

補修補強設計部会 報告書

Japan Steel Bridge Engineering Association

TECHNICAL REPORT /No.080

平成28年3月



鋼橋技術研究会

補修補強設計部会報告書

1. まえがき	1
2. 性能照査をベースとした補修補強設計	3
2-1. 補修補強設計の現状と課題	3
2-2. 補修補強設計における性能照査型設計	3
2-2-1. 性能照査設計	3
2-2-2. 補修補強設計への性能照査型設計の適用	7
2-3. 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	9
2-3-1. 荷重の設計値の設定	9
2-3-2. 構造材料強度の設計値の設定	11
2-3-3. 構造解析手法、耐荷力解析手法の選定	13
2-3-4. 応答値と限界値の算定	15
2-3-5. 設計終了段階での保有性能の評価	18
3. 高力ボルトによる補修補強設計法	31
3-1. 高力ボルトによる補修補強の現状	31
3-1-1. 我が国の高力ボルトによる補修補強	31
3-1-2. 海外の補修補強	32
3-2. せん断型の高力ボルト継手の設計法	32
3-2-1. 国内外の基準類の比較	32
3-2-2. すべりを許さない設計	33
3-2-3. すべりを許した設計	34
3-2-4. 高力ボルト継手の性能	35
3-2-5. 軸力を導入した高力ボルト継手のすべり後の性能の適用可能性	35
3-2-6. すべり後の耐力を期待するときの注意点	36
3-2-7. 性能を活かした摩擦接合	37
3-2-8. 夢を持つための提案	37
3-3. 高力ボルトによる補修補強設計法	38

3-3-1.	高力ボルトによる対策の種類	38
3-3-2.	高力ボルトによる対策の制約条件	39
3-3-3.	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	40
3-3-4.	高力ボルト継手と高力ボルトによる対策の違い	42
3-4.	高力ボルトによる対策の適用可能性	43
3-4-1.	耐震対策	43
3-4-2.	応急対策	43
3-4-3.	経過観察	44
3-4-4.	リベット橋の対策	44
4.	桁端部の損傷に対する補修設計	46
4-1.	桁端部に求められる性能	47
4-1-1.	基本性能	47
4-1-2.	桁端部に関する設計基準	48
4-1-3.	既往の桁端部の実態調査	60
4-1-4.	現在の桁端部の新設設計の考え	76
4-2.	腐食損傷した桁端の耐力(文献調査)	80
4-2-1.	腐食の傾向と損傷形態	80
4-2-2.	まとめ	110
4-3.	腐食損傷した桁端の耐力の推定方法と対策の判断	129
4-3-1.	腐食時の桁端部の実態調査	129
4-3-2.	腐食損傷した桁端部の耐力評価における条件設定	132
4-3-3.	耐力評価式の試行	144
4-3-4.	試行を踏まえた今後の課題	150
4-4.	鉛直荷重に対する補修方法	151
4-4-1.	高力ボルトによる補修方法	153
4-4-2.	FRPによる補修方法	192
5.	落橋防止システムの高力ボルト継手の合理化検討	206
5-1.	耐震補強に求められる性能	206
5-2.	試算	207

5-2-1. 試算 1 : 落橋防止構造 (橋台胸壁～種桁の PC ケーブル方式)	208
5-2-2. 試算 2 : 落橋防止構造 (上部工突起形式)	209
5-2-3. 試算 3 : 落橋防止構造 (連結板 1 ピン形式)	213
5-2-4. 試算 4 : 変位制限構造 (鋼製ブラケット形式)	215
5-3. 試算結果に基づく考察	216
6. 今後の課題	218
7. あとがき	219

1. まえがき

わが国の橋梁建設数は約 15 万橋を数え、その多くは高度成長期に建設され高齢化を迎えている。鋼橋においては「疲労」や「腐食」等の損傷事例が顕在化し、維持管理の重要性が増している。維持管理においては、劣化・損傷の早期発見と的確な診断、そして早期の補修・補強が必要とされる。その損傷部に対する補修・補強の設計には、架橋地点の周辺環境や既設構造等さまざまな制約があり、また確立された設計基準も整備されていないため、より高度な知識や技術が必要である。さらに、公共投資の縮減や技術者不足という社会的背景もあって、より効率的な維持管理が求められている。

こうした背景の中、平成 14 年及び平成 24 年の道路橋示方書改定において性能照査型の規定が盛り込まれたことを踏まえ、昨今の新しい技術・知見を用いて、設計対象となる構造物の要求性能を再確認し、それらを満足する合理的な設計をすることが有効な手段であると考えられる。ただし、性能照査型設計に関しては、平成 14 年の導入後既に 10 数年が経過しているが、「性能照査型設計の導入によって橋梁技術者が構造物の設計法や性能について考えるようになった」というプラス面の評価が聞かれる一方で、「10 余年が経過しても、性能照査型設計法で行われた設計は数%にすぎない」とも言われているのが実情である。

ここで特に補修補強の設計・施工に着目してみると、前述したとおり、現在、補修補強用の規定等がなく、新設の橋を設計・施工することを前提に策定された道路橋示方書を用いて補修補強の設計・施工が行われている。そのため、必ずしも合理的な設計が行われているとは限らない。

このような状況の下、本部会では、鋼橋の損傷を対象とした性能設計体系による補修・補強の設計法と計算例を実務者向けに整備すること、具体的には、①桁端部の腐食損傷に対する補修設計検討、②落橋防止構造の高力ボルト継手の設計手法の検討、③道路橋示方書の変遷調査による設計手法の検討等を目的としてメンバーを募り、2012 年 10 月に活動を開始した。この内、①と②においては、ワーキンググループを編成し、各々、「腐食による断面欠損のために生じる鉛直荷重に対する耐力の低下の評価方法」、「ボルト 1 本あたりの許容値を大きくしすべり後のせん断支圧抵抗を期待した場合の試設計に基づく落橋防止システムのボルト本数の低減」を中心に検討を行った。

本部会では、『鋼橋は長持ちすることをアピールする』、『新しいアイデアを出していく』、『夢を持つことができる問題提議をしていく』ということを合言葉に活動を進めた。現状は許容応力度法に基づく弾性設計であるため、限界値は降伏応力度の視点から決定されている。これに対して、鋼橋は長持ちすることのアピール方法として、終局耐力を評価する方法を提示し、耐荷力として終局耐力を用いて設計を行い、これまでの設計に縛られずに、補修補強によって長寿命化させることや、応急補修によるコスト縮減と延命化を目的に応じて図ることを目指して調査研究に取り組んだ。

およそ 2 年間の活動成果を報告書としてまとめるにあたり、現時点では補修補強においては高力ボルトを用いた補修補強が主流であることから、高力ボルトによる補修補強についての章を 1

つ設けまとめておくこととした。本報告書の構成は以下のようになっている。

1. まえがき
2. 性能照査をベースとした補修補強設計
3. 高力ボルトによる補修補強設計法
4. 桁端部の損傷に対する補修設計
5. 落橋防止システムの高力ボルト継手の合理化検討
6. 今後の課題
7. あとがき

なお、本部会の活動開始時点で、メンバーが主体的に活動に関われるよう最初に「補修補強の実務においてこういうものがあつたら」という経験や思いを披歴してもらった。その中で、鋼製ブラケットの孔径の許容値を大きくできたらという意見が出された。この問題については、設計法を調査し、性能の視点からアプローチする方向で少し調査を始めた段階であり、次に新設されと思われる補修補強設計関連の部会に引き続き検討を継続していただけることを期待している。

本部会の活動は、性能照査をベースとした補修補強設計体系の構築に向けた最初のアプローチとして位置づけられるものと自負しているが、最初であるがゆえに、収集した資料や情報の分析・検討が不十分な部分があることも否めない。読者の方々から、「このような点についてもっと検討すべきではないか」、「この点に関しては、このように解釈するほうが適切ではないか」等の御助言・御指摘がいただければ幸いである。

最後になりましたが、本部会の活動を御支援下さった方々に深く感謝いたします。

平成 27 年 4 月

杉山 俊幸

2. 性能照査をベースとした補修補強設計

2-1. 補修補強設計の現状と課題

補修補強は、新設橋梁を対象に作成されてきた道路橋示方書を準用して、許容応力度法に基づく弾性設計で行われてきた。この設計体系では、限界値は降伏応力度の視点から決定されている。さらに、鋼橋の主要部材の連結は、母材の全強の75%以上の強度を持つように設計することが定められている。このことから、継手部を降伏させるという考えで設計を行うことはほとんどなかった。そして、耐疲労性能の確保から、鋼橋の補修補強は、高力ボルト摩擦接合の規定を準用して行われ、安全側の設計が行われることが多かった。

新設橋梁の建設が多かった高度成長期は、補修補強は新設橋梁に対して少なく、そのコストは、それほど問題にならなかった。しかしながら、補修補強の割合が増加し、その財源が問題とされる中で、コストに対する関心も大きくなっている。コストを抑えて補修補強効果を上げるためには、補修補強にあった設計を行う必要があると考えられる。

そのためには、補修補強で要求される性能を再確認し、この要求にあった性能を確保する設計方法が必要とされる。そのためには、要求性能を再確認するとともに、継手にある性能を再評価する必要がある。上述のように、許容応力度法に基づく弾性設計で設計が行われていたので、高力ボルト摩擦接合ではすべり荷重に関心ももたれ、すべり係数および軸力低下に関する研究は数多く行われてきているが、すべり後の継手の性能に対する研究はあまり行われていない。

また、新設橋梁の建設では、橋梁の整備に当たって、耐久性や品質確保の視点から様々な開発が行われ、高性能化の研究は行われていたが、現実の制約からの研究はあまり多く行われてきていない。しかしながら、昨今の財源の確保が問題となる時代に突入する一方、供用年数が増えるに従い、補修補強の必要な橋梁が増大する一方である。

こうした現実の中で、これまでの設計法に縛られることなく、要求性能を再確認し、継手の性能を再評価する意味が大きいものと考えられる。

2-2. 補修補強設計における性能照査型設計

2-2-1. 性能照査型設計

性能照査型設計の定義は、現時点では必ずしも確立しているわけではないが、概ね、「設計された構造物の保有する性能が要求性能さえ満足していれば、どのような構造形式や構造材料、設計手法、工法を用いてもよいとする設計方法。より具体的には、構造物の目的とそれに適合する機能を明示し、機能を備えるために必要とされる性能を規定し、規定された性能を構造物の供用期間中確保することにより機能を満足させる設計方法」と言えよう。

性能照査型設計が導入されると、①新材料や新工法、新構造解析手法の導入など設計者の創意工夫を十二分に活かすことができる、その結果として、②工期短縮・建設コスト縮減が期待できる、③実際に設計され架設された構造物がどのような性能を保有しているのかを、設計者はもちろんのこと発注者側も、また、これを利用する側も知ることができる、④発注する側は、構造物のライフサイクルを通してどのような性能を確保するのが最適かをコストや環境負荷等の観点

から考慮しながら選択することができる、等の長所がある。

ただし、①要求性能水準をどのような方法で算出し、どのような値にすればよいのか、②設計された構造物の保有する性能を如何に検証するか、③ライフサイクルコストの評価やライフサイクルアナリシスを如何に合理的に実施するか、は極めて難しい問題であり、性能照査型設計の定義も含め、今後の研究成果を待たねばならない。さらに、④要求性能水準の設定や検証を誰が行うのか、⑤性能照査型設計を受け入れることのできる社会体制（入札・契約制度、リスク管理・情報公開制度、保険制度等）が十分に整っているのかに関しては、社会的なコンセンサスを必要とする課題であり、これらの課題の克服は容易ではない。いずれにせよ、技術力の適切な評価システムを確立することが性能照査型設計導入の大前提であろう。

橋に要求される一般的な性能と、その性能を満足させるために設計段階で考慮される限界状態や検討項目を表 2-2-1 に示す。なお、同表に示す性能は主として個々の部材としての性能であり、橋全体としてみた場合の性能については、さらに議論を深めていく必要がある。また、図 2-2-1 に性能照査型設計に基づく橋の設計・施工・維持管理・補修のフローチャートの一例を示す。ただし、性能照査型設計では性能さえ満足すればよいことから、図示したフローチャートは一例にすぎない。本報告書では、補修補強設計における性能照査型設計の扱いを目標としているが、基本的な考え方やプロセスは、新設橋の設計時における性能照査型設計と同じである。補修補強設計においてどのようなことに留意しながら作業等を行っていくか、また、その段階での課題については、2-2-2 で記述する。

なお、構造物の設計に確率論的な概念を導入するという信頼性設計法と性能照査型設計の関連については、以下のように考えるのが適切と思われる。性能照査型設計を行う場合の要求性能水準の設定に際して、どのような大きさ・発生頻度の荷重を設計で想定するか、また、この設計荷重に対して限界状態に達する可能性がどの程度の構造物を設計しようとするのかを定量的に表現すること、さらには、設計した構造物が保有する性能水準がどの程度なのかを具体的な数値で表示することが最も望ましい。これらを可能にするのが信頼性設計法であり、究極の性能照査型設計は信頼性設計そのものと考えるのが妥当であろう。ISO から、終局限界状態および使用限界状態を対象とした信頼性理論に基づく部分安全係数方式の性能照査型設計を推奨した ISO2394 General principles on reliability for structures^{2.2.1)} が発行されており、世界各国では、今後、これを目標に設計規準が改訂されていくものと思われる（2014 年 12 月に、改訂版が発行段階に入っている）。ただし、現時点では、土木構造物が限界状態に達するまでの挙動を正確に把握すること、また、土木構造物に作用する種々の荷重を正確に推定することは必ずしも容易ではないのが実状である。

ところで、「構造物の構成部材の中で損傷する部材を制御し、構造系全体の性能を高める設計法」、もう少し具体的に記述すると、「強度の低い部材のエネルギー吸収性能を高めることにより、構造系全体のエネルギー吸収性能を合理的に向上させる設計法」としてキャパシティ・デザイン（損傷制御設計 capacity design）があるが、この設計法は性能照査型設計の一部、すなわち、性能を確保するための 1 つのアプローチのしかたであると位置づけられる。

表 2-2-1 橋に要求される性能と、設計段階で考慮される限界状態や検討項目

要求される性能	設計段階で考慮される限界状態や検討項目
安全性	剛体的安定限界、破断限界、降伏限界、塑性崩壊、座屈限界、動的安定限界、疲労限界、すべり限界（高力ボルト接合）
使用性	ひびわれ限界、変形限界、局部損傷、振動限界、外観劣化
経済性	ライフサイクルコスト（＝建設費[設計費用等を含む]＋維持管理費＋補修費＋破壊時の損失費用の期待値）最小
環境適合性	景観、遮光性、排出物質、生態系への影響
耐久性	（安全性や使用性の時間関数）
維持管理性	維持管理の難易度
復旧性(修復性)	復旧までに要する時間、復旧工事の難易度
施工性	架設期間、架設場所、気象条件
付加性能	シンボル性、芸術性、観光資源性 etc.

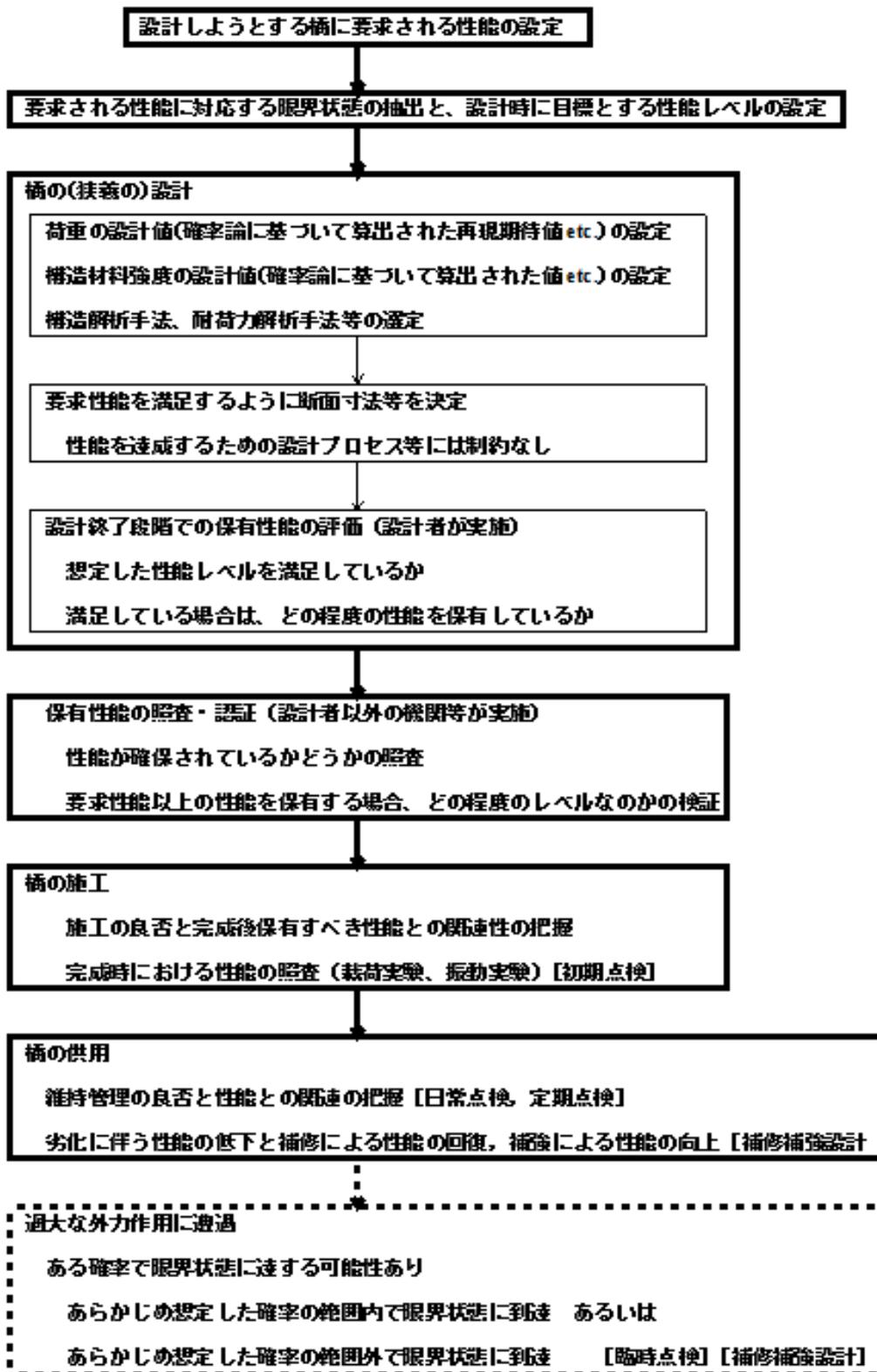


図 2-2-1 性能照査型設計による橋の設計・施工・維持管理・補修のフローチャートの一例
(点線枠内は、万一事象が発生した場合のステップ)

2-2-2. 補修補強設計への性能照査型設計の適用

補修補強設計が新設橋の設計と大きく異なる点は、新設橋の設計段階では材料定数をはじめとして多くの不確定要因を考慮する必要があるのに対し、補修補強設計の段階においては実際に橋が存在しており、不確定要因が減少していることである。例えば、鋼製主桁を構成している鋼部材の寸法は計測すれば確定値として取り扱うことができ、また、材料強度についても適切な手法を用いて計測することにより、確定値となる。さらに、橋の上を通過する交通荷重や温度変化に関する実測データが得られていれば、確率変量には違いないものの、その平均値や変動係数等を知ることができ、安全性等に関する照査がしやすくなる。従って、設計時と同じ性能を要求する場合でも、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、慎重な検討は当然必要ではあるが、照査に用いる応答値や限界値には実在する橋に即した値を使用することができる。ただし、採用する補修補強工法の実績が少なくその効果についての信頼度が十分でない場合や、補修補強工事が狭隘な場所で行われる等の理由で十分な施工精度を確保できない場合には、これらの要因に関する不確定性を考慮する必要があるが生じてくる。

(1) 補修設計

補修設計に際しては、事前に実施した点検結果を十分に把握し、変状の状況と要因を的確に把握した後、補修後にどのような性能を有する橋（あるいは構造部材）にしようとするのかを明確にする必要がある。そして、明確にした橋の目標性能（補修レベル）が達成できるような適切な補修工法を選定しなければならない。この場合、事前の点検結果や補修検討に際しての情報や資料が不足している場合は、必要に応じて詳細調査を実施するのが望ましい。なお、「補修しない」との判断も補修設計に含まれる。

補修設計を検討する際には、維持管理の区分、橋の重要度、残存供用期間、施工条件および維持管理への配慮などを考慮して補修レベルを定める必要がある。補修レベルは、補修後の橋に期待される供用年数や補修後の点検内容・頻度などを考慮して決定することになるが、補修レベルを定量的に表現することは現時点では必ずしも容易ではない。そのため、当面は、例えば、①橋の残存供用期間に相当する長期の期間、②短期の供用期間、③中間の供用期間のいずれの期間に渡って耐えられる対策を施すのか、その際に、目視点検を頻繁に行いながら不具合が生じた段階で再度対策を講じるのか、それとも、点検が部分的にもコスト面でも容易でないため長期間耐えられる対策を施すのか等をマトリクス様式の表を利用しながら総合して判断することになる。

補修工法は、様々な研究や技術開発が行われており、各地での様々な適用事例が蓄積されているのが実状で、代表的な変状に対する補修方法についての資料等も整理されてきている（例えば、文献 2.2.2)）。しかし、全ての工法が有効である訳ではなく「適材適所」の判断が必要とされることから、補修工法等の選択に際しては、各々の工法や材料の特性を十二分に検討して把握するとともに、必要に応じて有効性の確認や適用実績の調査をするのが望まれる。

補修設計は、補修レベルの設定と補修工法の選定後に、補修の範囲や施工方法を決定することになる。また、施工計画の立案に際しては、既設構造物という制約や環境条件を考慮して施工手

順や工期を検討する必要がある。なお、補修設計の対象がFCM（Fracture Critical Member：その機能喪失が他に波及するような部材）である場合には、その部材の損傷等が原因となって、崩壊などの橋の致命的な状態となる可能性が高いことから、設計段階での補修レベルの設定等に十分注意すべきである。

(2) 補強設計

橋の補強を検討する場合には、①点検の評価・判定結果、②変状内容と今後の進展予測、③橋の特性、④橋の重要性、⑤荷重条件、⑥施工性、⑦維持管理の難易度、⑧残存供用期間等を考慮しながら補強計画を立案することになる。

補強設計に際しては、補強後の橋にどのような性能を保有させるかを明確にした後、その目標性能（補強レベル）が達成できるような適切な補強工法を選定しなければならない。この場合、事前の点検結果や補強検討に際しての情報・資料が不足している場合は、必要に応じて詳細調査を実施するのが望ましい。そして、補強範囲を決定した後、その工法を適用した橋が目標とする補強レベルを満足することを適切な方法を用いて照査しなければならない。特に補強された橋の性能は、既存構造部材と補強部材の一体化により実現されることになるため、補強部位の評価だけでなく構造系全体としての適切な評価が必要である。また、個々の部位の補強により構造系全体としての挙動が補強前と大きく異なる可能性も生じるため、評価に際しては十分に注意する必要がある。

施工は補強計画に基づいた補強工法と施工計画により実施されるが、目標性能を確保するために施工中の材料検査や十分な施工管理を実施することが設計段階で想定されている場合には、これらが十分に行われていることを確認する必要がある。新規開発した補強工法を施すことになったために補強後の橋の保有性能を設計終了段階で十分に確認できない場合には、現場にて載荷実験や振動実験等を実施して橋全体や個々の構造部材の挙動を把握することにより補強レベルを確認する方法も考えられる。なお、施工計画の立案に際しては、既設構造物という制約や環境条件を考慮して施工手順や工期を検討しなければならない。

(3) 改築

周辺環境（振動・騒音）への配慮だけでなく、耐荷性能や耐震性能を向上させることから連続化など橋構造を変更する場合がある。改築の場合、建設後かなりの年数がたっていると考えられるため、設計する上で、荷重条件、使用材料、設計方法を十分に確認すると共に、現行の基準を使用した場合の問題点を整理し検討する必要がある。

改築をする場合、既設橋に変状を残した状態で行うと、変状が進行する場合があることから、改築と合わせて補修補強するのが望ましい。また、改築後の構造物では、改築前と比べると、点検頻度・点検項目・点検個所が異なるため、維持管理計画を見直す必要が生じてくる。

参考文献

- 2.2.1) ISO/TC98/SC2 : ISO2394 General Principles on Reliability for Structures、1998.6
2.2.2) (社)土木学会 : 2012年 鋼・合成構造標準示方書 V 維持管理編、2012年3月

2-3. 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

新設橋の設計も補修補強設計も確率論的アプローチは同じであるため、ここでは、新設橋の設計を対象とした記述とする。

2-3-1. 荷重の設計値の設定

(1) 確率分布を用いた設定方法

性能照査型設計法を適用して橋を構成する各部材の断面形状や寸法を決定していく際には、橋に要求される性能レベルに応じて、橋の施工中および供用期間中に最大の影響を与える大きさの荷重の値を設計値として設定する必要がある。一般に、安全性の照査に用いる荷重の大きさは、設計上想定している供用期間における最大値(または最小値)とする場合が多い。現時点では、荷重の大きさに関する供用期間最大値分布(あるいは最小値分布)を精度良く決定するために必要なデータが必ずしも十分でない場合もあるが、最大値分布(または最小値分布)から求められる統計的特性値を用いるのが望ましいといえる。なお、統計的特性値とは、対象とする確率変数に関するデータからその確率分布形とパラメータ値を決定したとき、その値を下回る確率がある一定の値となるように定められた値のことで、確率分布形の特性を表示する期待値や最頻値も統計的特性値の1つとみなされる^{2.3.1)}。

統計的特性値を用いた荷重の設計値の設定方法を概説すると、以下のようになる。

橋に作用する1つの荷重の大きさのデータが長年に渡って収集されており、そのデータの中から、1年ごとに区切った期間内の最大の値を抽出したものを対象として、**図 2-3-1-1**に示すような確率分布形(年最大値分布の確率密度関数 $f_s(s) = dF_s(s)/ds$ 、 $F_s(s)$: 年最大値分布の確率分布関数)が求めたとする。このとき、設定されたある荷重の大きさ S_i に対して、非超過確率 p_i が求められる。そして、 $q_i = 1 - p_i$ としたとき、大きさ S_i の荷重の再現期間は、 $1/q_i$ 年として求めることができる。このとき、 S_i のことを「 $(q_i \times 100)\%$ フラクタイル(またはフラクタイル値)」と呼んでいる。

次に、橋の供用期間が、例えば100年であり、この荷重の大きさや発生頻度が経年変化せず、各1年間ごとの発生が統計的に互いに独立である場合には、供用期間100年間の最大値分布 $F_s^{100}(s)$ は

$$F_s^{100}(s) = \{F_s(s)\}^{100}$$

として求められる。従って、荷重の大きさ S_i が供用期間100年間最大値分布の $x_{100}\%$ 非超過確率値である場合には、上式に $s = S_i$ を代入して

$$\begin{aligned} x_{100}/100 &= F_s^{100}(S_i) \\ &= \{F_s(S_i)\}^{100} = p_i^{100} \end{aligned}$$

という関係が得られる。

荷重の設計値としては、図 2-3-1-1 に示された年最大値分布の確率分布で表示すると、確率密度関数の値が右端においてほとんどゼロとみなせるような位置に対応する最大レベルの荷重が設定されるのが一般的である。ただし、この荷重の大きさの適切なレベルは、橋に要求される性能レベル（例えば、非常に重要な構造物で、極めて高い安全性のレベルが要求される場合には、最大レベルの大きさの荷重に対しても損傷しないように設計する、など）と密接に関わっていることに留意する必要がある。また、同じ荷重でも、設計の対象とする限界状態が異なると、その荷重の大きさ、あるいは荷重の種類の設定法が異なることがあるので注意が必要である。例えば同じ活荷重でも、座屈限界や破断限界を対象とする場合には静的荷重として扱われるが、疲労限界を対象とする場合には、荷重変動の範囲とそれらが発生する頻度の両方を考慮する形で荷重が設定されることになる^{2.3.2)}。

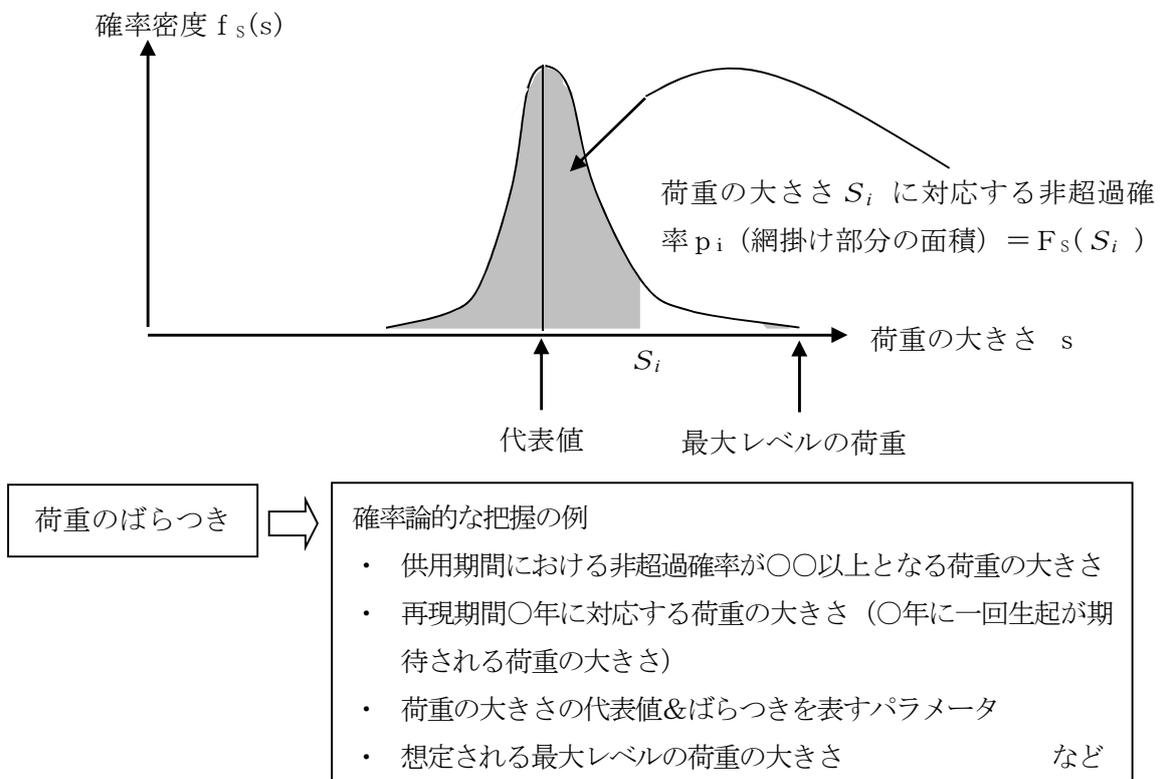


図 2-3-1-1 信頼性理論に基づく荷重の大きさの設定のイメージ^{2.3.2)}

なお、橋の性能照査型設計で考慮する荷重の種類に関しては、文献 2.3.1)等を参考に、設計技術者が必要な荷重を選定することになる。同時に、統計的特性値としてどのような値を算出するのが適切かも設計技術者の判断に委ねられるが、一般的には、供用期間最大値分布の場合には 5~10%超過確率値（最小値分布の場合には 5~10%非超過確率値）が妥当と考えられている。ただし、統計データの数が十分でない場合やデータの計測精度が高くなく 5~10%非超過確率値

を算出するのが望ましくない場合、あるいは荷重自体のばらつきが大きく分布形の裾部の値を採用することが適切ではないような場合（例えば土圧に関連する値など）には、供用期間最大値分布（または最小値分布）の期待値を用いることが推奨されている^{2.3.3)}。さらに、稀にしか発生しない巨大竜巻や巨大地震等の偶発荷重で、統計データが極めて少ないものについては、「既往最大級」という概念を取り入れて設計荷重として設定することになる^{2.3.1)}。

(2) 荷重の組合せ

橋の設計において考慮する荷重は、一つだけが対象となることは少なく、同時に複数の荷重を考慮する、すなわち、荷重の組合せを考慮するのが一般的である。ただし、同時に作用し得る荷重については、最大値（もしくは最小値）が同時に起きる可能性は一般に必ずしも大きくないと考えられるので、複数の荷重の同時載荷を考える場合には、何らかの調整を行うことが合理的である。従って、荷重の組合せにおいて、変動荷重（設計時に想定する供用期間内の変動が平均値に比べて無視できない荷重で、かつ単調な変化をしない荷重）を、主たる変動荷重と従たる変動荷重に分け、

①主たる変動荷重の大きさは、供用期間最大値（または最小値）分布の5～10%超過確率値とする

②従たる変動荷重の大きさは、供用期間最大値（または最小値）分布の期待値とするのが一般的である。この考え方はTurkstraルール^{2.3.4)}と呼ばれている。ただし、主たる変動荷重とは、安全性の照査に用いる作用の組合せにおいて、その組合せの中で最も主要と考えられる一つ、あるいは、一組の変動荷重であり、従たる変動荷重とは、安全性の照査に用いる作用の組合せにおいて、主たる変動荷重や偶発荷重と組合せて付加的に考慮すべき変動荷重である。従って、従たる変動荷重は、同時発生確率の低さを考慮して、主たる変動荷重よりも低い超過確率値が設計荷重として設定されることになる^{2.3.1)}。

なお、荷重の組合せに関しては、例えば、現行の道路橋示方書^{2.3.5)}では、許容応力度の割増し係数で対処している。すなわち、生起頻度の極めて低い荷重どうしの組合せを無視し、生起頻度の低い荷重との組合せに対しては、許容応力度を割増しすることで、複数の設計荷重が同時に道路橋に生じる確率の大小を考慮している。換言すると、最大値レベルの荷重が同時に作用する可能性が低いことを考慮する係数は、この許容応力度の割増し係数の逆数に相当するものである。既往の研究^{2.3.6)}によれば、道路橋示方書で用いられている許容応力度の割増し係数は、組合せのための低減係数をかなり適切に反映していることから、「許容応力度の割増し係数の逆数」を組合せのための低減係数として採用してもよいとも考えられている^{2.3.1)}。

2-3-2. 構造材料強度の設計値の設定

橋を構成する各部材の構造材料としての強度特性は、橋の性能に大きく影響を及ぼす要因の1つであることから、性能照査型設計においては、構造材料強度を適切に設定することが重要となる。前述した荷重の設計値同様、構造材料強度の設計値の設定に際しては、統計的特性値を用い

るのが適切である。ただし、荷重の場合には、最大値に相当する値を採用するのが一般的であるのに対し、構造材料強度の場合は、最小値に相当する値に着目することが多い。構造材料強度の特性値を実験（試験）結果から統計的手法に基づいて決定する方法として ISO 2394^{2.3.7)}に紹介されているものを概説すると、以下のようになる^{2.3.2)}。

たとえば鋼材の降伏点や引張り破断強度などのような構造材料強度が正規分布に従い、かつ、標準偏差 σ が既知の場合、超過確率 95%となる強度の下界値は次式で推定される。

$$R_{k,est} = m_R - k_s \cdot \sigma \quad (2.3.2.1)$$

ここに、 $R_{k,est}$ ：超過確率 95%となる強度の下界推定値、 m_R ：サンプルの平均値、 σ ：構造材料強度の標準偏差（既知）、 k_s ：サンプルサイズに応じた係数である。係数 k_s の求め方を詳述すると、次のようになる^{2.3.8)}。正規分布の場合、超過確率 95%となるとき $k_s = 1.64$ であるが、構造材料強度の平均値 μ が未知であるため式(2.3.2.1)の推定値はばらつきを持つ。したがって、式(2.3.2.1)の推定値が $\mu - k \cdot \sigma$ を越える危険率を γ (信頼水準 $1 - \gamma$) となるように k_s を定める必要がある。すなわち、

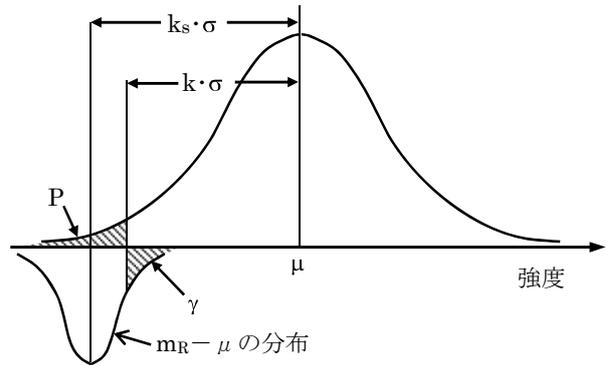


図 2-3-2-1 抵抗の超過確率 95%推定値の分布

$$P_r[m_R - k_s \cdot \sigma > \mu - k \cdot \sigma] = \gamma \quad (2.3.2.2)$$

とすればよい。式(2.3.2.2)を変形すると次の式を得る。

$$P_r\left[\frac{m_R - \mu}{\sigma/\sqrt{n}} > \sqrt{n}(k_s - k)\right] = \gamma \quad (2.3.2.3)$$

ここで、 n はサンプル数である。式(2.3.2.3)の $(m_R - \mu)/(\sigma/\sqrt{n})$ は標準正規分布 $N(0, 1)$ に従うので、 k_s は次式で求められる。

$$\begin{aligned} \sqrt{n}(k_s - k) &= \Phi^{-1}(1 - \gamma) \\ \therefore k_s &= k + \frac{\Phi^{-1}(1 - \gamma)}{\sqrt{n}} \end{aligned} \quad (2.3.2.4)$$

ここで、 $\Phi^{-1}(\cdot)$ は標準正規分布関数の逆関数である。

構造材料強度の平均値、標準偏差とも未知の場合、超過確率 95%となる抵抗の下界値をサンプルの平均値 m_R 、サンプルの標準偏差 s_R を用いて次式で推定する。

$$R_{k,est} = m_R - k_s \cdot s_R \quad (2.3.2.5)$$

ただし、サンプルの標準偏差は不偏推定量であり次式で計算する。

$$s_R = \sqrt{\frac{\sum (x_i - m_R)^2}{n-1}} \quad (2.3.2.6)$$

標準偏差が既知の場合と同様に次式を満たすように k_s を定める。

$$P_r[m_R - k_s \cdot s_R > \mu - k \cdot \sigma] = \gamma \quad (2.3.2.7)$$

上式を変形すると次式を得る。

$$P_r \left[\frac{\frac{m_R - \mu}{\sigma/\sqrt{n}} + \sqrt{n} \cdot k}{\sqrt{\frac{(n-1)s_R^2/\sigma^2}{n-1}}} > \sqrt{n} \cdot k_s \right] = \gamma \quad (2.3.2.8)$$

この式の中の $(m_R - \mu)/(\sigma/\sqrt{n})$ は標準正規分布 $N(0, 1)$ に従い、 $(n-1)s_R^2/\sigma^2$ は自由度 $n-1$ の χ^2 分布に従う。このとき式(2.3.2.8)の不等式の左辺は自由度 $n-1$ 、非心度 $\sqrt{n} \cdot k$ の非心 t 分布^{2.3.9)}に従う。非心 t 分布の上側確率 γ に対するパーセント点を $t_\gamma'(n-1, \sqrt{n} \cdot k)$ と表すと、 k_s は次式で求められる。

$$k_s = \frac{t_\gamma'(n-1, \sqrt{n} \cdot k)}{\sqrt{n}} \quad (2.3.2.9)$$

例えば、信頼度が75%以上の水準 ($\gamma = 25\%$) で超過確率95%となる材料強度の下界値を推定するための係数 k_s は表 2-3-2-1 のようになる^{2.3.7)}。

表 2-3-2-1 式(2.3.2.5)に用いる k_s 値^{2.3.7)}

超過 確率	サンプル数 n								
	3	4	6	8	10	20	30	100	∞
0.95	3.15	2.68	2.34	2.19	2.10	1.93	1.87	1.76	1.64

構造材料強度の設計値としては、前述の統計的特性値の他に、例えば、JIS で規定されている鋼材の降伏点の最低保証値（公称値と呼ばれることもある）が用いられる場合^{2.3.5)}もある。性能照査型設計を行う場合には、最低保証値がどのような統計的特性値に相当しているのかを十分に把握することが重要となる。

2-3-3. 構造解析手法、耐荷力解析手法の選定^{2.3.2)}

橋に要求される性能を満足するように断面形状や部材寸法を決定するためには、架設中および供用期間中に予想される全ての外力に対して橋または橋を構成する部材がどのような挙動をするのかを適切に評価する必要がある。すなわち、橋または各構造部材に生じる断面力、応力、変

位置等の応答値を算出する必要がある。具体的な応答値としては、①動的応答値あるいは静的応答値、②弾性応答値あるいは弾塑性応答値、③幾何学的線形応答値あるいは幾何学的非線形応答値、④時間非依存型応答値あるいは時間依存型応答値（例えば、コンクリートとの合成構造におけるコンクリートのクリープ）が挙げられる。これらの応答値を算出するためには、種々の構造解析手法や構造解析モデルが用いられる。

構造解析モデルとしては、はり、柱、格子、板、シェル、トラス、ケーブル、ラーメン、および、アーチ、あるいは、これらの組み合わせにより適切に簡略化したモデルがある。

材料の力学特性モデルとしては、線形モデルと非線形履歴モデルがあり、後者は、さらにバイリニア型、トリリニア型等に細分される。

外力により橋または各構造部材に生じる断面力、応力、変位量等の応答値は、対象とする構造部材と照査する限界状態の種類、作用する荷重の状態に応じた構造部材の材料特性、橋の規模や構造形式に応じた幾何学的特性、支持条件等を適切に評価できる解析理論や解析モデルを適用して算出することが望ましい。性能照査型設計の場合には、どのような解析理論や解析モデルを用いるかは、設計技術者の裁量に委ねられているため、設計技術者が判断することになる。従って、構造解析の実施に際しては、採用する解析理論や解析モデルが、例えば、「信頼度の高い解析結果が得られることが十分実証されている」ものか否かを十分に把握した上で応答値を算出する必要がある。

現時点で行われている解析の種類としては、静的解析、動的解析、固有値解析が挙げられる。静的解析は、橋の変形挙動の時間依存性が無視できる場合に適用される。一方、変形挙動における慣性力の影響が無視できない場合には、動的解析を行う必要がある。これらの解析では、ある荷重を橋に作用させ、それによって生じる変位やひずみなどの変形量あるいは応力や断面力を応答値として求める。

静的解析は単調荷重あるいは繰り返し荷重のもとで行われる。橋の耐震特性を評価する際には、後者の荷重条件が採用される。動的解析には、時刻歴応答解析法、応答スペクトル法がある。時刻歴応答解析法は、運動方程式に数値積分を適用し、各種応答値の時間変化を逐次評価する方法である。これに対し、応答スペクトル法では、応答スペクトルを用いて、応答の最大値のみを大まかに推定する。

固有値解析は、橋の固有振動数（固有周期）や座屈荷重を求めるのに適用される。部材の有効座屈長の算定に固有値解析が利用されることもある。また、複素固有値解析により対数減衰率（さらにはフラッター発振風速）を求めることも行われている。

静的解析と動的解析は、いずれもさらに線形解析と非線形解析に分類される。線形解析は、微小変位および弾性変形の仮定に基づいた手法で、橋または構造部材に生じる変位、ひずみが小さい場合に適用できる。

変形が大きく、変形後の構造部材の幾何形状と初期形状との差が無視できない場合（幾何学的非線形）や橋を構成する構造材料の変形挙動が非線形性を示す場合（材料非線形）には、構造部材の変形量が荷重の大きさに比例せず、非線形解析が適用される。また、幾何学的非線形と材料

非線形の両方を考慮した解析（複合非線形解析）が適用される場合もある。

橋として複数の限界状態に達するモード（破壊モード）を有する場合には、想定される外力の組み合わせに対して最も厳しい条件下で応答値が算出できるようにすることが重要である。この時、個々の構造部材の応答値を求めて性能を照査するのか、橋全体としての性能を照査するのかについても十分な検討が必要となる。

なお、新形式の橋、新構造材料などを用いる場合などで、適切な構造解析理論および構造解析モデルが存在しない場合は、実験により橋または構造部材の応答値を求めることになる。実験による応答値に関しては、一般に物理現象そのものの有する不確定性、および、実験データの数が必ずしも十分でないことに起因する統計的不確定性が含まれることから、統計的な処理が必要となることに留意する必要がある。また、実験では考慮できない条件（例えば、長期間に渡る暴露の結果生じる状態）に関しては、別途十分な考慮が必要となってくる。

橋に要求される性能を満足するように断面形状や部材寸法を決定するためには、前述した応答値の算定だけでは不十分で、設計で要求される各性能レベルに対応した限界状態を示す値、すなわち、限界値（安全性の照査を行う場合は、限界値のことを「耐荷力」と呼ぶことが多い）の算出が必要となる。そのために用いられるのが耐荷力解析手法である。耐荷力の算出に際しては、有限要素法を用いた複合非線形解析を適用する機会が多いが、この時は各構造部材に適した材料構成則、要素分割、荷重（変位）制御法などを選択する必要がある。また、線形問題と違って、熟練した経験や技術が必要となる機会が多い。そのため、市販の汎用有限要素法プログラムを使う場合も含め、事前に精度が確認されているベンチマークテスト結果を参考にして、解析プログラムの有効性と精度、および、その取り扱い方法について確認しておく必要がある。

耐荷力を算出する際に、上述のコンピュータを用いた数値解析では不十分な場合（例えば、新構造形式の橋を採用する場合は、模型実験、あるいは、実物大実験により限界値を求めることがある。このときには、応答値の場合と同様、実験により求められた限界値には幾つかの不確定性が含まれていることを十分考慮しながら評価する必要がある。

応答値、および、限界値（耐荷力）の算出に用いる解析手法の精度の確認に関しては、過去の大荷重作用時の荷重の特性や橋の挙動、および、荷重作用後の損傷・破断状況等が記録されている場合には、選定の対象となる解析手法を用いてその現象をシミュレートし、精度良く再現できるかどうかをチェックするのが、現時点では最も望ましいといえよう。

2-3-4. 応答値と限界値の算定

これまでも繰り返し述べてきたように、橋に要求される性能を満足するような断面形状や寸法を決定するためには、要求される性能レベルに相当する荷重が作用したときの橋あるいは構造部材の応答値と限界値（耐荷力）を算定し、その両者の大小関係を比較するのが一般的である。本節では、要求される性能の内、定量的な限界状態の設定がある程度可能な安全性、使用性、耐久性に関する照査を行うための応答値、および、限界値を算定する際に留意すべき事項について述べる。なお、応答値と限界値の算出に用いる手法については、2-3-3に記載してある。また、

具体的にどのような応答値と限界値を算定するかに関しては、例えば鋼橋に関しては、文献 2.3.1)や2.3.2)を参照されたい。

(1) 応答値の算定^{2.3.1)}

1) 安全性を照査するための応答値の算定

設計において仮定された断面形状および寸法を有する橋または構造部材が、安全性に対する要求性能を満足しているかどうかを照査する際に対象となる限界状態は安全限界状態（終局限界状態）である。安全限界状態には破壊限界、降伏限界、変形限界、変位限界、塑性崩壊、座屈限界、剛体的安定限界、動的安定限界が、すべり限界（高力ボルト接合）含まれる。安全性の照査に用いる応答値は、設計の対象とする限界状態に応じて「作用軸力」であったり「作用応力」であったりするが、安全限界状態に達するかどうかを最も適切に照査できる応答値を採用することになる。

安全限界状態に関する応答値の算出に用いられる解析手法としては、変形が大きい場合に変形後の構造物の幾何形状と初期形状との差を考慮する幾何学的非線形を考慮した有限変位解析、構造物を構成する材料の変形挙動が弾性的でないという材料非線形を考慮した弾塑性解析、さらには、これら両者を同時に考慮した複合非線形解析がある。また、有限要素法が構造解析に用いられることが多いが、その際の構造物のモデル化に用いられる要素には、はり要素とシェル要素があり、はり要素は、 $M-\phi$ 要素とファイバー要素に大別される。どの手法、どの要素を用いて構造解析を行うかは、解析の対象とする構造形式、構造部材、および、安全限界状態の種類に応じて判断するのが望ましい。

適切な構造解析理論および構造解析モデルが存在しない場合は、実験により、安全性の照査に必要な構造物または構造部材の応答値を求めることになる。

2) 使用性を照査するための応答値の算定

設計された橋または構造部材の使用性は、使用性に関する要求性能を満足しているかどうかを照査することにより確保される。使用性照査の対象となる限界状態は使用限界状態であり、使用限界状態には走行限界、歩行限界等が含まれる。使用性の照査に用いる応答値は、設計の対象とする限界状態に応じて「振動加速度」であったり「たわみ」であったりするが、使用限界状態に達するかどうかを最も適切に照査できる応答値を採用することになる。

使用性の照査の対象となる荷重は、設計供用期間中に比較的頻繁に生じるものであり、安全限界状態の照査に用いられる荷重よりも小さいのが一般的である。そのため、使用限界状態に関する応答値の算出には、幾何学的非線形や材料非線形を考慮しない線形解析を用いればよいことが多い。どの手法を用いて応答値の算定を行うかは、解析の対象とする構造形式、構造部材、および、使用限界状態の種類に応じて設計技術者が判断する。

適切な構造解析理論および構造解析モデルが存在しない場合は、実験により、使用性の照査に

必要となる構造物または構造部材の応答値を求めることになる。特に車両走行性に影響してくる路面の平坦性等に関しては、実験により求めることになるのが現時点では一般的である。

3) 耐久性を照査するための応答値の算定

設計された橋または構造部材の耐久性に関する照査の対象となる性能には耐疲労性、耐腐食性、材料耐久性、維持管理性が含まれる。耐久性の照査に用いる応答値は、設計の対象とする要求性能に応じて「想定される変動荷重によって生じる応力範囲の最大値」であったり「鉄筋位置での塩素イオン」であったりするが、耐久性に関する限界状態に達するかどうかを最も適切に照査できる応答値を採用することになる。

なお、耐久性に関しては、供用中の橋に適切な維持管理が施されることが極めて重要であり、設計時に想定した応答値が経年劣化により要求性能を下回る状態に達することのないよう維持管理を行う必要がある。そして、耐久性に関する限界状態に達しそうであることが検査等で明らかになった場合には、適切な補修補強対策等を講ずる必要がある。また、設計段階から適切な維持管理を実施することを前提として耐久性に関する要求性能レベルを設定する方が、構造物の供用期間中に維持管理をほとんど行わないことを前提として要求性能レベルを設定するよりも経済的な場合もあることから、耐久性に関する応答値の算出に際しては、この点に留意することが重要である。

(2) 限界値の算定

性能照査型設計における要求性能の照査の内、安全性に関する限界値（耐荷力）の算定に際しては、構造材料の材料強度（例えば、降伏点応力や破断強度）を基本として算出するのが一般的である。このとき、例えば鋼材の場合には、JISの規格値（公称値）が採用されることが多いが、これらの値がどのような载荷速度や試験片を用いて試験がなされているか、製作上の寸法誤差がどの程度含まれてくるのか等を十分に考慮した上で、限界値を算定する必要がある。また、数値解析により耐荷力を算出する場合には、その手法がどの程度の精度を有するのかも十分に意識しなければならない。さらに、例えば、鋼製厚板断面の全断面塑性化までの曲げ耐力を期待しようというコンパクト断面の採用に際しては、それに応じた耐荷力を算定する必要がある。

使用性に関する限界値の設定は、主観的な要素が含まれる部分も多く、実験により求められることが多いのが実情である。たとえば、歩道橋の歩行性の1つである振動に関する限界値は、実測結果を基に幾つかの物理量を尺度として設定されている^{2.3.10)}が、どの尺度を用いるのが適切なかの判断は必ずしも容易ではない。こうした人の主観に依存する限界値は、時代と共に変化する可能性もあり、橋が架設される地点の状況に応じて、設計技術者が適切に判断することになる。また、現行道路橋示方書^{2.3.5)}で規定されている「たわみ制限」の限界値に関しては、その根拠が明瞭に示されておらず、変形限界を検討する際に設計技術者の判断が必要とされるものの一例である。

耐久性には、耐疲労性、耐腐食性、材料劣化抵抗性、維持管理性の4つが含まれており、この

内、耐疲労性に関する限界値としては、継手形状（等級）によって定められる疲労応力度や Miner 則をベースとした限界疲労損傷度が採用されている^{2.3.11)}。鋼部材の耐腐食性に関する限界値については文献^{2.3.12)}、コンクリート部材の材料劣化抵抗性の限界値については文献^{2.3.13)}を参照しながら、設計技術者が適切に決定することになる。維持管理性の限界値については、明確な限界値を現時点で定めるのは困難であり、長年の実績に基づいて判断されているのが実情である。

2-3-3でも述べたが、限界値設定の基本は、できるだけ信頼性理論に基づいた取り扱いをすることである。少なくとも材料レベルや部材レベルの変動性については、実験などで明確に統計的特性値を求めるのがよい。また、限界値を解析的に求めるのに、複合非線形解析を行うことがある。その際には、事前に精度の確認されているベンチマークテスト結果を参考にして、複合非線形解析に対する解析プログラムの有効性と精度、および、その取り扱い方法を確認しておく必要がある^{2.3.2)}。

2-3-5. 設計終了段階での保有性能の評価

(1) 性能照査フォーマット^{2.3.2)}

一般に、構造物の信頼性設計においては、設計の対象とする限界状態に達する可能性がある一定のレベル以下となるように構造部材の寸法や材質等を決定する。限界状態に達する可能性のレベルを性能レベルと言い、この性能レベルの表示のしかたによって、性能照査フォーマットは表²⁻³⁻⁵⁻¹に示すⅠ～Ⅲの3レベルに分類されている。この分類は、限界状態に達する確率との対応の厳密さに基づいてなされており、レベルⅢが最も高く、レベルⅡ、Ⅰの順に厳密さが低減した方法になっている。以下にレベルⅢ～Ⅰの方法について概説する。なお、図²⁻³⁻⁵⁻¹は、これら3通りの方法の概念図を示したものである。

表 2-3-5-1 信頼性設計法レベル I ~ III の比較

レベル	照査フォーマット	摘 要
III	$P_f \leq P_{fr}$	構造物が限界状態に達する確率 P_f が目標とする確率 P_{fr} より小さくなることを照査する。確率論的に最も厳密な性能の照査法であるが、設計変数の確率分布が既知であることが前提である。
II	$\beta \geq \beta_T$	確率論的な取扱いに一次近似（正規分布に近似）を行う方法である。確率分布は平均値（1次モーメント）、標準偏差（2次モーメント）によって考慮され、性能レベルは、限界状態に達する確率に対応する信頼性指標 β が目標信頼性指標 β_T より大きいことで性能を照査する。また、レベル I の照査法における部分係数を設定するための根拠としての意味も有する。
I	$\gamma_i \frac{S_d}{R_d} = \gamma_i \cdot \frac{\gamma_F \cdot S_k}{R_k / \gamma_m} \leq 1$	部分係数法による照査法であり、実際の設計において最も多く利用されている。この方法では、各設計変数について設計値を設定し、この値に関係づけられた部分係数を用いて限界状態に対する性能レベルを照査する。設計変数の設計値は、その確率分布についてあらかじめ規定された超過確率、あるいは非超過確率に対応する統計的特性値として求められるのが望ましい。部分係数の値は、必要な性能レベルと設計変数の変動性との関数として、レベル II の β_T を介して算出される。

注) 表中の「破壊確率」は、正しくは「限界状態に達する確率」と表示すべき用語である。

1) レベル III

設計しようとする橋あるいは構造部材が限界状態に達する確率が、あらかじめ設定された目標とする確率値よりも小さくなることを照査する方法がレベル III で、式(2.3.5.1)を満足することで、要求される性能レベルを満たすことになる。

$$P_f \leq P_{fr} \quad (2.3.5.1)$$

ここで、 P_f はある限界状態に対して設計される橋あるいは構造部材がその限界状態に達する確率、 P_{fr} は目標とする確率値である。

2) レベル II

レベル II は、確率変数の 1 次および 2 次のモーメント（平均および分散）で定義される信頼性指標 β と呼ばれる指標を用い、式(2.3.5.2)を満足するように橋あるいは構造部材を設計しようとする照査フォーマットである。

$$\beta \geq \beta_T \quad (2.3.5.2)$$

ここで、 β は設計した橋あるいは構造部材がある限界状態に対して有している信頼性指標の値、 β_T は目標とする信頼性指標の値である。信頼性指標 β の詳細については専門書^{2.3.14)}に譲るとして、 β が何を意味しているかを簡単に述べる。

橋あるいは構造部材の安全性や使用性に関与する不確定量（確率変数）は、橋（あるいは構造部材）の強度に関する R と、これに作用する荷重に関する S に大別でき、かつ、 R と S は互いに独立であるとする。このとき、 $Z = R - S$ という確率変数を考えると、橋は通常 $Z \leq 0$ のときに限界状態に達するといえる。信頼性指標 β は、確率変数 Z の標準偏差を σ_Z としたとき、 Z の平均 $\bar{Z} = \bar{R} - \bar{S}$ と $\neq 0$ との隔たりが σ_Z の何倍かを示すパラメータ、すなわち、 $\beta = \bar{Z} / \sigma_Z$ で定義される値である（図2-3-5-1 (2)参照）。なお、図2-3-5-1 (2)の網掛部分は、限界状態に達する確率（破壊確率）を示すことになる。

橋あるいは構造部材をより性能レベルの高いものにするには、 R の値を大きくするか、あるいは S （によって生じる断面力・応力など）の値を小さくし、 \bar{Z} を大きくすればよい。すなわち、 β の値を大きくすれば設計された橋の性能レベルは高くなる。信頼性指標 β は、確率変数 Z の2次までのモーメント、すなわち平均と分散（標準偏差）のみを用いて算出できることから、レベルIIの照査フォーマットは2次モーメント法とも呼ばれている。

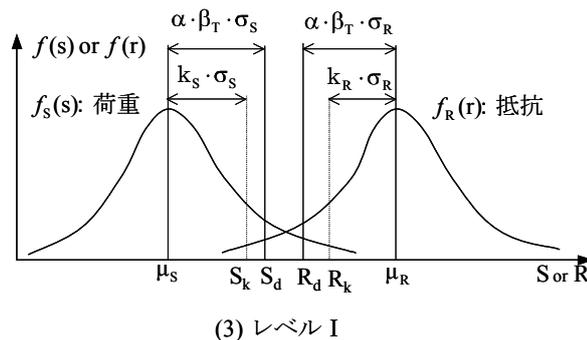
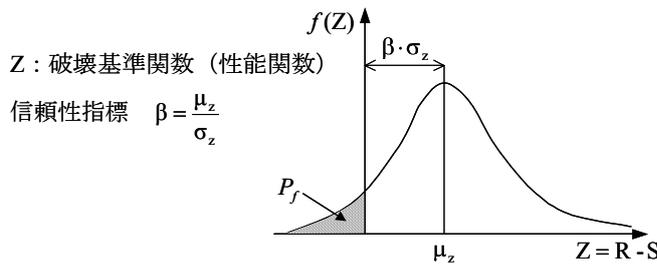
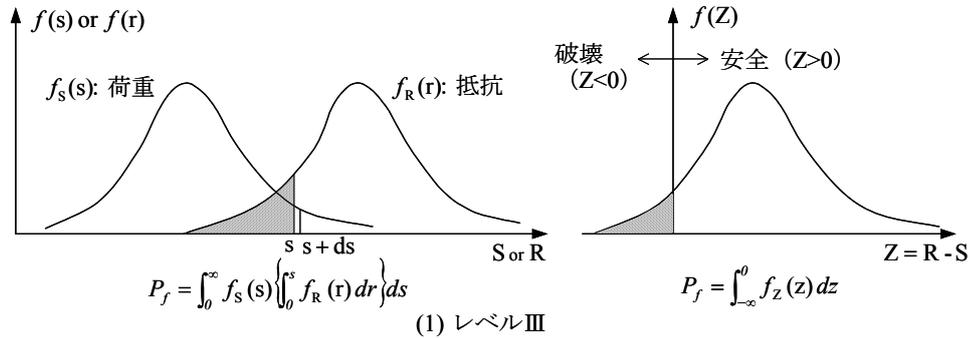


図 2-3-5-1 信頼性設計法レベル I ~ III の概念図

3) レベル I

この照査様式は、設計しようとする橋（または構造部材）の設計強度 R_d と想定される設計荷重 S_d の比が、予め設定された安全係数 γ よりも大きければ、安全性や使用性が確保されるという考えに基づくもので、式(2.3.5.3)で表される。

$$R_d/S_d \geq \gamma \quad (2.3.5.3)$$

ここで、 R_d は強度の設計値、 S_d は荷重の設計値、 γ は安全係数である。このレベル I の照査フォーマットでは設計した橋がどの程度の安全性や使用性を有するのか、限界状態に達する確率との対応がレベル III、II のフォーマットに比べて不明確になる。

レベル I の照査フォーマットは安全係数をどのように考慮するかにより、さらに以下の 3 通りに分類することができる。

①許容応力度設計方式……橋あるいは構造部材の強度に対して、ただ 1 つの部分係数を考慮する方式。

$$S_d \leq R_d/\gamma_R \quad (2.3.5.4)$$

$$S_d = \sum S_k \quad (2.3.5.5)$$

ここで、 γ_k は設計強度 R_d （通常、応力で表示）に対する部分係数、 S_k は種類が異なる個々の設計荷重（例えば死荷重や活荷重）である。

②荷重係数設計方式……橋（または構造部材）に作用する荷重に対して部分係数を考慮する方式。

$$\gamma_C \sum \gamma_j S_j \leq R_d \quad (2.3.5.6)$$

ここで、 γ_j は荷重 S_j に対する部分係数、 γ_C は荷重の組み合わせ等を考慮した部分係数。

③部分係数設計方式……橋（または構造部材）の強度および作用する荷重の両者に対して、それぞれ部分係数を考慮する方式

$$\gamma_C \sum \gamma_j \cdot S_j \leq R_d/\gamma_R \quad (2.3.5.7)$$

上記①～③の中では、複数の部分係数を決めなければならない煩雑さを伴うが、③の部分係数設計方式が最も適切である。それは、橋または構造部材の強度、それに作用する個々の荷重の特性（強度や荷重の大きさのばらつき、荷重の発生頻度など）、設計の対象となる限界状態の種類等を考慮して部分係数が設定できるからである。

なお、③の部分係数設計方式を限界状態設計法と称することが多いため、現行の道路橋示方書で並記されている①の許容応力度設計法は限界状態設計法ではないとの見方もある。しかし、限界状態として降伏限界や座屈限界を想定しており、限界状態を考慮していないわけではない。つまり、限界状態設計法と許容応力度設計方式は相反するものではない。

レベルⅢの方法は厳密性が高く、最も望ましいフォーマットである。信頼性設計法で最初に検討された方法はレベルⅢで、限界状態に達する確率（破壊確率）を直接求めようとするものであった^{2.3.15)}。しかし、橋あるいは構造部材が限界状態に達する確率を算出するのは極めて煩雑であり、また、橋の安全性・使用性に関与する不確定要因（確率変数）の確率分布形を精度良く推定するだけの統計データが当時は十分でなかったことから、実務的な設計へ適用することが困難であった。そのため、レベルⅡである信頼性指標 β に基づく2次モーメント法が開発された^{2.3.16)}。信頼性指標 β は設計に関与する確率変数の分布形を精度良く求めなくても算出が可能で、かつ、確率論を導入した性能照査様式であることから、欧米諸国では1980年代後半から設計規準に取り入れられるようになってきている^{2.3.17)}。ただし、信頼性指標 β を信頼性理論によって一般的な技術者に求めさせることは困難として、実際の設計規準は、目標信頼性指標 β_f に基づいて部分係数を定めたレベルⅠのフォーマットで書かれている。我国の設計基準でも、鉄道構造物設計標準^{2.3.18)}やコンクリート標準示方書^{2.3.19)}などは、この考え方に基づいて記されている。また、建築物の鋼構造限界状態設計規準^{2.3.20)}では部分係数の根拠となる信頼性指標 β の値を示しており、破壊確率との関係が把握しやすくなっている。

最近では、構造物の性能に関与する不確定要因（確率変数）の確率分布形を推定するための統計データが蓄積され、限界状態を予測する精度の良い解析モデルも開発されてきているが、レベルⅢの方法を適用するためには未だ十分ではないと思われる。したがって、現時点で推奨される性能照査フォーマットは、①ISO 2394^{2.3.7)}で示される原則に基づいて、想定しうる複数の限界状態を対象としたレベルⅠの部分係数フォーマットを採用する、②統計データをできる限り利用し、データが十分でなく確率論的に決定できないものはその旨を明記する、③現行設計基準に基づいて設計される構造物と大きな違いが生じないように部分係数や安全係数をキャリブレーションにより求める、というのが世界的趨勢であり、2010年3月施行を開始したユーロコード^{2.3.21)}もこの方式を採用している。

今後、さらに統計データおよび部分係数決定に必要なデータが蓄積・公開されていけば、より厳密性の高いレベルⅡのフォーマットに移行するのが望ましいと思われる。加えて、橋（あるいは構造部材）が限界状態に達する確率の簡便な算出方法が開発された暁には、レベルⅢの性能照査フォーマットに基づいて橋あるいは構造部材の設計がなされるようになるものと予想される。

(2) 許容応力度設計方式の欠点と部分係数設計方式の利点

例えば2002年制定のもの以前の我が国の道路橋示方書では、仮定した断面寸法を有する構造部材に設計荷重を作用させた時に生ずる応力が、主として降伏限界（または弾性限界）および座屈限界を対象として設定された許容応力度を上回らなければよいというレベルⅠの許容応力度設計方式が基本的に採用されてきていた。しかし、この設計法には、

- ①構造部材が降伏限界（または弾性限界）を超えてから破壊に至るまでの余剰耐力（構造部材が降伏点を越えてもすぐに破壊に至らず、応力の再分配や地震作用時の履歴によるエネルギー吸収等により外力に耐えるという性能を有すること）を十分に活かしきれないこと
- ②個々の荷重のばらつきの大さを考慮できないこと

などの欠点があるため、安全限界状態を対象とした部分係数方式の照査フォーマットに移行する方が合理的な設計を行えることになる。

上記①の欠点については、特に阪神淡路大震災で改善の必要性が浮き彫りにされ、1996年12月に改訂された耐震設計編で、橋脚の耐震設計に余剰耐力の考慮が組み入れられるようになった(2.3.22)。

②の欠点について具体例を用いて説明すると次のようになる。

支間長 40m程度の短い道路橋の主桁では、死荷重によって生ずる応力と活荷重により生ずる応力はほぼ同程度である。これに対し、中央支間が 1000mを越えるような吊橋のケーブルでは、死荷重による応力が全応力の 90%以上を占め、活荷重による応力の占める割合はわずか数%である。今、構造材料として許容応力度 $140\text{[N/mm}^2\text{]}$ の部材を用いるとの前提で断面寸法を仮定し、断面に生ずる応力が仮に次のように得られたとする(実際の吊橋では、ケーブルに高張力鋼を用いるため、その許容応力度は数倍大きい)。

$$\text{支間長 40mの主桁} \quad \sigma = \sigma_D + \sigma_L = 65\text{[N/mm}^2\text{]} + 70\text{[N/mm}^2\text{]}$$

$$\text{支間長 1000mの吊橋のケーブル} \quad \sigma = \sigma_D + \sigma_L = 125\text{[N/mm}^2\text{]} + 10\text{[N/mm}^2\text{]}$$

ただし、 σ_D : 死荷重による応力、 σ_L : 活荷重による応力

いずれの場合も、死荷重と活荷重によって生ずる応力は $\sigma = 135\text{[N/mm}^2\text{]}$ であり、部材の許容応力度 $140\text{[N/mm}^2\text{]}$ を下回って、許容応力度設計方式としての照査を満たすことになる。

ここで、死荷重と活荷重の統計的特性を考えてみると、死荷重は主桁やケーブル自体の重量や床版・舗装等の重量、照明灯や高欄の重量等からなるが、そのばらつきは極めて小さく、設計図面から精算される値にかなり近い値になるといえよう。これに対し活荷重の場合は、過積載のダンプトラックが走行したり事故渋滞で車両が満載されたりするケースがあり、そのばらつきは、死荷重と比べてかなり大きくなるものと予想できる。しかしながら、許容応力度設計方式では、合計としての応力が許容応力度を下回るかどうかの問題にされるだけで、その合計応力を構成する応力の中味については何の考慮もなされていない。「設計荷重が設計強度を上回る確率」を考えると、この例の場合には、支間長 40mの主桁の方が、支間長 1000mの吊橋のケーブルと比べて大きくなることは容易に推測できる。

この例からわかるように、許容応力度設計方式には、個々の荷重の有する統計的ばらつきが考慮できないという欠点がある。従って、個々の荷重や材料強度等に関する実測が精力的になされ、かなりの数のデータが収集されてきている今日、許容応力度設計方式から部分係数設計方式に移行していこうとする動きは当然のことと言えよう。

(3) 信頼性理論に基づく照査方法

1) 性能照査フォーマット

2-3-5. (1) で、現時点においては部分係数設計方式による性能照査フォーマットが適切であることを述べた。そこで、筆者自身が望ましいと考えている部分係数設計方式による性能照査フォーマットを提示し、部分係数決定に際しての考え方を述べる。

望ましいフォーマットは次式で表される^{2.3.2)}。

$$\gamma_I \frac{S_d}{R_d} \leq 1 \quad (2.3.5.8)$$

ここで、

R_d ：設計限界値

$$= \frac{1}{\gamma_F \cdot \gamma_{B1} \cdot \gamma_{B2}} R \left(\frac{f_{k,1}}{\gamma_{M,1}}, \frac{f_{k,2}}{\gamma_{M,2}}, \dots, \frac{f_{k,n}}{\gamma_{M,n}} \right) \quad (2.3.5.9)$$

$f_{k,i}$ ：材料強度の特性値（5%フラクタイル値の採用を基本とする）

γ_F ：製作 and/or 施工精度のばらつき等を考慮した係数

γ_{B1} ：耐荷力解析モデルの不確かさを考慮した係数

γ_{B2} ：限界状態の特性（例えば破壊が脆性的か延性的か）等を考慮した係数

$\gamma_{M,i}$ ：材料特性が限界状態に及ぼす影響等を考慮した係数

$R(\cdot)$ ：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

S_d ：設計応答値

$$= \gamma_A \cdot \gamma_C \cdot \sum S(\gamma_{1,j} \cdot \gamma_{2,j} \cdot \gamma_{3,j} \cdot F_{k,j}) \quad (2.3.5.10)$$

$F_{k,j}$ ：個々の荷重の設計値（供用期間最大値分布の5～10%超過確率値の採用を基本とする）

γ_A ：構造解析モデルの不確かさを考慮した係数

γ_C ：荷重組合せの生起頻度を考慮した係数

$\gamma_{1,j}$ ：設計の対象とする限界状態を考慮した係数

$\gamma_{2,j}$ ：対象とする「荷重の組合せ」において、その荷重が支配的か否かを表す係数。

支配的な荷重に対しては1.0、支配的でない荷重に対しては供用期間最大値分布の平均値まで $F_{k,j}$ を低減する値を採用。

$\gamma_{3,j}$ ：荷重の不確定性（データの多寡、データの精度等）を考慮した係数

$S(\cdot)$ ：設計荷重を載荷した場合に生ずる応答値を算出するための関数

γ_I ：橋または構造部材の重要度係数

である。

2) 部分係数設定の考え方

式(2.3.5.8)～式(2.3.5.10)に含まれる特性値や部分係数の値をどのように決定するかについては、必ずしも合意が得られている訳ではないが、ここでは、次の方針で値を設定してみる^{2.3.23)}。

- ①統計データがある程度収集されており、それらを利用できる場合には、統計確率論に基づいて特性値を決定する。
- ②十分な統計データがない場合には、公称値あるいは現行設計規準で採用されている値を用いる。
- ③部分係数の内、おおよその値が設定できるものに関しては、鋼・合成構造標準示方書 III

設計編^{2.3.1)}、鉄道構造物等設計標準・同解説^{2.3.18)}、コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕^{2.3.19)}等を参考に決定する。

④橋の重要度係数については、橋の重要度についておおよその値を決定するが、最終的には現行設計とのキャリブレーションにより算出するのを原則とする。

以下に、個々の部分係数や特性値等の具体的な値と決定方法に関するコメントを記す。

a) 材料強度の特性値 $f_{k,i}$

材料強度の特性値としては、5%フラクタイル値の採用を基本とする。材料強度に関する試験データが十分に得られている場合には、その確率分布の型、および、確率分布形のパラメータを統計的手法に基づいて決定した後^{2.3.24)}、5%非超過確率値を算出する。

b) 製作 and/or 施工精度のばらつき等を考慮した係数 γ_F

この係数は、橋を製作する場合に生じる寸法誤差や架設する場合の施工精度のばらつき等が橋の限界値に及ぼす影響を考慮した係数である。鋼橋の場合、現在では、コンピュータ制御による製作が一般的となっており、また、架設・施工機械の性能も十分に高くなっていることを考慮すると、標準的な場合には $\gamma_F=1.0$ としてよい。架設場所に高性能の施工機器を搬入できない場合等については $\gamma_F > 1.0$ とする。

c) 耐荷力解析モデルの不確かさを考慮した係数 γ_{D1}

この係数は、橋の限界値を算出する手法が十分に実証されているものかどうかのレベルを考慮したもので、コンクリート標準示方書¹⁹⁾では、 $\gamma_F \cdot \gamma_{D1} \cdot \gamma_{D2}$ の積として1.0~1.3の値を採用している。鋼橋の場合はコンクリート橋よりも限界状態に達するまでの挙動の把握が精度良くできると考えられることから、 γ_{D1} の値として標準的には1.05とする。

d) 限界状態の特性等を考慮した係数 γ_{D2}

この係数は、橋が安全限界状態に達した後の崩壊のしかたが急激か否か、具体的には、橋の破壊が脆性的か延性的かによって安全度の余裕に差を設ける方が適切であることを考慮した係数である。降伏限界のような限界状態を対象とする場合には $\gamma_{D2}=1.0$ 、安全限界状態に属する疲労限界のような限界状態を対象とする場合には、 $\gamma_{D2}=1.2$ とする。

e) 材料特性が限界状態に及ぼす影響等を考慮した係数 $\gamma_{M,i}$

この係数は、例えば高張力鋼は普通鋼と比較して応力集中部の存在による疲労強度の低下が顕著であること等、材料特性が限界状態に及ぼす影響等を考慮した係数である。普通鋼に対しては $\gamma_{M,i}=1.0$ 、コンクリートの安全限界状態および使用限界状態に対してはコンクリート標準示方書^{2.3.19)}を参照して、各々 $\gamma_{M,i}=1.3$ 、 1.0 とする。

f) 個々の荷重の設計値 $F_{k,j}$

個々の荷重の設計値としては、統計データが十分に収集されている場合は、材料強度の特性値と同様、その確率分布の型、および、確率分布形のパラメータを統計的手法に基づいて決定した後、供用期間最大値分布の5~10%超過確率値を算出する(2-3-1参照)。荷重の設計値を算出する方法として再現期間をベースとする方法もあるが、①確率論的には、供用期間最大値分布の5~10%超過確率値から再現期間を算出するのは容易であること、②

地震や強風等自然現象による荷重の場合は再現期間を用いることが可能であるが、死荷重や活荷重等に対して再現期間を用いるのは必ずしも適切ではないことから、ここでは「5～10%フラクタイル値」(2-3-1-1 参照)を用いている。

g) 構造解析モデルの不確かさを考慮した係数 γ_A

この係数は、設計荷重を作用させた場合の応答値を算出する際に用いる構造解析モデル(構造解析手法)の不確かさを考慮したもので、構造解析モデルの精度が十分に実証されている場合には1.0、そうでない場合には $1.0 < \gamma_A < 1.2$ とする。

h) 荷重組合せの生起頻度を考慮した係数 γ_C

この係数は、設計で考慮する荷重の組み合わせの生起頻度を考慮した係数で、現行道路橋示方書の許容応力度の割り増し係数の逆数に相当する。2-3-1.(2)でも述べたが、現行道路橋示方書の許容応力度の割り増し係数の値が確率論的にかなり妥当な値となっていることが確認されているので^{2.3.6)}、それらの値をそのまま用いることにする(表2-3-5-2参照)。

i) 設計の対象とする限界状態を考慮した係数 $\gamma_{k,j}$

この係数は、例えば、風による橋の上部構造全体系の発散振動やダイバージェンスは、発現すると橋梁構造物の崩壊に直接結びつく現象であることから、設計照査に用いる風速を、想定される最大風速の1.2倍および $\sqrt{1.7}$ 倍することが多いことを考慮した係数である^{2.3.2)}。荷重に対して、特に設計の対象とする限界状態を考慮する必要がない場合には1.0とする。

j) 対象とする「荷重の組合せ」において、その荷重が支配的か否かを表す係数 $\gamma_{k,j}$

この係数は、同じ荷重の組合せであっても、設計の対象となる構造形式や部材が異なると、支配的となる荷重も異なってくることを考慮するためのものである。例えば、死荷重+活荷重+温度変化の影響+風荷重の組み合わせを考慮する場合、ある部材では風荷重が支配的となるが、別の部材では温度変化の影響が支配的となることを考慮するための係数である。IS02394^{2.3.7)}を参照し、ここでは、支配的な荷重に対しては1.0、支配的でない荷重に対しては供用期間最大値分布の平均値まで $F_{k,j}$ を低減する値を採用する。なお、h)で述べた γ_C とまとめて考慮する方が適切との考え方もある。

k) 荷重の不確かさを考慮した係数 $\gamma_{B,j}$

この係数は、対象とする荷重に関するデータの多寡やデータの精度(どのような計測機器や手法を用いてデータを収集したのか)等を考慮するためのもので、データの多寡に関する係数の算出方法は、2-3-2で紹介した通りである(IS02394 Annex D^{2.3.7)}参照)。

l) 構造物の重要度係数 γ_I

この係数は、橋の重要度に応じて要求性能レベルに差を設けることを目的としたもので、普通の橋では1.0、重要な橋では1.1、最も重要な橋では1.2とする。ただし、現行設計規準で設計した橋と、式(2.3.5.8)に従って設計した橋とで断面形状や寸法に大きな差が生じるような場合には、コードキャリブレーションにより γ_I を決定し、現行設計基準との差が許容範囲内に収まるように γ_I の値で調整するものとする。

表 2-3-5-2 荷重の組合せのための低減係数

荷 重 の 組 合 せ	低減係数
1. 主荷重(P) + 主荷重に相当する特殊荷重(PP)	1.00
2. 主荷重(P) + 主荷重に相当する特殊荷重(PP) + 温度変化の影響(T)	0.90
3. 主荷重(P) + 主荷重に相当する特殊荷重(PP) + 風荷重(W)	0.80
4. 主荷重(P) + 主荷重に相当する特殊荷重(PP) + 温度変化の影響(T) + 風荷重(W)	0.75
5. 主荷重(P) + 主荷重に相当する特殊荷重(PP) + 制動荷重(BK)	0.80
6. 主荷重(P) + 主荷重に相当する特殊荷重(PP) + 衝突荷重(CO)	0.60
鋼部材に対して	0.70
鉄筋コンクリート部材に対して	0.70
7. 活荷重および衝撃以外の主荷重 + 地震の影響(EQ)	0.85
8. 風荷重(W)のみ	0.85
9. 制動荷重(BK)のみ	0.80
10. 施工時荷重(ER)	

なお、鉄道構造物等設計標準・同解説（鋼・合成構造物）^{2.3.18)}やコンクリート標準示方書〔性能設計編〕^{2.3.19)}、鋼・合成構造標準示方書^{2.3.1)}では、性能照査フォーマットとして以下の式が用いられている。

$$\gamma_i \cdot \frac{\sum \gamma_a \cdot S(\gamma_f \cdot F_k)}{R(f_k / \gamma_m) / \gamma_b} \leq 1.0 \quad (2.3.5.11)$$

ただし、 R_d ：設計限界値、 f_k ：材料強度の特性値、 γ_m ：材料係数、
 γ_b ：部材係数、 $R(\cdot)$ ：材料強度から構造物の限界値を算出するための関数
 S_d ：設計応答値、 F_k ：個々の作用の特性値、 γ_a ：構造解析係数
 γ_f ：個々の作用に対する荷重係数
 $S(\cdot)$ ：作用を載荷した場合に生ずる応答値を算出するための関数
 γ_i ：構造物係数

式(2.3.5.11)を式(2.3.5.8)～式(2.3.5.10)と比較すると、 $\gamma_b = \gamma_f \cdot \gamma_m \cdot \gamma_{B2}$ 、 $\gamma_f = \gamma_c \cdot \gamma_1 \cdot \gamma_2 \cdot \gamma_{3,j}$ であり、式(2.3.5.8)～式(2.3.5.10)で用いられている係数は、式(2.3.5.11)で用いられている部分係数をさらに細分化したものであることがわかる。橋または構造部材を設計する際に考慮すべき不確定要因として複数の異なる要因が存在する場合には、各要因に関する不確実性をできる限り別個に明確にしておく方が、今後の研究成果を設計基準に容易に組み込めるため、ここでは、式(2.3.5.8)～式(2.3.5.10)を「望ましい性能照査フォーマット」として示した。

(4) 補修補強設計における性能照査フォーマット

2-3-5.(3)で示した性能照査フォーマットは、新設橋を対象としたものであるが、補修補強

設計における性能照査では、考慮すべき部分係数の種類が異なってくると考えられる。そこで、ここでは、新設橋を対象とした式(2.3.5.8)を改訂する形での補修補強設計用の性能照査フォーマットの提案を試みることにする。なお、提案する性能照査フォーマットの形式自体は、式(2.3.5.8)と同じである。

$$\gamma_0 \frac{S_d}{R_d} \leq 1 \quad (2.3.5.12)$$

ただし、

R_d : 補修または補強部位の設計限界値

$$= \frac{1}{\gamma_F \cdot \gamma_{B1} \cdot \gamma_{B2}} R \left(\frac{f_{k,1}}{\gamma_{M,1}}, \frac{f_{k,2}}{\gamma_{M,2}}, \dots, \frac{f_{k,n}}{\gamma_{M,n}} \right) \quad (2.3.5.13)$$

$f_{k,i}$: 補修または補強に使用する材料強度の特性値 (5%フラクタイル値の採用を基本とする)

γ_F : 補修または補強に使用する部材の製作精度 and/or 施工精度のばらつき、施工条件の厳しさ、補修または補強工法の使用実績の多寡等を考慮した係数。

γ_{B1} : 耐荷力解析モデルの不確かさを考慮した係数

γ_{B2} : 変状発生の原因が明確かどうか、変状進展の予測が容易か否か、補修または補強後に構造系の変化があるかどうか等を考慮した係数 (余裕度を考慮)

$\gamma_{M,i}$: 材料特性が限界状態に及ぼす影響等を考慮した係数

$R(\cdot)$: 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

S_d : 補修または補強部位の設計応答値

$$= \gamma_A \cdot \gamma_C \cdot \sum S(\gamma_{1,j} \cdot \gamma_{2,j} \cdot \gamma_{3,j} \cdot F_{k,j}) \quad (2.3.5.14)$$

$F_{k,j}$: 個々の荷重の設計値 (想定した補修後または補強後の残存供用期間最大値分布の5~10%超過確率値の採用を基本とする)

γ_A : 構造解析モデルの不確かさを考慮した係数

γ_C : 荷重組合せの生起頻度を考慮した係数

$\gamma_{1,j}$: 補修または補強設計の対象とする限界状態を考慮した係数

$\gamma_{2,j}$: 対象とする「荷重の組合せ」において、その荷重が支配的か否かを表す係数。支配的な荷重に対しては1.0、支配的でない荷重に対しては供用期間最大値分布の平均値まで $F_{k,j}$ を低減する値を採用。

$\gamma_{3,j}$: 荷重の不確定性 (データの多寡、データの精度等) を考慮した係数

$S(\cdot)$: 設計荷重を載荷した場合に生ずる応答値を算出するための関数

γ_0 : 補修または補強対象部材がFCM(Fracture Critical Member)か否か、損傷検出手法

の精度の良否、損傷点検者の技量、補修レベル等考慮した係数 (構造系自体の重要度も含めて考慮)

である。

上記の照査フォーマットの妥当性に関しては、今後の議論に委ねることとしたいが、現時点で

想定できる検討項目やキーポイント等を以下に列挙しておく。

- ・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（例えば、疲労や腐食環境を考慮する場合等）
- ・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（資格保有者が点検することを前提とするか否か）
- ・応急補修をする場合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
- ・現在採用されている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_{B1} か γ_{B2} か γ_A か、それとも他の係数を新たに設ける必要があるのか）
- ・ 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

参考文献

- 2.3.1) (社)土木学会：2006年 鋼・合成構造標準示方書 III 設計編、2007年3月
- 2.3.2) 日本鋼構造協会：土木鋼構造物の性能設計ガイドライン、JSSC テクニカルレポート No. 49、2001年10月
- 2.3.3) 地盤工学会：包括基礎構造物設計コード 地盤コード21 ver. 1、2000年3月
- 2.3.4) Turkstra C. J. and Madsen H. O. : Load Combinations in Codified Structural Design、Proc. of ASCE、 Jour. of Structural Division、 Vol. 106、 No. ST12、 pp. 2527-2543、1980年12月
- 2.3.5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通編 II 鋼橋編 III コンクリート橋編、2012年3月
- 2.3.6) 杉山俊幸、深沢泰晴、岡本治：荷重組合せ係数に関する確率論的考察、構造工学論文集 Vol. 36A、 pp. 479-490、1990年3月
- 2.3.7) ISO/TC98/SC2 : ISO2394 General Principles on Reliability for Structures、1998.6
- 2.3.8) 市川昌弘：構造信頼性工学－強度設計と寿命予測のための信頼性手法－、海文堂、1988年11月
- 2.3.9) 日本数学会編：岩波数学事典－第3版、岩波書店、1985年
- 2.3.10) 土木学会：土木技術者のための振動便覧、1985年10月
- 2.3.11) 日本道路協会：鋼道路橋の疲労設計指針、2002年3月
- 2.3.12) 日本道路協会：鋼道路橋塗装防食便覧、2005年3月
- 2.3.13) (社)土木学会：コンクリート標準示方書 [施工編]、2002年9月
- 2.3.14) 星谷勝、石井清：構造物の信頼性設計法、鹿島出版会、1986年5月
- 2.3.15) Freudenthal、 A.M. : Safety of Structures、 Trans. ASCE、 Vol. 112、 1947

- 2.3.16) Cornell, C. A. : A probability-based Structural Code, ACI Journal 12, pp. 974-985, 1969
- 2.3.17) Galombos, T.V., Ellingwood, B., MacGregor, J.G. and Cornell, A. : Probability Based Load Criteria: Assessment of Current Design Practice, Journal of Structural Engineering Division, Proc. of ASCE, Vol.108, pp.959-977, 1982
- 2.3.18) 鉄道総研：鉄道構造物等設計標準・同解説 一鋼・合成構造物一、鉄道総合技術研究所、2000年7月
- 2.3.19) (社)土木学会：コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]、2002年9月
- 2.3.20) 日本建築学会：鋼構造限界状態設計規準・同解説、1990年
- 2.3.21) CEN: EN 1990 Eurocode 0 Basis of Design for structural eurocode, 2001
- 2.3.22) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編、1996年12月
- 2.3.23) 日本鋼構造協会・鋼橋の性能照査型耐震設計法検討委員会：土木鋼構造物の動的耐震性能照査法と耐震向上策、2003年10月
- 2.3.24) 杉山俊幸、藤野陽三、伊藤学：統計データからの分布形・特性値の決定、構造工学論文集、Vol.31A, pp.287-300, 1985年3月

3. 高力ボルトによる補修補強設計法

3-1. 高力ボルトによる補修補強の現状

3-1-1. 我が国の高力ボルトによる補修補強

我が国における補修のほとんどが、欠損した断面積を補って元の断面積を確保するという考えで長いこと行われてきた。欠損した断面積を当て板で補う当て板補修では、当て板の形状を工夫することで自由に断面積を回復できるので当て板による補修が多用されてきた。この時、溶接による当て板補修では断面積は建設時に戻すことが出来ても、建設時の状態に対して、腐食による断面欠損では耐疲労性能が低下し、疲労き裂による断面欠損では耐疲労性能の問題が残り、疲労き裂が再び発生するという問題が指摘されてきた。これに対して高力ボルト摩擦接合は、溶接部特有の応力集中の問題がないため、疲労の弱点を作らずに断面回復を行うことができるとともに、疲労き裂が発生した箇所では、耐疲労性能を改善することができる。そのため、溶接による当て板補修の問題が指摘されてから、鋼橋の補修では高力ボルトによる補修が多くなり、今では、一般には、摩擦接合同レベルの軸力を導入した高力ボルトによる当て板補修が行われている。

わが国の高力ボルトを用いた当て板による補修補強は、そのほとんどが高力ボルト継手の規定を用いて設計されてきた。そのため、ここでは、我が国における高力ボルト継手の現状について述べる。

道路橋示方書¹⁾では、高力ボルト継手は、摩擦接合、支圧接合、引張接合で設計・施工することが規定されている。実際には、高力ボルト継手は、現場継手に対して用いられることが多く、摩擦接合として多用されている。これに対して、支圧接合は、古くは鉄道橋で6Tの高力ボルトを用いた設計が行われ、昭和41年から45年にかけて27橋で使用した実績がある。²⁾この他、7Tおよび9Tを使用した事例もある。そして、道路橋では昭和48年に、B8TおよびB10Tを使用した支圧接合が道路橋示方書に規定された。最近では、都市高速の鋼製橋脚隅角部に発生した疲労き裂の対策として支圧接合が用いられている。³⁾いずれも、打ち込み式高力ボルトが用いられている。また、引張接合は、横桁の主桁取付け部、吊り橋の塔の横梁の継手、落橋防止システム等に用いられている。しかしながら、いずれも、その使用は限定されている。

この3つの接合では、どの方法も、設計において継手部のずれを許していない。そして、応力ひずみ関係において、比例関係が保証された領域での使用が前提とされている。これらのことは許容応力度法の設計体系において重要な前提条件として扱われている。

また、わが国の継手の設計では、全強の75%を確保することを基本に行われていることも、継手の性能を生かした設計法を検討していく際には、議論する必要があるものと考えられる。

上述の3つの接合方法のうち、摩擦接合と支圧接合は、荷重方向に対してボルト軸方向が垂直に配置されるせん断型の高力ボルト継手として、引張接合はボルト軸方向が荷重方向と平行に配置される引張型の継手として区別される。継手の力学的性状の研究ではこの区別を行って実

施している研究もあり、ユーロコードの規定でも同じように区別している。

以上のように、わが国の道路橋示方書では、接合方法として3つの方法が規定されているが、補修補強に高力ボルトによる当て板が用いられる場合は、摩擦接合の考えが用いられている。そこで、摩擦接合が属するせん断型の高力ボルト継手の設計法について、3.2 でさらに詳述する。

3-1-2. 海外の補修補強

我が国における高力ボルトによる補修補強は、高力ボルト継手の規定で設計が行われていることを述べたが、海外でも補修補強に対する規定はなく、マニュアルや補修補強事例が示されている。

