

非線形 FEM を用いたストラット下端接合部の評価

— すぎたにがわばし 杉谷川橋 下り線 —

大阪支店	土木技術部	野口光明
大阪支店	土木技術部	河中涼一
大阪支店	土木技術部	志道昭郎
大阪支店	土木技術部	橋野哲郎

概要：完成形拡幅工事を行っている新名神高速道路杉谷川橋（下り線）は、PC6 径間連続波形鋼板ウェブ箱桁ラーメン橋で、増設する拡幅床版を鋼製ストラットで支持する計画である。鋼製ストラットを支持する下端接合部は鋼部材で構築し、横向き溶接したトルシア形高力スタッドボルトを用いた摩擦接合を採用する。本構造は前例がないため、非線形 FEM を用いて耐荷力を評価し、実物大供試体を用いた載荷試験との比較で解析の妥当性を検討した。さらに、載荷試験により再現性が確認された非線形 FEM を用いて、桁高やストラット角度が異なる条件でもストラット下端接合部の耐荷力を評価した。

Key Words：ストラット下端接合部，非線形 FEM，実物大供試体載荷試験

1. はじめに

完成形拡幅工事を行っている新名神高速道路 杉谷川橋（下り線）は、PC6 径間連続波形鋼板ウェブ箱桁ラーメン橋で、既設床版の両側に増設する新設床版は鋼製ストラットで支持する計画である（図-1）¹⁾。ストラットを支持する下端接合部は鋼部材で構築し、ストラットとガセットプレートの接合にはトルシア形高力ボルトによる摩擦接合（以下、A 部）を、波形鋼板ウェブとガセットプレートの接合には横向き溶接したトルシア形高力スタッドボルト（以下、スタッドボルト）による摩擦接合（以下、B 部）を採用する（図-2）。ただし、B 部はストラットからの軸力で水平力と曲げが作用するため、スタッドボルトの設置はウェブ背面に下床版コンクリートが存在する範囲に限定され、配置本数に制約を受ける。このストラット下端接合部の構造は前例がないため、非線形 FEM を用いて耐荷力を評価し、実物大供試体を用いた載荷試験（以下、載荷試験）との比較で解析の妥当性を検討した。さらに、載荷試験により再現性が確認された非線形 FEM を用いて、桁高やストラット角度が異なる条件でもストラット下端接合部の耐荷力を評価した。

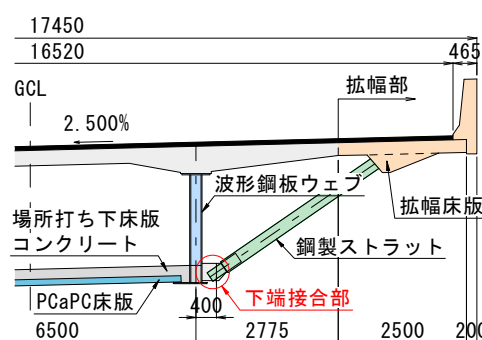


図-1 構造概要図（単位：mm）

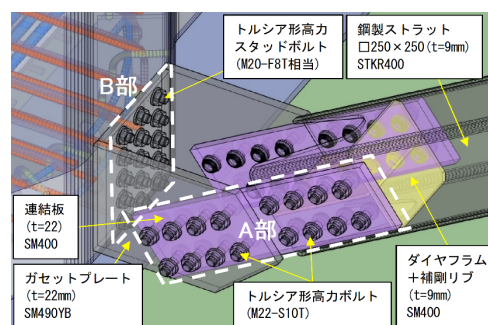


図-2 ストラット下端接合部



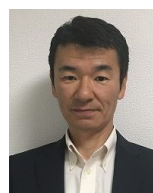
野口光明



河中涼一



志道昭郎



橋野哲郎

2. 検討概要

2.1 非線形 FEM による耐荷力評価

2.1.1 解析モデル

解析対象は、本橋の支間部における標準桁高 $H=2.6\text{m}$ の区間とした。解析モデルの概要を図-3 に示す。解析モデルは、ストラット下端接合部、波形鋼板ウェブおよび下床版コンクリートを再現した部分モデルとし、鋼部材をシェル要素、コンクリートをソリッド要素とした。解析ケースは、道路橋示方書に示された値を特性値とした解析 Case1 と、載荷試験に用いた実物大供試体の物性等を考慮した解析 Case2 の 2 ケースとした。

