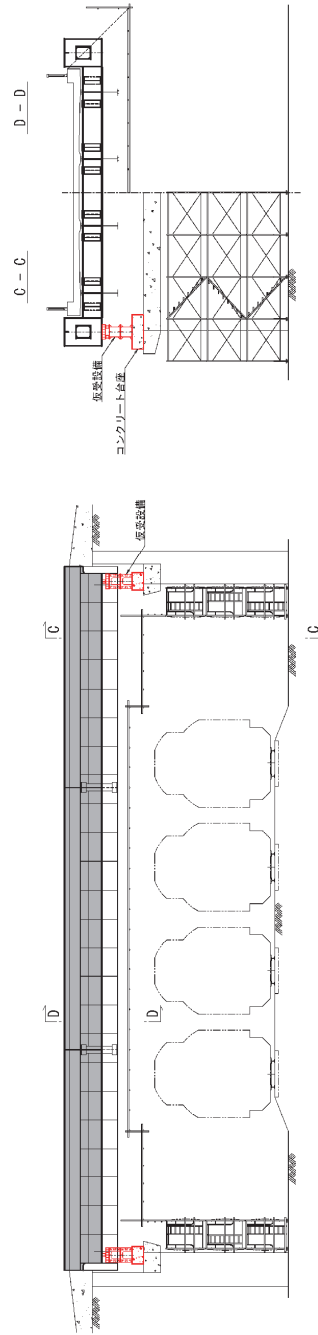
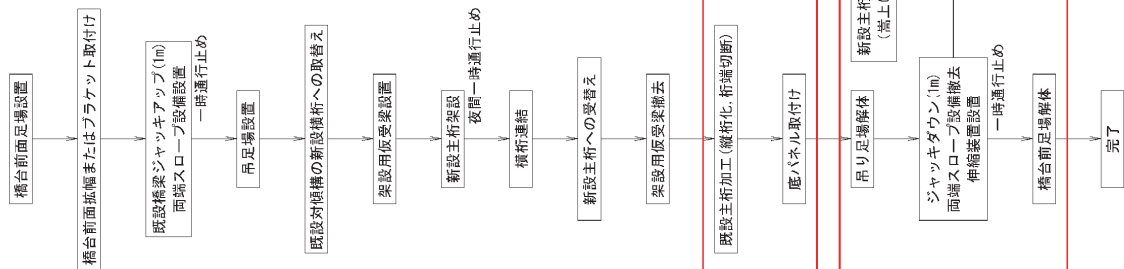


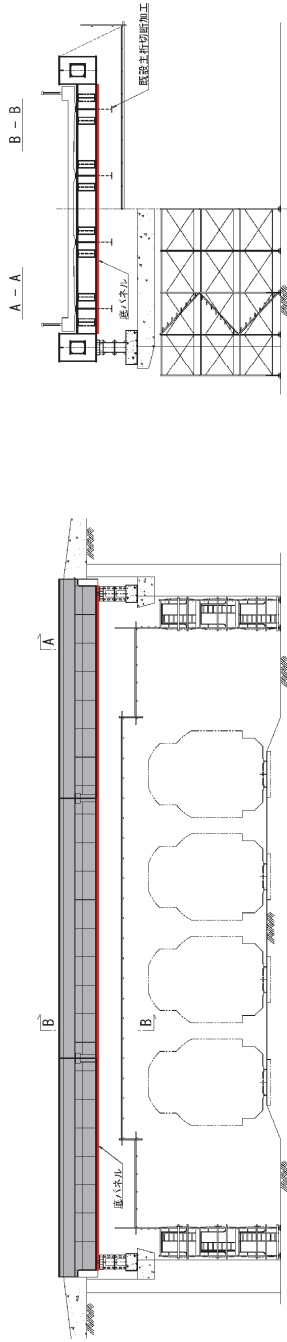
図-3.5 施工段階図 (その2 / 3)

鋼橋の現位置改良工法 施工段階図(その3)

全体施工フロー



STEP6: 既設主桁の加工(縦桁化)〜底パネル取付



STEP7: 吊足場解体〜ジャッキダウン〜スロープ撤去

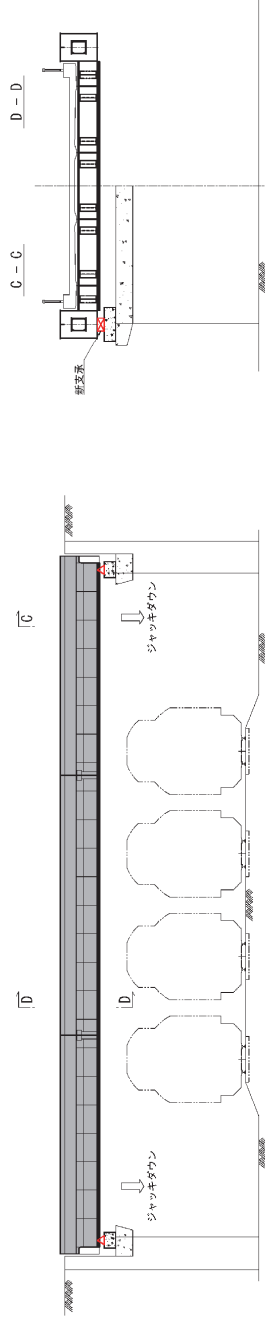


図-3.6 施工段階図(その3/3)

(3) 施工の留意点

施工計画より、本工法の施工は既存の技術により対応可能であることがわかった。施工における留意点として、下記があげられる。

- ・施工前には、既設部材の損傷部の断面修復やパイパス材の設置など構造の安全性確保に必要な措置がなされていること。
- ・施工中に既設部材に仮設部材や新設部材の重量を負担させる場合には、必要な安全率が確保できるように計画し、既設部材の施工中の補強などの必要な措置を実施する。
- ・施工中に既設部材から新設の補強部材へと荷重支持機能を移行する際には、必要に応じて荷重や変位またはひずみのモニタリングを行い、設計の前提条件が満足されていることを確認する。
- ・施工中の荷重や変位またはひずみのモニタリング結果から異常が認められた際には、ただちに施工を中断して、安全を確保する措置を実施するとともに、必要な施工計画の見直しを行う。
- ・施工中に設計の前提条件が満足されていないことが判明した場合には、ただちに施工を中断して、安全を確保する措置を実施するとともに、原因の特定と対策を行う。
- ・既存構造の改造にともなう路面高さの計画値の設定と精度管理の実施を行う。
- ・補強部材の接合部における施工誤差の調整量の計画値の設定と精度管理の実施を行う。

(4) 工法の効果と維持管理の留意点

a) 工法の効果

跨線橋を対象とした検討事例の範囲では、提案する構造の改良により以下のように維持管理性が向上させられることがわかった。

- ・鉄道との離隔1.2mを確保することで、き電停止以外でも足場などの点検設備から構造物の点検、補修ができる。
- ・橋台の天端を拡幅し、桁端を切り欠き加工することで、桁端の点検、補修、桁内への近接が容易となる。
- ・桁間を底パネル（外套材）で覆うことで、支間部の点検に足場が不要で、点検が容易となる。
- ・桁間を底パネル（外套材）で覆うことで、桁間への腐食因子の浸入を防止することができ、鋼桁の防食機能の耐久性が向上し、維持管理性が向上する。
- ・改良工事の実構造の防食機能の状態を評価して、環境条件に適した防錆仕様に変更することができ、防食機能の高耐久化により維持管理性が向上する。

b) 維持管理の留意点

維持管理の留意点として以下の項目があげられる。

- ・改良前の既設の損傷原因が改良後の状況において除去されていることを確認する。
- ・改良後の防錆仕様などが改良後の環境条件に適合していることを確認する。

- ・改良後の維持管理性の向上対策が有効に機能していることを確認する。
- ・既設部材の損傷部は、損傷や劣化が進展しないような対策をとることが基本であるが、損傷の進展があった場合でも、変状を早期に発見できるように損傷部位の点検性を確保する。

3.4 跨線橋の改良検討のまとめ

維持管理が適切に行いにくい跨線橋を対象として、供用しながら現位置で構造改良を行い、維持管理性の向上と耐久性の向上が期待できる新しい工法を提案した。改良後に求める要求性能として、路面高さを変化させずに、桁下の維持管理作業が常時できるように鉄道との離隔距離を拡大させること、既存の損傷部材を再利用しながら新設部材との合成構造で必要な耐荷力を確保すること、さらに飛来塩分など鋼橋の劣化要因に対する耐久性を向上させることを設定した。これらの要求性能を満足する構造を提案し、概略設計により改良後の構造について、新設の補強構造の必要断面を許容応力度法で設計した。

FEM解析結果から、改良によって既設桁が降伏したとしても新設桁が荷重分担できれば全体として耐荷力を保持できる見通しを得ることができた。また、許容応力度法により設計した新設の補強部材の断面積（板厚）を50%に低減しても、改良後の構造は既設の構造と同等の耐荷力を確保できることがわかった。

施工に関しては、従来の工法や手順により十分安全に実施できることを確認した。

跨線橋の検討結果から、提案工法は損傷した鋼橋の補強工法として実行可能であると評価した。検討項目と明らかにした事項を表-3.3に示す。

表-3.3 検討項目と明らかにした事項

検討項目	明らかにした事項
・工法成立性の検討	・供用を行いながら既設部材の改良を行う施工（部材の加工、搬出・搬入、接合、防錆）に必要な技術 ・施工計画（施工フロー）および施工要領図
・耐荷力評価法確立の実現性に関する検討	・既設部材と新設部材の荷重分担の最適化と合成構造の耐荷力評価に必要な技術 ・既設部材と新設部材および合成構造の安全性照査に必要な技術
・提案工法実現のための適用範囲と検討範囲の絞り込み	・既設橋の腐食やき裂などの損傷度に対する工法の適用性 ・各要素技術が既存技術で対応可能であるか、あるいは個別に開発が必要であるかの評価
・フィージビリティのまとめ	・開発する工法のコンクリート橋などによる架け替えに対する優位性 ・開発が必要な要素技術について、開発手順と解析や実験などの検証項目

第4章 鋼桁で補強した合成桁の検討

4.1 試験体と実験方法

合成桁に新設の補強用鋼桁を連結して、両者を協働させることで補強する構造を実験と解析で検討した。試験体を図-4.1に示す。既設部材は合成I桁、新設部材（補強部材）は既設部材の両外側に新設横桁で結合した鋼I桁である。既設部材と新設部材のいずれも降伏曲げモーメント以上の耐荷力を有するコンパクト断面である。既設合成桁は支間4.8m、桁高450mm、床版厚160mmであり、支間中央の床版上に200^L×500^Wmmの範囲に荷重を作用させるものとした。新設主桁（2本）は支間4.8m、桁高450mmのI桁であり、新設横桁のボルト接合によって両側から既設合成桁と連結した。連結は、既設合成桁に500kNの荷重（=0.8P_V）を作用させた時点で行った。連結後さらに荷重を増加させると、既設合成桁が先行して降伏するため耐荷機能が新設主桁へ移行していくと考えられ、これを確認するため6箇所全ての支点の鉛直支点反力を計測しながら載荷を行った。

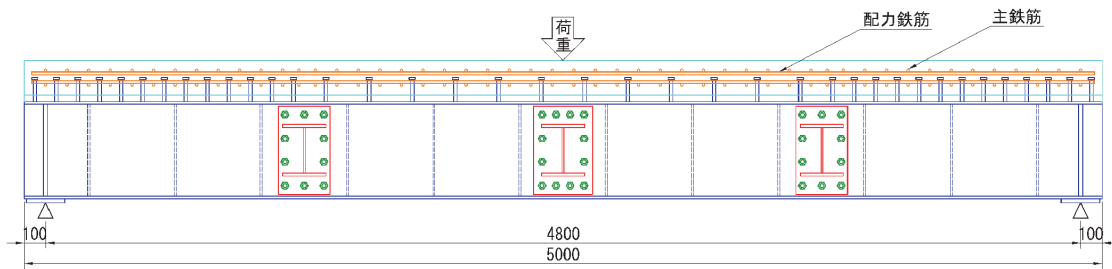
4.2 解析の概要

解析には、汎用有限要素解析ソフトMSC.Marcを用いた。解析モデルを図-4.2に示す。試験体の鋼部材

を4節点シェル要素で、床版を8節点ソリッド要素でモデル化した。床版と主桁は上フランジ上で節点を共有させ、合成挙動を再現した。また、既設合成桁のウェブと新設横桁の添接板は剛結とした。支承条件は単純支持とし、ソールプレートと概ね同範囲内の節点の自由度を集約した参照点に境界条件を設定することで与えた。最大要素サイズは50mm程度とした。鋼材およびコンクリートには材料非線形性を考慮し、図-4.3に示す応力ひずみ関係を用いた。また、幾何学的非線形性を考慮した。部材の接合は、新設主桁と新設横桁の要素を初期状態で無効化しておき、既設合成桁に500kNの荷重を作用させた時点で有効化することによって再現した。

4.3 載荷実験結果

載荷実験結果を図-4.4に示す。(a)が補強前、(b)が補強後である。縦軸は支点反力で、既設合成I桁（以下、既設部材という）は支点2箇所の反力合計を表し、新設鋼I桁（以下、新設部材という）は桁2本の4箇所の反力合計を表している。横軸は既設部材が荷重載荷点のたわみで、新設部材が支間中央（既設部材との接合箇所の断面）のたわみで、初期値は既設部材と接合時の既設部材のたわみを加えた値と



付表 部材寸法 [mm]

断面寸法	既設部材	補強部材	横桁
床版幅×高さ	600×160	—	—
ハンチ高さ	30	—	—
上フランジ幅×厚さ	200×12	200×12	200×12
ウェブ高さ×厚さ	426×9	426×9	216×9
下フランジ幅×厚さ	200×12	200×12	200×12

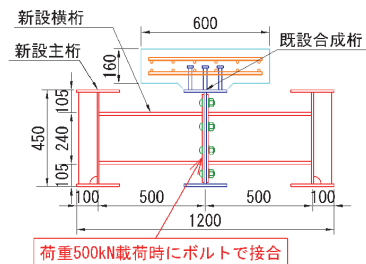


図-4.1 鋼桁で補強した合成桁の試験体 (CASE3)

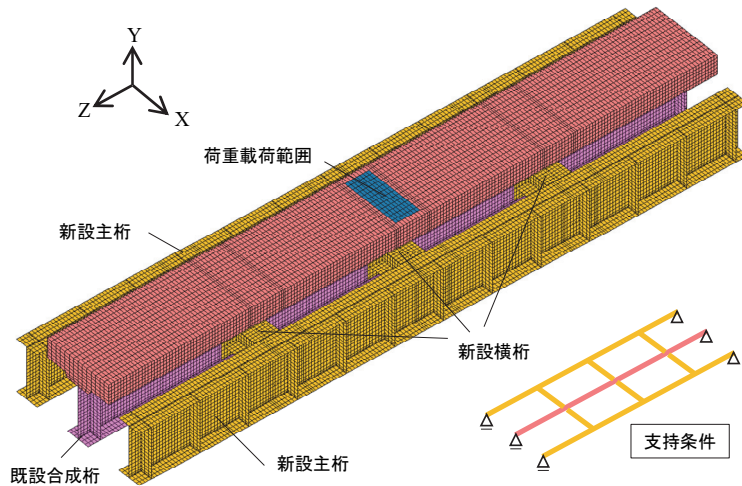


図-4.2 解析モデル (CASE3)

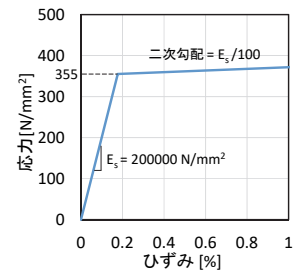
している。反力と変位は、実験で既設部材の下フランジが降伏した時の支点反力（補強前 $P_y=847\text{kN}$ ，補強後 $P_y=896\text{kN}$ ）と変位（補強前 $\delta_y=12.9\text{mm}$ ，補強後 $\delta_y=14.8\text{mm}$ ）でそれぞれ無次元化している。既設部材に反力合計が $P=500\text{kN}$ ($P/P_y=0.56$ ， $\delta/\delta_y=0.45$) となる荷重を載荷した状態で、既設部材と新設部材とを新設横桁により接合して荷重を漸増載荷した。

補強後に着目すると、既設部材が降伏した時の新設の反力は 347kN （既設部材反力との比 0.39 ）で、既設部材と新設部材の反力合計は 1243kN （ 1.39 ）で、新設部材を追加することで既設部材降伏時の既設部材単体の耐荷力 896kN に対して 1.39 倍となった。既設部材は降伏後も反力は微増し、新設部材が降伏するまで耐荷力は保持された。新設部材の下フランジが降伏した時の支点反力合計は 1577kN （ 1.76 ）で、既設部材降伏時の耐力 1248kN から増加した。

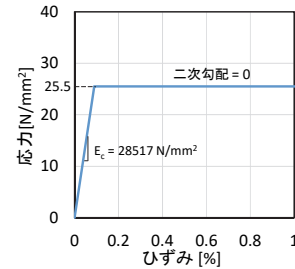
平成 29 年度の載荷実験の試験体は既設と新設ともコンパクト断面であることから、耐荷力に及ぼす局部座屈の影響は小さかった。載荷実験終了後には塑性変形が残留したが、フランジやウェブの面外変形（局部座屈）は鋼材の降伏後に塑性変形が進んだ結果であると考えられる。構造全体の耐荷力が大きく低下したのは既設の床版のひび割れが進展した後であった。載荷実験は既設部材の床版が圧壊した時点（最大荷重 1959kN ）で終了した。

既設主桁（合成桁）に新設主桁（鋼桁）を加えて協働させる改良構造は、既設主桁の鋼桁が降伏した後も荷重の増加に対して新設主桁の分担割合が増加することで、安定した耐荷特性を発揮することが確認できた。