海外の補修補強事例を調べたが、一般的で基本的な対策が多い。また、我が国では見慣れない強事例もあったが、各国特有の標準的な詳細構造ならびに建設時の規定の違いから施工された構造物の詳細構造が異なることも多く、本節ではそれらの事例を特に収録していない。なお、4-4-1. (7)海外の補修方法の節に、桁端の補修についての文献調査結果をまとめている。

3-2. せん断型の高力ボルト継手の設計法

3-2-1. 国内外の基準類の比較^{3)~9)}

1990年代にユーロコードが整備され、ドイツでは2013年に橋梁に関するドイツ版が実際に使われ始めたようであるが、ヨーロッパの各国で作成され、使われてきた規定を統合するには約20年の月日を要している。それでも、ドイツ版とイギリス版を比較すると、ドイツ版で統合できなかった部分を四角で囲んで注記するなどに対応している。

ドイツでは、鋼橋の割合は7%、合成桁を合算しても20%に満たない市場のためか高力ボルト継手に関する研究はそれほど行われていない。高力ボルト継手に対するユーロコードの作成にあたっての実験なども、ドイツやイギリス以外の国で行われている。その実験は、片側のボルト配置が、応力方向の1本の試験体で検討され、応力方向に複数配置された各ボルトによる荷重分担に関する検討はなされていないようである。また、ボルト継手のせん断支圧に関する研究は、リベット継手の流れから、軸力を入れない試験体での検討が多い。

軸力を入れない試験体での終局耐力も軸力を入れた場合の耐力も、純断面で破断するケースにおいては、終局強度に大差はないことが確認されている。そのため、軸力を入れない継手の耐力について軸力を入れない試験体で得られた終局強度を用いて評価することの妥当性は一定程度あると考えられる。これに対して、終局に至る前のすべり直後の性能において、軸力を入れた場合と入れない場合では、例えば耐疲労性能における違いなどが考えられる。

ここでは、補修補強の設計法を検討することを考え、既存構造物がどのような規定に基づいているかについて知るため、ここでは、1980年代の規定を比較する。

この表3-1-1には、F10T級の高力ボルトを用いた場合のそれぞれの接合で用いられる当時の規定について、設計軸力（導入軸力）、ボルトとボルト孔のクリアランス、設計で仮定されてい

る伝達機構、設計荷重時の継手部での変位、支圧に対する許容応力、ボルト 1 本が受け持つ伝達力の許容値をまとめてある。

この表から分かるように、わが国の道路橋示方書 (JSHB) の支圧接合のボルト 1 本当たりの許容値(強度表示)186MPa は、DIN の GV (摩擦接合) 179MPa とほぼ等しい。ここで導入軸力は $0.75\sigma_y$ (JSHB) と $0.71\sigma_y$ (DIN) とほぼ等しいが、ボルトとボルト孔のクリアランスは、JSHB ではゼロであるが、DIN では 2mm 許している。さらに、支圧応力に対する許容値も、JSHB の σ_y に対して、DIN では $2\sigma_y$ である。JSHB の解説に、「疲労試験によれば、支圧応力度を母材の許容引張応力度の 2 倍までとしても、とくに異状を生じないが、実施例もないので、さしあたりこの示方書では、母材の降伏点までとした」と書かれているように、降伏しないことを前提に設計体系が守られている。

ドイツでは、すべり荷重を限界値としないが、軸力を導入し、パスボルトを使用しない接合を約 10 年前に導入している。補修における制約条件や、受注会社の製作能力、採算性の視点から、導入されたことが考えられる。

USA では、米国の RCSC の性能に関する規定の中で、「本当の終局強度はせん断支圧強度で、すべりを起こすと問題となるケースに対しては、摩擦接合として設計する」となっている。また、表で示した AASHTO では、せん断支圧に対する終局強度による設計は、すべりを起こしても問題とならないと考えられるブレースに対してせん断支圧接合の許容値が示されており、ブレースに対してだけ支圧接合で設計することが許されている。

表 3-1-1 日本、USA、ドイツのせん断型高力ボルト継手に関する規定比較

規定	ボルトの材質/規格	設計軸力 $\times \sigma_y$	ボルト軸とボルト孔壁のクリアランス (mm)	設計荷重の伝達機構 (仮定)	設計荷重の伝達機構 (実際)	設計荷重時の継手の変位 (mm)	支圧許容値 σ_B (MPa) $\times \sigma_y$	ボルト1本当たりの許容値 (MPa)	
摩擦接合 (JSHB ¹⁾)	F10T	0.75	2.5	摩擦	摩擦	0	—	124	
支圧接合 (北海道)	F10T	0.68 ²⁾	0.9	支圧	支圧+摩擦	0	0.86	186	
支圧接合 (JSHB ¹⁾)	B10T	0.75	0	支圧	支圧+摩擦	0	1	186	
AASHTO (1983)	general	M253	1.6	摩擦	摩擦	0	—	124	
	Brace			支圧	支圧+摩擦	1.6	1.22	248	
DIN18809 (1987)	GV ^{**}	DIN6941	0.71	2.0	摩擦	摩擦	0	2.0	179
	GVP ^{**}	DIN7968	0.71	0.3	摩擦	摩擦	0.3	2.0	304
	SLP ^{**}	DIN7968	0.35	0.3	支圧+摩擦	支圧+摩擦	0.3	1.75	281
0.07			支圧		支圧 \gg 摩擦	1.33			
リベット接合 (JSHB ¹⁾ 1980)	SV34	0	0	支圧	支圧 \gg 摩擦	0	1	98 ³⁾	
	SV41							127 ³⁾	

1) JSHB : 道路橋示方書

2) 荷重を載荷してから締め付けを行う

3) 現場継手に対する値

**GV : 計画した軸力が導入された、摩擦接合 (すべらない連結)

GVP : 計画した軸力が導入され、パスボルトを用いた摩擦接合 (すべらない連結)

SLP : パスボルトを用いたせん断支圧連結

3-2-2. すべりを許さない設計

高力ボルト摩擦接合は、すべりを限界として、すべりを許容していないため、継手部での特異

な変形を許さない設計法で、わが国では最も多く使われている。許容応力度設計法の体系の中で、継手部での特異な変形がないため、全体の構造解析において、継手部の位置を意識することなく線形弾性解析を行うことが可能になっている。

すべりなどによる継手部での特異な変形を許さない設計としては、摩擦接合の他、わが国では、打ち込み式支圧接合が知られている。クリアランスをゼロとすることで、特異な変形を生じることなく摩擦抵抗による力の伝達とせん断支圧による力の伝達の双方を期待した設計法である。打ち込み式は、ボルト孔径をボルト径より 0.5mm 小さく加工し、打ち込み時に軸部の突起をつぶしながら挿入することで、ボルトとボルト孔を密着させている。この密着を図った上で、ボルトに摩擦接合同レベルの軸力を導入している。そのため、摩擦接合より大きい剛性と耐力が期待できる。さらに、施工初期から全てのボルトがボルト孔と支圧状態にあることを保証することは、支圧接合の力の伝達において、ボルトがほぼ均等に分担することを保証するために必要と考えられている。しかしながら、終局状態では、孔辺が降伏し、塑性変形を起こすことが考えられるので、これによって製作誤差のために一部のボルトに力が集中することは回避されることが考えられた。このボルトによる伝達力の均等化を保証するため、摩擦接合継手において、すべりを起こした後に、支圧接合の耐力を期待する場合に対して、ボルトが破断する前に孔辺が降伏することを保証するための板厚制限を設けることを提案され、最大板厚の概念が示された。ただし、このケースは、次項のすべりを許容する構造物に適用が限られることに注意をしたい。

一方、わが国の北海道で開発された接触式支圧接合は、ボルトを締め付ける前に支圧状態にすることによって、最大摩擦抵抗を超えてもすべりによる特異な変形を回避するという考え方で設計法が作られている。この接合法は逆の力が加わる交番応力の発生するところではこの前提が成立しないので注意を要する。また、孔辺が降伏を起こす場合、それにしただった相対変位が生じる可能性があることにも留意したい。

3-2-3. すべりを許した設計

継手部での特異な変形を許容する設計としては、ボルトとボルト孔のクリアランスがある継手が初期状態では摩擦で力が伝達され、地震など異常時荷重が載荷された場合に、すべりを起こし、変位を生じてせん断支圧状態になった後、摩擦抵抗とせん断支圧抵抗で、異常時荷重に耐えるように設計する方法が考えられる。3.2.1 で述べたように AASHTO の規定には、この考えが 1980 年代に採用されている。

わが国の道路橋示方書では、継手部での特異な変形は許さずに設計が行われてきているが、平成 14 年に性能照査型設計に移行したので、要求性能に応じて、継手部での特異な変形を許さないという前提も今後見直すことができると考えられる。例えば、落橋防止システムの設計や耐震性能 3 に対する設計では、すべりによる変形を許容した設計を行うことが考えられる。

このすべり後の継手の性能を利用するには、3.2.6 に述べる注意点に留意する必要がある、そのためには、すべり後の継手の力学的挙動を理解する必要がある。

また、すべりを起こすことを前提とした場合、すべりおよびせん断支圧状態における塑性変形

によって、エネルギー吸収が行われるので、これを効果的に用いて設計法を確立することが期待される。

3-2-4. 高力ボルト継手の性能

高力ボルト継手は、ボルトが破断しない限り、このボルトによる拘束効果（摩擦抵抗を含む）が期待できる。そして、軸力を導入して用いる場合、母材あるいは添接の全断面が降伏して板厚が薄くならない限り、摩擦抵抗が期待できる。

高力ボルトの高い強度で、ボルトの破断荷重が大きくなり、ボルトが破断しないで使用できる領域が広がる。また、軸力が導入される場合、力が接触面で伝達され、溶接のような応力集中がないため、耐疲労性能もよい。すべりを生じた後、支圧状態になっても、摩擦接合の開発時期の疲労試験結果から耐疲労性能がよいことが確認されている。すなわち、摩擦接合を開発するために行われた疲労試験であるが、疲労強度が高いので大きい応力範囲で行われるため、すべりを起こした試験結果も多い。試験中にすべりを起こしたデータ、すなわち、大きい応力範囲で試験を行い、上限荷重がすべり荷重以上となった試験データを用いて検討を行った結果、疲労強度は支圧状態になっても大きい。この理由として、軸力により孔辺の応力集中が緩和されていることが考えられる。

また、添接板の板厚は自由に選ぶことができ、ボルトの配置も含めて検討することでクリティカルになる断面をコントロールし、添接板が先に限界状態に至ることで、添接板をエネルギー吸収部材とする一方、比較的簡単に交換のできる部材（添接板）をコントロール部材とすることで、復旧性の向上策の一つとしても展開の余地ができ、設計の自由度が広がる。例えば、添接板の合計厚を母材の厚さより小さくして、添接板の純断面を先に降伏させることも考えられる。しかしながら、この継手部をクリティカルになる位置とする考えは、継手部が先に限界状態に至ることを意味し、全強の 75%以上の耐力を保証する設計体系の中では、この性能を活かすことが出来ない。そのため、高力ボルト継手のこれまでの設計法に縛られずに、その力学的特性様々な形で生かすには、全強の 75%を確保する考えやすべりを起こさないという仮定を見直す必要があるものと考えられる。

3-2-5. 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

3-2-3. に述べたように、継手部でのすべり、すなわち、継手部での特異な変形が問題とならないケースとして落橋防止装置や耐震性能 3 にする設計が考えられる。すなわち、ごくまれに生じる巨大な荷重に対する設計で、損傷が許容されるケースである。この他に、補修補強対策の分野では、既設橋の制約から、規定を満足して設計できないケースで、要求性能を満足しない部分の性能をいくらかでも向上させたり、性能低下の進行を遅延させたりする場合に適用できる可能性がある。これまで、補修では十分安全側に余裕を持って設計施工して用いられてきているので、比較的経過観察のし易い場所では、このすべり後の力学的特性を踏まえて、断面やボルト本数を減らして、経済的な補修補強設計を実現する可能性を検討していくことが望まれる。

3-2-6. すべり後の耐力を期待するときの注意点

(1) 支圧による孔辺の局所的な塑性変形によるボルトの均等分担の保証

我が国の設計では、高力ボルト継手部でのずれ（特異な変形）を許していない。これは許容応力度法の設計体系において重要な前提条件であることをととして扱われてきている。この前提によって、継手部での変形を特別に考えずに全体の構造解析ができ、かつ、継手部での力の伝達において、継手部の各ボルトで均等に分担して力を伝達できると仮定して設計が行われている。この前提で設計を可能にするため、高力ボルト摩擦接合では、伝達する力の方向の最大ボルト本数に制限を設けている。これは多列ボルトでは、端部のボルトの方が、力の伝達が大きくなるからで、これはよく知られたことである。

このため、すべり後の耐力を期待した設計を行う場合、力の伝達における、このボルトの均等分担を保証する必要がある。参考文献 10)ではこれを保証するため、ボルトの限界値に達する前に、必ず、ボルトの支圧部の鋼板が降伏し、各ボルトによる力の分担が均等化することを保証するため、最大板厚の概念を導入している。但し、ここでの均等化の保証は、(3)で述べるように、製作誤差のために、ボルトが支圧状態になる時期が各ボルトで異なることから生じる、すべり後の比較的初期の段階での分担力の不均等が解消されることを意味する。

この最大板厚の概念では、降伏して分担が均等化を保証しているため、各ボルトが均等に分担するために支圧部での変形可能量を確認する必要がある。高力ボルト摩擦接合は、ふつう、M22(S10T)が用いられ、この場合、クリアランスは 2.5mm で、製作精度は、±0.5mm に対して、10mm 程度あれば十分と考えられる。これに対して、文献 11)によれば、母材板厚 9mm の場合、縁端距離が 60mm では、20mm 程度の孔の拡大が期待できる。ただし、この変形には、支圧変形だけではなく、縁端部のせん断変形も含まれている可能性が大きい。板厚が 19mm の場合に、縁端距離が 60mm では、孔の拡大量が 10mm 程度と小さくなるが、これは、ボルトのせん断耐力によって最大荷重が決まるため、支圧変形の割合が大きくなっているものと考えられる。この支圧部における孔径の変形可能量については、さらにデータを増やして、その傾向を把握する必要があるものと考えられる。

(2) すべり荷重より大きい耐力が期待できない事例

摩擦接合継手においてすべりを起こした場合、すべりを起こした後に、ボルトとボルト孔の孔辺が支圧状態になり、すべりは止まると考えられるが、その継手の形状によって必ずしも止まらない。摩擦接合では、すべり後のことを想定していないので、すべり後の終局耐力がすべり荷重より大きくなることを保証しているわけではない。

例えば、荷重方向のボルト 1 本の高力ボルト摩擦接合継手で、板厚 9mm、縁端距離 40mm、SS400、F10T(M22)、2 面摩擦接合では、下記の計算からも分かるように、縁端の破断荷重はすべり荷重とほとんど変わらない。こうした形状の継手では、実験結果からも、縁端部の破断荷重がすべり耐力より若干小さくなることが確認されている。

$$2 \text{ 面} \times 40\text{mm} \times 9\text{mm} \times 400\text{MPa} / \sqrt{3} = 166277\text{N} \quad \text{縁端破断荷重}$$

$$2 \text{ 面} \times 48\text{kN} \times 1.7 = 163200 \text{ N} \quad \text{すべり荷重}$$

これに対して、我が国の建築の規定では、縁端の破断強度の照査が規定され、ユーロコードでは、縁端距離に関する規定がある。また、道路橋示方書の支圧接合の規定には、荷重方向のボルト本数が 1 本と 2 本の場合に対して、縁端距離の規定はあるが、非常に安全側の規定になっており、その特性を生かすことのできる既定にはなっていない。

(3) すべり後の継手の終局耐力と継手の各部位の終局耐力

すべり後の継手の終局耐力は、材料強度から求めた各部位の終局耐力の最も小さい値より、さらに小さくなることが考えられる。そのため、各部位の純断面引張破断強度、縁端のせん断破断強度、ボルトのせん断破断強度を材料強度から求めて、その最小値を継手の耐力とすると継手の耐力を危険側に評価してしまう危険がある。

例えば、応力方向に 2 本のボルトが配置された継手では、母材の縁端部において全断面がせん断降伏すると、縁端部の剛性がなくなるため、母材の縁端に近いボルトによって伝達される力は増えず、その分、外側のボルト（添接板の縁端に近いボルト）の分担が大きくなり、ボルトの分担力の不均等化により、外側ボルトが破断する場合があります。この場合、一般に設計で仮定されている均等を仮定して求める全ボルトによる継手の耐力は小さくなる。この現象は、これまで一般に破断モードとして考えてきた純断面の引張破断、ボルトのせん断破断、鋼板のせん断破断（端抜け破断）などに加えて、複合した破断モードとして考慮する必要があると考えられる。

上述のように、すべり後の継手の終局耐力は、材料強度から求めた各部位の終局耐力の最も小さい値より、さらに小さくなる場合が考えられる。

3-2-7. 性能を活かした摩擦接合

摩擦接合は、すべり荷重を限界荷重として設計されているため、すべり後の性能を考慮して設計されていない。すべり後の性能である高い耐力とエネルギー吸収能を活用するためには、すべり後の力学的特性を解明して、それに適した構造詳細とする必要がある。例えば、2 列の継手で縁端の長さを標準値 40mm に対して 60mm にするだけでも、設計荷重として設定する荷重より大きい荷重に対して抵抗が期待できる。また、その場合、エネルギー吸収能も期待できる。

3-2-8. 夢を持つための提案

高力ボルト継手は、ボルトが破断しない限り、このボルトによる拘束効果（摩擦抵抗を含む）が期待できる。そして、軸力を導入して用いる場合、母材の破断で板厚が薄くならない限り、大きい摩擦抵抗が期待でき、応力集中が起りにくいため、高い耐疲労性能も期待できる。もともと、高力ボルト継手は、ボルトの高い強度による恩恵を受けてきた。

その一つとして、摩擦接合は、許容応力度法の設計体系の中で、便利に使われてきた。しかしながら、ここ 20 年で、2 回の大震災を経験する中、耐震性の向上の対応には、色々な形で、対

応することが考えられる。そのひとつとして、継手部における上述したエネルギー吸収能を生かした設計が考えられる。

しかしながら、現在の設計体系では、全強の 75%の規定があるため、こうした設計では、この規定から開放されて、すべりなどによる継手部での特異な変形を許容することで、継手を自由に設計し、継手部で塑性変形を許すことで、構造物の破壊過程をコントロールして、要求された耐力を確保し、粘り強い構造物を造っていくことができることが期待される。

そこで、落橋防止システムや耐震性能 3 に対しては、ボルトの破断だけは回避し、純断面部での引張塑性変形や荷重方向のボルトによる荷重方向のせん断による塑性変形によるエネルギー吸収能を生かした設計を行うことで、終局状態における継手部でのエネルギー吸収を期待した設計を行うなどの検討をする意味はあると考えられる。

3-3. 高力ボルトによる補修補強設計法

補修補強について、補修は損傷（変状）による性能の低下を回復するもので、補強は建設時より性能を向上させることを目的として行う対策と考えられるが、ここでは、補修補強を対策という言葉でその差を設けずに述べる。その代わりに、ここでは、対策によって対策後の目標性能をどのレベルにするか、あるいは、どのように考えているかについて述べるようにする。

例えば、発生した疲労き裂の対策では、もとの状態に戻すと、これまで使用してきた中で受けたものと同等の負荷（応力範囲と繰返し数の同じ組み合わせ）が加われば、き裂は再発する可能性が高い。そのため、一般にはき裂で減少した有効断面を元に戻すだけでなく、疲労き裂が再発しないように対策が検討される。この対策では、もとの構造に対して耐疲労性能を上げることが求められるが、一般にはき裂の「補修」と呼ばれている。そのため、ここでは、説明上、「補修」「補強」という言葉を使う必要がない限り、補修補強を区別せずに、対策という言葉で述べる。

3-3-1. 高力ボルトによる対策の種類

(1) 高力ボルトだけを用いた補修

疲労き裂の対策では、まず、ストップホールが用いられる。このストップホールに高力ボルトを入れて締め付けることで、耐疲労性能を向上させる（ストップホール部からのき裂の再発を防ぐ）対策が行われることがある。また、さらに座金を鋼板で作成し、その性能を向上させることも行われることがある。

(2) 当て板を用いた高力ボルトによる対策

当て板を用いた高力ボルトによる対策は、当て板として単なる鋼板だけでなく、形鋼および鋼板を用いて構成された部材を用いることで、様々な損傷および補強（性能の向上）に対応することができる。すなわち、追加部材として製作部材を含めて考えることで、簡単なものから大掛かりなものまで自由に対策できる。なお、既設構造と新部材との連結は一般に摩擦接合で行われる。

この損傷部を切断して新材と交換する考えは、連結に適した部分で切断すればよいので、いろいろな場合に適用できる万能な方法であるが、必然的に、コスト高になる。そのため、性能とコストを考えて、最適な切断位置を決定することが重要になる。

一方、2本ボルトでも、形鋼など薄板構造で構成される立体的な追加部材を用いると、3次元的な応力にも対応でき、疲労き裂対策として用いられている。例えば、主桁と横桁の交差部に発生した疲労亀裂の対策では、面外方向の変位を抑えることができるので、き裂の進展を抑制する効果が期待できる。すなわち、この場合、モードⅢに対するき裂進展を抑制できる。このモードⅢのき裂進展に対する抑制効果については、単なる鋼板を2面摩擦で補修する場合も期待できる。すなわち、高力ボルトで締め付けることで、両側の添接板でモードⅢの開口を抑えることができる。

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については、さらに 3-3-3. で述べる。

(3) 特殊ボルトを用いた補修

ワンサイドボルトや、主桁のウェブと上フランジと垂直補剛材の溶接部に活荷重による首ふりによって発生したき裂に対して垂直補剛材を用いて上フランジを支持する場合に確実にメタルタッチさせる施工に用いられるボルトなど、特殊ボルトがあるが、ここでは、それらの特殊ボルトを用いた補修があるということ述べるにとどめる。

3-3-2. 高力ボルトによる対策の制約条件

高力ボルトによる対策は、まず、高力ボルトで締め付けて部材を連結するため、ボルトを通すための孔を明けることが基本になる。この孔を明けるスペースや添接板を設置するスペースが必要となる。また、摩擦接合の原則を守るには、ボルト中心から鋼板の縁端までの距離を確保する必要がある。さらに、最小ボルト本数などの規定を満足する必要がある。また、鋼板が立体的に組まれている部分では、孔明け加工やボルトの締め付けの施工が可能か確認する必要がある。また、この施工のための設備を確保しなければならない。これらの施工では、動力工具のための発電機などの装備が必要であるが、最近では、電池式の動力工具も使えるので現場の状況は、変わっていくことも考えられる。そのため、こうした施工条件に関する制約は固定的に考えるのではなく、制約を緩和していく技術開発も必要と考えられる。また、どのような制約条件があるか確認するとともに、その制約をどのように考えていくかが、この高力ボルトによる当て板対策の可能性を広げることにつながるものと考えられる。

高力ボルトによる当て板対策は、新設の橋梁で確立されてきた高力ボルト摩擦接合継手の規定に従って用いられてきたが、補修補強対策では、この規定に従うことはできなくとも、この高力ボルトの継手の性能を活用できる場合があると考えられる。例えば、応急補修では、設計荷重に対して摩擦抵抗では耐えられなくても、補修をしない状態より安全性は向上するケースは多いと考えられる。特に、疲労き裂対策では、面外に対する変位を拘束する効果は大きいと考えら

れる。また、すべりを起こして支圧状態になってもボルトで締め付けておけば、面内の力に対しても耐疲労性能を期待できる。

このように、制約条件を確認することの必要性和制約条件に縛られるだけではなく、高力ボルトによる当て板対策の基本性能が個々の現場の要求性能に合えば、あるいは、要求性能の一部を満たせば、制約に縛られずに対策を用いる道を拓いていくことも、今後、使える費用が限られていく社会には必要と考えられる。

3-3-3. 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

(1) 耐疲労性能の向上

高力ボルトを用いた当て板による対策の長所として、耐疲労性能の向上があげられる。すなわち、溶接による対策では、疲労き裂が発生する原因となる溶接ビード形状、不溶着部の存在、溶接欠陥などによる応力集中や溶接残留引張応力が問題となるが、軸力を入れたタイプの高力ボルトによる対策では、軸力を導入することで孔周辺の応力集中も緩和され、疲労の問題はほとんど起きていない。そのため、疲労亀裂の補修では、一般に溶接部からき裂が発生することが多いため、高力ボルトによる補修を行うと、疲労亀裂による断面欠損を解消するだけでなく、建設時にあった応力集中部の問題を解消することができる。すなわち、高力ボルトを用いた当て板による対策では、欠損断面を確保できるばかりでなく、同時に、応力集中部を作らないことによる耐疲労性能の向上が図れる。

また、この当て板を用いた高力ボルトによる対策は、き裂の補修ばかりでなく、腐食による損傷時にも用いられる。これは、腐食による断面欠損を溶接による当て板補強で対策をしようとした場合、静的な耐力は回復できても、溶接によって対策時に新たに疲労上の弱点を作ってしまう。この疲労に強いということから、腐食に対する対策でも、原則、高力ボルトによる対策が用いられる。

(2) 断面増加による耐荷性能（終局時の性能）の向上

当て板による対策は、溶接による対策も、高力ボルトによる対策も、静的な耐力不足に対して対応可能である。しかしながら、耐疲労性能を確保した上で、断面増加を図り、静的な耐荷性能も向上させるには、1) で述べたように高力ボルトによる対策が必要になる。

また、高力ボルトによる継手では、その形状によっては5) で述べるように終局時にエネルギー吸収が期待できる。また、地震時には、溶接の場合に可能性が残る溶接割れや疲労き裂からの脆性破壊の問題も、高力ボルトによる対策では回避でき、き裂進展のストッパーとして用いることも考えられる。

さらに、添接板やボルトで剛性が高まり座屈し難くなるという効果をもたらすことも考えられる。

(3) 三次元的な拘束効果

3-3-1. 2) でも述べたように、当て板を用いた高力ボルトによる対策は、溶接のような応力集中部を作らずに、面外変形の拘束によって三次元的な拘束効果が期待でき、モードⅢのき裂進展を防ぐことができる。この効果は、両側からの鋼板による対策でも期待できる他、主桁と横桁の交差部の疲労き裂に対して山形鋼を用いた場合にも期待できる。この他にも部材の構成でいろいろなケースに対応可能である。

(4) 面内圧縮応力を受ける場合の圧縮耐力の向上

支点上のウェブにはふつう支点上補剛材が設置されるが、このウェブと支点上補剛材には面内に大きな圧縮力が働き、この部分の耐力では局部座屈が問題となる。このため、板を両側からあてて、高力ボルトで締め付けると、断面積が増加するとともに、板厚が増加するので、圧縮耐力の向上に有利である。

この場合の力の伝達機構として、摩擦を期待するよりも、座屈防止機能を高めることを目的として対策を考えると、特にケレンや軸力管理などの施工管理上、現場の負担が軽くなると同時に性能が確保されることが考えられる。また、施工の工夫で、極力メタルタッチによる支圧で力を伝達すると効率的な経済的な設計が可能になる。特に要求性能によっては、継手部にある程度変形がでて、初めて耐力が期待できる構造でも、人的な被害を防げる可能性がある。すなわち、摩擦接合で設計した連結部で、ボルトとボルト孔のクリアランス分すべりを起こしても、安全は確保されることが考えられる。

例えば、リベット橋において、支点上のウェブは、その耐力上の必要から、複数の鋼板で構成されている。このウェブが腐食で板厚が薄くなり、あるいは、断面欠損していた場合、その外から2枚板を当て、高力ボルトで締め付けることが考えられる。また、リベットの頭が腐食で欠損していた場合、せん断型の継手部では、その耐力は比較的下がらないことが報告されているが、面内圧縮力を受けた場合、ウェブを構成する多層の板が板厚方向に分離し、板厚が極端に低下することで、局部座屈が発生し、ウェブの耐力が低下する。この場合も高力ボルトによる締め付けによって、耐力を向上させることができる。なお、リベット橋の対策では、当て板を当てている場合、リベットの頭を回避するための孔を明ける必要がある。

このリベット橋における支点部の支圧による伝達を期待するには、リベットの時代には、ウェブの下端より下フランジ下面の方が10mm程度下がっているのでこの対策が必要である。すなわち、この隙間に、10mm角の角材を挿入すると、上述のメタルタッチで支圧による力の伝達が期待できる。

(5) 終局時における変形性能

終局時の変形性能は、耐震構造において利用できるものと考えられる。高力ボルトによる連結部でのエネルギー吸収には、すべりによるエネルギー吸収と塑性変形によるエネルギー吸収がある。塑性変形によるエネルギー吸収は、その安全な壊れ方とエネルギー吸収量から考えて、高力ボルトではなく鋼板の変形を対象とすることが妥当と考えられる。特に、高力ボルトのせん断

破壊は、部材の分裂をもたらす、材料特性からも、このボルトの塑性変形を期待してはならないと考えられる。また、取り換えができるという視点とフェールセーフ的な視点から、同じ鋼板でも、母材より、添接板でエネルギーを吸収させることが合理的と考えられる。この場合、添接板をエネルギー吸収部材として、母材より先に降伏させるには、母材より添接板の断面を小さくする必要はあるが、全強の75%以上に設計する規定に従い添接部の強度を確保する考えとも関係して、継手部の強度を確保する考えから添接板は母材より断面を大きくする習慣がある。また、塑性変形を起こすと、ボルトの鋼板がかみ合い、容易に分離することが難しいため、交換部材として考える場合、この交換方法も検討する必要があるものと考えられる。

鋼板の塑性変形には、支圧部の塑性変形、純断面の引張塑性変形、ボルトからの支圧によって生じる鋼板のせん断塑性変形が考えられる。支圧部の塑性変形は、支圧状態の初期に、製作誤差のために一部のボルトだけが支圧状態になって生じる塑性変形から全ボルトが支圧状態になっても生じる塑性変形があるが、その変形量はそれほど大きくならないし、その単独の変形では終局限界状態（破断）に至ることはない。これに対して、純断面の引張塑性変形や、ボルトからの支圧によって生じる鋼板のせん断塑性変形は大きい、その変形で終局限界状態に至るので、その点の注意が必要である。ことに、母材は変形が添接板で両面から拘束されるが、添接板は外面が自由なため、拘束効果が、母材ほど期待できない。この拘束効果を期待するには、座金などで工夫する必要があるものと考えられる。

3-3-4. 高力ボルト継手と高力ボルトによる対策の違い

連結部において高力ボルト摩擦接合継手を用いる場合、引張応力部材ではボルト孔による断面欠損を考慮するため、継手がない場合には断面力に余裕がある位置に継手を配置する。しかしながら、継手部の設計段階で、純断面引張応力に余裕を持たせずにボルトを配置して設計することも多い。そのため、継手部のすべり後の終局耐力は、ボルトのせん断破断や母材のせん断破断ではなく、純断面の引張破断で終局耐力に至る継手が多いものと考えられる。

一方、補修では全断面が破断したケースを補修することは少なく、断面が残っているケースが多いものと考えられる。また、き裂が発生していない建設時の段階では応力に余裕がある場合も多い。こうしたケースでは、補修後の純断面の引張破断で終局限界状態に至らないことも考えられる。

ことに、疲労き裂の対策では、き裂発生前におけるき裂発生点の応力範囲（応力変動幅）の公称値（設計で求められる応力）は小さいことが多い。そのため、残存断面積にもよるが、その構造の静的な設計引張応力はかなり小さい場合も考えられる。高力ボルトによる当て板補修を採用することでき裂発生が問題となる溶接部はなくなり、き裂発生の可能性がある部位の応力集中の問題は高力ボルトによる当て板対策でボルトを締め付けることで解消できることが多い。この場合、全強の75%の制約がなければ、実応力で設計することで必要ボルト本数などを少なくすることが可能な場合もあると考えられる。ただし、単純な引張りだけでなく、せん断にも抵抗する必要がある場所での補修も多いことが考えられるので、このことも考慮して妥当な補修

方法を検討する必要があるものと考えられる。当然のことながら、全強の 75%の規定を守らない場合、この規定の意図と対象のケースではその意図が問題にならないことを再確認する必要がある。

このように、高力ボルトによる対策は、現在高力ボルト継手の規定を用いて行われているが、これに縛られることなく、それぞれの対策で求められている性能を確認し、高力ボルトによる対策の性能を活かす工夫と努力をしていく必要があるものと考えられる。

3-4. 高力ボルトによる対策の適用性

高力ボルトによる対策は、軸力を入れると耐疲労性能も確保でき、様々な補修補強に適用できる。また、損傷部分を含む切断位置を比較的自由に決定できるので、その意味でも適用可能性は大きい。しかしながら、切断して交換する部材が大きくなれば、その分、コストも上がる。一方、損傷部分を局部的に補修しようとする、ボルト孔を明けるスペースが確保できないなどの制約で規定を満足しない場合もある。一方、補修補強で要求される性能は、道路橋示方書に規定されている新橋で要求される性能と異なる場合も考えられる。そこで、本節では、従来の仕様照査型設計法での設計に縛られずに、補修補強で要求される性能を考え、高力ボルトによる対策の適用性を検討する。

3-4-1. 耐震対策

耐震対策で用いられる耐震性能によっては、ある程度の変形は許容できる場合もあり、主荷重に対して摩擦接合で設計された継手のすべり後の性能を期待して設計することが考えられる。この場合の設計法を要求される性能から検討するとその適用性が広がる可能性がある。また、耐震性向上を目的に取り付けられる構造では、現行の設計法で大前提となっている弾性設計の枠を外し、継手部を先に損傷させて、この部分でエネルギーを吸収させる考えも有効と考えられる。こうしたケースでは、現行の継手部の全強に対する設計の考え方からも解放される必要がある。

3-4-2. 応急対策

応急対策では、求められる要求性能を検討することで、必ずしも、新橋に求められる性能まで性能を回復する必要がない。例えば、損傷の進行を抑える目的と安全性を少しでも向上させる目的から行う対策も考えられる。

疲労き裂を例に考えると、ストップホールを明けるだけでも、き裂の進展は抑制され、き裂の再発生までの時間を確保できる。ストップホール部にボルトを挿入し、締め付ければ、さらに疲労き裂の再発生までの時間を延ばすことができる。き裂が長い場合は、ストップホールに近い部分と、き裂の発生点の端部（開口端部）を、片側 2 本ボルトの摩擦接合で拘束しただけでも、その疲労き裂の再発生を遅らせることができる。ことに、ねじりが発生する部分では、面外せん断の開口モード、すなわち、き裂先端付近の変形様式モードⅢを 2 面添接で両側から拘束する意味は大きい。き裂が進展すると、断面欠損部が拡大し、静的な耐力が下がり、その低下速度はき

裂が長くなるほど速くなるので、き裂が短い段階での対処が有効と考えられる。なお、き裂が短い場合、部材が入り組んでいるため施工器具が入らず、ペンシル型のグラインダーでも除去できない場合もあるので、この場合は、施工できる長さに成長（進展）してから施工する。

このように、応急対策は、建設時のレベルに性能を戻すことよりも、損傷の進行を抑えるためや、致命的な損傷を回避するために行う場合もある。こうした補修補強では、現行の規定に縛られずに、その要求性能と、その本来の性能を評価することで、高力ボルトを用いた対策の適用性は広がることが考えられる。

この本来の性能の評価において、高力ボルトを用いた対策では、縁端距離など詳細規定を満足できなかった場合にどのような性能向上が期待できるか、その性能を把握することで、適用可能性が広がることが考えられる。

3-4-3. 経過観察

高力ボルトによる対策は、経過観察が比較的容易にできる場所では、前述のように必ずしも現行の摩擦接合の規定を満足して高力ボルトによる対策が採用できない場合にも、その不足部分を経過観察で補うことで採用できると考えられる。これまで補修補強は安全側の設計が行われ、その限界値は把握されない場合が多い。再補修を余儀なくされた場合に、補修補強の限界値が把握されてきたと言ってもよいのではないかと思われる。再補修になるようなことは避けたいという考えから、過度な安全側の設計も行われることが少なくなかったようにも思われる。このような事情から、補修補強は、新設橋梁と同様に、あるいは、新設橋梁よりさらに限界値が把握されずにきたものと考えられる。これに対して、補修箇所が増大し、維持管理に使える費用に限られる今日では、どこまで性能を回復すべきか、あるいは、ある対策で、どの程度性能が改善されるかを定量的に評価できるようにしておくことは意味あることと考えられる。

経過観察がしやすい場所では、経過観察を併用して損傷に対するリスクに対処して、試験的に低コストで性能回復が期待できる対策を採用することで、コストを抑えた妥当な対策をみつけていく道を拓いていくことができると考えられる。

3-4-4. リベット橋梁の対策

リベット橋梁の対策では、ことに面内の圧縮応力を受ける部分では、両側から当て板を当て、締め付けることで、耐力向上を図ることができる。これは、摩擦接合ではなく、多層の板がバラバラになることや腐食による薄肉化に対して、座屈を回避する対策として適用可能と考えられる。この手法で、リベットの頭が腐食で損傷した場合にも、多層の鋼板が分離することを防止可能である。このように、必ずしも摩擦接合の規定を守らなくても、高力ボルトを用いた対策を有効に活用できる道は考えられる。

必ずしも高力ボルトを用いない場合もあるが、支圧で力を伝達することによる耐力の向上が考えられる。例えば、リベット橋梁では、フランジは、山形鋼材をウェブの両側にリベットで接合し、フランジを形成している場合があるが、この場合、反力は支点上補剛材だけで受け持つと

仮定して設計が行われている。すなわち、溶接橋梁のようなウェブ→フランジ→支承という支圧による力の伝達ではなく、リベット橋梁では、ウェブ→支点上補剛材→フランジ→支承という形で力が伝達すると仮定して設計が行われている。ウェブ下端と両側フランジの側面とフランジ上面あるいは支承上面の4面で囲まれた細い角柱の空間に、これに勘合する角柱を差し込めば、支圧耐力は格段にアップすると考えられる。摩擦接合はすべり荷重を限界荷重とするため、そこで期待できる耐力は低いが、この支圧による伝達を期待することで、低コストで耐力アップを図ることが可能と考えられる。これは、橋の利用状況を踏まえた集約化や撤去の考えも出てきた今日、コストを抑えた耐力向上方法の意味は大きいものと考えられる。この他、補修時のジャッキアップなど施工時の対策としても有効と考えられる。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書Ⅱ鋼橋編，2002
- 2) 社団法人鋼材倶楽部・日本構造協会接合小委員会：鋼構造接合資料集成ーリベット接合高力ボルト接合一，1977
- 3) 森川久他3名：箱桁面柱を有する鋼製橋脚に発生した疲労損傷の調査と応急対策，土木学会論文集，NO.703/I-59，pp.177-183，2002.4
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書Ⅱ鋼橋編，1980
- 5) 北海道土木技術会鋼道路橋研究会：接触式高力ボルトについて・北海道における鋼道路橋の設計および施工指針，1983
- 6) AASHOTO：Standard Specification for Highway Bridges，Twelfth Edition，1983
- 7) DIN 18809：Staeheleme Strassen- und Wegbruecken- Bemmesung，Konstruktion，Herstellung，1987
- 8) AASHOTO：Standard Specification for Highway Bridges，Twelfth Edition，2002
- 9) prEN1993-2：Eurocode3 – Part3，Steel Bridges，2003
- 10) 三ツ木幸子，深谷道夫，酒井武志，山口隆司，石井信行：支圧抵抗を期待した高力ボルト継手に関する2，3の考察，鋼構造年次論文報告集，第14巻，pp.647-654，2006.11
- 11) 高井俊和，山口隆司，三ツ木幸子，西川真未：高力ボルト継手の終局挙動における孔変形に着目した2，3の考察，構造工学論文集，Vol.60A，pp.694-702，2014.3
- 12) 三ツ木幸子他三名：ボルトおよびリベット継ぎ手の疲れ試験データベースの作成とその利用：土木学会論文集 第404号/I-11（報告），1989
- 13) 潘超，山口隆司，金銅晃久，三ツ木幸子：疲労き裂の高力ボルト当て板補修による応急補修の設計法の検討，鋼構造年次論文報告集，第21巻，pp.216-222，20013.11
- 14) 三ツ木幸子，山口隆司，潘超，金銅晃久，橋本国太郎：疲労亀裂の高力ボルト当て板による補修補強に関する2，3の考察，鋼構造年次論文報告集，第18巻，pp.507-514，20010.11

4. 桁端部の損傷に対する補修設計

桁端部は、上部構造の応力を下部構造に伝達する非常に重要な場所である。しかしながら、点検時において伸縮装置からの漏水等により桁端部の構造の腐食損傷が著しいことが発見されている。この状況に対して、近年、この桁端部の腐食状況の実態や腐食への対策に関する研究も多く取り組まれている。この章では、これらの研究成果を利用して、腐食した桁端部の補修の必要性の判断基準の目安を設定する。さらに、耐荷力による設計方法に着目して補修・補強設計に活用できるように整理する。以下がこの章の流れである。

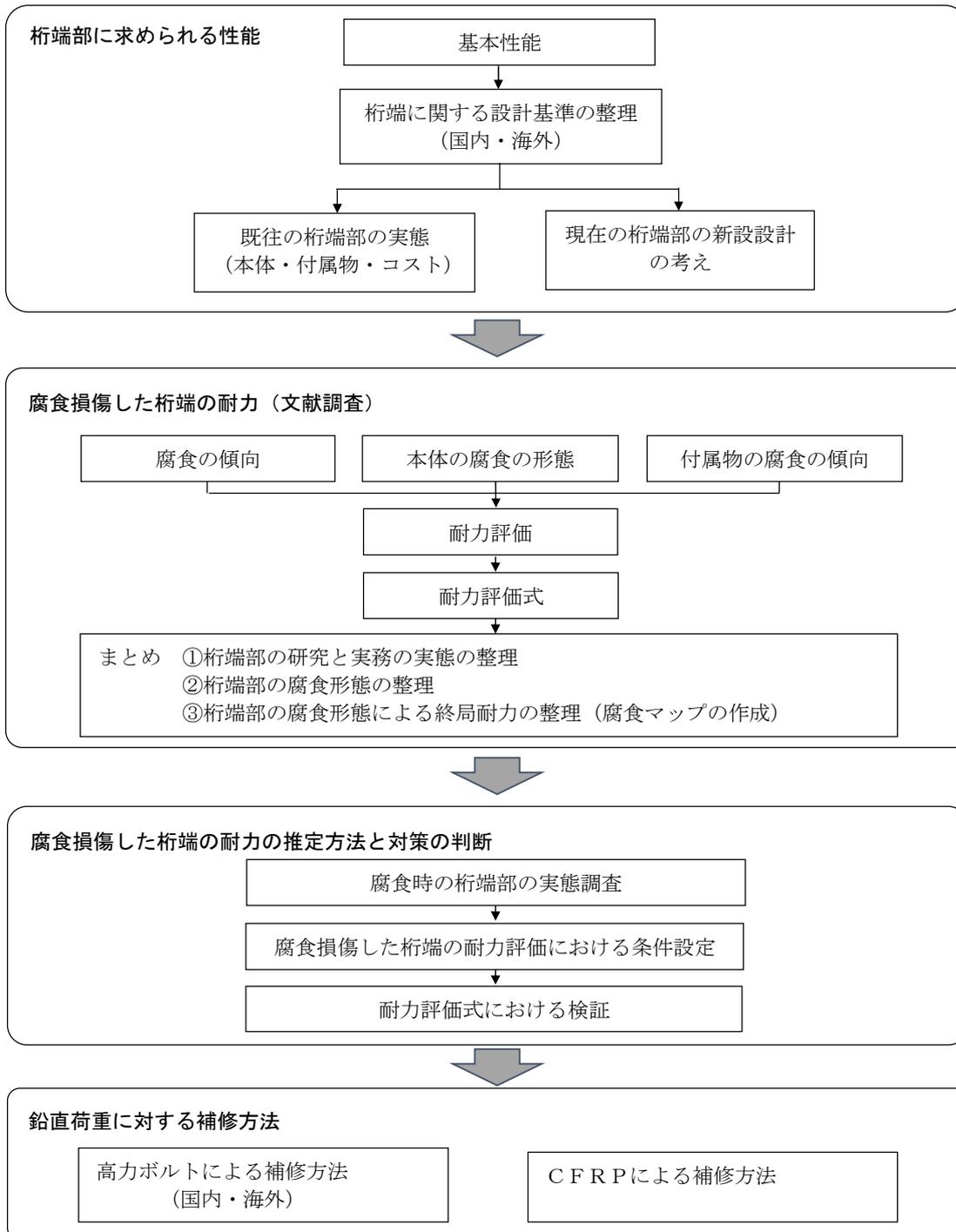


図 桁端部の損傷に対する補修設計の流れ

ここで挙げる桁端部を構成する部材は「ウェブ」、「支点上補剛材」、「水平補剛材」、「上フランジ」、「下フランジ」とする。なお、参考で「ソールプレート」、「支承」についても言及する（図 4-1-1 参照）。桁端部の範囲は下部構造の沓座幅（縁端拡幅部を含む）から桁端を示す（図 4-1-2 参照）。なお、沓座幅がウェブの 1 パネルよりも狭い場合には、ウェブ 1 パネル分を範囲とする（縁端拡幅部を含む）。

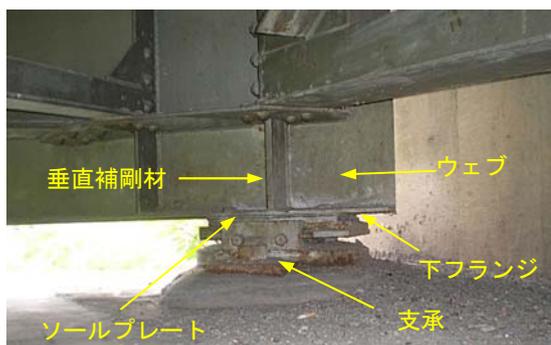


図 4-1-1 支点部の状況

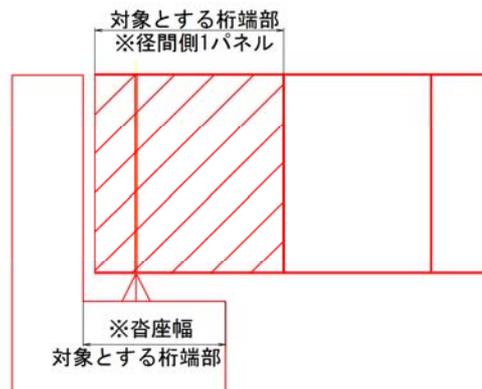


図 4-1-2 桁端部の範囲

4-1. 桁端部に求められる性能

桁端部の健全時における性能、基準（国内・海外）、決定している根拠、実態調査をすることによって桁端部の実態を整理する。

4-1-1. 基本性能

本節では、腐食した桁端部に対して安全性を確保するための照査・補修・補強を行うことを目的として掲げているために、腐食している橋梁に対する安全性を確保する項目；耐荷力および維持管理の確実性および容易さについてのみ基本性能として挙げる。

- ・ 構造的：確実に下部構造に力を伝達する。
- ・ 耐荷性：活荷重、死荷重に対する部材そのものの軸力（支圧耐力、柱としての耐力）
 - ※一部曲げ耐力
- ・ 耐荷性：耐震作用、風作用に対する水平荷重
 - ※一部 津波荷重もあり。
- ・ 維持管理の確実性及び容易さ：点検、補修・補強のしやすさ

4-1-2. 桁端部に関する設計基準

(1) 国内の設計基準の整理

腐食した構造用に耐荷力を算出する設計方法は現時点では整っていない。現在は、新設橋梁の耐荷力算出方法を利用して耐荷力を算出している。そのために、新設橋梁の設計に対して規定された基準を整理する必要がある。道路橋における支点部の耐荷力に関する基準としては、道路橋示方書(以下、道示と略す)、鋼道路橋設計便覧に記載され、「支点上補剛材」の箇所に規定されている。

ここでは、支点上補剛材の規定と桁端部に関する規定(柱として設計、有効面積、材質、照査方法、ソールプレート)について、その概要を整理する。

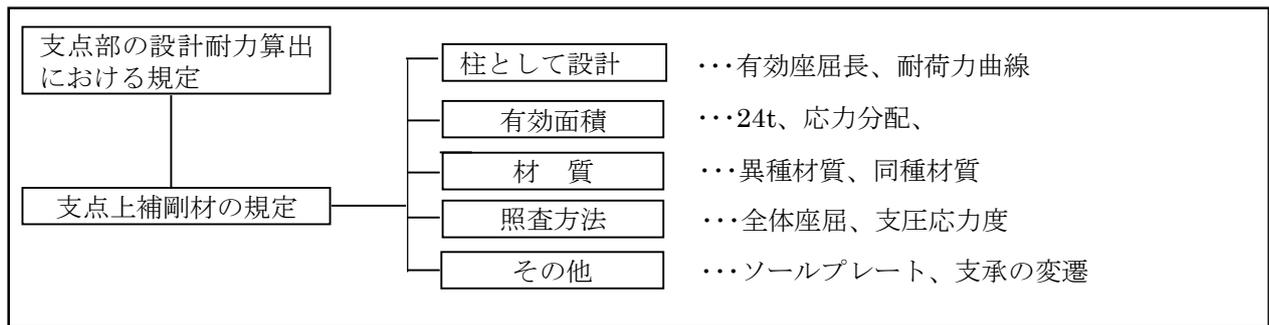


図 4-1-3 既往研究における支点部の設計耐力算出における条件

1) 支点上補剛材の規定

H24 道示では、支点上補剛材は、表 4-1-1 に示すように柱として設計され、その有効断面として、補剛材の全断面積とウェブについては支点上に配置された補剛材の前後のウェブの板厚の 12 倍ずつ、計 24t の面積が考慮されている。柱の有効座屈長は、応力分布を三角形と仮定して、ウェブ高さの半分で設計することが示されている。この他、全有効断面積は、補剛材の断面積の 1.7 倍に制限され、かつ、補剛材はウェブ両側に配置されることが基本になっている。

表 4-1-1 支点上補剛材の基準類の比較^{1) 2)}

道路橋		道路橋		道路橋	
示方書・便覧		道路橋示方書同解説・鋼橋編		鋼道路橋設計便覧	
改訂年度		平成24年3月		昭和55年6月	
性能規定		【鋼桁の主桁の支点並びに床げた、縦げた及び対傾構等の取付け部等のような荷重集中点では、集中荷重に対する安全性が確保できる構造としなければならない】		特に記載がない。	
仕様規定・従来の設計法	照査方法	【荷重集中点の垂直補剛材は軸方向圧縮力を受ける柱として設計する】		・軸力を受ける座屈長 $h/2$ の直線部材の柱の座屈に対する照査であると説明されている。	
	支点上の補剛材の幅	【フランジの両縁に達するまで延ばすのを原則とする】		特に記載がない。	
	腹板の有効面積の範囲	【補剛材取り付け部から両側にそれぞれ腹板厚の12倍までとする】 ・解説に「溶接桁の場合は腹板も下フランジに密着しているため、柱としての断面の計算には腹板の一部も有効に働くと考えてよいことになっている」と書かれている。 ・解説に「腹板の有効幅は材質等によって変動するが設計の簡略化のため、全ての材質に対し板厚の24倍と規定している」と書かれている。 【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】 ・解説に「支承に近い箇所では腹板の有効幅が働いておらず、補剛材の断面積によって反力に耐えなければならないことを考慮したためである」と書かれている。		・垂直補剛材の座屈応力に対する照査は、腹板の24tの部分の有効断面として「S55道示」に従って行うと書かれている。 ・全有効断面積は補剛材断面積の1.7倍以下でなければならないと書かれている。	
	柱の有効座屈長	【有効座屈長はけた高の $1/2$ とする】 ・解説に、「応力の分布は荷重集中点で最大となる三角形と仮定し、有効座屈長は桁高の $1/2$ をとること」と書かれている。		・照査は軸力を受ける座屈長 $h/2$ の直線部材の柱の座屈に対する照査であることが書かれ、座屈長 $h/2$ のところに、両端固定の条件が示されている。(h:桁高) ・なお、垂直補剛材の中央部で所要剛度を満たすという点も書かれている。そのため、上下端のスカールアップなどによる断面欠損を考慮しなくてよいと書かれている。	
補剛材下端面の支圧応力度に対する照査	-	・解説に「補剛材下端に特に大きなスカールアップを設ける場合は、支圧応力度を3.2.11に規定する許容応力度に対して照査する必要がある」と書かれている。 ・なお、支圧に対する許容応力度としては、一般に、板と板の間の支圧に対する許容値が採用され、局部座屈に対する許容応力度の上限値の1.5倍の値が採用されている。		・補剛材の下端におけるスカールアップによる断面減少を考慮しなければならないが、通常の支点上垂直補剛材の下端は、スカールアップを溶接により埋め戻すことにより、有効断面を確保する方法がとられていると書かれている。	

支圧応力度の照査は、H24 道示では、解説にスカラップが大きい場合等に照査することが示されているが、有効断面の取り方は明確に示されていない。なお、この支圧応力度の照査は、図 4-1-4 に示すようにスカラップが大きい場合の他、下フランジ幅の制約で断面が小さくなる場合などで必要となる。

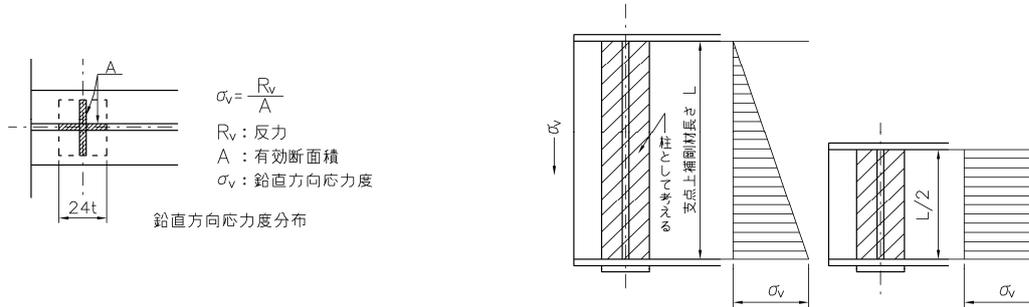


図 4-1-4 支点上補剛材の設計モデル

2) 柱として設計

① 有効座屈長

支点上補剛材における有効座屈長に関する記載の変遷を表 4-1-2 に整理する。支点上の補剛材の有効座屈長の規定は昭和 15 年の鋼道路橋設計示方書(案)より記載されている。昭和 15 年～平成 24 年道示まで、有効座屈長は、桁高の 1/2 という考え方は一貫している。この桁高 1/2 という考え方は、昭和 15 年道路橋設計示方書(案)では長柱公式中の両端固定の条件より 1/2 と設定しているのに対して、昭和 48 年道示からは荷重集中点が最大となる三角形分布により決定していると記載されており、考え方は異なっている。

表 4-1-2 有効座屈長の変遷^{3~6)}

適用示方書 橋種	昭和15年鋼道路橋設計示方書案 リベット橋	昭和31年鋼道路橋設計示方書 リベット橋	昭和48年道路橋設計示方書・同解説Ⅱ鋼橋編 リベット橋・溶接橋	平成24年道路橋設計示方書・同解説Ⅱ鋼橋編 溶接橋
規定	【第93条】補剛材 補剛材は第30条に規定する許容軸方向圧縮応力により設計すべし。この場合の端補剛材にあっては全反力をうけるものとし、桁高の1/2を採用すべし。	【第96条】支点上補剛材 支点上の補剛材は全反力を受けるものとし、26条に規定する許容軸方向圧縮応力によって設計する許容応力度の計算に用いる圧縮材としての長さは桁高の1/2とする。	【8.7.1】荷重集中点の補剛材 許容応力度の計算に用いる断面二次半径は腹板の中心線について求めるものとし、有効座屈長は桁高の1/2とする。	【11.5.2】荷重集中点の補剛材 許容応力度の算出に用いる断面二次半径は腹板の中心線について求めるものとし、有効座屈長は桁高の1/2とする。
解説	・補剛材は上下両突縁間にある柱と考え、第30条に規定する許容応力によって設計するのであるがこの場合に端補剛材においては主桁の全反力を荷重として受け長柱公式中のlには桁高の1/2を採用する。 ・このことは補剛材は事実単純な柱ではなく腹板によって桁の方向には相当固定せられ、又その直角の方向にも縦方向ほどではないがやはり腹板が支持しているものであるから、ここに単純な柱と仮定して計算する上には桁高の1/2として計算して実際上差し支えないのである。	・支点上の補剛材は、上下フランジ間にある柱として設計する。この場合の荷重および許容応力度を第2項で規定したものであるが、補剛材は実際上単純な柱ではないので、圧縮材としての部材長は、桁高の1/2をとることにした。 ・支点上の補剛材は、計算上必要のない場合でも腹板に對象にもけるものとし、許容応力度の計算に用いる断面二次半径(総断面積につき)は腹板の中心線について求める。	・荷重集中点の補剛材は通常全反力を受ける柱として設計してよい。 ・その場合の許容圧縮応力度は2.2.11に規定する値を用い、また応力の分布は荷重集中点が最大となる三角形と仮定し、有効座屈長は桁高の1/2をとってもよい。	・荷重集中点の補剛材は全反力を受ける柱として設計する。 ・その場合の軸方向の許容圧縮応力度は3.2.11に規定する値を用いるが、応力の分布は荷重集中点で最大となる三角形と仮定し、有効座屈長は桁高の1/2をとることにしている。

有効座屈長に関する研究も過去には実施され、⁷⁾中井氏はプレート・ガーター端支点上補剛材の耐荷力を調べるために実験桁を製作し、破壊実験を行って、以下の結論を出している。

- ・端支点上補剛材に発生する軸方向圧縮ひずみは、終局状態に至るまでほぼ三角形分布を呈し、曲げひずみは終局状態において端支点上補剛材中央付近で最大となった。
- ・実測された変位とひずみの分布から、はり一柱モデルの有効座屈長 1 とすると $1 = 0.71b$ (端支点上補剛材の長さ: b) を示された。この値はスイス技術者協会の Sia (Swiss Society of Engineers and Architects) の基準値 0.7 に近い値である。

②耐荷力曲線

荷重集中点の補剛材は全反力を受ける柱として設計する。その場合の軸方向の許容圧縮応力度は、局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度と局部座屈に対する許容応力度による積公式により算出した値を用いる（図 4-1-5 参照）。また、許容軸方向圧縮応力度の算出式を図 4-1-6 に記載する。

(2) 構造用鋼材の許容軸方向圧縮応力度は、式 (3.2.1) により算出した値とする。

$$\sigma_{ca} = \sigma_{cog} \cdot \sigma_{cal} / \sigma_{cao} \quad \dots \dots \dots (3.2.1)$$

ここに、 σ_{ca} : 許容軸方向圧縮応力度 (N/mm²)

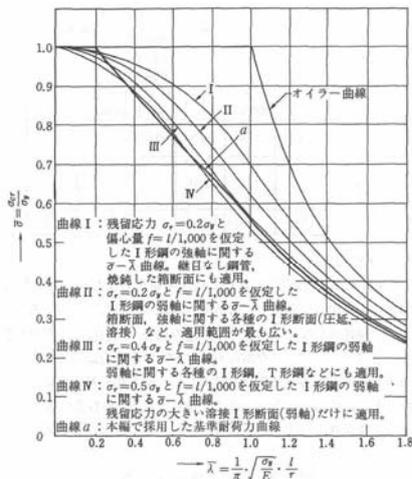
σ_{cog} : 表-3.2.2(a), (b)に示す局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度 (N/mm²)

σ_{cal} : 4.2.2 から 4.2.4 及び 15.3 に規定する局部座屈に対する許容応力度 (N/mm²)

σ_{cao} : 表-3.2.2(a), (b)に示す局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度の上限値 (N/mm²)

図 4-1-5 許容軸方向圧縮応力度の算出式⁸⁾

① 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度



曲線 I～IV の計算仮定と、上記の実験⁹⁾等によって確認された適用範囲とを図-解 3.2.1 に略記した。

図-解 3.2.1 に示したように、断面形状等に応じて適当な耐荷力曲線を用いれば経済的な設計ができるが、これまで、設計の簡略化を図るために、1 つの耐荷力曲線だけを用いることとし、基準耐荷力曲線としては図-解 3.2.1 の 4 本の曲線のほぼ下限値に相当する式 (解 3.2.1) が採用されていた。

$$\left. \begin{aligned} \bar{\sigma} &= 1.0 & (\bar{\lambda} \leq 0.2) \\ \bar{\sigma} &= 1.109 - 0.545 \bar{\lambda} & (0.2 < \bar{\lambda} \leq 1.0) \\ \bar{\sigma} &= 1.0 / (0.773 + \bar{\lambda}^2) & (1.0 < \bar{\lambda}) \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (解 3.2.1)$$

ここに、 $\bar{\sigma} = \frac{\sigma}{\sigma_y}$, $\bar{\lambda} = \frac{1}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \cdot \frac{l}{r}$

図-解 3.2.1 表-3.2.2(a)の許容応力度の基本とした耐荷力曲線

② 局部座屈に対する許容軸方向圧縮応力度

(3) 4.2.2 及び 4.2.3 に規定された局部座屈に対する許容応力度の基準耐荷力曲線は次のとおりであり、これは従来の規定を踏襲している。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_c / \sigma_y &= 1.0 & (R \leq 0.7) \\ \sigma_c / \sigma_y &= 0.5 / R^2 & (0.7 < R) \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (解 4.2.1)$$

ここに、 $R = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \cdot \frac{12(1-\mu^2)}{\pi^2 k}$

b : 板幅 (mm)

t : 板厚 (mm)

σ_y : 鋼材の降伏点 (N/mm²)

E : ヤング係数 (N/mm²)

μ : ポアソン比

k : 座屈係数 (両縁支持板の場合 4.0, 自由突出板の場合 0.43)

すなわち、 $R > 0.7$ の領域ではオイラー座屈強度の 1/2 を基準耐荷力としている。これは、幅厚比の大きい領域では低い応力度で面外たわみや剛度の低下が生じやすいことを考慮して安全側に定めたものである。

図 4-1-6 基準耐荷力曲線^{9) 10)}

3) 有効面積における設定

①24 t (t : ウェブの板厚)

支点上補剛材における有効面積 24 t に関する記載の変遷を表 4-1-3 に整理する。ウェブの有効面積の設定は、ウェブを自由突出板として設定し、局部座屈が少なくとも降伏点まで起こらないという条件から最小板厚を決めている。以下にその変遷におけるポイントを抜粋する。

- ・昭和 39 年道示では、アメリカの著書「Bleich 鋼橋の理論と計算」を参考に、リベット橋の自由突出脚が降伏点まで局部座屈が生じない安全な状態であること、および市場性から設定している。
- ・昭和 48 年道示では、座屈実験による座屈曲線より最小板厚を決めている。さらに、設計の簡略化のために全ての材質に対して 24 倍の規定としている。
- ・以降の道示では、記載内容が大きく改訂されていない。

表 4-1-3 有効面積としている 24 t 設定の変遷^{11) 5) 12) 1)}

適用示方書 橋種	昭和39年鋼道橋設計示方書 リベット橋	昭和48年道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編 リベット橋・溶接橋	昭和55年道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編 溶接橋	平成24年道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編 溶接橋
規定	支点上の補剛材の突出脚は、フランジ山形鋼に達するまで密着させなければならない。ただし、突出脚の厚さは、その幅の1/12.5以上でなければならない。	この時補剛材全断面および腹板のうち補剛材取り付け部から両側にそれぞれ腹板厚の12倍までを有効面積として考えることができる。	柱としての有効断面は補剛材断面および腹板のうち補剛材取り付け部から両側にそれぞれ腹板厚の12倍までとする。	柱としての有効断面は補剛材取り付け部から両側にそれぞれ腹板厚の12倍までとする。
根拠の記載	・補剛材突出脚の厚さがその幅に比べて小さすぎると補剛材が局部的に座屈するおそれがあるので44条と同じく突出脚の厚さは1/12.5以上としなければならない。 ※山形鋼の自由突出脚(44条) ・部材の細長比と同一の座屈に対する安全強度をもったb/tの関係(Bleich鋼橋の理論と計算)により設定している。圧縮材の細長比は通常の35以上であるから自由突出脚をb≤12tとしておけば安全であり、市場品使用の便を考慮して12.5倍まで緩和したものである。	・自由突出板の圧縮を受ける板の幅厚比が根拠である。SM41において、腹板厚の26倍となり、より強度の高い材質を用いた場合は、理論的には幾分小さくなるが腹板が緩んでいることなどを考えれば十分安全であると考えられるので、設計の簡略化のためすべての材質に対して24倍と規定した。 ※自由突出板の圧縮を受ける板の板厚 ①部材の終局耐力を考慮した場合、その部材の板厚は局部座屈が少なくとも起こらないという条件から決まっている。 ②自由突出板の座屈実験による座屈曲線より、最低板厚をきめている。	・腹板の有効幅は材質などによって変動するが設計の簡略化のためすべての材質に対し腹板厚の24倍と規定した※根拠の記載はなし※圧縮板を受ける自由突出板従来は局部座屈を考慮しなくてよい板厚を考えたこれを最小板厚にしていたが、今回幅厚比の大きい板の使用を認めたため、局部座屈を考慮した許容応力度法を用いて設計する必要がある。 示した局部座屈に対する許容応力度は、上記の規定により、局部座屈を考慮した許容応力度を算出するために規定した値であり、照査にあたっては部材に生じる応力が裏に示した値以下であればよいという意味ではない。 ※基準耐力曲線は従来通り	・腹板の有効幅は材質などによって変動するが設計の簡略化のためすべての材質に対し腹板厚の24倍と規定した ※根拠の記載はなし
自由突出板における最小板厚※昭和55年以降は局部座屈に対する許容応力度より(板厚40mm以下R<0.7)	全ての材質b/12.5	・SS41, SM41, SMA41b/13 ・SS50, SM50b/12 ・SM50Y, SM50, SMA50b/11 ・SM58, SMA58b/10	・SS41, SM41, SMA41b/13.1 ・SM50b/11.2 ・SM50Y, SM50, SMA50b/10.7 ・SM58, SMA58b/9.6	・SS400, SM400, SMA400Wb/12.8 ・SM490b/11.2 ・SM490Y, SM520, SMA490Wb/10.5 ・SM570, SMA570Wb/9.5 ウェブの最小板厚9mm
ウェブの鋼種 ※使用当時	SS41, SS50, SMA50※腹板の厚さ93条より	SS41, SM41, SMA41, SM50, SM50Y, SM53, SMA50, SM58, SMA58※8.4腹板の厚さより	SS41, SM41, SMA41, SM50, SM50Y, SM53, SMA50, SM58, SMA58※腹板の厚さ217条より	SS400, SM400, SMA400W, SM490, SM490Y, SM520, SMA490W, SM570, SMA570W, SM570, SMA570Wb, SM490YA※平成6年標準設計より

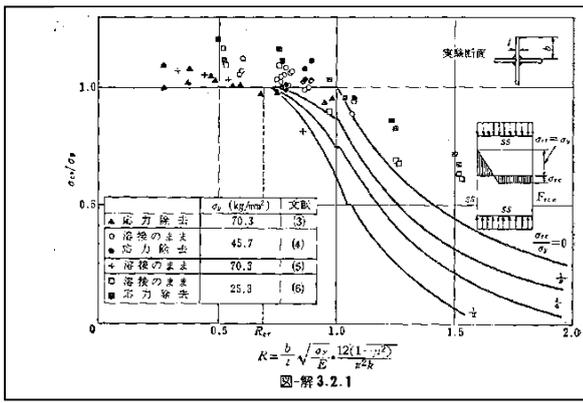


図 4-1-7 板による耐荷力曲線 (昭和 48 年道示)¹³⁾

昭和 48 年道示では、自由突出板 4 辺で構成される十字柱の座屈実験を行った。実際には、残留応力の分布状態、大きななどは断面形状、板厚・溶接サイズ・溶接順序・溶接方法、などに応じて千差万別であり、かなり広ばらつきがあった。
 $\sigma_{cr} = \sigma_y$ のとなる範囲を調べて、式を得て、最小板厚を決定している。

なお、昭和 48 年道示では、ウェブの有効断面面積は 24 t を適用するように規定しているが、材質の強度によって軸応力が作用する有効幅が変わることが明記されている。

- また、既往の研究において、有効幅に関して、以下のことが分かっている。
- ・降伏段階および終局段階において、ウェブの有効幅 (24 t) 以上に軸圧縮力が作用している。
 - ・終局段階では最低、ソールプレート幅までは軸圧縮応力が作用している。

②応力分配

「垂直補剛材と腹板との連結を設計する場合、支点上等のようにフランジを通して集中荷重が作用する場合には、腹板と垂直補剛材が作用する場合には、腹板と垂直補剛材との応力の分担が必ずしも明確ではないので、安全側をとって全集中荷重を垂直補剛材が受け持つと仮定するように規定している。」¹⁾

腹板と垂直補剛材との応力分配が明確ではないことから、安全側の考えで設計している。

4) 材質における規定

桁端部の耐荷力を算出するにあたり、桁端部を構成する垂直補剛材の材質も重要な要素といえる。支点上補剛材における材質に関する記載の変遷を表 4-1-4 に整理する。以下にその変遷におけるポイントを抜粋する。

①昭和 48 年道示より¹⁴⁾

8.5.2 垂直補剛材の剛度

- ・「垂直補剛材の突出脚は、腹板高の 1/30 に 50mm を加えたものより大きくするのがよい。ただし、突出脚の厚さはその幅の 1/16 以上でなければならない。」

この 1/16 以上は、自由突出板で規定している最小板厚の幅厚比 (1/13) よりも制限は緩い。これは、降伏時のさらに「せん断座屈後垂直補剛材に張力場からの応力が一部作用する」状態を考慮している。

8.5.4 垂直補剛材の鋼種

- ・「垂直補剛材の鋼種は腹板の鋼種にかかわらず、SS41 級の鋼種を用いてよい。」

低材質(SS400)でよい理由は道路橋示方書および設計便覧には明記されていない。
解説に 8.5.2 垂直補剛材の剛度の規定による時は用いてよいと規定されていることから、剛度の設定の理由より、必要十分と判断して規定しているものと想定する。

垂直補剛材の剛度の規定の解説

「プレートガーターがその極限耐荷状態に至るまで、腹板の座屈の節となりうる必要十分な大きさをもつように定めた。式 (8.5.7) に規定する剛度は線形座屈に対する DIN4114 の最小剛比 γ の約 2 倍以上、AASHO(1971 年)の γ 値とほぼ同じ値となっている。」

- ・「建造物設計標準 (制定) (昭和 45 年 3 月) によった橋梁とし、当時の進んだ造船の規格を盛り込んだ。

②昭和 55 年道示より¹⁵⁾

「垂直補剛材の板厚は、その幅の 1/13 以上としなければならない。」と規定した。

③平成 2 年道示より¹⁶⁾

- ・1991 年 (平成 2 年) に鋼道路橋塗装便覧が改訂

※管理実績に基づいて、環境の厳しさに適した塗装系を選定が可能となる。

④平成 8 年道示より¹⁷⁾

- ・支点上補剛材の材質は、SS400 から SM400 級を適用すること (参考)

SS 材よりも SM 材の方が少しばかり腐食減量が小さいことが、大気暴露試験結果より判っている (図 4-1-8 参照)。

⑤平成 24 年道示より¹⁸⁾

- ・塗装仕様は、厳しい腐食環境に耐え、耐久性に優れる塗装系を基本としている。
- ・部分塗装系を推奨している。

「各種 400、490N/mm² 級鋼板の臨海工業地帯および海岸地帯における大気暴露試験結果を図 2.1-8 に示すが溶接構造用鋼板 SM490(SM50) > 一般構造用鋼板 SS400(SS41)となっている。」

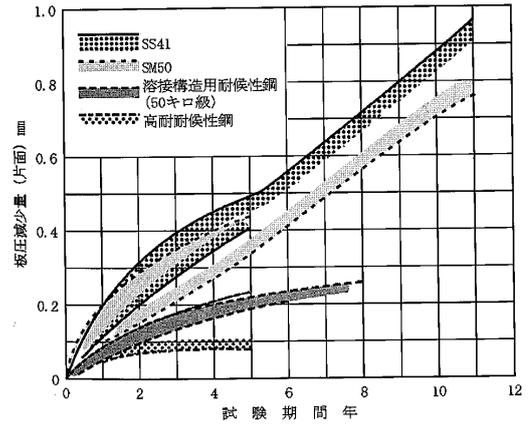


図 2.1-8 非常に腐食量の大きい臨海工業地帯および海岸地帯(戸畑, 足摺岬, 川崎, 千葉)における大気暴露試験結果⁶⁾

図 4-1-8 材質による腐食量が異なる例¹⁹⁾

表 4-1-4 材質における規定の変遷²⁰⁾、14~17)、21)、18)、22)

適用示方書 種 類	昭和39年鋼道橋設計示方書 リベット橋	昭和48年道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編 リベット橋・溶接橋	昭和55年道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編 溶接橋	平成2年道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編 溶接橋
規 定	特に記載なし ※(99条)中間補剛材の設置の有無を上下両フランジの最大間隔、材質SS41, SS50, SM50によって分けられている。	8.5.2 垂直補剛材の剛度 ・突出脚の厚さはその幅の1/16以上でなければならない。 8.5.4 垂直補剛材の鋼種 ・垂直補剛材の鋼種は腹板の鋼種にかかわらず、SS41級の鋼種を用いてよい。	8.5.2 垂直補剛材の剛度、鋼種および板厚 ・垂直補剛材は腹板の鋼種にかかわらずSS41級の鋼種を用いてよい ・垂直補剛材の板厚は、その幅の1/13以上としなければならない。	8.5.2 垂直補剛材の剛度、鋼種および板厚 ・垂直補剛材は腹板の鋼種にかかわらずSS41級の鋼種を用いてよい ・垂直補剛材の板厚は、その幅の1/13以上としなければならない。
解 説	特に記載なし	[8.5.2] ・せん断座屈後垂直補剛材に張力場からの応力の一部が作用するため、突出脚の厚さは幅の1/16以上とするようにした。 [8.5.4] 垂直補剛材には斜張力場からの応力の一部が作用するが、8.5.2の垂直補剛材の剛度の規定によるときは、SS41級の鋼種を用いてよいこととした。	8.5.2 垂直補剛材の剛度は、8.4および8.5.1により設計されたプレートガーターの腹板が、フランジが降伏するまでの耐荷力を保ち得るように定めた。この場合、垂直補剛材は腹板のせん断座屈後の張力場からの圧縮力を受ける。したがって、厳密には、この圧縮力に対して応力度の照査を行わなければならないが、ここでは従来の経験から応力度の照査を省略し、鋼種としてはSS41級を用い、その圧縮材としてSS41級で要求される板厚および剛性を確保すればよいものとした。	8.5.2 垂直補剛材の剛度は、8.4および8.5.1により設計されたプレートガーターの腹板が、フランジが降伏するまでの耐荷力を保ち得るように定めた。この場合、垂直補剛材は腹板のせん断座屈後の張力場からの圧縮力を受ける。したがって、厳密には、この圧縮力に対して応力度の照査を行わなければならないが、ここでは従来の経験から応力度の照査を省略し、鋼種としてはSS41級を用い、その圧縮材としてSS41級で要求される板厚および剛性を確保すればよいものとした。
備 考	1952年(昭和27年)にJIS G 3101「一般構造用圧延鋼材」が制定、JIS G 3106「溶接構造用圧延鋼材」が制定 1959年(昭和34年)にJIS改定	・1970年「建造物設計標準(制定)」(昭和45年3月)による橋梁 ・ロイド協会が英国で破壊した溶接船の脆性破壊調査を実施した結果を、当時の造船の材料規格に取り込んだこと ・1968年にJIS G 3114「溶接構造用耐候性熱間圧延鋼材」が制定され、場への実績が増えてきたことにより、遡示に記載している。 ・1971年(昭和46年)に鋼道橋塗装便覧が規定		・1991年(平成2年)に鋼道橋塗装便覧が改訂 ※管理実績に基づいて、環境の厳しさに適した塗装系を選定できる。
適用示方書 種 類	平成8年道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編 溶接橋	平成14年道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編 溶接橋	平成24年道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編 溶接橋	
規 定	8.5.2 垂直補剛材の剛度、鋼種および板厚 ・垂直補剛材は腹板の鋼種にかかわらずSM400級の鋼種を用いてよい ・垂直補剛材の板厚は、その幅の1/13以上としなければならない。	10.4.4 垂直補剛材の剛度、鋼種および板厚 ・垂直補剛材は腹板の鋼種にかかわらずSM400級の鋼種を用いてよい ・垂直補剛材の板厚は、その幅の1/13以上とする。	11.4.4 垂直補剛材の剛度、鋼種および板厚 ・垂直補剛材は腹板の鋼種にかかわらずSM400級の鋼種を用いてよい ・垂直補剛材の板厚は、その幅の1/13以上とする。	
解 説	8.5.2 垂直補剛材の剛度は、8.4および8.5.1により設計されたプレートガーターの腹板が、フランジが降伏するまでの耐荷力を保ち得るように定めた。この場合、垂直補剛材は腹板のせん断座屈後の張力場からの圧縮力を受ける。したがって、厳密には、この圧縮力に対して応力度の照査を行わなければならないが、ここでは従来の経験から応力度の照査を省略し、鋼種としてはSM400級を用い、その圧縮材としてSM400級で要求される板厚および剛性を確保すればよいものとした。	10.4.4 垂直補剛材の剛度は、10.4.2および10.4.3により設計されたプレートガーターの腹板が、フランジが降伏するまでの耐荷力を保ち得るように定めた。この場合、垂直補剛材は腹板のせん断座屈後の張力場からの圧縮力を受ける。したがって、厳密には、この圧縮力に対して応力度の照査を行わなければならないが、ここでは従来の経験から応力度の照査を省略し、鋼種としてはSM400級を用い、その圧縮材としてSM400級で要求される板厚および剛性を確保すればよいものとした。	11.4.4 垂直補剛材の剛度は、11.4.2および11.4.3により設計されたプレートガーターの腹板が、フランジが降伏するまでの耐荷力を保ち得るように定めた。この場合、垂直補剛材は腹板のせん断座屈後の張力場からの圧縮力を受ける。したがって、厳密には、この圧縮力に対して応力度の照査を行わなければならないが、ここでは従来の経験から応力度の照査を省略し、鋼種としてはSM400級を用い、その圧縮材としてSM400級で要求される板厚および剛性を確保すればよいものとした。	
備 考			・2005年(平成17年)に鋼道橋塗装便覧が改訂 ※遡示の改訂に伴った記述の見直し ※塗装仕様は厳しい腐食環境に耐え、耐久性に優れる塗装系を基本とした。 ※部分塗装の推奨など	

5) ソールプレートの規定 (参考資料)

支承は上部構造の付属物という位置づけであり、上部構造の応力を伝達する機能がある。また、支承と下フランジの間には、ソールプレートがあり、反力を均等に支承に伝達する機能がある。ソールプレートが支承に均等に伝達させることができるように、ソールプレートの形状が決定されている。ここでは、桁端部の応力伝達に必要な部材ソールプレートの規定を整理する。さらに、ソールプレートおよび支承の変遷 (表 4-1-5 参照) を参考資料として整理する。

要求される機能については過去から大きな変更はなく、従来通り最小板厚、支点部の補強を担う部材であることが明記されている。

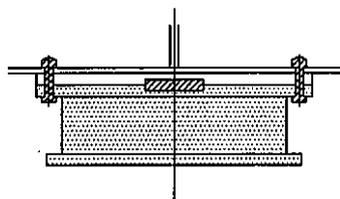
<機能>

- ・反力を均等に支承に伝達
- ・支点部の補強

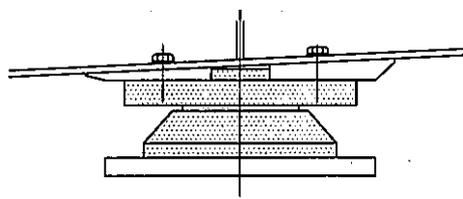
規定に関しては、あまり変遷がない。改訂された点は、疲労を考慮した構造が H14 道示で追加され、H16 支承便覧では溶接する場合の構造例が追加された点である。

<規定>

- ・厚さは 22mm 以上とする。
- ・桁の傾斜を厚さで調整する場合、最も薄い部分で 22mm 以上とする。
- ・疲労を考慮した取付部構造とする必要がある。(H14、H24 道示)^{23) 24)}
- ・桁との締結は高力ボルト、溶接がある。溶接の場合、ソールプレート前面にテーパを設けるのが良い。(H16 支承便覧)²⁵⁾



(a) ソールプレートのボルト留め



(b) ソールプレート前面のテーパ加工

図-3.7.5 ソールプレート取り付け部の構造例

図 4-1-9 ソールプレート取り付け部の構造例²⁵⁾

- ・支承に作用する水平力に十分抵抗できる溶接やボルトによる添接によって桁に取り付ける。(H16 支承便覧)²⁵⁾
- ・溶接する場合、水平力に対しては、すみ肉溶接の全周が抵抗するものとする。(S48 支承便覧)²⁶⁾
- ・ソールプレートの照査が規定された。(H3 支承便覧)²⁷⁾

表 4-1-5 支承の変遷^{28) 29)}

年代	支承に関する事項
明治時代 以前	・木橋や石橋であり、現在の支承構造は見られなかった。
明治時代	・鋼橋が輸入され、初めて支承が使用された。橋梁の支点部を固定と可動に区別されるようになってきた。線支承のようにすべり形式のもの、ローラーやロッカーなど転がり形式の支承が使用された。このころまでアンカーボルトは使用していなかった。
大正 12 年	関東地震を境に地震の対策として、アンカーボルトにて下部工に固定、浮き上り防止としてサイドブロックなどの構造見直しが行われた。 昭和 20 年代まで改良されてきたが、支承として大きな変更は見られなかった
昭和 20 年代 後半	鉄道や道路の整備が盛んになり橋梁技術が高まるにつれ、支承に要求される機能も高まってきた。
昭和 30 年代	これまで使用されてきた材料は、鋳鉄、鋳鋼、鋼材であったが、鍛鋼品、合金鋼を用いた高硬度ローラーが現れた。CR を用いたパッド型ゴム支承、高力黄銅鋳物やふっ素樹脂板を用いた支承板支承 (BP-A、BP-B) などが使用されはじめた。
昭和 48 年	「道路橋支承便覧」が発刊され、支承の標準化が行われた。
昭和 50 年代	「道路橋標準設計図集」が発刊され、支承の標準化が行われた。標準化された支承は、線支承、支承板支承、ピン支承、ピンローラー支承、ピボット支承、ピボットローラー支承、高硬度ローラー支承、パッド型ゴムである。
昭和 60 年代	これまで支承の防食処理は塗装が一般的であったが、溶融亜鉛めっき仕様に移行する。
平成 8 年	「道示」の改定に伴い、NR を用いたゴム支承が急速に普及した。従来の固定可動形式から、ゴムのせん断ばねを利用した水平反力分散支承、さらには高減衰ゴムや鉛プラグにより減衰効果を付加した免震支承へと拡がっていった。
平成 16 年	「道路橋支承便覧」改定により、鋼製支承に用いられる鋳鋼品に用いる材料が見直され、鋼製支承が再度使用されるようになった。

(2) 海外の設計基準の整理

海外の主な設計基準として、EUROCORDS と ASSHITO が挙げられる。桁端部の設計に関することを抜粋して整理する。

1) EUROCODES (1993-2)³⁰⁾

**6.7. Bearing stiffeners and beam torsional restraint
(additional sub-section)**

No rules are given within EN 1993-2 for the design of bearing stiffeners so reference has to be made to EN 1993-1-5 section 9. This section brings together the relevant rules of EN 1993-1-5. It covers the following:

- Effective section of a bearing stiffener Section 6.7.1
- Design requirements for bearing stiffeners at simply supported ends of beams Section 6.7.2
- Design requirements for bearing stiffeners at intermediate supports Section 6.7.3
- Bearing fit Section 6.7.4
- Additional effects applicable to certain bearing stiffeners Section 6.7.5
- Beam torsional restraint at supports Section 6.7.6

6.7.1. Effective section of a bearing stiffener

The properties of a stiffener effective section are calculated using an attached width of web of $15\epsilon t$ each side of the stiffener as shown in Fig. 6.7-1 (with $\epsilon = \sqrt{235/f_y}$), but not greater than the available width – 3-1-5/clause 9.1(2) refers. If attached widths from a pair of adjacent stiffeners overlap then the adjacent stiffeners could be treated as acting together.

6.7.2. Design requirements for bearing stiffeners at simply supported ends of beams

The following requirements have to be met:

- (i) The outstand should meet the limits in 3-1-5/clause 9.2.1 for preventing torsional buckling. This is discussed in section 6.9 of this guide.
- (ii) The effective section must resist the bearing reaction, according to 3-1-5/clause 9.4(2).
- (iii) The cross-section resistance at a loaded end should be checked where there are cut-outs in the stiffener, according to 3-1-5/clause 9.4(2).

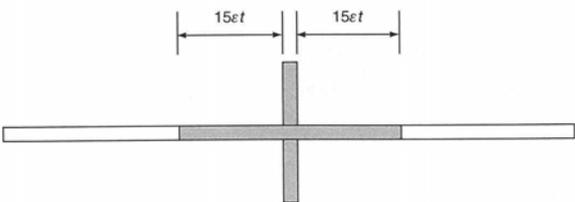


Fig. 6.7-1. Effective section for stiffener

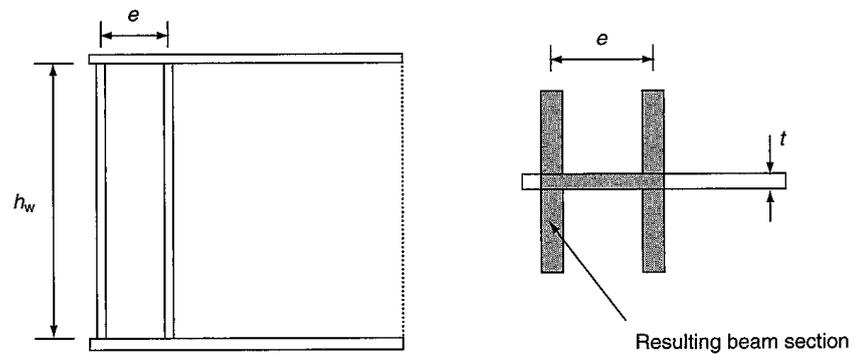


Fig. 6.7-2. Rigid end post

図 4-1-10 EUROCODES (1993-2)における有効断面積の設定³¹⁾

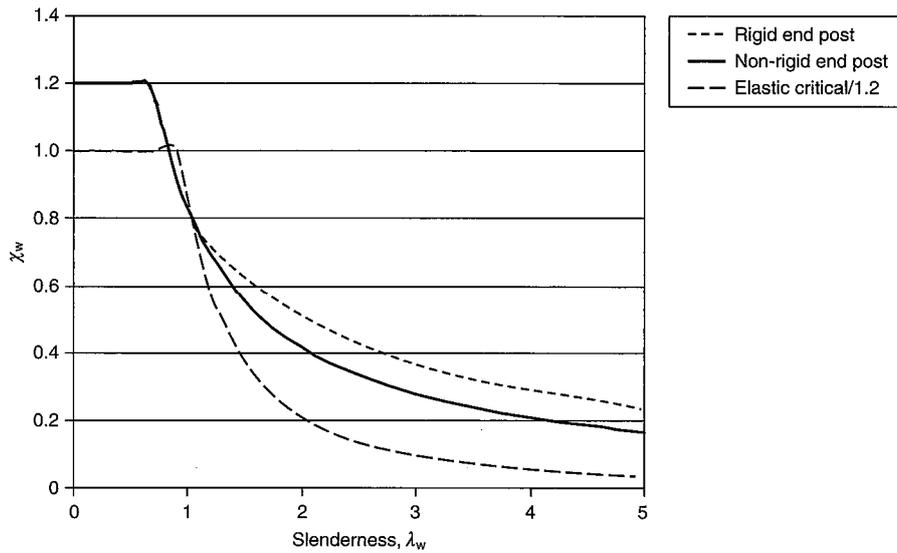


Fig. 6.7-3. Reduction factor on τ_{cr} to avoid discontinuity with rigid end post case

図 4-1-11 EUROCODES (1993-2)における座屈曲線³²⁾

概要

- 1) 有効断面積はウェブと補剛材としている。ウェブの有効断面積は補剛材前面から各 $15 \varepsilon t$ である。
 ε :降伏強度の低減率である。
- 2) 桁端側ウェブ側にエンドポストを設置している。エンドポストが設置されている場合には、補剛材、エンドポスト、およびその両間のウェブを有効断面積とする (図 4-1-10 参照)。
- 3) エンドポストを設置することで、座屈曲線の耐力の減少率が緩くなっている (図 4-1-11 参照)。

※EUROCORDS における有効断面の計算例を次頁に添付する。

Worked Example 6.7-1: Bearing stiffener at beam end

A bearing stiffener above a fixed bearing at the end of a bridge beam has two double-sided stiffeners as shown in Fig. 6.7-5. The beam is held against rotation about its longitudinal axis at its ends by bracing and there are no intermediate stiffeners. It is checked that the bearing stiffener is adequate to carry a reaction commensurate with the full shear resistance of the web, assuming a rigid end-post. S355 steel is used throughout.

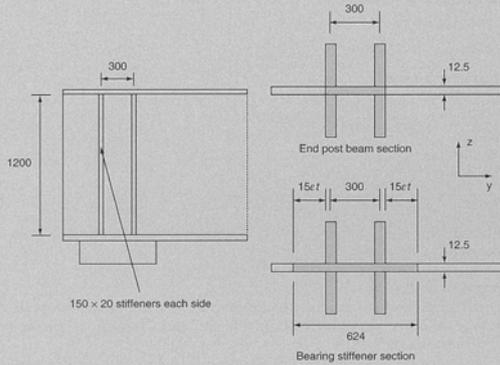


Fig. 6.7-5. Bearing stiffener for Worked Example 6.7-1

For no intermediate stiffeners, the shear slenderness is obtained from expression 3-1-5/(5.5):

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{86.4t_e} = \frac{1200}{86.4 \times 12.5 \times 0.81} = 1.372$$

The critical shear stress is obtained from expression 3-1-5/(5.4) and for $a/b \gg 1$, $k_\tau = 5.34$:

$$\tau_{cr} = \frac{k_\tau \pi^2 E t^2}{12(1-\nu^2)b^2} = \frac{5.34 \pi^2 \times 210 \times 10^3 \times 12.5^2}{12(1-0.3^2)1200^2} = 110 \text{ MPa}$$

The rigid end-post case is used for the shear design, so from 3-1-5/Table 5.1:

$$\chi_w = \frac{1.37}{0.7 + \bar{\lambda}_w} = \frac{1.37}{0.7 + 1.372} = 0.66$$

The contribution from the flanges will be negligible with no intermediate stiffeners, so is ignored. The shear resistance of the web is therefore:

$$V_{b,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = \frac{0.66 \times 355 \times 1200 \times 12.5}{\sqrt{3} \times 1.1} = 1845 \text{ kN}$$

The design bearing reaction is therefore 1845 kN.

