

合理的な補修補強を行うための鋼上部構造の挙動把握に関する研究

研究予算：運営費交付金

研究期間：平 31～令 3

担当チーム：橋梁構造研究グループ

研究担当者：澤田守、小野健太

【要旨】

腐食や疲労により鋼上部構造を構成する部材に損傷が生じた場合に鋼上部構造の耐荷性能に与える影響は不明確であり、合理的な診断や補修補強を実施する為にはその影響を明らかにする必要がある。そこで本研究では試験橋梁を対象に一部の部材撤去の有無をパラメータとした水平荷重載荷試験を行い、各部材の荷重分担や鋼上部構造の全体挙動を実験的に確認した。また、載荷試験の再現解析を行い実験との比較をするとともに細部構造の違いをパラメータとした解析を行い、鋼上部構造の耐荷性能に与える影響を把握した。

キーワード：鋼上部構造、補修・補強、耐荷性能、数値解析

1. はじめに

腐食や疲労により鋼上部構造を構成する部材の一部に損傷が生じた既設橋が増えており、そのような場合には部材に着目した補修設計が一般的に行われている。鋼 I 桁橋の設計では、主桁と荷重分配横桁等の主たる構造部材のみを考慮した平面格子モデルでこれらの部材断面の照査を行い、主桁同士が立体的に挙動するための対傾構や横構は、比較的簡便な設計計算により照査が行われているのが現状である。しかし、今後より合理的な診断や補修補強を行っていくためには、部材に着目した設計ではなく、各部材が鋼上部構造に与える影響を踏まえ評価を行うことが求められる。平成 29 年に改定された道路橋示方書¹⁾において、上部構造の限界状態はその構造を構成する部材の限界状態を適切に設定し、それらを適切に組み合わせることで代表させることとなっており、上部構造を構成する部材の一部に損傷が生じたとしても上部構造全体としては所要の機能が確保できるとみなせる場合、部材の損傷を許容できると考えられる。

そこで本研究では、鋼上部構造と構造を構成する部材の関係性を明確化する観点から土木研究所の所有する試験橋梁を対象とした載荷試験を行い、実橋の全体挙動を把握するとともに、鋼橋の実挙動を再現可能な FEM モデルを作成し、載荷試験で計測した応答値との比較整理を行った。また、作成した詳細 FEM モデルを用いて地震動による作用を想定した荷重漸増解析を行い、鋼上部構造を構成する部材が全体挙動に与える影響を把握するとともに、致命的な損傷となりにくい構造等について比較考察を行った。

2. 試験橋梁による載荷試験

2.1 試験内容

鋼上部構造の全体挙動を把握することを目的として、土木研究所が所有する試験橋梁に対し、水平方向の載荷実験を実施した。対象とする試験橋梁は図-1 に示す 4 主桁単純活荷重合成桁橋であり、昭和 53 年発刊土木

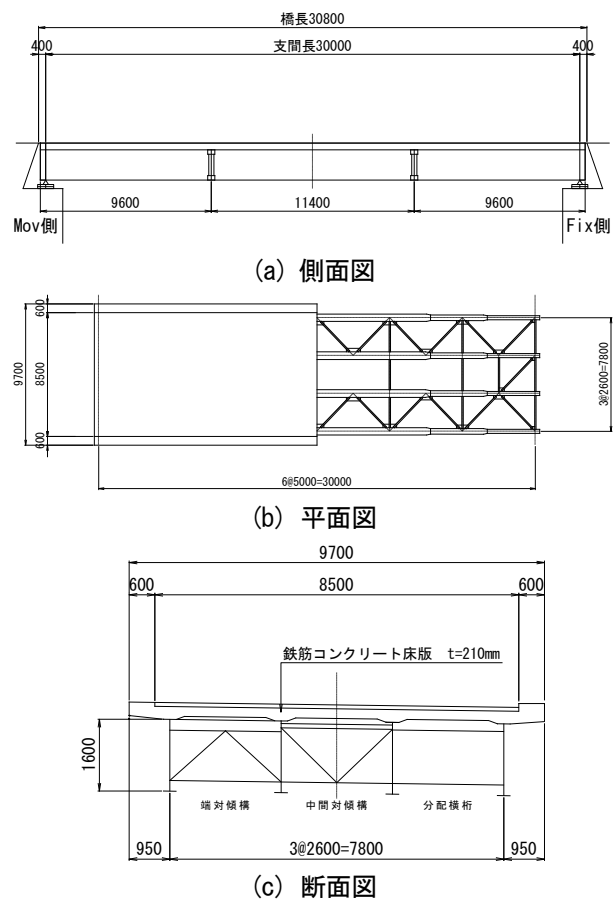


図-1 試験橋梁図面

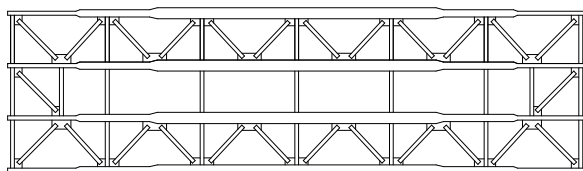


(a) 全体図

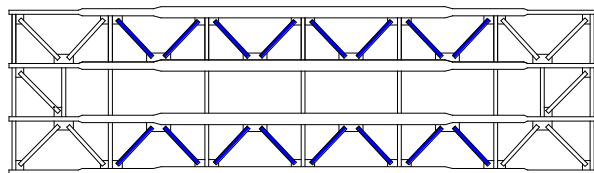


(b) 載荷ジャッキ及び治具

図-2 載荷試験の状況

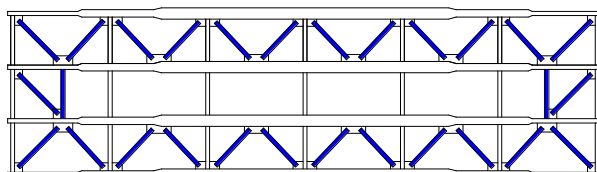


(a) CASE1



■ : 撤去する部材

(b) CASE2



■ : 撤去する部材

(c) CASE3

図-3 試験ケース

構造物標準設計を参考に設計されている。支点は固定側が鋼製支承、可動側がゴム支承となっている。

載荷試験は図-2 に示す通り支間中央位置の床版側面に油圧ジャッキをセットし、水平方向へ載荷した。実験ケースは横構の有無が鋼上部構造の全体挙動に与える影響を把握することを目的として図-3 に示す 3 ケースの構造系を選定した。CASE1 は現行の通常構造系であり、CASE2 は現行の構造系から桁端パネルの横構を残し、他の中間部横構を省略した構造系である。また、CASE3 は全横構を省略した構造系である。

2.2 試験結果

図-4 に水平方向に載荷した際の載荷点水平変位と載荷荷重の関係を示す。いずれのケースにおいても載荷荷重 130kN 付近で、荷重変位関係の勾配が大きく変化した。図-5 に 130kN 載荷時における載荷側外桁の可動側支承部の写真を示す。図-5 に示すように支承のサイドブロックと上桁が接触していることが確認できる。図-6 には載荷前のサイドブロックと上桁の間の遊間の状況を示す。載荷前にはサイドブロックと上桁の間に 5mm 程度の遊間があることが確認できる。また、図-7 には CASE1 についてゴム支承の上桁橋軸直角方

