多視点からの補修補強設計法に関する研究部会報告書

Japan Steel Bridge Engineering Association
TECHNICAL REPORT /No.084
令和2年6月

鋼橋技術研究会

はじめに

わが国では、高度成長期に建設された多くの鋼橋が存在し、経年とともに、腐食や疲労などの損傷事例が顕在化しており、それら鋼橋の長寿命化対策が強く求められている。腐食等により性能が低下した鋼橋の補修補強対策は数多く実施されてきているが、力学的な根拠に基づいて性能を回復するための補修補強設計法が確立されているとは言い難い。このような背景のもと、本部会では、ある損傷に対する補修補強設計、適用可能な補修補強工法や性能照査の方法について、多視点から検討し、力学的根拠や比較検討結果を含めた補修補強設計例を提供することを目的として活動を開始した.

本部会は、前部会である「補修補強設計部会（杉山俊幸部会長)」の研究成果を踏まえて、2016 年 5 月の第 1 回部会から 2018 年 10 月の第 10 回部会まで約 2 年間部会活動を実施し、2 つのワーキンググループ（WG1：腐食部材の補修方法検討WG、WG2：鋼製ブラケット設計法検討WG）にて、それぞれのテーマについて調査研究活動を行ってきた。その後、約 1 年間の報告書執筆期間を経て、本報告書を取りまとめた。

WG1 では、鋼橋における損傷の一つである腐食に着目し、腐食損傷を有する部材（腐食部材）に適用可能な補修補強方法、性能照査について、多視点から検討を実施した。特に、補修補強設計方法に関するケーススタディー、当て板補強に用いられる高力ボルト接合部の設計方法、腐食に伴う鋼橋の死荷重応力分担の変化と全橋の耐荷力への影響、当て板補強に用いられる高力ボルト接合部の耐荷機構、当て板補強以外の補修補強方法の項目について、3 つのサブワーキングに分かれて調査研究を行った。

WG2 では、鋼製ブラケットの設計方法に着目し、日ごろ技術者が疑問を感じている事案について検討を実施した。特に、既設コンクリート構造物に鋼製ブラケットを設置する際にブラケットベースプレートに明けられる拡大孔が鋼製ブラケットの耐荷力に与える影響、および、斜角を有する橋梁に設置される鋼製ブラケットの設計方法について調査研究を行った。

これら 2 つの WG の調査研究成果を、第 I 編（8 章構成）と第 II 編（6 章構成）として、本報告書に取りまとめた。第 I 編、第 II 編ともに、今後技術者が、腐食した部材に対する補修補強設計や鋼製ブラケットの設計を行う際に、参照することができる有用な技術資料を取りまとめることができたと自負している。これらの成果をもとに、老朽化した鋼橋に対して、力学的に合理的な補修補強が実施され、合理的な維持管理および長寿命化の実現につながっていくことを期待する。

本報告書の取りまとめおよび部会の運営には、幹事の臼倉誠氏（東京コンサルタンツ株式会社)、山田智之氏（株式会社 IHI インフラ建設)、庶務幹事の金銅晃久氏（株式会社綜合技術コンサルタント）に、多大なご尽力をいただきました。ワーキンググループ長の佐々木栄一氏（東京工業大学)、三ツ木幸子氏（i エンジニアリング株式会社)、宮下剛氏（長岡技術科学大学）には、部会および報告書執筆を通して、補修補強技術に関して貴重な情報をいただきました。また、部会員各位には、部会活動および報告書執筆にご協力いただき、成果を報告書としてまとめることができました。ここに記して感謝の意を表します。最後に、本部会の活動に際しまして貴重なご助言をいただきました鋼橋技術研究会の関係各位に感謝いたします。

2019 年 12 月

多視点からの補修補強設計法に関する研究部会

部会長　北根　安雄

鋼橋技術研究会　多視点からの補修補強設計法に関する研究部会　部会員名簿

部 会 長	北根	安雄	京都大学
幹　　事	臼倉	誠	東京コンサルタンツ　株式会社
〃	山田	智之	株式会社　IHI インフラ建設
庶務幹事	金銅	晃久	株式会社　綜合技術コンサルタント
部 会 員	佐々木	栄一	東京工業大学
〃	宮下	剛	長岡技術科学大学
〃	石井	孝明	三井造船鉄構エンジニアリング　株式会社
〃	門田	峰典	株式会社　オリエンタルコンサルタンツ
〃	田中	裕之	川田テクノシステム　株式会社
〃	濱本	壮太	コスモ技研　株式会社
〃	久保	典之	伊藤忠テクノソリューションズ　株式会社
〃	北村	直哉	株式会社　平設計
〃	佐藤	悠樹	株式会社　駒井ハルテック
〃	川原	将	株式会社　長大
〃	牧	渓太	株式会社　川金コアテック
〃	細谷	英司	株式会社　IHI インフラシステム
〃	柴田	寿仁	佐藤鉄工　株式会社
ｵﾌﾞｻﾞｰﾊﾞｰ	三ツ木	幸子	ｉエンジニアリング　株式会社
旧部会員	幸田	真基夫	株式会社　川金コアテック
〃	田島	文彦	伊藤忠テクノソリューションズ　株式会社

鋼橋技術研究会

多視点からの補修補強設計法に関する研究部会

報 告 書

１．腐食部材の補修方法検討ＷＧ

２．鋼製ブラケット設計法検討ＷＧ

１．腐食部材の補修方法検討ＷＧ

腐食部材の補修方法検討ＷＧメンバー

Ｗ Ｇ 長	佐々木	栄一	東京工業大学
幹　　事	臼倉	誠	東京コンサルタンツ　株式会社
部 会 員	宮下	剛	長岡技術科学大学
〃	石井	孝明	三井造船鉄構エンジニアリング　株式会社
〃	門田	峰典	株式会社　オリエンタルコンサルタンツ
〃	田中	裕之	川田テクノシステム　株式会社
〃	濱本	壮太	コスモ技研　株式会社
〃	久保	典之	伊藤忠テクノソリューションズ　株式会社
〃	牧	渓太	株式会社　川金コアテック
〃	北村	直哉	株式会社　平設計
〃	金銅	晃久	株式会社　綜合技術コンサルタント
ｵﾌﾞｻﾞｰﾊﾞｰ	三ツ木	幸子	ｉエンジニアリング　株式会社
旧部会員	田島	文彦	伊藤忠テクノソリューションズ　株式会社
〃	幸田	真基夫	株式会社　川金コアテック

第１編　鋼橋の損傷に対する多視点

1. まえがき ····· Ⅰ－ 1

2. 鋼橋における損傷と補修補強設計法の現状と課題 ····· Ⅰ－ 3
2-1. 補修設計における課題の抽出と取り組み方針 ····· Ⅰ－ 3
2-2. 鋼橋の腐食ケースの実態 ····· Ⅰ－ 7
2-3. 補修・補強設計計画時の実態調査 ····· Ⅰ－ 10
2-4. 当て板補修・補強の設計の実態調査 ····· Ⅰ－ 11
2-4-1. 設計荷重 ····· Ⅰ－ 11
2-4-2. 設計法 ····· Ⅰ－ 12
2-4-3. 設計部位とその設計の考え方 ····· Ⅰ－ 15
2-4-4. 高力ボルト当て板補修設計における課題 ····· Ⅰ－ 18

3. 高力ボルトによる当て板補修設計法 ····· Ⅰ－ 21
3-1. 対策レベル（補修の必要性の判断） ····· Ⅰ－ 21
3-2. 高力ボルト摩擦接合を準用した設計 ····· Ⅰ－ 22
3-2-1. 摩擦接合接手の規定を準用した設計について ····· Ⅰ－ 22
3-2-2. 表面処理法とすべり係数 ····· Ⅰ－ 23
3-2-3. すべり係数が 0.4 を確保できない場合の対処方法 ····· Ⅰ－ 25
3-2-4. 摩擦接合を準用して設計した当て板補修部の
耐荷性能についての解析的な研究 ····· Ⅰ－ 26
3-3. 各施工段階における力学的状態の変化 ····· Ⅰ－ 28
3-3-1. ボルトの締め付けと有効断面 ····· Ⅰ－ 29
3-3-2. 仮設材を用いずに当て板補修を行う場合 ····· Ⅰ－ 29
3-3-3. 当て板補修を行う前の仮設材の設置 ····· Ⅰ－ 35
3-4. 補修における孔明けと切断に対する注意 ····· Ⅰ－ 37
3-4-1. 死荷重下における孔明け ····· Ⅰ－ 37
3-4-2. 引張部の面外塑性変形部の切除 ····· Ⅰ－ 37
3-5. 圧縮応力部と引張応力部での当て板補修の効果の違い ····· Ⅰ－ 37
3-5-1. 道路橋示方書 ····· Ⅰ－ 39
3-5-2. 限界状態と限界値（材料強度、部材耐力） ····· Ⅰ－ 43
3-5-3. 局部座屈と支圧耐力 ····· Ⅰ－ 48
3-5-4. 桁端部の腐食損傷の補修効果に関する研究事例を用いた検討 ····· Ⅰ－ 51
3-5-5. 面外塑性変形に対する当て板補修 ····· Ⅰ－ 58
3-6. 当て板補修の様々な効果と当て板補修の技術の応用 ····· Ⅰ－ 59
3-6-1. 耐疲労性能の向上 ····· Ⅰ－ 59

3-6-2. 剛性増加（圧縮耐力の向上）…… I－59
3-6-3. 連結機能…… I－60
3-6-4. リベット、圧縮下での拘束効果…… I－60
3-7. 当て板補修における素地調整と塗装…… I－60
3-7-1. 当て板補修における素地調整と塗装に用いる規定類…… I－60
3-7-2. 表面処理方法の合理化の事例を用いた説明…… I－61
3-8. 試算による当て板補修効果の定量的な一検討…… I－62
3-8-1. 当て板補修による補強効果への定量的なアプローチ…… I－62
3-8-2. 剛性比による当て板分担力の概算による検討…… I－63
3-9. 簡易な高力ボルトによる当て板補修設計法の提案…… I－65
3-10. これからの設計法…… I －66

4. 事例による比較設計…… I－69
4-1. 検討ケース …… I－69
4-2. 比較設計 …… I－69
4-2-1. 補修工法の比較（事例１　一般部による基本的な考え方の検討）…… I－69
4-2-2. 補修工法の比較（事例２　ボルト穿孔の影響に着目した検討）…… I－72
4-2-3. 補修工法の比較（事例３　件数が多い桁端部損傷に対する検討）…… I－77
4-3. まとめ …… I－79

5. 全橋レベルでの腐食損傷に伴う死荷重応力再分配
および当て板補強効果の検討…… I－82
5-1. はじめに …… I－82
5-2. 既往の研究 …… I－82
5-3. 解析対象 …… I－83
5-4. 解析手法 …… I－84
5-5. 解析モデル …… I－84
5-5-1. モデル化方針…… I－84
5-5-2. 解析モデル図…… I－85
5-5-3. 桁断面諸元…… I－89
5-6. 解析条件 …… I－90
5-6-1. 解析ケース…… I－90
5-6-2. シェルーソリッド界面剛体要素…… I－93
5-6-3. 材料条件…… I－93
5-6-4. 境界条件…… I－94
5-6-5. 荷重条件…… I－95

5-7. 解析結果 ····· I－ 96
5-7-1. 荷重－変位関係 ····· I－ 96
5-7-2. 腐食進行に伴う死荷重分担率の変化 ····· I－ 98
5-7-3. 活荷重分担率に対する補強効果 ····· I－ 98
5-7-4. 結果コンター図 ····· I－101
5-8. まとめ ····· I－108
5-9. WG1 内の意見（参考） ····· I－108

6. 圧縮荷重を受ける高力ボルト継手の耐荷性能に関する検討 ····· I－110
6-1. はじめに ····· I－110
6-2. 既往の研究 ····· I－110
6-3. 検討内容 ····· I－111
6-4. すべり先行型を想定したパイロット検討 ····· I－111
6-4-1. 解析的検討 ····· I－111
6-4-2. 実験的検討 ····· I－123
6-5. 母材の板厚や強度、添接板との強度の違いなどを考慮した
パラメトリックな検討 ····· I－140
6-5-1. 鋼材強度の違いの影響に関する実験的検討 ····· I－140
6-5-2. 荷重伝達機構に関する FEM 解析 ····· I－161
6-6. まとめ ····· I－165
6-7. WG1 内の意見（参考） ····· I－165

7. 高力ボルト継手の当て板補強以外の工法の検討 ····· I－167
7-1. 当て板補強以外の腐食対策の材料の調査 ····· I－167
7-1-1. 材料の特性調査 ····· I－167
7-1-2. FRP の調査 ····· I－168
7-1-3. まとめ ····· I－170
7-2. CFRP による補修設計 ····· I－172
7-2-1. CFRP の性能 ····· I－172
7-2-2. CFRP の施工実績 ····· I－179
7-2-3. CFRP の近年の動向 ····· I－186
7-2-4. 様々な腐食部材への適用性の検討 ····· I－192
7-2-5. 当て板補修工法と比較 ····· I－195
7-2-6. まとめ ····· I－201

8. まとめ ····· I－201

付録 2-1. 当て板補修の比較設計 ····· Ⅰ-206
付録 2-1-1 一般部による基本的な考え方の検討（事例１） ····· Ⅰ-206
付録 2-1-2 ボルト穿孔の影響に着目した検討（事例２） ····· Ⅰ-214
付録 2-1-3 件数が多い桁端部損傷に対する検討（事例３） ····· Ⅰ-232

付録 2-2. H29 道路橋示方書による試設計 ····· Ⅰ-243
付録 2-2-1. 部分係数設計法の概要 ····· Ⅰ-243
付録 2-2-2. 試設計の対象構造 ····· Ⅰ-244
付録 2-2-3. H29 道示による支点上補剛材の設計方針 ····· Ⅰ-245
付録 2-2-4. 新旧基準による試設計結果の比較 ····· Ⅰ-247
付録 2-2-5. H29 道示による試設計（詳細計算） ····· Ⅰ-214

付録 2-3. 全橋レベルでの腐食進行再現 FEM 解析結果コンター図 ····· Ⅰ-250
付録 2-3-1. Case0 腐食なし ····· Ⅰ-250
付録 2-3-2. Case1-1 Web1 ····· Ⅰ-258
付録 2-3-3. Case1-2 Web1 ····· Ⅰ-276
付録 2-3-4. Case1-3 Web ····· Ⅰ-294
付録 2-3-5. Case2-1 Stf1 ····· Ⅰ-312
付録 2-3-6. Case2-2 Stf2 ····· Ⅰ-330
付録 2-3-7. Case3-1 Stf1Web ····· Ⅰ-348
付録 2-3-8. Case3-2 Stf2Web ····· Ⅰ-366
付録 2-3-9. Case4 Tri ····· Ⅰ-384

付録 2-4. CFRP 補修の H29 道示による試設計 ····· Ⅰ-402
付録 2-4-1. 曲げ卓越部（下フランジ損傷）に対する試設計 ····· Ⅰ-402
付録 2-4-2. 当て板工法との比較 ····· Ⅰ-408
付録 2-4-3. 欠損量による CFRP 接着工法の比較 ····· Ⅰ-409
付録 2-4-4. 曲げ卓越部（下フランジ損傷）に対する
完全合成断面としての試設計 ····· Ⅰ-411

第１編　鋼橋の損傷に対する多視点

1. まえがき

近年、構造物における損傷あるいは劣化が顕在化しており、維持管理の重要性が多方面で指摘されている。鋼橋においては、腐食及び疲労などが発生し、そのような損傷に対する対応方法の検討が課題となっている。鋼橋技術研究会「多視点からの補修補強設計法に関する研究部会」は、鋼橋におけるある損傷または劣化に対する補修補強に対し、適用可能な補修補強工法や性能照査の方法について多視点から検討することにより、力学的根拠や比較検討結果を含めた補修補強設計事例を提供することを目的とした活動を実施してきた。当該研究部会は、「腐食部材の補修方法検討 WG（WG1）」及び「鋼製ブラケット設計法の検討 WG（WG2）」の2つの WG により活動を行ったが、第 1 編は、WG1 の活動成果について取りまとめたものである。

WG1では、鋼橋における損傷として、腐食損傷を取り上げ、腐食損傷を有する部材（腐食部材）に適用可能な補修補強方法、性能照査について、多視点から検討を実施した。

鋼橋における腐食損傷に対する補修補強の考え方は、これまで統一的なものが確立しているわけではなく、実際には、設計者により様々に異なる可能性があり、また、実際に適用される補修補強方法として複数の方法が候補として挙がり得る。どのような損傷の場合にどのような対策が最善であるかといった形での整理がなされている状況ではなく、複数の設計者といった複数の視点から具体の損傷事例に対する対策について議論し、検討をすることは有益な情報となり得る。また、補修補強方法には、それぞれメリット、デメリットがあるとも考えられ、補修補強方法について、比較検討することも重要である。主な対策方法として、当て板補強が考えられるが、これまで高力ボルト接合部としての設計の考え方が十分整理されてきていないほか、支点近傍など圧縮を受ける領域での適用の場合にどのような効果が得られる可能性があるのかといった面で明らかにするべき点が残されている。さらには、これまで、腐食損傷については、板厚減少という面から耐荷力に関する議論がなされてきたが、死荷重応力が再分配されることや補強部材が主に活荷重応力に対応したものであることを考えると、応力再分配の面での腐食損傷の影響を把握し、さらに、そのうえで補修補強方法の効果について考察することが重要であると考えられる。 加えて、補修補強方法としては、近年、新しい材料を適用した方法などの検討も進められており、その特徴などについても情報共有することは有益であると考えられる。

これらの点を踏まえ、WG1 では、特に以下の点に着目した活動を実施した。以下にそれぞれについて、概説する。

①補修補強設計方法に関するケーススタディー

②当て板補強に用いられる高力ボルト接合部の設計方法

③腐食に伴う鋼橋の死荷重応力分担の変化と全橋の耐荷力への影響

④当て板補強に用いられる高力ボルト接合部の耐荷機構（特に圧縮荷重）

⑤当て板補強以外の補修補強方法

これらの点について検討を行うため、WG1 では、3 つのサブ WG を設置した。すなわち、WG1 は、当て板補強サブ WG（テーマ①、②）、実験解析サブ WG（テーマ③、④）、新技術サブ WG（テーマ⑤）により、検討を行った。当て板補強サブ WG では、鋼橋における腐食ケースの実態を整理し、技術者へのヒアリング調査により、補修補強設計計画時の課題などを明らかにするとともに、実際にどのような補修補強設計を実施しているのかの実態調査に取り組んだ。そのうえで、幾つかの腐食ケースを対象として、当て板補強工法やバイパス工法など複数の対策案について、構造性、経済性、維持管理の面から多視点により、その適用性を評価し、当て板補強工法が基本的に有利であること等を明らかにしている。それを受けて、高力ボルトによる当て板補修の設計方法について、すべり係数やボルトの本数など考

え方を取りまとめ、その中で、鋼桁支点部付近など、圧縮を受ける領域への高力ボルトによる当て板補修のケースが多く存在することを指摘するなどしている。また、これまで、圧縮を受ける場合の高力ボルト接合部の耐荷機構については十分解明されていないことから、少数ボルトによる圧縮領域での高力ボルト接合部のすべり耐力、すべり後の挙動を明らかとするため、実験解析サブ WG では、実験及び解析により検討を行ったことからその結果について取りまとめている。加えて、実験解析 WG では、複数の桁を有する実橋梁における腐食による死荷重応力再分配などの橋梁全体の耐荷力への影響を解析により検討している。新技術サブ WG(テーマ⑤)は、近年注目を集めている CFRP(Carbon Fiber Reinforced Plastic)の適用など当て板以外の補修補強工法について、新しい材料の調査、設計方法について議論している。一方、道路橋示方書は、平成 29 年(2017 年)12 月より、限界状態設計法へ移行されていることを踏まえ、WG1 および WG3 では、その移行が補修補強の設計方法へ与える効果や影響について試設計による検討を試みている。

本報告書は、以上の検討内容について、全 8 章として構成しとりまとめ、今後の腐食部材の補修補強対策の策定などの際、参考となる情報を提供することを目指したものである。

2. 鋼橋における損傷と補修補強設計法の現状と課題

2-1. 補修設計における課題の抽出と取り組み方針

本章では、鋼部材の主な損傷のうち、主として「腐食」の損傷に着目し、適用可能な補修補強工法や性能照査の方法について多視点から検討し、課題を整理する。

補修補強設計を多視点で検討する必要性は、先行して実施された研究部会「補修補強設計部会」[1)]や維持管理に関する技術基準等の改訂、補修補強設計を実施している実務者からの声から求められている。とりわけ、「補修補強設計部会」報告書では、ある特定の損傷や劣化に対して様々な検討がされており、今後の課題が整理されており、多視点で検討する必要性のもととなっている部分がある。実際に本部会の中で「補修補強設計部会」の内容を初期段階でレビューしている。

1) 先行部会　補修補強設計部会の概要

先行部会の報告書は、本部会の検討内容と関連性が高い部分もあることから、まずは、「補修補強設計部会」の報告書の成果と今後の課題を整理する。

「補修補強設計部会」で挙げられる主な成果は以下の通りであり、その内容を**表 2-1-1** に示す。

- 桁端部の損傷に対する補修設計
- 高力ボルトによる補修補強設計法
- 性能照査をベースとした補修補強設計
- 落橋防止システムの高力ボルト継手の合理化

表 2-1-1　「補修補強設計部会」での主な検討内容と今後の課題 [1)]

内　容	主な検討内容		今後の課題
性能照査をベースとした補修補強設計	・補修補強設計における性能照査型設計	・補修設計への性能照査型設計の適用 ・補強設計への性能照査型設計の適用 ・改築への性能照査型設計の適用	・照査方法を新設橋設計時と必ずしも同じにする必要はなく、慎重な検討は必要である。
	・確率論的アプローチ（信頼性理論）による性能照査型設計法に基づく橋の部材断面決定	・荷重の設定値の設定 ・構造材料強度の設定値の設定 ・構造解析手法、耐荷力解析手法の選定 ・応答値と限界値の算定 ・設計終了段階での保有性能の評価	＜今後＞想定できる検討項目を抽出 ・材料強度から橋あるいは構造部材の限界値を算出するための関数 $R(\cdot)$ を時間の関数として定義できるかどうか ・橋の点検やモニタリングに関する技術レベルおよび精度の向上を γ_0 にどのように組み込むか ・応急補修と恒久的補修をする場合の違いを、予算という制約条件下で如何に考慮するか ・補修方法や補強方法の効果を今後確認していく必要があるが、これらが確認された場合、どの係数の値を低減していくのが妥当か ・γ_0 を　$\gamma_0 = \gamma_{0.1} \times \gamma_{0.2} \times \cdots \times \gamma_{0.n}$ の形にしておく方がのぞましいかどうか ・ヒューマンエラーを見込むかどうか ・補修することが構造系全体としての性能を低下させることに至る可能性はないか
高力ボルトによる補修補強設計法	・せん断型の高力ボルト継手の設計法	・国内外の基準類の比較 ・すべりを許さない設計、すべりを許した設計 ・高力ボルト継手の性能 ・軸力を導入した高力ボルト継手のすべり後性能の適用可能性	・支圧による孔辺の局部的な塑性変形によるボルトの均等分担の保証 ・すべり荷重より大きい耐力が期待できない事例 ・すべり後の継手の終局耐力と継手の各部位の終局耐力
	・高力ボルトによる補修補強設計法	・高力ボルトによる対策の種類 ・高力ボルトによる対策の制約条件 ・当て板を用いた高力ボルトによる対策に期待できる性能向上効果 ・高力ボルト継手と高力ボルトによる対策の違い	・高力ボルトによる補修補強設計法は、すべり後耐力の活用や添接板でのエネルギー吸収能の活用などの提案を行っているが、実験や解析などのバックデータを基に資料を充実させていく必要があると考えている。
	・高力ボルトによる対策の適用可能性	・耐震対策、応急対策	
桁端部の損傷に対する補修設計	・腐食損傷した桁端の耐力(文献調査)	・桁端部に関する設計基準（国内・海外） ・腐食の傾向と損傷形態 ・腐食した桁端部の耐力評価および耐力評価式 ・腐食形態と耐力評価	・拘束効果の耐力への影響などを考慮する。 ・鉛直荷重に対する終局耐力以外に桁端の補修では、地震時の横荷重、疲労などの視点からもアプローチする必要があるものと考えている。 ・補修時期の判断や補修レベルの決定については、今後も検討を行っていく必要がある。 ・耐力ばかりでなく変形性能や壊れ方などの視点から総合的に検討する必要がある。
	・腐食損傷した桁端の耐力の推定方法と対策の判断	・恒久補修時と応急補修時の判断（ヒアリング） ・桁端部の耐力評価の試行	
	・鉛直荷重に対する補修方法	・高力ボルトによる補修方法（当て板補強、簡易当て板補強）の概要 ・ＣＦＲＰによる桁端補強に関する国内文献（3 事例）	
落橋防止システムの高力ボルト継手の合理化	・耐震補強に求められる性能 ・試算：落橋防止構造、変位制限構造（全 4 ケース）	【背景】既設橋梁に用いられる落橋防止システムにおいて、高力ボルト本数が多い事例が見られる。 【検討】ボルト本数の合理的な低減化の試算 ※「高力ボルト継手において適切に形状を決定すればすべりを起こした後に高い耐力が期待できる」ことに着眼し、摩擦接合として設計された落橋防止システムのボルトの許容値を、支圧接合で許されている「摩擦接合の許容値の 1.5 倍」にして試算を行い、ボルト本数がどの程度低減できるか検討をおこなった。	落橋防止システムの継手は引張接合と摩擦接合を併用しているものも多く、この妥当性を含めてさらに検討する必要がある。

2）補修補強設計部会と本部会との関係

「補修補強設計部会」の報告書のレビュー時に実際に部会で議論された内容を抽出し、本部会の取り組み方針を設定する。

①性能照査をベースとした補修補強設計

補修補強設計への性能照査型設計における必要な設定事項と今後の課題を示されている。今後の課題では、「照査方法を新設橋設計時と必ずしも同じにする必要はなく、慎重な検討は必要である。」とされているものの、実際に補修補強設計として必要な検討項目（例えば、時間の関数やヒューマンエラーなど）を反映するには、多くの議論の余地がある。本 WG では、議論の中で、従来、許容応力度設計法で設計されてきた部材を対象とする橋梁の補修設計では、当面、許容応力度設計法を採用した方がよいのではとの方向性を議論したこともあり、許容応力度設計法で整理する。ただし、今後求められると思われる部分係数設計法については、付録という形で道路橋示方書・同解説（平成 29 年 11 月）の式を準用した試設計を載せる。また、ＦＲＰ接着による構造物の補修・補強指針（案）では、既往研究成果をもとに照査式が提案されているため、その式で試算した結果を付録に載せる。

②高力ボルトによる補修補強設計法

「高力ボルトによる補修補強設計法」は、補修設計で適用されている高力ボルト摩擦整合に関して、国内外の基準を比較し、実際の保有する性能を参考に、すべり後耐力の活用や添接板でのエネルギー吸収能の活用などの提案を行われてる。また、高力ボルトによる補修補強設計法による対策の種類と対策と対策の制約条件が述べられている。本部会では、より現場を意識して、実務者の意見を交えて、高力ボルトによる当て板補修設計法を中心に当て板に関連する内容を盛り込んでいる。また、実験や解析などで得られた最新の知見も反映している。

③桁端部の損傷に対する補修設計を踏まえて

先行部会では、「国総研資料第 748 号」[2] を受けて桁端部の損傷が多いことから桁端部に着目して、耐荷力に関するデータを整理し、既往の耐荷力評価式を用いて耐力評価を試行されていた。また、高力ボルトによる補修方法（当て板補強、簡易当て板補強）の概要について文献収集まで実施されていた。本部会では、鋼橋の損傷の実態を「国総研資料第 748 号」より改めて調査して整理し、損傷が多い桁端部の損傷を改めてブラシュアップするとともに、その他の部位の損傷にも着目して整理する。そして、多視点で当て板補修を捉える。

④落橋防止システムの高力ボルト継手の合理化

先行部会では、ボルト1 本あたりの許容値を上げて試算を行い、ボルト本数の合理的な低減化の試算が実施されていた。鋼製ブラケット孔の精度に対する規定の緩和に対する要求性能に対して、別の鋼製ブラケット設計法検討WGで検討されているので割愛する。

さらに、先行部会は平成 26 年までの活動であり、本部会の活動期間内に技術基準、点検要領、学会図書が改訂している。改訂している基準類を以下に主として挙げられる。

3）本部会中の基準類の改訂

①道路橋示方書・同解説（平成 29 年 11 月）[3]

「道路橋の技術基準の体系」から「橋の性能の定義」、「橋の耐荷性能の検証のための部分係数設計法の導入」、「橋の耐荷性能検証のための限界状態設計法の導入」や鋼橋や鋼部材の性能に関する最新の知見が反映されている。

②道路橋定期点検要領、平成 31 年 2 月[4)]

平成 31 年 2 月に定期点検要領の見直しが行われ、定期点検要領（技術的助言）の位置付け・構成の見直しが実施されている。

そのうち、補修補強に関わる部分として、措置の定義が修正されている。具体的には、「補修補強のほか、要因の除去、監視等も含め措置の一部であることを強調」されている。また、その要領（案）の中で「措置」および「監視」の用語は以下のように記載されている。

「措置」定期点検結果や必要に応じて措置の検討のために追加で実施する各種の調査結果に基づいて、道路管理者が、道路橋の機能や耐久性等の維持や回復を目的に、監視、対策を行うことをいう。具体的には、定期的あるいは常時の監視、対策（補修・補強）、撤去などが例として挙げられる。また、緊急に対策を講じることができない場合などの対応として、通行規制・通行止めなどがある。

「監視」対策を実施するまでの期間、道路橋の管理への活用を予定し、予め決めた箇所の挙動等を追跡的に把握することをいう。

③ＦＲＰ接着による構造物の補修・補強指針（案）[5)]

コンクリートおよび鋼とを含めた構造物に対して、ＦＲＰの材料特性を正しく評価するとともに、ＦＲＰとの接合強度を評価した上で、補修･補強部材の力学的性能や耐久性について精度よく予測できる設計手法、および、施工や維持管理の手法を整理し、指針としている。また、ＦＲＰ接着により補修・補強した構造物の性能照査例や実際の補修・補強事例が記されている。

4）上記文献の取り扱い

本部会では、これらの文献に対して、以下のような取り扱いを行う。

①道路橋示方書・同解説（平成 29 年 11 月）[3)]

道路橋示方書が平成 29 年 11 月に部会期間中に改訂された。度々、議論の中で新道示として挙がったものの、平成 31 年 3 月段階では、補修補強設計としては適用された実績は確認できなかったため、本部会の本論における設計計算例は、参考扱いとする。ただし、平成 29 年 道路橋示方書を適用した設計が今後、求められることを踏まえて、試設計事例を付録に添付するとともに、報告書内（とりわけ**第 3 章**）にコメントとして記載している。

②道路橋定期点検要領、平成 31 年 2 月[4)]

定期点検要領が部会期間中の終盤の平成31年2月に改訂された。省力化と重点化のメリハリをつけることを目的に改訂された要領は、補修補強対策を議論している本WGには大きく影響はない。ただし、この要領には、以下に示すように「監視」の措置に対する位置付けが明確になったことが記載されている。

「監視は、対策を実施するまでの期間、その適切性を確認した上で、変状の挙動を追跡的に把握し、以て道路橋の管理に反映するために行われるものであり、これも措置の一つであると位置づけられる」

一方で、当て板補修後による当て板の劣化の情報はWGで情報提供されており、回復レベルを検討するにあたっては経過観測でもよいのではないかとの議論がされていた。度々、報告書で「監視」を取り上げていることから、「監視」という行為に該当する箇所のみ、報告書に反映する。

③ＦＲＰ接着による構造物の補修・補強指針（案）[5)]

ＦＲＰ接着による構造物の補修・補強は、終盤の平成 30 年 7 月に改訂された。内容は、平成 29 年 道路橋示方書に準拠して整理されている。そのため、平成 29 年 道路橋示方書の取り扱い同様に、ＦＲＰ接着による構造物の補修・補強に関わる箇所の設計計算例は参考扱いとし、付録に添付する。

2-2. 鋼橋の腐食ケースの実態

部材単独の損傷や複合的な損傷がある。**表 2-1-2** は、国総研資料第 748 号[2)] から「1.1 鋼部材の損傷①腐食」に着目して、腐食箇所の写真数を抽出し整理したものである。なお、付属物及び溶融亜鉛メッキの腐食は除外している。

損傷事例として多い部位は以下の箇所であり、□は 5 事例以上あるものである。

・桁端部

・添接部

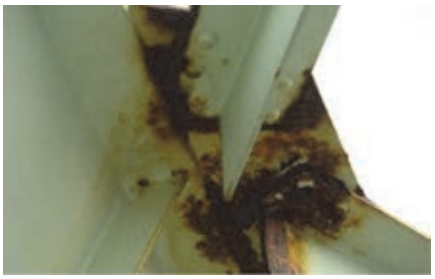
表 2-2-1　鋼橋の腐食ケースの整理

	腐食箇所			腐食箇所	
塗装	桁端	伸縮装置下側の上フランジ	塗装	支間部	鋼床版の溶接部（上面）
		下フランジ上面			鋼床版の貫通ボルト部
		下フランジ、支点上補剛材			鋼床版の縦リブ下面
		ウェブ、下フランジ			トラスの上弦材、斜材の外側
		ウェブ、下フランジ、支点上補剛材			トラスの上弦材の内側
		支点上補剛材の下端			トラスの上弦材の継手部
	支間部	全体的			トラスの格点部
		角部			上路アーチの支柱下端部
		添接部、ボルト部			上路アーチのアーチリブ（排水流末不良）
		下フランジ、垂直補剛材			コンクリート埋込部
		ウェブと下フランジの境界部			汽水域の主桁
		主桁ウェブの外側面（塩分の多い環境）		その他	汽水域のパイルベント
		桁間の主桁（塩分の多い環境）	耐候性	桁端	ウェブ、下フランジ、支点上補剛材
		主桁の上フランジ（床版からの漏水）			上フランジ
		主桁の下フランジ			ウェブ
		主桁各部（排水流末不良）		支間部	全体的
		対傾構の上フランジ（床版からの漏水）			上フランジ
		横桁の上フランジ（床版からの漏水）			下フランジ全体
		下横構			下フランジ上面
		横構の格点部（ガセット）			下フランジ下面
		箱桁ウェブの排水管取り込み部			ウェブと下フランジの境界部
		箱桁内部の下フランジ			主桁ウェブ
		箱内排水のための排水管と下フランジ			連結部の下面
		鋼床版の縦リブ溶接部			

出典：国総研資料第 748 号　道路橋の定期点検に関する参考資料（2013 年版）　※□：5 事例以上

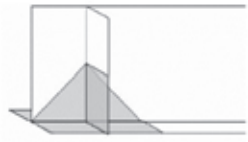
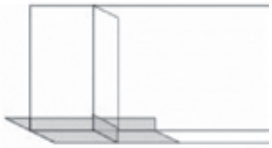
損傷パターンは**表 2-2-3** に示す通りである。

表 2-2-3　代表的な腐食のパターン

桁端部（ウェブ下端部）	桁端部（下端部）
桁端部（ウェブ下端部）	添接部
桁端部（支点上補剛材下端）	添接部
桁端部（横桁上端部）	ガセットプレート
	

一方で、桁端部の腐食損傷パターンについて、整理している文献がある。桁端部全体の腐食形態の表は**表 2-2-4** の以下の通りである。この整理結果では、支点上補剛材の下端部、ウェブの下端部と下フランジに腐食が多い。

表 2-2-4　桁端部全体の腐食形態 [2)]

全体腐食パターン		
		
事例数 3/20（15%）	事例数 4/20（20%）	事例数 6/20（30%）

ただし、これらの傾向は、過去の定期点検結果 2 年分（平成 16 年度および平成 17 年度）を整理したものであり、桁端部だけでもその他に様々な腐食損傷の形態がある。

2-3. 補修・補強設計計画時の実態調査

技術者に補修設計に関わる実態をWG内へのヒアリングにより調査した。結果として、腐食程度によって概ね工法が決まっており、これまで当て板補修がされていた程度の損傷では、発注形態、技術者の技術不足、施工業者の技術者不足など各々の補修段階で、当て板補修工法採用前提で設計計画が進む場合が多い。

表 2-3-1　鋼橋の腐食対策の実態

		内　容	備　考
発注形態		・発注時に工法が特定され、工法検討までの設計費が含まれていない場合がある。 ・診断により、対策区分が確定した場合、要対策から対策不要に覆ることはほとんどない。	・当て板補修工法が前提
様々な腐食形態		・様々な腐食形態があり、同程度の損傷や範囲が同じものはない。 ・比較的多く扱う腐食部材の多くは、桁端部の部材である。桁端部は、支承部にまで腐食が進展している場合がある。	腐食形態が画一的でないものの、損傷の傾向はある。
設計技術者関連	工法検討	・腐食程度が大きく、補修補強対策の実施が決定した場合、当て板補修工法が選定されることが多い。 それは、以下の理由からもある。 ①同材料で欠損を補えば、構造上は大きな問題は無いからであること、 ②他案を提示できる技術者が少ないこと ③代替案を設計段階で提示できた場合でも、施工業者は地元の業者になることが多く、一般工法に戻る場合がある。	・当て板補修工法が前提
	設計検討 時間の不足	・様々な腐食形態に対して短時間で設計している。詳細な図を作成しないと検討しにくい。 ・実際の現場では、腐食部材に対して、終局耐力まで検討する場面はほとんどない。または、それを検討するまでの必要性がない。	・当て板補修工法が前提の環境
	設計時の 情報量不足	・橋梁点検結果では損傷箇所、損傷程度の情報（損傷範囲、減肉量）が不足している場合が多い。	・当て板補修工法が前提。の環境
	近年の状況	・定期点検が 3 巡目に入り、腐食の損傷程度が小規模になりつつある。 ・過年度でＢ判定となった対策区分でも、腐食が進展し、Ｃ1 判定になった損傷がある。 ・一方で、近年、シール材の劣化等により、当て板補修部材が腐食しているなど、再劣化が目立ち始めている。	

2-4. 当て板補修・補強の設計の実態調査

高力ボルトによる当て板補修・補強設計の実態について、設計事例の調査と設計経験をヒアリングする形で調査を行った。この結果を本項ではまとめる。

設計事例について、WG メンバーから収集した図面をもとに検討を行った。実設計の資料は公開しないことを前提に持ち寄ったため、収集された図面をそのまま報告書に掲載することはせずに、実態をまとめることを基本とした。

また、設計事例の数が多いことは、必ずしも設計法の妥当性を意味するわけではない。特に、補修補強では補修固有のデータを基に設計法が確立していないため、いくつかの設計事例を多視点から議論することの意味は大きいものと考えられる。

設計は実施工に移され、その後を実証する実績は、その設計法の妥当性を検討する場合に意味を持つ。補修設計はすでに数多く行われてきているが、補修設計によって、その性能が改善されていることを現場計測などで定量的に実証した事例は、設計事例数に対して少ない。特に、一般に行われる補修設計でも、応力計算を行う場合、骨組み（棒部材）として梁理論、あるいは柱としてモデル化して公称応力を計算するので、局部的な損傷を有する当て板補修では実際の挙動からは離れた結果を導くこともある。

補修設計では、構造諸元などが分からない場合は安全側の設計が行われてきている。新設橋梁の設計でもこの考えは採用されてきているが、補修設計の場合は、設計に費用と時間を新設橋梁ほどかけることができないこともあり、その度合いは大きくなる。そのため、疲労耐久性を除けば、限界値に対する余裕は大きい場合が多い。これまで、損傷が確認されて初めて、各補修設計の限界値が把握されてきたことが多かったものと考えられる。その意味でも、施工実績とその供用後問題なく使用されていることで補修設計の良否が判断されてきたものと考えられる。

従って、ここでは、まず、収集した設計事例の図面を基に多視点から WG メンバーで意見交換を行った。また、その過程で実務者へのヒアリングも部会の内外で実施し、文献調査も行い、補修設計の実態を把握して、その成果として、設計の考え方、現状の問題点、改良案、注意事項などをまとめることにした。

2-4-1. 設計荷重

損傷した部材の当て板補修設計では、まず、補修によってどのレベルに状態を回復するかを決める必要がある。大きく分けて、以下の二つの考え方で設計する場合が多いと考えられる。

・元の状態に戻すという考えから当て板を行って元の断面を確保する場合（全強による設計）

・設計荷重を決定して、その荷重で設計して必要な断面を確保する場合

ここで、設計荷重は、建設時の設計で用いられた設計荷重とすることが基本と考えられるが、この他にも、実測値や将来予測を用いて設計荷重を設定する場合も考えられる。また、元の断面に戻すという考えは、全強を設計荷重として見ているという考え方もできると考えられる。

以下に上記の設計における決定法および建設時の設計荷重とは別の設計荷重で設計等について述べる。

1） 全強による設計

全強による設計とは、建設時の断面が保有していた強度を確保する設計、すなわち、建設時の断面を確保するという考え方である。本設計法は、当て板補修では、数多く行われてきている。特に、設計計算書などがなく、設計荷重が分からない場合に、この方法が採用される。また、簡易に設計が可能という点からこの方法が採用されることも多い。設計荷重として、全強すなわち、許容応力度法では建設時の断面が許容する

荷重を採用している。

2) 建設時の設計荷重による設計

設計計算書がある場合、建設時の設計荷重の他に、それぞれの部材の断面を決定する時に用いられた断面力も容易に分かるので、この断面力を用いて補修設計を行うことができる。

設計計算書がない場合でも、橋歴板からも設計荷重が分かる場合があるので、復元設計により設計断面力も推定可能である。しかしながら、復元設計をせずに、簡易的に前述の全強で行うこともある。

部材の断面形状は、応力照査で決定されていない場合も多く、設計荷重は、全強に対応する荷重より、かなり小さい場合がある。すなわち、建設時の断面によって抵抗可能な断面力は、設計上必要な断面力よりかなり大きく、限界値に対する余裕も大きい場合がある。

こうしたケースでは、腐食損傷によって断面欠損を起こした場合でも、その欠損量が小さい場合は、補修を行わなくても、欠損断面の状態で、照査を満足できる場合もある。また、補修を行う場合も、全強で求めたボルト本数が既存構造の制約から配置できない時に、設計荷重で必要ボルト本数を算出すると配置可能になることもある。

なお、橋歴板の荷重が現行の設計荷重より小さい場合には、現場で通行制限が行われているか確認する必要がある。すなわち、通常より小さい設計荷重で設計した補修工事を行う場合、標識等の設置によって通行制限を行う必要があるので、現場で荷重条件を確認する必要がある。

3) 建設時の設計荷重とは別の設計荷重で設計している事例

多くの補修設計では、全強あるいは設計荷重で設計計算されているものと考えられるが、このほかに、車両交通による実測値から設計荷重を決定した事例、活荷重 25 t に対応した設計荷重で設計した補強事例もある。しかしながら、今回の調査では、通常行われている設計を対象としたこともあり、本設計事例の調査では例えば事例の少ない 25 t 対応などのケースについては収集されていない。すなわち、本 WG では通常よく行われている全強ないし設計荷重を用いた設計について、多視点から検討して、報告書をまとめている。

4) その他（許容応力度の割り増し）

設計荷重の決定とともに設計の基本事項として、補修設計に対する許容応力度の割り増しの設定がある。昭和 54 年 2 月に出版された道路橋補修便覧[6)]に、鋼材に対しては 20%の割り増しについての記述がある。平成 31 年 3 月現在、この便覧は改訂されていないので、補修設計にあたって許容応力度の割り増しとして用いることのできる一般に知られた値である。しかしながら、H29 道示は限界状態設計法に移行しているので、そこでは、許容応力度に対する割り増し規定をそのまま採用することはできない。この便覧に対応するも便覧を含む規定類については改訂中なので、今後はこの新たな規定類を参照することができるものと考えられる。

なお、許容応力度の割り増しについては、上述の他、架設時荷重に割り増しを適用している場合もある。

2-4-2. 設計法

1) 道路橋示方書の摩擦接合を準用した設計

高力ボルトによる当て板補修の設計において応力計算を行って設計を行う場合、すなわち、当て板形状、ボルトの種類、ボルト本数およびボルト配置などの詳細構造を決める場合に、設計荷重を設定し、力の伝達状態をモデル化して設計を行う。この時、既存構造と当て板の力の伝達については、道路橋示方書の摩擦接

合で設計される。この摩擦接合の考えは、次に述べるように全強で設計する場合にも採用されている。

前項の「設計荷重」でも述べたように、応力計算を行うことなく、建設時の断面を確保するという考えで、当て板の詳細を決めることがある。応力計算は行なわないことが多いが、この場合の設計荷重は、全強すなわち建設時の断面で抵抗できる荷重である。一見、応力計算を行わないように見えるこのケースでも、欠損断面に対する必要ボルト本数を決定する場合に摩擦接合の考えを準用して設計が行われる場合が多い。

一方、孔を塞ぐ（覆う）当て板が高力ボルトで取り付けられることもある。ボルト本数は、摩擦接合で決められている縁端距離などの細部条件を守って配置されることが多い。水密性を確保する点では、この考え方は意味を持っていると考えられるが、当て板補修の目的が異なるので、摩擦接合の詳細規定をすべて守る必要性があるか、検討の余地はあるものと考えられる。

2) 補修固有の設計法の確立の必要性

補修は個々の条件が際立って異なる。すなわち、構造および損傷、さらに、その施工現場の環境も異なる。また、新設橋梁の建設が多かった時代には、補修にかかるコストは、新設に比べて小さいため、補修の研究にはそれほど目を向けられてこなかったことも考えられる。このため、高力ボルトによる当て板補修について力学的な性能が分かっていない中で、部分的に道路橋示方書を準用して補修が行われてきているのが現状と考えられる。そして、その多くは、最適設計ではなく安全側の設計で実施され、その度合いは新設橋梁より大きくなることが多かったものと考えられる。なお、補修設計に対する道路橋示方書は、上述のように、補修設計の条件が個々で異なるので盛り込まれなかったとも聞いている。

維持管理の問題と課題が意識され、新設橋梁の建設工事に対して補修工事の割合が多くなってきている昨今、この分野の研究を進めて、より必要な損傷に合理的な対策を実施していくことは、限られた財政の中で安全安心な環境を整備していくために、必要不可欠と考えられる。

損傷していても補修の必要のないケースを判断するためのデータを整備すると同時に、どのような補修をすると、実際に、どのような効果がどの程度期待できるかが解明されて、高力ボルトを用いた補修設計の合理的な設計法を確立していく必要がある。また、これに関連して、制約の多い補修現場では、新設橋梁のために整備されてきた道路橋示方書の規定を逸脱した対策でも、どのような効果が期待できるかが解明されて、高力ボルトを用いた補修を各現場の実情に合わせて採用することができるようにすることも、意味あることと考えられる。

これまで、当て板補修の設計法は道路橋示方書では定められてはいないため、その設計法は、各管理者で、そして設計者でも異なり、既設構造の制約条件もあり、個々の状況によって、その時代の技術水準で行われてきている。この場合の設計法は、発注者との打ち合わせによって確認され、承諾（承認）されて、議事録に残され、施工に移されてきている。その設計および施工は、部分的に採用されたケースも含めると、かなり多くのケースで摩擦接合の考えが準用されている。

摩擦接合を準用した設計では、損傷を起こした断面を補って、発生応力を所定の応力、例えば許容応力度以下になるよう設計する。摩擦接合を準用した設計では、この考えが基本になっていると考えられるが、高力ボルト当て板補修にはそのほかの効果がある。この効果について、**表 2-4-1** に、上述した当て板補修に用いられている設計の考え方とともにまとめた。

表 2-4-1　高力ボルト当て板補修による設計の考え方

設計の考え方	
ケース１ 摩擦接合に準じて建設時の設計荷重で設計	応力計算を行って設計を行う場合、摩擦接合の考えで設計を行うことが多い。高力ボルトによる当て板補修は、一般に摩擦接合に準じて、すべりを起こさないことを前提に設計が行われる。すなわち、当て板と既存構造を一体化することにより断面を大きくして発生応力を低減して、許容応力度を満足することを基本に設計が行われてきている。この場合、すべりを起こさないために必要なボルト本数を配置し、すべり係数を確保するための接合面の表面処理を行う必要がある。
ケース２ 建設時の断面確保（全強で設計）	建設時の断面を確保する、すなわち、全強で設計を行う。欠損断面を補充するという考えで設計を行う。したがって、設計荷重以上の荷重で設計され、安全側の設計を行っていることが基本になっている。 当て板と既存構造の連結はケース１と同様に摩擦接合の考えを準用して行う。したがって、ボルト本数と接合面の処理は、摩擦接合の規定に従って施工する必要がある。
その他の効果を期待した当て板補修	上述の２つのケースでは、摩擦接合を準用して当て板を既存構造と一体化させ、断面減少を補って、損傷で増大した発生応力を小さくして、限界値、例えば、許容応力度以下にすることが行われている。摩擦接合では「すべらないこと」を前提として設計されるが、当て板を高力ボルトで締め付けて既存構造に固定する当て板補修では、すべりを起こしても、以下の効果が期待できる。 １）すべり後のボルトの軸や当て板下面での支圧による力の伝達も行われ向上する耐力 ２）圧縮を受ける部分で外側から板で拘束し剛性が増すことによる圧縮耐力の向上 ３）外からの水の浸入の防止 ４）溶接接合を摩擦接合にして応力集中を解消して疲労耐久性の改善あるいは確保（溶接による当て板補修禁止がこれに対応） これらの設計法を採用する場合は、必要に応じて、各業務の打ち合わせで資料などを基に提案し、その効果（性能）を証明し、承認されてから実施される。

2-4-3. 設計部位とその設計の考え方

1) 高力ボルトによる当て板補修が用いられる部位

高力ボルトによる当て板補修は、鋼橋のどの部位にも使用されている。基本は、既存構造を構成する板部材の欠損部を補う形で両側から当て板が行われ、高力ボルト摩擦接合の考えを準用して当て板補修の設計が行われる。

また、高力ボルトを用いた補修には、ベントなど仮設材を必要とする大掛かりな工事もある。損傷部を含む部分を切除して、切除した部分を新たに製作して交換して、新旧部材を高力ボルト接合で連結する方法は、ほとんどあらゆる損傷に対応可能である。この場合、切除する範囲の決定は、損傷部を除くことが前提となるが、切除によって残る部分と新しく製作する部材の接続を考えて行われる。その接続部は摩擦接合で設計されることが多い。このケースが当て板補修・補強の範疇に入るかについては異論があることも考えられるが、大きい意味で当て板補修・補強として考えられる。少なくとも、この場合も、当て板補修で整備された技術が使用される。あるいは、その逆に部材交換で開発された技術が当て板補修で使われることが考えられる。

本 WG では腐食損傷を中心に事例調査を行っているが、高力ボルト当て板補修は、このほか、疲労損傷に対しても用いられる。

今回行った設計事例調査では、部位という視点から見ると、腐食損傷の多い桁端についての事例が多く収集された。そこで、WG での議論を基に、桁端の補修事例で採用されてきた設計の考え方を本項でまとめるとともに、次項の 2.4.4 で、当て板補修で多く採用されている摩擦接合を準用した設計法を中心に、高力ボルト当て板補修における課題についてまとめる。

2) 桁端部の高力ボルトによる当て板補修の設計の考え方

桁端部の腐食損傷は、支承の上のウェブないし支点上補剛材の下端に見つかることが多く、この損傷は、橋全体の常時の耐力に直接影響を及ぼす支点部の鉛直に作用する力（反力）に対する耐力を低下させる。この損傷部とその周辺を構成する部材として、ウェブ、下フランジ、ソールプレート、支点上補剛材、支承、ガセット、横構、対傾構があり、これらが、立体的に組まれて、溶接および高力ボルトあるいはリベットで連結されているため、各部材のよる組み合わせ効果で桁単体の耐力より大きくなる可能性もある。一方、施工にあたっての制約条件も多い。

新設橋梁では、この部分では支点上補剛材が、ウェブと協働して鉛直荷重に対して柱として耐えることができるように設計される。さらに、支点上補剛材の下端の支圧面積は、スカラップを設ける場合あるいは、下フランジ幅が小さい場合に、支圧応力が照査されてきた。支圧状態による許容応力度は、柱としての圧縮応力度より大きいので、下端で支点上補剛材の断面積が小さくならない場合はふつう省略される。

腐食で支点上補剛材の下端の断面あるいはウェブの下端の断面積が小さくなる場合、柱としての圧縮耐力と同時に、支圧耐力の低下が問題となる。この部分の腐食による断面欠損の対策は、このことを考慮して設計を行う必要がある。なお、支圧耐力は、**第 3 章**でも述べるように、未解明のことが多い。また、支圧はメタルタッチ部で照査されてきている経緯もあり、今後の研究が期待される。

柱として設計する場合、柱の上下端、すなわち、ウェブの上端と下端はヒンジで支持されることが仮定されているため、剛性は必要ではなく、つながって鉛直荷重に対して水平方向の変位が固定されていることが必要である。一方、支圧に対しては、断面が小さくなるとそのまま耐力低下につながる。したがって、この部分の腐食による欠損がある場合、この部分の耐力低下の検討においては、支圧耐力の視点からも検討する

ことが重要になってくる。一方、柱としての耐力低下は、下端以外が健全であっても、下端が欠損して下端の支持条件が自由になると、現在の設計で仮定されている柱の支持条件が変わるってしまうので、この点から検討する必要がある。

この部分の補修設計は、過去に、あまり研究が行われていなかったが、現場では、鉛直荷重に対して様々な補修構造が考えられ、実施されてきた。特に、上述のように、ウェブ、下フランジ、ソールプレート、支点上補剛材、支承、ガセット、横構、対傾構の部材が組み合わされている部分であるため、補修で用いることのできる空間には制約があり、当て板を固定するボルトの配置空間が小さく、かつ、ボルトを締めつける施工空間も小さい。この個々の構造制約と欠損状況からも、補修構造として様々な構造が採用されてきた。

曲げ部材の支点という設計上の仮定から、支点上補剛材に当て板をして補修するという考え方で設計が行われる一方、支点での応力集中をソールプレートによって分散させて、桁からの大きな反力を支承に伝達することを考えて、ソールプレート上の一定範囲のウェブに当て板を行って補修する事例もある。

また、ウェブの面外剛性を高めるために、板厚分の剛性増加ばかりでなく、L 字部材によって面外剛性を高めている場合もある。なお、L 字部材は、形鋼を用いることによって、溶接を回避できるため、疲労の問題を回避できるばかりでなくコスト増の抑制、下端の支圧面の確保などの役割も期待している場合もある。

以上、鉛直荷重に対する耐力を確保する視点から補修の考え方を述べてきたが、この部分の機能として、桁にかかる地震や風荷重などの水平荷重を支承に伝達する役割がある。この水平力については、支点上補剛材とその隣接部すなわち支承上で対処することだけを考えるのではなく、設置・施工空間のある例えば中央径間側の下フランジを利用することも考えられる。

落橋防止システムと合わせて総合的な視点で検討すると合理的な構造が見つかる場合もあると考えられる。特に支点上補剛材の下端を下フランジと連結する場合、下に支承があるため、ほとんど高力ボルトによる連結を行うことができないため、溶接での連結が考えられるが、溶接は疲労の問題があるため、採用することができない。したがって、設計荷重としての水平力が大きい場合、下部構造への力の伝達を、下フランジから支承という伝達経路ではなく、チェーンやケーブルを用いて、ウェブから直接下部構造に力を伝達させることを考える方が合理的な場合もある。

このほか、この部分の下端の腐食によって、支点上補剛材ないしウェブと下フランジの連結能力が低下し、水平荷重の伝達能力が低下している場合、その機能を離れた部分、例えば、径間側のウェブと下フランジの連結に期待し、この部分のウェブとフランジの連結をＬ字部材で補強することも考えられる。

3) 桁端の当て板補修における注意点

① 中央径間側のウェブ下端の腐食

径間側のウェブ下端の腐食損傷程度が桁端側の腐食損傷程度より軽く、鉛直荷重に対する耐力を桁端側の補修で十分満足する場合でも、中央径間側についても、特に、ソールプレートの端部（前面）を跨いだウェブ部で腐食損傷を起こしている場合、この部分の当て板補修は疲労の視点から必要である。

また、ソールプレート上あるいはその近接部で、中央径間側のウェブ下端を当て板で補修する場合、この疲労の視点からこの部分の局部的な曲げ剛性の変化を緩和するため、**図 2-4-1** に補修例のようにソールプレートの端部（前面）を跨いだ構造とする必要がある。

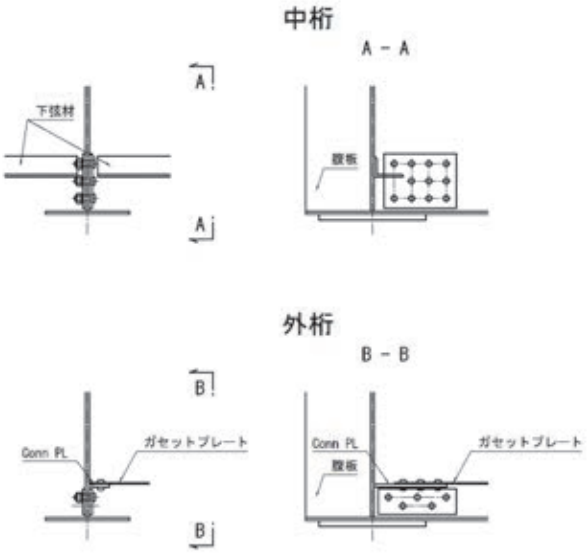


図 2-4-1　中桁と横桁の補修

②支点から桁端側の部分の役割

桁の支点から端部までの区間は、骨組み構造の梁理論からは、断面力としての曲げモーメントおよびせん断力はゼロとなる領域である。しかしながら、この部分の支点上補剛材に隣接するウェブは、支点上補剛材と十字の柱を構成し、圧縮力に抵抗する構造として設計される。

したがって、支点上の鉛直に働く軸圧縮力に対して、この部分の役割は大きい。このことは、解析結果からも証明されている。この部分を当て板で補剛して、軸圧縮に対する耐力を改善することができ、この部分に流れる軸圧縮力について、ソールプレートや当て板（新たに設置される部材）でスムーズに支承に力を伝達することは可能である。したがって、支点上補剛材およびその付近のウェブが損傷で断面欠損を生じた場合、この部分を使って鉛直方向の軸圧縮耐力を改善することも考えられる。特に、支承上は、ボルト孔が下フランジにあけられないなど支承による施工の制限があること、支承より少し上方にある横構や対傾構およびその取り付けのためのガセットなどがあり、設計施工の制約を受けるので、力の流れを考えて、この部分を利用することで、解決できる制約もあると考えられる。

2-4-4. 高力ボルト当て板補修設計における課題

高力ボルト当て板補修設計の実態調査を行い、収集した資料についてＷＧで意見交換するとともに、現場で困っていること、中でも、十分な技術データがない中で設計を進めなければならない実務の現状について意見交換し、調査検討を繰り返した。本ＷＧで話題に挙がった以下の項目について、検討過程も含めて**第 3 章**に報告する。なお、多視点から検討ということで、必ずしもまとまった意見ではなく、様々な考え方を示して、各状況に応じて、参考になるよう報告書を作成した。

・補修の必要性の判断
・摩擦接合を準用した当て板補修
・施工時の抵抗断面の変化
・当て板補修施工時の問題
・補修効果を示す研究
・圧縮と引張における補修効果の違い
・当て板補修の様々な効果
・当て板補修部の素地調整と塗装
・剛性比による断面力の試算による検討

各項目で検討している内容について簡単に説明する。

1) 補修の必要性の判断

損傷がどの程度になったら、当て板補修を行う必要があるか。この判断材料として考え方の基本をまとめる。なお、個々の検討は別の項でも取り扱っている。

2) 摩擦接合を準用した当て板補修

高力ボルト当て板補修の設計の多くは、摩擦接合を準用して設計が行われている。そのため、この摩擦接合として設計・施工することに関しての問題点や課題についてまとめる。

3) 施工時の抵抗断面の変化

補修断面が有効になるのはボルトを締め付けた後で、このボルト締め付け時に、荷重に対する有効断面は補修前の断面から補修後の断面に変化する。この基本的な考えを基に、交通規制の視点から、およびバイパスを含む補修前に設置される仮設材の視点から検討を行う。

4) 当て板補修施工時の問題

補修設計において、現況の損傷断面に対しては照査が行われ、欠損断面を考慮して照査される。しかし、補修を行う場合、最も断面が小さくなるのは、補修を行うためのボルト孔加工後の断面である。また、補修を行う必要のある変状が、断面欠損を起こさずに面外変形を起こしている場合も、面外変形部は力に抵抗できない。そのため同じ断面の面外変形を起こしていない領域の応力は、設計時より大きくなっており、設計荷重に対して許容応力度を超えている可能性がある。これらのことを注意喚起する。

さらに、面外変形は当て板設置のため、必要に応じて切断する必要があるのでこの時の注意点を検討した。

5) 補修効果を示す研究

損傷を有する構造の耐荷性能の研究は多く行われている。しかしながら、補修の効果を研究したものは少ない。今後、補修効果を示す研究も増えていくものと考えられる。ここでは、現場でこれらの研究成果を参考に性能を示して補修設計を行う手法について、事例を用いて検討する。

これに関連して、補修効果を研究するために用いられる FEM 解析は様々な形で用いられるので、事例を挙げてその違いを述べるとともに、本研究部会で取り組んだ課題について述べる。

6) 圧縮と引張における補修効果の違い

圧縮応力を発生している部分の補修と引張応力を発生している部分の補修では、当て板補修の効果は、異なる部分もある。特に、圧縮では、剛性が上がることで座屈耐力が上がる効果があり、単に断面増加による応力低下を期待するばかりでなく、耐力自体の向上効果もある。こうした違いに着目し、その違いの整理を試みる。

また、継手に圧縮荷重を載荷した場合の高力ボルト継手の研究は、引張荷重を載荷した場合に対して少なかった。すなわち、本研究部会を開始した時点では、高力ボルト継手の摩擦接合継手が用いられるようになった初期のころに行われた耐荷性能に関する実験、接触式支圧接合の研究で行われている実験およびすべりに関する多列ボルト継手に関するものに限られていた。そこで、本研究部会で、圧縮載荷が行われる場合の高力ボルト継手の実験を行って、その耐荷性能を明らかにすることにした。この成果は**第 6 章**で扱っている。

7) 当て板補修の様々な効果

高力ボルトによる当て板補修は、摩擦接合に準じて設計することで、高力ボルトで当て板を一体化し、応力低減を図る他に、前述のように剛性を増加して、耐力を上げる効果など様々な効果が期待できる。この効果についてここでまとめる。

8) 当て板補修部の素地調整と塗装

当て板補修の接合面の表面処理については、「2)摩擦接合を準用した当て板補修」で述べているが、素地調整は塗装においても行われる。当て板補修を行う場合の素地調整と塗装に関して、一般に、補修塗装では塗り替え塗装が対象とされているため、このことについて、当て板補修部の接触面の表面処理方法の合理化事例を用いて説明を試みる。

9) 剛性比による断面力の試算による検討

施工時の抵抗断面の変化の項で、補修断面が有効になるのはボルトが締め付けられた後であることは述べた。この視点から、当て板をした場合に、当て板で負担する荷重分担を考慮して、当て板補修を行う場合の必要ボルト本数について複数の考えで試算して検討を行う。

参考文献

1) 鋼橋技術研究会：補修補強設計部会　報告書，2016.3
2) 国土技術政策総合研究所：国総研資料第 748 号，2014.3
3) 公益社団法人 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編，2017.11
4) 国土交通省 道路局： シェッド、大型カルバート等定期点検要領，2019.2

5) 公益社団法人 土木学会：FRP 接着による構造物の補修・補強指針（案），2018.7
6) 社団法人日本道路協会：道路橋補修便覧，1979.2

3.高力ボルトによる当て板補修設計法

本章では 2.4 であげた高力ボルトによる当て板補修についての問題点ないし課題について詳述するとともに、さらに調査検討した結果についてまとめる。

3-1. 対策レベル（補修の必要性の判断）

対策レベルという用語を、2-4-1 で述べた設計荷重とほぼ同義で用いている。ここでは、補修の必要性の判断という視点から、新設橋梁のように決められた設計荷重で設計する場合とは区別して対策レベルという用語を用いる。

制約条件の多い補修設計では、決められた設計荷重で設計を行うことができない場合が多い。そのため、補修設計の中で、個々の状態および制約条件などを考慮して、以下のような対策レベルを決定することが必要になる。

（１） 建設時構造の健全断面（全強）
（２） 建設時の設計荷重
（３） 交通量実態調査による荷重の設定
（４） 将来予測に基づく荷重の設定

以上 4 つの対策レベル（要求性能）を満足できる補修構造を設計できることを前提にして設計荷重が設定される場合を基本としている。

今後、損傷した構造の状態から、この設計荷重を満足できる補修構造が設計できない、あるいは、莫大なコストがかかる場合もある。

すなわち、損傷した構造の状態から決定される回復の限界で、補修後の構造の耐荷性能が決まってくる場合も出てくると考えられる。

この回復の限界は、補修を局部的なもの（比較的低コスト）とするか、大規模なもの（比較的高コスト）にするかでも補修構造は変わる。

なお、現行の設計荷重より小さい荷重で設計されている場合、通行可能荷重を表示する必要があるので、通行規制用の標識設置を管理者に確認ないし、成果図面等には標識設置の義務などを明記する必要がある。

以下のような状況が今後想定される。

・予算上、要求性能を満足させる工事が実施できない
・維持管理等の研究や設計経験が蓄積され、対象部を補修しても他の部分で耐力が決定されるなど、当初計画したほど補修する必要が無くなる

こうした視点から、設計の中で、対策レベルを検討して設定していくケース（必要性）は、今後、様々な形で出てくることが考えられる。

3-2. 高力ボルト摩擦接合を準用した設計

摩擦接合の考えを準用して行う当て板補修の設計法について、基本的な考え方と、実業務での問題等を述べる。

3-2-1. 摩擦接合継手の規定を準用した設計について

1) 当て板補修時の設計の基本

高力ボルトによる当て板補修は、摩擦接合の設計法を準用して設計が行われる。したがって、すべり係数を保証するため、設計計算で求めた必要ボルト本数を既設部材の健全部に配置する必要がある。さらに、一面摩擦では以下の現象が起こるため、二面摩擦とすることが望ましい。

・表面に凹凸のある既存部材とボルト頭部や座金が直接接触するため大きい応力が発生する
・偏心により付加曲げが生じ、付加応力が発生する
・圧縮部では偏心載荷により座屈耐力が低下する

2) 補修設計のための環境整備

道路橋示方書(以下、道示と略す)[1)]は、新設橋梁を設計するために整備されている。新設橋梁の設計においては、継手部の要求性能を満足する必要ボルト本数を配置できる部材断面を変更できある自由度がある。これに対して、補修設計では既設断面に必要ボルト本数を配置すること難しいケースもある。しかし、個々の事例で異なり、ボルトが配置できないから当て板補修を採用できないと一概に結論付けるのでは、その可能性を活かすことができない。当て板補修には、断面増による応力低減の他にも様々な効果があるので、その効果を示すとともに、確実に効果を得るための設計施工方法を、開発整備していく必要がある。

本報告書では基本的に二面摩擦を対象とするが、一面（片面）の当て板補修もこの中に含まれ、使えないのではなく、どのように使えば、どういう効果が得られるかを、今後より合理的な裏付けを持って注意点などとともに示して、個々の制約から必要な時に使える環境を整備していくことが望まれる。

3) 当て板で伝達される荷重

継手は、継手部で母材が分離しているため、継手部で一旦全荷重が母材から連結板（添接板）に移り、その後再び、連結板から反対側の母材に移る。

これに対して、当て板補修は、損傷部の板厚が残っている場合、いくらかは既存構造部（母材）を通り力は伝達される。また、損傷部の板厚が部分的にゼロになっている場合でも、構造及び損傷の状況によっては、板厚ゼロの欠損部の脇の残存部を通って力が伝達されるケースもある。

したがって、接合面を介して当て板に伝達される荷重は、損傷を受けた既存構造と当て板の状態（主として形状）によって変わり、当て板によって伝達される荷重が全荷重に対してどの程度の荷重分担になるかは個々により異なる。これに関する研究および設計事例が十分蓄積されていないため、この荷重分担については解明されていないことも多い。

この構造から決まる当て板による荷重分担の他にも、補修後の断面はボルトを締めつけて初めて有効になる場合の耐力への影響、すなわち、死荷重に対しては補修前の断面で抵抗させることが多いのでその影響の把握など、設計で設定していること実際の差異に対して検討し、設計手法を整備していく必要があると考えられる。

4) ボルト配置に対する制約

補修では、以下の制約などの理由から、必要ボルト本数を配置することが難しくなる場合があるので、事前に検討しておく必要がある。

・既存構造物を対象としているため断面が決まる
・必要ボルト本数を既存構造の健全部に配置する必要がある
・ボルト孔明けやボルト締め付けなどの施工が可能か事前に検討して設計する必要がある

5) 接合面の表面処理

摩擦接合を準用して設計を行う場合、すべり係数を確保できるよう当て板の接触面の表面処理を行う必要がある。既設部材側の表面処理は、現場で行うことから、適切に行えない場合もあるため、すべり係数を確保して品質を保証できる手法で、かつ、施工性のよい施工方法を確立する必要がある。

次の項で、この表面処置方法とすべり係数についての問題等について述べる。

3-2-2. 表面処理法とすべり係数

鋼道路橋の摩擦接合の接合面の表面処理方法は道示に定められている。鋼道路橋防食便覧[2)]においても、接合面の処理方法は、道示を引用する形で記述されている。

1) 道路橋示方書

道示では、摩擦接合で設計される継手の接触面について、両面を鋼材粗面とするか、両面を無機ジンクリッチペイント（以下、無機ジンクと略す）にすることが示されている。[1)]

当て板補修において、

現場で表面処理を行う既設側の接触面には無機ジンクを採用できないため、両面を無機ジンクとすることはできない。一方、両面を鋼材粗面とする場合、その方法はブラスト、ディスクサンダーなどあるが、方法によって表面状態（すべり係数）も変わり、すべり係数 0.4 を確保できない場合がある。

ディスクサンダーは動力工具の一つであるが、サンダーの種類、その使い方でも表面状態は変わる。

ブラストも研磨材の種類で表面状態は変化するが、動力工具より表面粗さなどの管理はしやすい。しかし、研磨材が摩耗してくると、すべり係数 0.4 を確保できない場合もあるので注意を要する。

このほか、さびがある場合にすべり係数は比較的大きくなるが、防食の問題から、鋼橋ではこれまで使われてこなかった。なお、建築では、屋内で使用されることも多く、発錆させてすべり係数を確保する方法が一般に使われている。

また、橋梁の現場では塗料の付着性の確保の視点から有機ジンクリッチペイント（以下、有機ジンクと略す）が使われ、当て板補修に対するすべり係数に関する実験も行われているが、有機ジンクの種類は多く、一般に使用できる状態ではないと考えられる。

当て板は、工場製作のため、ブラスト処理は容易であり、無機ジンクとすることが可能である。一方、既設部材は、現場施工となるため、無機ジンクは採用できない。鋼材粗面とする場合も、施工性からブラストより動力工具で処理できることが望ましい。

この点に着目し、品質確保と現場での実用性を考慮して、既存構造は動力工具による鋼材粗面、当て板（工場製作）は無機ジンク、という組み合わせについて資料調査を行った（次項で後述）。なお、この組み合わせは、現行道示の仕様規定では許されていない。

2) 当て板補修部の表面処理の研究

当て板補修の表面処理の研究に、既設の現場作業は動力工具で、新しく製作する当て板は無機ジンクという組み合わせについて検討したものがある。[3)4)]

この論文では、既設側の表面処理を変化させて研究を行い、粗さで評価をすることを提案している。ただし、データの蓄積は少ないこと、また、当て板側の無機ジンクの膜厚として標準的に塗布される片側膜厚の75μm が採用され、道示に示されている摩擦接合の施工条件として定められている接触面の合計乾燥塗膜厚100μm を満足していないため、この組み合わせの評価は、さらに検討する余地があるものと考えられる。

ここで、この表面処理の条件によるすべり係数の違いの一例を**表 3-2-1** に示す。この表で上 2 段のデータは文献４)、最下段は文献５）のデータである。

表 3-2-1　表面処理の条件によるすべり係数の違い一例 [4),5)]

既設部材	当て板	すべり係数
B	無機ジンク	0.63
D	無機ジンク	0.30
D	D	0.31

B：ブラスト　　D：ディスクサンダー

この表に示す値で、表面処理の違いによるすべり係数の違いを把握すると、当て板（連結板）を膜厚75μm の無機ジンクとした場合、既設部材（母材）の鋼材粗面をブラストで施工した場合のすべり係数は 0.63 を確保できるが、ディスクサンダーで施工するとすべり係数は 0.30 となる。[4)]一方、他の研究[5)]で、両面をディスクサンダーで施工した場合でも 0.31 というデータがある。

このデータから、既設側をブラストで鋼材粗面とすれば、無機ジンクと鋼材粗面の組み合わせは採用可能と考えられる。しかしながら、既設側の鋼材粗面を動力工具で施工する場合については、無機ジンクの膜厚と動力工具の粗さ管理の面から、さらに検討する意味があると考えられる。

なお、このデータが示すように、道示のみなし規定（仕様規定）では、鋼材粗面同士が許されているが、ディスクサンダーで処理した場合、すべり係数 0.4 を確保できないこともある。このことからも、確実にすべり係数を確保できる施工条件を提示することの意味は大きいと考えられる。

土木学会から出されている指針（案）[6)]では、すべり係数の推奨値として、ディスクサンダーで粗面とし錆がないものに対して 0.25、ショットブラストまたはグリッドブラストによって粗面とし錆がないもので表面粗さを指定しない場合 0.35 を示している。

上述の研究 3)では、まず、ブラスト処理後、ディスクサンダーのかけ方を変化させて条件を変えている。粗さ計測は行っているものの、動力工具で表面処理を行う前の処理状況として一部有機ジンクを使っているという記述もあり、表面処理について確認できない部分もある。一方、両面がディスクサンダーの研究[5)]は、ウォッシュプライマーを施工後、ディスクサンダーの処理を行ってウォッシュプライマーの着色が消えることで除去したと判断している。現場での表面処理は、表面処理を行う前の状態とその除去程度にも依存するので、こうしたことも考慮して実験データを見ていく必要がある。

3) 当て板補修部の接触面の表面処理方法の合理化

品質確保と現場での実用性の視点から、既設の現場作業は動力工具で、新しく工場で製作する当て板は無機ジンクという組み合わせは、合理的な組み合わせであり、採用可能にすることが望まれる。

摩擦接合の接触面の無機ジンクの規定は、実験データから塗装の施工条件が定められ[7)]、安定した品質を確保する上で、意味ある規定と考えられる。この場合、鋼材の間にほぼ亜鉛の粒だけがあるシンプルな構造で、鋼材表面の凹凸とその間の亜鉛の条件で、すべり係数が決まってくるため、比較的安定したすべり係数が得られている可能性がある。

このことを当て板補修に応用することができると考え、上述のように既設の現場作業は動力工具で鋼材粗面とし、新しく製作する当て板は無機ジンクとする組み合わせを考える。

当て板の無機ジンク側は、ブラストで鋼材粗面とすることができ、現在通常粗さにおける最大高 50S 程度で施工されているものと考えられる。既設部材の動力工具によって鋼材粗面とする場合、入手できる動力工具で得られる表面状態をパラメータとしてすべり係数への影響を検討する必要があると考えられる。この時、鋼材表面の粗さの他に、当て板側に塗布する無機ジンクの厚さについて摩擦接合の道示の規定に準じて、接触面の合計乾燥塗膜厚の 100μm を確保する必要があるものと考えている。

3-2-3. すべり係数 0.4 を確保できない場合の対処方法

施工において、すべり係数 0.4 を確保できない場合、設計方法すなわち必要ボルト本数の決定方法として、以下の方法が考えられる。

施工で採用したい接触面の組み合わせと同じ条件で製作した継手による施工試験（すべり試験）ですべり係数を決定し、そのすべり係数を用いて設計する方法が考えられる。

なお、凹凸面があると、その状態によっては、ボルト軸力が摩擦に効果的に使われないことは、目違いがすべり荷重に与える影響の研究から確かめられている。注意こそ要するものの、上述のように、摩擦接合を準用した当て板補修では、必要ボルト本数を健全部に設置することから、凹凸のある腐食部とは異なり、この問題は回避できると考えられる。

3-2-4. 摩擦接合を準用して設計した当て板補修部の耐荷性能についての解析的な研究

摩擦接合を準用して設計した当て板補修部の耐荷性能についての解析的な研究は、いろいろな視点から行われ始めている。ここでは、桁端の腐食事例に対する当て板補修について FEM を用いて解析している研究について、どのような視点で行われているか、気が付いた点をまとめる。

本WGでは、補修後の構造は、死荷重に対する補修効果について解析を行っている。この視点も入れてまとめてみた。

また、摩擦接合ではすべりが限界荷重とされているが、道示はこれまでの許容応力度設計法に対して、平成 29 年度から限界状態設計法に変わり、すべり後の終局強度に対する理解も必要になっている。そこで、すべり後についても検討している研究も調査した。その研究の一事例について本報告書に引用して、今後増えるであろう、すべり後の状態を考慮した解析についての理解の助けになればと、一論文をもとに当て板補修によって得られる性能回復について触れている。この引用した研究も含めて、それぞれの研究、どのような視点で行われているか、本項で概観する。

また、当て板補修の設計は摩擦接合継手を準用して設計されるため、すべり後も対象としている摩擦接合継手の研究も調査の対象とした。

摩擦接合を準用して設計した当て板補修部の耐荷性能を FEM 解析で検討する場合、以下の二つの考え方が考えられる。

・すべらないことを前提として行う解析で、既設部材と当て板を連続体として補修後の耐荷性能を解析する。

・補修後を対象とするが、当て板と既設部材の相対変位で発生する摩擦抵抗がすべり荷重に達してすべりを起こすことを考慮できるモデルによる解析で、すべり後の耐荷性能も検討できる解析である。

ここで、すべり前後の力の流れの変化について桁端部の腐食損傷に対して当て板補修を行った事例を対象に考えてみる。この桁端下部の補修の当て板は、当て板の下面とフランジ上面が接した段階で、初めて支圧によって当て板から既設部材の下フランジへの力の伝達が始まると同時に、既設部材のウェブから当て板へ、接触面の摩擦によって力が伝達される。この力で、ウェブと当て板間に相対変位が発生し、その変位が大きくなると、摩擦によって伝達される力は、徐々に増えて、すべり荷重に達してすべりを起こすことで、ボルト部での摩擦抵抗による既設部材のウェブから当て板へ伝達される力は制限される。

検討に用いる解析で、このすべりをモデル化するか、また、接触すると働く支圧力を考慮できるようなモデルとするか、そしてこの支圧伝達をどの部分（面）で考慮するかは、その解析の目的によって重要度は変わる。この FEM 解析では、実験をせずに、局部座屈、降伏、支圧および各構造における拘束を総合的に把握できるため、合理的な補修方法を検討するには、この手法を効果的に用いていく必要があると考えられる。

許容応力度設計法の体系の中で、摩擦接合継手は、すべらないことを前提として設計・施工されてきたため、すべり荷重が重要視され、すべり試験によって、すべり係数の把握が中心に研究されてきた。また、降伏をさせないことを前提に設計されてきた。しかしながら、H29 道示で、限界状態設計法に変わり、すべり後の耐荷性能に対する検討も徐々に増えてきている。補修設計、特に人命確保に関する安全性の確保では、このすべらないことを前提とするのではなく、すべりを起こすこともあることを考慮して、最大荷重（耐力）を把握することは重要である。

ここでは、**表 3-2-2** に、桁端部の補修効果を把握するための基本モデルとして橋梁全体をモデル化した場

合と桁 1 本をモデル化した場合を、また、継手部単体を縦軸に、以下の 4 つの視点からの違いをまとめている。

・すべりを考慮できる
・メタルタッチによる支圧伝達を考慮できる（できる場合どの部分で）
・用いた主な要素モデル
・補修前後の構造の違いを考慮して荷重（例えば補修前死荷重だけ、補修後死荷重＋活荷重）を載荷

表 3-2-2　解析的研究でのモデルの違い

基本モデル		すべりの考慮	メタルタッチによる支圧力の伝達の考慮	主な要素モデル	補修前後の構造の違いを考慮して荷重を載荷	事　例
当て板補修	橋全体モデル	考慮せず	考慮せず	シェル	考慮	佐々木、田島ら（本報告書）
					考慮せず	有山、山口（隆）ら 奥井、宮下ら
	桁モデル	考慮	当て板下端と下フランジ上面	シェル	考慮せず	井比、北根ら（報告書で引用）
継手		考慮	ボルトと軸	ソリッド	考慮せず	佐々木、平尾ら（本報告書）
						森山、山口（隆）ら

以下、各耐荷性能の検討における着目点を含めて各モデルによる解析目的について述べる。

1) 橋全体モデル

橋全体をモデル化して、その耐荷性能を検討し、当て板補修の効果を検討している。これは、損傷のある桁以外の桁によって、損傷を受けた桁が本来負担すべき荷重に抵抗するため、橋全体としての耐力すなわち最大荷重は、損傷していない桁で損傷している桁の分も荷重を分担するため、それほど低下しない。橋全体モデルの解析は、この影響を把握する目的で行われるが、橋としてのリダンダンシーも検討して Rating（橋梁の現時点での状況に基づいて、活荷重に対する耐荷力を評価するプロセス）と関連させて研究しているグループもある。

本 WG では、この橋の全体の耐力について、補修の前後で補修によって変わる構造を考慮して解析をし、死荷重は補修前の構造で抵抗し、活荷重は補修後の構造で抵抗することを考慮して解析を行っている。すなわち、死荷重を損傷した構造で抵抗することで、その影響の把握を試みている。この結果については、**第 5 章**を参照されたい。なお、この場合の補修後の構造は、損傷部に当て板をはめ込んで連続体として解析を行っている。

2) 桁モデル

本報告書で取り上げた桁の当て板補修についての研究[8)]では、基本モデルの対象として、橋全体に対して、その橋の主桁 1 本でなく、対傾構間隔を支間として桁端部の損傷を考慮して桁の耐荷性能を検討している。桁端部の腐食損傷を対象とした解析による検討は、損傷モデルに対する研究は多いが、補修モデルに対する研究は少ない。特に、ボルト部での摩擦によるウェブから当て板への力の伝達、すべり、および、当て板の下端と下フランジが接触して発生する支圧によって伝達される力を考慮して、補修効果すなわち耐荷性能を検討した研究はほとんど行われていない。この効果については、論文を引用して **3.5.4** にその成果の一部を

紹介しているので、参照されたい。

なお、この解析では、ボルトとボルト孔の支圧は考慮していない。ボルトとボルト孔の支圧による力の伝達は、ボルトのクリアランス分すなわち約 2.5 ㎜すべりを起こしてから初めて行われる。当て板の下端と下フランジのメタルタッチで支圧によって力が伝達することを基本にこの解析は行われている。それに対して、施工上、メタルタッチが確保できない場合のことを考え、当て板を L 字部材としたモデルを基本に解析を行った。さらに、比較として板状の当て板のケースの解析も行い、板状の当て板ケースでは、当て板下端と下フランジ上面のギャップ 1 ㎜と 2㎜ にした場合の解析も行ってその影響も検討している。なお、すべりを起こした後、相対変位が大きくなると、ボルト部での支圧伝達による伝達が行われる。しかしながら、これを考慮すると、ボルト部で摩擦と支圧の双方でウェブから当て板に力が伝達されるので当て板に流れる力は大きくなり、その分、既存部材の負担は小さくなる。このことから、ボルトによる支圧伝達を考慮しない解析で、安全側の結果が得られると考えられるため、摩擦接合を準用して設計された当て板のすべり後の挙動を把握するには、ボルト部での支圧伝達を考慮しなくても、実用性のある解析と考えられる。

この解析では、当て板の下面と下フランジ上面の支圧力による摩擦による水平方向（接触面内方向）の抵抗の検討が行われている。この部分での拘束効果を、すべり係数を変化させることで、その拘束の影響を示している。こうした検討も可能で、今後、すべり係数の変動も考慮して、その性状を把握していくで、この部分の耐荷性能をより詳しく把握することができるものと考えられる。

3) 継手

高力ボルト当て板補修部は、摩擦接合継手を準用して設計されているので、摩擦接合継手のすべり後の耐荷性能を解析で検討した事例について述べる。すべりも考慮できる継手を対象とした解析では、ソリッドモデルを用いて、ボルト軸とボルト孔の支圧による力の伝達についても解析できるモデルが検討されている。引張荷重を受ける継手については、すべり後の耐荷性能についても、最近、実験的な研究を中心に解析も増えてきている。これに対して、圧縮載荷での研究は少なく、本 WG で、実験と解析を行って、この耐荷性能を検討した。これについては、**第 6 章**を参照されたい。

本報告書では、補修事例として、損傷事例の多い桁端部の補修を取り上げている。この桁端部の当て板補修部には圧縮が卓越した荷重が働いている。このことからも、本 WG として圧縮下における継手の耐荷性能を把握することが重要であった。

3-3. 各施工段階における力学的状態の変化

H29 道示では、作用の種類の条文で、「施工の過程に対して、橋の完成時に所要の性能が得られるよう、施工時に対して設計で考慮する状況を適切な荷重又は影響により考慮しなければならない。」としている。また、作用の組み合わせの解説で、「一部を供用しながら架設を行う場合などには、利用状況に応じて別途組み合わせを検討するのがよい」と施工過程を考慮した照査を行うことが促されている。

このことにも配慮して、当て板補修の各施工段階での力学的状態について、設計における対象荷重とこれに対応する有効断面の視点から検討を行う。特に、高力ボルト当て板補修では、施工の最初の段階でボルト孔を明けること、そして、補修後の断面が有効になるのは、ボルトの締め付け完了時であることに留意して、その力学的性状についてまとめる。

3-3-1 ボルトの締め付けと有効断面

摩擦接合の考えで設計した当て板で補修する場合、補修後の断面で抵抗するのは、高力ボルトを締め付けた後に載荷される荷重あるいは除荷される荷重に対してである。すなわち、ボルトの締め付けの前後で有効（抵抗）断面が変わる。

締め付けた後の荷重ということは、供用下で締め付けた場合、荷重状態は常に変化しているので、締め付け時の交通状態に応じて、活荷重の部分的な載荷時に補修後の断面になり、その補修後の断面で、その部分的な活荷重の除荷、ないし、設計荷重としての残りの活荷重の載荷に抵抗する。しかしながら、照査では、補修前の断面、しかも、補修のためのボルト孔を明けた断面に、最も不利な状態で活荷重を載荷することになると考えられる。

補修後の断面は、ベントなどの仮設材を用いて補修部の応力状態をゼロにしない限り、死荷重に対しては有効ではないという考えは、周知されてきているものと考えられる。

以上、最も不利に載荷という活荷重の載荷の基本とボルトの締め付けで初めて補修後の断面は有効になることを述べてきた。これに対して、2019 年 3 月現在、補修後の断面で抵抗するのは、ボルト締め付け後ということが意識されて施工計画が行われる事例はそれほど多くはないものと思われる。そして、規定が整備されていない中でのこれまでの補修設計では、補修前の損傷断面と補修後の断面で、２つの照査が行われることが多かったのはないかと考えられる。

大規模な補修工事では、施工段階毎の状態の照査が行われることもあったが、この場合も、ボルト締め付け時を意識して検討するというより、施工時に、切断や取り外しで部材を撤去する場合など最も不安定になる場合の照査を行うことが多かったものと考えられる。

高力ボルトによる補修では、ボルトの締め付け時を境に、それ以降の荷重の増減に対して、補修後の断面で抵抗する。これを意識して応力状態について検討する。

すなわち、交通規制などで橋の利用状況が変わるので、この締め付ける時の状況の違いによる応力状態の違いについて述べる。

3-3-2. 仮設材を用いずに当て板補修を行う場合

仮設材を設置せずに施工を行う場合について、各施工段階と、次の３つの交通規制の視点から、各施工段階の応力計算に用いる断面および荷重との関係を述べる。

・全止め　　・供用下（交通規制せず）　　・片交（片側通行）

1) ボルトを締め付ける時に一時的に全止めを行って施工する場合

交通規制として全止めの採用を避けることが、特にう回路がない場合、基本となる。しかしながら、ボルトを締め付ける時だけ一時的に全止めを行うことができれば、橋梁の応力状態は比較的明確になる。この全止めはボルトを締め付ける時だけ行えばよいので、1 回に連続して規制する時間は、事前の段取りや 1 回に締め付ける本数を制限することで短縮が可能である。

この場合の応力照査では、死荷重に対しては、ボルトを締め付ける前のボルトの孔を明けた状態の断面で応力計算を行う必要がある。これに加えて活荷重に対しては補修後の断面で求めた応力を加算して補修後の応力状態を照査することになる。

2) 交通規制を全く行わずにボルトの締め付けを行う場合

交通規制を全く行わずに施工し、供用下でボルトを締め付けると、活荷重に対しても、死荷重と同様に、補修前の断面、すなわち、補修のためのボルト孔を明けた断面で、応力を求めて照査を行う必要がある。これは、道示に従うと、活荷重に対しても補修前の断面に対して設計部材に最も不利に活荷重を載荷して設計することになるためである。なお、この場合、疲労照査は、活荷重に対してボルトを締め付けた後の補修断面で求まる応力範囲で行われること、繰り返し数は、実質、締め付け後の繰り返し数と考えることができるため、補修後の断面で照査を行うことが妥当と考える。

したがって、このケースでは、当て板補修を行わなくても、静的荷重に対しては、応力上は満足していることになる。しかも、当て板補修のためのボルト孔を明けても問題ないということが照査で証明されている。しかしながら、疲労に対しては、補修後の断面が意味を持つことが考えられる。

許容応力度設計法では、架設時荷重に対する割り増しの規定もあったため、許容されている事例もあった可能性がある。また、応力に余裕がある部分の補修のため、応力照査を満足していることも考えられる。

ボルト孔を明けた状態では、孔の周辺での応力集中があり、その部分から疲労き裂が発生する恐れがあるので、ボルト孔を明けた状態で、供用下で長い間放置することは問題である。したがって、速やかに当て板補修の高力ボルトを締め付けて当て板補修を完了する必要がある。

一方、補修は行わずに、補修前の損傷したままの状態で使うことが考えられる。この判断が対策レベル（補修レベル）の設定と関係する。すなわち、損傷状態を反映した応力照査（現況照査）で、許容応力度を満足する場合に補修は必要としないと判断する。この場合、損傷をどのようにモデル化するかが課題となる。損傷を大きめに設定して、安全側の照査を行うことができるが、力学的に誤ったモデル化をしないよう留意する必要がある。

腐食部では腐食によって凹凸ができているので、滞水して腐食に対して悪い状態が続くことや、凹凸で応力集中部が形成されていることも考えられる。

こうした場合、当て板補修を行わない場合も、パテ剤などによる滞水対策やグラインダーによる切削加工で応力集中部を消失させるなど対策を行って、塗装を行う必要がある。

損傷断面でギリギリ許容値を満足する場合、対象橋梁の現在の設置環境や今後の使用状況なども考慮して補修の必要性を判断する必要がある。また、補修ではボルト孔を明けるので、この断面で抵抗できる断面力と、損傷部の断面で抵抗できる断面力を比較して、補修の必要性を判断することも考えられる。

3) 交通規制として片交（片側通行）を採用して施工（ボルト締め付け）を行う場合

全載では照査を満足しない場合も、片交（片側通行、半載）とすることで、補修前の断面での照査を満足することができる場合がある。補修前の断面に対して片交（半載）の条件で最も不利に載荷して応力を求める。補修後に載荷ないし除荷される荷重に対する応力の変化は補修後の断面で計算する必要がある。したがって、片交（半載）の状態から全載状態への増分の計算は、補修後の断面で片交の荷重を除荷して、全載の条件で載荷することが考えられる。

4) 各交通規制における各荷重段階での応力

損傷部材が引張を受ける場合について、高力ボルトを締め付ける時に有効断面が変わることに着目して、各施工段階の応力を道示のＬ荷重による主桁の設計に従って着目部材に最も不利に活荷重を載荷することに留意して整理する。すなわち、各交通規制における各荷重段階での応力の算出方法について、施工の各段階

における有効断面とその有効断面で載荷ないし除荷される荷重に着目して整理することを試みる。

照査は、健全部と損傷部で行う必要がある。**図 3-3-1** にその各位置のイメージを示す。すなわち、高力ボルト当て板補修では定着の必要性より健全部の断面にボルト孔を明ける必要がある。引張部では、その耐力はボルト孔が明けられる縦断面で決まるため、この部分の断面の照査を行う必要がある。

健全部は、ボルト孔が明けられる純断面を照査することになるが、交通規制の違いによって、対象荷重と有効断面が異なる。

損傷部の照査は、損傷部に高力ボルトを配置する必要がないほど損傷範囲が小さい場合は、損傷による断面欠損が最も大きい最小断面で照査を行う必要がある。これに対して、損傷部にボルトを配置しなければならないほど損傷範囲が大きい場合は、ボルト孔を設置する損傷部の純断面と損傷による断面欠損が最も大きい最小断面のうち、小さい方の断面で照査を行う必要がある。損傷部の照査も、健全部と同様に、交通規制の違いによって、対象荷重と有効断面が異なる。

まず、全止め、規制なし、片交の３つの交通規制に対して、死荷重と活荷重の各荷重に対する抵抗断面を**表 3-3-1** および**表 3-3-2** にまとめる。片交については、半載から全載で抵抗断面が変わるため、また、活荷重の載荷方法、照査部材に最も不利に載荷ということから、半載からいったん除荷して、全載することに注意したい。

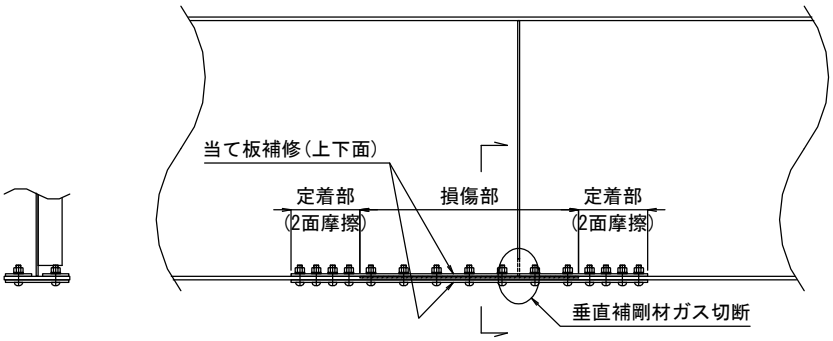


図 3-3-1　健全部（定着部）および損傷部のイメージ

表 3-3-1　当て板補修時の照査断面一覧

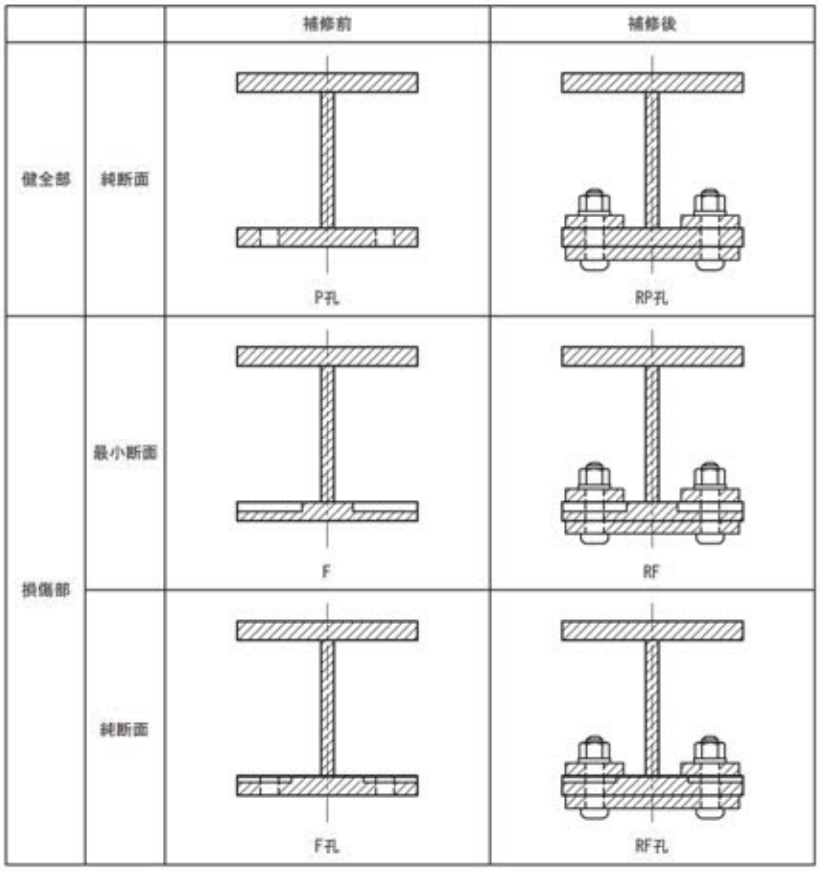


表 3-3-2　抵抗断面（静的載荷）

損傷範囲	荷重	照査断面	交通規制			
			全止め	規制なし	片交	
小	死荷重	健全部	P 孔	P 孔	P 孔	P 孔
		損傷部	F	F	F	F
	活荷重		全載	全載	半載	全載
		健全部	RP 孔	P 孔	P 孔	RP 孔
		損傷部	RF	F	F	RF
大	死荷重	健全部	P 孔	P 孔	P 孔	P 孔
		損傷部	F 孔	F 孔	F 孔	F 孔
	活荷重		全載	全載	半載	全載
		健全部	RP 孔	P 孔	P 孔	RP 孔
		損傷部	RF 孔	F 孔	F 孔	RF 孔

P 孔：健全部のボルト孔のある純断面（補修前）

RF 孔：損傷部のボルト孔のある純断面（補修後）

F：損傷部の最小断面（補修前）

RF：損傷部の最小断面（補修後）

F 孔：損傷部のボルト孔のある純断面（補修前）

RF 孔：損傷部のボルト孔のある純断面（補修後）

損傷範囲が大きいケースについては、損傷部のボルト孔を設置する純断面の損傷が大きい最小断面より小さい場合を表にまとめた。

表の抵抗断面を用いて、死荷重と活荷重（L 荷重）に対する照査応力σは次の各式で求めることができる。

「全止め」と「交通規制なし」と「片交の全載を除く片交」の各荷重に対する応力：

$\sigma = \sigma$（死荷重）$+ \sigma$（活荷重）

「片交」の全載に対する応力：

補修前の断面で抵抗している半載の応力状態から、全載の状態になる間で抵抗断面が変わるので、補修後の抵抗断面で半載荷重を除荷してから、全載荷重を載荷する必要があるので以下の式で求める必要がある。

$\sigma = \sigma$（死荷重）$+ \sigma$（活荷重半載荷：補修前）$- \sigma$（活荷重半載：補修後）$+ \sigma$（活荷重全載）

これに対して、疲労照査に対する照査応力σ_rは、補修後断面（RP 孔（健全部）、RF（損傷部にボルトを配置しない場合）、RF 孔（損傷部にボルトを配置する場合））を用いて T 荷重で応力を算出することができる。

$\sigma_r = \sigma$（活荷重：補修後）

疲労は活荷重による変動によって生じ、照査も応力範囲で行われ、補修後の断面で照査することが妥当である。その応力伝達機構からも、当て板補修は効果が期待できる手法である。

なお、当て板補修の効果については、3.8 も参照されたい。補修設計では、応力低減効果を示すことになるが、当て板補修では、準用している継手とは異なり、既存構造は完全に不連続ではなく残存部があるため、この残存部と当て板の分担力の問題がある。3.8 に試算を行って、この問題を示している。

5）L 荷重によって発生する応力

H29 道示共通編　3 章　設計の状況(3)で、「施工の過程に対して、橋の完成時に所要の性能が得られるよう(1)及び(2)に関わらず以下に従い、施工時に対して設計で考慮する状況を適切な荷重または影響により考慮しなければならない」と記載されている。

前項までに、施工過程と L 荷重に対する最も不利な活荷重の載荷方法、設計方法を述べた。新設橋梁の完成時と補修完了時とは、求められる性能も変わってくると考えられる。今後、「施工時に対して設計で考慮する状況を適切な荷重または影響により考慮する」ため、この荷重をどのように評価するか、補修で得られる効果とその効果の限界（制約）も考慮して決定していく必要がある。

一般に補修では、現状照査（損傷断面での照査）で、補修の必要性を確認し、補修後に許容応力度を満足することを照査している。

引張部材では、補修のために既設部材に新たに明けられるボルト孔を考慮した純断面までの耐力までしか戻せないことに注意が必要である。そして、引張部材だけでなく、当て板補修では、ボルト孔が必要であり、ボルト孔を明けた断面が最小断面となる可能性があるので、ボルト孔が明けられる純断面での照査を行う必要がある。

ここで、損傷を起こした段階で、降伏している場合も多く、これに、活荷重としての L 荷重を最も不利に載荷して、降伏させないよう設計すること自体が、無理なことと考えられる。そのため、補修設計では、新設橋梁の設計で用いられる道示の考えを満足する設計が必要かという疑問が生じる。許容応力度設計法では、降伏させないという原則の中で、設計が行われてきており、弾性設計を基本としてきている設計体系では、また、様々なことが解明されない中で、構造物を建設する必要がある時代には必要な考えであったと考えら

れる。しかしながら、H29 道示で、限界状態設計法に移行し、降伏をどういう形で許して、合理的な設計法を確立していくかについて、検討していくことは、特に、常時荷重に対しても対応する必要がある補修設計では、必要不可欠なことと考えられる。

ここでは、ボルト孔を必要とすることから、当て板補修では、補修後には、確実に建設時の全強（全断面から求まる耐力）より小さくなることから、実際の状況を考えてみる。

高力ボルト当て板補修では、全断面の耐力まで戻せないという視点から、実構造の補修について考える。

まず、主桁などの曲げ部材の引張側フランジでは、ウェブを利用しフランジ断面を増やすことで、曲げ耐力を確保できる可能性がある。

一方、軸力部材は、補修のためのボルト孔によって断面減少するため、全強まで戻すことはできないと考えられる。しかし、例えばトラス部材の引張軸力部材はボルト連結であり、この連結部のボルト配置に準じたボルト配置で補修を行えば、問題ないと考えられる。

全溶接による引張部材は、建設時代によって許容値が異なる。現場溶接に対して許容応力度を低減していた時代の構造では、現場溶接部で全強が決まるため、設計荷重まで当て板補修により回復することも可能である。しかし、現道示のように完全溶け込み開先溶接を鋼材の許容値としている構造では、当初の設計荷重まで戻せない可能性がある。

全強は、設計を簡単にかつ安全側に行えるため便利である。一方、全強まで戻す必要がないケースもあり、限られた予算で必要な補修を確実に行っていくためには、補修要否と補修レベルを解明していくことが必要である。

6）当て板補修の効果の一考察

本項での活荷重を L 荷重とした照査と疲労耐久性の視点から高力ボルト当て板補修の効果について、引張部の補修について考えてみる。

ここで述べる考えは、多視点という観点から、あくまでも一つの考え方として示す。

当て板補修によって疲労耐久性は向上する。特に、損傷断面で断面の減少による応力増と構造的な応力集中の双方が考えられる場合に、当て板補修の効果が大きいと考えられる。き裂がある場合は、き裂先端にストップホールを明けて高力ボルトを締め付ける。腐食の場合は、さびを除去し、表面を滑らかにして、パテ材を充てんして、損傷部の範囲が大きい場合、損傷部にも最大ボルト間隔でボルトを配置して、当て板補修を行う必要があると考える。

一方、許容応力度法では、L 荷重で照査される耐荷力については、降伏をさせないことを基本に、降伏応力度を限界値として設計されてきているが、既存の構造物では部分的な降伏は、例えば、溶接部では起きている。また、損傷部は断面欠損によって応力が増加しているので、降伏が起きている可能性は十分考えられる。こうした対象では、降伏を起こさないことを照査するより、降伏してもその範囲が断面のどの程度か、あるいは、変形がどの程度になるか、あるいは、どこまで耐えることができるかを照査することで、今後の構造への影響を考えることが、より重要になる。すなわち、設計荷重時の補修断面の塑性範囲、変形量および終局耐力の把握が重要になる。特に、損傷による欠損が激しい場合、残存断面を考慮せずに、当て板だけで耐えることができる補修、すなわち、継手として設計することが、簡単で、かつ安全側の設計と考えられる。

この時、損傷部を切断して行うか、残すかという議論がある。残す場合、損傷部の応力集中部から予期しない疲労き裂が発生する可能性も考えられるが、上述の応力集中部の対処を行えば、残しても問題ないと考えられる。

7）対策の判断

損傷が比較的小さい場合の疲労対策として当て板補修を採用する場合と、損傷が比較的大きい場合の終局耐力と一定の降伏を許して常時にも使うために当て板補修を採用する場合の判断方法を示す必要があると考えている。

3-3-2.4）述べているが、当て板補修では、ボルト孔を明けるので、健全部のボルト孔が明けられた純断面部のボルト孔による断面欠損程度の損傷であれば、当て板補修の効果はほとんど得られない。したがって、これが一つの目安になると考えられる。ただ、その欠損によって面外変形が大きくなってそれによる応力増が大きい場合や、剛性が急激に変わる変化部の断面欠損は疲労き裂が発生する可能性があるので、対象の損傷が、損傷部のある部分の応力集中（応力変化）に関わるかも検討して、判断する必要がある。特に、連結部で連結板の端部での面外変形による板曲げ応力への影響に損傷部が意味を持つかは、検討しておく必要がある。

終局耐力は、リダンダンシーがある構造かどうかでも異なるので、そうした視点からも検討する必要がある。

3-3-3.当て板補修を行う前の仮設材の設置

仮設材は、以下の目的のために設置される。

・施工中の安全確保

・応力開放により、補修部材を死荷重に対しても有効とする

仮設材は、以下の 3 つが考えられる。

・ベント支持

・バイパス材による支持

・座屈防止用補剛材の設置

1） ベント支持

ベント支持は、安全確保のほか、補修部を無応力状態にすることで、死荷重に対しても補修後の断面を有効にするという利点がある。しかし、施工場所によっては、ベント設置が困難な場合や不経済となる場合も多いため、ベント設置が必要不可欠な場合に用いられる。なお、比較的容易な下部工天端で仮支持できない場合に、ベントなどの方法が検討されることが多い。

2） バイパス材を用いる場合

バイパス材は基本的には、損傷部の切断あるいは連結部の一時的な解放のために採用される。バイパス材を設置し、損傷部を切断ないし連結部の解放を行い、伝達していた力をバイパス材に流す。新設部材を設置後、バイパス材を撤去し、バイパス材で一時的に受けていた力を補修後の構造に戻す。

この新設部材に力を戻すという考えは、危険側の設計になることが考えられる。すなわち、バイパス材は、補修部の前後で連結され、補修部の断面では既設構造と合体してはいない。したがって、補修部の剛性を考えると、切除部ないし一時的に解放される連結部の力がすべてバイパス材に移るとは考えない方が安全と考えられる。バイパス材は、その構造から重ね梁に近く、平面保持の仮定は採用することができないと考えられる。バイパス材が受け持つ力はバイパス材の剛性でも変わることに注意が必要である。

また、切断あるいは連結部で解放された力の一部は、その他の既設部材で分担していることが考えられる。すなわち、切断ないし損傷部を除く既設部材の応力増加を招いている。

さらに、補修後、バイパス部材を取り外すと、バイパス材の高力ボルトを緩めた直前にバイパス材で受けていた力は、補修後の断面で受け持たれる。したがって、バイパス材で受け持っていた力は、補修で取り付けられた新部材にすべて戻るわけではなく、既設部材の応力増につながる。

しかしながら、補修後の有効断面に対する効果はそれほど期待できなくとも、施工時の安全確保のためには必要不可欠な部材である。

バイパス部材、既存部材、新設部材の応力の状態について、損傷部の切断と連結部材の解放に分けて**表 3-3-3** にまとめた。連結部の解放は、連結部が損傷しているため解放する場合もあるが、ボルト交換をするなど損傷以外の目的で、連結部材を一時的に外すこともある。ここでは、比較のため、このケースで、損傷部の切断と健全な連結部の取り外しと再設置の違いを把握する。

切断する場合の既存部材に対して、連結板が一組の場合、既存構造部はないことも考えられるが、連結部がフランジとウェブなど複数の連結で構成される場合もあるので、一ヵ所ずつ交換することを想定して、既存構造物は、外さない連結板を想定している。新設部材は、外された連結部材を戻すので、この戻す連結板を意味する。なお、ここでも、ボルトを締め付ける段階で、有効断面は変わることを意識するため、有効断面が変わる時点も**表 3-3-3** にまとめた。そのため、**表 3-3-3** には、ボルトの締め付け直前に受け持っていた力という表現を使用した。活荷重は変動も考慮すると分かりにくくなる死荷重だけを対象に、既存部材の応力が、施工の各段階で、増加することを整理する目的で使用されるように整理している。

連結部の解放は、比較的明確な応力移行がある。一方、損傷部を切断する場合、切断前に損傷部でどの程度受け持っているか分からないことに注意が必要である。損傷によっては、損傷部が力を受け持っていない状態で耐えている場合、バイパス材設置はあまり意味がない。

バイパス材で受け持つ力は、曲げ部材の場合、平面保持を仮定して求めた大きさより小さくなることが考えられる。このことは、連結部の解放にも、損傷部の切断にも共通する。

表 3-3-3　各施工段階での応力

	損傷部の切断	連結部の解放
バイパス材設置前	損傷による既存部材の応力増	連結部が損傷していない場合は基本的に既存部材に応力増はない。
バイパス材の分担力	平面保持の考えで分担される力より小さいことが考えられる。また、バイパス材のボルト締め付け直後に、バイパス材は有効になる。	同左
切断ないし解放による力の移動	切断前に､損傷部で受け持っていた力は、バイパス材と切断後に残った既存部材で分担する。	切断前に連結部材で伝達していた力は、バイパス材とボルト解放後の既存部材で分担する。
補修後の断面	補修後の断面は、補修による新設部材の高力ボルト締め付け後に有効になる。	同左
バイパス材の解放	バイパス材のボルト解放直前に受け持っていた力は、補修後断面すなわち切断後の既存部材と補修によって新規に取り付けられた部材で分担される。	バイパス材のボルト解放直前に受け持っていた力は、連結部材を戻した断面すなわち再設置する連結部材と再設置する連結部材を除く既存部材で分担する。

3) 座屈防止用補剛材の設置

圧縮部において、腐食による断面欠損で断面減少を起こしている、あるいは、異常荷重によって面外変形を起こしていると、応力増加の他に、圧縮耐力の減少の問題が起きていることが考えられる。

特に、圧縮耐力については、それ以上の荷重に対しては座屈などを起こして、構造の不安定を起こす場合が多い。これに対して、引張側では、道示の許容力度設計法で耐力（限界値）として設定されている降伏応力に達しても、それ以上の荷重に対して塑性変形を起こすものの変形をしてエネルギーを吸収しながら引張強度まで抵抗する。

そのため、圧縮部で補修する際に、切断、連結部の解放、付属物の撤去などで応力開放を伴う構造変更を行う場合、事前に補修対象部の周辺で剛性を増加して、耐力を確保しておく必要がある。

この事例として、3.6 でも述べるように、補修前に、座屈に対する安全性を確保するために、補剛材を増設する方法がある。

3-4. 補修における孔明けと切断に対する注意

3-4-1. 死荷重下における孔明け

高力ボルト当て板補修では、最初にボルト孔を明ける必要がある。一般には、この状態が最も断面が小さくなる。簡易な補修では仮設材を設置することはないため、死荷重に対してはこの状態が、荷重に抵抗する断面は最も小さくなるため、この状態に対して照査を行う必要がある。

また、ボルト孔を明けるため、この孔の周辺での応力集中が問題とならないか、検討しておく必要がある。

3-4-2. 引張部の面外塑性変形部の切除

引張部において異常な打撃を受けて面外塑性変形が残っている場合の補修方法として、この損傷部に両側から当て板を行う方法が考えられる。しかしながら、この面外変形が大きい場合、すでに塑性変形によって、変形性能が小さくなっている上に、さらに、それを冷間で矯正して戻すとさらに変形性能が低下し、割れを起こしやすくなる。したがって、小さい領域で、しかも面外への変形量が大きい場合、切断する必要が出てくる。

この場合、面外変形部は、引張剛性が小さいため、健全時にこの部分で分担していた力は、同じ断面内の面外変形を起こしていない部分で分担することになり、健全時より大きい応力を発生している可能性がある。しかしながら、この面外変形を発生している部分にどの程度の応力を分担しているかは、分からない。したがって、切断した段階で、この部分で分担していた力は、完全に切断して残った既設部材で分担することになる。

面外変形部で分担する力が比較的大きいケースでは、3-3-3. で述べたバイパス材が有効になる場合があると考えられる。

面外変形量が小さい場合、当て板を両側に設置して、ボルトを締め付けて変形を戻すことも考えられるが、変形領域が大きく、かつ、面外変形量が比較的小さい、比較的簡単に平面に戻る場合に採用可能である。

この判断基準などは今後の研究に期待したい。

3-5. 圧縮応力部と引張応力部での当て板補修の効果の違い

当て板補修によって期待できる耐力改善効果は圧縮部と引張部で異なるのでこの違いの説明を試みる。

既に述べているように、圧縮部と引張部に共通の当て板補修の効果として、損傷による断面欠損を補って応力を低減する効果がある。

これに対して、圧縮部では、剛性を上げることによって、座屈耐力を増加させる効果がある。一方、引張部では、応力集中部の解消、あるいは、偏心の緩和で、疲労強度を改善することができる。なお、以下に述べるように、当て板補修は、疲労き裂対策として圧縮部でも採用される。

当て板補修は、まず、安全確保のために実施される。一方、効果的な維持管理を行うため、予防保全、および、効果的に補修を行うということからも高力ボルトによる構造改良は行われる。目的、目標改善レベルなどによってその補修方法は変わる。この目的にあった目標改善レベルを検討するためにも、圧縮部と引張部での効果の違いを理解することは意味あることと考える。

まず､圧縮部と引張部の違いによる腐食損傷の問題の違いと当て板補修の効果の違いについて､それぞれ、表にまとめて概観する。

表 3-5-1　腐食損傷の問題

	圧縮部（せん断部含む）	引張部
断面積減少による応力増加	応力増加は共通（応力範囲の増加を含む）	
座屈耐力の低下	・剛性低下による座屈耐力の低下 ・支持部の腐食による支持条件の変化（主として自由になる）による座屈耐力低下	
疲労強度の低下	欠損による応力集中部が形成され、疲労き裂が発生する	
	・ボルトによる連結部の連結板の端部の断面変化部で断面積が小さい方が腐食した場合に、面外変形により繰り返し付加曲げが発生し疲労き裂が発生する。(桁端の床版支持部ブラケット) ・腐食損傷による極端なねじり剛性の低下	・重ね継手の面外曲げ､斜角部の曲げ部材の曲げ加工部の曲げなどによる付加曲げによる応力増

表 3-5-2　当て板補修の効果

	圧縮部	引張部
断面積	断面増加による応力低減（応力範囲の低減を含む）	
座屈耐力の向上	・剛性増加による座屈耐力の増加 ・連結による支持部の回復による耐力改善	
疲労強度の改善	・面外剛性を増加させることによる付加曲げ応力の解消ないし低減 ・ねじり剛性の回復によるねじり応力の解消	・面外の付加曲げの解消ないし低減
	摩擦による力の伝達で応力集中の解消	

以下に**表 3-5-1** の補足説明について述べる。

表 3-5-1 に示すように、疲労は引張部ばかりでなく、圧縮部でも発生するため留意したい。また、圧縮部の座屈については、支持条件、すなわち、柱では上下端部、板では板の周辺（一般には溶接部)、曲げ部材の横倒れ座屈では圧縮フランジの固定点（対傾構との連結、床版による拘束）が腐食で拘束度が変わるので、これを確認し、判断する必要がある。また、対策では、この部分が腐食で自由になっている場合、これを連

結して拘束することによって、効果を確実にすることも忘れてはならない。

ねじりについては、断面欠損形状とその大きさから極端なねじり剛性の低下をきたしている場合、無視することができていたねじり応力が、無視できなくなる大きさになることにも留意したい。

補修設計にあたってこの違いの理解を深めるための知識と考え方を以下の視点でまとめる。

・道路橋示方書
・限界状態と限界値（材料強度、部材耐力）
・支圧耐力と局部座屈
・桁端部の損傷事例に対する検討
・面外塑性変形に対する当て板補修

3-5-1. 道路橋示方書 [1)8)～10)]

道示を部分的に参照しながら、降伏、部材照査を中心とした設計体系、そしてリダンダンシーという視点から、補修のための基本的な知識を整理した。

1) 規定の大きな変化

道路橋示方書は、**表 3-5-2** のとおり、平成 14 年から 29 年にかけて規定や設計法が改定されている。

ここでは、その時代の技術水準や社会的な要請から改定していく示方書を引用しながら、当て板補修の圧縮部と引張部での効果の違いを理解するための基礎知識について述べる。

表 3-5-2　道路橋示方書の分類

H14 年道路橋示方書より前	許容応力度設計法	仕様規定
H14 年道路橋示方書以降		性能規定
H29 年道路橋示方書より前		
H29 年道路橋示方書以降	限界状態設計法	

2) 限界値としての降伏と降伏した構造の耐荷性能

H14 道示で性能規定になり、耐震性能では損傷しても人命は確保するというレベルが周知されている。しかし、常時に対する損傷を起こした場合の性能規定は、許容応力度設計法で作られている H24 道示にはない。実際には、損傷を起こした部材には、許容応力度を超えている部材も、さらに、降伏応力度を超えて塑性変形を起こしている部材もある。これに対して、降伏を起こさないことを前提とした道示の規定を考えると、この規定で損傷を起こした部材の補修設計を行うことで、問題が出てきても不思議ではない。損傷を起こしていても、それまでの交通に対してその損傷は特に支障を起こしていないことが多く、対策（補修）時期の設定が、この部会の発足時の課題でもあった。

上述のように、H24 道示Ⅱは、降伏させないことを前提に規定が作られてきている。

このことは、高力ボルト継手の設計に対する支圧応力に関する条文の解説にも見ることができる。当て板補修では摩擦接合が準用されている。摩擦接合継手のすべり後の耐荷性能を考える場合に、支圧接合の支圧応力に対する許容値を制定した背景についてここで述べておく。この道示の条文の解説に、支圧応力度の許容値として、疲労試験結果から、引張に対する許容応力度（降伏応力／1.7）の 2 倍は取れると考えられるが、降伏応力に抑えたと書かれている。一方、この支圧応力（制限値）は、DIN では、降伏応力の 2 倍が採用され

ている。このように、支圧応力に対する制限値の考え方は色々あり、降伏を制限値とすべきか、今後、議論されていくものと考えられる。

H24 道示の鋼橋編は、許容応力度設計法の体系で降伏させないことを前提に整備されてきた道路橋示方書の鋼橋編の最終版である。

これに対して、損傷部材では、その大小はあるとしても、すでに降伏が起きていることが十分考えられ、鋼橋を安全に使用するには、まず、橋上の通行に支障を起こす崩壊に至らないように対策を実施していく必要がある。安全に使用するには、このほか、第 3 者の安全を確保する必要がある。橋の崩壊、座屈破断などによる橋の部分的な分離（不安定化）を防ぐためには、終局耐力の把握、さらに、桁などの部材の耐力から橋としての全耐力の把握が意味をもってくる。しかしながら、H24 道示は、基本規定が降伏を起こさないことを前提に部材照査で体系が整備されてきているので、この最終耐力については、部分的に採用されているに過ぎない。なお、H24 道示では、疲労設計が示方書の中に取り込まれたので、局所の微小な塑性を考える準備段階として限界状態設計法の準備がされてきているとも解釈できる。健全な構造でも、溶接部周辺には溶接残留応力があり、さらに、構造的な応力集中も多く、常時荷重で降伏することは知られている。なお、この微小な部分の塑性が繰り返されて、塑性変形が限界値に達することで疲労き裂が発生する。実務設計でも、こうしたことを踏まえて、降伏、塑性変形、そしてその広がりも考慮した設計について、多くの設計者が考える時代になってきているものと考えられる。

H29 道示では、降伏も考慮する限界状態設計法が採用されたが、今後どのように整備されていくかは今後に期待したい。

3）限界状態と限界値

分かりやすい限界状態のイメージとして、圧縮側は座屈と降伏、引張側は降伏と破断が思い浮かぶ。

まず、この限界状態を表す定量的な値である限界値として、以下の性質（設計上の意味）の異なる 3 つがある。

- 材料の限界値
- 部材の限界値
- 橋全体の限界値

4）材料の限界値

材料の限界値は、引張試験で得られる降伏応力と引張強度で表現されると考える。そして、この降伏応力は、部材の大きさと形状、そして圧縮と引張に関係なく共通の値が用いられてきている。

5）部材の限界値

これに対して、部材の限界値として、圧縮側は降伏耐力、座屈耐力など、引張側は降伏耐力、最大耐力などが用いられる。これらの耐力の値は、部材の大きさ、形状、支持条件そして、耐荷性能（性状：最大荷重、座屈、破断など）の定義で変わる。

部材として、棒状（骨組み）部材と板状（面状）部材があり、その部材にかかる力（断面力）によって、軸力部材、曲げ部材および曲げと軸力が同時に載荷される曲げ軸力部材がある。これを圧縮部材と引張部材の視点から**表 3-5-3** および**表 3-5-4** にして概観する。なお、引張と圧縮の違いを理解するため、ここでは、せん断力を除いて述べる。また、棒状部材と面状部材を別々の表にまとめた。ここでは、まず、棒状部材に、

軸力、曲げ、軸力と曲げがそれぞれ載荷される時に、軸圧縮部材（純圧縮 or ほぼ純圧縮）ないし軸引張部材（純引張 or ほぼ純引張）となる代表的な部材について事例を挙げてみた。また、板状部材については、軸力、曲げ、軸力と曲げがそれぞれ載荷される板部材の代表的な事例を示した。

単純桁のウェブは、面内曲げを受ける板部材のため、棒状部材の軸圧縮部材でも軸引張部材でもないため**表 3-5-3** の棒状部材の項目には入ってこない。一方、板部材については、部材力が軸力の場合にだけ、軸力部材となり、曲げおよび軸力と曲げは、軸力部材ではなく、応力勾配をもつ。すなわち、断面の応力は一定ではない。

板状部材の**表 3-5-4** の項目では、棒状部材の項目で、せん断力を除いたことと同じ理由で、荷重を鉛直面内の荷重による軸力および曲げモーメントだけが働く構造を対象としてまとめている。ただし、軸力と曲げの事例については地震荷重（水平荷重）に対する設計で、かなり前から多く行われているので、荷重は鉛直荷重のほかに水平荷重の載荷の代表事例も**表 3-5-3** および**表 3-5-4** に反映した。

表 3-5-3　棒状（骨組み）部材の純圧縮部材と純引張部材の代表事例

部材力	軸圧縮部材(ほぼ純圧縮 or 純圧縮)	軸引張部材（ほぼ純引張 or 純引張)
軸力	柱部材、トラスの圧縮斜材 鋼桁の支点上補剛材（十字部材)	ケーブル、吊材、 トラスの引張斜材
曲げ(単純桁:橋軸方向の軸力を無視できる)	単純桁の圧縮フランジ（板部材)	単純桁の引張フランジ（板部材)
軸力と曲げ （ex.アーチ補剛桁)	アーチ補剛桁の圧縮フランジ（板部材)	アーチ補剛桁の引張フランジ（板部材)

表 3-5-4　板状（面状）部材（補剛板を含む）の代表事例

部材力	代表事例
軸力	圧縮フランジ、引張フランジ 軸引張部材を構成する板部材 軸圧縮部材を構成する板部材
曲げ	単純桁のウェブ
軸力と曲げ	アーチ補剛桁のウェブ 鋼製橋脚のウェブ （鋼製橋脚のフランジ)

6）橋全体の限界値

部材照査が中心の設計体系で設計を行ってきているため、橋全体の限界値を把握するのは重要なことであるが難しい。橋全体の照査に近い事例として、横倒れ座屈（曲げ圧縮応力度）の照査とたわみの照査が挙げられる。

曲げ圧縮の部材の照査は、曲げを受ける部材の圧縮側フランジの面内、水平方向への軸圧縮部材として座屈から桁の横倒れ座屈が起きるのを防止するための照査であるが、この照査は、橋全体の崩壊の照査に近い。対傾構で主桁の圧縮フランジ（軸圧縮部材）が支持されると考え、この対傾構間隔を固定点間距離として、軸圧縮部材としての面内の座屈を防いで、横倒れ座屈が起きないように行う照査である。

これは、コンクリートが固まるなどで、桁の上フランジが床版で固定されると問題がなくなるが、新設橋の床版コンクリートの打設時や、補修工事で床版を撤去する場合には、安全を確認しておく必要がある限界

状態である。実際、過去において、2 主桁橋梁である側道橋のコンクリート床版打設に落橋事故が起きている。2 主桁で細長いという構造上の問題もあるが、リダンダンシーのない構造における全体崩壊の事例として、限界状態を学ぶに良い事例と考える。H24 道示では、許容曲げ圧縮応力度の解説で、条文に規定した部材としての横倒れ座屈のほかに、橋全体としての横倒れ座屈を照査することが必要となる場合があると書かれ、断面全体の水平方向の断面二次モーメントが鉛直方向の断面二次モーメントより小さく、更に支間長が腹板間隔のおよそ 18 倍より大きい 2 主桁の橋等では橋全体の横倒れ座屈の照査を行う必要があるとなっている。部材照査による設計体系の中で、全体構造の限界状態を照査する必要が出てくる事例としてよい事例と考える。なお、崩壊の危険に対する安定性の照査とは異なるが、橋全体の照査に近いものとして、道示ではたわみの照査がよく知られている。

座屈は安定問題として研究され、圧縮を受ける部分の代表的な不安定現象として把握されている。一方、引張を受ける部分の代表的な不安定現象は破断が考えられる。この不安定現象が起きても、全体構造として安定が保たれる場合がある。このため、全体構造（橋梁全体）としての安全性を検討する意味がある。多主桁橋、不静定構造など、リダンダンシーのある構造は、部材の破断ないし座屈による急激な耐力低下が、そのまま、全体の耐力低下につながらない。

7）リダンダンシーのある座屈と安全率

不静定構造物ではリダンダンシーがあることはよく知られているが、ここでは、補剛板の座屈について、リダンダンシーの視点から、その耐荷性能を検討することを試みている。

座屈を起こしても不安定にはならないことがあることは以前から知られており、後座屈強度として知られている。この後座屈強度があることも、リダンダンシーがある、あるいは、増加すると考えてよいのではと考えてみた。例えば、鋼桁のウェブがせん断座屈を起こしても、その後、上下フランジ、垂直補剛材、ウェブ（斜材）でトラス構造が形成され、荷重に耐えることができる。そのため、垂直補剛材間のウェブは垂直補剛材部の鉛直断面に載荷されるせん断力に対してリダンダンシーがあるとして、H24 道示では、鋼材に対する純圧縮に対する安全率は 1.7 であるが、ウェブのせん断座屈に対する安全率は 1.25 が採用されている。H24 道示では、ウェブのせん断座屈に対する規定は、10 章の鋼桁の構造詳細規定（形状規定）に書かれている。一方、純圧縮、曲げおよび曲げ圧縮座屈に対する基本規定は、3 章の許容応力度ないし 4 章の部材の設計に書かれている。この基本規定では部材形状に依存する座屈耐力を応力表示して、応力照査をする形で書かれている。なお、S55 道示では、降伏応力まで使えるように板厚を決める板厚照査規定になっている。この規定では、設計応力が小さい場合に、板厚の緩和規定が使える形になっている。

以上、限界状態について、材料、部材、橋梁全体でみてきた。

次に、耐荷性能（耐荷力）の照査に対して、H24 道示と H29 道示で、規定の表現の方法（構成）の違いを**表 3-5-5** にした。H24 道示では、この座屈規定が、3 章の許容応力度と 4 章の部材の設計の 2 章分に分かれて規定されているが、H29 道示では、座屈に対する規定は、耐荷性能に関する部材の設計という形でまとめられ、材料の特性値は、別の章を設けて規定している。H24 道示では、材料の許容応力度は、座屈も考慮した軸圧縮部材と曲げ圧縮部材の許容応力度とを一緒に許容応力度のところで規定されている。なお、この表では、材料の限界値としては、降伏応力だけを取り上げている。

表 3-5-5　H24 道示と H29 道示の規定の構成等の違い

	想定した限界状態	H24 道示		H29 道示	
		3 章 許容応力度	4 章 部材の設計	4 章材料の特性値	5 章 耐荷性能に関する部材の設計
材料	降伏	○		○	
部材	軸圧縮部材の座屈	○（応力規定）	○（細長比の規定）		○
	曲げ圧縮部材の座屈	○（応力規定）			○
	板（補剛版含む）の座屈	軸圧縮部材で 4 章の許容値を引用	○（応力規定）（寸法、剛性規定）		○（応力、寸法、剛性規定）
	鋼桁ウェブの座屈	第 11 章　鋼桁（寸法、剛性規定）（ex. せん断に対する安全率 1.25）		第 13 章　鋼桁（寸法、剛性規定）（ex. せん断に対する安全率 1.00）	

設計で使用される照査は、主に応力照査が多いが、それも、部材に対する照査が多い。部材の限界状態は、部材形状に依存するので耐力として把握するのが分かりやすいが、H24 道示では、応力で規定されるものが多い。

これに対して、H29 道示は、部材の照査として章にまとめられているが、応力を照査する形の規定が多くある。

3-5-2. 限界状態と限界値 （材料強度、部材耐力）

腐食損傷の問題と当て板補修の効果は、圧縮部と引張部では、違う部分があることを前項で概観した。また、損傷を起こして降伏している可能性がある部材を降伏させないことを前提に整備されてきた道示で設計すれば、おのずと問題が出てきても不思議ではないことも述べた。さらに、H29 道示では限界状態設計法に移行したこの時点で、補修設計を合理的に行うには、この降伏応力という基準値と座屈や引張破断などの不安定現象の関係を理解することは意味あることと考えられる。

H29 道示の共通編では、表のように「部材などの限界状態」として 3 つ定義している。

表 3-5-6. 部材の限界状態

部材の限界状態１	部材等としての荷重を支持する能力が確保されている限界の状態
部材の限界状態２	部材等としての荷重を支持する能力は低下しているもののあらかじめ想定する能力の範囲にある限界の状態
部材の限界状態３	これを超えると部材等としての荷重を支持する能力が完全に失われる限界の状態

これまで、限界状態設計法では、使用限界状態と終局限界状態を設定して、使用限界状態については、死荷重や活荷重の常時荷重に対して照査を行い、終局限界状態については、地震などの異常時荷重に対して照査を行うと把握することが多いのではないかと考える。

大まかに、部材の限界状態 1 が使用限界状態に対応し、限界状態 3 が終局限界状態に対応するものと考えられる。しかしながら、これまでの終局限界状態に対する設計では、ふつう、降伏を超え塑性変形の領域も考慮して、引張側では引張強度を限界値として降伏耐力より大きな耐力を期待し、また、終局状態に至る過程での塑性変形能によるエネルギー吸収能を期待して設計を行うことが合理的な設計につながることと考えたのではなかったかと思われる。しかしながら、H29 道示Ⅱでは、5.4 鋼部材の限界状態 3 の 5.4.5 軸方向引張力を受ける部材の制限値は降伏点（H29 道示での用語は降伏強度）が採用されている。

ここでは、純圧縮部材（軸圧縮部材）、純引張部材（軸引張部材）、曲げ部材に分けて、この降伏と座屈、破断について概観する。

1) 純圧縮部材（軸圧縮部材）

鋼構造の圧縮部では、座屈による安定性が問題となり、降伏応力度ばかりでなく座屈で耐力が決定されるケースも多い。耐力が座屈で決定される場合、これを超えると不安定になり、不安定になる終局耐力に対する余裕がない。一方、剛性が大きく座屈が起きずに降伏で耐力が決まる場合、降伏耐力で設計は行われる。したがって、降伏で耐力が決まる場合も、座屈で耐力が決まる場合も、道示では、安全率は 1.7 が用いられ、安全に対する余裕は同じになっている。

ただし、補剛版の座屈では、降伏で決まる場合でも座屈パラメータ R が小さい領域では、耐力が降伏耐力より若干大きくなる場合もあることは実験結果から知られている。この領域の圧縮試験で、繰り返し載荷をした場合、最大荷重に達した後の繰り返し載荷で、最大荷重がすぐには低下せずに耐力が保持され、R が大きい場合に比べ、エネルギーを吸収できることが知られている。この現象は、板の厚み、補剛材（補剛リブ）などによって降伏を起こしている部分が拘束される効果で、ひずみ硬化の現象も加わって、降伏応力度以上の応力が発生しても抵抗しているものと考えられる。こうした効果も考慮して、今後、設計することが合理的なあるいは効果的な設計につながっていくことと考えられる。損傷部材や大規模な地震に対する対策では、意味がでてくるものと考えられる。しかしながら、この領域の実験データは少なく、研究はあっても、これまでに作られてきた構造物の維持管理において、今後考えられる大規模地震に効果的に対応していくには不足していると考えられる。

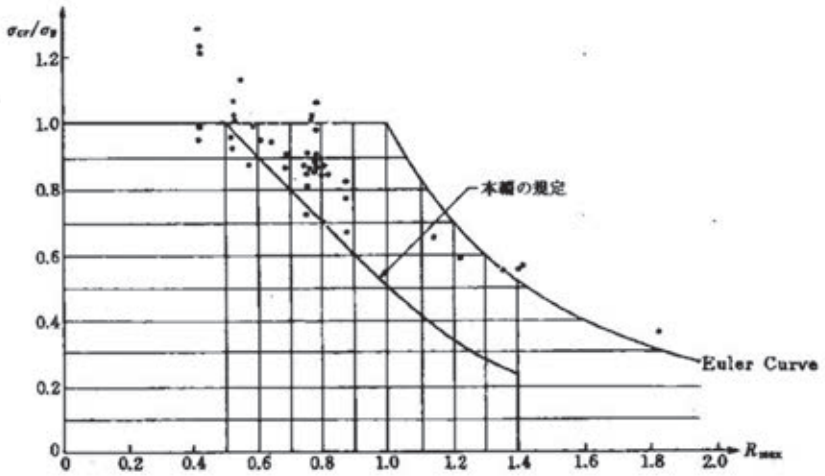


図 3-5-1 補剛版の耐荷力曲線

2) 純引張部材（軸引張部材）

引張側では、降伏応力を超えると塑性変形を起こすが、塑性変形の増大とともに、引張強度まで抵抗しながら耐力は増加する。そして、引張強度に対応する最大荷重に至ってから不安定現象の引張破断が起きる。なお、この引張強度に達成する過程の塑性変形でエネルギー吸収が行われる。

この引張強度と降伏応力の比率は、普通鋼は大きく、高強度鋼は普通鋼より小さい。この比率について、普通鋼は約 1.7、SBHS500 では約 1.1 とすると、その余裕の違いが分かる。

ただ、本項では、あえてタイトルを純引張部材としたが、部材の設計に着目すると、この材料強度の比率が耐力の比率にダイレクトに影響するのは純引張部材だけの可能性が考えられる。この問題は、今後検討していく必要があると考えられる。

降伏に対して安全率 1.7 で設計された軸引張部材は、終局耐力に対する安全率は、普通鋼では、2.9(=1.7*1.7)、SBHS500 では 1.9 (=1.7*1.1) になる。

3) 曲げ部材

曲げ部材は、3.5.1 で述べたようにフランジが圧縮部材と引張部材になる。この曲げ耐力は、最大応力の発生する最外縁を含む圧縮フランジと引張フランジが部材として設計される。H29 道示では、H24 道示と同様に、曲げモーメントを受ける部材の設計法が規定されているが、最大応力部を持つ、フランジの照査方法が示されている。曲げを受ける桁のウェブは、鋼桁の設計でその設計法が示されている。

引張フランジは、純引張部材と同じように照査することが示されている。

一方、圧縮フランジは、純圧縮（軸圧縮）部材の場合は柱としての座屈を照査するのに対して、曲げモーメントを受ける部材の圧縮フランジは横倒れ座屈に対して照査することが規定されている。圧縮フランジは、ウェブによって連続的に拘束されているので柱とは異なる。荷重によっても圧縮フランジは外側から拘束されている。しかしながら、桁単体では水平方向は自由であるが、橋として組まれると、架設時（例えばコンクリート床版が固まっていない時）は対傾構で、コンクリート床版を有する桁では、コンクリートが固まった段階では桁全長にわたって、圧縮フランジは拘束ないし固定される。

これらの照査は、降伏させないという条件で行うが、ここで、降伏後の桁の抵抗を終局状態も考慮に入れて考えてみる。

コンクリート床版で固定されていると横倒れは起こることはほとんど考えられないので、引張フランジが降伏しても抵抗し、耐力は下がらずに、維持あるいは圧縮側の分担が増えて耐力は、降伏しない時に比べれば小さいが、増加することも考えられる。引張フランジは降伏しても、引張フランジはウェブと連続しており、圧縮フランジ、ウェブそして引張フランジの降伏していない部分の断面は弾性域にあり、この部分で平面保持を仮定できる。この弾性領域で、引張フランジの降伏を起こした部分が拘束され、降伏した部分のひずみも、平面保持の仮定で求めた値とそれほど違いはないことが考えられる。しかしながら、応力分担の割合は、圧縮側の方が大きくなり、コンクリートの圧壊で、急激な耐力低下が起こる。

このコンクリートの圧壊までの引張側の塑性ひずみおよびひずみ硬化の量がどの程度になるかは、今後の研究の進展を待つしかないが、引張側の塑性ひずみが小さい段階で圧壊が起きる場合、ひずみ硬化による耐力増加も期待できない。これを考えると、純引張部材では終局耐力に影響を及ぼす、降伏後の変形性能やひずみ硬化による耐力増加の影響は、受けないことが考えられる。

PC 橋では、圧縮側コンクリートの圧壊を引張側の PC 鋼材の降伏より先行しないように設計するが、これは、PC 鋼材を先に降伏させて、圧壊が生じることを予知できるよう、設計方法を定めているようである。このことを考えると、コンクリート床版を有する鋼桁の設計も、圧壊が生じる前に、鋼桁の引張フランジが降伏し、異常な変形が生じることで、圧壊を防ぐという設計法を考えると、純引張材で期待できる降伏した後の変形性能や耐力増加は、重要ではないとも考えられる。

しかしながら、曲げを受ける部材でも、塔の基部のように鋼部材の破壊で全体崩壊が起こる場合、この部材の降伏に達した後の伸びによるエネルギー吸収能やひずみ硬化による耐力増加は意味をもってくる可能性が考えられる。

また、純圧縮部材でみた、降伏領域での拘束から降伏後に期待できる耐荷性能の増加もあるので、今後、多視点から検討を行う必要があると考えられる。

なお、道示の座屈規定では、軸圧縮部材では、柱と板の座屈耐力を掛け合わせているが、曲げ部材は、横倒れ座屈耐力だけで、板の座屈耐力を掛け合わせていない。一方、板の座屈規定には、応力勾配を考慮し、面内曲げがかかる状態も照査できるようになっている。

このほか、耐震設計で、橋脚や塔の曲げに対する照査で、安全に使用していくには、降伏領域をどの程度許容できるかなど、今後の課題と考えられる。

したがって、終局状態に対する安全率は、今後の研究と設計法が定まって、初めて把握できるものと考えられる。

4) 使用限界状態と終局限界状態

前述の軸圧縮部材、軸引張部材、曲げ部材について、降伏、座屈、破断の視点から、特に、降伏以降の耐荷性能に着目して**表 3-5-7** をまとめる。この表では、圧縮部材で問題となる座屈については、耐力を急激に失う全体座屈と、座屈パラメータ R で変わる補剛板のような座屈があることもまとめた。

この表には、圧縮側で期待できる、支圧耐力については除いている。次の項では、この支圧耐力と板状部材の座屈について述べる。

この表で、圧縮側の全体座屈で耐力が急激に低下する座屈に対しても、拘束状態によっては、耐力が維持される降伏耐力に対しても、同じ安全率 1.7 を確保している。座屈耐力も、拘束状態も、部材の形状（構造詳細）によってその耐力は変わるので、今後、部材の形状の視点から検討する必要があると考えられる。

また、引張側では、降伏耐力後、引張強さが期待できる。しかしながら、これは材料によって異なる。普通鋼では、降伏耐力後、大まかに 1.7 倍の引張耐力が期待でき、その後、最大荷重に到達後、破断に至る。これに対して、SBHS500 は、降伏の 1.1 倍の耐力で破断する。**表 3-5-7** でもまとめたように、高い応力状態で破断すると、拘束で部材が突出するがある。そのため、破壊順序を考え、引張破断を先行さないように設計をするのが合理的と考えられる。この限界値に対しては、大きい安全率を確保しておく必要があると考えられる。

なお、**表 3-5-7** の欄外に、「コンクリート床版の圧壊が引張フランジの降伏より先行して起こる場合」と注記したが、過去の実験から道示に準拠した断面設計がなされていれば引張フランジの降伏が先行するようである。しかし、ここでは、適用範囲（条件）を意識することと、設計における破壊順序を考慮することの重要性を述べるため、このような注記を行った。

表 3-5-7 各部材の降伏後の耐荷性能

部材	限界状態	限界値	限界状態（各限界耐力に至った状態）以降の耐荷性能	H24 道示		推奨
				安全率	対象荷重	対象荷重
軸圧縮部材	圧縮降伏	降伏耐力	・除荷しても戻らない塑性変形が発生する。 ・座屈が生じない領域では、拘束状態によっては、降伏後も耐力が比較的維持される。耐力も降伏耐力より若干大きくなることもある。	1.7	常時 異常時	
	座屈	座屈耐力	・柱としての全体座屈の場合、耐力は急激に低下する。座屈パラメータが大きい板状部材の座屈も比較的急激に耐力が低下する。座屈パラメータが小さい補剛版では耐力が維持される、すなわち、急激な耐力低下は起こらないことが確認されている	1.7	常時 異常時	
軸引張部材	引張降伏	降伏耐力	・除荷しても戻らない塑性変形が発生する。 ・材料の違いによる大きさの違いはあるが、降伏耐力より大きい引張強さに対応した引張耐力があり、破断するまでの変形性能も期待できる。引張強さに達した後、耐力は低下し、破断する。	1.7	常時 異常時	
	破断	引張耐力	・破断し、分離し、破断荷重が大きいと、部材は高速で飛ぶ。この部材が高速で飛ぶ現象は、PC 鋼棒や高力ボルトが突出することで知られている。なお、破断は、ふつう引張耐力（最大荷重）到達後起こる。	2.9 普通鋼		異常時
曲げ部材*	圧壊	曲げ耐力	・コンクリート床版が圧壊すると、急激に、鋼桁の曲げ耐力まで下がる			
	引張降伏		・圧縮側のコンクリートが圧壊するまで　、耐力は維持され、変形が進む。			

＊　コンクリート床版を有する鋼桁を例に記入、そのため、横倒れ座屈は起こさないものとして作成した。コンクリート床版の圧壊が、引張フランジの降伏より先行して起こる場合。

3-5-3. 局部座屈と支圧耐力

補剛板の座屈では座屈パラメータ R が小さい領域では、降伏後も耐力が維持されることを述べた。板厚が厚くなると隣接部および補剛材による拘束から、最大荷重到達後、変形が進んでも耐力は維持される。耐力が降伏耐力より少し大きくなるデータもあることが知られている。

この圧縮域の降伏耐力は、局部座屈現象とともに支圧耐力とも関係する。板状部材の座屈現象をさらに検討した支圧耐力について、いくつかの視点から検討する。

1) 局部座屈

局部座屈について、H24 道示では、4 章の部材の設計で補剛板と両縁支持板そして自由突出板に対して規定している。この規定は、最小板厚、許容応力そして必要に応じて補剛材の剛度が規定されている。補剛板に対しては、実験値を基に規定値（許容応力度の基準線）を定められている。補剛板は、補剛材が解説で耐震設計上、変形性能の確保が要求される部位の補剛板は、R≦0.5 の部材寸法を設計することが書かれている。

実験で規定をつくった理由として、以下のように書かれている。

『補剛板に使用される板要素は一般に板厚が小さく溶接による初期変形、残留応力等の初期不整の影響が大きいこと、また補剛板は板の両縁支持条件を満たすほど十分に剛ではないこと等から、補剛板を両縁支持板と同じように扱うのは必ずしも妥当でない』となっている。

また、この部材の設計での規定の対象として、鋼桁のウェブおよび鋼床版を除いている。

この実験データとして示される耐力が、補剛材間の板の面外座屈に対するものか、補剛材と一体となった板全体の面外座屈に対するものか記載されていないが、板状部材が、最大荷重に達した後の耐荷性状について、R が小さい領域では、耐力は比較的保持されることが実験で示されている。

こうしたことも含めて、実験結果を見ていくことで、実橋梁での、損傷した構造の耐力の判断などにも役立つものと考えられる。

2) 支圧耐力

補剛板の R が小さい時の耐力が、降伏耐力以上になる場合、考え方によっては支圧耐力とも関係する。道路橋示方書、研究論文、実設計や現実の構造を参考に、この支圧耐力を考える場合の視点を多視点から検討する。

すなわち、材料の降伏が局部座屈を誘発するので、これを支圧耐力とするか、局部座屈とするか、考え方は様々あるが、これらが影響しあう領域で、定義次第で変わるものという考えで、理解を膨らますという視点で述べたいと思う。

3）H24 道示の許容支圧応力度

H24 道示では以下のように規定されている。

■3.2.1 鋼材の許容応力度

支圧に対する許容応力度は、鋼板と鋼板との間の支圧応力度とヘルツ公式で算出する場合とが示されている。

■3.2.2 鋳鍛造品の許容応力度

支圧応力度に対して、すべりのない平面接触、すべりのある平面接触、ヘルツ公式で計算する場合の支圧に対する許容応力度が示されており、ヘルツ公式で計算する場合は支圧応力度の他に硬さ必要値も規定されている。

■3.2.3 溶接部及び接合用鋼材の許容応力度

支圧接合用高力ボルトの許容支圧応力度が接合される鋼板の材質ごとに示されており、この許容支圧応力度はボルトではなく、鋼材のボルト孔壁に対するものと考えられる。

4）支圧照査を行う対象

支圧照査の対象は、一般的に、鋼桁の支点上補剛材、支承、高力ボルト支圧接合におけるボルト軸と鋼板のボルト孔との支圧部がある。

鋼桁の端部の腐食損傷部の耐力を考える上で腐食損傷の状態および補修後の支圧耐力について、多視点から考察することは意味あることと考える。

5）支点上補剛材の支圧応力度照査

新設橋梁では、支点上補剛材の支圧応力度の照査は、支点反力に対して、以下のような補剛材下端の断面が一般部より小さくなる場合に行っている。

・支点上補剛材の幅が下フランジ幅より大きい場合（補剛材溶接のため下端をカットする場合）

・スカラップを設ける場合

なお、一般部と下端が同断面であれば、許容値の大きい支圧応力度の照査は省略され、柱としての許容軸圧縮応力度の照査のみ行えば良い。

ここで、下端断面が小さくなると圧縮応力度は大きくなるが、柱としての照査では、柱としての座屈に対する許容値（軸圧縮許容応力度）は上下端の支持条件はヒンジで定められているので、この下端の小さい断面を用いる必要はない。

一方、支圧応力の照査では、最小断面を用いる必要がある。但し、溶接構造の支圧応力の照査では、腹板の有効幅に対して、柱として照査する場合に用いられる 12t ではなく、ソールプレート範囲を採用できる場合もあることも考慮して、合理的な設計法を確立していく必要があると考えられる。

この支点上補剛材の設計については、S48 道示までリベット構造に対する照査方法が示されていた。リベット構造では、支点上補剛材だけで、下フランジに力が伝達されることを想定して設計が行われている。この場合、支点上補剛材の下端ではメタルタッチとし、支圧で力は伝達される。支点上補剛材と下フランジは、溶接で連結されているような連続構造ではない。溶接構造では、ウェブも有効と考えるが、リベット構造ではウェブ下端と下フランジ上面の支圧伝達は考慮せず、この部分には隙間があり、鉄道橋では、この隙間分ウェブが沈下し、フランジの山形鋼が損傷している事例がある。

また、道示の鋼材に対する許容応力度の規定も、鋼板と鋼板との間の支圧応力度に対する許容値を規定している。そして解説では、平面と平面が接触している場合については、鋼鉄道橋の設計標準やAASHTOの基準値を参考にして、許容引張応力度の50%増しを許容支圧応力度としている。これに対して、支点上補剛材下面と下フランジの上面の支圧は、上で想定されている平面と平面の接触というより、下フランジ上面と支点上補剛材の下端のコバ面（板厚分の断面）の接触で力が伝わる状態になっている。

一方、溶接部材では、この部分は溶接されるため、この施工精度によっては、力の伝達経路は異なる。すなわち、すみ肉溶接で回し溶接が行われている場合、溶接部で力が伝達されることも考えられる。この場合、溶接ビードに疲労き裂が発生する可能性がある。現在は、開先をとって完全溶け込みとしている場合が多いと考えられる。この場合は、溶接断面で若干大きい断面になることも考えられるが、支点上補剛材の下端の最小断面を用いて支圧を照査すれば問題ない。

道示では、鋼板の表面と鋼板の表面が支圧状態を想定した規定としているが、実務の照査では、下フランジ上面の平面と支点上補剛材のコバ面の接触し、支圧伝達する構造を照査している。また、溶接構造では、この支圧伝達を想定している部分は、溶接で連続構造になっている。このように想定しているモデルと実際の構造は異なる。この支圧耐力を考える場合、面と面の支圧の安定性についての想像は容易と考えられる。また、溶接による連続は拘束度を高める。そのため、降伏応力度に達しても、この拘束性や安定性で、耐力は維持される。

本WGで実施した板厚面（コバ面）で支持されたボルト継手の実験で、圧縮載荷した場合、降伏応力度を超えた耐力に抵抗することが確認された。この実験結果からも、何らかの拘束によって座屈が生じにくい構造（部材）であれば、降伏を超えても比較的安定な状態が維持されることが分かる。

なお、この降伏後も耐力が維持されることに対して、支圧の許容値を柱の50%増しとしていることを考えると、降伏耐力に対して安全率を1.1確保していることになる。

この支圧耐力については、**3-5-4**でも考察しているので参考として頂きたい。

6）高力ボルト支圧接合のボルト孔の支圧に対する照査

高力ボルト継手は、道示では、支圧接合も摩擦接合も軸力を入れて使用する。降伏しても、この大きな軸力による拘束で、支圧に対する安定性が増加し、より大きな支圧耐力を期待することができる。

H24 道示では、高力ボルト継手の支圧に対する許容応力度は、疲労試験から軸圧縮に対する許容応力度の2倍は取れると考えられるが､降伏させないという基本的な考え方から降伏応力に抑えたという記述がある。なお、DINでは、降伏応力度の2倍が用いられている。

こうしたことから、構造安定性の視点、また、耐疲労性能など設計で要求される性能を考慮して、軸力を与えることによる性能の向上を考慮した設計体系を構築することで、合理的な設計が可能となる。

7）ヘルツ公式で計算する場合の支圧応力の照査

ヘルツ公式で計算する場合の支圧応力の照査は、支承部の支圧に対する照査、あるいは、ピン構造での支圧に対する照査を対象として規定が作られてきた。この場合、ローラー支承などを考えると、支圧応力が働く接触面が球面、円筒面であるため、比較的容易にヘルツ公式を用いることの妥当性はイメージできる。

一方、鋼材と鋼材の接触機構は、平面と平面（平面に近い円筒面や曲面も含む）とが接触するものとして照査もされてきている。これらは、リベット構造時代に作られた考えを、今でもそのまま用いていることが

考えられる。

一方、支圧による伝達は、支承やピンばかりでなく、支点上補剛材の下端部のような一般部でも行われている。この部分は、圧縮を受ける部分で、座屈を起こさずに降伏に達し、設計対象部分の拘束性から、降伏後に維持される耐荷性能を期待して、支圧を照査して設計することが合理的な設計につながることと考えられる。特に、高力ボルトによる当て板補修では、その意味は大きいと考えられる。この支圧耐力は、支承やピンの支圧照査で整備されてきている規定ではなく、各部材の拘束について評価をして、合理的な照査方法を検討し、整備していく必要があるものと考えられる。すなわち、我が国の鋼橋はリベット構造から溶接構造や高力ボルト構造に変わってきている。溶接構造では溶接接合される鋼板が互いに拘束されているのでその効果も期待できる。また、高力ボルト構造でボルト軸部とボルト孔が支圧状態にあるとき、大きな軸力により鋼板の支圧部が拘束され、塑性変形を抑制することで耐力が上がる。これらの耐力増加あるいは耐力が急激に低下せずに維持されることを考慮して耐力を評価し、この耐力を用いて設計を行うことで、合理的な構造を検討していくことが望まれる。

3-5-4. 桁端部の腐食損傷の補修効果に関する研究事例[12]を用いた検討

鋼桁端部の下端部の腐食損傷は圧縮を受ける部分の損傷である。桁端部の腐食損傷に対する補修について扱ったこの研究事例で、補修効果について概要をまとめるとともに、支圧、座屈（全体座屈、局部座屈）、拘束効果などの視点から検討してみる。

ここで引用する文献は、土木構造物標準設計に示された支間長30mの主要幹線道路の単純プレートガーダー橋に対して、桁端部の腐食損傷として**図 3-5-2** の損傷モデルを設定して、その損傷の影響、そして、その対策としての高力ボルトによる当て板補修の効果について解析的に検討した事例である。すでに述べたように、当て板補修の実務では摩擦接合に準じて設計することが多いので、この構造、すなわち、摩擦接合と同様にすべり荷重までボルトを介して摩擦で力が伝達される構造を対象としている。主桁ウェブから当て板に高力ボルトで伝達される力について、各ボルトで伝達される力がすべり限界に達するとすべって、そのボルトで伝達される力はそれ以上増加しないよう解析を行っている。一方、当て板下面と下フランジ上面が接触すれば、当て板の力は当て板下面から下フランジ上面へ支圧で伝達されるよう解析している。基本モデルでは、当て板下面と下フランジ上面はメタルタッチしている構造を対象としている。現場では、メタルタッチさせることが難しいことを考え、L字の当て板を基本モデルとして解析している。L字の当て板は、L字の当て板下面と下フランジ上面はメタルタッチしている状態を対象としているが、桁端部のウェブ下端の橋軸直角方向の固定を考え、下フランジ側もウェブの両側でそれぞれボルト1本を用いて固定している。

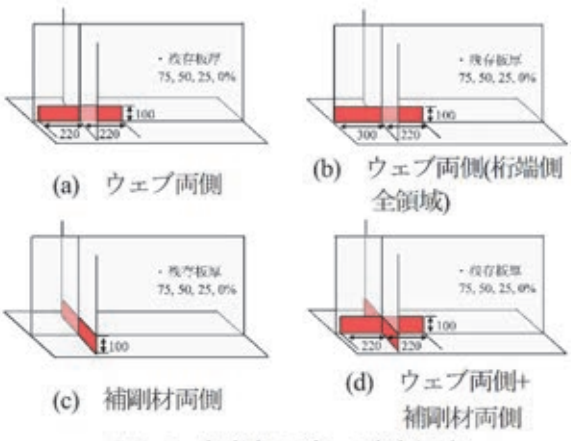


図 3-5-2　各腐食モデルの腐食領域

ウェブ面との接触面も、下フランジ上面との接触面も、基本モデルでは、摩擦抵抗はすべり係数0.4を用いて、摩擦で伝達される力を制限している。この摩擦で伝達される荷重の限界値（すべり荷重）は、すべり係数0.4に、ウェブ面ではボルト軸力を乗じて、下フランジ上面では伝達される支圧力を乗じて求められる。ここで、ボルト軸力はほぼ一定で、支圧力は当て板下面から下フランジ上面へ伝達される力なので、当て板で伝達される力が増加するとともに支圧力は増加する。なお、すべり係数については、当て板下端の摩擦抵

抗の影響を検討するため、残存板厚ゼロのケースで、当て板下面のすべり係数をゼロとした場合の解析を行っている。

当て板下面のメタルタッチを確実にするため、L 字部材を基本モデルとしたが、実用性を考慮に入れて設計施工の合理化を考え、単純な板部材のモデルでも解析を行っている。この場合の当て板の下面は、コバ面すなわち板厚部で下フランジ上面へ力が伝達される。この単純な板部材のケースで、メタルタッチしていない場合の耐荷性能を把握するため、損傷モデル（b）ウェブ両側（桁端側全領域）の残存板厚がゼロの場合についてギャップを 1 ㎜と 2㎜ のケースを解析している。

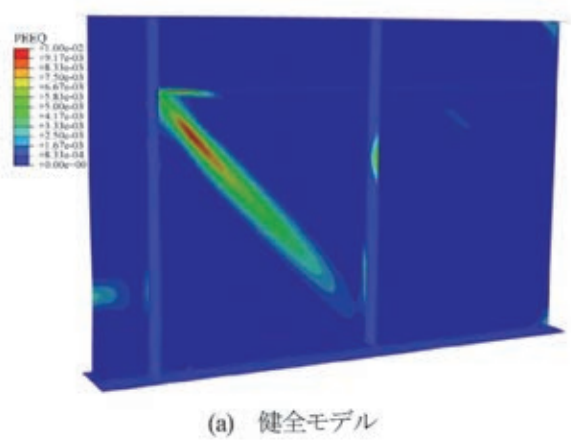
なお、この解析において、メタルタッチ（支圧）による力の伝達は、当て板下面の支圧伝達だけを評価しており、すべり後にボルト軸が支圧状態になる時のボルト軸による支圧伝達を考慮して解析を行っているわけではない。なお、このボルト軸による支圧伝達を考慮すると当て板への力の伝達はさらに大きくなることを考えると当て板の力の分担は大きくなり、損傷を有する既存構造の応力分担は軽くなるので、これを考慮しない本解析結果で評価すれば既存構造部の耐力は考慮した場合より小さくなるので、安全側の評価となると考えられる。本解析では欠損部にフィラーを挿入するケースを考えている。しかしながら、このフィラーに対しては支圧による伝達は考慮していない。すなわち、鉛直方向の力は、フィラーを介してウェブから下フランジに力が伝達されることは考えていない。

以下、論文の解析結果で定量的な把握を試みる。

1） 補修レベルとしての健全時構造の終局状態

補修設計では、補修後の耐荷性能をどのレベルまで回復するかという課題があるが、健全時の耐力に回復することが一つのレベルと考えられる。

そこで、まず、健全時の最大荷重時の状態についてみる。ウェブのせん断座屈後にウェブが引張斜材（**図 3-5-3** のウェブの相当塑性ひずみ部）として機能して、垂直補剛材と上下フランジないし水平補剛材などとともにトラスとして耐力が維持されることは知られているが、せん断座屈後の最大荷重時の解析結果から健全時の相当塑性ひずみ分布は図のようになり、トラスの耐荷機構でウェブに形成される引張斜材が降伏して最大耐力に達することがこの図から推測できる。支点上補剛材に隣接する垂直補剛材にも降伏が発生し、トラスの垂直材としての圧縮耐力の低下も始まっていることが伺われる。この健全モデルでは、支点上補剛材の柱としての座屈は起きていないことがわかる。したがって、このモードの発生とこの時の耐力まで回復していることを確認することが、健全時の耐荷性能を回復していることを確認する手法の一つであると考えられる。



(a) 健全モデル

図 3-5-3 最大荷重時の相当塑性ひずみ

2) 損傷が耐荷性能に与える影響

耐荷性能は最大荷重と荷重変位曲線で検討されることが多く、この論文でも、この２視点で説明されている。最大荷重（耐力）については、荷重変位曲線図から読み取れる他、損傷タイプの最大荷重は、健全時の最大荷重と比較した最大荷重比で示されている。

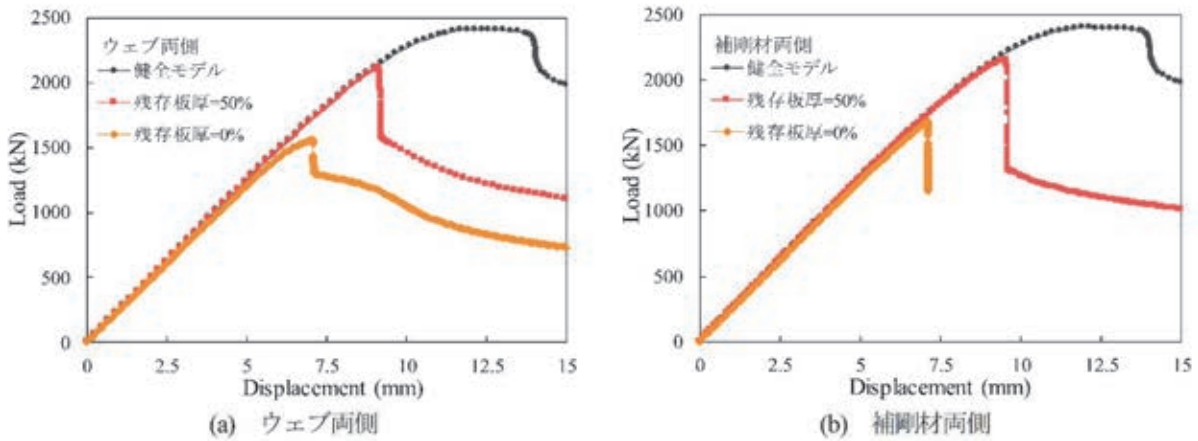


図 3-5-4 各腐食モデルの荷重と変位の関係

図 3-5-4 は欠損タイプがウェブ両側(a)と補剛材両側(b)についての荷重変位曲線を健全モデル（黒）と比較して示したものである。損傷モデルについては、残存板厚 50%（ピンク）と０%（オレンジ）の２つのケースが示されている。最大荷重については、**図 3-5-5** に各損傷タイプの残存板厚と耐力低下の関係が示されている。これらの関係を概略的に把握していると現場での判断に役に立つと考えられる。

この図から、損傷した状態での最大荷重（耐力）として、ウェブの損傷については、ウェブ両側（桁端側全領域)のように桁端側の全領域が欠損していなければ､残存板厚がゼロであっても最大荷重は健全時の 65%ある。また、補剛材両側欠損タイプでは、残存板厚がゼロの最大荷重は、健全時の 70%程度である。

臼倉らの文献 [13] では、補剛材両側欠損タイプの残存板厚ゼロの損傷した状態の最大荷重は、健全時の約 50%に低下するという結果がでている。そのため、補剛材両側欠損タイプの残存板厚ゼロについては、この解析では 70%程度あるが、現段階では、安全を見て 50%と把握しておくと安全と考えられる。一方、ウェブの桁端側全領域欠損タイプ（オレンジ）において、端部が一部ついているタイプ（ピンク）に対して最大荷重が大きく低下する傾向については、双方の論文で、ウェブの欠損領域として支点から径間側の領域の有無の違いはあるが、同様な結果となっている。したがって、ウェブの桁端側全領域が欠損すると耐荷性能は極端に低下するという理解は重要と考えられる。

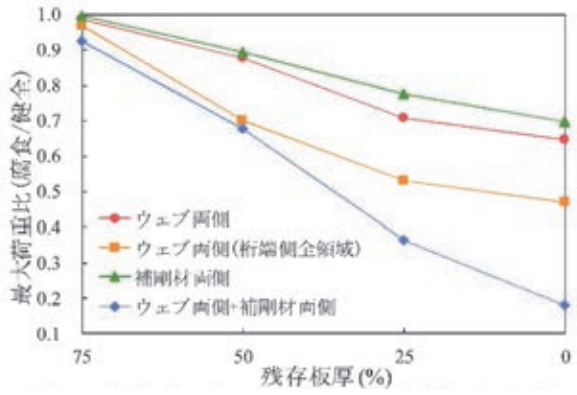


図 3-5-5 各腐食モデルの最大荷重と残存板厚の関係

3) 補修効果

補修効果についても、健全時、損傷時、補修後の最大荷重と荷重変位曲線について､目的に応じた基準値（例えば健全時）との比較で示している。

損傷タイプがウェブ両側と補剛材両側に対してこの解析で用いている補修形状を**図 3-5-6** に示す。また、この研究では、現場でのメタルタッチを確保する視点から、当て板はＬ字形状を基本に解析を行い、実用性

などを考慮して板状形状の当て板の場合について検討を行っている。

最大荷重（耐力）については、**図 3-5-7** には、L 字形状の当て板を用いた場合の耐力回復について、各損傷タイプについて健全時と補修後の比較（補修時／健全時）で示している。**図 3-5-8** には、板状で得られた最大荷重を L 字で得られた値を基準として（板状／L 字）示している。そのため、板状の当て板で補修した場合の効果（補修時／健全時）は、**図 3-5-7** と**図 3-5-8** の結果を乗じて把握する必要がある。

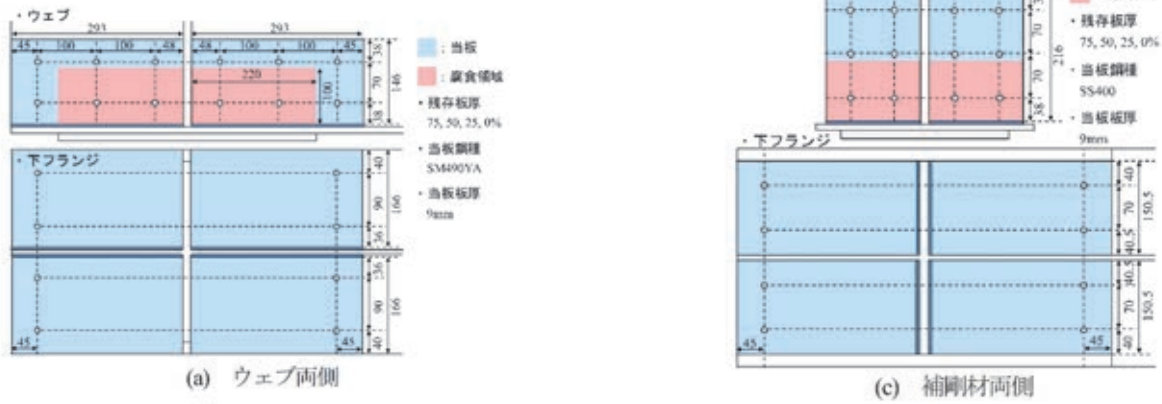


図 3-5-6　当て板補修図

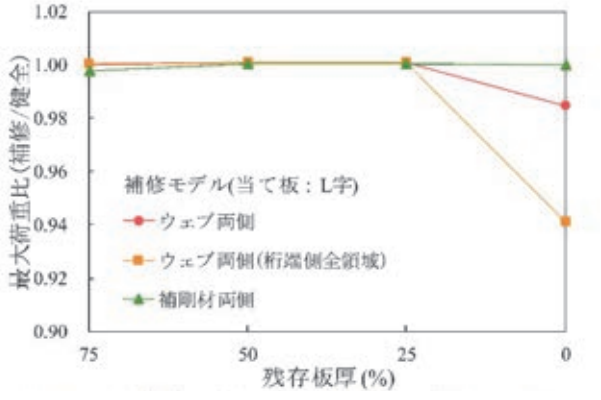


図 3-5-7 各補修モデルの最大荷重と残存板厚の関係

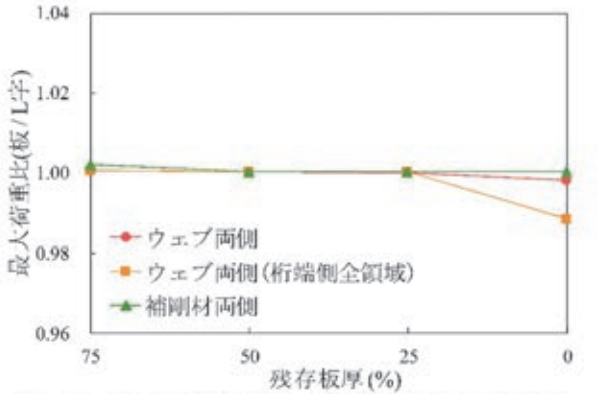


図 3-5-8 当て板形状の違いが各補修モデルの最大荷重と残存板厚の関係に及ぼす影響

当て板補修を行うと、25%でも残存板厚があると補修後の最大荷重は、ほぼ健全時の最大荷重まで回復する。一方、残存板厚がゼロの場合で、ウェブ両側（桁端側全領域）欠損タイプで、他のタイプより低下が明確に出ている。しかしながら、健全時に対する最大荷重の低下は、板状の当て板でも 7％(0.94×0.99＝0.93)であるので、ほぼ健全時と同じレベルに回復できるという結果になっている。

荷重変位曲線については、損傷タイプがウェブ両側と補剛材両側について、当て板形状を L 字で補修を行った場合について健全時と比較したものが**図 3-5-9** である。さらに、ウェブ両側については、板状の当て板で補修の場合を L 字当て板と比較したものが**図 3-5-10** である。

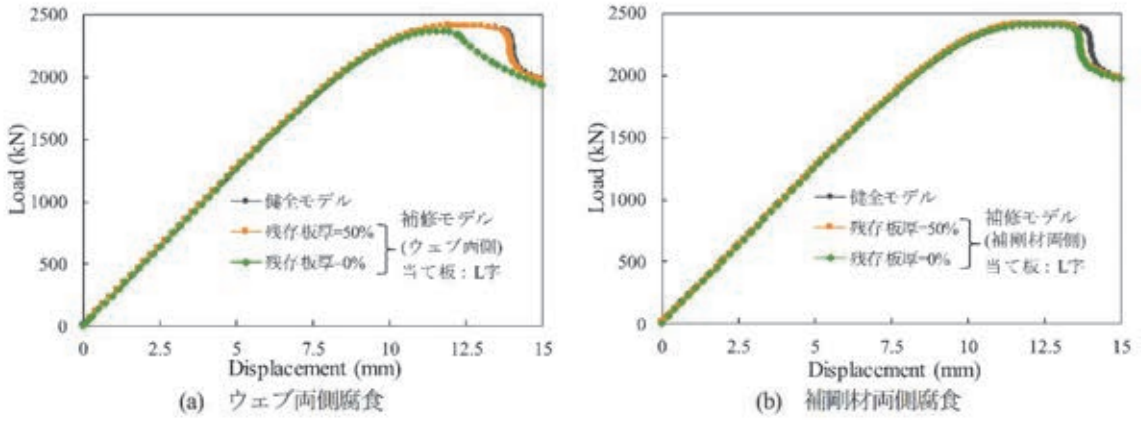


図 3-5-9 各補修モデルの荷重と変位の関係

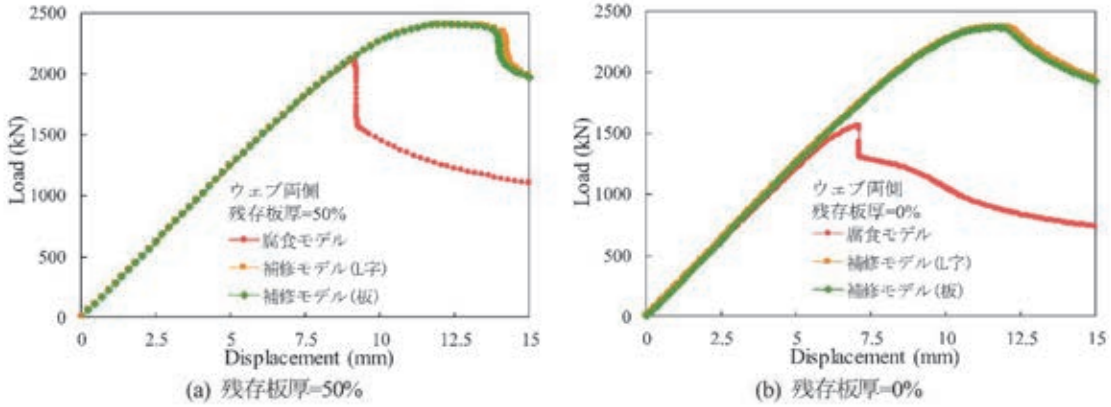


図 3-5-10 当て板形状が異なるウェブ両側腐食を考慮した補修モデル各補修モデルの荷重と変位の関係

損傷タイプがウェブ両側の場合の補修時の荷重変位曲線を比較すると、残存板厚がゼロの場合、最大荷重は健全時に対して２％ほど低下し、最大荷重に達した後、耐力はなだらかに低下しているが、変位が 15mm 程度になるとほぼ重なっている。一方、損傷タイプが補剛材の場合、補修後の荷重変位曲線は健全時とほぼ重なっている。最大荷重の低下もほとんどない。（**図 3-5-9**）

損傷タイプがウェブ両側について、板状当て板による補修後の荷重変位曲線をＬ字当て板を用いた場合と比較するとほぼ重なっており、補修後の構造はほぼ同じような耐荷性能を示す結果となっている。（**図 3-5-10**）

4) 当て板下端のメタルタッチの影響

この研究では当て板下端のメタルタッチの影響も検討している。すなわち、ウェブ両側欠損、残存板厚がゼロ、当て板形状板のケースについて、当て板下端と下フランジ上面の Gap を 1 ㎜ と 2㎜ とした場合についても解析を行っている。

結果は**図 3-5-11** に示す荷重変位曲線で示されている。Gap を設けたタイプは 1 ㎜の場合も 2㎜ の場合も、荷重変位曲線の初期の勾配について検討すると、荷重が 1,000ｋN までは、Gap を設けないタイプとほぼ同じで、1,500ｋN でわずかにずれているもののほぼ等しい。1,500ｋN からずれが大きくなり、同じ荷重で比べると、Gap1 ㎜の場合で約 1 ㎜、Gap2㎜ の場合で約 2㎜、Gap なしに対して変位は大きいという結果になっている。一方、最大荷重は、Gap が有る場合も、ない場合も、Gap が 2㎜ 程度であれば同じという結果が得られている。

以下、対象の構造について設計の視点から考察する。柱としての許容荷重を全強の視点から求めると、

ウェブ　　2×9×12×9×210＝408,240 N　　必要ボルト本数：408,240 N／（48×2×1,000）＝4.3 本

支点上補剛材　2×155×14×140＝607,600 N　　必要ボルト本数：607,600 N／（48×2×1,000）＝6.3 本

合計　1,015,840 N

全強を伝達するための必要ボルト本数は、ウェブは 4.3 本、支点上補剛材は 6.3 本であるが、この補修では、各損傷タイプに対して 8 本ずつを原則として配置している。なお、ウェブ両側（桁端側全領域）では、健全部に配置しているボルト本数は 7 本になり、損傷より上側に配置されているボルト本数は 6 本である。この研究では、ボルト本数は、道示のボルト間隔と縁端距離を考慮して配置できる本数で決めている。

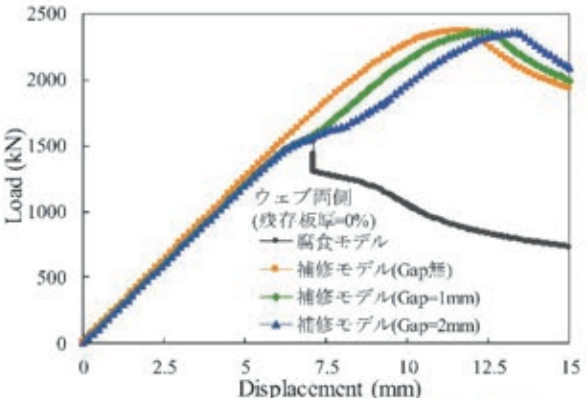


図 3-5-11　当て板と下フランジの隙間が補修鋼板の荷重と変位の関係に及ぼす影響

このウェブ欠損タイプでは、2mm の Gap（板）があっても板状当て板で補修を行えば、1,500ｋN 程度の荷重までは、Gap なしの補修タイプおよび健全時タイプに対して、荷重変位曲線の勾配はほぼ同じになっている。すなわち、全強で求めた許容荷重 1,015,840ｋN に対して約 1.5 倍程度まで、ほぼ健全時と同じ挙動をする結果となっている。全強の約 1,000kN までは、損傷（腐食）モデルもほぼ同じ勾配を示しているため、Gap があっても同じになることは当然とも考えられる。

一方、最大荷重は、Gap が 2mm あったとしても、Gap なし補修タイプとほぼ同じ結果、健全時に対しても約 98%に回復する結果となっている。なお、次に示す桁端全領域欠損では、板状当て板で、当て板下端の摩擦を考慮しない場合、最大 89%までしか回復できない結果も得られているので、桁端全領域欠損では注意を要する。

5)　桁端全領域欠損タイプのウェブ下端での橋軸直角方向の拘束

すでに述べたように、桁端全領域欠損タイプで、残存板厚がゼロの場合、端部が一部残っているタイプに対して明確な耐力低下があり、L 字の当て板で補修した場合の最大荷重は、健全時に対して 6%程度小さい。このタイプでは、桁端部のウェブの下端を L 字の当て板で下フランジ固定することの意味を、板状当て板を用いた場合の解析で、当て板下端のすべり係数をゼロとすることで検討を行っている。

桁端側全領域欠損のタイプでは、桁端側ウェブの下端は自由になる。この下端の橋軸直角方向の動きを拘束するものとして、L 字当て板ではＬ字の当て板の剛性と下フランジとの 1 本の固定ボルトがある。一方、板状当て板は、下端の支圧力で発生する摩擦抵抗が考えられ、本解析では支圧力にすべり係数 0.4 を乗じてこの影響を考慮している。そのため、このすべり係数をゼロとして解析を行って荷重変位曲線で比較したものが、**図 3-5-11** である。

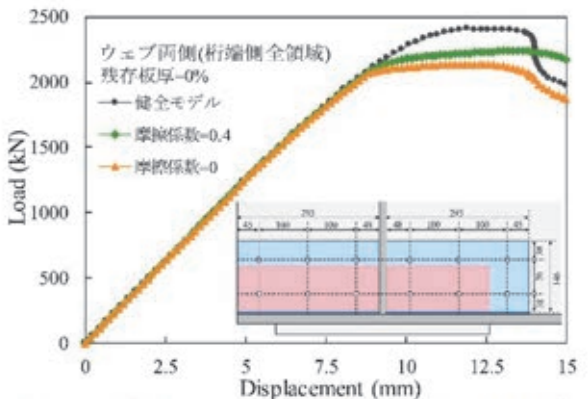


図 3-5-11 摩擦係数が異なる補修鈑桁の荷重変位曲線

最大荷重で比較すると、健全時に対して、L 字当て板で補修した場合は 6%低下し、板状当て板では７％低下、そして、下端の支圧力による摩擦が期待できないとすると 11%低下するという結果が得られている。この下端の支圧力による摩擦抵抗は、この解析の基本モデルでは、すべり係数 0.4 で考慮している。

文献では、**図 3-5-12** で桁端側のウェブ下端の面外変形がすべり係数をゼロとした場合に大きくなることを示して、当て板下端の摩擦抵抗の耐荷性能に与える影響を示している。

桁端側全領域の欠損の残存板厚がゼロの場合は、安全を見て L 字部材によるボルトによる下フランジとの固定をする方法が一案と考えられ、施工時のメタルタッチの問題も考えると L 字とすることが妥当と考えられる。

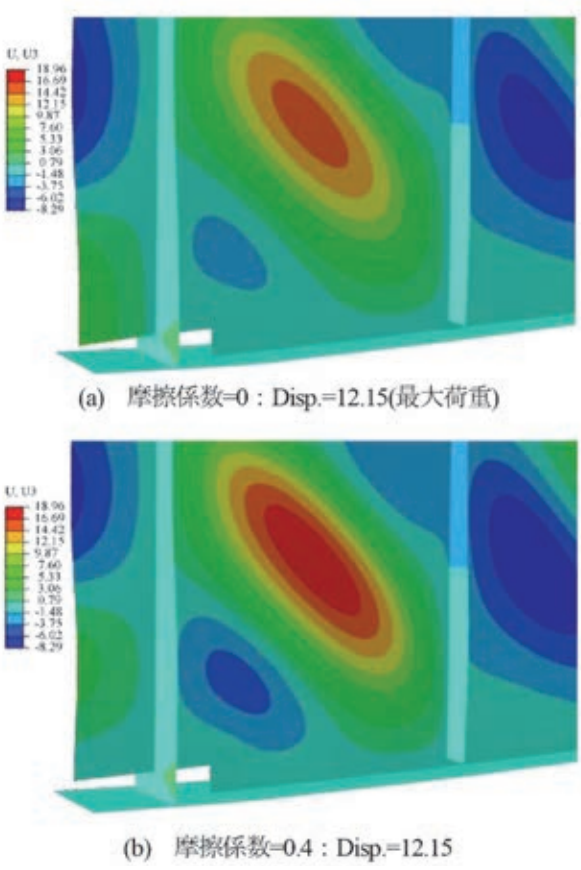


図 3-5-12 摩擦係数が異なる補修鈑桁の支点付近の面外変形図（変形倍率＝5 倍）

6) 支圧、座屈（全体座屈、局部座屈）、拘束効果からの検討

支点上の桁端部の下端部が腐食損傷によって断面欠損を起こす場合、断面が小さくなること、また、応力集中部が形成されることにより、健全時より応力が大きくなり、この部分のウェブや支点上補剛材に降伏や局部座屈が健全時に対して早期に発生する。この降伏や局部座屈で、支点上補剛材とウェブで形成されている柱の下端の拘束が弱まり、その結果、支点上補剛材とウェブで構成される柱としての耐力が低下し、最大荷重も低下する。

これに対して、当て板補修を行うことで、力の流れを変え、荷重分担を変わることを、対象の解析では、すべりと当て板下端部での支圧による力の伝達を考慮して把握し、耐荷性能を回復について示している。

一方、支点上補剛材の断面は柱としての設計で決まることが多い。そのため、支点上補剛材の支圧応力照査は、支点上補剛材の下端の断面積が、下フランジ幅が小さい場合やスカラップが大きい時に行われる。しかしながら、この部分は現在溶接で、しかも、疲労の問題から完全溶け込みとする場合が多いものと考えられる。そのため、メタルタッチの状態ではない。したがって、支承やピンで照査される支圧とは異なるものと考えられるが、現在の規定は、支承の規定を参考に決められていることが考えられ、確かな考え方は示されていない。**(3.5.3 参照)** しかしながら、当て板の下端はメタルタッチとなるため、この視点からこの照査方法が検討されることが、その手法の整備とともに望まれる。

この論文に示されているように、溶接で接合されていなくても、摩擦による伝達で、接触面に沿った方向に拘束を受け、この効果も考えられ、特に支圧で伝達される力が大きくなると無視できない大きさになる。この部分のすべり係数は変動することが考えられるため、安全側の設計を行う場合無視する必要がある。一方、これが溶接で連結される、あるいは、この部分が何らかの形でつながっていることが、耐力に影響することにも留意する必要があることを示している。

このように、この部分は、健全時は、ウェブ、下フランジ、支点上補剛材が溶接による拘束関係にあるこ

と、その他、この論文では考慮されていないが、対傾構、横構、およびその連結のためのガセットが存在し、これによって拘束されている。こうした拘束が、この部分の耐力に少なからず関係しているため、この部分の合理的な補修構造を検討する場合は、これを考慮して設計を行うことが望ましい。そのためには、さらにいろいろな検討を行って、その効果を示していく必要があるものと考えられる。

局部座屈に対しても支圧に対してもこれまで、降伏応力で制限されてきている。降伏応力を目安とすることはよいとしても、その応力に達した後の安定性について、この拘束による効果も踏まえて、検討していく必要があるものと考えられる。

すなわち、この降伏応力に達すると、急に不安定になるのか、耐力は維持されて安定な状態を保てるのか、徐々に耐力は低下するが、その低下は徐々に進行するのか、反対に、耐力が降伏耐力以上に上がるのか、こうしたことが、様々なケースで検討されることで、個々の構造と損傷形態に適切な補修が行えるものと考えられる。

7) すべり後の摩擦係数

ここで引用した論文では、すべり後の摩擦係数として、すべり前と同じ 0.4 を用いて解析を行っている。すべり後の摩擦係数は下がることが知られているが、繰り返しすべりを起こしても、最初のすべり係数の 6 割程度に安定するという結果がある。[14]また、この論文では、各解析におけるすべりの有無、すべりを起こした場合、荷重変位曲線におけるどの時点ですべりを起こしているかは示されていない。すべりを起こしている場合、その時点が荷重変位曲線に示されれば、そのすべりが、荷重変位曲線における勾配に影響するかどうかを知ることができるものと考えられる。今後の研究に期待したい。

今後検討することはいろいろあるが、本手法で、当て板補修を行うことで、力の流れを変え、荷重分担を変わることを、対象の解析では、すべりと当て板下端部での支圧による力の伝達を考慮して把握し、当て板補修の効果、すなわち、補修による耐荷性能の回復について把握できるため、本報告書で取り上げた。

3-5-5 面外塑性変形に対する当て板補修

圧縮部に損傷によって面外変形を起こしている場合、3-3-3.3)でも述べているが、損傷による断面減少ばかりでなく、面外変形による座屈耐力低下が考えられるので、単に断面積を元に戻すための断面増加を図るのではなく、剛性を増やして、座屈耐力の視点からも耐力を確保する必要がある。

これは、供用時の常時荷重に対してはもちろんであるが、補修工事の切断や撤去で剛性が低下するので、これを考慮して、事前対策を検討する必要がある。特に、補剛材の切断や、落橋防止システムなどバランスを崩すような大きいあるいは重い付属物の撤去などでは注意を要する。

一方、引張部の損傷に対しては、終局耐力に対する耐力低下は、圧縮部のような心配はないが、面外変形部には力が流れにくくなっている。すなわち、この部分の引張剛性は小さく、その分、面外変形を起こしていない部分で力を分担し、この部分の応力は大きくなっていることが考えられる。この応力増は、変形量（領域と面外突出高さ）と損傷を起こした断面の役割にもよるので一概に言えない。応力増が応力集中部で起きる場合、疲労の問題が出てくる。

引張部の面外変形は、終局耐力の低下が心配されないこともあり、放置されているケースも見受けられる。これを補修する場合、すでに降伏を起こしているので変形性能が低下している。そのため、これを冷間で再度降伏させて、一定量の塑性変形を起こして戻すことは、さらに変形性能が低下し、割れや疲労き裂の問題につながるので注意を要する。熱矯正は、変形量にもよるが、技能者の確保の問題から実際には採用できな

い場合が多い。

したがって、当て板ができるように面外変形部を切断除去する必要がでてくる。切断量が大きくなると、場合、施工中の安全確保のためにバイパス材の設置が必要になる。この場合、損傷によって、すでに、面外変形部では力を分担していない可能性があるので、この切断部で分担している力をバイパスで分担すると考えると危険側の解釈になる可能性がある。あくまでも、施工中の安全性を確保する視点で使う必要があると考えられる。

3-6. 当て板補修の様々な効果と当て板補修の技術の応用

3-2.では高力ボルト摩擦接合を準用した設計について述べた。摩擦接合で設計する場合の効果として、まず、既存構造と当て板の一体化によって断面増加を行い、応力低下を行うことが挙げられる。高力ボルト当て板補修には、この他の効果として、疲労強度、剛性など視点から効果が期待できるので、これについて、本項では述べる。

補修補強で求められる既存構造における部材交換ならびに部材の設置（付加）で用いられる高力ボルト継手は、欠損部に当て板を行う当て板補修とはイメージが異なるが、高力ボルトによる当て板補修の連結機能とも考えられる。特に部材交換は、高力ボルト摩擦接合継手と考えた方が分かりやすいが、施工にあたっての既存構造の表面処理など、当て板補修の技術を採用しなければならない部分もあるため、本項で言及することにする。

3-6-1. 耐疲労性能の向上

疲労き裂部の高力ボルト当て板補修では、当て板補修により、疲労耐久性を健全時の状態と同等に戻すのではなく、疲労性能の改善が期待できる。

高力ボルト摩擦接合接手は、その力の伝達機構から溶接のような応力集中が発生しないため疲労強度が高い。このことは実験でも証明されている。このため、摩擦接合に準じて高力ボルト当て板補修が行われれば、疲労強度上問題ない補修が行われると考えられる。

かつて、当て板補修が溶接で行われていたことがあるが、当て板で断面を大きくして応力を下げても、溶接で当て板が接合されるため、応力集中部が形成され、疲労強度は改善されない事例が多く、疲労き裂が再発生する事例を経験した。このことから、現在では、鋼材による当て板補修は、高力ボルトによる摩擦接合が基本になっている。

3-6-2. 剛性増加（圧縮耐力の向上）

3-5.でも述べたように、高力ボルトによる当て板補修の効果として、圧縮では応力低下の他に、耐力の増加が期待できる。すなわち、腐食による断面欠損で応力が増大するばかりでなく、剛性低下で圧縮耐力が低下する。

板部材を両側から当て板を行うと面外変形の剛性は増大する。この場合、偏心を避けるため、原則両面から行う必要がある。さらに、板をＬ字部材として補剛材を設置すると、剛性は大きく増大する。

支点近傍など圧縮応力が卓越する場所で、以下に述べるケースでは施工中に不安定になることが危惧される場合、の安全確保のため、事前に補剛材を増設する方法が考えられる。

- 腐食による断面欠損で圧縮耐力が低下している
- 補修のために部分的に切断を行う必要がある。特に、支点上補剛材を切断する場合。
- 落橋防止構造などを撤去する場合

3-6-3. 連結機能

鋼橋の補修補強では、高力ボルト摩擦接合の連結機能を用いて、部材交換および部材（付加物）の設置が行われる。

腐食ないし疲労による損傷が、ボルト配置などの関係で当て板による補修を行うことができない場合、コストを問題しなければ、ほとんどの場合ボルト配置ができるところで切断して部材交換で対処できる。この場合、連結部は摩擦接合接手として設計を行う。しかしながら、既設部と新設部材を連結するため、既設部の連結板の設置される部分の表面処理など当て板補修の技術を採用することになる。

また、性能の改良として落橋防止システムの設置が数多く行われてきているが、これも、連結機能を利用して、落橋防止のための部材が設置される。この場合も、既設部と新設される付加部材を連結するため、新設時の摩擦接合を準用する場合、当て板補修の技術も使用する必要がある。

このように、高力ボルトと鋼部材を用いた補修・補強の連結機能によって、高力ボルトによる補修補強の自由度（可能性）を格段に大きく広げることができる。

3-6-4.リベット、圧縮下での拘束効果

リベット橋が多く建設された時代では、厚い鋼板を圧延することができなかったため、薄い鋼板を複数枚重ねてリベットで締め上げて集成部材（組み立て部材）として部材を構成してリベット橋梁が建設された。圧縮部ではポアッソン比分の変形で力が発生し、板を分離させる方向（板厚の方向）で働くが、リベットの頭で分離を起こさずに一体化は保たれている。しかしながら、リベットの頭が腐食して欠損した場合、リベットにより拘束することができなくなるため、板が分離する。板が分離すると板厚が薄くなり、座屈荷重が小さくなり、集成材の圧縮耐力が低下する。これに対して、外側から当て板をして、ボルトで拘束することで、集成部材の一体化が確保され、圧縮耐力を確保することが可能になる。

リベットの軸部のせん断力については、頭部が欠損してもせん断耐力が維持されることは知られている。しかしながら、上述の面内に圧縮応力が発生する場合のようにリベット軸に引張力が発生する場合には頭部での拘束が期待できなくなるので耐力低下の問題が生じる。

3-7. 当て板補修における素地調整と塗装

3-7-1. 当て板補修における素地調整と塗装に用いる規定類

高力ボルト当て板補修では、まず損傷部の当て板補修を行って、最後に塗装を行うことが、その仕上がりを考えると妥当と考えられる。

摩擦接合を準用した当て板補修では、接合面の素地調整をすべり係数を確保できるよう行う必要がある。一方、最後に行われる補修塗装でも、既設部材の素地調整が行われる。この時、補修で新たに使用される当て板は、新設部材のため、工場で素地調整が行われ、塗装も工場で行うことができる

当て板の接合面の処理は、当て板側も既設部材側も、道示に従って行われる。一方、外側の空気に触れる面は、防食の視点から、鋼道路橋防食便覧に従って処理される。補修と言っても、当て板は新設部材で、高力ボルト継手と同じ扱いを受けるため、新設部材のしかも連結部の仕様が用いられる。一方、当て板が設置される周囲の既設部材は、塗り替え塗装の規定に従って処理される。したがって、当て板補修部およびその周辺の表面処理、すなわち、素地調整と塗装は、単純ではなく、特に、日常、計算処理を行っている技術者にとって、慣れないと分かりにくいものになっている。

ここで､H24 道示と H26 鋼道路橋防食便覧の表面処理の仕様について記載されている箇所を表にまとめる。

なお、鋼道路橋防食便覧には、新設塗装という 5 章があるが、当て板すなわち連結部の外面の表面処理の仕様はここには書かれておらず、表に示すように、4 章の製作上の留意点 4.6.3 連結部に示されている。

表 3-6-1　各部位の表面処理の仕様の各規定における記載箇所

部位（面）	規定	章、節、項	掲載ページ
当て板接合面	道路橋示方書	18 章　施工 18.5　高力ボルト 18.5.3　接合面の処理	p. 486～p. 488
既設部材接合面			
当て板外面	鋼道路橋防錆便覧 第Ⅱ編　塗装編	第 4 章　製作上の留意点 4.6　輸送・架設 4.6.3　連結部	
当て板周囲の既設部材外面		第 7 章　塗り替え塗装	

3-7-2. 表面処理方法の合理化の事例を用いた説明

塗り替え塗装仕様としてRc-Ⅰを採用した場合の表面処理の区分の一事例について､具体的に示すことで､この規定との関係を示す。

ただし、ここでは、外面の塗装仕様は、H26 鋼道路橋防食便覧に従って決定し、接合面については 3.2.2-3)で述べている合理的な表面処理の組み合わせを用いた場合を用いて説明する。したがって、ここで示す当て板の接合面は、前述の道示の仕様規定では許されていない。

3.2.2 では､品質確保と現場での実用性の視点から､既設の現場作業は動力工具で､新しく製作する当て板は無機ジンクという組み合わせを検討している。しかしながら、現時点で得られている実験データから、事例では既設の現場作業は動力工具ではなくブラストで処理して鋼材粗面とすることを考えている。ブラストすることで、性能規定を基に、現時点でも採用可能な仕様と考えられる。

すなわち、現行の道示では、両面が鋼材粗面ないし無機ジンクに対してだけ許されているが、無機ジンクとブラストの条件ですべり係数 0.4 を確保できることが実験的な研究で示されている。そのため、鋼材粗面をブラストで行えば、こうした研究成果を用いて、この組み合わせの妥当性を示すことができる。したがって、性能照査型に移行した現行の道示では、鋼材粗面をブラストで処理すれば、現時点でも採用可能な組み合わせと考えられる。

規定

・道路橋示方書（平成 29 年 11 月）

当て板補修の接触面（接合面）：両面が鋼材粗面か無機ジンクが「仕様規定」として許されている。

・鋼道路橋防食便覧（平成 26 年 3 月）

空気中に露出している面（外面と内面：ボルト締め付け後に塗装可能な面）の防食についての規定

・合理的な接合面処理（**図 3-6-1** 参照）

既設構造の当て板との接触面：鋼材粗面、

当て板の既設構造との接触面：無機ジンク

当て板周囲の既設構造部の塗り替え塗装仕様（外面）：Rc-Ⅰ（鋼道路橋防食便覧）

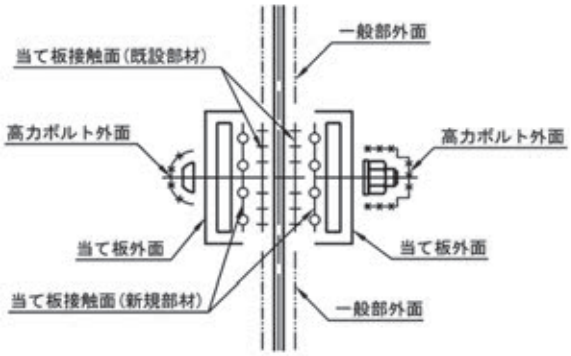
当て板外面（連結板の空気中に露出している外面）：F－11（鋼道路橋防食便覧）

道路橋示方書の性能規定で許されるための条件：

無機ジンク当て板の既設部との接合面（接触面）100μm

鋼材粗面：既設構造の当て板との接合部（面）、ブラストで素地調整

なお、論文によれば、既設側の素地調整がブラストで行われれば、塗膜厚は75μmでもすべり係数は確保できるという結果が示されるが、道示の最小合計膜厚の条件を考え、かつ、塗膜厚100μmは現在の技術で塗布可能であるため、100μmとした。



凡例

記号	塗装箇所	塗装系
———	当て板外面(新規部材)	F-11
-○-○-	当て板接触面(新規部材)	無機ジンクリッチペイント
-×-×-	高力ボルト外面(新規部材)	F-11
—·—·—	一般部外面(既設部材)	Rc-Ⅰ
•••••••••	当て板接触面(既設部材)	鋼材粗面

図 3-6-1 合理的な接合面処理

3-8. 試算による当て板補修効果の定量的な一検討

3.8.1 当て板補修による補強効果への定量的なアプローチ

腐食損傷に対する高力ボルトによる当て板補修について、全強設計の考えで設計する場合、断面欠損を当て板で補うという考え、減少板厚分の当て板を設置し、その断面の全強に対応した必要ボルト本数を健全部に設置し、健全時の断面と同じ耐力に回復すると考えて設計が行われることもあると考えられる。

しかしながら、当て板に伝達される荷重は、各断面の剛性などで決まり、すべりを起こして、さらに、既存構造の損傷断面で降伏を起こさなければ、当て板の全断面が降伏しないと考えられる。また、その荷重に達する前に、当て板を固定するためのボルト配置部の純断面で降伏耐力は決定され、健全時の全強までは、当て板補修では耐力を回復することはできないと考えられる。

このことから、引張部材では、健全な断面に補修のために明けるボルト孔を控除した純断面の耐力までしか耐力を回復できないことに留意したい。この照査は、通常の設計の引張部材でのボルト継手において純断面照査を行われている。

すなわち、引張部での腐食損傷による高力ボルトによる当て板による補修では、健全部にボルト孔を明ける必要があるので、耐力回復は、補修用のボルト部における純断面の耐力までで、全強まで回復することはできないことに留意したい。

これは、引張部では、腐食によってボルト孔と同量の欠損があった場合、補修を行っても耐力が向上したことにはならないので、この程度までは、当て板補修しても、その補修効果には疑問が残るので、当て板補

修を行う場合の損傷度の判断基準の一つになると考えられる。この場合、欠損量が同じでも欠損形状によって、問題にならないか検討する必要がある。特に、腐食損傷形状によって疲労が問題となる応力集中や応力勾配が発生しないか確認する必要がある。

なお、圧縮部では、剛性が増加して、座屈耐力が増加するので、当て板による補修効果を、引張とは区別して考える必要がある。

ここで、当て板にどの程度の荷重が流れるか、当て板による力の分担について、検討する。ここでは、既存構造の残存板厚と当て板の剛性比で力の分担が決まると仮定して、この当て板で分担する力を基に必要ボルト本数を算出した結果と、当て板の全強で求めた必要ボルト本数と比較検討する。

この時、施工時にベントなどで仮支持しない場合は、3-3 で述べたように補修断面は活荷重に対してしか有効にならないということを考慮した場合についても、この必要本数を求めて比較検討する。

なお、この健全部でのボルト孔による耐力の低下は、損傷部の応力余裕、曲げに対してはウェブでの当て板、引張材は、部材両端の連結部でのボルト孔などを考えると実際には問題ならないことが考えられる。

3.8.2　剛性比による当て板分担力の概算による検討

引張軸力を受ける板厚 36 ㎜、幅 200㎜ の板の両面から 9 ㎜ずつ腐食損傷した場合について検討を行う。死荷重と活荷重の分担は 50%ずつとする。

当て板は欠損分を補うため、既存部の減肉した鋼板の両側から、9 ㎜の当て板を設置する補修構造を考える。

ボルト配置は、幅方向に縁端距離 50 ㎜、ボルト間隔 100 ㎜、すなわち、50 ㎜、100 ㎜、50 ㎜とする。

許容応力度設計法では許容応力度で全強を求めていたが、限界状態設計法を意識してここでは、降伏応力度を用いて全強を求める。　SS400　降伏応力度　235N/㎟

すべり耐力：すべり係数 0.4 で計算　M22（F10T）許容力 48kN　すべり耐力 48×1.7＝81.6kN

既設構造物（板厚 36 ㎜）の健全部のボルト孔部の純断面の全強は、

（200-（25×2））×36×235＝1,269,000N

損傷位置での当て板（1 枚分板厚 9 ㎜）の全強は、

200×9×235＝423,000N=423kN

必要ボルト本数

423000／81600＝5.18　→6 本

損傷部　既存部板厚（36 ㎜-2×9 ㎜＝18㎜）

剛性比　9：18：9＝1：2：1　　当て板一枚分の力の分担：1/4

1 枚に伝わる力

純断面の全強×1/4　1,269,000×0.25＝317,250N=317.25kN

必要ボルト本数

317,250／81,600=3.89 →4 本

活荷重（50%）に対してだけ伝達すると考えると

純断面の全強×1/4×0.5　1,269,000×0.25×0.5＝158,625N=158.625kN

158,625／81,600＝1.94　→　2本

表 3-6-1　剛性比による設計荷重と必要ボルト本数

	設計荷重(kN)	必要ボルト本数
当て板全強	423	6本（5.18）
純断面考慮	317	4本（3.89）
純断面、活荷重考慮	159	2本（1.94）

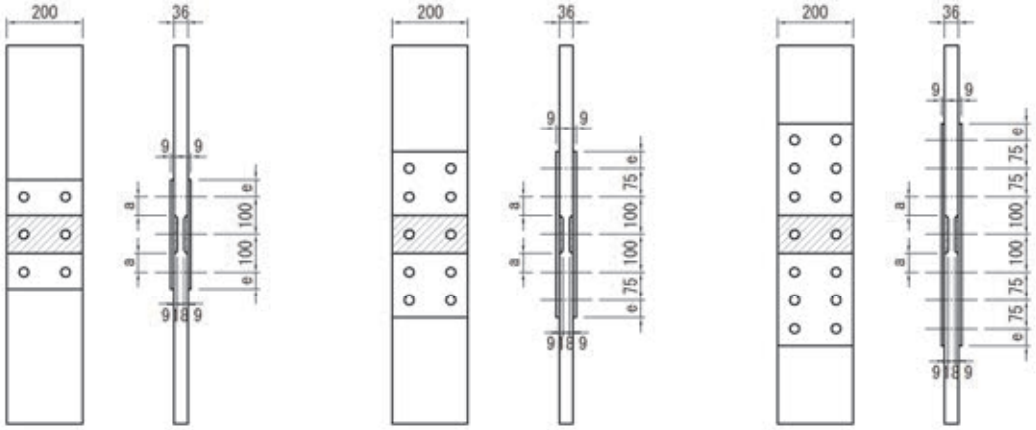


図 3-6-2 剛性比による必要ボルト本数

3-9. 簡易な高力ボルトによる当て板補修設計法の提案

以上で述べてきたように、高力ボルト当て板補修は、例えば以下に箇条書きにしている状況で実施されてきているため、例えば、活荷重のＬ荷重を載荷する場合、部材に最も不利に載荷するという考えを採用して、厳密に、道示に従って設計すると、著しく安全側の設計になり、不経済になる場合が考えられる。

・当て板を行う前に施工されるボルト孔
・補修断面は、ボルトを締め付ける時に有効になること
・供用下で行われることが多いこと
・損傷で既存構造は部分的に降伏を起こしている
・交通規制を実施、あるいは、バイパスを設置した場合でも、死荷重については、当て板を行う前に施工されるボルト孔を施工した状態で受けもつ
・供用下で行う場合は、活荷重についても、このボルト孔が空いた状態で受け持つ

など

したがって、交通状況など個々の現場の状況にもよるが、損傷状態ですでに長い間使用し、これまでの使用状況や研究成果から、「個々の損傷状態で補修のためのボルト孔を事前に施工しても不安全にならないことが分かる状態の損傷ケース」では、これまで通り、損傷状態での応力照査で補修が必要であることを確認し、補修後の断面で照査すればよいと考えられる。そして、後者の補修後の断面に対する照査は、当て板補修による効果を考えると、以下の二つのケースを照査することが望ましいと考えられる。

ケース１：活荷重（T 荷重）に対して、疲労照査を行う。

ケース２：全荷重（死荷重＋活荷重（L 荷重））に対して、降伏することを前提とした終局耐力（最大荷重）に対してある程度の安全率を確保して、設計を行う。

なお、この全荷重に対して、対象によっては、常時荷重と異常時荷重が考えられる。これらは、今後、限界状態設計法の設計体系の中で、対象荷重の組み合わせを考慮して、適正な安全率が部分安全係数で設定されていく必要があると考えられる。

ここで、「個々の損傷状態で補修のためのボルト孔を事前に施工しても不安全にならないことが分かる状態の損傷ケース」については、今後検討していく必要があると考えているが、これに対するイメージとしては、次の考え方を参考に、技術的な経験を中で身に着けることができると考えられる。

基本的には局部的な補修を行う場合で、主桁については、L 荷重で断面が決まる主桁は、施工期間中の活荷重による疲労は、その累積頻度から考えて、まず問題ないと考えられる。一方、異常時などの終局状態に対しても、多主桁橋ではそのリダンダンシーから、問題ないと考えられる。

以上述べてきたように、局部的な補修に関しては、この二つのケースで照査を行って補修設計を行えば、以下の２つの危険に対する対策を行うことができる。

・疲労き裂が発生進展し、部材の破断から、落橋など致命的な事故を防ぐことができる。疲労き裂発生進展を防止することで、疲労き裂の補修を行わずに済むため、維持管理費を抑えることができる。
・腐食による著しい耐力低下に事前に対処することで、落橋など致命的な事故を防ぐことができる。さらに、腐食の進行による大掛かりな仮設機材を必要とする補修工事を行うことを事前に回避できるため、維持管理費を抑制することができる。

以上のように一般的な補修設計は、従来の設計法に対応する形で、限界状態設計法を取り入れて実施する一方、損傷が大きい場合、特異な損傷ケースでは、まず、個々の事例の中で、今回定義した様々な問題を検討して、限界状態設計法の体系の中でその設計手法を確立していく必要があると考えられる。

さらに、今後の検討の中で、これまで補修設計で準用している継手の設計では、継手部は壊さないという考えが根強く、継手部の設計は、継手部の剛性の極端な変化を避けることから全強の 75%以上で設計するという規定がある。そのため、継手部を壊して、ここでエネルギーを吸収し、終局耐力に至る前のエネルギー吸収量を大きくコントロールする考えは、受け入れられないことが多い。しかしながら、今後は補修設計特有の要求性能について議論する中で、こうしたこれまでの設計の考え方も検討に入れて、自由度をもって設計を行っていく必要があると考える。

補修設計法の整備にあたっては、こうしたことも課題となることが考えられる。

3-10. これからの設計法

高力ボルト当て板補修は、高力ボルト摩擦接合の考えを準用して設計が行われることが多い。今回、対象としている腐食損傷の事例が多い桁端部の補修は、圧縮領域にある。そのため、補修方法を合理的に検討するためには、高力ボルト継手の圧縮側の耐荷性能をまず把握する必要があると考えられる。しかしながら、圧縮に対する耐荷性能は、継手に対しても実験的な研究はほとんど行われてきていない。そのため、本部会で基礎的な実験的研究を行い、**第 6 章**でその結果について述べている。

これからの設計法を考える場合、性能照査型設計法と限界状態設計法の視点から述べる必要がある。しかしながら、かなり前から海外では限界状態設計法で設計が行われてきたが、我が国の道路橋示方書では H29 道示で初めて導入され、それも、鋼橋編は降伏応力度を基準に書かれている。こうした状況の中、体系的なアプローチは難しく、個々に必要と思われる内容を記載することで、これからの設計の参考にしていただければという思いで以下に述べる。

1) 性能照査設計法と限界状態設計法

H14 道示で性能照査型設計法に移行して、設計者に自由度に与えられた。しかし実務では、コストの視点から採算に合わないことは、あまり発展しない。このような状況であるものの、その妥当性をなんらかの方法で示せば、色々な方法が使える環境になっている。

限界状態設計法は、H29 道示では、限界状態が 3 つ設定されているので、許容応力度設計法に慣れ親しんできた設計者には、この設計法は分かりにくくなっているのではないかと危惧している。特に、限界状態２については、補修用（維持管理用）と言われれば、何となく分かりやすいと思うが、荷重は耐震設計編を見ることもあり、これが分かりにくくしているものと思っている。

これに対して、補修設計でも限界状態を３つ設定する必要があるという意見もある。

2) 限界状態２について

限界状態２については、1)の最後に書いているように、考え方がまだ決まっていないようである。ここでは、前者の考えで、一つの考えを述べておく。

限界状態２は、維持管理において、ある程度損傷しても、そのまま使用する、あるいは、限界状態１を超えてしまう構造を使い続けるための照査に用いることのできる限界状態と考えて見て、理解を深めていくと分かりやすいのではと考えている。

補修では、これを用いることが今後多くなることが考えられる。この規定はこれから充実され、確立されていくものと考えられるが、その整備される過程を見ながら理解を深めていくのが現実的な対処かと考えている。

荷重について耐震設計編を見るように書かれているが、常時で適用することを基本に作られた限界状態と考えられる。これを基本に、この規定を育てていく必要があるものと考えている。

3) 性能についての一考察

性能について、荷重（耐荷性能など）に対して、そして荷重以外のことに対して求められる構造物の性能を分けて考えてみる。

荷重に対しての性能は、荷重の大きさだけでなく、荷重の性質によっても求められる構造性能が異なる。すなわち、静的な耐荷性能、耐震性能、耐疲労性能は構造に求められる性能であるが、対象としている荷重は、常時荷重、地震荷重、頻度の多い変動荷重と異なり、それぞれの荷重の性質があり、個々の構造物で、その荷重の特性を把握する必要がある。ここで、活荷重は、常時荷重には含まれるとともに、疲労を起こす荷重でもある。そのため、耐疲労性能に対しての荷重は、頻度の多い変動荷重と表現してみた。

これらの荷重について、対象物を橋に固定せずに考えることで性能に対する理解も深まっていくことになると思う。こうした視点からも補修レベルを考えていくことができるものと考える。

4) 監視による実構造における限界状態の把握

点検における診断で、監視という項目が新たにできた。これまでに用いていた経過観察を、監視ということで、責任が、また、どのように監視していくかが問われ、具体的な監視方法もこれから検討されていくことと考える。

この手法で、補修しなくてもよいケース、また、完璧でなくても、部分的な補修を行ってその効果をみることで、それぞれの効果を確認していくことができると思う。

これによって、より合理的に、かつ効果的な対策を行うことで、安心安全なまちづくりのために、大切な税金を有効に使っていけることと思う。

5) 補修部の機能と破壊順序を考えた設計

本章では、当て板補修で期待できる効果が、引張部と圧縮部で異なるため、まず、損傷部材に求められる性能や機能を把握する必要を述べた。そして、補修対象となる部材の性能は、単純に圧縮、引張で決まらず、破壊順序を決めることで初めて得られる性能もあることを示してきた。

以上のように、補修部、補修部材の求められる性能を把握し、構造全体の中での破壊順序、あるいは、部材の断面内のどこから壊れるかで損傷の意味は変わって来るので、その損傷の意味をこうした視点から把握し、適切な判断をして設計を行っていく必要がある。

6) 耐荷力線に隠れているリダンダンシー

補剛板の耐荷力線は、実験による最大荷重の下限で評価して決めている。この線に示されていない、座屈パラメータ R の小さい領域では、降伏荷重より大きい耐力が実験値と示され、降伏荷重では、必ずしも決まらないことが示されている。

このほかに、R が小さい領域では、繰り返し載荷した場合、最大荷重の急激な低下は起こらないことが知ら

れている。この R が小さい領域の性能をリダンダンシーとして考えていくことが、合理的な設計につながるものと考えられる。

参考文献

1) 社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編，2012.3
2) 公益社団法人日本道路協会：鋼道路橋防食便覧，2014.3
3) 丹波寛夫，木村聡，杉山裕樹，山口隆司：無機ジンクリッチペイント面とそれと異なる接合処理がなされた高力ボルト摩擦接合継手のすべり耐力試験，構造工学論文集 Vol.58A，2012.3
4) 丹波寛夫，行藤晋也，木村聡，山口隆司，杉浦邦征：接合面が鋼材粗面と無機ジンクリッチペイント面の高力ボルト摩擦接合継手のすべり係数の提案，土木学会論文集 A1(構造・地震工学)，Vol.70，No.1， 2014
5) 村松正義，三ツ木幸子：摩擦接合のプライマー除去範囲の検討，構造工学論文集，Vol.42A，1996.3
6) 土木学会鋼構造委員会：高力ボルト摩擦接合継手の設計・施工・維持管理指針（案），鋼構造シリーズ 15，丸善，2006
7) 藤原，村越，田中ほか：高力ボルト摩擦接合継手に関する試験調査－接触面に無機ジンクリッチペイントを塗布した継手のすべり耐力等（その２）－，土木研究所資料　第 2796 号，1989.8
8) 社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編，2002.3
9) 公益社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編，2017.11
10) 社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編，1980.2
11) 社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート橋編，2012.3
12) 井比亨，北根安雄，三ツ木幸子：腐食した鋼桁端部に対する当て板補修の性能回復機構に関する研究，構造工学論文集 Vol.65A，2019.3
13) 臼倉誠，山口隆司，豊田雄介，三ツ木幸子，金銅晃久：鈑桁端部の支点上のウェブと補剛材の下端腐食範囲の違いがその耐力特性に及ぼす影響，構造工学論文集 A，Vol. 57A，pp. 724-734，2011.
14) 社団法人　鋼材倶楽部　日本鋼構造協会　接合小委員会：鋼構造資料集成　リベット接合　高力ボルト接合，技法堂出版，1977

4. 事例による比較設計

減肉を伴う鋼橋の損傷に対し一般的に用いられる補修方法として、鋼板を用いた当て板補修工法があげられるが、各工事においてその施工条件、設計方法は様々である。

また、実際の補修工事業務においては、設計対象となる橋梁が数橋あり、損傷箇所、程度も多様であるため、個別の損傷について設計方法の比較が行われることはあまりない。

ここでは、一つの損傷に対し異なる当て板補修方法を用いて詳細設計を行い、これに対し構造性、経済性、施工性、維持管理性の観点から複数の技術者が評価を行った。また、その結果を踏まえ補修工法の選定方法について検討する。

なお、ここでは工法による設計の違いに着目するため、補修における設計手法が広く認知されている H24 道路橋示方書（以下、道示と称する。）による許容応力度法を用いて設計比較を行う。また、H29 道示による補修設計方法については、**付録 2-2** にて別途設計比較を行っている。

4-1. 検討ケース

比較設計による検討ケースは以下の３ケースとした。

事例１　活荷重の影響に着目した工法比較：曲げ卓越部（ウェブ・下フランジ損傷）

事例２　ボルト穿孔による影響に着目した工法比較：曲げ卓越部（下フランジ損傷）

事例３　件数が多い桁端部損傷に対する検討：端支点部付近（片側補剛材欠損）

4-2. 比較設計

通常、当て板補修における設計方法としては建設時の断面がもっていた強度を確保する全強による設計と既設設計計算書をもとにした建設時の設計荷重による設計の二つの方法が考えられる。

前者の設計方法は竣工時の断面を回復することを目的とするが、当て板による断面補修は施工後に載荷される荷重、主に活荷重にのみに対して有効となるため、実際には竣工時とは条件が異なる。本検討では、後者の建設時の設計荷重による設計の観点から応力照査を行い、死荷重、活荷重の影響を考慮して設計を行った。

4-2-1. 補修工法の比較（事例１　一般部による基本的な考え方の検討）

事例１では、Ｉ桁ウェブとフランジに腐食による減肉が生じている場合を想定し、死荷重、活荷重に対する抵抗断面の変化に着目し当て板工法（１-①)、割込みフランジ工法（１-②)、バイパス工法（１-③）について検討する。

設計対象は桁高 1200mm、上下フランジ 300×16、使用鋼材 SM400 の桁に対し、死荷重曲げモーメント 500kNm、活荷重最大曲げモーメント 500kNm が作用する場合を想定し、ウェブ下端 100mm の範囲と下フランジにそれぞれ断面欠損があるものとして計算した。

1）当て板工法（１-①）

当て板工法では、死荷重に対しては腐食による減肉断面にて抵抗し、補修後に載荷される活荷重に対してのみ補修部材断面が有効になるものとし、応力度の足し合わせ結果により断面決定を行う。

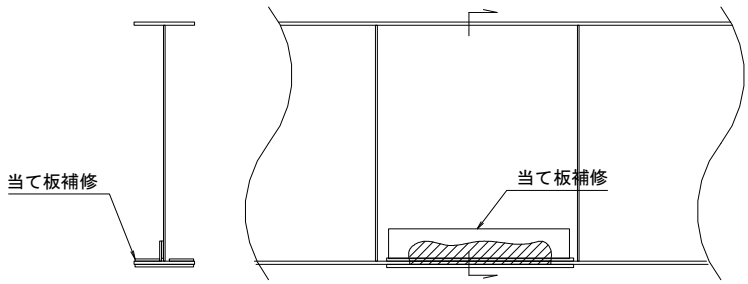


図 4-2-1　当て板工法（１-①）

2）割込みフランジ工法（１-②）

割込みフランジ工法では、補修部材設置後に損傷箇所を切除することにより、死荷重応力の再分配が起こるものと考える。補修部材、部材切除を考慮した完成系断面にて死荷重断面力、活荷重断面力に抵抗するものとして設計を行う。

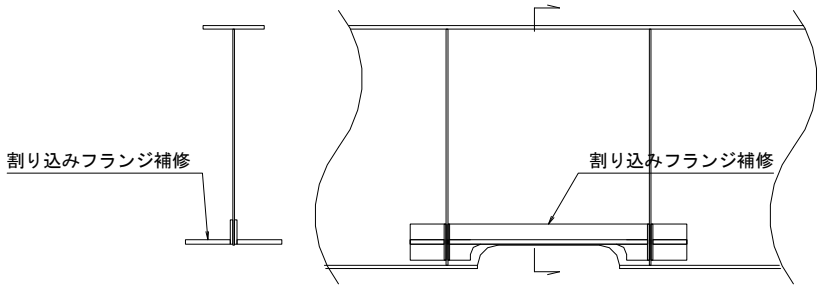


図 4-2-2　割込みフランジ工法（１-②）

3）バイパス工法（１-③）

バイパス工法では、仮設部材であるバイパス材を設置したのち、損傷箇所を切除することにより一時的にバイパス材に応力を負担させる。この間に竣工時断面相当の補修部材を設置しバイパス材を撤去することにより割込みフランジ工法（１-②）同様に死荷重、活荷重に抵抗する。

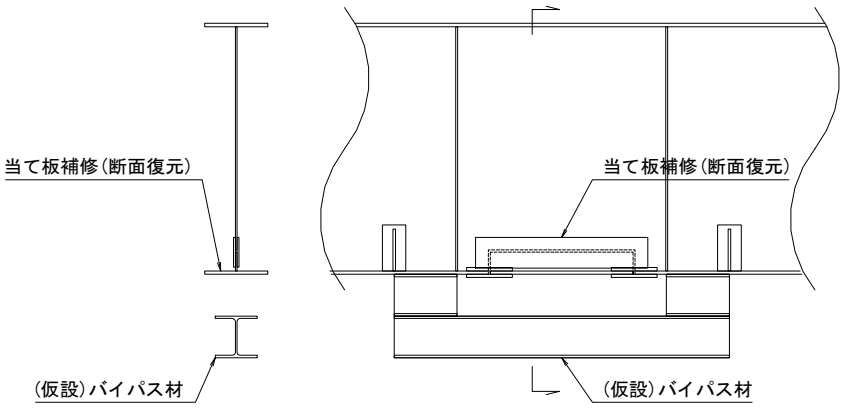


図 4-2-3　バイパス工法（１-③）

なお、割込みフランジ工法、バイパス工法による死荷重応力の再分配では、損傷により応力超過となる部位に作用している死荷重応力度を同一断面内の健全部位、および新設部材にて受けかえることを期待する。このとき、損傷のある状態で高力ボルトによる拘束を行うことにより上フランジ、ウェブ等、他の健全部で作用している死荷重応力度には損傷による影響が残るため、竣工設計時の応力状態とは異なることに注意が必要である。

4）設計比較（事例１）

前述の３工法の補修設計に対し、４名の実務技術者が構造性、経済性、施工性、維持管理性の観点から評価を行った結果を下記の**表 4-2-1** に示す。なお、設計計算は**付録 2-1** に記載する。

表 4-2-1　支間部補修工法の評価比較１

			臼倉		金銅		北村		濱本		その他意見・工費比較		
			コメント	評価	コメント	評価	コメント	評価	コメント	評価	コメント		評価
Ｉ桁支間部　ウェブ・下フランジ補修工法	①当て板工法（活荷重補強）	構造性	既設主桁への負荷が小さい（重量，ボルト孔明数） 腐食程度が大きいので，既設部材に期待できない。	○	欠損断面を補っているため問題ない	◎	補強工法が簡素で汎用性が高い。損傷部に孔明けするため孔引き照査に留意が必要。	○	欠損位置に補強するため構造は分かりやすい	○	既設フランジを直接補強する方法であり、補強板は腐食による減肉、ボルト孔引き分をカバーすれば良く補修設計は明瞭である。		◎
		経済性	鋼重最小・施工ステップ少	◎	鋼重最小	◎	損傷箇所に対する補強のみのため鋼重最小、施工量も少なく最も経済的。	◎	鋼重最小	◎	部材取付部塗膜研削工 補修工事部材孔明工 補修工事高力ボルト本締工 小規模塗装工 材料 合計	¥17,000 ¥46,000 ¥35,000 ¥2,000 ¥72,000 ¥172,000	◎ (1.00)
		施工性	重量も小ボルト孔明数も少ない 不陸が大きいので，不陸調整材の調整が重要である。	○	仮設材がない 補強部材数が少なく、重量も小 ボルト孔明数も少ない	◎	補強範囲が最小、施工手間も最も軽微で施工性に優れる。	◎	現場加工は素地調整・不陸調整・ボルト穿孔のみ	◎	現場施工はボルト孔の削孔程度であり、当て板の取付も簡単である。		◎
		維持管理性	不陸調整材の劣化に対する点検が必要である。 接続部の劣化に注意が必要である。	△	補強範囲が小さく、腐食しやすいボルト本数が少ない	◎	損傷部を当板補強で覆うため、その後に腐食進行した場合に経過観察が困難となる。	△	不陸が残ると滞水し再劣化の原因となる	△	減肉部に注入するエポキシ樹脂の施工を確実に行う事で接合部に雨水の進入は防止出きる。		◎
	②割込フランジ工法	構造性	桁高変化により応力集中に配慮が必要 下フランジに孔明しない。	○	桁高変化により応力集中に配慮が必要	○	割込Flgをv.stiffを跨ぎ挟み込む引張接合となる。Flg力の応力伝達は非効率だが、死活に対する補修が可能。	○	桁高変化部の応力集中に配慮が必要(桁連結を参考にするか)	△	主桁下フランジ位置が上方に移動する為断面効率は劣る。又、フランジ応力伝達は不確実であり補強範囲を長くする必要がある。		○
		経済性	鋼重は①より若干増加する	○	①よりは鋼重大	○	引張接合による増厚、角部の応力集中係数を考慮した設計となり、断面力に見合った板厚以上が必要。	△	桁高が低くなり、補強断面大	△	部材取付部塗膜研削工 補修工事部材孔明工 補修工事高力ボルト本締工 ガス切断切削仕上工 小規模塗装工 材料 合計	¥35,000 ¥35,000 ¥26,000 ¥99,000 ¥4,000 ¥130,000 ¥329,000	○ (1.91)
		施工性	重量も小ボルト孔明数も①案と大きく変わらない。 不陸の少ない箇所に部材を取付るので不陸調整材の効果が期待できる。	◎	仮設材はない ①より補強部材数が多く、重量は大 ボルト孔明数も①より多い	○	損傷部を避けて補強が行えるため、損傷部孔明けの懸念、腐食の不陸対策が不要。補強範囲は広範囲。	○	切断時の応力伝達を想定しているためひずみに注意が必要	○	損傷部の切断は割り込みフランジを設置後行う必要がある。垂直補剛材を挟み込む事が必要があり施工上煩雑となる。		△
		維持管理性	劣化部を完全に撤去できる。 接続部の劣化への注意は従来通りである。	◎	補強範囲が①より大きくボルト本数も多い	○	既設L.Flgと補強割込Flgとの狭隘部に埃堆積、湿潤環境になる懸念がある。塗替塗装もしづらい。	△	損傷部は完全に撤去できる	○	補強部材数が多い分接合面も多くなりその密着性に留意する必要がある。補強後の外観が良くない。		△
	③バイパス工法	構造性	損傷部は当初断面を復元しており問題ない 架設材設置時に健全部を孔明する。	○	損傷部は当初断面を復元しており問題ない （仮設材取付け部の孔引き照査が必要）	◎	②案同様に、死活に対する補修が可能となる。	◎	竣工断面の復元が可能	◎	バイパス材を設置する事により施工時の安全性が高まる。但し、バイパス材設置時のボルト孔が残置されるためその対策が必要である。		○
		経済性	架設材が多く，撤去部材の処分費がかかる。	△	仮設費が大	△	当板補強は小規模でも架設部材の総重量は、最も重く経済性に劣る。	△	架設材が多い	△	部材取付部塗膜研削工 補強材取付工(バイパス) 補修工事部材孔明工 補修工事高力ボルト本締工 ガス切断切削仕上工 小規模塗装工 材料 合計	¥44,000 ¥59,000 ¥60,000 ¥45,000 ¥99,000 ¥6,000 ¥346,000 ¥659,000	△ (3.83)
		施工性	重量も小ボルト孔明数も多い。 不陸調整材が適用できる範囲での取付である。	△	仮設材があり、重量も大 仮設材含めボルト孔明数は多い	△	バイパス材を桁下設置が必要のため桁下空間に制約がある場合は適用不可。架設部材も大がかりとなる。	△	施工ステップが多い、架設材設置部も前処理が必要	△	バイパス材（仮設材扱い）の製作及び取付施工分作業量は多くなる。高力ボルト締め付け部のケレン範囲も多くなる。		○
		維持管理性	劣化部を完全に撤去できる。 接続部の劣化に注意が必要である。	○	仮設時の補強部材やボルトが残置される？	△	腐食環境、塗替塗装等に対する懸念部位は特に無し。①案より補強範囲が広いため若干不利となる。	○	損傷部は完全に撤去できる	○	残置されたボルト孔の腐食対策として空ボルトなどが必要である。		○

評価比較の結果より、経済性、施工性についてはいずれの技術者も当て板工法（１-①）が優れると評価しているが、構造性、維持管理性については各技術者によってばらつきがあった。ここで、経済性・施工性は短期的評価項目、構造性・維持管理性は長期的評価項目とも考えられ、配慮が必要である。また、比較検討を実施した条件では当て板工法が最も経済的となっているが、死荷重による作用応力が大きい場合、補修効果が薄くなり、他工法の方がより経済的となることも考えられる。

その他、WG内では以下の意見があがった。

- ボルト接合による当て板工法では、施工時のボルト穿孔が問題となる。フランジへの穿孔を行う当て板工法（１-①）よりも、ウェブ面のみを穿孔する割込みフランジ工法の方が施工上安全ではないか。
- バイパス工法（１-③）の設計について、バイパス材は母材と一体ではなく重ね梁となっているため、設計方法の再考が必要ではないか。
- 割込みフランジ工法（１-②）は設計計算上では腐食部を切り欠くこととしていても、施工上は切り欠かなくても良いのではないか。

4-2-2. 補修工法の比較（事例２　ボルト穿孔の影響に着目した検討）

事例１では、損傷部の欠損断面にのみ着目し各補修工法における必要断面の算出を行った。しかし、当て板補修設計においては腐食損傷における断面欠損とともに施工におけるボルト穿孔に対して配慮が必要であることがWG内で議論された。これを踏まえ、事例２ではボルト穿孔による欠損に着目し、当て板工法の取り付け位置を変えた場合について３パターンの検討を行った。

ここでは、I 桁フランジのみに腐食による減肉が生じている場合を想定し、フランジ両面当て板工法（２-①)、フランジ下面当て板工法（２-②)、L形鋼を用いたウェブ面当て板工法（２-③)、バイパス工法（２-④）について検討した。また、各工法の特色を捉えるため、腐食範囲の取り合い部材として垂直補剛材がある場合について検討する。

設計対象は事例１と同じく桁高 1200㎜、上下フランジ 300×16、使用鋼材 SM400 の桁に対し、死荷重曲げモーメント 500kNm、活荷重最大曲げモーメント 500kNm が作用する場合を想定し、下フランジに 50%の断面欠損があるものとして計算した。

1）フランジ両面当て板工法（２-①）

事例１での当て板工法（１-①）同様、死荷重に対しては減肉断面、活荷重に対しては補修後断面にて抵抗するものと考える。フランジ上下面に当て板を設置することにより補修部材の定着ボルトは２面摩擦接合となり、定着部のボルト本数を抑えることができる。

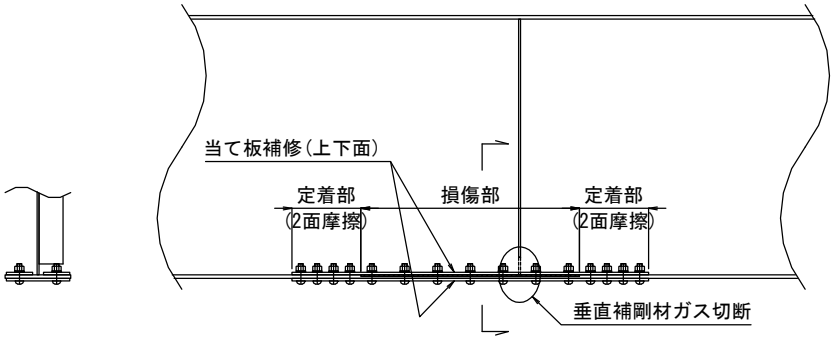


図 4-2-4　フランジ両面当て板工法（２-①）

2）フランジ下面当て板工法（２-②）

死荷重に対しては減肉断面、活荷重に対しては補修後断面にて抵抗するものと考える。フランジ下面のみへの当て板となるため、ウェブ面に取り付けられた補剛材、仕口部材等との干渉を避けた構造となる。

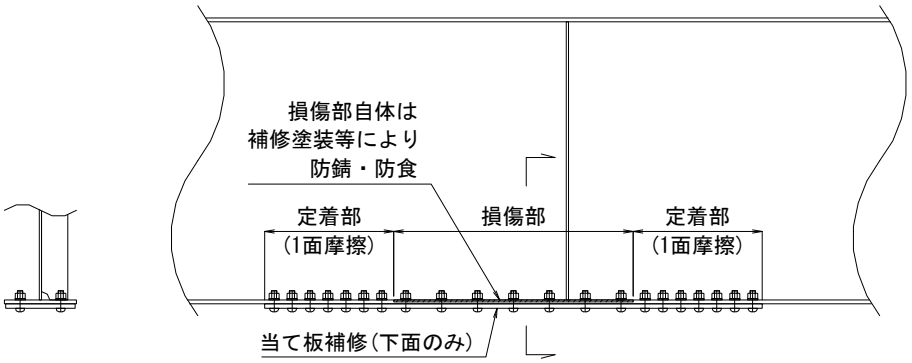


図 4-2-5　フランジ下面当て板工法（２-②）

3）Ｌ形鋼を用いたウェブ面当て板工法（２-③）

死荷重に対しては減肉断面、活荷重に対しては補修後断面にて抵抗するものと考える。Ｌ形鋼を用いることにより、ウェブ面に追加のフランジを設置する構造となる。フランジへの穿孔を避けることにより施工時の安全性に配慮し、またボルト連結部への滞水を抑えた構造としている。

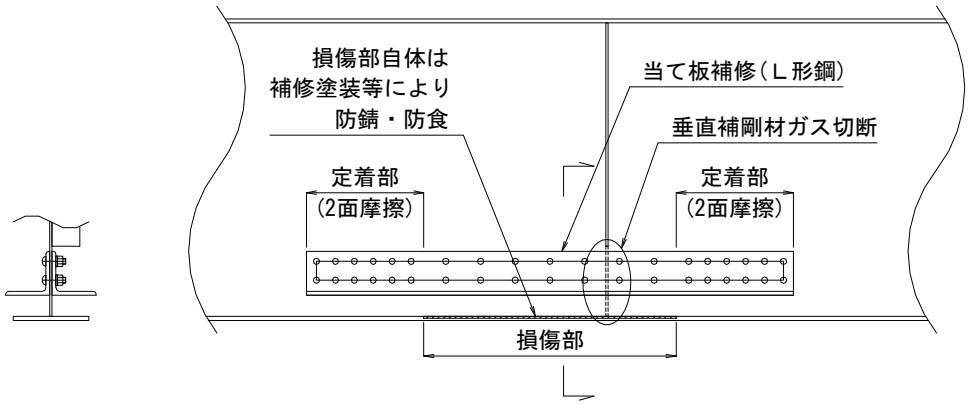


図 4-2-6　Ｌ形鋼を用いたウェブ面当て板工法（２-③）

4）バイパス工法（２-④）

事例１でのバイパス工法(１-③)同様にバイパス材により一時的に応力を負担させ竣工時断面を復旧する。当て板工法では対策不可能な死荷重応力に対しても有効な補修方法である。

なお、WG内の議論において、仮設バイパス材はあくまで重ね梁として抵抗するため部材取替え時、およびバイパス材撤去時に残存既設断面への応力増となるとの指摘があった。実設計での採用においては、施工ステップ、バイパス材の取り付け支間、母材の剛比等を踏まえ、計算方法の決定、および部材の選定をされたい。本検討においては事例１における検討方法を踏襲し母材と一体化し平面保持がなされているものと仮定し計算を行った。

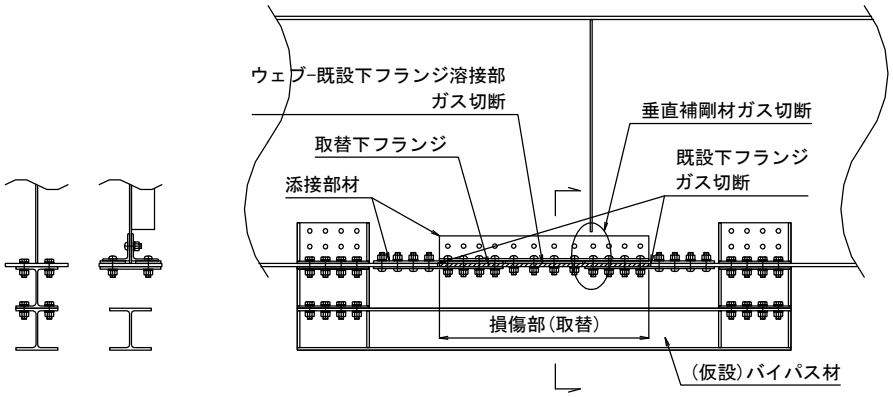


図 4-2-7　バイパス工法（２-④）

5）設計比較（事例２）

上記４工法の補修設計結果を下記**表 4-2-2** に示す。なお、設計計算は**付録 2-1** に記載する。

表 4-2-2　事例２フランジ欠損時の補修設計計算結果

				健全時	欠損時	２-① FLG上下当板	２-② FLG下のみ当板	２-③ ウェブL形当板	２-④ バイパス	
死荷重による曲げモーメント		MD	(kNm)	500	500	500	500	500	500	A
活荷重による曲げモーメント		ML	(kNm)	500	500	500	500	500	500	B
・母材(下フランジ着目)										
死荷重抵抗断面 (補修前)	断面係数(LFLG下端)	Zℓf	(mm3)	7600000	5322000	5322000	5322000	5322000	7600000	C 詳細計算参照
	死荷重曲げ応力度	σDℓ	(N/mm2)	65.8	93.9	93.9	93.9	93.9	65.8	D = A/C
活荷重抵抗断面 (補修後)	断面係数(LFLG下端)	Zℓf	(mm3)	7600000	5322000	11434000	10876000	11189000	7600000	E 詳細計算参照
	活荷重曲げ応力度	σLℓ	(N/mm2)	65.8	93.9	43.7	46.0	44.7	65.8	F = B/E
死+活 作用曲げ応力度		σℓ	(N/mm2)	131.6	187.8	137.6	139.9	138.6	131.6	G = D+F
・補修部材										
補修部材断面	取付部材					2-120×12 1-290×12	1-290×19	2-175×175×15	1-300×16 2-120×12 1-290×9	
	断面積	A補	(mm2)			6360	5510	10042	4800	H
	断面係数(補修部材)	Z補	(mm3)			11167000	10490000	14077000	7600000	I 詳細計算参照
	曲げ応力度	σ補	(N/mm2)			44.8	47.7	35.5	131.6	J = B/H
定着ボルト	摩擦面数		(面)			2面	1面	2面	2面	K
	設計軸力(作用力)		(kN)			284.8	262.6	356.7	631.7	L = H×J
	設計軸力(全強75%)		(kN)			667.8	578.6	1054.4	504.0	M = H×σa×75%
	必要本数(作用力)		(本)			3	6	4	7	N = L/(K×ρa)
	必要本数(全強75%)		(本)			7	13	11	6	O = M/(K×ρa)
・仮設部材										
仮設部材断面	取付部材								1-H 200×200	
	断面積		(mm2)						6353	
・供用下(交通規制なし)での施工						不可	不可	不可	可能	※施工時25%割増

計算結果より、当て板補修工法のなかでもより中立軸から離れた位置に当て板を行うフランジ下面当て板工法（２-②）が最も補修部材断面が小さいが、一面摩擦接合となることから定着ボルト本数が多く必要になることがわかる。一方、Ｌ形鋼を用いたウェブ面当て板工法（２-③）では２面摩擦接合を用いているものの、補修部材断面が大きくなることにより定着ボルト本数が多くなっている。

また、供用下での施工についてバイパス工法以外は全て施工不可の判定となっているが、これはボルト穿

孔による欠損を見込んだ応力度が許容応力度の 1.25 倍以内に収まっていることを確認したものである。本検討での設計条件では、欠損時の作用応力度がすでに 187.8N/mm2(許容応力度の 1.34 倍)となっており穿孔が許容されない状況となっていた。なお、施工時の許容応力度の割増については供用時には考慮すべきではないという考え方もある。施工の可否については交通規制のほか、ジャッキアップによる作用断面力低減等も含めた施工計画を踏まえて判定する必要がある。

なお、本検討ではボルト穿孔に対する配慮として、損傷時、施工時、補修後において最も断面の小さくなる施工時に対する照査を行った。ボルト穿孔の影響は施工時のみでなく補修後にも残るため、割増係数、作用荷重も含め最も条件の厳しい状況に対して照査を行う必要がある。引張部材においては添接部同様、孔引きにより当て板が厚板となる場合があるが、構造の決定においては条件設定が過大でないか、ボルト配置は適切か、等の配慮が必要である。

今回取り上げた事例では大きな損傷が生じている引張部材に着目し試設計を行っている。しかしながらこれとは逆に損傷の小さな引張部材や、圧縮部材に対しても適切な当て板補修の補修量をどのようにすべきかについての議論が残されている。当初断面の板厚を使用した補修設計や添接設計で用いられる全強の 75%耐力を適用することが過大とならないか等、当て板補修の設計にあたっての設計条件付与について留意が必要と考える。

これらの設計結果に対し、構造性、経済性、施工性、維持管理性の観点から評価を行った。結果を**表 4-2-3** に示す。

表 4-2-3　支間部補修工法の評価比較２

			臼倉		金銅		北村		濱本		工費比較	
			コメント	評価	コメント	評価	コメント	評価	コメント	評価		
Ⅰ桁支間部　下フランジ補修工法	①当て板工法（フランジ両面）	構造性	補剛材の切り欠きにより，中間補剛材があるウェブ下端部に応力集中する可能性がある。	△	両面補強であり、補強量が過度になる可能性がある。（最低でも18㎜の補強）	○	孔引き影響（引張部材補強の場合）に配慮が必要。	○	欠損位置に補強するため、応力集中の心配がない。	○		
		経済性	経済性に優れる	◎	③案と同等で経済性に優れる。	◎	損傷周囲に集中した補強工法のため、重量は最小となる。また、形鋼による補強部材の構成が可能であれば、さらに工費削減が可能。	◎	鋼重最小	◎	部材取付部塗膜研削工 ガス切断切削仕上工 補修工事部材孔明工 補修工事高力ボルト本締工 小規模塗装工 材料 合計	¥11,312 ¥13,142 ¥51,180 ¥38,400 ¥1,352 ¥48,360 ¥163,746（1.01）
		施工性	下フランジを孔明するため、注意が必要である。損傷部はケレンするため、不陸が大きくなる可能性がある。	△	補強範囲が小さく、ボルト本数が少ない。 補剛材のガス切断が必要。	○	補強範囲が最小のため施工性に優れる。ただし、格点部や添接に対する補強適用には不向き。	○	フランジのみへの部材取付だが、補剛材下端と干渉するため、現場加工が必要となる。	○	（うち施工費のみ	¥115,386 ）
		維持管理性	Fill遊間に塩水が滞水する可能性があり再劣化の要因となる。 再劣化による部材交換は他③④案よりしにくい。	△	補強範囲が小さく、腐食しやすいボルト本数が少ない。 ウェブと上側当て板との間に埃堆積、湿潤環境になる懸念あり。	○	損傷部を当板補強で覆うため、その後に腐食進行した場合に経過観察が困難となる。	△	不陸が残ると滞水し再劣化の原因となる	△		
	②当て板工法（フランジ下面のみ）	構造性	応力集中の懸念はない。	○	片面補強のため、最適板厚で補強可能。	◎	①に同じ。	○	①に同じ	○		
		経済性	ボルト本数が多いため①案より経済性に劣る	○	補強範囲が大きく、ボルト本数が多いため、経済性に劣る。	○	①案の伝達部を1面摩擦構造とするため、施工範囲は広くなる。また、補強部材も長くなるため経済性に劣る。	○	鋼重は①と同程度となる。 部材設置範囲は大きくなる。	○	部材取付部塗膜研削工 ガス切断切削仕上工 補修工事部材孔明工 補修工事高力ボルト本締工 小規模塗装工 材料 合計	¥14,435 ¥0 ¥71,652 ¥53,760 ¥1,726 ¥48,360 ¥189,933（1.17）
		施工性	下フランジを孔明するため、注意が必要である。 損傷部はケレンするため、不陸が大きくなる可能性がある。	△	補強範囲が大きく、ボルト本数が多い（①の1.4倍）。 補剛材のガス切断が不要。	○	補強部材の取付周囲にある構造との干渉を最も避けることが可能。損傷部の直接ボルト締めについて議論必要有り。	◎	①と比べ部材取付範囲が大きくなるが、干渉物となる中間補剛材を避けられる。	◎	（うち施工費のみ	¥141,573 ）
		維持管理性	上面不陸部に塩水が滞水する可能性があり再劣化の要因となる。 再劣化による部材交換は他③④案よりしにくい。	△	補強範囲が大きく、腐食しやすいボルト本数が多い。 上面不陸部が残った場合、埃堆積、湿潤環境になる懸念あり。	△	①に同じ。	△	損傷部に直接ボルトを締め付けるため、不陸が残りやすい。	△		
	③当て板工法（ウェブL形当板）	構造性	ボルト孔明による既設主桁への負荷が最も小さい。補強によりウェブの剛性が上げるため，補剛材の切り欠きによる影響はないと判断する。	◎	新設と既設フランジは塗替え空間確保のため中立軸側の補強となり、他案と比較して補強効果が下がる。	○	中立軸側へ補強部材を配置するため、他案と比較して補強効果が下がる。補強効率が落ちるため、部材断面、重量増となる。	△	取付部材が中立軸に近く応力度低減効果が小さい。部材設置位置が高く、横桁・対傾構と干渉する恐れがある。	△		
		経済性	最も経済的である。	◎	最も経済的である。	◎	形鋼を使用した補強部材で構成することが容易なため、比較案中で、最も経済的となる。ただし、損傷部に対する補修の要否により異なる。	◎	最も経済的である。	◎	部材取付部塗膜研削工 ガス切断切削仕上工 補修工事部材孔明工 補修工事高力ボルト本締工 小規模塗装工 材料 合計	¥11,728 ¥29,571 ¥64,828 ¥48,640 ¥1,402 ¥6,080 ¥162,249（1.00）
		施工性	損傷部の部材厚を見込まないため，ケレンによる影響がない	◎	補強範囲がやや大きく、ボルト本数は多い（①の約1.3） 補剛材のガス切断が必要。	△	孔引き影響（引張部材補強の場合）は小さく、健全部に補強部材を配置するため施工性は高い。ただし、構造取り合いが多く配置困難な場合も有り得る。	△	フランジへの穿孔が不要なため、施工時の耐力低下が小さい。補剛材との干渉幅が最も大きく、切断長が大きくなる。	△	（うち施工費のみ	¥156,169 ）
		維持管理性	フランジ面のボルト添接を避けられる 再劣化による部材交換はしやすい。	○	補強範囲がやや大きく、腐食しやすいボルト本数が多い。 上面不陸部が残った場合、埃堆積、湿潤環境になる懸念あり。	△	損傷部の視認性を確保可能であるが、既設L.Flgとの狭隘部に埃堆積、湿潤環境になる懸念、塗替塗装等の難有り。	○	滞水の一因となるフランジ面のボルト添接を避けられる。 損傷部を覆わないため再劣化の点検が可能。	◎		
	④バイパス工法（フランジ取替）	構造性	損傷部は当初断面を復元しており問題ない	○	最適板厚で補強可能。	◎	損傷部および近傍を無応力状態に出来るため、補強困難な箇所（例えば添接部）にも適用可能で、補強構造の自由度が高い。	◎	損傷により死荷重に対して許容値を超えていた場合でも対策可能	◎		
		経済性	架設材が多く、撤去部材の処分費がかかる。	△	最も経済性に劣る。	△	補強部材の他、仮設材（バイパス材）の製作・施工・撤去が必要。また、施工範囲が広いこともあり、経済性に劣る。	△	施工費大となる。	△	部材取付部塗膜研削工 補強材取付工 補修工事部材孔明工 補修工事高力ボルト本締工 ガス切断切削仕上工 小規模塗装工 材料 合計	¥41,640 ¥58,228 ¥95,536 ¥112,640 ¥111,713 ¥4,980 ¥312,000 ¥736,737（4.54）
		施工性	重量も小ボルト孔明数も多い	△	仮設材の設置・撤去が必要。 施工範囲が大きく、ボルト本数が多い。	△	損傷部の補修範囲を超えてバイパス材を設置する必要があるため、施工範囲が最も広範囲。また、仮設材の撤去工も発生するため施工手間が多い。	△	仮設部材大、施工ステップが多くなる。	△	（うち施工費のみ	¥424,737 ）
		維持管理性	上面不陸部に塩水が滞水する可能性があり再劣化の要因となる。 再劣化による部材交換は他①～③案よりしにくい。	△	腐食しやすいボルト本数が多い。	△	多列ボルトの凹凸部に埃体積が起こり易い。Fill遊間の止水、仮設材の撤去後のボルト孔に対する腐食対策も必要。	△	健全部材のみとなるが、ボルト本数が最大となる。	△		

評価比較の結果より、経済性についてはフランジ両面当て板工法（2-①）、L形鋼を用いたウェブ面当て板工法（2-③）が高いことが分かる。ただし、L形鋼を用いたウェブ面当て板工法については他の工法に対し材料費が小さくなっていることに注意されたい。これは形鋼を用いたことによるメリットであり、製作部材となった場合には結果が異なる。施工費のみで比較するとフランジ両面当て板工法（2-①）の次にフランジ下面当て板工法（2-②）が経済的な結果となる。

また、構造性において評価の高いバイパス工法（2-④）では、経済性、施工性、維持管理性における評価が低い、ただし**表 4-2-2** に示した通り、作用力が大きく損傷断面への穿孔が許容されない場合においても施工可能となる。本検討条件において交通規制が不可能という条件が加わった場合、4工法中で唯一施工可能な工法となる。

4-2-3. 補修工法の比較（事例３　件数が多い桁端部損傷に対する検討）

事例３では、腐食損傷事例の多い端支点部についての当て板補修検討を行った。断面欠損ケースは**表 2-2-4** に示すように、いずれの腐食パターンにも該当し、WGメンバーが実際の現場においても見ることの多い支点上補剛材の下端部に着目して設定した。支点上補剛材下端の腐食は、損傷が進展した場合の影響が大きいと考えられる。なお、参考文献「腐食した桁端部の耐力特性を踏まえた崩壊プロセスからの分類とその分析」[1)] によると支点上補剛材下端の腐食損傷による崩壊モードは、柱の全体座屈により崩壊すると位置づけられている。

Ⅰ桁端支点上のウェブ両面に設置される支点上補剛材の片側下端部に断面欠損が生じている場合について２通りの設計思想により検討を行った。

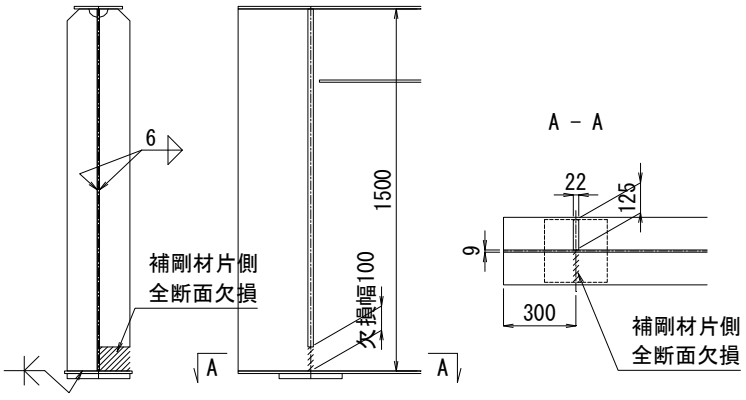


図 4-2-8　端支点部の損傷

1）既設材への活荷重応力低減を目的とした当て板補修設計（３-①）

支点上補剛材の設計は、下フランジ-支点上補剛材境界部の支圧応力度の照査と、主桁ウェブ-支点上補剛材により構成される十字柱に対する軸圧縮応力度の照査からなる。ここでは、死荷重反力に対しては断面欠損を考慮した既設断面のみ、活荷重反力に対しては当て板を考慮した補修後断面にて抵抗するものと考え、応力度の足し合わせ結果により断面決定を行う。**図 4-2-9** に本検討における補修構造案を示す。

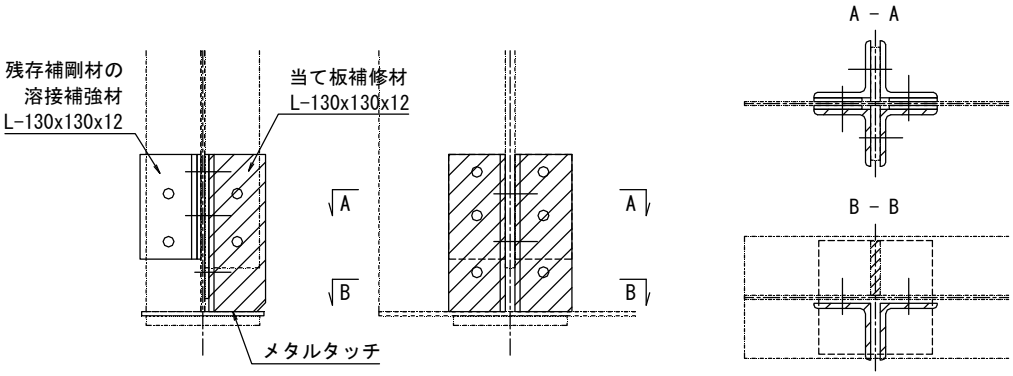


図 4-2-9　端支点部の当て板補修（３-①）

2）フェールセーフ機能としての新設補剛材の設計（３-②）

現状供用下においては健全側の補剛材のみで死荷重反力、活荷重反力を負担していると考えられる。応力度低減を目的とした当て板設計（３-①）では死荷重、活荷重反力分担を考慮して設計を行ったが、供用下の施工においては活荷重の実作用力が想定できず、設計想定値と異なる応力状態となることが考えられる。

フェールセーフ機能としての新設補剛材の設計（３-②）では、残存補剛材が応力超過し、塑性化したとしても支点上補剛材の機能を保持できることを目的とし、既設補剛材の抵抗を無視した補修部材の設計を行った。

ここで、同設計方法においても、基部の欠損部のみを補修対象とする場合と、支点上補剛材の機能を別途設ける場合とで違った構造が考えられる。支点部は端支点上横桁、端対傾構、横構仕口、支承セットボルト等との取り合いにより設置方法が限定されるため、構造条件、施工条件に適した部材形状の選定が求められる。**図 4-2-10**、および**図 4-2-11** に本検討における補修構造案を示す。

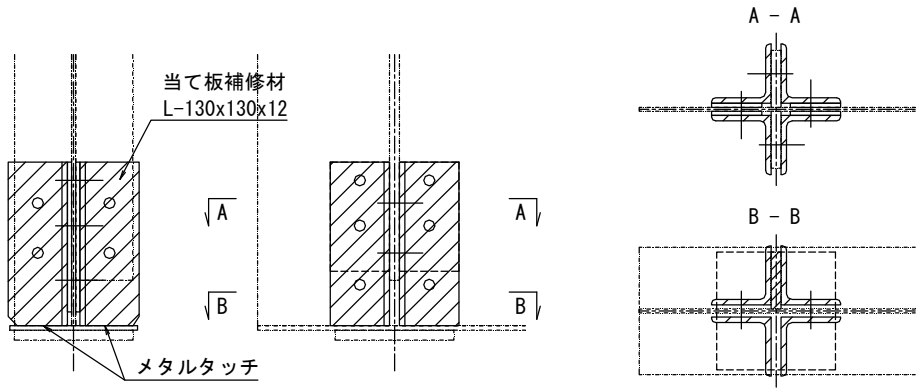


図 4-2-10　端支点部フェールセーフ設計（３-②）構造案１

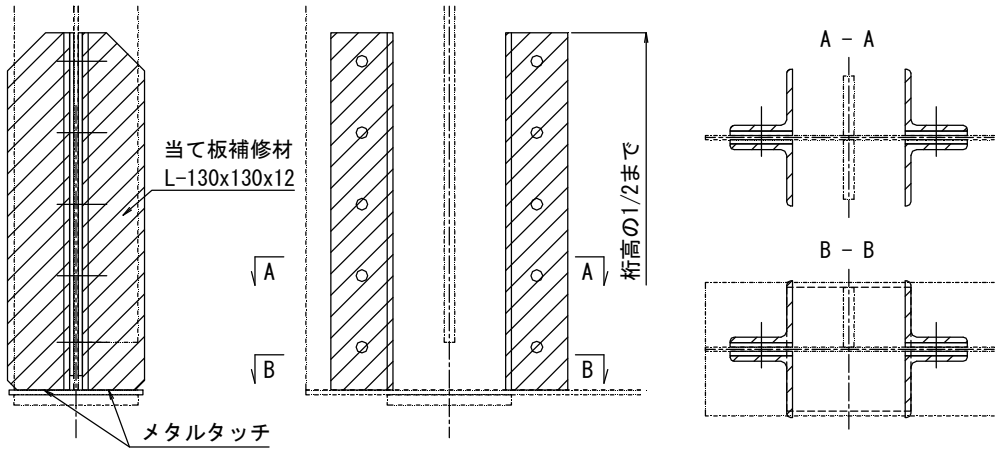


図 4-2-11　端支点部フェールセーフ設計（３-②）構造案２

構造案１は応力度低減を目的とした当て板設計（３-①）同様に下端が不連続となっている支点上補剛材に当て板補修を行い、支点上補剛材を延長する構造としている。これに対し、構造案２では、支点上補剛材としての支圧抵抗、補剛効果の失われている下端部に別の支点上補剛材を新設するという考えをとっている。ここで、桁高中間部では既設支点上補剛材により全体座屈に対する耐力が確保されているため、新設補剛材による補剛は桁高の１/２までとした。道示には“支点上の垂直補剛材はフランジの両縁に達するまで延ばすのを原則とする。”とあるが、これは主桁ウェブに円滑に応力伝達を行うためであり、摩擦接合により応力伝達を行う本構造においては、応力集中は避けられるものと考えた。また、あくまで支点上補剛材としての作用を期待するため、部材はソールプレート上に配置することを基本とし、できるだけ支承中央に配置することが望ましい。

3）設計比較（事例３）

事例３の設計において、応力度低減を目的とした当て板設計（３-①）とフェールセーフ機能としての設計（３-②）構造案１については、設計方法は異なるものの設置ずる当て板補修部材は似通ったものとなった。また、フェールセーフ機能としての設計（３-②）において構造案１と構造案２とでは、設計手法は同じものであっても全く違う構造となる。

また、本検討では“応力低減”、“フェールセーフ”の２通りの設計方針により比較を行ったが、事例１、事例２のバイパス工法のように“交換”を行うという方法も考えられる。支点部における部材交換の方法としてはジャッキアップによる仮受中の施工が考えられるが、構造が煩雑となるためここでの検討は割愛した。支承取替を伴う補修設計や補修対象が下フランジにまで及ぶ場合にはジャッキアップによる部材交換工法が候補にあがる。

4-3. まとめ

事例１、事例２において支間部の補修設計を行い、構造性、経済性、施工性、維持管理性の観点から評価、比較を行った。

補修設計においては竣工時性能の回復が第一の目的であり、構造性の観点からは損傷部材の交換を行うバイパス工法、および損傷部を直接補修する当て板工法の評価が高かった。

経済性のうち、材料費に関しては形鋼の使用により費用を抑えることができるが、不用意に大きな断面の

鋼材を用いることは死荷重増となるだけでなく、定着ボルト本数増にも繋がる。

施工費および施工性に関してはケレン工、孔明工、高力ボルト本締め工が当て板補修工の主な工種となるため、取付ボルト本数がそのまま施工性、施工費に直結していることが分かる。

維持管理性についての主な着目点は再劣化に対する懸念であった。防錆上の弱点となる取付ボルト本数が少ない工法が評価されたほか、特に滞水しやすい下フランジへのボルト配置の有無と、損傷部材残置の有無、再劣化に対する点検性が評価対象となった。

以上の評価結果より、当て板補修工法に要求される構造条件として、基本的には当て板補修工法が望ましく、取付ボルト本数最小、下フランジへの穿孔を避ける構造が求められると判断される。

これらを踏まえ、当て板補修工法における選定フロー案を**図 4-3-1** にまとめた。

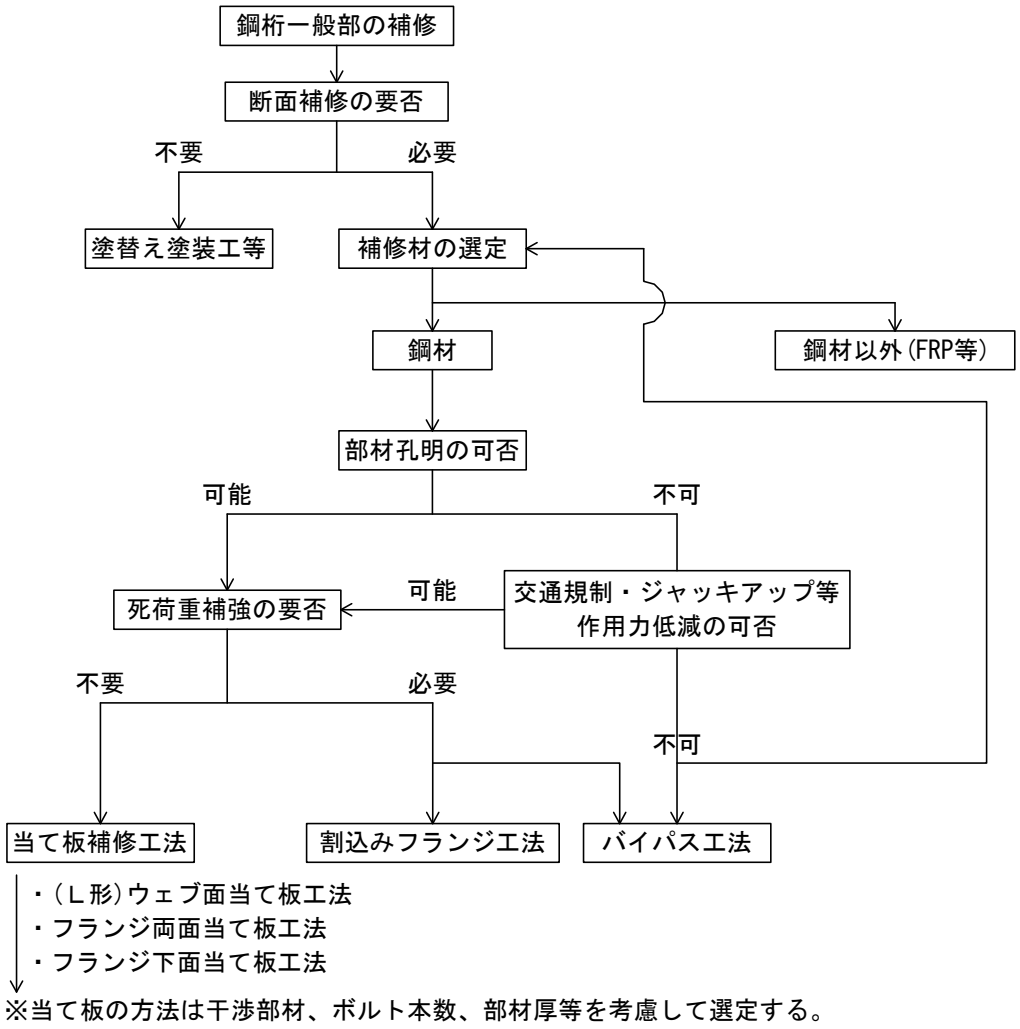


図 4-3-1　鋼桁支間部の補修工法選定フロー（案）

フロー案のうち、当て板補修工法の３種について、下フランジへの穿孔を避けたＬ形鋼によるウェブ面当て板工法を優先して検討するべきと考えられるが、補剛材、横桁の仕口部材等との干渉が起こりやすいという難点もある。実務上では設計条件、構造条件を踏まえての工法選定が必要となる。

事例３においては支点上補剛材の補修工法に対し、応力低減とフェールセーフの観点より２通りの当て板補修設計を行ったが、構造に大きな違いは見られなかった。また、同じ設計計算方法を用いても、異なる構

造となることも考えられる。

端支点部のように狭隘な部位においては、損傷状況、現場の取り合い部材等により施工可能な補修構造は限定され、構造解説としての設計計算は後付けになる場合が多い。また、その補修構造の選定は設計者の知識、技量に委ねられる。

ここまで複数の工法による補修構造比較を行ってきた。しかしながら、補修構造に違いが出る要因は設計手法ではなく損傷状況、現場状況であるべきであり、個別の損傷事例に対し構造性、経済性、施工性、維持管理性等あらゆる視点から設計者が議論し、視野を広げれば最適な補修方法は自ずと一つの工法にたどり着くものと考えられる。補修設計においては緊急性が高いものもあり、多くの場合議論、検討を行なう時間があまりにも少なく、また新設橋梁のような基準類も少ない。短い時間で適切な補修方法を選定し、計画することが求められる補修設計技術者には、幅広い知識の蓄積と多角的な視点が求められる。

参考文献

1) 臼倉誠、鈴木康夫、山口隆司、三ツ木幸子：腐食した桁端部の耐力特性を踏まえた崩壊プロセスからの分類とその分析、土木学会論文集 A1(構造・地震工学)、Vol. 73、No. 2、pp. 443-455、2017.