Action as a bearing stiffener

The bearing stiffener has an attached width of web plate of:

$$30e_t + 300 + 20 = 30 \times 0.81 \times 12.5 + 300 + 20 = 624 \text{ mm}$$

The properties of the bearing stiffener section as shown in Fig. 6.7-5 are:

$$A = 19800 \text{ mm}^2$$

$$I_{yy} = 1.018 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$I_{zz} = 5.235 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

For a fixed spherical bearing, allow say 10 mm eccentricity in each direction. The design actions on the bearing stiffener effective section are then:

$$N_{Ed} = 1845 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed} = M_{z,Ed} = 18.45 \text{ kNm}$$

Worst stress in web plate:

$$= \frac{1845 \times 10^3}{19800} + \frac{18.45 \times 10^6}{5.235 \times 10^8 / 312} = 104 \text{ MPa}$$

Worst stress in stiffener:

$$= \frac{1845 \times 10^3}{19800} + \frac{18.45 \times 10^6}{5.235 \times 10^8 / 160} + \frac{18.45 \times 10^6}{1.018 \times 10^8 / 156} = 127 \text{ MPa}$$

(The additional force $\sigma_m b^2 / \pi^2$ in section 6.7.3.1 is not relevant at a beam end where there is no direct stress in the web.)

Action as a rigid end-post

A slightly different effective section excluding the outer parts of web plate is used as shown in Fig. 6.7-5. Each double-sided stiffener must provide a minimum area according to 3-1-5/clause 9.3.1(3):

$$A_{min} = 4h_w t^2 / e = 4 \times 1200 \times 12.5^2 / 300 = 2500 \text{ mm}^2$$

Actual provided = $2 \times 150 \times 20 = 6000 \text{ mm}^2 > 2500 \text{ mm}^2$ so area is adequate.

The end post second moment of area $I_{zz} \approx 6000 \times 150^2 \times 2 = 2.700 \times 10^8 \text{ mm}^4$.

The applied shear stress:

$$\tau_{Ed} = \frac{1845 \times 10^3}{1200 \times 12.5} = 123 \text{ MPa}$$

Using equation (D6.7-6), the membrane force is:

$$N_H = h_w t_a \left(\frac{\tau^2}{\tau_{cr}/1.2} - \tau_{cr}/1.2 \right) = 1200 \times 12.5 \left(\frac{123^2}{110/1.2} - 110/1.2 \right) = 1101 \text{ kN}$$

The in-plane moment half way up the beam is then

$$M_{z,Ed} = N_H h_w / 8 = 1101 \times 1200 / 8 = 165 \text{ kNm}$$

Worst stress in stiffener from membrane action:

$$= \frac{165 \times 10^6}{2.700 \times 10^8 / 160} = 98 \text{ MPa}$$

According to 3-1-5/clause 9.4, the stiffener should be checked for buckling under combined bending and axial load in accordance with 3-1-1/clause 6.3.3 or 6.3.4. Cross-section resistance should also be checked. The cross-section resistance is checked first, assuming elastic behaviour as discussed in the main text.

Cross-section resistance check

The maximum stresses from membrane action and bearing reaction are conservatively added together here for simplicity, even though they occur at different heights on the stiffener. Consequently, the worst total stress in the stiffener = $127 + 98 = 225 \text{ MPa} < 345/1.0 = 345 \text{ MPa}$ for S355 steel and 20 mm thick plate according to EN 10025. At present, 3-1-1/Table 3.1 allows the use of 355 MPa for this thickness and this value is used in the buckling check below, although the UK National Annex requires the values in EN 10025 to be used.

Buckling check

The slenderness of the stiffener:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr,y}}} = \sqrt{\frac{19800 \times 355}{146523 \times 10^3}} = 0.22$$

with

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 E I_{yy}}{L_{cr,y}^2} = \frac{\pi^2 \times 210 \times 10^3 \times 1.018 \times 10^8}{1200^2} = 146523 \text{ kN}$$

From curve c of 3-1-1/Fig. 6.4, $\chi_y = 0.99$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{19800 \times 355}{1.1} = 6390 \text{ kN}$$

The section moduli for y and z axis bending will be based on the stiffener outstand as that was found to be critical in the cross-section resistance check. Note that the section modulus for z axis bending is different for the moments arising from membrane action and bearing eccentricity.

$$M_{y,Rd} = \frac{W_{d,y} f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{(1.018 \times 10^8 / 156) \times 355}{1.1} = 210.6 \text{ kNm}$$

$$M_{z,Rd} = \frac{W_{d,z} f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{(5.235 \times 10^8 / 160) \times 355}{1.1} = 1055.9 \text{ kNm for bearing eccentricity}$$

$$M_{z,Rd} = \frac{W_{d,z} f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{(2.700 \times 10^8 / 160) \times 355}{1.1} = 544.6 \text{ kNm for membrane forces}$$

Using the maximum values in the middle third of the stiffener:

$$M_{y,Ed} = 0.67 \times 18.45 = 12.4 \text{ kNm}$$

$$M_{z,Ed} = 0.67 \times 18.45 = 12.4 \text{ kNm for bearing eccentricity}$$

$$M_{z,Ed} = 165 \text{ kNm for moment from membrane forces, which is maximum at mid-height.}$$

$$N_{Ed} = 0.67 \times 1845 = 1236 \text{ kN}$$

Using the simplified interaction of equation (D6.7-2) gives the following verification:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{pl,Rd}} + \frac{1}{1 - (N_{Ed}/N_{cr,y})} \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}}$$

$$= \frac{1236}{0.99 \times 6390} + \frac{1}{1 - (1236/146523)} \frac{12.4}{210.6} + \left(\frac{12.4}{1055.9} + \frac{165}{544.6} \right)$$

$$= 0.195 + 0.059 + 0.315 = 0.569 < 1.0$$

The stiffener is therefore adequate.

A check of end bearing stress on the web and stiffeners should also be made if there are cut-outs in the stiffener or if the bearing area is smaller than the effective section area. The check is not included here and would not govern as the cross-section resistance check above was very conservative.

2) AASHTO (2012) ³⁴⁾

6.10.11.2.4b—Effective Section

For stiffeners bolted to the web, the effective column section shall consist of the stiffener elements only.

Except as noted herein, for stiffeners welded to the web, a portion of the web shall be included as part of the effective column section. For stiffeners consisting of two plates welded to the web, the effective column section shall consist of the two stiffener elements, plus a centrally located strip of web extending not more than $9t_w$ on each side of the stiffeners. If more than one pair of stiffeners is used, the effective column section shall consist of all stiffener elements, plus a centrally located strip of web extending not more than $9t_w$ on each side of the outer projecting elements of the group.

The strip of the web shall not be included in the effective section at interior supports of continuous-span hybrid members for which the specified minimum yield strength of the web is less than 70 percent of the specified minimum yield strength of the higher strength flange.

If the specified minimum yield strength of the web is less than that of the stiffener plates, the strip of the web included in the effective section shall be reduced by the ratio F_{yw}/F_{ys} .

1) ボルトの場合：補剛材のみを有効断面とする。

2) 溶接の場合：

- ・ウェブおよび補剛材とする。
- ・柱として設計すること
- ・ウェブの有効断面積は $18t_w$ 以上とする。
- ・複数の補剛材が使用される場合、ウェブ補剛材から構成される要素をグループとして、和集合とする。ただし、突出幅は $9t_w$ 以下とする。
- ・ウェブの最小降伏強度は、高強度のフランジの 70%未満であり、連続スパンの複合部材の内側支点部におけるウェブの有効断面積は含まない。
- ・ウェブの最小降伏強度が補剛材の最小降伏強度よりも低い場合には、有効断面におけるウェブの帯幅は F_{yw}/F_{ys} の割合で減少させること

論文 J. R. Kayser and A. S. Nowak [1989]によると、ウェブの有効面積 $18t_w$ は、AASHTO (1983年) に規定されているのが確認されている。また、鋼のマニュアル [Manual of steel construction load and resistance factor design. (1986). Amer. Inst. of Steel Constr., First Ed.] では、道示と同じウェブの板厚の12倍の範囲を有効面積としていると記載されている³⁵⁾。

The capacity of a stiffened web in bearing can be evaluated by treating the stiffener web combination as a column (*Manual of Steel* 1986). The effective area of the column is illustrated in Fig. 9. The effective width of the web is approximately 12 times the web thickness (*Manual of Steel* 1986). However, AASHTO (*Standard* 1983) allows up to 18 times the web thickness to be considered as part of the column.

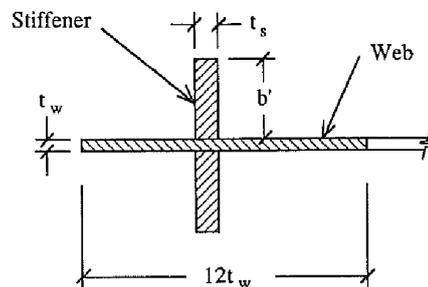


FIG. 9. Net Area of Bearing Stiffener Column

4-1-3. 既往の桁端部の実態調査

(1) 桁端部の実態調査

桁端部には、適用基準による違い、架橋環境による違い、補強の有無、付属物の有無、落橋防止システムの有無、支承の種類による違いなど様々な条件があることが実態調査により把握できた。表 4-1-6 に、考えられる桁端部の状況を整理する。

この条件の違いは、構造自体が異なることや耐荷力が異なること、さらには補修・補強工法も異なることを意味している。

表 4-1-6 考えられる桁端部の状況整理

着目点	内 容
基準による違い	適用基準（時期）による違い、機能道路（高速自動車道、その他）による違い
架橋環境による違い	斜角、交通量、橋長
補強の有無	補剛材、補強リブ、当て板補強、切断補強
付属物の有無	対傾構によるコンクリート被覆（負反力対策等）、添架物、防塵カバー
落橋防止システム	PC ケーブル、緩衝チェーン、ブラケット設置タイプ、緩衝材設置タイプ、アンカーバー設置タイプ、ダンパー設置タイプ、段差防止構造
支承の種類の違い	種類（ゴム支承、鋼製支承、ヒンジ）、タイプ（固定、可動）

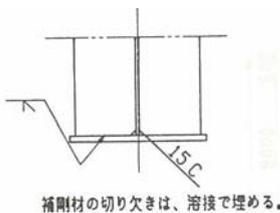
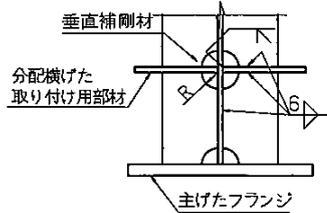
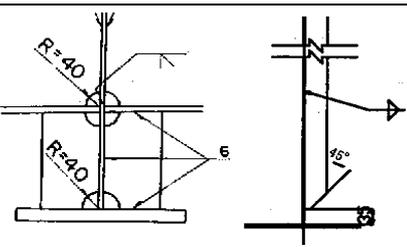
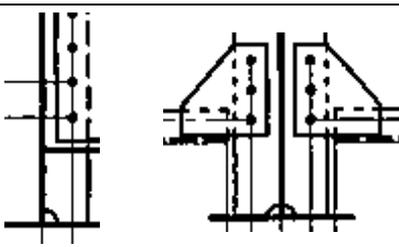
上表の中で、4 事例を取り出し、条件によって構造がどのように異なるかを示す。

- ・事例 1. 道路機能による違い⇒スカラップの有無による違い
- ・事例 2. 架橋環境による違い⇒アスペクト比による違い
- ・事例 3. 補強の有無⇒支点部の補強リブ等の有無による違い
- ・事例 4. 落橋防止システムの有無による違い

1) 事例 1 : スカラップの有無による違い

道路機能によって桁端部の構造が異なり、その 1 例を表 4-1-7 に整理する。

表 4-1-7 道路機能による構造が異なる例（スカラップ）^{36~39}

	高速自動車道路（首都高、阪神高）	国道・県道
支点部	 <p>補剛材の切り欠きは、溶接で埋める。</p> <p>なし</p>	 <p>垂直補剛材</p> <p>分配機げた取り付け用部材</p> <p>主げたフランジ</p> <p>必要に応じて埋め戻す</p>
中間部	 <p>あり or 切欠き</p>	 <p>全てあり</p>
出典	首都高速道路公団標準図（H6） 首都高速道路公団 設計要領（H15） 阪神高速道路公団 標準図（H2）	国土交通省の標準図（H6） ※各地方自治体の要領、各地方整備局の設計要領にも記載

首都高速自動車道路、阪神高速公団の標準図では、支点部のスカラップが埋められている。これは、支点部に断面欠損部の強度低下や溶接部の集中によるきれつ防止を生じないように取り計らったものである。

なお、国道・県道は、道示に準拠して支圧応力度による照査を行い、断面減少によって応力度を超過する場合には埋め戻している。

首都高速道路公団と阪神速道路公団は交通量が多く、疲労による損傷の懸念があった。一方、1960年代から船舶分野についても疲労亀裂がについて問題視され、その対策を検討されていた。このスカラップの埋め戻しの考えは、船舶分野の取り組みから来ていると思われる。ここに、船舶分野のスカラップの埋め戻しの取り組みを「(社)日本溶接協会／溶接情報センター 接合・溶接技術Q&A1000HP」⁴⁰⁾より抜粋する。

「船舶では1960年代に入ると、船体重量軽減の合理化計算が急激に進み、同時に外力による応力水準が上がってくると波浪による繰り返し荷重による疲労きれつが、応力集中となるスカラップ、セレーシヨンおよびスロットの溶接、すみ肉溶接のまわし部のトウから頻発した。橋梁でも、溶接構造のものには同様の応力集中部から疲労きれつが見られ、設計上の対策が講じられた(図4-1-12参照※文中では図2)。

船舶の方は、国際的に各船級協会が一斉にスカラップを制限し、工作上必要なものでも最終的に溶接でこの小孔を埋めることを推奨し、この処置後この種の事故は激減した。」

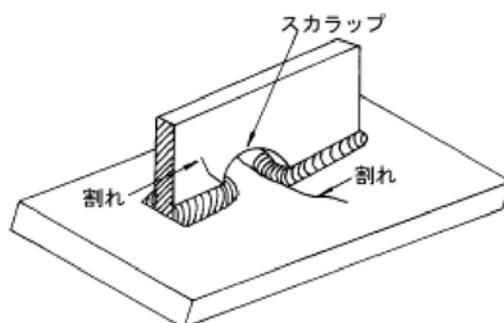


図2 スカラップから入った割れ
©(社)日本溶接協会, 2004

図4-1-12 スカラップからの割れ⁴⁰⁾

道路機能によって、スカラップの有無が異なる。道示では、スカラップの有無に関係なく、交差部を有効断面積としてみるが、文献によっては、スカラップが弱部であることを踏まえて、溶接で埋め戻したノンスカラップ工法を提案されていることから、スカラップは腐食時における耐荷力評価についても、影響しているものと思われる。

2) 事例 2 : アスペクト比による違い

一般的にウェブ径間側のアスペクト比は、支間中央よりも桁端部の方が密である。図 4-1-13 は、鉄桁の標準設計³⁰⁾より支点部より径間側 1 パネル位置における支間長に対するアスペクト比をグラフ化したものである。縦軸をアスペクト比とし、横軸は支間長としている。

全体的な傾向として、以下のことが挙げられる。

- ・アスペクト比 0.5~1.0 の間に多く、支間長が長くなるにつれて、アスペクト比が大きくなる。
- ・支間長 36m 程度まで、アスペクト比 (大) と (小) に分かれる。
- ・支間長 37m の条件で支間長が 0.5 以下になる場合もある。

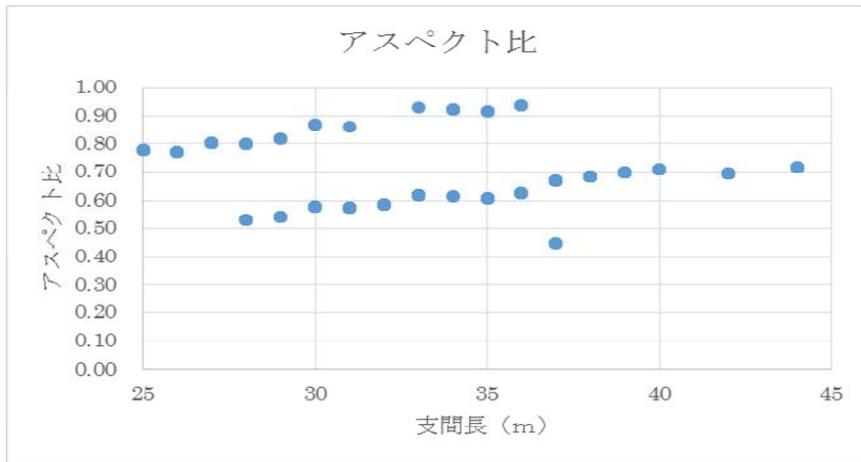


図 4-1-13 アスペクト比を抽出するウェブ径間箇所

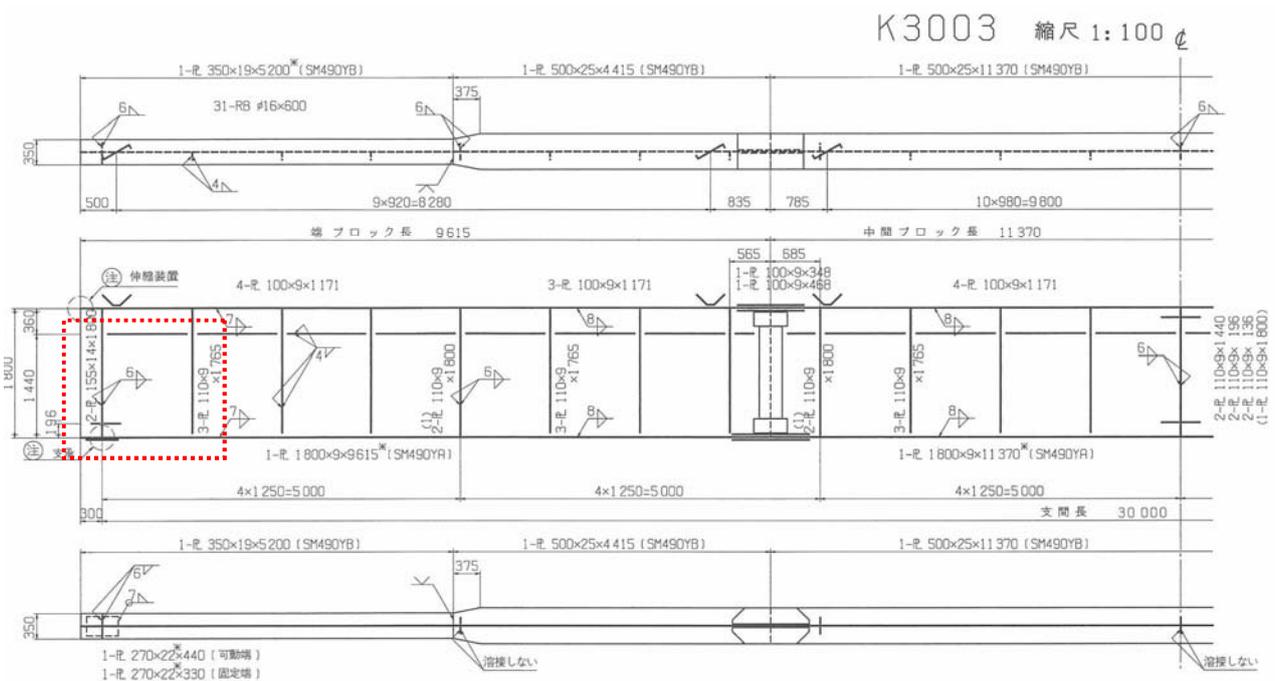


図 4-1-14 アスペクト比を抽出するウェブ径間箇所³⁹⁾

[補足説明①]

アスペクト比は道路機能により異なる。ここで、標準設計における支間長 30mの条件を抽出し、その傾向を分析した結果を表 4-1-8 に整理する。

表 4-1-8 アスペクト比の橋梁の条件の主な特徴

	アスペクト比 (大)	アスペクト比 (小)
主要幹線道路	該当箇所なし	○
幹線道路	<ul style="list-style-type: none"> 主桁支間が 2.5m程度で、雪荷重なしの橋梁 主桁支間が 2.5m程度であり、歩道がない内桁など 	・右記以外
補助幹線道路	<ul style="list-style-type: none"> 主桁支間が 2.5m程度であり、歩道がない内桁など 	・右記以外

アスペクト比が小さい主桁が大半を占めているものの、荷重条件により主桁支間が短くなる場合にアスペクト比を大きくする傾向にある。

[補足説明②]

支間長 37mにおいて、アスペクト比が 0.5 を下回る主桁がある。その傾向を分析した結果を表 4-1-9 に整理する。

表 4-1-9 アスペクト比 (0.5 以下) の橋梁の条件の主な特徴

	分布として多い条件
主要幹線道路	<ul style="list-style-type: none"> 主桁支間が 2.9m程度で、雪荷重なしの橋梁 歩道部 (マウントアップ部) がある断面の内桁 歩道部がない断面の外桁や内桁
幹線道路	<ul style="list-style-type: none"> 雪荷重があり、歩道部 (マウントアップ部) がある断面の内・外桁 (主桁支間が 2.9m程度) 雪荷重がなし、歩道部 (マウントアップ部) がある断面の内桁 (主桁支間が 2.5m程度) 雪荷重があり、歩道部 (マウントアップ部) がある断面の外桁 (主桁支間が 2.9m程度)
補助幹線道路	<ul style="list-style-type: none"> 雪荷重がなし、歩道部 (マウントアップ部) がある断面の内桁 (主桁支間が 3.0m程度)

アスペクト比が 0.5 以下になる条件は、荷重が大きい主要幹線道路に多く占める。幹線道路や補助幹線道路においても、主桁支間が広がる桁にアスペクト比が小さくなる場合が多い。

次頁より、アスペクト比の根拠となった支間長 30mの主桁諸元とアスペクト比の整理結果を整理する(図 4-1-15～図 4-1-18、表 4-1-10～表 4-1-15 参照)。

【支間長 30mの主桁諸元】

(アスペクト比 0.87 : 大)

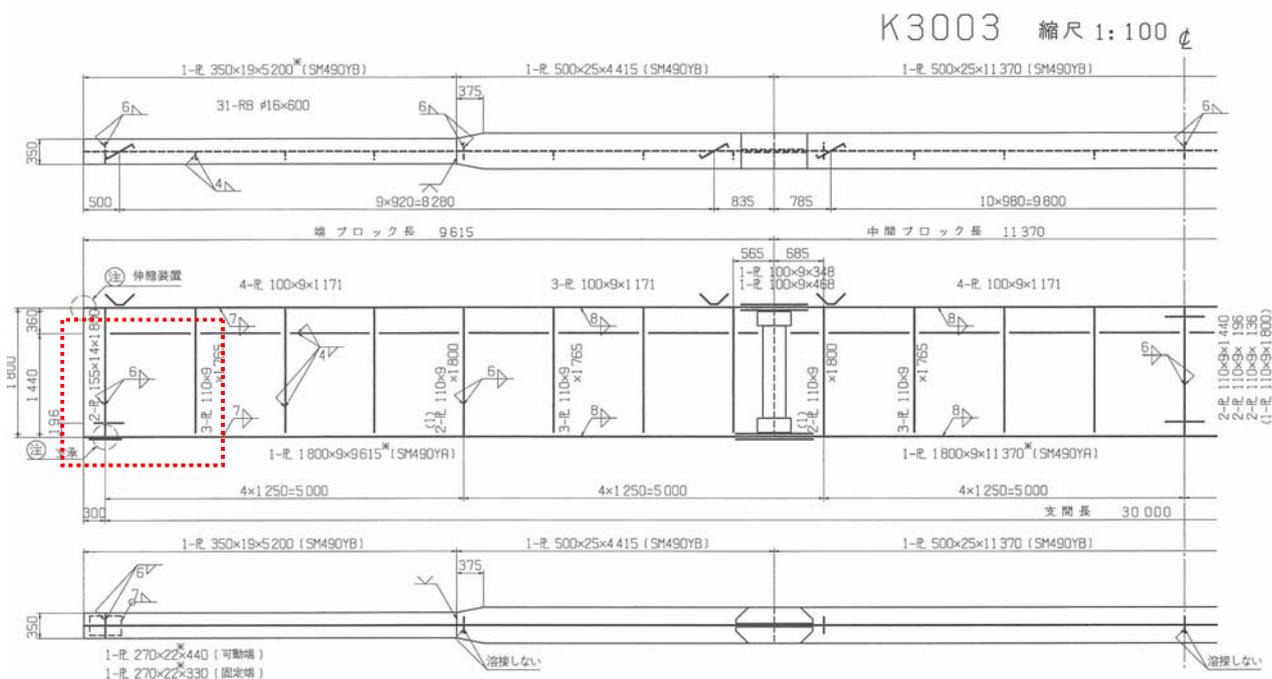


図 4-1-15 支間長 30m (アスペクト比 : 大) の主桁諸元の事例³⁹⁾

(アスペクト比 0.58 : 小)

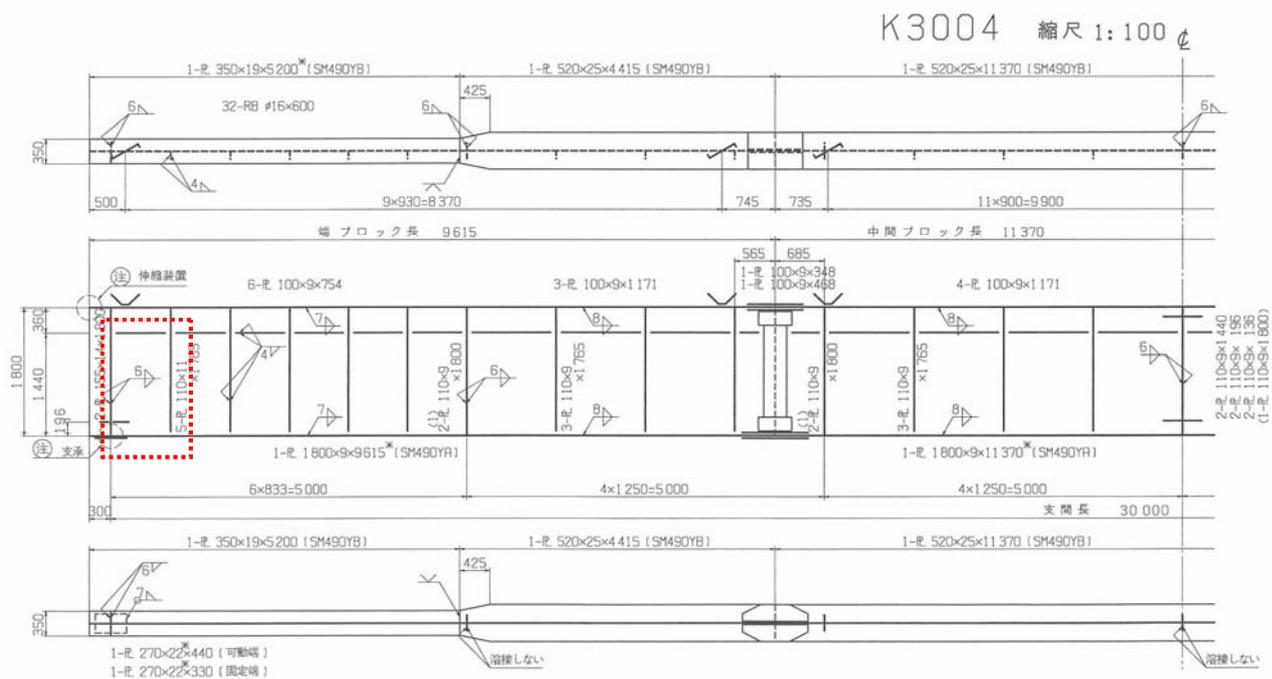


図 4-1-16 支間長 30m (アスペクト比 : 小) の主桁諸元の事例³⁹⁾

表 4-1-10 アスペクト比整理一覧 (支間長 30m : 主要幹線道路) 41)

	主桁間の距離	主桁位置			斜角			雪荷重		大型交通量			アスペクト比		
		外桁		内桁	70°	80°	90°	あり	なし	500~1000	1000~2000	2000以上			
		歩道部	車道部	車道部											
<p>主要幹線道路(標準)</p>	3000	○	-	-	-	○	-	○	-	○	-	-	⇒	0.58	
	3000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	⇒	0.58
	3000	○	-	-	-	-	○	-	○	-	-	-	-	⇒	0.58
	3000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	⇒	0.58
	3000	○	-	-	-	-	○	-	○	-	-	-	-	⇒	0.58
	3000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	⇒	0.58
	3000	○	-	-	-	-	○	-	○	-	-	-	-	⇒	0.58
	3000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	⇒	0.58
	3000	○	-	-	-	-	○	-	○	-	-	-	-	⇒	0.58
	3000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	⇒	0.58
	3000	○	-	-	-	-	○	-	○	-	-	-	-	⇒	0.58
<p>主要幹線道路(積雪地)</p>	2650	○	-	-	-	○	-	○	-	-	-	-	⇒	0.58	
	2650	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	⇒	0.58
	2650	○	-	-	-	-	○	-	○	-	-	-	-	⇒	0.58
	2650	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	⇒	0.58
	2650	○	-	-	-	-	○	-	○	-	-	-	-	⇒	0.58
	2650	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	⇒	0.58
	2650	○	-	-	-	-	○	-	○	-	-	-	-	⇒	0.58
	2650	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	⇒	0.58
	2650	○	-	-	-	-	○	-	○	-	-	-	-	⇒	0.58
	2650	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	⇒	0.58
	2650	○	-	-	-	-	○	-	○	-	-	-	-	⇒	0.58
<p>主要幹線道路(標準)</p>	2900	-	○	○	-	-	-	-	-	-	-	-	⇒	0.58	
	2900	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	⇒	0.58
	2900	-	○	○	○	-	-	-	-	-	-	-	-	⇒	0.58
	2900	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	⇒	0.58
	2900	-	○	○	○	-	-	-	-	-	-	-	-	⇒	0.58
	2900	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	⇒	0.58
	2900	-	○	○	○	-	-	-	-	-	-	-	-	⇒	0.58
	2900	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	⇒	0.58
	2900	-	○	○	○	-	-	-	-	-	-	-	-	⇒	0.58
	2900	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	⇒	0.58
	2900	-	○	○	○	-	-	-	-	-	-	-	-	⇒	0.58
<p>主要幹線道路(積雪地)</p>	2900	-	○	○	-	-	-	-	-	-	-	-	⇒	0.58	
	2900	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	⇒	0.58
	2900	-	○	○	○	-	-	-	-	-	-	-	-	⇒	0.58
	2900	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	⇒	0.58
	2900	-	○	○	○	-	-	-	-	-	-	-	-	⇒	0.58
	2900	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	⇒	0.58
	2900	-	○	○	○	-	-	-	-	-	-	-	-	⇒	0.58
	2900	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	⇒	0.58
	2900	-	○	○	○	-	-	-	-	-	-	-	-	⇒	0.58
	2900	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	⇒	0.58
	2900	-	○	○	○	-	-	-	-	-	-	-	-	⇒	0.58
<p>主要幹線道路(標準)</p>	2900	○	-	○	-	-	-	-	-	-	-	-	⇒	0.58	
	2900	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	⇒	0.58
	2900	○	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	⇒	0.58
	2900	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	⇒	0.58
	2900	○	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	⇒	0.58
	2900	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	⇒	0.58
	2900	○	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	⇒	0.58
	2900	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	⇒	0.58
	2900	○	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	⇒	0.58
	2900	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	⇒	0.58
	2900	○	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	⇒	0.58
<p>主要幹線道路(積雪地)</p>	2600	○	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	⇒	0.58	
	2600	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	⇒	0.58
	2600	○	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	⇒	0.58
	2600	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	⇒	0.58
	2600	○	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	⇒	0.58
	2600	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	⇒	0.58
	2600	○	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	⇒	0.58
	2600	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	⇒	0.58
	2600	○	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	⇒	0.58
	2600	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	⇒	0.58
	2600	○	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	⇒	0.58

表 4-1-11 アスペクト比整理一覧（支間長 30m：幹線道路）⁴²⁾

	主桁間の距離	主桁位置			斜角			雪荷重		大型交通量			アスペクト比
		歩道部	車道部	内桁車道部	70°	80°	90°	あり	なし	500～1000	1000～2000	2000以上	
<p>幹線道路(標準)</p>	2600	○		○									0.58
	2600	○		○									0.58
	2600	○		○									0.58
	2600	○		○									0.58
	2600	○		○									0.58
	2600	○		○									0.58
	2600	○		○									0.58
	2600	○		○									0.58
	2600	○		○									0.58
	2600	○		○									0.58
<p>幹線道路(積雪地)</p>	2900	○		○									0.58
	2900	○		○									0.58
	2900	○		○									0.58
	2900	○		○									0.58
	2900	○		○									0.58
	2900	○		○									0.58
	2900	○		○									0.58
	2900	○		○									0.58
	2900	○		○									0.58
	2900	○		○									0.58
<p>幹線道路(標準)</p>	2500	○		○									0.87
	2500	○		○									0.87
	2500	○		○									0.87
	2500	○		○									0.87
	2500	○		○									0.87
	2500	○		○									0.87
	2500	○		○									0.87
	2500	○		○									0.87
	2500	○		○									0.87
	2500	○		○									0.87
<p>幹線道路(積雪地)</p>	2700	○		○									0.58
	2700	○		○									0.58
	2700	○		○									0.58
	2700	○		○									0.58
	2700	○		○									0.58
	2700	○		○									0.58
	2700	○		○									0.58
	2700	○		○									0.58
	2700	○		○									0.58
	2700	○		○									0.58
<p>幹線道路(標準)</p>	2500	○											0.58
	2500	○											0.58
	2500	○											0.58
	2500	○											0.58
	2500	○											0.58
	2500	○											0.58
	2500	○											0.58
	2500	○											0.58
	2500	○											0.58
	2500	○											0.58
<p>幹線道路(積雪地)</p>	2650	○											0.58
	2650	○											0.58
	2650	○											0.58
	2650	○											0.58
	2650	○											0.58
	2650	○											0.58
	2650	○											0.58
	2650	○											0.58
	2650	○											0.58
	2650	○											0.58
<p>幹線道路(標準)</p>	2550	○											0.58
	2550	○											0.58
	2550	○											0.58
	2550	○											0.58
	2550	○											0.58
	2550	○											0.58
	2550	○											0.58
	2550	○											0.58
	2550	○											0.58
	2550	○											0.58
<p>幹線道路(積雪地)</p>	2550	○											0.58
	2550	○											0.58
	2550	○											0.58
	2550	○											0.58
	2550	○											0.58
	2550	○											0.58
	2550	○											0.58
	2550	○											0.58
	2550	○											0.58
	2550	○											0.58
<p>幹線道路(標準)</p>	2650	○											0.58
	2650	○											0.58
	2650	○											0.58
	2650	○											0.58
	2650	○											0.58
	2650	○											0.58
	2650	○											0.58
	2650	○											0.58
	2650	○											0.58
	2650	○											0.58
<p>幹線道路(積雪地)</p>	2900	○											0.58
	2900	○											0.58
	2900	○											0.58
	2900	○											0.58
	2900	○											0.58
	2900	○											0.58
	2900	○											0.58
	2900	○											0.58
	2900	○											0.58
	2900	○											0.58

表 4-1-12 アスペクト比整理一覧 (支間長 30m : 補助幹線道路) ⁴³⁾

	主桁間の距離	主桁位置			斜角			雪荷重		大型交通量			アスペクト比	
		外桁		内桁	70°	80°	90°	あり	なし	500~1000	1000~2000	2000以上		
		歩道部	車道部	車道部										
<p>補助幹線道路(標準)</p>	3000	○	-	-	-	-	-	-	○	-	-	→	0.58	
	3000	○	-	-	-	-	○	-	○	-	-	→	0.58	
	3000	○	-	-	-	-	-	-	○	-	-	→	0.58	
	3000	○	-	-	-	-	-	-	○	○	-	→	0.58	
	3000	○	-	-	-	-	○	-	○	○	-	→	0.58	
	3000	○	-	-	-	-	-	-	○	○	○	-	→	0.58
	3000	○	-	-	-	-	-	-	○	○	○	○	→	0.58
	3000	○	-	-	-	-	-	-	○	○	○	○	→	0.58
	3000	○	-	-	-	-	-	-	○	○	○	○	→	0.58
	3000	○	-	-	-	-	-	-	○	○	○	○	→	0.58
<p>補助幹線道路(積雪地)</p>	2700	○	-	-	-	-	-	-	○	-	-	→	0.58	
	2700	○	-	-	-	-	-	-	○	-	-	→	0.58	
	2700	○	-	-	-	-	-	-	○	-	-	→	0.58	
	2700	○	-	-	-	-	-	-	○	○	-	→	0.58	
	2700	○	-	-	-	-	-	-	○	○	○	-	→	0.58
	2700	○	-	-	-	-	-	-	○	○	○	○	→	0.58
	2700	○	-	-	-	-	-	-	○	○	○	○	→	0.58
	2700	○	-	-	-	-	-	-	○	○	○	○	→	0.58
	2700	○	-	-	-	-	-	-	○	○	○	○	→	0.58
	2700	○	-	-	-	-	-	-	○	○	○	○	→	0.58
<p>補助幹線道路(標準)</p>	2400	-	-	-	-	-	-	-	○	-	-	→	0.58	
	2400	-	-	-	-	-	-	-	○	-	-	→	0.87	
	2400	-	-	-	-	-	-	-	○	-	-	→	0.58	
	2400	-	-	-	-	-	-	-	○	-	-	→	0.87	
	2400	-	-	-	-	-	-	-	○	-	-	→	0.58	
	2400	-	-	-	-	-	-	-	○	-	-	→	0.87	
	2400	-	-	-	-	-	-	-	○	-	-	→	0.58	
	2400	-	-	-	-	-	-	-	○	-	-	→	0.87	
	2400	-	-	-	-	-	-	-	○	-	-	→	0.58	
	2400	-	-	-	-	-	-	-	○	-	-	→	0.87	
<p>補助幹線道路(積雪地)</p>	2550	-	-	-	-	-	-	-	○	-	-	→	0.58	
	2550	-	-	-	-	-	-	-	○	-	-	→	0.87	
	2550	-	-	-	-	-	-	-	○	-	-	→	0.58	
	2550	-	-	-	-	-	-	-	○	○	-	→	0.87	
	2550	-	-	-	-	-	-	-	○	○	○	-	→	0.58
	2550	-	-	-	-	-	-	-	○	○	○	○	→	0.87
	2550	-	-	-	-	-	-	-	○	○	○	○	→	0.58
	2550	-	-	-	-	-	-	-	○	○	○	○	→	0.87
	2550	-	-	-	-	-	-	-	○	○	○	○	→	0.58
	2550	-	-	-	-	-	-	-	○	○	○	○	→	0.87
<p>補助幹線道路(標準)</p>	2400	-	-	-	-	-	-	-	○	-	-	→	0.58	
	2400	-	-	-	-	-	-	-	○	-	-	→	0.87	
	2400	-	-	-	-	-	-	-	○	-	-	→	0.58	
	2400	-	-	-	-	-	-	-	○	-	-	→	0.87	
	2400	-	-	-	-	-	-	-	○	-	-	→	0.58	
	2400	-	-	-	-	-	-	-	○	-	-	→	0.87	
	2400	-	-	-	-	-	-	-	○	-	-	→	0.58	
	2400	-	-	-	-	-	-	-	○	-	-	→	0.87	
	2400	-	-	-	-	-	-	-	○	-	-	→	0.58	
	2400	-	-	-	-	-	-	-	○	-	-	→	0.87	
<p>補助幹線道路(積雪地)</p>	2650	-	-	-	-	-	-	-	○	-	-	→	0.58	
	2650	-	-	-	-	-	-	-	○	-	-	→	0.58	
	2650	-	-	-	-	-	-	-	○	-	-	→	0.58	
	2650	-	-	-	-	-	-	-	○	-	-	→	0.58	
	2650	-	-	-	-	-	-	-	○	○	-	→	0.58	
	2650	-	-	-	-	-	-	-	○	○	○	-	→	0.58
	2650	-	-	-	-	-	-	-	○	○	○	○	→	0.58
	2650	-	-	-	-	-	-	-	○	○	○	○	→	0.58
	2650	-	-	-	-	-	-	-	○	○	○	○	→	0.58
	2650	-	-	-	-	-	-	-	○	○	○	○	→	0.58

(アスペクト比 0.87 : 大)

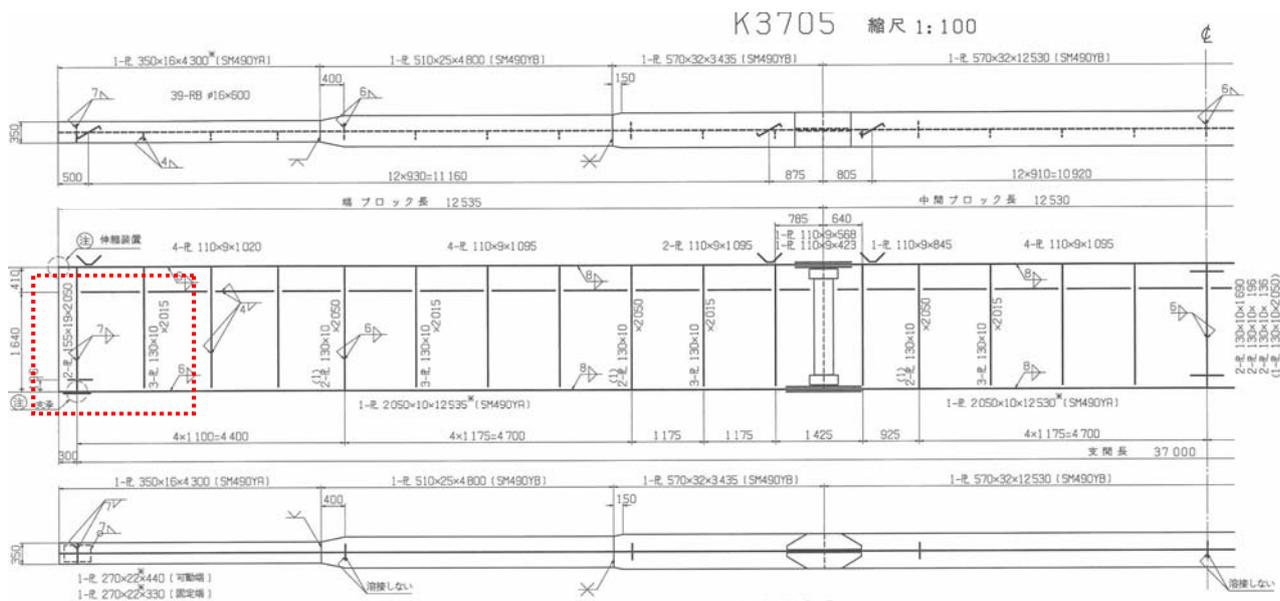


図 4-1-17 支間長 37m (アスペクト比 : 大) の主桁諸元の事例³⁹⁾

(アスペクト比 0.45 : 小)

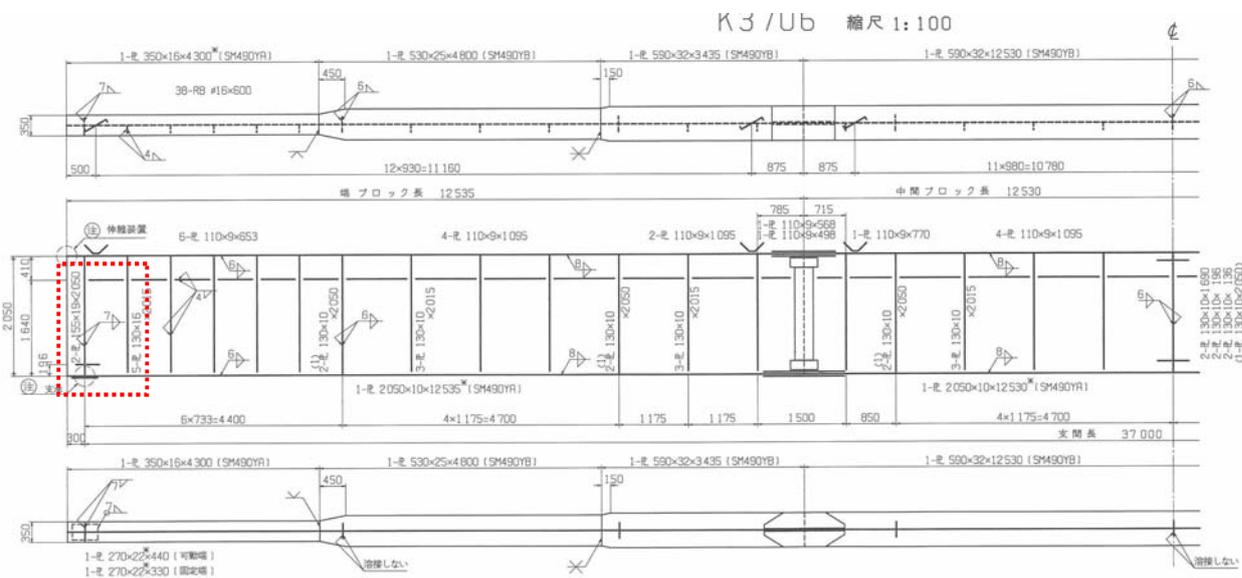


図 4-1-18 支間長 37m (アスペクト比 : 小) の主桁諸元の事例³⁹⁾

表 4-1-13 アスペクト比整理一覧（支間長 37m：主要幹線道路）⁴¹⁾

主桁間の距離	主桁位置			斜角			雪荷重		大型交通重			アスペクト比
	外桁	車道部	内桁	70°	80°	90°	あり	なし	500~1000	1000~2000	2000以上	
	歩道部	車道部	車道部									
<p>主要幹線道路(標準)</p>	3000	○	—	—	—	○	—	○	—	○	—	0.67
	3000	○	—	○	—	○	—	○	—	○	—	0.67
	3000	○	—	○	—	○	—	○	—	○	—	0.67
	3000	○	—	○	—	○	—	○	—	○	—	0.45
	3000	○	—	○	—	○	—	○	—	○	—	0.67
	3000	○	—	○	—	○	—	○	—	○	—	0.67
	3000	○	—	○	—	○	—	○	—	○	—	0.45
	3000	○	—	○	—	○	—	○	—	○	—	0.67
	3000	○	—	○	—	○	—	○	—	○	—	0.45
	3000	○	—	○	—	○	—	○	—	○	—	0.45
<p>主要幹線道路(積雪地)</p>	2650	○	—	—	—	○	—	○	—	○	—	0.67
	2650	○	—	○	—	○	—	○	—	○	—	0.45
	2650	○	—	○	—	○	—	○	—	○	—	0.67
	2650	○	—	○	—	○	—	○	—	○	—	0.45
	2650	○	—	○	—	○	—	○	—	○	—	0.67
	2650	○	—	○	—	○	—	○	—	○	—	0.45
	2650	○	—	○	—	○	—	○	—	○	—	0.67
	2650	○	—	○	—	○	—	○	—	○	—	0.45
	2650	○	—	○	—	○	—	○	—	○	—	0.67
	2650	○	—	○	—	○	—	○	—	○	—	0.45
<p>主要幹線道路(標準)</p>	2900	○	—	—	—	○	—	○	—	○	—	0.45
	2900	○	—	○	—	○	—	○	—	○	—	0.45
	2900	○	—	○	—	○	—	○	—	○	—	0.45
	2900	○	—	○	—	○	—	○	—	○	—	0.45
	2900	○	—	○	—	○	—	○	—	○	—	0.45
	2900	○	—	○	—	○	—	○	—	○	—	0.45
	2900	○	—	○	—	○	—	○	—	○	—	0.45
	2900	○	—	○	—	○	—	○	—	○	—	0.45
	2900	○	—	○	—	○	—	○	—	○	—	0.45
	2900	○	—	○	—	○	—	○	—	○	—	0.67
<p>主要幹線道路(積雪地)</p>	2900	○	—	—	—	○	—	○	—	○	—	0.45
	2900	○	—	○	—	○	—	○	—	○	—	0.67
	2900	○	—	○	—	○	—	○	—	○	—	0.45
	2900	○	—	○	—	○	—	○	—	○	—	0.67
	2900	○	—	○	—	○	—	○	—	○	—	0.45
	2900	○	—	○	—	○	—	○	—	○	—	0.67
	2900	○	—	○	—	○	—	○	—	○	—	0.45
	2900	○	—	○	—	○	—	○	—	○	—	0.67
	2900	○	—	○	—	○	—	○	—	○	—	0.45
	2900	○	—	○	—	○	—	○	—	○	—	0.67
<p>主要幹線道路(標準)</p>	2900	○	—	—	—	○	—	○	—	○	—	0.67
	2900	○	—	○	—	○	—	○	—	○	—	0.67
	2900	○	—	○	—	○	—	○	—	○	—	0.45
	2900	○	—	○	—	○	—	○	—	○	—	0.67
	2900	○	—	○	—	○	—	○	—	○	—	0.67
	2900	○	—	○	—	○	—	○	—	○	—	0.45
	2900	○	—	○	—	○	—	○	—	○	—	0.67
	2900	○	—	○	—	○	—	○	—	○	—	0.67
	2900	○	—	○	—	○	—	○	—	○	—	0.45
	2900	○	—	○	—	○	—	○	—	○	—	0.67
<p>主要幹線道路(積雪地)</p>	2600	○	—	—	—	○	—	○	—	○	—	0.67
	2600	○	—	○	—	○	—	○	—	○	—	0.45
	2600	○	—	○	—	○	—	○	—	○	—	0.67
	2600	○	—	○	—	○	—	○	—	○	—	0.45
	2600	○	—	○	—	○	—	○	—	○	—	0.67
	2600	○	—	○	—	○	—	○	—	○	—	0.45
	2600	○	—	○	—	○	—	○	—	○	—	0.67
	2600	○	—	○	—	○	—	○	—	○	—	0.45
	2600	○	—	○	—	○	—	○	—	○	—	0.67
	2600	○	—	○	—	○	—	○	—	○	—	0.45

表 4-1-15 アスペクト比整理一覧 (支間長 37m : 補助幹線道路) ⁴³⁾

	主桁間の距離	主桁位置		斜角			雪荷重		大型交通量			アスペクト比	
		外桁 歩道部	内桁 車道部	70°	80°	90°	あり	なし	500~1000	1000~2000	2000以上		
													車道部
<p>補助幹線道路(標準)</p>	3000	○	—	—	—	○	—	○	○	—	—	⇒	0.67
	3000	—	—	—	—	—	—	○	—	—	—	⇒	0.67
	3000	○	—	—	—	—	○	—	○	—	—	⇒	0.67
	3000	—	○	—	—	—	—	—	○	—	—	⇒	0.45
	3000	○	—	—	—	—	—	—	○	—	—	⇒	0.67
	3000	—	○	—	—	—	—	—	○	—	—	⇒	0.67
	3000	○	—	—	—	—	—	—	○	—	—	⇒	0.67
	3000	—	○	—	—	—	—	—	○	—	—	⇒	0.45
	3000	○	—	—	—	—	—	—	○	—	—	⇒	0.67
	3000	—	○	—	—	—	—	—	○	—	—	⇒	0.45
<p>補助幹線道路(積雪地)</p>	2700	○	—	—	—	○	—	○	—	—	—	⇒	0.67
	2700	—	—	—	—	—	—	○	—	—	—	⇒	0.67
	2700	○	—	—	—	—	○	—	○	—	—	⇒	0.67
	2700	—	—	—	—	—	—	—	○	—	—	⇒	0.67
	2700	○	—	—	—	—	—	—	○	—	—	⇒	0.67
	2700	—	—	—	—	—	—	—	○	—	—	⇒	0.67
	2700	○	—	—	—	—	—	—	○	—	—	⇒	0.67
	2700	—	—	—	—	—	—	—	○	—	—	⇒	0.67
	2700	○	—	—	—	—	—	—	○	—	—	⇒	0.67
	2700	—	—	—	—	—	—	—	○	—	—	⇒	0.67
<p>補助幹線道路(標準)</p>	2400	—	○	—	—	—	—	○	—	—	—	⇒	0.67
	2400	—	○	—	—	—	—	—	○	—	—	⇒	0.67
	2400	—	—	—	—	—	—	—	○	—	—	⇒	0.67
	2400	—	○	—	—	—	—	—	○	—	—	⇒	0.67
	2400	—	—	—	—	—	—	—	○	—	—	⇒	0.67
	2400	—	○	—	—	—	—	—	○	—	—	⇒	0.67
	2400	—	—	—	—	—	—	—	○	—	—	⇒	0.67
	2400	—	○	—	—	—	—	—	○	—	—	⇒	0.67
	2400	—	—	—	—	—	—	—	○	—	—	⇒	0.67
	2400	—	○	—	—	—	—	—	○	—	—	⇒	0.67
<p>補助幹線道路(積雪地)</p>	2550	—	○	—	—	—	—	○	—	—	—	⇒	0.67
	2550	—	○	—	—	—	—	—	○	—	—	⇒	0.67
	2550	—	—	—	—	—	—	—	○	—	—	⇒	0.67
	2550	—	○	—	—	—	—	—	○	—	—	⇒	0.67
	2550	—	—	—	—	—	—	—	○	—	—	⇒	0.45
	2550	—	○	—	—	—	—	—	○	—	—	⇒	0.67
	2550	—	—	—	—	—	—	—	○	—	—	⇒	0.67
	2550	—	○	—	—	—	—	—	○	—	—	⇒	0.67
	2550	—	—	—	—	—	—	—	○	—	—	⇒	0.67
	2550	—	○	—	—	—	—	—	○	—	—	⇒	0.67
<p>補助幹線道路(標準)</p>	2400	—	○	—	—	—	—	○	—	—	—	⇒	0.67
	2400	—	—	—	—	—	—	—	○	—	—	⇒	0.67
	2400	—	○	—	—	—	—	—	○	—	—	⇒	0.67
	2400	—	—	—	—	—	—	—	○	—	—	⇒	0.67
	2400	—	○	—	—	—	—	—	○	—	—	⇒	0.67
	2400	—	—	—	—	—	—	—	○	—	—	⇒	0.67
	2400	—	○	—	—	—	—	—	○	—	—	⇒	0.67
	2400	—	—	—	—	—	—	—	○	—	—	⇒	0.67
	2400	—	○	—	—	—	—	—	○	—	—	⇒	0.67
	2400	—	—	—	—	—	—	—	○	—	—	⇒	0.67
<p>補助幹線道路(積雪地)</p>	2650	—	○	—	—	—	—	○	—	—	—	⇒	0.67
	2650	—	—	—	—	—	—	—	○	—	—	⇒	0.67
	2650	—	○	—	—	—	—	—	○	—	—	⇒	0.67
	2650	—	—	—	—	—	—	—	○	—	—	⇒	0.67
	2650	—	○	—	—	—	—	—	○	—	—	⇒	0.67
	2650	—	—	—	—	—	—	—	○	—	—	⇒	0.67
	2650	—	○	—	—	—	—	—	○	—	—	⇒	0.67
	2650	—	—	—	—	—	—	—	○	—	—	⇒	0.67
	2650	—	○	—	—	—	—	—	○	—	—	⇒	0.67
	2650	—	—	—	—	—	—	—	○	—	—	⇒	0.67

3) 事例 3. 支点部の補強リブ等の有無による違い

①補強リブ

支点垂直補剛材の両側に、桁高の半分程度の高さまで補剛材を設けて局部座屈が起こらない構造としている。この補剛材の設置位置は、ゴム支承（ソールプレートより内側）を範囲とし、確実に下部構造に圧縮力が伝達できるように設置されている（図 4-1-19 参照）。

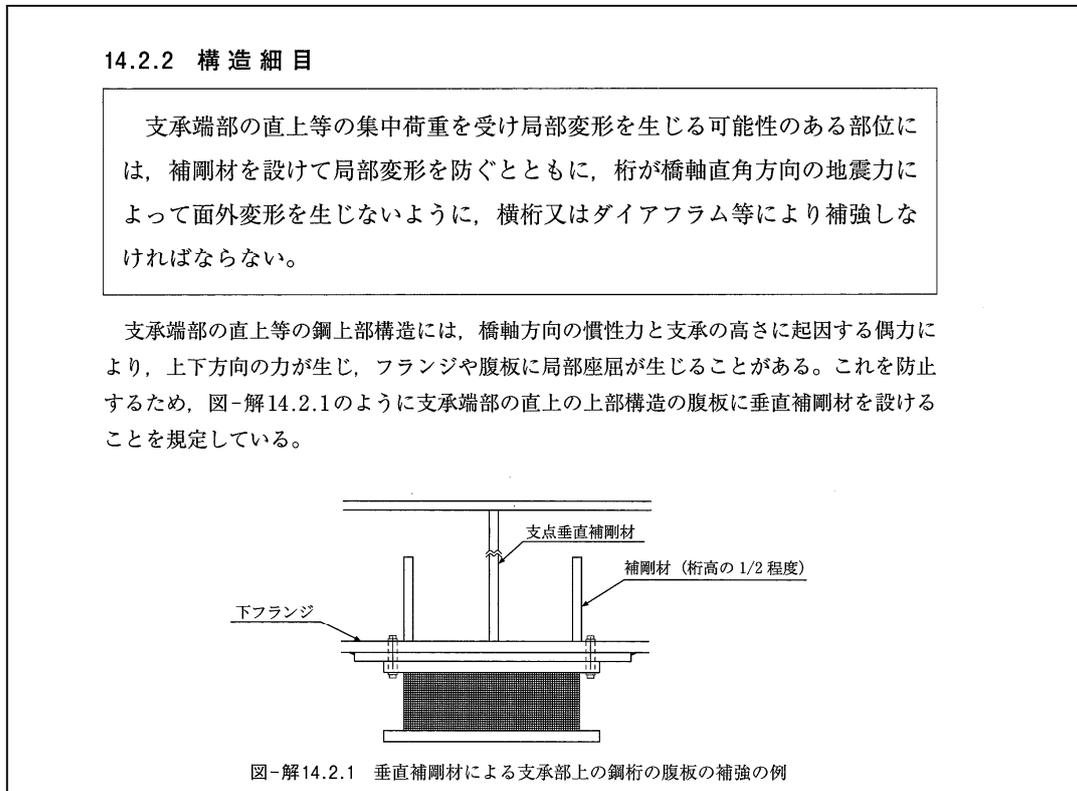


図 4-1-19 補強リブを設けている事例⁴⁴⁾

②支点部（支点上補剛材、主桁受け部材）

支承交換等で仮支点部にジャッキによる受台を設置する場合には補剛材を設置している（図 4-1-20 参照）。また、補剛材ではなく、主桁受け部材を設置している場合もある（図 4-1-21 参照）。

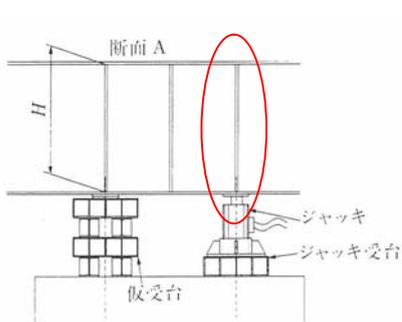


図 4.5.1 仮支点部およびジャッキ受台

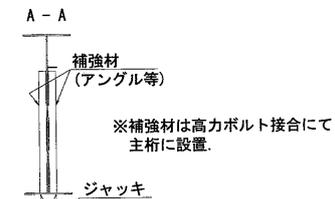
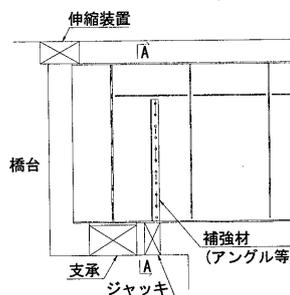


図 4.6.1 主桁仮受け部材

図 4-1-20 支点上補剛材を設けている事例⁴⁵⁾

図 4-1-21 主桁受け部材を設けている事例⁴⁶⁾

4) 事例 4 : 落橋防止システムを含む付属物の有無による違い

桁端部は、腐食がしやすい環境であるが、図 4-1-22、図 4-1-23 に示すように添架物などの付属物が多く設置されている場合が多く、容易に補修・補強を実施できない場合がある。この落橋防止システムを含む付属物の有無は、道路機能によって異なることがある。表 4-1-16 は、既往の文献および研究会メンバーの経験から道路機能によって異なる落橋防止システム設置からわかる桁端部の維持管理スペースの違いを整理したものである。



図 4-1-22 腐食した主桁がある桁端事例 1



図 4-1-23 腐食した主桁がある桁端事例 2

表 4-1-16 落橋防止システム設置からわかる桁端部の維持管理スペースの違い
(平成 8 年～平成 24 年道路橋示方書適用まで)

道路	高速自動車国道	主要幹線道路	その他の道路
落橋防止システム設置状況	<ul style="list-style-type: none"> 交通規制が可能であるために支承取替案を推奨している。 交通規制せずに、安全性を設計計算で担保して支承取替をしている場合も多い。 変位制限構造設置よりも支承取替を推奨している。 <p>※表 4-1-17 参照</p>	<ul style="list-style-type: none"> 全線交通規制ができないことから支承取替案は避けている場合もある。 車両を通しながらの支承取替工事もあるが、迂回路がないため、安全性を考慮して車両を通しながらの工事を避けている場合もある。 交通規制せずに、安全性を設計計算で担保して支承取替をしている場合もある。 耐震性能を満たすため落橋防止システム（落橋防止構造、変位制限装置、段差防止構造）を設置 	<ul style="list-style-type: none"> 道路機能という観点より、支承取替案よりも経済性に優れているという理由で落橋防止システム設置案を推奨 ※未設置橋梁も多い。 ※タイプ A 支承が多いため、最も経済性に優れる Co ブロックを設置しているケースがある。 ※落橋防止構造のみを付けているケースがある。
維持管理スペース	桁端部に維持管理スペースがある橋梁が多い。	桁端部の維持管理スペースが狭い橋梁が多い。	落橋防止システムを完全に設置していない場合があり、結果的に維持管理スペースが広い橋梁がある。

表 4-1-17 落橋防止システムの選定の基本「上部構造耐震補強の設計手引き（案）阪神高速道路㈱」⁴⁷⁾

表一解 6.1 落橋防止システムの選定の基本

ケース	①		②	③	判 定 (ランク)	備 考
	支 承	変位制限 構 造	SE	落橋防止 構 造		
・ 支承取替（タイプB化）のケース						
1	タイプ B	—	1.0	○	◎(1)	支承がタイプ B の場合の理想型 落防：W 比→死荷重反力比の読み替え可 (隣接橋梁規模が大差ない場合)
2	タイプ B	—	1.5	×	○(2)	落防取付不可→1.5SE で補完
3	タイプ B	—	1.0	×	△(3)	落防取付不可 and 1.5SE 不可
・ 支承取替を実施しない（部品補強含）ケース						
4	タイプ A	○	1.0	○	◎(1)	支承がタイプ A の場合の理想型 落防：W 比→死荷重反力比の読み替え可 (隣接橋梁規模が大差ない場合)
5	タイプ A	○	1.5	△	○(2)	落防：W 比→死荷重反力比の読み替え可 (隣接橋梁規模が大差ない場合) 1.5SE ゆえ、W 比 2 倍以上 or TEQ 比 1.5 倍以上であっても桁間 連結を容認
6	タイプ A	×	1.5	○	△(3)	支承タイプ A→1.5SE で補完 落防：W 比→死荷重反力比の読み替え可 (隣接橋梁規模が大差ない場合)
7	タイプ A	○	1.5	×	△(4)	支承タイプ A、落防取付不可 →1.5SE で補完（やむを得ない場合）
8	タイプ A	×	1.0	×	×(5)	別途協議のこと

桁端部には付属物・落橋防止構造等があるために、容易に補修・補強できない橋梁がある。平成 8 年道示、平成 14 年道示を適用した主要幹線道路の橋梁の桁端部は、実態調査より、維持管理スペースが狭い場合が多い。

(2) 施工コストと解析コストの比較

FEM 解析が近年、より身近になってきたことにより、設計では把握が難しかった実際の構造の耐荷力を把握しやすくなってきている。しかしながら、桁端部の条件は様々であり、単純に複写して FEM 解析が実施できないことやコストが下がったとは言え、解析費の費用は高いことから、なかなか全ての条件を FEM 解析が実施できる状況ではない。特定の条件における超概算工事費と超概算解析費の比較した結果を以下に示す。

1) 超概算工事費

[条件]

- ・工期 : 約 2 ヶ月
- ・当板箇所数 : 約 35 箇所
- ・一箇所当たりボルト本締め本数: 約 10 本 (全 350 本)

[上記条件工事の工事費概算]

あて板補強工 : 約 1 千万円
足場工 : 約 4 百万円

2) 超概算解析費

ソフト保守+人工 (モデル作成、解析トライアル、報告書作成) ⇒ 約百万円

- ・桁端の腐食 1 ケース、腐食なし 1 ケース
- ・部分系
- ・弾塑性有限変位解析

1 ケースあたりの超概算解析費は超概算工事費に対して 5 ~ 10 % 程度であり、工事費の他に解析費を増工してもらえればよいが、利益の低い補修工事であれば、利益分がそのまま解析費に該当する。

4-1-4 現在の桁端部の新設設計の考え

(1) ウェブの板厚

- ・ I 桁の鋼材の腹板の最小板厚は、市場品使用の便を考慮して、7.5mm以上としている⁴⁸⁾。
- ・ ウェブに垂直補剛材と水平補剛材を適切に配置すること、板厚を決定している
- ・ ウェブの板厚の決め方⁴⁹⁾

道示では以下の考え方で、板厚が決定している（表 4-1-18 参照）。

「水平補剛材が 2 段まで使用される鋼桁の腹板厚の最小値を定めている。垂直補剛材の間隔に関する規定を満たすことを前提としており、鋼桁に曲げモーメントおよびせん断力が同時に作用する場合を考慮してある。」

表 4-1-18 鋼桁の最小腹板厚⁴⁹⁾

鋼種	SS400	SM490	SM490Y	SM570
	SM400 SMA400W		SM520 SMA490W	SMA570W
水平補剛材のないとき	$\frac{b}{152}$	$\frac{b}{130}$	$\frac{b}{123}$	$\frac{b}{110}$
水平補剛材を 1 段用いるとき	$\frac{b}{256}$	$\frac{b}{220}$	$\frac{b}{209}$	$\frac{b}{188}$
水平補剛材を 2 段用いるとき	$\frac{b}{310}$	$\frac{b}{310}$	$\frac{b}{294}$	$\frac{b}{262}$

ここに、 b ：上下両フランジの純間隔 (mm)

- ・ 標準設計では、主桁の製作のしやすさを考慮し、水平補剛材を 1 段設けることとしてウェブ厚を決めている（表 4-1-19 参照）⁵⁰⁾。

表 4-1-19 標準設計における腹板高と腹板厚との関係⁵⁰⁾

表 - 6.3 腹板高と腹板厚との関係 (mm)

腹板高	腹板厚	腹板高	腹板厚
1,650	9	2,050	10
1,700		2,100	11
1,750		2,150	
1,800		2,200	
1,850		2,250	
1,900	10	2,300	
1,950		2,350	
2,000		2,400	

※ウェブの板厚決定の実情は、曲げモーメントが大きい支間部で板厚が決まるため、支点部における板厚は、クリティカルではない場合が多い。

支点部のウェブの板厚は、結果として支圧応力度、圧縮強度に対して余裕がある。

(2) 垂直補剛材（支点上補剛材）の規定

- ・ 垂直補剛材の板厚は、剛度と板厚の照査（垂直補剛材の幅の 1/13 以上）¹⁸⁾
- ・ I 桁の鋼材の最小板厚は、市場品使用の便を考慮して、7.5mm以上としている⁴⁸⁾。
- ・ 標準設計では、腹板および補剛材からなる柱とみなし、主桁最大支点反力から生じる圧縮応力度が許容圧縮応力度以内になるように行う⁵¹⁾。

下フランジ幅に対して、垂直補剛材の幅が決定され、その幅に合わせて、板厚が決まっている。従って、主桁最大支点反力から生じる圧縮応力度の照査では、許容応力度に対して余裕がある場合が多い。

(3) ウェブ高

ウェブ高は、架橋環境における制約条件や経済性で決定されることが多い。ウェブ高がクリティカルな条件なので、その決定したウェブ高に収まるように、垂直補剛材や水平補剛材等の配置を検討し、座屈が生じないように計画している。

図 4-1-24 は、標準設計におけるウェブ高の設定であり、図 4-1-25 は、デザインデータブックによるウェブ高の実績である。

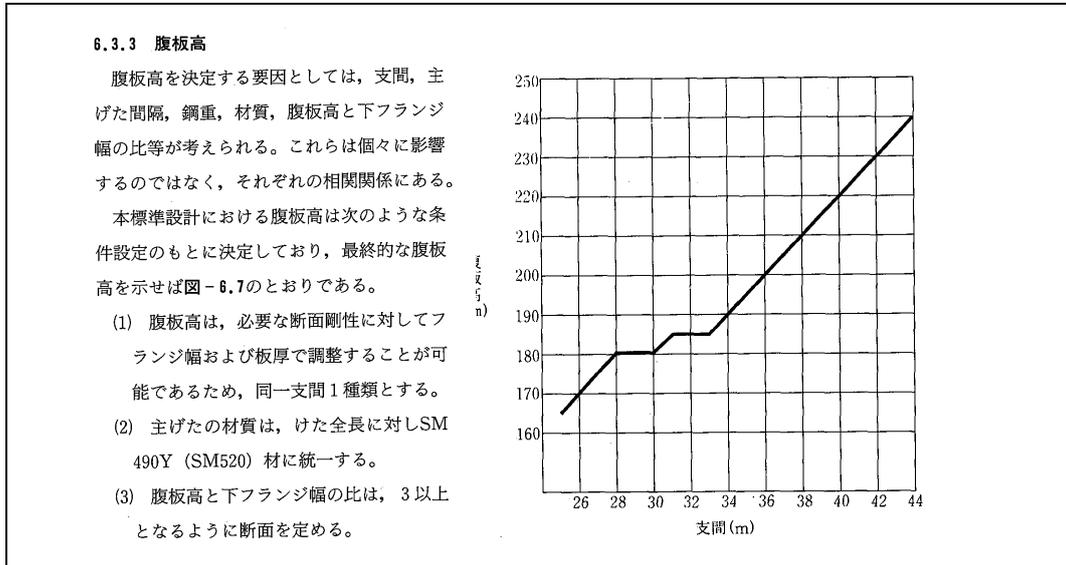
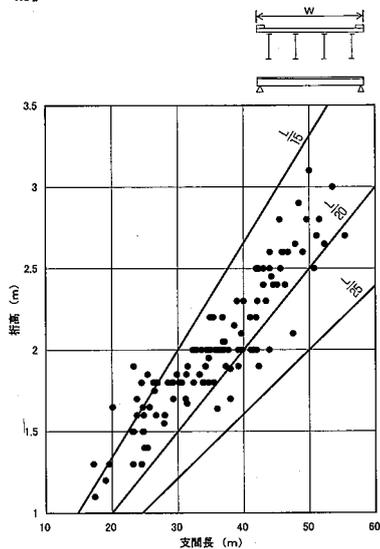


図 4-1-24 標準設計におけるウェブ高の設定⁵²⁾

【単純非合成 I 桁】



【連続非合成 I 桁 (多主桁)】

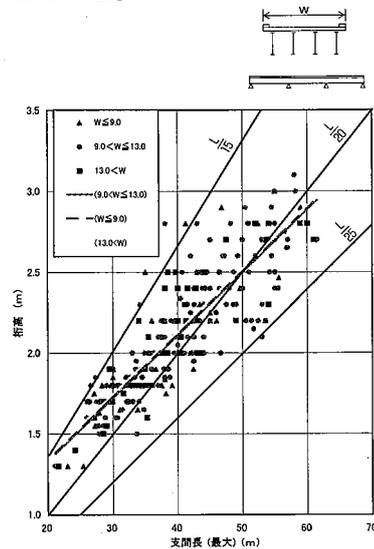


図 4-1-24 ウェブ高の実績⁵³⁾

標準設計の桁高支間比は 1/18 とし、(株)日本橋梁建設協会が発行する、デザインデータブックには、実績が散布図にプロットされている。単純非合成 I 桁のデータは、桁高 1.5m~2.5m 程度が多く、桁高支間比は 1/15~1/20 が比較的多い。連続非合成 I 桁においても同様である。

参考文献

- 1) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編、pp.327-329、2012.3
- 2) (社) 日本道路協会：鋼道路橋設計便覧、pp.120-121、1980.6
- 3) (社) 日本道路協会：鋼道路橋設計示方書案解説、pp.156-157、1940
- 4) (社) 日本道路協会：鋼道路橋設計示方書解説、p.142、1956
- 5) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、pp.229-230、1973
- 6) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編、p.328、2012.3
- 7) 中井博、総田完治、阪野雅則：プレート・ガーター端支点上補剛材の耐荷力の実験と解析、構造工学論文集 Vol.32A
- 8) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編、p.131、2012.3
- 9) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編、pp.137-138、2012.3
- 10) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編、p.172、2012.3
- 11) (社) 日本道路協会：鋼道路橋設計示方書解説、p.152、1964
- 12) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、pp.228-229、1980.2
- 13) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、p.96、1973
- 14) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、pp.225-227、1973
- 15) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、pp.224-225、1980.2
- 16) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編、pp.252-253、1990.3
- 17) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編、p.265-266、1996.3
- 18) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編、p.323-324、2012.3
- 19) 松島巖：低合金耐食鋼、鉄鋼技術の流れ7、日本鉄鋼協会、地人書館、2000
- 20) (社) 日本道路協会：鋼道路橋設計示方書解説、p.150、1964
- 21) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編、pp.300-301、2002.3
- 22) (一社) 日本鋼構造協会：土木鋼構造物の点検・診断・対策技術-2013年度版、p.31-32
- 23) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編、p.92、2002.3
- 24) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編、p.96、2012.3
- 25) (社) 日本道路協会：道路橋支承便覧、p.187、2004.4
- 26) (社) 日本道路協会：道路橋支承便覧、p.53、1973.4
- 27) (社) 日本道路協会：道路橋支承便覧、pp.66-67、1991.7
- 28) (社) 土木学会：道路橋支承部の改善と維持管理技術、pp.23-34、2008
- 29) (社) 日本支承協会：支承の話、p.2、2005
- 30) DESIGN 'S GUIDE TO EN 1993-2 EUROCORDS3 : DESIGN OF STEEL STRUCTURE. PART 2 : STEEL BRIDGES、p.235、2007
- 31) DESIGN 'S GUIDE TO EN 1993-2 EUROCORDS3 : DESIGN OF STEEL STRUCTURE. PART 2 : STEEL BRIDGES、p.237、2007
- 32) DESIGN 'S GUIDE TO EN 1993-2 EUROCORDS3 : DESIGN OF STEEL STRUCTURE. PART 2 : STEEL BRIDGES、p.238、2007
- 33) DESIGN 'S GUIDE TO EN 1993-2 EUROCORDS3 : DESIGN OF STEEL STRUCTURE. PART 2 : STEEL

BRIDGES、p. 241-243、2007

- 34) AASHTO p. 6-166、2012
- 35) J. R. Kayser and A. S. Nowak: Capacity loss due to corrosion in steel-girder bridges、ASCE Journal of Structural Engineering、Vol.115、No.6、pp.1525-1537、1989
- 36) (財) 首都高速道路厚生会、鋼構造物標準図集、1994. 2
- 37) 首都高速道路公団：首都高速道路、橋梁構造物設計要領Ⅱ-33-34、2003.5
- 38) 阪神高速道路公団、鋼構造物標準図集、1991. 4
- 39) (社) 全日本建設技術協会：標準設計建設省制定 土木構造物標準設計 第 23 (単純プレートガーター橋-その 1) 主げた構造、1994. 10 の関連データを抽出
- 40) (社) 日本溶接協会／溶接情報センター 接合・溶接技術 Q & A 1000HP
- 41) (社) 全日本建設技術協会：標準設計建設省制定土木構造物標準設計 第 23～27 巻 数値表 その 1 (単純プレートガーター橋) 主要幹線道路、1994. 4 の関連データを整理
- 42) (社) 全日本建設技術協会：標準設計建設省制定土木構造物標準設計 第 23～27 巻 数値表 その 2 (単純プレートガーター橋) 幹線道路、1994. 4 の関連データを整理
- 43) (社) 全日本建設技術協会：標準設計建設省制定土木構造物標準設計 第 23～27 巻 数値表 その 3 (単純プレートガーター橋) 補助幹線道路、1994. 4 の関連データを整理
- 44) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編、pp. 262-263、2012.3
- 45) 土木学会：鋼構造架設設計施工指針【2012年版】、p. 51、2012.5
- 46) 土木学会：腐食した鋼構造物の性能回復事例と性能回復設計法、p. 81、2014.8
- 47) 阪神高速道路株式会社：鋼上部構造耐震補強の設計手引き (案)、2009. 7
- 48) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編、pp. 160-161、2012.3
- 49) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編、p. 316、2012.3
- 50) (社) 全日本建設技術協会：標準設計建設省制定土木構造物標準設計 第 23～27 巻 (単純プレートガーター橋) の手引き、p. 57、1994. 9
- 51) (社) 全日本建設技術協会：標準設計建設省制定土木構造物標準設計 第 23～27 巻 (単純プレートガーター橋) の手引き、平成 6 年 9 月、(社) pp. 79-80
- 52) (社) 全日本建設技術協会：標準設計建設省制定土木構造物標準設計 第 23～27 巻 (単純プレートガーター橋) の手引き、p. 56、1994. 9
- 53) 日本橋梁建設協会：デザインデータブック 11、p. 16

4-2. 腐食損傷した桁端の耐力（文献調査）

4-2-1. 腐食の傾向と損傷形態

(1) 腐食の傾向

直轄の鋼道路橋の腐食による劣化の特徴として、国総研が2014年に公表された鋼道路橋の点検データに基づく鋼橋の劣化の特徴に関してまとめられた論文¹⁾では、点検データを分析して以下のように整理されている。

1) 防食機能の劣化

- ・ 鈹桁橋は箱桁橋よりも防食機能の劣化が早い。
- ・ 防食機能に優れるC系塗装系の方が（A、B塗装系よりも）実績としては耐久性に優れること
- ・ 中間部と端部の比較および外桁と内桁の比較では、損傷程度の比率、期待値曲線のいずれも大きな差は認められず、少なくとも顕著な腐食発生に至る前の段階で、塗装の防食機能が低下していく過程においては、主桁の位置による劣化傾向に大きな差は生じていない。
- ・ 非塩害地区よりも塩害地区の方が早期に劣化が進むものがやや多い結果となっている。少なくとも実橋レベルでは、重防食仕様の塗装が劣化された場合であっても、塩分環境が厳しいと塗膜の変状による防食機能の低下がより早期に生じる確率が高くなっている。

2) 腐食

- ・ 鈹桁橋は箱桁橋よりも進展が早くなっている。
- ・ 鈹桁橋のA、B塗装系とC塗装系では、損傷程度の比率の変化傾向が両者で大きく異なっており、A、B塗装系10年～15年経過すると橋梁数の割合がほぼ半減する一方で、最悪評価のeまで悪化するものは50年後でも10%程度に留まる予測結果となったが、一方で、C塗装系では評価aが半減するのに約30年を要するが、50年後に最悪評価のeまで悪化するものは20%程度に及んだ。
- ・ 中間部と端部の比較では、塗装系によらず、外桁の桁端部で比較的多く腐食が発生している。
- ・ 外桁と内桁の比較では中間部と端部の関係ほどの顕著な差はなく、腐食環境の違いは端部と中間部ほど大きくない。
- ・ 塩害地区と非塩害地区の違いは、塩害地区とそれ以外の地区での橋で腐食進展速度に著しい差はみられ、防食機能の劣化の場合と比べても塩分の影響は極めて大きいことがわかる。

塗装便覧、地方自治体の橋梁を点検した部会員へのヒアリング、2006年以前に発表された既往論文においても同様なことが記載されていたために、日本国内においては大方の橋梁が上記の内容に該当すると思われる。

既往の論文

「海岸に近い桁程、かつ内面ほど進行しており、またフランジ、腹板、補剛材等の腐食は、桁端に近く、かつ支点部に近いほど進行していた。」²⁾

(2) 損傷形態³⁾

国総研が2006年に鋼道路橋の局部腐食に関する調査研究としてまとめられた報告書³⁾では直轄橋梁の既存の定期点検データから支点部に腐食が発生している鋼橋を抽出し、そのパターン分けを行っている。なお、この腐食形態は、進行程度については着目していない。

1) ウェブ

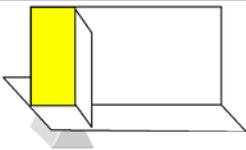
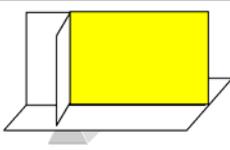
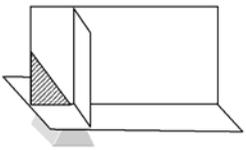
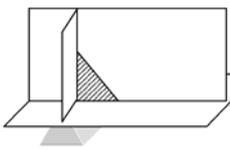
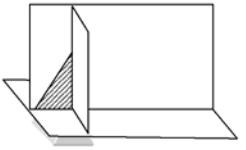
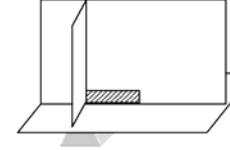
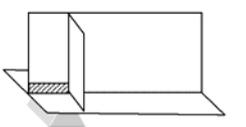
ウェブ			
支点より橋台側 (事例数: 25)		支点より支間中央側 (事例数: 27)	
			
	橋台側から三角形の腐食 (8/25)		補剛材側から三角形の腐食 (10/27)
	補剛材側から三角形の腐食 (7/25)		下フランジとの取合いの腐食 (17/27)
	下フランジとの取合いの腐食 (10/25)		

図-3.2 ウェブ面の腐食形態

図 4-2-1 ウェブの腐食形態

2) 下フランジ

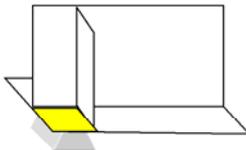
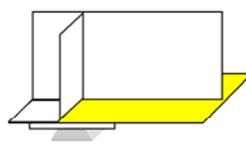
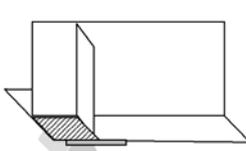
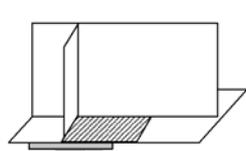
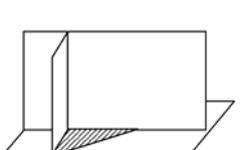
下フランジ			
支点より橋台側 (事例数: 11)		支点より支間中央側 (事例数: 28)	
			
	下フランジ全体の腐食 (11/11)		下フランジ全体の腐食 (24/28)
			ウェブ及び補剛材の取合から三角形の腐食 (4/28)

図-3.3 下フランジの腐食形態

図 4-2-2 下フランジの腐食形態

3) 支点上補剛材

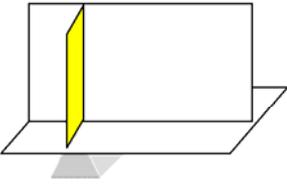
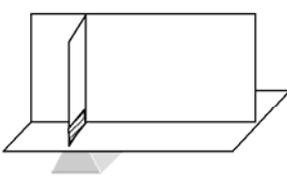
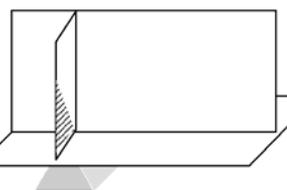
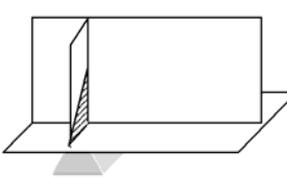
支点上垂直補剛材 (事例数: 25)			
			下フランジ取合 の腐食 (19 / 25)
	補剛材外側 から三角形 の腐食 (4 / 25)		補剛材ウェブ側 から三角形の腐食 (1 / 25)

図-3.4 支点上垂直補剛材の腐食形態

図 4-2-3 支点上垂直補剛材の腐食形態

4) 支点部全体の腐食形態

以下の3つの代表的な腐食パターンが全体の65%を占めていた。

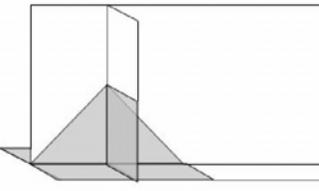
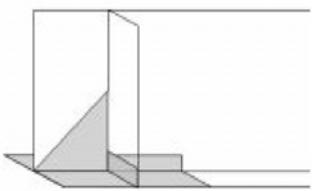
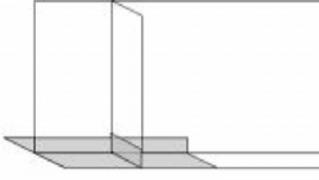
全体腐食パターン			
腐食 形態		事例数 3 / 20 (15%)	
		事例数 6 / 20 (30%)	事例数 7 / 20 (35%)
		事例数 4 / 20 (20%)	事例数 7 / 20 (35%)
		その他	

図-3.5 支点部全体の腐食形態

図 4-2-4 支点部全体の腐食形態

(3) 支承の腐食の傾向（参考資料）

著者らの経験（過去の点検・補修・補強）および既往資料から桁端部の本体工（ウェブ・補剛材など）が腐食している場合には、支承も何らかの変状が生じていることが多いことがわかっている。参考資料として、支承の腐食の傾向について整理する。

1) 支承の腐食の傾向

補修の対象となる橋梁における支承のほとんどが一般的な塗装仕様であり、溶融亜鉛めっき仕様が現れたのは昭和 60 年代である。一概に比較はできないが、防食処理の違いによる傾向を整理する。

塗装は、塗膜により酸素や水などを遮断する防食法である。紫外線や傷などに弱いため、定期的な塗り替えを怠ると腐食が進行する。



図 4-2-5 定期的に塗り替えが行われている支承



図 4-2-6 腐食が進行した支承

溶融亜鉛めっきは、亜鉛により遮断し犠牲防食効果による防食法である。塩分飛来の多い環境ではその効果が不安定となる。



図 4-2-7 塩分飛来の少ない環境



図 4-2-8 塩分飛来の多い環境

支承には様々な種類があるため、構造の違いによる傾向も整理する。支承は基本的に荷重伝達機能、変位追従機能を有するが、鉛直力支持と水平移動が要求され固定支承より比較的構造が複雑となる可動支承についてここでは着目することとする。また、機能を果たす重要なベアリング部の形状において代表的な鋼製支承 3 タイプについて整理する。

線支承は、構造が単純でありベアリング部が外観から確認しやすい構造である。しかしゴミなどが侵入しやすい構造である。また、鋼板である上沓と铸铁または铸鋼の下沓が接触して荷重を支持し、さらにすべりにより水平移動を兼ねるため、摩耗や腐食が生じやすい。

ローラー支承は、線支承同様に線接触形式でありローラーの転がりにより水平移動に追随する。複数の部品により構成されており構造としては複雑な部類となる。ベアリング部のローラーにゴミが侵入しやすい構造であり、堆積物が介在すると転がり不良が生じ、正常な水平移動が出来なくなる。また、転がることができずローラー上部をすべる状態が生じると、ローラーまたは接触部に摩耗や腐食を生じる。場合によってはローラーが飛び出し、鉛直支持機能を失う可能性がある。ローラー部の定期的な点検を必要とする。

BP 支承（支承板支承）は面接触形式であり、ベアリング部が外観から確認しにくいのが、ゴミなどが侵入しにくい構造である。構造としては単純な部類であり、腐食を防げば比較的安定した機能を維持できる。

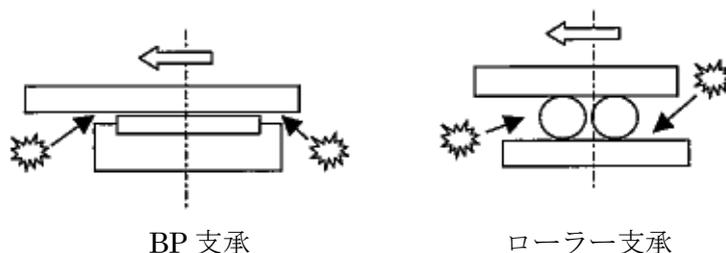


図 4-2-9 支承の腐食に対する損傷例

雨水、漏水対策として支承にカバーを設けることによりある程度の効果を得ることができるが、カバーの内部に湿気がこもり環境を悪化させることもある。



図 4-2-10 カバー設置状況

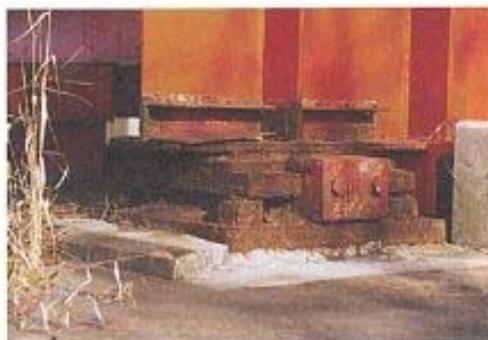


図 4-2-11 カバー内部状況

2) 桁端部の主桁が腐食した場合の支承への影響について

実橋においては、腐食の進行により断面が完全に欠損しているケースも見られる。上部構造の荷重伝達部材に欠損が生じたと想定し、支承への影響を考えてみる。以下のように、ウェブおよび垂直補剛材の下フランジ接合部における欠損ケースを想定した。

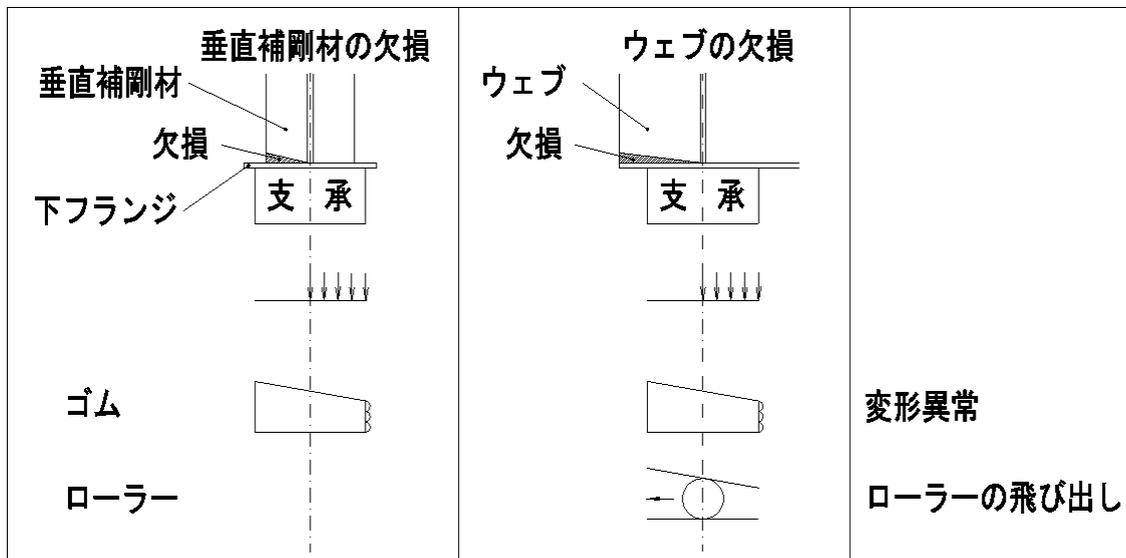


図 4-2-12 桁端部の主桁が腐食した場合の支承への影響イメージ図

垂直補剛材に欠損が生じた場合、荷重伝達が非対称となり偶力が発生すると考えられる。鉛直バネを有するゴム支承などは回転を生じ、片側だけに応力が集中し変形異常が生じることが想定される。