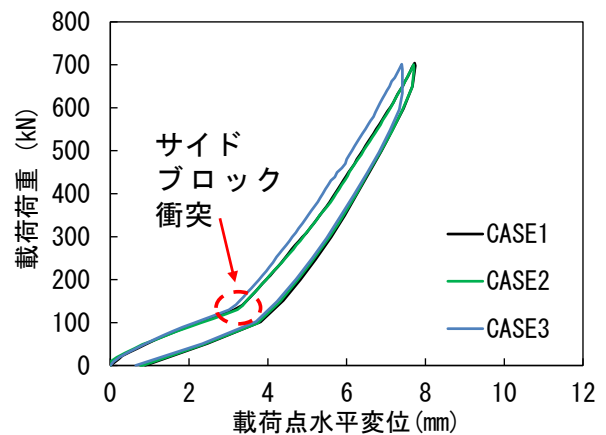


図-4 荷重変位関係



図-5 サイドブロック衝突時の状況

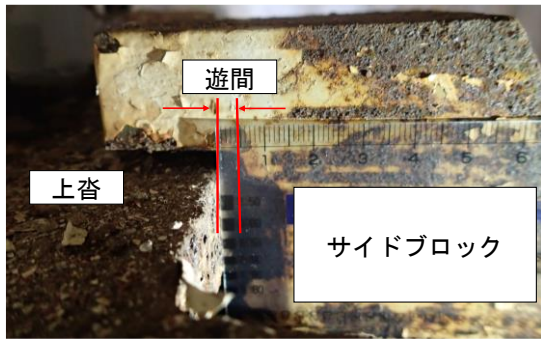


図-6 上沓・サイドブロック間の遊間（初期）

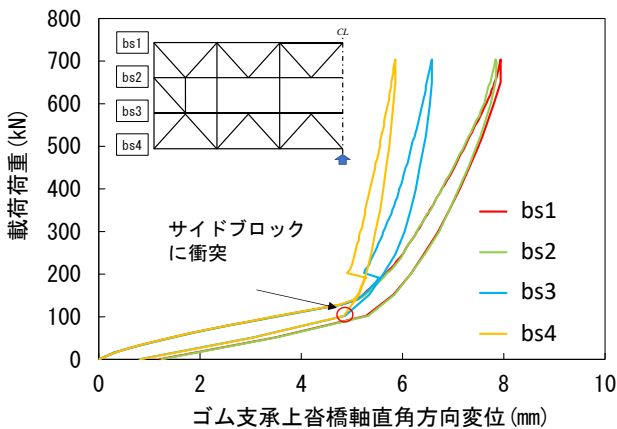
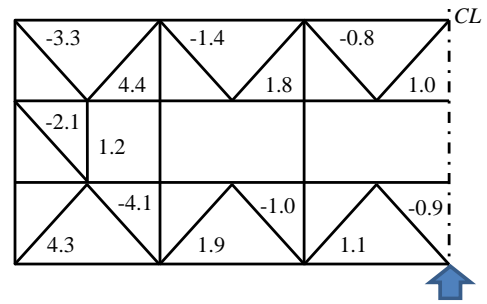


図-7 載荷側主桁の支承の橋軸直角方向変位の比較

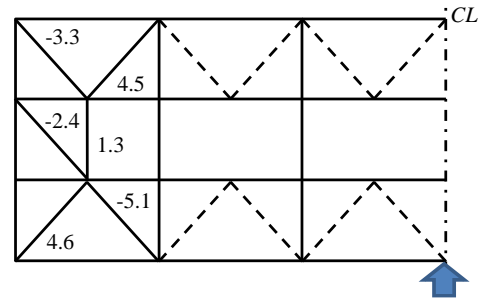
向変位を示す。支承部の橋軸直角方向変位が 5mm に達すると荷重変位関係が大きく変化している。これらの結果から、載荷荷重 130kN に達するとゴム支承のせん断変形量が約 5mm となり上沓とサイドブロックの遊間が無くなり接触したことで挙動が変わったと考えられる。衝突後はゴム支承の変形挙動をサイドブロックが拘束することで固定支承に近い挙動となり、荷重変位関係の勾配が変化したと考えられる。また、図-4 から横構の有無による荷重変位関係の差は小さく、特に CASE1 と CASE2 はほぼ一致していた。

図-8 に横荷重 120kN 載荷時（サイドブロック衝突前）の横構の軸力分布を示す。CASE1 の結果より横荷重に対して外側主桁間に設置された 2 組の横構がほぼ均等に抵抗しており、従来から用いられている 2 組の横構が均等に荷重分担するとして実際の設計の考え方との乖離は見られない。また、CASE2 と CASE1 の結果を比較すると端パネルの横構軸力はほぼ同等となっており、中間部パネルの横構については横荷重の抵抗に対する寄与度は相対的に小さいと言える。

表-1 は端パネルにおける横構の軸力から横荷重作用方向の成分を抽出し、横構を介して支承に伝達され



(a) CASE1



(b) CASE2

図-8 120kN 時の横構の軸力分布 (単位 : kN)

表-1 横構の横荷重分担割合

ケース	全横荷重 (kN)	分担横荷重 (kN)	分担割合(%)
CASE1	120	13.9	11.6
CASE2	120	14.9	12.4
CASE3	120	0	0

る横荷重の分担割合を示したものである。横構の設計においては横荷重の 25% を考慮して設計する事例もあるが、今回の試験ではこのような設計の考え方が安全側となっていることが確認できた。

図-9 に横荷重 120kN 載荷時（サイドブロック衝突前）の端対傾構の軸力分布を示す。横荷重に対して、3 組の端対傾構で同等の軸力が発生している。また、各ケースで端対傾構の軸力を比較すると、全横構を省略した CASE3 では CASE1 と比べ端対傾構の軸力がわずかに増加する傾向が見られており、横構に分配されていた横荷重が床版から端対傾構を介して支承へと伝達されるためと考えられる。

以上のように、試験橋梁の載荷試験から各部材の荷重分担の実態を明らかとした。ただし、実際の橋梁では構造や作用条件の違いにより各部材の荷重分担程度は異なる場合も考えられるため注意が必要である。

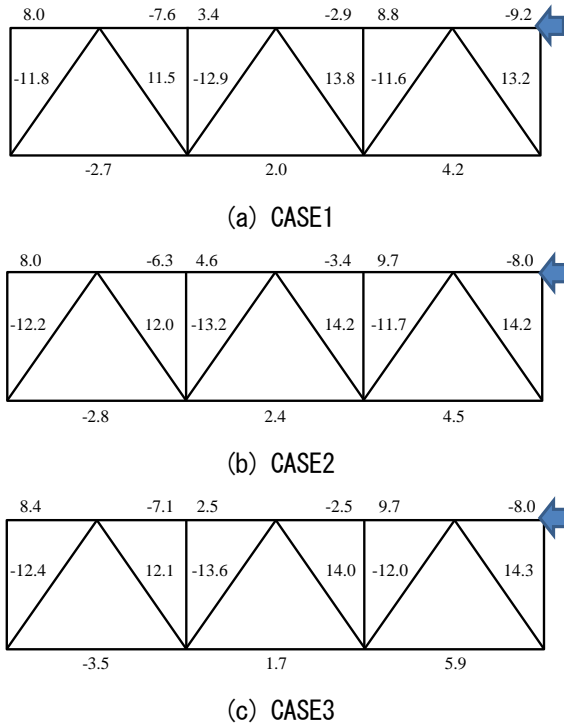


図-9 120kN時の端対傾構の軸力分布(単位:kN)

3. FEMによる水平載荷の再現解析

3.1 概要

2章で水平荷重による静的載荷試験のデータが得られている鋼桁橋を解析対象として、3次元FEM解析モデルを作成した。ここでは載荷荷重120kN時における試験値と解析値との比較を行うことで、サイドブロック衝突前までの挙動を、作成した3次元FEM解析モデルにより妥当な範囲で再現解析を行えるか確認した。