2.1.2 拘束条件と荷重条件

拘束条件は、ストラットに支持された床版を有する PC 箱げた橋の設計・施工マニュアルで示されたモデル化と同様に波形鋼板ウェブ下端を鉛直支持とし、波形鋼板ウェブの橋軸方向両端部を完全固定とした。断面中央部までモデル化した下床版コンクリートは、対称性を考慮して橋軸直角方向を固定し、両端部を鉛直固定とした (図-3)。

考慮する荷重は、自重、摩擦接合部のボルト軸力およびストラット上端からの漸増載荷荷重である。床版の設計における設計荷重時および終局荷重時にストラット下端接合部に生じる断面力を再現する載荷荷重は、それぞれ 510kN および $1,000\text{kN}$ である。

2.1.3 ボルト接合条件

図-4 は、A 部および B 部のボルト接合部に与えた荷重－変位関係モデルである。ボルト接合部の耐荷機構を再現するため、A 部および B 部にすべり耐力以上のせん断力が作用した場合はすべりが生じ、最大すべり量に達した後、支圧接合に移行するモデルを設定した。モデルの設定は文献²⁾に示される高力ボルト摩擦接合継手の終局挙動を参考にした。最大すべり量は、接合部材の孔径からボルト径を引いた値の半分とした。摩擦接合は接合面に設定した面インターフェース要素にクーロン摩擦耐力を、支圧接合はボルト位置に設定した点インターフェース要素にボルトのせん断耐力を設定した。

2.1.4 材料特性

解析 Case1 および解析 Case2 で用いた部材の材料特性値を表-1 に示す。解析 Case2 で採用した材料特性値について、コンクリート強度および鋼部材の降伏応力は、それぞれ実物大供試体の下床版コンクリートの材齢 28 日強度および各鋼部材の試験成績書の値である。摩擦接合部のボルト軸力は、実物大供試体製作時に実施した日常管理試験で得られたボルト軸力に、リラクセーションを考慮して 10%低減