ウェブに欠損が生じた場合も同様に偶力が発生すると考えられる。ゴム支承は上記同様に変形異常が生じ、ローラー支承は上面が傾くことによりローラー自体が飛び出す恐れがある。

(4) 腐食した桁端部の耐力評価

腐食した桁端部の耐力抽出および耐力特性を評価した研究を整理する。既往の研究一覧は表 4-2-1 の通りである。この項は、耐力抽出および耐力特性の評価に着目したレビューを行う。なお、既往研究において、解析により耐力算出した研究を■と表し、実験により耐力を算出した研究を●と表した。

表 4-2-1 腐食した桁端部の耐力に関する既往の研究一覧

No.	文献題名	著者	雑誌名	号巻 (発行年)
1-1	腐食減厚に伴う合成 I 桁及び I 断面柱の残存耐力評価に関する一考察 (■)	野上 邦栄、山沢 哲也、小栗友紀、加藤 美幸	構造工学論文集 vol.47A	(2001)
1-2	腐食が原因で取り替えられた実鋼橋支点部の载荷実験および解析 (■、●)	Vo Tanh Hung、永澤洋、佐々木栄一、市川篤司、名取暢	土木学会論文集、No. 710/I-60、pp. 141-151、	(2002)
1-3	腐食鋼板のせん断耐力とその評価法 (■、●)	海田辰将、藤井堅、原考志、中村秀治、宇野谷実	構造工学論文集 vol.50A	(2004)
1-4	ウェブ孔食をもつ鋼桁のせん断耐力 (■、●)	中山太士、木村元哉、石川敏之、松井繁之	構造工学論文集 Vol. 52A	(2006)
1-5	局部的腐食を模擬した鋼桁端部の圧縮強度に関する実験 (●)	浜田哲、佐々木栄一、粕裕幸、町田恵津子、紀平寛	鋼構造年次論文報告集第 17 巻	(2009)
1-6	鋼道路橋の腐食した桁端部の耐力特性とその設計法に関する 2、3 の考察 (■)	白倉誠、金銅晃久、山口隆司、畠中彬、三ツ木幸子、橋本国太郎、杉浦邦征	構造工学論文集 Vol. 56A	(2010)
1-7	鋼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 (■)	白倉誠、山口隆司、豊田雄介、三ツ木幸子、金銅晃久	構造工学論文集 Vol. 57A	(2011)
1-8	端部パネルの局部腐食をもつ I 形断桁のせん断耐力に関する考察 (■)	劉翠平、宮下剛、長井正嗣	構造工学論文集 Vol. 57A	(2011)
1-9	Analytical demonstrations to assess residual bearing capacities of steel plate girder ends with stiffeners damaged by corrosion (■、●)	Nauman Khurram、Eiichi Sasaki、Hiroshi Kihira、Hiroshi Katsuchi and Hitoshi Yamada	Structure and Infrastructure Engineering 2012、1-11、iFirst article	(2012)
1-10	Finite Element Investigation of Shear Capacity of Locally Corroded End Panel of Steel Plate Girder (■)	Nauman Khurram、Eiichi Sasaki、Hiroshi Katsuchi、and Hitoshi Yamada	International Journal of Steel Structures December 2013、Vol 13、No 4、623-633 DOI10.1007/s13296-013-4004-z	(2013)
1-11	腐食した鋼 I 桁の支点部耐力に関する考察 (■)	山口栄輝、赤木利彰	構造工学論文集 Vol. 59A	(2013)
1-12	鋼橋桁端部腹板の腐食に対する炭素繊維シートを用いた補修・補強法の最適設計方法に関する一考察 (■)	奥山雄介、宮下剛、若林大、秀熊佑哉、小林朗、小出宜央、堀本歴、長井正嗣	構造工学論文集 Vol. 60A	(2014)
1-13	Experimental and Numerical Evaluation of Bearing Capacity of Steel Plate Girder Affected by End Panel Corrosion (■、●)	Nauman Khurram、Eiichi Sasaki、Hiroshi Katsuchi and Hitoshi Yamada	International Journal of Steel Structures September 2014、Vol 14、No 3、659-676 DOI10.1007/s13296-014-3023-8	(2014)
1-14	長期自然暴露された鋼 I 桁橋の構造部位別の腐食特性 (その 3) ～腐食特性と腐食残存耐力特性～ (■)	下里哲弘、沖縄建設弘済会 玉城喜章ほか	土木学会第 65 回年次学術講演会 I-159	(2010)
1-15	模擬腐食を導入した既設トラス橋圧縮斜材の耐力実験 (■、●)	山沢哲也、野上邦栄、小峰翔一、依田照彦、笠野英行	土木学会第 67 回年次学術講演会	(2012)

1. 目的

腐食による終局強度特性、および耐荷力の低下に影響を及ぼすパラメータ因子を弾塑性有限変位解析的に明らかにすること。

2. 解析モデル

- ・支間長 $l=33\text{m}$ の単純活荷重合成I桁橋の外桁断面
- ・下フランジおよび腹板の材質（SM490Y）、鉛直および水平補剛材はSM400である。
- ・初期不整は考慮する。残留応力は考慮しない。

3. 腐食形態

腐食形態は、著者らの経験、および一般的に生じている腐食状況を考慮し、代表的な腐食形態として、部材のフランジ上面が全面腐食した場合と局部腐食が生じた場合について検討している。

4. 腐食モデル

①全面均一腐食、②全面不均一腐食、③支間中央部の局部腐食、⑥縁端部の局部腐食、⑦1/4点局部腐食の5種類の腐食モデルを設定する。

5. 体積欠損率 α と耐力の関係

解析結果をもとに、体積欠損率 α と腐食形態が残存圧縮耐力に及ぼす影響を示したのが左図である。

右図は腐食形態における最も腐食欠損が激しい位置の小断面積に着目し、以下の最小断面欠損率を β_{min} と定義し、整理した相関図である。腐食モデルと圧縮耐力と最小断面欠損率にはかなりの相関性が現れている。

$$\beta_{min} = \frac{A_{if0} - A'_{min}}{A_{if0}}$$

A'_{ifc} : 腐食モデル支間中央部下フランジ断面積
 A_{ifc0} : 基本モデル支間中央部下フランジ断面積

A'_{min} は、各腐食モデルにおける下フランジの最小断面積である。

(1) 全面腐食モデルは腐食量が多いほど、局部腐食モデルは基本モデルにおいて最も塑性化の激しい断面位置と局部腐食領域が一致し、さらに腐食量が多い、健全な部材に比べて残存耐力の低下が著しい。

(2) 全面不均一腐食の残存耐力はモード次数の違いによる影響は小さいが、その中では同じ体積欠損率 α に対してモード次数の少なく、腐食波の深い腐食形態が耐力に影響する。

表-1 断面諸元

部材	寸法
上フランジ	310×19
腹板	1700×9
下フランジ	530×32
垂直補剛材	110×9
水平補剛材	100×9

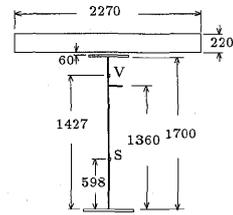


図-2 基本モデル断面形状 (mm)

表-3 柱の腐食モデル

腐食モデル	体積欠損率 α	最大腐食深さ d_{max} (mm)	腐食形態
b0-00-00	0.0	0.00	基本モデル
a1-00-10	0.1	2.8	① 全面均一腐食
a1-43-10	0.1	5.6	② 全面不均一腐食
a1-85-10	0.1	5.6	③ 全面不均一腐食
pc-11-10	0.1	6.9	④ 中央部局部腐食
pe-12-10	0.1	5.6	⑥ 縁端部局部腐食
pq-21-10	0.1	5.6	⑦ 1/4点局部腐食
a1-00-20	0.2	5.6	①
a1-43-20	0.2	11.2	②
a1-85-20	0.2	11.2	③
pc-11-20	0.2	13.8	④
pe-12-20	0.2	11.2	⑥
pq-21-20	0.2	11.2	⑦
a1-00-30	0.3	8.4	①
a1-43-30	0.3	16.8	②
a1-85-30	0.3	16.8	③
pc-11-30	0.3	20.7	④
pe-12-30	0.3	16.8	⑥
pq-21-30	0.3	16.8	⑦

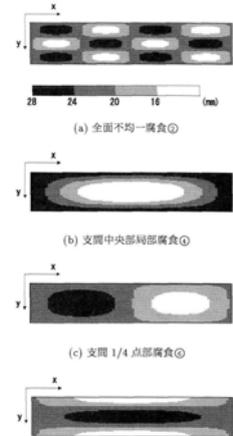


図-7 柱の腐食概念図

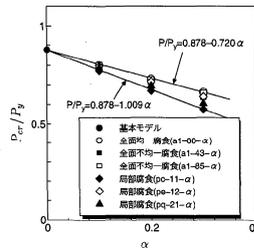


図-16 体積欠損率 α と圧縮耐力の関係

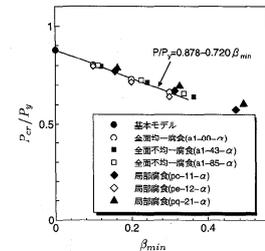


図-17 最小断面欠損率 β_{min} と圧縮耐力の関係

キーワード

腐食、耐荷力低下、終局耐力、柱、合成I桁、弾塑性有限変位解析

出典

野上 邦栄、山沢 哲也、小栗友紀、加藤 美幸：腐食減厚に伴う合成I桁及びI断面柱の残存耐力評価に関する一考察(構造工学論文集 vol.47A (2001年3月))

1. 目的

腐食が鋼橋の耐力に及ぼす影響を把握すること。

2. 実施方法

架設されてから25年間供用された後、腐食が原因で架け替えとなった実鋼橋を実験および弾塑性有限変位解析により耐力を検討する。

3. モデル

- ・支間長1=31.8mの単純活荷重合成桁橋。
- ・初期不整および残留応力は供試体に合わせて設定。

4. 供試体の形状および寸法

供試体は、3主桁のうち、最も腐食が進んでいる海側の主桁 (G1桁) および腐食の少ない山側の主桁 (G3桁) からそれぞれ1体ずつ桁端部を採取した。

5. 実験方法

載荷実験を実施。4,900kN油圧機を使用して変位制御により静的な圧縮力を加えている。

6. 実験結果と解析結果

左図は実験結果における座屈荷重と最大荷重、左表は、各解析結果における座屈荷重と最大荷重である。

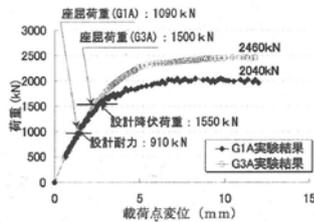


図-12 G1A桁およびG3A桁の実験の荷重-変位関係

本橋梁の諸元を、以下に示す。

- ① 橋梁形式：単純活荷重合成桁橋
- ② 橋長 (支間長)：32.5m (31.8m)
- ③ 建設年：1972年
- ④ 主桁：3主桁
- ⑤ 幅員：8.9m (有効幅員：8.0m)
- ⑥ 使用鋼材：1972年当時の標記
SMA490P (上フランジ、腹板)
SMA570P (下フランジ)、
SS400 (補剛材)

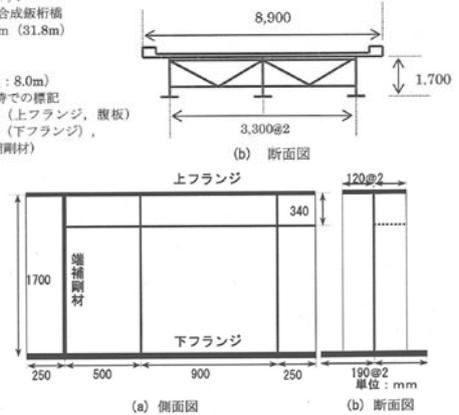


図-6 採取した供試体の形状寸法

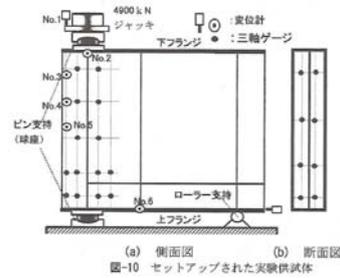


図-10 セットアップされた実験供試体

表-3 各ケースの解析結果

	G1A供試体				G3A供試体			
	Case 1	Case 2	Case 3	Case 4	Case 1	Case 2	Case 3	Case 4
最大荷重 (kN)	2720	1920 (2040)	1740	1480	3190	2430 (2460)	2320	2080
座屈荷重 (kN)	—	940 (1090)	780	490	—	1430 (1500)	1000	390
最小断面での残存断面比率	1.0	0.693	0.630	0.541	1.0	0.762	0.729	0.652

注：()内は実験結果を示す。

Case1：G1A および G3A 供試体において腐食なし（設計板厚）を想定したモデル
 Case2：各実験供試体の解析
 Case3：腐食が Case2 より更に進行した状態のモデル（板厚減少：Case2 の 1.2 倍）
 Case4：腐食が Case2 より更に進行した状態のモデル（板厚減少：Case2 の 1.5 倍）

7. 結論

(1) 支点部の載荷実験は荷重の増加に伴って、比較的初期の段階で最初に板厚減少の大きな部位に局部座屈が発生し、荷重の増加とともにその変形が進行していった。また、腹板全体が面外方向への初期不整がそのまま大きくなるモードの変形も発生した。ただし、その変形はそれほど大きくない。

(2) 最大荷重は設計耐力に比べてかなり余裕がある。一方、座屈荷重については、その余裕が比較的小さい。腐食が更に進むと、設計荷重より低い荷重段階で局部座屈が生じると考えられ、その点に関しては留意が必要である。

キーワード 鋼橋、腐食損傷、支点部耐力

出典 Vo Thanh Hung、永澤洋、佐々木栄一、市川篤司、名取暢幸：腐食が原因で取り替えられた実鋼橋支点部の載荷実験および解析 (土木学会論文集、No.710/I-60、pp.141-151、(2002年7月))

1. 目的

腐食鋼板の簡易せん断強度評価法を提案すること

2. 実施方法

有限要素法によるせん断強度解析をパラメトリックに行い、実橋を用いてせん断強度試験を行うこと

3. 解析モデル

- ・4節点シェル要素 1000mm×1000mm (アスペクト比 $\alpha = 1.0$) で一定。
- ・モデル周辺に等分布せん断応力を作用させた。
- ・初期不整および残留応力は考慮しない。

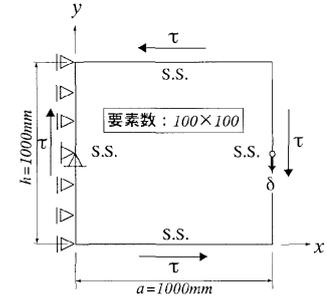


図-1 解析モデル

4. 解析における腐食モデルおよび解析結果

板厚8mmの腐食がないモデルとC1~C3について平均板厚のみが等しく、標準偏差や平均偏差量などのほかの統計量は異なっている。腐食鋼板C1~C3の極限強度は、腐食のないモデルB1の強度とも一致

表-1 解析モデルの各統計量

解析モデル	t_0 [mm]	t_{avg} [mm]	α_0 [mm]	e_{avg} [mm]	t_{max} [mm]	t_{min} [mm]	τ_x/τ_y
B1	8.00	8.00	0.00	0.00	8.00	8.00	0.74
C1	10.00	8.00	1.00	1.00	10.00	1.85	0.75
C2	9.00	8.00	0.50	0.50	9.00	4.10	0.74
C3	10.00	8.00	0.29	0.00	8.74	6.19	0.74

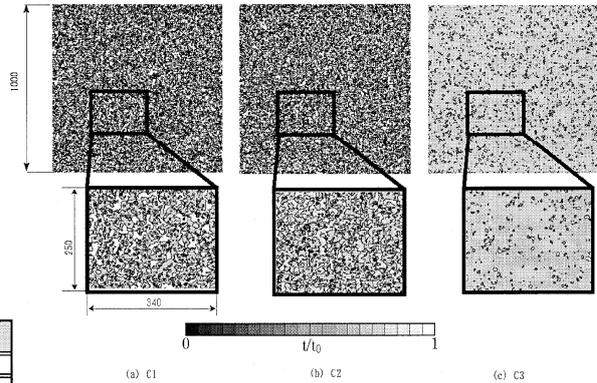


図-7 解析モデルC1-C3の板厚等高線図

5. 実験方法

2,940KN油圧ジャッキを使用して崩壊に至るまで変位制御で荷した。

6. 実験結果

左図は実験結果における荷重と桁たわみの関係である。荷重2000KN付近から急激に変位が増大し、最高荷重2289KNで着目ウェブのせん断座屈によって桁が崩壊した。写真-3は実験終了後のウェブの崩壊性状を示す。

7. 結論

- (1) 人工的に作成した腐食表面を用いた解析モデルの座屈強度は、実際の腐食モデルの座屈とよく一致。
- (2) 腐食による板厚中央面の変化が0~1mmの範囲では、せん断強度に与える影響は小さい。

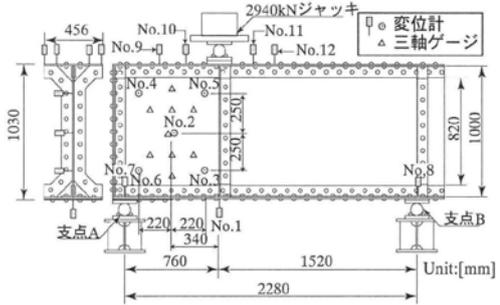


図-13 セットアップした供試体と測定機器の配置

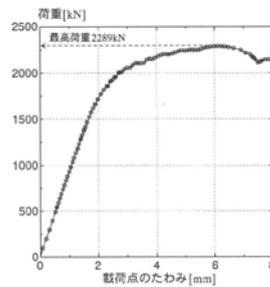


図-14 荷重-桁たわみ(載荷点)関係

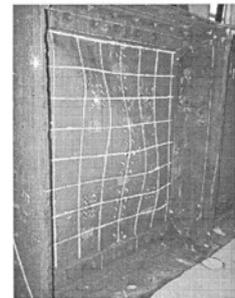


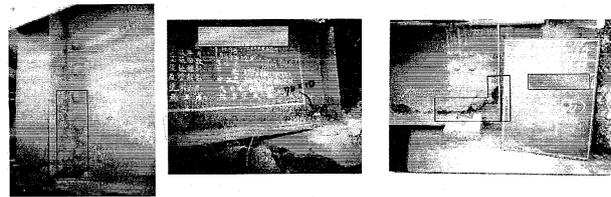
写真-3 崩壊性状

キーワード 腐食、強度評価、せん断強度、維持管理

出典 海田辰将、藤井堅、原考志、中村秀治、宇野谷実：腐食鋼板のせん断耐力とその評価法(構造工学論文集 vol.50A (2004年3月))

1. 目的

溶接桁を対象にウェブに孔食を設けた桁の荷重試験および弾塑性有限変位解析を行い、ウェブ孔食をもつ桁のせん断耐荷力の違いを明らかにする。



(a) 縦型腐食

(b) 横型腐食

(c) 複合型腐食

2. 腐食タイプ

- ・縦型腐食は補剛材に沿って縦長に腐食するタイプ
- ・横型腐食は下フランジに沿って横長に腐食するタイプ
- ・複合型腐食は縦型腐食と横型腐食の両方が生じているタイプ

3. 試験体

- ・鉄道橋で最も多く架設されている支間40 t f 相当の標準桁の2/3の大きさ
- ・使用鋼材は全てSS400である。

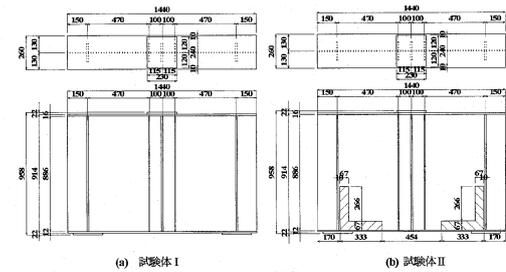


図-3 試験体

4. 実験方法

- ・桁の両支点をローラーで支持し、荷重は桁中央に荷重制御

5. 実験結果

試験体□の最大荷重はbaslerが提案した式から算出されるウェブのせん断終局強度 P_u とほぼ一致した。試験体Ⅱの最大荷重は P_u に達しなかったが、試験体Ⅰのそれより8%程度低下した程度であった。

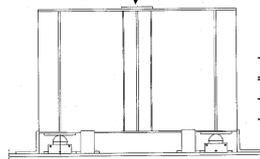


図-4 試験概要

表-3 最大荷重と座屈荷重

	試験体Ⅰ	試験体Ⅱ
最大荷重 (kN)	1648	1522
座屈荷重 (kN)	1471	1029

6. 解析における腐食モデルおよび解析結果

弾塑性有限変位解析を行い、腐食タイプの違いを確認した。また、解析モデルの妥当性を確認するために耐荷力試験を行ったFEM解析を行った。結果は結論に記載。

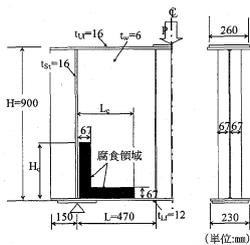
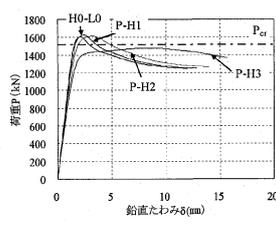
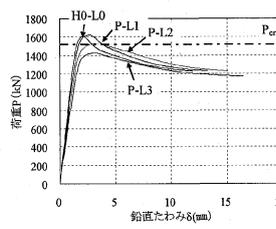


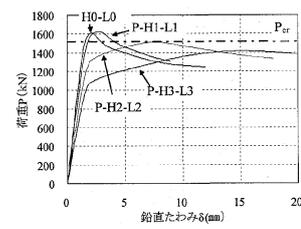
図-14 解析概要



(a) 縦型腐食



(b) 横型腐食



(c) 複合型腐食

図-15 荷重-鉛直たわみの関係

7. 結論

- (1) 孔食をもつ桁の耐荷力の低下は8%程度と小さい。しかし、荷重と鉛直たわみの曲線の初期の傾きが小さくなり、最大荷重到達時の桁の鉛直たわみが健全な桁のそれと比べて非常に大きくなる。
- (2) 孔食の長さが長くなると、ウェブ以外の端部のウェブや端補剛材の変形によって終局を迎える。
- (3) 孔食の長さが短い場合、桁のせん断耐荷力およびせん断座屈荷重はほとんど低下しない。

キーワード 腐食、強度評価、せん断強度、維持管理

出典 海田辰将、藤井堅、原考志、中村秀治、宇野谷実：腐食鋼板のせん断耐力とその評価法(構造工学論文集 vol.50A (2004年3月))

1. 目的

局部的な腐食により、鋼桁端部の耐荷力にどのような影響を及ぼすかについて、モデル供試体に対する載荷実験により検討する。

2. 供試体および実験方法

・実橋桁端部の供試体 3 分の 2 スケールに縮小したモデルを製作した。

・切削を行わない健全な桁 (供試体 A)、局部的に切削をおこなった 2 本の供試体 (供試体 B、供試体 C) を用い、供試体 B、及び C は端補剛材の板厚を下フランジとの溶接部止端から 60mm にわたって半分の 6mm とした。

・使用鋼材は全て SS400 である。
 ・載荷 2000KN 万能試験機を使用して静的な圧縮力を加えた。

3. 実験結果と設計耐荷力

写真-1 では実験結果によってウェブの桁端側が座屈した状況である。

また、左の表 (上) は、道路橋示方書に基づいて設計耐荷力を計算する際に用いた供試体の諸元である。表 (下) は許容応力度、有効断面積を求め、設計耐荷力を計算したものである。

供試体 A と供試体 B は、最大耐荷力に差がなく、健全桁の設計耐荷力の値に対して、1.6 倍程度の耐荷力を確保している。

複数の方法で算出した設計耐荷力には差異があるが、設計耐荷力に対して実際の載荷力が大きく、実験で得られた耐荷力との比には大きい差異が認められない。

表-3 に示す腐食を考慮して算定した設計耐荷力では、有効断面積としてウェブの板厚の 24 倍を算入し、最も耐荷力が低下していた供試体 C の設計耐荷力の 2 倍以上の耐荷力を示した。

4. 結論

- (1) 局部的な腐食の場合、耐荷力の低下率は断面積の減少率に比べて小さく、線形的な関係というような大きな耐荷力低下は見られない。
- (2) 表裏不均一腐食による偏心は、耐荷力を大きく低下させる可能性がある。

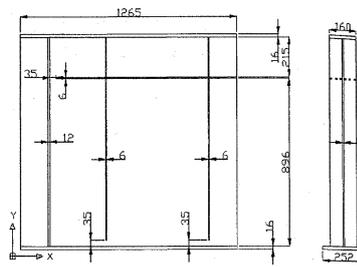


図-1 供試体の形状および寸法

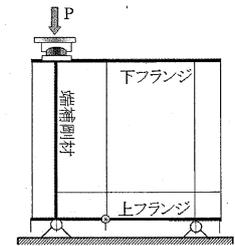


図-3 載荷、支持の条件

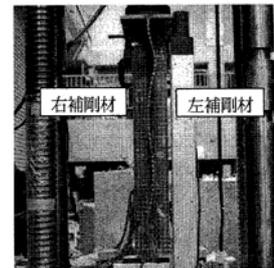


写真-1 載荷実験後のウェブ (供試体 A)

表-2 設計耐荷力計算のための供試体の諸元

対象	補剛材			ウェブ		有効断面積	断面 2次半径, r (mm)	有効座屈長, l (mm)	I _r			
	幅 (mm)	板厚 (mm)	幅厚比	断面積 (mm ²)	板厚 (mm)					有効幅 (mm)	断面積 (mm ²)	
健全桁	80	12	6.67	1920	6	144	24t	864	2784	40.5	555.5	13.7
腐食模擬桁 (24t)	80	6	13.33	960	6	144	24t	864	1824	35.4	1111	27.4
											555.5	15.7
腐食模擬桁 (補剛材x1.7)	80	6	13.33	960	6	112	-	672	1632	37.5	1111	31.4
											555.5	14.8
											1111	29.7

表-3 設計耐荷力と実験結果との比較

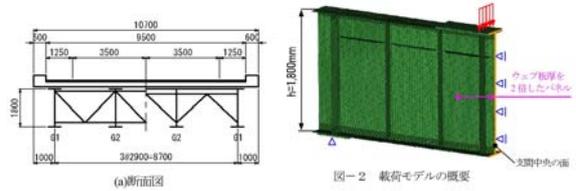
健全桁	許容応力度 (MPa)	計算に使用する面積 (mm ²)	許容値 (kN)	耐荷力 (kN)	実験で得られた最大耐荷力との比			
					供試体 A	供試体 B	供試体 C	
支圧応力	210	有効断面積(24t)	2784	585	661	1.67	1.61	1.37
座屈 (桁高の1/2)	140	有効断面積(24t)	2784	390	663	1.66	1.61	1.36
座屈 (桁高)	132	有効断面積(24t)	2784	368	626	1.76	1.70	1.44
局部座屈	140	有効断面積(24t)	2784	390	663	1.66	1.61	1.36
腐食模擬桁	許容応力度 (MPa)	計算に使用する面積 (mm ²)	許容値 (kN)	耐荷力 (kN)	実験で得られた最大耐荷力との比			
供試体 A					供試体 B	供試体 C		
支圧応力	210	有効断面積(24t)	1824	383	429	-	2.49	2.10
座屈 (桁高の1/2)	129	有効断面積(24t)	1824	256	401	-	2.66	2.25
座屈 (桁高)	119	有効断面積(24t)	1824	218	370	-	2.88	2.44
局部座屈	129	有効断面積(24t)	1824	236	401	-	2.66	2.25
支圧応力	210	補剛材断面積x1.7	1632	343	384	-	2.78	2.35
座屈 (桁高の1/2)	129	補剛材断面積x1.7	1632	211	359	-	2.97	2.51
座屈 (桁高)	121	補剛材断面積x1.7	1632	197	334	-	3.19	2.70
局部座屈	129	補剛材断面積x1.7	1632	211	359	-	2.97	2.51

キーワード 腐食、強度評価、せん断強度、維持管理

出典 浜田哲、佐々木栄一、狛裕幸、町田恵津子、紀平寛：局部的腐食を模擬した鋼桁端部の圧縮強度に関する実験 (鋼構造年次論文報告集 第 17 巻 (2009 年 3 月))

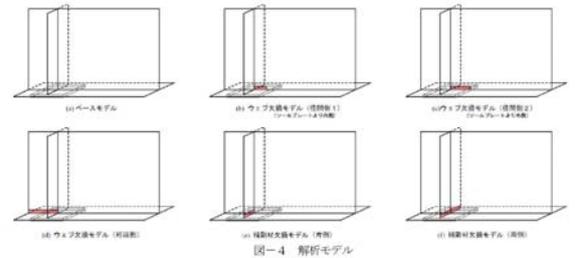
1. 目的

桁端部のウェブと支点上補剛材の下端に着目し、腐食により断面が欠損（板厚ゼロ）する場合をモデル化し、腐食による桁端下端部の各位置の断面欠損が支点付近の静的耐荷力に与える影響を弾塑性有限変位解析によって把握する。



2. 解析モデル

- ・ 支間長 $l=30\text{m}$ の単純非合成I桁橋の中桁断面
- ・ 下フランジおよび腹板の材質（SM490Y）、鉛直および水平補剛材はSM400である。
- ・ 初期不整および残留応力は考慮しない。



3. 腐食形態

腐食に5つの腐食位置に対して、高さ方向に10mmの欠損（板厚をゼロとした）を設定したケースと健全タイプ（ベースモデル、欠損なし）とする。

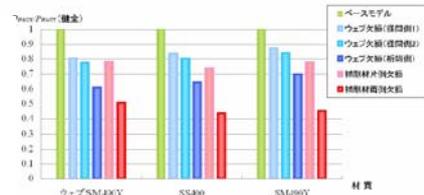
4. 解析結果

解析による最大荷重は表-4の通りである。
断面欠損による耐力低下を図-6に示す。

また、補剛材の塑性化の状態を図-8に示す。

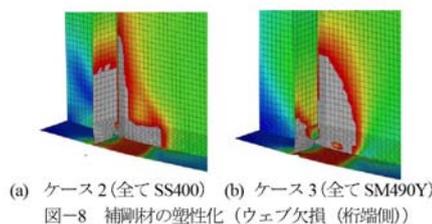
表-4 最大荷重

ケース	材質	項目	単位	健全		ウェブ欠損		補剛材欠損	
				ベースモデル	径間側	径間側	桁端側	片側	両側
1	ウェブSM490Y 補剛材SS400	耐力 [最大荷重]	kN	2,320	2,010	1,880	1,420	1,710	1,030
		耐力 [耐力比]		1.00	0.87	0.81	0.61	0.74	0.45
2	SS400	耐力 [最大荷重]	kN	1,930	1,730	1,540	1,290	1,360	770
		耐力 [耐力比]		1.00	0.90	0.85	0.67	0.70	0.40
3	SM490Y	耐力 [最大荷重]	kN	2,640	2,400	2,300	1,850	1,930	1,040
		耐力 [耐力比]		1.00	0.91	0.87	0.70	0.73	0.39



6. 結論

- (1) 健全タイプの耐力（最大荷重）は、H14道示で想定されている耐力（許容値の1.7倍）の約1.3倍になった。
- (2) 両側の補剛材の下端が欠損したタイプでは、健全モデルに対して約4割と極端に低下するが、補剛材断面がゼロのケースでも、約4割の耐力を示した。
- (3) 欠損範囲の高さが10mmの解析結果では、径間側ウェブが欠損したタイプの最大荷重は、H14道示で想定されている耐力をほぼ確保できる結果となった。
- (4) 最大荷重は、ウェブ欠損、補剛材片側欠損、ウェブ欠損（桁端側）、補剛材両側欠損の順に小さい。
- (5) 全ケースで、最大荷重到達後、支点上の桁端下端部のウェブと補剛材に降伏と局部座屈が起きていた。
- (6) 支点直上の耐力に対するウェブの寄与は従来考えられたものより大きいことが考えられる。



キーワード 支点上補剛材、腐食、耐力、設計法、腹板有効幅

出典 臼倉誠、金銅晃久、山口隆司、畠中彬、三ツ木幸子、橋本国太郎、杉浦邦征：鋼道路橋の腐食した桁端の耐力特性とその設計法に関する2、3の考察、構造工学論文集 Vol. 56A (2010年3月)

1. 目的

桁端部の断面欠損による耐力低下特性を、No. 1-6の論文をさらに詳しく把握するために、ウェブおよび補剛材下端の欠損範囲のケースを増やして検討を行った。

2. 解析モデル

腐食に5つの腐食位置に対して、高さ方向に10mm、30mm、100mmの欠損（板厚をゼロとした）を設定したケースと健全タイプ（ベースモデル、欠損なし）の解析を行った。

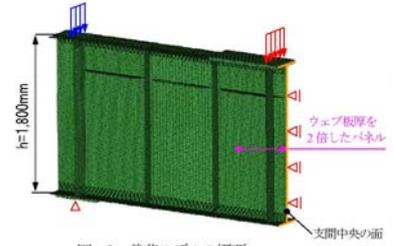


図-3 載荷モデルの概要

3. 耐力特性の分析

ソールプレートの形状の違いによる影響、欠損幅への影響、欠損高さの影響、支点部条件の違い（支点部の偏心の影響、支点部の拘束の影響）について分析した。

表-4 最大荷重の比較

欠損高さ	項目	欠損位置	健全ベースモデル	支間中央								補剛材欠損		健全	
				ウェブ欠損								片側	両側		
				径間側1	径間側2	径間側3	径間側4	桁端側1	桁端側2	桁端側3	桁端側4				
0mm	P_{max} [最大荷重]	0mm	2,460	0mm	130mm	190mm	250mm	300mm	130mm	190mm	250mm	300mm	0mm	-	-
10mm	P_{max}/P_{max} (健全)		1.00												
10mm	P_{max} [最大荷重]		-	2,150	2,020	1,880	1,810	1,810	2,180	1,970	1,780	1,400	1,900	1,320	2,030
10mm	P_{max}/P_{max} (健全)		-	0.87	0.82	0.76	0.74	0.89	0.80	0.72	0.57	0.77	0.54	0.83	
30mm	P_{max} [最大荷重]		-	2,150	2,000	-	-	2,150	1,940	1,740	1,370	1,900	1,310	-	
30mm	P_{max}/P_{max} (健全)		-	0.87	0.81	-	-	0.87	0.79	0.71	0.56	0.77	0.53	-	
100mm	P_{max} [最大荷重]		-	1,830	1,780	-	-	1,830	1,680	1,630	1,260	1,720	1,290	-	
100mm	P_{max}/P_{max} (健全)		-	0.74	0.72	-	-	0.74	0.68	0.66	0.51	0.70	0.52	-	

欠損高さ	項目	欠損位置	健全ベースモデル	支間中央								補剛材欠損		健全
				ウェブ欠損								片側	両側	
				径間側1	径間側2	径間側3	径間側4	桁端側1	桁端側2	桁端側3	桁端側4			
0mm	P_{max} [最大荷重]	0mm	2,450	0mm	130mm	190mm	250mm	300mm	130mm	190mm	250mm	300mm	0mm	-
0mm	P_{max}/P_{max} (健全)		1.00											
10mm	P_{max} [最大荷重]		-	2,120	2,020	1,940	1,850	2,210	2,060	1,890	1,470	1,910	1,310	-
10mm	P_{max}/P_{max} (健全)		-	0.87	0.82	0.79	0.76	0.90	0.84	0.77	0.60	0.78	0.53	-

4. 結論

(1) 可動側ソールプレートの場合と固定側ソールプレートの場合とで、ベースモデルおよび欠損高10mmの各モデルを比較した結果、最大耐力の差は大きい場合でも5%にとどまった。

(2) 実固定側ソールプレートおよび欠損高さ 10mm のケースにおいて、欠損幅の大きさに限らず、最大荷重到達後、支点上の桁端下端部のウェブと補剛材に降伏と局部座屈が発生した。

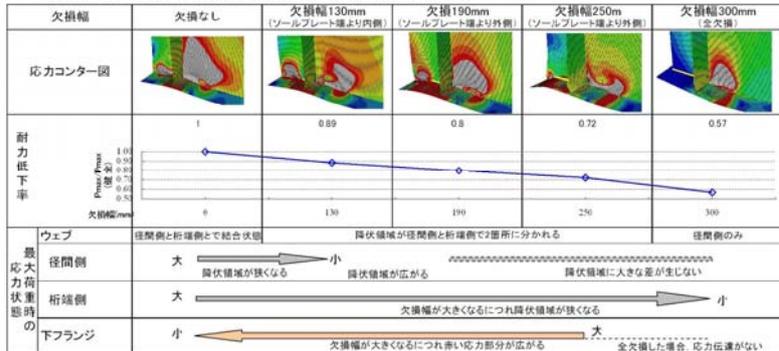
(3) ウェブ径間側欠損、ウェブ桁端側欠損、補剛材欠損の3ケースの崩壊メカニズムについて、降伏領域を中心とした応力状態および局部座屈の形状を確認した。欠損した範囲により、局部座屈が発生する起点が変化した。

(4) 桁端側全欠損時のケースを除いて、欠損断面積による耐力低下率はほぼ比例関係にあった。

(5) 固定側ソールプレートの補剛材両側欠損および桁端部全欠損のケースを除き、欠損高さ10mm、30mmと100mmとで座屈モードに違いが見られた。欠損高さ100mmの場合では、全体座屈の変形も確認された。

(6) 支点部を偏心により、径間側全欠損を除いたケースにおいて、約10%~20%の耐力低下が確認された。

表-6 ウェブ桁端側の欠損幅の増加に伴う降伏領域の変化一覽



最大耐力到達後、支点上の桁端下端部のウェブと補剛材に降伏と局部座屈が発生した。

キーワード 支点上補剛材、桁端腐食、耐力特性

出典 臼倉誠、山口隆司、豊田雄介、三ツ木幸子、金銅晃久：鉄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 Vol. 57A (2011年3月)

1. 目的

様々な局部腐食形状を有する主桁端部パネルのせん断耐力の把握を目的とする。

2. 実施方法

- ① 既往の調査研究および定期点検データに基づいて代表的な腐食形状を決定する。各腐食形状に対して3つの腐食進行パターンを仮定し、複合非線形有限要素解析を行う。
- ② 解析により得られたせん断座屈耐力を分析し、腐食形状および腐食進行程度とせん断座屈耐力の低下量の関係を検討する。

- ③ 端部パネルの局部腐食がクリティカルに影響を与える部分を提示する。

2. 腐食モデル

残留応力および初期たわみを考慮し、4種類の腐食形状と3つの腐食進行パターンを仮定し、合計45ケース実施。

3. 耐力低下の分析

AR領域：最もクリティカルな部分である。この腐食損傷パターンの実例は少ない。

BR領域：クリティカルな部分である。腐食形状が進行し、BR領域での断面欠損に至る。解析ケースでは、耐力の低下

LR領域：クリティカルな部分である。BR領域およびAR領域が損傷しない場合、せん断座屈耐力の変動は小さい。

4. 結論

(1) 腐食モデルと健全モデルの比較し、上フランジから支承部に向けて縦長方形の局部腐食が発生した場合、せん断耐力が必ず低下すること、他の腐食タイプでは断面欠損が生じてもただちに耐力の低下とならないことが分かった。

(2) 上フランジから支承部に向けて縦長方形の局部腐食が発生した場合、局部腐食により斜張力場が形成されず、端部パネルの終局モードがせん断降伏へ

(3) 上フランジから支承部に向けた縦長方形の腐食形状が最もクリティカルな部分であり、他の腐食状態についてはせん断耐力の変動は小さいものとなった。

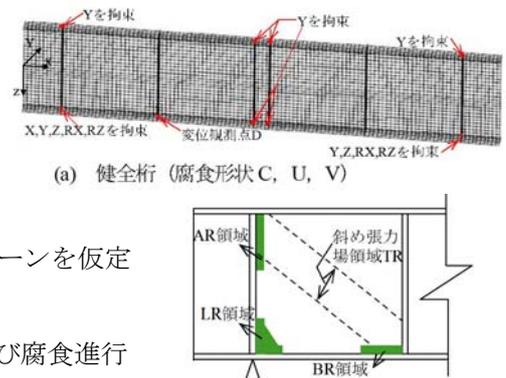


図-14 端部パネルにおけるクリティカルな部分

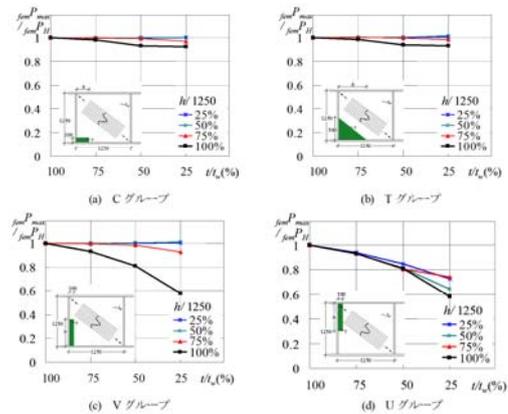


図-13 残留耐力と腐食率の関係

表-1 各解析モデルおよび耐力

モデル	腐食形状	h	t	σ_{max} / P_{D}	σ_{max} / P_{D}	σ_{max} / P_{D}	モデル	腐食形状	h	t	σ_{max} / P_{D}	σ_{max} / P_{D}	σ_{max} / P_{D}
Ch25t75	C	25	75	1624	1.099	1.002	Vh25t75	V	25	75	1626	1.101	1.003
Ch25t50			50	1618	1.095	0.998	Vh25t50			50	1622	1.098	1.001
Ch25t25			25	1617	1.095	0.998	Vh25t25			25	1621	1.098	1.000
Ch50t75			75	1624	1.099	1.002	Vh50t75			75	1639	1.110	1.011
Ch50t50			50	1620	1.096	0.999	Vh50t50			50	1628	1.102	1.005
Ch50t25			25	1618	1.095	0.998	Vh50t25			25	1622	1.098	1.000
Ch75t75		75	1617	1.095	0.998	Vh75t75	75	1614	1.093	0.996			
Ch75t50		50	1607	1.088	0.992	Vh75t50	75	1596	1.080	0.984			
Ch75t25		25	1572	1.064	0.970	Vh75t25	25	1501	1.016	0.926			
Ch100t75		75	1593	1.079	0.983	Vh100t75	75	1521	1.030	0.939			
Ch100t50		50	1509	1.021	0.931	Vh25t50	U	25	50	1375	0.931	0.849	
Ch100t25		25	1497	1.013	0.923	Vh25t25			75	1173	0.794	0.723	
Th25t75	75	1631	1.104	1.006	Uh50t75	25			1511	1.023	0.932		
Th25t50	50	1624	1.100	1.002	Uh50t50	50			1315	0.890	0.811		
Th25t25	25	1622	1.098	1.001	Uh50t25	25			1037	0.702	0.640		
Th50t75	75	1646	1.114	1.015	Uh75t75	75			1510	1.022	0.932		
Th50t50	50	1630	1.103	1.005	Uh75t50	75		1307	0.885	0.806			
Th50t25	25	1623	1.099	1.001	Uh75t25	25		1197	0.811	0.739			
Th75t75	75	1625	1.100	1.003	Uh100t75	U (V)		100	75	1511	1.023	0.932	
Th75t50	50	1617	1.095	0.998	(Vh100t75)				50	1313	0.889	0.810	
Th75t25	25	1600	1.083	0.987	(Vh100t50)					25	940	0.636	0.580
Th100t75	75	1600	1.083	0.987	(Vh100t50)								
Th100t50	50	1521	1.030	0.938	Uh100t25								
Th100t25	25	1509	1.022	0.931	(Vh100t25)								
H	健全			1621	1.097								

解析モデル符号の例：
 解析モデル Uh50t50：U：腐食形状、h50：h=50% t_0 、t50：t=50% t_0 のモデル。
 解析モデルグループ Uh50：U：腐食形状、h50：h=50% t_0 、t=25%、50%、75% t_0 の3モデル。

キーワード 鋼橋、プレートガーダー、せん断耐力、均一腐食、有限要素解析

出典 劉翠平、宮下剛、長井正嗣：端部パネルの局部腐食をもつ I 形断面桁のせん断耐力に関する考察、構造工学論文集 Vol. 57A (2011年3月)

1. 目的

支点上補剛材の腐食の程度に対する圧縮応力の低下を把握する。

2. 解析方法

供試体は、No. 1-5と同じものを使用している。載荷位置は、支点直上である。初期不整および残留応力は考慮している。

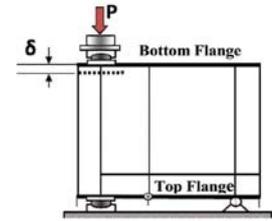


Figure 3. Sketch of test setup.

3. 腐食モデル

支点上補剛材の下端部 (片側) において、20mm、40mm、60mm、80mmの欠損高と欠損量。

Table 3. Test cases used in the study.

Damage height D _h (mm)	D _h /d (%)	Thickness reduction			
		25% (t = 9 mm)	50% (t = 6 mm)	75% (t = 3 mm)	100% (t = 0 mm)
20	1.8	D _h 20-t9	D _h 20-t6	D _h 20-t3	D _h 20-t0
40	3.6	D _h 40-t9	D _h 40-t6	D _h 40-t3	D _h 40-t0
60	5.4	D _h 60-t9	D _h 60-t6	D _h 60-t3	D _h 60-t0
80	7.2	D _h 80-t9	D _h 80-t6	D _h 80-t3	D _h 80-t0

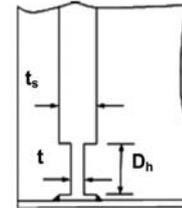


Figure 4. Typical damage considered in FE analysis.

4. 耐力低下の分析

Table 4. Comparison of ultimate capacity.

Damage height D _h (mm)	D _h /d (%)	Reduced thickness ratio (R), t/t _s								
		1	0.875	10.875	0.675	0.5	0.375	0.25	0.125	0
20	1.8	100	99.84	99.57	99.63	98.48	92.64	80.85	71.94	69.08
40	3.6	100	99.82	98.31	97.47	90.52	80.85	72.42	65.38	58.23
60	5.4	100	98.69	97.45	93.15	85.82	76.06	65.24	57.31	50.17
80	7.2	100	97.92	96.07	90.13	80.93	71.45	61.74	54.21	47.25

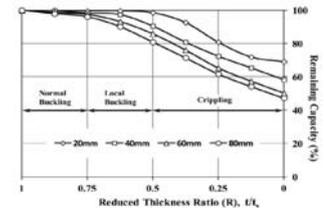


Figure 14. Remaining capacity vs. reduced thickness ratio.

5. 各欠損状態における損傷モード

Table 5. Failure modes of different analytical cases.

t (mm)	t/t _s	Damage height, D _h (mm)			
		20	40	60	80
10.5	0.875	Normal buckling	Normal buckling	Normal buckling	Normal buckling
9	0.75	Normal buckling	Normal buckling	Normal buckling	Normal buckling
7.5	0.625	Normal buckling	Local buckling	Local buckling	Local buckling
6	0.5	Normal buckling	Local buckling	Local buckling	Local buckling
4.5	0.375	Local buckling	Local buckling	Crippling	Crippling
3	0.25	Local buckling	Local buckling	Crippling	Crippling
1.5	0.125	Crippling	Crippling	Crippling	Crippling
0	0	Crippling	Crippling	Crippling	Crippling

$$R = \frac{(b/t_s)_{\text{healthy}}}{(b/t)_{\text{damaged}}} = \frac{t}{t_s}$$

6. 結論

- どの欠損高のケースにおいても欠損程度 25%以下であれば、支点上耐荷力は際立って低下しない。損傷高が 80mm で、t/t_s = 0.75 ならば、耐力低下は 4%である。
- t/t_s が0.50未満で損傷高が高いケースでは、クリッピングが発生した。また、損傷域の近傍で応力集中が発生して支点耐力が大きく低下した。
- 損傷高が 20mm のケースで t/t_s が0.5 から0.75 の範囲では、図14の曲線は他と比較してフラットとなっており、耐力は低下しない。
- 損傷高が低い20mmや40mmのケースでは、t/t_s が0.25~0.50の範囲では、損傷した補剛材で応力集中が生じる。
- 損傷高に依らず、支点部補剛材の欠損は、支点耐力が顕著に低下する結果となった。

キーワード	耐力、腐食、桁端部、垂直補剛材の損傷、残留応力
出典	Nauman Khurram, Eiichi Sasaki, Hiroshi Kihira, Hiroshi Katsuchi and Hitoshi Yamada : Analytical demonstrations to assess residual bearing capacities of steel plate girder ends、Structure and Infrastructure Engineering 2012, 1 11、iFirst article

1. 目的

プレートガータの支点上補剛材とウェブの局部腐食の損傷時のせん断耐力の影響を把握する。

2. 解析モデルおよび腐食形態

- 腐食形態は図 10 に示し、解析ケースは表 2 に示す。
- 初期不整および残留応力は考慮する。

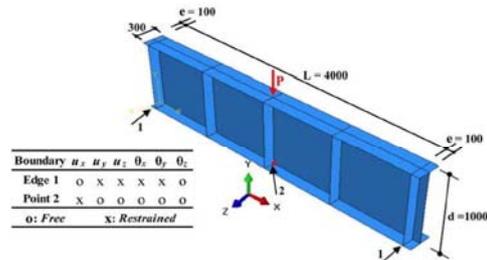


Figure 4. Detail dimensions of the girder model (Dimensions are in mm).

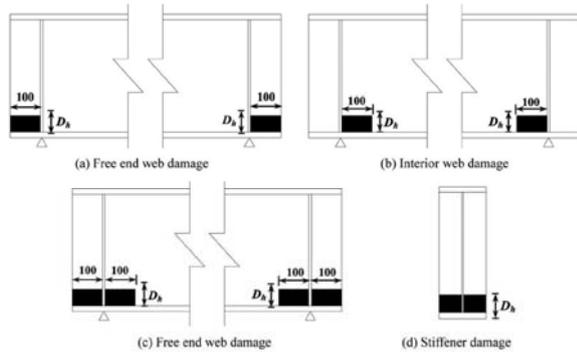


Figure 10. Different damage cases for shear capacity analysis.

Table 2. Detail of analytical cases

D_d (mm)	D_d/d (%)	t (mm)	Damage type	Analysis Case	t_r (mm)	t_w (mm)	Damage type	Analysis Case	Damage type	Analysis Case	t_r (mm)	t_w (mm)
20	2	25	1	S20075	6	4	WES20075	IWS20075	BWS20075	6	3	
				S20050	4	4	WES20050	IWS20050	BWS20050	4	2	
				S20025	2	4	WES20025	IWS20025	BWS20025	2	1	
				S2000	0	4	WES2000	IWS2000	BWS2000	0	0	
				S40075	6	4	WES40075	IWS40075	BWS40075	6	3	
				S40050	4	4	WES40050	IWS40050	BWS40050	4	2	
40	4	25	1	S40025	2	4	WES40025	IWS40025	BWS40025	2	1	
				S4000	0	4	WES4000	IWS4000	BWS4000	0	0	
				S80075	6	4	WES80075	IWS80075	BWS80075	6	3	
				S80050	4	4	WES80050	IWS80050	BWS80050	4	2	
				S80025	2	4	WES80025	IWS80025	BWS80025	2	1	
				S8000	0	4	WES8000	IWS8000	BWS8000	0	0	
60	6	25	1	S80075	6	4	WES80075	IWS80075	BWS80075	6	3	
				S80050	4	4	WES80050	IWS80050	BWS80050	4	2	
				S80025	2	4	WES80025	IWS80025	BWS80025	2	1	
				S8000	0	4	WES8000	IWS8000	BWS8000	0	0	
				S80075	6	4	WES80075	IWS80075	BWS80075	6	3	
				S80050	4	4	WES80050	IWS80050	BWS80050	4	2	
80	8	25	1	S80025	2	4	WES80025	IWS80025	BWS80025	2	1	
				S8000	0	4	WES8000	IWS8000	BWS8000	0	0	
				S100075	6	4	WES100075	IWS100075	BWS100075	6	3	
				S100050	4	4	WES100050	IWS100050	BWS100050	4	2	
				S100025	2	4	WES100025	IWS100025	BWS100025	2	1	
				S10000	0	4	WES10000	IWS10000	BWS10000	0	0	

3. せん断耐力の解析結果

終局時の解析結果は表 3 の通りである。

Table 3. Remaining shear capacity for different damage cases

Damage height D_d (mm)	D_d/d (%)	Damage case	Thickness reduction (t/t_r)						
			1	0.5	0.4	0.3	0.25	0.2	0.1
20	2	S	1	1	0.999	0.837	0.736	0.657	0.54
		WES	1	1	0.981	0.784	0.646	0.509	0.311
		IWS	1	1	0.991	0.79	0.663	0.512	0.314
		BWS	1	1	0.973	0.745	0.615	0.484	0.207
40	4	S	1	1	0.999	0.757	0.667	0.601	0.498
		WES	1	1	0.961	0.707	0.557	0.441	0.249
		IWS	1	1	0.976	0.713	0.586	0.449	0.252
		BWS	1	1	0.95	0.683	0.544	0.405	0.163
60	6	S	1	1	0.936	0.731	0.635	0.572	0.48
		WES	1	1	0.894	0.649	0.517	0.41	0.222
		IWS	1	1	0.917	0.665	0.55	0.436	0.228
		BWS	1	1	0.874	0.613	0.467	0.354	0.101
80	8	S	1	1	0.928	0.716	0.611	0.557	0.474
		WES	1	1	0.846	0.627	0.5	0.389	0.206
		IWS	1	1	0.867	0.642	0.532	0.404	0.214
		BWS	1	1	0.806	0.574	0.442	0.323	0.078
100	10	S	1	1	0.923	0.698	0.6	0.548	0.466
		WES	1	1	0.83	0.609	0.481	0.359	0.191
		IWS	1	1	0.843	0.63	0.508	0.38	0.2
		BWS	1	1	0.793	0.548	0.417	0.274	0.067

4. 結論

- 支承销付近のウェブのみの局部損傷は崩壊モードの変化や終局強度や後座屈強度も影響を与えない。
- 支承销補剛材の50%以上 せん断破壊からcripling (全体座屈) の崩壊モードに移行する。
- 支承销補剛材の完全な欠損は、ウェブにおけるせん断応力の水平成分に対して抵抗する柱としての機能を減らし、終局応力が減少する。

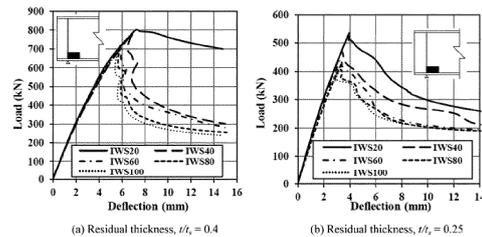


Figure 14. Load-displacement curves for the cases with stiffener plus interior web damage.

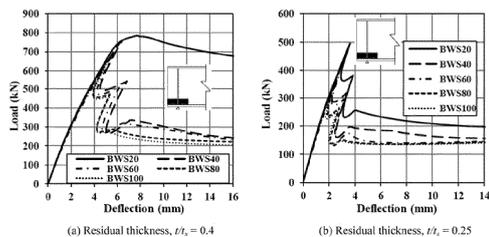


Figure 15. Load-displacement curves for the case with stiffener plus both sides web damage.

キーワード

耐荷力、腐食、桁端部、垂直補剛材の損傷、残留応力

出典

Nauman Khurram, Eiichi Sasaki, Hiroshi Katsuchi, and Hitoshi Yamada : Finite Element Investigation of Shear Capacity of Locally Corroded End Panel of Steel Girder, International Journal of Steel Structures December 2013, Vol 13, No 4, 623-633

1. 目的

支点部近傍で種々の腐食パターンを想定し、腐食が支点部耐力に及ぼす影響を検討する。

2. 解析モデル

- ・ 支点直上の上フランジに載荷
- ・ 鋼・合成構造標準示方書設計編にある支間長 $l = 33m$
- ・ 初期不整および残留応力を考慮する。

3. 腐食モデル

腐食モデルは基本モデルにその組み合わせにより

3 グループ設定する。

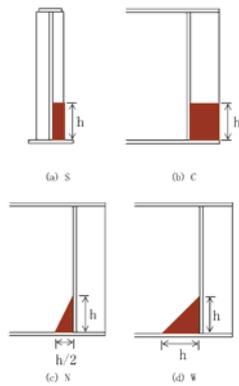


表-1 腐食パターン

グループ	腐食パターン	使用する基本モデル
1	1S	S
	1C	C
	1N	N
	1W	W
2	2N	S, C, N
	2W	S, C, W
3	3N	S, S, C, N
	3W	S, S, C, W

図-2 腐食の基本モデル

4. 結論

- (1) 桁端張出部、支点上補剛材の腐食は、スパン側ウェブの腐食より、支点部耐力を大きく低下させる。
- (2) スパン側ウェブの腐食は、腐食領域面積が2倍程度異なっても、支点部耐力の低下に大差はない。
- (3) 腐食領域の高さがウェブ高10%の場合、スパン側ウェブの腐食のみでは、支点部耐力は低下しない。
- (4) 桁端張出部・補剛材が単独の腐食時、板厚減少量が2mmであれば、支点部耐力は大きく低下しない。
- (5) 支点部耐力は、板厚減少量の増加にほぼ比例して低下する。
- (6) 腐食領域の大きさ（高さ）と支点部耐力の低下に比例関係は認められない。
- (7) グループ2、3の腐食では、腐食領域の高さがウェブ高さの10%であれば、板厚減少量2 mmでの支点部耐力の低下は小さい。グループ2、3の腐食では、平均的には、 Δt の増加とともに支点部耐力が大きく低下する。
- (8) グループ1の腐食よりもグループ2、3の方が、支点部耐力を大きく低下させる（平均値30%程度）。
- (9) グループ3の腐食モデルと比較すると、グループ2の腐食モデルの支点部耐力低下は大きく、板厚減少量の増加に伴い、その差が大きくなる傾向も認められる。

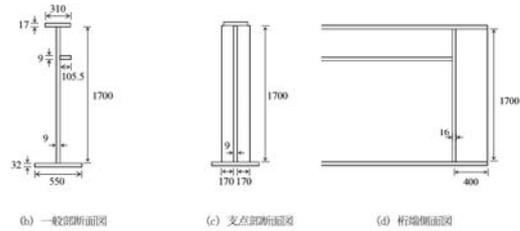


図-1 鋼 I 桁モデル

表-2 支点部耐力

腐食パターン	Δt (mm)	h/h_0	P_{max}/P_0	腐食パターン	Δt (mm)	h/h_0	P_{max}/P_0		
1S	2	0.1	0.998	2N	2	0.1	0.939		
		0.2	0.952			0.2	0.835		
		0.4	0.924			0.4	0.772		
	4	0.1	0.928		4	0.1	0.691		
		0.2	0.841			0.2	0.562		
		0.4	0.787			0.4	0.507		
		0.1	0.801			0.1	0.328		
		0.2	0.747			0.2	0.297		
		0.4	0.714			0.4	0.272		
	1C	2	0.1		1.000	2W	2	0.1	0.932
			0.2		0.921			0.2	0.821
			0.4		0.893			0.4	0.753
4		0.1	0.926	4	0.1		0.670		
		0.2	0.848		0.2		0.551		
		0.4	0.806		0.4		0.492		
		0.1	0.865		0.1		0.312		
		0.2	0.772		0.2		0.275		
		0.4	0.728		0.4		0.268		
1N		2	0.1	1.000	3N		2	0.1	0.966
			0.2	0.965				0.2	0.856
			0.4	0.962				0.4	0.787
	4	0.1	1.000	4		0.1	0.710		
		0.2	0.987			0.2	0.632		
		0.4	0.913			0.4	0.542		
		0.1	0.999			0.1	0.516		
		0.2	0.970			0.2	0.452		
		0.4	0.871			0.4	0.375		
	1W	2	0.1	1.000		3W	2	0.1	0.941
			0.2	0.987				0.2	0.839
			0.4	0.941				0.4	0.767
4		0.1	1.000	4	0.1		0.699		
		0.2	0.961		0.2		0.620		
		0.4	0.883		0.4		0.539		
		0.1	0.998		0.1		0.473		
		0.2	0.919		0.2		0.430		
		0.4	0.819		0.4		0.338		

キーワード	鋼 I 桁、腐食、非線形有限要素解析、支点部耐力
出典	山口栄輝、赤木利彰：腐食した鋼 I 桁の支点部耐力に関する考察、構造工学論文集 Vol. 59A (2013年3月)

1. 目的

本研究では、次の項目を目的として、せん断座屈試験を実施することとする。

- A) 部分貼り工法における最適補修量の検討
- B) 腐食領域に応じた合理的な補修範囲の検討
- C) せん断強度評価式の精度検証(3 層以上)

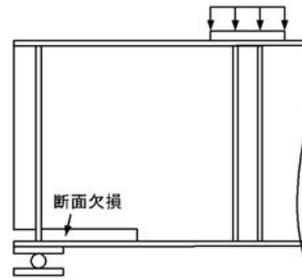
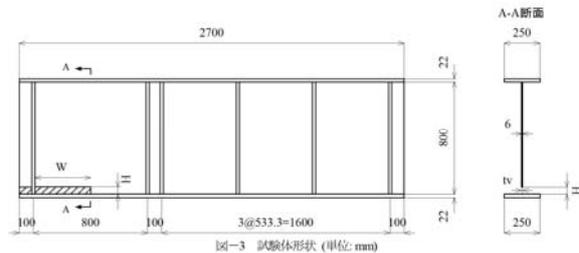
※このレビューではせん断耐力に関する箇所を抜粋す

2. 実験モデル

- ・ 支間中央に載荷
- ・ 試験体：図-3参照
- ・ 初期不整および残留応力を考慮する。

3. 腐食モデル

腐食モデルはウェブの損傷領域（幅、高さ、板厚）を考慮し設定する。



(a) 腐食形状



(a) GA-1

表-5 試験結果 一覧

試験目的	試験体番号	腹板の損傷等成			補修方法	最大荷重 [kN]	強支増加率 [%]	備考
		幅 [W]	高さ [H]	板厚 [t]				
(A)	GA-1	全幅 (100%)	50 mm (6.25%)	ザグリ	-	883	-	-
	GA-2			部分貼り	931	5.44	GA-1 に対する	
	GA-3			貫通孔	766	-	-	
	GA-4			部分貼り	949	23.89	GA-3 に対する	
(B-1)	GB1-1	1/2 幅 (50%)	50 mm (6.25%)	ザグリ	-	1,021	-	-
	GB1-2			部分貼り	994	-2.64	GB1-1 に対する	
	GB1-3			貫通孔	1,025	-	-	
	GB1-4			部分貼り	1,021	-0.39	GB1-3 に対する	
(B-2)	GB2-1	全幅 (100%)	200 mm (25.00%)	ザグリ	-	910	-	-
	GB2-2			部分貼り	1,050	15.38	GB2-1 に対する	
(C)	GC-1	-	-	-	-	931	-	-
	GC-2	-	-	-	全面貼り	1,259	35.23	GC-1 に対する

【せん断強度の評価式 (簡易法)】

$$\tau_{\sigma}^{s+d} = \begin{cases} \frac{\tau_e^{s+d}}{\sqrt{0.8 \cdot \tau_e^{s+d} \cdot \tau_y}} & (\tau_e^{s+d} \leq 0.8\tau_y) \\ \tau_e^{s+d} & (\tau_e^{s+d} > 0.8\tau_y) \end{cases} \quad (5)$$

$$\tau_e^{s+d} = k_s \cdot \frac{\pi^2 E_s}{12(1-\nu_s^2)} \left(\frac{t_{s+d}}{h} \right)^2 \quad (6)$$

$$k_s = \begin{cases} 5.34 + 4.00/\alpha^2 & (\alpha \geq 1.0) \\ 4.00 + 5.34/\alpha^2 & (\alpha < 1.0) \end{cases} \quad (7)$$

$$t_{s+d} = t_s + \frac{E_L}{E_s} \times t_e \times n \times 2 \quad (8)$$

4. 結論

(1) 腹板の支点側1/2 領域が欠損している場合には、せん断強度の低下は見られなかった。このことから、本試験のように腐食高さが腹板高さの1 割未満という条件であれば、腹板の支点側1 / 2 領域が腐食しているような状態については、せん断補修の対象とする必要がないと言える。ただし、支点部柱としての耐力低下が危惧されるため、柱としての補修対策は必要である。

(2) せん断強度評価式を用いることで、精度良くせん断強度を評価できることを確認した。

キーワード	炭素繊維シート、鋼桁橋、せん断座屈、補修工法
出典	鋼橋桁端部腹板の腐食に対する炭素繊維シートを用いた補修・補強法の最適設計方法に関する一考察、構造工学論文集Vol. 60A (2014年3月)

1. 目的

プレートガータの支点上補剛材とウェブの局部腐食の損傷時の支上部耐力の影響を把握する。

2. 解析モデルおよび腐食形態

- 腐食形態は図 10 に示し、解析ケースは表 2 に示す。
- 初期不整および残留応力は考慮する。

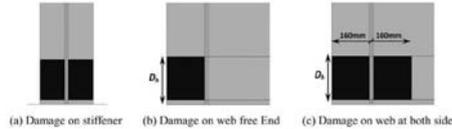
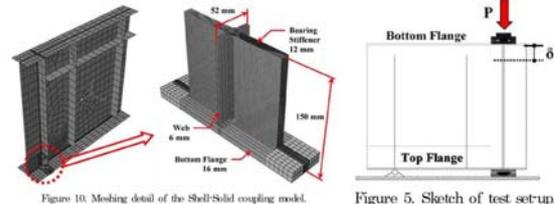


Figure 23. Various damage cases considered in the study.

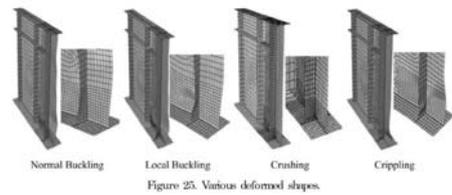


Figure 25. Various deformed shapes.

Table 5. Various FE cases for bearing capacity analysis

D _x (mm)	D _x /d (%)	t (mm)	Damage type	Analysis Case	D _x /d (%)	t _c (mm)	Damage type	Analysis Case	Damage type	Analysis Case	Damage type	Analysis Case	D _x /d (%)	t _c (mm)
30	1.8	25	Stiffener Flange only (SF)	820075	9	6	Stiffener Flange Flange End Damage (WFS)	WES20075	Stiffener Flange Web Damage (WS)	BWS20075	Stiffener Flange from both Side (WBS)	BWS20075	9	4.5
				820050	6	6		WES20050		BWS20050		6	3	
				820025	3	6		WES20025		BWS20025		3	1.5	
				82000	0	6		WES2000		BWS2000		0	0	
				810075	9	6		WES10075		BWS10075		9	4.5	
				810050	6	6		WES10050		BWS10050		6	3	
40	3.6	25	Stiffener Flange only (SF)	810025	3	6	Stiffener Flange Flange End Damage (WFS)	WES10025	Stiffener Flange Web Damage (WS)	BWS10025	Stiffener Flange from both Side (WBS)	BWS10025	3	1.5
				81000	0	6		WES1000		BWS1000		0	0	
				800075	9	6		WES0075		BWS0075		9	4.5	
				800050	6	6		WES0050		BWS0050		6	3	
				800025	3	6		WES0025		BWS0025		3	1.5	
				80000	0	6		WES000		BWS000		0	0	
60	5.4	25	Stiffener Flange only (SF)	800075	9	6	Stiffener Flange Flange End Damage (WFS)	WES0075	Stiffener Flange Web Damage (WS)	BWS0075	Stiffener Flange from both Side (WBS)	BWS0075	9	4.5
				800050	6	6		WES0050		BWS0050		6	3	
				800025	3	6		WES0025		BWS0025		3	1.5	
				80000	0	6		WES000		BWS000		0	0	
				750075	9	6		WES0075		BWS0075		9	4.5	
				750050	6	6		WES0050		BWS0050		6	3	
80	7.2	25	Stiffener Flange only (SF)	750025	3	6	Stiffener Flange Flange End Damage (WFS)	WES0025	Stiffener Flange Web Damage (WS)	BWS0025	Stiffener Flange from both Side (WBS)	BWS0025	3	1.5
				75000	0	6		WES000		BWS000		0	0	
				880075	9	6		WES80075		BWS80075		9	4.5	
				880050	6	6		WES80050		BWS80050		6	3	
				880025	3	6		WES80025		BWS80025		3	1.5	
				88000	0	6		WES8000		BWS8000		0	0	
100	9	25	Stiffener Flange only (SF)	810075	9	6	Stiffener Flange Flange End Damage (WFS)	WES10075	Stiffener Flange Web Damage (WS)	BWS10075	Stiffener Flange from both Side (WBS)	BWS10075	9	4.5
				810050	6	6		WES10050		BWS10050		6	3	
				810025	3	6		WES10025		BWS10025		3	1.5	
				81000	0	6		WES1000		BWS1000		0	0	

3. 支上部耐力の解析結果

終局時の解析結果は表 3 の通りである。

Table 6. Ultimate bearing capacity and deformed shapes for various analysis cases

Damage type	Analysis Case	P _u (kN)	P _u /P _{u,100}	Failure mode	Damage type	Analysis Case	P _u (kN)	P _u /P _{u,100}	Failure mode					
Stiffener Damage only (SF)	820075	1007	0.996	Normal	Stiffener Flange from both Side (WBS)	WES20075	1005.2	0.993	Normal					
	820050	996.5	0.985	Normal		WES20050	977.09	0.966	Normal					
	820025	818.1	0.809	Local		WES20025	666.36	0.659	Local					
	82000	689	0.691	Crushing		WES2000	439.57	0.434	Crushing					
	810075	994.7	0.983	Normal		WES10075	988.44	0.977	Normal					
	810050	916	0.905	Local		WES10050	849.43	0.839	Local					
	810025	732.8	0.724	Local		WES10025	553.77	0.547	Crippling					
	81000	589.2	0.582	Crippling		WES1000	345.36	0.341	Crushing					
	800075	986.9	0.975	Normal		WES0075	961.31	0.95	Normal					
	800050	868.3	0.858	Local		WES0050	756.61	0.748	Crippling					
	800025	600.8	0.653	Crippling		WES0025	481.62	0.476	Crippling					
	80000	507.6	0.502	Crippling		WES000	306.32	0.303	Crippling					
	880075	972.1	0.961	Normal		WES80075	930.98	0.92	Normal					
	880050	818.9	0.800	Local		WES80050	711.44	0.703	Crippling					
	880025	624.7	0.617	Crippling		WES80025	453.04	0.448	Crippling					
	88000	478.09	0.472	Crippling		WES8000	309	0.305	Crippling					
	S100075	949.9	0.939	Normal		WES100075	903.45	0.893	Normal					
	S100050	786.5	0.777	Local		WES100050	675.94	0.668	Crippling					
	S100025	612.4	0.605	Crippling		WES100025	439.06	0.435	Crippling					
	S10000	451.6	0.446	Crippling		WES10000	313.79	0.31	Crippling					
											BWS20075	1000.6	0.989	Normal
											BWS20050	927.19	0.916	Normal
											BWS20025	500.01	0.553	Local
											BWS2000	91.253	0.09	Crushing
											BWS10075	903.38	0.949	Normal
											BWS10050	740.62	0.731	Crippling
											BWS10025	339.86	0.336	Crippling
											BWS1000	91.253	0.09	Crushing
											BWS0075	925.21	0.914	Normal
											BWS0050	657.13	0.653	Crippling
									BWS0025	283.91	0.29	Crippling		
									BWS000	91.253	0.09	Crippling		
									BWS80075	884.8	0.874	Normal		
									BWS80050	573.6	0.567	Crippling		
									BWS80025	264.57	0.261	Crippling		
									BWS8000	91.25	0.09	Crippling		
									BWS100075	848.19	0.838	Local		
									BWS100050	528.82	0.523	Crippling		
									BWS100025	253.95	0.251	Crippling		
									BWS10000	91.253	0.09	Crippling		

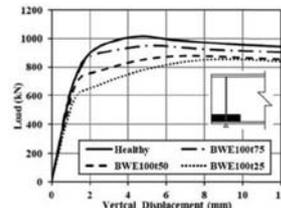


Figure 24. Effect of web damage at both side of stiffener on bearing capacity.

4. 結論

- ウェブの局所的な小さい損傷し完全な欠損した場合に、支点上補剛材は圧縮力に抵抗するために重要な役割がある。
- 局部塑性拘束効果は均一な損傷や小さい損傷時において支配的である。この影響は不均一な損傷のタイプでは小さくなる。さらには大きい損傷高さの場合は失われる。
- 60mmの比較的大きな支点上補剛材の損傷は、損傷領域内に局部座屈が移行しても大幅に耐力が減る。
- ウェブの損傷が支点上補剛材の損傷と組み合わせた場合、終局耐力は急激に減少する。

キーワード 耐力、腐食、桁端部、垂直補剛材の損傷、残留応力

出典 Nauman Khurram, Eiichi Sasaki, Hiroshi Katsuchi, and Hitoshi Yamada : Finite Element Investigation of Shear Capacity of Locally Corroded End Panel of Steel Girder

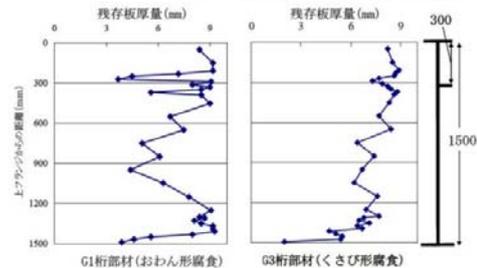
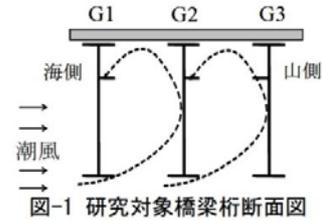
International Journal of Steel Structures December 2013, Vol 13, No 4, 623-633

1. 目的

長期自然暴露された鋼 I 桁橋を対象に腐食減厚量の調査を行った結果を用いて、弾塑性 FEM 解析を行い、構造部位別に異なる腐食形状が、鋼 I 桁橋の腐食残存耐荷力に及ぼす影響について検討を行った。

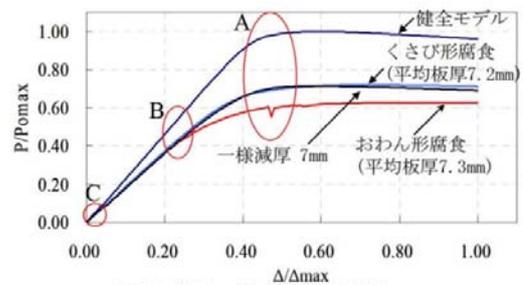
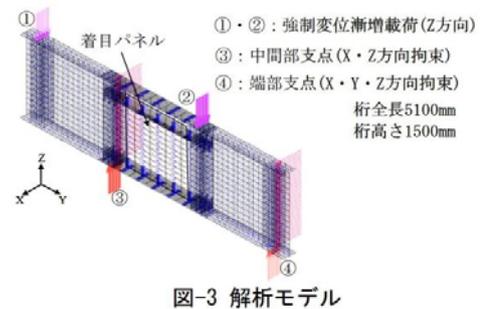
2. 腐食減厚板厚計測

腐食による板厚減少量を垂直補剛材間隔1500mm×ウェブ高さ1500mm を1パネル単位で、超音波厚さ計(UT)を用いて測定した。図-1 に研究対象橋梁の断面図を示す。図-2 に示す残存板厚調査結果より、G1 桁は潮風があたるウェブの中央、海塩粒子が堆積する水平補剛材の上面、下フランジの近傍でウェブ板厚が減少している(おわん形腐食)。次にG3桁では、直接潮風があたるウェブ中央から、海塩粒子が堆積する下フランジに向かうに従って、板厚が減少している(くさび形腐食)。



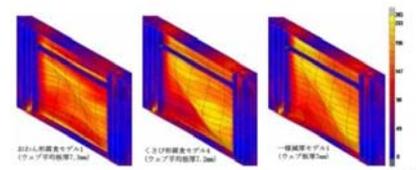
3. 耐荷力特性

図-3 にFEM解析モデルを示す。3パネルの内、中間パネルに腐食形状をモデル化した。材料非線形挙動はvon Misesの降伏条件式に従うものとし、構成則はバイリニア型とした。また、荷重は桁の端部・中間部にそれぞれ強制変位を与えることによって、中間パネルにせん断座屈を生じさせた。図-7 に平均板厚がほぼ7mmのおわん形腐食形状モデル、くさび形腐食モデルと板厚が7mmの一樣減厚モデルの荷重-鉛直変位曲線を示す。図-7 から明らかなように、おわん形腐食モデルが最も低い耐荷力を示した。また、くさび形腐食モデルと一樣減厚モデルは、ほぼ同程度の耐荷力を示した。また、図-9 に図-7 で示したA点における変形モード、およびvon Misesの相当応力度分布を示す。おわん形腐食モデルでは、くさび形腐食モデル、一樣減厚モデルとは異なり、ウェブ面に発生する張力場は、十分に形成されていない。



4. 結論

- (1) ウェブ厚を一樣に減少させたモデルよりも、実際の腐食形状を再現させたモデルにおいて、耐荷力は低下する特性を示した。
- (2) 実際の腐食形状により、ウェブに生じる面外変形モード、及び張力場の形成が異なる耐荷力特性を示した。



キーワード

鋼 I 桁橋、FEM 弾塑性解析、残存板厚量、耐荷力、腐食損傷

出典

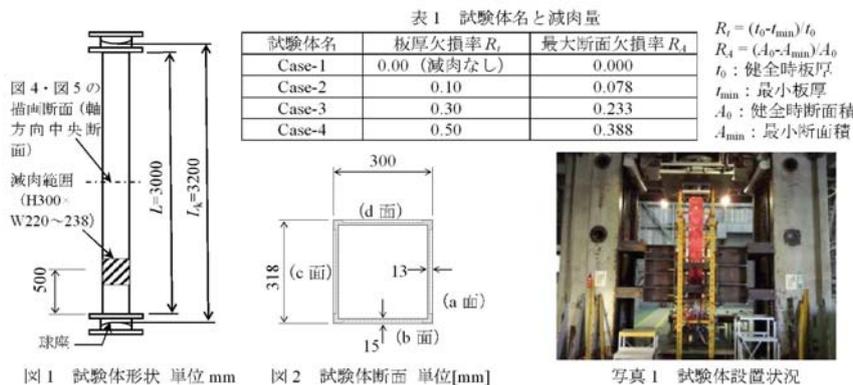
琉球大学 下里哲弘、沖縄建設弘済会 玉城喜章ほか：長期自然暴露された鋼 I 桁橋の構造部位別の腐食特性(その3)～腐食特性と腐食残存耐荷力特性～、土木学会第65回年次学術講演会 I-159

1. 目的

腐食(減肉)を有する部材の残存耐荷力を精度よく評価するためには、まず腐食の生じた部材の残存耐力を把握することが不可欠である。本研究では建設後約 50 年を経過したトラス橋梁の箱断面を有する斜材を試験体とし、圧縮試験を行うことにより、残存耐荷力を把握する。

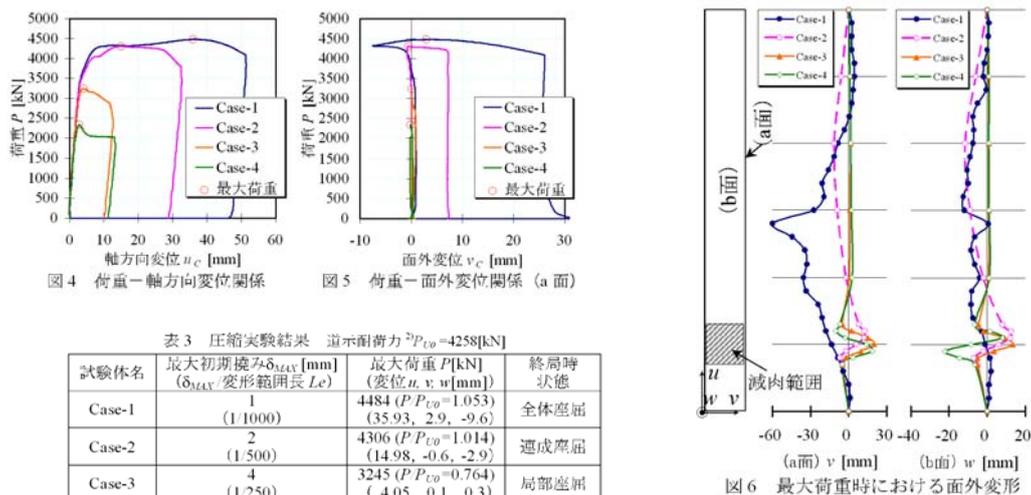
2. 試験体について

対象とする圧縮部材は実橋梁の斜材から切り出して製作したが、これらの斜材には有意な腐食が認められなかったため、部材の一部を切削加工によって模擬腐食を導入した。



3. 圧縮試験結果

- ・ 図 4、5 より CASE1、2 は軸方向変位が急増した後も最大荷重を迎えるまでに荷重を維持しながら変位が増加し、粘りのある挙動を示している。
- ・ 図 6 より CASE1 は S 字状の全体座屈モードとなることがわかる。
- ・ 図 6 より CASE3、4 は全体変形がほとんど見られず、減肉部の局部座屈が支配的であることがわかる。



4. まとめ

表 3 にて健全時断面における道示耐荷力と比較すると、初期撓みおよび板厚欠損率の大きい CASE3、4 では道示耐荷力到達前に終局状態を迎えたが、CASE1、2 は道示耐荷力以上の残存耐力を確保した。

キーワード	腐食、トラス橋斜材、残存耐荷力、残留応力、圧縮実験
出典	山沢哲也、野上邦栄、小峰翔一、依田照彦、笠野英行： 模擬腐食を導入した既設トラス橋圧縮斜材の耐荷力実験(土木学会第 67 回年次学術講演

(5) 腐食した桁端部の耐力評価式

腐食した桁端部の耐力評価式に関連する研究を整理する。既往の研究一覧は表 4-2-2 の通りである。なお、既往研究において、解析により耐力算出した研究を■と表し、実験により耐力を算出した研究を●と表した。

表 4-2-2 評価式の文献調査リスト

No.	文献題名	著者	雑誌名	号巻 (発行年)
2-1	Capacity loss due to corrosion in steel-girder bridges、	J. R. Kayser and A. S. Nowak	ASCE Journal of Structural engineering、 Vol. 115、 No.6、 pp. 1525-1537	(1989)
2-2	腐食減厚に伴う合成 I 桁及び I 断面柱の残存耐力評価に関する一考察 (■)	野上 邦栄、山沢 哲也、小栗友、紀加藤 美幸	構造工学論文集 vol.47A	(2001)
2-3	腐食が原因で取り替えられた実鋼橋支点部の載荷実験および解析 (■、●)	Vo Tanh Hung、永澤洋、佐々木栄一、市川篤司、名取暢	土木学会論文集、 No. 710/I-60、 pp. 141-151	(2002)
2-4	腐食鋼板のせん断耐力とその評価法 (■、●)	海田辰将、藤井堅、原考志、中村秀治、宇野谷実	構造工学論文集 vol.50A	(2004)
2-5	鋼道路橋の腐食した桁端の耐力特性とその設計法に関する 2、3 の考察 (■)	白倉誠、金銅晃久、山口隆司、畠中彬、三ツ木幸子、橋本国太郎、杉浦邦征	構造工学論文集 Vol. 56A	(2010)
2-6	Finite Element Investigation of Shear Capacity of Locally Corroded End Panel of Steel Plate Girder (■)	Nauman Khurram、 Eiichi Sasaki、 Hiroshi Katsuchi、 and Hitoshi Yamada	International Journal of Steel Structures December 2013、 Vol 13、 No 4、 623-633 DOI 10.1007/s13296-013-4004-z	(2013)
2-7	Experimental and Numerical Evaluation of Bearing Capacity of Steel Plate Girder Affected by End Panel Corrosion (■、●)	Nauman Khurram、 Eiichi Sasaki、 Hiroshi Katsuchi and Hitoshi Yamada	International Journal of Steel Structures September 2014、 Vol 14、 No 3、 659-676 DOI10.1007/s13296-014-3023-8	(2014)

凡例

- ：解析により耐力評価を検討した研究
- ：実験により耐力を算出した研究

1. 目的

環境に応じて腐食劣化の進行速度を定式化し、それが曲げ、せん断、支圧強度に与える影響を個別に論じた上で、これらを組み合わせ、腐食劣化が鋼橋の安全性能に与える影響について検討する。

※せん断強度と支圧強度に限定して抜粋する。

2. 各強度の低下

腐食がせん断強度に与える影響についての検討結果を4種類の鋼桁について図8に示す。せん断強度は、座屈が発生するまで線形に減少するものの、座屈が発生するとせん断強度は急速に低下する。せん断力は支点部で最も大きくなり、ここはウェブの腐食が最も多い。ウェブが欠損すると、断面減少に起因してせん断強度が低下する。

腐食が支圧強度に与える影響をみるために、様々な腐食レベルにおける支圧強度を3種類の鋼桁橋に対して評価する。その結果を図10に示す

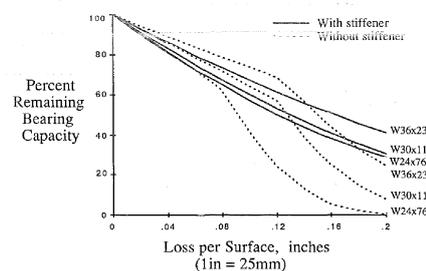
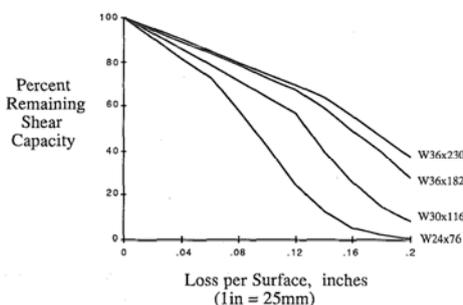


FIG. 10. Reduction in Bearing Capacity Due to Corrosion

2. 設計耐力の評価法の検討

ウェブの支圧強度を評価するのに、板の理論を用いる。鋼桁の端ウェブパネルは、支点部で反力に抵抗する。このパネルは、3辺が支持され、1辺で荷重を受ける長方形板としてモデル化される。支圧を受けるウェブの有効範囲は、ソールプレートの大きさに依存する。多くの場合、ソールプレートの長さは、下フランジの幅と等しい。支圧に抵抗するウェブの長さをフランジの幅とフランジならびにウェブのフィレットの板厚を足したものに等しいと仮定する。支圧強度は板の式を用いて、次のように計算される。

$$F_{wb} = k \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)(b/t_w)^2} \leq F_y \tag{4}$$

ここで、 k は座屈係数(=1.28)、 ν はポアソン比、 b は支点部ウェブの長さ、 t_w はウェブの厚さである。

4. 結論

(1) 劣化した鋼橋の耐荷力は、腐食の位置と進行速度に関する情報を組合せて、構造解析を援用することで計算が可能である。腐食は橋梁の耐荷力に対して大きな影響を与える。しかし、腐食の影響は部材に依存して変化する。耐荷力の低下は、特に圧縮を受ける板厚が薄い部材で大きい。このため、新設橋梁の設計を支配する抵抗モードは既設橋梁のものとは異なる。

(2) 支点部補剛材を有しないウェブの支圧強度を評価するために、板理論を用いた。ここでは、板の座屈を考慮する。その結果、スパン長が12mの橋梁ではウェブの座屈が崩壊に対して支配的なモードとなった。一方、スパン長が18mの橋梁ではウェブの板厚が厚いことから、このような結果にはならなかった。鋼橋に対して適切な維持管理と塗装がなされない場合、支点部補剛材を設置すべきである。支点部補剛材は、腐食に対して構造物の耐久性を向上させる。支点部補剛材の効果は、軽量断面の短スパン橋梁ほど大きい。

キーワード	-
出典	J. R. Kayser and A. S. Nowak: Capacity loss due to corrosion in steel-girder bridges、ASCE Journal of Structural Engineering、Vol.115、No.6、pp.1525-1537、1989

1. 目的

腐食による終局強度特性、および耐荷力の低下に影響を及ぼすパラメータ因子を弾塑性有限変位解析的に明らかにし、残存耐力評価式を提案すること

2. 解析モデル

- ・支間長 $l=33m$ の単純活荷重合成I桁橋の外桁断面
- ・下フランジおよび腹板の材質（SM490Y）、鉛直および水平補剛材はSM400である。
- ・初期不整は考慮する。残留応力は考慮しない。

3. 腐食形態

腐食形態は、著者らの経験、および一般的に生じている腐食状況を考慮し、代表的な腐食形態として、部材のフランジ上面が全面腐食した場合と局部腐食が生じた場合について検討している。

4. 腐食モデル

①全面均一腐食、②全面不均一腐食、③支間中央部の局部腐食、⑥縁端部の局部腐食、⑦1/4点局部腐食の5種類の腐食モデルを設定する。

5. 下フランジ上面の腐食による残存耐力評価式

解析結果および最小断面の欠損率に関する事項の詳細は論文No. 1-2を参照する。評価式は解析結果より設定している。

パラメータを用いて、全面均一腐食モデルの圧縮耐力と体積欠損率 β_{min} に置き換えた次式を柱の近似相関式として提案される（式11）。また、上式は基準モデルの圧縮耐力 P_{cr0} を用いて表すことができる（式12）。

全面均一腐食 l/r の変化が圧縮耐力を与える影響について解析した結果が図-18である。

6. 結論

腐食板厚した柱の圧縮耐力は、最小断面欠損率 β_{min} を用いる

的に表すことができる。全面均一腐食の柱の場合、細長比の違いによる残存耐力は、基本モデルの耐荷力曲線である式を用いた式で与えられる。この式は換算細長比 λ と最小断面欠損率 β_{min} の関数となる。

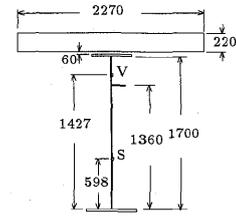


図-2 基本モデル断面形状 (mm)

表-1 断面諸元

部材	寸法
上フランジ	310×19
腹板	1700×9
下フランジ	530×32
垂直補剛材	110×9
水平補剛材	100×9

(mm)

