

亀裂原因の推定

II. 亀裂原因の推定

1. 亀裂原因の推定

1-1. 亀裂の発生状況

亀裂発生箇所を図-1.1、表-1.1、亀裂の位置を写真-1.1、代表的な亀裂発生箇所を写真-1.2～写真-1.6に示す。

亀裂は、横桁フランジと垂直材の接合部 (①②③④)、下弦材とニーブレース・下横構ガセットの接合部 (⑤⑥⑦⑧)、支承部補剛リブに発生している。垂直材と横桁フランジの接合部の亀裂は側径間側 (VP1～7、19～25)、下弦材とニーブレース・下横構ガセットの接合部の亀裂は支点部 (VP1、3、23、25) に発生する傾向が見られる。

1-2. 検討方針

亀裂原因の検討にあたっては、発生している以下の亀裂に対して、亀裂発生位置の応力や変形、それを引き起こす部材の挙動、さらに橋全体の挙動を順に確認し、亀裂原因を整理していく方針とする。

- ・横桁フランジと垂直材の接合部 ⇒ 『2.横桁接合部の亀裂原因』に詳述
- ・下弦材とニーブレース・下横構ガセットの接合部 ⇒ 『3.ニーブレース接合部の亀裂原因』に詳述
- ・支承部補剛リブ ⇒ 『4.支承補剛リブの亀裂原因』に詳述

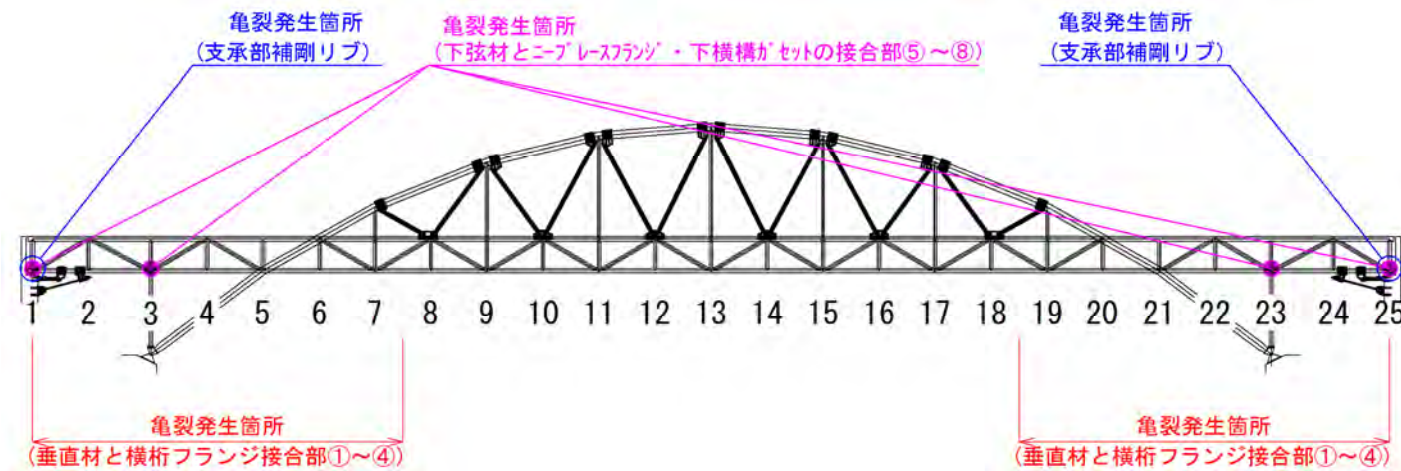


図-1.1 亀裂発生箇所図

表-1.1 亀裂発生箇所一覧表

位置	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
①、③	VPL																								
	VPR																								
②、④	VPL																								
	VPR																								
⑤、⑥	VPL																								※
	VPR																								
⑦、⑧	VPL																								
	VPR																								

■ : 未対策亀裂箇所

□ : 亀裂削り取りにて消去箇所【応急対策】

■ : ストップホール実施箇所【応急対策】

※VPR25は下記の3パターンで亀裂が発生

⑤回し溶接部・・・亀裂が母材まで進展しストップホール実施

垂直材と下弦材の接合部・・・切削により亀裂除去

⑥回し溶接部・・・亀裂未対策(ビードに沿った亀裂)

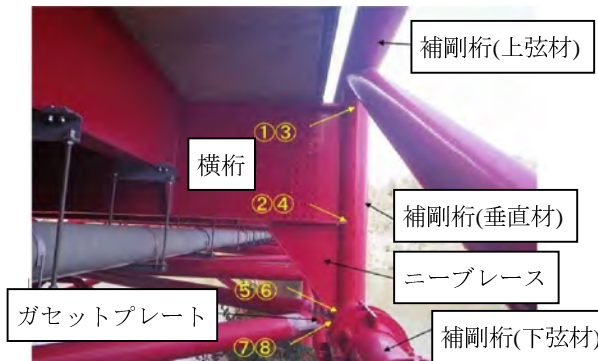


写真-1.1 亀裂の位置



写真-1.2 垂直材と横桁上フランジ (VPL2③)



写真-1.3 垂直材と横桁下フランジ (VPL2④)



写真-1.4 下弦材とニーブレースフランジ (VPR25⑥)



写真-1.5 下弦材とガセットの接合部 (VPR03⑦⑧)
および下弦材とニーブレース接合部 (⑤⑥)

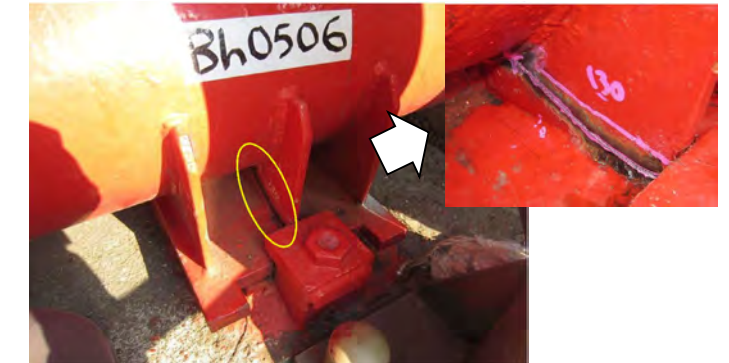


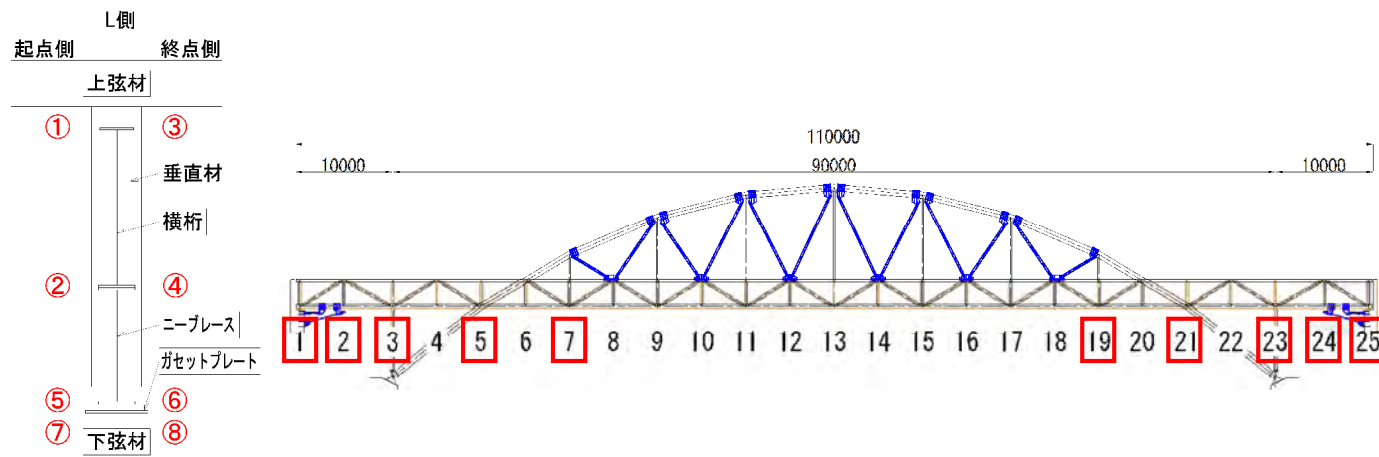
写真-1.6 支承部補剛リブ (VPR25 支承)