5. 全橋レベルでの腐食損傷に伴う死荷重応力再分配および当て板補強効果の検討

5-1. はじめに

前章までにおいて、鋼部材の腐食損傷に対して適用可能な補修補強工法や性能照査の方法について多視点から検討し、当て板補強で対応する場合が多く想定されることが示された。腐食損傷を有する鋼部材に対する当て板補強については、補強された部材の耐荷性能あるいは補強による効果について、幾つか明らかにするべき点が残されている。例えば、腐食損傷を有する鋼部材においては、板厚減少に伴い、残留応力及び死荷重応力の再分配が生じ、腐食損傷を受けた部位以外で応力負担が増えるなどで、腐食部位を補強してもその効果が十分に得られないのではないかといった懸念があると考えられる。これまでこのような観点での検討は十分に検討されていない。そのため、本章では、腐食損傷に伴う応力再分配挙動および応力再分配後に当て板補強した場合の耐荷性能等への効果について、全橋モデルを用いた解析的検討を行うこととした。

5-2. 既往の研究

鋼構造物の耐荷力等の力学的性能には、溶接による残留応力が影響を与えることが知られている。加えて、鋼橋梁を考えた場合には、自重を支えるため、死荷重応力が各部材には作用している。死荷重応力のレベルは、鋼橋梁のスパンによっては許容応力度の 50%を超えることもあるとされる。腐食損傷によって、鋼部材には体積欠損が生じ、幾何学的な形状変化をもたらすほか、応力再分配により残留応力や残留たわみといった不整量への影響も生じる。さらに死荷重応力分も考えると、その分が周りに再分配され、鋼構造物の力学的性能に影響を与えることも考えられる。

腐食損傷を有する鋼構造物の耐荷力に関する検討の多くは、これまで幾何的な形状変化を主に考慮しており、応力再分配については、あまり検討されてきていなかった。この点について、後藤ら[1)-3)]は、腐食損傷に伴う体積欠損による応力やたわみへの影響を考慮できる解析方法を提案し、はり要素やソリッド要素を用いて耐荷力等への影響について検討を実施している。加えて、玉川ら[4)-5)]は、シェル要素を用いた腐食損傷に伴う応力再分配挙動を考慮した解析方法の提案を行い、その方法を用いて既設プレートガーダー橋について腐食損傷の進行過程が耐荷力にどのような影響を与えるかについて検討している。玉川ら[5)]は、検討の結果から、腐食損傷の進行過程を再現した場合、終局に至るまでの応力履歴は異なるものの桁の変形挙動や耐荷力への影響は小さいため、幾何学的な形状変化のみを考慮した簡易的な解析手法でも評価が可能であることを指摘している。後藤ら[3)]も、塑性化が生じるなどの経路依存性の問題がなければ、簡易的な解析方法も可能であるとしている。死荷重応力が大きくなる場合などは、その再配分によるまわりの部位での塑性化の可能性も考慮する必要がある場合もあると考えられ、体積欠損による応力再分配の影響を考慮することは重要であると考えられる。

近年では、実橋梁における腐食損傷の影響を検討するため、複数の桁を有する全橋モデルでの検討も進められている[6)]。そこでは、腐食損傷進行に伴い、腐食損傷を有する桁から健全な桁への荷重分担が進むなどの挙動が示されている。腐食損傷に伴う応力再分配やこのような耐荷機構の変化を考慮したうえで、補修対策として、当て板補強がどのような効果を有しているのかといった点については、実験的な検討[7)]もなされているものの、検討の余地が残されていると考えられる。そのため、本章では、全橋モデルを用いて、腐食損傷に伴う応力再分配挙動・耐荷力への影響を、主に死荷重応力の再分配に注目しながら、検討することとした。

5-3. 解析対象

解析対象は、4 主桁の鋼単純合成鈑桁橋とした。後々に対比できることを想定し、設計計算結果が公表されている「日本道路協会：平成 29 年道路橋示方書に基づく道路橋の設計計算例, 2018.6.」の諸元を参照している。解析対象とした橋梁図面を図 5-3-1 から図 5-3-3 に示す。

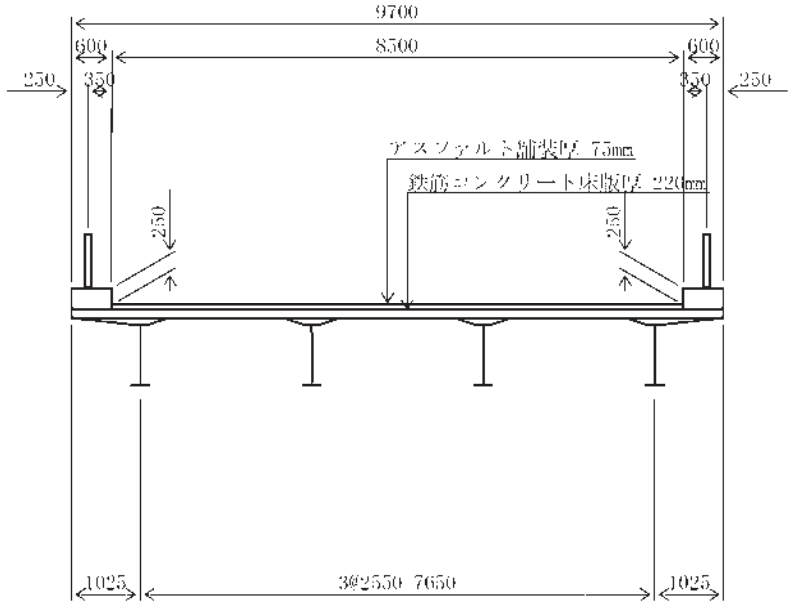


図 5-3-1 断面図

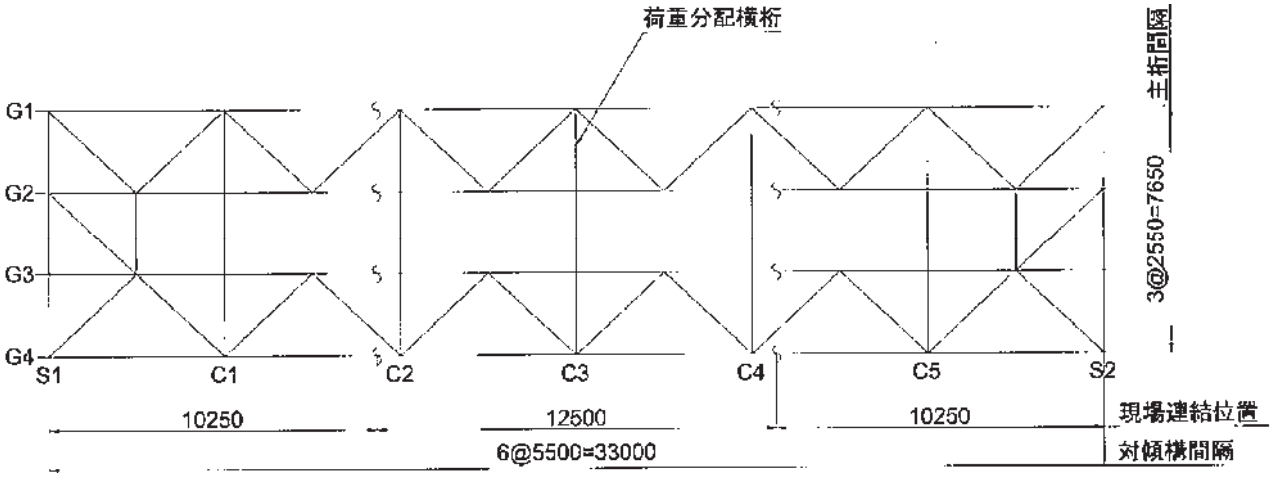


図 5-3-2 上面図

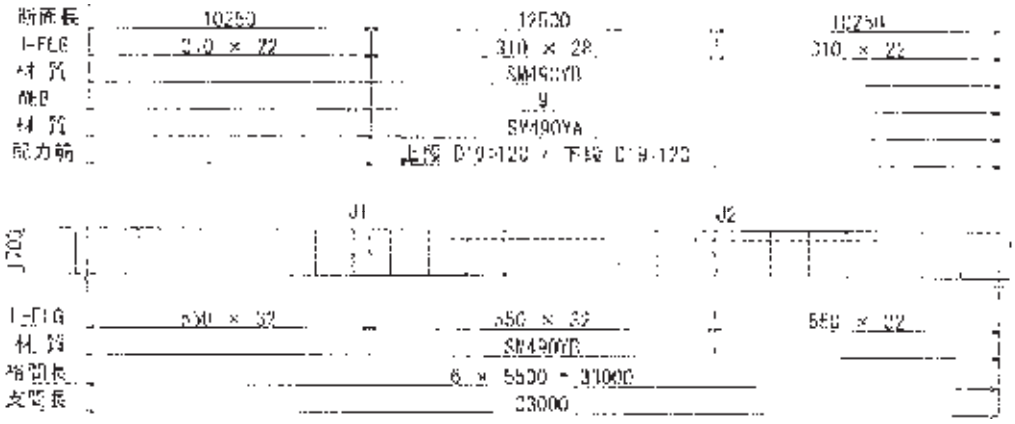


図 5-3-3 側面図

5-4. 解析手法

本解析は、桁端部における腐食損傷に伴う死荷重応力分担率変化および補強有無による活荷重作用時の挙動把握を目的とする。解析は、幾何学非線形および鋼材の材料非線形を考慮した非線形静的 3 次元有限要素解析である。解析は、汎用有限要素解析コード【Abaqus v2018】で実施した。

腐食は、対象箇所を板厚方向に 1mm 分割したソリッド要素でモデル化し、死荷重作用下において要素を次節以降に示すように段階的に削除することにより表現した。当て板補強は、当て板の範囲および形状の差異による全橋の耐荷性能への影響は小さいものと考え、Abaqus の機能を用いて腐食損傷ステップで削除した要素をひずみ 0 の状態でモデルに復元することにより表現した。

5-5. 解析モデル

5-5-1. モデル化方針

解析モデルは、トラス要素・梁要素・シェル要素・ソリッド要素を用いてモデル化した。各部材と要素の対応を**表 5-5-1** に示す。腐食を表現する桁端部は G4 桁固定支承側のウェブおよび補剛材とし、腐食考慮対象箇所はソリッド要素でモデル化した。床版鉄筋は、床版コンクリートとのすべりは考慮せず、Abaqus の機能を用いた床版ソリッド内への埋め込みトラス要素とした。また、主桁上フランジ上面と床版下面の境界条件は剛結とした。メッシュサイズは、腐食表現範囲で 1mm、最大で 150mm 程度とし、要素数が合計約 21 万要素、節点数が合計約 22 万節点のモデル規模となった。

表 5-5-1 部材と使用要素

部材	使用要素
桁	シェル要素・ソリッド要素（腐食部）
床版・舗装	ソリッド要素
下横構・中間対傾構	ビーム要素
床版鉄筋	トラス要素

5-5-2. 解析モデル図

1) 全体図

モデル全体図を図 5-5-1 から図 5-5-5 に示す。

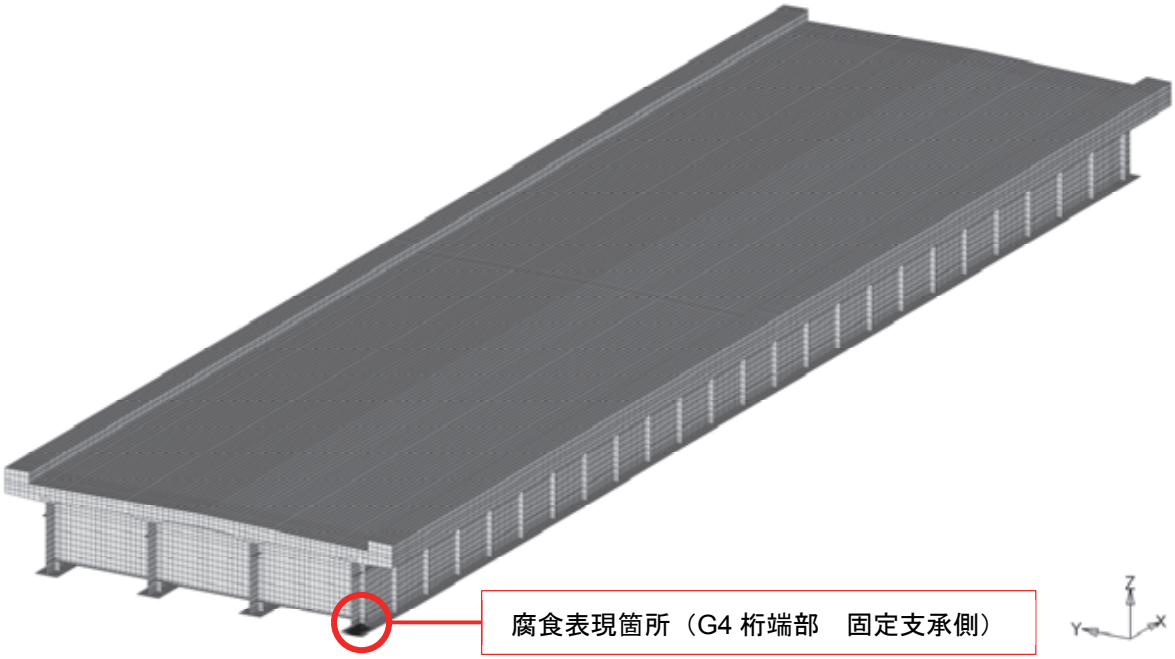


図 5-5-1 全体　上面

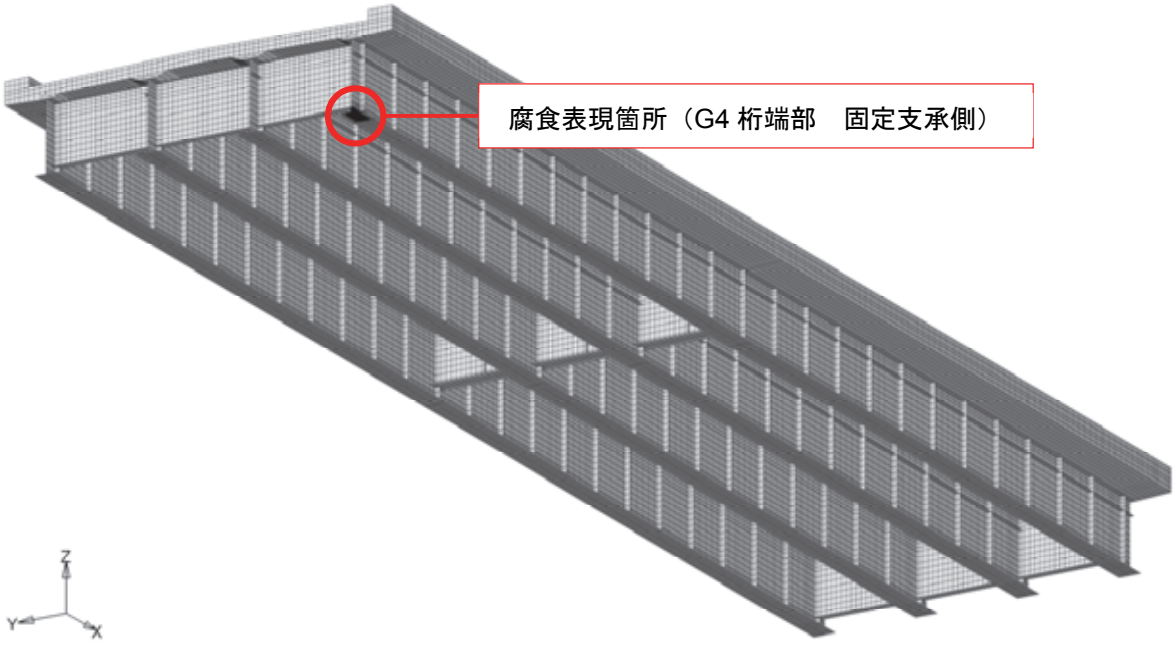


図 5-5-2 全体　下面

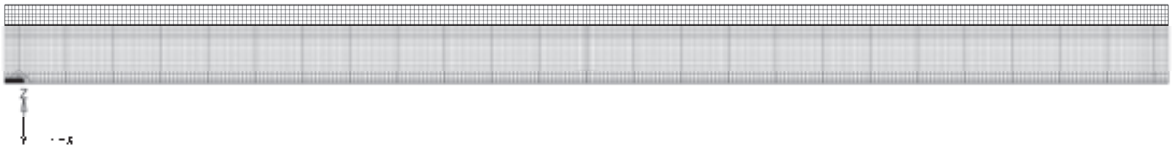


図 5-5-3 全体　側面

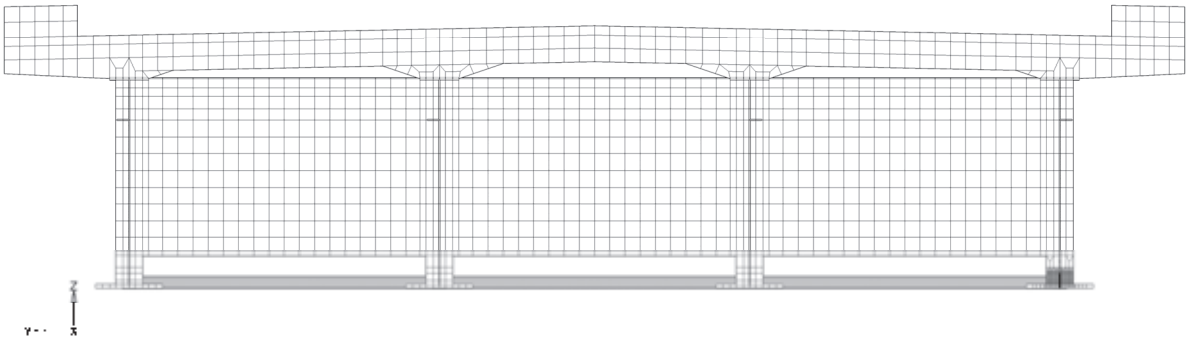


図 5-5-4 全体　断面

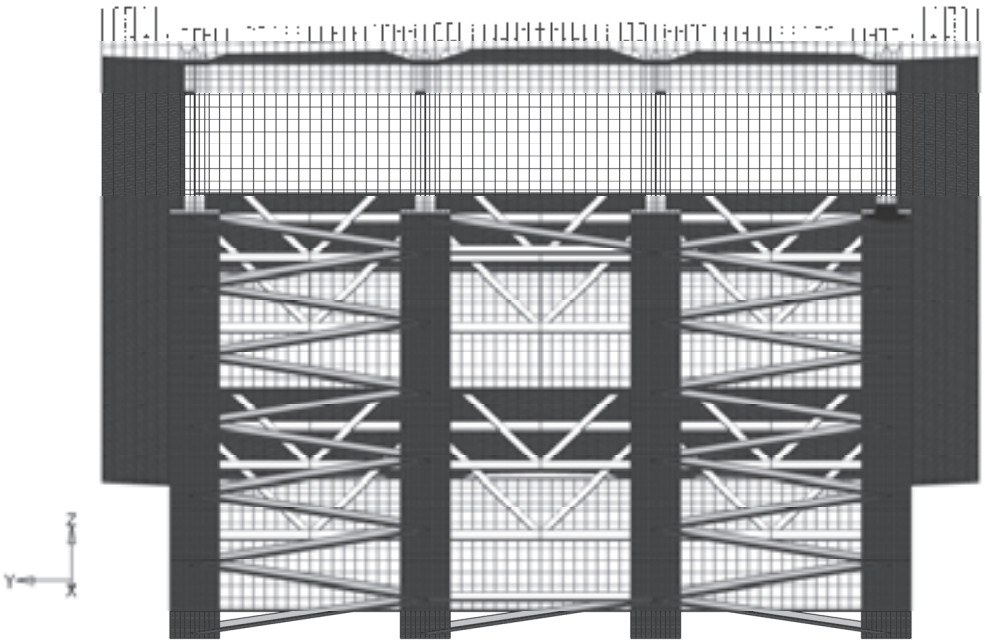


図 5-5-5 全体　下部

2) 詳細図（腐食対象箇所　G4 桁端部　固定支承側）

モデル詳細図を**図 5-5-6** から**図 5-5-9** に示す。「厚さ表示」では、シェル要素の板厚を表現する図となる。

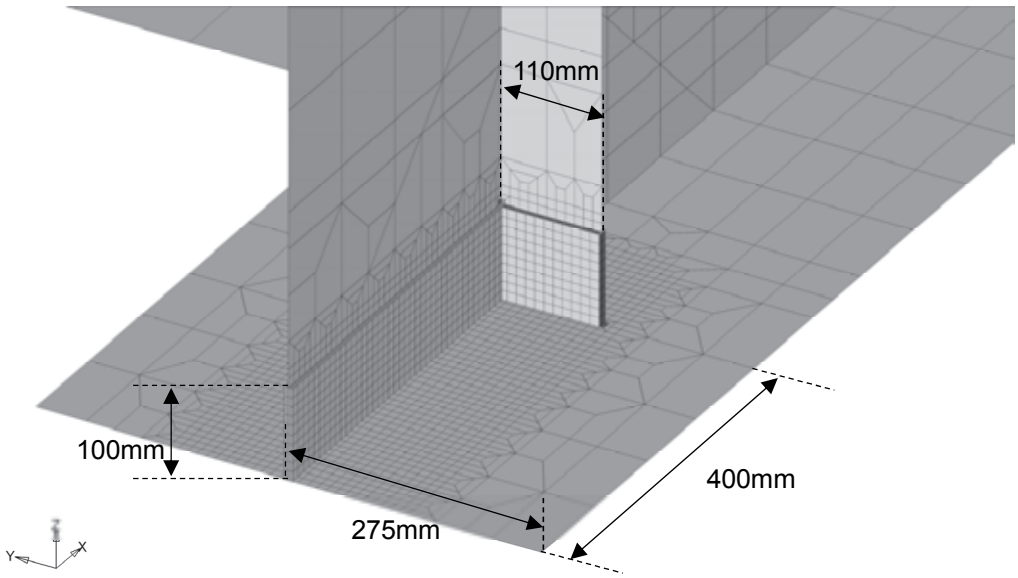


図 5-5-6 詳細図　俯瞰　端部側　厚さ表示なし

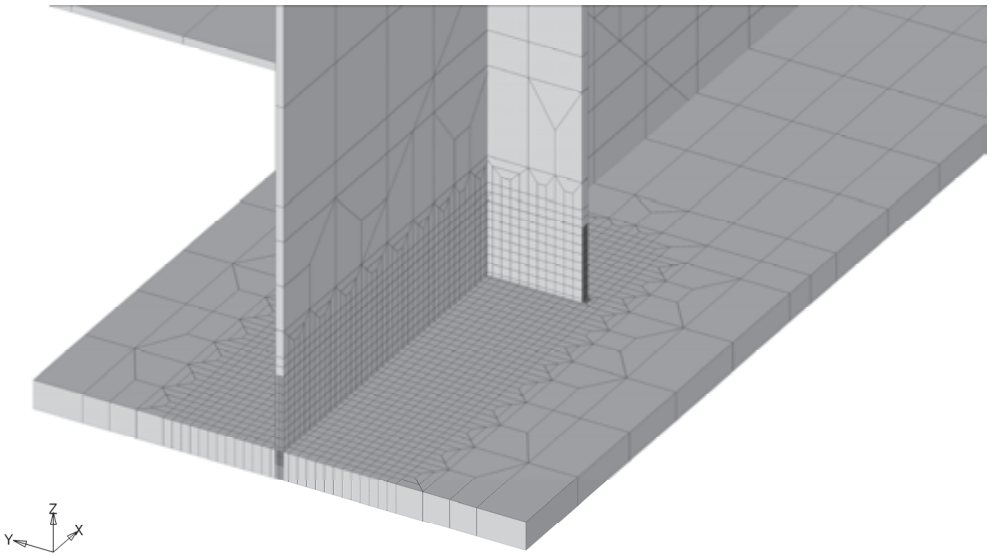


図 5-5-7 詳細図　俯瞰　端部側　厚さ表示あり

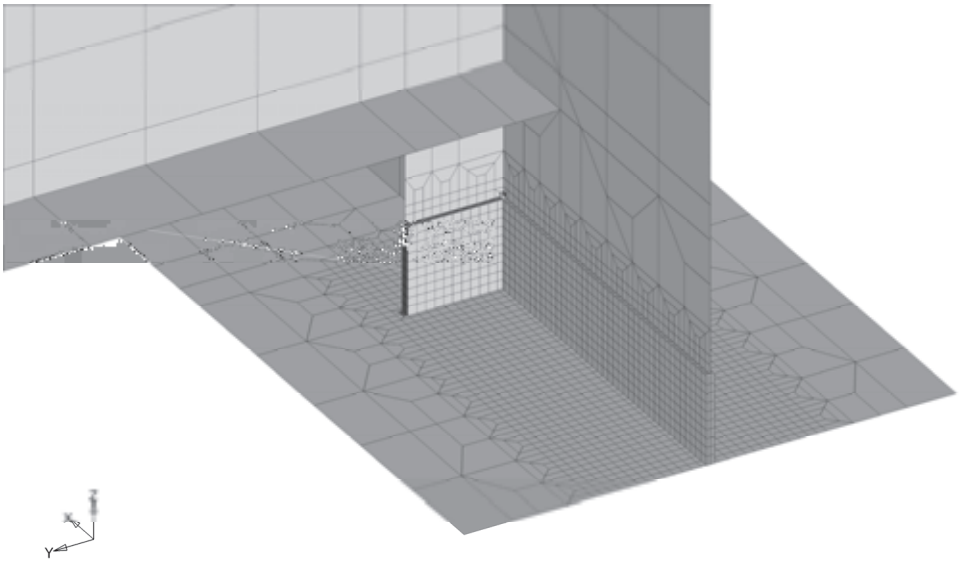


図 5-5-8 詳細図　俯瞰　支間側　厚さ表示なし

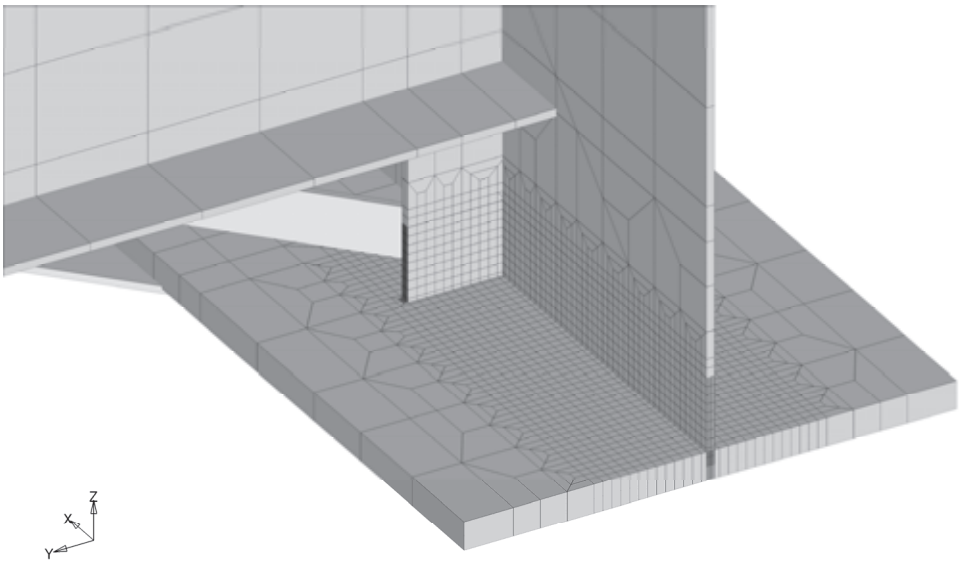


図 5-5-9 詳細図　俯瞰　支間側　厚さ表示あり

5-5-3. 桁断面諸元

図 5-5-10 に桁端部における部材位置を示し、**表 5-5-2** に対応する各部材の板厚を示す。⑤ソールプレートのモデル化は、下フランジ要素と同一位置に重複要素として作成した。

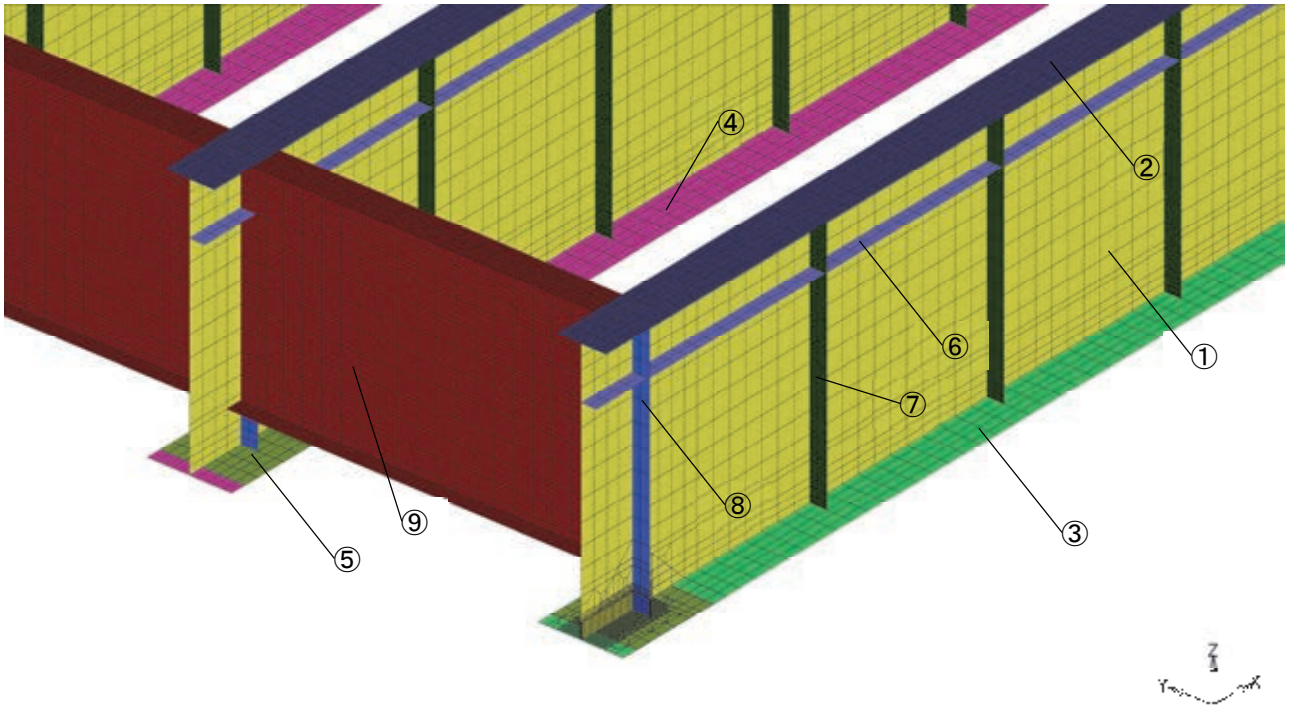


図 5-5-10 桁端部　部材位置

表 5-5-2 桁端部部材　部材板厚

番号	部材	板厚[mm]
①	ウェブ	9
②	上フランジ	22
③	下フランジ（G1、G4）	32
④	下フランジ（G2、G3）	29
⑤	ソールプレート	22
⑥	水平補剛材	9
⑦	垂直補剛材	9
⑧	支点上補剛材	11
⑨	端横桁	9

5-6. 解析条件

5-6-1. 解析ケース

解析ケースは、死荷重作用時では腐食範囲に対する 8 パターン、活荷重作用時での補強有無の 2 パターンの掛け合わせによる計 16 ケースを実施した。各解析ケースにおいては、腐食範囲の残存板厚が 0mm となるまで、要素をスパン中央または中桁に向かう方向に 1mm ずつ削除し、その後ひずみ 0 とした要素を元の板厚に復元することで補強を表現した。したがって、『補強あり』の解析ケースは、死荷重のみが作用している状態で全欠損した部材を、死荷重作用下で補強しており、活荷重は補強前の腐食進行中・補強時のいずれの場合においても作用しない。**図 5-6-1** から**図 5-6-4** には、モデル上の腐食範囲および腐食の進行方向を示し、**表 5-6-1** に解析ケース名と腐食範囲を示す。

表 5-6-1 解析ケース名と腐食範囲

解析ケース名	腐食範囲
Case0 腐食なし	腐食無し
Case1-1 Web1	ウェブ１
Case1-2 Web2	ウェブ２
Case1-3 Web	ウェブ１,ウェブ２
Case2-1 Stf1	補剛材１
Case2-2 Stf2	補剛材２
Case3-1 Stf1Web	補剛材１,ウェブ１,ウェブ２
Case3-2 Stf2Web	補剛材２,ウェブ１,ウェブ２
Case4 Tri	三角形分布

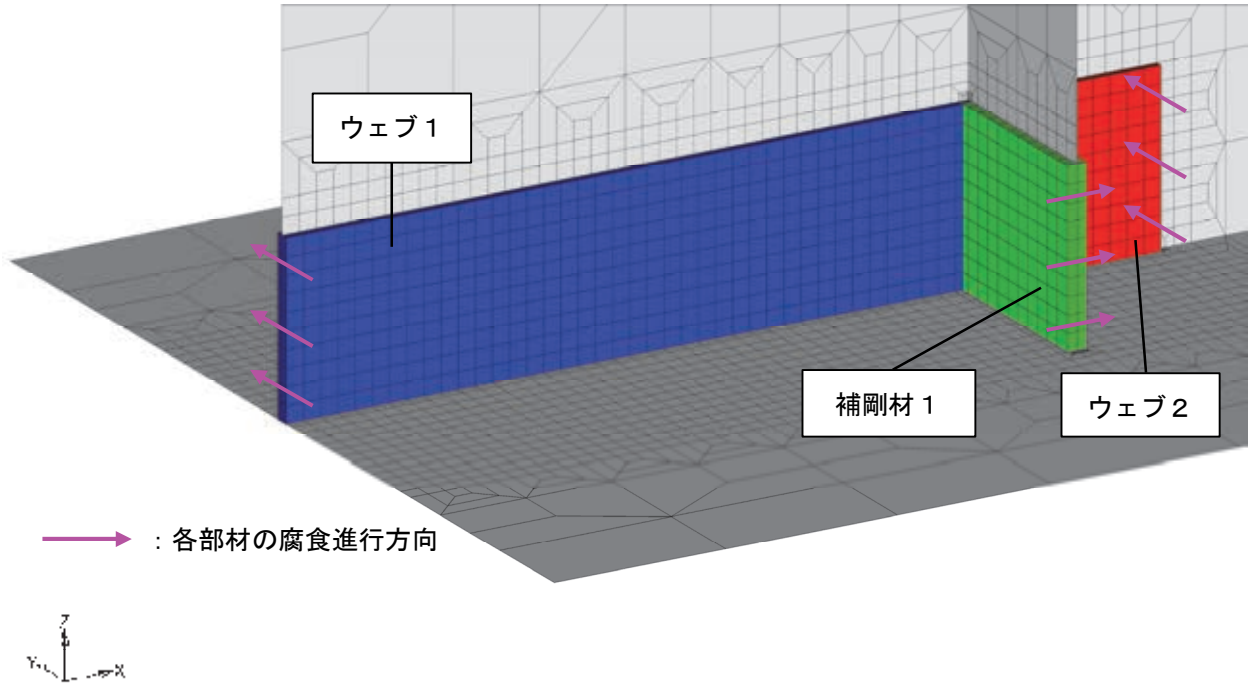


図 5-6-1 腐食範囲　俯瞰　端部側

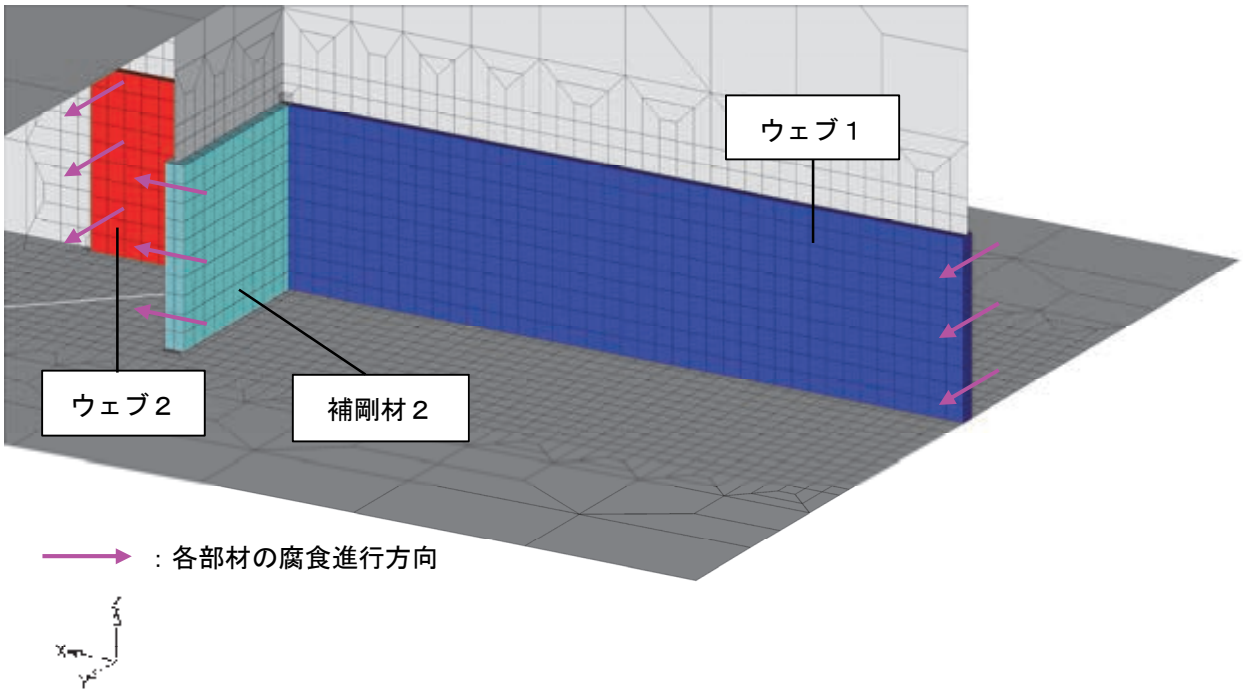


図 5-6-2 腐食範囲　俯瞰　支点側

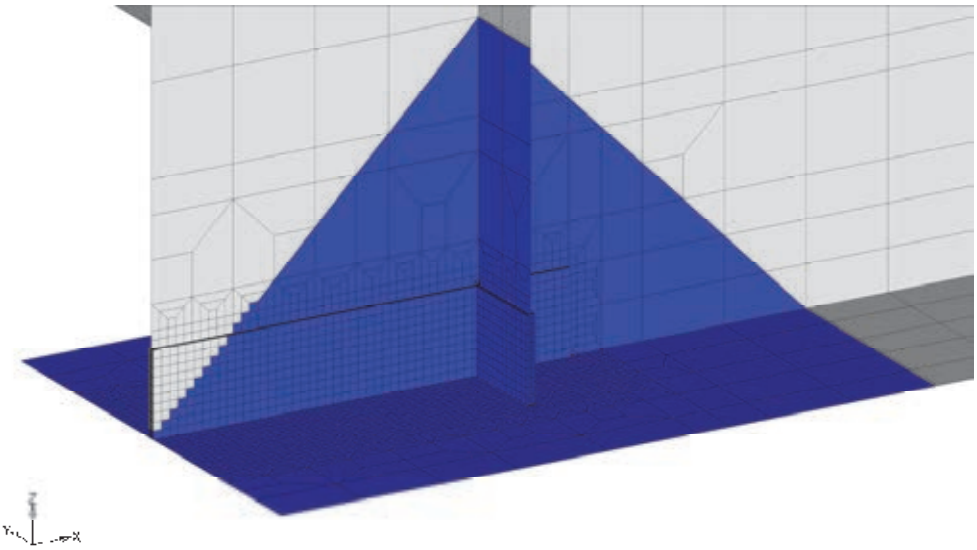


図 5-6-3 腐食範囲　３角形分布

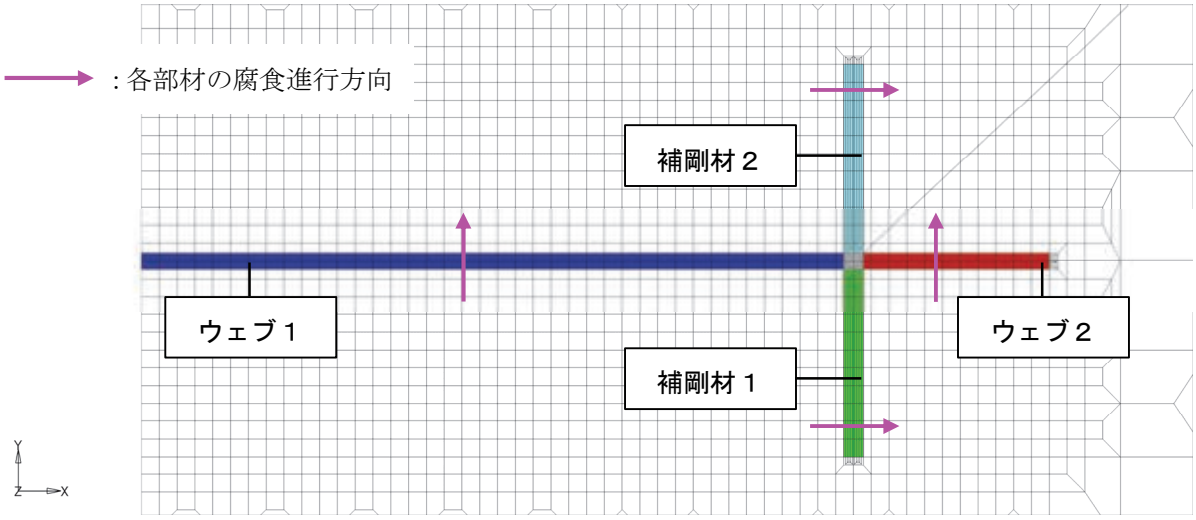


図 5-6-4 腐食範囲　上面

5-6-2. シェルーソリッド界面剛体要素

腐食範囲をモデル化したソリッド要素と連続するシェル要素の界面において、シェル要素の面外曲げ成分をソリッド要素に伝達させるため、剛体要素を設定した。**図 5-6-5** に設定した剛体要素を示す。

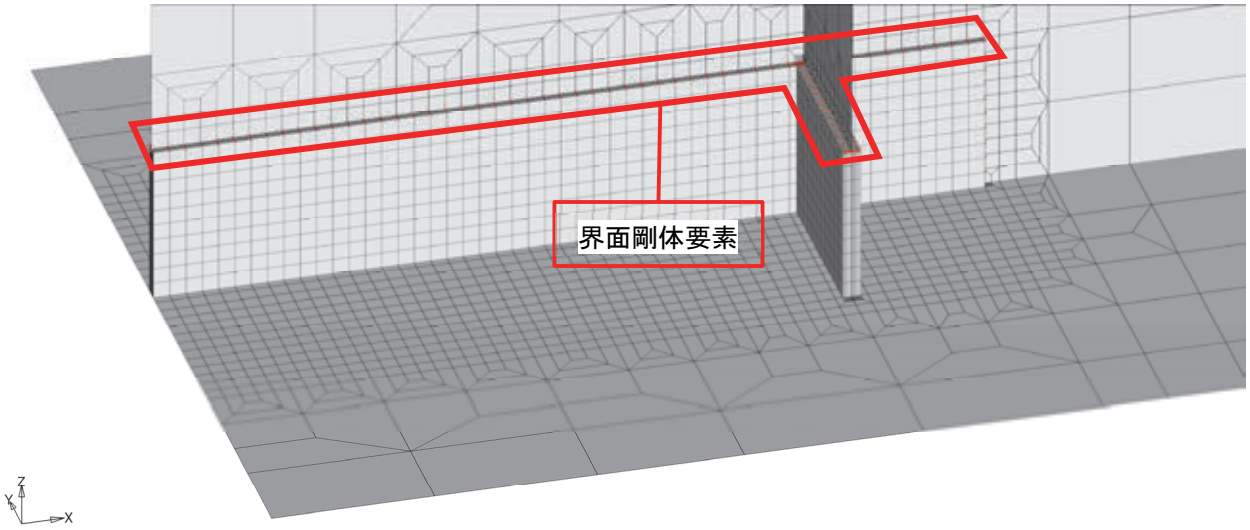


図 5-6-5 シェルーソリッド界面剛体要素

5-6-3. 材料条件

材料は、着目部材である鋼材を降伏後剛性低下率 1/100 のバイリニアの非線形材料とし、コンクリートと鉄筋は線形材料とした。**表 5-6-2** に設定した材料および部材と特性値を示す。

表 5-6-2 材料設定値

材料	部材	ヤング率 [N/mm2]	密度 [g/cm3]	ポアソン比	非線形性	降伏点 [N/mm2]	降伏後剛性低下率
コンクリート	床板	18600	2.45	0.20	線形		
アスファルト	舗装	3500	2.25	0.35	線形		
SS400	横桁 水平補剛材 中間部対傾構 横構	200000	7.85	0.30	非線形	245.0	0.01
SM490Y	主桁 垂直補剛材 端対傾構	210000	7.85	0.30	非線形	355.0	0.01
鉄筋		200000		0.30	線形		

5-6-4. 境界条件

線支承によるピン支持を表現するため、**図 5-6-6** に示すように、支承位置の橋軸直角方向 1 列の節点列に対して境界条件を設定した。**図 5-6-7** に示す、固定支承位置の節点に「TX,TY,TZ,RX,RZ」、可動支承位置の節点に「TY,TZ,RX,RZ」の拘束を設定した。

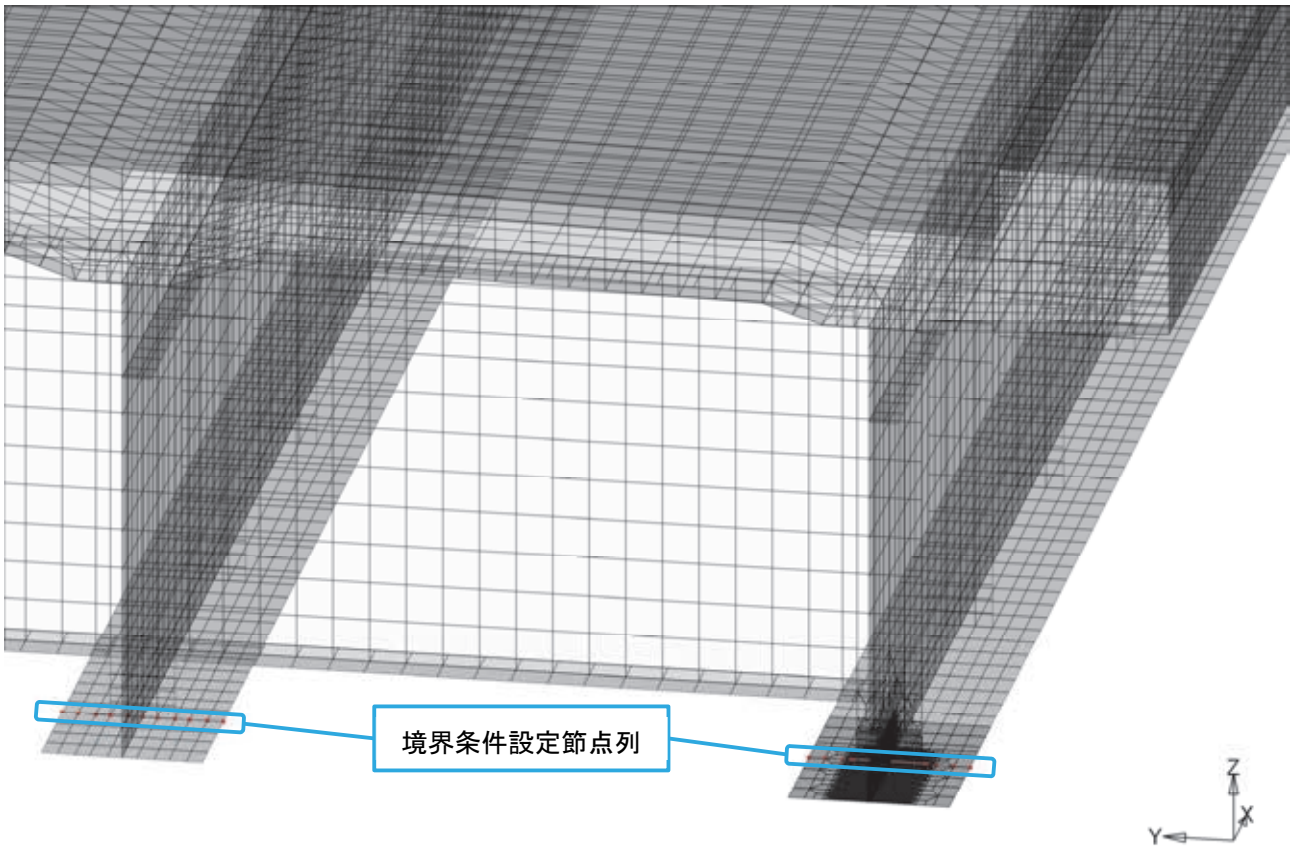


図 5-6-6 ピン支持表現のための境界条件設定節点列

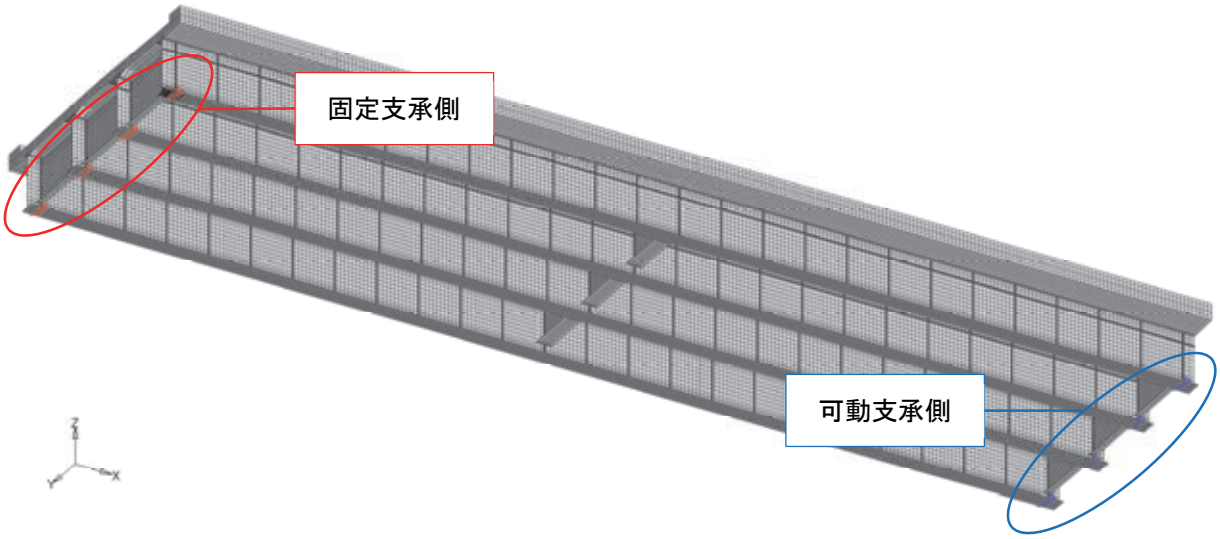


図 5-6-7 拘束設定節点位置

5-6-5. 荷重条件

死荷重は、モデル化した部材に対して単位体積質量に重力加速度 9.80665[m/sec²]を作用させ、モデル化範囲外の高欄・付加重量は節点荷重を作用させて載荷した。活荷重は、B 活荷重として、着目箇所である G4 桁固定支承が最も厳しい条件となるよう、**図 5-6-8** および**図 5-6-9** に示す範囲に載荷した。荷重値は、それぞれ P1=10.00E-3[N/mm²]、P1'=5.00E-3[N/mm²]、P2=3.50E-3[N/mm²] 、P2'=1.75E-3[N/mm²]を 1G での荷重値として、死荷重作用下において、0G から 5G まで漸増載荷した。

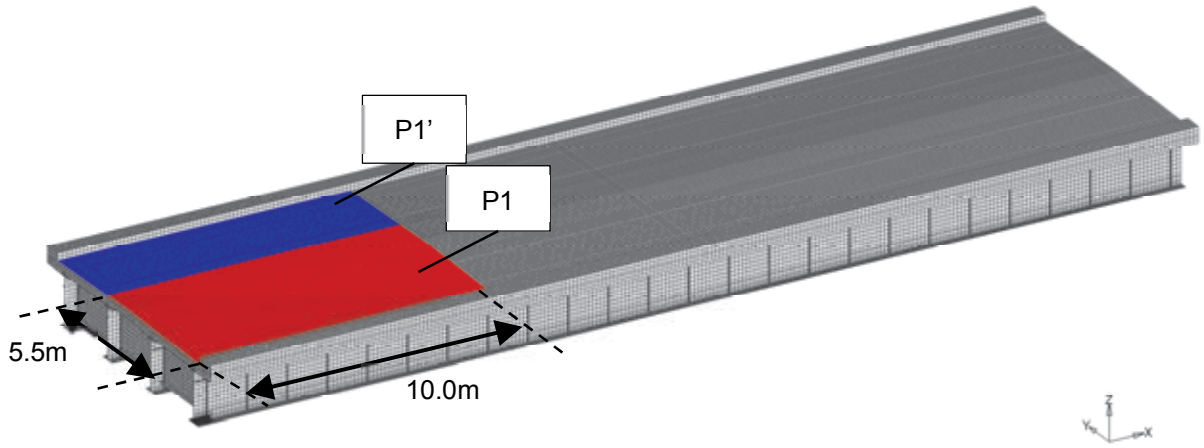


図 5-6-8 活荷重載荷範囲　P1, P1'

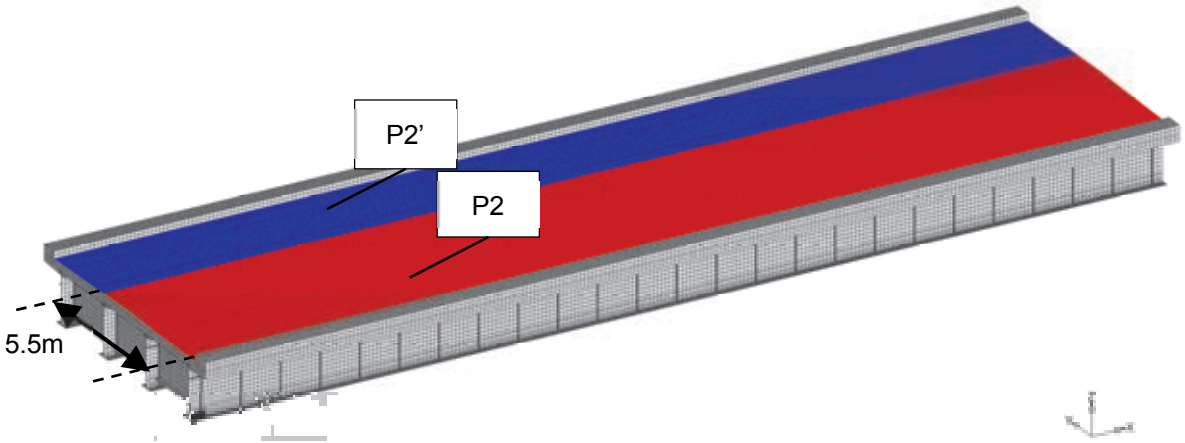


図 5-6-9 活荷重載荷範囲 P2, P2'

5-7. 解析結果

以下に、解析により得られた荷重－変位関係、荷重分担率、結果コンター図を示す。付録に、全ケースに対する結果コンター図を示す。

荷重－変位関係は、モデルに作用させた活荷重倍率を荷重、**図 5-7-1** に示す G4 桁ウェブ上端節点の鉛直方向下向き変位を変位として集計した。

荷重分担率は、支承反力を各支承における境界条件を設定した節点の鉛直反力の合計とし、固定支承側の全支承反力合計に対する割合として集計した。したがって、集計された荷重分担率は、もう一方の可動支承側へと移行した反力は考慮されず、分担率の合計は常に 100%となる。

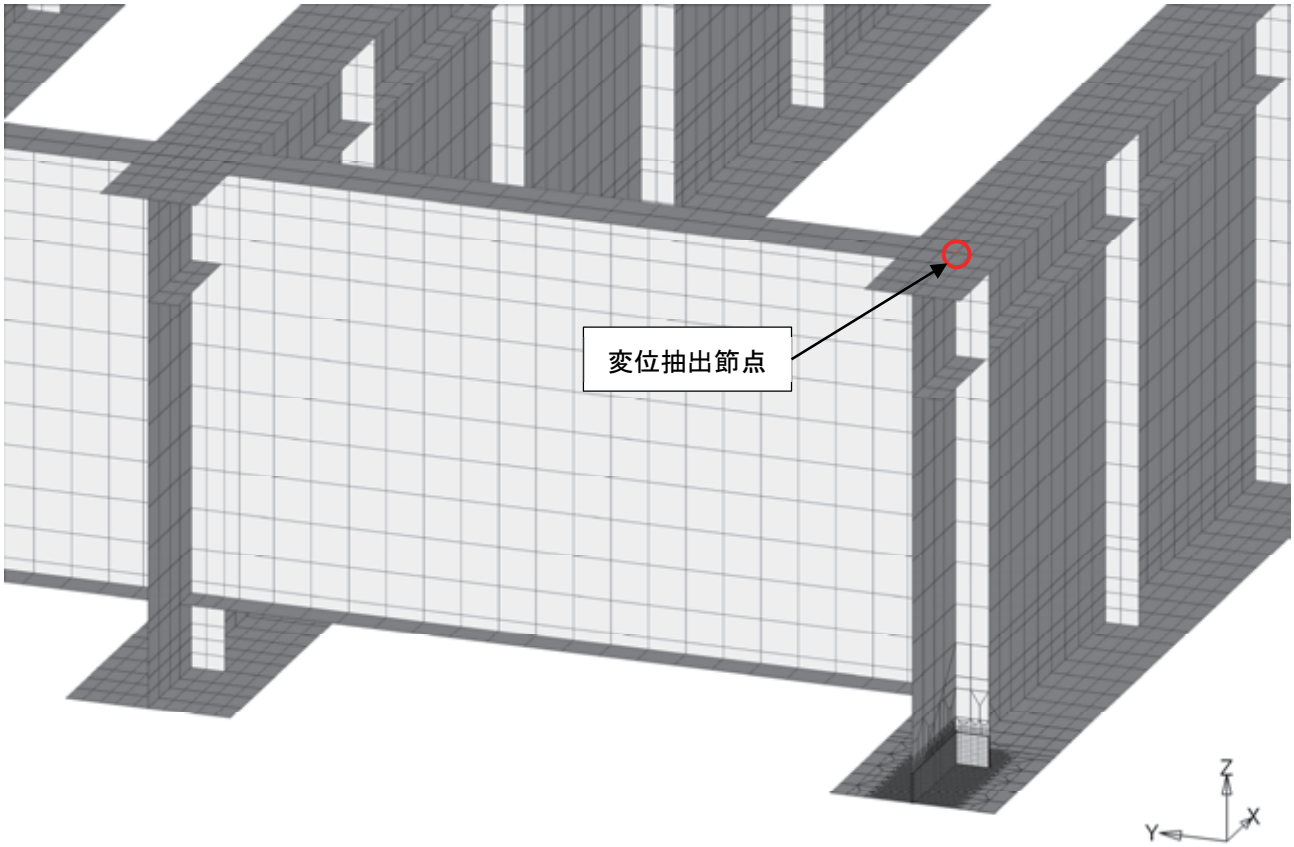
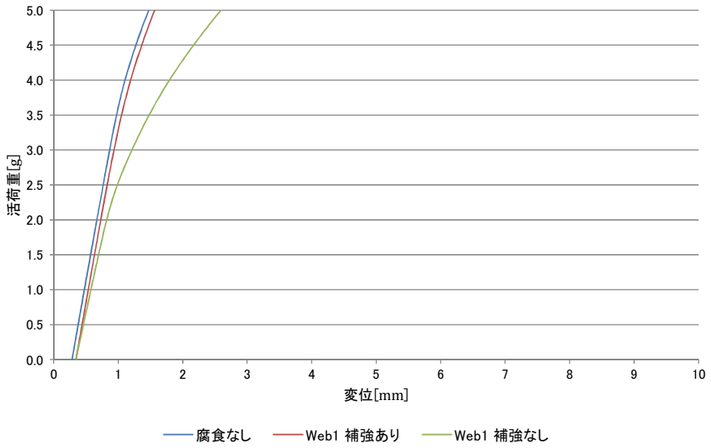


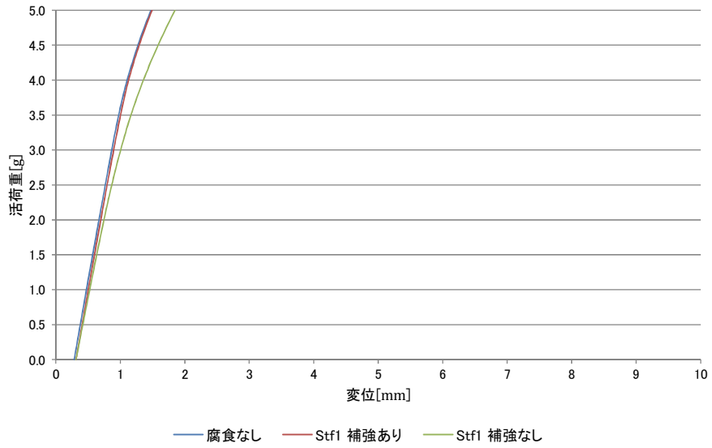
図 5-7-1 変位抽出節点位置

5-7-1. 荷重－変位関係

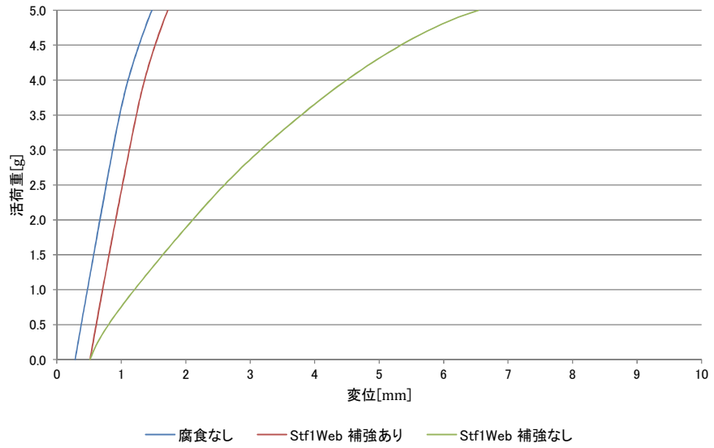
図 5-7-2 に、各ケースにおいて集計した荷重－変位関係を示す。荷重－変位関係より、全欠損後に補強した『補強あり』のケースでは、死荷重作用下での全欠損による塑性変形量は固定されるものの、補強後剛性は『腐食なし』レベルにまで回復することが確認される。また、ウェブや支点上補剛材のみが欠損したケース（Case1,Case2）と比較し、欠損する面積以上に、複数個所が欠損したケース（Case3,Case4）の方が、塑性変形量・剛性低下も大きいことが確認される。



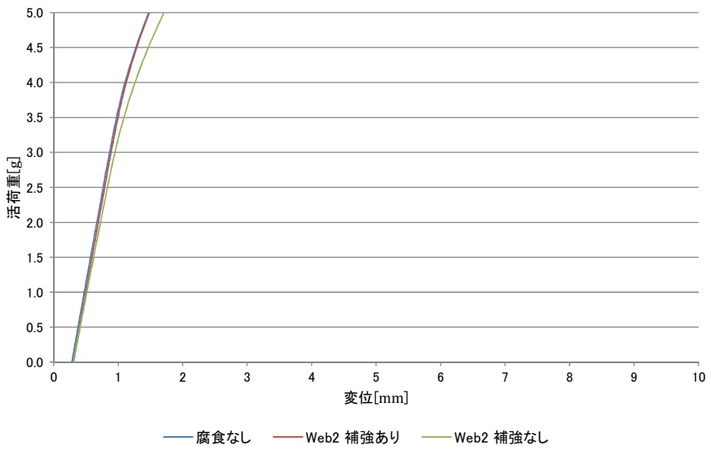
Case1-1 Web1



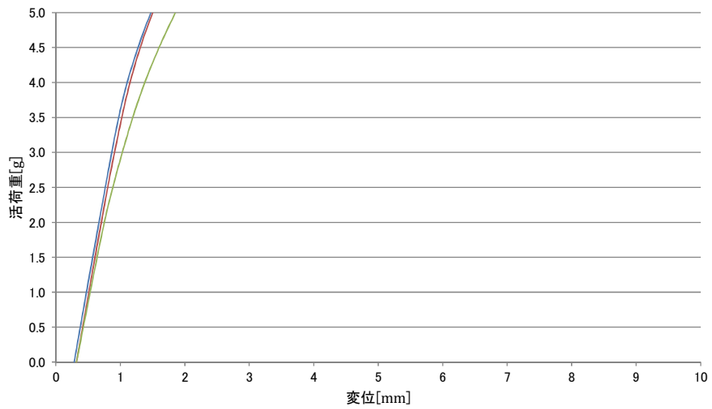
Case2-1 Stf1



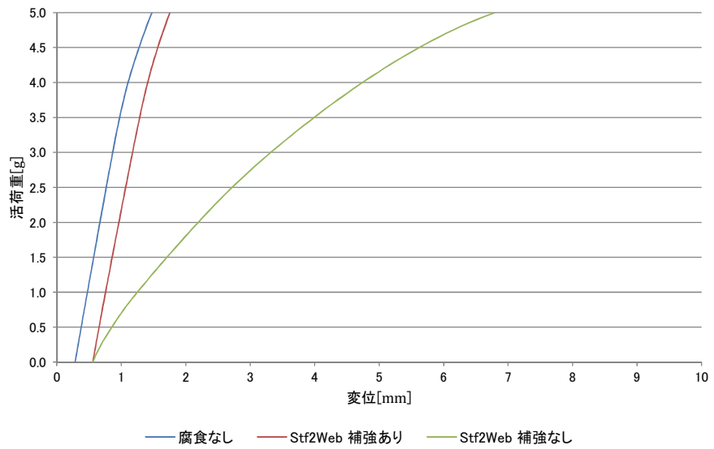
Case3-1 Stf1Web



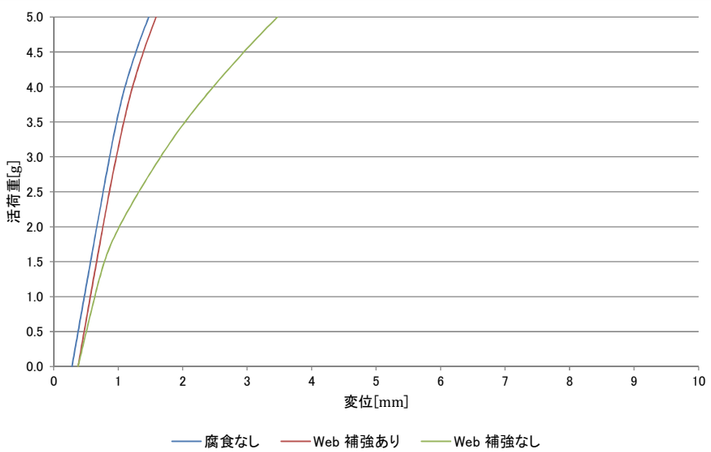
Case1-2 Web2



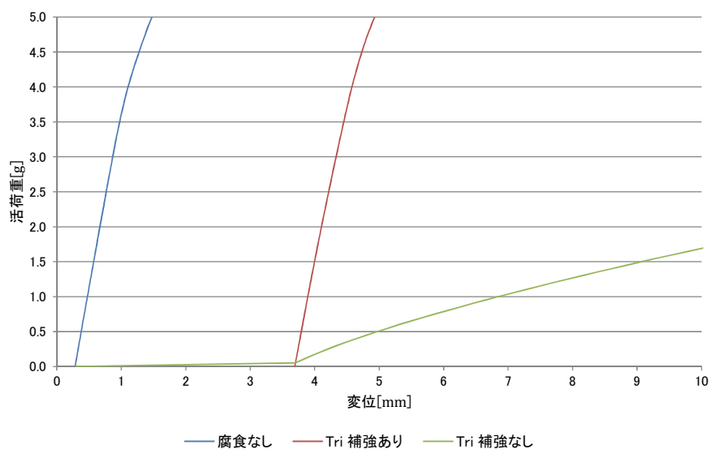
Case2-2 Stf2



Case3-2 Stf2Web



Case1-3 Web



Case4 Tri

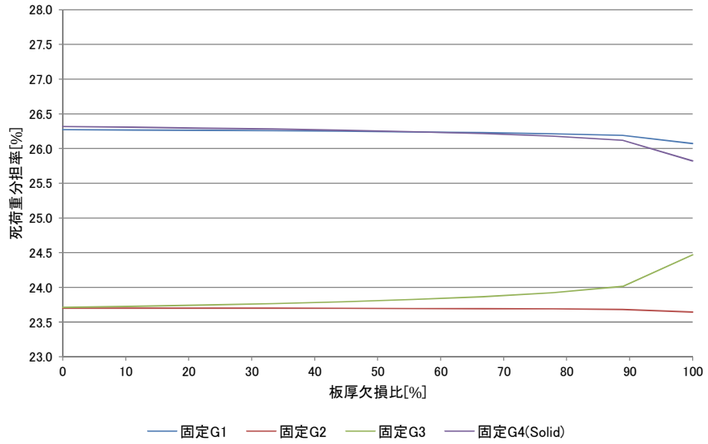
図 5-7-2 荷重変位関係

5-7-2. 腐食進行に伴う死荷重分担率の変化

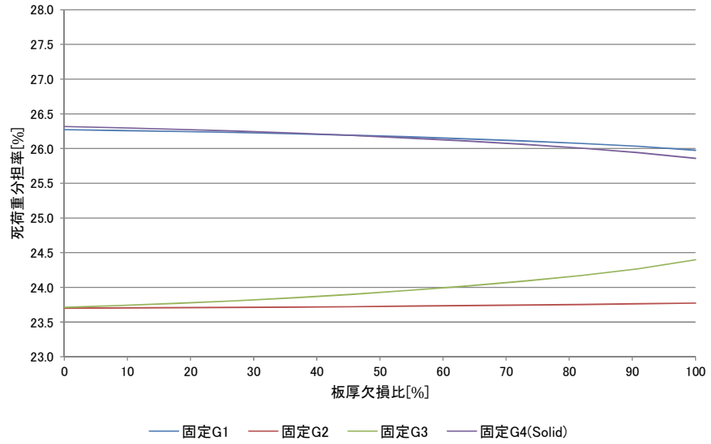
図 5-7-3 に、腐食進行に伴う死荷重作用下での板厚欠損比と死荷重分担率の関係を示す。図より、端横桁を有する 4 主桁の本解析モデルでは、腐食進行し板厚欠損比が大きくなるにつれ、G4 桁の分担率が減少し、隣接桁である G3 桁への分担量が増加していることが確認できる。これにより、腐食の進行により構造体では応力再分配が行われ、桁の荷重分担率が変化することが確認された。また、本解析モデルでは、腐食箇所である G4 桁から最も遠い G1 桁における分担率変化量が G2 桁の分担率変化量よりも大きいことが確認できる。

5-7-3. 活荷重分担率に対する補強効果

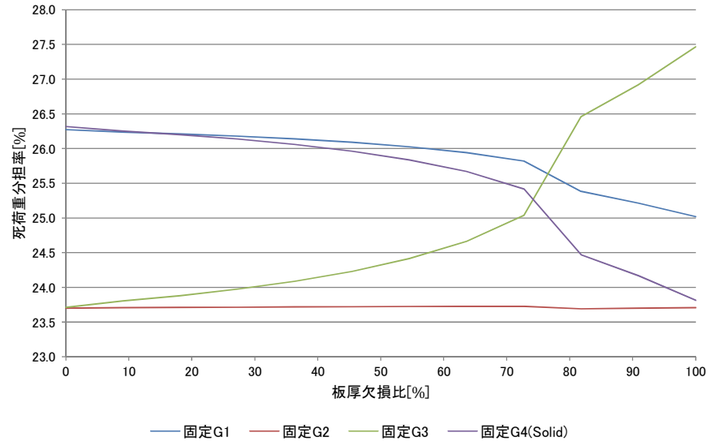
図 5-7-4 に、補強有無による活荷重分担率への効果を示す。図より、補強による効果として G4 桁の活荷重分担率は『腐食なし』のケースとほぼ同等の挙動を示すことが確認できる。また『Case4 Tri』のケースのような、全欠損により腐食桁の死荷重分担率が著しく小さくなった場合においても、補強により活荷重分は荷重を分担することが確認できる。



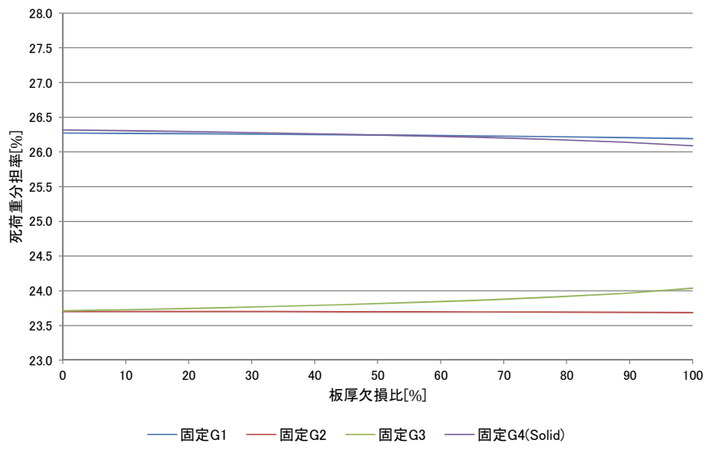
Case1-1 Web1



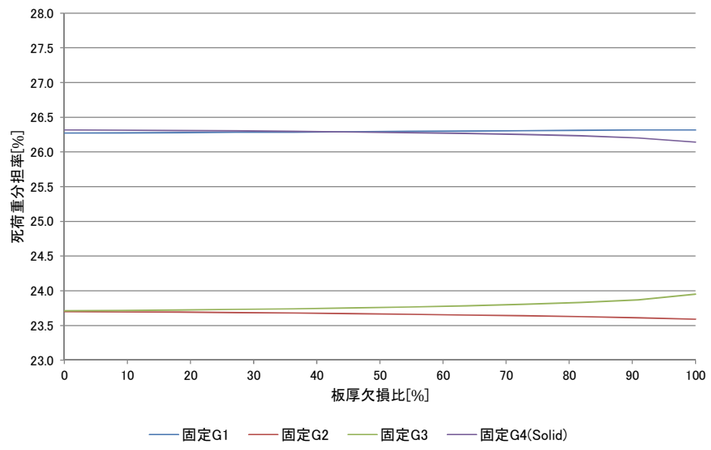
Case2-1 Stf1



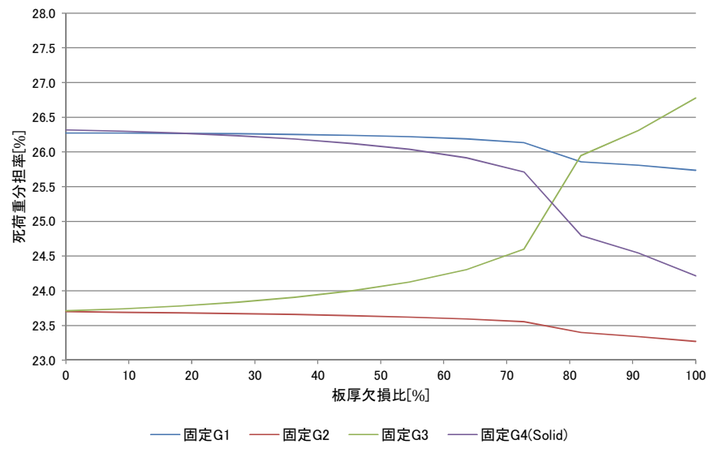
Case3-1 Stf1Web



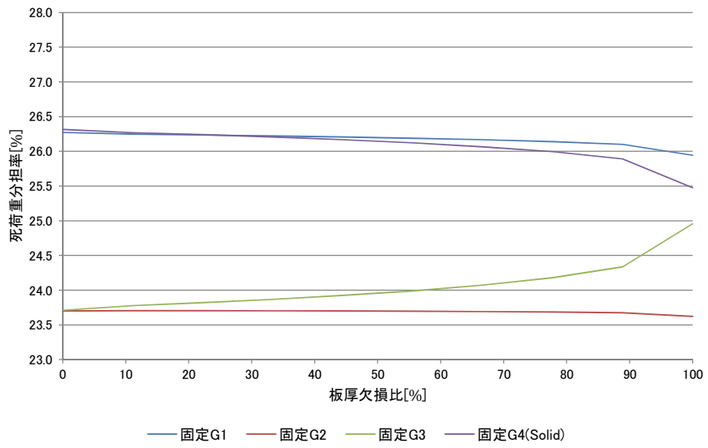
Case1-2 Web2



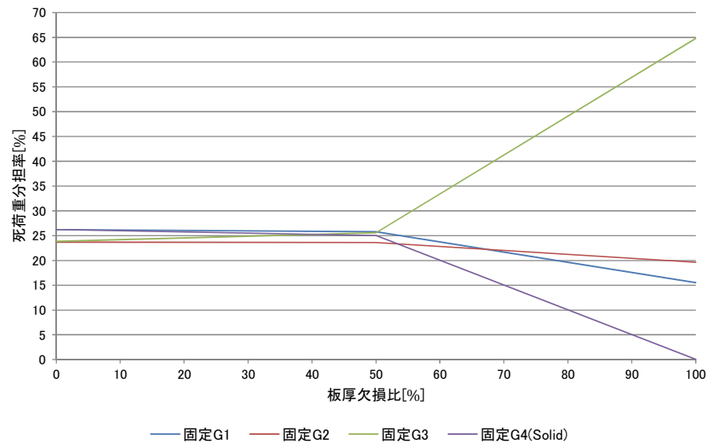
Case2-2 Stf2



Case3-2 Stf2Web

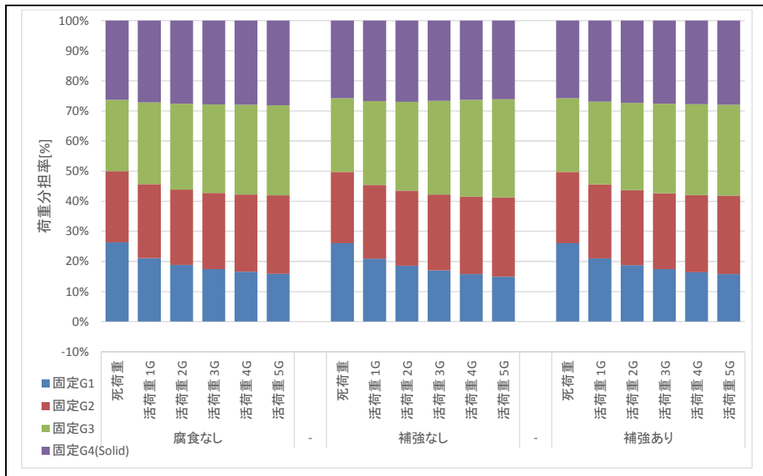


Case1-3 Web

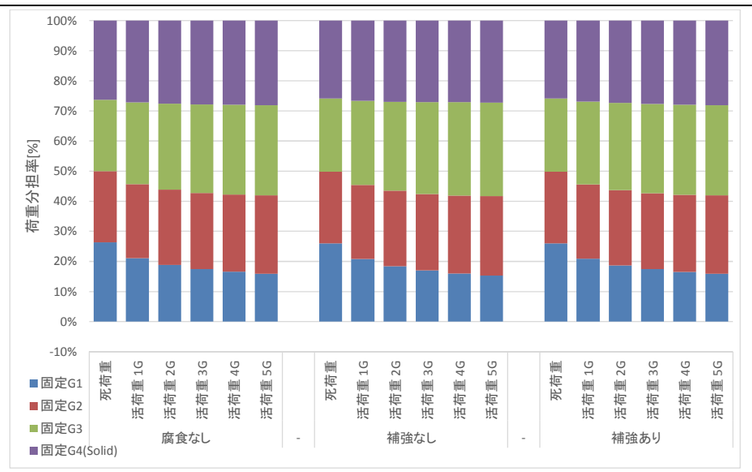


Case4 Tri

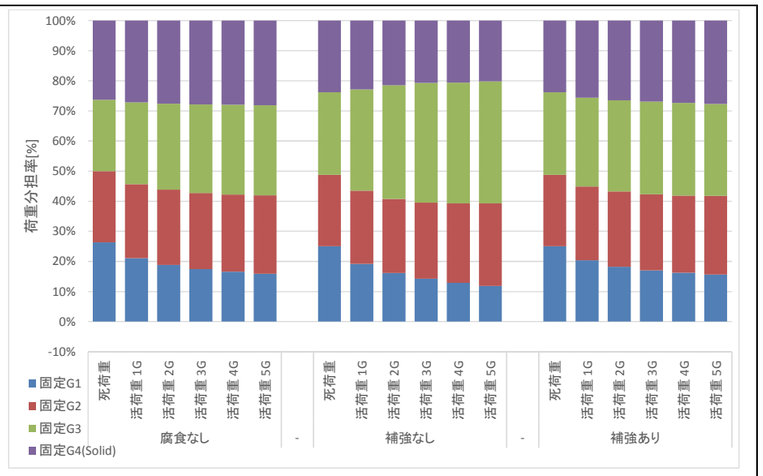
図 5-7-3 腐食進行に伴う死荷重分担率の変化



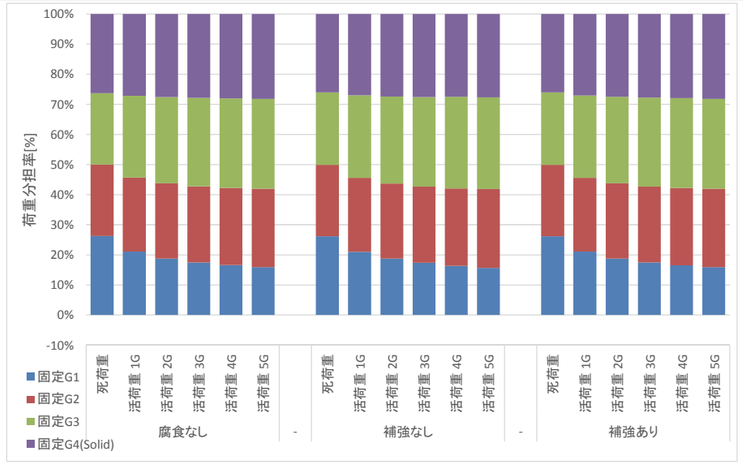
Case1-1 Web1



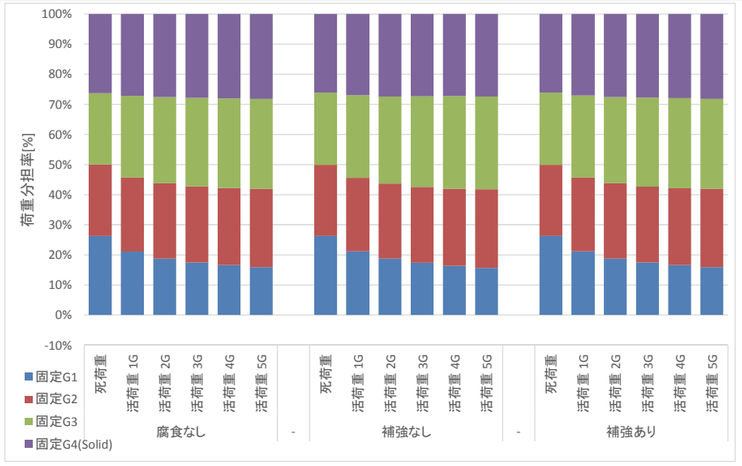
Case2-1 Stf1



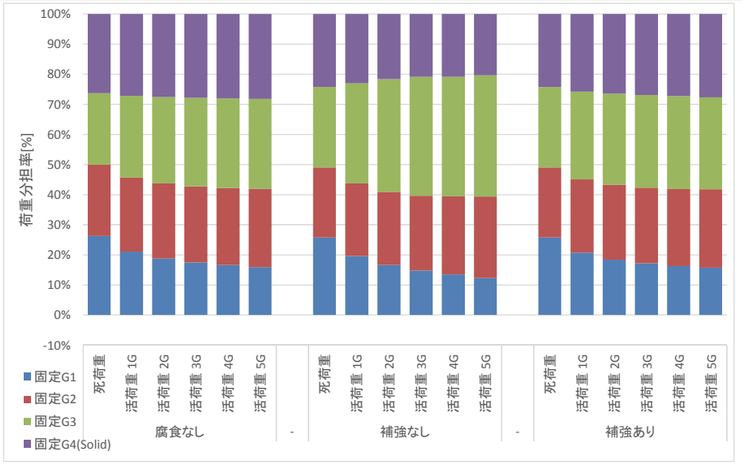
Case3-1 Stf1Web



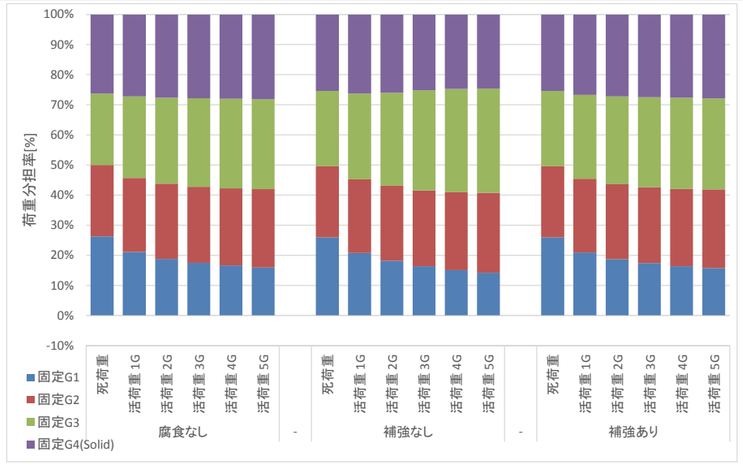
Case1-2 Web2



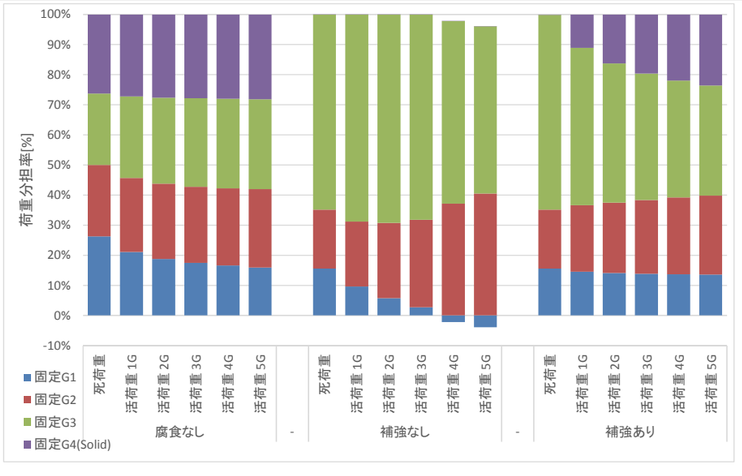
Case2-2 Stf2



Case3-2 Stf2Web



Case1-3 Web



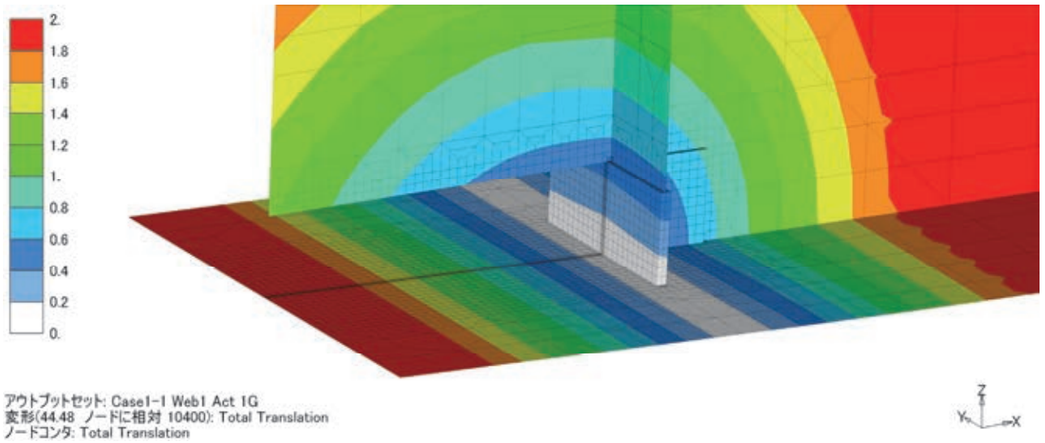
Case4 Tri

図 5-7-4 活荷重分担率に対する補強効果

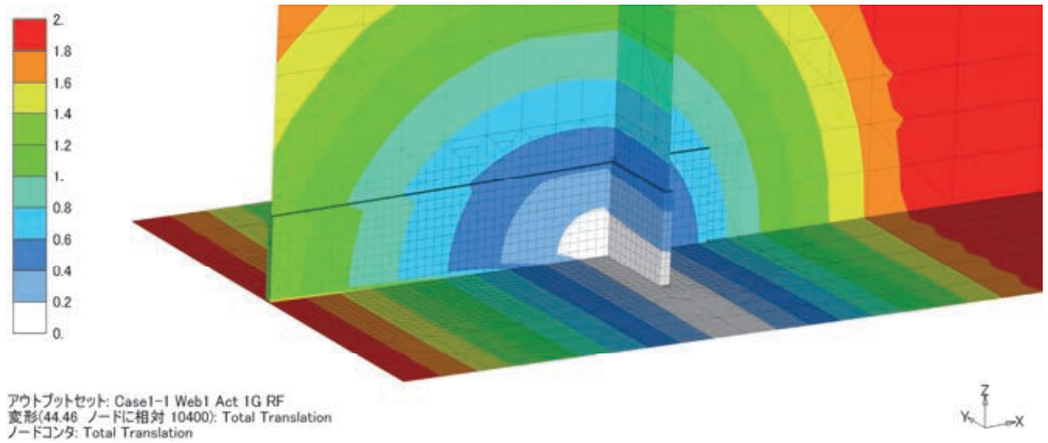
5-7-4. 結果コンター図

結果コンター図は、各解析ケースにおいて、活荷重 1.0G 載荷時での補強有無の結果を示す。**図 5-7-5** から**図 5-7-7** に各解析ケースにおける変形図を、**図 5-7-8** から**図 5-7-10** に各解析ケースにおける VonMises 応力コンター図を示す。変形図は、表示倍率を 10 倍とした。図より、死荷重作用下における補強により、活荷重分の応力を分担し、変形を小さくする効果が確認される。加えて、VonMises 応力図より、全欠損により再分配された応力分は、補強後でも補強部材には分配されないことが確認される。

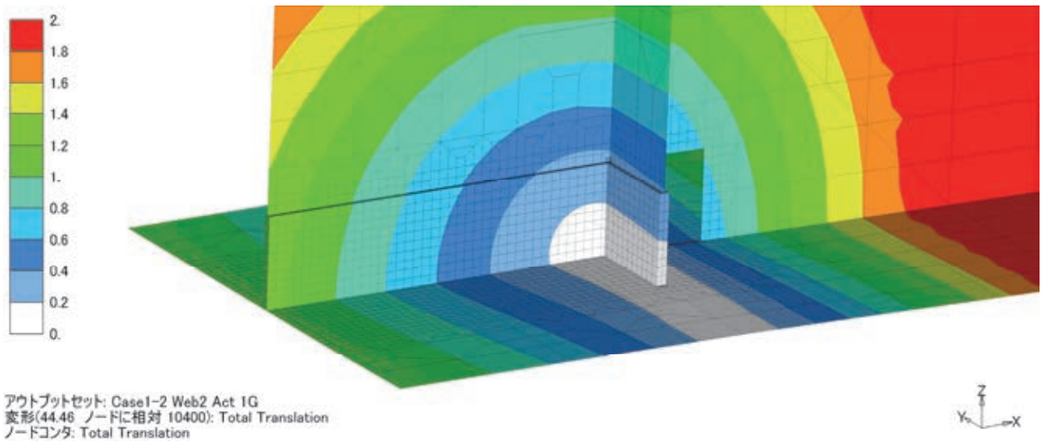
1) 変形図[mm]（活荷重 1.0G 載荷時）



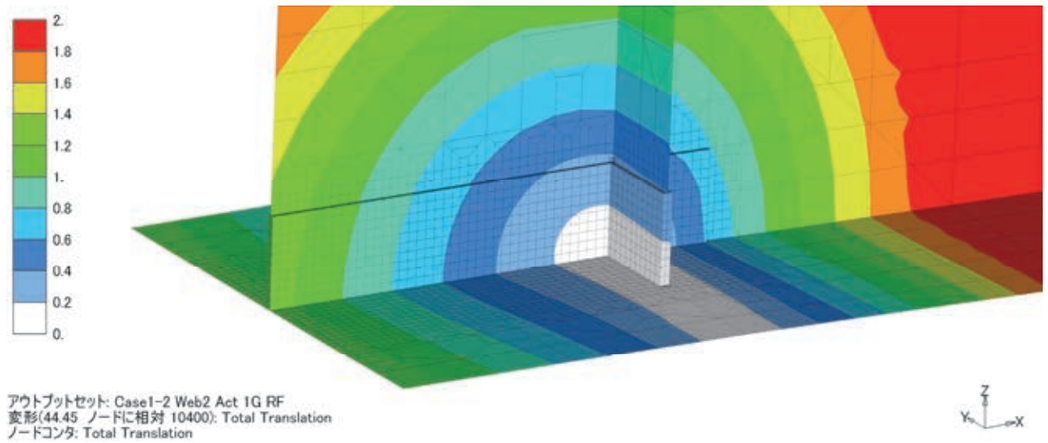
Case1-1 Web1 補強なし



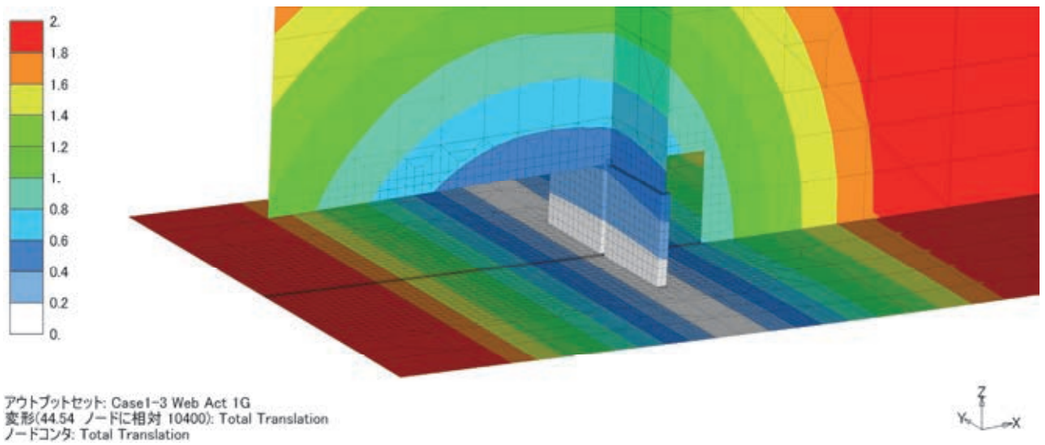
Case1-1 Web1 補強あり



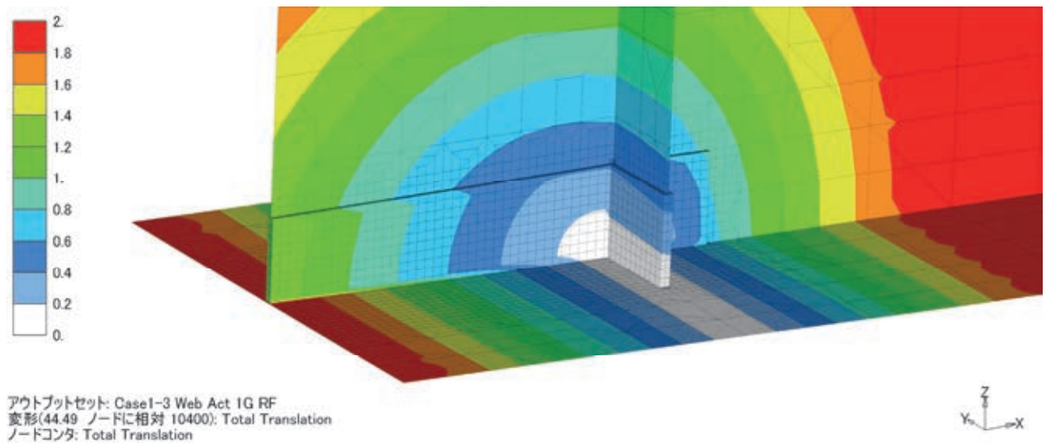
Case1-2 Web2 補強なし



Case1-2 Web2 補強あり

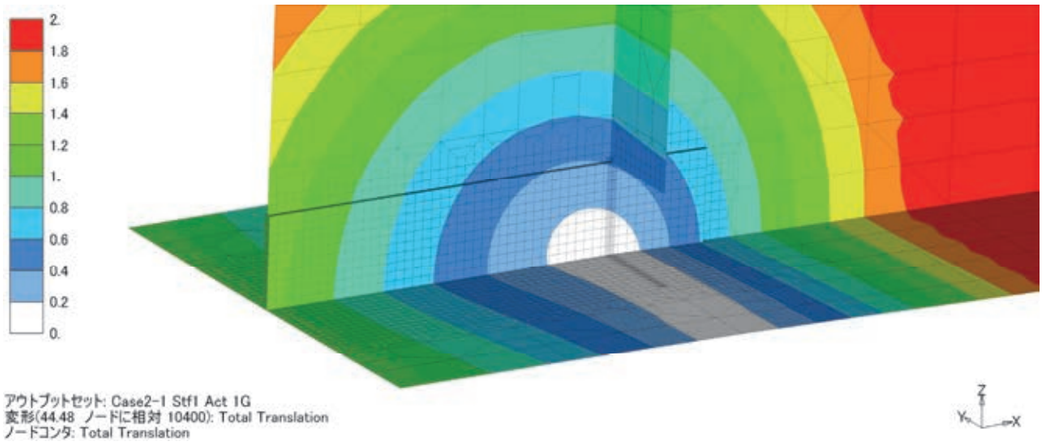


Case1-3 Web 補強なし

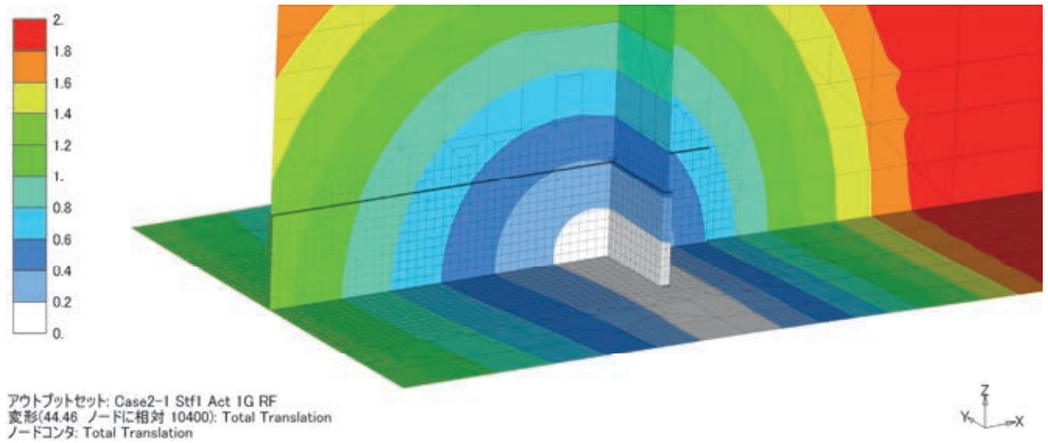


Case1-3 Web 補強あり

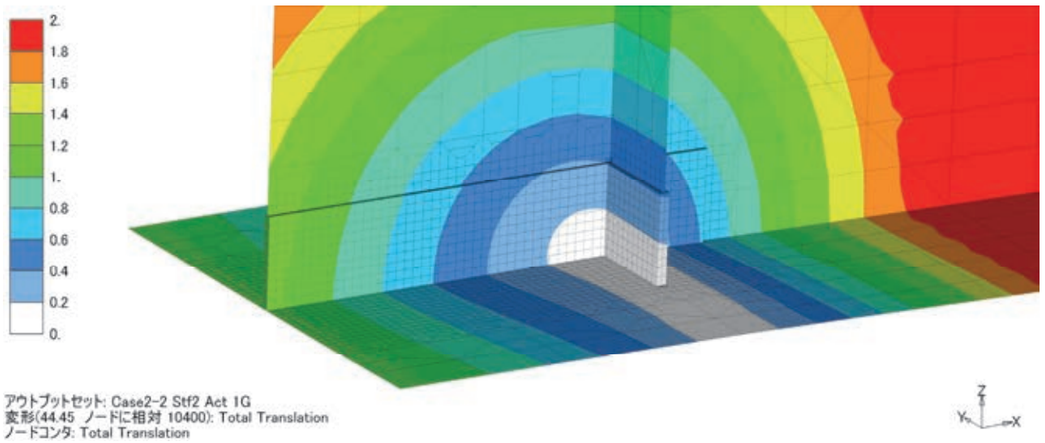
図 5-7-5 変形図　Case1



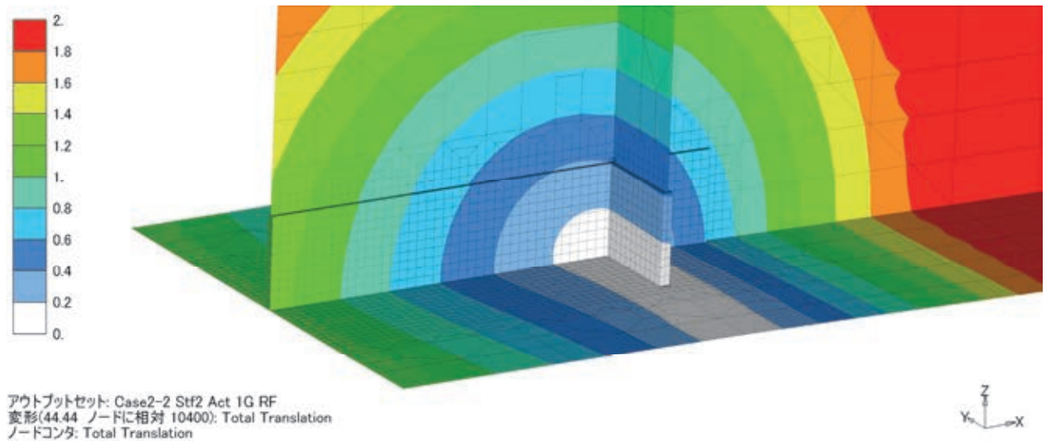
Case2-1 Stf1 補強なし



Case2-1 Stf1 補強あり

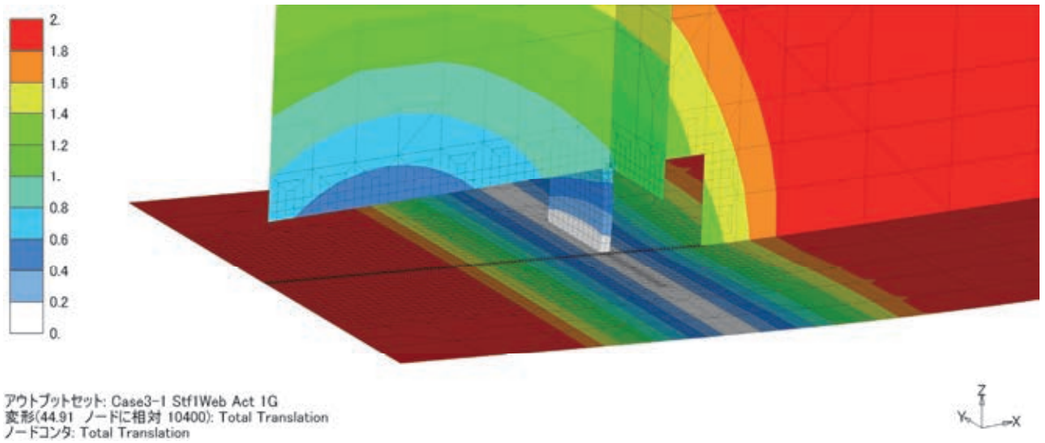


Case2-2 Stf2 補強なし

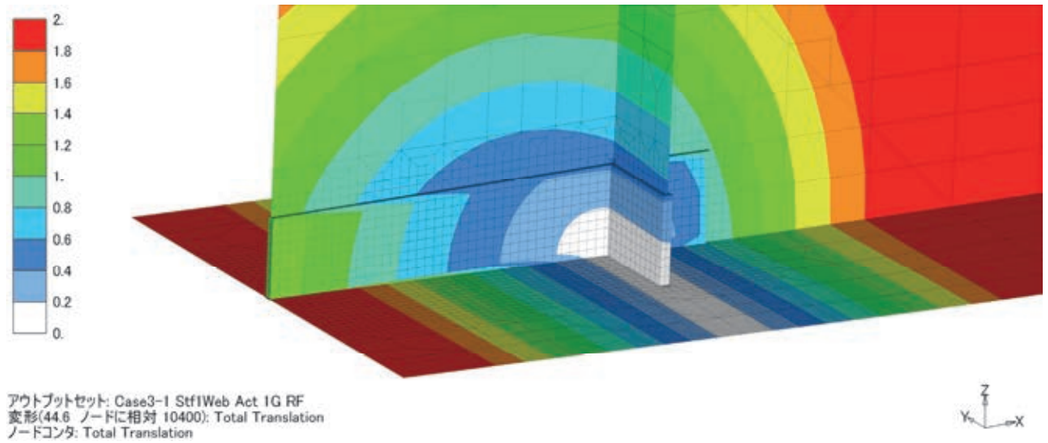


Case2-2 Stf2 補強あり

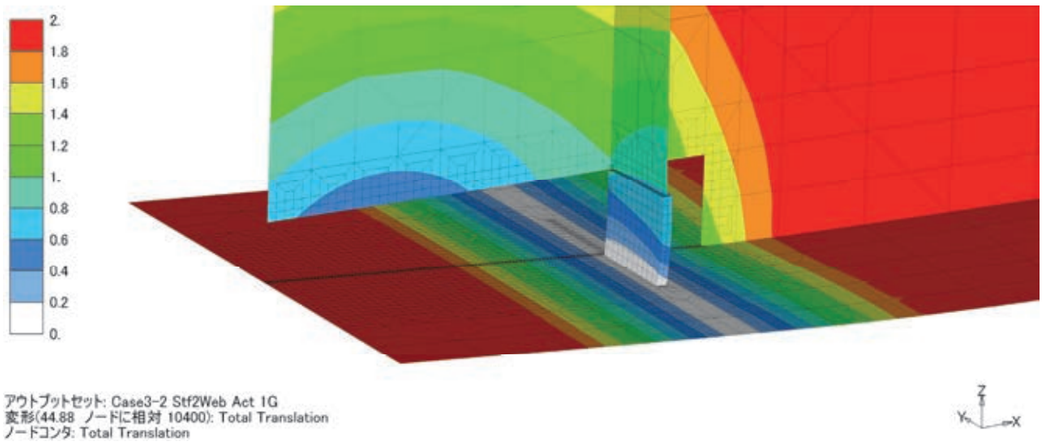
図 5-7-6 変形図　Case2



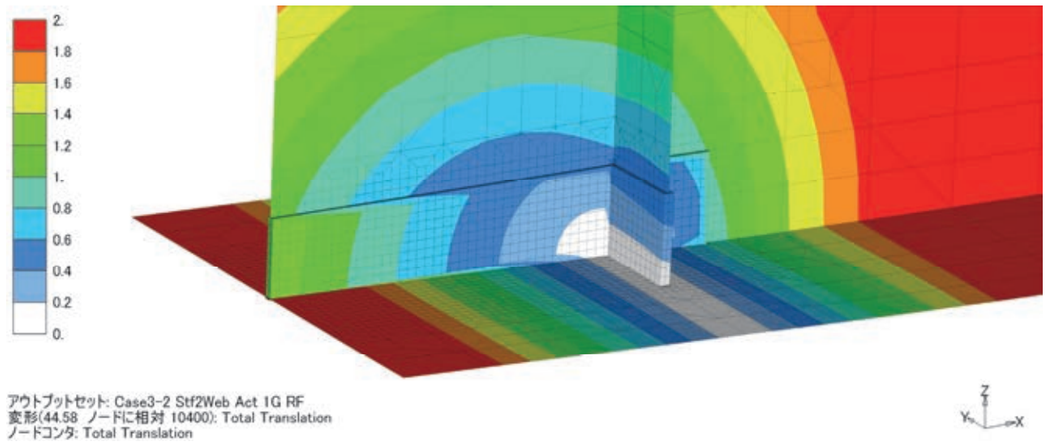
Case3-1 Stf1Web 補強なし



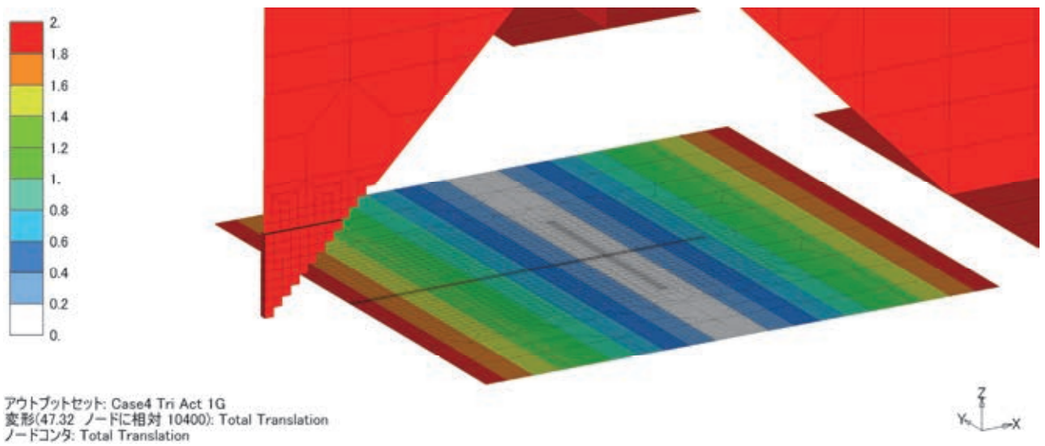
Case3-1 Stf1Web 補強あり



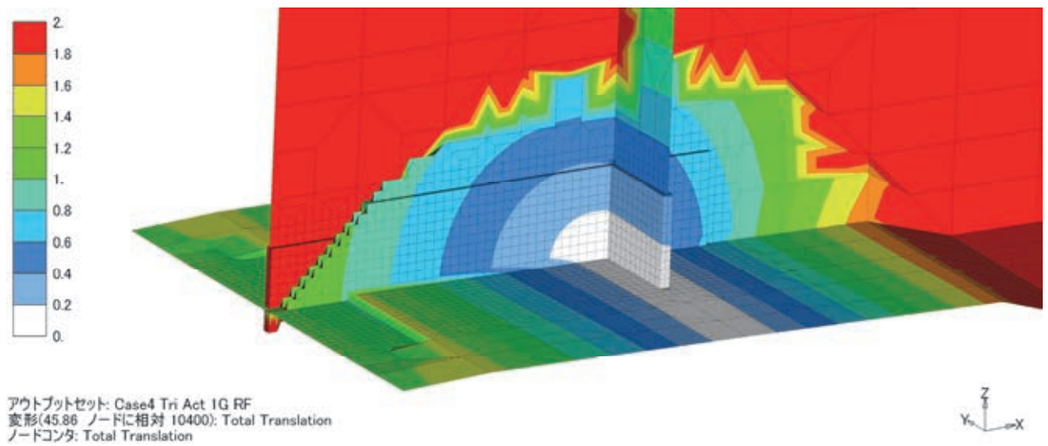
Case3-2 Stf2Web 補強なし



Case3-2 Stf2Web 補強あり



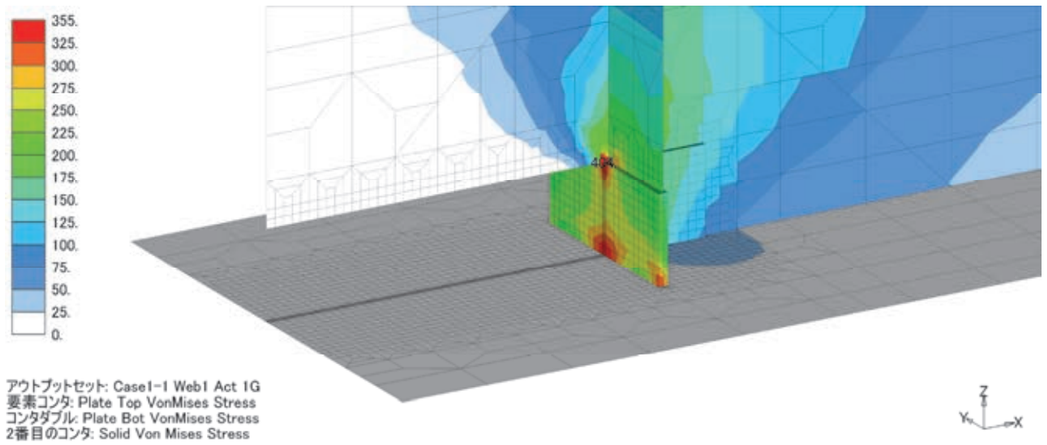
Case4 Tri 補強なし



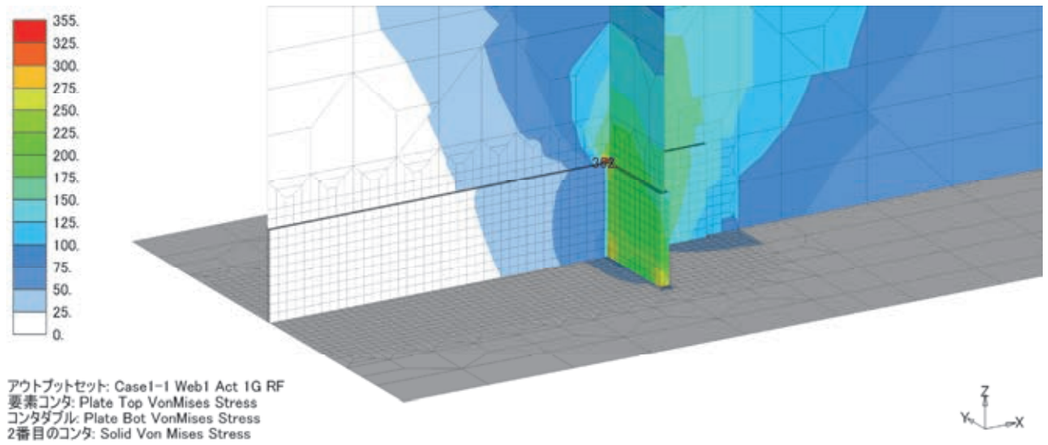
Case4 Tri 補強あり

図 5-7-7 変形図　Case3、Case4

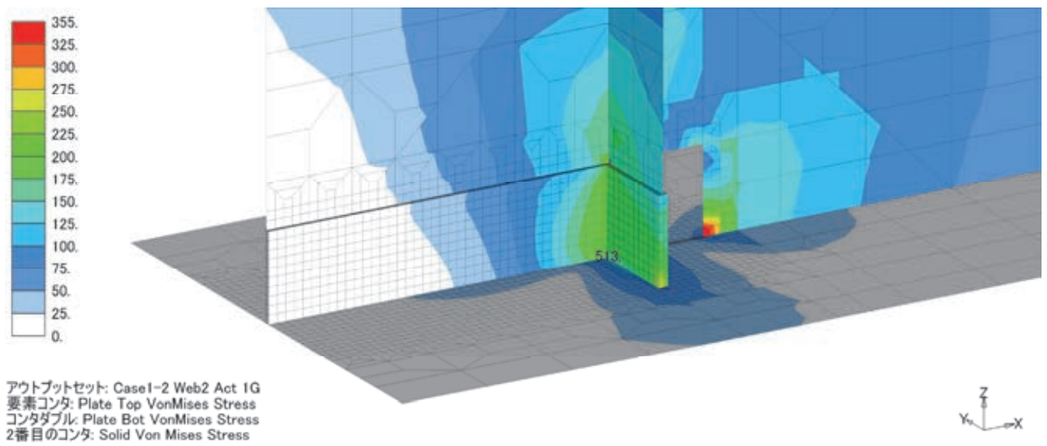
2) VonMises 応力コンター図[N/mm²]（活荷重 1.0G 載荷時）



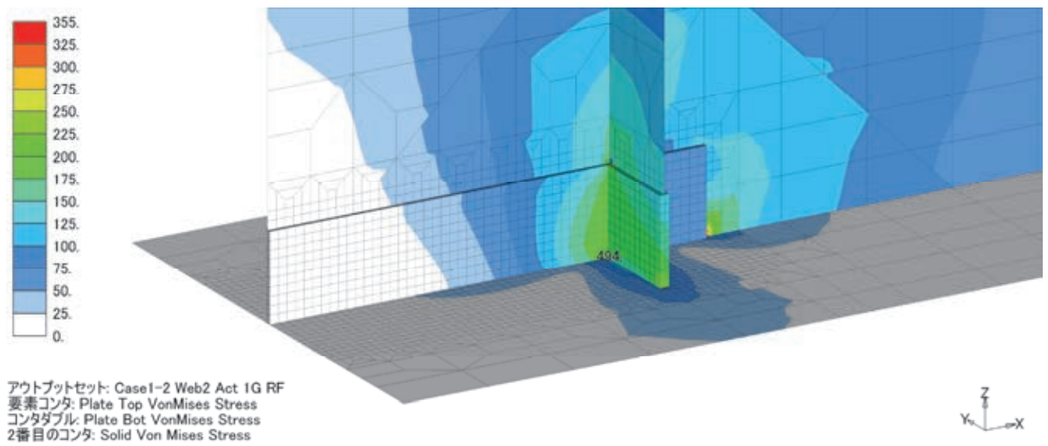
Case1-1 Web1 補強なし



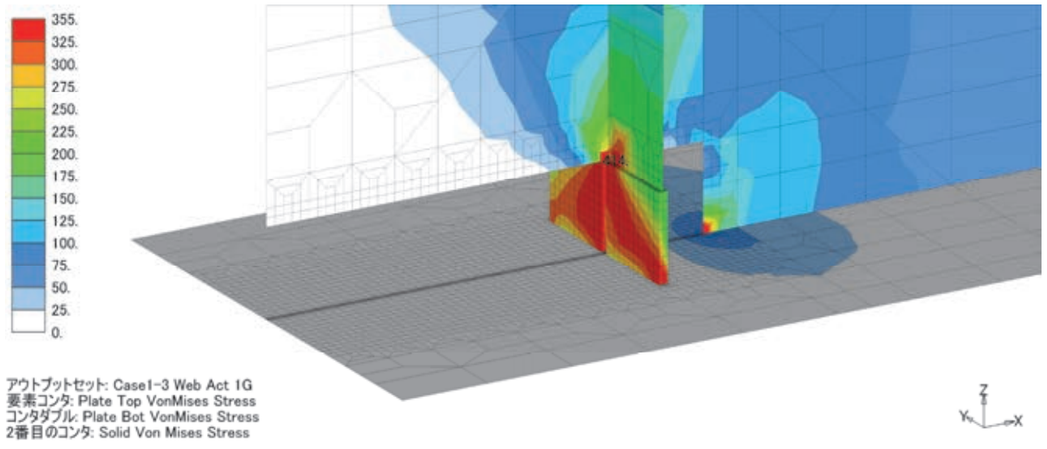
Case1-1 Web1 補強あり



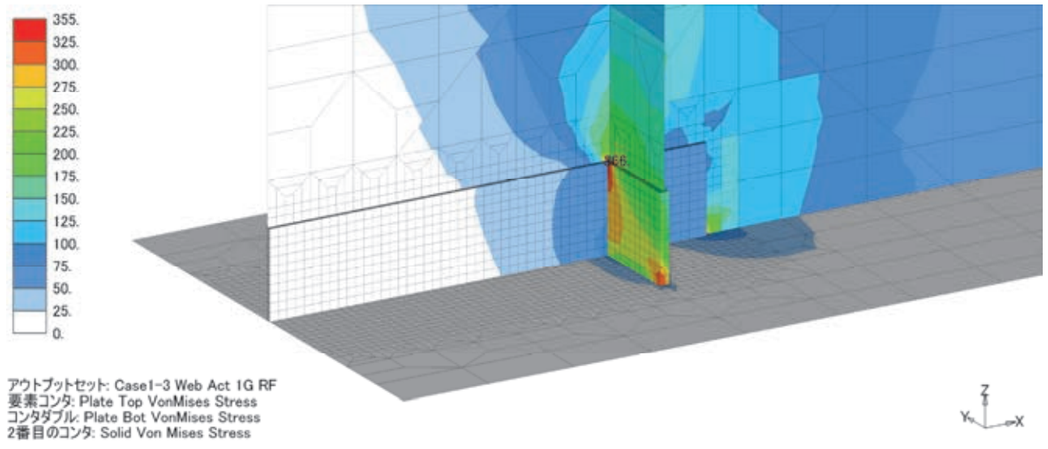
Case1-2 Web2 補強なし



Case1-2 Web2 補強あり

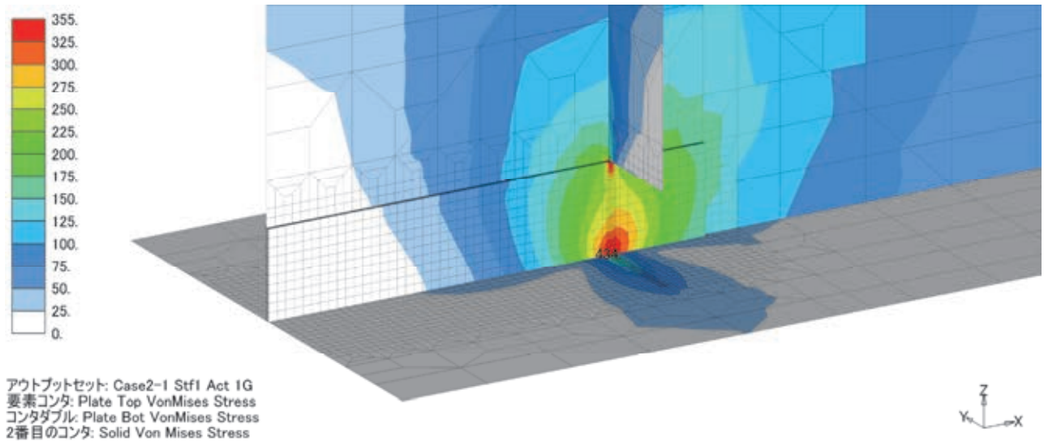


Case1-3 Web 補強なし

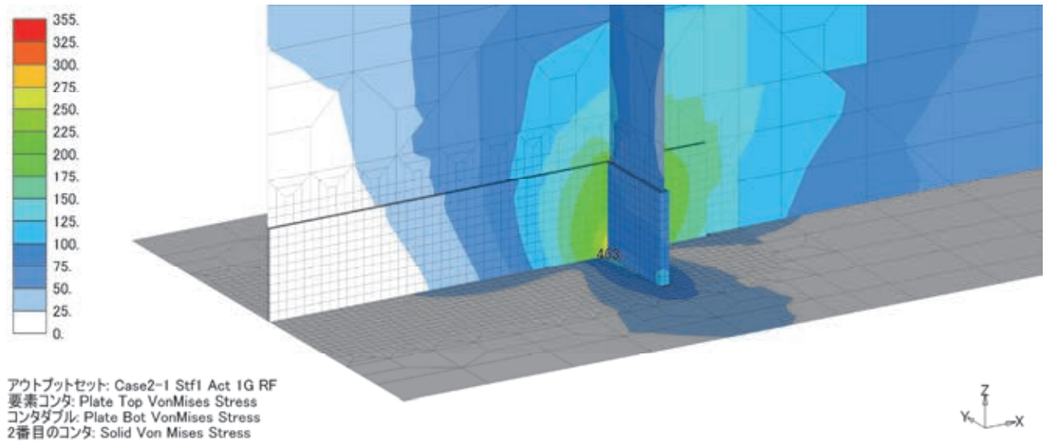


Case1-3 Web 補強あり

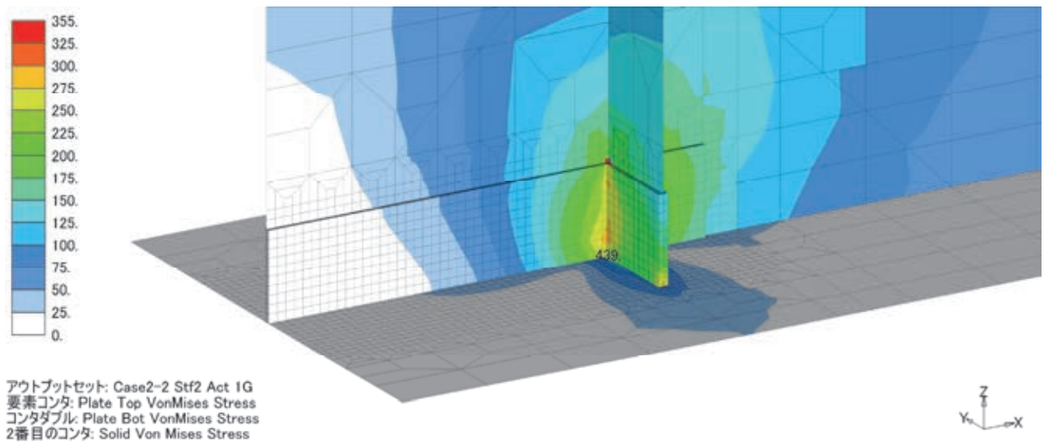
図 5-7-8 VonMises 応力コンター図　Case1



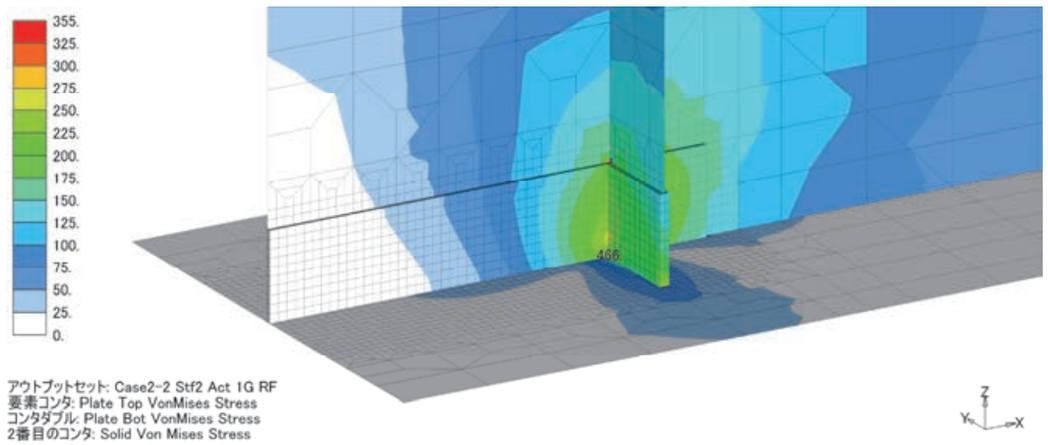
Case2-1 Stf1 補強なし



Case2-1 Stf1 補強あり

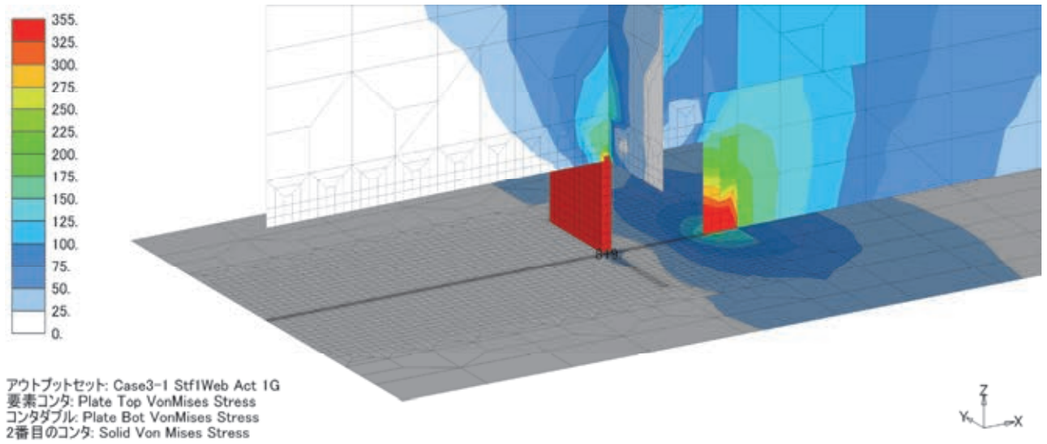


Case2-2 Stf2 補強なし

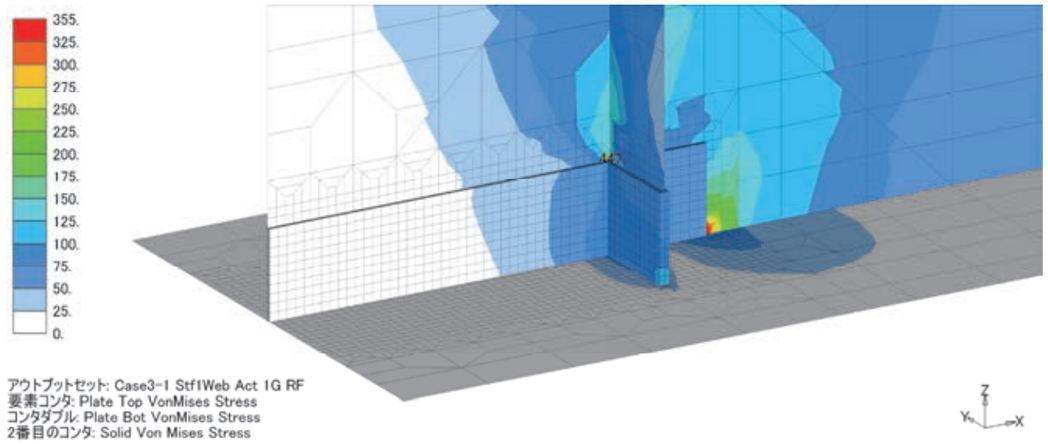


Case2-2 Stf2 補強あり

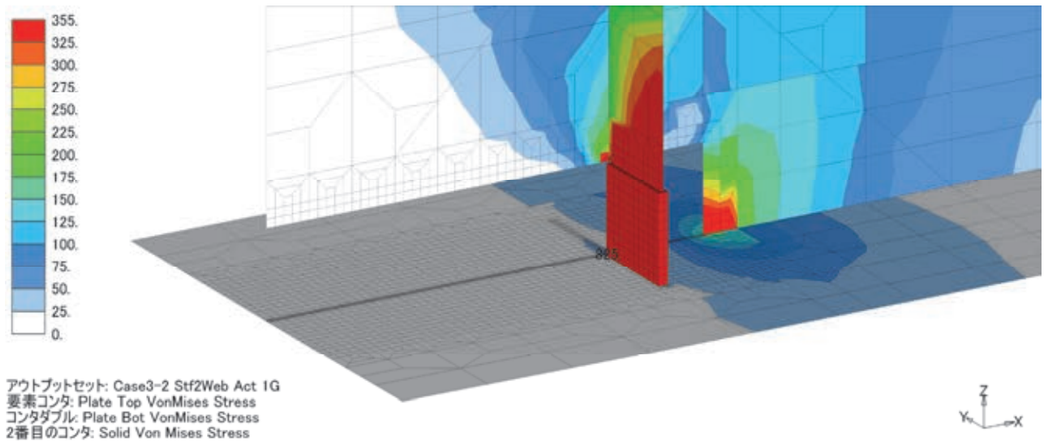
図 5-7-9 VonMises 応力コンター図　Case2



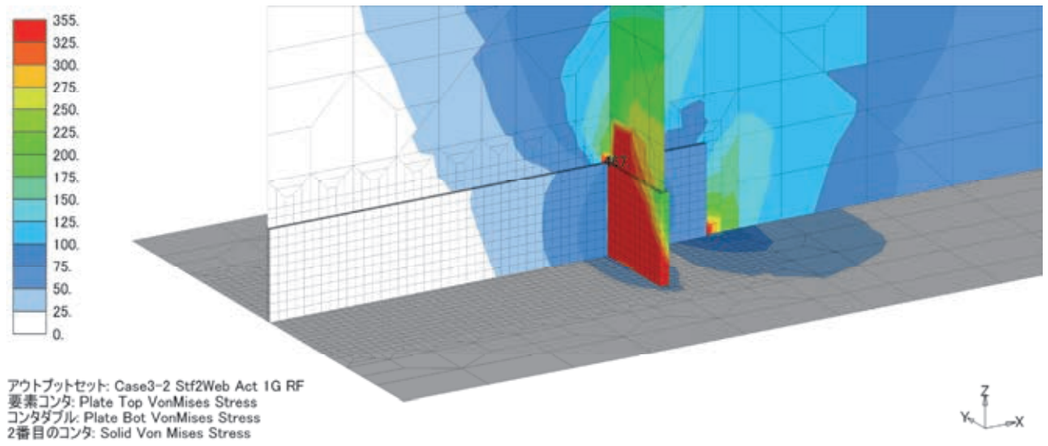
Case3-1 Stf1Web 補強なし



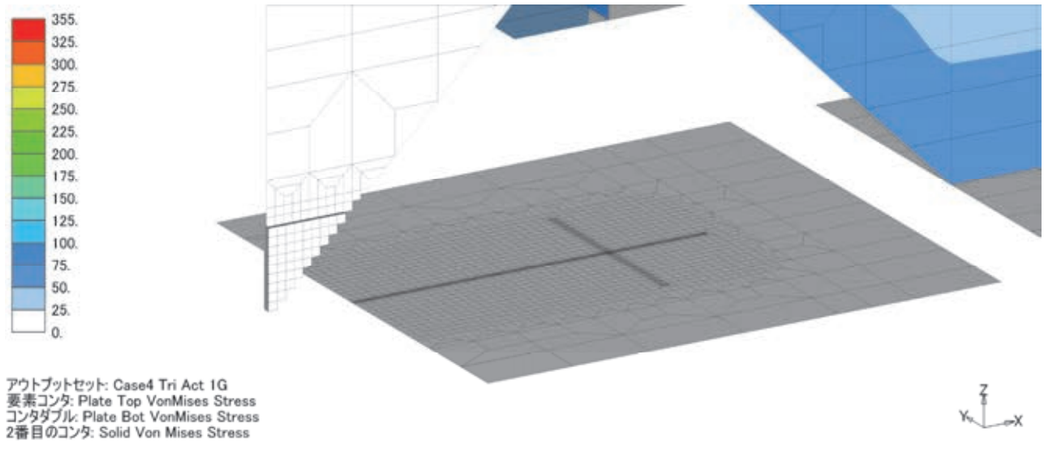
Case3-1 Stf1Web 補強あり



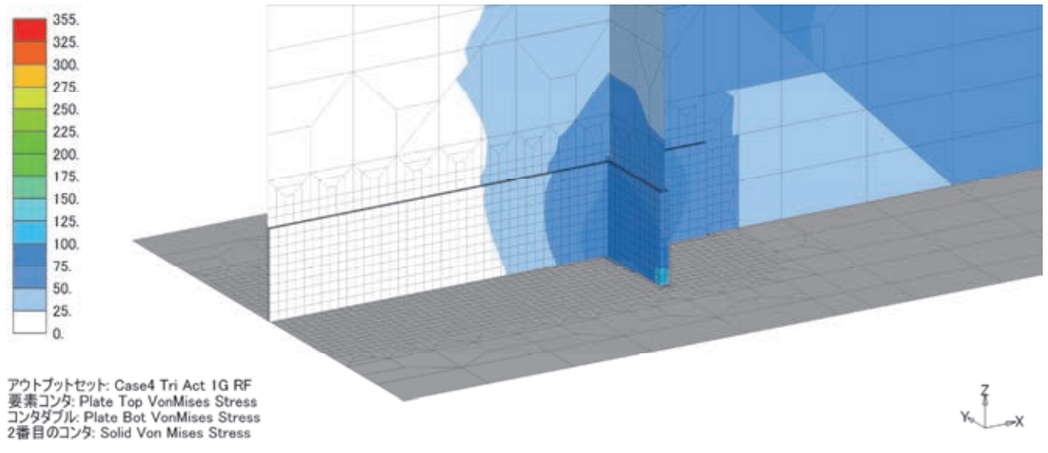
Case3-2 Stf2Web 補強なし



Case3-2 Stf2Web 補強あり



Case4 Tri 補強なし



Case4 Tri 補強あり

図 5-7-10 VonMises 応力コンター図　Case3、Case4

5-8. まとめ

本解析により得られた知見を以下に示す。

- 死荷重応力下で欠損・補強した場合、補強部は活荷重分のみを負担していることが確認された
- 塑性変形分は残るものの、欠損した部材厚を元の部材厚に補修することにより、剛性を回復することが可能である（死荷重応力下で欠損・補強した場合）
- 対象構造系により分配機構は異なるが、欠損した桁の負担していた荷重は、別の桁に再分配されるため、欠損した桁以外の桁に損傷が生じていないか確認することは有効である

本章の解析対象とした桁橋構造でなく、桁数が異なるなど、ほかの桁構造系においても、欠損した桁が負担していた荷重がほかの桁に再分配される挙動は同様であると予想されることから、腐食による欠損が生じていない桁の負担増に留意する必要がある。

5-9. WG1 内の意見（参考）

当て板補強サブ WG より、以下の意見があったので参考意見として紹介する。

（意見 1）

本解析により、損傷部位、損傷程度にもよるが、腐食損傷により断面欠損が生じている支点以外への荷重の再分配が確認された。特にウェブ、補剛材が共に欠損している Case2 においては腐食桁の変位が大きくなるとともに荷重分担率が低下する。また同時に、隣接桁の荷重分担率が増加していることが確認できる。

また、活荷重に対しては当て板による断面復旧にて竣工時の断面を確保することにより、上記のような荷重分配傾向や変形が改善されることが確認された。

通常、補修設計においては補修対象となる損傷桁については断面欠損による死荷重応力の増加を考慮して設計を行なうが、健全な隣接桁に対しては補修を行なうことはない。しかし、本検討で示されたように、損傷程度が著しい場合などは荷重の分担率の変化により、腐食を伴わないながらも竣工時に想定されていなかった応力状態となっている可能性がある。点検、調査において、腐食損傷がウェブ、補剛材等複数の部材に見受けられる場合や腐食による断面欠損が著しい場合などは、伸縮装置の段差、隣接桁の損傷に注意を払うほか、補修時のジャッキアップによる死荷重分担の復旧も念頭において補修設計を行なうことが望ましい。

（意見 2）

図 5-7-2 に示す本解析結果により、腐食損傷が生じている箇所が 1 主桁であれば、中央径間側ウェブと垂直補剛材が完全に欠損しても大きな影響はなく、さらには、通常の設計時の活荷重（1G 程度）であれば、ウェブ桁端側およびウェブ両側が完全欠損しても、健全時の状態と大きな差が生じていないことが示された。

ただし、解析検討の支点部の部材構成がウェブと垂直補剛材の部材厚が同じであり、支点上補剛材の長さが短い本橋梁の特徴を理解した方がよいと思われる。支点上補剛材厚はウェブより厚い場合が多いため、これらの結果から、垂直補剛材がウェブに対して厚い橋梁では、ウェブの欠損は影響が小さいことが言える。一方で、支点上補剛材が厚い場合にはこの結果をそのまま適用することには留意が必要である。

ウェブと支点上補剛材の両方が欠損している場合には、「補強なし」の変位が著しいことからも、注意が必要である。

【参考文献】

1)後藤芳顯，川西直樹：腐食や補修の影響を考慮した長期間の力学性能評価のための構造解析法の開発，土木学会論文集，No.689/I-57，pp.85-100，2001.

2)後藤芳顯，川西直樹：腐食と補修履歴を考慮した鋼構造物の耐震性能評価のための解析手法，土木学会論文集，No.738/I-64，pp.233-244，2003.

3)後藤芳顯，川西直樹：腐食などの体積欠損による鋼構造物の残留応力・残留たわみの変化の解析と圧縮板の残存耐荷力評価，構造工学論文集，Vol.51A，pp.127-138，2005.

4)玉川新悟，三好崇夫，奈良敬：鋼板腐食に伴う応力再配分を考慮した減る要素による解析法と実用問題への適用，応用力学論文集，Vol.11，pp.979-989，2008.

5)玉川新悟, 金裕哲:既設プレートガーダー橋主桁の耐荷力に及ぼす腐食過程の影響, 鋼構造論文集, Vol.18, No.69，pp.41-49，2011.

6)有村健太郎，有山大地，船越博行，山口隆司：桁端部に腐食劣化の生じた鋼 I 桁橋の耐荷性能評価に関する解析的検討，土木学会論文集，A1，Vol.73，No.1，232-247，2017.

7)丹波寛夫，橋本国太郎，田中大介，杉浦邦征：腐食した鋼桁端部の当て板補修に関する実験的検討，構造工学論文集 Vol.60A，pp.94-104，2014.3.

6. 圧縮荷重を受ける高力ボルト継手の耐荷性能に関する検討

6-1. はじめに

本報告書において、鋼部材の腐食損傷に対する補修・補強対策として、当て板補強が選定される場合が多いことを示されているが、当て板により補強された部材の耐荷性能あるいは補強による効果については、未だ明らかにすべき点が残されている。特に、当て板補強は、橋梁桁端部などのように圧縮を受ける部位に適用されることも想定される。高力ボルトを用いた継手の耐荷性能に関する検討は、通常引張荷重下で実施されることから、圧縮荷重下での検討はこれまであまり実施されていない。そのため、本章では、圧縮荷重を受ける場合の高力ボルト当て板補強部の耐荷性能に関する実験および解析による検討を実施することとした。

6-2. 既往の研究

ここでは、本章の課題である「圧縮荷重を受ける高力ボルト継手の耐荷性能に関する検討」について、関連する既往の研究について概説する。

高力ボルト継手に関しては、これまで引張荷重を受ける場合の検討は多くなされているが、圧縮荷重を対象とした場合の検討は、あまり実施されてきていないのが現状である。これまで圧縮荷重を受ける継手を対象とした研究としては、例えば、久保 [1]が、ボルトの列数がすべり係数等に及ぼす影響について検討するため、実験的な検討を行っている。接触面の条件としては、ブラスト処理のみを対象としており、ボルト3～14列継手の圧縮載荷実験を実施し、圧縮を受ける場合でも引張を受ける場合と同様、明瞭なすべり挙動を示すことを示した。また、ボルト 3 列の場合に継手の引張と圧縮を比較すると、圧縮を受ける場合のほうが引張を受ける場合よりも、すべり係数が 9%ほど大きくなることなどを示している。一方、木村ら [2]は、腐食したリベット接合部を高力ボルトで置換した場合を想定し、その接合強度に関する基礎的研究の 1 つのケースとして、1 本の高力ボルトを有する継手供試体の圧縮実験を行っている。その結果から、圧縮を受ける場合、引張を受ける場合と比べてすべり荷重が全体的に大きくなる傾向にあるが、腐食の程度によって鋼材表面の粗度が変化することから、接合強度にばらつきが生じる可能性があることを示している。海外においては、Frankら [3]が、AISC 示方書の試験法に基づいた圧縮実験を数多く実施し、高力ボルト継手のすべり係数に与える要因について検討している例がある。

圧縮荷重を受ける高力ボルト継手の力学的挙動に関する解析的検討も行われており、山口ら [4]は、圧縮荷重が作用する場合について、F18T と F10T の高力ボルトを対象に検討を行っている。検討の結果、F10T では、圧縮荷重を受ける場合、板厚の増加によりボルト軸力の低下は見られないが、F18T では局所降伏の発生によりボルト軸力は低下し、すべり耐力が低下する可能性があること、どちらのボルトの場合でも添接板の座屈が発生する座屈限界中心間隔は、規定される最大中心間隔よりも大きい値となること等を示している。

なお、高力ボルト継手の耐荷性能という意味では、地震などにより構造物に設計荷重を超えた力が作用する場合などを考え、すべり後の挙動についても把握することが重要であると考えられる。すべりの発生によって荷重伝達能力が一旦は減少するものの、その後、ボルト軸部とボルト孔壁が接触し、支圧状態となることで荷重伝達力の向上が期待されている [5)-7)]。すべり後の挙動については、これまで引張荷重を受ける場合の検討が幾つかなされている [8)-10)] が、圧縮を受ける場合の検討はあまり実施されていないことから、本章で実施する検討においてはすべり発生後、支圧状態になるまでを検討のターゲットとして設定することとした。

6-3. 検討内容

前項までの背景から、高力ボルト継手が圧縮を受ける場合の耐荷性能について検討の余地が残されていると考えられる。ここでは、圧縮を受ける高力ボルト継手の耐荷性能について基礎的な検討を行うため、腐食損傷のない、母材と添接板で構成される高力ボルト継手について、ボルト列数や板厚などの構造諸元がすべり挙動、あるいは支圧状態に移行するプロセスに与える影響を明らかにすることを目的として、解析および実験により検討を行った。

まず、母材の板厚が比較的大きいケースを対象にすべり先行型の条件で実験方法などの検討も含めたパイロット検討を実施したうえで、母材の板厚や強度、添接板との強度の違いなどを考慮したパラメトリックな検討を実施した。その結果についてここでは述べる。

6-4. すべり先行型を想定したパイロット検討

ここでは、圧縮を受ける場合の高力ボルト継手の耐荷性能を明らかにするため、まず、すべり先行型を想定し供試体を作製し、実験手法などを確立するために行ったパイロット的な検討（パイロット検討）の内容について示す。実験に先立っては、ボルトの列数や板厚の影響を予め把握するため、FEM 解析による詳細なソリッドモデルによる検討を行った。

6-4-1. 解析的検討

実験の実施に先駆けて、供試体の形状・寸法の決定の参考とするとともに、圧縮を受ける場合の高力ボルト摩擦接合継手のすべり発生までのプロセスと耐荷性能について、構造諸元が与える影響について検討することを目的として、鋼材の板厚とボルト列数に着目した FEM 解析による検討を行った。解析に用いた有限要素コードは Abaqus/Standard である。

１）解析モデル

図 6-4-1、**図 6-4-2** に、解析モデルのモデル化範囲と形状および要素分割の一例を示す。解析モデルは、図に示すように対称性を考慮して、実際の継手の 1/8 モデルとした。母材、添接板、ボルト、座金のモデル化は、本解析に類似且つ実験との比較においても良好な結果を示している文献 [11]を参考として、8 節点ソリッド低減積分要素を使用して行った。要素分割は、添接板、母材、ボルト及び座金は 2mm を基本とし、軸力の影響が小さい継手の外側付近では 3mm 程度による要素分割とした。母材と添接板との相対変位は、**図 6-4-2** 中の赤線の部分での母材と添接板の相対変位を取ることとした。メッシュサイズは、ボルト 3 列の継手モデルを対象として、メッシュサイズを 0.5mm ずつ変化させた解析を行い、すべり荷重の安定したメッシュサイズとして決定した。

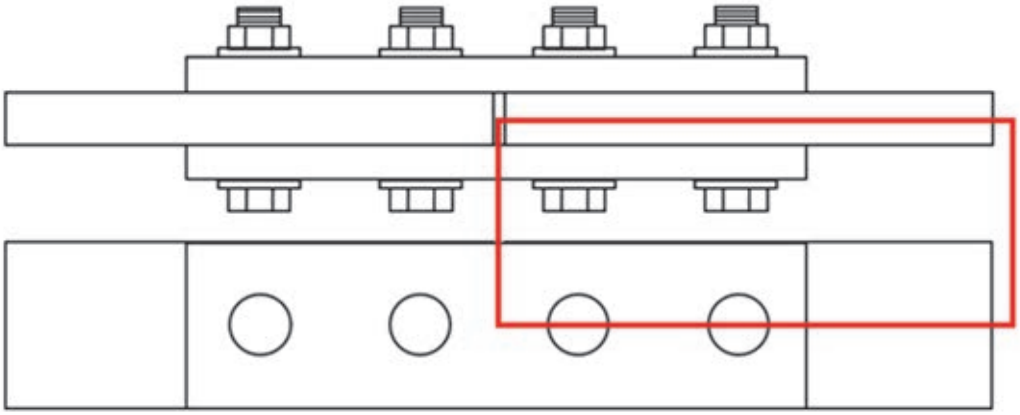


図 6-4-1　解析のモデル化範囲

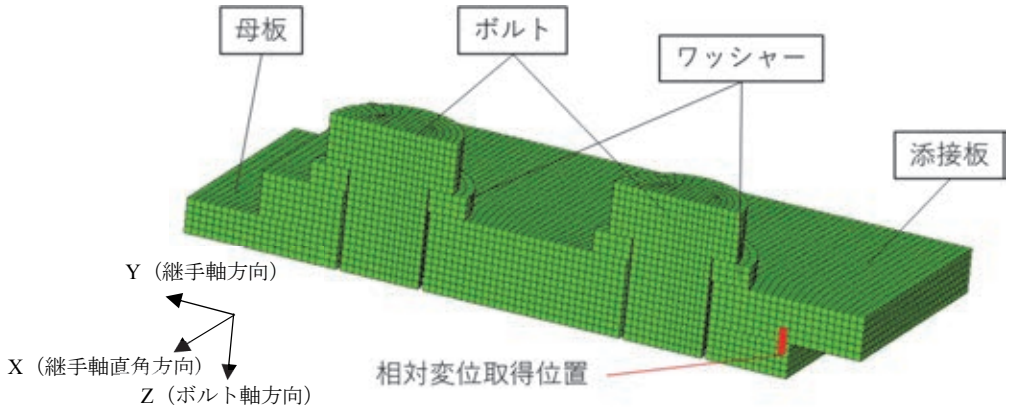


図 6-4-2　解析モデルと要素分割の例

母材と添接板、添接板とワッシャー、ワッシャーとボルト頭部、ボルト孔壁とボルト軸部の接触条件には、一般接触を用いて、接触面でのすべり現象には等方性クーロン摩擦モデル [12]を用いた。なお、すべり発生までを詳しく見ることを主眼としたため、すべり後の挙動に大きく影響を与える動摩擦係数については静止摩擦係数と等しいと仮定した。静止摩擦係数としては、無機ジンクリッチペイント塗装について文献 [12]に示されたすべり係数 0.5 を使用することとした。本解析で用いた材料特性の詳細を**表 6-4-1** に示す。ここでは、すべり/降伏耐力比 β が小さく、すべり荷重への降伏の影響は小さい条件を想定した検討を行った。そのため、材料モデルとしては、降伏後の材料硬化などは考慮せずに、バイリニアタイプの応力－ひずみ曲線を用いた。

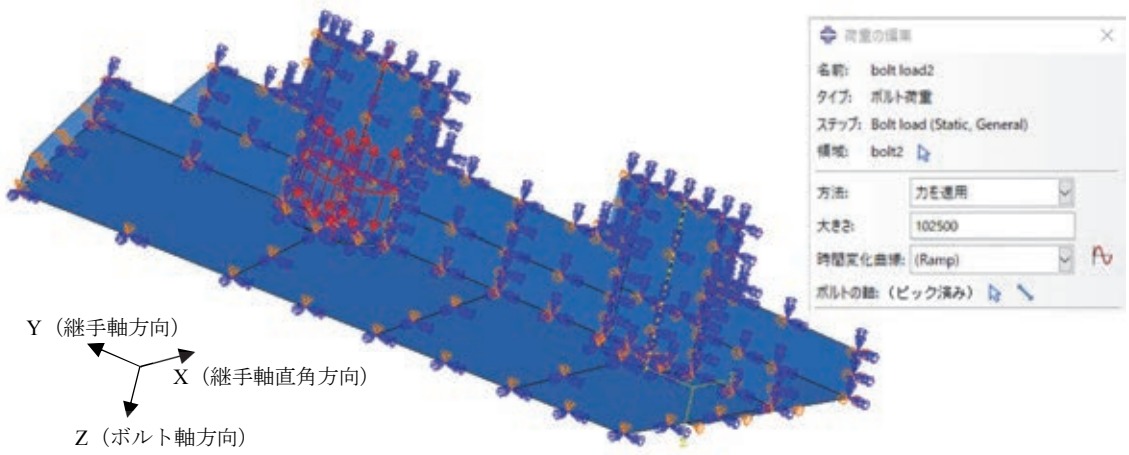
2) 解析方法

解析は**図 6-4-3** に示すように、設計ボルト軸力を導入する「ステップ 1」と、母材上面に強制変位を与えて荷重を作用させる「ステップ 2」を連続的に解析する方法で行った。ここでは、継手軸直角方向が X 軸方向、継手軸方向が Y 軸方向、ボルト軸方向が Z 軸方向を表している。

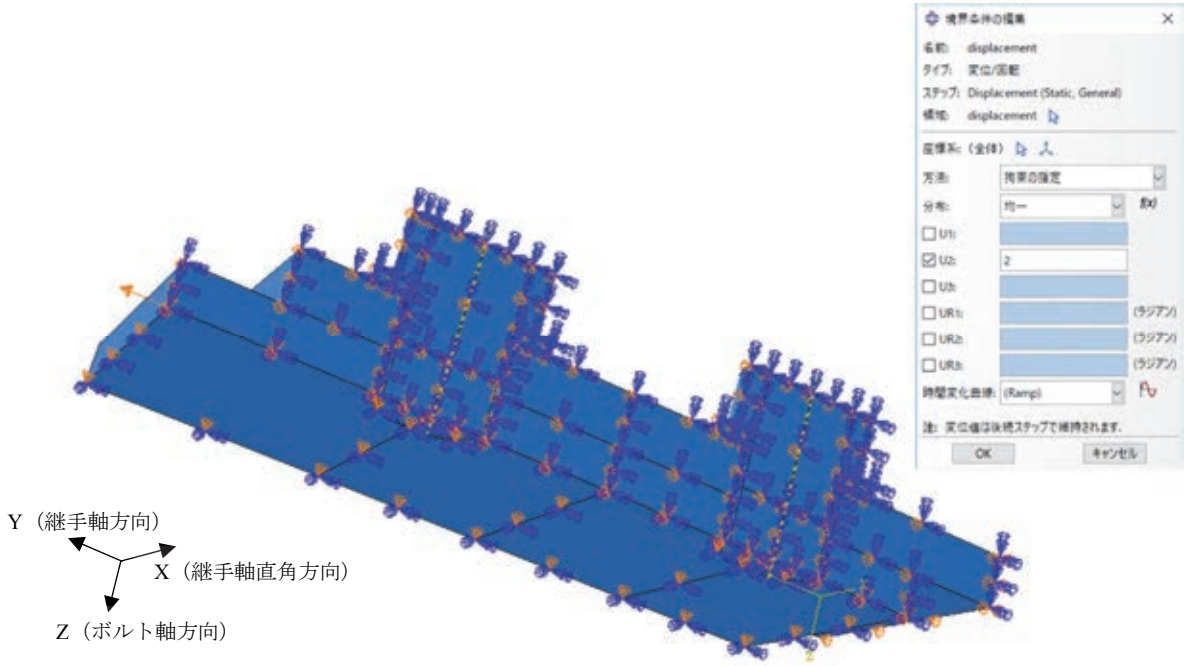
ステップ 1 では、ボルトに設計ボルト軸力を導入するために Abaqus の荷重タイプ「ボルト荷重」を用いてボルト要素に設計軸力を与え、ステップ 2 では、添接板下面を固定する境界条件を設定したうえで母材上面全体に強制変位を与え、解析を行った。

表 6-4-1　解析で用いた材料特性

部材及び鋼種	ヤング率 (N/mm^2)	ポアソン比	降伏応力 (N/mm^2)
母材・添接板(SM490Y)	210,000	0.3	355
ボルト M22(F10T)	210,000	0.3	900



(a)　ステップ 1



(b)　ステップ 2

図 6-4-3 各解析ステップの荷重及び境界条件

3）解析ケース

表 6-4-2 に設定した解析ケースと構造諸元を示す。ここで、高力ボルトは F10T，呼び径 M22 を仮定し、ボルト孔は、径 24.5 ㎜として 75ｍｍピッチで配置した。ボルト軸力としては、M22 の設計ボルト軸力である 205ｋN を導入している。ここでは、継手の板厚と列数をパラメータとしており、圧縮を受ける場合と引張

を受ける場合の両方を対象として解析を行い、その結果を比較する。ここで、**表 6-4-2** 中の供試体名称は、頭文字の英字(C:圧縮、T:引張)と母材の板厚（19mm、28 ㎜、32 ㎜）、ボルト列数（2 列～7 列）を表している。なお、**表 6-4-2** 中の設計すべり耐力と設計降伏耐力、すべり/降伏耐力比 β、すべり係数は以下に示す式より求めている。

$$N_{sl} = \mu_d \cdot m \cdot n \cdot N_0 \tag{5.1}$$

$$P_{Fy} = (W - d) \cdot t \cdot \sigma_y \tag{5.2}$$

$$\beta = \frac{N_{sl}}{P_{Fy}} \tag{5.3}$$

$$\mu = \frac{P_{sl}}{m \cdot n \cdot N_0} \tag{5.4}$$

ここで、N_{sl} : 設計すべり耐力、μ_d: 設計すべり係数 (＝0.5)、m: 接合面の数 (=2)、n: ボルト列数、N_0: 設計ボルト軸力、P_{Fy} : 純断面降伏耐力、W: 板幅、d: 孔径、t: 母材板厚、σ_y: 降伏応力、β: すべり/降伏耐力比、μ : すべり係数、P_{sl} : すべり荷重、である。なお、文献 [2]では、圧縮力を受ける継手のすべり/降伏耐力比 β は純断面ではなく総断面で照査することとされているが、本章では引張側との比較検討のため、純断面からすべり/降伏耐力比を求めている。

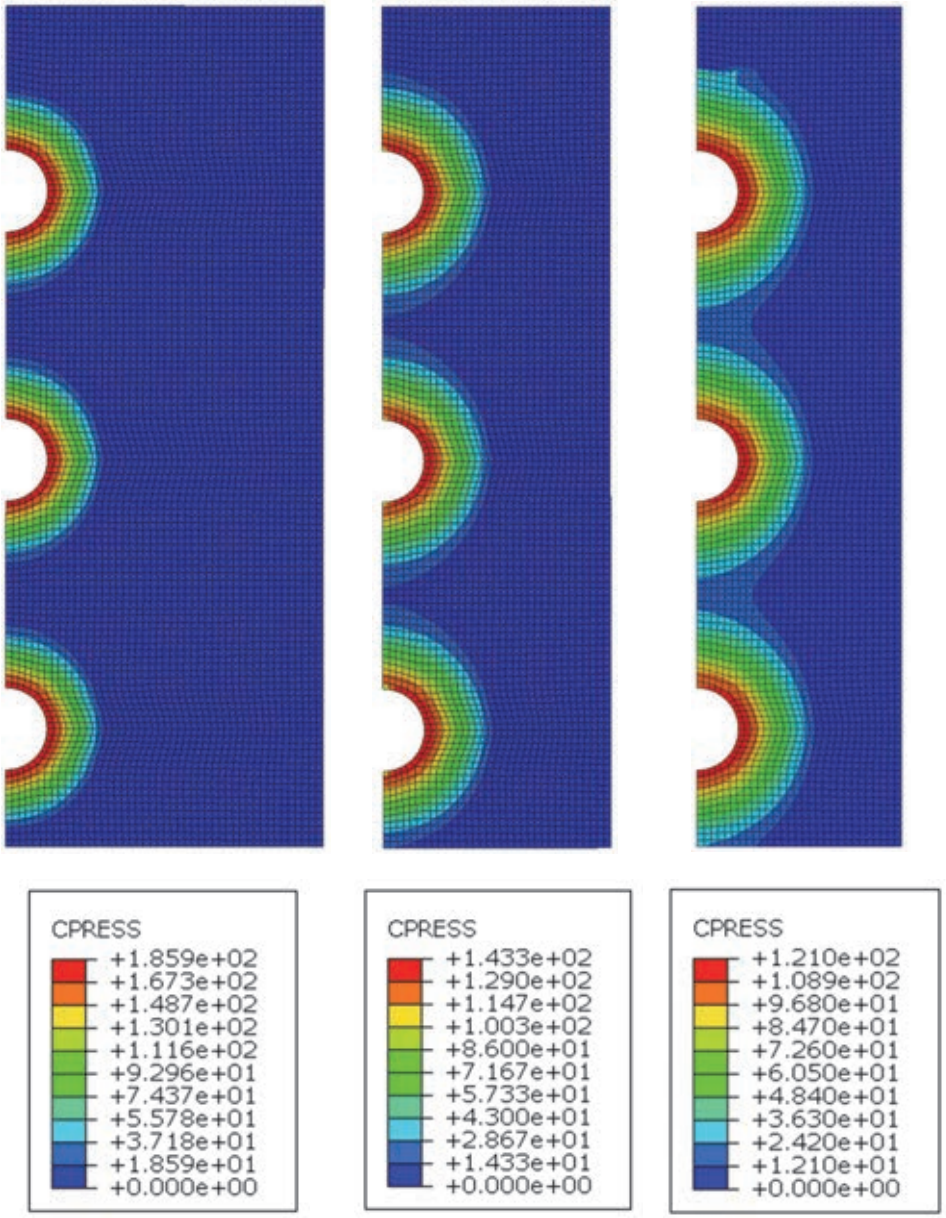
4) 解析結果

①すべり発生までの挙動

まず、ボルト 3 列の解析ケースの結果を例に、すべり発生までの挙動について述べる。**図 6-4-4** にボルト軸力導入時の母材と添接板表面の接触圧の分布を示す。**図 6-4-4** より、ボルト軸力を導入した際に、接触圧は主にボルト孔周辺にのみ発生しており、この領域で荷重伝達がなされるものと考えられる。**図 6-4-5**、**図 6-4-6** は、板厚 19mm、ボルト 3 列のケースの荷重―相対変位関係、および、すべりまでのボルト軸力の変化を示したものである。荷重－相対変位を見ると、載荷の初期段階では線形に荷重が増加するが、途中から傾きが変化し、すべり荷重（最大荷重）に達する様子が見られる。**図 6-4-6** からわかるように、ボルト軸力は外側ボルトを除いて、すべりが生じる前に減少する傾向が確認できる。ここで、荷重－相対変位の傾きが変化する点を A 点、さらに変化する点を B 点、すべり荷重に達した点を C として、それぞれの時点での母材と添接板接触面の継手軸方向のすべり量をコンターとして表した図が**図 6-4-7** である。A 点ではボルト孔周辺のすべり量は均等ではなく、内側と外側ボルトの外側部分のすべり量が大きい。B 点では内側ボルトに続き、外側ボルトの大部分がすべりを呈している。C 点では、すべてのボルト孔周辺にすべりが生じすべり荷重に達するというプロセスとなっている。局所的なすべりは、ボルト列数が増加するにつれてより明瞭に見られ、荷重の増加に伴い荷重－変位曲線の傾きが緩やかになる傾向があることが確認できる。

表 6-4-2 解析ケースとその構造諸元

名称	列数	板厚(mm)		板幅 (mm)	設計すべり耐力 (kN)	設計降伏耐力 (kN)	β	すべり荷重 (kN)	すべり係数
		母材	添接板						
C19-2	2	19	12	133	410	732	0.56	421.78	0.52
C19-3	3			188	615	1103		632.86	0.52
C19-5	5			296	1025	1831		1056.96	0.52
C19-7	7			404	1435	2560		1484.59	0.52
C28-2	2	28	16	98	410	731		422.08	0.52
C28-3	3			135	615	1098		633.54	0.52
C28-5	5			208	1025	1824		1058.03	0.52
C28-7	7			282	1435	2560		1484.82	0.52
C32-2	2	32	19	89	410	733		422.40	0.52
C32-3	3			121	615	1096		632.92	0.52
C32-5	5			185	1025	1823		1059.54	0.52
C32-7	7			250	1435	2562		1488.98	0.52
T19-2	2	19	12	133	410	731	0.56	394.00	0.48
T19-3	3			188	615	1102		589.71	0.48
T19-5	5			296	1025	1831		980.76	0.48
T19-7	7			404	1435	2559		1370.36	0.48
T28-2	2	28	16	98	410	730		394.96	0.48
T28-3	3			135	615	1098		593.16	0.48
T28-5	5			208	1025	1823		984.08	0.48
T28-7	7			282	1435	2559		1382.01	0.48
T32-2	2	32	19	89	410	732		399.56	0.49
T32-3	3			121	615	1096		595.03	0.48
T32-5	5			185	1025	1823		987.91	0.48
T32-7	7			250	1435	2561		1387.03	0.48



(a) C19-3　　(b) C28-3　　(c) C32-3

図 6-4-4 母材の添接板接触面における接触圧分布

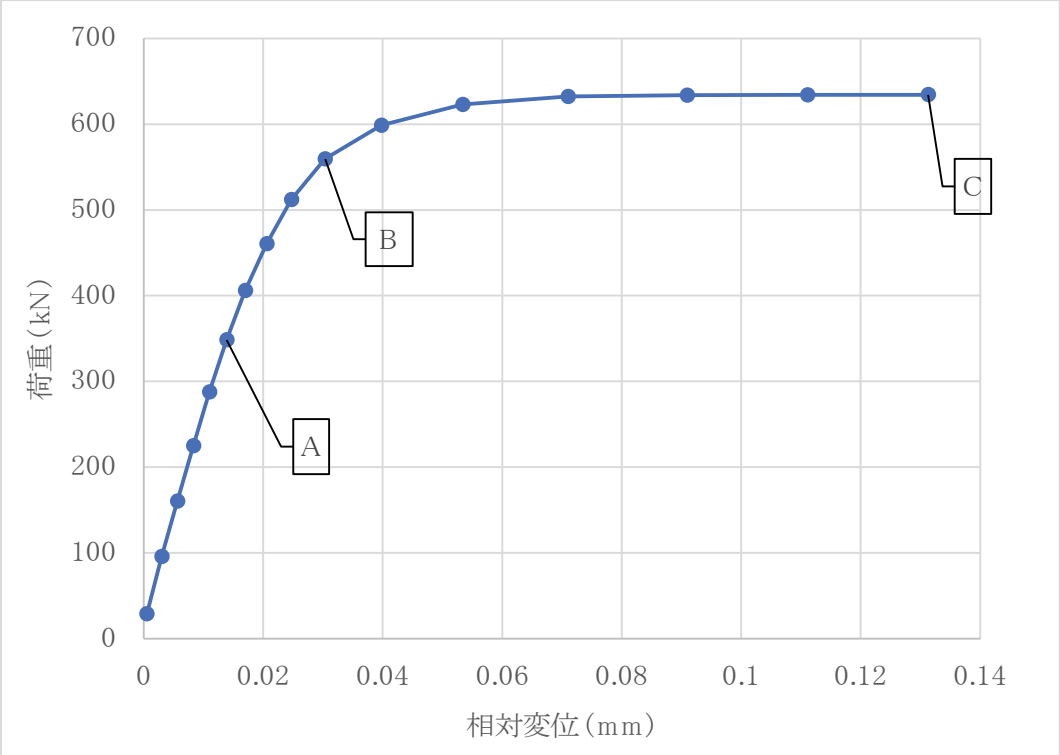


図 6-4-5 C19-3 の荷重ー相対変位関係

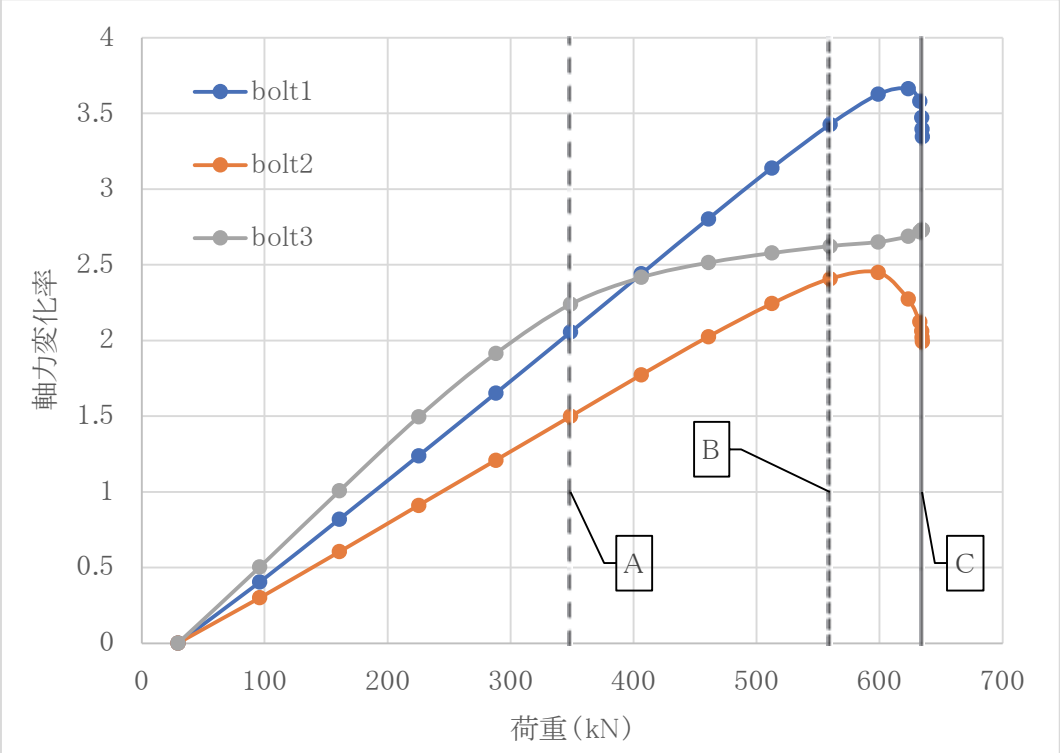
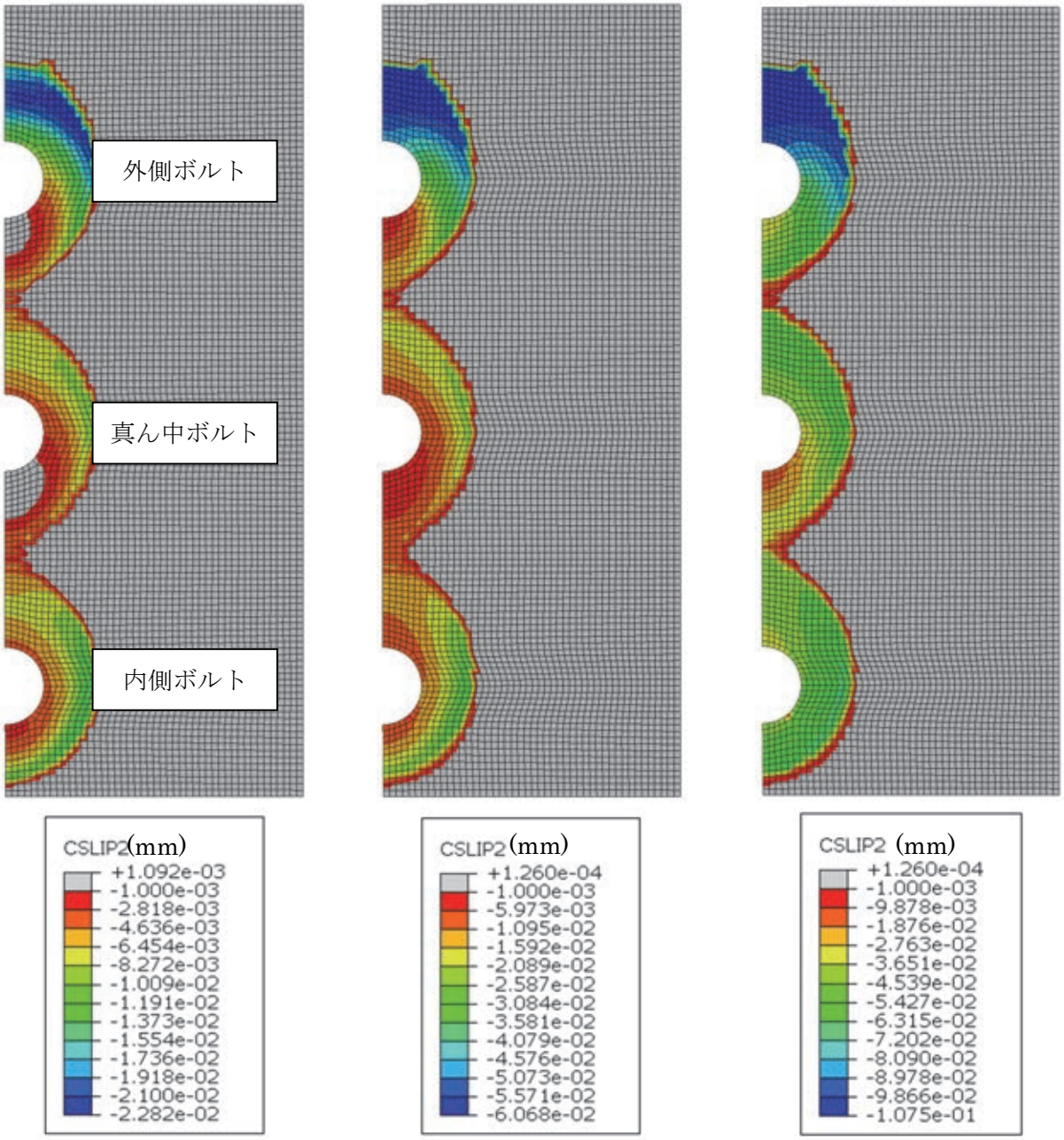


図 6-4-6 すべり発生までの軸力の変化



(a) A 点　　(b) B 点　　(c) C 点

図 6-4-7 継手軸方向のすべり量のコンター図

②すべり荷重

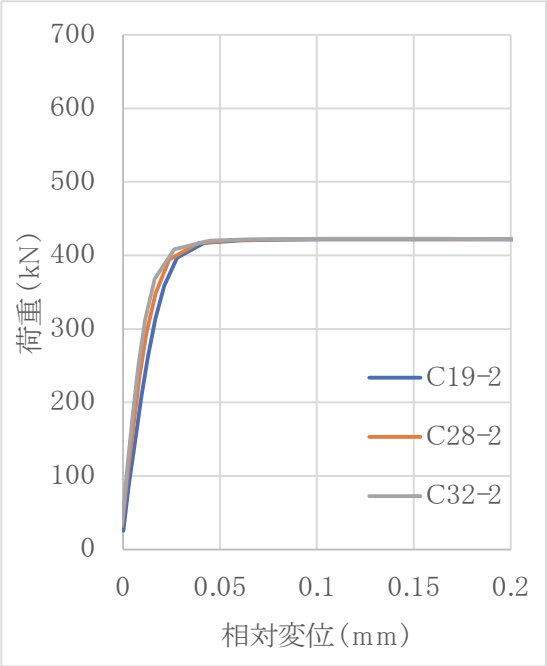
表 6-4-2 には、実施した全ての解析ケースで得られたすべり荷重を示している。**図 6-4-8**、**図 6-4-9** にそれぞれ圧縮を受ける場合と引張を受ける場合の各ケースの荷重-相対変位関係を示す。これらの結果から、すべり荷重について、パラメータとした板厚、ボルト列数、荷重方向の影響について比較検討を行う。

まず、圧縮と引張で比較すると、圧縮を受ける場合にはすべり荷重の向上、引張を受ける場合にはその低下が確認できる。またボルト列数に着目すると、**図 6-4-8**、**図 6-4-9** より、引張でも圧縮でも、列数の増加によりすべり荷重に達する際の相対変位が大きくなっている。また、圧縮・引張いずれにおいても、ボルト 5 列と 7 列のケースではすべり荷重の約 60%で荷重-相対変位関係の傾きが変化する。これは、局所的なすべりの発生に起因していると考えられる。一方、列数が同じであれば、荷重-相対変位関係は板厚に依存せず、同様の傾向を示している。

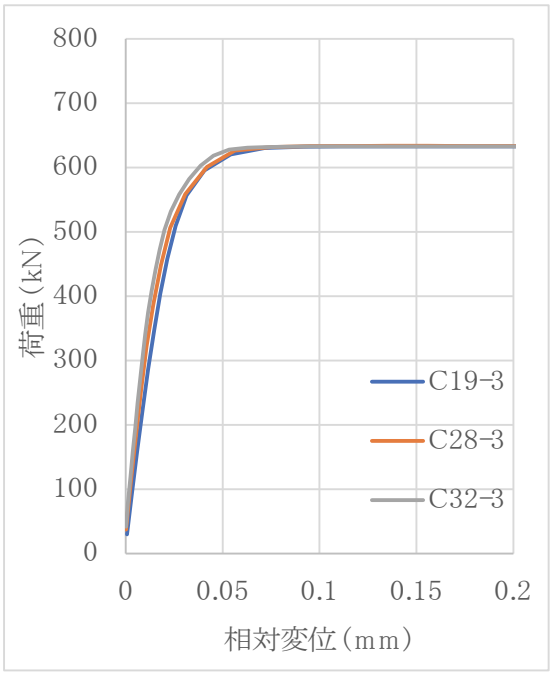
③ボルト軸力の変化

図 6-4-10 にすべり荷重時のボルト軸力の変化率を示す。ボルト軸力はボルトのモデルの対称面における反力の積分値である。**図 6-4-10** より、圧縮を受ける場合には外側（モデルでは一番上）と内側（モデルでは一番下）のボルトを除き、板厚が大きいほどすべり荷重時のボルト軸力の増加率は大きいことがわかる。また、ボルトの列数が増加するにつれ、継手の内側・外側のボルトと真ん中のボルト列の軸力増加率の差は大きくなる傾向となっている。引張を受ける場合にも、内側・外側のボルトは、板厚が小さいほど、ボルト軸力の変化率は高かったが、真ん中のボルト列では明確な差が見られない。同じ列数で見ると、どちらの載荷方向でも、最も内側ボルトと外側ボルトのボルト軸力の変化が大きくなっている。圧縮の場合、真ん中のボルト列はポアソン効果の影響のみを受けると考えられるが、内側および外側ボルトは添接板の面外変形の影響も受けると考えられる。また、引張の場合、内側と外側の摩擦分担率が高いため、真ん中のボルト列よりもポアソン効果の影響が強く表れたのではないかと考えられる。摩擦接合継手の場合、最も内側と外側のボルトの荷重分担率が高いことが知られており、内外のボルト軸力の変化率が大きいことが引張と圧縮で大きなすべり荷重の差を生んでいると考えられる。

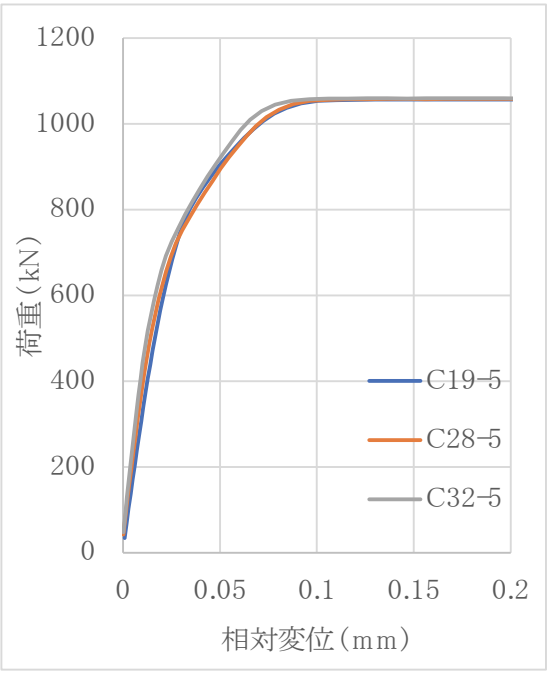
以上のように、ここではソリッド要素を用いた詳細 FEM モデルの解析により、ボルト継手が圧縮を受ける場合の特徴について、引張を受ける場合との違いを比較しながら確認を行った。すべりが発生するまでにボルト軸力の変化などが生じる可能性があり、特に圧縮を受ける場合はボルト軸力が増加する傾向があることが明らかとなった。ただし、この結果は、母材の降伏などがあまり影響しないすべり先行型の場合の特徴であると考えられる。



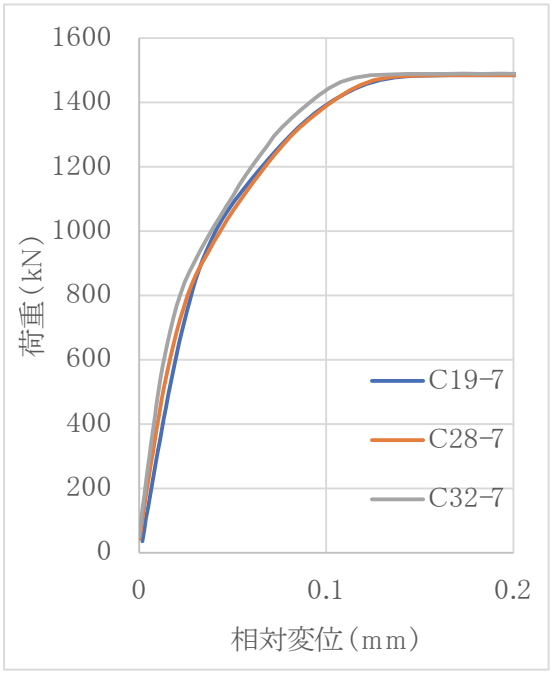
(a)　圧縮 2 列　荷重相対変位関係



(b)　圧縮 3 列　荷重相対変位関係

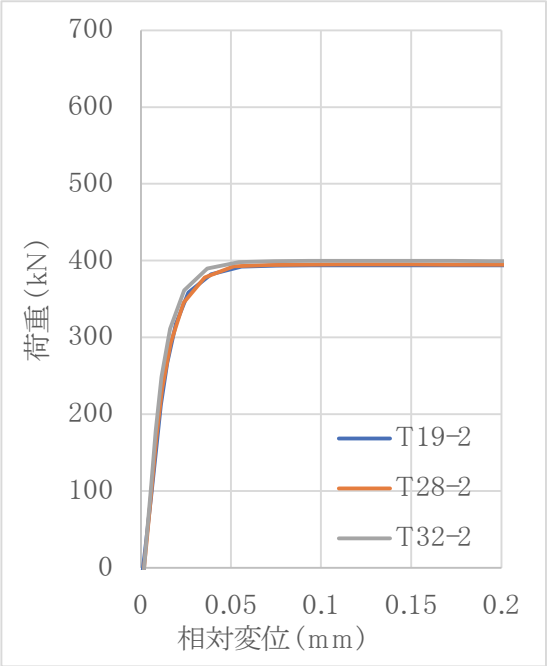


(c)　圧縮 5 列　荷重相対変位関係

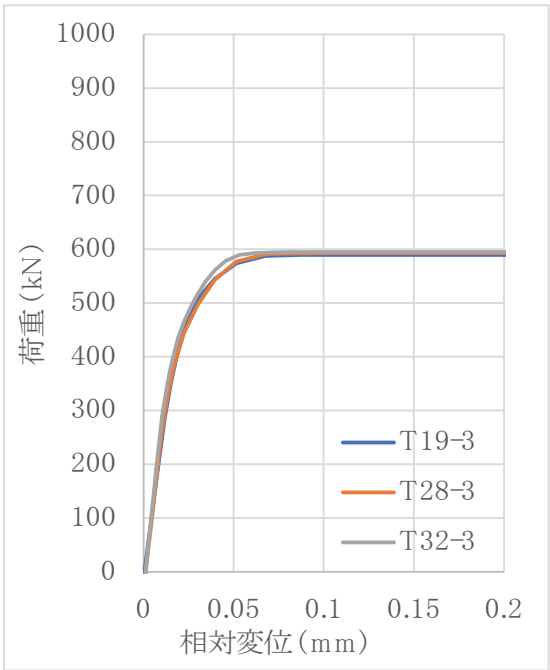


(d)　圧縮 7 列　荷重相対変位関係

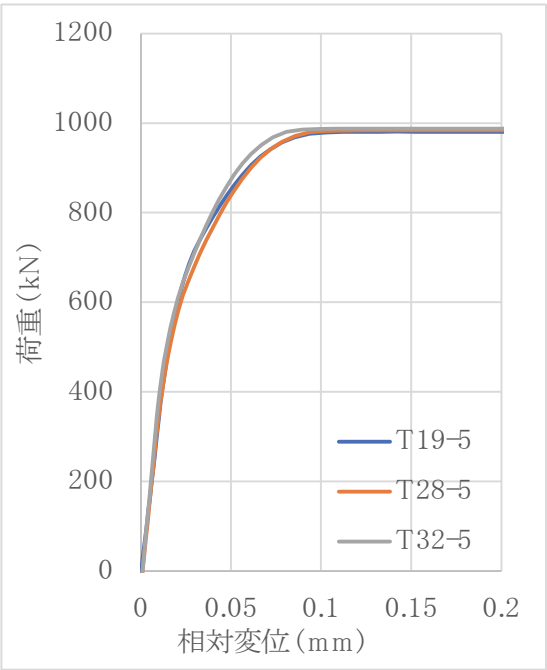
図 6-4-8 各解析ケースの荷重相対変位関係



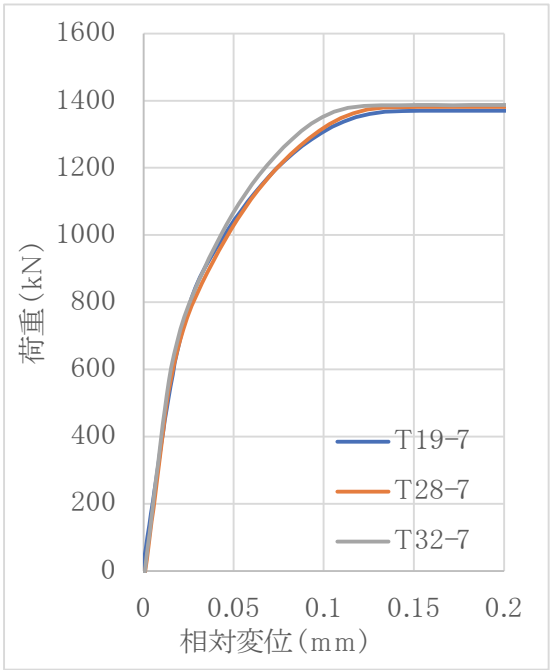
(a)　引張 2 列　荷重相対変位関係



(b)　引張 3 列　荷重相対変位関係

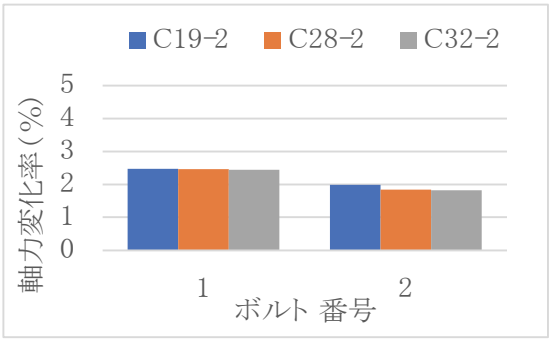


(c)　引張 5 列　荷重相対変位関係

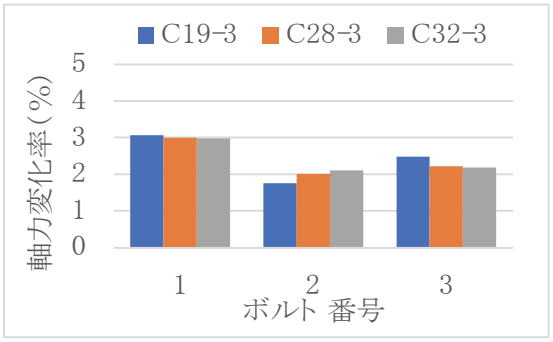


(d)　引張 7 列　荷重相対変位関係

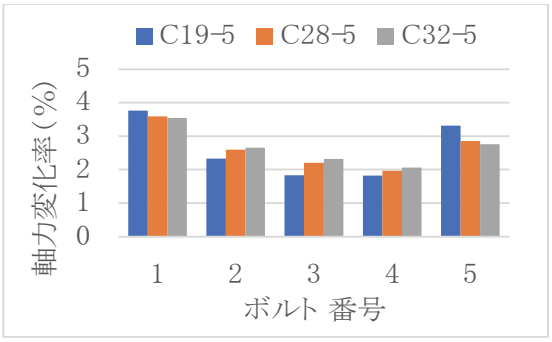
図 6-4-9 各解析ケースの荷重相対変位関係



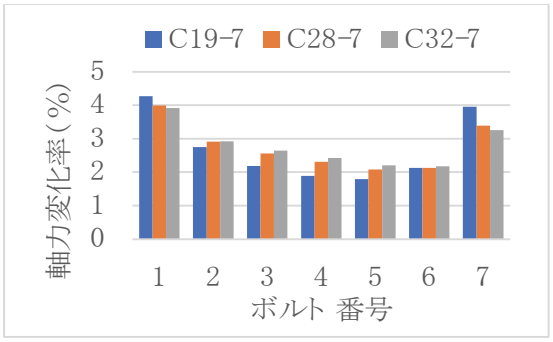
(a) 圧縮 2 列



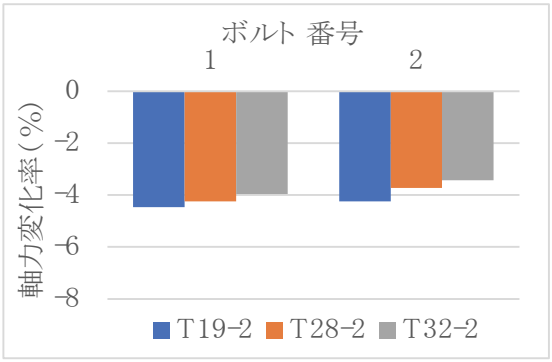
(b) 圧縮 3 列



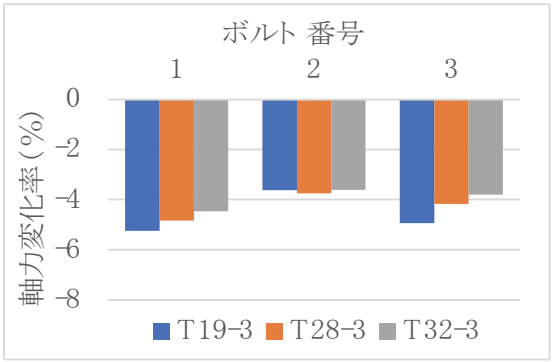
(c) 圧縮 5 列



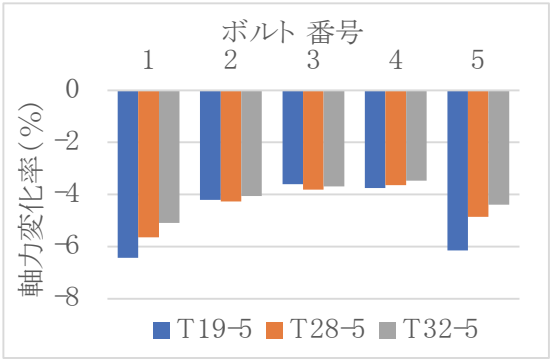
(d) 圧縮 7 列



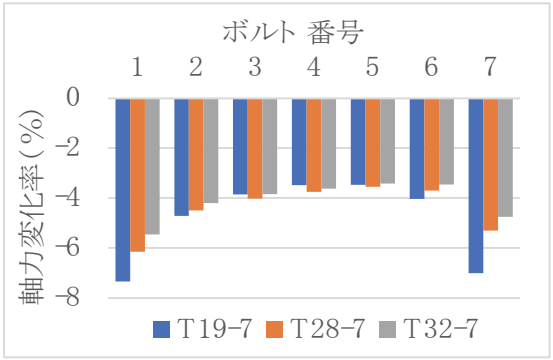
(e) 引張 2 列



(f) 引張 3 列



(g) 引張 5 列



(h) 引張 7 列

図 6-4-10 すべり荷重時の軸力変化率

6-4-2. 実験的検討

ここでは、圧縮を受ける継手の限界状態に至るまでのメカニズムを把握するために実験的な検討を行った結果を示す。ここでは、上述の解析対象となったケースから、試験機の載荷能力やセット時の安定性などを考慮して、1 行 2 列の高力ボルト摩擦接合継手を対象とした検討を行った。まず、供試体の形状および載荷方法について予備実験により検討した後に、その他の実験（パイロット実験と呼ぶ）を実施することとした。パイロット実験は、後述する板厚、鋼種などの影響に関するパラメトリックな検討に向けて実験方法等の確認を行う目的で、板厚を大きくしてすべり先行型の条件とするために母材板厚を 28 ㎜で固定し、軸力あり、軸力なしをパラメータとしてパイロット的に行った実験である。

１）予備実験

圧縮を受ける場合のボルト継手の載荷実験はこれまであまり行われていないことから、本実験に先立って供試体形状や載荷方法について検討するために、予備実験を実施することとした。なお、予備実験では本試験と縁端距離の異なる供試体を使用している。

①供試体の準備及び載荷方法

供試体としては、母材板厚 28mm の供試体 2 体（うち 1 体は軸力を導入しない条件）を対象とした。**図 6-4-11** に供試体の形状、各部名称を示す。**表 6-4-3** には、予備実験で使用した供試体の構造諸元を示している。供試体は端面が水平に保たれるようにディスクグラインダーで仕上げを行い作製した。ボルトの締め付けは、道路橋示方書の規定を参考に、図中の下側のボルト、上側のボルトの順に目標導入軸力の 10%増しで実施した。また、予備実験ではリラクゼーション期間を取らず、締め付けた 6 時間後に載荷実験を行う形とした。載荷は、**図 6-4-12** に示すように、アムスラー試験機(載荷能力:1000kN)を用いて行い、1～2kN/秒を目安に載荷を行うこととした。継手の載荷側の冶具には球座式圧盤を用いた。ボルトの破断が起きた場合にボルトが飛翔してしまうことなどが予想されるため、安全のためにボルトを気泡緩衝材で覆うとともに、供試体のまわりを板厚 15mm のアクリルパイプで囲ったうえで載荷を行った。予備実験での載荷中の様子を**図 6-4-13** に示す。

②予備実験結果

表 6-4-4 と**図 6-4-14** に各供試体の実験結果をまとめたもの、および荷重－載荷点変位曲線をそれぞれ示す。軸力ありのケースでは、終局荷重まで達することなく載荷装置の載荷能力に達して終了したが、軸力なしのケースでは 1007kN でボルトの破断が生じ、終局荷重を確認した。また、軸力ありのタイプでも、支圧後の荷重－変位曲線は軸力なしのケースと近い傾きを示している。なお、各耐力は**表 6-4-5** に示す材料試験結果を用いて、次の式(5.5)から(5.8)により計算している。

$$P_s = \mu_d \cdot m \cdot n \cdot N_0 \tag{5.5}$$

$$P_{Fy} = (W - d) \cdot t \cdot \sigma_y \tag{5.6}$$

$$\mu = \frac{P_{sl}}{m \cdot n \cdot N_0} \tag{5.7}$$

$$P_{bod} = \frac{2\sigma_{tb} A_b}{\sqrt{3}} \cdot n \tag{5.8}$$

ここに、μ_d: 設計すべり係数 (＝0.5)、m: 接合面の数 (=2)、n: ボルト列数、N_0: 設計ボルト軸力、W: 板幅、d: 孔径、t: 母材板厚、σ_y: 降伏応力、P_{bod}:ボルトのせん断耐力、σ_{tb}:ボルトの引張強度、A_b:ボルト軸部の断面積、である。

予備実験の結果、予備実験で用いた供試体の形状・寸法、実験方法により、安定した実験が実施できることを確認されたことから、本実験においても同様な方法で実施することとした。

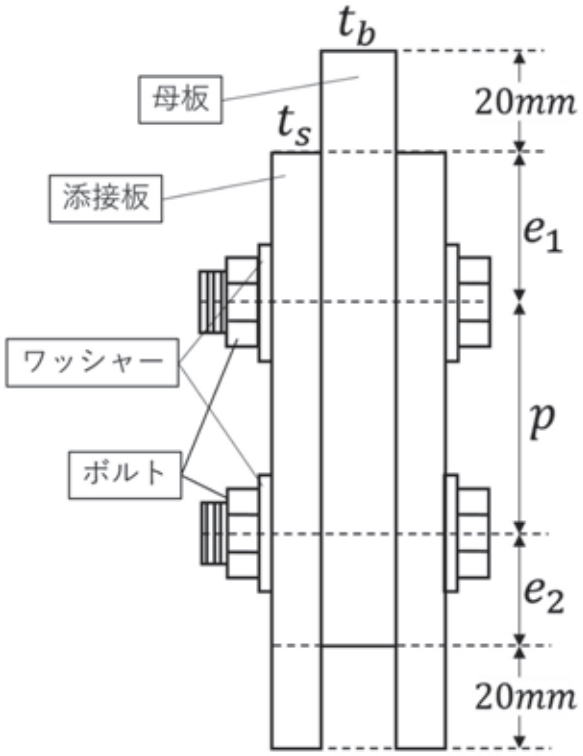


図 6-4-11 供試体の形状および寸法、各部名称

表 6-4-3 予備実験の供試体概要

供試体名	e40-t28-1	e40-t28-NT
ボルトの等級	F10T	
ボルト呼び径	M22	
導入ボルト軸力(kN)	205	0
孔径 d (mm)	24.5	
母材板厚 t_b (mm)	28	28
添接板厚 t_s (mm)	16	16
板幅 W (mm)	120	
ボルトピッチ p (mm)	75	
添接板縁端距離 e_1 (mm)	70	70
母材縁端距離 e_2 (mm)	40	40

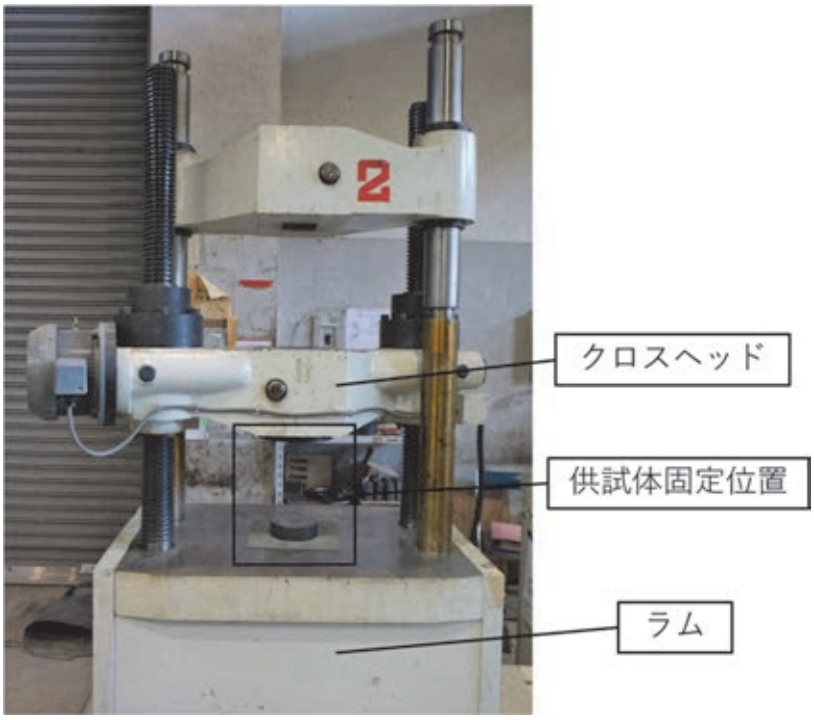


図 6-4-12 アムスラー試験機(載荷能力:1,000kN)

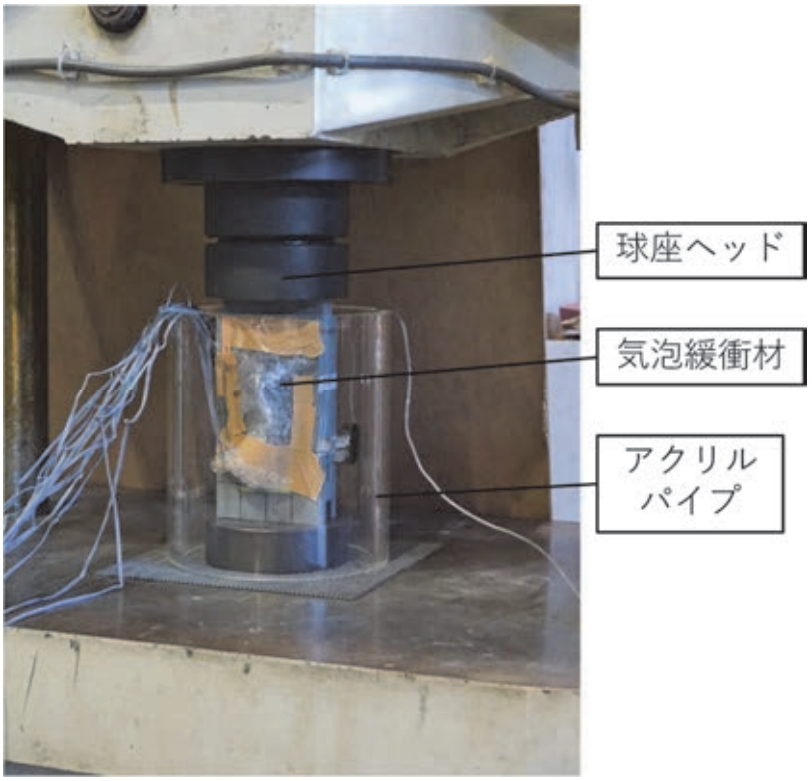


図 6-4-13 載荷時の様子

表 6-4-4 各供試体の各設計耐力と実験結果

供試体名	e40-t28	e40-t28-NT
すべり/降伏耐力比 β	0.58	
母材/添接板耐力比 γ_d	1.14	1.14
設計ボルト軸力 N_0 (kN)	205	0
設計すべり耐力 P_d (kN)	410	
母材純断面降伏耐力 P_{Fyn} (kN)	701	
ボルトせん断耐力 P_{bod} (kN)	878	
すべり荷重 P_{slip} (kN)	501	
終局荷重 P_u (kN)	1020 以上	1007

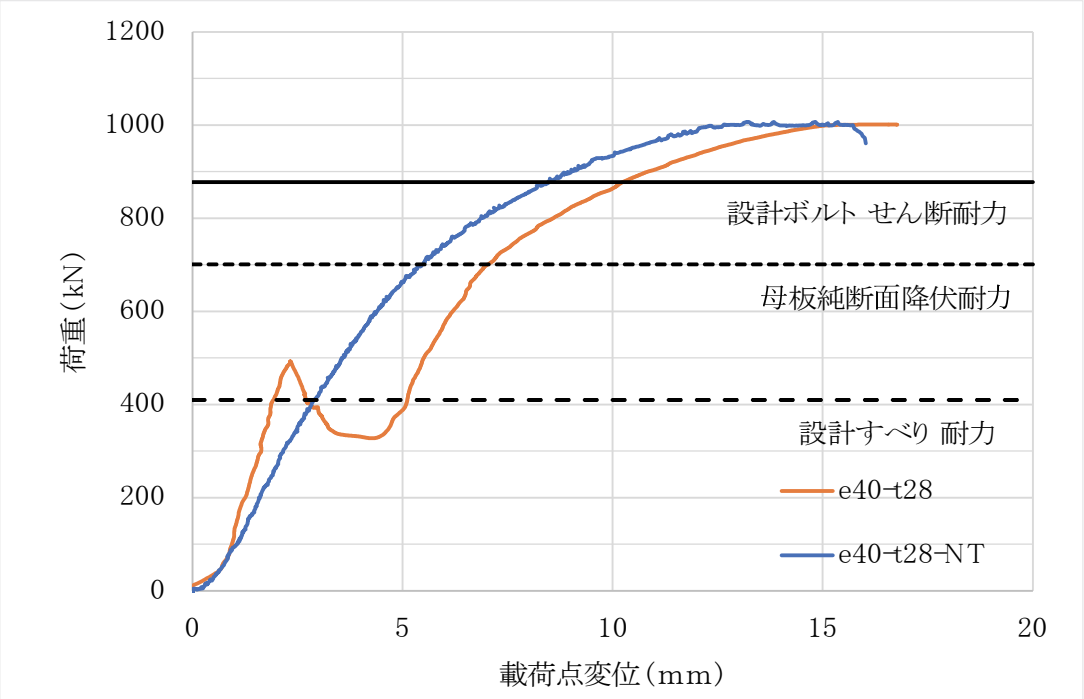


図 6-4-14 予備供試体の荷重-載荷点変位曲線

表 6-4-5 各鋼材の材料特性

	鋼種	板厚 t (mm)	降伏点 σ_y (N/mm^2)	引張強さ σ_u (N/mm^2)
母材	SM400	28	262	416
添接板	SS400	16	274	438

2）パイロット実験

予備実験の結果、予備実験で用いた供試体の形状・寸法、実験方法により、安定した実験が実施できることが確認できたことから、パイロット実験においても同様な方法で実施することとした。先述のように、パイロット実験は後述する板厚や鋼種などをパラメータとしたパラメトリックな実験に向けた実験であり、全6体、軸力あり（3体）、軸力なし（3体）で実施することとした。軸力なしのケースは、すべり挙動がない場合の挙動と比較するために実施したものである。

①供試体の準備及び作製、計測

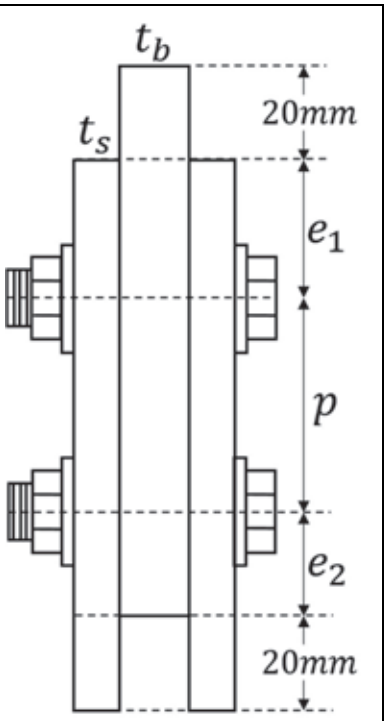
予備実験で用いたものに基づき、供試体の構造諸元を**表 6-4-6** に示すように決定した。供試体は予備実験の時と同様の手法で組み立てなど行い作製した。上述のように、パイロット実験では、軸力の影響を確認するために、6体の供試体のうち3体を、軸力の導入ありのケースとし、残りの3体を軸力なしのケースとして耐力実験を行うこととした。使用した鋼材の材料特性は、予備実験で示したものと同じである（**表 6-4-5**）。なお、供試体名は、軸力ありのケースは e60-t28-供試体番号（1~3）、軸力なしのケースは e60-t28-NT-供試体番号（1~3）を用いた。ここで、e60 は母材縁端距離 60 ㎜を意味しており、t28 は母材の板厚が 28 ㎜であることを示している。

供試体の組み立てを行う前に、供試体に用いる鋼板について、表面粗さと膜厚計測、鋼板形状計測を行った。表面粗さは Rzjis(10 点平均粗さ)で評価しているが、Ra(算術平均粗さ)と Rsm(要素平均長さ)、Rz(最大高さ)も併せて計測を行っている。表面粗さの計測個所は**図 6-4-15** に示すように、ボルト孔周辺 4 か所、軸力を導入する供試体(w120-e60-t28)のすべての鋼板の裏表、合計 48 か所を 1 回ずつ計測した。**表 6-4-7** に計測した結果、得られた平均値を示す。各供試体の母材と添接板の塗膜厚は、電磁式膜厚計を用いて計測した。計測は、**図 6-4-15** に示す a と c について各点 5 回ずつ計測行い、その平均を用いて評価を行った。**図 6-4-16** に、計測の結果得られた各供試体の接触面の合計乾燥膜厚を示している。合計塗膜厚は最大 264.8μm、最小 146.8μm であり、道示に定められた目標合計膜厚を超えた値となっている。さらに、供試体の形状として、高さと幅、板厚、各ボルト孔径の計測をそれぞれ違う箇所で 3 回ずつ計測した。計測の結果を**表 6-4-8** にまとめている。

ボルトの締め付けは、ラチェット付きプレセット型トルクレンチを用いて、道示に従ってボルト 1（下段）、ボルト 2（上段）の順に行った。1 次締めと本締めに分けて実施し、1 次締めでは設計ボルト軸力の約 60%を目標に軸力を導入、部材同士を密着させたのち、設計ボルト軸力の 110%を導入する本締めを実施した。軸力は、ボルト側面に貼ったひずみゲージにより管理し、予め確認している**図 6-4-17** に示すようなボルト軸力とボルト軸部のひずみの関係を用いて軸力に換算している。ここで、ゲージの値は、ボルト軸部の張り付けた 2 つのゲージの平均値を用いている。一方、軸力なしのケースでは、ボルト軸部をボルト孔に接触させた状態で、部材同士が離れない程度に手締めにより組み立てている。軸力ありの供試体については、12 日間を目安にリラクゼーション試験として、ひずみ計測を行った。ひずみ計測は、締付初日は 10 秒おきに、それ以降は 1 時間おきに行った。リラクゼーション試験に際しては、温度の影響を考慮して、直射日光の当たらない場所に温度補正用のボルトを設置して、同時に計測を行うこととした。リラクゼーション結果、計測ひずみ値から得られたボルト軸力の変化を時系列で表したものを**図 6-4-18** として示す。この図より、12 日間経過後、いずれの供試体でも 1 割ほど軸力が減少した状態で軸力が安定していることが確認できる。**表 6-4-9** に締め付け時の軸力とリラクゼーション後の軸力を示す。

表 6-4-6 供試体の構造諸元

供試体名	e60-t28
ボルトの等級	F10T
ボルト呼び径	M22
孔径 d (mm)	24.5
すべり/降伏耐力比 β	0.56
母材/添接板耐力比 γ_d	0.57
設計ボルト軸力 N_0 (kN)	205
設計すべり耐力 P_d (kN)	410
設計降伏耐力 P_{Fyn} (kN)	701
母材板厚 t_b (mm)	28
添接板厚 t_s (mm)	16
板幅 W (mm)	120
添接板縁端距離 e_1 (mm)	70
母材縁端距離 e_2 (mm)	60
ボルト中心間隔 p (mm)	75



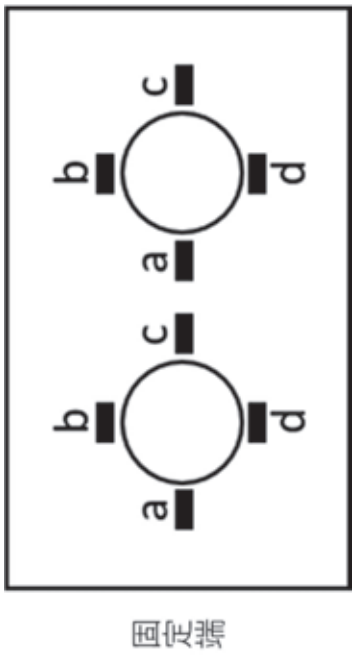


図 6-4-15 粗度・膜厚測定位置（ボルト 1：下段、ボルト 2：上段）

表 6-4-7 粗度計測結果

	Rz(μm)	Rsm(μm)	RzJis(μm)	Ra(μm)
e40-t28-1	24.94	244.85	16.26	4.51
e40-t28-2	25.44	268.02	16.59	4.59
e40-t28-3	23.60	258.24	15.46	4.26

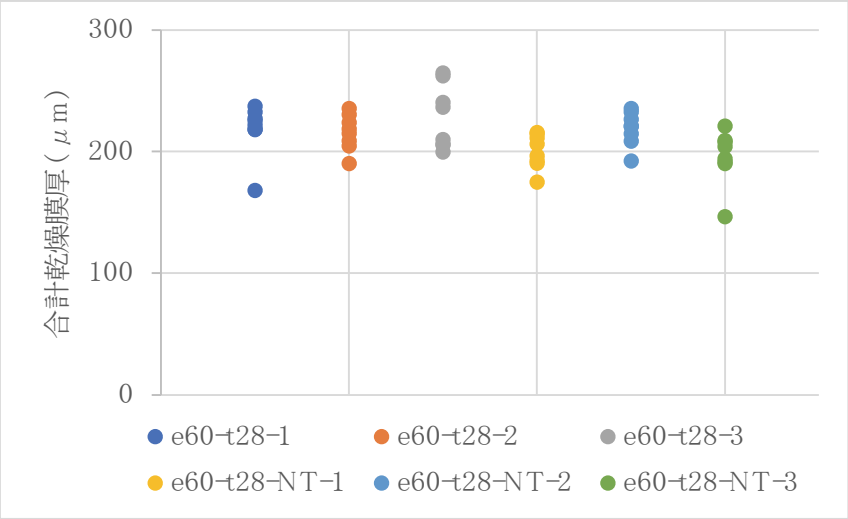


図 6-4-16 塗膜同士の接触面における合計膜厚

表 6-4-8 供試体寸法 計測結果

	部材名	高さ	板幅	板厚	ボルト 1	ボルト 2
		h (mm)	w (mm)	t (mm)	d_1 (mm)	d_2 (mm)
e60-t28-1	母材	226.34	120.92	27.65	24.21	24.27
	添接板 1	223.57	120.93	15.17	24.85	24.89
	添接板 2	223.90	120.96	15.70	24.98	24.95
e60-t28-2	母材	225.84	121.02	27.66	23.82	24.72
	添接板 1	224.85	120.78	15.71	24.40	24.79
	添接板 2	226.00	120.36	15.78	24.89	24.83
e60-t28-3	母材	226.00	121.90	27.64	23.91	24.49
	添接板 1	224.89	121.00	15.76	24.82	24.67
	添接板 2	225.34	120.70	15.71	24.86	24.80
e60-t28-NT-1	母材	225.07	120.92	27.78	24.57	24.64
	添接板 1	225.85	120.78	15.78	24.96	24.93
	添接板 2	225.26	121.08	15.81	24.93	25.00
e60-t28-NT-2	母材	227.37	120.85	27.68	24.94	25.02
	添接板 1	225.11	120.54	15.80	24.91	25.02
	添接板 2	225.56	120.68	15.79	24.91	25.00
e60-t28-NT-3	母材	226.18	120.92	27.80	25.08	24.96
	添接板 1	225.70	121.00	15.76	24.99	25.00
	添接板 2	226.10	120.86	15.80	25.03	25.08

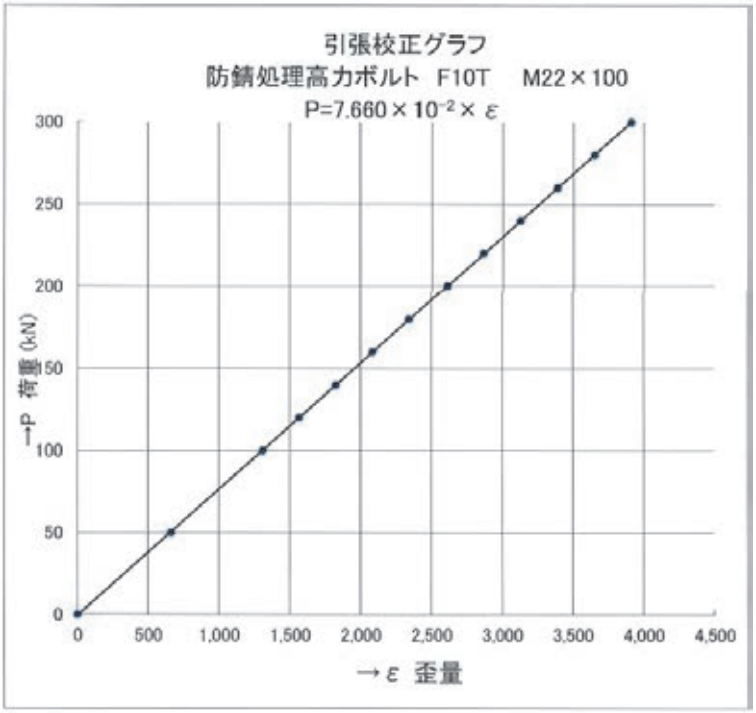


図 6-4-17 ボルト軸力とボルト軸部のひずみの関係

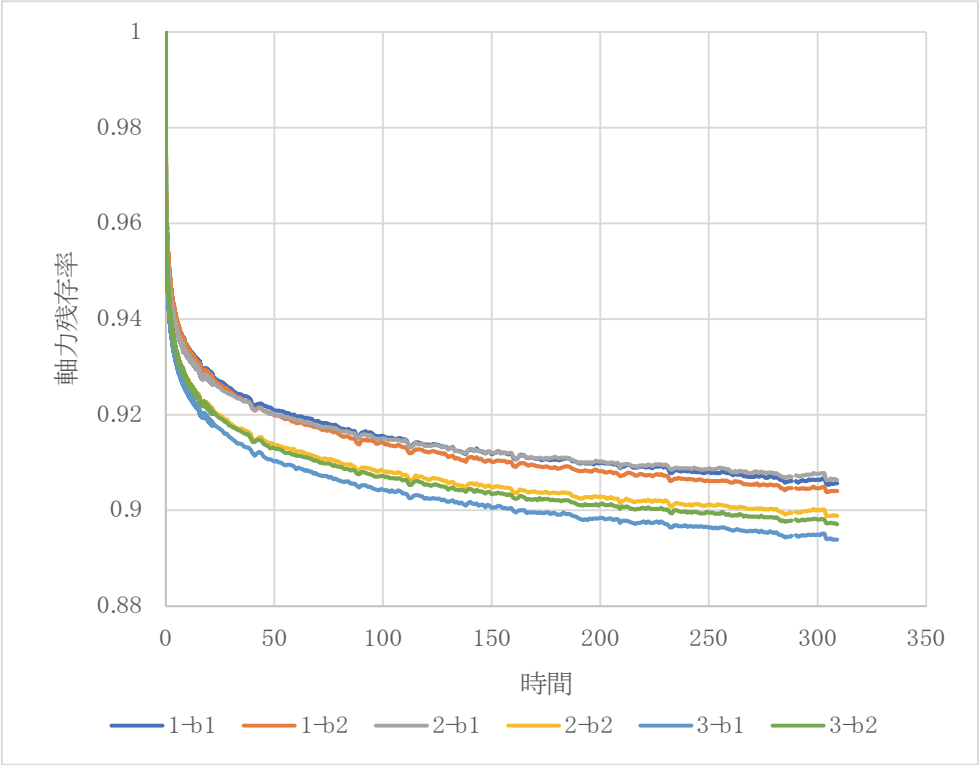


図 6-4-18 リラクゼーション結果

表 6-4-9 締付直後とリラクゼーション後の軸力

e60-t28-	1		2		3	
	Bolt1	Bolt2	Bolt1	Bolt2	Bolt1	Bolt2
締め付け直後	219.79	224.76	223.71	222.55	229.23	226.61
リラクゼーション後	199.06	203.20	202.76	200.04	204.90	203.31

②載荷方法及び計測項目

載荷方法は予備実験と同様とし、アクリルパイプで覆ったうえで球座ヘッドを用いて、1～2kN/秒を目安に行った。

載荷中は、試験機変位および荷重を計測しているほか、ボルトの軸に張り付けたひずみゲージにより軸力の変化を計測することとした。載荷途中のひずみ特性を把握するために、軸力を導入するケースとしないケース、それぞれ 1 体ずつの供試体にひずみゲージを**図 6-4-19** の位置に貼り付け、100Hz で計測を行うこととした。高力ボルト摩擦接合継手は、すべり発生前後で荷重伝達のメカニズムが異なり、すべり後はボルト孔壁とボルト軸部の支圧によっても荷重伝達がなされるため、ボルト孔付近のひずみ特性にも違いが表れると考え、ワッシャーの下 5mm の位置のひずみも確認のために計測することとした。さらに、内側相対変位を計測するために、ひずみゲージを貼った側面とは反対側の側面に、**図 6-4-20** に示すように、2 か所にクリップゲージを取りつけることとした。下段ボルトのボルトヘッド側の添接板（SU 位置と呼ぶ）、ナット側の添接板（SD 位置と呼ぶ）と母材との相対変位を計測している。

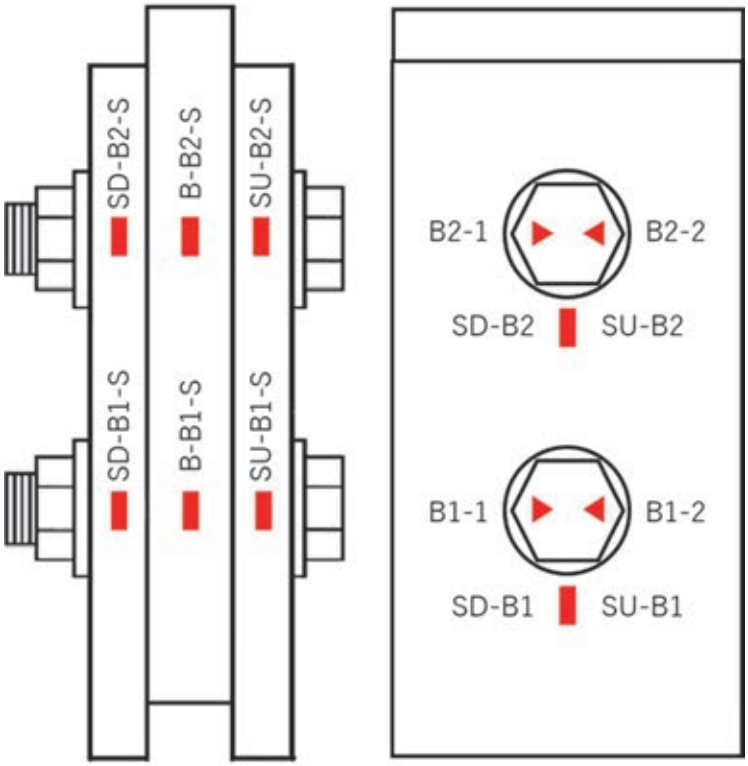


図 6-4-19 ひずみゲージ貼り付け位置

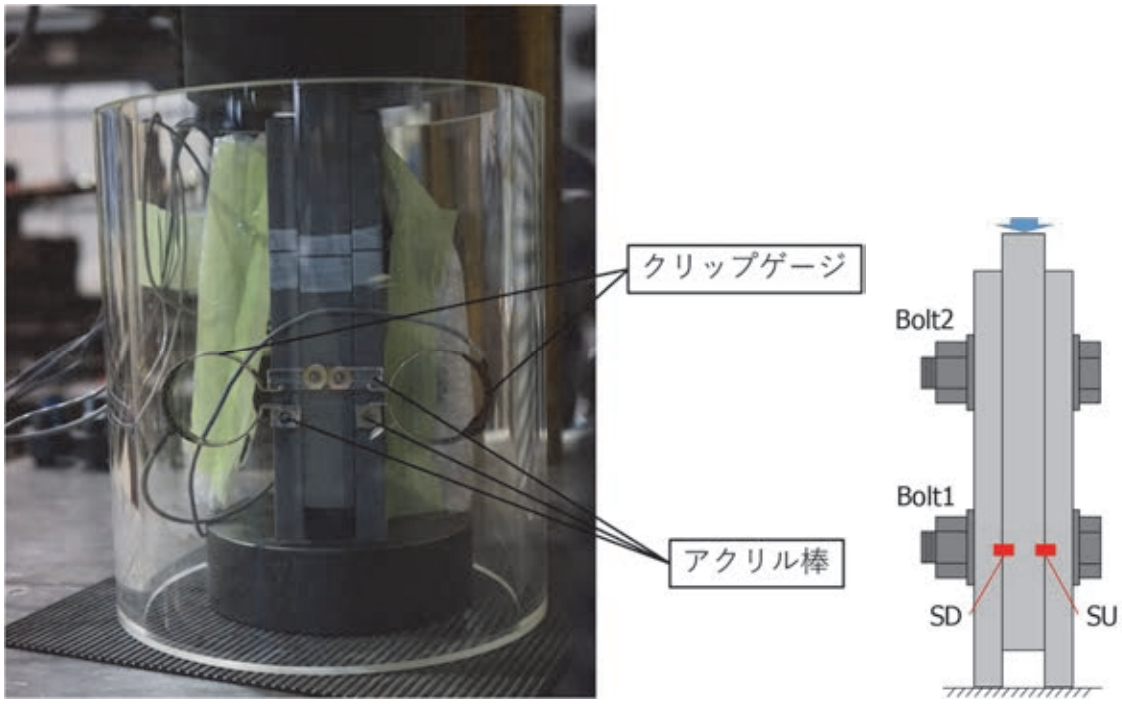


図 6-4-20 内側相対変位の計測位置及び方法

③実験結果

6 体の供試体を対象として行った載荷実験から得られた結果を、**表 6-4-10** として示す。表中のすべり係数は以下の式を用いて計算している。

$$\mu = \frac{P_{slip}}{m \cdot n \cdot N} \tag{5.9}$$

ここで、μ :すべり係数、P_{slip} :すべり荷重(kN)、m :摩擦面数、n :ボルト本数、N :導入軸力(kN)である。ここでのすべり荷重は、複数回生じたすべりのうち、最も早いすべりが生じるまでの荷重を意味している。

表 6-4-10 からわかるように、実験では、軸力を導入した 3 つの供試体について、すべり係数に大きな差異は見られない。これは、3 ケースのリラクゼーション後のボルト導入軸力が同様であったことに加えて、ボルトの挿入位置や角度などの初期条件の差が小さかったことが要因として考えられる。なお、実験では、軸力ありの 3 ケースと軸力なしの 1 ケースで、荷重が試験機の載荷能力を超過したため、最終的な終局耐力に至っていない（**表 6-4-10** では 1,020kN 以上と示している）。また、残りの軸力なしの 2 ケースでは、最終的にボルトの破断が生じ、終局耐力が得られている。

図 6-4-20 および**図 6-4-21** に、実験により得られた、軸力ありのケースと軸力なしのケースの荷重－載荷点変位関係を示す。これらの図には、それぞれ設計すべり耐力、母材純断面降伏耐力、ボルト破断耐力を示しており、加えて、軸力なしのケースを示している**図 6-4-21** には比較のために軸力ありの 1 ケースも併せて示している。**図 6-4-20** 中の e60-t28-2 のケースでは、一部端子の接触不良によりデータが欠損している。**図 6-4-22** には､軸力ありのケースでクリップゲージから得られた相対変位を用いた荷重―相対変位関係を示す。図中、凡例では試験体番号―計測値で表している。SU をボルトヘッド側、SD をナット側として表記している。さらに、**図 6-4-23** では、軸力ありのケースでのすべり発生時までの軸力の変化を示す。ボルト軸部に張り付けたゲージ値から換算した値である。なお、図中の軸力変化率は載荷中の軸力を載荷前の軸力で除した値、荷重/すべり荷重は荷重を主すべり荷重で除した値を表している。

図 6-4-20 の荷重－載荷点変位関係より、500kN を超えたあたりですべりが発生し、一旦荷重が低下するものの度々荷重の上昇・下降を繰り返している。**図 6-4-22** の荷重－相対変位関係からもわかるように、500kN を超えたあたりですべりが発生していることがわかるが、その後も何度かの音を伴うすべりを伴ったあと、最終的に支圧状態へと移行した。**図 6-4-20** からわかるように、支圧状態に移行する際の荷重、図中では、荷重が再び上昇に転じる載荷点変位 5 ㎜付近では、どのケースでも 320kN 程度とほぼ同様の値となっている。その後、700kN 程度で荷重－載荷点変位曲線の傾きが変化しており、母材純断面が降伏したことがわかる。文献 [2)]では、圧縮を受ける継手のすべり/降伏耐力比は総断面積を用いて照査することとされているが、今回の実験では、圧縮側においても純断面降伏耐力で降伏が生じている。また、**図 6-4-23** からわかるように、ボルト軸力は載荷に伴い 1%程度増加する挙動を呈するが、すべり荷重の約 60%程度でその傾向が変化し、減少に転じている。こうした軸力の変化が、荷重－相対変位曲線（**図 6-4-22**）の勾配の変化にも表れていると考えられる。一方、**図 6-4-21** より、軸力なしのケースと、軸力ありのケースと比較すると、軸力なしのケースではすべりがなく、直接支圧状態になると考えられることから異なる形状を呈しているが、最終的にはすべり後に支圧状態となった軸力ありのケースと同様の傾向となっている。

表 6-4-10 各供試体の載荷実験結果

e60-t28-	1	2	3	NT-1	NT-2	NT-3
ボルト軸力平均	201.13	201.40	204.10			
すべり荷重	536.37	518.18	551.00			
すべり係数	0.67	0.64	0.67			
	0.66					
ボルト破断耐力	878.00					
終局荷重	1020 以上	1020 以上	1020 以上	996.01	1019.50	1020 以上

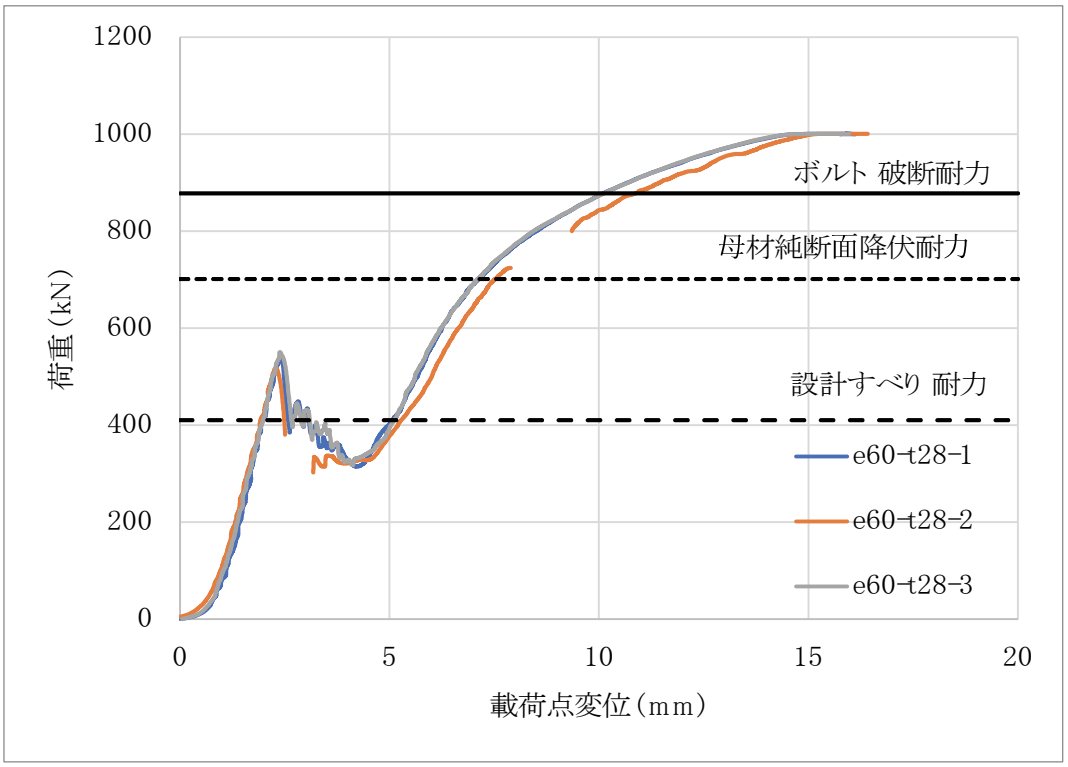


図 6-4-20 軸力ありケースの荷重-載荷点変位曲線

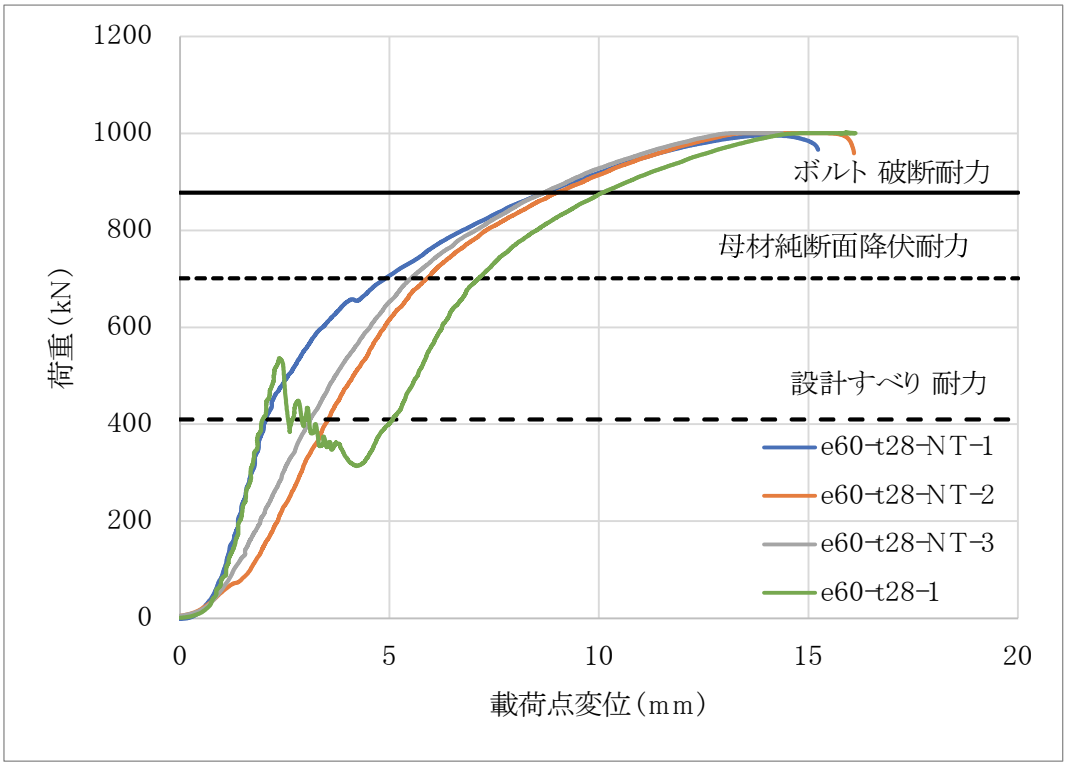


図 6-4-21 軸力なしケースの荷重-載荷点変位曲線

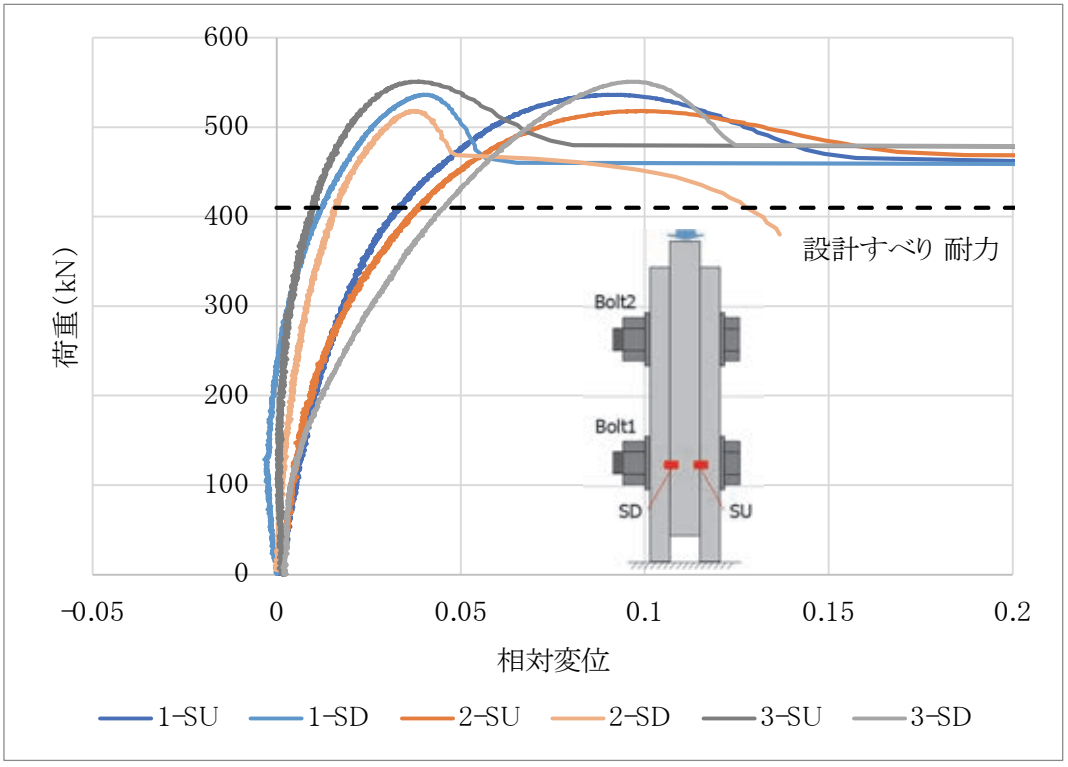


図 6-4-22 軸力ありのケースでの荷重-相対変位関係

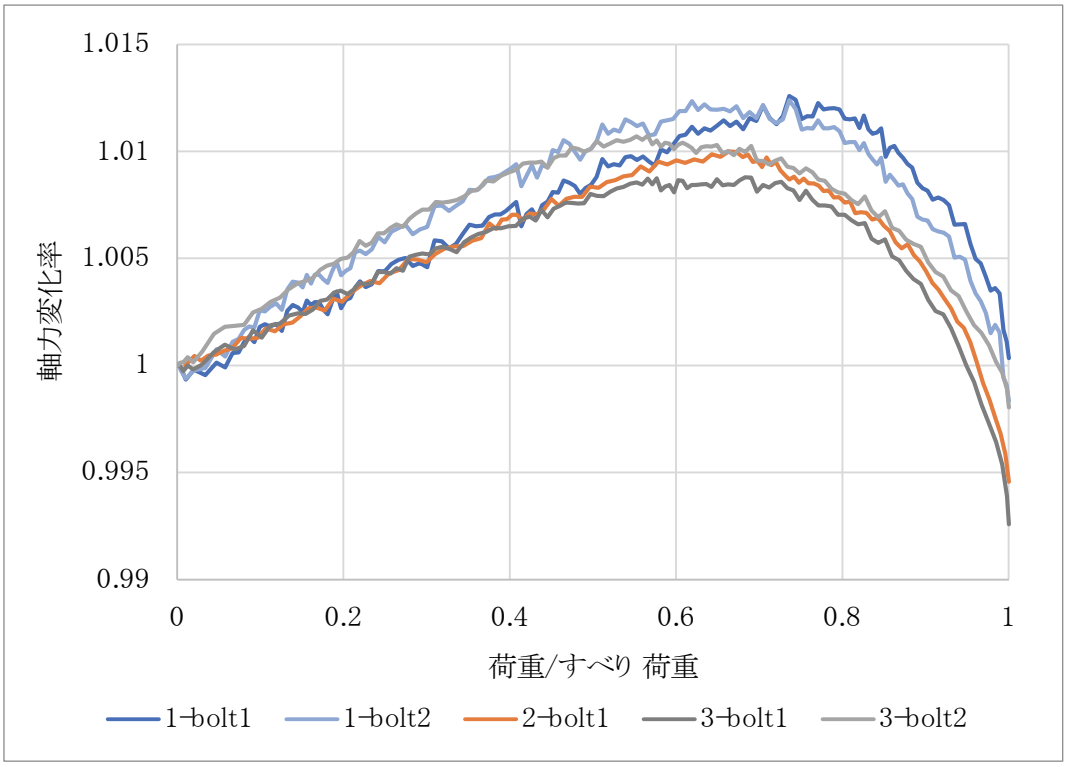


図 6-4-23 すべり荷重までのボルト軸力の変化率

・実験後の摩擦面状態の観察

図 6-4-24 に実験後の摩擦面の一例を示すが、同図中に赤枠の領域したような表面がすれているような領域を、ここでは摩耗領域と呼ぶこととする。**図 6-4-25** に軸力ありのケース、**図 6-4-26** に軸力なしのケースを示すが、いずれも**図 6-4-24** に示したような摩耗領域が確認できる。軸力ありのケースではボルト孔周辺に円形の摩耗領域が確認でき、軸力による影響と考えることができる。一方で、ボルト孔周辺だけでなく、板の縁端部分にも摩耗領域がみられた。**図 6-4-26** のように軸力のないケースでは、支圧によるボルトの曲げ変形によってボルト孔の上側のみ摩擦力が作用すると考えられ、したがって摩擦領域は、ボルト孔の上側と支圧側のボルト孔近傍のみ見られた。

また、ボルト軸力が導入された場合にはボルトの破断が生じていないが、これはボルト軸力が導入されることにより、ボルト軸部が軸力と支圧により多軸応力場となるため、破断しにくい状況になっているとも考えられる。その点では、ボルト軸力は終局耐力の増加に貢献しているとも考えられる。

本節では、圧縮を受ける場合の高力ボルト継手の耐荷性能について、解析および実験により、試験的にパイロット実験を行った結果を示した。初期軸力の影響や載荷による軸力の変動などが確認されたが、実構造物においては、母材の板厚がより小さい場合など降伏先行型の場合や母材が高強度鋼材だった場合に添接板としてより低い強度の鋼材を適用するハイブリッドのケースなど、母材と添接板の強度や板厚に関する検討がさらに必要である。パイロット実験の結果から、安定な実験方法を確立できたと考えられることから、ほかのパラメータについても検討を継続した。その結果を次節に示す。

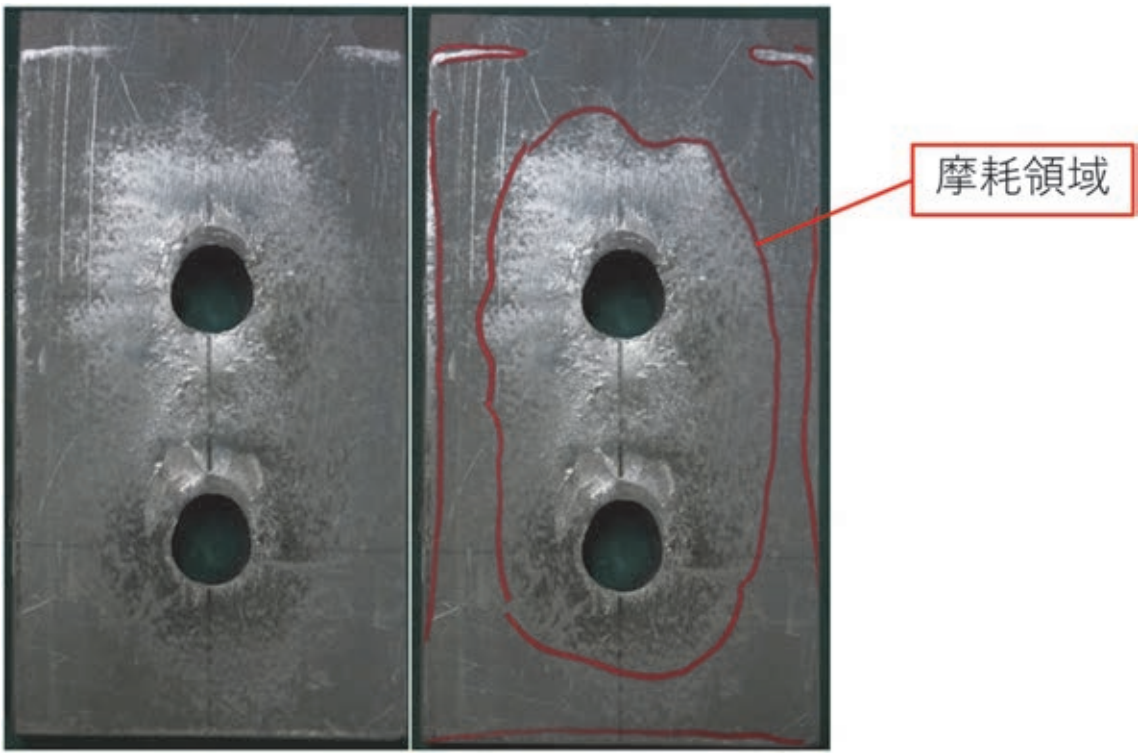


図 6-4-24 摩耗領域の一例

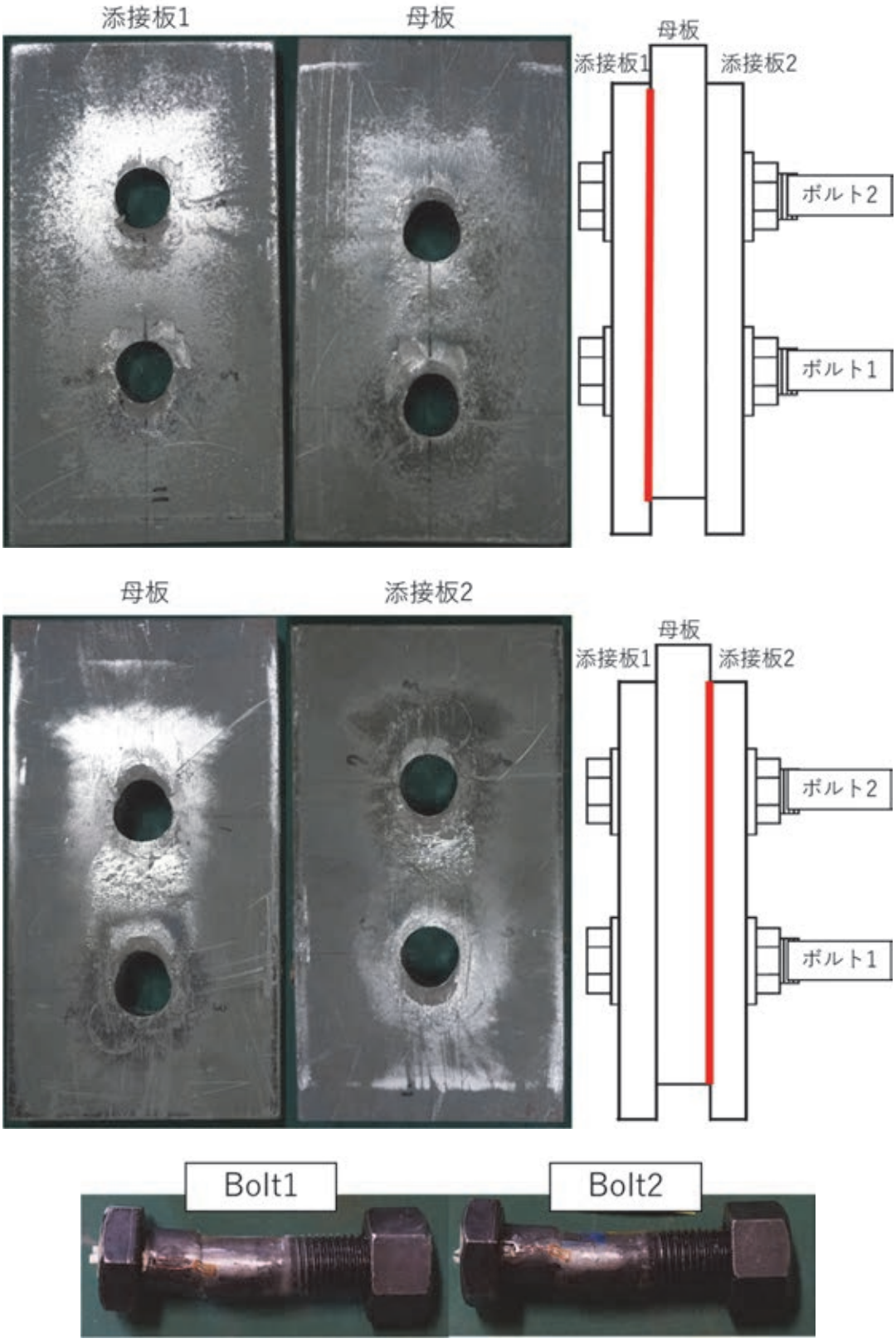


図 6-4-25 軸力ありのケースでの載荷後の供試体の状態(e60-t28-1)

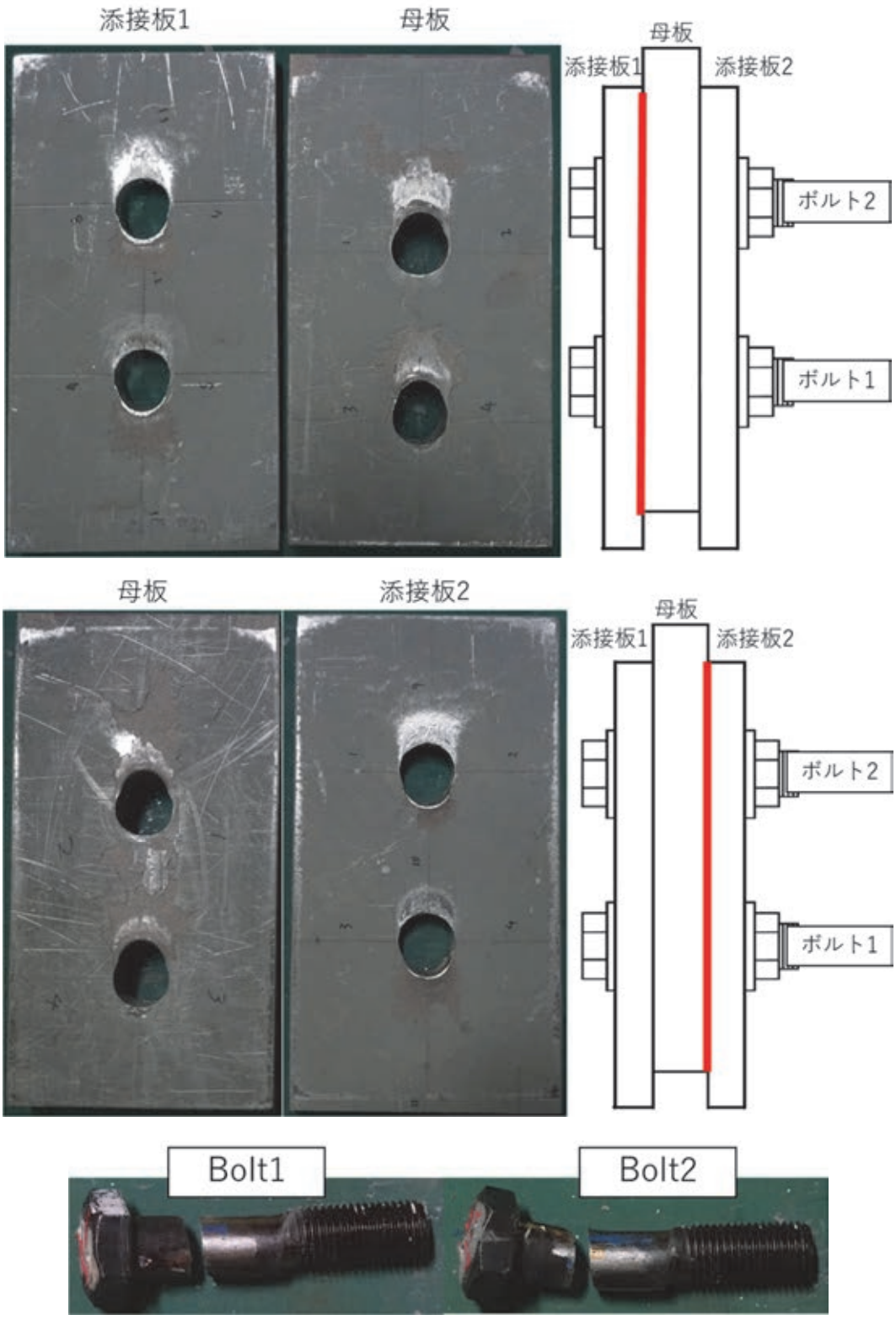


図 6-4-26 軸力なしのケースでの載荷後の供試体の状態(e60-t28-NT-2)

6-5. 母材の板厚や強度、添接板との強度の違いなどを考慮したパラメトリックな検討

前節では、圧縮を受ける場合の高力ボルト継手を対象として、ボルト列数や板厚を考慮した FEM 解析により、圧縮を受ける場合にはポアソン比の効果による母材の厚さ方向の変形によりボルト軸力が上昇する傾向があること、1 行 2 列の高力ボルト継手を対象として、圧縮実験を行うための方法や供試体について検討して安定な実験ができる手順を整理した。そのうえで、圧縮を受ける場合もすべりが確認できるが、繰り返し荷重の増減があるすべりが徐々に進行する現象や、すべりが進み、ボルトの軸と鋼板との支圧状態となり終局に向けて荷重が増加していく傾向などが確認された。しかしながらこれらは、母材の板厚が 28 ㎜と比較的大きく、すべり先行型の構造諸元である場合の挙動であると考えられ、実際の鋼構造物での高力ボルトを用いた当て板補強では、母材板厚がより小さく、降伏先行型となっているケースも想定される。加えて、高強度鋼材が母材として用いられている際に、当て板補強で用いる添接板は母材より強度の小さい鋼材とすることができればより安価な補強方法となり、特にすべりを終局と考えた場合には、このような選択肢も設定できる可能性がある。いわゆる、鋼材の強度面でハイブリッドな高力ボルト継手である。新設構造物の通常のボルト継手では、母材と同程度の強度の添接板を用いることとなっているが、当て板補強で用いる添接板は、補強するという目的が重要であることから、強度面や補強効果の面から検討しておくことは選択肢を広げる意味で重要であると考えられる。

したがって、本節では、前節で構築した FEM 解析モデルや圧縮実験方法、計測方法を引き継ぎつつ、母材の板厚や強度、添接板との強度の違いなどを考慮した、圧縮を受ける場合の高力ボルト継手の耐荷性能に関するパラメトリックな検討を行う。まず、母材の板厚や強度について、降伏先行型のケースを含めた様々な供試体を準備し、その圧縮実験を行う。そのうえで、幾つかのケースにおける荷重伝達機構について考察するため、FEM 解析モデルを用いた解析的検討を行う。

6-5-1. 鋼材強度の違いの影響に関する実験的検討

ここでは、前節で構築した実験方法を適用して、1 行 2 列の高力ボルト摩擦接合継手を対象に圧縮載荷実験を行い、鋼材強度、すなわち、母材および添接板の強度や板厚構成の影響を明らかにすることを目的として検討を行った。母材と添接板の強度が異なる場合の、いわゆる、ハイブリッド継手も実験対象として加え、その耐荷性能について考察を加えることとする。

１）使用鋼材の特性

ここでは、高力ボルト継手の圧縮実験において、母材あるいは添接板として使用する鋼材の引張試験を実施した結果を示す。対象とする鋼材は**表 6-5-1** に示すものであり、JIA-1A 試験体による引張試験の結果得られた、公称応力―公称ひずみ関係を**図 6-5-1** に示す。また、引張試験から得られた、降伏強度および引張強度（実験での最大公称応力）を**表 6-5-2** に示す。

表 6-5-1　対象鋼材

板厚 [mm]	材質
9	SS400
	SM490YA
11	SS400
12	SS400
	SM490YA
19	SS400
22	SS400
	SM490YB

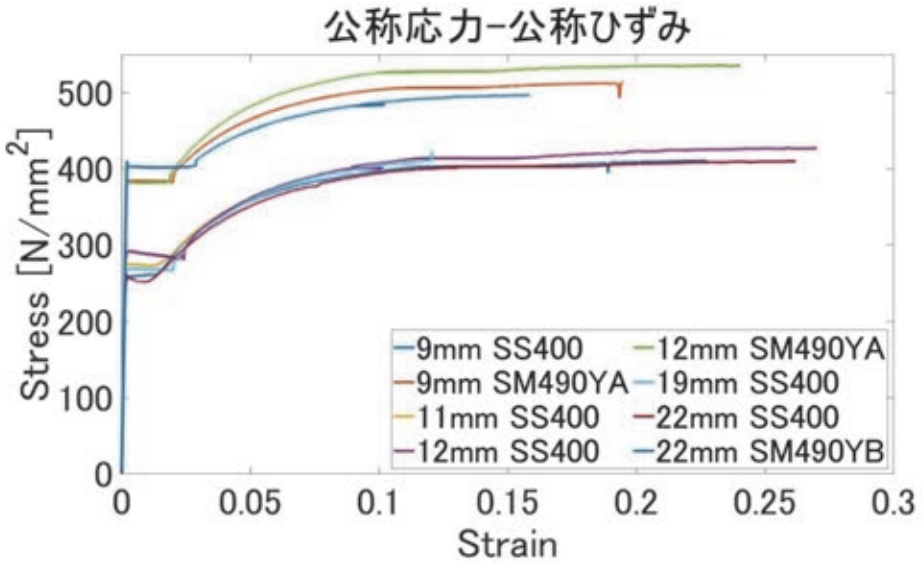


図 6-5-1　各対象鋼材の公称応力－公称ひずみ関係

表 6-5-2　各対象鋼材の引張試験結果

厚さ [mm]	鋼種	降伏応力 [N/mm²]	最大応力 [N/mm²]
9	SS400	258.5	410.9
	SM490YA	383.9	514
11	SS400	285.4	418
12	SS400	291.6	427.3
	SM490YA	395	536
19	SS400	272.4	422.4
22	SS400	262.7	410.1
	SM490YB	410.5	497

２）実験供試体の準備、計測等

実験供試体は、前節と同じく 1 行 2 列の高力ボルト継手供試体であり、本節では、すべり先行型と降伏先行型の供試体について検討するため、**表 6-5-2** に示す使用鋼材の引張試験の結果から、すべり/降伏耐力比 β が 1.0 より小さい供試体をすべり先行型、β が 1.0 より大きい供試体を降伏先行型と考え、供試体の母材及び添接板の組み合わせを決定し、パラメトリックな検討を行うこととした。実験の対象とする供試体を**表 6-5-3** としてまとめる。供試体名は、板厚-鋼材組み合わせ番号を基本として、鋼材組み合わせが 1 ケースの場合は板厚のみで供試体名を付けている。また、N は軸力なしであることを示している。

実験供試体の形状および寸法を**図 6-5-2** に示す。なお、供試体の表面処理には、無機ジンクリッチペイントを採用することとした。表面処理状態を表す指標として、主に膜厚と粗度があると考えられるが、供試体における表面処理状態を把握するため、膜厚計測および粗度計測を実施することとした。計測位置は、前節のパイロット実験での供試体の計測と同様の位置とする。計測結果を**表 6-5-4** に示す。

実験供試体は、膜厚、粗度等の計測後、ボルト軸力のリラクゼーションを考慮して、前節と同様、組み立てから約 12 日後に実験に供した。ボルト軸力のリラクゼーションについては、ボルト軸部にひずみゲージを張り付け、その計測により軸力の変化を把握し、実験時の各ボルトのボルト軸力を算定した。

表 6-5-3　実験対象供試体

供試体名	母材厚さ [mm]	添接板厚さ [mm]	鋼材組み合わせ (母材-添接板)	すべり/降伏耐力比 β	No.
t9-1	9	9	SS400-SS400	1.85	①
					②
					③
t9-2			SM490YA-SS400	1.24	①
					②
					③
t9-3			SM490YA-SM490YA	1.24	①
					②
					③
t19	19	11	SS400-SS400	0.83	①
					②
					③
t19-N	19	11	SS400-SS400		②
					③
t22-1	22	12	SS400-SS400	0.74	①
					②
t22-2			SM490YB-SS400	0.48	①
					②
t22-3			SM490YB-SM490YA	0.48	①
					②
t22-1-N	22	12	SS400-SS400		①
					②

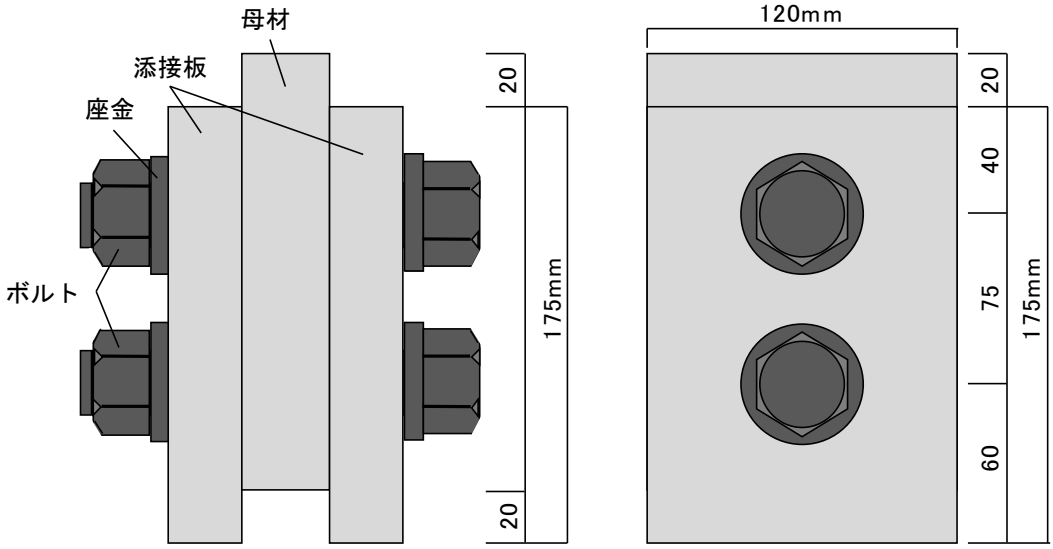


図 6-5-2　実験供試体の形状および寸法

表 6-5-4　実験供試体に対する膜厚および粗度の計測結果

供試体名	No.	合計平均膜厚 [μm]	Rz [μm]	RSm [μm]	RzJIS [μm]	Ra [μm]
t9-1	①	588.60	30.77	251.72	19.75	5.33
	②	549.70	22.47	263.02	14.37	3.86
	③	569.45	19.59	234.41	12.36	3.37
t9-2	①	559.00	26.68	261.38	17.43	4.84
	②	559.80	19.55	243.64	12.41	3.35
	③	527.85	21.03	260.00	13.46	3.65
t9-3	①	529.20	26.56	261.04	16.96	4.80
	②	561.15	19.57	251.70	12.53	3.36
	③	551.40	20.78	250.13	13.32	3.62
t-19	①	544.35	19.75	237.22	12.27	3.35
	②	556.20	25.01	264.74	16.19	4.44
	③	569.15	19.75	247.29	12.28	3.33
t19-N	②	521.40	22.95	257.14	14.70	3.97
	③	594.80	26.26	282.74	17.14	4.83
t22-1	①	573.65	23.84	249.47	15.41	4.24
	②	588.65	24.23	266.60	15.84	4.36
t22-2	①	596.50	25.08	268.19	16.52	4.57
	②	586.35	25.47	276.32	16.57	4.61
t22-3	①	576.80	19.14	235.84	12.22	3.33
	②	551.75	22.09	275.33	14.36	3.99
t22-1-N	①	542.15	19.10	235.66	12.07	3.25
	②	559.30	19.46	253.08	12.47	3.34

３）載荷方法及び計測項目

載荷方法は、前節で構築した実験方法と同様とし、アクリルパイプで覆ったうえで球座ヘッドを用いて、1～2kN/秒を目安に行った。また、載荷中は試験機変位および荷重を計測しているほか、クリップゲージによる母材と補剛材との相対変位を計測した。ボルト軸力の変化は、ボルトの軸部あるいは頭部に張り付けたひずみゲージにより検知することとした。クリップゲージおよびひずみゲージの設置位置を**図 6-5-3** に示す。**図 6-5-3** に示す①から③の番号は、**表 6-5-3** および**表 6-5-4** 中の供試体番号①、②、③を示しており、同じ種類の供試体で異なる計測位置を取り、今後の計測方法の検討などに用いるためのデータとして取得した。**図 6-5-3** 中の表記であるが、以下のような意味となっている。

B-R：母材右側、B-L：母材左側

C-H(N)：クリップゲージヘッド側(ナット側)

B1：ボルト 1、B2：ボルト 2

SH-B1(2)：ボルトヘッド側添接板のボルト 1(2)

SN-B1(2)：ナット側添接板のボルト 1(2)

SH-C：ボルトヘッド側添接板の中央下

SN-C：ナット側添接板の中央下

なお、載荷実験の終了判定は、以下のいずれかが発生した時点に行った。

i. 添接板上部に試験機の上部球座ヘッドが接触

ii. 荷重のピークに到達

iii. 試験機能力 1,000 $[kN]$到達

iv. ボルト破断

4)実験結果

圧縮を受ける高力ボルト継手の耐荷性能について、鋼材の種類や板厚、母材と添接板の強度構成などを考慮して、実験供試体を準備し、圧縮実験を実施した。ここでは、その結果について述べる。

表 6-5-5 に実験の結果得られたすべり荷重、最大荷重等を示す。同表には、リラクゼーション試験から得られた試験前ボルト軸力も記載している。すべり/降伏耐力比 β が 1.0 を超えている母材板厚が 9㎜ のケース（t9-1、t9-2、t9-3）においても、降伏先行型ではあるが、降伏後生じたすべり発生時の荷重を示している。

以下、実験の結果得られた荷重―変位関係などについて例を示し、その特徴を述べる。

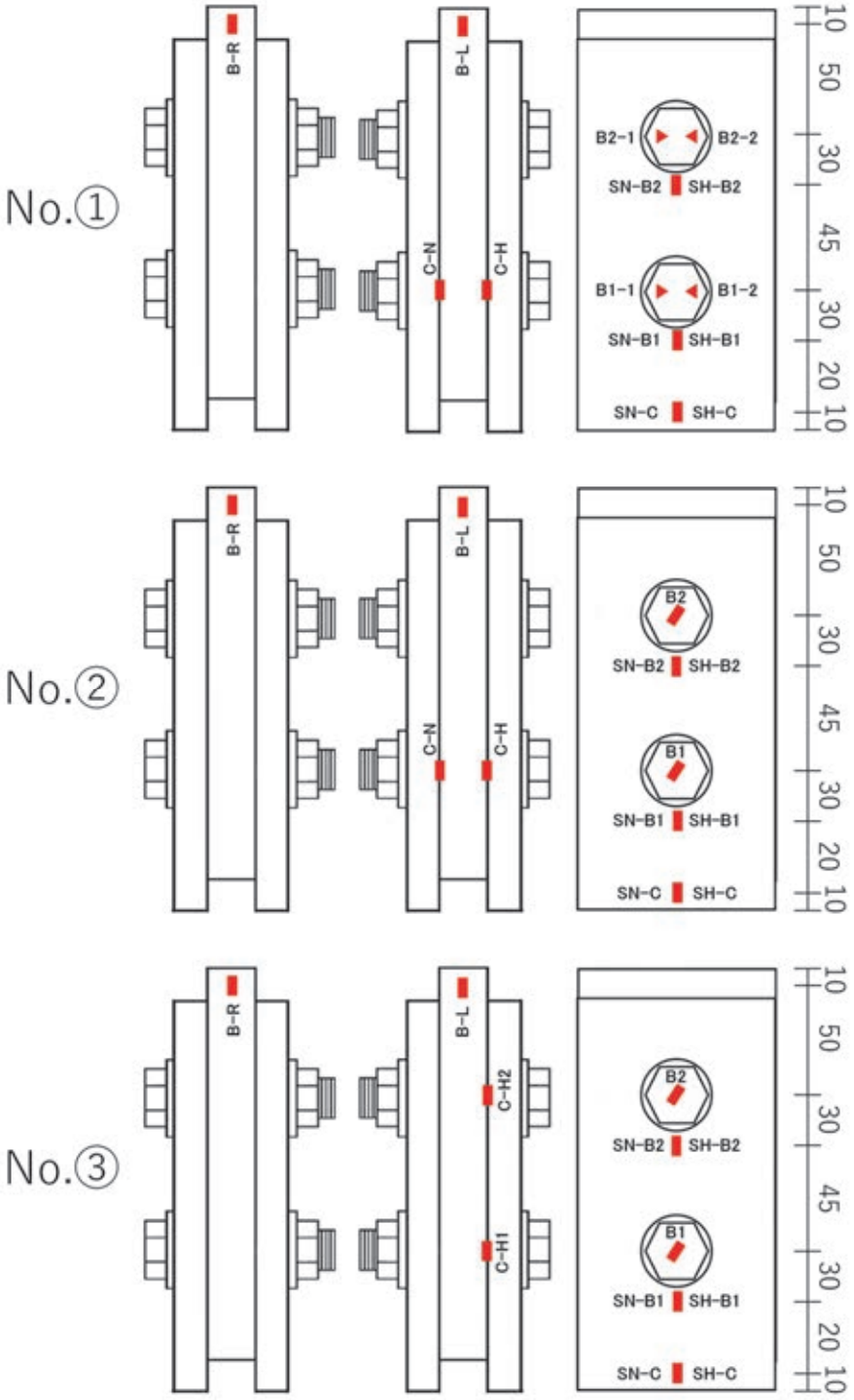


図 6-5-3　クリップゲージおよびひずみゲージ設置位置

表 6-5-5　実験結果のまとめ

供試体名	母材厚さ [mm]	添接板厚さ [mm]	鋼材組み合わせ (母材-添接板)	すべり/降伏耐力比 β	No.	試験前軸力 [kN]		すべり荷重 [kN]	最大荷重 [kN]
						Bolt1	Bolt2		
t9-1	9	9	SS400-SS400	1.85	①	202.9	192.7	394.8	585.9
					②	210.2	200.1	419.9	601
					③	175.3	174.1	415.4	609.1
t9-2			SM490YA-SS400	1.24	①	206.4	209.3	419	674.4
					②	182.5	203.8	413.4	626.6
					③	191.3	172.2	423.6	675.3
t9-3			SM490YA-SM490YA	1.24	①	228.3	202	412.2	728.7
					②	200.5	196.7	419.6	714.9
					③	249.4	197.9	455	722.8
t19	19	11	SS400-SS400	0.83	①	296.5	225.1	485.7	>1000
					②	180	150.6	473.4	>1000
					③	167.9	195.2	523.5	>1000
t19-N	19	11	SS400-SS400		②	8.4	4.1		>1000
					③	0.2	0		>1000
t22-1	22	12	SS400-SS400	0.74	①	186.5	249.4	495.2	>1000
					②	165.9	182.6	417.3	>1000
t22-2			SM490YB-SS400	0.48	①	240.6	248.9	500.8	>1000
					②	186.1	143.4	409.3	>1000
t22-3			SM490YB-SM490YA	0.48	①	252.2	246.7	506.1	>1000
					②	224.7	180.3	430.6	>1000
t22-1-N	22	12	SS400-SS400		①	2.8	3.1		>1000
					②	6.5	5.8		>1000

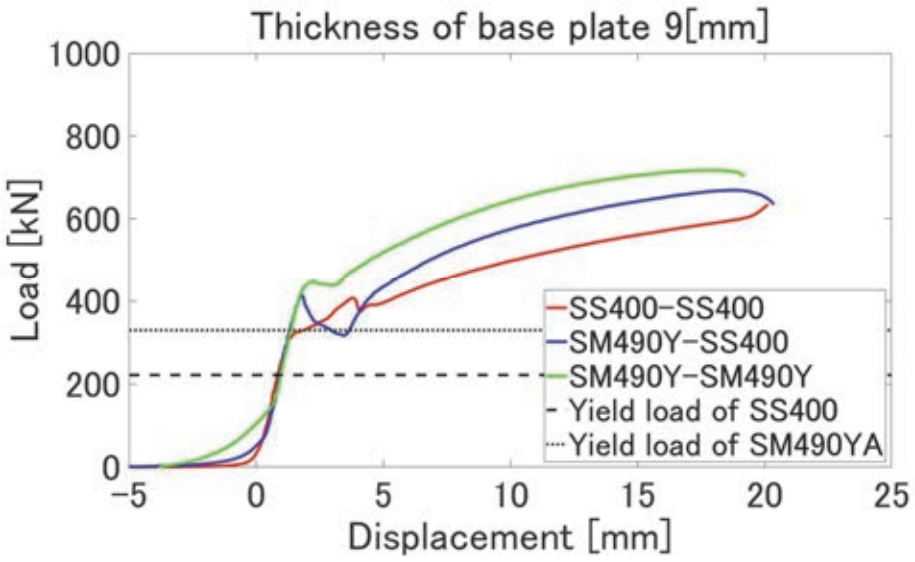


図 6-5-4　母材厚 9 ㎜の場合の荷重―載荷点変位関係

４）鋼材の組み合わせを考慮した実験ケース（母材厚さ 9 ㎜）の結果

図 6-5-4 に母材板厚が 9 ㎜の場合の荷重―載荷点変位関係を示す。同図には、母材の降伏荷重も参考のため、点線で示している。また、**図 6-5-5** に供試体の実験終了時の変形状況を示す。**図 6-5-5** の右の段には、側方から撮影した変形状況を示しているが、同図中の赤い線は、試験開始前に母材と添接板のずれを目視により確認できるように母材と添接板に印として付したものであり、同図から、実験の結果中央の母材と添接板にずれが生じたことを確認できる。さらに、**図 6-5-6** には**図 6-5-3** 中の③のクリップゲージ設置方法で実施した実験（t9-1③、t9-2③、t9-3③）で得られた荷重―クリップゲージ値（母材添接板間相対変位）関係を示す。図中の C-H1、C－H2 は、**図 6-5-3** にクリップゲージ位置を示すように、C-H1 が下段ボルト位置での母材添接板間相対変位、C-H2 が上段ボルト位置での母材添接板間相対変位である。

まず、母材および添接板がいずれも SS400 で構成された t9-1 供試体に注目すると、**図 6-5-4** より、この供試体においては、母材（SS400）の断面降伏荷重を超えたあとも荷重が上昇し、その後、300kN を超えたあたりで変位が大きくなる挙動を示している。これは上段ボルト付近の変形によるものである（**図 6-5-6**）。その後、荷重が上昇し、400kN 付近で一旦荷重が低下しながら変位が進み、その後再び荷重の上昇が生じている。これは、400kN 付近で下段ボルトにおける母材、添接板間のすべりが生じ、支圧状態に移行したことによる挙動であると考えられる（**図 6-5-6**）。**図 6-5-5** に示される供試体の実験終了時の変形状況からわかるように、実験終了時には、載荷点となる供試体上端部の母材が塑性変形およびすべりにより添接板上端部付近まで迫っており、試験機が添接板上端部にも載荷する状況となったため、実験を終了している。**図 6-5-4** の荷重―変位関係で最後の段階で荷重の上昇が生じているのこのためである。また、**図 6-5-5** に示す変形状況から、母材が塑性変形によりつぶされる形で、横方向にはらみ出ていることが確認できる。前節では、母材の板厚が 28 ㎜の場合を対象とした検討をしているが、その場合は、圧縮変形によるポアソン効果で軸力の上昇が確認された。しかしながら、供試体 t9-1②においては**図 6-5-7** に示すように荷重上昇に伴う軸力の上昇は確認されず、供試体 t9-1 では圧縮により側方にはらみだすような塑性変形が卓越し、ボルト軸方向に膨らみ、ボルト軸力を上昇させるような挙動は見られない。なお、本検討の検討対象は、1 行 2 列のボルト構成であり、行数が増え側方への変形が自由に生じることに拘束が生じる可能性がある場合等については今後解析等で検討する確認を進める必要があると考えられる。

次に、母材および添接板がいずれも SM490YA で構成された t9-3 供試体について考える。**図 6-5-4** に示した荷重－変位関係から、母材（SM490YA）の断面降伏荷重を超えても荷重上昇を続け、400kN を超えたあたりで荷重の低減と変位の上昇が確認される。これは、母材、添接板間のすべりによるものであり、支圧状態への移行により再び荷重の上昇を確認できる。**図 6-5-6** により、上段ボルト付近での母材添接板間相対変位が先行し、400kN を超えたあたりで下段ボルト付近においても母材添接板間相対変位が生じ、全体的なすべりが生じたことが確認できる。上段ボルト付近での相対変位が先行しているのは、供試体上部の母材の圧縮塑性変形に伴うものと考えられるが、**図 6-5-7** に示すように、ポアソン効果に伴うボルト軸力変動は確認されていないため、**図 6-5-5** の変形状況で確認できるように側方へのはらみだしが支配的となっていたことを考えると、どのような要因で上段ボルト付近に相対変位が生じたのかは十分に解明できていない状況である。解析等で今後検討する余地があると考えられる。

