

## L2 地震時に対する上部工補強効果の検証に 3D-FEM を用いた解析的検討

株式会社 建設技術研究所 ○ 藤原花梨  
株式会社 建設技術研究所 梅本春菜  
株式会社 建設技術研究所 大木莉恵  
株式会社 建設技術研究所 小林茂

### 論文要旨

既設橋の L2 地震動に対する耐震補強設計を行う際、既設支承の水平耐力が不足する場合には補強構造として新たに水平力分担構造を設置する場合がある。しかし、その際に必要となる上部構造の補強に関しては明確な基準や設計計算例が無く、設計手法や補強構造は各々の設計者判断に委ねられている。载荷位置に補剛材を設置する補強方法などが考えられるが、計算に考慮する既設部材の取り扱いなどは統一されておらず実際の力の伝達は不明瞭な場合がある。本稿では、鋼 I 桁橋における様々な補強構造を考察し 3D-FEM 解析により補強効果の有効性について検証した。3 次元的な応力伝達機構を把握することで、今後の鋼上部構造補強の新たな知見として活用していく。

キーワード：3D-FEM 解析，鋼上部構造，水平力分担構造，耐震補強，補強効果

### まえがき

水平力分担構造の設置時における上部構造の補強が適切でない場合、水平力分担構造からの荷重により上部構造に損傷が生じる可能性がある。地震時に損傷が生じた場合、安全性が確認されるまでは通行規制を伴い緊急輸送路としての機能確保が困難となる。上部構造の補強は適切に実施するべきであるが、明確な基準が無いため既設部材の照査項目、補強構造および設計手法は設計者の判断に委ねられており設計者によって補強方針は様々である。

上部構造に対する荷重伝達を詳細に把握する手段として、3D-FEM がある。3D-FEM はモデル作成および解析実行に膨大な時間を要するため補強設計において橋梁毎の実施はされてこなかった。しかし、近年解析ソフトの精度向上やコンピューターの性能向上により解析時間は短縮化され 3D-FEM による検討が比較的容易となった。さらに、国土交通省による橋梁設計における BIM/CIM 原則適用の流れから、今後は 2 次元設計ではなく 3 次元設計が主流になると予想される。以上のことから、本検討では 3 次元設計の先駆けとして、鋼上部構造に水平力分担構造を設置した場合の様々な補強構造における 3 次元的な応力伝達機構について新たに検討した。

具体的には、下部構造に取り付けられた水平力分担構造から鋼主桁へ荷重が伝達される際の応力伝達機構を 3D-FEM によって解析し、荷重変位関係や 3 次元の応力分布を把握することで効果的な補強構造について検討を行った。これにより、設計者により補強方針が左右される鋼上部構造補強について、補強効果が高い構造を考察し、今後の上部構造補強の新たな知見とした。

### 1. 対象橋梁

対象とする橋梁は、鋼 5 径間連続合成 I 桁橋とした。橋軸方向の支承条件は橋台端支点の一点固定、その他橋脚は可動、直角方向の支承条件は全箇所固定である。本検討で対象とする水平力分担構造は、直角方向の地震力に対し P1 橋脚上に取り付けられた RC 突起構造に鋼製ブラケットを干渉させる構造とする。解析モデルの単純化を図るため、水平力分担構造は両外桁のみに設置した。P1 中間支点から水平力分担構造の作用位置までは 600mm の水平離隔がある。当初計画の上部構造補強案として、荷重載荷範囲に縦リブ設置を計画した。

検討対象橋梁の適用示方書は S47 年であり、震度法により設計されている。そのため、レベル 2 地震動に対して支承の

表-1 橋梁諸元

橋長	303.280m
支間長	5@33.500m
上部構造形式	鋼 5 径間連続合成 I 桁橋

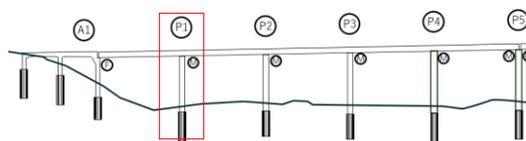


図-1 対象支点

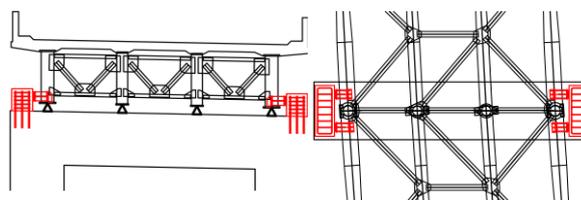


図-2 水平力分担構造 (RC 突起構造+鋼製ブラケット)