2. 横桁接合部の亀裂原因

2-1. 亀裂の概要

2-1-1. 左側（L側）亀裂状況

横桁上下フランジと垂直材の接合部に発生している亀裂を図-2.1 に示す。亀裂は、アーチ支間の中央部を除く VP1～VP7 および VP19～VP25 に概ね規則的に発生している。また、上フランジ部に集中的に発生しており、溶接止端部に沿って母材に進展したものが多い。下フランジで発生している亀裂は、全て切削により消去している。



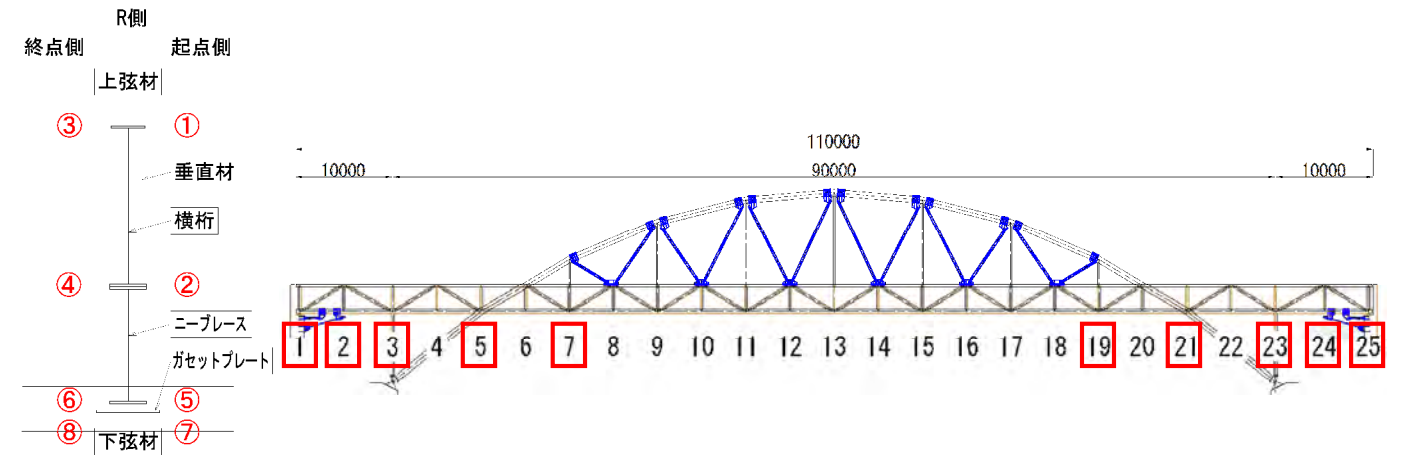
	VPL1	VPL2	VPL3	VPL5	VPL7	VPL19	VPL21	VPL23	VPL24	VPL25
①										
③										
②	亀裂なし	亀裂なし	亀裂なし	亀裂なし	亀裂なし	亀裂なし	亀裂なし	亀裂なし	亀裂なし	亀裂なし
④	亀裂なし		亀裂なし	亀裂なし	亀裂なし	亀裂なし	亀裂なし	亀裂なし	亀裂なし	亀裂なし

----- : 亀裂切削除去 ○ : SH箇所 — : 亀裂

図-2.1 亀裂発生状況（VPL）

2-1-2. 右側（R側）亀裂状況

横桁上下フランジと垂直材の接合部に発生している亀裂を図-2.2 に示す。亀裂の発生状況は、L側と概ね同様の傾向となっている。



	VPR1	VPR2	VPR3	VPR5	VPR7	VPR19	VPR21	VPR23	VPR24	VPR25
①										
③										
②	亀裂なし	亀裂なし	亀裂なし	亀裂なし	亀裂なし	亀裂なし		亀裂なし		
④	亀裂なし	亀裂なし	亀裂なし	亀裂なし	亀裂なし	亀裂なし	亀裂なし	亀裂なし	亀裂なし	亀裂なし

----- : 亀裂切削除去 ○ : SH箇所 — : 亀裂

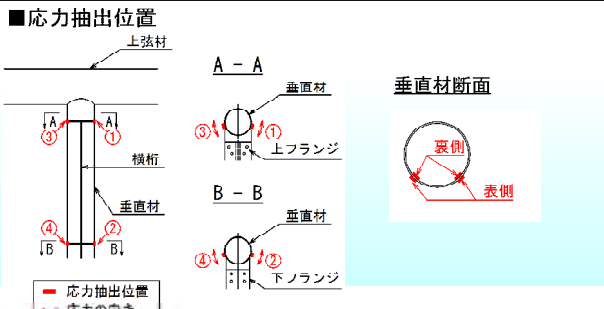
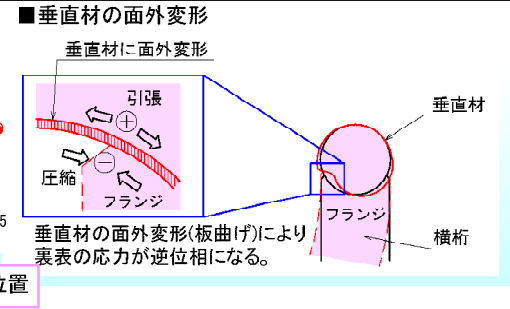
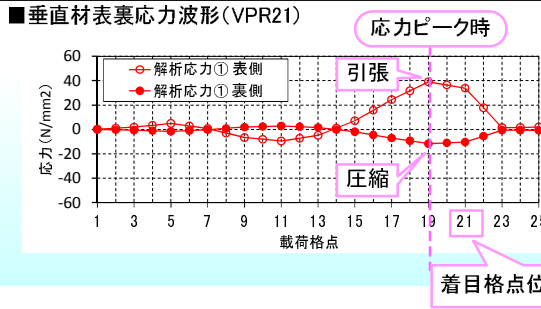
図-2.2 亀裂発生状況（VPR）

2-2. 横桁接合部の亀裂原因検討概要

基本方針: 解析結果により、亀裂発生位置の応力、変形を確認し、それを引き起こす横桁の挙動、さらには全体系の挙動を確認し、亀裂原因を整理する。(以下、垂直材に顕著な亀裂の生じているVPR21を代表に整理する。)

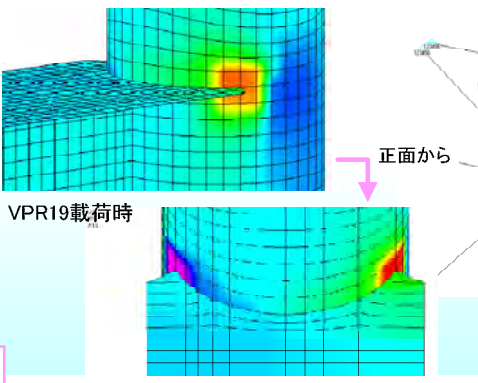
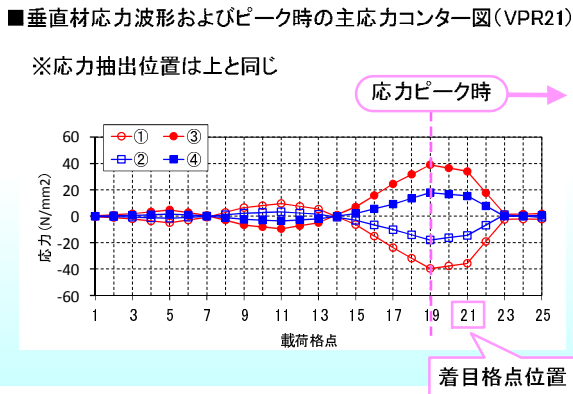
垂直材応力波形
(横桁フランジ接合部)

・亀裂発生位置の垂直材の応力は、ピーク時に板の表側が負の応力で圧縮を受け、裏側が正の応力で引っ張りを受けている。
 ・右の変形図に示すように、垂直材に面外変形(板曲げ)が生じていることが解る。