最後に、母材に SM490YA、添接板を SS400 とした t9-2 供試体の場合について考える。**図 6-5-4** から、荷重―変位関係に着目すると、当該供試体においては、母材（SM490YA）の降伏荷重を超えたあとも、線形に近い状況で荷重は上昇し、400kN を超えたあたりで荷重が減少している。これは、すべりの発生によるものであり、このことは、荷重―母材添接板間相対変位関係を示す**図 6-5-6** からも確認できる。降伏先行型の諸元

であり、降伏が先行するが、その後すべりが生じ、これが変位上昇における支配的要因となっている。この供試体においても、圧縮変形に伴うポアソン効果によるボルト軸力の上昇は確認できない（**図 6-5-7**）。**図 6-5-5** に示す変形状況からすべりによる母材添接板間相対変位を赤線のずれから確認できるほか、母材の側方へのはらみだしがあり、母材の塑性変形が生じていることが確認できる。供試体 t9-3 と比べると、母材が同じ SM490YA で、添接板の強度が異なる供試体となるが、母材の降伏後、すべりが生じる荷重はほぼ同等レベル（**表 6-5-5**）であり、すべりが生じる荷重（すべり荷重）には、鋼材の組み合わせはあまり影響していないと考えられる。

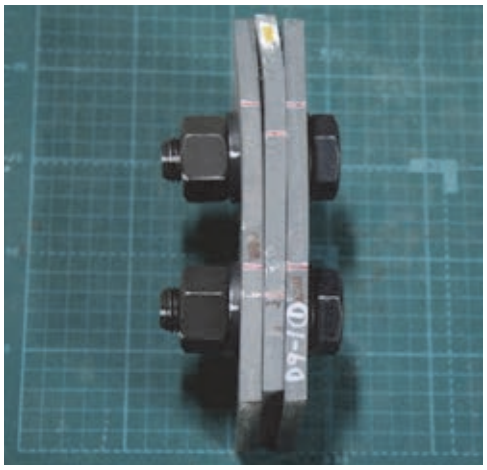
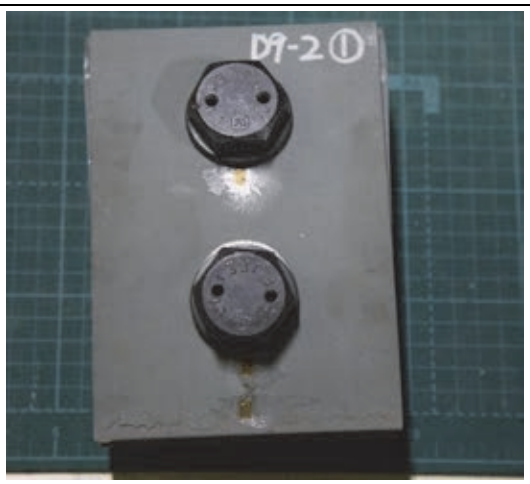
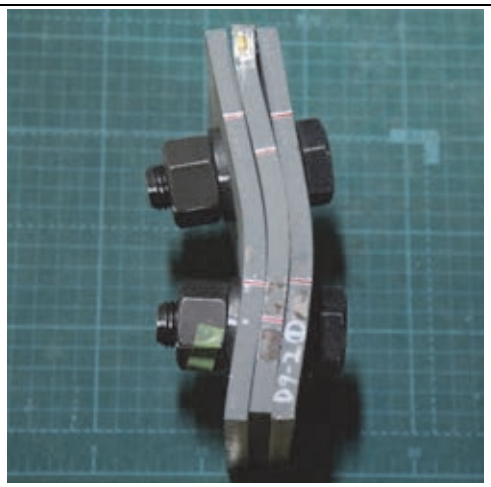
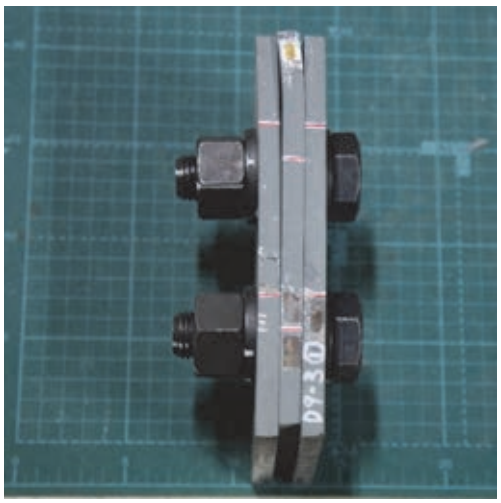
	
t9-1 添接板ボルト頭側	t9-1 側面
	
t9-2 添接板ボルト頭側	t9-2 側面
	
t9-3 添接板ボルト頭側	t9-3 側面

図 6-5-5　載荷終了後の供試体(母材板厚 9 ㎜)

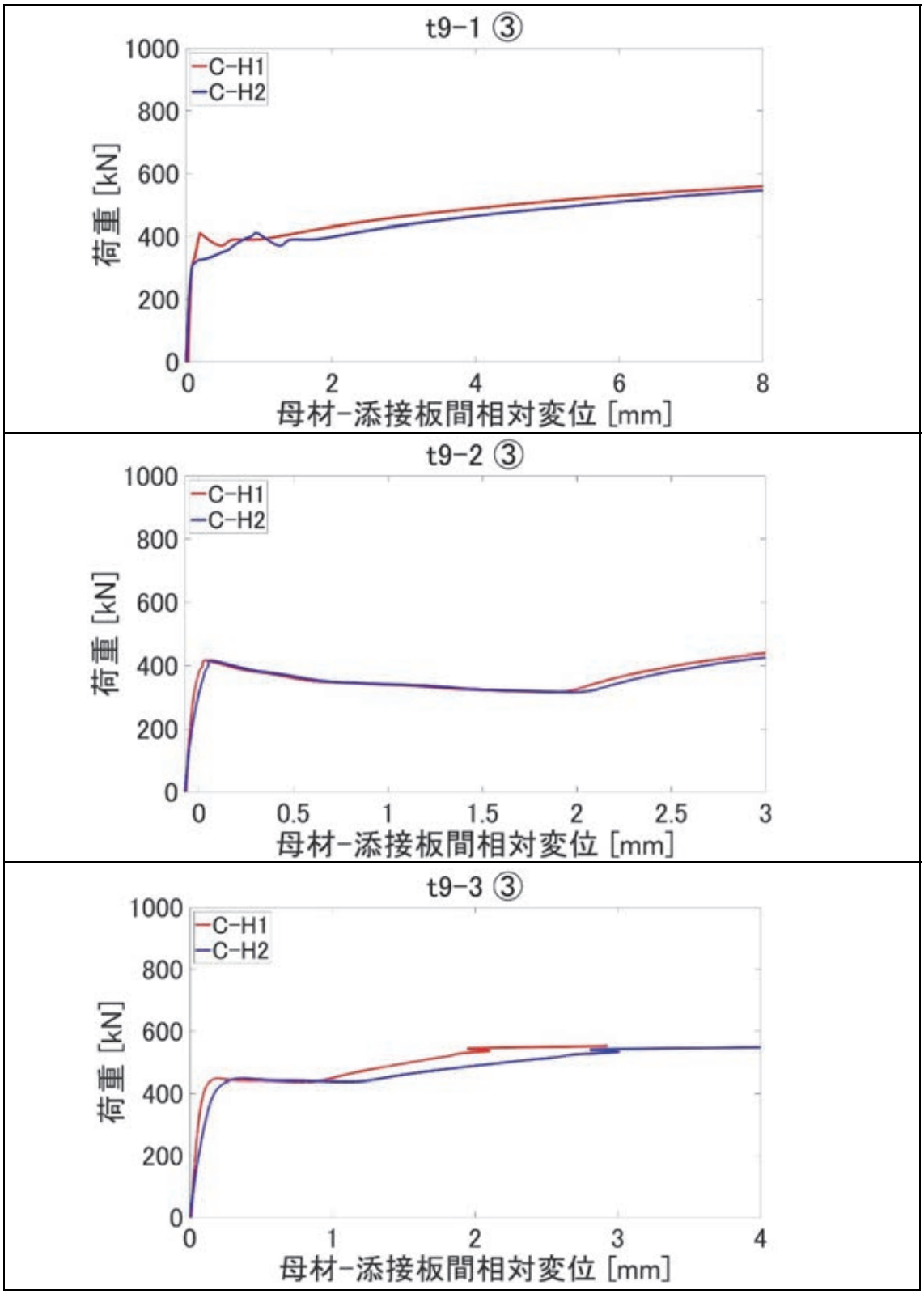
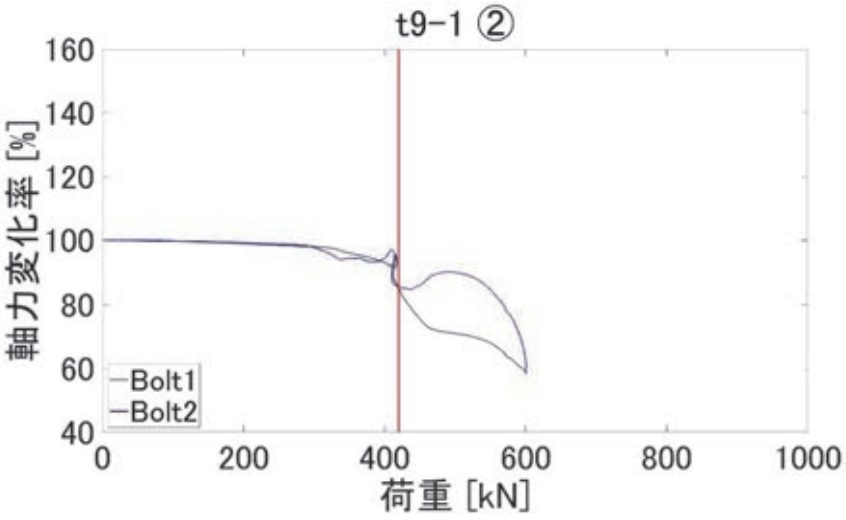
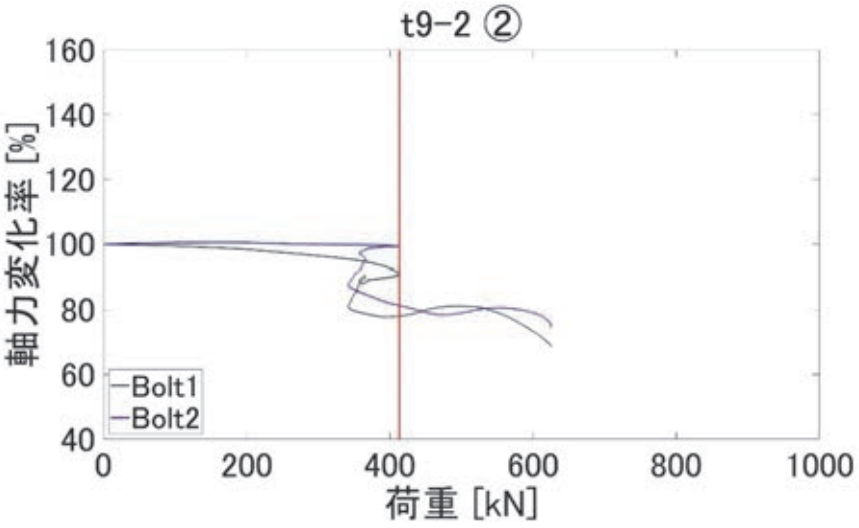


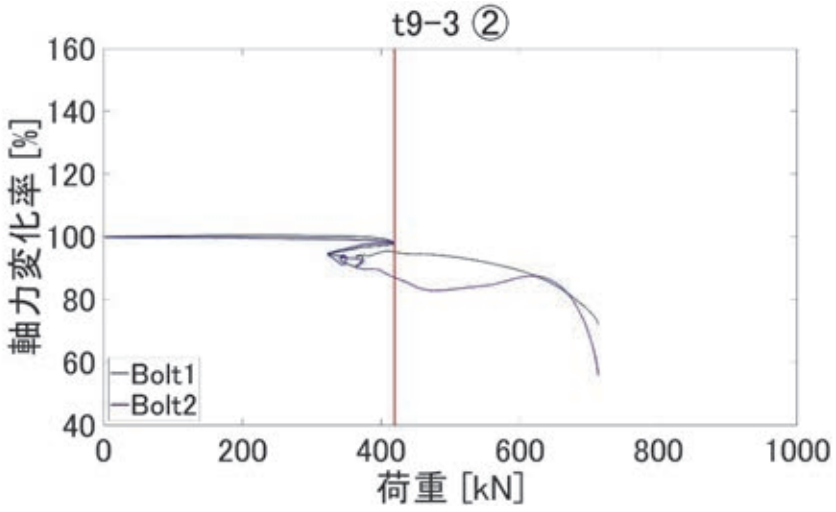
図 6-5-6　荷重－母材添接板間相対変位関係（母材板厚 9 ㎜）



(a) t9-1②供試体（母材、添接板とも SM400）



(b) 供試体 t9-2②（母材 SM490YA、添接板 SS400）



(c)供試体 t9-3②（母材、添接板とも SM490YA）

図 6-5-7　軸力変化率－荷重関係（母材板厚 9 ㎜）

５）鋼材の組み合わせを考慮した実験ケース（母材厚さ 22 ㎜）の結果

図 6-5-8 に母材板厚を 22 ㎜とした供試体の荷重―載荷点変位関係を示す。凡例は**図 6-5-4** と同様である。また、**図 6-5-9** に供試体の実験終了時の変形状況を示す。

母材厚さが 22 ㎜となる供試体シリーズ（t22-1、t22-2、t22-3）は、すべり先行型であり、いずれも同様の荷重ですべりが生じている。すべり荷重でばらつきがみられるのは、導入した軸力のばらつきに伴うものであると考えられる。すべり発生後、一旦荷重が低下し、その後支圧状態となり再び荷重が上昇するという挙動は全ての供試体で確認された。最大荷重は、試験機の載荷限度でピークを得られていないものの、母材、添接板がともに SM490YA で構成された t22-3 供試体、t22-2 供試体、t22-1 供試体の順に大きくなっていると考えられ、支圧が生じている箇所の材料の強度が影響していると考えられる。**図 6-5-10** に載荷中の軸力の変化を示す。ポアソン効果とみられる若干の軸力上昇が見受けられるが、軸力はほぼ変わらず、すべりに至っていることがわかる。また、**図 6-5-9** の変形状況から母材厚さ 9 ㎜の際に見られたような母材のはらみだしが生じていないことが確認でき、これはすべり先行型であるためと考えられる。さらに、母材および添接板に使用されている鋼材の組み合わせについては、最大荷重には影響があるものの、すべり荷重には影響がほぼないものと考えられる。すなわち、母材と異なる強度の添接板を使用しても、すべりを終局と考えるような場合には、同種鋼材で構成した場合とほぼ変わらない耐荷性能となるとも推察できる。

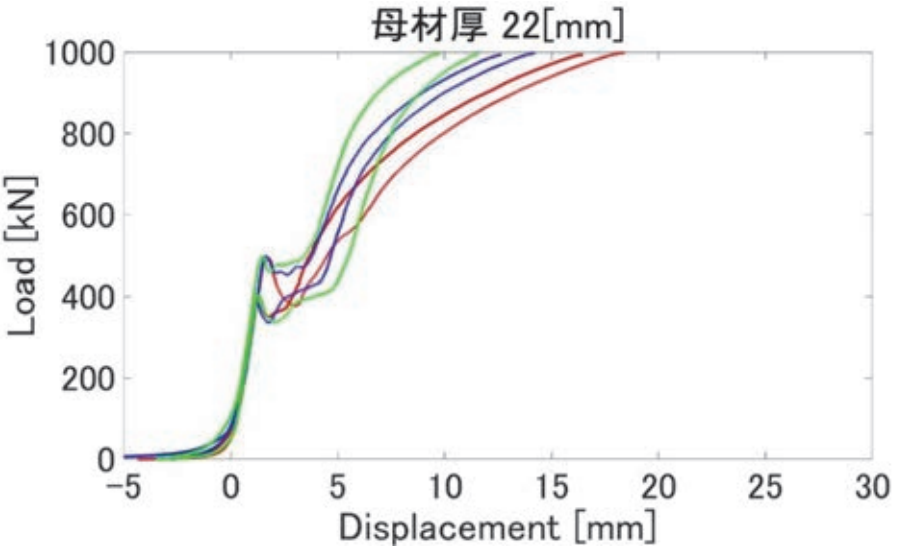


図 6-5-8　母材厚 22 ㎜の場合の荷重―載荷点変位関係

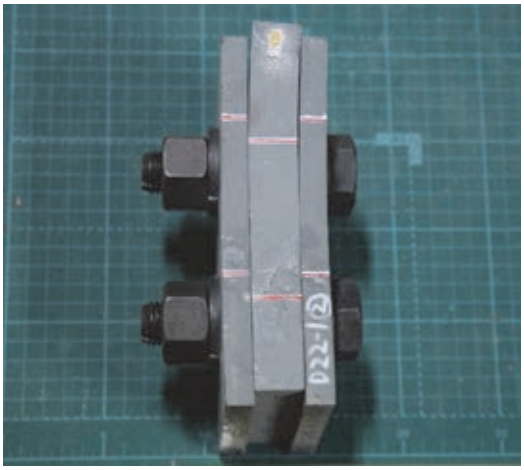
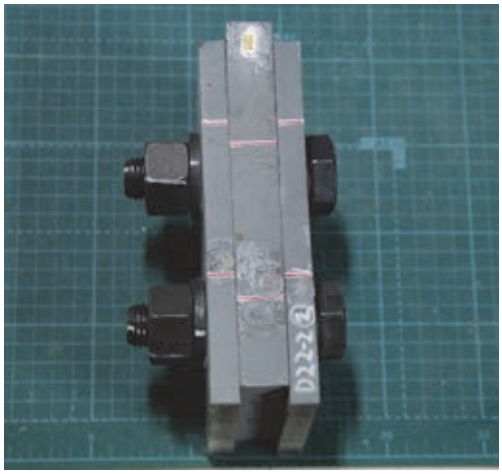
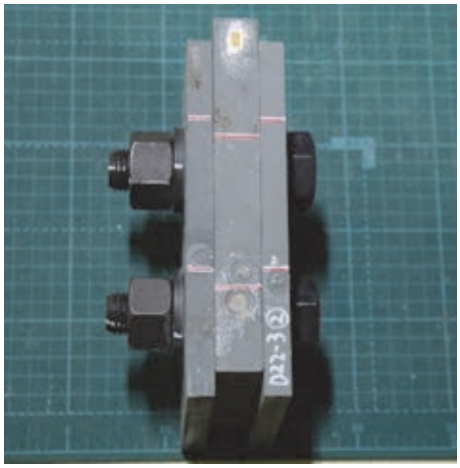
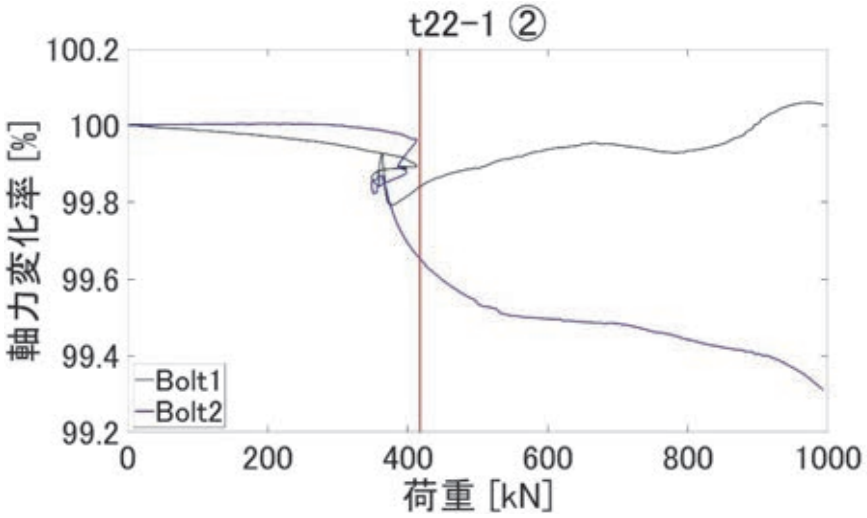
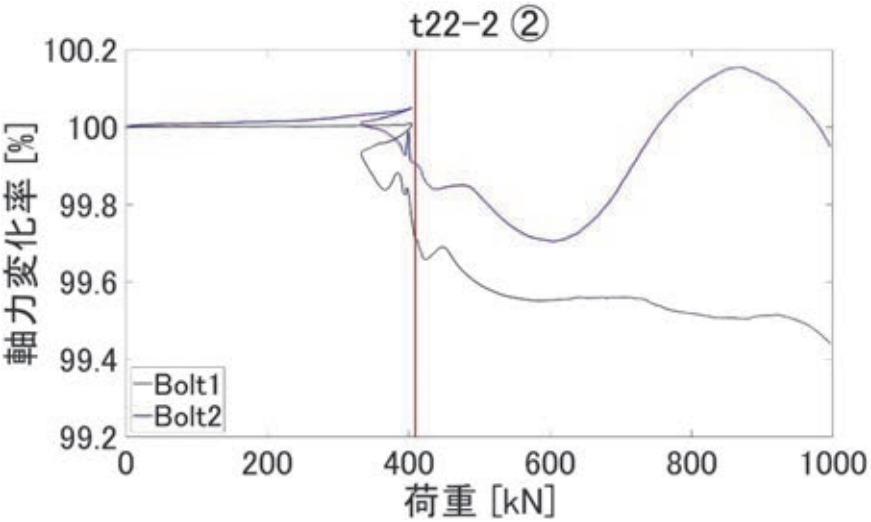
D22-1②	 D22-1②
t22-1 添接板ボルト頭側	t22-1 側面
D22-2②	 D22-2②
t22-2 添接板ボルト頭側	t22-2 側面
D22-3②	 D22-3②
t22-3 添接板ボルト頭側	t22-3 側面

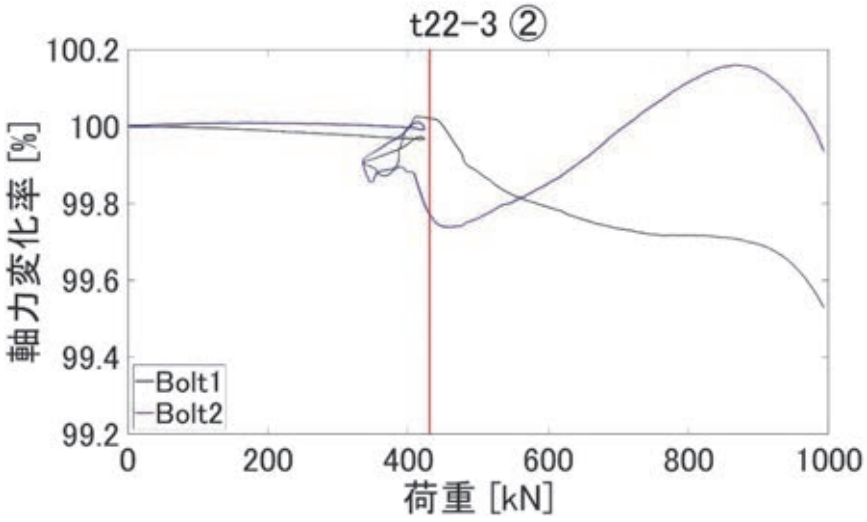
図 6-5-9　載荷終了後の供試体(母材板厚 22 mm)



(a) 供試体 t22-1②（母材、添接板とも SM400）



(b) 供試体 t22-2②（母材 SM490YA、添接板 SS400）



(c) 供試体 t22-3②（母材、添接板とも SM490YB）

図 6-5-10　軸力変化率－荷重関係（母材板厚 22 ㎜）

６）母材厚さの違いを比較するための実験ケース（母材厚さ 19 ㎜）の結果

本検討では、母材の板厚が 19 ㎜の実験ケース(t19)も含めており、母材厚さの影響を比較検討することとした。母材、添接板ともに SS400 を用いている。T19 供試体は、β が 0.83 であり、すべり先行型を想定したものとなっている。**図 6-5-11** に母材板厚を 19 ㎜とした供試体の荷重―載荷点変位関係を、母材板厚が 9 ㎜、22 ㎜の場合と合わせて示す。いずれも材料は SS400 で構成されているケースで比較をしたものである。また、**図 6-5-9** に供試体の実験終了時の変形状況を示す。

図 6-5-11 に青線で示された 19 ㎜のケースは、22 ㎜の場合と同様、すべりが先行し、支圧状態への移行後荷重上昇に再び転ずるという挙動となっている。22 ㎜の場合とすべり荷重に違いがあるのは導入軸力の違いが影響しているものと考えられ、挙動としては同様であると考えられる。同図中の母材板厚 9 ㎜のケースは降伏先行型であり、異なる挙動となっている。また実験終了時の変形の様子（**図 6-5-11**）から、母材の塑性変形による側方向へのはらみだしのように見られるものが、これは主に母材と添接板の横方向のずれによるものであり、すべりによる載荷軸方向の変位が卓越した挙動であったと考えられる。また、**図 6-5-12** に示すように、載荷中のボルト軸力の変化は、上段ボルト（Bolt2）でボルト軸力上昇の傾向が見られ、前節の板厚 28 ㎜の場合と近い傾向もみられるが、下段ボルト（Bolt1）では若干減少傾向になるなど、全体としては大きな変化は生じていないと考えられる。

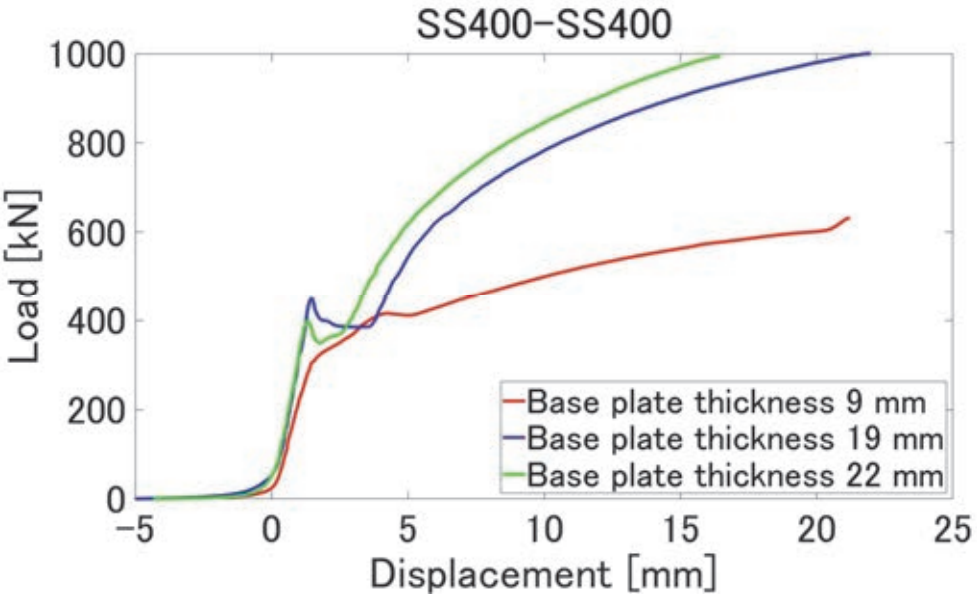
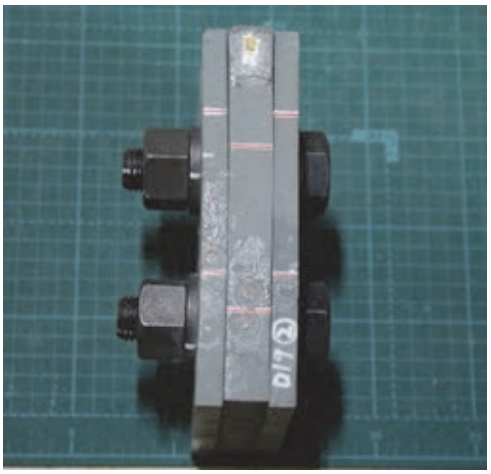


図 6-5-11　荷重－載荷点変位関係（SS400-SS400）

t19 添接板ボルト頭側



t19 側面

図 6-5-12　載荷終了後の供試体(母材板厚 19 ㎜)

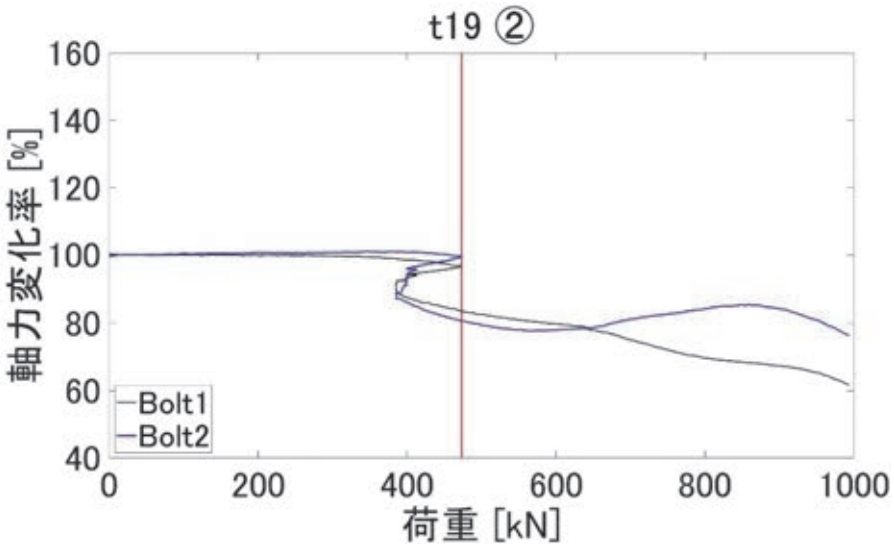


図 6-5-13　軸力変化率－荷重関係（供試体 t19②）

以上より、実験から得られた知見としては、以下のようにまとめられる。

1) 降伏先行型を想定した母材板厚 9 ㎜の場合、材料強度が小さい鋼板で構成する（β が大きい）と母材断面降伏による変形が著しく、特に側方にはらみ出るような変形を呈する。この際、ポアソン効果によるボルト軸力の変化は殆ど見られず側方への変形が卓越する。一方、材料強度を変えた場合 β が低減され、母材が断面降伏するものの、母材添接板間相対変位は主にすべりにより生じる。このような挙動では、添接板が母材より強度の低い、いわゆるハイブリッド継手においても同様の挙動が生じると考えられる。
2) すべり先行型を想定した母材板厚 22 ㎜の場合、いずれも同様の荷重ですべりが発生し、母材、添接板の鋼材構成の影響はあまり見られない。鋼材構成の違いは、すべり発生後支圧状態となったあとに見られる。母材板厚が 22 ㎜の場合は、圧縮に伴うポアソン効果によるボルト軸力のわずかな上昇が確認され、前節で確認された傾向がわずかながら見られた。圧縮に伴うポアソン効果は、降伏先行型で母材の板厚がより大きい場合に見られる傾向があると考えることができる。

3) 母材板厚 19 ㎜の場合を加え、母材板厚の影響について比較検討を行った結果、すべり先行型であるか降伏先行型であるかで母材添接板間相対変位の生じる要因が異なるものの、すべり先行型であれば同様の荷重ですべりが生じること、板厚の影響があまり見られないことが確認された。

なお、降伏先行型の場合は、母材降伏後母材の側方へのはらみだしが生じているが、これは、ボルト配列で複数の行がある場合は、はらみだしが拘束される場合も想定され、耐荷挙動に違いが生じる可能性も考えられ、今後、実験あるいは解析による検討が必要であることも示唆される。

以下、参考まで、実験後解体し、供試体の母材の表面、添接板の摩擦面の状況について確認を行った結果を図 6-5-14 から図 6-5-16 に示す。

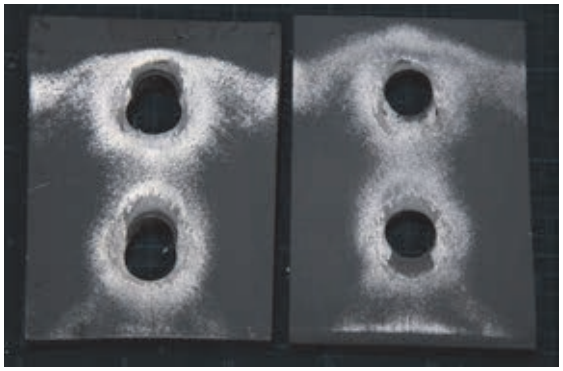
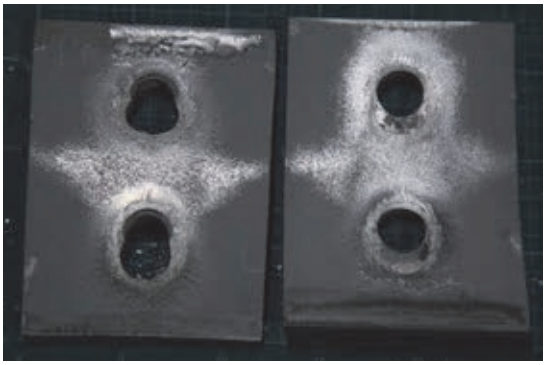
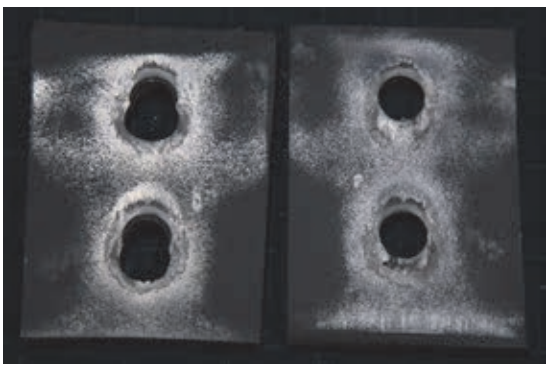
供試体名	母材表面	添接板摩擦面
t9-1		
t9-2		
t9-3		

図 6-5-14　解体後の状況（母材厚 9 ㎜）

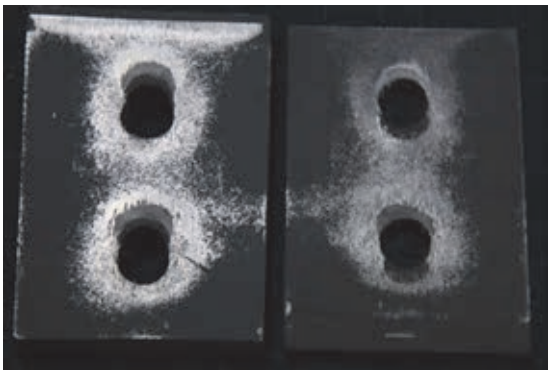
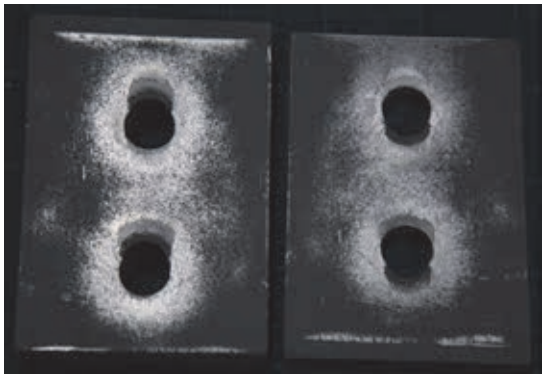
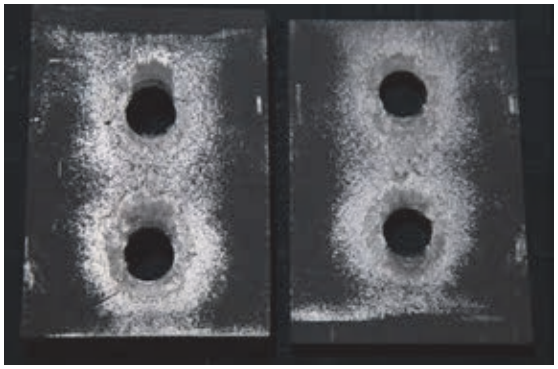
供試体名	母材表面	添接板摩擦面
t22-1		
t22-2		
t22-3		

図 6-5-15　解体後の状況（母材厚 22 ㎜）

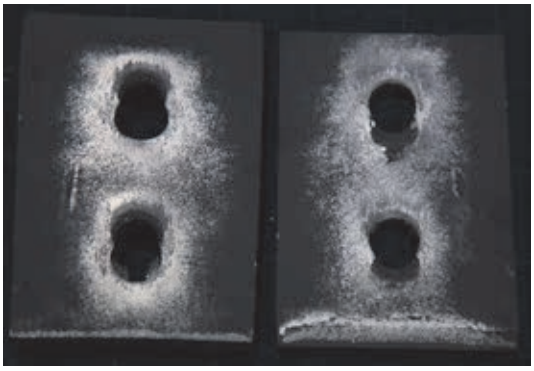
供試体名	母材表面	添接板摩擦面
t19		

図 6-5-16　解体後の状況（母材厚 19 ㎜）

6-5-2. 荷重伝達機構に関する FEM 解析

ここでは、6-5-1 において実験により得られた知見のうち、特に、すべり先行型では、母材と添接板で材料強度が異なる場合でもすべりまでの挙動が同様であったことについて考察するため、解析的な面から検討を行うこととした。既に 6-4-1 において、解析的な検討の方法について示しているが、改めてモデルを構築したことから、解析モデルおよび用いた材料特性等について述べたうえで、解析結果を示す。ここでは、すべり先行型におけるすべり発生までの荷重伝達機構という観点から検討するため、応力分布に注目し結果を示す。また、t9-1 供試体（母材、添接板とも SS400）の場合には、ほかの供試体と異なり、すべり発生より降伏による変形が先行したことから、すべり発生までの応力状態について解析結果を示し、考察することとする。

1）解析方法

6-4-1 において既に解析モデルおよび解析方法等については示しているが、ここでは、鋼材構成の違いの影響をみるため、材料特性などについて示す。改めて構築した FEM モデルは**図 6-5-17** のようである。母材と添接板の接触面は接触条件となっている。解析に用いた材料特性として、**図 6-5-18** に、SS400、SM490YA の真応力－真ひずみ関係を示す。**図 6-5-1** に示す、使用鋼材の公称応力―公称ひずみ関係を得た引張試験結果から得られたものである。

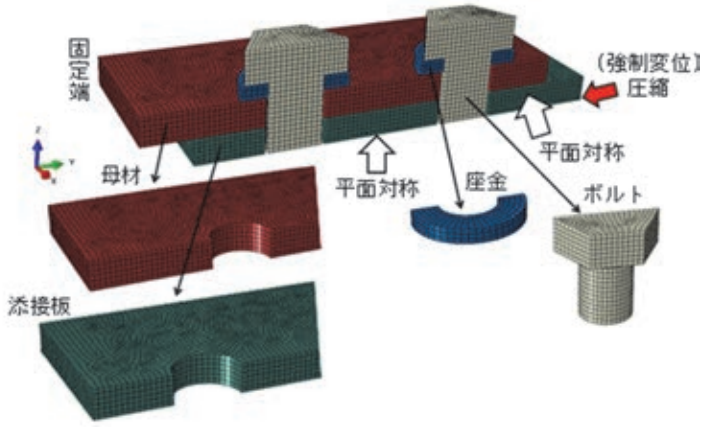


図 6-5-17　FEM モデルの構成とメッシュ分割の例

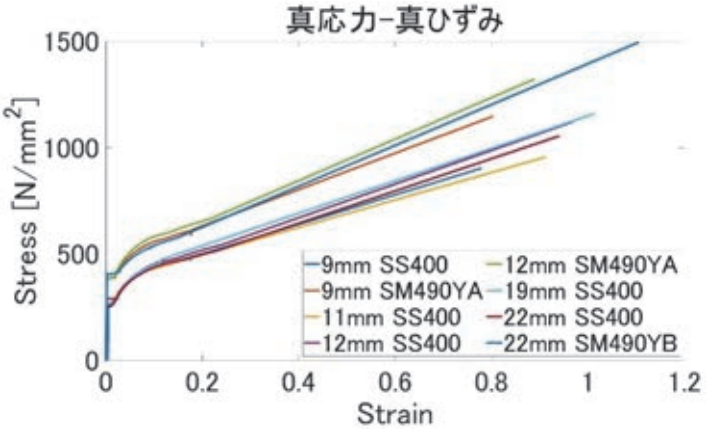


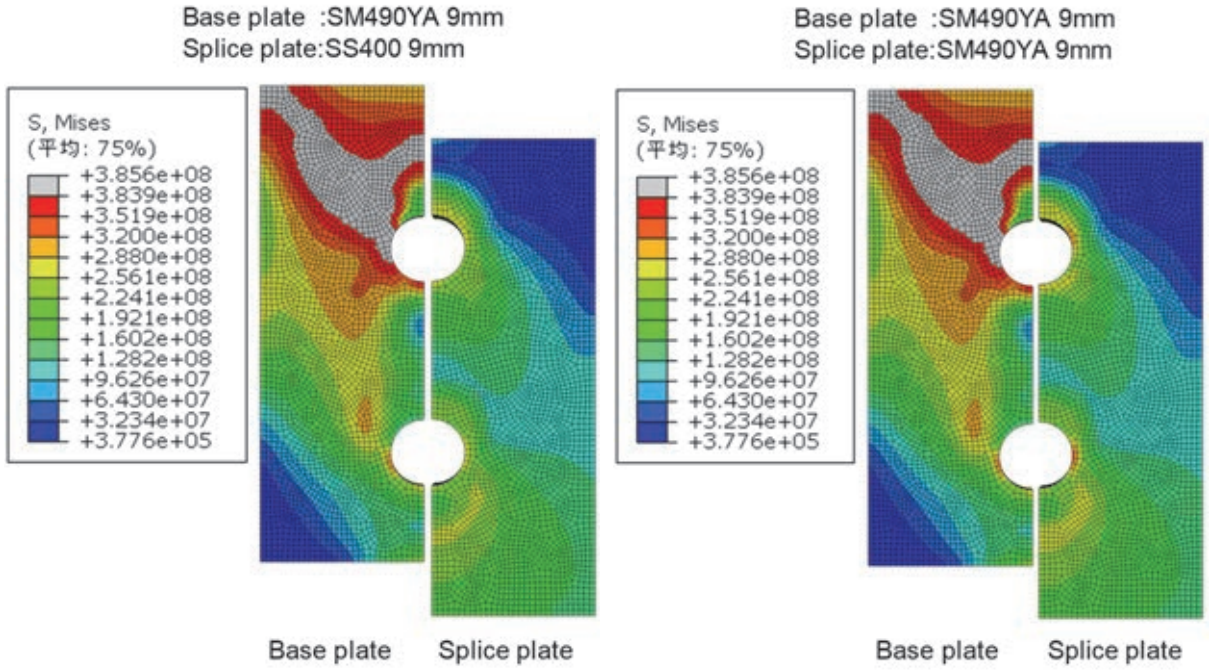
図 6-5-18　鋼材の真応力―真ひずみ関係

２）解析ケースおよび解析結果得られた応力分布

表 6-5-5 に示す実験ケースのうち、ここでは鋼材の組み合わせについて比較するため、母材が SM490 で降伏先行型である t9-2、t9-3、およびすべり先行型である t22-2、t22-3 について、すべり発生直前における応力分布について示すこととする。また、母材も添接板も板厚 9 ㎜で SS400 の場合には、すべりが生じる前に母材の降伏が支配的であったため、その状況についても加えて考察する。

・母材板厚 9 ㎜のケース（t9-2、t9-3）の比較

降伏先行型である母材板厚 9 ㎜のケースについて、すべり直前の応力分布を**図 6-5-19** に示す。実験においては、母材上部の載荷点付近で母材降伏が生じた後、すべり荷重まで荷重が上昇し、すべりが生じるという挙動であった。解析はすべり直前まで実施できることから、すべり直前での応力分布の違いについて示す。母材板厚 9 ㎜のケースでは、添接板 2 枚もそれぞれ 9 ㎜の板厚であることから、母材が断面で最も応力が高くなると考えられる。**図 6-5-19** より、すべり直前の時点で、母材上部で降伏（灰色部分は、降伏応力 3.839 $\times 10^8 N/m^2$ 以上の領域を表す）領域が広がっていることが確認できる。また、同図より、すべり直前において、添接板が SM490YA（t9-2 供試体）、SS400（t9-3 供試体）と異なるものの、応力分布が同様であることから、実験においても同様な挙動となったものと考えられる。



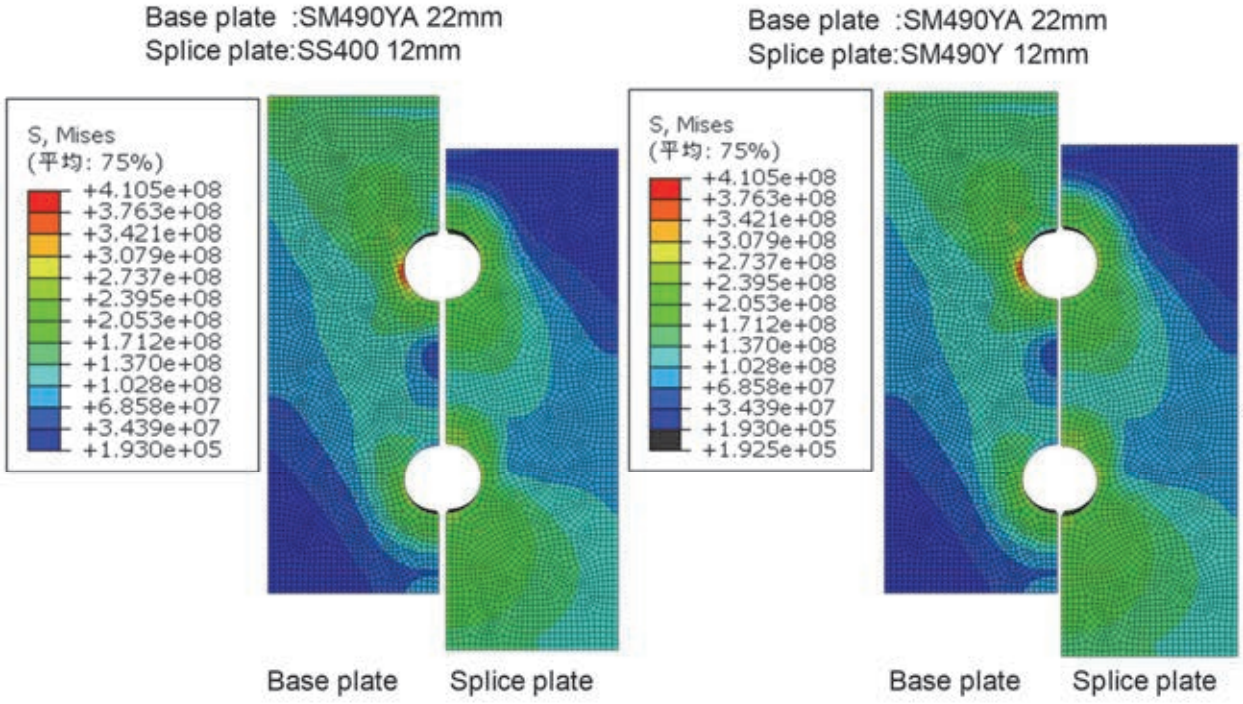
(a)　t9-2（母材：SM490YA、添接板：SS400）　(b)　t9-3（母材：SM490YA、添接板：SM490YA）

図 6-5-19　すべり直前の母材および添接板における応力分布

・母材板厚 22 ㎜のケース（t22-2、t22-3）の比較

すべり先行型である母材板厚 22 ㎜のケースについて、すべり直前の応力分布を**図 6-5-20** に示す。実験においては、すべり荷重が先行して生じており、添接板の鋼材強度が異なるケースでも同様な挙動となっていた。母材板厚 22 ㎜のケースでは、添接板板厚は 12 ㎜である。解析結果は**図 6-5-20** より、母材上部で降伏（降伏応力 $4.105 \times 10^8 N/m^2$ 以上）に至っていないことから、すべり先行であることが確認できる。また、添接板が SM490YA（t22-2 供試体）、SS400（t22-3 供試体）と異なるものの、すべり直前の応力分布が同様であ

ることが確認され、このため、実験においても同様な挙動となったものと考えられる。



(a)　t22-2（母材：SM490YA、添接板：SS400）　(b)　t22-3（母材：SM490YA、添接板：SM490YA）

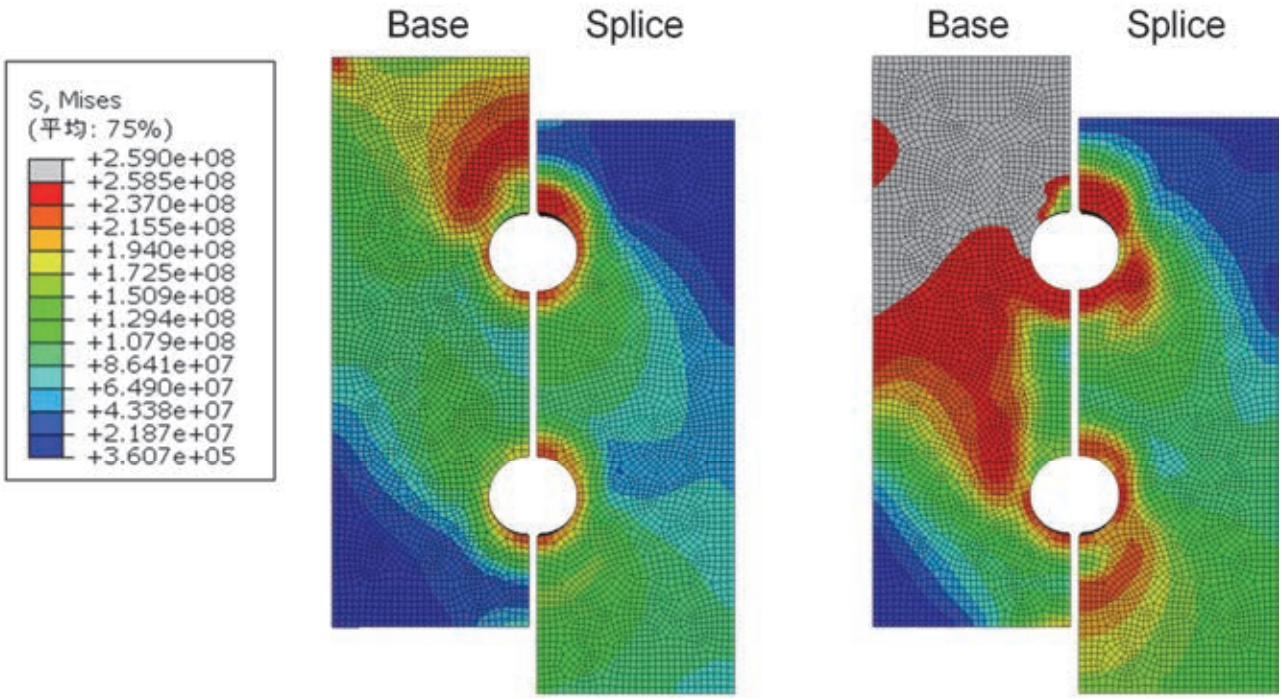
図 6-5-20　すべり直前の母材および添接板における応力分布

・母材降伏が卓越した母材板厚 9 ㎜のケース（t9-1）

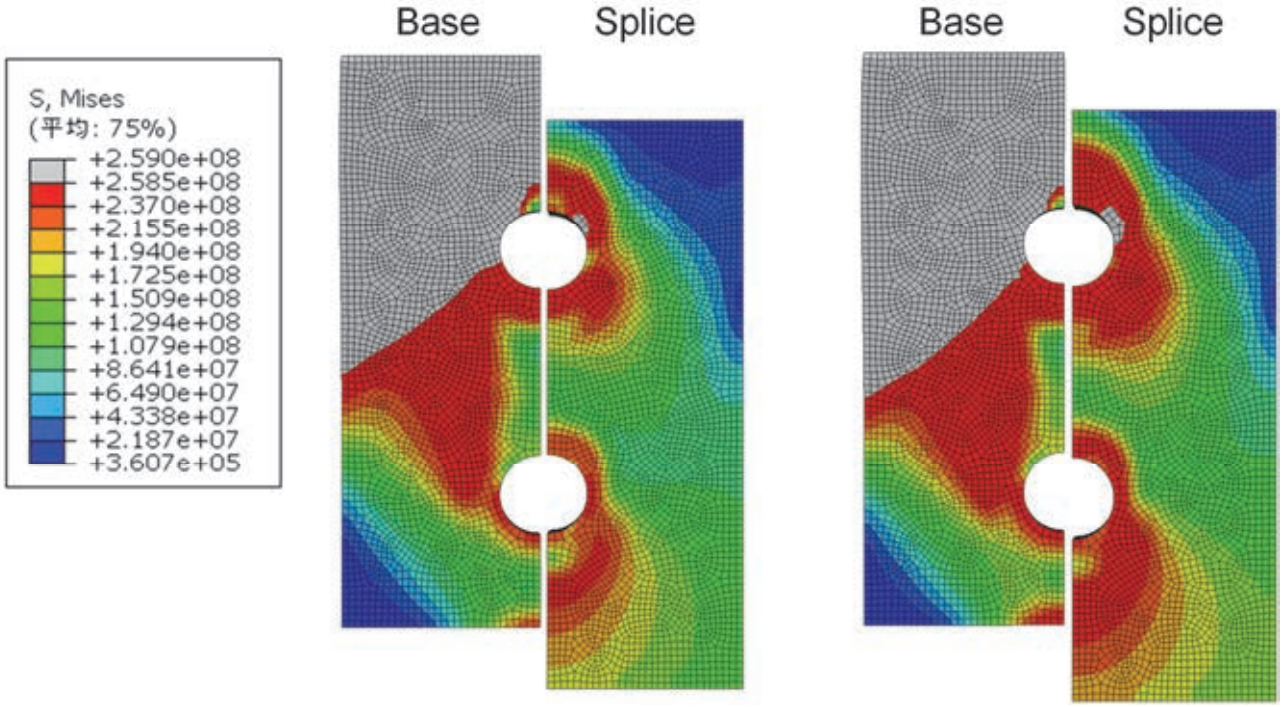
母材降伏が先行することを想定した実験ケースのうち、母材および添接板がともに板厚 9 ㎜、SS400 である t9-1 供試体においては、すべり発生に至る前に載荷軸方向の変位が著しく、塑性変形の影響が大きいことが確認された。**図 6-5-21** に、t9-1 供試体における母材降伏発生時からすべり発生直前までの応力分布の変化を示す。母材が降伏する荷重時点より、母材上部で降伏領域（灰色の部分）が広がっていく様子が確認できる。降伏領域（灰色の部分）は、実験において母材が側方にはらみだす変形をしていた上部領域に広がっている。最終的にすべりが生じるが、この時点に至るまで、母材の塑性変形の影響が大きいことが確認できる。

３）解析結果のまとめ

ここでは、実験において、母材および添接板に用いられる鋼材の強度が異なる場合について、応力分布の観点から考察し、降伏先行型、すべり先行型におけるすべりまでの挙動の違いについて示した。降伏先行型では、降伏応力を超える応力を呈する領域が生じていること、すべり先行型においてはすべりまでには降伏応力を超える応力が生じていないことを確認した。また、添接板の材料が異なる場合も、すべり直前での応力分布が同様であったことから、実験において同様の結果があったことについて考察された。さらに、塑性変形が支配的となっていた t9-1（母材、添接板とも SS400）のケースについて、母材上部の降伏領域の広がりが、すべり前に顕著となっていることを確認した。



(a) 母材の降伏荷重時点（212kN）　　(b)荷重 326kN 時点



(c) 荷重 367kN 時点　　(d) すべり発生直前（409kN）

図 6-5-21　t9-1 供試体（母材、添接板とも板厚 9 mm、SS400）

6-6. まとめ

本章では、腐食損傷を有する鋼構造物の補修・補強対策として高力ボルト継手に着目し、適用領域として、橋梁端部領域など圧縮を受ける領域への適用も想定されることから、圧縮を受ける場合の高力ボルト継手に関する実験および解析により、基礎的な検討を行った。

本章では、母材の板厚が比較的大きいケースを対象にすべり先行型の条件で実験方法などの検討も含めたパイロット検討を実施したうえで、母材の板厚や強度、添接板との強度の違いなどを考慮したパラメトリックな検討を実施した。

パイロット検討においては、供試体の形状や配列について解析的な検討を行ったほか、これまであまり実施されていない圧縮を受けるボルトの実験方法等について、アクリル板を用いた安全な実験観察など新しい工夫も施しながら検討を行った。ここでは母材板厚 28 ㎜、すべり先行型のケースを対象として、圧縮を受ける場合のポアソン効果などについて言及した。

パラメトリックな検討においては、ウェブに対する当て板補強を想定して、より板厚の小さい場合や実部材の鋼材強度と異なる強度を有する添接板を用いた場合の影響等について考察した。より板厚の小さく降伏が先行するケース、すべりが先行するケースについて検討した結果、著しくβの大きい条件となった板厚 9 ㎜ケースですべり発生前に母材の塑性変形の影響が顕著となり、ポアソン効果も明確に示されない可能性があること、板厚が大きくなるにつれてポアソン効果によるボルト軸力が変化するケースがあることなどが確認された。また降伏先行型においても、βがより小さい場合には母材の塑性変形が顕著でなく、降伏後のすべり発生が母材添接板間相対変位の支配的要因となること、添接板の材料が母材の材料強度より低い場合も同様な挙動となる可能性があることを実験、解析により確認した。さらに、すべり先行型の場合は母材、添接板の材料に依らず同様の挙動を示しており、母材と異なる強度の材料を添接板に用いた場合でもすべりまでの補強効果には大きな差がない可能性があることを確認した。

以上のように、本検討では実験および解析により、圧縮を受ける場合の高力ボルト継手の耐荷性能にどのようなパラメータが影響を及ぼしているのかを明らかにし、鋼材の組み合わせ等、補修・補強の際に適用可能な選択肢の検討に資する結果を示したと考えられる。

しかしながら、本検討の検討対象は 1 行 2 列の配列であったため、複数の行を持った場合に降伏が先行する場合などの挙動の解明については、別途実験あるいは解析により検討する必要があると考えられる。

6-7. WG1 内の意見（参考）

当て板補強サブ WG より、以下の意見があったので参考意見として紹介する。

（意見 1）

・すべり先行型の設計の採用をした方がよいと思った。

（意見 2）

・すべり先行型と降伏先行型の違いは興味深い。母材を塑性変形させないようにするためには、圧縮部は、塑性変形が生じないようにβ値が 1.0 以上になるように設計する必要がある。ある程度の板厚を有する添接板もしくは材種を用いることで、すべり先行型にさせないような設計思想が必要かと思われる。ただ、設計者の視点としては、すべり/降伏耐力比の 1.0 が、どの構造諸元（鋼材の組み合わせ）になるかが興味をもつところである。昭和 32 年の標準設計では、母材のウェブに SS400 材（9㎜、10㎜）が用いられており、得られた実験・解析データから鋼種と板厚をどのように設定するかを決めるには非常に悩むところである。

【参考文献】

1) 久保 全弘：圧縮力を受ける高力ボルト摩擦接合継手のすべり挙動と耐力，鋼構造論文集, 第 21 巻，第 84 号，pp.47-56, 2014.

2) 木村 元哉，中山 太士，松井 繁之：腐食桁におけるリベットの継手強度と高力ボルト置換に関する基礎的研究，構造工学論文集, Vol.55A, pp.880-888, 2009.

3) Frank，K. H.，Yura，J. A. and Fouad，F. H. : Bolted shear connections with painted surfaces，Engineering Journal，AISC，Vol.21，No.3，pp.171-184，1984.

4) 山口 隆司，北田 俊行，池田 敬之，吉岡 夏樹：圧縮力を受ける F18T 級超高力ボルト摩擦接合継手の力学的挙動に関する解析的研究，構造工学論文集, Vol.55A, pp.1005-1013, 2009.

5) 戸田 圭彦，山口 隆司，岑山 友紀，直江 康司：高力ボルト摩擦接合継手の孔変形に基づいた支圧耐力に関する実験的研究，土木学会論文集 A1, Vol.70, No.3, pp.333-345, 2014.

6) 舟山 耕平，高井 俊和，三ツ木 幸子：ボルト破断が生じる高力ボルト継手の終局挙動に関する実験的研究，石川工業高等専門学校紀要，第 48 号，2016.

7) 松並 貴志，三ツ木 幸子，西川 真未，山口 隆司：軸力を入れない高力ボルト継手の終局挙動に関する基礎的研究，鋼構造年次論文報告集，第 20 巻，pp.357-364，2012.

8) 佐藤 篤司，吹田 啓一郎，多田 祐一：支圧を考慮した高力ボルト接合部の最大耐力評価，日本建築学会構造系論文集，第 76 巻，第 662 号，pp.845-853, 2011.

9) 高井 俊和，山口 隆司，三ツ木 幸子，西川 真美：高力ボルト継手の終局挙動における穴変形に着目した 2，3 の考察，構造工学論文集, Vol.60A, pp.694-702, 2014.

10) 舟山 耕平，高井 俊和，三ツ木 幸子，山口 隆司：片側 2 本ボルトの高力ボルト継手の終局挙動，鋼構造論文集，第 23 巻，第 89 号，2016.

11) 彭 雪，山口 隆司，高井 俊和，村越 潤，澤田 守：厚板多列高力ボルト摩擦接合継手の構造諸元がすべり挙動に与える影響に関する解析的研究，土木学会論文集 A1，Vol.69，No.3，pp.452-466，2013.

12) 土木学会鋼構造委員会：高力ボルト摩擦接合継手の設計・施工・維持管理指針（案），鋼構造シリーズ 15，丸善，2006

7. 高力ボルト継手の当て板補修以外の工法の検討

補修において、当て板補修が主流となっている。しかしながら、ＦＲＰ接着による構造物の補修・補強指針（案）[1](以下、指針(案))や炭素繊維シートによる鋼構造物の補修・補強工法設計・施工マニュアル[2](以下、マニュアル)に示すように、鋼材による当て板補修以外の方法も指針として整理されてきている。ここでは、当て板補修以外の対策として、考えられる材料を模索するとともに、近年の橋梁分野において、確立されつつある炭素繊維強化プラスチック（以下、CFRP）を用いた補修工法についてまとめることとする。CFRP については、指針（案）やマニュアルにも記載されている基本的な性能から CFRP の補修事例や**第 4 章**の当て板補修工法との比較を記載する。また、指針（案）やマニュアルに記載されていない部材への適用検討や補修事例についても述べることとする。

7-1. 当て板補修以外の腐食対策の材料の調査

7-1-1. 材料の特性調査

当て板補修以外の腐食対策に利用された材料の調査を行った。調査方法は文献およびインターネットより調査した。その結果、新しい材料に用いられた腐食対策は見受けられなかった。

一方、新設橋梁に対して、材料の特性を把握するための調査は進められている。景観デザイン研究会では、「100 年後の橋梁デザイン」[3] の中で、材料の特性を比較し、新設橋梁に対して適用可能である材料の調査をしている。その文献の中で整理された鋼やコンクリートの従来材料と各種新素材の特性比較を**表 7-1-1** に示す。

表 7-1-1 材料の特性[3]

材料名	力学特性				素材特性(5 段階相対評価)		
	比重	引張強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)	線膨張係数 (/℃)	コスト	製作性 造形性	耐候性 耐久性
鉄(SS400)	7.90	400	206	12	5	4	2
ステンレス	7.80	580	197	16.5	2	3	3
アルミニウム	2.70	345	72	23	2	3	3
チタン合金	4.40	980	106	9	1	3	4
FRP(CFRP)	1.60	1073	87	7	2	4	5
繊維(アラミド)	1.39	3500	74	6	3	4	5

出典：100 年後の橋梁デザイン、 景観デザイン研究会、 2005 年

（黄色）は特徴ある評価を示す。

上記の表の鋼部材の中で、鉄（鋼）が最も多く使用されており、補強部材としても製作性・コスト面で優位である。鋼部材は、腐食部への当て板工法や部材交換などに用いられることが主で、補修・補強規模としては大がかりとなることがほとんどである。一方で FRP と繊維（アラミド）は、コスト面は劣るものの、力学特性・素材特性ともにバランスのとれた材料であることが読み取れる。

7-1-2　FRP の調査

当て板補修以外の腐食対策として、FRP 材を用いた補修方法が着目されている。FRP 材はプラスチックに繊維を混入し強度を向上させた複合材料であり、土木分野に限らず、様々な分野で用いられている。主な原材料を以下に示す。

1. 強化繊維
    ・・・ガラス繊維、カーボン繊維、アラミド繊維、ポリエチレン繊維、ザイロン繊維、ボロン繊維等
2. 樹脂
    ・・・不飽和ポリエステル樹脂、ビニルエステル樹脂、熱可塑性樹脂、エポキシ樹脂、フェノール樹脂等
3. 添加剤
    ・・・硬化剤、高価促進剤、顔料(着色)、充填剤

上記の通り FRP は母材となる樹脂（マトリックス）と、強化を目的として混合される繊維からなる。繊維の混合方法は大きく分けて以下の二種類の方法が有る。

1. 細かく切断した繊維を均一に混合する方法
2. 連続繊維に方向性を持たせたまま樹脂に浸潤させる方法

前者は、ガラス繊維強化プラスチック（GFRP）が一般的となっており、後者は炭素繊維強化プラスチックで用いられる。連続繊維を用いる場合、繊維に対して平行方向と直角方向では物性が異なることから、製品で要求される性能を得るためには、繊維層の並べ方、重ね方、異方性を解消する必要がある。また、複数の繊維層を重ね合わせる場合には繊維層同士の接着強度の検討が必要となる。

FRP では、強化される側を母材（マトリックス）と呼び、マトリックスには合成樹脂が用いられる。マトリックスは FRP に求められる特性に合わせて選択される。合成樹脂は、熱硬化性樹脂と熱可塑性樹脂に大別され、補強材である繊維との組み合わせ次第で多種多様のものが考えられる。マトリックス(樹脂)の種類と特徴を**表 7-1-2** に示す。（https://minsaku.com/category01/post210/より抜粋）

表 7-1-2　マトリックス樹脂の種類と特徴

マトリックス樹脂		特徴	用途
熱硬化性樹脂	フェノール、エポキシ メラミン、ユリア 不飽和ポリエステル アルキド、ポリウレタン　　等	衝撃後圧縮強度や靭性、成型に時間を要することから生産性に劣る一方、硬度、絶縁性、耐電圧、耐熱性、溶剤耐性を有する。	車両、建材、船舶 航空機、風力発電、産業用ロボット
熱可塑性樹脂	ポリエチレン、ポリプロピレン ポリアミド、ポリアセタール ポリフェニレスルファイド ポリテトラフロロエチレ (テフロン)　　等	靭性に優れ、リサイクルも比較的容易である。	自動車部品、航空機 各種筐体、摺動材

熱可塑性樹脂は、鎖状分子構造であり主鎖となる高分子(ポリマー)によって、以下の三種類に分類される。

・汎用プラスチック：主鎖が炭素 C だけのポリマー

・・・ポリエチレン、ポリプロピレン等

・エンジニアリング・プラスチック：主鎖が炭素 C 以外の元素を含むポリマー

・・・ポリアミド、ポリアセタール等

・スーパーエンジニアリングプラスチック：主鎖にベンゼン環を含むポリマー

・・・ポリフェニレスルファイド、ポリテトラフロロエチレ（テフロン）等

近年、橋梁分野においても FRP 材を用いた補修・補強事例が報告されている。

・FRP のメリット

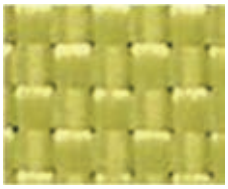
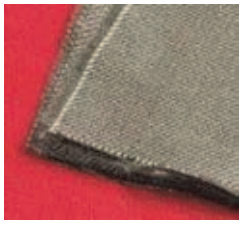
比強度が大きく、軽量化が可能であることから、施工性の容易化が期待できる。また、シートを接着する工法により、局部的な補強が期待できる。

・FRP のデメリット

FRP 素材の変位追従の性能については、実験により補強部材としての効果が得られることが報告されているが、高応力下や座屈による大変形時において、接着層の付着切れなどによる FRP シートの剥離が課題とされている。

FRP 材の中でも、近年需要が高まりつつある CFRP(炭素繊維強化プラスチック)と従来より各分野で使用されている GFRP(ガラス繊維強化プラスチック)が主流となっている。さらには、近年では新素材である AFRP(アラミド繊維強化プラスチック)や BFRP(バサルト繊維複合材)が着目されている。FRP 材の種類と特性比較を**表 7-1-3** に示す。

表 7-1-3　各 FRP 材の特性比較

FRP 材		CFRP（炭素繊維強化プラスチック）	GFRP（ガラス繊維強化プラスチック）	AFRP（アラミド繊維強化プラスチック）	BFRP（バサルト繊維複合材）
					原材料：玄武岩 
	用途	産業機械、航空技術 医療機器	自動車、船舶 鉄道車両	建材、補強材	ロケット技術 航空技術
特性	密度（g/cm^3）	1.6	2.0	1.4	2.6～32.8
	引張強さ（N/mm^2）	1,760	1,117	1,470	2,000～3,000
	比強度（10^{4}m）	11.2	6.0	11.5	－
	引張弾性率（kN/mm^2）	125	41	78	70～100
	比弾性率（10^{5}m）	8.0	2.1	5.7	－
	熱伝導率（W/mk）	50	5.8	－	－
	線膨張率（10^{-5}/℃）	-0.07	0.8	－	－
メリット	メリット	比強度・比弾性率が優れおり、軽量かつ高強度な特性を有する。	FRP 材の中では、最も安価で市場性が高い。	アラミド繊維（ケブラー）による強化で耐衝撃性・強度に優れる。	耐熱性・引張強度に優れている。天然素材から作られるため、環境親和性に優れる。
	デメリット	GFRP 材に比べ、高価。	CFRP 材に比べ、機械的特性は劣る。	切れにくい特性により、成形が困難。	繊維の製造方法が未確立である。 コスト高

樹脂プラスチック材料協会（http://www.jushiplastic.com/fiber-reinforced-plastics）によると、その他に

・ZFRP（ザイロン強化プラスチック）　：ザイロン繊維を複合させて、強度性が非常に高く、難燃性を有している。ZFRP は、Zylon Fiber Reinforced Plastics の略語である。

・GMT（ガラス長繊維強化プラスチック）：車載部品に使用され、強度性が高い

・BFRP（ボロン繊維強化プラスチック）：対弾丸性に優れており、強度も良い。軍事兵器関係に度々使用されるケースがある。

・DFRP（ダイニーマ繊維強化プラスチック）：ダイニーマ繊維 (ポリエチレン繊維)の繊維強化プラスチックであり、強度性・熱伝導性が良好である。DFRP は、Dyneema Fiber Reinforced Plastics の略語である。

7-1-3 まとめ

当て板補修以外の腐食対策工法を模索するため、補修・補強用材料の調査を行った結果、以下の知見が得られた。

1. 鋼部材(鉄・鋼)は、製作性・コスト面で優位であることから、当て板工法や部材交換など多くの補修・補強実績があり、現在でも主流とされている。一方で FRP 材(繊維強化プラスチック)や繊維材料が着目されてお

り、コスト面や市場性は劣るものの、優れた力学特性・素材特性を有しており、補修・補強材料として期待されている。

2. FRP 材は、樹脂に繊維を入れ強度を向上させた複合材料であり、様々な分野で用いられている。樹脂・強化繊維・添加剤の各特性に基づき、材料特性が異なるため、用途や使用環境に合わせた様々な FRP 材が開発されている。
3. FRP 材は比強度が大きく、軽量化が可能であることから、橋梁分野において、施工の容易化を図ることが期待されている。また、鋼部材を用いた補修・補強工法に比べ、小規模かつ局部的な補修・補強が期待できる。
4. FRP 材は、炭素繊維からなる CFRP(炭素繊維強化プラスチック)とガラス繊維からなる GFRP(ガラス繊維強化プラスチック)が主流となっており、その他に、新素材として AFRP(アラミド繊維強化プラスチック)や BFRP(バサルト繊維複合材)などが着目されている。

7-2.CFRP による補修設計

7-2-1.CFRP の性能

腐食による部材の減肉や欠損している橋梁に対して、一般的には当て板補修で対策されている。一方で、当て板補修に対して実績こそ少ないものの、施工性等の条件から、炭素繊維強化プラスチック（以下、CFRP）が採用されている事例がある。そこで、炭素繊維強化プラスチック（以下、CFRP）の補修補強の実態および性能をブラシュアップする。

1）CFRP の材料（マニュアル[2)] より）

一般的に CFRP の種類として、高強度型、中弾性型、高弾性型の 3 種類に大きく分類できる。その材料特性を**表 7-2-1** に示す。高強度型は材料特性からも見て取れるように、主に高い引張耐力を要求される場合に使用され、これまでに RC 橋脚の耐震補強や RC 橋で設計荷重が変更された際の曲げ補強などに用いられてきた。一方、高弾性型は、常時荷重に対する既設鉄筋の応力度低減やたわみ低減が要求される場合に使用されている。これは弾性係数が高い方が炭素繊維シートの積層数を少なくすることが可能で、工費削減や工期短縮の面で優位となるためである。これまでに鋼橋の腐食による断面欠損補修や、疲労耐久性向上のために床版下面に貼り付けて曲げ補強などで用いられてきた。このことから鋼橋腐食部の当て板補修の代わりに使用される場合、高弾性型が一般的に使用されることとなる。

表 7-2-1　炭素繊維シートの材料特性について（マニュアル[2)] より）

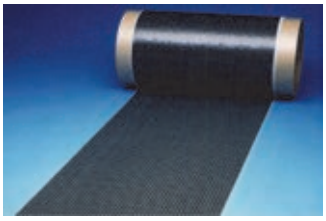
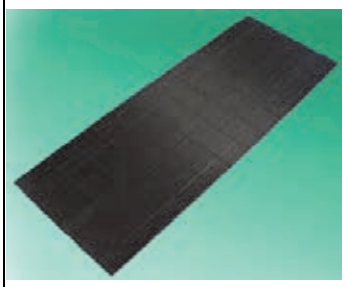
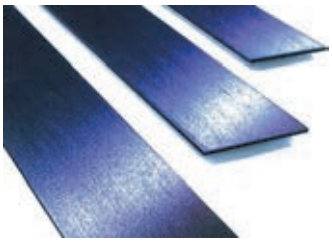
分類	引張強度 (N/mm^2)	弾性係数 (kN/mm^2)	繊維目付量 (g/m^2)	密度 (g/cm^2)	適用事例
高強度型	3400	245	200～600	1.8	RC 橋脚の耐震補強 etc
中弾性型	2900	390	300	1.82	鋼橋の腐食箇所補修、 疲労耐久性向上を目的とした 床版下面補強
	2400	450		1.84	
高弾性型	1900	540		2.1	
	1900	640		2.1	

※炭素繊維シートは、強度、弾性係数、繊維目付量によりグレード別に分類されている。

2）CFRP の種類

これまでに開発されてきたシートの種類として、①炭素繊維シート、②炭素繊維ストランドシート、③炭素繊維プレートの 3 種類が存在する。その材料特性を**表 7-2-2** に示す。

表 7-2-2　炭素繊維シートの種類について（指針(案)[1]、日鉄ケミカル&マテリアル株式会社 HP[4]より）

分類		特徴等	主な適用箇所
① 炭素繊維 シート		炭素繊維を一方向もしくは二方向に配列したものであり、現場で液状の常温硬化型・含浸接着樹脂を含浸・硬化させることによって既定構造物と一体化をはかるものである。	主桁桁端、主桁下フランジ・ウェブ、トラス弦材、ガセット、橋脚巻立て等
② 炭素繊 ストラン ドシート		繊維束に工場で樹脂を含浸・硬化させた直径 1mm～2mm 程度の炭素繊維ストランドを横糸で連結したものである。特徴して、施工現場では繊維への含浸工程が不要となり、不陸修正材兼用のペースト状の接着剤でコンクリート表面や鋼材面に接着する。これにより、炭素繊維シートと比較して、経済的に有利となる場合がある。	主桁桁端、主桁下フランジ・ウェブ、トラス弦材、ガセット、橋脚巻立て等 ※炭素繊維シートの適用箇所で曲線部の貼り付けが必要ない場合に適用可能
③ 炭素繊維 プレート		引き抜き成形法と呼ばれる製法にて、炭素繊維を熱硬化型樹脂で含浸させて硬化させた帯板状の成形板であり、ペースト状の接着剤でコンクリート表面や鋼材表面に接着するものである。施工現場で含浸用の含浸・接着剤を使用しないため、上向き施工での作業が容易となる。	コンクリート構造物のスラブ・梁、橋梁の桁等

①が一般的な CFRP となり、②、③は用途に合わせて改良されたもので、炭素繊維に工場で樹脂を含侵・硬化させている。③は帯板状の成形板となっており、①よりも高い剛性をもつことが特徴である。②はすだれ状となっており、③よりも現場施工で臨機応変に対応が可能である。また、高い繊維目付量を持つため、①と比べて積層数を減らすことが可能となり、工程短縮・工費削減となる場合がある。

マニュアル[2]によると、補強層の標準構成として、下地処理⇒プライマー⇒不陸修正野⇒高伸度弾性パテ材用プライマー⇒CFRP⇒アラミド繊維シート⇒仕上げ塗装としている。

強度として必要な材料は CFRP のみであり、アラミド繊維シートは保護シートとして担っている。その他の施工時に必要な材料については、指針[1]およびマニュアル[2]を参照すること。

3）CFRP の適用部材（マニュアル[1)]より）

マニュアル[1)]によると、CFRP は以下の部材に適用できるとされている

・鋼桁橋の主桁・横桁・縦桁のフランジ等の曲げ(引張・圧縮)による鉛直応力を受ける部材

・対傾構・横構、トラス橋の弦材やアーチリブ等の軸方向力を受ける部材

・鋼桁ウェブ等のせん断を受ける部材

※炭素繊維の特性として、引張強度が高いということは知られているが、圧縮やせん断力の特性は、あまり周知されていないため、マニュアル[1)]の記載内容を以下に示す。

「炭素繊維シートの繊維単体では、フィラメント（長繊維）の直径が極めて細いため、圧縮力が作用するとすぐに座屈し、圧縮側の強度や剛性は期待できない。しかし、炭素繊維シートを樹脂で含浸することで CFRP を形成し鋼部材に接着することで一体化を図ると、樹脂や鋼部材の拘束により鋼材の剛性を有する材料特性を得られることが、これまでの実験[4~9)]で確認されている。さらに、支点上補剛材の局部座屈やウェブのせん断座屈のような終局時に大変形が生じる部材についても CFRP を適切に貼り付けることで、変形に追従して補修・補強効果を得られることがこれまでの実験[10~12)]により確認されている。」

4）CFRP の適用可否の判定[13)]

若林によると、CFRP による本工法の適用可否の判定が以下のようにとりまとめられている。

a)適用可能で有利なケース

・腐食状況として、比較的軽微な断面欠損が点在している場合（塗替え塗装時の前処理に特に適する）

・腐食箇所が桁端部や排水管漏水箇所などの局所的な場合

b) 適用不可または不利なケース

・設計上必要な炭素繊維シートの積層数が、適用範囲を超えるような重大な断面欠損が生じている場合

・ボルト部が腐食している場合や腐食部が複雑な形状で炭素繊維シートの定着長が確保できない場合

・疲労き裂が生じている部位

5）CFRP の耐用年数

指針(案)によると、うき、ふくれ、層間はく離や樹脂やせなど、様々な要因に対して留意し、施工・管理する必要があると示されているが、これらは素地調整や表面保護を適切に行えば、基本的に劣化しないとされている。実績としては、指針(案)に明確な年数の記載はされていないものの，国内で 12 年前に施工された橋梁が現在も健全であることやコンクリート構造物に対して行われた促進暴露で 20 年相当でも問題ないという結果はある。

CFRP 自体からの劣化はないと言えるものの、素地調整により腐食要因が確実に除去できているか、定期的な塗装塗り替えが可能かなど、メンテナンスにおける様々な必須要件があるため、供用期間内の取替は不要とは言い切れない。そのため、定期的に点検する必要がある。

6）定着長について

定着長は、鋼部材・FRP の剛性、接着用樹脂材料の厚さ・せん断弾性係数、および作用力により変化するため、それらの影響を適切に考慮して設計する必要がある。また、定着部は断面力の低い箇所に設置することとなっている。

鋼材の腐食箇所に対する CFRP 接着補修において、設計断面力が大きい箇所では、定着部の破壊に対する照査で許容値を満足しない場合が多い。この場合、CFRP シートを階段状ずらして接着する方法や高伸度弾性樹脂を使用

することとしている。高伸度弾性樹脂を使用した場合、定着部が破壊しないことは既往の研究により解明されているが、樹脂のヤング係数が小さいため、荷重伝達効率が低減するという問題がある。しかし、定着部からの破壊がないことから設計断面力が大きい箇所にも定着することができるため、設計断面力が大きい箇所にも適用可能とされている。

上記内容を踏まえた上で、CFRP により補修・補強された鋼部材の設計手法の考え方が指針(案)とマニュアルで大きく異なっている。指針(案)では、CFRP 接着後の鋼材部と CFRP の断面を完全合成断面として評価しており（設計上は 99%)、十分な荷重伝達を行うために必要な定着長を算出する必要がある。計算方法は**付録 2-4** のとおりである。ここで、多層に CFRP が積層される場合の必要定着長は、多層の CFRP を 1 層に置き換え、接着層の合計厚さを鋼部材との接合面に考慮してモデル化することで求めている。さらに高伸度弾性樹脂を使用した場合、樹脂のヤング係数も考慮する必要がある。一方、マニュアルは、高伸度弾性樹脂を使用することを標準とし、定着部の不完全合成断面を許容しており、定着長もシートの繊維目付量に応じて定められている(**表 7-2-3**)。定着部を完全合成断面として評価しない理由は、指針(案)の計算では定着長が非常に長くなり、実施工上、定着長が確保できないケースが多くなるためである。代わりに応力低減係数を CFRP の鋼換算断面積に乗じることで積層数を増やすこととしている。応力低減係数は、定着長、CFRP の繊維目付量、積層数及びずらし量をパラメータとした実験と数値解析に基づき設定している。**表 7-2-4** に各繊維目付量に対する応力低減係数を示す。

表 7-2-3 繊維目付量に対する定着長とずらし長

繊維目付量 (g/m^2)	定着長 (mm)	ずらし長 (mm)
300	200	25
600	225	50
900	250	75

表 7-2-4 各繊維目付量に対する応力低減係数

繊維目付量 $300g/m^2$		繊維目付量 $600g/m^2$		繊維目付量 $900g/m^2$	
積層数 n	応力低減係数 Cn	積層数 n	応力低減係数 Cn	積層数 n	応力低減係数 Cn
1	0.93	1	0.86	1	0.82
2	0.86	2	0.79	2~7	0.74
3	0.82	3~10	0.74	-	-
4	0.79	-	-	-	-
5	0.77	-	-	-	-
6～20	0.74	-	-	-	-

7）電蝕問題について

CFRP を用いた鋼材への補修において、電蝕の留意が必要となる。中井、北田らの研究[13]によると、CFRP と鋼板とが水分を介して接触する場合に、鋼板が腐食する可能性があるとされている。しかし、指針(案)[1]にも記載されているように一般的な施工方法では、CFRP と鋼材の間に所定の厚さの接着用樹脂材料やガラス繊維を用いており、それにより絶縁しているとみなしてよいこととなっている。一般的な施工手順について**図 7-2-1** に示す。

一般的な施工方法の手順

鋼板⇒ﾌﾟﾗｲﾏｰ（ｴﾎﾟｷｼ樹脂）⇒高伸縮弾性ﾊﾟﾃ（ﾎﾟﾘｳﾚｱ樹脂）or ﾊﾟﾃ（ｳﾚﾀﾝ樹脂）⇒CFRP

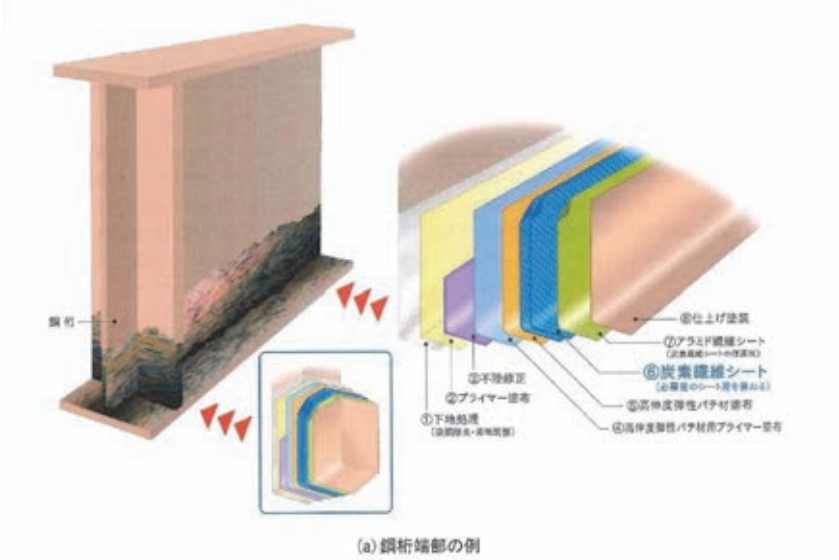


図 7-2-1 炭素繊維シートの種類について（指針(案）、新日鐵より）

8)塗装について

CFRP 施工後に、塗装で表面保護を行うようにと指針[1)]およびマニュアル[2)]に記載されており、塗装仕様についてはマニュアル[2)]で**表 7-2-5** と定められている。しかし、塗り替え塗装の際、指針[1)]には、ケレン等により施工箇所を傷つけないように行うとしか記載がされていない。そこで、日鉄ケミカル&マテリアル株式会社(旧:新日鉄住金マテリアル株式会社)にヒアリングを実施した。炭素繊維の施工箇所からは浮き錆は発生しないとされているため、塗装の活膜を残した状態で、表面の汚れ等のみを除去し、再度、中塗り・上塗りを行えば維持管理上問題ないと回答を得ている。これらの内容が指針[1)]に明確な記載がない理由は、ケレンの目安が鋼材部を対象として定められているため、指針として示すことが出来ないためであるという。

表 7-2-5　塗装仕様（マニュアル[2)]より）

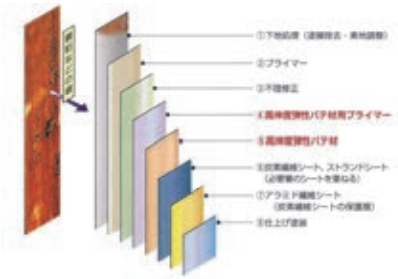
塗装系	工程	塗料又は素地調整程度	標準使用量 (g/m^2)	標準膜厚 (μm)	塗装間隔	摘要
c-3 系	素地調整	1種又は2種	―	―	4h 以内	補修範囲全面
	タッチアップ（1回目）	有機ジンクリッチペイント	ハケ 240	30	1～10 日	シート接着端部付近の鋼材面
	タッチアップ（2回目）	有機ジンクリッチペイント	ハケ 240	30	1～10 日	
	タッチアップ（3回目）	変性エポキシ樹脂塗料下塗り	ハケ 200	60	1～10 日	
	下塗　第1層	変性エポキシ樹脂塗料下塗り	ハケ 200	60	1～10 日	
	下塗　第2層	変性エポキシ樹脂塗料下塗り	ハケ 200	60	1～10 日	
	中塗	ふっ素樹脂塗料用中塗	ハケ 140	30	1～10 日	シート上を含む全面
	上塗	ふっ素樹脂塗料上塗	ハケ 120	25	1～10 日	
i-1 系	素地調整	2種	―	―	4h 以内	補修範囲全面
	タッチアップ（1回目）	有機ジンクリッチペイント	ハケ 240	30	1～10 日	シート接着端部付近の鋼材面
	タッチアップ（2回目）	有機ジンクリッチペイント	ハケ 240	30	1～10 日	
	下塗　第1層	変性エポキシ樹脂塗料下塗り	ハケ 200	60	1～10 日	
	中塗	ポリウレタン樹脂塗料用中塗	ハケ 140	30	1～10 日	シート上を含む全面
	上塗	ポリウレタン樹脂塗料上塗	ハケ 120	25	1～10 日	

※c-3 系と i-1 系は塗装仕様の状況で判断

9）当て板工法との対比について

日鉄ケミカル&マテリアル株式会社の情報提供をもとに、当て板工法と炭素繊維シート補強工法（FORCA　PL-CF 工法）の比較を実施した。**表 7-2-6** に示す。

表 7-2-6 当て板工法との比較表

		当て板工法（従来工法）	FORCA　PL-CF 工法
概要			
		・腐食部位に、鋼板を高力ボルトにて設置する方法 ・摩擦接合面は、金属パテやエポキシ樹脂で不陸修正を行う。 ・構造上の隙間は、シールで処置を行う。 ・最も一般的に適用されている工法であり、実績が多い。	・腐食部位に、炭素繊維シートをエポキシ樹脂にて接着する方法 ・弾性率の高い炭素繊維シートと鋼材の剥離を防ぐため、ポリウレアパテを塗布している。 ・最上層はアラミド繊維シートの巻き立て、外因による炭素繊維シートの傷つきを防ぐ。 ・炭素繊維シート工法自体は、RC 構造、PC 構造での適用事例は多い。 ・桁端部は滑らかに不陸修正することにより、 水はけをよくすることも可能。
積層構成		－	
構造性	長所	・適用可能な部材が多い。 ・溶接金属の腐食などにも対応することが可能。 ・疲労き裂等の他の劣化対策と併用することが可能	・炭素繊維補修が鋼材への外的因子を遮断するため、防食性が高い。 ・補修により防食上の弱点（ボルト、隙間等）が生じない。 ・素材が軽量であるため、死荷重を増加させない。 ・母材の断面欠損を生じさせない。
	短所	・狭隘な箇所ではボルト配置、現場孔明け、ボルトの差し込みができず、補修不可能な場合がある。また、隙間やボルトにより滞水しやすい構造となり、周辺部材の腐食要因になる可能性がある。 ・腐食による不陸がある場合は、摩擦接合による適切な効果が得られないため、当て板範囲が広くなる。 ・施工時、ボルト孔による断面欠損が生じるため、施工時の安全性照査が必要である。	・部材添接部など、構造が複雑で定着が確保できない箇所には適用できない。（設計的な断面復旧にならない） ・炭素繊維シート貼り付け総数が 36 層以上になる箇所は適用できない(※1)。 ・疲労き裂が生じている部材には適用できない。
施工性	長所	・特殊な管理が必要なく、施工品質が安定している。	・補修による弱点（ボルト孔、溶接による残留応力）が生じない。 ・素地調整が可能な作業空間が確保されていれば、狭隘箇所でも施工性がよい。 ・現場加工が可能である。
	短所	・狭隘箇所では作業効率が落ちる。また、締結器具や孔明け器具等の使用が難しい場所もある。 ・現地で部材を修正するのが難しいため、実測精度が要求される。 ・当て板部材を運搬するのに重機が必要である。	・施工品質を確保するために、作業員に一定の技量が求められる。
維持管理	長所	・目視点検で劣化を確認できる。	・材料自体の恒久性が高く（30 年～50 年想定で強度低下はほぼみられない）、腐食による経年劣化の心配がない。 ・補修箇所は炭素繊維シートで密閉するため、以後防食性が高い。 ・部分的な補修が可能である。 ・塗膜の劣化による構造上の支障が少ない。
	短所	・補修部の腐食環境が改善出来ない場合、再腐食する可能性が高い。 ・隙間養生のシール材は落下しやすい。	・経年劣化意外の要因での補修が発生することがある。 ・施工不良による剥離の場合は全面貼替えが必要になる。 ・打音検査が必要となる。

※1. マニュアルの最大積層数は 20 層までとしているが、近年の研究により最大積層数は 35 層まで適用可能とされている[9]。

7-2-2. CFRP の施工実績

1) 施工実績

日鉄ケミカル&マテリアル株式会社の 2013 年 6 月～2019 年 3 月までの CFRP 出荷実績（調査件数 52 件）により、**図 7-2-2 発注者毎による施工(出荷)実績**、**図 7-2-3 補修箇所**、**図 7-2-4 使用材料**、**図 7-2-5 出荷件数**についてまとめた。

図 7-2-2 の発注者毎による施工(出荷)実績より、NEXCO や首都高速道路といった高速道路会社の施工実績が多いことがわかる。NEXCO の場合、設計・施工マニュアル[2)]がすでに発刊されていることもあり、CFRP を用いた補修工法が積極的に採用されている。首都高速道路は、コンクリートが充填された鋼製橋脚の基部でストランドシートを用いた腐食部補修の社内マニュアルが出ており、これが施工実績の多い理由であると考える。次に施工実績で多いのは、県や市が管理する橋梁である。これは、小規模補修の橋を対象としているケースであり、桁下空間が狭隘であることが CFRP を選定した理由である。一方、本調査では国が管轄している橋梁の適用実績は 3 件のみだった。これは FRP の補修工法について、各地整の要領等の基準類に記載されていないことや NETIS 登録ができていないことが要因であると考える。

図 7-2-3 の補修箇所について、一番多いケースは主桁の桁端である。腐食自体の対象数が多いことに加えて、腐食が局部的であることや作業空間の制約が理由である。次に主桁下フランジや主桁ウェブが多い。これは、腐食状況が比較的軽微な断面欠損が点在している場合や腐食が局部的となっている場合であると思われる。他にもトラス橋の弦材やガセットなどに使用されている。

図 7-2-4 の使用材料は前述したように、積層数を少なくできる高弾性型炭素繊維シートの使用実績が殆どだった。一部、ストランド型炭素繊維シートを使用しているケースもあるが、こちらは 1 層当りの繊維目付量を多く、積層数の削減・工程の短縮が可能となり、経済性・施工性の面で有利になったためと考えられる。

図 7-2-5 の年度毎の出荷件数について、2014 年度が 0 件であるが、おおよそ右肩上がりに伸びていることが分かる。また、2018 年度の出荷件数は例年に比べて倍増している。これは 2020 年に開催される東京オリンピックや大型再開発など、建築分野の需要が旺盛となったことから、高力ボルトが不足する事態となり、当て板工法に変わる補修方法として CFRP が適用されたことが理由である。

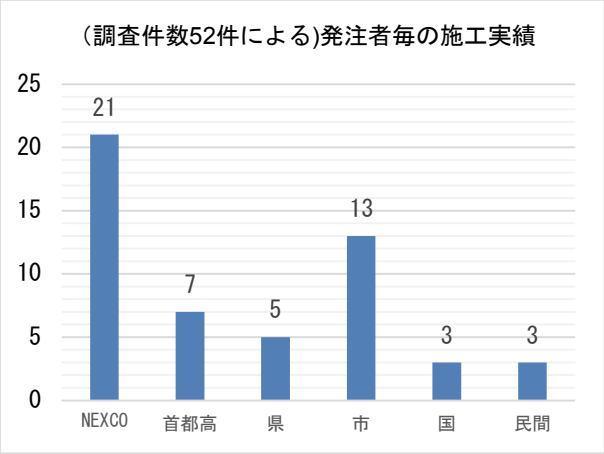


図 7-2-2 発注者毎による施工実績別

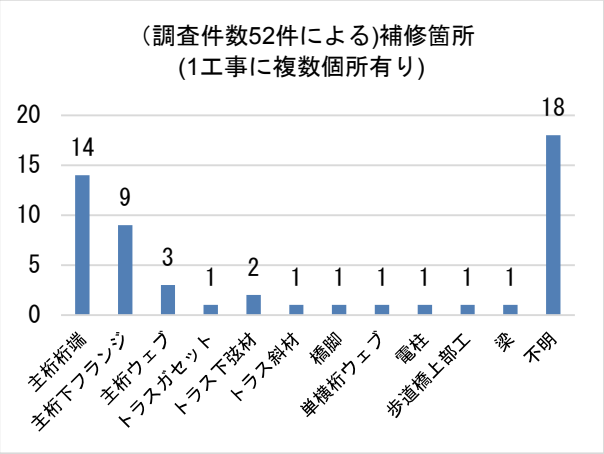


図 7-2-3 補修箇所別

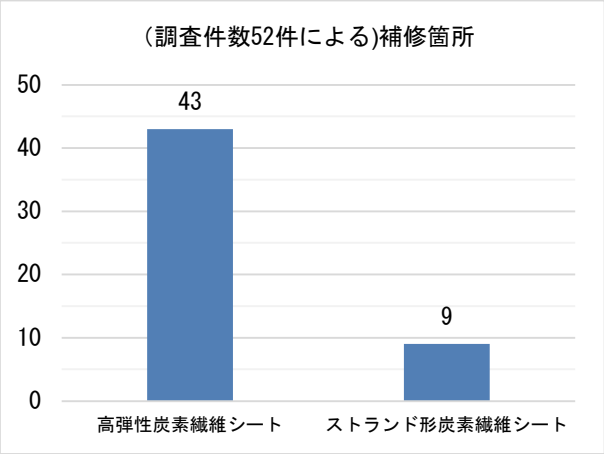


図 7-2-4 使用材料別

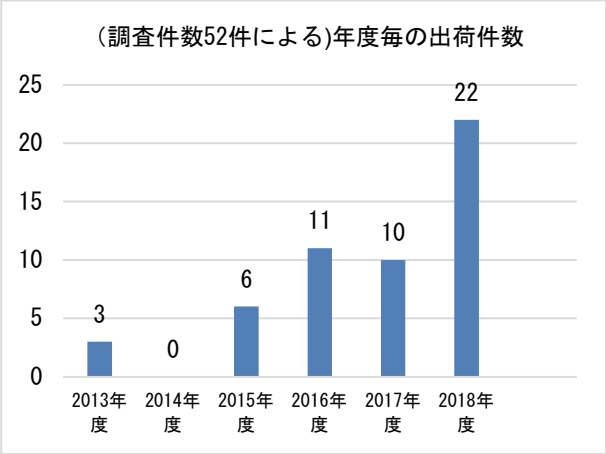
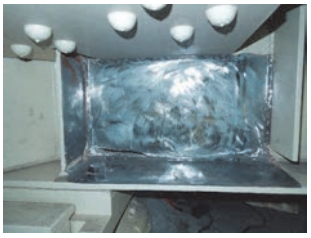
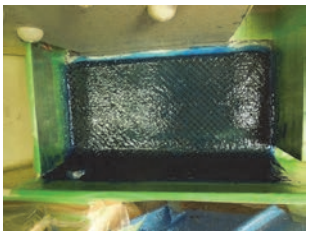


図 7-2-5 出荷件年別

2）CFRP の施工実例

日鉄ケミカル&マテリアル株式会社の情報提供をもとに、CFRP を用いた補修・補強実例 4 ケースを**表 7-2-7** に整理する。

表 7-2-7　CFRP の施工実例

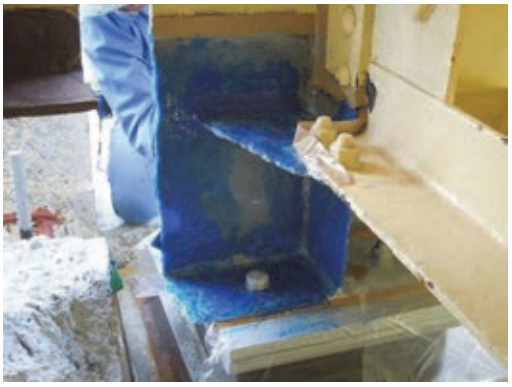
補修事例	補修を行う部材	補修目的	補修前	補修後
1	端支点上補剛材	腐食部補修		
2	桁端部ウェブ	せん断補修		
3	鋼製橋脚基部	腐食部補修		
4	トラス橋ガセット部	腐食部補修		

※補修事例 2、3、4 の補修前写真はケレン後の写真である。

補修実例 1　　鋼鈑桁 桁支点上補剛材　腐食部補修

1.腐食状況

2.ケレン



3.不陸調整

4.高弾性パテ用プライマー

5.シート施工

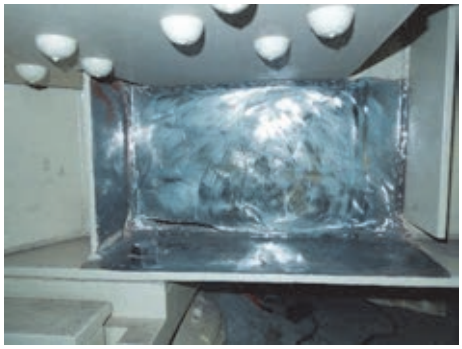
6.施工完了(塗装)

◯特徴等

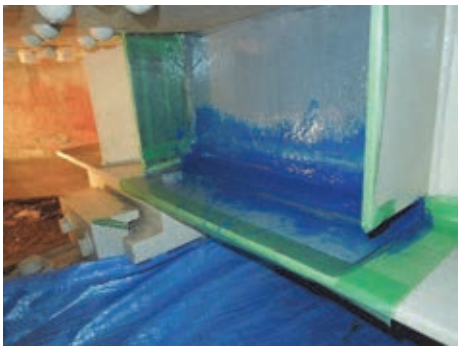
本施工は、鋼鈑桁の端支点上補剛材の補修である。腐食により母材が減肉されている場合、通常、減肉箇所を切断し鋼板を溶接接合するか、母材にボルト孔空けを行い、当て板補修を行う場合が多い。いずれの場合も一時的に断面を欠損させるため、施工前に橋梁部材に対する応力状態の照査が必要となる。

CFRP を用いることにより、現状以上に母材を欠損させる必要がないため、施工前に橋梁部材に対する照査が不要となる。また、端支点部のみの補修となる場合、補修箇所が小規模となるため、当て板補修よりも安価になる場合がある。

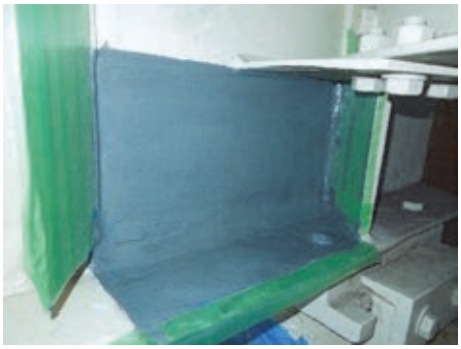
補修実例 2　　鋼鈑桁 桁端部ウェブ　せん断補修



1.ケレン

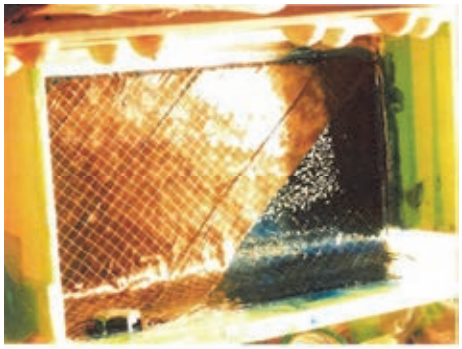


2. プライマー、入隅部 R50 加工
（ウェブから下フランジにかけて CFRP を接着するため、入隅部に R 加工を設ける必要がある)

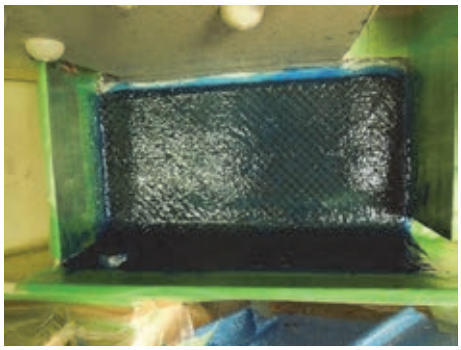


3. ポリウレアパテ

4. シート施工①



5.シート施工
（せん断補強のため、CFRP の設置方向は先のシートとクロスするように貼り付ける)



6.施工完了

◯特徴等

本施工は、鋼鈑桁の桁端部ウェブに対する、せん断補修である。狭隘部の補修では、鋼板の搬入が非常に困難であることや溶接接合やボルト孔空けを出来ないことが多い。CFRP を用いることで、狭隘部でも安全に施工ができ、また補修箇所が小規模となる場合、当て板補修と比較して安価になる場合がある。

補修実例 3　　歩道橋鋼製橋脚基部　腐食部補修

1.腐食状況

2.ケレン

3.不陸調整

4.高弾性パテ用プライマー

5.シート施工

◯特徴等

本施工は、炭素繊維ストランドシートを用いた鋼製橋脚の腐食部補修である。通常、鋼製橋脚を鋼板当て板補修する場合、鋼製橋脚本体にスタッドを設置して、鋼板をボルト接合するケースが多いが、その際、鋼板の運搬・仮設用にユニック車やクレーンが必要となり、交通規制や作業員が多くなる場合がある。CFRP による補修を行うことにより、本事例に示すように小規模に施工を行うことが可能であり、かつ輸送・施工時に大がかりな重機等を必要としないメリットがある。また、本施工では、炭素繊維ストランドシートを用いることで、施工現場での含浸工程が不要となり、工程を短縮することが可能であると考える。

補修実例 4　　トラス橋ガセット部　腐食部補修

1.腐食状況

2.ケレン

3.不陸調整

4.高弾性パテ用プライマー

5.シート施工

◯特徴等

本施工は、炭素繊維シートを用いたトラス橋ガセット部の腐食部補修である。ガセット部を補修する場合、鋼板当て板補修を行うこととなるが、高力ボルトを内側に挿入することが出来ないため、溶接接合となる場合が多い。しかし、現場溶接の場合、シート養生が必要になることや狭隘部で溶接不良が発生しやすいこと、ガセットという複雑な形状に鋼板を合わさないといけないため、精度の高い現地計測が必要となることなど、手間や段取りが必要となる。CFRP の場合、シート養生などの前準備が不要となることや現地でシート加工ができるため、現地施工時に既設部材と取り合わないという不具合が生じない。また、鋼板などの重量物を運搬する必要がないため、安全面においてもメリットがある。

7-2-3. CFRP の近年の動向

表 7-2-8 にＣＦＲＰによる桁端補強に関する国内文献調査リストを整理する。No. 1～3 については、前部会である補修補強設計部会の報告書にとりまとめられている。

表 7-2-8　ＣＦＲＰによる桁端補強に関する国内文献調査リスト

No.	文献題名	著者	雑誌名	号巻 (発行年)
1	高伸度弾性パテ材を挿入した炭素繊維シート接着鋼板の一軸引張試験	宮下剛，若林大，秀熊佑哉，小林朗，小出宜央，堀本歴，長井正嗣	第 5 回 FRP 複合構造，橋梁に関するシンポジウム論文報告集	(2014)
2	CFRP 接着鋼板の欠損端のテーパ形状および低弾性パテが応力低減効果および剥離に及ぼす影響	秀熊佑哉，宮下剛，Pham Ngoc Vinh，濱達矢，小林朗	第 5 回 FRP 複合構造，橋梁に関するシンポジウム論文報告集	(2014)
3	CFRP を用いた腐食した鋼桁端部の補修に関する実験的検討	田中大介，丹波寛夫，橋本国太郎，杉浦邦征	第 5 回 FRP 複合構造，橋梁に関するシンポジウム論文報告集	(2014)
4	STUDY ON REPAIR METHOD FOR CORRODED GUSSET PLATE CONNECTION BY BONDING CFRP SHEET (FRPシート接着工法による腐食したガセットプレートの補修方法に関する研究)	Ngoc Vinh PHAM, Takeshi MIYASHITA , Kazuo OHGAKI , Yusuke OKUYAMA ， Akira KOBAYASHI , Yuya HIDEKUMA , Takeshi HIROSE , and Takuya HARADA	第9回　土木工学分野でのＦＲＰ複合構造における国際会議 (CICE 2018)	(2018)
5	高伸度弾性パテ材を用いた炭素繊維シート接着による鋼桁補修設計法の提案	若林大，宮下剛，奥山雄介，秀熊佑哉，小林朗，小出宜央，堀本歴，長井正嗣	土木学会論文集 F4 2015 年 71 巻 1 号 p. 44-63	(2015)
6	真空含浸工法を応用したCFRP接着による鋼桁端腐食部の補修に関する実験的検討	小林 洸貴, 近藤 諒翼, 中村 一史, 松本 幸大, 松井 孝洋, 越智 寛	土木学会論文集 A1 2017 年 73 巻 5 号 p. II_20-II_31	(2017)
7	腐食損傷した鋼構造物連結部の炭素繊維シートによる補修－不陸修正材のテーパー長の影響－	宮下剛，Pham Ngoc Vinh，Daniel Medina Contreras，奥山雄介，大垣賀津雄，小林朗，秀熊佑哉	第73回土木学会年次学術講演会概要集 73巻 1号 1頁	(2018)
8	腐食損傷した鋼構造物連結部の炭素繊維シートによる補修－高伸度弾性パテ材の配置位置の影響－	宮下剛，Pham Ngoc Vinh，Daniel Medina Contreras，奥山雄介，大垣賀津雄，小林朗，秀熊佑哉	第73回土木学会年次学術講演会概要集 73巻 1号 1頁	(2018)

CFRP シート接着工法による腐食したガセットプレートの補修方法に関する研究	国内-4

1. 目的

本研究では、応力が集中する鋼トラス橋のガセットプレートの付け根部での腐食損傷を対象に CFRP 接着工法を用いた補修方法を提案し、ＦＥM解析および実物大サイズの 50%のモデルで腐食を模擬した供試体の載荷実験を実施し、提案工法の補修効果を確認する。

2. 概要

本研究で対象とする腐食損傷は、実トラス橋梁における腐食損傷事例を参考に、ガセットプレートの付け根部とした。腐食の程度は、ガセットプレート厚の約 50%と 75%とした。これらの腐食に対して、**図-1** に示すように 2 つの CFRP 接着工法を提案した。1 つは外側接着方法によるＣＦＲＰ接着処理である。2 つ目は腐食した断面による偏心を改善した両側接着方法である。実験のパラメータ**は表-1** に示す通りである。これらを載荷試験およびＦＥM解析で再現し、性能を確認することで補修効果を確認した。

3. 結論

図-2 に示すように、ガセットプレートの腐食により、初期剛性の大幅な低下と面外変形の増大が確認された。ＣＦＲＰ接着方法を適用した場合、腐食したガセットプレート付け根部の初期剛性は健全時とほぼ同等に回復し、さらには面外変形を防止することも確認した。また、ガセットプレートの腐食が要因となる耐荷力の低下を明らかにした。ＣＦＲＰを用いた二つの補修方法を提案したものの、腐食が大きい場合には耐荷力は大幅に改善されたが、小さな腐食ケースの場合はほとんど改善されなかった。実験結果では、二つの提案した補修方法がガセットプレートの腐食断面における降伏点荷重を越えることができたことを示した。ＦＥM解析により**図-3** に示すように崩壊挙動と実験結果の再現性を明らかにした。

表-1　実験パラメータ

Table 2: Experimental parameter

No.	Specimen	Corrosion level	Dimension of Groove section h_z (mm)	Dimension of Groove section t_z (mm)	CFRP bonding method	Number of CFRP (layer)	Test frame form
1	N	Without corrosion	–	–	No repair	–	Truss frame + Link frame
2	S		25	4	No repair	–	Link frame
3	S1	Small corrosion	25	4	Out side	9 outer (each direction)	Link frame
4	S2		25	4	Both sides	4 inner + 5 outer (each direction)	Link frame
5	L		50	6	No repair	–	Truss frame
6	L1	Large corrosion	50	6	Out side	13 outer (each direction)	Truss frame
7	L2		50	6	Both sides	6 inner + 7 outer (each direction)	Truss frame

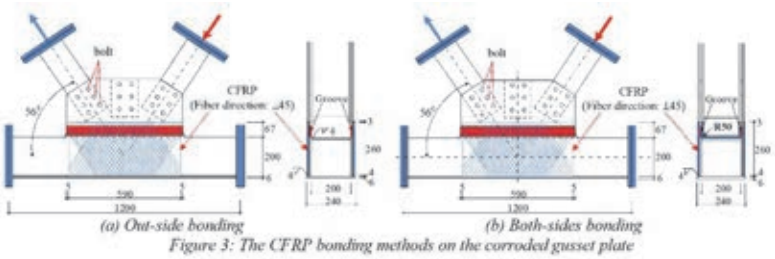


Figure 3: The CFRP bonding methods on the corroded gusset plate

図-1　補修方法　赤線：腐食箇所

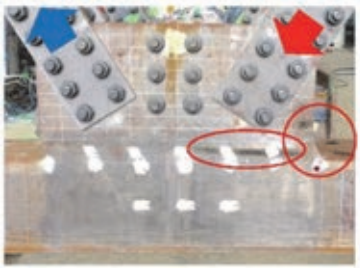


図-2　トラス部の崩壊状況

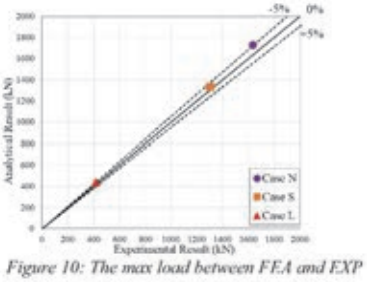


Figure 10: The max load between FEA and EXP

図-3　実験と解析の整合

キーワード	Carbon Fiber Reinforced Plastic (CFRP), steel truss bridges, corroded gusset plate connection, repair method, FEA
出　　典	Ngoc Vinh PHAM, 宮下剛, 大垣賀津雄, 奥山雄介, 小林朗, 秀熊佑哉, 広瀬剛, 原田拓也：**STUDY ON REPAIR METHOD FOR CORRODED GUSSET PLATE CONNECTION BY BONDING CFRP SHEET**, 第9回 土木工学分野でのＦＲＰ複合構造における国際会議（CICE 2018），2014.

高伸度弾性パテ材を用いた炭素繊維シート接着による鋼桁補修設計法の提案	国内-5

1. 目的

CFRP を用いた鋼構造物の腐食補修工法は、高応力下や座屈変形時の剥離が懸念されていたため、その適用条件が限定的であり、様々な腐食形態に対して対応が困難となるケースが多かったが、CFRP の剥離抑制対策として低弾性かつ高伸度のパテ材を接着層に塗布する仕様を用い、各種鋼部材の特性に応じた補修量算定法や構造細目を提案する。

2. 概要

CFRP 接着工法の現状と課題を整理し、適用対象部材と設計法を分類した。また、設計・施工及び材料に関する一般事項を整理した上で、以下の設計法を解析および実験で検討し、設計方法の妥当性を検証した。

・軸方向力及び曲げによる垂直応力を受ける部材の設計法に関する検討

・支点反力を受ける部材の設計法に関する検討

・せん断力を受ける部材の設計法に関する検討

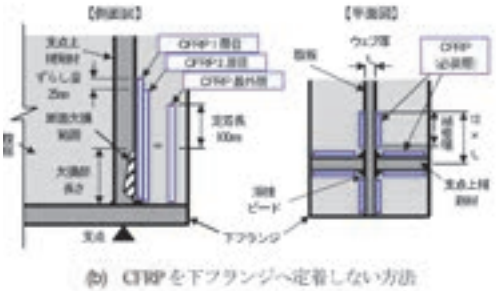


図-1　支点下端部への CFRP 貼付け方法

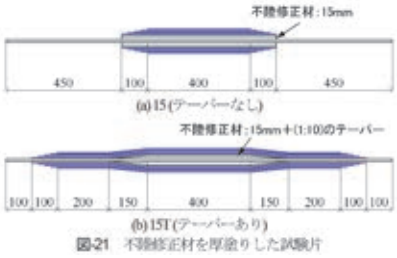


図-2 不陸修正材を厚塗りした試験片

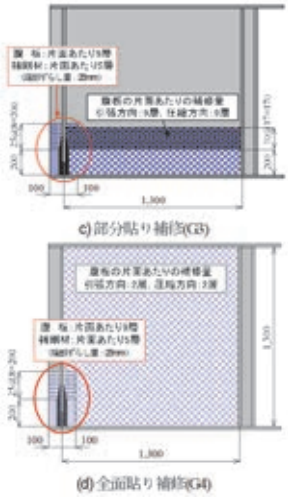


図-3 補修モデルの CFRP 貼付け方法

3. 結論

腐食事例の多い鋼桁端部を含む各種鋼部材に提供できる実用的な補修・補強工法を提案した。

・CFRP 接着鋼板の一軸圧縮試験を実施した結果を踏まえて、接着着目点からの定着長を 200mm、CFRP 各層の端部ずらし量を 25mm 確保することで、実用上問題ないことを確認した。

・高伸度弾性パテ材の挿入により荷重伝達効率が減少する影響は、一軸引張試験及び数理解析の結果より、炭素繊維シートの鋼換算断面積に乗じることにより設計において考慮することが可能である。

・CFRP 接着鋼板の繰返し引張載荷試験を実施した結果、懸念された接着層の剥離が生じる前に CFRP 接着範囲外の鋼材が破断する事象が確認され、接着層は繰返し引張荷重に対して 疲労耐久性を有する。

・定着長の確保が困難な支点下端部の腐食に対しては、支点上十字柱の欠損断面積に相当する量の CFRP 繊維方向の鉛直方向として接着することで、断面欠損が生じた部材の曲げ剛性を回復させる手法を実験で確認。

・せん断を受ける部材に対しては、せん断座屈試験を実施し確認した結果、ウェブの最大欠損に相当する量の CFRP を貼付ける「部分貼り工法」とウェブパネル全面に CFRP を貼付けてせん断強度の増加を図る「全面張り工法」の設計手法の妥当性を検証した。

キーワード	Carbon Fiber Reinforced Plastic (CFRP), steel truss bridge, corrosion, buckling, repair design method
出　　典	若林大，宮下剛，奥山雄介，秀熊佑哉，小林朗，小出宜央，堀本歴，長井正嗣：**高伸度弾性パテ材を用いた炭素繊維シート接着による鋼桁補修設計法の提案**，土木学会論文集 F4 2015 年 71 巻 1 号 p. 44-63

真空含浸工法を応用した CFRP 接着による鋼桁端腐食部の補修に関する実験的検討	国内-6

1. 目的

本研究では、大型 FRP 構造物の製造方法の一つで、**図-1** に示す真空含侵工法（VaRTM;Vaccum assisted Resin Transfer Molding）と呼ばれる成形技術を用いて、CFRP と鋼構造物を一体化させる補修工法の開発を目的とする。

2. 概要

鋼鈑桁橋の桁端腐食部を対象に、**図-2** に示す「積層モデル」と「立体補剛材モデル」で真空含侵工法による補修効果について、実験的な検討を行った。双方のモデルとも補修方法の作業工程は、下地処理、プライマー塗布、不陸修正、CF シートの仮止め、副資材の設置、真空含侵の手順である。なお、立体補剛材モデルでは立体補剛材の硬質発砲ウレタンの型を試験体からとっている。

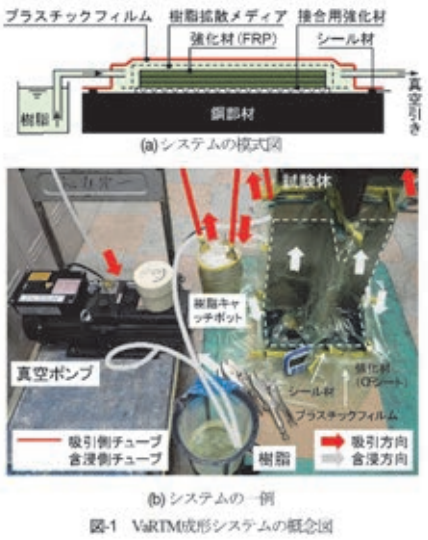


図-1 VaRTM成形システムの概念図

図-1 VaRTM 成形システムの概念図

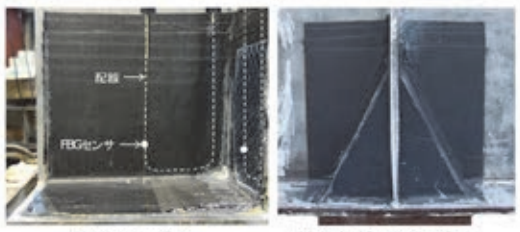


図-10 CFRP部材による補修後の状況

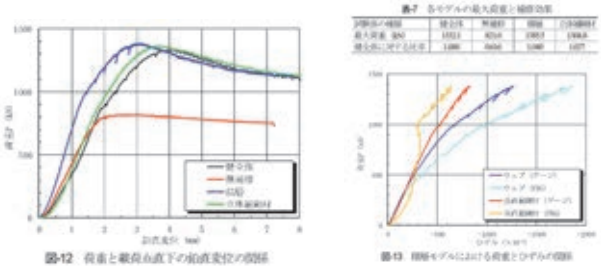


図-12 荷重と載荷点直下の鉛直変位の関係

図-13 積層モデルにおける荷重とひずみの関係

図-3 荷重と載荷点直下の鉛直変位の関係（左）
積層モデルにおける荷重とひずみの関係（右）

3. 結論

・炭素繊維シートの最大積層数 13 層に対して、短時間（約 20 分）で真空含侵が可能であること、また複雑な立体形状に対しても炭素繊維シートの含侵接着が可能である。

・最大欠損率 75%の断面欠損に対して、積層モデル、立体補剛材モデルとともに、健全体と同等以上の耐荷力が得られたことから、性能回復の効果が十分にある**図-3（左）**。

・**図-3（右）**に示すように、積層モデルでは、荷重の増加とともに断面欠損部で塑性化が進展するものの、断面欠損部の軸ひずみ、曲げひずみが CFRP により効果的に抑制されるため、最大荷重時には垂直補剛材の全体座屈となる。

・支点近傍に中弾性タイプの炭素繊維シートを集中的に配置して、その数量を 40%低減した立体補剛材モデルは、柱部材としての耐荷力は、積層モデルと同程度であった。

鋼鈑桁橋の桁端腐食部のように、狭隘な環境下で、立体的な形状に対しても、真空含侵工法を応用した CFRP 部材の接着により、短期的で効果的な補修が可能であることが確認できた。

キーワード	steel member, repair and strengthening, VaRTM, CFRP, bonded joint
出　　典	小林 洸貴，近藤 諒翼，中村 一史，松本 幸大，松井 孝洋，越智 寛：**真空含浸工法を応用したCFRP接着による鋼桁端腐食部の補修に関する実験的検討**，土木学会論文集 A1 2017 年 73 巻 5 号 p. II_20-II_31

腐食損傷した鋼構造物連結部の炭素繊維シートによる補修 －不陸修正材のテーパー長の影響－	国内-7

1. 目的

炭素繊維シートを用いた添接板の補修・補強方法は、すでにマニュアル化されているものの、実験データが少なく、ボルトの腐食損傷状況に左右されることから適用事例が少ない。本研究では、基礎実験によるバックデータの取得と課題の抽出を目的とする。

2. 概要

現行設計法のパラメータの中から、「不陸修正材のテーパー長」に着目し、**図-1** に示すテーパー長を「10:1」と「5:1」の供試体を作成し、実験的に比較した。また、FEA を用いて、テーパー長が応力分布に与える影響を検証した。次いで、腐食を模擬した欠損部を設け、欠損の有無による挙動を確認した（**図-2～図-4**）。

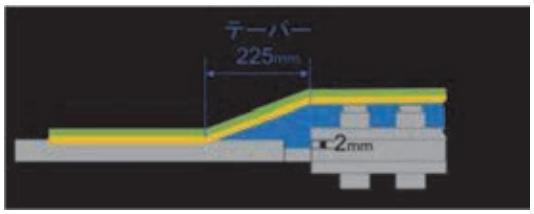


図-1　供試体概要

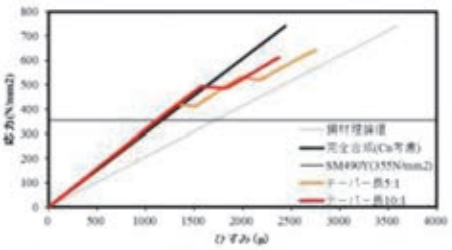


図-2　応力-ひずみ関係（テーパー長の影響）

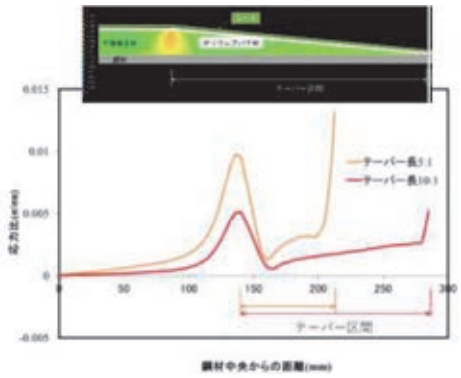


図-3　ミーゼス応力コンター図

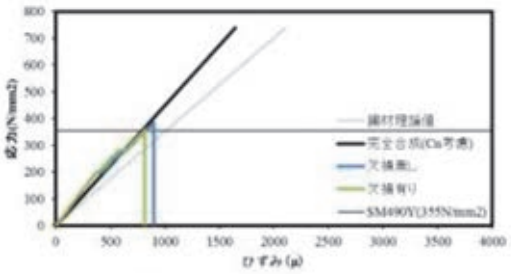


図-4　応力-ひずみ関係（添接板と断面欠損の影響）

3. 結論

鋼材と不陸修正材との間でひずみが大きく生じ、剥離が発生した。テーパー長を 10:1 から 5:1 とすることで、剥離発生の応力レベルは低下する。また、どちらのテーパー長でも SM490Y の公称降伏点まで応力低減効果が得られた。FEA の応力分布図より、テーパーの始点部と終点部に応力集中が生じていることが確認でき、テーパー長を短くした場合、テーパーの勾配が大きくなるため、応力が増大することが確認できた。断面欠損がある場合、添接板の角部で剥離が生じ、その後テーパー全体で剥離した。断面欠損があることで、最大荷重が低下するものの、断面欠損の有無に関わらず、剥離発生の応力レベルは、SM490Y の降伏点を上回った。

出　　典	宮下剛，Pham Ngoc Vinh，Daniel Medina Contreras，奥山雄介，大垣賀津雄，小林朗，秀熊佑哉：**腐食損傷した鋼構造物連結部の炭素繊維シートによる補修 －不陸修正材のテーパー長の影響－**，第73回土木学会年次学術講演会概要集 73巻 1号 1頁

腐食損傷した鋼構造物連結部の炭素繊維シートによる補修 －高伸度弾性パテ材の配置位置の影響－	国内-8

1. 目的

炭素繊維シートを用いた鋼構造物の補修・補強方法は、腐食損傷部を不陸修正材で断面整形した後、パテ材(高伸度弾性パテ材)を塗布し、炭素繊維シートを貼付する方法が標準とされている。しかし、連結部(添接板)を対象とした検証は十分とはいえない。本研究では、高伸度弾性パテ材の配置位置が剥離挙動に与える影響を確認した。

2. 概要

添接板近傍に断面欠損がある場合を想定し、**図-1** の供試体を作成した。実験パラメータは、パテ材の配置位置と断面欠損の有無とした。パテ材の配置位置は、「不陸修正材の上」と「不陸修正材の下」の 2 ケースとして検討した。また、FEA を用いて、パテ材の配置位置が応力分布に与える影響を検証した（**図-2～図-5**）。

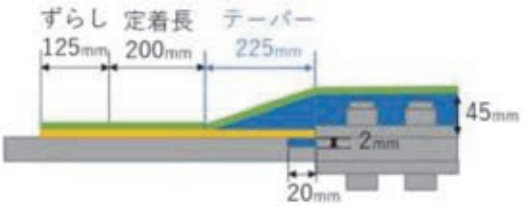


図-1　供試体概要

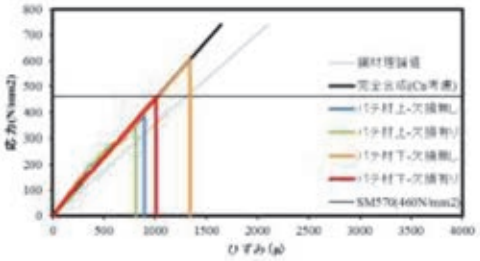


図-2　応力-ひずみ関係

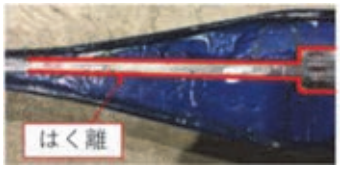


図-3　破壊状況（パテ材上）

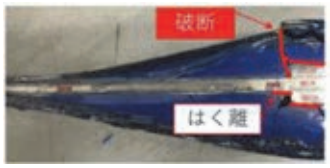


図-4　破壊状況（パテ材下）

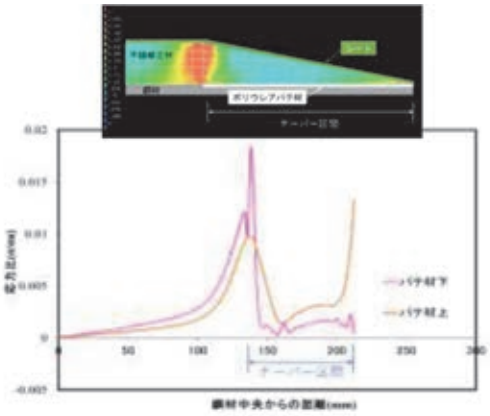


図-5　ミーゼス応力分布図

3. 結論

図 2 より、パテ材を不陸修正材の下に配置した場合は、最大荷重が増加することがわかる。また、断面欠損の有無に関わらず、剥離発生の応力レベルは SM570 の公称降伏点を上回っている。各配置における破壊形態は、パテ材を不陸修正材の上に配置した場合は、添接板の角部で剥離した。パテ材を不陸修正材の下に配置した場合は、添接板の角部で剥離し、その後、添接板のすべりが発生した。FEA の応力分布図より、パテ材の配置に関わらず、テーパーの始点部と終点部に応力が集中しているが、パテ材を不陸修正材の下に配置した場合に応力集中が緩和されていることが分かる。

出　　典	宮下剛，Pham Ngoc Vinh，Daniel Medina Contreras，奥山雄介，大垣賀津雄，小林朗，秀熊佑哉：**腐食損傷した鋼構造物連結部の炭素繊維シートによる補修 －高伸度弾性パテ材の配置位置の影響－**，第73回土木学会年次学術講演会概要集 73巻 1号 1頁

7-2-4. 様々な腐食部材への適用性の検討

当て板補修では設置しにくい箇所の事例を挙げる。また、CFRP で補修するにあたり優位性がありそうな箇所を数案示す。

事例 1）添接部の補修事例（金沢高架橋　NEXCO 管理）

以下に示す写真は、添接部および下フランジの腐食に対して CFRP で補修された事例である。ただし、どのような背景でこの工法が検討され、採用されたかは不明である。

図 7-2-6 事例（金沢高架橋）

図 7-2-7　添接部への CFRP 補強事例（その 1）

図 7-2-8　添接部への CFRP 補強事例（その 2）

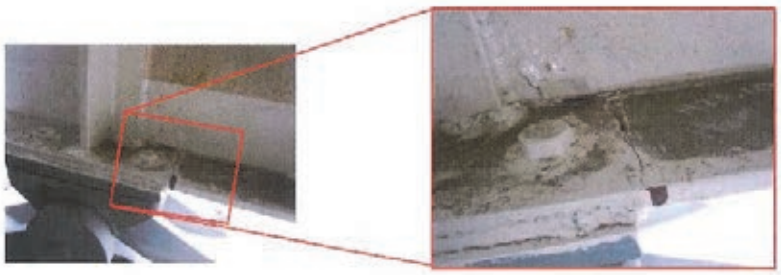
以下は、当 WG が考えた本工法のメリットおよびデメリットである。

表 7-2-9 部材のメリットおよびデメリット

	コメント
メリット	・当て板補修部材が適用しにくい、曲げ対策としては有効である。 ・動力工具は不要である。 ・施工時に母材に孔を空けないことは有効である。 ・狭隘部で施工可能である。
デメリット	・繊維補強の耐用年数を判断することが困難であり、交換が必要である。 ・同色にしているため、一見、CFRP で補強したかがわからない。 ・最大荷重後に急激な剥離低下する。 ・コスト高が懸念される。

事例 2）支承ソールプレート近接部補修

支承ソールプレート近接部に当て板補修を行う際、急激な断面変化や回転機能を阻害する可能性があることから、ソールプレート溶接部にき裂が発生しやすいことが懸念されている(**図 7-2-9**)。NEXCO 発刊のマニュアル[1)]にはすでに対策案が記載されており、斜張力場領域は**図 7-2-10** に示すよう、支点部近傍では発生していないため、ウェブのせん断強度卓越部のみに CFRP を張り付けることを推奨している。支点部近傍に CFRP を接着せずともせん断強度の回復効果を得られることは過去の研究[10)]より確認されている。また、当 WG では支点部近傍の下フランジ部の腐食に対しても、CFRP はずらしながら積層させるため、急激な断面変化を避けることが可能であると考える。



図解 4.6.5　ソールプレート溶接部の疲労き裂事例

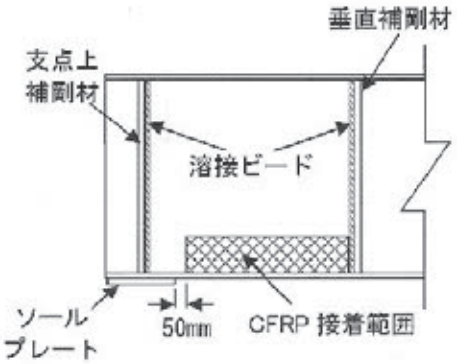


図 7-2-9 ソールプレート溶接部の点検箇所を確保した CFRP の接着範囲(マニュアル[1)]抜粋)

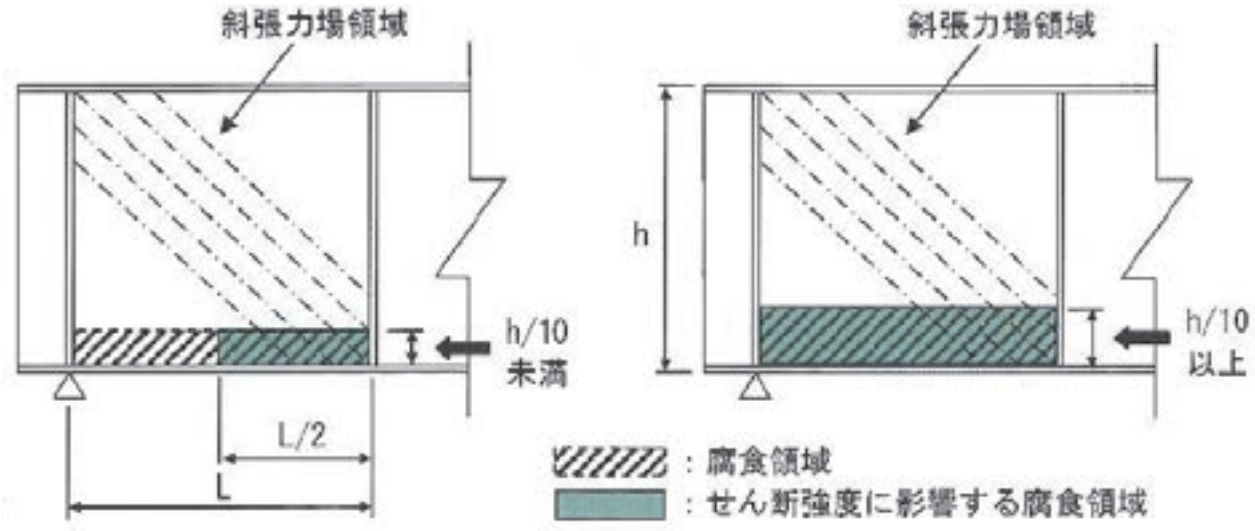


図 7-2-10 せん断強度に影響する腐食領域(マニュアル[1)]抜粋)

事例 3）コンクリートが充填された鋼製橋脚の腐食部補修

コンクリートが充填された鋼製橋脚の場合、高力ボルトを用いた当て板補修ができない。コンクリートアンカーやスタッド溶接を用いて当て板補修を行うことも可能であるが、当 WG は、CFRP での施工にメリットがあるのではないかと考えた(**表 7-2-10**)。また、首都高速道路ではすでに、数件実例があり、橋脚基部のみを対象としたストランドシートを用いた補修が施工されている(**図 7-2-11～13**)。

表 7-2-10 コンクリートが充填された鋼製橋脚の CFRP による腐食部補修のメリット

	コメント
メリット	・母材に断面を欠損させることなく、施工が可能。 ・CFRP の材料を備蓄することで、早急な現場施工が可能（当て板の場合、鋼板加工等が必要となる）。 ・鋼製橋脚の主な腐食箇所は滞水がしやすい橋脚基部であり、部分的な補修となることから工費も割高にならない。

図 7-2-11 橋脚基部はつり出し後

図 7-2-12　ストランドシート施工後

図 7-2-13 完成

事例 4）箱桁下面補修や上フランジの補修

当 WG では、人が侵入できない箱桁断面などの狭隘部や、上フランジなどの床板をはつらないと高力ボルトが設置できない箇所での施工にメリットが存在すると考えた。ただし、ワンサイドボルトやスタッドなどの施工例も見られるため、比較検討を十分に行う必要がある。

7-2-5. 当て板補修工法と比較

第 4 章に示す比較設計を用いて試設計をした場合の比較を行う。本節では許容応力度法による設計を行う。FRP 接着による構造物の補修・補強指針（案）の部分係数設計法による式を許容応力度法に置き換えて試算した。なお、部分係数設計法による試算、当て板工法との比較、欠損量による CFRP 接着工法の比較は、**付録 2-4** に載せているため、合わせて参考にされたい。

1）曲げ卓越部（下フランジ損傷）に対する試設計

下フランジ損傷箇所を、CFRP（炭素繊維シート）を用いて補修を行う。設計、補修材および材料特性値は、「炭素繊維シートによる鋼構造物の補修・補強工法 設計・施工マニュアル」（株）高速道路総合技術研究所に準拠して行う。構造諸元、設計条件は、**4-2-2.** 補修工法の比較（事例２ 曲げ卓越部：下フランジ損傷）と同条件とする。

2）設計条件

①鋼材諸元

表 7-2-11 鋼材諸元

項目	記号	単位	数値
鋼種	-	-	SM400
ヤング係数	Es	N/mm^2	200,000
許容応力度	σ sa	N/mm^2	140

②欠損前断面積

表 7-2-12 欠損前断面積

項目	記号	単位	数値
フランジ幅	Bfu (Bfl)	mm	300
フランジ厚	tfu (tfl)	mm	16
ウェブ厚	tw	mm	9
ウェブ高	hw	mm	1,168
桁高	h	mm	1,200
断面積	As	mm^2	20,112

③欠損後断面積

最大欠損深さ×欠損幅
＝欠損断面積とする。

表 7-2-13 欠損後断面積

項目	記号	単位	数値
最大欠損深さ	tfld	mm	8
欠損幅	bfld	mm	300
欠損断面積	Afld	mm^2	2,400
欠損長	Lfld	mm	1,000

④断面力

4-2-2. 補修工法の比較
（事例２ 曲げ卓越部
：下フランジ損傷）より

表 7-2-14 断面力

項目	記号	単位	数値
死荷重モーメント	Md	kN・m	500
活荷重モーメント	Ml	kN・m	500
合計モーメント	Md + Ml	kN・m	1,000

3）欠損後の断面性能

ウェブの中心を原点として、各部材の距離を計算し、断面欠損が生じた、補修前の桁に対する中立軸の偏心量を次式より算出する。

〈補修前〉

断面欠損後の中立軸の偏心量　es1　　es1 = Σ(A・y) / ΣA

断面欠損を考慮した下フランジ下端からの中立軸　y1　　y1 = h/2 + es1

欠損を考慮した中立軸回りの断面２次モーメント　I1　　I1 = Σ(A・y2) + ΣI - ΣA・es12

下フランジ下端からの断面係数　Z1　　Z1 = I1/y1

下フランジ下面に作用する応力度　σ1　　σ1 = (Md + M1)/Z1

表 7-2-15　補強前偏心量の算出

項目	記号	断面積 A(mm^2)	図心位置 y(mm)	A・y A(mm^3)	A・y^2 A(mm^4)	各図心回りのI I(mm^4)
上フランジ	U-Flg.	4,800	592	2,841,600	1,682,227,200	102,400
ウェブ	Web.	10,512	0	0	0	1,195,060,224
下フランジ	L-Flg.	4,800	-592	-2,841,600	1,682,227,200	102,400
フランジ欠損断面積	Afld	-2,400	-588	1,411,200	-829,785,600	-12,800
合計	Σ	17,712	-	1,411,200	2,534,668,800	1,195,252,224

上記、算定式を用いて算出した欠損後の断面性能を以下に示す。

表 7-2-16　欠損後の断面性能

項目	記号	単位	数値
中立軸の偏心量	es1	mm	79.7
中立軸位置	y1	mm	680
断面二次モーメント	I1	mm^4	3.617E+09
断面係数	Z1	mm^3	5.322E+06

下フランジ下面に作用する応力度σ1の計算

σ1 = (Md + M1)/Z1 =　　187.9　　N/mm2　　＞σsa　NG

許容応力度を超過する。よって、補修が必要である。

4）炭素繊維シートの必要層数

・ 補強必要断面積 Asl の計算

① 許容応力度を満足するための補強必要断面係数 Zr の計算

死荷重は補強前断面、活荷重は補強後の合成断面で抵抗するため、

$\sigma sa = Md / Z1 + Ml / Zr$

となる。よって、

$Zr = Ml /(\sigma sa - Md / Z1) = 10,856,120 \ mm3$・・・（1）

となる。これを満足するための必要断面積 Asr を求める。

② 補強後の下フランジ下端からの中立軸位置 y2 の計算

$y2 = \{(As - Afld) \cdot y1 + Asr \cdot tfl\} / (As - Afld + Asr)$・・・（2）

③ 補強後の断面 2 次モーメント I2 の計算

補強前の中立軸位置回りで計算し、平行軸の定理で補強後の中立軸回りに変換する。

$I2 = I1 + Bcf\ (Asr / Bcf)3 / 12 + Asr\ (y1 - tfl)2 - (As- Afld + Asr)(y1 - y2)2$・・・（3）

ここで、シート貼付幅 Bcf は、フランジ縁端から 5mm 以上控えた幅とする。Bcf = 290 mm

④ Asr の計算

補強後の断面係数は、

$Zr\ (4) = I2 / y2$

ここに、式(1)(2)(3)を代入し、Zr(1) = Zr(4) となる時の Asr を算出する。

表 7-2-17 補強必要断面積 Asr の算出

項目	記号	単位	数値
補強必要断面係数	Zr(1)	mm^3	10,856,120
補強後の中立軸	y2	mm	513
シート貼付幅	Bcf	mm	290
補強後の断面 2 次モーメント	I2	mm^4	5,572,917,195
補強後の断面係数	Zr(4)	mm^3	10,856,120
補強必要断面積	Asr	mm^2	5,924

⑤ Asl の決定

Afld と Asr のうち大きい方を Asl とする。

表 7-2-18　補強必要断面積 Asl の算出

項目	記号	単位	数値
最大欠損深さ	tfld	mm	8
欠損幅	bfld	mm	300
補強必要断面積	Asr	mm^2	5,924
欠損断面積	Afld	mm^2	2,400
補強必要断面積	Asl	mm^2	5,924

・ シートの必要積層数 n の計算

① 炭素繊維シートの諸元

炭素繊維シートは、繊維目付量 w=900g/m2 の高弾性型炭素繊維シートを使用する。

炭素繊維シートの諸元を以下に示す。

表 7-2-19　炭素繊維シートの諸元

項目	記号	単位	数値
種　　類	-	-	高弾性型目付け量 900
ヤング係数	Ecf	kN/mm^2	640
設　計　厚	tcf	mm	0.429

② 必要最低鋼換算面積 Acf,s' を計算

下記の式にて、Asl を満たす積層数 n' を求める。

$$n' = Asl / \{ Bcf \cdot tcf \cdot (Ecf / Es) \}$$

n' により応力低減係数 Cn' を仮決定し、必要最低鋼換算面積 Acf,s' を求める。

補正係数 Cn' は下記表の通りである。

表 7-2-20　高伸度弾性樹脂による補正係数

積層数	Cn'
1	0.93
2	0.86
3	0.82
4	0.79
5	0.77
6 以上	0.74

③ シートの必要積層数 n の決定

下記の式にて、積層数 n を求める。

$$n = Acf,s' / \{ tcf \cdot Bcf \cdot (Ecf / Es) \}$$

CFRP を貼付けた鋼部材の断面は、不完全合成断面とする。このため、シートの必要積層数 n に低減係数 Cn を考慮する。

ここで、n 層での応力低減係数 Cn を決定し、Cn = Cn' であれば計算は終了。Cn ≠ Cn'であれば、Cn'に Cn を代入して、②から Acf,s'を再計算する。以上を Cn = Cn'になるまで繰り返す。

表 7-2-21　シートの必要層数

項目	記号	単位	数値
Asl 満たす積層数	n'	-	14.9 15 層
仮定の低減係数	Cn'	-	0.74
必要最低鋼換算面積	Acf,s'	mm^2	8,005
必要積層数	n	-	20.1 21 層
低減係数の決定	Cn	-	0.74
判　定	-	-	Cn＝Cn'
補強後の鋼換算断面積	Acf,s	mm^2	8,360
低減係数を考慮	Cn・ Acf,s	mm^2	6,187

・ 補強後の応力度照査

補強後の鋼換算面積 Acf,s は、Acf,s = n・tcf・Bcf・(Ecf / Es) となる。

腹板の中心を原点として、各距離を計算し、補強後の中立軸の偏心量を算出する。

表 7-2-22　補強後偏心量の算出

項目	記号	断面積 A(mm^2)	図心位置 y(mm)	A・y A(mm^3)	A ・y^2 A(mm^4)	各図心回りの I I (mm^4)
上フランジ	U-Flg.	4,800	592	2,841,600	1,682,227,200	102,400
腹板	Web.	10,512	0	0	0	1,195,060,224
下フランジ	L-Flg.	4,800	-592	-2,841,600	1,682,227,200	102,400
フランジ欠損断面積	Afld	-2,400	-588	1,411,200	-829,785,600	-12,800
シート	-	6,187	-584	-3,613,033	2,110,011,155	234,639
合計	Σ	23,899	-	-2,201,833	4,644,679,955	1,195,486,863

〈補強後〉

補強後の中立軸の偏心量 ep	ep = Σ(A・y) / ΣA
補強後の下フランジ下端からの中立軸 y2	y2 = h/2 + ep
補強後の中立軸回りの断面 2 次モーメント I2	I2 = Σ(A・y2) + ΣI − ΣA・ep2
補強後の下フランジ下端からの断面係数 Z2 の計算	Z2 = I2/y2
補強後の下フランジ下面に作用する応力度σ2 の計算	σ2 = Md / Z1 + Ml / Z2

上記、算定式を使って応力度照査した結果を以下に示す。

表 7-2-23　補強後の応力度照査

項目	記号	単位	数値
中立軸の偏心量	ep	mm	-92
中立軸位置	y2	mm	508
シート貼付幅	Bcf	mm	290
断面 2 次モーメント	I2	mm^4	5,637,307,353
断面係数	Z2	mm^3	11,099,247
下フランジ下面の応力度	σ2	N/mm^2	139
判定	−	140	≦σsa　OK

よって、高弾性型炭素繊維シー ト 21 層で補修することによって、許容応力度を満足する。

5）構造概要図

試設計で用いた、構造および算出された定着範囲（腐食部範囲を含めた）を下図に示す。

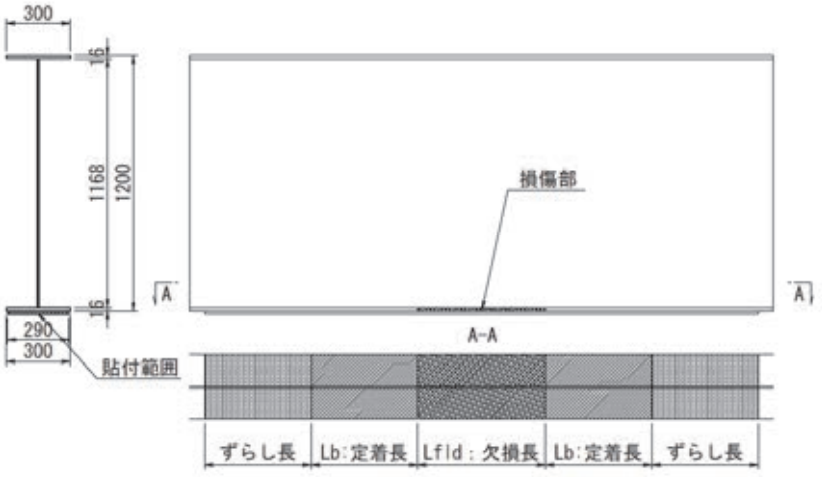


図 7-2-14　概要図

Lfld（欠損長）　＝　1,000（mm）
Lb（定着長）　＝　250（mm）
ずらし長　＝　1500（mm）：75・（n-1）

損傷部を含めた、全長　4,500(mm)の範囲に補修用 CFRP を接着する必要がある。

7-2-6. まとめ

本検討より得られた結果を以下に示す。

・ＣＦＲＰの性能（材料、種類、適用、耐用年数、定着長などの特徴）を示し、当て板工法と比較した。耐用年数は当て板補修より短いものの、ＣＦＲＰ工法では、素材が軽量であることや母材の断面欠損が生じさせないなどの構造性・施工性にメリットがあることを示した。

・施工実績より、高力ボルトが不足した場合など当て板補修工法で不測の事態が生じた場合にはＣＦＲＰ工法で代用できる場合があることがわかった。

・ＣＦＲＰ工法に関する最新の既往研究を収集し、ＣＦＲＰ工法の最新の動向を把握した。特に VaRTM（真空含侵工法）を用いたＣＦＲＰ工法、ガセットプレートの腐食対策、および添接部などの当て板補修ができない箇所などの性能を研究した事例をレビューした。

・歩道橋鋼製橋脚基部およびトラス橋ガセット部の腐食部に適用できることを実績より示せた。さらには、当て板補修ができにくく、ＣＦＲＰ工法で補修するにあたり優位性がありそうな箇所として、添接部、支承ソールプレート近接部、コンクリートで充填された鋼製橋脚の腐食部補修、箱桁下面補修や上フランジの補修などを挙げて、その優位性を示した。

・7-2-5 に当て板補修工法と比較するために、曲げ卓越部（下フランジ損傷）に対する許容応力度設計法で試設計を行い、必要な定着範囲を示した。

・**付録 2-4** に部分係数設計法で曲げ卓越部（下フランジ損傷）に対して試設計を行い、必要な定着範囲を示した。さらには、構造性、経済性、施工性、維持管理性に着目して参考に当て板補修工法と比較した。欠損まで生じた損傷の場合は「当て板補修工法」の方が優位であった。

・許容応力度設計法と部分係数設計法では、必要な定着範囲にほとんど差がないことがわかった。

・**付録 2-4** にＣＦＲＰを接着した鋼部材とＣＦＲＰの断面を完全合成断面として評価した場合の必要な定着範囲も示した。積層数は 3/4 程度となるが、定着長が 5 倍程度必要となり、実施工上、完全合成断面として評価することが難しいということがわかった。

・欠損幅、欠損深さによって必要な積層数（層）を示し、その工法比較を行った。工費と欠損断面積を比較した結果、欠損断面積が減少していくと、工費は、徐々に変わらなくなり、シート数が少ないほど、材料費が少なくなり安価となることを示した。

参考文献

1）公益社団法人　土木学会：FRP 接着による構造物の補修・補強指針（案）、2018.7

2）株式会社 高速道路総合技術研究所：炭素繊維シートによる鋼構造物の補修・補強工法設計・施工マニュアル、2013.10

3）景観デザイン研究会：100 年後の橋梁デザイン、2005.6

4）日鉄ケミカル&マテリアル株式会社 HP「https://www.nscm.nipponsteel.com/index.html」

5）杉浦江、大垣賀津雄、稲葉尚文、本間淳史、大垣賀津雄、長井正嗣：鋼部材腐食損傷部の炭素繊維シートによる補修技術に関する設計・施工法の提案、土木学会論文集 F、Vol. 65、No. 1、pp. 106-111、2009.

6）冨田芳男、稲葉尚文、大垣賀津雄、杉浦江、長井正嗣、小林朗：炭素繊維シートにより補強された鋼製梁の強度特性に関する実験研究、第 61 回年次学術講演会公演概要集、CD-ROM，I-659、2006．9

7) 奥山雄介、宮下剛、緒方辰男、藤野和雄、大垣賀津雄、秀熊佑哉、堀本歴、長井正嗣：鋼桁腹板の合理的な補修・補強方法の確立に向けた FRP 接着鋼板の一軸圧縮試験、土木学会構造工学論文集、Vol. 57A、pp. 735-746、

2011.
8) 奥山雄介、宮下剛、若林大、小出宜央、小林朗、秀熊佑哉、堀本歴、長井正嗣：鋼橋桁端部腹板の腐食に対するCFRP を用いた補修工法の実験的研究、土木学会構造工学論文集、Vol. 58A、pp. 710-720、2012.
9) 奥山雄介、宮下剛、大垣賀津雄、広瀬剛、秀熊佑哉：炭素繊維シート接着工法における最大積層数に関する一考察、鋼構造年次論文報告集 Vol. 25、pp. 55-62、2017.11.
10) 奥山雄介、宮下剛、若林大、小出宜央、小林朗、秀熊佑哉、堀本歴、長井正嗣：腹板を CFRP 補強した鋼桁のせん断座屈試験と強度評価法、土木学会論文集 A1、Vol. 68、No. 3、pp. 635-654、2012.
11) 奥山雄介、宮下剛、長井正嗣、若林大、小出宜央、秀熊佑哉、小林朗、秀熊佑哉、堀本歴：炭素繊維を用いた支点部垂直補剛材の腐食部補修法に関する実験的研究，第 30 回土木学会関東支部新潟会研調査発表会論文集 pp.60-6.3、2012.
12）若林大、宮下剛、奥山雄介、秀熊佑哉、小林朗、小出宜央、堀本歴、長井正嗣：高伸度弾性パテ材を用いた炭素繊維シート接着による鋼桁補修設計法の提案、土木学会論文集 F4 2015 年 71 巻 1 号 pp.44-63
13）中井章人、北田俊行、松村政秀：炭素繊維接着による鋼板の電食に関する一考察、第 6 回複合構造の活用に関するシンポジウム講演論文集、pp.46-1～46-4、2005.1

8. まとめ

本報告書では、主として鋼橋における損傷として、腐食損傷を取り上げ、腐食損傷を有する部材（腐食部材）に適用可能な補修補強方法、性能照査について、多視点から検討を実施したものをとりまとめたものである。

このWGは、学術委員、点検・診断・補修設計を行うコンサルタント、解析を得意とするシステムエンジニア、支承メーカー、ファブリケーターなど様々な分野のメンバーで構成されていた。このことから、各々のメンバーが日常的に関わる分野もしくは関わりやすい分野により3つのサブWG（当て板補強サブWG、実験解析サブWG、新技術サブWG）に分かれて検討し、最終的に以下の5項目を中心にまとめることとなった。

1．高力ボルトによる当て板補修設計法
2．事例による比較設計
3．全橋レベルでの腐食損傷に伴う死荷重応力再分配および当て板補強効果の検討
4．圧縮荷重を受ける高力ボルト継手の耐荷性能に関する検討
5．高力ボルト継手の当て板補修以外の工法の検討

1）まとめ

「高力ボルトによる当て板補修設計法」については、診断者や設計者を中心とした立場より「高力ボルトによる当て板補修設計」の現状を様々な視点で着目し整理したものである。以下に示す目次の内容がそのまま着目点となっている。様々な視点の内容を盛り込んで整理したため、実務のヒントとなりそうな情報があるが、情報量が多いため、必要な項目に絞って参考にされてもよいと思われる。特にこの部会の活動期間中、道路橋示方書が改訂され、新設橋梁としては性能照査型への移行する時期にあったため、新旧の道路橋示方書改訂に関わる内容も記述しているので参考にして頂ければ幸いである。

・対策レベル（補修の必要性の判断）
・高力ボルト摩擦接合を準用した設計
・各施工段階における力学的状態の変化
・補修における孔明けと切断に対する注意
・圧縮応力部と引張応力部での当て板補修の効果の違い
・当て板補修の様々な効果と当て板補修の技術の応用
・当て板補修における素地調整と塗装
・試算による当て板補修効果の定量的な一検討
・簡易な高力ボルトによる当て板補修設計法の提案

「事例による比較設計」については、「曲げ卓越部（ウェブ・下フランジ損傷）」、「曲げ卓越部（下フランジ損傷）」、「端支点部付近（片側補剛材欠損）」の損傷に着目して、複数の設計者が当て板補強工法やバイパス工法など複数の対策案を抽出し、項目毎に、その適用性を評価した。「経済性」や「施工性」はいずれの技術者も当て板補強工法が優れると判断したが、「構造性」、「維持管理」などの項目は設計者によってばらつく評価となった。評価が分かれた項目があることに対して、WG内の議論では以下の意見があった。

・多視点とはそもそも技術者が所有する「情報量」の違いが大きいのではないか
・ある特定の損傷に対して、決まった条件であれば工法が集約されるのではないか

一つの補修工法に対して、様々な設計者が評価したものがないため、興味深いと思われる。また、実務によって異なる条件がある場合には、この様々な考え方の違いをヒントに実務に役に立てられると思われる。

「全橋レベルでの腐食損傷に伴う死荷重応力再分配および当て板補強効果の検討」は、複数の桁を有する実橋梁における腐食による死荷重応力再分配などの橋梁全体の耐荷力への影響を解析により検討したものである。耐荷性能の把握を目的とした研究的要素以外に、腐食・欠損した桁を補う形で、別の健全な桁に応力が再分配される現象は、点検者・診断者を行う実務者の視点からも非常に有用なデータと思われる。付録には、様々な腐食ケースにおける全橋レベルでの腐食進行再現 FEM 解析結果コンター図を整理している。是非参考にされたい。

「圧縮荷重を受ける高力ボルト継手の耐荷性能に関する検討」は、実験および解析により、パラメータ毎の圧縮を受ける場合の高力ボルト継手の耐荷性能への影響を整理し、鋼材の組み合わせ等、補修・補強の際に適用可能な選択肢で参考となる結果について取りまとめている。降伏先行型、すべり先行型におけるすべりまでの挙動の違いについて示したことは設計する上でも有用なデータである。また、実験で用いたアクリルパイプは、実験の安全性を考慮して、今回のWG内で初めて採用したものである。解析、実験結果が把握しやすいように、極力多くの図表を報告書に整理したので、解析・実験結果の傾向もさることながら、これらの取り組みも参考にして頂ければ幸いである。

「高力ボルト継手の当て板補修以外の工法の検討」は、新しい材料の調査および近年注目を集めているCFRP工法に関する補修補強工法を整理したものである。特にWGで力を入れたのが、従来工法である鋼材による当て板補強との対比である。CFRP工法の特性が活かせるように、WGで議論し、度々、メーカーにヒアリングしている。近年発行された炭素繊維シートによる鋼構造物の補修・補強工法設計・施工マニュアルに記載されていない内容も整理しているので参考にして頂ければ幸いである。

2）夢を抱ける鋼構造の世界に

高度成長期の橋梁の長大化、地震対策などで整備されてきた橋梁技術は我々の財産である。しかしながら、新設橋梁は少なくなり、橋梁技術者にとって維持管理業務が多くなりつつある今日、鋼構造技術者が鋼構造の世界に夢を持つ方法として 2 つの道が考えられる。

一つは、橋梁資産の整備にあたって、時代の要求に合わせて、新設、架け替え、補修を如何に合理的に行っていくか、このための技術を常に追求していくことかと思う。

もう一つは、これまでの経験を橋梁ばかりでなく、多分野の構造に活かしていくことと考えられる。

ここ数年、甚大災害の報告は増える傾向にある。鋼構造が使われる分野として、建築があるが、建築は建築の分野で開発研究が行われている。

これに対して、治水砂防の分野の構造物は、公共構造物である。これらの構造物に多くの土木技術者が関わってきているものと考えられるが、砂防技術者は、農学部林業科の出身者が多い。また、研究も防衛大学を中心に行われている。

道路橋示方書は平成 29 年に限界状態設計法が導入された。求められる性能も、これからの経験で変わっていく可能性もある。また、荷重特性、それに対する要求性能という視点から、砂防構造物を見ることで、橋梁に対する要求性能、それに対して、どのように対処していくのかという視点から、橋梁技術を見ていくと、また違った視点で橋梁を見ることができ、面白さを見出すこともあるかと思う。

砂防構造物の一つの砂防堰堤は、生態系を復活、あるいは守るという視点から、通常流は流すという考えから、透過型堰堤の採用が増えつつある。この透過型堰堤は、新設ばかりでなく、維持管理でこれに変

える工事も行われている。この透過型堰堤は、鋼構造物が多く使われている。また、設計法と設計荷重の変更から、新しい規定に耐えられない構造の経済性を考えた改良構造の研究もおこなわれている。

鋼橋で整備されてきた技術をこうした分野も含めて活かし、新しい技術を生み出すことで、この分野をこれからも夢の抱ける世界にしていくことが個々の技術者の役割と思う。

付録 2-1 当て板補修の比較設計

付録 2-1-1 一般部による基本的な考え方の検討（事例１）

曲げモーメント卓越部（支間部）のウェブ、および下フランジに減肉が見られるＩ桁断面の補修工法について比較、検討を行う。

・補修レベルの設定

当て板補修工法は、減肉により剛性の低下した既設断面に当て板を設置することにより、その性能を回復することを目的とするが、補修施工前に作用している死荷重応力度を低減することはできない。

ここでは、補修施工前に既に作用している死荷重応力度、補修後に作用する活荷重応力度を足し合わせた作用応力度が許容応力度以下となるような当て板断面を算出する。

・検討ケース

以下の３ケースの補修方法について比較を行う。

１-① 当て板工法

→ 欠損箇所周辺に直接当て板補修部材を追加し、断面を補う工法

１-② 割込みフランジ工法

→ 損傷を避けた箇所に新設フランジを設置し、損傷箇所は切除する。
これにより、死荷重応力の再分配が起こるものと考える。

１-③ バイパス工法

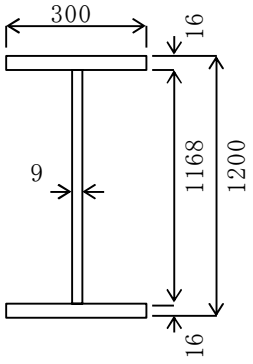
→ 部材を取替えることにより、死荷重に対しても抵抗を期待できる工法

・竣工時設計条件

許容応力度に 5%～10%程度の余裕をみて設計された断面として、以下の通りとした。なお、死荷重、活荷重の作用比率は１：１とする。

設計断面力	死荷重による曲げ	MD =	500 kNm	
	活荷重による曲げ	ML =	500 kNm	
		ΣM =	1000 kNm	
断面	使用鋼材	： SM400	(σa= 140.0	N/mm2)
	上フランジ	： 300×16	(σu= -131.6	N/mm2)
	腹板	： 1168×9		
	下フランジ	： 300×16	(σℓ= 131.6	N/mm2)

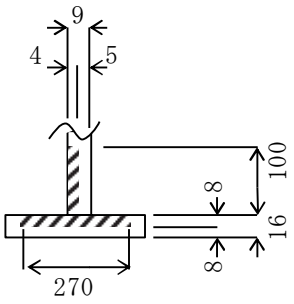
※詳細計算参照



・損傷レベル

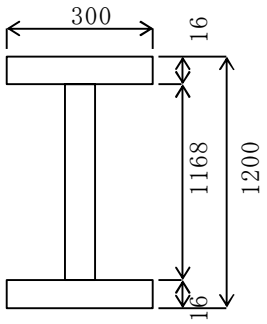
部材取替えが必要ではない程度の腐食（損傷断面が降伏しない程度）として、下図斜線範囲の減肉を想定する。

降伏点　　：　σy=　235.0　N/mm2
損傷時応力度　：　σℓ=　191.6　N/mm2
※詳細計算参照



事例１　一般部による基本的な考え方の検討

I断面桁の補修　　(桁高　　1200 mm)



仮定断面力

死荷重によるせん断	SD =	200	kN
活荷重によるせん断	SL =	200	kN
	ΣS =	400	kN
死荷重による曲げ	MD =	500	kNm
活荷重による曲げ	ML =	500	kNm
	ΣM =	1000	kNm

(1)健全時の計算

断面諸量

使用鋼材： SM400					A mm2	Y mm	AY mm3	I mm4
1 -U.Flg	300	×	16	=	4800	-592	-2841600	1682329600
1 -Web	1168	×	9	=	10512			1195060224
1 -L.Flg	300	×	16	=	4800	592	2841600	1682329600
					20112		0	4559719424
e =	0.0	mm					-ΣA×e^2=	0
								4559719424

YUF0	=	-600.0	mm	ZUF0	=	-7600000 mm3
YUW0	=	-584.0	mm	ZUW0	=	-7808000 mm3
YLW0	=	584.0	mm	ZLW0	=	7808000 mm3
YLF0	=	600.0	mm	ZLF0	=	7600000 mm3

せん断応力度

τ = S/Aw = 38.1 N/mm2 ＜ 80 N/mm2　　(作用/許容 = 0.48)

曲げ応力度

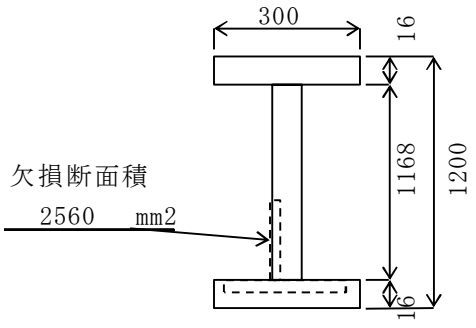
σUF	= M/ZUF =	-131.6	N/mm2	＜	140	N/mm2	
σUW	= M/ZUW =	-128.1	N/mm2	＜	140	N/mm2	
σLW	= M/ZLW =	128.1	N/mm2	＜	140	N/mm2	
σLF	= M/ZLF =	131.6	N/mm2	＜	140	N/mm2	(作用/許容 = 0.94)

合成応力度

K = (128.1 / 140)^2 + (38.1 / 80)^2 = 1.06 ＜ 1.20

(2)断面欠損時の計算

現地調査により見つかった断面欠損を控除し、残存断面による応力度照査を行う。



断面諸量

使用鋼材： SM400					A mm2	Y mm	AY mm3	I mm4
1 -U.Flg	300	×	16					
1 -Web	1168	×	9		20112	0.0	0	4559719424
1 -L.Flg	300	×	16					
1 -Web欠損	100	×	-4	=	-400	534	-213600	-114395733
1 -Flg欠損	270	×	-8	=	-2160	588	-1270080	-746818560
					17552		-1483680	3698505131
e = -84.5 mm							-ΣA×e^2=	-125416268
								3573088863

YUF	= YUF0 -e =	-515.5	mm	ZUF	=	-6932000	mm3
YUW	= YUW0 -e =	-499.5	mm	ZUW	=	-7154000	mm3
YLW	= YLW0 -e =	668.5	mm	ZLW	=	5345000	mm3
YLF	= YLF0 -e =	684.5	mm	ZLF	=	5220000	mm3

せん断応力度

τ = S/Aw = 39.6 N/mm2 < 80 N/mm2 (作用/許容 = 0.49)

曲げ応力度

σUF = M/ZUF = -144.3 N/mm2 > 140 N/mm2

σUW = M/ZUW = -139.8 N/mm2 < 140 N/mm2

σLW = M/ZLW = 187.1 N/mm2 > 140 N/mm2

σLF = M/ZLF = 191.6 N/mm2 > 140 N/mm2 (作用/許容 = 1.37)

合成応力度

K = (187.1 / 140)^2 + (39.6 / 80)^2 = 2.03 > 1.20

・死荷重による応力度（当て板補修後も損傷断面にて抵抗）

せん断応力度

τ = SD/Aw = 19.8 N/mm2 < 80 N/mm2 (作用/許容 = 0.25)

曲げ応力度

σUFD = MD/ZUF = -72.1 N/mm2 < 140 N/mm2

σUWD = MD/ZUW = -69.9 N/mm2 < 140 N/mm2

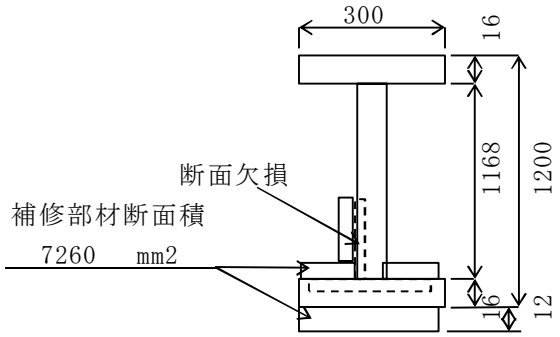
σLWD = MD/ZLW = 93.5 N/mm2 < 140 N/mm2

σLFD = MD/ZLF = 95.8 N/mm2 < 140 N/mm2 (作用/許容 = 0.68)

(3)補修工法の検討

1-①当て板工法

残存断面時による作用応力度が許容値を超過するため、当て板補修を行う。ただし、補修後断面は活荷重に対してのみ有効と考える。



・活荷重による応力度（補修断面にて抵抗）

断面諸量

	使用鋼材：SM400				A mm2	Y mm	AY mm3	I mm4
1-U.Flg	300	×	16					
1-Web	1168	×	9					
1-L.Flg	300	×	16		17552	-84.5	-1483680	3698505131
1-Web欠損	100	×	-4					
1-Flg欠損	270	×	-8					
1-Web補修	100	×	9	=	900	534	480600	257390400
2-Flg補修	120	×	12	=	2880	578	1664640	962196480
1-Flg補修	290	×	12	=	3480	606	2108880	1278023040
					24812		2770440	6196115051
e =	111.7	mm					-ΣA×e^2=	-309339747
								5886775304

YUF	= YUF0 -e =	-711.7	mm	ZUF	=	-8272000	mm3
YUW	= YUW0 -e =	-695.7	mm	ZUW	=	-8462000	mm3
YLW	= YLW0 -e =	472.3	mm	ZLW	=	12463000	mm3
YLF	= YLF0 -e =	488.3	mm	ZLF	=	12055000	mm3
YF補	=	500.3	mm	ZF補	=	11765000	mm3

せん断応力度

τ	= S/Aw =	18.2	N/mm2	< 80	N/mm2	(作用/許容 = 0.23)

曲げ応力度

σUFL	= ML/ZUF =	-60.4	N/mm2	< 140	N/mm2	
σUWL	= ML/ZUW =	-59.1	N/mm2	< 140	N/mm2	
σLWL	= ML/ZLW =	40.1	N/mm2	< 140	N/mm2	
σLFL	= ML/ZLF =	41.5	N/mm2	< 140	N/mm2	(作用/許容 = 0.43)
σ補	= ML/Z補 =	42.5	N/mm2	< 140	N/mm2	

・補修後の死荷重+活荷重応力度

せん断応力度

τ	=	τ(D+L)=	37.9	N/mm2	<	80	N/mm2	(作用/許容 =	0.47)

曲げ応力度

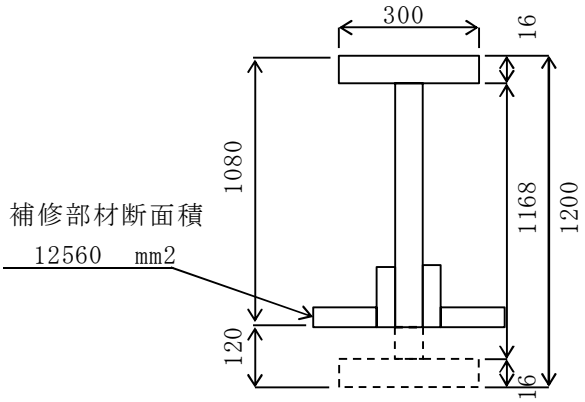
σUF	=	σ(D+L)=	-132.6	N/mm2	<	140	N/mm2		
σUW	=	σ(D+L)=	-129.0	N/mm2	<	140	N/mm2		
σLW	=	σ(D+L)=	133.7	N/mm2	<	140	N/mm2		
σLF	=	σ(D+L)=	137.3	N/mm2	<	140	N/mm2	(作用/許容 =	0.98)
σ補	=		42.5	N/mm2	<	140	N/mm2		

合成応力度

K	=	(	133.7	/	140	)^2 +	(	37.9	/	80	)^2 =	1.14 < 1.20

1-② 割込みフランジ工法

残存断面時による作用応力度が許容値を超過するため、フランジの取替えを行う。補修部材取付後、損傷部のウェブを切断、撤去する。このとき、荷重の再分配により全断面力を補修後断面にて負担するものと考える。



断面諸量

使用鋼材： SM400					A mm2	Y mm	AY mm3	I mm4
1-U.Flg	300	×	16					
1-Web	1168	×	9		20112	0.0	0	4559719424
1-L.Flg	300	×	16					
1-Web切除	120	×	-9	=	-1080	524	-565920	-297838080
1-Flg切除	300	×	-16	=	-4800	592	-2841600	-1682329600
2-Web新設	120	×	12	=	2880	412	1186560	492318720
2-Flg新設	220	×	22	=	9680	461	4462480	2057593707
					26792		2241520	5129464171
e = 83.7 mm							-ΣA×e^2=	-187534037
								4941930134

YUF = YUF0 -e = -683.7 mm　ZUF = -7229000 mm3
YUW = YUW0 -e = -667.7 mm　ZUW = -7402000 mm3
YW補 = 388.3 mm　ZLW = 12726000 mm3
YF補 = 388.3 mm　ZLF = 12726000 mm3

せん断応力度

τ = S/Aw = 32.5 N/mm2 ＜ 80 N/mm2　(作用/許容 = 0.41)

曲げ応力度

σUF = M/ZUF = -138.3 N/mm2 ＜ 140 N/mm2
σUW = M/ZUW = -135.1 N/mm2 ＜ 140 N/mm2
σLW = M/ZLW = 78.6 N/mm2 ＜ 140 N/mm2
σLF = M/ZLF = 78.6 N/mm2 ＜ 140 N/mm2　(作用/許容 = 0.99)

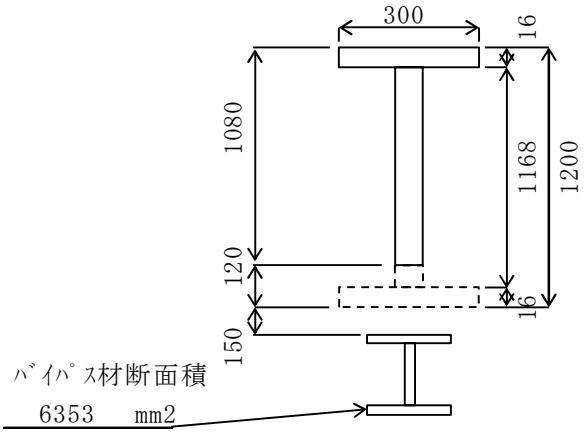
合成応力度

$K = (135.1 / 140)^2 + (32.5 / 80)^2 = 1.10 < 1.20$

1-③バイパス工法

残存断面時による作用応力度が許容値を超過するため、フランジの取替えを行う。

バイパス材設置後、損傷部のウェブを切断、撤去し、竣工時断面を復元する。このとき、荷重の再分配により全断面力を復元断面にて負担するものと考える。



断面諸量

使用鋼材： SM400				A mm2	Y mm	AY mm3	I mm4
1-U.Flg	300	×	16				
1-Web	1168	×	9	20112	0.0	0	4559719424
1-L.Flg	300	×	16				
1-Web切除	120	×	-9	= -1080	524	-565920	-297838080
1-Flg切除	300	×	-16	= -4800	592	-2841600	-1682329600
1-ﾊﾞｲﾊﾟｽH	200×200			= 6353	850	5400050	4637242500
				20585		1992530	7216794244
						-ΣA×e^2=	-192867418
							7023926826

e = 96.8 mm

YUF = YUF0 -e = -696.8 mm ZUF = -10080000 mm3

YUW = YUW0 -e = -680.8 mm ZUW = -10317000 mm3

YH = 853.2 mm ZH = 8232000 mm3

せん断応力度

τ = S/Aw = 42.4 N/mm2 < 80 N/mm2 (作用/許容 = 0.53)

曲げ応力度

σUF = M/ZUF = -99.2 N/mm2 < 140 N/mm2

σUW = M/ZUW = -96.9 N/mm2 < 140 N/mm2

σH = M/ZH 121.5 N/mm2 < 140 N/mm2 (作用/許容 = 0.87)

合成応力度

K = (96.9 / 140)^2 + (42.4 / 80)^2 = 0.76 < 1.20

付録 2-1-2 ボルト穿孔の影響に着目した検討（事例２）

曲げモーメント卓越部（支間部）の下フランジに減肉が見られるＩ桁断面の補修工法について比較、検討を行う。

・補修レベルの設定

当て板補修工法は、減肉により剛性の低下した既設断面に当て板を設置することにより、その性能を回復することを目的とするが、補修施工前に作用している死荷重応力度を低減することはできない。
ここでは、補修施工前に既に作用している死荷重応力度、補修後に作用する活荷重応力度を足し合わせた作用応力度が許容応力度以下となるような当て板断面を算出する。

・検討ケース

以下の３ケースの当て板補修方法と、他の補修方法としてバイパス工法を加えた４ケースについて比較を行う。

２-① フランジ両面当て板工法

→ ２面摩擦接合となることから、健全部への定着長を②より短くできる工法

２-② フランジ下面当て板工法

→ 干渉部材がなく、連続性を確保しやすい工法

２-③ Ｌ形鋼を用いたウェブ面当て板工法

→ 施工時の耐力低下要因となる下フランジへの穴あけを避けた、安全性が高い工法

２-④ バイパス工法

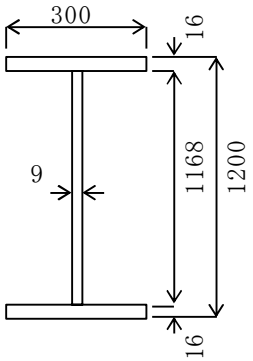
→ 部材を取替えることにより、死荷重に対しても抵抗を期待できる工法

・竣工時設計条件

許容応力度に5%～10%程度の余裕をみて設計された断面として、以下の通りとした。なお、死荷重、活荷重の作用比率は１：１とする。

設計断面力	死荷重による曲げ	MD =	500 kNm	
	活荷重による曲げ	ML =	500 kNm	
		ΣM =	1000 kNm	
断面	使用鋼材	： SM400	(σa= 140.0	N/mm2)
	上フランジ	： 300×16	(σu= -131.6	N/mm2)
	ウェブ	： 1168×9		
	下フランジ	： 300×16	(σℓ= 131.6	N/mm2)

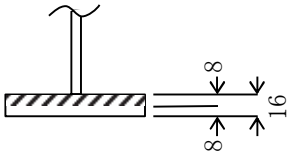
※詳細計算参照



・損傷レベル

部材取替えが必要ではない程度の腐食（ここでは、損傷断面が降伏しない程度とした。）として、下フランジ板厚の 50%が減肉している場合（残存板厚 50%）を想定する。

降伏点	:	σ y=	235.0 N/mm2
損傷時応力度	:	σ ℓ=	187.9 N/mm2
			※詳細計算参照



また、橋軸方向の補修幅は 1m として構造検討を行うが、各工法の特徴を捉えるため補修範囲には中間補剛材が設置されていることを想定する。

・補修部材の定着

補修部材の定着は母材健全部において高力ボルト摩擦接合にて行うものとする。定着ボルトの必要本数は補修部材に作用する断面力にて算出する。なお、参考値として補修部材の全強 75%の本数算出を記載する。

詳細計算結果一覧

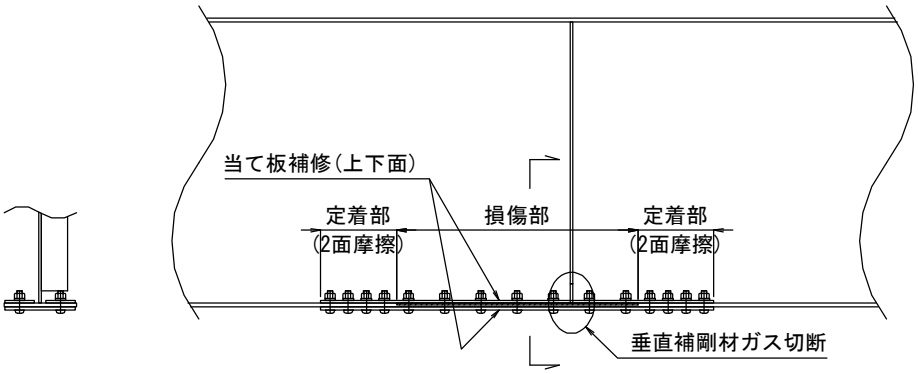
				健全時	欠損時	2-① FLG上下当板	2-② FLG下のみ当板	2-③ ウェブL形当板	2-④ バイパス	
死荷重による曲げモーメント		MD	(kNm)	500	500	500	500	500	500	①
活荷重による曲げモーメント		ML	(kNm)	500	500	500	500	500	500	②
・母材(下フランジ着目)										
死荷重抵抗断面(補修前)	断面係数(LFLG下端)	Zℓf	(mm3)	7600000	5322000	5322000	5322000	5322000	7600000	③ 詳細計算参照
	死荷重曲げ応力度	σDℓ	(N/mm2)	65.8	93.9	93.9	93.9	93.9	65.8	④ = ①/③
活荷重抵抗断面(補修後)	断面係数(LFLG下端)	Zℓf	(mm3)	7600000	5322000	11434000	10876000	11189000	7600000	⑤ 詳細計算参照
	活荷重曲げ応力度	σLℓ	(N/mm2)	65.8	93.9	43.7	46.0	44.7	65.8	⑥ = ②/⑤
死+活 作用曲げ応力度		σℓ	(N/mm2)	131.6	187.8	137.6	139.9	138.6	131.6	⑦ = ④+⑥
・補修部材										
補修部材断面	取付部材					2-120×12 1-290×12	1-290×19	2-175×175×15	1-300×16 2-120×12 1-290×9	
	断面積	A補	(mm2)			6360	5510	10042	4800	⑧
	断面係数(補修部材)	Z補	(mm3)			11167000	10490000	14077000	7600000	⑨ 詳細計算参照
	曲げ応力度	σ補	(N/mm2)			44.8	47.7	35.5	131.6	⑩ = ②/⑨
定着ボルト	摩擦面数		(面)			2面	1面	2面	2面	⑪
	設計軸力(作用力)		(kN)			284.8	262.6	356.7	631.7	⑫ = ⑧×⑩
	設計軸力(全強75%)		(kN)			667.8	578.6	1054.4	504.0	⑬ = ⑧×σa×75%
	必要本数(作用力)		(本)			3	6	4	7	⑭ = ⑫/(⑪×ρa)
	必要本数(全強75%)		(本)			7	13	11	6	⑮ = ⑬/(⑪×ρa)
・仮設部材										
仮設部材断面	取付部材								1-H 200×200	
	断面積		(mm2)						6353	
・供用下(交通規制なし)での施工						不可	不可	不可	可能	

SM400材 の許容応力度 σa = 140 N/mm2

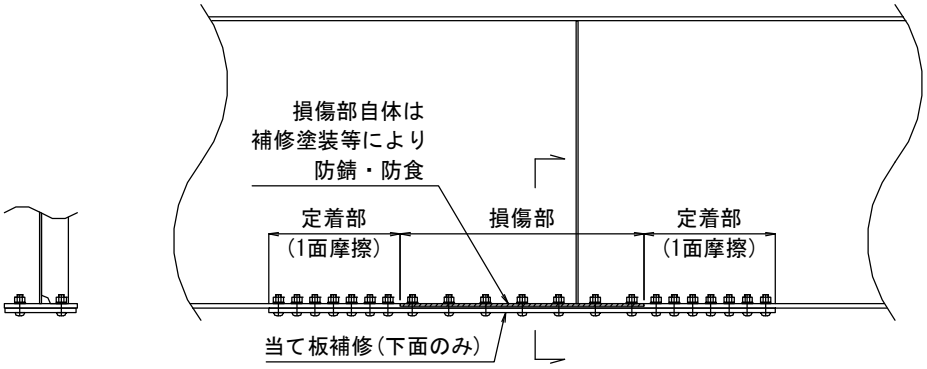
高力ボルト M22 の許容摩擦力 ρa = 48 kN/面

補修構造一覧

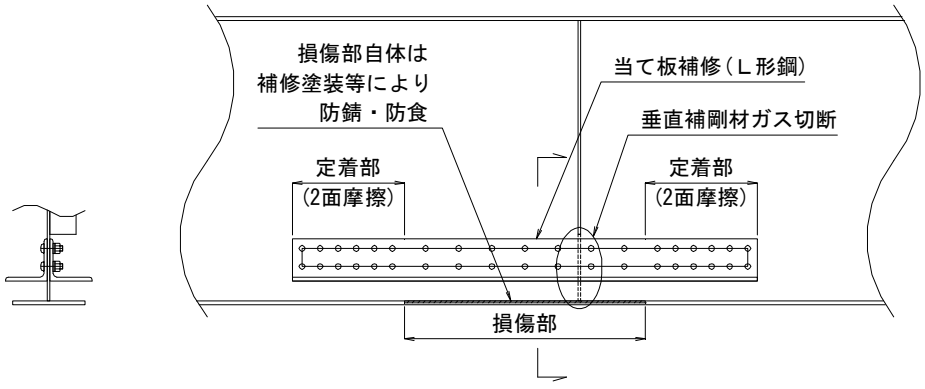
2-① フランジ両面当て板工法



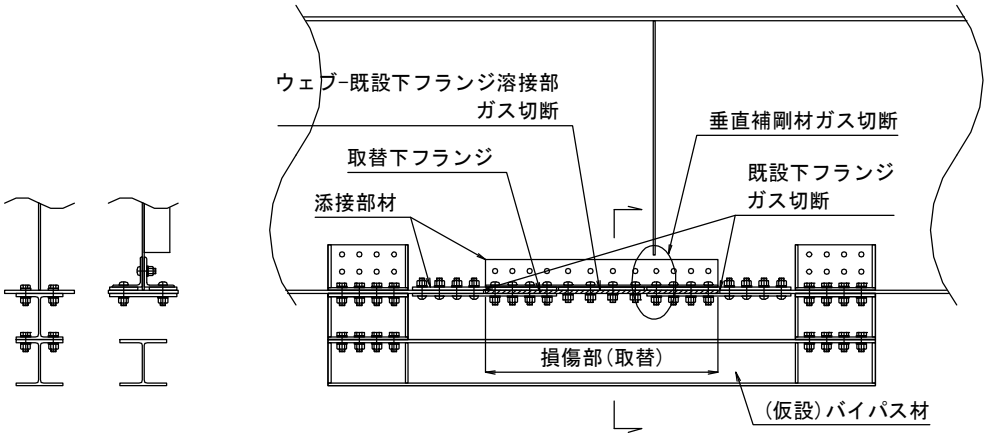
2-② フランジ下面当て板工法



2-③ L形鋼を用いたウェブ面当て板工法



2-④ バイパス工法

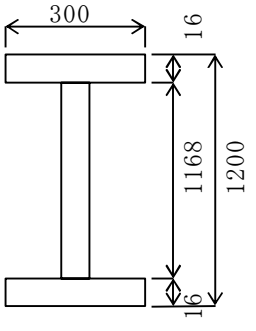


付録 2-1-2 ボルト穿孔の影響に着目した検討（事例２）

I 桁断面の補修　（桁高　1200 mm）

設計断面力

死荷重によるせん断	SD =	200	kN
活荷重によるせん断	SL =	200	kN
	ΣS =	400	kN
死荷重による曲げ	MD =	500	kNm
活荷重による曲げ	ML =	500	kNm
	ΣM =	1000	kNm



(1)健全時の計算

断面諸量

使用鋼材： SM400					A mm2	Y mm	AY mm3	I mm4
1 -U.Flg	300	×	16	=	4800	-592	-2841600	1682329600
1 -Web	1168	×	9	=	10512			1195060224
1 -L.Flg	300	×	16	=	4800	592	2841600	1682329600
					20112		0	4559719424
e =	0.0	mm					-ΣA×e^2=	0
								4559719424

YUF0	=	-600.0	mm	ZUF0	=	-7600000 mm3
YUW0	=	-584.0	mm	ZUW0	=	-7808000 mm3
YLW0	=	584.0	mm	ZLW0	=	7808000 mm3
YLF0	=	600.0	mm	ZLF0	=	7600000 mm3

せん断応力度

τ = S/Aw = 38.1 N/mm2 ＜ 80 N/mm2 (作用/許容 = 0.48)

曲げ応力度

σUF	=	M/ZUF =	-131.6	N/mm2	＜	140	N/mm2
σUW	=	M/ZUW =	-128.1	N/mm2	＜	140	N/mm2
σLW	=	M/ZLW =	128.1	N/mm2	＜	140	N/mm2
σLF	=	M/ZLF =	131.6	N/mm2	＜	140	N/mm2

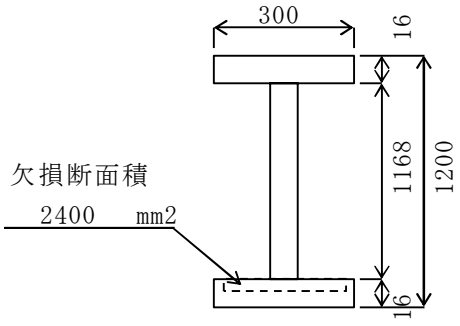
(作用/許容 = 0.94)

合成応力度

K = (128.1 / 140)^2 + (38.1 / 80)^2 = 1.06 ＜ 1.20

(2)断面欠損時の計算

現地調査により見つかった断面欠損を控除し、残存断面による応力度照査を行う。



断面諸量

	使用鋼材： SM400				A mm2	Y mm	AY mm3	I mm4
1 -U.Flg	300	×	16					
1 -Web	1168	×	9		20112	0.0	0	4559719424
1 -L.Flg	300	×	16					
1 -Flg欠損	300	×	-8	=	-2400	588	-1411200	-829798400
					17712		-1411200	3729921024
e =	-79.7	mm					-ΣA×e^2=	-112437073
								3617483951

YUF	= YUF0 -e =	-520.3	mm	ZUF	=	-6952000	mm3
YUW	= YUW0 -e =	-504.3	mm	ZUW	=	-7173000	mm3
YLW	= YLW0 -e =	663.7	mm	ZLW	=	5451000	mm3
YLF	= YLF0 -e =	679.7	mm	ZLF	=	5322000	mm3

せん断応力度

τ = S/Aw = 38.1 N/mm2 < 80 N/mm2 (作用/許容 = 0.48)

曲げ応力度

σUF = M/ZUF =	-143.8	N/mm2	>	140	N/mm2	OUT
σUW = M/ZUW =	-139.4	N/mm2	<	140	N/mm2	
σLW = M/ZLW =	183.5	N/mm2	>	140	N/mm2	OUT
σLF = M/ZLF =	187.9	N/mm2	>	140	N/mm2	OUT (作用/許容 = 1.34)

合成応力度

K = (183.5 / 140)^2 + (38.1 / 80)^2 = 1.94 > 1.20

・死荷重による応力度（当て板補修後も損傷断面にて抵抗）

せん断応力度

τ = SD/Aw = 19.0 N/mm2 < 80 N/mm2 (作用/許容 = 0.24)

曲げ応力度

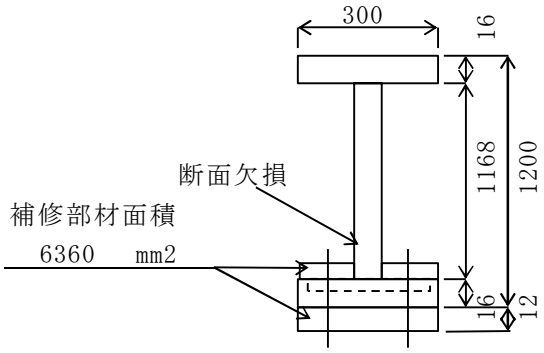
σUFD = MD/ZUF =	-71.9	N/mm2	<	140	N/mm2	
σUWD = MD/ZUW =	-69.7	N/mm2	<	140	N/mm2	
σLWD = MD/ZLW =	91.7	N/mm2	<	140	N/mm2	
σLFD = MD/ZLF =	93.9	N/mm2	<	140	N/mm2	(作用/許容 = 0.67)

(3) 補修工法の検討

2-①フランジ両面当て板工法

残存断面時による作用応力度が許容値を超過するため、当て板補修を行う。

ただし、補修後断面は活荷重に対してのみ有効と考える。



・活荷重による応力度（補修断面にて抵抗）

断面諸量

	使用鋼材： SM400				A mm2	Y mm	AY mm3	I mm4
1 -U.Flg	300	×	16					
1 -Web	1168	×	9					
1 -L.Flg	300	×	16		17712	-79.7	-1411200	3729921024
1 -Flg欠損	300	×	-8					
2 -Flg補修	120	×	12	=	2880	578	1664640	962196480
1 -Flg補修	290	×	12	=	3480	606	2108880	1278023040
					24072		2362320	5970140544
e =	98.1	mm					-ΣA×e^2=	-231827675
								5738312869

YUF	= YUF0 -e =	-698.1	mm	ZUF	=	-8219000	mm3
YUW	= YUW0 -e =	-682.1	mm	ZUW	=	-8412000	mm3
YLW	= YLW0 -e =	485.9	mm	ZLW	=	11811000	mm3
YLF	= YLF0 -e =	501.9	mm	ZLF	=	11434000	mm3
YF補	=	513.9	mm	ZF補	=	11167000	mm3

せん断応力度

τ	= S/Aw =	19.0	N/mm2	<	80	N/mm2

(作用/許容 = 0.24)

曲げ応力度

σUFL	= ML/ZUF =	-60.8	N/mm2	<	140	N/mm2
σUWL	= ML/ZUW =	-59.4	N/mm2	<	140	N/mm2
σLWL	= ML/ZLW =	42.3	N/mm2	<	140	N/mm2
σLFL	= ML/ZLF =	43.7	N/mm2	<	140	N/mm2
σ補	= ML/Z補 =	44.8	N/mm2	<	140	N/mm2

(作用/許容 = 0.43)

・補修後の死荷重+活荷重応力度

せん断応力度

τ = τ(D+L)= 38.1 N/mm2 < 80 N/mm2 (作用/許容 = 0.48)

曲げ応力度

σUF = σ(D+L)= -132.8 N/mm2 < 140 N/mm2
σUW = σ(D+L)= -129.1 N/mm2 < 140 N/mm2
σLW = σ(D+L)= 134.1 N/mm2 < 140 N/mm2
σLF = σ(D+L)= 137.7 N/mm2 < 140 N/mm2 (作用/許容 = 0.98)
σ補 = 44.8 N/mm2 < 140 N/mm2

合成応力度

K = (134.1 / 140)^2 + (38.1 / 80)^2 = 1.14 < 1.20

・補修部材取付ボルト本数の計算

使用高力ボルト M22 ρa = 48 kN/摩擦面

作用軸力にて設計する場合

σ補×Ag = 44.8 × 6360 /10^3 = 284.8 kN
Nreq = 284.8 / 48 / 2 面 = 2.97 → 3 本以上

補修部材全強の75%とした場合

σa×Ag = 140.0 × 6360 /10^3 × 0.75 = 667.8 kN
Nreq = 667.8 / 48 / 2 面 = 6.96 → 7 本以上

・供用下での施工時照査

補修部材取付のためのボルト穿孔により、施工時は一次的に耐力が低下する。この耐力低下を考慮した場合に供用下での施工が可能か判定を行う。施工時の照査には 25% の割増係数を考慮する。

※損傷部への穿孔は最小限とし、1 孔引きにて照査する。

断面諸量

使用鋼材： SM400					A mm2	Y mm	AY mm3	I mm4
1 -U.Flg	300	×	16					
1 -Web	1168	×	9					
1 -L.Flg	300	×	16		17712	-79.7	-1411200	3729921024
1 -Flg欠損	300	×	-8					
1 -Flg穿孔	-25	×	8	=	-200	588	-117600	-69161600
					17512		-1528800	3660759424
e =	-87.3	mm					-ΣA×e^2=	-133464450
								3527294974

YUF	=	YUF0	-e =	-512.7	mm	ZUF	=	-6880000 mm3
YUW	=	YUW0	-e =	-496.7	mm	ZUW	=	-7101000 mm3
YLW	=	YLW0	-e =	671.3	mm	ZLW	=	5254000 mm3
YLF	=	YLF0	-e =	687.3	mm	ZLF	=	5132000 mm3

せん断応力度

τ = ΣS/Aw = 38.1 N/mm2 ＜ 100 N/mm2 (作用/許容 = 0.38)

曲げ応力度

σUFL = ΣM/ZUF = -145.3 N/mm2 ＜ 175 N/mm2

σUWL = ΣM/ZUW = -140.8 N/mm2 ＜ 175 N/mm2

σLWL = ΣM/ZLW = 190.3 N/mm2 ＞ 175 N/mm2 OUT

σLFL = ΣM/ZLF = 194.9 N/mm2 ＞ 175 N/mm2 OUT (作用/許容 = 1.11)

合成応力度

$K = (194.9 / 175)^2 + (38.1 / 100)^2 = 1.38 > 1.20$

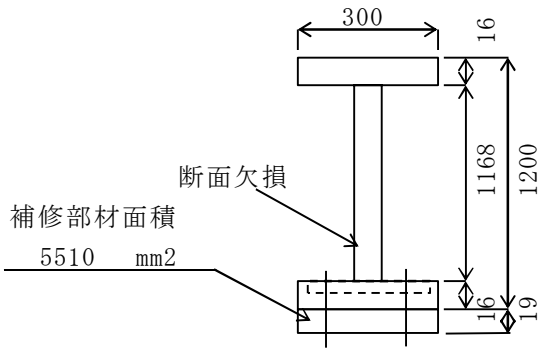
∴ 供用下での施工 不可

採用には交通規制による活荷重の制限や、ジャッキアップ等による施工時断面力の低減も視野に入れた計画が必要となる。

2-②フランジ下面当て板工法

残存断面時による作用応力度が許容値を超過するため、当て板補修を行う。

ただし、補修後断面は活荷重に対してのみ有効と考える。



・活荷重による応力度（補修断面にて抵抗）

断面諸量

	使用鋼材：SM400				A mm2	Y mm	AY mm3	I mm4
1-U.Flg	300	×	16					
1-Web	1168	×	9					
1-L.Flg	300	×	16		17712	-79.7	-1411200	3729921024
1-Flg欠損	300	×	-8					
1-Flg補修	290	×	19	=	5510	609.5	3358345	2047077037
					23222		1947145	5776998061
e =	83.8	mm					-ΣA×e^2=	-163266456
								5613731605

YUF	= YUF0	-e =	-683.8	mm	ZUF	=	-8209000	mm3
YUW	= YUW0	-e =	-667.8	mm	ZUW	=	-8406000	mm3
YLW	= YLW0	-e =	500.2	mm	ZLW	=	11224000	mm3
YLF	= YLF0	-e =	516.2	mm	ZLF	=	10876000	mm3
YF補	=		535.2	mm	ZF補	=	10490000	mm3

せん断応力度

τ	= S/Aw =	19.0	N/mm2	<	80	N/mm2	(作用/許容 = 0.24)

曲げ応力度

σUFL	= ML/ZUF =	-60.9	N/mm2	<	140	N/mm2	
σUWL	= ML/ZUW =	-59.5	N/mm2	<	140	N/mm2	
σLWL	= ML/ZLW =	44.5	N/mm2	<	140	N/mm2	
σLFL	= ML/ZLF =	46.0	N/mm2	<	140	N/mm2	(作用/許容 = 0.44)
σ補	= ML/Z補 =	47.7	N/mm2	<	140	N/mm2	

・補修後の死荷重+活荷重応力度

せん断応力度

τ = τ(D+L)= 38.1 N/mm2 ＜ 80 N/mm2 (作用/許容 = 0.48)

曲げ応力度

σUF = σ(D+L)= -132.8 N/mm2 ＜ 140 N/mm2
σUW = σ(D+L)= -129.2 N/mm2 ＜ 140 N/mm2
σLW = σ(D+L)= 136.3 N/mm2 ＜ 140 N/mm2
σLF = σ(D+L)= 139.9 N/mm2 ＜ 140 N/mm2 (作用/許容 = 1.00)
σ補 = 47.7 N/mm2 ＜ 140 N/mm2

合成応力度

K = (136.3 / 140)^2 + (38.1 / 80)^2 = 1.17 ＜ 1.20

・補修部材取付ボルト本数の計算

使用高力ボルト M22 ρa = 48 kN/摩擦面

作用軸力にて設計する場合

σ補×Ag = 47.7 × 5510 /10^3 = 262.6 kN
Nreq = 262.6 / 48 / 1 面 = 5.47 → 6 本以上

補修部材全強の75%とした場合

σa×Ag = 140.0 × 5510 /10^3 × 0.75 = 578.6 kN
Nreq = 578.6 / 48 / 1 面 = 12.05 → 13 本以上

・供用下での施工時照査

補修部材取付のためのボルト穿孔により、施工時は一次的に耐力が低下する。この耐力低下を考慮した場合に供用下での施工が可能か判定を行う。施工時の照査には 25% の割増係数を考慮する。

※損傷部への穿孔は最小限とし、1 孔引きにて照査する。

断面諸量

使用鋼材： SM400					A mm2	Y mm	AY mm3	I mm4
1 -U.Flg	300	×	16					
1 -Web	1168	×	9					
1 -L.Flg	300	×	16		17712	-79.7	-1411200	3729921024
1 -Flg欠損	300	×	-8					
1 -Flg穿孔	-25	×	8	=	-200	588	-117600	-69161600
					17512		-1528800	3660759424
e =	-87.3	mm					-ΣA×e^2=	-133464450
								3527294974

YUF	=	YUF0	-e =	-512.7	mm	ZUF	=	-6880000 mm3
YUW	=	YUW0	-e =	-496.7	mm	ZUW	=	-7101000 mm3
YLW	=	YLW0	-e =	671.3	mm	ZLW	=	5254000 mm3
YLF	=	YLF0	-e =	687.3	mm	ZLF	=	5132000 mm3

せん断応力度

τ = ΣS/Aw = 38.1 N/mm2 < 100 N/mm2 (作用/許容 = 0.38)

曲げ応力度

σUFL = ΣM/ZUF = -145.3 N/mm2 < 175 N/mm2

σUWL = ΣM/ZUW = -140.8 N/mm2 < 175 N/mm2

σLWL = ΣM/ZLW = 190.3 N/mm2 > 175 N/mm2 OUT

σLFL = ΣM/ZLF = 194.9 N/mm2 > 175 N/mm2 OUT (作用/許容 = 1.11)

合成応力度

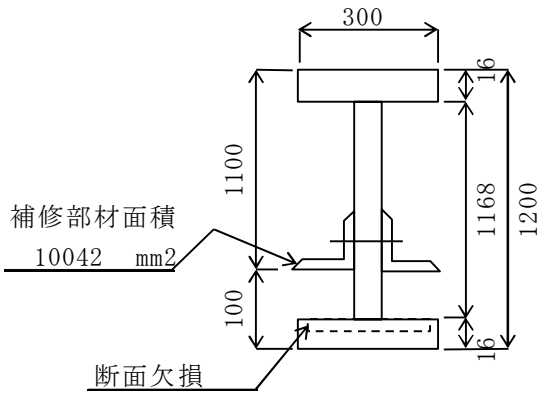
K = (194.9 / 175)^2 + (38.1 / 100)^2 = 1.38 > 1.20

∴ 供用下での施工 不可

採用には交通規制による活荷重の制限や、ジャッキアップ等による施工時断面力の低減も視野に入れた計画が必要となる。

2-③Ｌ形鋼を用いたウェブ面当て板工法

残存断面時による作用応力度が許容値を超過するため、ウェブに設置するＬ形鋼による当て板補修を行う。ただし、補修後断面は活荷重に対してのみ有効と考える。



・活荷重による応力度（補修断面にて抵抗）

断面諸量

使用鋼材： SM400					A mm2	Y mm	AY mm3	I mm4
1 -U.Flg	300	×	16					
1 -Web	1168	×	9					
1 -L.Flg	300	×	16		17712	-79.7	-1411200	3729921024
1 -Flg欠損	300	×	-8					
2 -L鋼補修	175×175×15			=	10042	451.5	4533963	2075884295
					27754		3122763	5805805319
e = 112.5 mm							-ΣA×e^2=	-351360119
								5454445200

YUF	= YUF0 -e =	-712.5	mm	ZUF	=	-7655000	mm3	
YUW	= YUW0 -e =	-696.5	mm	ZUW	=	-7831000	mm3	
Y補	=	387.5	mm	Z補	=	14077000	mm3	
YLW	= YLW0 -e =	471.5	mm	ZLW	=	11569000	mm3	
YLF	= YLF0 -e =	487.5	mm	ZLF	=	11189000	mm3	

せん断応力度

τ = S/Aw =	19.0	N/mm2	<	80	N/mm2	(作用/許容 =	0.24)

曲げ応力度

σUFL = ML/ZUF =	-65.3	N/mm2	<	140	N/mm2		
σUWL = ML/ZUW =	-63.8	N/mm2	<	140	N/mm2		
σ補 = ML/Z補 =	35.5	N/mm2	<	140	N/mm2		
σLWL = ML/ZLW =	43.2	N/mm2	<	140	N/mm2		
σLFL = ML/ZLF =	44.7	N/mm2	<	140	N/mm2	(作用/許容 =	0.47)

・補修後の死荷重+活荷重応力度

せん断応力度

τ = τ(D+L)= 38.1 N/mm2 ＜ 80 N/mm2 (作用/許容 = 0.48)

曲げ応力度

σUF = σ(D+L)= -137.2 N/mm2 ＜ 140 N/mm2
σUW = σ(D+L)= -133.6 N/mm2 ＜ 140 N/mm2
σ補 = 35.5 N/mm2 ＜ 140 N/mm2
σLW = σ(D+L)= 134.9 N/mm2 ＜ 140 N/mm2
σLF = σ(D+L)= 138.6 N/mm2 ＜ 140 N/mm2 (作用/許容 = 0.99)

合成応力度

K = (134.9 / 140)^2 + (38.1 / 80)^2 = 1.16 ＜ 1.20

・補修部材取付ボルト本数の計算

使用高力ボルト M22 ρa = 48 kN/摩擦面

作用軸力にて設計する場合

σ補×Ag = 35.5 × 10042 /10^3 = 356.7 kN
Nreq = 356.7 / 48 / 2 面 = 3.72 → 4 本以上

補修部材全強の75%とした場合

σa×Ag = 140.0 × 10042 /10^3 × 0.75 = 1054.4 kN
Nreq = 1054.4 / 48 / 2 面 = 10.98 → 11 本以上

・供用下での施工時照査

補修部材取付のためのボルト穿孔により、施工時は一次的に耐力が低下する。この耐力低下を考慮した場合に供用下での施工が可能か判定を行う。施工時の照査には 25% の割増係数を考慮する。

断面諸量

使用鋼材： SM400					A mm2	Y mm	AY mm3	I mm4
1 -U.Flg	300	×	16					
1 -Web	1168	×	9					
1 -L.Flg	300	×	16		17712	-79.7	-1411200	3729921024
1 -Flg欠損	300	×	-8					
1 -Web穿孔	-25	×	9	=	-225	365	-82125	-29993850
					17487		-1493325	3699927174
e = -85.4 mm							-ΣA×e^2=	-127524421
								3572402753

YUF	= YUF0 -e =	-514.6	mm	ZUF	=	-6942000	mm3
YUW	= YUW0 -e =	-498.6	mm	ZUW	=	-7165000	mm3
YLW	= YLW0 -e =	669.4	mm	ZLW	=	5337000	mm3
YLF	= YLF0 -e =	685.4	mm	ZLF	=	5212000	mm3

せん断応力度

τ = ΣS/Aw = 38.9 N/mm2 < 100 N/mm2 (作用/許容 = 0.39)

曲げ応力度

σUFL	= ΣM/ZUF =	-144.1	N/mm2	<	175	N/mm2	
σUWL	= ΣM/ZUW =	-139.6	N/mm2	<	175	N/mm2	
σLWL	= ΣM/ZLW =	187.4	N/mm2	>	175	N/mm2	OUT
σLFL	= ΣM/ZLF =	191.9	N/mm2	>	175	N/mm2	OUT (作用/許容 = 1.10)

合成応力度

K = (191.9 / 175)^2 + (38.9 / 100)^2 = 1.35 > 1.20

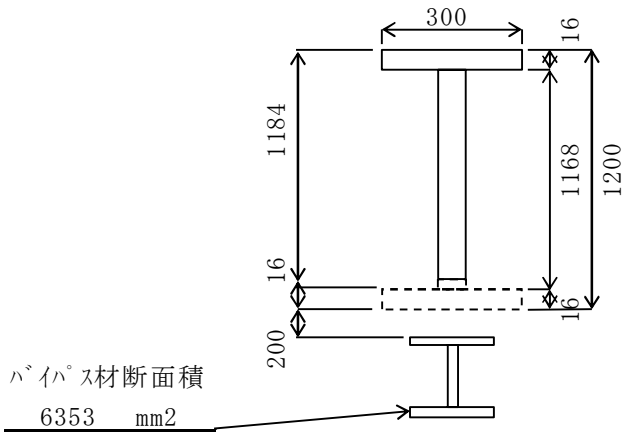
∴ 供用下での施工 不可

採用には交通規制による活荷重の制限や、ジャッキアップ等による施工時断面力の低減も視野に入れた計画が必要となる。

２-④バイパス工法

残存断面時による作用応力度が許容値を超過するため、フランジの取替えを行う。

バイパス材設置後､損傷部のウェブを切断､撤去し、竣工時断面を復元する。このとき、荷重の再分配により全断面力を復元断面にて負担するものと考える。



・バイパス材の照査

断面諸量

使用鋼材： SM400					A mm2	Y mm	AY mm3	I mm4
1 -U.Flg	300	×	16					
1 -Web	1168	×	9		20112	0.0	0	4559719424
1 -L.Flg	300	×	16					
1 -Flg切除	300	×	-16	=	-4800	592	-2841600	-1682329600
1 -ﾊﾞｲﾊﾟｽH	200×200			=	6353	900	5717700	5193130000
					21665		2876100	8070519824
							-ΣA×eˆ2=	-381811734
								7688708090

e = 132.8 mm

YUF	= YUF0 -e =	-732.8	mm	ZUF	=	-10493000	mm3
YUW	= YUW0 -e =	-716.8	mm	ZUW	=	-10727000	mm3
YH	=	867.2	mm	ZH	=	8866000	mm3

せん断応力度

τ = S/Aw = 38.1 N/mm2 ＜ 80 N/mm2 (作用/許容 = 0.48)

曲げ応力度

σUF = M/ZUF = -95.3 N/mm2 ＜ 140 N/mm2

σUW = M/ZUW = -93.2 N/mm2 ＜ 140 N/mm2

σH = M/ZH 112.8 N/mm2 ＜ 140 N/mm2 (作用/許容 = 0.81)

合成応力度

$K = (93.2 / 140)^2 + (38.1 / 80)^2 = 0.67 < 1.20$

・交換部材

部材交換後は健全時の断面を復旧する。　　… L.Flg300　　× 16

・添接部材の設計

母材	1 - Flg	300	×	16	Ag =	4800 mm2				
					An =	4800 -	2 ×	27	×	16
					=	3936 mm2				
添接板	2 - Spl	120	×	12	Asg =	2880 mm2	>	Ag/2		OK
					Asn =	2880 -	2 ×	27	×	12
					=	2232 mm2	>	An/2		OK
	1 - Spl	290	×	9	Asg =	2610 mm2	>	Ag/2		OK
					Asn =	2610 -	2 ×	27	×	9
					=	2124 mm2	>	An/2		OK

・添接板取付ボルト本数の計算

使用高力ボルト　　M22　　ρa =　48 kN/摩擦面

作用軸力にて設計する場合

σ補×Ag = 131.6 × 4800 /10^3 = 631.7 kN

Nreq = 631.7 / 48 / 2 面 = 6.58 → 7 本以上

補修部材全強の 75%とした場合

σa×Ag = 140.0 × 4800 /10^3 × 0.75 = 504 kN

Nreq = 504 / 48 / 2 面 = 5.25 → 6 本以上

・供用下での施工時照査

補修部材取付のためのボルト穿孔により、施工時は一次的に耐力が低下する。この耐力低下を考慮した場合に供用下での施工が可能か判定を行う。施工時の照査には 25% の割増係数を考慮する。

※バイパス材取付位置(健全部への穿孔)について照査

断面諸量

使用鋼材： SM400					A mm2	Y mm	AY mm3	I mm4
1 -U.Flg	300	×	16					
1 -Web	1168	×	9		20112	0.0	0	4559719424
1 -L.Flg	300	×	16					
1 -Web穿孔	-25	×	9	=	-225	484	-108900	-52725825
2 -Flg穿孔	-25	×	16	=	-800	592	-473600	-280871200
					19087		-582500	4226122399
e = -30.5 mm							-ΣA×e^2=	-17776825
								4208345574

YUF = YUF0 -e = -569.5 mm ZUF = -7390000 mm3

YUW = YUW0 -e = -553.5 mm ZUW = -7603000 mm3

YLW = YLW0 -e = 614.5 mm ZLW = 6848000 mm3

YLF = YLF0 -e = 630.5 mm ZLF = 6674000 mm3

せん断応力度

τ = ΣS/Aw = 38.9 N/mm2 ＜ 100 N/mm2 (作用/許容 = 0.39)

曲げ応力度

σUFL = ΣM/ZUF = -135.3 N/mm2 ＜ 175 N/mm2

σUWL = ΣM/ZUW = -131.5 N/mm2 ＜ 175 N/mm2

σLWL = ΣM/ZLW = 146.0 N/mm2 ＜ 175 N/mm2

σLFL = ΣM/ZLF = 149.8 N/mm2 ＜ 175 N/mm2 (作用/許容 = 0.86)

合成応力度

K = (149.8 / 175)^2 + (38.9 / 100)^2 = 0.88 ＜ 1.20

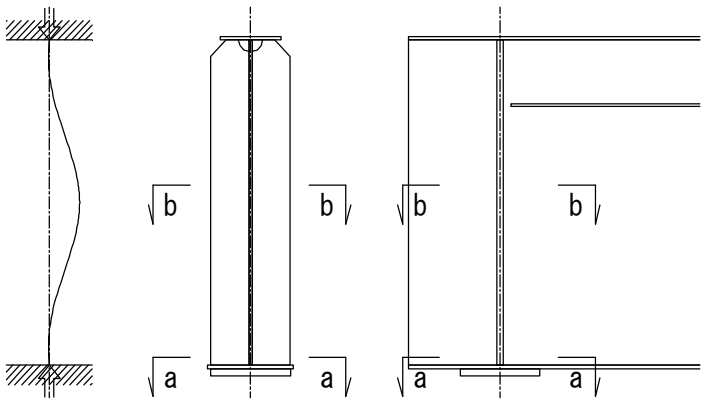
∴ 供用下での施工 可能

付録 2-1-3 件数が多い桁端部損傷に対する検討（事例３）

事例１，事例２ではＩ桁支間部での損傷を想定し補修工法の検討を行ったが、腐食ケースとしてはあまり多いものではない。ここでは、実際に損傷、腐食事例の多い桁端部の補修方法について検討する。

(1)健全時の計算

死荷重反力	RD =	450	kN
活荷重反力	RL =	450	kN
	ΣR =	900	kN

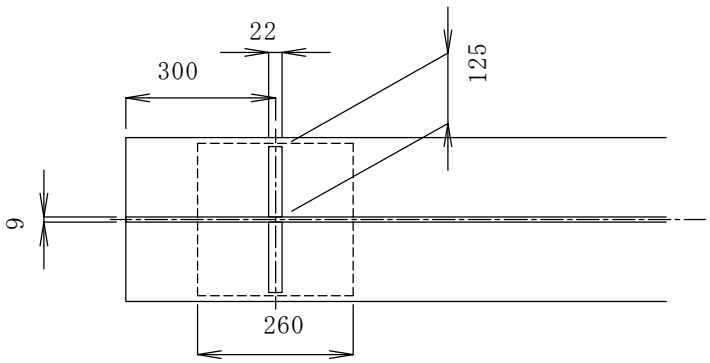


$\beta = 0.5$

支点上補剛材の照査は、主に以下２点の照査からなる。

・"a 部"の支圧の照査

・"b 部"の座屈の照査(軸圧縮の照査)



腹板厚	tw =	9	mm
補剛材厚	ts =	22	mm
補剛材幅	bs =	125	mm
桁端長	LE =	300	mm
ソールPL	：	260 × 260	
せん断キー孔	：	φ 52	

a) 支圧応力度の照査

支圧にはソールプレート直上の支点上補剛材とウェブにて抵抗するものとする。

SM400				A(mm^2)		ソール幅		ｷｰ径控除		
1 - 既設WEB	208	×	9	1872	←	260	-	52	=	208 mm
2 - 既設STIFF	103	×	22	4532	←	125	-	22	=	103 mm
			Σ	6404		補剛材幅				

支圧応力度

σb = 900.0 × 10^3 ／ 6404 = 140.5 N/mm^2 ＜ σba ＝ 210.0 N/mm^2

(作用/許容 = 0.67) OK

b）軸圧縮応力度の照査

ウェブの有効幅は補剛材設置位置から両側に 12t とする。

主桁ウェブ高　H ：　　1500.0 mm

SM400				A(mm^2)	y(mm)	Ay(mm^3)	Ay^2(mm^4)	Iy_0(mm^4)
1 - 支点STIFF	125	×	22	2750	67.0	184250	12344750	3580729
1 - 既設WEB	216	×	9	1944	0.0	-	-	-
1 - 支点STIFF	125	×	22	2750	-67.0	-184250	12344750	3580729
			Σ	7444		0	24689500	7161458
							$\Sigma Ay^2+\Sigma Iy_0$ =	31850958
e = 0.0 mm							$-\Sigma Ae^2$ =	0
								31850958

有効断面積　1.7 × A.Stiff ＝ 9350 mm^2 ＞ 7444 mm^2 故に, Ae ＝ 7444 mm^2

許容応力度

σcao ＝ 140.0 N/mm^2

r ＝ √（ I ／ Ae ）＝ √（ 31850958 ／ 7444 ）＝ 65.4 mm

L ＝ 1500.0 × 0.5 ＝ 750 mm

L／r ＝ 750 ／ 65.4 ＝ 11.47 ＜ 18

σcag ＝ 140.0 N/mm^2

b／t ＝ 125.0 ／ 22 ＝ 5.68 ＜ 12.8

σcal ＝ 140.0 N/mm^2

σca ＝ σcag × σcal ／ σcao ＝ 140.0 N/mm^2

軸圧縮応力度

σ ＝ 900.0 × 10^3 ／ 7444 ＝ 120.9 N/mm^2 ≦ σca ＝ 140.0 N/mm^2

（作用/許容 ＝ 0.86 ） OK

c）溶接の計算

ウェブと補剛材の溶接

支点上補剛材から全反力を主桁ウェブに伝えるものとして計算する。また、せん断力の三角形分布を考慮し基部では２倍の溶接サイズを必要とするものとして計算する。

溶接長　L ＝ 1500.0 － 35.0

＝ 1465.0 mm

必要溶接サイズ Sreq ＝ 2 × 900.0 × 10^3 / 4 / 1465.0 / 80.0 × √2

＝ 5.43 → 6 mm

作用応力度　τ ＝ 2 × 900.0 × 10^3 / 4 / 1465.0 / 6.0 × √2

＝ 72.4 N/mm^2 ≦ τa ＝ 80.0 N/mm^2

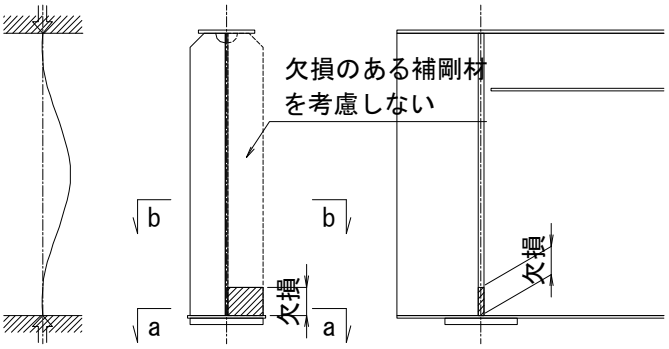
（作用/許容 ＝ 0.91 ） OK

また、荷重集中点となるため補剛材下端は完全溶け込み溶接とする。

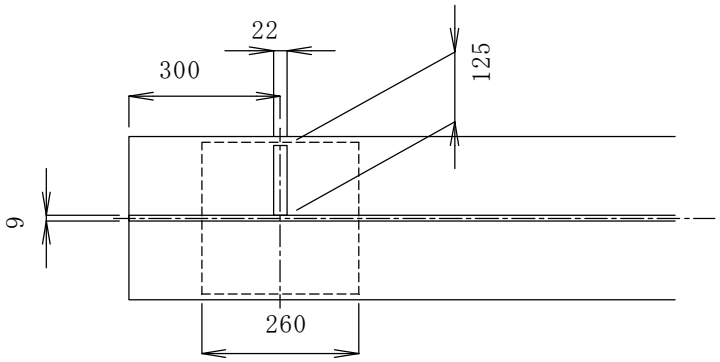
(2)断面欠損時の計算

死荷重反力	RD =	450	kN
活荷重反力	RL =	450	kN
	ΣR =	900	kN

支点上補剛材の下端(100mm)の欠損を考慮する。このとき"b部"座屈の照査に関して、
両端固定柱として欠損のある補剛材は考慮しないものとする。



β = 0.5



腹板厚 tw =	9	mm	
補剛材厚 ts =	22	mm	
補剛材幅 bs =	125	mm	
桁端長 LE =	300	mm	
ソールPL :	260 ×	260	
せん断キー孔 :	φ	52	

a) 支圧応力度の照査

支圧にはソールプレート直上の支点上補剛材とウェブにて抵抗するものとする。

SM400				A(mm^2)		ソール幅		ｷｰ径控除		
1 - 既設WEB	208	×	9	1872	←	260	-	52	=	208 mm
1 - 既設STIFF	103	×	22	2266	←	125	-	22	=	103 mm
			Σ	4138		補剛材幅				

支圧応力度

σb = 900.0 × 10^3 ／ 4138 = 217.5 N/mm^2 ＜ σba = 210.0 N/mm^2

(作用/許容 = 1.04) OUT

(うち、死荷重による応力度 σbd = 108.8 N/mm^2)

b）軸圧縮応力度の照査

ウェブの有効幅は補剛材設置位置から両側に 12t とする。

主桁ウェブ高　H：　1500.0 mm

SM400				A(mm^2)	y(mm)	Ay(mm^3)	Ay^2(mm^4)	Iy_0(mm^4)
健全時断面				7444	0.0	0	24689500	7161458
1 - 補剛材欠損	-125	×	22	-2750	-67.0	184250	-12344750	-3580729
			Σ	4694		184250	12344750	3580729
							$\Sigma Ay^2+\Sigma Iy_0$ =	15925479
e = 39.3 mm							$-\Sigma Ae^2$ =	-7232225
								8693255

有効断面積　1.7 ×（ 5500 -2750 ）＝ 4675 mm^2

＜ 4694 mm^2　故に，　Ae ＝ 4675 mm^2

許容応力度

σcao ＝ 140.0 N/mm^2

r ＝ √（ I ／ Ae ）＝ √（ 8693255 ／ 4694 ）＝ 43.0 mm

L ＝ 1500.0 × 0.5 ＝ 750 mm

L／r ＝ 750 ／ 43.0 ＝ 17.43 ＜ 18

σcag ＝ 140.0 N/mm^2

b／t ＝ 125.0 ／ 22 ＝ 5.68 ＜ 12.8

σcal ＝ 140.0 N/mm^2

σca ＝ σcag × σcal ／ σcao ＝ 140.0 N/mm^2

軸圧縮応力度

σ ＝ 900.0 × 10^3 ／ 4675 ＝ 192.5 N/mm^2 ＞ σca ＝ 140.0 N/mm^2

（作用/許容 ＝ 1.38 ） OUT

（ うち、死荷重による応力度 σd ＝ 96.3 N/mm^2 ）

c）溶接の計算

ウェブと補剛材の溶接

支点上補剛材から全反力をウェブに伝えるものとして計算する。また、せん断力の三角形分布を考慮し基部では２倍の溶接サイズを必要とするものとして計算する。

溶接長　L ＝ 1500.0 － 35.0

＝ 1465.0 mm

作用応力度　τ ＝ 2 × 900.0 × 10^3 / 2 / 1465.0 / 6.0 × √2

＝ 144.8 N/mm^2 ＞ τa ＝ 80.0 N/mm^2

（作用/許容 ＝ 1.81 ） OUT

（ うち、死荷重による応力度 τd ＝ 72.4 N/mm^2 ）

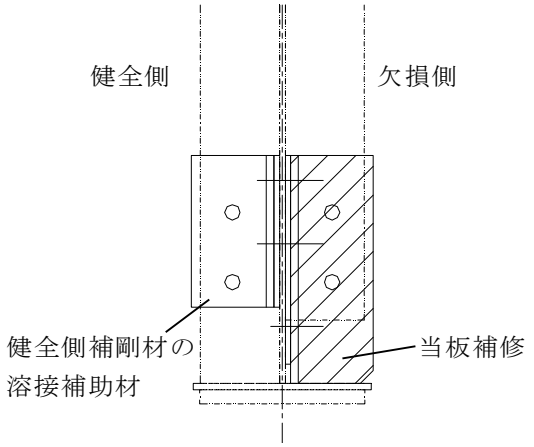
(3) 補修設計

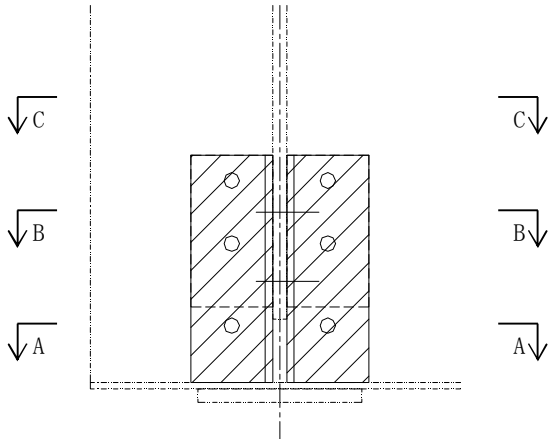
3-①既設材への活荷重応力低減を目的とした設計

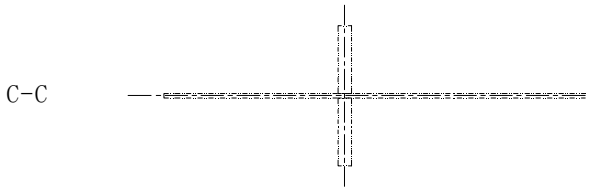
断面欠損により活荷重時に応力超過が見られる。当て板補修により既設断面の作用応力低減を図るものとする。

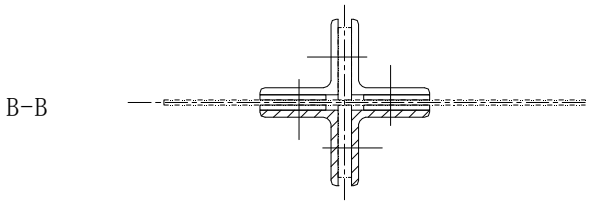
※当て板による補修は活荷重にのみ抵抗するものと考える。

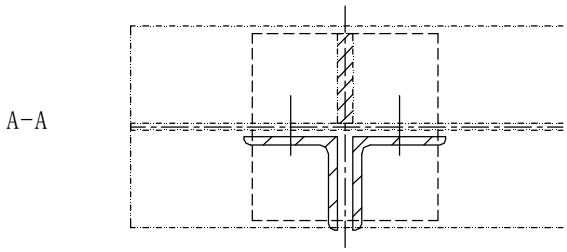
活荷重反力　　RL =　　450 kN











a) 支圧応力度の照査(A-A 断面)

支圧にはソールプレート直上の支点上補剛材とウェブにて抵抗するものとする。

SM400				A(mm^2)		ソール幅		ｷｰ径控除		
1 - 既設WEB	208	×	9	1872	←	260	-	52	=	208 mm
1 - 既設STIFF	103	×	22	2266	←	125	-	22	=	103 mm
2 - L130×130×12	122	×	12	2928	←	130	-	8	=	122 mm
			Σ	7066		補剛材幅				

支圧応力度

σbd = ”(2)断面欠損時の計算”より = 108.8 N/mm^2

σbL = 450.0 × 10^3 ／ 7066 = 63.7 N/mm^2 ＜ σba = 210.0 N/mm^2

σb = σbd + σbL

= 108.8 + 63.7 = 172.5 N/mm^2 ＜ σba = 210.0 N/mm^2

(作用/許容 = 0.82) OK

b) 軸圧縮応力度の照査 (C-C 断面は健全部、B-B は連結部のため照査不要、A-A 断面の照査を行う)

ウェブの有効幅は補剛材設置位置から両側に 12t とする。

主桁ウェブ高 H : 1500.0 mm

SM400			A(mm^2)	y(mm)	Ay(mm^3)	Ay^2(mm^4)	Iy_0(mm^4)
健全時断面			7444	0.0	0	24689500	7161458
1 - 補剛材欠損	-125 ×	22	-2750	-67.0	184250	-12344750	-3580729
FILL PL	t =	9					
2 - L-130×130×12			5952	-49.9	-297005	14820540	9340000
	Σ		10646		-112755	27165290	12920729
						$\Sigma Ay^2+\Sigma Iy_0$ =	40086019
e = -10.6 mm						$-\Sigma Ae^2$ =	-1194218
							38891801

有効断面積 1.7 × (5500 -2750 + 5952) = 14793.4 mm^2

＞ 10646 mm^2 故に, Ae = 10646 mm^2

許容応力度

σcao = 140.0 N/mm^2

r = √ (I ／ Ae) = √ (38891801 ／ 10646) = 60.4 mm

L = 1500.0 × 0.5 = 750 mm

L／r = 750 ／ 60.4 = 12.41 ＜ 18

σcag = 140.0 N/mm^2

b／t = 125.0 ／ 22 = 5.68 ＜ 12.8

σcal = 140.0 N/mm^2

σca = σcag × σcal ／ σcao = 140.0 N/mm^2

軸圧縮応力度

σd = ”(2)断面欠損時の計算”より = 96.3 N/mm^2

σL = 450.0 × 10^3 ／ 10646 = 42.3 N/mm^2 ≦ σca = 140.0 N/mm^2

σ = σd + σL

= 96.3 + 42.3 = 138.6 N/mm^2 ＜ σba = 140.0 N/mm^2

(作用/許容 = 0.99) OK

c）添接の計算

既設補剛材の負担反力、補修部材の負担反力は基部における断面積比にて分配されるものと考える。

既設補剛材断面積	As =	2750	mm^2	活荷重分担反力	RsL =	142.2	kN
補修材断面積	Af =	5952	mm^2		RfL =	307.8	kN
	ΣA =	8702	mm^2		RL =	450	kN

・補修部材の取付ﾎﾞﾙﾄの計算

使用高力ボルト　M22　ρa = 48 kN/摩擦面

Nreq = 307.8 / 48 / 1 面摩擦 = 6.41 → 7 面以上

・ウェブと既設補剛材の溶接照査

せん断力の三角形分布を考慮し基部では２倍の溶接サイズを必要とするものとして計算する。

溶接長　L = 1500.0 - 35.0

= 1465.0 mm

作用応力度　τd = 72.4 N/mm^2　”(2)断面欠損時の計算”より

τL = 2 × 142.2 × 10^3 / 2 / 1465.0 / 6.0 × $\sqrt{2}$

= 22.9 N/mm^2

τ = τd + τL

= 95.3 N/mm^2 ＞ τa ＝ 80.0 N/mm^2

(作用/許容 = 1.19) OUT

・既設補剛材のボルト添接の計算

既設補剛材の溶接部は全死荷重反力の負担により応力余裕がない。ここでは、活荷重反力に対しては高力ボルト接合にてウェブと接合するものと考える。

使用高力ボルト　M22　ρa = 48 kN/摩擦面

Nreq = 142.2 / 48 / 1 面摩擦= 2.96 → 3 面以上

３-②既設材との分担を考慮しない設計（フェイルセーフ機能）

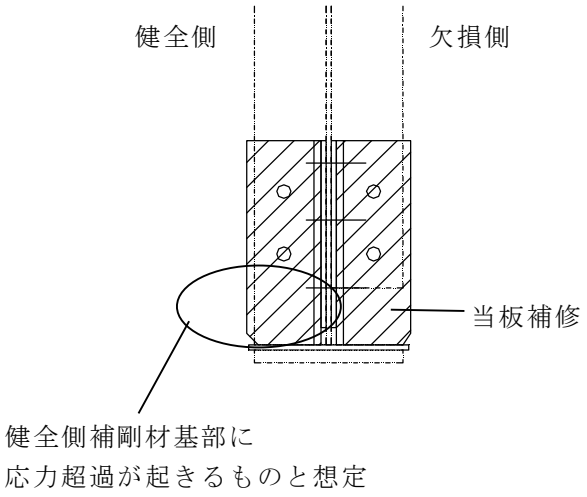
現状供用下において、健全側の補剛材にて反力を負担していると考えられる。
実構造において応力余裕の想定は困難であるため、ここでは補剛材の残存断面が応力超過し、塑性化したとしても支点上補剛材としての機能を保持できることを目的とした補修部材を設計する。

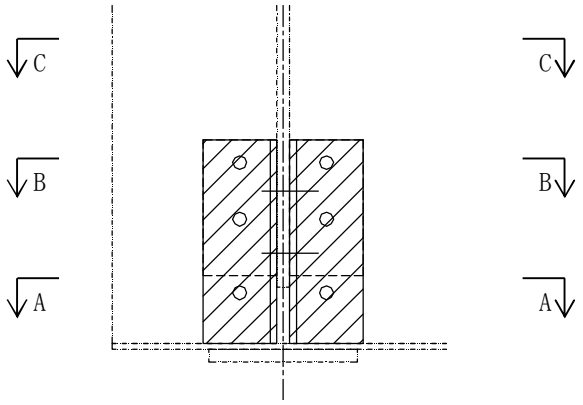
※健全側も損傷した場合を想定し、全反力に対し補修部材のみ抵抗するものとして設計を行う。

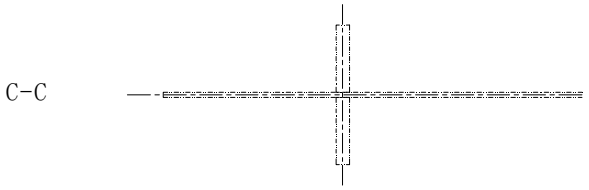
死荷重反力	RD =	450	kN
活荷重反力	RL =	450	kN
	ΣR =	900	kN

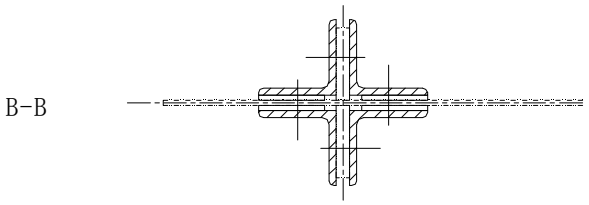
３-② -（構造案 1） 補剛材と接続する場合

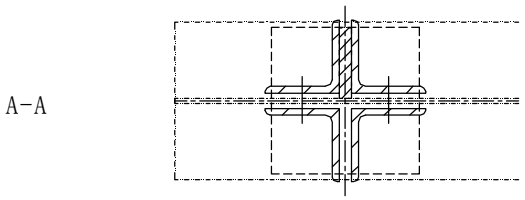
※基部断面のみ補修するものと考える











a）支圧応力度の照査（A-A 断面）

新設部材のみで抵抗するものと考える。

SM400				A(mm²)						
4 - L-130×130×12	122	×	12	5856	←	130	-	8	=	122 mm
			Σ	5856		補剛材幅		キ-径控除		

支圧応力度

σb = 900.0 × 10^3 ／ 5856 = 153.7 N/mm² ＜ σba = 210.0 N/mm²

（作用/許容 = 0.73 ） OK

b）軸圧縮応力度の照査（C-C 断面は健全部、B-B は連結部のため照査不要、A-A 断面の照査を行う）

新設部材のみで抵抗するものと考える。

主桁ウェブ高 H ： 1500.0 mm

SM400		A(mm²)	y(mm)	Ay(mm³)	Ay²(mm⁴)	Iy₀(mm⁴)
2 - L-130×130×12		5952	49.9	297005	14820540	9340000
FILL PL	t = 9					
既設WEB	t = 9					
FILL PL	t = 9					
2 - L-130×130×12		5952	-49.9	-297005	14820540	9340000
	Σ	11904		0	29641079	18680000
					$\Sigma Ay^2+\Sigma Iy_0$ =	48321079
					$-\Sigma Ae^2$ =	0
						48321079

e = 0.0 mm

ymax = 143.5 mm

Ae = 11904 mm²

許容応力度

σcao = 140.0 N/mm²

r = √ (I ／ Ae) = √ (48321079 ／ 11904) = 63.7 mm

L = 1500.0 × 0.5 = 750 mm

L／r = 750 ／ 63.7 = 11.77 ＜ 18

σcag = 140.0 N/mm²

b／t = 125.0 ／ 22 = 5.68 ＜ 12.8

σcal = 140.0 N/mm²

σca = σcag × σcal ／ σcao = 140.0 N/mm²

軸圧縮応力度

σ = 900.0 × 10^3 ／ 11904 = 75.6 N/mm² ≦ σca = 140.0 N/mm²

（作用/許容 = 0.54 ） OK

c）曲げと軸圧縮力を受ける部材の安定の照査

現況断面と新設断面では中立軸位置にずれが生じている。現況部材の損傷が進展した場合、死荷重応力負担断面の移行により偏心曲げモーメントが作用すると考えられる。

現況断面での中立軸　e = 39.3 mm
死荷重反力　Rd = 450 kN
偏心曲げﾓｰﾒﾝﾄ　M = Rd×e = 450 × 39.3 /1000
= 17.7 kNm

軸方向圧縮応力度　σc = 900.00 ×10^3 / 11904 = 75.6 N/mm^2

曲げ圧縮応力度　σbc= 17.70 ×10^6 / 48321079 × 143.5
= 52.6 N/mm^2

安定照査　σey = π^2E/(L/r)^2 = 14244 N/mm^2
0.8σey = 11395 N/mm^2

式（4.3.4）　75.6 / 140 + 52.6 /(140 ×(1- 75.6 / 11395)) = 0.92
< 1.00
式（4.3.5）　75.6 + 52.6 / (1- 75.6 / 11395) = 128.5 < 140.0 N/mm^2

d）添接の計算

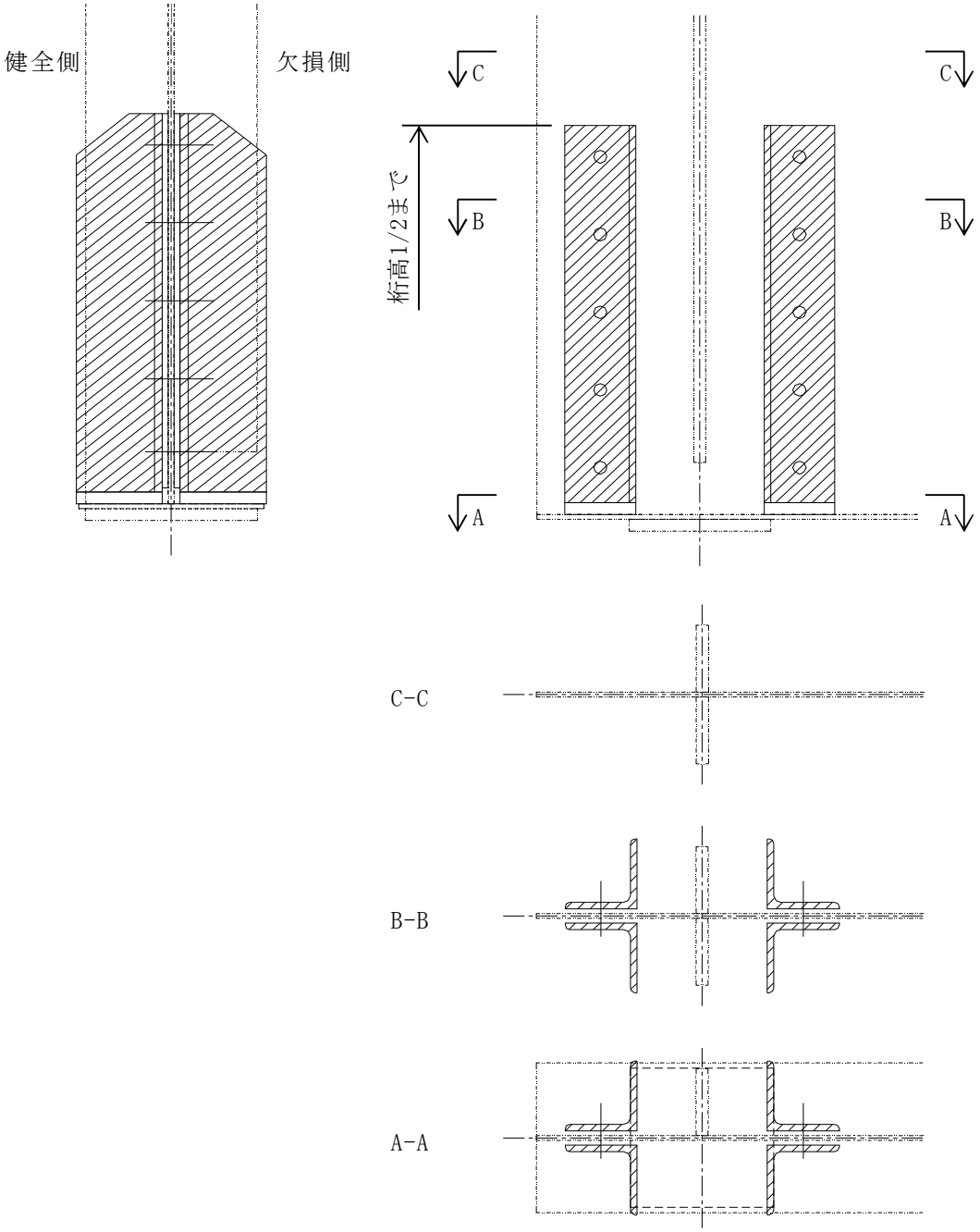
・補修部材の取付ﾎﾞﾙﾄの計算

使用高力ボルト　M22　ρa = 48 kN/摩擦面
Nreq = 900.0 / 48 / 2 面摩擦 = 9.38 → 10 面以上

3-② -（構造案 2） 既設補剛材と接続しない場合

※既設補剛材との連続性が確保できないため、単体で機能する補剛材を新設する。

設計計算は（構造案１）と同じ



参考文献

1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編，2012.3

付録 2-2. 平成 29 年　道路橋示方書による試設計

付録 2-2-1. 部分係数設計法の概要

第４章　事例による比較設計では、補修における設計手法が広く認知されている H24 道路橋示方書（H24 道示）による許容応力度法を用いて設計比較を実施していた。この付録では、平成 29 年の道路橋示方書（H29 道示）で設計比較を行う。H29 道示では、橋の長寿命化を実現するために、設計供用期間 100 年を標準とすることが定められ、橋の要求性能として耐荷性能、耐久性能、その他性能（橋の使用目的との整合性を満足するために必要なその他検討）に大別された。また、多様な構造形式や新材料の導入などにより、柔軟に対応できる技術基準を目指して、H24 道示は抵抗側だけに安全率を考慮していたが、H29 道示は、抵抗側と荷重側に分離する部分係数設計法が導入された。また、耐荷性能の照査については、荷重や抵抗のばらつきを考慮しても、それを確実に実現できるよう限界状態設計方法の概念も導入された。

1.5　設計供用期間

橋の設計にあたっては，適切な維持管理が行われることを前提に要求性能を満足することを期待する期間として設計供用期間を定めるとともに，100 年を標準とする

(1) 部分係数設計法

許容応力度設計法は、作用(S)や抵抗(R)のばらつきなどの不確定要素を、すべて抵抗側の材料強度を安全率(f)で除することにより評価をしていた。一方、部分係数設計法は、その安全率を確率的な考えにより作用側と抵抗側に分離することにより安全性を評価する方法である。荷重の組み合わせや頻度による作用側のばらつきは、作用の特性値に荷重組合せ係数・荷重係数を乗じることで考慮する。また、材料強度などの抵抗側のばらつきは、材料の特性値に抵抗係数、調査・解析係数、部材・構造係数を乗じることで考慮する。ここで、作用の特性値とは荷重による応答値のことであり、抵抗の特性値とは、材料の降伏強度や終局強度のことである。

許容応力度設計法では、荷重の組合せに応じて許容応力度を割り増すことによって安全率を低減していたが、部分係数設計法にはそのような概念はない。また、地震の影響を考慮する作用の組み合わせの場合を除き、抵抗側に考慮する抵抗係数はほぼ一律である。そのため、従来は常時（死荷重＋活荷重）で断面が決定していた場合でも、部分係数設計法では、前述の永続作用支配状況では断面が決まらず、温度や風等を考慮した変動作用支配状況や、地震時等の偶発作用支配状況により断面が決まる場合もある。

(2) 耐荷性能の照査

今回の改訂により、橋の耐荷性能として、耐荷性能１と耐荷性能２が定義されているが、重要度の高い橋は耐荷性能２に該当し、限界状態１及び３に対する照査が必要となる。以下に、Ⅰ共通編、Ⅱ鋼橋・鋼部材編の抜粋を示す。

表-解 2.1.1　作用の区分と特性

作用の区分	作用名称及び特性	例
永続作用	常時又は長い期間で生じ，時間的変動がある大きさにもその変動は平均値に比較し小さいしばしば生じ，その大きさの変動が平均値に比べて無視できず，かつ変化が一方向で収束しない	躯体等の自重，プレストレス，環境作用，雰囲気の乾燥収縮，クリープ，地盤変位等
変動作用		自動車，風，温度変化，雪，地震動等
偶発作用	橋全体に対して発生頻度が少ない，発生頻度などを統計的に考慮したり発生に関する予測が困難である作用．ただし，一旦生じると橋に及ぼす影響が甚大となり得ることから社会的に無視できない	衝突，最大級地震動等

2.3　橋の耐荷性能

1　橋の耐荷性能は，道路ネットワークにおける当該橋の供用に対する性能で，当該橋が有する物性その他の諸元を踏まえ，Ⅱ及びⅢに規定する要求の耐荷性能1又は2とする。

2　橋の耐荷性能は，解析等の橋の応答値を考慮して，下記1)～2)に定める耐荷性能1又は2の要求を満たす橋の場合には橋の耐荷性能1を，耐震設計上の主要な部材が塑性域に入る橋の場合には橋の耐荷性能2をそれぞれ満足することを標準とする。

表-解 2.3.1　橋の耐荷性能

状況 / 性能	橋としての荷重を支持する能力が損なわれていない状態	部分的に抵抗を支持する能力の低下が生じているが，橋としてあらかじめ想定する荷重を支持する能力の範囲である状態	橋としての荷重を支持する能力が失われた状態
永続作用や変動作用が支配的な状況	性能を所要の信頼性で満足する		所要の安全性を満足する
偶発作用が支配的な状況		必要な回復の困難さに応じた	所要の安全性を満足する

(3) 限界状態１および限界状態３

限界状態１は、荷重を支持する能力が損なわれない限界の状態とし、限界状態３は、これを超えると構造安全性が失われる限界の状態と定義されている。限界状態１と限界状態３では、作用側に考慮する荷重組合せ係数と荷重係数は同じであるが、抵抗側は、調査・解析係数、抵抗係数の他に、部材・構造係数が加えられている。耐荷性能の照査は、限界状態１と限界状態３の２つの状態に対して照査を行うことで、設計時に想定していない作用を受け、限界状態１を超える状況が生じても、致命的な損傷状態にならないよう復旧可能な範囲にとどめることが可能となる。引張部材の限界状態３は、降伏後の最大強度と考えられるが、材料のばらつきや安全側を考慮し下限値として降伏強度とするため、限界状態１・３とで抵抗側が同一強度となる。また、曲げ・圧縮部材の限界状態については、座屈が支配的なことから限界状態１と限界状態３の判断が難しいことから、限界状態３を満足すれば限界状態１を超えないとみなして良い。

3.4.3 部材等の限界状態

限界状態１	部材等としての荷重を支持する能力が確保されている限界の状態 （鋼橋･鋼部材編項目例:板の引張降伏、圧縮降伏）
限界状態２	部材等としての荷重を支持する能力は低下しているもの あらかじめ想定する能力の範囲にある限界の状態 （耐震編にて規定）
限界状態３	これを超えると部材等としての荷重を支持する能力が 完全に失われる限界の状態 （鋼橋･鋼部材編項目例:板の局部座屈、全体座屈）

3.5 耐荷性能の照査

限界状態１又は限界状態２

$$\Sigma Si\ (\ \gamma pi\ \ \gamma qi\ \ Pi)\ \leqq\ \xi 1 \cdot \Phi RS \cdot Rs \quad \text{----------(3.5.1)}$$

限界状態３

$$\Sigma Si\ (\ \gamma pi\ \ \gamma qi\ \ Pi)\ \leqq\ \xi 1 \cdot \xi 2 \cdot \Phi RU \cdot RU \quad \text{----------(3.5.2)}$$

Pi ：作用の特性値
Si ：作用効果であり、作用の特性値に対して算出される部材等の応答値
Rs ：部材等の限界状態１又は限界状態２に対する部材等の抵抗に係る特性値
RU ：部材等の限界状態３に対する部材等の抵抗に係る特性値
γpi：荷重組合せ係数
γqi：荷重係数
ξ1 ：調査・解析係数
ξ2 ：部材・構造係数
ΦRS：部材等の限界状態１又は限界状態２に対応する部材等の抵抗に係る抵抗係数
ΦRU：部材等の限界状態３に対応する部材等の抵抗に係る抵抗係数

3.5 (2)3) Ⅰ編3.3 に規定する以下の組み合せ（⑩,⑪）を考慮する場合は本規定によらず、Ⅴ編2.5の規定による。

作用の組合せ	設計状況の区分	死	活	ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽ クリープ 乾燥収縮			土圧 水圧 浮圧			温度	温度差	雪	地盤移動 支点移動		遠心 制動		風	風	波圧	地震 変化	衝突	
		D	L	PS	CR	SH	E	HP	U	TH	TF	SW	GD	SD	CF	BK	WS	WL	WP	EQ	CO	
⑩ D+EQ	変動作用支配状況	○	-	○	○	○	○	○	(○)	-	(○)	-	○	○	-	-	-	-	○	○	-	+(ER)
⑪ D+EQ	偶発作用支配状況	○	-	○	○	○	○	○	(○)	-	-	-	○	○	-	-	-	-	-	○	-	+(ER)

付録 2-2-2. 試設計の対象構造

本報告書の「3. 事例による比較設計」において、３つの事例について比較設計を行った。本章においてH29 道示による試設計は､特に損傷件数が多い端支点部付近の構造(支点上補剛材)を対象に実施する｡なお､検討ケースは、比較設計と同様に以下の４ケースについて行うこととする。

① 健全時の計算

② 断面欠損時の計算

③ 補修設計１：既設部材の荷重分担を考慮する設計

残存する補剛材と当板部材が共同して抵抗する設計方針とする。当板は活荷重にのみ抵抗する。

③ 補修設計２：既設部材の荷重分担を考慮しない設計

残存する補剛材が機能喪失後に、当板部材が支点上補剛材として機能する設計方針とする。

付録 2-2-3. H29 道示による支点上補剛材の設計方針

(1) 耐荷性能に関する限界状態

(a)支圧力を受ける部材としては、限界状態１で照査し、限界状態３は超えないものとみなす。

・・・「H29 道示Ⅱ 5.3.11、5.4.11」

(b)軸方向圧縮力を受ける部材としては、限界状態３で照査し、限界状態１は超えないものとみなす。

・・・「H29 道示Ⅱ 5.3.4、5.4.4」

(c)せん断力を受ける溶接継手としては、限界状態１と限界状態３の両方を照査する基準であるが、
下記の表からもわかるように限界状態３と限界状態１の応力度の制限値が同じになることから、
限界状態１は省略し限界状態３のみで照査する。

表 – せん断を受ける溶接継手の各限界状態での係数 **・・・「H29 道示Ⅱ 表 9.3.1、表 9.4.1」**

調査・解析係数、部材・構造係数、抵抗係数					
限界状態１			限界状態３		
ξ1	-	ΦMmn	ξ1	ξ2	ΦMmn
0.90	-	0.85	0.90	1.00	0.85

注） SBHS500 材は除く。

応力度の制限値	
限界状態１	限界状態３
τyd = ξ1 * ΦMmn * τyk	τud = ξ1 * ξ2 * ΦMmn * τyk

(2) 耐荷性能の照査

(a) 支圧力を受ける部材の照査（限界状態１） **・・・「H29 道示Ⅱ 5.3.11」**

$\sigma b \leqq \sigma byd$

ここに、 $\sigma b = Nb / As$

$\sigma byd = \xi 1 * \Phi b * \alpha * \sigma bk$ **・・・「H29 道示Ⅱ 式(5.3.9)」**

記号の説明 σb ：支圧応力度 (N/mm2)

Nb ：支圧力 (N)

As ：有効断面積(全断面有効) (mm2)

σbyd：支圧応力度の制限値 (N/mm2)

α ：支圧強度の特性値の補正係数（=1.5） **・・・「H29 道示Ⅱ 表-5.3.2」**

σbk ：鋼材の支圧強度の特性値 (N/mm2) **・・・「H29 道示Ⅱ 表-4.1.1」**

表 - 調査・解析係数、抵抗係数 **・・・「H29 道示Ⅱ 表 5.3.3」**

ξ1	Φb
0.90	鋼板と鋼板との間の支圧：0.85

注） SBHS500 材は除く。

(b) 軸方向圧縮力を受ける部材の照査（限界状態３）　　・・・「H29 道示Ⅱ 5.4.4」

$\sigma c \leqq \sigma cud$

ここに、　$\sigma c = Nc / A$

$\sigma cud = \xi 1 * \xi 2 * \Phi u * \rho crg * \rho crl * \sigma yk$　　・・・「H29 道示Ⅱ 式(5.4.17)」

記号の説明　σc ：軸方向力による圧縮応力度 (N/mm2)

Nc ：軸方向力 (N)

As ：有効断面積(全断面有効) (mm2)

σcud：軸方向圧縮応力度の制限値 (N/mm2)

ρcrg：柱としての全体座屈の補正係数　　・・・「H29 道示Ⅱ 式(5.4.18)」

ρcrl：自由突出板における局部座屈の補正係数　　・・・「H29 道示Ⅱ 式(5.4.6)」

σyk ：鋼材の降伏強度の特性値 (N/mm2)　　・・・「H29 道示Ⅱ 表-4.1.1」

表 - 調査・解析係数、部材・構造係数、抵抗係数　　・・・「H29 道示Ⅱ 表 5.4.7」

注）SBHS500 材は除く。

$\xi 1$	$\xi 2$	Φu
0.90	1.00	0.85

(c) せん断力を受ける溶接継手の照査（限界状態３）　　・・・「H29 道示Ⅱ 9.4.1」

$\tau b \leqq \tau ud$　　・・・「H29 道示Ⅱ 式(9.4.2)」

ここに、　$\tau b = P / \Sigma(a * L)$

$\tau ud = \xi 1 * \xi 2 * \Phi Mmn * \tau yk$　　・・・「H29 道示Ⅱ 式(9.4.4)」

記号の説明　τb ：継手に生じるせん断応力度 (N/mm2)

P ：継手に作用する力 (N)

a ：溶接の有効のど厚 (mm) = 溶接数 * 溶接サイズ * 0.707

L ：溶接の有効長 (mm) = 主桁腹板高 / 2

τud：せん断応力度の制限値 (N/mm2)

τ ：溶接部のせん断降伏強度の特性値 (N/mm2)

表 - 調査・解析係数、部材・構造係数、抵抗係数　　・・・「H29 道示Ⅱ 表 9.4.1」

注）SBHS500 材は除く。

$\xi 1$	$\xi 2$	ΦMmn
0.90	1.00	0.85

(3) 設計断面力（荷重組合せ係数、荷重係数の考慮）

各照査項目で用いる設計断面力は、下表の係数を考慮した断面力を用いるものとする。

$N = \gamma p \times \gamma q \times D + \gamma p \times \gamma q \times L = 1.00 \times 1.05 \times D + 1.00 \times 1.25 \times L$

表 - 作用の組合せに対する荷重組合せ係数及び荷重係数　　・・・「H29 道示Ⅰ 表 3.3.1」

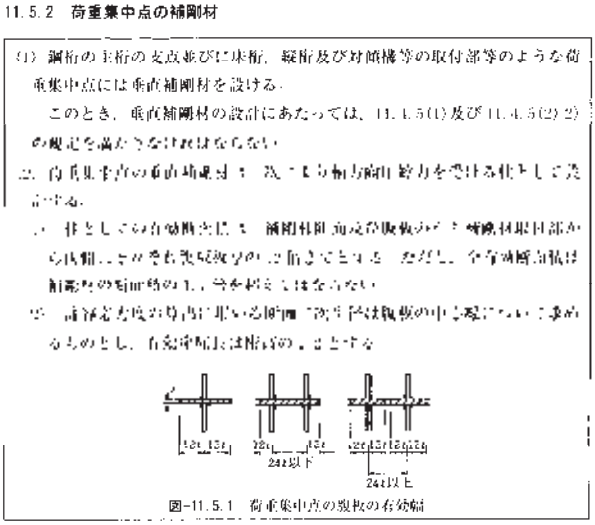
	D(死荷重)		L(活荷重)	
	γp	γq	γp	γq
②D+L	1.00	1.05	1.00	1.25

付録 2-2-4. 新旧基準による試設計結果の比較

H24 道示と H29 道示それぞれについて試設計を行い照査結果の比較を行う。許容応力度法による設計から、部分係数法に仕様が変更されたことで、照査結果にどのような影響があるか、確認を行い従来設計からの定量的な影響程度を把握する。比較する照査項目は、反力、軸方向圧縮応力度の照査、支圧応力度の照査、せん断応力度の照査(溶接)に着目する。

(1) 設計思想

支点上補剛材の設計思想は、新旧基準ともに「荷重集中点の垂直補剛材は、軸方向圧縮応力度を受ける柱として設計する」ことに変更は無い。許容応力度法の許容値、部分係数法の制限値を算出する補剛材の有効座屈長は、桁高の 1/2、応力度分布は荷重作用点で最大となる三角形分布と仮定する。また、腹板も柱として有効に働くと考え、腹板厚の 24 倍とする。ただし、全有効断面積は、補剛材の断面の 1.7 倍を超えてはならない。示方書の該当項目の抜粋を右に示す。(内容は新旧同一のため、H24 道示を代表表示とする。H29 道示は 13.7.2、図-13.7.1。)


11.5.2 荷重集中点の補剛材

(1) 鋼桁の主桁の支点並びに床桁，縦桁及び対傾構等の取付部等のような荷重集中点には垂直補剛材を設ける．

このとき，垂直補剛材の設計にあたっては，11.4.5(1)及び11.4.5(2)2)の規定を満たさなければならない．

2. 荷重集中点の垂直補剛材は，主として軸方向圧縮力を受ける柱として設計する．

3. 柱としての有効断面には，補剛材相互及び取付けボルト，溶接材料相互間および補剛材相互間および補剛材の腹板接合線の一方側だけとする．ただし，全有効断面積は補剛材の断面積の1.7倍を超えてはならない．

4. 前項の規定を満たす場合，荷重作用点で発生する圧縮応力は腹板の中心線について等分布するものとし，有効座屈長は腹板高の0.5倍とする．

図-11.5.1 荷重集中点の腹板の有効幅

(2) 新旧余裕量の比較

反力と応答値を比較すると、H24 道示は反力値そのものに対し、H29 道示は荷重組合せ係数と荷重係数を考慮して乗じて算出したものが作用力となる。新旧比率で比較すると、従来よりも 1.15 倍に作用力が増加することになる。また、許容値と制限値を比較すると、H24 道示の許容値は降伏強度を 1.7 で除した値、H29 道示の制限値は降伏強度に、調査・解析係数、および、抵抗係数を乗じて算出した値が作用に対する比較基準値となる。新旧比率で比較すると従来よりも 1.30 倍となり、作用に対する余裕量が増える。

従って、部分係数設計法を適用すると、H24 道示よりも H29 道示の方が 1.13 倍 (1.30/1.15) の余裕がとなるため、従来の設計よりも部材断面を小さくすることが可能となる。ただし、今回は常時による試設計比較のため、温度、風、地震等を考慮した組合せケースにおいては、H29 道示による設計の方が厳しくなることも考えられる。

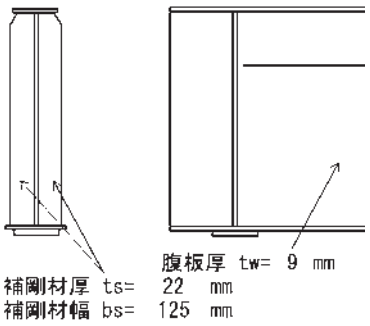
	H24 道示	H29 道示	新旧比率
反力と応答値	P = D+L = 900.0kN	S=γp×γq×D+γp×γq×L = 1.00×1.05×D+1.00×1.25×L = 1035.0kN	S/P = 1.15
許容値と制限値	σa = σy/1.7 = 0.588σy	σcud = ξ1×ξ2×Φu×ρcrg×ρcrl×σyk = 0.9×1.0×0.85×1.0×1.0×σy = 0.765σy	σcud/σa = 1.30

(3) 試設計比較

付録 2-2-2 （H24 道示）、**付録 2-2-5** （H29 道示）の各試設計結果を、反力、支圧応力度、軸方向圧縮応力度、せん断応力度（溶接）に着目し比較を行う。発生応力度を許容値で除した各応力比に着目し、H24 道示と H29 道示の応力比を除算することで、前項で示した新旧の余裕量を確認する。①、②、④の新旧応力比の比率は、前項で示した余裕量 1.13 倍となり概ね一致する結果となる。③については、支圧応力度、軸方向圧縮応力度は余裕量1.13倍に概ね一致するが､せん断応力度の余裕量が若干大きくなる結果となる。その理由は、活荷重の分担率を、残存部材と補強部材に断面積比率で分けたことで余裕量に隔たりが生じている。以下、計算結果一覧を示す。

① 健全時の計算

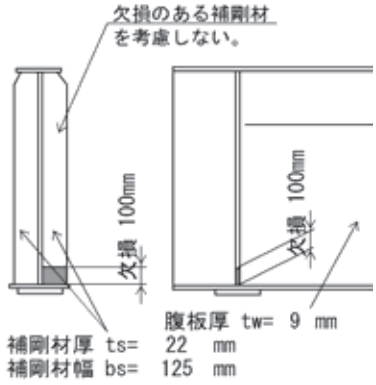
	H24(反力・許容値)		H29(応答値・制限値)		想定構造
反力(kN)	ΣR(D+L)	900.0	ΣSi(D+L)	1035.0	
支圧応力度 (N/mm²)	σb	140.5	σb	161.6	
	σba	210.0	σbyd	269.7	
	σb/σba	0.67	σb/σbyd	0.60	
軸方向圧縮応力度 (N/mm²)	σc	120.9	σc	139.0	
	σca	140.0	σcud	179.8	
	σc/σca	0.86	σc/σcud	0.77	
せん断応力度 (N/mm²)	τ	72.4	τb	83.3	
	τa	80.0	τud	103.3	
	τ/τa	0.91	τb/τud	0.81	



支圧応力度 0.67/0.60=1.12、軸方向圧縮応力度 0.86/0.77=1.12、せん断応力度 0.91/0.81=1.12

② 断面欠損時の計算

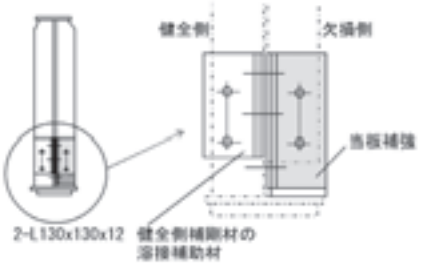
	H24(反力・許容値)		H29(応答値・制限値)		損傷状況
反力(kN)	ΣR(D+L)	900.0	ΣSi(D+L)	1035.0	
支圧応力度 (N/mm²)	σb	217.5	σb	250.1	
	σba	210.0	σbyd	269.7	
	σb/σba	1.04	σb/σbyd	0.93	
軸方向圧縮応力度 (N/mm²)	σc	192.5	σc	221.4	
	σca	140.0	σcud	179.8	
	σc/σca	1.38	σc/σcud	1.23	
せん断応力度 (N/mm²)	τ	144.8	τb	166.5	
	τa	80.0	τud	103.3	
	τ/τa	1.81	τb/τud	1.61	



支圧応力度 1.04/0.93=1.12、軸方向圧縮応力度 1.38/1.23=1.12、せん断応力度 1.81/1.61=1.12

③ 補修設計１：既設材への活荷重負担低減を目的とした設計

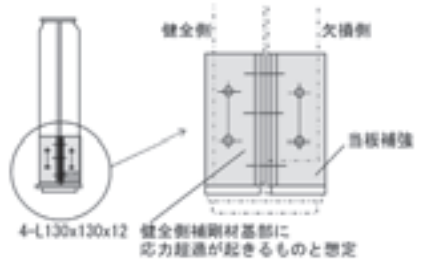
	H24(反力・許容値)		H29(応答値・制限値)		補強構造１
反力(kN)	ΣR(D+L)	900.0	ΣSi(D+L)	1035.0	
支圧応力度 (N/mm²)	σb	172.5	σb	193.8	
	σba	210.0	σbyd	269.7	
	σb/σba	0.82	σb/σbyd	0.72	
軸方向圧縮応力度 (N/mm²)	σc	138.6	σc	153.9	
	σca	140.0	σcud	179.8	
	σc/σca	0.99	σc/σcud	0.86	
せん断応力度 (N/mm²)	τ	95.3	τb	104.6	
	τa	80.0	τud	103.3	
	τ/τa	1.19	τb/τud	1.01	



支圧応力度 0.82/0.72=1.14、軸方向圧縮応力度 0.99/0.86=1.15、せん断応力度 1.19/1.01=1.18

④ 補修設計２：既設材との分担を考慮しない設計

	H24(反力・許容値)		H29(応答値・制限値)		補強構造２
反力(kN)	D+L	900.0	ΣSi(D+L)	1035.0	
支圧応力度 (N/mm²)	σb	153.7	σb	176.7	
	σba	210.0	σbyd	269.7	
	σb/σba	0.73	σb/σbyd	0.66	
軸方向圧縮応力度 (N/mm²)	σc	75.6	σc	86.9	
	σca	140.0	σcud	179.8	
	σc/σca	0.54	σc/σcud	0.48	



支圧応力度 0.73/0.66=1.11、軸方向圧縮応力度 0.54/0.48=1.13

(4) 留意点

許容応力度法で設計された腐食損傷した橋梁の部材を補修する際には、適用する道路橋示方書の特性を踏まえて検討する必要がある。特に、当て板補修設計方法が一つではないため、求めるべき性能と設計方法の関係性を明らかにした上で、設計方法を選定することが望ましい。

しかしながら、顧客要望や設計者の所有するプログラムの環境によって許容応力度法（H24道示）で照査できず、否応なく部分係数設計法を使用して部材を照査する場合が発生することが予想される。そのため、部分係数設計法で設計することを予め想定しておく必要がある。

例えば、H29道示における応答値は死荷重5%増加した計算である。部材の照査には適用可能であるが、その応答値は支承交換の検討に適用はできない。

前項に示す「活荷重の分担率」は、母材と当て板材にどのように荷重が分担されているか。など

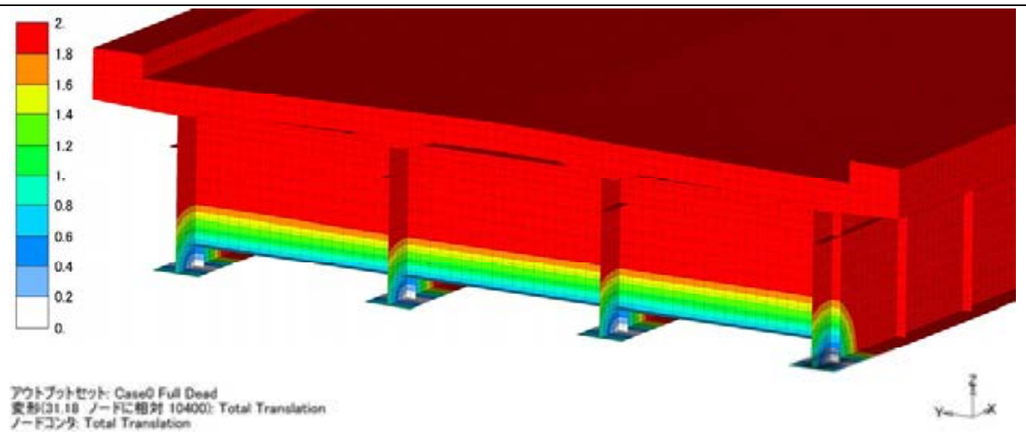
そのような補修設計時の部材の性能に関する理解が深まるまでは、補修設計では、竣工時と同じ許容応力度法で照査することが望ましい。