耐力が不足する結果となり、水平力分担構造の設置を計画した。レベル2地震発生時は既設支承が破損し、鋼上部構造の直角方向の慣性力が上部構造に取り付けた鋼製ブラケットを介してRC突起へ伝達し水平力に抵抗する。

## 2. 解析モデル及び解析条件

### (1) 解析モデルの概要

解析モデルは、3次元非線形モデルとした。部材寸法や材料特性を設定し、補強ケース毎の補強効果の検討を行う。本検討では、支承周りの補強構造によって得られる上部構造の補強効果に着目するため、モデル化の範囲は中間支点部から起終点方向に各支間長の1/4範囲とし、下部構造のモデル化の範囲はRC橋脚の梁部のみとした。

なお、着目部材は鋼上部構造であり、解析モデルを単純化するため鉄筋コンクリート部材は線形材料とした。

### (2) 要素条件

解析モデルに使用する要素を表-2に示す。薄肉部材である鋼材(主桁、横桁及び対傾構等)はシェル要素とし、鉄筋コンクリート部材(RC橋脚、RC突起、RC床版、壁高欄)はソリッド要素としてモデル化した。

表-2 要素条件

部材	使用要素
主桁、横桁、対傾構、補剛材、鋼製ブラケット	シェル要素
RC橋脚、RC突起、RC床版、壁高欄	ソリッド要素

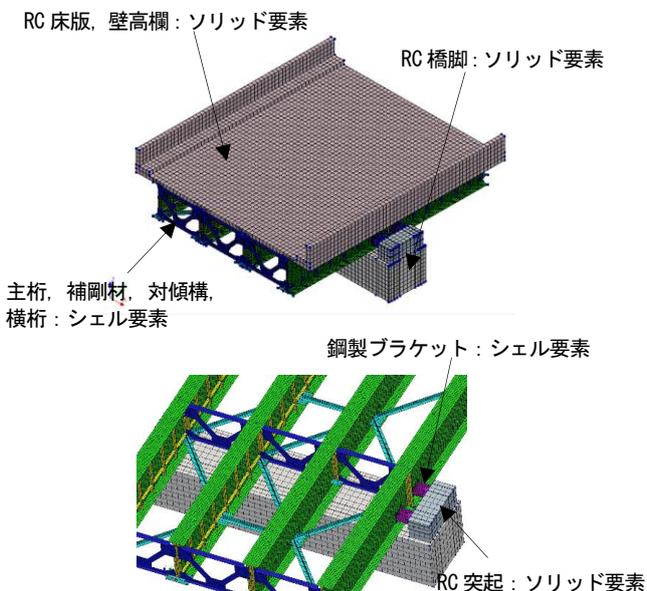


図-3 解析モデルの概要と要素条件

### (3) 境界条件及び拘束条件

主桁中間支点の支持条件は、既設構造を再現するため支点位置の下フランジ節点を鉛直方向にのみ拘束した。既設支承の破損を考慮し水平支持機能は有していないものとした。

拘束条件は表-3、図-4に示すように、橋脚梁部下面は全方向の変位、回転を固定し、主桁モデル端部は橋軸方向の変位及び橋軸直角方向の回転を固定とした。RC床版と主桁の境界条件は、剛結とした。

表-3 拘束条件

支点	橋軸	橋軸	鉛直	橋軸	橋軸直	鉛直
	直角	直角	回転	角回転	角回転	回転
主桁支点	自由	自由	固定	自由	自由	自由
橋脚梁部下面	固定	固定	固定	固定	固定	固定
主桁モデル端部	固定	自由	自由	自由	固定	自由

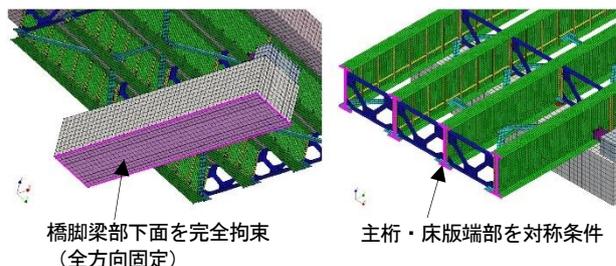


図-4 拘束条件

### (4) 材料特性

鋼材及びコンクリートの材料特性値を、表-4に示す。鋼材の弾性係数は $2.05 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ とし、降伏点以降の二次勾配を $E/100$ とするバイリニアとした。鉄筋コンクリートは線形弾性とした。