載荷実験により耐荷機能の移行システムを確認し



(a) 鋼材 (SM490Y)



(b) コンクリート

図-4.3 応力ひずみ関係

た。既設部材の鋼桁の降伏後も既設部材は一定の耐荷力を保持しており、既設部材の降伏以降の荷重増分は新設部材で負担されることが確認できた。既設部材と新設部材とが協働して一体の構造として性能曲線を設計できるとした計算例（付録）の仮定が実験でも証明できた。すなわち、既設部材が降伏した後は、既設部材は降伏点から最大強度点の間で荷重を保持しつつ、それ以上の荷重に対しては新設部材に分担させられる。既設桁が降伏後により大きな最大強度を発揮して強度が低下するまで変形性能を改善できれば、既設と新設が協働する全体系では、既設の降伏点と新設の降伏点および新設の最大強度点を設計で用いる限界状態とできる可能性がある。荷重分担の移行の効率や効果の確認のためには、今後実験ケースを増やす必要があるが、FEMでも概ね挙動を再現できることから、FEMを補完的に活用して検証を迅速化できる可能性がある。実験で確認した、既設部材と新設部材が協働する構造の終局状態としては、床版のひび割れが進展して床版の圧壊が発生しはじめると既設部材の耐荷力は低下し、荷重は新設部材に移行し、新設部材の降伏が発生するとともに床版の圧壊の範囲が広がるものであった。新設部材の降伏前の状態までは、構造全体として安定した耐荷機能を保持できることがわかった。既設部材と新設部材の耐荷力分担の設計は、改造後の橋梁に求める要求性能に応じて、さまざまに設定できる。

実験で確認した耐荷機能の移行システムを FEM 解析結果とあわせて図-4.5、図-4.6 に示す。荷重-変位曲線、および荷重増分分担率で耐荷機能の移行システムの特徴を表すことができる。FEM 解析結果は耐荷機能の移行システムの実際を良く再現できていることが確認できた。

付表 CASE0, CASE3のイベント一覧

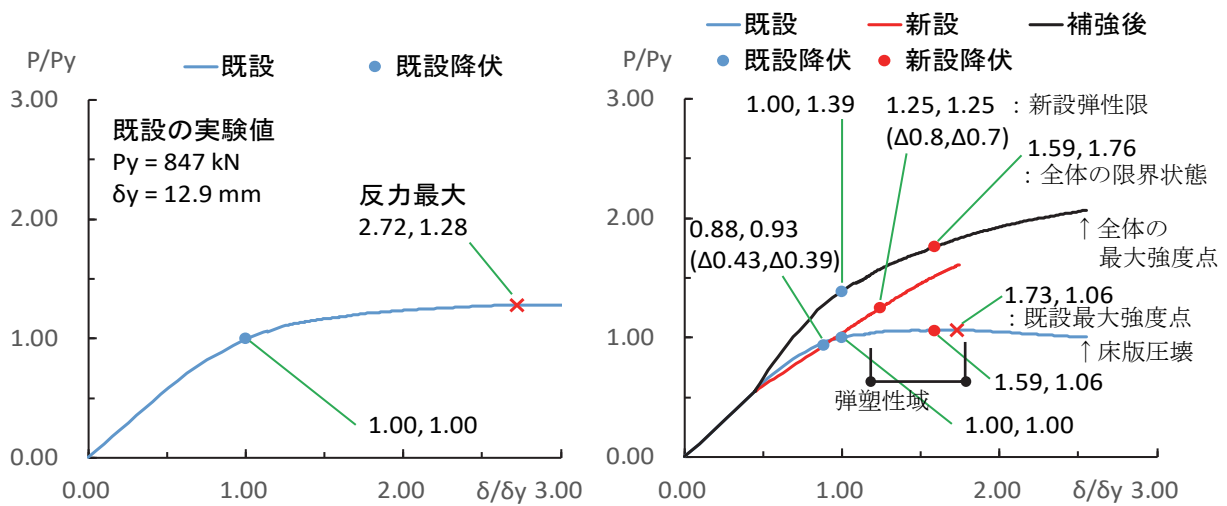
種別	イベント	載荷荷重 [kN]	載荷点変位 [mm]	反力合計 [kN]	既設反力 [kN]	新設反力 [kN]	新設変位 [mm]
補強前	既設下フランジ降伏	849 (1.00)	12.88 (1.00)	—	847 (1.00)	—	—
	既設反力低下始まり	1088 (1.28)	35.08 (2.72)	—	1086 (1.28)	—	—
補強後	既設下フランジ降伏	1296 (1.45)	14.82 (1.00)	1243 (1.39)	896 (1.00)	347 (0.39)	6.52 (0.44)
	新設下フランジ降伏	1631 (1.82)	23.56 (1.59)	1577 (1.76)	950 (1.06)	627 (0.70)	11.87 (0.80)
	既設反力低下始まり：既設最大強度点	1691 (1.89)	25.66 (1.73)	1636 (1.83)	950 (1.06)	686 (0.77)	13.04 (0.88)
	変位計測最終値	1906 (2.13)	37.8 (2.55)	1851 (2.07)	899 (1.00)	952 (1.06)	19.30 (1.30)
	最大荷重 (床版圧壊)	1959 (2.19)	未計測	1905 (2.13)	840 (0.94)	1064 (1.19)	23.06 (1.56)

(注) () 内は、既設部材が降伏した時の支点反力 P_y と載荷点変位 δ_y でそれぞれ無次元化した値。

補強前は $P_y=847\text{kN}$, $\delta_y=12.9\text{mm}$

補強後は $P_y=896\text{kN}$, $\delta_y=14.8\text{mm}$

既設の実験値 $P_y = 896\text{ kN}$ $\delta_y = 14.8\text{ mm}$



(a) 補強前 (CASE0)

(b) 補強後 (CASE3)

図-4.4 合成 I 桁を鋼桁で補強した構造の性能曲線

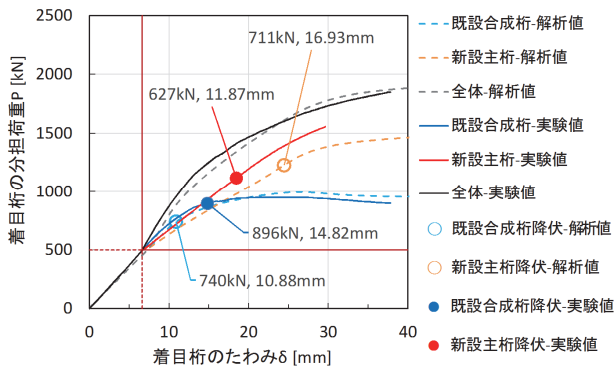


図-4.5 性能曲線 (CASE3)

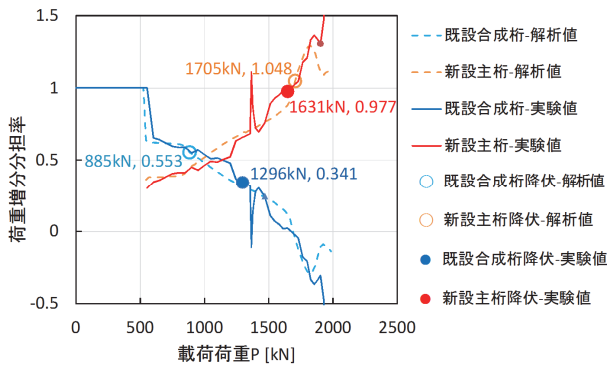


図-4.6 荷重増分分担率 (CASE3)

解析の誤差の要因として最も影響があるものとしては、床版コンクリートの応力-ひずみ関係の仮定が実際と相違があることと考えられた。コンクリートの引張側のひび割れ発生による剛性低下の影響を反映することを解析手法の今後の改題とした。

既設を合成桁とした本実験では、既設が最大強度点を迎えた後も急速に荷重低下が生じないようなコンパクト断面の合成桁とした。このように抵抗曲げモーメントと回転角の関係を設定できる桁については本実験結果を適用できるが、そうでない場合の知見も得る必要がある。そこで、次章ではあえて既設を床版のない非合成構造で実験することにした。

4.4 鋼桁で補強した合成桁の検討結果

既設が合成桁で、これを新設の鋼桁で補強する構造を検討した。既設部材と新設部材とで異なる限界状態を想定し、それぞれ適切な部分係数を用いる新しい補強工法を提案した。提案する工法では、改定された道路橋示方書に示される部分係数設計法の適用を成果目標のひとつとしている。解析的検討で、一部塑性化を許容する構造の耐荷特性を求めることが可能であることは確認できた。実験により解析の

表-4.1 検討項目と明らかにした事項
(平成 28 年度, 29 年度)

検討項目	明らかにした事項
(1)改良構造の詳細設計と施工計画	<ul style="list-style-type: none"> 改良構造の詳細構造 既設部材と新設部材の荷重分担の最適化手法 耐荷機能の移行システム設計 施工手順(施工フロー)と施工要領図 施工に必要な技術と課題の整理 施工時の構造安全性の照査
(2)構造特性の検討	<ul style="list-style-type: none"> 構造特性の評価
(3)施工性の検討	<ul style="list-style-type: none"> 施工性の評価
(4)維持管理性の検討	<ul style="list-style-type: none"> 維持管理性の評価
(5)要求性能の整理と有用性の検討	<ul style="list-style-type: none"> 要求性能に応じた補強工法の選定手法 構造特性, 施工性, 維持管理性を考慮した有用性の評価
(6)実験的検討の詳細計画	<ul style="list-style-type: none"> 模型実験による検証に必要な試験体の設計と計測計画
(7)解析と実験の実施	<ul style="list-style-type: none"> FEM 解析および実験の実施によるデータの取得
(8)結果の分析と評価	<ul style="list-style-type: none"> 実験手法および解析手法の妥当性の評価 解析手法の課題の整理 新しい設計法の提案

モデル化の課題を明らかにでき、実用的な解析の精度設定と適用範囲の設定はさらに検討が必要であることがわかった。本研究で提案する工法は、損傷した鋼橋の耐荷特性を適切に改善、向上させることが実用的に可能であり、今後の道路資産の保全に関する設計技術の発展、施工技術の発展に大きな貢献ができるものと自己評価している。平成 29 年度の研究で行った、検討項目と明らかにした事項を表-4.1 に示す。平成 29 年度の検討のうち表-4.1(1)~(5)は平成 28 年度からの継続した検討項目である。

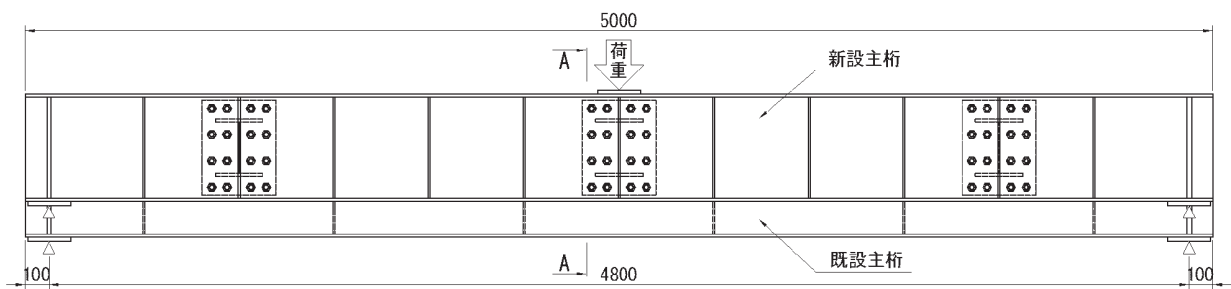
第5章 鋼桁で補強した鋼桁の検討

5.1 試験体と実験方法

床版のない鋼桁に新設の補強用鋼桁を連結して、両者を協働させることで補強する構造を実験と解析で検討した。鋼桁で補強した鋼桁の試験体 (CASE5) を図-5.1に示す。既設桁は床版のない鋼 I 桁であり、局部座屈等によって急激に耐荷力を失うような場合に、新設の補強鋼桁によって得られる効果について

検討した。既設桁としてノンコンパクト断面の鋼 I 桁 (以下、既設主桁という) を用い、これに補強用の鋼 I 桁 (以下、新設主桁という) を追加した構造の載荷実験を行った。既設桁のみの場合がCASE4である。

載荷実験の状況を写真-5.1, 写真-5.2 にそれぞれ示す。



付表 鋼部材の断面寸法 [mm] (材質: SM490Y)

	既設主桁	新設主桁	新設横桁
上フランジ	200×12	200×12	200×12
ウェブ	576×6	426×6	216×6
下フランジ	200×12	200×12	200×12

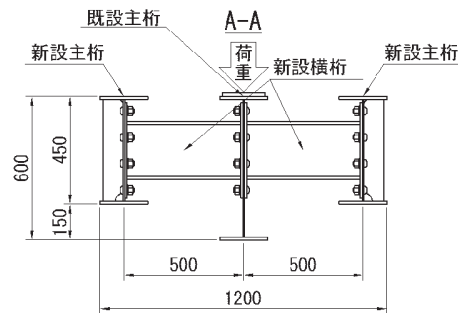


図-5.1 鋼桁で補強した鋼桁の試験体 (CASE5)



写真-5.1 載荷実験の状況 (CASE4)



写真-5.2 載荷実験の状況 (CASE5)

5.2 解析の概要

解析には、汎用有限要素解析ソフトMSC.Marcを用いた。解析モデルを図-5.2に示す。試験体の鋼部材を4節点シェル要素でモデル化し、最大要素サイズは25mm程度とした。載荷点および支点については、支圧板と概ね同範囲内の節点を剛体梁要素によって集約した参照点に境界条件を設定することでモデル化した。載荷は、載荷点に鉛直下方向のみの強制変位を与えることで行い、実験に用いた載荷装置はヒンジを有するため、載荷点の回転を許容した。新設横桁のエンドプレートと各主桁ウェブの接合は、境界面の節点共有による剛結とし、ボルトはモデル化していない。新設主桁の接合は、新設主桁と新設横桁の要素を初期状態で無効化しておき、既設主桁に150kNの荷重を作用させた時点で有効化することによって模擬した。鋼材の材料特性は、ヤング率 $E=200000\text{N/mm}^2$ 、ポアソン比 $\nu=0.3$ とした。降伏応力は各鋼材のミルシート値とし、構成則は二次勾配 $E/100$ のバイリニア型とした。また、幾何学的非線形性を考慮した。

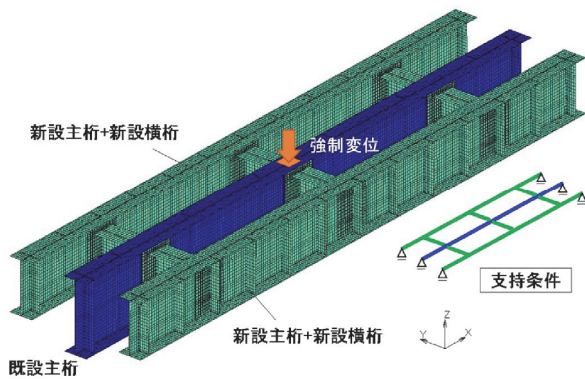


図-5.2 解析モデル (CASE5)

5.3 実験と解析の結果

(1) 既設鋼桁のみの場合 (CASE4)

既設主桁のみの荷重とたわみの関係を図-5.3に示す。CASE4では、1回目載荷時の載荷荷重599kNで既設主桁支間中央の下フランジが降伏した。その後、載荷荷重649kNで載荷点の上フランジがねじれを伴って座屈し、載荷荷重が低下した。さらに載荷荷重が低下しつつ、支間中央たわみが増大し、載荷荷重559kNで既設主桁支間中央の上フランジと圧縮ウェブが降伏した。1回目の除荷完了後、2回目載荷を行ったが、載荷荷重486kNで載荷点の上フランジの変形が、油圧ジャッキのユニバーサルヘッドの許容

角度(5°)を上回ったため、載荷を終了した。

CASE4の最大荷重の実験値は、FEM解析値の90%であった(実験最大荷重: 649kN/FEM解析CASE4a最大荷重: 725kN)。実験値とFEM解析値の差は、初期不整や面外変形の影響と考えられる。終局状態を写真-5.3に示す。

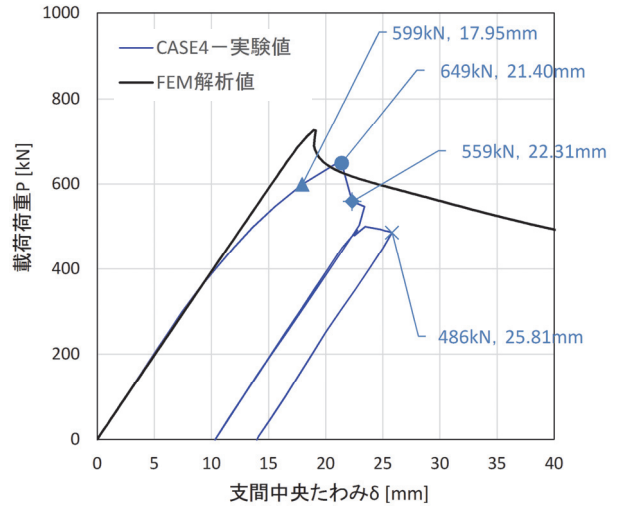


図-5.3 荷重とたわみの関係 (CASE4)



(a) 全景



(b) 荷重載荷点

写真-5.3 終局状態 (CASE4)

(2) 鋼桁で補剛された鋼桁の場合 (CASE5)

各桁の分担荷重とたわみの関係を図-5.4 に示す。縦軸の分担荷重は各桁の支点反力の合計値とし、新設主桁については桁二本分の合計値とした。また、新設主桁のプロットは部材接合時を原点とした。解析結果は実験結果をある程度再現しており、解析手法の妥当性を確認できた。ただし、既設主桁の降伏あたりから誤差が大きくなっており、接合方法のモデル化が原因と考えられる。