2. 付録

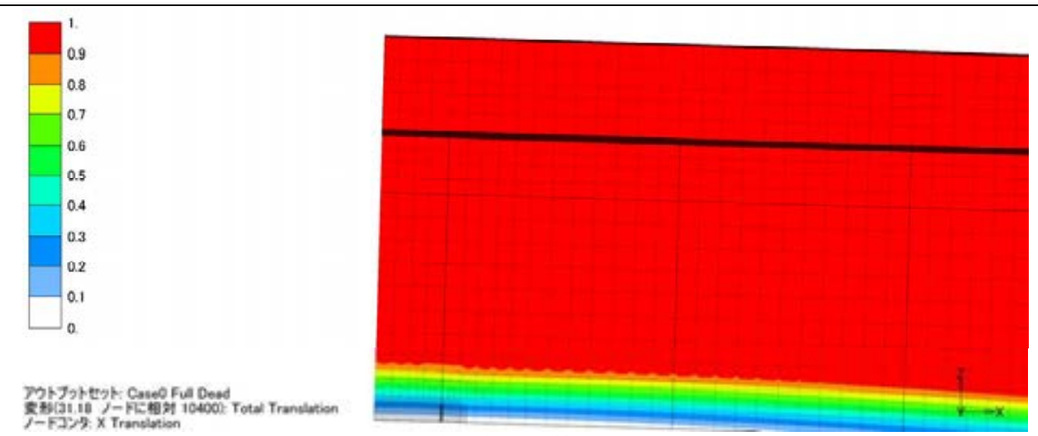
付録2-3. 全橋レベルでの腐食進行再現 FEM 解析結果コンター図

付録2-3-1. Case0 腐食なし

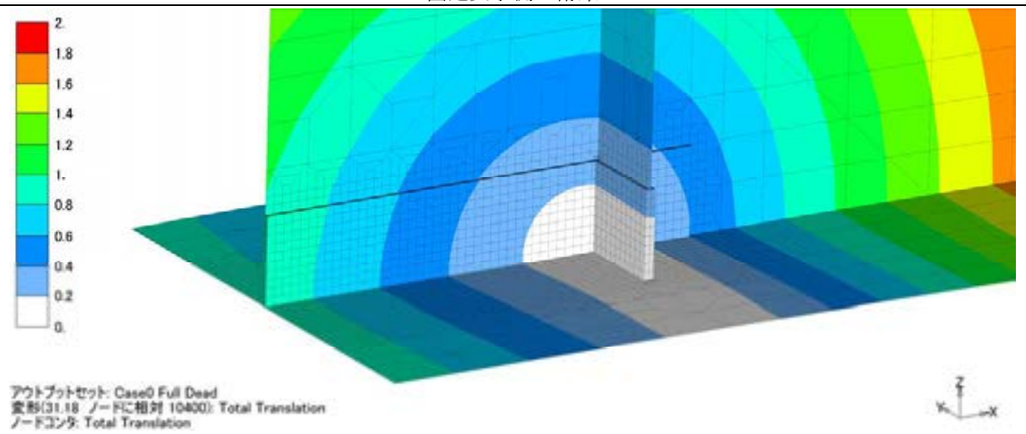
1) 死荷重



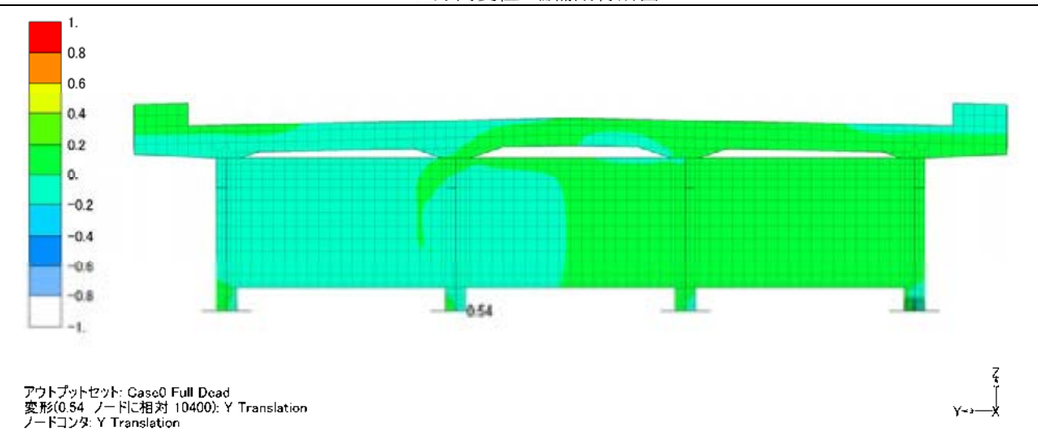
固定支承側　俯瞰



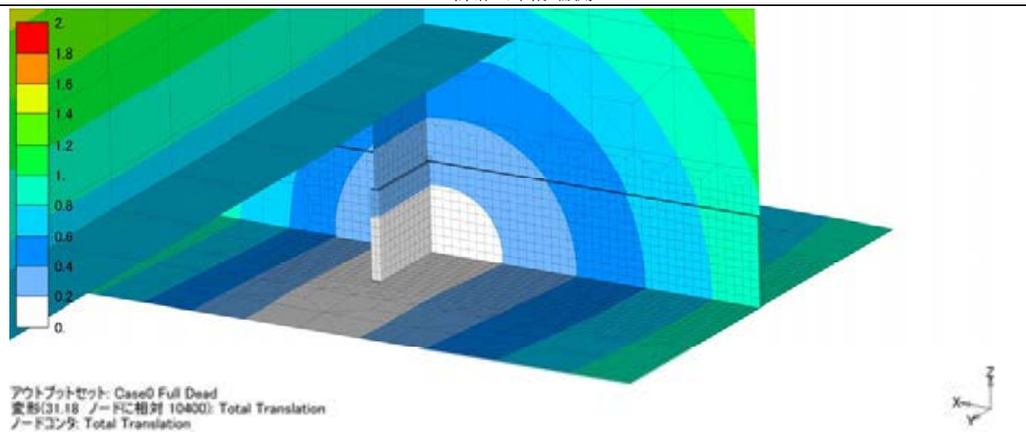
X方向変位 端補剛材断面



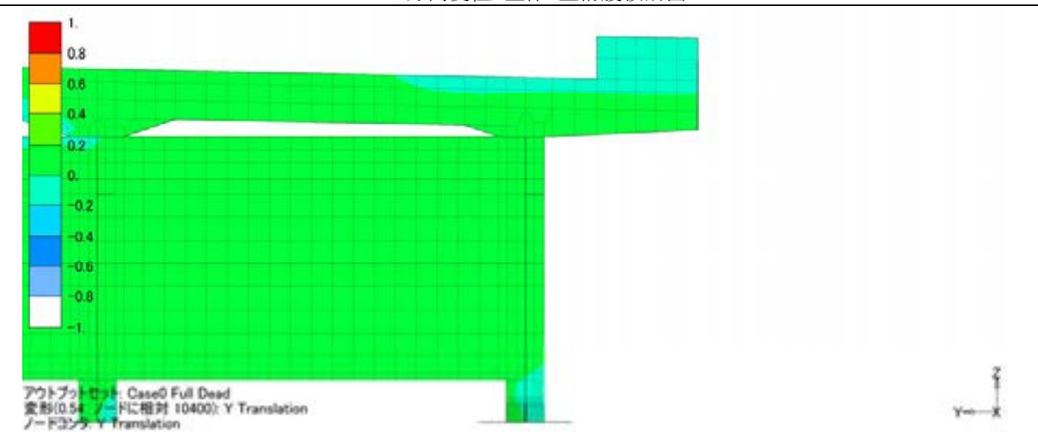
詳細 外桁端側



Y方向変位 全体 主桁腹板断面

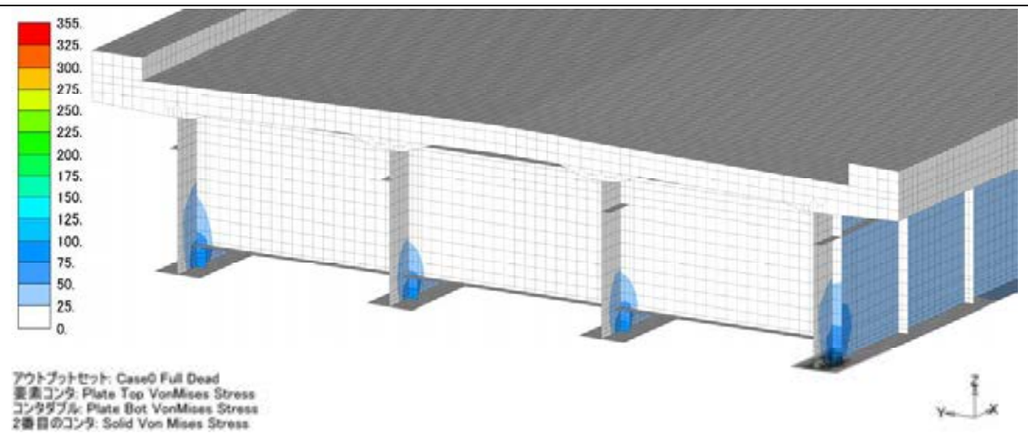


詳細 内桁端側

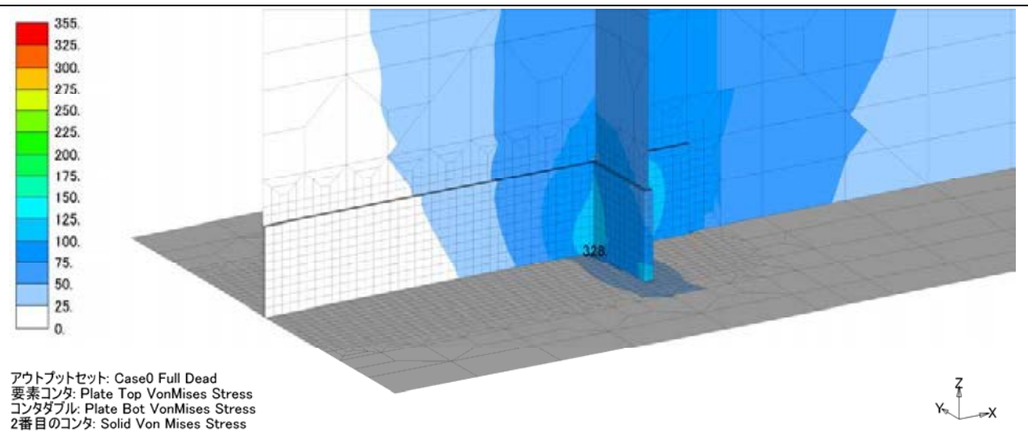


Y方向変位 詳細 主桁腹板断面

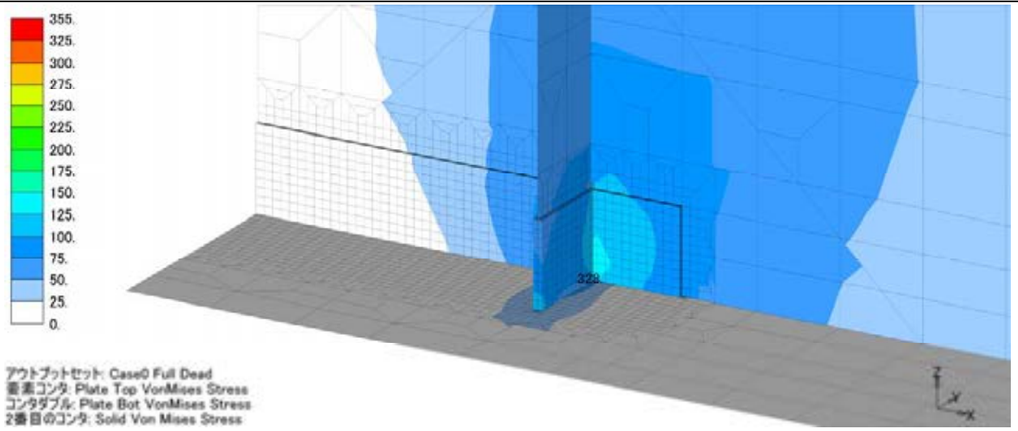
図 2-3-1-1 Case0 腐食なし 死荷重 変形[mm]



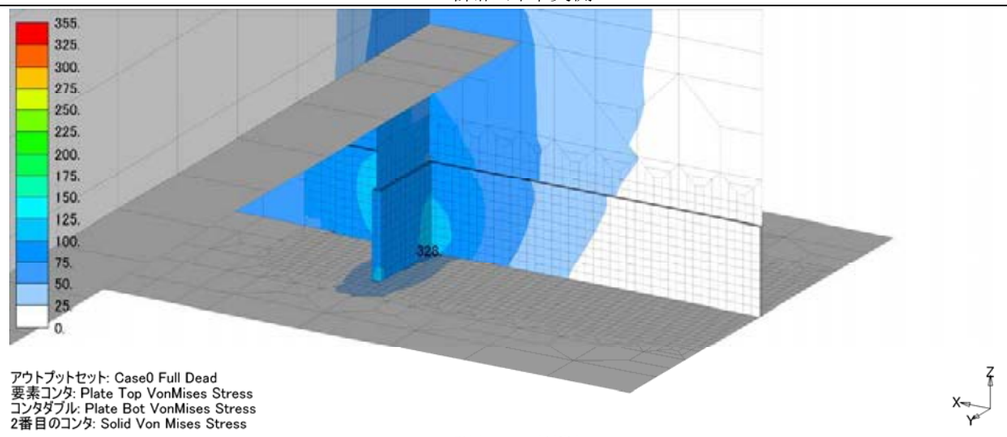
固定支承側　俯瞰



詳細　外桁端側



詳細　外中央側

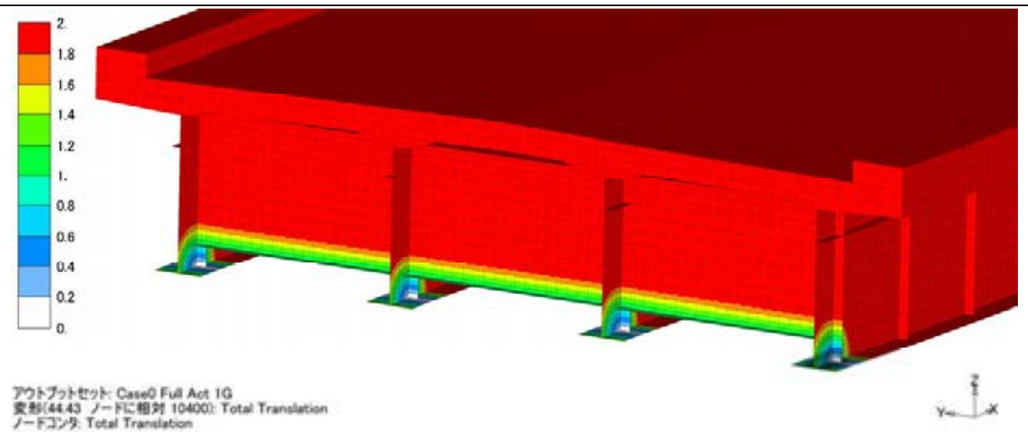


詳細　内桁端側

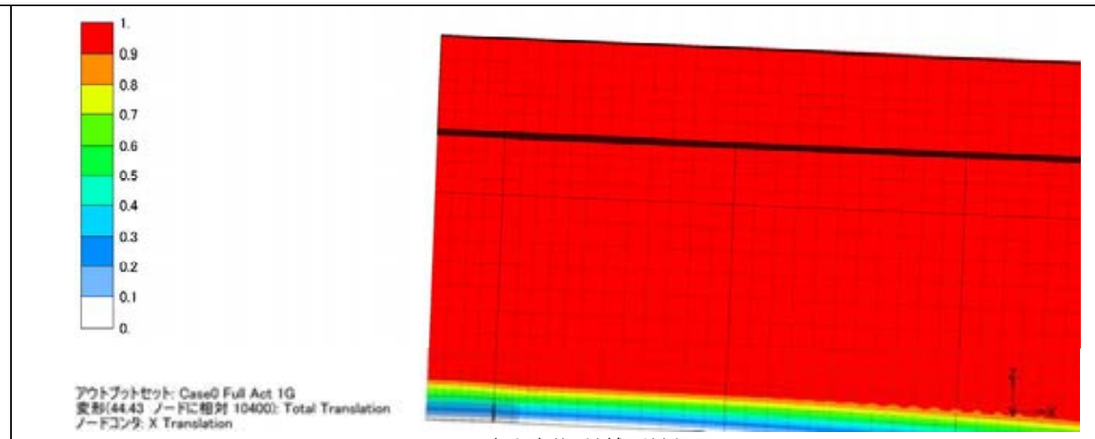
図 2-3-1-2 Case0 腐食なし 死荷重 VonMises 応力[N/mm^2]

2) 活荷重

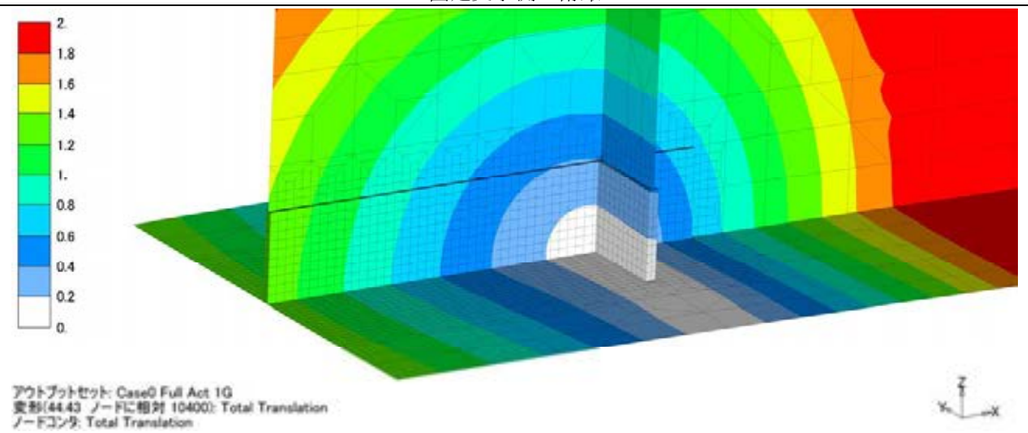
① 1G



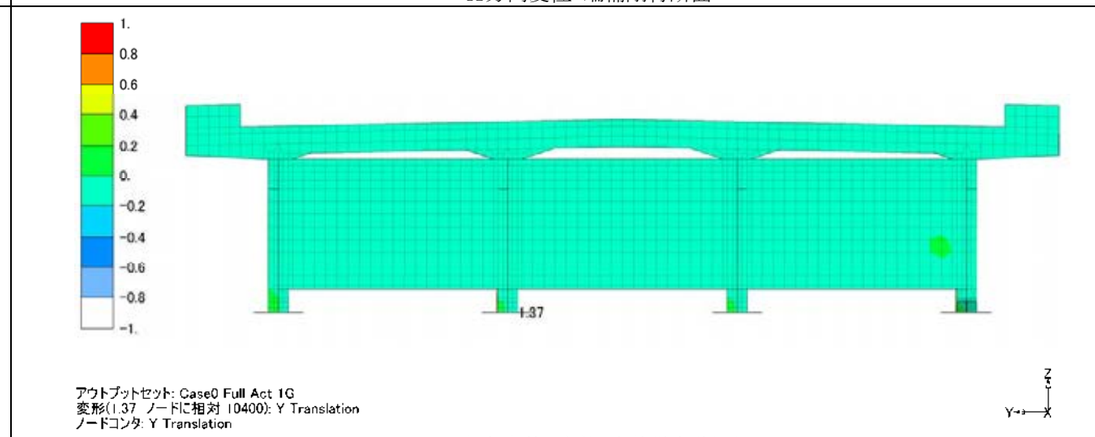
固定支承側　俯瞰



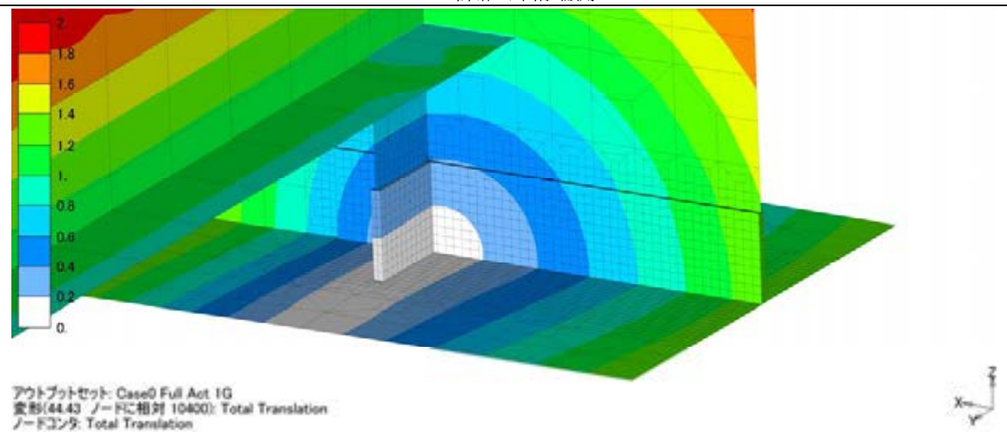
X方向変位　端補剛材断面



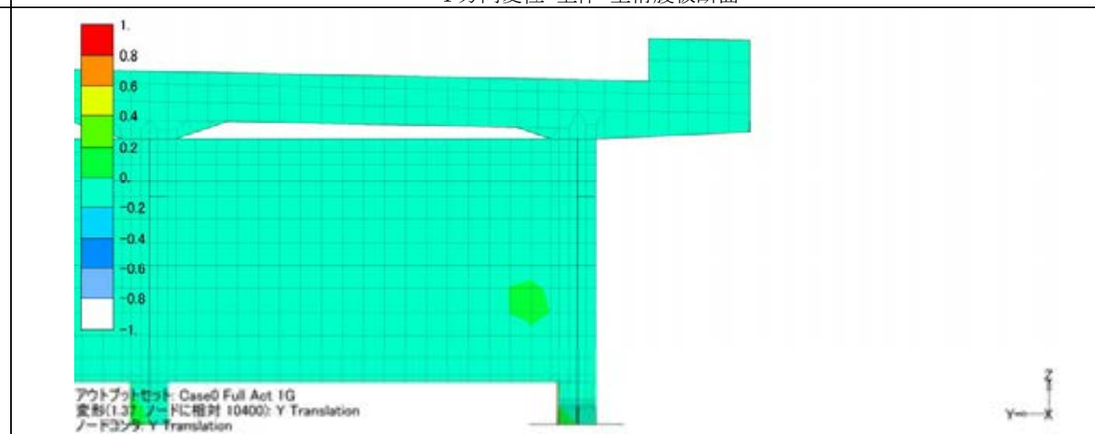
詳細　外桁端側



Y方向変位　全体　主桁腹板断面

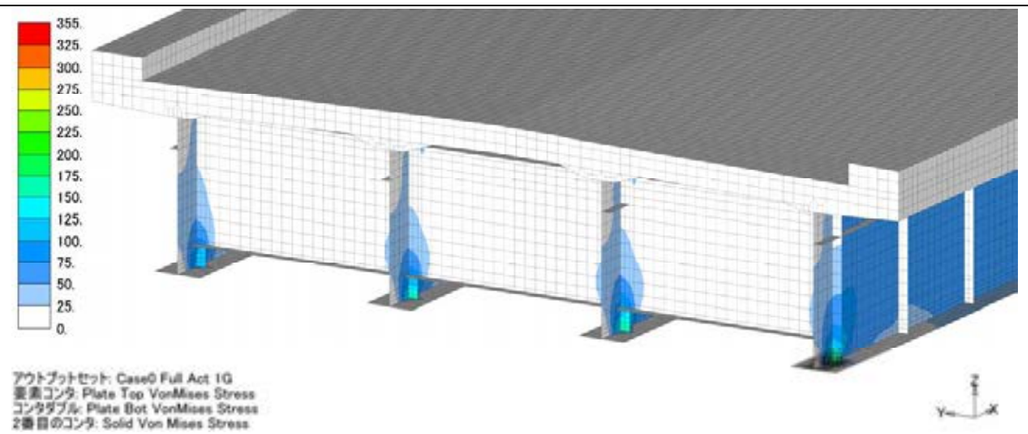


詳細　内桁端側

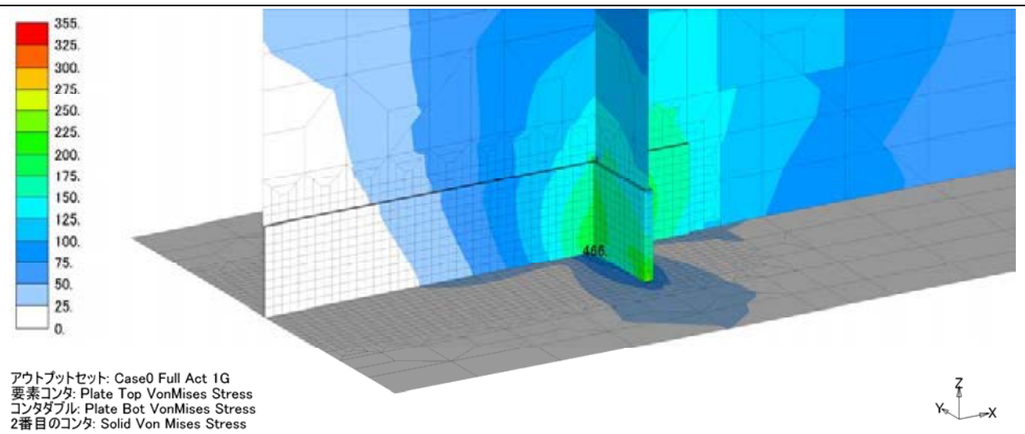


Y方向変位　詳細　主桁腹板断面

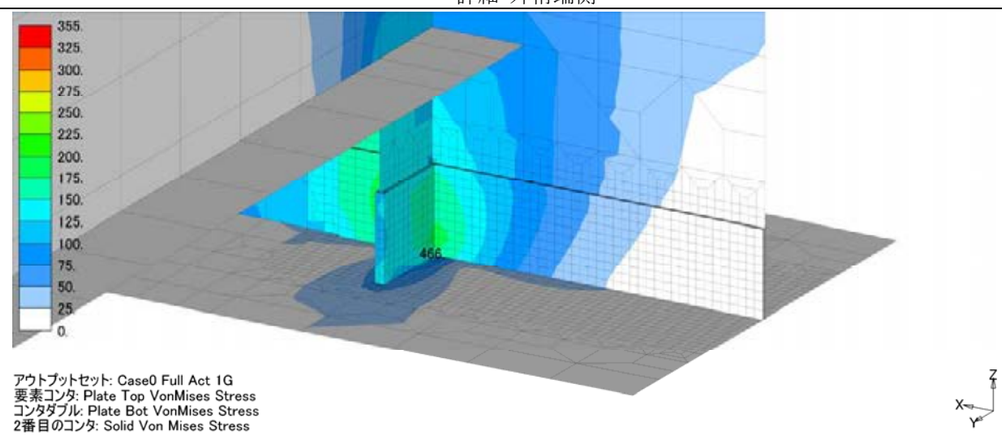
図 2-3-1-3 Case0 腐食なし 活荷重 1G 変形[mm]



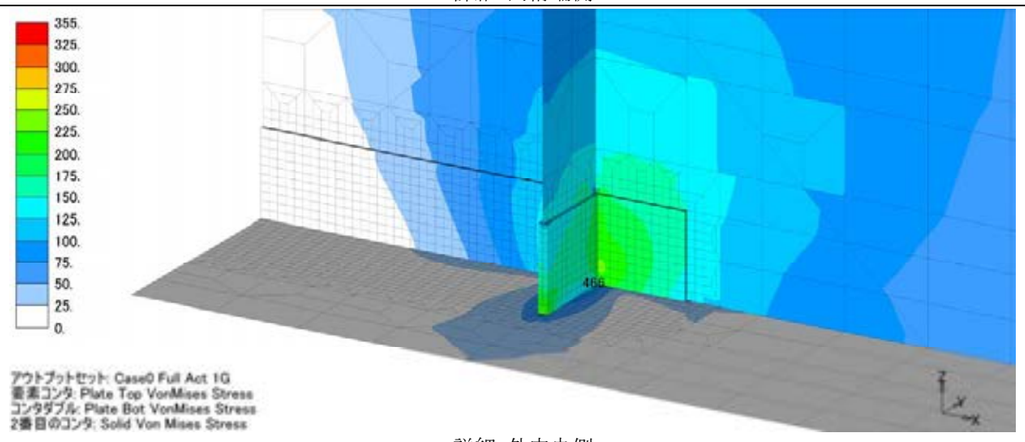
固定支承側　俯瞰



詳細　外桁端側



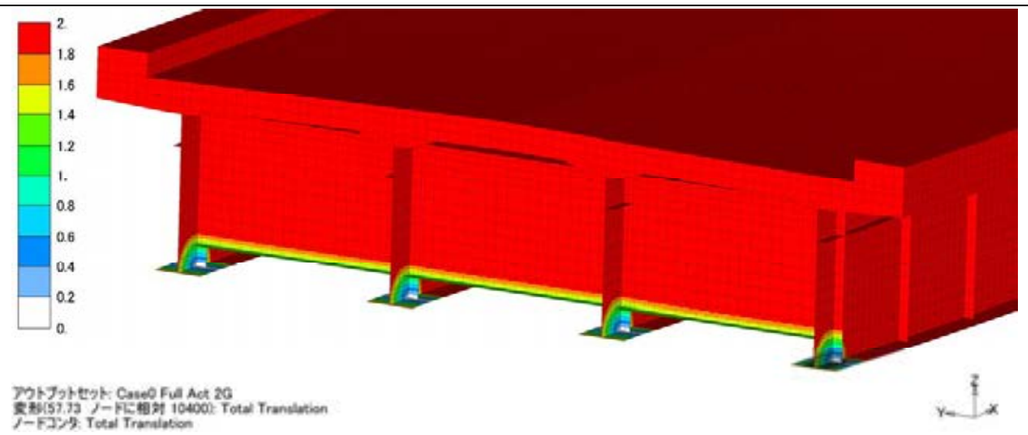
詳細　内桁端側



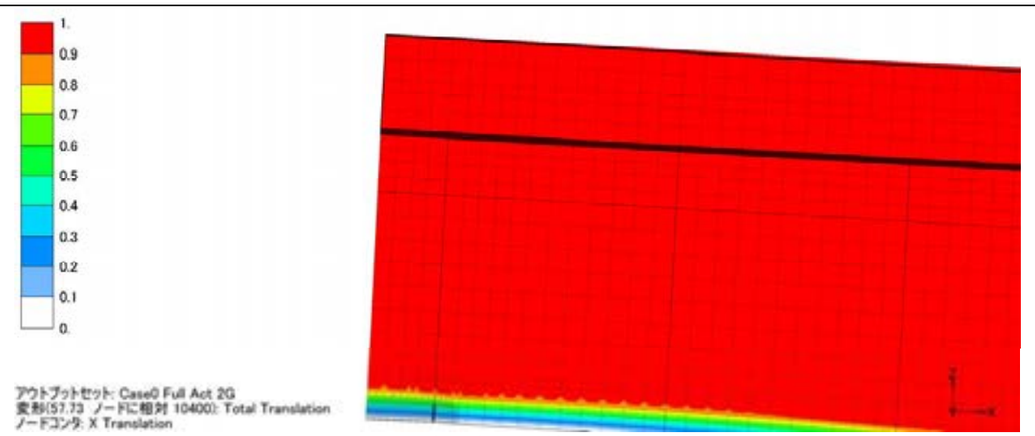
詳細　外中央側

図 2-3-1-4 Case0 腐食なし 活荷重 1G VonMises 応力[N/mm^2]

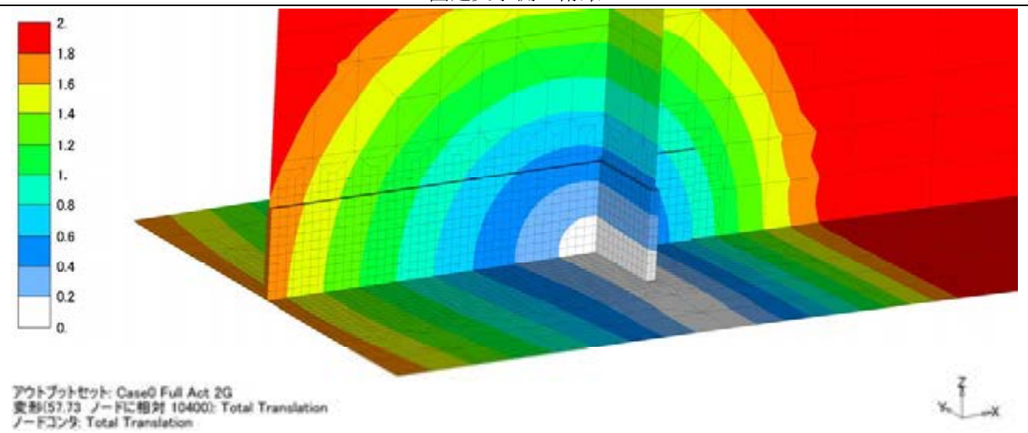
② 2G



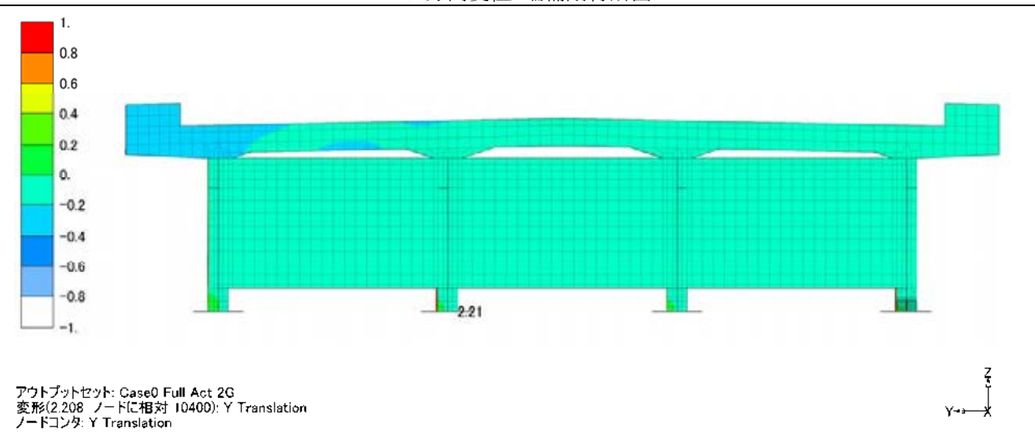
固定支承側　俯瞰



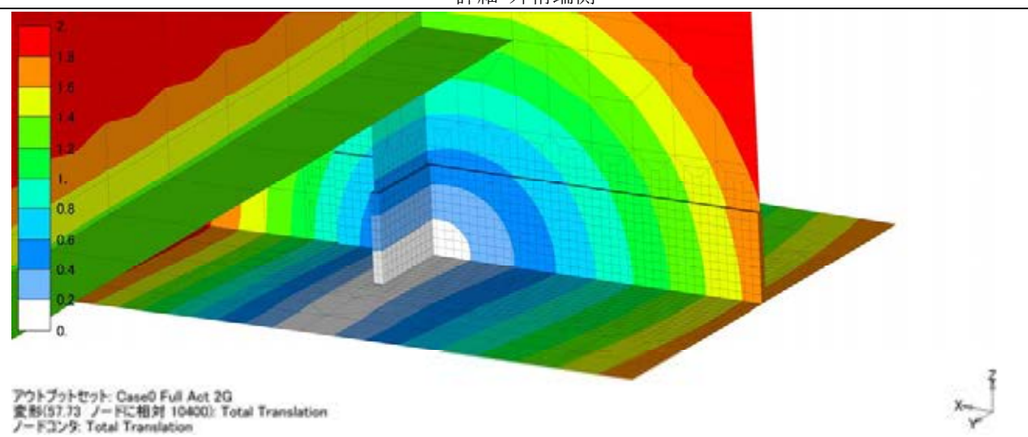
X方向変位　端補剛材断面



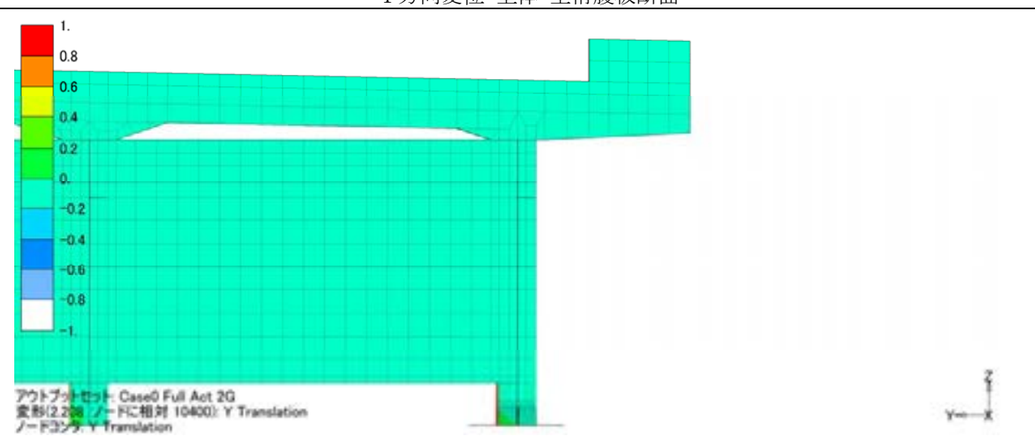
詳細　外桁端側



Y方向変位　全体　主桁腹板断面

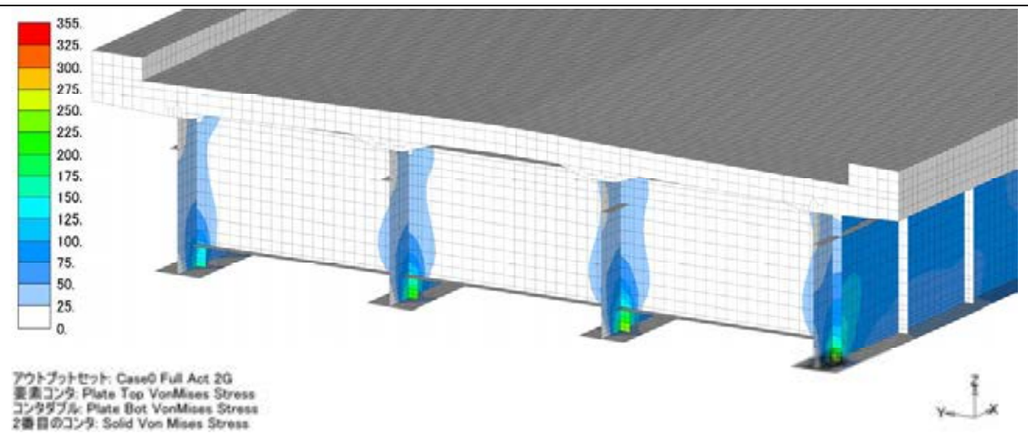


詳細　内桁端側

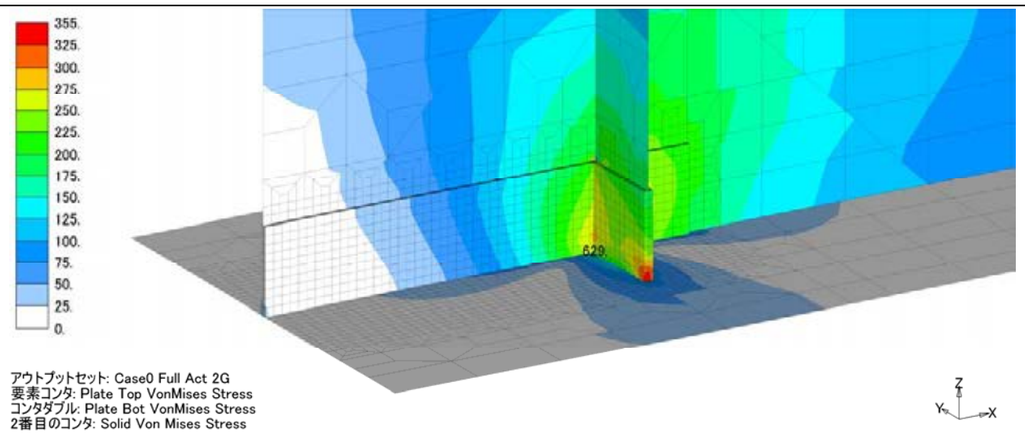


Y方向変位　詳細　主桁腹板断面

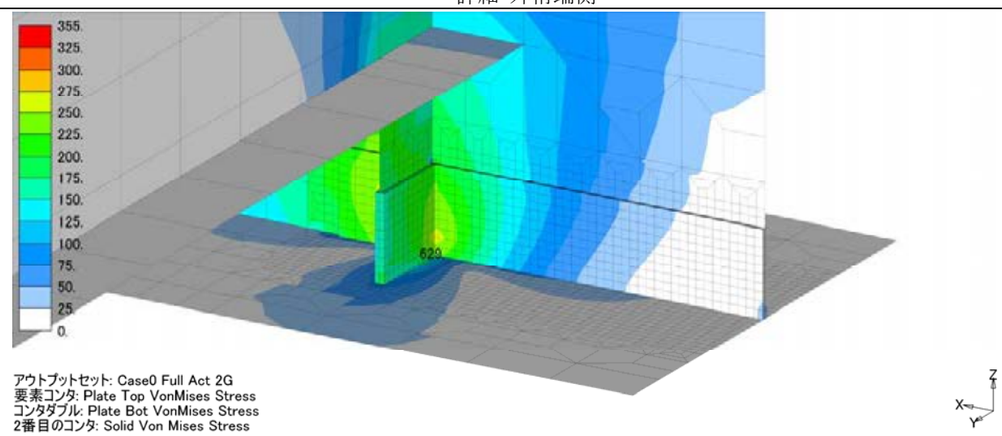
図 2-3-1-5 Case0 腐食なし 活荷重 2G 変形[mm]



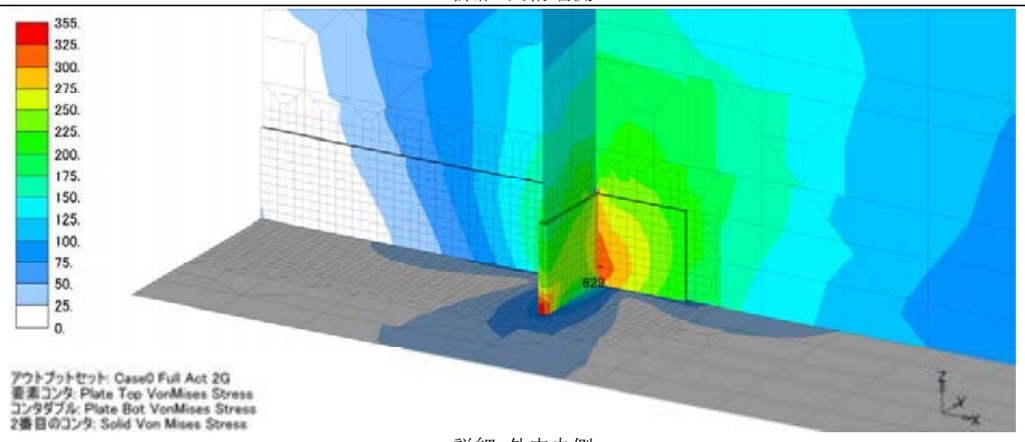
固定支承側　俯瞰



詳細　外桁端側



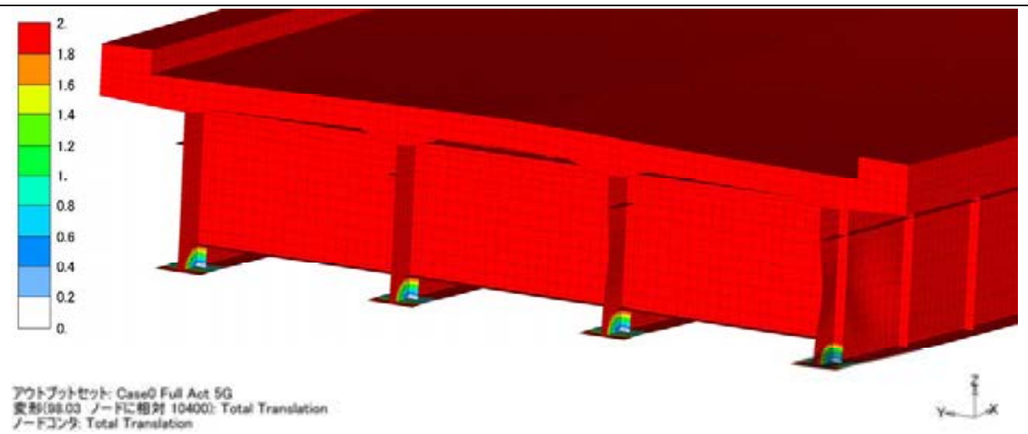
詳細　内桁端側



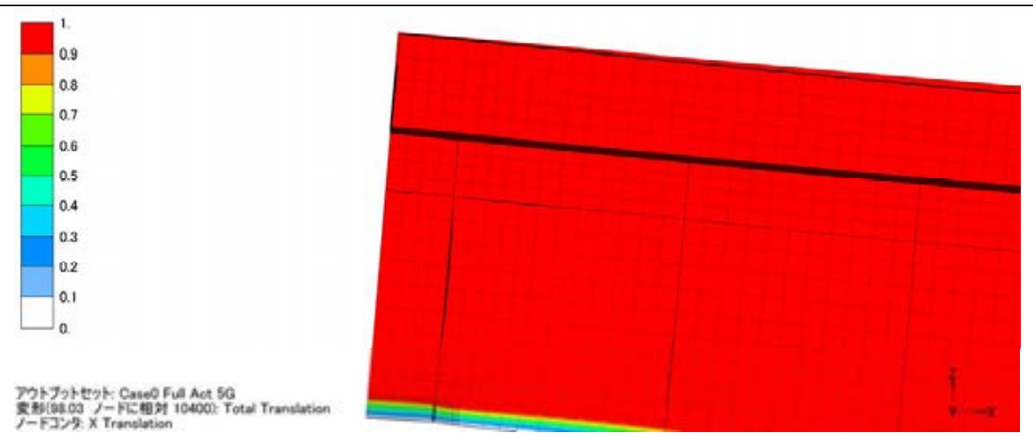
詳細　外中央側

図 2-3-1-6 Case0 腐食なし 活荷重 2G VonMises 応力[N/mm^2]

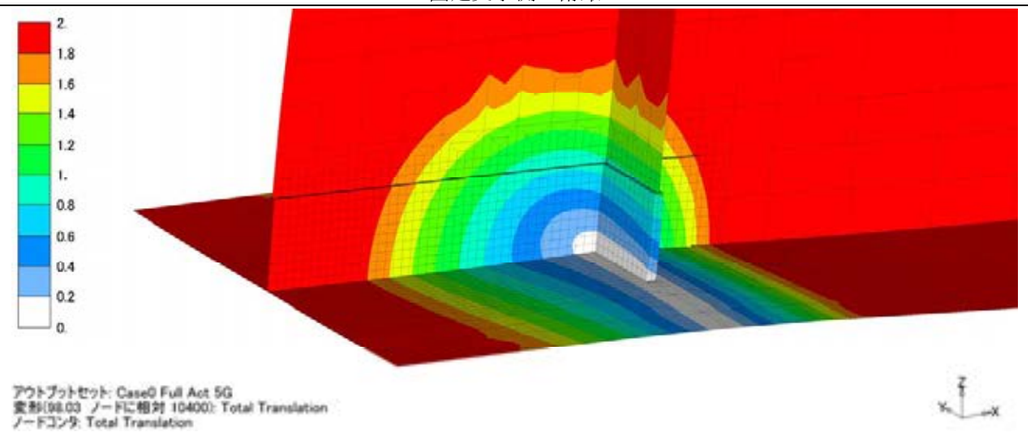
③ 5G



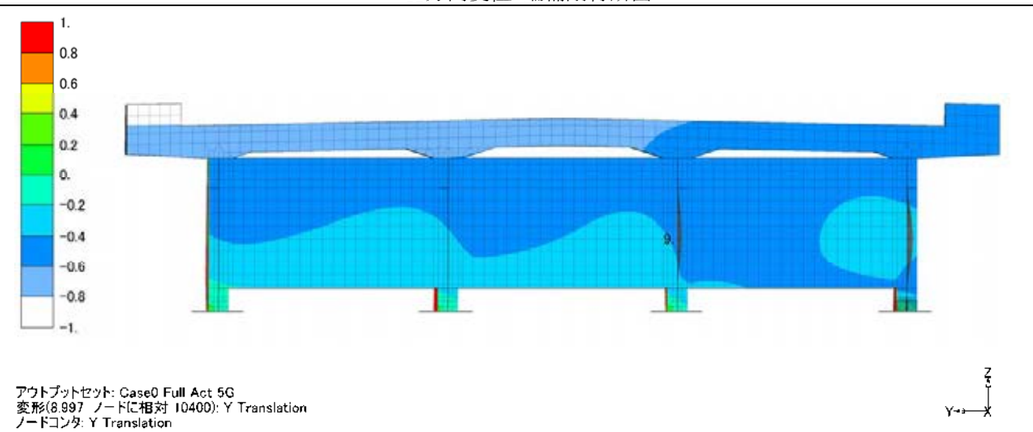
固定支承側　俯瞰



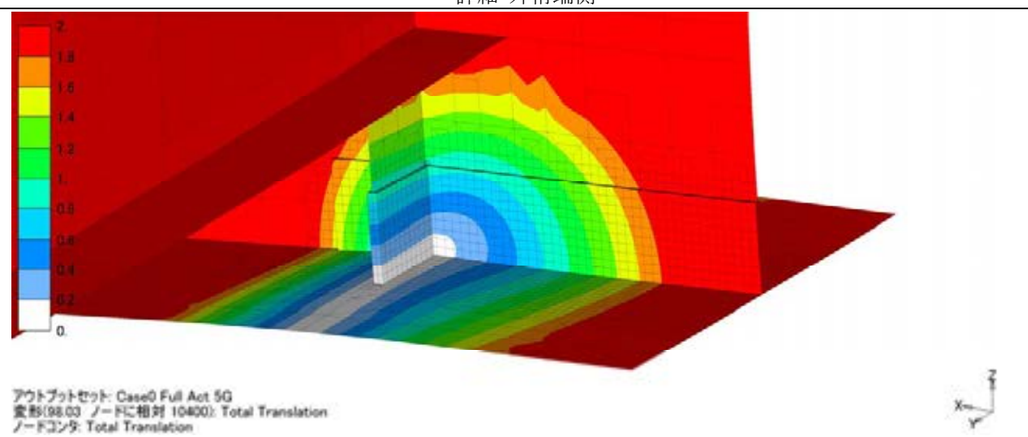
X方向変位　端補剛材断面



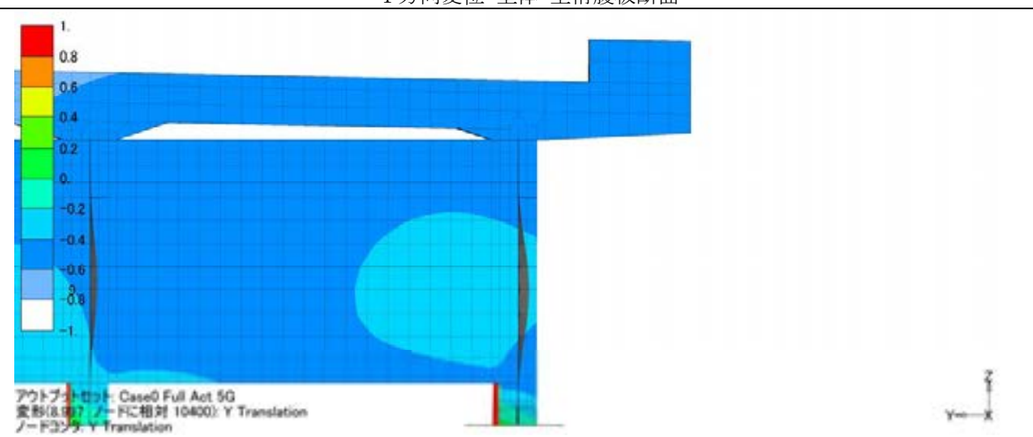
詳細　外桁端側



Y方向変位　全体　主桁腹板断面

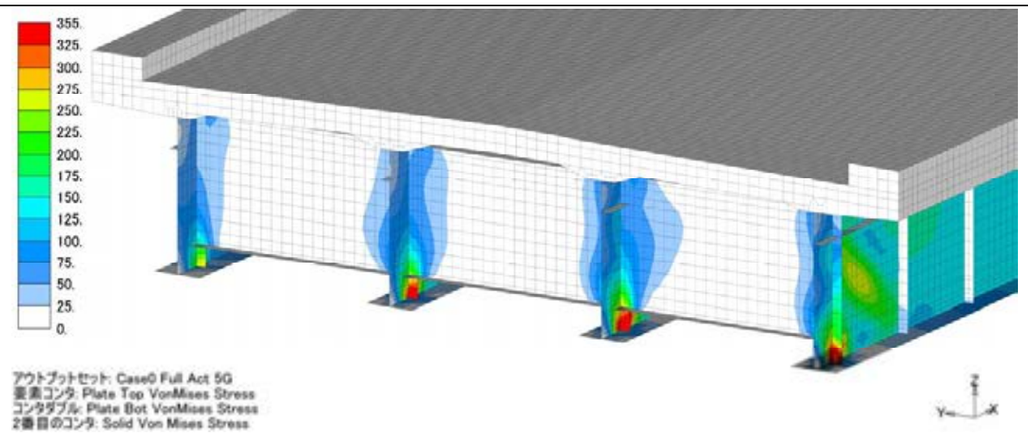


詳細　内桁端側

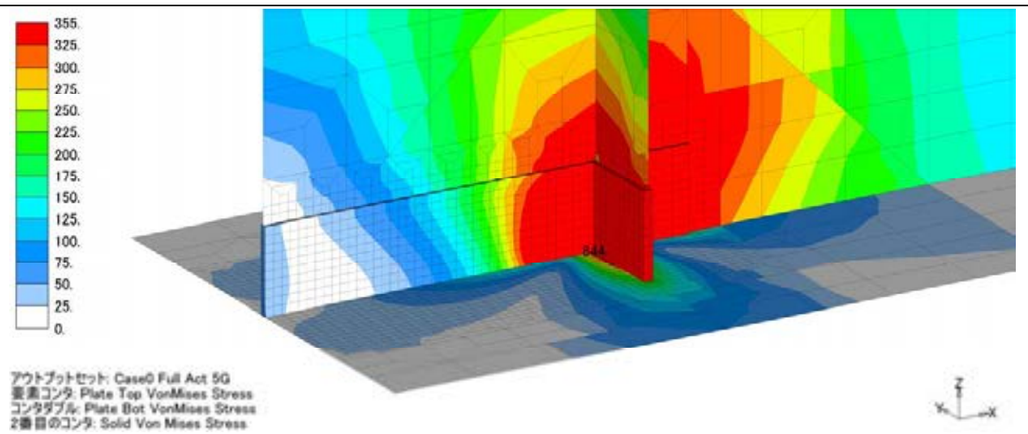


Y方向変位　詳細　主桁腹板断面

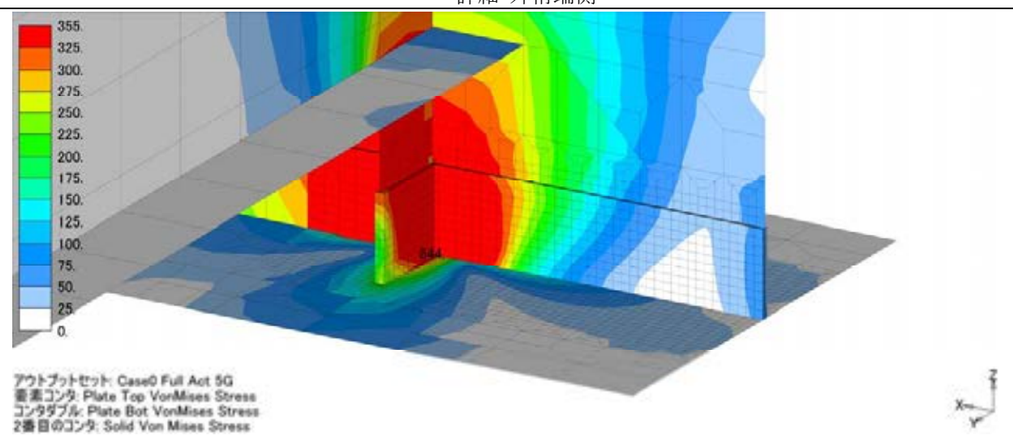
図 2-3-1-7 Case0 腐食なし 活荷重 5G 変形[mm]



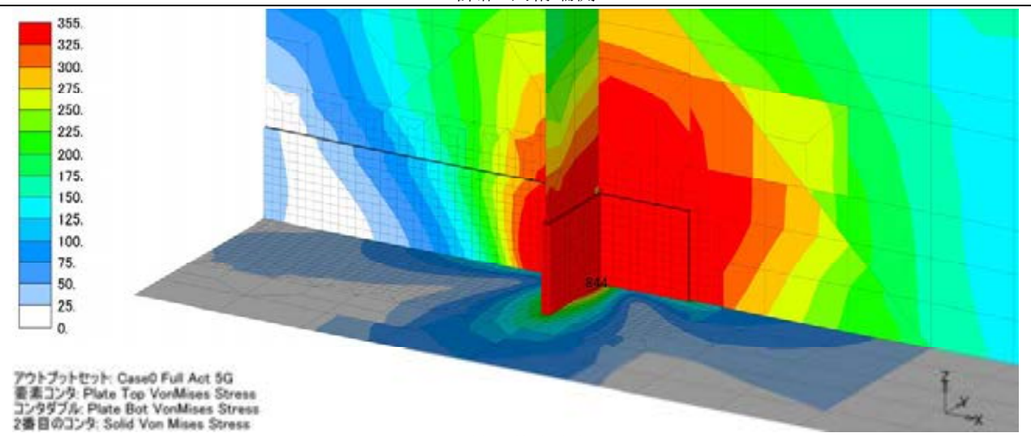
固定支承側　俯瞰



詳細　外桁端側



詳細　内桁端側



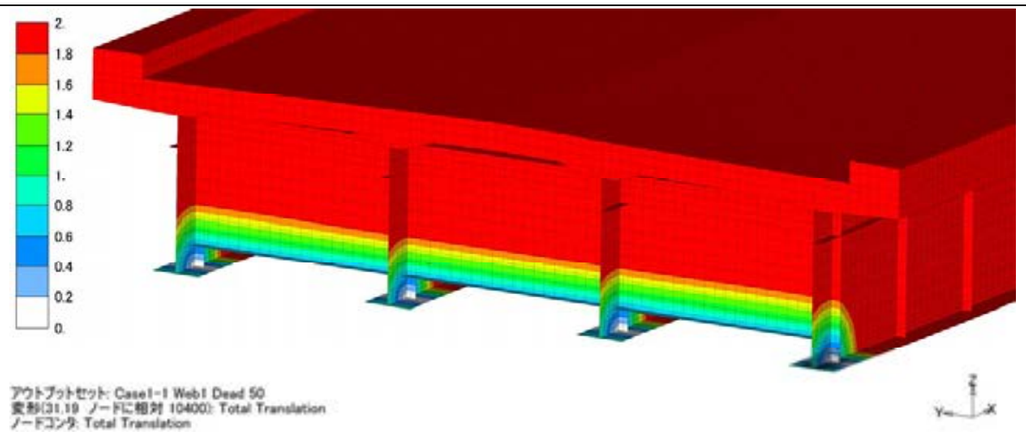
詳細　外中央側

図 2-3-1-8 Case0 腐食なし 活荷重 5G VonMises 応力[N/mm^2]

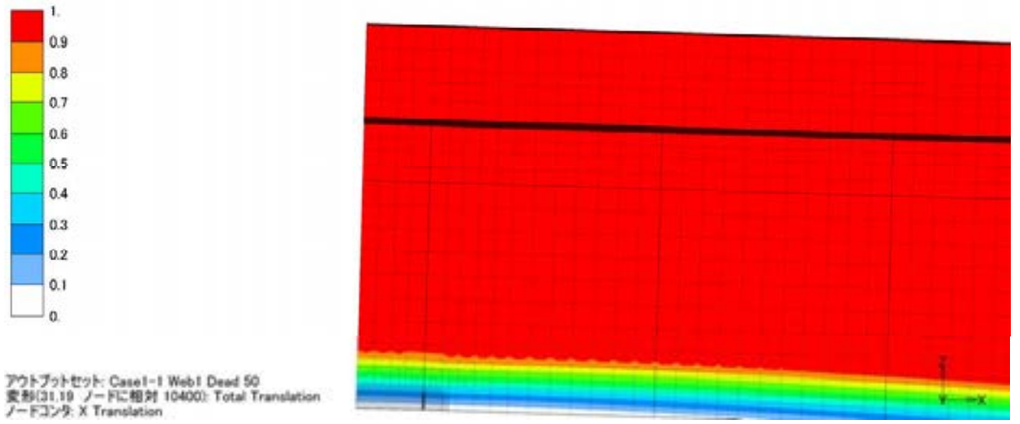
付録2-3-2 Case1-1 Web1

1) 死荷重

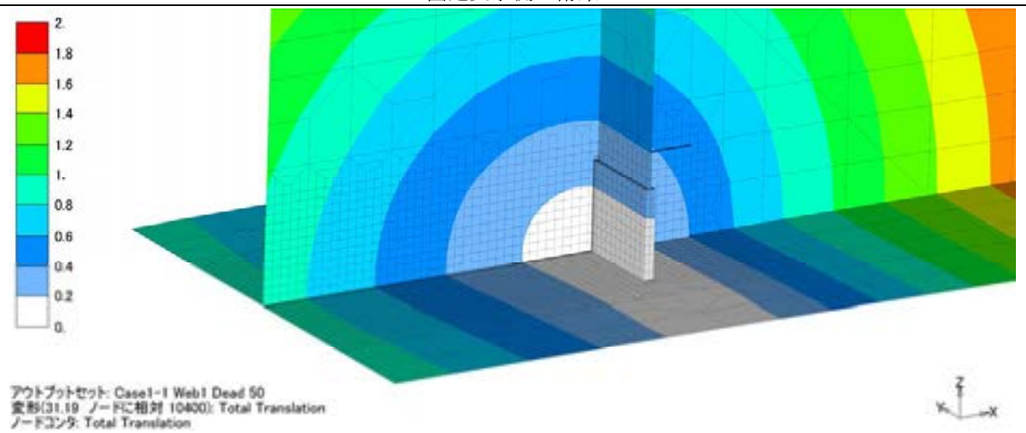
① 板厚半欠損



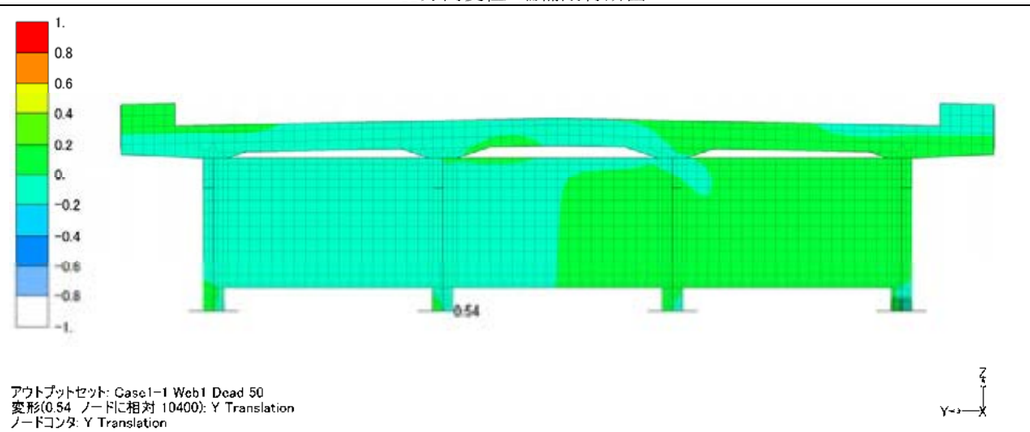
固定支承側　俯瞰



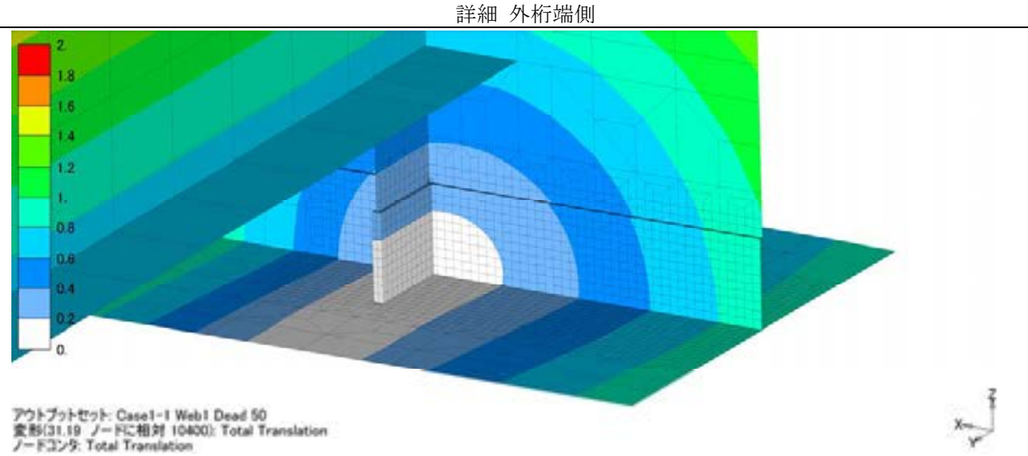
X方向変位　端補剛材断面



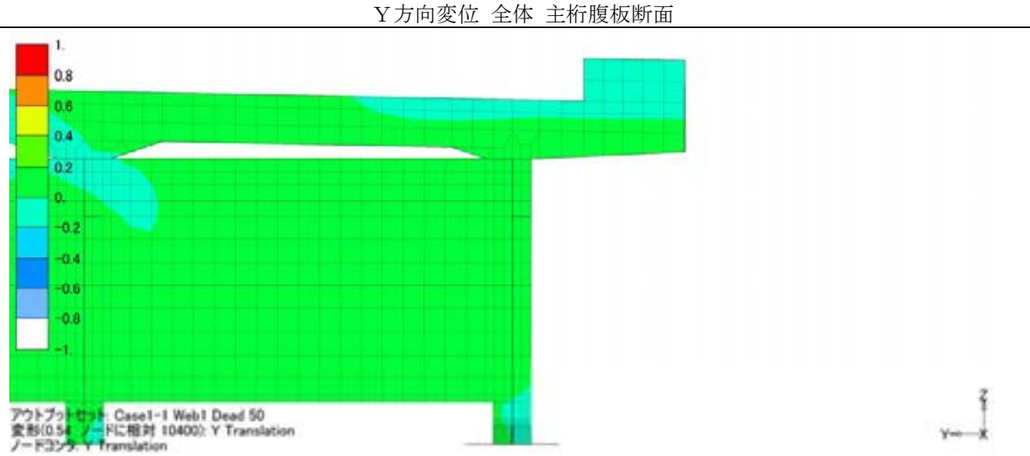
詳細　外桁端側



Y方向変位　全体　主桁腹板断面

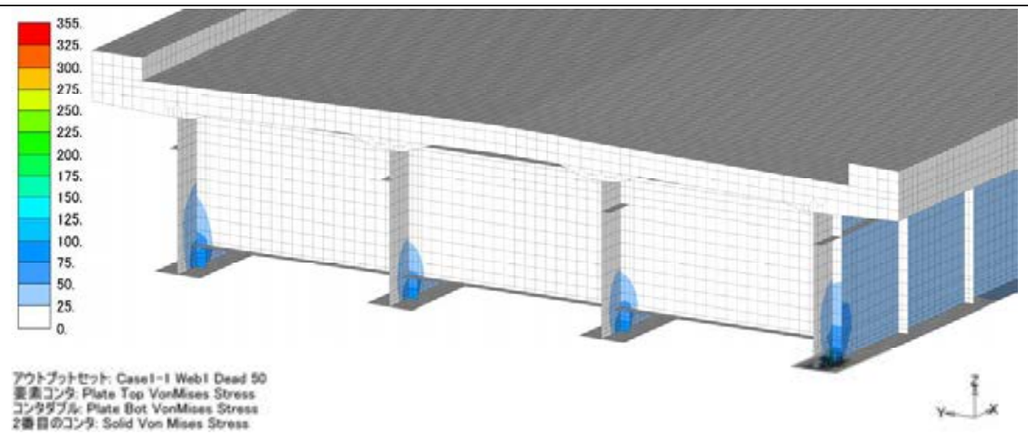


詳細　内桁端側

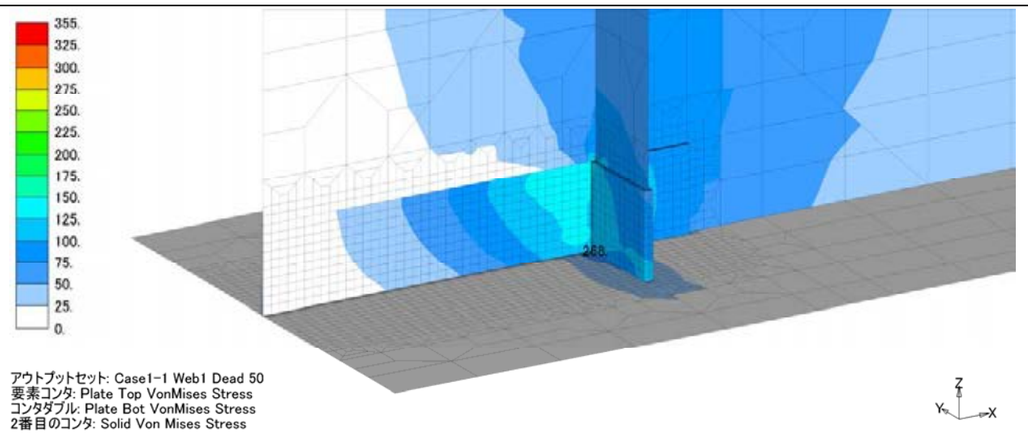


Y方向変位　詳細　主桁腹板断面

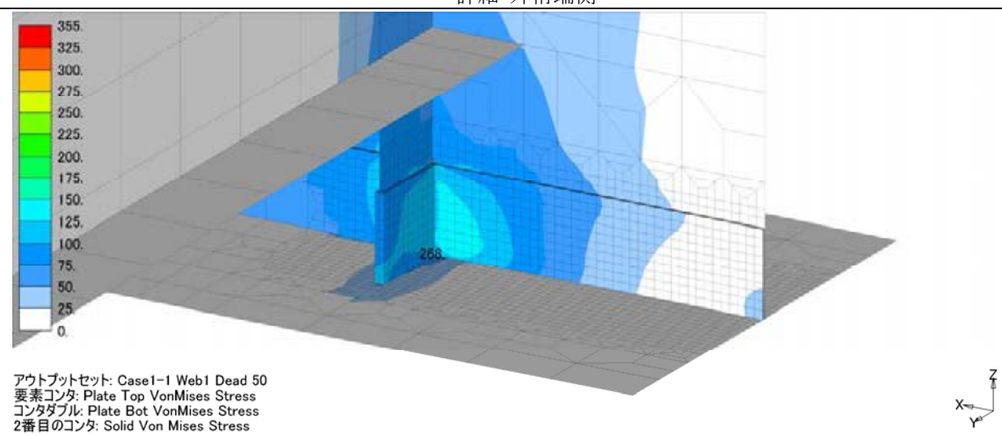
図 2-3-2-1 Case1-1 Web1 死荷重 板厚半欠損 変形[mm]



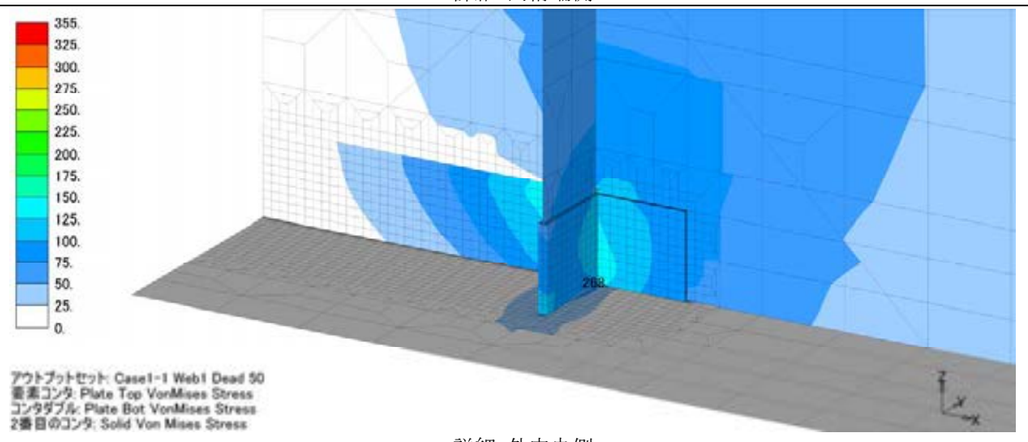
固定支承側　俯瞰



詳細　外桁端側



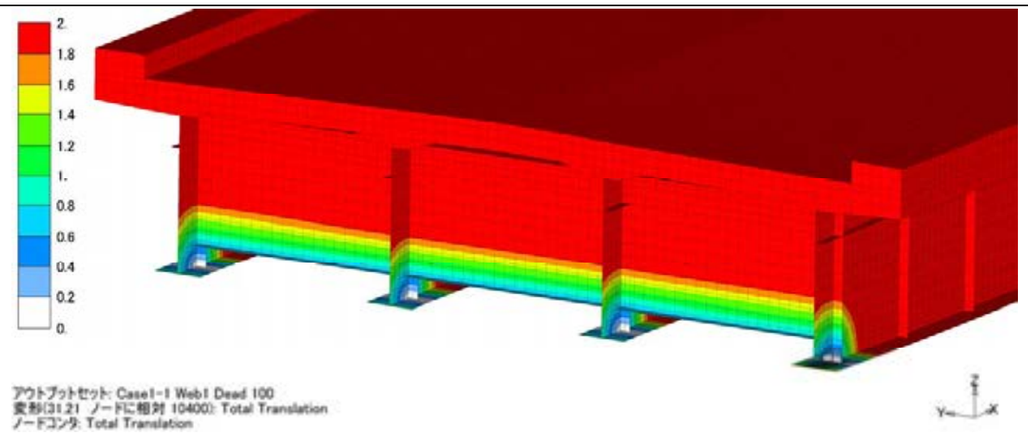
詳細　内桁端側



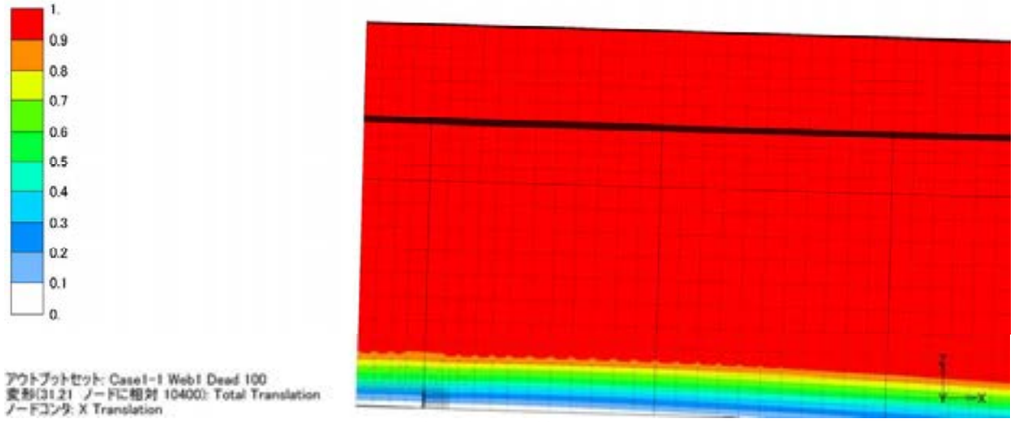
詳細　外中央側

図 2-3-2-2 Case1-1 Web1 死荷重 板厚半欠損 VonMises 応力[N/mm^2]

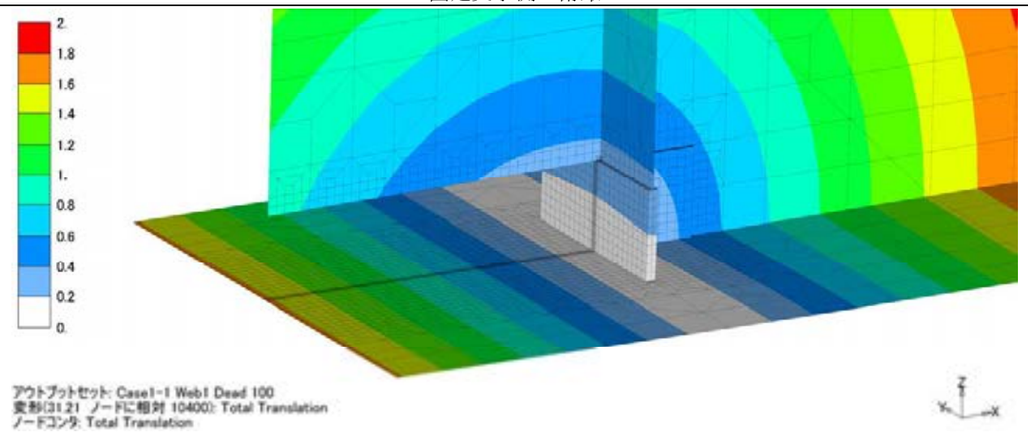
② 板厚全欠損



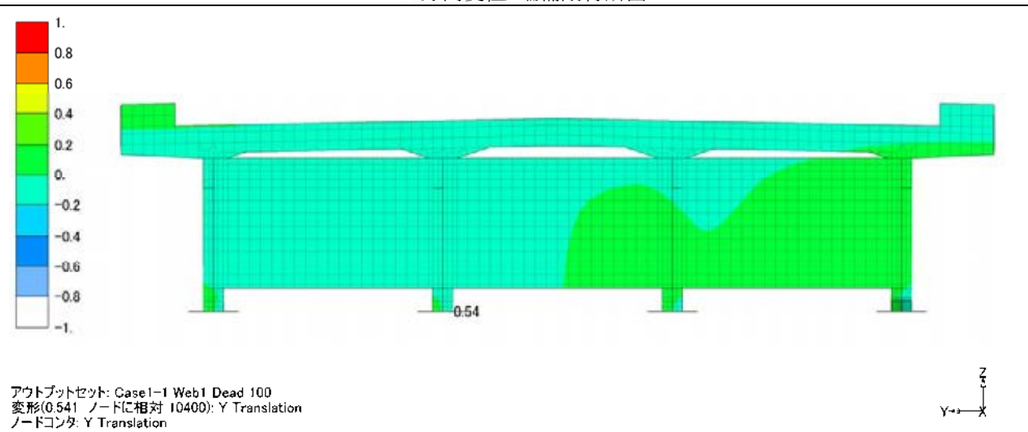
固定支承側　俯瞰



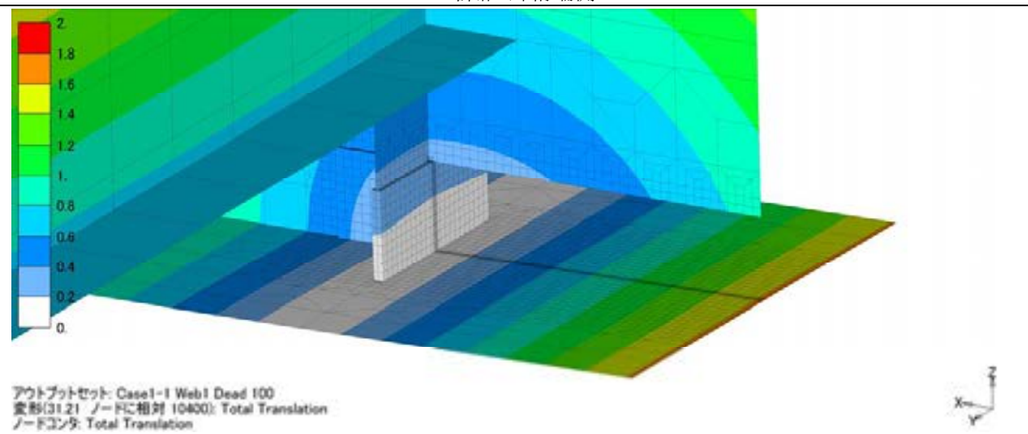
X方向変位　端補剛材断面



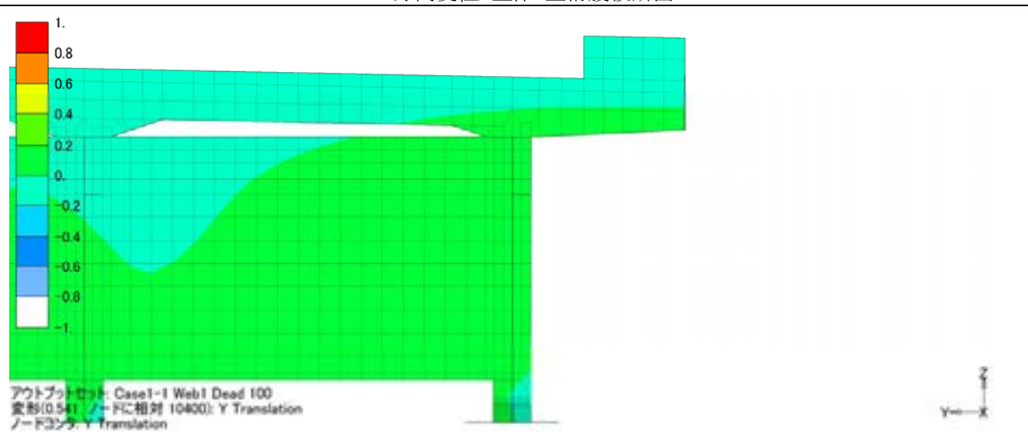
詳細　外桁端側



Y方向変位　全体　主桁腹板断面

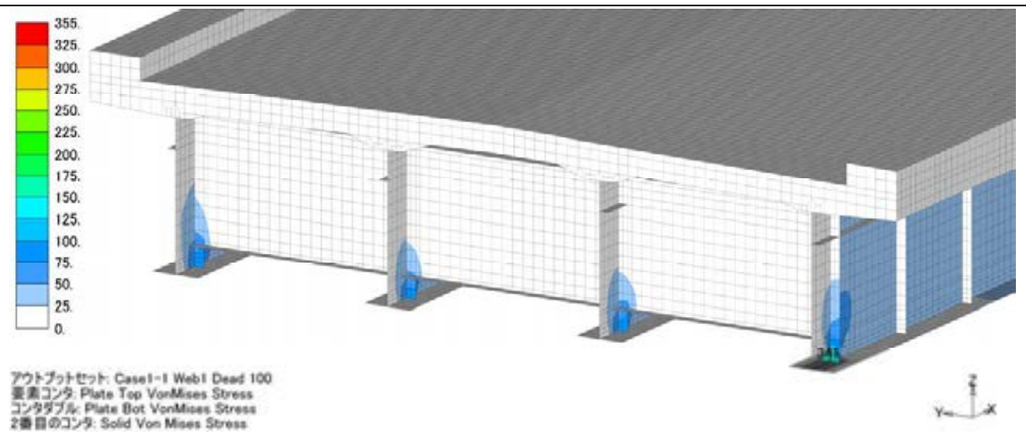


詳細　内桁端側

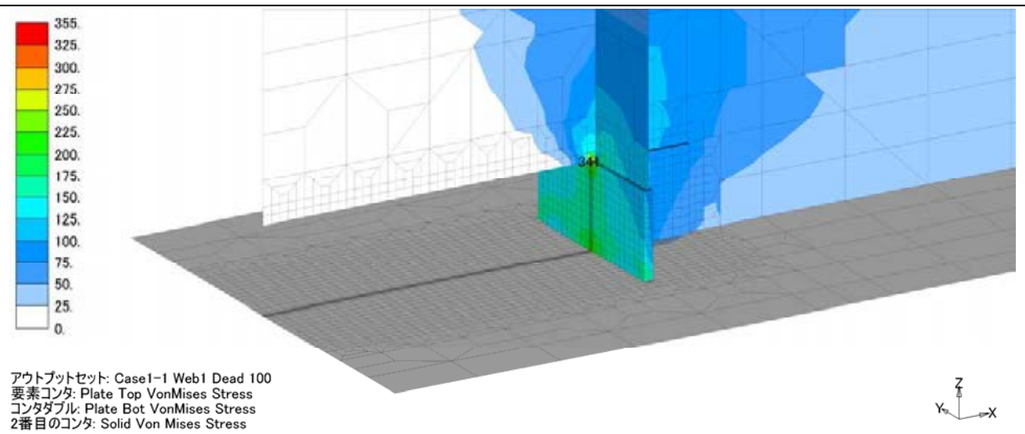


Y方向変位　詳細　主桁腹板断面

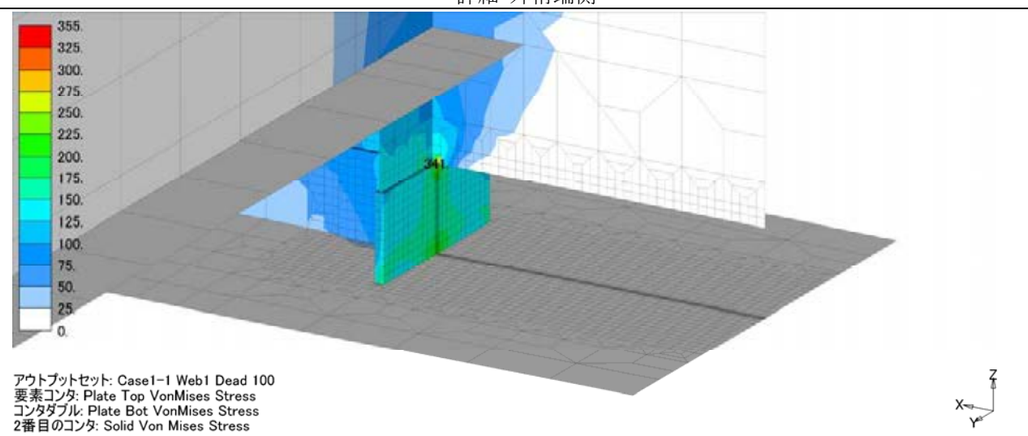
図 2-3-2-3 Case1-1 Web1 死荷重 板厚全欠損 変形[mm]



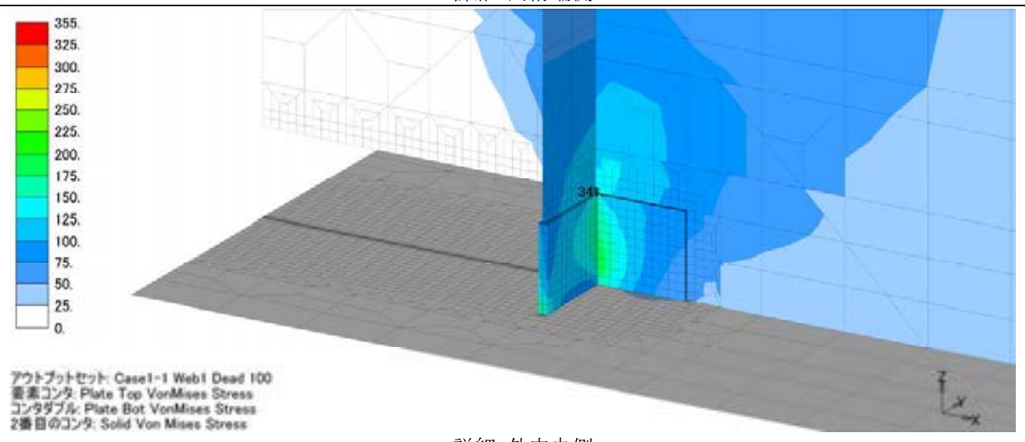
固定支承側　俯瞰



詳細　外桁端側



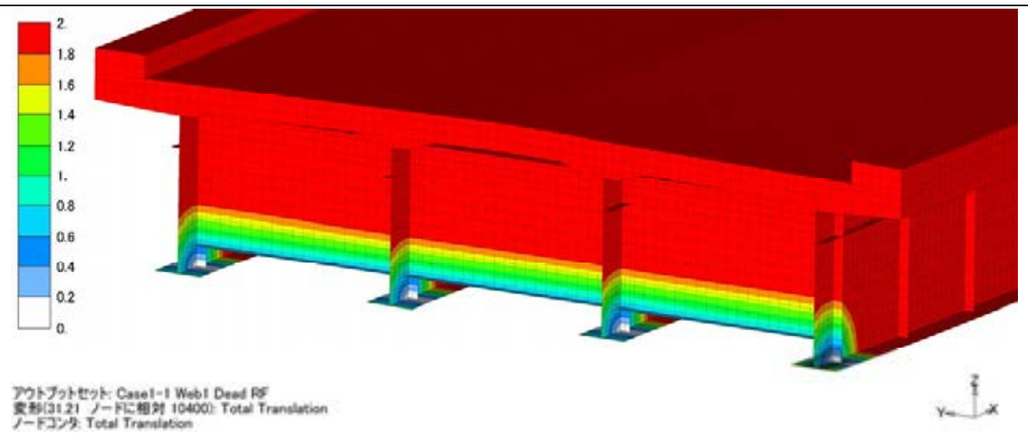
詳細　内桁端側



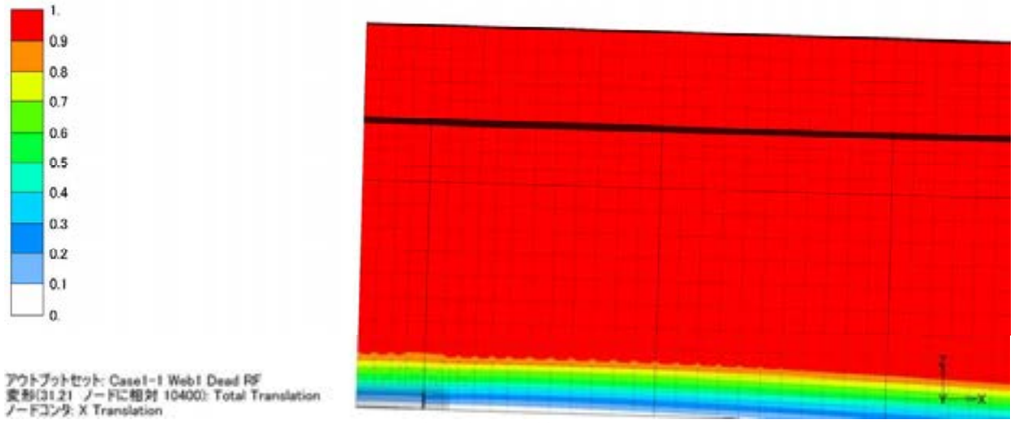
詳細　外中央側

図 2-3-2-4 Case1-1 Web1 死荷重 板厚全欠損 VonMises 応力[N/mm^2]

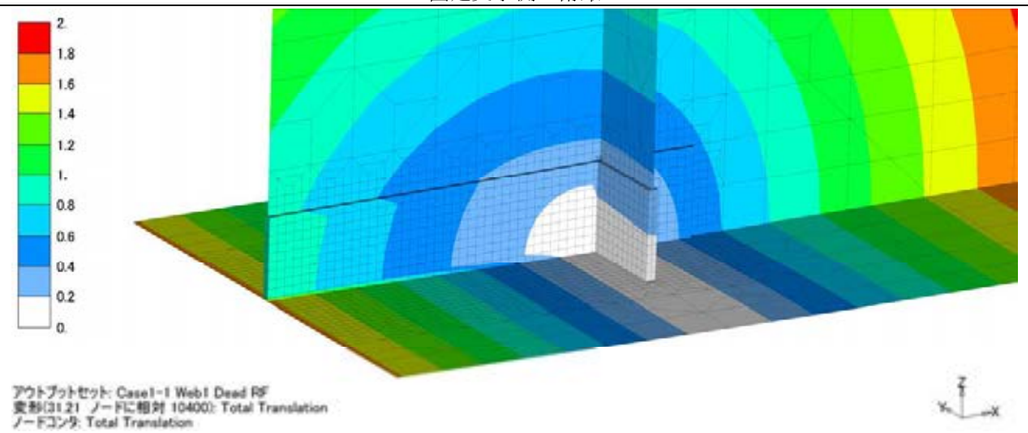
③ 補強後



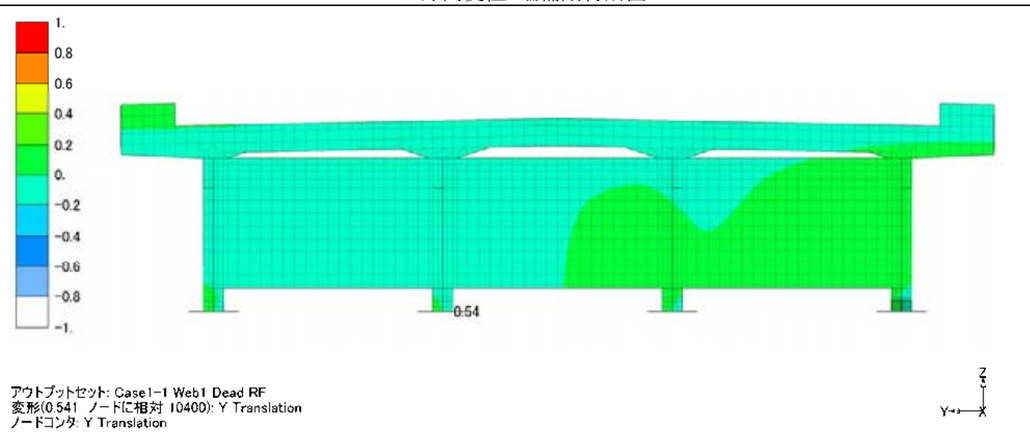
固定支承側　俯瞰



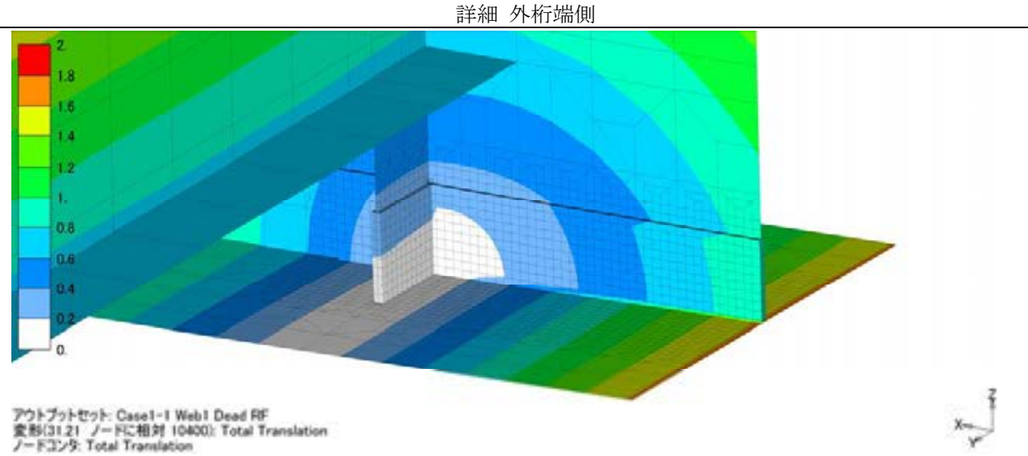
X方向変位　端補剛材断面



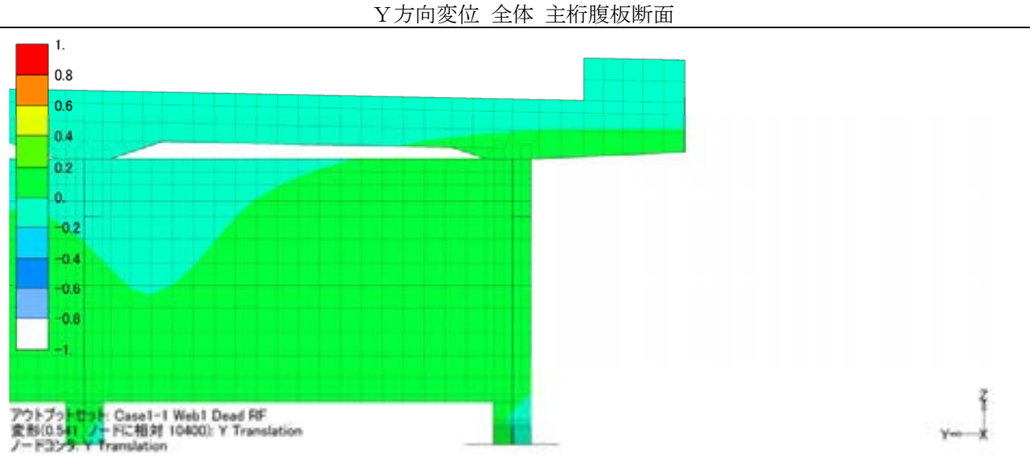
詳細　外桁端側



Y方向変位　全体　主桁腹板断面

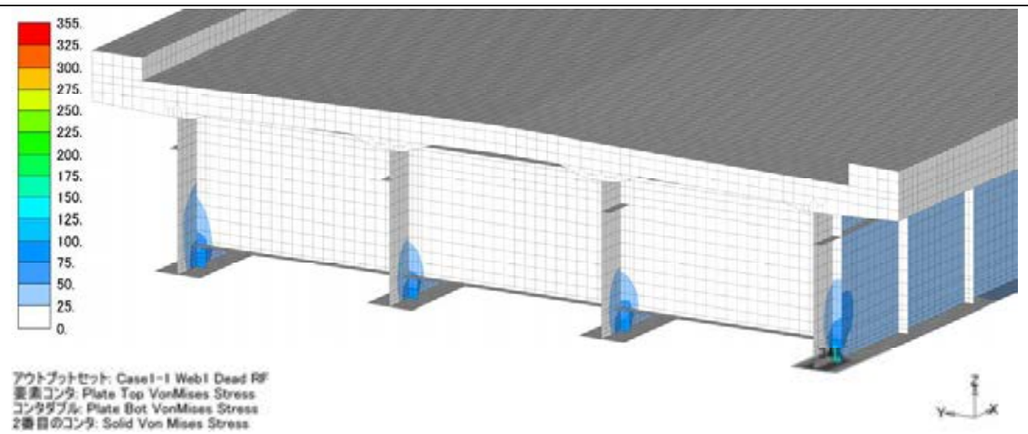


詳細　内桁端側

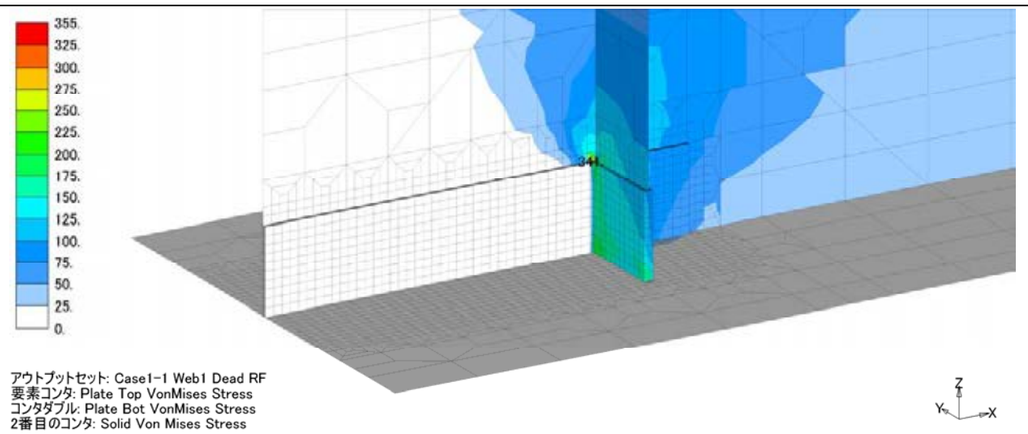


Y方向変位　詳細　主桁腹板断面

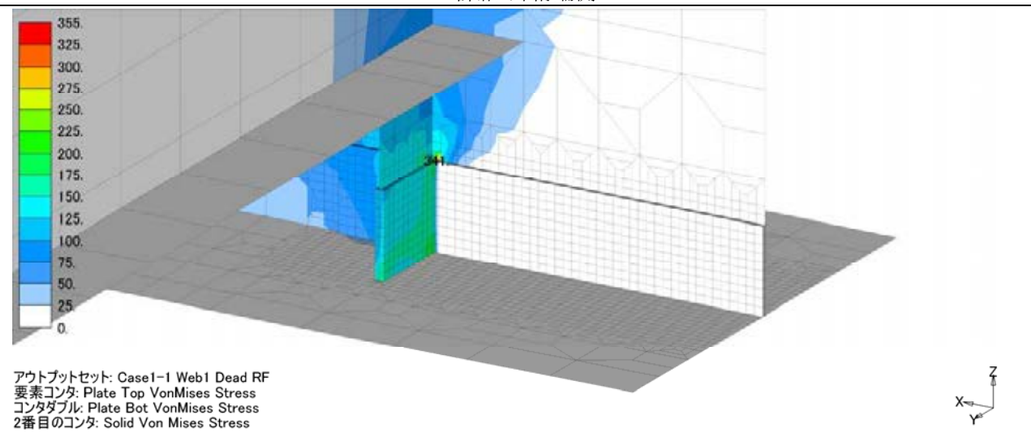
図 2-3-2-5 Case1-1 Web1 死荷重 補強後 変形[mm]



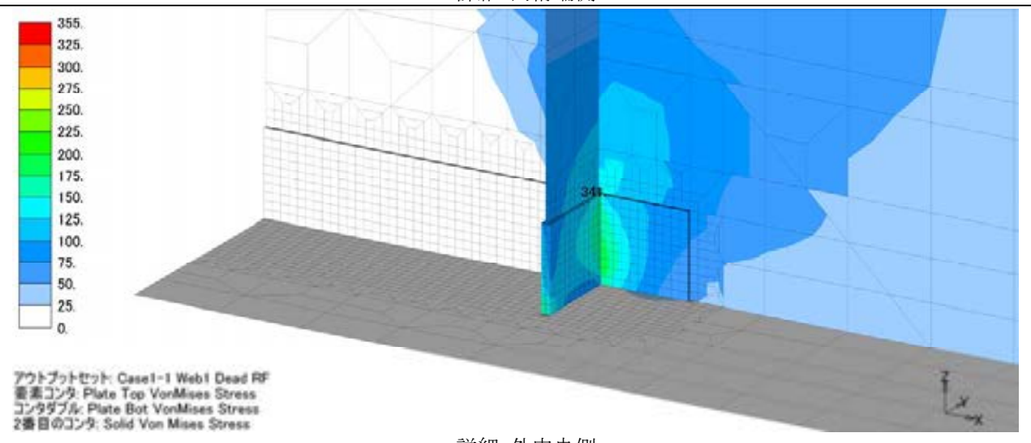
固定支承側　俯瞰



詳細　外桁端側



詳細　内桁端側

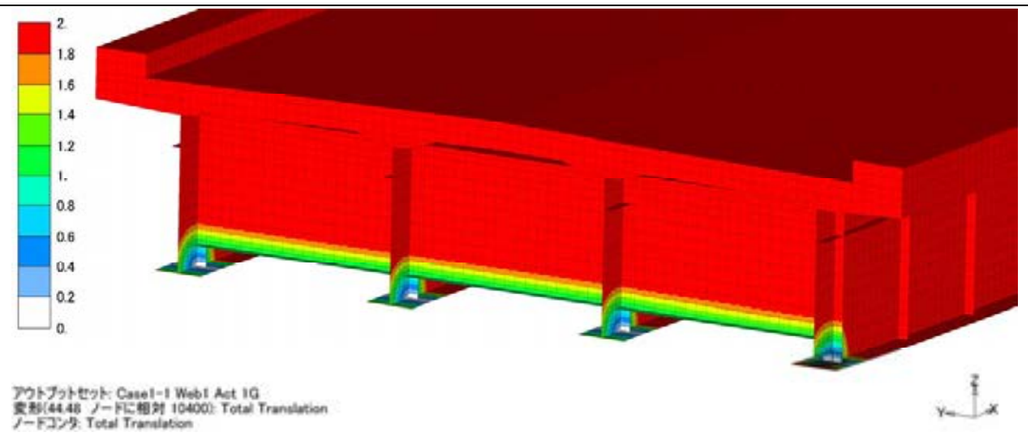


詳細　外中央側

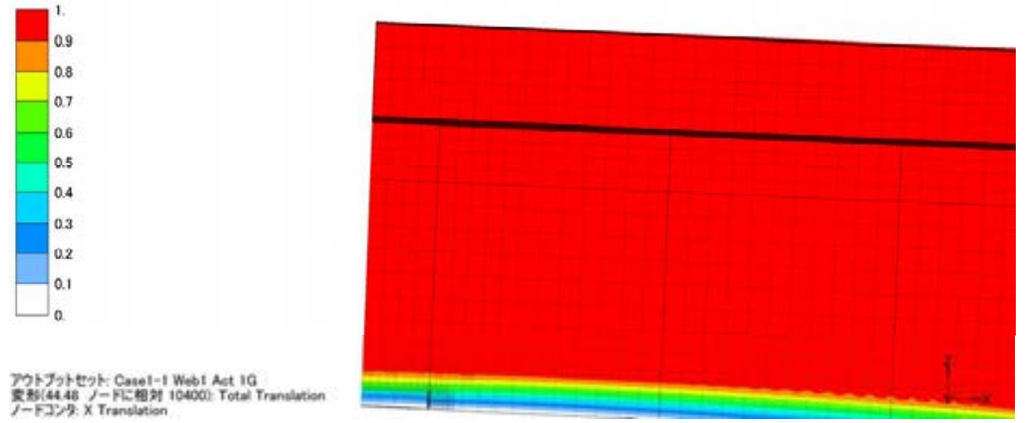
図 2-3-2-6 Case1-1 Web1 死荷重 補強後 VonMises 応力[N/mm^2]

2) 活荷重

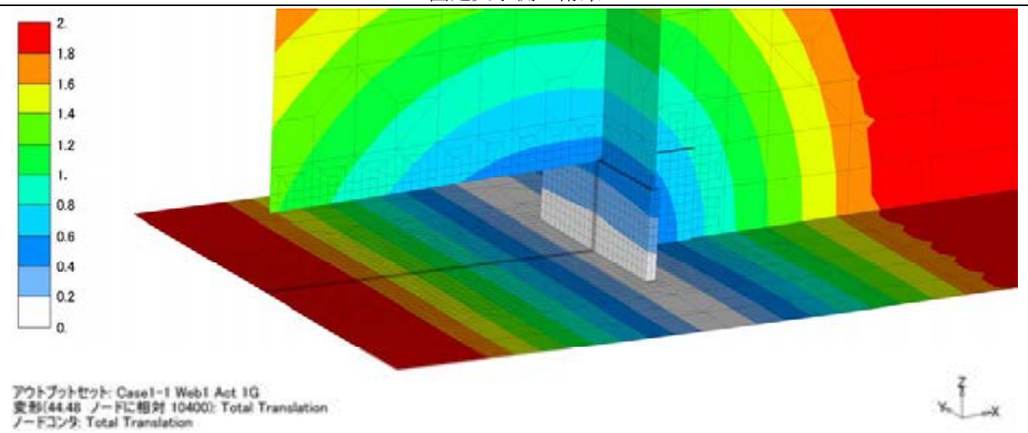
① 1G 補強なし



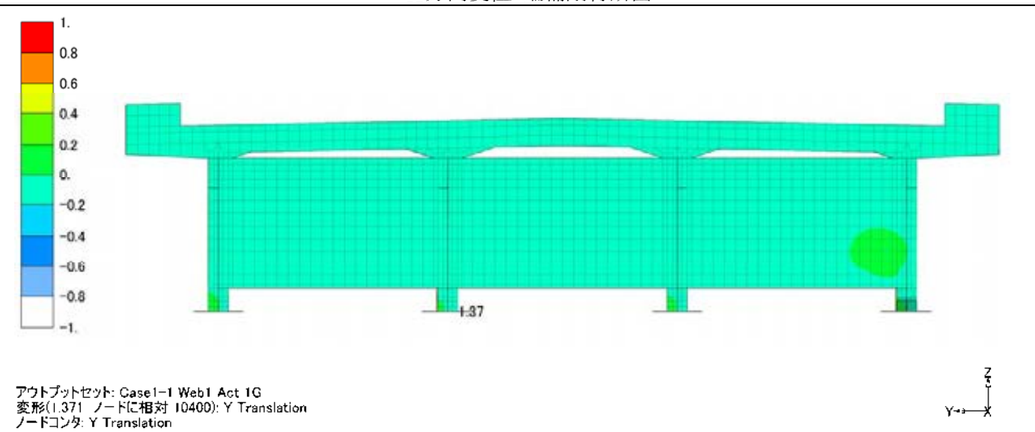
固定支承側　俯瞰



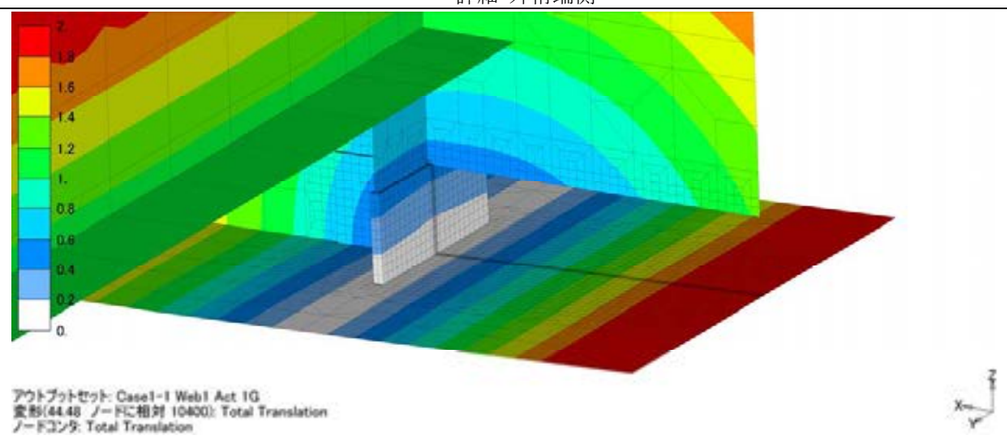
X方向変位 端補剛材断面



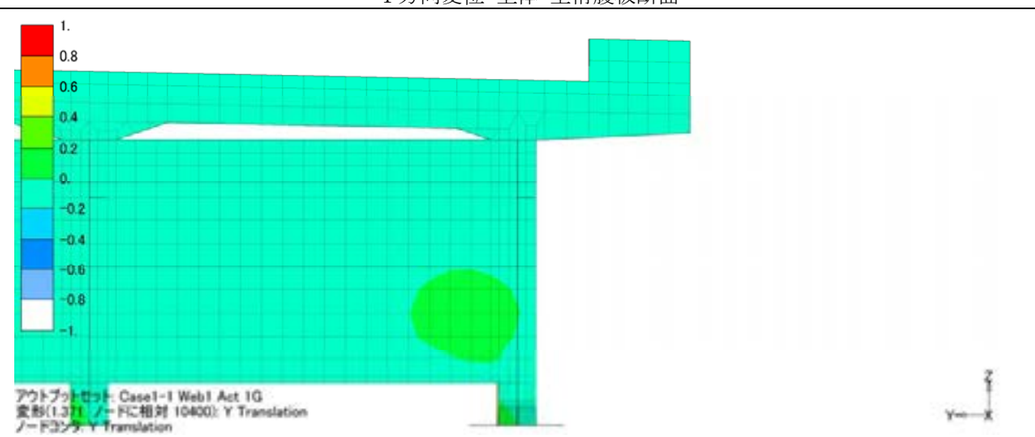
詳細 外桁端側



Y方向変位 全体 主桁腹板断面

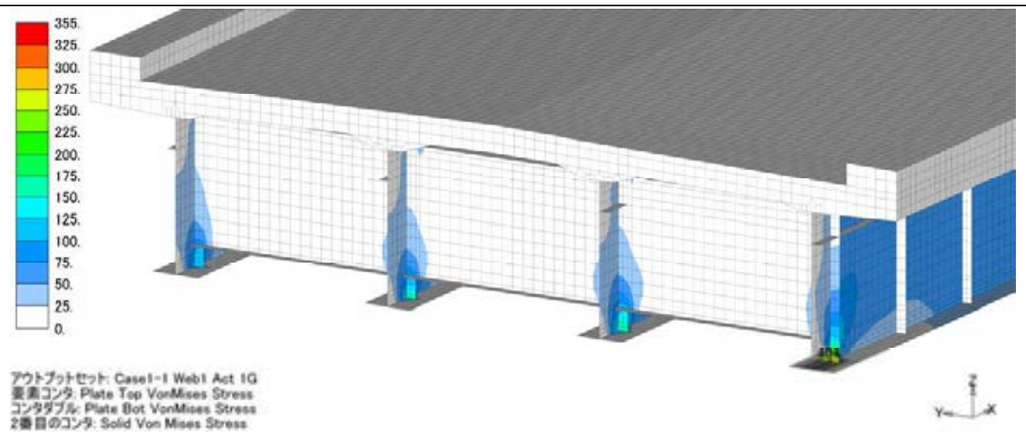


詳細 内桁端側

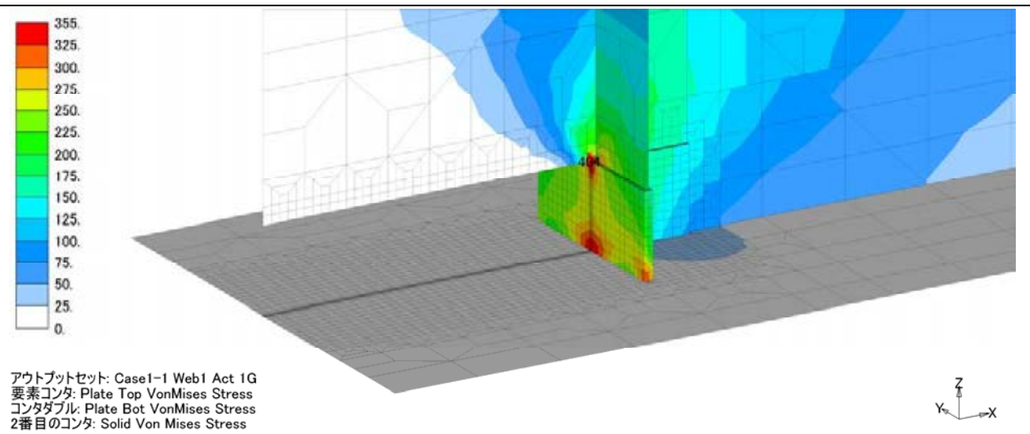


Y方向変位 詳細 主桁腹板断面

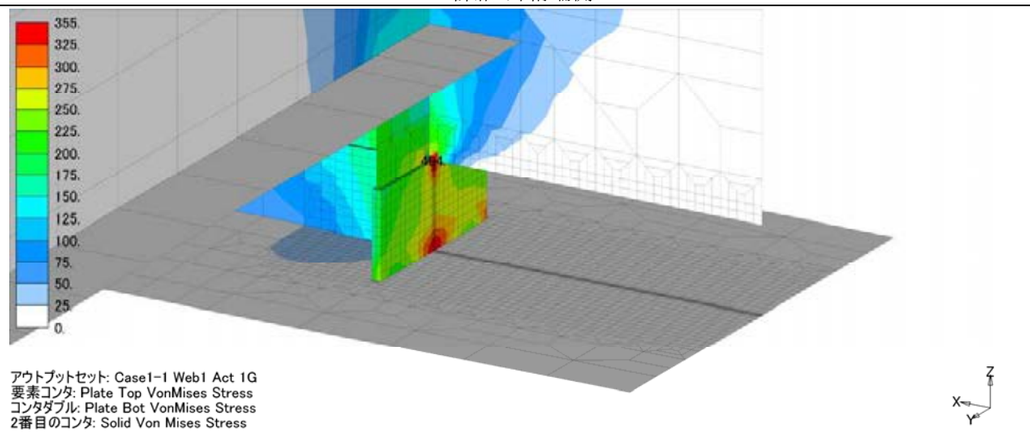
図 2-3-2-7 Case1-1 Web1 活荷重 1G 補強なし 変形[mm]



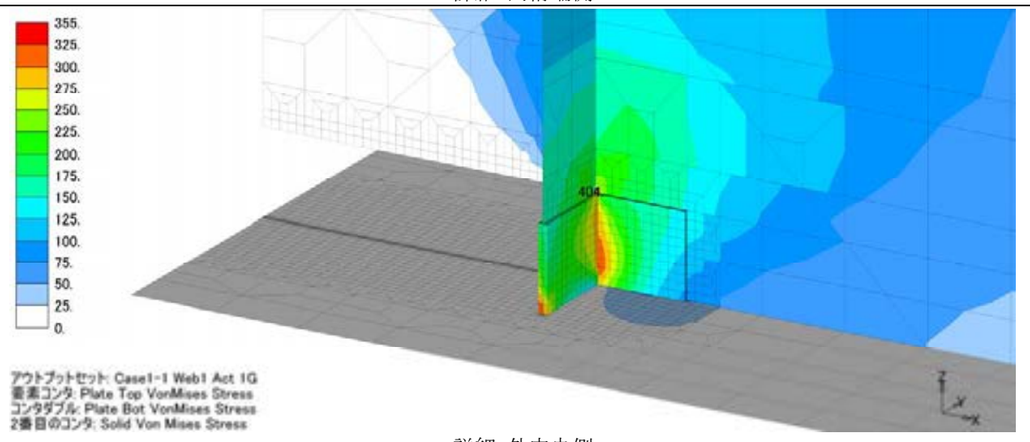
固定支承側　俯瞰



詳細　外桁端側



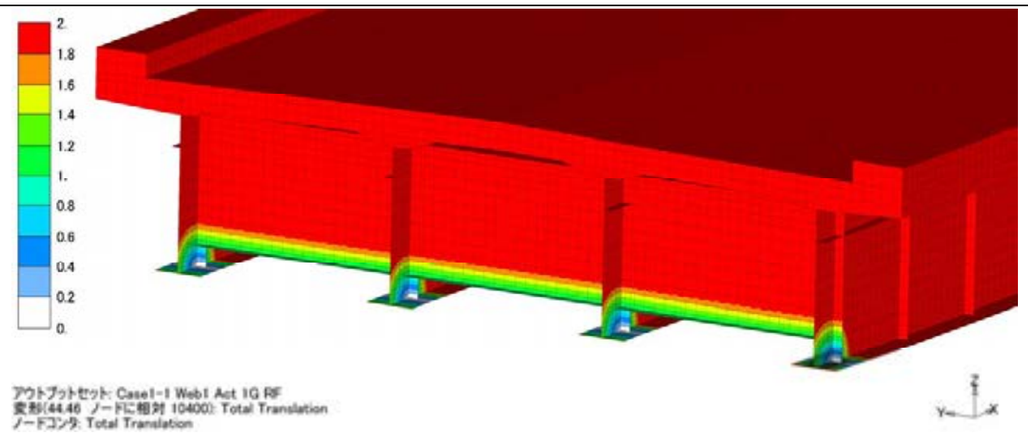
詳細　内桁端側



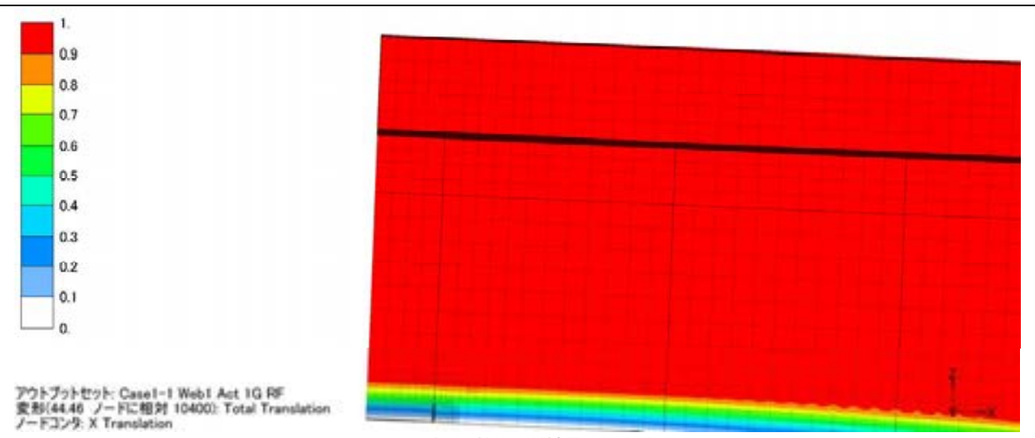
詳細　外中央側

図 2-3-2-8 Case1-1 Web1 活荷重 1G 補強なし VonMises 応力[N/mm^2]

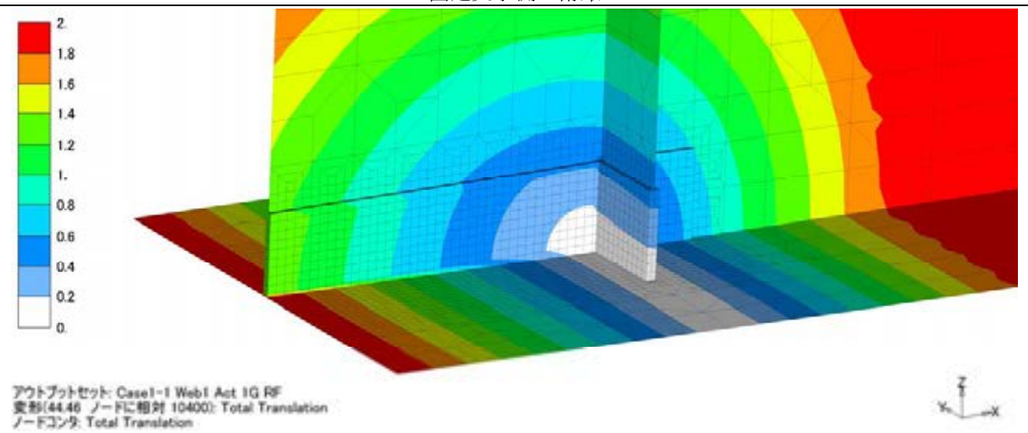
② 1G 補強あり



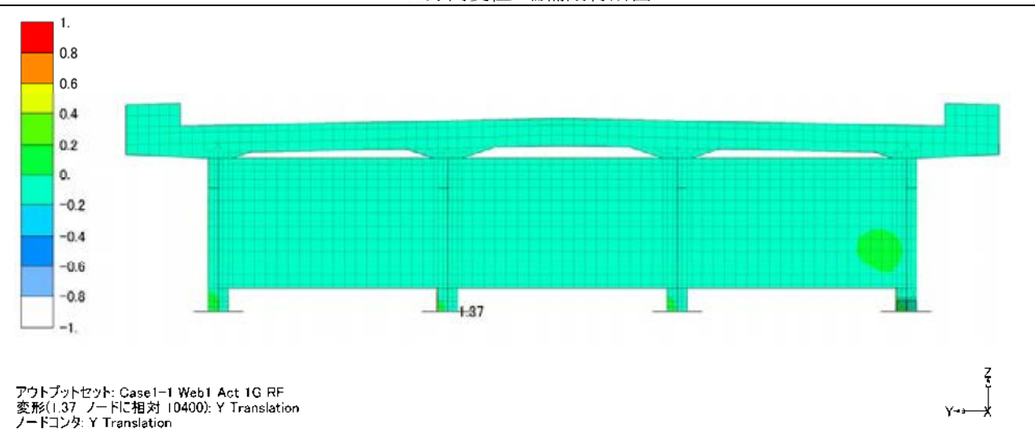
固定支承側　俯瞰



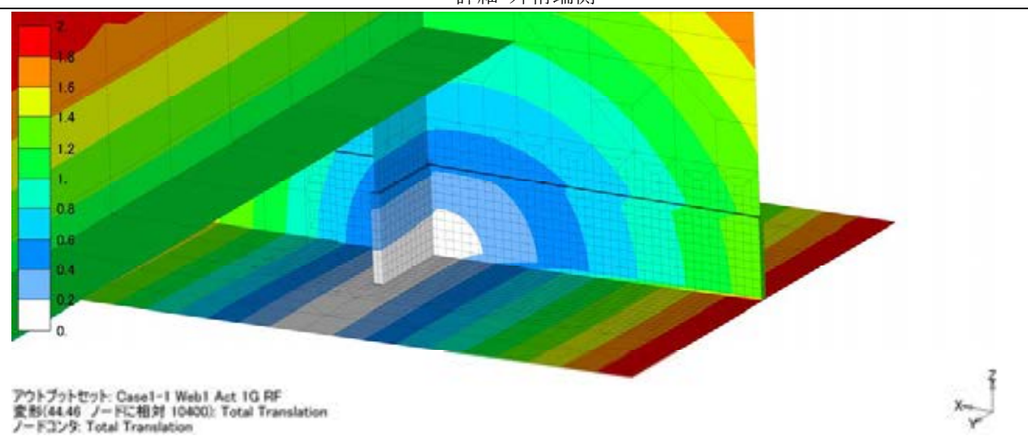
X方向変位　端補剛材断面



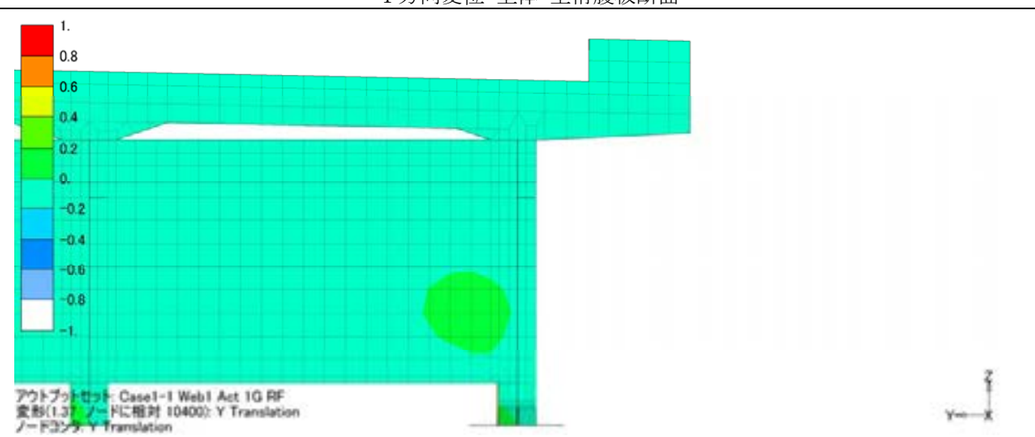
詳細　外桁端側



Y方向変位　全体　主桁腹板断面

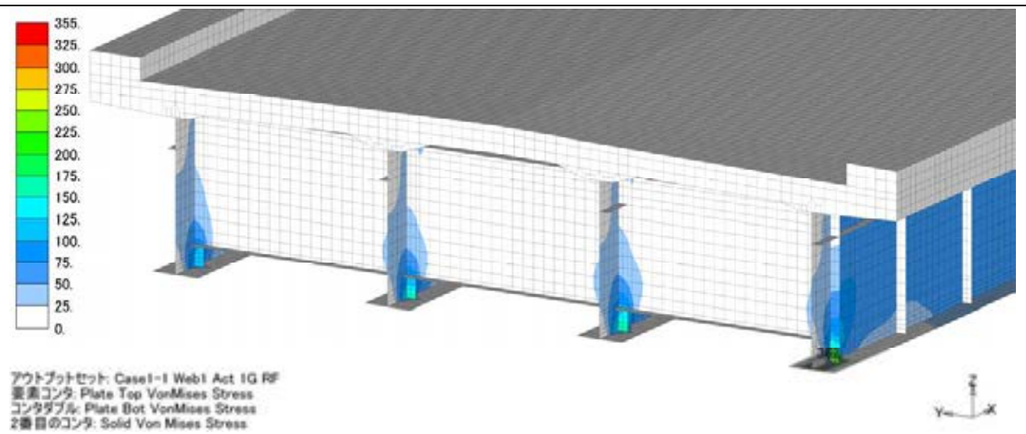


詳細　内桁端側

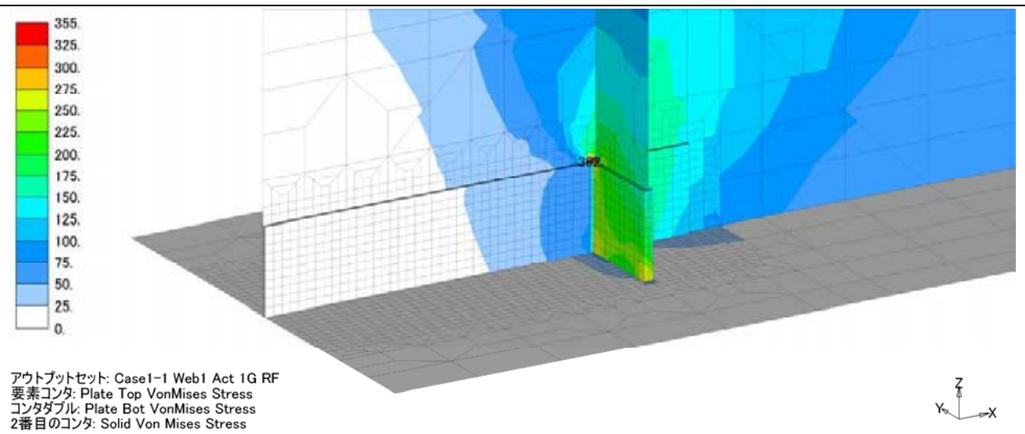


Y方向変位　詳細　主桁腹板断面

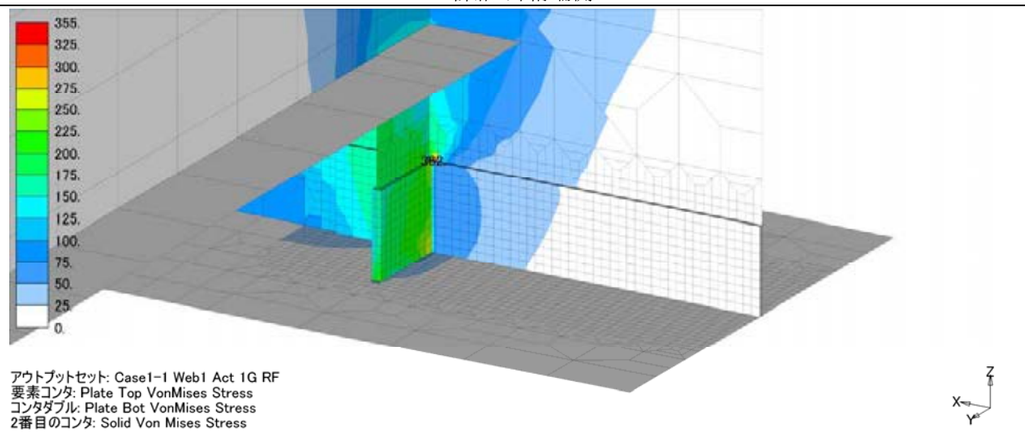
図 2-3-2-9 Case1-1 Web1 活荷重 1G 補強あり 変形[mm]



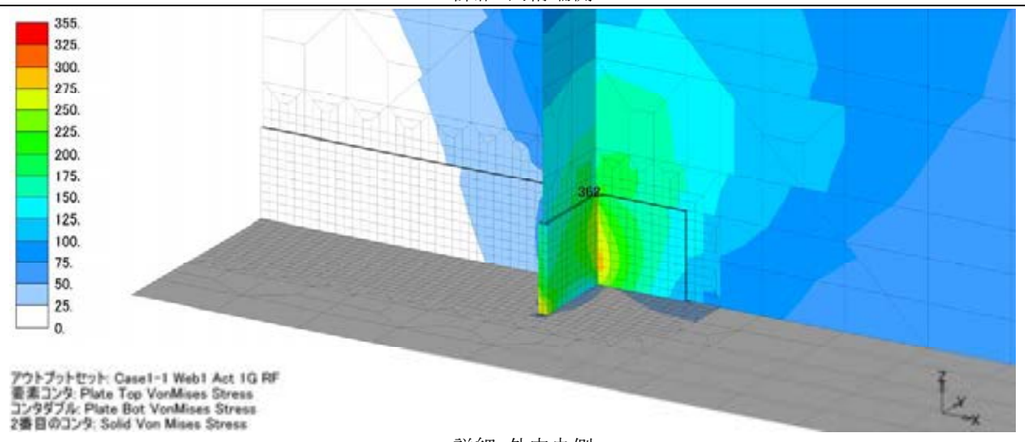
固定支承側　俯瞰



詳細　外桁端側



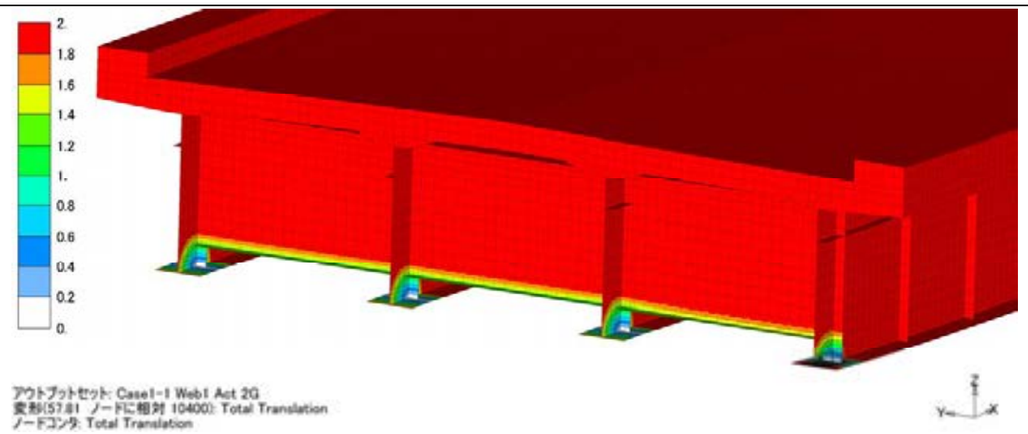
詳細　内桁端側



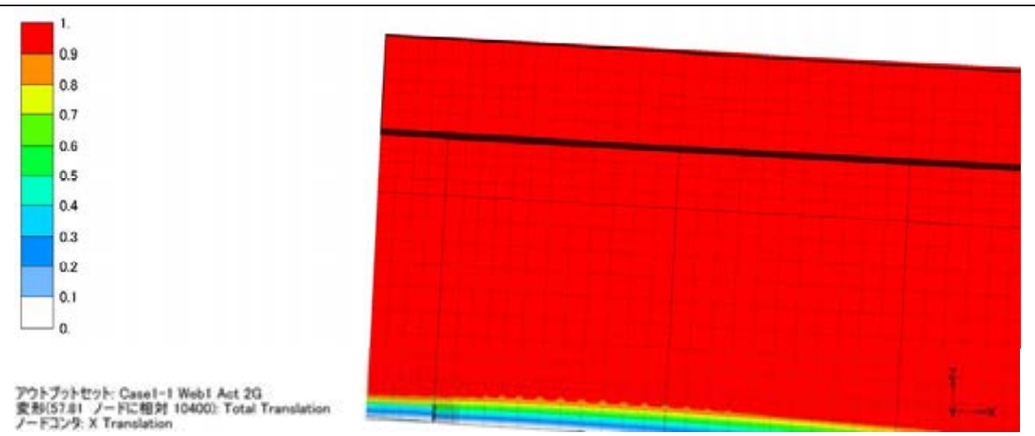
詳細　外中央側

図 2-3-2-10 Case1-1 Web1 活荷重 1G 補強あり VonMises 応力[N/mm^2]

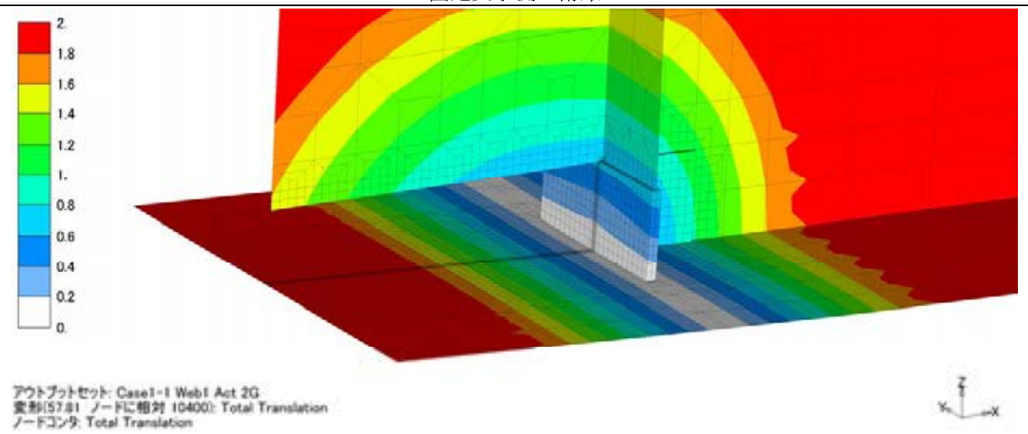
③ 2G 補強なし



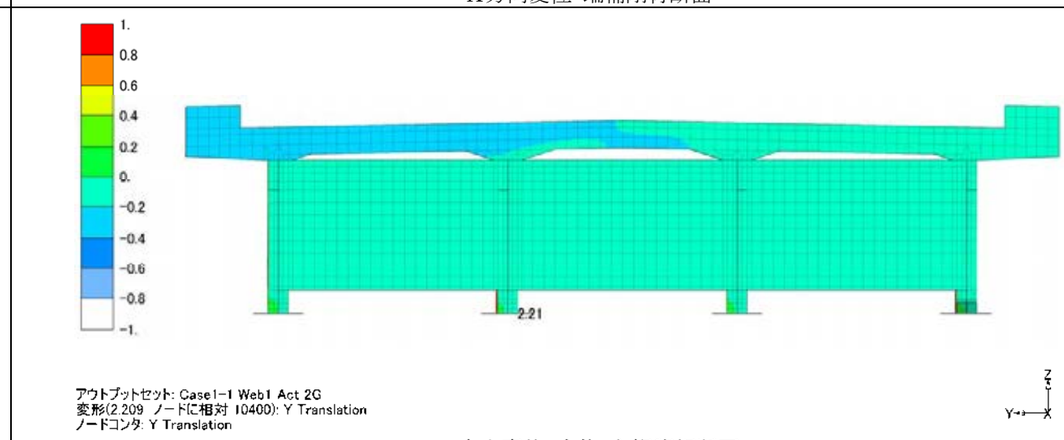
固定支承側　俯瞰



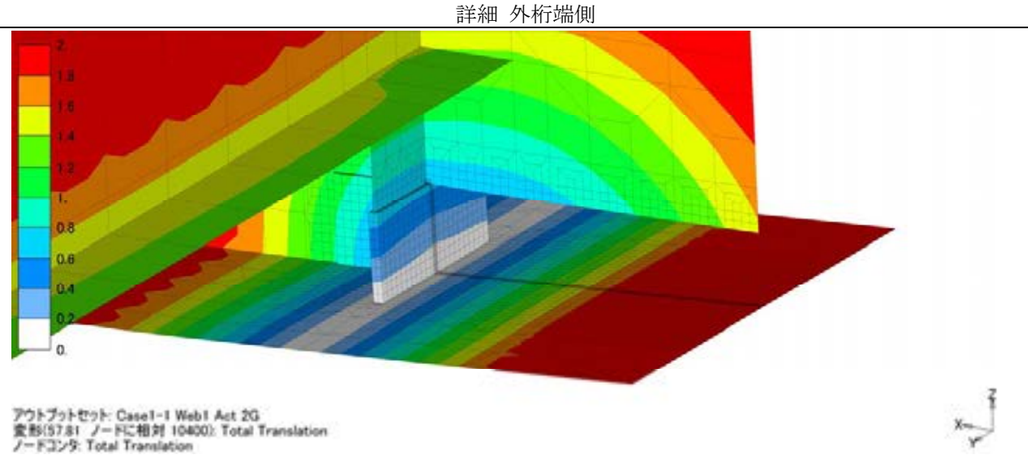
X方向変位　端補剛材断面



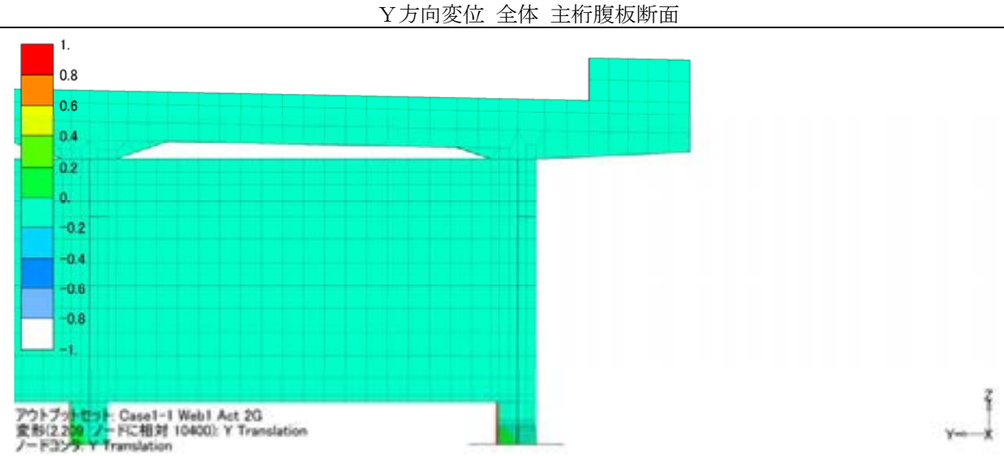
詳細　外桁端側



Y方向変位　全体　主桁腹板断面

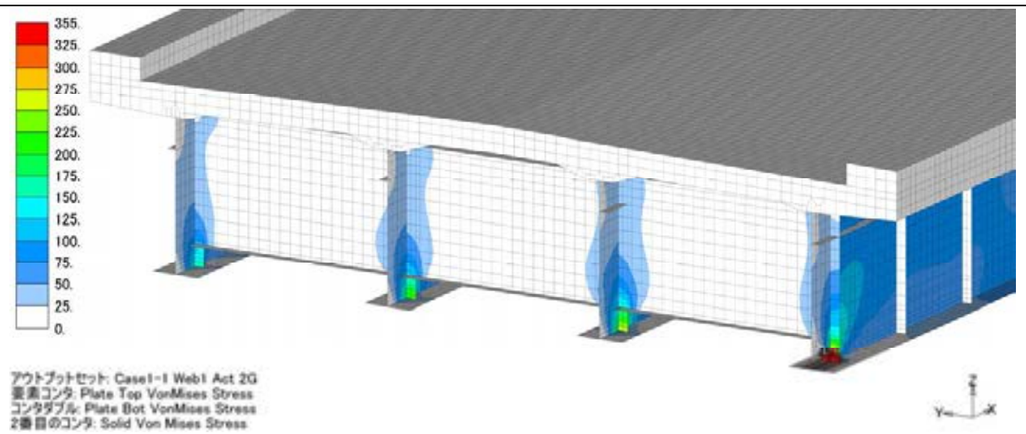


詳細　内桁端側

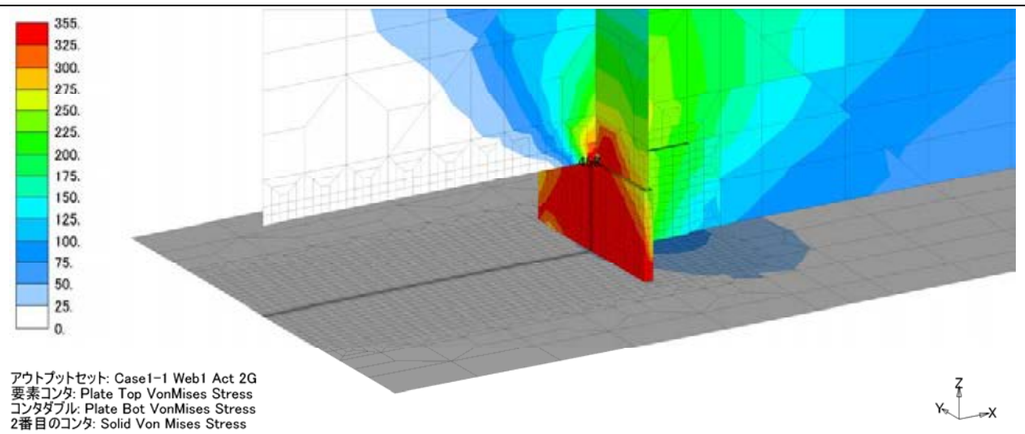


Y方向変位　詳細　主桁腹板断面

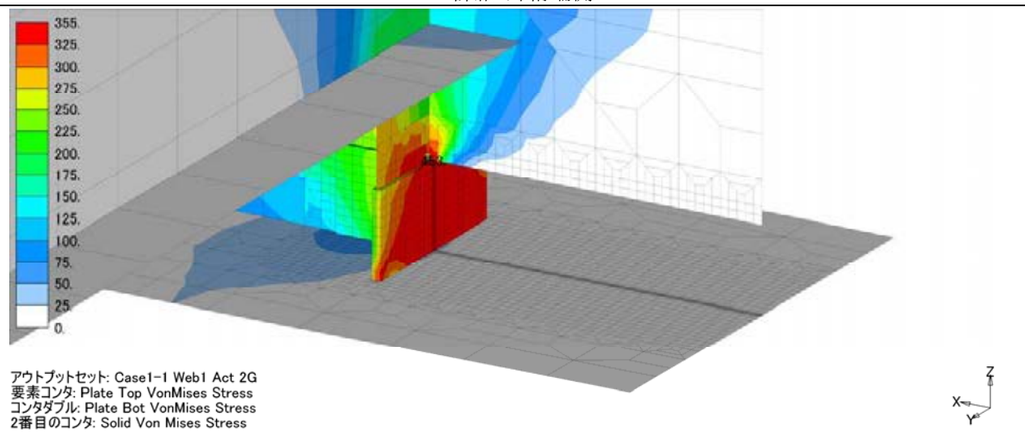
図 2-3-2-11 Case1-1 Web1 活荷重 2G 補強なし 変形[mm]



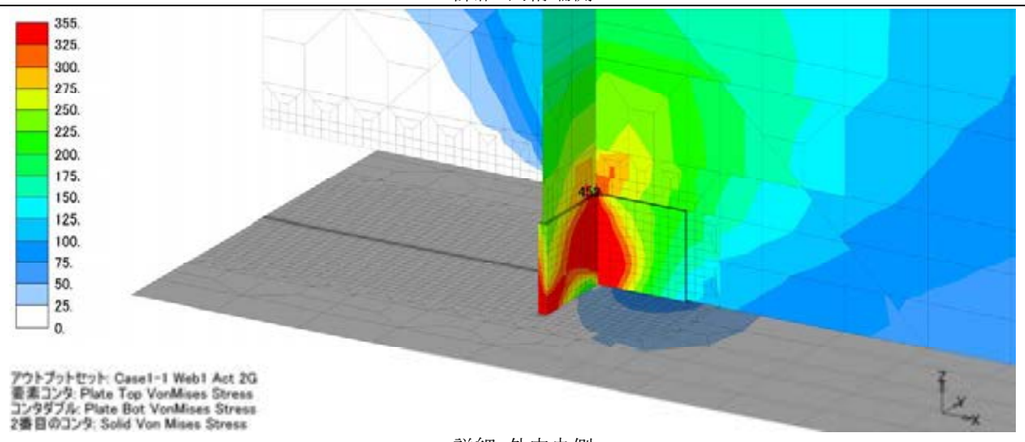
固定支承側　俯瞰



詳細　外桁端側



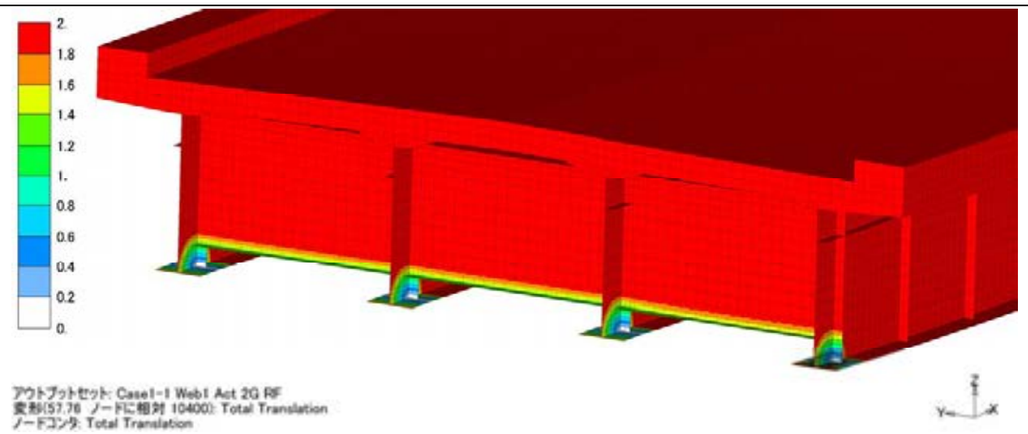
詳細　内桁端側



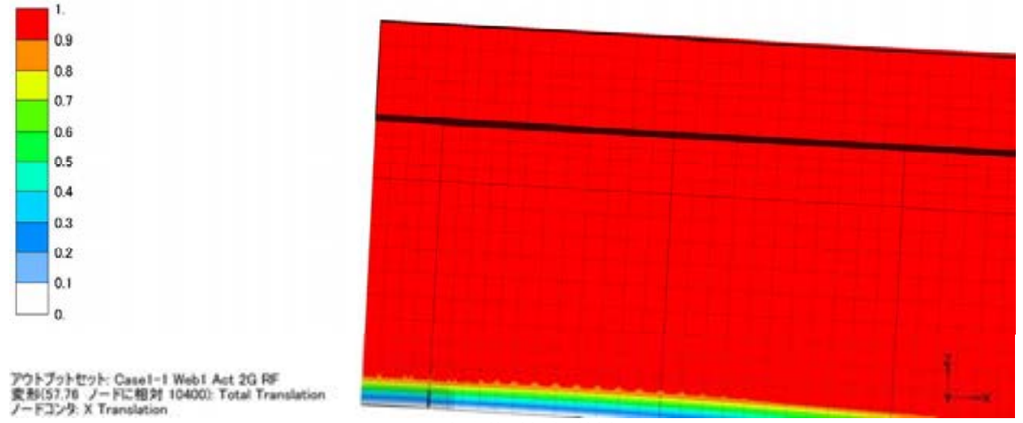
詳細　外中央側

図 2-3-2-12 Case1-1 Web1 活荷重 2G 補強なし VonMises 応力[N/mm^2]

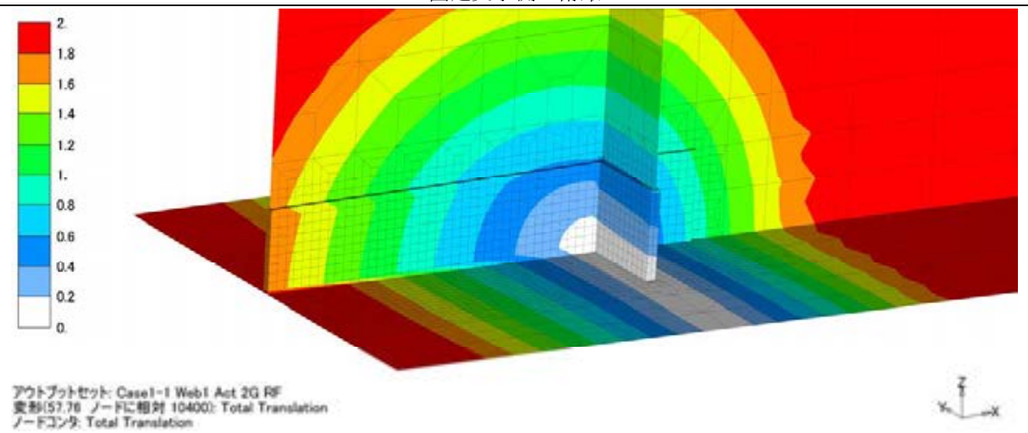
④ 2G 補強あり



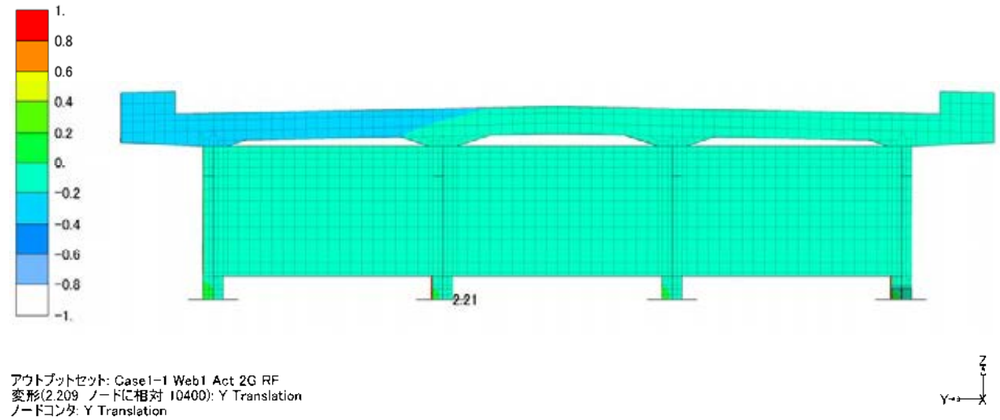
固定支承側　俯瞰



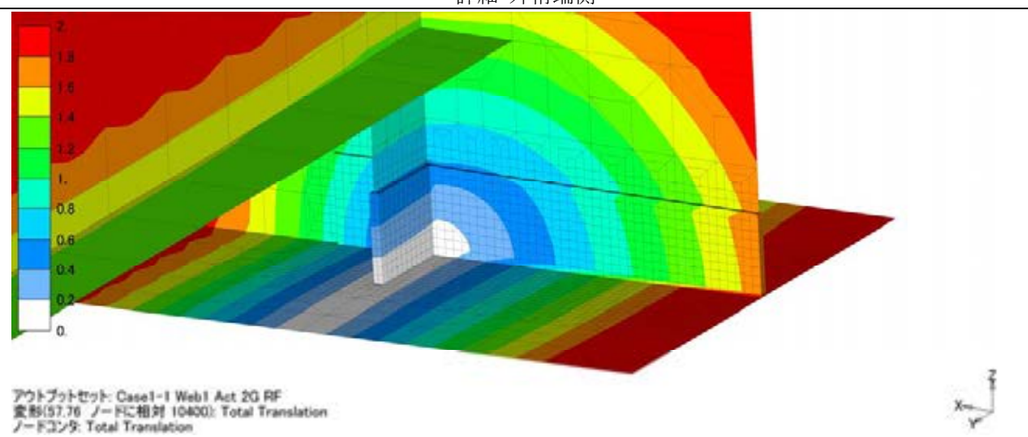
X方向変位　端補剛材断面



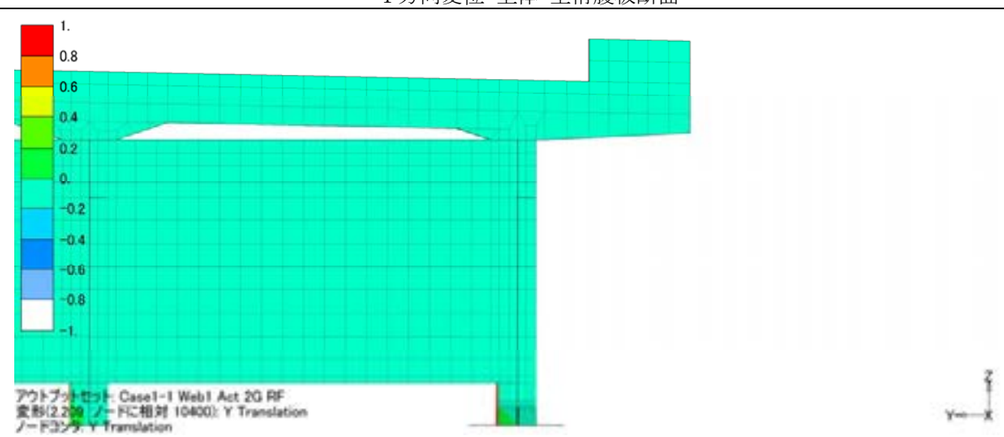
詳細　外桁端側



Y方向変位　全体　主桁腹板断面

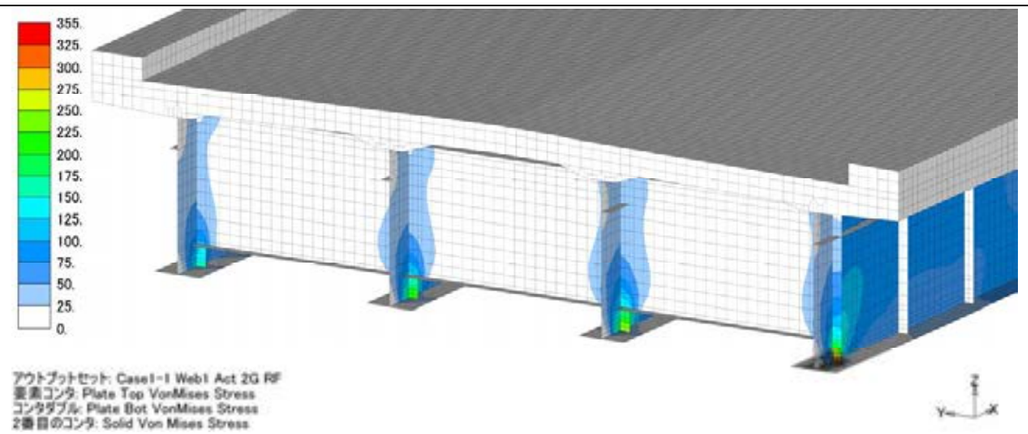


詳細　内桁端側

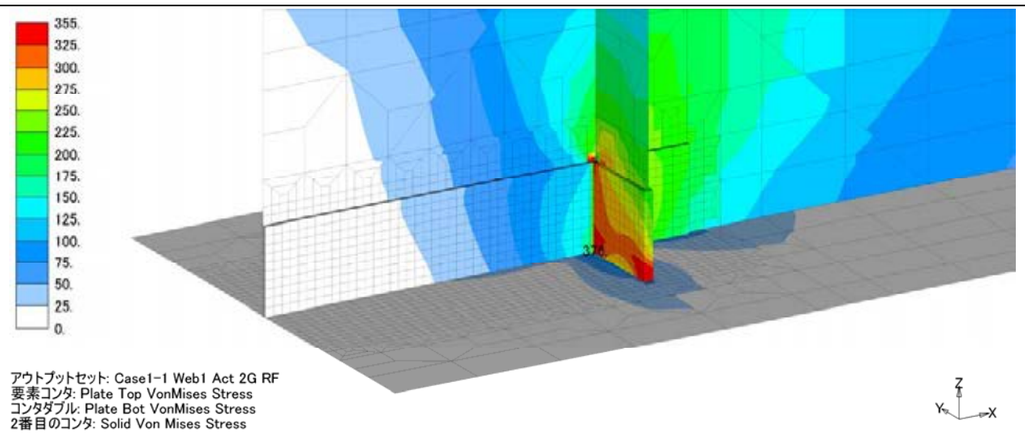


Y方向変位　詳細　主桁腹板断面

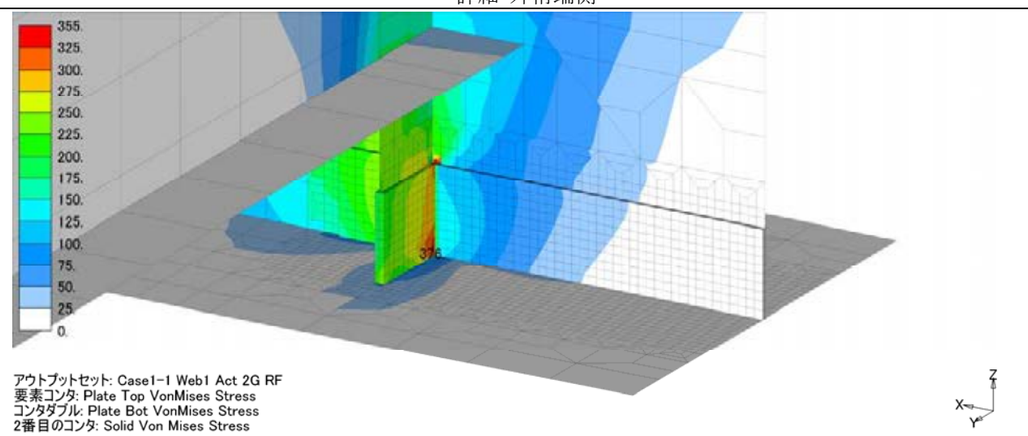
図 2-3-2-13 Case1-1 Web1 活荷重 2G 補強あり 変形[mm]



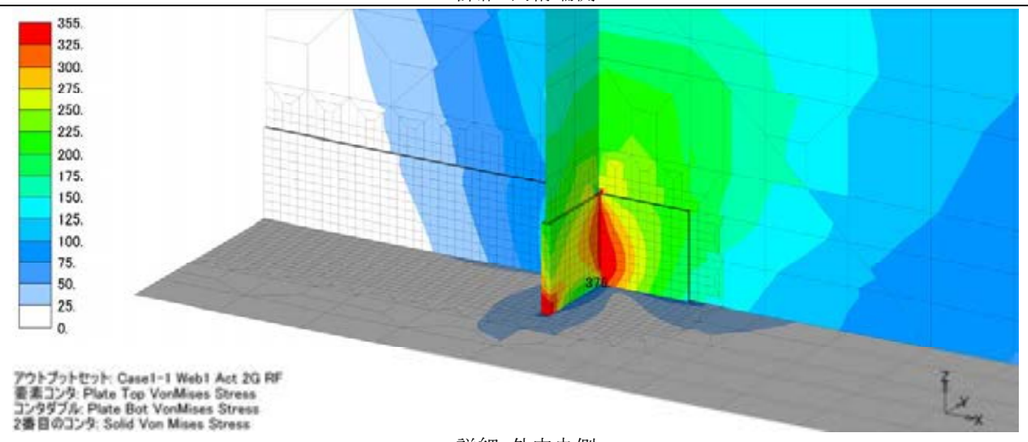
固定支承側　俯瞰



詳細　外桁端側



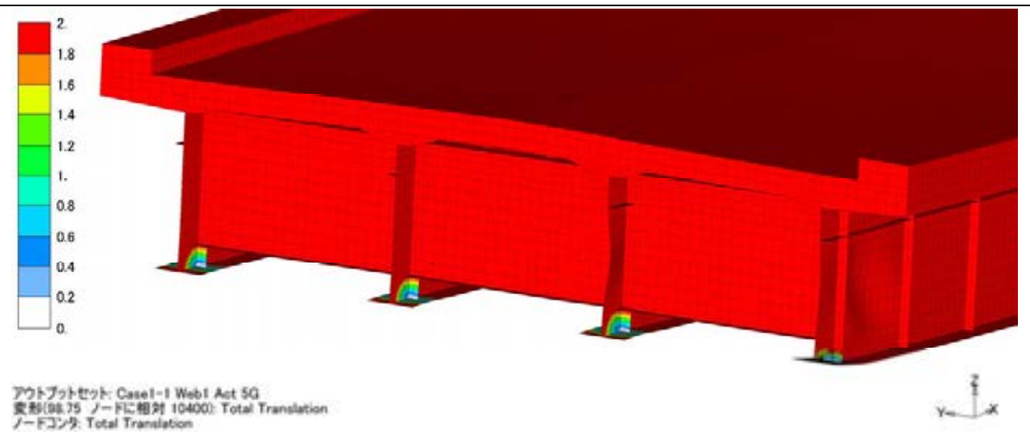
詳細　内桁端側



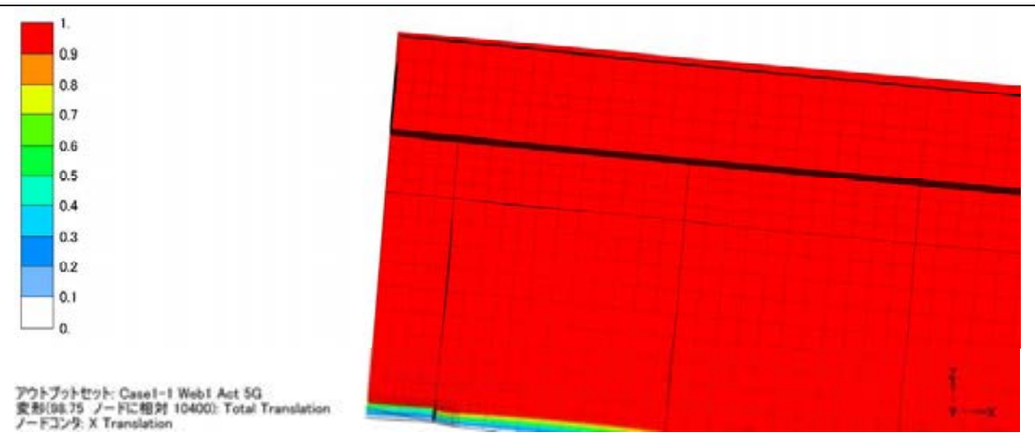
詳細　外中央側

図 2-3-2-14 Case1-1 Web1 活荷重 2G 補強あり VonMises 応力[N/mm^2]

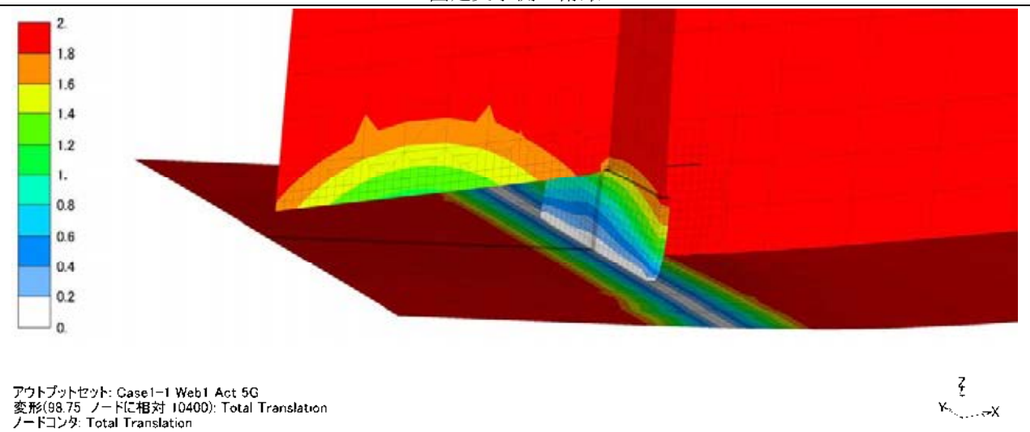
⑤ 5G 補強なし



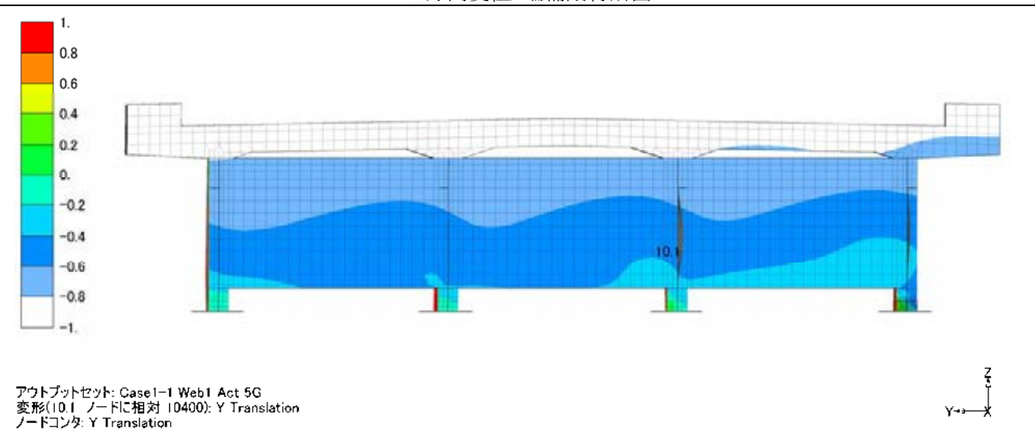
固定支承側　俯瞰



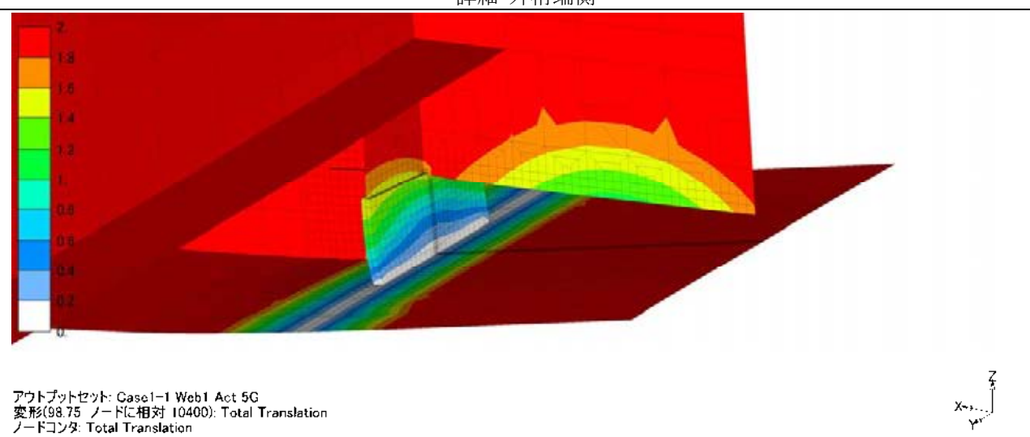
X方向変位　端補剛材断面



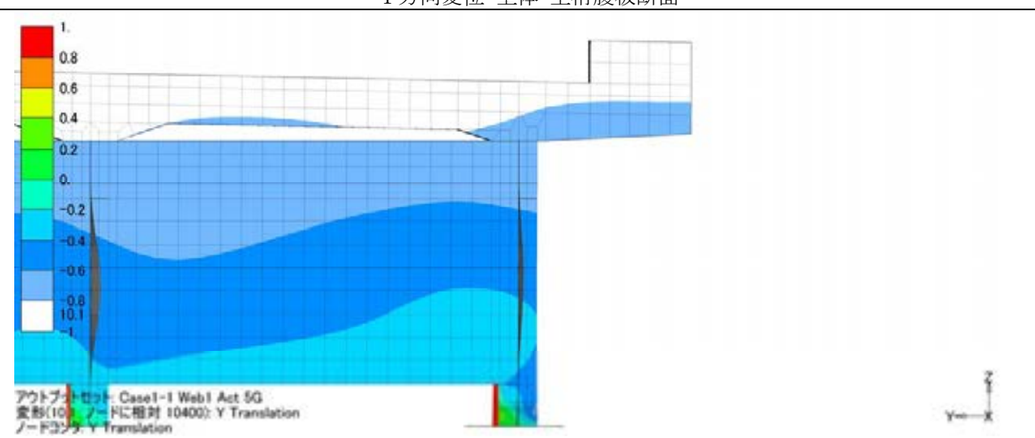
詳細　外桁端側



Y方向変位　全体　主桁腹板断面

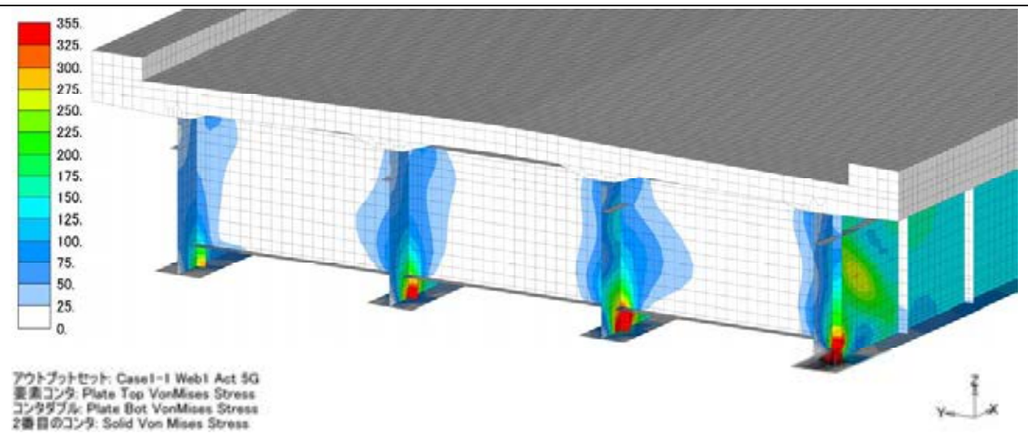


詳細　内桁端側

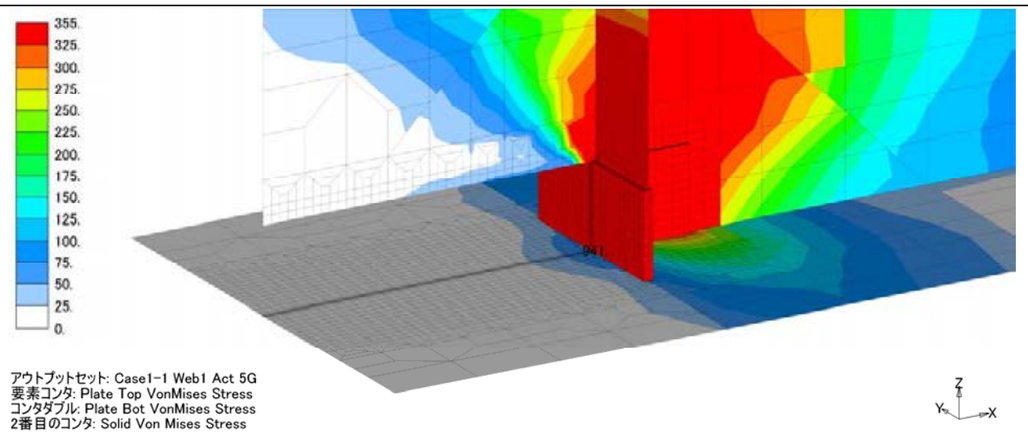


Y方向変位　詳細　主桁腹板断面

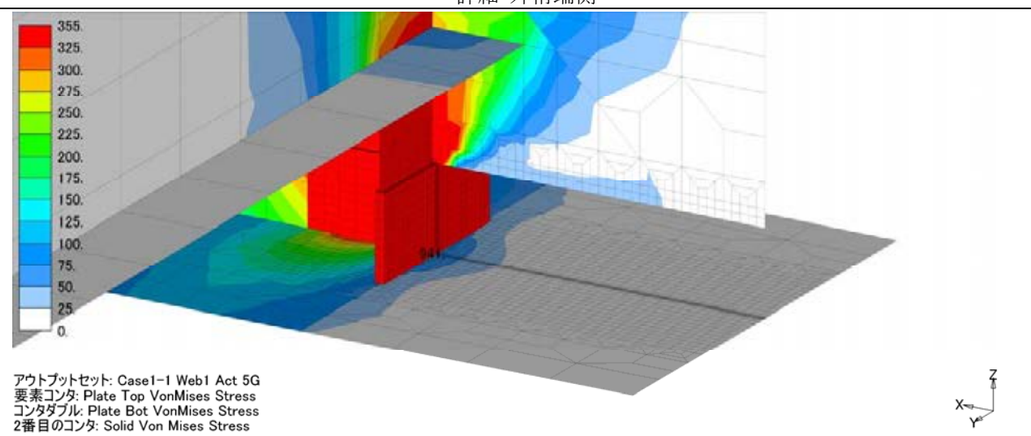
図 2-3-2-15 Case1-1 Web1 活荷重 5G 補強なし 変形[mm]



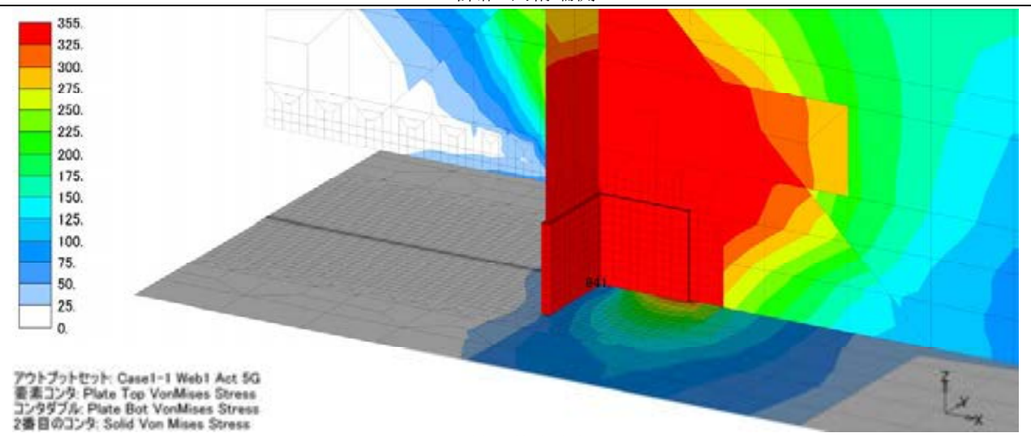
固定支承側　俯瞰



詳細　外桁端側



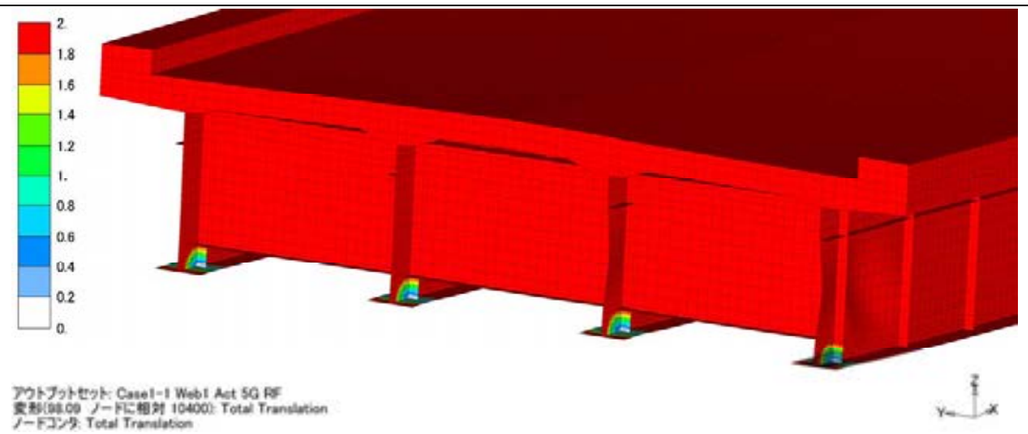
詳細　内桁端側



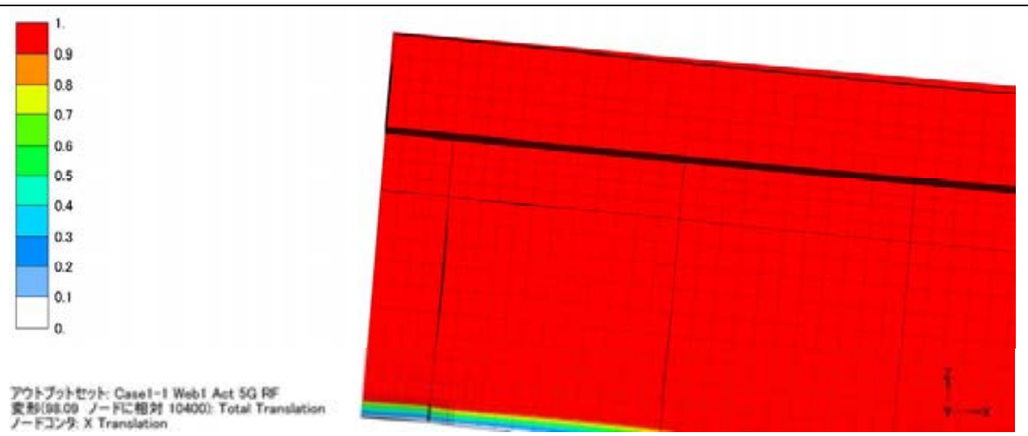
詳細　外中央側

図 2-3-2-16 Case1-1 Web1 活荷重 5G 補強なし VonMises 応力[N/mm^2]

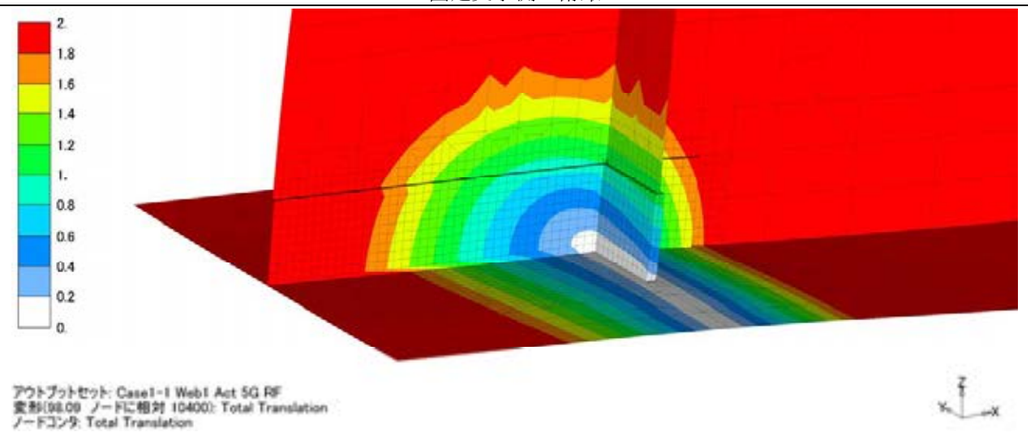
⑥ 5G 補強あり



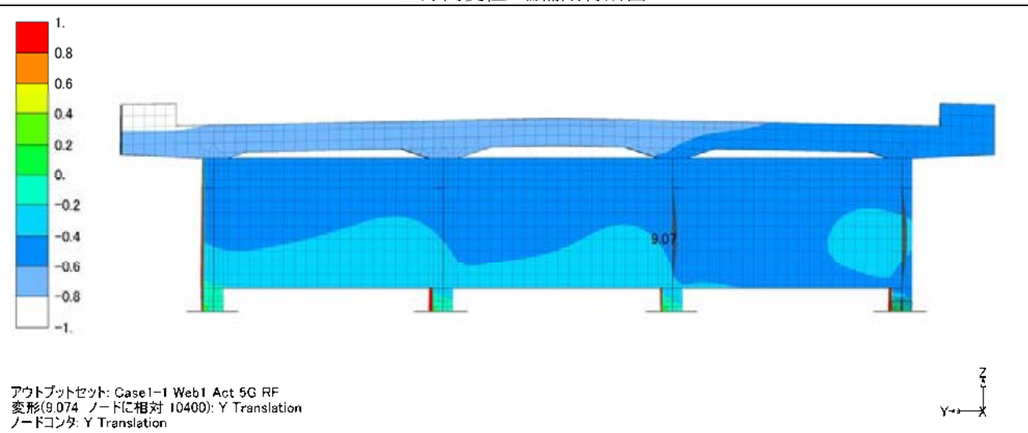
固定支承側　俯瞰



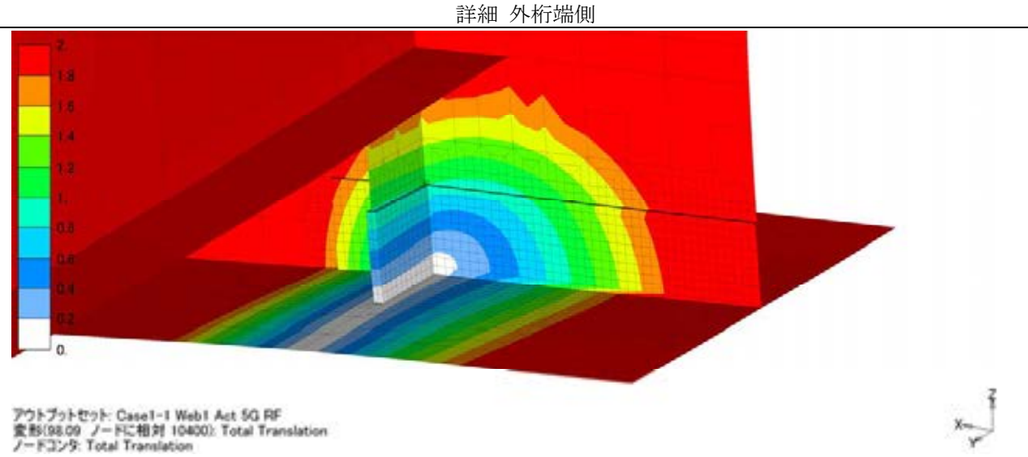
X方向変位　端補剛材断面



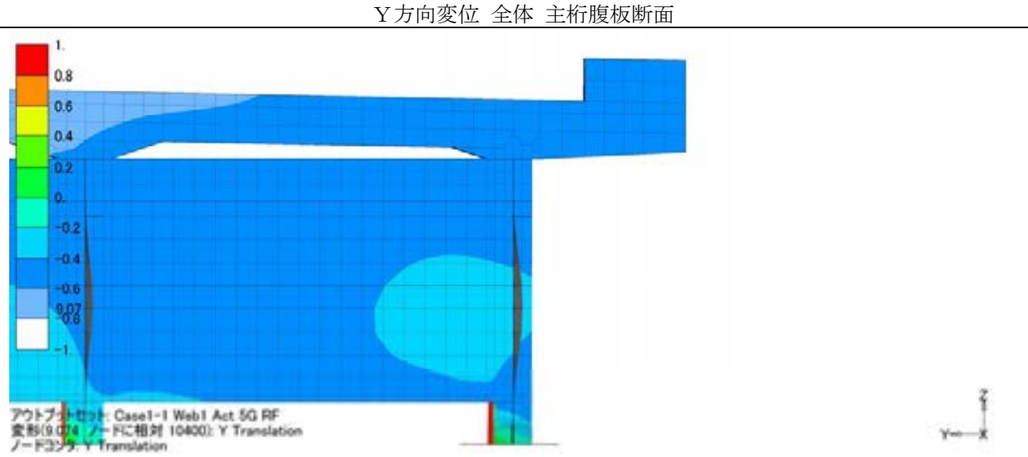
詳細　外桁端側



Y方向変位　全体　主桁腹板断面

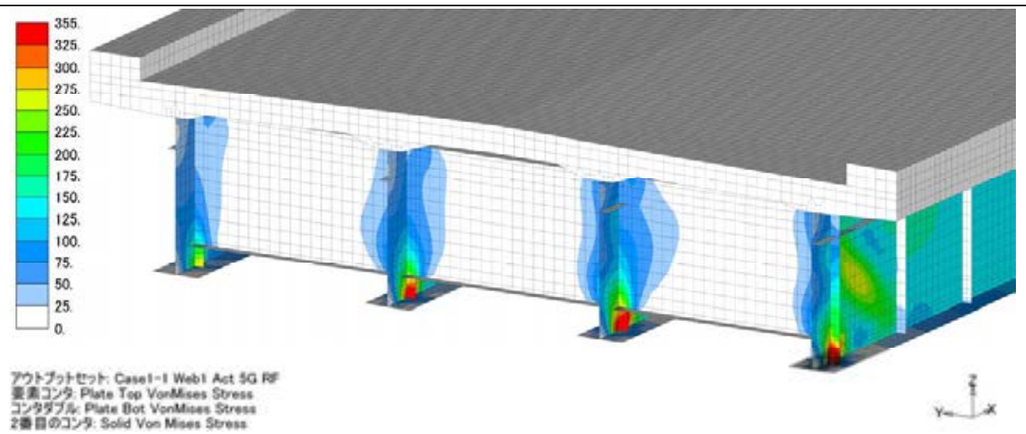


詳細　内桁端側

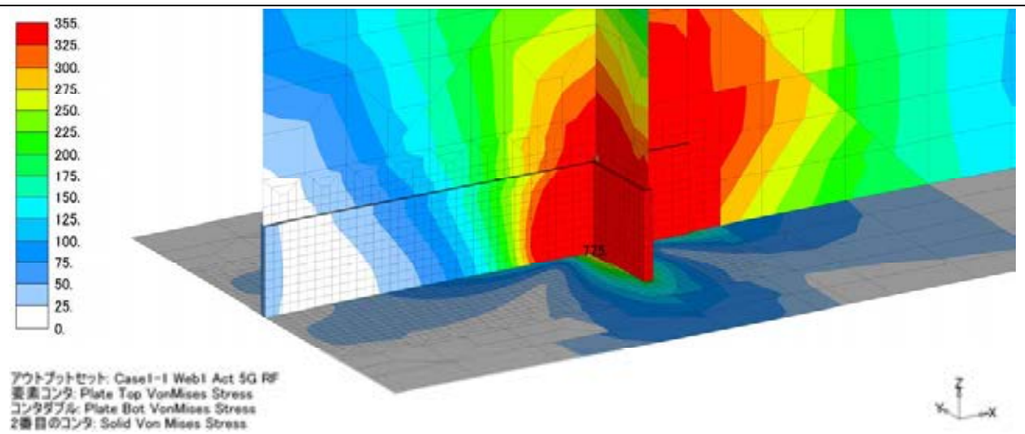


Y方向変位　詳細　主桁腹板断面

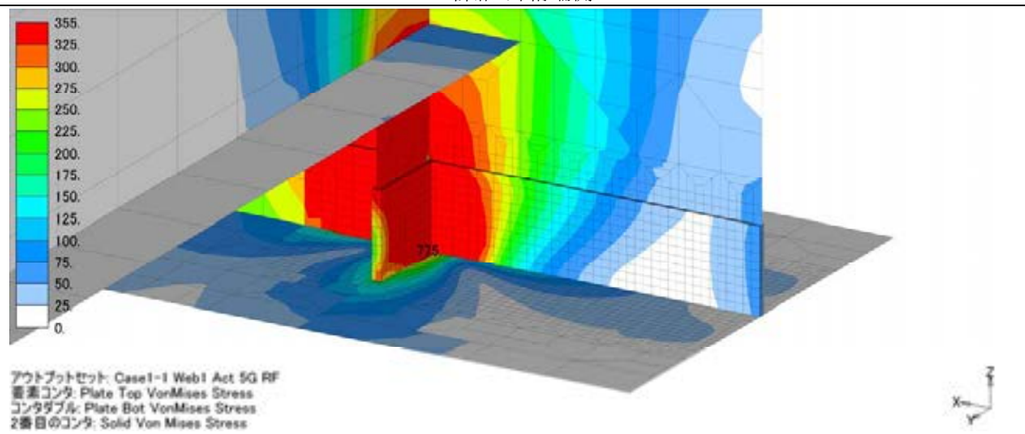
図 2-3-2-17 Case1-1 Web1 活荷重 5G 補強あり 変形[mm]



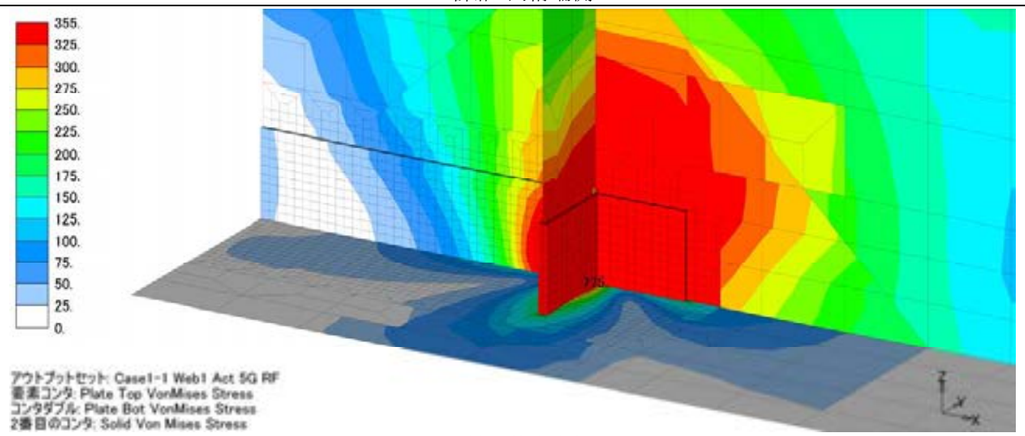
固定支承側　俯瞰



詳細　外桁端側



詳細　内桁端側



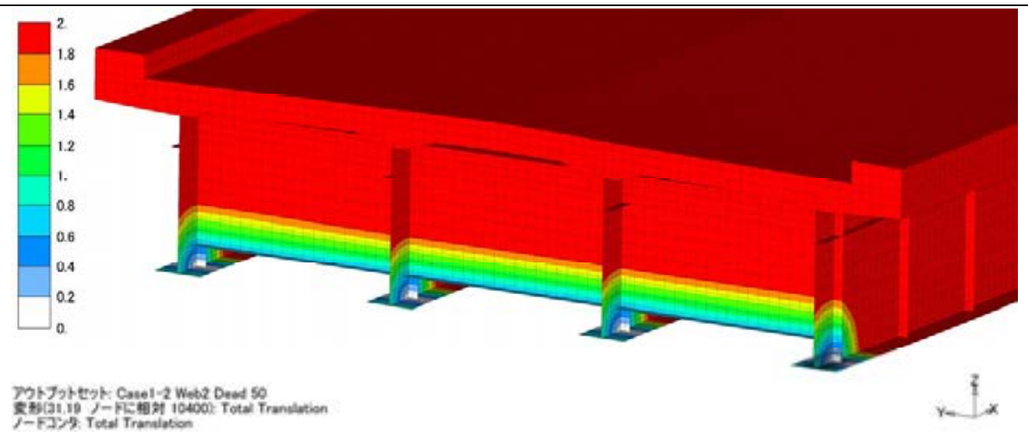
詳細　外中央側

図 2-3-2-18 Case1-1 Web1 活荷重 5G 補強あり VonMises 応力[N/mm^2]

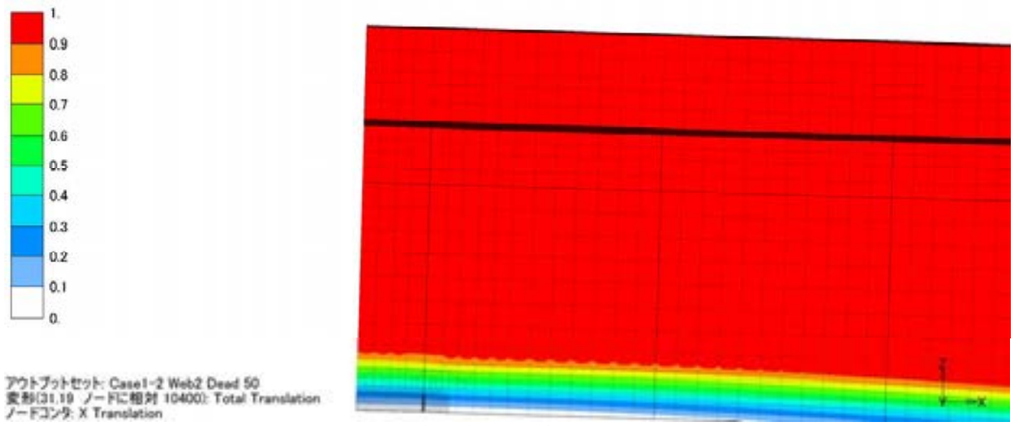
付録2-3-3. Case1-2 Web2

1) 死荷重

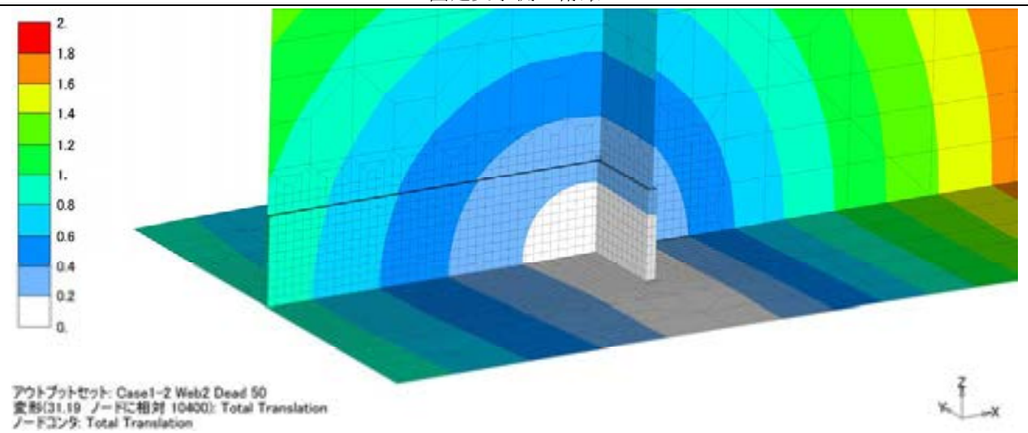
① 板厚半欠損



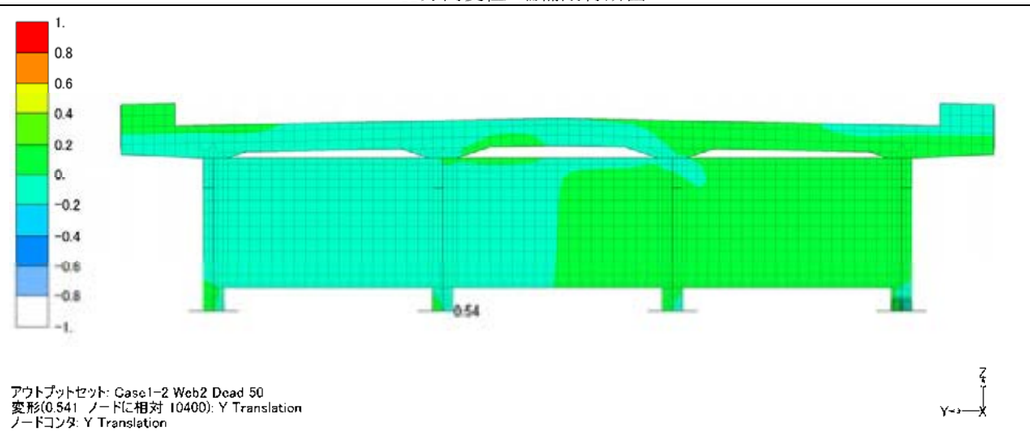
固定支承側　俯瞰



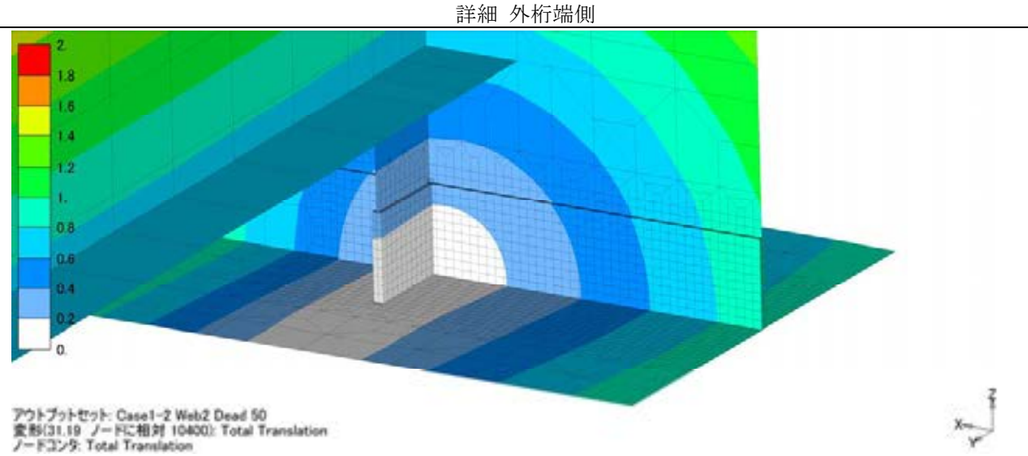
X方向変位 端補剛材断面



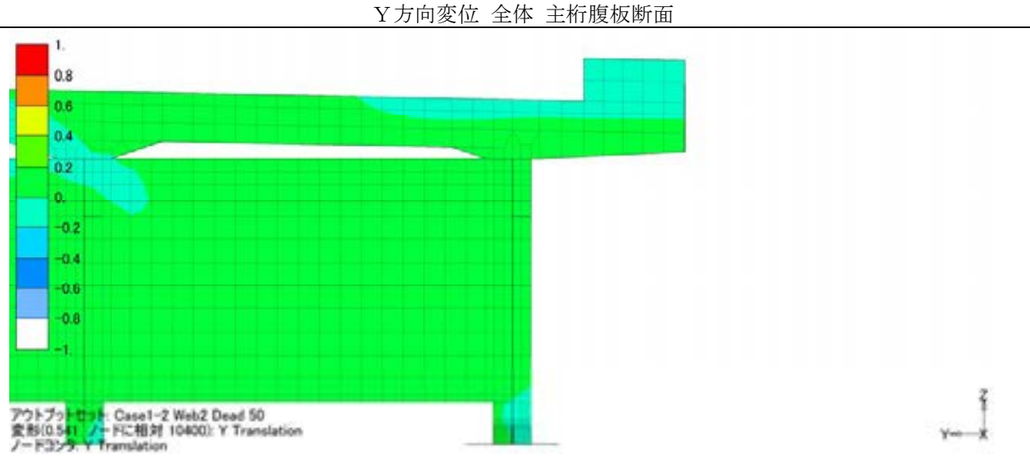
詳細 外桁端側



Y方向変位 全体 主桁腹板断面

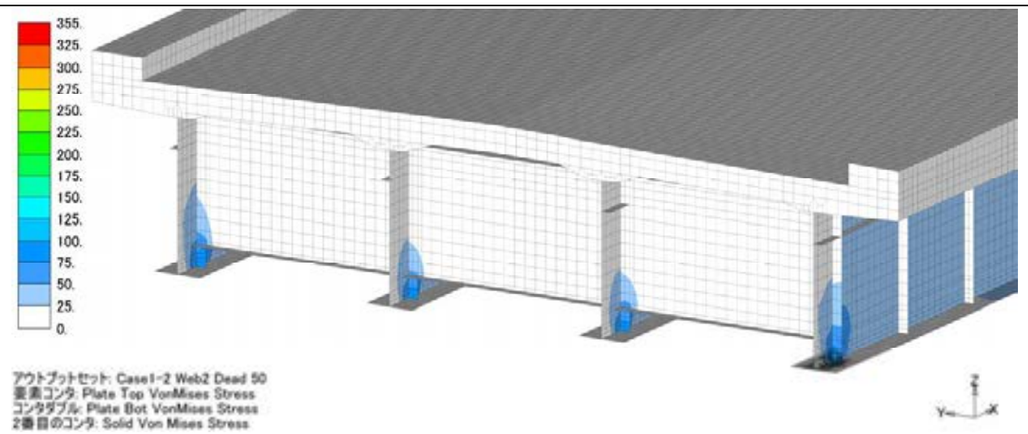


詳細 内桁端側

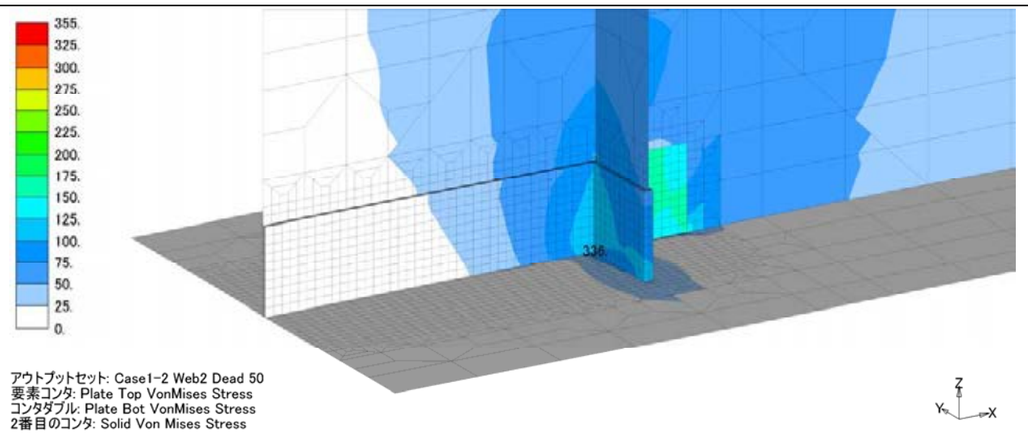


Y方向変位 詳細 主桁腹板断面

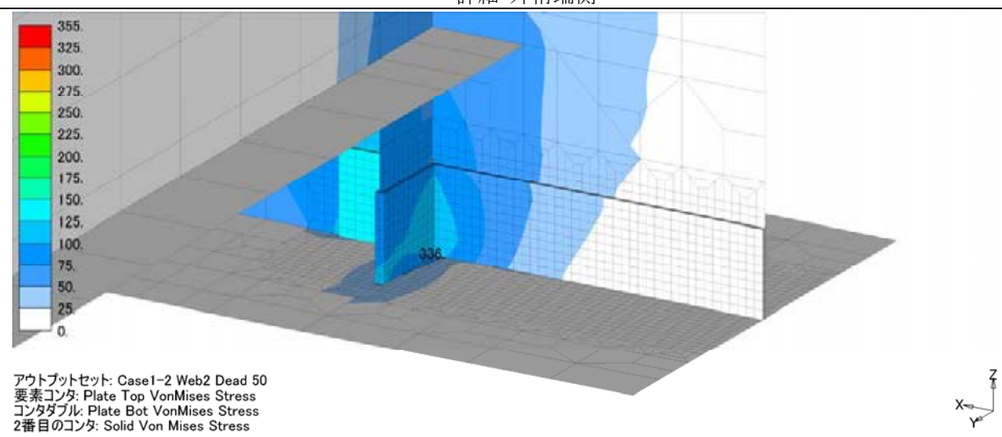
図 2-3-3-1 Case1-2 Web2 死荷重 板厚半欠損 変形[mm]



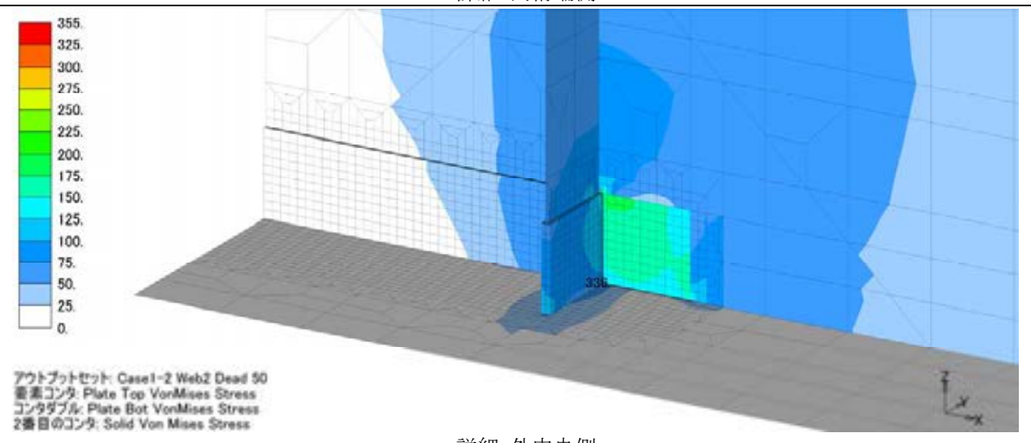
固定支承側　俯瞰



詳細　外桁端側



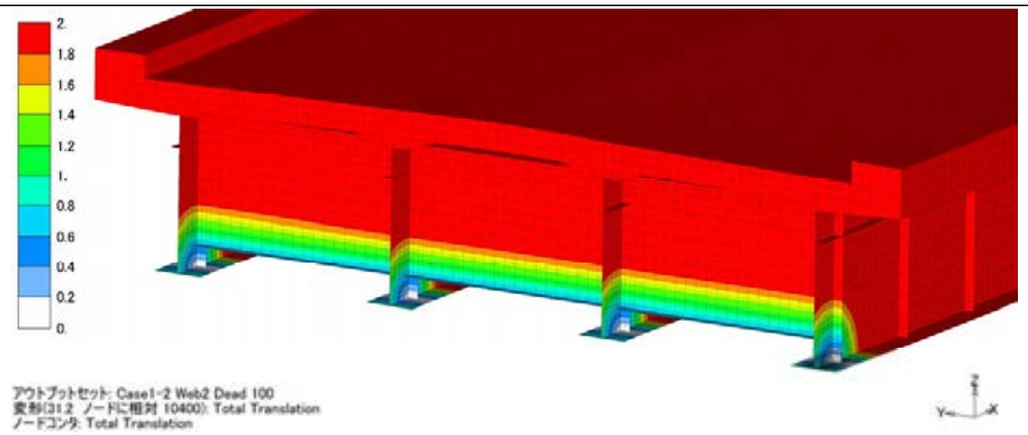
詳細　内桁端側



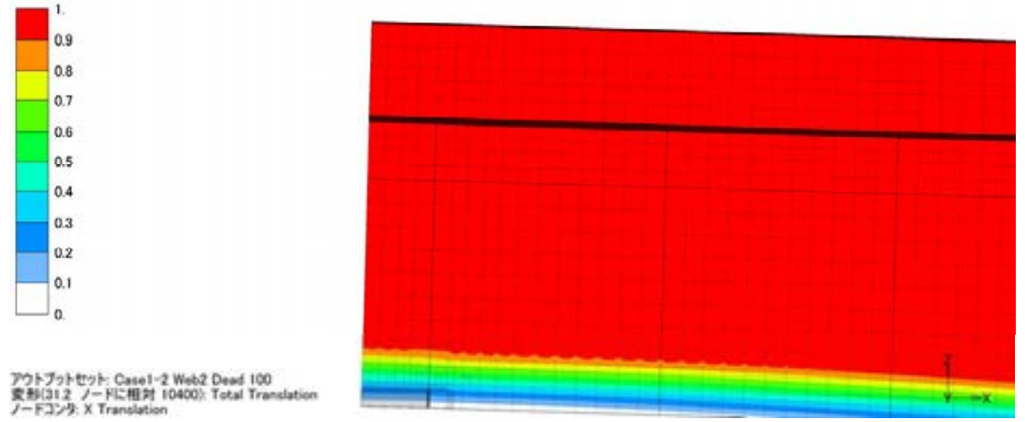
詳細　外中央側

図 2-3-3-2 Case1-2 Web2 死荷重 板厚半欠損 VonMises 応力[N/mm^2]

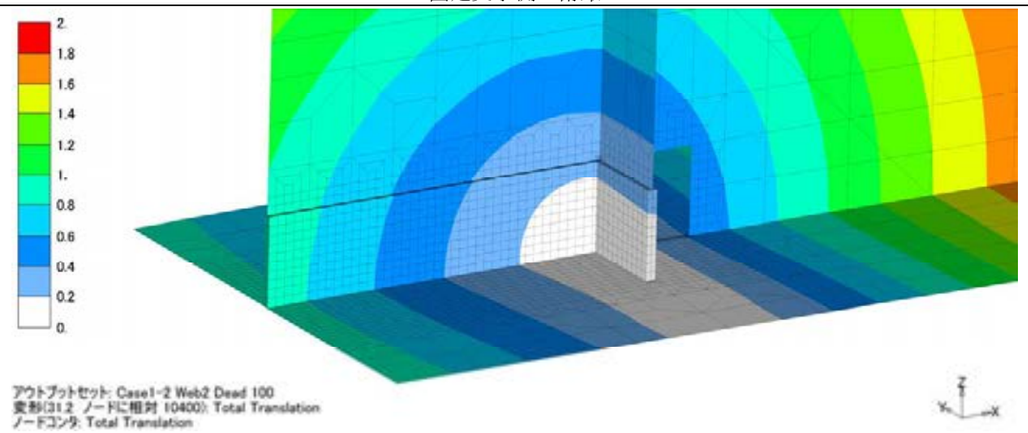
② 板厚全欠損



固定支承側　俯瞰

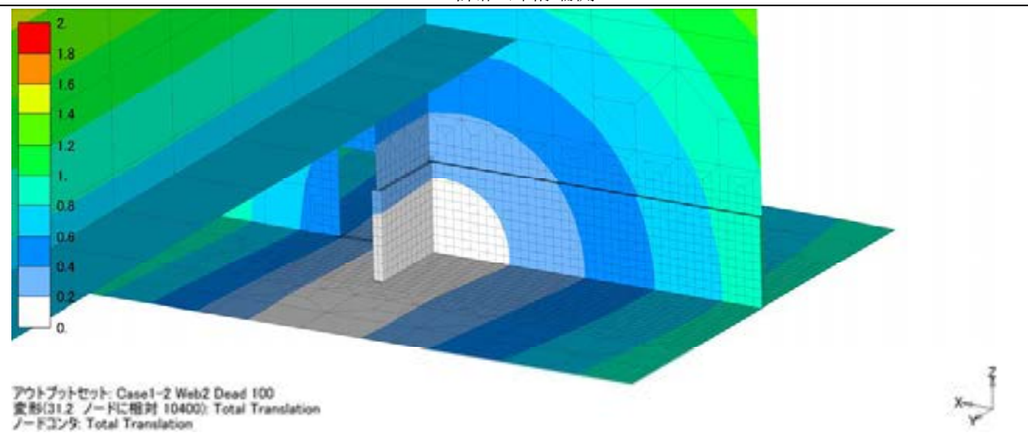


X方向変位　端補剛材断面

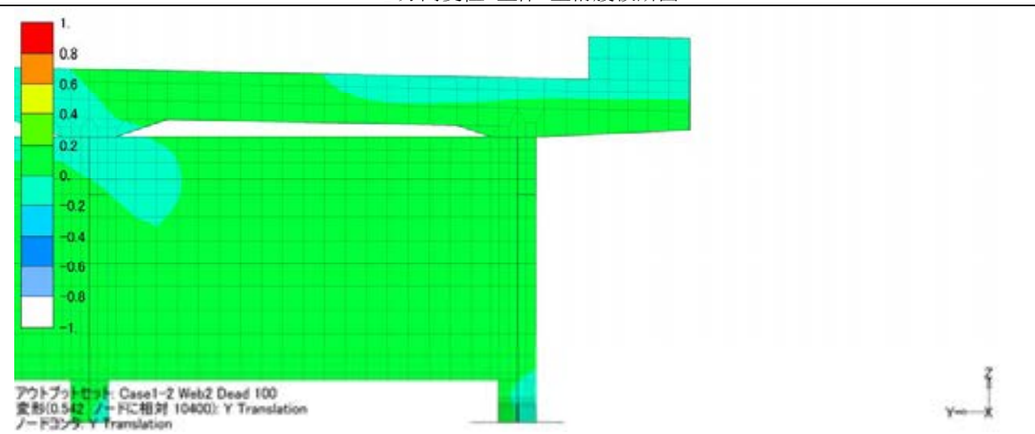


詳細　外桁端側

Y方向変位　全体　主桁腹板断面

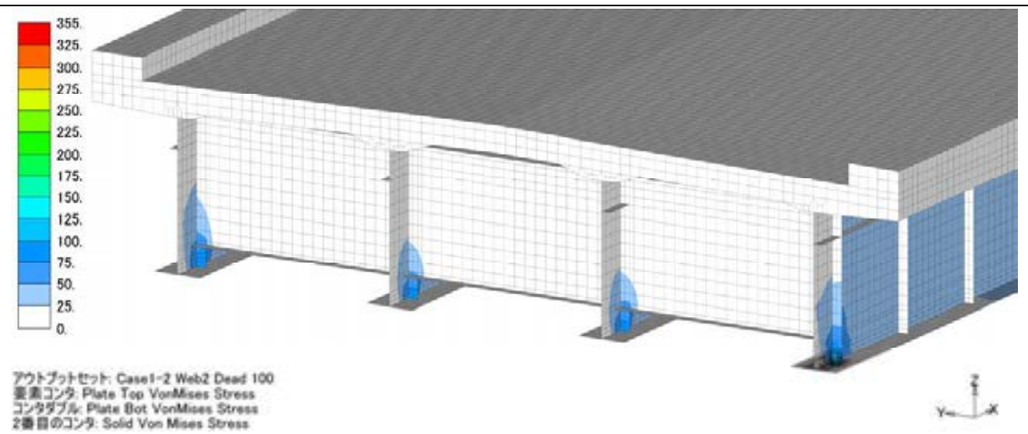


詳細　内桁端側

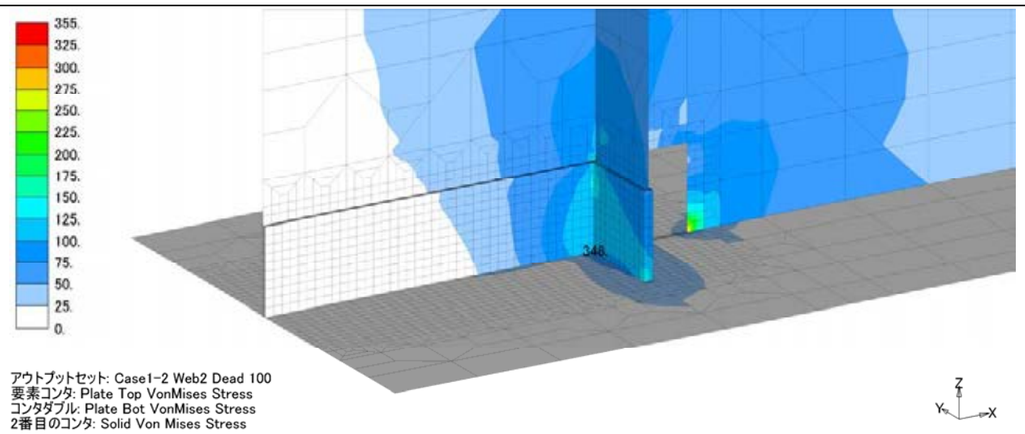


Y方向変位　詳細　主桁腹板断面

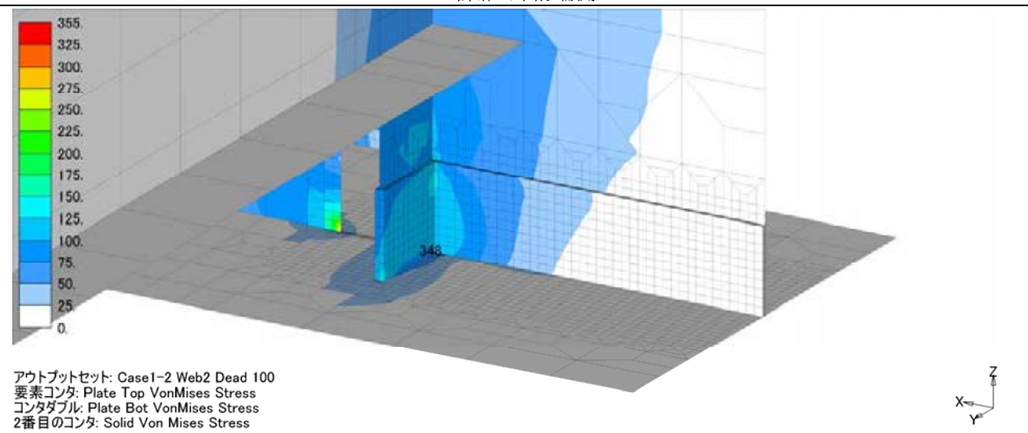
図 2-3-3-3 Case1-2 Web2 死荷重 板厚全欠損 変形[mm]



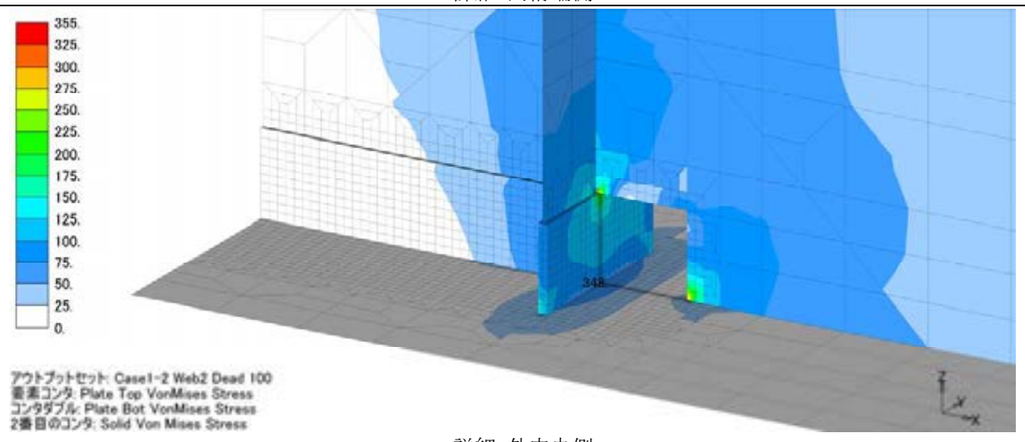
固定支承側　俯瞰



詳細　外桁端側



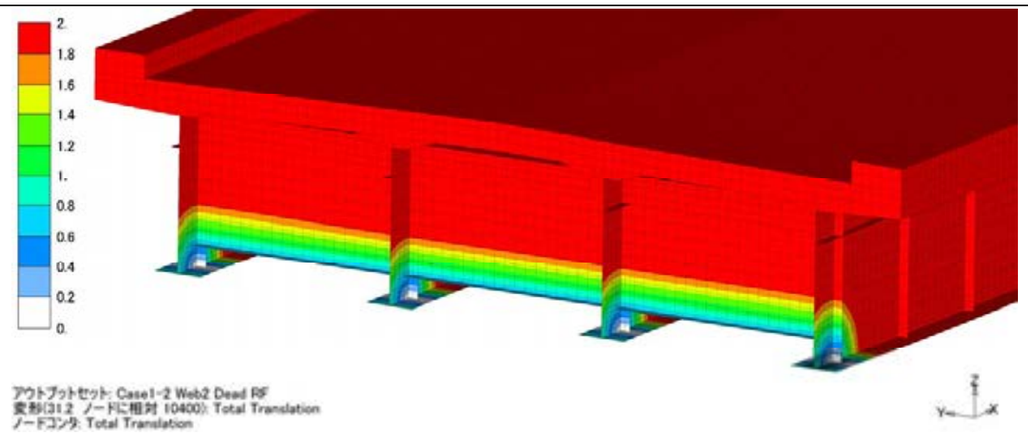
詳細　内桁端側



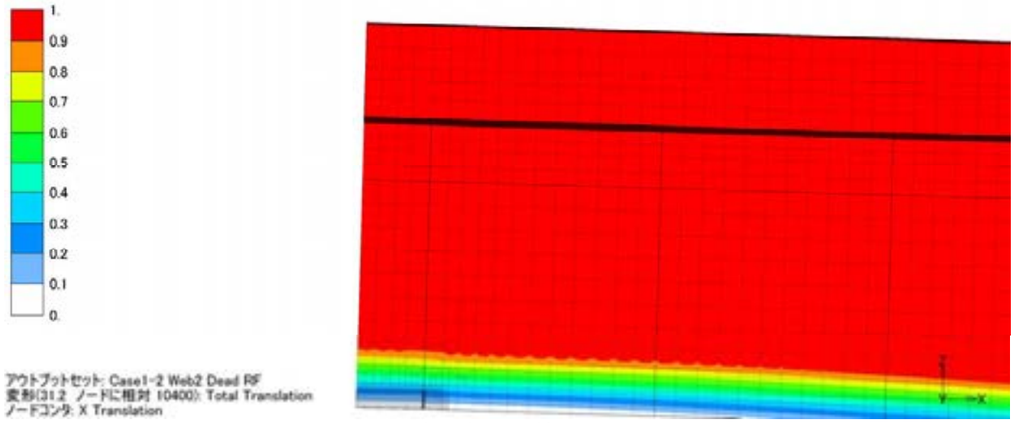
詳細　外中央側

図 2-3-3-4 Case1-2 Web2 死荷重 板厚全欠損 VonMises 応力[N/mm^2]

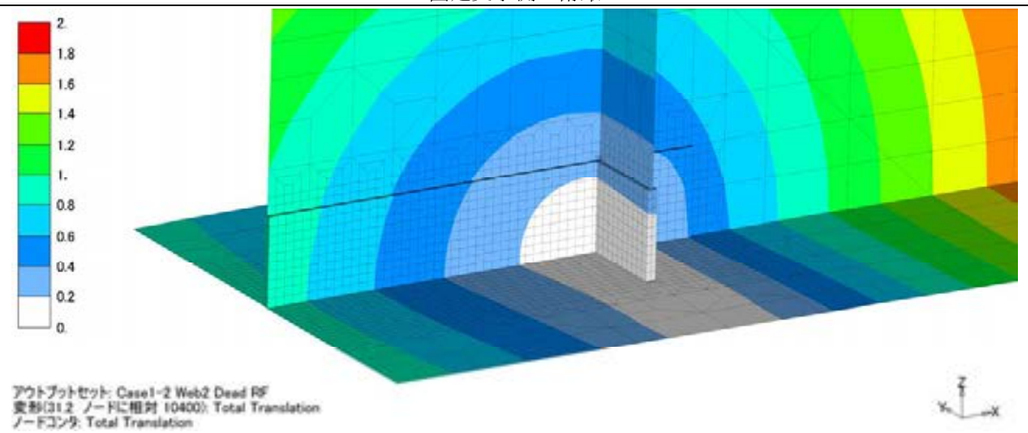
③ 補強後



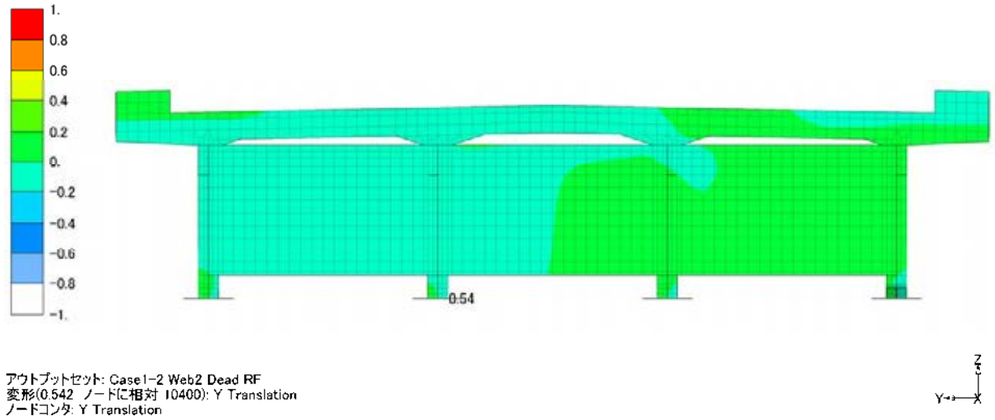
固定支承側　俯瞰



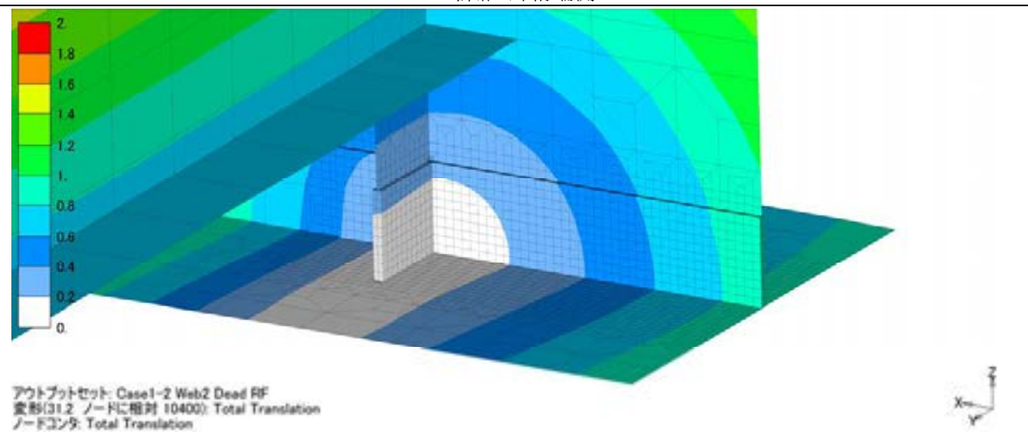
X方向変位　端補剛材断面



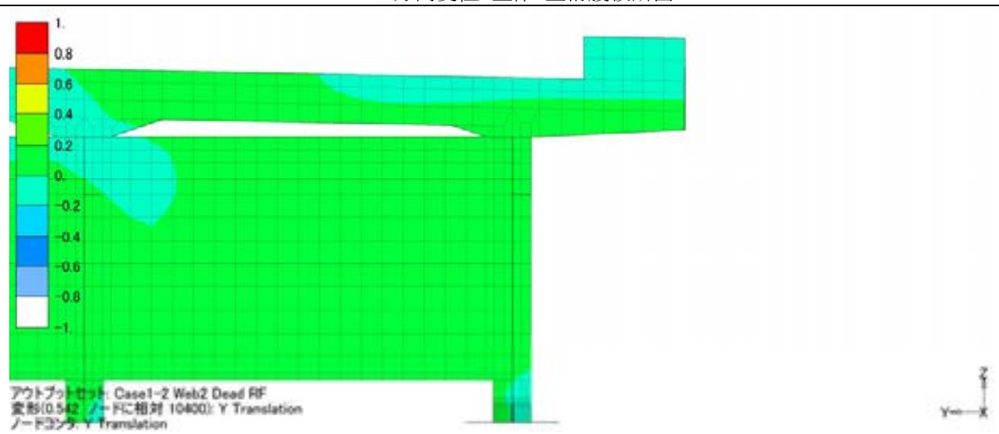
詳細　外桁端側



Y方向変位　全体　主桁腹板断面

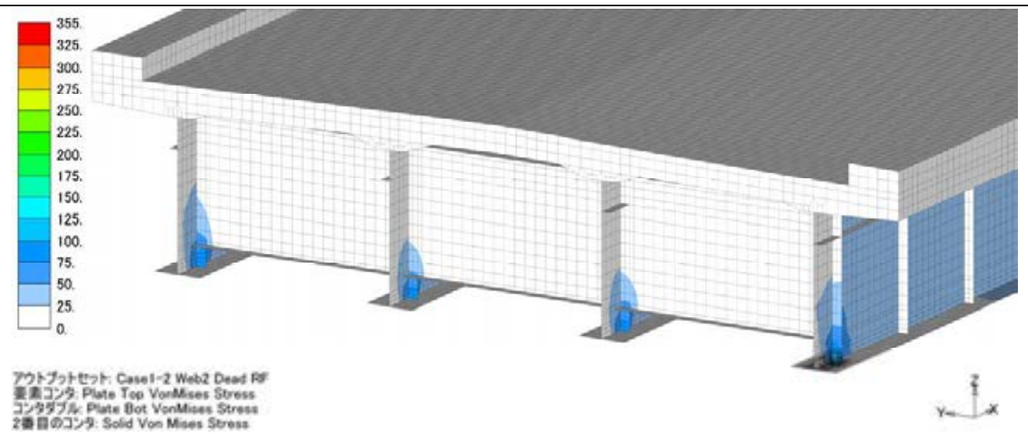


詳細　内桁端側

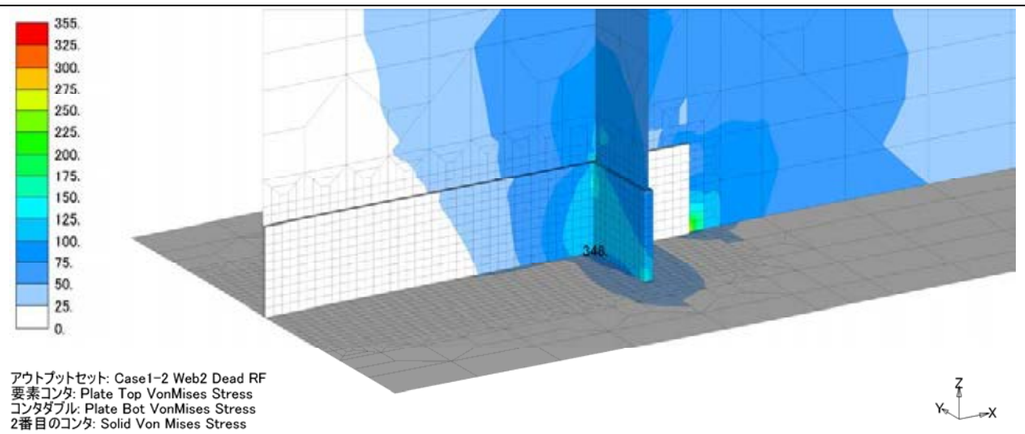


Y方向変位　詳細　主桁腹板断面

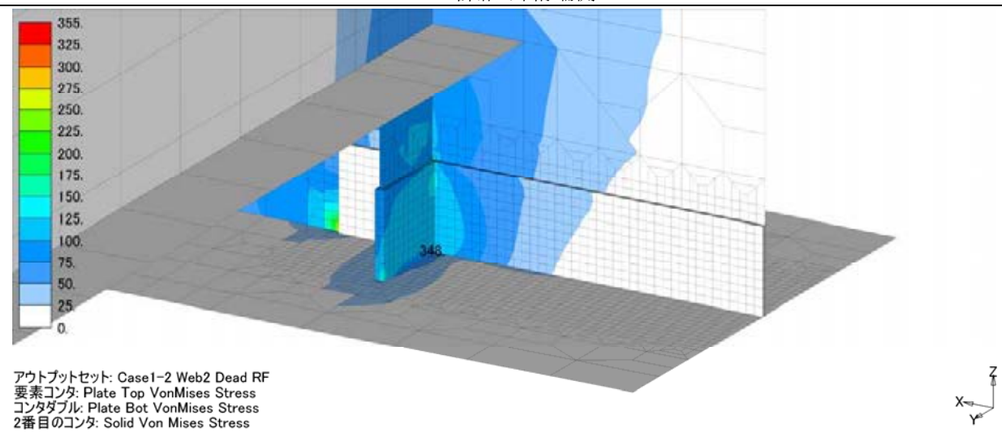
図 2-3-3-5 Case1-2 Web2 死荷重 補強後 変形[mm]



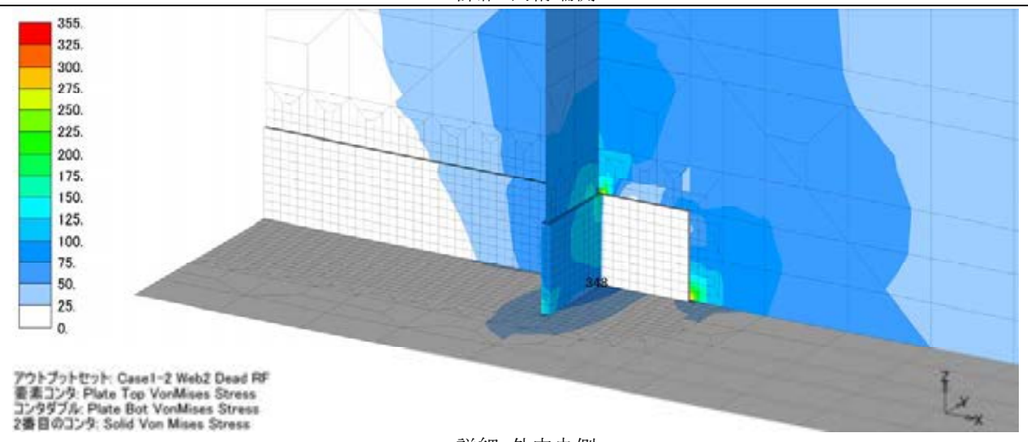
固定支承側　俯瞰



詳細　外桁端側



詳細　内桁端側

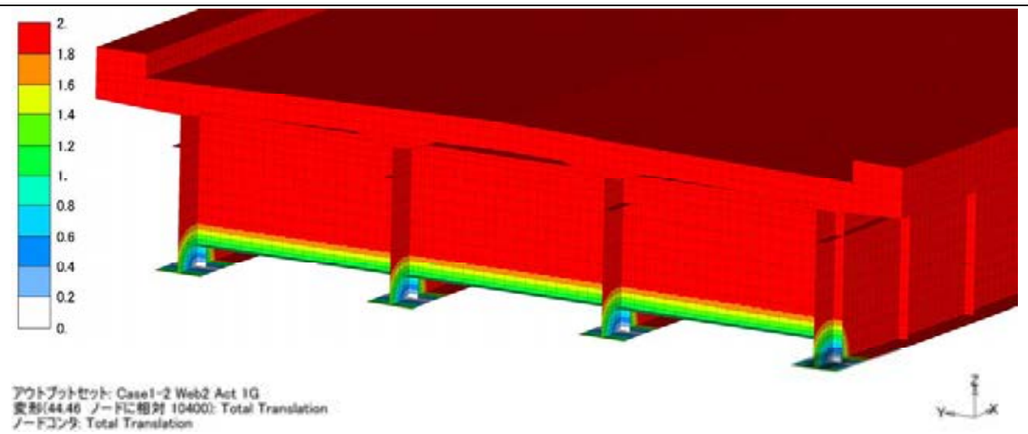


詳細　外中央側

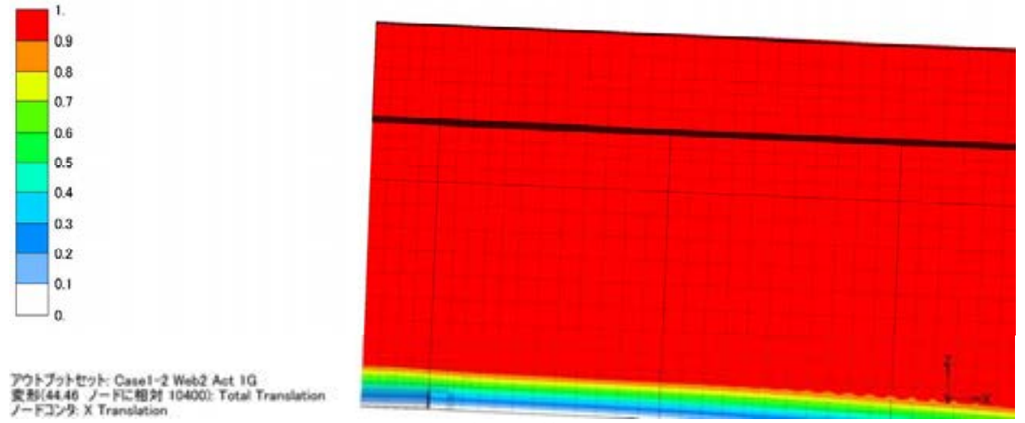
図 2-3-3-6 Case1-2 Web2 死荷重 補強後 VonMises 応力[N/mm^2]

2) 活荷重

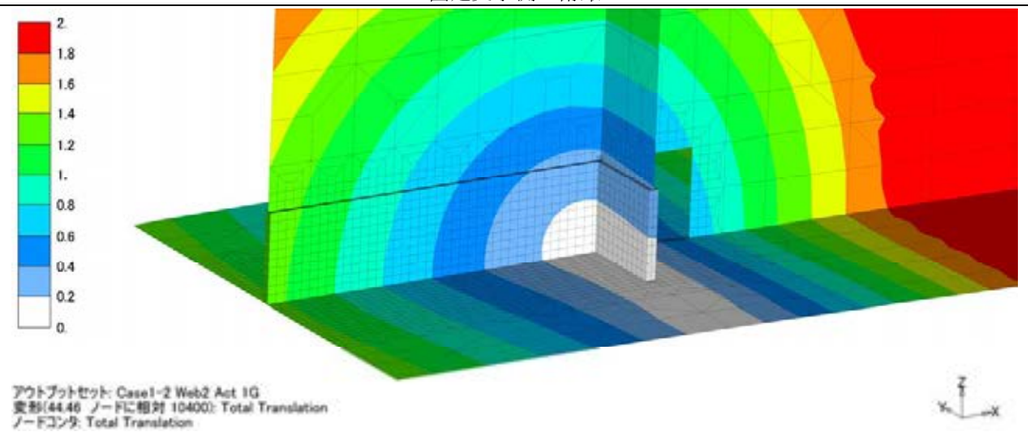
① 1G 補強なし



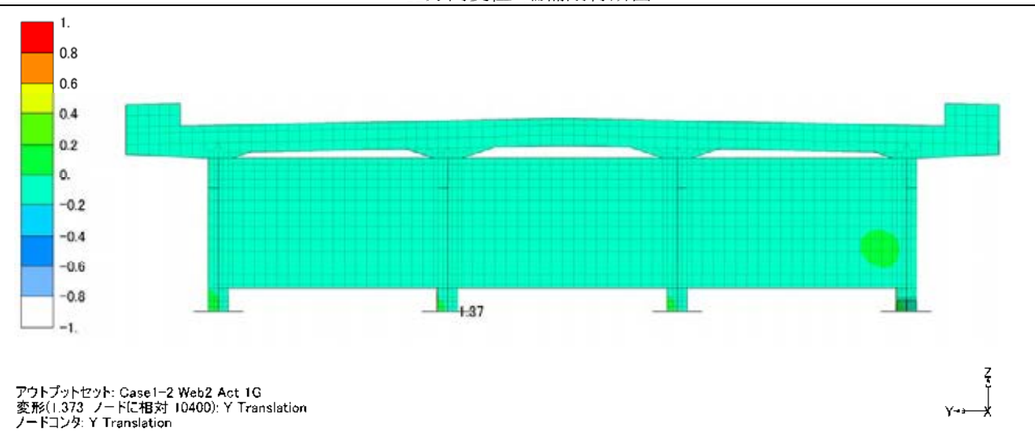
固定支承側　俯瞰



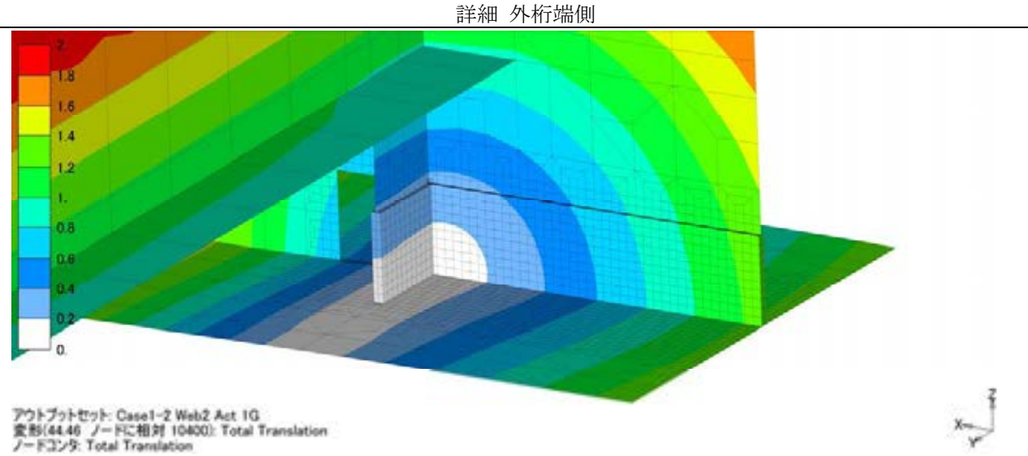
X方向変位 端補剛材断面



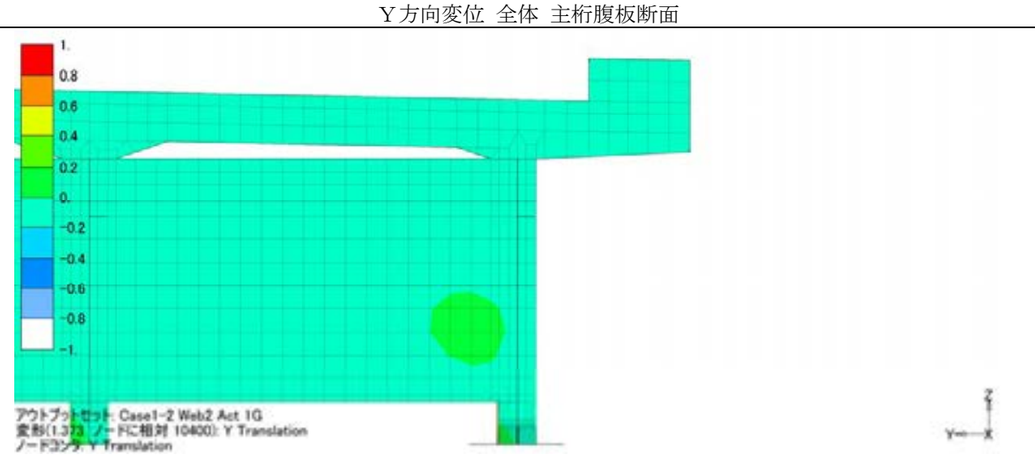
詳細 外桁端側



Y方向変位 全体 主桁腹板断面

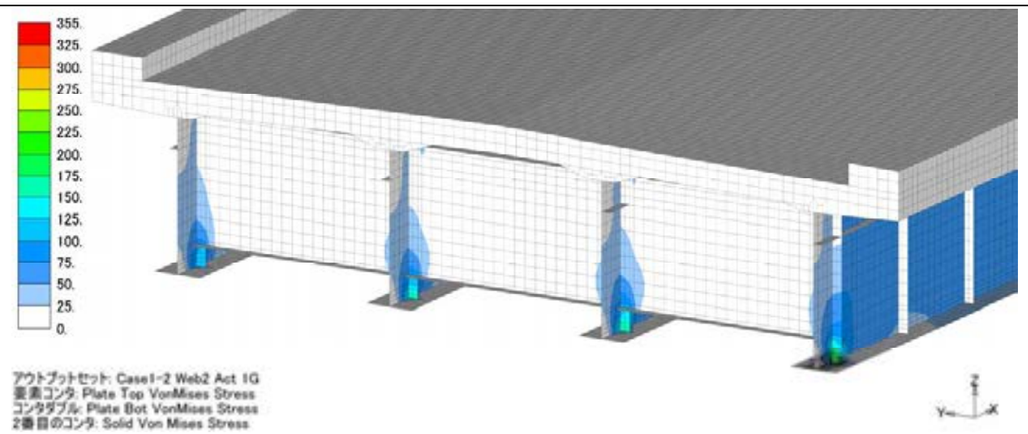


詳細 内桁端側

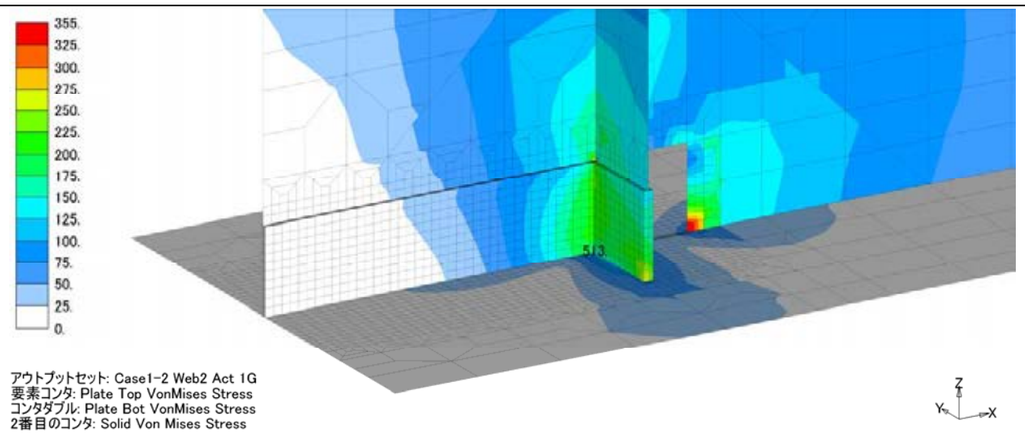


Y方向変位 詳細 主桁腹板断面

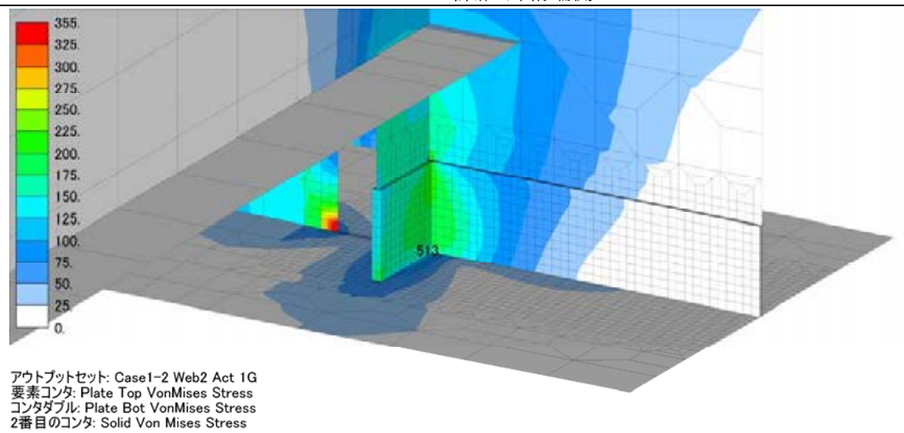
図 2-3-3-7 Case1-2 Web2 活荷重 1G 補強なし 変形[mm]



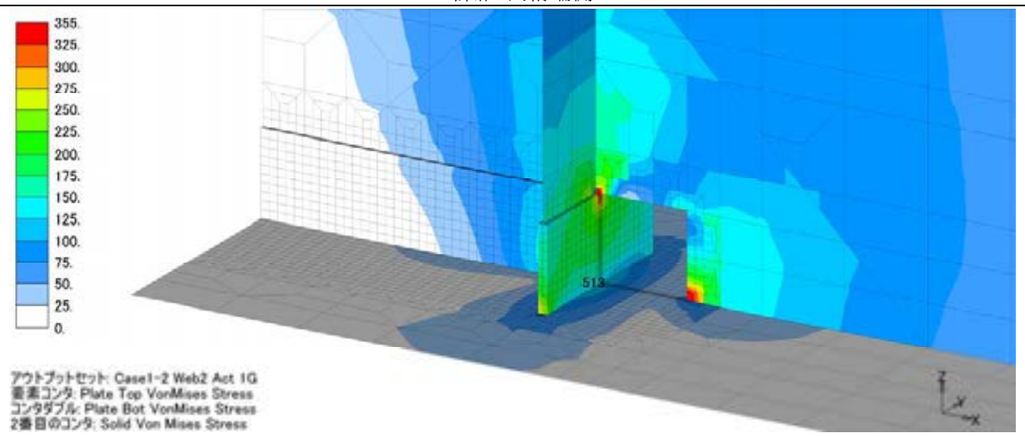
固定支承側　俯瞰



詳細　外桁端側



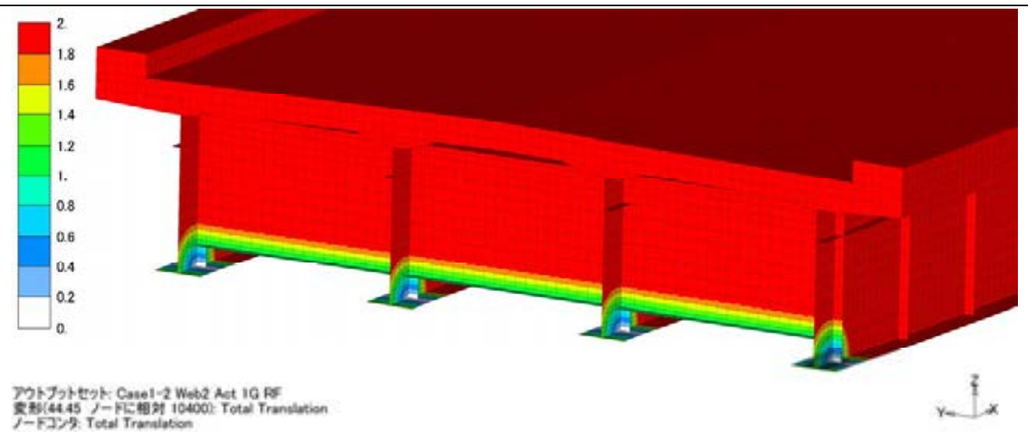
詳細　内桁端側



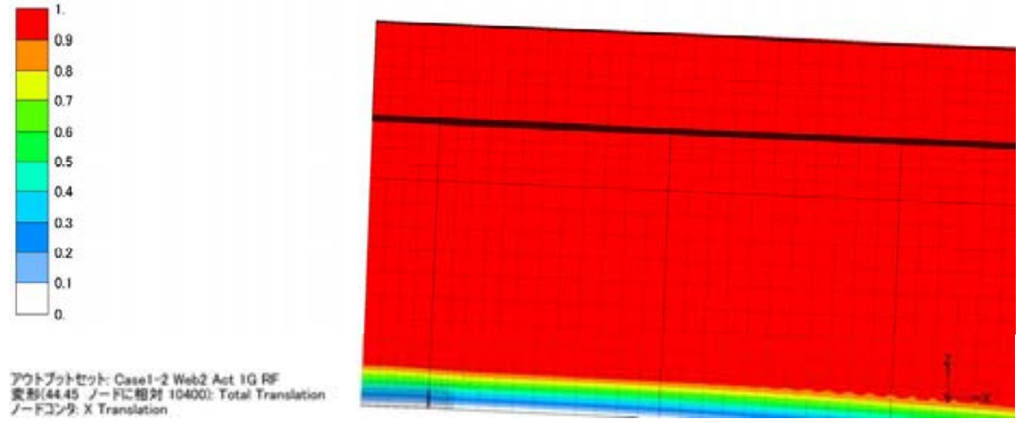
詳細　外中央側

図 2-3-3-8 Case1-2 Web2 活荷重 1G 補強なし VonMises 応力[N/mm^2]

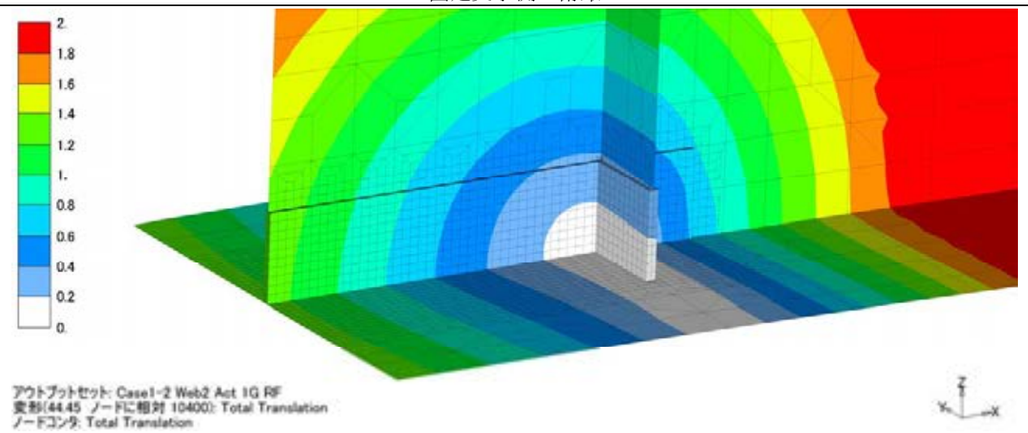
② 1G 補強あり



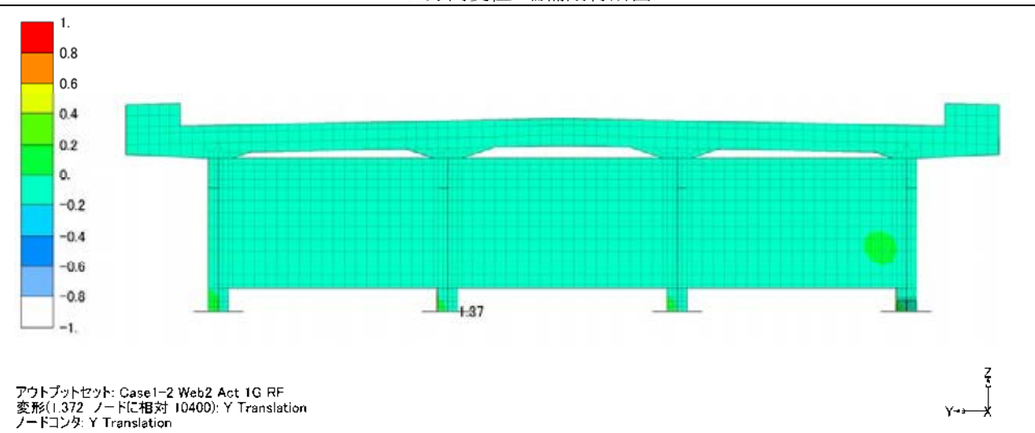
固定支承側　俯瞰



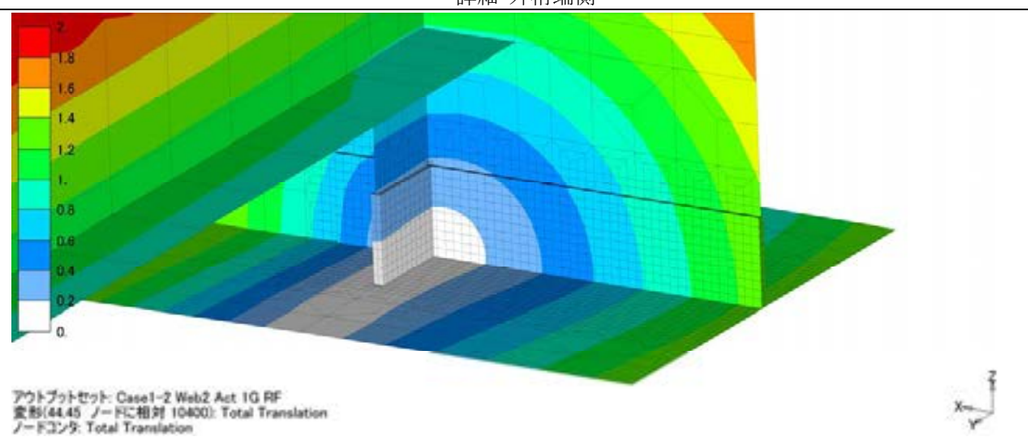
X方向変位　端補剛材断面



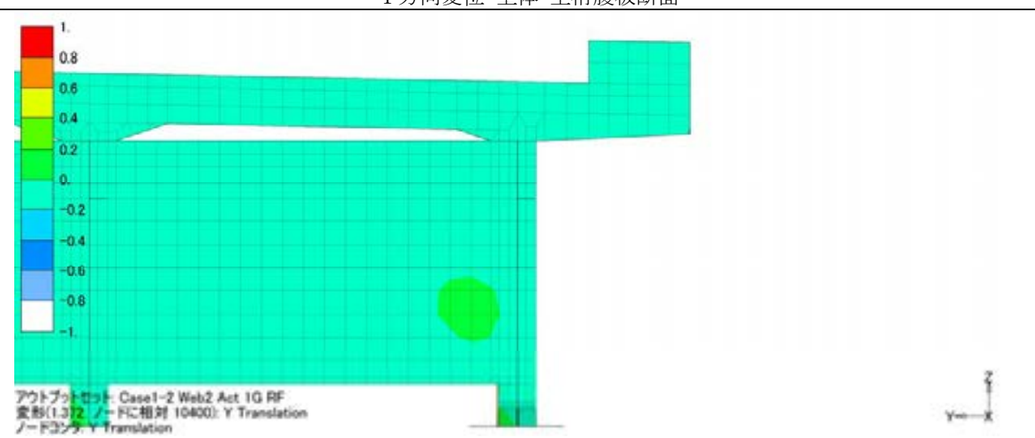
詳細　外桁端側



Y方向変位　全体　主桁腹板断面

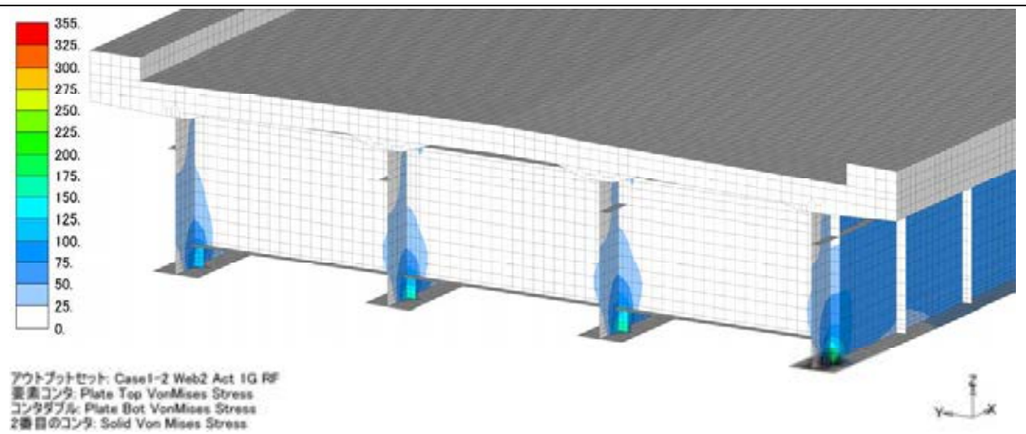


詳細　内桁端側

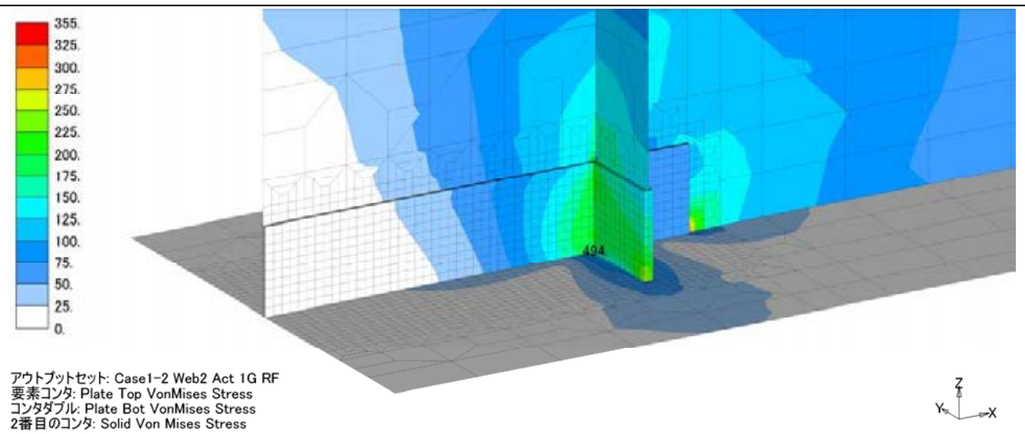


Y方向変位　詳細　主桁腹板断面

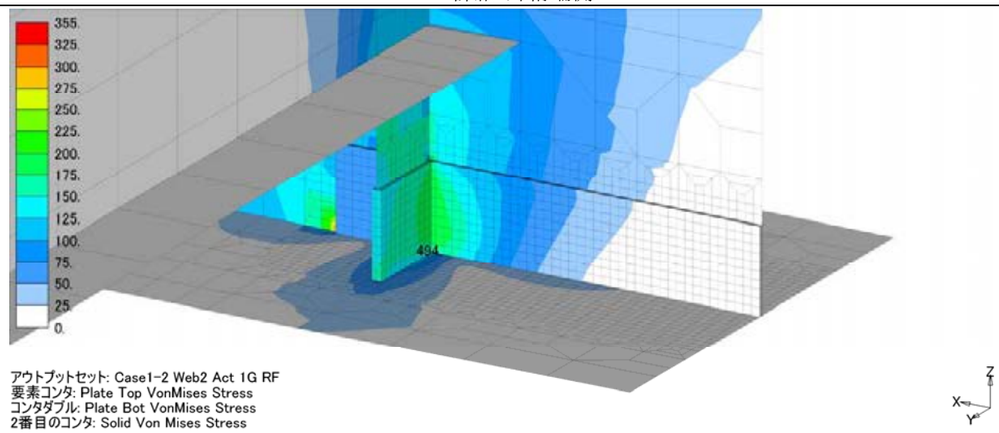
図 2-3-3-9 Case1-2 Web2 活荷重 1G 補強あり 変形[mm]



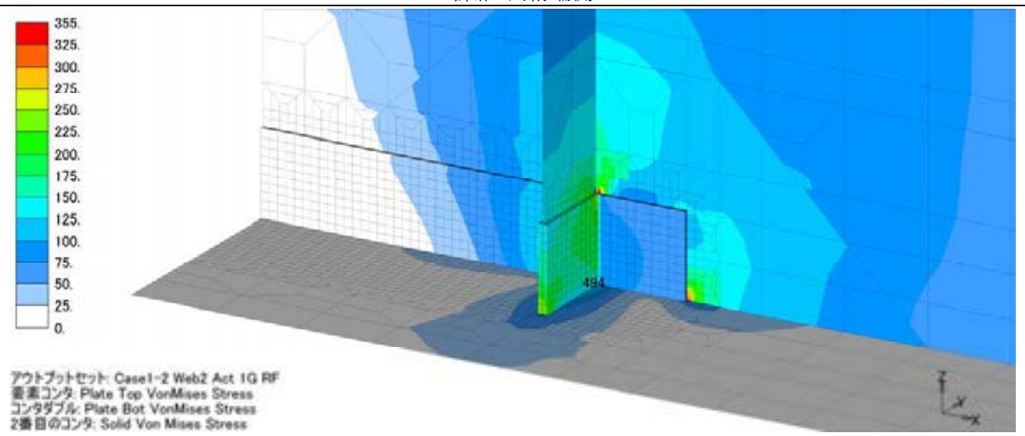
固定支承側　俯瞰



詳細　外桁端側



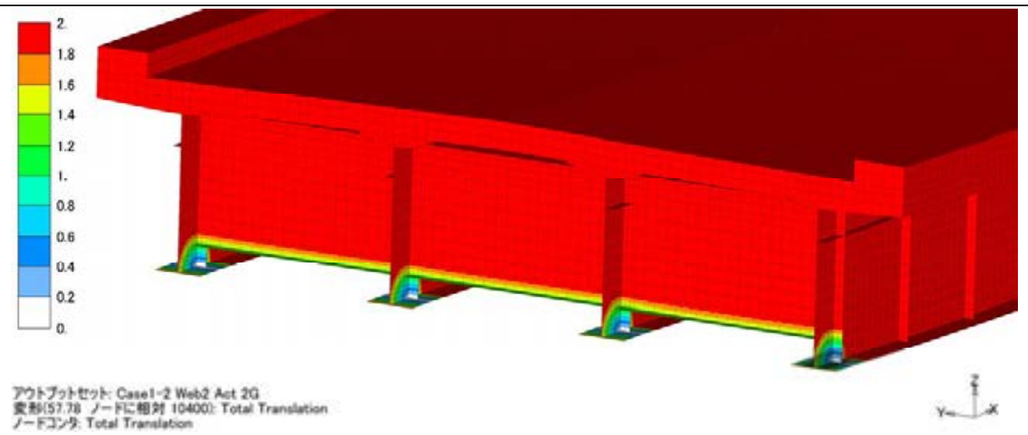
詳細　内桁端側



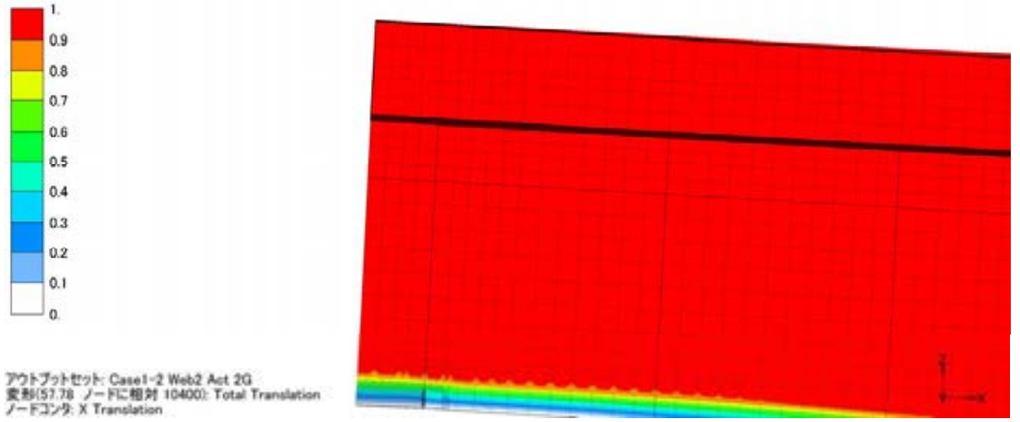
詳細　外中央側

図 2-3-3-10 Case1-2 Web2 活荷重 1G 補強あり VonMises 応力[N/mm^2]