表-4 材料の特性値

部材	材質	降伏点 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比
主桁、鋼製ブラケット	SM490Y	355	205000	0.300
横桁、対傾構、補剛材	SM400	235	205000	0.300
RC橋脚、RC突起、RC床版、壁高欄	コンクリート	—	30000	0.200

### (5) 荷重条件

荷重載荷方法は解析の収束性を考慮し、図-5に示すように1ステップ当たり0.50mmの強制変位をRC床版に作用させるプッシュオーバー解析とした。荷重は、コンクリート橋脚下面の全ての節点にかかる水平反力を合計した値である。なお、目標とする荷重は水平力分担構造の設計荷重である $P=2430\text{kN}$ とした。

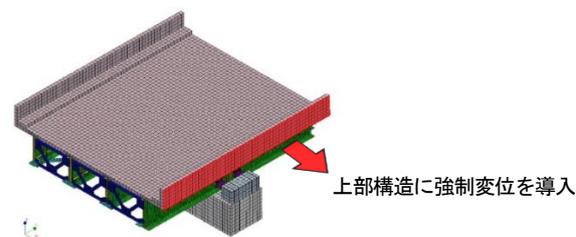


図-5 荷重条件

### 3. 補強ケースおよび解析結果概要

解析ケースは表-5,6 に示す 12 ケースとした。当初計画案の CASE1 の結果を基に、応力性状、荷重変位関係を確認しながら CASE2-CASE12 の補強案を抽出した。

表-5 補強ケース

①	CASE1	載荷位置裏面リブ補強案
②	CASE2-1	鉛直補剛材補強案 ※主桁補強リブを上フランジまで延長
③	CASE2-2	鉛直補剛材補強案 ※主桁補強リブを上フランジ50mm下まで延長
④	CASE3-1	対傾構下弦材補強案 ※対傾構下弦材を拡幅
⑤	CASE3-2	対傾構下弦材補強案 ※対傾構下弦材を拡幅(板厚22mm)
⑥	CASE3-3	対傾構下弦材補強案 ※対傾構下弦材の板厚増(板厚2倍)
⑦	CASE3-4	対傾構下弦材補強案 ※対傾構下弦材の板厚増(板厚3倍)
⑧	CASE4	対傾構追加案 ※載荷位置に対傾構を増設
⑨	CASE5-1	横梁追加案 ※載荷位置に横梁を2基増設
⑩	CASE5-2	横梁追加案 ※載荷位置、対傾構上弦材位置に横梁を計4基
⑪	CASE6	鉛直補剛材+対傾構下弦材補強案 ※②CASE2-1 + ④CASE3-2
⑫	CASE7	斜材追加案 ※載荷位置から斜め方向に斜材を2基増設

#### (1) CASE1：載荷位置裏面リブ補強案

構造の簡素化を図った補強案である。荷重載荷範囲のみに縦リブを設置し、対傾構の下弦材位置を固定点とした主桁の面外方向曲げに対して補強を行う。

検討の結果、初期段階で対傾構下弦材が塑性化した。その後、支点上補剛材下部、既設主桁ウェブの順に局所的な塑性化がみられた。初期勾配からの剛性低下は変位量 4.0mm 時点において確認され、これは対傾構下弦材の一部が塑性化した変位である。変位量 11.5mm 時点で最初の荷重低下が生じ、最大荷重は変位量 14.5mm 時点で 1332kN となった。14.5mm 以降再び荷重が増加したが、急激な耐力低下は確認されず、変位の増加に伴って徐々に荷重が増加した。設計荷重に対する最大荷重の割合は 55%に留まり、載荷範囲のみの補強では不十分であった(図-6)。対傾構と支点上補剛材に応力集中する傾向が確認されたため、これらの部材に着目しながら CASE2 から CASE7 の補強案を検証した。