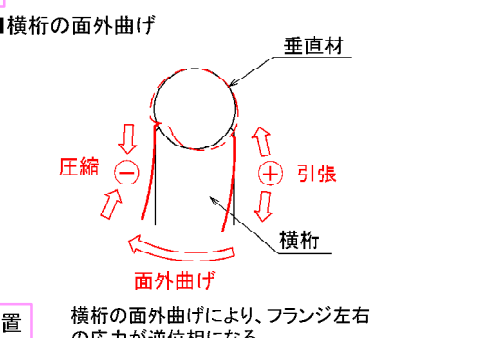
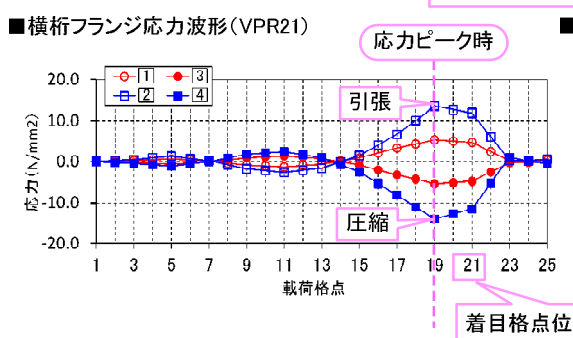
垂直材応力ピーク時の
応力状態

・垂直材の応力がピークを示す時の垂直材の応力状態を見ると、フランジ回し溶接部に高い応力集中が生じている。
 ※この応力分布は横桁面外曲げが生じた時のものである(本文p.7参照)。
 ・主応力方向は既存の亀裂と直交する向きになっており、亀裂との相関が見られる。



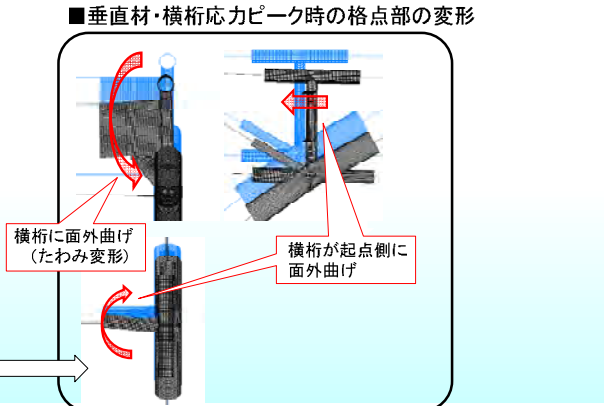
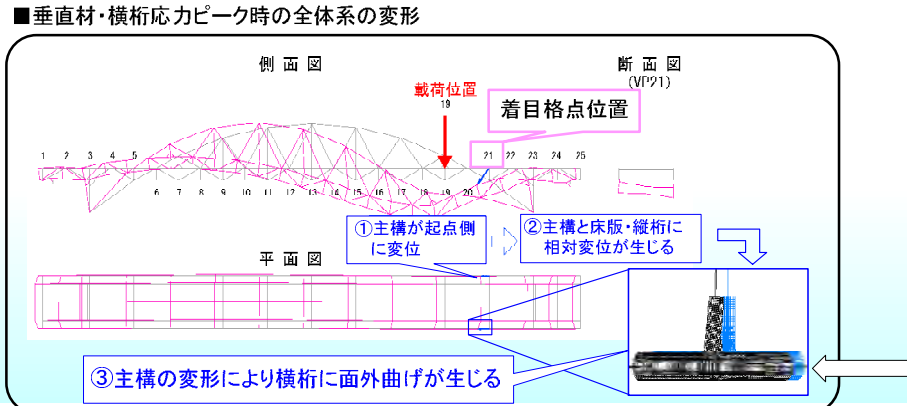
横桁フランジ応力波形

・上に示した垂直材応力ピーク時に、横桁フランジ応力もピークを示している。
 ・横桁の応力がピークを示す時、横桁の左右で応力が逆位相になっており、横桁に面外曲げが生じていることが解る。



格点部の変形と
橋梁全体系の変形

・以上に示した、垂直材・横桁の応力がピークを示すときの格点部の変形を見ると、横桁に右図に示すとおり面外曲げと面内曲げの挙動が見られる。
 ・垂直材応力ピーク時の応力状態に示したように、亀裂発生位置の応力集中は、横桁面外曲げによるものである。
 ・橋梁全体系の変形と比較すると、横桁の面外曲げ挙動を次のように理解できる。
 ①活荷重により主構が変形し、格点が起点側・終点側に移動する。
 ②主構と床版・縦桁との間に相対変形が生じる。
 ③生じた相対変位により横桁に面外曲げが生じる。



疲労照査

以上で明らかとなった垂直材の応力集中箇所(フランジ回し溶接部)について、FEM解析を利用してホットスポット的応力を算出する(算出方法は本文参照)。このホットスポット的応力を用いて疲労照査を実施する。照査の結果、竣工から現在までの48年間で累積損傷度は1.0を超過することから、フランジ回し溶接部の応力集中により疲労亀裂が生じたと推定される。

- 亀裂原因のまとめ
1. 主構の変形に伴い、主構と床版・縦桁に相対変位が生じ、横桁が面外曲げを受ける。
 2. 横桁の面外曲げにより、垂直材が面外変形(板曲げ)し、横桁と垂直材の接合部に応力集中が生じる。

2-3. 検討方針

亀裂原因の検討にあたっては、まず、亀裂を発生させた応力を確認するために、亀裂発生位置の応力状態を確認する。そこで確認された応力に着目し、格点部の挙動、さらにその格点部の挙動を引き起こす橋梁全体挙動を整理する。

検討は、「I. 解析モデルの検証」で検証したモデルを用いて解析により実施する。格点部についての検討はシェル要素でモデル化した格点のうち、表-2.1に示すように垂直材に顕著な亀裂の生じているVPR21を代表として実施する。

表-2.1 垂直材亀裂発生状況

	VPL1	VPL2	VPL3	VPL5	VPL7	VPL19	VPL21	VPL23	VPL24	VPL25
①										
③										
②	亀裂なし	亀裂なし	亀裂なし	亀裂なし	亀裂なし	亀裂なし	亀裂なし	亀裂なし	亀裂なし	亀裂なし
④	亀裂なし		亀裂なし	亀裂なし	亀裂なし	亀裂なし	亀裂なし	亀裂なし	亀裂なし	亀裂なし
	VPR1	VPR2	VPR3	VPR5	VPR7	VPR19	VPR21	VPR23	VPR24	VPR25
①										
③										
②	亀裂なし	亀裂なし	亀裂なし	亀裂なし	亀裂なし	亀裂なし		亀裂なし		
④	亀裂なし	亀裂なし	亀裂なし	亀裂なし	亀裂なし	亀裂なし	亀裂なし	亀裂なし	亀裂なし	亀裂なし