表-3 柱の腐食モデル

腐食モデル	体積欠損率 α'	最大腐食深さ d_{max} (mm)	腐食形態
b0-00-00	0.0	0.00	基本モデル
a1-00-10	0.1	2.8	① 全面均一腐食
a1-43-10	0.1	5.6	② 全面不均一腐食
a1-85-10	0.1	5.6	③ 全面不均一腐食
pc-11-10	0.1	6.9	④ 中央部局部腐食
pe-12-10	0.1	5.6	⑤ 縁端部局部腐食
pq-21-10	0.1	5.6	⑦ 1/4点局部腐食
a1-00-20	0.2	5.6	①
a1-43-20	0.2	11.2	②
a1-85-20	0.2	11.2	③
pc-11-20	0.2	13.8	④
pe-12-20	0.2	11.2	⑤
pq-21-20	0.2	11.2	⑦
a1-00-30	0.3	8.4	①
a1-43-30	0.3	16.8	②
a1-85-30	0.3	16.8	③
pc-11-30	0.3	20.7	④
pe-12-30	0.3	16.8	⑤
pq-21-30	0.3	16.8	⑦

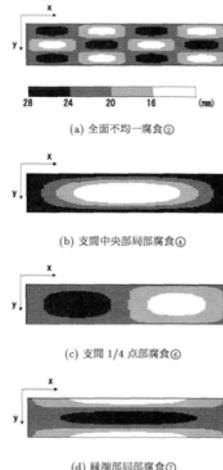


図-7 柱の腐食概念図

【最小断面欠損率 β_{min} 】

$$\beta_{min} = \frac{A_{If0} - A'_{min}}{A_{If0}} \quad A_{Ifc} : \text{腐食モデル支間中央部下フランジ断面積} \\ A_{If0} : \text{基本モデル支間中央部下フランジ断面積} \\ A'_{min} \text{ は、各腐食モデルにおける下フランジの最小断面積である。}$$

$$\frac{P_{cr}}{P_y} = 0.878 - 0.720 \beta_{min} \quad (11)$$

$$\frac{P_{cr}}{P_{cr0}} = 1 - 0.820 \beta_{min} \quad (12)$$

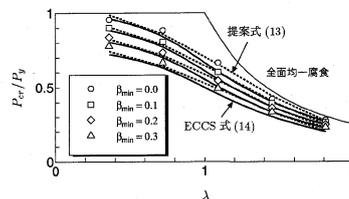


図-18 全面均一腐食した柱の強度相関曲線

耐力を統一

キーワード 腐食、耐荷力低下、終局耐力、柱、合成I桁、弾塑性有限変位解析

出典 野上 邦栄、山沢 哲也、小栗友紀、加藤 美幸：腐食減厚に伴う合成I桁及びI断面柱の残存耐力評価に関する一考察(構造工学論文集 vol.47A (2001年3月))

1. 目的

腐食が鋼端の耐力に及ぼす影響を把握することを目的に、架設されてから25年間供用された後腐食が原因で架替となった実鋼橋を入手し、実験および解析により耐力の検討をおこなった。腐食が進んでいる桁支点部に着目し、主桁の支点付近から供試体を採取し載荷実験を行った。また、弾塑性有限変位解析により、上記実験結果を検証するとともに、腐食がさらに進んだ場合を想定した解析を行い、腐食した場合の支点部耐力の評価法について検討した。

2. 解析モデル

論文 No.1-5 参照

3. 設計耐力の評価法

部材、部位ごとの細かな残存板厚データを用いて残存面積をもとに耐力を推定する方法について検討を行った。図-18は、腐食のないモデルである最大荷重の減少比率と、設計で考慮する柱の最小断面における残存断面積と設計断面積との比との関係を示したものである。図から、最大荷重と残存断面積と密接な関係があり、残存断面積比率が小さくなるとともに、ほぼそれに比例して荷重が低下することがわかった。

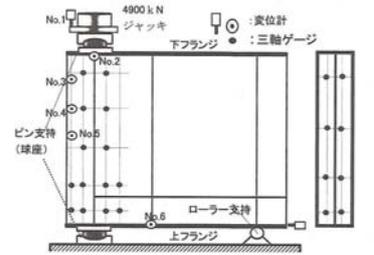


図-10 セットアップされた実験供試体

表-3 各ケースの解析結果

	G1A供試体				G3A供試体			
	Case 1	Case 2	Case 3	Case 4	Case 1	Case 2	Case 3	Case 4
最大荷重 (k N)	2720	1920 (2040)	1740	1480	3190	2430 (2460)	2320	2080
座屈荷重 (k N)	—	940 (1090)	780	490	—	1430 (1500)	1000	390
最小断面での残存断面積比率	1.0	0.693	0.630	0.541	1.0	0.762	0.729	0.652

注：() 内は実験結果を示す。

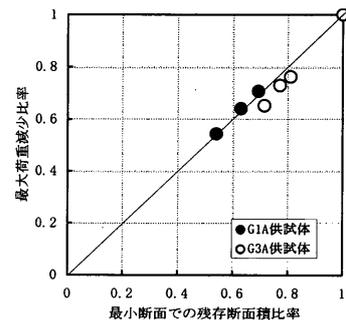


図-18 各解析ケースの荷重減少率と残存断面積比率

4. 結論

(1) 残存最大荷重は設計で考慮する柱（端補剛材および腹板の有効幅の範囲）の残存断面積比率腐食にほぼ比例して低下する。この結果を利用すると腐食がない状態（設計時）の最大荷重を解析的に求め、それに実端の腐食調査から求めた残存最大荷重を予測することができる。一方、座屈荷重については、残存断面積比率の低下に比べて荷重の低下が大きい。

※この研究を踏まえて、浜田哲、佐々木栄一、狛裕幸、町田恵津子、紀平寛：「局部的腐食を模擬した鋼桁端部の圧縮強度に関する実験、鋼構造年次論文報告集 第17巻、2009年で、局部腐食に対する実験を実施し、以下の結果を得た。

「局部的な腐食の場合、耐力の低下率は断面減少率に比べ小さく、線形的な関係というような大きな耐力低下は見られない」

キーワード 鋼橋、腐食、せん断耐力、せん断耐力座屈実験

出典 Vo Thanh Hung、永澤洋、佐々木栄一、市川篤司、名取暢：腐食が原因で取り替えられた実鋼橋支点部の載荷実験および解析（土木学会論文集、No. 710/I-60、pp. 141-151）

1. 目的

腐食鋼板の簡易せん断強度評価法を提案すること

2. 実施方法

左図のモデルの有限要素法によるせん断強度解析をパラメトリックに行い、実橋を用いてせん断強度試験を行うこと

3. 解析モデルおよび解析結果

解析モデルは、論文No. 1-4参照 モデル図は図-1

表-1 解析モデルの各統計量

解析モデル	t_0 [mm]	t_{avg} [mm]	α_1 [mm]	e_{avg} [mm]	t_{max} [mm]	t_{min} [mm]	τ_u/τ_y
B1	8.00	8.00	0.00	0.00	8.00	8.00	0.74
C1	10.00	8.00	1.00	1.00	10.00	1.85	0.75
C2	9.00	8.00	0.50	0.50	9.00	4.10	0.74
C3	10.00	8.00	0.29	0.00	8.74	6.19	0.74

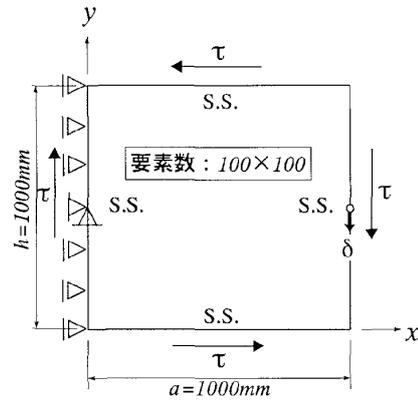


図-1 解析モデル

4. 実験方法

2, 940KN油圧ジャッキを使用して崩壊に至るまで変位制御で载荷した。

5. 腐食鋼板のせん断強度評価法

左図は、腐食鋼板の解析結果、実験結果を示す。図の縦軸は極限せん断強度 τ_u/τ_y 荷を横軸は幅厚比パラメータを示す。平均板厚を用いて幅厚比パラメータを求めると、腐食した鋼板の解析結果および実験結果は腐食の無い鋼板の座屈強度曲線によく一致している。腐食した鋼板の極限せん断強度は、平均板厚を用いて幅厚比パラメータを求めることにより、腐食の無い鋼板の座屈強度曲線から推定できることを図は示している。

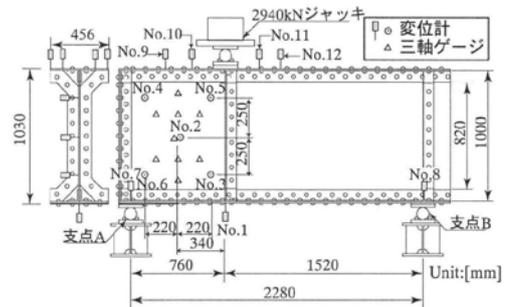


図-13 セットアップした供試体と測定機器の配置

【幅厚比パラメータ算出式】

$$R = \frac{h}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k}} \quad (4)$$

ここで、h: 鋼板の高さ、t: 板厚、 σ_y : 降伏応力、E: 弾性係数、 ν : ポアソン比、k: アスペクト比 α から求められる座屈係数である。

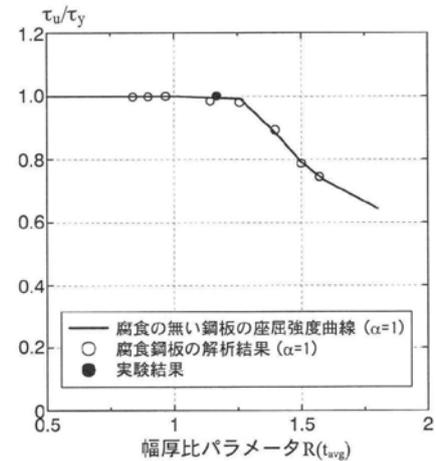


図-16 平均板厚を用いた座屈強度曲線

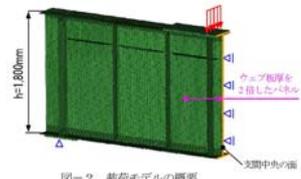
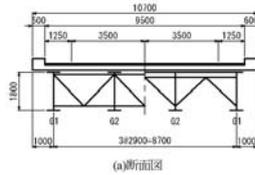
6. 結論

鋼板全面がほぼ同じ凹凸状態で腐食した形態を有する腐食鋼板の極限せん断強度は、平均板厚を用いて幅厚比パラメータRを求められれば、腐食のない鋼板の座屈強度曲線から精度よく評価できる。

キーワード	腐食、強度評価、せん断強度、維持管理
出典	海田辰将、藤井堅、原考志、中村秀治、宇野谷実：腐食鋼板のせん断耐力とその評価法(構造工学論文集 vol.50A (2004年3月))

1. 目的

桁端部のウェブと支点上補剛材の下端に着目し、腐食により断面が欠損（板厚ゼロ）する場合はモデル化し、腐食による桁端下端部の各位置の断面欠損が支点付近の静的耐荷力に与える影響を弾塑性有限変位解析によって把握し、腐食した桁端下端部の合理的な設計法について考察する。



2. 解析モデルおよび腐食形態

詳細は論文 No. 1-6 参照

材質によって3つのケースに分けて検討

表-3 材質の組み合わせ

	ケース1	ケース2	ケース3
対象橋梁	SS400	SS400	SM490Y
補剛材	SS400	SS400	SM490Y
ウェブ	SM490Y	SS400	SM490Y

3. 解析結果

解析による最大荷重は左表の通りである。

表-10 最大荷重（解析値）と設計耐力

材質	項目	単位	健全		ウェブ欠損		補剛材欠損	
			ベースモデル	径間側1	径間側2	桁端側	片側	両側
ウェブ SM490Y	P_{max} 最大荷重	kn	2,320	2,010	1,880	1,420	1,710	1,050
	P_d 支圧応力(24t)	kn	1,722	1,376	1,376	1,376	1,207	692
	座屈最小値(24t)	kn	1,496	1,264	1,264	1,264	979	463
	局部座屈(24t)	kn	1,726	1,380	1,380	1,380	1,210	694
	局部座屈(ソールプレート幅)	kn	2,093	1,553	1,553	1,553	1,577	1,060
	補剛材 SS400	P_{max} 最大荷重	kn	1,34	1,16	1,09	0,82	0,99
SS400	P_{max} 最大荷重	kn	1,930	1,730	1,640	1,290	1,360	770
	P_d 支圧応力(24t)	kn	1,491	1,261	1,261	1,261	976	461
	座屈最小値(24t)	kn	1,496	1,264	1,264	1,264	979	463
	局部座屈(24t)	kn	1,496	1,264	1,264	1,264	979	463
	局部座屈(ソールプレート幅)	kn	1,740	1,386	1,386	1,386	1,223	707
	補剛材 SM490Y	P_{max} 最大荷重	kn	1,29	1,16	1,10	0,86	0,91
SM490Y	P_{max} 最大荷重	kn	2,640	2,400	2,300	1,850	1,930	1,040
	P_d 支圧応力(24t)	kn	2,237	1,891	1,891	1,891	1,464	692
	座屈最小値(24t)	kn	1,998	1,689	1,689	1,689	1,308	618
	局部座屈(24t)	kn	2,074	1,727	1,727	1,727	1,384	694
	局部座屈(ソールプレート幅)	kn	2,440	1,910	1,910	1,910	1,750	1,060
	補剛材 SS400	P_{max} 最大荷重	kn	1,27	1,16	1,11	0,89	0,93

4. 設計耐力の評価法の検討

(1) 健全時の設計耐力による検討

健全時のウェブの有効断面積を(24 t)とした場合の有効断面積×軸圧縮応力における設計耐力との比較した図である。



図-12 設計耐力（局部座屈（24t）健全時）との比較

(2) 設計耐力の評価法の検討

道路橋示方書で算出できる4つの耐力の状態①支圧応力（24 t）、②座屈最小値（24 t）、③局部座屈（24 t）、局部座屈（ソールプレート幅）の評価方法における設計耐力と解析による最大耐力を比較して、評価方法から傾向を把握した。

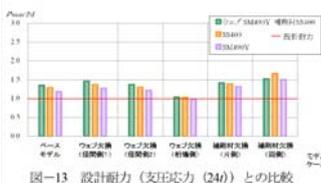


図-13 設計耐力（支圧応力（24t））との比較

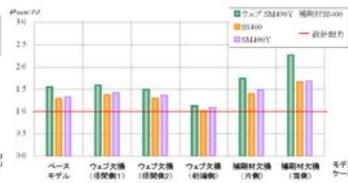


図-14 設計耐力（座屈最小値（24t））との比較

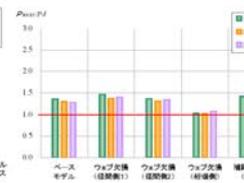


図-15 設計耐力（局部座屈（24t））との比較

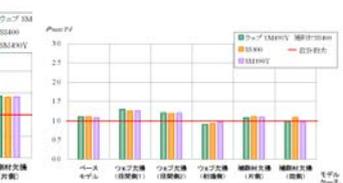


図-16 設計耐力（局部座屈：ソールプレート幅）との比較

5. まとめ

許容値としては、最大荷重を超えた時点で局部座屈を起こすことから、従来の板と板の間の材料にのみ依存する支圧に対する許容値を採用せず、局部座屈を考慮できる許容値とするのが合理的と考えられる

キーワード	支点上補剛材、腐食、耐力、設計法、腹板有効幅
出典	臼倉誠、金銅晃久、山口隆司、畠中彬、三ツ木幸子、橋本国太郎、杉浦邦征：鋼道路橋の腐食した桁端の耐力特性とその設計法に関する2、3の考察、構造工学論文集 Vol. 56A（2010年3月）

1. 目的

プレートガータの支点上補剛材とウェブの局部腐食の損傷時のせん断耐力の影響を把握する。

2. 解析モデルおよび腐食形態

・腐食形態は論文 No. 1-10 参照

3. 解析結果およびせん断耐力の残存耐力評価

終局時の解析結果は表 3 の通りであり、解析結果を踏まえて提案された耐力評価式は以下の通りである。各損傷ケースにおける荷重変位曲線は図 15 である。

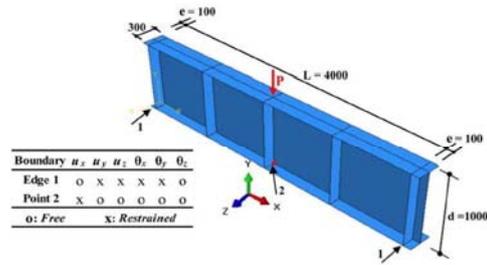


Figure 4. Detail dimensions of the girder model (Dimensions are in mm).

Table 3. Remaining shear capacity for different damage cases

Damage height D _s (mm)	D _s /d (%)	Damage case	Thickness reduction (t/t ₀)						
			1	0.5	0.4	0.3	0.25	0.2	0.1
20	2	S	1	1	0.999	0.857	0.736	0.657	0.54
		WES	1	1	0.981	0.784	0.646	0.509	0.311
		IWS	1	1	0.991	0.79	0.663	0.512	0.314
		BWS	1	1	0.973	0.745	0.615	0.484	0.297
40	4	S	1	1	0.999	0.757	0.667	0.601	0.498
		WES	1	1	0.961	0.707	0.557	0.441	0.249
		IWS	1	1	0.976	0.713	0.586	0.449	0.252
		BWS	1	1	0.95	0.683	0.544	0.405	0.163
60	6	S	1	1	0.936	0.731	0.635	0.572	0.48
		WES	1	1	0.894	0.649	0.517	0.41	0.222
		IWS	1	1	0.917	0.665	0.55	0.436	0.228
		BWS	1	1	0.874	0.613	0.467	0.354	0.101
80	8	S	1	1	0.928	0.716	0.611	0.557	0.474
		WES	1	1	0.846	0.627	0.5	0.389	0.206
		IWS	1	1	0.867	0.642	0.532	0.404	0.214
		BWS	1	1	0.806	0.574	0.442	0.323	0.078
100	10	S	1	1	0.923	0.698	0.6	0.548	0.466
		WES	1	1	0.83	0.609	0.481	0.359	0.191
		IWS	1	1	0.843	0.63	0.508	0.38	0.2
		BWS	1	1	0.793	0.548	0.417	0.274	0.067

【せん断耐力評価式】

※支点上補剛材、ウェブ下端欠損時

$$P_{ult}/P_H = 1.15R_{t,avg} - \frac{R_d}{83} + 0.375 \quad (1)$$

$$P_{ult}/P_H = 2.55R_{t,avg} - \frac{R_d}{42.5} \quad (2)$$

$$R_{t,avg} = t_{avg}/t_0 \quad R_d = D_h/d \times 100$$

t_{avg} 腐食領域の平均残存板厚

t₀ 設計板厚

D_h 腐食領域の高さ

d 鋼桁の高さ

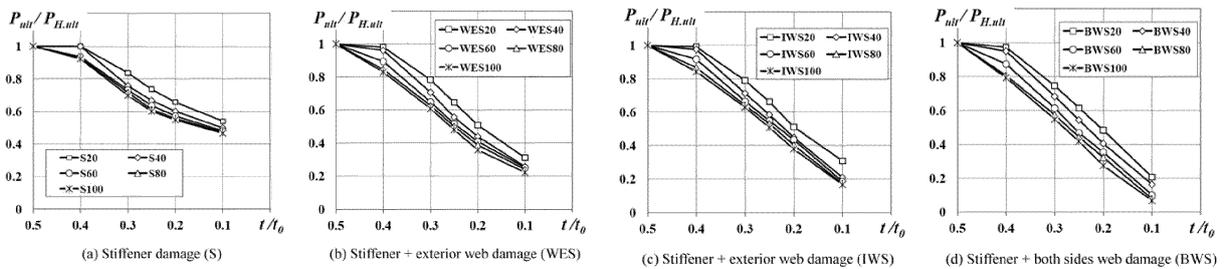


Figure 15. Load-displacement curves for the case with stiffener plus both sides web damage.

4. 結論

- (1) 支承付近のウェブのみの局部損傷は崩壊モードの変化や終局強度や後座屈強度も影響を与えない。
- (2) 支点上補剛材の50%以上 せん断破壊からcriplingの崩壊モードに移行する。
- (3) 支点上補剛材の完全な欠損は、ウェブにおけるせん断応力の水平成分に対して抵抗する柱としての機能を減らし、終局応力が減少する。

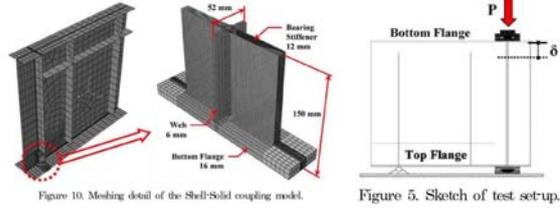
キーワード	せん断耐力、局部腐食、プレートガータ、補剛材の損傷、初期不整
出典	Nauman Khurram, Eiichi Sasaki, Hiroshi Katsuchi, and Hitoshi Yamada : Finite Element Investigation of Shear Capacity of Locally Corroded End Panel of Steel Plate Girder, International Journal of Steel Structures December 2013, Vol 13, No 4, 623-633 DOI 10.1007/s13296-013-4004-z

1. 目的

プレートガータの支座位補剛材とウェブの局部腐食の損傷時の支座位の耐力の影響を把握する。

2. 解析モデルおよび腐食形態

- 腐食形態は図 23 に示し、解析ケースは表 5 に示す。
- 初期不整および残留応力は考慮する。



3. 解析結果および支座位耐力の残存耐力評価

終局時の解析結果は表 6 の通りであり、解析結果を踏まえて提案された耐力評価式は以下の通りである。

Table 6. Ultimate bearing capacity and deformed shapes for various analysis cases

Damage type	Analysis Case	P_u (kN)	$P_u/P_{H,ub}$	Failure mode	Damage type	Analysis Case	P_u (kN)	$P_u/P_{H,ub}$	Failure mode	Damage type	Analysis Case	P_u (kN)	$P_u/P_{H,ub}$	Failure mode
Stiffener Damaged (S)	S20075	1007	0.900	Normal	Stiffener Flange Web Flange Bolt Damaged (WES)	WES20075	1005.2	0.903	Normal	BWS20075	1000.0	0.980	Normal	
	S20050	995.5	0.985	Normal		WES20050	977.89	0.906	Normal	BWS20050	927.19	0.916	Normal	
	S20025	818.1	0.800	Local		WES20025	695.36	0.670	Local	BWS20025	500.01	0.553	Local	
	S2000	609	0.601	Crushing		WES2000	439.57	0.434	Crushing	BWS2000	91.253	0.09	Crushing	
	S40075	994.7	0.983	Normal		WES40075	988.44	0.977	Normal	BWS40075	900.38	0.949	Normal	
	S40050	916	0.905	Local		WES40050	863.43	0.839	Local	BWS40050	740.02	0.731	Crippling	
	S40025	732.8	0.724	Local		WES40025	553.77	0.547	Crippling	BWS40025	339.86	0.336	Crippling	
	S4000	589.2	0.582	Crippling		WES4000	345.36	0.341	Crushing	BWS4000	91.253	0.09	Crushing	
	S80075	986.9	0.975	Normal		WES80075	961.31	0.95	Normal	BWS80075	925.21	0.914	Normal	
	S80050	868.3	0.858	Local		WES80050	756.61	0.748	Crippling	BWS80050	637.13	0.63	Crippling	
S80025	608.8	0.653	Crippling	WES80025	481.82	0.476	Crippling	BWS80025	283.91	0.29	Crippling			
S8000	507.6	0.502	Crippling	WES8000	306.32	0.303	Crippling	BWS8000	91.253	0.09	Crippling			
S88075	972.1	0.961	Normal	WES88075	930.98	0.92	Normal	BWS88075	884.8	0.874	Normal			
S88050	818.9	0.800	Local	WES88050	711.44	0.703	Crippling	BWS88050	573.6	0.567	Crippling			
S88025	624.7	0.617	Crippling	WES88025	453.04	0.448	Crippling	BWS88025	264.57	0.261	Crippling			
S8800	478.00	0.472	Crippling	WES8800	309	0.305	Crippling	BWS8800	91.25	0.09	Crippling			
S100075	949.9	0.939	Normal	WES100075	903.45	0.893	Normal	BWS100075	848.19	0.838	Local			
S100050	786.5	0.777	Local	WES100050	675.94	0.668	Crippling	BWS100050	528.82	0.523	Crippling			
S100025	612.4	0.605	Crippling	WES100025	439.06	0.435	Crippling	BWS100025	253.95	0.251	Crippling			
S10000	451.6	0.446	Crippling	WES10000	313.79	0.31	Crippling	BWS10000	91.253	0.09	Crippling			

【支座位耐力評価式】

※支座位補剛材、ウェブ下端欠損時

$$P_{ub}/P_H = 1 - \frac{(1 - R_x)^b}{a + (1 - R_x)^b}$$

$$R_x = t_{min}/t_0 \quad R_y = D_h/d \times 100$$

t_{min} 腐食領域の最小板厚

t_0 設計板厚

D_h 腐食領域の高さ

d 鋼桁の高さ

(a)支座位補剛材のみが腐食した場合

$$a = 2.25R_d^{-0.46} \quad b = 4.95R_d^{-0.37}$$

(b)支座位補剛材とウェブが腐食した場合

$$a = 0.45 \quad b = 7.65R_d^{-0.56}$$

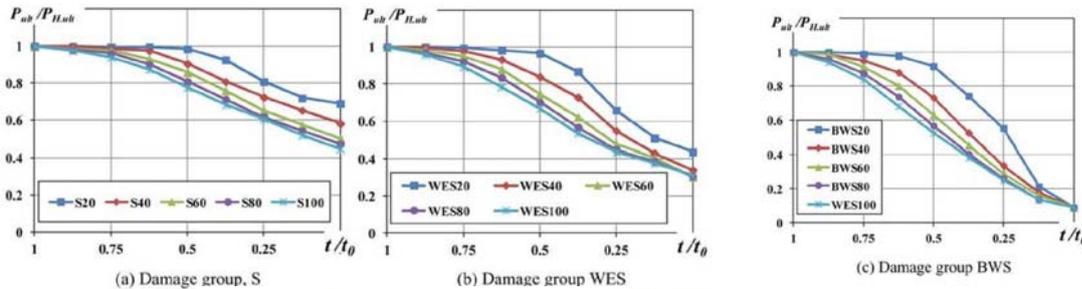


Figure 26. Residual strength versus residual thickness plot.

4. 結論

- ウェブの局部的な小さい損傷し完全な欠損した場合に、支座位補剛材は圧縮力に抵抗するために重要な役割がある。
- 局部塑性拘束効果は均一な損傷や小さい損傷時において支配的である。この影響は不均一な損傷のタイプでは小さくなる。さらには大きい損傷高さの場合は失われる。
- 60mmの比較的大きな支座位補剛材の損傷は、損傷領域内に局部座屈が移行しても大幅に耐力が減る。
- ウェブの損傷が支座位補剛材の損傷と組み合わせた場合、終局耐力は急激に減少する。

キーワード

支座位耐力、局部腐食、プレートガータ、補剛材の損傷、シェル・ソリッド

出典

Nauman Khurram, Eiichi Sasaki, Hiroshi Katsuchi, and Hitoshi Yamada : Experimental and Numerical Evaluation of Bearing Capacity of Steel Plate Girder Affected by End Panel Corrosion, International Journal of Steel Structures September 2014, Vol 14, No 3, 659-676 DOI10.1007/s13296-014-3023-8

4-2-2. まとめ

(1) 桁端部の研究と実務の実態

既往の研究において、桁端部の終局耐力が腐食によって、どのように低下するかについて、各条件を設定して解析・実験がされている。条件を整理すると図 4-2-13 の通りである。

耐力算出における条件		実務
モデル	…全体系、部分系	△
実施方法	…実験、解析	△
荷重載荷位置	…直上載荷、支間中央載荷	△
求める耐力	…曲げ耐力、せん断耐力、軸圧縮力	△
付加曲げ M	…考慮する、考慮しない	▲
初期たわみ	…考慮する、考慮しない	▲
境界条件	…回転、固定	△
残留応力	…見込む、見込まない	▲
腐食形態	…腐食位置、腐食範囲、欠損量	○

※○：点検・補修設計・補強設計において、必ず考慮する条件

△：補修設計・補強設計において、必要に応じて解析を行い、耐力算出において考慮する条件

▲：補修設計・補強設計において、必要に応じて解析を行い、より詳細に検討する際に必要な条件

図 4-2-13 既往研究における耐力算出における条件

一方、実際の業務においてはこれらの条件を把握しない（把握する必要がない場合もあり）状況で、点検または補修設計をしている。つまり、現場で把握が可能な腐食形態（腐食位置、腐食範囲、欠損量）を耐力の低下の程度を考慮しないで、特定の道路管理者の基準や技術者の経験に基づく損傷程度によって、判断していることが多い。

これらのことから、実務では、腐食形態の違いによってどの程度耐力低下したかの具体的な根拠の判断材料が求められると思われる。

なお、既往の論文における解析・実験では終局耐力を中心に扱っているのに対して、実務では設計荷重を取り扱っている。このことは、次節で記載する。

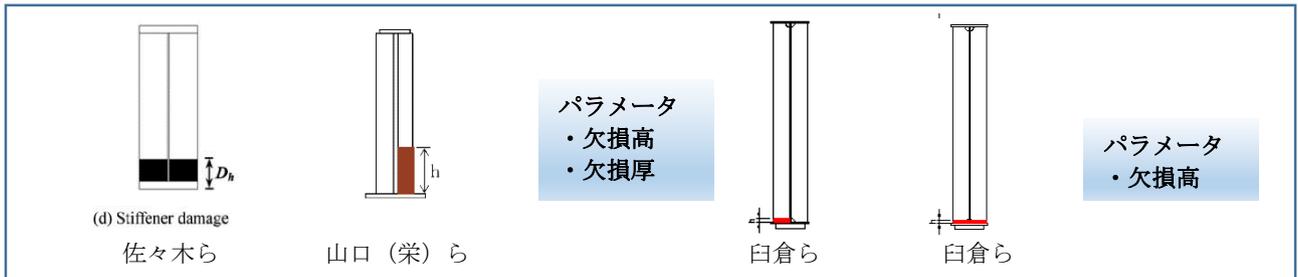
(2) 桁端部の腐食形態

既往研究を調査した結果、以下の理由により腐食形態を決定し、解析・実験を決めていた。

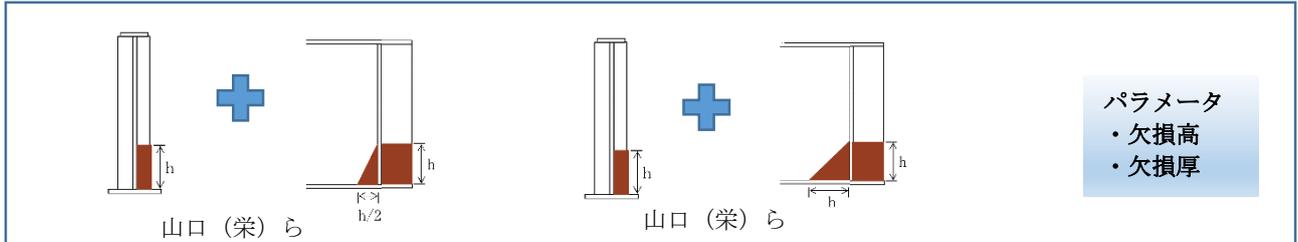
- ・実際の腐食形態を踏まえて代表的な腐食形態を設定
- ・入手した腐食桁をもとに、考えられるバリエーションにより設定。
- ・腐食調査をもとに設定。
- ・経験的に最も損傷程度が大きい損傷状態を踏まえて、バリエーションにより設定。

次頁で、既往研究における解析・実験で使用した各支点部の腐食形態を整理する。

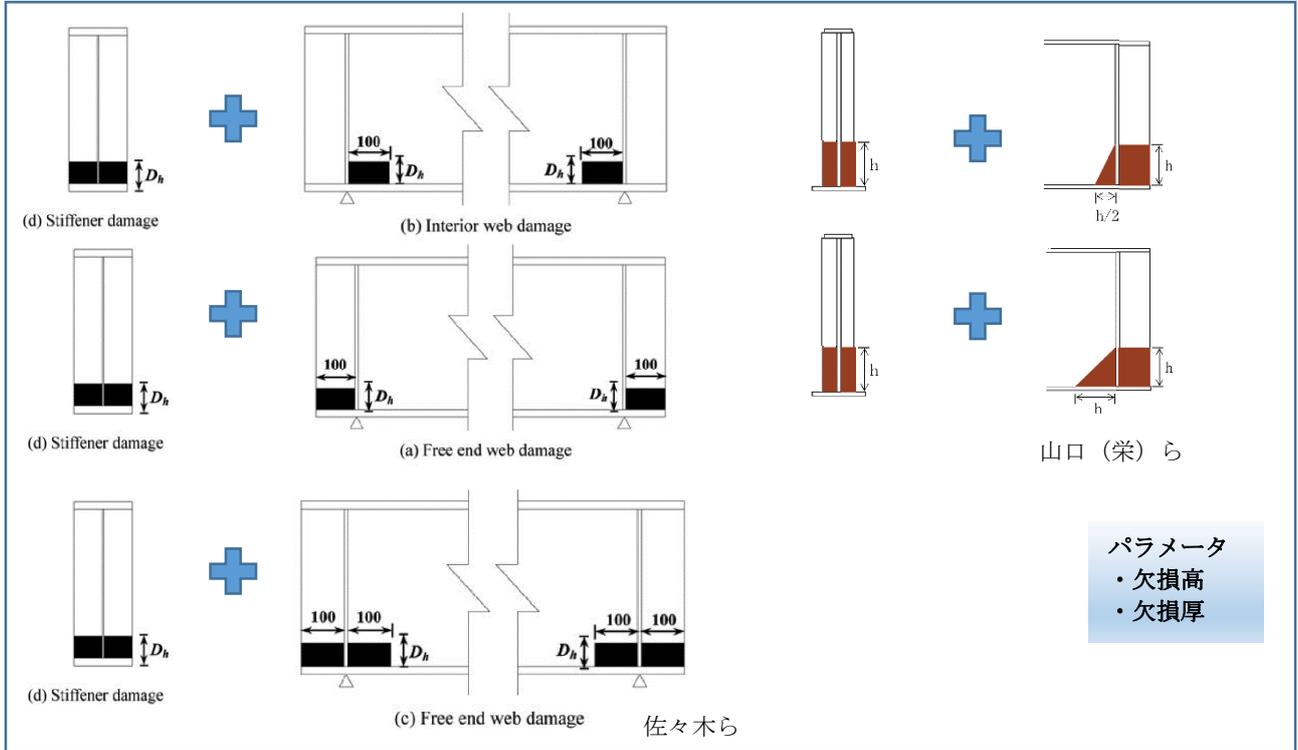
① 垂直補剛材のみ腐食



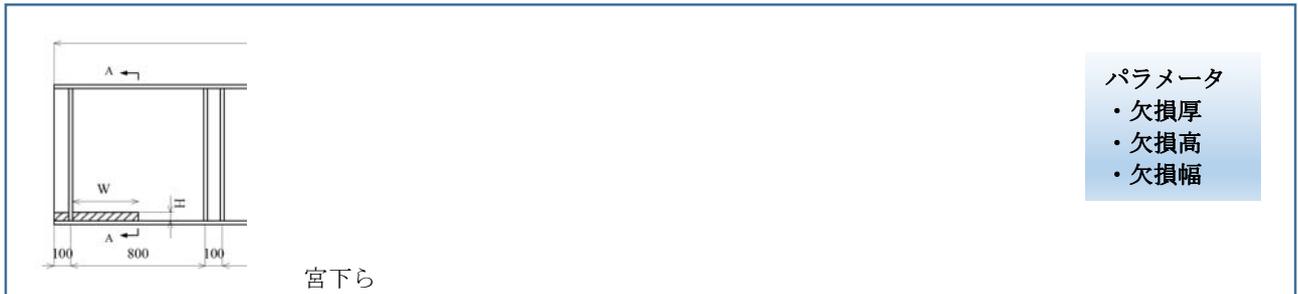
② 垂直補剛材 (片側) + ウェブ (両側) 腐食



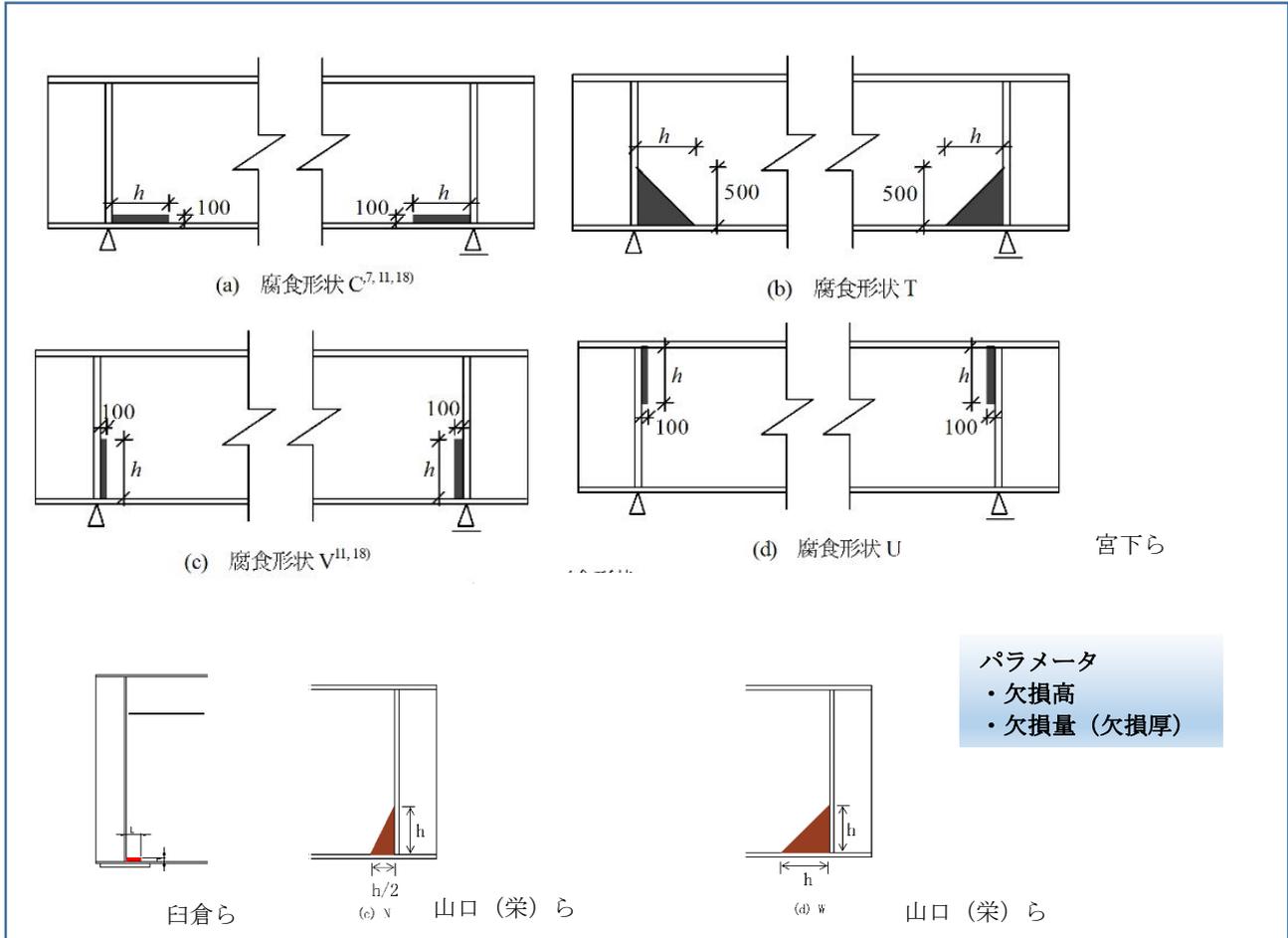
③ 垂直補剛材 (両側) + ウェブ腐食



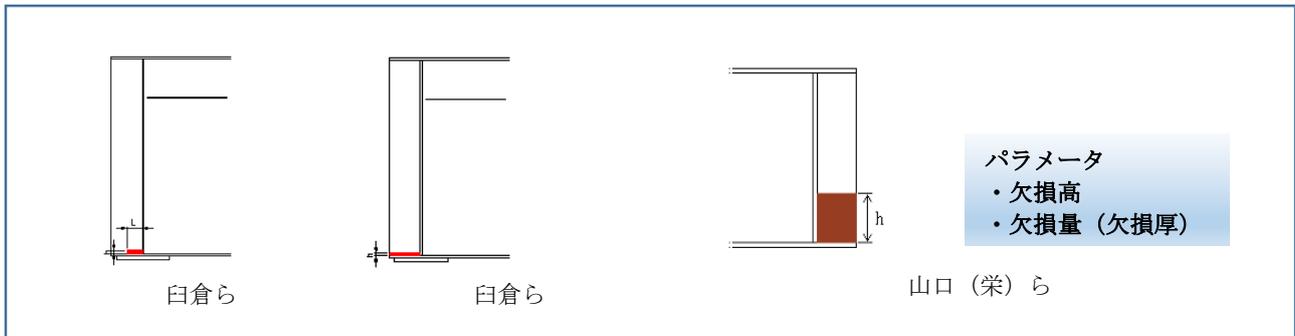
④ ウェブ両側欠損



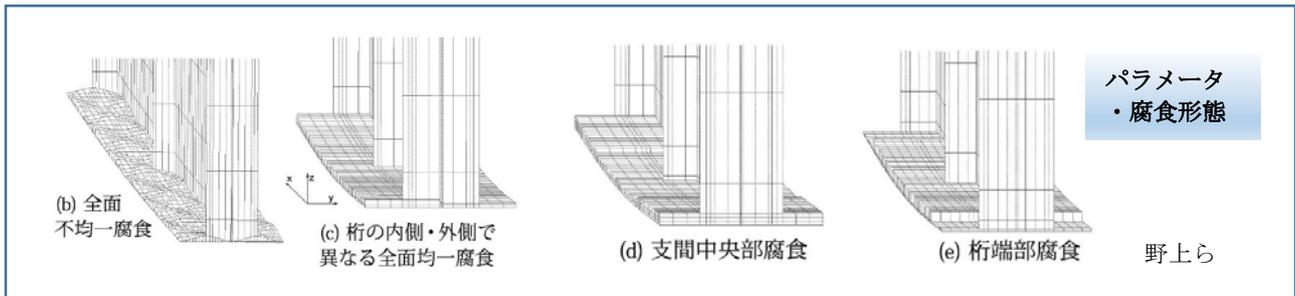
⑤ ウェブ径間側欠損



⑥ ウェブ桁端側欠損



⑦ 下フランジ



(3) 桁端部の腐食形態による終局耐力の整理（腐食マップの作成）

既往研究における桁端部の腐食時の終局耐力を整理する。

各研究で腐食時の状態（解析モデル、腐食形態）は異なり、それに伴う終局耐力も異なる。しかしながら、終局耐力の低下の傾向の把握は、一元化は可能と考える。ここでは、既往の研究結果を用いて各腐食形態における耐力低下率を整理する。

1) 腐食形態と終局耐力の分布における条件整理

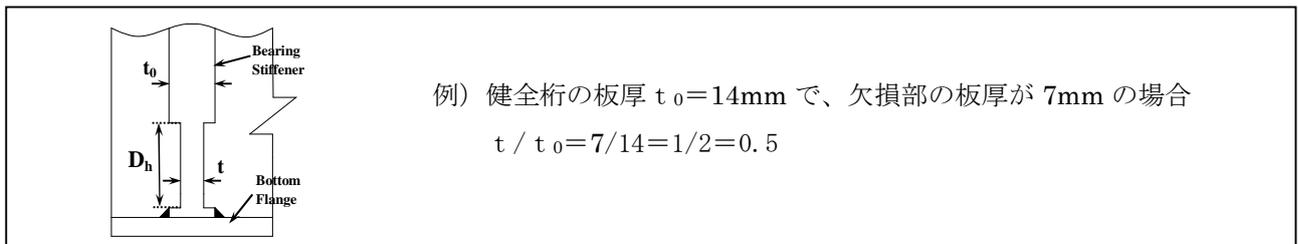
- ・パラメータ 1：耐力低下率（ P/P_h ）

健全時の終局耐力に対する腐食状態の終局耐力の耐力低下率である。低下の割合は表の縦軸で表現する。健全時の終局強度は以下の方法で算出している。以下の①②両方を考慮している。

- ① 健全時のモデルを解析し、終局耐力を算出している方法（9割以上を占める）
- ② 健全時のモデルにおいて、解析結果と既往の終局耐力評価式による結果において評価式算出による妥当性を確認した上で、既往の構造諸元より終局耐力評価式を用いている場合 ※せん断耐力のみ

- ・パラメータ 2：板厚の欠損率（ t/t_0 ）

健全時の板厚に対する欠損板厚の欠損率を示す。板厚の欠損率は表の横軸で表現する。



- ・パラメータ 3：欠損高（ h/H ）

桁高に対する割合を示す。割合の程度は以下の色で表現する。

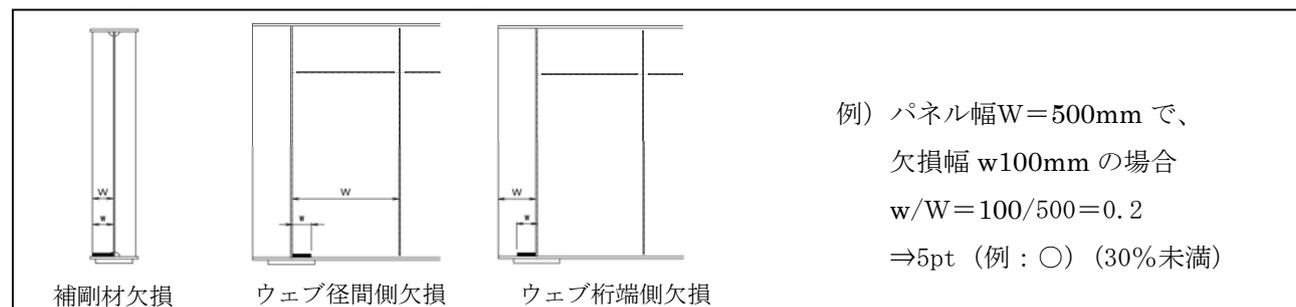
5%未満：●色、5%～10%未満：●色、10%～20%未満：●色、20%～40%未満：●色、40%以上：●色



- ・パラメータ 4：欠損幅（ w/W ）

欠損幅は、1パネルに対する欠損幅を示す。割合の程度は形状の大きさと表現する。

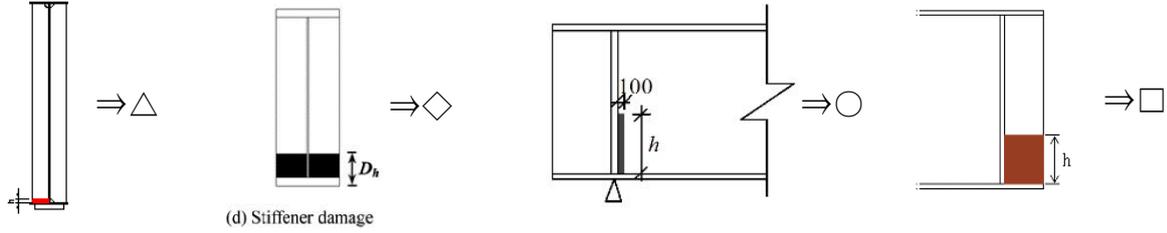
30%未満:5pt (例:○)、30%～50%未満:6pt (例:○)、50%～100%未満:7pt (例:○)、100%:10pt (例:○)



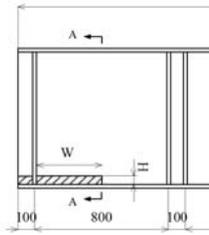
・パラメータ 5：腐食形状

腐食形状は、以下の図に示す。腐食形状は記号で表現する。

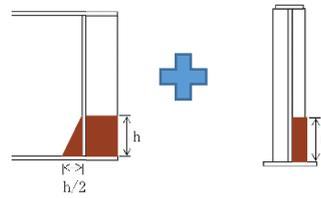
- ① 補剛材片側欠損 ②補剛材両側欠損 ③ウェブ欠損（径間側） ④ウェブ欠損（桁端側）



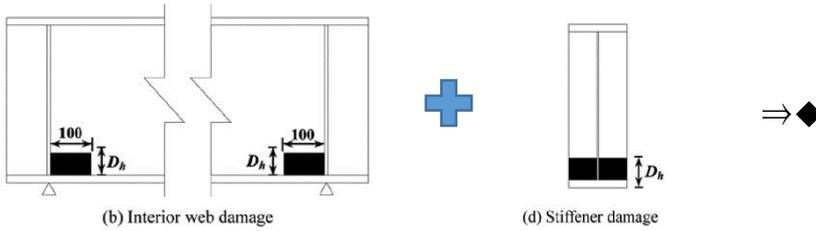
- ⑤ ウェブ両側欠損



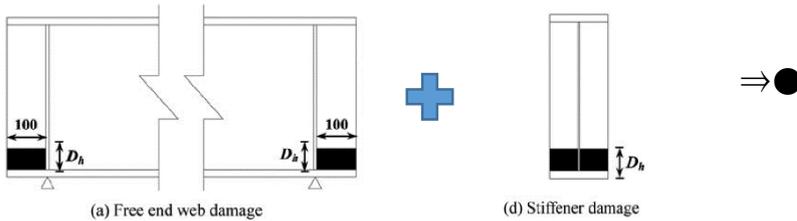
- ⑥ ウェブ両側欠損+補剛材片側欠損



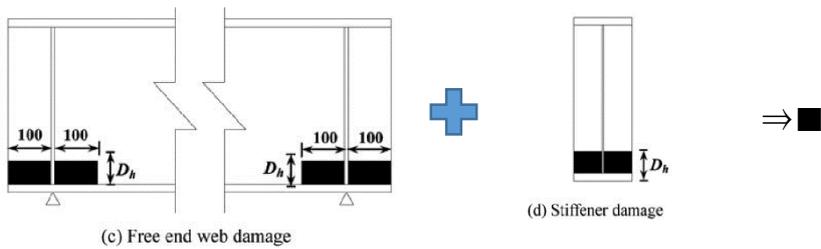
- ⑦ ウェブ欠損径間側+補剛材両側欠損



- ⑧ ウェブ欠損桁端側+補剛材両側欠損



- ⑨ ウェブ欠損両側+補剛材両側欠損



2) 腐食形態の条件整理

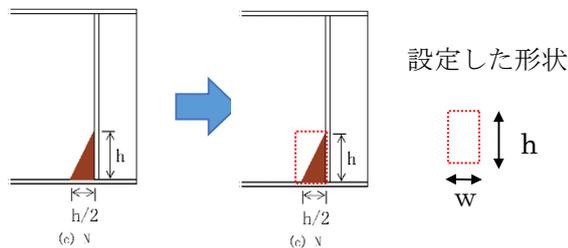
① 下フランジの腐食による損傷

- ・腐食マップには反映しない。
- ・下フランジの損傷は支承に確実に耐力が伝達できる程度までの損傷とし、損傷による耐力低下は考慮しないこととする。

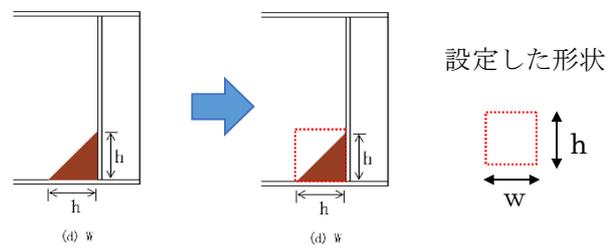
② 腐食形状が三角形の場合について

- ・便宜上、長方形□にして、腐食高と腐食幅を設定する。

【ケース 1】



【ケース 2】

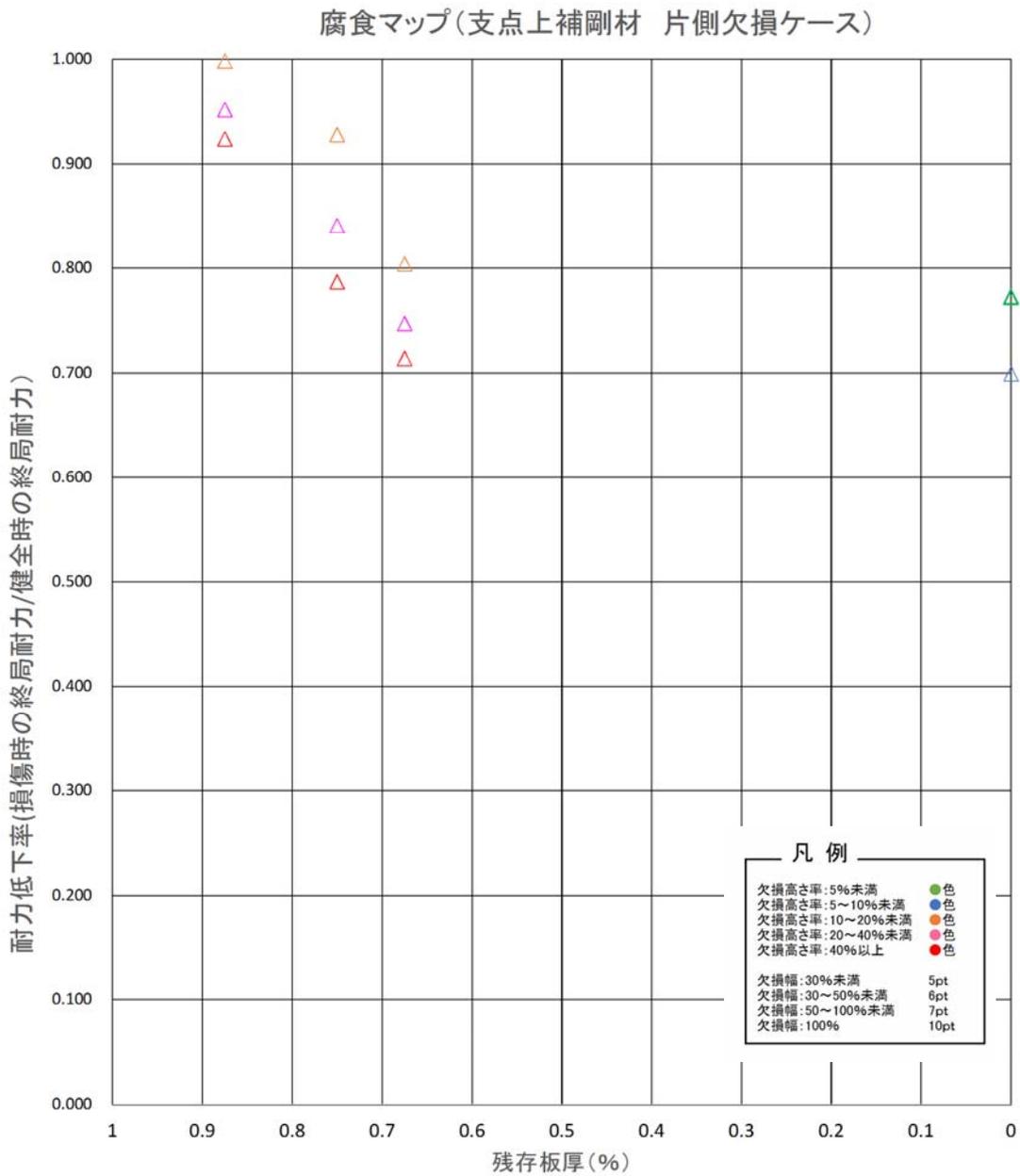


2) その他 腐食マップを作成する条件

- ・モデル：全体系・部分系どちらでも可。 ※既往研究は部分系のみ
- ・実施方法：実験・解析どちらでも可
- ・荷重載荷位置：直上載荷、支間中央載荷どちらでも可
- ・求める耐力：桁端部の耐力を求める耐力とし、軸圧縮力およびせん断耐力とする。
- ・付加曲げモーメント：問わない。
- ・初期たわみ（不整）：問わない。
- ・境界条件：問わない。
- ・残留応力：問わない。
- ・地震時の耐力は考慮しない。
- ・疲労亀裂はないものとする。
- ・当て板補強はされていないものとする。
- ・補強リブは設置されていないものとする。

3) 腐食マップ

①ケース：支点上補剛材（片側欠損）

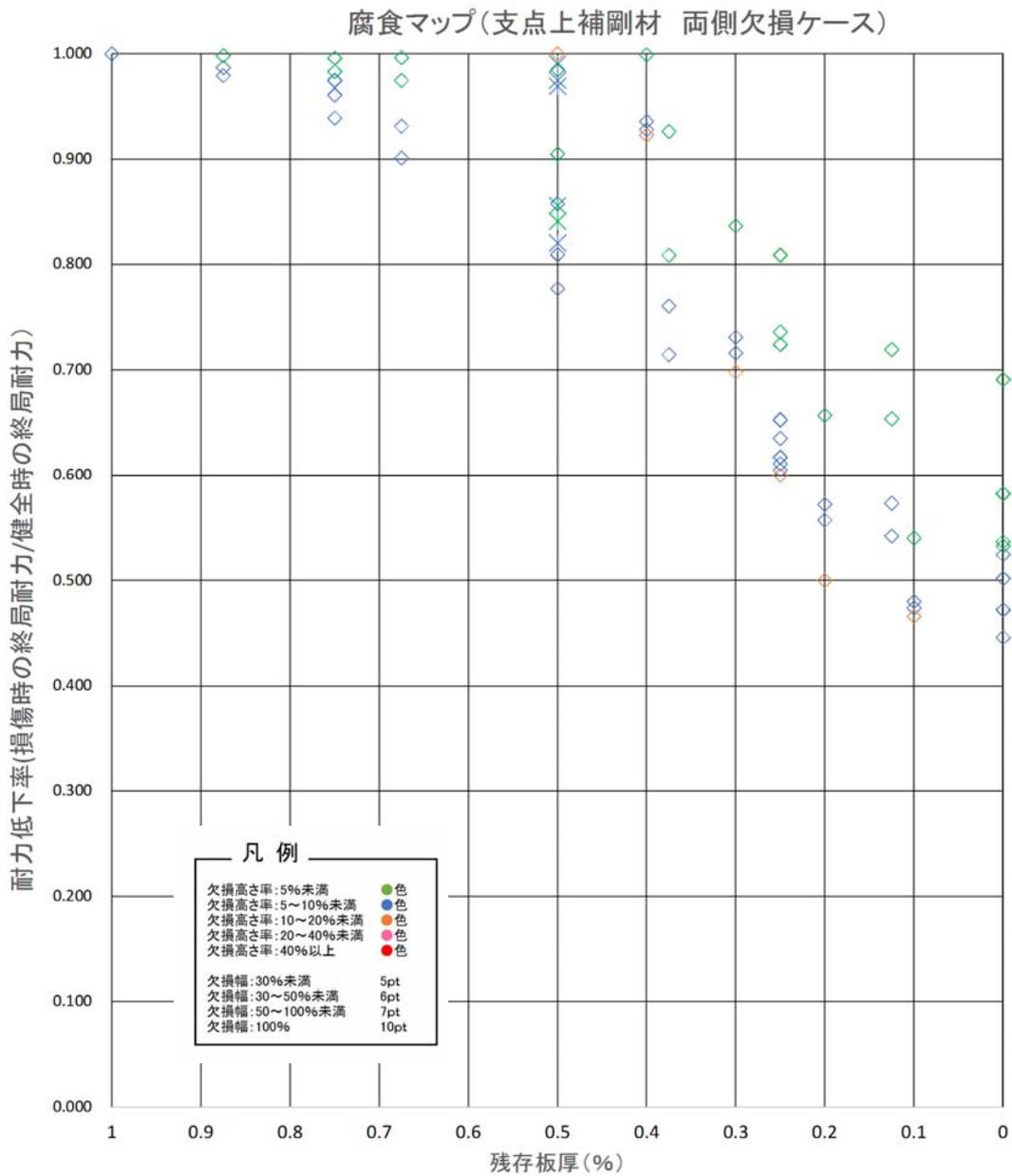


主な傾向は以下の通りである。

- ・欠損高が桁高の 10%未満であれば、完全欠損した場合でも健全時の終局耐力の 70%の残存耐力がある。
- ・欠損高が桁高の 10%以上であり、減厚 30%程度であれば、健全時の終局耐力の 70%の残存耐力がある。

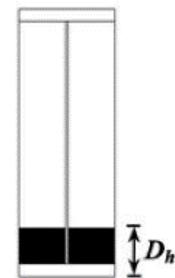


②ケース：支点上補剛材（両側欠損）



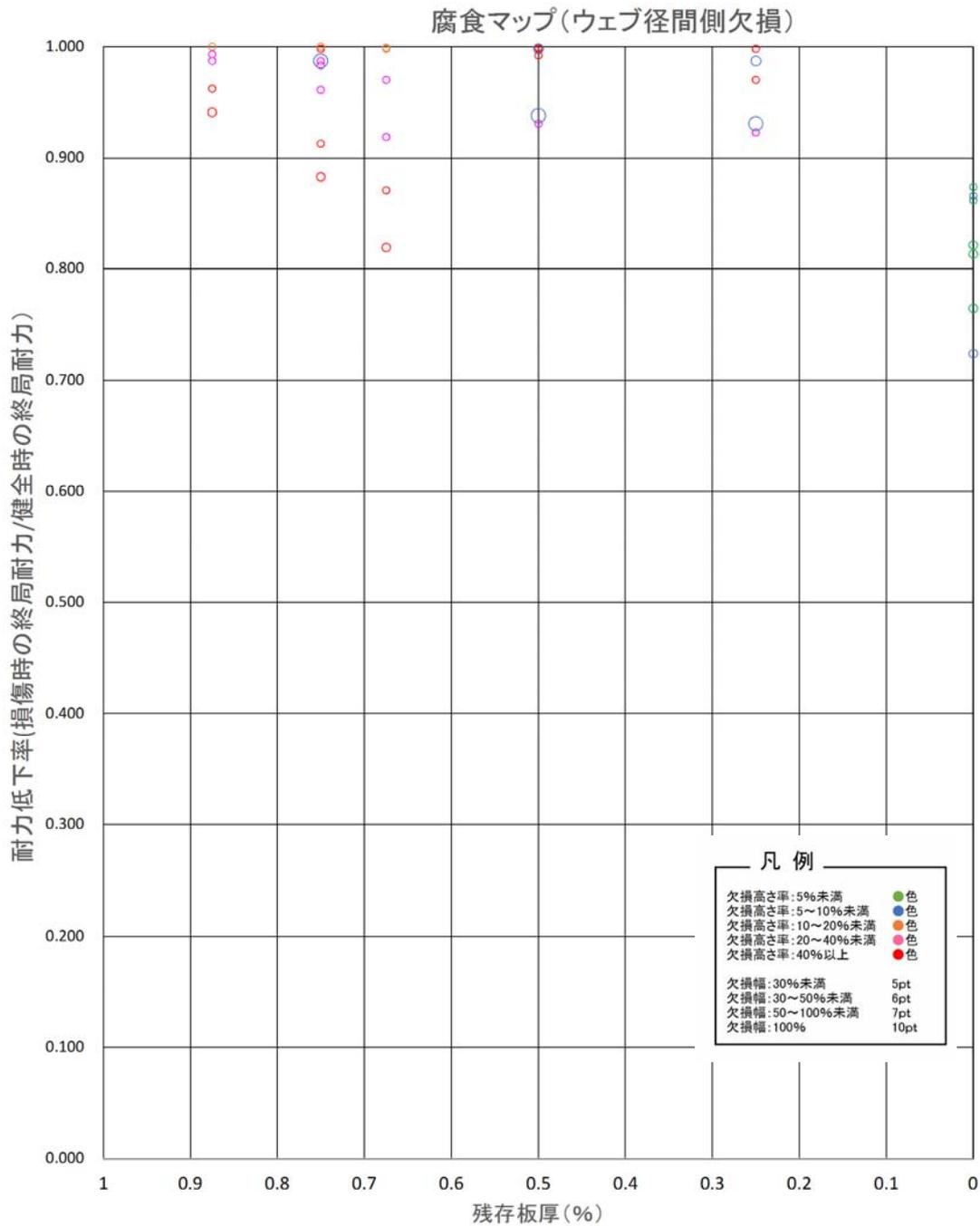
主な傾向は以下の通りである。

- ・解析結果と実験結果では大きな差異は見られない。
- ・レンジ幅はあるものの、欠損減厚と耐力低下率に関して一定の関係がみられる。
- ・欠損高が桁高の 5%以内であれば、完全欠損した場合でも健全時の終局耐力の 50%の残存耐力がある。
- ・欠損高が桁高の 10%以上であれば、完全欠損した場合でも健全時の終局耐力の 40%の残存耐力がある。



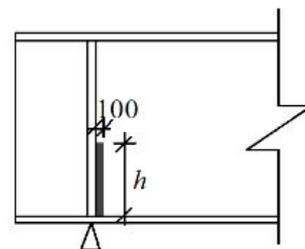
(d) Stiffener damage

③ケース：ウェブ径間側欠損

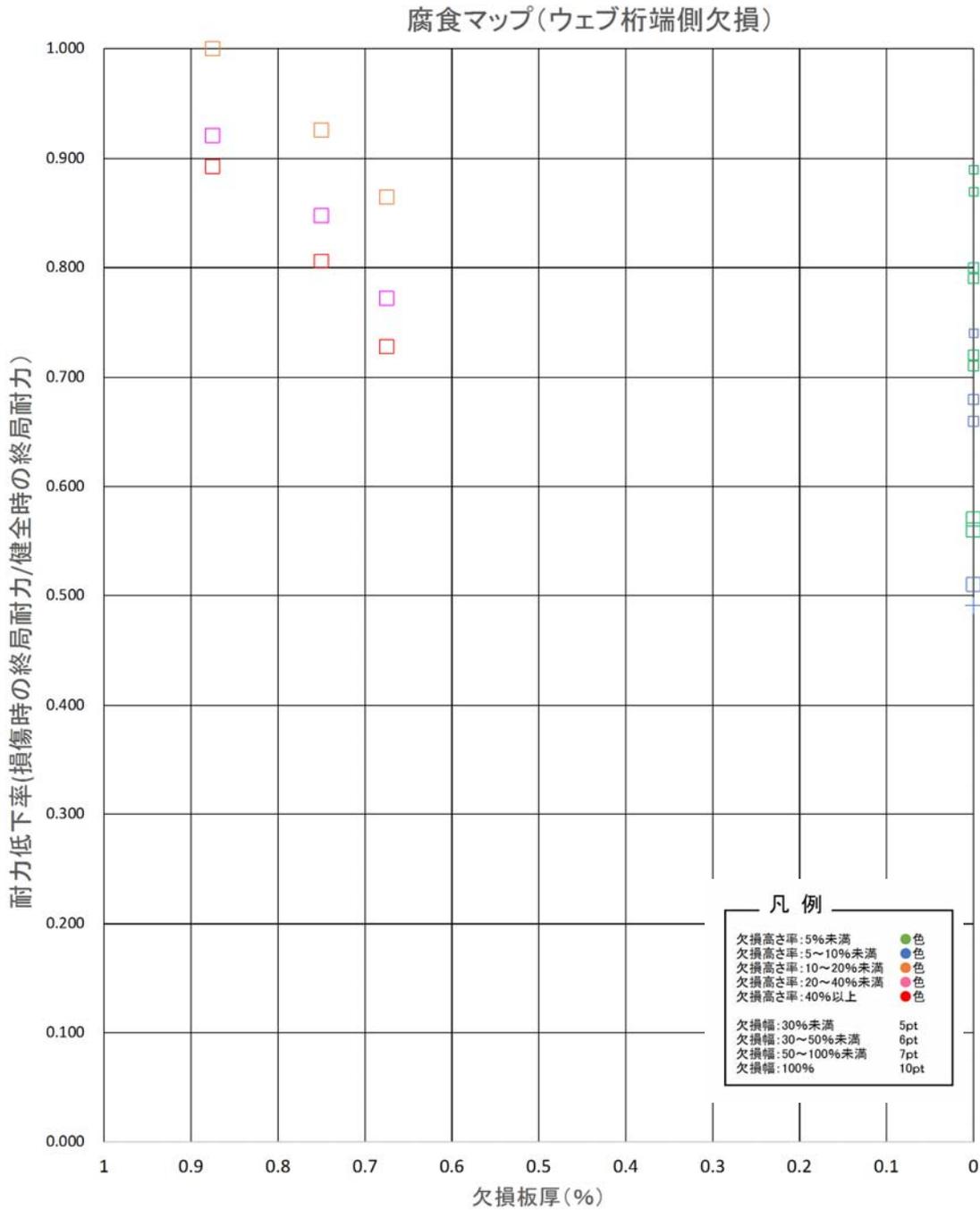


主な傾向は以下の通りである。

- ・欠損高が桁高の10%以内であれば、完全欠損した場合でも健全時の終局耐力の70%の残存耐力がある。
- ・パネル全体が欠損した状態(欠損高10%以内)であれば、健全時の終局耐力の90%の残存耐力がある。
- ・欠損高が桁高の10%以上であり、減厚30%程度であれば、健全時の終局耐力の80%の残存耐力がある。

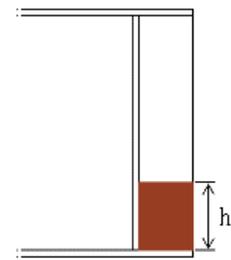


④ケース：ウェブ桁端側欠損



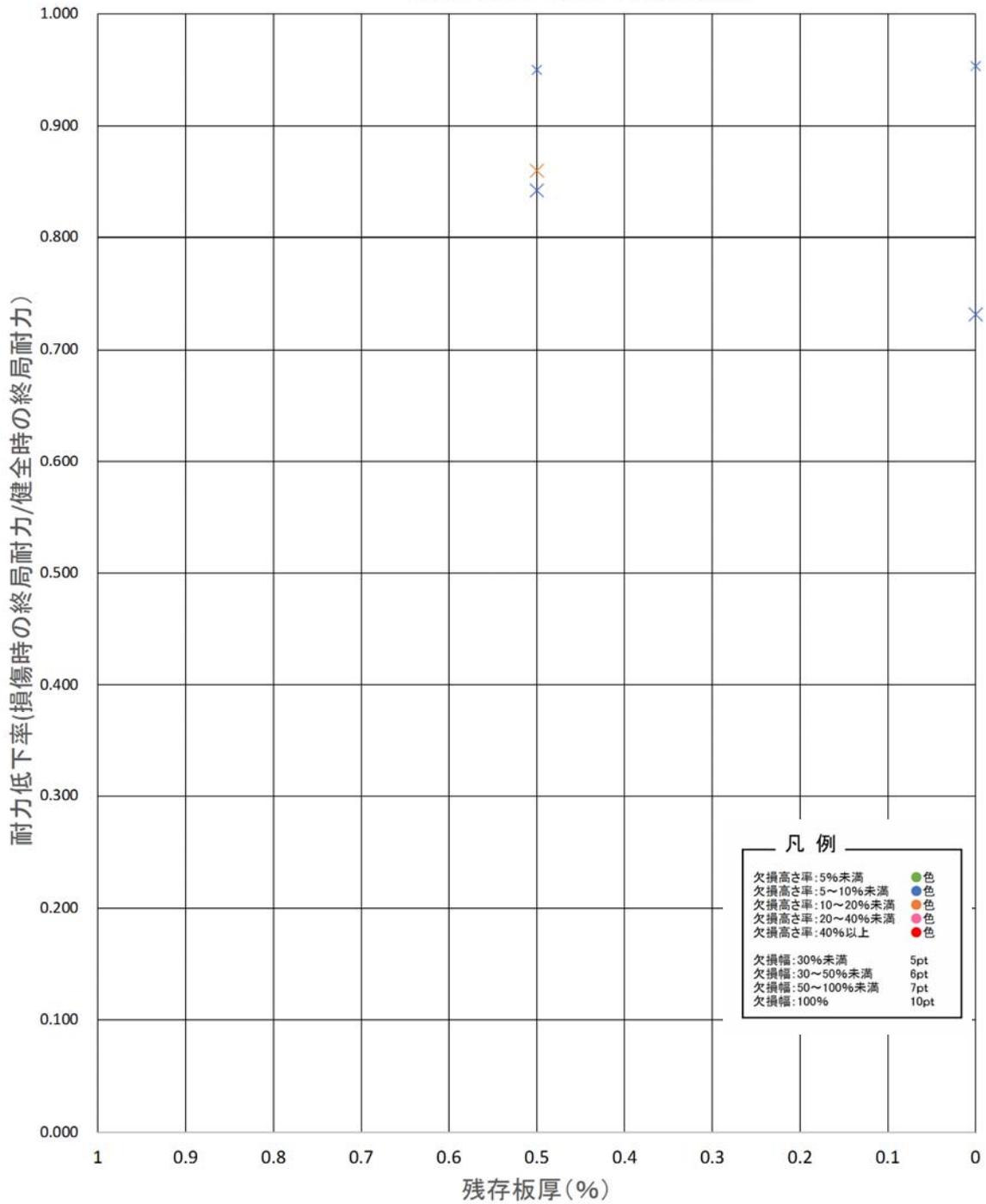
主な傾向は以下の通りである。

- ・欠損高が桁高の10%以内であれば、完全欠損した場合でも健全時の終局耐力の50%の残存耐力がある。
- ※完全欠損した状態では実験結果と解析結果は低下率に大きな差異はない。
- ※径間側欠損よりも耐力の低下率は大きい。
- ・欠損高が桁高の10%以上であり、減厚30%程度であれば、健全時の終局耐力の70%の残存耐力がある。



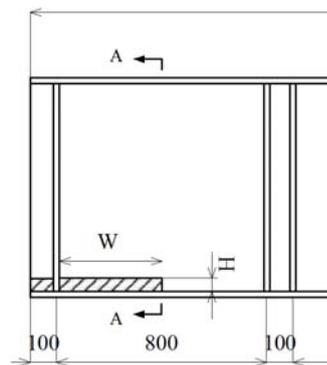
⑤ケース：ウェブ両側欠損

腐食マップ(ウェブ両側欠損)

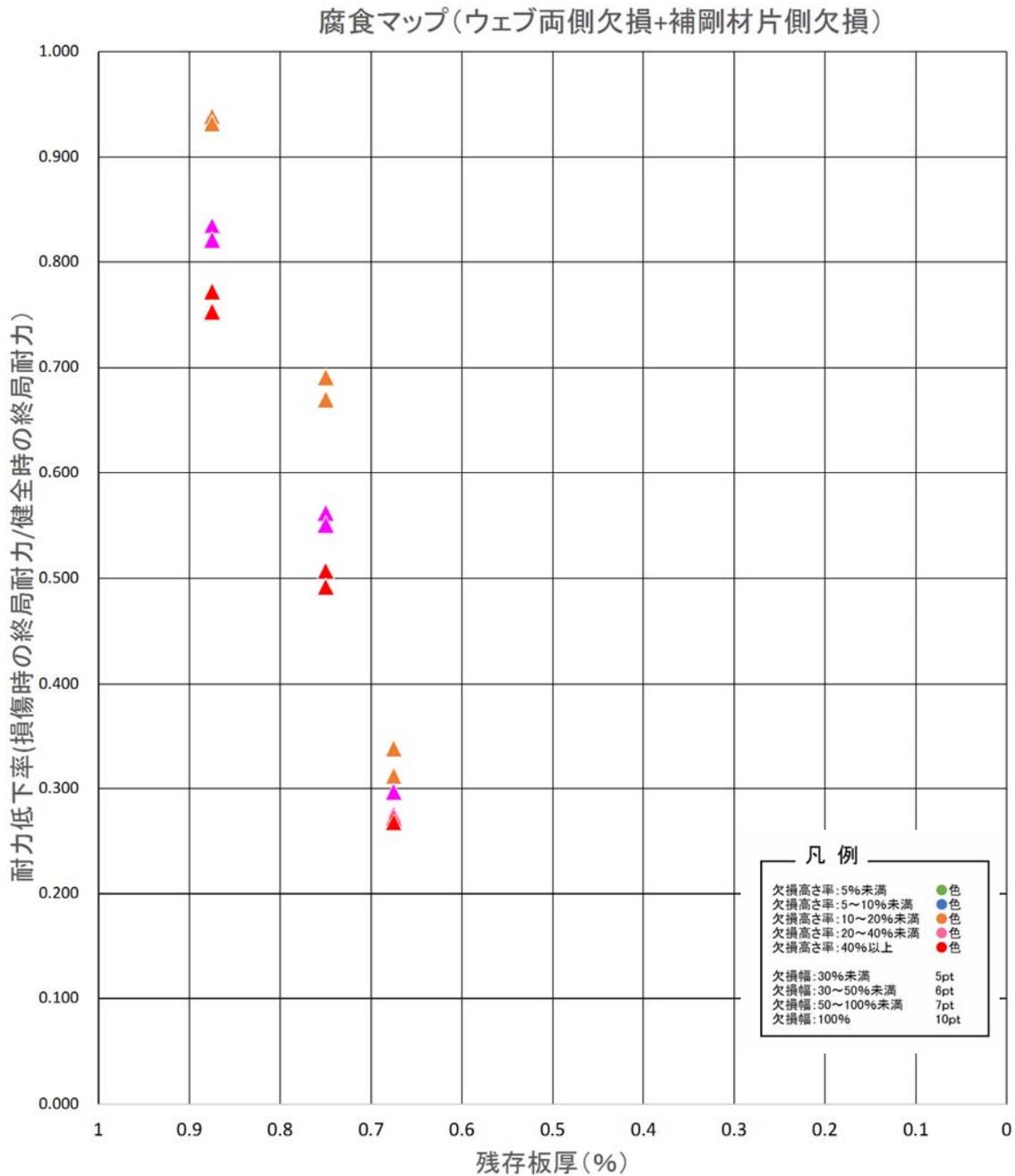


主な傾向は以下の通りである。

- ウェブが両側欠損（欠損高 10%未満）で支点上補剛材が健全であれば、完全欠損しても健全時の終局耐力の 70%の残存耐力がある。



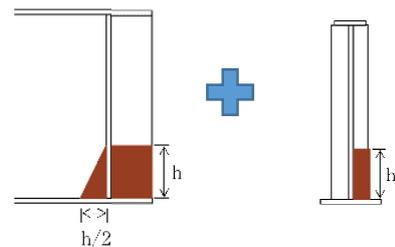
⑥ケース：ウェブ両側欠損+補剛材片側欠損



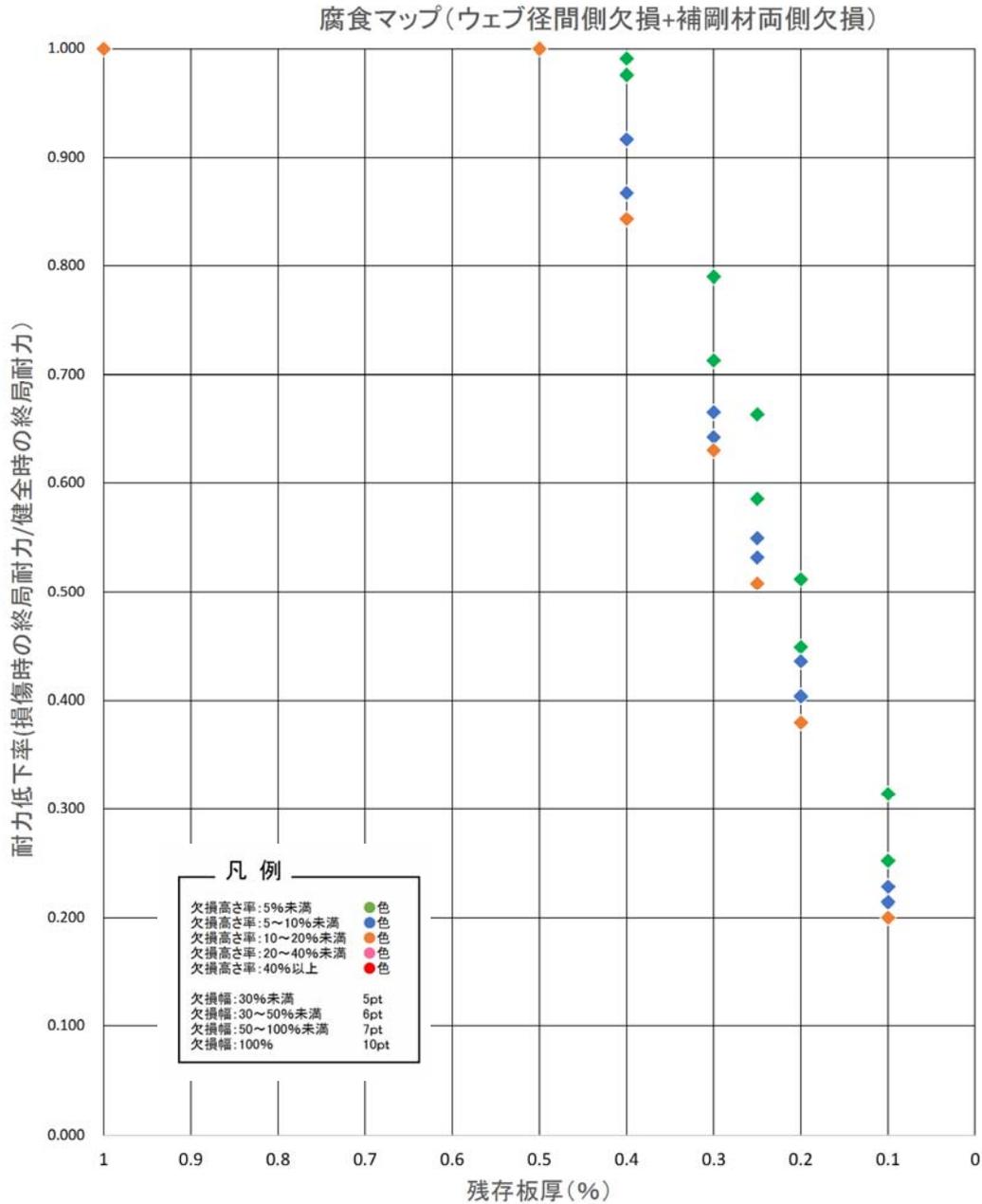
主な傾向は以下の通りである。

- 欠損高 10%以上の場合、欠損板厚に対する耐力低下率は大きい。減厚が 8 割の場合は健全時の終局耐力の 50%の残存耐力があり、減厚が 7 割の場合には、健全時の終局耐力の 30%の残存耐力がある。

なお、この実施ケースは支点上載荷ケースのみである。



⑦ケース：ウェブ径間側欠損+補剛材両側欠損

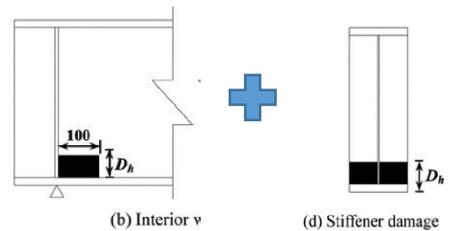


主な傾向は以下の通りである。

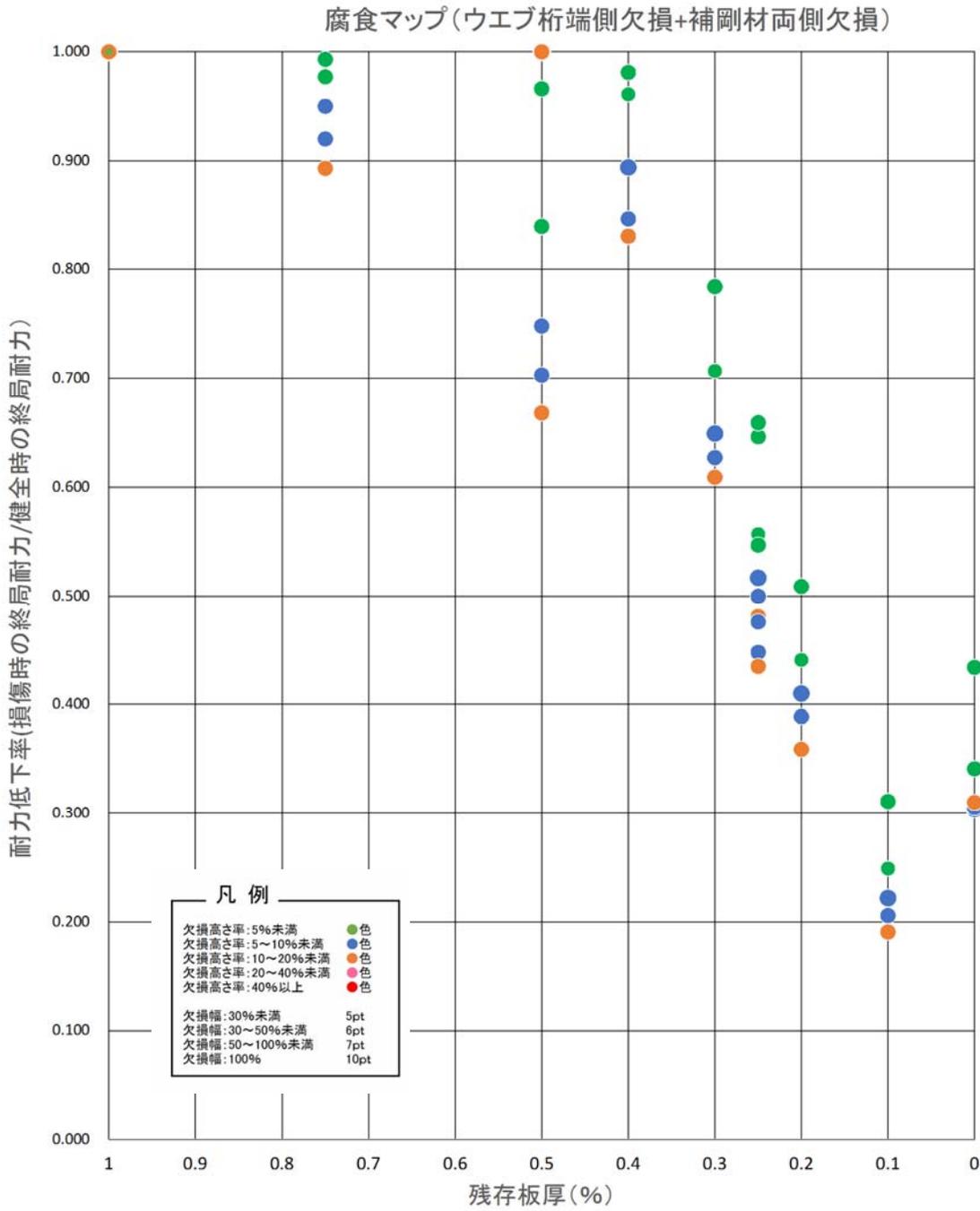
- ・ 5割程度減厚しても、耐力低下は生じない。

※せん断耐力

・ 桁端側ウェブが健全であり、補剛材両側およびウェブの径間側が 7割減厚した場合は健全時の終局耐力の 70%、8割減厚した場合は健全時の終局耐力の 50%、完全欠損した場合でも終局耐力の 20%の残存耐力がある。