3.1.1 解析モデル

解析には汎用有限要素解析プログラムであるDIANA10.4²⁾を使用した。解析モデルを図-10に示す。床版はソリッド要素、主桁や横桁、対傾構、横構はシェル要素で、鉄筋は埋め込み鉄筋要素としてそれぞれモデル化している。埋め込み鉄筋要素によるモデル化では鉄筋剛性は完全付着条件の元で鉄筋を含むコンクリート要素に分配される。主桁と床版コンクリートはスタッドで結合された合成桁であるため、剛結としてモデル化した。なお、端対傾構上弦材と床版はスラブアンカーにより接合されており合成挙動は示さないものと解釈し鉛直方向の変位のみを共有させている。要素分割の程度は可動側桁端部では辺長が約30mm程度、それ以外の箇所では約200mm程度を基本としている。

3.1.2 荷重条件および拘束条件

支承による拘束条件はばね要素によりモデル化した。ゴム支承の鉛直ばね剛性はゴムの設計面積と圧縮方向

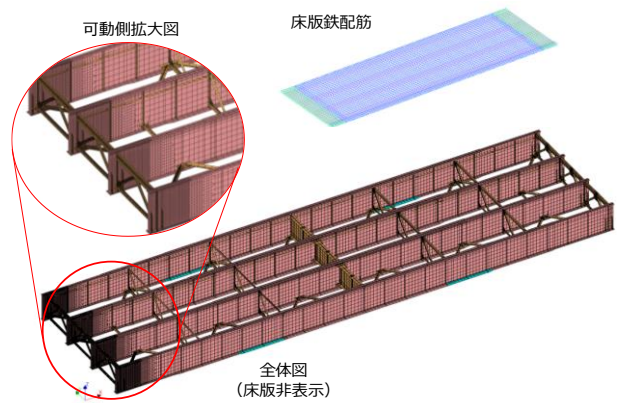


図-10 解析モデルの概要

表-2 支承のばね特性

	ゴム支承	鋼製支承
水平ばね (kN/m)	3,200	25,600
鉛直ばね (kN/m)	520,714	剛
橋軸回り (kNm/rad)	2,181.5	剛
橋軸直角回り (kNm/rad)	2,181.5	自由
鉛直軸回り (kNm/rad)	自由	自由

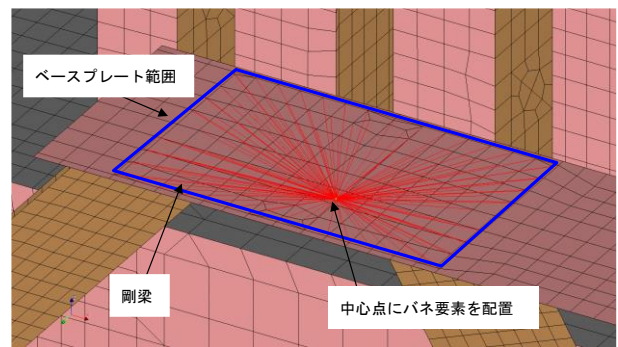


図-11 支承部のモデル化

剛性に基づき算出しており、橋軸方向・橋軸直角方向の回転剛性はC.Rejchaの提案式³⁾により算出した。水平ばね剛性については、道路橋支承便覧⁴⁾にせん断剛性の算出方法が示されているものの、今回の載荷試験でゴム支承に生じたひずみ量は小さくせん断剛性が算出値よりも高いと推定されるため、試験結果とのキャリブレーションにより決定することとした。鋼製支承の鉛直方向ならびに橋軸回転方向は剛とし、水平ばね剛性はゴム支承と同様、試験結果とのキャリブレーションにより決定した。表-2に最終的に決定した支承

ばねの特性を示す。

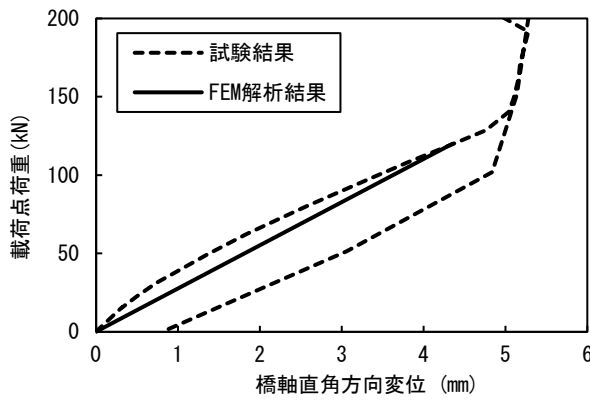
支承部のモデル化では、図-11 に示す通り、極端な応力集中を避けるため実橋においてソールプレートが配置されている範囲にある節点と拘束条件を与える節点を剛体要素で繋ぐことにより支承条件を表現した。

載荷荷重は鋼桁の前死荷重、床版及びアスファルト舗装の後死荷重を考慮し、水平方向荷重は床版側面の載荷版位置節点の橋軸直角方向変位を制御することにより与えた。アスファルト舗装は面分布荷重としてその重量を考慮し、剛性の寄与はモデル化していない。

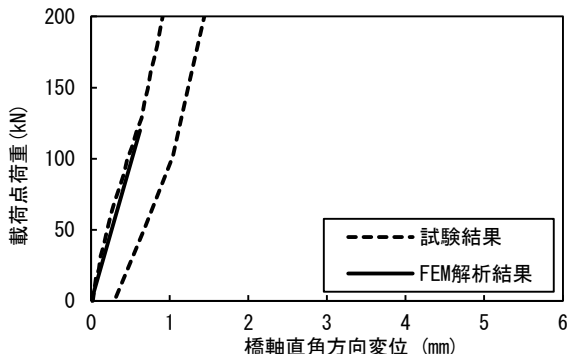
3.1.3 構成則および材料特性

コンクリートの材料非線形性には全ひずみ固定ひび割れモデルを使用した。圧縮特性は道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編⁵⁾の応力ひずみ関係に準拠して設定し、引張軟化特性には引張破壊エネルギー G_t を考慮した Hordijk モデル⁶⁾を用いた。ここでコンクリートの圧縮強度は設計基準強度から 30MPa とし、引張破壊エネルギー G_t はコンクリート標準示方書⁷⁾に従い算出した。

鋼材の弾性係数は 2.0×10^5 MPa、主桁の降伏点は 355MPa (SM490Y、SM520)、その他の部材は 235MPa とし、von Mises 基準による二次勾配を $E/100$ としたバイリニア型の応力ひずみ関係とした。



(a) ゴム支承



(b) 鋼製支承

図-12 載荷側主桁の支承の橋軸直角方向変位の比較

3.2 再現解析結果

3.2.1 変形挙動

図-12 には載荷側主桁の支承の橋軸直角方向変位の試験値と解析値の比較を示す。支承の水平ばね剛性はサイドブロック衝突前荷重 (120kN) 時の橋軸直角方向変位が試験結果と解析結果で整合するように調整が行われており、図より変位がほぼ一致していることが確認できる。ゴム支承側の橋軸直角方向変位は載荷初期に解析よりも高い傾向にあるが、これはゴム支承が低ひずみ領域で高いせん断剛性を有する為である。ゴム支承のばね剛性を線形弾性で与えている本モデルではその挙動までは表現していない。

図-13 は主桁の変位計測箇所について解析値と試験値の比較をまとめものである。変位の誤差は大きい箇所でも 5%程度に収まっており、鋼桁の全体挙動を概ね再現できていると判断できる。