荷重実験では、既設主桁は分担荷重 511kN で下フランジが降伏した後、分担荷重をほぼ一定に保ったままたわみが増加した。その後、荷重点付近の上フランジおよびウェブで局部座屈が発生し、分担荷重および全体の荷重が急激に低下した。新設主桁はほぼ弾性挙動を示しているが、既設の荷重点が大きく変形したため、荷重設備の制限により終了した。なお、上フランジ座屈は床版の効果を見込めば、第4章のとおりポストピーク挙動を改善できる可能性があり、ウェブ座屈は第5章の通り対策できる。

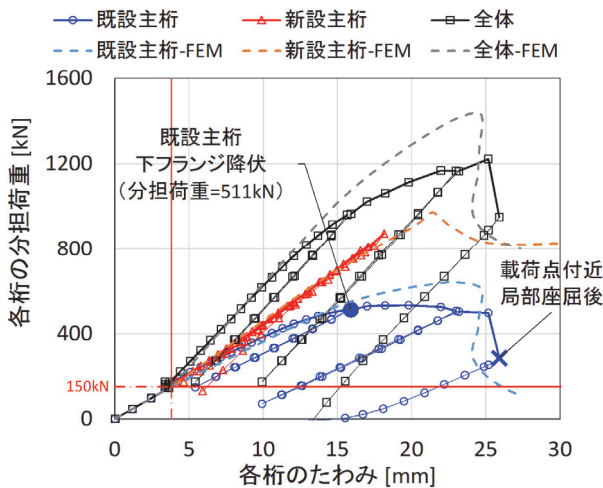


図-5.4 荷重とたわみの関係 (CASE5)

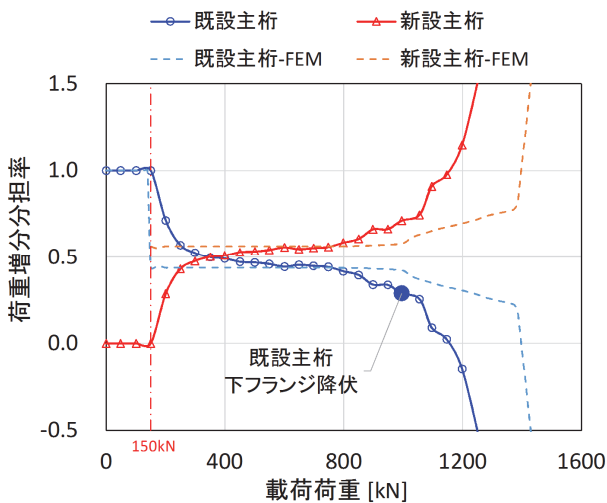


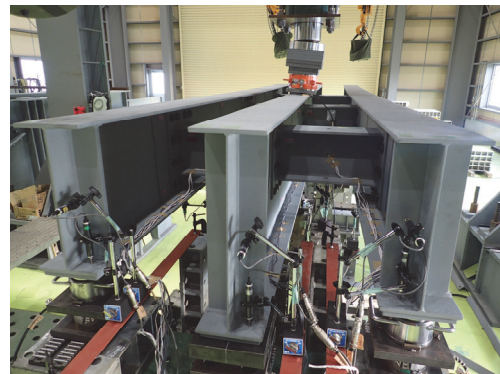
図-5.5 荷重と荷重増分分担率の関係 (CASE5)

荷重増分分担率と荷重荷重の関係を図-5.5 に示す。縦軸の荷重増分分担率は、荷重荷重増分に対する各桁の分担荷重増分の比率である。解析に比べ実験は新設主桁接合後の変化が緩やかであるが、弾性範囲における荷重分担の割合は概ね一致した。既設主桁の降伏後は既設主桁の分担率が低下し、新設主桁の分担率が増加しており、耐荷機能が移行する様子が確認できた。CASE5の荷重イベント一覧を表-5.1 に示し、終局状態を写真-5.4 に示す。

表-5.1 CASE5の荷重イベント一覧

イベント	荷重 荷重 P [kN]	反力 合計 [kN]	既設 合計 [kN]	新設 合計 [kN]
新設桁の結合前	174	173	148	—
新設桁の結合後	174	148	148	0(25) ※
既設下フランジ降伏	999	965	511	454
既設ウェブ降伏	1200	1166	506	660
最大荷重	1253	1221	497	725
新設R上フランジ降伏	991	950	286	664
新設横桁Rウェブ降伏				

※新設桁を連結後にイニシャル計測を実施したためそれ以前の計測値は参考値とする。



(a) 全景



(b) 荷重荷重点

写真-5.4 終局状態 (CASE5)

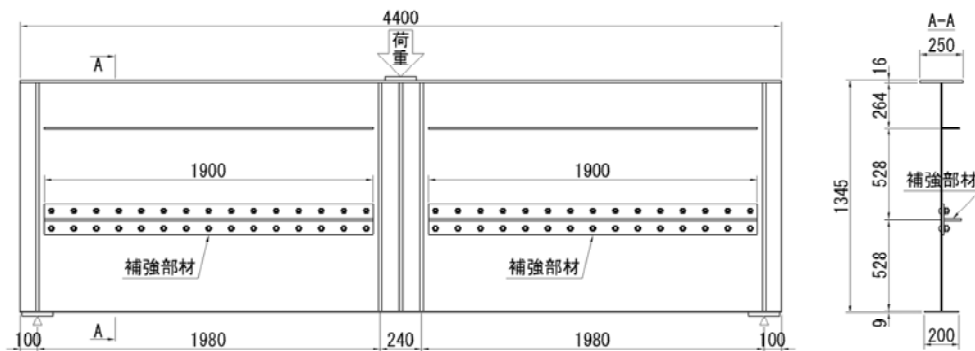
第6章 水平補剛材で補強した鋼桁の検討

6.1 試験体と実験方法

ウェブのせん断座屈が支配的となる場合の既設鋼桁に対する合理的な補強方法について検討した。すなわち、水平補剛材を1段有する鋼桁のウェブに対して、水平補剛材をボルト接合によって追加した鋼桁のせん断強度特性を改善する検討を行った。

試験体概要を図-6.1に示す。鋼桁は支間4.2m、桁高1345mmの鋼I桁であり、単純支持条件で、支間中央に荷重を作用させるものとした。補強部材は長さ1900mmでベースプレートとリブから成るT断面の鋼部材であり、断面寸法の異なる二種類を用いた。M20のトルシア型高力ボルトによってベースプレートと鋼桁ウェブを接合するものとし、鋼桁に467kN

の荷重（死荷重分程度）を作用させた時点で接合作業を行った。接合後は試験体が終局状態に至るまで荷重を漸増させるが、途中で適宜除荷を行い、残留変形を確認した。また、せん断座屈の進展性状を確認するため、3Dスキャナを用いてウェブの面外変位を計測した。試験ケースは、追加の補強部材なしの鋼桁（CASE6）と、水平補剛材を追加するケースが補強部材-小で補強した鋼桁（CASE7）、補強部材-大で補強した鋼桁（CASE8）で、追加の補剛材を斜めに配置した鋼桁（CASE9）を含めて合計4ケースとした。補強部材の寸法は、図-6.1付表に示した。補強部材-小は道路橋示方書の水平補剛材の必要な剛性の1.1倍となる寸法とし、補強部材-大は同じく4.8倍となる寸法とした。



鋼桁	上フランジ	250×16
	ウェブ	1320×6
	下フランジ	200×9
	水平補剛材	100×6
補強部材-小	ベースプレート	180×6
	リブ	80×6
補強部材-大	ベースプレート	180×12
	リブ	100×12

付表 鋼部材の断面寸法 [mm]

※鋼種は全てSM490Y

図-6.1 補剛材で補強した鋼桁の試験体（CASE7）

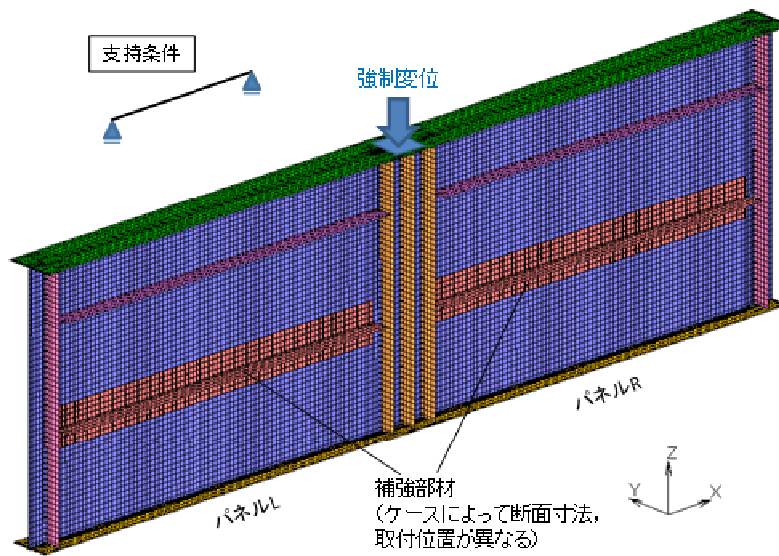


写真-6.1 載荷実験の状況（CASE6）

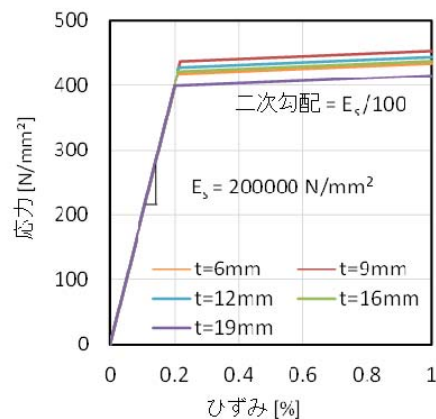
6.2 解析の概要

解析には、汎用有限要素解析ソフトMSC.Marcを用いた。解析モデルを図-6.2に示す。試験体の鋼部材を4節点シェル要素でモデル化し、最大要素サイズは25mm程度とした。試験体の初期不整および残留応力は考慮していない。荷重点および支点については、支圧板と概ね同範囲内の節点を剛体梁要素によって集約した参照点に境界条件を設定することでモデル化した。荷重は、荷重点に鉛直下方向のみの強制変位を与えることで行った。補強部材のベースプレートと鋼桁ウェブのボルト接合は、ボルトはモデル化

せずに剛結とした。また、補強部材の要素は初期状態で無効化しておき、実験と同様に鋼桁に467kNの荷重を作用させた時点で有効化した。鋼材の材料特性は、ヤング率 $E=200000\text{N/mm}^2$ 、ポアソン比 $\nu=0.3$ とした。降伏応力は各鋼材のミルシート値とし、構成則は二次勾配 $E/100$ のバイリニア型とした。また、幾何学的非線形性を考慮した。



(a) 解析モデル (CASE7の例)



(b) 応力ひずみ関係

図-6.2 解析モデル

6.3 実験と解析の結果

(1) 追加の補剛材のない鋼桁 (CASE6)

荷重とたわみの関係を図-6.3 に示す。1 回目載荷時の載荷荷重 1926kN が最大荷重となった。2 回目載荷時の載荷荷重 1819kN で R 側パネルの下フランジが降伏した。3 回目載荷時の支間中央たわみ 20mm~35mm の間に、R 側パネルの水平補剛材としたフランジの間のウェブパネルでせん断座屈が発生し、その後徐々に、斜張力場が水平補剛材を貫通した。3 回目載荷時の載荷荷重 1532kN で R 側パネル

の支点部の上フランジとウェブとの溶接部が破断した。

CASE6 の最大荷重の実験値は、FEM 解析値の 93% であった(実験最大荷重：1926kN/FEM 解析 CASE6 最大荷重：2078kN)。終局状態を写真-6.2 に示す。

ウェブの主ひずみと面外変位のコンター図を図-6.4 に示す。

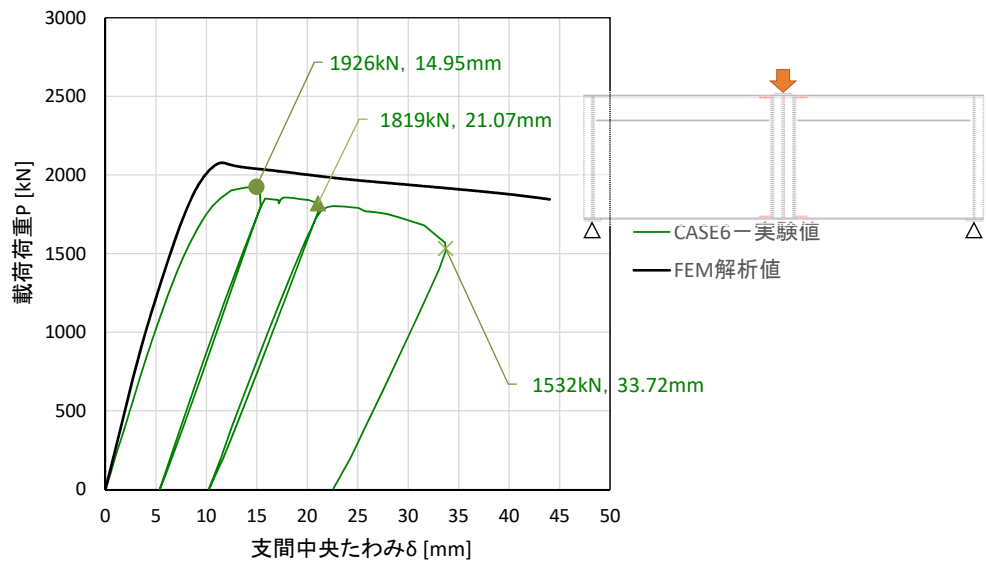


図-6.3 荷重とたわみの関係 (CASE6)

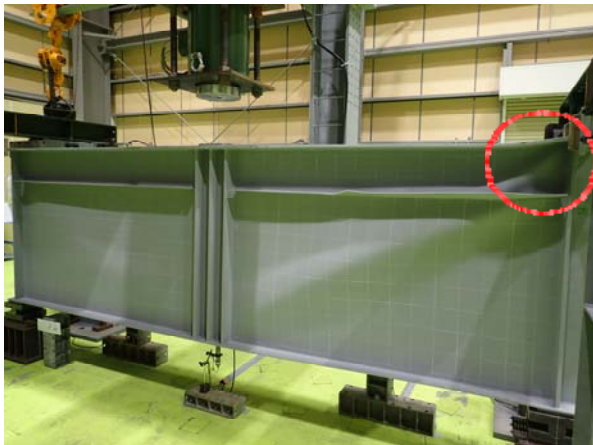
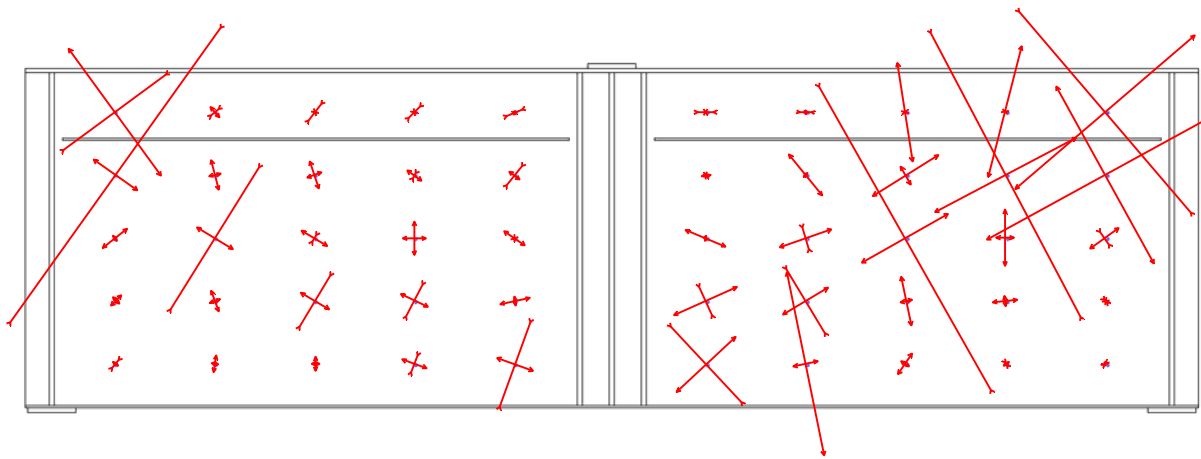
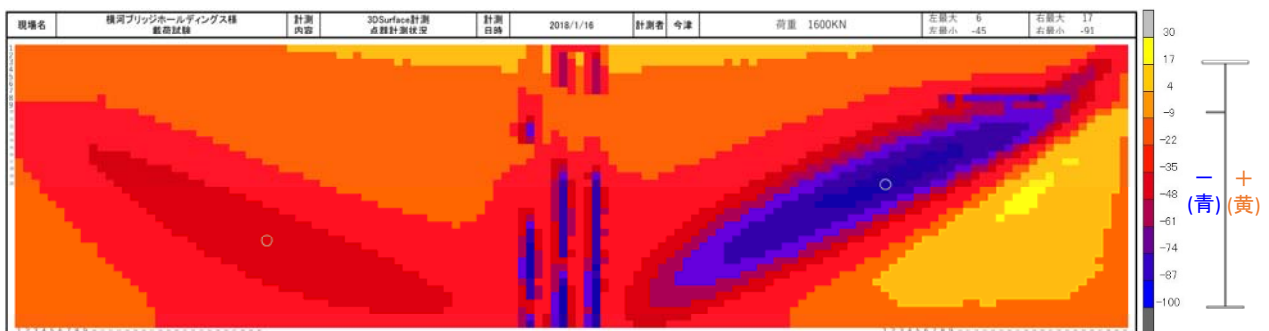