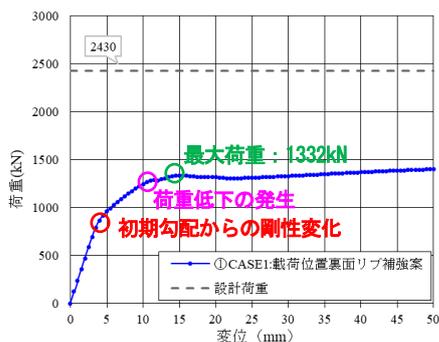
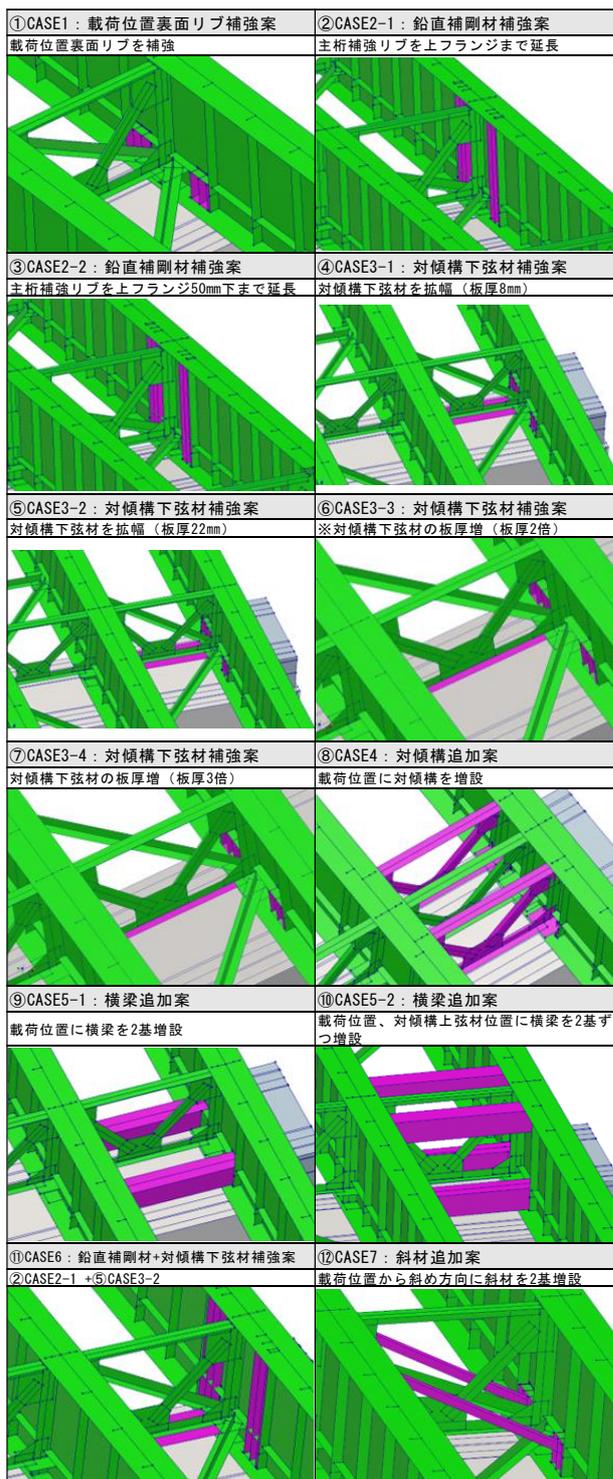


図-6 荷重変位関係(CASE1)

表-6 補強概要図



#### (2) CASE2：鉛直補剛材補強案

CASE2-1 は、面外曲げに対する主桁全体の補強および床版への確実な荷重伝達を目的とし、載荷位置から上フランジまで鉛直補剛材を延長した。

検討の結果、対傾構下弦材が塑性化するまでの初期勾配に変化は無く、剛性変化した後の勾配に変化が生じる。鉛直補剛材から上フランジおよび床版に向けて応力が伝達することが確認された。最大荷重は 1719kN に上昇したものの設計荷重には達しない(図-7, 図-9)。

一方、実施工では上フランジと鉛直補剛材を現場溶接することは困難である。CASE2-2では、施工性を考慮して補剛材と上フランジの間に50mmの隙間を確保した構造で検討を行った。