3.2.2 断面応答・応力状態

図-14 に示す端対傾構について、載荷荷重 120kN 時の軸力分布の比較を図-15 に示す。斜材の軸力は±20%以内の誤差であり、実験値と概ね整合していた。また、上弦材については内桁間の試験値が著しく低い傾向にあり、解析値と試験値が合致していない。この点に関しては上弦材と床版の接合のモデル化に原因があると考えられる。上弦材と床版はスラブアンカーにより接合されており非合成挙動を解析では想定しているが、長期供用期間を経た場合、上フランジと床版コンク

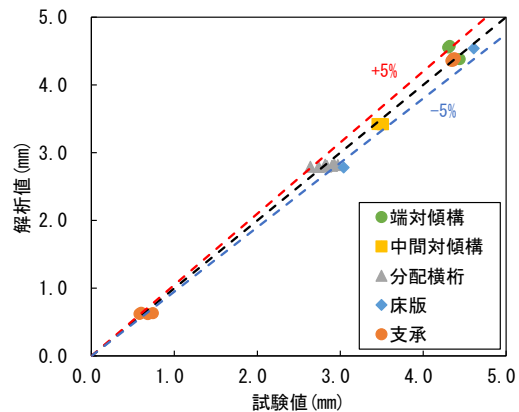


図-13 試験と解析の水平変位計測値の比較

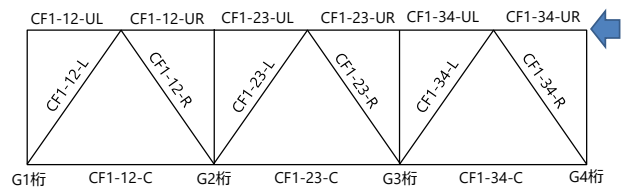


図-14 端対傾構の部材名称

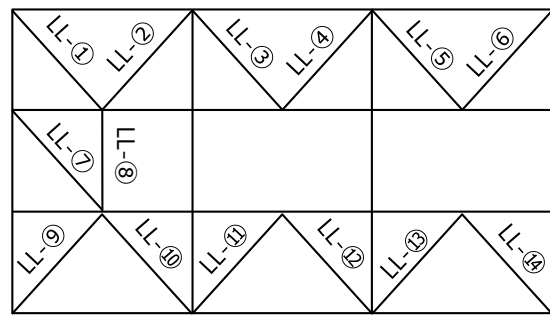
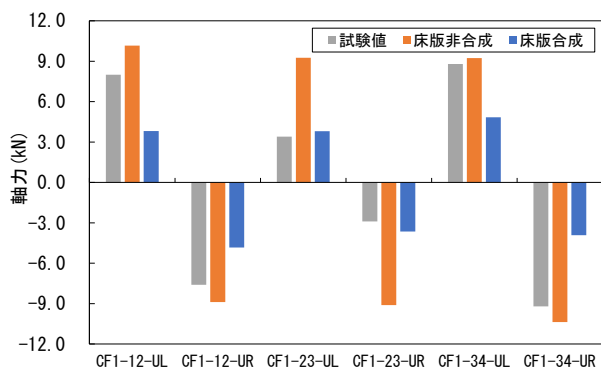
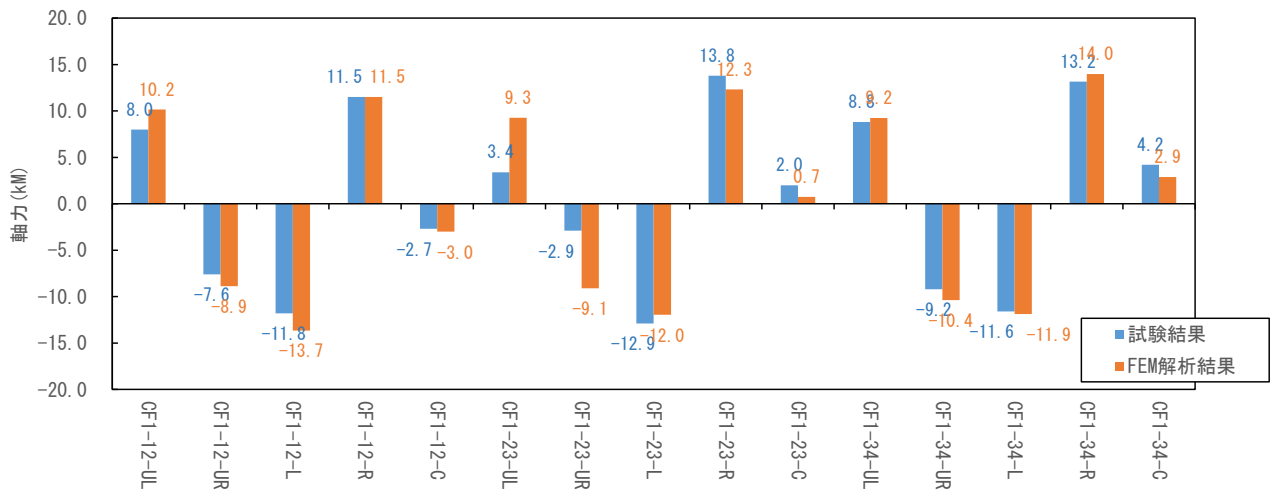


図-16 床版結合条件の違いによる上弦材軸力の比較

図-17 横構の部材名称

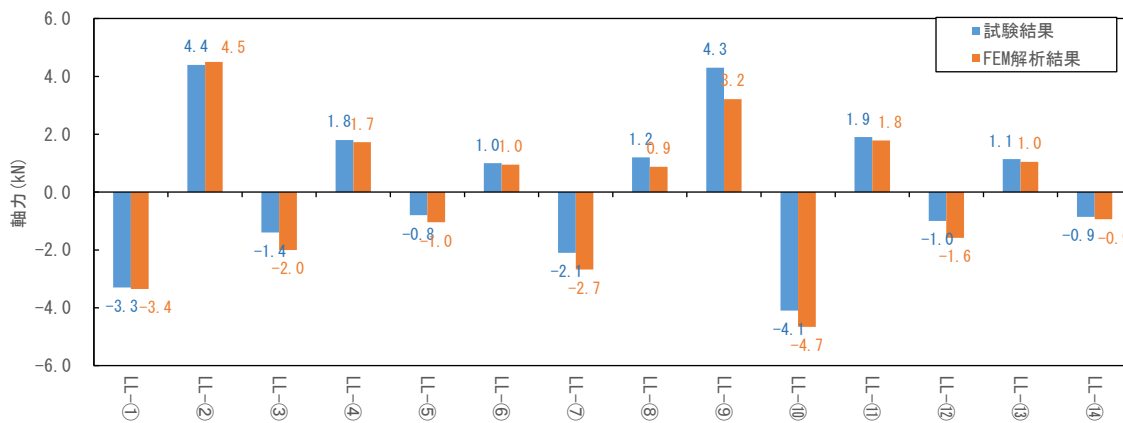


図-18 横構の軸力比較

リートとの付着等により合成挙動を示すことが知られており⁸⁾⁹⁾、中央側の上弦材では付着の影響が大きく床版が横荷重を分担したと推察される。図-16には端対傾構の上弦材と床版の結合条件を剛結と変えた場合の軸力の比較図を示す。床版との結合条件を剛結に変えることにより上弦材で負担していた軸力は5~6割程度減少し、中央側の上弦材では実験の結果と概ね合致することが確認できる。このことから対象とした試験橋