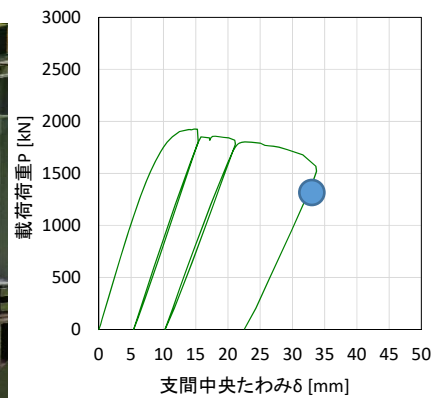
写真-6.2 終局状態 (CASE6)



(a) ウェブの主ひずみ状態



(b) 3Dスキャナにより計測した面外変位のコンター図



(c) 試験体の状況

図-6.4 ウェブの主ひずみと面外変位のコンター図 (CASE6)

(2) 補強部材-小で補強した鋼桁 (CASE7)

荷重とたわみの関係を図-6.5に示す。板厚6mmの補強部材を追加したCASE7では、1回目載荷時の載荷荷重2003kNでR側L側パネルの下フランジが降伏した。その後、載荷荷重2228kNが最大荷重となった。載荷除荷を繰り返し、3回目載荷時の支間中央たわみ20mm~40mmの間に、R側パネルの水平補剛材としたフランジの間のウェブパネルでせん断座屈が発生し、その後徐々に、斜張力場が水平補剛材を貫通

した。3回目載荷時の載荷荷重1849kNでR側パネルの支点部の上フランジとウェブとの溶接部が破断した。

CASE7の最大荷重の実験値は、FEM解析値の93%であった(実験最大荷重：2228kN/FEM解析CASE7最大荷重：2399kN)。終局状態を写真-6.3に示す。

ウェブの主ひずみと面外変位のコンター図を図-6.6に示す。

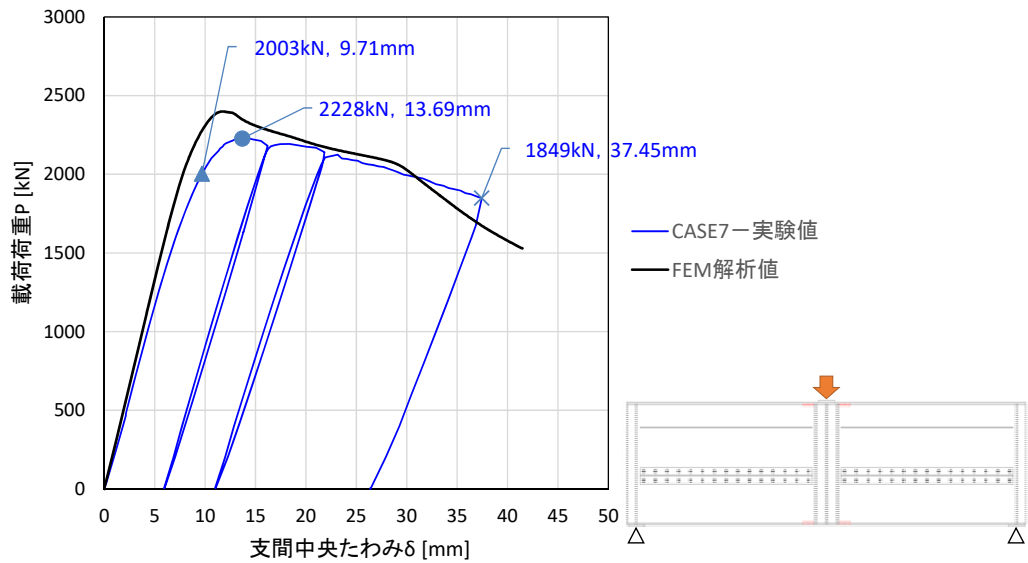
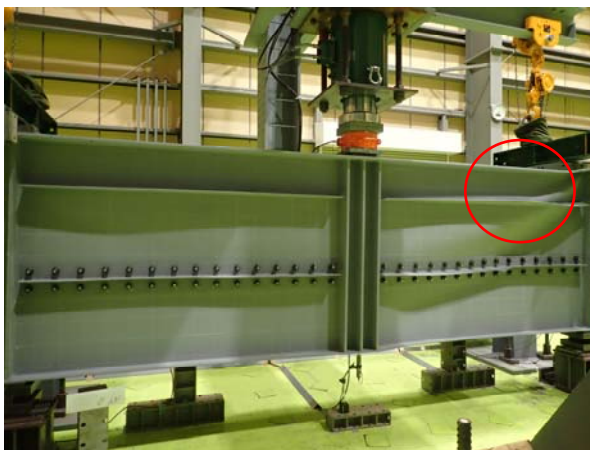
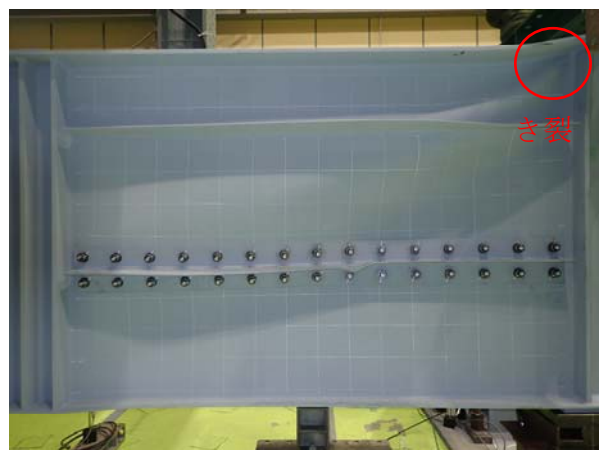


図-6.5 荷重とたわみの関係 (CASE7)

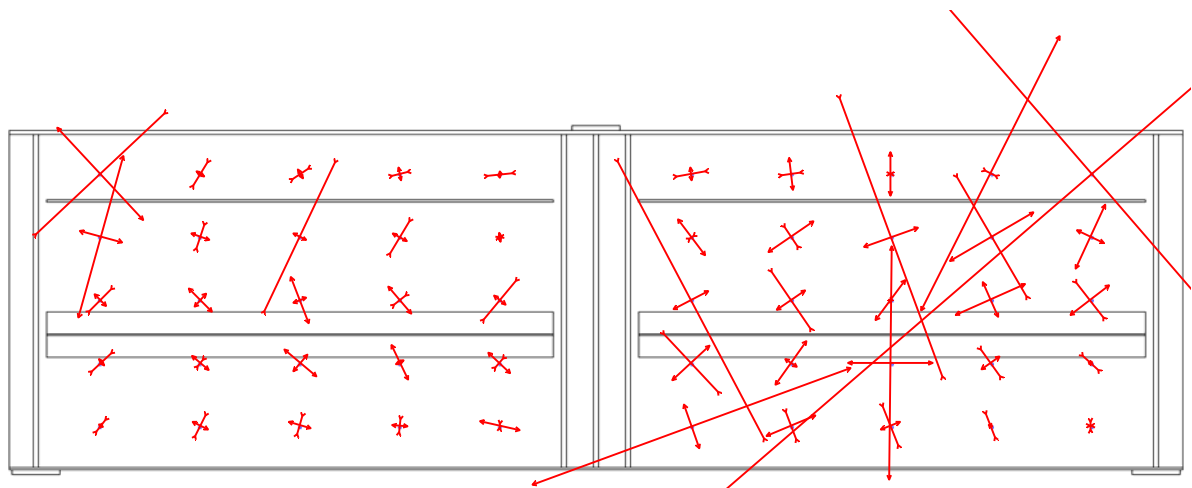


(a) 全景

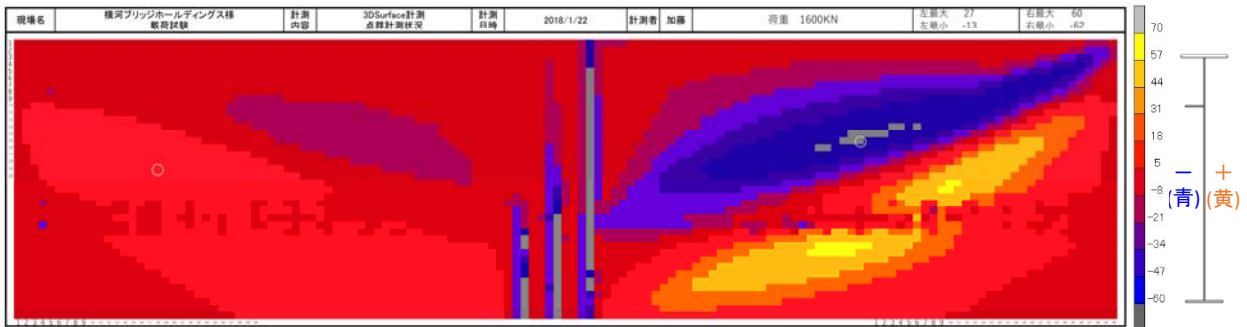


(b) R側パネル

写真-6.3 終局状態 (CASE7)



(a) ウェブの主ひずみ状態



(b) 3Dスキャナにより計測した面外変位のコンター図



(c) 試験体の状況

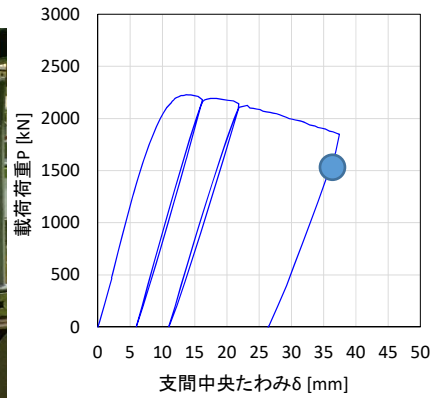


図-6.6 ウェブの主ひずみと面外変位のコンター図 (CASE7)

(3) 補強部材-大で補強した鋼桁 (CASE8)

荷重とたわみの関係を図-6.7に示す。板厚12mmの補強部材を追加したCASE8では、1回目載荷時の載荷荷重2201kNでL側パネルの下フランジが降伏し、載荷荷重2251kNでR側パネルの下フランジおよび、L側パネルの上フランジが降伏した。その後、載荷荷重2353kNが最大荷重となった。載荷除荷を繰り返し、3回目載荷時の支間中央たわみ20mm~35mmの間に、R側パネルの水平補剛材としたフランジの間のウェブパネルでせん断座屈が発生し、その後徐々に、斜張力場が水平補剛材を貫通した。3、4回目の載荷中に高力ボルトのすべり音と思われる音が複数回

発生した。4回目載荷時のR側パネルの変形にともない、支間中央側の追加部材とR側ウェブパネルの開きが大きくなるとともに、R側パネルの支点部の上フランジとウェブとの溶接部の塗膜剥離が認められたため、載荷荷重1629kNで載荷を終了した。

CASE8の最大荷重の実験値は、FEM解析値の90%であった(実験最大荷重：2353kN/FEM解析CASE8最大荷重：2629kN)。終局状態を写真-6.4に示す。

ウェブの主ひずみと面外変位のコンター図を図-6.8に示す。

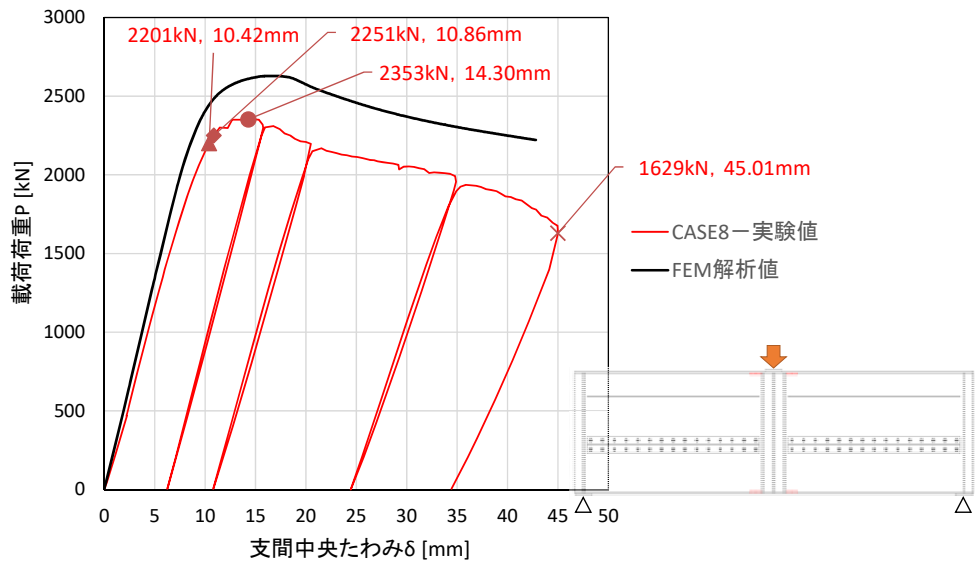
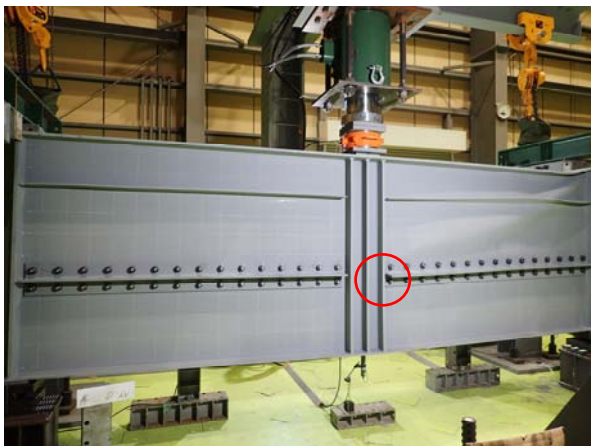


図-6.7 荷重とたわみの関係 (CASE8)

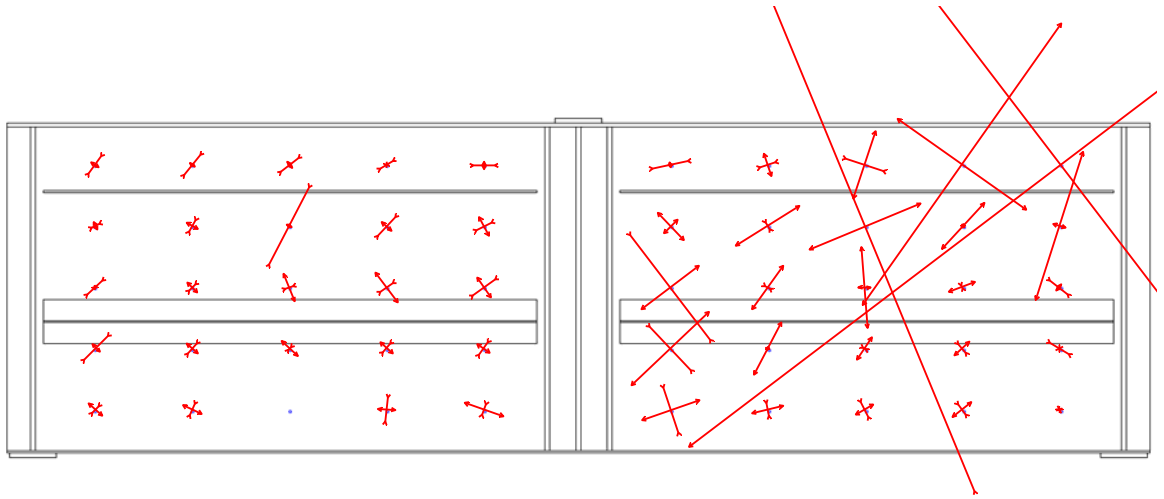


(a) 全景

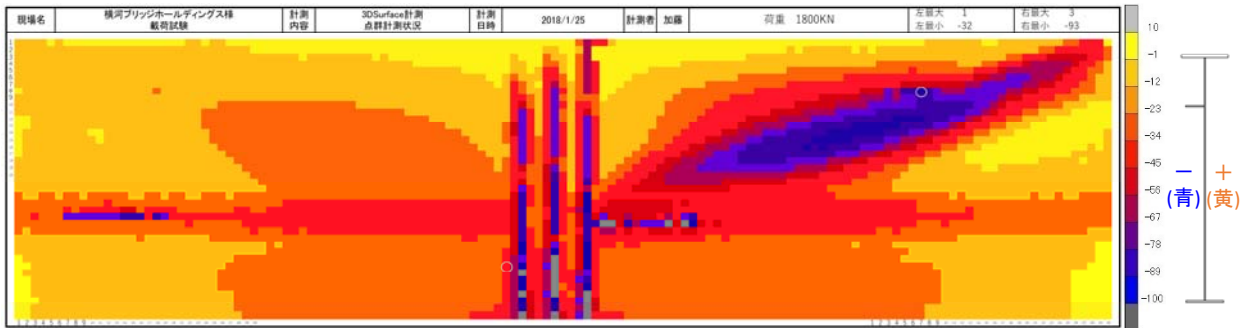


(b) R側パネル(上面より)

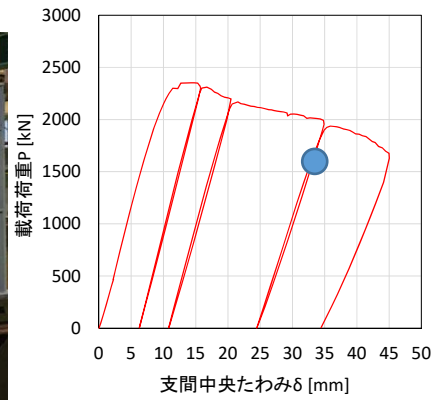
写真-6.4 終局状態 (CASE8)



(a) ウェブの主ひずみ状態



(b) 3Dスキャナにより計測した面外変位のコンター図



(c) 試験体の状況

図-6.8 ウェブの主ひずみと面外変位のコンター図 (CASE8)