検討の結果、床版へ応力が伝達しにくい影響から、CASE2-1よりもさらに早い段階から荷重低下が生じ、荷重伝達機能が不足することが判明した(図-8, 図-9)。

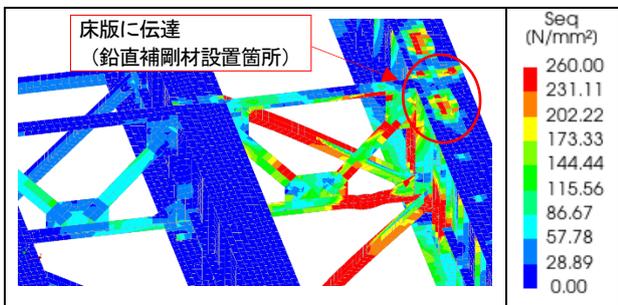


図-7 CASE2-1 Mises 応力分布  
(変位 19.5mm・荷重 1719kN)

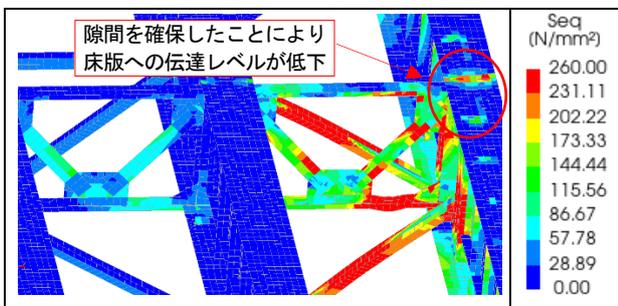


図-8 CASE2-2 Mises 応力分布  
(変位 19.5mm・荷重 1491kN)

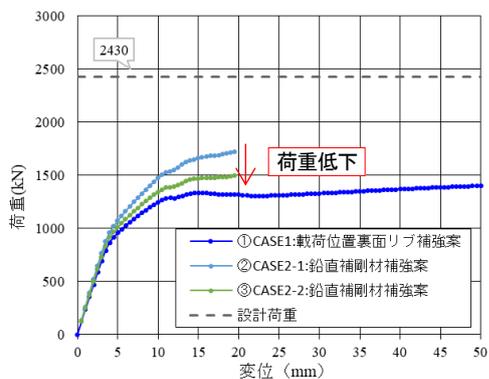


図-9 荷重変位関係(CASE2-1, 2-2)

### (3) CASE3 : 対傾構下弦材補強案

CASE3は、CASE1にて応力集中が発生した中間支点上対傾構下弦材の補強案である。CASE3-1, CASE3-2では、CASE1モデルの下弦材幅を178mmからガセット幅540mmまで拡幅し、下弦材幅の変化による影響について確認した。CASE3-1は下弦材の板厚はCASE1と同様の $t=8\text{mm}$ とし、CASE3-2は自由突出板(補強プレート)の局部座屈による許容応力の低減を回避するため、道路橋示方書<sup>1)</sup>を参考に下弦材の板厚

を $t=22\text{mm}$ とした。CASE3-3, CASE3-4では下弦材幅は変更せず、板厚変化による影響を確認した。CASE3-3では板厚を既設板厚の2倍( $t=16\text{mm}$ )、CASE3-4では板厚を3倍( $t=24\text{mm}$ )とした。

検討の結果、下弦材の幅のみを拡幅したCASE3-1に比べ、板厚を増やしたCASE3-2~4でより耐力の向上が確認できた。これは、部材幅よりも部材厚を増加させることが断面二次モーメントに与える影響が大きいためである。また、CASE3-4の最大荷重は主桁ウェブに鉛直補剛材を追加したCASE2-2より1.6倍程度に向上しており補強効果が大いことが分かった。応力は対傾構斜材、主桁ウェブ、下弦材の順に再分配される(図-10, 図-11)。

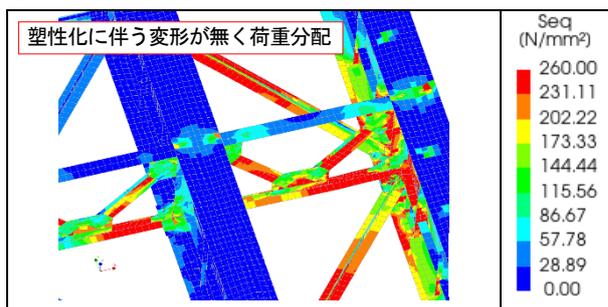


図-10 CASE3-4 Mises 応力分布  
(変位 20.0mm・荷重 2401kN)