梁では中央側の上弦材で床版との付着の影響が大きく、外側の上弦材では付着の影響が小さい条件にあったと推定される。

次に図-17に示す横構について載荷荷重 120kN 時の軸力分布の比較を図-18に示す。試験結果と解析結果との間にある程度の誤差は認められるものの、軸力の分布傾向は試験と解析で概ね一致していることが確認できた。試験結果は全般に解析結果より軸力が低く出

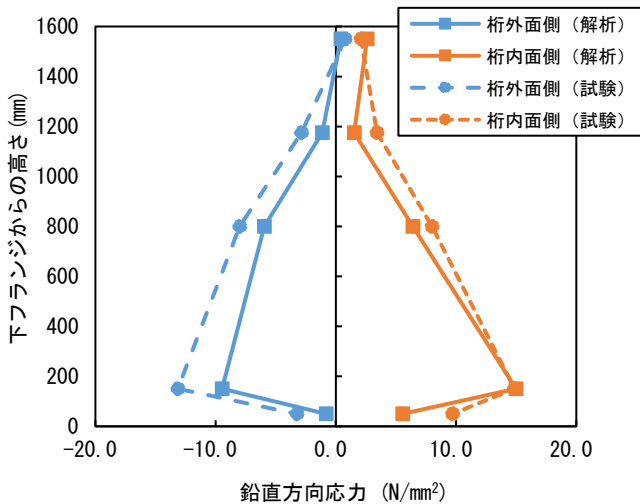


図-19 载荷側主桁支点部の垂直補剛材応力分布

ており、初期不整の影響による剛性低下等が差異の原因として推定される。

図-19 には载荷側主桁のゴム支承側支点部の垂直補剛材の高さ方向の鉛直方向応力分布を示す。応力分布の傾向ならびに絶対値とともに概ね合致しており、桁端部の応力状態が再現できていることが確認できる。

上記の解析モデルの妥当性検証より、FEM 解析結果と試験値の間には一定の誤差が認められるものの、変形挙動や応力状態の傾向は合致しており、試験橋梁の挙動の傾向を掴む上では十分であると考えられる。

4. 荷重漸増解析による細部構造評価

4.1 概要

3 章で試験橋梁の水平荷重に対する応答の再現性が確認された解析モデルを対象に桁端部の構造詳細をパラメータとした荷重漸増解析を行い、鋼上部構造の損傷進展過程や各部材の応答挙動を把握することで、構造詳細の相対評価を行った。

4.2 解析モデル

解析ケースを表-3 に示す。着目するパラメータは追加補剛材の断面寸法と支承条件である。図-20 に追加補剛材の設置パターンを示す。設置パターン A は試験橋梁そのままの構造系であり、設置パターン B は追加補剛材を桁高の半分まで設置した構造系、設置パターン C はガセット高さまで設置した構造系である。追加補剛材の高さは道路橋示方書・同解説 V 編³⁾で桁高の 1/2 程度とする補強構造が標準と示されているが、既設橋ではガセットプレート等を避けて追加補剛材を設置することが困難な場合もあり、そのような状況を想定し、ガセット高さまで配置したケースを設定している。

表-3 解析ケース

	追加補剛材 設置パターン	支承条件
CASE1	A	固定可動支持
CASE2	B	固定可動支持
CASE3	C	固定可動支持
CASE4	A	弾性支持
CASE5	B	弾性支持
CASE6	C	弾性支持

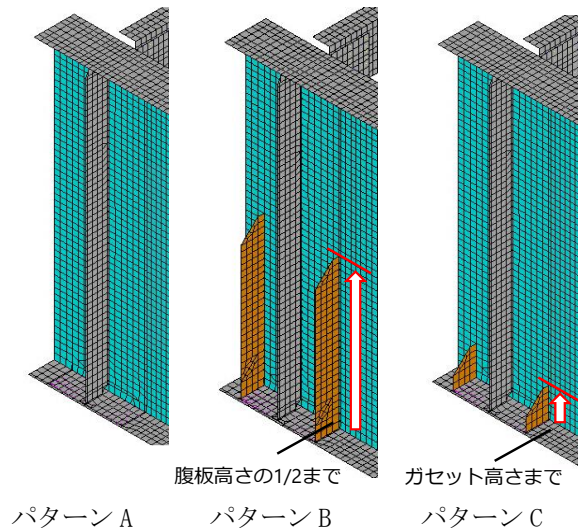


図-20 解析対象となる構造系

表-4 鋼製支承の境界条件

	可動支承	固定支承
鉛直方向	固定	固定
橋軸方向	自由	固定
橋軸直角方向	固定	固定
橋軸回り	固定	固定
橋軸直角回り	自由	自由
鉛直軸回り	自由	自由

表-5 ゴム支承の境界条件

水平ばね(kN/m)	2,300
鉛直ばね(kN/m)	520,714
橋軸回り(kNm/rad)	2,181.5
橋軸直角回り(kNm/rad)	2,181.5
鉛直軸回り(kNm/rad)	自由

また、支承条件は両側支点が鋼製支承の固定可動支持の組合せによる場合と両側支点がゴム支承の弾性支持による場合の 2 ケースを考える。表-4 には前者の場合の可動側ならびに固定側の支承境界条件を、表-5 には後者の場合のゴム支承のバネ特性を示す。ここで、ゴム支承の水平ばね特性は道路橋支承便覧⁴⁾の式に基づ

いて設定を行っている。支承条件の違いをパラメータとして設定しているのは弾性的に桁の回転を拘束するゴム支承と回転を固定する鋼製支承では桁端部の応答挙動が異なるものと推測されるためである。

载荷は3章と同様に前死荷重、後死荷重を導入した後に、全要素に質量分布に応じた慣性力を橋軸直角方向に与えることで地震力を考慮した。

4.3 解析結果

支持条件が異なるCASE1とCASE4の水平震度と支間中央床版中心位置の水平変位関係を図-21に示す。なお、CASE4の水平変位はCASE1と比較を行う観点から、支承部の水平変位の平均値を差し引いた値として示している。同図には代表的な損傷発生段階として支点上補剛材塑性化時(○印)、端対傾構斜材塑性化時(□印)、下弦材端部塑性化時(△印)、端対傾構斜材最大耐力時(◇印)を示している。

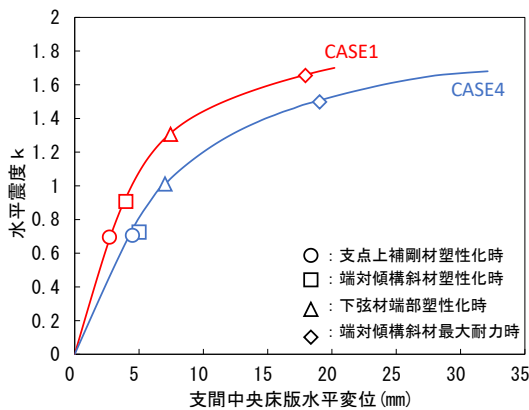


図-21 水平震度－支間中央床版水平変位関係 (CASE1とCASE4)

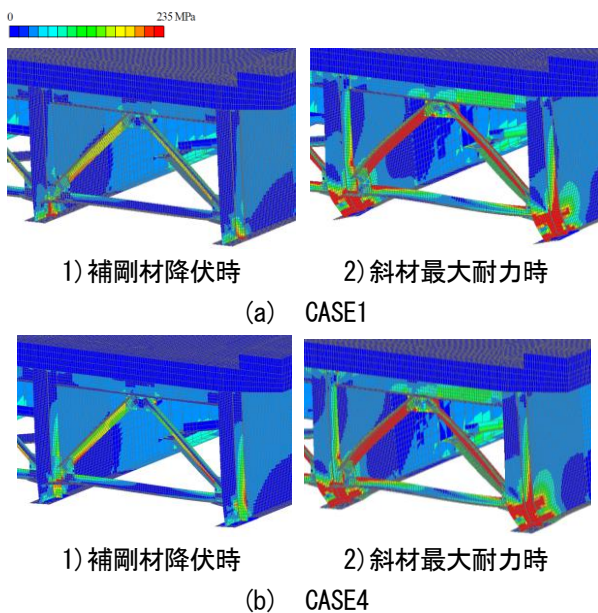


図-22 変形図およびミーゼス応力分布 (変形倍率×10)