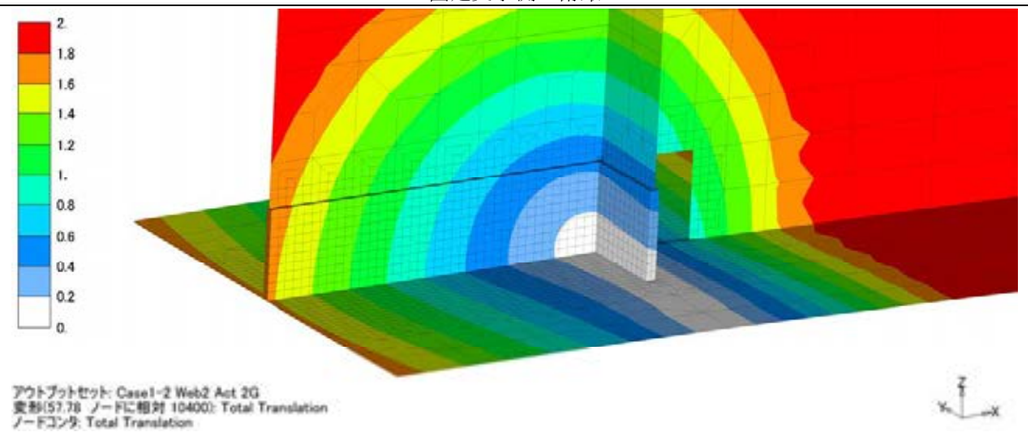
③ 2G 補強なし



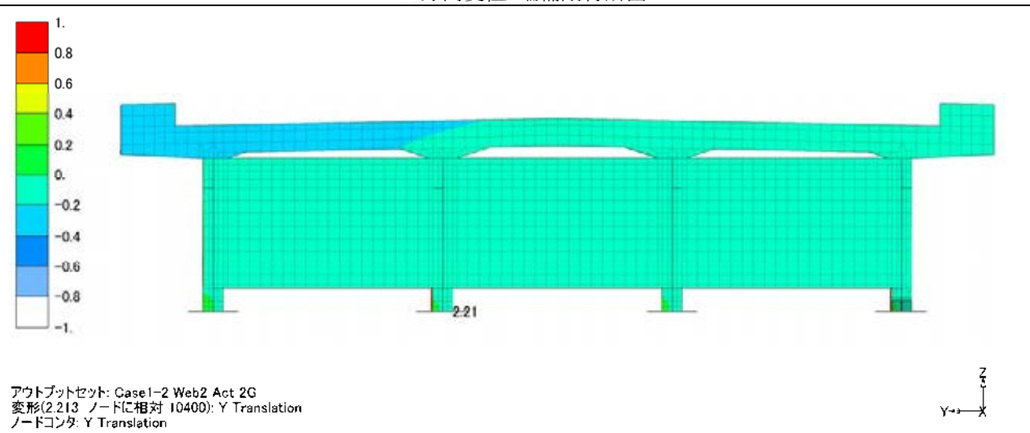
固定支承側　俯瞰



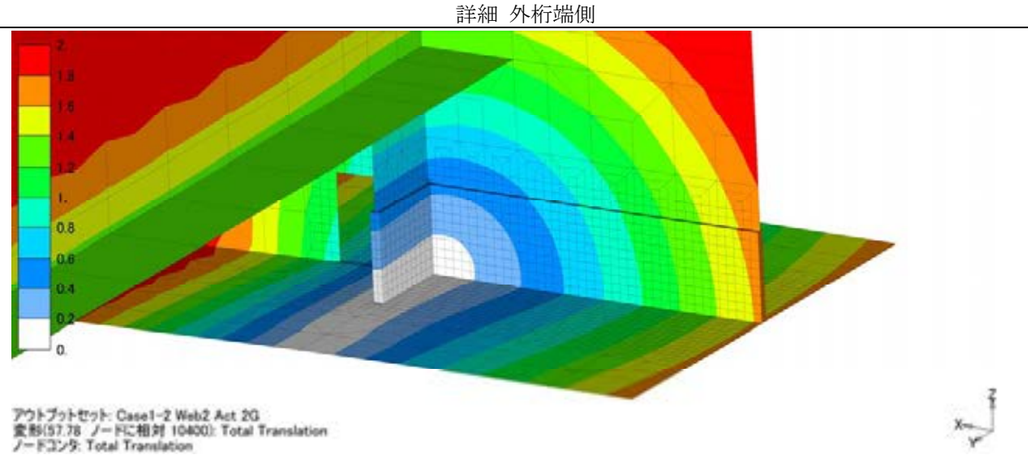
X方向変位　端補剛材断面



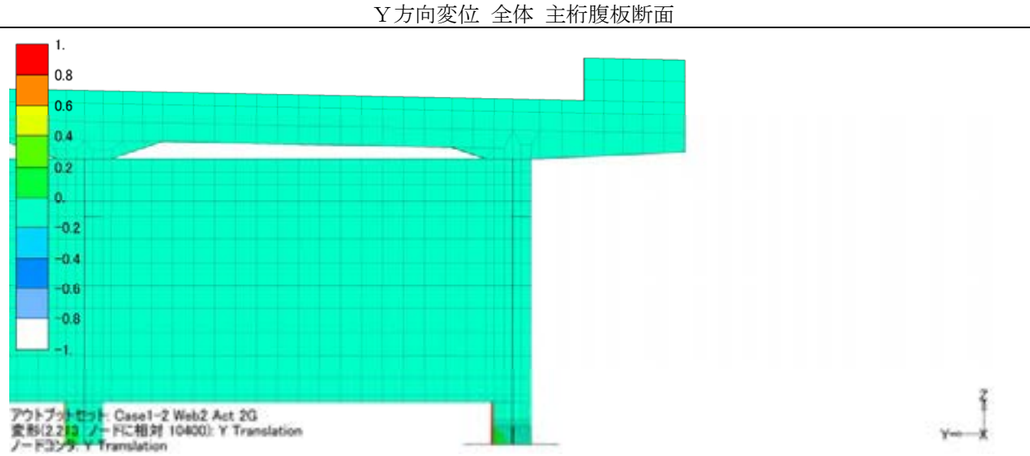
詳細　外桁端側



Y方向変位　全体　主桁腹板断面

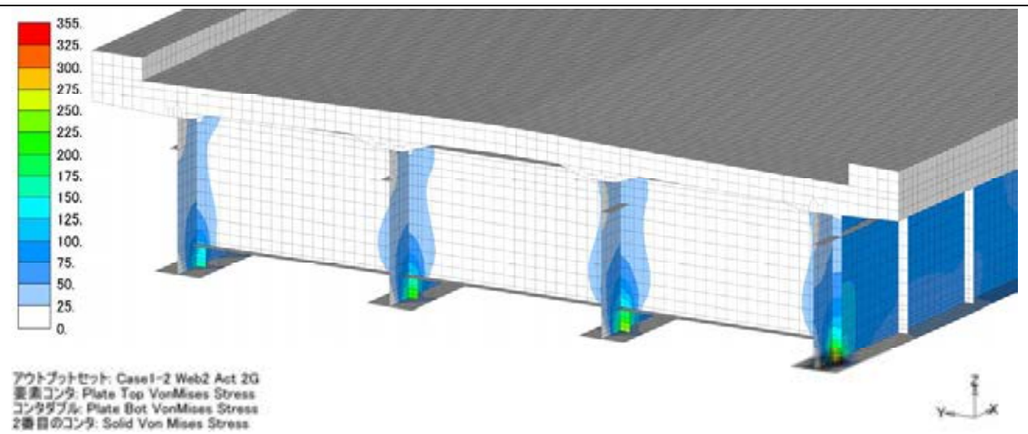


詳細　内桁端側

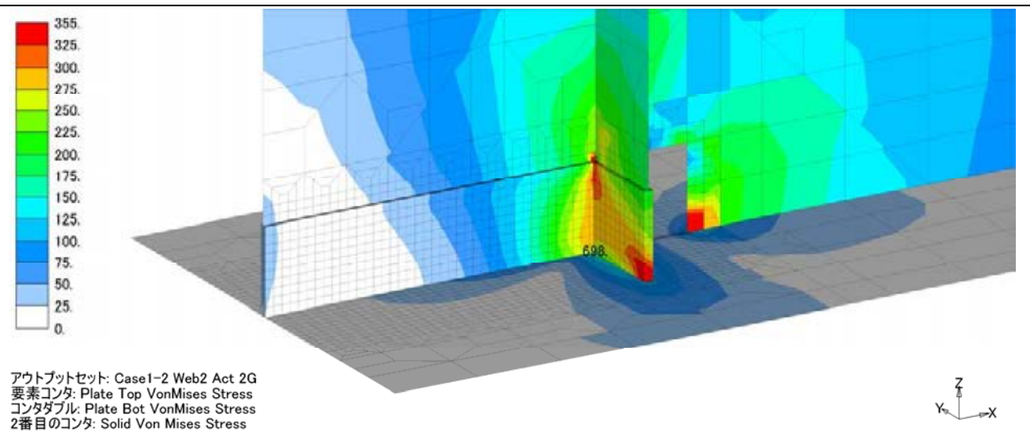


Y方向変位　詳細　主桁腹板断面

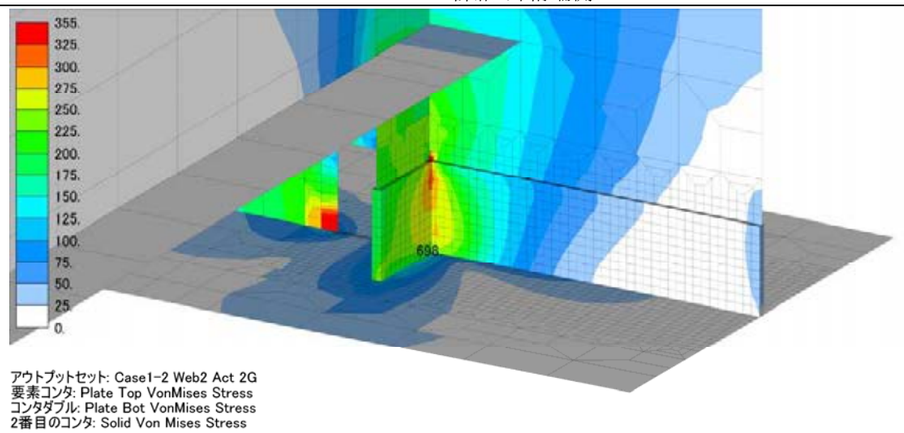
図 2-3-3-11 Case1-2 Web2 活荷重 2G 補強なし 変形[mm]



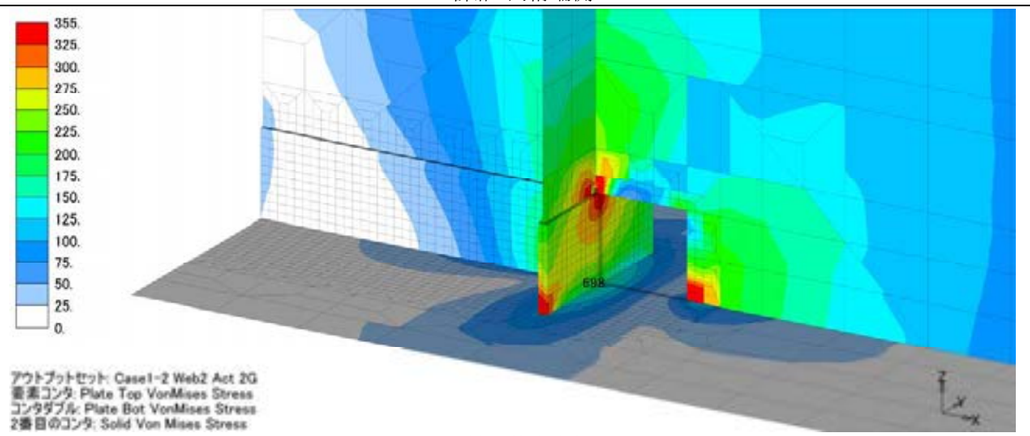
固定支承側　俯瞰



詳細　外桁端側



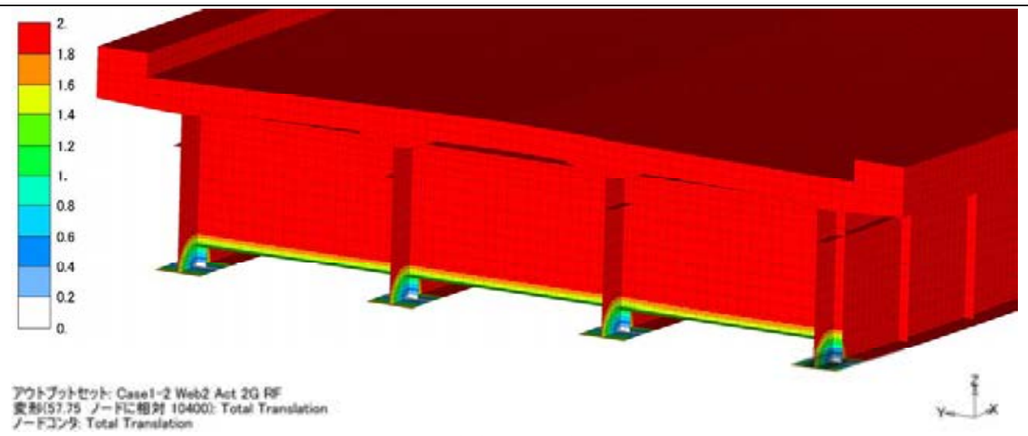
詳細　内桁端側



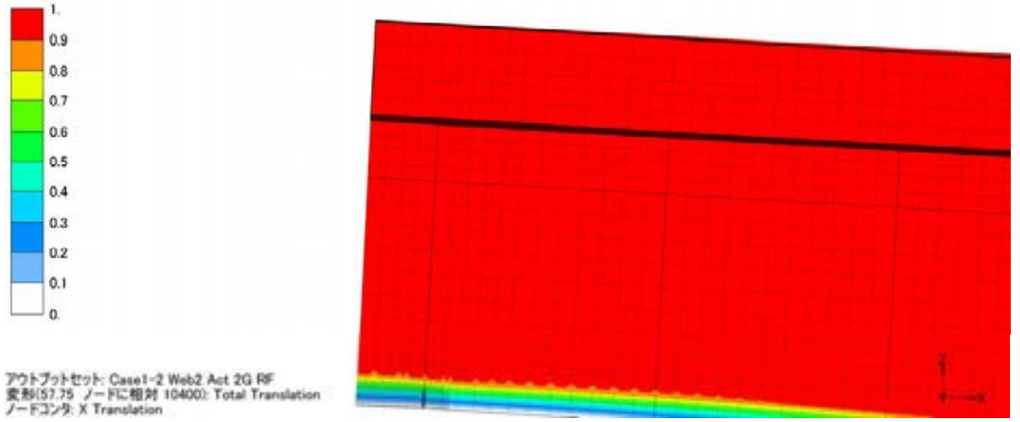
詳細　外中央側

図 2-3-3-12 Case1-2 Web2 活荷重 2G 補強なし VonMises 応力[N/mm^2]

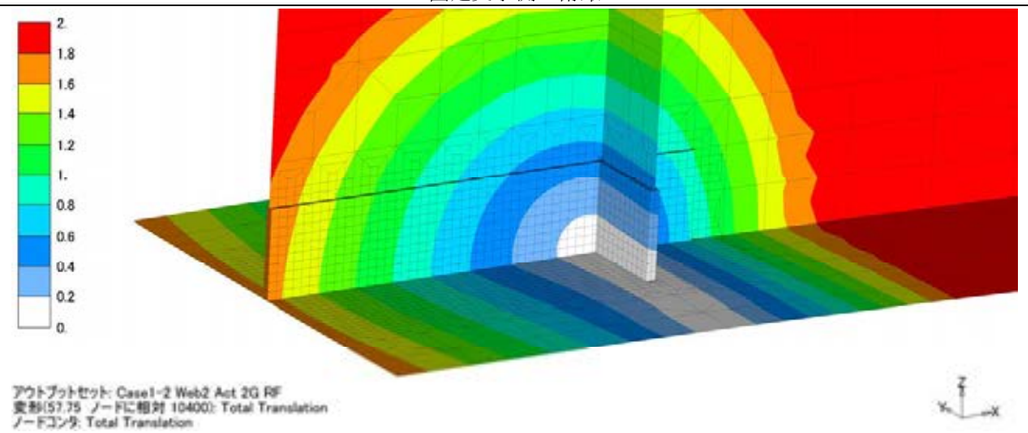
④ 2G 補強あり



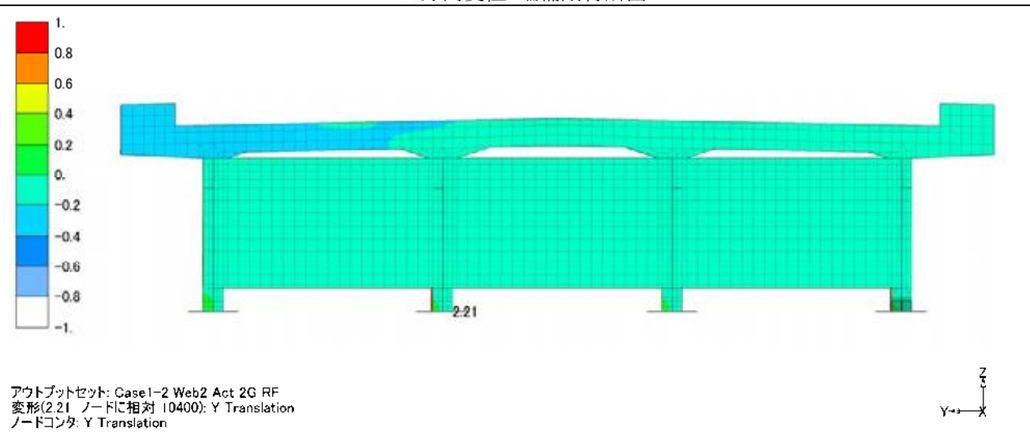
固定支承側　俯瞰



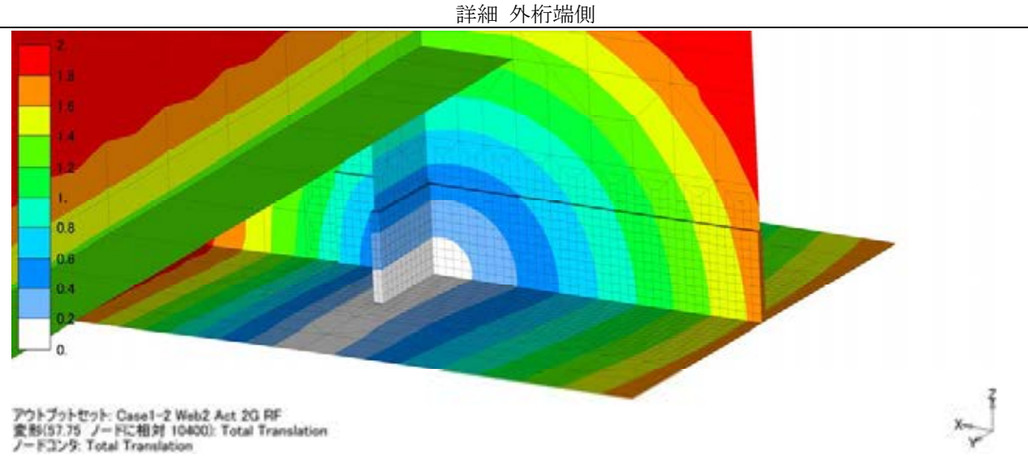
X方向変位 端補剛材断面



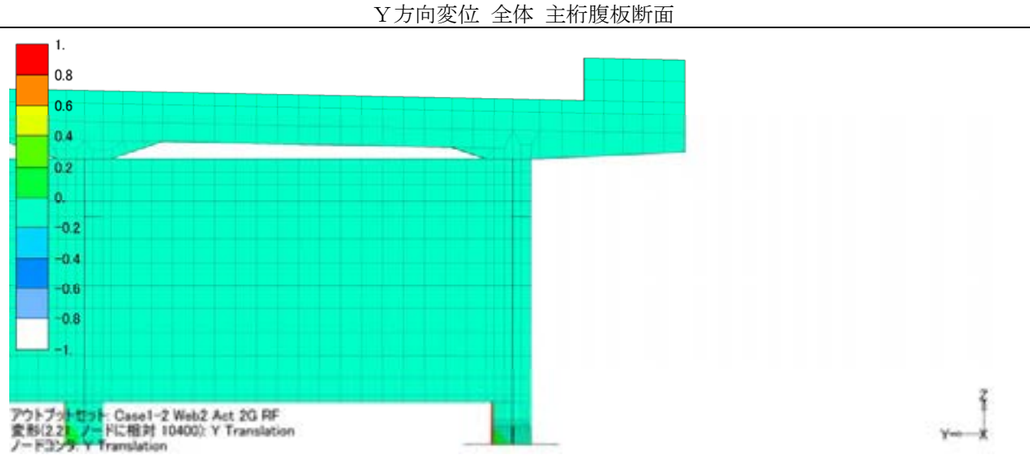
詳細 外桁端側



Y方向変位 全体 主桁腹板断面

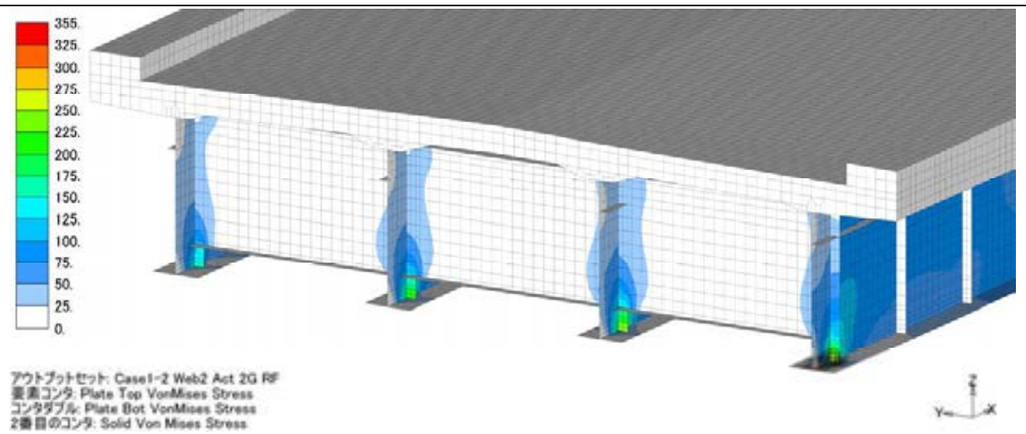


詳細 内桁端側

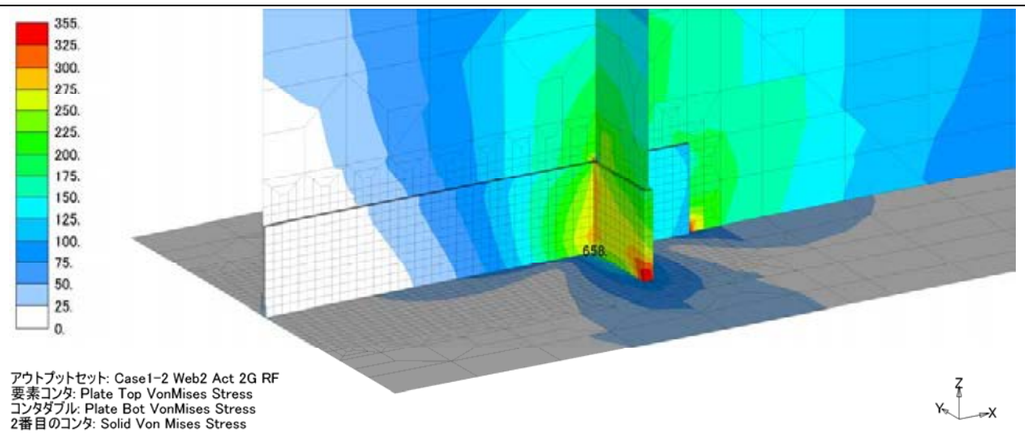


Y方向変位 詳細 主桁腹板断面

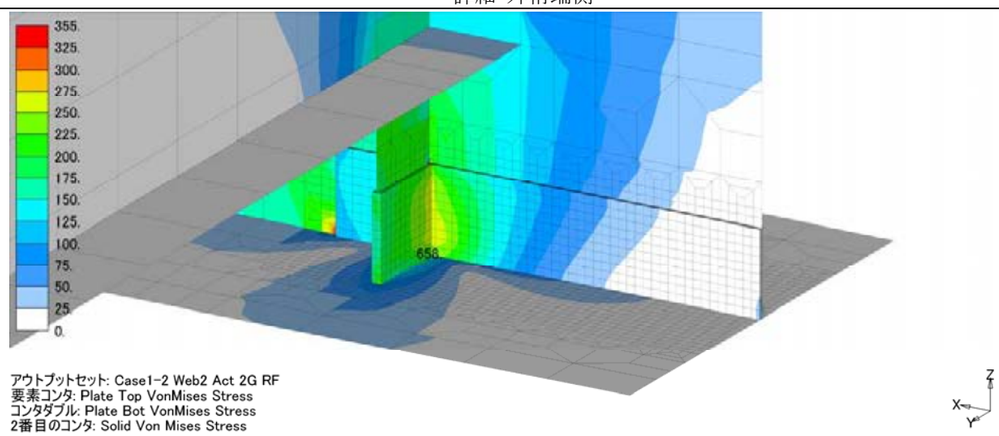
図 2-3-3-13 Case1-2 Web2 活荷重 2G 補強あり 変形[mm]



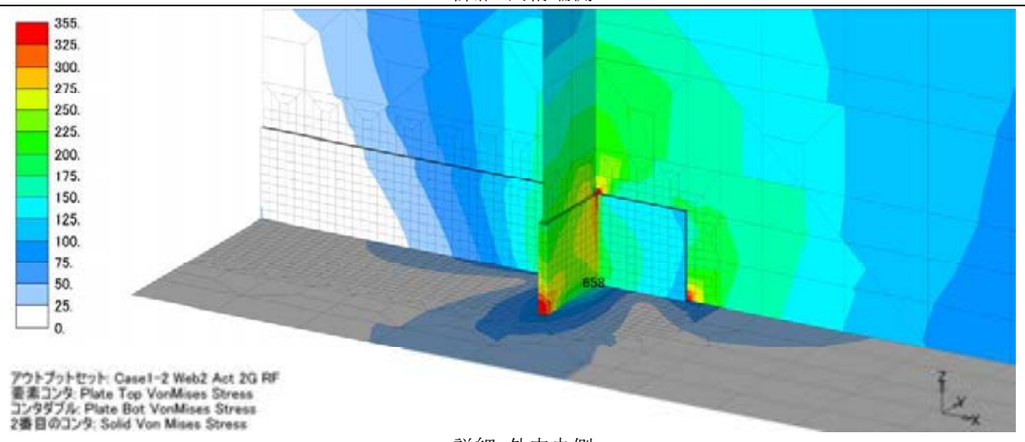
固定支承側　俯瞰



詳細　外桁端側



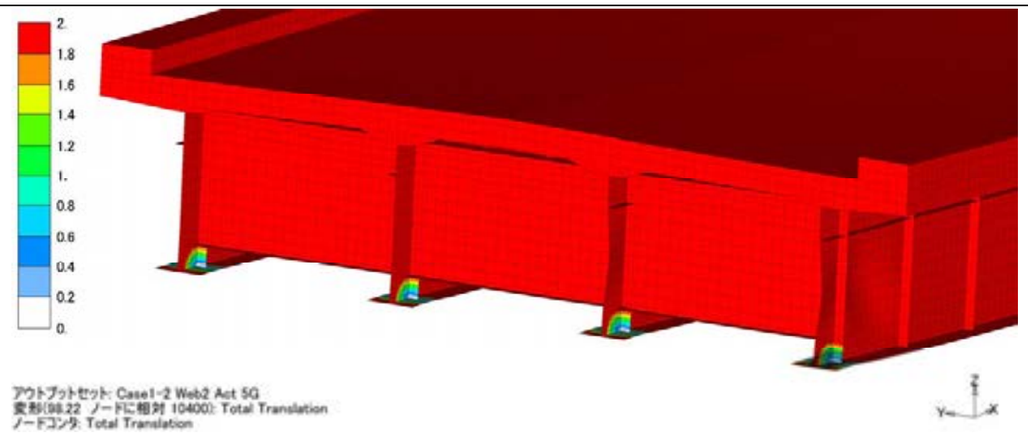
詳細　内桁端側



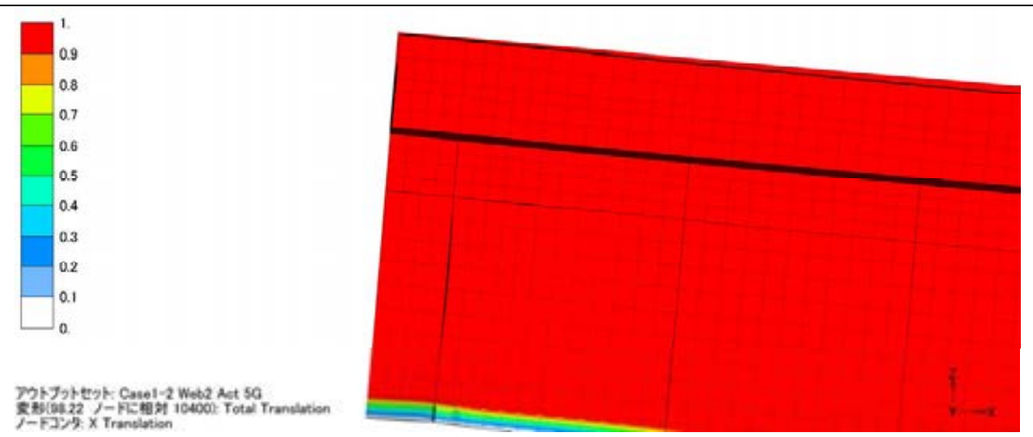
詳細　外中央側

図 2-3-3-14 Case1-2 Web2 活荷重 2G 補強あり VonMises 応力[N/mm^2]

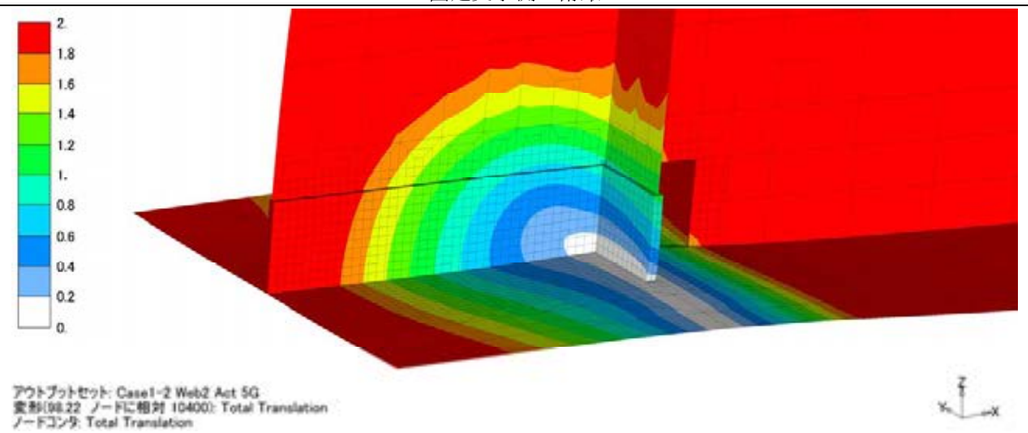
⑤ 5G 補強なし



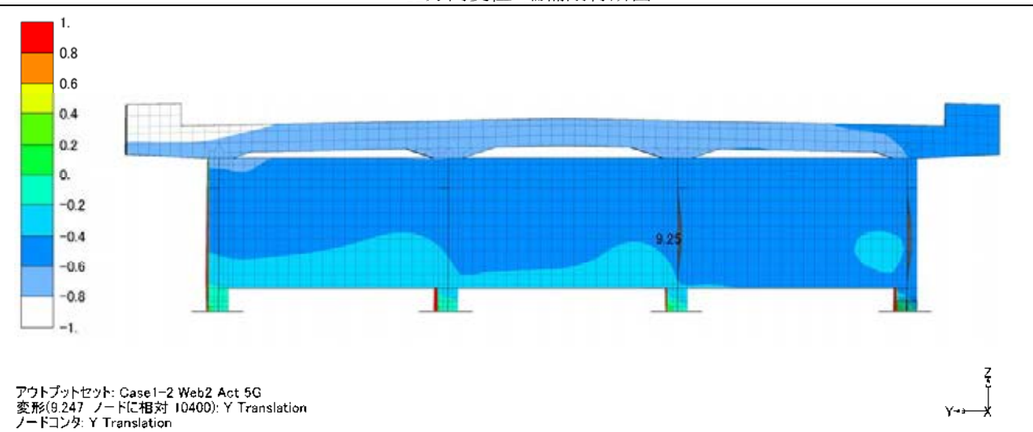
固定支承側　俯瞰



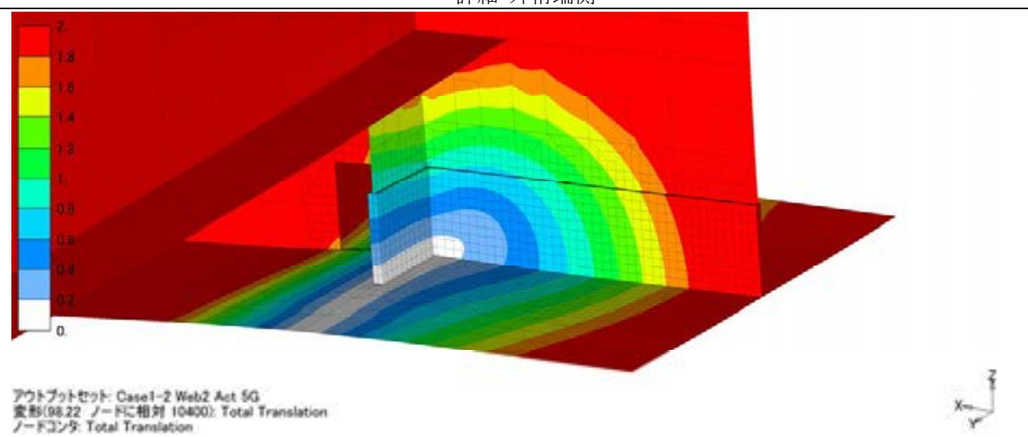
X方向変位　端補剛材断面



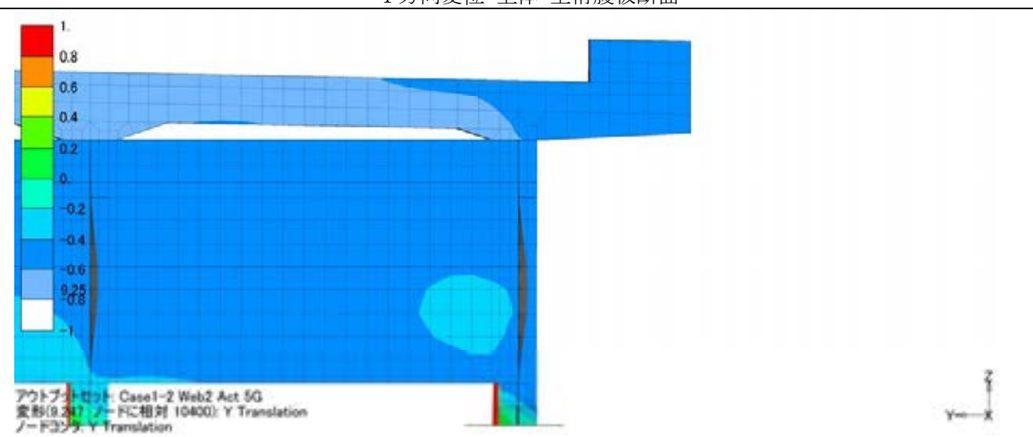
詳細　外桁端側



Y方向変位　全体　主桁腹板断面

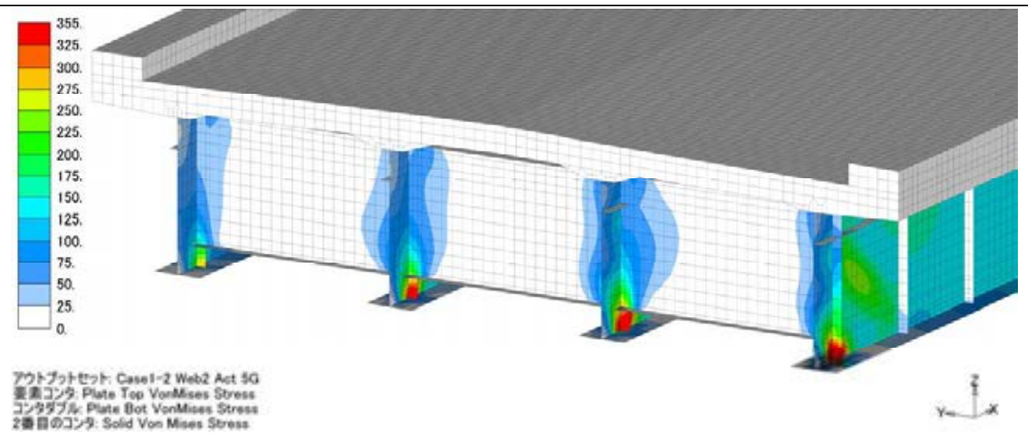


詳細　内桁端側

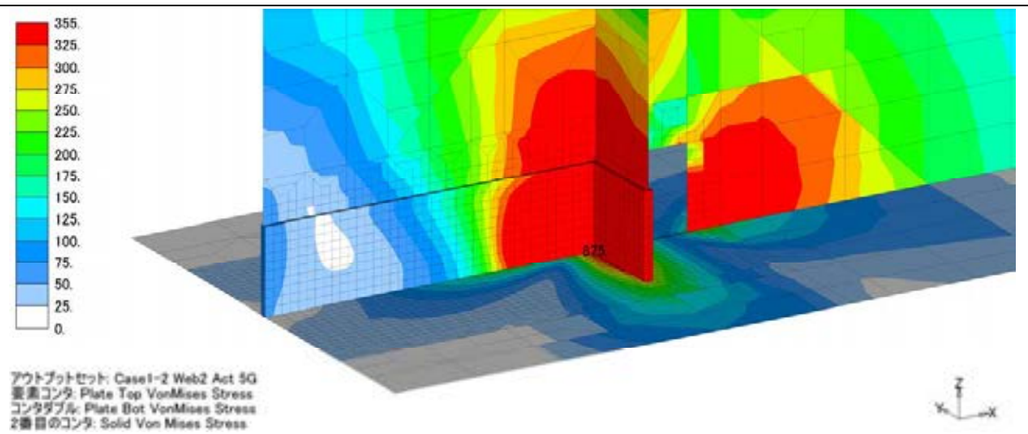


Y方向変位　詳細　主桁腹板断面

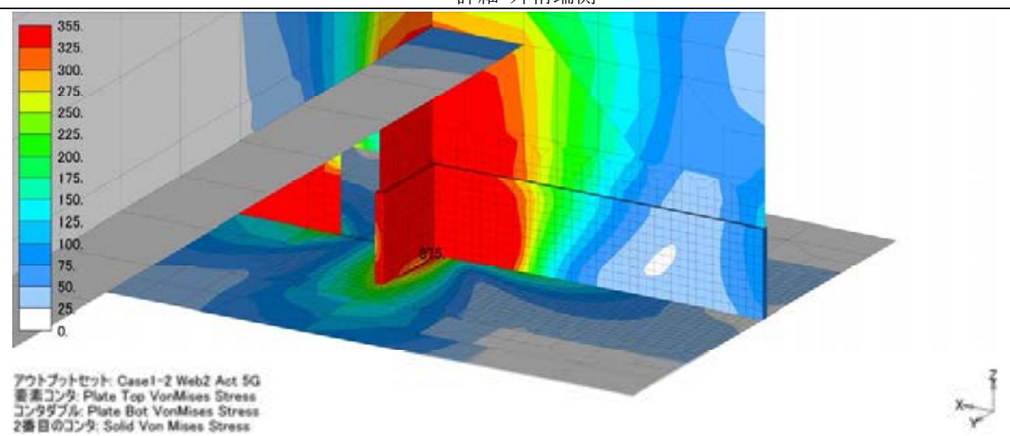
図 2-3-3-15 Case1-2 Web2 活荷重 5G 補強なし 変形[mm]



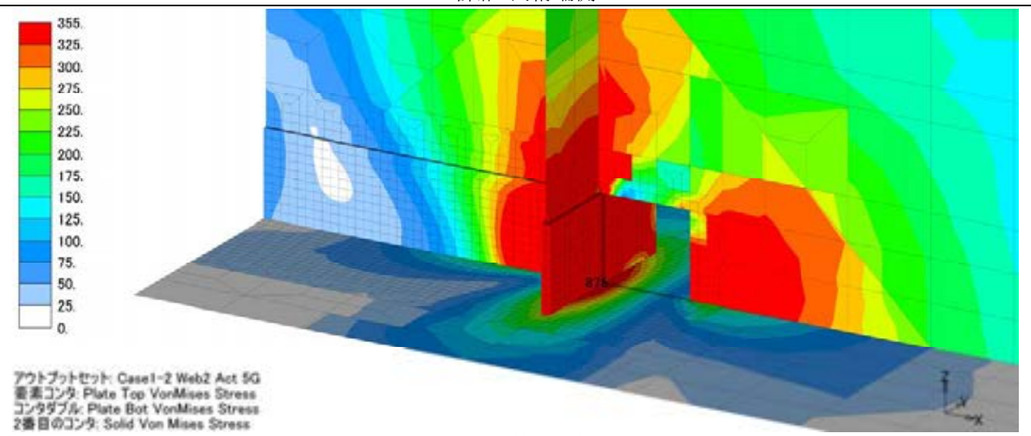
固定支承側　俯瞰



詳細　外桁端側



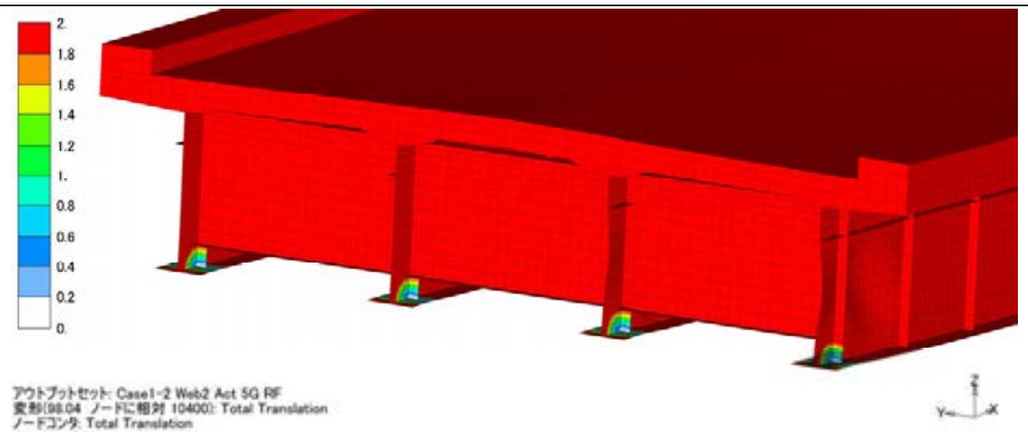
詳細　内桁端側



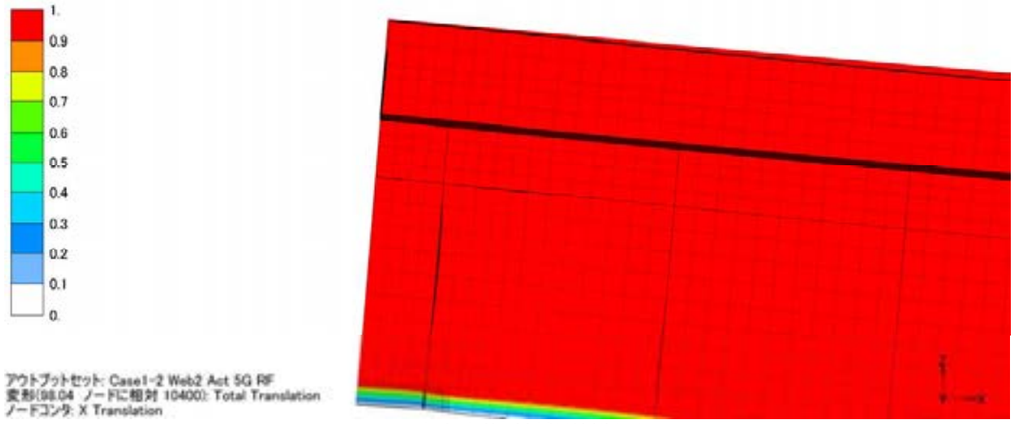
詳細　外中央側

図 2-3-3-16 Case1-2 Web2 活荷重 5G 補強なし VonMises 応力[N/mm^2]

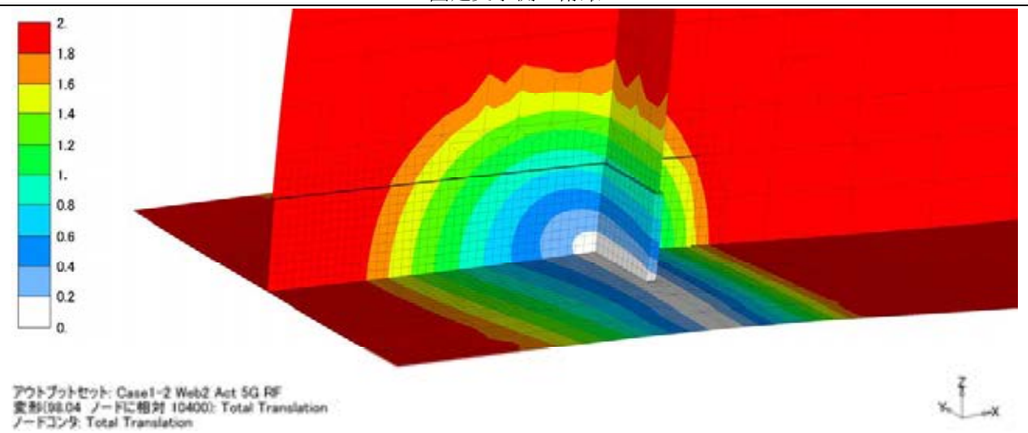
⑥ 5G 補強あり



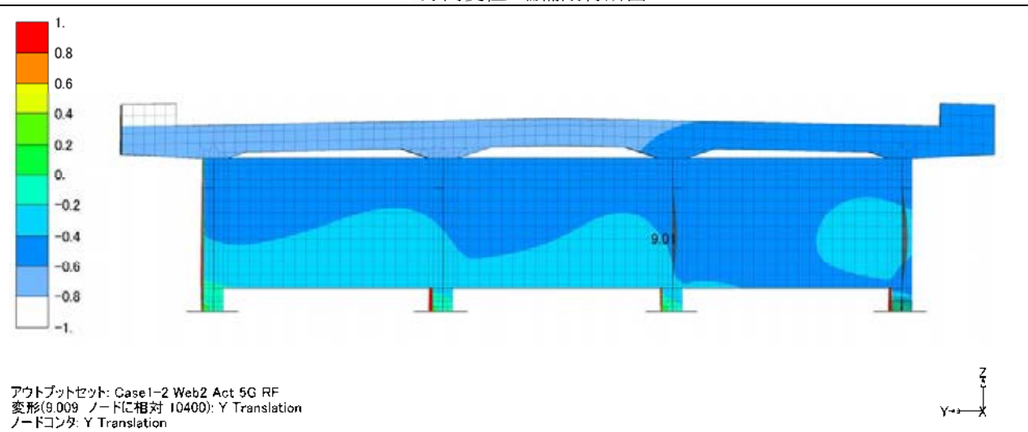
固定支承側　俯瞰



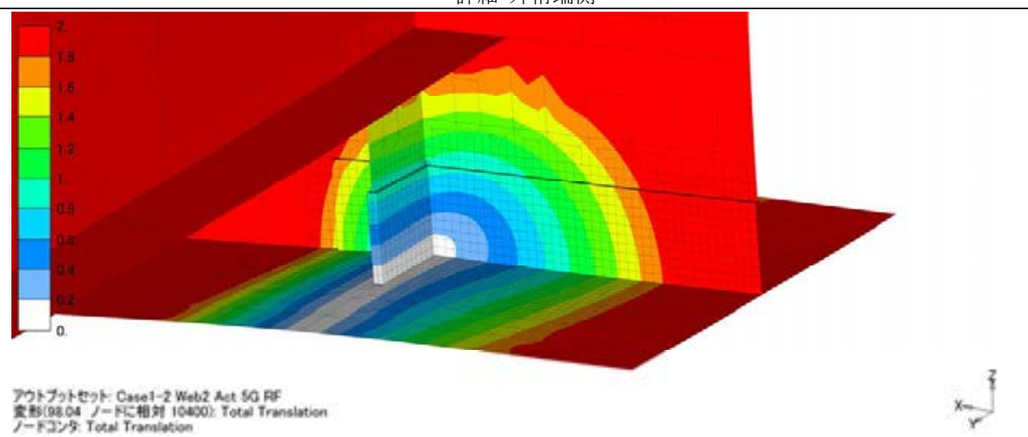
X方向変位　端補剛材断面



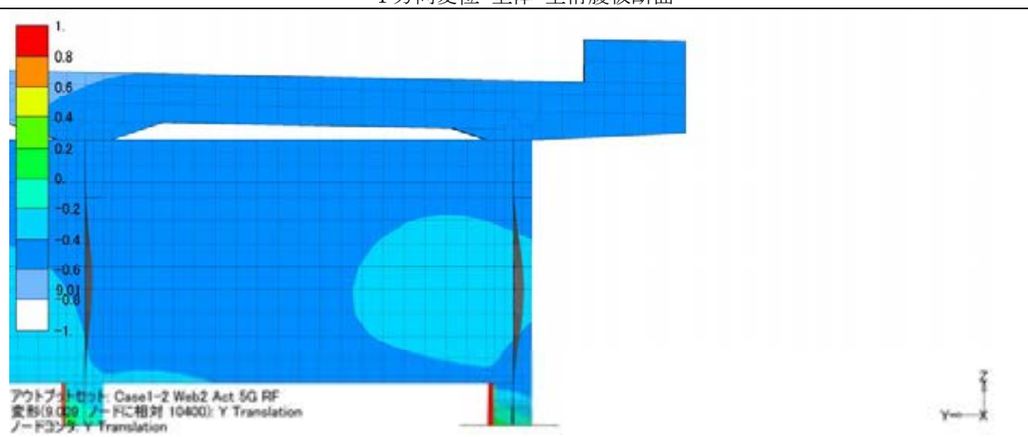
詳細　外桁端側



Y方向変位　全体　主桁腹板断面

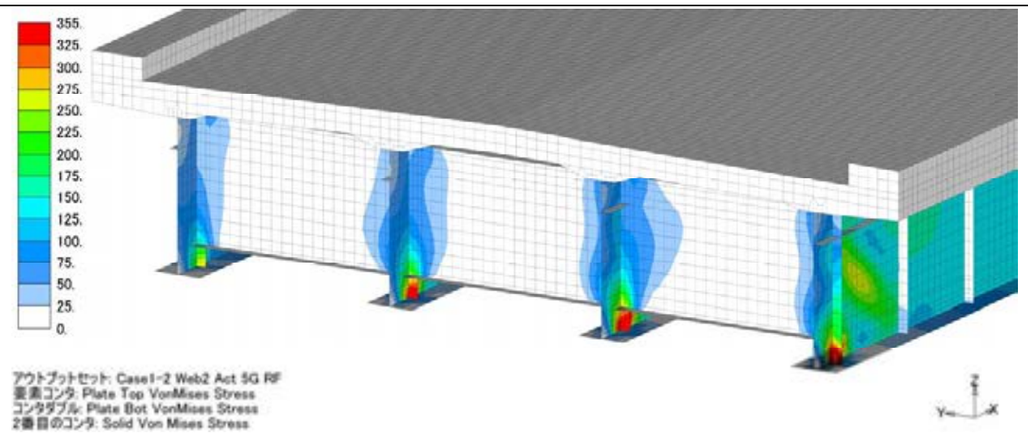


詳細　内桁端側

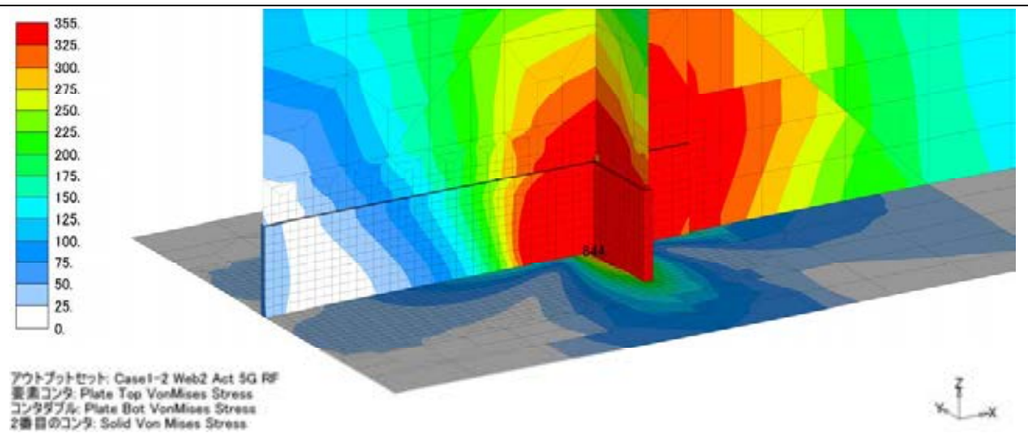


Y方向変位　詳細　主桁腹板断面

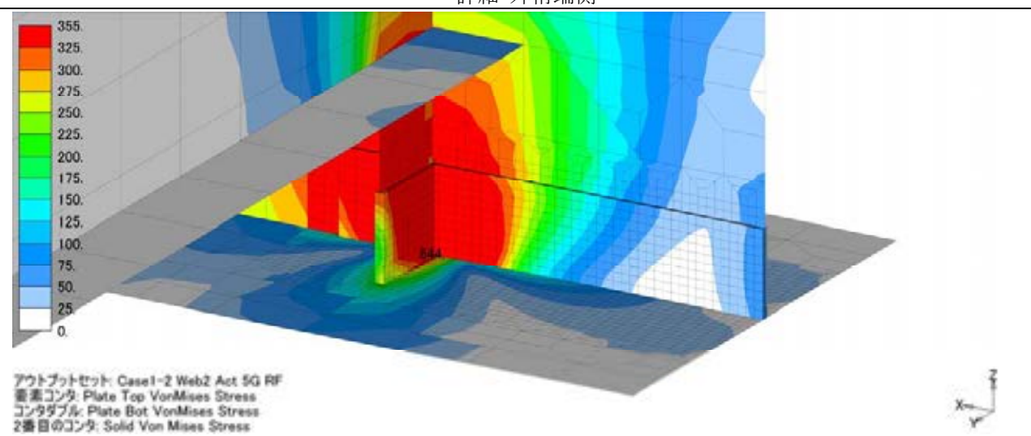
図 2-3-3-17 Case1-2 Web2 活荷重 5G 補強あり 変形[mm]



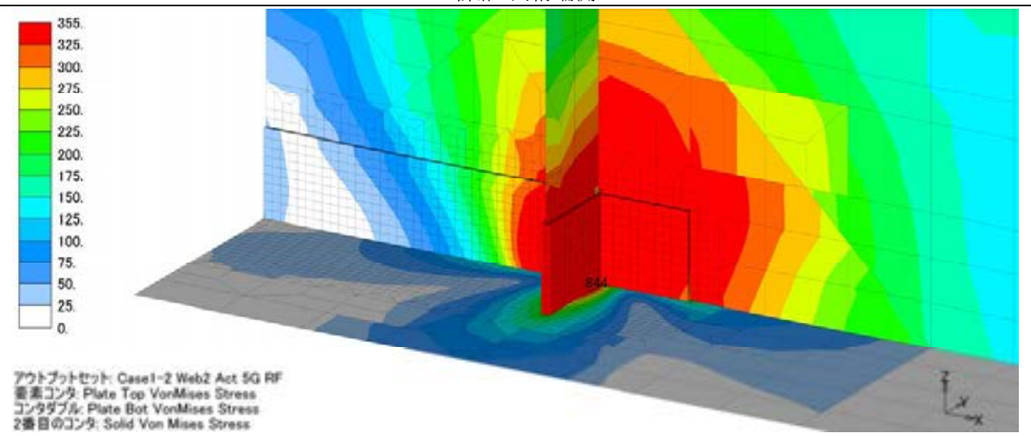
固定支承側　俯瞰



詳細　外桁端側



詳細　内桁端側



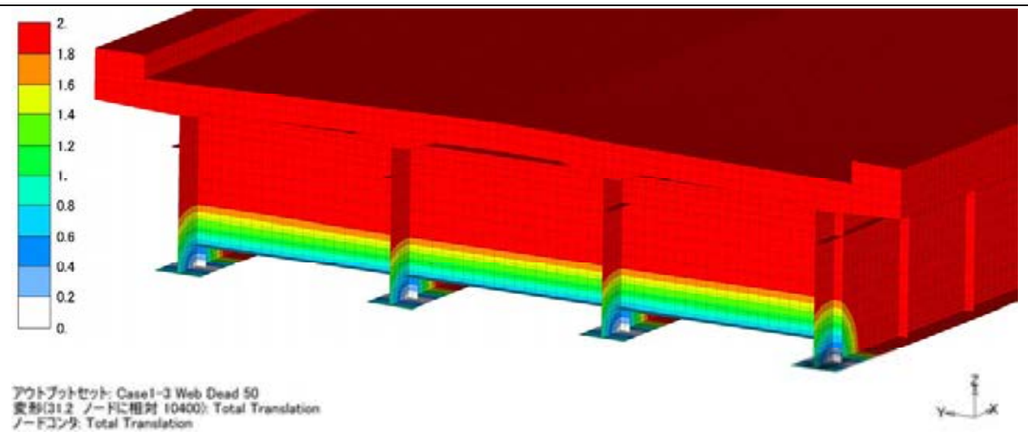
詳細　外中央側

図 2-3-3-18 Case1-2 Web2 活荷重 5G 補強あり VonMises 応力[N/mm^2]

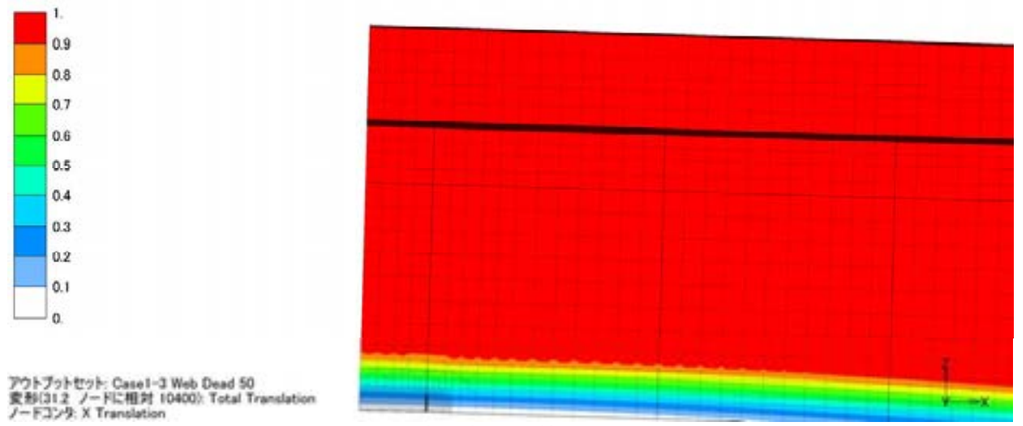
付録2-3-4. Case1-3 Web

1) 死荷重

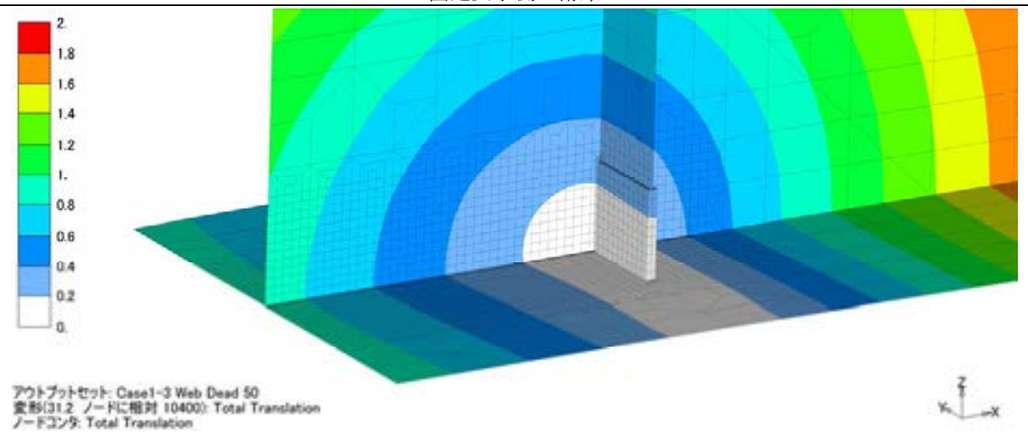
① 板厚半欠損



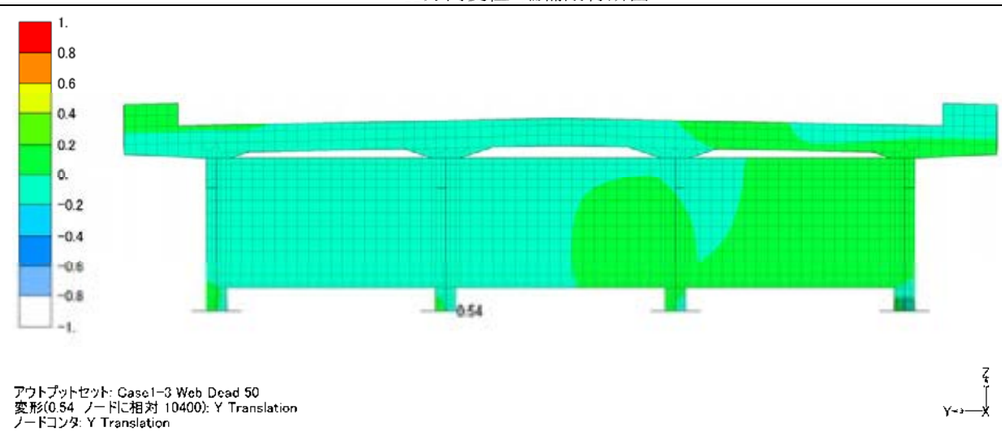
固定支承側　俯瞰



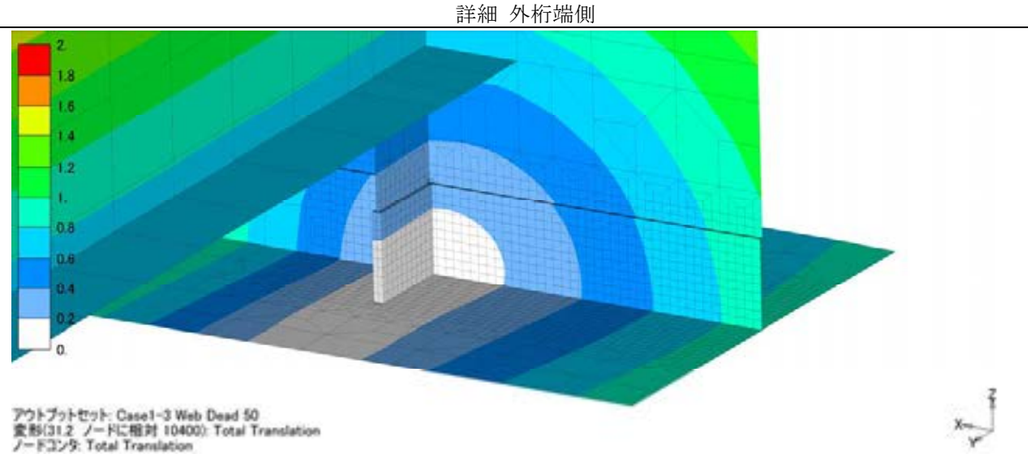
X方向変位　端補剛材断面



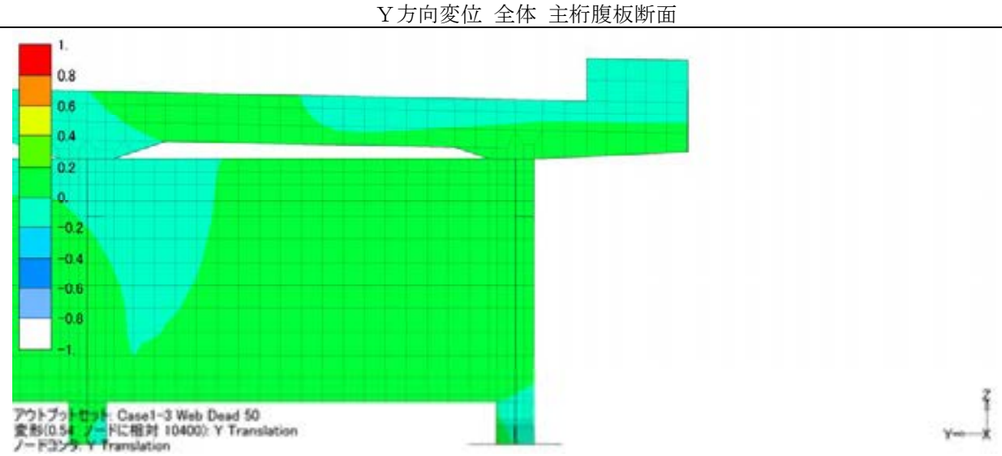
詳細　外桁端側



Y方向変位　全体　主桁腹板断面

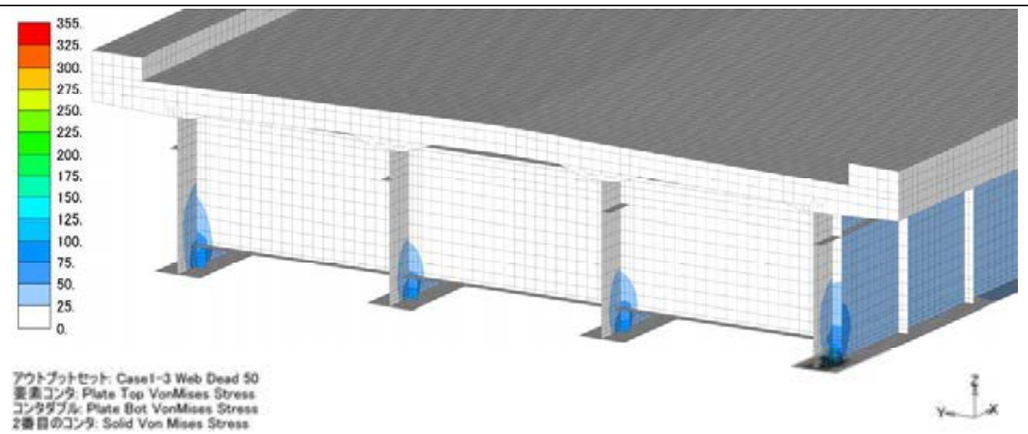


詳細　内桁端側

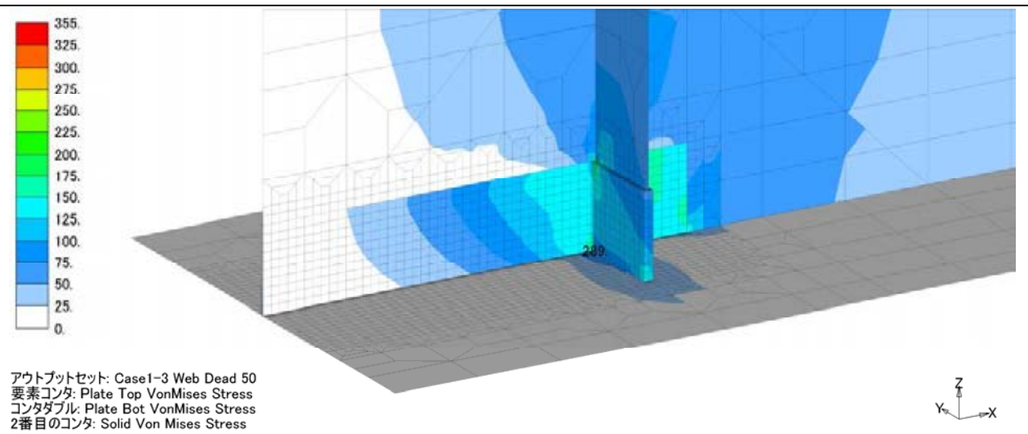


Y方向変位　詳細　主桁腹板断面

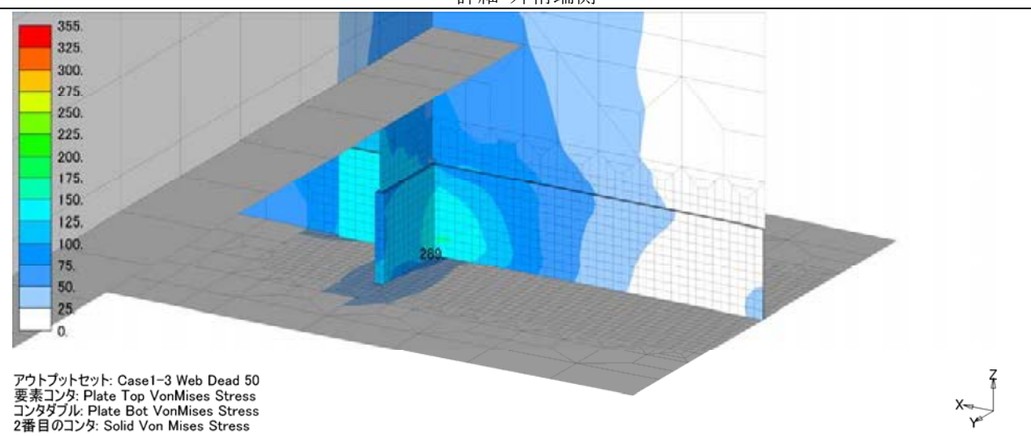
図 2-3-4-1 Case1-3 Web 死荷重 板厚半欠損 変形[mm]



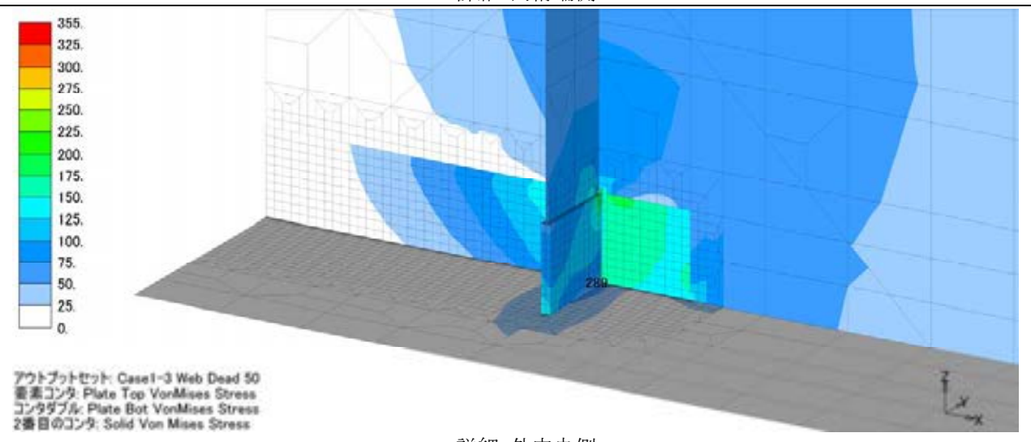
固定支承側　俯瞰



詳細　外桁端側



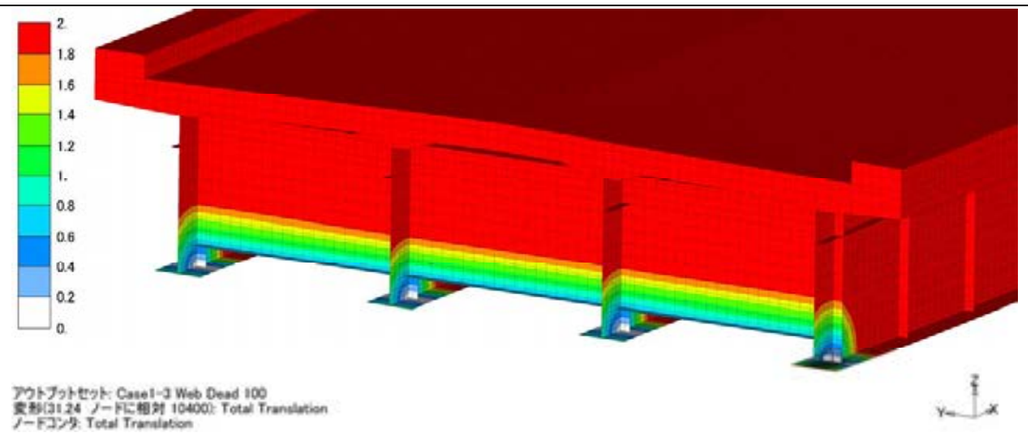
詳細　内桁端側



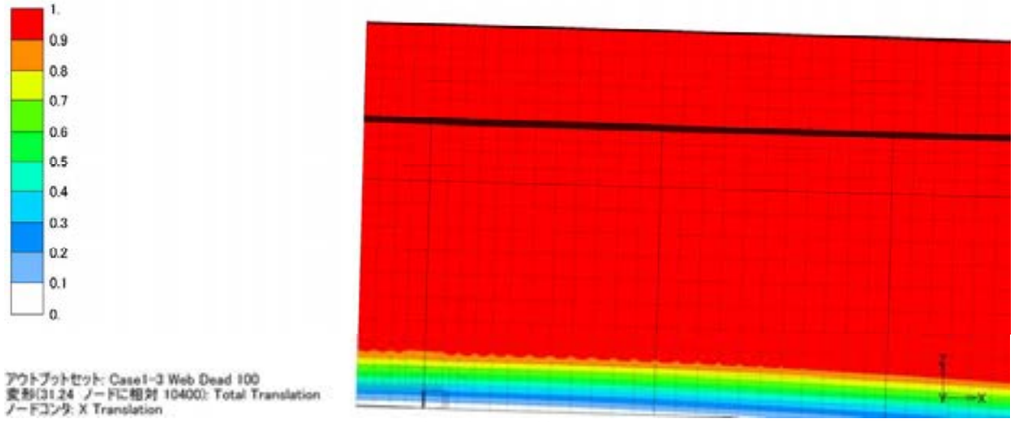
詳細　外中央側

図 2-3-4-2 Case1-3 Web 死荷重 板厚半欠損 VonMises 応力[N/mm^2]

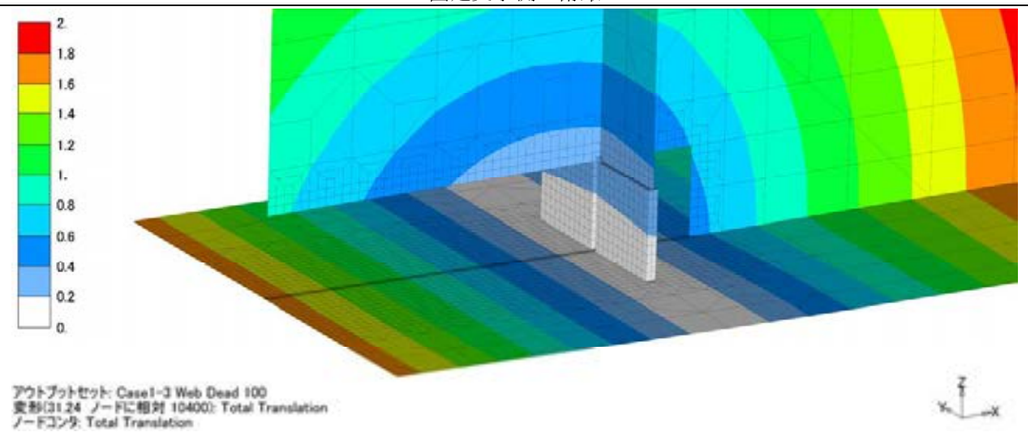
② 板厚全欠損



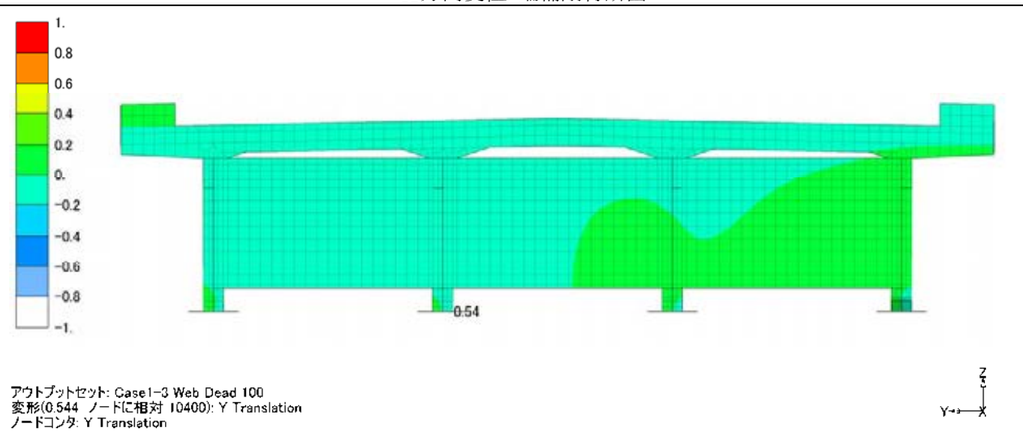
固定支承側　俯瞰



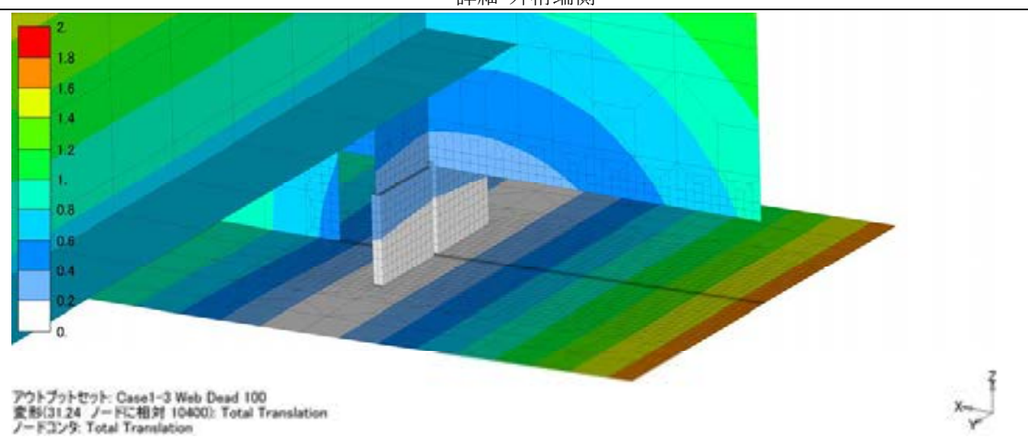
X方向変位　端補剛材断面



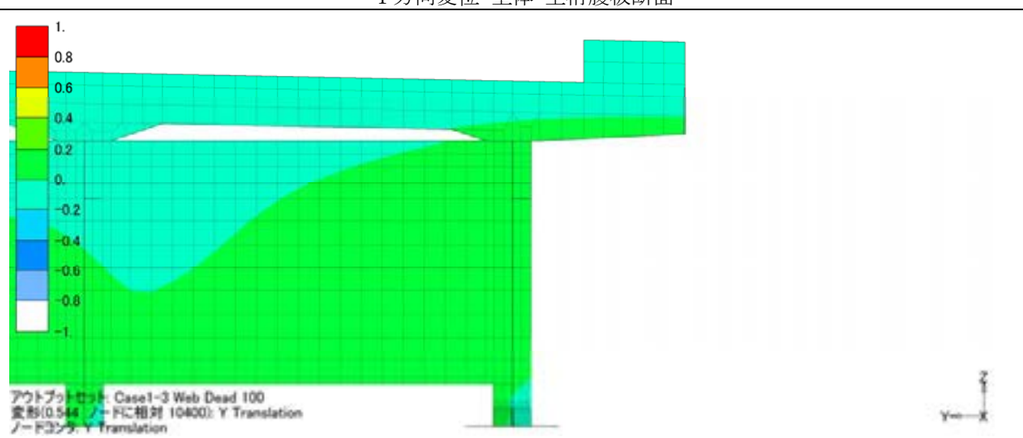
詳細　外桁端側



Y方向変位　全体　主桁腹板断面

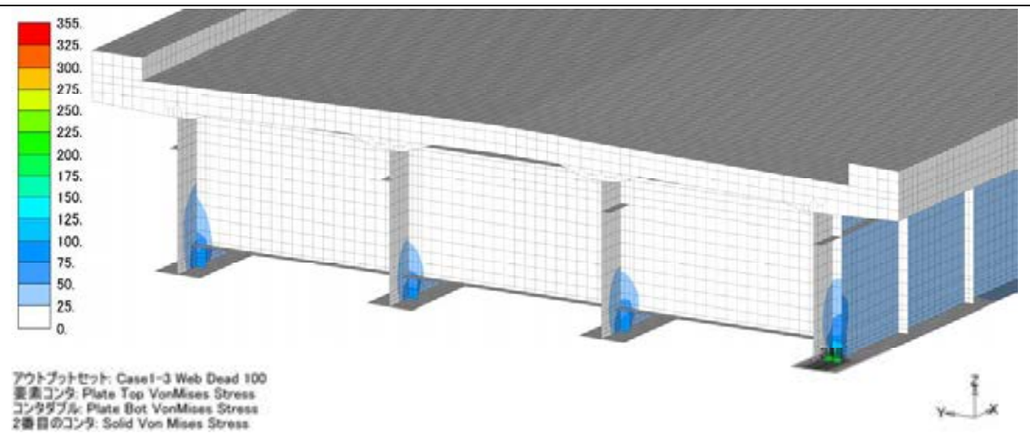


詳細　内桁端側

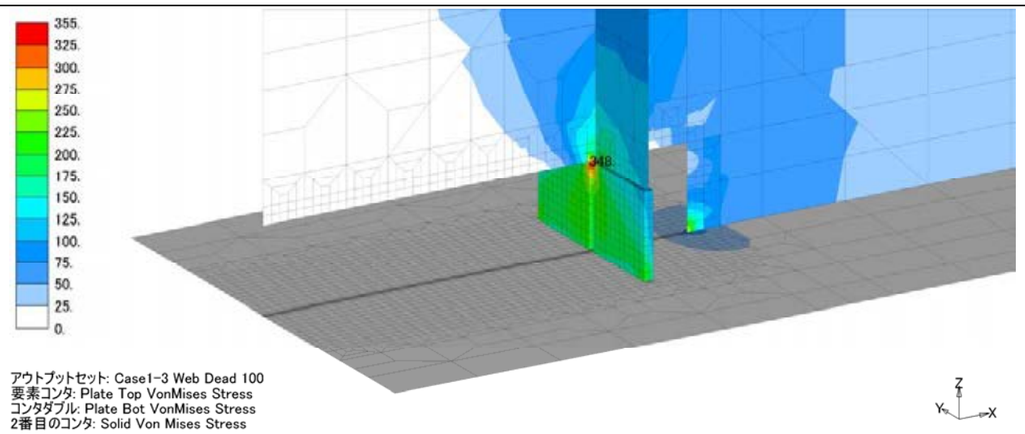


Y方向変位　詳細　主桁腹板断面

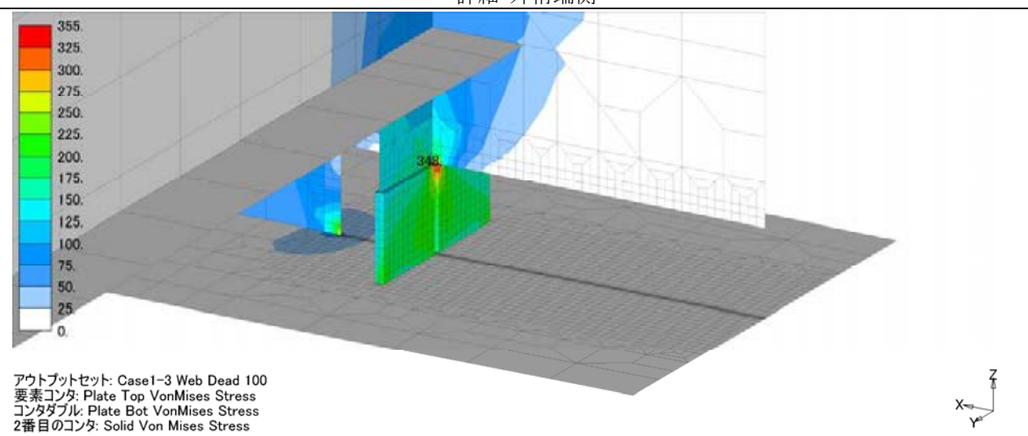
図 2-3-4-3 Case1-3 Web 死荷重 板厚全欠損 変形[mm]



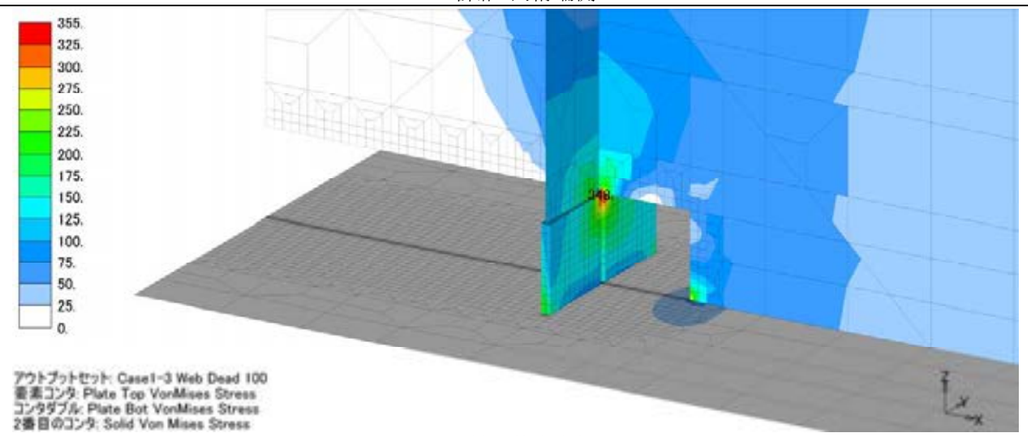
固定支承側　俯瞰



詳細　外桁端側



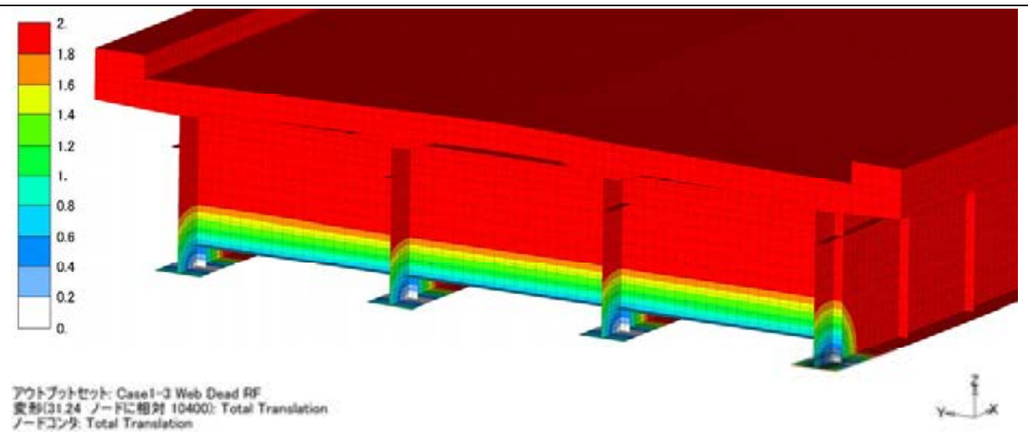
詳細　内桁端側



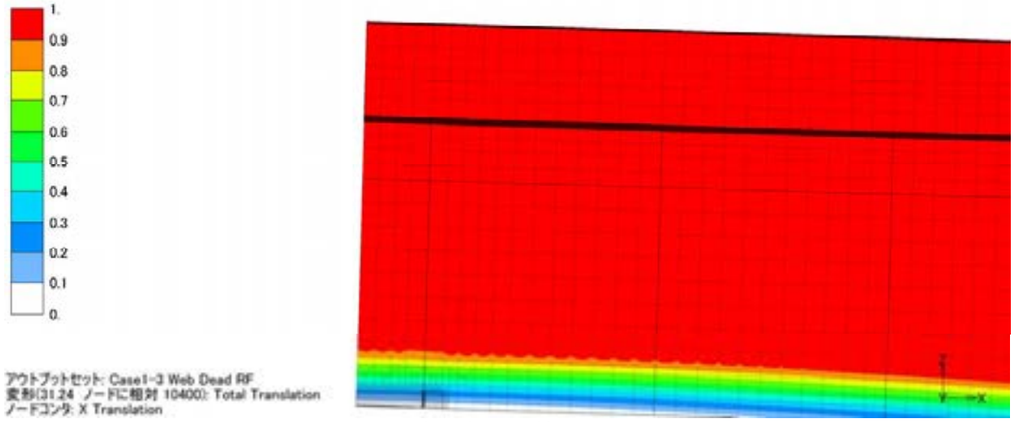
詳細　外中央側

図 2-3-4-4 Case1-3 Web 死荷重 板厚全欠損 VonMises 応力[N/mm^2]

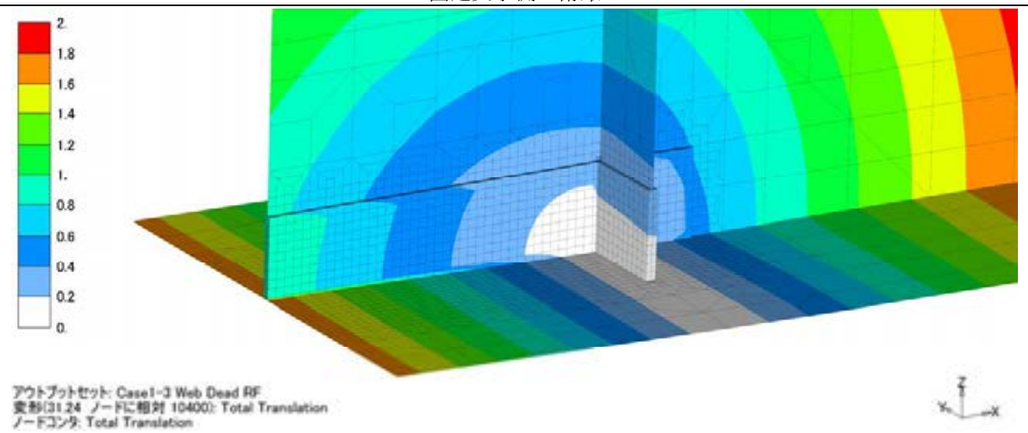
③ 補強後



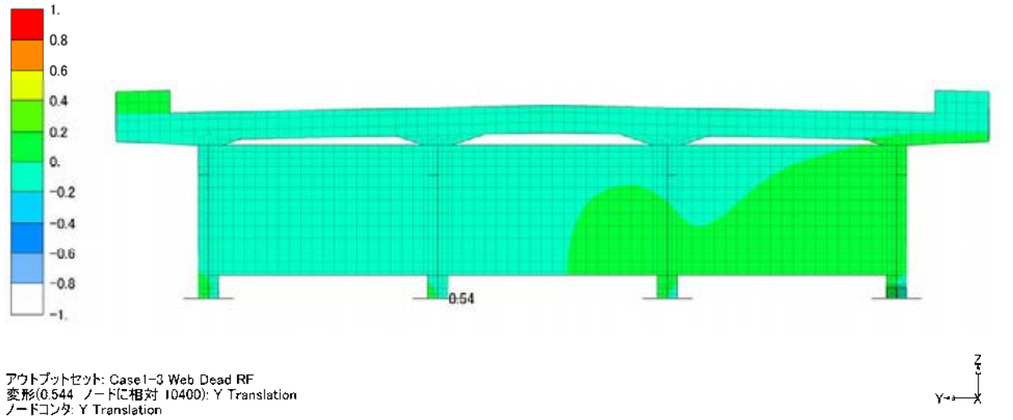
固定支承側　俯瞰



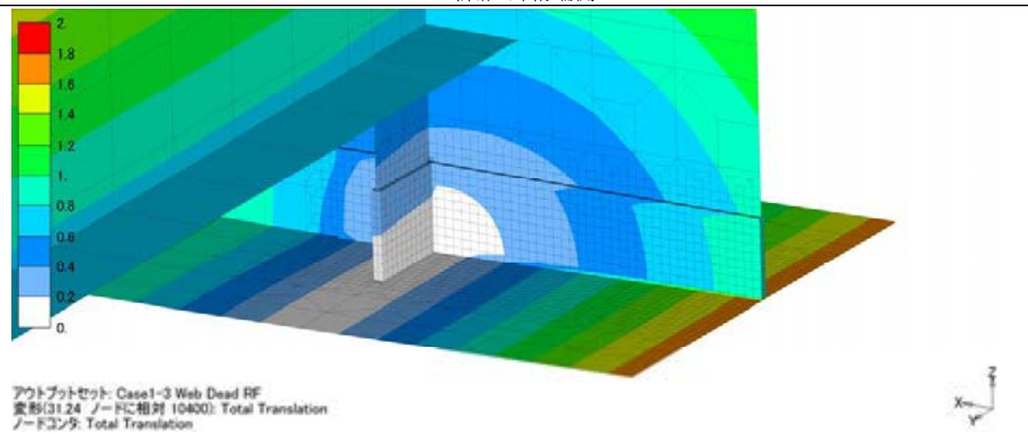
X方向変位　端補剛材断面



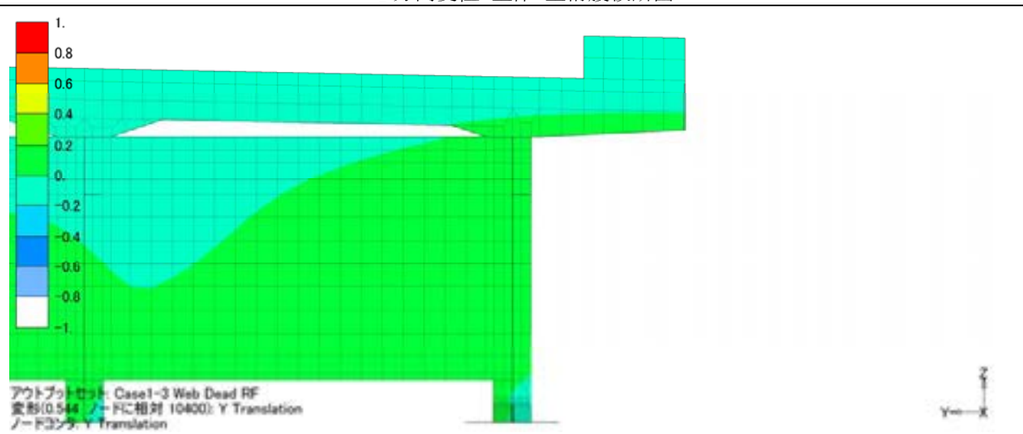
詳細　外桁端側



Y方向変位　全体　主桁腹板断面

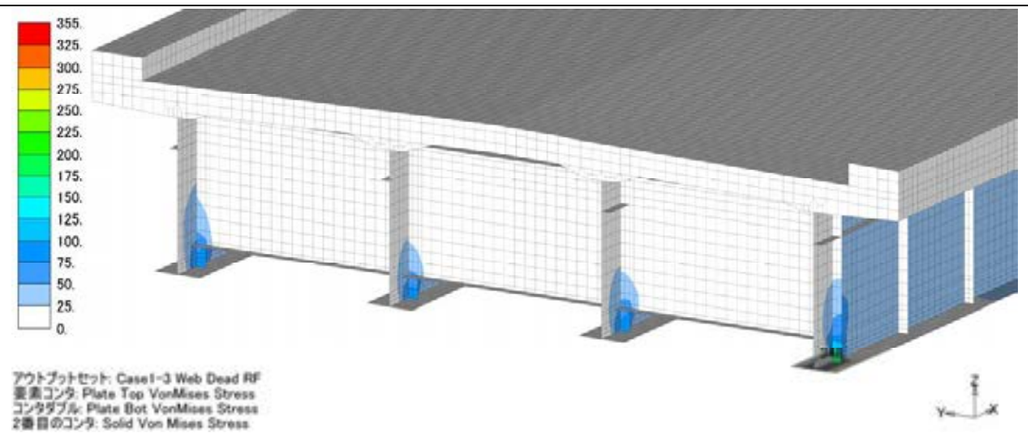


詳細　内桁端側

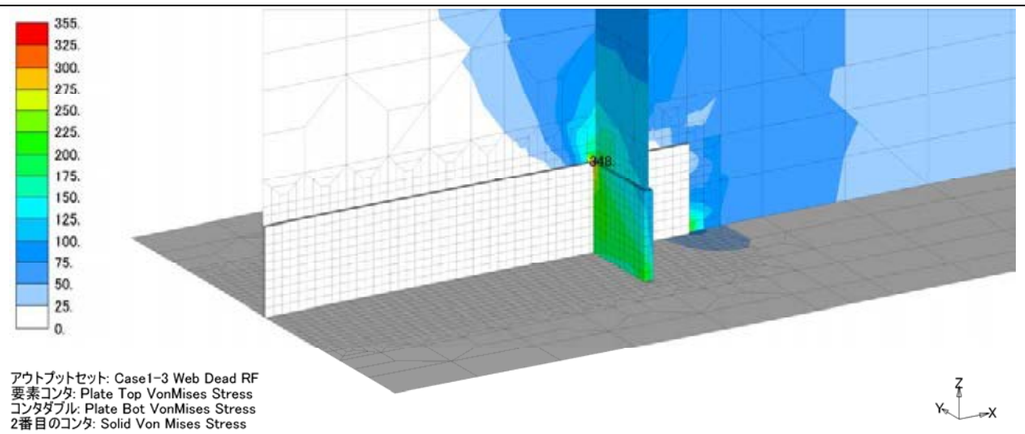


Y方向変位　詳細　主桁腹板断面

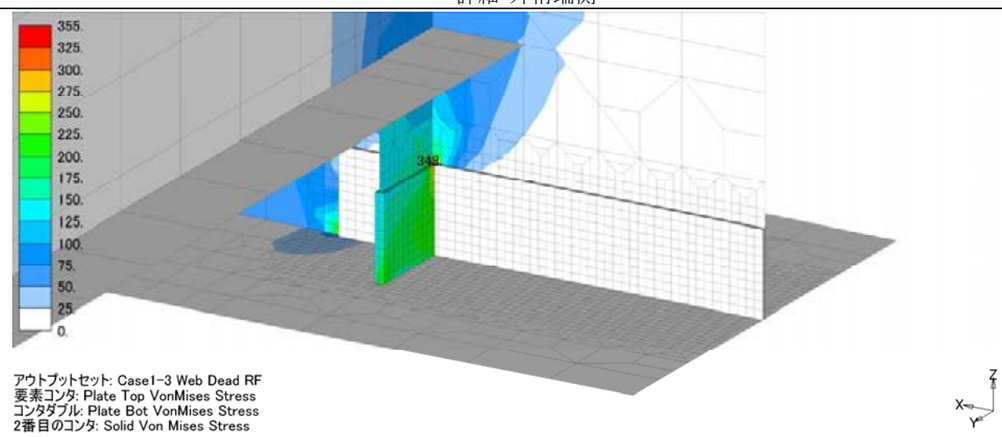
図 2-3-4-5 Case1-3 Web 死荷重 補強後 変形[mm]



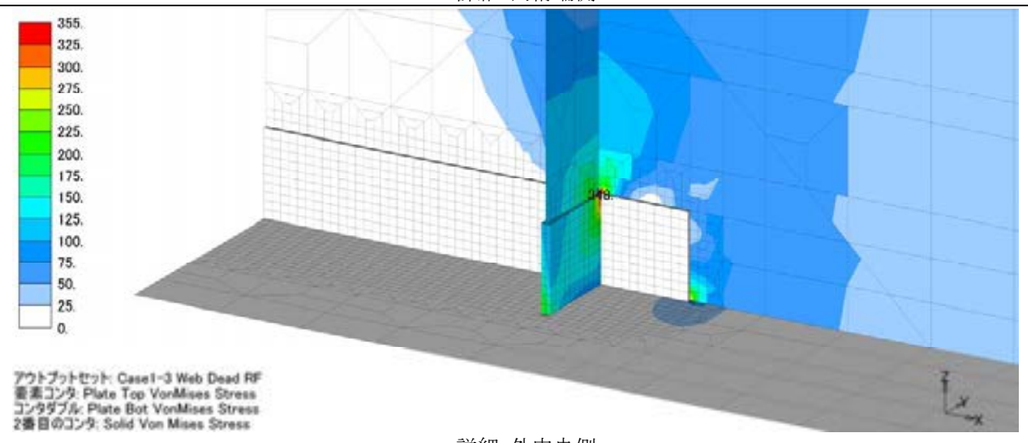
固定支承側　俯瞰



詳細　外桁端側



詳細　内桁端側

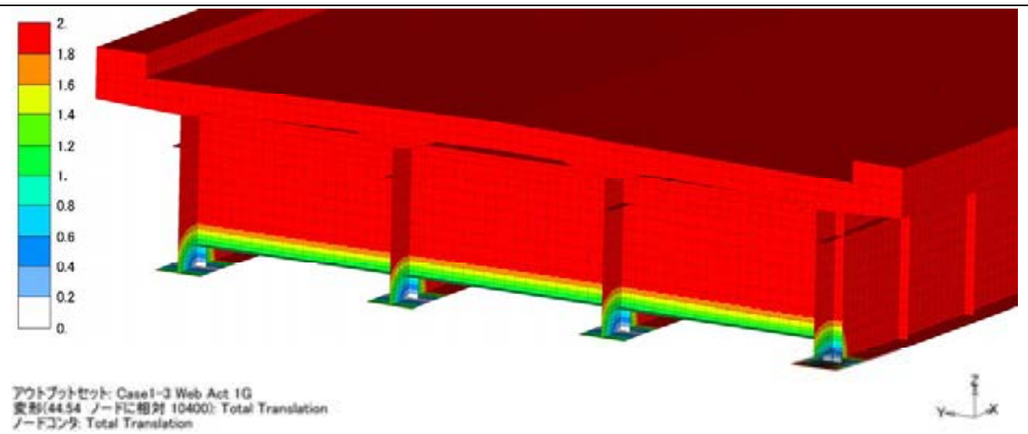


詳細　外中央側

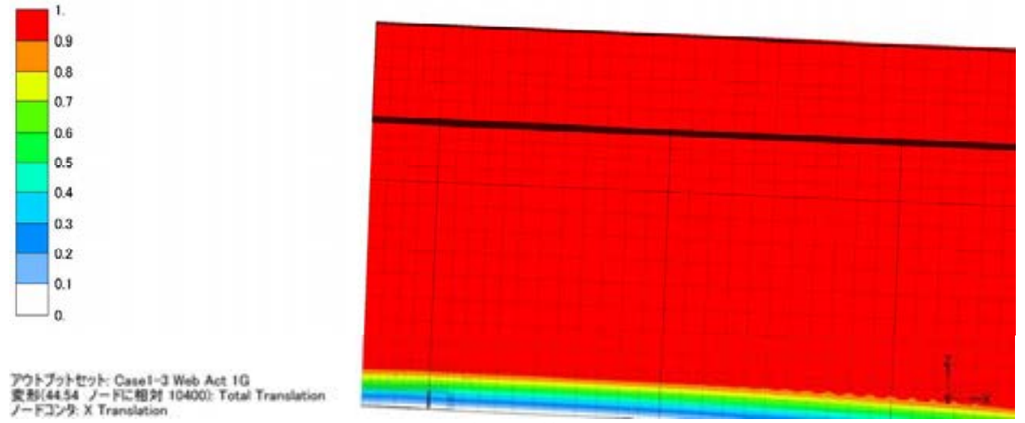
図 2-3-4-6 Case1-3 Web 死荷重 補強後 VonMises 応力[N/mm^2]

2) 活荷重

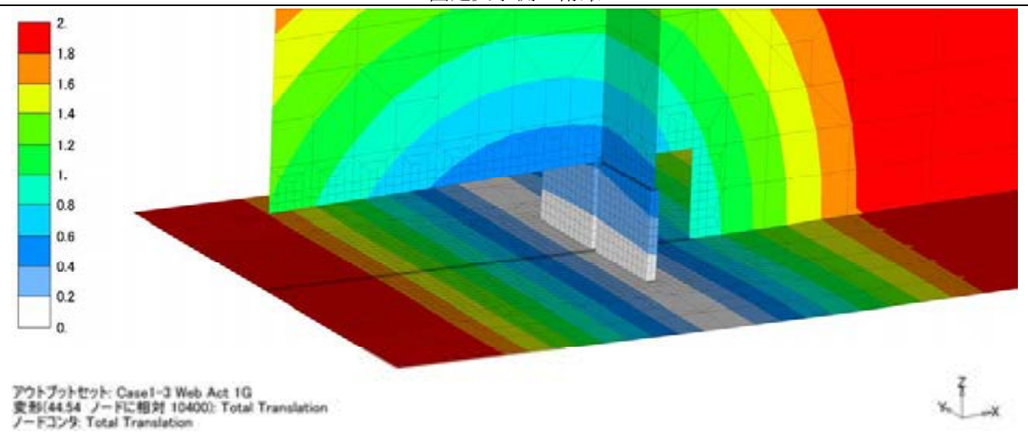
① 1G 補強なし



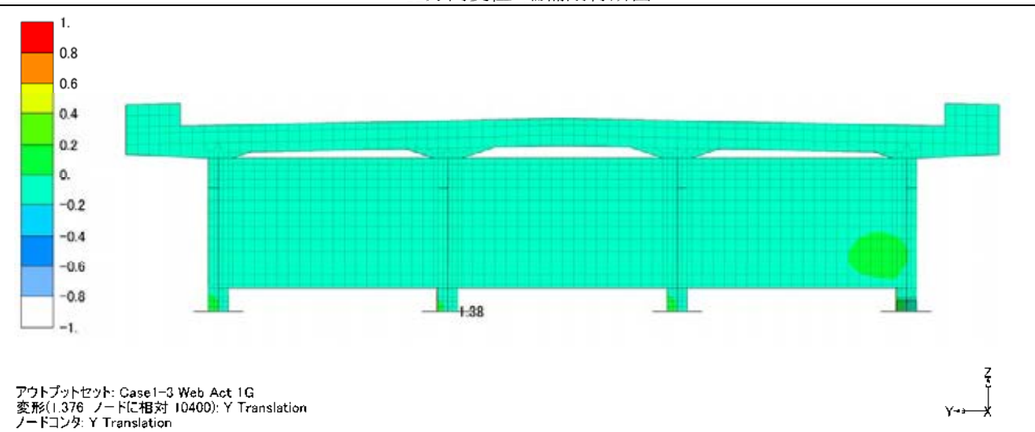
固定支承側　俯瞰



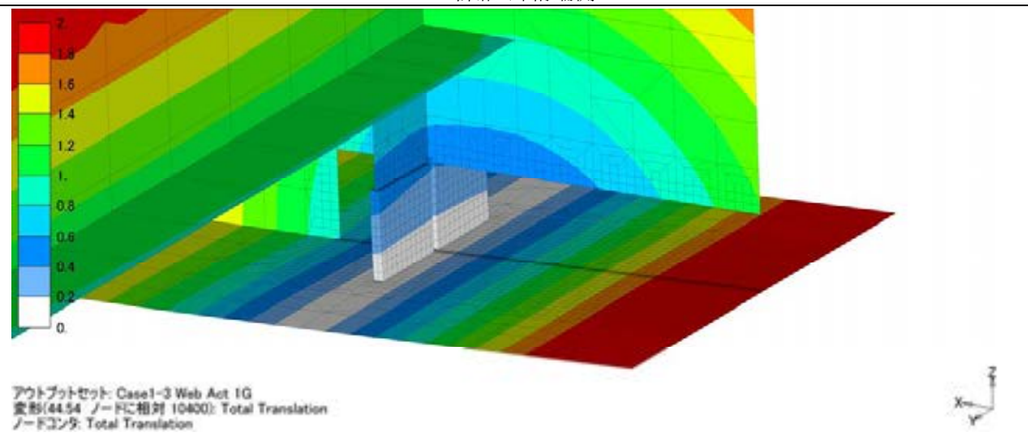
X方向変位　端補剛材断面



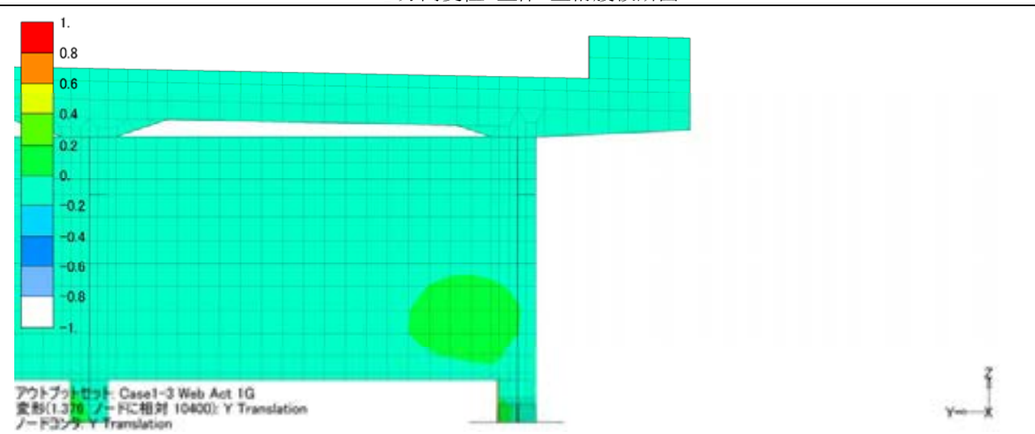
詳細　外桁端側



Y方向変位　全体　主桁腹板断面

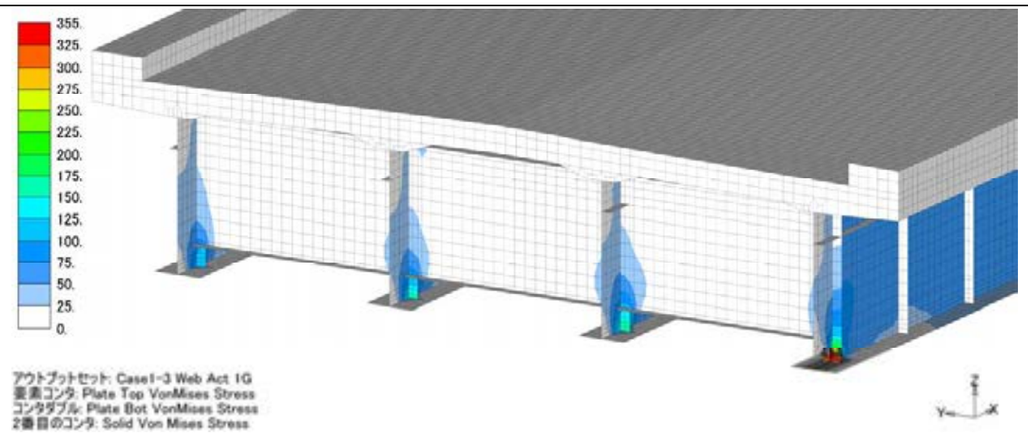


詳細　内桁端側

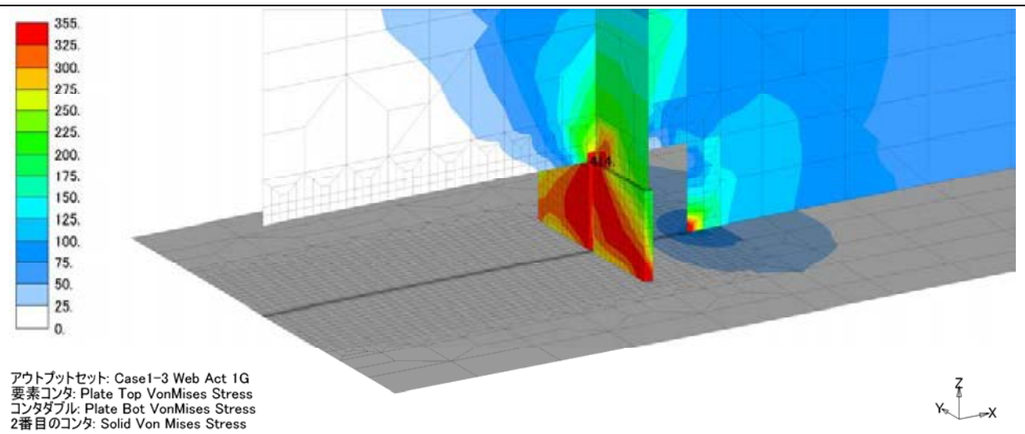


Y方向変位　詳細　主桁腹板断面

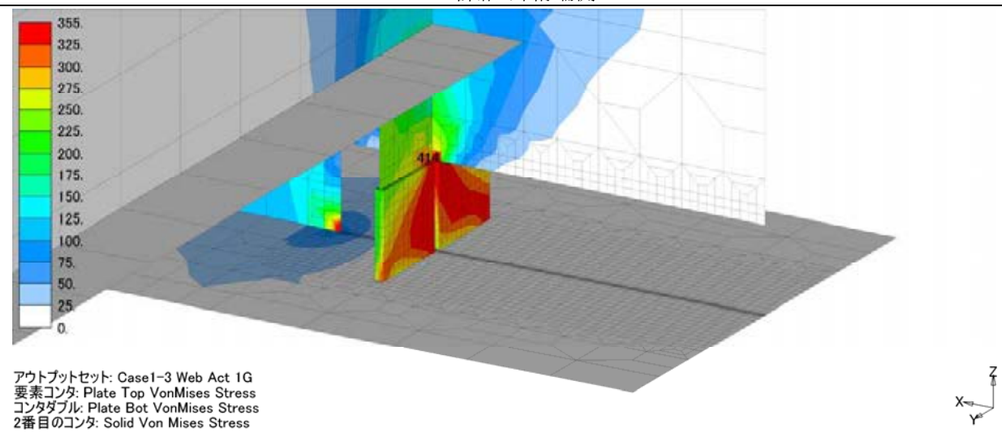
図 2-3-4-7 Case1-3 Web 活荷重 1G 補強なし 変形[mm]



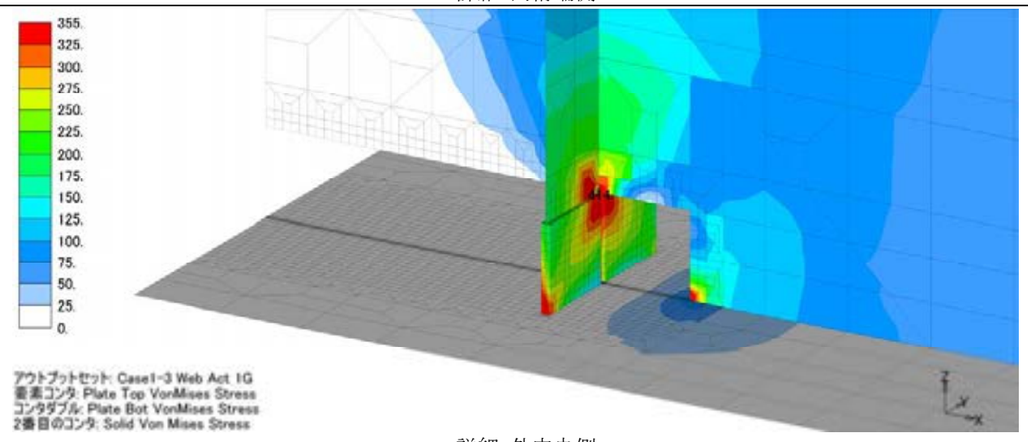
固定支承側　俯瞰



詳細　外桁端側



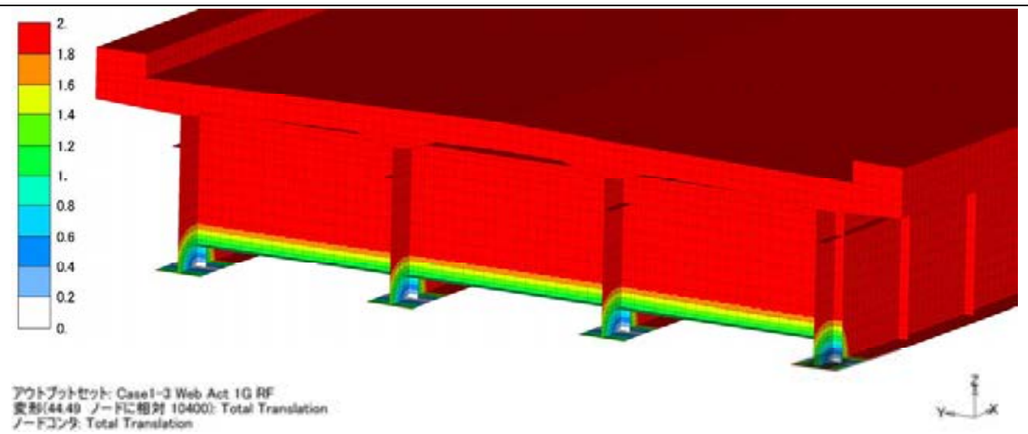
詳細　内桁端側



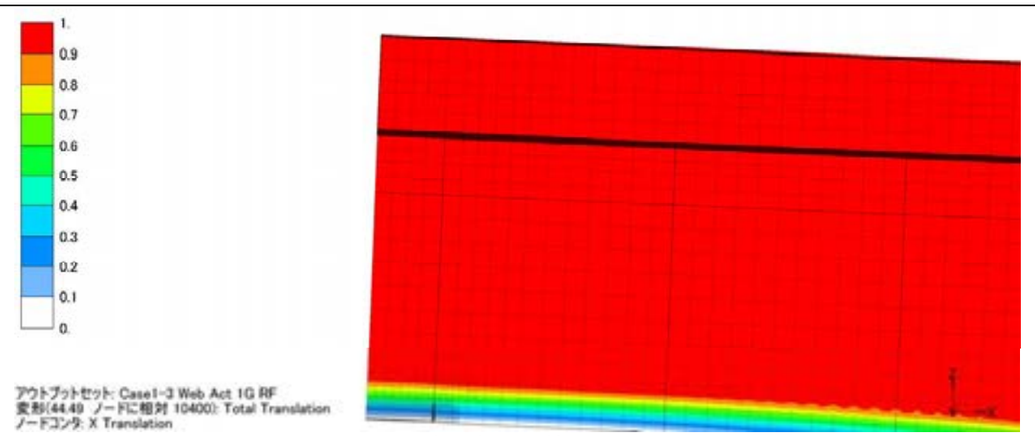
詳細　外中央側

図 2-3-4-8 Case1-3 Web 活荷重 1G 補強なし VonMises 応力[N/mm^2]

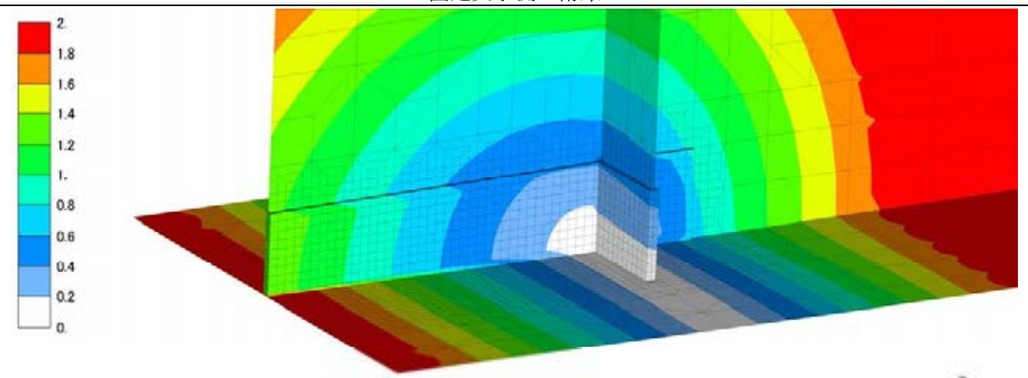
② 1G 補強あり



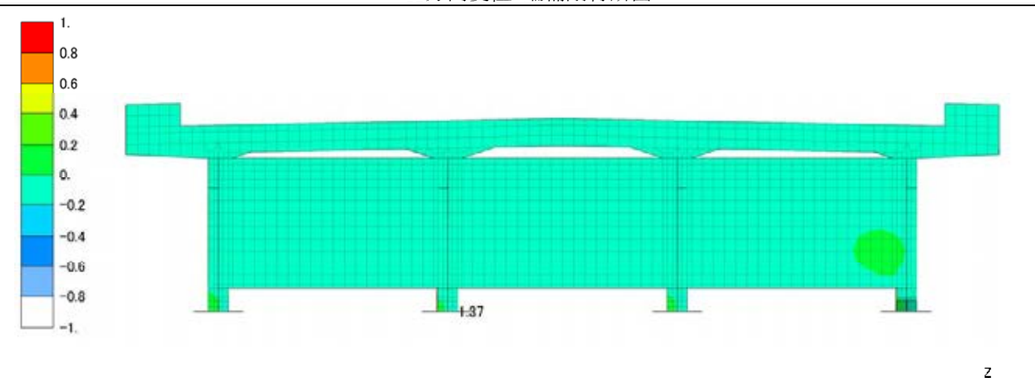
固定支承側　俯瞰



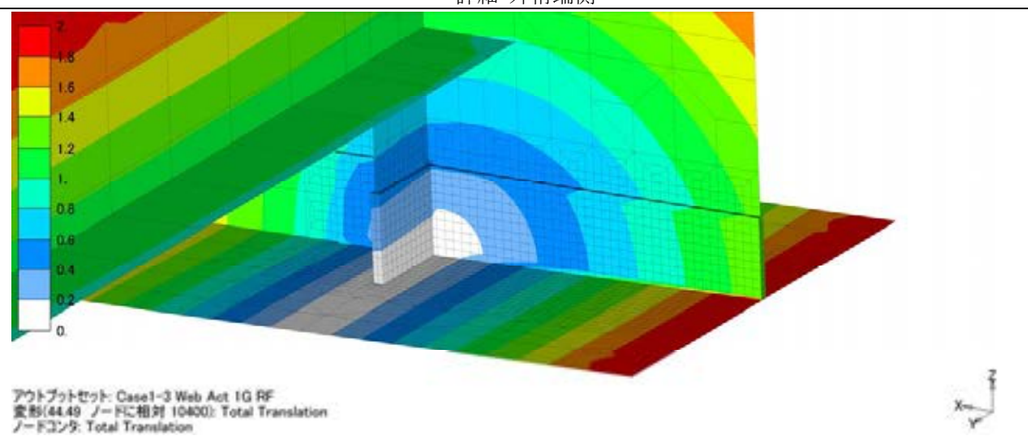
X方向変位　端補剛材断面



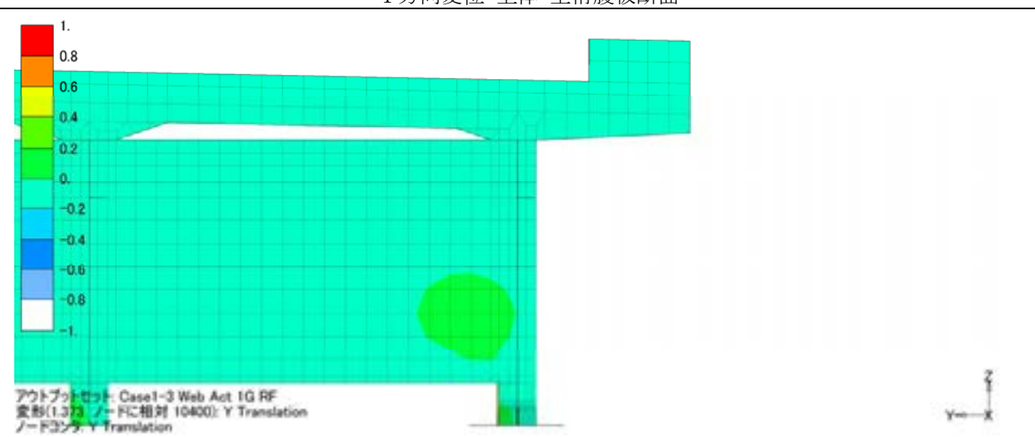
詳細　外桁端側



Y方向変位　全体　主桁腹板断面

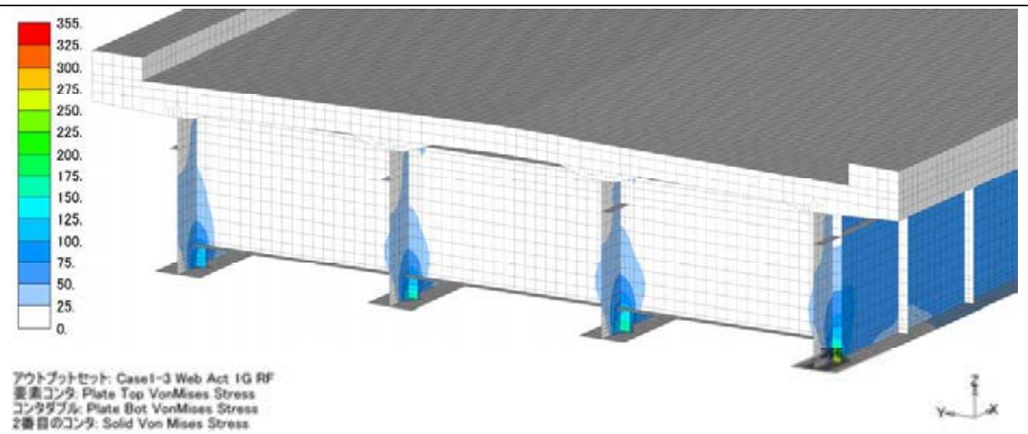


詳細　内桁端側

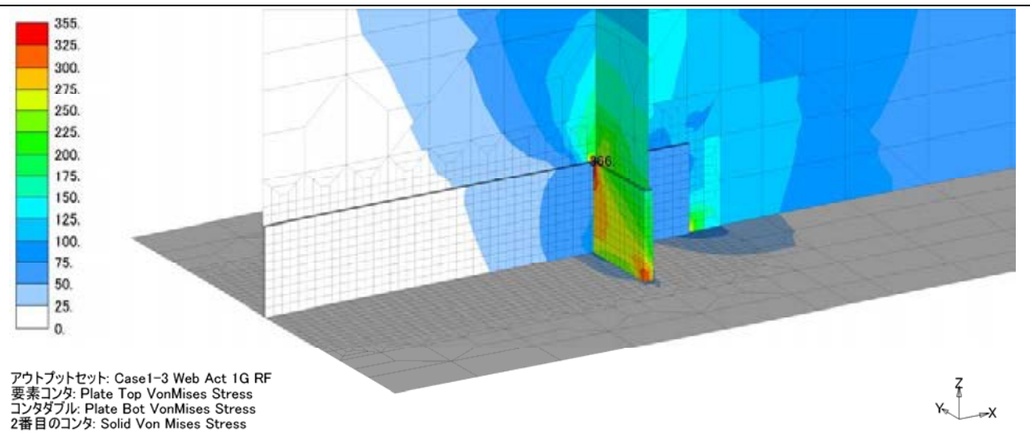


Y方向変位　詳細　主桁腹板断面

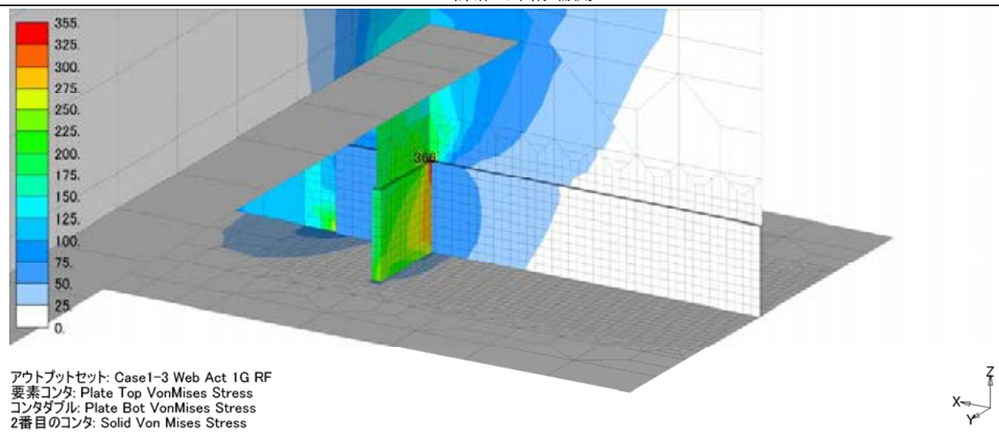
図 2-3-4-9 Case1-3 Web 活荷重 1G 補強あり 変形[mm]



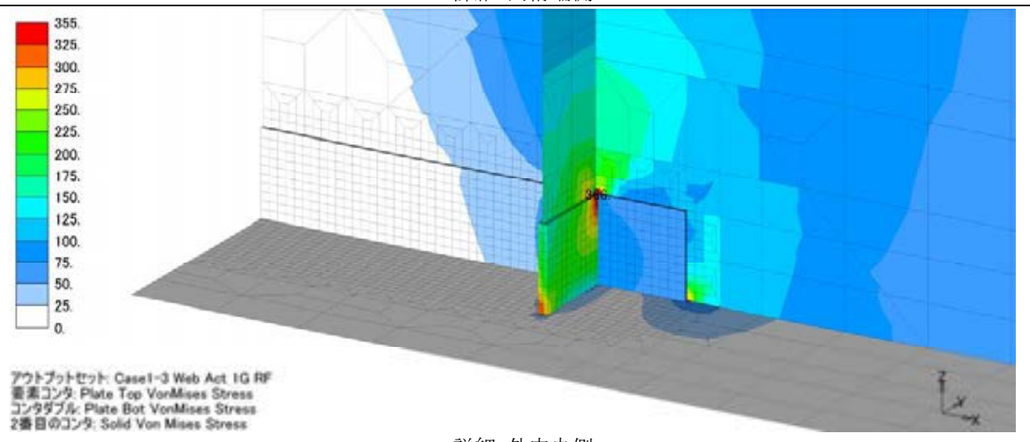
固定支承側　俯瞰



詳細　外桁端側



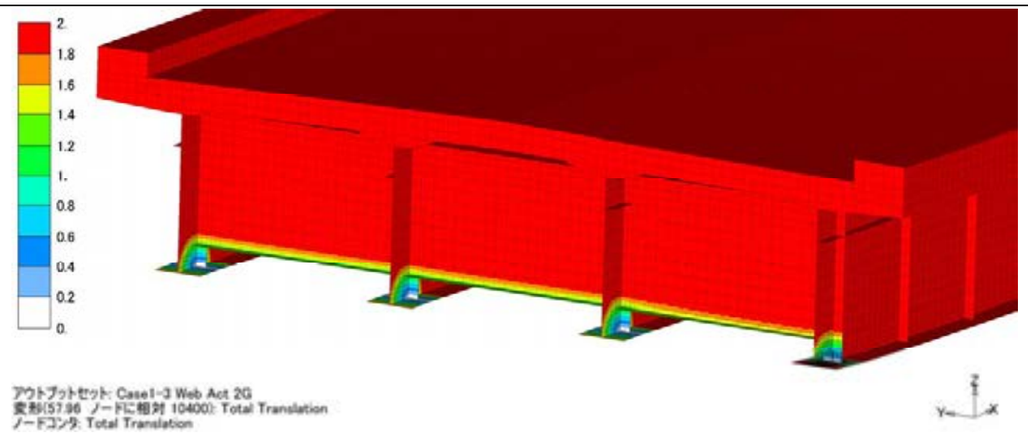
詳細　内桁端側



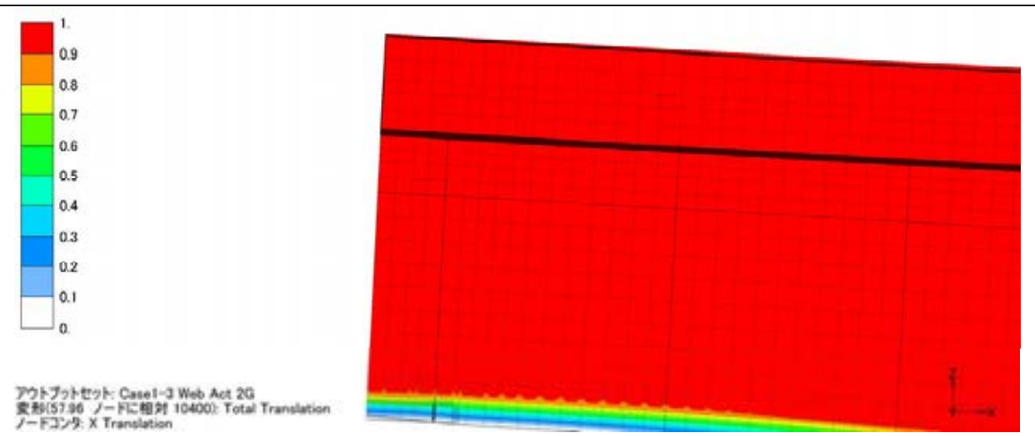
詳細　外中央側

図 2-3-4-10 Case1-3 Web 活荷重 1G 補強あり VonMises 応力[N/mm^2]

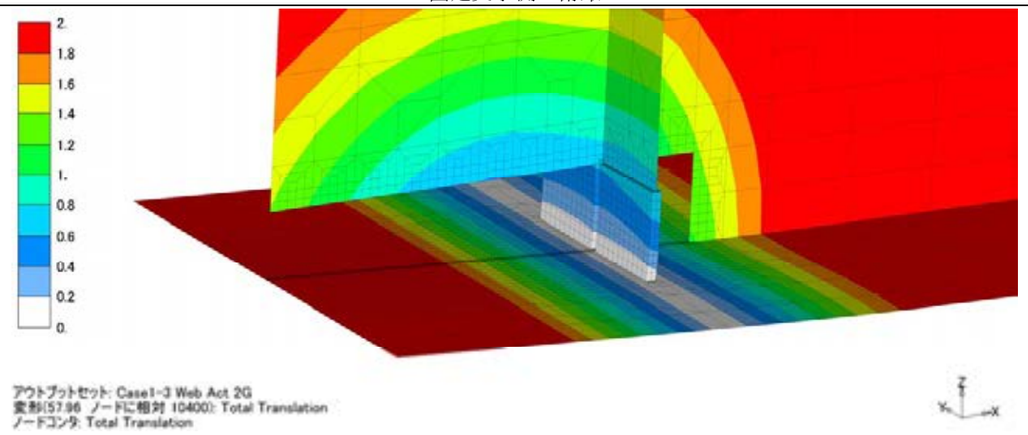
③ 2G 補強なし



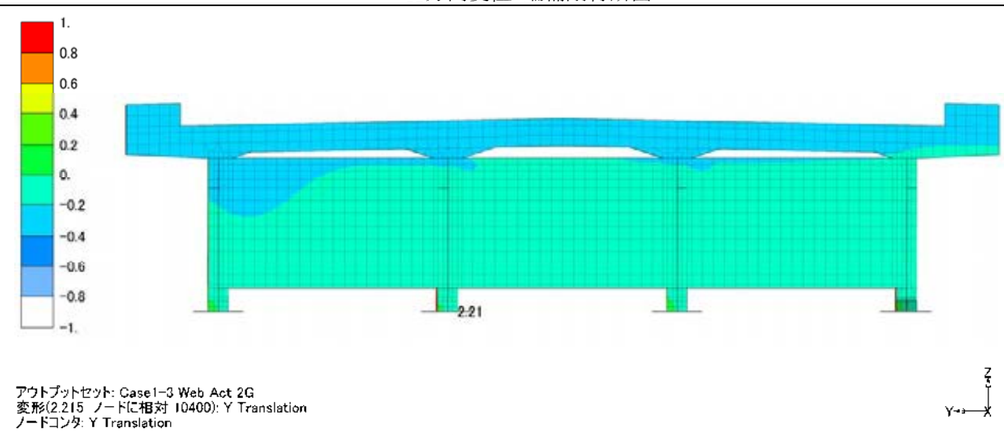
固定支承側　俯瞰



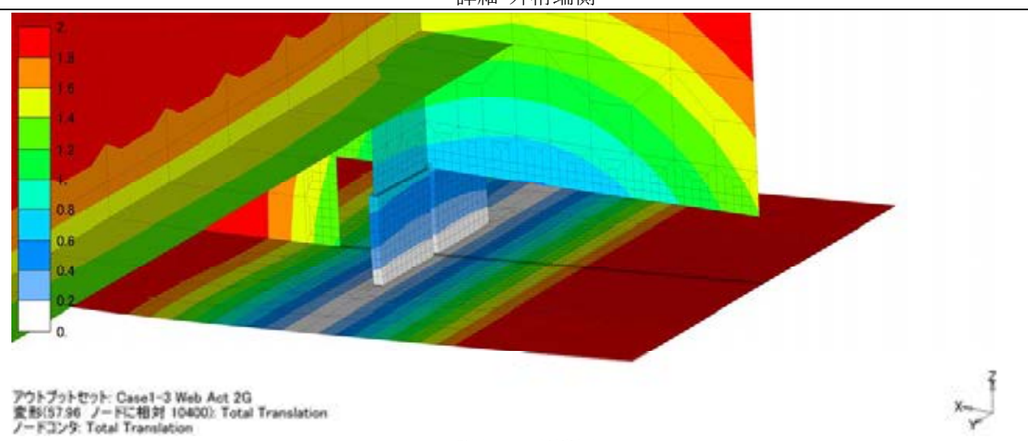
X方向変位　端補剛材断面



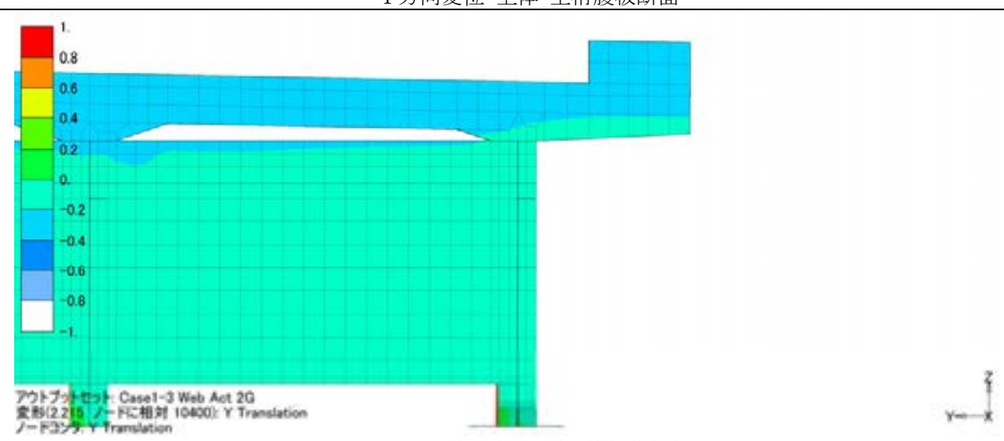
詳細　外桁端側



Y方向変位　全体　主桁腹板断面

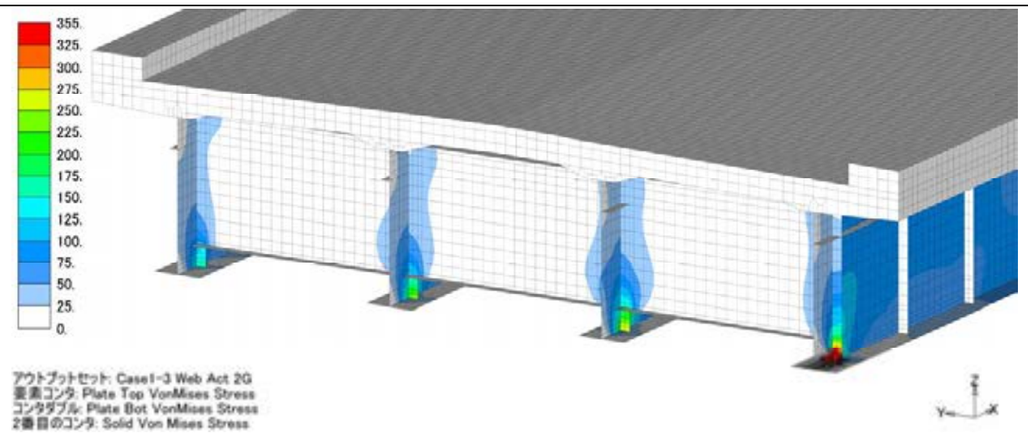


詳細　内桁端側

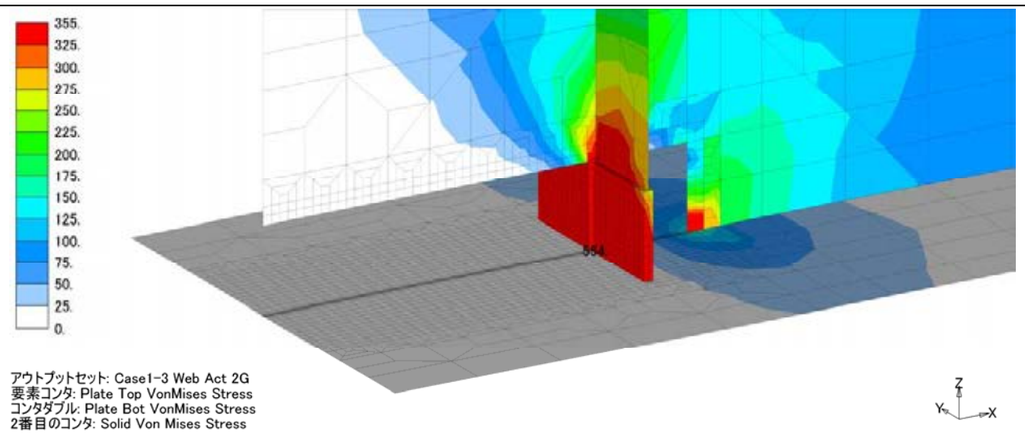


Y方向変位　詳細　主桁腹板断面

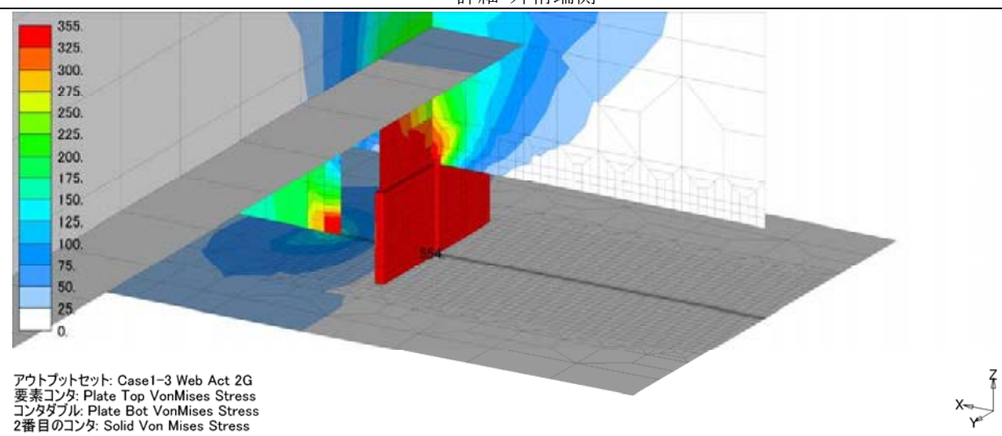
図 2-3-4-11 Case1-3 Web 活荷重 2G 補強なし 変形[mm]



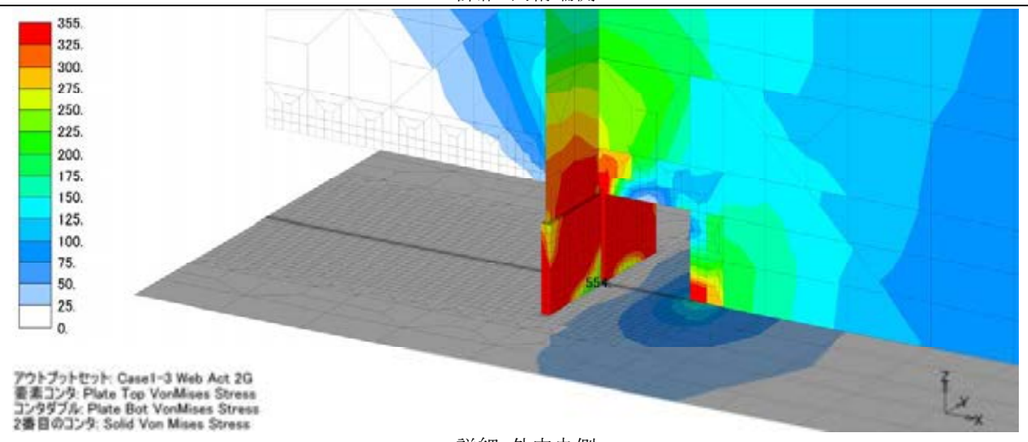
固定支承側　俯瞰



詳細　外桁端側



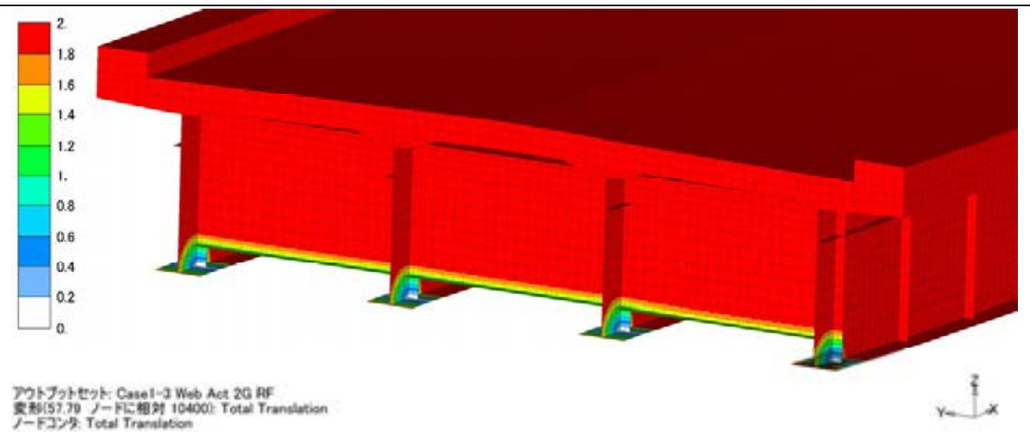
詳細　内桁端側



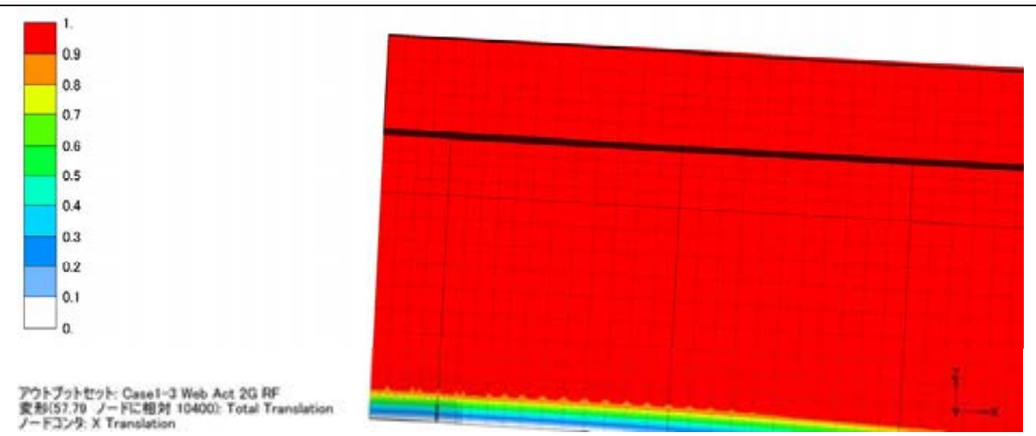
詳細　外中央側

図 2-3-4-12 Case1-3 Web 活荷重 2G 補強なし VonMises 応力[N/mm^2]

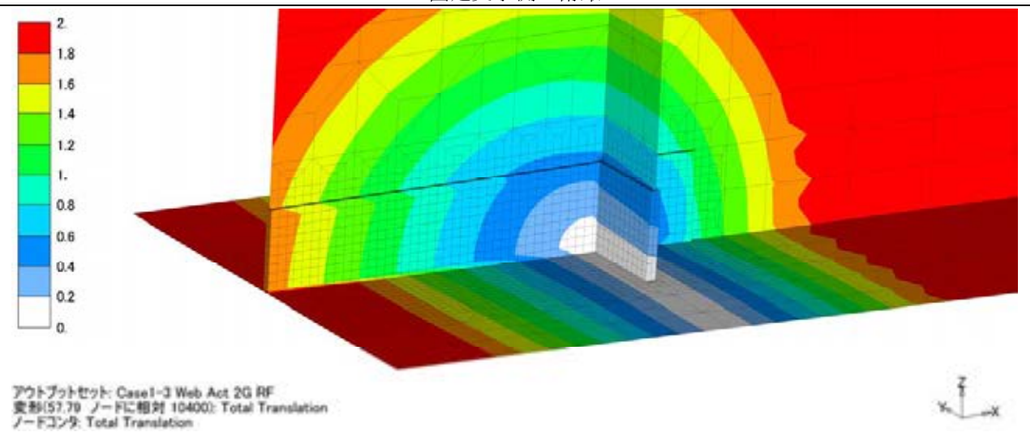
④ 2G 補強あり



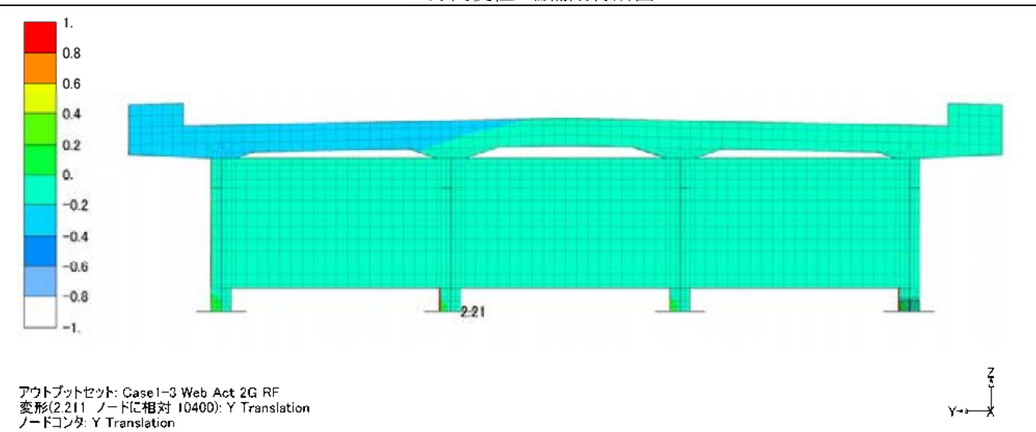
固定支承側　俯瞰



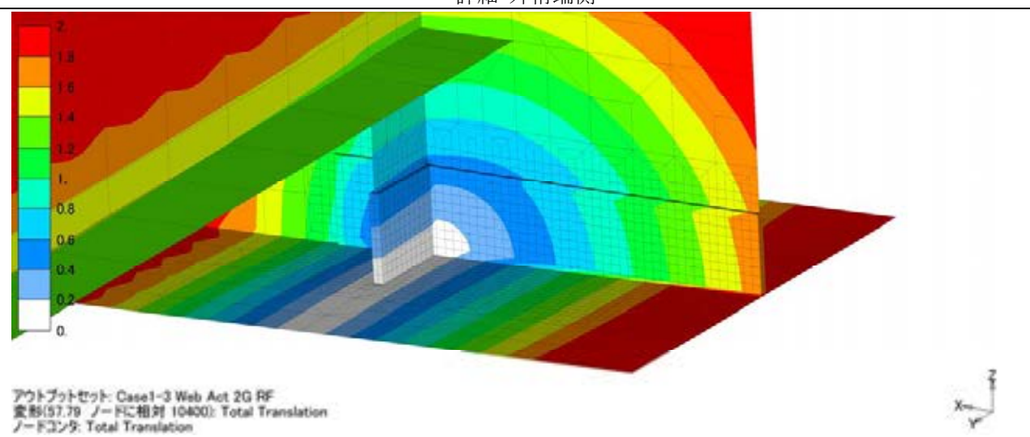
X方向変位　端補剛材断面



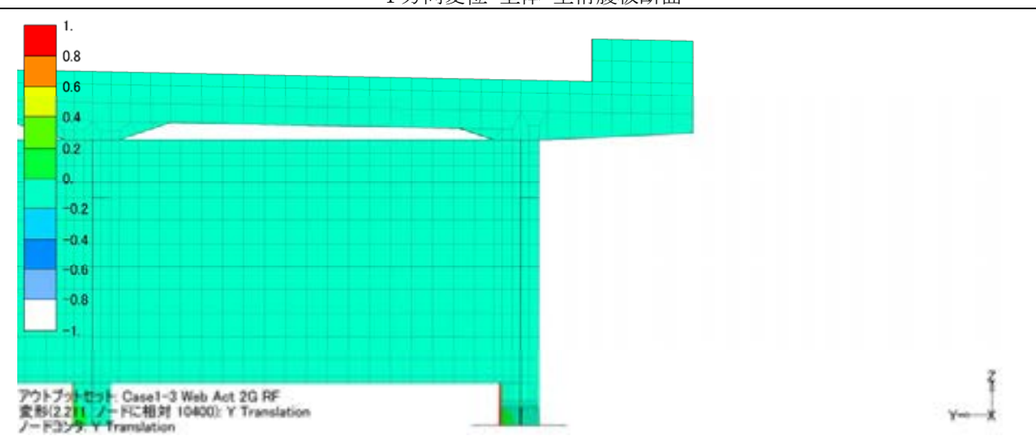
詳細　外桁端側



Y方向変位　全体　主桁腹板断面

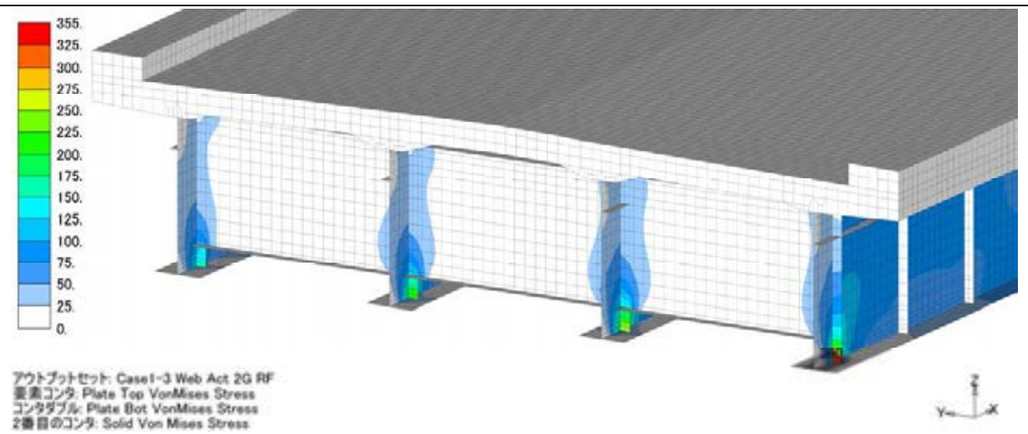


詳細　内桁端側

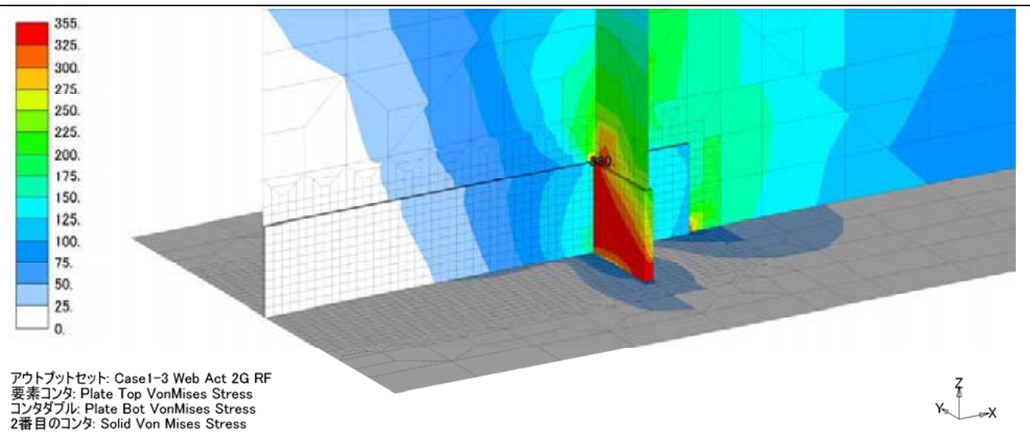


Y方向変位　詳細　主桁腹板断面

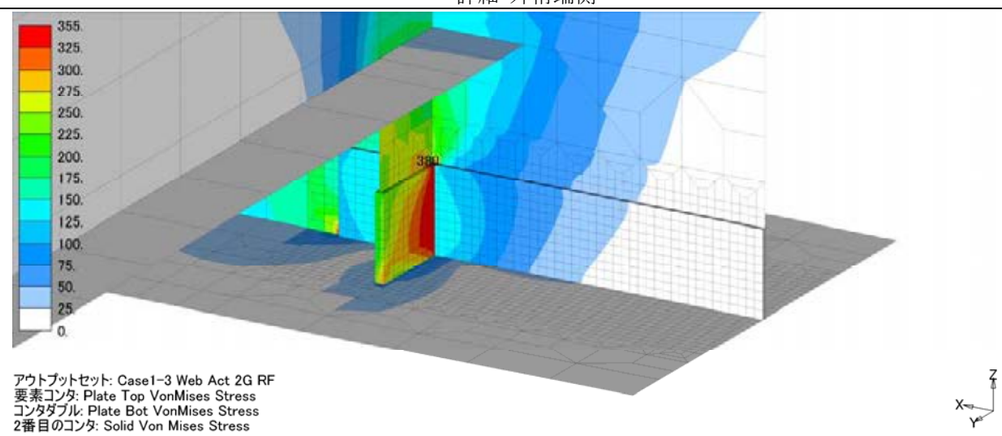
図 2-3-4-13 Case1-3 Web 活荷重 2G 補強あり 変形[mm]



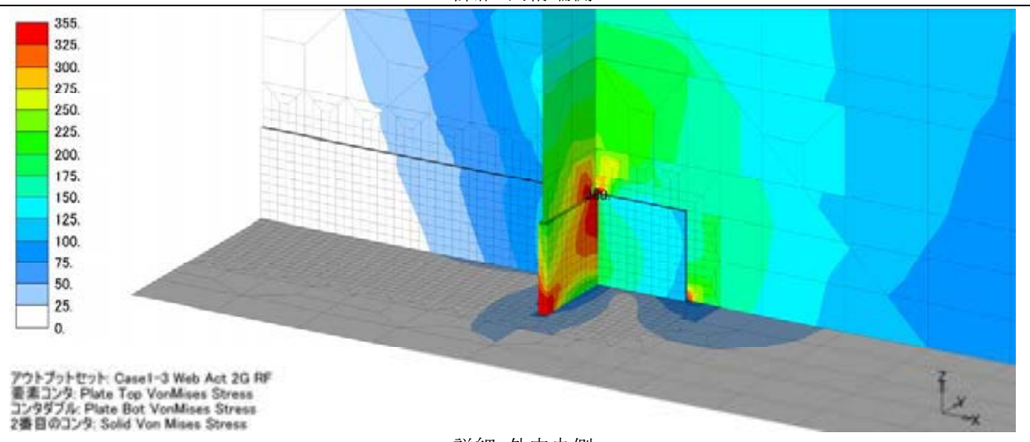
固定支承側　俯瞰



詳細　外桁端側



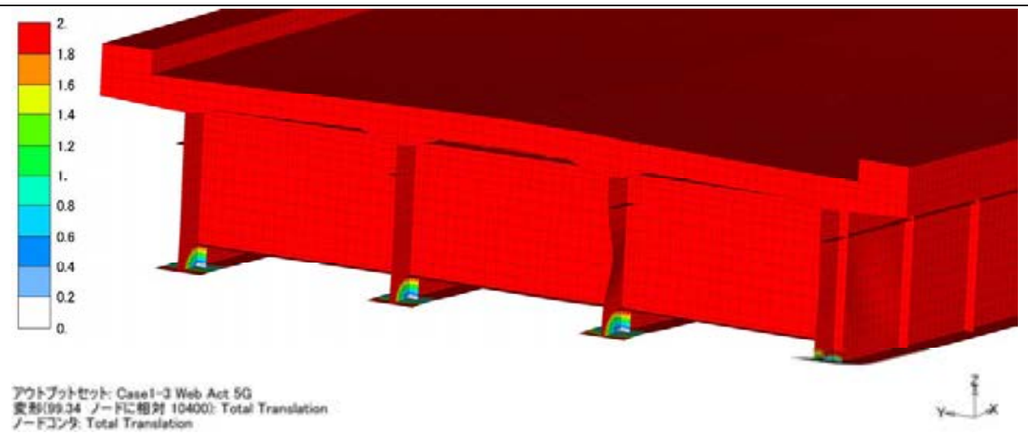
詳細　内桁端側



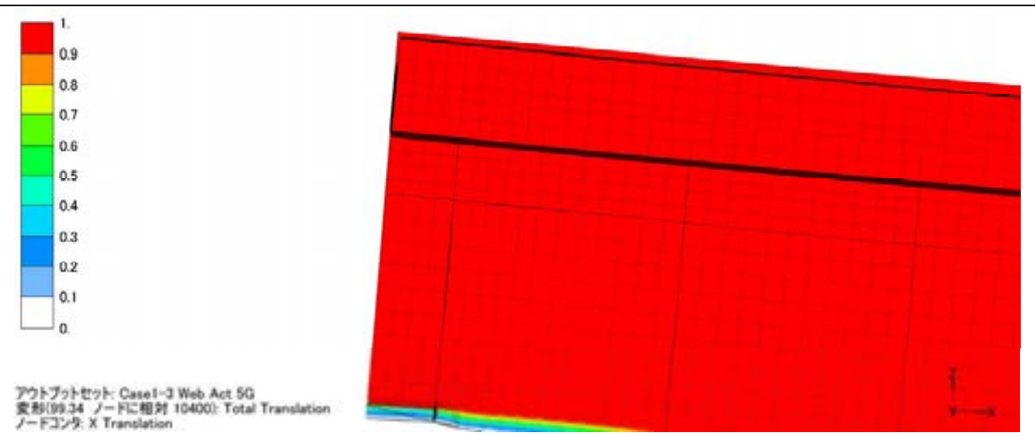
詳細　外中央側

図 2-3-4-14 Case1-3 Web 活荷重 2G 補強あり VonMises 応力[N/mm^2]

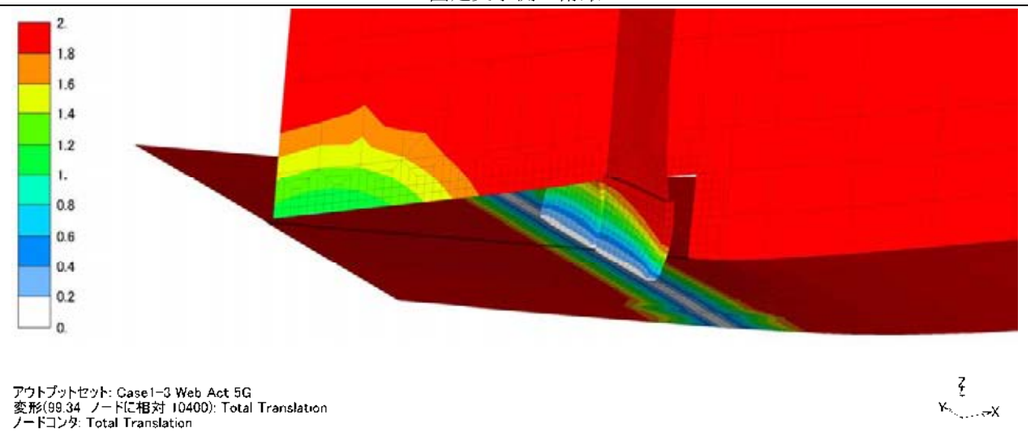
⑤ 5G 補強なし



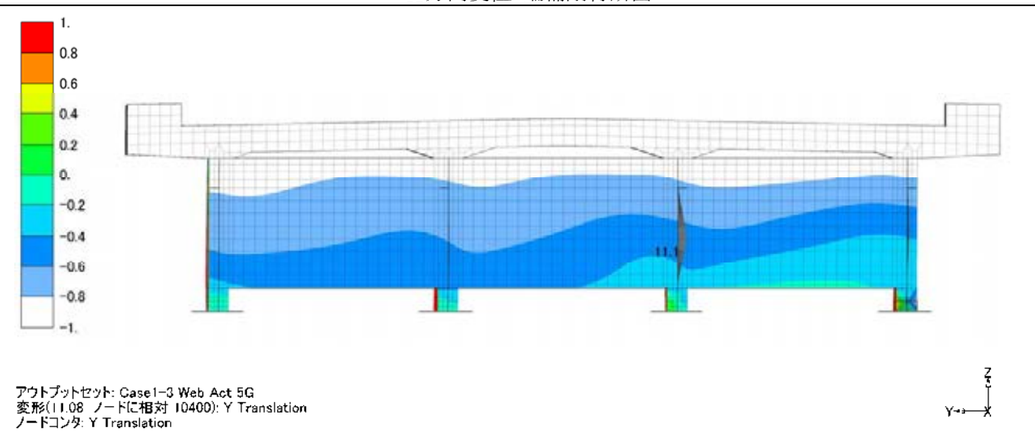
固定支承側　俯瞰



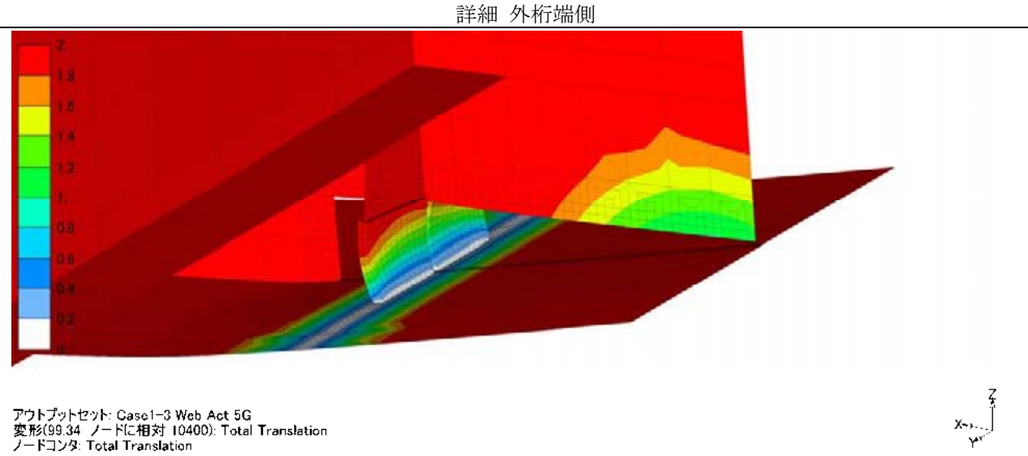
X方向変位 端補剛材断面



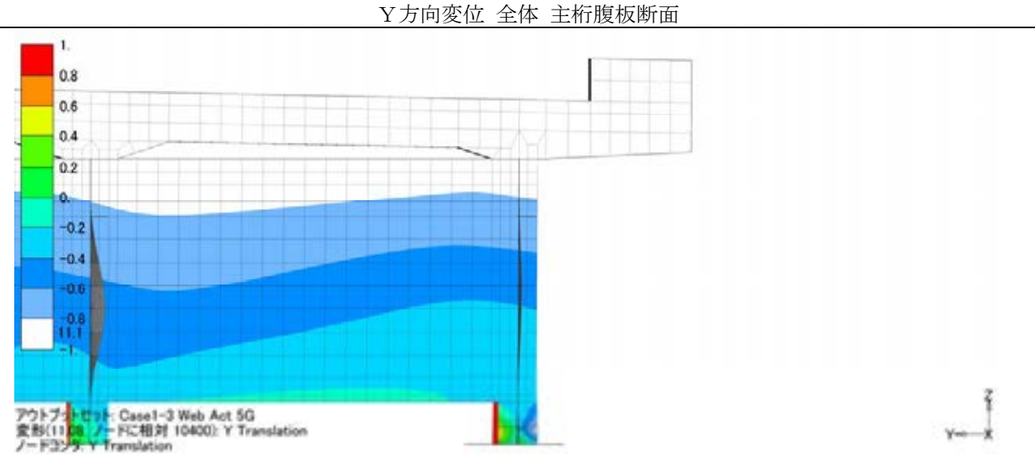
詳細 外桁端側



Y方向変位 全体 主桁腹板断面

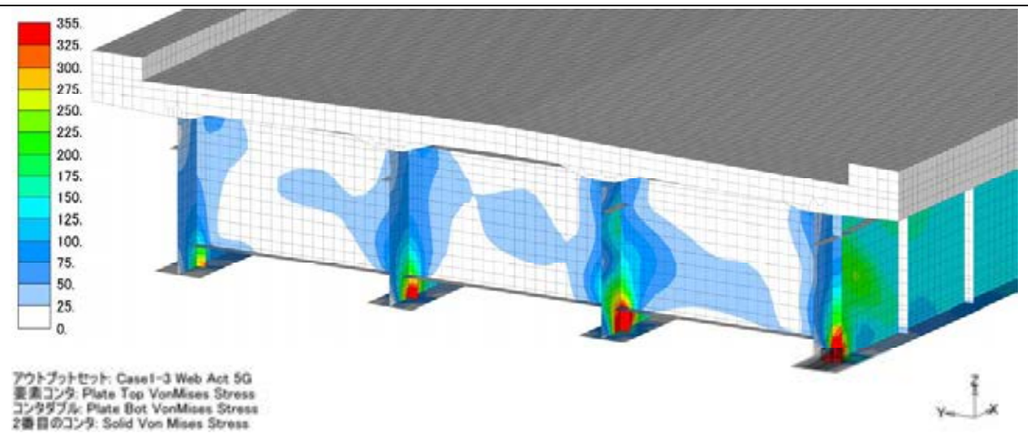


詳細 内桁端側

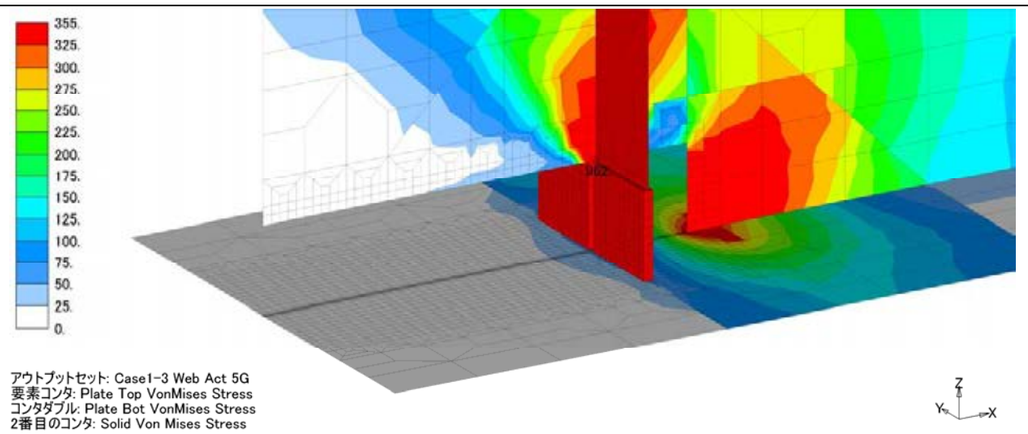


Y方向変位 詳細 主桁腹板断面

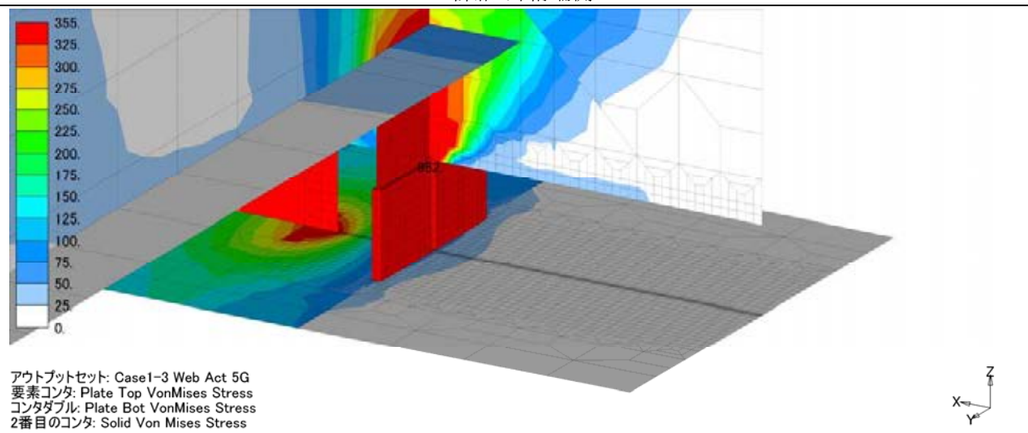
図 2-3-4-15 Case1-3 Web 活荷重 5G 補強なし 変形[mm]



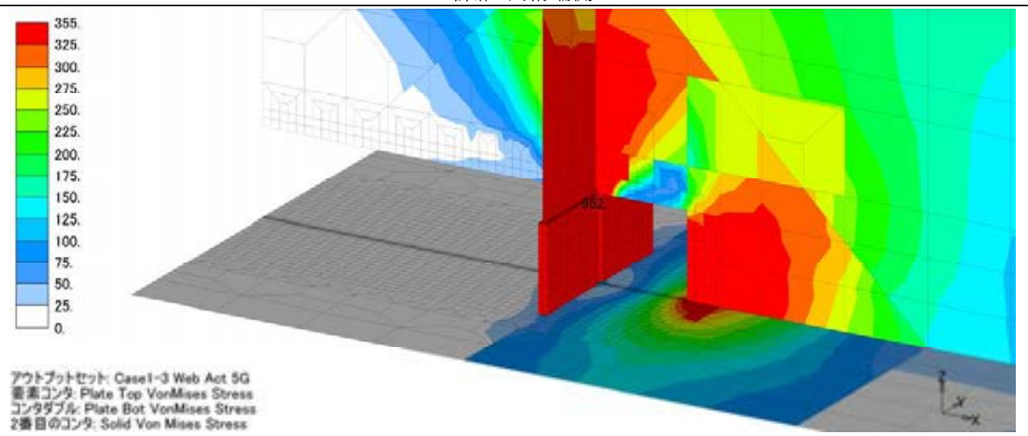
固定支承側　俯瞰



詳細　外桁端側



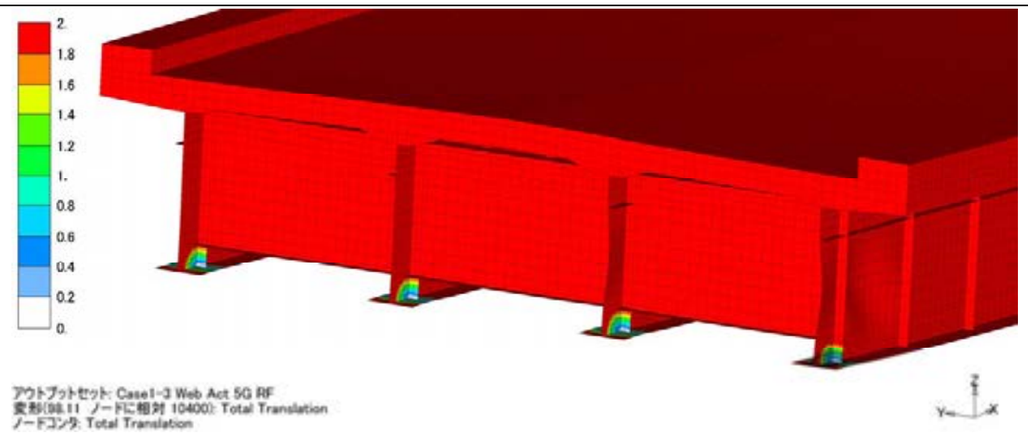
詳細　内桁端側



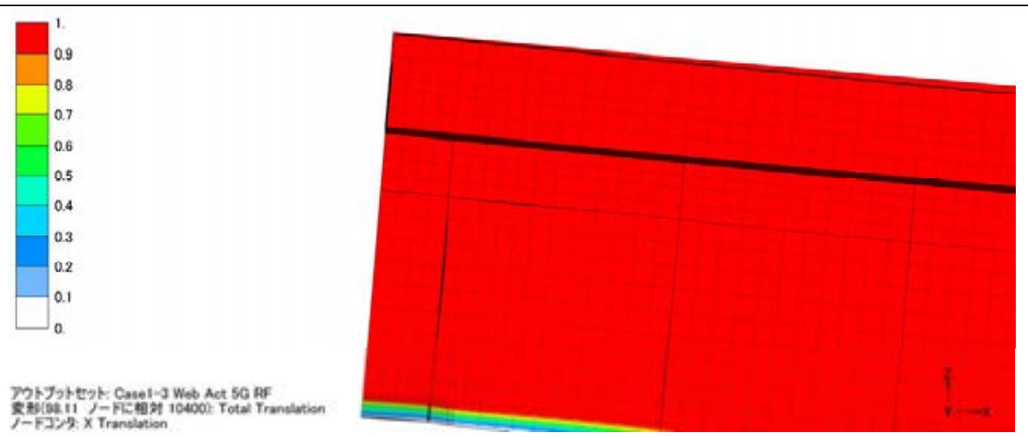
詳細　外中央側

図 2-3-4-16 Case1-3 Web 活荷重 5G 補強なし VonMises 応力[N/mm^2]

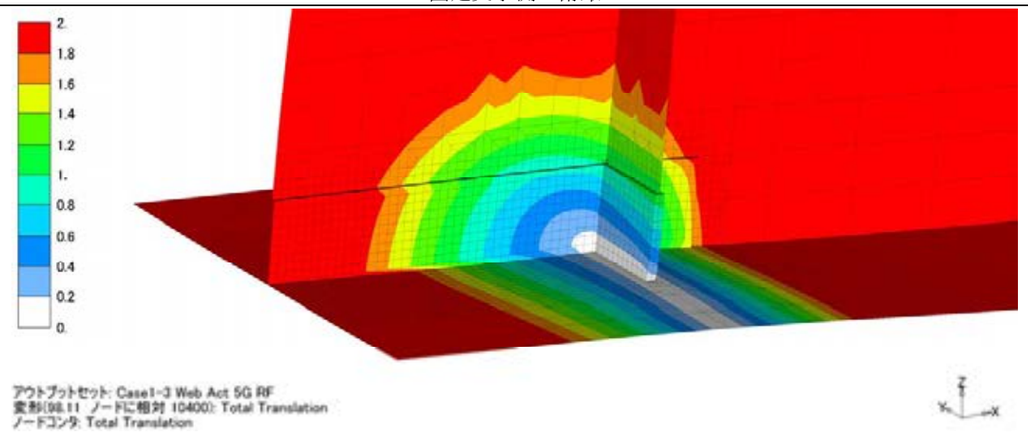
⑥ 5G 補強あり



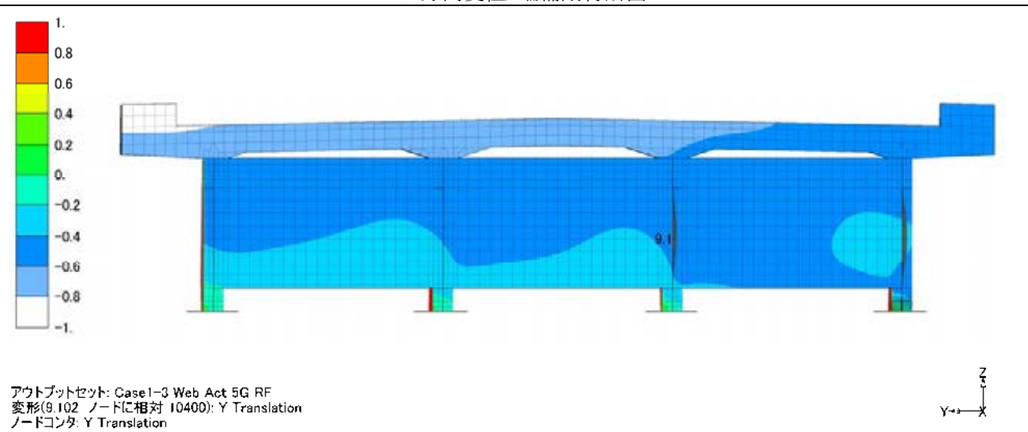
固定支承側　俯瞰



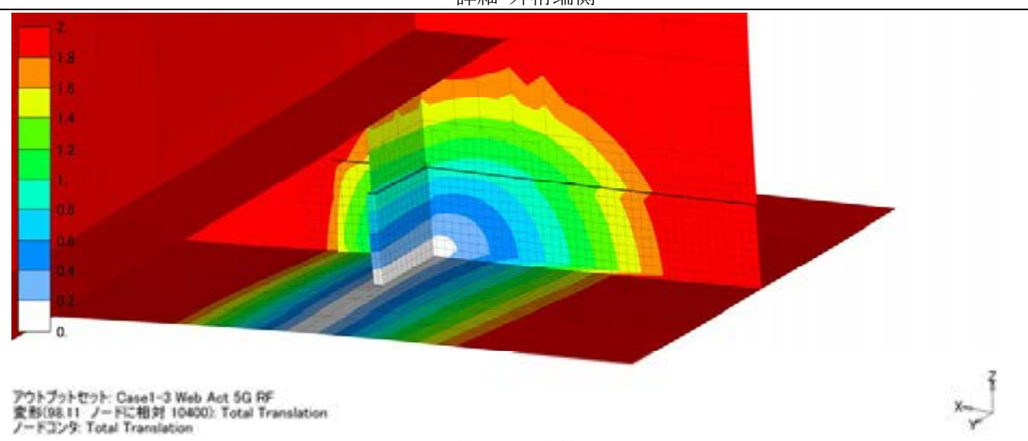
X方向変位　端補剛材断面



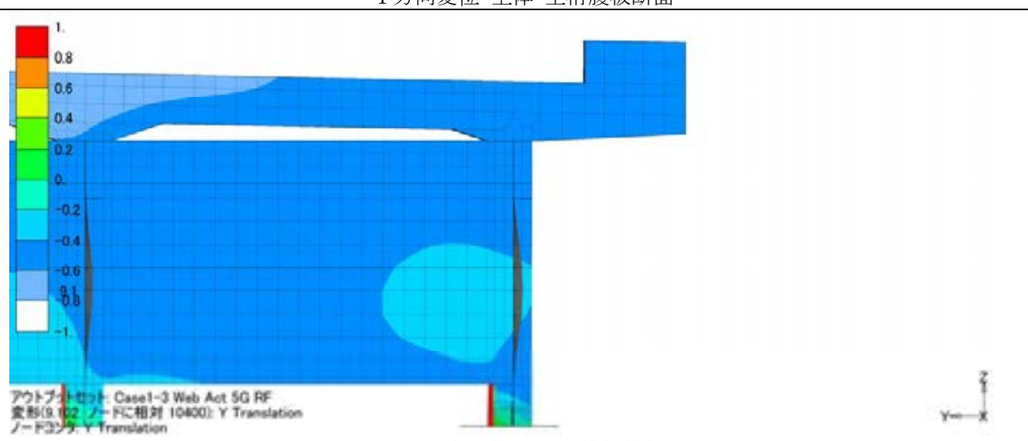
詳細　外桁端側



Y方向変位　全体　主桁腹板断面

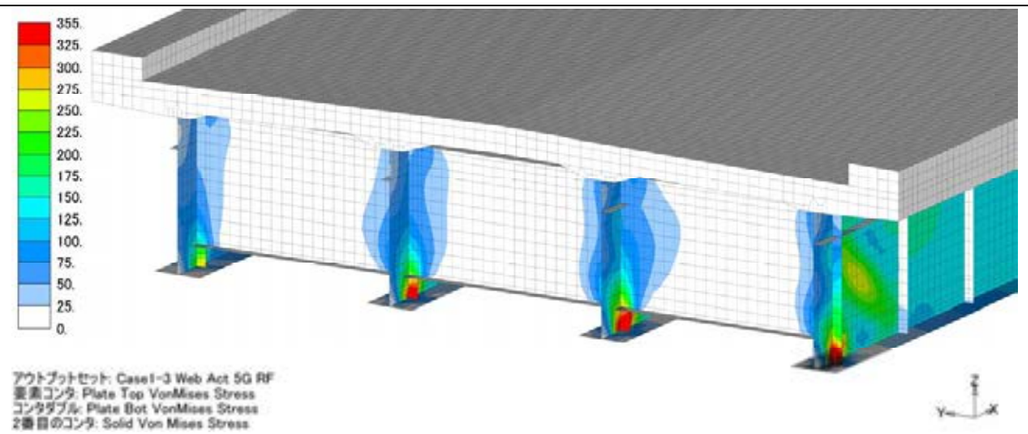


詳細　内桁端側

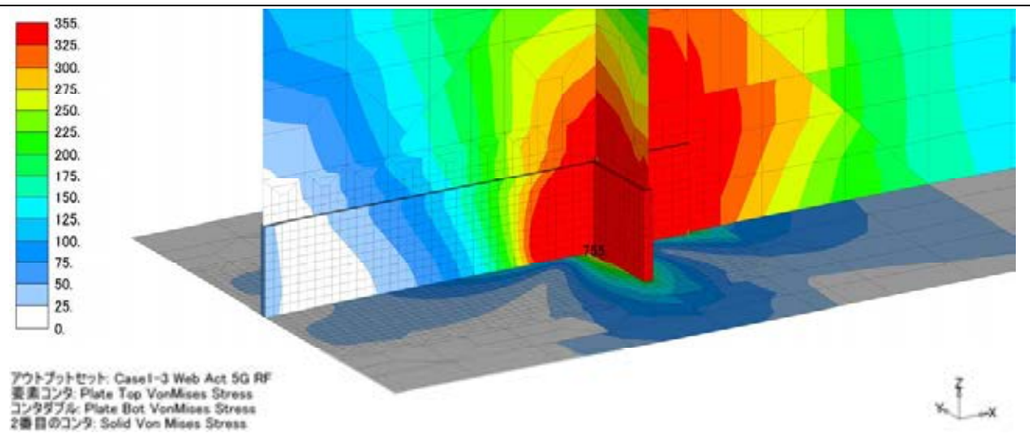


Y方向変位　詳細　主桁腹板断面

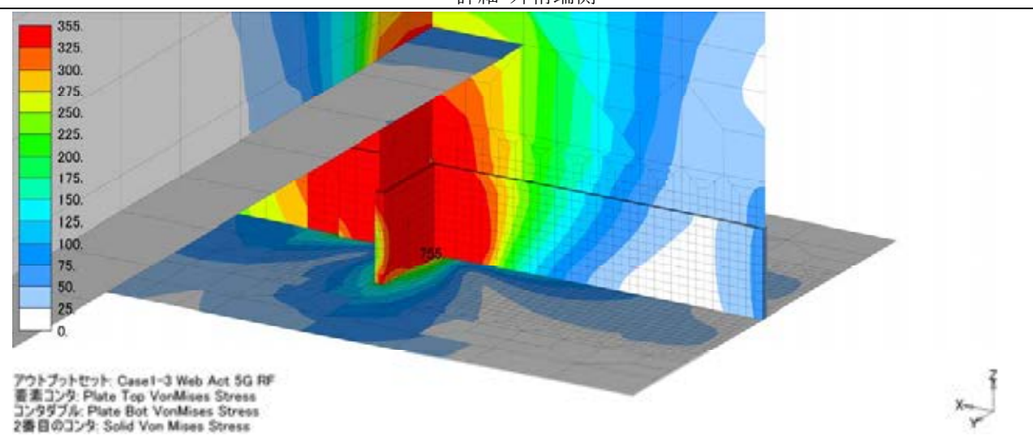
図 2-3-4-17 Case1-3 Web 活荷重 5G 補強あり 変形[mm]



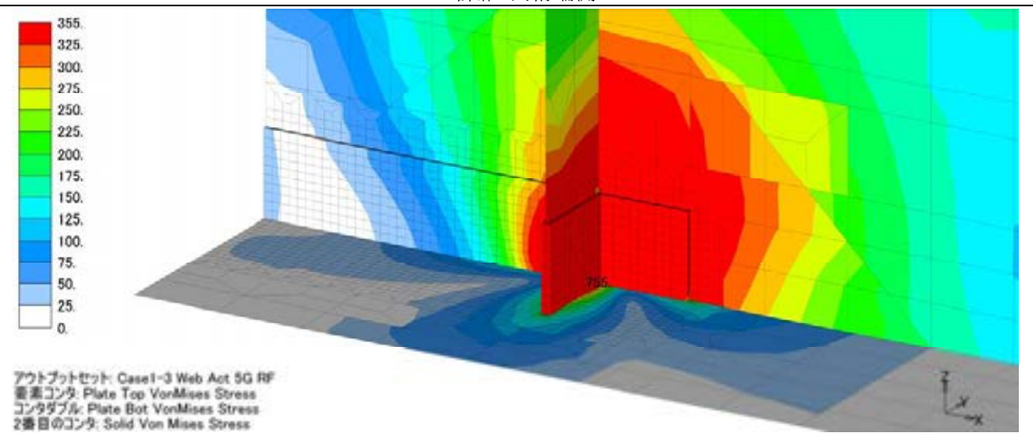
固定支承側　俯瞰



詳細　外桁端側



詳細　内桁端側



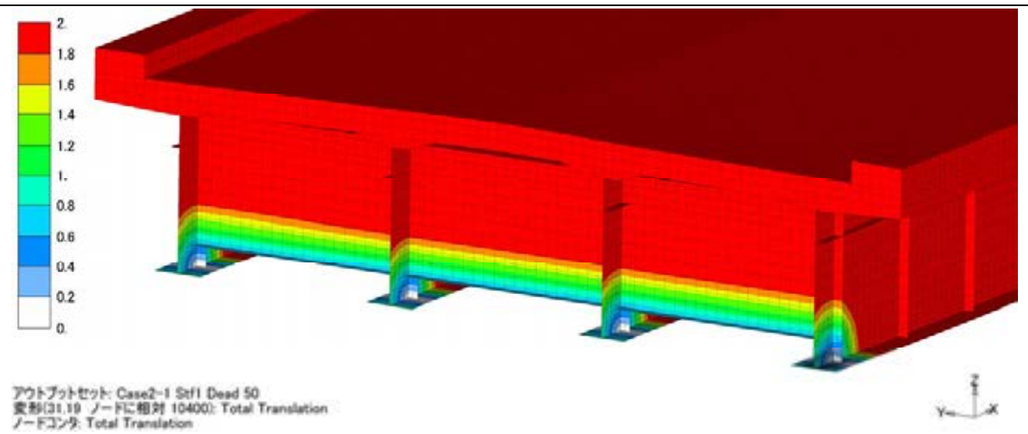
詳細　外中央側

図 2-3-4-18 Case1-3 Web 活荷重 5G 補強あり VonMises 応力[N/mm^2]

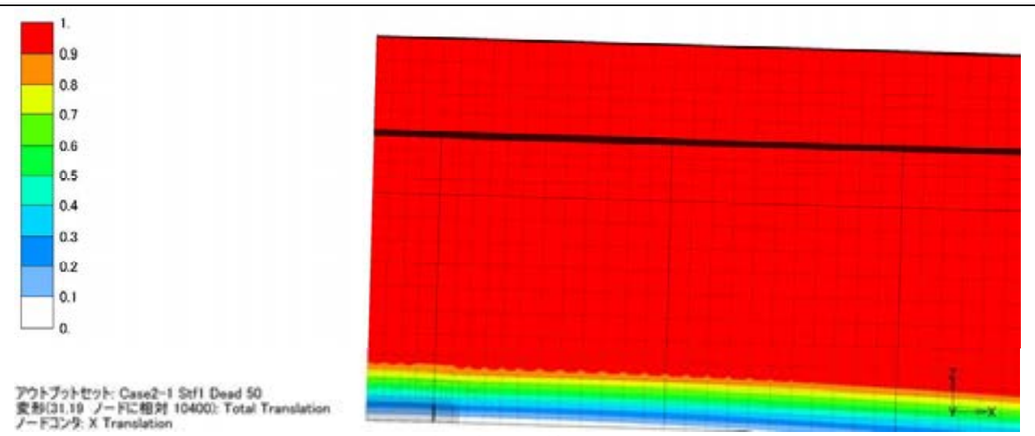
付録2-3-5. Case2-1 Stf1

1) 死荷重

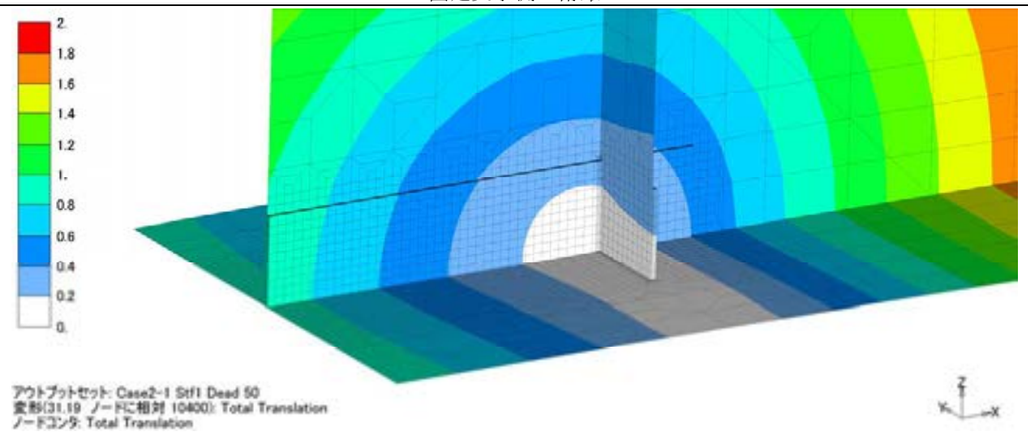
① 板厚半欠損



固定支承側　俯瞰

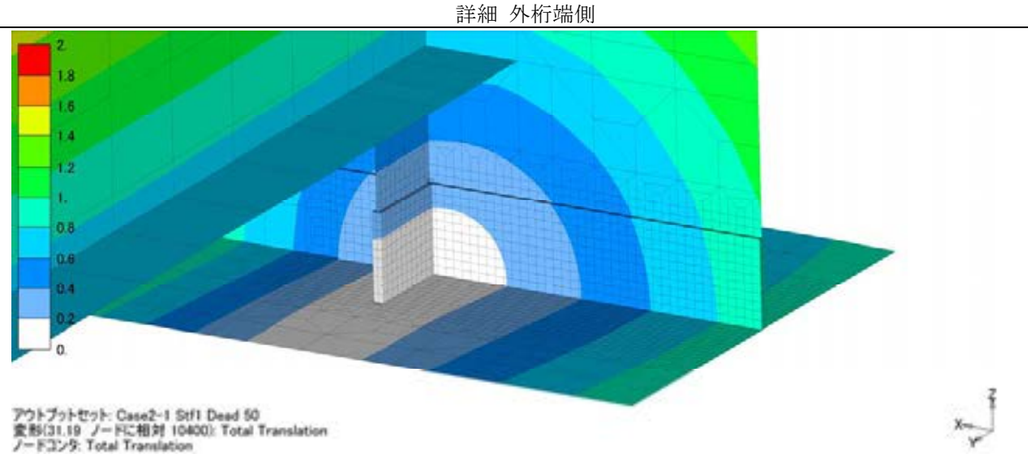


X方向変位 端補剛材断面

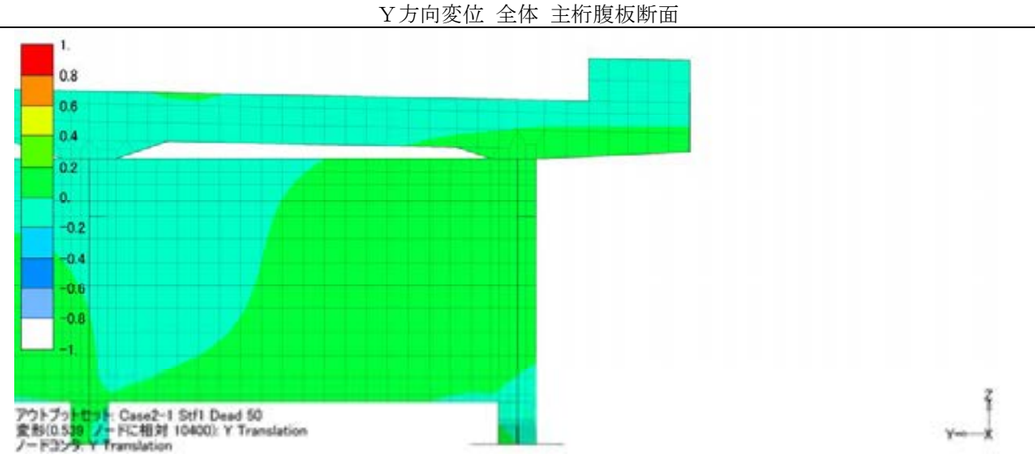


詳細 外桁端側

Y方向変位 全体 主桁腹板断面

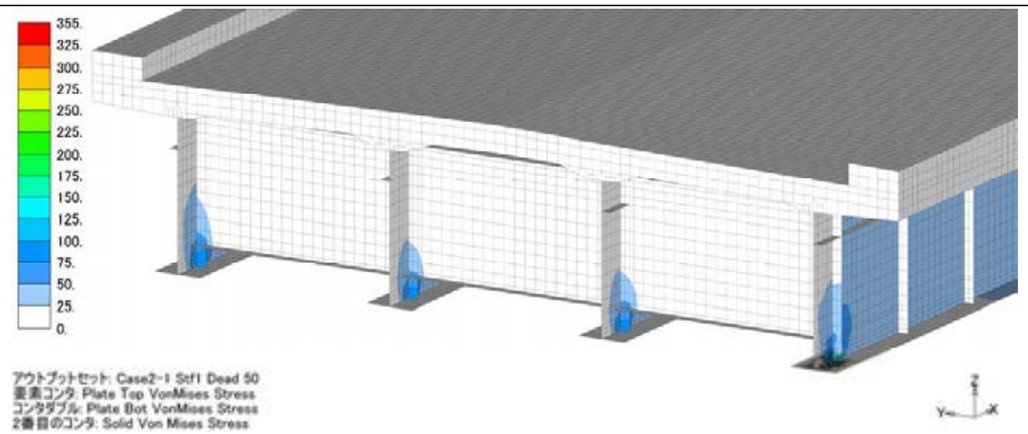


詳細 内桁端側

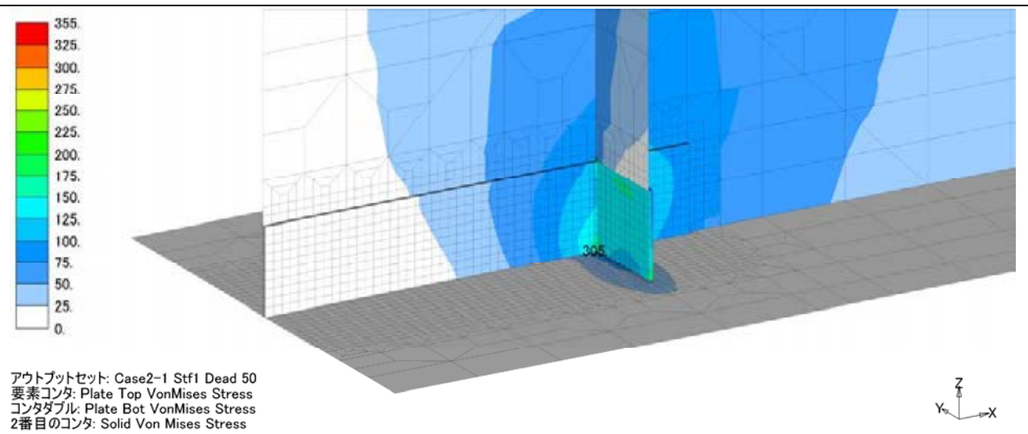


Y方向変位 詳細 主桁腹板断面

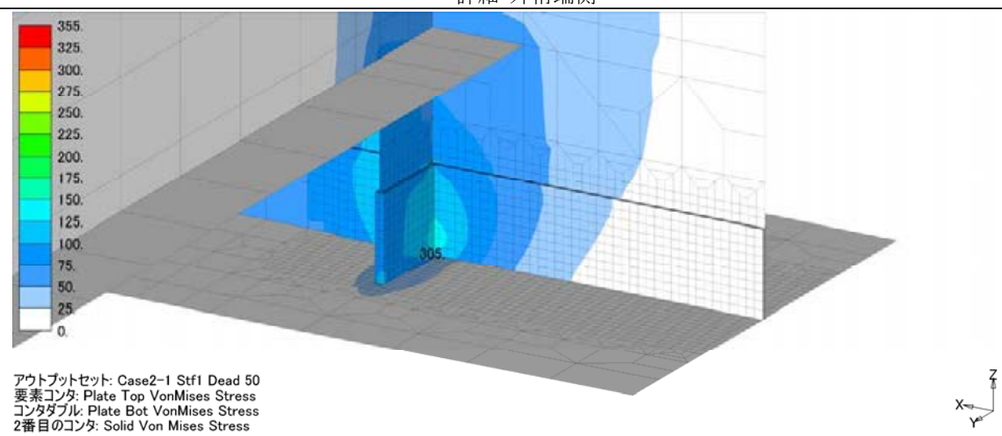
図 2-3-5-1 Case2-1 Stf1 死荷重 板厚半欠損 変形[mm]



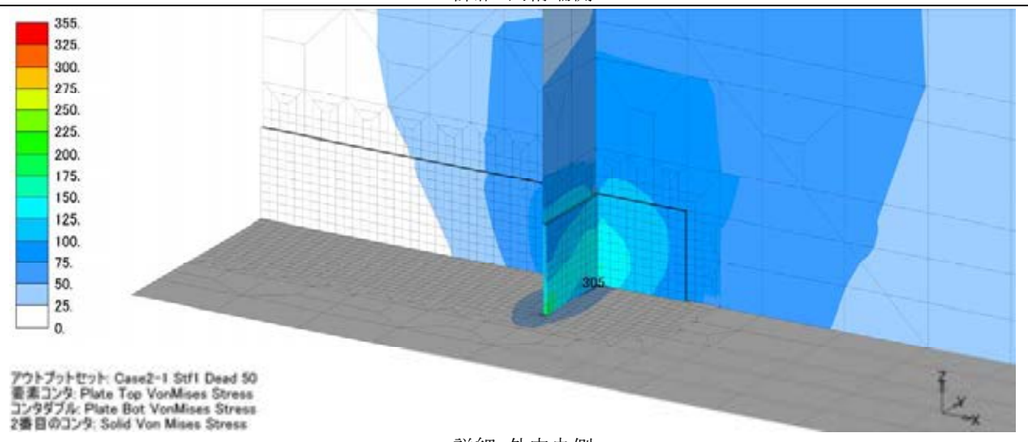
固定支承側　俯瞰



詳細　外桁端側



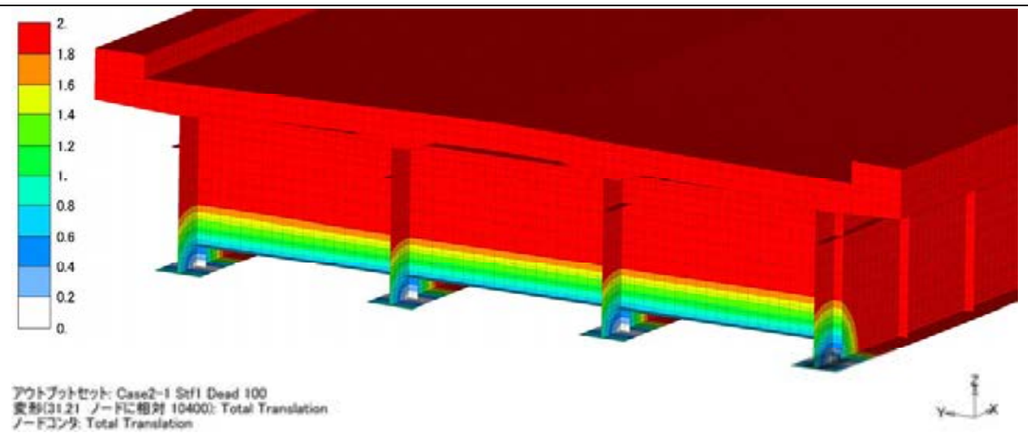
詳細　内桁端側



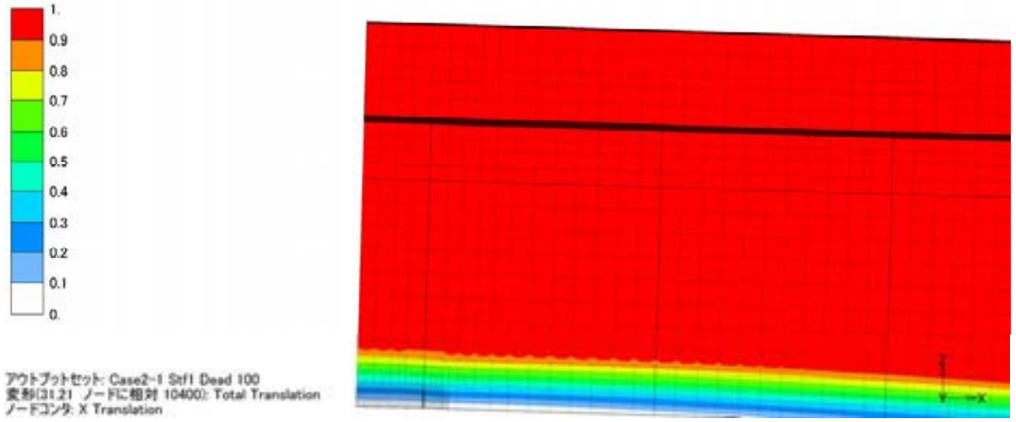
詳細　外中央側

図 2-3-5-2 Case2-1 Stf1 死荷重 板厚半欠損 VonMises 応力[N/mm^2]

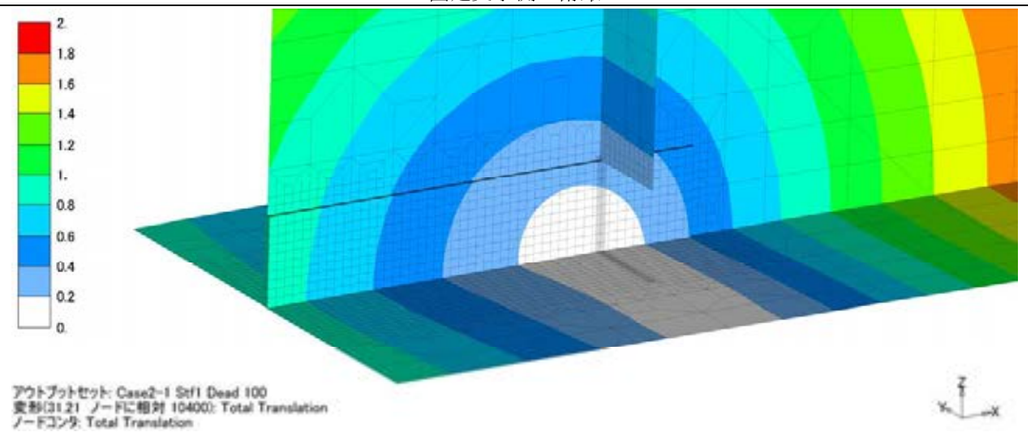
② 板厚全欠損



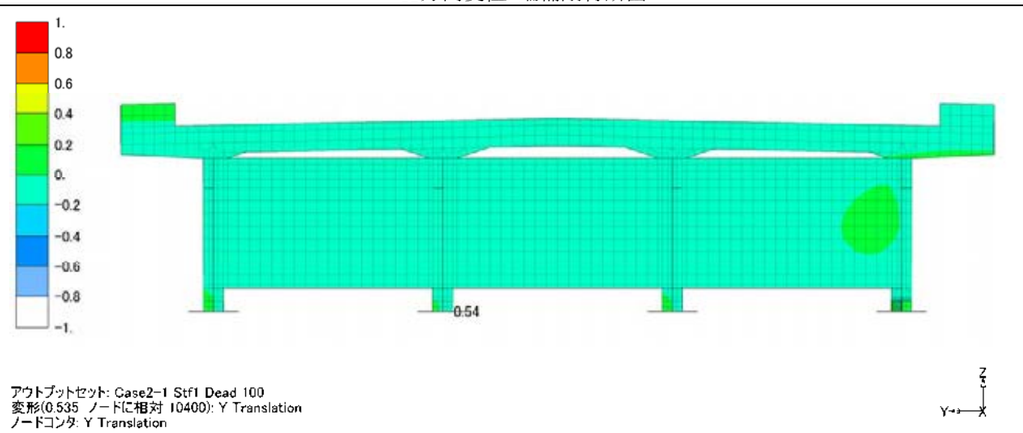
固定支承側　俯瞰



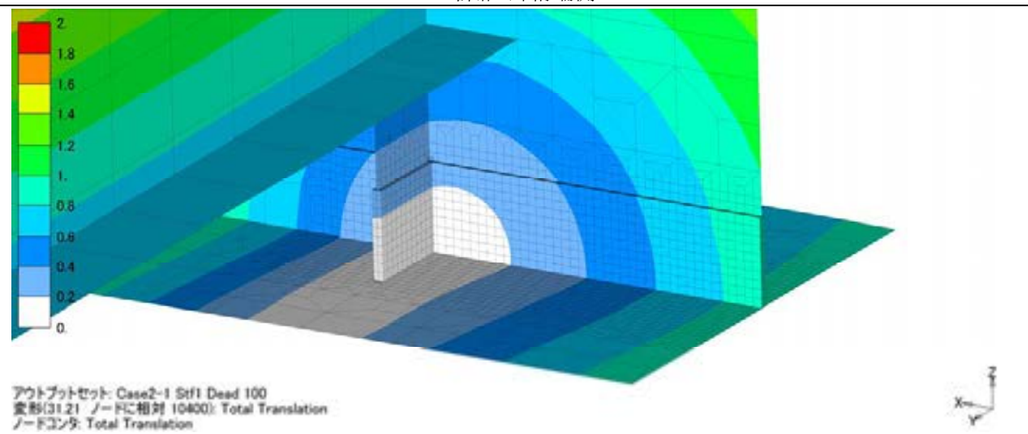
X方向変位　端補剛材断面



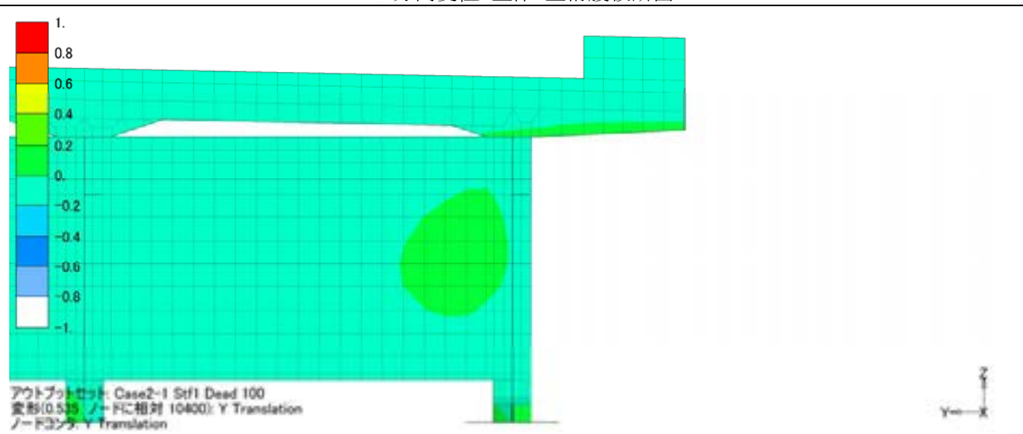
詳細　外桁端側



Y方向変位　全体　主桁腹板断面

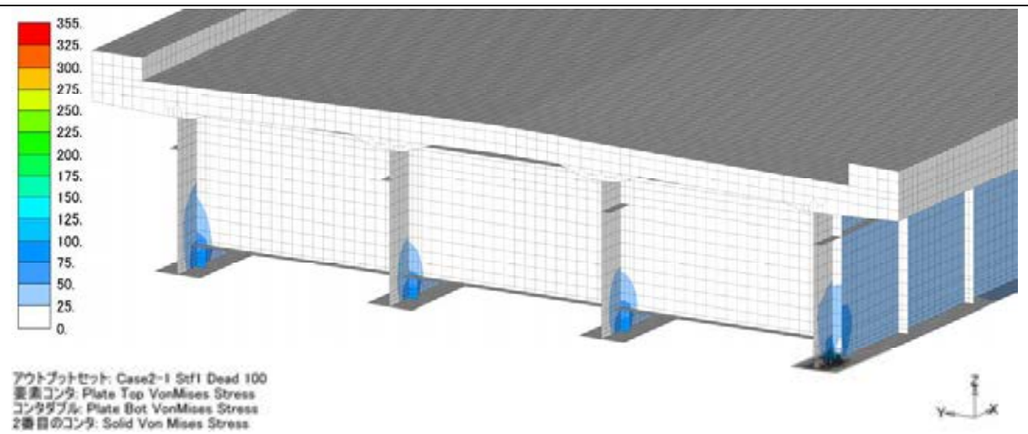


詳細　内桁端側

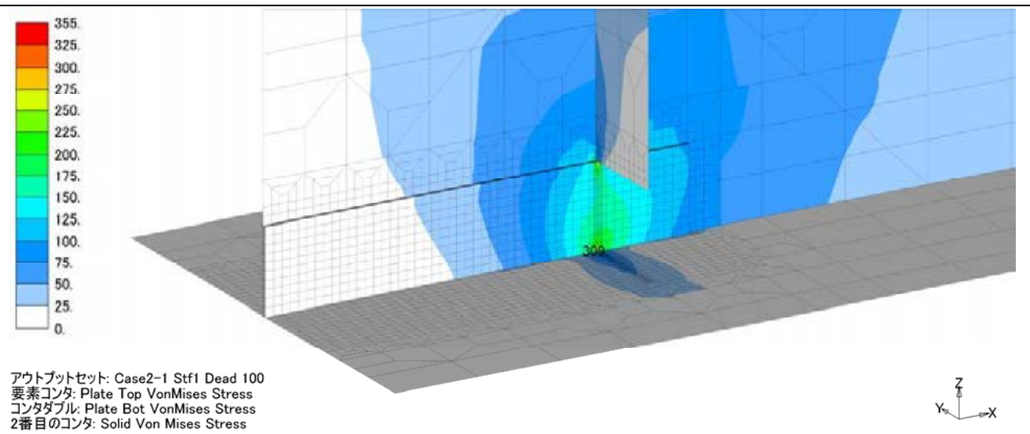


Y方向変位　詳細　主桁腹板断面

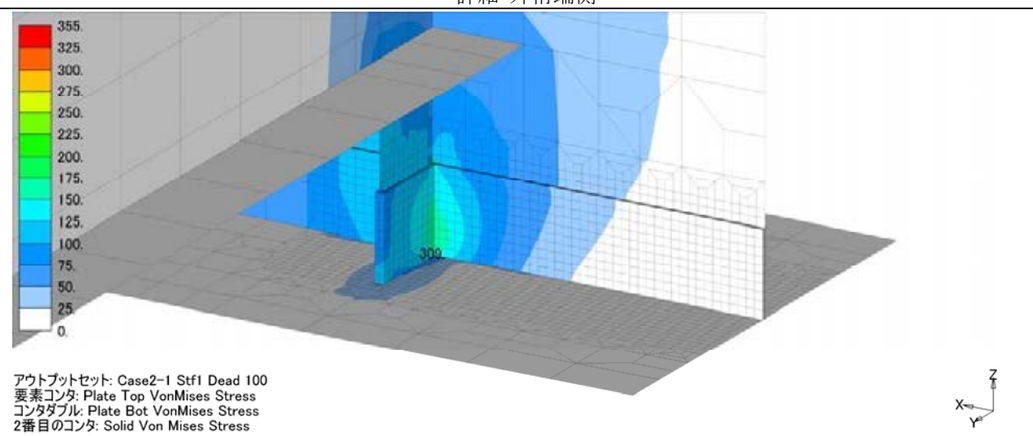
図 2-3-5-3 Case2-1 Stf1 死荷重 板厚全欠損 変形[mm]



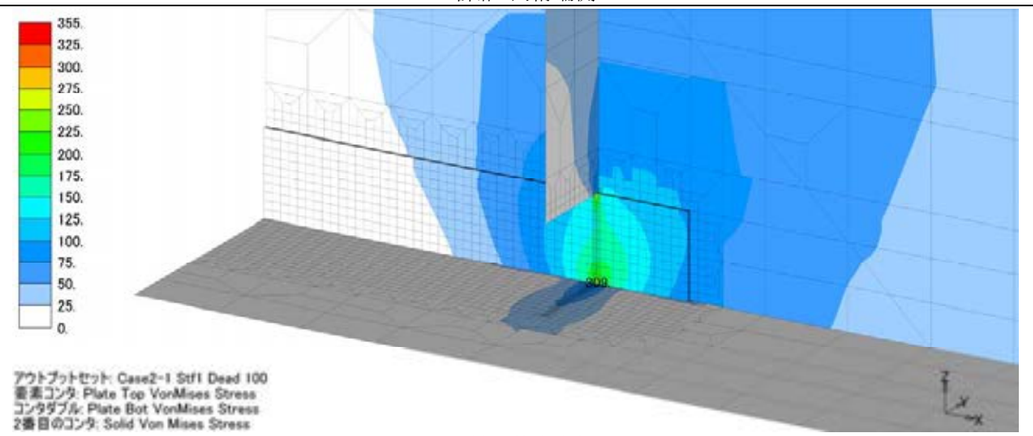
固定支承側　俯瞰



詳細　外桁端側



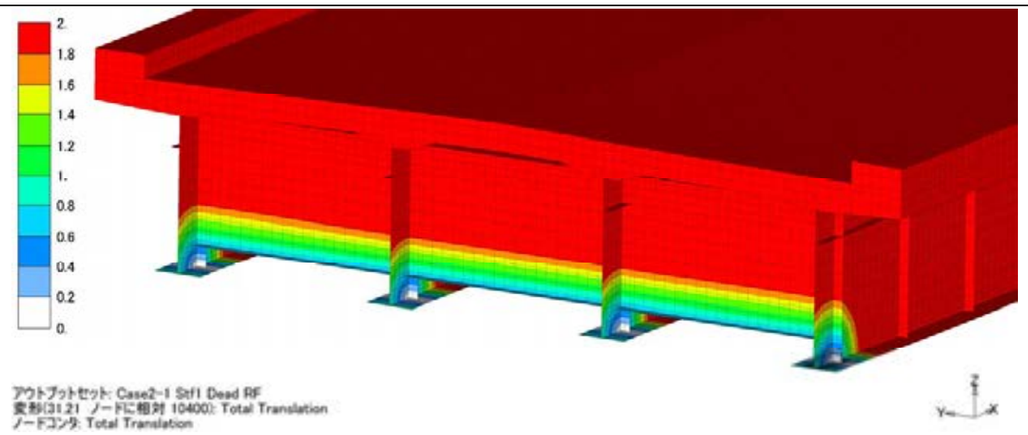
詳細　内桁端側



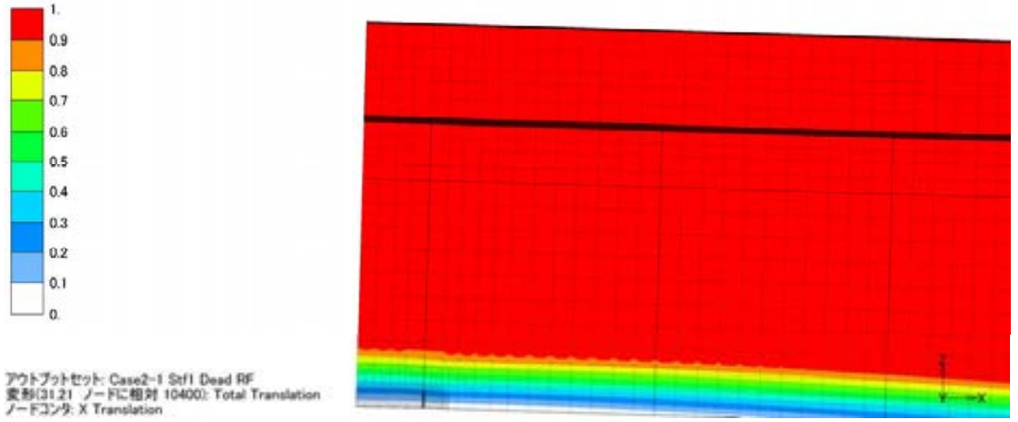
詳細　外中央側

図 2-3-5-4 Case2-1 Stf1 死荷重 板厚全欠損 VonMises 応力[N/mm^2]

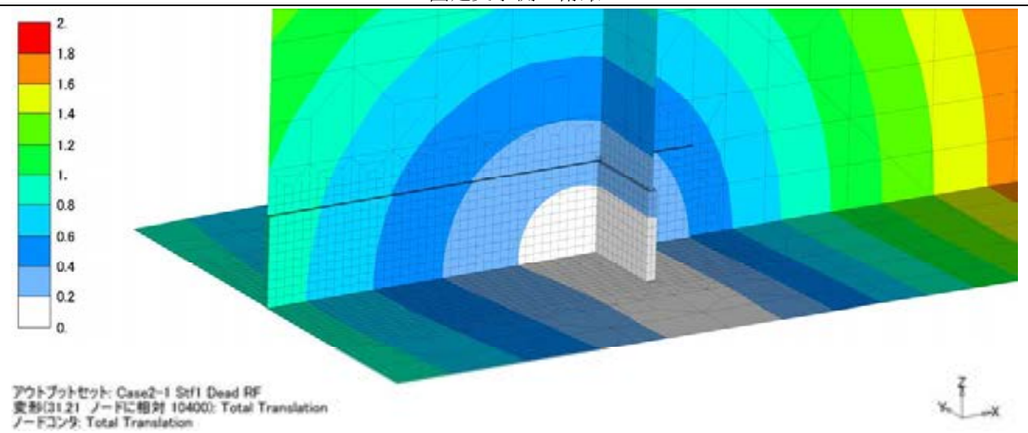
③ 補強後



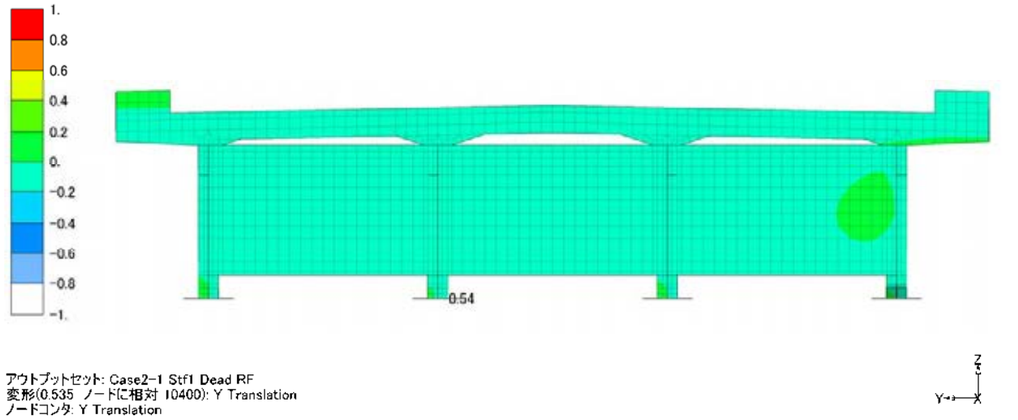
固定支承側　俯瞰



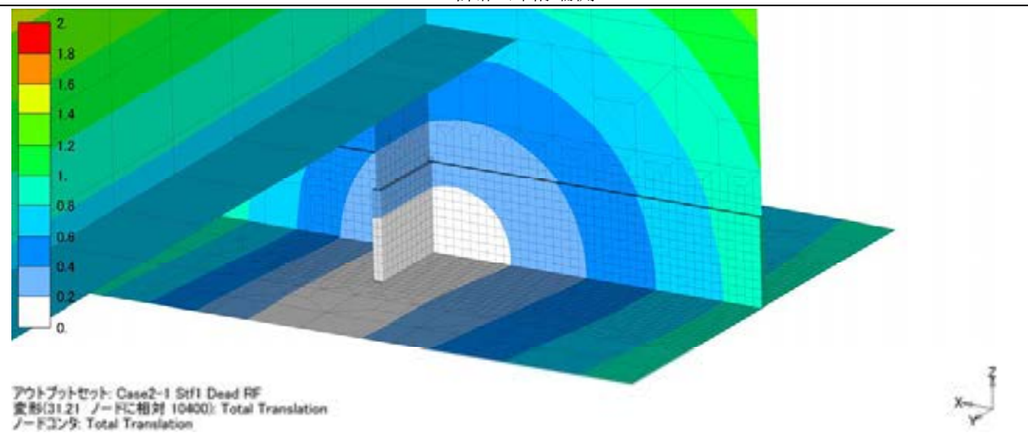
X方向変位　端補剛材断面



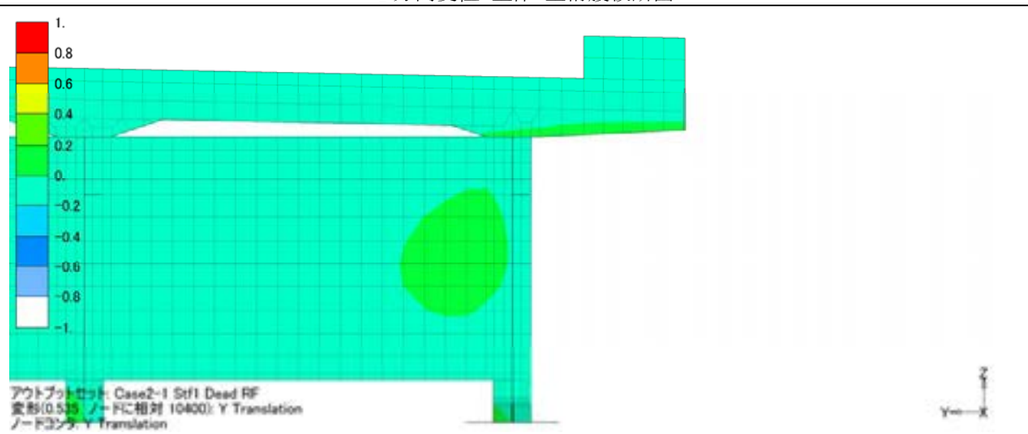
詳細　外桁端側



Y方向変位　全体　主桁腹板断面

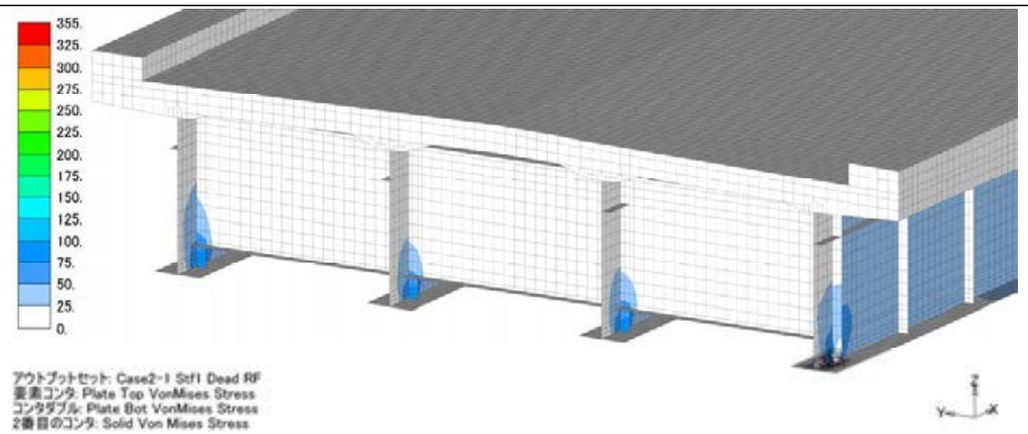


詳細　内桁端側

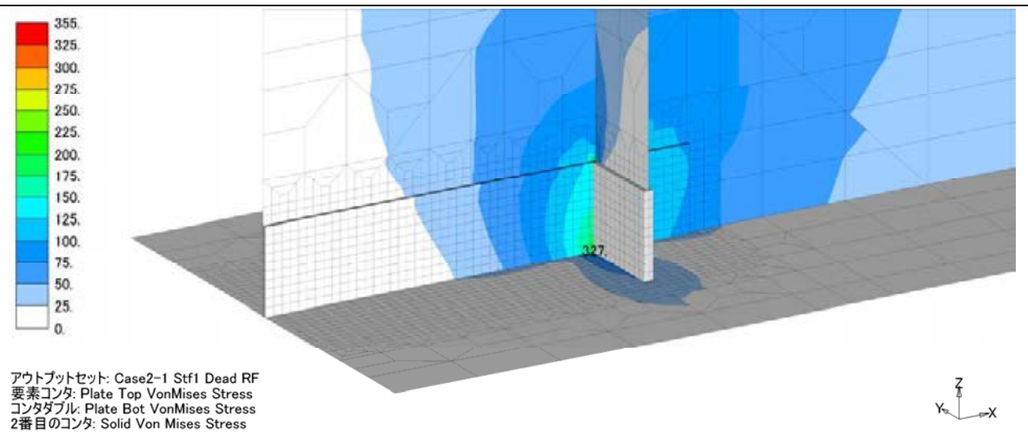


Y方向変位　詳細　主桁腹板断面

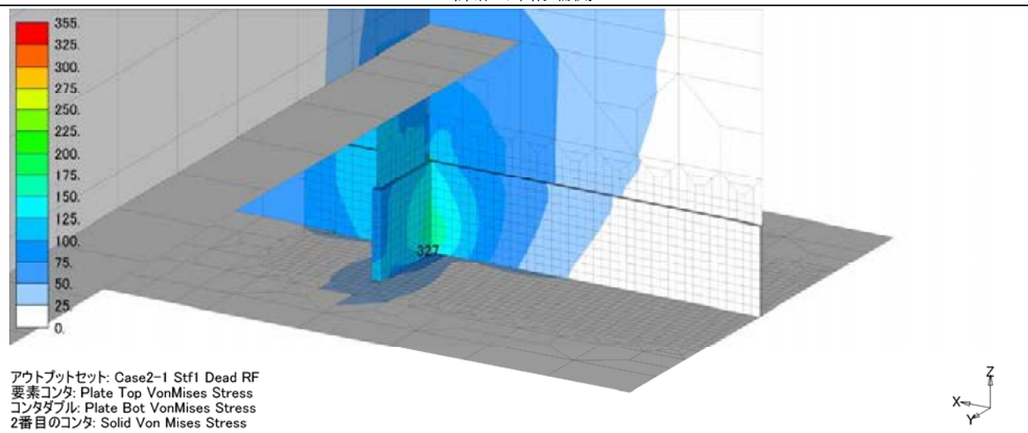
図 2-3-5-5 Case2-1 Stf1 死荷重 補強後 変形[mm]



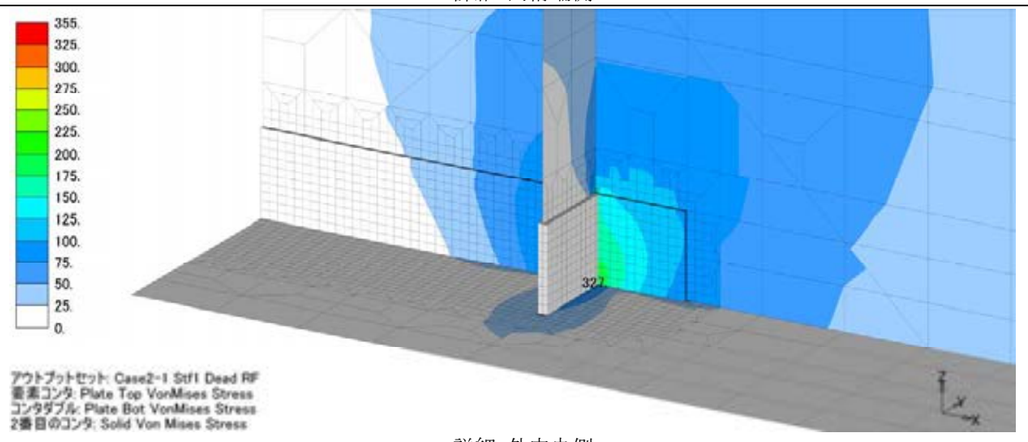
固定支承側　俯瞰



詳細　外桁端側



詳細　内桁端側

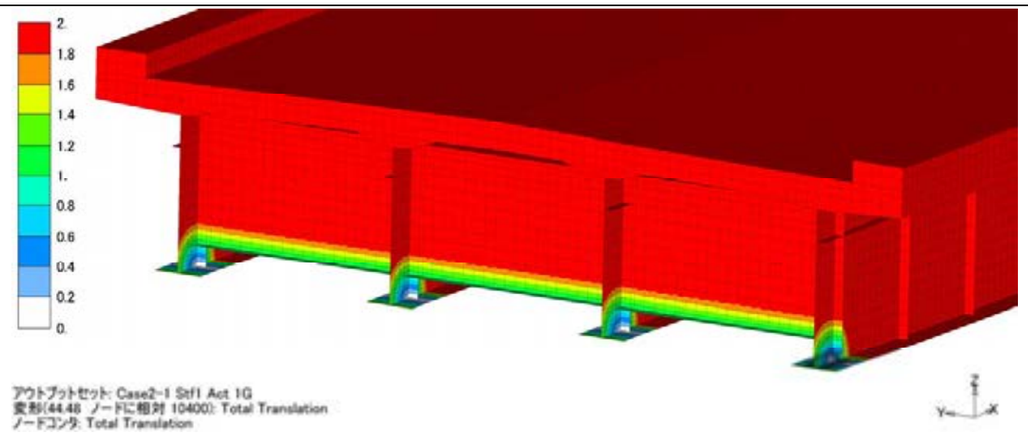


詳細　外中央側

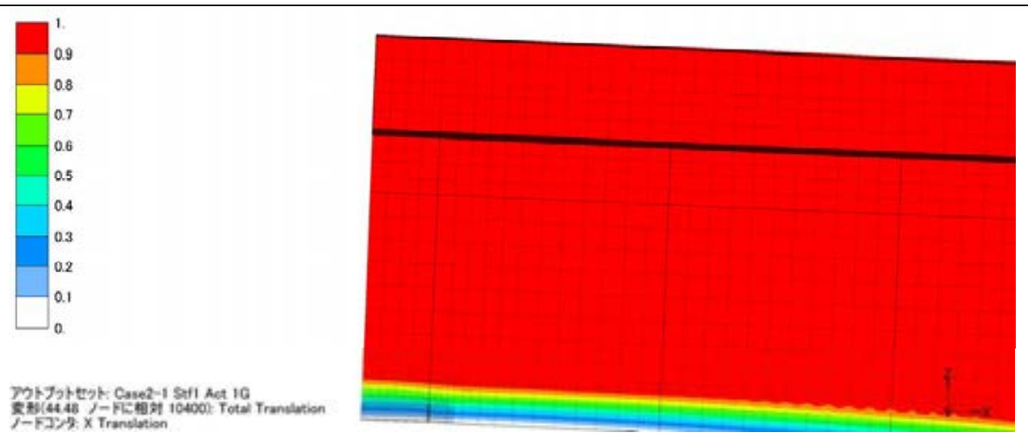
図 2-3-5-6 Case2-1 Stf1 死荷重 補強後 VonMises 応力[N/mm^2]

2) 活荷重

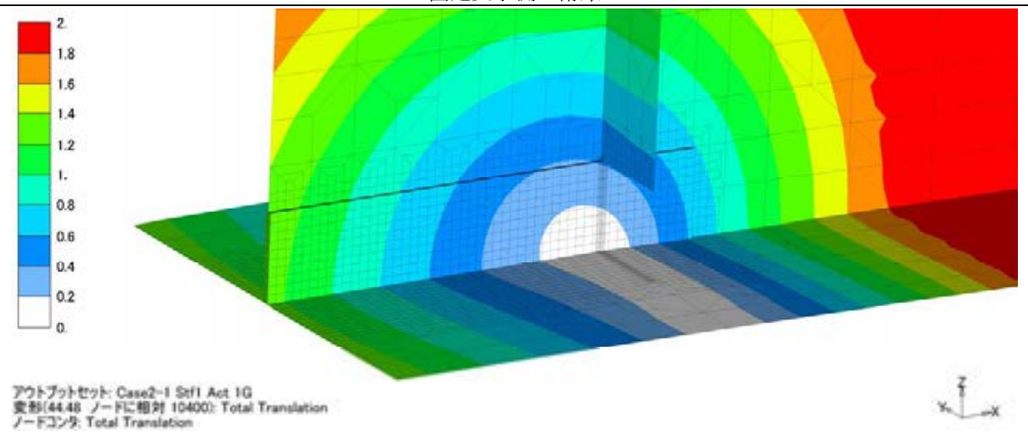
① 1G 補強なし



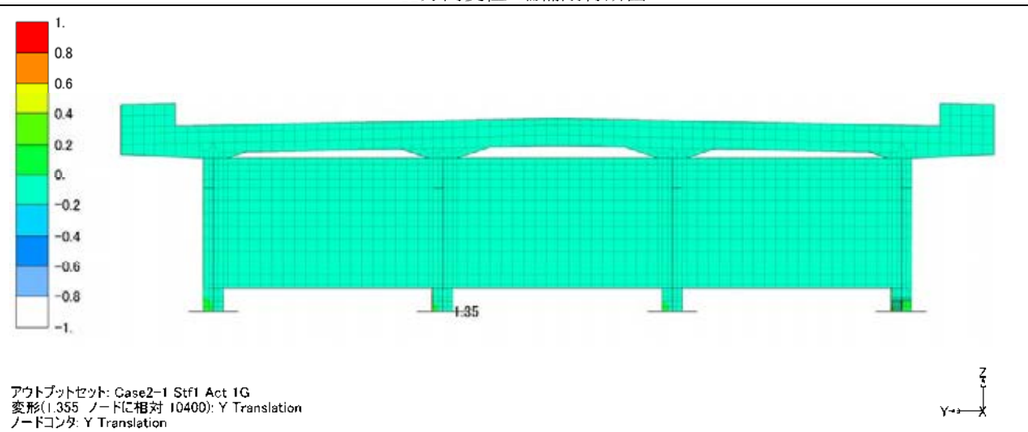
固定支承側　俯瞰



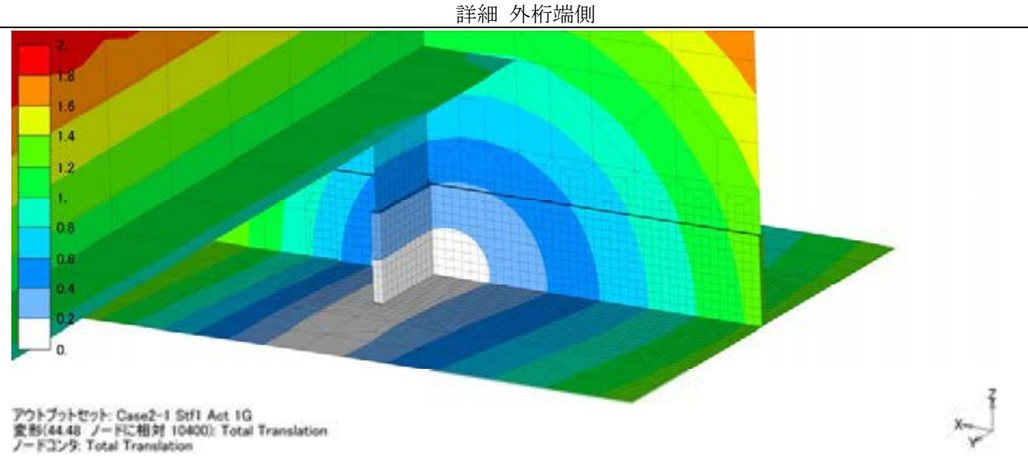
X方向変位 端補剛材断面



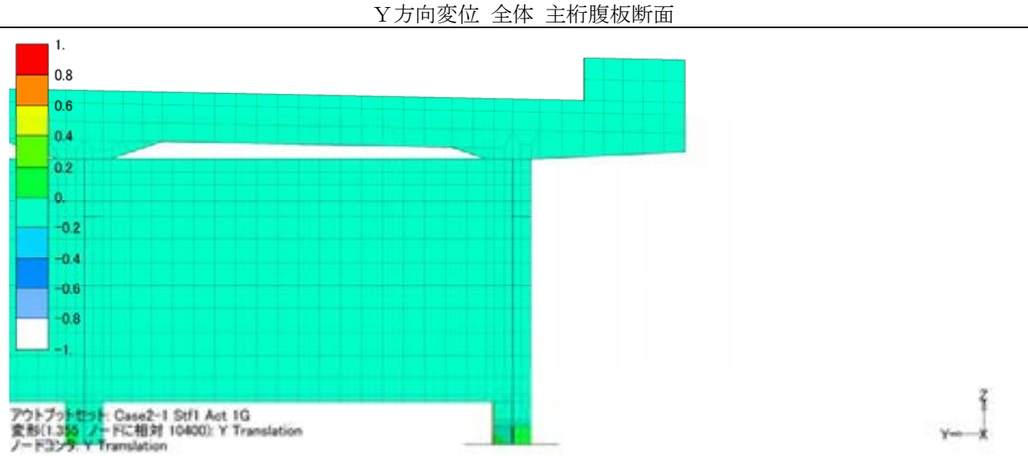
詳細 外桁端側



Y方向変位 全体 主桁腹板断面

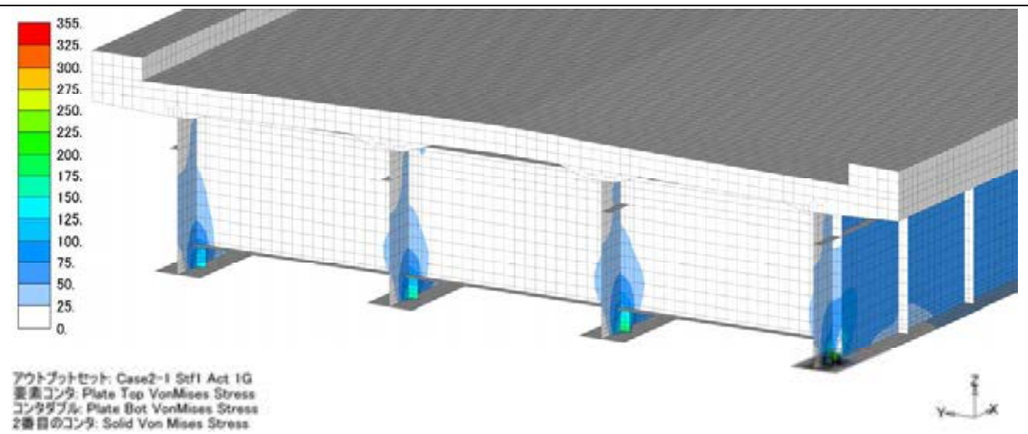


詳細 内桁端側

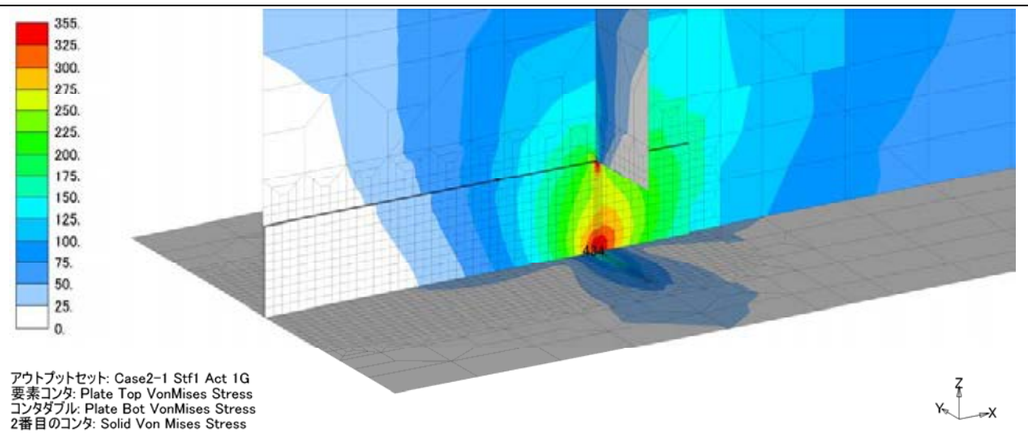


Y方向変位 詳細 主桁腹板断面

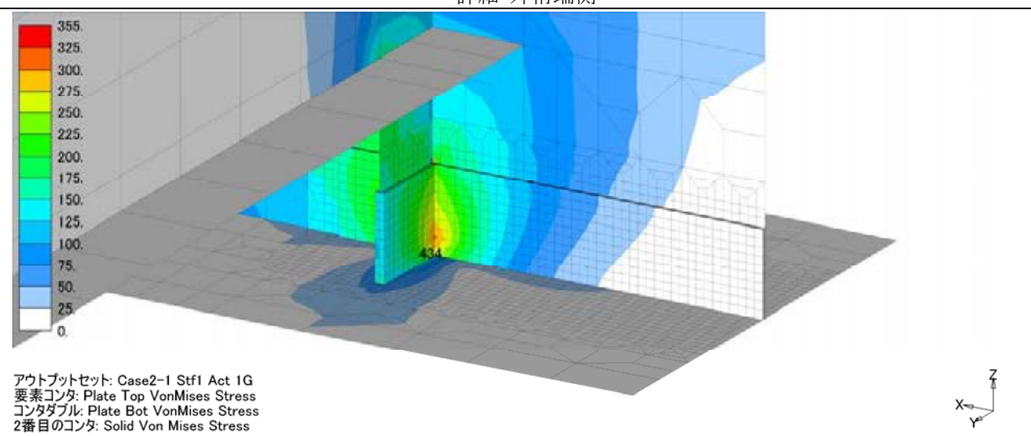
図 2-3-5-7 Case2-1 Stf1 活荷重 1G 補強なし 変形[mm]



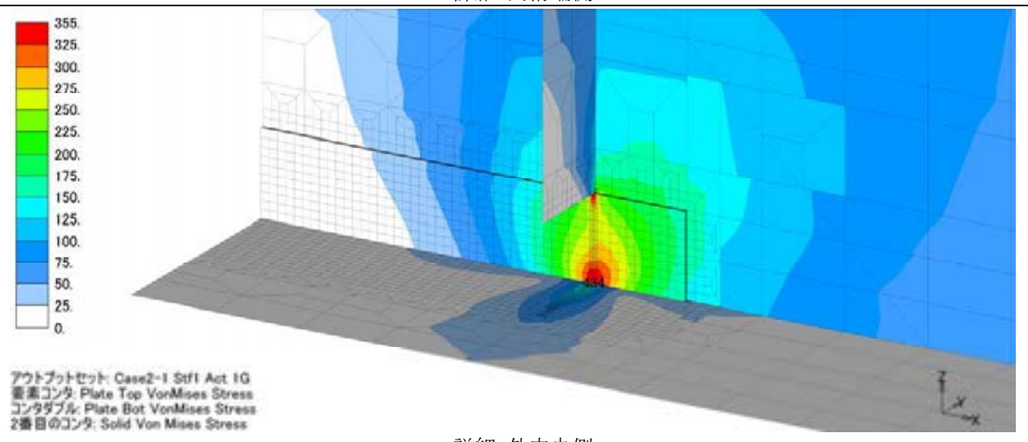
固定支承側　俯瞰



詳細　外桁端側



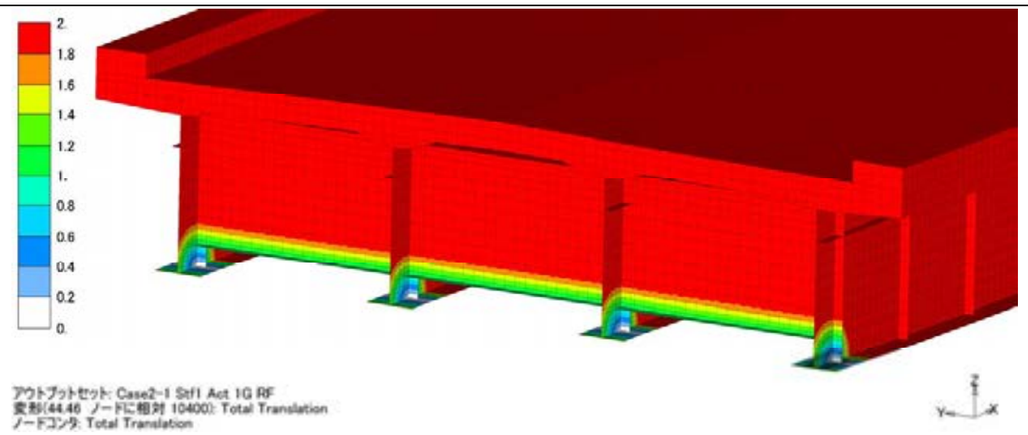
詳細　内桁端側



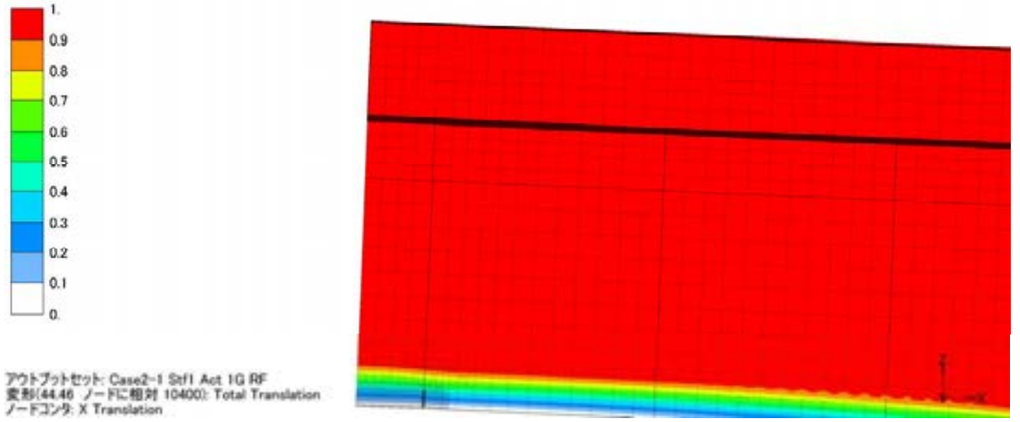
詳細　外中央側

図 2-3-5-8 Case2-1 Stf1 活荷重 1G 補強なし VonMises 応力[N/mm^2]

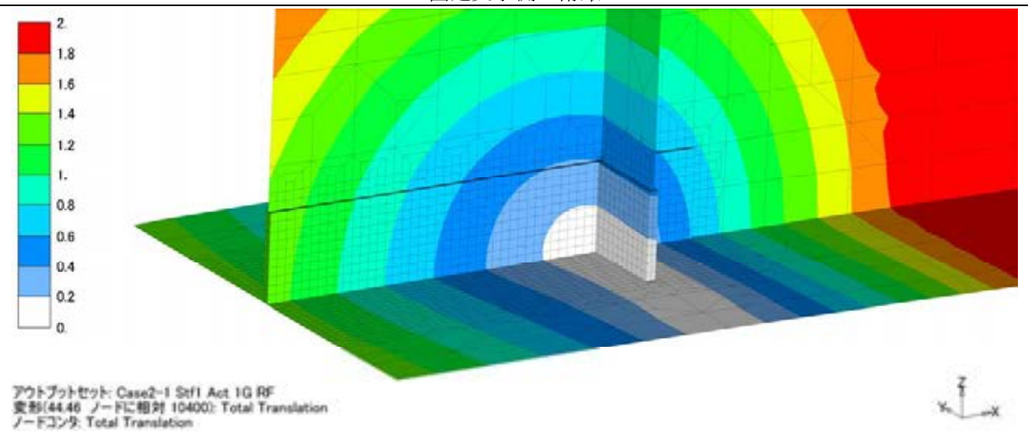
② 1G 補強あり



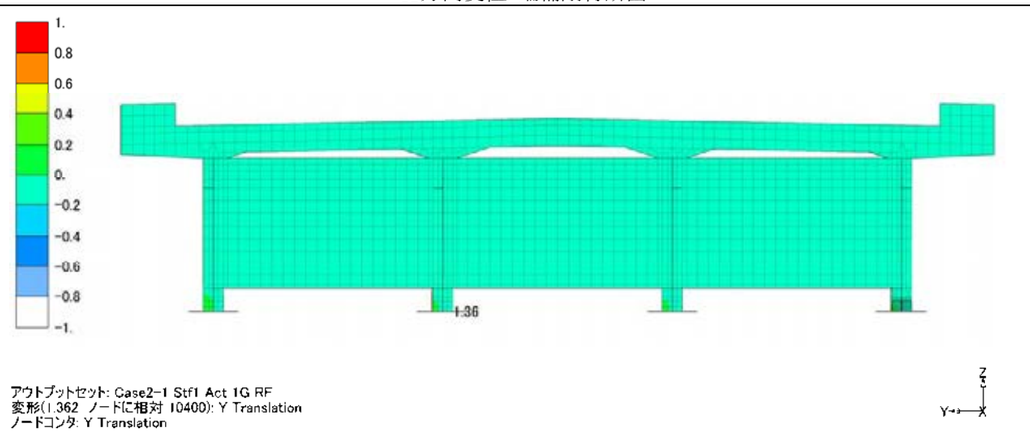
固定支承側　俯瞰



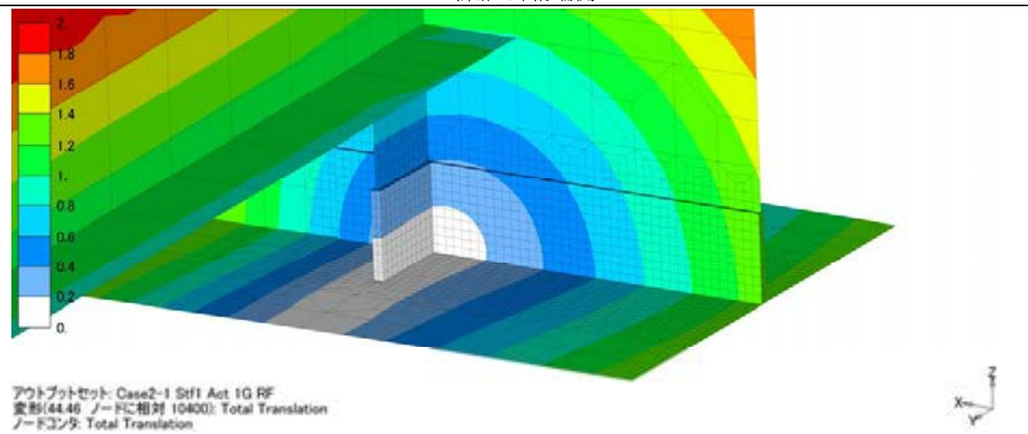
X方向変位 端補剛材断面



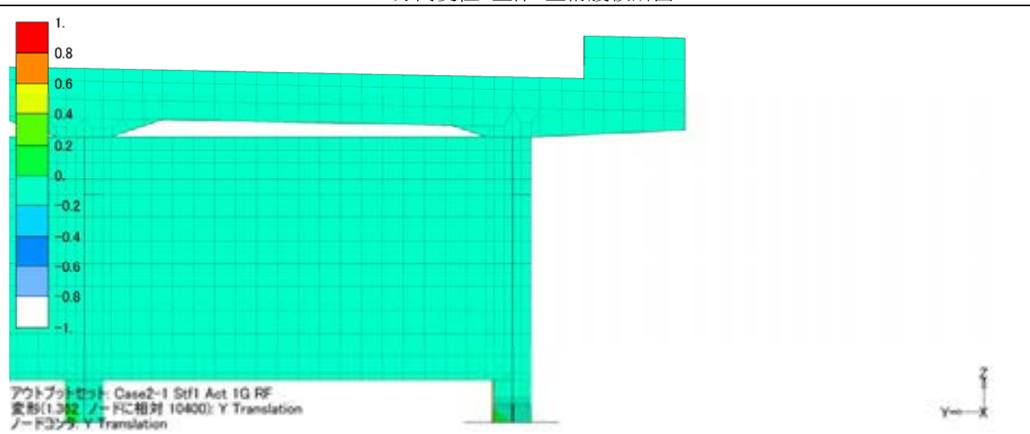
詳細 外桁端側



Y方向変位 全体 主桁腹板断面

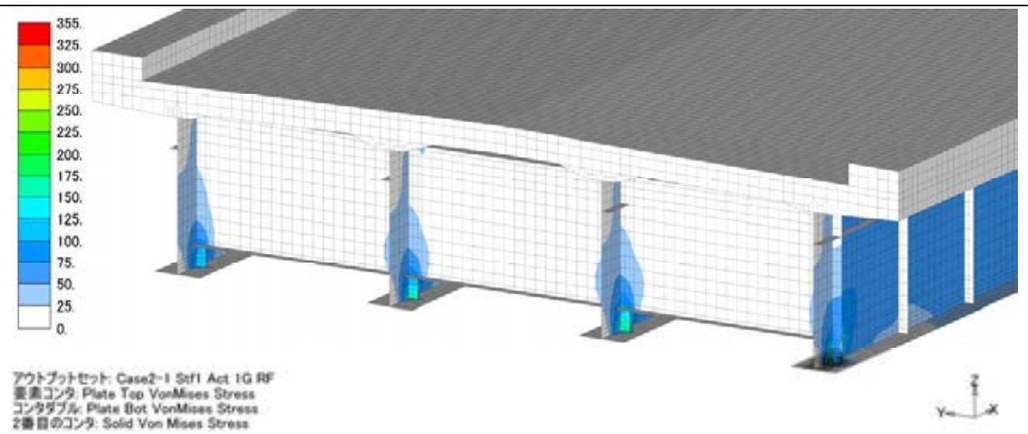


詳細 内桁端側

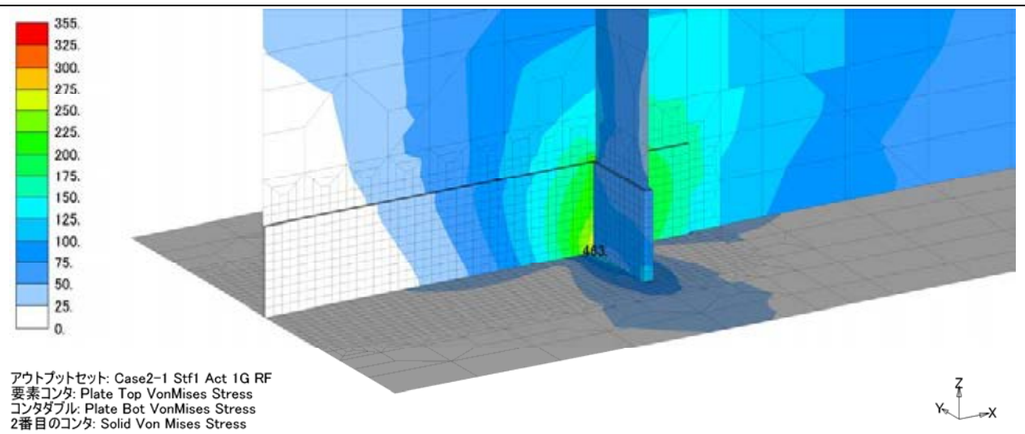


Y方向変位 詳細 主桁腹板断面

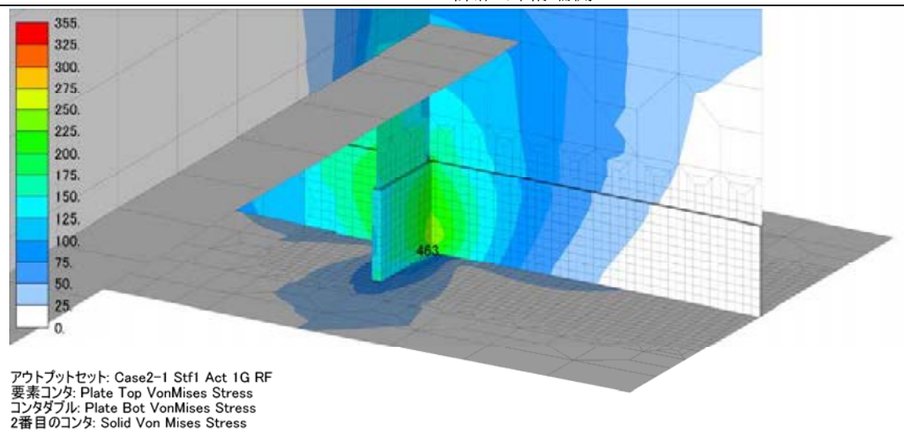
図 2-3-5-9 Case2-1 Stf1 活荷重 1G 補強あり 変形[mm]



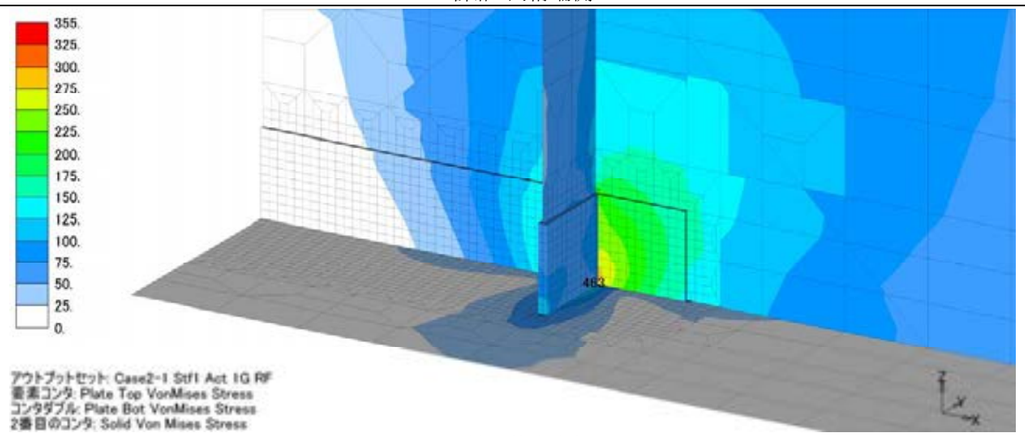
固定支承側　俯瞰



詳細　外桁端側



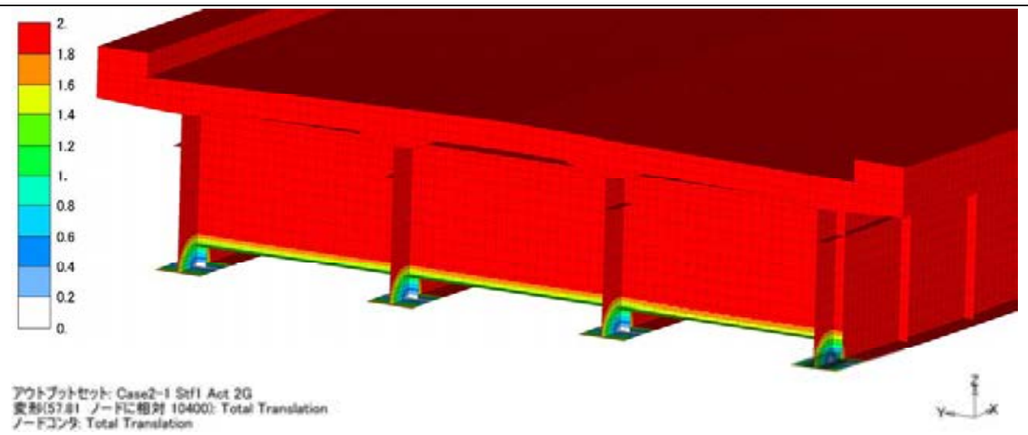
詳細　内桁端側



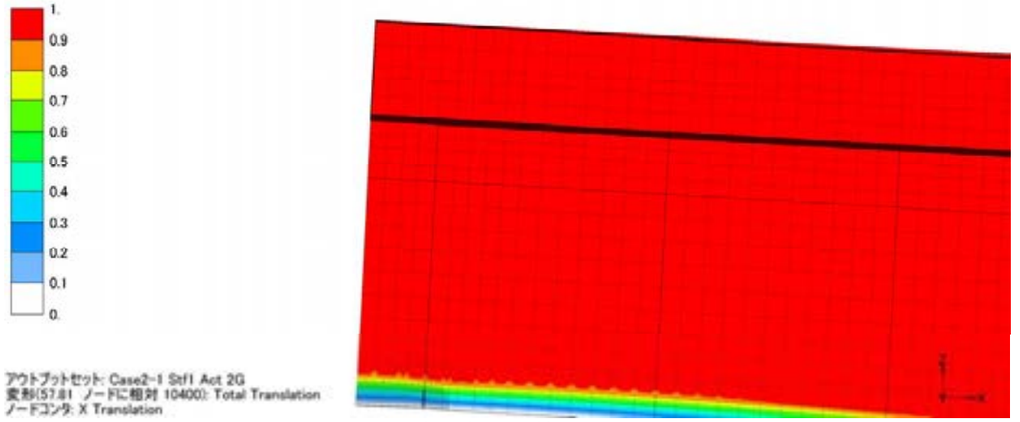
詳細　外中央側

図 2-3-5-10 Case2-1 Stf1 活荷重 1G 補強あり VonMises 応力[N/mm^2]

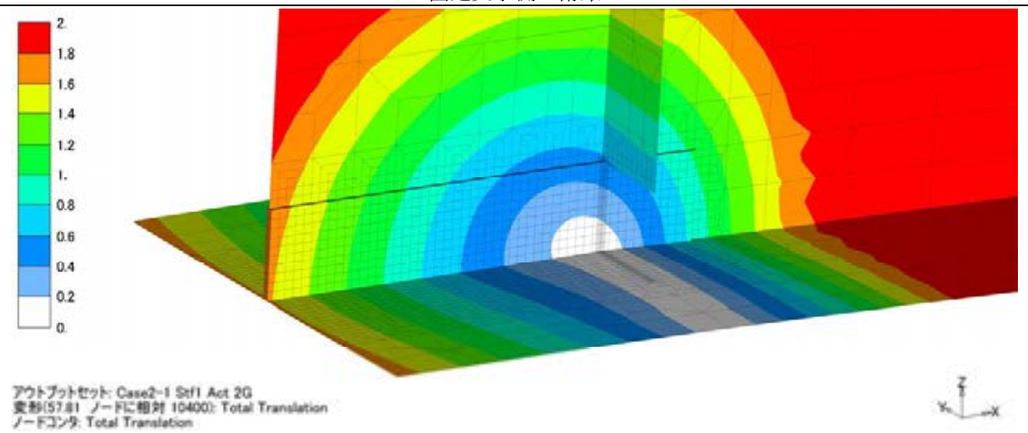
③ 2G 補強なし



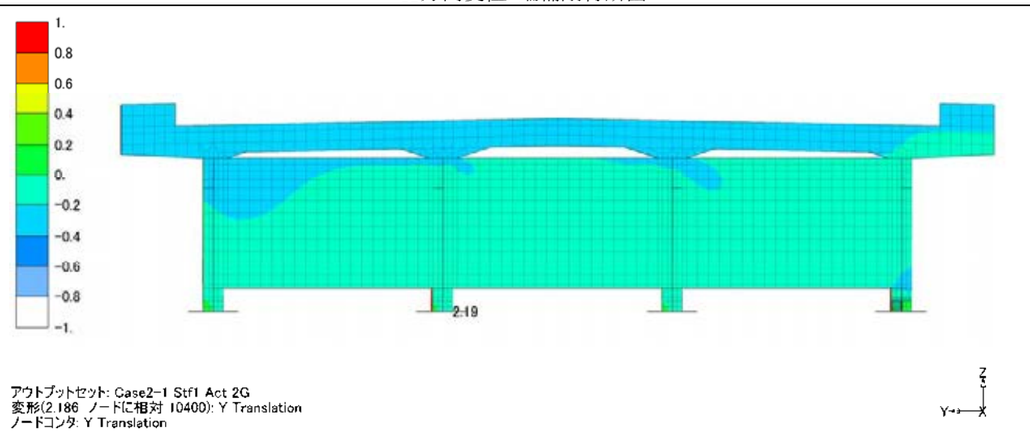
固定支承側　俯瞰



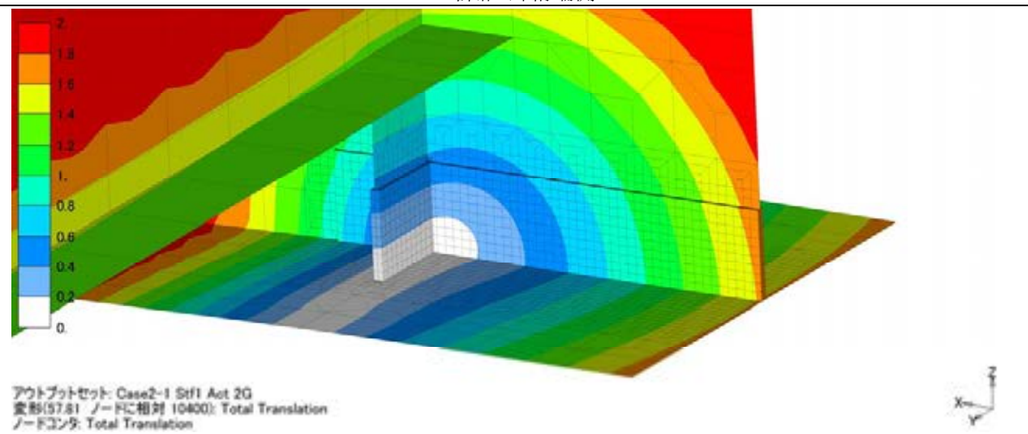
X方向変位　端補剛材断面



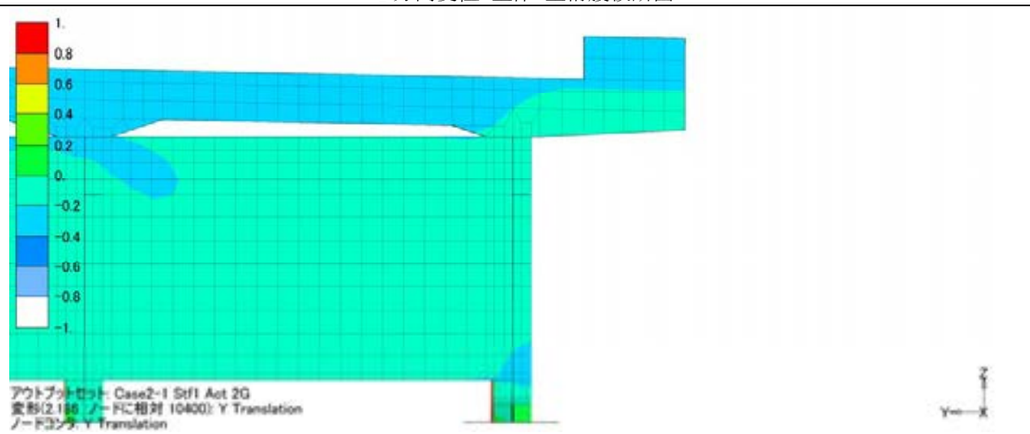
詳細　外桁端側



Y方向変位　全体　主桁腹板断面

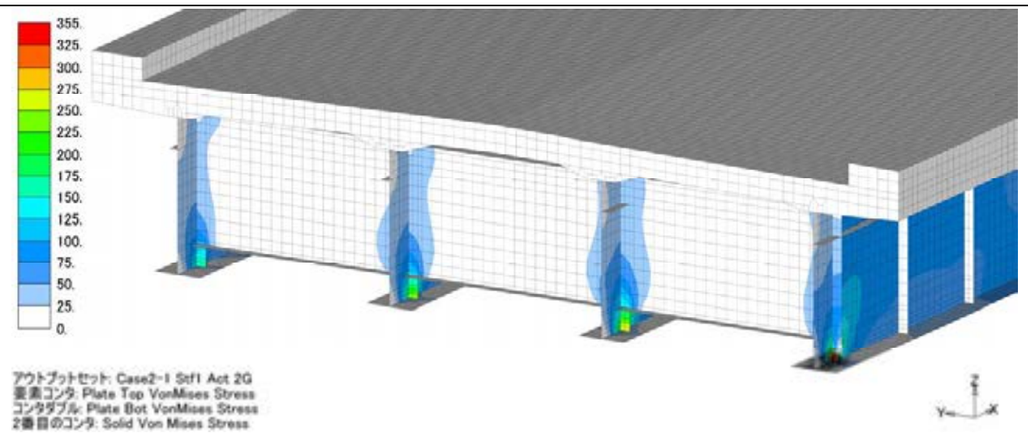


詳細　内桁端側

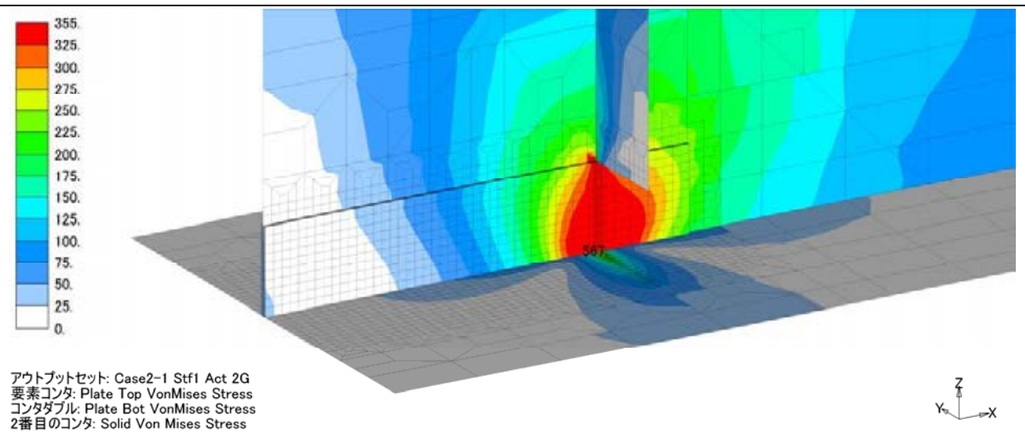


Y方向変位　詳細　主桁腹板断面

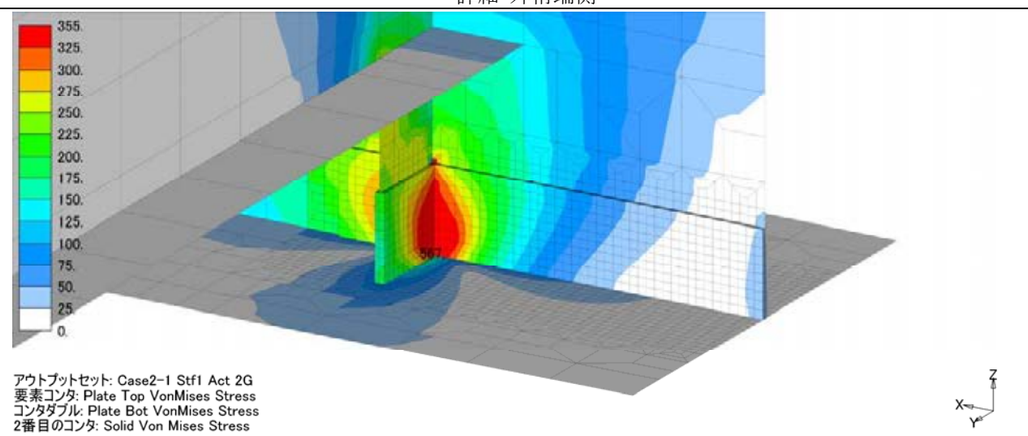
図 2-3-5-11 Case2-1 Stf1 活荷重 2G 補強なし 変形[mm]