(4) 斜めの配置で補強した鋼桁 (CASE9)

荷重とたわみの関係を図-6.9に示す。板厚12mmの補強部材を斜めに追加したCASE9では、1回目載荷時の載荷荷重2152kNでL側R側パネルの下フランジが降伏し、載荷荷重2204kNでL側R側パネルの上フランジが降伏した。その後、載荷除荷を繰り返し、3回目載荷時の載荷荷重2568kNが最大荷重となった。また、3回目載荷時の支間中央たわみ20mm~35mmの間に、R側パネルの下フランジと追加部材に囲ま

れた三角形のウェブパネルで面外変形が大きくなった。同時期に載荷点の両側上フランジの面外変形も大きくなった。載荷荷重2439kNでR側パネルの水平補剛材の支間中央側端部の回し溶接部が破断した。

CASE9の最大荷重の実験値は、FEM解析値の95%であった(実験最大荷重：2568kN/FEM解析最大荷重：2710kN)。終局状態を写真-6.5に示す。

ウェブの主ひずみと面外変位のコンター図を図-6.10に示す。

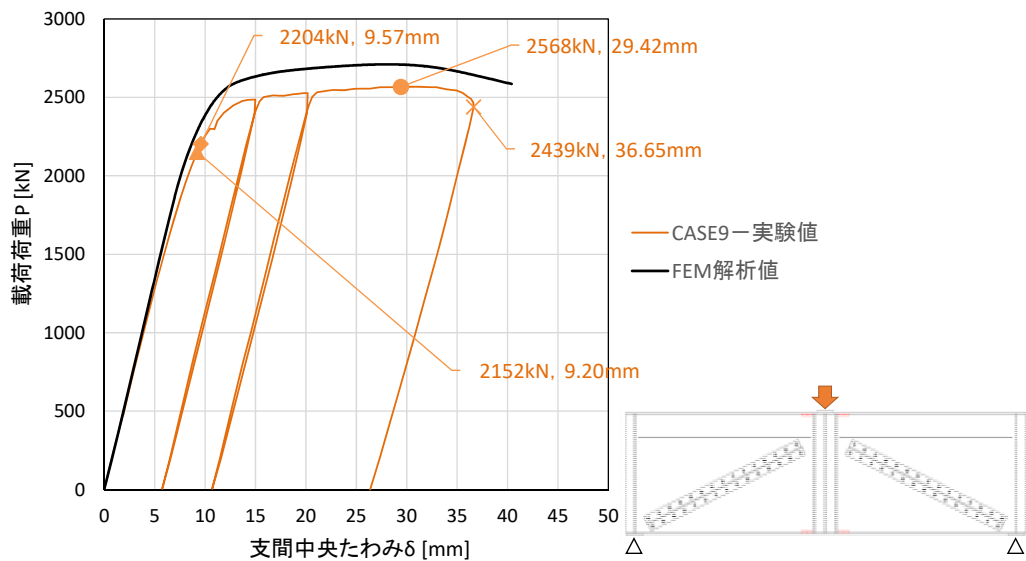
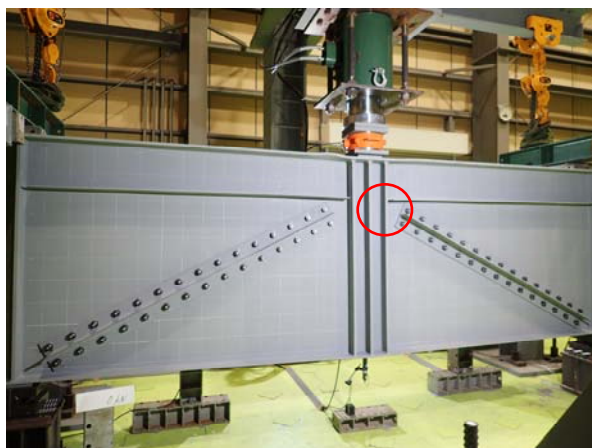


図-6.9 荷重とたわみの関係 (CASE9)

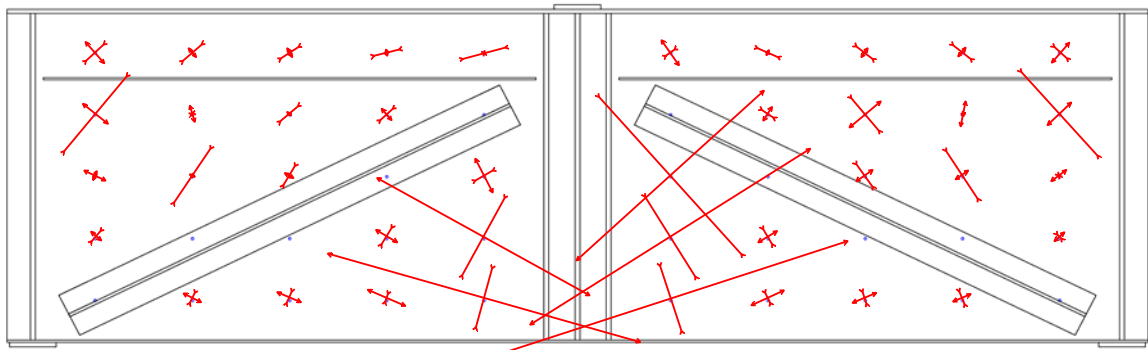


(a) 全景

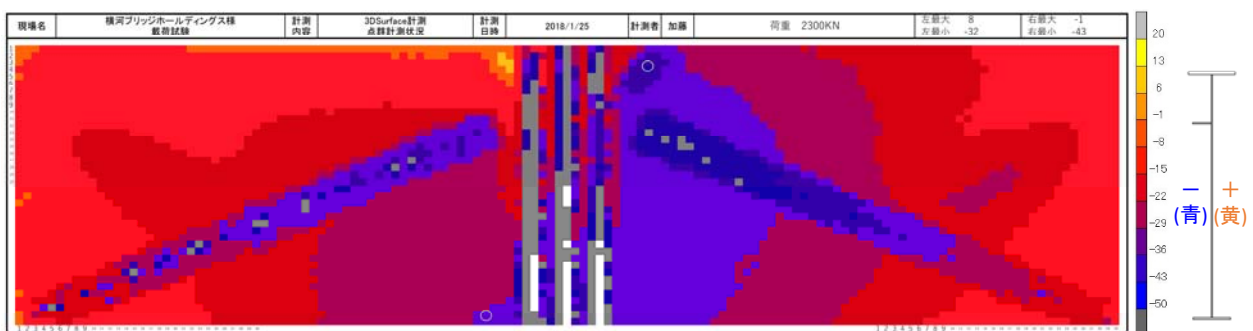


(b) R側パネル：水平補剛材の支間中央側端部

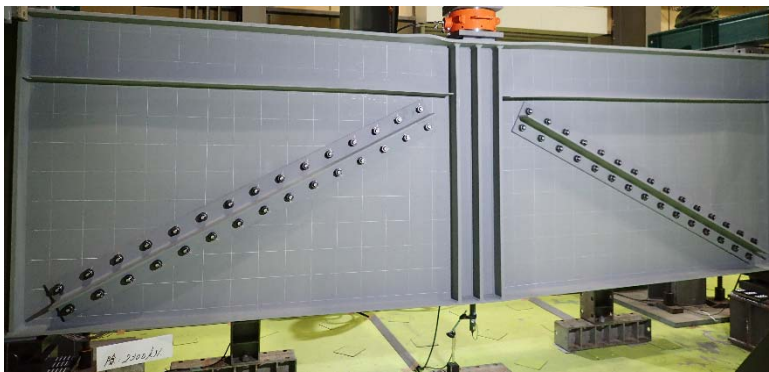
写真-6.5 終局状態 (CASE9)



(a) ウェブの主ひずみ状態



(b) 3Dスキャナにより計測した面外変位のコンター図



(c) 試験体の状況

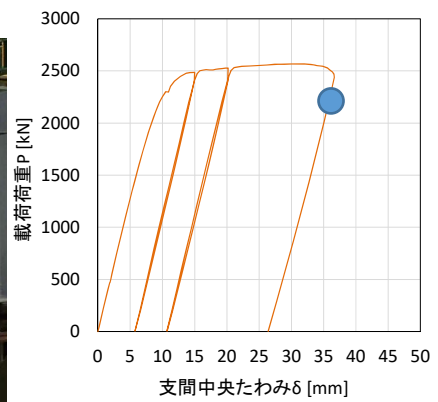


図-6.10 ウェブの主ひずみと面外変位のコンター図 (CASE9)

(5) CASE6からCASE9のまとめ

a) 実験による検討結果

補強部材の効果を検討したケースの荷重とたわみの関係をまとめて図-6.11に示す。これらの結果から、以下の知見が得られた。

- 最大荷重の実験値とFEM解析値では5%~10%の差が生じるものの、いずれのケースにおいても載荷荷重一支間中央たわみ関係の傾向は一致した。
- 補強部材を追加することで最大荷重が上昇することを確認した。実験結果において、CASE7の最大荷重はCASE6の1.16倍(CASE7最大荷重:2228kN/CASE6最大荷重:1926kN)、CASE8の最大荷重はCASE6の1.22倍(CASE8最大荷重:2353kN/CASE6最大荷重:1926kN)、CASE9の最大荷重はCASE6の1.33倍(CASE9最大荷重:2568kN/CASE6最大荷重:1926kN)であった。
- 補強部材の追加方法によって、ウェブパネルの面外変形の挙動が異なることを確認した。CASE6では斜張力場が水平補剛材を貫通した。CASE7ではCASE6同様に斜張力場が水平補剛材を貫通したが、追加した補強部材と下フランジに囲まれたウェブパネルの面外変形が抑制された。CASE8ではCASE6同様に斜張力場が水平補剛材を貫通したが、追加した補強部材と下フランジに囲まれたウェブパネルへの斜張力場の進展はなかった。CASE9では、下フランジと追加部材に囲まれた三角形のウェブパネルで面外変形が生じたが、他のケースと比較すると面外変形は小さかった。
- 補強部材を追加することで、せん断耐荷力とウェブパネルの面外変形の挙動を制御できることがわかった。鋼橋の現位置改良工法の適用にあたっては、既設桁の適切な補強が必要であり、本研究により補強設計に用いる情報が得られた。

b) 解析的検討結果

解析による検討結果を図-6.12に示す。また、せん断補強効果を検討するため、実験ではできなかった補剛材配置のケースを解析で追加検討した。解析的検討の追加ケースとして、CASE8の補剛材配置を変更した解析対象を図-6.13に示し、その検討結果を図-6.14に示す。これらの結果から、以下の知見が得られた。

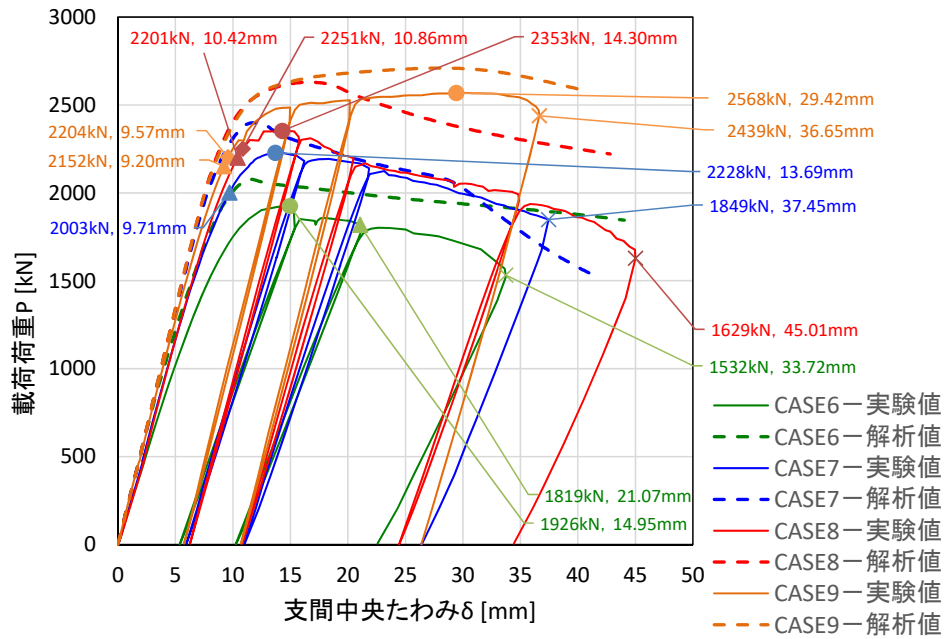
- CASE6~9でたわみが15mm生じた時点から除荷した場合、残留たわみは3.62mm~5.11mmと大きな差はみられなかった。一方で、残留面外変位はCASE6、CASE7でそれぞれ31.21mm、25.54mmに対し、CASE8、CASE9でそれぞれ2.61mm、0.43mmとなり、ウェブパネルに十分な補剛を施すことで残留面外変位が大きく低減できることがわかった。
- CASE8で上フランジと水平補剛材の間に補強部材を追加したCASE8aでは、水平補剛材と下側の補強部材の間のウェブパネルでせん断座屈が発生した。その後、最大荷重=2705kN付近で荷重を保つ

たまたたわみが増加した。さらに荷重を続けると、桁端の倒れに伴い荷重が低下した。

- CASE8で補強部材の追加位置を上方に移動させたCASE8bでは、補強部材と下フランジの間のウェブパネルでせん断座屈が発生した。その後、最大荷重=2670kN付近で荷重を保ったままたわみが増加した。さらに荷重を続けると、桁端の倒れに伴い荷重が低下した。
- CASE8で補強部材の追加位置を下方に移動させたCASE8cでは、水平補剛材と補強部材の間のウェブパネルでせん断座屈が発生した。その後、最大荷重=2265kN付近で斜張力場が水平補剛材を貫通し、荷重が低下した。
- いずれの解析ケースも、はじめにせん断耐力が最も小さいウェブパネルでせん断座屈が生じ、その後斜張力場が隣接するパネルに貫通すると荷重が低下した。斜張力場が貫通しない場合(CASE8a、CASE8b)は、最大荷重付近で荷重が保持され、そのときの荷重の大きさはBasler式によるウェブパネルのせん断耐力に対応する載荷荷重と概ね一致した。
- せん断座屈が耐荷力の決定要因となる鋼桁では、ウェブパネルの補剛方法によって斜張力場の発生・進展挙動が異なり、これを制御することで最大耐力およびピーク後の耐荷挙動をある程度制御できることを解析的に確認した。想定した耐荷挙動を得るために必要な補剛方法は、既存の水平補剛材の剛度等によって異なり、補強部材の剛度および取付位置を調整することによって決定できると考えられる。

c) ウェブの補強方法のまとめ

ウェブの補強方法として水平補剛材を追加することが効果的であることが確認できた。追加する補剛材の剛性と位置によって斜張力場の分布やせん断耐荷力は変化する。耐荷力の評価については、既往の知見であるBasler式の適用が可能であると考えられる。ウェブの後座屈挙動を考慮した変形性能の評価法については、本研究の範囲では必ずしも明らかにできなかったが、FEM解析で実験を補完できる可能性も確認できており、今後の検討により課題は解決できると考える。

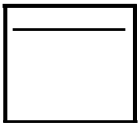
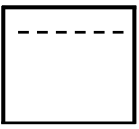
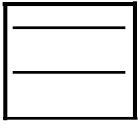
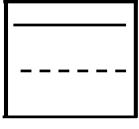
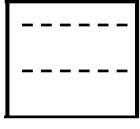
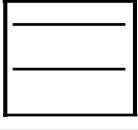
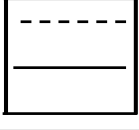


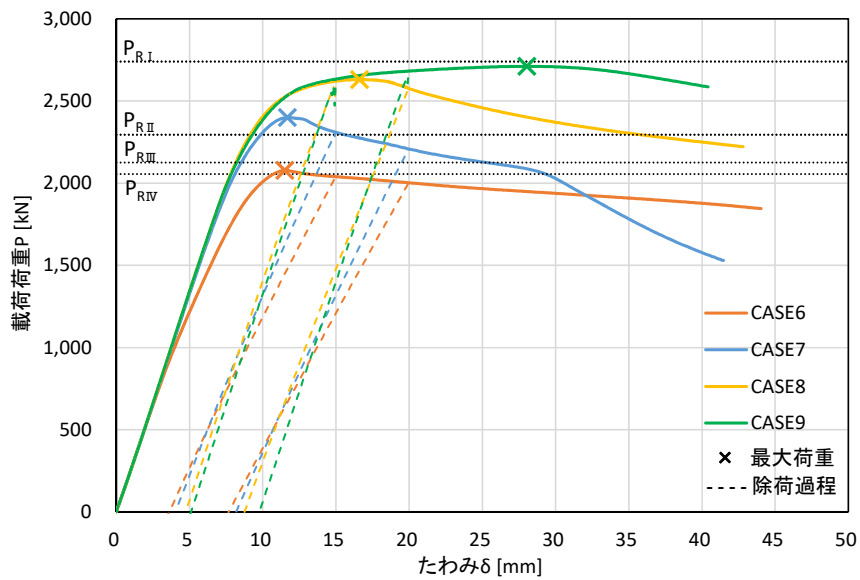
付表 CASE6, 7, 8, 9 : イベント一覧

CASE	イベント	载荷荷重P [kN]	計測値			凡例
			支間中央たわみ [mm]	ひずみ		
				位置	[$\times 10^{-6}$]	
6	最大荷重	1926	14.95	—	—	○
	下フランジ降伏	1819	21.07	R-LF	2395	△
	上フランジ降伏	—				
	終局荷重	1532	33.72	—	—	×
7	最大荷重	2228	13.69	—	—	○
	下フランジ降伏	2003	9.71	L-LF	2165	△
				R-LF	2147	
	上フランジ降伏	—				
	終局荷重	1849	37.45	—	—	×
8	下フランジ降伏	2201	10.42	L-LF	2103	△
	下フランジ降伏	2251	10.86	R-LF	2130	
	上フランジ降伏			L-UF	-2175	◇
	上フランジ降伏	2298	12.25	R-UF	-2174	
	最大荷重	2353	14.30	—	—	○
	終局荷重	1629	45.01	—	—	×
9	下フランジ降伏	2152	9.20	L-LF	2127	△
	R-LF			2178		
	上フランジ降伏	2204	9.57	L-UF	-2386	◇
		2478	13.71	R-UF	-2528	
	最大荷重	2568	29.42	—	—	○
終局荷重	2439	36.65	—	—	×	