(□印)、下弦材端部塑性化時(△印)、端対傾構斜材最大耐力時(◇印)を合わせて示しており、図-22に主な損傷段階におけるミーゼス応力分布と変形図を、図-23にはG4主桁支点部(主桁名の表記は図-14を参照)の水平変位分布を示す。図-22から分かるように水平震度 $k=0.7$ 程度で支点上補剛材に塑性化が生じるのは支承条件に依らず同様であり、図-23に示すように下部のウェブギャップ位置で著しく変形が進展する。一方、図-24の主桁支点上の補剛材のミーゼス応力分布に示す通り、支承条件により塑性化が生じる領域は異なる。ゴム支承の場合には、支承部の回転拘束が小さく下弦材取り付け部のガセットの回転拘束の影響が相対的に大きいため、ガセット周りの補剛材に塑性化が集中している。一方、鋼製支承のように支承部の回転拘束が大きい場合は補剛材下部で塑性化が集中する傾向にある。

図-25にはG3主桁とG4主桁間の端対傾構斜材の軸方向平均応力を示す。図中には道路橋示方書II編¹⁰⁾の

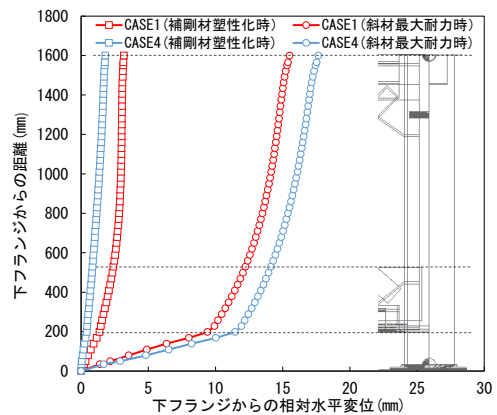


図-23 主桁支点部の水平変位分布

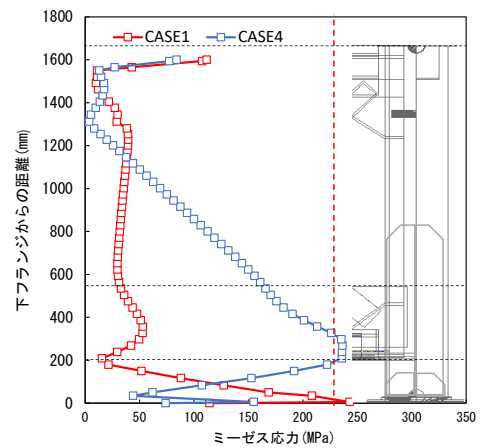


図-24 支点上補剛材コバ面のミーゼス応力分布 (補剛材塑性化時)

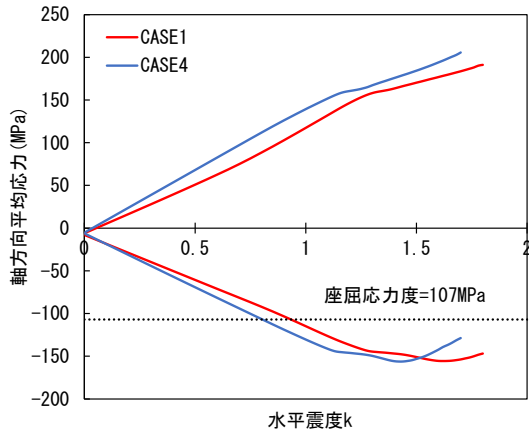


図-25 端対傾構斜材の軸方向平均応力

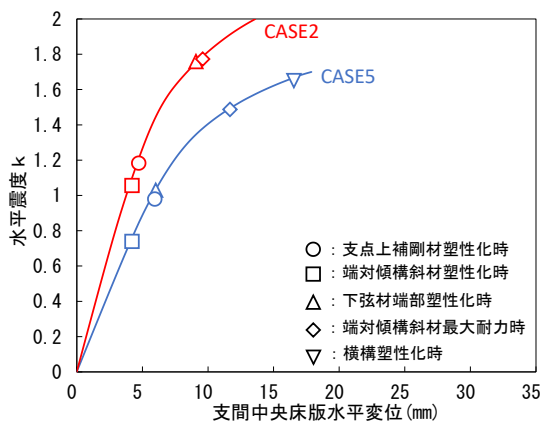


図-26 水平震度-支間中央床版水平変位関係

規定により算出される座屈応力度の設計値を合わせて示す。端対傾構の圧縮側斜材は設計値の 1.4 倍程度の値で最大耐力を迎えており、両端がガセットプレートにより拘束された山形鋼の最大強度は拘束を受けない場合よりも 1.4~2.0 倍程度高いという既往の実験結果¹⁾の傾向と整合している。支承条件に依らず、端対傾構斜材の最大耐力はほぼ同じであったが、ゴム支承の場合は支承部での回転拘束の程度が小さく、端対傾構斜材への二次的な曲げ作用の影響が大きかったため、早期の塑性化や耐力低下に繋がったと考えられる。

追加補剛材が設置されていない CASE1 および CASE4 では、支承条件により差異があるものの端対傾構斜材で最大耐力を迎えるのは水平震度 $k=1.48\sim 1.76$ であり、補剛材の塑性化開始時点の水平震度 $k=0.70$ の 2 倍以上となっている。このことから対傾構に損傷が生じる前に耐荷力上重要な主桁支点部の損傷が先行する構造となっていることが分かる。

次に、追加補剛材の高さを桁高の 1/2 まで設けた構造系 (CASE2 と CASE5) について水平震度と支間中央床版中心位置の水平変位関係を図-26 に示す。図-27

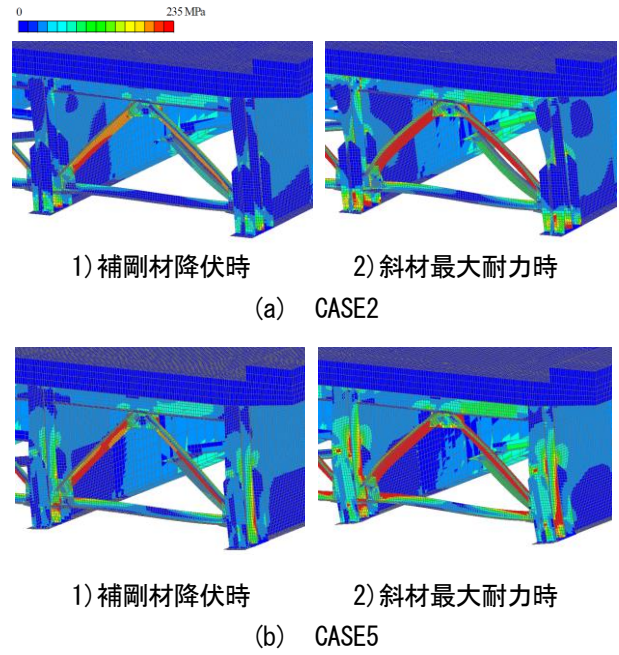


図-27 変形図およびミーゼス応力分布 (変形倍率×10)