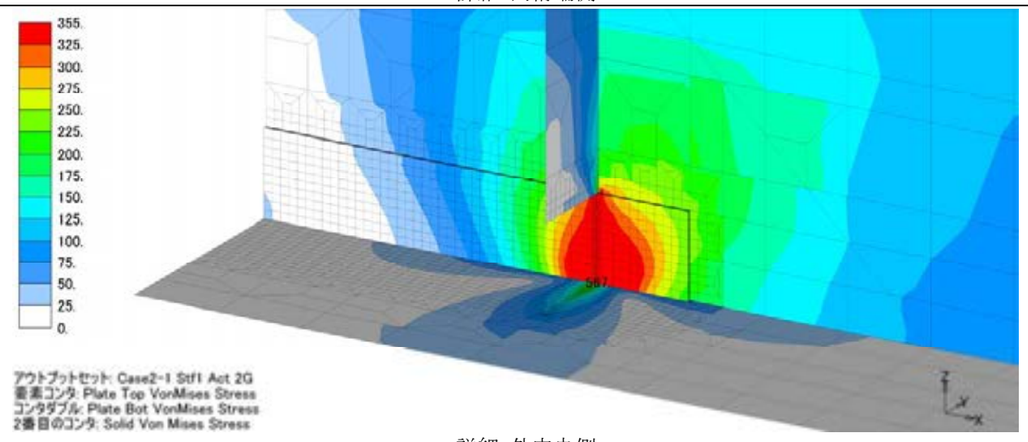
固定支承側　俯瞰



詳細　外桁端側



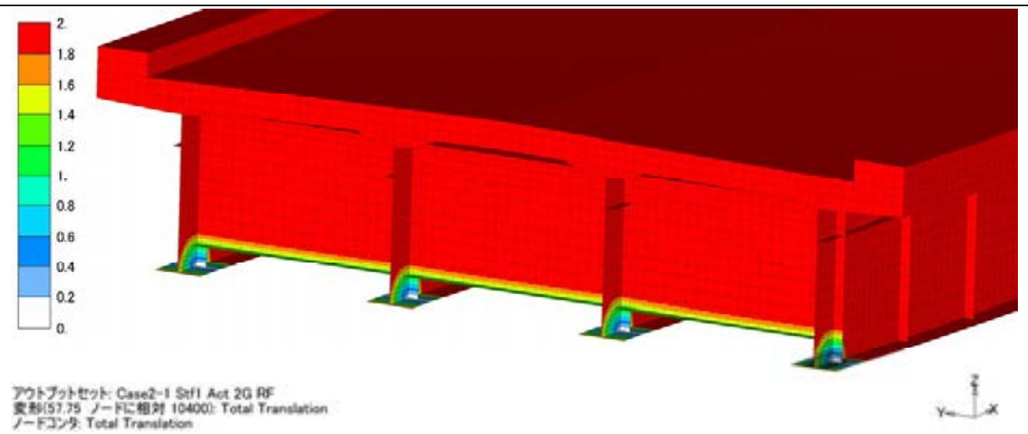
詳細　内桁端側



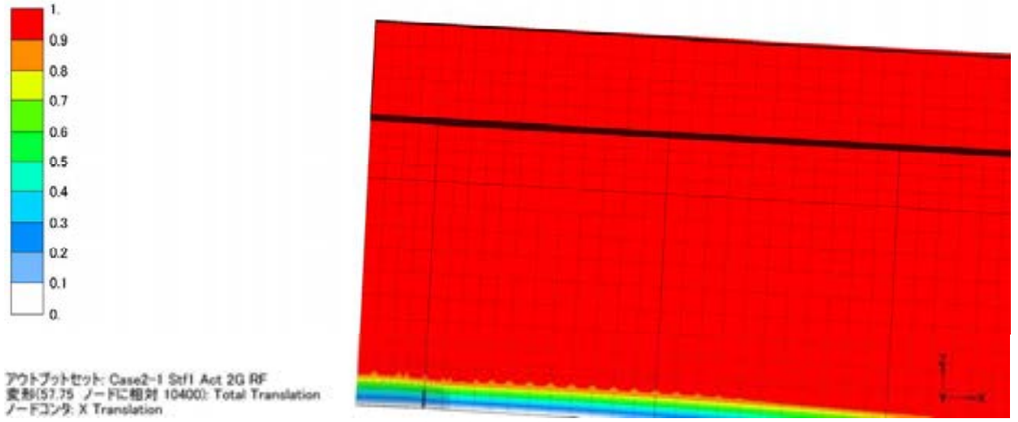
詳細　外中央側

図 2-3-5-12 Case2-1 Stf1 活荷重 2G 補強なし VonMises 応力[N/mm^2]

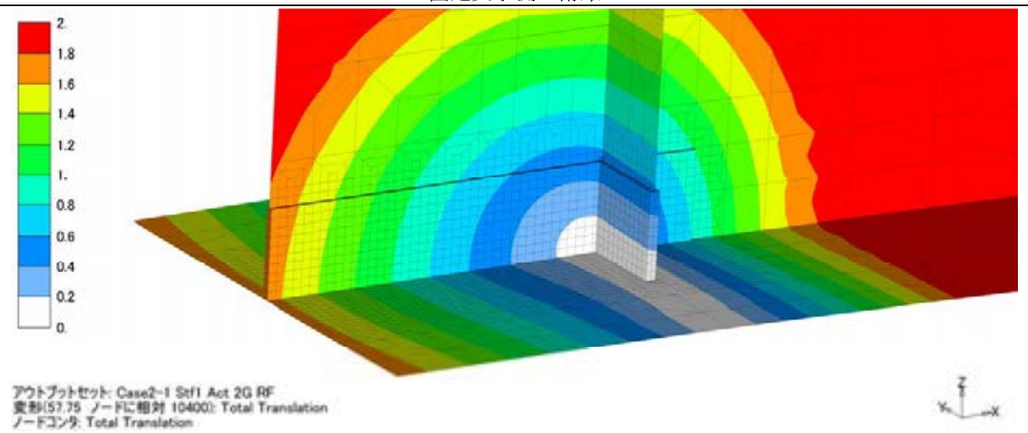
④ 2G 補強あり



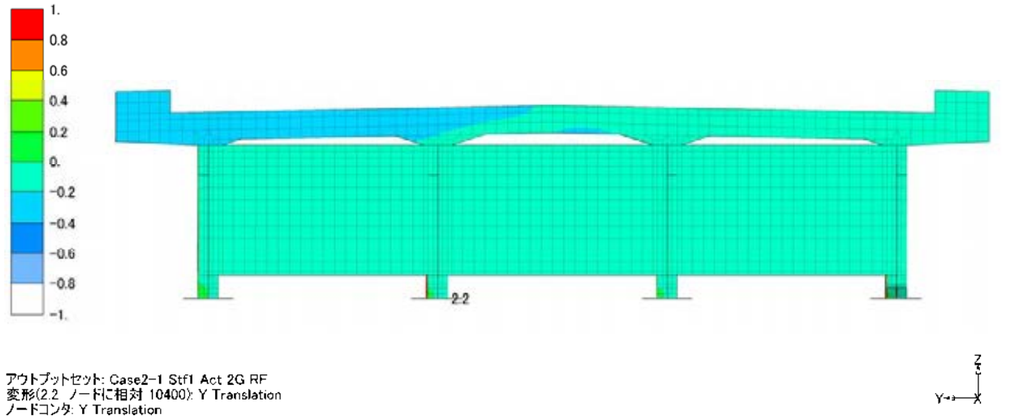
固定支承側　俯瞰



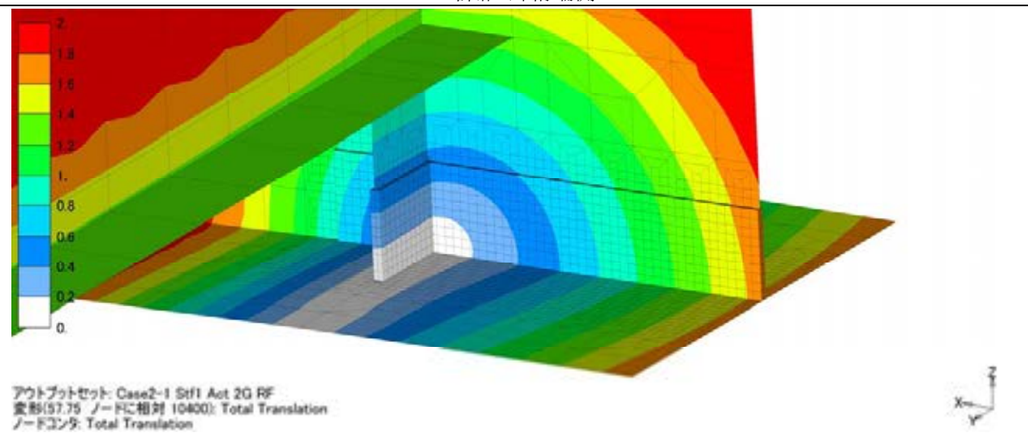
X方向変位　端補剛材断面



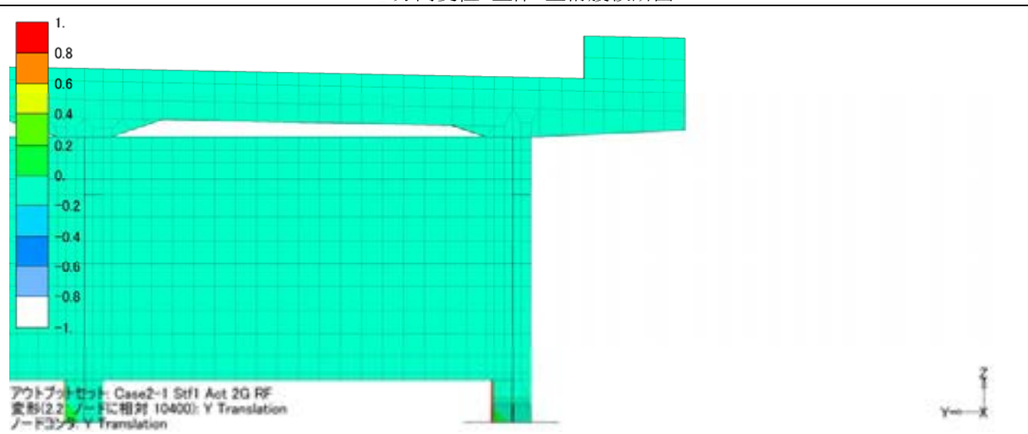
詳細　外桁端側



Y方向変位　全体　主桁腹板断面

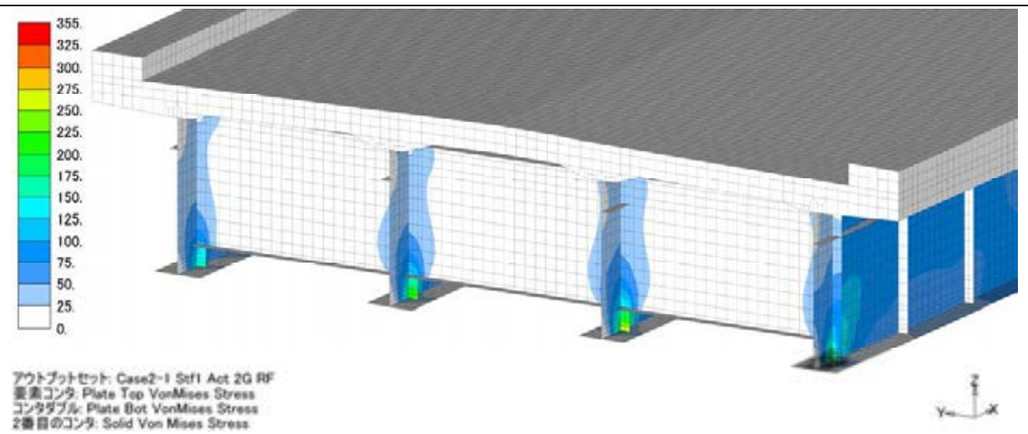


詳細　内桁端側

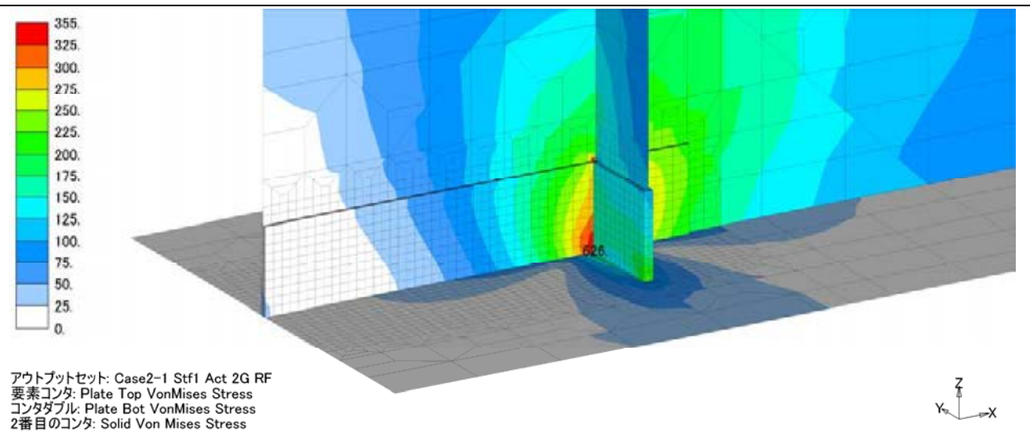


Y方向変位　詳細　主桁腹板断面

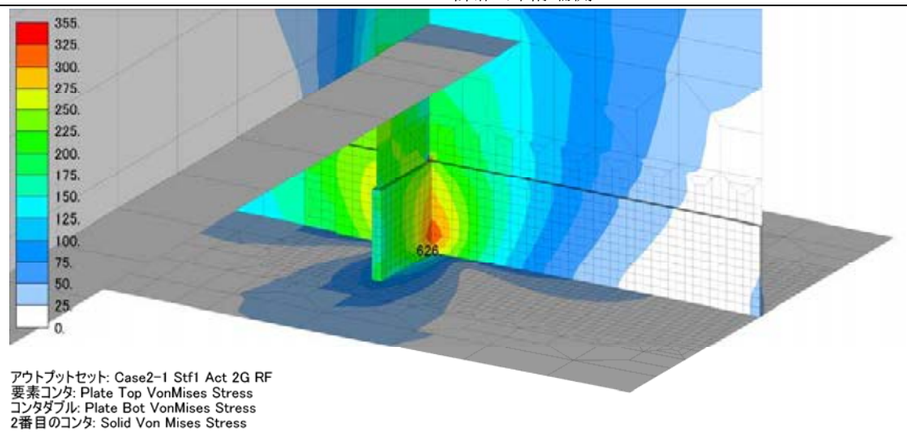
図 2-3-5-13 Case2-1 Stf1 活荷重 2G 補強あり 変形[mm]



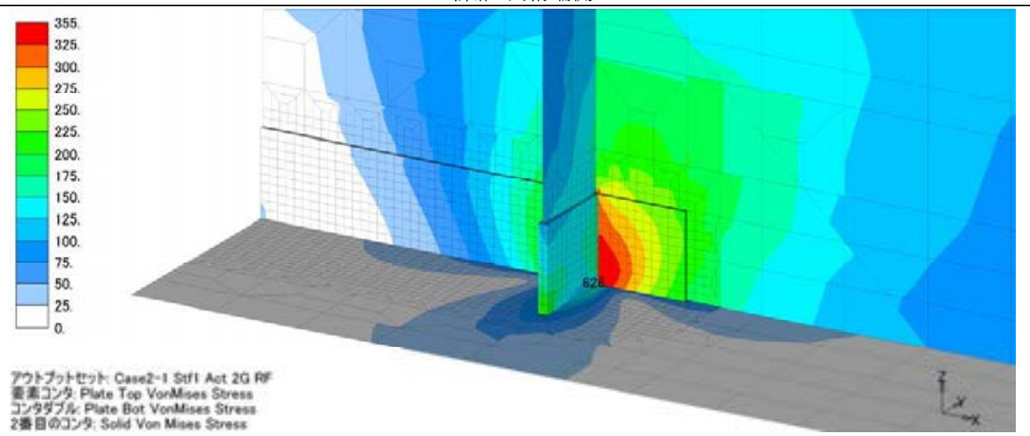
固定支承側　俯瞰



詳細　外桁端側



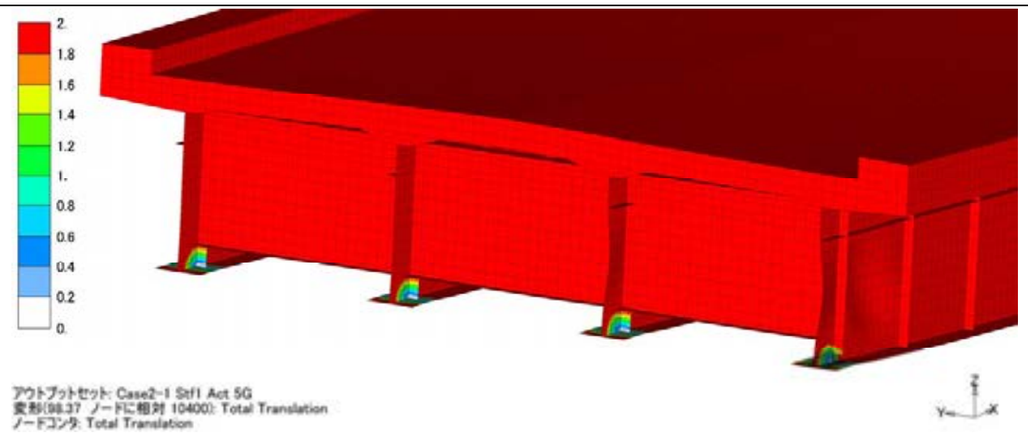
詳細　内桁端側



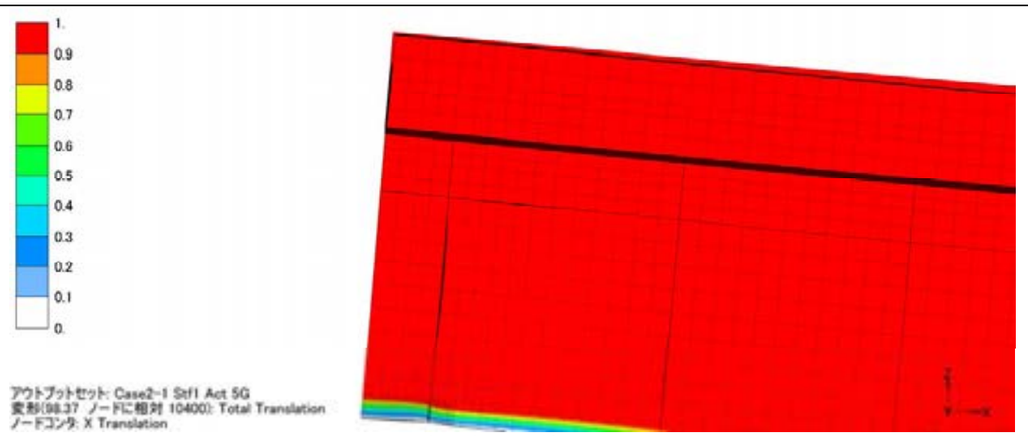
詳細　外中央側

図 2-3-5-14 Case2-1 Stf1 活荷重 2G 補強あり VonMises 応力[N/mm^2]

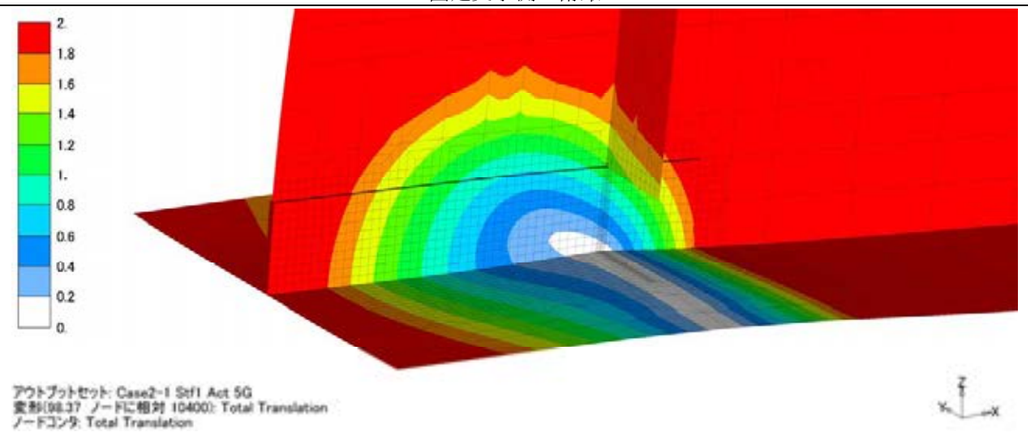
⑤ 5G 補強なし



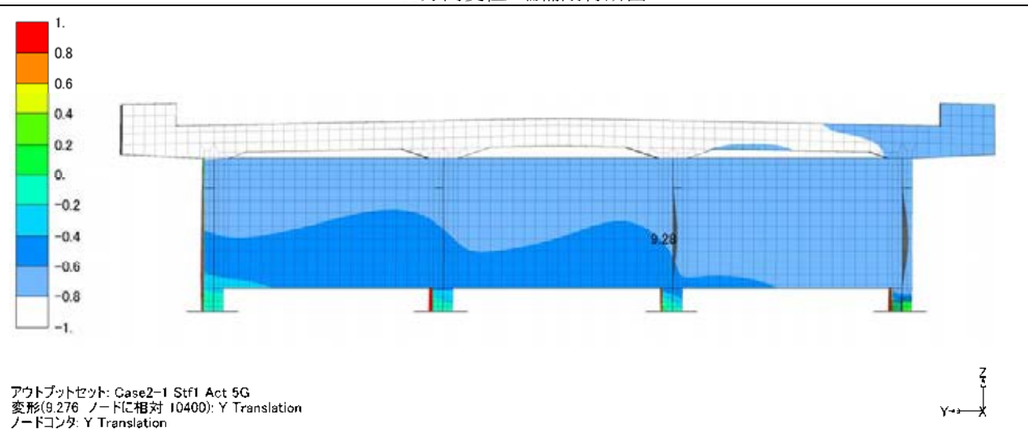
固定支承側　俯瞰



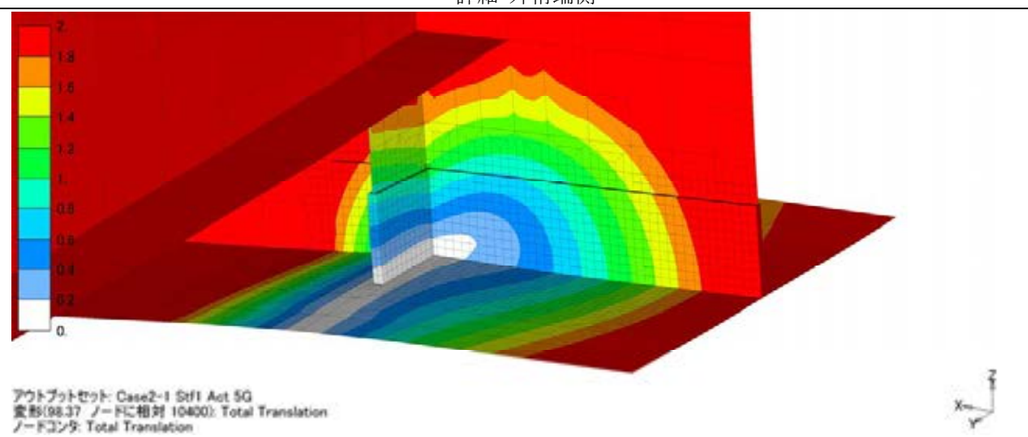
X方向変位　端補剛材断面



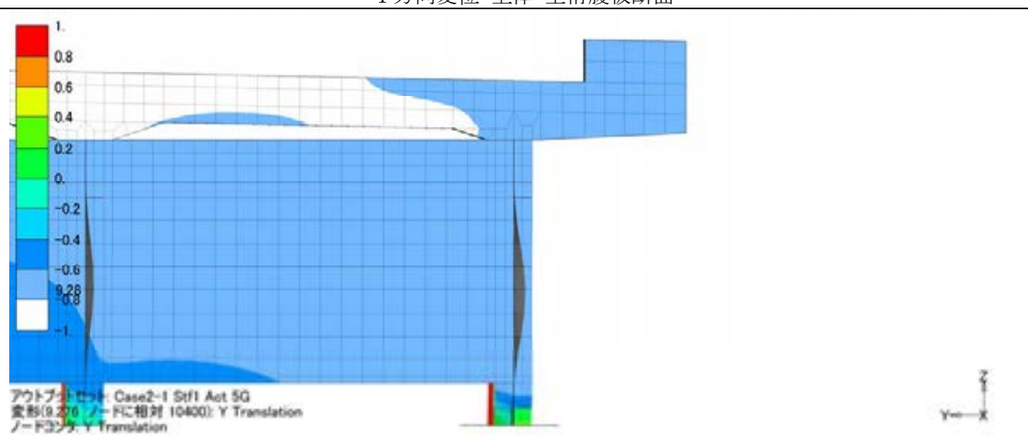
詳細　外桁端側



Y方向変位　全体　主桁腹板断面

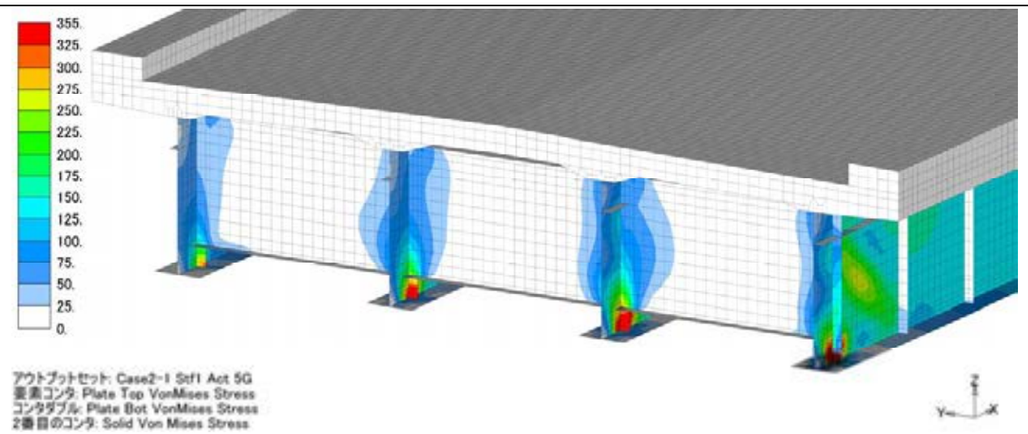


詳細　内桁端側

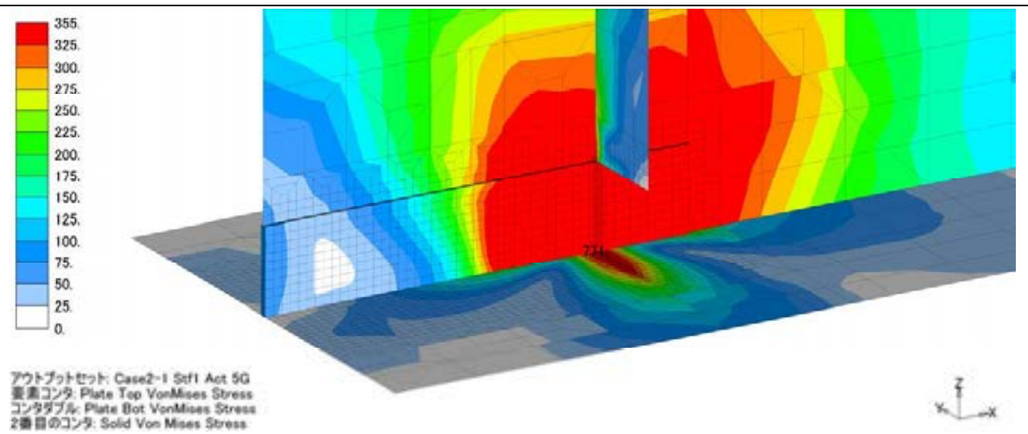


Y方向変位　詳細　主桁腹板断面

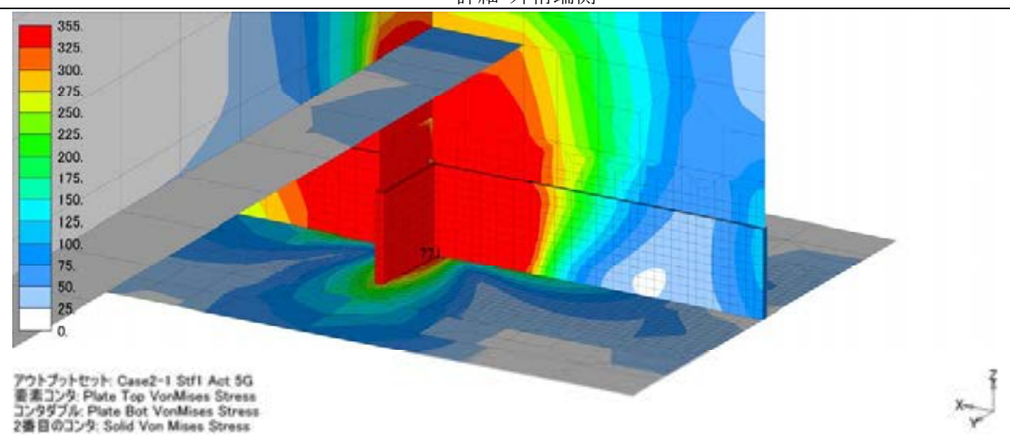
図 2-3-5-15 Case2-1 Stf1 活荷重 5G 補強なし 変形[mm]



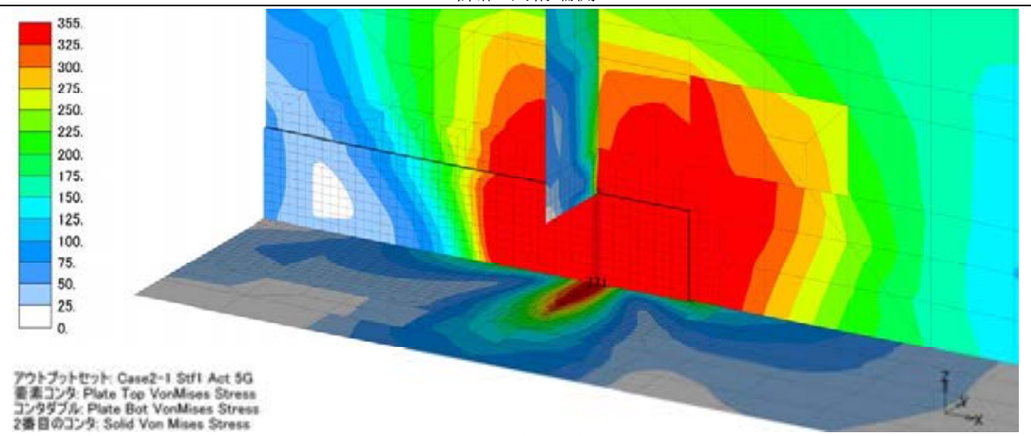
固定支承側　俯瞰



詳細　外桁端側



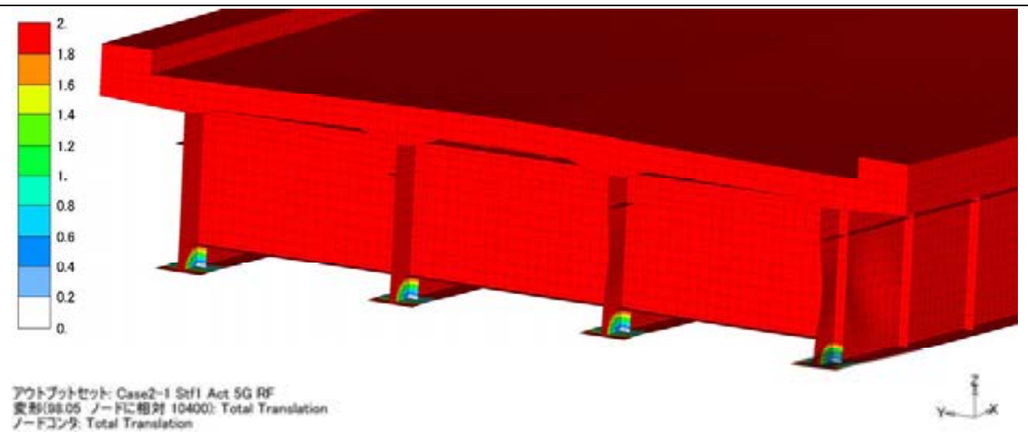
詳細　内桁端側



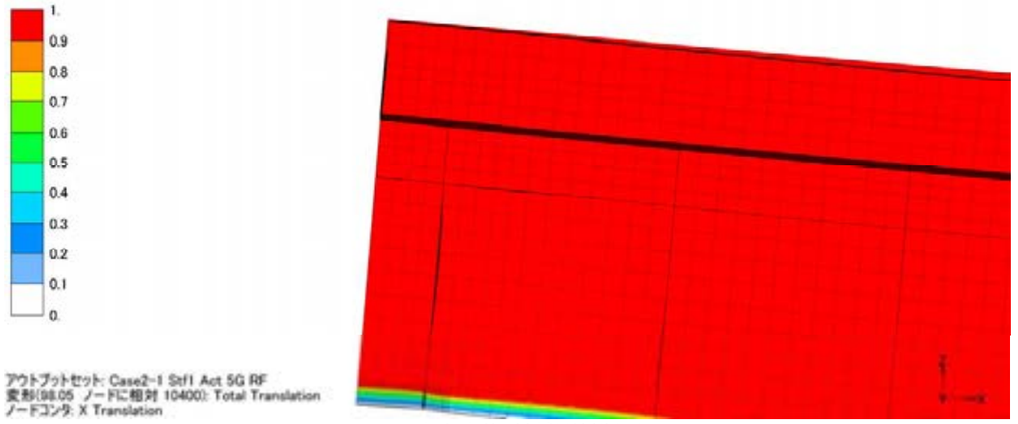
詳細　外中央側

図 2-3-5-16 Case2-1 Stf1 活荷重 5G 補強なし VonMises 応力[N/mm^2]

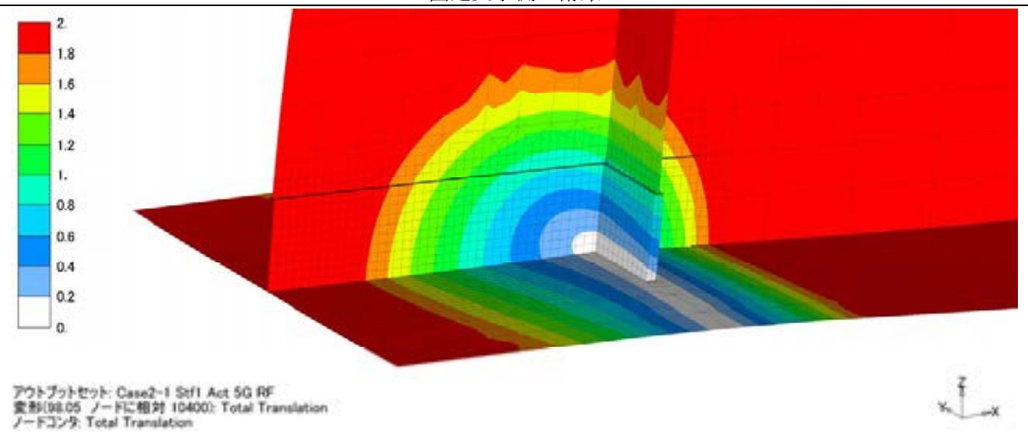
⑥ 5G 補強あり



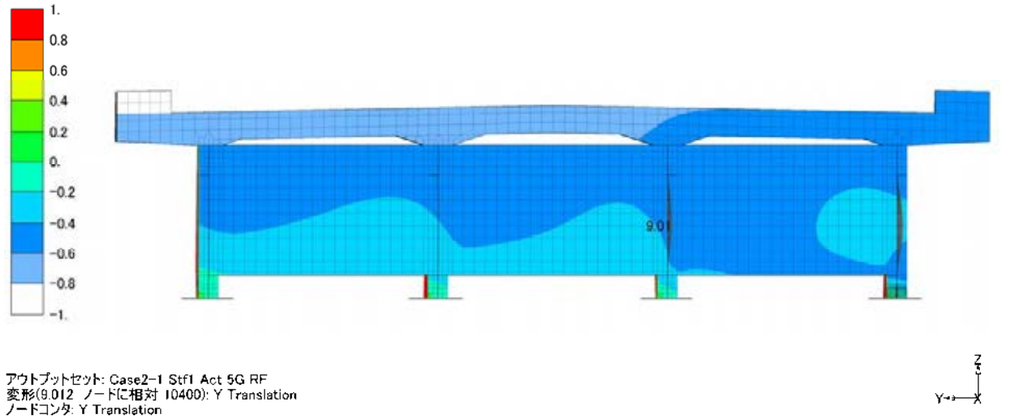
固定支承側　俯瞰



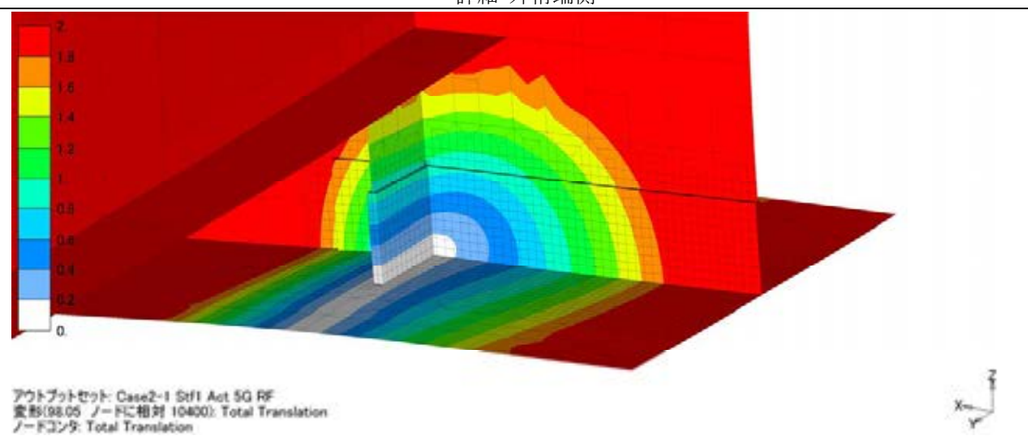
X方向変位 端補剛材断面



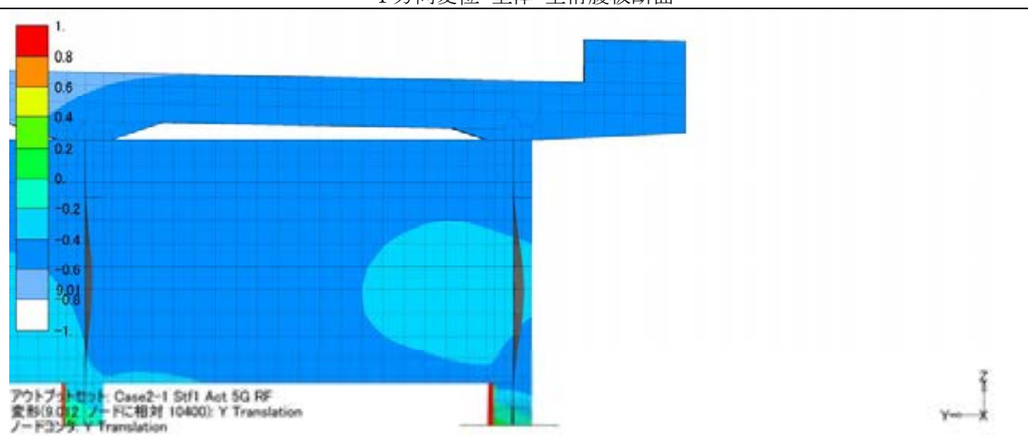
詳細 外桁端側



Y方向変位 全体 主桁腹板断面

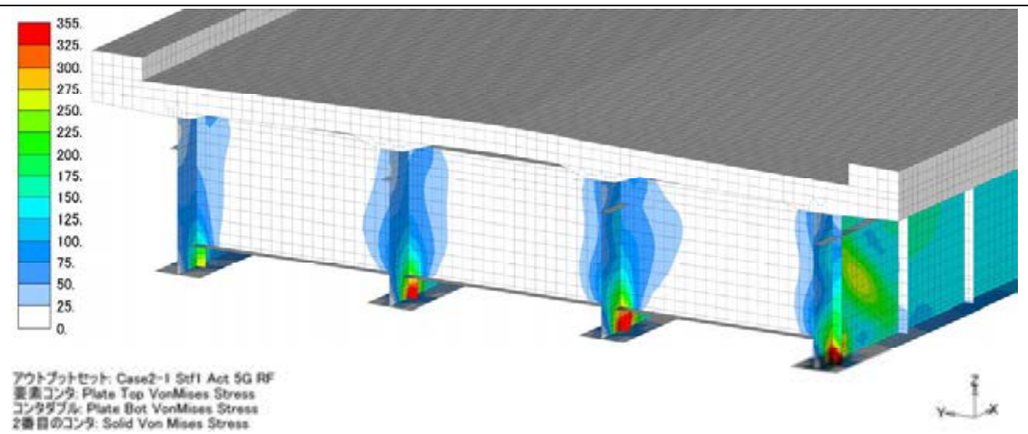


詳細 内桁端側

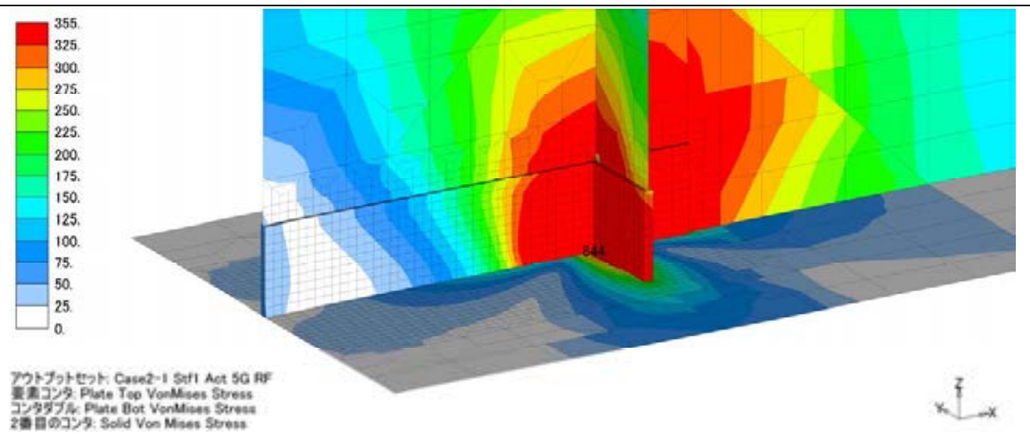


Y方向変位 詳細 主桁腹板断面

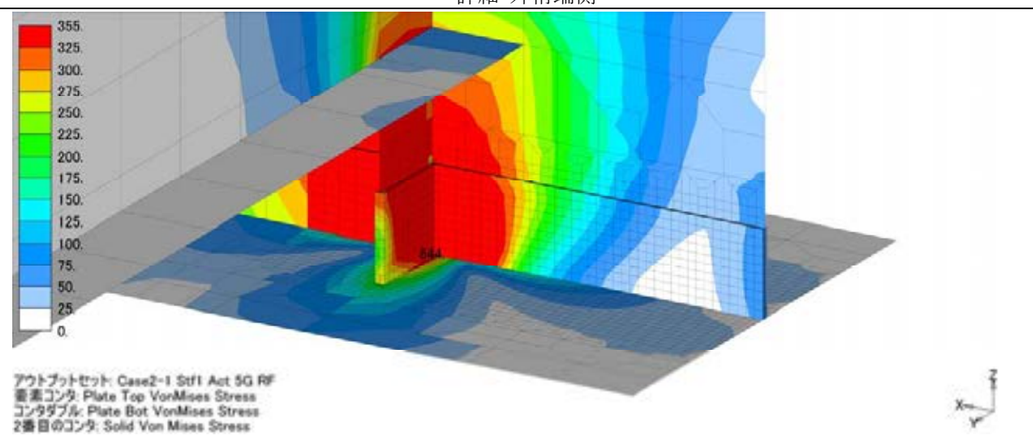
図 2-3-5-17 Case2-1 Stf1 活荷重 5G 補強あり 変形[mm]



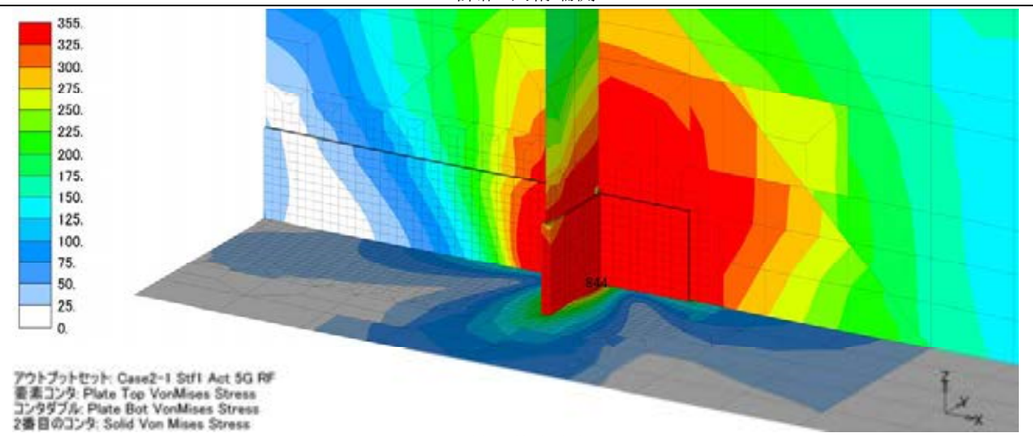
固定支承側　俯瞰



詳細　外桁端側



詳細　内桁端側



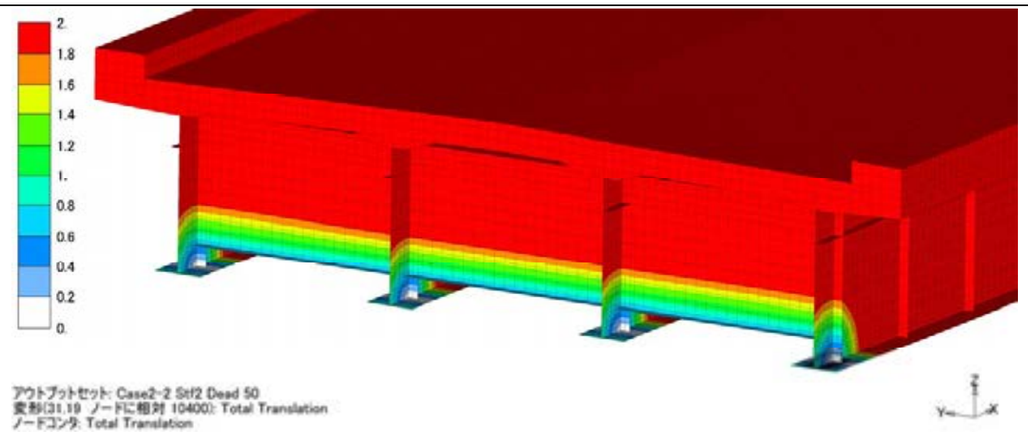
詳細　外中央側

図 2-3-5-18 Case2-1 Stf1 活荷重 5G 補強あり VonMises 応力[N/mm^2]

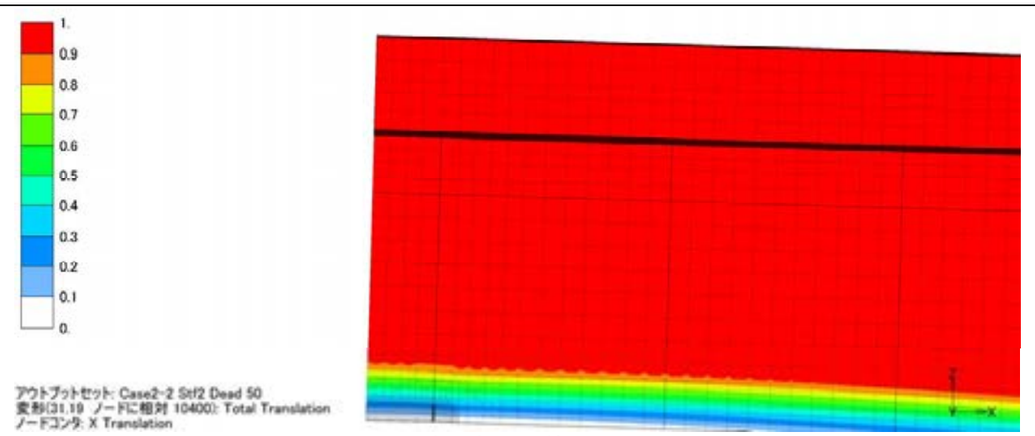
付録2-3-6. Case2-2 Stf2

1) 死荷重

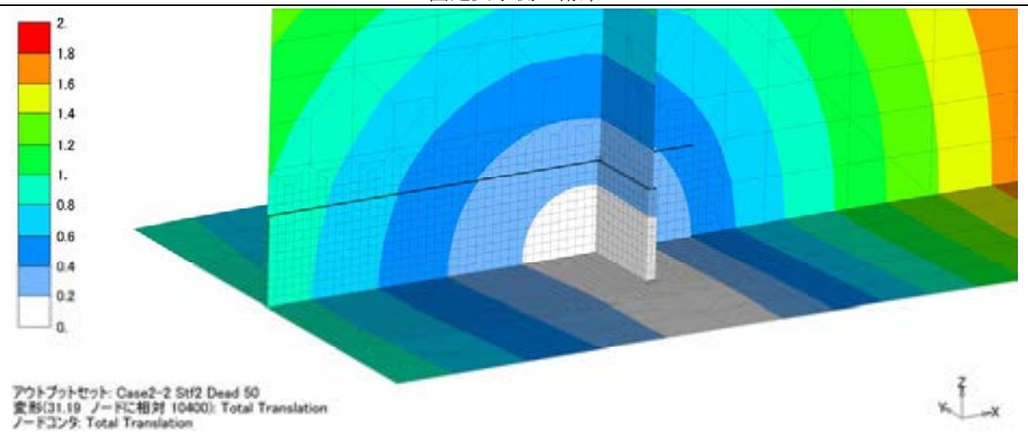
① 板厚半欠損



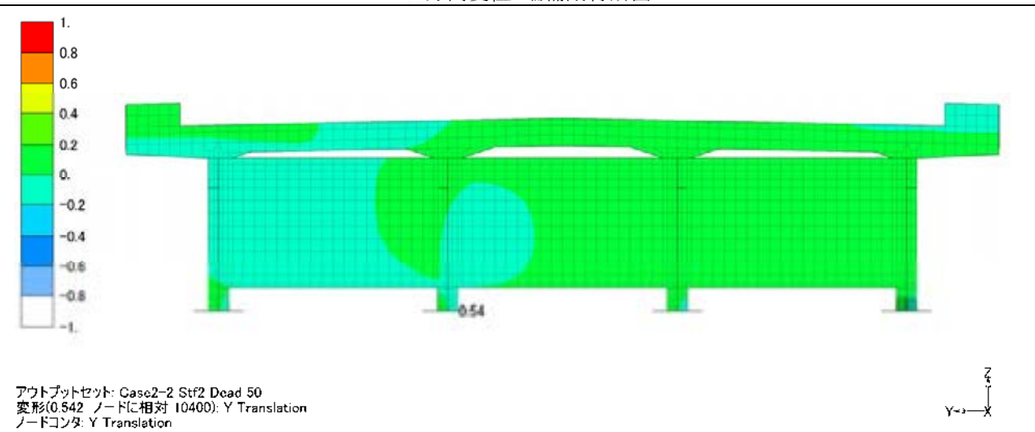
固定支承側　俯瞰



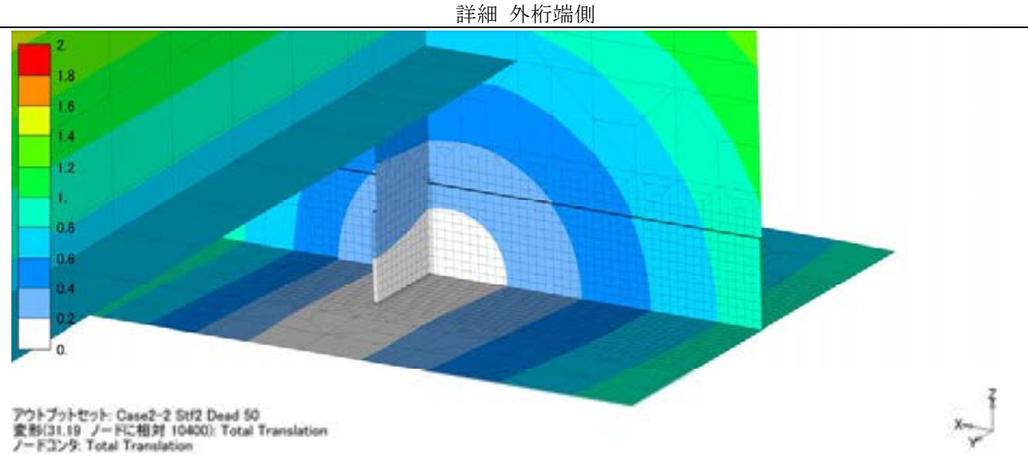
X方向変位　端補剛材断面



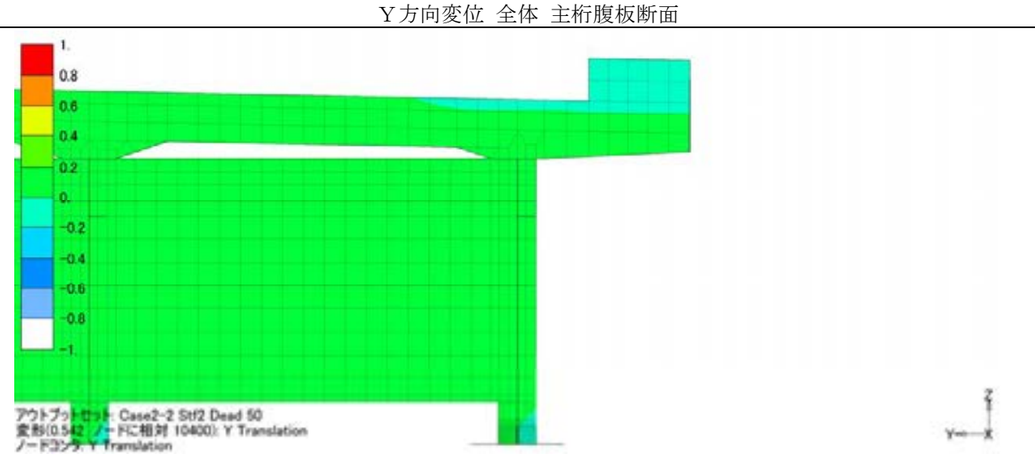
詳細　外桁端側



Y方向変位　全体　主桁腹板断面

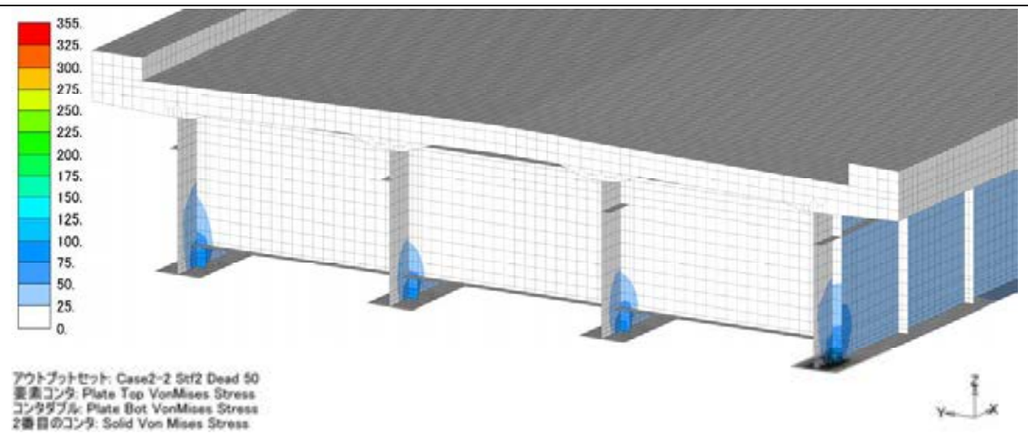


詳細　内桁端側

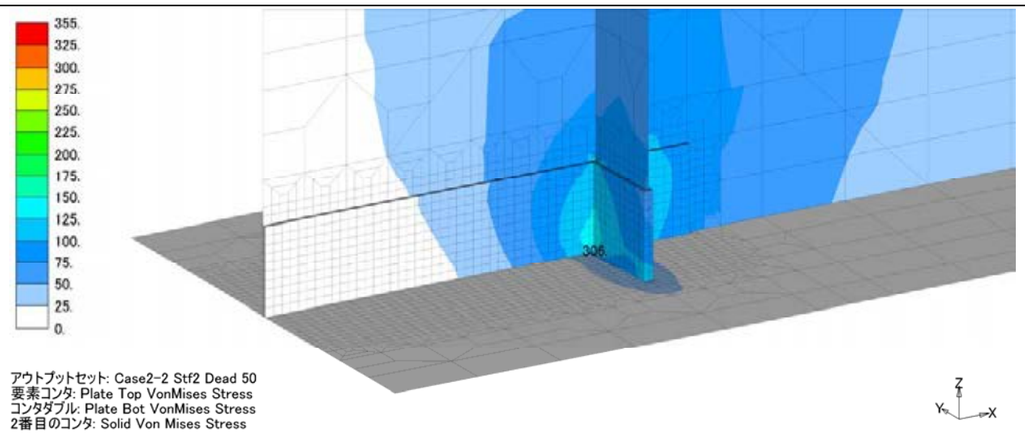


Y方向変位　詳細　主桁腹板断面

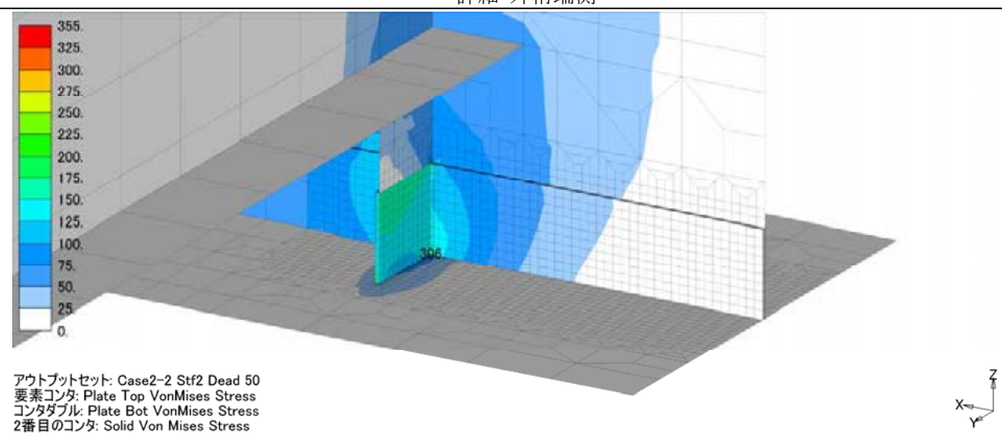
図 2-3-6-1 Case2-2 Stf2 死荷重 板厚半欠損 変形[mm]



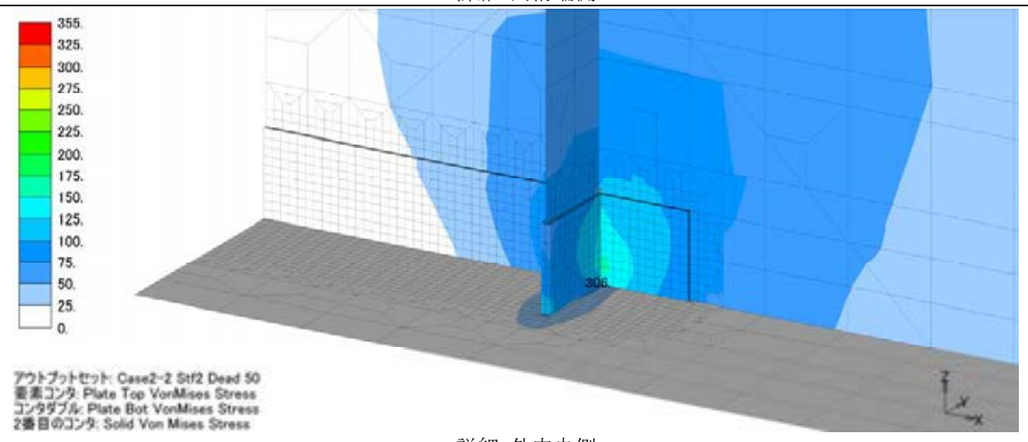
固定支承側　俯瞰



詳細　外桁端側



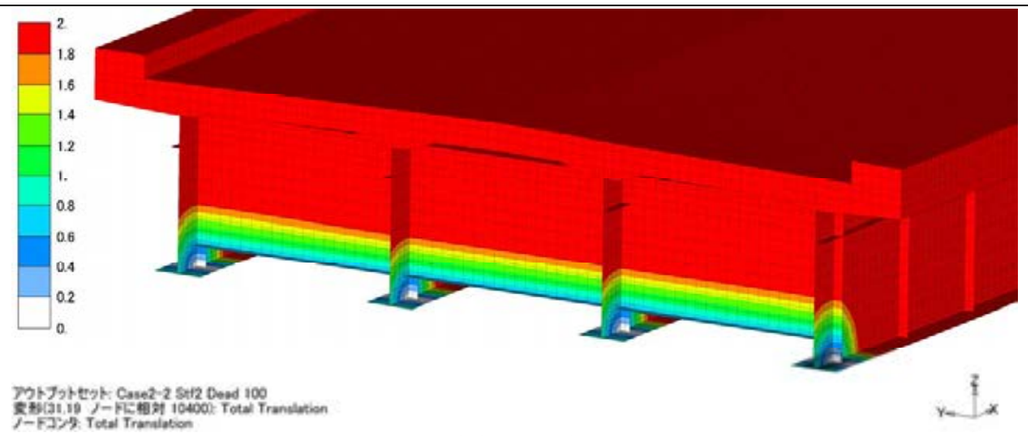
詳細　内桁端側



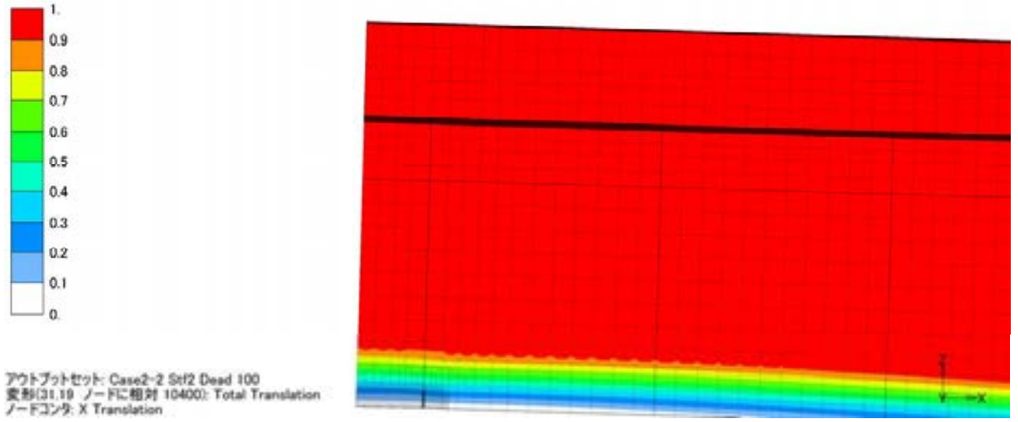
詳細　外中央側

図 2-3-6-2 Case2-2 Stf2 死荷重 板厚半欠損 VonMises 応力[N/mm^2]

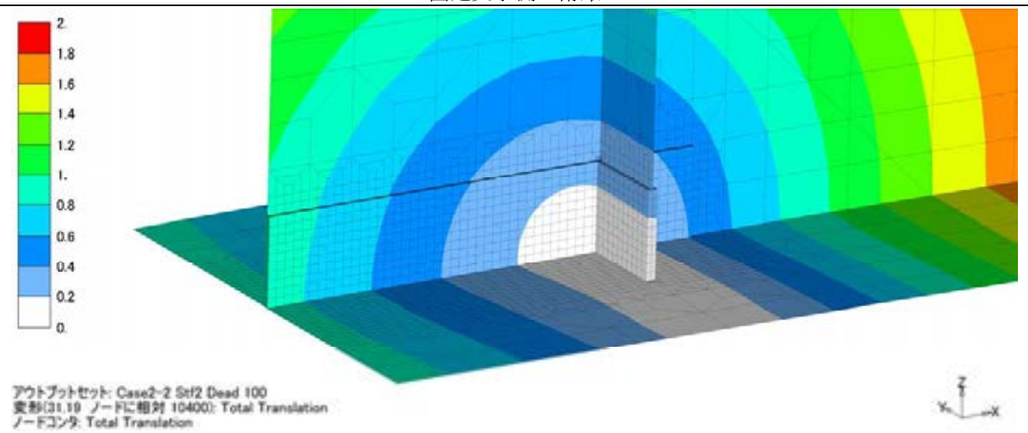
② 板厚全欠損



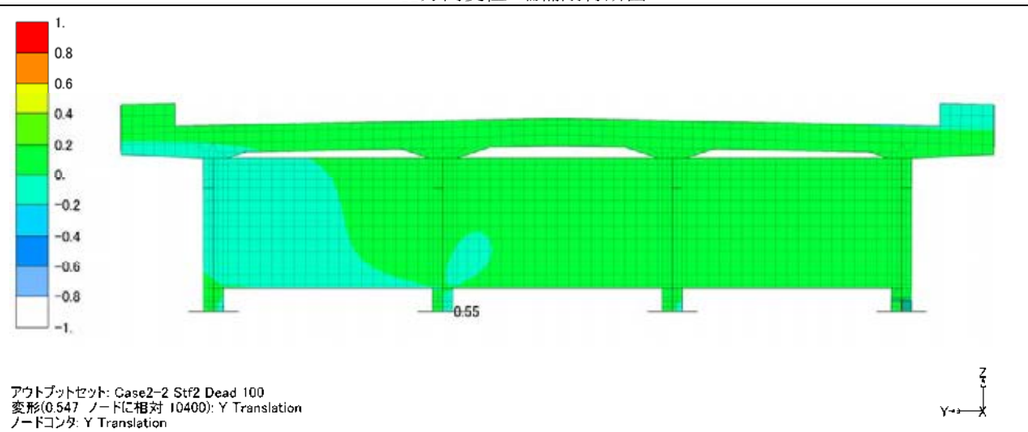
固定支承側　俯瞰



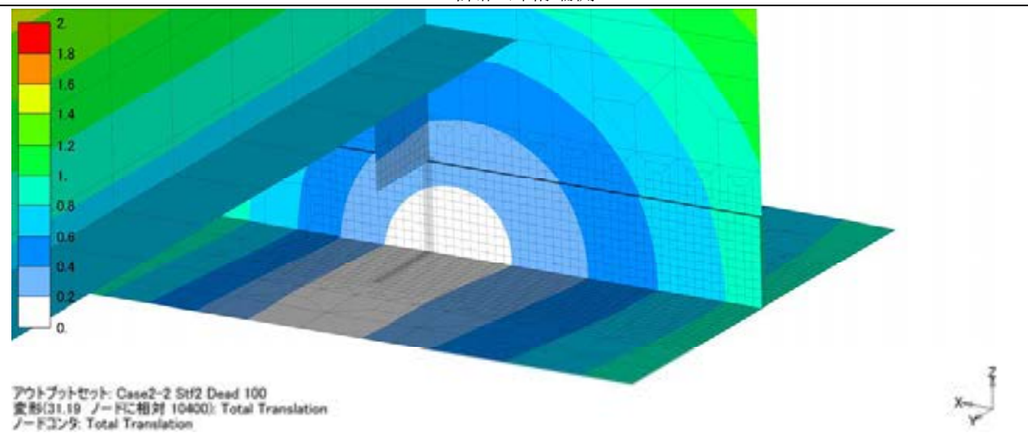
X方向変位　端補剛材断面



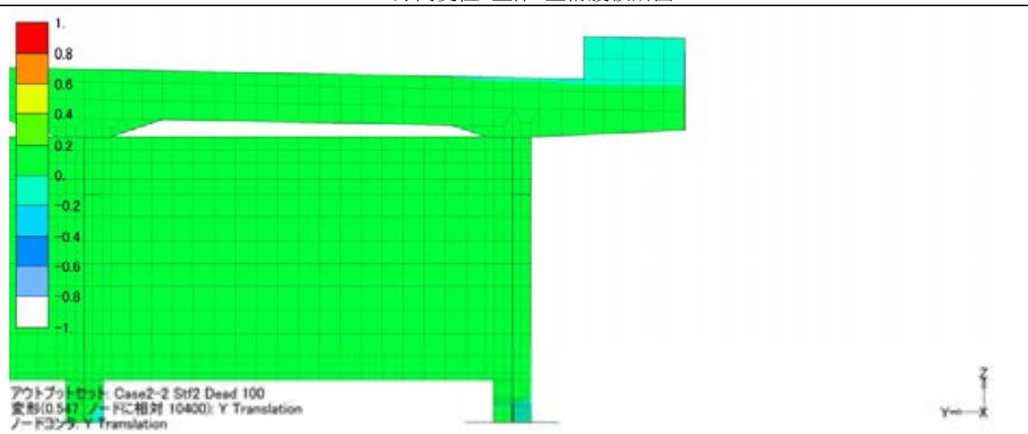
詳細　外桁端側



Y方向変位　全体　主桁腹板断面

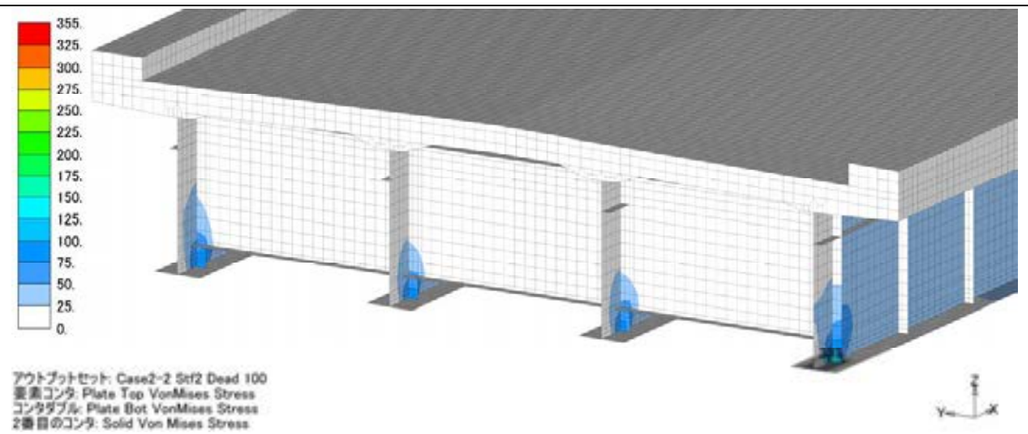


詳細　内桁端側

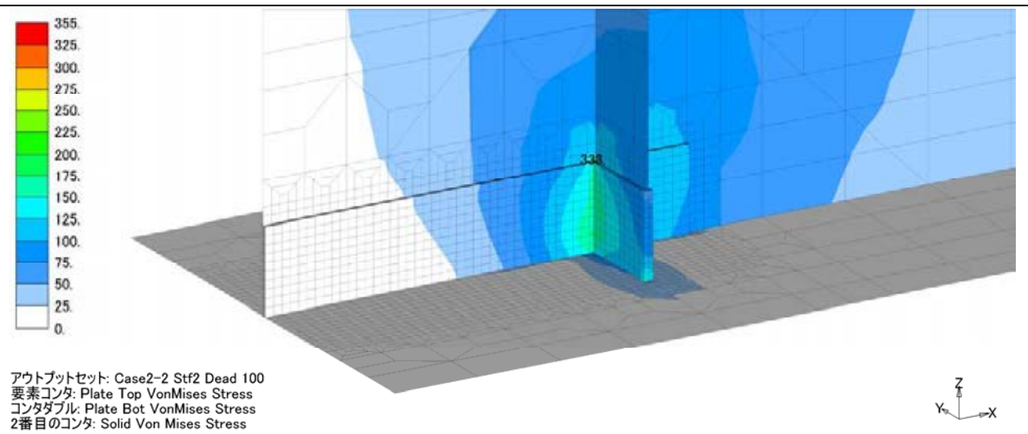


Y方向変位　詳細　主桁腹板断面

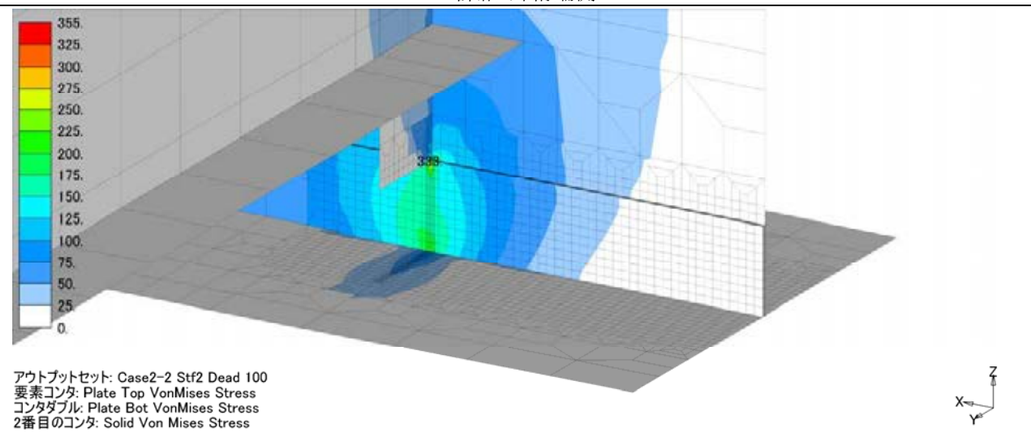
図 2-3-6-3 Case2-2 Stf2 死荷重 板厚全欠損 変形[mm]



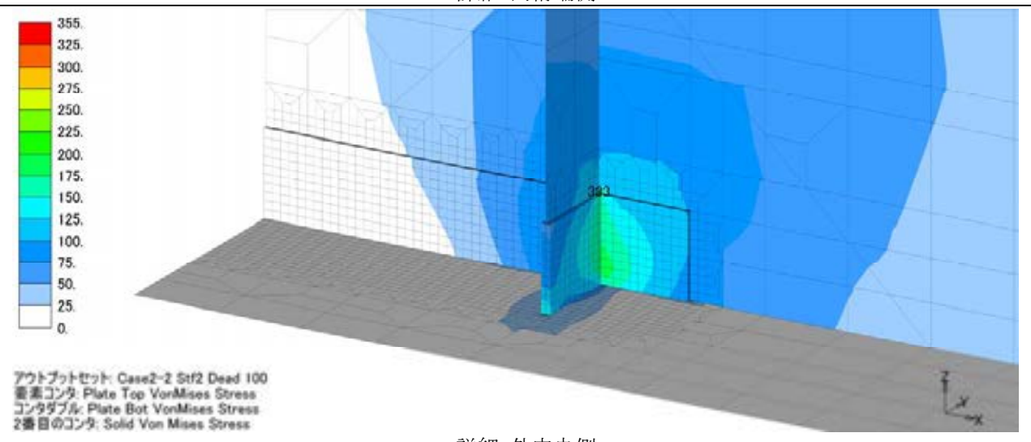
固定支承側　俯瞰



詳細　外桁端側



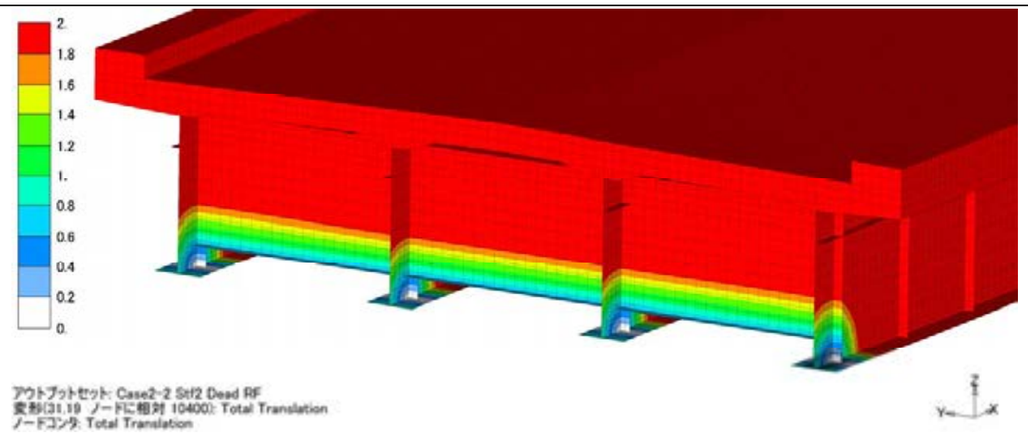
詳細　内桁端側



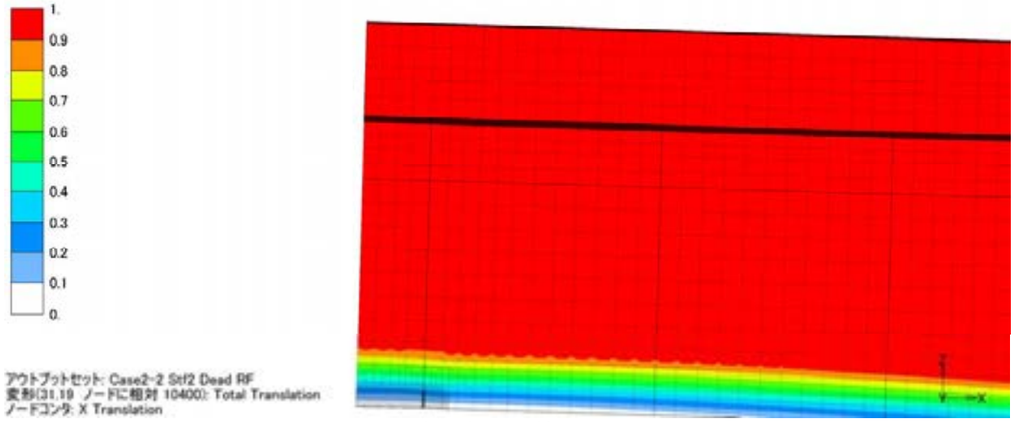
詳細　外中央側

図 2-3-6-4 Case2-2 Stf2 死荷重 板厚全欠損 VonMises 応力[N/mm^2]

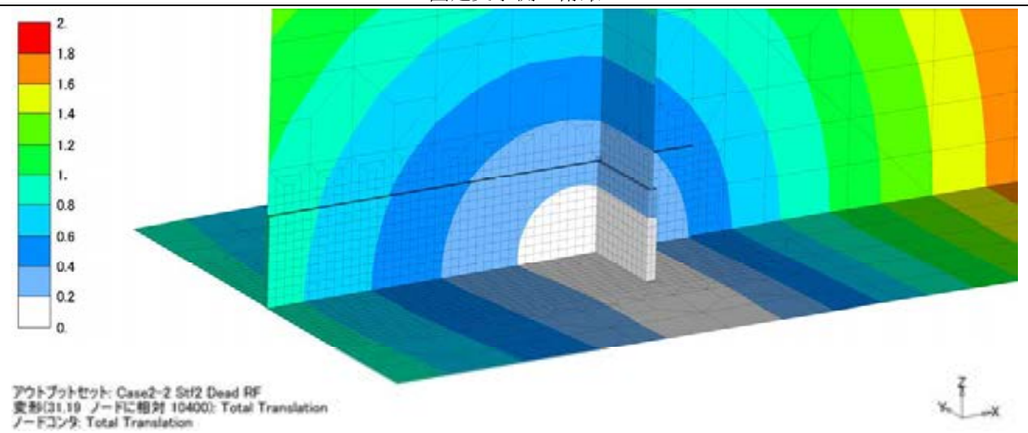
③ 補強後



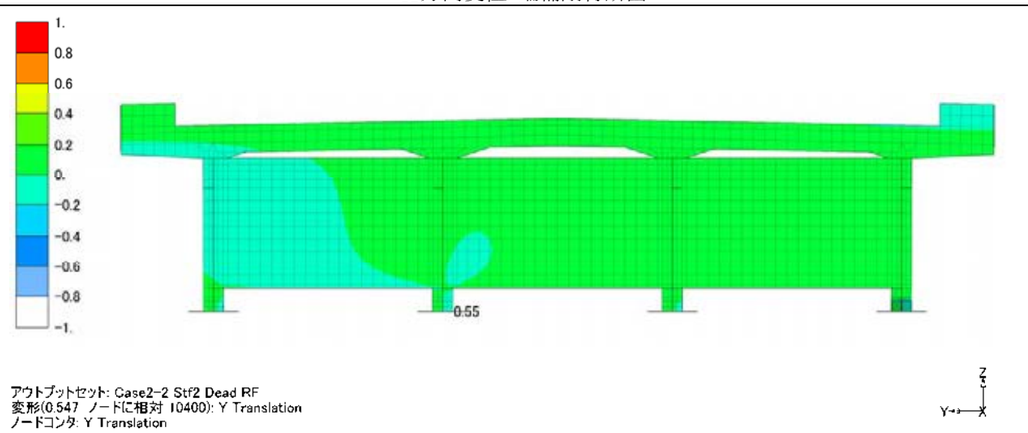
固定支承側　俯瞰



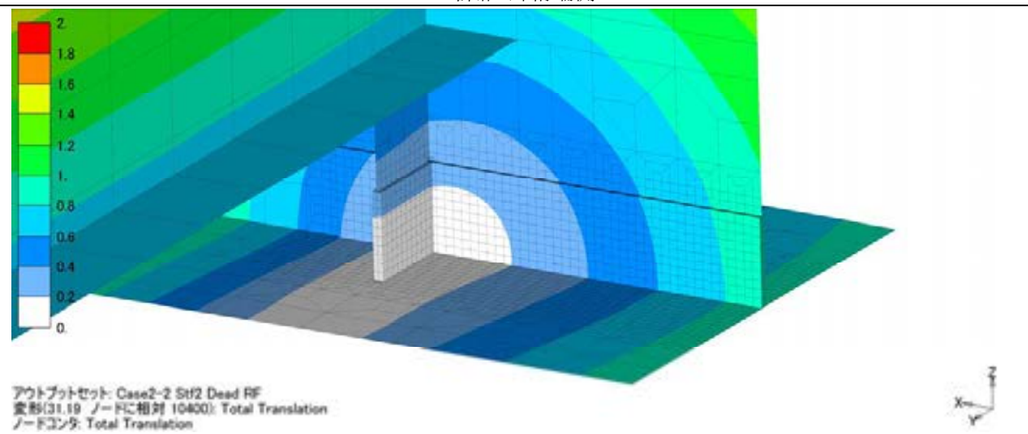
X方向変位　端補剛材断面



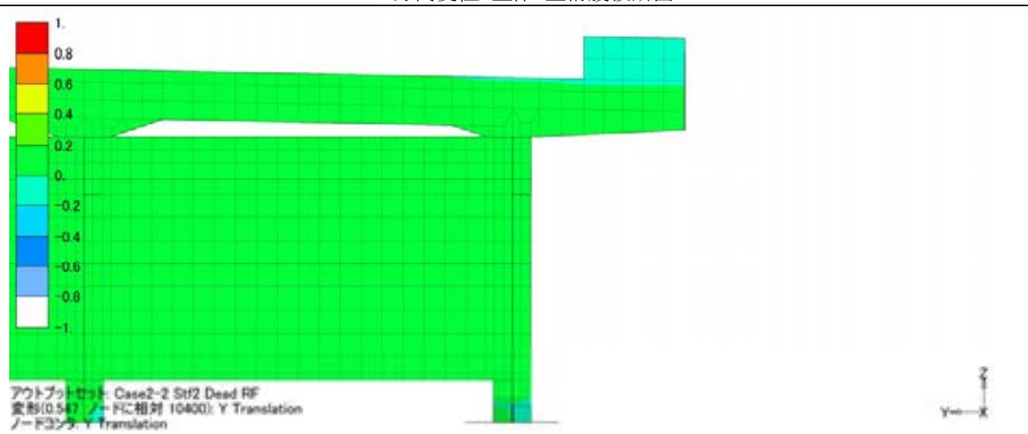
詳細　外桁端側



Y方向変位　全体　主桁腹板断面

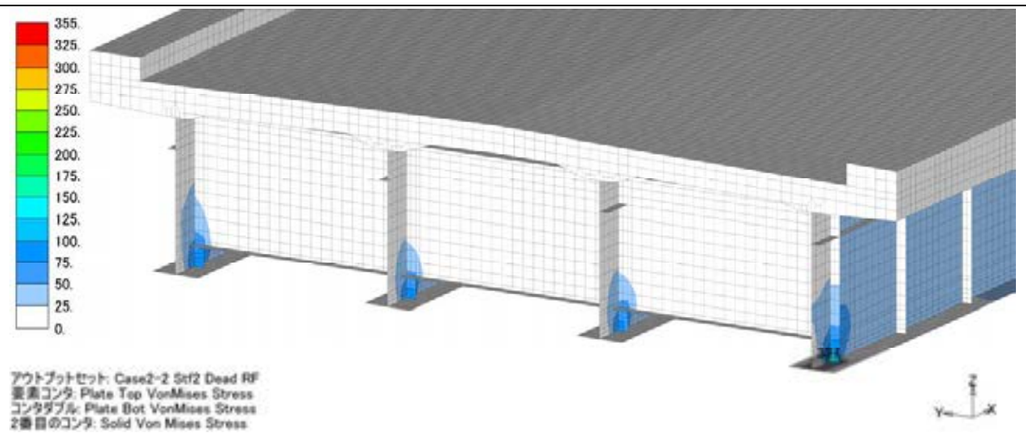


詳細　内桁端側

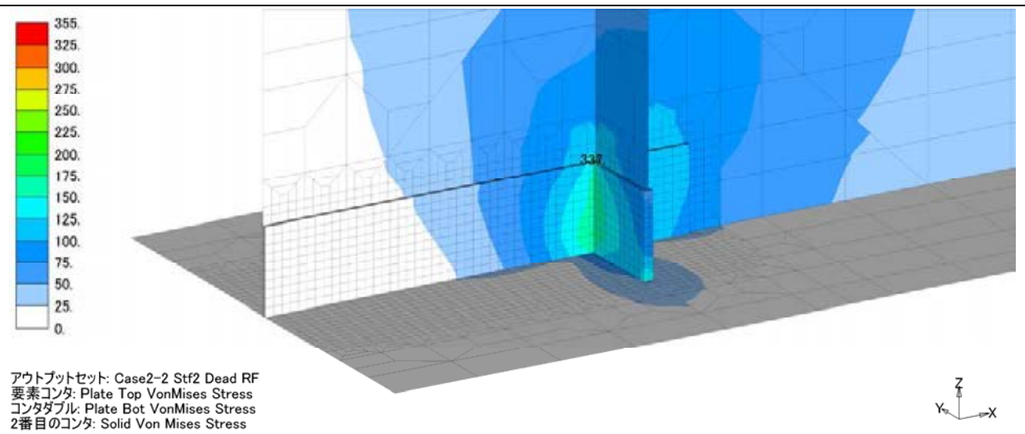


Y方向変位　詳細　主桁腹板断面

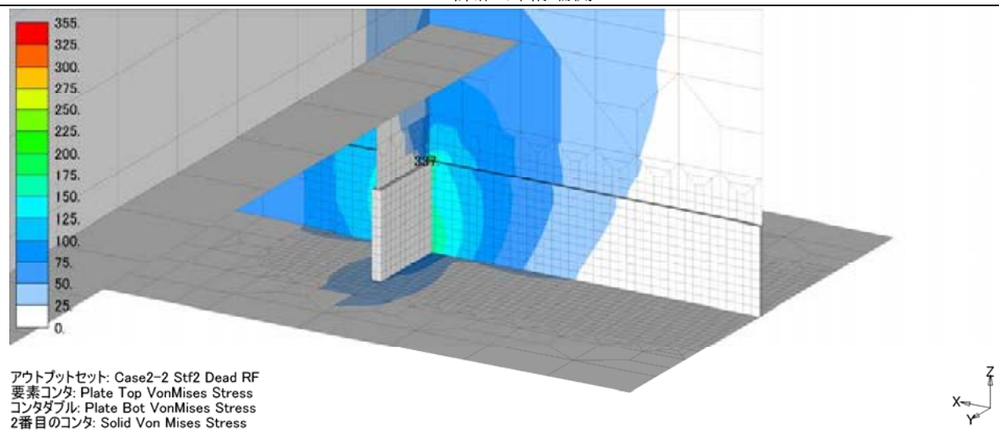
図 2-3-6-5 Case2-2 Stf2 死荷重 補強後 変形[mm]



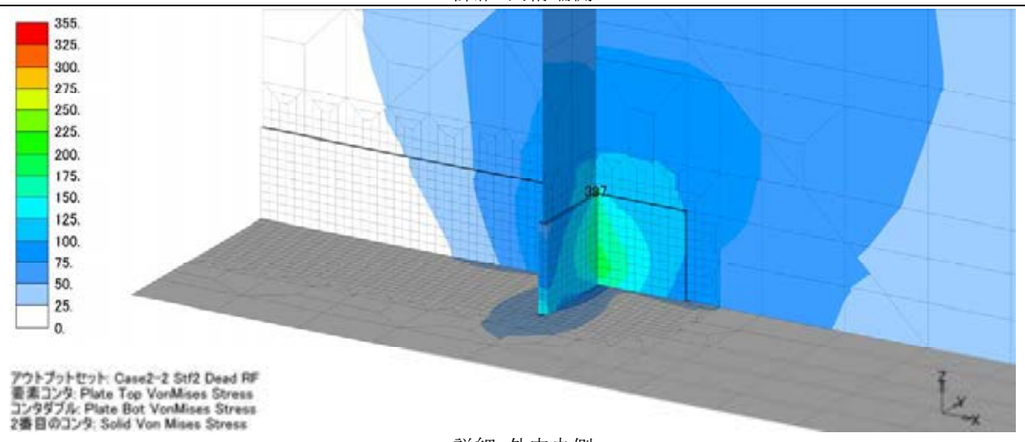
固定支承側　俯瞰



詳細　外桁端側



詳細　内桁端側

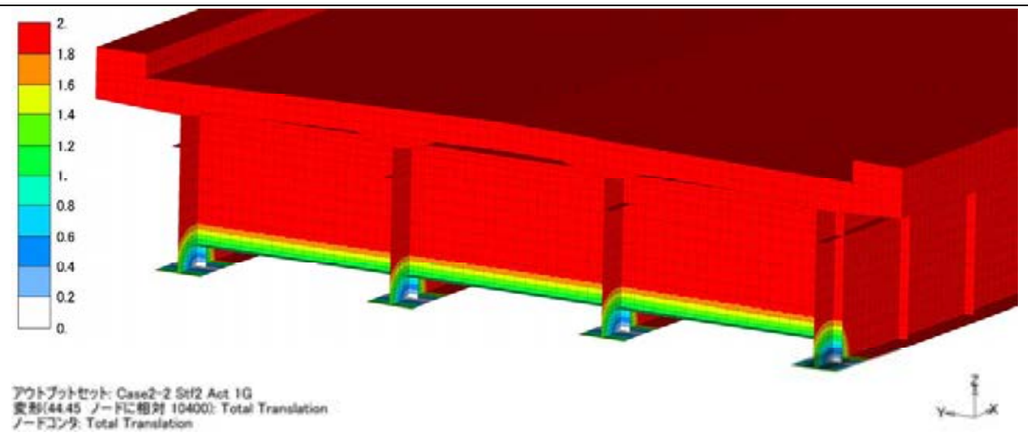


詳細　外中央側

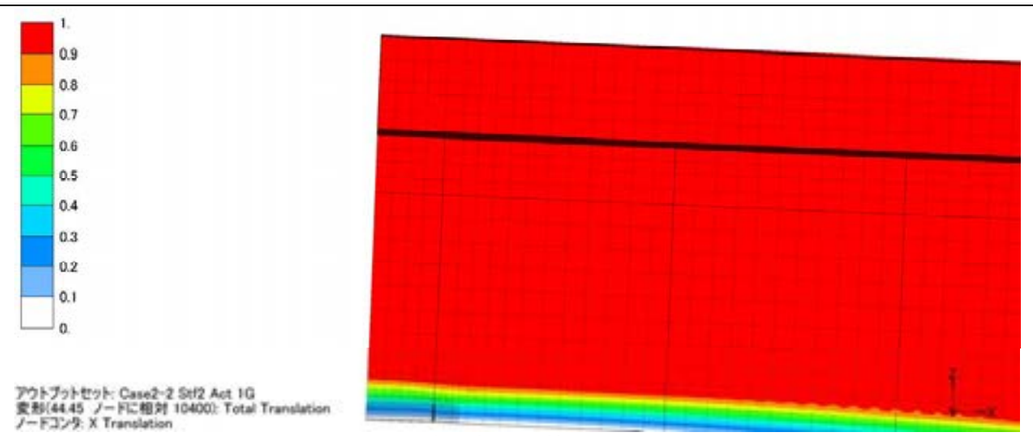
図 2-3-6-6 Case2-2 Stf2 死荷重 補強後 VonMises 応力[N/mm^2]

2) 活荷重

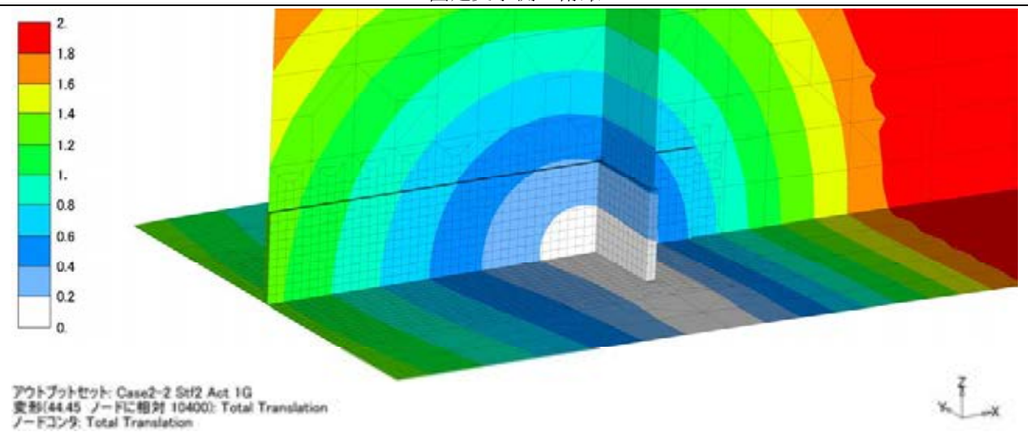
① 1G 補強なし



固定支承側　俯瞰

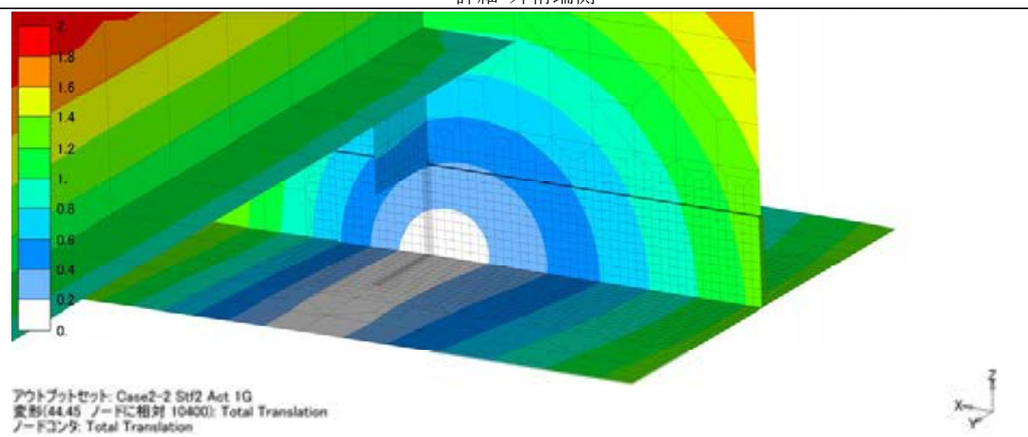


X方向変位 端補剛材断面



詳細 外桁端側

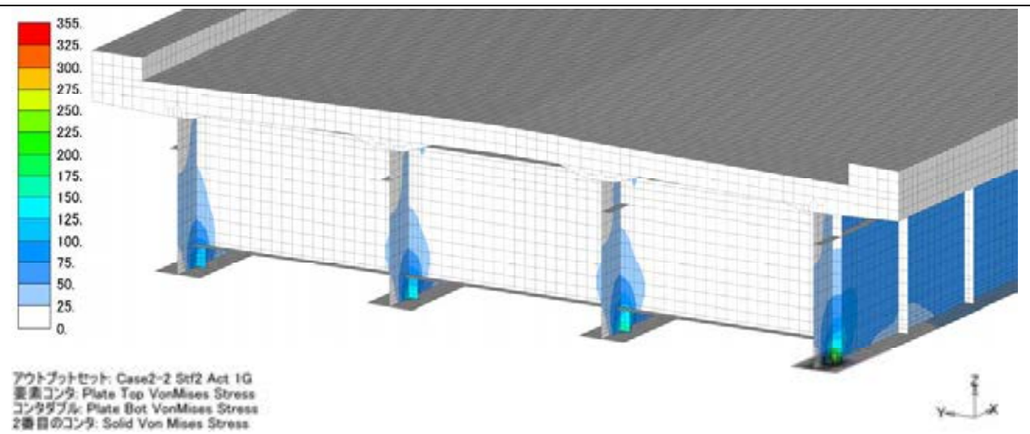
Y方向変位 全体 主桁腹板断面



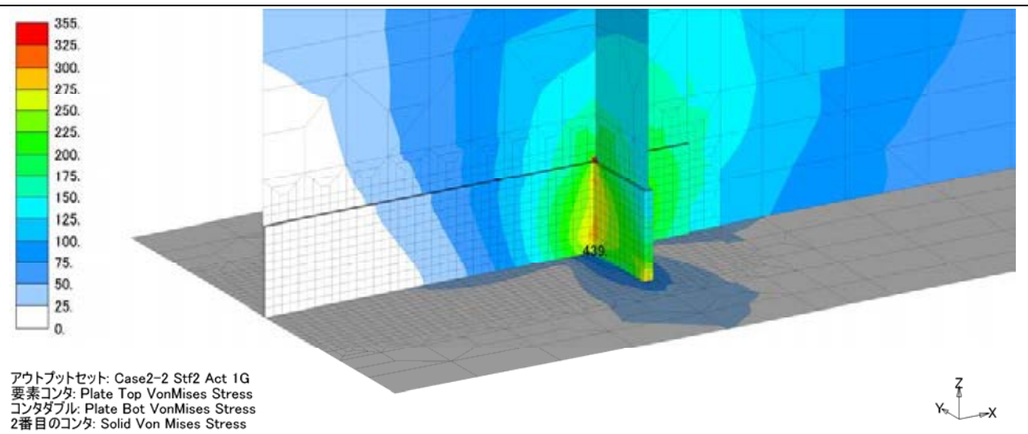
詳細 内桁端側

Y方向変位 詳細 主桁腹板断面

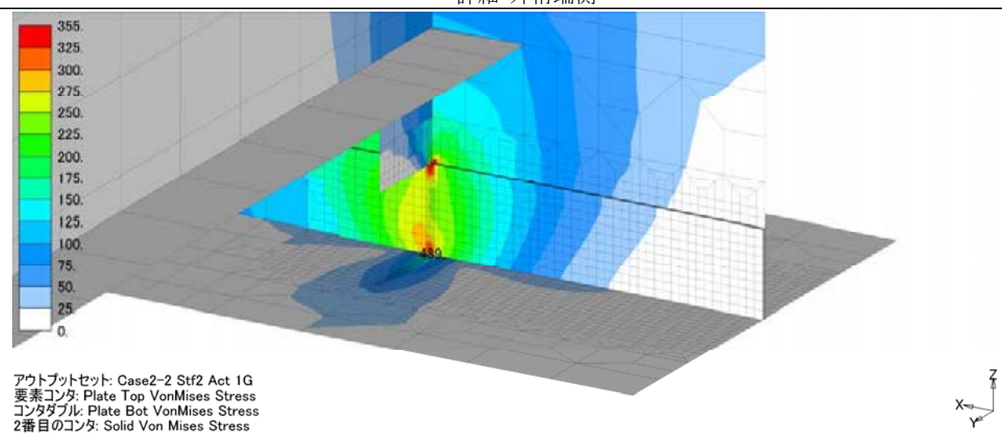
図 2-3-6-7 Case2-2 Stf2 活荷重 1G 補強なし 変形[mm]



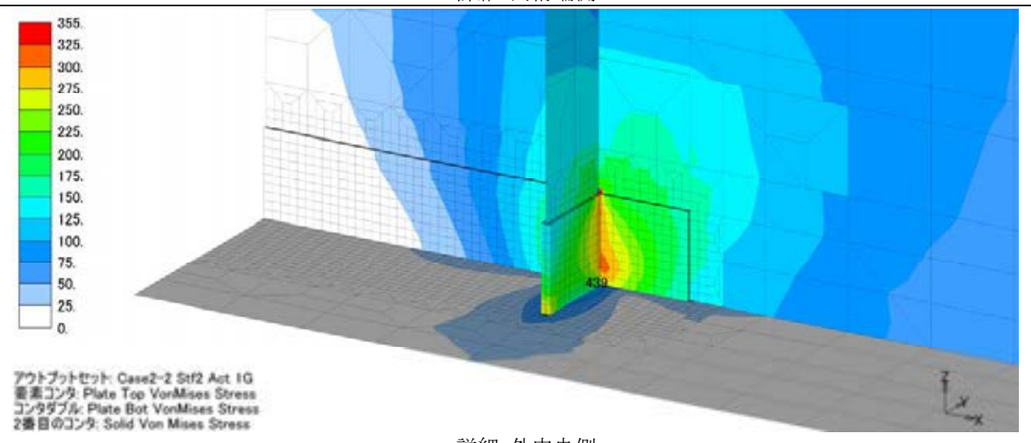
固定支承側　俯瞰



詳細　外桁端側



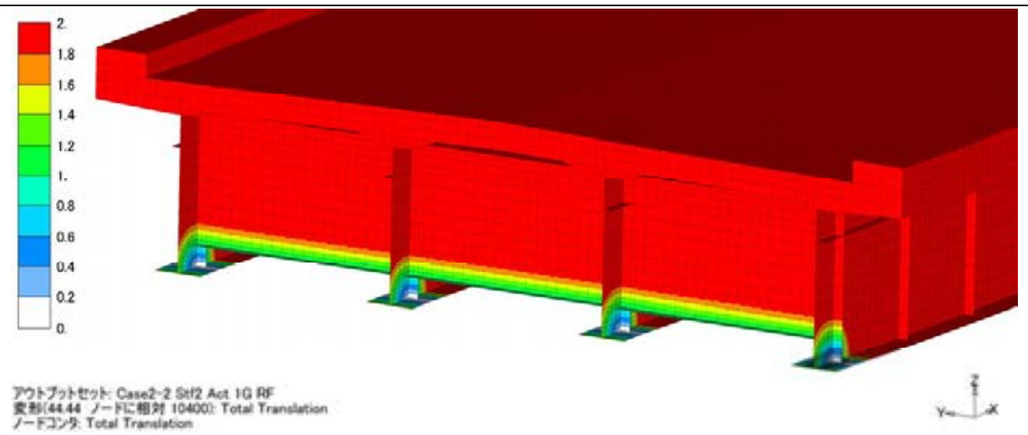
詳細　内桁端側



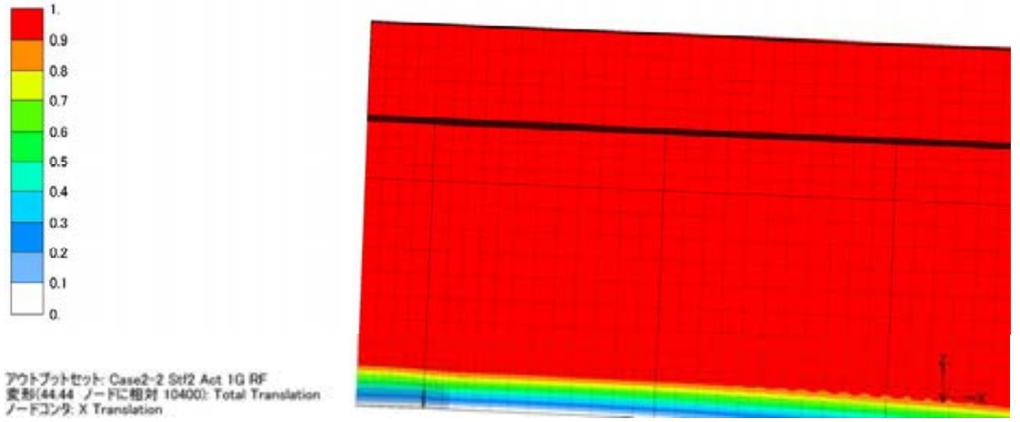
詳細　外中央側

図 2-3-6-8 Case2-2 Stf2 活荷重 1G 補強なし VonMises 応力[N/mm^2]

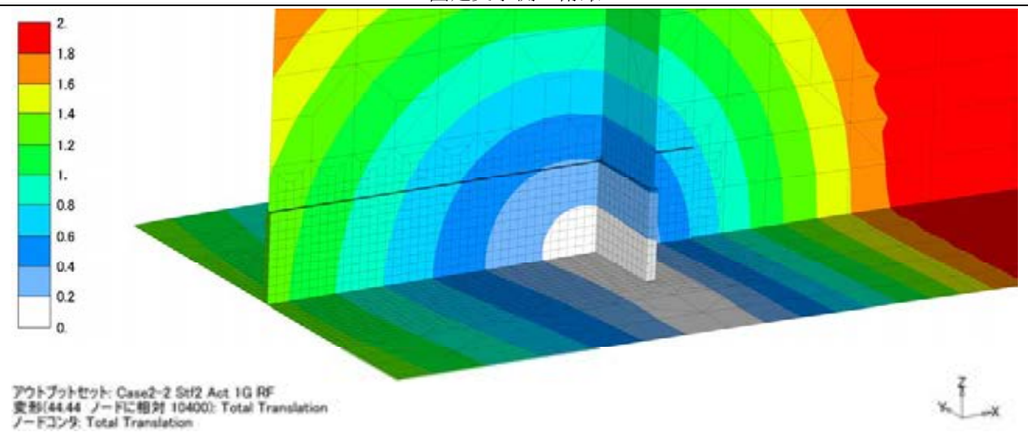
② 1G 補強あり



固定支承側　俯瞰

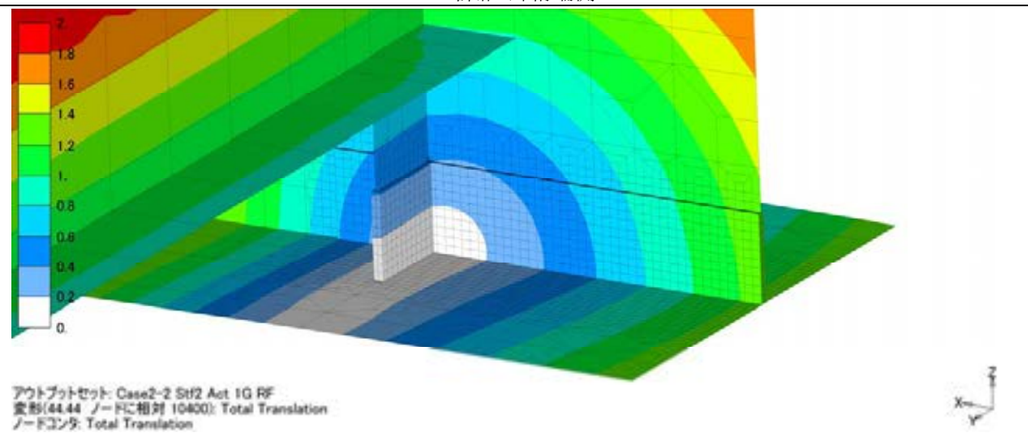


X方向変位 端補剛材断面

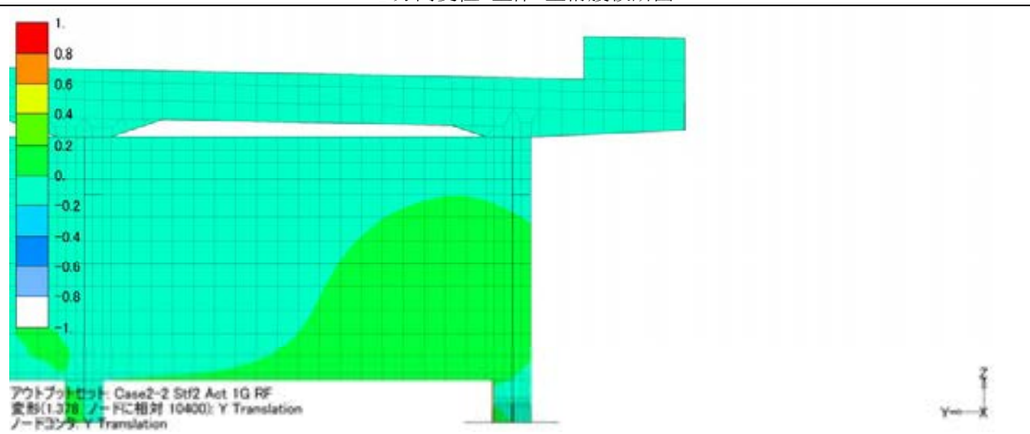


詳細 外桁端側

Y方向変位 全体 主桁腹板断面

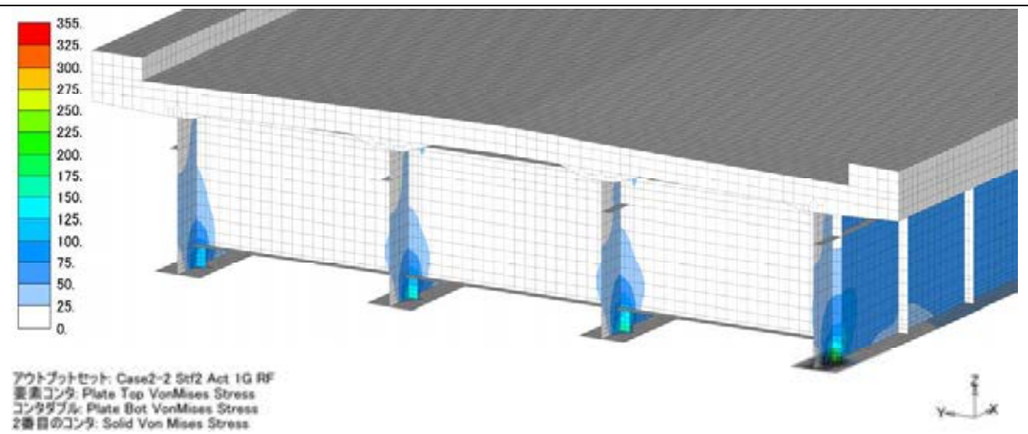


詳細 内桁端側

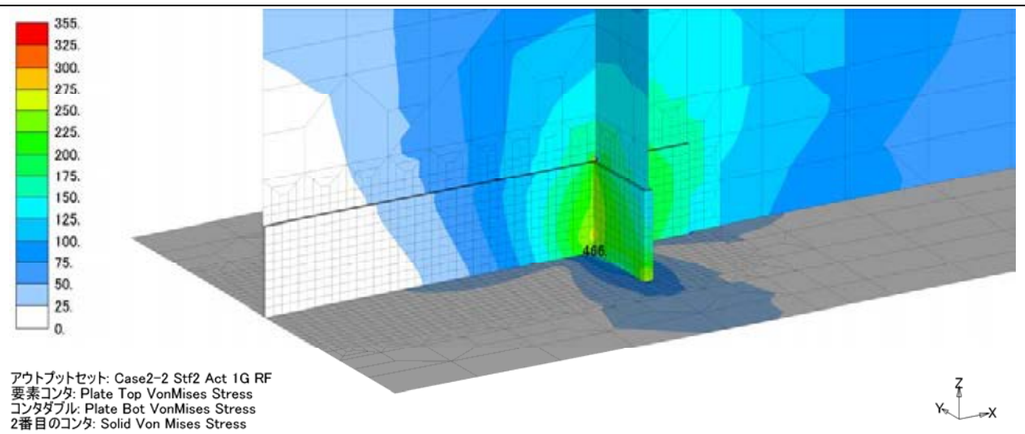


Y方向変位 詳細 主桁腹板断面

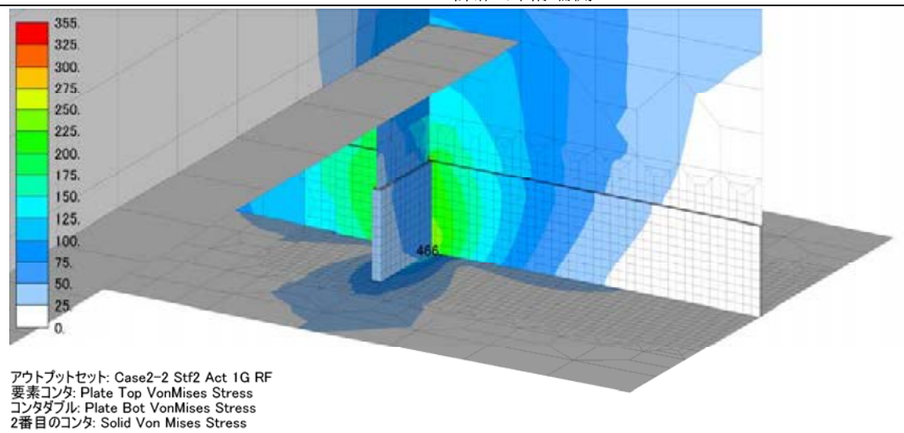
図 2-3-6-9 Case2-2 Stf2 活荷重 1G 補強あり 変形[mm]



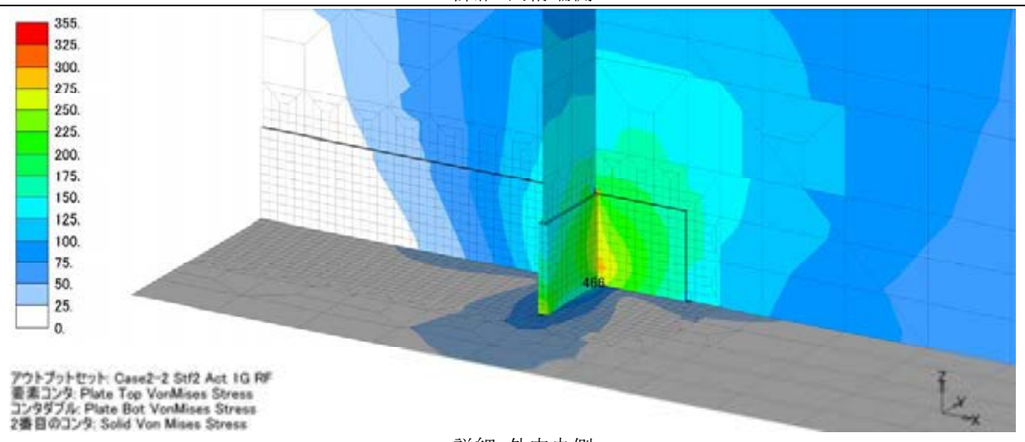
固定支承側　俯瞰



詳細　外桁端側



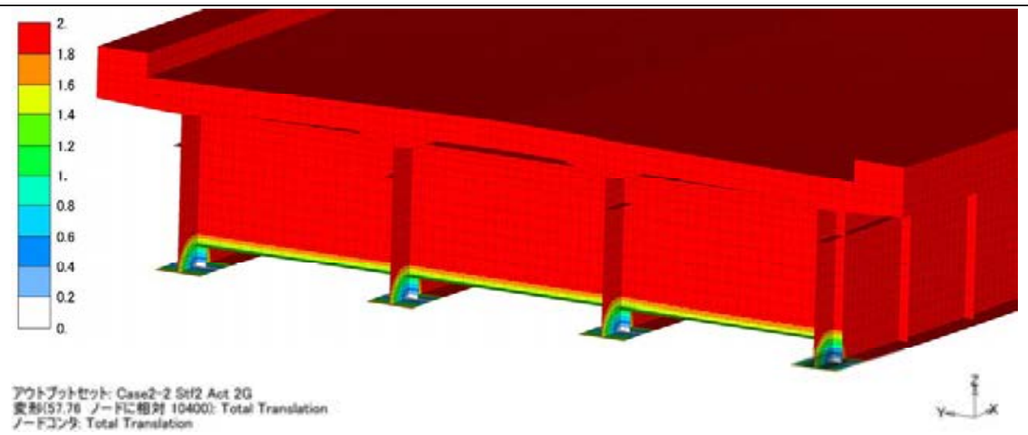
詳細　内桁端側



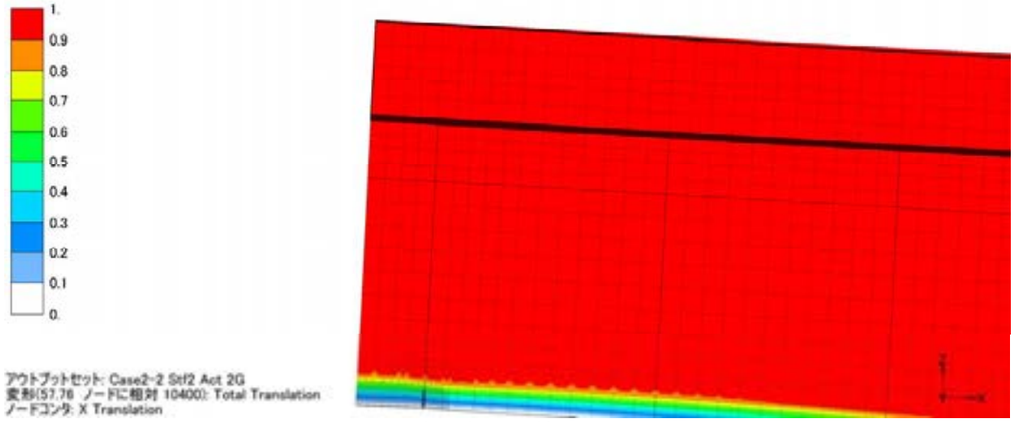
詳細　外中央側

図 2-3-6-10 Case2-2 Stf2 活荷重 1G 補強あり VonMises 応力[N/mm^2]

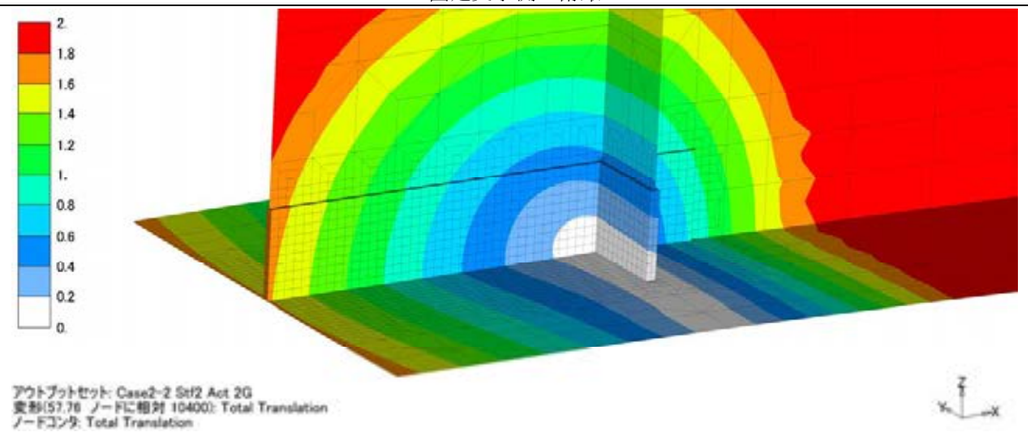
③ 2G 補強なし



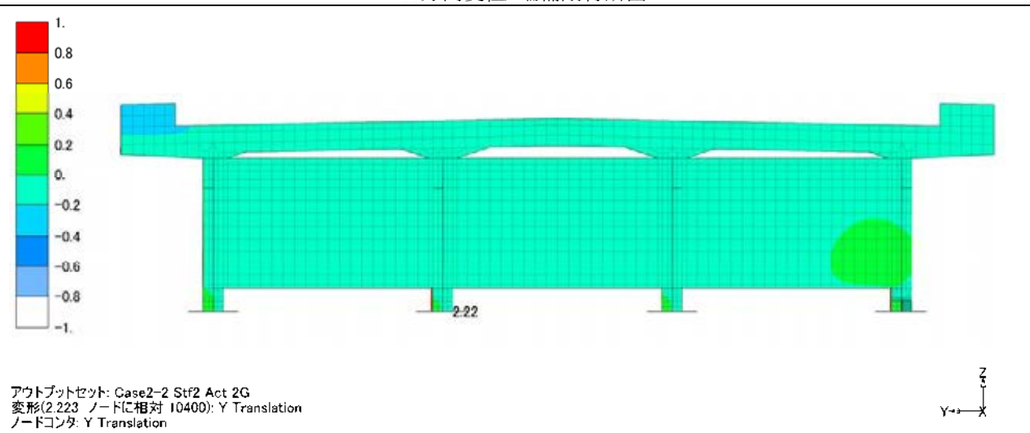
固定支承側　俯瞰



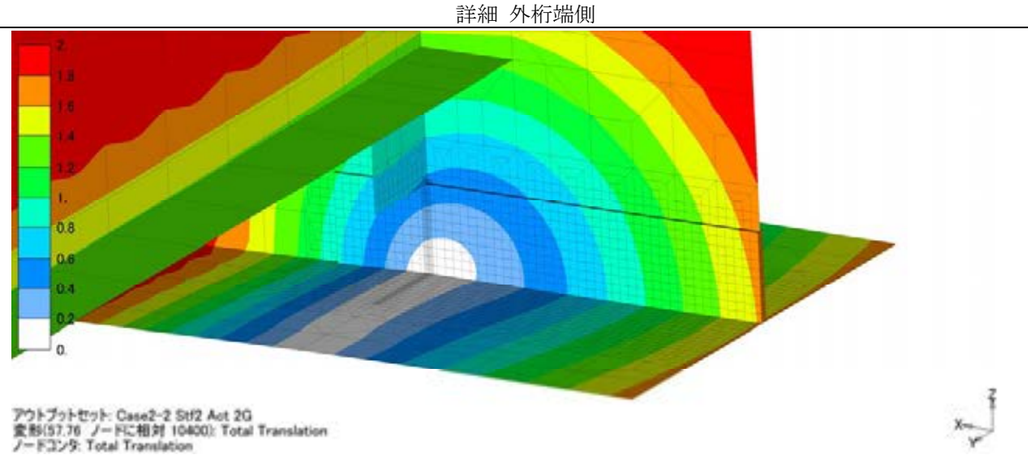
X方向変位　端補剛材断面



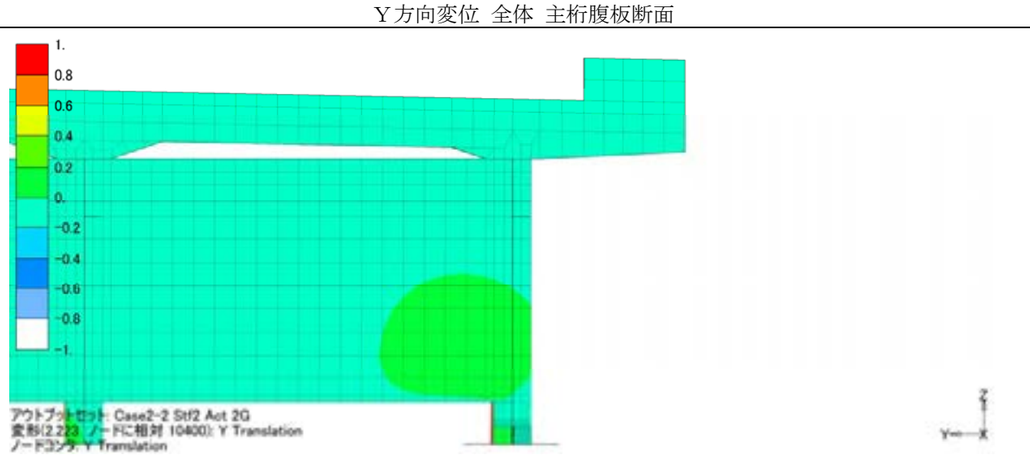
詳細　外桁端側



Y方向変位　全体　主桁腹板断面

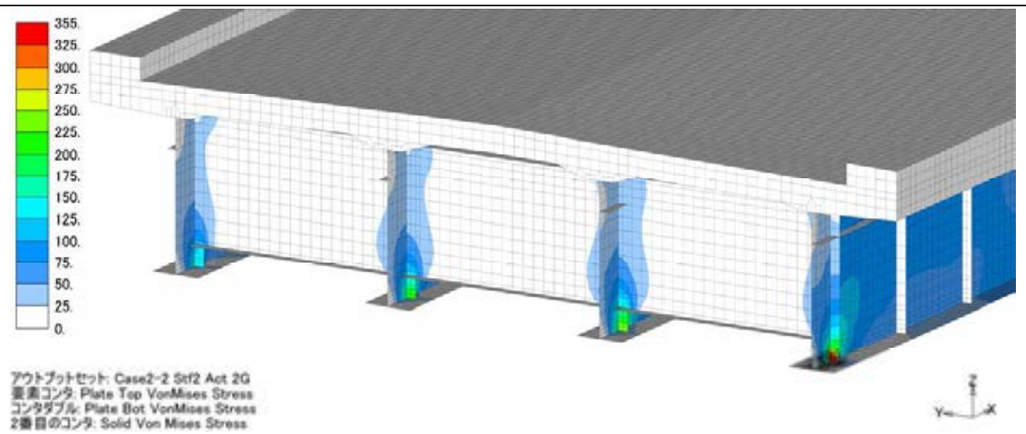


詳細　内桁端側

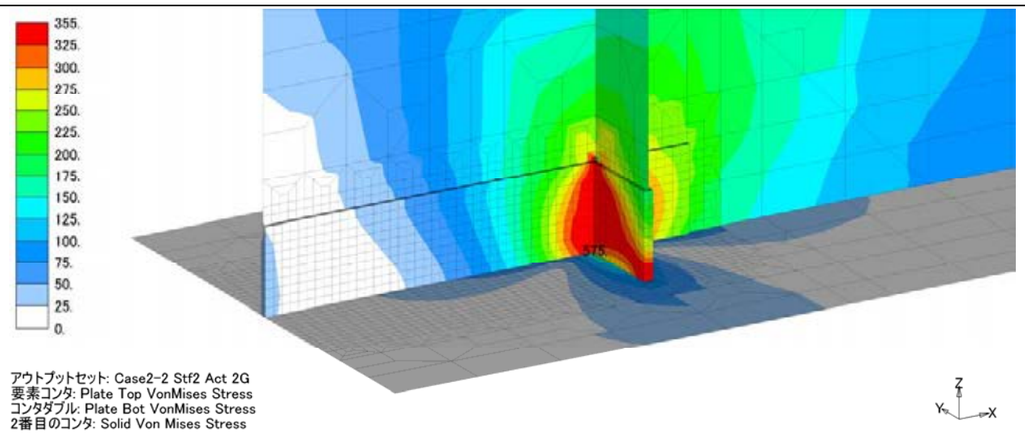


Y方向変位　詳細　主桁腹板断面

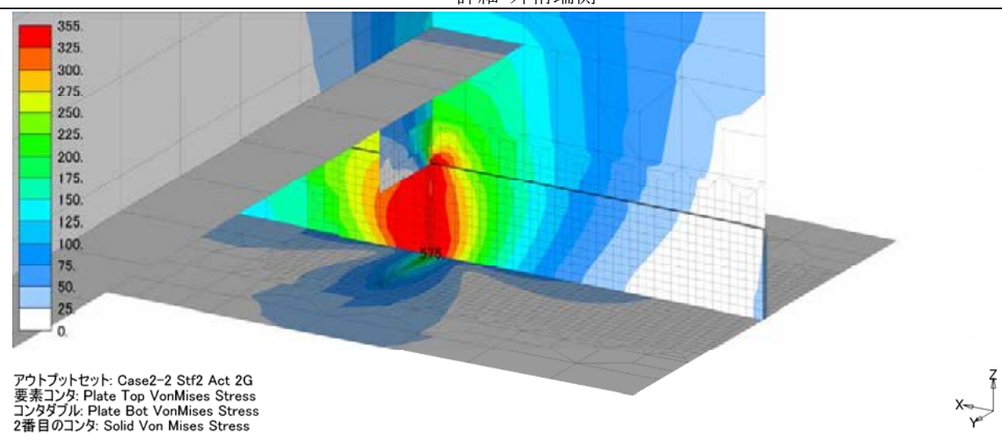
図 2-3-6-11 Case2-2 Stf2 活荷重 2G 補強なし 変形[mm]



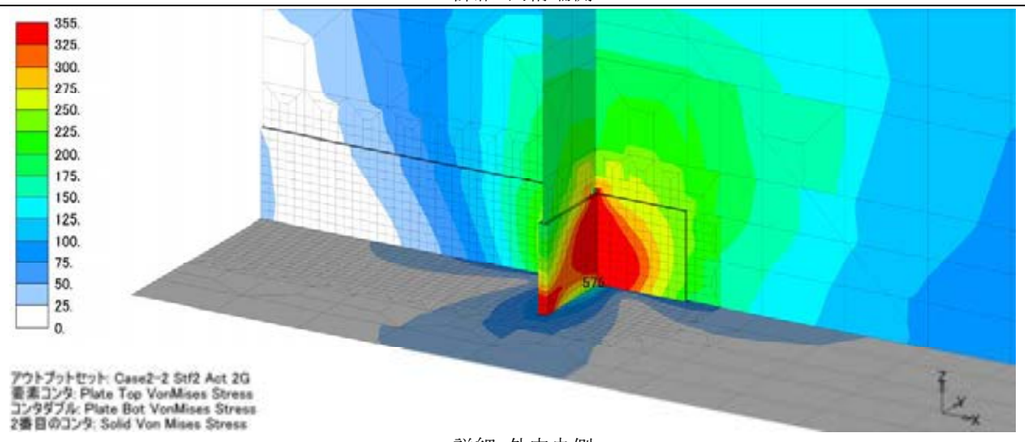
固定支承側　俯瞰



詳細　外桁端側



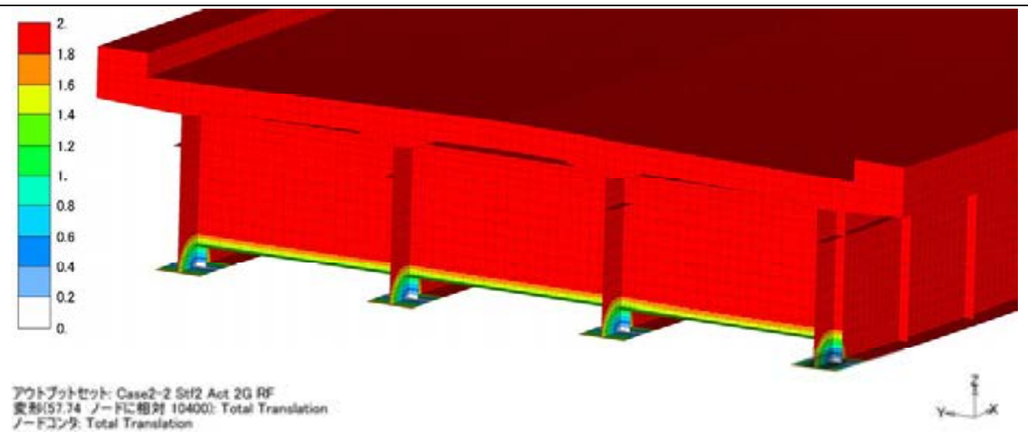
詳細　内桁端側



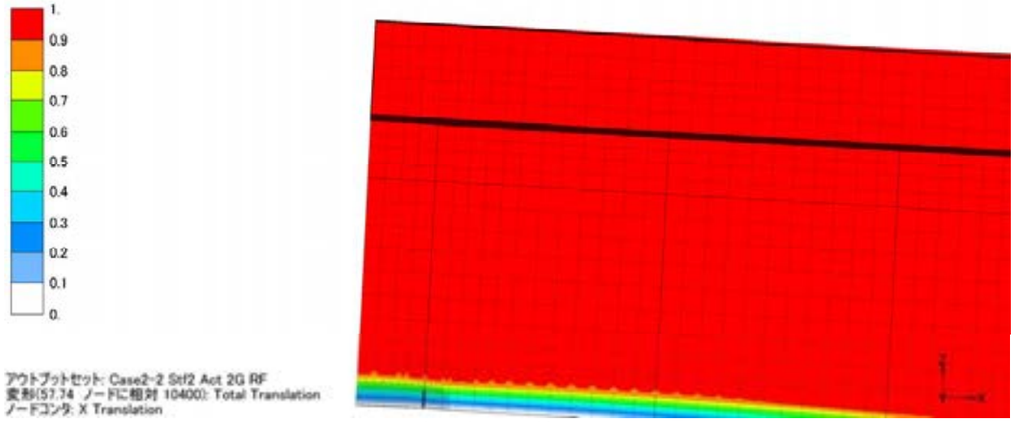
詳細　外中央側

図 2-3-6-12 Case2-2 Stf2 活荷重 2G 補強なし VonMises 応力[N/mm^2]

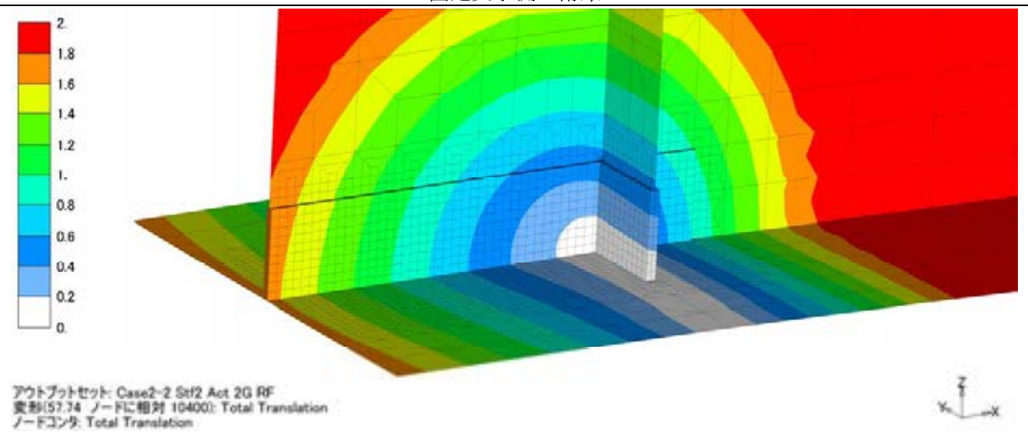
④ 2G 補強あり



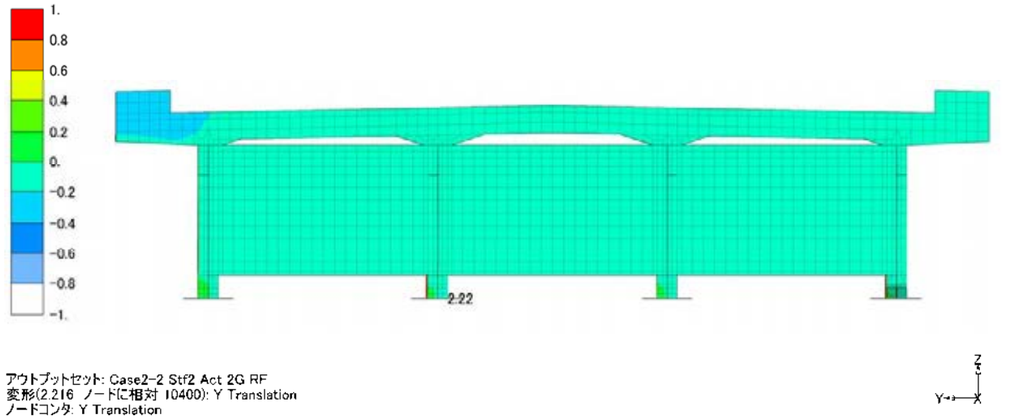
固定支承側　俯瞰



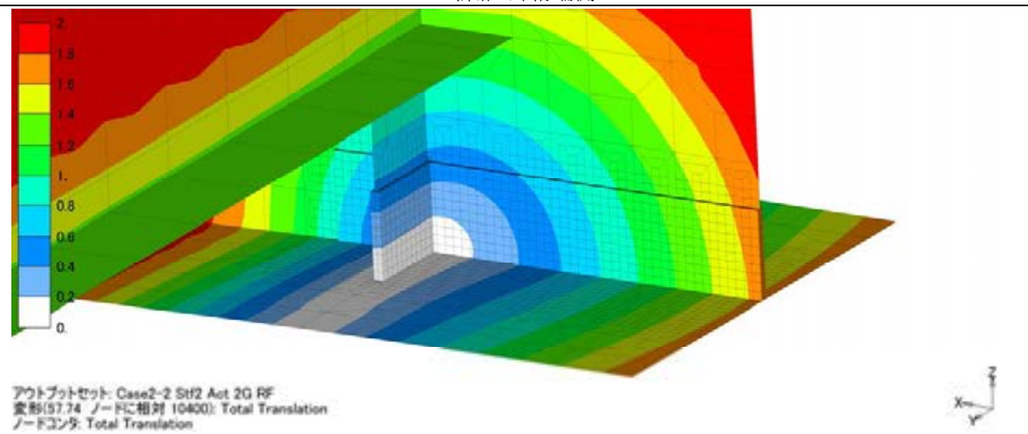
X方向変位　端補剛材断面



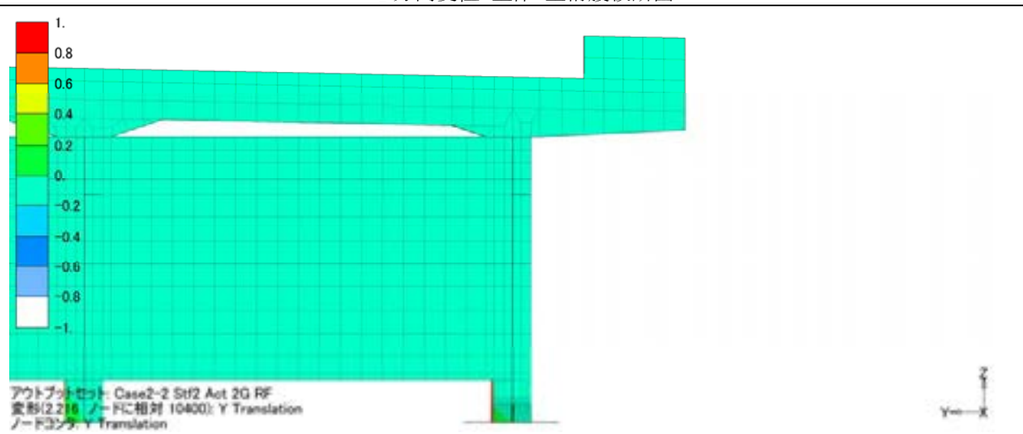
詳細　外桁端側



Y方向変位　全体　主桁腹板断面

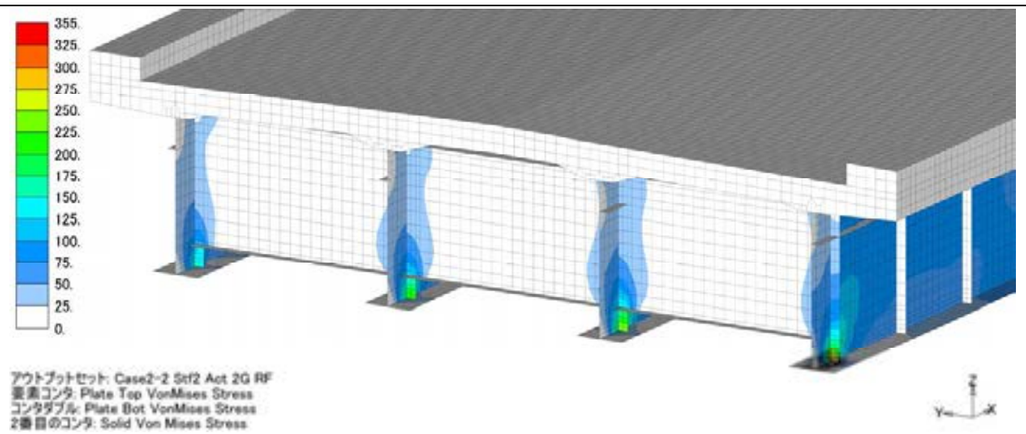


詳細　内桁端側

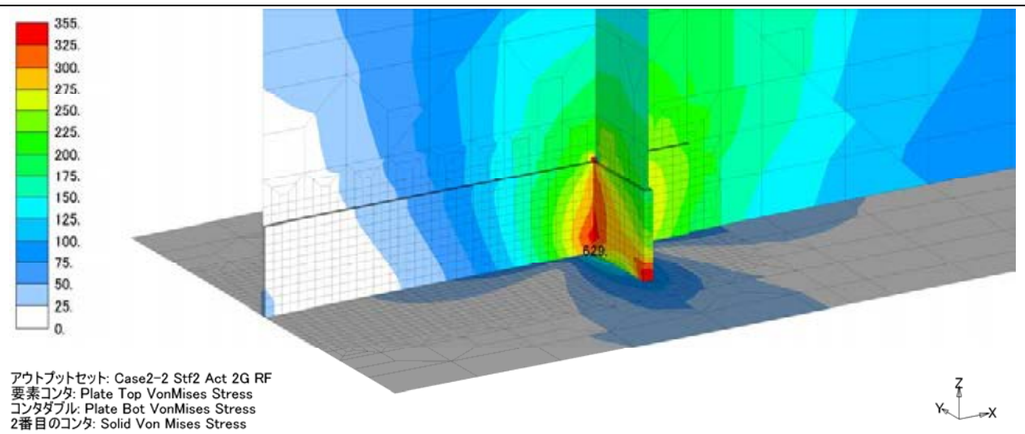


Y方向変位　詳細　主桁腹板断面

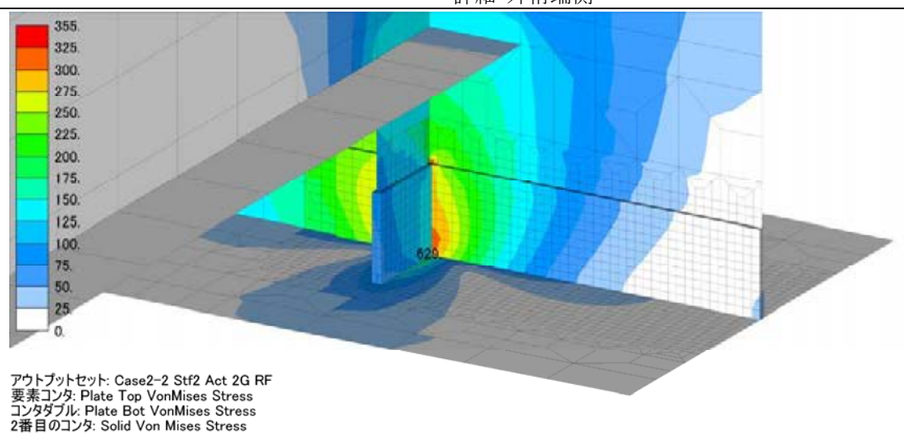
図 2-3-6-13 Case2-2 Stf2 活荷重 2G 補強あり 変形[mm]



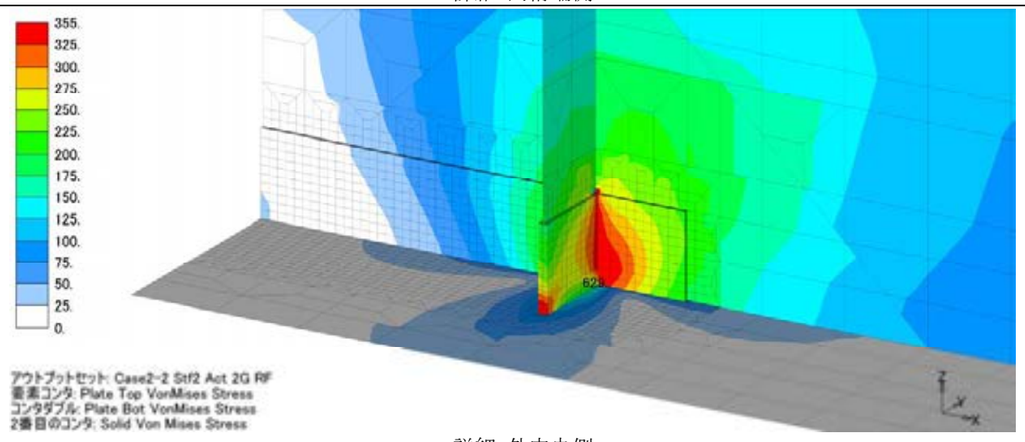
固定支承側　俯瞰



詳細　外桁端側



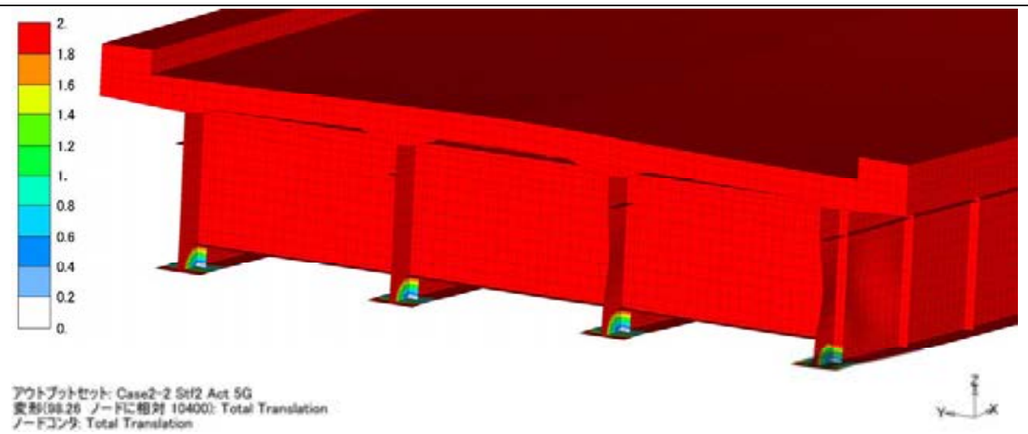
詳細　内桁端側



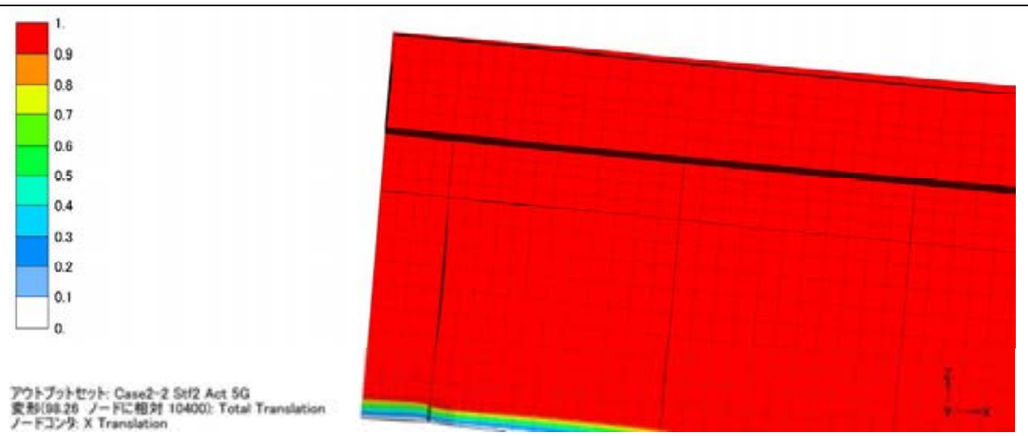
詳細　外中央側

図 2-3-6-14 Case2-2 Stf2 活荷重 2G 補強あり VonMises 応力[N/mm^2]

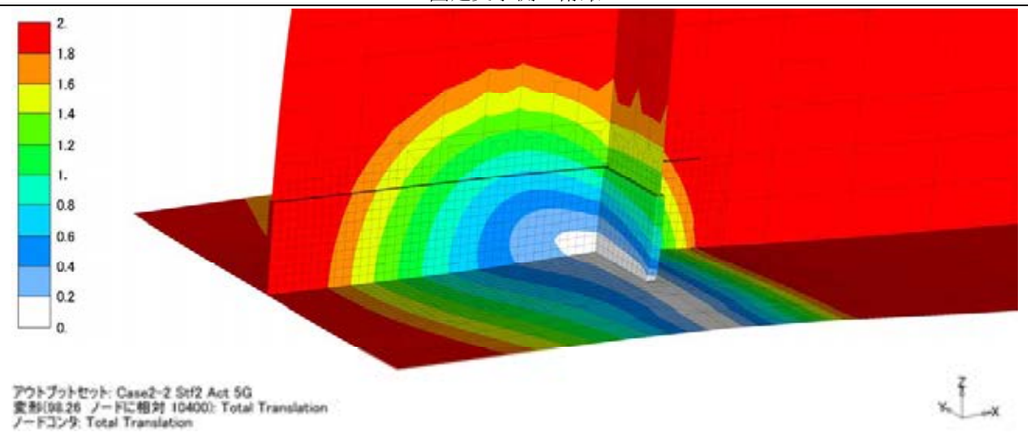
⑤ 5G 補強なし



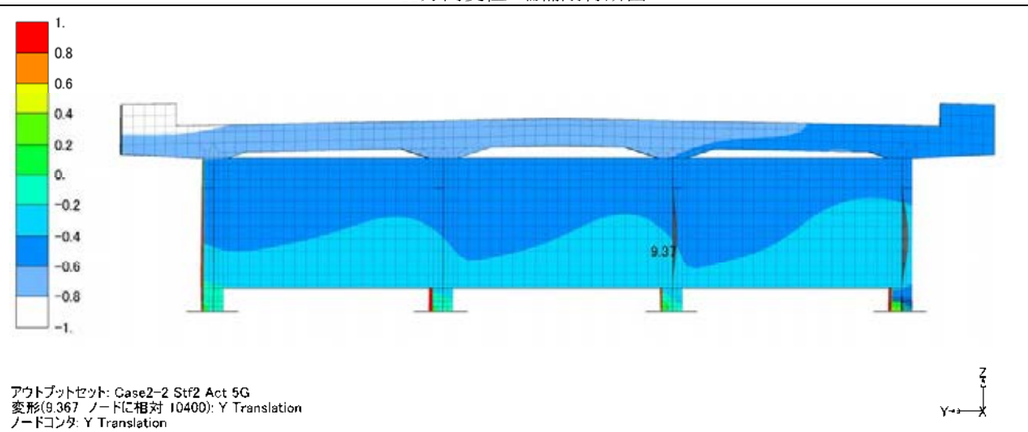
固定支承側　俯瞰



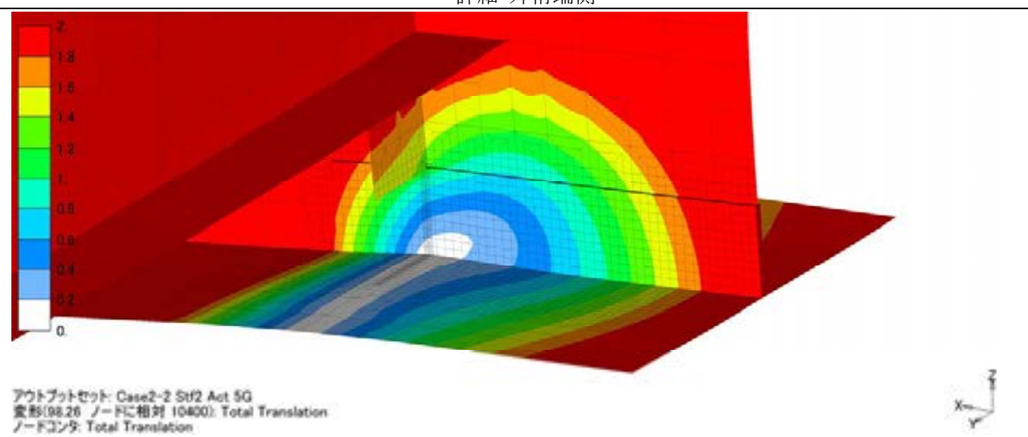
X方向変位 端補剛材断面



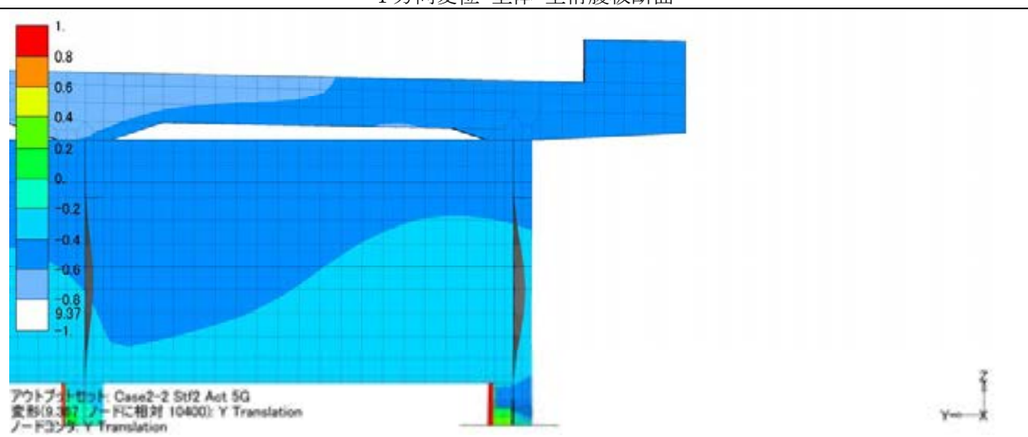
詳細 外桁端側



Y方向変位 全体 主桁腹板断面

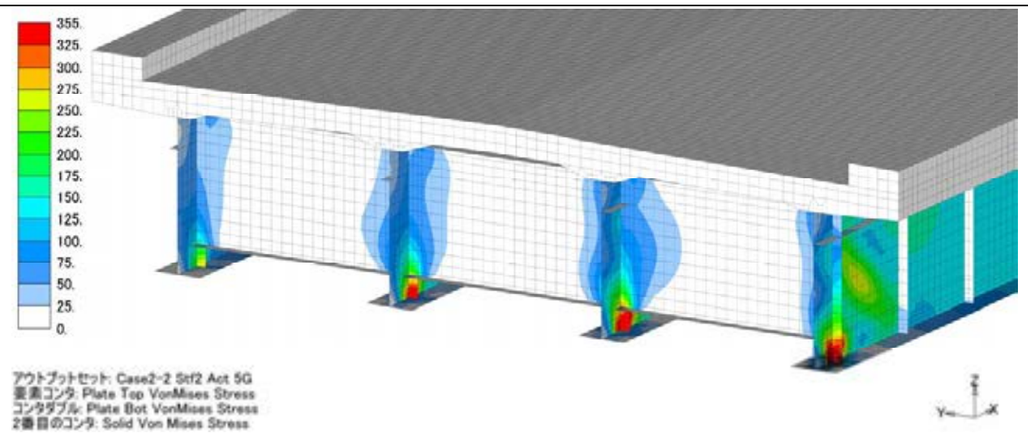


詳細 内桁端側

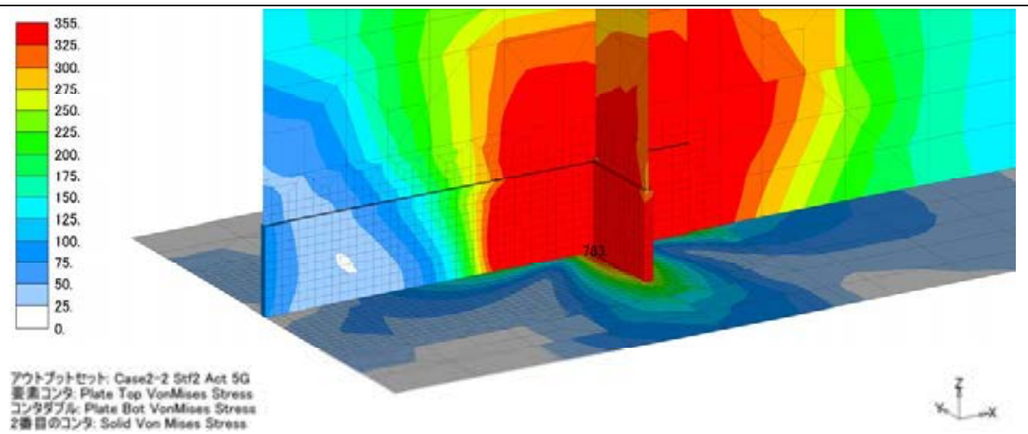


Y方向変位 詳細 主桁腹板断面

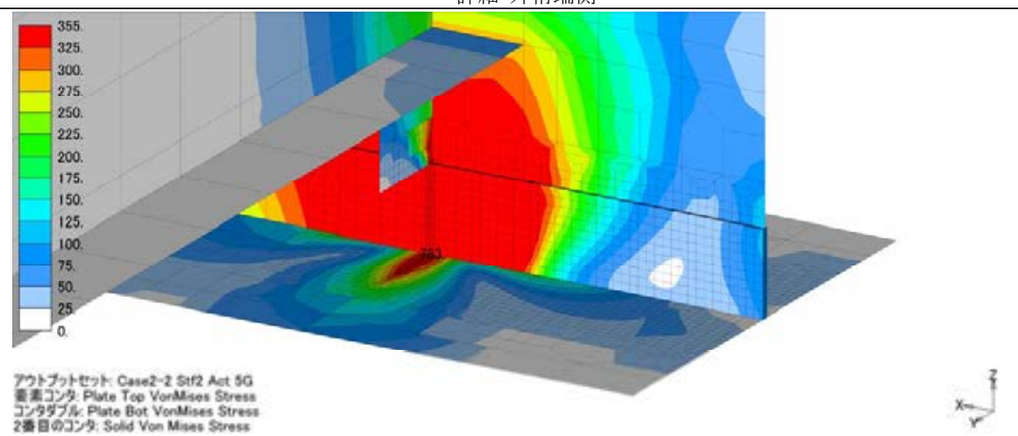
図 2-3-6-15 Case2-2 Stf2 活荷重 5G 補強なし 変形[mm]



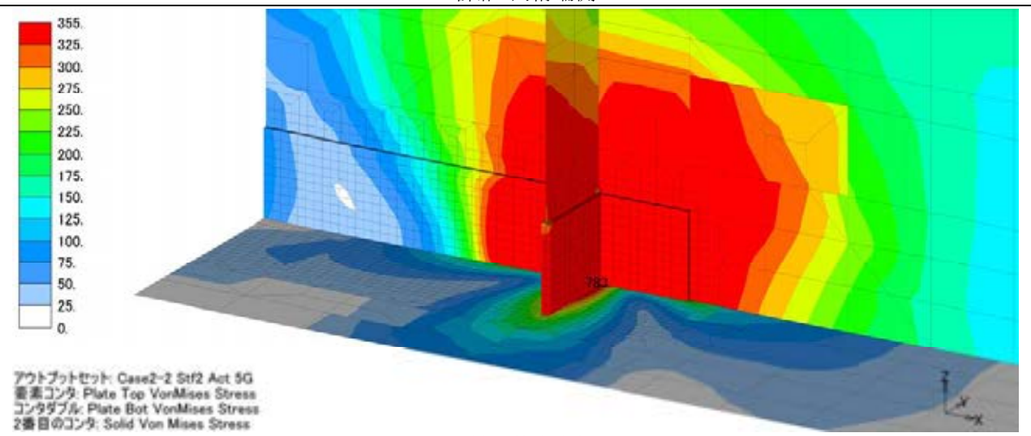
固定支承側　俯瞰



詳細　外桁端側



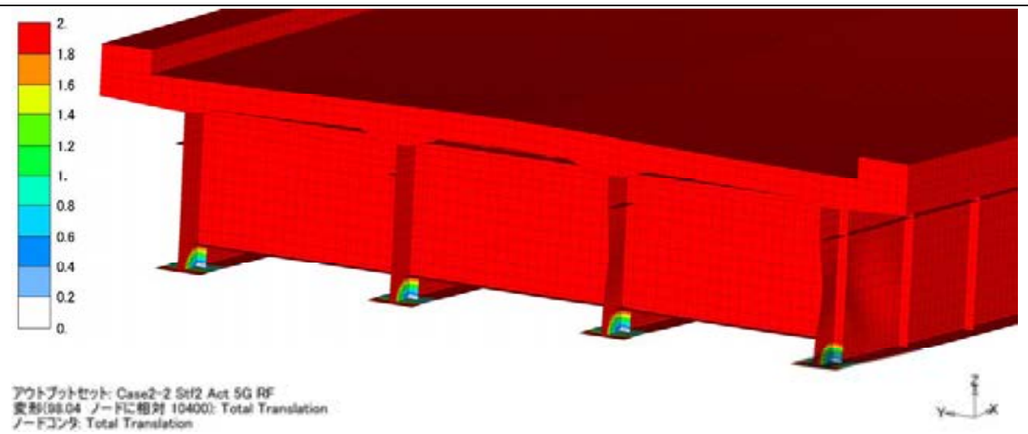
詳細　内桁端側



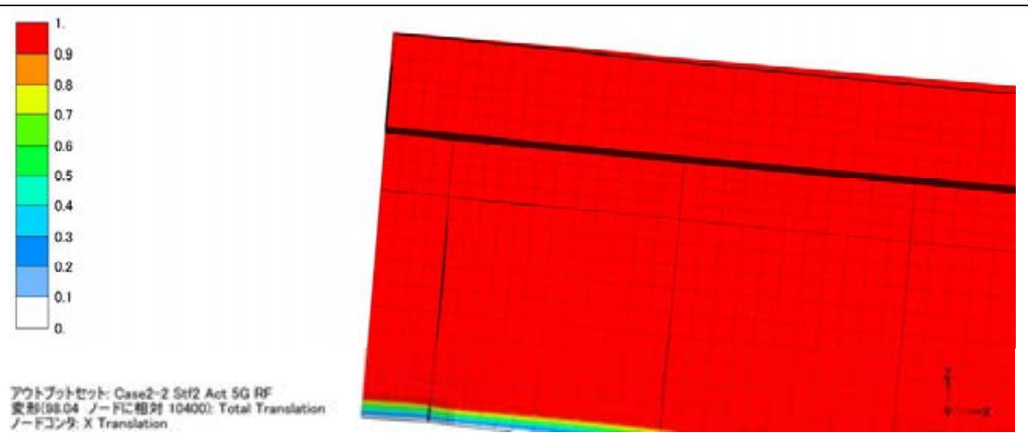
詳細　外中央側

図 2-3-6-16 Case2-2 Stf2 活荷重 5G 補強なし VonMises 応力[N/mm^2]

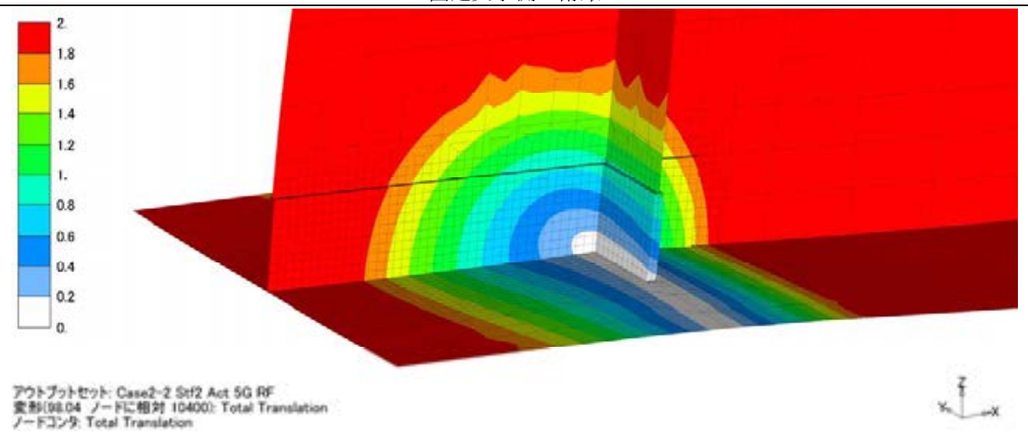
⑥ 5G 補強あり



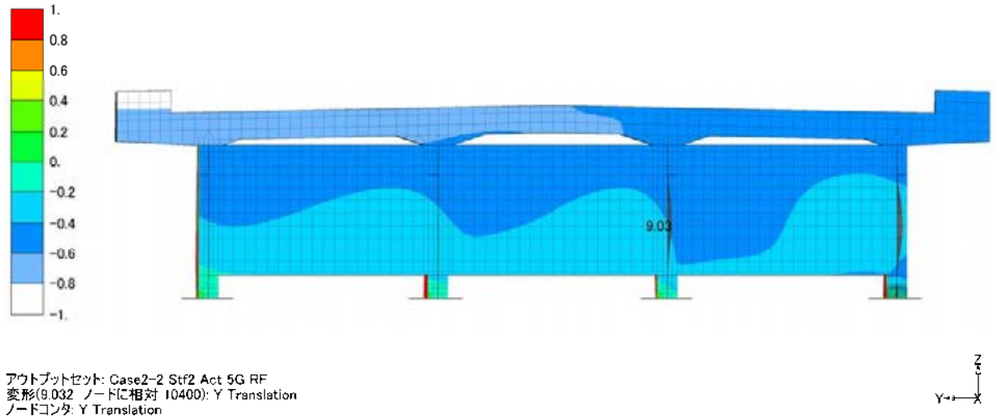
固定支承側　俯瞰



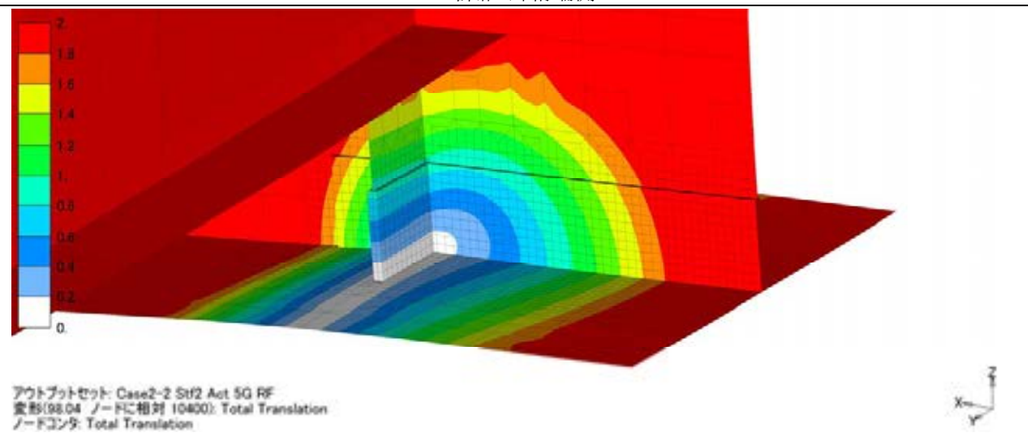
X方向変位　端補剛材断面



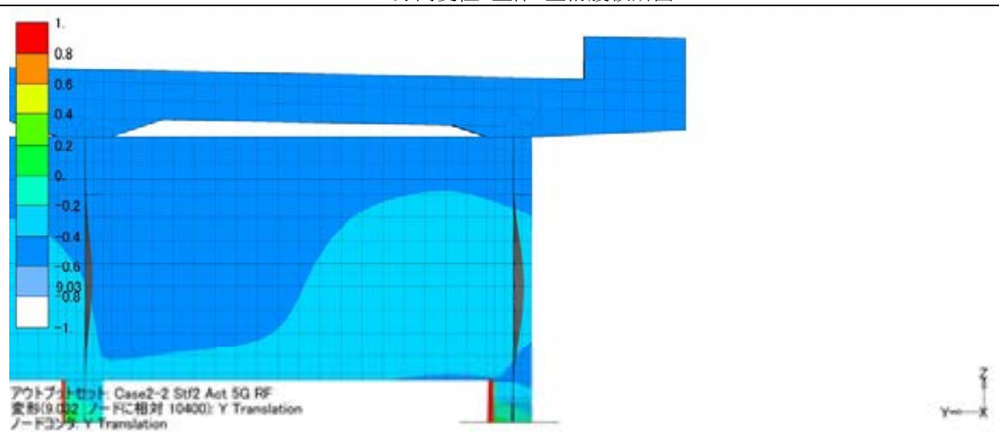
詳細　外桁端側



Y方向変位　全体　主桁腹板断面

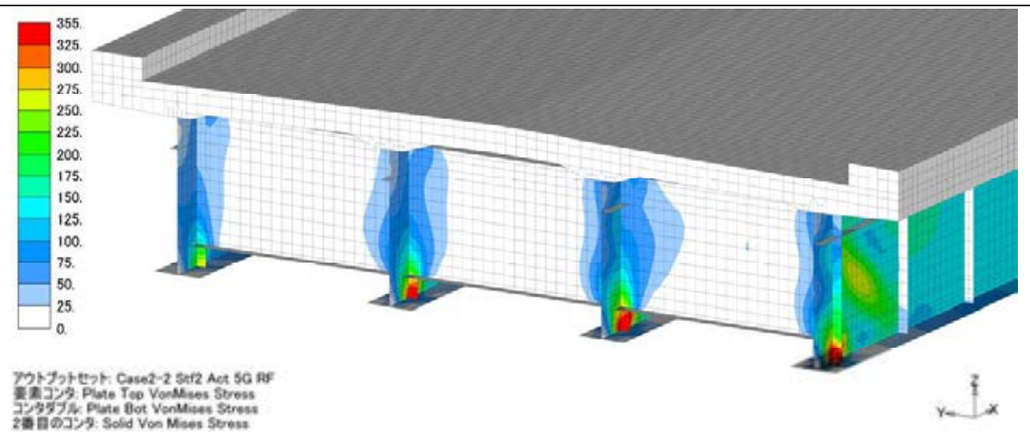


詳細　内桁端側

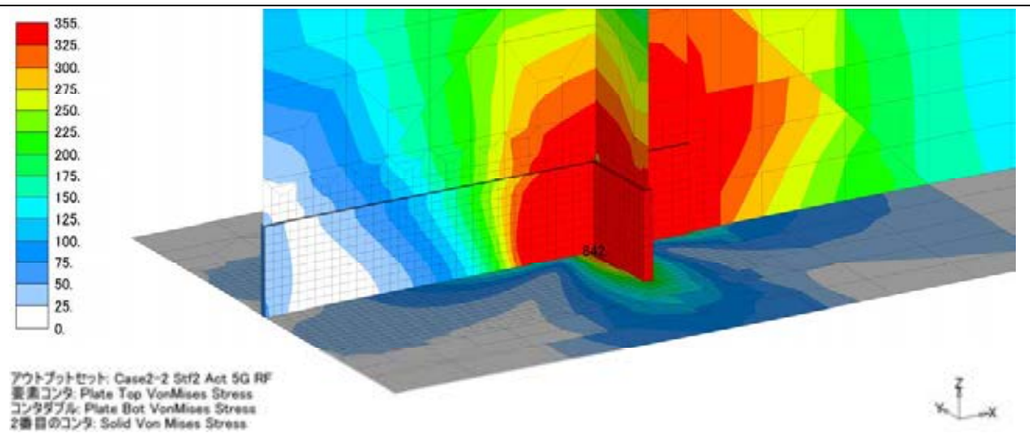


Y方向変位　詳細　主桁腹板断面

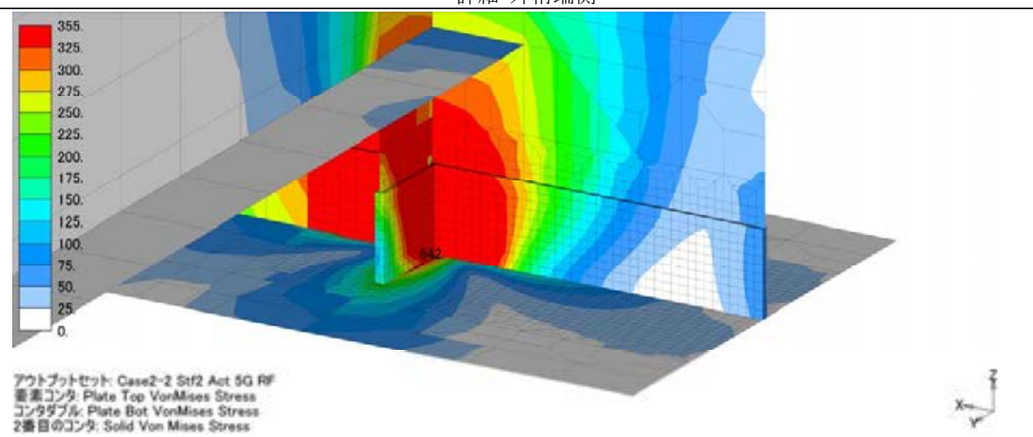
図 2-3-6-17 Case2-2 Stf2 活荷重 5G 補強あり 変形[mm]



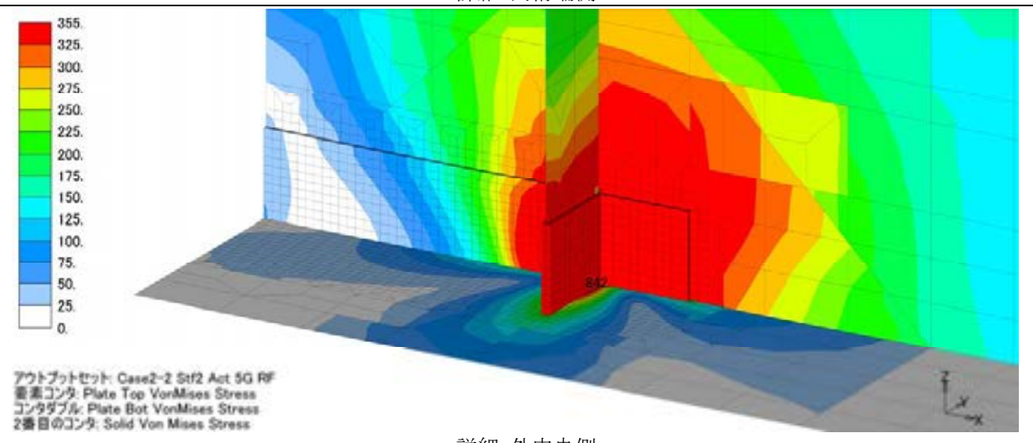
固定支承側　俯瞰



詳細　外桁端側



詳細　内桁端側



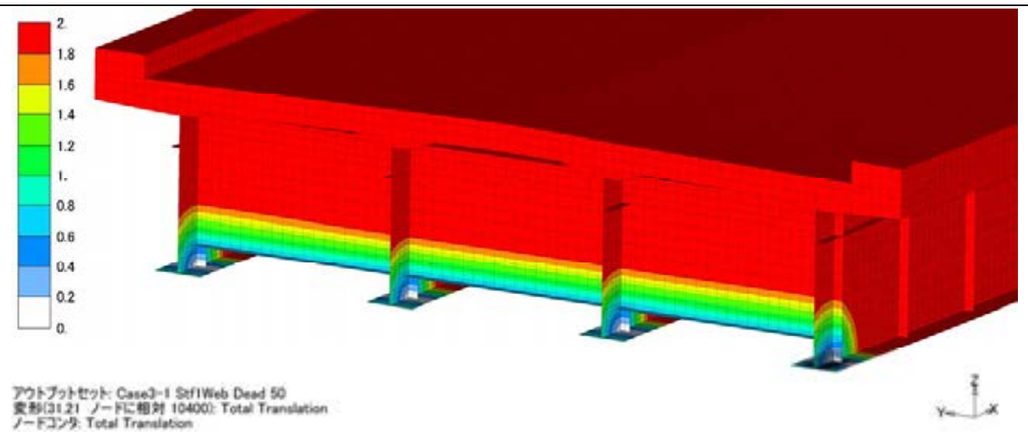
詳細　外中央側

図 2-3-6-18 Case2-2 Stf2 活荷重 5G 補強あり VonMises 応力[N/mm^2]

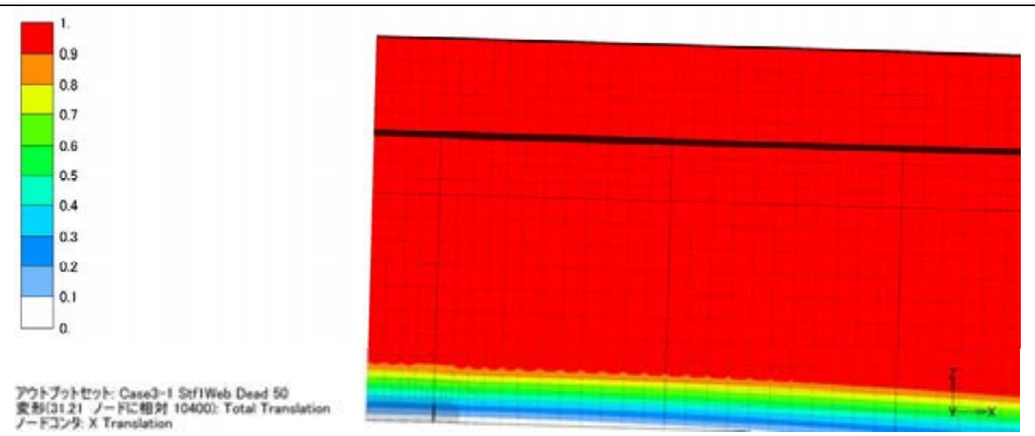
付録2-3-7. Case3-1 Stf1Web

1) 死荷重

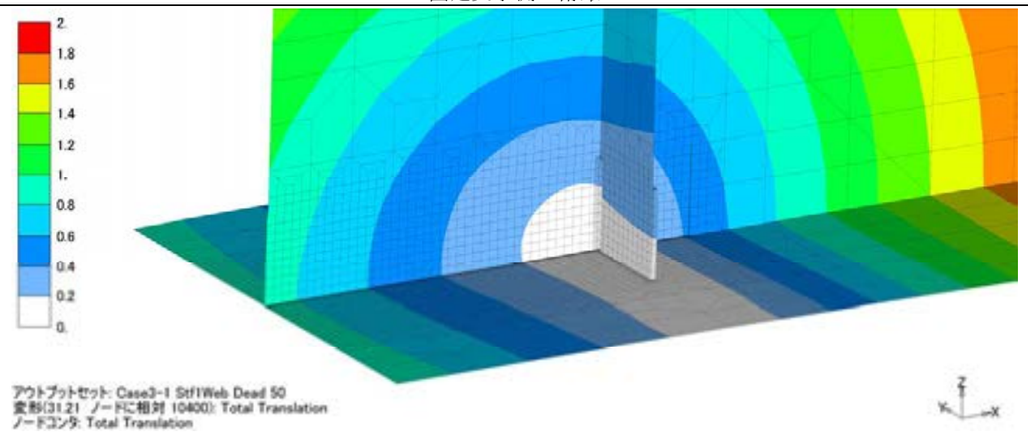
① 板厚半欠損



固定支承側　俯瞰

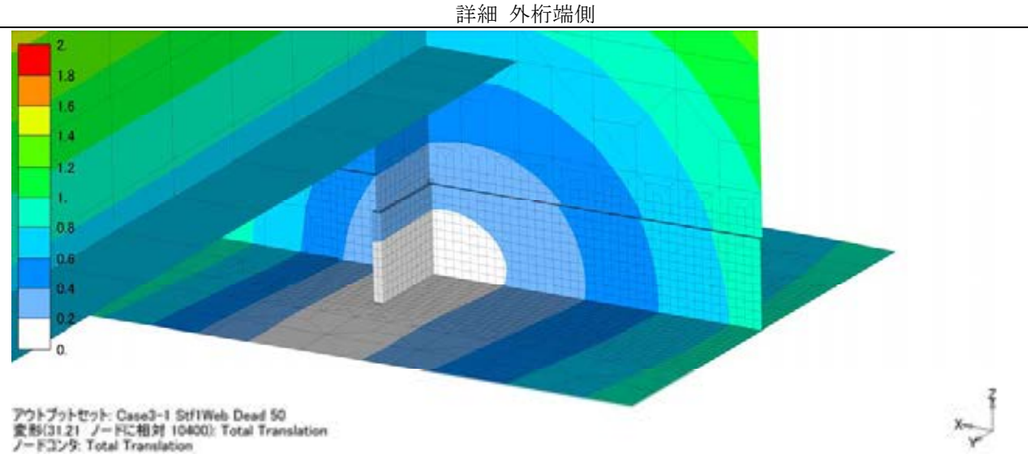


X方向変位　端補剛材断面

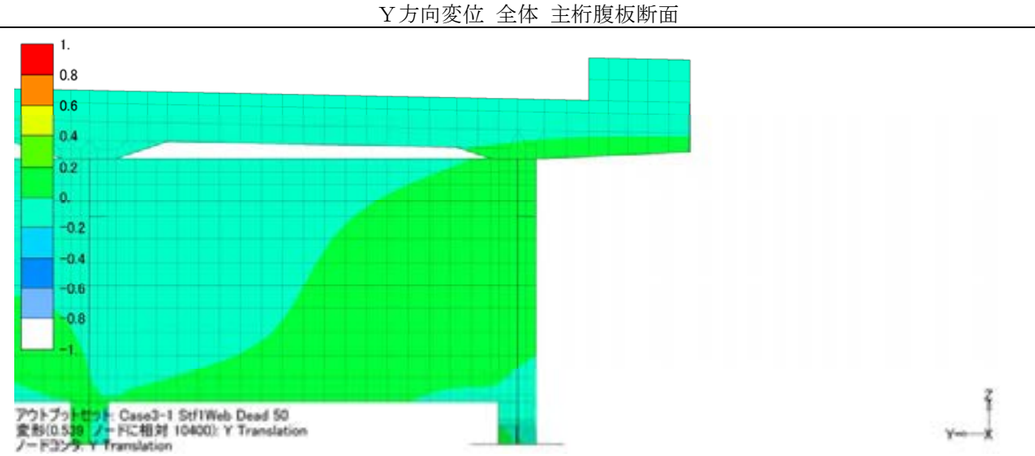


詳細　外桁端側

Y方向変位　全体　主桁腹板断面

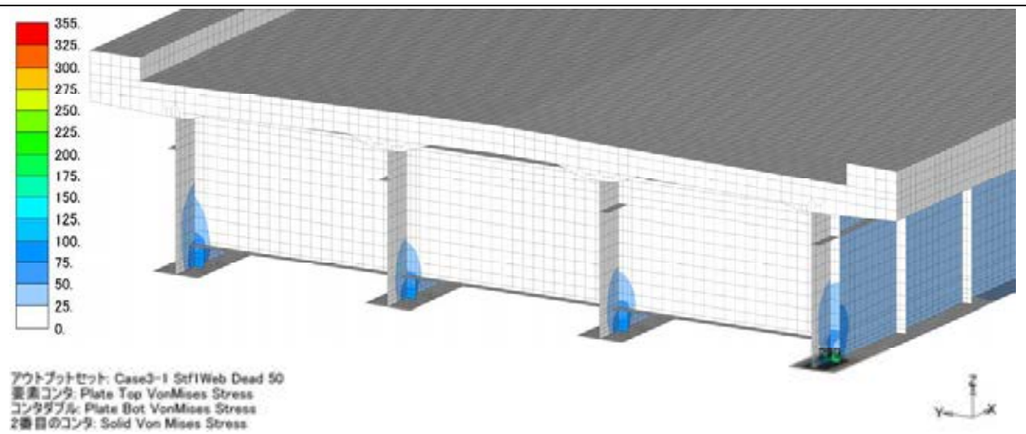


詳細　内桁端側

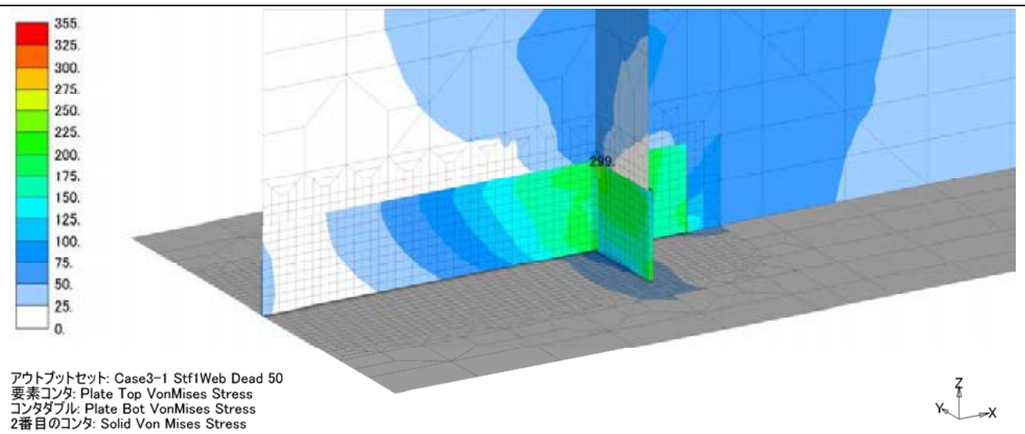


Y方向変位　詳細　主桁腹板断面

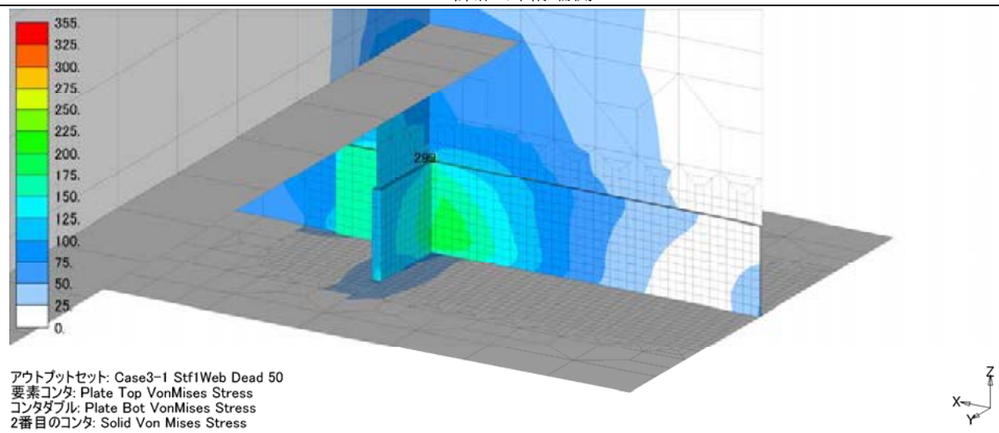
図 2-3-7-1 Case3-1 Stf1Web 死荷重 板厚半欠損 変形[mm]



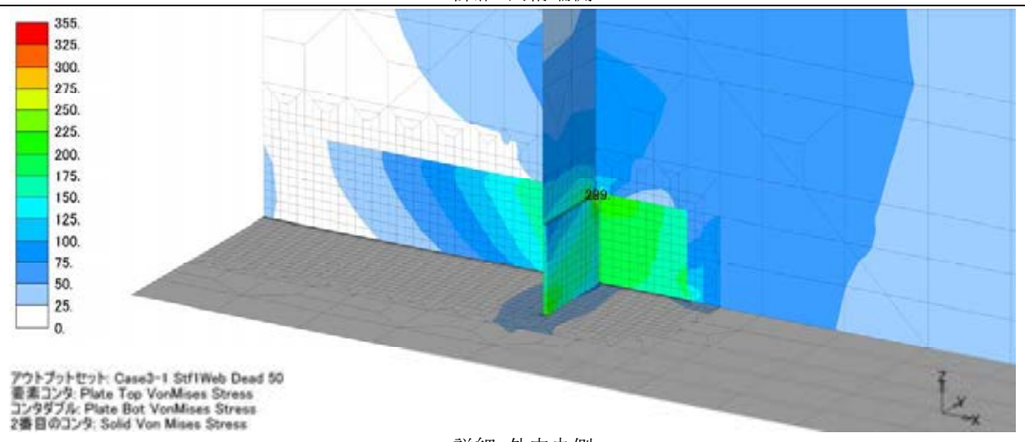
固定支承側　俯瞰



詳細　外桁端側



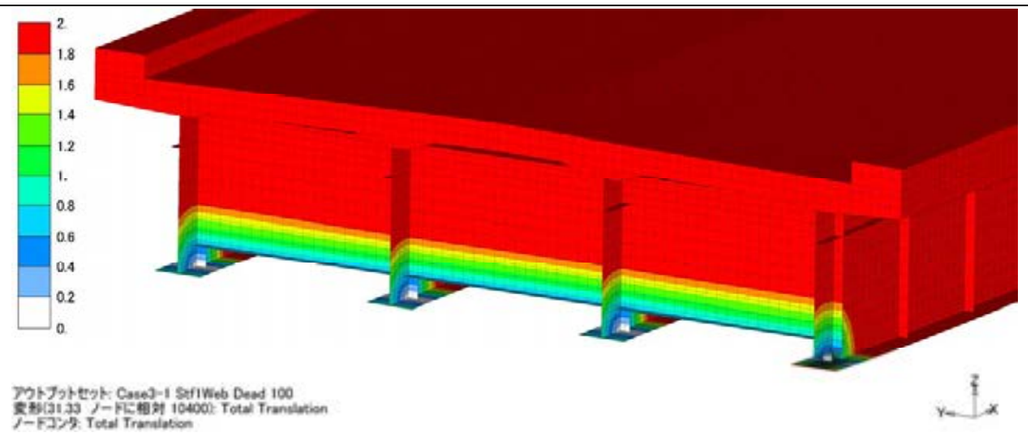
詳細　内桁端側



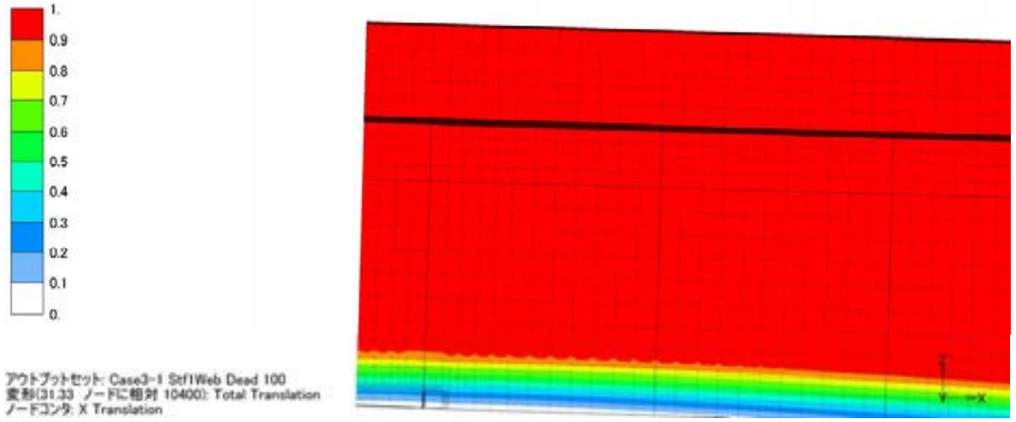
詳細　外中央側

図 2-3-7-2 Case3-1 Stf1Web 死荷重 板厚半欠損 VonMises 応力[N/mm^2]

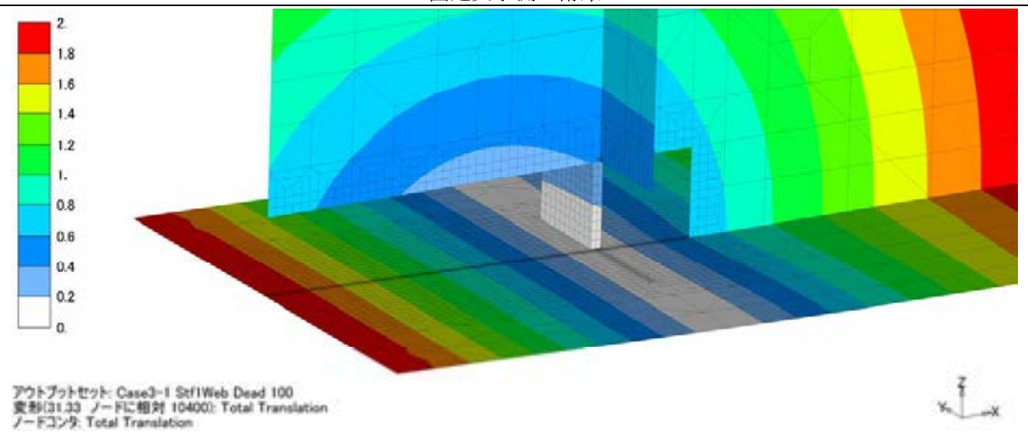
② 板厚全欠損



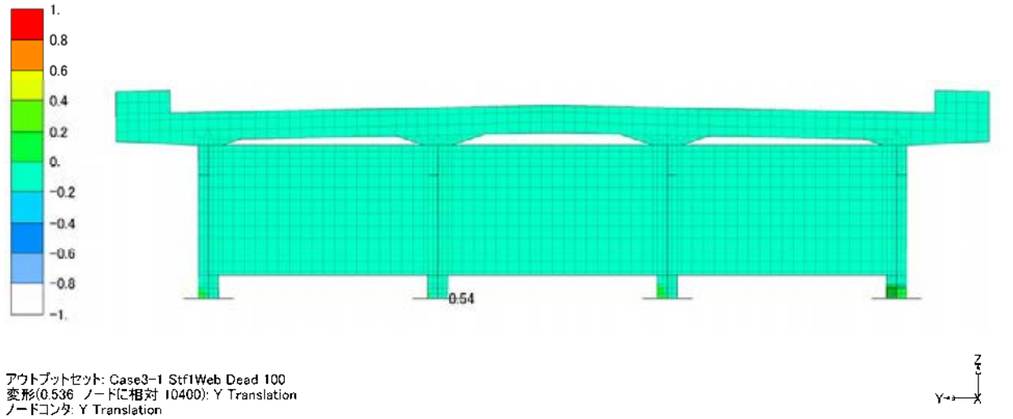
固定支承側　俯瞰



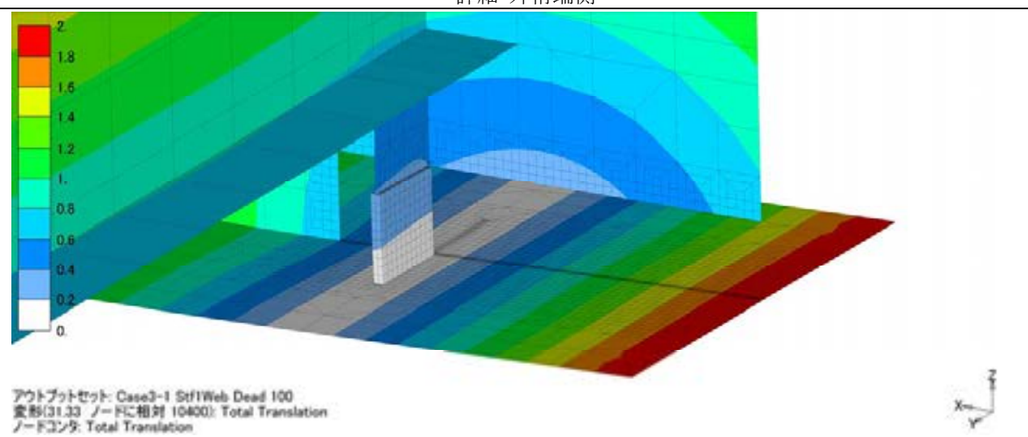
X方向変位 端補剛材断面



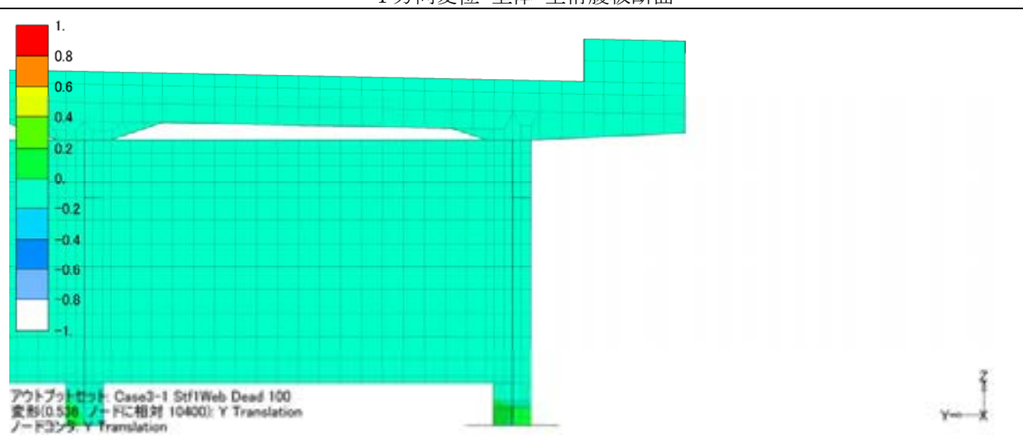
詳細 外桁端側



Y方向変位 全体 主桁腹板断面

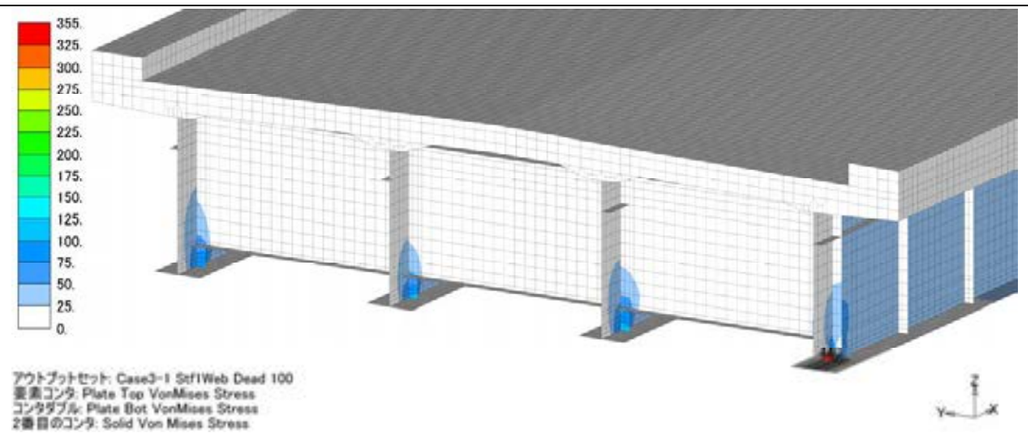


詳細 内桁端側

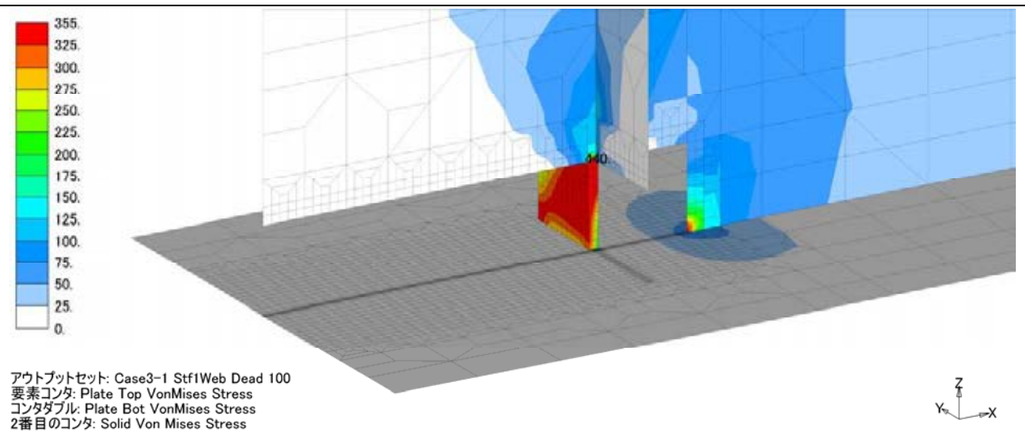


Y方向変位 詳細 主桁腹板断面

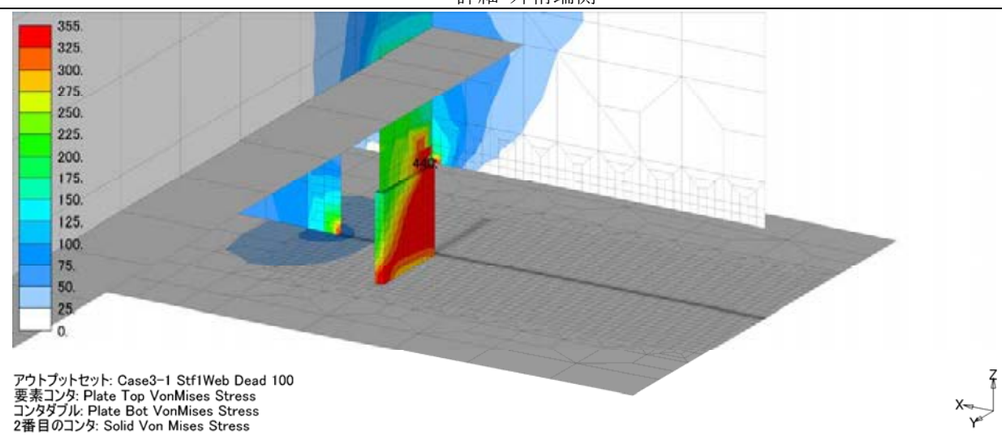
図 2-3-7-3 Case3-1 Stf1Web 死荷重 板厚全欠損 変形[mm]



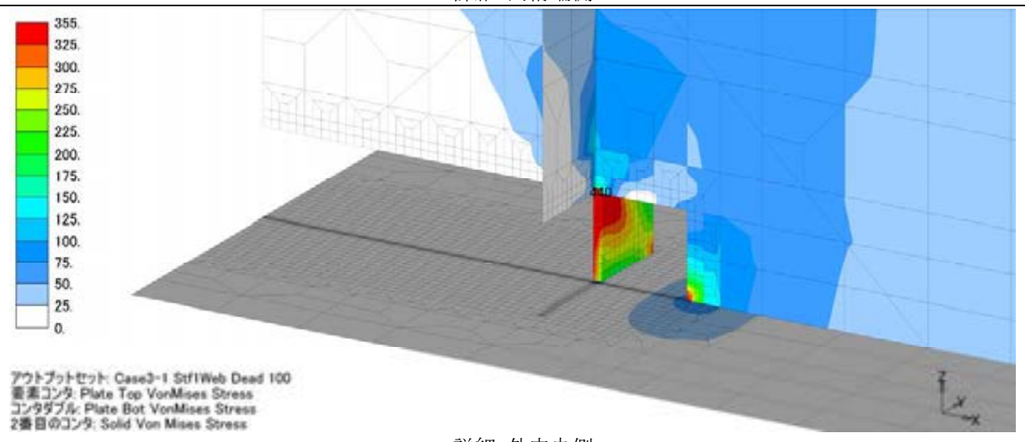
固定支承側　俯瞰



詳細　外桁端側



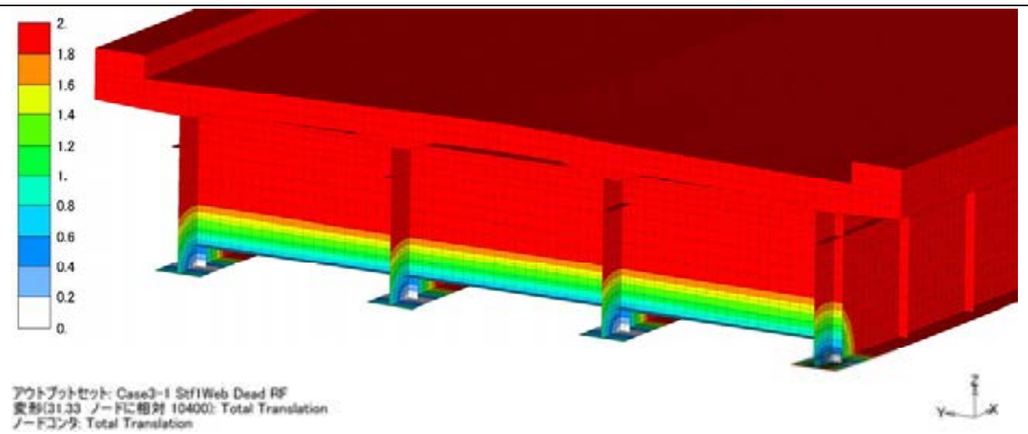
詳細　内桁端側



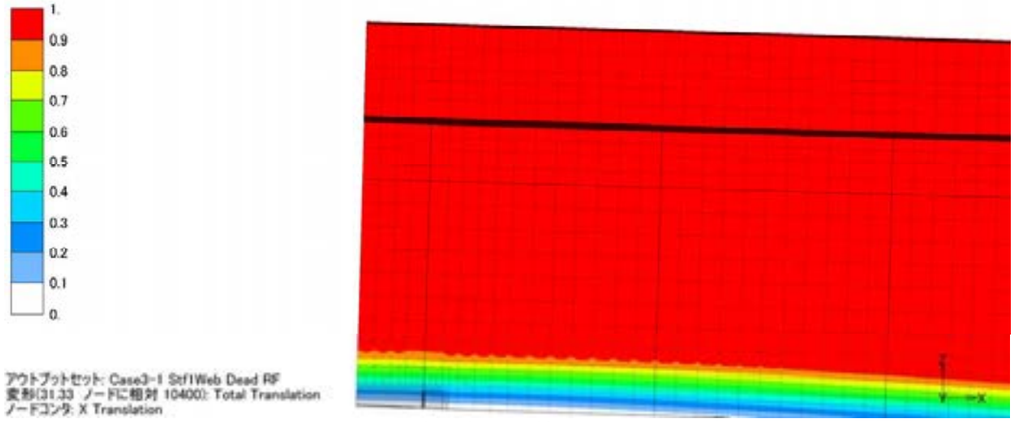
詳細　外中央側

図 2-3-7-4 Case3-1 Stf1Web 死荷重 板厚全欠損 VonMises 応力[N/mm^2]

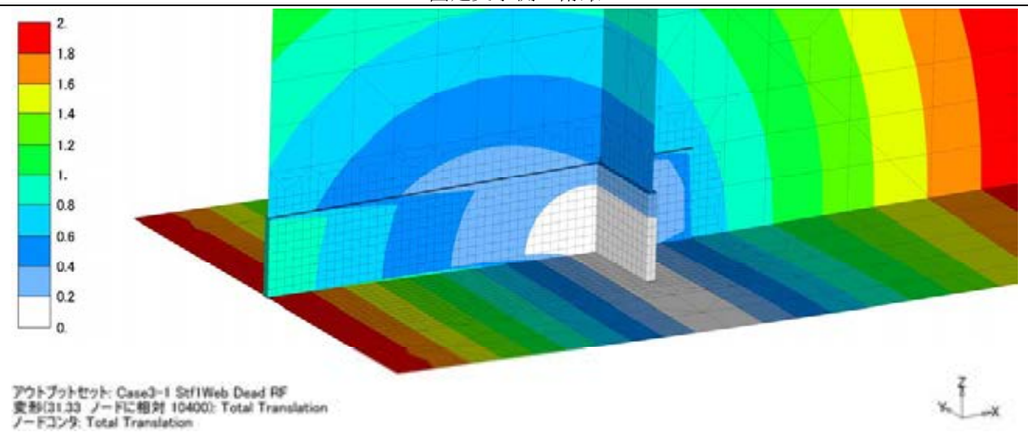
③ 補強後



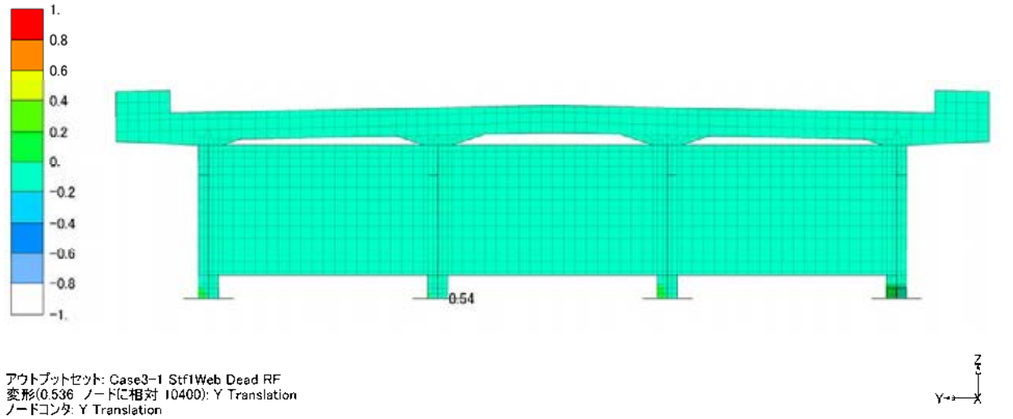
固定支承側　俯瞰



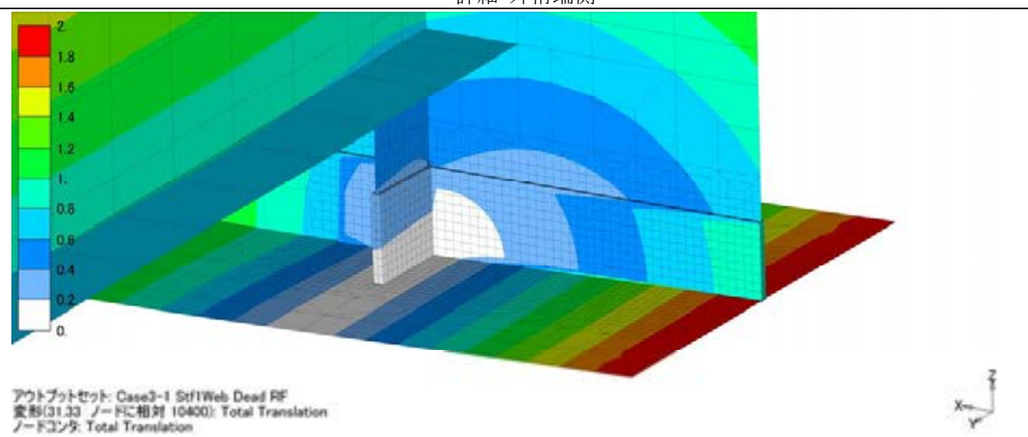
X方向変位　端補剛材断面



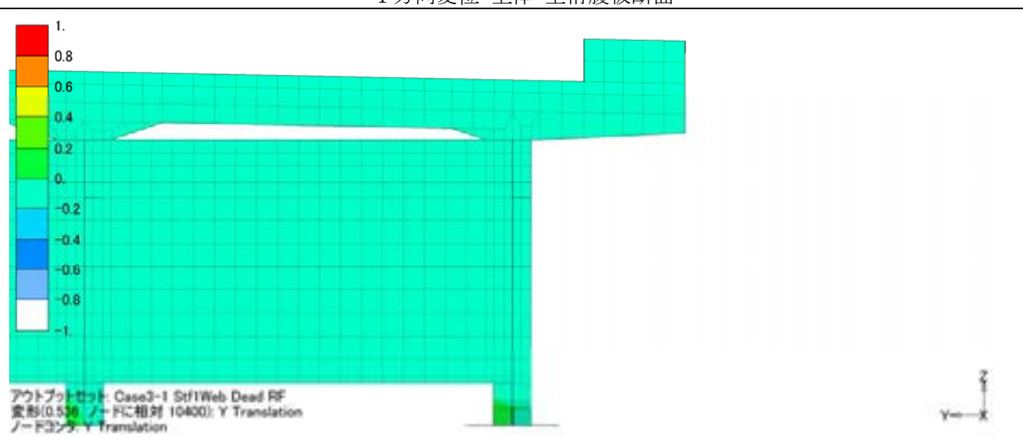
詳細　外桁端側



Y方向変位　全体　主桁腹板断面

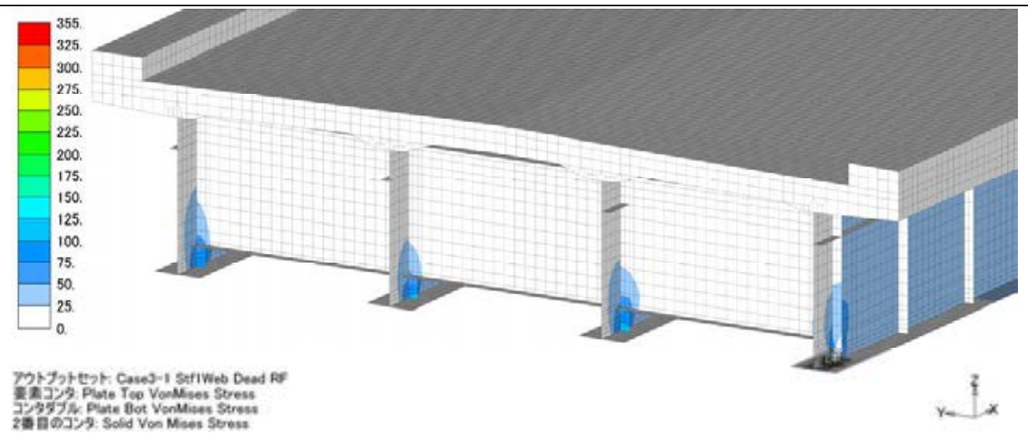


詳細　内桁端側

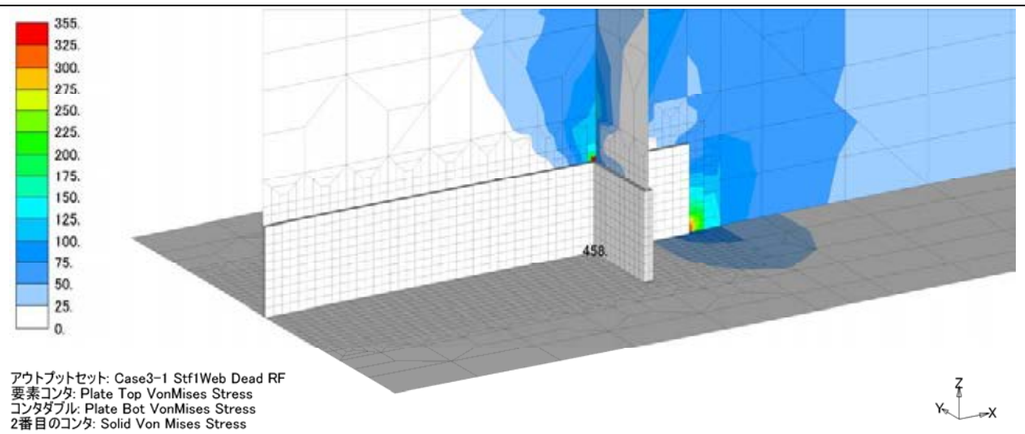


Y方向変位　詳細　主桁腹板断面

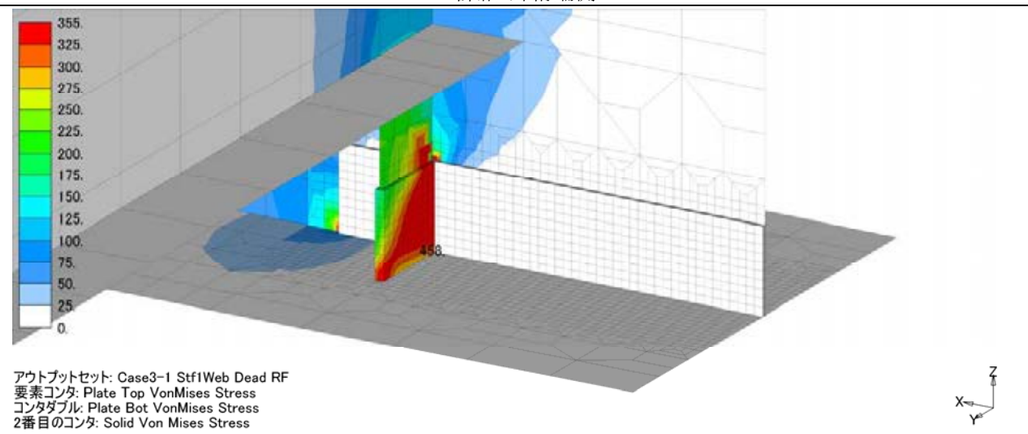
図 2-3-7-5 Case3-1 Stf1Web 死荷重 補強後 変形[mm]



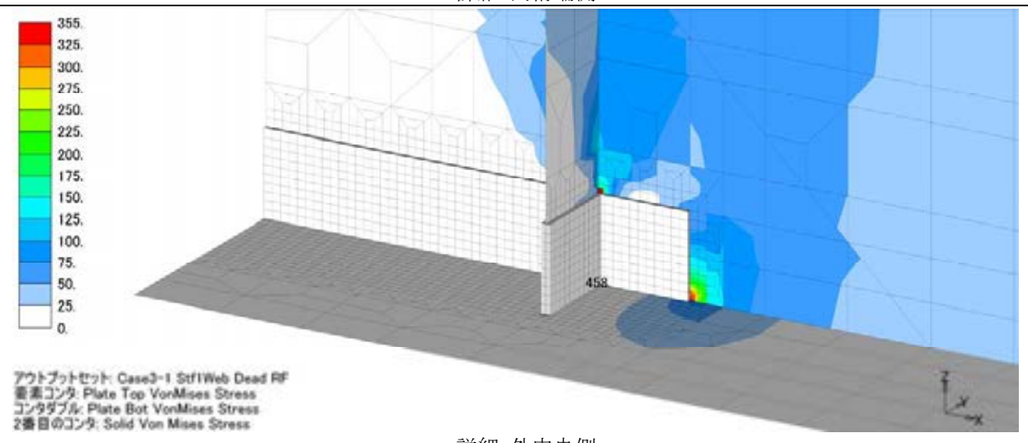
固定支承側　俯瞰



詳細　外桁端側



詳細　内桁端側

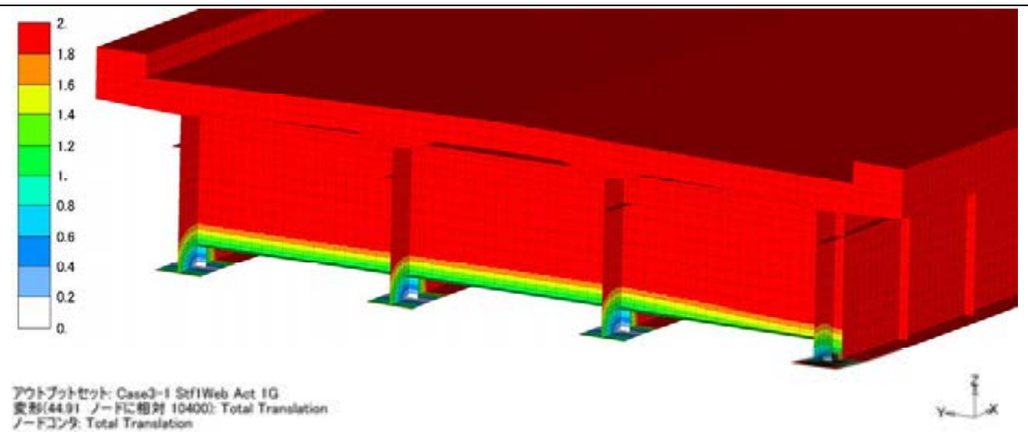


詳細　外中央側

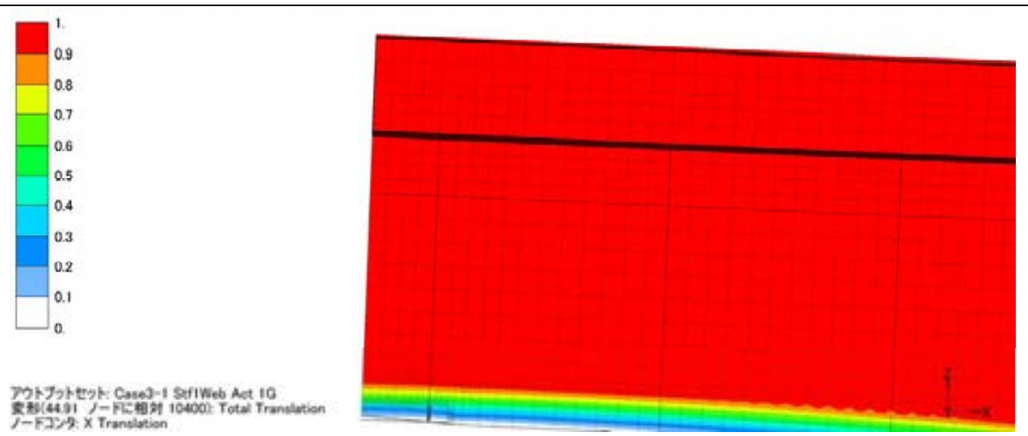
図 2-3-7-6 Case3-1 Stf1Web 死荷重 補強後 VonMises 応力[N/mm^2]

2) 活荷重

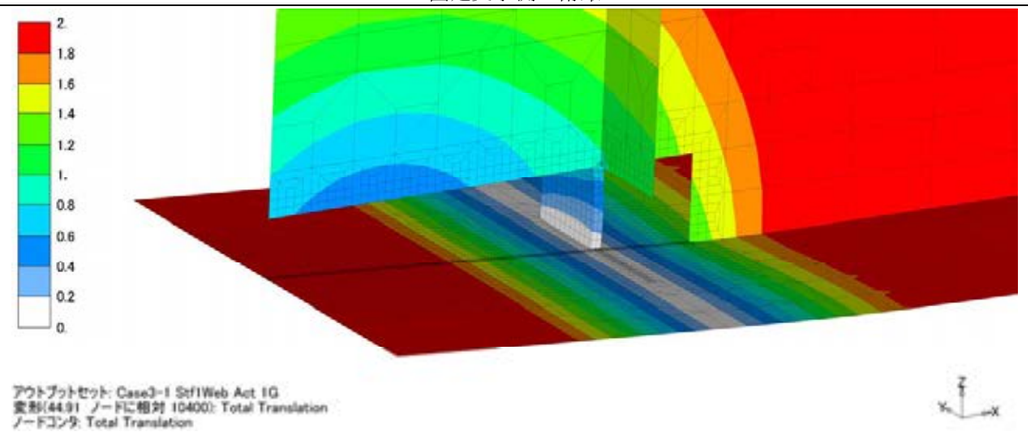
① 1G 補強なし



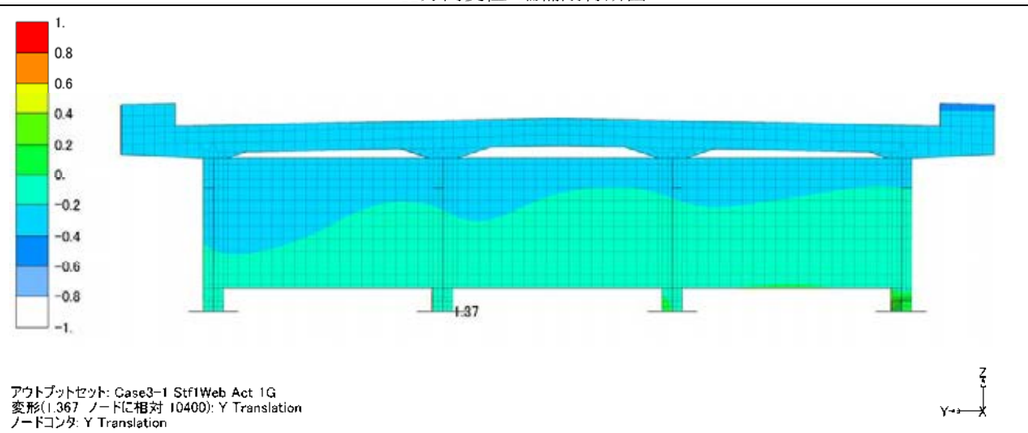
固定支承側　俯瞰



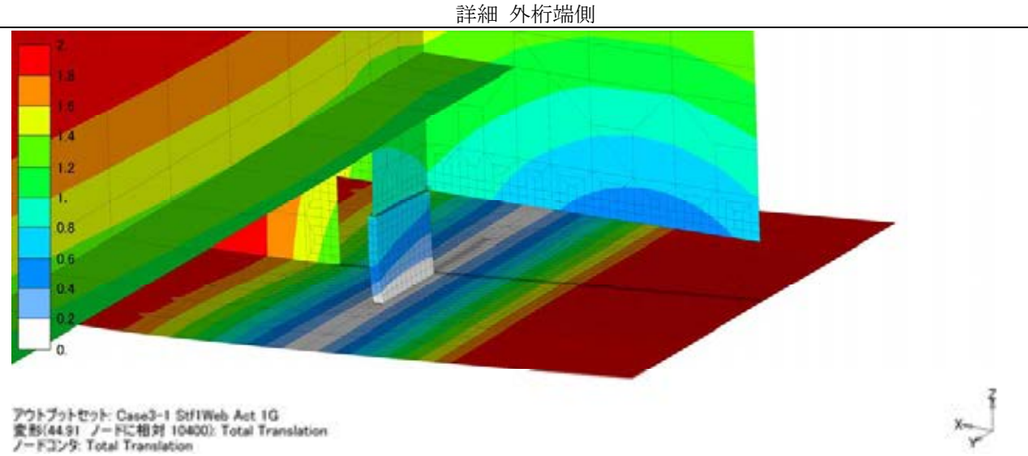
X方向変位 端補剛材断面



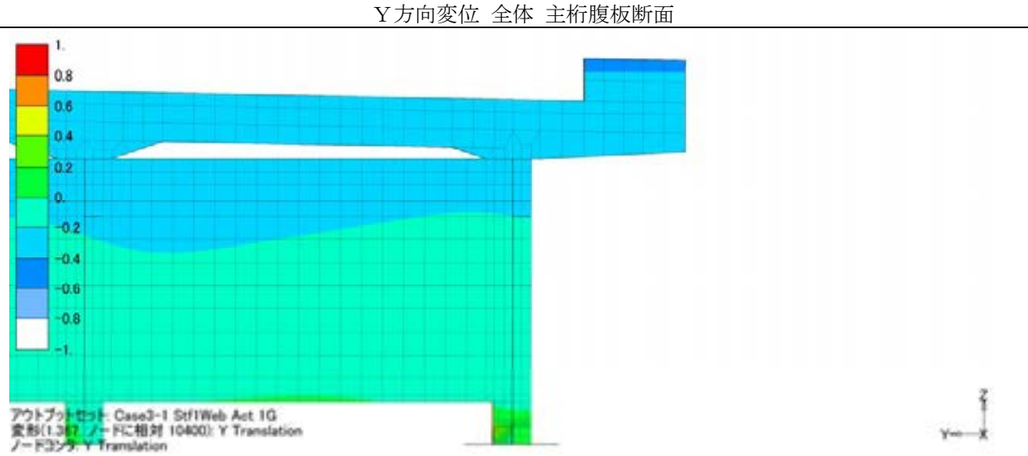
詳細 外桁端側



Y方向変位 全体 主桁腹板断面

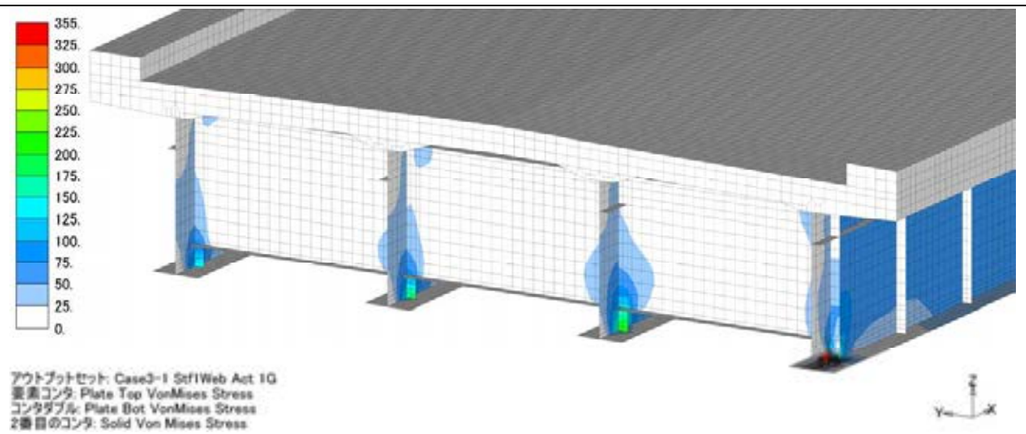


詳細 内桁端側

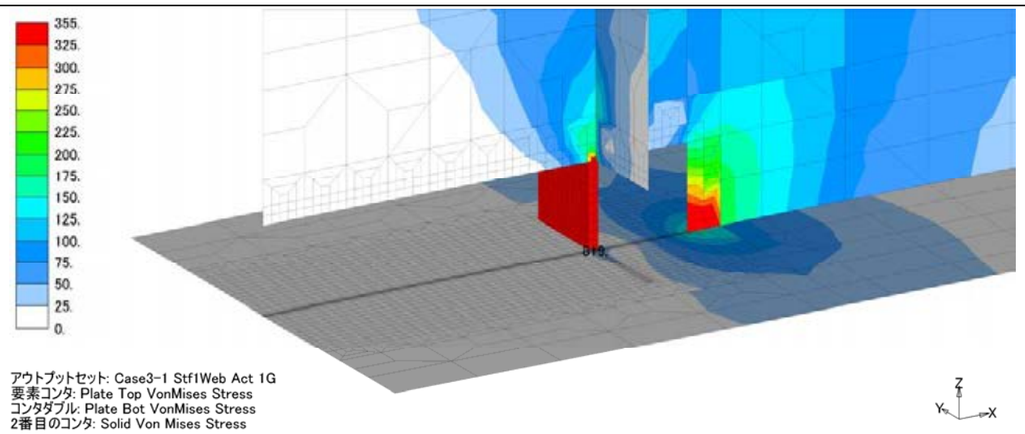


Y方向変位 詳細 主桁腹板断面

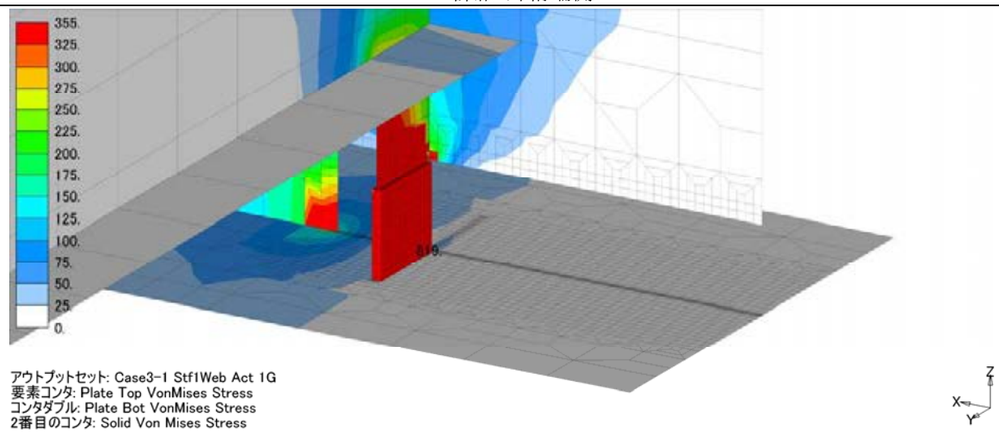
図 2-3-7-7 Case3-1 Stf1Web 活荷重 1G 補強なし 変形[mm]



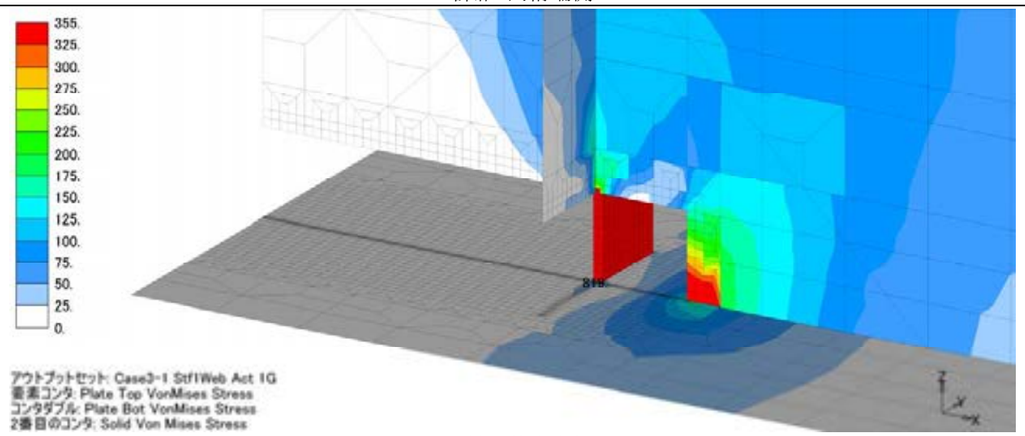
固定支承側　俯瞰



詳細　外桁端側



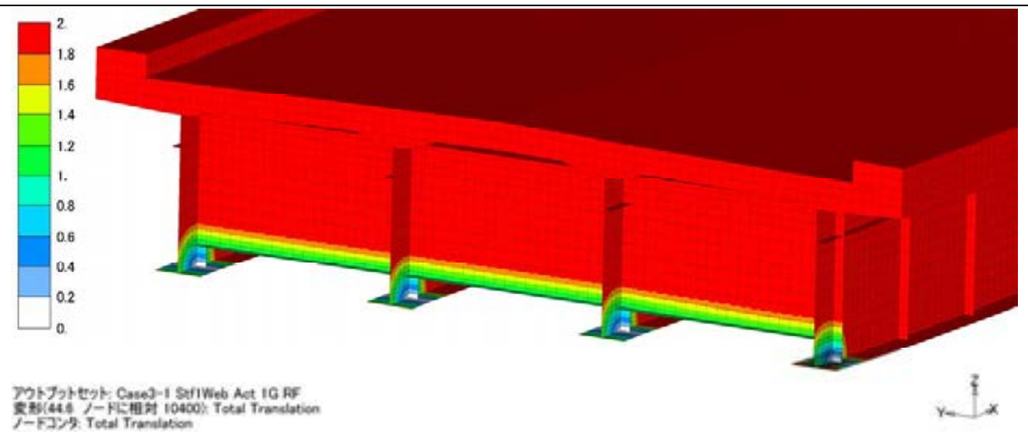
詳細　内桁端側



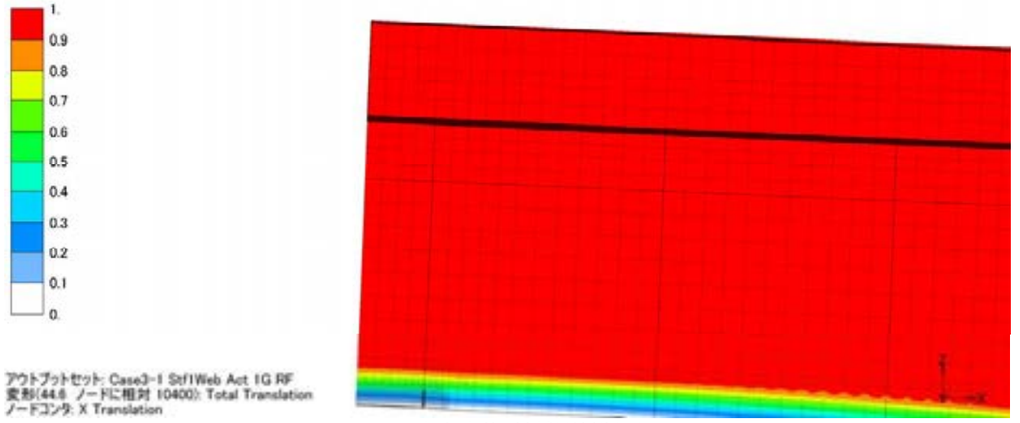
詳細　外中央側

図 2-3-7-8 Case3-1 Stf1Web 活荷重 1G 補強なし VonMises 応力[N/mm^2]

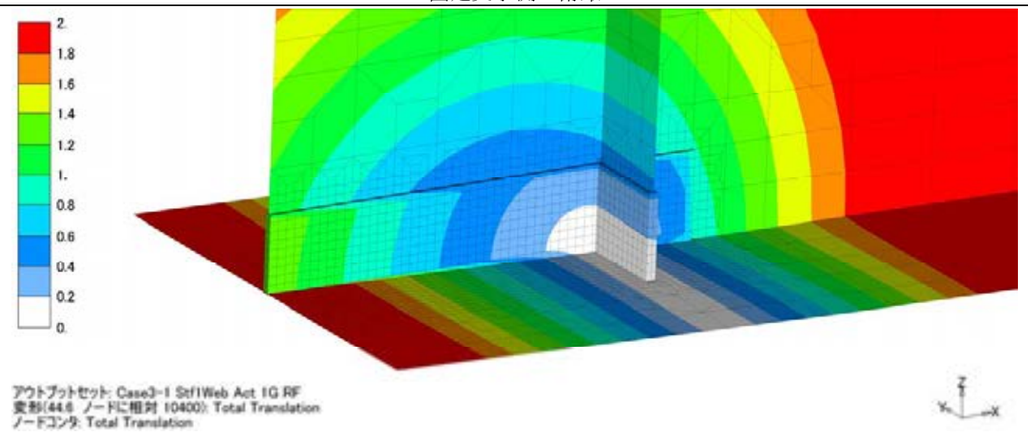
② 1G 補強あり



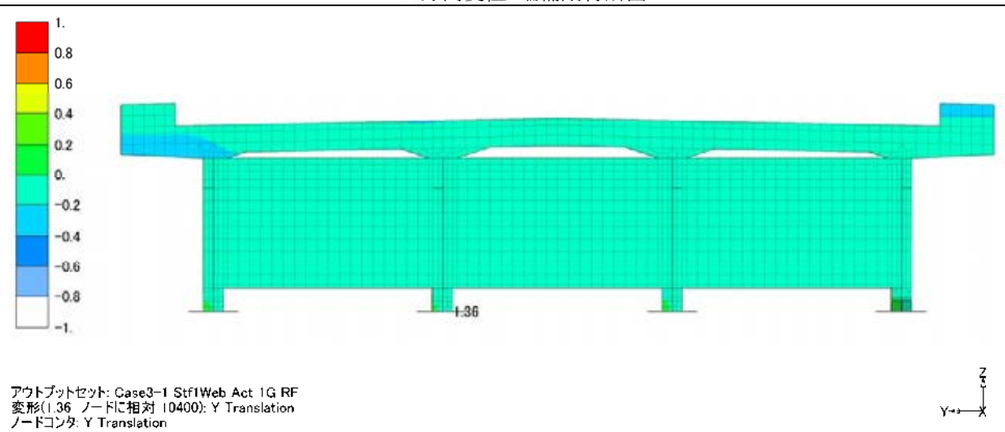
固定支承側　俯瞰



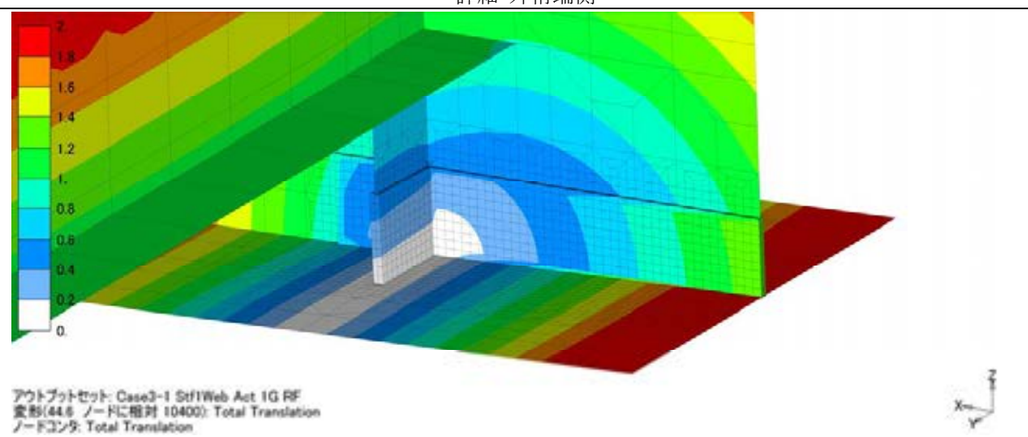
X方向変位　端補剛材断面



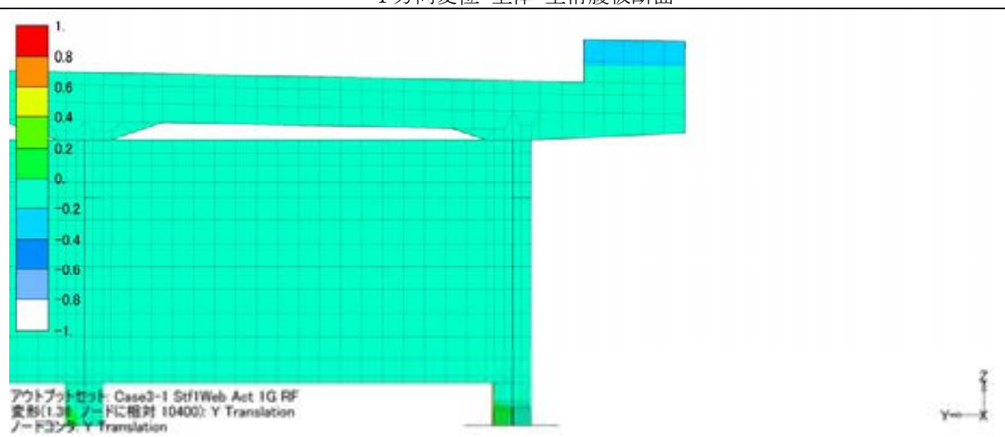
詳細　外桁端側



Y方向変位　全体　主桁腹板断面

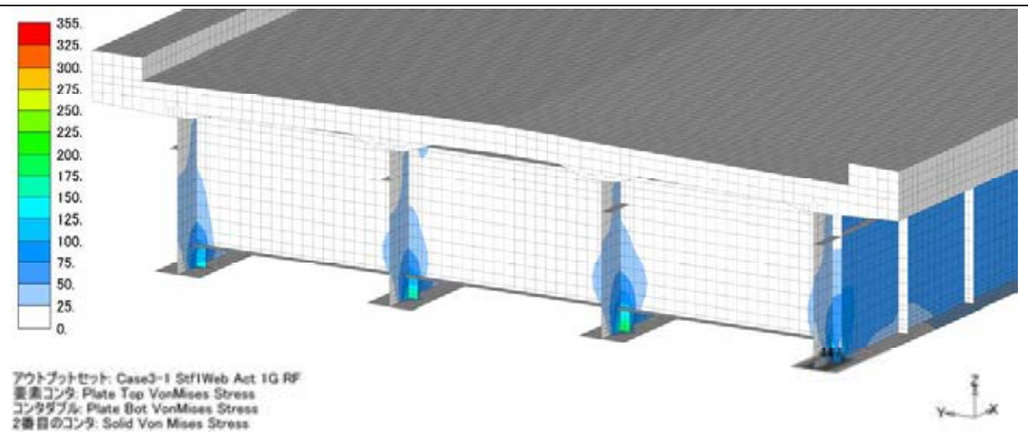


詳細　内桁端側

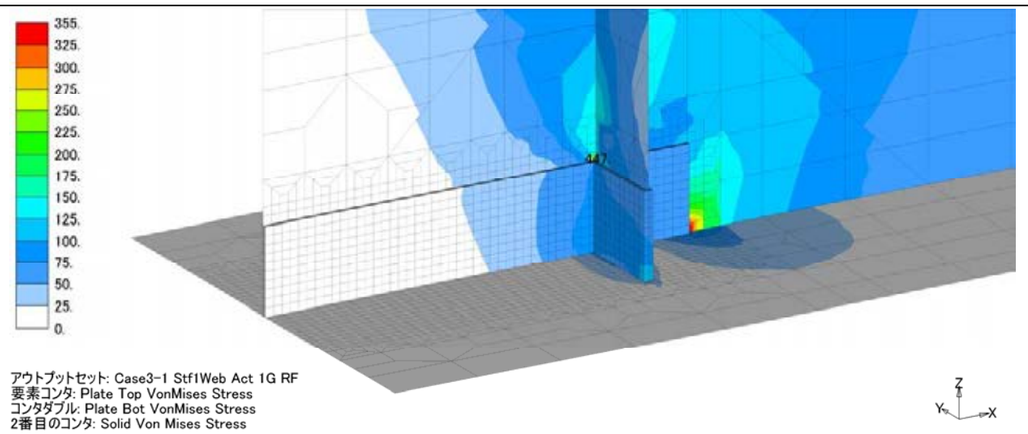


Y方向変位　詳細　主桁腹板断面

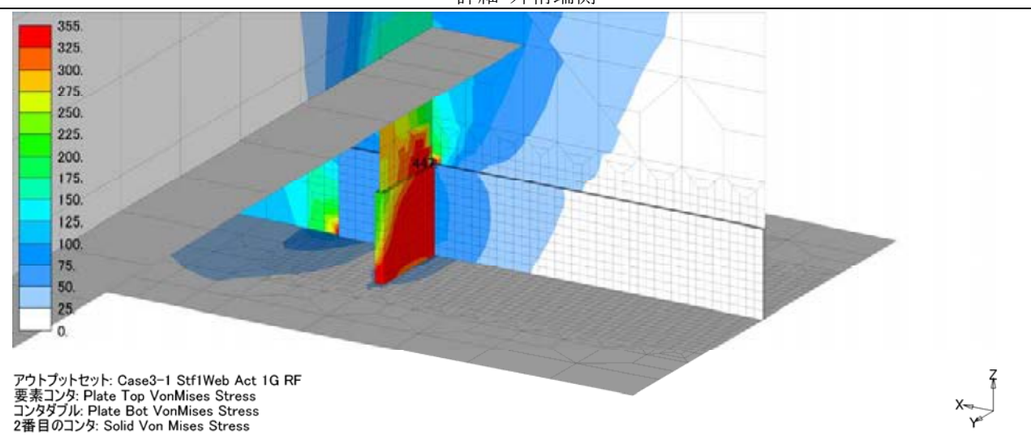
図 2-3-7-9 Case3-1 Stf1Web 活荷重 1G 補強あり 変形[mm]



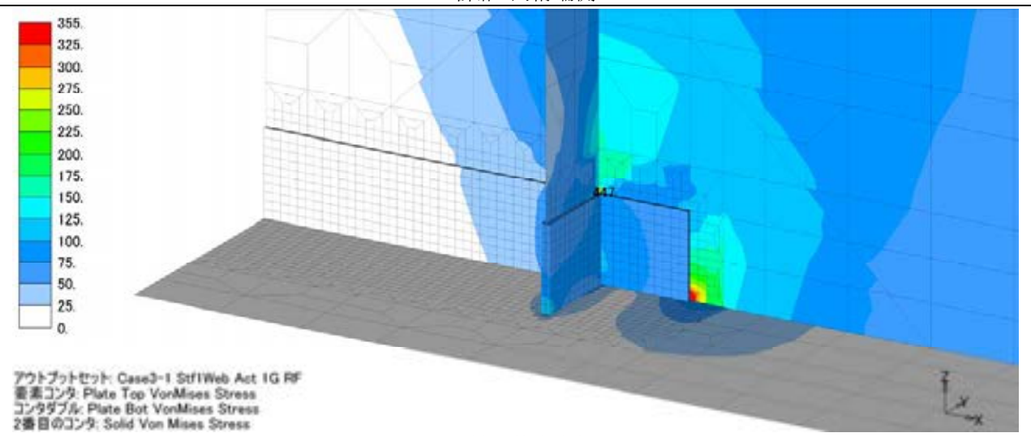
固定支承側　俯瞰



詳細　外桁端側



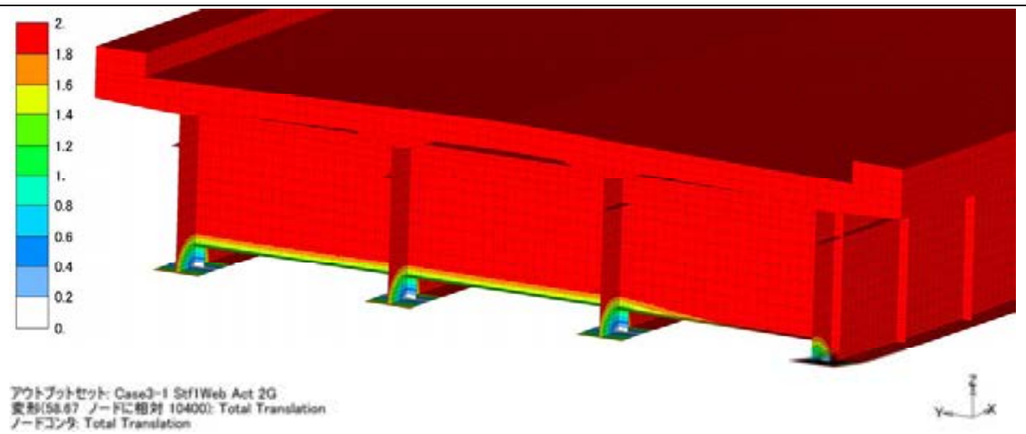
詳細　内桁端側



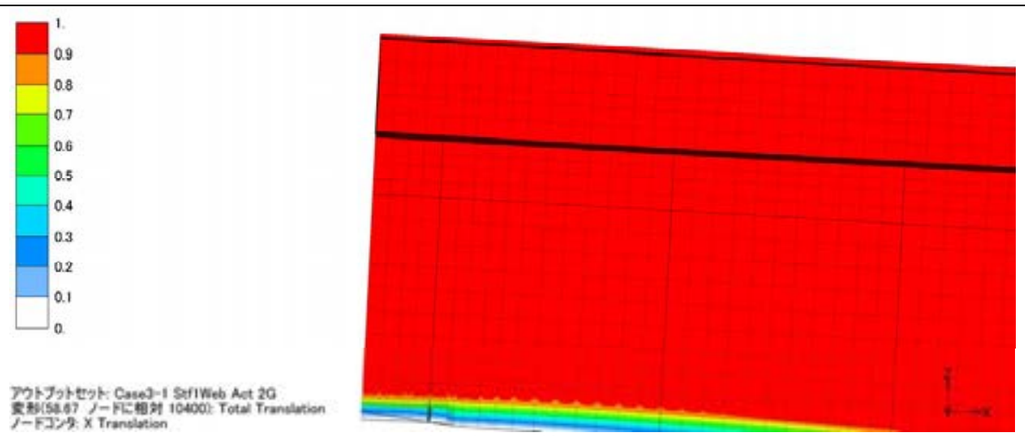
詳細　外中央側

図 2-3-7-10 Case3-1 Stf1Web 活荷重 1G 補強あり VonMises 応力[N/mm^2]

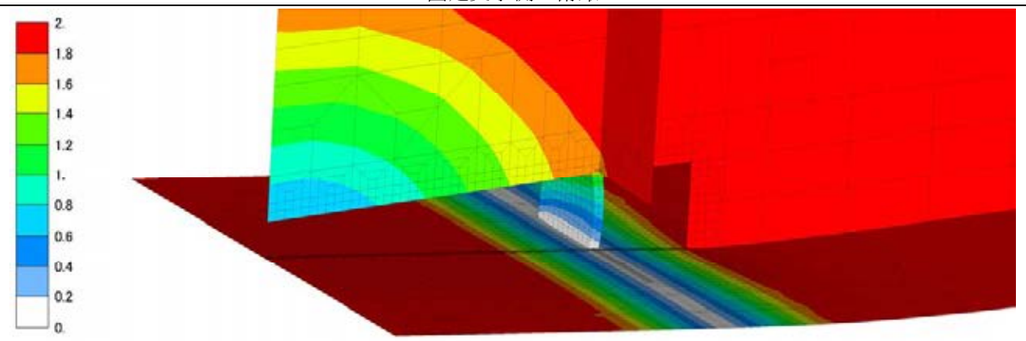
③ 2G 補強なし



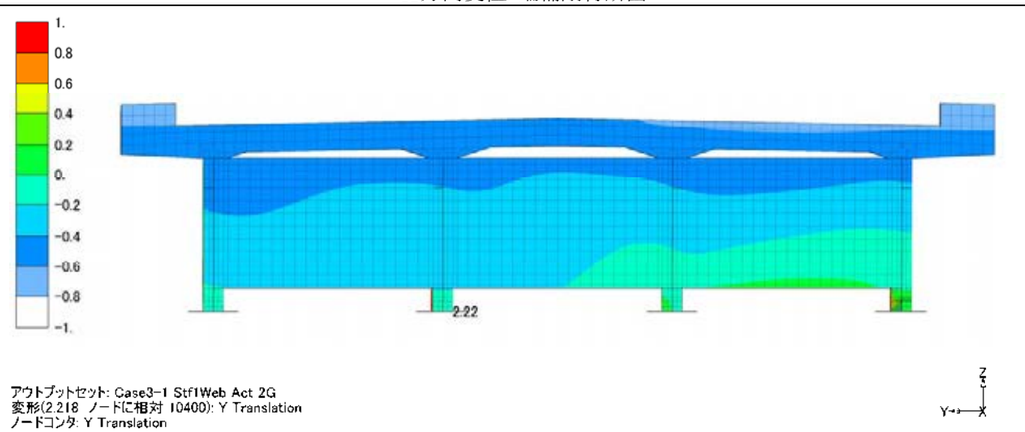
固定支承側　俯瞰



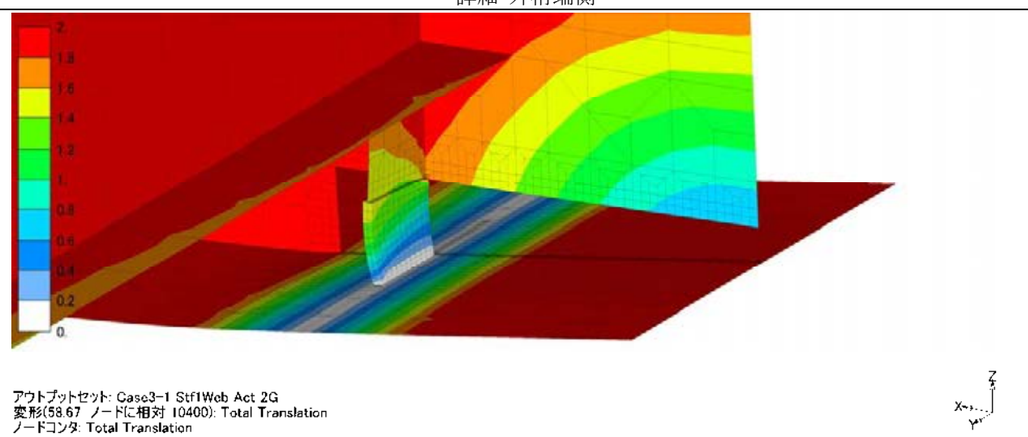
X方向変位 端補剛材断面



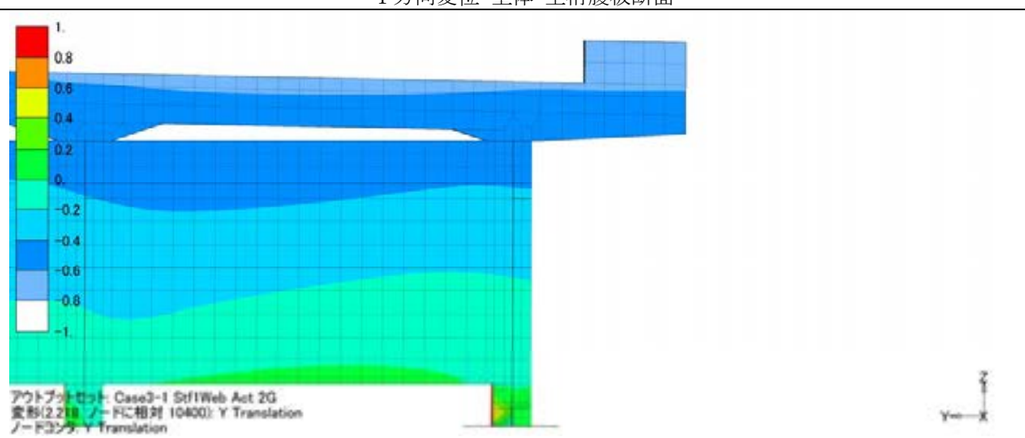
詳細 外桁端側



Y方向変位 全体 主桁腹板断面

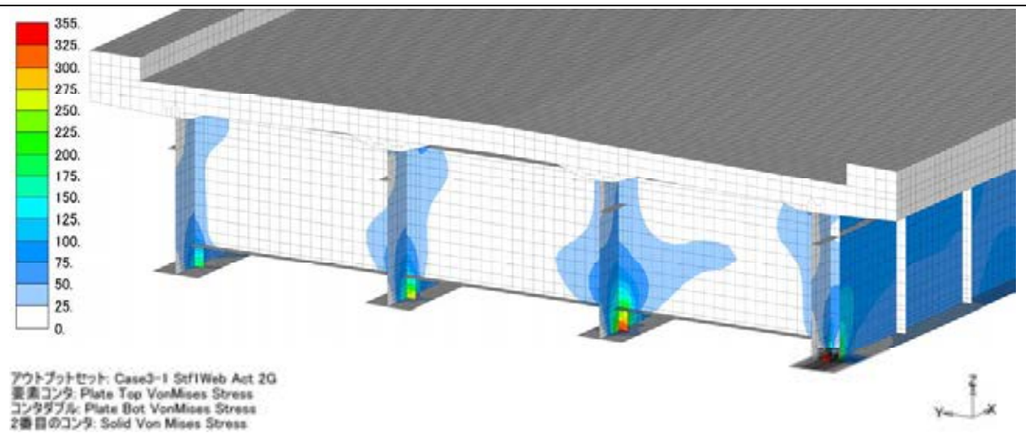


詳細 内桁端側

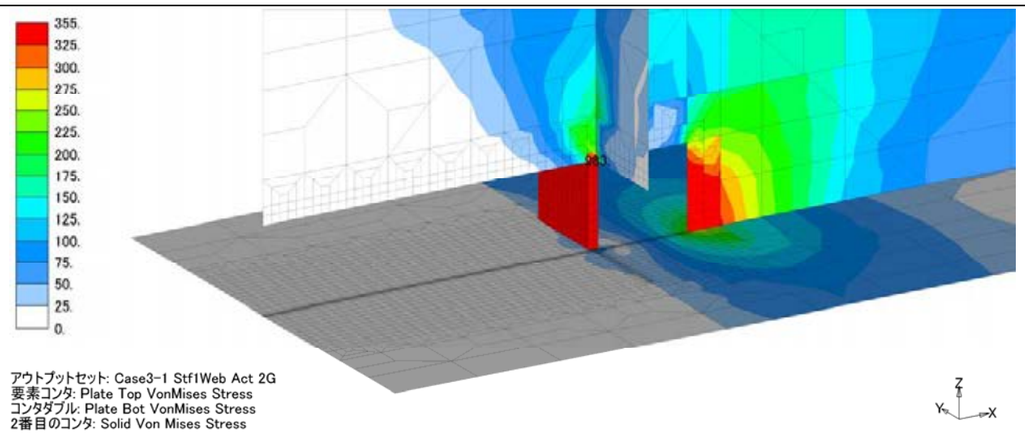


Y方向変位 詳細 主桁腹板断面

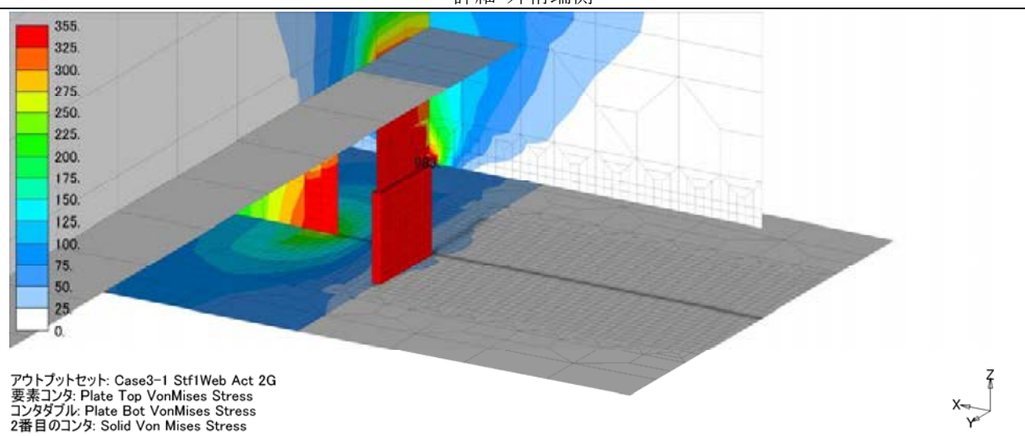
図 2-3-7-11 Case3-1 Stf1Web 活荷重 2G 補強なし 変形[mm]



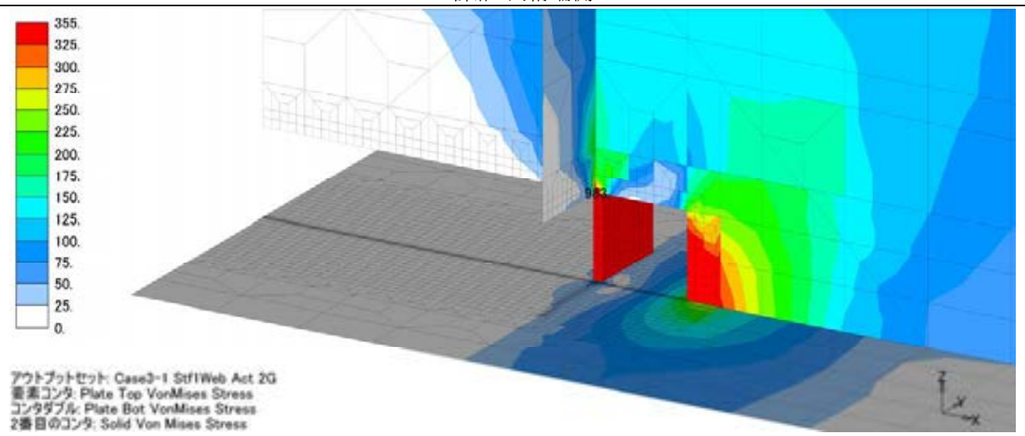
固定支承側　俯瞰



詳細　外桁端側



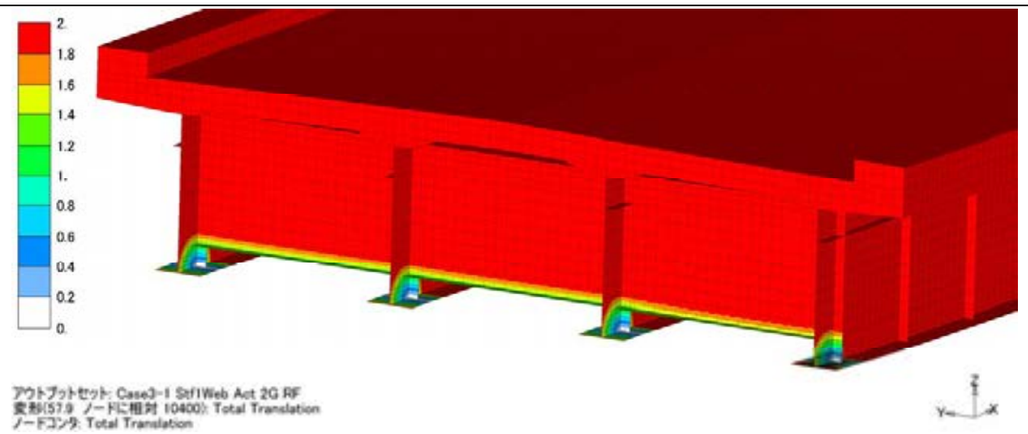
詳細　内桁端側



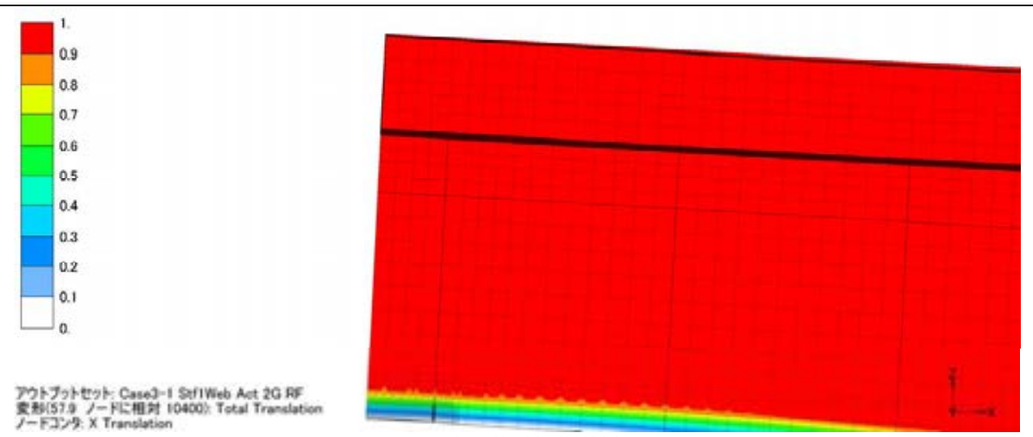
詳細　外中央側

図 2-3-7-12 Case3-1 Stf1Web 活荷重 2G 補強なし VonMises 応力[N/mm^2]