図-6.11 CASE6, 7, 8, 9 : 载荷荷重(P)－支間中央たわみ(delta)関係

付表 Basler 式によるウェブパネルのせん断耐力計算の仮定

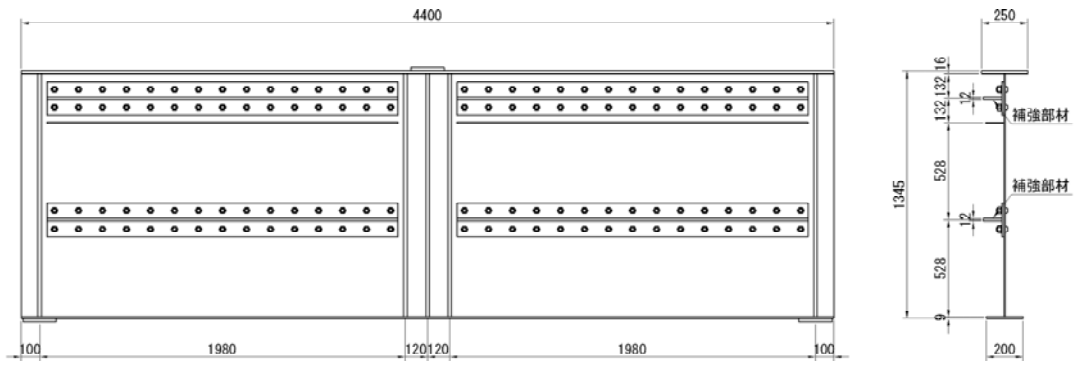
CASE6		水平補剛材有効		水平補剛材無効		
	$P_{R\text{II}} = 2295\text{kN}$		$P_{R\text{IV}} = 2055\text{kN}$			
CASE7		水平補剛材有効 補強部材有効		水平補剛材有効 補強部材無効		水平補剛材無効 補強部材無効
	$P_{R\text{I}} = 2739\text{kN}$		$P_{R\text{II}} = 2295\text{kN}$		$P_{R\text{IV}} = 2055\text{kN}$	
CASE8		水平補剛材有効 補強部材有効		水平補剛材無効 補強部材有効		
	$P_{R\text{I}} = 2739\text{kN}$		$P_{R\text{III}} = 2125\text{kN}$			



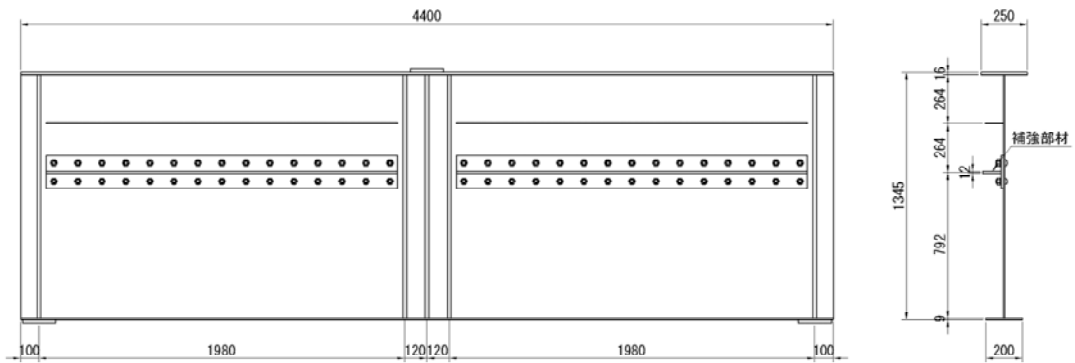
付表 最大荷重および残留たわみ δ_r 一覧

	最大荷重 [kN]	残留たわみ δ_r [mm]	
		$\delta = 15\text{mm}$ から除荷	$\delta = 20\text{mm}$ から除荷
CASE6	2078	3.62	7.67
CASE7	2399	4.04	8.17
CASE8	2629	4.74	8.75
CASE9	2710	5.11	9.77

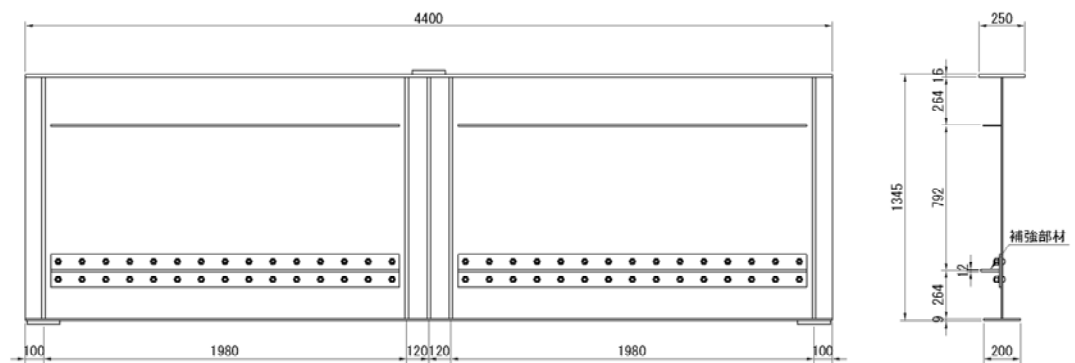
図-6.12 FEM 解析 CASE6, 7, 8, 9 : 載荷荷重(P) - 支間中央たわみ(δ)関係



(a) CASE8a



(b) CASE8b

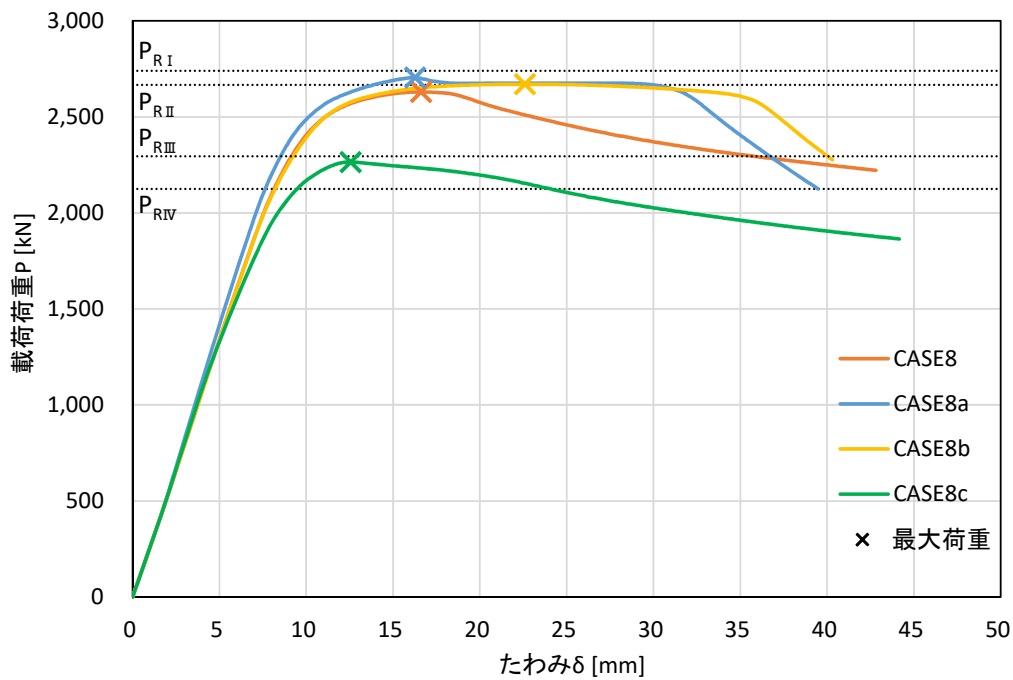


(c) CASE8c

図-6.13 解析のみの追加ケース

付表 Basler 式によるウェブパネルのせん断耐力計算の仮定

CASE8		水平補剛材有効 補強部材有効		水平補剛材無効 補強部材有効
	$P_{RI} = 2739\text{kN}$		$P_{RIV} = 2125\text{kN}$	
CASE8a		水平補剛材有効 補強部材有効		
	$P_{RI} = 2739\text{kN}$			
CASE8b		水平補剛材有効 補強部材有効		
	$P_{RII} = 2667\text{kN}$			
CASE8c		水平補剛材有効 補強部材有効		水平補剛材無効 補強部材有効
	$P_{RII} = 2667\text{kN}$		$P_{RIII} = 2295\text{kN}$	



付表 最大荷重一覧

	最大荷重 [kN]
CASE8	2629
CASE8a	2705
CASE8b	2670
CASE8c	2265

図-6.14 解析のみの追加ケース CASE8, 8a, 8b, 8c : 載荷荷重 P とたわみ δ の関係

第7章 研究のまとめ

7.1 構造特性の評価

既設主桁に新設の補強部材を追加して協働させる構造に改良する工法について、既設主桁が鋼桁の場合を検討した。既設主桁の断面区分はノンコンパクトであり既設主桁のフランジ降伏以降は荷点近傍の腹板の鉛直方向の座屈にもなって荷点直下のフランジが傾斜し終局状態となった。既設主桁の荷点近傍の局部座屈が進展して既設主桁の耐力が急激に低下する場合であっても、新設主桁を協働させることで構造全体の耐力性能と変形性能を向上させることができた。実際の橋梁の場合、既設主桁に損傷があっても新設主桁と協働する構造に改良しておけば、構造全体として安全性を確実に確保する設計が可能となる。

本工法で、既設主桁そのものの耐力性能や変形性能の改善が必要な場合の例として、せん断力が卓越する鋼桁の腹板の耐力特性を検討した。補強部材を腹板パネルに追加することでせん断耐力と腹板の面外変形の挙動を制御できることがわかった。本研究により腹板の補強設計に必要な情報が得られた。

7.2 解析手法の妥当性の評価

既設主桁に新設の補強部材を追加して協働させる構造について、解析手法の妥当性を実験で検証した。過年度に検討した既設主桁が合成桁の場合は、コンクリートの応力-ひずみ関係のモデル化について、床版のひび割れの発生によって床版の剛性が変化しはじめると誤差が大きくなることを確認した。この課題については、その後の検討でコンクリートの応力-ひずみ関係のモデル化の改善ができています。既設主桁が鋼桁の場合は、鋼材が降伏した後の局部座屈の進展も FEM 解析により良く再現できることが確認できた。今年度の検討対象の範囲では、解析対象が鋼部材のみであり、最大荷重に着目すると実験と解析の誤差は最大で 13%であった。

解析の課題としては、補強部材のボルト接合部のモデル化がある。本研究では、ボルト接合部を剛結でモデル化しているが、実験では荷重中にすべりが発生しており、その影響は検討できていない。今後の検討課題と考えている。

7.4 研究のまとめ

本研究は、損傷した鋼橋を現在の位置で供用しながら、維持管理性がより容易な新構造へと改良する新しい工法を開発するものである。平成 28 年度の FS と平成 29 年度の本採択での研究で FEM 解析による耐力特性の評価手法および実験方法の妥当性は検証できた。平成 29 年度の研究では、既設の合成 I 桁を新設の鋼桁で補強する改良構造の実験を行い、改良構造の耐力特性を確認した。平成 30 年度の研究では、目的の異なる 2 種類の実験を行った。ひとつは、既設の鋼桁を新設の鋼桁で補強する改良構造の実験であり、平成 29 年度に実施した既設桁がコンパクト断面の合成 I 桁との比較で、既設桁を鋼桁へ変更して局部座屈が発生する板厚構成としたものである。既設鋼桁の耐力が断面の局部座屈で決定される場合に、新設の補強部材を協働させる改良後の限界状態を確認した。もうひとつの実験は、既設鋼 I 桁で腹板の局部座屈の発生を許容しても、後座屈挙動で耐力が一定の値を保ちつつ、変形性能を確保する構造が実現できるかを検討した。これらの実験および実験を再現する解析の結果から、本工法の適用に必要な設計情報を取得することができ、あわせて本工法の効果が明らかにできた。本工法の設計法の提案を表-7.1 に示す。

本研究で検討した設計における課題と検討結果をまとめて表-7.2 に示す。それぞれ検討を行ったが、課題の一部は今後の検討課題とした。例えば、既設構造の圧縮フランジの局部座屈に対する補強方法については、各種の方法が考えられる。また、既設部材と新設部材とを連結する横つなぎ材の設計法も今後の課題である。

本研究で提案する工法は、損傷した鋼橋の耐力特性を適切に改善、向上させることが実用的に可能であり、今後の道路資産の保全に関する設計技術の発展、施工技術の発展に大きな貢献ができるものと自己評価している。なお、平成 28 年度と平成 29 年度の研究成果は、土木学会の全国大会で発表済み^{15),16)}である。平成 30 年度の成果は、土木学会、日本道路学会などへの論文発表により行っていく予定である。

表-7.1 本工法の設計法の提案

(手順1) 限界状態と必要条件

協働する全体系の限界状態1は、新設桁が降伏点を超えない限界の状態であり、限界状態3は新設桁が最大強度点を超えない状態とする。このためには既設桁について、腐食の深さや範囲を適切に見込んだうえで、完全弾塑性と仮定できるように既設を改造することが重要である。強度の評価の不確実性は大きいとしても、ウェブ座屈が先行せず、また、急激に耐力低下が生じない必要がある。

(手順2) 既設の改造の方法

本研究の範囲で得られた知見からは、既設ウェブに追加の補強部材を高力ボルト接合することが効果的と考えられる。ウェブの補強の程度は、補強後のせん断強度が曲げ強度を上まわるようにすれよい。補強後のせん断強度は、実験で確認できた範囲ではBasler式で求められる可能性が高い。

(手順3) 協働する全体構造の荷重と変位の関係

全体系の剛性は、既設桁と新設桁および両者を連結する横つなぎ材のそれぞれの剛性と相互の接合条件で決定される。横つなぎ材の剛性と部材相互の接合条件については、本研究の範囲で仮定したように、これらが全体系の耐力特性の決定要因とならないように、いずれも十分剛であると仮定するのがよいと考えられる。ただし、解析的検討ではそれぞれの部材は完全弾塑性で評価できることを仮定しているため、手順1の条件が必要となる。

(手順4) 部分係数の設定

既設と新設とが協働する全体系で部分係数を乗じる箇所については、新設桁のM- ϕ 関係に部分係数を乗じたうえで既設桁のM- ϕ 関係と足し合わせる方法と、既設と新設の特性曲線のそれぞれを足し合わせたものを全体系のM- ϕ 関係としてこれに部分係数を乗じる方法などが考えられる。しかし、現時点では道路橋示方書において、このような協働する全体系に対する部分係数の設定法に標準的な考え方はないため、今後の課題である。

(手順5) 既設桁のM- ϕ 関係の設定

既設桁のM- ϕ 関係の設定にあたっては、床版コンクリートの効果や腐食の影響をできるだけ安全側になるように見込むことを提案する。このようにすれば手順3に関連して、完全弾塑性として仮定した既設桁のM- ϕ 関係を部分係数等で割り引く必要がないとの考え方が提案できる可能性がある。