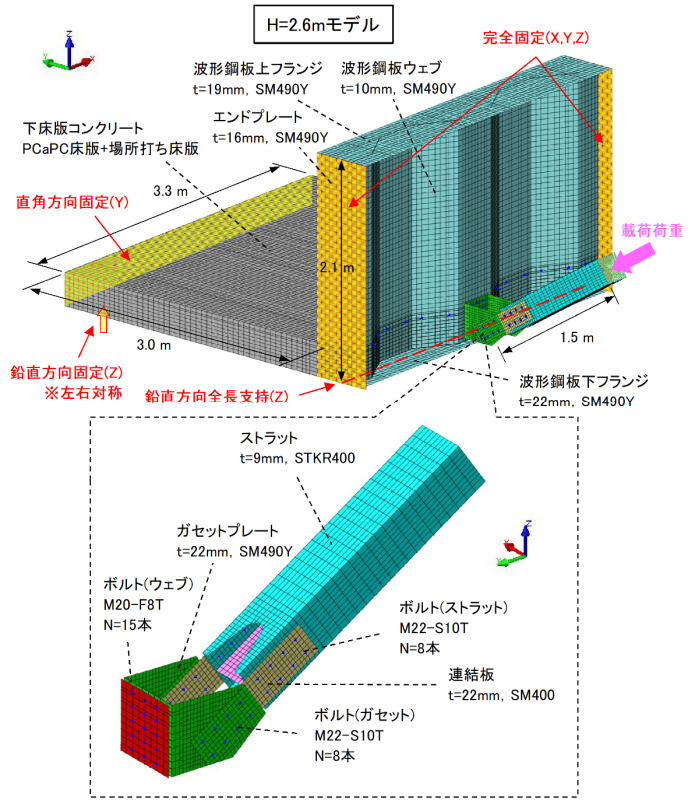


図-3 解析モデルと拘束条件

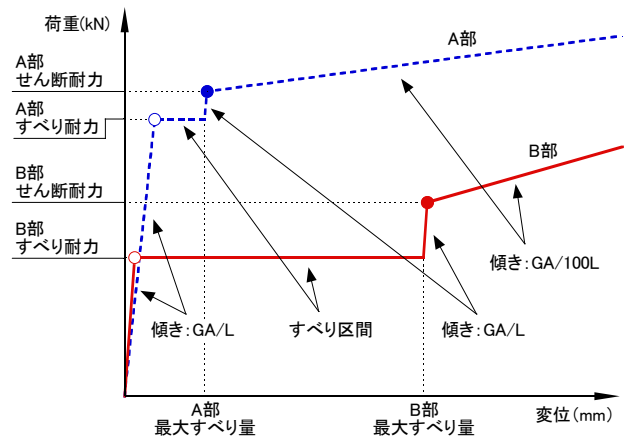


図-4 ボルト接合部の荷重－変位関係

表-1 材料特性値

項目	特性値	単位	解析 Case1	解析 Case2
下床版コンクリート	圧縮強度	N/mm ²	40.0	54.0
	ヤング率	kN/mm ²	31.0	33.0
波形鋼板ウェブ	降伏応力	N/mm ²	365.0	393.0
ガセットプレート	降伏応力	N/mm ²	355.0	421.0
連結板	降伏応力	N/mm ²	235.0	282.0
ストラット	降伏応力	N/mm ²	245.0	357.0
摩擦接合 (A 部)	ボルト軸力	kN/本	205.0	210.6
	すべり係数	—	0.45	0.67
摩擦接合 (B 部)	ボルト軸力	kN/本	93.5	98.1
	すべり係数	—	0.45	0.71

した値である。摩擦接合面を無機ジンクリッチペイントで仕上げる A 部のすべり係数 0.67 は、既往の研究から引用した 0.61³⁾ に圧縮力を受ける鋼部材のポアソン効果による見かけのボルト軸力増加を考慮して 1.1 倍した値⁴⁾ である。摩擦接合面にさび促進剤を塗布する B 部のすべり係数 0.71 は、本橋で実施したすべり試験から得られた値である。一方、解析 Case1 で採用した A 部および B 部のすべり係数 0.45 は、それぞれ道路橋示方書および 0.45 を上回る結果を得たすべり試験に従ったものである。いずれの解析ケースでも、コンクリート、鋼部材および鉄筋は弾塑性材料⁵⁾ とした。コンクリートの引張側応力-ひずみ関係は、引張強度まで線形でテンションステイフニングには引張軟化モデル⁵⁾ を用いた。鋼部材および鉄筋の応力-ひずみ関係はバイリニアとし、2 次勾配は初期剛性の 1/1000 とした。

2.2 実物大供試体を用いた载荷試験による検証

非線形 FEM の妥当性を検討するため、解析モデルの寸法で実物大供試体を製作して载荷試験を実施した。図-5 に示すとおり、実物大供試体には解析モデルと同様の拘束条件を採用した。写真-1 に実物大供試体と载荷装置を示す。荷重の载荷にはストラット上端に取り付けた 2,000kN ジャッキを用い、漸増的に下端接合部に断面力を与えた。

3. ストラット下端接合部の耐荷力評価

3.1 非線形 FEM による解析結果

解析 Case1 では、設計荷重時でガセットプレート下端の隅角部が降伏し、終局荷重時でガセットプレート下端の降伏範囲拡大および波形鋼板ウェブの一部降伏が確認された(図-6)。解析 Case2 では、設計荷重時で部材は降伏に至らず、終局荷重時でガセットプレート下端の隅角部が降伏することが確認された(図-7)。

3.2 非線形 FEM と载荷試験結果の比較

非線形 FEM と载荷試験で得られたひずみおよび変位の計測(図-8)結果の比較を行った。図-9 は、载荷荷重とガセットプレート下端に生じた水平方向応力の関係を示している。この図より、解析 Case2 の解析値と計測値は概ね一致していることが分かる。図-10 は、载荷荷重と波形鋼板ウェブ前面下部に生じた最大せん断応力の関係を示している。この図より、解析 Case2 の解析値が計測値に近い傾向を示していることが分かる。図-11 は、载荷荷重とガセットプレートの鉛直変位の関係を示している。試験値