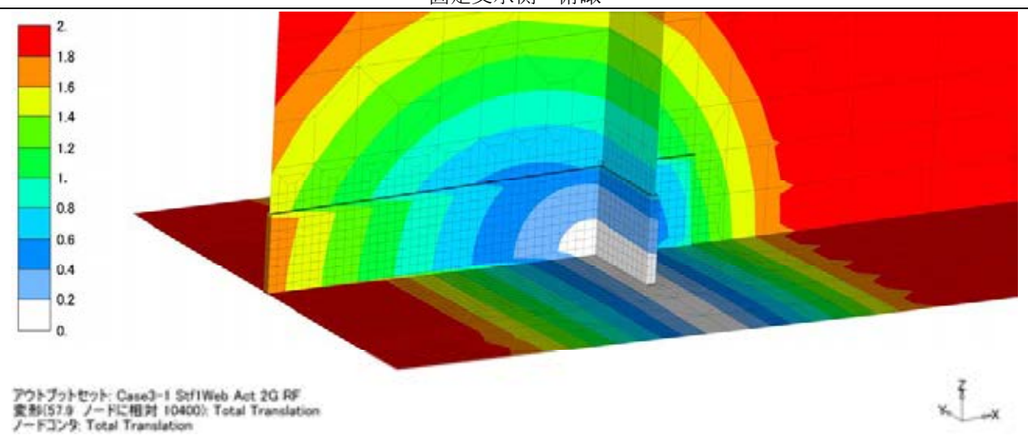
④ 2G 補強あり



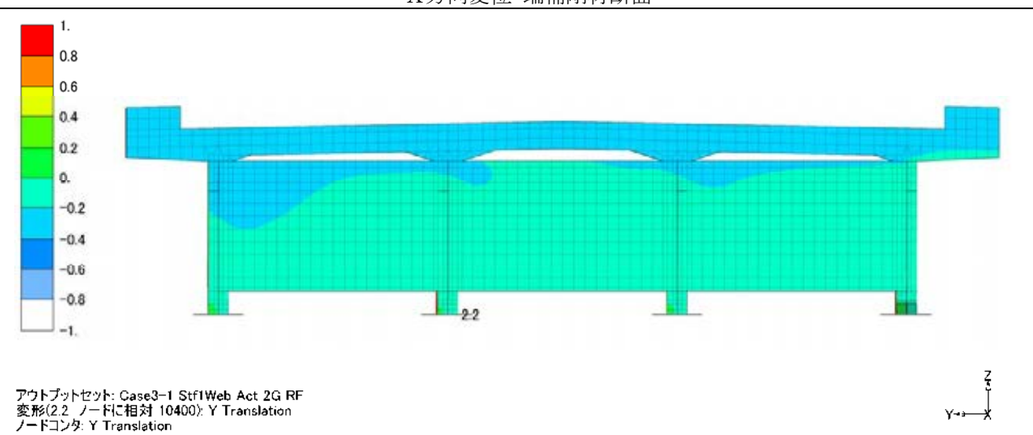
固定支承側　俯瞰



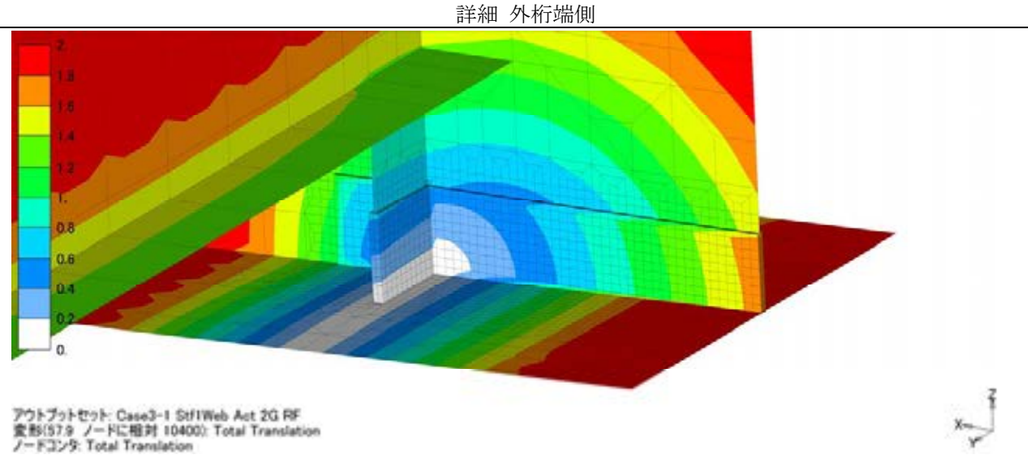
X方向変位　端補剛材断面



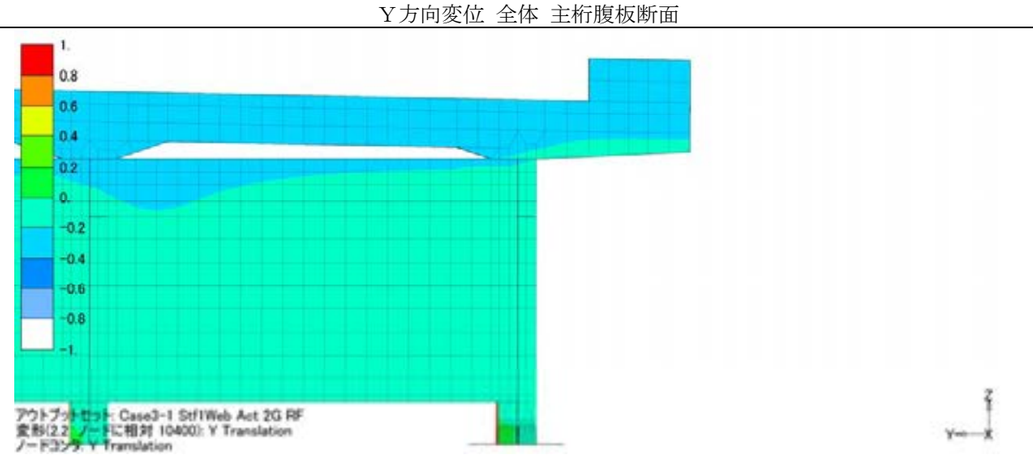
詳細　外桁端側



Y方向変位　全体　主桁腹板断面

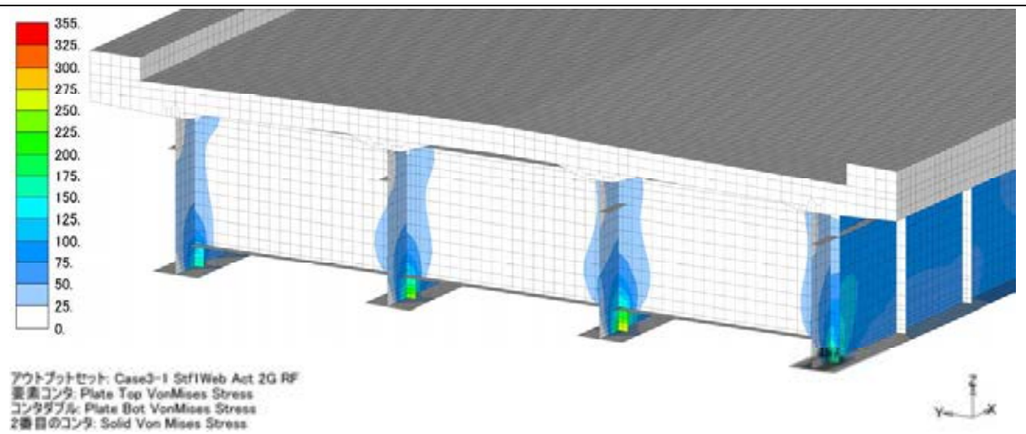


詳細　内桁端側

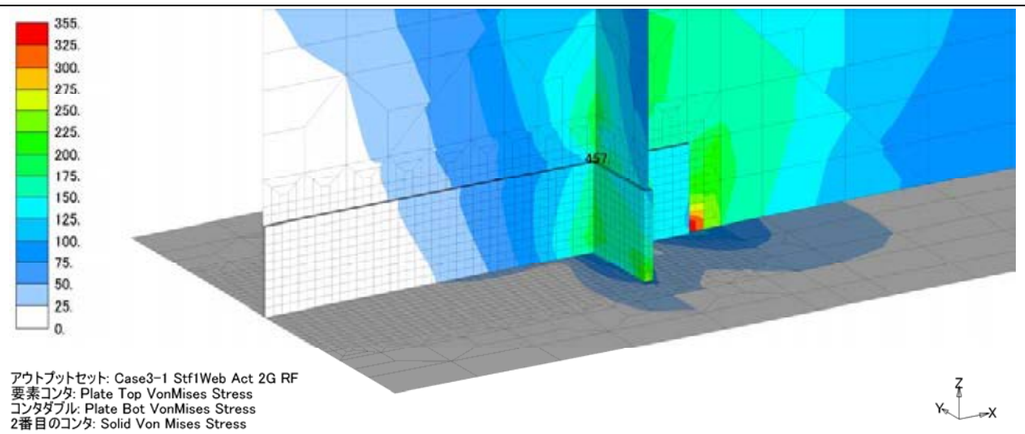


Y方向変位　詳細　主桁腹板断面

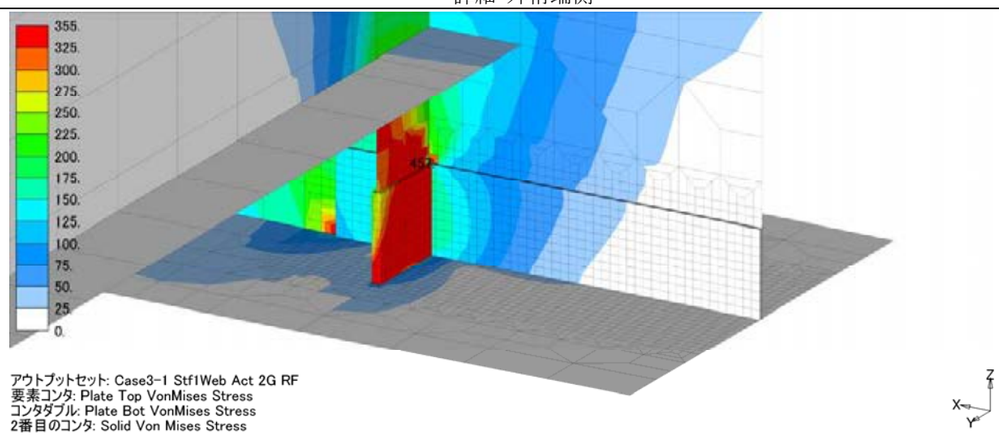
図 2-3-7-13 Case3-1 Stf1Web 活荷重 2G 補強あり 変形[mm]



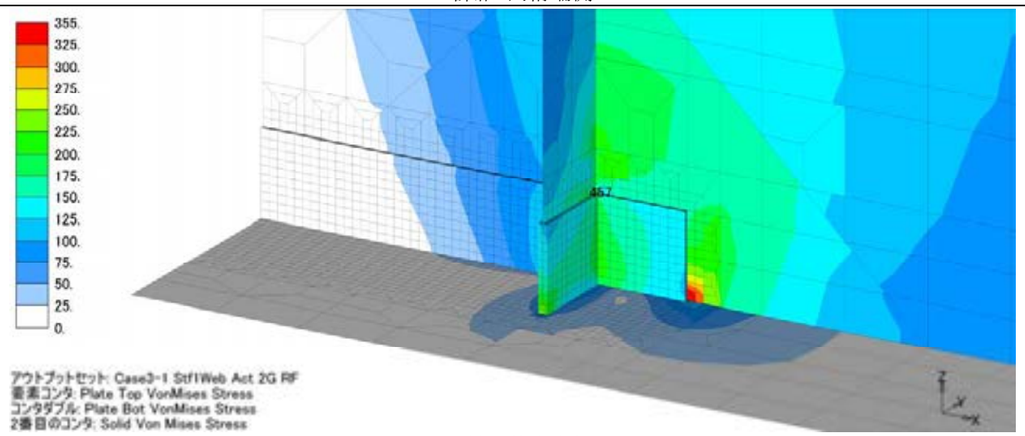
固定支承側　俯瞰



詳細　外桁端側



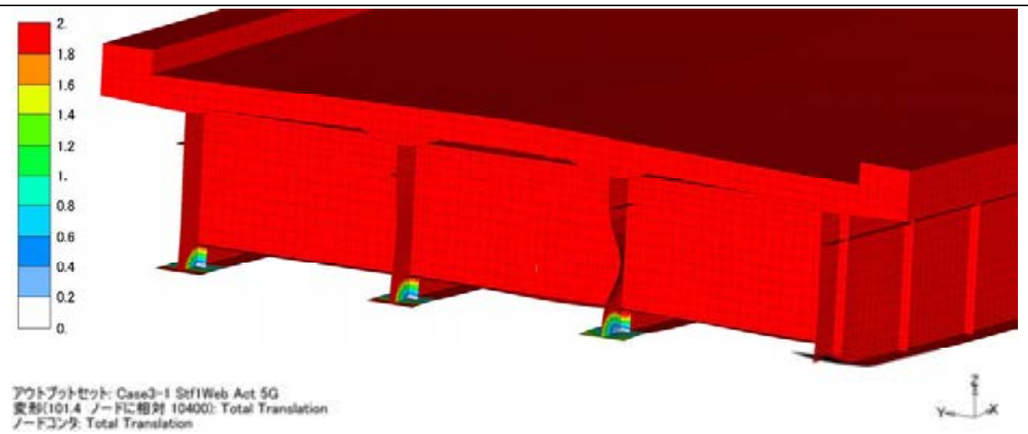
詳細　内桁端側



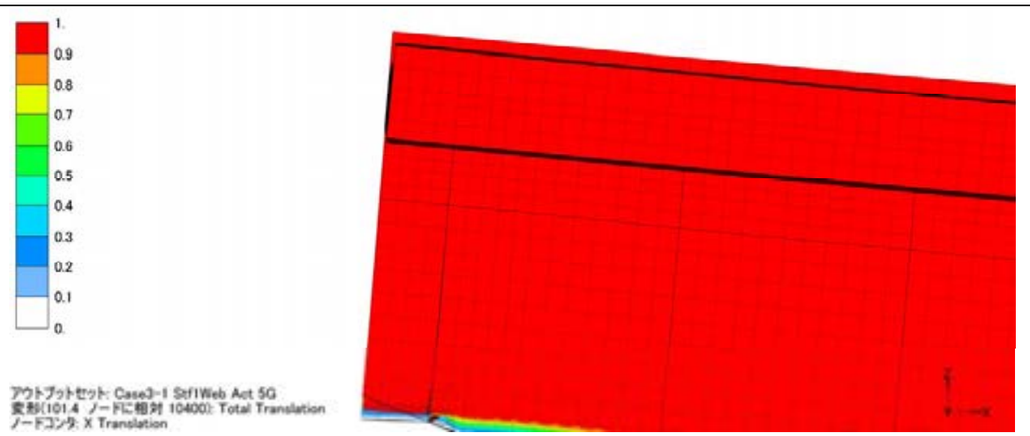
詳細　外中央側

図 2-3-7-14 Case3-1 Stf1Web 活荷重 2G 補強あり VonMises 応力[N/mm^2]

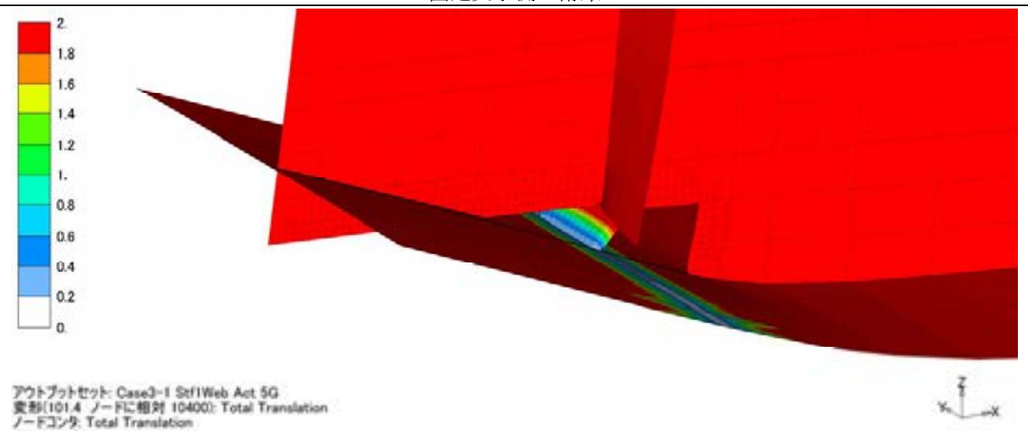
⑤ 5G 補強なし



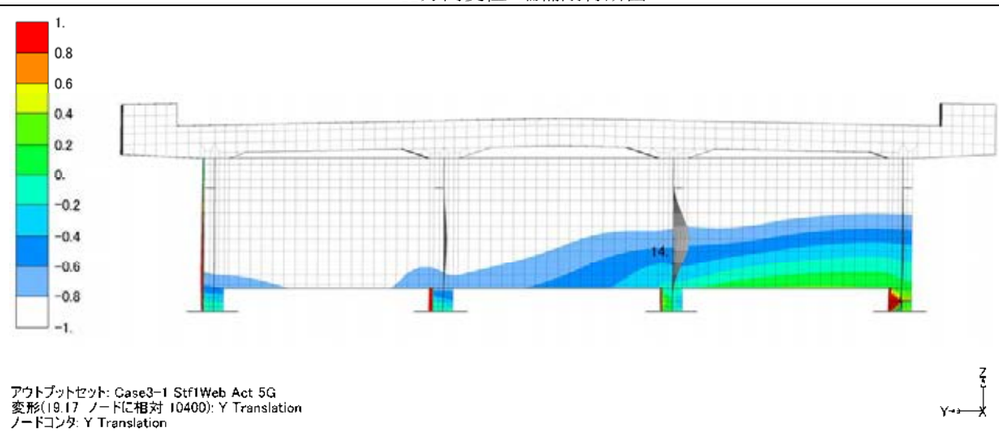
固定支承側　俯瞰



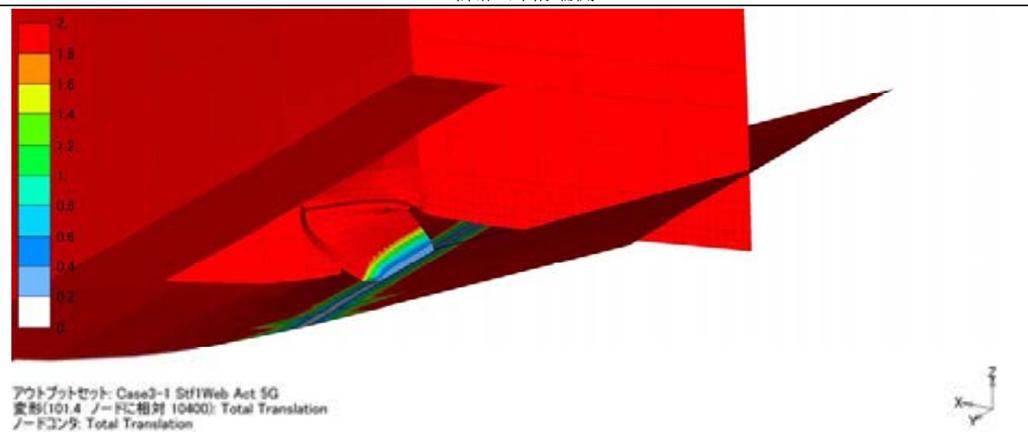
X方向変位 端補剛材断面



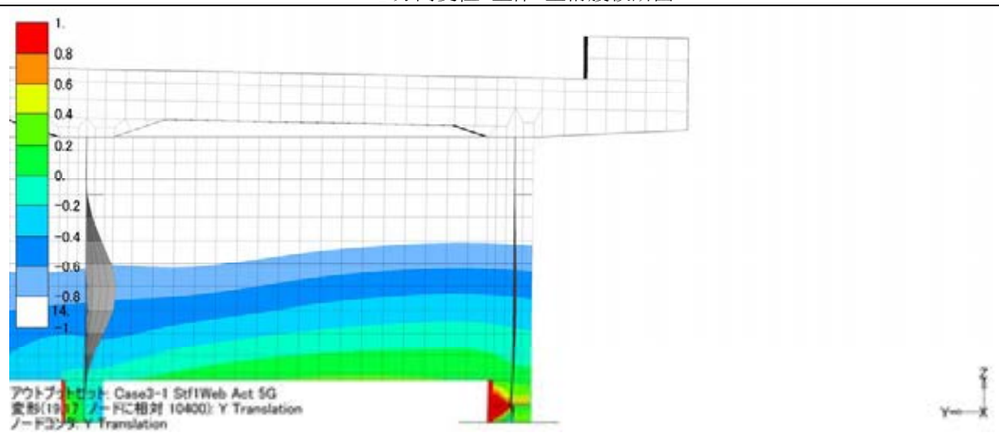
詳細 外桁端側



Y方向変位 全体 主桁腹板断面

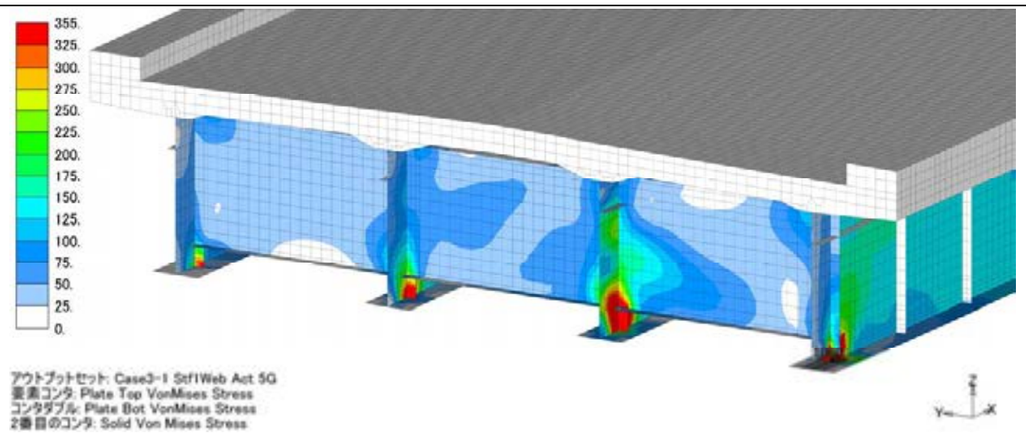


詳細 内桁端側

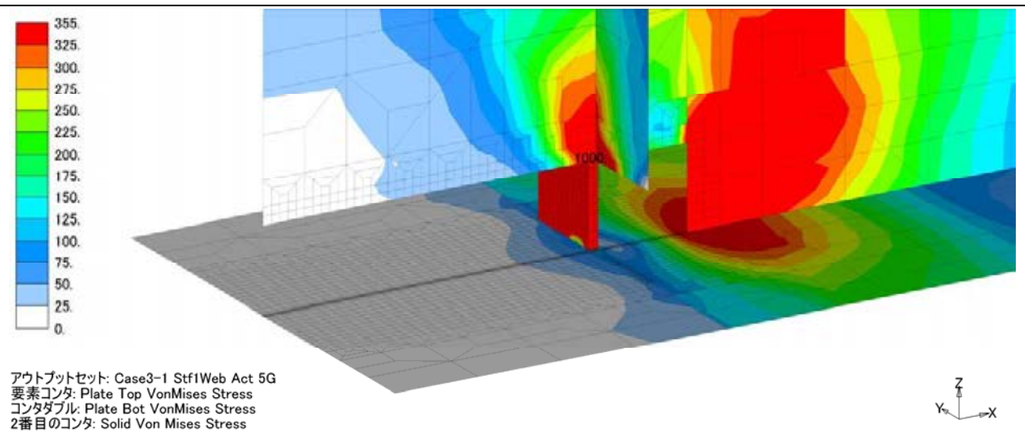


Y方向変位 詳細 主桁腹板断面

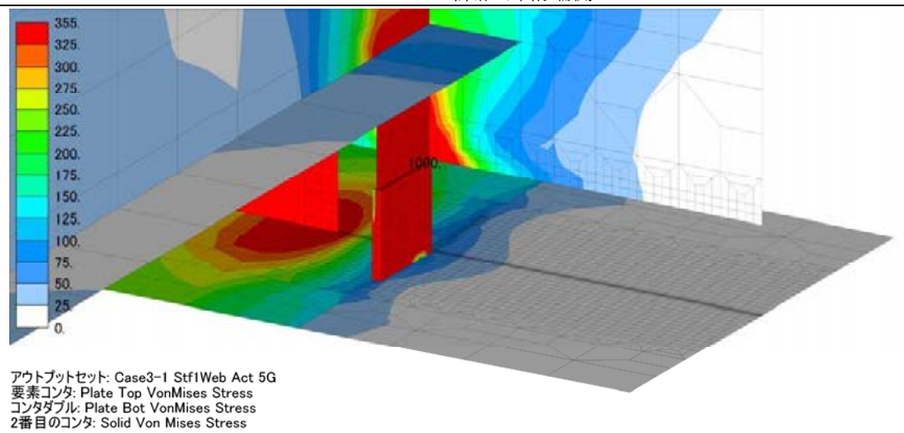
図 2-3-7-15 Case3-1 Stf1Web 活荷重 5G 補強なし 変形[mm]



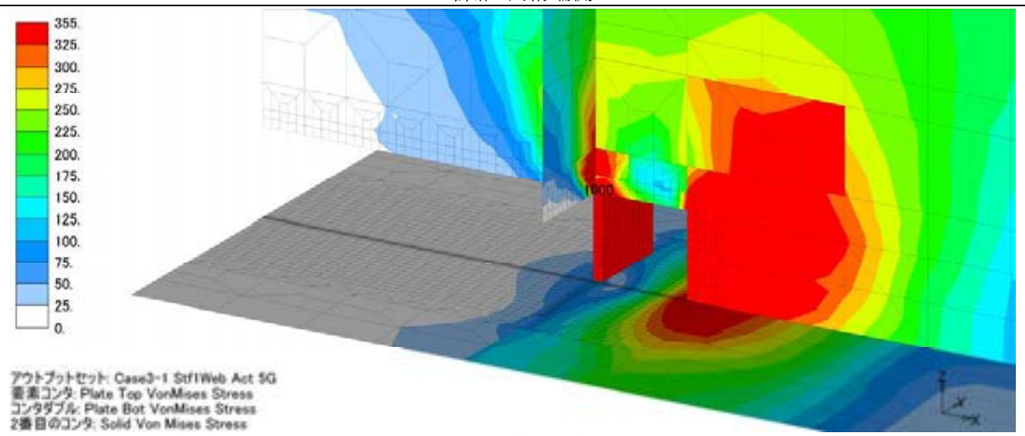
固定支承側　俯瞰



詳細　外桁端側



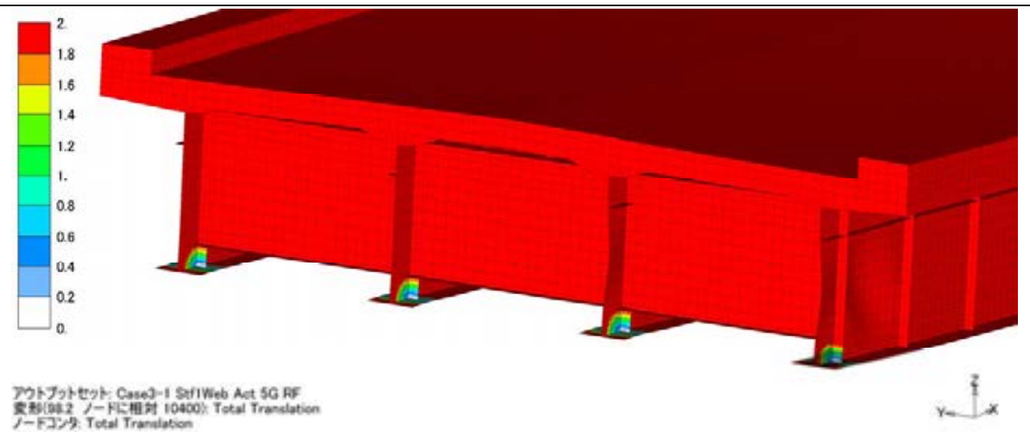
詳細　内桁端側



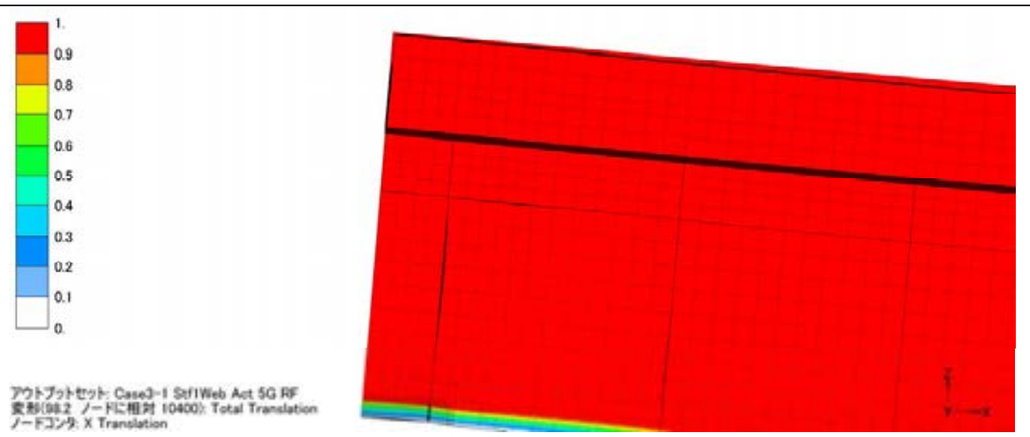
詳細　外中央側

図 2-3-7-16 Case3-1 Stf1Web 活荷重 5G 補強なし VonMises 応力[N/mm^2]

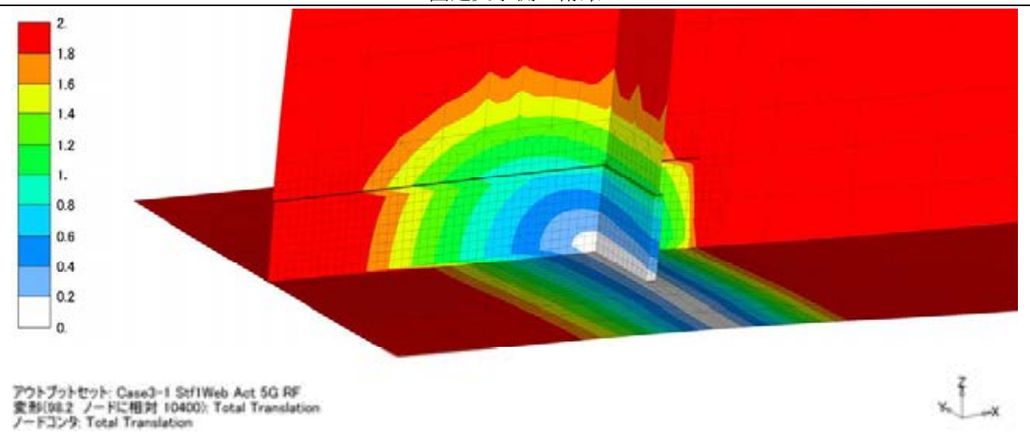
⑥ 5G 補強あり



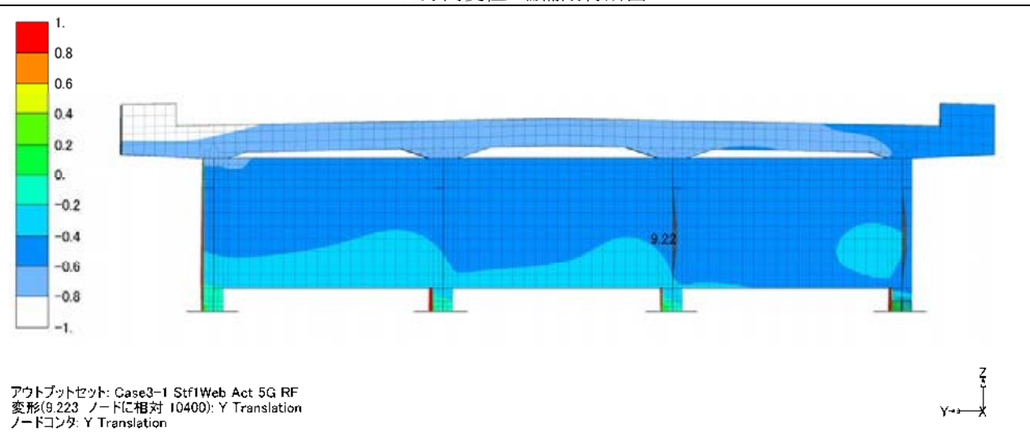
固定支承側　俯瞰



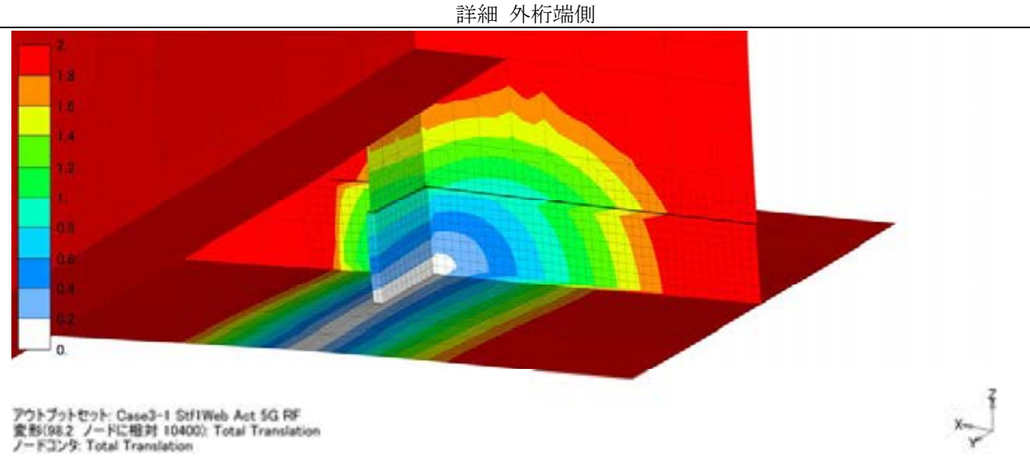
X方向変位 端補剛材断面



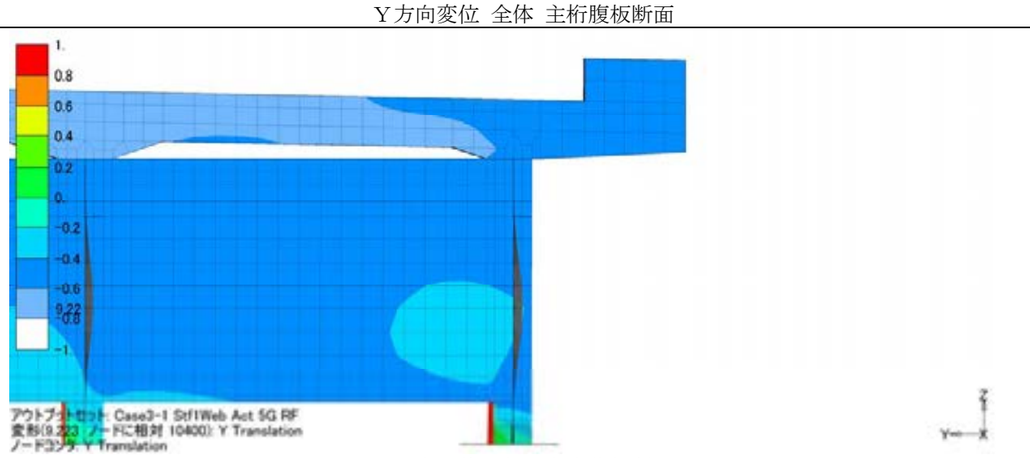
詳細 外桁端側



Y方向変位 全体 主桁腹板断面

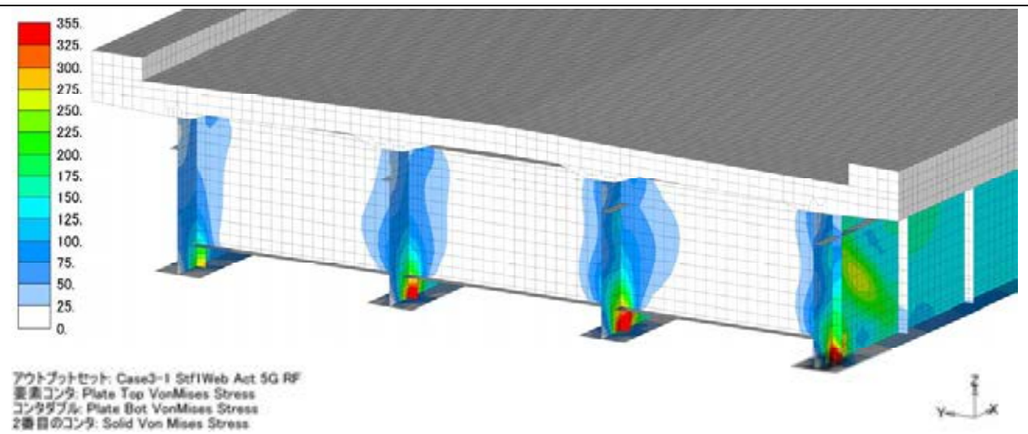


詳細 内桁端側

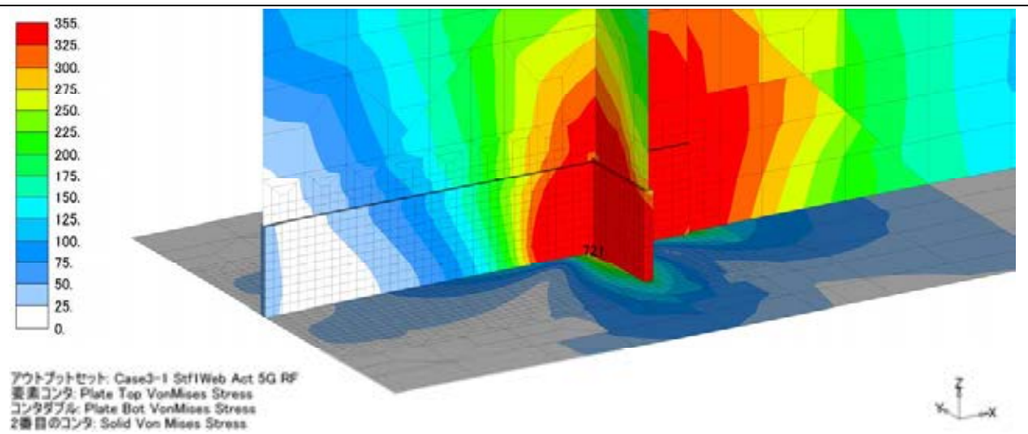


Y方向変位 詳細 主桁腹板断面

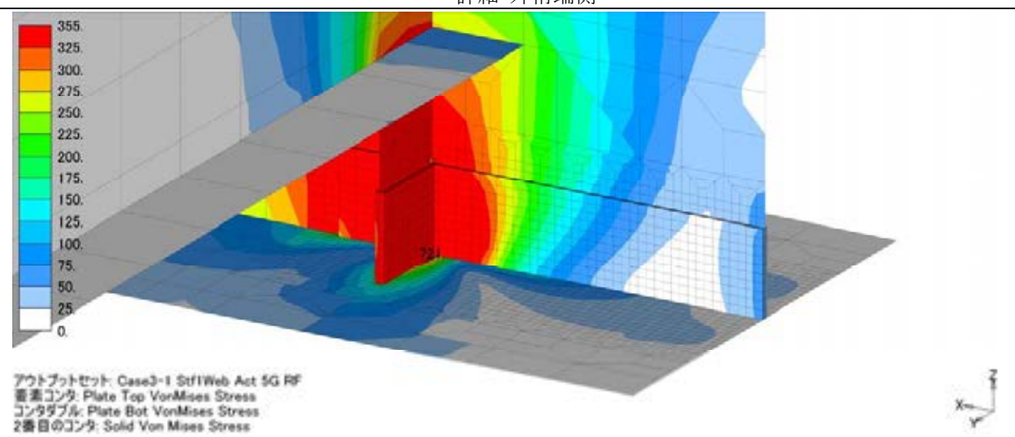
図 2-3-7-17 Case3-1 Stf1Web 活荷重 5G 補強あり 変形[mm]



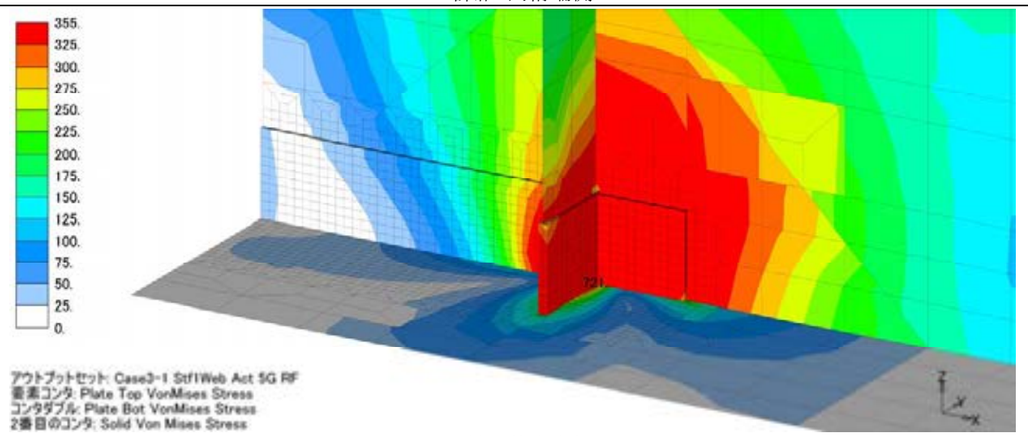
固定支承側　俯瞰



詳細　外桁端側



詳細　内桁端側



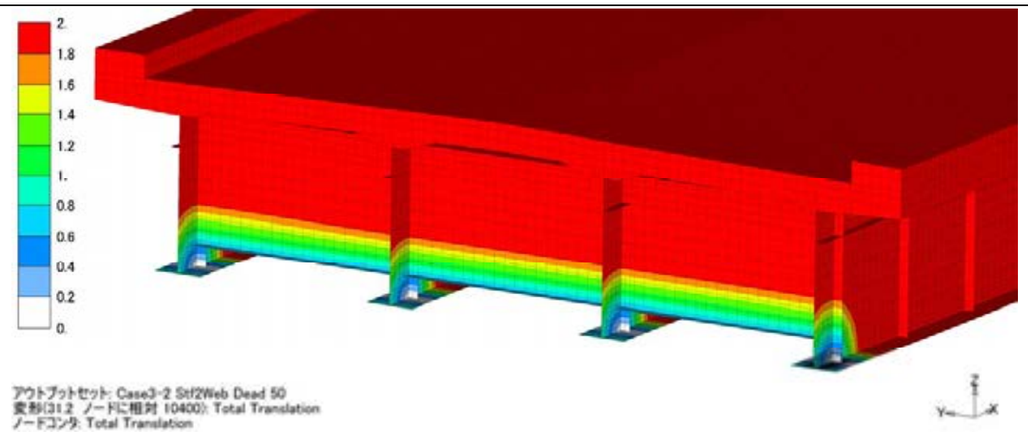
詳細　外中央側

図 2-3-7-18 Case3-1 StfIWeb 活荷重 5G 補強あり VonMises 応力[N/mm^2]

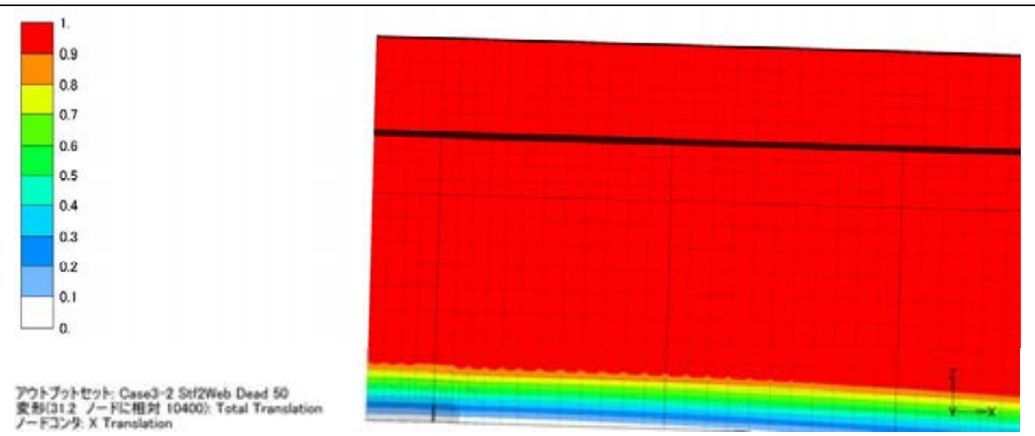
付録2-3-8. Case3-2 Stf2Web

1) 死荷重

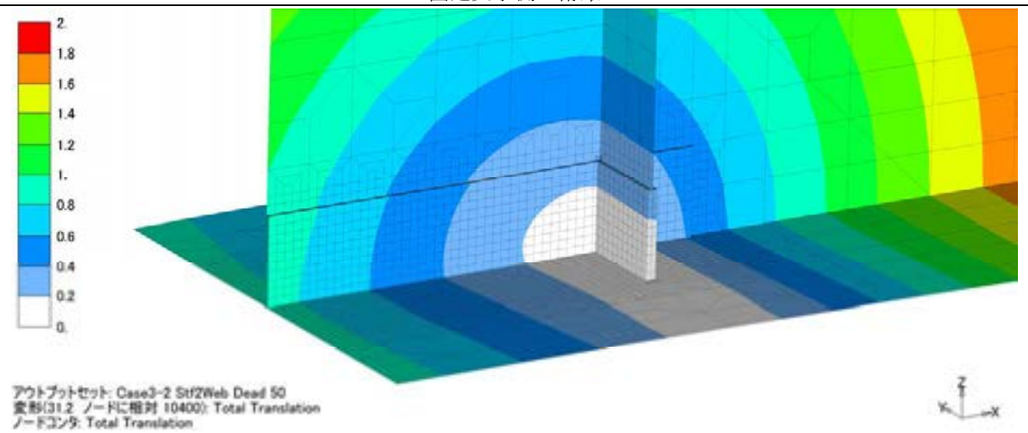
① 板厚半欠損



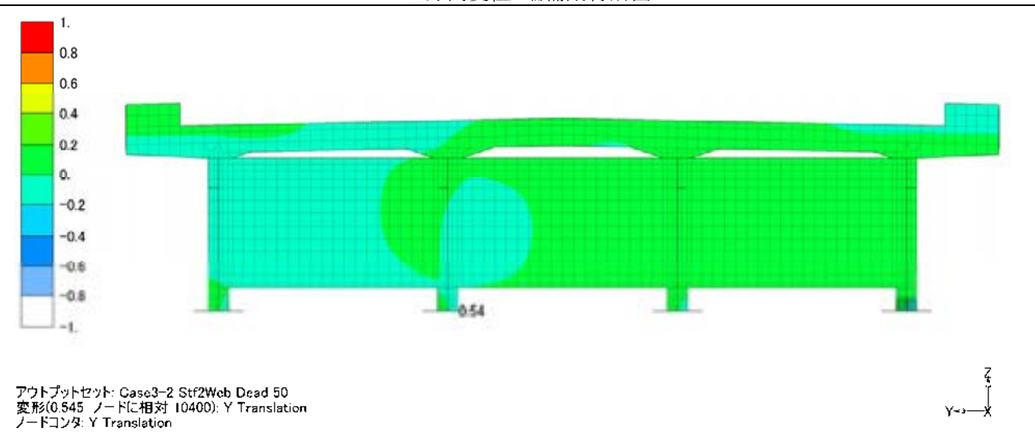
固定支承側　俯瞰



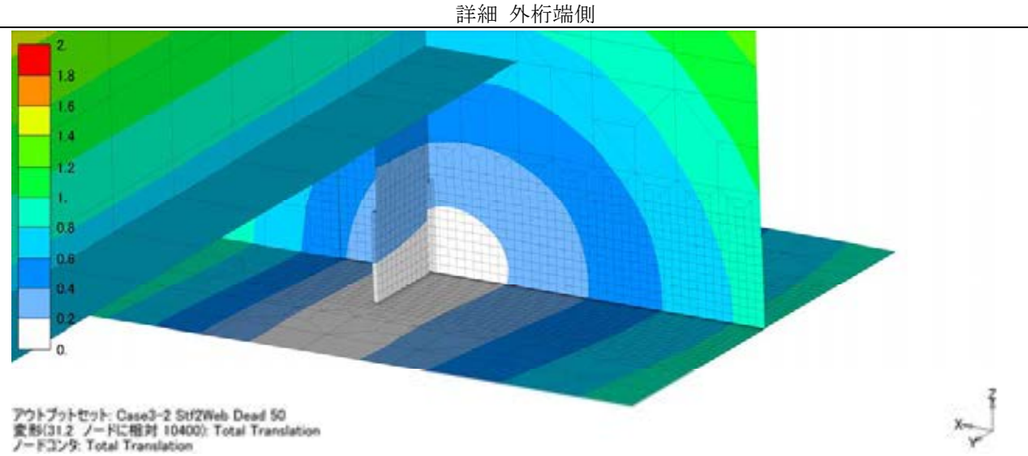
X方向変位　端補剛材断面



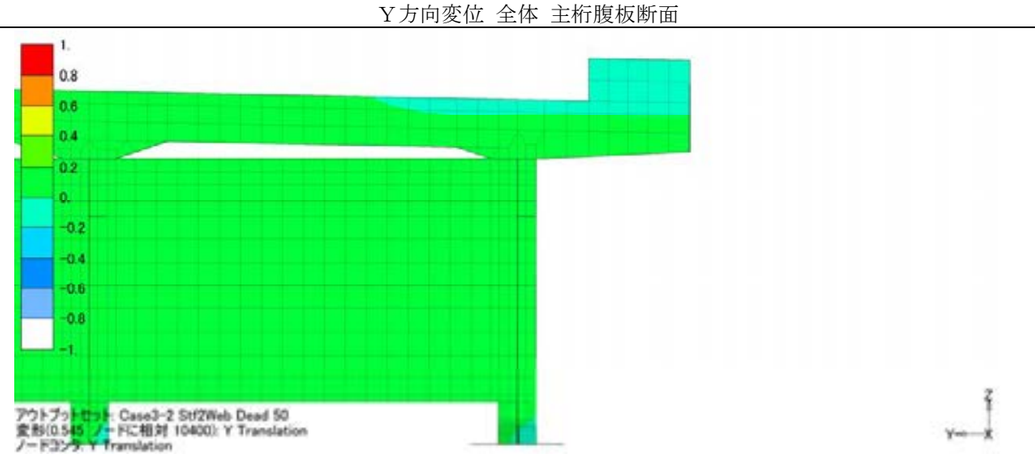
詳細　外桁端側



Y方向変位　全体　主桁腹板断面

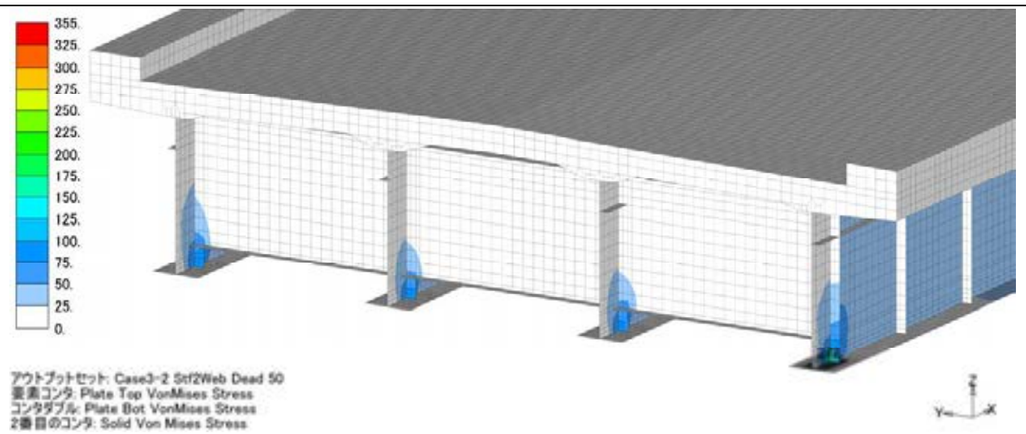


詳細　内桁端側

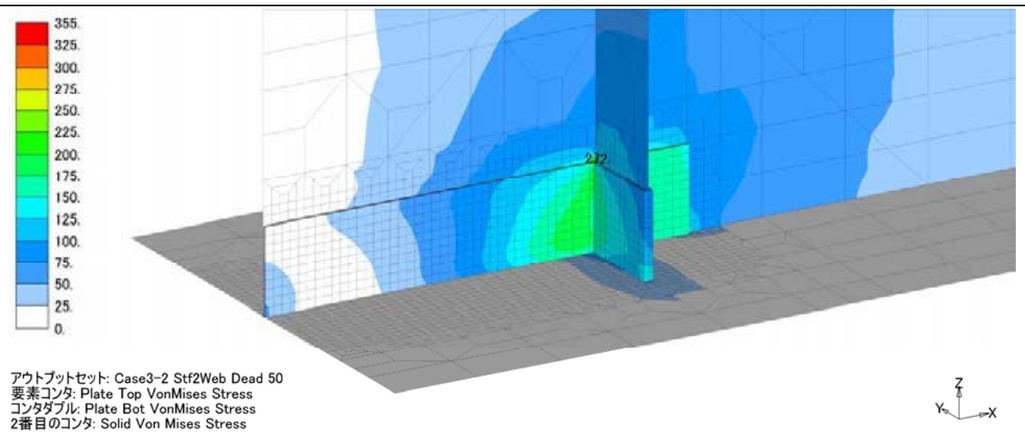


Y方向変位　詳細　主桁腹板断面

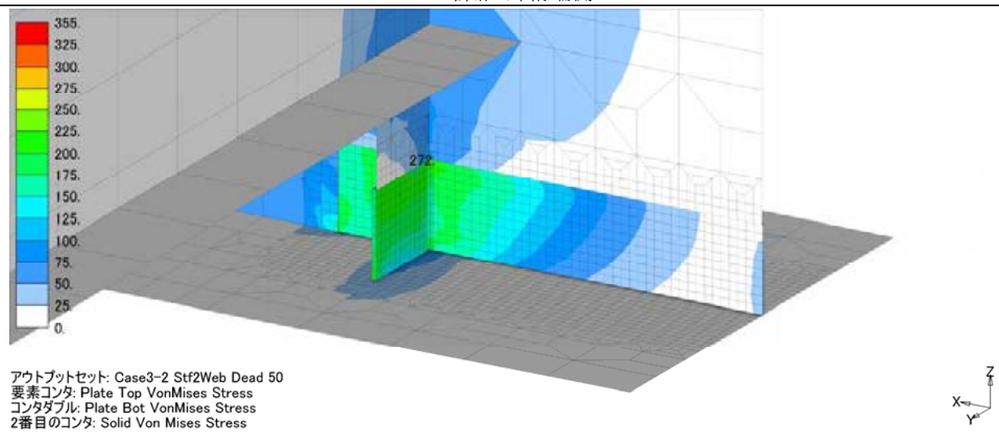
図 2-3-8-1 Case3-2 Stf2Web 死荷重 板厚半欠損 変形[mm]



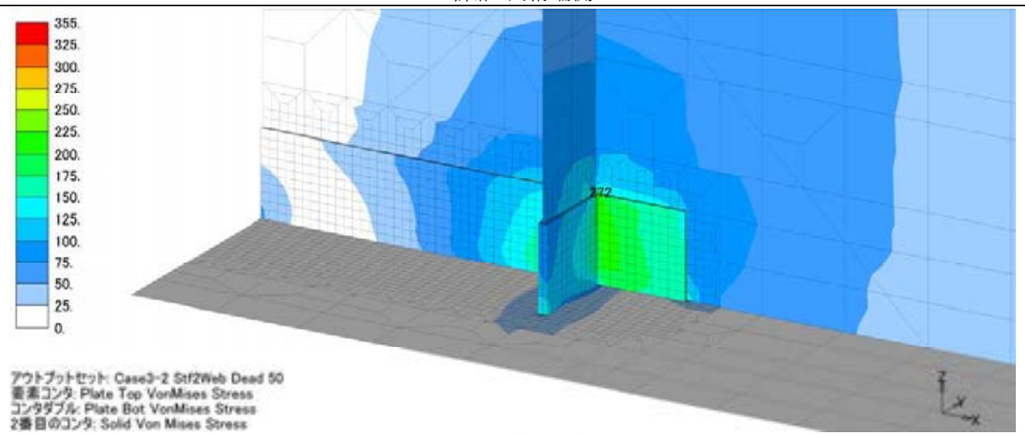
固定支承側　俯瞰



詳細　外桁端側



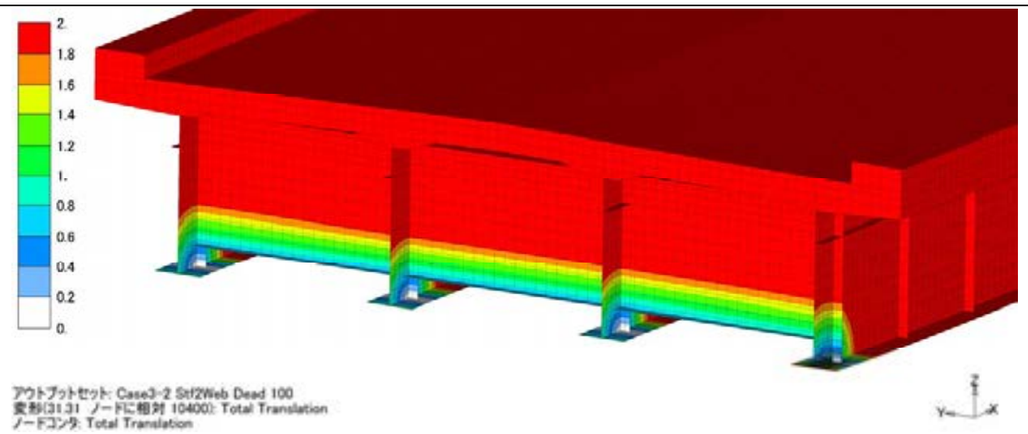
詳細　内桁端側



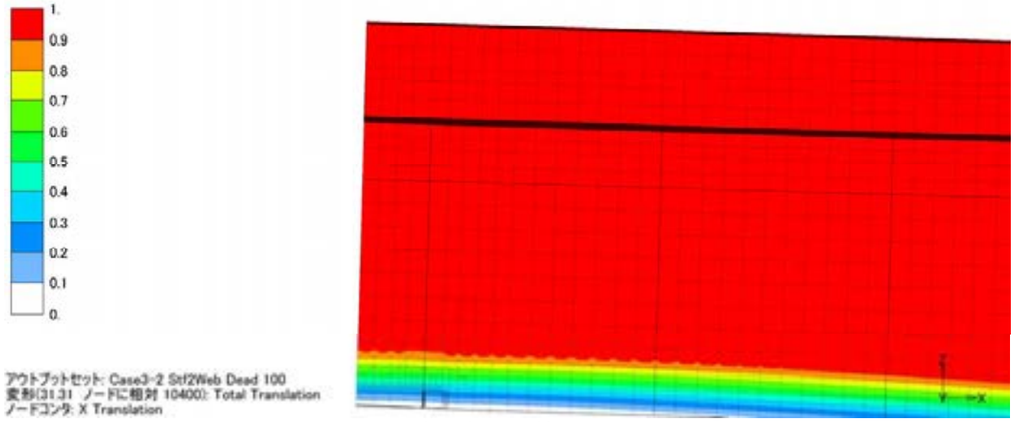
詳細　外中央側

図 2-3-8-2 Case3-2 Stf2Web 死荷重 板厚半欠損 VonMises 応力[N/mm^2]

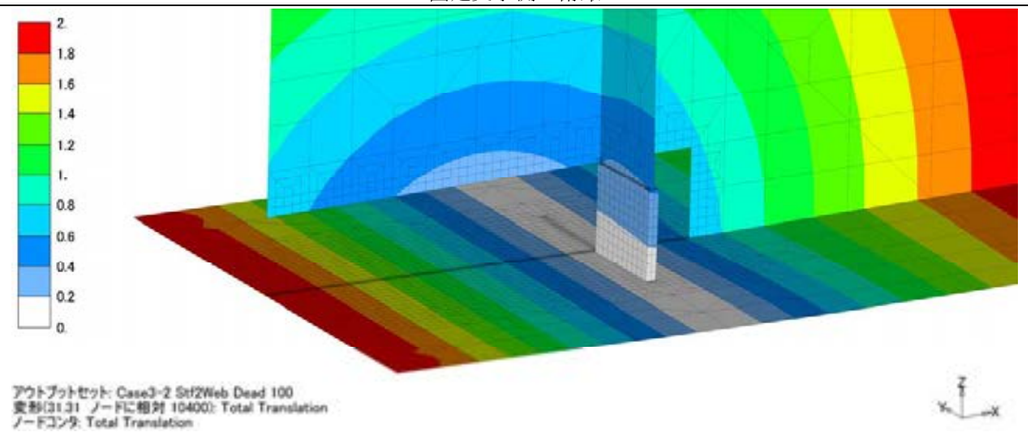
② 板厚全欠損



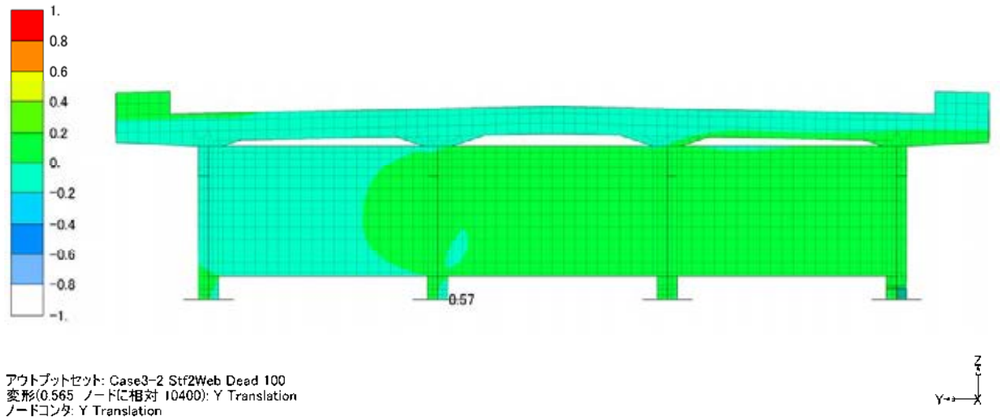
固定支承側　俯瞰



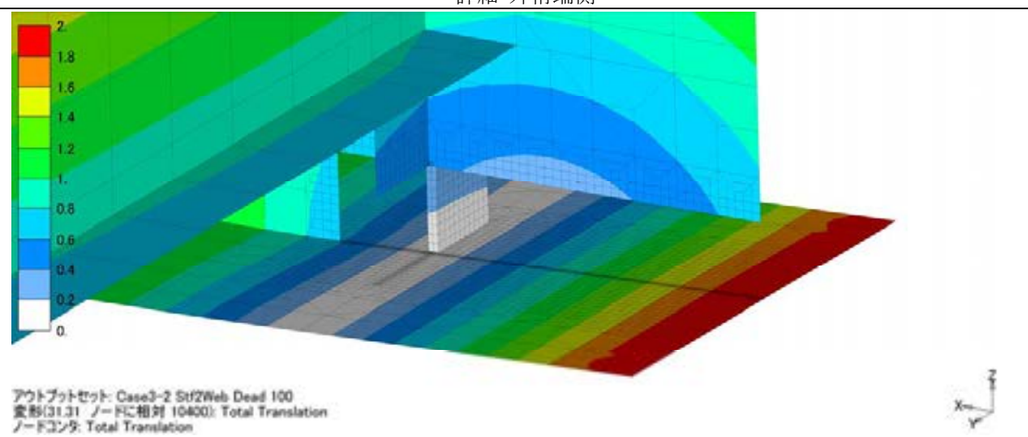
X方向変位　端補剛材断面



詳細　外桁端側



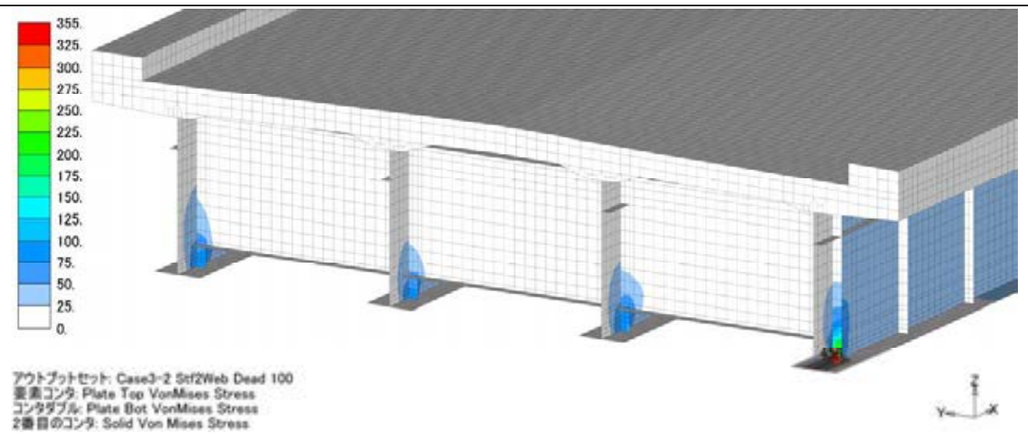
Y方向変位　全体　主桁腹板断面



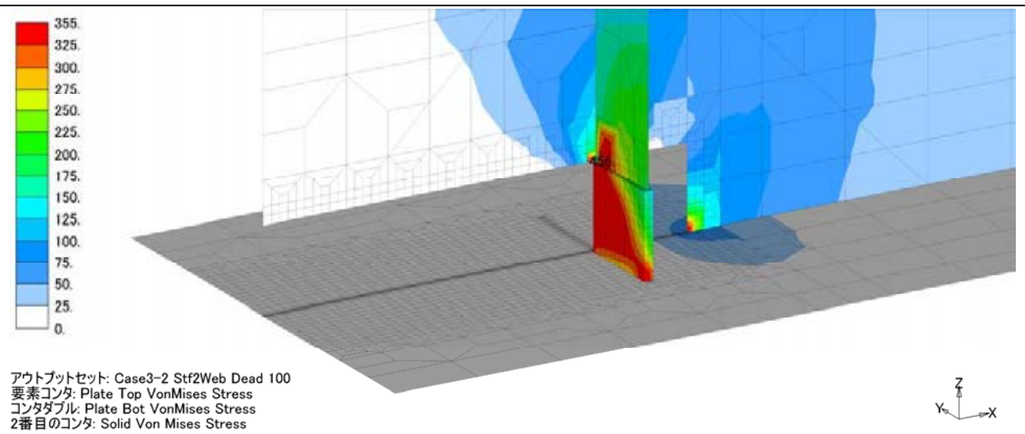
詳細　内桁端側

Y方向変位　詳細　主桁腹板断面

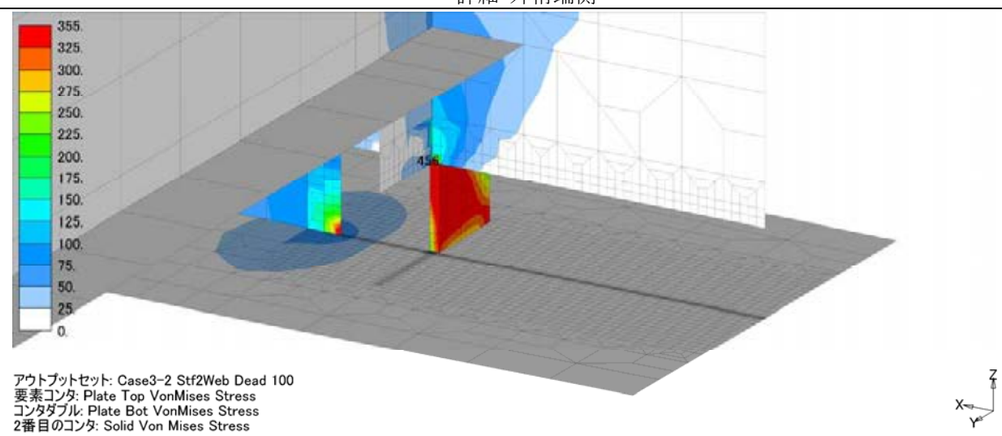
図 2-3-8-3 Case3-2 Stf2Web 死荷重 板厚全欠損 変形[mm]



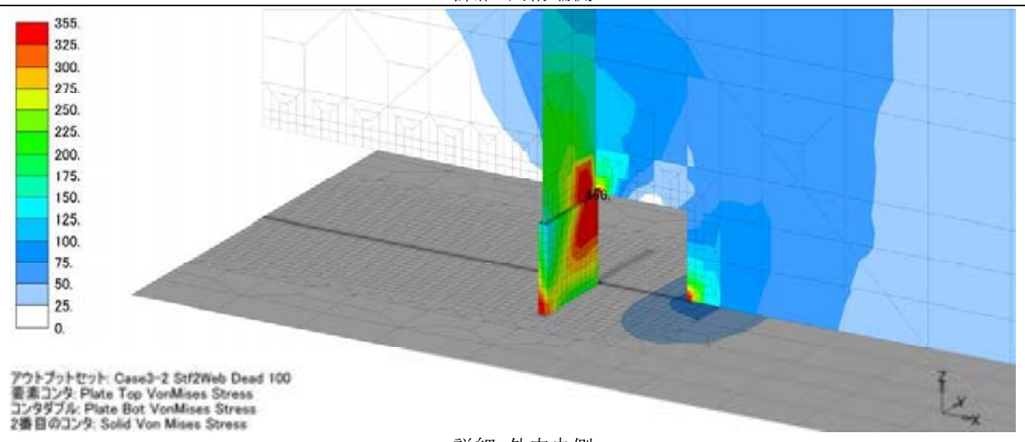
固定支承側　俯瞰



詳細　外桁端側



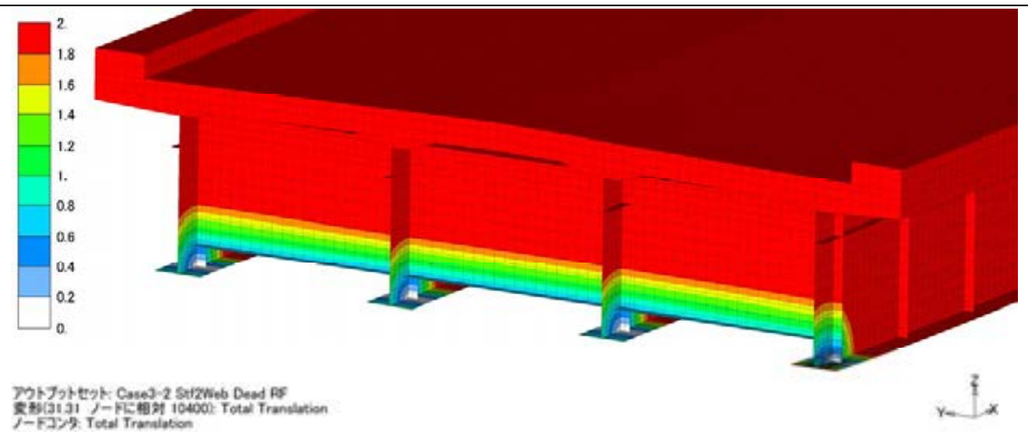
詳細　内桁端側



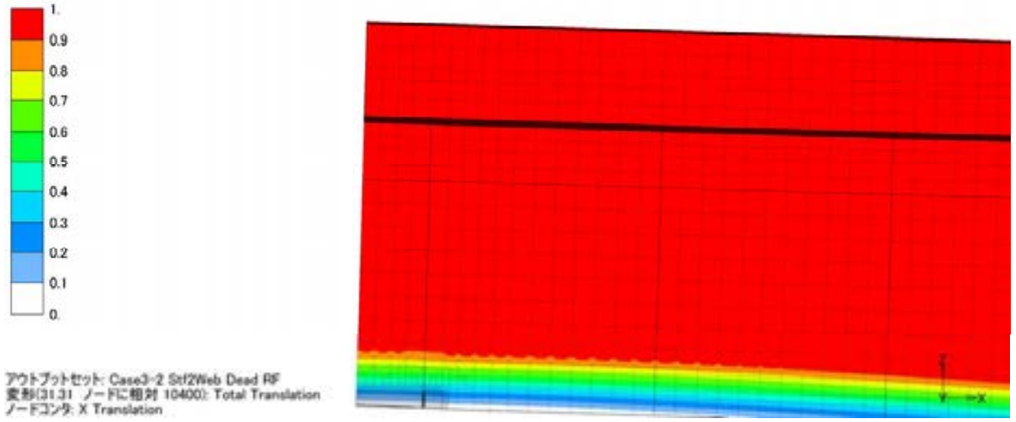
詳細　外中央側

図 2-3-8-4 Case3-2 Stf2Web 死荷重 板厚全欠損 VonMises 応力[N/mm^2]

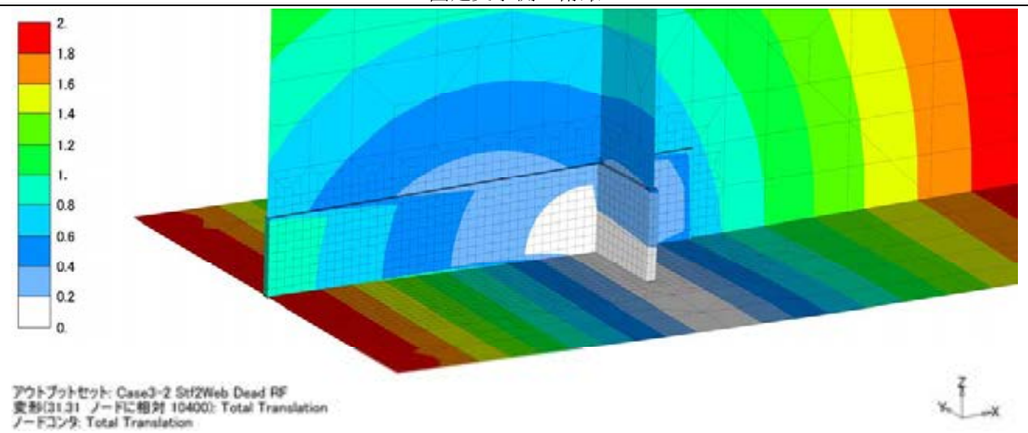
③ 補強後



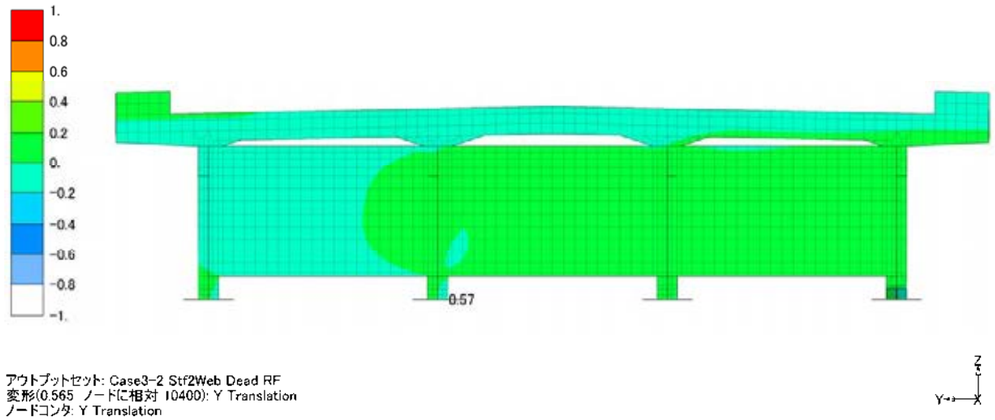
固定支承側　俯瞰



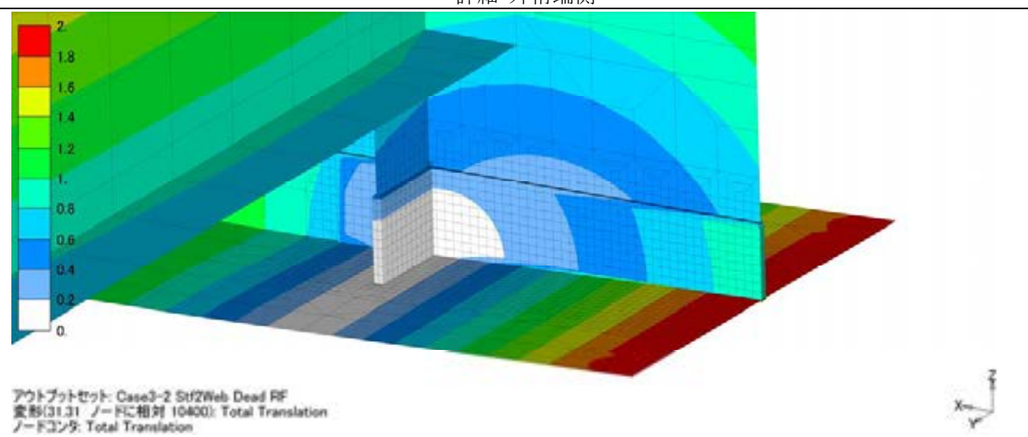
X方向変位　端補剛材断面



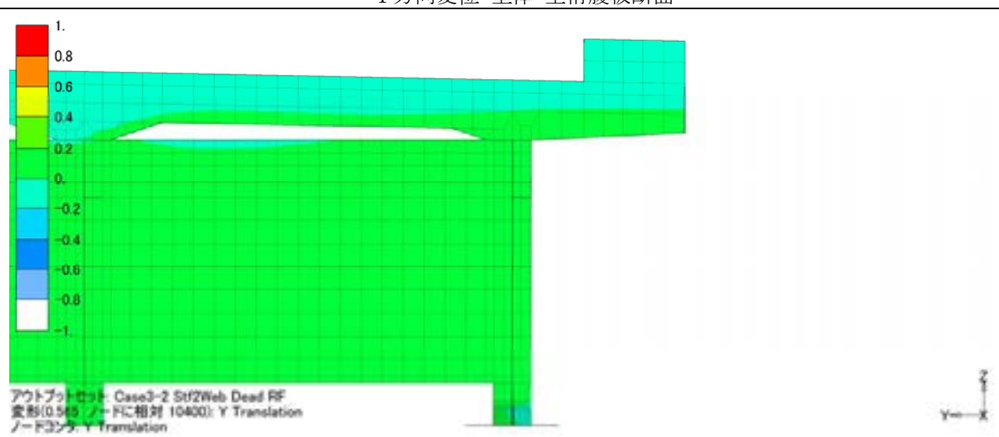
詳細　外桁端側



Y方向変位　全体　主桁腹板断面

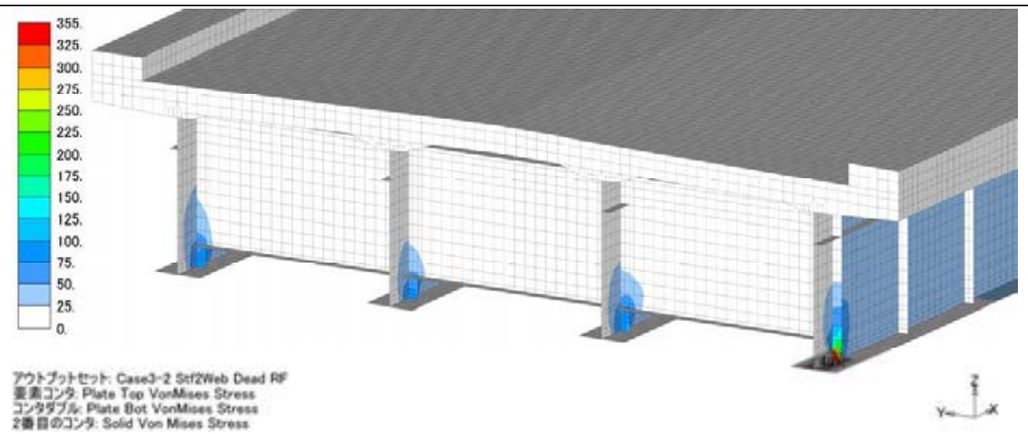


詳細　内桁端側

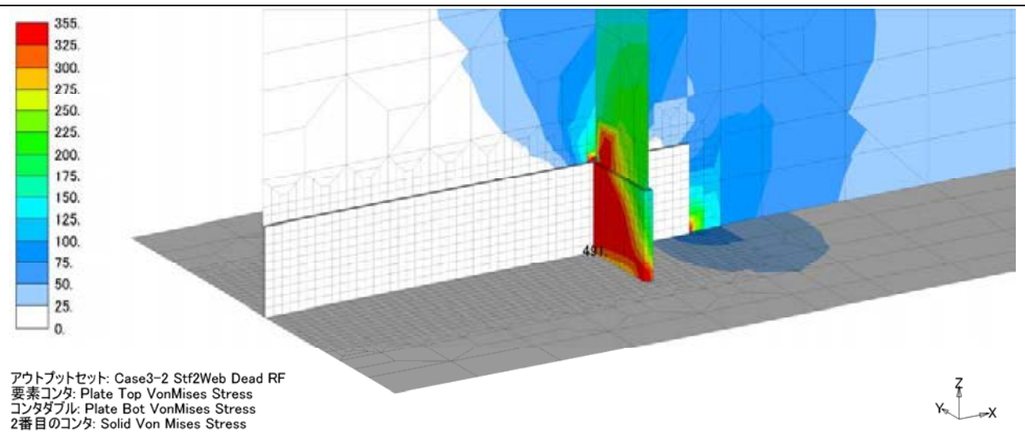


Y方向変位　詳細　主桁腹板断面

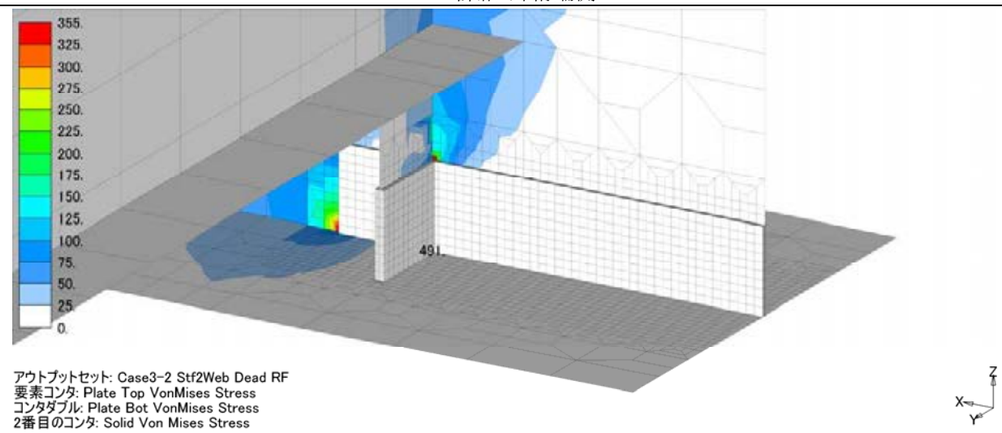
図 2-3-8-5 Case3-2 Stf2Web 死荷重 補強後 変形[mm]



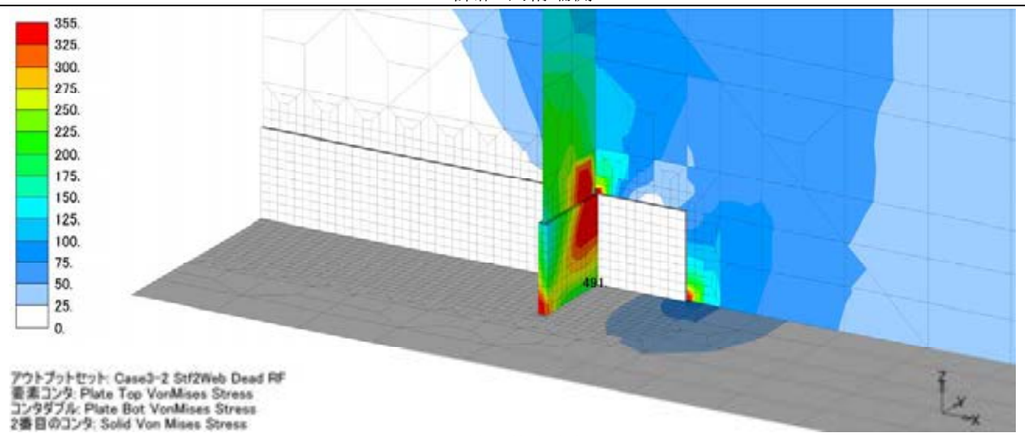
固定支承側　俯瞰



詳細　外桁端側



詳細　内桁端側

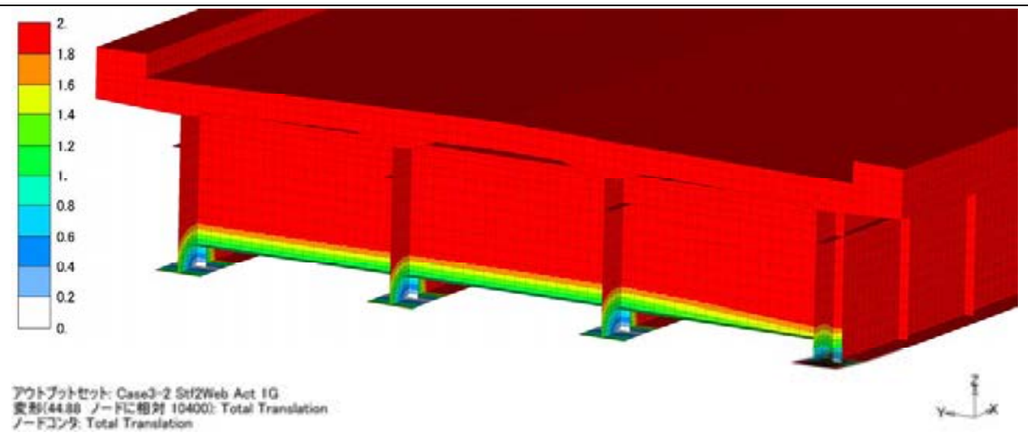


詳細　外中央側

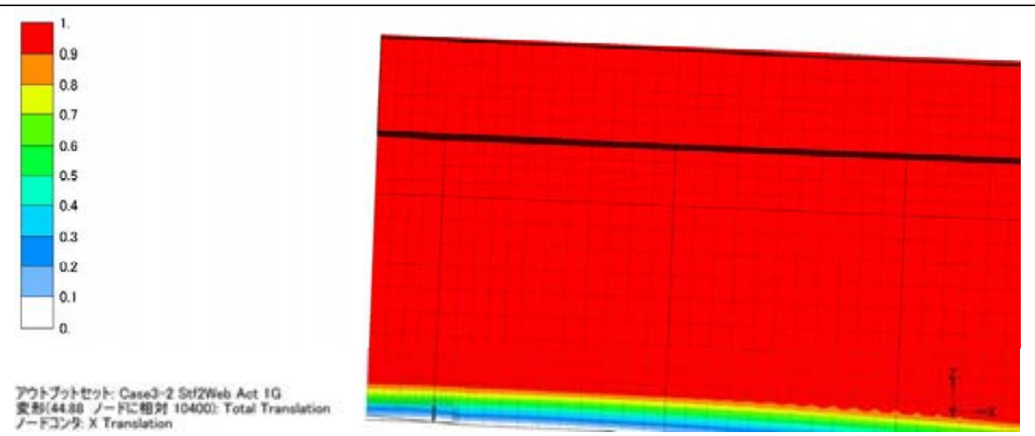
図 2-3-8-6 Case3-2 Stf2Web 死荷重 補強後 VonMises 応力[N/mm^2]

2) 活荷重

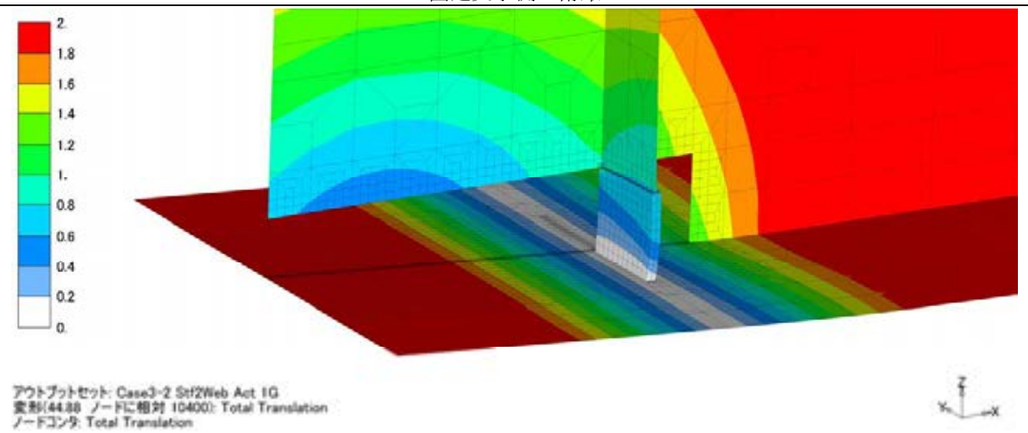
① 1G 補強なし



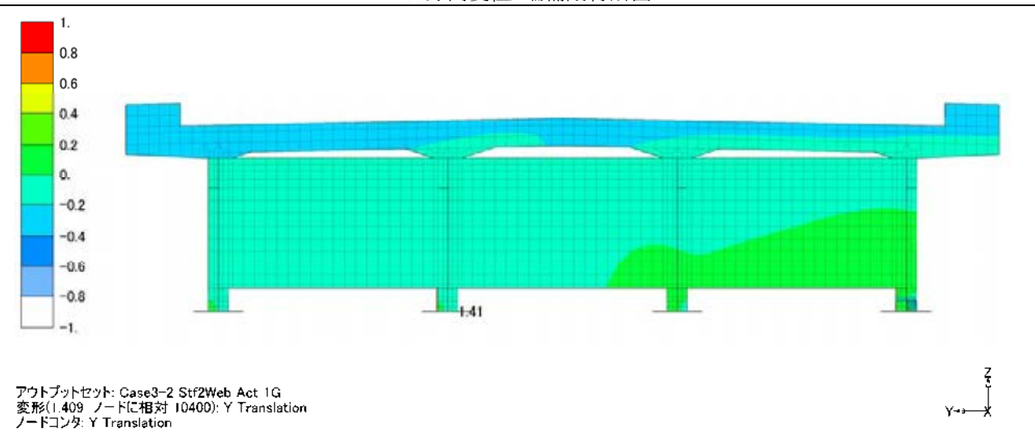
固定支承側　俯瞰



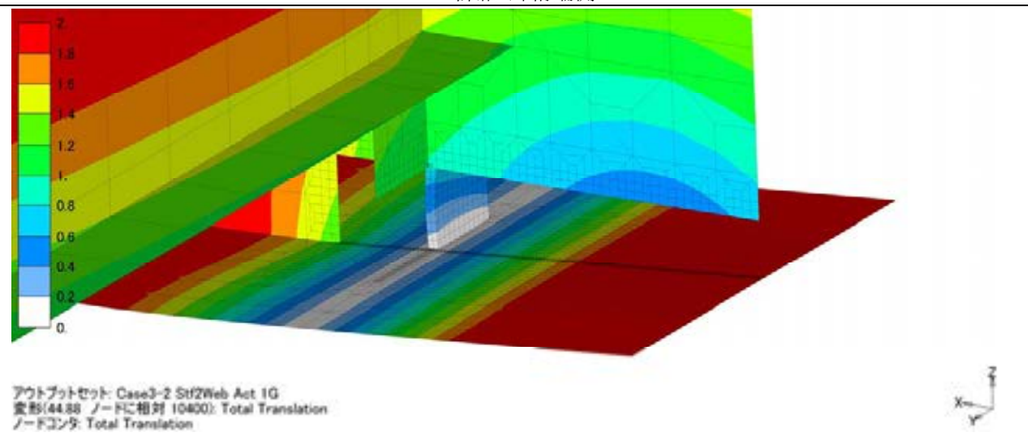
X方向変位 端補剛材断面



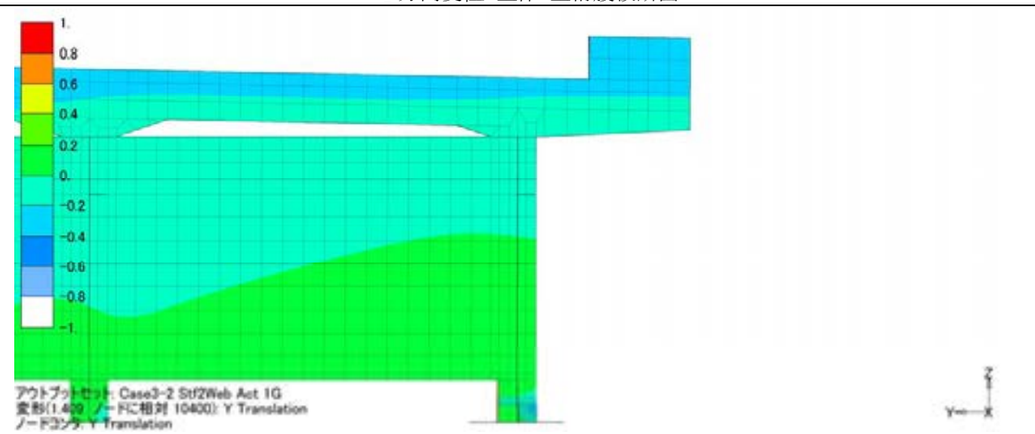
詳細 外桁端側



Y方向変位 全体 主桁腹板断面

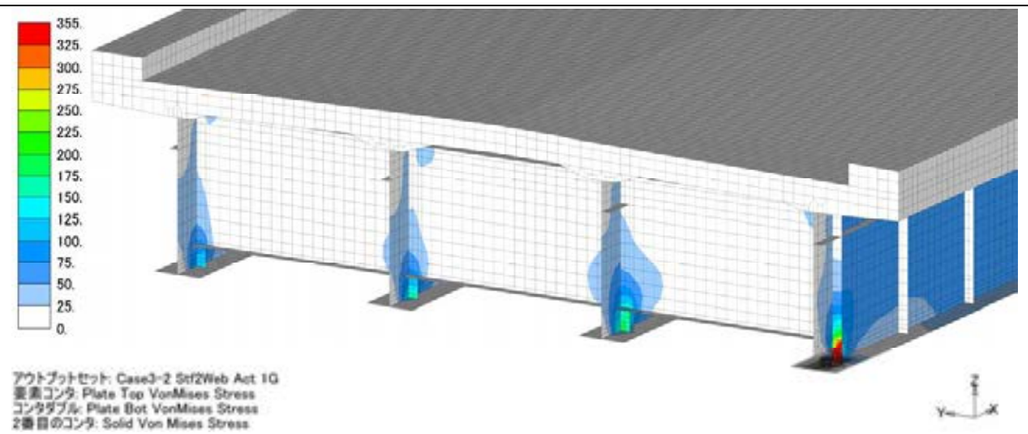


詳細 内桁端側

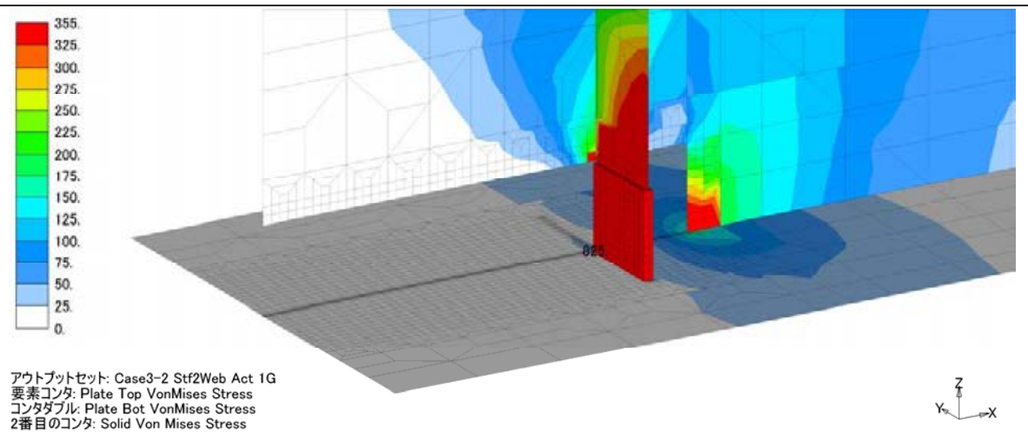


Y方向変位 詳細 主桁腹板断面

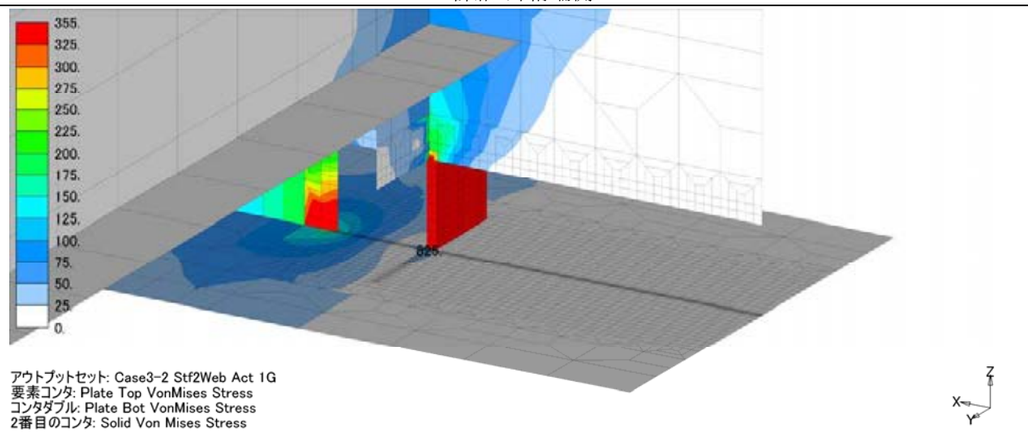
図 2-3-8-7 Case3-2 Stf2Web 活荷重 1G 補強なし 変形[mm]



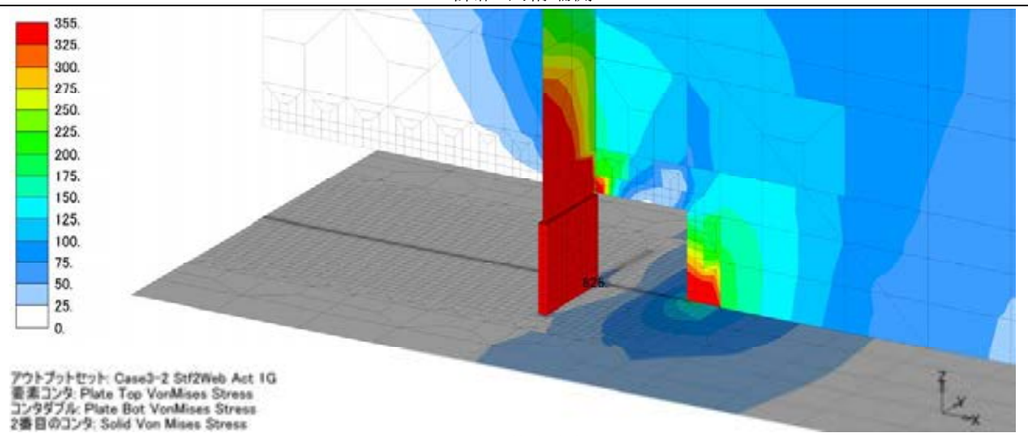
固定支承側　俯瞰



詳細　外桁端側



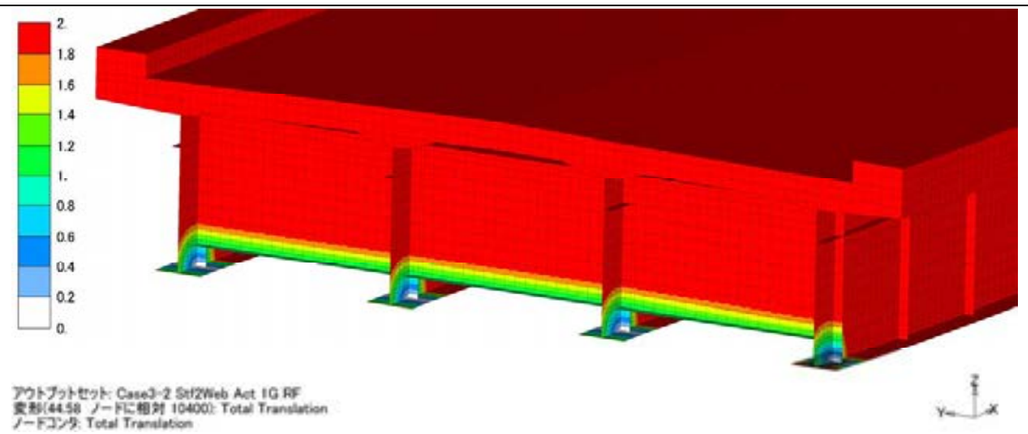
詳細　内桁端側



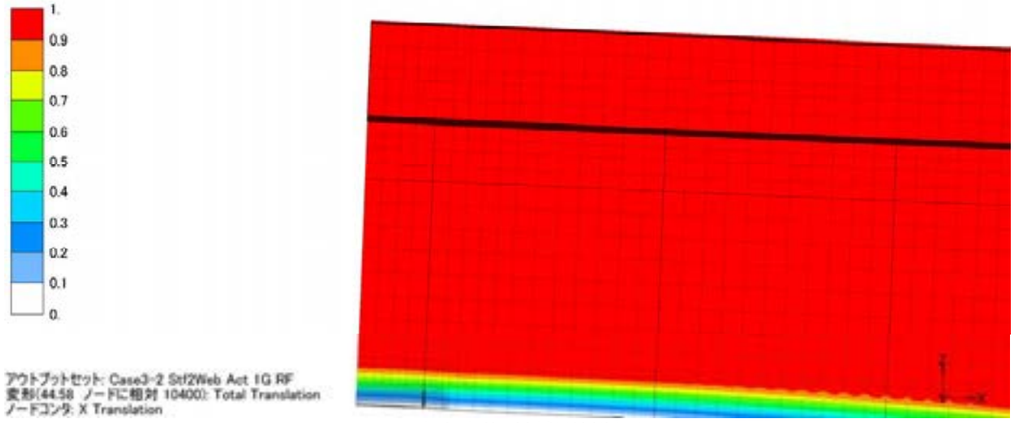
詳細　外中央側

図 2-3-8-8 Case3-2 Stf2Web 活荷重 1G 補強なし VonMises 応力[N/mm^2]

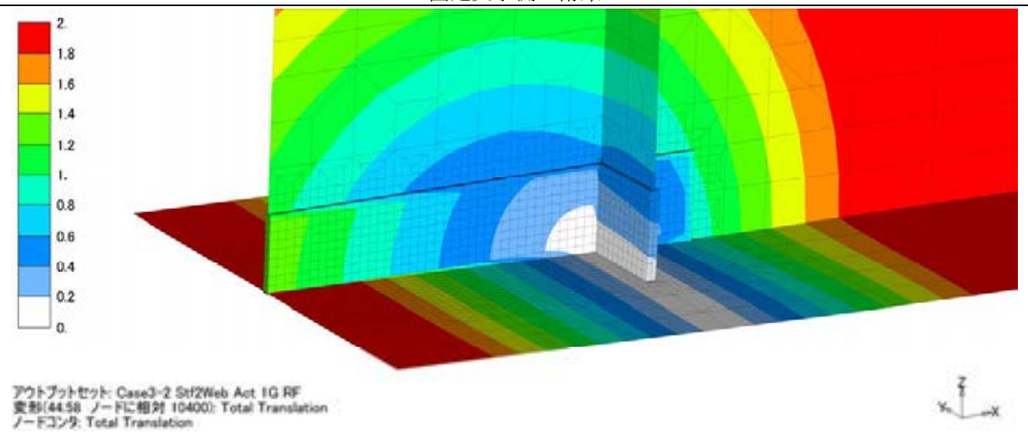
② 1G 補強あり



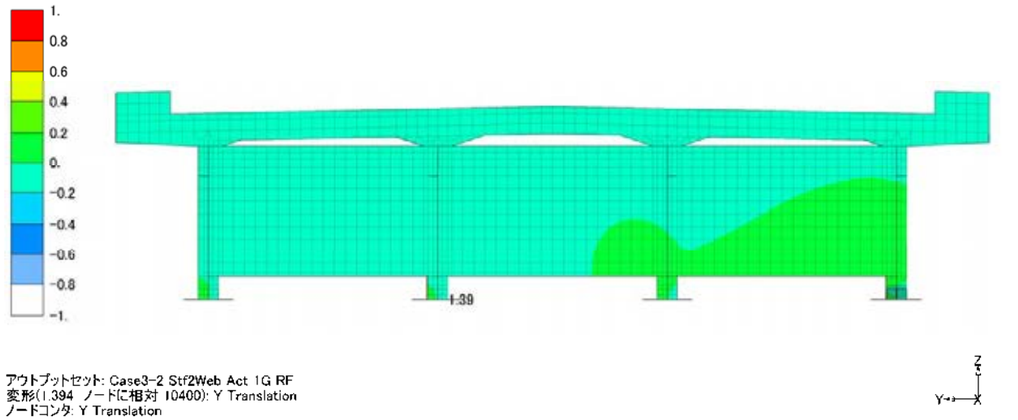
固定支承側　俯瞰



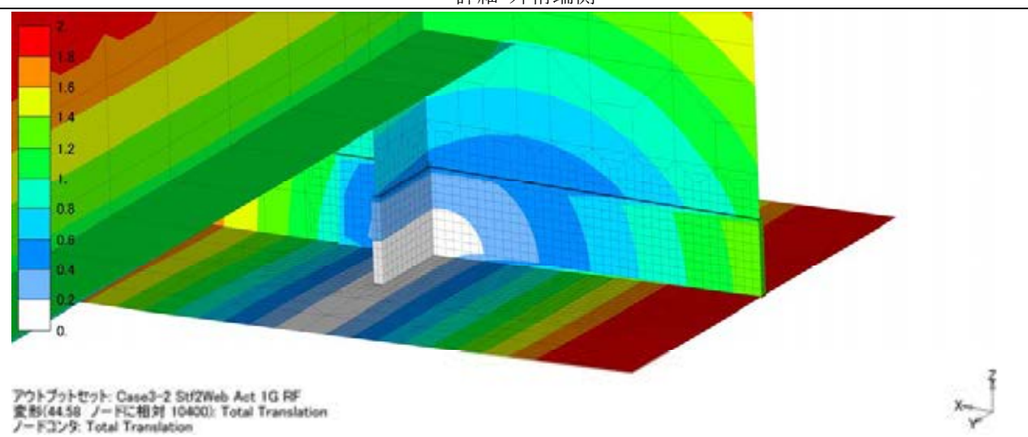
X方向変位 端補剛材断面



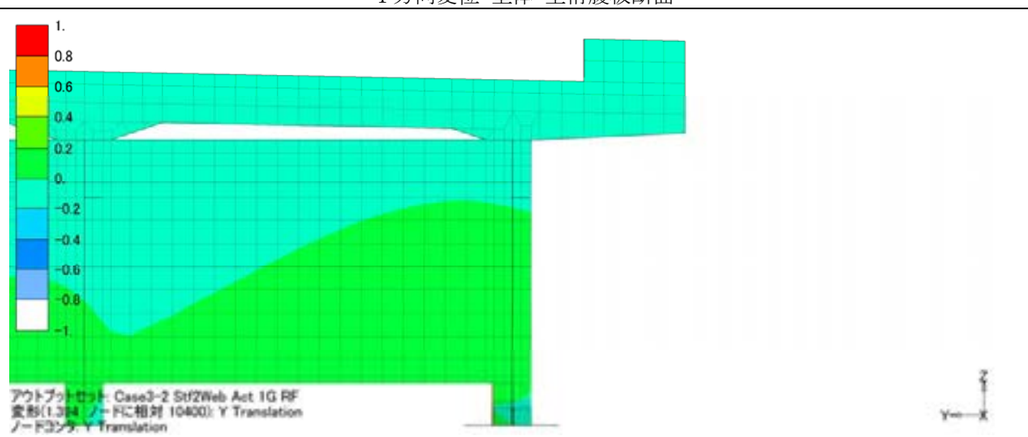
詳細 外桁端側



Y方向変位 全体 主桁腹板断面

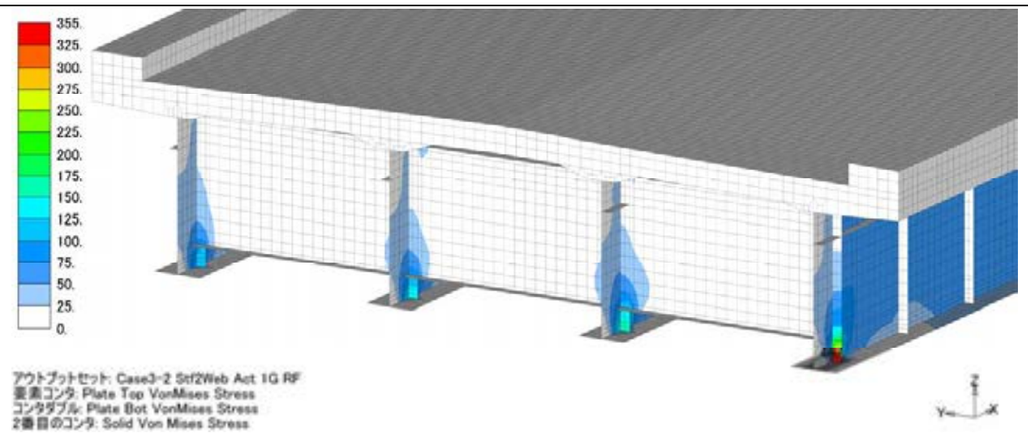


詳細 内桁端側

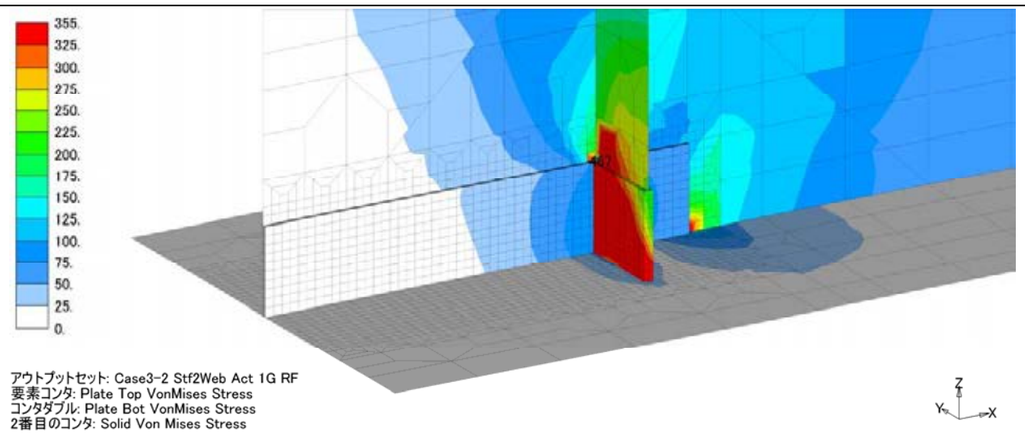


Y方向変位 詳細 主桁腹板断面

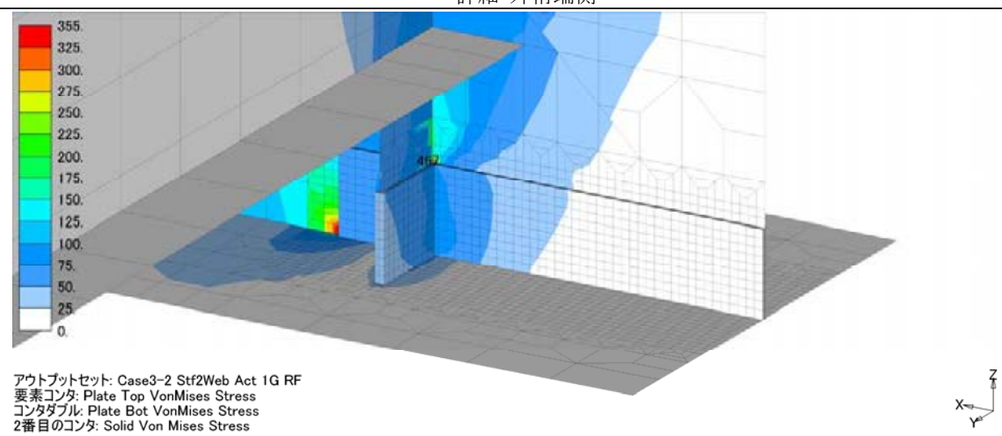
図 2-3-8-9 Case3-2 Stf2Web 活荷重 1G 補強あり 変形[mm]



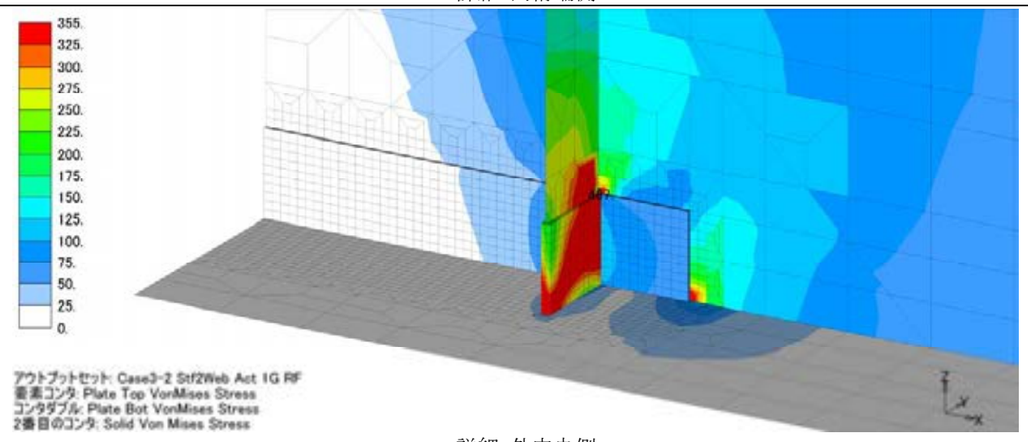
固定支承側　俯瞰



詳細　外桁端側



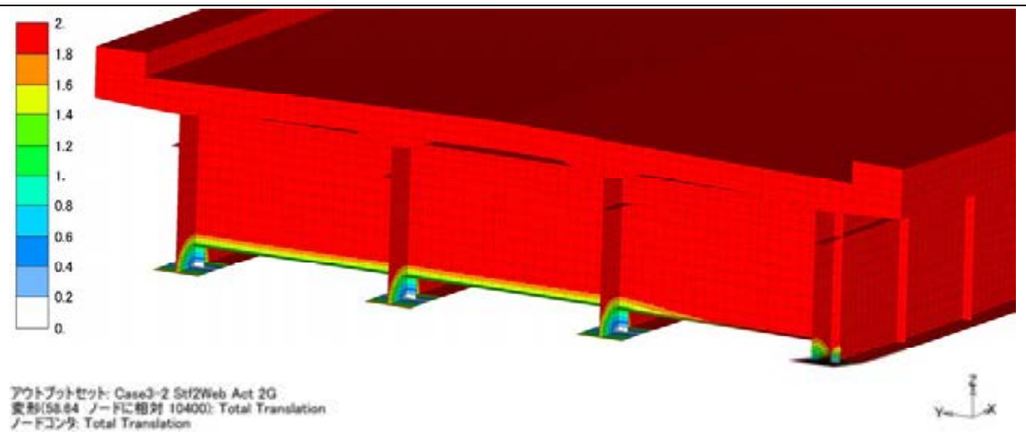
詳細　内桁端側



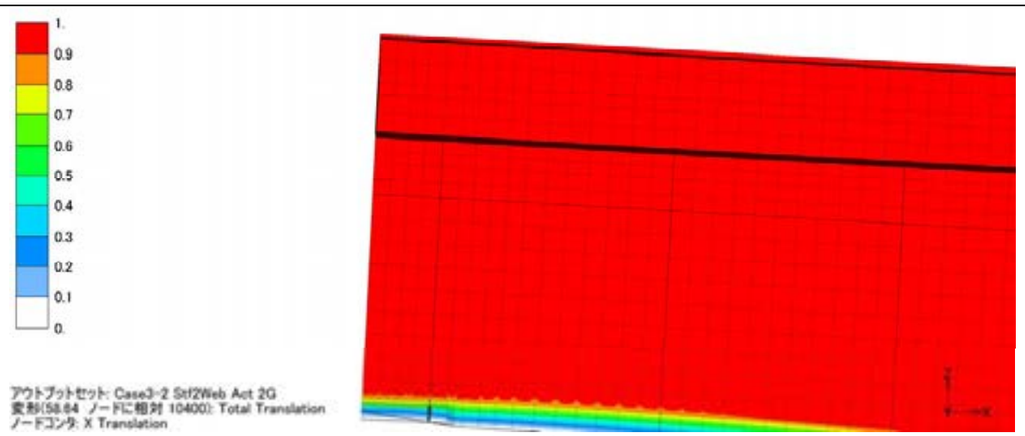
詳細　外中央側

図 2-3-8-10 Case3-2 Stf2Web 活荷重 1G 補強あり VonMises 応力[N/mm^2]

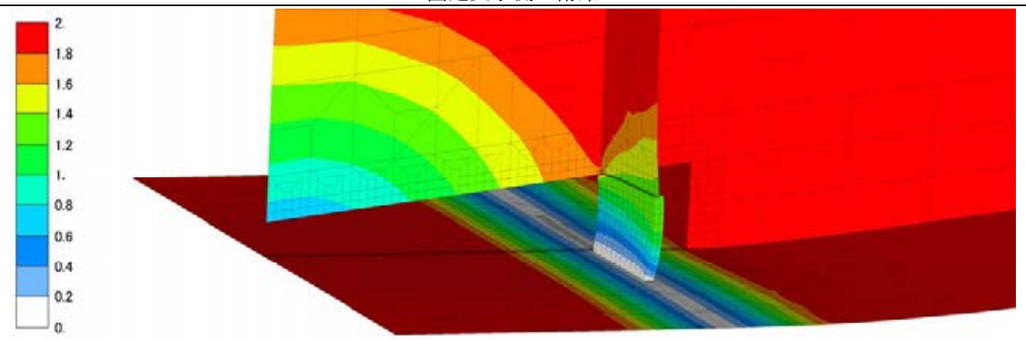
③ 2G 補強なし



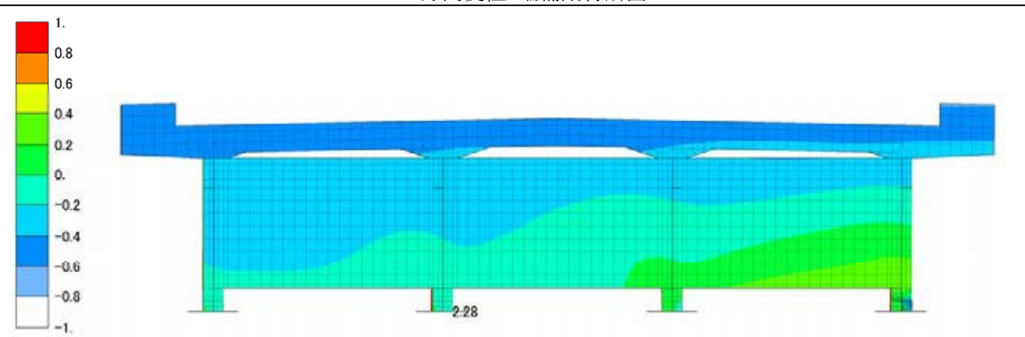
固定支承側　俯瞰



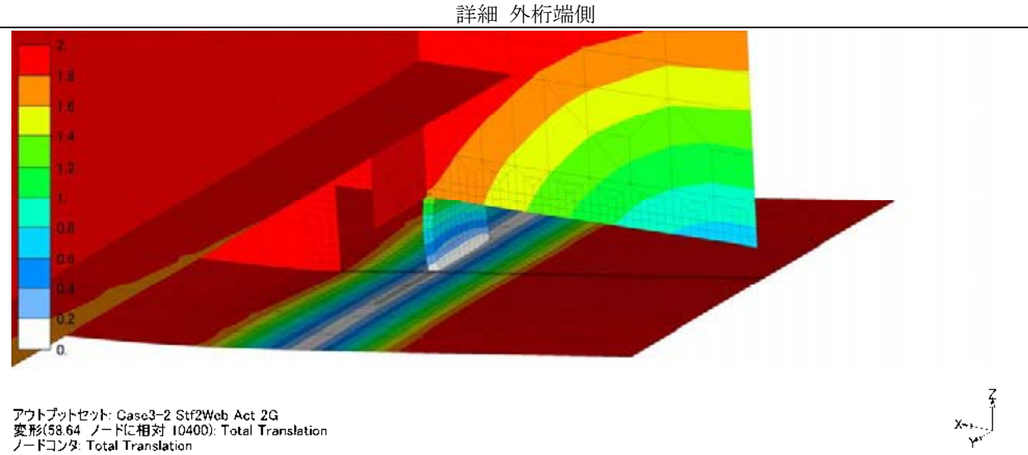
X方向変位 端補剛材断面



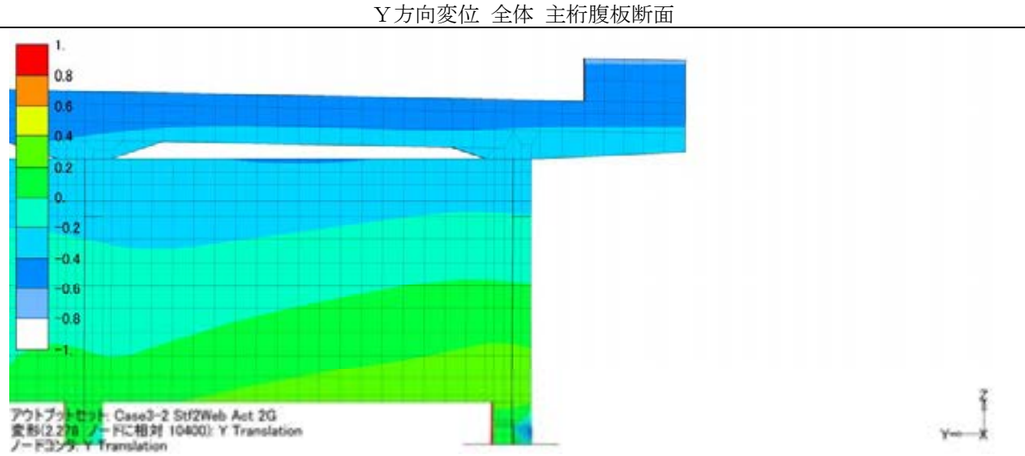
詳細 外桁端側



Y方向変位 全体 主桁腹板断面

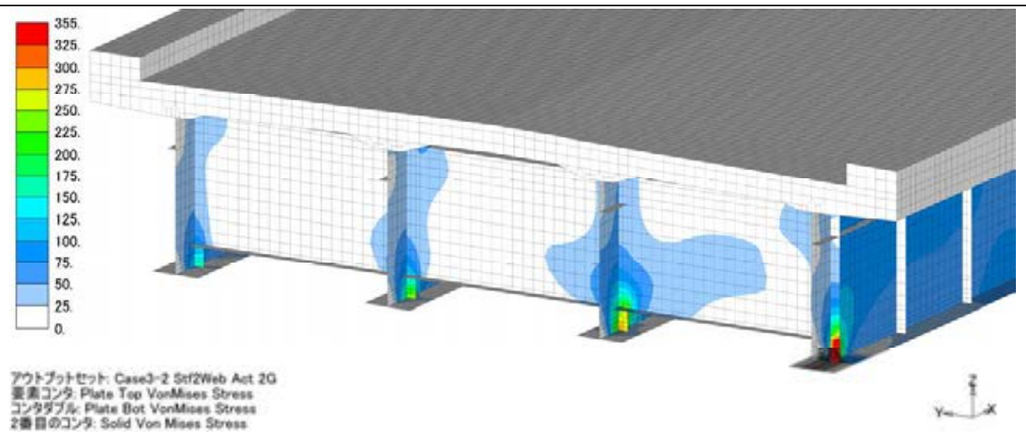


詳細 内桁端側

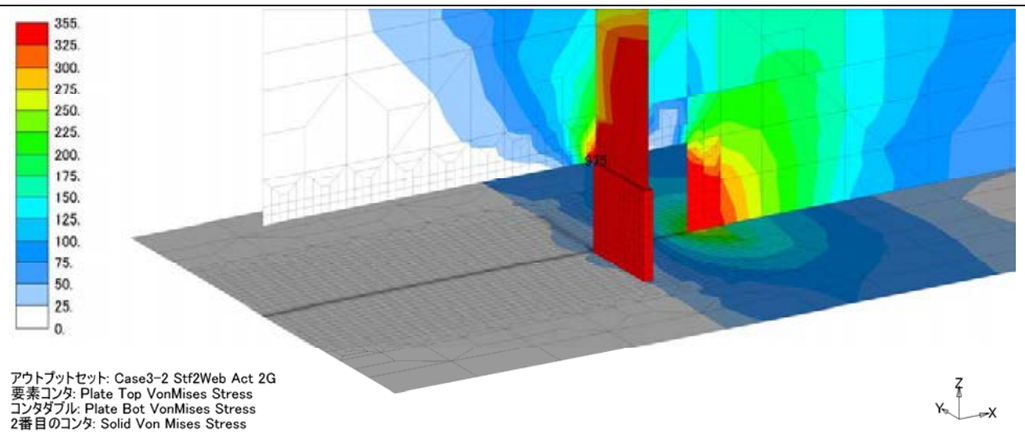


Y方向変位 詳細 主桁腹板断面

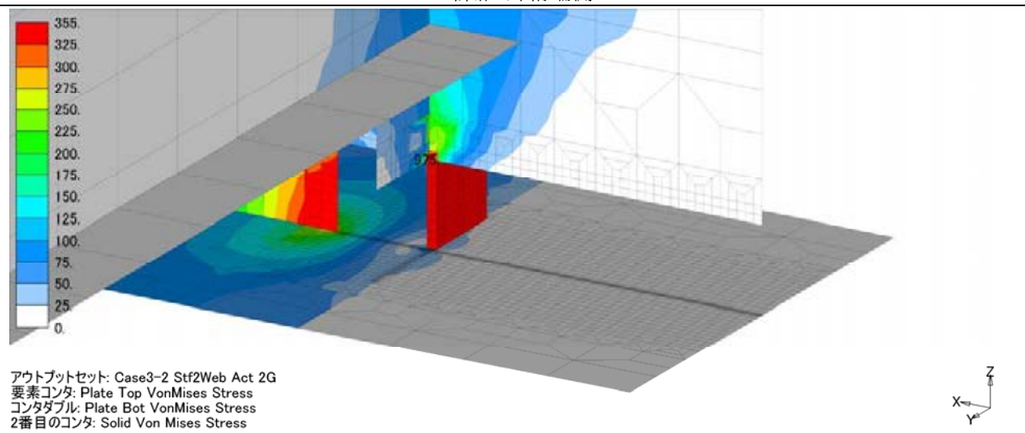
図 2-3-8-11 Case3-2 Stf2Web 活荷重 2G 補強なし 変形[mm]



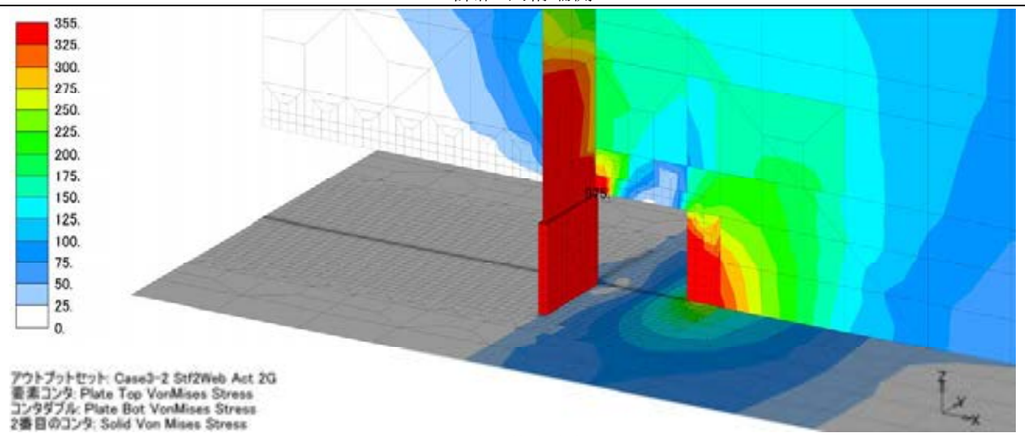
固定支承側　俯瞰



詳細　外桁端側



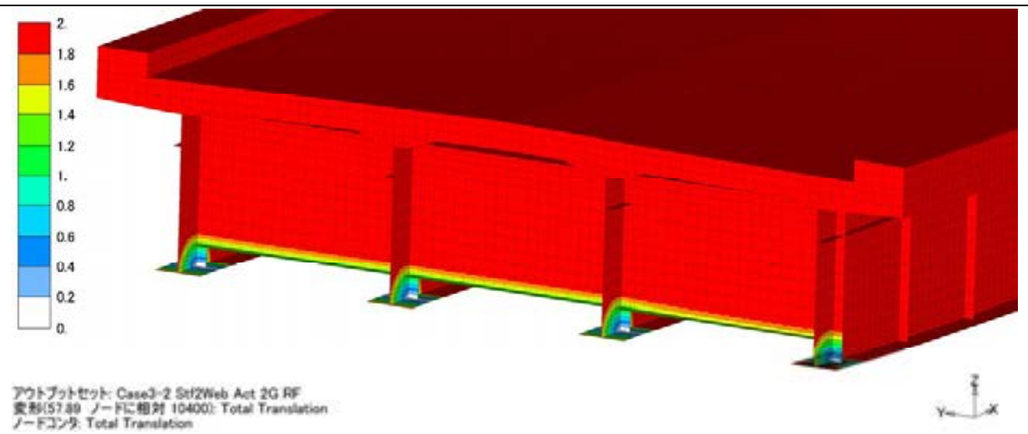
詳細　内桁端側



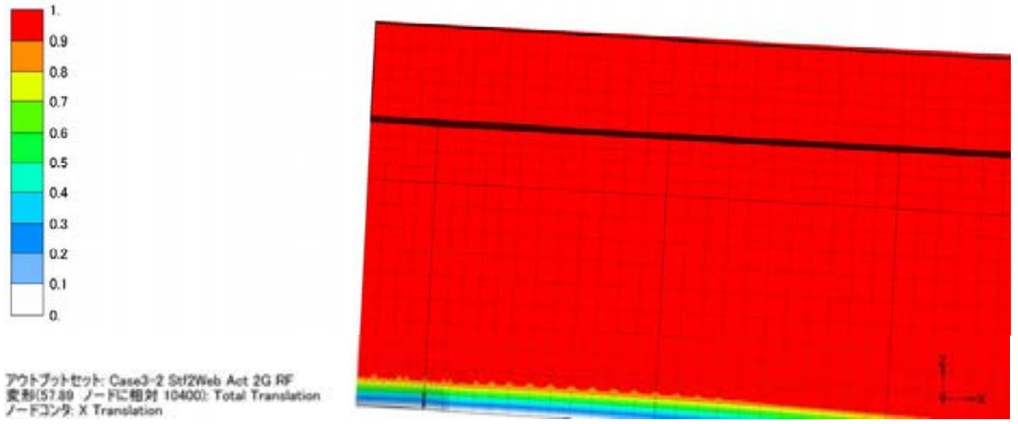
詳細　外中央側

図 2-3-8-12 Case3-2 Stf2Web 活荷重 2G 補強なし VonMises 応力[N/mm^2]

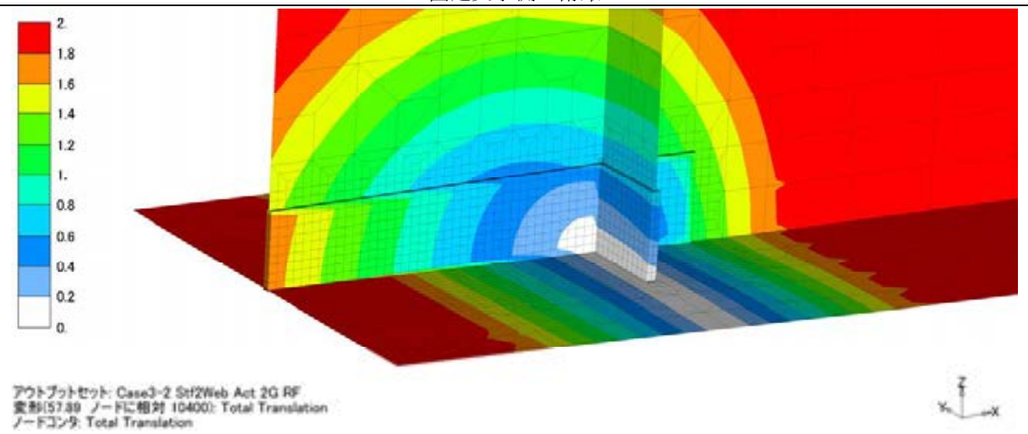
④ 2G 補強あり



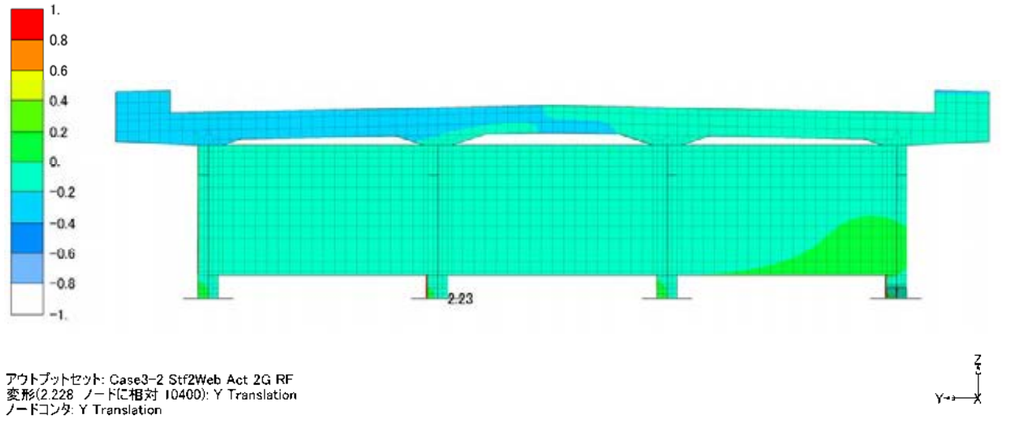
固定支承側　俯瞰



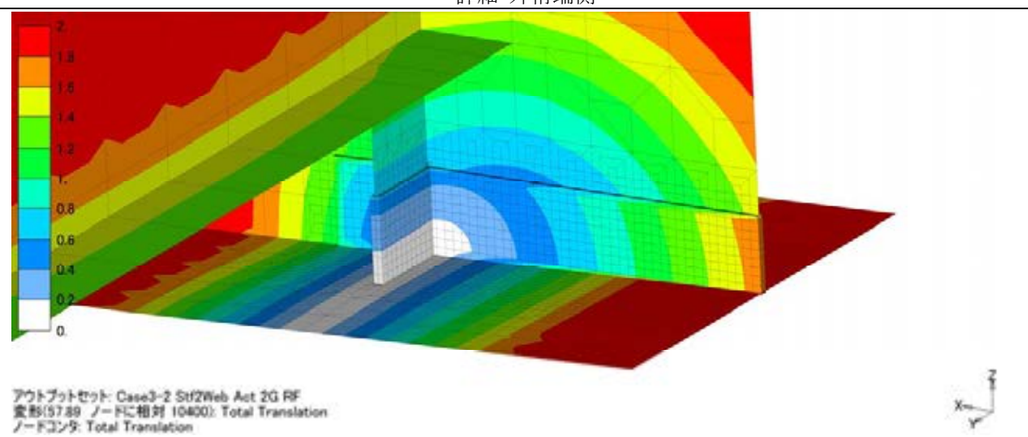
X方向変位　端補剛材断面



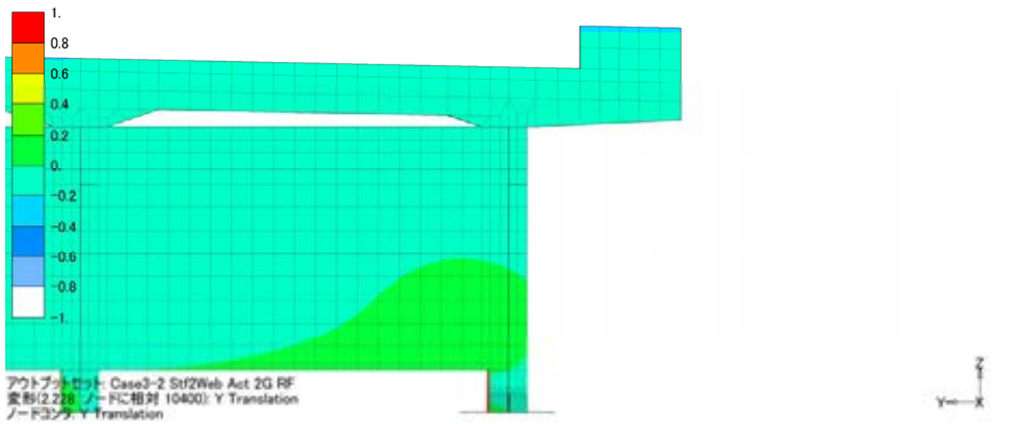
詳細　外桁端側



Y方向変位　全体　主桁腹板断面

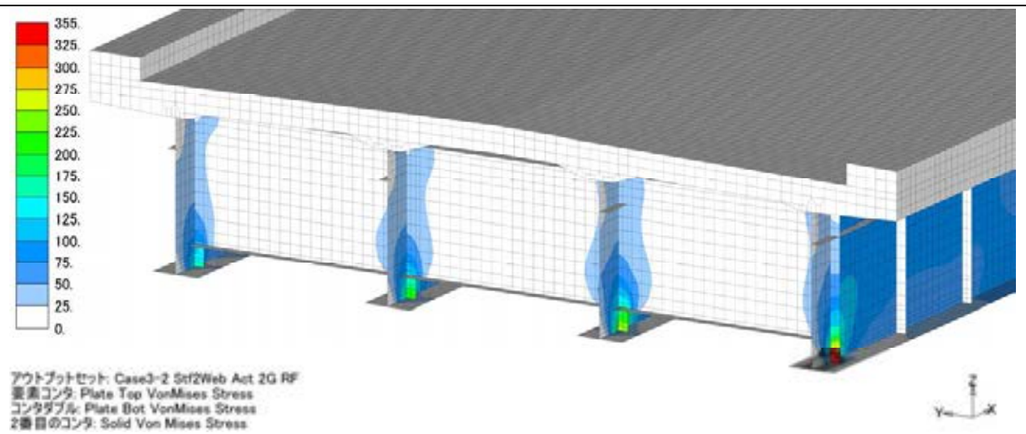


詳細　内桁端側

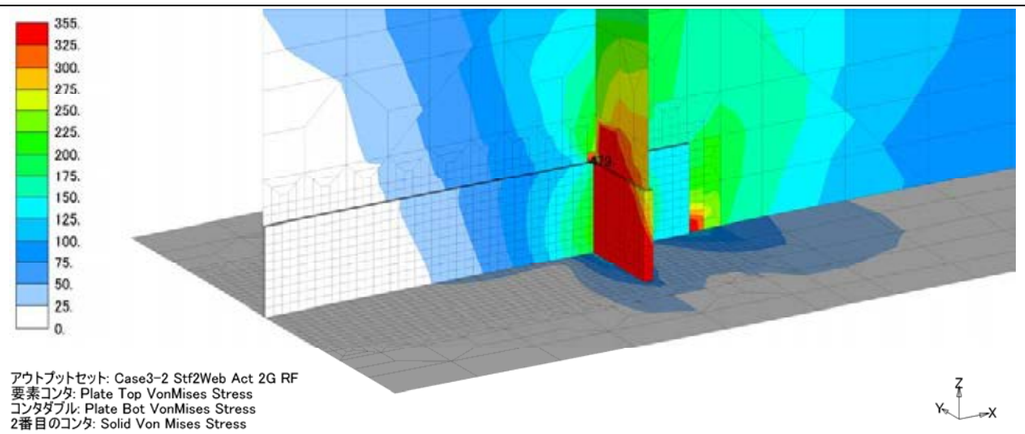


Y方向変位　詳細　主桁腹板断面

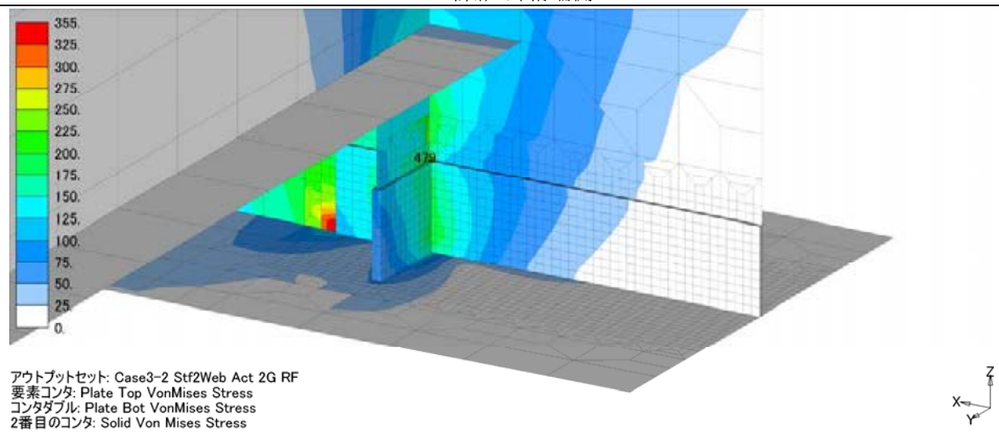
図 2-3-8-13 Case3-2 Stf2Web 活荷重 2G 補強あり 変形[mm]



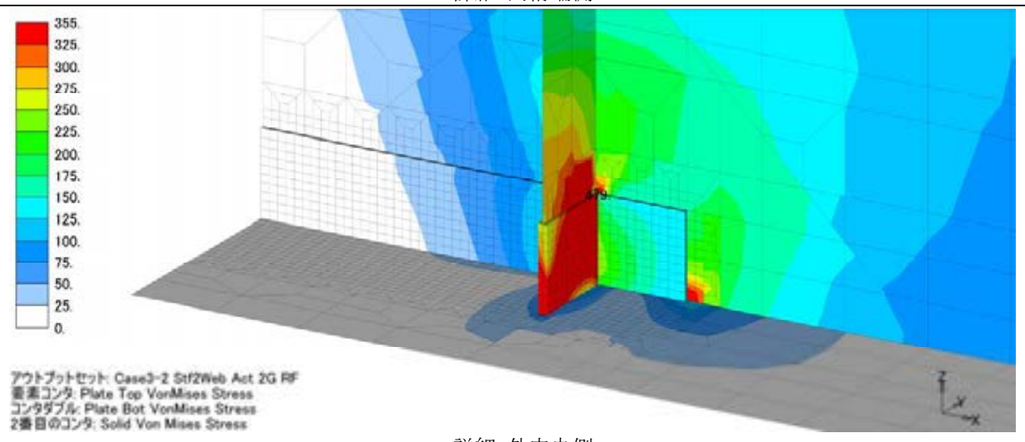
固定支承側　俯瞰



詳細　外桁端側



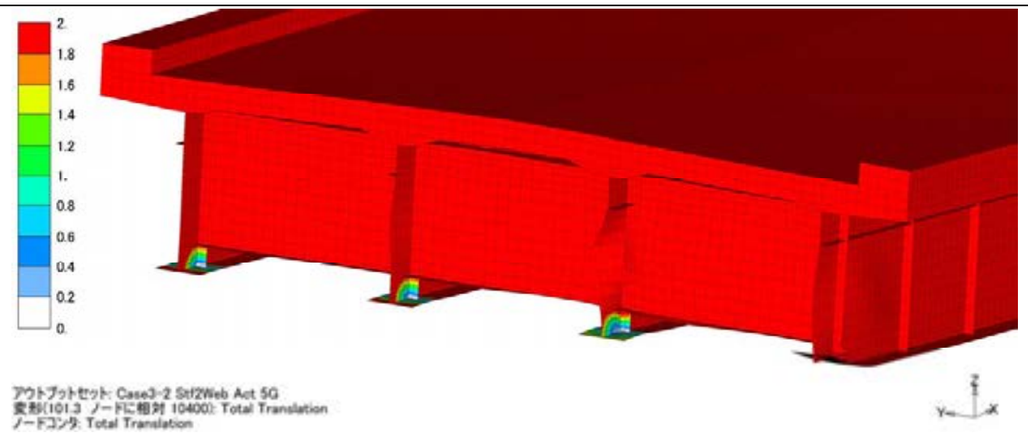
詳細　内桁端側



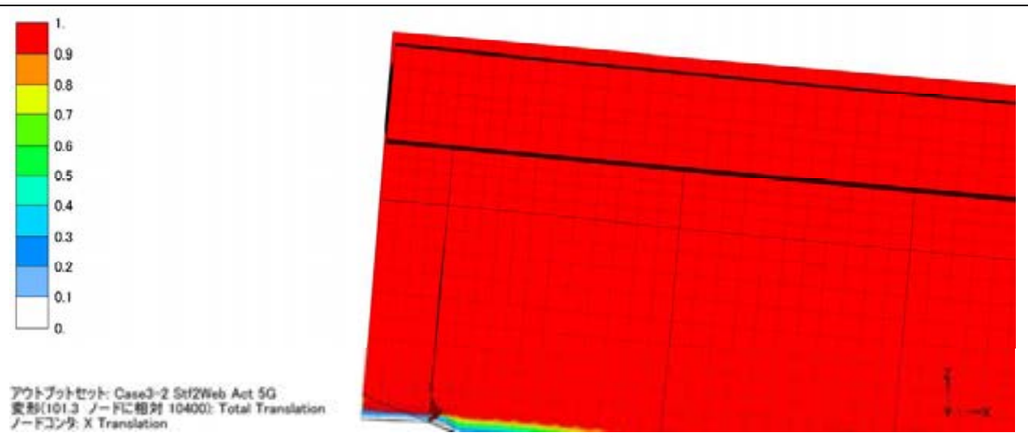
詳細　外中央側

図 2-3-8-14 Case3-2 Stf2Web 活荷重 2G 補強あり VonMises 応力[N/mm^2]

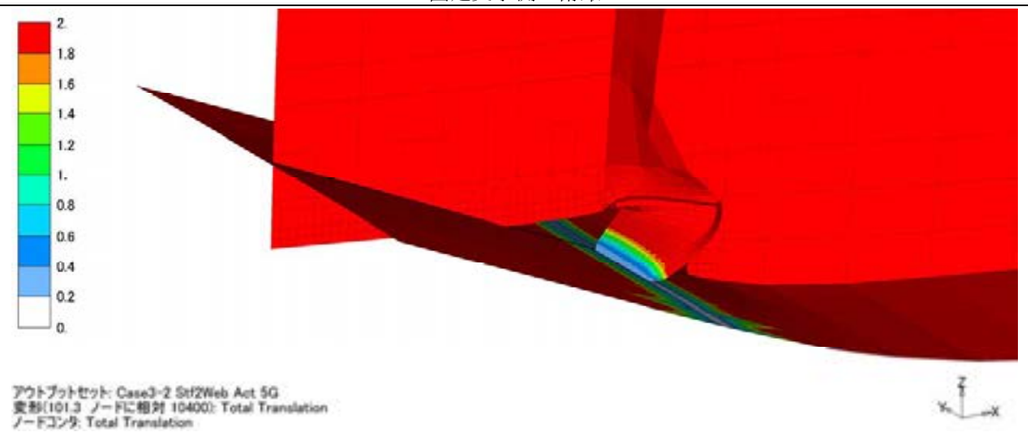
⑤ 5G 補強なし



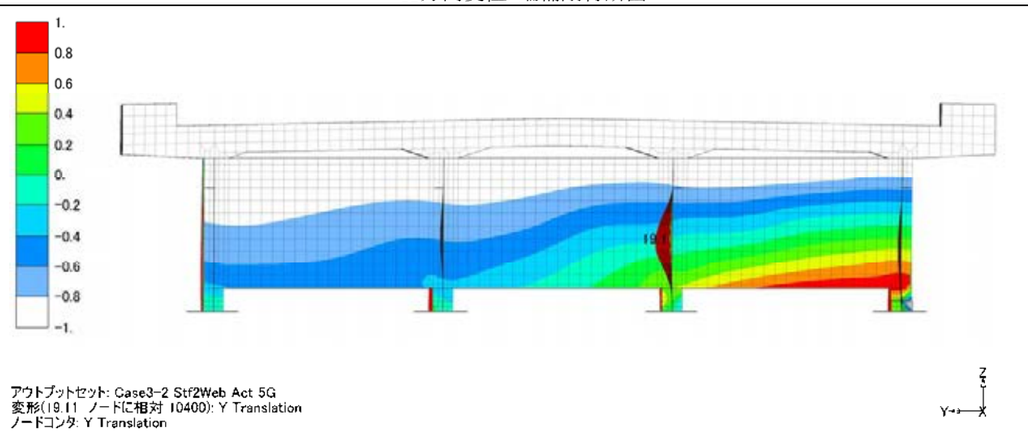
固定支承側　俯瞰



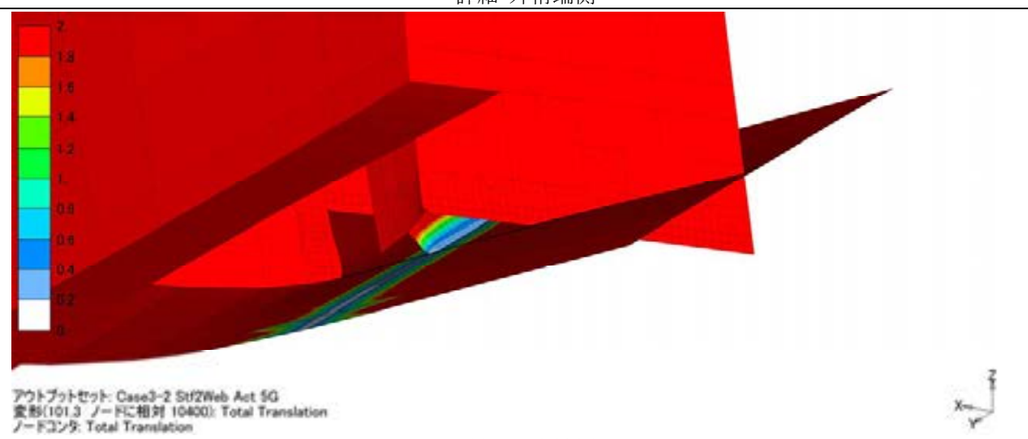
X方向変位 端補剛材断面



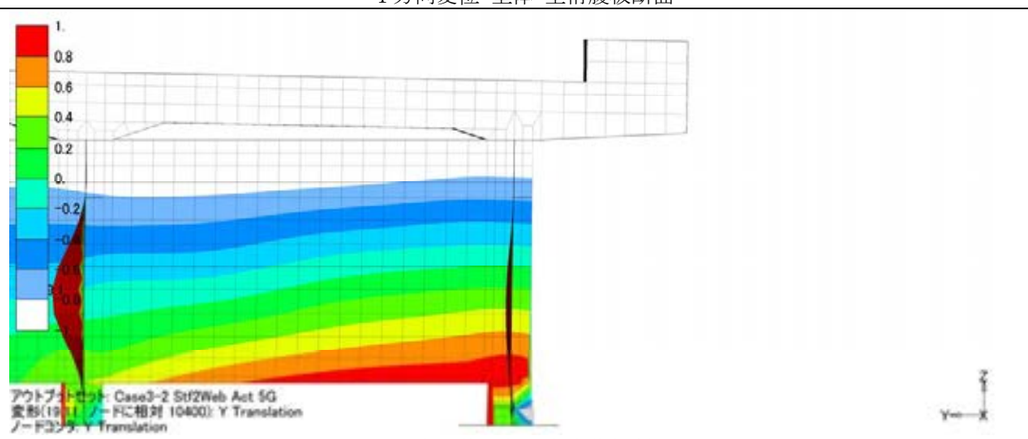
詳細 外桁端側



Y方向変位 全体 主桁腹板断面

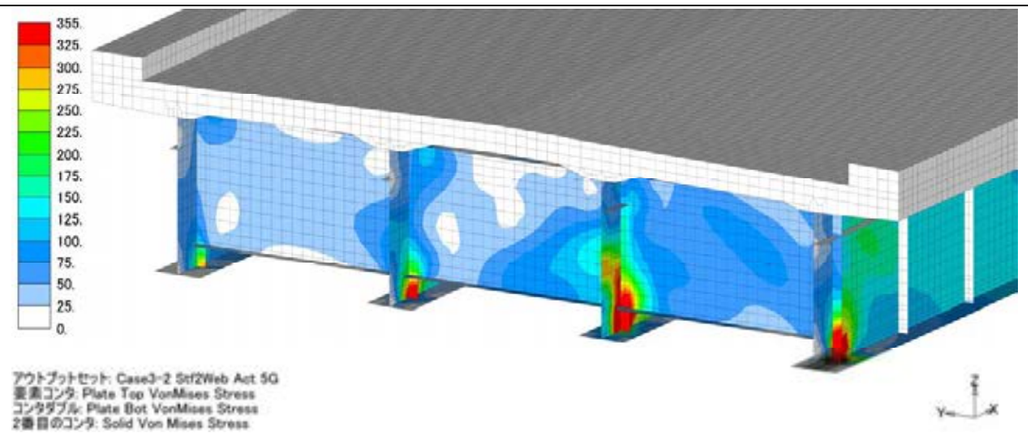


詳細 内桁端側

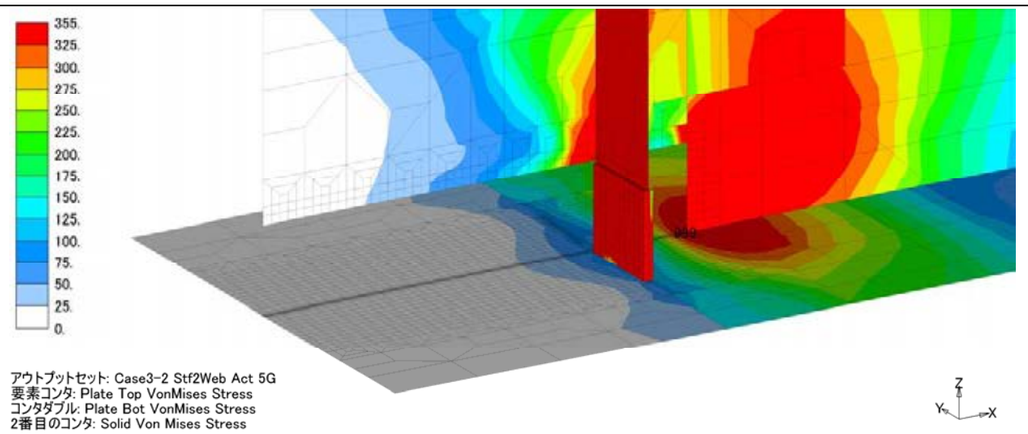


Y方向変位 詳細 主桁腹板断面

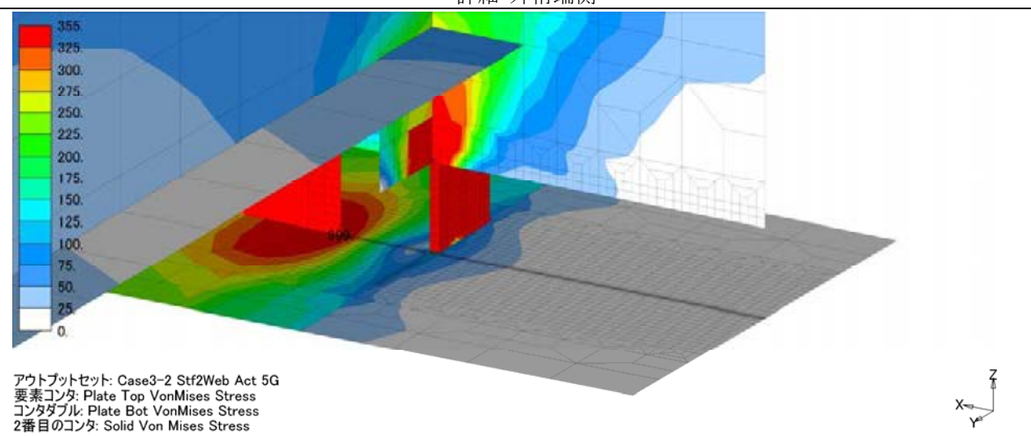
図 2-3-8-15 Case3-2 Stf2Web 活荷重 5G 補強なし 変形[mm]



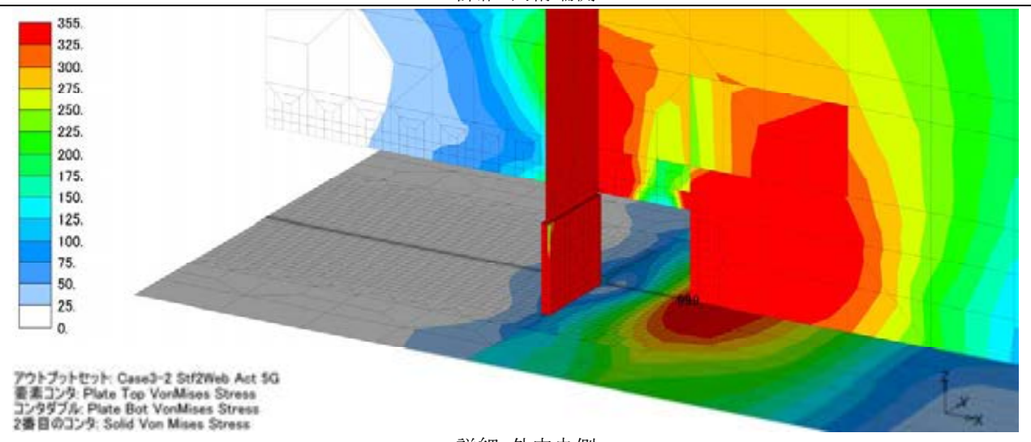
固定支承側　俯瞰



詳細　外桁端側



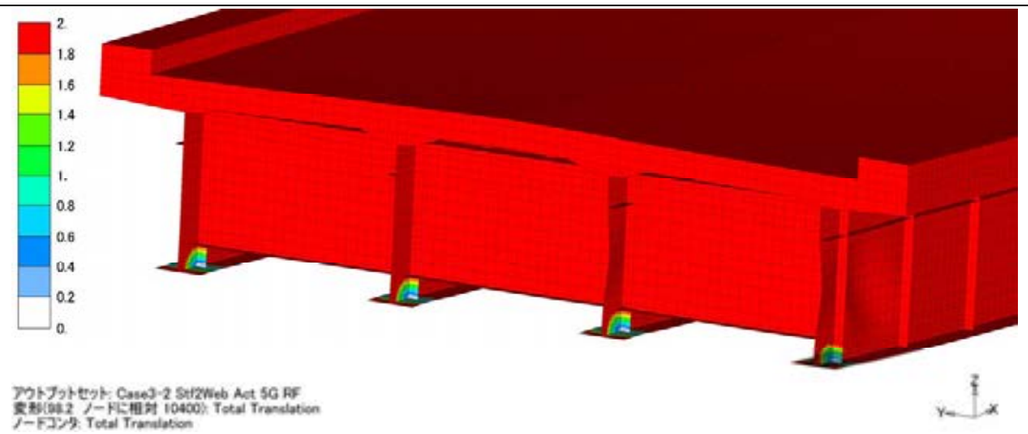
詳細　内桁端側



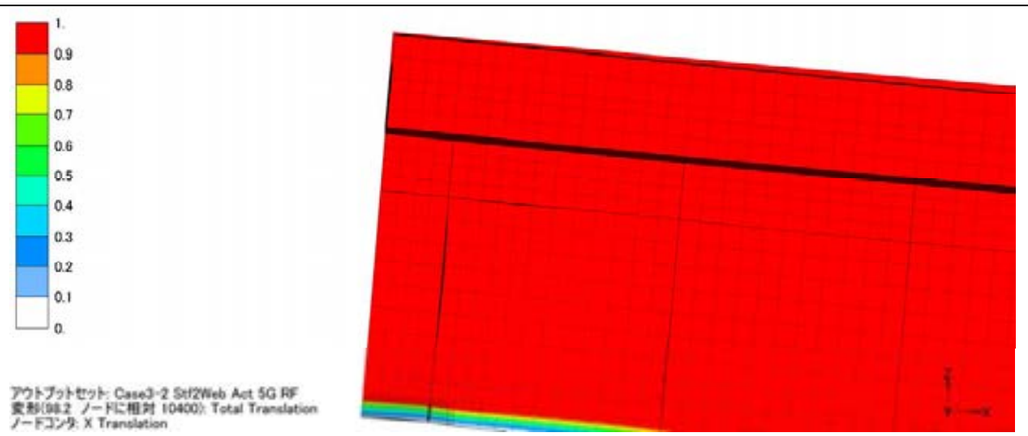
詳細　外中央側

図 2-3-8-16 Case3-2 Stf2Web 活荷重 5G 補強なし VonMises 応力[N/mm^2]

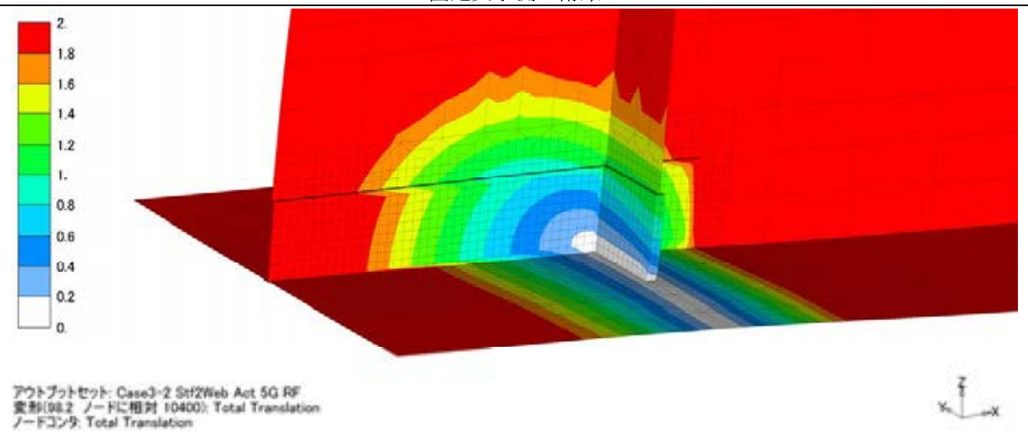
⑥ 5G 補強あり



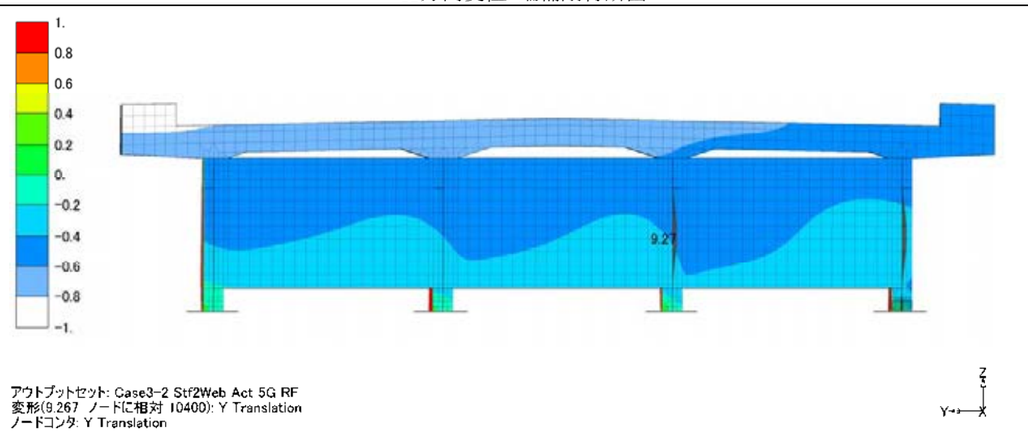
固定支承側　俯瞰



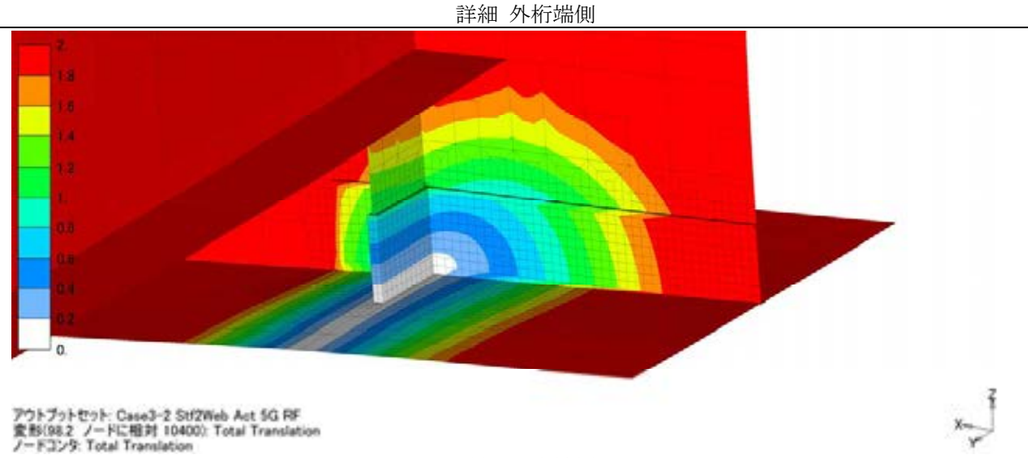
X方向変位 端補剛材断面



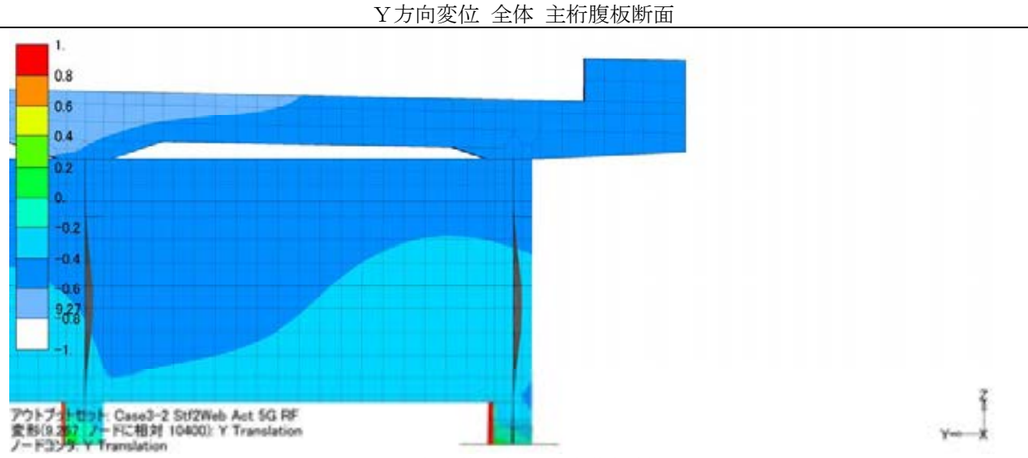
詳細 外桁端側



Y方向変位 全体 主桁腹板断面

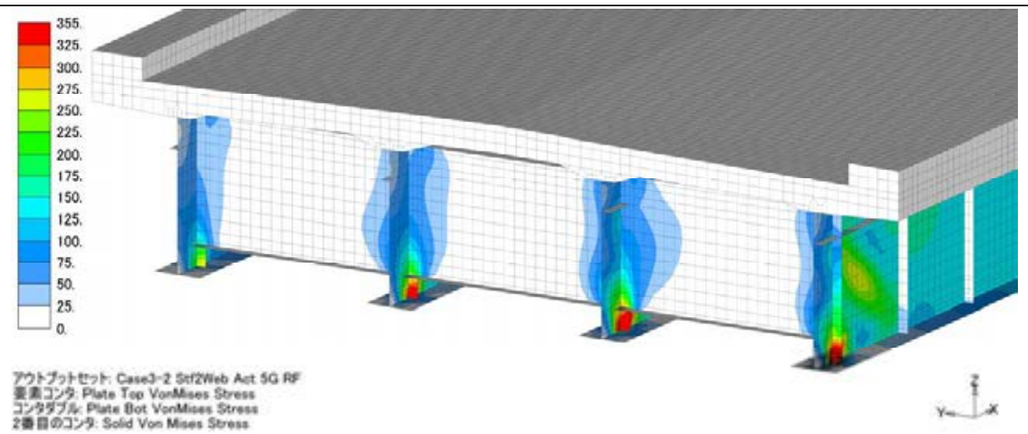


詳細 内桁端側

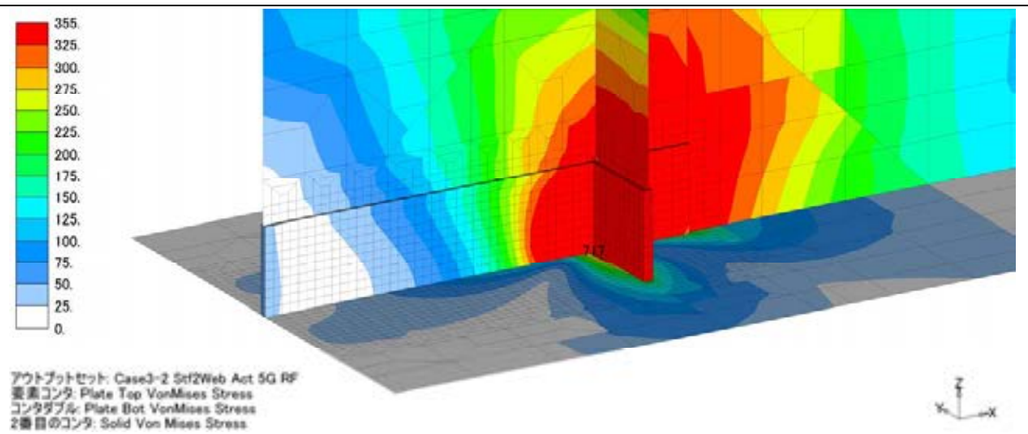


Y方向変位 詳細 主桁腹板断面

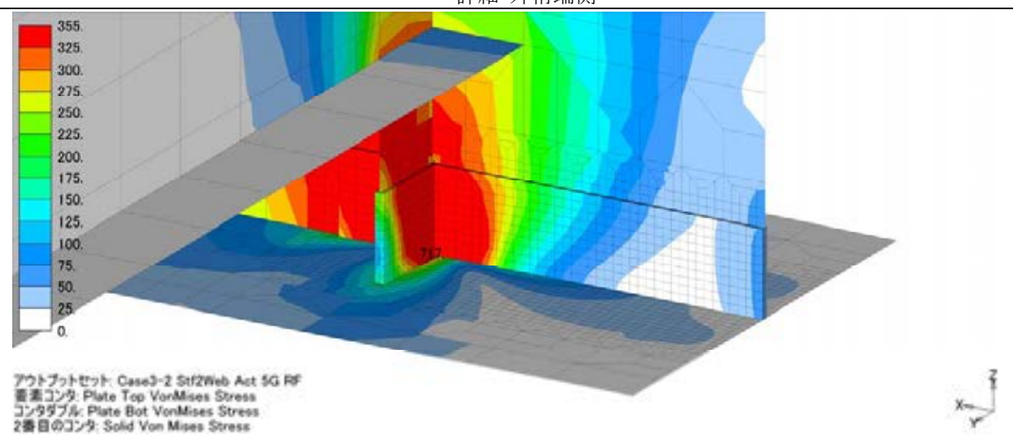
図 2-3-8-17 Case3-2 Stf2Web 活荷重 5G 補強あり 変形[mm]



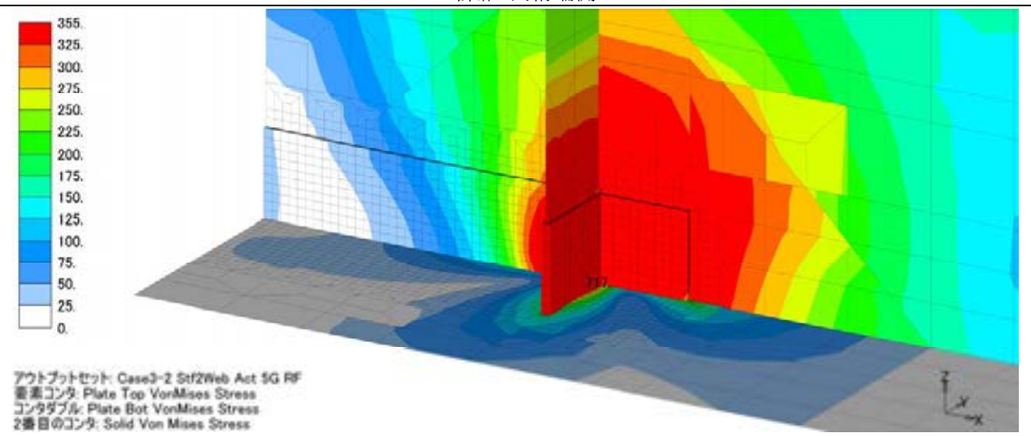
固定支承側　俯瞰



詳細　外桁端側



詳細　内桁端側



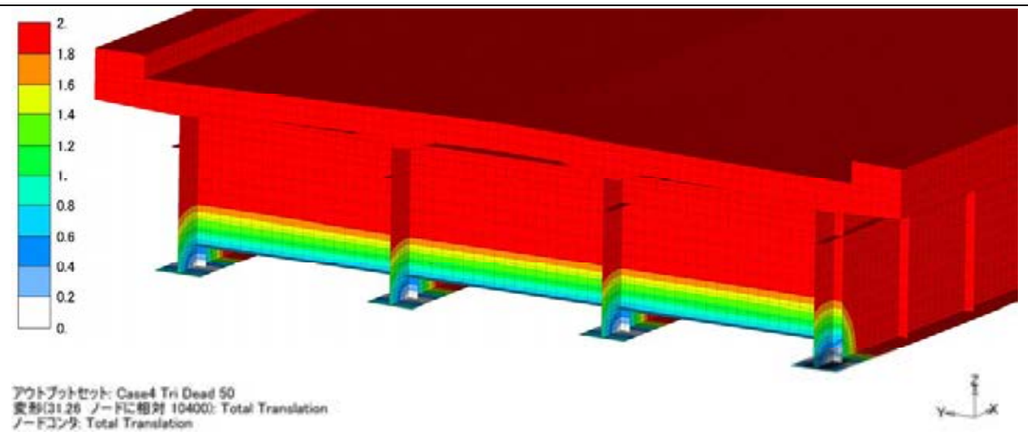
詳細　外中央側

図 2-3-8-18 Case3-2 Stf2Web 活荷重 5G 補強あり VonMises 応力[N/mm^2]

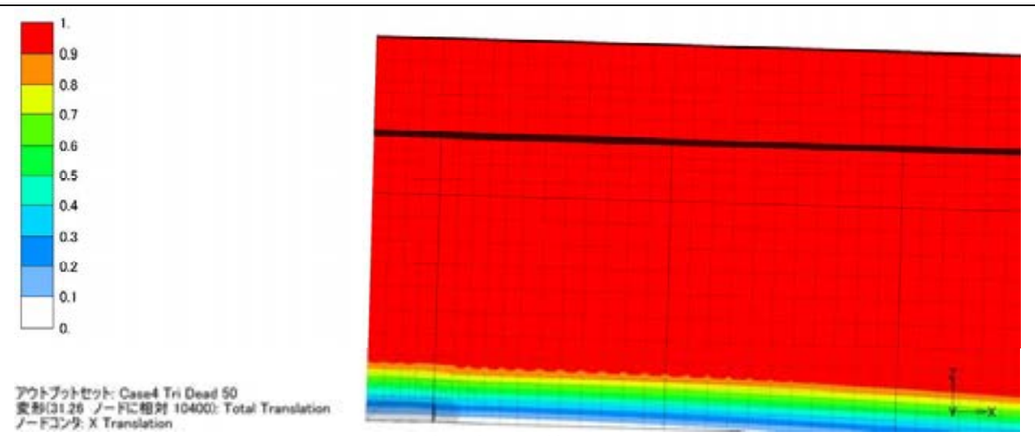
付録2-3-9. Case4 Tri

1) 死荷重

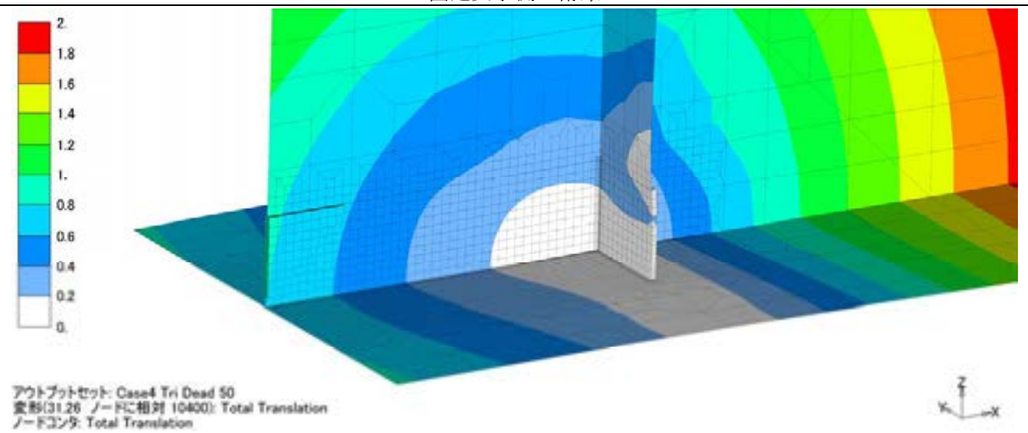
① 板厚半欠損



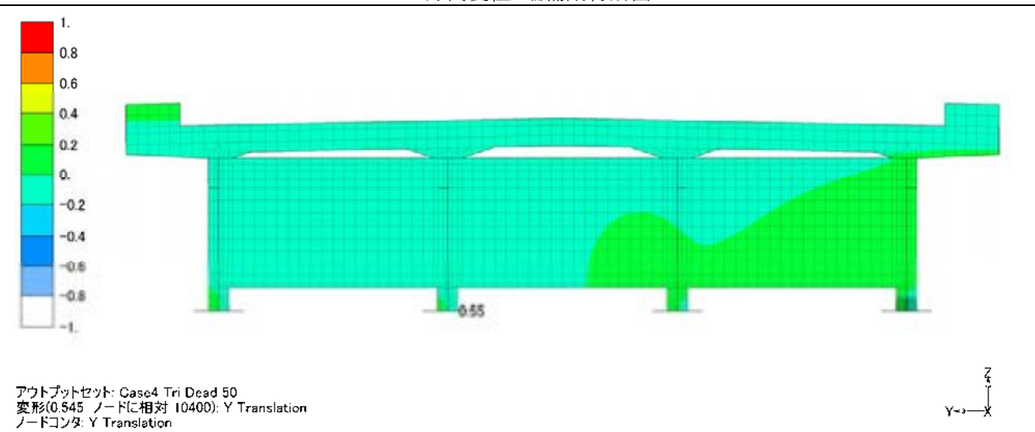
固定支承側　俯瞰



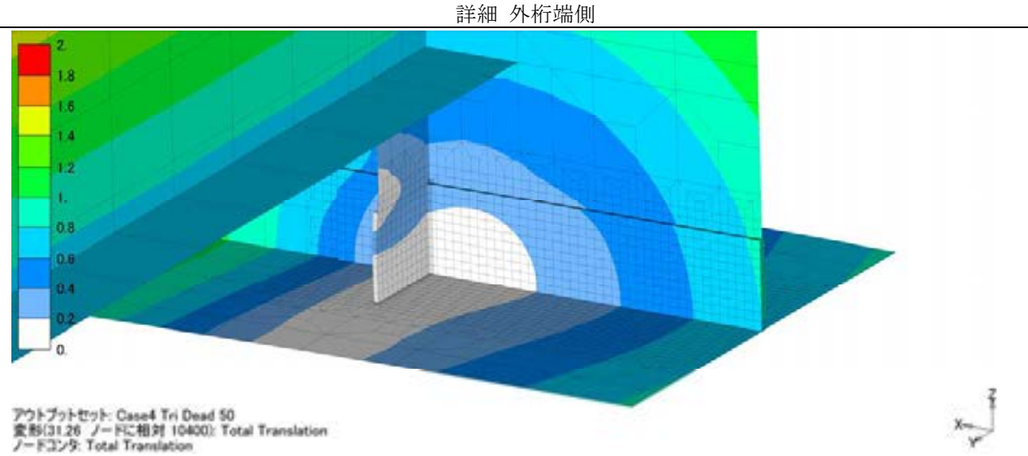
X方向変位 端補剛材断面



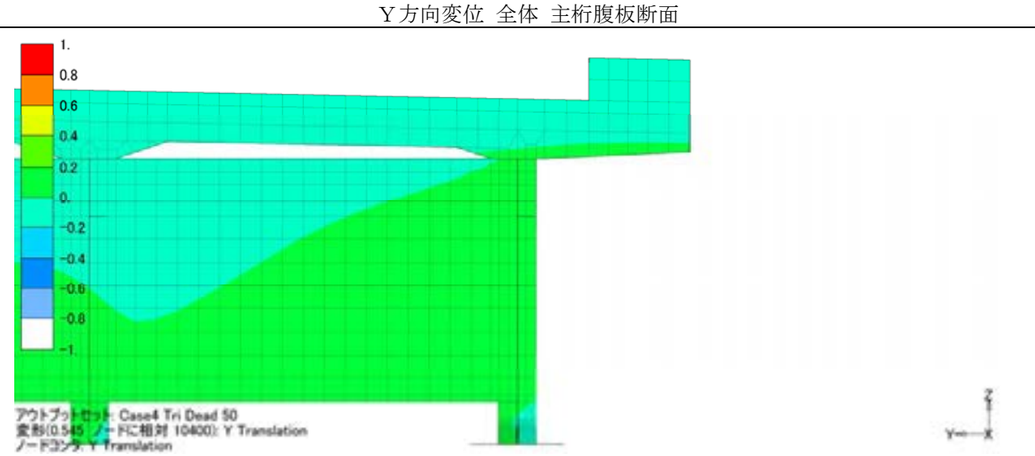
詳細 外桁端側



Y方向変位 全体 主桁腹板断面

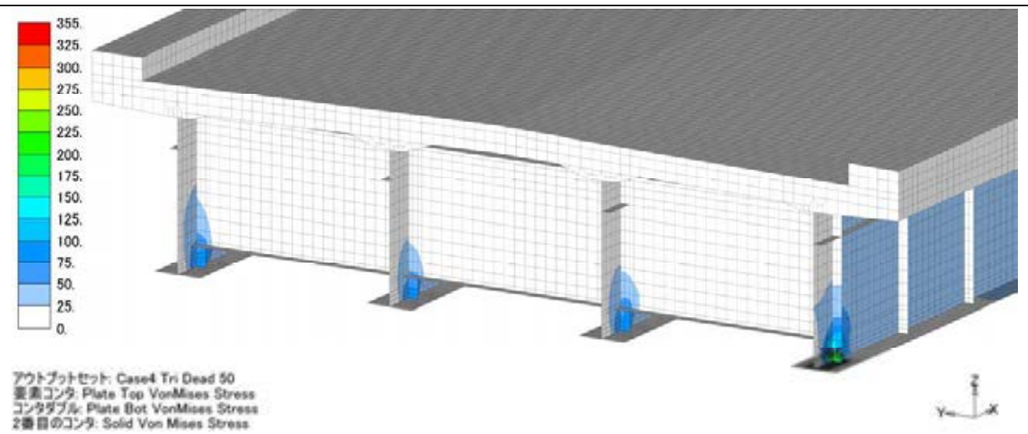


詳細 内桁端側

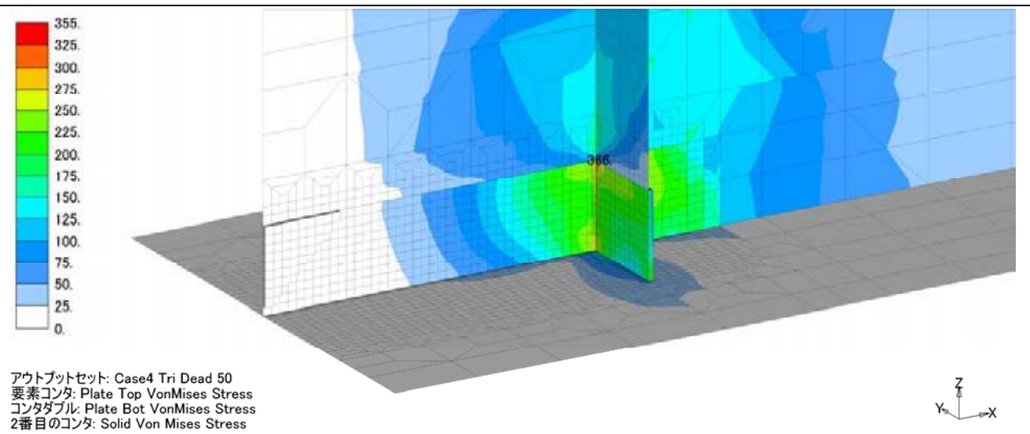


Y方向変位 詳細 主桁腹板断面

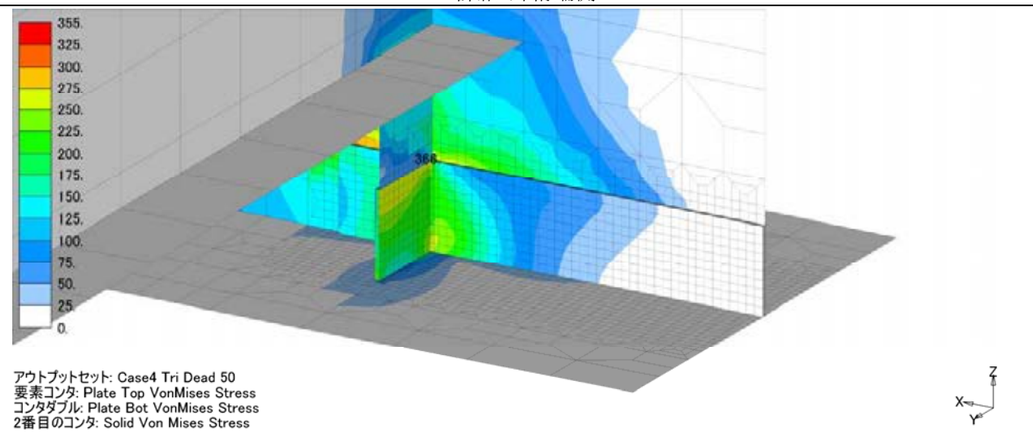
図 2-3-9-1 Case4 Tri 死荷重 板厚半欠損 変形[mm]



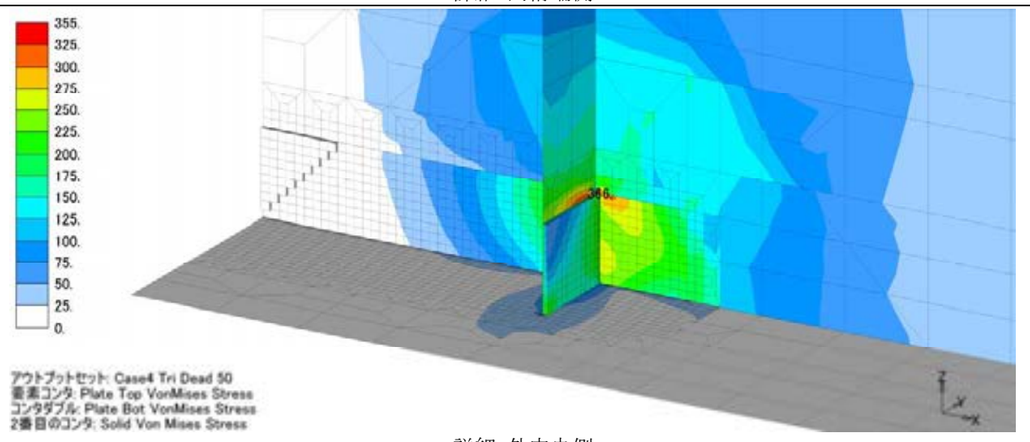
固定支承側　俯瞰



詳細　外桁端側



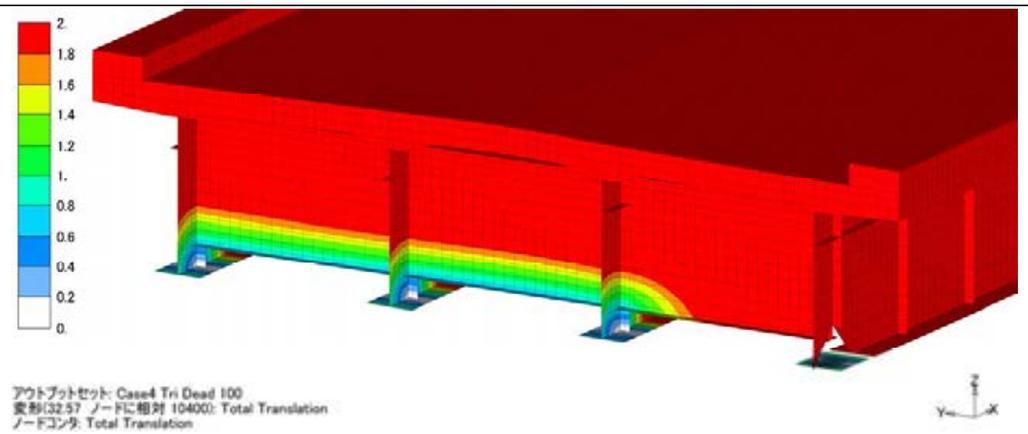
詳細　内桁端側



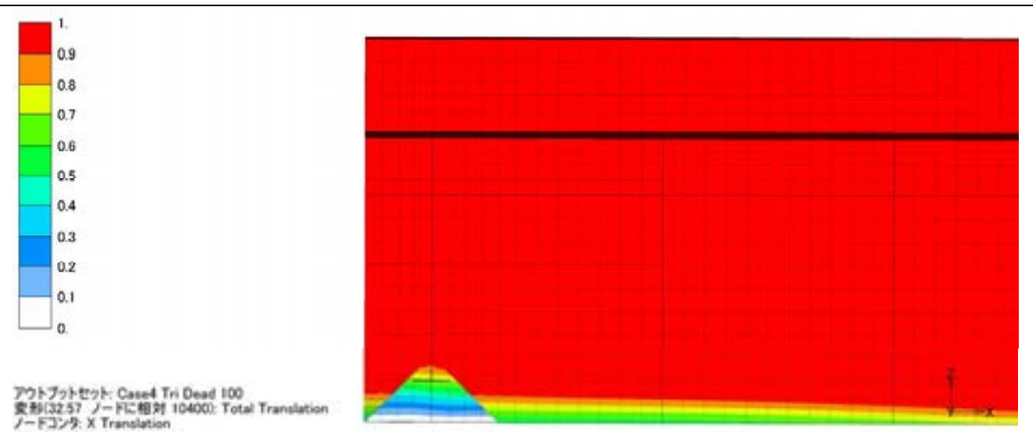
詳細　外中央側

図 2-3-9-2 Case4 Tri 死荷重 板厚半欠損 VonMises 応力[N/mm^2]

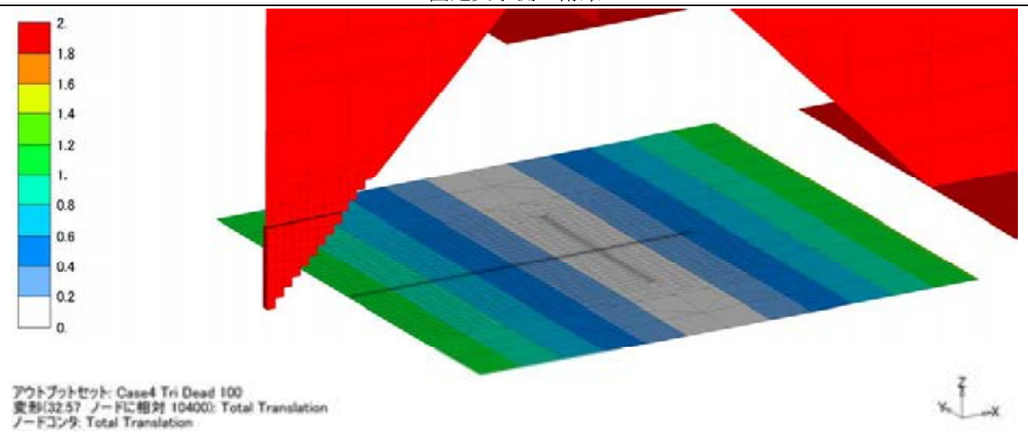
② 板厚全欠損



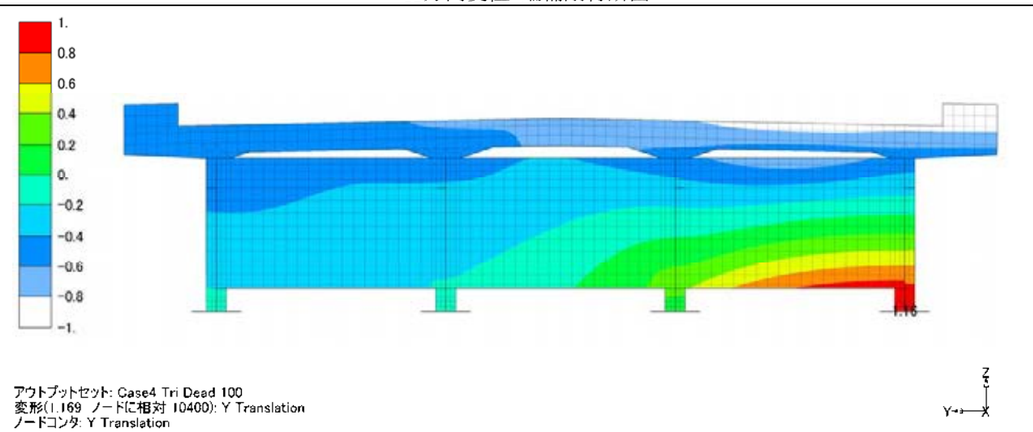
固定支承側　俯瞰



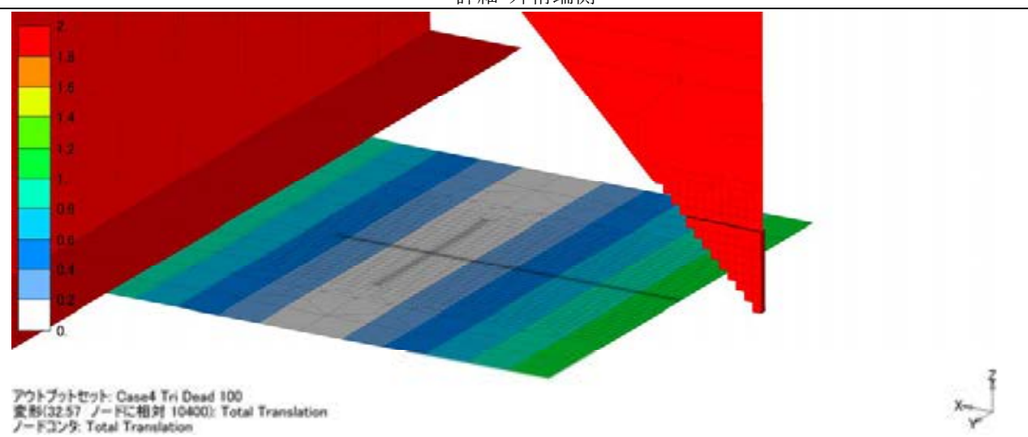
X方向変位　端補剛材断面



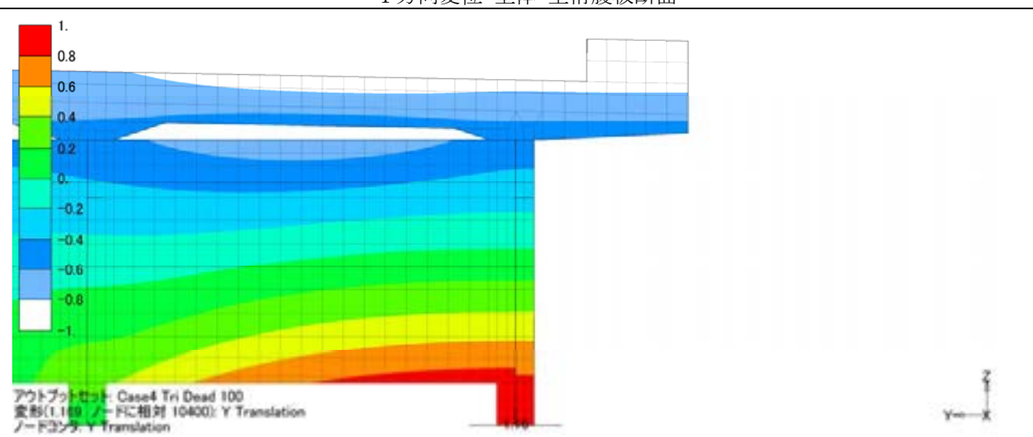
詳細　外桁端側



Y方向変位　全体　主桁腹板断面

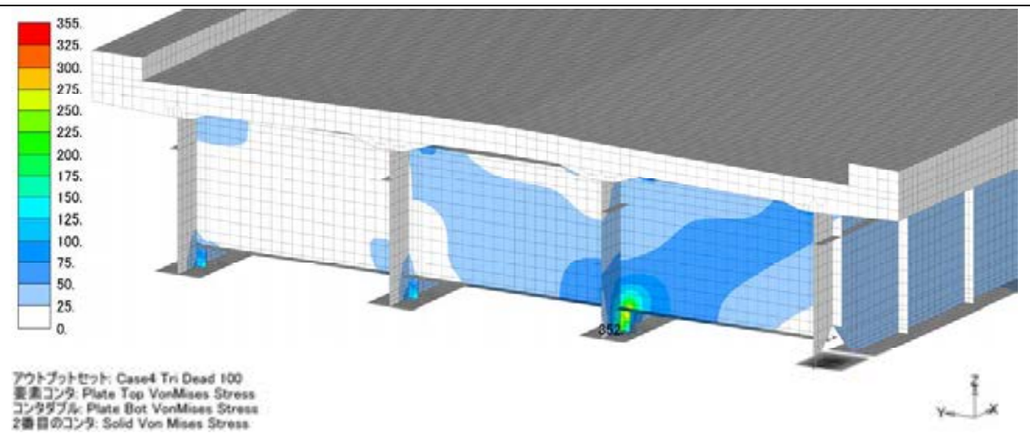


詳細　内桁端側

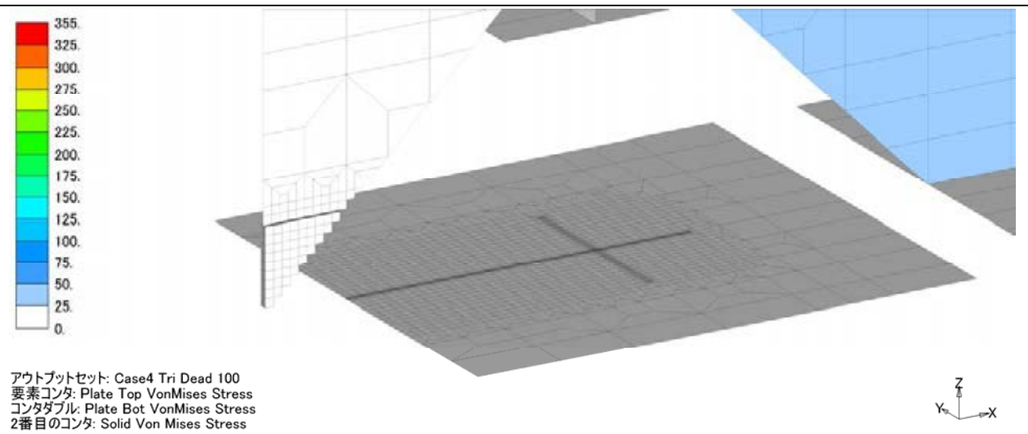


Y方向変位　詳細　主桁腹板断面

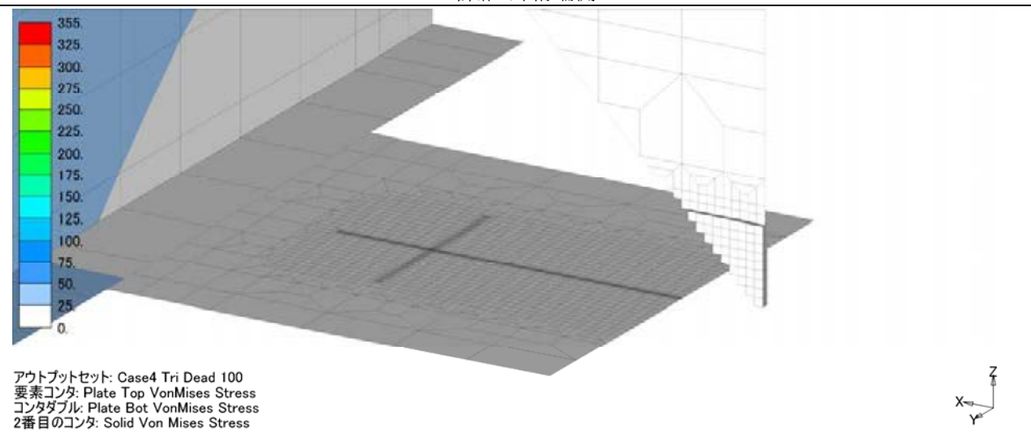
図 2-3-9-3 Case4 Tri 死荷重 板厚全欠損 変形[mm]



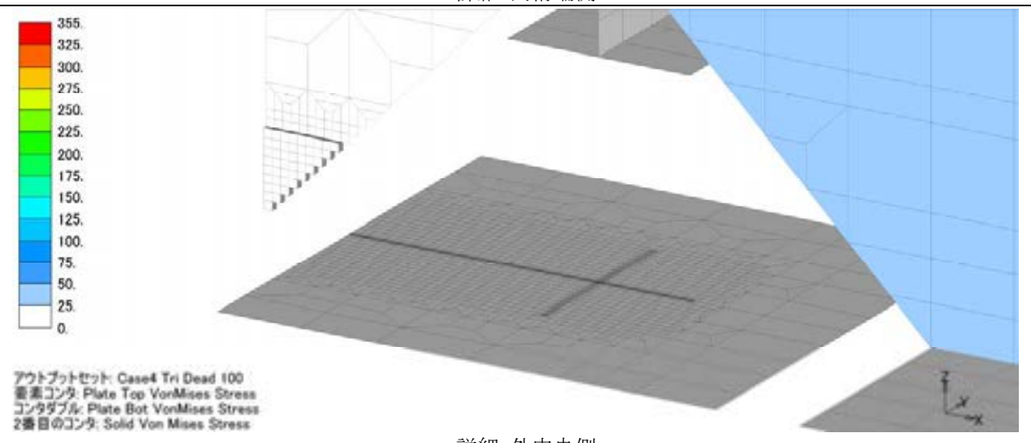
固定支承側　俯瞰



詳細　外桁端側



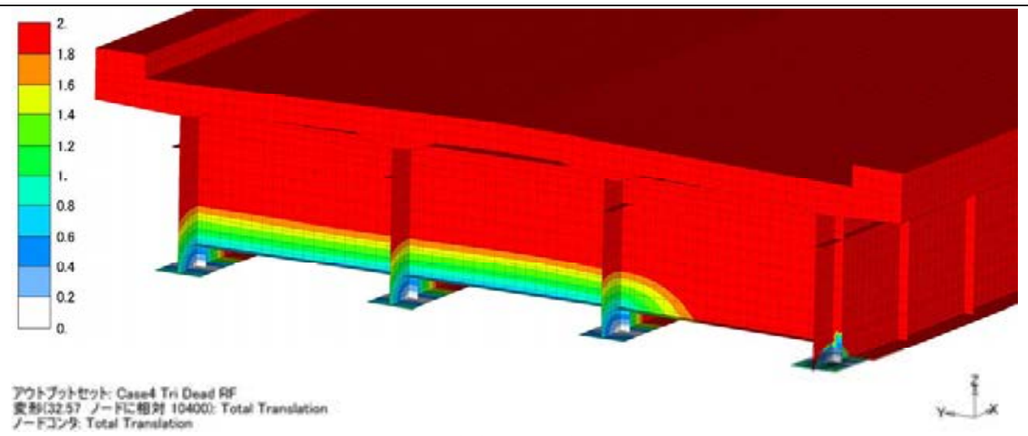
詳細　内桁端側



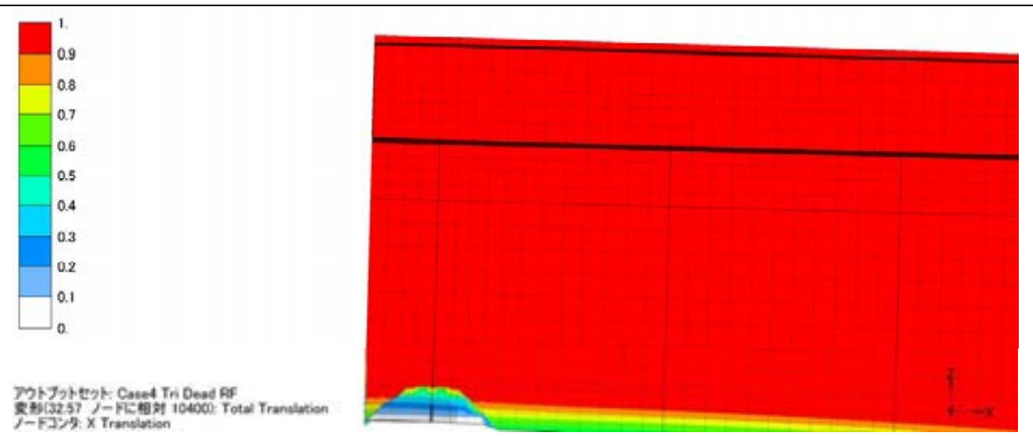
詳細　外中央側

図 2-3-9-4 Case4 Tri 死荷重 板厚全欠損 VonMises 応力[N/mm^2]

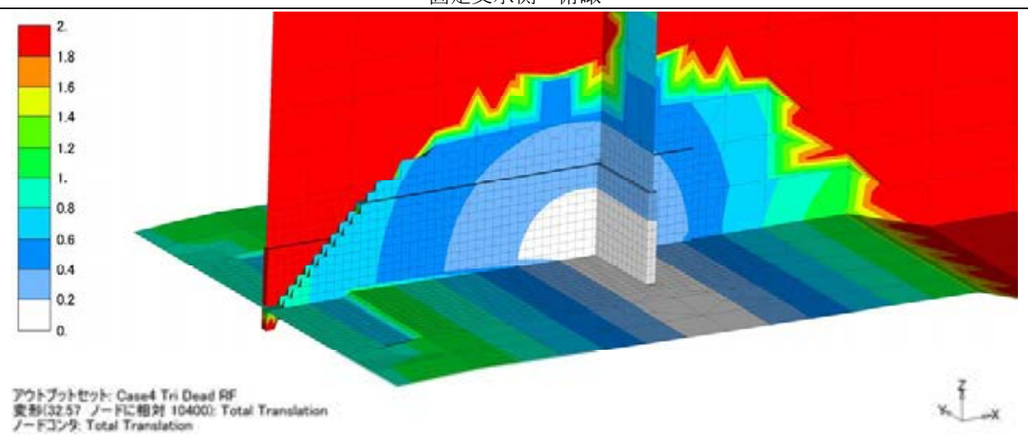
③ 補強後



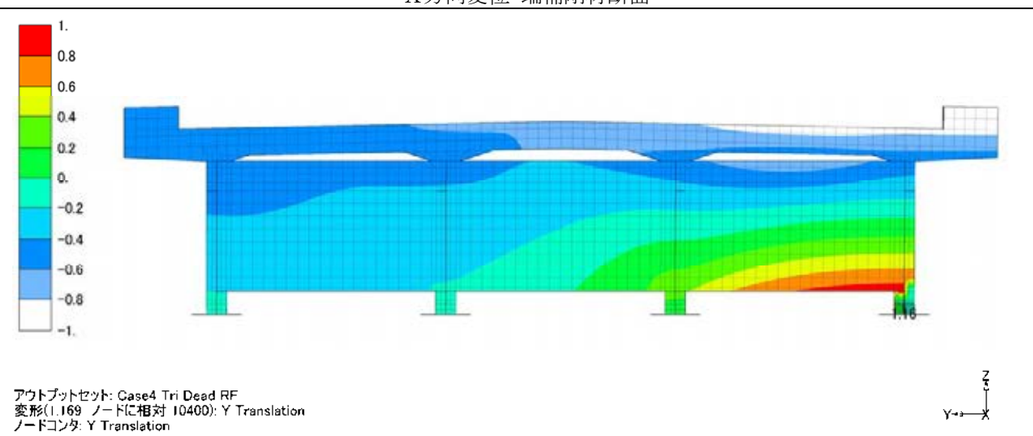
固定支承側　俯瞰



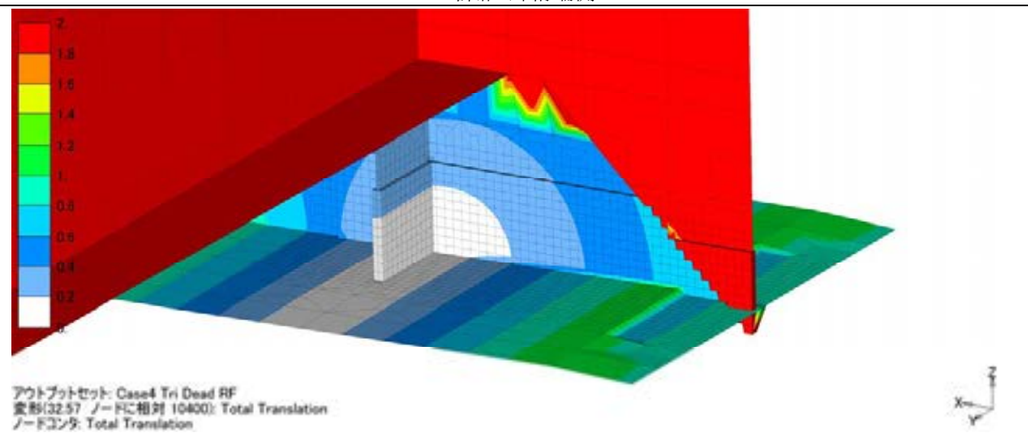
X方向変位　端補剛材断面



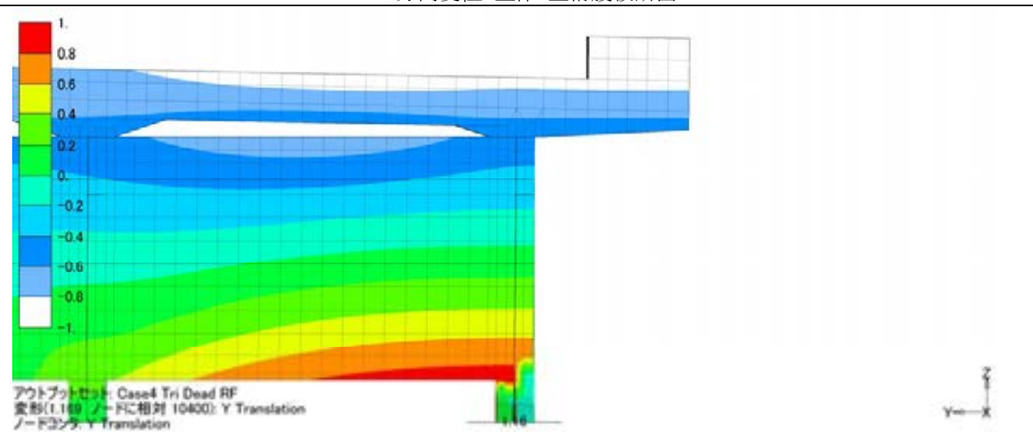
詳細　外桁端側



Y方向変位　全体　主桁腹板断面

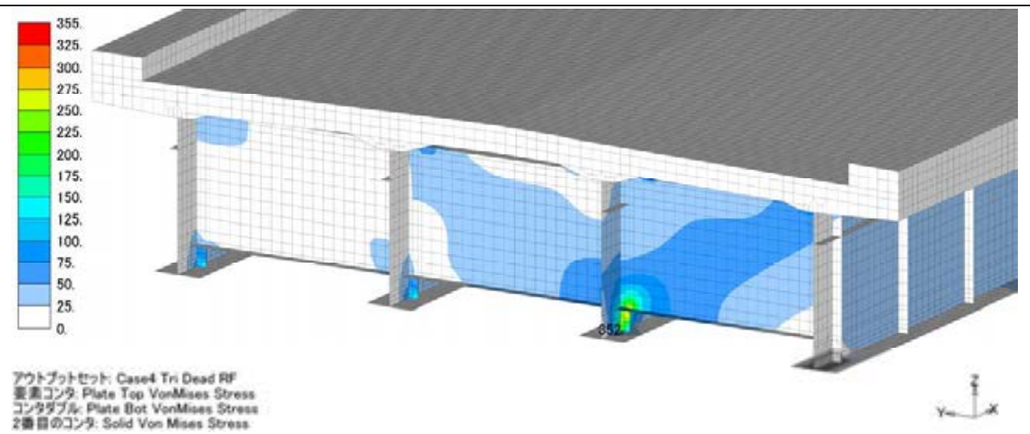


詳細　内桁端側

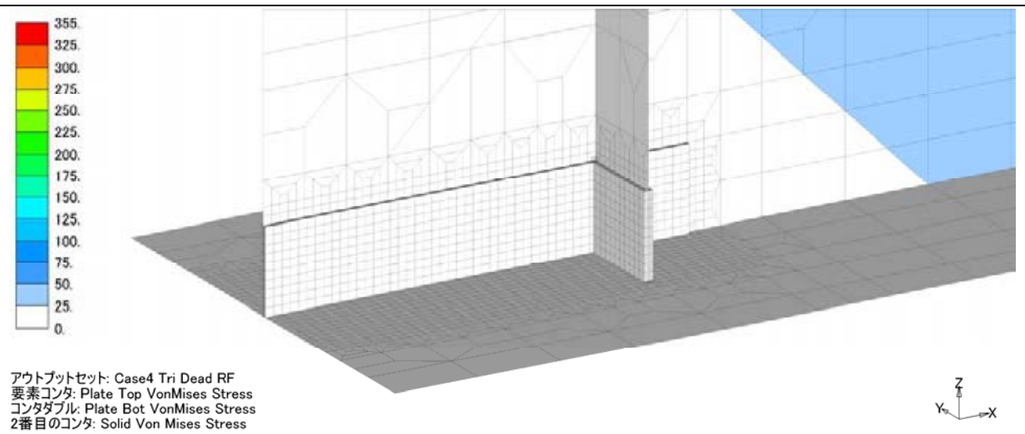


Y方向変位　詳細　主桁腹板断面

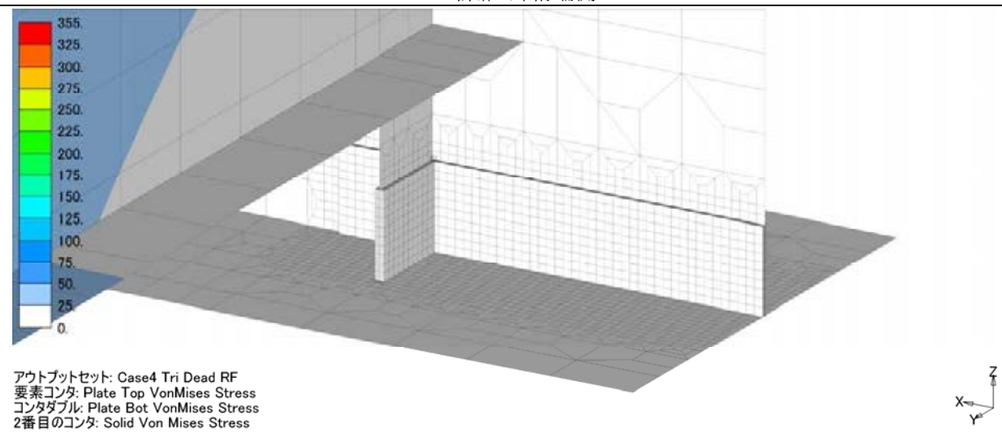
図 2-3-9-5 Case4 Tri 死荷重 補強後 変形[mm]



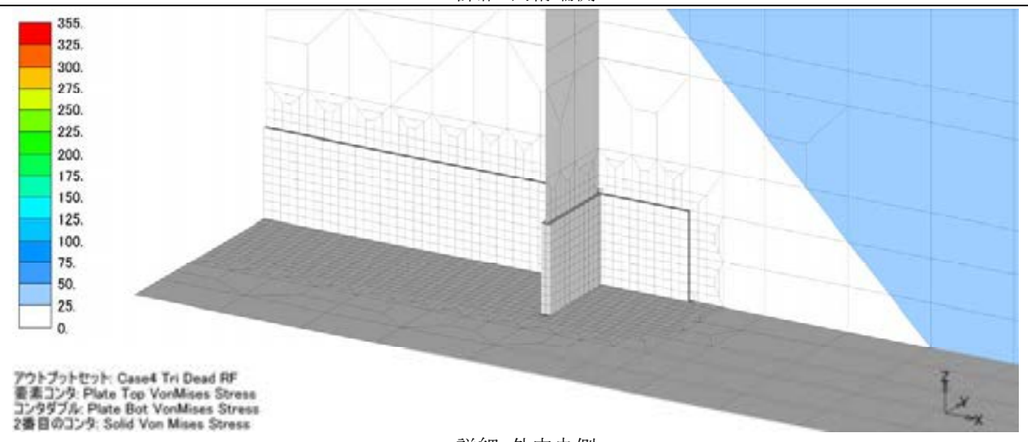
固定支承側　俯瞰



詳細　外桁端側



詳細　内桁端側

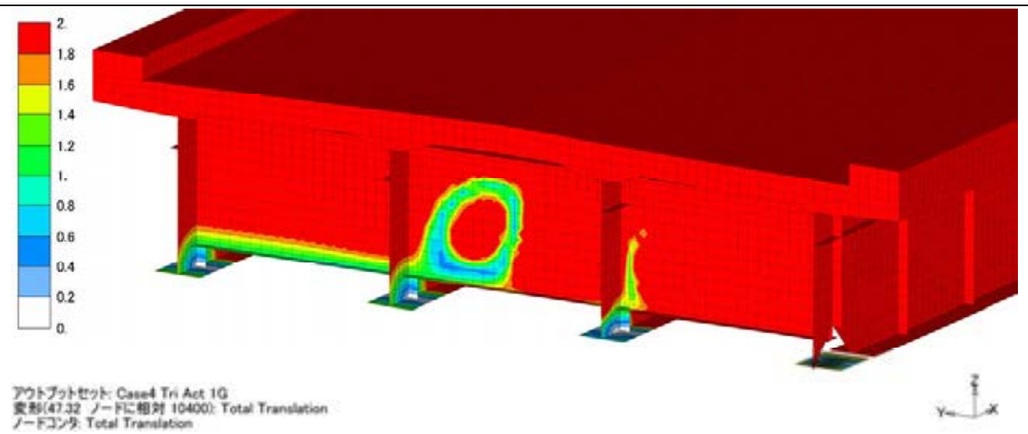


詳細　外中央側

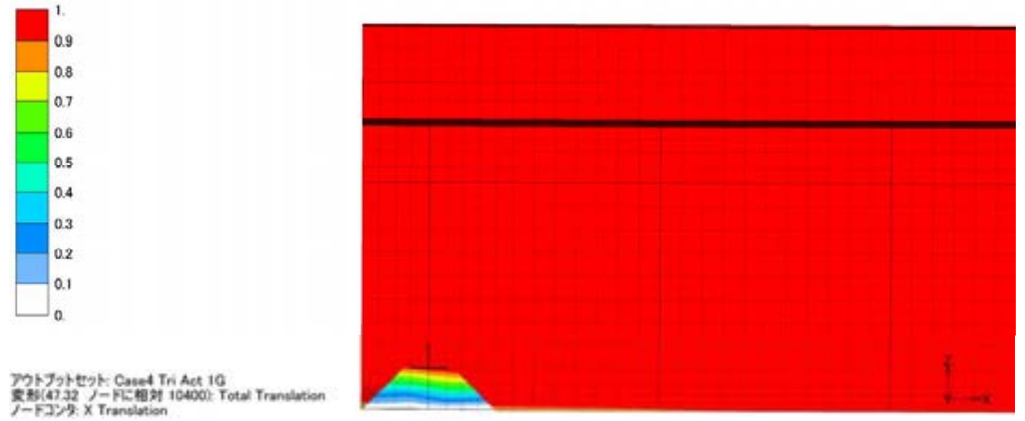
図 2-3-9-6 Case4 Tri 死荷重 補強後 VonMises 応力[N/mm^2]

2) 活荷重

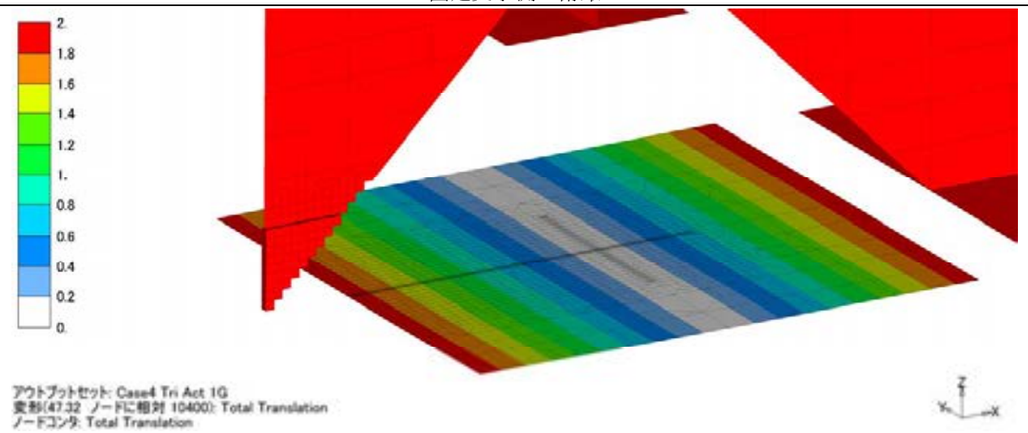
① 1G 補強なし



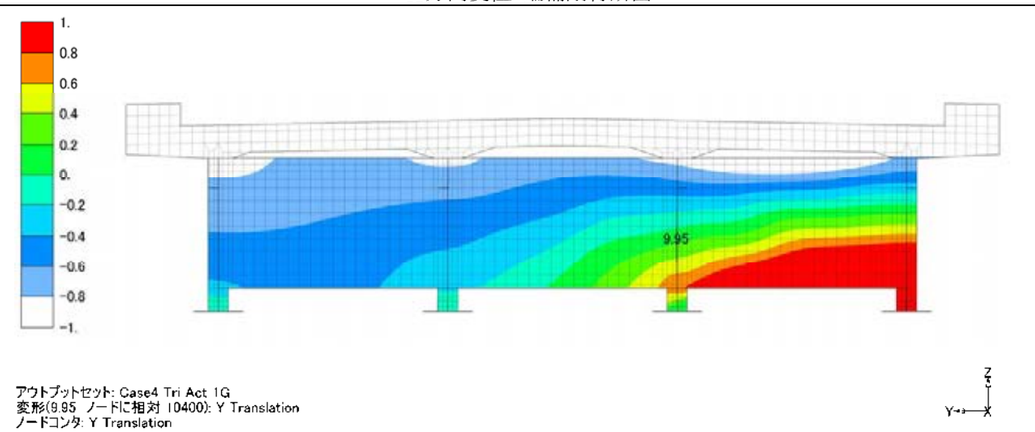
固定支承側　俯瞰



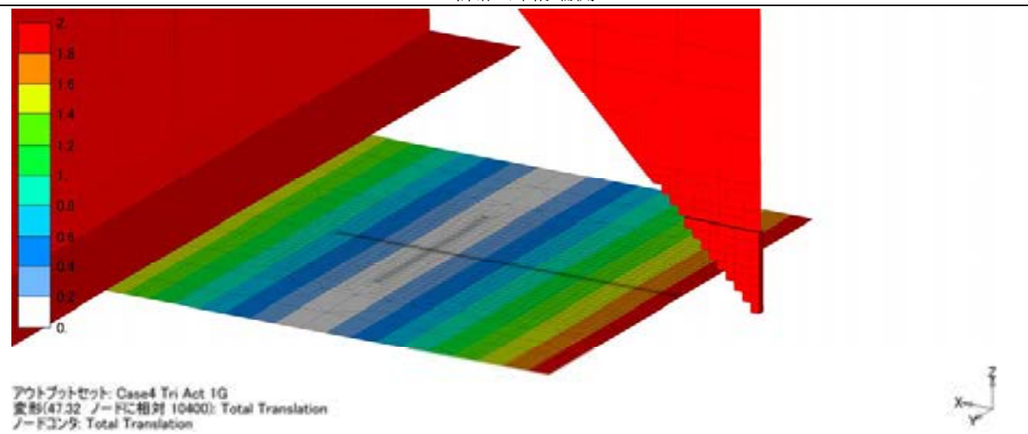
X方向変位 端補剛材断面



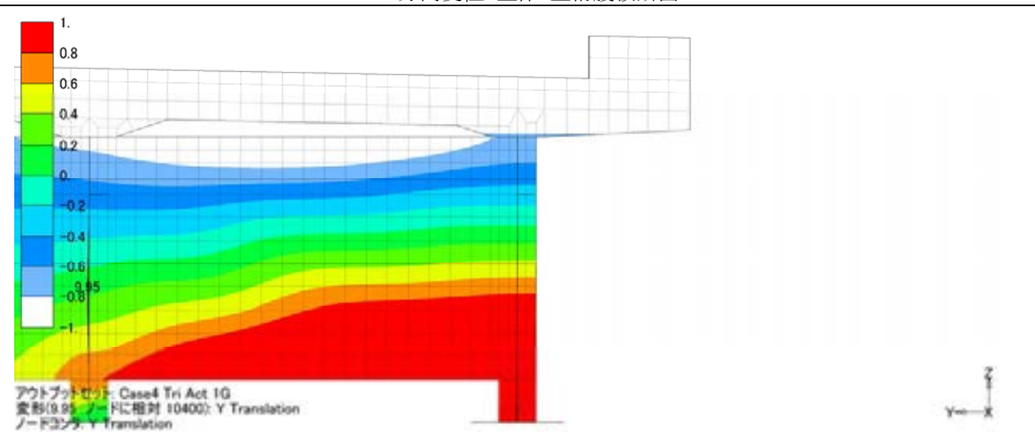
詳細 外桁端側



Y方向変位 全体 主桁腹板断面

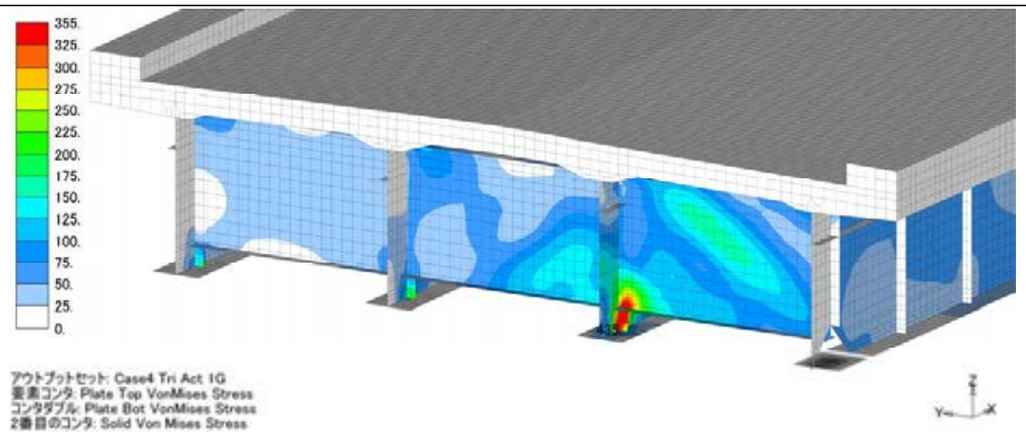


詳細 内桁端側

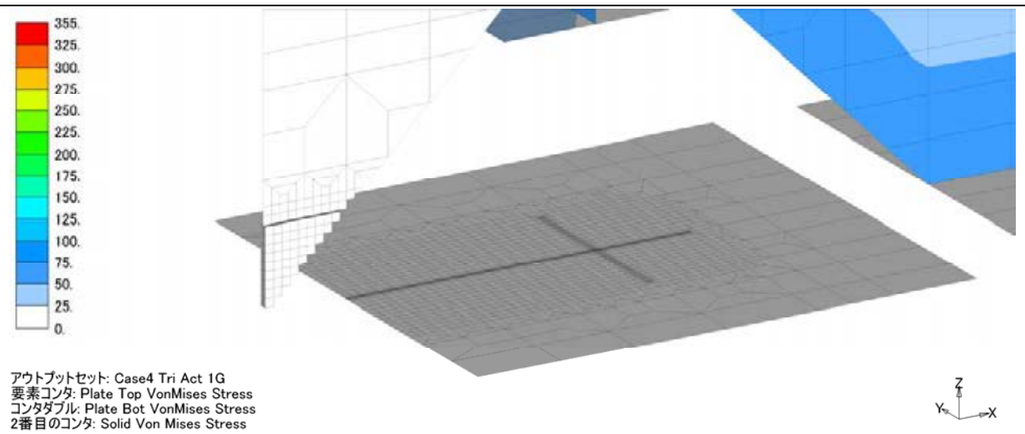


Y方向変位 詳細 主桁腹板断面

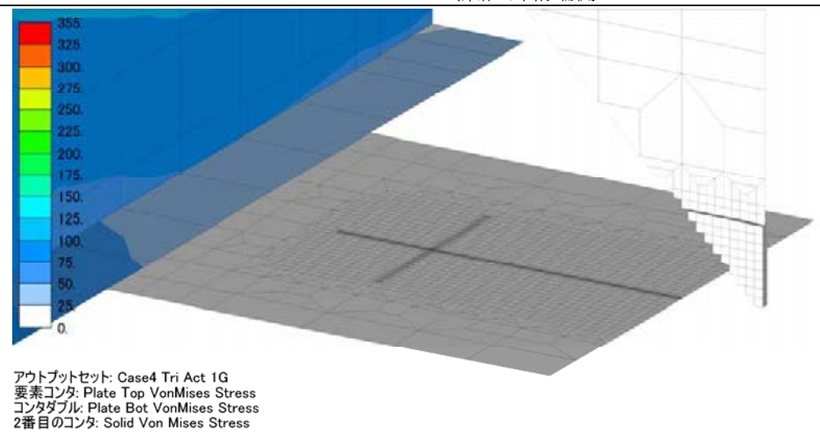
図 2-3-9-7 Case4 Tri 活荷重 1G 補強なし 変形[mm]



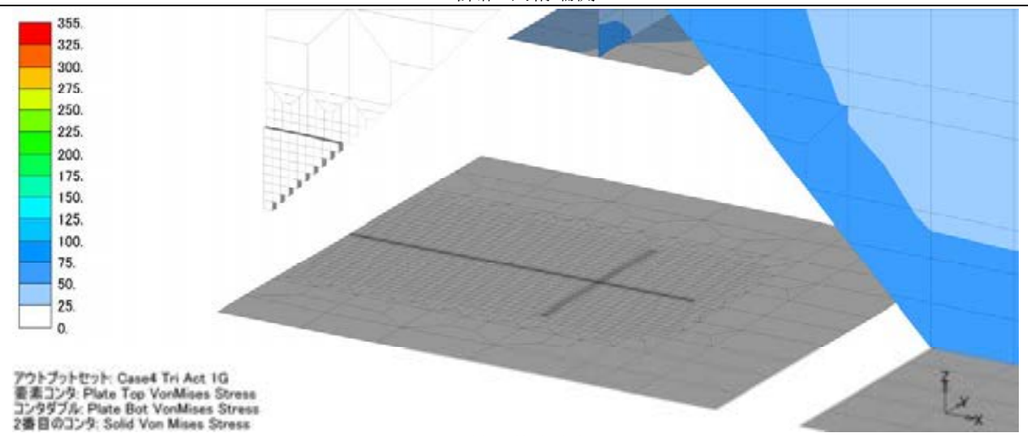
固定支承側　俯瞰



詳細　外桁端側



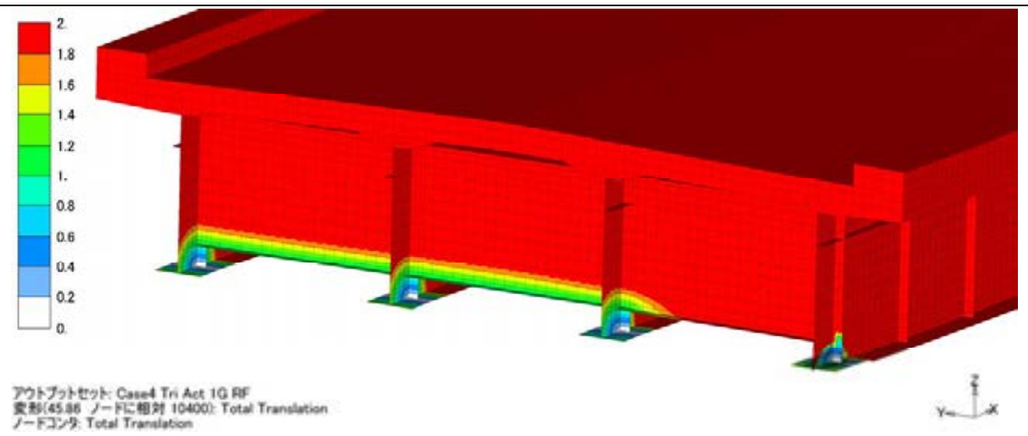
詳細　内桁端側



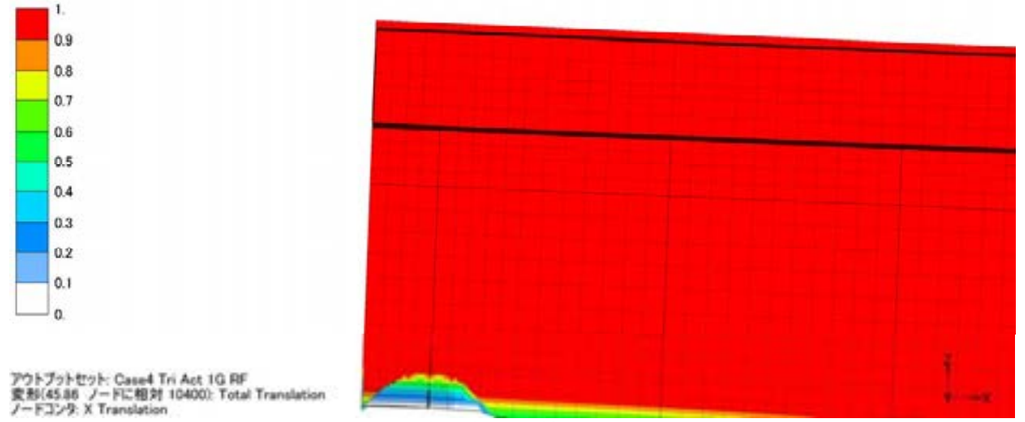
詳細　外中央側

図 2-3-9-8 Case4 Tri 活荷重 1G 補強なし VonMises 応力[N/mm^2]

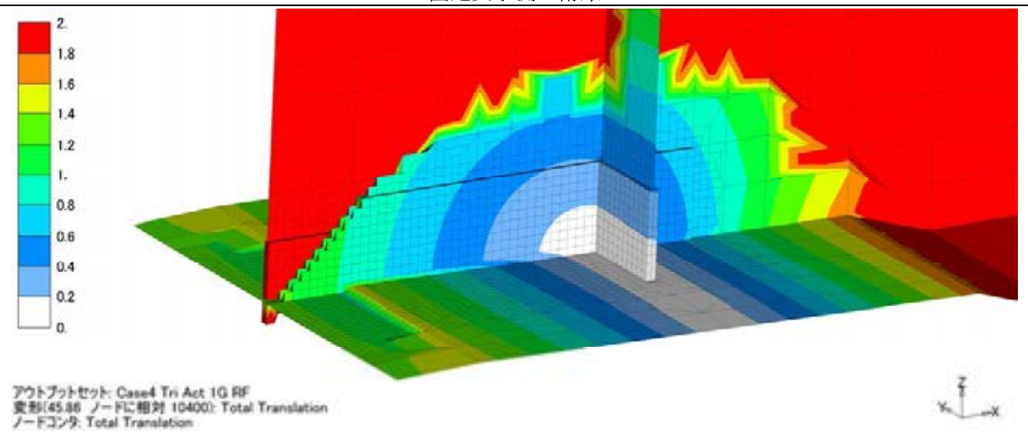
② 1G 補強あり



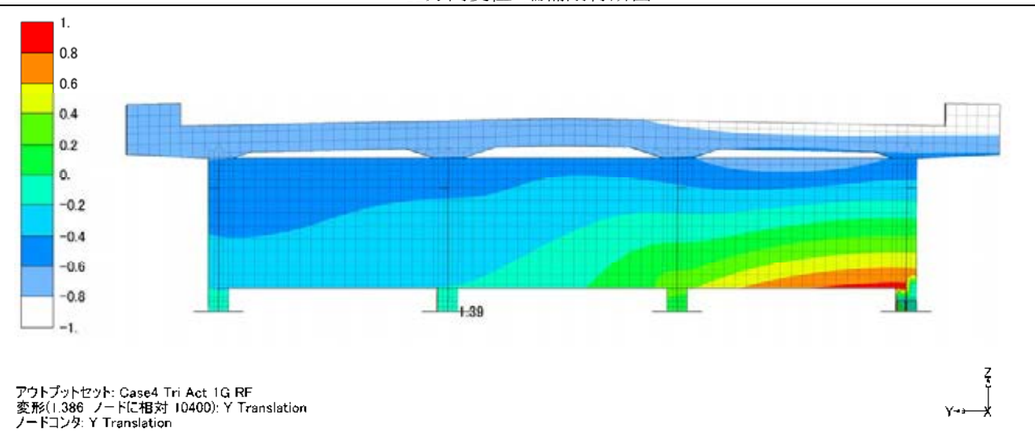
固定支承側　俯瞰



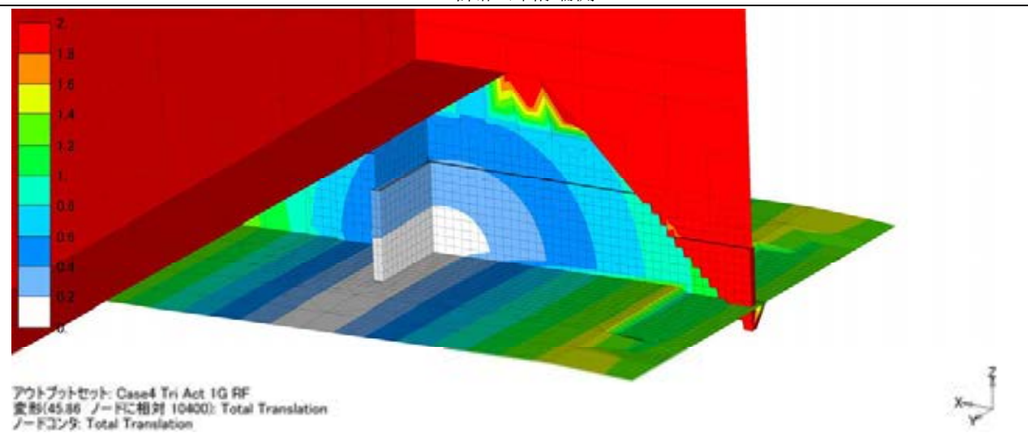
X方向変位　端補剛材断面



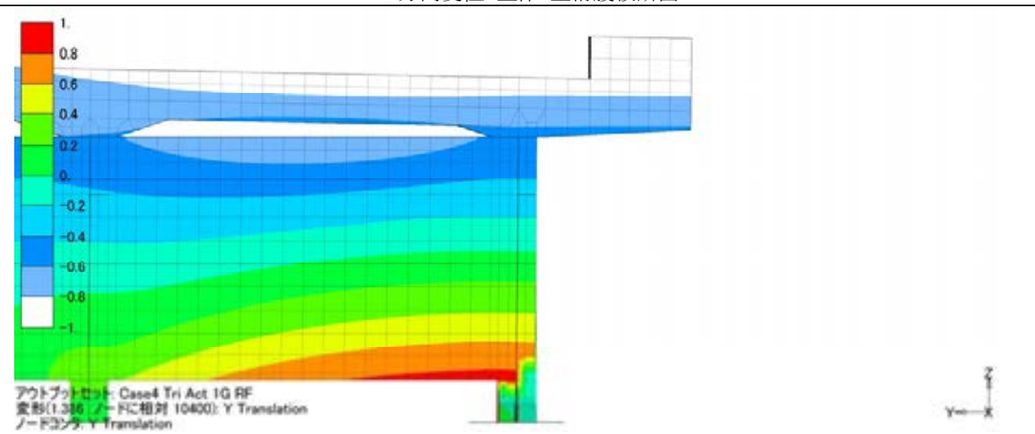
詳細　外桁端側



Y方向変位　全体　主桁腹板断面

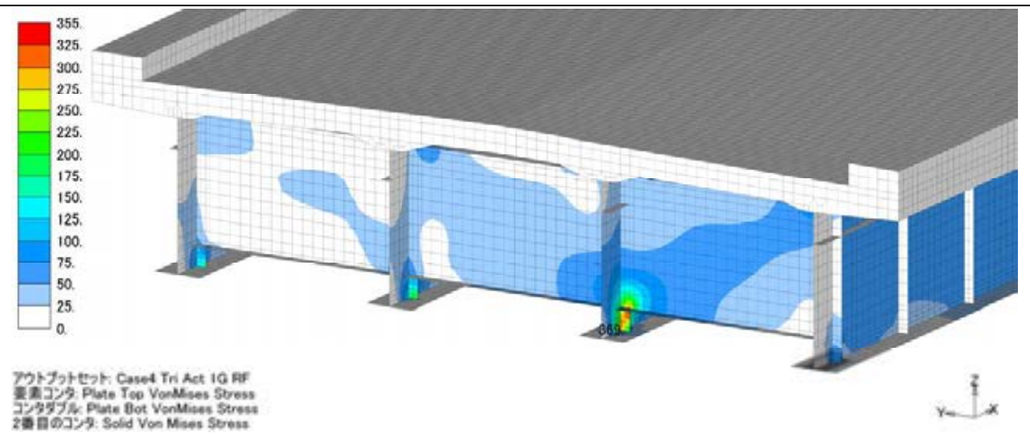


詳細　内桁端側

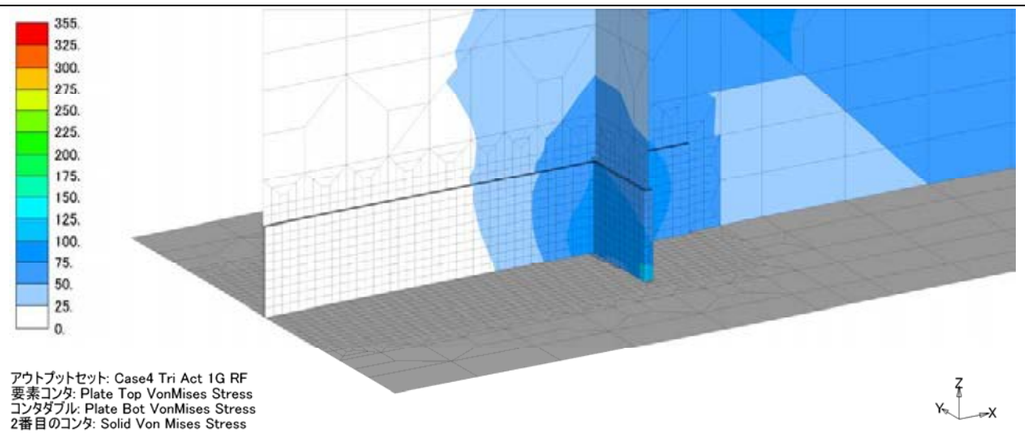


Y方向変位　詳細　主桁腹板断面

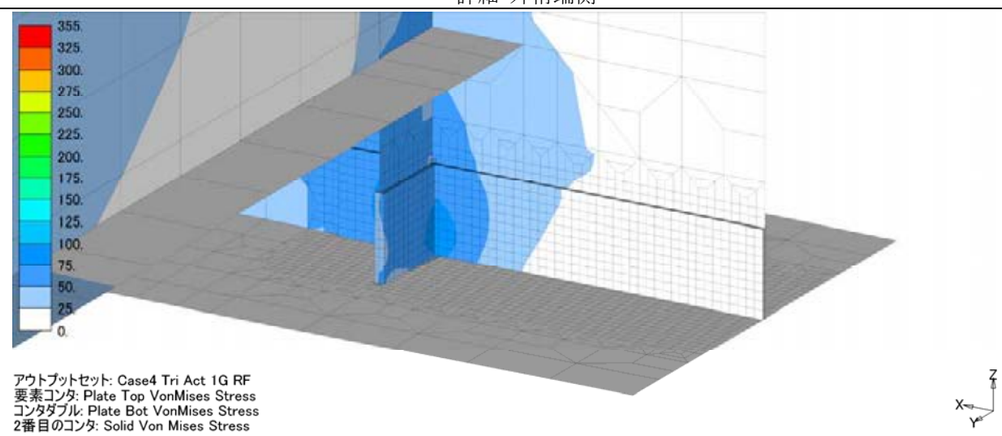
図 2-3-9-9 Case4 Tri 活荷重 1G 補強あり 変形[mm]



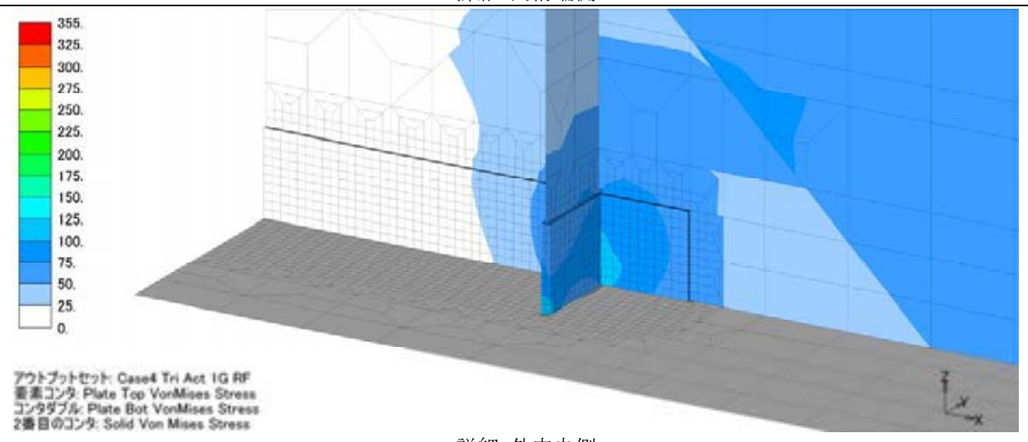
固定支承側　俯瞰



詳細　外桁端側



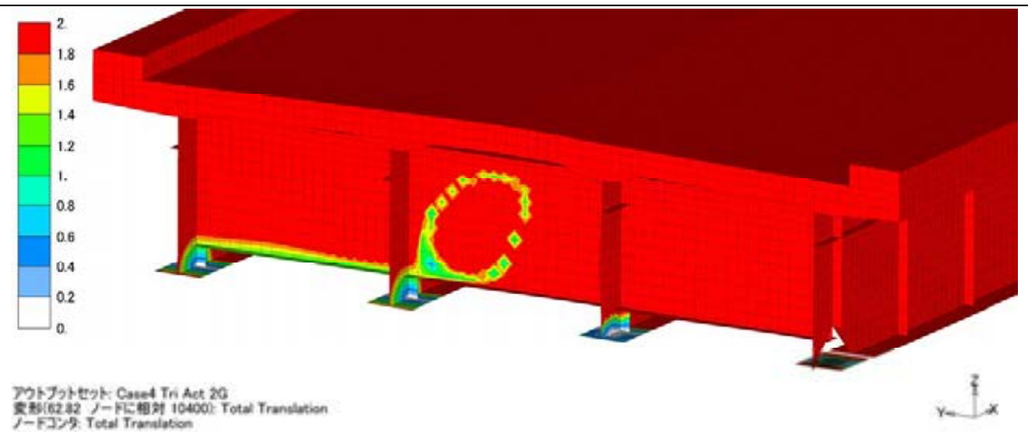
詳細　内桁端側



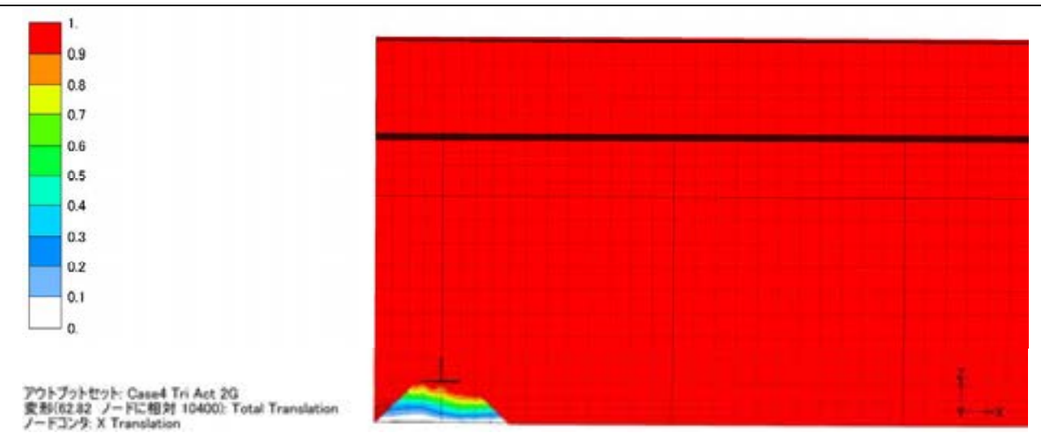
詳細　外中央側

図 2-3-9-10 Case4 Tri 活荷重 1G 補強あり VonMises 応力[N/mm^2]

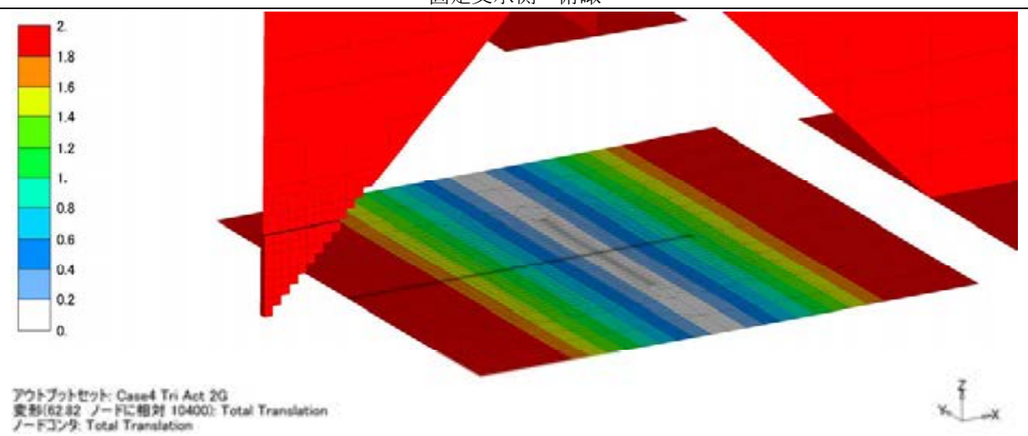
③ 2G 補強なし



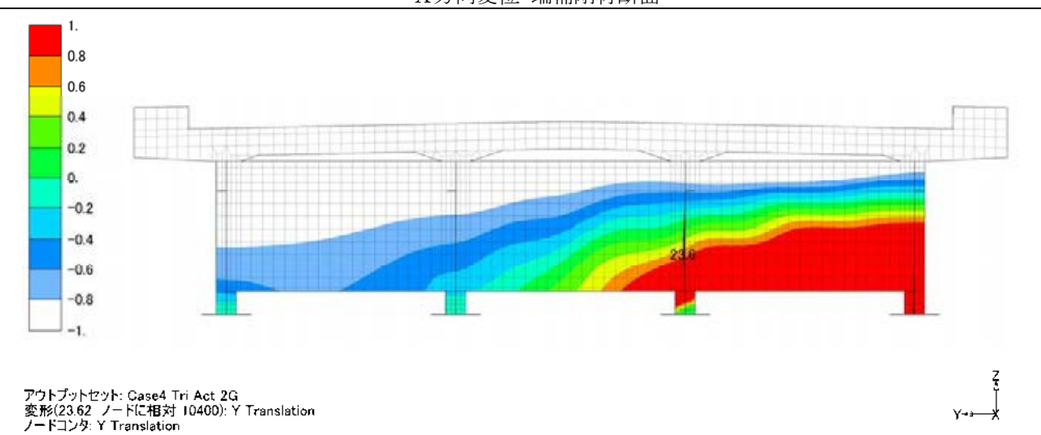
固定支承側　俯瞰



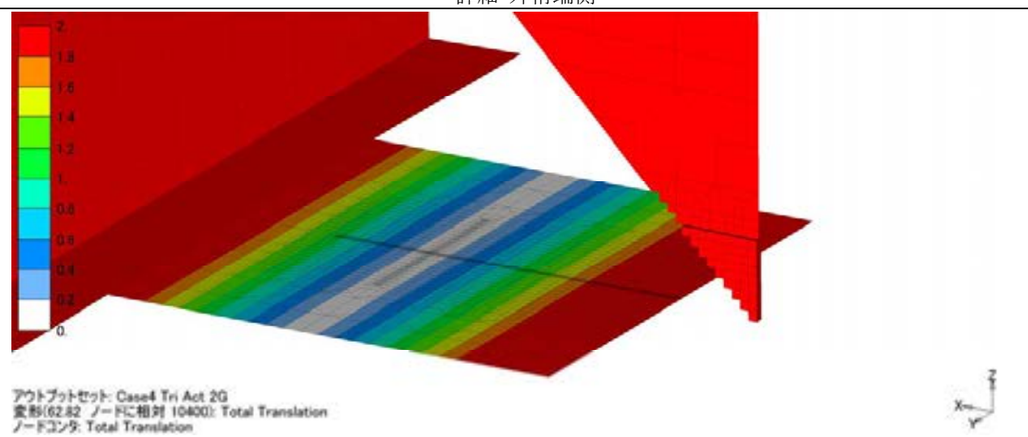
X方向変位　端補剛材断面



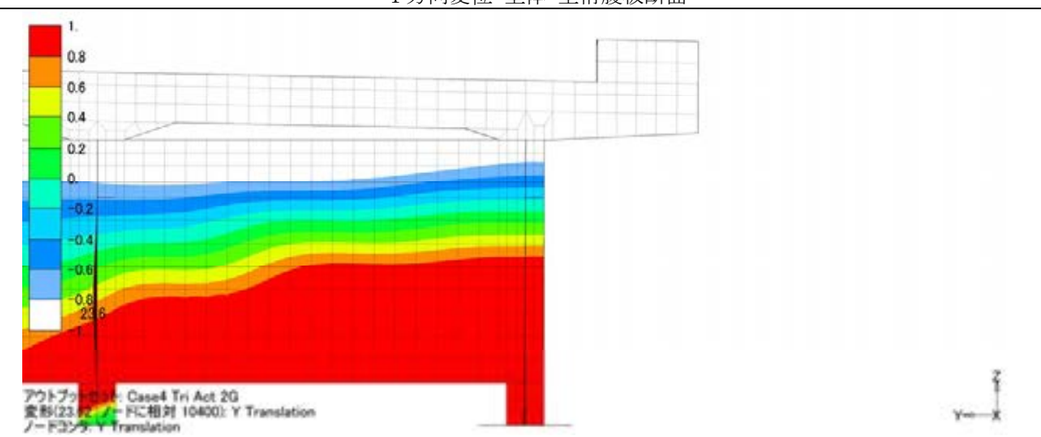
詳細　外桁端側



Y方向変位　全体　主桁腹板断面

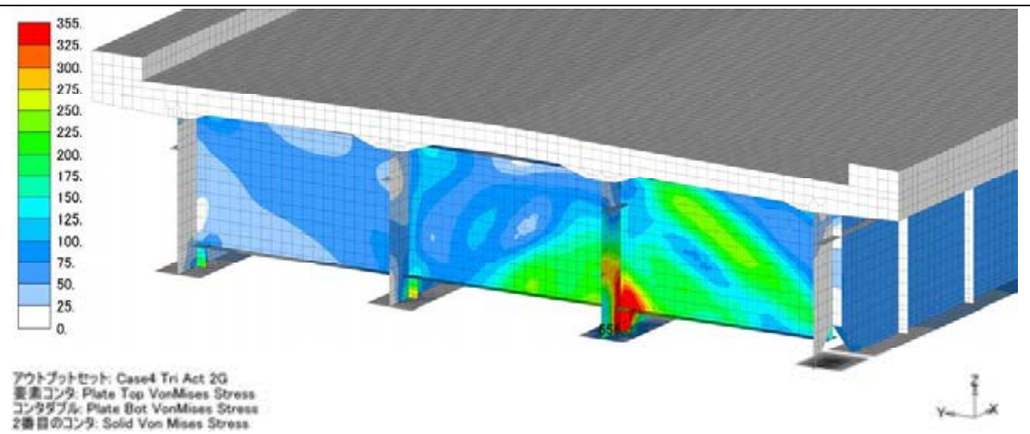


詳細　内桁端側

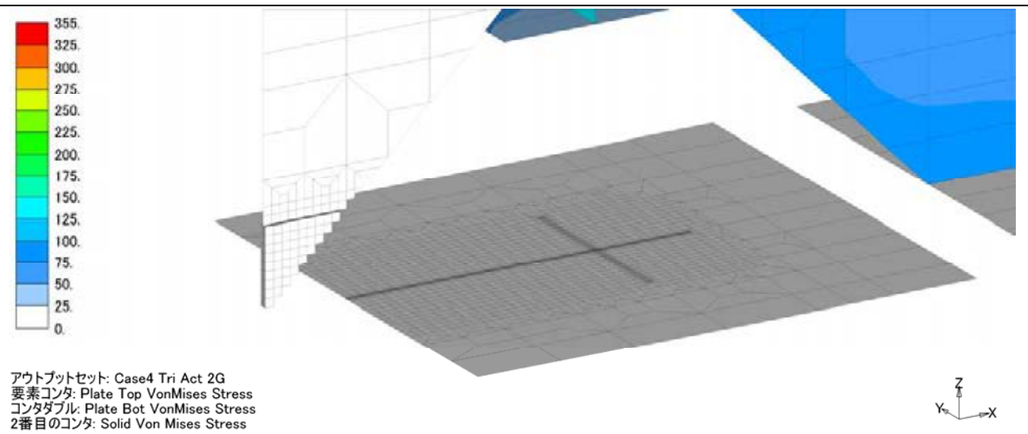


Y方向変位　詳細　主桁腹板断面

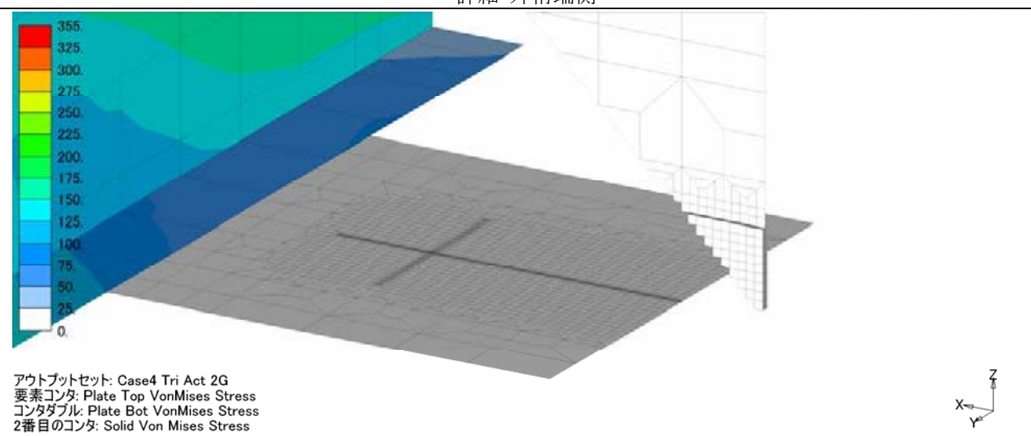
図 2-3-9-11 Case4 Tri 活荷重 2G 補強なし 変形[mm]



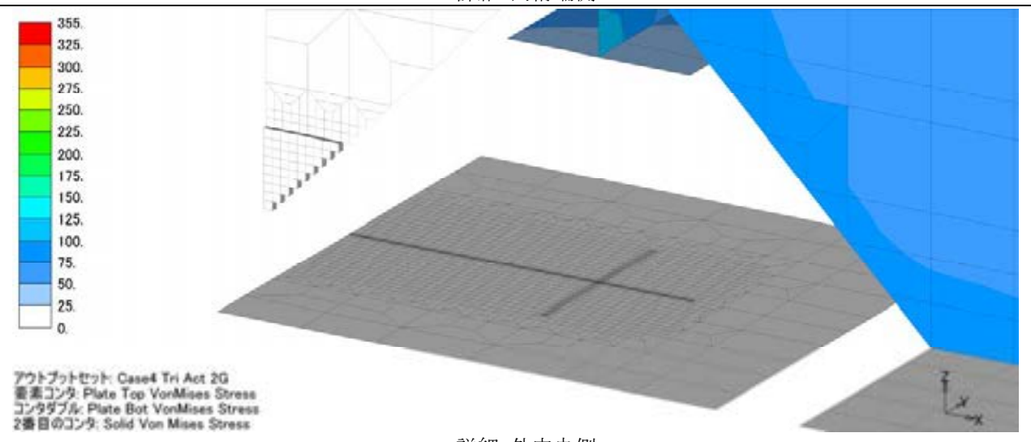
固定支承側　俯瞰



詳細　外桁端側



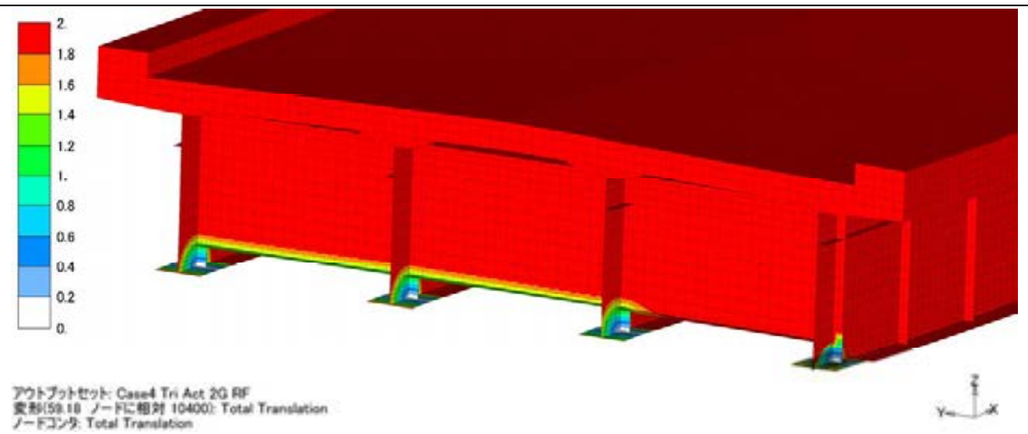
詳細　内桁端側



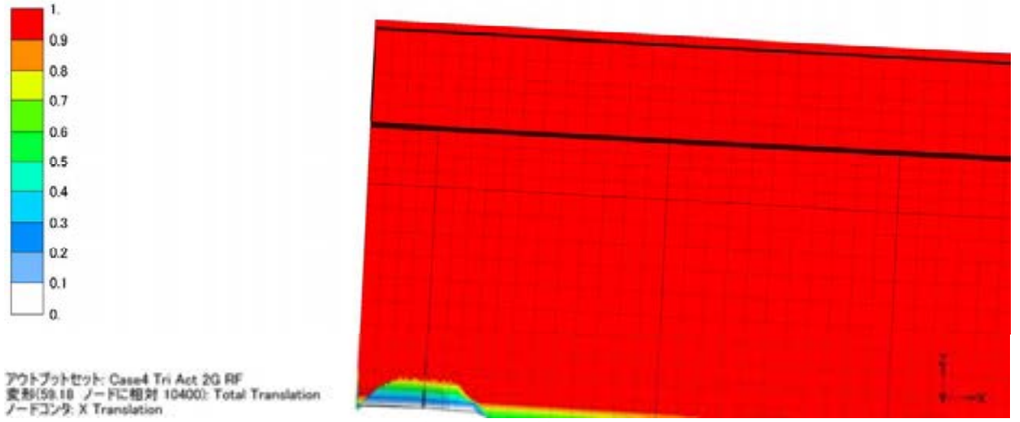
詳細　外中央側

図 2-3-9-12 Case4 Tri 活荷重 2G 補強なし VonMises 応力[N/mm^2]

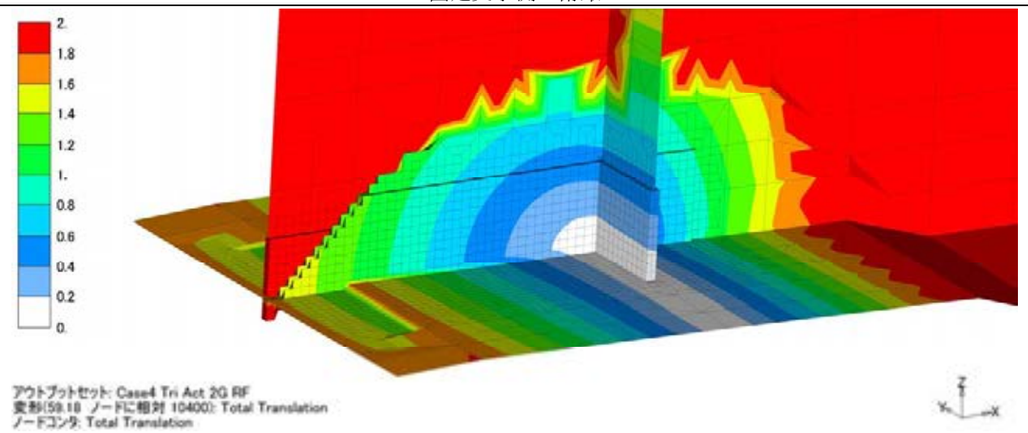
④ 2G 補強あり



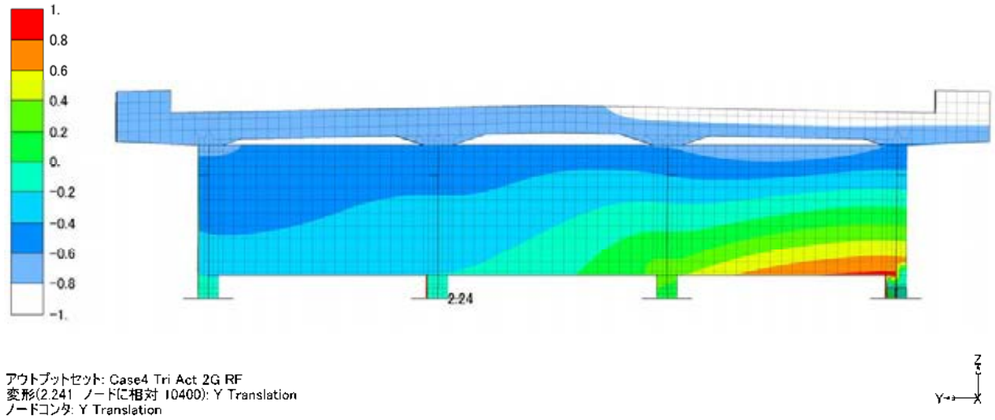
固定支承側　俯瞰



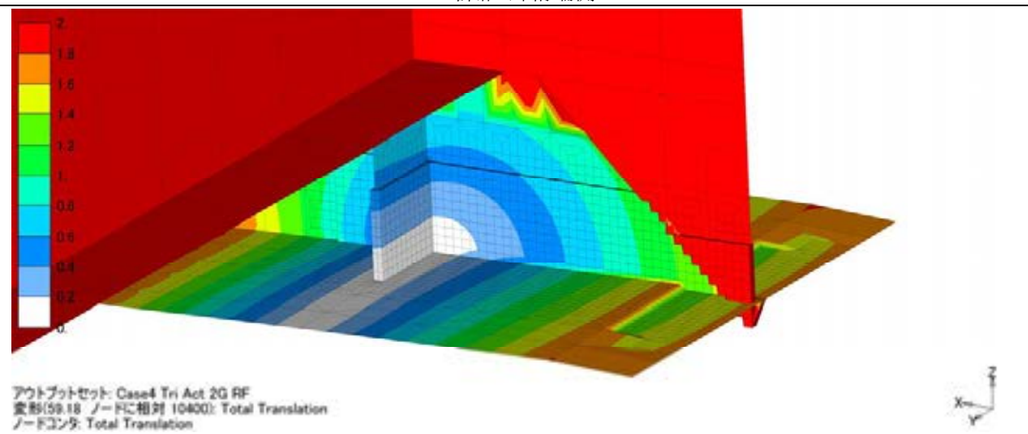
X方向変位 端補剛材断面



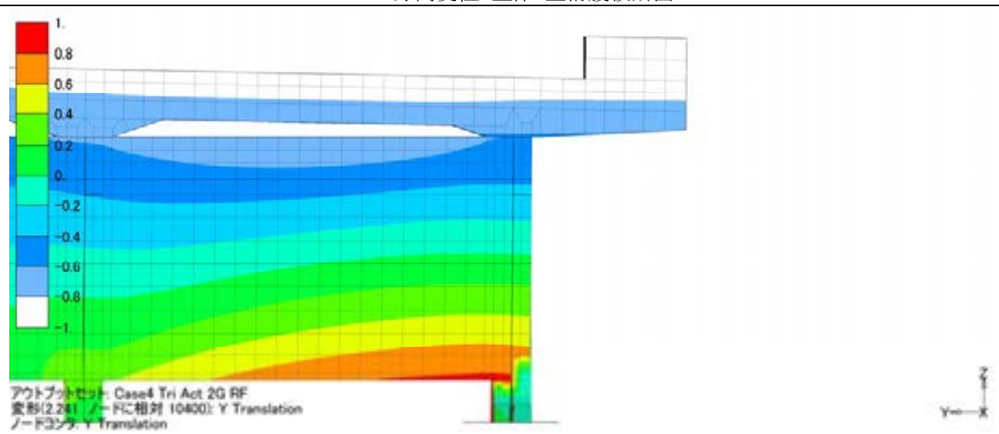
詳細 外桁端側



Y方向変位 全体 主桁腹板断面

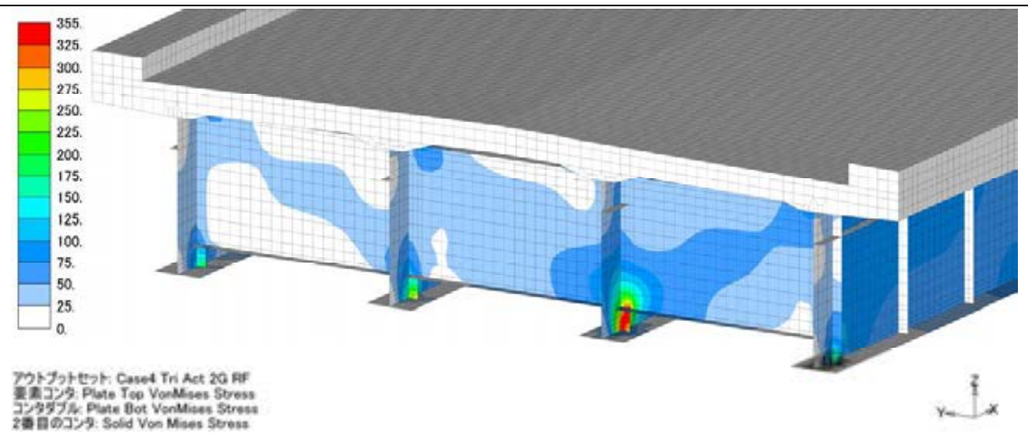


詳細 内桁端側

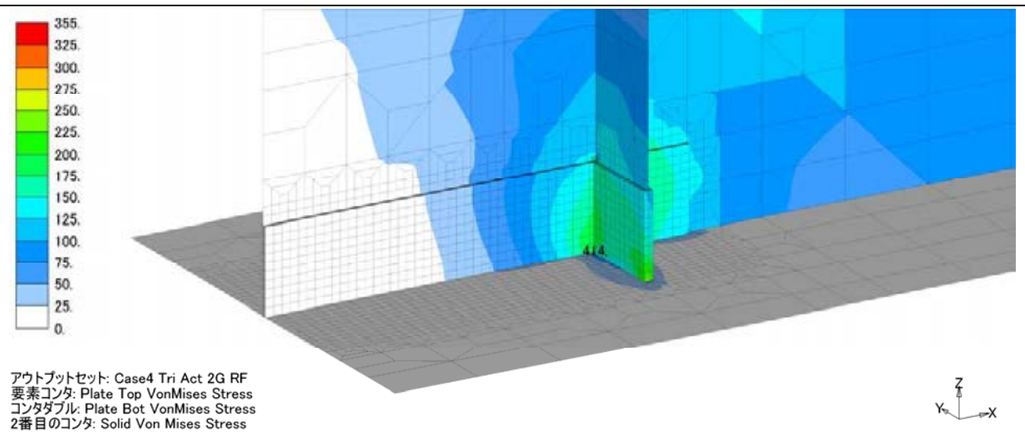


Y方向変位 詳細 主桁腹板断面

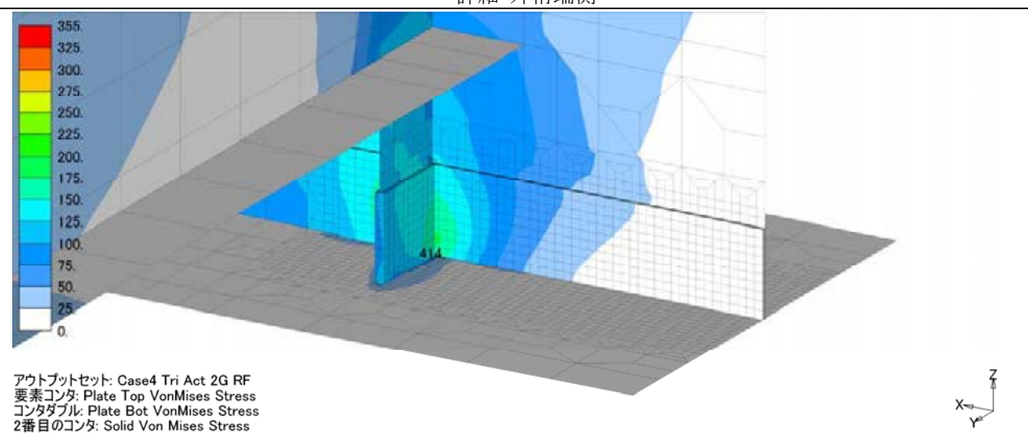
図 2-3-9-13 Case4 Tri 活荷重 2G 補強あり 変形[mm]