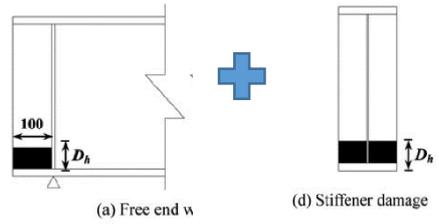


⑧ケース：ウェブ桁端側欠損+補剛材両側欠損

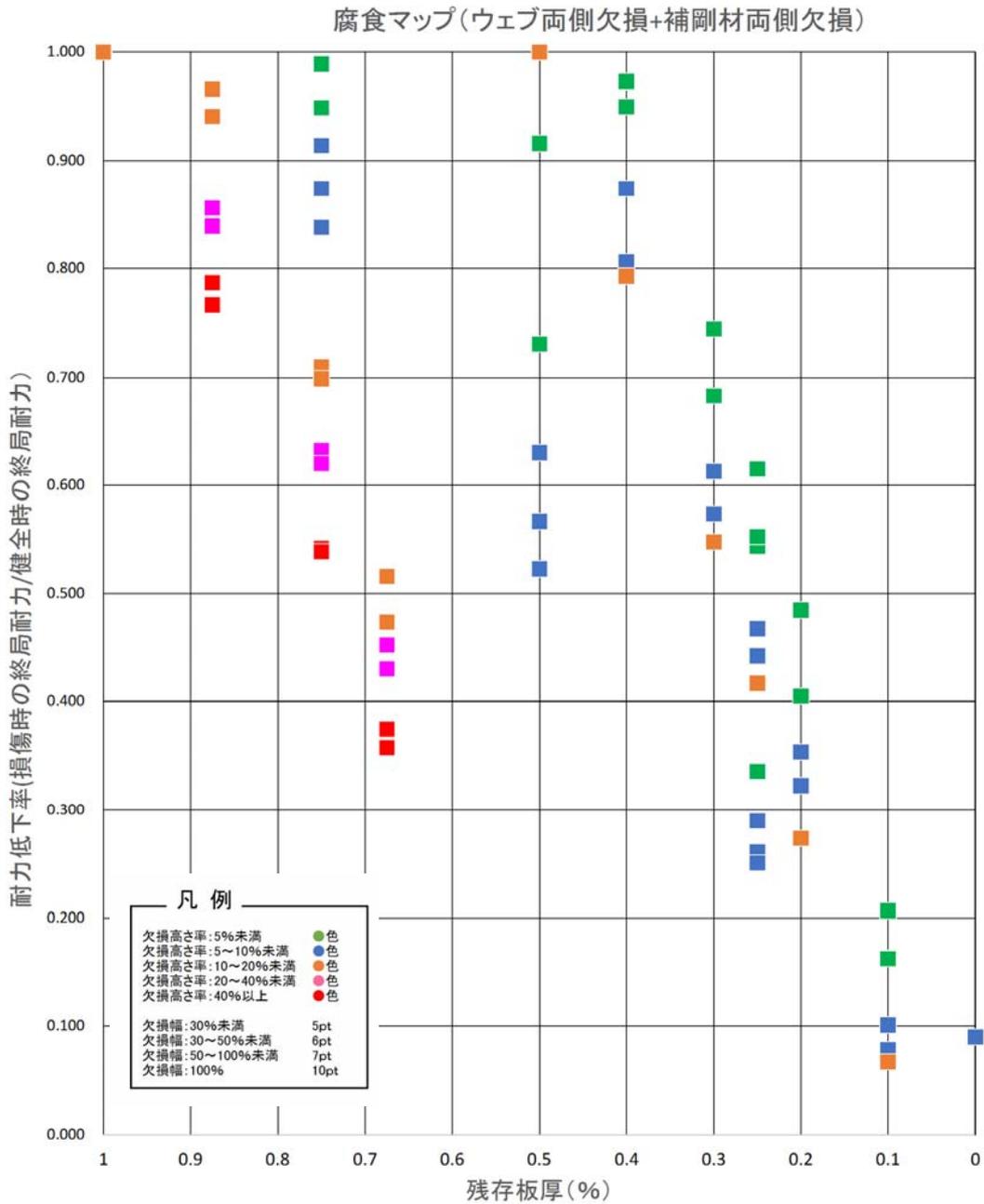


主な傾向は以下の通りである。

- ・桁高よりも欠損板厚の耐力低下率が大きい。
- ・7割減厚した場合は健全時の終局耐力の約50%の残存耐力がある。

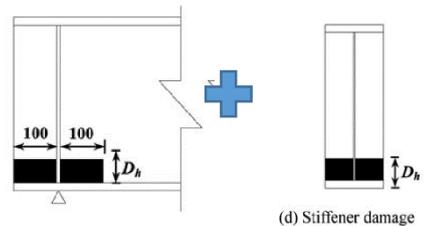


⑨ケース：ウェブ両側欠損+補剛材両側欠損

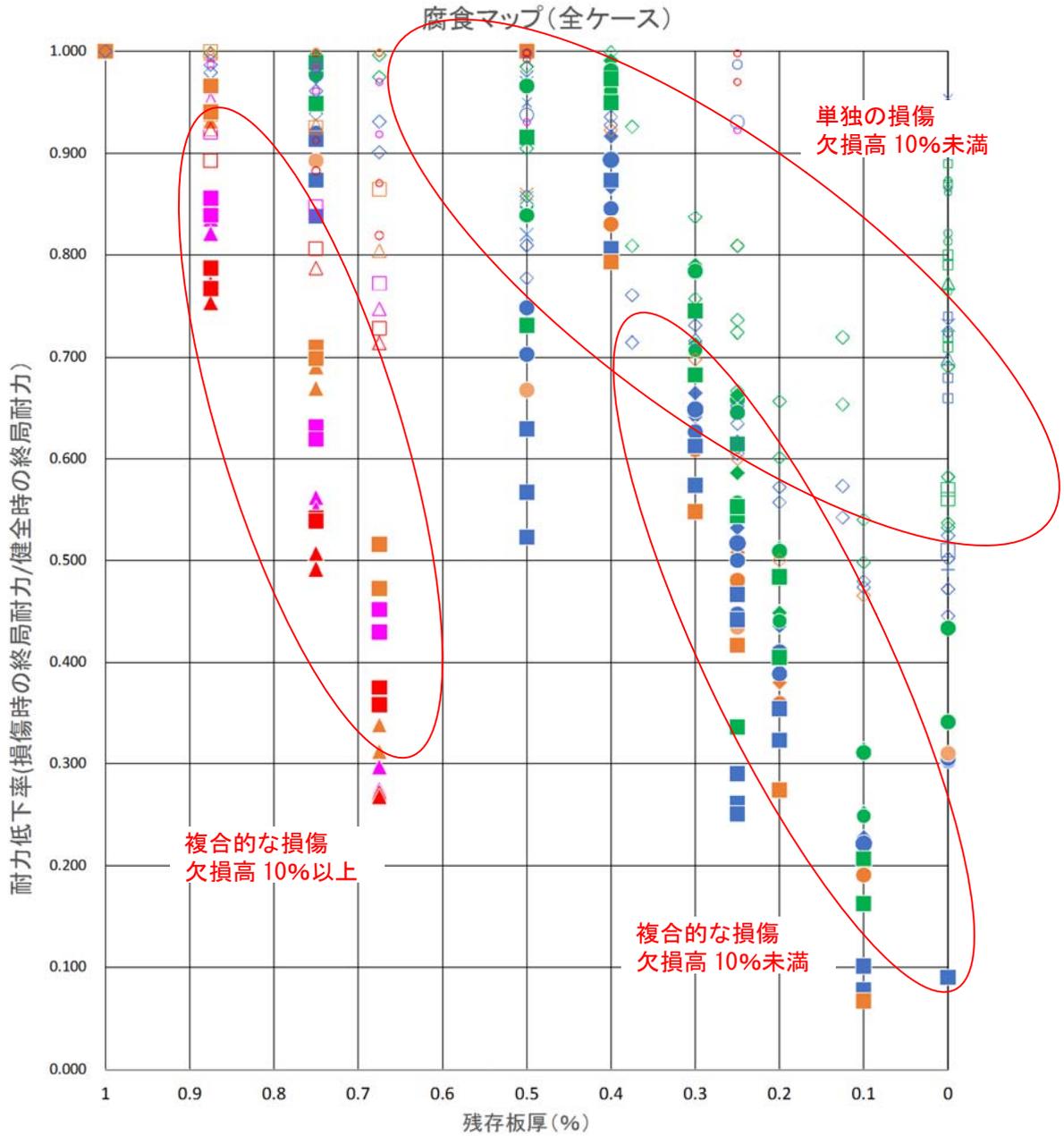


主な傾向は以下の通りである。

- ・欠損高 10%以上の場合は、欠損板厚に対する耐力低下率は大きい。
- ・欠損高 10%未満の場合は、健全時の終局耐力の 50%の残存耐力がある。



⑩全ケース



凡例

欠損高さ率:5%未満	●色	[解析] 補剛材片側欠損	△
欠損高さ率:5~10%未満	●色	[解析] 補剛材両側欠損	◇
欠損高さ率:10~20%未満	●色	[解析] ウェブ欠損(径間側)	○
欠損高さ率:20~40%未満	●色	[解析] ウェブ欠損(桁端側)	□
欠損高さ率:40%以上	●色	[実験] ウェブ両側欠損	×
		[解析] ウェブ両側欠損+補剛材片側欠損	▲
欠損幅:30%未満	5pt	[解析] ウェブ欠損(径間側)+補剛材両側欠損	◆
欠損幅:30~50%未満	6pt	[解析] ウェブ欠損(桁端側)+補剛材両側欠損	●
欠損幅:50~100%未満	7pt	[解析] ウェブ両側欠損+補剛材両側欠損	■
欠損幅:100%	10pt	[実験] ウェブ桁端側欠損	+
		[実験] 補剛材両側欠損	*

表 4-2-4 終局強度に対する耐荷力の整理 (その2)

解析	欠損位置		補剛材	桁高 mm	欠損高		欠損幅		欠損形状	欠損幅 低下率														既往研究 執筆者	載荷位置	腐食形状 記号	高さの色	
	ウェブ				mm	%	mm	%		1	0.875	0.75	0.675	0.5	0.4	0.375	0.3	0.25	0.2	0.125	0.1	0						
	ウェブ	補剛材																										
ウェブ欠損 径間側 幅 85(mm)	ウェブ 桁端全欠損	補剛材 片側欠損	-	1700	170	10.00	85	6.18	下端 △	0.939	0.691	0.338											山口(栄)ら	支点直上	▲			
				1700	170	10.00	170	12.36	下端 △	0.932	0.670	0.312																
				1700	340	20.00	170	12.36	下端 △	0.835	0.562	0.297																
				1700	340	20.00	340	24.73	下端 △	0.821	0.551	0.275																
				1700	680	40.00	340	24.73	下端 △	0.772	0.507	0.272																
				1700	680	40.00	680	49.45	下端 △	0.753	0.492	0.268																
ウェブ欠損 径間側 幅 100(mm)	-	-	補剛材 両側欠損	1000	20	2.00	100	10.00	下端 □	1.000			1.000	0.991		0.790	0.663	0.512		0.314			佐々木ら	支間中央 せん断耐力	◆			
				1000	40	4.00	100	10.00	下端 □	1.000			1.000	0.976		0.713	0.586	0.449		0.252								
				1000	60	6.00	100	10.00	下端 □	1.000			1.000	0.917		0.665	0.550	0.436		0.228								
				1000	80	8.00	100	10.00	下端 □	1.000			1.000	0.867		0.642	0.532	0.404		0.214								
				1000	100	10.00	100	10.00	下端 □	1.000			1.000	0.843		0.630	0.508	0.380		0.200								
				1000	20	2.00	100	100.00	下端 □	1.000			1.000	0.981		0.784	0.646	0.509		0.311								
-	ウェブ 桁端全欠損 幅 100(mm)	-	補剛材 両側欠損	1000	40	4.00	100	100.00	下端 □	1.000			1.000	0.961		0.707	0.557	0.441		0.249			佐々木ら	支間中央 せん断耐力	●			
				1000	60	6.00	100	100.00	下端 □	1.000			1.000	0.894		0.649	0.517	0.410		0.222								
				1000	80	8.00	100	100.00	下端 □	1.000			1.000	0.846		0.627	0.500	0.389		0.206								
				1000	100	10.00	100	100.00	下端 □	1.000			1.000	0.830		0.609	0.481	0.359		0.191								
				1117	20	1.79	160	49.38	下端 □			0.993	0.966				0.659				0.434							
				1117	40	3.58	160	49.38	下端 □			0.977	0.839				0.547				0.341							
ウェブ欠損 径間側 幅 85(mm)	ウェブ 桁端全欠損	-	補剛材 両側欠損	1700	170	10.00	85	6.18	下端 △	0.966	0.710	0.516											山口(栄)ら	支点直上				
				1700	170	10.00	170	12.36	下端 △	0.941	0.699	0.473																
				1700	340	20.00	170	12.36	下端 △	0.856	0.632	0.452																
				1700	340	20.00	340	24.73	下端 △	0.839	0.620	0.430																
				1700	680	40.00	340	24.73	下端 △	0.787	0.542	0.375																
				1700	680	40.00	680	49.45	下端 △	0.767	0.539	0.358																
ウェブ欠損 径間側 幅 100(mm)	ウェブ 桁端全欠損	-	補剛材 両側欠損	1000	20	2.00	100	100.00	下端 □	1.000			1.000	0.973		0.745	0.615	0.484		0.207			佐々木ら	支間中央 せん断耐力	■			
				1000	40	4.00	100	100.00	下端 □	1.000			1.000	0.950		0.683	0.544	0.405		0.163								
				1000	60	6.00	100	100.00	下端 □	1.000			1.000	0.874		0.613	0.467	0.354		0.101								
				1000	80	8.00	100	100.00	下端 □	1.000			1.000	0.806		0.574	0.442	0.323		0.078								
				1000	100	10.00	100	100.00	下端 □	1.000			1.000	0.793		0.548	0.417	0.274		0.067								
				1117	20	1.79	160	100.00	下端 □			0.989	0.916				0.553				0.090							
ウェブ欠損 径間側 幅 160(mm)	ウェブ 桁端全欠損	-	補剛材 両側欠損	1117	40	3.58	160	100.00	下端 □			0.949	0.731		0.336				0.090				佐々木ら	支間中央				
				1117	60	5.37	160	100.00	下端 □			0.914	0.630		0.290				0.090									
				1117	80	7.16	160	100.00	下端 □			0.874	0.567		0.261				0.090									
				1117	100	8.95	160	100.00	下端 □			0.838	0.523		0.251				0.090									
				1200	100	8.33	250	100.00	下端 □							0.491								丹波ら	支間中央	+		
				800	50	6.25	800	100.00	下端 □				0.843								0.731							
実験	ウェブ欠損 径間側 幅 800(mm)	-	-	800	50	6.25	400	50.00	下端 □				0.950						0.953			宮下ら	支間中央	×				
				800	200	25.00	800	100.00	下端 □				0.860															
				1111	60	5.40	80	100.00	下端 □				0.969											佐々木ら	支点直上			
				1111	60	5.40	80	100.00	下端 □				0.820															
				1117	60	5.37	80	100.00	下端 □				0.990															
				1117	60	5.37	80	100.00	下端 □				0.975												佐々木ら	支間中央	*	

参考文献

- 1) 玉越隆史、横井芳輝、石尾真理：全国規模の鋼道路橋点検データに基づく鋼橋の劣化の特徴、鋼構造論文集第 21 巻第 82 号、2014. 6
- 2) Vo Tanh Hung、永澤洋、佐々木栄一、市川篤司、名取暢：腐食が原因で取り替えられた実鋼橋支点部の載荷実験および解析、土木学会論文集、No. 710/I-60、pp. 141-151、2002.
- 3) 玉越隆史、中洲啓太、石尾真理、武田達也、水津紀陽：鋼道路橋の局部腐食に関する調査研究：国土技術政策総合研究所資料 No. 294、国土交通省 国土技術政策総合研究所、p. 18、2006
- 4) (公社) 日本道路協会：鋼道路橋防食便覧、pp. 19-23, 31, 32、2014
- 5) (社) 土木学会：道路橋支承部の改善と維持管理技術、pp. 23-34、2008

4-3. 腐食損傷した桁端の耐力の推定方法と対策の判断

4-3-1. 腐食時の桁端部の実態調査

桁端部の腐食は、定期点検時や補修設計時・補修工事の時に発見されることが多い。補修の必要性の判断だけでなく、時には、応急補修の必要性を迫られる場合がある。以下は、実務において、腐食状態の桁端部を確認した際の補修時の判断、応急補修の判断に適用されたヒアリング結果である。

なお、状況、時期、および道路管理者によって状況が変わるので、参考程度の扱いとされたい。

(1) 補修時の判断

表 4-3-1 補修の判断の有無（ヒアリング結果）^{1) 2) 3)}

	補修時の判断	根拠
A 社	定期点検で腐食 C、E 判定とされた箇所において、建設時図面に記載されている板厚と比較し、5%以上の減厚があれば、補修候補とする。	平成 24 年 道示 p. 436 「鋼板の厚さは JIS G 3193(中略) (一) 側の許容差が公称板厚の 5%以内にならなければならない」
B 社	定期点検で腐食 C、E 判定とされた箇所において、板厚を測定し、支圧応力度および軸圧縮応力度で照査を行い、許容応力度を超過した場合に、補修候補とする。 ※使用材料が不明の場合には材料を予測している。	平成 24 年 道示 p. 327
C 社	定期点検で腐食 C、E 判定とされた箇所において、板厚を測定し、減肉が 30%以上であれば、補修候補とする。 ※ただし、以下のことを実施することが大前提。 ・腐食の誘因となる塩水が伝達しないように、伸縮装置が健全であること。 ・定期的に点検を実施していること ・腐食箇所が局所的であり、足場の設置した場合、経済的でないこと。	FEM 解析の結果より、終局耐力が当初の設計耐力よりも大きく上回ることを提示し、「道路管理者」の判断により設定。
D 社	断面欠損が生じる、局部座屈、亀裂等がある場合には、補修候補とする。 ※ただし、以下のことを実施することが大前提 ・板厚計測による判断（根拠）は難しいため、板厚計測の結果が根拠になることは少ない。 [補足] 現況断面においては常時状態においては満足しているため、地震を想定しない補修は、塗装塗り替えで現状維持が多い。	橋梁定期点検結果において緊急性を要する判定（IV=E1、E2）されている場合を補修候補とする。
E 社	機能の低下があり、対策の必要がある損傷（Aランク相当）さび・腐食の Aランク：断面欠損が部材厚の 10%以上ある場合	阪神高速道路(株)HPより ※阪神高速道路の長期維持管理及び更新に関する技術検討委員会（第 1 回）

※局所的な腐食の C 判定箇所は、塗装塗り替えによる対策とされることが多い

表 4-3-2 応急補修の判断の有無（ヒアリング結果）

	応急補修時の判断	備考
α社	部材が完全欠損していれば、応急補修候補とする。	
β社	目視で確認できる変状があり、照査を行い、減厚した部材で設定した降伏耐力が、当初の設計耐力よりも下回っていれば、応急補修候補とする。	降伏耐力算出 ＝部材の最小値の許容応力度×1.7×有効面積 ※補剛材の許容応力度×1.7
γ社	目視で確認できる変状があり、照査を行い、減厚した部材で設定した降伏耐力が、当初の設計耐力よりも下回っていれば、応急補修候補とする。	降伏耐力算出 ＝許容応力度×1.7（累加強度）×有効面積
η社	目視で確認できる変状があり、減厚した上に、疲労亀裂と思われる塗装割れが確認された場合に応急補修候補とする。	-
θ社	目視で確認できる変状があり、実応力を計測した判断（ひずみ計測）で異常値が確認された場合に応急補修候補とする。	-
ι社	目視で確認できる局部座屈が確認された場合に応急補修候補とする。	-

なお、ここでいう応急補修で求められる性能とは、保有性能2に該当する。

表 4-3-3 補修性能について³⁾

	補修・補強 対策上の安全性	補修・補強 対策上の供用性	補修・補強 対策上の修復性	
			短期的修復性	長期的修復性
保有性能1 損傷はあるが通常の交通を許容できる性能	落橋に対する安全性を確保	損傷前と同じ橋としての機能を確保する	機能回復のための修復を必要としない	軽微な補修でよい
保有性能2 損傷が限定的なものにとどまり、橋としての機能を速やかに回復できる性能	落橋に対する安全性を確保	損傷後に橋としての機能を速やかに回復できる	機能回復のための補修が応急対策で対応できる	比較的容易に恒久対策を行うことが可能である
保有性能3 損傷により車両の通行が許容できないが、橋として維持できる性能	落橋に対する安全性を確保	緊急車両のみ通行できる機能を確保する	-	-

(2) 腐食した桁端部に遭遇した際に困ったこと

以下に、実務者が腐食した桁端部に遭遇した際に困ったことをヒアリングにより整理する。

- ① 桁端部の腐食が甚大だったので、交通規制を掛けて様子を見ることを道路管理者に提案したが、定量的な根拠を求められた。
- ② 桁端部までのアプローチがなく、欠損状態が正確に計測できない状態で、補修の可否を求められた。
- ③ 腐食状態が様々なので、部材のどの残存評価式を適用すればよいかわからなかった。
- ④ 補強されたあて板とともに桁端部が腐食をしていたので、その耐力の有無が判断できなかった。
- ⑤ 設計計算書や図面がない状態での補修の可否を求められた。

(3) 腐食した桁端部の評価について

上記に示すように、欠損時の状態について定量的に求められるニーズがあるものの、容易に計測ができなければ、適用する式が確立されていないことがわかる。

現時点の多くの補修設計時の対応は、腐食した箇所平均板厚を設定する、もしくは安全側の考えとして欠損したものとみなし、新設時の設計と同様、軸圧縮応力を受ける柱として設計し、必要に応じて支圧応力度による照査をしている。この式の代用した場合には許容応力度で設計している今日の橋梁では、健全時にある程度の許容値に対して余裕をみて設計しているとはいえ、欠損することで許容応力度を超過する状況になる。その結果、補修する必要性が低いにも関わらず、当て板補強等により過剰に補強している場合がある。

一方、4.1節の基準の調査では、ウェブの最小板厚は座屈を考慮して決められているにも関わらず、支点部の支点上補剛材では許容応力度内に求められている。また、4-2-2の文献整理の結果において、支点部の終局耐力は設計耐力よりも2倍近く高い状況にある。

以上の背景から、次節では要求性能に基づき、設計耐力を設定する。

4-3-2. 腐食損傷した桁端部の耐力評価における条件設定

腐食損傷した桁端部の耐力を推定する方法および条件を設定する。この推定方法の設定における着目点は以下の通りである。

- ・通常の設計者は、構造諸元しか把握できず、実際の終局耐力を把握できないので、構造諸元から終局耐力を把握できる方法とする。
- ・多少の欠損状態があっても鋼材は意外と耐力があることが把握できる方法とする。

推定方法の条件整理は図 4-3-1 の通りである。

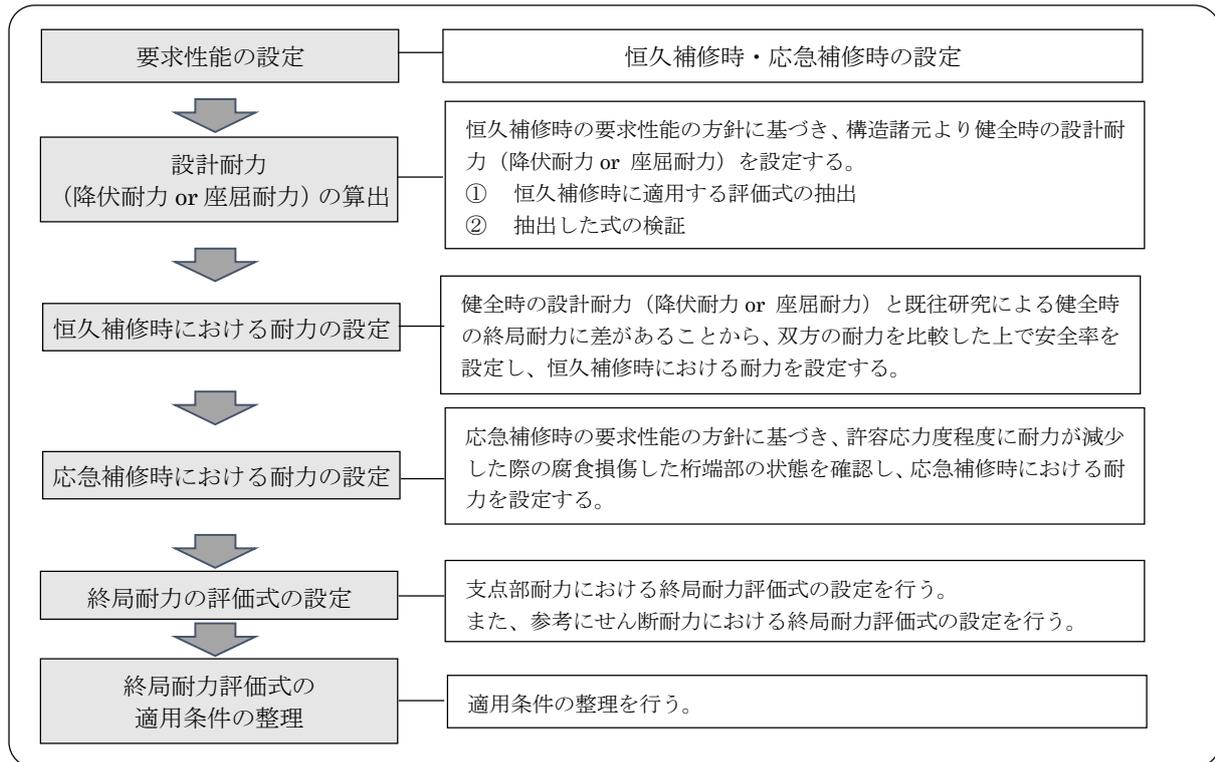


図 4-3-1 桁端部の耐力推定方法の手順

(1) 要求性能

1) 要求性能の設定

当部会では、平成 26 年 7 月に道路法改正により、5 年に 1 度は必ず定期点検を実施され、桁端部に損傷があった場合にその損傷の経過を確認できるという条件を考慮し、要求性能を定めた。

- ・恒久補修時において、表 4-3-3 に示す要求性能 1 「損傷はあるが通常の交通を許容できる性能」とする。
- ・応急補修時は、表 4-3-3 に示す要求性能 2 「損傷が限定的なものにとどまり、橋としての機能を速やかに回復できる性能」とする。

2) 要求性能に対する崩壊状態の設定

健全時の桁端部は、以下のような順序で崩壊をすることを既往研究より把握している（図 4-3-2 参照）。

- ① 支点部（24 t の範囲）降伏する状態 or せん断座屈（後座屈は考慮しない）
- ② 支点部局部座屈+ウェブの有効幅の増大+有効座屈長の変化
- ③ 全体座屈（連成座屈）= 支点部全体が降伏 $\sigma_y = \sigma_{cr} = 1 \Rightarrow$ 終局耐力時の挙動

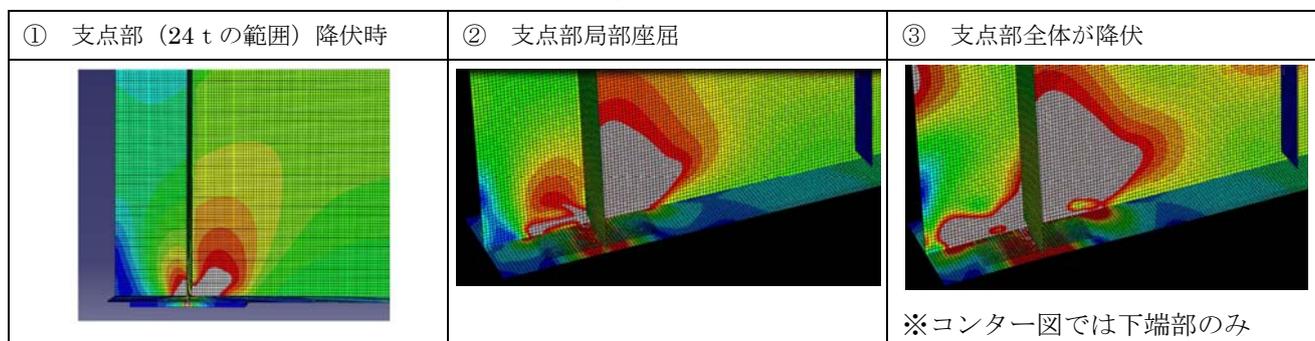


図 4-3-2 健全時におけるウェブ下端部の応力コンター図⁴⁾

実際のウェブの有効幅は 24 t の範囲より広いこともあり、実際の終局耐力は想定している終局耐力よりも高いことが読み取れる。この桁端部の崩壊の状態を踏まえて、要求性能に対応する判断時の考え方を設定する。

【要求性能に対する恒久補修時における判断の考え方】

既往の研究成果より、健全時の桁端部において道示で設定された有効幅 24 t の範囲が降伏した状態や桁端部の一部に局部座屈が発生した状態が終局耐力時の状態ではないことが分かっている。また、桁端部（24 t の範囲）が降伏しない or 局部座屈が発生しない程度の耐力があれば、腐食時の桁端部においても降伏しない or 局部座屈が発生しないと考え、通常の交通を許容できるものと考えた。

よって、恒久対策の有無の判断の考え方は以下の通りとする。

「有効幅全体の領域を降伏する状態または局部座屈を発生する状態を判断の境界とし、欠損時における終局強度に対して、健全時における有効幅全体の領域を降伏させた降伏耐力およびせん断座屈が生じていない程度の座屈耐力以上の耐力低下を有する腐食であれば恒久対策を必要とする。」

※以後、降伏耐力または局部座屈が発生する耐力を構造諸元より算出できる耐力とし設計耐力と称す。

【要求性能に対する応急補修時における判断の考え方】

実際の設計では、降伏点 σ_y に対して、1.7 の安全率を定めて許容応力度内に収めるようにしている。つまり、この許容応力度内であれば、道示で示す柱としての機能を満足する同等の耐力があると考え、腐食時の桁端部においても損傷が限定的なものに留まるような状態（柱として全体座屈が生じないような状態）であると考えた。よって、応急対策の有無の判断の考え方は以下の通りとする。

「全体座屈が発生する状態または、損傷が甚大な局部座屈をする状態を判断の境界とし、欠損時における終局強度に対して、健全時におけるウェブの有効幅（24 t）および全支点上補剛材の許容応力度以上の耐力低下を有する欠損であること、または、スカーラップが大きい場合、支圧で設計されていることを考慮して、より安全側である終局耐力の 50% 以上の腐食であれば応急対策を必要とする。」

(2) 設計耐力の算出

1) 評価式の抽出

恒久補修の必要の有無の判断は「有効幅全体の領域が降伏している時の降伏耐力、もしくは局部座屈が発生する座屈耐力」に対する判断であり、すなわち、ウェブと補剛材の異種の材質で構成されている主桁支点部の降伏耐力または局部座屈の小さい方よりも耐力が下回る状態であれば必ず補修が必要とする判断であることを意味している。これまでの研究成果より、これらの耐力に相当する考えられる設計耐力算出式を3式抽出する。

- ・式 (1) 降伏耐力 (十字柱部) における算出式 ※ σ_{ca} 部材の最小値である補剛材の許容圧縮応力度
- ・式 (2) 降伏耐力 (十字柱部) における算出式 ※ σ_{ca} ウェブと補剛材の許容圧縮応力度の累加強度
- ・式 (3) せん断耐力 (径間側ウェブパネル) における評価式

[降伏耐力における算出式]

$$\text{式) } P_{d1} = \sigma_{ca} \cdot \nu \cdot A \quad (1)$$

P_{d1} : 設計耐力 (降伏耐力)

σ_{ca} : 局部座屈と全体座屈の連成強度 (部材の最小値である補剛材の許容圧縮応力度)

ν : 安全率 (=1.7)

A : 有効断面積 ※ウェブ幅は $24t$ 、 t : ウェブの板厚)

$$\text{式) } P_{d2} = \sigma_{caw} \cdot \nu \cdot A_{ew} + \sigma_{cas} \cdot \nu \cdot A_{es} \quad (2)$$

P_{d2} : 設計耐力 (降伏耐力)

σ_{caw} : 局部座屈と全体座屈の連成強度 (ウェブの許容圧縮応力度)

σ_{cas} : 局部座屈と全体座屈の連成強度 (補剛材の許容圧縮応力度)

ν : 安全率 (=1.7)

A_{ew} : ウェブの有効断面積 (ウェブ幅は $24t$ 、 t : ウェブの板厚)

A_{es} : 補剛材の有効断面積

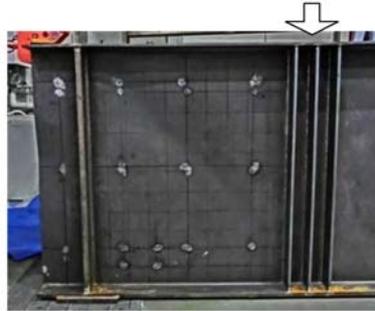
※上記の2式は、全体座屈が生じない状態の式であることから、有効座屈長は桁高の1/2とする。

式 (1) は、新設時の設計の考えである部材の最小値を適用している式である。設計思想は、部材が一箇所でも降伏すれば柱として設計している支点部全体が降伏するという考えである。

式 (2) は、十字柱に該当するウェブと補剛材の面積を示す累加強度で算出した式である。設計思想は、ウェブ厚よりも支点上補剛材厚の方が厚いために、支点上補剛材が降伏しても柱として設計している支点部全体は降伏しないという考えである。また、材質の降伏点だけでは決まらないことも意味している。

[座屈における算出式]

桁端部の1部材でも局部座屈が発生する場合を考えて座屈強度式を適用する場合もある。既往の研究から考えられるモードは、健全時であれば径間側ウェブパネルのせん断座屈が初期のイベントと考えられる。これは、補剛材はウェブよりも板厚が厚い（または幅厚比パラメータが大きい）ために、ウェブの方が先に損傷したと考えられる。



(a) Case-1

図 4-3-3 径間側ウェブのせん断座屈⁵⁾

上記のモードによる強度算出式を以下に示す。

式) 径間側ウェブのせん断座屈 (以下参照)⁶⁾

(3)

(1) せん断座屈強度

最も基本的な単一パネルに純せん断力が作用すると、腹板内部で大きさの等しい引張主応力と圧縮主応力が生じ、この限界がせん断座屈強度 τ_{cr} であり、4辺単純支持条件のもとでは次式のように算出される [Bleich, 1952].

$$\tau_{cr} = k_{\tau} \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b}\right)^2, \quad k_{\tau} = \begin{cases} 4.00 + 5.34/\alpha^2 & (\alpha \leq 1) \\ 5.34 + 4.00/\alpha^2 & (\alpha > 1) \end{cases} \quad (12.2.15)$$

また、座屈パラメータ $\bar{\lambda}_s (= \sqrt{\tau_Y/\tau_{cr}})$ を用いて表わすと、次式のようなになる [土木学会, 1987].

$$\tau_{cr}/\tau_{Yw} = \begin{cases} 1 & (\bar{\lambda}_s \leq 0.6) \\ 1 - 0.614(\bar{\lambda}_s - 0.6) & (0.6 < \bar{\lambda}_s \leq \sqrt{2}) \\ 1/\bar{\lambda}_s^2 & (\sqrt{2} \leq \bar{\lambda}_s) \end{cases} \quad (12.2.16)$$

2) 既往研究（解析・実験）におけるモードと評価式の比較

構造諸元が明確に把握できる既往の文献を利用して、降伏耐力・座屈耐力を算出する。腐食損傷時の崩壊状態と適用する評価式との関係が明確でないことから、健全時の状態において構造諸元より算出した降伏耐力・座屈耐力を実験・解析結果の荷重-変位曲線における位置づけを整理した（図 4-3-4 参照）。

既往の研究で使用されたモデルは表 4-3-4 の通りである。また、その上記の構造諸元およびは表 4-3-5 の通りである。

表 4-3-4 既往研究のモデルの整理^{5)、7) ~11)}

	文献		荷重載荷位置	備考
No. 1	佐々木ら[2014]	解析・実験	支間中央	日本海沿岸 100mの橋梁の 2/3 スケール
No. 2	佐々木ら[2012]	解析・実験	支点直上	日本海沿岸 100mの橋梁の 2/3 スケール
No. 3	佐々木ら[2009]	実験	支点直上	日本海沿岸 100mの橋梁の 2/3 スケール
No. 4	臼倉ら [2011]	解析	対傾構間隔の中央部	実務設計で一般的に参考および適用されてきた、平成6年版の標準設計から、主要幹線道路橋に対する、単純プレートガーダー橋（設計番号0240）を検討対象、径間長30m、内桁、固定端
No. 5	臼倉ら [2011]	解析	対傾構間隔の中央部	No. 4 の橋梁の可動端
No. 6	臼倉ら [2011]	解析	支点直上	No. 4 の橋梁と同じ
No. 7	山口（栄）ら [2013]	解析	支点直上	日本橋梁建設協会：合成桁の設計例と解説、2000. の設計例で使用された橋梁
No. 8	丹波ら[2014]	解析・実験	1 パネル径間側	阪神高速道路の本線において現在も供用中の鋼I 桁の中から、供用年次が古く、比較的桁高の小さい橋梁 1969 年(昭和44 年)10 月に竣工した鋼I 桁(橋長24m、幅員17.7m、RC 床版厚180mm、6 主桁)

表 4-3-5 既往研究のモデルの構造諸元一覧

	年度	補剛材						ウェブ					
		材質	幅 (mm)	厚 (mm)	許容応力度 (N/mm)	降伏応力 (N/mm)	有効面積 (mm ²)	材質	有効幅 (mm)	厚 (mm)	材質 (N/mm)	降伏応力 (N/mm)	有効面積 (mm ²)
No.1	2014	SS400	80	12	185	240	1920	SS400	72	6	185	250	864
No.2	2012	SS400	80	12	185	240	1920	SS400	72	6	185	250	864
No.3	2009	SS400	80	12	185	240	1920	SS400	72	6	185	250	864
No.4	2011	SS400	155	14	140	235	4340	SM490Y	108	9	210	355	1944
No.5	2011	SS400	155	14	140	235	4340	SM490Y	108	9	210	355	1944
No.6	2011	SS400	155	14	140	235	4340	SM490Y	108	9	210	355	1944
No.7	2013	SS400	170	16	140	235	5440	SS400	108	9	140	235	1944
No.8	2014	SM400A	100	20	140	235	4000	SM490A	108	9	210	315	1944

	年度	ウェブ径間側		
		パネル幅 (mm)	パネル高 (mm)	アスペクト比
No.1	2014	324	896	0.36
No.2	2012	324	896	0.36
No.3	2009	324	896	0.36
No.4	2011	833	1440	0.58
No.5	2011	833	1440	0.58
No.6	2011	833	1440	0.58
No.7	2013	1375	1360	1.01
No.8	2014	1000	1200	0.83

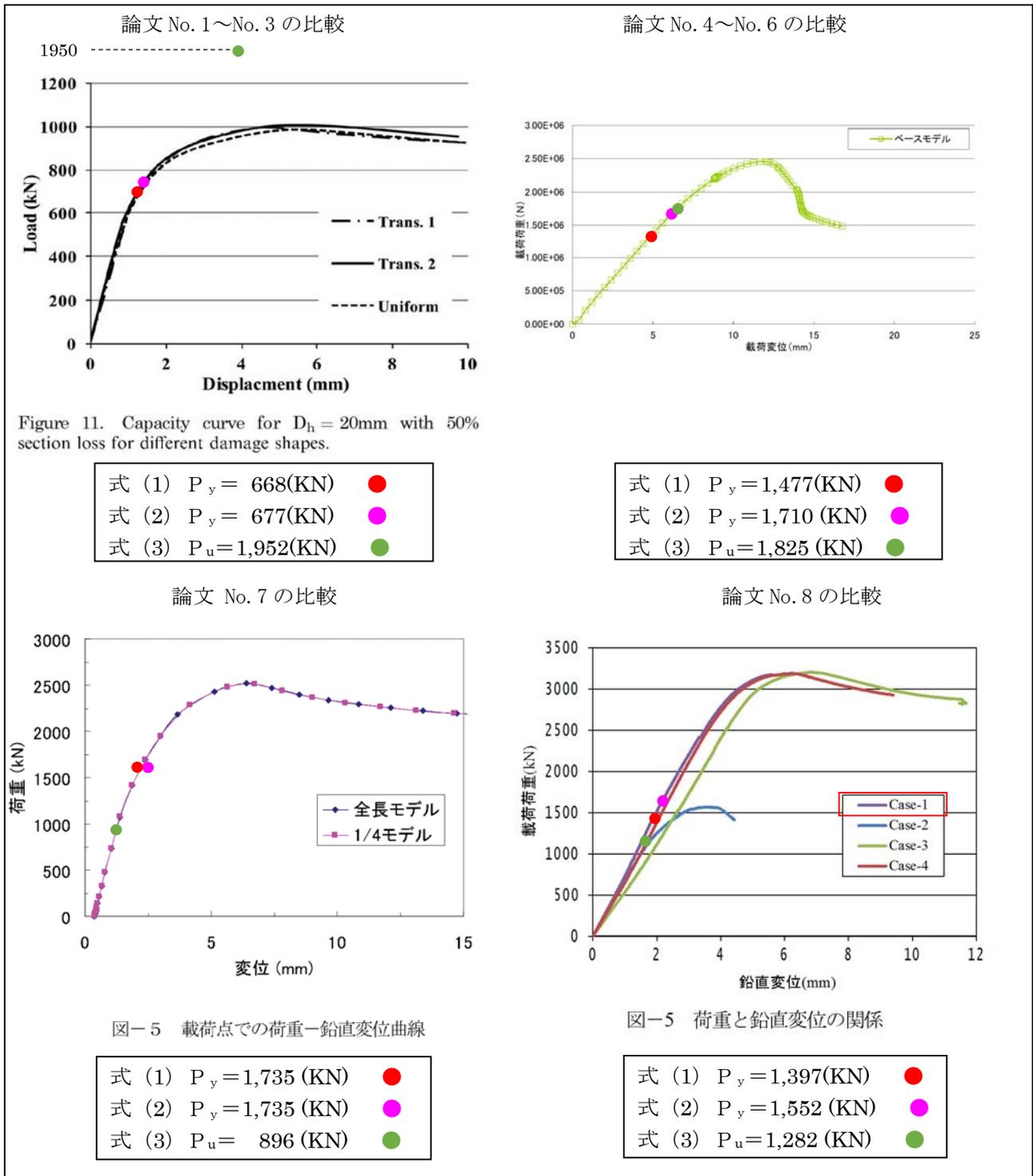


図 4-3-4 健全モデルにおける荷重-変位曲線と各式の関係^{5), 7) ~10)}

式 (1) により算出した降伏耐力●と式 (2) により算出した降伏耐力●で比較したが、どのモデルにおいても解析・実験における終局耐力に対して大きな差はなかった。また、降伏耐力とせん断耐力を比較した場合、No. 1~No. 6 のモデルでは、せん断耐力の算出式 (3) ●が上回ったが、No. 7 と No. 8 のモデルは、降伏耐力の式 (1) ●および式 (2) ●が下回った。さらに最初に生じたイベント (変化点) と●または●、●の低い方の耐力は、大きな差異はなく、その低い方の耐力まではおおそ線形であった。なお、No. 7 は支点上載荷であるためにせん断座屈は発生していない。

1) ～2) および既往の研究結果を整理する。

・降伏耐力における式 1) および式 2) では耐力に大きな差がない。ただし、挙動をみるとウェブおよび補剛材の挙動が別々であり、支点部において、また、補剛材はウェブよりも低材質である、もしくは同等であるが、ウェブ厚よりも板厚が厚いために、必ずしも低材質に合わせて耐力を算出する必要はないと考える。

・現時点では腐食時の桁端部の損傷メカニズムが完全に把握されていない。

・条件によっては、構造諸元から把握できる式は、降伏耐力よりも座屈耐力が低い場合がある。

以上より、恒久補修時の耐力に相当する耐力は降伏耐力もしくはせん断座屈耐力のうち、小さい方の耐力とし、桁端部の挙動から、降伏耐力ウェブおよび補剛材の累加強度で算出する (2) を採用する。

設計耐力（降伏耐力とせん断座屈耐力）について条件を整理する。

【設計耐力（降伏耐力）】

式) $P_d = \sigma_{caw} \cdot \nu \cdot A_{ew} + \sigma_{cas} \cdot \nu \cdot A_{es}$

P_d : 設計耐力（降伏耐力）

σ_{caw} : 局部座屈と全体座屈の連成強度（ウェブの許容圧縮応力度）

σ_{cas} : 局部座屈と全体座屈の連成強度（補剛材の許容圧縮応力度）

ν : 安全率（=1.7）

A_{ew} : ウェブの有効断面積（ウェブ幅は $24t$ 、 t : ウェブの板厚）

A_{es} : 補剛材の有効断面積

① ウェブの有効面積幅は $24t$ （ t : ウェブの板厚）とする。

② 適用する材質は、補剛材が欠損した場合には、ウェブの材質の許容応力度×1.7×有効面積とし、ウェブが欠損した場合には、補剛材の材質の許容応力度×1.7×有効面積とし、ウェブと補剛材の一部が欠損した場合には、累加強度で評価する。

③ 有効座屈長は、道示に準拠して、「桁高の 1/2 とする」

【設計耐力（せん断座屈耐力）】

式) $\tau_{cr} = k_s \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t_w}{h_w}\right)^2$ $k_s = 5.34 + 4.00 \frac{1}{\alpha^2}$ ($\alpha \geq 1$)
 $k_s = 4.00 + 5.34 \frac{1}{\alpha^2}$ ($\alpha < 1$)

τ_{cr} : 腹板のせん断座屈応力度

h_w : ウェブ高

t_w : ウェブ厚

ν : パアソン比

α : アスペクト比

E : ヤング係数

(3) 恒久補修時における耐力の設定

恒久補修時における耐力は設計耐力（降伏耐力 or 座屈耐力）とする。つまり、腐食時に有している終局耐力が健全時における設計耐力（終局耐力／安全率）を有しているかをポイントとした。

この安全率の設定は、構造諸元を把握できる既往の文献（表 4-3-4 参照）の実験・解析結果より算出された終局耐力と、前節で設定した式における設計耐力（降伏耐力 or 座屈耐力）を比較して設定する。

既往の文献のモデルについて①設計耐力（許容応力度）[参考値]、②設計耐力（降伏耐力 or 座屈耐力）[恒久補修時]および③終局耐力[応急補修時]の関係を図示すると図 4-3-5 の通りである。また、設計耐力と終局耐力の関係を整理すると表 4-3-6 の通りである。

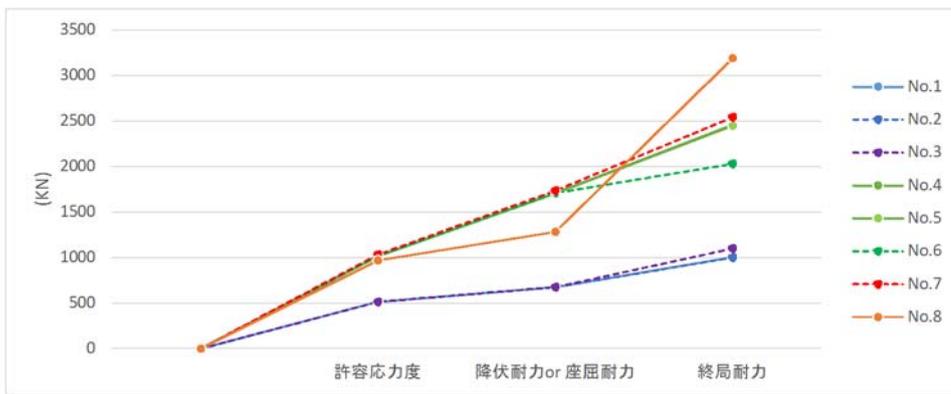


図 4-3-5 設計耐力と終局耐力の関係 ※点線：支点直上載荷

表 4-3-6 設計耐力と終局耐力の関係

文献	許容応力度／終局耐力	【恒久補修時】	【応急補修時】	終局耐力／ (降伏耐力or座屈耐力) に対する安全率	荷重載荷位置
		降伏耐力／終局耐力 or 座屈耐力／終局耐力	終局耐力／終局耐力		
No.1	0.51	0.67	1.00	1.48	支間中央載荷
No.2	0.52	0.68	1.00	1.48	支点直上載荷
No.3	0.47	0.62	1.00	1.63	支点直上載荷
No.4	0.41	0.70	1.00	1.44	支間中央載荷
No.5	0.41	0.70	1.00	1.43	支間中央載荷
No.6	0.50	0.84	1.00	1.19	支点直上載荷
No.7	0.41	0.68	1.00	1.47	支点直上載荷
No.8	0.30	0.40	1.00	2.49	支間中央載荷

結果として終局耐力／設計耐力（降伏耐力 or 座屈耐力）に対する安全率にばらつきがみられた。No. 6 は、安全率 1.19 であり、終局耐力に対する設計耐力は最も低い。また、No. 8 は安全率 2.49 であり、終局耐力に対する設計耐力は最も高い。その他のケースはおおよそ 1.4～1.6 程度である。No. 6 は、No. 4 と No. 5 の載荷条件を支点直上にしたモデルである。実際の橋梁に近いモデルとしては支間中央載荷であり、直上載荷は桁として保有する耐力としては安全側過ぎると思われる。また、多くのケースが 1.4～1.6 程度であるため、これらの条件から現段階では最も適している安全率は多く頒布している最小値がよいと考えた。以上から終局耐力／設計耐力（降伏耐力 or 座屈耐力）に対する安全率は 1.4 と設定する。

恒久補修時の耐力

「（終局強度＝支点部全体が降伏）／1.4（安全率）＝部材の降伏耐力」

(4) 応急補修時における耐力の設定

応急補修時における耐力は「全体座屈が発生する状態または、損傷が甚大な局部座屈をする状態」の耐力を有するかである。この状態を終局強度から割り返した許容応力度程度の耐力と仮定した。つまり、腐食時に有している終局耐力が健全時における許容応力度程度以上の耐力を有しているかをポイントとした。

ここで設定した許容応力度の耐力は、「(終局強度=支点部全体が降伏) / 1.4 (安全率) / 1.7 = 0.42 = 部材の許容軸圧縮応力度」または「(終局強度=支点部全体が降伏) / 1.4 (安全率) / 1.5 = 0.48 = 部材の許容支圧応力度」である。なお、道路管理者や設計技術者の観点から、終局耐力の 50% 以下の状態 (例えば、終局耐力の 48%) であっても応急対策を必要としないとするのは、非現実的であるため、応急補修時の耐力は終局耐力の 50% とした。この耐力の状態について、既往の研究論文を利用して検証する。

表 4-3-7 各損傷状態における終局耐力に対する低下率⁷⁾

Table 6. Ultimate bearing capacity and deformed shapes for various analysis cases

Damage type	Analysis Case	P _{ult} (kN)	P _{ult} /P _{Htot}	Failure mode	Damage type	Analysis Case	P _{ult} (kN)	P _{ult} /P _{Htot}	Failure mode	Damage type	Analysis Case	P _{ult} (kN)	P _{ult} /P _{Htot}	Failure mode
	S20t75	1007	0.996	Normal		WES20t75	1005.2	0.993	Normal		BWS20t75	1000.6	0.989	Normal
	S20t50	996.5	0.985	Normal		WES20t50	977.69	0.966	Normal		BWS20t50	927.19	0.916	Normal
	S20t25	818.1	0.809	Local		WES20t25	666.36	0.659	Local		BWS20t25	560.01	0.553	Local
	S20t0	699	0.691	Crushing		WES20t0	439.57	0.434	Crushing		BWS20t0	91.253	0.09	Crushing
	S40t75	994.7	0.983	Normal		WES40t75	988.44	0.977	Normal		BWS40t75	960.38	0.949	Normal
	S40t50	916	0.905	Local		WES40t50	849.43	0.839	Local		BWS40t50	740.02	0.731	Crippling
	S40t25	732.8	0.724	Local		WES40t25	553.77	0.547	Crippling		BWS40t25	339.86	0.336	Crippling
	S40t0	589.2	0.582	Crippling		WES40t0	345.36	0.341	Crushing		BWS40t0	91.253	0.09	Crushing
	S60t75	986.9	0.975	Normal		WES60t75	961.31	0.95	Normal		BWS60t75	925.21	0.914	Normal
	S60t50	868.3	0.858	Local		WES60t50	756.61	0.748	Crippling		BWS60t50	637.13	0.63	Crippling
	S60t25	660.8	0.653	Crippling		WES60t25	481.62	0.476	Crippling		BWS60t25	293.91	0.29	Crippling
	S60t0	507.6	0.502	Crippling		WES60t0	306.32	0.303	Crippling		BWS60t0	91.253	0.09	Crippling
	S80t75	972.1	0.961	Normal		WES80t75	930.98	0.92	Normal		BWS80t75	884.8	0.874	Normal
	S80t50	818.9	0.809	Local		WES80t50	711.44	0.703	Crippling		BWS80t50	573.6	0.567	Crippling
	S80t25	624.7	0.617	Crippling		WES80t25	453.04	0.448	Crippling		BWS80t25	264.57	0.261	Crippling
	S80t0	478.09	0.472	Crippling		WES80t0	309	0.305	Crippling		BWS80t0	91.25	0.09	Crippling
	S100t75	949.9	0.939	Normal		WES100t75	903.45	0.893	Normal		BWS100t75	848.19	0.838	Local
	S100t50	786.5	0.777	Local		WES100t50	675.94	0.668	Crippling		BWS100t50	528.82	0.523	Crippling
	S100t25	612.4	0.605	Crippling		WES100t25	439.66	0.435	Crippling		BWS100t25	253.95	0.251	Crippling
	S100t0	451.6	0.446	Crippling		WES100t0	313.79	0.31	Crippling		BWS100t0	91.253	0.09	Crippling

□ は、今回設定した必ず応急補修をする必要がある耐力の程度を下回っている欠損ケースをマーキングしている。このマーキングされた箇所は以下のケースである。

- ・ 補剛材両側全欠損 (腐食高 80mm)
- ・ 補剛材両側全欠損 (腐食高 100mm)
- ・ 補剛材両側欠損+ウェブ桁端側欠損 (残存厚 25%, 腐食高 40mm~100mm)
- ・ 補剛材両側欠損+ウェブ桁端側欠損 (腐食高 20mm~100mm)
- ・ 補剛材両側欠損+ウェブ両側欠損 (残存厚 25%, 欠損高 40mm~100mm)
- ・ 補剛材両側全欠損+ウェブ両側全欠損 (腐食高 20mm~100mm)

部会のメンバーの判断としては道路管理者が応急補修を判断するにあたる欠損量としては十分な量であると考えた。

(5) 適用する終局耐力評価式の設定

腐食損傷した桁端の耐力の推定を行うにあたり、既往の終局耐力評価式を利用する。文献を調査した結果、最も腐食形態を網羅して提案されたのは佐々木らが提案した式であった。佐々木らは、補剛材両側欠損、補剛材両側欠損+ウェブ桁端側欠損、補剛材両側欠損+ウェブ両側欠損の腐食形状をモデルにした解析・実験を行い、健全時耐力から損傷耐力の低下率を算出した式を提案している⁷⁾。

$$P_{ult}/P_H = \left[1 - \frac{(1 - R_t)^b}{a + (1 - R_t)^b} \right]$$

$$R_t = \frac{t_{min}}{t_0} \quad \leftarrow \text{断面欠損率}$$

$$R_d = \frac{D_h}{d} \times 100 \quad \leftarrow \text{腐食高さ率 (\%)}$$

- t_{min} : 腐食領域の最小板厚
- t_0 : 設計板厚
- D_h : 腐食領域の高さ
- d : 鋼桁の高さ

a) 支点部補剛材のみが腐食した場合

$$a = 2.25 \cdot R_d^{-0.46}$$

$$b = 4.95 \cdot R_d^{-0.37}$$

b) 支点部補剛材とウェブが腐食した場合

$$a = 0.45$$

$$b = 7.65 \cdot R_d^{-0.56}$$

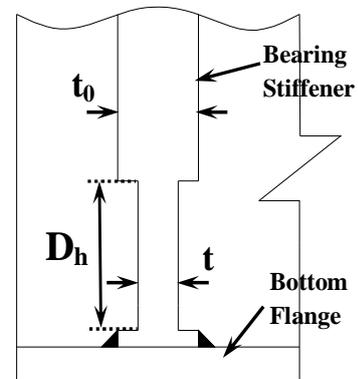
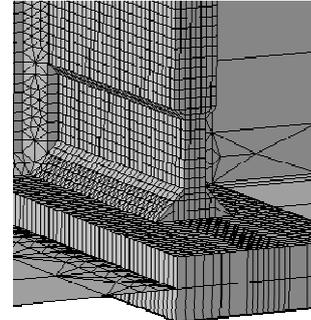


図 4-3-6 断面欠損のモデル化

【支点部耐力（補剛材両側欠損の場合）】

【支点部耐力（支点上補剛材両側とウェブ欠損の場合）】

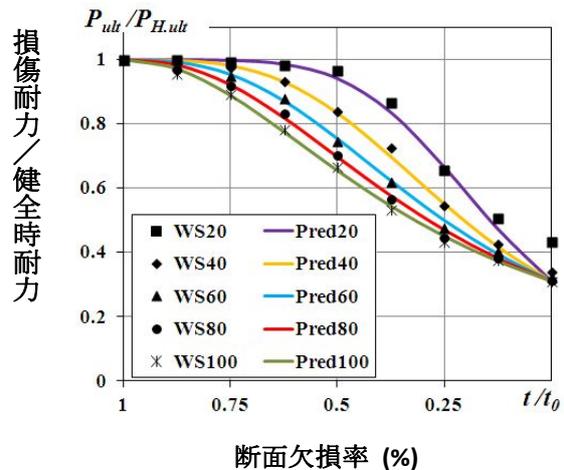
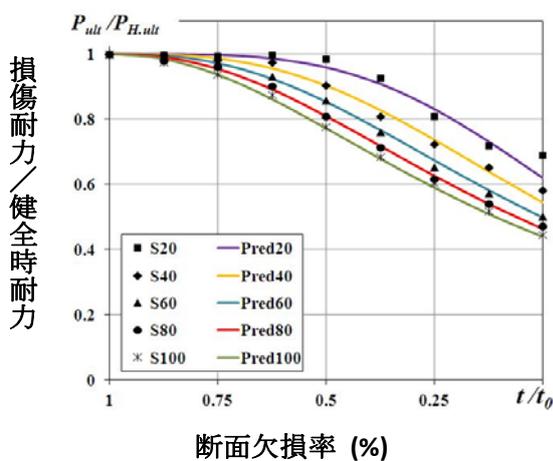


図 4-3-7 部材の損傷における終局耐力の数値予測値

当部会では、この佐々木らが提案した桁端部の耐荷力の低下の推定式を利用する。

また、佐々木らは、支点部耐力だけでなく、せん断耐力においても補剛材両側欠損、補剛材両側欠損+ウェブ桁端側欠損、補剛材両側欠損+ウェブ両側欠損の腐食形状をモデルにした解析・実験を行い、健全時耐力から損傷耐力の低下率を算出した式を提案している¹²⁾。参考にせん断耐力の低下式についても添付する。

せん断耐力

a) 支点部補剛材のみが腐食した場合

$$P_{ult}/P_H = 1.15 \cdot R_{c,avg} - \frac{R_d}{83} + 0.375$$

b) 支点部補剛材とウェブが腐食した場合

$$P_{ult}/P_H = 2.55 \cdot R_{c,avg} - \frac{R_d}{42.5}$$

$$R_{c,avg} = \frac{t_{avg}}{t_0} \quad \leftarrow \text{断面欠損率}$$

$$R_d = \frac{D_h}{d} \times 100 \quad \leftarrow \text{腐食高さ率 (\%)}$$

t_{avg} : 腐食領域の平均残存板厚

t_0 : 設計板厚

D_h : 腐食領域の高さ

d : 鋼桁の高さ

※但し、残存板厚比が50%以上ある場合、塑性拘束（塑性変形が進みにくい）の影響で、最大耐力は下がらないため、1.0と判断してよいものとし、 $(P_{ult}/P_H) = 1.0$ として取り扱う。

【支点部耐力（支点上補剛材両側とウェブ欠損の場合）】

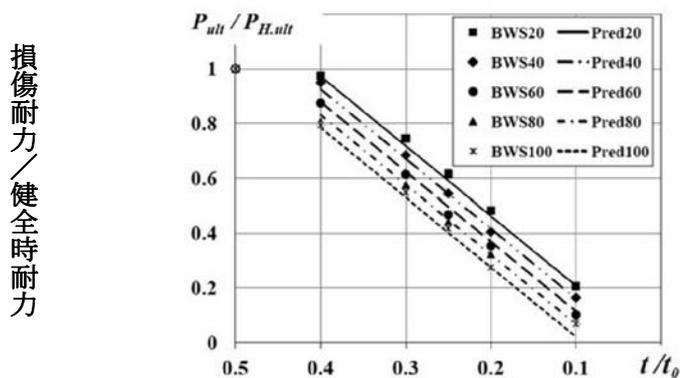


Figure 17. Correlation between numerical and predicted results for stiffener plus web damage (BWS).

断面欠損率 (%)

図 4-3-8 部材の損傷における終局耐力の数値予測値

(6) 終局耐力評価式の適用条件の整理

桁端部の耐荷力の低下の推定式を利用するにあたり、適用条件を整理する。

(推定式の適用条件)

- ・耐力：桁端部の支点部耐力を求める耐力とする。
- ・適用腐食形態：「支点上補剛材の両側欠損」
「支点上補剛材の両側欠損およびウェブ径間側および桁端側欠損」
 - ※下フランジは、腐食があるものの、支承に確実に応力伝達できる程度の剛性はあるものとする。
 - ※ウェブの欠損は桁端側と径間側同程度欠損したものとし、欠損幅 100mm とする。欠損幅が小さい場合や片方のみ欠損した場合でも安全側と考え、この式の適用範囲とする。
- ・付加曲げモーメント、初期たわみ（不整）、残留応力は問わない。
- ・地震時の耐力は考慮しない。
- ・疲労亀裂はないものとする。
- ・当て板補強および補強リブは設置されていないものとする。
- ・「支点上補剛材およびウェブ」が腐食している場合、適用する腐食時の最小板厚はウェブとする。
 - ※理由：支点上補剛材よりもウェブの方が、板厚が薄いために、実際の現場では薄いウェブ厚が発見されると思われるため。
- ・「支点上補剛材およびウェブ」が腐食している場合、腐食の割合は同程度の進行と仮定する。
 - ※理由：支点上補剛材の方がウェブより腐食しやすい傾向があるものの、補剛材の方がウェブよりも厚く、さらに適用する残存板厚は、ウェブ厚の採用値は均一ではなく、最小板厚時を採用することなので、同割合で腐食するという仮定についても、安全側と考えられるため

4-3-3. 耐力評価式の試行

任意の構造諸元を題材にし、桁端部が腐食の程度と健全時の設計耐力の関係を把握するために桁端部の耐荷力の低下の推定式を利用して実際に試行した。

(1) 試行条件

1) 構造諸元(腐食前の断面構成)

対象箇所	: I断面の支点部
桁高	: 1500mm
支点上補剛材断面	: 250×20
腹板厚	: 10mm
ウェブ材質	: SM490Y
支点上補剛材材質	: SS400

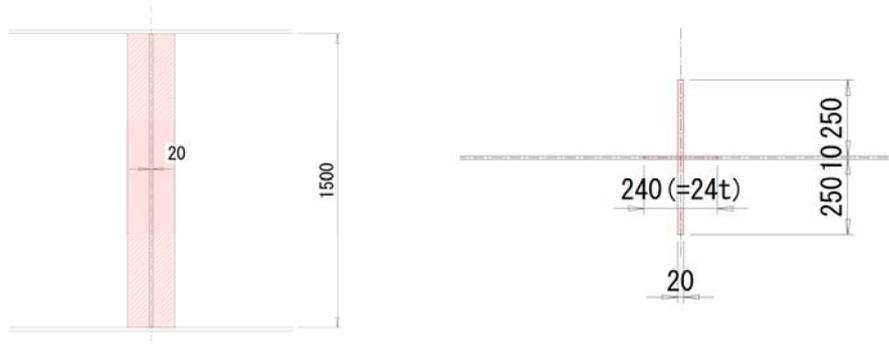


図 4-3-9 試行条件における構造諸元

設計耐力は以下の通りである。

$$\begin{aligned}
 \text{式) } P_d &= \sigma_{caw} \cdot \nu \cdot A_{ew} + \sigma_{cas} \cdot \nu \cdot A_{es} \\
 &= 210 \cdot 1.7 \cdot (240 \cdot 10) + 140 \cdot 1.7 \cdot (250 \cdot 20) \\
 &= 856,800 + 2,380,000 = 3,236,800(\text{N})
 \end{aligned}$$

$$\text{※ } l = 1500/2 = 750\text{mm} \quad r = 59 \quad l/r = 750/59 \approx 13 \quad \text{※許容値の低減なし}$$

P_d : 設計耐力 (降伏耐力)

σ_{caw} : 局部座屈と全体座屈の連成強度 (ウェブの許容圧縮応力度)

σ_{cas} : 局部座屈と全体座屈の連成強度 (補剛材の許容圧縮応力度)

ν : 安全率 (=1.7)

A_{ew} : ウェブの有効断面積 (ウェブ幅は 24 t、 t : ウェブの板厚)

A_{es} : 補剛材の有効断面積

2) 検討ケース

4 ケースにより検討する。

a) 支点部補剛材のみが腐食した場合

CASE-1) 腐食領域高率=固定(20%=300mm)

残存板厚率=100%~30% (100%=20mm、30%=6mm)

CASE-2) 腐食領域高率=5%~30% (5%=30mm、40%=600mm)、

残存板厚率=固定(50%=10mm)

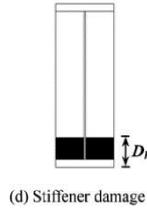


図 4-3-10 試行条件における欠損ケース

b) 支点部補剛材とウェブが腐食した場合

CASE-3) 腐食領域高率=固定(20%=300mm)

残存板厚率=100%~30% 支点上補剛材 (100%=20mm、30%=6mm)

ウェブ (100%=10mm、30%=3mm)

CASE-4) 腐食領域高率=5%~30% (5%=30mm、40%=600mm)

残存板厚率=固定(50%) 支点上補剛材 (50%=10mm)、ウェブ (50%=5mm)

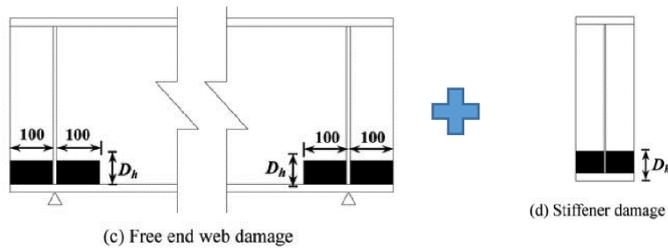


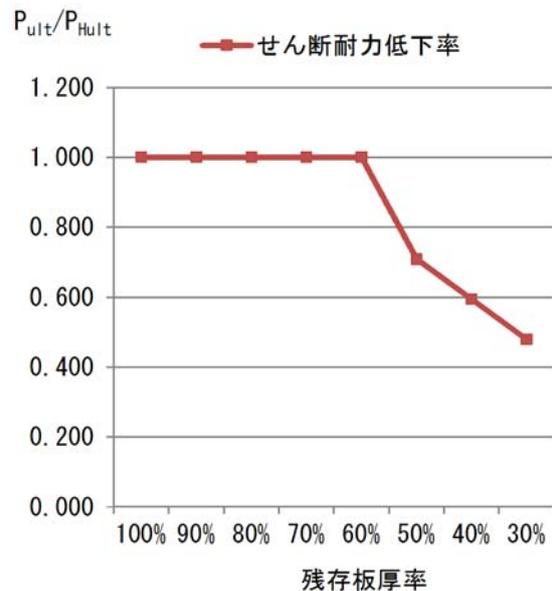
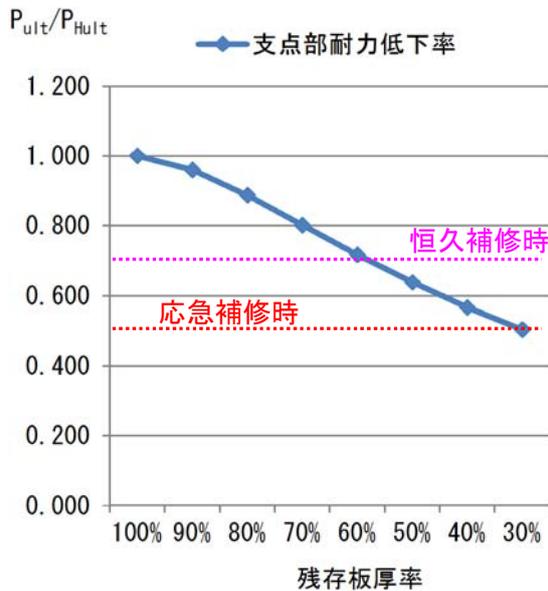
図 4-3-11 試行条件における欠損ケース

(2) 耐力低下率の算出

1) 支点部補剛材のみが腐食した場合

CASE-1)

腐食の範囲	---	STIFF	STIFF	STIFF	STIFF	STIFF	STIFF	STIFF	STIFF	STIFF
残存板厚率	(%)	100%	90%	80%	70%	60%	50%	40%	30%	
腐食高さ率	(%)	20%	20%	20%	20%	20%	20%	20%	20%	
断面形状	WEB板厚	(mm)	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0
(腐食部)	STIFF板厚	(mm)	20.0	18.0	16.0	14.0	12.0	10.0	8.0	6.0
支点部 耐力	腐食領域の最小板厚	t_{min} (mm)	20.0	18.0	16.0	14.0	12.0	10.0	8.0	6.0
	設計板厚	t_0 (mm)	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0
	腐食領域の高さ	D_h (mm)	300	300	300	300	300	300	300	300
	鋼桁の高さ	d (mm)	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500
	R_t (= t_{min}/t_0)	R_t ---	1.000	0.900	0.800	0.700	0.600	0.500	0.400	0.300
	R_d (= $D_h/d \times 100$)	R_d ---	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0
	係数(a)	a ---	0.567	0.567	0.567	0.567	0.567	0.567	0.567	0.567
	係数(b)	b ---	1.634	1.634	1.634	1.634	1.634	1.634	1.634	1.634
	支点部耐力低下率	P_{ult}/P_{Hult} ---	1.000	0.961	0.887	0.802	0.717	0.638	0.566	0.504
せん断 耐力	腐食領域の平均残存板厚	t_{avg} (mm)	20.0	18.0	16.0	14.0	12.0	10.0	8.0	6.0
	設計板厚	t_0 (mm)	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0
	腐食領域の高さ	D_h (mm)	300	300	300	300	300	300	300	300
	鋼桁の高さ	d (mm)	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500
	$R_{t,avg}$ (= t_{avg}/t_0)	$R_{t,avg}$ ---	1.000	0.900	0.800	0.700	0.600	0.500	0.400	0.300
	R_d (= $D_h/d \times 100$)	R_d ---	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0
	せん断耐力低下率	P_{ult}/P_{Hult} ---	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	0.709	0.594	0.479



支点補剛材両側欠損している場合の推定式に基づく、残存板厚率に対する支点部耐力低下率を示し、前節で設定した恒久補修時の目安値（終局耐力/1.4≒70%）、応急補修時の目安（終局耐力/2≒50%）を左図に示す。

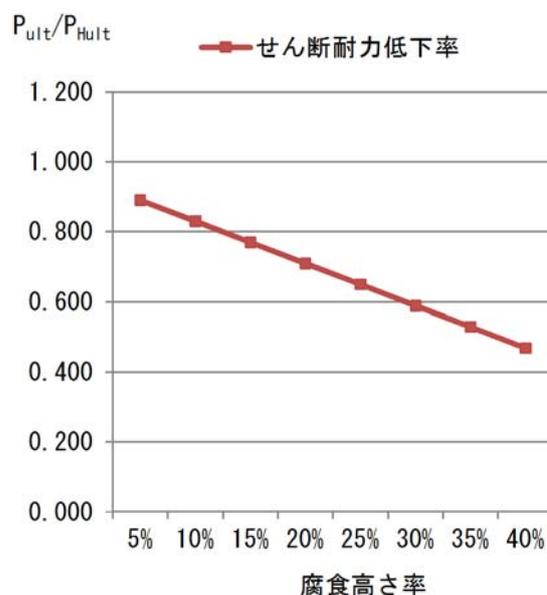
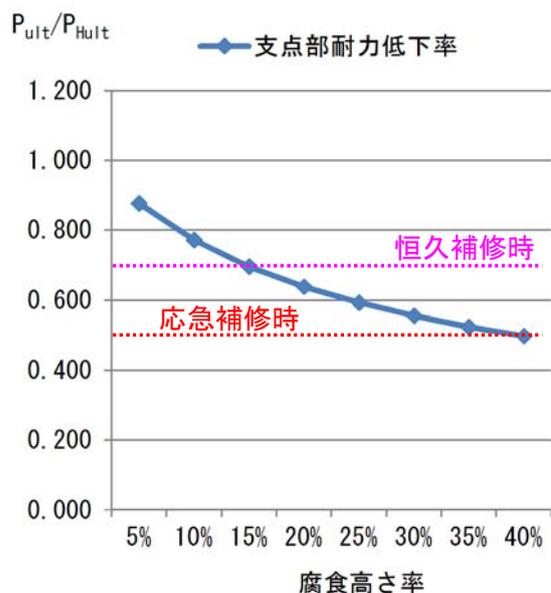
【恒久補修時】腐食高が 300mm の場合、支点上補剛材の残存板厚が 60%程度であれば設計耐力を満たすことになる。腐食高が 300mm、残存板厚 60%未満であれば、恒久補修の対象となる。

【応急補修時】腐食高が 300mm の場合、残存板厚 30%未満であれば、応急補修の対象となる。

右図はせん断耐力低下図を参考に添付する。

CASE-2)

腐食の範囲		---	STIFF	STIFF	STIFF	STIFF	STIFF	STIFF	STIFF	STIFF	
残存板厚率		(%)	50%	50%	50%	50%	50%	50%	50%	50%	
腐食高さ率		(%)	5%	10%	15%	20%	25%	30%	35%	40%	
断面形状 (腐食部)	WEB板厚	(mm)	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	
	STIFF板厚	(mm)	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	
支 点 部 耐 力	腐食領域の最小板厚	t_{min} (mm)	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	
	設計板厚	t_0 (mm)	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	
	腐食領域の高さ	D_h (mm)	75	150	225	300	375	450	525	600	
	鋼桁の高さ	d (mm)	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	
	R_t (= t_{min}/t_0)	R_t ---	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	
	R_d (= $D_h/d \times 100$)	R_d ---	5.0	10.0	15.0	20.0	25.0	30.0	35.0	40.0	
	係数(a)	a ---	1.073	0.780	0.647	0.567	0.512	0.471	0.438	0.412	
	係数(b)	b ---	2.729	2.112	1.817	1.634	1.504	1.406	1.328	1.264	
	支 点 部 耐 力 低 下 率	P_{ult}/P_{Hult} ---	0.877	0.771	0.695	0.638	0.592	0.555	0.524	0.498	
せ ん 断 耐 力	腐食領域の平均残存板厚	t_{avg} (mm)	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	
	設計板厚	t_0 (mm)	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	
	腐食領域の高さ	D_h (mm)	75	150	225	300	375	450	525	600	
	鋼桁の高さ	d (mm)	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	
	$R_{t,avg}$ (= t_{avg}/t_0)	$R_{t,avg}$ ---	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	
	R_d (= $D_h/d \times 100$)	R_d ---	5.0	10.0	15.0	20.0	25.0	30.0	35.0	40.0	
		せ ん 断 耐 力 低 下 率	P_{ult}/P_{Hult} ---	0.890	0.830	0.769	0.709	0.649	0.589	0.528	0.468



支
点
補
剛
材
両
側
欠
損
し
て
い
る
場
合
の
推
定
式
に
基
づ
く、
残
存
板
厚
率
に
対
す
る
支
点
部
耐
力
低
下
率
を
示
し、
前
節
で
設
定
し
た
恒
久
補
修
時
の
目
安
値
（
終
局
耐
力
/1.4 \approx 70%）、
応
急
補
修
時
の
目
安
（
終
局
耐
力
/2 \approx 50%）
を
左
図
に
示
す。

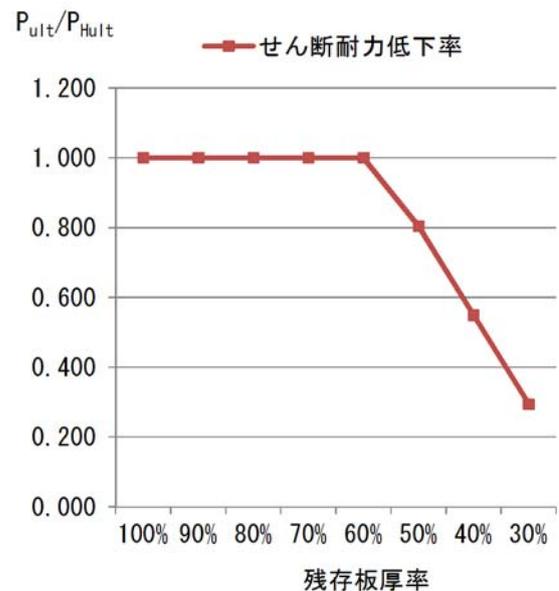
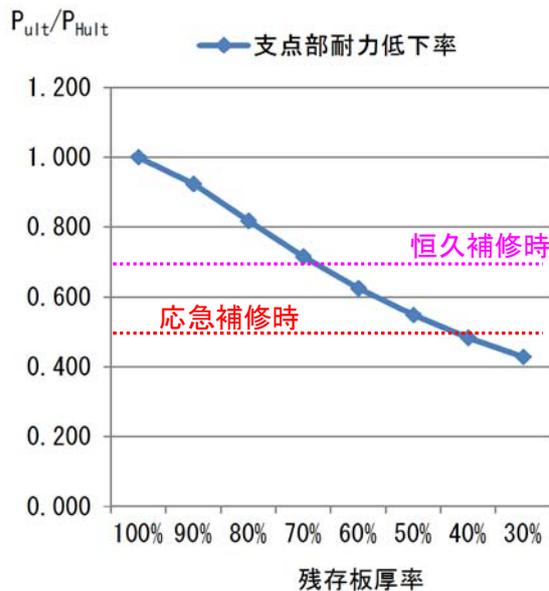
【
恒
久
補
修
時
】
残
存
板
厚
が
50%
の
場
合、
支
点
上
補
剛
材
の
腐
食
高
が
10%
程
度
で
あ
れ
ば
設
計
耐
力
を
満
た
す
こ
と
に
な
る。
残
存
板
厚
50%
程
度
で
腐
食
高
225mm
程
度
以
上
で
あ
れ
ば、
恒
久
補
修
の
対
象
と
な
る。

【
応
急
補
修
時
】
残
存
板
厚
50%
程
度
で
腐
食
高
600mm
程
度
以
上
で
あ
れ
ば、
応
急
補
修
の
対
象
と
な
る。

右
図
は
せ
ん
断
耐
力
低
下
図
を
参
考
に
添
付
す
る。

2) 支点部補剛材とウェブが腐食した場合
CASE-3)

腐食の範囲			---	STIFF+WEB							
残存板厚率			(%)	100%	90%	80%	70%	60%	50%	40%	30%
腐食高さ率			(%)	20%	20%	20%	20%	20%	20%	20%	20%
断面形状 (腐食部)	WEB板厚	(mm)	10.0	9.0	8.0	7.0	6.0	5.0	4.0	3.0	
	STIFF板厚	(mm)	20.0	18.0	16.0	14.0	12.0	10.0	8.0	6.0	
支点部 耐力	腐食領域の最小板厚	t_{min}	(mm)	10.0	9.0	8.0	7.0	6.0	5.0	4.0	3.0
	設計板厚	t_0	(mm)	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0
	腐食領域の高さ	D_h	(mm)	300	300	300	300	300	300	300	300
	鋼桁の高さ	d	(mm)	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500
	R_t (= t_{min}/t_0)	R_t	---	1.000	0.900	0.800	0.700	0.600	0.500	0.400	0.300
	R_d (= $D_h/d \times 100$)	R_d	---	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0
	係数(a)	a	---	0.450	0.450	0.450	0.450	0.450	0.450	0.450	0.450
	係数(b)	b	---	1.429	1.429	1.429	1.429	1.429	1.429	1.429	1.429
支点部耐力低下率	P_{ult}/P_{Hult}	---	1.000	0.924	0.818	0.715	0.625	0.548	0.483	0.428	
せん断 耐力	腐食領域の平均残存板厚	t_{avg}	(mm)	15.0	13.5	12.0	10.5	9.0	7.5	6.0	4.5
	設計板厚	t_0	(mm)	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0
	腐食領域の高さ	D_h	(mm)	300	300	300	300	300	300	300	300
	鋼桁の高さ	d	(mm)	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500
	$R_{t,avg}$ (= t_{avg}/t_0)	$R_{t,avg}$	---	1.000	0.900	0.800	0.700	0.600	0.500	0.400	0.300
	R_d (= $D_h/d \times 100$)	R_d	---	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0
	せん断耐力低下率	P_{ult}/P_{Hult}	---	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	0.804	0.549	0.294



支点補剛材両側欠損およびウェブ両側欠損している場合の推定式に基づく、残存板厚率に対する支点部耐力低下率を示し、前節で設定した恒久補修時の目安値（終局耐力/1.4≒70%）、応急補修時の目安（終局耐力/2≒50%）を左図に示す。

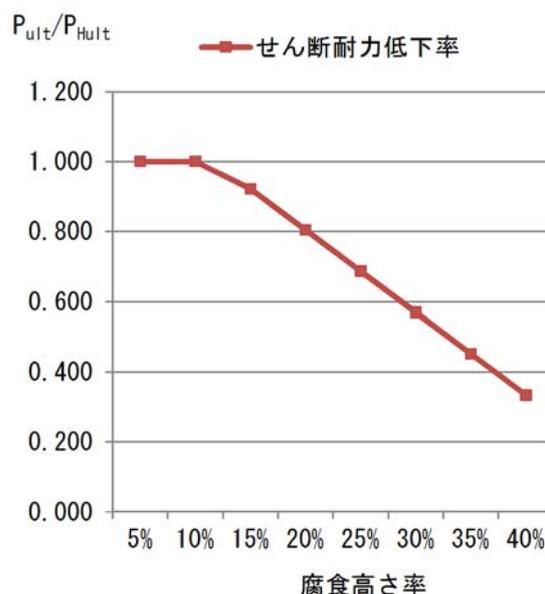
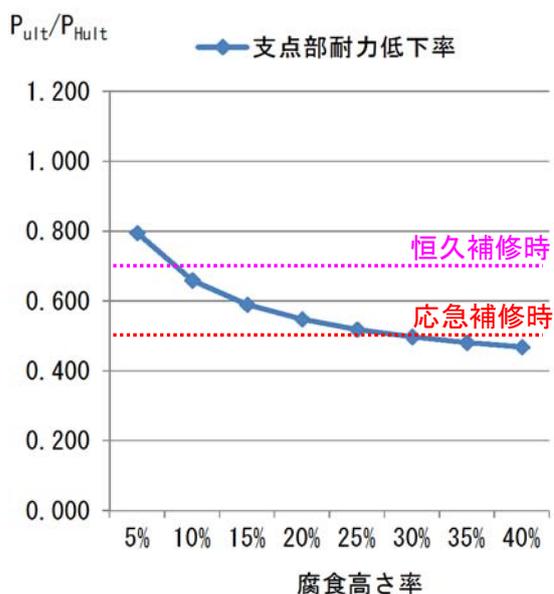
【恒久補修時】腐食高が 300mm の場合、支点上補剛材およびウェブ両側欠損の残存板厚が 70%程度であれば設計耐力を満たすことになる。腐食高が 300mm、残存板厚 70%未満であれば、恒久補修の対象となる。

【応急補修時】腐食高が 300mm、残存板厚 40%未満であれば、応急補修の対象となる。

右図はせん断耐力低下図を参考に添付する。

CASE-4)

腐食の範囲			---	STIFF+WEB	STIFF+WEB	STIFF+WEB	STIFF+WEB	STIFF+WEB	STIFF+WEB	STIFF+WEB	STIFF+WEB	
残存板厚率			(%)	50%	50%	50%	50%	50%	50%	50%	50%	
腐食高さ率			(%)	5%	10%	15%	20%	25%	30%	35%	40%	
断面形状 (腐食部)	WEB板厚		(mm)	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	
	STIFF板厚		(mm)	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	
支 点 部 耐 力	腐食領域の最小板厚		t_{min} (mm)	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	
	設計板厚		t_0 (mm)	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	
	腐食領域の高さ		D_h (mm)	75	150	225	300	375	450	525	600	
	鋼桁の高さ		d (mm)	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	
	R_t (=tmin/t0)		R_t ---	0.501	0.501	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	
	R_d (=Dh/d×100)		R_d ---	5.0	10.0	15.0	20.0	25.0	30.0	35.0	40.0	
	係数(a)		a ---	0.450	0.450	0.450	0.450	0.450	0.450	0.450	0.450	
	係数(b)		b ---	3.106	2.107	1.679	1.429	1.261	1.139	1.045	0.969	
支 点 部 耐 力 低 下 率			P_{ult}/P_{Hult} ---	0.796	0.661	0.590	0.548	0.519	0.498	0.481	0.468	
せん 断 耐 力	腐食領域の平均残存板厚		t_{avg} (mm)	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5	
	設計板厚		t_0 (mm)	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	
	腐食領域の高さ		D_h (mm)	75	150	225	300	375	450	525	600	
	鋼桁の高さ		d (mm)	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	
	$R_{t,avg}$ (=tavg/t0)		$R_{t,avg}$ ---	0.501	0.501	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	
	$R_{d,avg}$ (=Dh/d×100)		$R_{d,avg}$ ---	5.0	10.0	15.0	20.0	25.0	30.0	35.0	40.0	
	せん断耐力低下率			P_{ult}/P_{Hult} ---	1.000	1.000	0.922	0.804	0.687	0.569	0.451	0.334



支
点
補
剛
材
両
側
欠
損
お
よ
び
ウ
ェ
ブ
両
側
欠
損
し
て
い
る
場
合
の
推
定
式
に
基
づ
く、
残
存
板
厚
率
に
対
す
る
支
点
部
耐
力
低
下
率
を
示
し、
前
節
で
設
定
し
た
恒
久
補
修
時
の
目
安
値
（
終
局
耐
力
/1.4≒70%
）、
応
急
補
修
時
の
目
安
（
終
局
耐
力
/2≒50%
）
を
左
図
に
示
す。

【**恒久補修時**】
残存板厚が50%程度の場合、支点上補剛材およびウェブ両側欠損の腐食高が5%程度であれば設計耐力を満たすことになる。残存板厚50%程度で腐食高120mm程度以上であれば、恒久補修の対象となる。

【**応急補修時**】
残存板厚50%程度で腐食高500mm程度以上であれば、応急補修の対象となる。

右図はせん断耐力低下図を参考に添付する。

Case1~4の4ケースであるが、損傷状態に対する支点部耐力低下率と恒久補修時に必要な設計耐力および応急時に必要な耐力と比較し、設計耐力に対してどのような腐食形状が設計耐力を満たさないか、推定式を用いて試行した。試行した結果、推定式の適用条件を満たせば、実際の損傷形態が設計耐力を満たすか否か把握することができ、試行が可能であることがわかった。

4-3-4. 試行を踏まえた今後の課題

これまでの検討より、推定式の適用における課題を整理する。

- ・恒久補修時の必要な設計耐力と終局耐力に対する安全率の値の精度が低いために、より終局条件を抽出している解析・実験を整理し、安全率の精度を上げる、もしくは、条件によって安全率が設定できるパラメータ設定が必要である。
- ・損傷形態が「支点上補剛材の両側欠損」、「支点上補剛材の両側欠損およびウェブ径間側および桁端側欠損」に限定されるので、さらなる腐食形態に適用できる式もしくはパラメータの設定が必要である。
- ・上記も含めて、既往研究データをより収集し、より幅広い条件に適用できるように整理する。
- ・既往研究では腐食形態によって、支点部の崩壊メカニズムが異なることを示している。よって、健全時の終局耐力による低下から腐食時の耐力を把握するアプローチではなく、既往の構造諸元より腐食形態によって終局耐力が算出するアプローチについても検討が必要と思われる。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編，pp.327-329，2012.3
- 2) 日本道路協会：鋼道路橋設計便覧，pp.120-121
- 3) 関西道路研究会 道路橋調査研究委員会：既設橋梁の損傷の簡易点検検査および緊急・応急補修工法検討小委員会，報告書，p.102，表3.4.14を一部修正
- 4) Makoto USUKURA, Takashi YAMAGUCHI, Yasuo SUZUKI, and Yukiko MITSUGI *Proc. of The Thirteenth EAST ASIA-Pacific Conference on Structure Engineering and Construction (EASEC-13)*, D-2-3 (8 pages), Sapporo, JAPAN, (2013.8)
- 5) 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(2014年3月)
- 6) (社)土木学会 鋼構造委員会 会：座屈設計ガイドライン[改訂第2版]，pp.162-163，2005.10
- 7) Nauman Khurram, Eiichi Sasaki, Hiroshi Katsuchi and Hitoshi Yamada : Experimental and Numerical Evaluation of Bearing Capacity of Steel Plate Girder Affected by End Panel Corrosion, *International Journal of Steel Structures* September 2014, Vol 14, No 3, 659-676 DOI10.1007/s13296-014-3023-8
- 8) Nauman Khurram, Eiichi Sasaki, Hiroshi Kihira, Hiroshi Katsuchi and Hitoshi Yamada : Analytical demonstrations to assess residual bearing capacities of steel plate girder ends with stiffeners damaged by corrosion, *Structure and Infrastructure Engineering* 2012, 1 11, iFirst article
- 9) 濱田 哲, 佐々木 栄一, 粕 裕幸, 町田 恵津子, 紀平 寛, 局部的腐食を模擬した鋼桁端部の圧縮強度に関する実験，鋼構造年次論文報告集 第17巻, 2009年3月
- 10) 白倉誠, 山口隆司, 豊田雄介, 三ツ木幸子, 金銅晃久：鋼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 Vol.57A(2011年3月)
- 11) 山口栄輝, 赤木利彰：腐食した鋼I桁の支点部耐力に関する考察，構造工学論文集 Vol.59A
- 12) Nauman Khurram, Eiichi Sasaki, Hiroshi Katsuchi, and Hitoshi Yamada : Finite Element Investigation of Shear Capacity of Locally Corroded End Panel of Steel Plate Girder, *International Journal of Steel Structures* December 2013, Vol 13, No 4, 623-633 DOI 10.1007/s13296-013-4004-z

4-4. 鉛直荷重に対する補修方法

鋼橋の腐食は、凍結防止剤の飛散や局所的な漏水の影響により部分的に生じることが多い。特に伸縮装置からの漏水に起因する局所的な腐食が顕著である。この腐食による補修方法は、昭和40年代にはすでに、実施されている。例えば、(社)日本道路協会、道路橋補修便覧、昭和54年2月に参考文献として記載されている「首都高速道路の点検補修に関する調査研究報告書(Ⅱ)、首都高速道路協会、昭和50年3月」では支承周辺の部材の腐食に対して補修した事例であるが、腐食が激しく補強板を当てることができないので図4-4-1のように支承をかねた修復を行っていた。これは図4-4-1の破線で示す部分のフランジと腹板を切除し、新たに下フランジに山型鋼を取り付けて支承を新しくするものである。

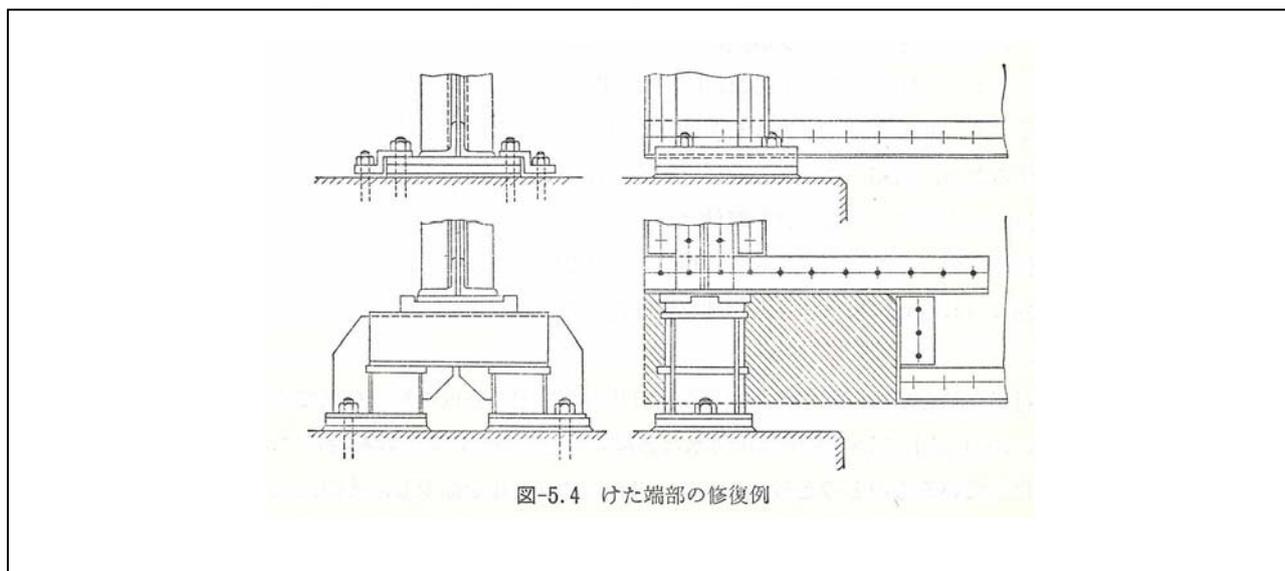


図 4-4-1 昭和 45 年当時の補修例¹⁾

近年では、腐食による損傷に対する対策は、腐食の程度に応じて、部材の部分的な交換、当て板補強、及び再塗装の3種類が挙げられる。さらに、軽微な段階での対策事例として軽量の炭素繊維強化プラスチック(以下、CFRPと記す)を用いた補修・補強工法(以下、CFRP接着工法と記す)もマニュアル化²⁾され、実用化されている。