…… シェルモデル モデル化対象格点

2-4. 解析条件

2-4-1. 解析モデル

検討フローに従って適用する解析モデルを図-2.3に示す。

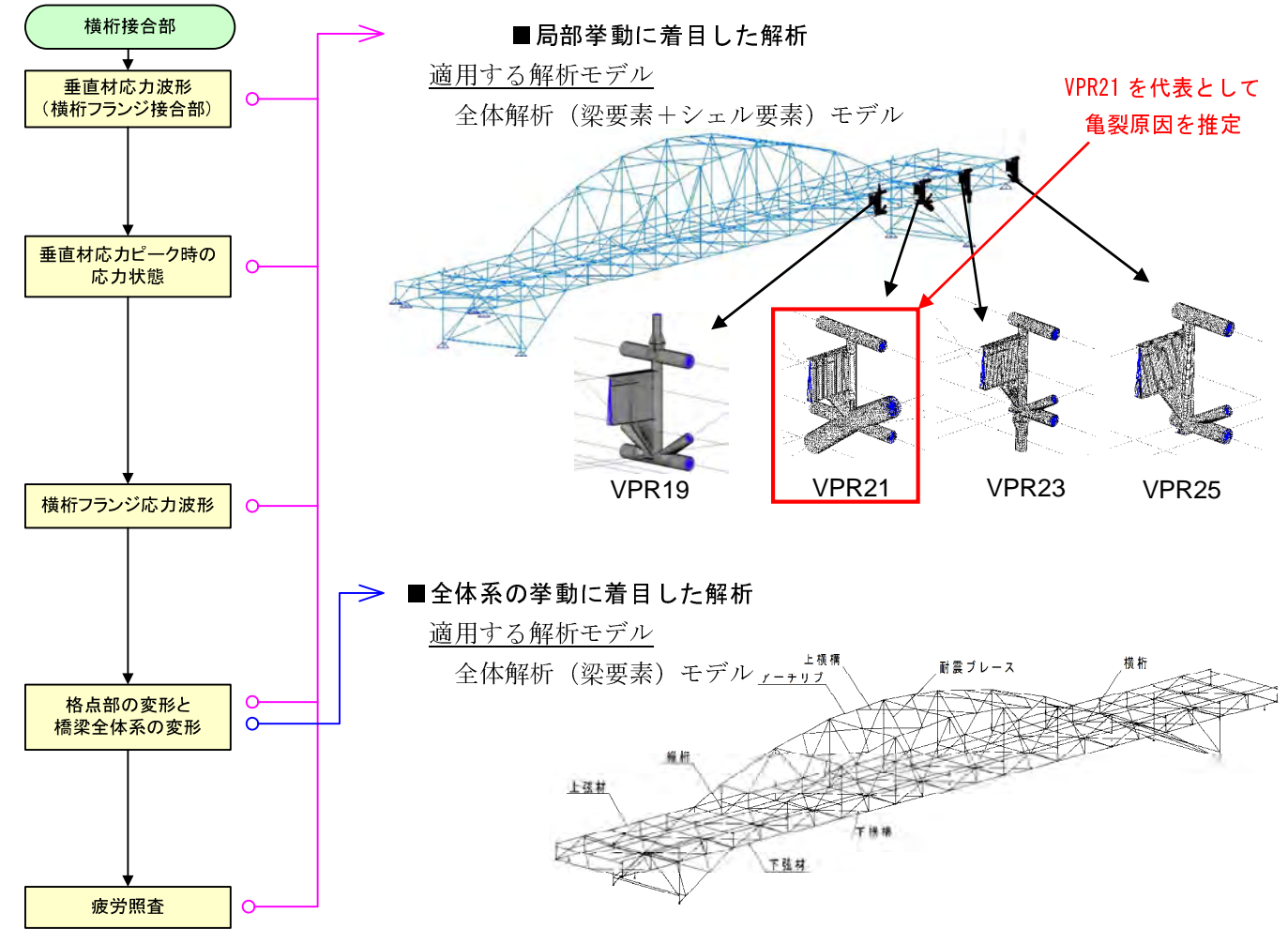


図-2.3 検討フローおよび解析モデル

2-4-2. 荷重条件

亀裂原因の検討にあたっては、「I. 解析モデルの検証」同様、活荷重による橋梁の挙動に着目して原因を推定する。活荷重として、車両の走行を考慮するためにT荷重（25t車相当、1組200kN）を用い、ねじり挙動を再現できる片側載荷として、起点から終点までの各格点に載荷する載荷ケースを考慮する。

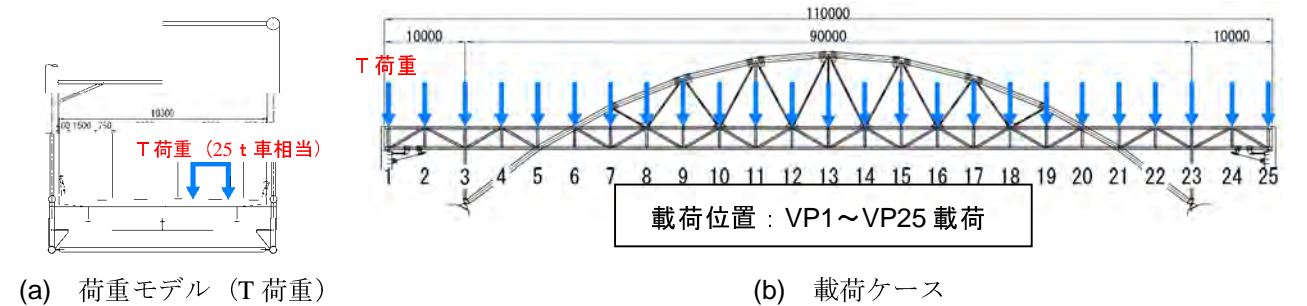


図-2.4 荷重条件

2-5. 垂直材応力波形

亀裂が顕著な VPR21 の垂直材の亀裂発生位置の鋼管の表面および裏面の応力波形を図-2.5 に示す。図-2.5 に示すように、表面が圧縮の場合は裏面が引張、表面が引張の場合は裏面が圧縮と逆位相となっており、垂直材が面外変形（板曲げ）をしている。また、上下フランジとも、応力ピーク位置は同じであり、VP19 荷重時である。

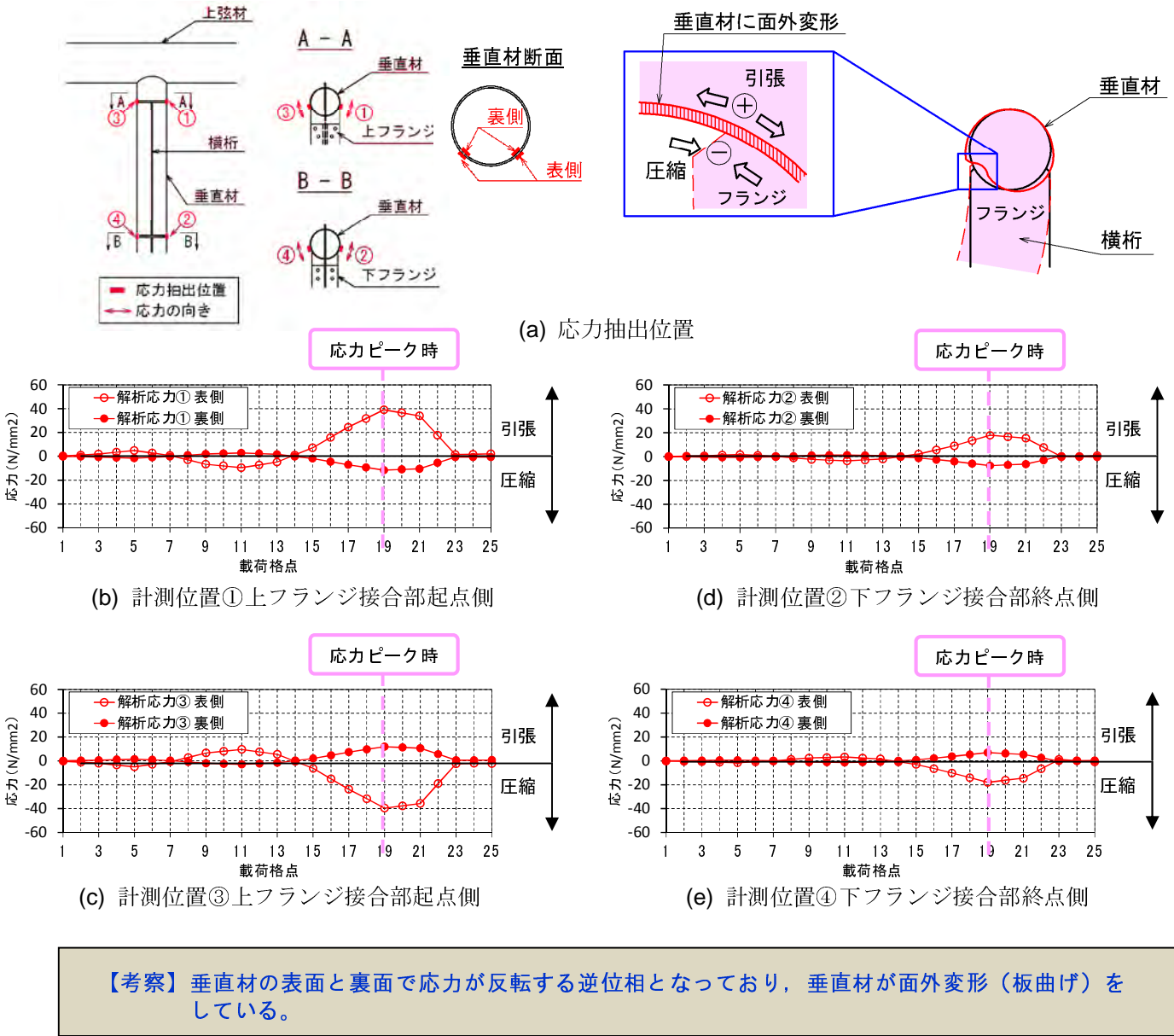


図-2.5 垂直材応力波形 (VPR21)