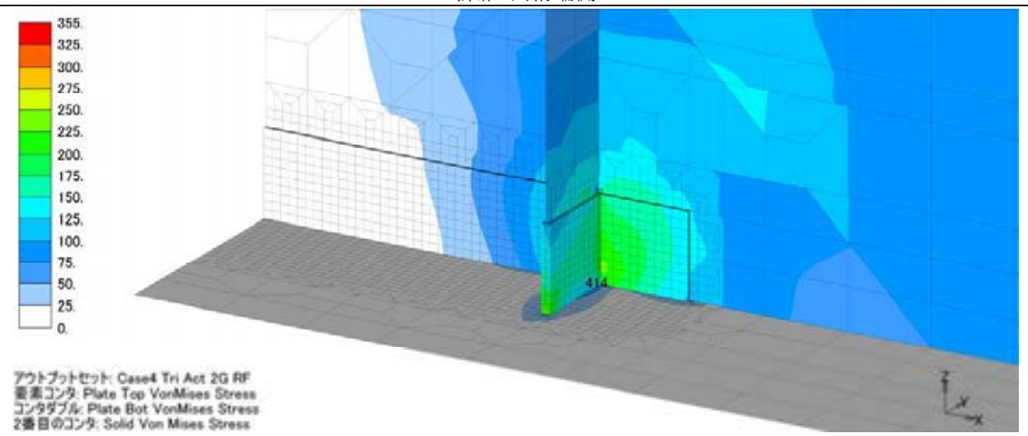
固定支承側　俯瞰



詳細　外桁端側



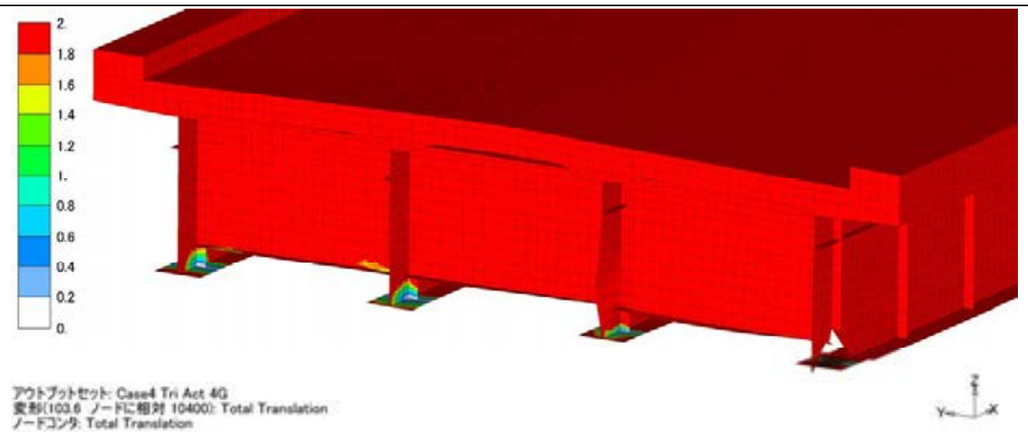
詳細　内桁端側



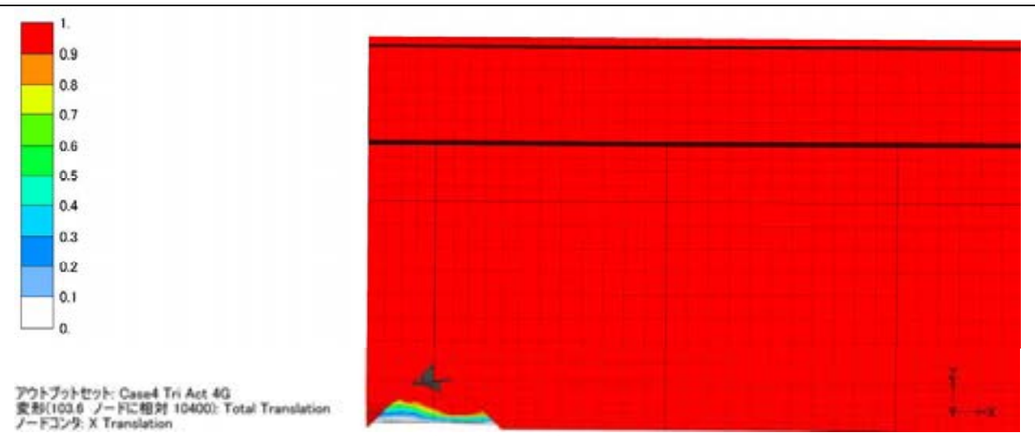
詳細　外中央側

図 2-3-9-14 Case4 Tri 活荷重 2G 補強あり VonMises 応力[N/mm^2]

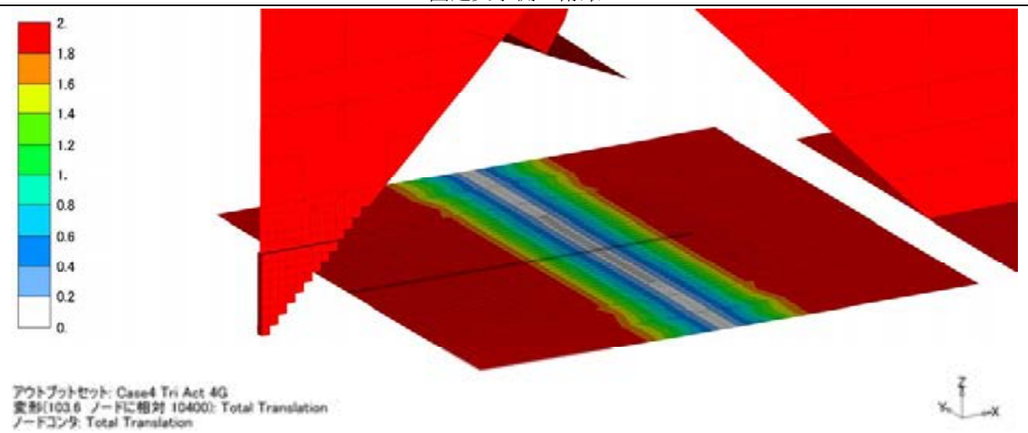
⑤ 4G 補強なし



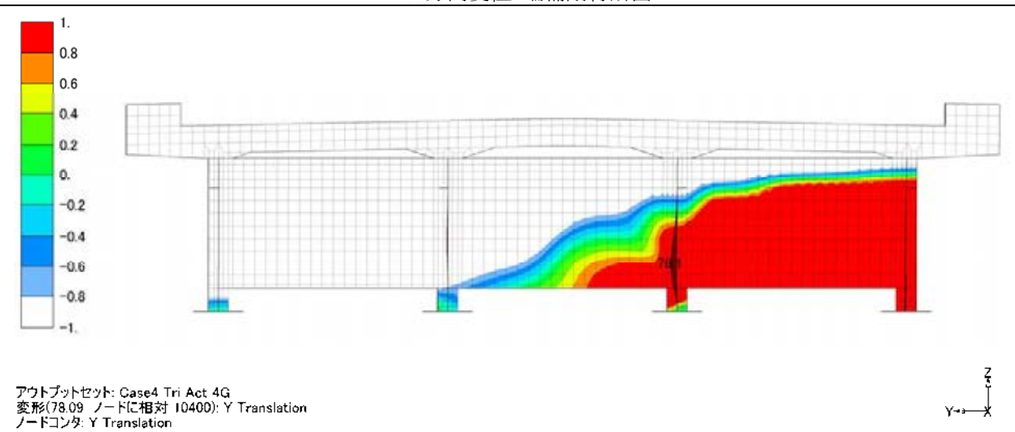
固定支承側　俯瞰



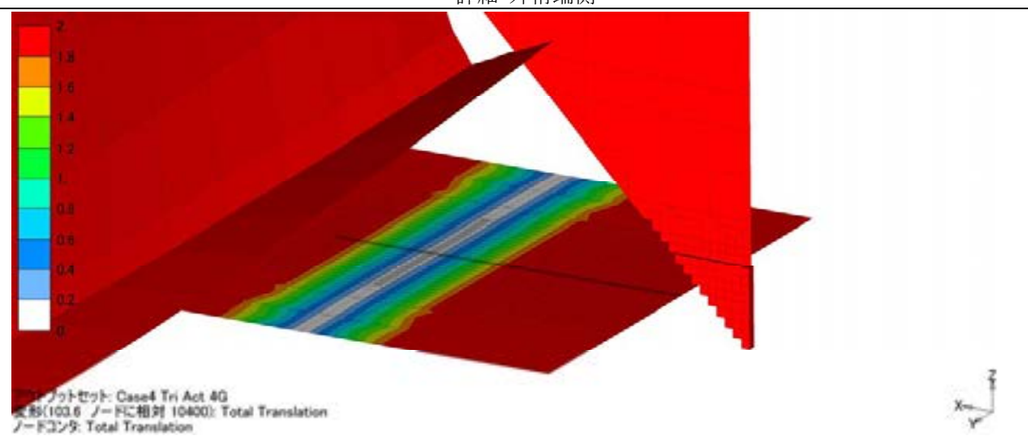
X方向変位　端補剛材断面



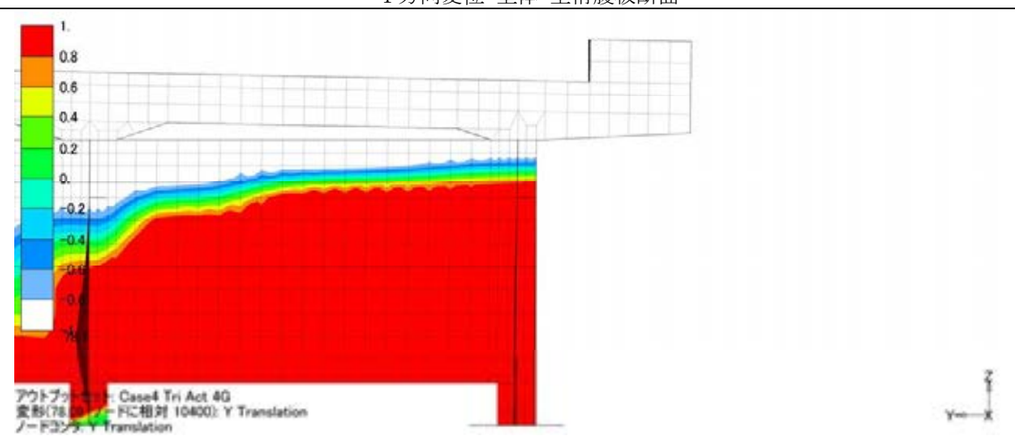
詳細　外桁端側



Y方向変位　全体　主桁腹板断面

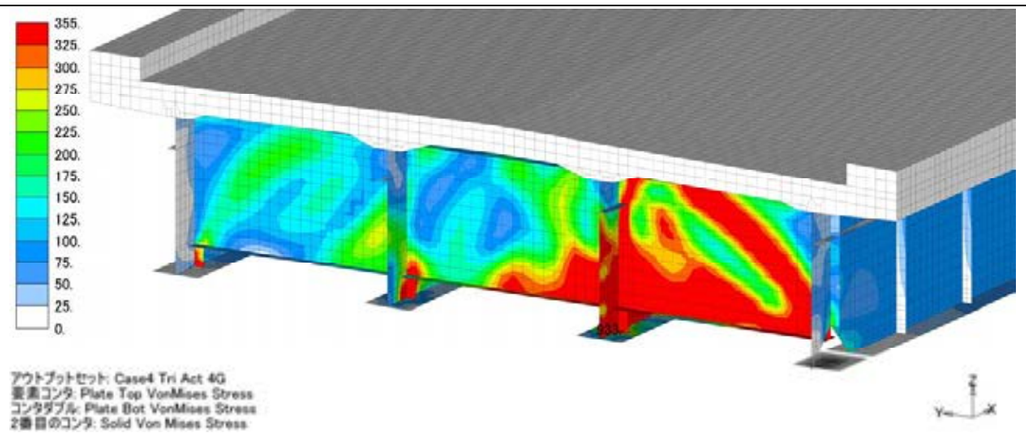


詳細　内桁端側

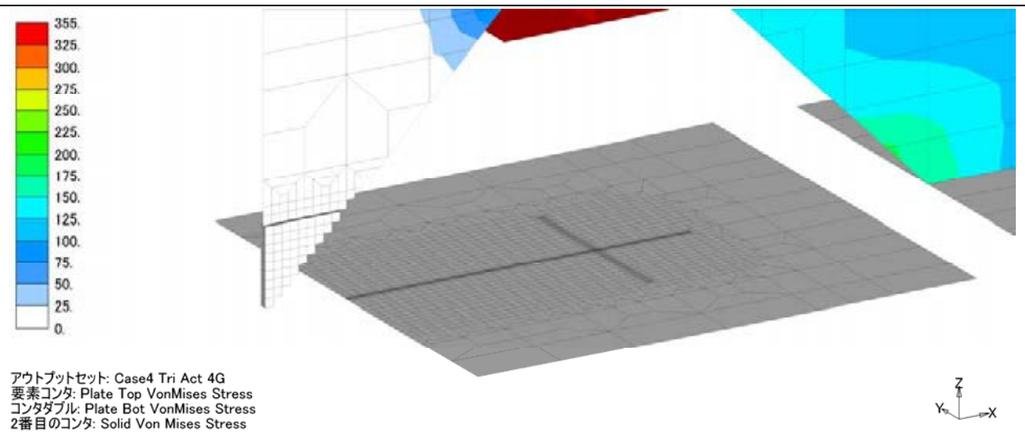


Y方向変位　詳細　主桁腹板断面

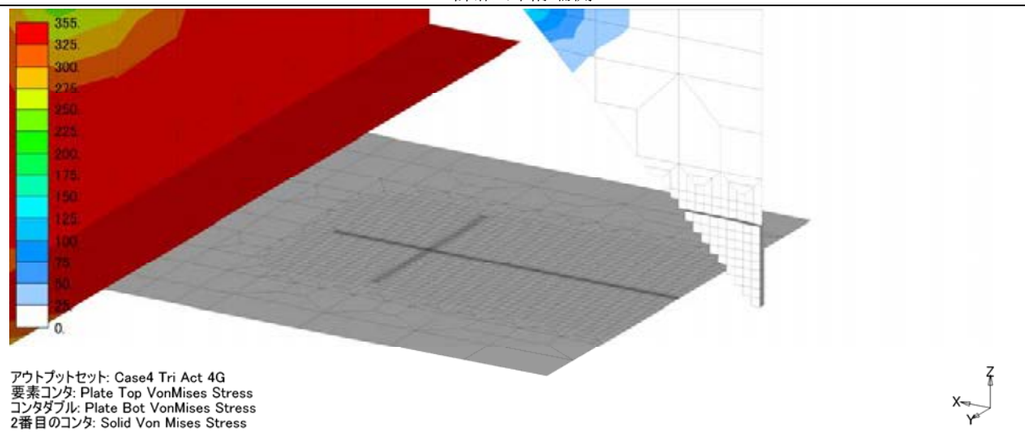
図 2-3-9-15 Case4 Tri 活荷重 4G 補強なし 変形[mm]



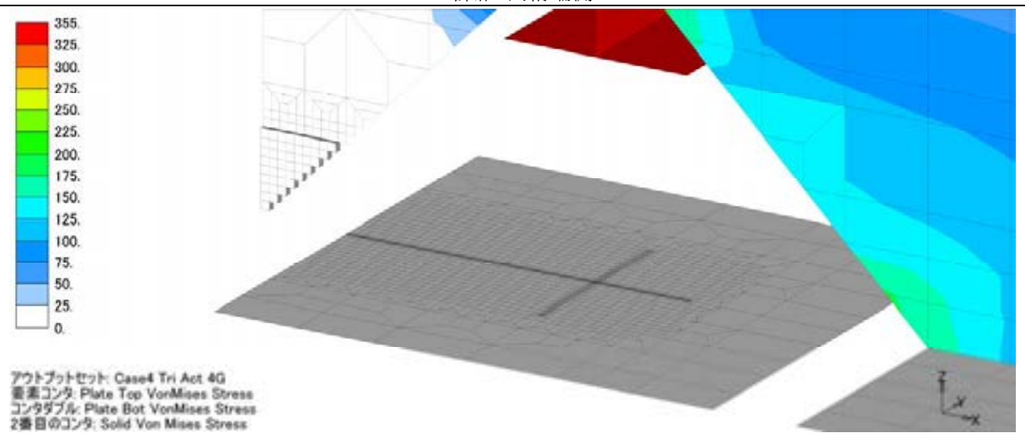
固定支承側　俯瞰



詳細　外桁端側



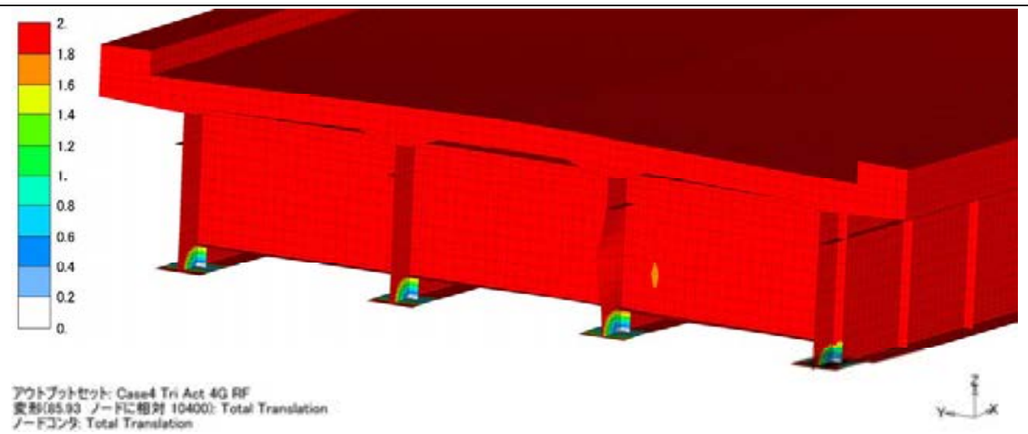
詳細　内桁端側



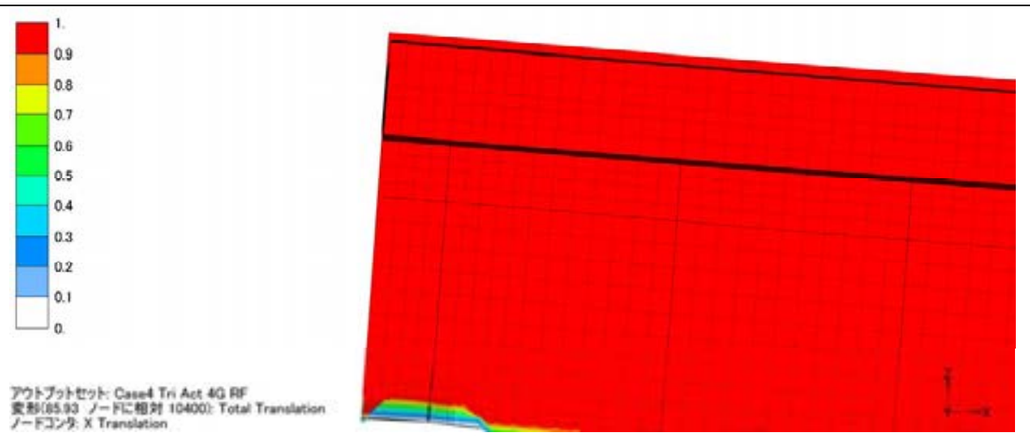
詳細　外中央側

図 2-3-9-16 Case4 Tri 活荷重 4G 補強なし VonMises 応力[N/mm^2]

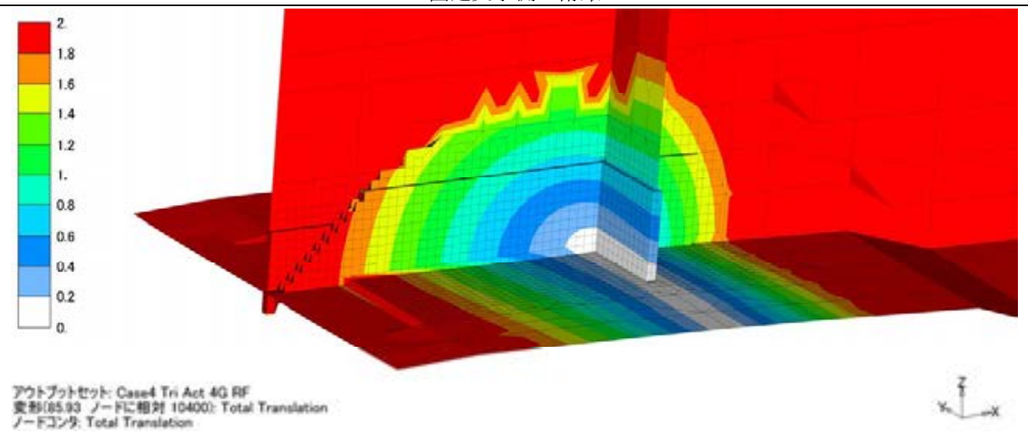
⑥ 4G 補強あり



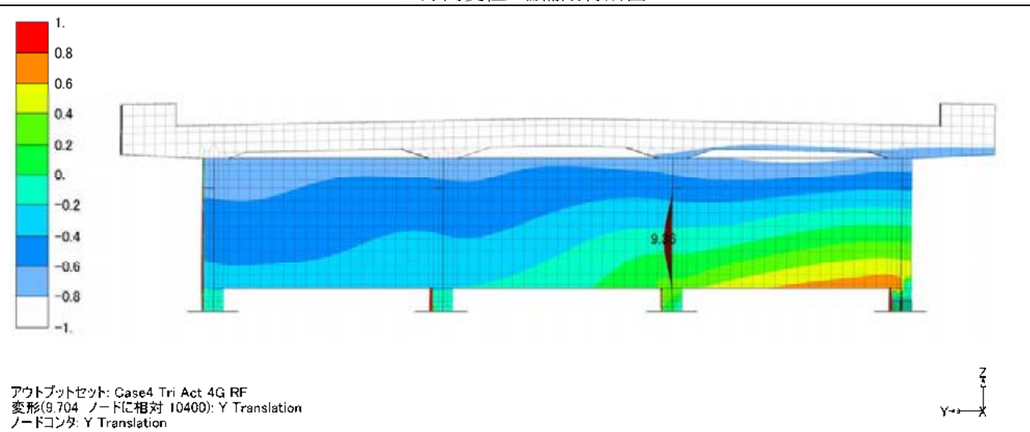
固定支承側　俯瞰



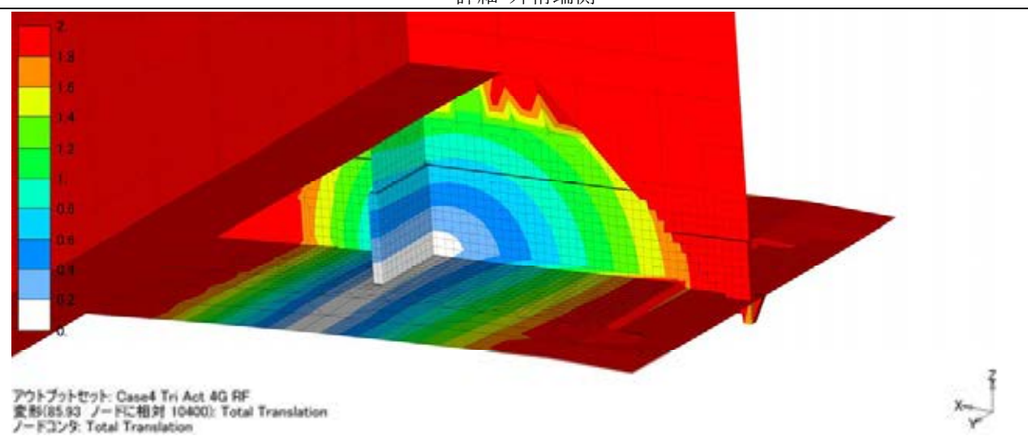
X方向変位 端補剛材断面



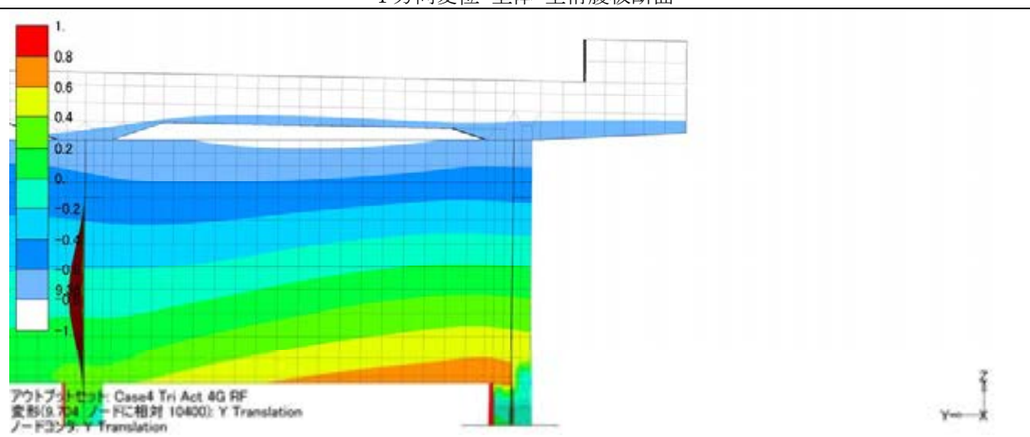
詳細 外桁端側



Y方向変位 全体 主桁腹板断面

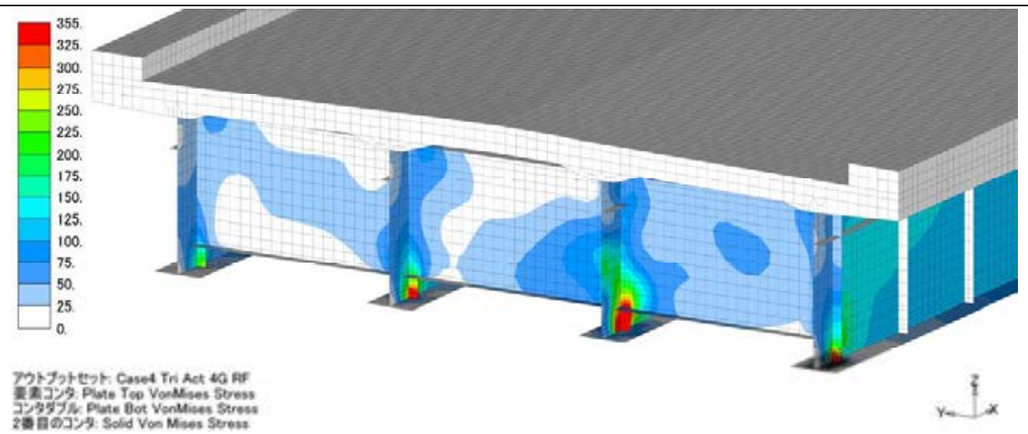


詳細 内桁端側

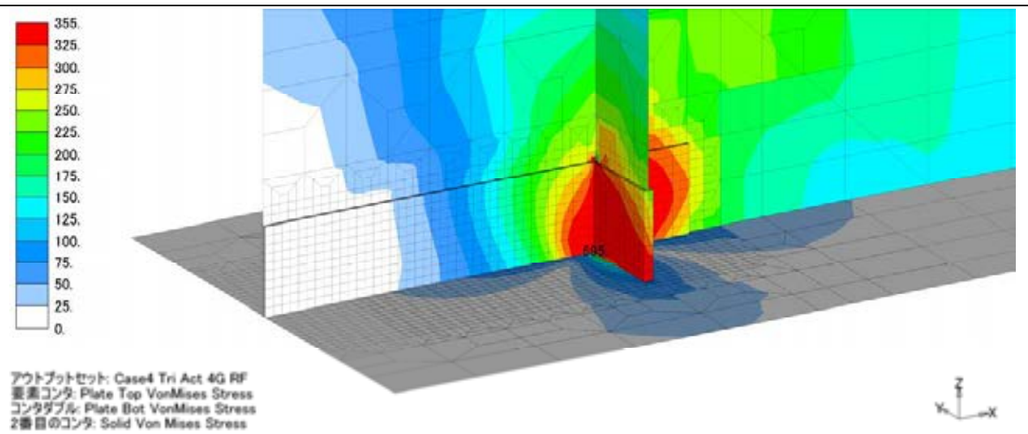


Y方向変位 詳細 主桁腹板断面

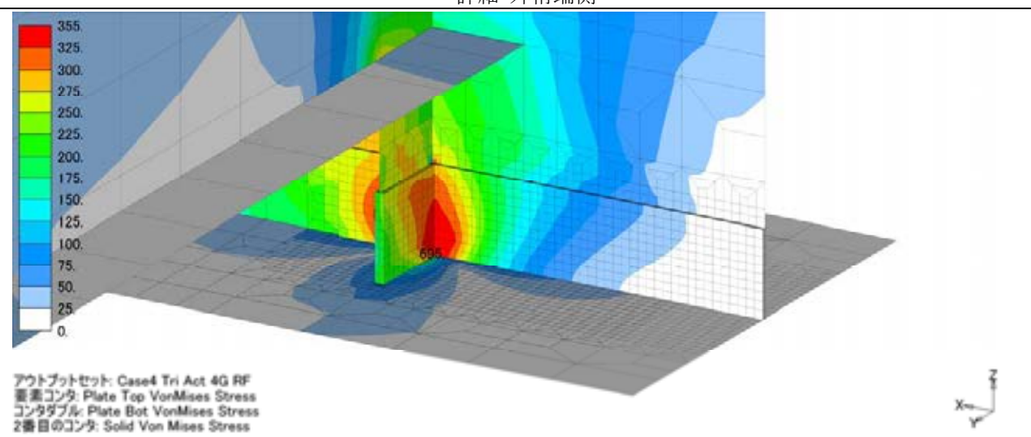
図 2-3-9-17 Case4 Tri 活荷重 4G 補強あり 変形[mm]



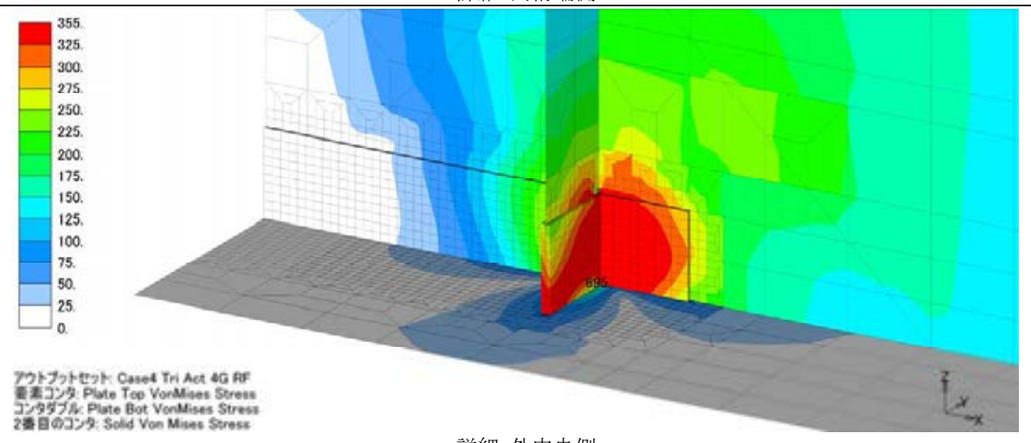
固定支承側　俯瞰



詳細　外桁端側



詳細　内桁端側



詳細　外中央側

図 2-3-9-18 Case4 Tri 活荷重 4G 補強あり VonMises 応力[N/mm^2]

付録 2-4. CFRP 補修の H29 道示による試設計

付録 2-4-1. 曲げ卓越部（下フランジ損傷）に対する試設計

7 章に示す試設計の条件を用いて、H29 道示で不完全合成断面として試設計を行った場合の比較を行う。

1）曲げ卓越部：下フランジ損傷

下フランジ損傷箇所を、CFRP（炭素繊維シート）を用いて補修を行う。設計、補修材および材料特性値は、土木学会「FRP 接着による構造物の補修・補強指針（案）」に準じて行う。構造諸元、設計条件は、4-2-2. 補修工法の比較（事例２　曲げ卓越部：下フランジ損傷）と同条件とする。

2）設計条件

①鋼材諸元

表 2-4-1　鋼材諸元

項目	記号	単位	数値
鋼種	-	-	SM400
ヤング係数	Es	N/mm^2	200,000
降伏強度の特性値	fyk	N/mm^2	245

②欠損前断面積

表 2-4-2　欠損前断面積

項目	記号	単位	数値
フランジ幅	Bfu（Bfl）	mm	300
フランジ厚	tfu（tfl）	mm	16
腹板厚	tw	mm	9
腹板高	hw	mm	1,168
桁高	h	mm	1,200
断面積	As	mm^2	20,112

③欠損後断面積

最大欠損深さ×欠損幅＝欠損断面積とする。

表 2-4-3　欠損後断面積

項目	記号	単位	数値
最大欠損深さ	tfld	mm	8
欠損幅	bfld	mm	300
欠損断面積	Afld	mm^2	2,400
欠損長	Lfld	mm	1,000

④断面力　4-2-2. 補修工法の比較（事例２　曲げ卓越部：下フランジ損傷）より

表 2-4-4　断面力

項目	記号	単位	数値
死荷重モーメント	Md	kN・m	500
活荷重モーメント	Ml	kN・m	500
合計モーメント	Md + Ml	kN・m	1,000

⑤部分安全係数

表 2-4-5　部分安全係数

	材料係数			部材係数	構造物係数	作用係数	作用修正係数
	鋼材 γms	補強用 γmf	接着用樹脂材料 γmn	γb	γi	γf	ρf
死荷重時	1.05	1.20	1.30	1.30	1.10	1.10	1.00
活荷重時						1.20	1.65

3) 欠損後の断面性能

ウェブの中心を原点として、各部材の距離を計算し、断面欠損が生じた、補修前の桁に対する中立軸の偏心量を次式より算出する。

〈補修前〉

断面欠損後の中立軸の偏心量　es1　　es1 = Σ(A・y) / ΣA

断面欠損を考慮した下フランジ下端からの中立軸　y1　　y1 = h/2 + es1

欠損を考慮した中立軸回りの断面２次モーメント　I1　　I1 = Σ(A・y2) + ΣI - ΣA・es12

下フランジ下端からの断面係数　Z1　　Z1 = I1/y1

下フランジ下面に作用する応力度　σ1　　σ1 = (Md + Ml)/Z1

表 2-4-6　偏心量の算出

項目	記号	断面積 A(mm^2)	図心位置 y(mm)	A・y A(mm^3)	A・y^2 A(mm^4)	各図心回りのI I(mm^4)
上フランジ	U-Flg.	4,800	-592	-2,841,600	1,682,227,200	102,400
ウェブ	Web.	10,512	0	0	0	1,195,060,224
下フランジ	L-Flg.	4,800	592	2,841,600	1,682,227,200	102,400
フランジ欠損断面積	Afld	-2,400	588	-1,411,200	-829,785,600	-12,800
合計	Σ	17,712	-	-1,411,200	2,534,668,800	1,195,252,224

上記、算定式を用いて算出した欠損後の断面性能を以下に示す。

表 2-4-7　欠損後の断面性能

項目	記号	単位	数値
中立軸の偏心量	es1	mm	-79.7
中立軸位置	y1	mm	680
断面二次モーメント	I1	mm^4	3.617E+09
断面係数	Z1	mm^3	5.322E+06

4）補修前の断面欠損した桁の断面破壊（降伏曲げモーメント）に対する照査

下フランジの断面欠損により断面性能が低下した桁を対象に、断面破壊（降伏曲げモーメント）に対する照査を行う。設計断面力 Mr、断面破壊に対する設計断面耐力 Mud とすれば、照査式は次式となる。

$$\gamma i \times \ Mr / Mud \leqq 1$$

設計断面力 Mr は、部分安全係数より、死荷重時（Mrd)と活荷重（Mrl）の設計断面力の和として、次式で計算される。

$$Mr \ = Mrd + Mrl = \gamma fd \times \rho fd \times Md + \gamma fl \times \rho fl \times Ml$$

表 2-4-8　設計断面力

項目	記号	単位	数値
死荷重モーメント	Mrd	kN・m	550
活荷重モーメント	Mrl	kN・m	990
合計モーメント	Mr	kN・m	1,540

断面破壊（降伏曲げモーメント）に対する設計断面耐力 Mud は、3）の最小断面に対する断面係数 Z1 を用いて、次式より算定する。

$$Mud \ = \ (fyk / \gamma ms \times Z1) \ / \ \gamma b = 955 \ (kN.m)$$

これらの設計断面力 Mr、設計断面耐力 Mud を用いて照査する。

$$\gamma i \times \ Mr / Mud = \ 1.77 \ > 1 \ ・・・ NG$$

断面破壊（降伏曲げモーメント）に対する安全性の照査を満足しない。よって、補修が必要である。

5）補修用 FRP 断面諸元

降伏曲げモーメントの性能回復には、炭素繊維の CFRP を使用する。CFRP の断面諸元を以下に示す。貼り付け位置は、補修用 CFRP による補強効果を大きくするために、下フランジ下面の最外縁に配置することとした。

CFRP を貼付けた鋼部材の断面は、不完全合成断面とする。このため、シートの必要積層数 n に低減係数 Cn を考慮する。

① 補修材諸元

表 2-4-9　補修用の FRP 断面諸元

項目	記号	単位	数値
種類	-	-	高弾性型目付け量 900
弾性係数	Ef	N/mm2	640,000
引張強度（特性値）	σf	N/mm2	1,900
限界ひずみ（特性値）	εf	$\times 10^{-6}$	2,969
設計厚（1 層当り）	tf	mm	0.429
貼付幅	bf	mm	290
断面積（1 層当り）	Af	mm^2	124
低減係数	Cn	-	0.74
積層数	n	層	23
鋼換算厚さ（1 層当り）	tf,s	mm	1.37
鋼換算厚さ（n 層）	tf,Cnns	mm	23.37

6）補修用 FRP 接着による補修後の桁の断面性能

補修用 CFRP の設計厚 tf を、鋼材の弾性係数で換算した厚さ（鋼換算厚さ tf,s）に変換して、補修用 CFRP の鋼換算面積 Af,s を算定すれば、Af,s ＝ Cn × n × tf × bf ×（Ef / Es）となる。ウェブの中心を原点として、各部材の距離を計算し、補修用 CFRP の設置による、補修後の中立軸の偏心量を次式より算出する。

〈補修後〉

補修後の中立軸の偏心量　es2　　$es2 = \Sigma(A \cdot y) / \Sigma A$

補修後の下フランジ下端からの中立軸　y2　　$y2 = h/2 + es2$

補修後の中立軸回りの断面 2 次モーメント　I2　　$I2 = \Sigma(A \cdot y2) + \Sigma I - \Sigma A \cdot es2^2$

補修後の下フランジ下端からの断面係数　Z2　　$Z2 = I2/y2$

補修後の下フランジ下面に作用する応力度　σ2　　$\sigma 2 = Mrd / Z1 + Mrl / Z2$

表 2-4-10　補修用の桁の断面性能

項目	記号	断面積 A(mm^2)	図心位置 y(mm)	A・y A(mm^3)	A・y^2 A(mm^4)	各図心回りのI I(mm^4)
上フランジ	U-Flg.	4,800	-592	-2,841,600	1,682,227,200	102,400
腹板	Web.	10,512	0	0	0	1,195,060,224
下フランジ	L-Flg.	4,800	592	2,841,600	1,682,227,200	102,400
フランジ欠損断面積	Afld	-2,400	588	-1,411,200	-829,785,600	-12,800
補強用 CFRP	Af,s	6,776	612	4,144,679	2,535,227,723	308,260
合計	Σ	24,488	-	2,733,479	5,069,896,523	1,195,560,484

上記、算定式を用いて算出した欠損後の断面性能を以下に示す。

表 2-4-11　欠損後の断面性能

項目	記号	単位	数値
中立軸の偏心量	es2	mm	111.6
中立軸位置	y2	mm	488
シート貼付幅	bf	mm	290
断面二次モーメント	I2	mm^4	5.960E+09
断面係数	Z2	mm^3	1.220E+07

7）補修前の断面欠損した桁の断面破壊（降伏曲げモーメント）に対する照査

補修用 CFRP は、活荷重による設計断面力 Nrl のみ負担するものとして、以下の式にて照査する。

$$\gamma i \times \ Mr \ / \ M'ud \leqq 1$$

ここに、M'ud は、断面欠損した鋼桁が負担する死荷重の設計断面力 Mrd を除いて、補修後に CFRP と鋼桁が負担できる設計断面耐力であり、各断面諸元を用いて、次式より算定される。

$$M'ud = \{ Mrd + (fyk / \gamma ms - Mrd / Z1) \times (y2/(y2 - Cn \times n \times tf,s)) \times Z2 \} / \gamma b$$
$$= 1,705 \ (kN.m)$$

これらの設計断面力 Mr、設計断面耐力 Mud を用いて照査する。

$$\gamma i \times \ Mr \ / \ M'ud = 0.99 < 1 \cdots OK$$

よって、炭素繊維の CFRP を、下フランジ下面に、23 層 貼り付けることにより、断面破壊（降伏曲げモーメント）に対する安全性の照査を満足する。

8）構造概要図

試設計で用いた、構造および算出された定着範囲（腐食部範囲を含めた）を下図に示す。

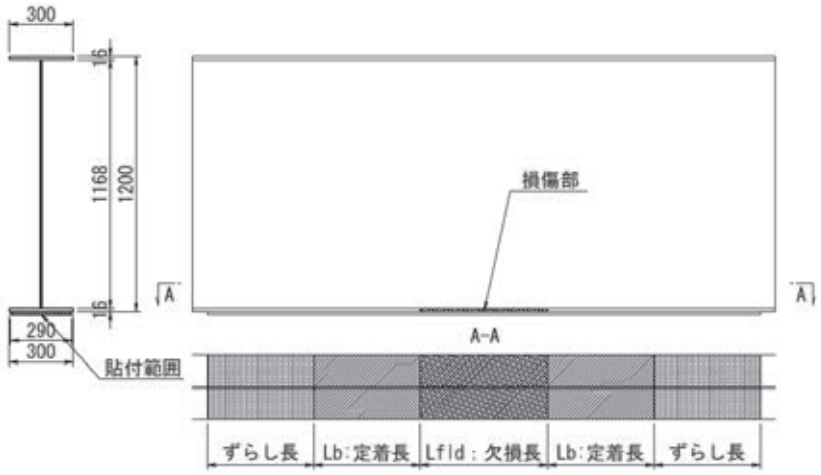


図 2-4-1　概要図

Lfld（欠損長）　＝　1,000（mm）

Lb（定着長）　＝　250（mm）

ずらし長　＝　1,650（mm）：75・（n-1）

損傷部を含めた、全長　4,800(mm)の範囲に補修用 CFRP を接着する必要がある。

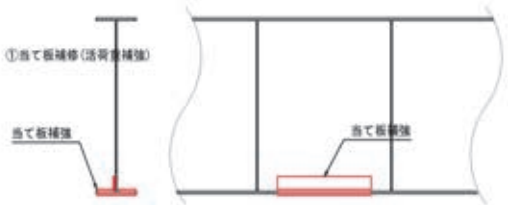
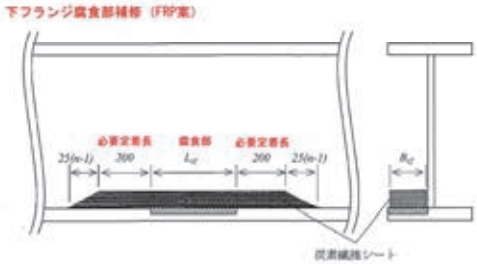
付録 2-4-2. 当て板工法との比較

比較項目：構造性、経済性、施工性、維持管理性で当て板工法を比較した。

尚、比較結果は、比較的当て板工法が適用しやすい箇所であるための部位であるため、参考とする。

表 2-4-12　当て板工法との比較

補修工法の評価

			その他意見・工費比較 コメント		評価	概要図
I桁支間部 下フランジ補修工法	①当て板工法（活荷重補強）	構造性	既設フランジを直接補強する方法であり、補強板は腐食による減肉、ボルト孔引き分をカバーすれば良く補修設計は明瞭である。		◎	
		経済性	部材取付部塗膜研削工	¥17,000	◎	
			補修工事部材孔明工	¥46,000		
			補修工事高力ボルト本締工	¥35,000		
			小規模塗装工	¥2,000		
			材料	¥72,000		
			合計	¥172,000 (1.00)		
		施工性	現場施工はボルト孔の削孔程度であり、当て板の取付も簡単である。		◎	
		維持管理性	減肉部に注入するエポキシ樹脂の施工を確実に行う事で接合部に雨水の進入は防止出きる。		◎	
	④FRP案	構造性	適用箇所が限定的となる（断面欠損が大きい場合や、損傷範囲は広く定着を確保できない場合には適用不可）		△	
		経済性	部材取付部塗膜研削工	¥17,000	△	
			プライマー塗布	¥8,000		
			不陸調整	¥17,000		
			繊維シート本体貼付（23層）	¥50,000		
			材料（高弾性型目付け量900）	¥1,328,250		
			合計	¥1,420,250 (8.26)		
		施工性	材料の現場加工が可能であり、従来工法と比較して、現地実測の精度を要求されない。重機が不要。施工時の取り合いや他部材との干渉などの不具合がない。		◎	
		維持管理性	補修前より防食性能が向上する。 耐食性に優れいて、維持管理が容易である。		◎	

CFRP と当て板補修工法とを比較した結果、CFRP が「構造性」および「経済性」に劣る結果となった。

「構造性」　⇒FRP 補修は適用範囲が限られる。

「経済性」　⇒当て板補修工法の方が安価である。

一般部では当て板補修工法が全体的に優れる結果となった。しかし、WG の意見では、以下に示す当て板補修の問題がある。よって、部材位置によっては、適用性が高い箇所があると思われる。

① 近年の橋梁点検にて、当て板補修をした橋梁の当て板鋼板部が腐食しているという事例が発生（シール材の劣化、腐食要因の未改善などが原因）。

②実務者の声として、FRP 材料は資材管理が容易、輸送・架設までにクレーン等の重機が不要、現地加工が可能なため不具合が発生しにくいなどが挙がっている。

付録 2-4-3. 欠損量による CFRP 接着工法の比較

当て板補修工法との比較では、同条件で行ったことにより、CFRP 適用が実用的でない結果となった。このことより当て板工法の構造諸元、設計断面力を用いて、母材の欠損量を比較することで、CFRP 接着工法の適用範囲の検証を行った結果を以下に示す。尚、比較結果は、参考とする。

・共通条件

CFRP（炭素繊維シート）

種類　　：　高弾性型目付け量 900

フランジ幅　：　300（mm）

板厚　　：　16（mm）

フランジ材質　：　SM400A

シート貼付幅　：　290（mm）

欠損長　　：　1,000（mm）

表 2-4-13 比較条件および結果　　（m、mm2）

	欠損幅	欠損深さ	欠損断面積	結果	
				積層数(層)	定着範囲
CASE1	300　(フランジ幅/1.0)	8.0　(板厚/2.0)	2400	23	4800
CASE2	200　(フランジ幅/1.5)	8.0　(板厚/2.0)	1600	18	4050
CASE3	150　(フランジ幅/2.0)	8.0　(板厚/2.0)	1200	16	3750
CASE4	100　(フランジ幅/3.0)	8.0　(板厚/2.0)	800	13	3300
CASE5	100　(フランジ幅/3.0)	5.3　(板厚/3.0)	533	12	3150
CASE6	100　(フランジ幅/3.0)	4.0　(板厚/4.0)	400	11	3000
CASE7	75　(フランジ幅/4.0)	4.0　(板厚/4.0)	300	11	3000
CASE8	75　(フランジ幅/4.0)	3.2　(板厚/5.0)	240	10	2850
CASE9	60　(フランジ幅/5.0)	3.2　(板厚/5.0)	192	10	2850

※定着範囲には、欠損長：1,000（mm）を含む。

※CASE1 は、当て板補修と同じ欠損量の条件時を示す。

以上の結果より、欠損量が、欠損幅、欠損深さ共に、母材の 1/2 を越えると、シート積層数、定着範囲が増加する。CFRP の適用範囲は、欠損量が 1/2 以下が望ましいと考える。

・工費比較

CASE1～CASE9 に対して工費比較を行った結果を以下に示す。

表 2-4-14 工費比較

	CASE1	CASE2	CASE3	CASE4	CASE5	CASE6～7	CASE8～9
積層数	23	18	16	13	12	11	10
定着範囲（mm）	4800	4050	3750	3300	3150	3000	2850
部材取付部塗膜研削工	¥17,000	¥17,000	¥17,000	¥17,000	¥17,000	¥17,000	¥17,000
プライマー塗布	¥8,000	¥8,000	¥8,000	¥8,000	¥8,000	¥8,000	¥8,000
不陸調整	¥17,000	¥17,000	¥17,000	¥17,000	¥17,000	¥17,000	¥17,000
繊維シート本体貼付	¥50,000	¥50,000	¥50,000	¥50,000	¥50,000	¥50,000	¥50,000
材料	¥1,328,250	¥915,750	¥770,000	¥572,000	¥511,500	¥453,750	¥398,750
	1.00	0.69	0.58	0.43	0.39	0.34	0.30

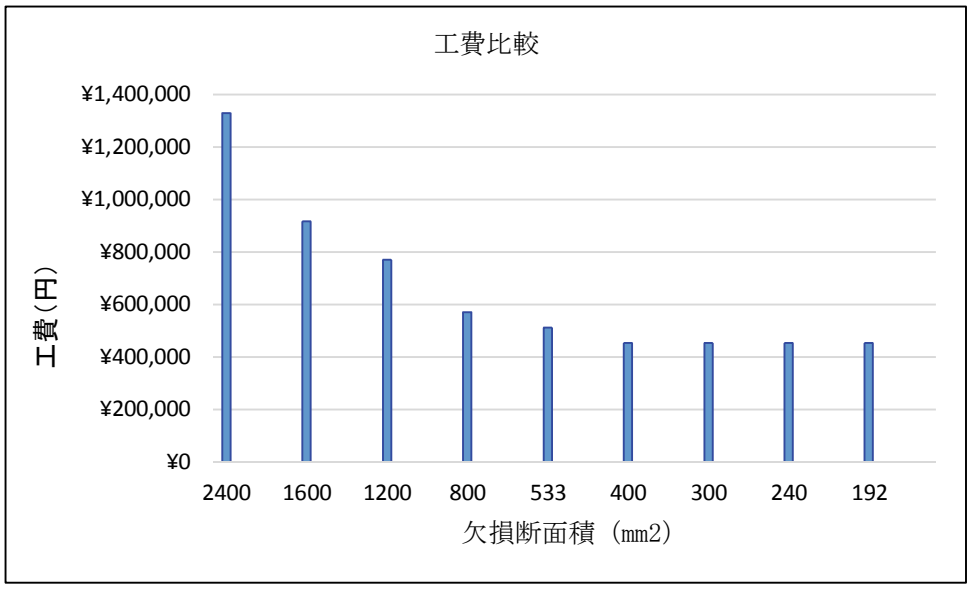


図 2-4-2　工費比較

工費と欠損断面積を比較した結果、欠損断面積が減少していくと、工費は、徐々に変わらなくなることが分かる。また、シート数が少ないほど、材料費が少なくなり安価となる。

付録 2-4-4. 曲げ卓越部（下フランジ損傷）に対する完全合成断面としての試設計

付録 2-4-1.に示す試設計の条件を用いて、H29 道示で完全合成断面として試設計を行った結果を示す。

1）曲げ卓越部：下フランジ損傷

下フランジ損傷箇所を、CFRP（炭素繊維シート）を用いて補修を行う。設計、補修材および材料特性値は、土木学会「FRP 接着による構造物の補修・補強指針（案）」に準じて行う。構造諸元、設計条件は、4-2-2. 補修工法の比較（事例２　曲げ卓越部：下フランジ損傷）と同条件とする。

2）設計条件

①鋼材諸元

表 2-4-15　鋼材諸元

項目	記号	単位	数値
鋼種	-	-	SM400
ヤング係数	Es	N/mm^2	200,000
降伏強度の特性値	fyk	N/mm^2	245

② 欠損前断面積

表 2-4-16　欠損前断面積

項目	記号	単位	数値
フランジ幅	Bfu（Bfl）	mm	300
フランジ厚	tfu（tfl）	mm	16
腹板厚	tw	mm	9
腹板高	hw	mm	1,168
桁高	h	mm	1,200
断面積	As	mm^2	20,112

③ 欠損後断面積

最大欠損深さ×欠損幅＝欠損断面積とする。

表 2-4-17　欠損後断面積

項目	記号	単位	数値
最大欠損深さ	tfld	mm	8
欠損幅	bfld	mm	300
欠損断面積	Afld	mm^2	2,400
欠損長	Lfld	mm	1,000

④ 断面力　4-2-2. 補修工法の比較（事例２　曲げ卓越部：下フランジ損傷）より

表 2-4-18　断面力

項目	記号	単位	数値
死荷重モーメント	Md	kN・m	500
活荷重モーメント	Ml	kN・m	500
合計モーメント	Md + Ml	kN・m	1,000

⑤ 部分安全係数

表 2-4-19　部分安全係数

	材料係数			部材係数	構造物係数	作用係数	作用修正係数
	鋼材 γms	補強用 γmf	接着用樹脂材料 γmn	γb	γi	γf	ρf
死荷重時	1.05	1.20	1.30	1.30	1.10	1.10	1.00
活荷重時						1.20	1.65

3) 欠損後の断面性能

ウェブの中心を原点として、各部材の距離を計算し、断面欠損が生じた、補修前の桁に対する中立軸の偏心量を次式より算出する。

〈補修前〉

断面欠損後の中立軸の偏心量　es1　　es1 = Σ(A・y) / ΣA

断面欠損を考慮した下フランジ下端からの中立軸　y1　　y1 = h/2 + es1

欠損を考慮した中立軸回りの断面２次モーメント　I1　　I1 = Σ(A・y2) + ΣI - ΣA・es12

下フランジ下端からの断面係数　Z1　　Z1 = I1/y1

下フランジ下面に作用する応力度　σ1　　σ1 = (Md + Ml)/Z1

表 2-4-20　偏心量の算出

項目	記号	断面積 A(mm^2)	図心位置 y(mm)	A・y A(mm^3)	A・y^2 A(mm^4)	各図心回りのI I(mm^4)
上フランジ	U-Flg.	4,800	-592	-2,841,600	1,682,227,200	102,400
ウェブ	Web.	10,512	0	0	0	1,195,060,224
下フランジ	L-Flg.	4,800	592	2,841,600	1,682,227,200	102,400
フランジ欠損断面積	Afld	-2,400	588	-1,411,200	-829,785,600	-12,800
合計	Σ	17,712	-	-1,411,200	2,534,668,800	1,195,252,224

上記、算定式を用いて算出した欠損後の断面性能を以下に示す。

表 2-4-21　欠損後の断面性能

項目	記号	単位	数値
中立軸の偏心量	es1	mm	-79.7
中立軸位置	y1	mm	680
断面二次モーメント	I1	mm^4	3.617E+09
断面係数	Z1	mm^3	5.322E+06

4）補修前の断面欠損した桁の断面破壊（降伏曲げモーメント）に対する照査

下フランジの断面欠損により断面性能が低下した桁を対象に、断面破壊（降伏曲げモーメント）に対する照査を行う。設計断面力 Mr、断面破壊に対する設計断面耐力 Mud とすれば、照査式は次式となる。

$$\gamma i \times \ Mr / Mud \leqq 1$$

設計断面力 Mr は、部分安全係数より、死荷重時（Mrd)と活荷重（Mrl）の設計断面力の和として、次式で計算される。

$$Mr \ = Mrd + Mrl = \gamma fd \times \rho fd \times Md + \gamma fl \times \rho fl \times Ml$$

表 2-4-22　設計断面力

項目	記号	単位	数値
死荷重モーメント	Mrd	kN・m	550
活荷重モーメント	Mrl	kN・m	990
合計モーメント	Mr	kN・m	1,540

断面破壊（降伏曲げモーメント）に対する設計断面耐力 Mud は、3）の最小断面に対する断面係数 Z1 を用いて、次式より算定する。

$$Mud \ = \ (fyk / \gamma ms \times Z1) \ / \ \gamma b = 955 \ (kN.m)$$

これらの設計断面力 Mr、設計断面耐力 Mud を用いて照査する。

$$\gamma i \times \ Mr / Mud = \ 1.77 \ > 1 \ \cdots \ NG$$

断面破壊（降伏曲げモーメント）に対する安全性の照査を満足しない。よって、補修が必要である。

5）補修用 FRP 断面諸元

降伏曲げモーメントの性能回復には、炭素繊維の CFRP を使用する。CFRP の断面諸元を以下に示す。貼り付け位置は、補修用 CFRP による補強効果を大きくするために、下フランジ下面の最外縁に配置することとした。

① 補修材諸元

表 2-4-23　補修用の FRP 断面諸元

項目	記号	単位	数値
種類	-	-	高弾性型目付け量 900
弾性係数	Ef	N/mm2	640,000
引張強度（特性値）	σf	N/mm2	1,900
限界ひずみ（特性値）	εf	×10-6	2,969
設計厚（1 層当り）	tf	mm	0.429
貼付幅	bf	mm	290
断面積（1 層当り）	Af	mm2	124
積層数	n	層	17
鋼換算厚さ（1 層当り）	tf,s	mm	1.37
鋼換算厚さ（n 層）	tf,ns	mm	23.34

6）補修用 FRP 接着による補修後の桁の断面性能

補修用 CFRP の設計厚 tf を、鋼材の弾性係数で換算した厚さ（鋼換算厚さ tf,s）に変換して、補修用 CFRP の鋼換算面積 Af,s を算定すれば、Af,s ＝ n × tf × bf ×（ Ef / Es ） となる。ウェブの中心を原点として、各部材の距離を計算し、補修用 CFRP の設置による、補修後の中立軸の偏心量を次式より算出する。

〈補修後〉

補修後の中立軸の偏心量　es2　　$es2 = \Sigma(A \cdot y) / \Sigma A$

補修後の下フランジ下端からの中立軸　y2　　$y2 = h/2 + es2$

補修後の中立軸回りの断面 2 次モーメント　I2　　$I2 = \Sigma(A \cdot y2) + \Sigma I - \Sigma A \cdot es2^2$

補修後の下フランジ下端からの断面係数　Z2　　$Z2 = I2/y2$

補修後の下フランジ下面に作用する応力度　σ2　　$\sigma 2 = Mrd / Z1 + Mrl / Z2$

表 2-4-24　補修用の桁の断面性能

項目	記号	断面積 A(mm²)	図心位置 y(mm)	A・y A(mm³)	A・y² A(mm⁴)	各図心回りの I I(mm⁴)
上フランジ	U-Flg.	4,800	-592	-2,841,600	1,682,227,200	102,400
ウェブ	Web.	10,512	0	0	0	1,195,060,224
下フランジ	L-Flg.	4,800	592	2,841,600	1,682,227,200	102,400
フランジ欠損断面積	Afld	-2,400	588	-1,411,200	-829,785,600	-12,800
補修用 CFRP	Af,s	6,768	612	4,139,716	2,532,134,946	307,175
合計	Σ	24,480	-	2,728,516	5,066,803,746	1,195,559,399

上記、算定式を用いて算出した欠損後の断面性能を以下に示す。

表 2-4-25　欠損後の断面性能

項目	記号	単位	数値
中立軸の偏心量	es2	mm	111.5
中立軸位置	y2	mm	489
シート貼付幅	bf	mm	290
断面二次モーメント	I2	mm^4	5.958E+09
断面係数	Z2	mm^3	1.220E+07

7）補修前の断面欠損した桁の断面破壊（降伏曲げモーメント）に対する照査

補修用 CFRP は、活荷重による設計断面力 Nrl のみ負担するものとして、以下の式にて照査する。

$$\gamma i \times \ Mr \ / \ M'ud \leqq 1$$

ここに、M'ud は、断面欠損した鋼桁が負担する死荷重の設計断面力 Mrd を除いて、補修後に CFRP と鋼桁が負担できる設計断面耐力であり、各断面諸元を用いて、次式より算定される。

$$M'ud = \{ Mrd + (fyk / \gamma ms - Mrd / Z1) \times (y2/(y2 - n \times tf,s)) \times Z2)\} / \gamma b$$
$$= 1,704 \ (kN.m)$$

これらの設計断面力 Mr、設計断面耐力 Mud を用いて照査する。

$$\gamma i \times \ Mr \ / \ M'ud = 0.99 < 1 \cdots OK$$

よって、炭素繊維の CFRP を、下フランジ下面に、17 層 貼り付けることにより、断面破壊（降伏曲げモーメント）に対する安全性の照査を満足する。

8）補修用 CFRP の必要定着長

必要定着長を算出するために、17 層をまとめて 1 層の CFRP 層とし、17 層分の接着樹脂剤が CFRP 層と鋼の間にあるものとしてモデル化する。エポキシ樹脂接着剤の物性値を以下に示す。
必要定着長 lb を用いて次式より算出する。

$$lb \geqq 1 / Cb \times \cosh^{-1} \times (1 / (1 - \eta N))$$
$$Cb = \sqrt{((bf \times Ge/h) \times ((1/(Es \times As)+1/(Ef \times Af)+\alpha/(Es \times Is+Ef \times If))}$$

ここに、ηN ：曲げモーメントを受ける部材における鋼部材の発生応力に対する収束度合い。$\eta N < 1$ で、0.99 とした。

Is,If ：それぞれ、鋼桁および補修用 CFRP の断面二次モーメント（mm4）

Is＝I1、If＝bf×tf^3/12 とした。

α ：鋼部材の図心から補修用 CFRP の図心までの距離（mm） α＝y2 とした

Cb ＝ 0.0098

lb ≧ 541 （mm）

よって、定着長を 600 （mm）とする。

なお、CFRP は、断面欠損がない部位に定着するが、定着長の計算では、欠損部に近いため、鋼桁の断面諸元は、欠損した最小断面を用いた。

表 2-4-26 エポキシ樹脂接着剤の物性値

項目	記号	単位	数値
弾性係数	Ee	N/mm2	3,500
ポアソン比	νe	－	0.4
せん断弾性係数	Ge	N/mm2	1,250
接着厚※	h	mm	5.1

※1 層当り 0.3 mm の 17 層分

9）補修用 CFRP の定着部の破壊に対する照査

17 層分を 1 層の CFRP とし、補修用 CFRP の端部で照査する。補修用 CFRP は活荷重による設計断面力 Nrl のみ負担することを考慮し、定着端部の設計断面耐力 Mud とすれば、次式となる。

$$\gamma i \times \ Mr \ / \ Mud \leqq 1$$

定着端部の設計断面耐力（曲げ耐力）Mud は、欠損した鋼桁の断面二次モーメント（I1）、17 層の補修用 CFRP が接着された鋼桁の断面二次モーメント（I2）を用い、次式より算出する。

Mud ＝ 1/γb × √(2×b×Es×Gu/γmm/(1/I1-1/I2))

Mud ＝ 311.8 (kN.m)

ここで、Gu ：接着用樹脂材料エネルギー解放率の特性値（N/mm）。

実験により算出し、0.2 N/mm とした。

γmm ：接着用樹脂材料の材料係数。

γmm＝1.3 とした。

γi × Mr / Mud ＝ 3.49 ＞ 1 ・・・NG

よって、定着部の破壊に対する安全性の照査を満足しない。

そこで、端部を階段状にずらして接着する。ずらし長は、各層 75 ㎜とする。階段上に配置するため、1層目端部で再度照査する。1 層の補修用 CFRP が接着された鋼桁（公称断面）の断面二次モーメント（I3）を算出し、Mud を算出し、Mud を再算出後、照査を行う。ここで、h＝0.3（㎜）、I3＝3,797,715,560（㎜4）とする。

$$Mud = 1/\gamma b \times \sqrt{(2\times b\times Es\times Gu/\gamma mm/(1/I1-1/I2))}$$

$$Mud = 897.2 \quad (kN.m)$$

$$\gamma i \times Mr / Mud = 1.21 > 1 \quad ・・・NG$$

段上にずらして設置しても、定着長の破壊に対する照査を満足しない。そこで、CFRP と鋼桁の間に高伸度弾性樹脂を使用し、はく離しないことを前提に設計するものとする。高伸度弾性樹脂を使用した場合、定着長が変化するため、再計算を行う。なお、エポキシ樹脂接着剤に対する定着長は適用せず、高伸度弾性樹脂に対する定着長のみを考慮する。

10）高伸度弾性樹脂に対する補修用 CFRP の必要定着長

下記の高伸度弾性樹脂の物性値を使用し、高伸度弾性樹脂に対する必要定着長の再計算を行う。

$$Cb = \sqrt{((bf\times Ge/h)\times((1/(Es\times As)+1/(Ef\times Af)+\alpha/(Es\times Is+Ef\times If))}$$

$$= 0.0034$$

$$lb \geqq 1 / Cb \times \cosh^{-1} \times (1 / (1- \eta N))$$

$$\geqq 1,579 \ (mm)$$

よって、定着長を 1,600 （㎜）とする。

また、ずらし長は、各層 75㎜とし、片側当り 75（㎜）×（ n－1）＝ 1,200（㎜）必要である。

表 2-4-27　高伸度弾性樹脂の物性値

高伸度弾性樹脂の物性値

項目	記号	単位	数値
弾性係数	Ee	N/mm2	70
ポアソン比	νe	－	0.49
せん断弾性係数	Ge	N/mm2	23
接着厚（1層目）	h	㎜	0.8

11）構造概要図

試設計で用いた、構造および算出された定着範囲（腐食部範囲を含めた）を下図に示す。

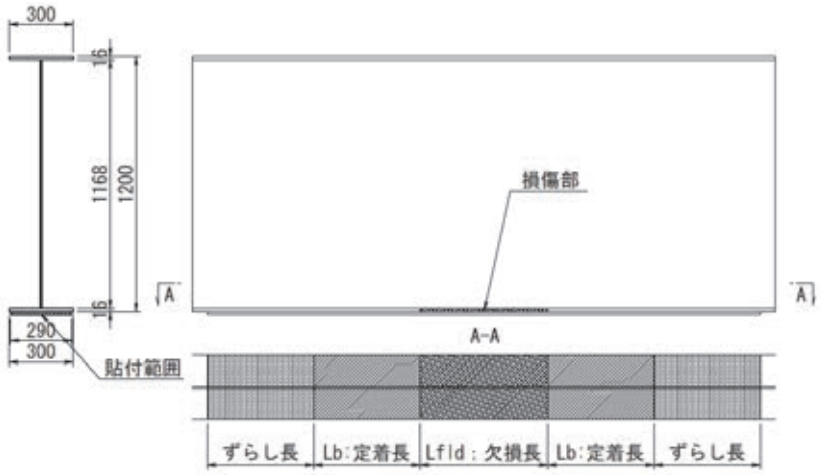


図 2-4-3　概要図

Lfld（欠損長）　＝　1,000（mm）
Lb（定着長）　＝　1,600（mm）
ずらし長　＝　1,200（mm）：75・（n-1）

損傷部を含めた、全長　6,600(mm)の範囲に補修用 CFRP を接着する必要がある。

２．鋼製ブラケット設計法検討ＷＧ

鋼製ブラケット設計法検討ＷＧメンバー

ＷＧ長	北根	安雄	京都大学
幹事	山田	智之	株式会社　IHI インフラ建設
部会員	佐藤	悠樹	株式会社　駒井ハルテック
〃	川原	将	株式会社　長大
〃	細谷	英司	株式会社　IHI インフラシステム
〃	柴田	寿仁	佐藤鉄工　株式会社

目　次

WG2　「鋼製ブラケット細部構造の設計に関する一提案」

１．はじめに ····· Ⅱ- 1
1-1. 鋼製ブラケットのアンカーボルトの孔径について ····· Ⅱ- 1
1-2. 斜角を有するブラケットについて ····· Ⅱ- 1
1-3. 報告書の構成 ····· Ⅱ- 2
1-4. 名称の定義 ····· Ⅱ- 2

２．鋼製ブラケット構造について ····· Ⅱ- 5
2-1. 鋼製ブラケットの種類 ····· Ⅱ- 5
2-2. 鋼製ブラケットアンカーボルトの設計・施工法 ····· Ⅱ- 6
2-3. 鋼製ブラケットのアンカーボルト孔に対する問題点 ····· Ⅱ- 10

３．拡大孔の影響 ····· Ⅱ- 12
3-1. はじめに ····· Ⅱ- 12
3-2. 引張力に対する検討 ····· Ⅱ- 14
3-2-1. 検討条件 ····· Ⅱ- 14
3-2-2. 引張力に対する照査結果 ····· Ⅱ- 18
3-2-3. FEM 解析 ····· Ⅱ- 22
3-2-4. まとめ ····· Ⅱ- 28
3-3. せん断力に対する検討 ····· Ⅱ- 29
3-3-1. はじめに ····· Ⅱ- 29
3-3-2. 解析対象 ····· Ⅱ- 29
3-3-3. FEM 解析 ····· Ⅱ- 30
3-3-4. まとめ ····· Ⅱ- 40
3-4. 結論 ····· Ⅱ- 40

４．斜角の影響 ····· Ⅱ- 42
4-1. 基本的な設計の流れ ····· Ⅱ- 42
4-2. 斜角を有する場合のアンカーボルトに作用する応力について ····· Ⅱ- 43
4-3. 設計事例 ····· Ⅱ- 43

５．今後の課題 ····· Ⅱ- 64
5-1. はじめに ····· Ⅱ- 64

5-2. 金属製コマ材 ····· Ⅱ- 64
5-3. パテ材・樹脂材 ····· Ⅱ- 64
5-4. 留意点 ····· Ⅱ- 65

６．まとめ ····· Ⅱ- 66
6-1. 拡大孔が鋼製ブラケットの耐荷性能に与える影響 ····· Ⅱ- 66
6-2. 斜角を有する橋梁に設置する鋼製ブラケットの設計方法 ····· Ⅱ- 66

1. はじめに

我が国では、高度経済成長期に整備されたインフラ構造物が今後一斉に老朽化し、今後 20 年間で、建設後 50 年以上となる構造物の割合が加速度的に高くなる見込みである。また、阪神大震災以降、大規模地震に対する耐震補強も行われているものの、全橋の対策が終了するのは程遠い進捗である。その中で、老朽化や耐震補強は様々な工種（例えば、床版取替，支承取替，耐震補強部材の設置など）があり、それぞれの工種については数多くの研究開発が行なわれている。

一つの工種、例えば耐震補強部材に着目した場合、重要となる構造、部品等の設計施工については、各種規準，設計施工要領にこと細かく記されており、今までの実績も数多く存在する。しかし、一般に意識しないような部材においては、決定根拠等を判断するに困難なものが存在する。以下にあげる 2 点がそれにあたるのだが、通常、「重箱の隅をつついているような内容」とも思われる事案が、時として設計施工においてクリティカルとなる場合もある。そこで、この 2 つの事案に着目して、研究を行うこととした。

1-1. 鋼製ブラケットのボルト孔径について

支承取替や耐震補強部材の設置などは、既設構造物が対象となる。既設構造物を対象とする場合、鋼構造物は既設図面と比べ、さほど大きな違いは生じない。既設構造物調査として、各寸法等（部材の幅、長さ、板厚等）を確認することも可能である。しかし、コンクリート構造物の場合、全体的な構造の形状の差異は少ないが、「既設の鉄筋がどのように配筋されているか」という避けては通れない問題が存在する。鉄筋コンクリートの配筋状況について、たとえ鉄筋探査機による調査を行なったとしても位置関係を詳細に計測することは非常に困難である。

通常、工事会社が受注する際の発注図面（建設コンサルタントが行なった詳細設計図面）は、既設図面を基に設計が行われている。コンクリート構造物の配筋など、理想的な配置となっているが、実際の配筋が図面通りとは限らない。アンカーボルトの配置は既設の鉄筋を避けて設置する必要がある。そのため、鉄筋探査や削孔結果を反映させた製作図を作成しなければならない。

部材取付の際、高力ボルトやアンカーボルトのボルト孔は大きいほうが望ましい。製作や施工の誤差、さらには製作図を作成する上での計測の誤差を吸収することが可能となるためである。高力ボルトは拡大孔の場合、ネジ径＋4.5mm（M22 ボルトの場合）という明確な規定があるが、アンカーボルトの場合その規定がない。発注図面に倣っているというのが一般的のようである。

そこで、これらの問題点を踏まえ、アンカーボルト，ベースプレート，そしてその孔径の相関関係を整理し、少しでも設計施工が容易に行なえるよう、一つの判断基準となるべき資料を取りまとめた。

1-2. 斜角を有する橋梁のブラケットについて

橋梁は、平面で交差する道路や河川など障害物を回避する、山岳部の谷部を跨ぐ、など架設目的は様々である。そしてその目的や位置関係により橋梁の形式はもちろんのこと、形状そのものも様々なものが存在する。その一つとして、斜角を有する橋梁がある。

通常、設計例など参考となる資料としては直橋（斜角 90°）のものが代表として挙げられている。新設橋の設計例などでは、斜角を有する場合の着目点，留意点等を丁寧に取りまとめられている。しかし、耐震補強部材の設計などにおいては、斜角による影響を全く無視することが出来ない橋梁も存在する。

ここでいう斜角による影響とは、斜角を有することにより作用する力の方向が変化することである。着目する部材の部材軸方向への引張力や部材軸に直角方向のせん断力に加え、斜方向の力を分力に換算し、

それぞれを引張力やせん断力に置き換え、それぞれの計算に考慮する必要がある。

部品メーカーなどで、独自に斜角に影響を考慮した設計手法を採用している事例はあるものの、具体的な設計例として公表されているものは少ない。

そこで、斜角を有する場合の設計法について、現在の設計法、斜角による作用応力への影響を整理し、斜角がブラケットに与える影響について検討を行なった。また、これからの設計の際に参考となる設計事例を作成することとした。

身近な内容ではあるが、特に詳しく検討された資料は少ない。今後、設計施工を行う上で少しでも参考になればと思うところである。

最後に、本研究を行うにあたり参考とした資料名を巻末に記載している。今後参考とした資料等が改変・改訂となる場合もある。その際は、内容をよく検討のうえで参考としてもらいたい。また、研究途中に道路橋示方書の改訂が行われた（平成 29 年 11 月改訂）。本研究は平成 28 年 5 月からスタートしていることから、部会内で平成 24 年道示を基準とすることとした。

1-3. 報告書の構成

WG2 はグループ名を「鋼製ブラケット細部構造の設計に関する一提案WG」として、「鋼製ブラケットのボルト孔径について」と「斜角を有する橋梁のブラケット」の 2 つについて活動を行ってきた。その成果として、報告書を以下の構成で取りまとめている。

1.はじめに
2.鋼製ブラケット構造について
3.拡大孔の影響
4.斜角の影響
5.今後の課題
6.まとめ

第 1 章では、研究の背景、2 つの検討課題を取り上げた経緯、報告書の構成、用語の定義について記載している。第 2 章では、鋼製ブラケットの種類、設計方法、施工方法について取りまとめている。また、現在の鋼製ブラケットを設計施工するにあたっての問題点を記載している。第 3 章では、アンカーボルト孔の拡大孔に関する、現在の基準、各社（国交省、各道路会社、地方自治体等）の傾向を整理している。また、拡大孔とした場合のアンカーボルト本体、ナット、座金、鋼製ブラケットのベースプレートにそれぞれ着目し、アンカーボルト本体に引張力、せん断力が作用した場合の検討を行っている。また、アンカーボルト本体とアンカーボルト孔の位置関係にも着目し、片利きによる検討も行っている。第 4 章では、斜角を有する場合のブラケットの設計法として、斜角に対する分力の考え方を整理し、アンカーボルトの照査内容をまとめた。設計事例として①アンカーボルト方向に応力が作用する場合と②アンカーボルトの直角方向に応力が作用する場合の 2 通りを作成した。設計事例は実業務に使用できるよう本報告書にエクセルデータを添付した。第 5 章では、拡大孔を塞ぐ場合の材料や採用に向けての可能性について、簡潔に記載している。第 6 章では、本研究で得られた結論をまとめている。

1-4. 名称の定義

図 1-4-1 にアンカーボルト構成図を、**図 1-4-2** に鋼製ブラケット構成図を示す。報告書をまとめるにあたり、部材名称を以下のように定義している。

・アンカーボルト

コンクリートに埋め込むボルト。ボルト本体、ナット、座金から構成される。

・アンカーボルト径

アンカーボルトのネジ切されていない部分の径。ここでは鉄筋径とする。

・ウェブ（鋼製ブラケット）

主にせん断に対し抵抗する部材。

・拡大孔

ボルト孔径で、設計や施工その他様々な理由により、通常のものより大きくする必要がある場合に採用する。

・ネジ径

アンカーボルトのネジ切りされている部分の径。M 径。

・ブラケット

コンクリート側面に設置される、片持ち状の支持部材の総称。使用目的、形状など様々である。鋼製であることが多い。

・フランジ（鋼製ブラケット）

主に曲げに対し抵抗する部材。

・ベースプレート

ブラケットを構成する部材。ブラケットを鋼製とする場合にコンクリート構造の側面と接する。

・ボルト孔、ボルト孔径

ブラケットのベースプレートに孔明されているアンカーボルト用の孔およびその孔径。

・ボルト本体

アンカーボルトを構成する部材。異形棒鋼や丸鋼などで製作される。

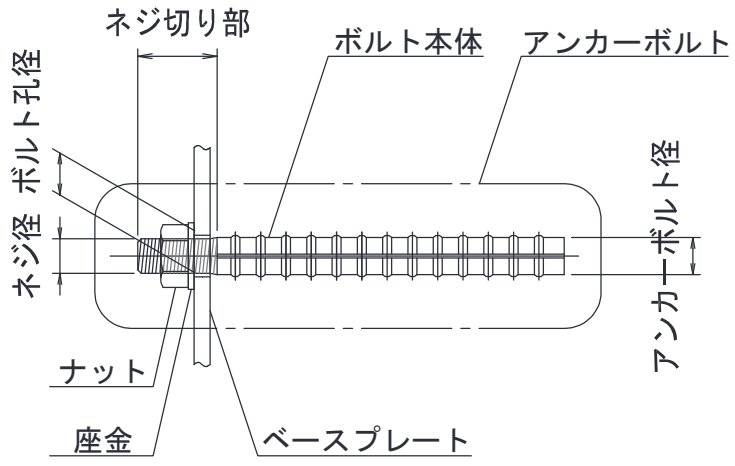


図 1-4-1　アンカーボルト構成図

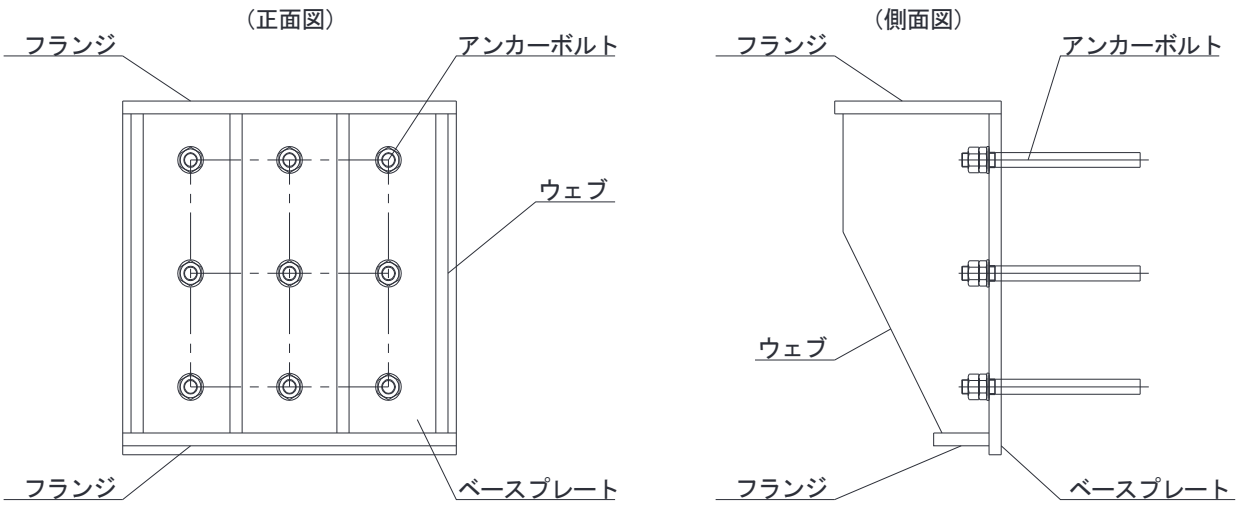


図 1-4-2　鋼製ブラケット構成図

2. 鋼製ブラケット構造について

鉄筋コンクリート橋脚・橋台に鋼製ブラケットを設置する場合は、鉄筋コンクリート躯体側面にアンカーボルトを定着し、これと鋼製ブラケットを接合して設置するケースが一般的である。ここでは鋼製ブラケットの種類・ブラケットアンカーボルトの設計施工法およびその問題点を述べる。

2-1. 鋼製ブラケットの種類

橋脚・橋台躯体側面に設置する鋼製ブラケットは、一般的に以下に分類される。

１）鋼製ブラケットが鉛直荷重に抵抗する（引張・せん断が作用し、せん断が支配的）

・縁端拡幅ブラケット

・支承取替時ジャッキアップ用仮受けブラケット

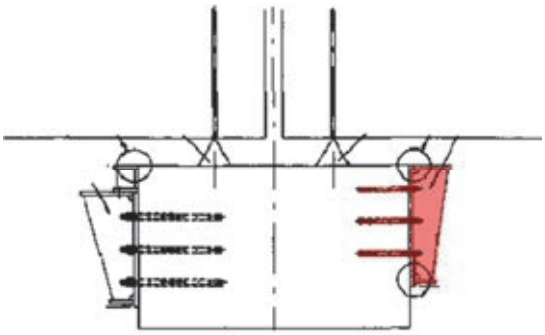


図 2-1-1　縁端拡幅ブラケット

図 2-1-2　ジャッキアップ用ブラケット

２）鋼製ブラケットが水平荷重に抵抗する（引張・せん断が作用し、引張が支配的）

・落橋防止構造定着用ブラケット

・ダンパー定着用ブラケット

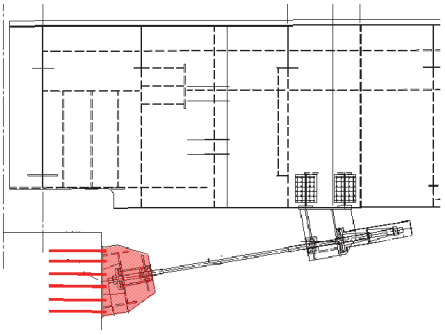


図 2-1-3　落橋防止構造定着用ブラケット

図 2-1-4　ダンパー定着用ブラケット

2-2. 鋼製ブラケットアンカーボルトの設計・施工法

鋼製ブラケットアンカーボルトの設計および施工は、一般的に以下の要領で行われている。

１）アンカーボルトの設計

①アンカーボルトに作用する力

・縁端拡幅ブラケット

上部工死荷重がブラケット先端に作用したときの、ブラケットの曲げによるアンカーボルトの引張およびせん断

・ジャッキアップ用ブラケット

ジャッキアップ時の不均等を考慮した上部工全反力がジャッキ設置位置に作用したときの、ブラケットの曲げによるアンカーボルトの引張およびせん断

・落橋防止構造・ダンパー定着用ブラケット

定着位置に落橋防止構造設計水平力やダンパー最大抵抗力が作用した時の、アンカーボルトの引張および作用方向に伴う付加引張・せん断

②アンカーボルトの設計照査項目

・アンカーボルト本体の引張・せん断応力度

・アンカーボルトと樹脂、コンクリートと樹脂およびコンクリート本体の付着応力度

・コーン状のコンクリートせん断破壊に対する引抜きせん断応力度

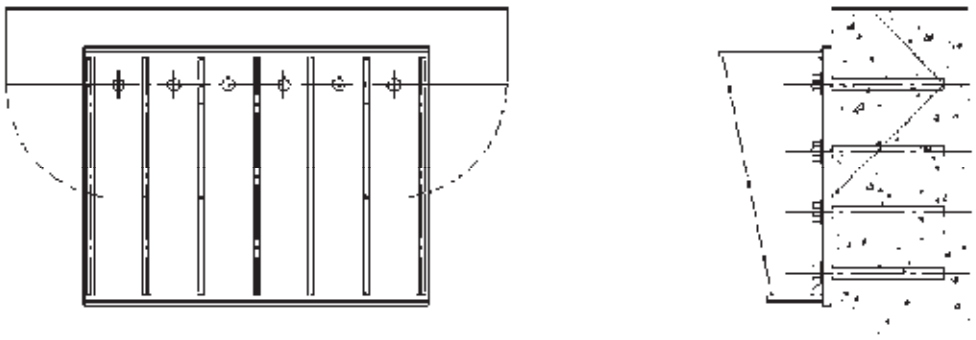


図 2-2-1　コーン状のせん断破壊に対する照査方法

2）アンカーボルトの施工手順

アンカーボルトは、一般的に以下に示す手順で施工される。

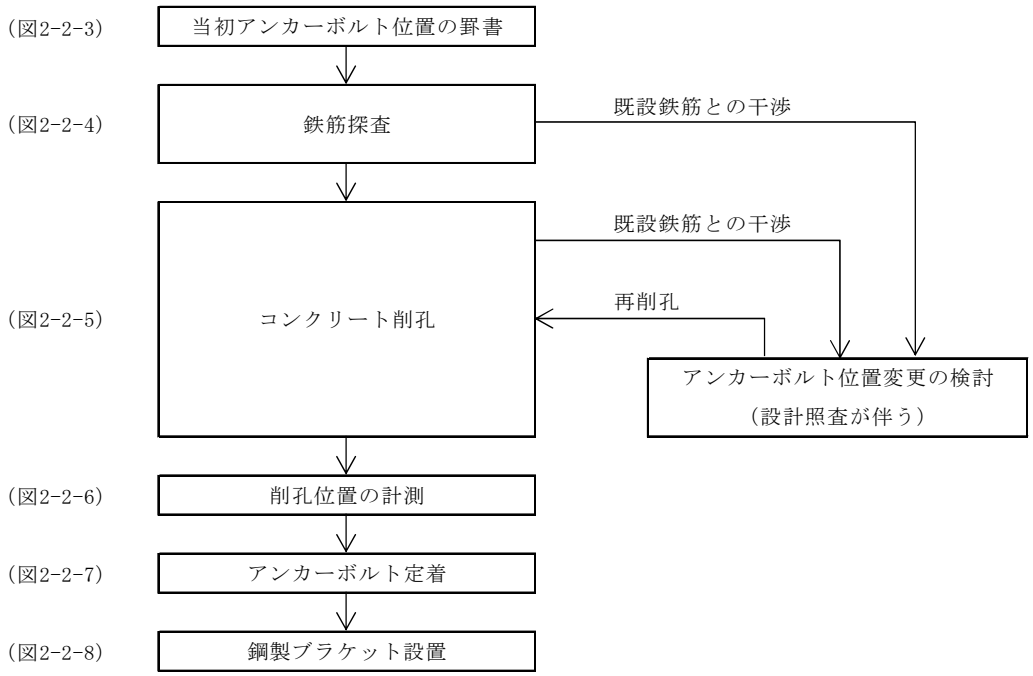


図 2-2-2　アンカーボルト施工フロー

① 当初アンカーボルト位置の罫書

配筋状況反映前の当初アンカーボルト位置の罫書を型板等を用いて行う。

図 2-2-3　当初アンカーボルト位置の罫書

② 鉄筋探査

鉄筋探査機を用いて、内部の鉄筋位置をコンクリート表面に罫書く。

一般的にコンクリート表面から１段目の鉄筋は探査可能だが、２段目以降は１段目と位置が重なっていたり近接していたりしていると探査精度が低下するので注意が必要である）

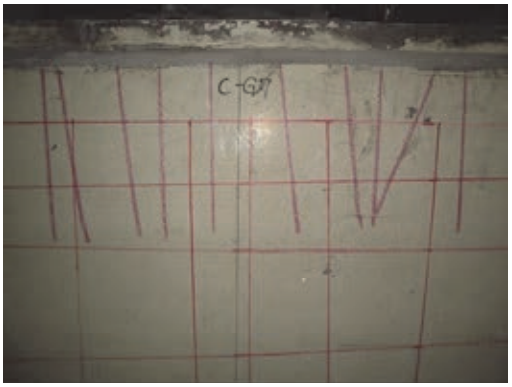


図 2-2-4　鉄筋探査

③ コンクリート削孔

コアドリル(鉄筋接触時停止機能付)を用いて削孔する。削孔にあたっては、削孔が水平かつブラケットベースプレート面に対して垂直となるよう注意して行う。

図 2-2-5　コンクリート削孔

④ アンカーボルト位置変更の検討

既設鉄筋と干渉する場合は、アンカーボルト位置の変更を設計照査により検討する。

⑤ 削孔位置計測

アンカーボルト位置の変更をブラケット製作に反映するために、削孔完了後の位置を型板等により記録する。

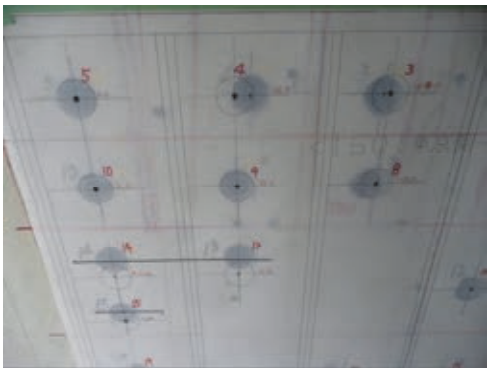


図 2-2-6　削孔位置の計測

⑥ アンカーボルト定着

アンカーボルトを専用のエポキシ樹脂等により定着する。

図 2-2-7　アンカーボルト定着

⑦ 鋼製ブラケット設置

アンカーボルト位置を反映して製作したブラケットを設置する。

図 2-2-8　鋼製ブラケット設置

2-3. 鋼製ブラケットのアンカーボルト孔に対する問題点

鋼製ブラケットを設置するにあたり、設計・施工の観点から大きく以下の 2 点が過去の文献や施工事例から不明瞭であり、問題となっている。

1）鋼製ブラケットアンカーボルト孔径

鋼製ブラケットのアンカーボルト径に対する孔径をどの程度にするかは明確な基準がなく、一般的にはアンカーボルト径に対して＋3～5 ㎜の孔径としている場合が多くみられる。一方施工においては、アンカーボルトが傾いて施工されていると、鋼製ブラケットが設置できない場合がみられる。図 2-3-1 に鋼製ブラケットが設置できない状況の概念図を示す。また、図 2-3-2 にアンカーボルトが傾く要因を 2 種類示している。このため、施工の観点からは鋼製ブラケットのアンカーボルト孔径を大きくしたいとの要望がある。

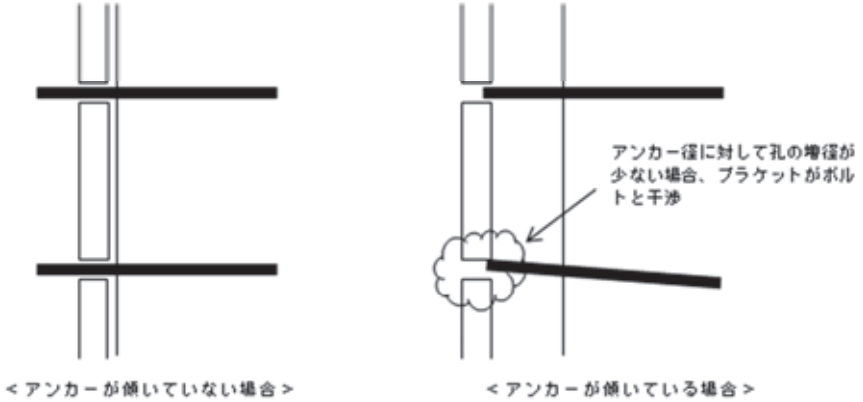


図 2-3-1　アンカーボルトが傾くことにより鋼製ブラケットが設置できない状況（概念図）

＜アンカーボルト孔が傾いている場合＞　＜アンカーボルト孔が大きく、ボルトが傾く場合＞

図 2-3-2　アンカーボルトが傾く要因

２）斜角を有する場合のアンカーボルトの設計方法

斜角を有する橋梁に鋼製ブラケットを設置する場合、落橋防止構造やダンパーなどは橋軸方向に、鋼製ブラケットアンカーボルトは橋脚に直角に設置されるため、力の作用方向とアンカーボルトの方向が一致しない。このため、設計上は作用方向に伴う分力を考慮して設計している場合が多くみられる（図 2-3-3 参照)。またコンクリート削孔結果によりブラケットに対して均等かつ対称にアンカーボルトが配置されないため、荷重作用位置とアンカーボルト群の重心が一致せず、アンカーボルトには付加せん断応力が生じている。

このため、設計の観点からは斜角を有する場合のアンカーボルトの設計手法を確立したいとの要望がある。

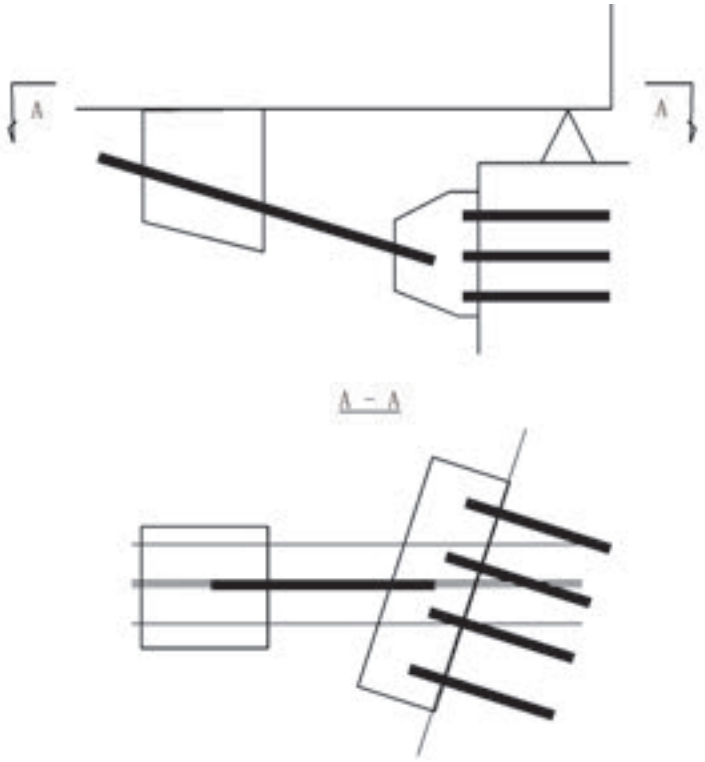


図 2-3-3　斜角により力の作用方向とアンカー方向が一致しない場合

3. 拡大孔の影響

3-1. はじめに

アンカーボルトは、ブラケットなどをコンクリート構造物（橋台、橋脚など）に取り付けるための連結用部材である。ブラケットに作用する力は、引張力やせん断力としてブラケットのベースプレートを介してアンカーボルトに作用する。アンカーボルトは、ボルト本体、ナット、座金（ワッシャー）から構成され、それぞれに異なった役割がある。ボルト本体は、ブラケットに作用する力をコンクリート構造物に伝達させる。ナットは、ボルト本体とブラケットのベースプレートとを確実に締結させる。座金は、ブラケットのベースプレートとナットの間のなじみ（ボルト孔径をやや塞ぐかたちとなり、かつナットとブラケットのかかりを確実にする）や、ナットの回転を防止するために用いられる。

通常の設計においては、作用力によりブラケットそのものの構造やアンカーボルトの径、本数などを決定する。ベースプレートに孔明するボルト孔径は計算では算出せず、標準図等に倣うのが一般的である。ボルト孔径はネジ径＋3mm～＋5mm ほどが一般的であるが、基準類で明確に記載してある文献等は見当たらない。そこで、各社（国交省、各道路会社、地方自治体等）の標準図、発注図面等にある記載から、アンカーボルトに作用する応力の方向によって整理を行なった。

表 3-1-1　孔径比較

応力方向	引張力	せん断力
部材名	落橋防止構造 縁端拡幅ブラケット※ ジャッキアップ（仮受）ブラケット※ など	横変位拘束構造 水平力分担構造 縁端拡幅ブラケット※ ジャッキアップ（仮受）ブラケット※ など
各道路会社	**ネジ径＋3ｍｍ　（M36以下）（NEXCO：標準図）[1)]** **ネジ径＋2ｍｍ　（M41以上）（NEXCO：標準図）[1)]** ネジ径＋5ｍｍ　（首都高：発注図） **ネジ径＋5ｍｍ　（名高速：標準図）[2)]**	ネジ径＋6ｍｍ　（NEXCO：発注図） ネジ径＋10ｍｍ（首都高：発注図） **ネジ径＋3ｍｍ　（名高速：標準図）[2)]**
国土交通省	ネジ径＋5ｍｍ　（関東地整：発注図） ネジ径＋3ｍｍ　（東北地整：発注図）	ネジ径＋5ｍｍ　（関東地整：発注図） ネジ径＋4ｍｍ　（東北地整：発注図）
地方自治体	ネジ径＋3ｍｍ　（東京都：発注図） ネジ径＋5ｍｍ　（埼玉県：発注図）	ネジ径＋3ｍｍ　（東京都：発注図）

注記：　発注図については、設計者の思想もあるため、あくまで参考であり、必ずしもこの通りではない。
※は引張力，せん断力の両方が作用する場合もある。
太字は標準図等で明確に記されているものを示す。

表 3-1-1 に示すとおり、傾向としてはネジ径＋3mm～5mm ほどだが、なかにはネジ径＋10mm とする資料もあり、一概に断定することはできない。また、応力方向によっても統一性がないようである。このようにボルト孔径については、各社，設計者により考え方がまちまちであるのが現状である。

ボルト孔径については、施工面を考慮すれば拡大孔であることが望ましい。しかし、高力ボルトと違い明確な基準が無いため、どの程度拡大孔とするかの判断は非常に難しいところである。拡大孔としたことによるブラケットのベースプレートとナットの間のなじみ（ナットのかかり）、座金に作用する応力、アンカーボルト中心とボルト孔の中心がずれることによる複数本あるアンカーボルトの片利き、などに注意し、

拡大孔の径を決定する必要がある。

なお、橋梁用支承アンカーボルトのベースプレートのボルト孔径について参考に記す。こちらは、せん断力と引張力（上揚力）に抵抗する構造である。ブラケット等に用いるアンカーボルトと異なり、ベースプレートの隅に配置されることが多い支承アンカーボルトは、ボルト孔径の大きさがベースプレートの縁端距離にも影響を及ぼす。そのためボルト孔径はネジ径＋2mm となっている[3)]。

3-2. 引張力に対する検討

3-2-1. 検討条件

引張力に対する検討を行うにあたり、検討条件を決定する必要がある。代表的な一例として、引張力が作用する鋼製ブラケットをあげ、検討条件を決定する。

1）材質

通常、アンカーボルトは、ボルト本体，座金，1 種ナット（もしくは 1 種 3 種ナット）で構成される。そしてそれぞれの材質の組合せは次のとおりである。

表 3-2-1　材質の組合せ

アンカーボルト			ナット		座金	
異形棒鋼	SD345		SS400相当	強度区分　4	SS400相当	
丸鋼	SS400	強度区分　4.8	SS400相当	強度区分　4	SS400相当	
	S35CN			強度区分　8		200HV
	S45CN	強度区分　8.8		強度区分　8		200HV

注：代表的な組合せのため、必ずしもこの通りではない

2）ナット、座金（ワッシャー）のサイズ

ナット、座金のサイズは以下の通りとする。

①ナット、座金の形状は、ネジ径にあわせたものとする[4)]。

座金やナットの形状は JIS で定められている。特に座金については、特別に製作したものを使うケースも見受けられるが、検討ケースが膨れ上がるのみとなるので、JIS で定められた通常使用するサイズを対象としている。

②ボルト孔径は、座金のサイズより小さいものとする。

座金はナットより平面形状が大きく、ボルト孔径が座金より大きい場合、引張力をボルト本体に伝達できないためである。

3）検討する引張力

ブラケットに作用した引張力は、ナット，座金を介してボルト本体に伝達する。その際、ボルト本体には引張力、ナットと座金には支圧力がそれぞれ作用する。

①アンカーボルトの引張力による支圧応力の照査

支圧力は、座金とナット，座金とブラケットとの接触面に作用する。

座金とナットの接触面に作用する支圧応力の照査は、JIS に規定されたサイズを用いたため省略する。座金とブラケットとの接触面に作用する場合は、支圧面積（A）を次のようにした。

$$A = \pi a^2 - \pi r_2^2 \qquad (3\text{-}2\text{-}1)$$

ここに、a：座金半径

r_2：ボルト孔半径

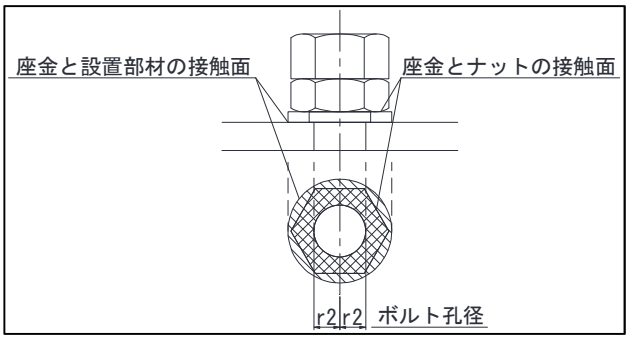


図 3-2-1　座金とナットの接触面の関係

②アンカーボルトの引張力によるげ応力の照査

座金に作用する曲げ応力はボルト孔径のサイズにより検討方法が変化する。

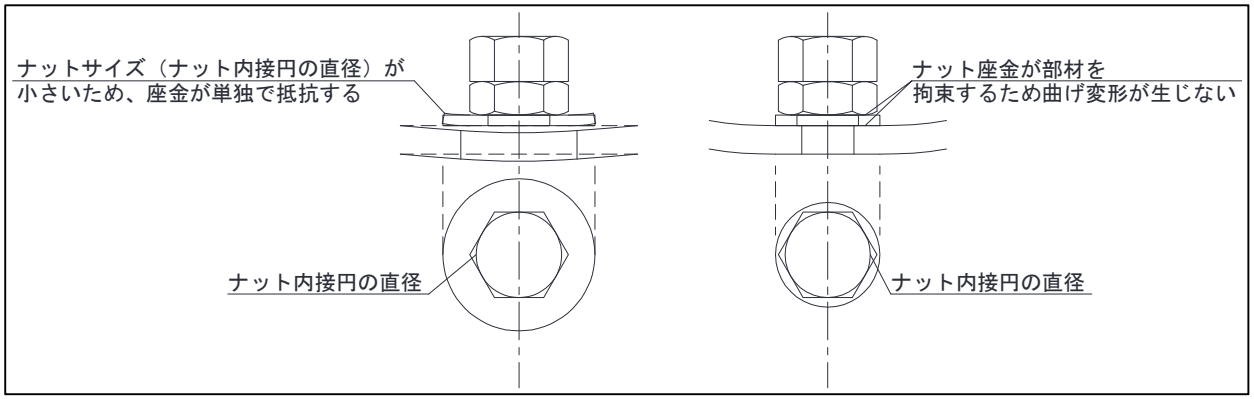


図 3-2-2　座金とボルト孔径の関係

（左：ナットサイズ＜ボルト孔径，右：ナットサイズ＞ボルト孔径）

（ａ）ナットサイズ（ナット内接円の直径）がボルト孔より小さい場合

ボルト本体とナットが固定されているため、ブラケットに作用した引張力に対し、座金のみで抵抗しようとし、曲げ変形を生じる。そのため、ナットサイズ（ナット内接円の直径）を支間とした単純支持板を形成しようとする。そのため、座金の円周上に線荷重を受ける単純支持板としての照査が必要である。単純支持板の応力算出式は下式のとおりである。なお、ここでの P とは、座金上に作用する線荷重（等分布荷重）として次のように設定した。

$$P=P'/(2\pi r_1) \tag{3-2-2}$$

ここに、　P：座金上に作用する線荷重（N/mm）

P'：アンカーボルトの引張力

r_1：ナット内接円半径

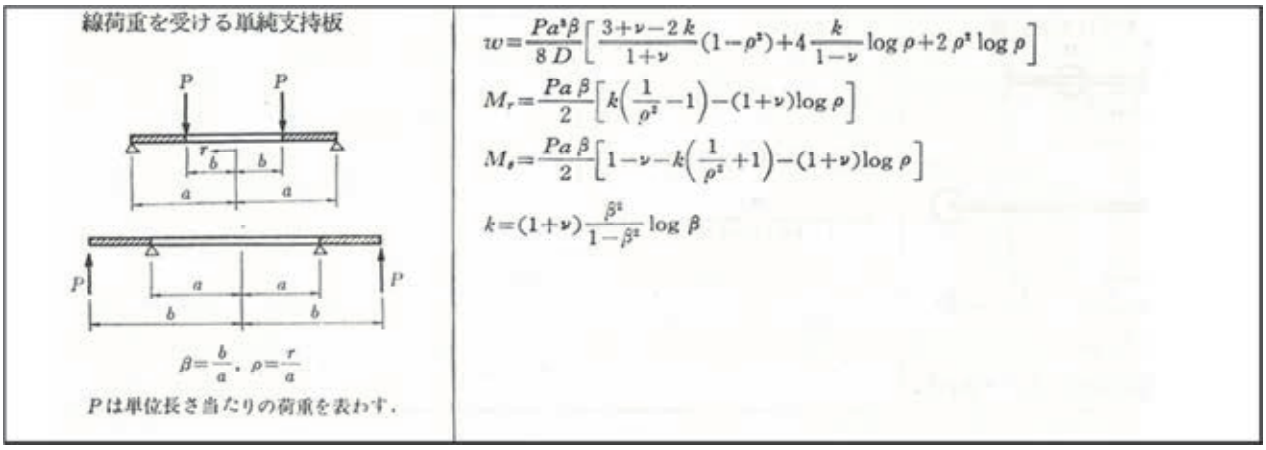


図 3-2-3　単純支持板の応力算出式 [5)]

（b）ナットサイズ（ナット内接円の直径）がボルト孔より大きい場合

ボルト孔径がナットサイズ（ナット内接円の直径）より小さい場合は、ナットとブラケットが座金を介して直接接する　状態となるため、単純支持板を形成せず、直接アンカーボルトに力を伝達する。そのため、引張応力の照査は不要となる。しかし確実にナット座金を介して力を伝達させるため、支圧応力について座金孔径（座金内径）もしくはボルト孔径の最大値と座金径から形成される支圧面積 A'による照査が必要となる。

$$A' = \pi a^2 - \pi (max\ \ (r, r_2)\ )^2 \qquad (3\text{-}2\text{-}3)$$

ここに、　a：座金半径

$max(r, r_2)$：座金孔半径もしくはボルト孔径のうち最大値

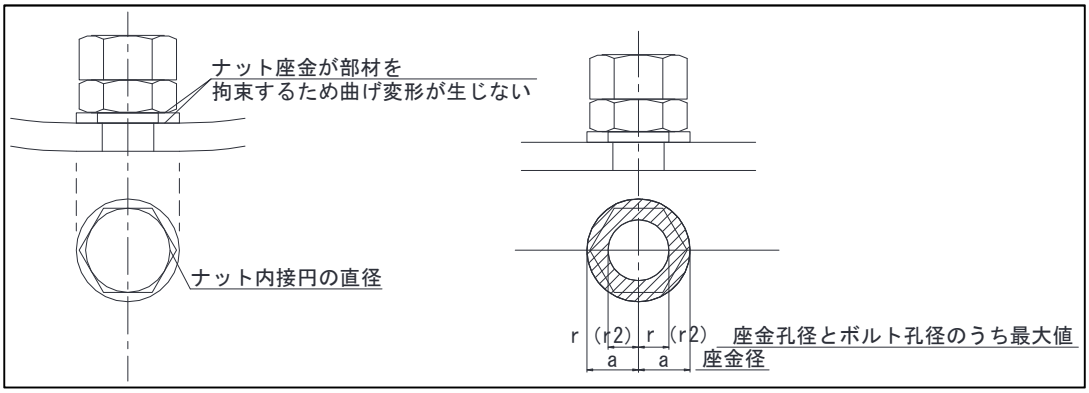


図 3-2-4　支圧面積概略図

以上より、支圧応力と引張応力の検討の組合せは**表 3-2-2** のとおりである。

表 3-2-2　検討内容の組合せ

	支圧応力の検討	曲げ応力の検討
ナットサイズ＞ボルト孔径	必要	不要（※）
ナットサイズ＜ボルト孔径	必要	必要

※別途支圧照査が必要

4）引張力

アンカーボルトに作用する引張力は、ボルト本体のネジ切り部の有効断面積[6]に鉄筋（SD345）の引張許容応力度を乗算したものとした。引張許容応力度は、荷重の組合せによって上限が異なる。ここでは、鉄筋の許容引張応力度の最大値である 200N/mm^2 とする。

表 3-2-3　許容引張応力度

応力度，部材の種類 ＼ 鉄筋の種類		SD345	SD390	SD490
引張応力度	1) 活荷重及び衝撃以外の土荷重が作用する場合（はり部材等）	100	100	100
	荷重の組合せに衝突荷重又は地震の影響を含まない場合の基本値 2) 一般の場合	180	180	180
	荷重の組合せに衝突荷重又は地震の影響を含まない場合の基本値 3) 水中又は地下水位以下に設ける部材	160	160	160
	荷重の組合せに衝突荷重又は地震の影響を含む場合の基本値 4) 軸方向鉄筋	200	230	290
	荷重の組合せに衝突荷重又は地震の影響を含む場合の基本値 5) 上記以外	200	200	200
	6) 鉄筋の重ね継手長又は定着長を算出する場合の基本値	200	230	290
	7) 圧縮応力度	200	230	290

5）ボルト本体の鉄筋径とネジ径及び有効断面積の関係

アンカーボルトに使用する場合の鉄筋径を指定した文献等は少なく、支承用のアンカーボルトに D25 以上を使用すると記載がある程度である[7]。そこで D16 以上の鉄筋に対して検討することとした。D16 以上の鉄筋としたのは、道路橋示方書では軸方向鉄筋の最小径を D16 としていることに倣っている。鉄筋径とネジ径及び有効断面積の関係は次の通りである。

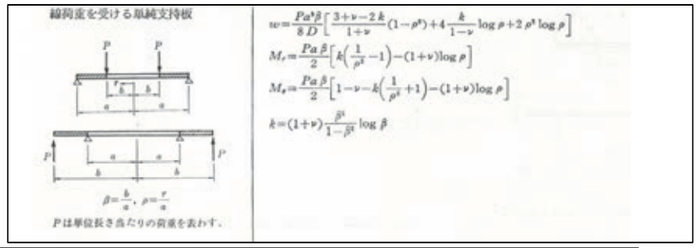
表 3-2-4　鉄筋径とネジ径および有効断面積の関係

鉄筋径	D16	D19		D22	D25		D29
ネジ径	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27
有効断面積（mm2）	115.4	156.7	192.5	244.8	303.4	352.5	459.4
鉄筋径	D32	D35	D38	D41	D51		
ネジ径	M30	M33	M36	M39	M42	M45	M48
有効断面積（mm2）	560.6	693.6	816.7	975.8	1120.9	1306.0	1473.1

3-2-2. 引張力に対する照査結果

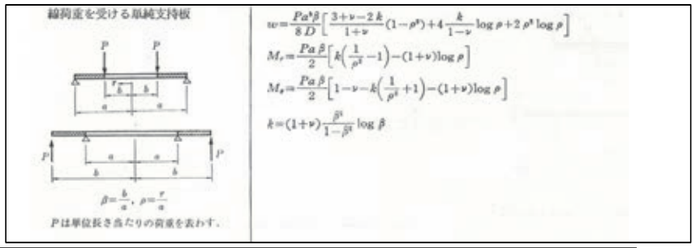
上述した条件を元に、引張力に対する照査を行なった。ボルト孔径は、ネジ径に対し、＋3，＋5，＋10mmの場合としている。

アンカーボルト材質	SD345	アンカーの許容引張応力度	200	N/mm2
ナット座金材質	SS400相当	ボルト孔径　　ネジ径＋	3	mm



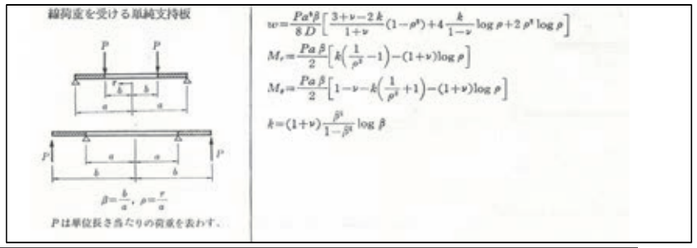
			アンカー（ネジ径）													備考
			M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30	M33	M36	M39	M42	M45	M48	
対応鉄筋			D16	D19		D22	D25		D29	D32	D35	D38	D41	D51			
ボルト孔径	2×r2	（mm）	φ17	φ19	φ21	φ23	φ25	φ27	φ30	φ33	φ36	φ39	φ42	φ45	φ48	φ51	
有効断面積		（mm2）	115.4	156.7	192.5	244.8	303.4	352.5	459.4	560.6	693.6	816.7	975.8	1120.9	1306.0	1473.1	JIS B 0205
座金径	2×a	（mm）	28	30	34	37	39	44	50	56	60	66	72	78	85	92	
座金孔径	2×r	（mm）	16	18	20	22	24	26	30	33	36	39	42	45	48	52	JIS B 1256
座金板厚	t	（mm）	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	4.5	4.5	4.5	6	6	6	7	7	8	
ナット内接円	2×r1	（mm）	22	24	27	30	32	36	41	46	50	55	60	65	70	75	JIS B 1181
支圧応力 引張力	P	（N）	23080	31340	38500	48960	60680	70500	91880	112120	138720	163340	195160	224180	261200	294620	
支圧面積	A	（mm2）	389	423	562	660	704	948	1257	1608	1810	2227	2686	3188	3865	4605	
支圧応力度	σb	（N/mm2）	59.4	74.0	68.6	74.2	86.2	74.4	73.1	69.7	76.7	73.4	72.7	70.3	67.6	64.0	
許容支圧応力度	σba	（N/mm2）	210.0	210.0	210.0	210.0	210.0	210.0	210.0	210.0	210.0	210.0	210.0	210.0	210.0	210.0	
照査			OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	
引張応力	ナットサイズ（ナット内接円の直径）とボルト径の比較		ボルト孔径が小さい	ボルト孔径が小さい	ボルト孔径が小さい	ボルト孔径が小さい	ボルト孔径が小さい	ボルト孔径が小さい	ボルト孔径が小さい	ボルト孔径が小さい	ボルト孔径が小さい	ボルト孔径が小さい	ボルト孔径が小さい	ボルト孔径が小さい	ボルト孔径が小さい	ボルト孔径が小さい	
	引張応力の照査の有無		照査不要	照査不要	照査不要	照査不要	照査不要	照査不要	照査不要	照査不要	照査不要	照査不要	照査不要	照査不要	照査不要	照査不要	
	引張力	P （N）	23080	31340	38500	48960	60680	70500	91880	112120	138720	163340	195160	224180	261200	294620	
	線荷重	P’ （N/mm）	262.4	332.5	360.4	421.2	495.3	510.0	584.9	637.3	735.9	787.8	862.8	914.9	978.1	1019.4	
	線モーメント	M （N・mm）	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
	曲げモーメント	Mr （N・mm/mm）	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
	断面係数	Z （mm3）	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
	引張応力が最大となる直径	2×r’ （mm）	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
	有孔円板のモーメントの算出	ν	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
		β	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
		ρ	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
		k	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
	引張応力度	σt （N/mm2）	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
	許容引張応力度	σta （N/mm2）	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	SS400相当
	支圧面積	A’ （mm2）	389	423	562	660	704	948	1257	1608	1810	2227	2686	3188	3865	4524	
	支圧応力度	σb （N/mm2）	59.4	74.0	68.6	74.2	86.2	74.4	73.1	69.7	76.7	73.4	72.7	70.3	67.6	65.1	
	許容支圧応力度	σba （N/mm2）	210.0	210.0	210.0	210.0	210.0	210.0	210.0	210.0	210.0	210.0	210.0	210.0	210.0	210.0	
	照査		OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	

アンカーボルト材質	SD345	アンカーの許容引張応力度	200	N/mm2
ナット座金材質	SS400相当	ボルト孔径　　ネジ径＋	5	mm



			アンカー（ネジ径）														備考
			M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30	M33	M36	M39	M42	M45	M48	
対応鉄筋			D16	D19		D22	D25		D29	D32	D35	D38	D41	D51			
ボルト孔径	2×r2	(mm)	φ19	φ21	φ23	φ25	φ27	φ29	φ32	φ35	φ38	φ41	φ44	φ47	φ50	φ53	
有効断面積		(mm2)	115.4	156.7	192.5	244.8	303.4	352.5	459.4	560.6	693.6	816.7	975.8	1120.9	1306.0	1473.1	JIS B 0205
座金径	2×a	(mm)	28	30	34	37	39	44	50	56	60	66	72	78	85	92	
座金孔径	2×r	(mm)	16	18	20	22	24	26	30	33	36	39	42	45	48	52	JIS B 1256
座金板厚	t	(mm)	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	4.5	4.5	4.5	6	6	6	7	7	8	
ナット内接円	2×r1	(mm)	22	24	27	30	32	36	41	46	50	55	60	65	70	75	JIS B 1181
支圧応力 引張力	P	(N)	23080	31340	38500	48960	60680	70500	91880	112120	138720	163340	195160	224180	261200	294620	
支圧応力 支圧面積	A	(mm2)	332	360	492	584	622	860	1159	1501	1693	2101	2551	3043	3711	4441	
支圧応力 支圧応力度	σb	(N/mm2)	69.5	86.9	78.2	83.8	97.6	82.0	79.3	74.7	81.9	77.7	76.5	73.7	70.4	66.3	
支圧応力 許容支圧応力度	σba	(N/mm2)	210.0	210.0	210.0	210.0	210.0	210.0	210.0	210.0	210.0	210.0	210.0	210.0	210.0	210.0	
支圧応力 照査			*OK*	*OK*	*OK*	*OK*	*OK*	*OK*	*OK*	*OK*	*OK*	*OK*	*OK*	*OK*	*OK*	*OK*	
引張応力 ナットサイズ（ナット内接円の直径）とボルト径の比較			ボルト孔径が小さい	ボルト孔径が小さい	ボルト孔径が小さい	ボルト孔径が小さい	ボルト孔径が小さい	ボルト孔径が小さい	ボルト孔径が小さい	ボルト孔径が小さい	ボルト孔径が小さい	ボルト孔径が小さい	ボルト孔径が小さい	ボルト孔径が小さい	ボルト孔径が小さい	ボルト孔径が小さい	
引張応力 引張応力の照査の有無			照査不要	照査不要	照査不要	照査不要	照査不要	照査不要	照査不要	照査不要	照査不要	照査不要	照査不要	照査不要	照査不要	照査不要	
引張応力 引張力	P	(N)	23080	31340	38500	48960	60680	70500	91880	112120	138720	163340	195160	224180	261200	294620	
引張応力 線荷重	P'	(N/mm)	262.4	332.5	360.4	421.2	495.3	510.0	584.9	637.3	735.9	787.8	862.8	914.9	978.1	1019.4	
引張応力 線モーメント	M	(N・mm)	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
引張応力 曲げモーメント	Mr	(N・mm/mm)	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
引張応力 断面係数	Z	(mm3)	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
引張応力 引張応力が最大となる直径	2×r'	(mm)	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
引張応力 有孔円板のモーメントの算出		ν	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
		β	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
		ρ	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
		k	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
引張応力 引張応力度	σt	(N/mm2)	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
引張応力 許容引張応力度	σta	(N/mm2)	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	SS400相当
引張応力 支圧面積	A'	(mm2)	332	360	492	584	622	860	1159	1501	1693	2101	2551	3043	3711	4441	
引張応力 支圧応力度	σb	(N/mm2)	69.5	86.9	78.2	83.8	97.6	82.0	79.3	74.7	81.9	77.7	76.5	73.7	70.4	66.3	
引張応力 許容支圧応力度	σba	(N/mm2)	210.0	210.0	210.0	210.0	210.0	210.0	210.0	210.0	210.0	210.0	210.0	210.0	210.0	210.0	
引張応力 照査			*OK*	*OK*	*OK*	*OK*	*OK*	*OK*	*OK*	*OK*	*OK*	*OK*	*OK*	*OK*	*OK*	*OK*	

アンカーボルト材質	SD345	アンカーの許容引張応力度	200	N/mm2
ナット座金材質	SS400相当	ボルト孔径　　ネジ径＋	10	mm



			アンカー（ネジ径）													備考
			M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30	M33	M36	M39	M42	M45	M48	
対応鉄筋			D16	D19		D22	D25		D29	D32	D35	D38	D41	D51			
ボルト孔径	2×r2	(mm)	φ24	φ26	φ28	φ30	φ32	φ34	φ37	φ40	φ43	φ46	φ49	φ52	φ55	φ58	
有効断面積		(mm2)	115.4	156.7	192.5	244.8	303.4	352.5	459.4	560.6	693.6	816.7	975.8	1120.9	1306.0	1473.1	JIS B 0205
座金径	2×a	(mm)	28	30	34	37	39	44	50	56	60	66	72	78	85	92	JIS B 1256
座金孔径	2×r	(mm)	16	18	20	22	24	26	30	33	36	39	42	45	48	52	
座金板厚	t	(mm)	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	4.5	4.5	4.5	6	6	6	7	7	8	
ナット内接円	2×r1	(mm)	22	24	27	30	32	36	41	46	50	55	60	65	70	75	JIS B 1181
支圧応力 引張力	P	(N)	23080	31340	38500	48960	60680	70500	91880	112120	138720	163340	195160	224180	261200	294620	
支圧面積	A	(mm2)	163	176	292	368	390	613	888	1206	1375	1759	2186	2655	3299	4006	
支圧応力度	σb	(N/mm2)	141.3	178.1	131.8	132.9	155.5	115.1	103.4	92.9	100.9	92.8	89.3	84.4	79.2	73.6	
許容支圧応力度	σba	(N/mm2)	210.0	210.0	210.0	210.0	210.0	210.0	210.0	210.0	210.0	210.0	210.0	210.0	210.0	210.0	
照査			OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	
引張応力 ナットサイズ（ナット内接円の直径）とボルト径の比較			ボルト孔径が大きい	ボルト孔径が大きい	ボルト孔径が大きい	ボルト孔径が大きい	ボルト孔径が大きい	ボルト孔径が小さい	ボルト孔径が小さい	ボルト孔径が小さい	ボルト孔径が小さい	ボルト孔径が小さい	ボルト孔径が小さい	ボルト孔径が小さい	ボルト孔径が小さい	ボルト孔径が小さい	
引張応力の照査の有無			照査必要	照査必要	照査必要	照査必要	照査必要	照査不要	照査不要	照査不要	照査不要	照査不要	照査不要	照査不要	照査不要	照査不要	
引張力	P	(N)	23080	31340	38500	48960	60680	70500	91880	112120	138720	163340	195160	224180	261200	294620	
線荷重	P'	(N/mm)	262.4	332.5	360.4	421.2	495.3	510.0	584.9	637.3	735.9	787.8	862.8	914.9	978.1	1019.4	
線モーメント	M	(N・mm)	2685.1	3378.8	4999.6	5793.8	6779.3	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
曲げモーメント	Mr	(N・mm/mm)	34.6	40.2	52.8	55.6	61.3	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
断面係数	Z	(mm3)	132.4	143.3	161.7	178.0	188.8	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
引張応力が最大となる直径	2×r'	(mm)	24.7	26.7	30.2	33.2	35.2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
有孔円板のモーメントの算出		ν	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
		β	1.27	1.25	1.26	1.23	1.22	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
		ρ	1.12	1.11	1.12	1.11	1.10	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
		k	-0.819	-0.806	-0.811	-0.796	-0.787	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
引張応力度	σt	(N/mm2)	20.3	23.6	30.9	32.6	35.9	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
許容引張応力度	σta	(N/mm2)	140	140	140	140	140	—	—	—	—	—	—	—	—	—	SS400相当
支圧面積	A'	(mm2)	—	—	—	—	—	613	888	1206	1375	1759	2186	2655	3299	4006	
支圧応力度	σb	(N/mm2)	—	—	—	—	—	115.1	103.4	92.9	100.9	92.8	89.3	84.4	79.2	73.6	
許容支圧応力度	σba	(N/mm2)	—	—	—	—	—	210.0	210.0	210.0	210.0	210.0	210.0	210.0	210.0	210.0	
照査			OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	

1）計算結果に対する考察

照査結果を整理すると次のとおりである。

- ボルト孔径は、ネジ径＋10mm の拡大孔を用いても問題は無い。
- 無論、ネジ径＋3mm、＋5mm のボルト孔径でも問題は無い。
- ただし、ネジ径が M22 以下でボルト孔径がネジ径＋10mm の条件でのみ、ナットサイズ（ナット内接円）よりボルト孔径が大きくなる。そのため、座金に引張力が作用し、曲げ応力の照査が必要となる。しかし、発生する曲げ応力は値も小さく問題はない。

3-2-3. FEM 解析

計算による照査では、どのボルト孔径を使用しても問題ない結果となった。そこで FEM 解析を行い、計算結果に対する検証と、アンカーボルトがボルト孔に対し偏芯が生じた際の影響の確認を行うこととした。

1）解析条件・モデル

解析条件およびモデルは次のように決定した。

- アンカーボルト径 D22、ネジ径 M20（有効断面積 244.8mm^2）。
- 材質はアンカーボルトは SD345、ナット座金は SS400（もしくは SS400 相当）、ベースプレートは SS400。
- 3 次元ソリッドモデルとし、対象の 1/2 をモデル化
- 鋼材間摩擦係数　0.4（摩擦接合継手と同等と仮定した）
- ベースプレート両端を固定条件
- アンカーボルト下端に有効断面積×200MPa（＝200N/mm^2）を載荷
- Mode11：ボルト孔径はネジ径＋5mm とし、アンカーボルトはボルト孔に対して中心に配置
- Model2：ボルト孔径はネジ径＋10mm とし、アンカーボルトはボルト孔に対して中心に配置
- Model3：ボルト孔径はネジ径＋10mm とし、アンカーボルトを 5mm 偏芯して配置

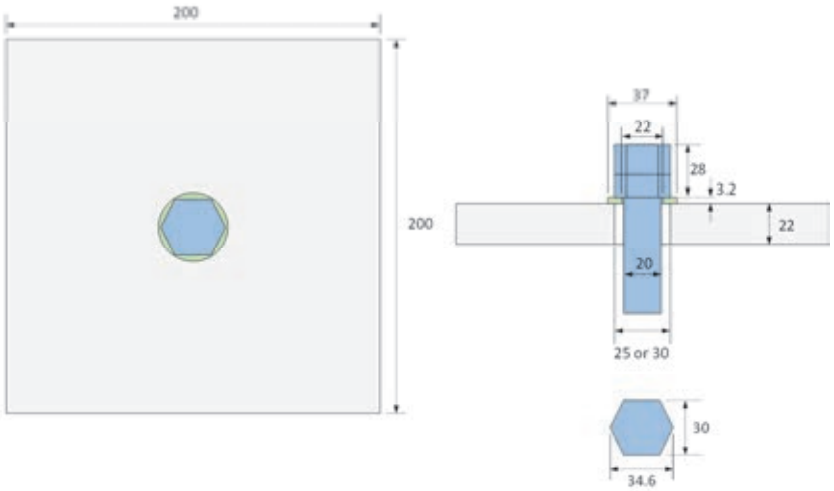


図 3-2-5　解析対象

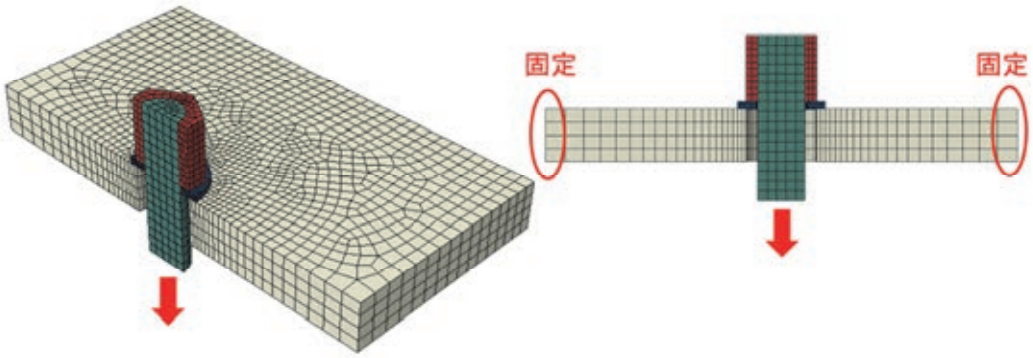


図 3-2-6　FEM 解析モデル 1

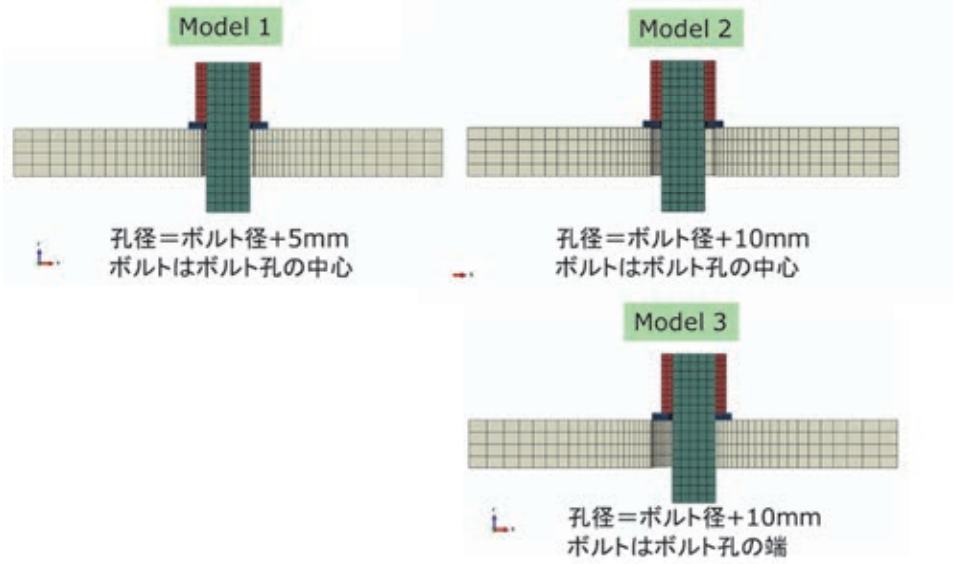


図 3-2-7　FEM 解析モデル 2

2）FEM 解析結果

FEM 解析の結果は、次のとおりである。

①変形

3-2-2 で示したようにボルト孔径がネジ径＋10mm かつ D22 以下の場合で、ナットサイズよりボルト孔径が大きくなり、座金に曲げ変形が生じることになる。3-2-2 の簡易計算では、曲げ変形が生じても許容値内に収まる結果となっているが、FEM 解析では、一部にナット角部の応力集中による高い応力が生じている。

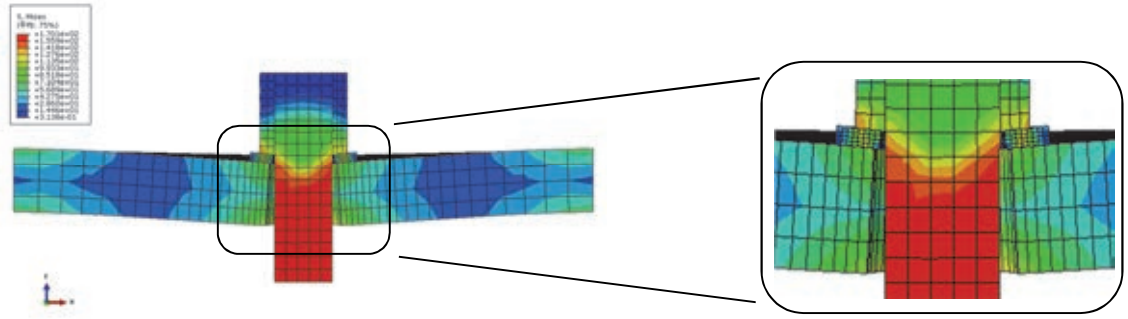


図 3-2-8　変形図（Model1）および拡大図

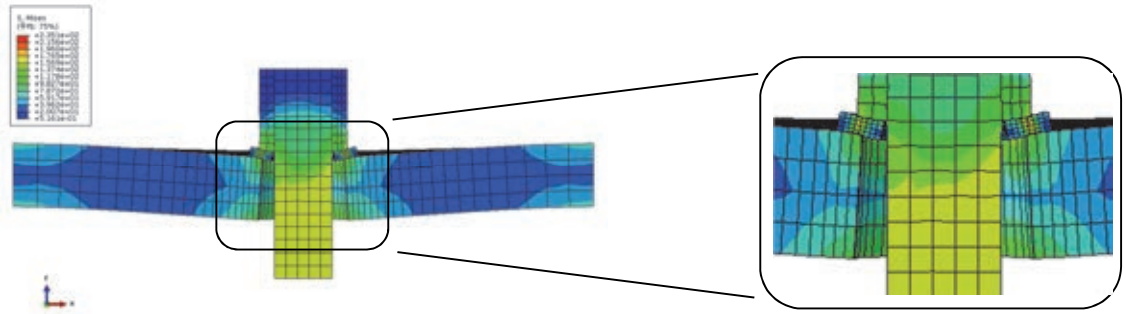


図 3-2-9　変形図（Model2）および拡大図

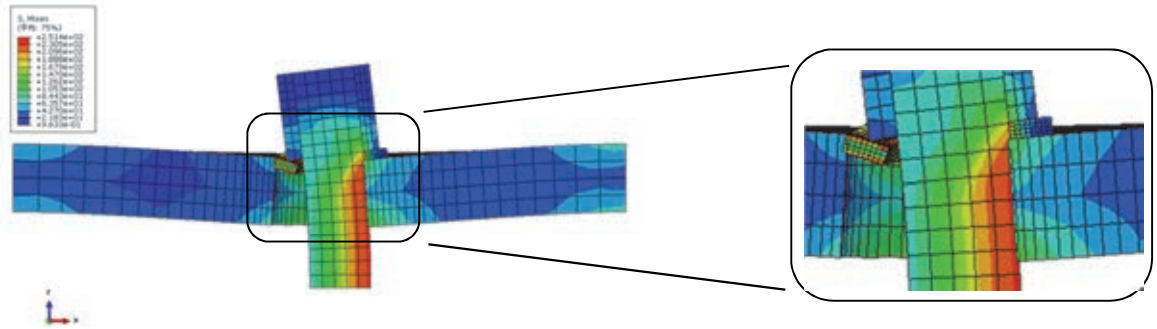


図 3-2-10　変形図（Model3）および拡大図

偏芯を考慮した場合、この傾向はさらに大きくなる。図 3-2-10 で示すように、座金の一部でブラケットにかからない箇所が生じ、そのため、座金にねじれ変形のほか、座金の一部がボルト孔に落ちることによりアンカーボルトに回転が生じ、曲げ引張が生じている。

②座金の応力

図 3-2-11～図 3-2-13 に座金に発生しているミーゼス応力を示す。座金の発生応力は、Model1 で 140MPa、Model2 で 235MPa である。Model2 の応力増加は、拡大孔のボルト角部による応力集中によるものであり約 70%増となっている。さらに、Model3 では 251MPa であり、Model2 と Model3 では約 7%増である。計算と比較した場合、全体的に大きい応力が発生している。これは、拡大孔となったことによりベースプレートとナットのかかりが少なくなったことと、ナット角部が忠実にモデル化できていないことが原因と考えられる。また、拡大孔の曲げ引張による影響が大きく、偏芯による影響を考慮した場合は塑性化がみられる。

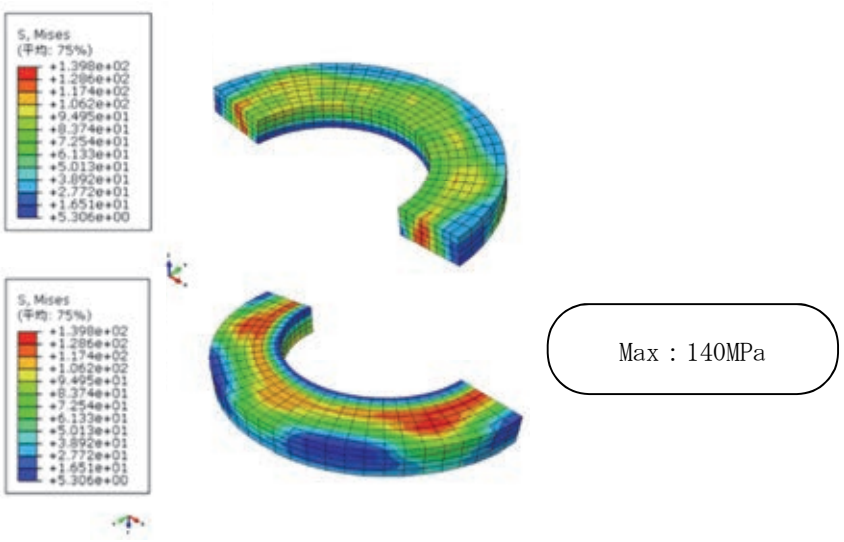


図 3-2-11　座金のミーゼス応力（Model1）

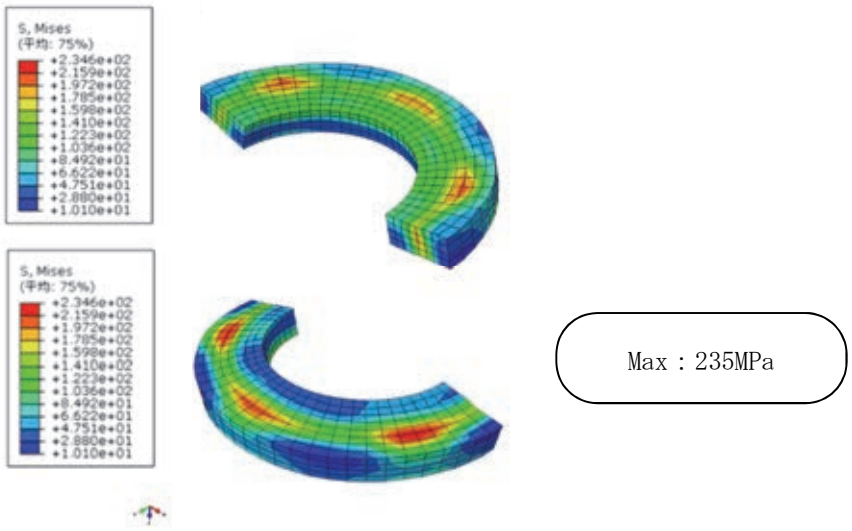


図 3-2-12　座金のミーゼス応力（Model2）

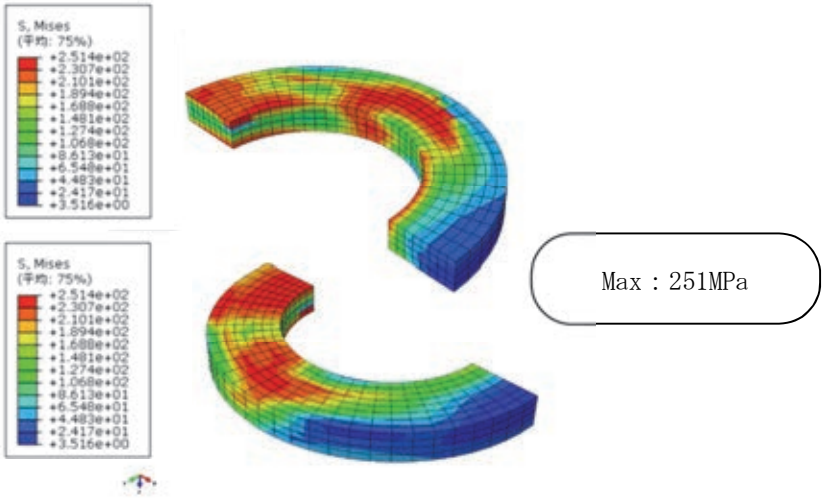
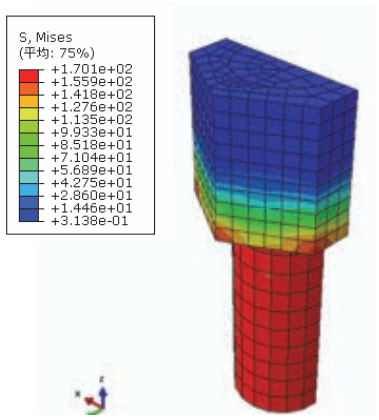


図 3-2-13　座金のミーゼス応力（Model3）

③ボルト本体及びナットの応力

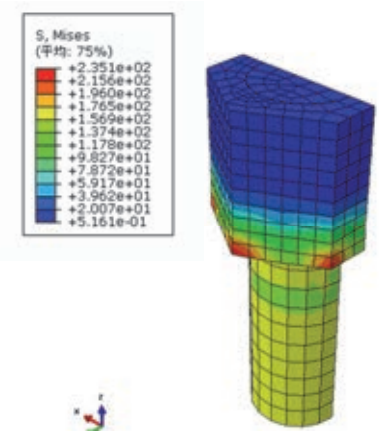
拡大孔はボルト本体及びナットの発生応力にも変化を生じさせている。Model1（**図 3-2-14**）では、ボルト孔が小さいことから、ボルト本体（軸部）やナットの角部など全体的に均等な応力が生じている。発生応力は 149MPa である。Model2（**図 3-2-15**）では、拡大孔によりナットのかかりが少なくなったことから、ナットの角部に応力が集中し 235MPa となっている。Model1 と Model2 で約 38%増である。

さらに Model3（**図 3-2-16**）では、拡大孔によりナットのかかり少なくなった上、偏芯していることからナット部でも均等の応力ではなくなり、本体（軸部）にも引張応力が生じている。ただし、最大応力の差は小さく、236MPa であり Model2 と Model3 で約 1%増程度である。



Max：170MPa

図 3-2-14　ボルト本体及びナットのミーゼス応力（Model1）



Max：235MPa

図 3-2-15　ボルト本体及びナットのミーゼス応力（Model2）

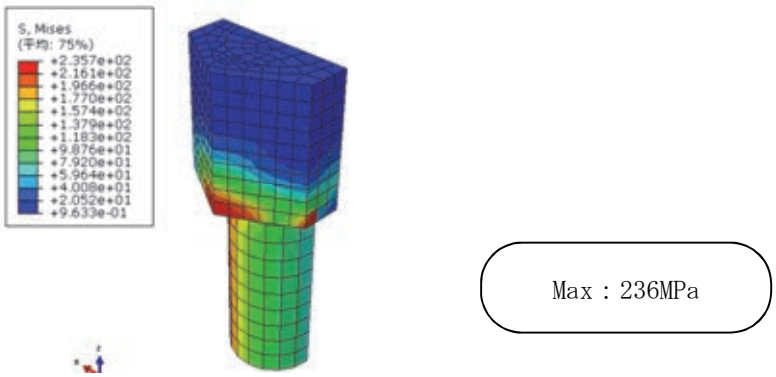


図 3-2-16　ボルト本体及びナットのミーゼス応力（Model3）

④ベースプレートの応力

ベースプレートのボルト孔周囲では、Model1（**図 3-2-17**）で 149MPa、Model2（**図 3-2-18**）で 164MPa、の応力が生じている。ボルト孔の円周に対しほぼ均等の応力である。これは拡大孔とした場合でも、座金を介してベースプレート面に均等に応力が伝達されていることによる。Model1 と Model2 で約 10%増程度である。しかし、偏芯を考慮した Model3（**図 3-2-19**）では、座金のかかりが一部で無くなることから、ベースプレートにも部分的に集中的な応力が作用し、233MPa となる。ナット角部による応力集中もあり、高い応力となっている。Model2 と Model3 で約 42%増、Model1 と Model3 で約 56%増である。ベースプレートは剛性を確保する目的から板厚を 22mm 以上としており、通常ボルト孔周辺に用する応力計算は行っていない。

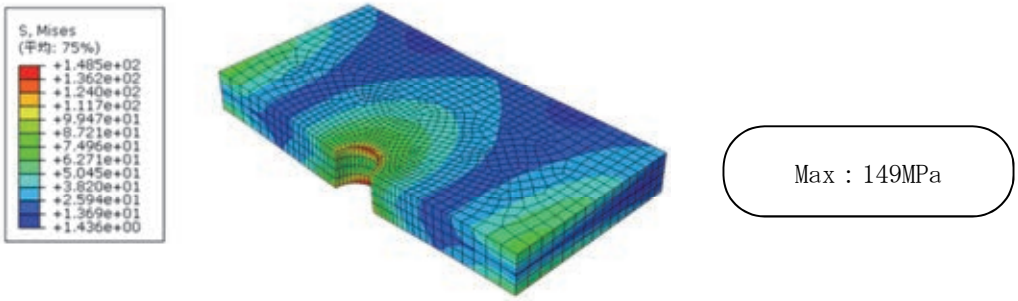


図 3-2-17　ベースプレートのミーゼス応力（Model1）

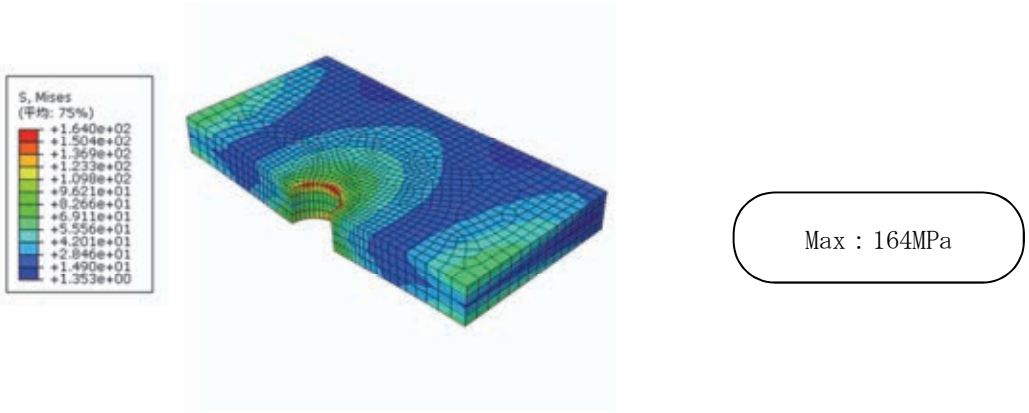


図 3-2-18　ベースプレートのミーゼス応力（Model2）

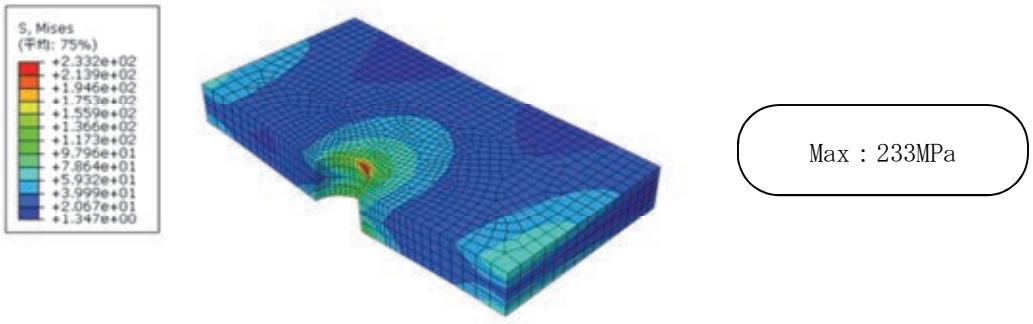


図 3-2-19　ベースプレートのミーゼス応力（Model3）

3）FEM 解析結果に対する考察

FEM 解析結果を整理すると次のとおりである。

- FEM 解析では、Model1（ネジ径＋5mm）に比べ、拡大孔である Model2（ネジ径＋10mm）でボルト径が大きくなったことにより座金のかかりが少なくなり、それに起因してナット角部に応力集中が生じている。
- FEM 解析での座金の発生応力は Model1（ネジ径＋5mm）と Model2（ネジ径＋10mm）の場合で比較した場合、約 70%増となる。座金の Mises 応力でベースプレートとかかる部分で塑性化が見られる。
- 偏芯を考慮した場合（Model3）、座金がアンカーボルト孔に落ちることによるアンカーボルトの回転が生じ、これにより座金のねじれとアンカーボルトの曲げ引張が生じる。
- ネジ径が大きくなると、ナットサイズは常にボルト孔径よりも大きいため、座金に生じる応力が過大となることはないと予想される。

3-2-4. まとめ

簡易計算および FEM 解析により、拡大孔が引張力を受けるアンカーボルトに与える影響を検討した結果、得られた結論は次のとおりである。

- 計算と FEM 解析の結果の差は、計算では円周上に作用する線荷重を想定しており、ナット角部に作用するする集中応力は考慮していないことによる。
- D22 以下でかつネジ径＋10mm の条件でのみ、座金に引張応力が生じ、さらに FEM 解析では、ボルト角部による高い応力集中が生じる。
- 偏芯することによるベースプレートへの影響は、ネジ径＋3mm、＋5mm の場合は問題ない。ネジ径＋10mm では、ブラケットのベースプレートに高い応力集中が生じるがネジ径が細い場合のみであり、ネジ径M24（D25）以上と限定した場合、問題はない結果である。

よって、引張力に対してはネジ径＋3mm、＋5mm のボルト孔径は問題は無い。ネジ径＋10mm の場合は、M22（D25）以下のボルト径の場合には、アンカーボルトに高い応力集中が生じるため拡大孔は使用しないこと、もしくはより詳細な検討を行い、安全性を確認する必要がある。

3-3. せん断力に対する検討

3-3-1. はじめに

ブラケットのアンカー孔を拡大孔にした場合、アンカーボルトはアンカー孔との隙間の中で配置できる。しかし、この状態でブラケットにせん断荷重が作用した場合、アンカー孔内のアンカーボルトの配置によってアンカーボルトの片利きが生じ、少数のアンカーボルトにせん断力が集中する（**図 3-3-1**）。片利きの対策として、アンカー孔とアンカーボルトに隙間にパテ材を注入する方法等があるが、アンカーボルトの片利きが生じても強度上問題ないことが確認できれば片利きの対策が不要となる。

簡易的な片利きモデルをＦＥＭにより解析し、片利きが生じた場合にアンカーボルトに与える影響について検討する。片利きしない正常モデルと片利きするモデルを作成し、ブラケットにせん断荷重が作用した場合の影響を確認する。

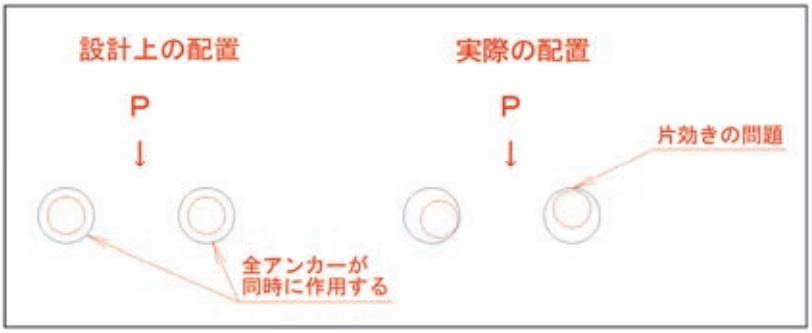


図 3-3-1 アンカーボルトとアンカー孔の位置関係

3-3-2. 解析対象

解析対象の詳細を表 3-3-1 に示す。

表 3-3-1　解析対象の詳細

解析対象となる アンカーボルトのネジ部	ネジ径		M30	M48
	有効断面積	mm^2	560.6	1473.1
	有効径	mm	27.73	39.08
対応鉄筋			D32	D51
座金	外形	mm	56	92
	内径	mm	33	52
	厚さ	mm	4.5	8.0
ナット	内接円径	mm	46	75
	ナット厚(1 種)	mm	24	38
	ナット厚(3 種)	mm	18	29
	ナット頂点間距離	mm	53	86.5
解析対象となる ベースプレート	板厚	mm	28	28
	ボルト孔径	mm	40	58
解析モデルの アンカーボルトのネジ部	ネジ径	mm	26.72	43.31
	有効断面積	mm^2	560.6	1473.1
解析モデルの ベースプレート	板厚	mm	28	28
	ボルト孔径	mm	36.72	53.31

解析用にアンカーボルトのネジ部をモデル化する際に、ネジ部の形状をそのままモデル化せずに円柱形状とし、その円柱の直径は、実際のアンカーボルトのネジ部の有効断面積と等しくなる円の直径としている。このため、アンカーボルトのネジ部をモデル化した円柱の直径は実際のアンカーボルトのネジ部の外径(山部の径)より若干小さくなる。そこで、解析上のベースプレートのボルト孔径については、アンカーボルトのネジ部をモデル化した円柱の直径+10mm としている。なお、アンカーボルトと定着しているコンクリート部材については接着剤等により確実に付着していることを前提に完全固定とした。

3-3-3.FEM 解析

FEM 解析は３次元ソリッドモデルとした。解析モデルを**図 3-3-2** に示す。

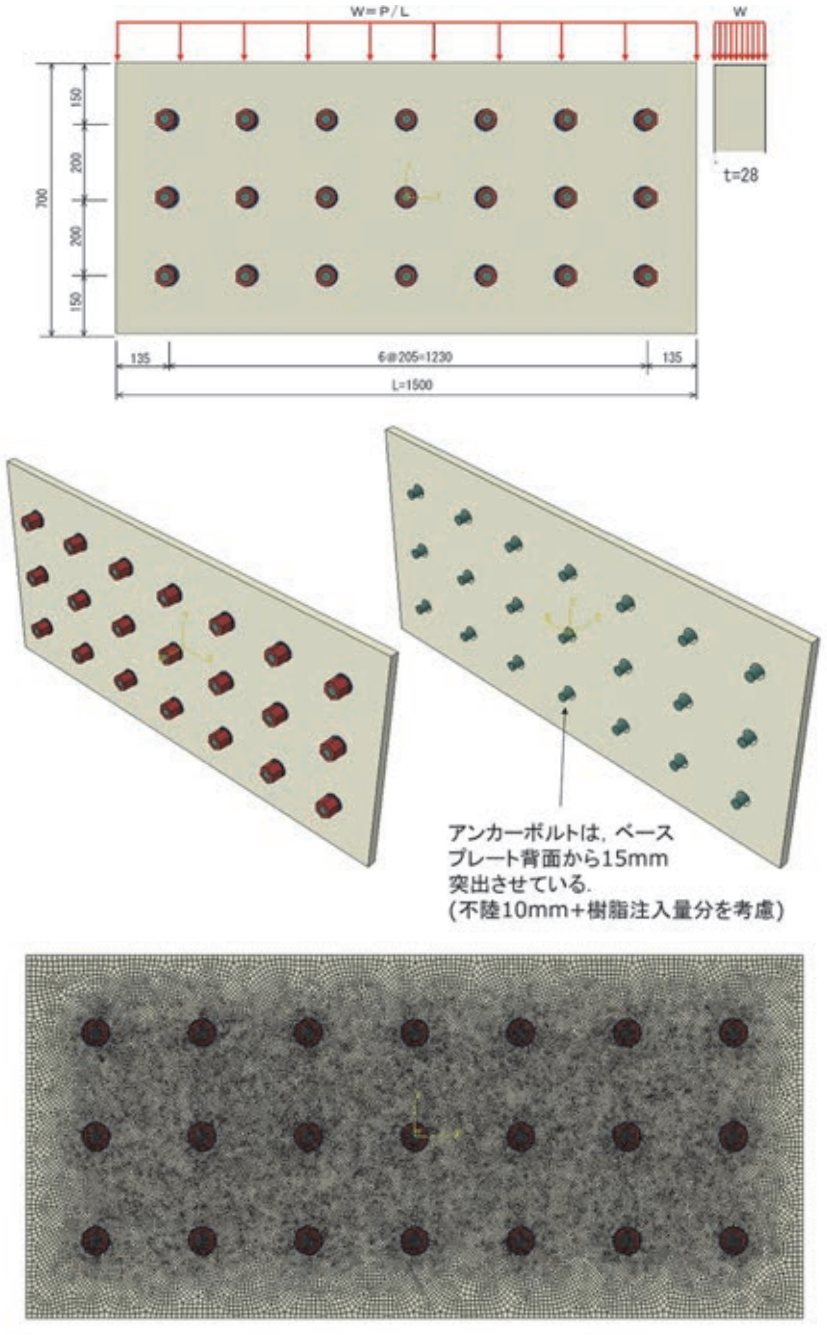


図 3-3-2 解析モデル

FEM 解析は以下の条件でおこなった。

・鋼材間の摩擦係数は 0.4 とする。

・アンカーボルトの先端を固定する。

・ベースプレート上端の節点を下方へ強制変位する。

・ベースプレート裏面の面外方向を固定する。

ここで**図 3-3-2** に示す全体的なモデルを用いて解析を試みる前に、解析の簡素化と、事象の簡略化の為アンカーボルトの配列が 1 列のみとなる簡易的なモデルについて解析を行った。簡易モデルは、横方向 3 段、縦方向 1 列（縦 1 列モデル）と横方向 1 段、縦方向 3 列のモデル（横 1 列モデル）とした。また、ワッシャーをナットに固定し、解析モデルのサイズを小さくすることにより解析時間の短縮を図った。

それぞれのモデルで、片利きしない正常モデルと片利きするモデルを作成し、ブラケットにせん断荷重が作用した時の影響を確認した。

簡易モデルと使用材料を**図 3-3-3** に、使用材料の応力-ひずみ線図を**図 3-3-4** に示す。

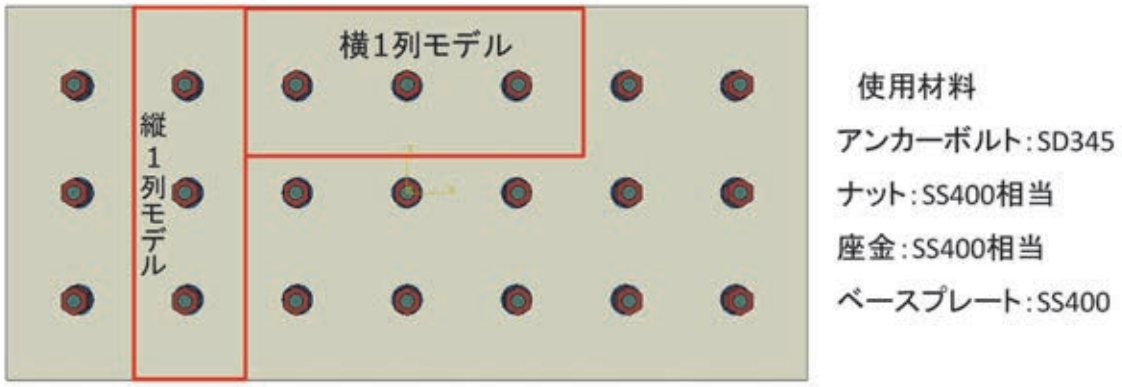


図 3-3-3 簡易モデル(1 列モデル)

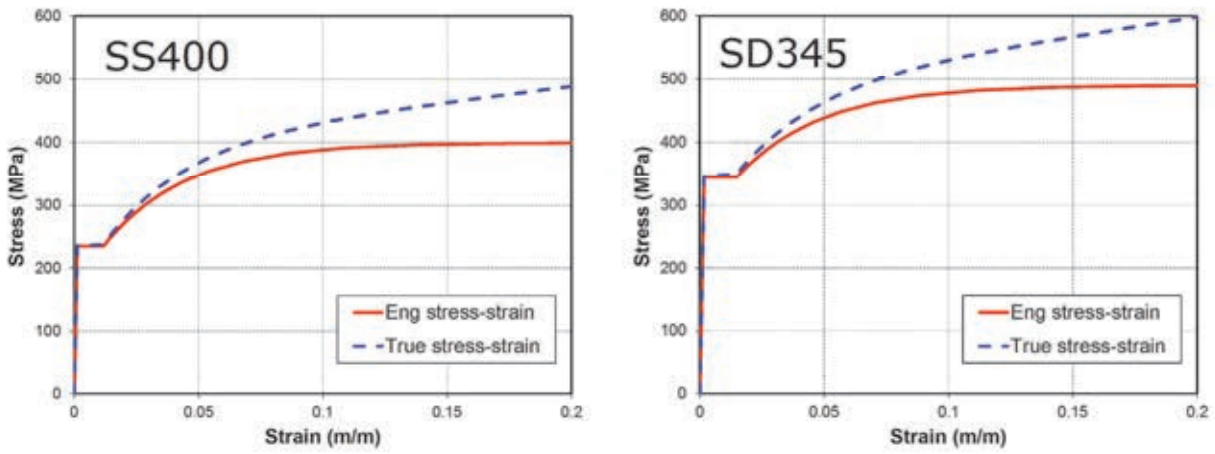


図 3-3-4 使用材料の応力-ひずみ曲線

1）縦 1 列モデル

縦 1 列モデルを**図 3-3-5** に、強制変位方法を**図 3-3-6** に示す。片利きモデルは上段のアンカーボルトを 5mm 上方に配置し、モデルの上端に強制変位を生じさせる。

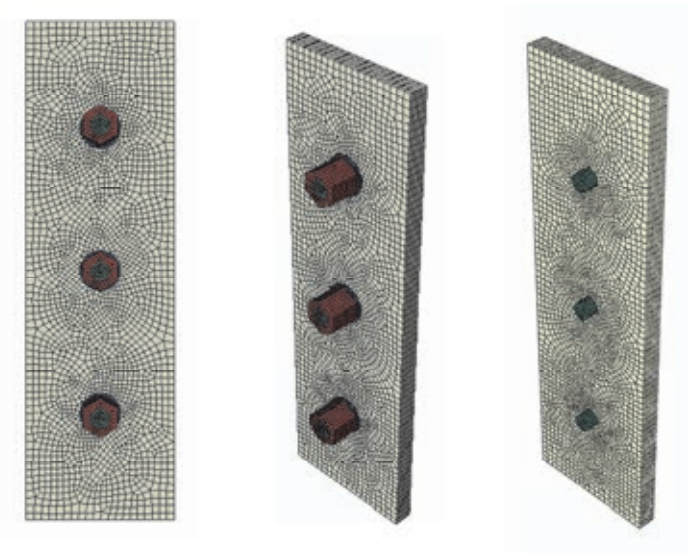


図 3-3-5 縦 1 列モデル

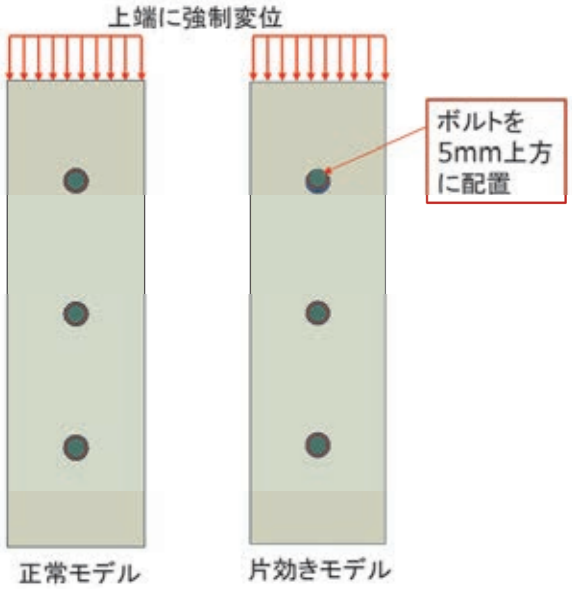
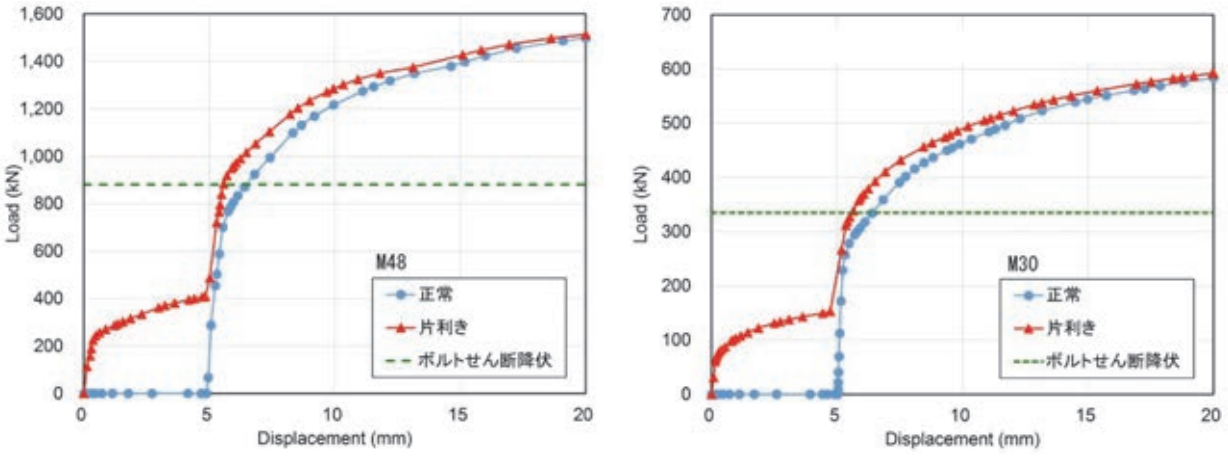


図 3-3-6 強制変位方法

荷重と変位量の関係を**図 3-3-7** に示す。正常モデルでは 5mm 移動してから 3 本のアンカーボルトが抵抗する。一方片利きモデルでは、最初の 1 本が抵抗し、5mm 移動してから残り 2 本のアンカーボルトが抵抗する。片利きモデルで 5mm 移動後は、正常モデルと同程度の抵抗が生じていることが分かる。また、ネジ径が M30 と M48 の傾向が類似していることが分かる。



(a)　M30　　(b)　M48

図 3-3-7　荷重-変位関係

ベースプレートの変位量が 20mm の場合のアンカーボルトの変形状態を**図 3-3-8** に示す。片利きしているアンカーボルトの変形量が大きいことが分かる。

また、ネジ径が M30 と M48 の傾向が類似していることが分かる。

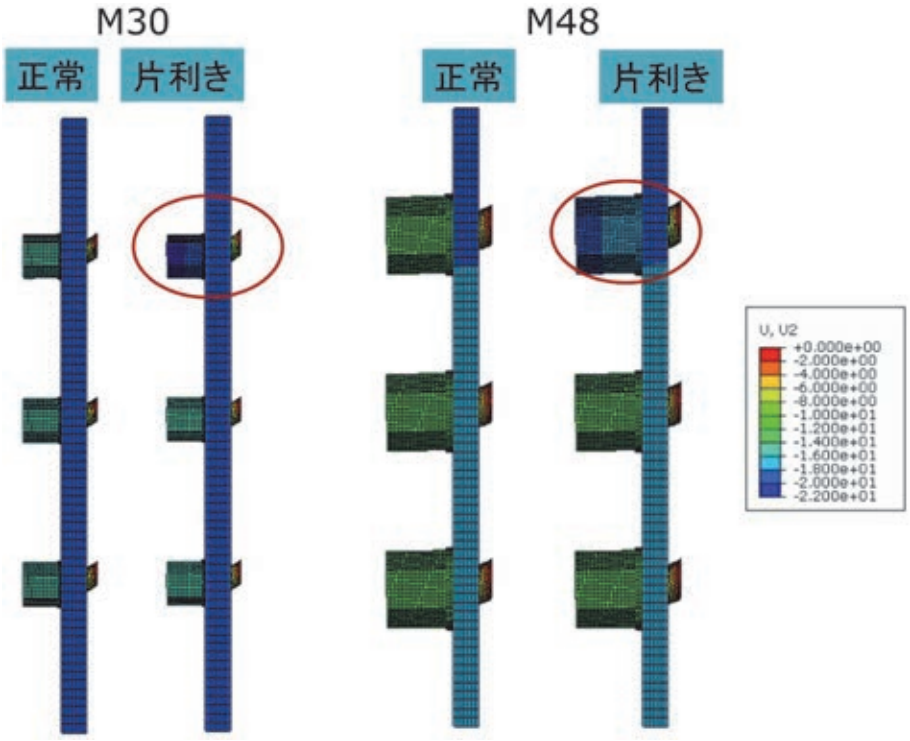


図 3-3-8　アンカーボルトのミーゼス応力の分布(M30、M48)

ベースプレートの変位が 7mm と 20mm の場合の、アンカーボルトのミーゼス応力のコンター図を**図 3-3-9** と**図 3-3-10** に示す。7mm 変位時では、片利き部の応力が大きくなっていることが分かる。20mm 変位時では正常時と片利き時に大きな違いは見られない。また、ネジ径が M30 と M48 の傾向が類似していることが分かる。

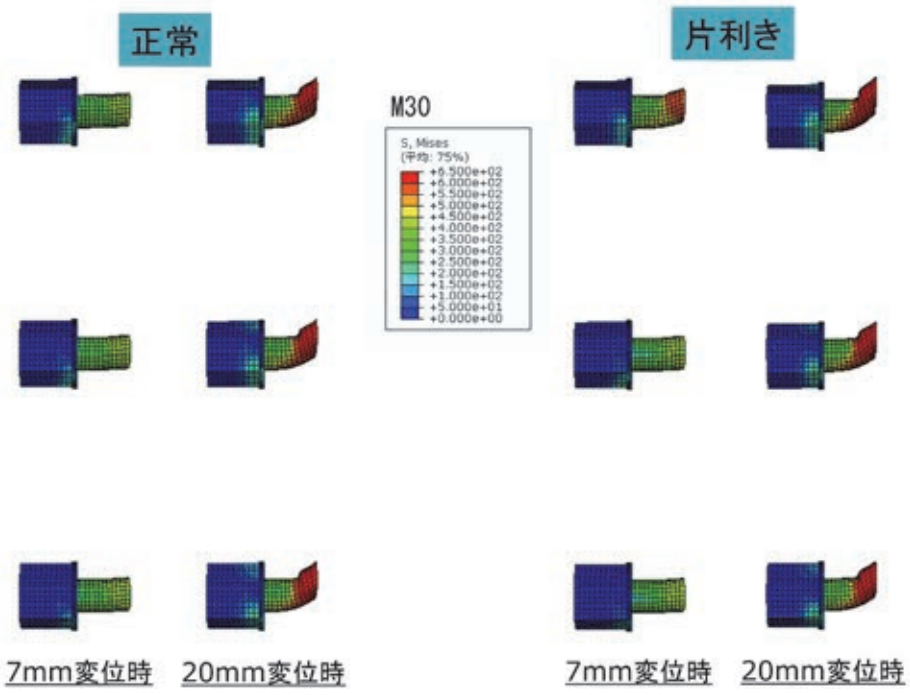


図 3-3-9　アンカーボルトのミーゼス応力の分布(M30)

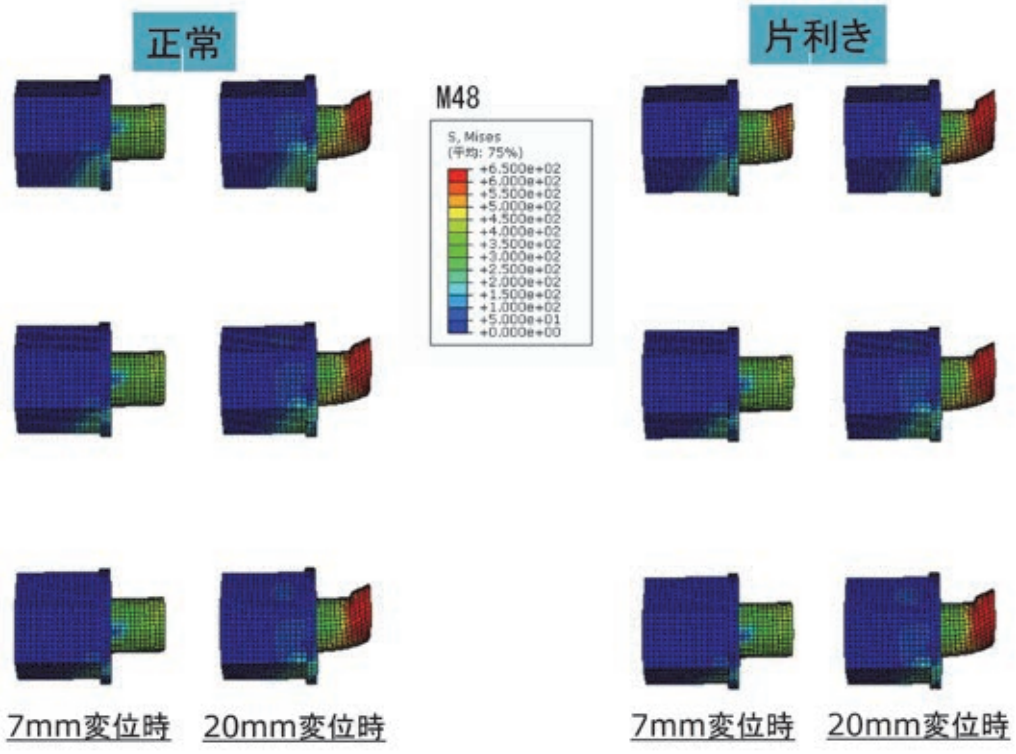


図 3-3-10　アンカーボルトのミーゼス応力の分布(M48)

ベースプレートの変位が 20mm の時のアンカーボルトの相当塑性ひずみのコンター図を**図 3-3-11** に示す。アンカーボルトのネジ径が M30 の場合の 20mm 変位時では、正常モデルでは 66%のところ片利き 93%となった。一方、ネジ径が M48 の場合の 20mm 変位時では、正常モデルでは 56%のところ片利き 85%となった。片利きモデルでアンカーボルトに発生する塑性ひずみが大きくなることがわかる。

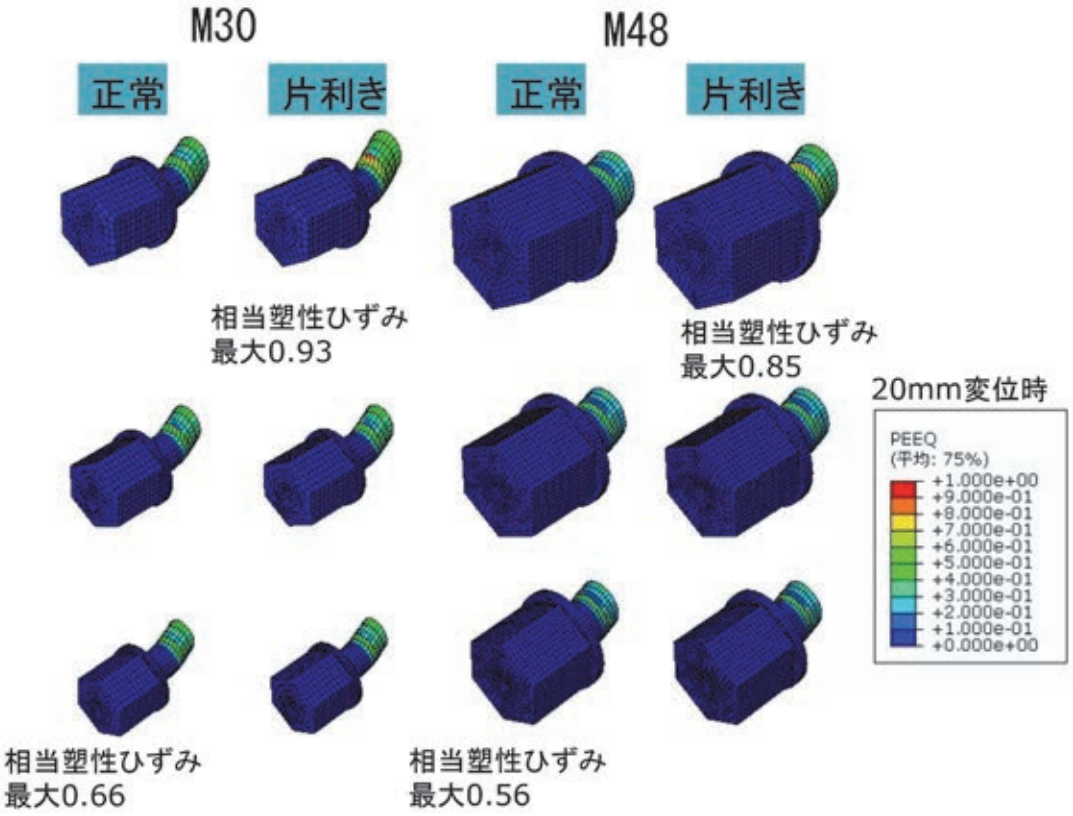


図 3-3-11　ベースプレートの変位量が 20㎜ 時のアンカーボルトの相当塑性ひずみの分布

ベースプレートの変位が20mm時のベースプレートのミーゼス応力のコンター図を図3-3-12と図3-3-13に示す。アンカーボルトのネジ径が M30 と M48 のいずれの場合おいても 20mm 変位時では、正常モデルと片利きモデルに大きな違いは見られない。

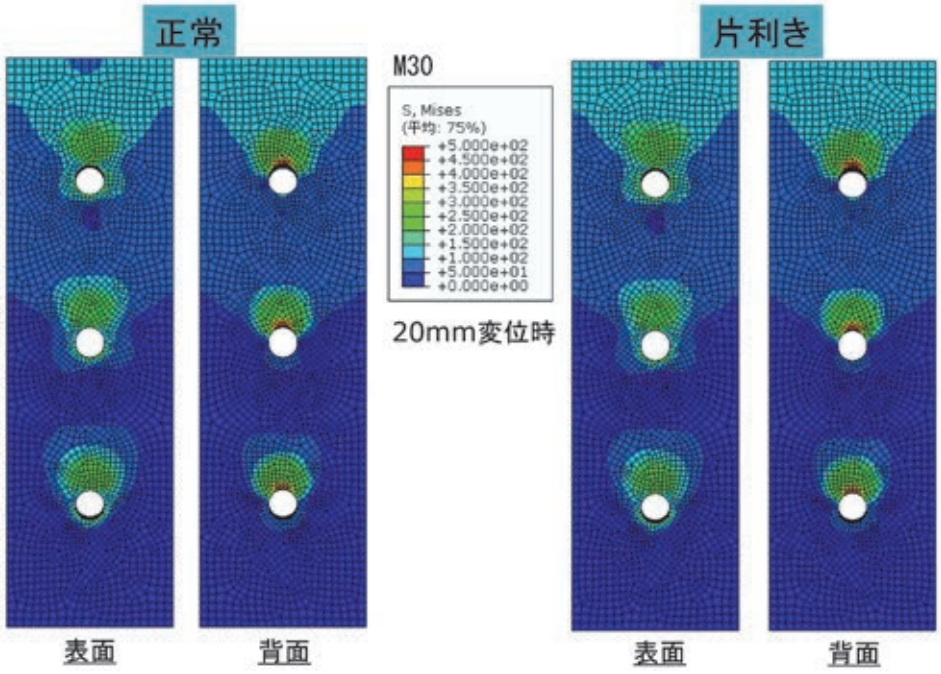


図 3-3-12　ベースプレートの変位量が 20㎜ 時のベースプレートのミーゼス応力の分布(M30)

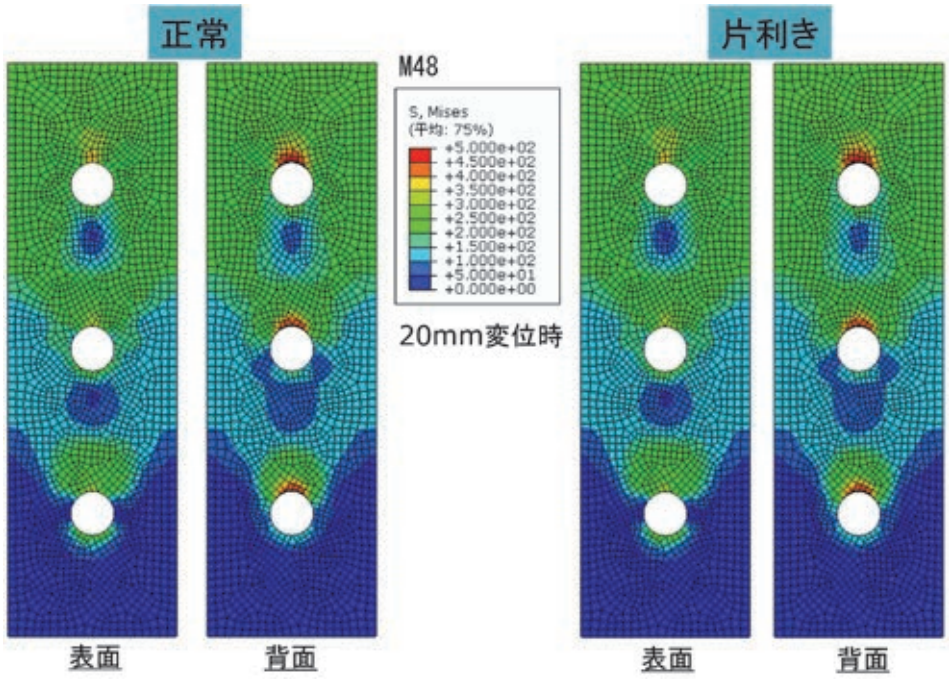


図 3-3-13　ベースプレートの変位量が 20㎜ 時のベースプレートのミーゼス応力の分布(M48)

2）横 1 列モデル

横 1 列モデルを**図 3-3-14** に、強制変位方法を**図 3-3-15** に示す。片利きモデルとして 4 パターンの配置を想定し、参照点に強制変位を生じさせる。参照点とベースプレートは剛体変位とする。なお、縦一列モデルの結果から、M30 と M48 の結果の傾向に違いが見られなかったことから、横 1 列モデルは M30 でのみ解析を行った。なお解析時間短縮の為、鋼材間の摩擦係数は 0 とした。

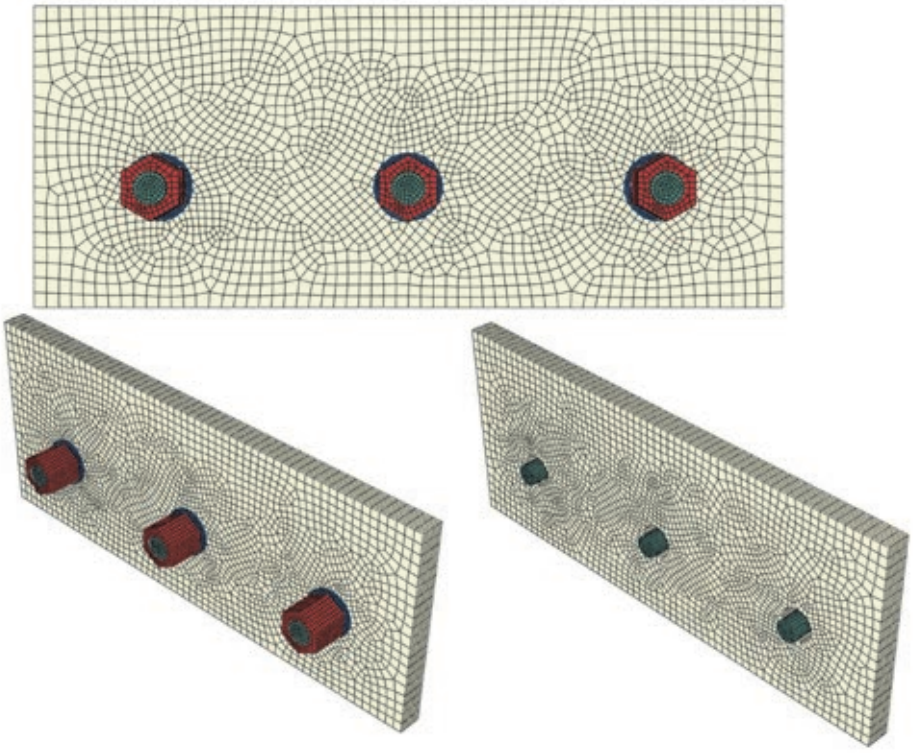


図 3-3-14　横 1 列モデル

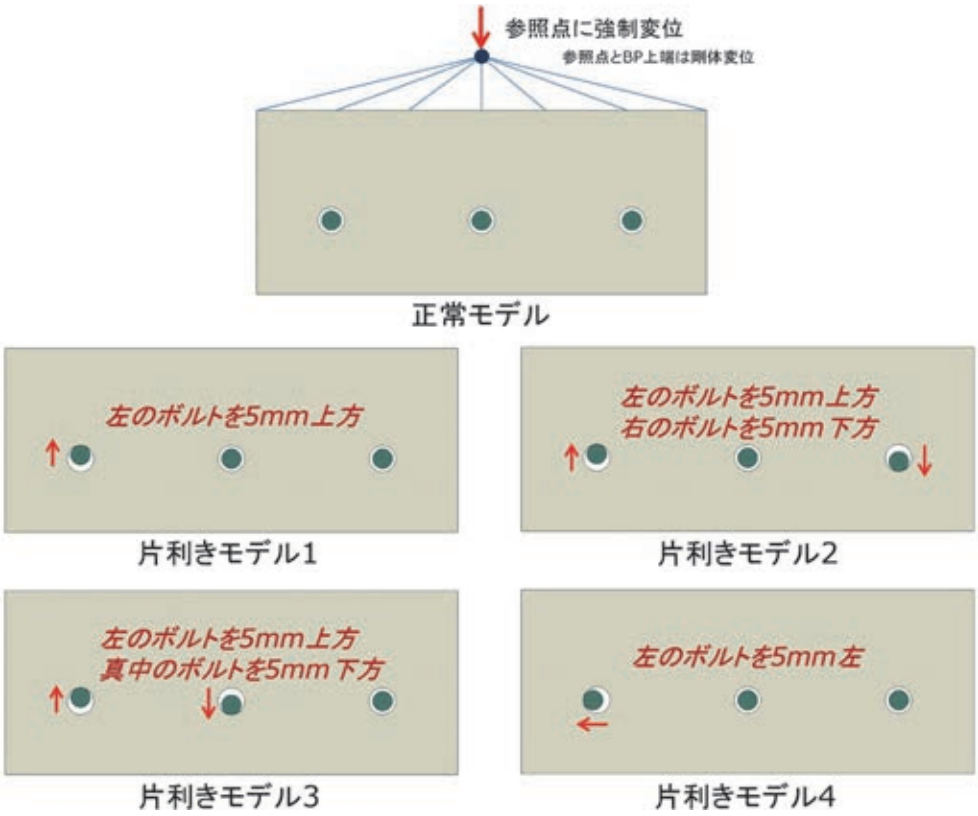


図 3-3-15　強制変位方法

荷重と変位量の関係を**図 3-3-16** に示す。正常モデルでは 5mm 移動してから 3 本のアンカーボルトが抵抗する（縦 1 列モデルと同様）。一方片利きモデルでは、片利きが 1 本の場合は残りの 2 本の内のいずれかがブラケットのアンカー孔の縁に接するまで、ブラケットが回転挙動を示す。2 本のアンカーボルトで荷重を分担し、そのまま変位が大きくなった後に 3 本のアンカーボルトで荷重を分担するようになる。

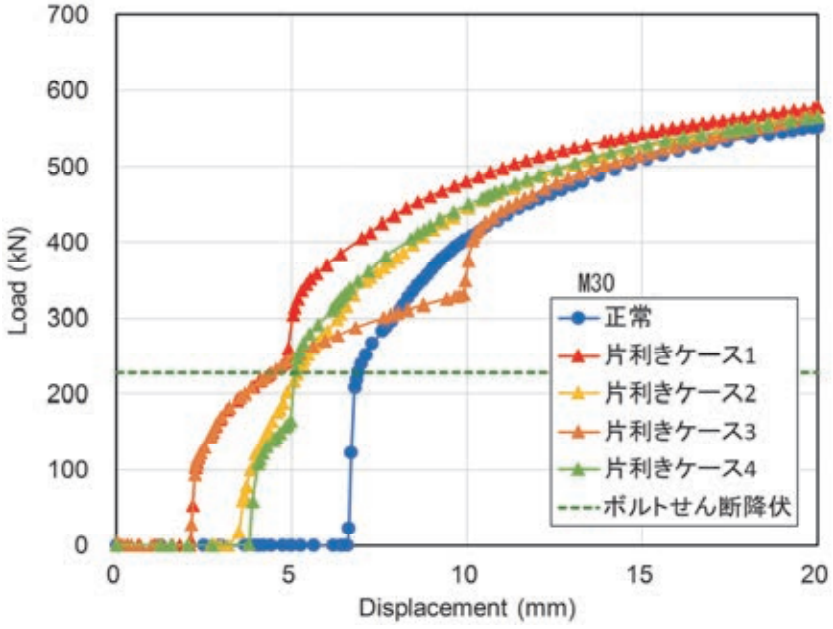


図 3-3-16　荷重－変位関係

各ケースにおける解析終了時の鉛直方向の変位のコンター図を**図 3-3-17** に示す。片利きするアンカーボルトに拘束されるため、片利きするアンカーボルト側の変形量が少なくなっていることが分かる。また、片利きするアンカーボルトで回転挙動を示した後に変形するため、変形量が強制移動量の 20mm を超える場所がある。

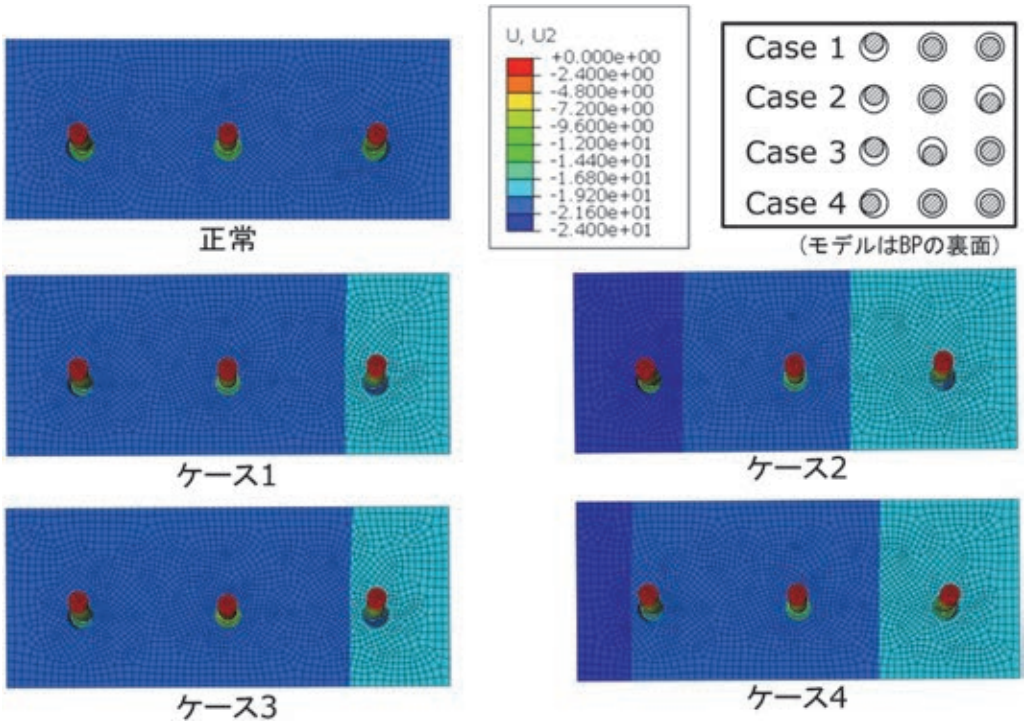


図 3-3-17　荷重と変形量の関係

ベースプレートの変位が 7mm と 20mm の場合の、アンカーボルトのミーゼス応力のコンター図を**図 3-3-18**、**図 3-3-19** にそれぞれ示す。7mm 変位時は、片利きする 2 本が荷重を分担するため 1 本だけ応力が低いことが分かる。20mm 変位時では正常モデルと片利きモデルに大きな違いは見られない。

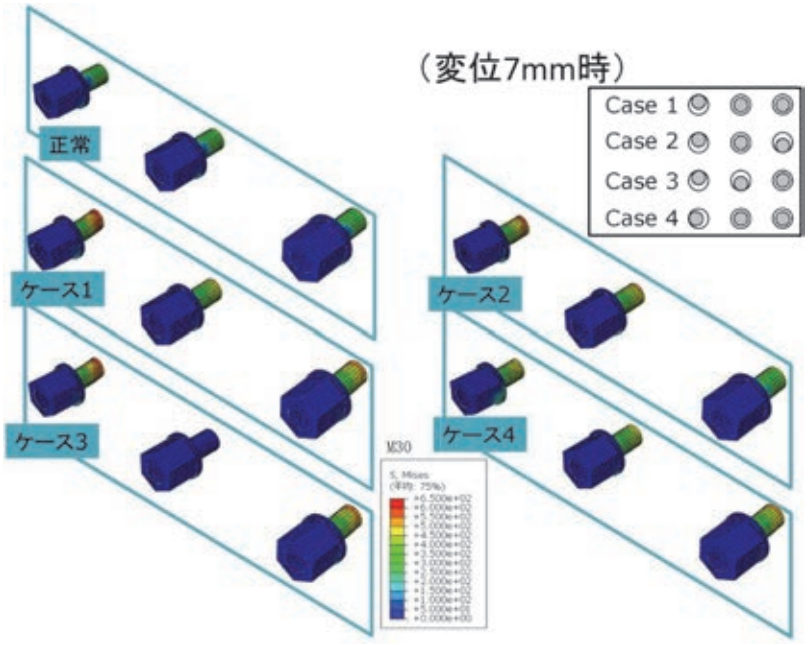


図 3-3-18　アンカーボルトのミーゼス応力の分布（変位 7mm 時）

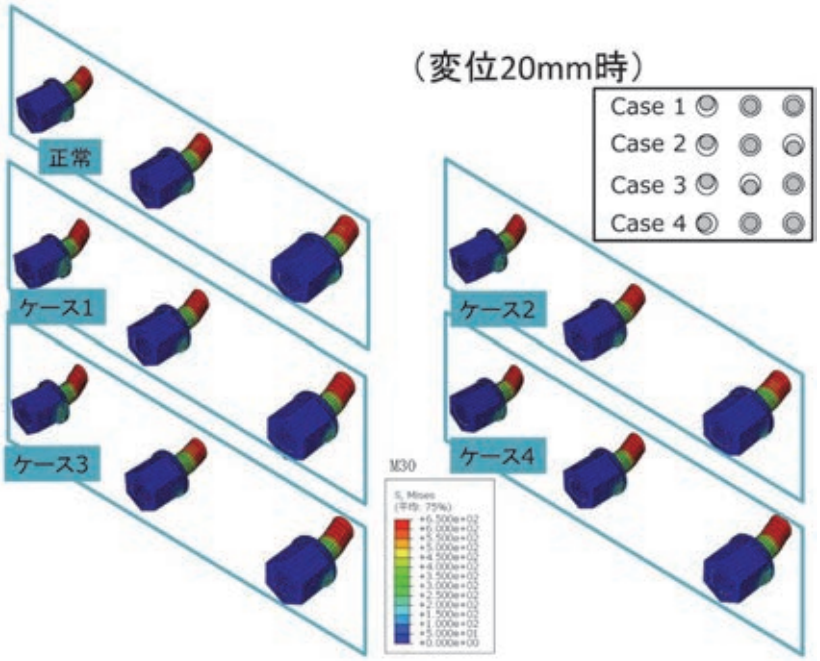


図 3-3-19　アンカーボルトのミーゼス応力の分布（変位 20㎜ 時）

ベースプレートの変位が 20mm の時のアンカーボルトの相当塑性ひずみのコンター図を**図 3-3-20** に示す。20mm 変位時では、正常モデルでは 52%のところ片利きモデルの各ケースでは 67～82%となった。各ケースで差異が生じるのは回転挙動の差分によると考える。片利きモデルでは、片利きしたアンカーボルトの塑性ひずみが非常に大きくなることがわかる。

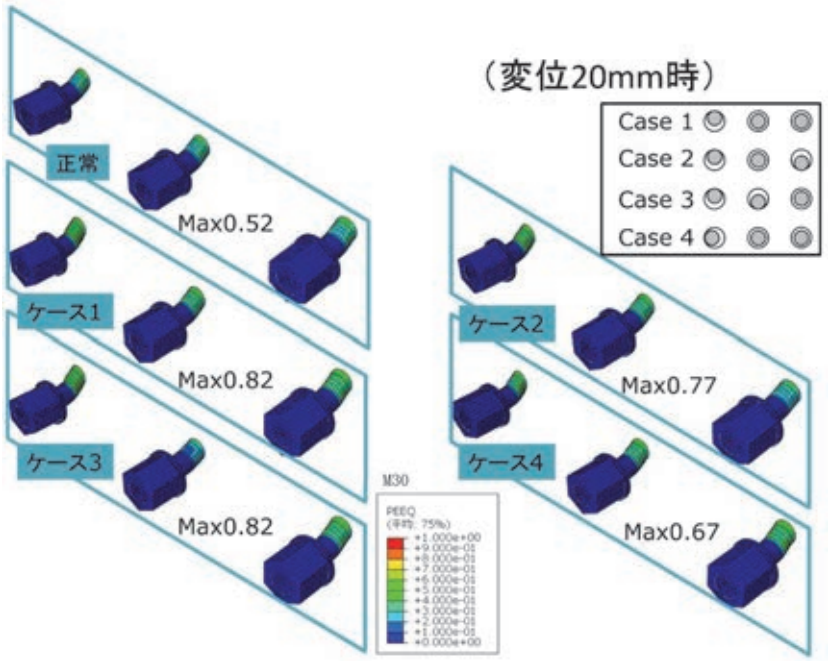


図 3-3-20　アンカーボルトのミーゼス応力の分布

図 3-3-21 にベースプレートの変位が 20mm の時のベースプレートに生じるミーゼス応力のコンター図を示す。20mm 変位時では、正常モデルと片利きモデルに大きな違いは見られない。

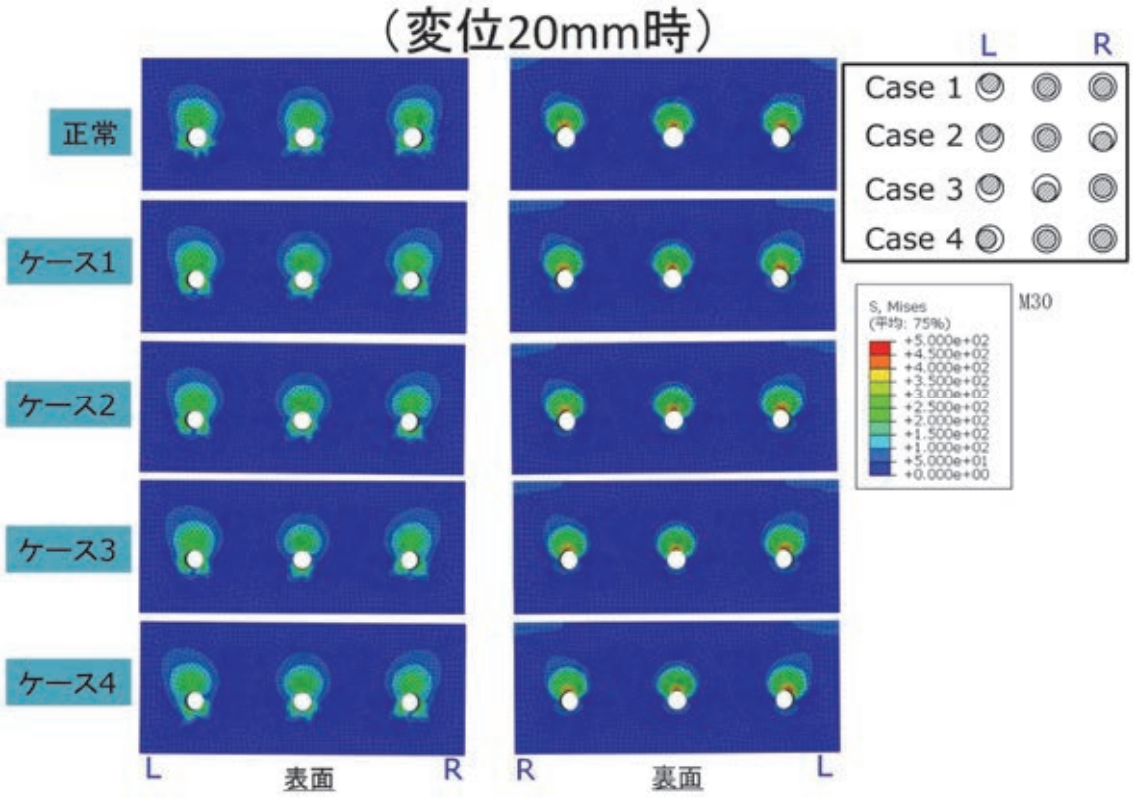


図 3-3-21　ベースプレートの変位量が 20㎜ 時のベースプレートのミーゼス応力の分布

3-3-4. まとめ

- 片利きモデルにおいても、アンカーボルトの位置のずれが 5mm 程度であれば最終的には全アンカーボルトで荷重を分担する。
- 片利きの程度によっては全アンカーボルトで荷重を分担する前に、最初に荷重を受けたアンカーボルトが破断する場合がある。そのため、アンカーボルトが破断しないことを検証することが出来れば、アンカーボルト径に対して+10mm の拡大孔で問題ないことが結論つけることが可能と考える。

3-4. 結論

ブラケットのアンカー孔を拡大孔にした場合について検討した結果、以下の結論を得た。

(1) ナットサイズよりもブラケットのボルト孔径が大きい場合は引張力によって座金に曲げ変形が生じるが許容値内である。ただし、偏芯し座金の一部がベースプレートにかからない場合は、座金のねじれ変形やアンカーボルトに回転が生じ、曲げ引っ張りが生じる。

(2) ブラケットのアンカー孔を拡大孔にするとナットのかかりが少なくなるため、引張力による座金の応力はナット角部に集中する。また、偏芯が大きいと座金が塑性変形する。

(3) ブラケットのアンカー孔が小さいとアンカーボルトには引張力により均等な応力が生じるが、拡大孔としたアンカー孔内で偏芯すると応力が不均等になり、アンカーボルトの軸部に引張応力が生じる。

(4) ブラケットのアンカー孔を拡大孔にしても偏芯していなければ引張力によるベースプレートの応力はボルト孔の円周に対してほぼ均等になる。偏芯すると一部で座金のかかりが無くなるため部分的に集中して応力が生じる。

(5) アンカーボルトが片利きした状態でせん断力が作用すると、片利きしたアンカーボルトが変形した後

に残りのアンカーボルトにせん断力が均等に作用していく。

(6) せん断力により片利きしたアンカーボルトが変形後、片利きの状態が解消されると、正常状態とほぼ同様の変形を示す。

(7) アンカーボルトのねじ部の径が M30 と M48 では、(5)と(6)の傾向は同じである。

参考文献

1) 日本道路公団：橋梁縁端拡幅マニュアル（案），平成 7 年 10 月

2) 名古屋高速道路公社：既設橋の落橋防止システムの設計要領（案），平成 11 年 4 月

3) ゴム支承協会：ゴム支承の鋼材部の設計標準（案），pp.104-119，平成 17 年 10 月

4) 日本工業規格：JIS B 1180，JIS B 1181，JIS B 1256

5) 土木学会：構造力学公式集，p.327

6) 日本橋梁建設協会：'16 デザインデータブック，pp.115

7) 日本道路協会：道路橋支承便覧，p.176，平成 16 年 4 月

4. 斜角の影響

4-1. 基本的な設計の流れ

下部工付きの鋼製ブラケットを有する構造には、落橋防止構造や水平力分担構造（横変位拘束構造）、縁端拡幅、ジャッキアップブラケットなどが想定される。

それらの構造に対し、アンカーボルトに作用する力を模式図で表すと下図のようになる（**図 4-1-1**）。

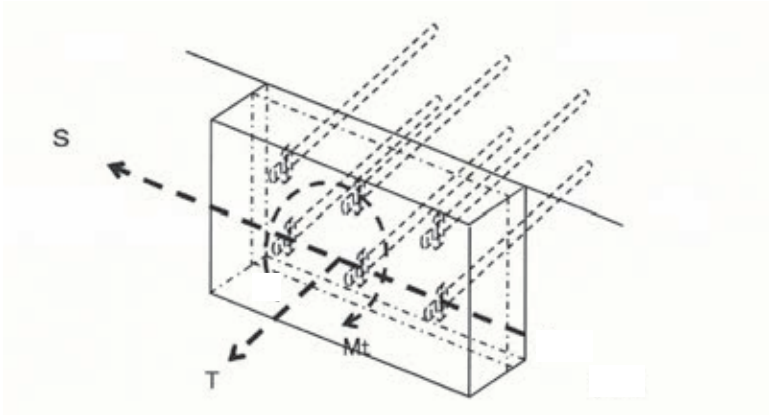


図 4-1-1　アンカーボルトに作用する力

一般的にアンカーボルトに作用する力に対して、以下の照査を行う。

①アンカーボルトの軸方向の作用力 T に対する照査

②アンカーボルトの直角方向の作用力 S に対する照査

③①②の合成応力の照査

また、**図 4-1-2** に示すように、ブラケットに水平力が作用する構造（例えば水平力分担構造）では、水平力作用位置から図心位置までの距離を L としたねじりモーメント（ねじりせん断）がアンカーボルトに作用する。

通常のアンカーボルトの設計においては、ねじりモーメントに対し、各位置のアンカーボルトに発生するせん断力に抵抗できるようにアンカーボルト群として設計する。

その他、上下部連結の落橋防止ケーブルなど、斜め方向に引張力 T が作用する場合は、**図 4-1-3** に示すように、斜め方向の作用力を水平方向 HR と鉛直方向 VR の成分に換算し設計する。

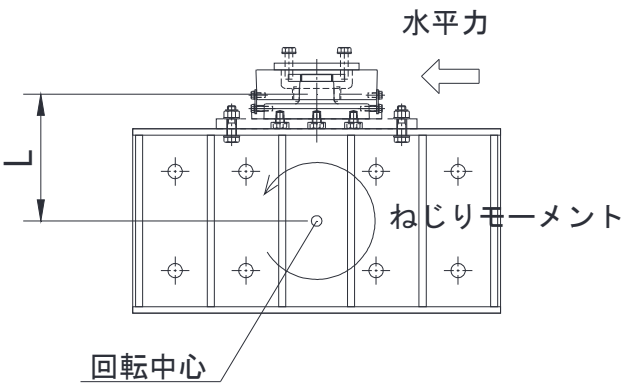


図 4-1-2
ブラケットに水平力が作用する構造

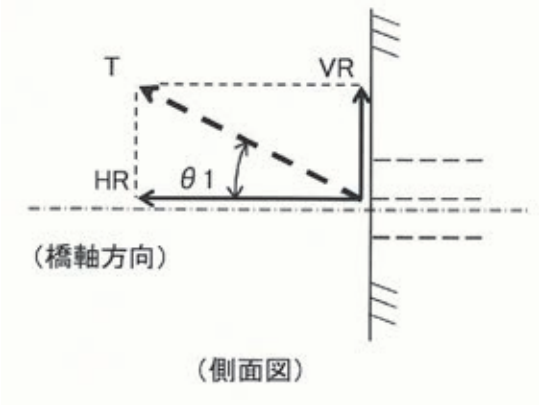


図 4-1-3
斜め方向の作用力に対する分力

4-2. 斜角を有する場合のアンカーボルトに作用する応力について

斜角を有する橋梁においても、設計手法は斜角が無い場合と同様である。

ただし、斜角によりアンカーボルトには**図 4-2-1** に示すように、アンカーボルト軸方向 T1 と橋軸直角方向 S の両成分が作用することになるため、分力に換算した設計荷重にて設計を行う。

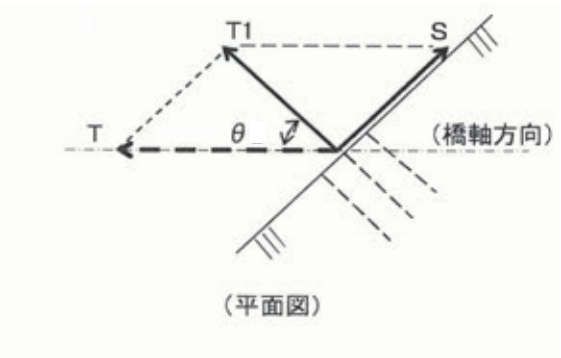


図 4-2-1　斜角を考慮した設計荷重

4-3. 設計事例

次頁より斜角を有する場合の設計事例を 2 例挙げる。留意すべき点は、どちらの場合も、**4-2.** で詳述したとおり、作用力を分力に換算してアンカーボルトおよびブラケットの設計を行わなければならない。

なお、本設計例では、現場実測を想定したアンカーボルト配置にて試算するものとする。

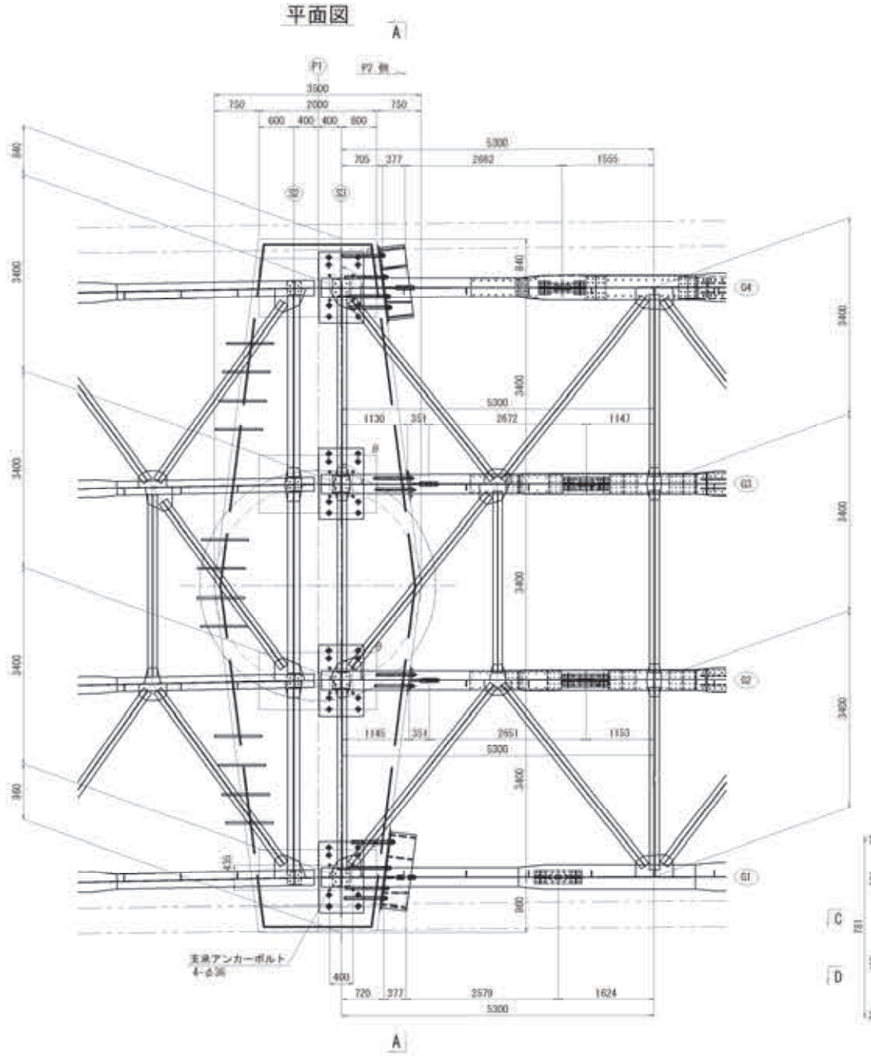
1）アンカーボルト方向に力が作用する場合（落橋防止構造）

2）アンカーボルトの直角方向に力が作用する場合（水平力分担構造・横変位拘束構造）

落橋防止構造図　一般図 S=1:40

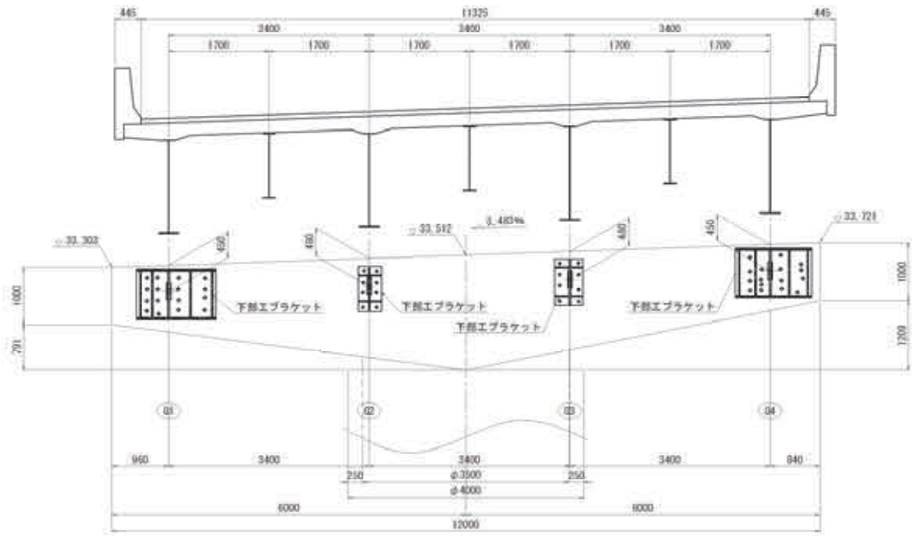
P1橋脚

平面図

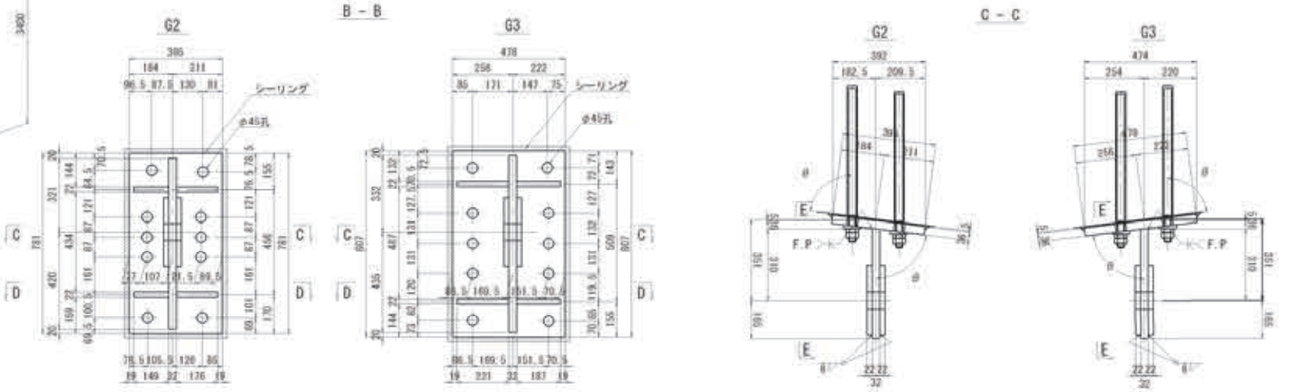


正面図

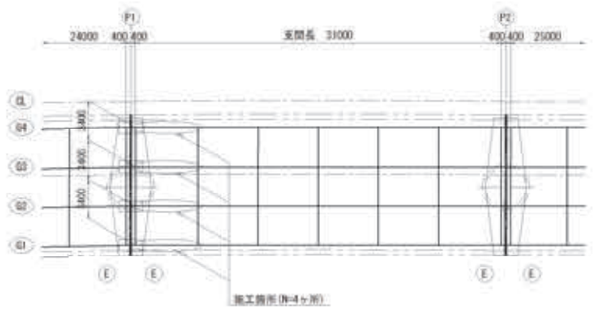
A － A



下部エブラケット詳細図 S=1:10



位置図 S=1:200



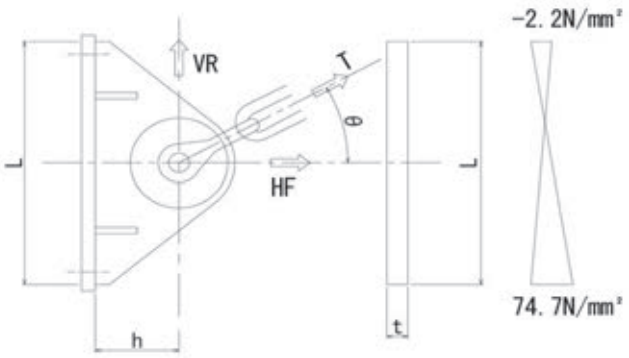
アンカーボルト詳細図 S=1:5

下部エブラケット取付アンカー

G2桁下部エブラケット(製作数：1基)
1-Base PL 395×36×781 HD255(SM490YB)
1-Top PL 475×32×741 HD255(SM490YB) (N=70%)
2-Ring PL 300×22×300 HD255 (N=79%)
2-Rib PL 211×22×149 HD255 (N=92%)
2-Rib PL 188×22×176 HD255 (N=91%)

G3桁下部エブラケット(製作数：1基)
1-Base PL 478×36×807 HD255(SM490YB)
1-Top PL 475×32×767 HD255(SM490YB) (N=70%)
2-Ring PL 300×22×300 HD255 (N=79%)
2-Rib PL 188×22×221 HD255 (N=92%)
2-Rib PL 215×22×187 HD255 (N=91%)

落橋防止装置　下部エブラケットの照査
①　トッププレートの照査



トッププレート長さ
　L　=　781 mm

トッププレート板厚
　t　=　22 mm　(SM490Y)

荷重の作用高さ
　h　=　310 mm

チェーンの作用角度
　θ　=　20 °

チェーンに作用する張力
　T　=　900　kN

地震時設計水平力
　HF　=　846　kN

作用鉛直力
　VR　=　289　kN

①-1)　曲げモーメント
M　=　VR　x　h
　=　289,254　x　310
　=　89,668,872　N･mm

①-2)　断面係数
Z　=　t　x　L²　/　6
　=　22　x　781²　/　6
　=　2,236,524　mm³

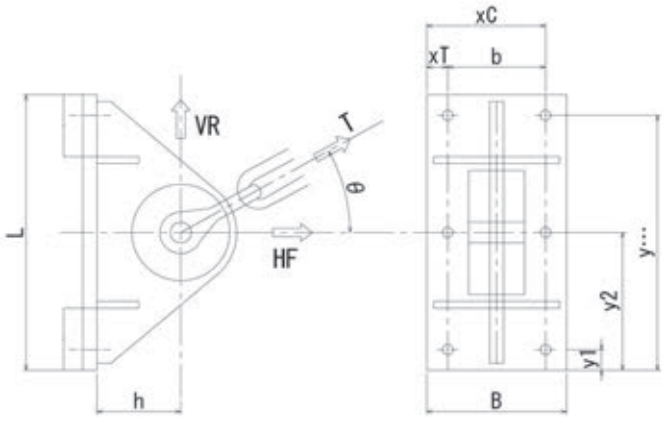
①-3)　断面積
A　=　t　x　L
　=　22　x　781
　=　17,182　mm²

①-4)応力度
δt　=　M　/　Z　+　HF　/　A
　=　89,668,872　/　2,236,524　+　845,723　/　17,182
　=　89.3　N/mm²　≦　δsa　=　315 N/mm²　OK

δt　=　M　/　Z　−　HF　/　A
　=　89,668,872　/　2,236,524　−　845,723　/　17,182
　=　−9.1　N/mm²　≦　δsa　=　315 N/mm²　OK

τs　=　VR　/　A
　=　289,254　/　17,182
　=　16.8　N/mm²　≦　$\tau\alpha$　=　180 N/mm²　OK

②アンカーボルトの照査



チェーンに作用する張力
T = 900 kN

地震時設計水平力
HF = 846 kN

作用鉛直力
VR = 289 kN

ベースプレート長さ
L = 781 mm

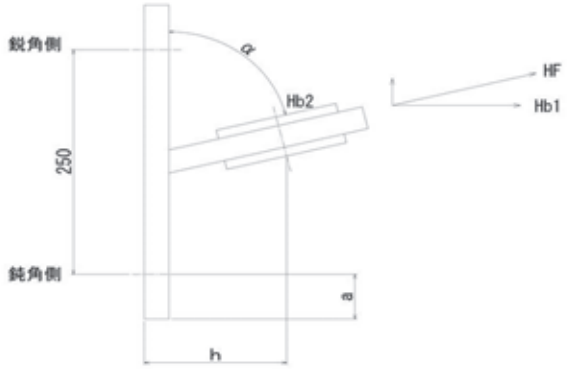
ベースプレート厚
t = 32 mm

荷重の作用高さ
h = 310 mm

ベースプレートの幅
B = 395 mm

水平方向ボルト間隔
b = 220 mm

使用アンカーボルトの径 : D38 (SD345 : ネジ径 M36)
ボルトの有効断面積 As = 817 mm²
橋梁の斜角 α = 55 ° (トッププレートを斜角にあわせ、傾けて設置する。)
ここでは斜角を有する場合の計算例を示すため, 55° とする。
これより水平力は、下図に示す分力で表される。



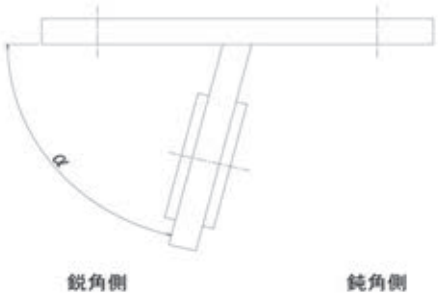
Hb1 = HF ・ sinα
= 845.7 x sin 55 °
= 692.8 kN

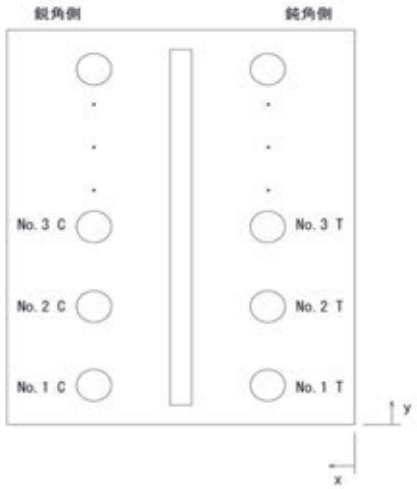
Hb2 = HF ・ cosα
= 845.7 x cos 55 °
= 485.1 kN

②-1)曲げモーメント
(鉛直方向)
M1 = VR x h = 289,254 x 310 = 89,668,872 N・mm

(水平方向)
M2 = Hb2 x h = 485,100 x 310 = 150,381,000 N・mm

2） ボルトに作用する引張力　Bt





ｉ ）作用鉛直力、VRによりボルトに作用する引張力　Bt1

アンカーボルト群中心までの距離eの計算

$$e = \frac{n \cdot y}{\Sigma n}$$

$$= \frac{4059.5}{10}$$

$$= 406 \quad mm$$

	ボルトNo.	yi(mm)		本数n (本)	中立軸からの距離e (mm)	n･e² (mm²)	ボルト1本あたりの Bt1(N)※1
鈍角側	No.1 T	y1	69	1	337	#######	68891.3
	No.2 T	y2	331	1	75	5617.5	15324.0
	No.3 T	y3	418	1	−12.1	145.2	−2463.7
	No.4 T	y4	505	1	−99.1	9810.9	−20251.3
	No.5 T	y5	702.5	1	−296.6	87941.9	−60631.3
	No.6 T	y6					
鋭角側	No.1 C	y1	69.5	1	336.5	#######	68789.1
	No.2 C	y2	331	1	75	5617.5	15324.0
	No.3 C	y3	418	1	−12.1	145.2	−2463.7
	No.4 C	y4	505	1	−99.1	9810.9	−20251.3
	No.5 C	y5	710.5	1	−304.6	92750.7	−62267.0
	No.6 C	y6					
					Σn･e²＝	#######	

※1 ボルト1本に作用する引張力　Bt1＝M1x ｅ / Σn･e²

※3 ベースPLは、支承改良ブラケットと兼用のため、仮想縁端距離を用いる場合がある。

ii) 水平力、HFによりボルトに作用する引張力 Bt2

アンカーボルト群中心までの距離eの計算

$$e = \frac{n \cdot y}{\Sigma n}$$

$$= \frac{2003.5}{10}$$

$$= 200.4 \quad mm$$

	ボルトNo.	xi(mm)※3		本数n (本)	中立軸からの距離e (mm)	n・e² (mm²)	ボルト1本あたりの Bt2(N)※2
鈍角側	No.1 T	y1	85	1	115.4	13305.6	203,684
	No.2 T	y2	89.5	1	110.9	12287.7	198,441
	No.3 T	y3	89.5	1	110.9	12287.7	198,441
	No.4 T	y4	89.5	1	110.9	12287.7	198,441
	No.5 T	y5	81	1	119.4	14244.4	208,345
	No.6 T	y6					
鋭角側	No.1 C	y1	316.5	1	−116.2	13490.8	−66,056
	No.2 C	y2	318	1	−117.7	13841.5	−67,804
	No.3 C	y3	318	1	−117.7	13841.5	−67,804
	No.4 C	y4	318	1	−117.7	13841.5	−67,804
	No.5 C	y5	298.5	1	−98.2	9633.4	−45,083
	No.6 C	y6					
					Σn・e²=	129062	

※2 ボルト1本に作用する引張力 Bt2＝M2x e / Σn・e²+Hb1/Σn

iii) 引張力の合計ΣBt

	ボルトNo.	Bt1(N)	Bt2(N)	ΣBt(N)	ボルトの 許容引張力Bta(N)	判定
鈍角側	No.1 T	68891	203,684	272,575	277,678	OK
	No.2 T	15324	198,441	213,765	277,678	OK
	No.3 T	−2464	198,441	195,977	277,678	OK
	No.4 T	−20251	198,441	178,189	277,678	OK
	No.5 T	−60631	208,345	147,713	277,678	OK
	No.6 T	0	0	0	277,678	OK
鋭角側	No.1 C	68789	−66,056	2,733	277,678	OK
	No.2 C	15324	−67,804	−52,480	277,678	OK
	No.3 C	−2464	−67,804	−70,268	277,678	OK
	No.4 C	−20251	−67,804	−88,055	277,678	OK
	No.5 C	−62267	−45,083	−107,350	277,678	OK
	No.6 C	0	0	0	277,678	OK
			Σ ＝	692,800		

ボルトの許容引張力

$$Bta = \delta ta \times As$$

$$= 340 \times 817$$

$$= 277,678 \ N$$

3) せん断力

$$S = \sqrt{Vl} + \sqrt{Hb2^2}$$

$$= \sqrt{289254^2} + 485100^2$$

$$= 564,792 \ N$$

4） 応力度の照査

引張応力度

$$\delta t = \frac{\max \Sigma Bt}{A}$$

$$= \frac{272{,}575}{816.7}$$

$$= 333.8 \ N/mm^2 \leqq \delta ta = 340 \ N/mm^2 \quad OK$$

せん断応力度

$$\tau = \frac{S}{n \cdot A}$$

$$= \frac{564{,}792}{10 \times 817}$$

$$= 69.2 \ N/mm^2 \leqq \tau a = 196 \ N/mm^2 \quad OK$$

合成応力度

$$K = \left(\frac{\delta t}{\delta a} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau a} \right)^2$$

$$= \left(\frac{333.8}{340} \right)^2 + \left(\frac{69.2}{195.5} \right)^2$$

$$= 1.1 \leqq 1.2 \quad OK$$

5） コンクリートの押し抜きせん断に対する照査

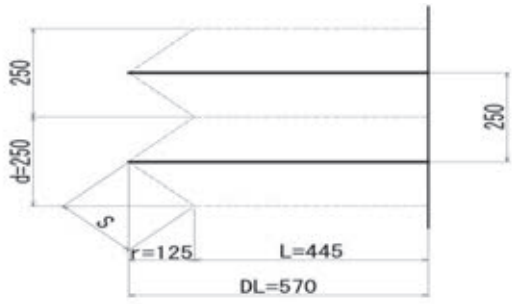
引き抜き力

$$T = \max \Sigma Bt \times n = 272{,}575 \times 2 = 545{,}151\ N$$

コンクリートの許容押し抜きせん断応力度

$$\tau pa = 0.9 \times 1 = 0.9\ N/mm^2$$

コンクリートの押し抜きせん断抵抗面積



アンカーボルトの埋め込み長

$DL = 570$ mm

アンカーボルト本数

$n = 2$ 本

アンカーボルト間隔

$p = 220$ mm

$r = 110$ mm

$s = 156$ mm

$$A = n \cdot (\pi \cdot r \cdot s + \pi \cdot d \cdot L) = 2 \times (\pi \times 110 \times 156 + \pi \times 220 \times 460) = 743{,}376\ mm^2$$

$$\tau p = \frac{T}{A} = \frac{545{,}151}{743{,}376} = 0.7\ N/mm^2 \leqq \tau pa = 0.9\ N/mm^2 \quad OK$$

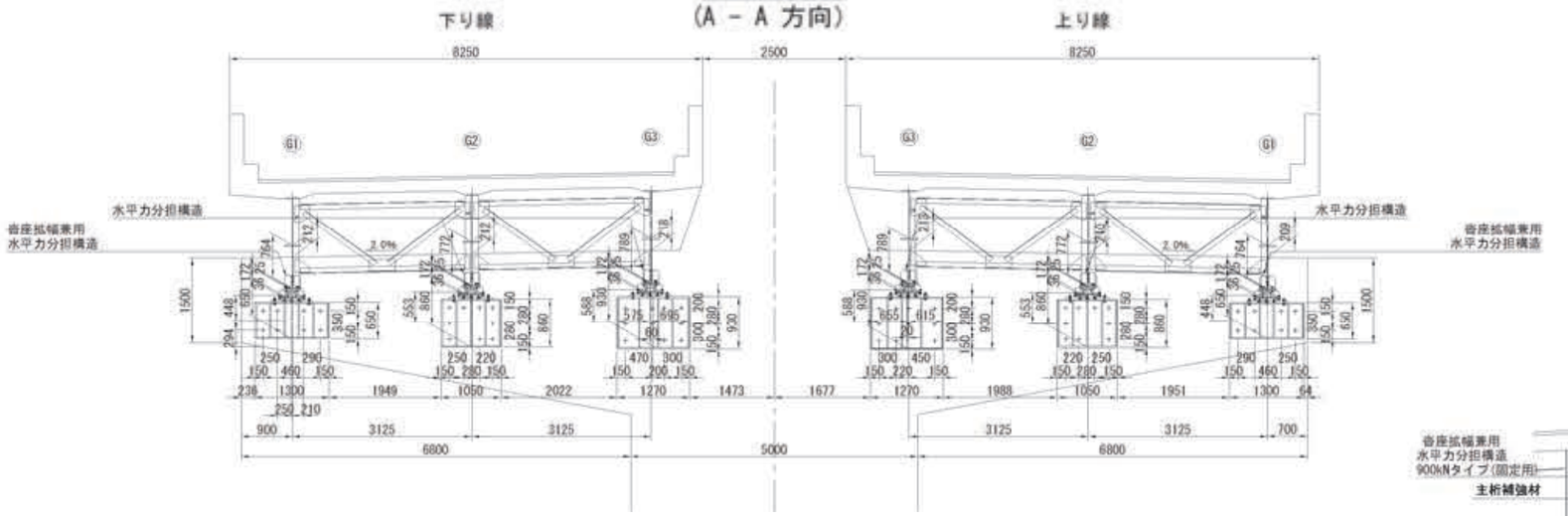
※アンカー群としての照査(アンカー群抵抗面積は参考資料を参照)

$$\tau p = \frac{\Sigma T}{A} = \frac{1{,}131{,}852}{2{,}374{,}644} = 0.48\ N/mm^2 \leqq \tau pa = 0.85\ N/mm^2 \quad OK$$

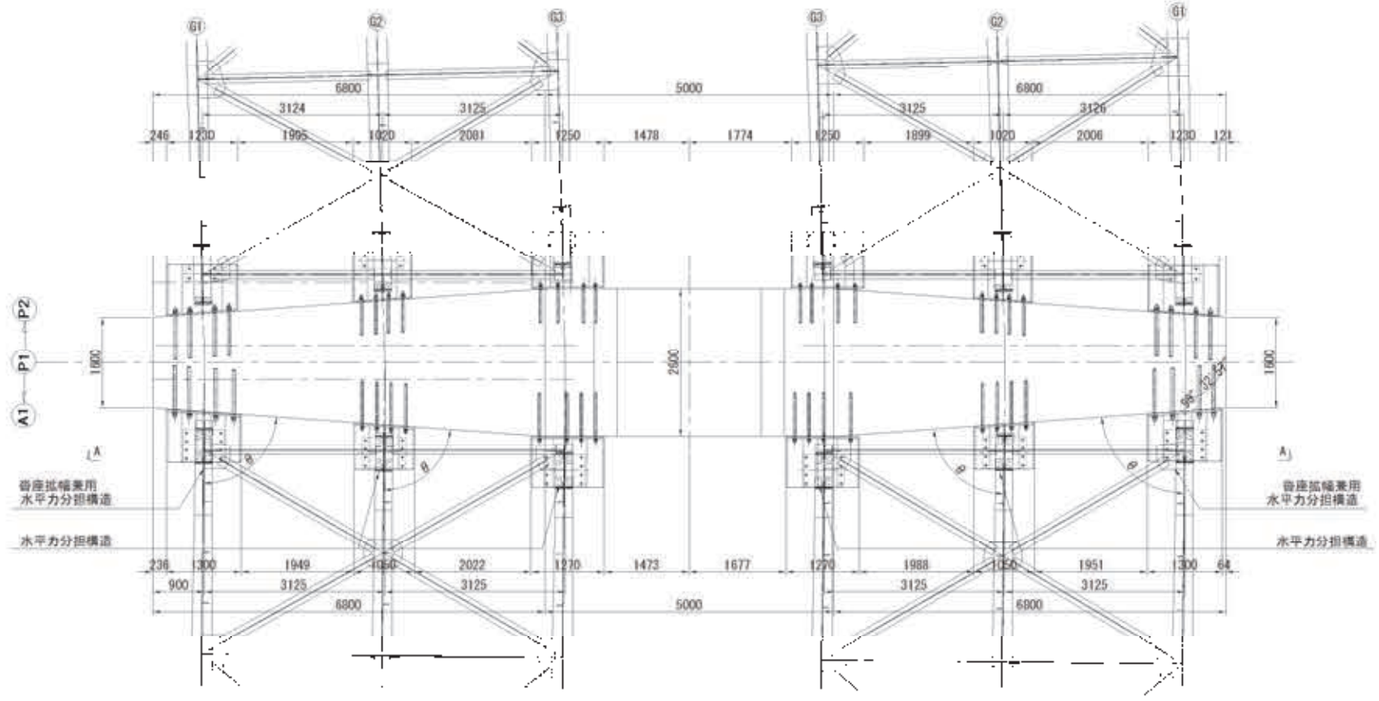
水平力分担構造一般図 S=1:50

部材配置図

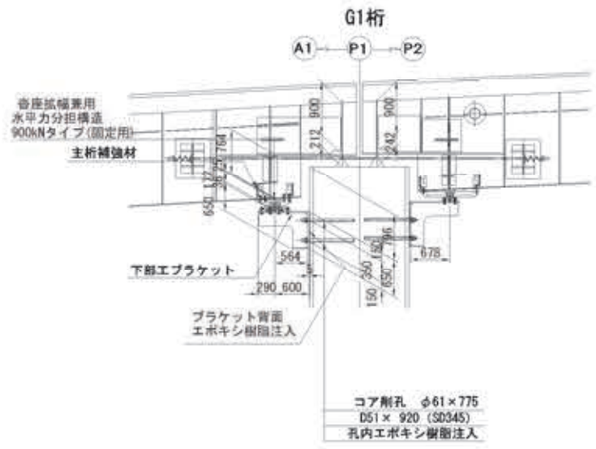
正 面 図
(A － A 方向)



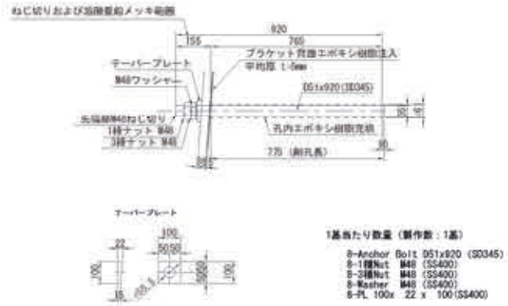
平 面 図



G1桁



アンカーボルト詳細図
(G1)



水平力分担構造の設計

1 設計条件

1)　支承条件　:　固定

2)　設計荷重

1支承の最大死荷重反力　maxRd = 430 kN
1支承線上の全設計水平力　橋軸方向　H'a = 2678 kN
橋軸直角方向　H'b = 1313 kN

水平力分担構造設置箇所数　n = 3 箇所
縁端拡幅構造設置箇所数　n = 3 箇所

水平力分担構造1基あたりの設計荷重
設置1箇所あたりの設計水平力

橋軸方向

$$Ha = \frac{H'a}{n}$$

$$= \frac{2678}{3}$$

$$= 892.7 \text{ kN} \rightarrow 900 \text{ kN}$$

橋軸直角方向

$$Hb = \frac{H'b}{n}$$

$$= \frac{1313}{3}$$

$$= 437.7 \text{ kN} \rightarrow 440 \text{ kN}$$

3)　設計移動量

橋軸方向全移動量　el = ± 15 ㎜

移動余裕量　e = ± 15 ㎜

4)　使用材料及び許容応力度

水平力分担構造に対する許容応力度の割り増しは、
鋼材に対して降伏強度以下とし、1.7倍を考慮する。その他については、
1.5倍を考慮するものとし、縁端拡幅構造については割り増しを考慮しない。
また、ブラケットに十分な剛性を持たせるために、主要部材の最小板厚を22㎜とする。

使用材料一覧表	
上部工ブラケット	SM490Y
下部工ブラケット	SM490Y
主桁補強材	SM400
調整プレート	SM490
連結ボルト	強度区分8.8
高力ボルト	S10T

5)　せん断ストッパー形式

部位	Ha(kN)		許容荷重	形式		設計移動量
P30橋脚(起点側)G1	900	＜	970kN	900kN	F	±15㎜

2)　下部工付取付金具(鋼製ブラケット)の設計

2)-1.　　断面力の計算

斜角による設計荷重

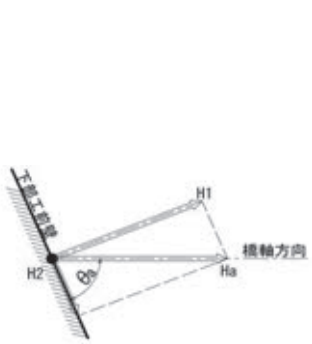
既設下部工との斜角　　θ = 55 °　ここでは斜角を有する場合の計算例を示すため，55°とする。

橋軸方向作用時
下部工前壁直角方向分力
H1 = Ha x $\sin\theta$ = 900 x sin 55 ° = 737 kN

下部工前壁方向分力
H2 = Ha x $\cos\theta$ = 900 x cos 55 ° = 516 kN

橋軸直角方向作用時
下部工前壁直角方向分力
H1 = Hb x $\cos\theta$ = 440 x cos 55 ° = 252 kN

下部工前壁方向分力
H2 = Hb x $\sin\theta$ = 440 x sin 55 ° = 360 kN



2)-3　アンカーボルトの設計

RC断面計算表
（アンカーボルトおよびコンクリート軸方向応力算出表）

					①橋軸前面(H1方向)		②橋軸背面(H1'方向)		③直角左向(H2方向)	④直角右向(H2'方向)
					M1に対する応力度	M2に対する応力度	M1に対する応力度	M2に対する応力度		
作用力	軸方向力(圧縮:正)		N	kN	-737		737		0	0
	曲げモーメント		M	kN・m	330		330		216	216
	M'=M+N・u			kN・m	201		459		216	216
断面諸元	部材幅		b	mm	1300		1300		650	650
	部材高		h	mm	650		650		1300	1300
	引張鉄筋量		径	-	M48		M48		M48	M48
	1段目		本数	-	4		4		2	2
			As1	mm²	5892.4		5892.4		2946.2	2946.2
			d1	mm	500		500		1150	1150
	2段目		本数	-	0		0		2	2
			As2	mm²	0		0		2946.2	2946.2
			d2	mm	-		-		860	900
	3段目		本数	-	0		0		0	0
			As3	mm²	0		0		0	0
			d3	mm	-		-		-	-
	4段目		本数	-	0		0		0	0
			As4	mm²	0		0		0	0
			d4	mm	-		-		-	-
	ヤング率		n	-	15		15		15	15
	pt=As/bd			-	0.0091		0.0091		0.0092	0.0090
	u=h/2-(h-d)			mm	175		175		500	500
	e=M/N+u			mm	-273		623		0	0
軸方向応力度	中立軸位置		x	mm	147		270		404	409
	δc			N/mm²	6.4		7.4		1.8	1.8
	δca			N/mm²	13.5		13.5		13.5	13.5
	判定　δc ≦ δca			-	OK		OK		OK	OK
	平均　δs			N/mm²	228.2		95		40.5	40.2
	1段目　δs			N/mm²	228.2		95		50.3	48.3
	2段目　δs			N/mm²					30.7	32
	3段目　δs			N/mm²						
	4段目　δs			N/mm²						
	δsa			N/mm²	345		345		345	345
	判定　δs ≦ δsa			-	OK		OK		OK	OK

アンカーボルトの有効断面積

使用アンカーボルト　　：　D51（SD345）<M48を使用する。>
M48　　の有効断面積　　d2 ＝ 45 mm
d3 ＝ 42 mm

ネジ部の有効断面積　：　As （mm²）

$$As = \frac{\pi}{4} \times \left(\frac{d2 + d3}{2} \right)^2$$

$$= \frac{\pi}{4} \times \left(\frac{45 + 42}{2} \right)^2$$

$$= 1473 \quad mm^2$$

アンカーボルト配置

番号	x（mm）	y（mm）	yl（mm）	yu（mm）	xl（mm）	xr（mm）
1-1	150	150	500	150	150	1150
1-2	150	500	150	500	150	1150
2-1	400	150	500	150	400	900
2-2	400	500	150	500	400	900
3-1	860	150	500	150	860	440
3-2	860	500	150	500	860	440
4-1	1150	150	500	150	1150	150
4-2	1150	500	150	500	1150	150

ベース幅　　1300　mm
ベース高　　650　mm

yl　：　鋼製ブラケット下端からアンカーボルトまでの距離
yu　：　鋼製ブラケット上端からアンカーボルトまでの距離
xl　：　鋼製ブラケット左端からアンカーボルトまでの距離
xr　：　鋼製ブラケット右端からアンカーボルトまでの距離
n　：　設置アンカーボルト本数　　8　本

(1).橋軸方向に対する検討:H1方向

(1)-1.　設計断面力の算出

作用高　　h5 = 448 mm （下部工側連結プレート中心から設計断面中心までの距離）

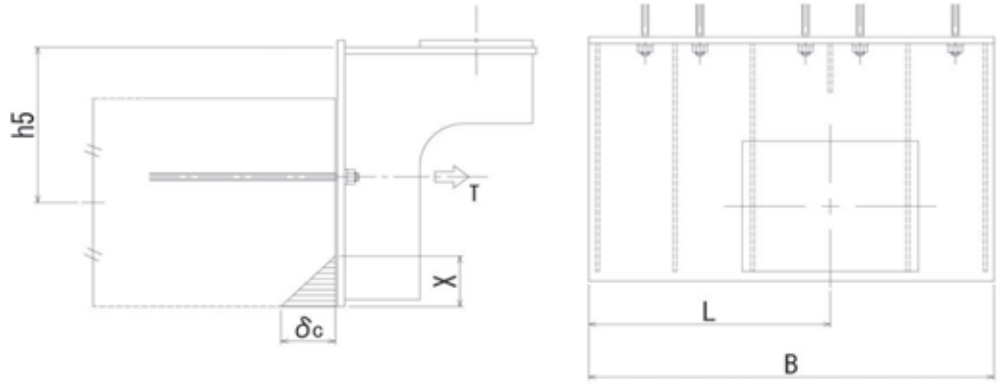
M1 = maxH1 x h5
= 737236.8 x 448
= 330282104 N･mm

M2 = maxH1 x (L - B / 2)
= 737236.8 x (650 - 1300 / 2)
= 0 N･mm

N = maxH1
= 737237 N

(1)-2.　軸方向応力度の照査

単鉄筋RC断面として照査する。



RC断面計算表より

中立軸位置　　x = 147 mm

応力度

コンクリート圧縮応力度　　設計基準強度　δck = 27 N/mm²

δc1 + δc2 = 6.1 + 0
= 6.1 N/mm² < δca = 13.5 N/mm² OK

アンカーボルト引張応力度

δs1 + δs2 = 244.5 + 0
= 244.5 N/mm² < δsa = 345 N/mm² OK

(2). 橋軸方向に対する検討　　:　H1'方向

(2)-1.　設計断面力の算出

作用高　　h5 = 448 mm （水平力載荷点から部材断面中立軸までの距離）

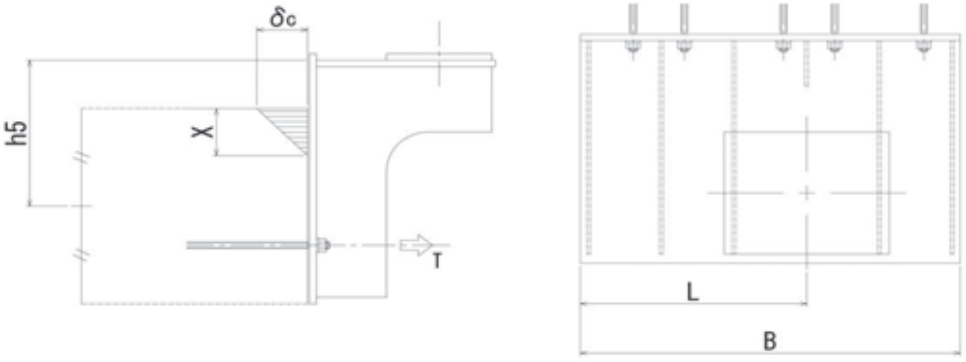
M1 = -maxH1 x h5
= -737236.8 x 448
= -330282104 N･mm

M2 = -maxH1 x (L - B / 2)
= -737.24 x (650 - 1300 / 2)
= 0 N･mm

N = -maxH1
= 737237 N

(2)-2.　軸方向応力度の照査

単鉄筋RC断面として照査する。



RC断面計算表より

中立軸位置　　x = 270 mm

応力度
コンクリート圧縮応力度　　設計基準強度　　δck = 27 N/mm²

δc1 + δc2 = 7.4 + 0
= 7.4 N/mm² < δca = 13.5 N/mm² OK

アンカーボルト引張応力度

δs1 + δs2 = ### + 0
= 82.6 N/mm² < δsa = 345 N/mm² OK

(3). 橋軸直角方向に対する検討

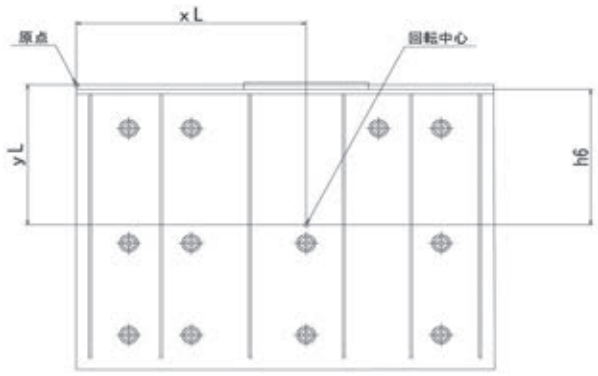
(3)-1. 純せん断応力度の照査

$$S = \max H2 = 360426.9 \quad N$$

$$\tau H = \frac{S}{n \cdot As} = \frac{360426.9}{8 \cdot 1473}$$

$$= 30.6 \quad N/mm^2 \quad < \quad \tau a \quad = \quad 195.5 \quad N/mm^2 \quad OK$$

(3)-2. 回転によるせん断応力度の照査



回転中心位置の算出

$$\Sigma x = 5120 \quad mm$$
$$\Sigma y = 2600 \quad mm$$

座標原点からの距離

(x方向)

$$xL = \frac{5120}{8} = 640 \quad mm$$

(y方向)

$$yL = \frac{2600}{8} = 325 \quad mm$$

回転モーメントの算出

作業高　　h6 ＝ 448 ㎜ （水平力載荷点からボルト群回転中心までの高さ）

Mo ＝ maxH2 x h6
＝ 516218.8 x 448
＝ 231266019 N･㎜

番号	Lx (㎜)	Ly (㎜)	L (㎜)	L² (㎜²)	Sy (N)	Sx (N)	τy (N/㎜²)	τx (N/㎜²)	Σ τ (N/㎜²)	τa (N/㎜²)	判定
1-1	-490	175	520	270725	-77755	27770	52.8	18.9	72.3	195.5	OK
1-2	-490	-175	520	270725	-77755	-27770	52.8	18.9	72.3	195.5	OK
2-1	-240	175	297	88225	-38084	27770	25.9	18.9	55.8	195.5	OK
2-2	-240	-175	297	88225	-38084	-27770	25.9	18.9	55.8	195.5	OK
3-1	220	175	281	79025	34910	27770	23.7	18.9	54.8	195.5	OK
3-2	220	-175	281	79025	34910	-27770	23.7	18.9	54.8	195.5	OK
4-1	510	175	539	290725	80929	27770	54.9	18.9	73.9	195.5	OK
4-2	510	-175	539	290725	80929	-27770	54.9	18.9	73.9	195.5	OK
合計値				1457400							
最大値									73.9		

Lx ＝ x － xL

Ly ＝ y － yL

$$Q = \frac{Mo \cdot L}{\Sigma L^2}$$

L：ボルト群回転中心から照査ボルトまでの距離

回転せん断応力度

$$\tau m = \frac{Q}{As} < \tau y = 195.5 \quad N/㎜^2$$

合成せん断応力度

$$\Sigma\tau = \sqrt{\{(\tau y)^2 + ((\tau x + \tau H)^2\}} < \tau a = 195.5 \quad N/㎜^2$$

(3)-3.　　引張応力度および合成応力度の照査　　:　H2方向荷重

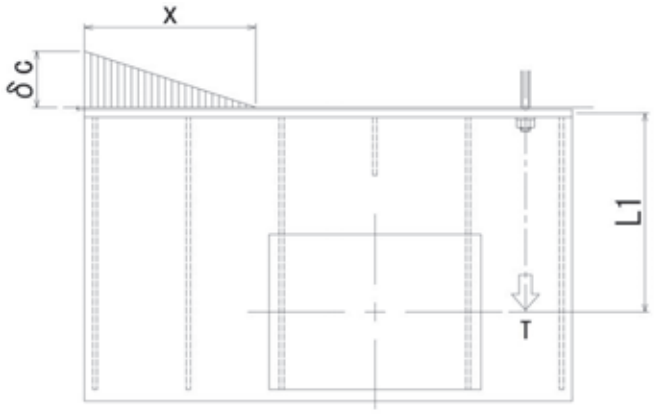
(a). 曲げモーメント

作用距離　　L1　=　600　㎜　(水平力載荷点中心から鋼製ブラケットBasePL底面までの距離)

M　=　maxH2　x　L1
　=　360426.9　x　600
　=　216256140　N･㎜

(b). 引張応力度の照査

単鉄筋RC断面として照査する。



RC断面計算表より

中立軸位置　　x　=　404　㎜

応力度
コンクリート圧縮応力度　　設計基準強度　　δck　=　27 N/㎟

δc　=　2.2　N/㎟　<　δca　=　13.5　N/㎟　　OK

アンカーボルト引張応力度

δs　=　61.4　N/㎟　<　δsa　=　345　N/㎟　　OK

(c). 合成応力度の照査

$$K = \left(\frac{\delta}{\delta sa}\right)^2 + \left(\frac{\max \Sigma \tau}{\tau a}\right)^2$$

$$= \left(\frac{61.4}{345}\right)^2 + \left(\frac{71}{195.5}\right)^2$$

$$= 0.17 < 1.2$$　　OK

(3)-4.　引張応力度および合成応力度の照査：H2'方向荷重

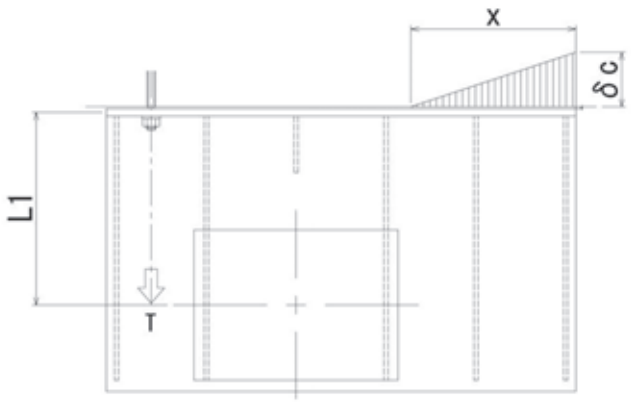
(a). 曲げモーメント

作用距離　L1 = 600 mm （水平力載荷点中心から鋼製ブラケットBasePL底面までの距離）

M = maxH2 x L1
= 360426.9 x 600
= 216256140 N･mm

(b). 引張応力度の照査

単鉄筋RC断面として照査する。



RC断面計算表より

中立軸位置　x = 409 mm

応力度
コンクリート圧縮応力度　設計基準強度　δck = 27 N/mm²

δc = 2.2 N/mm² < δca = 13.5 N/mm²　OK

アンカーボルト引張応力度

δs = 59 N/mm² < δsa = 345 N/mm²　OK

(c). 合成応力度の照査

$$K = \left(\frac{\delta}{\delta sa}\right)^2 + \left(\frac{\max \Sigma \tau}{\tau a}\right)^2$$

$$= \left(\frac{59}{345}\right)^2 + \left(\frac{71}{195.5}\right)^2$$

= 0.17 < 1.2　OK

(4). アンカーボルトのコンクリートに対する付着の照査

コンクリートに対する付着は、付着強度が低いコンクリートの許容付着応力度により算出する。
この場合、付着面積は、アンカーボルト削孔径を使用する。

下部工コンクリートの設計基準強度	δck	=	27 N/㎟
樹脂とコンクリートの許容付着応力度	τoa	=	1.7 x 1.5
		=	2.6 N/㎟
樹脂と鉄筋の許容付着応力度	τoa	=	11 N/㎟
コンクリートの押し抜きせん断応力度	τpa	=	### x 1.5
		=	1.425 N/㎟
アンカーボルト径	D	=	51 ㎜
アンカーボルト削り孔径	⌀	=	D + 10 ㎜
		=	51 + 10
		=	61 mm
引き抜き力	maxNP	=	δs x As
		=	244.5 x 1473.11
		=	360176 N
アンカーボルト最小定着長	Lmin	=	15 x D
		=	765 ㎜

樹脂とコンクリートの付着によるアンカーの必要定着長

$$= \frac{maxNP}{\tau oa \cdot \pi \cdot \varnothing}$$

$$= \frac{360176.214}{2.6 \cdot \pi \cdot 61}$$

= 737.1 ㎜ ＜ Lmin

樹脂と鉄筋の付着によるアンカーの必要定着長

$$= \frac{maxNP}{\tau oa \cdot \pi \cdot \varnothing}$$

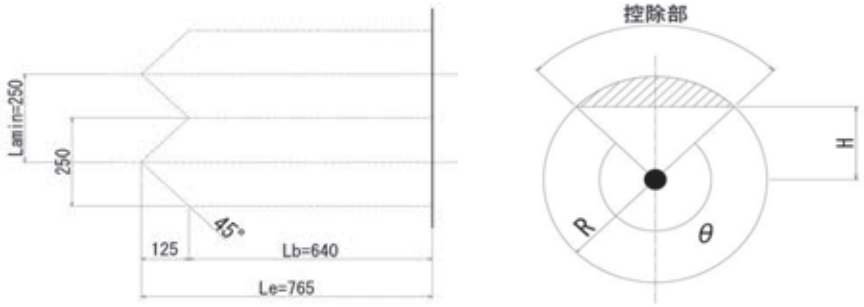
$$= \frac{360176.214}{11 \cdot \pi \cdot 61}$$

= 170.9 ㎜ ＜ Lmin

ここで、縁端拡幅の検討による必要最小定着長は、 765 ㎜
よって、アンカーボルトの必要最小定着長は、 765 ㎜ 以上とする。

(4)-1. コンクリートの引抜きせん断力の照査

ボルト1本あたりの照査



有効埋め込み長　Le = 765 mm

最小ボルト間隔　Lamin = 250 mm

円柱部長さ　Lb = Le − Lamin / 2
= 765 − 250 / 2
= 640

へり空き控除部面積

H = 294 mm

R = 125 mm

θ = 360 °

せん断抵抗面積

Ac = (Lamin / 2 x π x √ 2 x Lamin / 2
+ Lamin x π x Lb) x θ / 360°

= (250 / 2 x π x √ 2 x 250 / 2
+ 250 x π x 640) x 360 / 360°
= 572075 mm2

引抜きせん断応力度

$$\tau p = \frac{maxNP}{Ac}$$

$$= \frac{360176}{572075}$$

= 0.6 N/mm² ≦ τ pa = 1.425 N/mm²　OK

5. 今後の課題

5-1. はじめに

ブラケットのベースプレートに設けたボルト孔を拡大孔とした場合、アンカーボルト本体とボルト孔の間に大きなクリアランス（隙間）が生じる。本研究ではこのクリアランスを塞ぐなどの対応をせず、引張力およびせん断力が作用した場合の応力照査することで、拡大孔の影響を検討してきた。そのため、引張力に対しては、ボルト径が小さく+10mm の拡大孔の場合に、ナット角部において高い応力が生じること、せん断力に対してはボルトの片利きによるアンカーボルトの個々の破断の恐れがあるという結果となっている。これらの問題は、拡大孔によりアンカーボルト本体（ネジ切り部）とボルト孔との隙間（**図 5-1-1**）が大きいことが原因である。そこで、対策としてはボルト孔における隙間を塞ぐ方法が考えられ、ここではその方法を 2 案提案する。

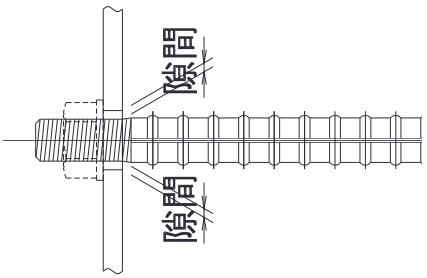


図 5-1-1　アンカーボルトとボルト孔の隙間

5-2. 金属製コマ材

ブラケットのベースプレートに設けたボルト孔に、孔径－1mm ほどのコマ材を別途製作し、ボルト孔を塞ぐ方法が考えられる。コマ材にはボルト孔を明けてあるため、部品としては非常に薄く、現場溶接によるベースプレートとの一体化は、溶接熱によるコマ材の溶解に注意が必要である。

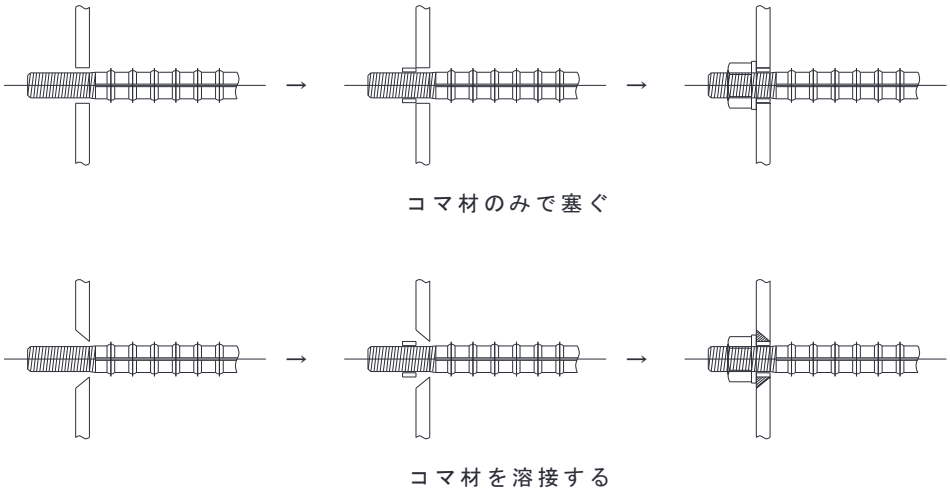


図 5-2-1　コマ材設置イメージ

5-3. パテ材・樹脂材

次に、拡大孔によりボルト本体（M 径）とボルト孔との隙間をパテ材や樹脂材で埋める方法が考えられる。

エポキシパテ材やエポキシ樹脂系注入材などを使用する。施工に際しては、特殊な機材や作業員の高度な技量を必要とせず簡易に施工できる利点はあるが、接着力が強力であるため将来的にブラケットを撤去する必要がある場合には向かないという欠点がある。

5-4. 留意点

上記のいずれの方法を採用する場合でも、アンカーボルトやベースプレートに作用する力を十分考慮し、孔埋め材や孔埋め材とベースプレートのボルト孔の接触面に作用する力に対しての検討や、孔埋め材の材料の特性を十分に理解し検討を行う必要がある。特に金属によるコマ材は、溶接の熱量によるコマ材そのものの溶解の対策が必要であるが、これを見越してより大きな拡大孔とするなどの方法も考えられる。現場溶接を行なう場合は、溶接の作業員の確保や溶接作業時間、ＵＴ試験（超音波探傷試験）の作業時間や溶接欠陥が生じた場合の補修溶接の時間を確保しておく必要があり、作業工程をしっかり管理しておく必要がある。また、現場溶接の設備も別途必要となる。溶接による熱量も多くなるため溶接によるひずみの管理も必要となる。

6. まとめ

多視点からの補修補強設計法に関する研究部会の鋼製ブラケット設計法検討 WG（WG2）では、鋼製ブラケットの設計に関して、日ごろ技術者が疑問を感じている事案に着目し、2016 年 5 月から約 2 年半の調査研究活動を実施してきた。取り組んだ課題は、(1)既設コンクリート構造物に鋼製ブラケットを設置する際に、ブラケットベースプレートに明けられる拡大孔が、鋼製ブラケットの耐荷力に与える影響、および、(2)斜角を有する橋梁に設置される鋼製ブラケットの設計方法である。

本 WG の調査研究活動から得られた結論を以下にまとめる。

6-1. 拡大孔が鋼製ブラケットの耐荷性能に与える影響

(1) 鋼製ブラケットをコンクリート構造物（橋台、橋脚など）に取り付ける際のアンカーボルトのアンカー孔径について、標準図および発注図面等の調査を実施した結果、ネジ径＋3mm～5mm としているものが多いが、中にはネジ径＋10mm としているものも存在することが明らかとなった。

(2) 引張力が作用する鋼製ブラケットのアンカーボルト接合部について、拡大孔の影響を検討した結果、D25（M22）以下のアンカーボルトで、拡大孔がネジ径＋10mm 以上の場合は、座金およびナットの一部がアンカー孔に落ちてしまい、アンカーボルトに大きな曲げが生じることが明らかとなったため、拡大孔はネジ径＋10mm より小さくする必要がある。ただし、D25（M24）以上のアンカーボルトでは、拡大孔がネジ径＋10mm の場合であっても、問題はない。通常はさらに大きなサイズのアンカーボルトを使用するため、拡大孔の影響で、座金およびナットの一部がアンカー孔に落ちてしまう現象は生じない。

(3) せん断力が作用する鋼製ブラケットのアンカーボルト接合部について、拡大孔の影響を検討した結果、拡大孔がネジ径＋10mm の場合で、3 本のボルトのうち、1 本が片利きした状態でせん断力が働くと、最初は、片利きしたボルトのみで荷重を受け持つが、そのボルトが塑性変形し、残りのボルトにもせん断力が均等に働いていくことが明らかとなった。この現象は、3 本が荷重方向に配置されていても、荷重直角方向に配置されていても同様である。しかし、拡大孔が大きくなると、残りのボルトに荷重が分配される前に、片利きしたボルトが破断する可能性があるため、注意が必要である。

(4) 拡大孔を設けた場合、アンカーボルトとアンカー孔径の間の隙間（クリアランス）を樹脂等で埋めることで、上記の懸念はある程度解消されることが予想されるが、今後その効果を定量的に評価することが望まれる。

6-2. 斜角を有する橋梁に設置する鋼製ブラケットの設計方法

(1) 斜角を有する橋梁に鋼製ブラケットを設置する場合の設計では、力の作用方向に伴う分力を考慮して設計されるが、技術者に広く知られた設計事例が存在しない。したがって、1)落橋防止構造と 2)水平力分担構造・横変位拘束構造に対して、設計事例を作成した。

(2) アンカーボルト群に作用する軸方向、軸直角方向、およびねじりモーメントに対して設計する現在の設計法で計算された各アンカーボルトの作用力について、斜角が大きい場合でも正確に評価できるかについて、今後実験的に検証されることが望まれる。

多視点からの補修補強設計法に関する研究部会 報告書（No.084）

編　　集　　鋼橋技術研究会　多視点からの補修補強設計法に関する研究部会
発　　行　　令和2年6月
発 行 所　　鋼橋技術研究会
〒965-0832 福島県会津若松市天神町25-3 有限会社ハートランド内
TEL.0242-36-5260

※当該資料の内容を複写したり他の媒体へ転載するような場合は、
必ず鋼橋技術研究会の許可を得てください。

編集協力　株式会社 アズ･クリエイト