この一連の鋼橋の桁端部腐食に対する対策選定フローが土木研究所の報告書（※CFRPを加筆）でとりまとめられている（図4-4-2参照）³⁾。

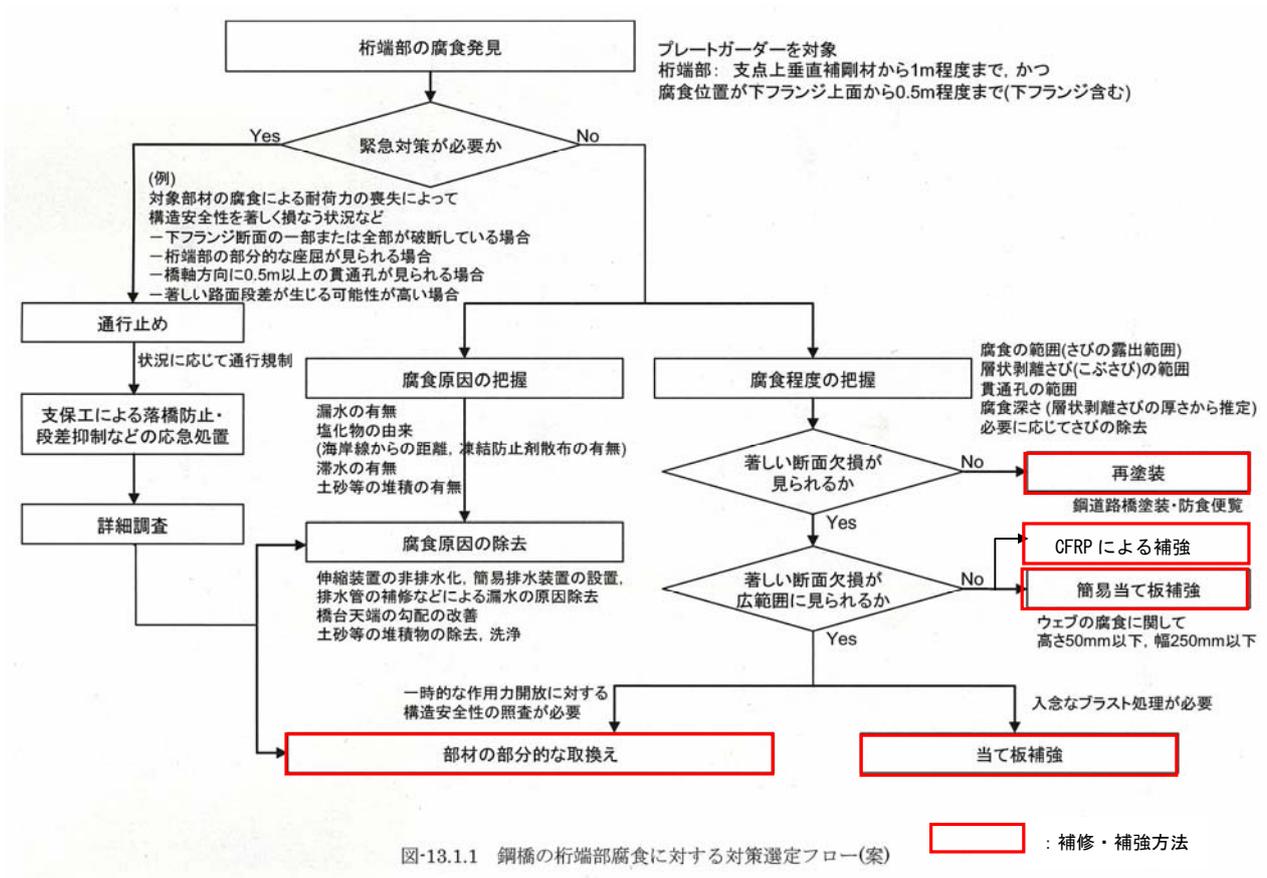


図4-4-2 鋼橋の桁端部腐食に対する対策選定フロー（案）の例³⁾

図4-4-2に示す「簡易当て板工法」は一般的な当て板工法と同様に、腐食による断面欠損部を利用してボルトを配置するとともに、接着剤の利用によりボルト本数を軽減した補強をいう。

4-4-1. 高力ボルトによる補修方法

鋼桁端部付近の腐食は、鋼部材の断面欠損に至るまで進行している事例も多く確認されており、この場合には断面性能回復のための補修が必要となる。断面性能の回復を図る方法は、鋼材を用いた部材交換や断面欠損部への当て板が一般的とされている。この鋼材を用いた対策の場合、確実な断面性能の回復を図れることは可能であるが、補修範囲が局部的であっても一定の架設機材が必要となるのに加え、品質管理のための専門技術者や施工に橋梁特殊工が必要である。

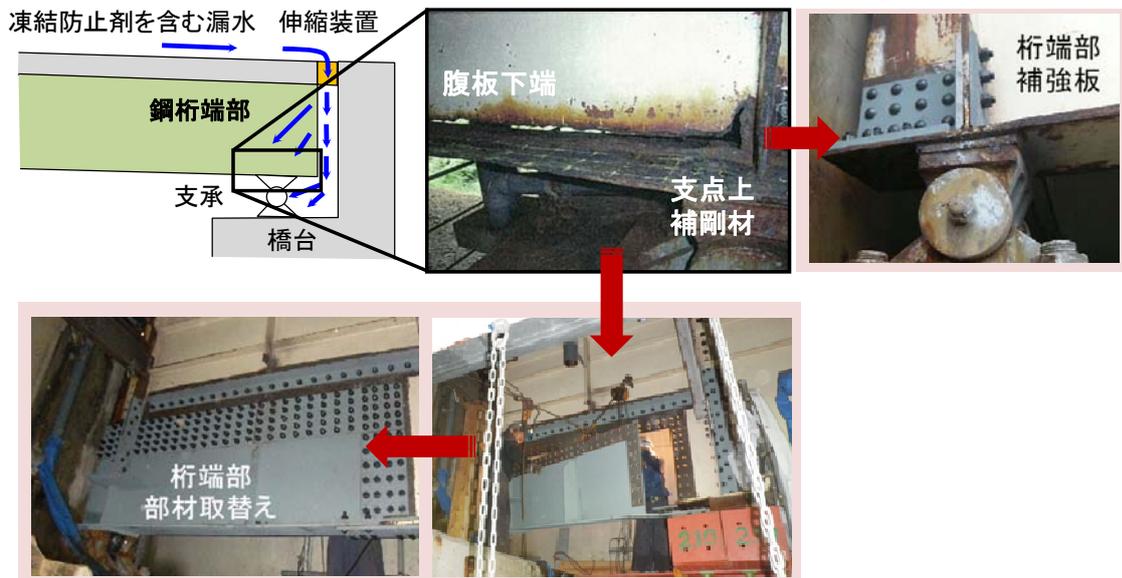


図 4-4-3 鋼板を用いた腐食部の補修事例

(1) 高力ボルトによる当板補修例

桁端部の支点上補剛材とウェブの腐食による減肉箇所を補修対象とした場合、当板は支点上補剛材とウェブに高力ボルトで接合する。支点部は道路橋示方書の柱の有効断面積を考慮し、高力ボルト摩擦接合継手の耐力が、当板部材が受け持つ鉛直荷重相当分以上となるように必要ボルト本数を配置する。一般に当板部材は減肉した部材の健全時の板厚と同厚を基本とし、市場で入手しやすい板厚とする。なお、腐食減肉部には不陸調整を目的とした接着剤を用いる方法もある。

また、当板部材と下フランジ上面とはメタルタッチとし、溶接は行わない。なお、隅肉溶接部を避けるために支点上補剛材の腐食減肉部およびウェブの欠損部にはフィラープレートを設置する。高力ボルトによる当て板補修例を図 4-4-4 に示す。

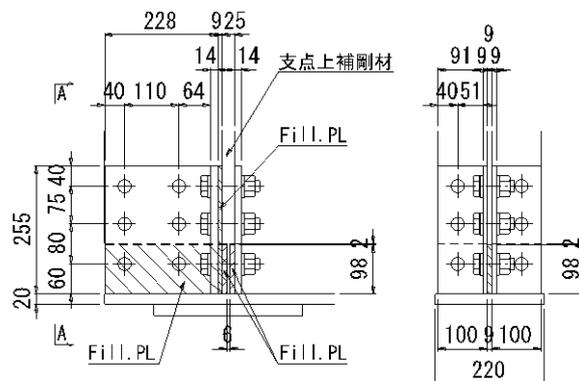


図 4-4-4 高力ボルトによる当板補修例⁴⁾

(2) 荷重分担の考え方

当板補修（補強）は、腐食による減肉を考慮した断面において既設部死荷重と活荷重を考慮した応力照査を行い、照査を満足しない場合には当板補修を行う。当板補修を行う場合の応力照査は、補修前と補修後の荷重分担を考慮し、既設死荷重と当板補修による死荷重は補修前断面で抵抗し、活荷重は補修後断面で抵抗するため、補修前と補修後の応力度を足し合わせて照査を行う。

<鉛直荷重分担の考え方>

a) 補修前の断面死荷重による応力度

荷重：既設死荷重と当板補修による断面死荷重

断面：補修前の断面

b) 活荷重による応力度

荷重：活荷重

断面：補修後の断面

(3) 構造細目について

構造細目は現場状況を踏まえて道路管理者との協議によって決定する。ここでは高力ボルトによる補修における構造細目例を以下に示す。

① 最小板厚

道路橋示方書では、主要部材の最小板厚は 7.5mm との規定はあるが、市場性に配慮し 9mm を当板補修の最小板厚とする。

② ボルトピッチ

ボルトの最小・最大間隔は、道路橋示方書に準拠する。なお、M22 を採用する場合には、75mm 以上 150mm 以下とする。表 4-4-1 は、道路橋示方書に示されるボルトの最小中心間隔と最大中心間隔を示す。

表 4-4-1 ボルトの最小中心間隔と最大中心間隔⁵⁾

表-7.3.2 ボルトの最小中心間隔 (mm)			
ボルトの呼び	最小中心間隔		
M24	85		
M22	75		
M20	65		

表-7.3.3 ボルトの最大中心間隔 (mm)			
ボルトの呼び	最大中心間隔		
	p		g
M24	170	$12t$	$24t$ ただし、300 以下
M22	150	千鳥の場合は、 $15t - \frac{3}{8} \cdot g$	
M20	130	ただし、 $12t$ 以下	

③ ボルトの許容力

ボルトは摩擦接合を基本とし、許容力は接触面に無機ジンクリッチペイントを施さない許容力を採用する。表 4-4-2 は、道路橋示方書に示される摩擦接合用高力ボルトの許容力を示す。

表 4-4-2 摩擦接合用高力ボルトの許容力⁶⁾

表-3.2.7 摩擦接合用高力ボルトの許容力 (1 ボルト 1 摩擦面あたり) (a) 接触面を塗装しない場合 (kN)				
ねじの呼び	ボルトの等級	F8T	F10T	S10T
	M20		31	39
M22		39	48	48
M24		45	56	56

④ 取り付ける板の縁端距離

取り付ける板の縁端は、M22 のボルト採用することを前提に、最低 40mm は確保し、最大縁端距離 8t (150mm 以下) を満足させる。表 4-4-3 は、道路橋示方書に示される最小縁端距離を示す。

表 4-4-3 摩擦接合用高力ボルトの許容力⁷⁾

表-7.3.4 最小縁端距離 (mm)		
ボルトの呼び	せん断縁 手動ガス切断縁	圧延縁, 仕上げ縁 自動ガス切断縁
M24	42	37
M22	37	32
M20	32	28

(4) 施工方法

① 当て板補強

当て板補強の施工の流れについて、施工例を整理する。

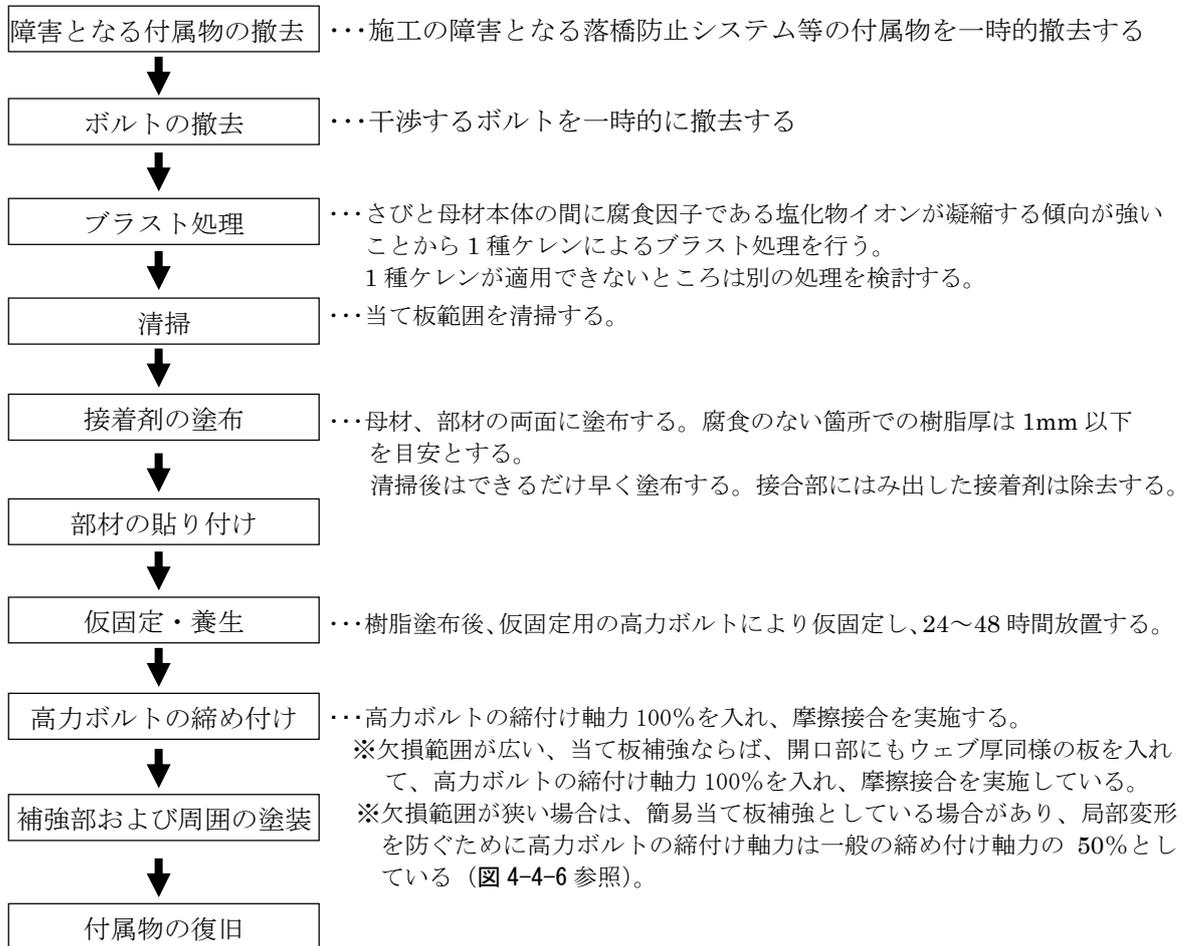


図 4-4-5 高力ボルトの当て板補強の施工順序の例

② 簡易当て板補強工法

簡易当て板補強方法について「独立行政法人 構造物メンテナンスセンター 鋼橋桁端部の腐食対策に関する研究」でフローを提示している。

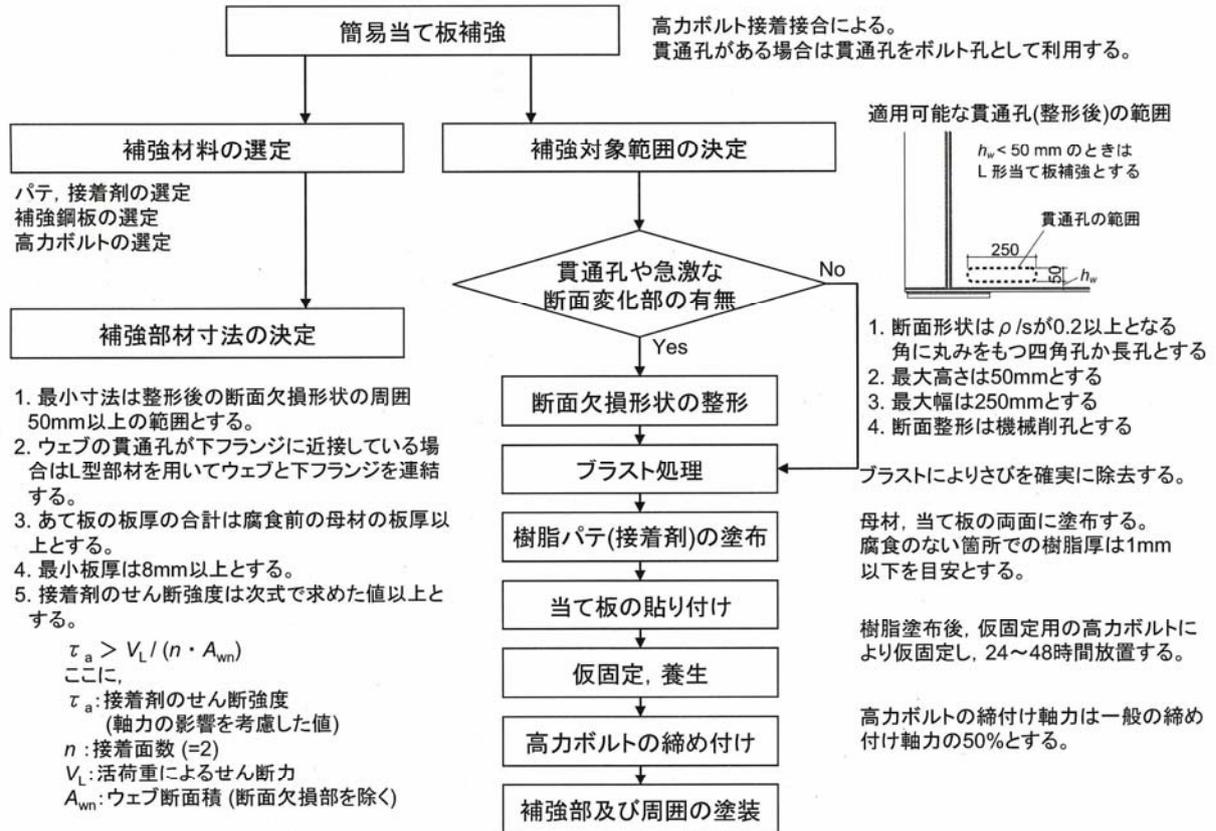


図-13.3.1 簡易当て板補強の設計・施工フロー

図 4-4-6 簡易当て板補強の設計・施工フロー (案) の例⁸⁾

(5) 問題点・課題

① 供用下での施工

高力ボルトによる当板補修は、現場溶接による当て板補修に比べ施工時の管理は容易であるが、一方で既設部材にボルト孔を明けなければならないため、供用下における施工の要否については照査が必要である。照査を満足しない場合には、ジャッキアップのために仮受部材の設置を要するなど、大規模な工事となる。

② 維持管理

桁端部の下フランジには、土砂やほこり等が堆積しやすく、伸縮装置からの漏水と相まって桁端部の腐食が進行している事例が多い。下フランジに対して高力ボルトによる当板補修後には、高力ボルトや取り付ける当板と既設部材との境目には補修前に比べて土砂が堆積しやすく、腐食環境になりやすいと考えられる。維持管理性に対する配慮の観点から、腐食環境の改善する細部構造案を以下に整理する。

<腐食環境改善のための細部構造案>

- a) 補修板と母材の境目等にシーラ材追加する。
- b) 補修板の角部仕上げに配慮する。(曲面仕上げの例参照)
- c) 外締めの場合は、ピンテール跡の仕上げを行う。

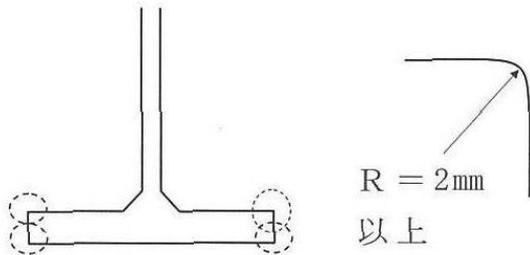


図-Ⅱ.3.1 角部の曲面仕上げの例



写真-Ⅱ.3.1 専用加工機によるピンテール跡の仕上げの例

図 4-4-7 腐食環境改善のための細部構造案⁹⁾

③ 現場施工

補修対象が狭隘部や既設部材との取り合いによる制約がある状況では、ボルト挿入スペースやボルト締め付けスペースが確保できない場合があるため、現場状況を考慮した計画が必要である。



図 4-4-8 既設部材との取り合いを考慮する必要がある事例

(6) 国内の腐食した桁端部の補修事例

国内における桁端部の腐食に対する補修・補強工法を文献および事例より整理する。

表 4-4-4 桁端部の腐食に対する補修・補強文献調査リスト

No.	事例内容	引用文献
1-1	腹板及び下フランジの当て板補強 (その 1)	(社) 日本道路協会： 道路橋補修・補強事例集 (2009 年版)、2009 年 10 月
1-2	支点直上のウェブ腐食部に対する当て板補修	(公社) 土木学会：腐食した鋼構造物の性能回復事例と 性能回復設計法、2014 年 8 月
1-3	腹板及び下フランジの当て板補強 (その 2)	(社) 日本橋梁建設協会：鋼橋の補修・補強事例集、 2002 年 10 月
1-4	腹板及び下フランジの当て板補強 (その 3)	(社) 日本鋼構造協会：既設鋼橋部材の耐力・耐久性診 断と補修・補強に関する資料集 (鋼橋の維持管理とそれ を支える要素技術) 2002 年 1 月
1-5	腹板及び下フランジ除去 下フランジを新規に設置※高力ボルトで取付 (その 1)	都市高速道路研究会、(財) 阪神高速道路管理技術センタ ー：都市高速道路における道路橋の点検・補修マニユ アル、2004 年 10 月
1-6	腹板及び下フランジの当て板補強 (その 4)	(財) 道路保全技術センター 道路構造物保全研究会： 橋梁点検ハンドブック、2006 年 11 月
1-7	主桁ウェブ部材の当て板補強	道路橋補修・補強編集委員会： 道路橋補修・補強事例集、(株) オフィス・スペース、 2013 年 4 月
1-8	支点上補剛材とウェブの部分取替え 【参考】 (溶接) ※参考 現場溶接工法	道路橋補修・補強編集委員会： 道路橋補修・補強事例集、(株) 山海堂、2000 年 2 月 ※同じ内容が以下の資料にも記載 (財) 阪神高速道路管理技術センター： 損傷と補修事例にみる道路橋のメンテナンス、(株) 山海堂 、1993 年 3 月 道路橋補修・補強編集委員会： 道路橋補修・補強事例集、(株) オフィス・スペース、 2013 年 4 月
1-9	腹板及び下フランジ除去 下フランジを新規に設置※高力ボルトで取付 (その 2) 【参考】 鉄道における補強方法	(財) 鉄道総合技術研究所：鋼構造物補修・補強・改造の 手引き、1992 年 7 月
2-1	桁端部垂直補剛材等の腐食補修	(設計事例 1)
2-2	桁端部垂直補剛材等の腐食補修	(設計事例 2)

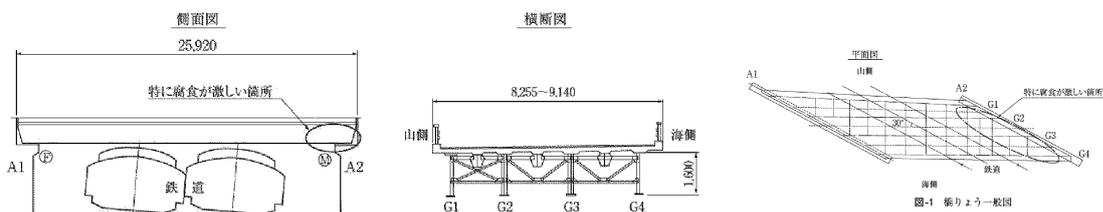
No. 1-1 腹板及び下フランジの当て板補強（その1）

II.1.13 鋼Iげた橋の飛来塩分による腐食

事例No.	II-01-13
事例名	鋼Iげた橋の飛来塩分による腐食
劣化・損傷状況	鋼Iげたの塩害腐食による断面欠損
補修・補強工法	当て板補強
構造種別	単純非合成鋼Iげた橋
周辺環境状況	海岸から約50m
構造物竣工年月	昭和40年（1965年）10月
補修・補強竣工年月	平成18年（2006年）3月

1. 構造概要

構造形式 : 単純非合成鋼Iげた橋
 設計活荷重 : TL-20
 塗装歴 : 1986年3月塗替 b-1系（塩化ゴム系塗料）



2. 劣化・損傷状況

(1) 塗装の外観調査

写真-1に示す単純Iげた橋の外げた外面は塗膜のはく離とさびが点在している状況であるが、写真-2に示すけた間では腐食により大幅な板厚減少が生じていた。特にA2橋台側端部の主げた下フランジでは、層状はく離さびによる断面欠損が顕著で、き裂も確認された。



写真-2 主げた下フランジの腐食状況



写真-3 A2側支承ソールプレート上のき裂

(3) 補修・補強方法

補強は特に腐食が激しい主げた（けた端部）を緊急に行い、引続き他の部分の補強を進めることとした。補強にあたっては、設計活荷重（TL-20）対応とし、現橋の供用性を維持し延命させること及び施工条件や安全に配慮した補強方法とすることとした。

- ・腐食による断面欠損が激しく、既設部材との鋼材接合は当て板を用いる。
- ・橋下を交差する鉄道の安全管理や建築限界などの施工条件から、補強材の取り付け位置や搬入可能な部材長さに配慮した。

5. 補修・補強設計

主げた端部の腹板及び下フランジの補強を緊急的に行い、その対策の妥当性をけた端補強後の応力頻度調査、格子モデル、一面せん断パネルモデル、FEM全体解析の各ケースで検討して妥当性を評価し、またけた端での補強効果の確認を行った。

(1) 主げた補強（けた端部）【緊急対策】

- ・図-3に示す腹板の断面欠損が激しいけた端の腹板及び下フランジの当て板補強。
- ・支承取り替え（鋼製支承→ゴム支承）。鋼製支承の腐食によりけたの移動回転が拘束され、き裂進行の要因となっているため、ゴム支承に交換することとした。
- ・垂直補剛材で補強した仮支承設置位置に段差防止を設置。

(2) 主げた補強（中間部）

- ・下フランジの補強は、鉄道の建築限界及び施工時の足場設置スペースを考慮して腹板側面にL型の補強部材を設置することとした。なお、上フランジは非合成けたであるが、合成けたとして挙動していることが確認され、応力的に余裕があると考え補強しないこととした。

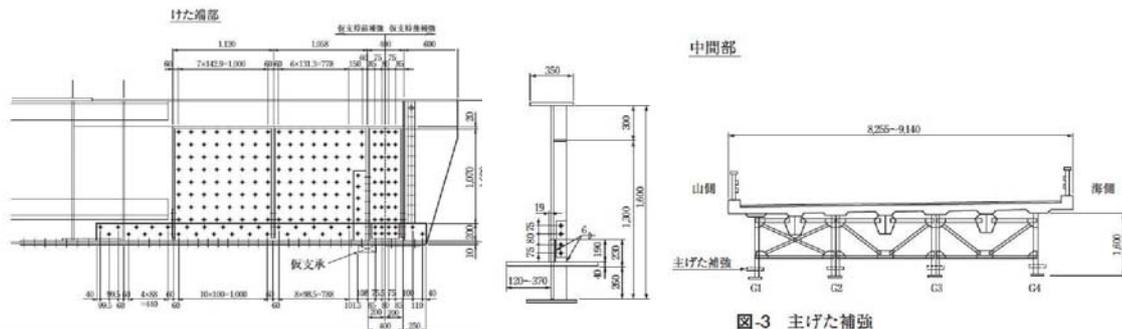


図-3 主げた補強

- (3) 端支点横げた補強
 - ・腹板への当て板補強及び下フランジ下側へのH型断面添接による補強。
- (4) 中間対傾構
 - ・全て取り替え
- (5) 塗装
 - ・鋼部材の塗装
 - ・床版下面鋼板の塗装
- (6) 検査路設置
 - ・A1, A2橋台の前面に点検用の検査路を設置。

6. 施工

(1) 補修・補強

腐食が激しい支点部周辺の補修・補強を緊急対策として優先させ、主げた補強、支承取り替え、対傾構交換、変位制限装置の設置を先行して実施した。次に、詳細な検討を行い主げた及び横げた・横げたの補強工、落橋防止装置、塗装塗替等を行った。

主げたは、プラストで素地調整を行い、削孔して高力ボルト接合による当て板補強を行った。腐食による不陸対策を検討したが、不陸が無かったため対策は行っていない。

鋼製支承をゴム支承へ交換する際に用いる仮支承は、仮支承を設ける隙間が125～160mmと狭いであるため、横から油圧ジャッキでくさびを押し込んでけたを持ち上げる方法で設置した。けた端部補強の施工順序は次のとおりであった。

- ① 腐食した対傾構の撤去
- ② 素地調整
- ③ 主げたの当て板補強、仮支承部の腹板に鉛直補剛材を設置して補強
- ④ 製作した対傾構の設置
- ⑤ 仮支承のジャッキでけたを受ける
- ⑥ 支承部の下フランジ付近を補強
- ⑦ 支承を交換
- ⑧ 仮支承撤去
- ⑨ 変位制限装置設置

(2) 応力頻度調査

緊急対策で設置した当て板の補強効果を確認するため、補強後も全重量200kNの荷重車による走行試験及び実際に走行している一般車両で走行試験を行い、橋の主げた端部の下フランジのひずみを計測した。

応力頻度分布は、補強により全体的に応力レベルが低下して改善傾向があることを確認した。

荷重車通過時の応力状態は、補強前は下フランジに圧縮応力も生じて交番していたが、補強後及び支承交換後は引張応力のみとなって改善された。

下フランジ母材と当て板の応力を比較し、当て板の方が大きい応力を負担しており、応力が伝わっていることを確認した。

7. 今後の対策及び留意点

(1) 損傷を回避するために

鋼橋は外げた外面の外観が良好でも、付着塩分が洗い流されにくいけた間で腐食が進行していることがあるので、点検が難しい箇所でも近接して点検を行うことが望ましい。

今回の跨線橋のように近接しての点検が困難な場合があるが、設置可能な場合は検査路を設置するなど、点検に配慮が必要である。

斜角が小さい斜橋は、ねじれの影響や回転を考慮する必要がある、構造や応力状態が複雑とみられることより予期しない損傷を受けることがある。

(2) 補修・補強工事に関する留意点

当て板は母材に十分な強度がある部分で、摩擦面のすべり並びに母材・添接板のボルト孔引きを考慮しても降伏に対して安全に接合させるのがよい。また、母材と当て板の間で応力伝達を確実に必要があるが、腐食が激しく素地調整した鋼材表面に不陸が残る場合、当て板が密着せず摩擦接合に必要な摩擦力が得られないことが想定される。不陸のない部分まで当て板を大きくするか、必要な摩擦力が得られるかを実験データ等により十分に検討するとよい。また、不陸がある場合でも確実に応力伝達できる方法として、打ち込み式の高力ボルトで固定する支圧接合で設計する方法がある。

既設橋は、溶接性に劣る鋼材を使用している場合があること、現場溶接は、溶接姿勢・温度管理・部材の振動などの施工条件が悪く、熟練技術者をもってしても一般には良好な施工品質を確保することが極めて困難であることより、現場溶接による補修・補強は原則行わない。



写真-4 けた端の当て板補強（緊急対策）



写真-5 主げた下フランジの補強

No.1-2 支点直上のウェブ腐食部に対する当て板補修

事例 1.1 支点直上のウェブ腐食部に対する当て板補修		橋梁（鉸桁橋）	
性能回復の概要	支点直上のウェブ腐食部に対する当て板補修		
構造形式	鋼単純合成鉸桁橋（橋長：35.0m，総幅員：17.875m）		
建設地点の分類	市街地	防食方法	塗装
建設年	1966年（昭和41年）	補修補強施工年	2010年（平成22年）
適用設計基準（初期）	鋼道路橋設計示方書	適用設計基準（補修・補強）	道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編（H14.3）
性能回復タイムライン	平成21年9月17日 損傷の発見 平成21年3月 補修の必要性確認 平成21年3月 補修対策工法の決定 平成22年4月30日 補修施工期間（実際の施工期間は不明）		

損傷データ：

- (1) 損傷の発見方法：定期点検にて発見
- (2) 損傷の分類と程度：Aランク損傷（要補修と判定）
- (3) 損傷の発生要因：伸縮装置からの漏水



性能回復データ：

- (1) 補修対策の必要性の確認方法
腐食部位，残板厚や孔食の有無で補修対策を検討する。
- (2) 補修対策の対象期間（緊急，応急，恒久対策などの分類）および期待耐用年数
位置付けとしては応急補修対策だが，伸縮装置の漏水対策とあわせて実施するなら恒久対策となる。
- (3) 補修工法の詳細（防食方法を含む）と工法が選定された理由および検討された代替案
 - ・補修工法の詳細：支点上ウェブの腐食面を2種ケレンし，エポキシ樹脂を塗布した後，当て板を高力ボルトにて締め付けた．防食方法は塗装とした．
 - ・補修工法の選定理由：支点直上で反力が集中することから，当て板を選定した．
 - ・代替案：無し
- (4) 補修設計条件（応力状態，作用外力，目標性能回復レベルなど）
B活荷重載荷時で補修設計を実施した．
- (5) 性能回復効果の確認方法
点検にて定期的に，腐食度合いを目視で確認する．
- (6) 補修部の経年劣化データ
特になし．
- (7) 明らかとなった施工上の留意点と反省点や今後の課題
 - ・狭隘なため施工しにくい．
 - ・補修塗装の塗り重ね回数が多いため，施工完了までに時間を要する．



参考文献

キーワード

支点，腐食，当て板

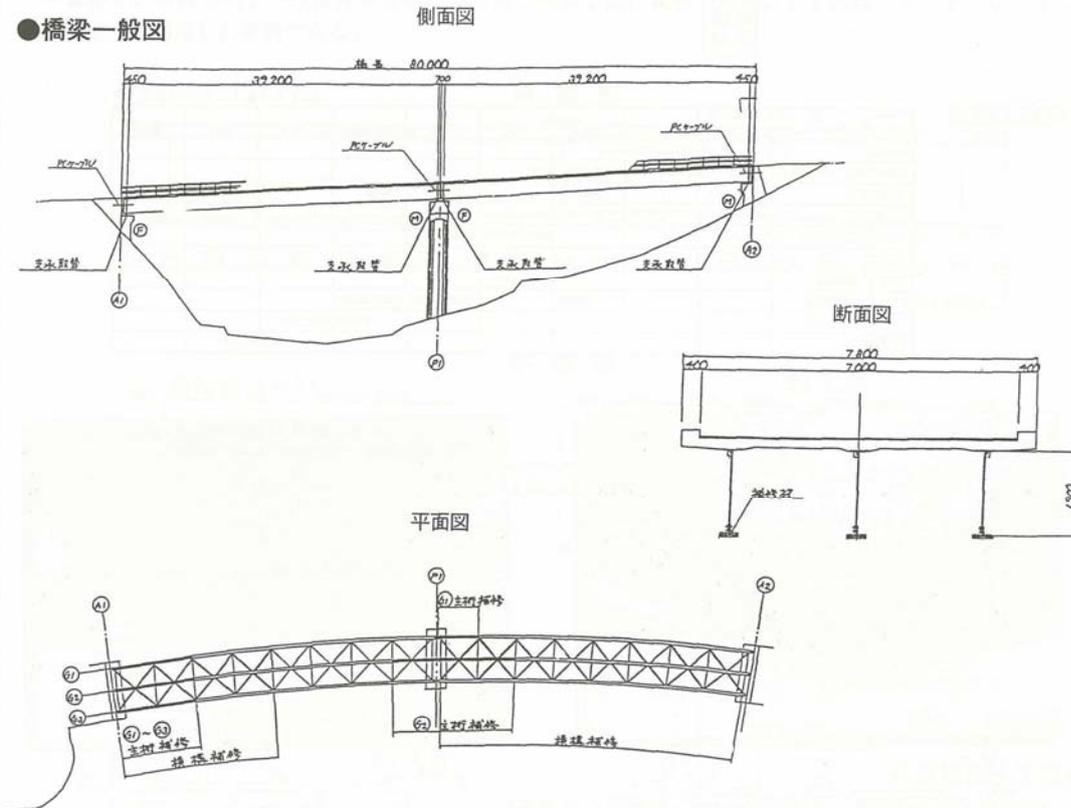
No.1-3 腹板及び下フランジの当て板補強（その2）

工 事 種 別	腐食による補修工事		
補 修 ・ 補 強 の 内 容	塩害による鈹桁補修		
橋 梁 形 式	鋼単純曲線合成鈹桁2連	橋 長 (支間割)	80.0m (39.2+39.2m)
総 幅 員	7.800m	架 橋 地 点	海岸部 (河川部)
建 設 年	1967年	補 修 ・ 補 強 施 工 年	1994年
適用道示・基準(補修時)	道路橋示方書 (平成2年度版)		

●工事概要

海岸線に沿った国道に位置している橋梁において、海岸部の塩害により主桁、端横桁、下横構などの部材に腐食による断面欠損が発見され、補修した工事である。

●橋梁一般図



●損傷の内容

耐震点検調査により、主桁・横桁・下横構等の下フランジ全体に渡って錆びの発生が確認され、塗装工事が行われた。この作業中に、主桁・端横桁・下横構などの水平配置部材（下フランジ部分）で腐食による断面欠損が発見された。断面欠損は、海岸側の部材だけでなく、風の巻き込みにより橋全体に見られた。

なお、支承は、損傷が激しく、反力増加により取り替えが行われた。

●損傷の原因

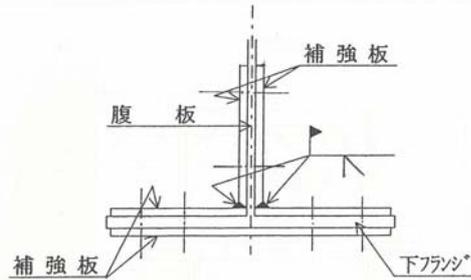
本橋は、海岸線に位置するため、塩害により腐食損傷が発生したと考えられる。

●施工要領

- (1) 主桁・横桁は、損傷状況から、既存部材の断面欠損分を当て板で補う工法とした。
- (2) 横構は、母材の交換が容易のため損傷部分を取り替える工法とした。



横桁下フランジの腐食状況



補強板取付け詳細図

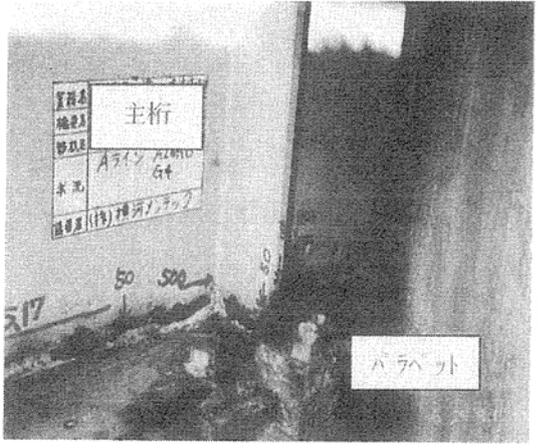
●設計、施工上の留意点

- (1) 主桁・横桁の下フランジの補修は、母材の断面欠損分を補うものとする。この場合、補強部材は高力ボルトにより取付けることになるが、既存のフランジ面では腐食により十分な摩擦面が期待できない。そこで、補強板厚分をすべて腹板側（上側）に配置し、フランジの補強板に現場溶接で取り付けられた腹板の添接板を介して腹板にもボルト止めするものとした。
- (2) 下フランジ母材の腐食による断面欠損は、20%と仮定した。

参考文献

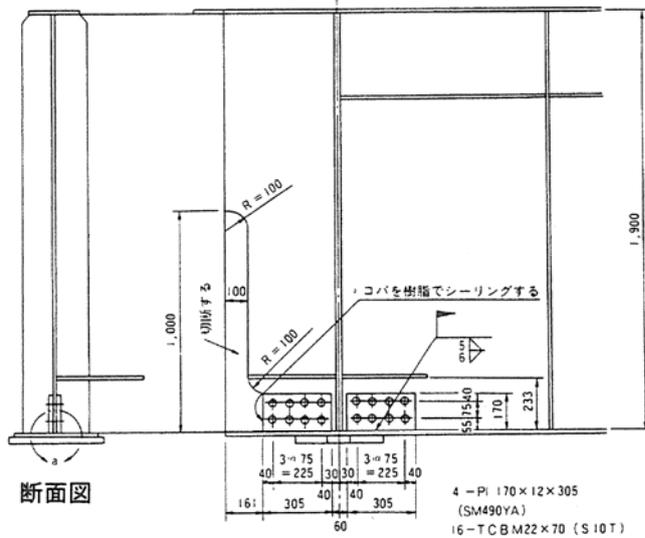
キーワード 鈹桁、塩害、腐食、当て板工法

No.1-4 腹板及び下フランジの当て板補強 (その3)

3.1 (9) 主桁下フランジ端部の腐食	
損傷状況	補修状況
 <p>伸縮継手部からの漏水の影響により主桁端部が腐食し、断面欠損した。</p>	 <p>腐食の著しい桁端部を切断除去し、補強板を高力ボルトにより添接補強した。</p>

補修方法

- ①桁端部を切断後、ボルト位置を罫書き孔明した。
- ②補強板取付け範囲をケレン (1 種) 後、補強板を取付けボルトで仮締 (設計軸力の 30%) した。
- ③補強板の下端部を溶接後、ボルトを本締めしコバを樹脂でシーリングした。
- ④主桁外側の支点上補剛材下端部の欠食部を溶接で肉盛りした。
- ⑤主桁外側のソールプレート止めボルト 2 本とピンチプレート及び止めナットを取替えた。
- ⑥下フランジ補強板を溶接後、補修部の塗装を行った。
- ⑦バラペット前面の上部に水切りを設け、上フランジ端部も塗装を塗替えた。



補強部材取付状況

No.1-5 腹板及び下フランジ除去 下フランジ新規に設置 (その1)

7.4.7 漏水による鋼桁の腐食、断面欠損

(1) 損傷箇所の状況

漏水により鋼桁が腐食した例を2例示す。写真7.18に示すものは、昭和60年の点検で発見された単純合成I桁橋の外桁支付近の腐食状況であり、支点から約1mの範囲の主桁腹板と下フランジとの接合部付近の腐食が特にひどく、フランジでは設計板厚12mmのところを最小6mmにまで断面が減少し、腹板には孔があいている箇所もあった。写真7.19に示すものも、同点検で発見されたもので、昭和41年に供用した2径間連続非合成鋼I桁橋(4本主桁)の外桁スパン中央付近の腹板、垂直補剛材下端、および下フランジの腐食である。超音波探傷により板厚チェックをしたところ、腹板9mm、下フランジ16mm、19mmの設計板厚に対し、前者で5.2mm、後者で最大5.4mmの板厚減少が確認された。



写真7.18 鋼I桁橋外桁の腐食状況 (支点付近)

(2) 考えられる原因

前者の損傷は、処理の悪いRC床版打継目、および伸縮装置からの、また後者の損傷は施工の悪いRC床版打継目からの長期にわたる遊離石灰などを含む漏水が原因と考えられた。通常の雨水に比して、遊離石灰などを含む水は塗膜を侵すため錆の発生が著しくなったものと思われる。

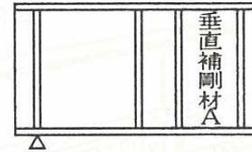
(3) 補修の概要

この種の損傷の補修方法としては①腐食部分をケレンし再塗装する ②腐食部材を撤去し、新規部材に取り替える、の2つの方法が考えられる。いずれの方法を採用するかは、損傷部分の断面欠損の大きさなどにより決定される。

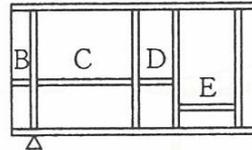
本件の事例は、いずれも損傷状況が著しいため、適切な漏水処理を施した上で②の腐食部材を撤去し、新規部材に取り替える方法を採用した。

支点付近の損傷については、原形に復旧する案も考えられたが、補修後の維持管理、新しい支承据付けの施工性を考慮して、主桁腐食部を切断撤去し、下フランジだけを溶接し、切欠き桁に形状変更する方法を採用した。補修は、端横桁を補強し、横桁で支点反力を仮受けした後、図7.23に示す施工手順で行った。すなわち、補強用の垂直、および水平補剛材を溶接後、腐食部を切断撤去し、新しいフランジを溶接して切欠き桁形状とした。なお、支承については、新しいものと取り替えるとともに、杓座を設けた(写真7.20参照)

す。また、工事に先立って、この工法の有効性を確認するための静的試験と施工条件を検討するための動的試験を模型桁で行った。静的試験の結果、仮設部材(バイパス部材)は、既設部材撤去時には応力部材の機能を果たし、工事完了後にはほぼ無応力となることがわかった。



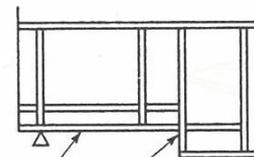
①垂直補剛材Aを溶接



②水平補剛材B~Eを4分割にて溶接



③ドリルにより孔明け
④ガス切断



⑤下フランジ溶接

図7.23 施工順序

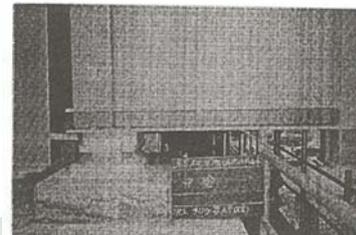


写真7.20 補修後の状況

事例一：添接板締付け工法による腐食した鋼桁の補修

(1) 橋梁概要

- ・橋長：60 m
- ・構造形式：ランガーアーチ橋
- ・架設年：昭和 35 年
- ・設計示方書：道路橋示方書（昭和 13 年版）

(2) 損傷の概要

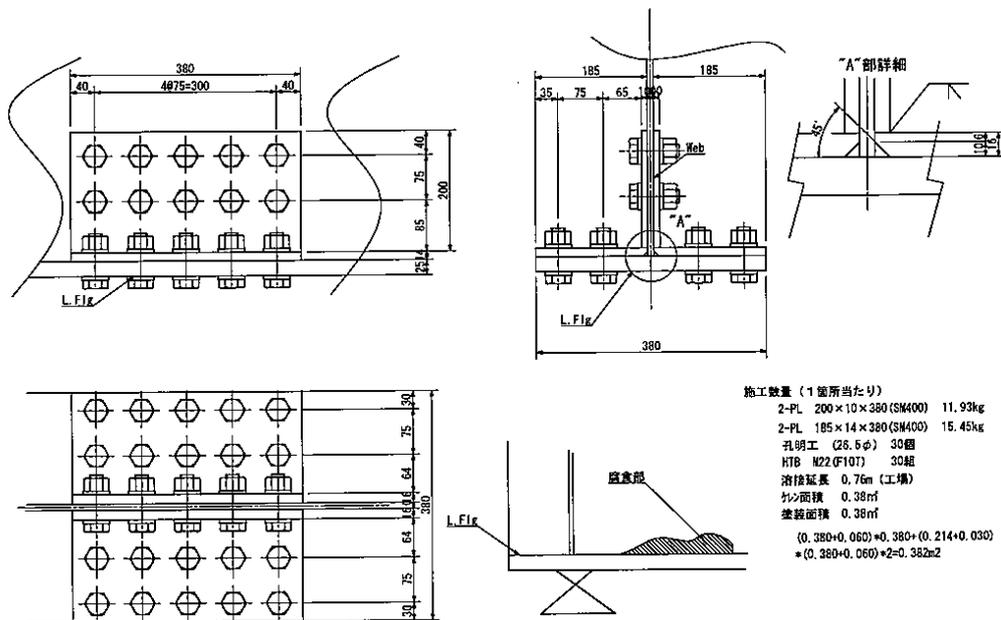
ランガーアーチ橋の補剛桁が腐食により断面欠損しており、塗装塗替えでは耐荷力が確保できないと懸念された。

(3) 対策の考え方

調査により腐食断面欠損が母材の 10%以上の箇所は添接板で補修することとした。腐食部が下フランジと腹板の接合部付近のため、溶接接合案も考えられたが、リベット構造部材のため、熱影響を考慮してフランジ部も含めた高力ボルト接合とした。

(4) 実施した対策工

補修後、全面塗装を行った。腐食の進行はみられていない。



腐食損傷部材の当て板・再塗装による補修

概要

本事例は、腐食によって損傷した主桁端部を撤去し、添接板によって補修した事例である。本事例の場合のように、端対傾構取付け垂直補剛材の周辺部に腐食に伴う断面欠損が生じている場合には、支点部の応力を確認した上で、発生応力を許容値以内に抑えるように補修することが大切である。

構造諸元

1. 基本データ

- 1.1 橋 長：89.800m
- 1.2 径間割：29.200+29.200+29.200m
(3径間連続)
- 1.3 幅 員：14.500m (有効幅員)
- 1.4 斜 角：90°
- 1.5 橋 格：1等橋 (TL-20)：昭和43年道路橋示方書
- 1.6 建設年：昭和46 (1971) 年

2. 構造概要

- 2.1 構造形式：単純合成桁
- 2.2 橋 脚：鉄筋コンクリート (ラーメン橋脚)
- 2.3 橋 台：鉄筋コンクリート (扶壁式橋台)
- 2.4 橋面工：アスファルト舗装

3. 建設材料

- 3.1 コンクリート： $\sigma_{ck}=240 \text{ kgf/cm}^2$
- 3.2 鉄 筋：SD30
- 3.3 鋼 材：SM50Y、SS40

損傷・補修諸元

1. 損傷の題目：主桁ウェブの孔食 (亀裂)
2. 発生した部材：主桁ウェブ
3. 補修年度：平成23 (2011) 年
4. 補修工法：当て板工法、補修塗装
5. 補修後の使用上の制約：なし
6. 参考文献：なし

損傷の内容

定期点検において、主桁の端対傾構取付け垂直補剛材より支間側に長さ約200mmの断面欠損部が発見された。同様な水平方向の断面欠損はいずれも外桁に発生しており、支間中央部でも発見されている。

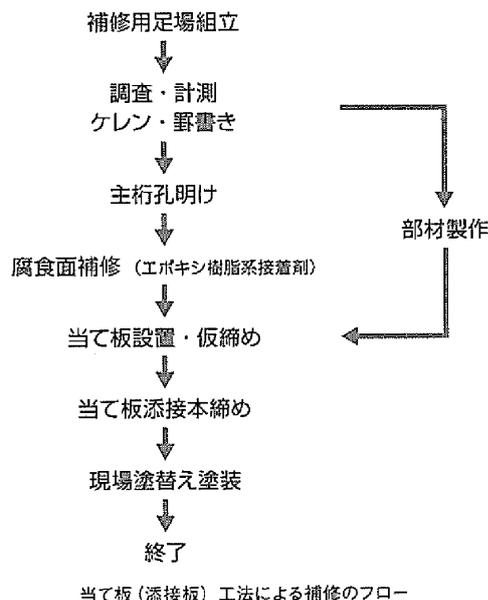
損傷の原因

目視観察、腐食箇所の塩分測定および採取した錆片の塩化物イオンの定量分析の結果、断面欠損の原因は路面から供給される凍結防止剤の塩化物イオンによるものと判断された。断面欠損が水平方向に発達した要因は、フランジのすみ肉溶接部の上部がもっとも板厚が薄いことから、貫通したものと推定された。

補修・補強の方法

孔食の発生している近傍の端対傾構取付け垂直補剛材は、軸圧縮を受ける柱として設計されており、ウェブの有効幅は支点部中心部 (垂直補剛材) から片側にウェブの12倍までの範囲に限られている。

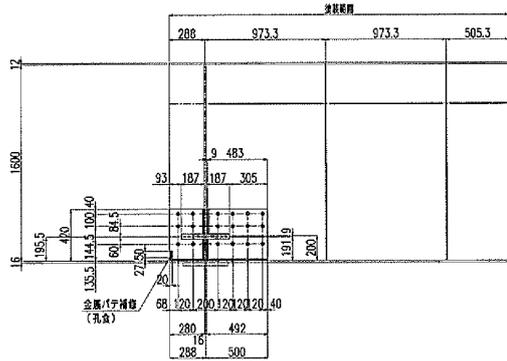
そこで、ウェブの有効幅内および垂直補剛材周辺部の変状については、支点部の現況応力を確認した上で、許容応力度を超過する場合には発生応力を許容



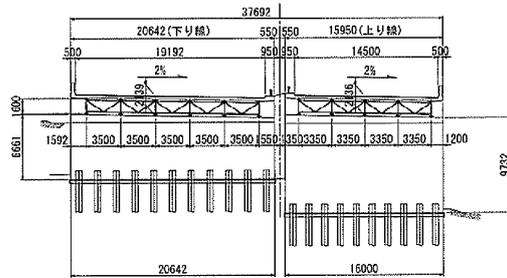
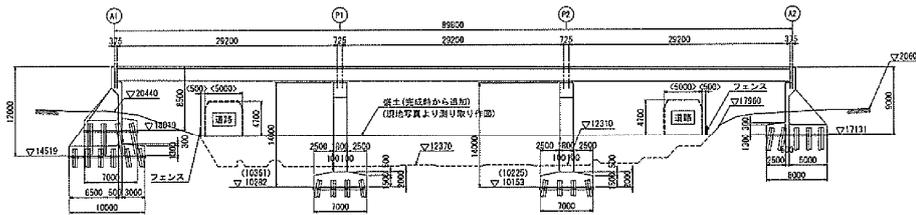
値内に抑えることを目的として、部材劣化部分の撤去・交換による補修あるいは添接板による補修等、耐荷力向上を図ることとした。荷重集中点範囲である垂直補剛材を介して、両側の12t範囲よりも外側位置する断面欠損部については、断面修復および塗装による維持補修を行った。

本工事の評価と今後の課題

主桁フランジの腐食減厚による変状については、荷重は補剛材からソールプレートと支承に支圧応力として伝達されるため、応力状態が問題視されることがない。ただし、ソールプレートと支承が部材連結しているものと仮定すると、下フランジは偏心することなく応力伝達を確実にさせるため、支圧応力等分布の観点から剛性保持が必要と考えられる。



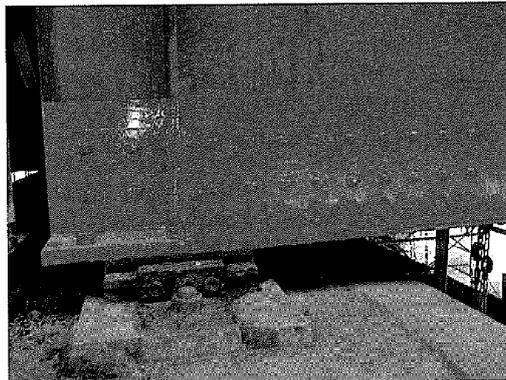
当て板補修図



橋梁一般図



補修前



補修後

No.1-8 支点上補剛材とウェブの部分取替え（溶接）

塩害損傷部材の取換え・防食による補強

構造諸元

1. 基本データ

- 1.1 橋 長：72.410 m
- 1.2 径間割：21.600+20.500+21.600 m
- 1.3 幅 員：9.000 m
- 1.4 橋面積：651.690 m²
- 1.5 斜 角：左 8°
- 1.6 橋 格：1等橋（TL-20）（昭和31年鋼道路橋設計示方書）
- 1.7 建設年：昭和39（1964）年3月

2. 構造概要

- 2.1 主構造：鋼材，鉄筋コンクリート
- 2.2 形 式：3径間ゲルバー-板桁橋
- 2.3 橋 脚：壁式鋼管杭基礎
- 2.4 橋 台：控え壁式鋼管杭基礎
- 2.5 橋面工：アスファルト舗装（ $t=5$ cm）

3. 建設材料

- 3.1 コンクリート： $\sigma_{ck}=240$ kgf/cm²
- 3.2 鉄 筋：SD 295
- 3.3 鋼 材：SS 400

損傷・補修諸元

1. 損傷の題目：支承上の主桁端部の腐食（断面減少），き裂
2. 発生した部材：主桁
3. 補強年度：平成8（1996）年
4. 補修材料：鋼材，溶接，BP支承
5. 補修後の使用上の制約：なし
6. 参考文献：（財）鉄道総合技術研究所：「鋼構造物の補修・補強・構造の手引き」，1992

損傷の内容

調査の結果，橋台上の支承および主桁端部の腐食（断面減少）が激しく，磁粉探傷試験の結果，多くのき裂が見られた。き裂部位などは下フランジ，ウェブ，垂直補剛材下端およびフランジと垂直補剛材溶接部であった。

損傷の原因

橋台上を中心に発生しているこの損傷は，主桁の腐食による断面減少による耐力の減少，さらに支承の腐食による回転機能も低下し，活荷重の繰返し载荷による疲労き裂が発生したものと考えられる。

補修の方法

補修工法としては，現在の損傷状況から既存の下フランジの上を当て板工法等で補修するには母材の損傷が大きすぎ，補修効果が期待できないため，損傷部分を取り替える工法とした。

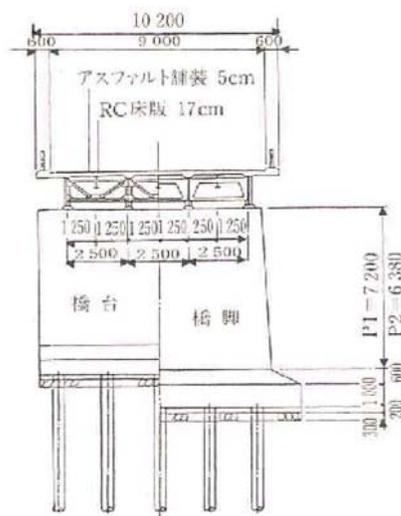
この工法としたとき，健全部と一体化する方法としては現場溶接と高力ボルトの2つの方法があるが，ここでは全面交通止めが可能であること，高力ボルトとすると支承のアンカーボルトとの関連が構造上問題となることから，現場溶接とした。

次に支承の取替えについては，新支承（BP 沓）の沓高が現支承（縁支承）に比べて90 mm 高くなる（現沓の沓高80 mm，新沓の沓高170 mm）。

この問題に対する対応策としては下記の2案が考えられる。

- ①沓座面を下げる案
- ②支承上の桁高を低くする案

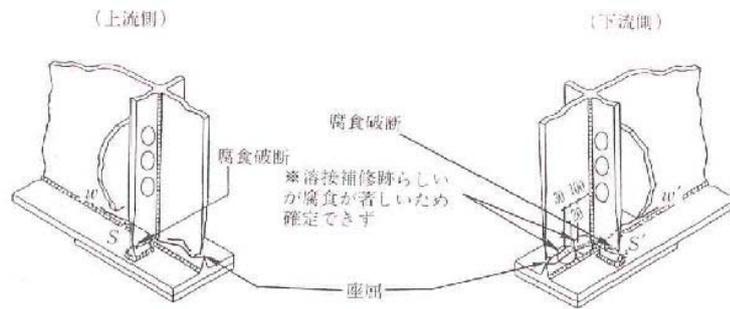
この2案を比較検討した結果，沓座を下げる案は沓座面の上面の鉄筋かぶりがかほとんどなくなるため，耐久性の面から好ましくなく，②支承上の桁高を低くする案を採用した。



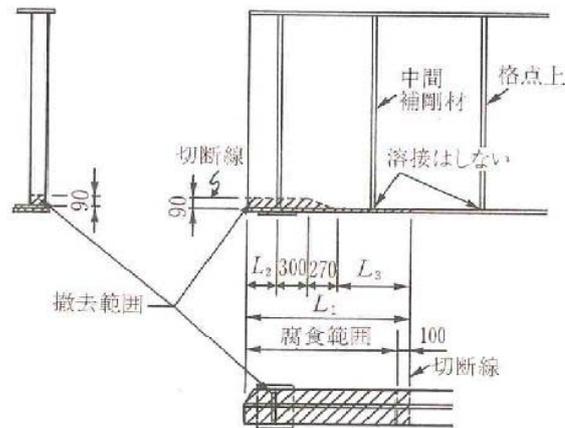
主桁端部の腐食損傷状況



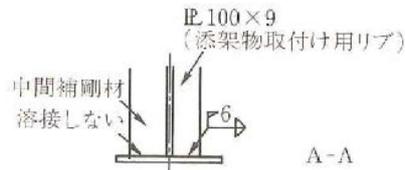
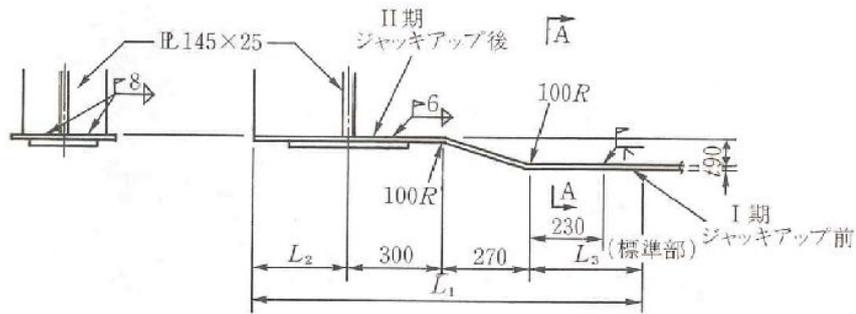
主桁端部の腐食損傷状況



損傷発生状況



撤去箇所



溶接補修箇所

No.1-9 腹板及び下フランジ除去 下フランジ新規に設置 (その2)

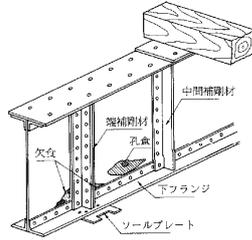
1 / 4

変状名	桁端下フランジの腐食	分類記号	BC-1
-----	------------	------	------

適用工法 S-2, S-3, S-5

1. 変状の概要

この変状は塵埃等の影響が多い支点部下フランジや腹板下端に生じることが多く、部分的に腐食による断面欠損や孔食を伴う場合も多い。このような場合は通常の塗装ですぐに発錆し、桁の耐力や耐久性に影響を及ぼすことも考えられる。



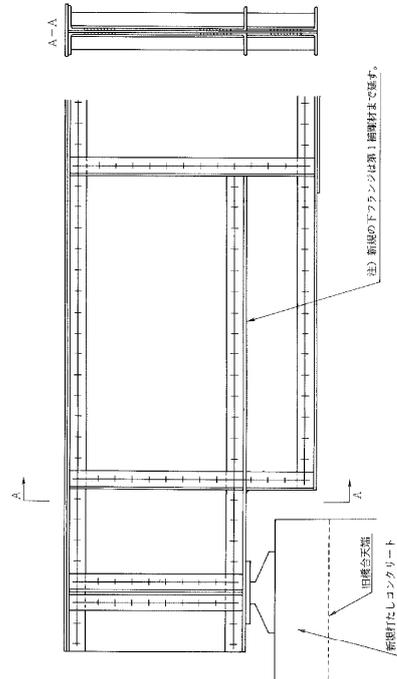
2. 対策の基本的考え方

- ① 腐食による断面欠損・孔食を伴っている下フランジや腹板部は切断除去する。
- ② 下フランジに相当する部材を新規に設け、高力ボルトで取付ける(下フランジの長さは第1補剛材または切欠き高さ以上とする)。
- ③ 支点部の塗装ができるよう下フランジ下面にスペースを設けるようにする必要がある。その場合の方法として桁端を切欠構造として、小判型シューに交換する方法もある。

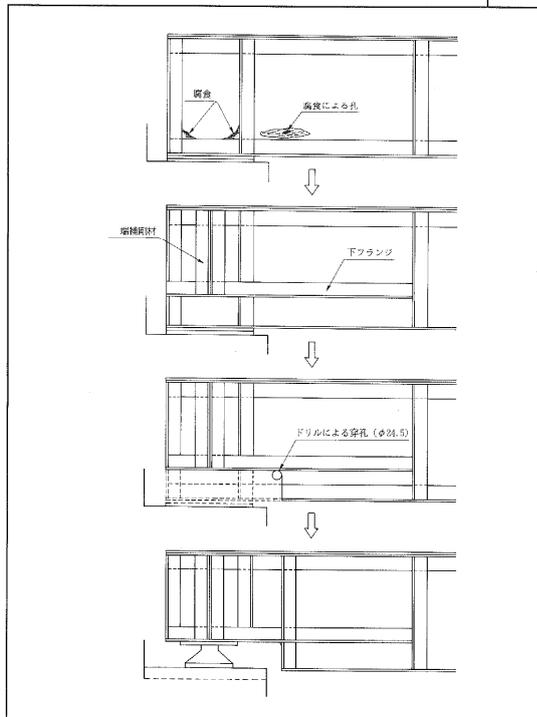
№	年月	主な改訂内容
1	平成 4年 4月	作成
2	平成 年 月	
3	平成 年 月	
備考		

2 / 4

3. 対策図

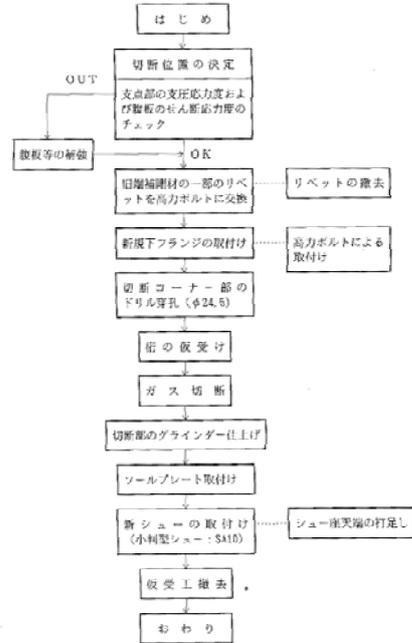


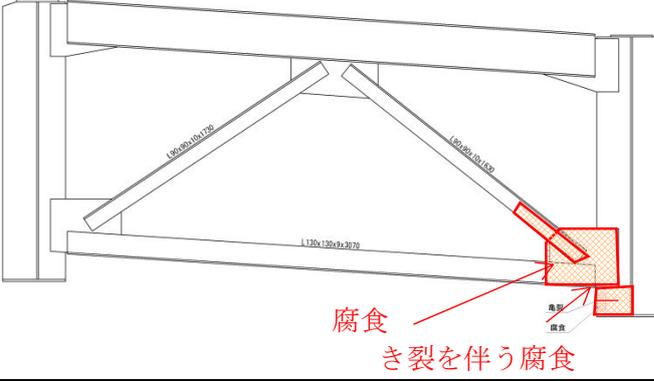
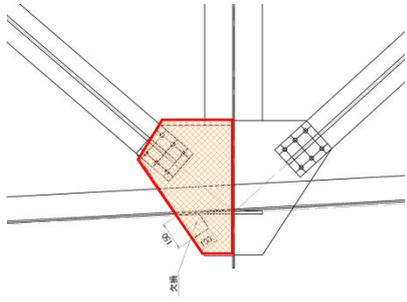
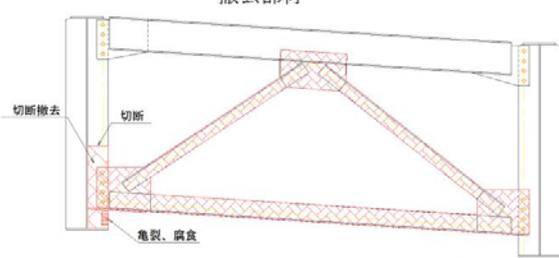
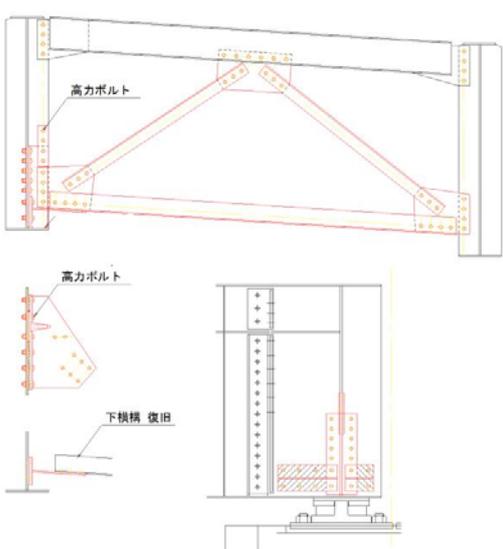
3 / 4

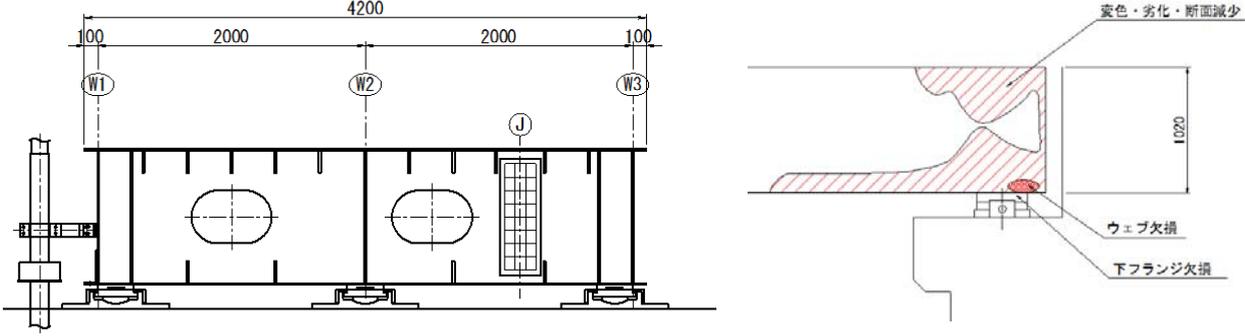
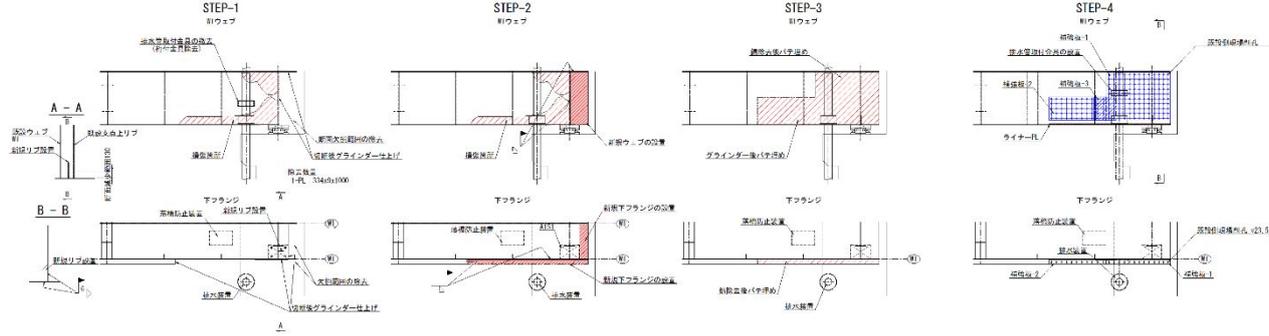


4 / 4

桁端部の改良



桁端部垂直補剛材等の腐食補修		No. 2-1
<p>1. 橋梁概要</p> <p>橋梁形式 : 単純鋼溶接非合成鈹桁橋 橋長 : 29.8m 完成年度 : 昭和 41 年 適用示方書 : 昭和 39 年 鉄筋コンクリート道路橋設計示方書 架橋位置 : 沿岸部</p>		
<p>2. 損傷状況</p> <p>塩害による鋼桁腐食。特に、桁端部の支点上補剛材のき裂を伴う腐食及び端対傾構下弦材・斜材、端対傾構ガセット、下横構ガセットの腐食欠損が発生。腐食の程度は著しく悪い。</p> <div style="display: flex; justify-content: space-around;">   </div>		
<p>3. 課題・問題点</p> <p>垂直補剛材のき裂を伴う腐食のため、当て板補強を実施したいが、以下の課題・問題点があった。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・支点上のため、主桁下フランジに支承セットボルトが設置されている。（下フランジ側のボルト接合ができない。） 		
<p>4. 補修方法</p> <p>腐食による欠損及びき裂が発生している部材（支点上垂直補剛材、端対傾構、ガセット）を切断し、交換した。</p> <div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;"> <p>撤去部材</p>  </div> <div style="text-align: center;"> <p>復旧イメージ</p>  </div> </div>		
<p>5. 今後の課題</p> <p>腐食後の桁端部耐力（補修必要性）、溶接補修の適用性（条件：耐用年数、管理体制）</p>		
キーワード	鋼 I 桁橋、腐食、き裂、部材交換	

桁端部垂直補剛材等の腐食補修		No.2-2
<p>1. 橋梁概要</p> <p>橋梁形式 : 4 径間連続非合成箱桁橋 橋長 : 109.6m 完成年度 : 昭和 53 年 適用示方書 : 昭和 48 年道路橋示方書 架橋位置 : 沿岸部 (海岸部から 2km を超える地域)</p>		
<p>2. 損傷状況</p> <p>耐候性鋼材を採用しているが、保護性錆が形成されていないため箇所があり、腐食の進行に伴い、ウェブに断面欠損が生じ、孔が空いている状態である。桁端部の広範囲に渡った減肉が確認された。</p> 		
<p>3. 課題・問題点</p> <p>断面欠損に対して新規ウェブの設置、減肉箇所に対しては当板補強が必要と考えられた。なお、腐食による減肉部は、広範囲に渡った腐食による凹凸が確認されているため、摩擦接合による当板が困難であると考えられた。</p>		
<p>4. 補修方法</p> <p>桁端部の腐食による断面欠損部分を切断撤去後、現場溶接により新規部材 (ウェブ・フランジ) を設置した。その後、グラインダー後パテ埋めにより不陸調整を行いボルト (支圧接合) により当板補強を行った。なお、減肉を考慮した断面照査において、常時状態において照査を満足することからジャッキによる仮受け等は実施していない。また、支点よりもパラペット側であったため現場溶接を採用した。</p> 		
<p>5. 今後の課題</p> <p>腐食後の桁端部耐力 (補修必要性)、溶接補修の適用性 (条件: 耐用年数、管理体制)</p>		
キーワード	鋼箱桁橋、腐食、耐候性鋼材、支圧接合	

(2) 海外の補修方法

国内だけでなく、海外においても、桁端の腐食が問題になっており、ガイドラインを策定し、ガイドラインに応じて対処している。今回、入手したガイドラインにおいて桁端部の補修に関連する箇所を抜粋し整理する。

表 4-4-5 ガイドライン調査リスト

No.	基準	号巻 (発行年)
1	Australian Rail Track Corp Structures Repair Guidelines (オーストラリアの鉄道・トラック協会の補修ガイドライン)	(2010)
2	FHWA Bridge Maintenance: Superstructure Course No: S05-006 連邦道路管理局米国連邦運輸省：橋梁の維持 Course S05-006 Credit	
3	FLDOT BRIDGE MAINTENANCE AND REPAIR HANDBOOK (フロリダ州運輸省 橋梁メンテナンス 補修のハンドブック)	
4	GADOT_Bridge Structure Maintenance And Rehabilitation Repair Manual ジョージア州運輸省 橋梁メンテナンス 補修のハンドブック	(2012)
5	tr429 アイオワ州運輸省 「Evaluation of Appropriate Maintenance、 Repair and Rehabilitation Methods for Iowa Bridges」	(2003)
6	Transit New Zealand_Bridge Inspection And Maintenance Manual	(2001)

1) オーストラリアの鉄道・トラック協会の補修ガイドライン(2010)

桁端部付近の腐食の損傷に対する補修方法について記載している以下の内容を抜粋する。

- 2.2.5.3 「リベット橋における下フランジ付近のウェブの腐食」
- 2.2.5.4 「ウェブの局部腐食」 ※リベット橋
- 2.2.6.1 「中間ウェブ補剛材の基部での腐食部位の除去」 ※リベット橋
- 2.2.6.2 「局部腐食を伴った中間および支点上補剛材の補修方法」
- 2.2.6.3 「垂直補剛材の自由突出脚の基部に局部腐食を伴った支点上ウェブ補剛材の補修方法」
- 2.2.6.4 「端支点上補剛材に拡張アングルの基部の腐食部の除去」
- 2.2.6.5 「下フランジと横構との接続部での腐食部の除去」
- 2.2.6.6 「支承プレートの再生方法」
- 2.2.6.7 「ひび割れや壊れた溶接継手の対風構の補修方法」

The purpose of the guidelines is to provide repair methods for commonly found defects in concrete, masonry, steel, and/or timber structures, which are a part of routine maintenance of ARTC assets.

Where necessary, Structures Representative is to seek advice from the Structures Manager whether a detailed structural design document is required.

2.2.5.3 Corrosion in web near bottom flange angles in riveted girders

The procedure for repairing web corrosion near bottom flange angles in riveted girders involves the following (Refer Figure 2 - 4):

- i. Remove all loose rust from the surface to be plated by mechanical wire brushing and scraping. Scrape or grind smooth the vertical face of flange angles.
Working on only one panel of web at a time carry out the following:
- ii. Drill holes in the web above flange angle to match the holes in the prefabricated, galvanised cover plate and packer plate.
- iii. Remove the rivets through vertical legs of angles.
- iv. Position the packer plate and fill the void between the packer and the flange angle.
- v. Fit the cover plate and, install and tension all bolts. Repeat steps (ii), (iii), (iv) and (v) for each web panel requiring plating; then
- vi. Prepare for and patch paint new steelwork and areas of existing steelwork to the extent, including the region of corrosion on the unplated side.

2.2.5.4 Localised corrosion in webs

The procedure for repairing webs with localised corrosion involves the following (Refer Figure 2 - 5):

- i. Cut back reinforced concrete etc. that is causing corrosion as directed.
- ii. Remove all rust, dirt, adhering concrete, old paint etc, from the area to be plated by mechanical wire brushing and scraping.
- iii. Mark and drill bolt holes in the web to match the holes in prefabricated, galvanised cover plates.
- iv. Fill voids and surface pitting with epoxy resin filler over area of web to be covered.
- v. Position cover plates, and fit and tension bolts. Seal with epoxy any open interfaces around the perimeter of the cover plates.
- vi. Prepare for and patch paint new steelwork and areas of existing steelwork to the extent.

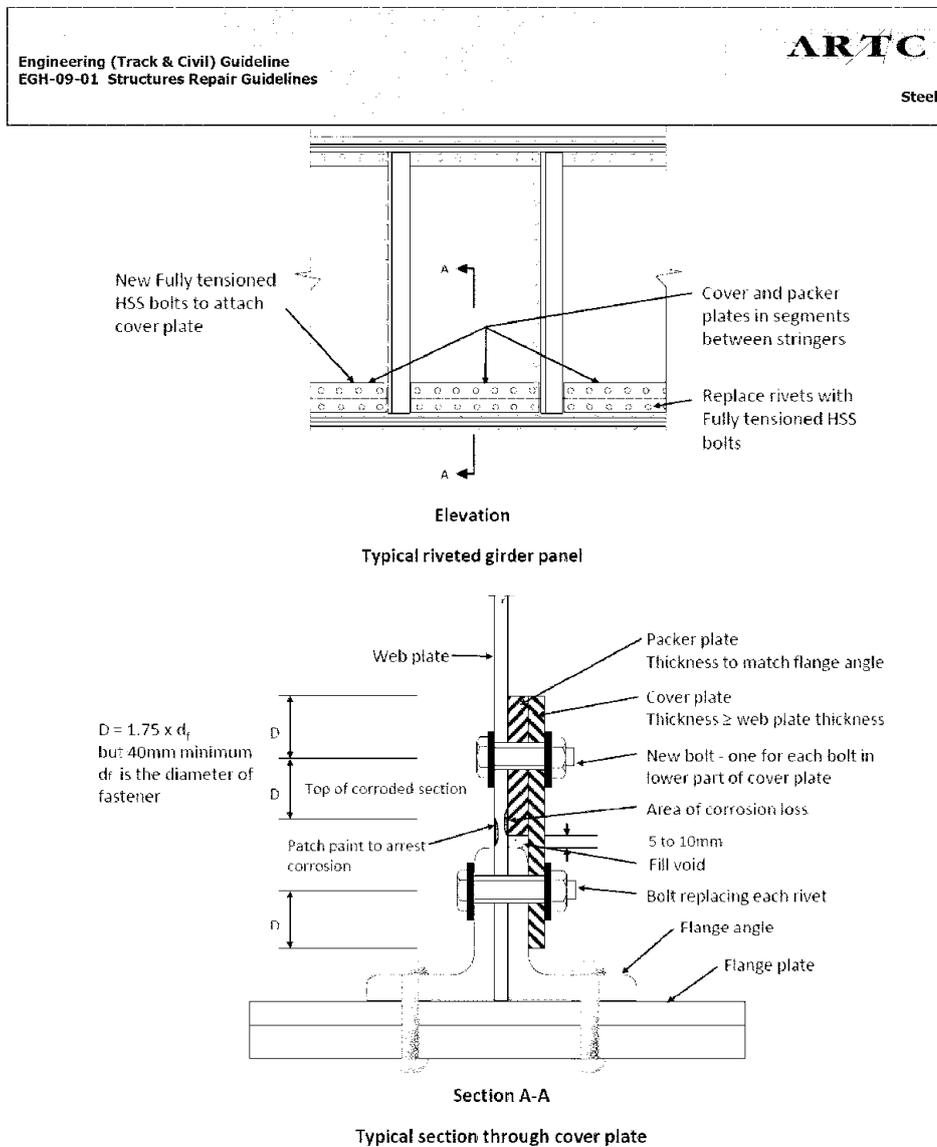
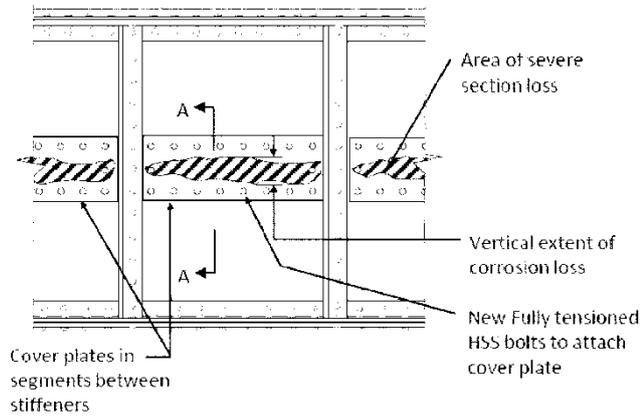
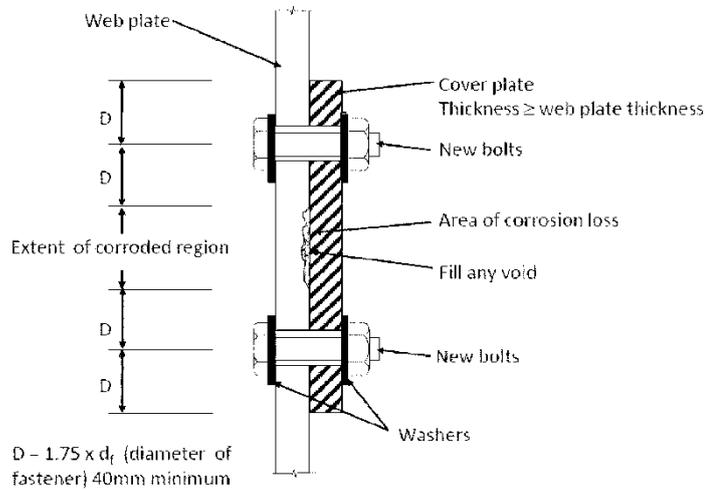


Figure 2 - 4 Repairing web plate corrosion near bottom flange angles in riveted girders



Elevation

Typical riveted girder panel



Section A-A

Typical section through cover plate

Figure 2 - 5 Repairing webs with localised corrosion

2.2.6 Repairs to stiffeners, bracing connections, and bearings

2.2.6.1 Relieving of corrosion site at the base of intermediate web stiffeners

The procedure involves the following:

- i. Remove any rivets securing the lower portion of the web stiffener that is to be removed.
- ii. Cut off the lower portion of the stiffener to the extent shown on Figure 2 - 6 or Figure 2 - 7 by flame cutting and/or with an angle grinder. Several possible arrangements of web stiffeners are shown on these figures. The appropriate location for the cut is shown in each case.

To avoid accidental creation of heat affected zones (fatigue sites) in the adjacent web and flange, do not use flame cutting to remove portions of intermediate web stiffeners in direct contact with the web or flange. Use an angle grinder to cut these portions. Take care to avoid grinding a groove into the web or flange.

- iii. Dress any flame cut edge to the stiffener by grinding smooth and fit and tension bolts to any holes formerly occupied by rivets.
- iv. Prepare for and patch paint the exposed steel of the web stiffener and the local area of bottom flange and flange angle now exposed.

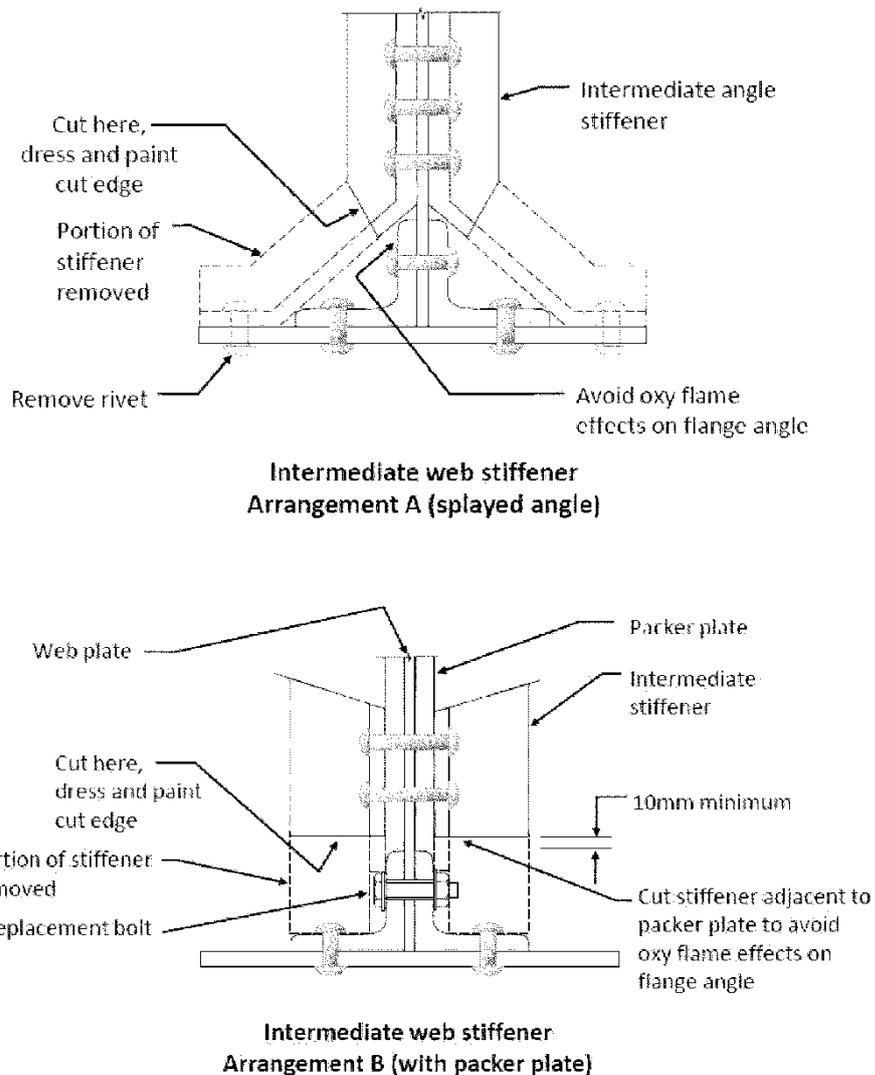
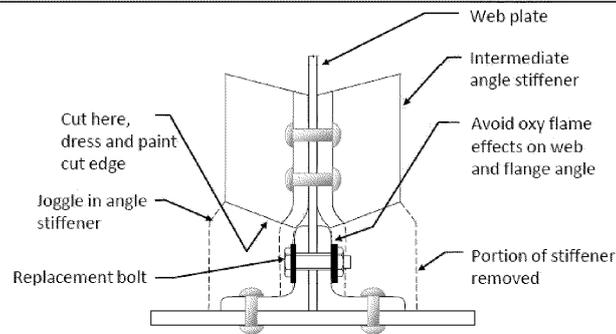


Figure 2 - 6 Relief of corrosion site at the base of intermediate web stiffeners



Intermediate web stiffener
Arrangement C (no packer plate)

Figure 2 - 7 Relief of corrosion site at the base of intermediate web stiffeners

2.2.6.3 Repairing bearing web stiffeners with localised corrosion at base of outstand leg of stiffener

The procedure involves the following:

- i. Cut away the corroded portion of outstand leg of stiffener by flame cutting and by using an angle grinder. Avoid flame effects in the remaining leg of stiffener. Dress any flame cut edges.
- ii. Clamp new plate with holes drilled to outstand leg. New plate must bear hard on bottom flange.
- iii. Drill existing stiffener and grind smooth all burrs.
- iv. Bolt new plate to existing stiffener.
- v. Prepare for and patch paint new and existing steelwork.

2.2.6.4 Relieving of corrosion site at base of splayed angle bearing end stiffeners

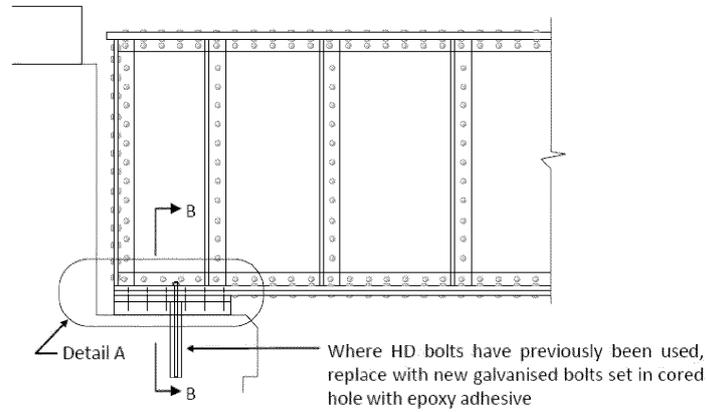
The procedure involves the following:

- i. Remove the section of stiffener by oxy-fuel cutting. Avoid or minimise flame effects on the steel of the girder section.
- ii. Dress the flame cut steel edges by grinding. Clean the area at the base of the stiffener of dirt and debris by power wire brushing, grinding etc.
- iii. Prepare for and patch paint the area.

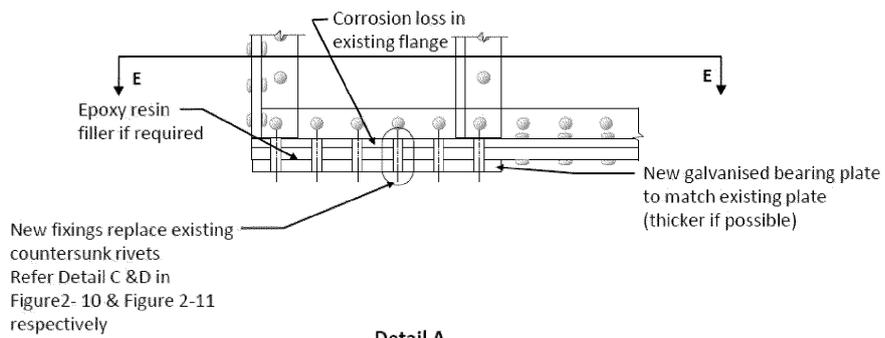
2.2.6.5 Relieving of corrosion at bottom flange bracing connection

The procedure involves the following (Refer **Error! Reference source not found.**):

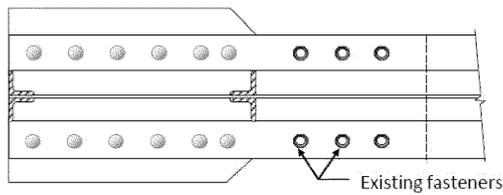
- i. Install temporary braces as required to compensate for the braces that are to be disconnected.
- ii. Remove rivets as necessary and remove the gusset plate.
- iii. If structurally acceptable, modify members as detailed by flame cutting or with an angle grinder. Avoid flame effects and grinding grooves on the flange and web of main girder.