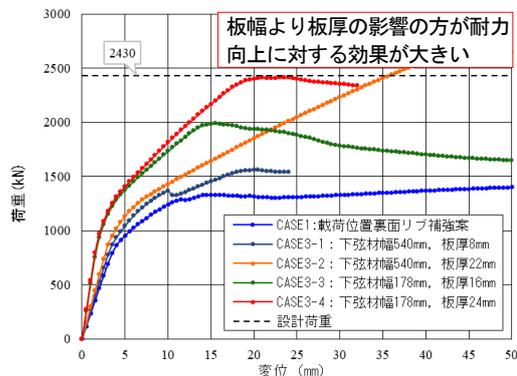


図-11 荷重変位関係(CASE3-1~CASE3-4)

### (4) CASE4 : 対傾構追加案

CASE1~CASE3の結果では、水平力分担構造からの応力が対傾構の下弦材に集中し応力伝達の支配的部材となっている。CASE4では応力を分散させるため対傾構を3基に増設した案を検討した。

検討の結果、中間支点上の既設対傾構に集中していた応力が増設対傾構に分散されたことで、初期勾配のまま設計荷重に近い2316kNまで荷重が増加した。その後、3つの対傾構下弦材が同時に塑性化に伴う変形を生じ、急激な荷重低下に至る現象が見られた(図-12, 図-13)。その後、鉛直補剛材に応力が再分配され床版に応力伝達することで荷重が再び増加していく。

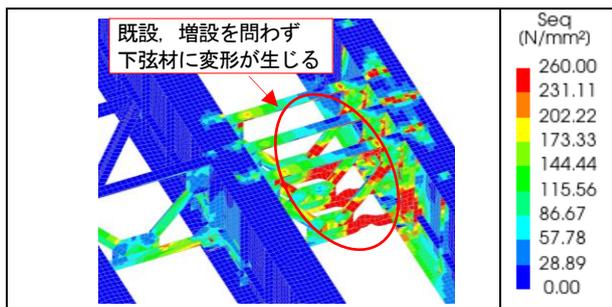


図-12 CASE4 Mises 応力分布  
(変位 25.0mm・荷重 2435kN)

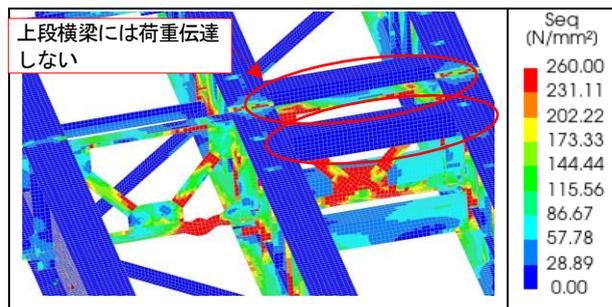


図-15 CASE5-2 Mises 応力分布  
(変位 20.0mm・荷重 2287kN)

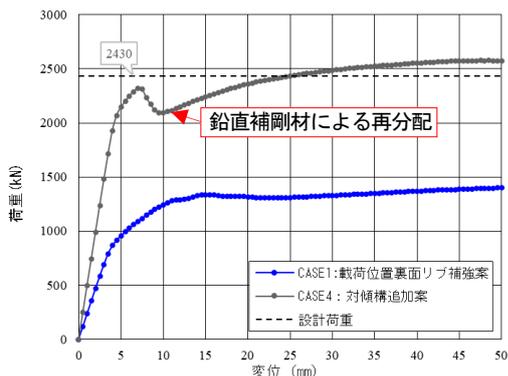


図-13 荷重変位関係 (CASE4)

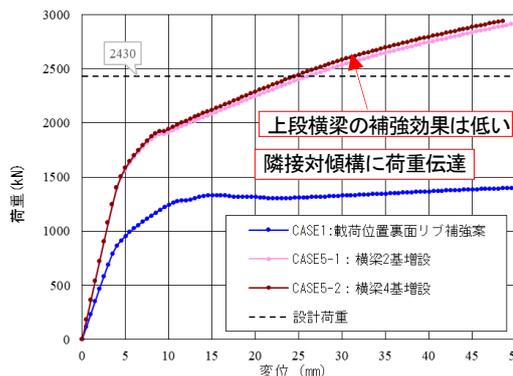


図-16 荷重変位関係 (CASE5)

### (5) CASE5 : 横梁追加案

CASE4 では, 対傾構追加による補強効果が確認されたものの対傾構の追加は施工が大がかりとなる。CASE5 は, 形状がより単純で剛性の高い横梁を設置することにより荷重分散効果を期待する案とした。CASE5-1 では既設対傾構下弦材の両側に横梁を 2 本追加した案を検討した。