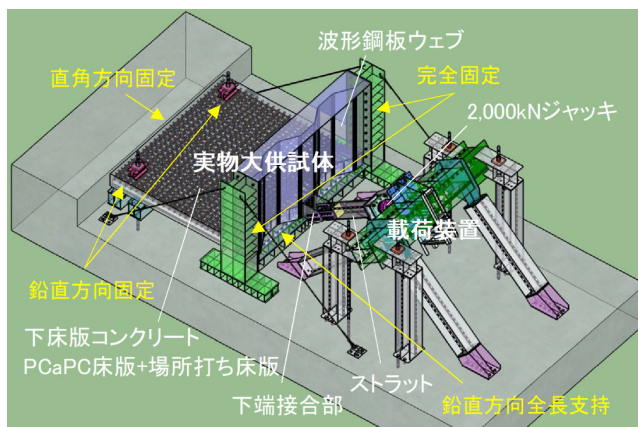


図-5 载荷試験の実施概要図

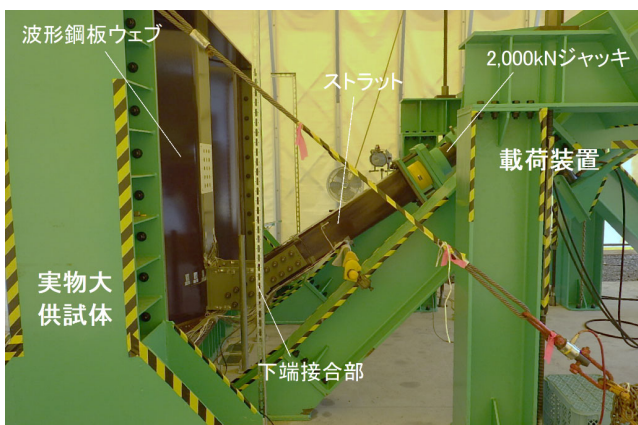


写真-1 実物大供試体と载荷装置

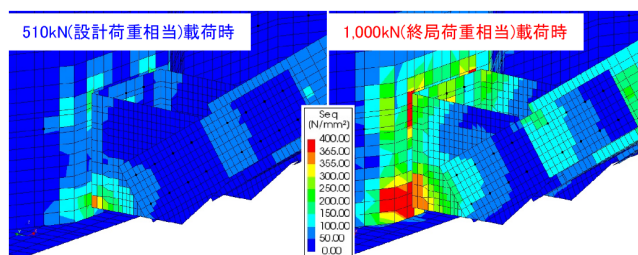


図-6 Mises 応力コンター図（解析 Case1）

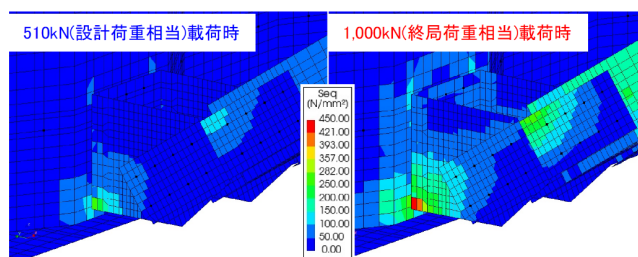


図-7 Mises 応力コンター図（解析 Case2）

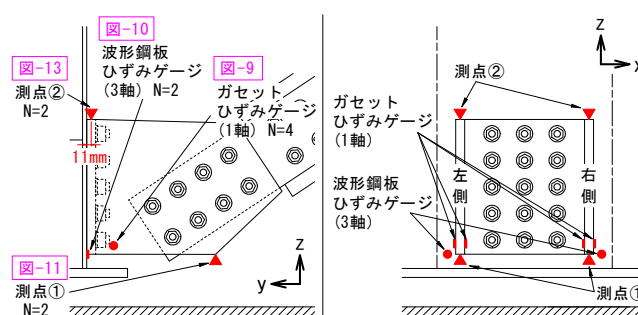


図-8 計測位置図

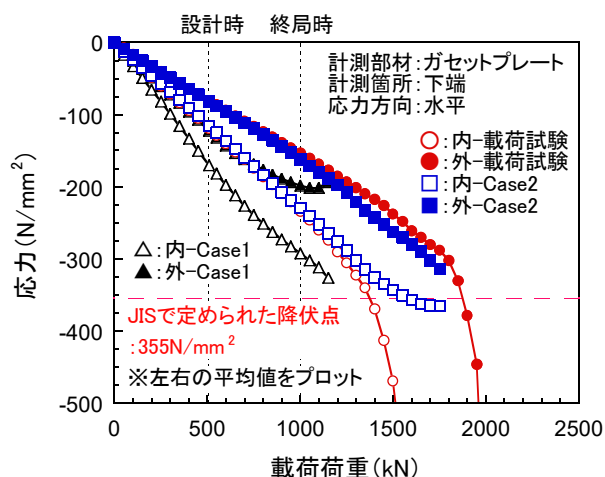


図-9 ガセットプレートの応力

は、図-8 に示す測点①で計測した鉛直変位である。この図からも、解析 Case2 の解析値と計測値が概ね一致していることが分かる。また、解析 Case2 および载荷試験から得られた荷重-変位関係は、終局荷重である 1,000kN を十分に超える载荷荷重まで線形的に推移していることが分かる。