2-6. 横桁の変形に伴う垂直材の応力状態

(1) ピーク時の応力状態と横桁変形

VP21 の垂直材の主応力 (図-2.6) は上下フランジとも VP19 荷重時に最も大きなピークとなり、その他 VP11 荷重時にピークがみられる。発生応力は、下フランジ側より上フランジ側のほうが大きい。以上のピーク時および横桁直上荷重となる VP21 荷重時の応力状態を図-2.7 に示す。

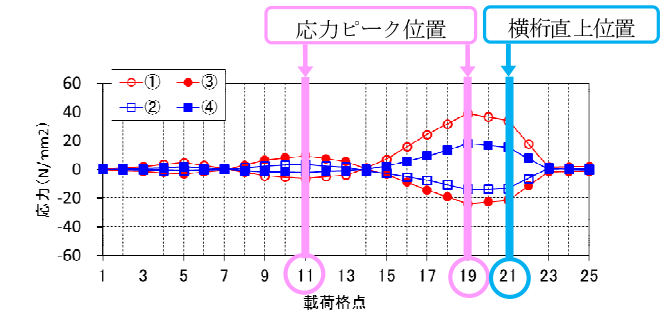
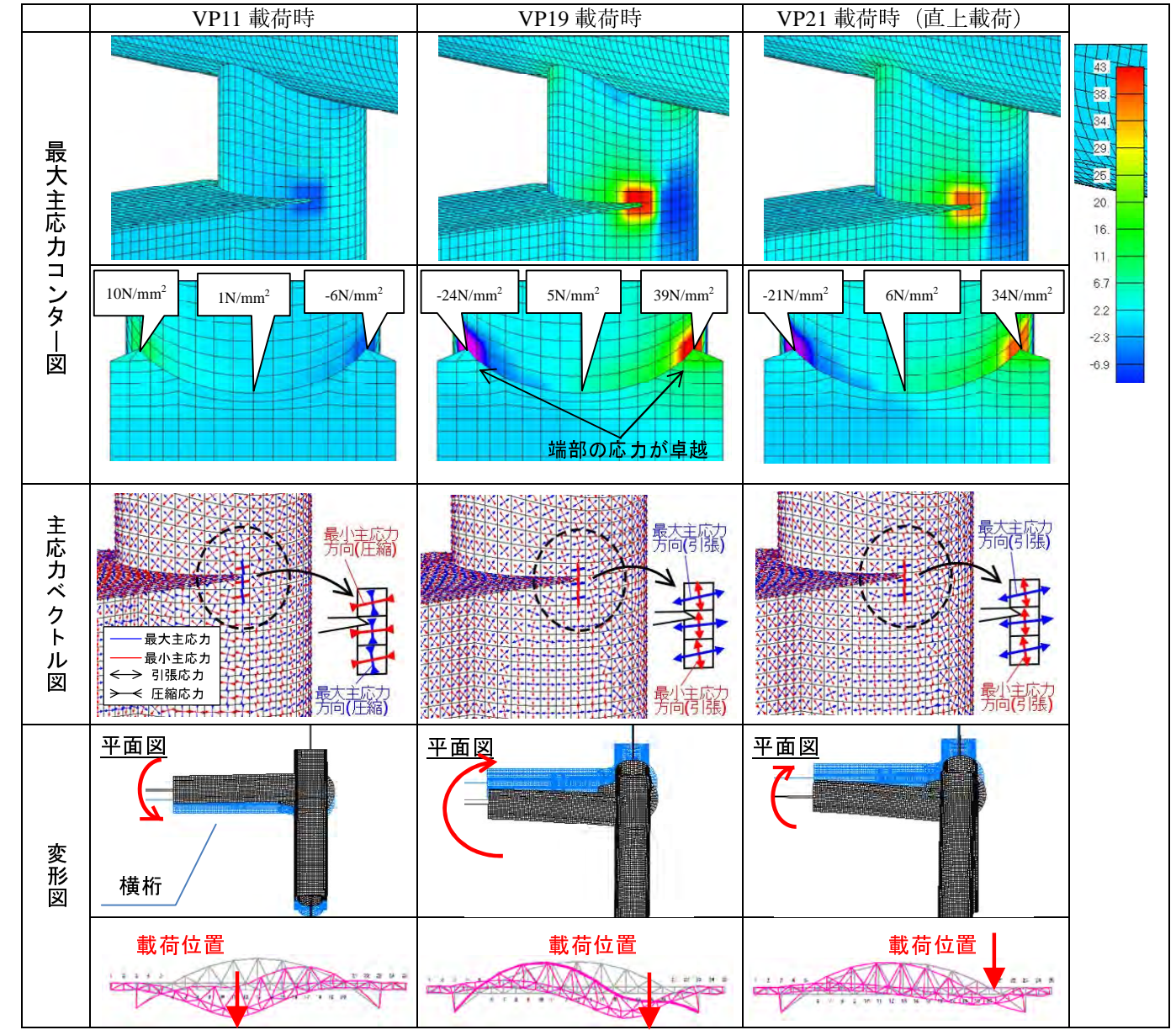


図-2.6 主応力のピーク (VPR21)

以降は上下フランジの内、主に亀裂の発生している上フランジに着目して応力、変形を整理する。なお、上下フランジの応力の比較は「(参考) 垂直材応力と横桁フランジ応力の比較」(p.9) に示す。