(手順6) 新設桁の設計

新設桁については、設計基準に従い適切に設計する。

表-7.2 設計における課題と検討結果

課題 1	<p>既設部材の一部が降伏または局部座屈した後の耐荷機構のモデル化</p> <ul style="list-style-type: none"> ・既設部材が合成桁でコンパクト断面の場合は、既設部材は降伏後も一定の耐荷力を保持することができ、荷重増分は新設部材が負担する耐荷機構の推定。(平成 29 年度の成果) 実験を行い、FEM 解析で推定できることを確認済み。 ・既設部材が非合成桁で断面の局部座屈や断面の降伏時の耐荷力が最大強度点となる場合に、上フランジまたはウェブの弾塑性挙動が耐荷力および変形性能に与える影響の検討。(平成 30 年度の成果) 実験を行い、FEM 解析で評価できることを確認済み。 ・既設部材が非合成桁で局部座屈が最大強度点となって、変形性能の改善が望ましいとされる場合に、変形性能を改善できる上フランジまたはウェブの補強方法の検討。(平成 30 年度の成果) ウェブの補強方法について実験を行い、FEM 解析で評価できることを確認済み。フランジの補強方法は提案までで、実験による検証は未実施。 ・構造全体の耐荷力および変形性能が確保される限界状態の基準とする耐荷力および変形量の制限値の設定。(平成 30 年度の成果) 変形量の制限値については、考え方の提案までで、今後の継続した検討課題とした。
課題 2	<p>既設部材と新設部材の横つなぎ材の設計</p> <ul style="list-style-type: none"> ・横つなぎ材の必要な剛性および配置間隔の決定方法の検討。(平成 30 年度の成果) 荷重分配の計算例を例示するまでで、横つなぎ材の設計は今後の継続した検討課題とした。 ・既設部材の一部が降伏または局部座屈した後の荷重分配が推定できる解析モデルの検討。(平成 30 年度の成果) 実験を行い、FEM 解析で推定できることを確認済み。 ・横つなぎ材が、既設部材と新設部材のそれぞれの面外変形の固定点となる条件の確認。(平成 29 年度、平成 30 年度の成果) 実験を行い、FEM 解析で評価できることを確認済み。
課題 3	<p>既設部材の損傷または劣化に起因する不確実性の排除方法</p> <ul style="list-style-type: none"> ・弾塑性挙動が推定できるようにするための断面補修または補強方法の検討。(平成 30 年度の成果) 当て板工法などの従来工法の適用については、別途の共同研究で取り扱うため、個別の検討は本研究の対象外とした。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通編，2017.11
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 II 鋼橋・鋼部材編，2017.11
- 3) 山後宏樹，今裕之：既設構造を活かした跨線橋改修の設計・施工，土木学会第 63 回年次学術講演会講演概要集，VI-108，pp.215-216，2008.
- 4) 近藤賢治，堀内正道，鍋島益弘，堀川都志雄：時間的制約を受ける跨線橋の補修・補強等における作業能力の検証，土木学会中部支部研究発表会講演概要集，V-32，pp.549-550，2002.
- 5) 今井澄雄，森田大，橋本博文，松田敏，宇波邦宣：調査・診断・施工を一体化した橋梁改修方法に関する一提案，土木学会第 57 回年次学術講演会講演概要集，VI-130，pp.259-260，2002.
- 6) 谷口望，大久保藤和，佐竹紳也，杉野雄亮，松浦史朗，半坂征則：既設鋼橋の複合構造化によるリニューアル工法の施工と実証試験，土木学会論文集 A1 (構造・地震工学)，Vol.70，No.5，II_40-II_52，2014.
- 7) 長谷川彰夫，西野文雄，奥村敏恵：水平補剛材を有するプレート・ガーダーの曲げ耐荷力実験，土木学会論文報告集第 234 号，pp.33-44，1975.2
- 8) 長谷川彰夫，西野文雄，奥村敏恵：水平補剛材を有するプレート・ガーダーのせん断耐荷力，土木学会論文報告集第 235 号，pp.13-28，1975.3
- 9) 長谷川彰夫，和田耕造，西野文雄：プレート・ガーダーの曲げ耐荷力に関する新しい理論，土木学会論文報告集 No.300，pp.33-42，1980.8
- 10) 小松定夫，森脇良一，藤野真之，滝本哲四郎：組合せ荷重を受けるプレートガーダーの極限強度，土木学会論文報告集 No.321，pp.1-14，1982.5
- 11) 西村宣男，玉田和也，小野潔：招待論文 鋼桁橋を対象とした強度設計の性能規定化，構造工学論文集 Vol.53A，pp.87-96，2007.3
- 12) 山口栄輝，定宗幸雄，村越潤，清水英樹，小野潔，梁取直樹：鋼 I 形断面梁圧縮フランジの耐荷力に関する考察，構造工学論文集 Vol.55A，pp.154-163，2009.3
- 13) (共著) ジャン・ポール・ルベ，マンフレッド・ヒルト，(訳) 山田健太郎：鋼橋 鋼橋および合成橋の概念と設計，鹿島出版会，pp.247-264，2016.6
- 14) 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.393-405，2010.6
- 15) 春日井俊博，川東龍則，前田諭志：構造を改良した跨線橋の耐荷特性の検討，土木学会第 73 回年次学術講演会講演概要集，I-261，pp.521-522，2018.8
- 16) 前田諭志，春日井俊博，川東龍則：鋼桁で補強した合成桁の載荷実験，土木学会第 73 回年次学術講演会講演概要集，I-262，pp.523-524，2018.8

付録 計算例

1. 耐荷機能の移行システム設計

(1) 既設部材が合成桁で補強部材が鋼桁の場合 (実験 CASE3)

既設主桁の損傷パターンとそれぞれの損傷に応じた補強部材の構造は多様にある。損傷が局部に限られれば従来の当て板補強などで対応が可能である。損傷範囲が限定されず、広く分布する場合は、構造全体の耐荷機構を確保できるような補強部材の配置が必要となる。本研究では既設部材の曲げ剛性が全体として低下するパターンに対する補強部材の構造提案と、耐荷力評価の計算例を示すものとする。既設主桁に損傷がなく、機能向上を図る場合も同様に検討できる。検討は、解析的手法により耐荷力評価を行い、解析の妥当性を実験により検証する。本研究では、既設部材とは独立させて補強部材を追加して、既設部材と補強部材とを横桁などの横分配部材により接合する工法を検討対象としている。既設部材のウェブやフランジに補強鋼板などの補強部材を直接接合する工法は検討範囲外としているが、特に既設部材の耐荷性能や変形性能の改善が必要な場合の対策として、ウェブの局部座屈を制御する補剛材の追加手法に着目し、その効果を検討した。

既設部材と補強部材の荷重分配すなわち部材ごとの応答値と部材の限界状態ごとの耐荷性能を示す抵抗値とは、次のように仮定する。ここでは、実験に用いた試験体を例題として、耐荷機能の移行システム設計の計算例を示す。計算例の試験体（実験

CASE3) を付録図-1 に示す。

既設部材と補強部材の荷重分配は格子桁理論で計算する。既設部材と補強部材とからなる3本主桁の格子桁の骨組図と計算に用いた諸量、および各桁の影響線を付録図-2 に示す。影響値は付録式(1)で計算した。

横桁本数が1本の場合の格子剛度 Z は、

$$Z = \left(\frac{l}{2a}\right)^3 \cdot \frac{I_Q}{I_1} \quad \text{付録式 (1.a)}$$

ここで、 l : 主桁の支間長 (=4.8m)

a : 主桁間隔 (=0.5m)

I_Q, I_1 : 横桁と既設部材の断面二次モーメント

横桁の本数が3本であるので、格子剛度の補正值 Z' は、

$$Z' = 1.6 Z \quad \text{付録式(1.b)}$$

既設部材 (I_1) と補強部材 (I_2) の断面二次モーメントの比率を r とすると

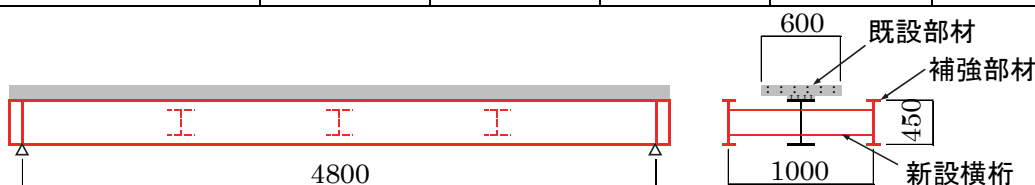
$$r = I_2 / I_1 \quad \text{付録式(1.c)}$$

各桁の影響値は、次のように求められる。

外桁 a の影響値は、 B_{aa} (外桁上に载荷)、 B_{ab} (中桁上に载荷)、 B_{ac} (もう一方の外桁上に载荷)はそれぞれ、次のようになる。

付表 部材寸法 (mm)と強度 (N/mm²)

断面寸法 (mm)	既設部材	補強部材	横桁	材質	降伏強度
床版幅×高さ	600×160	—	—	$\sigma_{ck} = 30$	$0.85 \sigma_{ck} = 25.5$
ハンチ高さ	30	—	—	—	—
上フランジ幅×厚さ	200×12	200×12	200×12	SM490Y	355
ウェブ高さ×厚さ	426×9	426×9	216×9	SM490Y	355
下フランジ幅×厚さ	200×12	200×12	200×12	SM490Y	355



付録図-1 計算例の試験体 (実験CASE3)

$$B_{aa} = (Z' + 4rZ' + 4r) / (2Z' + 4rZ' + 4r) \\ = 31.984 / 45.554 = 0.702 \quad \text{付録式(1.d~f)}$$

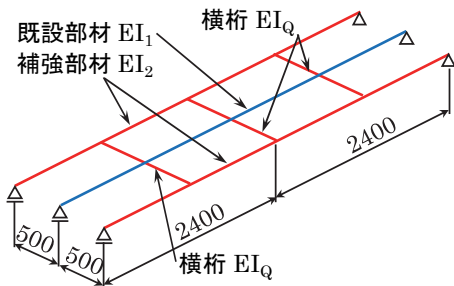
$$B_{ab} = 2rZ' / (2Z' + 4rZ' + 4r) = 8.575 / 45.554 = 0.188 \\ B_{ac} = -Z' / (2Z' + 4rZ' + 4r) = -13.57 / 45.554 = -0.298$$

同様に中桁 b の影響値は、 B_{ba} (外桁上に载荷)、 B_{bb} (中桁上に载荷)、 B_{bc} (もう一方の外桁上に载荷)はそれぞれ、次のようになる。

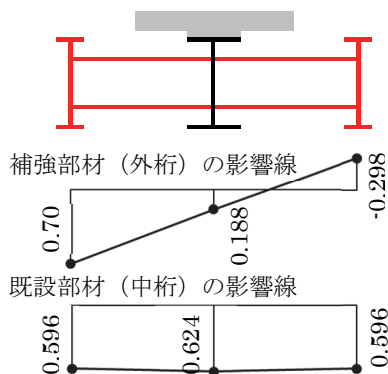
$$B_{ba} = B_{bc} = 2Z' / (2Z' + 4rZ' + 4r) \\ = 27.14 / 45.554 = 0.596 \quad \text{付録(1.g~h)} \\ B_{bb} = (2Z' + 4r) / (2Z' + 4rZ' + 4r) \\ = 28.404 / 45.554 = 0.624$$

付表 計算に用いた諸量 (CASE3)

記号	値
既設部材の断面二次モーメント I_1	91183 [cm ⁴]
補強部材の断面二次モーメント I_2	28820 [cm ⁴]
横桁の断面二次モーメント I_Q	6994 [cm ⁴]
$r = \frac{I_2}{I_1}$	0.316
格子剛度 $Z = \left(\frac{l}{2a}\right)^3 \cdot \frac{I_Q}{I_1}$	8.48
横桁 3 本の補正をした格子剛度 $Z' = 1.6 Z$	13.57

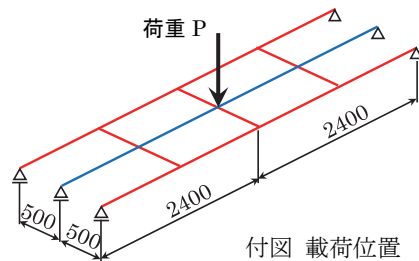


(a) 部材構成

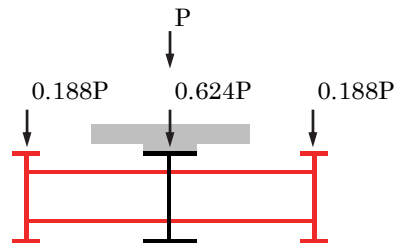


(b) 影響値

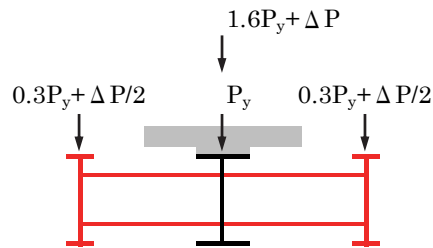
既設主桁の支間中央に集中荷重 P を载荷する場合の各桁の分担荷重の仮定を付録図-3 に示す。すべての桁が弾性範囲では、分担荷重は各桁の影響値から、既設部材 (中桁) が $0.624P$ 、補強部材 (外桁) が $0.188P$ となる。既設部材 (中桁) の荷重分担比率を基準 (荷重分担比率 1.0) とすると補強部材 (外桁) の荷重分担比率は $2 \times 0.188P / 0.624P = 0.6$ である。提案する工法の耐荷機能の移行システムは、次のような仮定に基づいている。すなわち、既設部材 (中桁) が降伏に達すると、既設部材は一定荷重 P_y を負担し、それ以上の増分荷重 ΔP は補強部材 (外桁) のみで負担すると仮定する。この仮定が成り立つ条件として、既設部材の降伏後も一定の耐荷力が保持されながら、荷重増分に対しては既設部材から接合部材である横桁を介して補強部材へ荷重が移行すること、およびこれを計算で評価できる (制御できる) ことが必要である。



付図 载荷位置



(a) 既設部材 (中桁) が弾性範囲

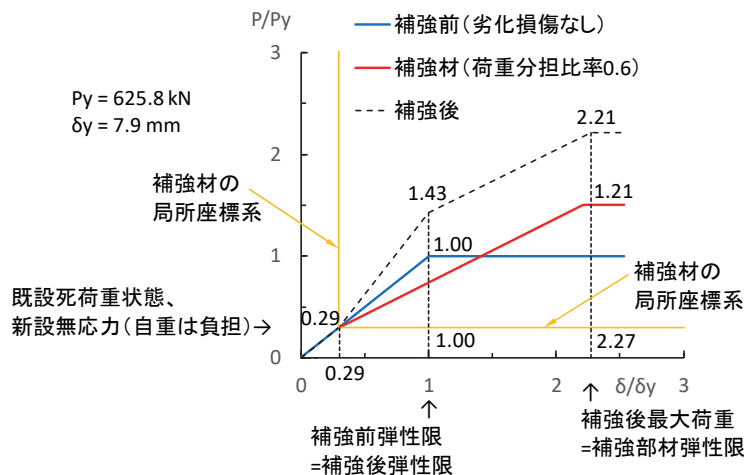


(b) 既設部材 (中桁) が降伏から補強部材 (外桁) が弾性範囲

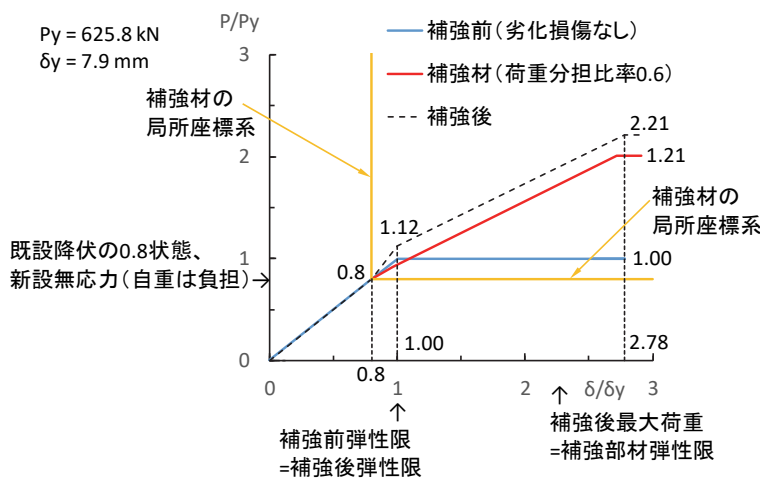
付録図-3 各桁の分担荷重の仮定 (既設、補強とも無応力で接合と仮定の場合、実験 CASE3)

以上のような耐荷機能の移行システムで仮定した荷重分担比率を用いて、既設部材と補強部材の荷重-変位関係を求める。始めに、既設部材が自重と床版などの死荷重 P_D を負担している状態（降伏荷重 P_y に対して $P_D = P_y/(2 \times 1.7) = 0.29P_y$ と仮定）で、補強部材を追加して、横桁を介して既設部材と接合する場合の計算結果を付録図-4 に示す。既設部材が降伏に達した後は、降伏モーメントが保持され、その後の荷重増分は補強部材が負担すると仮定している。付録図-4 中では既設部材が $P/P_y = 0.29$ の時（死荷重分担時）に補強部材を接合しており、補強部材の荷重変位曲線は接合時点を原点とする局所座標で表しているため原点がずれている。補強部材が降伏モーメントに達した時をこの構造系の限界状態と定義する。

次に、既設部材の応力状態が $P/P_y = 0.8$ で降伏に近い状態で補強部材を無応力状態で接合して荷重に抵抗する場合の計算結果を付録図-5 に示す。平成 29 年度の実験（CASE3）で検証したのは、このケースに該当する。 $P/P_y = 0.8$ のケースでは、 $P/P_y = 0.29$ の場合に比べて既設部材が降伏した時の補強材の効果は耐荷力の値で 1.43 から 1.12 に低減する。補強材が降伏する時の既設の変位は降伏変位の 2.78 倍で、補強後の最大荷重は $P/P_y = 0.29$ の場合と同じ 2.21 である。



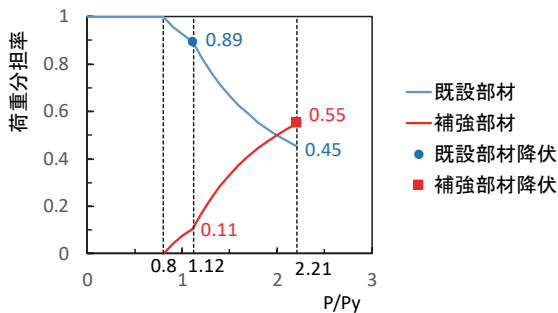
付録図-4 荷重-変位曲線（既設が死荷重状態 $P/P_y=0.29$ で補強部材を接合）



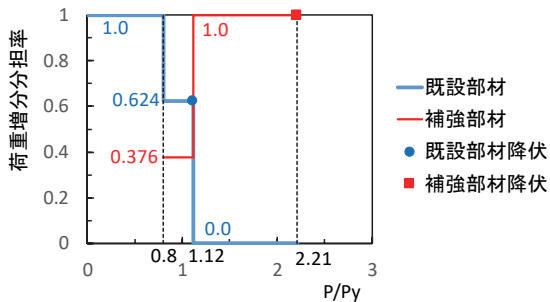
付録図-5 荷重-変位曲線（既設部材が降伏に近い状態 $P/P_y = 0.8$ で補強部材を接合，実験CASE3）

既設部材の応力状態が $P/P_y = 0.8$ で降伏に近い状態で補強部材を無応力状態で接合して荷重に抵抗する場合の既設部材と補強部材の荷重分担率を付録図-6に示す。荷重分担率は、荷重に対する既設部材の支点反力の割合と荷重に対する補強部材の支点反力の割合を示している。既設部材が降伏する荷重は $P/P_y = 1.12$ であり、このときの荷重分担率は既設部材が 0.89、補強部材が 0.11 となる。補強部材が降伏する荷重は $P/P_y = 2.21$ で、このときの荷重分担率は既設部材が 0.55、補強部材が 0.45 となる。