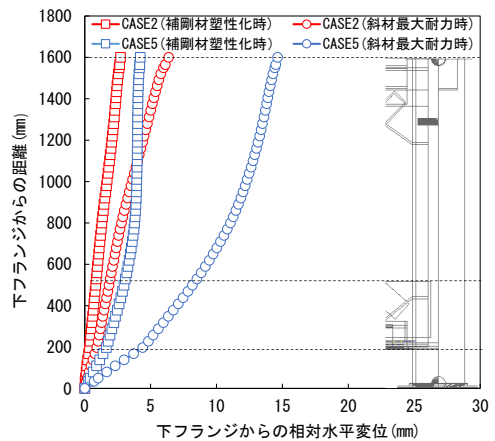


図-28 主桁支点部の水平変位分布

に主な損傷段階におけるミーゼス応力分布と変形図を、図-28 には G4 主桁支点部の水平変位を示す。図-26 ならびに図-27 に示す通り、各ケースとも支点上補剛材の塑性化が斜材の最大耐力到達より前に生じている。しかし、斜材最大耐力時においても追加で設置された補剛材に塑性化は生じていない。また、追加補剛材の設置により CASE1 や CASE4 で見られたウェブギャップでの局所的な変形が図-28 から分かる通り生じていないことが分かる。

図-29 には支点上補剛材降伏時における支点上補剛材と追加補剛材のミーゼス応力分布を示す。追加補剛材も支点上補剛材と近い応力分布性状が見られ、支点上補剛材と協働して荷重を分担していると推察される。

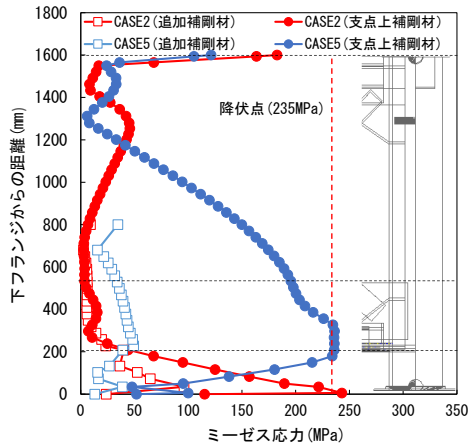


図-29 支点上補剛材と追加補剛材コバ面のミーゼス応力分布（補剛材塑性化時）

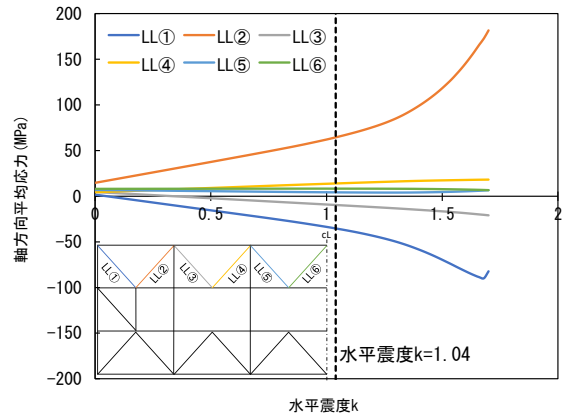


図-32 G1-G2 桁間の横構の軸力（CASE5）

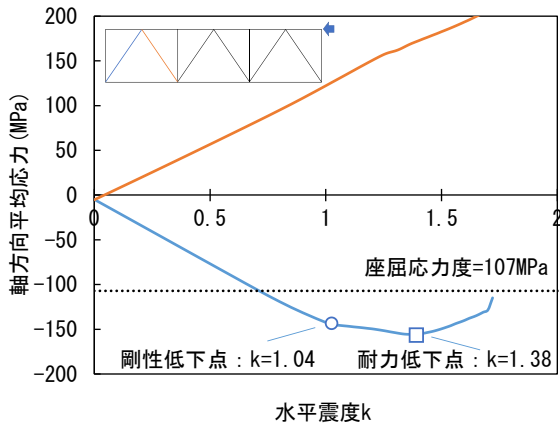


図-30 G1-G2 桁間の端対傾構斜材の軸力（CASE5）

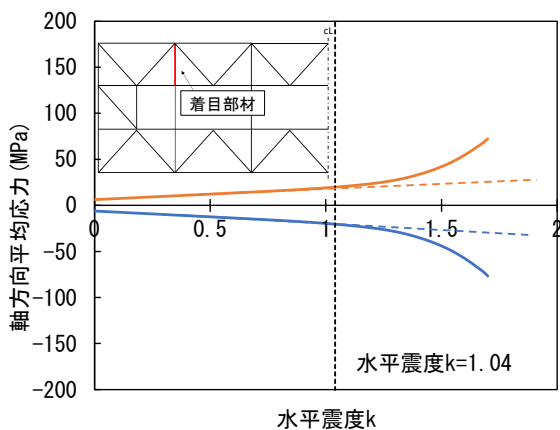


図-31 G1-G2 桁間の中間対傾構斜材の軸力（CASE5）

そのため、支点上補剛材が塑性化した以降も追加補剛材が弾性域のまま支上部の柱を構成する一部材として抵抗することで斜材が最大耐力に達した時点においてもウェブギャップでの局所的な変形を生じることなく

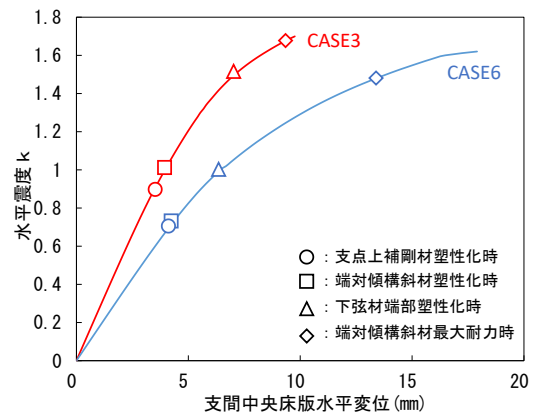


図-33 水平震度一床版支間中央水平変位関係（CASE3 と CASE6）

粘り強い変形性能を発揮できると考えられる。なお、支承条件により支点上補剛材に対する追加補剛材の応力の最大値には差異があり、荷重分担程度は異なっていた。

図-30～32 に CASE5 について端対傾構、支上部隣接の中間対傾構ならびに横構の軸方向平均応力を示す。端対傾構の圧縮側斜材の剛性が大きく低下する水平震度 $k=1.04$ 以降、支上部隣接の中間対傾構や横構の軸方向平均応力が増加する傾向が確認できる。これらは端対傾構が床版からの水平力を支上部まで十分に伝達できなくなった影響で、床版から中間対傾構、横構を介して水平力が支上部まで伝達されたことを示す結果と考えられる。水平震度 $k=1.66$ に至ると支上部直近の横構で軸力低下が生じており、端対傾構が損傷すると隣接する横構や中間対傾構の損傷に繋がる可能性がある。

最後に追加補剛材の高さをガセットまでとした構造系（CASE3 と CASE6）の水平震度と支間中央床版中心位置の水平変位関係を図-33 に示す。図-34 にミーゼス応力分布と変形図を示す。支点上補剛材が塑性化