以上、解析 Case1 および解析 Case2 と载荷試験結果を比較した結果より、部材の実物性値を用いた解析 Case2 で得られた部材応力や変形が、载荷試験結果とよく一致することが確認できた。なお、図-7 で示した Mises 応力コンター図では、解析 Case2 で終局荷重時にガセットプレート下端の隅角部が降伏する結果であったが、载荷試験で変状は確認されなかった。これは完全溶け込み溶接部の余盛厚の影響によるものと推察される。この結果を踏まえると、ガセットプレートの製作において、下端隅角部の溶接品質に留意することが重要となるといえる。

3.3 载荷試験の終局時挙動について

载荷試験の結果、供試体のストラット下端接合部は、終局荷重の約 2 倍となる载荷荷重 2,000kN でストラットとガセットプレートの連結板が、降伏後に座屈することで終局に至った（写真-2）。座屈が生じたのは、荷重の载荷方向とストラット軸が僅かにずれていたことに起因する偏載荷が要因と考えられる。载荷試験前に実施した 3D スキャンでは、载荷ジャッキとストラットの軸線が相対的に上下・左右にそれぞれ 1mm ずつずれていることを確認していた。このずれを反映した解析 Case2 では、連結板の降伏が生じており、载荷試験と同様の結果となっていることが確認できる（図-12）。