同じケースで荷重の増分に対する分担率の変化を荷重増分分担率と呼んで、付録図-7に示す。 $P/P_y = 0.8$ で補強部材を接合して、既設部材が降伏するまでは荷重増分分担率は一定値で、既設部材が 0.624、補強部材が 0.376 となる。既設部材が降伏するとそれ以後の荷重増分はすべて補強部材で負担するため、荷重増分分担率は既設部材が 0、補強部材が 1.0 となる。



付録図-6 荷重分担率（既設部材が降伏に近い状態 $P/P_y = 0.8$ で補強部材を接合）



付録図-7 荷重増分分担率（既設部材が降伏に近い状態 $P/P_y = 0.8$ で補強部材を接合）

既設部材と補強部材とをいずれも無応力状態で接合して荷重に抵抗する場合の計算結果を付録図-8に示す。死荷重を補強部材にも負担させるため、既設部材のみで死荷重を負担する場合に比べて、既設部材が塑性化する時の構造全体の耐荷力は 1.60 に上昇する。また、補強部材が降伏する時の構造全体の変位は降伏変位の 1.98 となる。

応答値の算定で考慮するパラメータは、下記 4 つと考えられる。

死荷重比 ($w=W_2/W_1$)

: 既設部材と新設部材の結合時に既設部材が負担する自重 W_1 と新設部材が負担する自重 W_2 の比率。

キャンバー差 (δ)

: 既設部材と新設部材の結合時に有するキャンバー差。基本的に新設部材は無応力で接合するため、この場合のキャンバー差はゼロとなる。既設部材が負担している死荷重を、両部材の結合時に新設部材にも分担させたい場合には必要なキャンバー差を設定する。

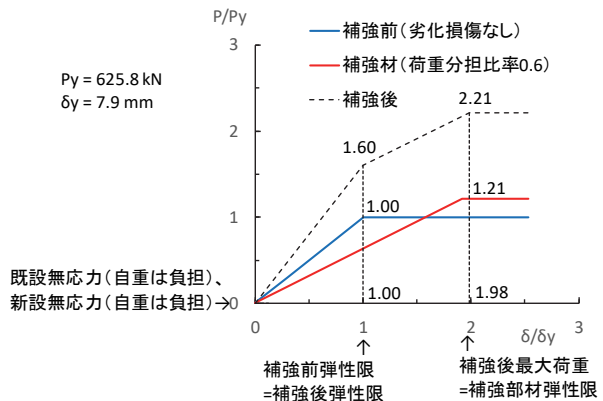
剛性比 ($e=EI_2/EI_1$)

: 既設部材の剛性 EI_1 と新設部材の剛性 EI_2 の比率。

分配比 ($\Omega(\alpha, \beta)$)

: 既設部材に補強部材を追加して協働する改良後の構造で、死荷重に対する既設部材の分担比率 (α) と活荷重に対する既設部材の分担比率 (β) から決まる値。分担比率 α, β は、既設部材と補強部材およびこれらを接合する分配部材（横つなぎ材）の剛性比、結合条件で決まる

それぞれのパラメータの影響は FEM 解析で確認できる。また、骨組解析で上記パラメータの影響を考慮して近似的に応答値を再現できるかを別途検討する必要がある。



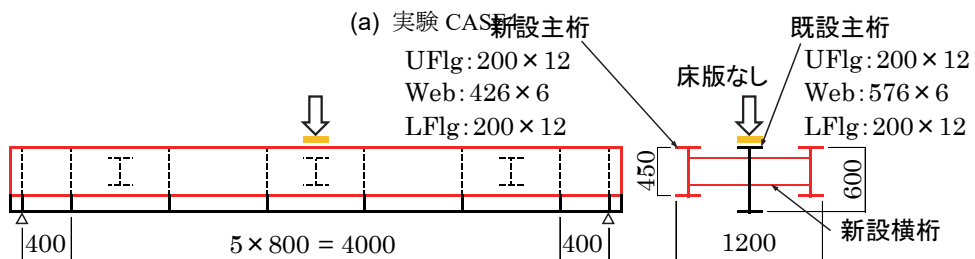
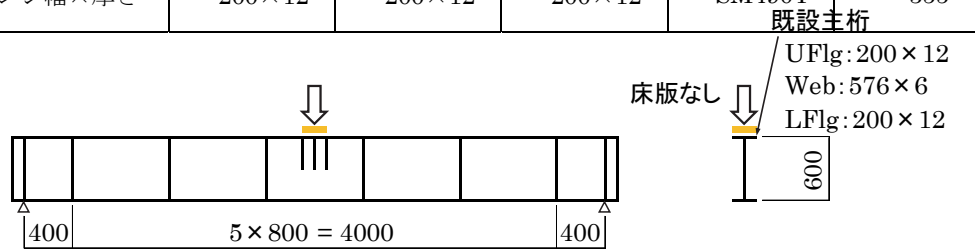
付録図-8 荷重-変位曲線（既設、補強とも無応力で接合）

(2) 既設部材と補強部材のいずれも鋼桁の場合 (実験CASE5)

ここでは、平成 30 年度の実験に用いた試験体の計算例を示す。試験体 (実験 CASE5) を付録図-9 に示す。計算結果を付録図-10～付録図-14 にそれぞれ示す。

付表 部材寸法 [mm]と強度 [N/mm²]

断面寸法	既設部材	補強部材	横桁	材質	降伏強度
床版幅×高さ	—	—	—	—	—
ハンチ高さ	—	—	—	—	—
上フランジ幅×厚さ	200×12	200×12	200×12	SM490Y	355
ウェブ高さ×厚さ	576×6	426×6	216×6	SM490Y	355
下フランジ幅×厚さ	200×12	200×12	200×12	SM490Y	355

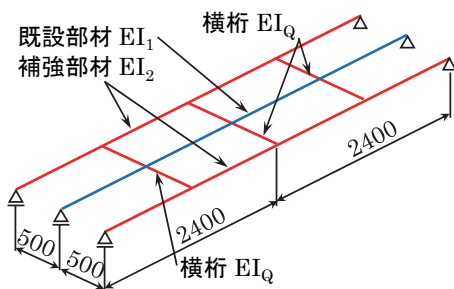
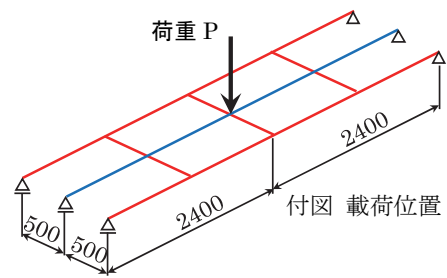


(b) 実験 CASE5

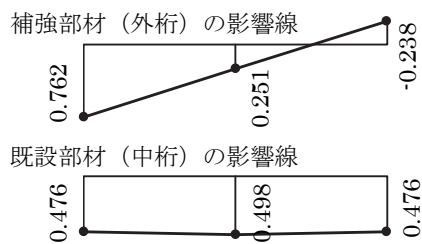
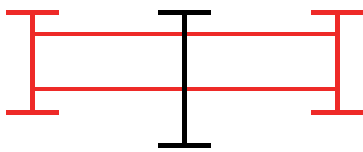
付録図-9 計算例の試験体 (実験 CASE5)

付表 計算に用いた諸量 (CASE5)

記号	値
既設部材の断面二次モーメント I_1	51045 [cm ⁴]
補強部材の断面二次モーメント I_2	26887 [cm ⁴]
横桁の断面二次モーメント I_Q	6742 [cm ⁴]
$r = \frac{I_2}{I_1}$	0.527
格子剛度 $Z = \left(\frac{l}{2a}\right)^3 \cdot \frac{I_Q}{I_1}$	14.6
横桁 3 本の補正をした格子剛度 $Z' = 1.6 Z$	23.36

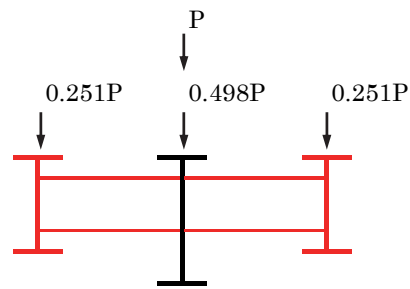


(a) 部材構成

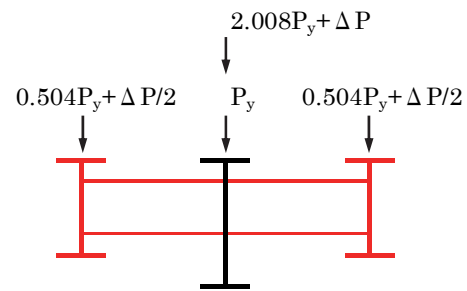


(b) 影響値

付録図-10 3本主桁の格子桁 (実験 CASE5)

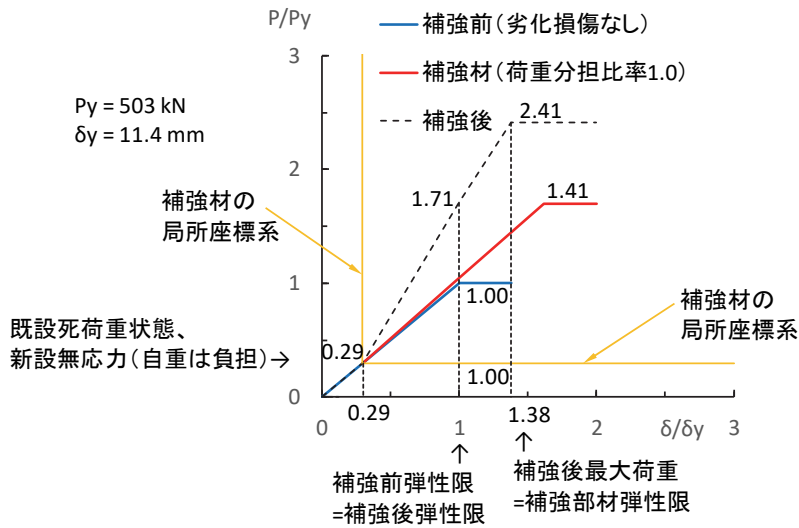


(a) 既設部材 (中桁) が弾性範囲

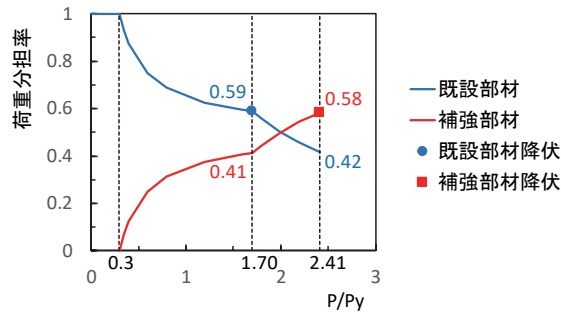


(b) 既設部材 (中桁) が降伏から
補強部材 (外桁) が弾性範囲

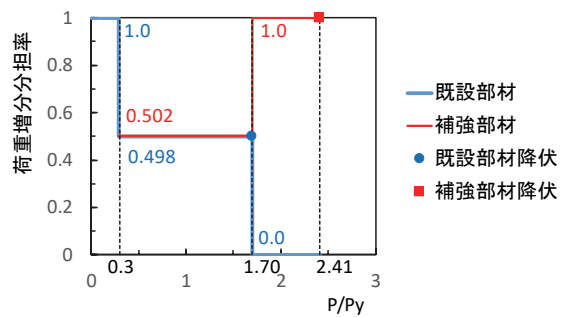
付録図-11 各桁の分担荷重の仮定
(既設, 補強とも無応力で接合の場合, 実験 CASE5)



付録図-12 荷重-変位曲線 (既設が死荷重状態 $P/P_y=0.29$ で補強部材を接合)



付録図-13 荷重分担率 (既設部材が降伏に近い状態 $P/P_y = 0.8$ で補強部材を接合)



付録図-14 荷重増分分担率 (既設が死荷重状態 $P/P_y=0.29$ で補強部材を接合)

2. 腹板の後座屈挙動の制御設計

(実験CASE6, 7, 8, 9)

実験CASE6, 7, 8, 9で追加する補剛材の効果を検討した. 追加する補剛材の必要な剛性は, 道路橋示方書の下記式で設定した.

追加の水平補剛材 1 個の断面二次モーメント I_h は, 次式で計算する.

$$I_h \geq \frac{bt^3}{11} \gamma_{h \cdot req} \quad \text{付録式 (2.a)}$$

ここで, I_h : 水平補剛材 1 個の断面二次モーメント (mm^4)

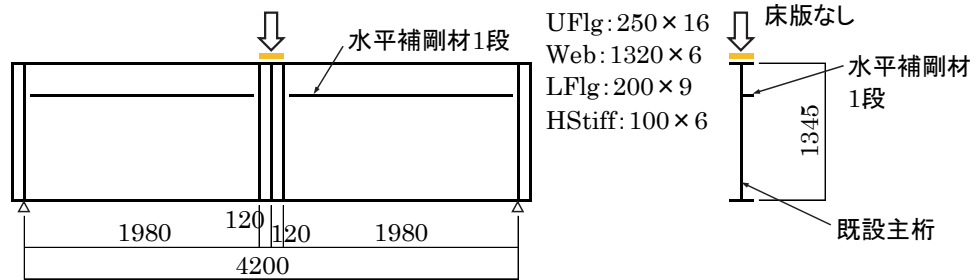
b : 腹板の板幅 (mm)

t : 腹板の板厚 (mm)

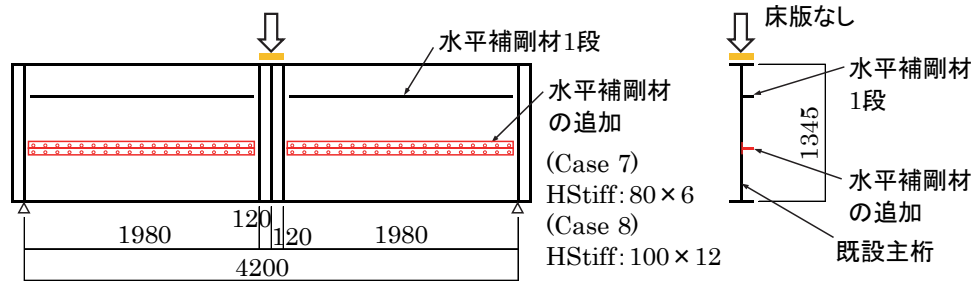
$\gamma_{h \cdot req}$: 水平補剛材の必要剛比

$$\gamma_{h \cdot req} = 30 \left(\frac{a}{b} \right) \quad \text{付録式 (2.b)}$$

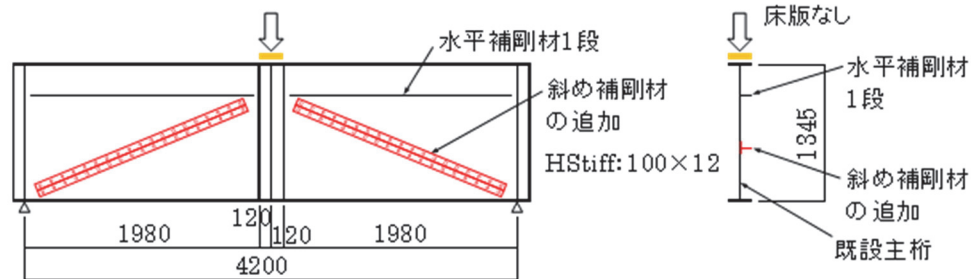
a : 垂直補剛材の間隔 (mm)



(a) 既設鋼桁 (腹板は水平補剛材 1 段で補剛されている, 実験 CASE6)



(b) 既設鋼桁の腹板の下段パネルに水平補剛材を追加 (実験 CASE7, CASE8)



(c) 既設鋼桁の腹板の下段パネルに斜めの補剛材を追加 (実験 CASE9)

付録図-15 腹板座屈を制御できる補剛材の配置例 (実験で用いた試験体の例)

実験結果から、CASE6の既設の水平補剛材は、道路橋示方書の必要な剛性を満足していたが斜め張力場は既設水平補剛材を跨いで進展した。CASE7の追加の水平補剛材も斜め張力場は追加の水平補剛材を跨いで進展した。CASE6, CASE7の実験結果から、道路橋示方書で定められているフランジ降伏に達するのに必要な腹板の水平補剛材の剛性は、腹板の後座屈の挙動を改善するには不足しており、CASE8の結果から判断すると道路橋示方書に規定される水平補剛材の剛性の5倍以上とするのが良いと考えられる。腹板の面外変形が過大となると耐荷力は確保できたとしても剛性低下によるたわみや振動の増大や、疲労損傷の原因となることも懸念されるため、ここで例示した追加の補強を適切に行うことが望ましい。

付録表-1 水平補剛材の剛性

諸量	試験体名			
	CASE6	CASE7	CASE8	CASE9
腹板の板幅 b [mm]	1320	1320	1320	1320
腹板の板厚 t [mm]	6	6	6	6
垂直補剛材の間隔 a [mm]	1980	1980	1980	1980
必要剛比 γ_{h-req}	45	45	45	45
必要剛性 I_h [mm ⁴]	1166400	1166400	1166400	1166400
既設水平補剛材寸法 幅×板厚	100×6	100×6	100×6	100×6
既設水平補剛材剛性 I_a [mm ⁴]	2000000	2000000	2000000	2000000
剛性比 I_a/I_h	1.71	1.71	1.71	1.71
追加補剛材寸法 幅※×板厚	なし	86×6	112×12	112×12
追加補剛材剛性 I_b [mm ⁴]	—	1272112	5619712	5619712
剛性比 I_b/I_h	—	1.09	4.82	4.82

注※) 補剛材の板幅には、高力ボルト接合のためのベースプレートの板厚を含む