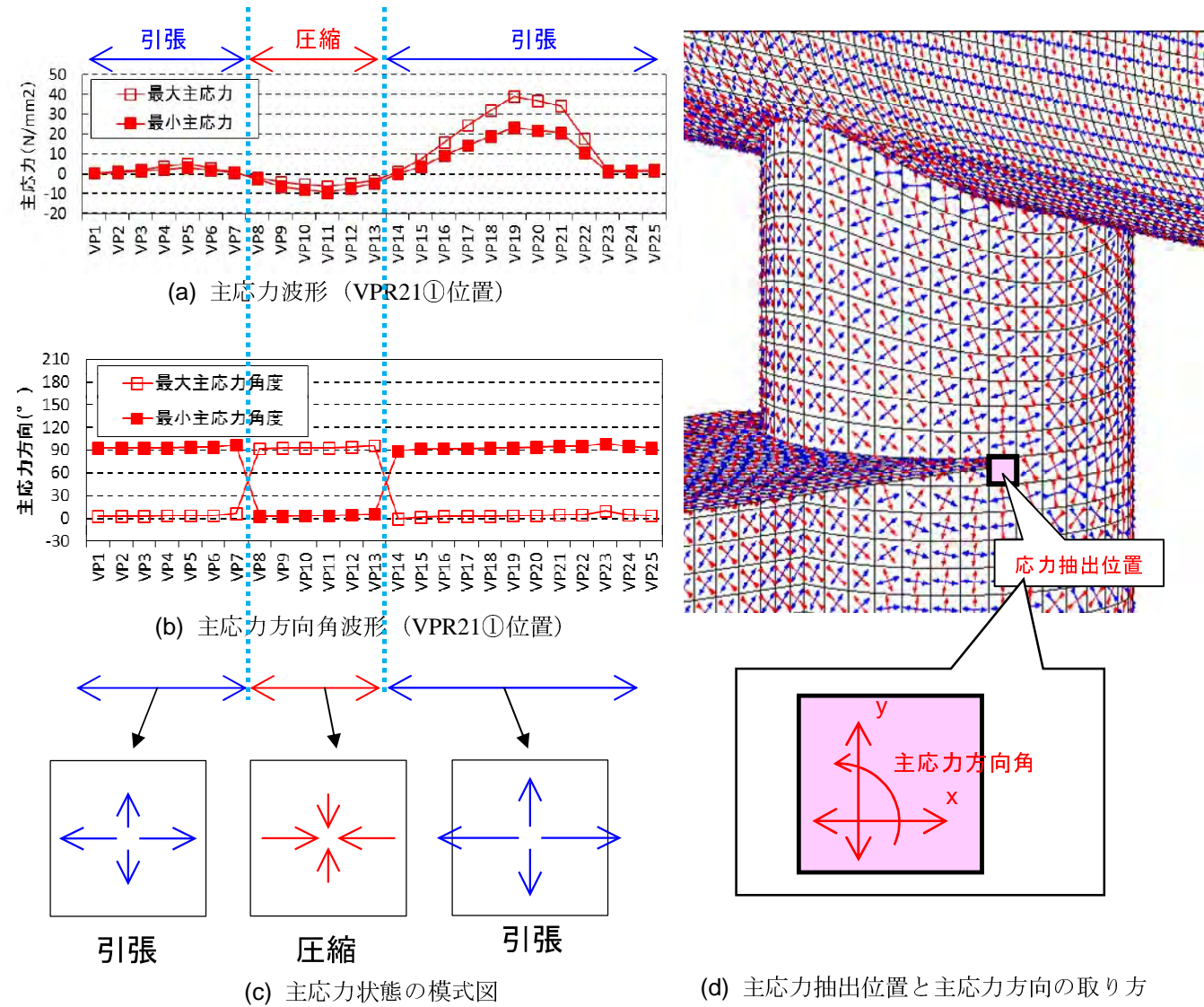
【考察】応力状態がフランジ端部で卓越しており、後述参考に示した横桁面外曲げ応力パターン (図-2.11) に近似している。また、垂直材応力ピーク時の変形図より横桁面外曲げが確認できる。以上より、横桁の面外曲げにより、垂直材に応力集中が生じていると考えられる。

図-2.7 垂直材応力ピーク時の応力状態 (VPR21)

(2) 主応力方向の変化

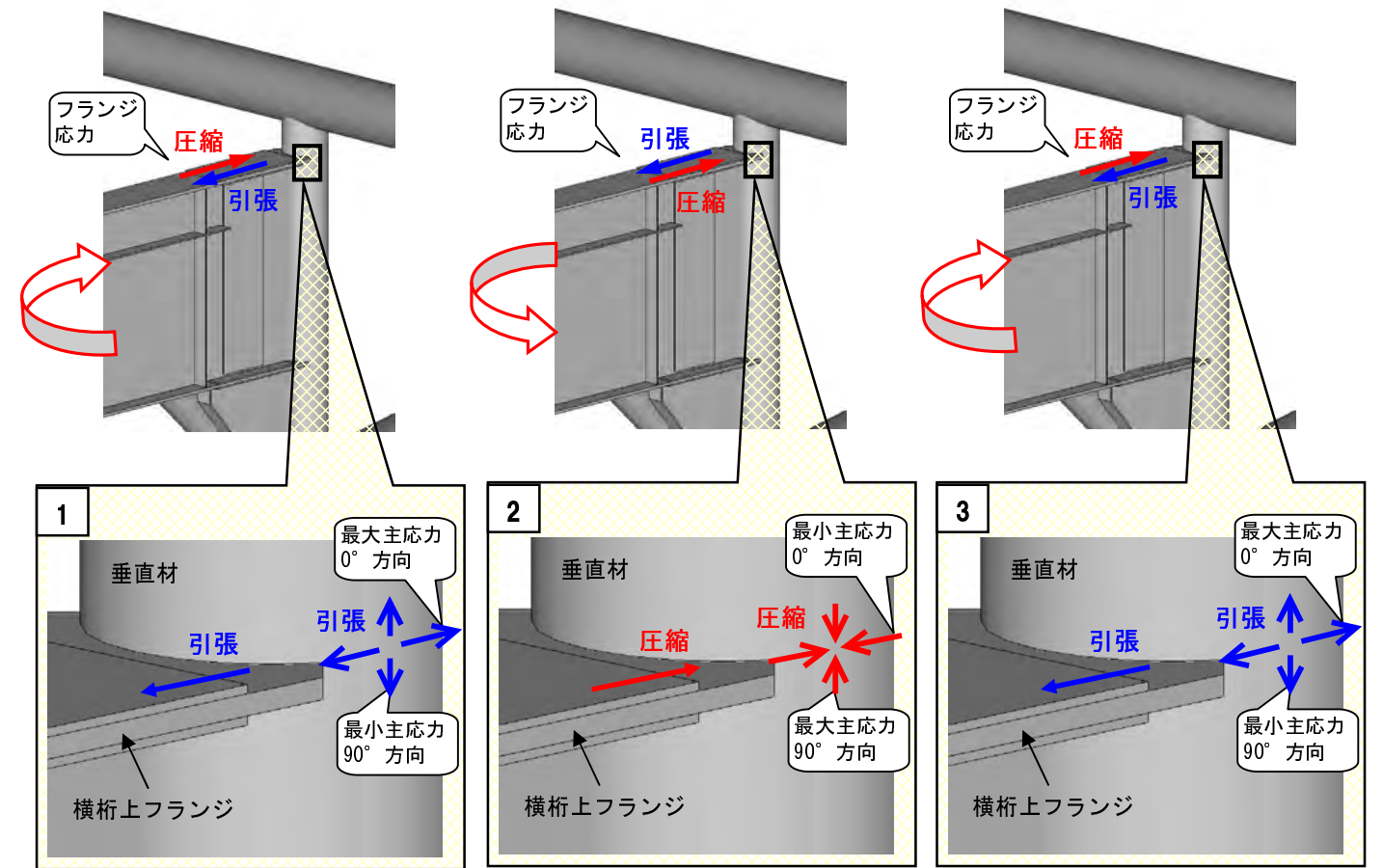
VPR21の垂直材（横桁接合部）の主応力波形および主応力方向角波形を図-2.8に示す。

着目位置の応力は、車両の走行に伴い、引張（VP1～7 載荷時）、圧縮（VP8～13）、引張（VP14～25）と交番に応力が作用する（図-2.8(a)）。この時、引張が作用している時の最大主応力および圧縮が作用している時の最小主応力は、常に0°方向（垂直材円周方向）となっている（図-2.8(b)）。以上を模式的に表した概念図を図-2.9に示す。よって、垂直材には車両の通行に伴い円周方向に圧縮と引張の応力が繰り返し作用することが解る。



【考察】 絶対値が最大となる主応力方向は常に0°（垂直材円周方向）となっている。
また、主応力方向は0°又は90°と一定で、圧縮と引張が繰り返し作用している。

図-2.8 主応力波形および主応力方向角波形（VPR21）



- 1, 3 垂直材が横桁上フランジに引っ張られ、引張応力が生じている時は、引張最大となる最大主応力の方向が0°方向（円周方向）
- 2 垂直材が横桁上フランジに押し込まれ、圧縮応力が生じている時は、圧縮最大となる最小主応力の方向が0°方向（円周方向）

図-2.9 主応力と主応力方向の解説

(参考) 横桁の変形と横桁上フランジ接合部の応力 - 試算 -

横桁の面内方向および面外方向に一定の力を与えた時の応力状態を確認する。なお、作用させる一定の力は、応力の傾向を確認するために便宜上 10kN に設定している。

(1) 横桁面外曲げによる垂直材の応力状態

横桁に、純粋に面外曲げのみを与えた場合の垂直材の応力状態を確認することを目的に、下記の解析を実施する。

<解析条件>

- ・横桁に面外曲げを生じさせる向きに、集中荷重 10kN を作用させる (図-2.10)。
- ・横桁以外の各部材端部を支点とし、支点条件は全自由度固定とする。