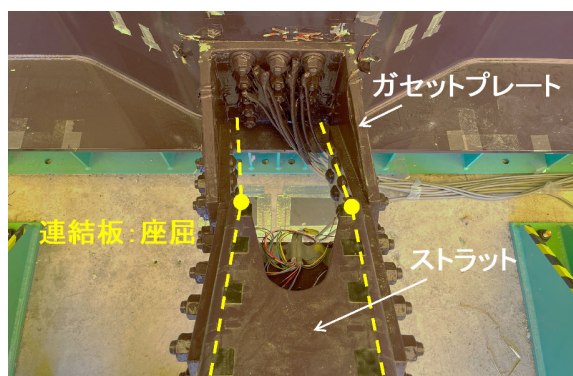


写真-2 接合部の破壊形態

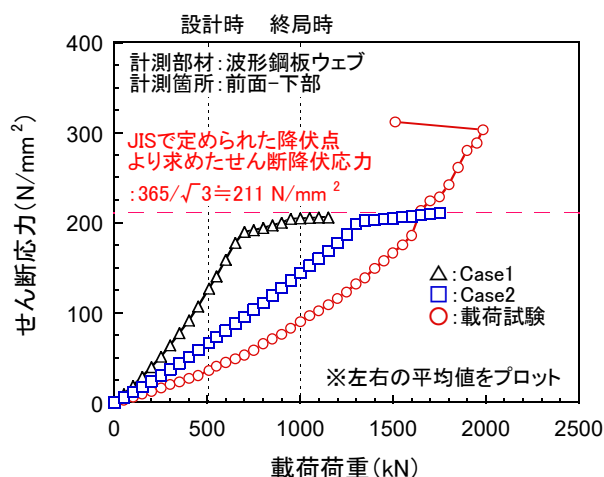


図-10 波形鋼板ウェブのせん断応力

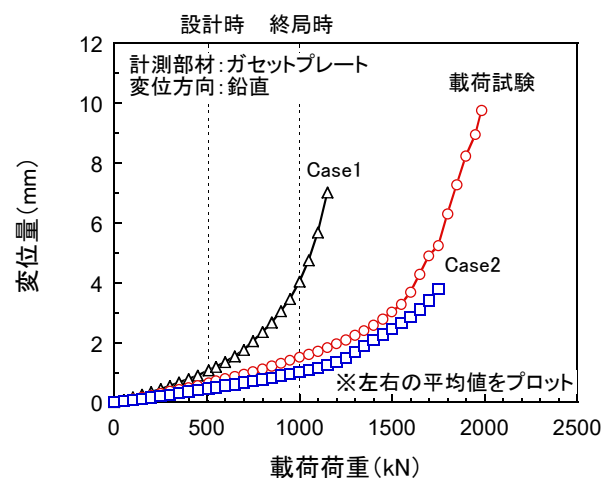


図-11 ガセットプレートの変位量

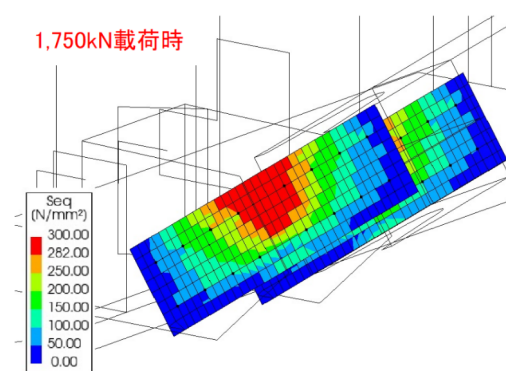


図-12 連結板の Mises 応力コンター図（解析 Case2）

図-13は、載荷荷重とB部の鉛直相対変位の関係を示している。鉛直相対変位は、波形鋼板ウェブとガセットプレートの板厚中心(図-8に示す測点②)の相対変位量であり、載荷初期から荷重と変位量の関係が線形的に増加しているのは、ガセットプレートの回転変形の影響である。この図より、解析 Case1 および解析 Case2 では、それぞれ載荷荷重 700kN 程度および 1,200kN 程度から鉛直相対変位が非線形的な挙動を示しており、B部にすべりが生じる結果となった。一方、載荷試験の鉛直相対変位は、載荷初期から勾配の変化がないことから、ガセットプレートの回転変形の影響のみを計測しており、B部にすべりは生じていないと判断できる。よって、B部のすべり耐力に関して、解析 Case1 では終局荷重前にすべりが生じたが、解析 Case2 および載荷試験ではいずれも終局荷重を超える載荷荷重まですべりは生じない結果となった。なお、解析 Case2 より載荷試験のほうがすべり耐力が高い結果となった要因として、解析 Case2 に用いたすべり係数である試験結果 0.71 は、20%以上のばらつきがある6体の試験結果 0.60~0.78 の平均値であることから、実際のすべり係数は解析 Case2 で設定した値よりも大きかったことが考えられる。