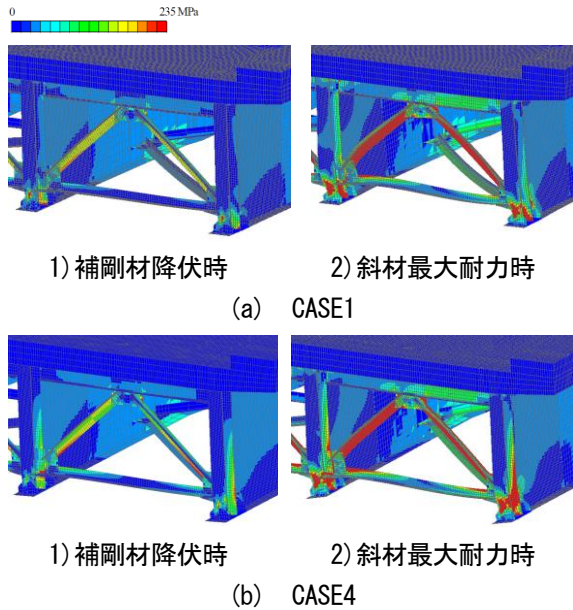


図-34 変形図およびミーゼス応力分布
(変形倍率×10)

した以降、図-34 から追加補剛材とガセットの間で局所的な塑性化領域が集中していることが確認できる。追加補剛材高さの違いによる応答差異を明らかにするため、図-35、図-36 に CASE5 と CASE6 の追加補剛材設置位置の腹板の水平変位分布ならびにミーゼス応力分布を示す。追加補剛材を桁高の 1/2 まで上げた場合は追加補剛材端部の腹板で局所的な応力集中が生じているものの、その応力値は小さく端対傾構の最大耐力時においても 100MPa 程度であった。一方、追加補剛材がガセット高さまでの場合、追加補剛材とガセットの離隔において著しい応力集中が生じており、離隔部から腹板が大きく水平に変位する傾向が確認できる。このことから追加補剛材がウェブの局所的な変形を拘束するのに十分でないと分かる。

以上の検討から、追加補剛材を桁高の 1/2 程度まで設けることで支点部ウェブの局部変形等の耐荷力上致命的となる損傷を生じさせず端対傾構の損傷が先行するよう誘導できることを確認した。しかし、端対傾構が損傷すると水平荷重の伝達機能が低下する為、支点付近の横構や中間対傾構の荷重分担が大きくなる。このため、端対傾構の損傷後も横構や中間対傾構に損傷が拡大しないよう支点付近の横構や中間対傾構の断面には十分な安全余裕を確保しておくこと等配慮することが望ましい。

5. まとめ

本研究により得られた主な結果を以下に示す。

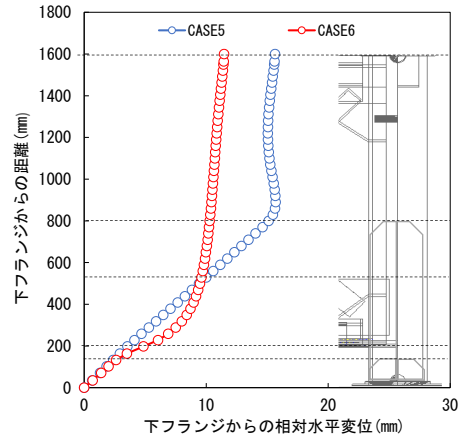


図-35 追加補剛材位置の腹板の水平変位分布
(端対傾構斜材最大耐力時)

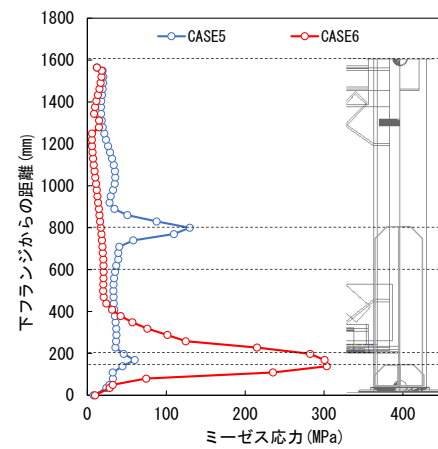


図-36 追加補剛材位置の腹板ミーゼス応力分布
(端対傾構斜材最大耐力時)

- 1) 試験橋梁の載荷試験の結果より、横荷重に対する実橋の各部材の荷重分担程度を明らかにするとともに、横構の水平荷重に対する荷重分担の割合は一般的な設計で考慮されている割合よりも低く、これまでの設計の考え方が安全側となっていることを確認した。
- 2) 横構を省略した構造の載荷試験結果より、横構の有無による鋼上部構造全体の水平剛性差はほとんど生じないことを確認した。
- 3) 試験橋梁を対象とした3次元 FEM 解析モデルを作成し、試験値と解析値の比較を行った結果、FEM 解析により試験橋梁の変形挙動や応力状態を概ね再現できた。
- 4) 支点上追加補剛材の設置高さを変えて詳細 FEM モデルによる荷重漸増解析を行った結果、設置高さを桁高の半分程度とした場合、レベル 2 地震動相当の荷重に対してもウェブギャップ等での局所的

な変形が生じず、有効に機能することが分かった。

- 5) ゴム支承のような回転拘束が相対的に小さい支承条件の場合、回転が固定に近い支承条件と比較すると、支承部の変形に伴う 2 次的な曲げ作用の影響により支点上補剛材や端対傾構、横構の塑性化が早期に生じることが分かった。
- 6) 端対傾構の圧縮側斜材の耐力が低下して水平荷重が十分に支承まで伝達されなくなると、隣接する中間対傾構や横構の荷重分担が大きくなり、支点付近の横構や中間対傾構の損傷が生じる可能性があることが分かった。

参考文献

- 1) (公社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通編、2017.11
- 2) DIANA-10.4 User's Manual, DIANA FEA BV.
- 3) C.Rejcha: Design of Elastomer Bearings, PCI Journal, pp62-78, 1964.
- 4) (公社) 日本道路協会：道路橋支承便覧、2018.12.
- 5) (公社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編、2017.11.
- 6) Hordijk, P. A.: Local Approach to Fatigue of Concrete, PhD-thesis, Delft University of Technology, 1991.
- 7) 土木学会：2017 年制定 コンクリート標準示方書 [設計編]、丸善、pp.41-42、2018.3.
- 8) 三木千尋、山田真幸、長江進、西浩嗣：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、2000.4.
- 9) 村越潤、高橋実、吉岡勉、野中哲也、加藤修：FEM 解析を用いた鋼多主桁橋の設計合理化の検討、鋼構造論文集、Vol.11、No.43、pp.131-145、2004.9.
- 10) (公社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 II 鋼橋・鋼部材編、2017.11.
- 11) 宇佐美勉、T.V.ガランボス：2 軸曲げを受ける単一山形鋼柱の強度、土木学会論文報告集、第 191 号、pp.31-44、1971.7.

RESEARCH ON EVALUATION OF THE BEHAVIOR OF STEEL SUPERSTRUCTURES FOR RATIONAL REPAIR AND STRENGTHENING

Research Period: FY2019-2021

Research Team: Bridge and Structural Engineering Research Group

Author: SAWADA Mamoru

ONO Kenta

Abstract: When members of steel superstructure are damaged due to corrosion and fatigue, the effect on the load-carrying capacity of steel superstructures are unclear, and it is necessary to clarify these effects in order to carry out rational diagnosis and repair. In this study, horizontal loading tests were conducted on a test bridge with and without the removal of some members to experimentally confirm the load distribution of each member and the overall behavior of the steel superstructure. In addition, a reproduction analysis of the loading test was conducted to compare with the experiment, and the effect of the difference in detail structure on the load-carrying performance of the steel superstructure was evaluated by numerical analysis.

Keywords: Steel superstructure, Repair and strengthening, Load-carrying capacity, Numerical analysis