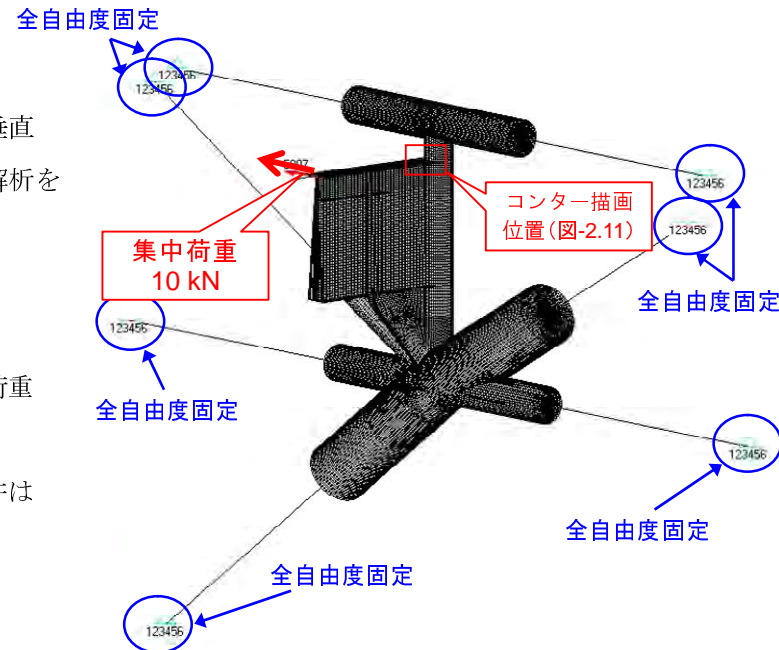
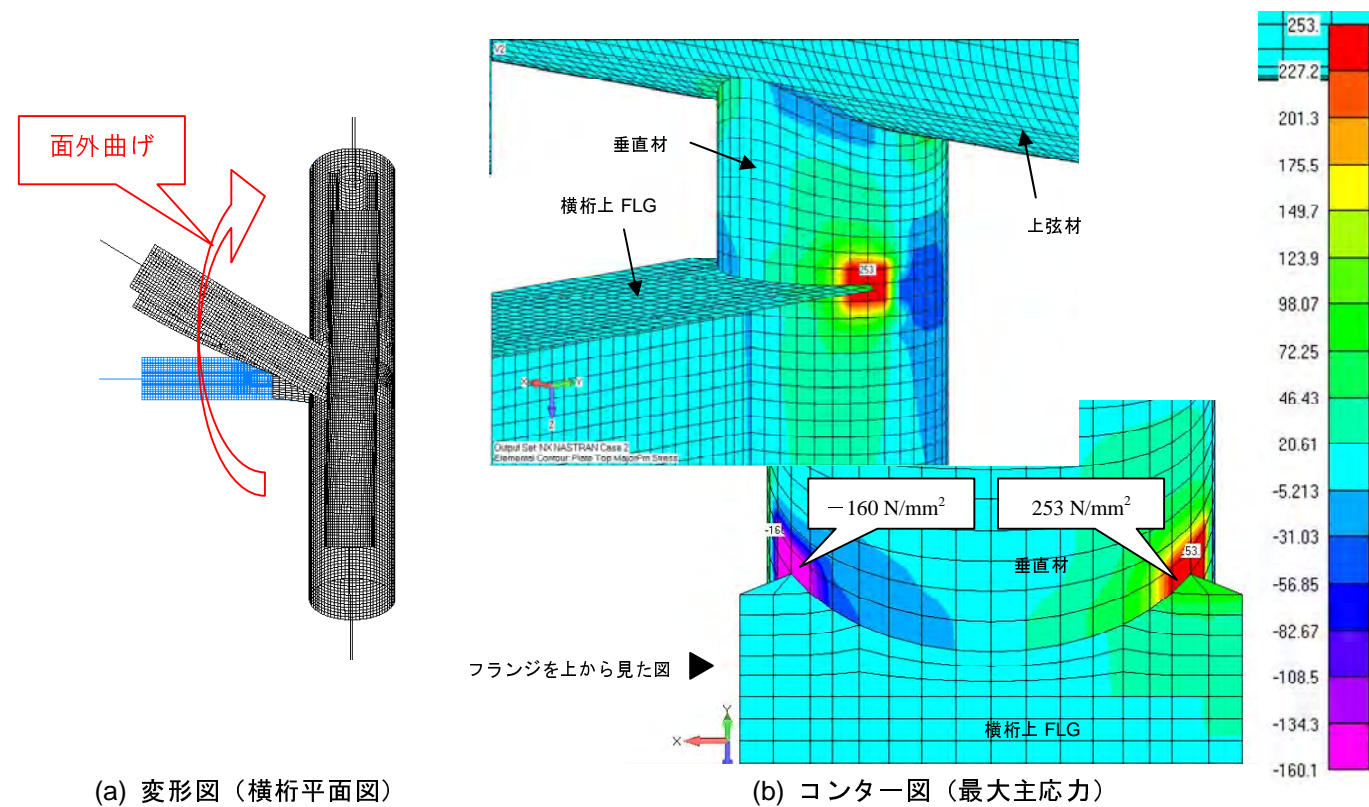


図-2.10 横桁面外変形時の応力確認モデル

解析の結果を図-2.11 に示す。



【考察】垂直材は、横桁の面外曲げにより横桁フランジ両端に押し引きされ、両端の2箇所垂直材に応力集中が生じる。

図-2.11 横桁の面外曲げと応力パターン(参考)

(2) 横桁面内曲げによる垂直材の応力状態

横桁に、純粋に面内曲げのみを与えた場合の垂直材の応力状態を確認することを目的に、下記の解析を実施する。

<解析条件>

- ・横桁に面内曲げを生じさせる向きに、集中荷重 10kN を作用させる (図-2.12)。
- ・横桁以外の各部材端部を支点とし、支点条件は全自由度固定とする。