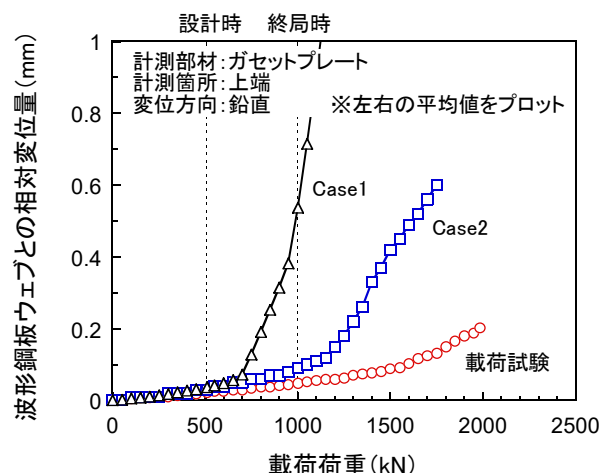


図-13 B部の鉛直相対変位量

4. 非線形 FEM を利用した設計への展開

4.1 検討条件

妥当性が確認された解析 Case2 の条件を用いて、桁高が 2.6m と異なる断面のストラット下端接合部の耐荷性能を確認するために、追加の非線形 FEM を実施した。桁高の異なる断面としては、下床版コンクリート厚が薄くスタッドボルトの配置本数が制限される断面の中で、スタッドボルト 1 本あたりに作用するせん断力が最大となる桁高 $H=3.2\text{m}$ と、全ての桁高の中で B 部に作用するせん断力が最大となる桁高 $H=5.5\text{m}$ を選定した。桁高 $H=3.2\text{m}$ および $H=5.5\text{m}$ の解析モデルも、桁高 $H=2.6\text{m}$ (解析 Case2) と同様に部分モデル(図-14)とした。なお、ストラット下端接合部に設計荷重時および終局荷重時の断面力が生じる軸力は、桁高 $H=3.2\text{m}$ モデルで 480kN および 950kN、桁高 $H=5.5\text{m}$ モデルで 420kN および 800kN である。

4.2 解析結果

桁高が異なる解析モデルの非線形 FEM で得られた下端接合部の Mises 応力コンター図を図-15 に示す。この図から明らかなように、いずれの桁高でも、設計荷重時および終局荷重時にストラット下端接合部の部材はほぼ降伏に至らないことが確認できたが、桁高 $H=3.2\text{m}$ では終局荷重時にガセットプレート下端の隅角部が降伏した。ただし、桁高 $H=2.6\text{m}$ でも非線形 FEM では同様の位置に降伏が生じた(図-7)が、載荷試験で変状は生じなかったことから、桁

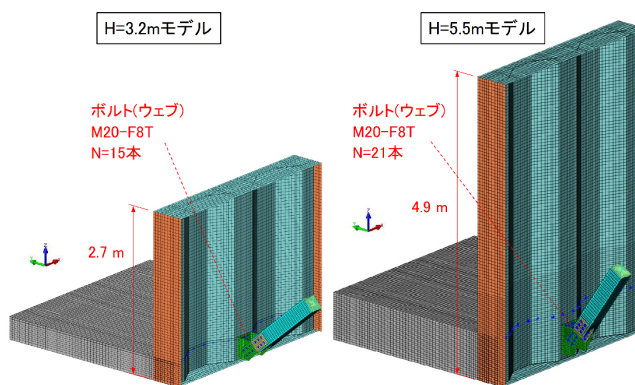


図-14 桁高の異なる解析モデル

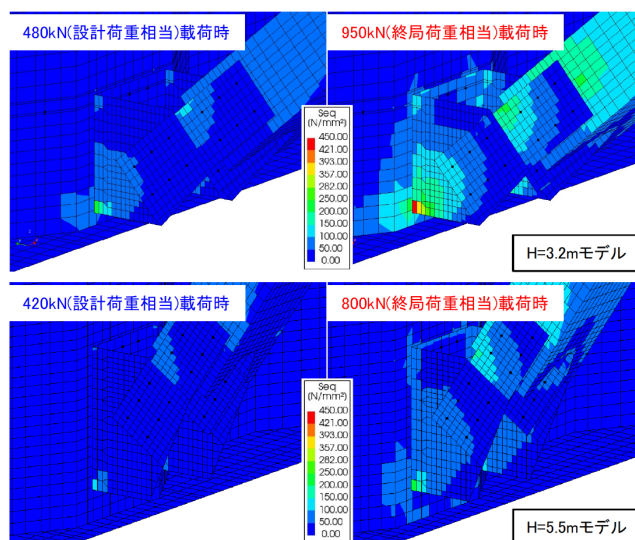


図-15 Mises 応力コンター図 ($H=3.2\text{m}$, 5.5m)

高 $H=3.2\text{m}$ においても実構造では終局荷重時にガセットプレート下端の隅角部が降伏することはないと推察される。

図-16および図-17は、それぞれ桁高 $H=3.2\text{m}$ および 5.5m モデルの載荷荷重と B 部における鉛直相対変位の関係を示している。解析値は、図-8 に示す測点②の位置での値である。いずれの桁高でも、鉛直相対変位が増加する非線形挙動は終局荷重を超えた後であることから、終局荷重時でも B 部にすべりは生じないと判断できる。また、3.3 で述べたとおり、桁高 $H=2.6\text{m}$ でも解析 Case2 では終局荷重を超えた後にすべりが生じる結果となったが、載荷試験ではすべりが生じなかったことから、桁高 $H=3.2\text{m}$ および 5.5m でも実構造では終局荷重を超えた直後にすべりは生じないと推察される。