検討の結果, 初期勾配のまま荷重が増加し, 1494kN で勾配変化が見られた。横梁に応力伝達するより先に, 隣接する既設対傾構に荷重伝達したためである。(図-14, 図-16)

また, CASE5-2 では上弦材位置にも横梁を追加し合計 4 本とした。

検討の結果, 上段の横梁に荷重が伝達されておらず, CASE5-1 と同様に隣接する主桁間の対傾構下弦材に変形が生じた。上段位置への横梁追加補強効果は小さい。(図-15, 図-16)

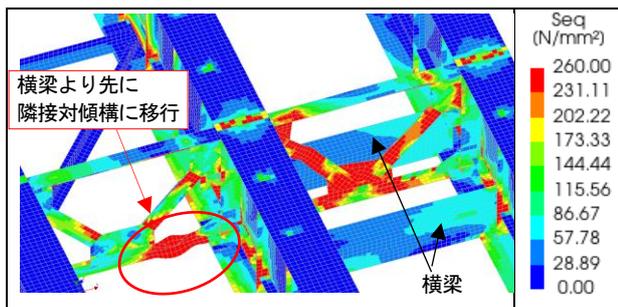


図-14 CASE5-1 Mises 応力分布  
(変位 20.0mm・荷重 2245kN)

### (6) CASE6 : 鉛直補剛材+対傾構下弦材補強案

CASE6 は, 鉛直方向および水平方向の 2 方向に対して補強部材を追加する案とし, CASE2-1 と CASE3-2 の補強構造を両方考慮した。

検討の結果, 対傾構斜材に塑性化が生じ, その後鉛直補剛材, 隣接対傾構の順に応力が再分配される。荷重変位関係は CASE3-2 と同様に, 変位の増加と共に作用荷重が増加を続け, 初期降伏後の剛性が向上する構造である。さらに, 鉛直補剛材による補強効果が加わり CASE3-2 よりも高い補強効果を示した。

補強効果が高いものの, 設計荷重に達する前に隣接対傾構が塑性化しているため, 全主桁間に対して補強を行う必要があると考えられる。(図-17, 図-18)

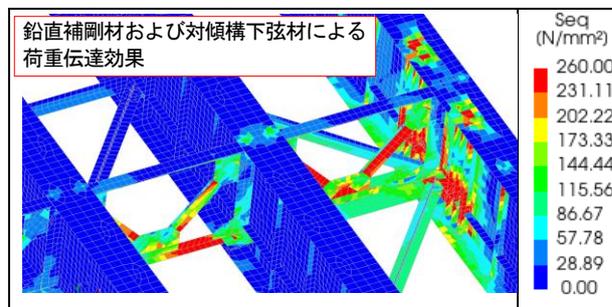


図-17 CASE6 Mises 応力分布  
(変位 20.0mm・荷重 2281kN)

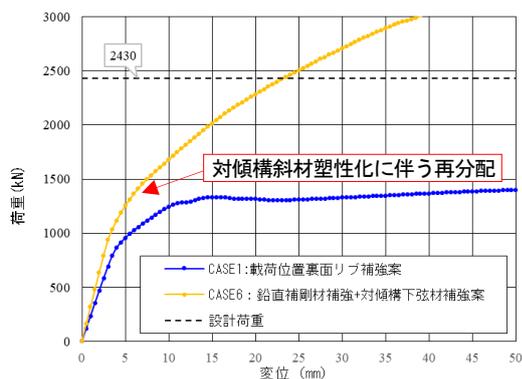


図-18 荷重変位関係 (CASE6)

### (7) CASE7 : 斜材追加案

CASE7 は、床版側へ直接応力を伝達させることを期待し既設対傾構の両側に斜材を設置した。斜材は荷重載荷位置と隣接主桁ウェブを接続した。

検討の結果、変位 2.0mm 程度で初期勾配から剛性変化し、それ以降は一定の勾配で荷重が増加し設計荷重以上の最大荷重が確認された。初期段階では対傾構下弦材に塑性化が生じ、その後は横構、隣接主桁ウェブに応力が移行する。斜材の設置により、対傾構下弦材に集中していた応力を隣接主桁や床版に分散することができたと考えられる。(図-19、図-20)