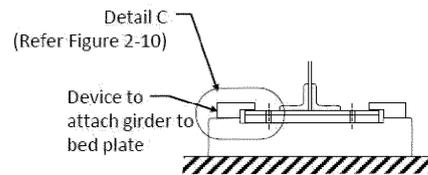
Part Elevation - end of typical riveted girder



Detail A



Section E-E



Section B-B

Figure 2 - 9 Repairs to bearing plates

2) 連邦道路管理局米国連邦運輸省：橋梁の維持 Course S05-006

桁端部付近の腐食の損傷に対する補修方法について記載している内容を抜粋する。

腐食部を取り除き、新しい鋼プレートまたは点線 (Exhibit XI.21 参照) に沿ったWT断面を溶接する。

REPAIR OF CORROSION DAMAGED STEEL BEAM END

Following are step-by-step instructions for repairing a corrosion-damaged beam end:

1. Relieve the load at the bearing by jacking under the sound portion of the beams.
2. Cut out the corroded area, rounding the corners to a minimum radius of 75 mm (3 in.) to avoid abrupt changes (re-entrant corners) (See Exhibit XI.21). Bearing stiffeners, if present, must be removed.
3. Weld the new section into place using full penetration welds. The new section may be either a suitable rolled beam section or shop fabricated from other suitable shapes. Replace the bearing stiffeners where required.
4. Lower the span to bear. Check for distress.
5. Remove jacking equipment and other temporary supports.

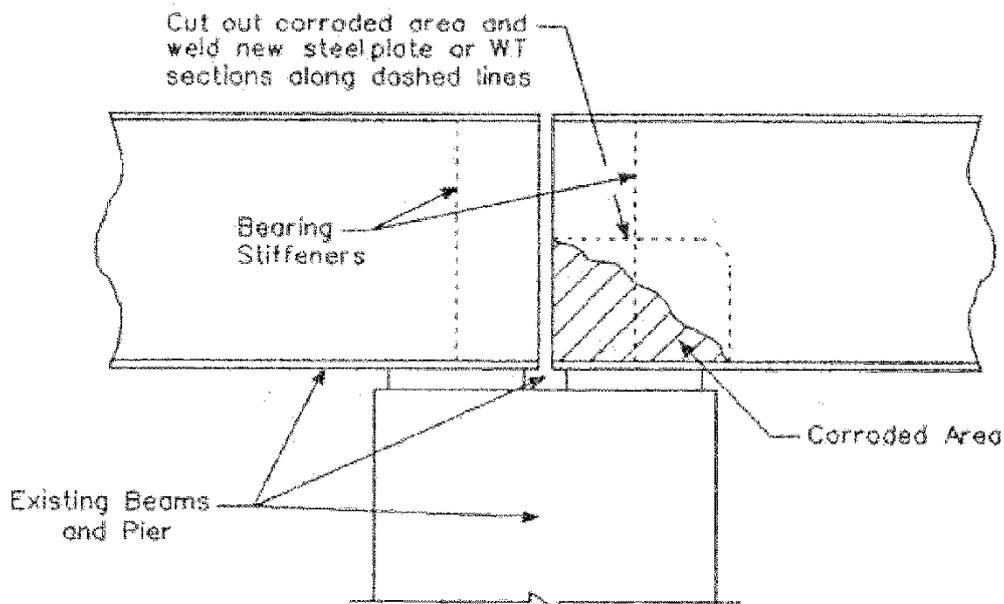


Exhibit XI.21 Corroded Beam End Rehabilitation

桁端部付近の腐食の損傷に対する補修方法 (推奨方法) について記載している内容を抜粋する。



4.6 STEEL BEAM & GIRDER REPAIR

4.6.1 Corrosion Repair

The corroded ends of steel beams are repaired by cutting out the damaged portion and replacing it with a new WT section or build-up plate section.

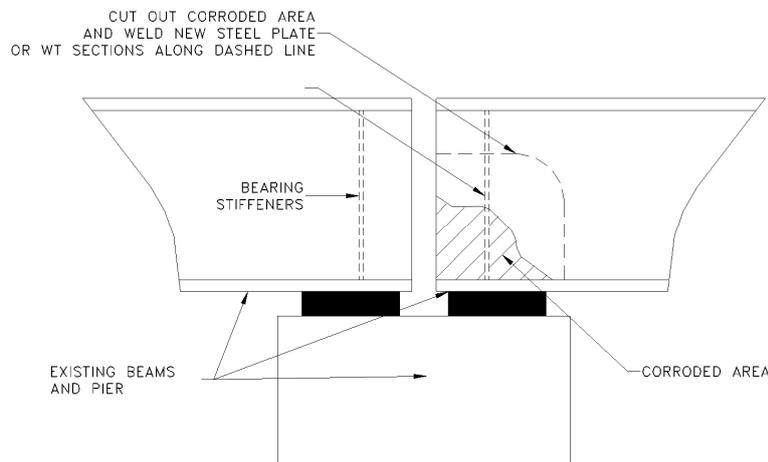
This method is suitable only for simply supported spans. The top flange and a part simultaneously whether they are to be repaired or not. A qualified bridge engineer should design the welding or bolting details.

A. Recommended Method

1. Relieve the load at the bearing by jacking under the sound portion of the beams.
2. Cut out the corroded area. See Figure 4-9. Bearing stiffeners must be removed if present.
3. Weld the new section into place using full penetration welds. The new section may be either a suitable WT or be shop fabricated from other suitable shapes. Replace the bearing stiffeners where required. Fatigue problems may result from welds. A bolted connection for the new section attachment is preferable.
4. Lower the span to bear; check for distress.
5. Remove jacking equipment and other temporary supports.
6. Paint all areas exposed to cutting and welding for corrosion protection.

BRIDGE MAINTENANCE & REPAIR HANDBOOK

FIGURE 4-9
CORROSION REPAIR TO STEEL BEAM



4) GADOT_BridgeStructureMaintenanceAndRehabilitationRepairManual_2012

(ジョージア州運輸省 橋梁メンテナンス 補修のハンドブック 2012)

桁端部付近の腐食の損傷に対する補修方法について記載している。

その内容を抜粋する。なお、補剛材が設置されていない橋梁の補修例である。



Chapter 2 Bridge Structure Maintenance Activities

Activity 830.20 – Beam Web Section Loss Repair



Before Repair

After Repairs

General Notes:

Verify all dimensions and elevations in the field prior to ordering materials or building forms. Light lines indicate the existing structure and heavy lines indicate the new structure.

All welding shall be performed by certified welders that have in their possession a current welding certification card issued by the Office of Materials and Research. Use only e70xx (excluding e7014 and e7024) low hydrogen electrodes for manual shielded metal arc welding.

Clean and paint all structural steel as shown in the construction details. Work shall be done in accordance with Section 535 of the Georgia DOT Specifications.

Do not use this detail for weathering steel.

Material Specifications:

- Structural Steel: Grade 50, $f_y = 50,000$ psi

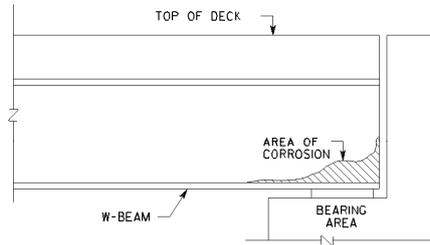
Safety

- Traffic Control
 - GDOT Operations Work Zone Traffic Control, or
 - GDOT Standard Drawings 9100 thru 9107 and MUTCD Part 6 – Temporary Traffic Control
- Verify presence of lead paint system.

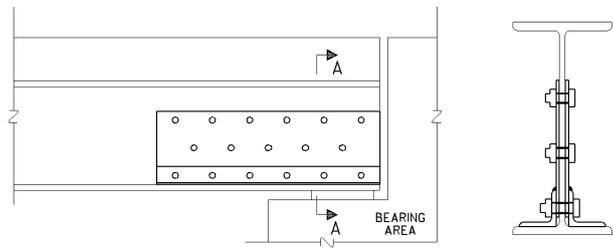
Georgia Standard Specifications

- Section 501 – Steel Structures
- Section 535 – Painting Structures

 = AREA OF DETERIORATION OR SECTION LOSS

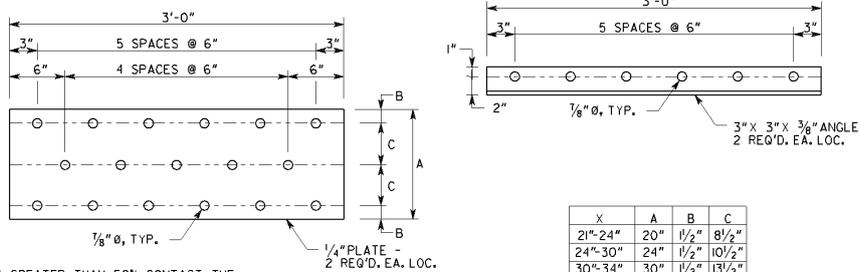


EXISTING CONDITION



SECTION A-A

FINAL CONDITION



NOTE:

1. IF SECTION LOSS IS GREATER THAN 50%, CONTACT THE STATE BRIDGE MAINTENANCE ENGINEER FOR DIRECTION.
2. IF LENGTH OF DETERIORATION IS GREATER THAN 3'-0", CONTACT THE STATE BRIDGE MAINTENANCE ENGINEER FOR DIRECTION.

FABRICATION DETAILS

EQUIPMENT

PERSONAL SAFETY EQUIPMENT AS NEEDED
 PORTABLE AIR COMPRESSOR
 PORTABLE ELECTRIC GENERATOR
 SAND BLASTER / AIR GUN
 ANGLE GRINDER W/ ABRA. DISC
 IMPACT WRENCH W/ SOCKETS
 ACCESS EQUIPMENT
 MISC. BUCKETS & HAND TOOLS
 DRILL & 7/8" Ø DRILL BITS

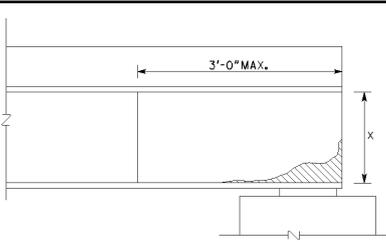
MATERIALS

FABRICATED 1/4" PLATES
 FABRICATED 3" X 3" X 3/8" ANGLES
 3/4" WASHERS
 3/4" LOCK WASHERS
 3/4" NUTS
 3/4" X 2 1/2" BOLTS
 APPROVED PAINT OR SEALANT
 WELDING ELECTRODES

GEORGIA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION ENGINEERING DIVISION - OFFICE OF BRIDGES AND STRUCTURES	CONSTRUCTION DETAIL BEAM WEB SECTION LOSS REPAIR	REVISION DATE	SHEET 1 OF 2
			DRAWING NO. 830.20

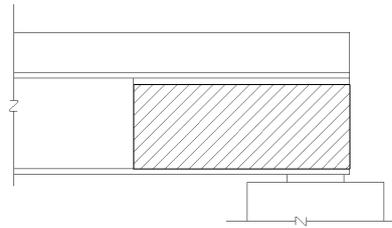
NO SCALE

JUNE 2012



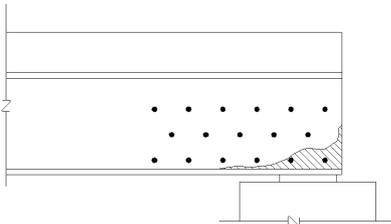
STEP 1

1. USING DIMENSION TABLE SHOWN ON FABRICATION DETAILS, DETERMINE DIMENSIONS OF PLATES TO BE USED AND HAVE PLATES PREFABRICATED.
2. FABRICATE ANGLE AS DESCRIBED IN FABRICATION DETAILS.
3. SHOP PAINT ALL FABRICATED PIECES.



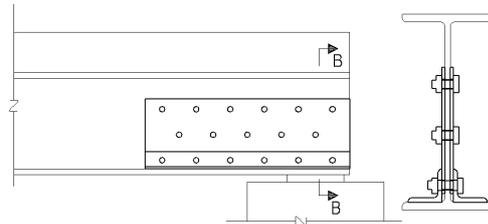
STEP 2

1. BY EITHER GRINDING OR SANDBLASTING, REMOVE ALL LOOSE PAINT, DEBRIS AND CORROSION FROM AREA WHERE COVERPLATE IS TO BE INSTALLED.



STEP 3

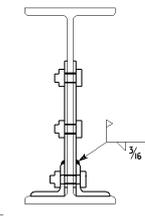
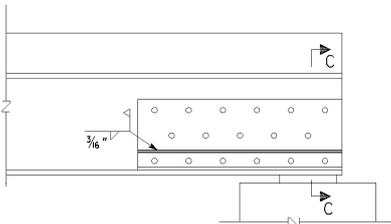
1. USING FABRICATED PLATE AS A TEMPLATE, LOCATE AND DRILL $\frac{3}{8}$ " HOLES IN WEB OF EXISTING BEAM. DO NOT USE CUTTING TORCH. (BE SURE PLATE IS FLAT AND SQUARE AGAINST WEB OF EXISTING BEAM)
2. PAINT ENTIRE CLEANED AREA OF BEAM.



SECTION B-B

STEP 4

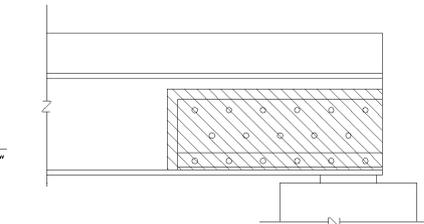
1. ATTACH COVERPLATES AND ANGLES USING $\frac{3}{4}$ " Ø BOLTS, FLAT WASHERS, LOCK WASHER AND NUTS. (BOTTOM LEG OF ANGLE SHOULD BE IN FULL CONTACT WITH THE TOP FACE OF BEAMS BOTTOM FLANGE)
2. TIGHTEN ALL BOLTS IN ACCORDANCE WITH SECTION 601.3.03, "INSTALLATION METHOD TESTING FOR BOLTED CONSTRUCTION" OF THE GEORGIA STANDARD SPECIFICATIONS.



SECTION C-C

STEP 5

1. WELD TOP LEGS OF BOTH ANGLES TO FACE OF PLATE.
2. WELD FULL LENGTH OF PLATE AND ANGLE.



STEP 6

1. PAINT ALL PLATES ANGLES AND BOLTS.

GEORGIA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION
ENGINEERING DIVISION - OFFICE OF BRIDGES AND STRUCTURES

CONSTRUCTION DETAIL
BEAM WEB SECTION LOSS REPAIR
NO SCALE

JUNE 2012

REVISION DATE

SHEET 2 OF 2
DRAWING NO.
830.20

5) tr429 アイオワ州運輸省

「Evaluation of Appropriate Maintenance, Repair and Rehabilitation Methods for Iowa Bridges」 2003

桁端部付近の腐食の損傷に対する補修方法について記載している。
その内容を抜粋する。



2.3.3 Repair of End Corrosion Damaged Steel Beams

2.3.3.1 General guidelines for implementation of the retrofit

Application

This method should be used to repair steel beams that have corrosion damage at one or both of their ends.

Repair Method

Cut out the corroded area and weld the new section into place.

Materials

1. Hydraulic lifting equipment
2. Rolled beam sections
3. Welding equipment

Construction Procedure

1. Close the bridge to traffic before initiating repairs.
2. Relieve the load at the bearing by jacking under the sound portion of the beams.
3. Cut out the corroded area, rounding the corners to a minimum radius of 3 in. to avoid abrupt changes (re-entrant corners that create stress concentrations). Also remove bearing stiffeners if they are present in the existing installation (See Fig. 2.3.4).
4. Weld the new section into place, using full penetration welds. The new section may be either a suitable rolled beam section or it may be shop fabricated from other suitable shapes. Replace bearing stiffeners where they are required.
5. Lower the span to bear and check for any immediate distress. Remove jacking equipment and other temporary supports.

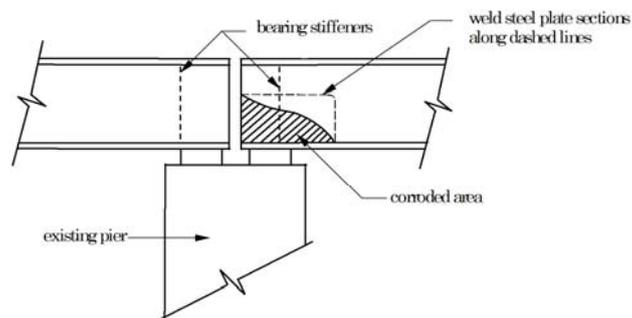


Figure 2.3.4 Repair of Corroded Steel Beam Ends.

2.3.4 Strengthening of Steel Beams With Insufficient Section

2.3.4.1 General guidelines for reinforcement of steel beams with angle stiffeners

Application

This method is used when a beam needs to be strengthened due to an increase in legal loads or when a section of the beam has deteriorated.

Repair Method

Bolt angles to both sides of the web near the top and bottom flanges to increase the moment capacity.

Material

1. High strength bolts
2. Angle sections
3. Hydraulic lifting equipment

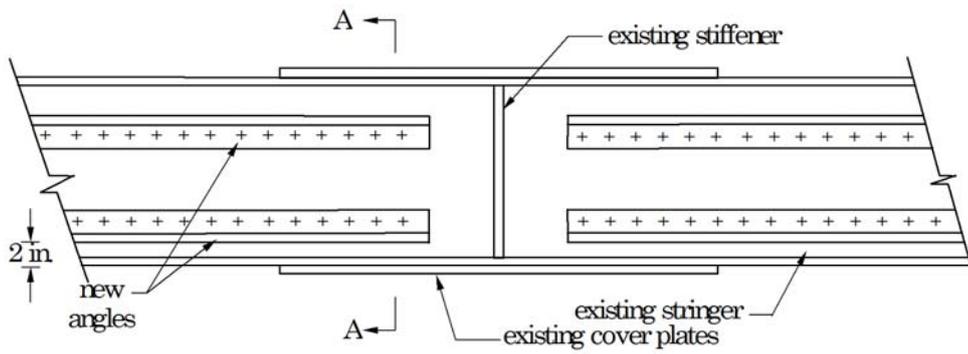
Construction Procedure

1. Close the bridge to traffic before initiating the repairs.
2. Relieve the dead load stresses on the beams by uniformly jacking the beams up at midspan.
3. Position angles on both sides of the web near the top and/or bottom flanges (see Figs.2.3.5 and 2.3.6) and drill holes through the web and the angles for high strength bolts.
4. Bolt the angles to the beam web beginning at the center of the span and working toward the abutments.
5. Slowly release the jacking force to ensure equal distribution of dead load to the beams.

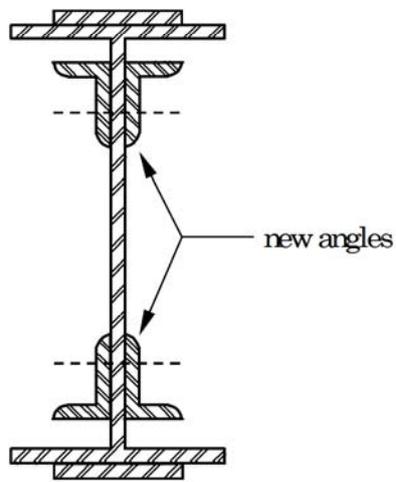


(b) Close up View of the Angle Stiffeners

Figure 2.3.6 Example of Angle Stiffeners Used to Strengthen Bridges.



(a) Elevation View



(b) Section A~A

Figure 2.3.5 Reinforcement of Steel Beams by Addition of Angle Stiffeners.

6) Transit New Zealand_Bridge Inspection And Maintenance Manual (2001)

桁端部付近の腐食の損傷に対する補修方法について記載している内容を抜粋する。

4.7 REPAIR OF DEFECTIVE MEMBERS

Loss of cross-sectional area in steel members through corrosion may need to be repaired even if the strength of the structure is not affected. For instance, corroded girder flanges may be so pitted that water is retained for long periods and corrosion remains active. An epoxy filler could be applied to a mechanically cleaned surface to improve drainage and extend the useful life of the member.

Buckling in members can often be relieved by investigating and removing the cause of the problem rather than by treating the member concerned. In some cases, however, a member may need additional stiffening or bracing, or may need to be shortened. This type of work should not be initiated without first considering the effect of a stiffer or shorter member on the remainder of the structure.

腐食による鋼桁での十字断面積の損失は構造の強度に影響を与えない場合でも補修する必要性があるかもしれない。例えば腐食したフランジは長期間滞水し、腐食が進行することで孔を作るかもしれない。エポキシ充填材は排水性を改善し、部材の耐用年数の延長化のための機械的に表面をきれいにする事ができる。

部材の座屈は、関係する部材を治すよりも問題の原因を取り除くことや調査することによって多くの場合交換することができる。

しかしながら、いくつかのケースでは、部材を補剛することやブレースすることや短くする必要があるかもしれない。補剛材や構造を残して部材を短くすることの効果を考えることなしに着手すべきではない。

4-4-2. FRPによる補修方法

鋼橋の腐食対策として、大掛かりな設備や特殊技能を必要とせず、小規模な対策でも補修費が割高とならない簡易な工法の開発が強く望まれている。これに対応するため、鋼桁端部を含めた鋼橋の腐食対策として、軽量の炭素繊維強化プラスチック（以下、CFRPと記す）を用いた補修・補強工法（以下、CFRP接着工法と記す）の開発を進めてきた¹⁰⁾⁻¹³⁾。

(1) CFRP接着工法

①現状と課題

コンクリート構造物の補修・補強分野におけるCFRP接着工法の適用は、耐震補強をはじめとして既に一般的な工法として確立されているが、鋼橋への適用事例は少ない。その要因は、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りCFRPが剥離する場合があります、鋼橋の補修に適用できる条件が限定的なためと考えられる。

実際に鋼橋へのCFRP接着工法の適用を検討した事例は多数報告されている¹⁴⁾⁻¹⁹⁾が、それらの研究では、主にトラス弦材などの軸力部材や鋼桁フランジなどの曲げによる垂直応力を受ける部材に対する応力改善が対象とされており、座屈による大変形時にもCFRPを追従させ、終局強度を改善することは意図されていない。一方、腐食事例の多い鋼桁端部では、終局時に腹板のせん断座屈（図4-4-9(a)）や、支点上補剛材及び周辺の腹板において断面欠損に伴う局部座屈の先行（図4-4-9(b)）が懸念されるため、座屈変形時におけるCFRPの剥離抑制が必要となる。さらに引張部材においても、終局時には鋼材応力が降伏点付近に達する場合もあるため、高応力下での剥離抑制が同様に必要となる。



図 4-4-9 (a) 腹板のせん断座屈



図 4-4-9 (b) 垂直補剛材の局部座屈

②既往の研究

CFRP接着工法を鋼橋の一般的な補修・補強技術として確立するためには、CFRPの剥離抑制対策が必須であると考え、CFRP接着工法を研究しているグループでは、実構造物への適用性に関する検討に先立ち、基礎研究として文献10)において各種繊維シートや接着層の構成をパラメータとした繊維シート接着鋼板の一軸圧縮試験を多数実施し、座屈時の剥離特性や座屈強度の改善効果を検討した。その結果、鋼板に接着する繊維シートの曲げ剛性に比例して座屈強度の改善を図れることが実証され、比較した中で弾性係数が最大であった高弾性型炭素繊維シートは補強効率が最もよいことが示された。さらに引張剛性が高い繊維シートを鋼板に接着した場合、低弾性で伸び性能の高いポリウレタ樹脂製のパテ材（以下、高伸度弾性

パテ材と記す)を接着層に挿入することが、CFRPの剥離抑制に有効であることを見出した。この結果より、以降の検討では高弾性型炭素繊維シートを用い、**図 4-4-10**に示すように接着層に高伸度弾性パテ材を挿入した仕様(以下、本工法と記す)を対象として検討を進めている。

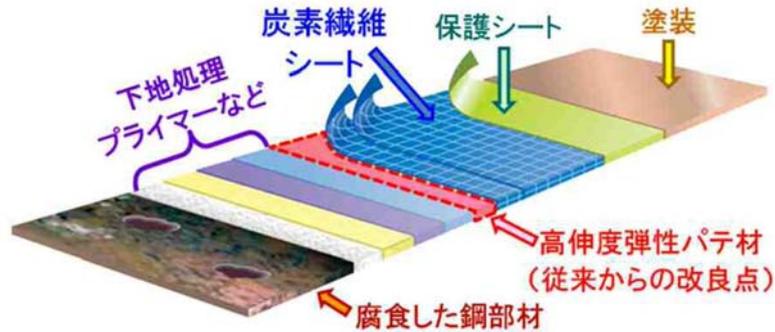


図 4-4-10 本工法の接着層に塗布する高伸度弾性パテ材

次に**文献 11)~13)**において、実橋の約 1/2 スケールの縮小桁を複数製作し、腹板下端の腐食を模擬した試験体によるせん断座屈試験を実施することにより、CFRPを用いた腹板の補修・補強方法を検討した。ここでは、鋼桁腹板への CFRP の貼付け方法として、腐食領域近傍に部分的に CFRP を貼付けて強度回復を図る「部分貼り工法」(**図 4-4-11 (a)**参照)と腹板全面に CFRP を貼り付けてせん断強度を増加させる「全面貼り工法」(**図 4-4-11 (b)**参照)を提案し、それぞれの補修・補強効果を実験で実証している。さらに、前者については CFRP 補修量の算定法を、後者については CFRP 接着後のせん断強度評価法を示している。



図 4-4-11 (a) 部分貼り工法

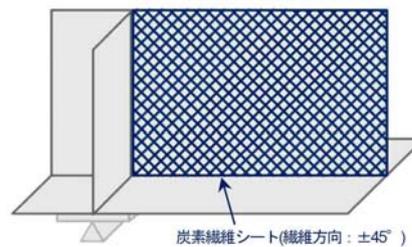


図 4-4-11 (b) 全面貼り工法

(2) 適用対象部材と設計法の分類

一般に鋼橋を構成する各部材は、軸方向力を受ける部材、曲げによる垂直応力を受ける部材及びせん断力を受ける部材に大別される。本工法では、これらの部材全てを適用対象と考え、部材の応力度改善に加え、終局時に座屈変形が生じる部材や降伏点付近の高応力が生じる部材の終局強度改善を目的としている。一方、部材ごとに主応力の方向や構造詳細などが異なるため、これらに対して一律に実用的な設計法や構造細目を与えるのは難しい。このため、本工法の適用対象とする部材を**表 4-4-6**に示すとおりに区分して、それぞれの部材に適した設計法について検討している。

鋼 I 桁橋における本工法の適用部材の区分例を**図 4-4-12**に示す。ここに示すように、設計法の区分にあたっては、特に鋼桁端部付近の腐食補修に対処することを念頭に置きつつ、極力汎用性のある設計法とな

るように配慮している。なお、表 4-4-6 の区分は、鋼桁を中心として記述しているが、同様の構造特性を持つ鋼構造物の各種部材に対しても準用可能と考えられる。

表 4-4-6 本工法の適用対象部材の分類

部材	応力状態	対象部位の例（橋梁）
軸方向力及び曲げによる垂直応力を受ける部材	引張 圧縮	鋼桁のフランジ（主桁・横桁・縦桁等）、対傾構、横構、トラス弦材、アーチリブ
支点反力 ^{※1} を受ける部材	圧縮	鋼桁の支点上補剛材 ^{※2} 及び腹板
せん断力を受ける部材	せん断	鋼桁の端部腹板 ^{※3}

※1 軸方向力を受ける部材であるが、本稿では別の設計法を示している
 ※2 他の水平・垂直補剛材にも準用可
 ※3 他の腹板にも準用可

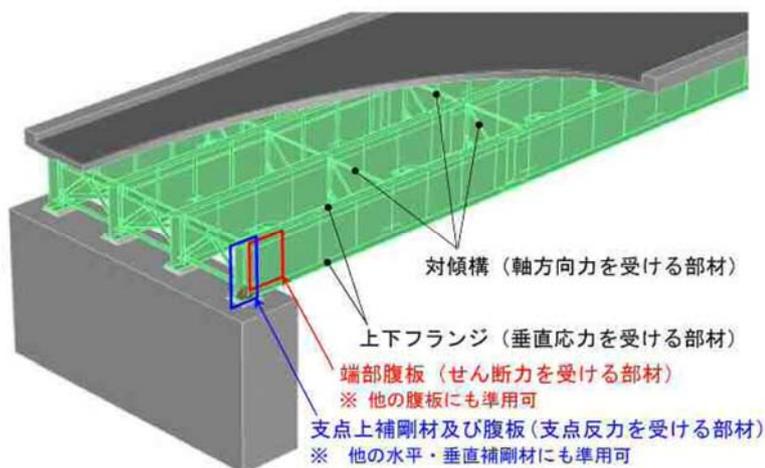


図 4-4-12 鋼 I 桁橋における本工法の適用部材の例

(3) 支点反力を受ける部材の設計法

①設計法の提案

検討の背景

支点反力を受ける部材は、力学的には軸方向力（圧縮力）を受ける部材である。しかし鋼桁の端支点部では、支点上の垂直補剛材や近傍の腹板において、その下端部に腐食が生じる事例が多く、ここでは炭素繊維シート（CFRP）の定着長を確保できない。そこで、支点部下端のような部位を一つの特殊部と考え、別の設計法を検討した。

設計法のコンセプト

支点反力は、支点上垂直補剛材と近傍の腹板（片側あたり板厚の12倍の範囲）からなる十字断面（以下、支点十字柱と記す）で抵抗する²⁰⁾。この設計は、**図 4-4-13** に示す計算モデルで照査され、新設橋では全体座屈や局部座屈が生じないように断面が構成される。しかし、支点上十字柱の一部が腐食して断面欠損が生じると、**図 4-4-9 (b)** に示したように局部座屈が先行する終局モードとなり、耐荷力が急激に低下する。支点反力を受ける部材に対しては、本工法を適用することでこの強度低下を回復させることに主眼を置く。すなわち、断面欠損に伴う局部的な応力超過の回復を厳密に追い求めるのではなく、CFRP 接着により鋼板の曲げ剛性を回復させ、局部座屈の先行を防止することで強度回復を図ることを目的とする。ここで述べる設計法は、水平・垂直補剛材のような曲げ剛性を確保するように設計される部材にも適用できる。

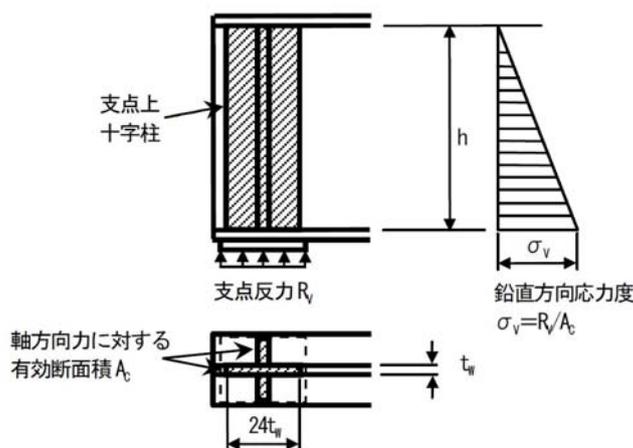
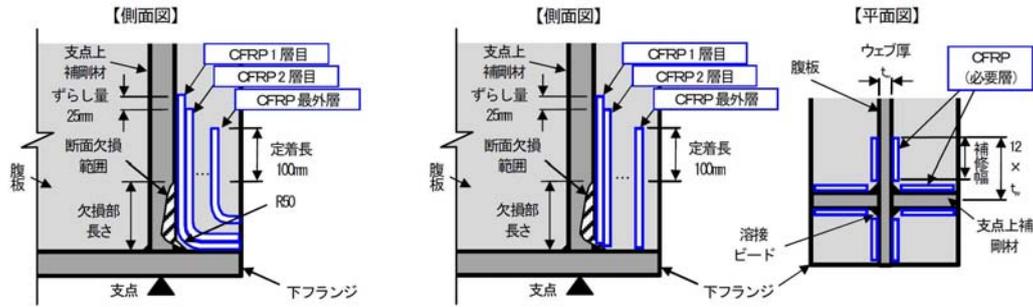


図 4-4-13 支点反力を受ける部材の計算モデル

CFRP の接着方法

炭素繊維シート（CFRP）の繊維の方向は、鉛直方向とする。これは、座屈強度が板の曲げ剛性に比例することから、荷重の作用方向に対し欠損断面に相当する量の補修を行うことで、強度回復が期待できるためである。次に、支点上十字柱の下端部に CFRP を接着する方法として、**図 4-4-14** に示す二種類を提案する。**図 4-4-14 (a)** は、支点上十字柱と下フランジとの接合部を不陸修正用パテ材を用いて R50mm の形状に成形し、下フランジへ CFRP を定着することで、下フランジに力を伝達させることを意図したものである。しかし、この方法を腹板と垂直補剛材それぞれに適用すると、両者の CFRP が干渉し、腹板と垂直補剛材の交点付近に CFRP を接着できない。そこで、**図 4-4-14 (b)** に示すように下フランジへの定着を行わない方法をあわせて提案している。



(a) CFRP を下フランジへ定着する方法 (b) CFRP を下フランジへ定着しない方法

図 4-4-14 支点下端部への CFRP 貼付け方法

補修量の算定方法

補修量は、支点上十字柱の合計補修必要断面積を確保するように、下式により算定する。

$$A_{sl,c} \leq A_{cf,s,s} + A_{cf,s,w} \quad (1)$$

ここに、 $A_{sl,c}$ は支点上十字柱の合計補修必要断面積、 $A_{cf,s,s}$ は支点上補剛材に接着する炭素繊維シートの鋼換算断面積、 $A_{cf,s,w}$ は支点上補剛材の中心から腹板厚の 12 倍の範囲の腹板に接着する炭素繊維シートの鋼換算断面積である。なお、炭素繊維シートの鋼換算断面積の計算法は下式(2a)-(2c)に準じる。

$$t_{cf} = w/\rho \quad (2a)$$

$$t_{cf,s} = \frac{E_{cf}}{E_s} t_{cf} \quad (2b)$$

$$A_{cf,s} = B_{cf} t_{cf,s} \quad (2c)$$

ここに、 t_{cf} は炭素繊維シート 1 層あたりの設計厚さ(mm)、 $t_{cf,s}$ は炭素繊維シートの鋼換算厚さ(mm)、 w は炭素繊維シートの繊維目付量(g/m^2)、 ρ は炭素繊維の密度(kg/m^3)、 E_s は鋼材の弾性係数(GPa)、 E_{cf} は炭素繊維シートの弾性係数(GPa)、 $A_{cf,s}$ は炭素繊維シートの鋼換算断面積(mm^2)、 B_{cf} は炭素繊維シートの幅(mm)である。高弾性型炭素繊維を用いた炭素繊維シート (弾性係数 $E_{cf} = 640 \text{ GPa}$ 、繊維目付量 $w = 300 \text{ g}/\text{m}^2$ 、密度 $\rho = 2.1 \times 10^3 \text{ kg}/\text{m}^3$) の 1 層あたりの設計厚さは $t_{cf} = 0.143 \text{ mm}$ 、鋼換算厚さは $t_{cf,s} = 0.457 \text{ mm}$ となる。

式(1)では、支点上十字柱の断面の合計で、必要断面を確保することとしている。これは、断面欠損に伴う補修を行う場合、各鋼材面の断面欠損量に応じて補修量を割付けるのが望ましいが、現地条件により厳密な割付が困難となる場合があることに配慮したものである。

②圧縮試験による設計法の検証

前節で示した設計法の妥当性を検証するために、桁モデル試験体を用いて支点上十字柱の圧縮試験を行った。

試験体と試験ケース

試験体の形状を図 4-4-15 に示す。試験体に用いた鋼種は SS400 で、降伏応力は材料試験結果より腹板で 271 MPa、フランジと補剛材で 276 MPa である。本試験では、一体の鋼桁において二か所で圧縮試験を実施する。そのため、両者の試験に影響が出ないようにするため支間長を 1,200 mm とした。また、全体座屈が生じない範囲で炭素繊維シートの積層枚数を多くできるように、桁高を 600 mm と設定した。試験体の腹板と支点上補剛材には、下端から高さ 100 mm の範囲に 50 % 程度の断面欠損を与えた。これは、鋼桁端部で事例の多い腐食形状を模擬したものである。試験ケースは以下の 4 ケースとした。

- 1) 無補修のケース
- 2) 補剛材のみに CFRP 接着するケース (補修方法 A)
- 3) 腹板のみに CFRP 接着するケース (補修方法 B)
- 4) 補剛材と腹板のそれぞれに各部の断面欠損量相当の CFRP を接着するケース (補修方法 C)

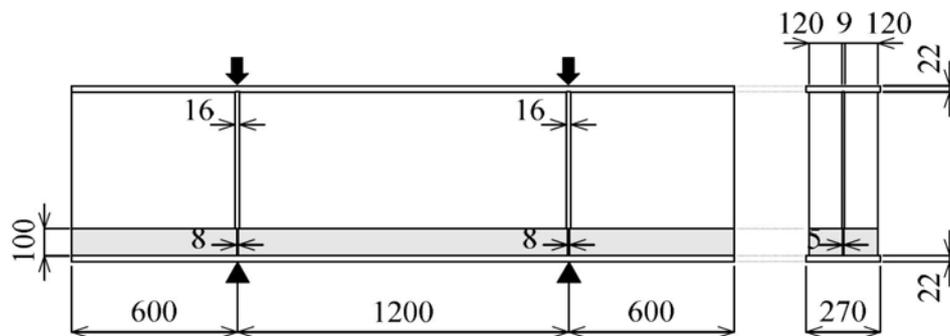


図 4-4-15 支点上十字柱の圧縮試験体形状

ここで、補修方法 A は CFRP を下フランジに定着しない接着方法、補修方法 B は CFRP を下フランジに定着する接着方法を採用し、補修方法 C については両者の接着方法を組合せており、必要合計補修量は補修方法 A~C 全てにおいて式(1)より算定している。これらをまとめて試験ケースを表 4-4-7 に示す。また、本試験で用いた各種補修材料の物性を表 4-4-8 に示す。

表 4-4-7 支点上十字柱の圧縮試験ケース

試験体番号	断面欠損量	片面当たりの必要補修量	補修方法	
			片面当たり積層数	定着の有無
GC1	[欠損高さ] 100mm(16.6%)	補剛材: 8.8層 腹板: 4.4層	補: -	-
GC2	[残存板厚] 補剛材: 8mm(50.0%)		補:13層	無
GC3	腹板: 5mm(55.5%)		腹: -	-
GC4			補: -	有
			腹:13層	
			補:9層	無
			腹:4層	有

表 4-4-8 支点上十字柱に用いた各種材料物性値

(a) 炭素繊維シート			(b) 不陸修正材		
弾性係数	GPa	701	弾性係数	MPa	1,735
目付量	g/m ²	300	塗布量	欠損量相当	
厚さ	mm	0.143	質量密度	g/m ³	1.55
(c) 含浸・接着樹脂			(d) 高伸度弾性パテ材		
弾性係数	MPa	2,533	弾性係数	MPa	66
塗布量	kg/m ²	0.60	塗布量	kg/m ²	1.00
質量密度	kg/m ³	1.16×10 ³	質量密度	kg/m ³	1.25×10 ³
厚さ	mm	0.517	厚さ	mm	0.800

※ 高伸度弾性パテ材用プライマーの塗布量0.15kg/m²

CFRP 接着方法と形状

CFRP の接着方法は、一軸引張試験と同様であるが、プライマー塗布後に断面欠損部の不陸修正用パテ材を用いて不陸修正を行っている。また、補修方法 B と C では、腹板と下フランジとの接合部を同様の不陸修正材を用いて R50 mm の形状に成形したうえで CFRP を接着している。各ケースの CFRP 貼付け形状を図 4-4-16 に、CFRP 接着後の外観を図 4-4-17 に示す。

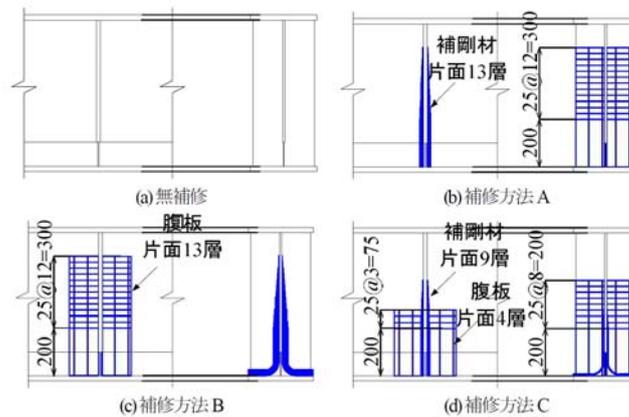


図 4-4-16 CFRP の貼付け形状



図 4-4-17 CFRP 接着後の外観

試験方法

試験は、載荷容量 2,000 kN のアクチュエータを用いて実施した。試験では、試験体をセットした後、弾性範囲内での予備載荷を 2、3 回繰り返して、終局荷重まで荷重を漸増させた。

試験結果とその評価

試験結果を評価するに先立ち、目標とした強度回復が得られていることを確認するために、シェル要素を用いた弾塑性有限要素解析により、最大荷重の予測値を算定した。なお、使用したプログラムは DIANA9.4.4、節点数は 20,215 節点、鋼材の材料モデルは完全弾塑性体であり、載荷板を除き 8 節点 2 次アイソパラメトリック曲面シェル要素としている。解析ケースは、試験体と同様の断面欠損を設けた無補修状態のケースと、補修方法 C における CFRP 接着範囲の鋼板板厚を健全時と同様としたケースの 2 種類とした。つまり、後者が CFRP 接着による補修後の最大荷重の目標値である。

試験結果を解析結果とあわせて図 4-4-18 に示す。この結果より以下の事項が確認でき、前節で提案した設計法の妥当性が検証された。

- 1) 各面の断面欠損量に応じて CFRP 補修量を割付ける補修方法 C の強度回復効果が最もよい。
- 2) 腹板又は補剛材に CFRP をまとめて貼付ける補修方法 A、B の強度回復効果は補修方法 C よりやや劣るが、いずれも目標値に対して十分な強度回復効果を得られる。
- 3) 補修方法 A、B の結果より、下フランジへの定着の有無にかかわらず、所用の強度回復効果を得られる。
- 4) CFRP 補修試験体では、いずれも最大荷重到達までに CFRP の剥離は生じず、安定した補修効果が発揮された。

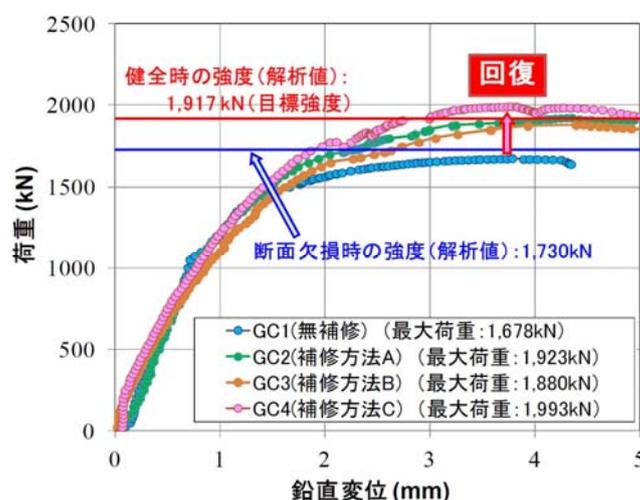


図 4-4-18 圧縮試験結果（荷重－変位関係）

最後に本工法は、東・中・西日本高速道路(株)の技術基準 21) に鋼橋の補修・補強技術の一つとして取り入れられ、現地での適用がはじまっている (図 4-4-19 参照)。今後、本工法が各地で活用されることにより、効率的な補修が進められ、既設鋼橋の健全化につながることを期待したい。



図 4-4-19 実橋への適用事例

参考文献

- 1) (社) 日本道路協会：道路橋補修便覧、pp. 84-85、1979. 2
- 2) ㈱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) 独立行政法人 土木研究所 構造物メンテナンスセンター：土木研究所資料 鋼橋桁端部の腐食対策に関する研究、p. 387、2010.3
- 4) 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、2004 年 3 月
- 5) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編 p.247、2012.3
- 6) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編 p.147、2012.3
- 7) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編 p. 249、2012.3
- 8) 独立行政法人 土木研究所 構造物メンテナンスセンター：土木研究所資料 鋼橋桁端部の腐食対策に関する研究、p. 395、2010.3
- 9) (公社) 日本道路協会：鋼道路橋防食便覧、pp. II-47-49、2014.3
- 10) 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.
- 11) 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.
- 12) 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.
- 13) 奥山雄介、宮下剛、若林大、秀熊佑哉、小林朗、小出宜央、堀本歴、長井正嗣：鋼橋桁端部腹板の腐食に対する炭素繊維シートを用いた補修・補強法の最適設計方法に関する一考察、土木学会構造工学論文集、Vol. 60A、2014.
- 14) 大倉一郎、福井唯夫、中村圭吾、松上泰三：炭素繊維シートによる鋼板応力の低下とはく離せん断応力、土木学会論文集、No. 689、I-57、pp. 239-249、2001.
- 15) 伊藤久継、野坂克義、鈴川研二、伊藤満：CFRP 板補強鋼桁の耐荷力に関する実験的研究、土木学会構造工学論文集、Vol. 52A、pp. 813-820、2006.
- 16) 松村政秀、北田俊行、久部修弘：高弾性 CFRP 板を I 形断面鋼桁に貼付する補強効果に関する研究、土木学会構造工学論文集、Vol. 54A、pp. 834-841、2008.
- 17) 石川敏之、大倉一郎、西田貴裕、横田季彦、斎藤誠：CFRP 板付着端近傍への低弾性接着剤の使用によるはく離せん断応力の低減、土木学会構造工学論文集、Vol. 54A、pp. 842-849、2008.
- 18) 杉浦江、小林朗、大垣賀津雄、稲葉尚文、富田芳男、長井正嗣：鋼部材腐食損傷部の補修における炭素繊維シート接着方法に関する解析的研究、土木学会論文集 A、Vol. 64、No. 4、pp. 806-813、2008.
- 19) 杉浦江、小林朗、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接着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. 106-118、2009.
- 20) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編、丸善、2012.
- 21) 東・中・西日本高速道路㈱：設計要領第二集〔橋梁保全編〕、2013. 7.

表 4-4-9 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。

表 4-4-9 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)

1. 目的

本研究では、腐食した鋼橋の軸方向力および曲げによる垂直応力を受ける部材を炭素繊維シートで補修する従来工法において、低弾性で伸びが大きい高伸度弾性パテ材（ポリウレタ系パテ材、弾性係数：55 MPa 以上 75 MPa 未満、伸び：300 % 以上 500 % 未満）の使用を標準仕様とすることを目的とし、最大積層数を 20 層とすること、シートの定着長や端部ずらし量といった構造細目についても検討する。

2. 概要

パテ材を使用しない場合と同様の考え方で応力低減を図ろうとすると必要となる炭素繊維シートの定着長が長くなり過ぎる。このため、施工性などを総合的に勘案して、定着長を 200 mm、端部ずらし量を 25 mm とした上で応力低減係数という係数を従来工法の設計式に新たに導入する。

炭素繊維シート接着鋼板の一軸引張試験における鋼板中央コバ面の荷重 P とひずみ ϵ の模式図を図-1 に示す。図中の記号は、 E_s が鋼材のヤング係数、 A_s が鋼板の断面積、 $A_{cf,s}$ が鋼換算した炭素繊維シート全積層数の断面積であり、鋼材のヤング係数に対する炭素繊維シートのヤング係数の比に炭素繊維シート全積層数の断面積を乗じて算出する。 $A_{cfp,s}$ がパテ材を含む鋼換算した炭素繊維シート全積層数の断面積である。高伸度弾性パテ材の挿入によって炭素繊維シートへの荷重伝

達が抑制される。これは、みかけ上の炭素繊維シートの鋼換算断面積が減少することに相当することから、 $A_{cfp,s} = c_n A_{cf,s}$ として、応力低減係数 c_n を定義する。このとき、高伸度弾性パテ材を用いる場合の補修設計法は、 A_{sl} を断面欠損量として $A_{sl} \leq c_n A_{cf,s}$ となる。そして、パテ材の厚さなど応力低減係数に影響しうる諸量のパラメトリック解析を実施して補修設計で用いる応力低減係数を決定した（表-1）。

3. 結論

腐食損傷した鋼橋の軸方向力および曲げによる垂直応力を受ける部材を炭素繊維シートで補修する工法において、高伸度弾性パテ材の使用を標準仕様とすることを検討した。ここでは、定着長を 200 mm、端部ずらし量を 25 mm とした上で応力低減係数という係数を従来工法の設計式に新たに導入した。また、高伸度弾性パテ材を用いることで炭素繊維シートの積層数を 20 層としても、鋼板の降伏応力に達しても、炭素繊維シートやパテ材にはく離は発生しなかった。また、パテ材を使用することで高い疲労耐久性が得られることも確認されている。

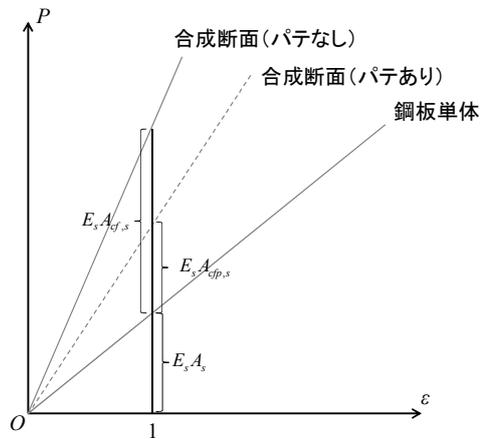


図-1 一軸引張を受ける高伸度弾性パテ材を用いた炭素繊維シート接着鋼板の荷重-ひずみ関係

表-1 応力低減係数 c_n

数値解析結果		設計用	
積層数 N	応力低減係数 c_n	積層数 N	応力低減係数 c_n
1	0.932	1	0.93
2	0.863	2	0.86
3	0.821	3	0.82
4	0.795	4	0.79
5	0.778	5	0.77
6	0.767	6~20	0.74
7	0.759		
8	0.754		
9	0.750		
10	0.748		
15	0.746		
20	0.751		

キーワード	steel, corrosion, repair, Carbon Fiber Reinforced Polymer, tensile test
出典	宮下剛, 若林大, 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挿入した炭素繊維シート接着鋼板の一軸引張試験, 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, pp.123-132, 2014.

1. 目的

断面欠損を有する軸力部材を炭素繊維シート接着工法で補修する場合、断面欠損分の引張剛性と同等以上の引張剛性の炭素繊維シートを接着する。しかし、急激な断面欠損部では健全部まで剛性が回復しない場合がある。そこで、著者らは欠損部の残存率の逆数の炭素繊維シートを接着することで、断面欠損部の引張剛性を健全部と同等以上まで回復させる簡易な設計方法を提案した。しかし、欠損量が多くなるとシートの必要積層枚数が多くなるなどの課題がある。そこで、効果的な補修方法として欠損端にテーパを設けるケースとテーパを設けずに鋼材と炭素繊維シートの高伸度弾性パテ材を挿入するケースについて一軸引張試験とFEAを通じて検討する。

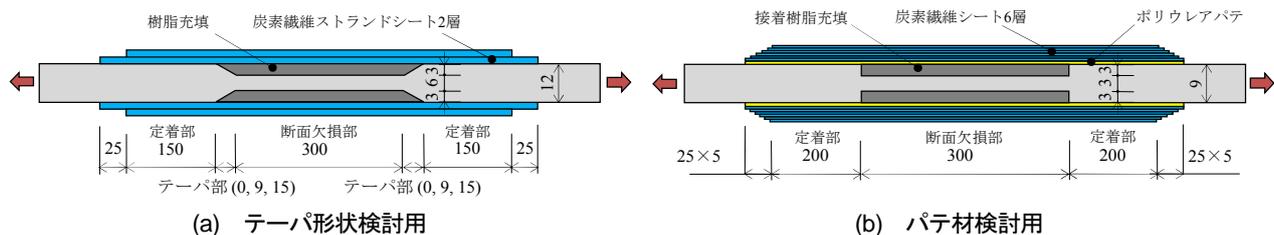


図-1 試験片形状

2. 概要

試験片形状を図-1に、試験片一覧を表-1に示す。テーパ形状検討用試験片では、欠損端部の欠損側のひずみは健全部よりも大きく、欠損端部にテーパ加工を施しても同様の現象が起きた。一方、S2T3では約25%、S2T5では約30%、S2TNと比べて剥離荷重が向上した。FEAから、欠損端部にテーパを設けることで接着層に発生するせん断応力が低減したことによる。

表-1 試験片一覧

試験ケース	パテ材	欠損端の形状	検討方法
S2TN	—	直角	実験、FEA
S2T3	—	テーパ 1:3	実験、FEA
S2T5	—	テーパ 1:5	実験、FEA
S2T10	—	テーパ 1:10	FEA
S2TC	—	R3mm	FEA
T6N	無	直角	実験、FEA
T6P	有	直角	実験、FEA

パテ材検討用試験片では、欠損端部の欠損側のひずみに注目すると、パテ材によるせん断遅れに起因してひずみが大きくなった。また、健全部が降伏荷重に達する前に欠損端部が降伏したものの、シートが剥離することはなく、健全部の鋼材が降伏した。ただし、パテ材の有無に関わらず、欠損部端部の鋼材降伏後から欠損端部付近の充填樹脂に厚さ方向にひび割れが発生した。その後、シートが剥離せずに健全部の鋼材が降伏したが、降伏後も载荷し続けた結果、パテ材が無いケースでは炭素繊維シートの破断が、パテ材が有るケースでは炭素繊維シートの剥離が発生した。FEA から、パテ材を挿入することで接着剤のせん断応力が著しく低減し、欠損部のせん断応力の集中が防止されたことによる。

3. 結論

急激な断面欠損を有する軸力部材の欠損端部にテーパを設ける方法と鋼材と接着材の間に高伸度弾性パテ材を挿入する方法によって、炭素繊維シートの剥離荷重が向上することが分かった。これらの方法は、応力集中など局部応力が特に問題となるようなケースを除いて有効な方法と言える。局部応力が問題となるケースに対して全域で応力低減を図る場合は、欠損部の残存率の逆数の炭素繊維シートを接着するのが良い。

キーワード Steel structure, Corrosion, Repair, CFRP, Bonding

出典 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, 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, pp.133-139, 2014.

1. 目的

本研究では、鋼橋桁端部に生じた腐食損傷に対する補修方法として、CFRP 成型部材を用いた補修方法を提案し、提案工法の補修効果を確認するために実物大サイズの腐食を模擬した供試体の載荷実験を実施する。

2. 概要

本研究で対象とする腐食損傷は、実橋梁における腐食損傷事例を参考に、25mm の支点上垂直補剛材は 1/4 まで減肉し、残存板厚を 6mm とし、腹板は支点上垂直補剛材から桁端側を貫通させた。なお、欠損高さは支点上垂直補剛材とウェブとも下端から 100mm の高さとした。試験は 3 ケース実施し、Case-1 は健全供試体、Case-2 は腐食損傷を与えた供試体、Case-3 が腐食損傷を CFRP 成型部材により補修した供試体である。CFRP 成型部材は、縦 100mm、横 100mm、板厚 6mm のアングル部材とし、腹板、上フランジおよび支点上垂直補剛材の片面にトラス状に接着している(図-1)。

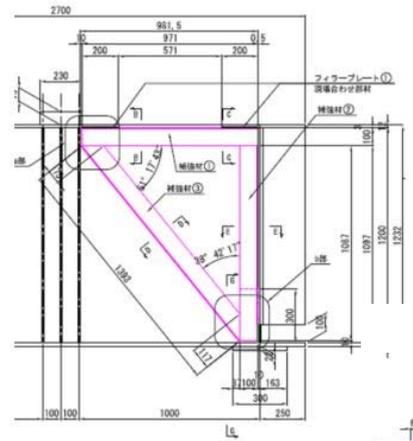


図-1 CFRP 成型部材の接着位置

3. 結論

鋼 I 桁の実物大スケールの試験体の桁端部に対して、既設橋梁に生じている腐食損傷を模擬した欠損を与え、その最大耐力を把握するとともに、CFRP 成型部材を用いた補修方法について実験的検討を行った。試験により得られた最大荷重は、Case-1 で 3,190kN であったのに対し、腐食損傷を与えた Case-2 では 1,567kN となり、耐力が約 50%減少する結果となった。一方、CFRP 成型部材を用いて補修した Case-3 では、最大荷重が 3,206kN となり、健全時と同等の値となった。このことから、本手法によって、耐力の回復が可能となることを示した。

また、試験体の変形状況についてみると、Case-1 では、ウェブが対角線方向に大きく面外変形しており、せん断座屈が生じていることがわかる(図-2(a))。Case-2 では、ウェブに大きな面外変形は見られず、支点上垂直補剛材が板厚減少部で局部座屈していることがわかる(図-2(b))。一方、Case-3 では、ウェブパネルにトラス状に貼り付けた CFRP 成型部材により面外変形が拘束されたためせん断座屈が生じることはなかったが、支点上垂直補剛材に貼り付けていた CFRP 成型部材が最大荷重時に剥離し、垂直補剛材の座屈が確認された(図-2(c))。以上より、本手法は、従来の当て板工法と同等の補修効果を有していることを確認した。



(a) Case-1



(b) Case-2



(c) Case-3

図-2 試験体の崩壊状況

キーワード

corrosion, steel girder end, CFRP, patch plate repairing

出典

田中大介, 丹波寛夫, 橋本国太郎, 杉浦邦征: 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, 第 5 回 FRP 複合構造, pp.95-104, 橋梁に関するシンポジウム論文報告集, 2014.

5. 落橋防止システムの高力ボルト継手の合理化検討

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。このボルト本数を合理的に低減できないか、試算を行って検討した。

5-1. 耐震補強に求められる性能

新設橋の耐震設計では、設計地震動のレベルと橋の重要度に応じて、必要とされる耐震性能を確保することになるが、耐震補強においても新設橋と同等の耐震性能を確保することが基本となる。しかし、耐震補強の早期実施や予算上の制約等を踏まえ、当面の目標とする橋の耐震性能は、新設橋と同等の耐震性能を確保するのではなく、地震後の道路ネットワークの確保、他の構造物や施設への深刻な影響の防止、当該橋が被災した場合における構造条件や施工条件からの機能回復の難易度等の観点に基づき道路管理者が個別に設定することになる。

例えば、緊急輸送道路に架かる橋では、大地震の逼迫性が指摘される状況を踏まえ、道路ネットワークとして最大限の機能を発揮するために早期に耐震補強を実施する必要があるため、まず、大地震時にも落橋に至るような致命的な被害を防止できるようにすることを目標として耐震補強を行う。その次のステップとして、橋の重要度に応じて、最終目標とする耐震性能を確保できるようにさらなる耐震補強対策を計画的に実施していくという考え方もある。また、緊急輸送道路以外の路線に架かる橋では、被災した場合の代替路線の有無などの条件に応じ、また、将来的な架け替えの計画も踏まえ、当該橋に対して目標とする耐震性能を個別に設定するという考え方もある。

道路橋示方書では、上述の落橋に至るような致命的な被害を防止できる性能は耐震性能3として定義されている。また、耐震性能とは別に落橋防止システムの規定がある。落橋防止システムは、支承部の破壊により上部構造と下部構造間に大きな相対変位が生じた場合に、上部構造の落下防止を目的として設けられる構造システムである。

高力ボルト摩擦接合継手はすべることを許容していないが、耐震性能3、あるいは落橋防止システムにおいては、すべりを起こしてもその性能を満足すると考えられる。

そこで、「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、落橋防止システムの高力ボルト継手について試設計を行った。すなわち、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行った。

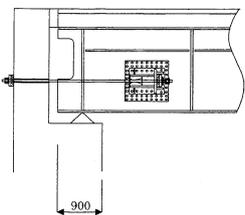
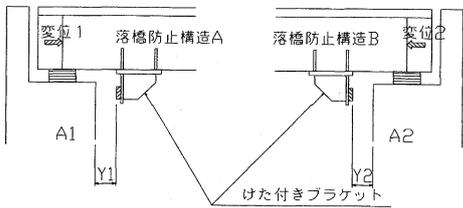
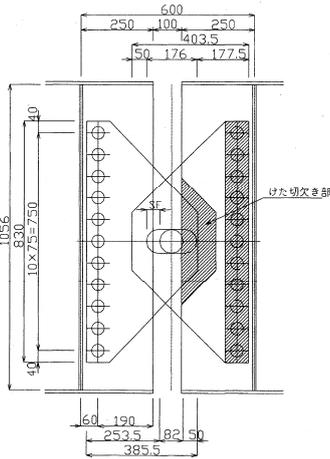
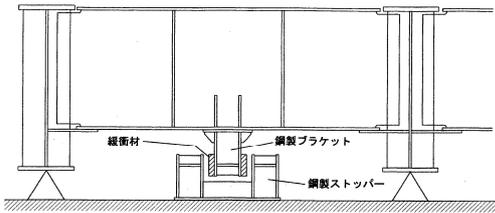
なお、道路橋示方書 H24 年度の改定により、圧膜型無機ジンクリッチを塗布した場合、ボルト1本あたりの許容力は54kNに変更になった。しかしながら、本試算は、すべて、改定以前の48kNで行っている。

5-2. 試算

ここでは、落橋防止システムにおいて摩擦接合で設計されている継手に対し、すべり後の耐力を期待（摩擦接合の許容値の1.5倍）して継手を設計した場合について、ボルト本数の低減および取付け部材の縮小の可否に着目して検討を行った。

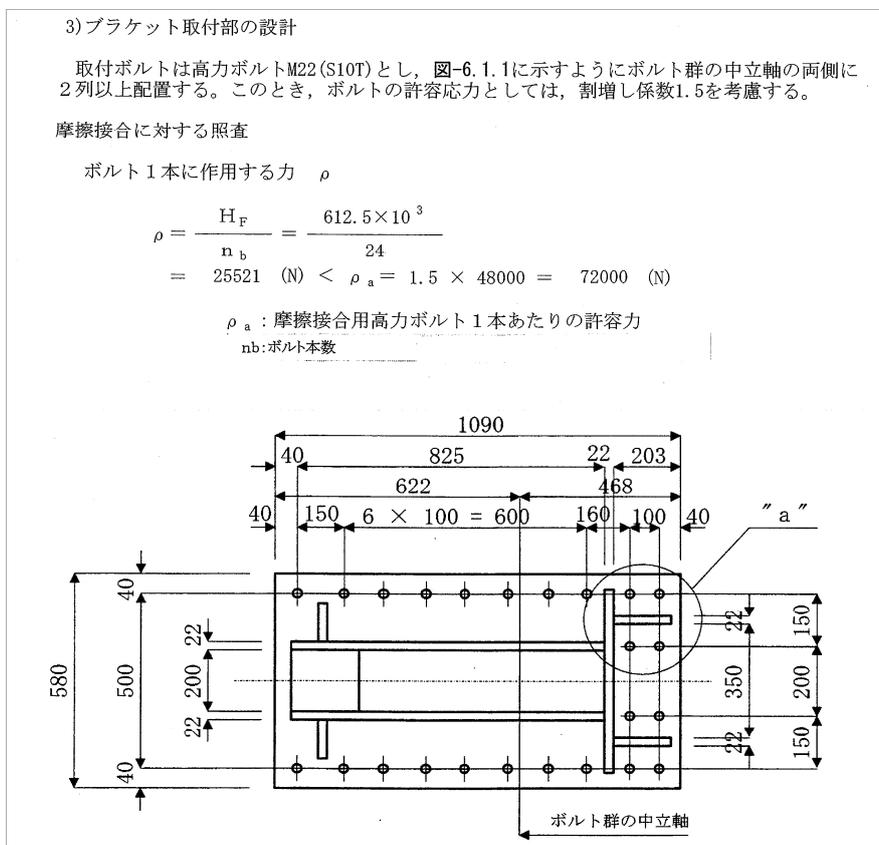
なお、本検討は、「落橋防止システム設計の手引き（改訂版）平成22年8月（社）日本橋梁建設協会」¹⁾（以下、落防システムの手引き）の設計計算例をもとに表5-2-1に示す4ケースについて試算した。

表 5-2-1 試算ケース及び結果

試算 1	試算 2
<p>落橋防止構造（橋台～主桁の PC ケーブル方式）</p> 	<p>落橋防止構造（上部工突起形式）</p> 
<ul style="list-style-type: none"> ・ブラケット寸法よりボルト本数が決まっているため、ボルト本数は低減できない。 	<ul style="list-style-type: none"> ・ボルト本数が低減できる。(26→20本) ・上記に伴いブラケット寸法も縮小できる。
試算 3	試算 4
<p>落橋防止構造（連結板 1 ピン形式）</p> 	<p>変位制限構造（鋼製ブラケット形式）</p> 
<ul style="list-style-type: none"> ・ボルト本数が低減できる。(11→7本) ・上記に伴い連結板寸法も縮小できる。 <p>(連結板の寸法はウェブ母材の照査で決定するため、ボルト本数低減分の縮小とはならない。)</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・引張接合によりボルト本数が決まっているため、ボルト本数は低減できない。

5-2-1. 試算1：落橋防止構造（橋台胸壁～主桁のPCケーブル方式）

(1) 「落防システムの手引き」での計算



(2) 摩擦接合での必要ボルト本数

$$n = \frac{H_F}{\rho_a} = \frac{612.5}{1.5 \times 48} = 8.5 \text{ (本)}$$

ρ_a : 摩擦接合用高力ボルト1本あたりの許容力 = 48 (kN)

(3) すべり後の耐力を期待した場合の必要ボルト本数

$$n = \frac{H_F}{\rho'_a} = \frac{612.5}{1.5 \times 72} = 5.7 \text{ (本)}$$

ρ'_a : すべり後の耐力を期待した場合の摩擦接合用高力ボルト1本あたりの許容力 = $1.5 \times 48 = 72$ (kN)

(4) 試算結果

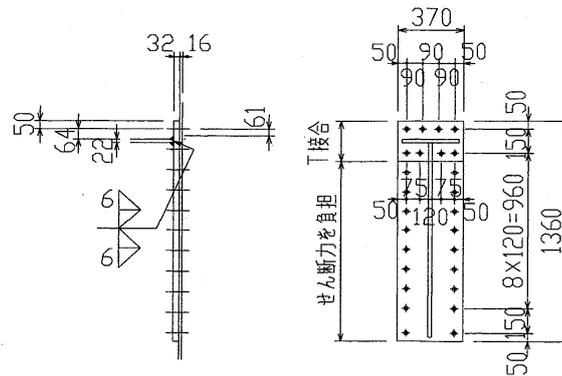
ボルト本数は、摩擦接合の場合は9本必要であるが、すべり後の耐力を期待した場合は6本にすることができる。ただし、実際のボルト本数はブラケット寸法より決定しているため、ボルト本数は低減できない。

5-2-2. 試算2：落橋防止構造（上部工突起形式）

(1) 「落防システムの手引き」での計算

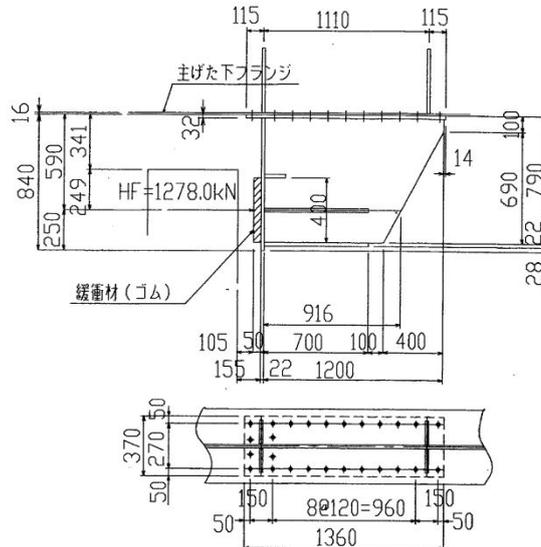
(3) ブラケット取付部の設計

ブラケットは、高力ボルトM22(S10T)により主げたの下フランジ下面に連結する。
 (社)日本鋼構造協会発行の「橋梁用高力ボルト引張接合設計指針(案)」により短縮め形式の高力ボルト引張接合として、下図のようにエンドプレート接合をフランジの両側のボルト1列のみを有効とし、この部分のエンドプレートをTフランジに置換してT接合と考えて設計する。
 なお「橋梁用高力ボルト引張接合指針」は平成16年8月31日に改訂されているが、ここでは旧手法により、てこ反力を算出する。



(2) ブラケットの設計

ブラケットを構成するプレートは十分な剛性を持たせるため、最小板厚を22mmとし、SM400材を使用する。



断面力

$$M = HF \cdot h = 1278.0 \times 0.590 = 754.0 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$S = HF = 1278.0 \text{ (kN)}$$

断面計算

		A(cm ²)	y (cm)	A·y (cm ³)	Ay ² +I ₀ (cm ⁴)
1-Flg PL	330×22	72.6	61.1	4436	271060
1-Rib PL	1200×22	264.0			316800
Σ =		336.6		4436	587860

$$e = 4436 / 336.6 = 13.18 \text{ (cm)}$$

$$I = 587860 - 336.6 \times 13.18^2 = 529388 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$y_t = 120.0 / 2 - 13.18 + 2.2 = 49.02 \text{ (cm)}$$

$$y_c = 120.0 / 2 + 13.18 = 73.18 \text{ (cm)}$$

$$\sigma_t = M / I \cdot y_t$$

$$= 754.0 \times 10^3 / (529388 \times 10^4) \times 49.02 \times 10$$

$$= 70 \text{ (N/mm}^2\text{)} < \sigma_a = 1.5 \times 140 = 210 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_c = M / I \cdot y_c$$

$$= 754.0 \times 10^3 / (529388 \times 10^4) \times 73.18 \times 10$$

$$= 104 \text{ (N/mm}^2\text{)} < \sigma_a = 1.5 \times 140 = 210 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\tau = S / A$$

$$= 1278.0 \times 10^3 / (264.0 \times 10^2)$$

$$= 48 \text{ (N/mm}^2\text{)} < \tau_a = 1.5 \times 80 = 120 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

合成応力度

$$(\sigma_c / \sigma_a)^2 + (\tau / \tau_a)^2 \leq 1.2$$

$$= (104 / 210)^2 + (48 / 120)^2 = 0.41 < 1.2$$

荷重集中点のせん断応力度

$$\tau = S / A$$

$$= 1278.0 \times 10^3 / (916 \times 22)$$

$$= 63 \text{ (N/mm}^2\text{)} < \tau_a = 1.5 \times 80 = 120 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

(2) 摩擦接合での必要ボルト本数

$$n = \frac{H_F}{\rho_a} = \frac{1278}{1.5 \times 48} = 17.8 \text{ (本)}$$

ρ_a : 摩擦接合用高力ボルト 1 本あたりの許容力 = 48 (kN)

(3) すべり後の耐力を期待した場合の必要ボルト本数

$$n = \frac{H_F}{\rho'_a} = \frac{1278}{1.5 \times 72} = 11.9 \text{ (本)}$$

ρ'_a : すべり後の耐力を期待した場合の摩擦接合用高力ボルト 1 本あたりの許容力 = $1.5 \times 48 = 72$ (kN)

(4) ブラケットの設計

断面計算

			A (cm ²)	y (cm)	A·y (cm ³)	A·y ² +I ₀ (cm ⁴)
1-Flg PL	330 × 22		72.6	49.1	3565	175054
1-Rib PL	960 × 22		211.2	0.0	0	162202
	Σ	=	283.8		3565	337256

$$e = 3565 / 283.8 = 12.56 \text{ cm}$$

$$I = 337256 / 283.8 \times 12.56^2 = 292482 \text{ cm}^4$$

$$y_t = 96.0 / 2 - 12.56 + 2.2 = 37.64 \text{ cm}$$

$$y_c = 96.0 / 2 + 12.56 = 60.56 \text{ cm}$$

応力度

$$\sigma_t = M / I \cdot y_t$$

$$= 754 \times 10^6 / (292482 \times 10^4) \times 37.64 \times 10$$

$$= 97 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_a = 1.5 \times 140 = 210 \text{ N/mm}^2 \quad \dots OK$$

$$\sigma_c = M / I \cdot y_c$$

$$= 754 \times 10^6 / (292482 \times 10^4) \times 60.56 \times 10$$

$$= 156 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_a = 1.5 \times 140 = 210 \text{ N/mm}^2 \quad \dots OK$$

$$\tau = S / A$$

$$= 1278 \times 10^3 / (211 \times 10^2)$$

$$= 61 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_a = 1.5 \times 80 = 120 \text{ N/mm}^2 \quad \dots OK$$

合成応力度

$$(\sigma / \sigma_a)^2 + (\tau / \tau_a)^2$$

$$= (156.1 / 210)^2 + (60.5 / 120)^2$$

$$= 0.81 \leq 1.2 \quad \dots OK$$

荷重集中点のせん断応力度

$$\tau = S / A$$

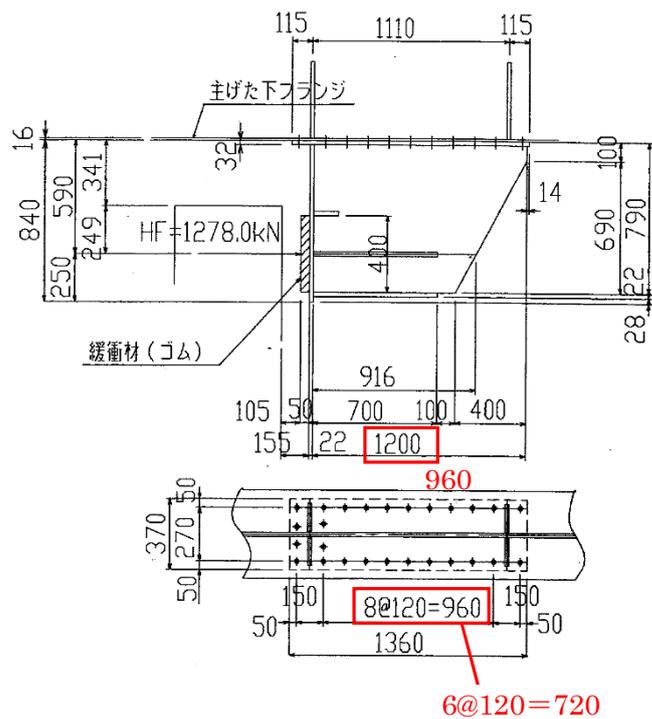
$$= 1278 \times 10^3 / (676 \times 22)$$

$$= 86 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_a = 1.5 \times 80 = 120 \text{ N/mm}^2 \quad \dots OK$$

(5) 試算結果

ボルト本数は、摩擦接合の場合は 18 本必要であるが、すべり後の耐力を期待した場合は 12 本にすることができる。

また、ボルト本数の低減に伴い、ブラケットの橋軸寸法を 1200mm から 960mm に縮小できる。

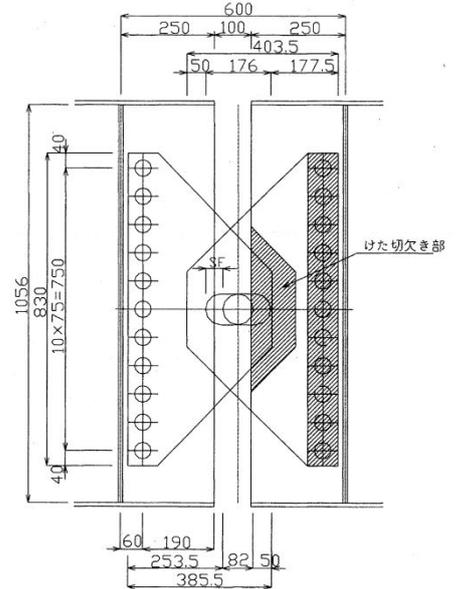


5-2-3. 試算 3 : 落橋防止構造 (連結板 1 ピン形式)

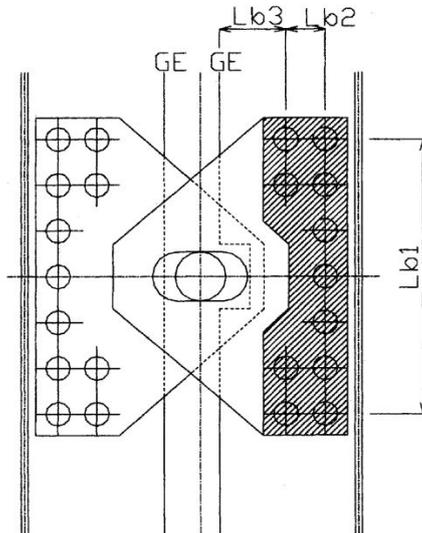
(1) 「落防システムの手引き」での計算

(8) 高力ボルトの照査(材質S10T)

高力ボルト径 22 (mm)
 高力ボルト本数 $n = 11$ (本)
 滑り強度の規格値 $\rho a = 1.7 \times 48 = 82$ (kN) [1摩擦面]
 耐力照査 $P_{br} = 2\rho a \cdot n \geq HF \cdot f_{bs}$
 $= 1804$ (kN) $>$ $HF \cdot f_{bs} = 1600$ (kN)



(7) ウェブ母材の照査



Lb1 : 鉛直方向のボルト間最縁端距離 = 750 (mm)
 n1 : 1列当りのボルト本数 = 11 (本)
 D1 : ボルト孔径=呼び径+3mm = 25 (mm)
 Lb2 : 水平方向のボルト間最縁端距離 = 0 (mm)
 Lb3 : 腹板縁端とボルト中心までの縁端距離 = 190 (mm)

$P_w = (Lb1 - n1 \cdot D1) \cdot t_w \cdot \sigma_b + 2 \sqrt{2} \cdot (Lb2 + Lb3) \cdot t_w \cdot \sigma_b / \sqrt{3} \geq HF \cdot f_{ws}$
 $= 2827$ (kN) $>$ $HF \cdot f_{ws} = 2742$ (kN)

(2) 摩擦接合での必要ボルト本数

$$n = \frac{H_F \cdot f_{bs}}{2 \rho_a} = \frac{1600}{2 \times 1.7 \times 48} = 9.8 \text{ (本)}$$

ρ_a : 摩擦接合用高力ボルト 1 本あたりの許容力 = 48 (kN)

(3) すべり後の耐力を期待した場合の必要ボルト本数

$$n = \frac{H_F \cdot f_{bs}}{2 \rho_a} = \frac{1600}{2 \times 1.7 \times 72} = 6.6 \text{ (本)}$$

ρ'_a : すべり後の耐力を期待した場合の摩擦接合用高力ボルト 1 本あたりの許容力 = $1.5 \times 48 = 72$ (kN)

(4) ウェブ母材の照査

$$P_w = (Lb1 - n1 \cdot D1) \cdot t_w \cdot \sigma_b + 2\sqrt{2} (Lb2 + Lb3) \cdot t_w \cdot \sigma_b / \sqrt{3}$$

$$= 2827 \text{ (kN)} > H_F \cdot f_{ws} = 2742 \text{ (kN)}$$

Lb1 : 鉛直方向のボルト間最縁端距離 = 650 (mm)

n1 : 1 列当りのボルト本数 = 7 (本)

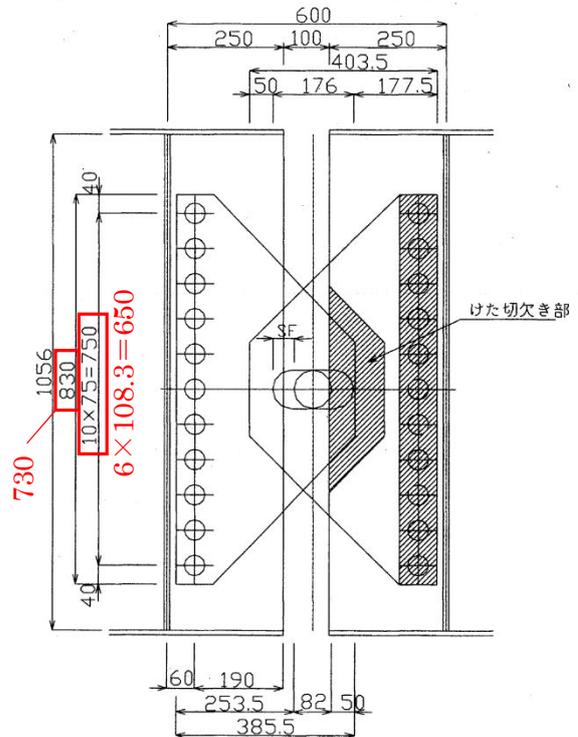
t_w : 腹板厚 = 9 (mm)

σ_b : 腹板の引張強度 = 400 (N/mm²)

(5) 試算結果

ボルト本数は、摩擦接合の場合は 10 本必要であるが、すべり後の耐力を期待した場合は 7 本にすることができる。

また、ボルト本数の低減に伴い、連結板の鉛直寸法を 830mm から 730mm に縮小できる。



5-2-4. 試算 4 : 変位制限構造 (鋼製ブラケット形式)

(1) 「落防システムの手引き」での計算

3) 鋼製ブラケット取付部

図-6.8.3のように、合計 8 本の高力ボルト (M22) で端横げた下フランジに取り付ける。

せん断力
 $S = 279 \text{ (kN)}$

曲げモーメント
 $M = 69.8 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

1面摩擦接合としての必要ボルト本数

$$n = S / \rho_a = 279 / (1.5 \times 48) = 3.9$$

< 8 本使用

ここで

ρ_a : 高力ボルト1本当たりの許容力 48 (kN)

(2) 摩擦接合での必要ボルト本数

$$n = \frac{S}{\rho_a} = \frac{279}{1.5 \times 48} = 3.9 \text{ (本)}$$

ρ_a : 摩擦接合用高力ボルト 1 本あたりの許容力 = 48 (kN)

(3) すべり後の耐力を期待した場合の必要ボルト本数

$$n = \frac{S}{\rho_a} = \frac{279}{1.5 \times 72} = 2.6 \text{ (本)}$$

ρ'_a : すべり後の耐力を期待した場合の摩擦接合用高力ボルト 1 本あたりの許容力 = $1.5 \times 48 = 72 \text{ (kN)}$

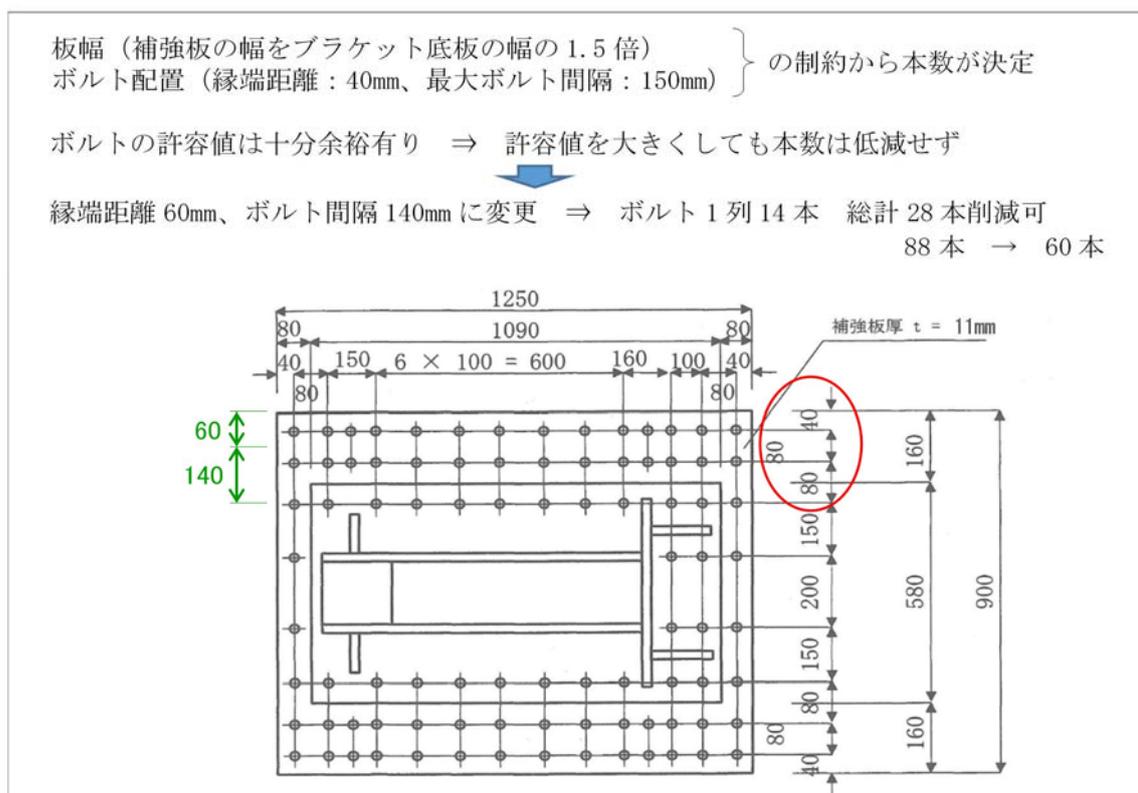
(4) 試算結果

ボルト本数は、摩擦接合の場合は 4 本必要であるが、すべり後の耐力を期待した場合は 3 本に低減できる。ただし、ボルト本数は引張接合として必要な本数より決定しているため、ボルト本数は低減できない。

よって、取付け部材も縮小できない。

5-3. 試算結果に基づく考察

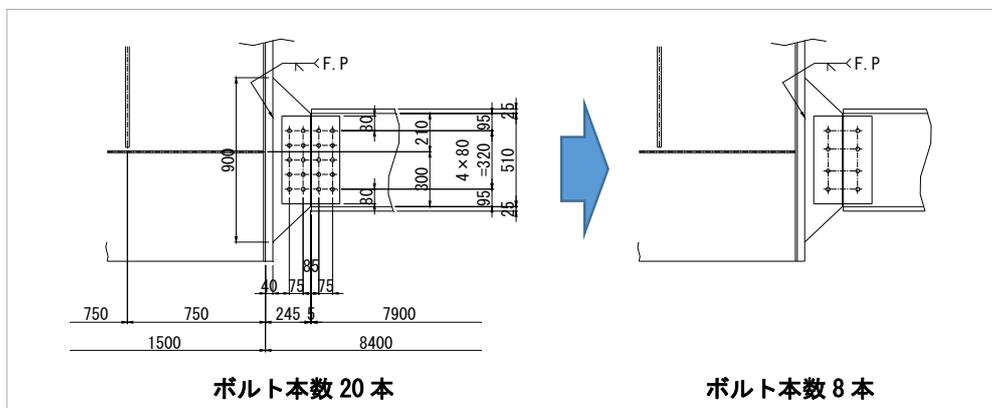
5-2. の試算では、4つの計算例で試算を行った。これに対して、試算1の計算例では、ボルト1本あたりの許容値を大きくしてもボルト本数は変わらなかったが、ボルト間隔および縁端距離を現行の摩擦接合の範囲で40mmから60mmに変更することで、大幅な低減が可能となった。縁端距離を40mmから60mmにすることは、せん断支圧状態での終局耐力を確保する上でも好ましい。



なお、検討の過程で、落橋防止構造の設計法について以下の根拠が不明であることが指摘された。

- ・設計荷重の載荷方向：鉛直方向 30° 、水平方向 15°
- ・補強板の寸法：平面寸法はブラケット底板寸法の約1.5倍以上、板厚は主桁腹板と同じ

一方、同様の検討を行っている文献 2)では、必要ボルト本数の低減本数は 1.8 本であったが、その低減で一列分減らすことができ、全体では 12 本の低減ができています。



今回の試算から、落橋防止システムの合理的な設計は、ボルト 1 本あたりの許容値を大きくするだけでなく、ボルトの配置や設計の考え方などを含めて、さらに検討する必要があることが分かった。

また、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と考えられる。

参考文献

- 1) 落橋防止システム設計の手引き（改訂版）平成 22 年 8 月（社）日本橋梁建設協会
- 2) 三ツ木幸子，金銅晃久，酒井武志，山口隆司，橋本国太郎：落橋防止システムの高力ボルト継手の設計法について，鋼構造年次論文報告集，第 19 巻，pp.303-308，2001.11

6. 今後の課題

本報告書では、補修補強設計について、以下の4項目を中心にまとめた。項目によって、内容の充実度に差があるが、どの項目も、さらに議論し検討を加えたうえ、実務で使え、かつ、使いやすい資料として、改良していく必要があると考えている。

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

「性能照査をベースとした補修補強設計」については、原稿を基に2回議論を行なったが、ここに書かれた性能照査型アプローチを参考に、性能照査型の補修補強設計を行って検討することで、性能照査を適用しやすい環境を作っていくことが望まれる。

「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。

「桁端部の損傷に対する補修設計」は、資料としての充実度は今回の報告書では最も高く、実務でも役立つと考えている。本資料を適用する中で、さらに、有用な資料に改良していくことが期待される。報告書をまとめる最終段階で、拘束効果の耐力への影響などについての議論が報告書作成分担者間のメールで行われた。今後、この議論で未解決の課題に取り組み、さらに資料の質が改良されることが期待される。また、今回の検討は鉛直荷重に対する終局耐力を中心に行った。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。

「落橋防止システムの高力ボルト継手の合理化」では、ボルト1本あたりの許容値を上げて試算を行い、検討を行った。この結果、単にボルト1本あたりの許容値を大きくするだけでなく、ボルトの配置や荷重方向などの視点も含めて、さらに検討する必要があると考える。

この他、部会の当初に出され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に対して、設計方法を調査し始めた段階であるが、性能の視点から設計法を検討し、この課題に取り組む必要があると考えている。

また、本部会の当初から、補修時期の判断や補修レベルの決定をどのように行っていくかという課題があったが、ここでは、それを判断する材料として、損傷した桁端部の耐力評価について検討を行った。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と考えている。

この補修時期の判断や補修レベルの検討では、安全率をどのように決定するかの課題がある。性能からのアプローチという視点から、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ものと考えている。そして、義務化の体制が整えられてきた点検調査だけではなく、補修時期の判断および補修レベルの検討も含めて、各ケースに適した補修補強方法を行える環境を整えていくことが望まれる。

7. あとがき

部会員で活発な議論を行うとともに、現場に早く情報を伝えたい、現場で使える資料をつくりたいという思いで活動を行ってきた。

今後の課題だけでも見つければいいからと、活発に議論することを大切にされた部会長の杉山先生に支えられて、部会の前半は、話題提供で共通認識を作るとともに、自由にのびのびと活発な議論が行われた。

部会が終わりに近づいた時の反省として色々な意見が出された。これらの意見が新設部会で生かされることを願う一人です。そして、本部会から新しい部会を申請するに当たって、今一度、部会員の要望を確認した。そして、「過去の補修補強事例における設計思想や性能回復効果など多視点からの調査研究，および施工性を考慮した縁端拡幅用鋼製ブラケットの設計法に関する検討」に興味を持っていることを確認した。

2年半の間、部会活動を続けて、新設部会の申請に合意頂けたことに深く感謝申し上げます。そして、こうして報告書を出版できることに部会員の皆様に感謝申し上げます次第です。

平成 27 年 4 月
三ツ木 幸子

補修補強設計部会 報告書 (No.080)

編 集 鋼橋技術研究会 設計部会

発 行 平成28年3月

発 行 所 鋼橋技術研究会

〒166-8532 東京都杉並区和田3-30-22 大学生協学会支援センター内
TEL.03-5307-1175

※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