5. まとめ

本橋で採用予定のストラット下端接合構造について、非線形 FEM と載荷試験により、耐荷性能を明らかにした。

以下に、本検討で得られた結果を記す。

- ① 摩擦接合を採用した鋼製ストラット下端接合部の挙動を非線形 FEM で再現する場合、材料強度には実物性値を、ボルト接合部の荷重－変位関係には試験で求めたボルト軸力およびすべり係数を用いることで一定の再現性が得られた。
- ② 板継ぎ溶接部の降伏耐力は、解析に比べて載荷試験結果が高くなった。これは、完全溶け込み溶接部の余盛厚が影響していると考えられる。
- ③ 解析で生じた摩擦接合部のすべりは、載荷試験では生じなかった。これは、本橋で実施したすべり試験の結果が 2 割程度のばらつきがあったことを鑑みると、実物大供試体のすべり係数は解析で用いたすべり係数より高い値であったと推察される。

謝辞

本稿で述べた非線形 FEM と載荷試験結果から、採用を計画しているストラット下端接合部構造は十分な耐荷力を有していることを確認し、本稿執筆時点で詳細設計を実施中である。本橋の設計業務における種々の要素試験や解析に多大なるご指導を頂きました大阪公立大学大学院・山口隆司教授、関西大学・石川敏之教授および関係者の皆様に心より感謝申し上げます。

参考文献

- 1) 河中涼一、橋野哲郎、福田雅人、井田和樹：波形鋼板ウェブ橋のストラット下端接合部に関する検討－杉谷川橋 下り線－，PC シンポジウム論文集，Vol.32，pp.119-122，2023.10
- 2) 日本鉄鋼連盟：鋼トラス橋のリダンダンシー評価手法の開発と合理的維持管理への適用－鋼トラス橋のリダンダンシー評価ガイドライン（案）－，p.69，2010.6
- 3) 土木研究所，大阪市立大学：高力ボルト摩擦接合継手の設計法の合理化に関する共同研究報告書，共同研究報告書，第 428 号，p.資料 13，2012.1
- 4) 久保全弘：圧縮力を受ける高力ボルト摩擦継手のすべり挙動と耐力，鋼構造論文集，Vol.21，No.84，pp.47-56，2014.12
- 5) 土木学会：コンクリート標準示方書[設計編]，p.44，p.509，2023.3

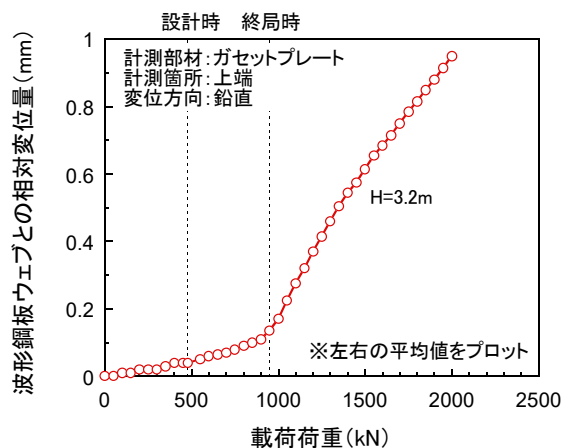


図-16 B 部の鉛直相対変位量 ($H=3.2\text{m}$)

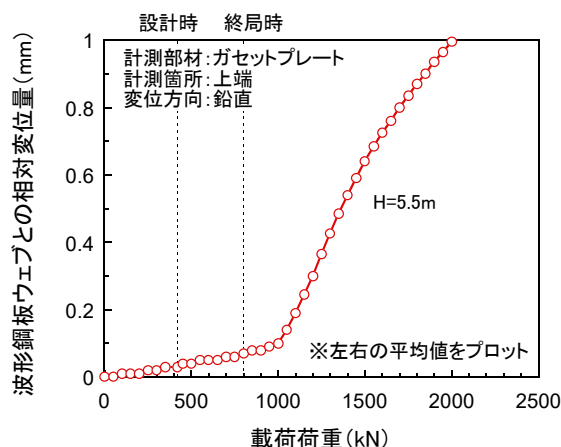


図-17 B 部の鉛直相対変位量 ($H=5.5\text{m}$)