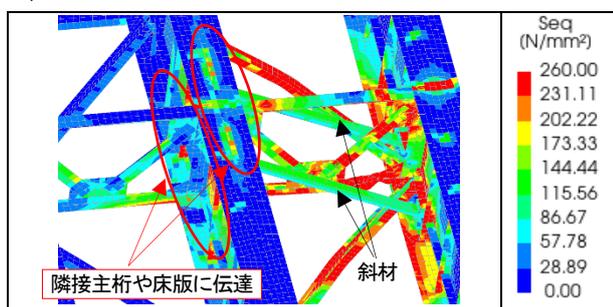


図-19 CASE7 Mises 応力分布  
(変位 30.0mm・荷重 2702kN)

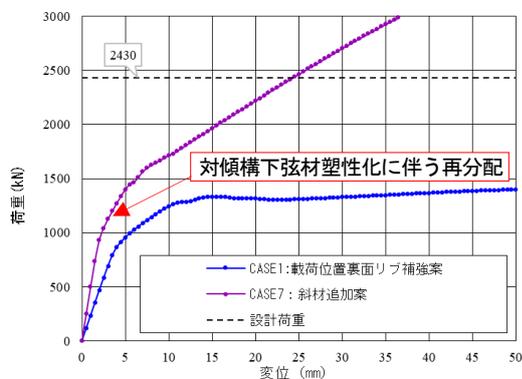


図-20 荷重変位関係 (CASE7)

## 4. まとめ

### (1) 解析結果の妥当性

本モデルでは、鋼部材を非線形シェル要素でモデル化したことにより、塑性化に伴う応力の再分配の再現性を高め荷重伝達を詳細に確認できた。また、従来より床版、中間対傾構および横構が協働して水平荷重を分担する設計手法が採用されているが、解析結果も同様の傾向がみられた。

### (2) 解析結果の比較および考察

全補強ケースの荷重変位関係を図-21 に示す。比較結果より、CASE5-1 : 横梁追加案や、CASE4 : 対傾構追加案の降伏荷重が高く補強効果大きい。対傾構下弦材に集中していた応力を、剛性の大きい補強部材に分散させることが重要である。しかし、橋軸直角方向の水平力に対して、近傍の外桁側に設置されている中間支点上対傾構の下弦材に応力集中する傾向も確認された。これらは、初期剛性の変化や最大荷重に影響を与える。隣接する対傾構に荷重が伝達し損傷箇所が移行していくことも考慮するなど、補強設計時には留意が必要である。

また、CASE2,CASE7 の解析結果より鋼桁を直接補強するだけでなく、荷重を床版に伝達させる補強構造が比較的効果的であることが判明した。

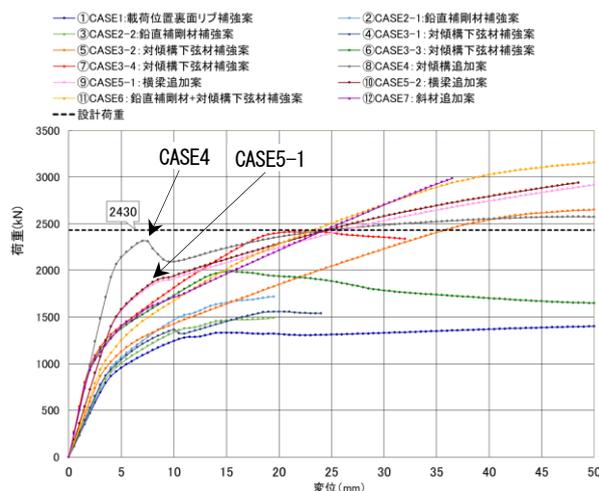


図-21 荷重変位関係 (全ケース)

## あとがき

本検討では、水平力分担構造から鋼上部構造への荷重伝達機構を把握し、効果的な補強構造について考察した。補強効果の大きい構造を明らかにし、従来設計者判断とされてきた上部構造補強について活用できる新たな知見を示した。

ただし、今回の解析では床版の応力状態については着目していない。鉛直補剛材追加や斜材、対傾構追加の補強効果が大きいことから、剛性の高い床版への荷重伝達の影響が大きいと考えられ、今後は床版と鋼桁の結合条件や実際の分担率を考慮した検討が課題となる。その上で、補強部材の施工性や地震後の共用性も踏まえ、合理的な対策の検討が必要である。

### 参考文献 (または引用文献)

- 1) 道路橋示方書・同解説 I ~ V 編, 日本道路協会 H24.3