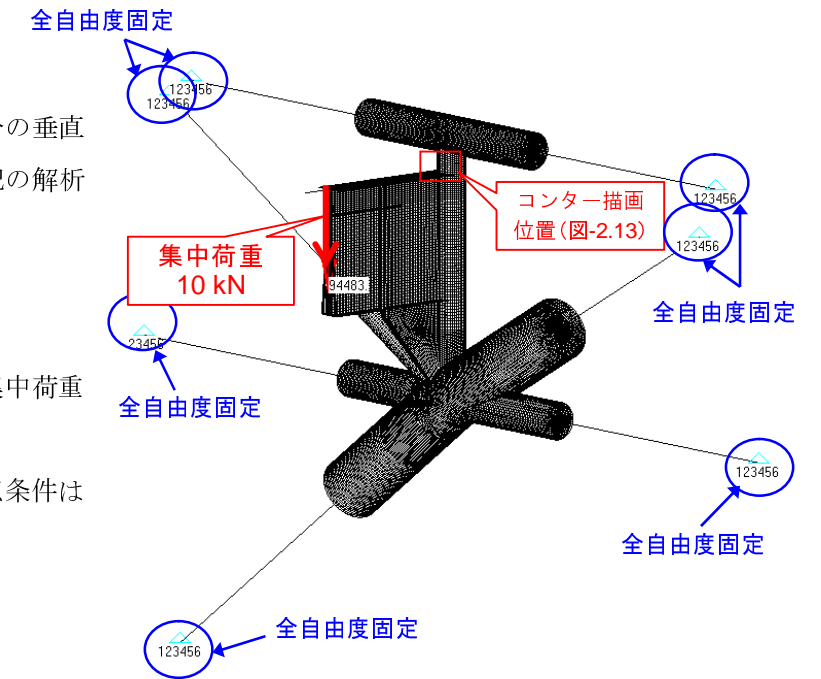
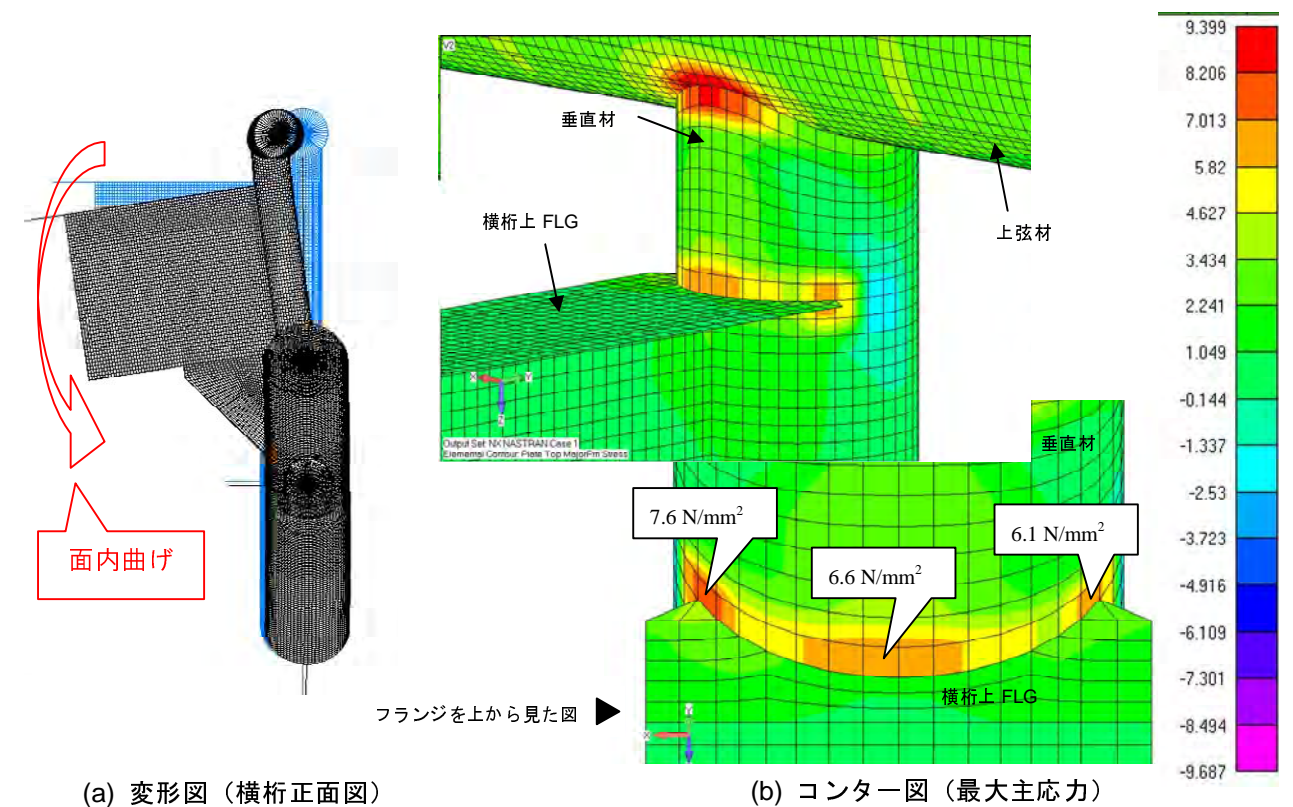


図-2.12 横桁面内変形時の応力確認モデル

解析の結果を図-2.13 に示す。



【考察】垂直材は、横桁の面内曲げによりフランジ両端、およびウェブのあるフランジ中央の3か所に応力集中が生じる。

図-2.13 横桁面内曲げ応力パターン(参考)

2-7. 横桁フランジ応力

VPR21の横桁フランジの応力波形を図-2.14に示す。図-2.14には、上下フランジの左右の応力波形を示している。

横桁の左右の応力は、上下フランジとも順にVP5, VP11, VP19 载荷時にピークを持つ。

また、上下フランジ応力を比較すると、図-2.5, 2.6に示したように、垂直材の応力は上フランジ側の方が下フランジ側より大きいが、横桁フランジの応力は逆に下フランジの方が上フランジより大きい。この要因についての考察は次ページ「(参考) 垂直材応力と横桁フランジ応力の比較」に示す。

横桁の応力は、図-2.15 (a) に示すように、左右で逆位相の面外曲げ成分と、左右が同位相の面内曲げ成分に分解できる。図-2.14 のフランジ応力波形を、面外曲げ成分と面内曲げ成分に分解した結果を図-2.15 (b), (c) に示す。

図-2.15 より、横桁の変形は面外曲げが卓越していることが解る。以上より、図-2.16 に示すように、横桁の面外曲げにより垂直材に面外変形（板曲げ）が生じていることが解る。

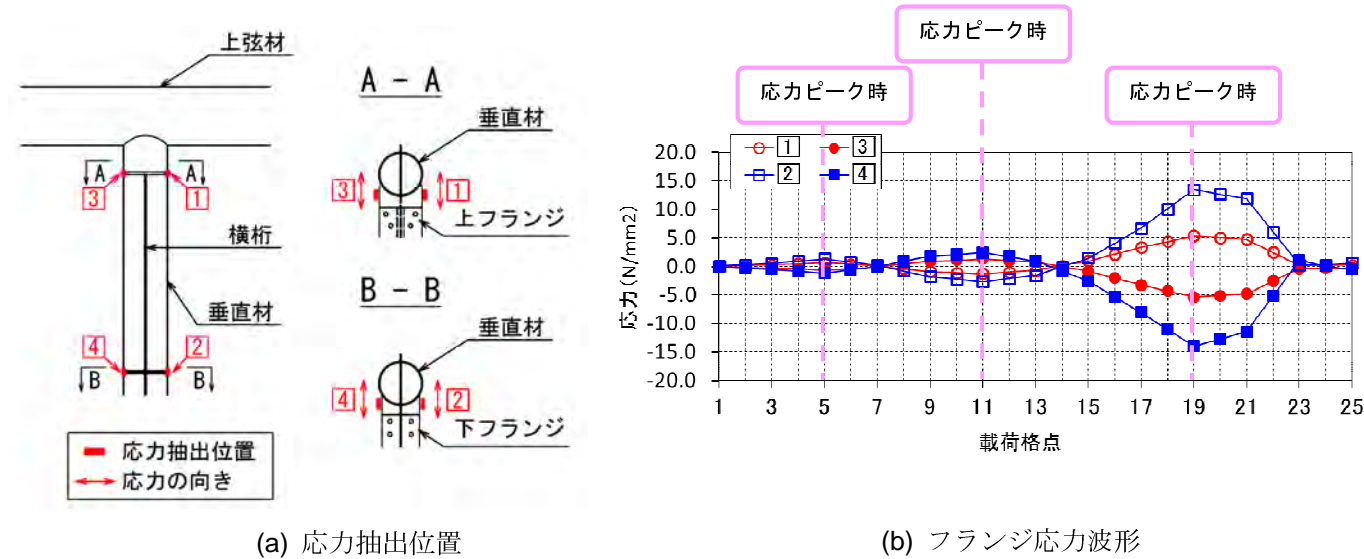
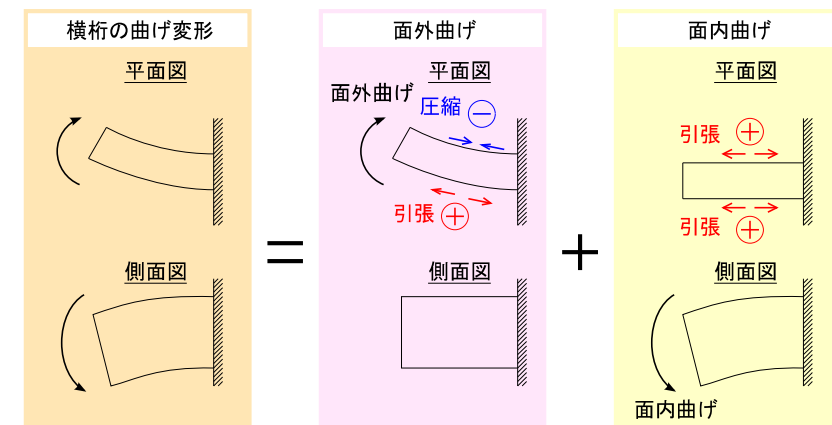
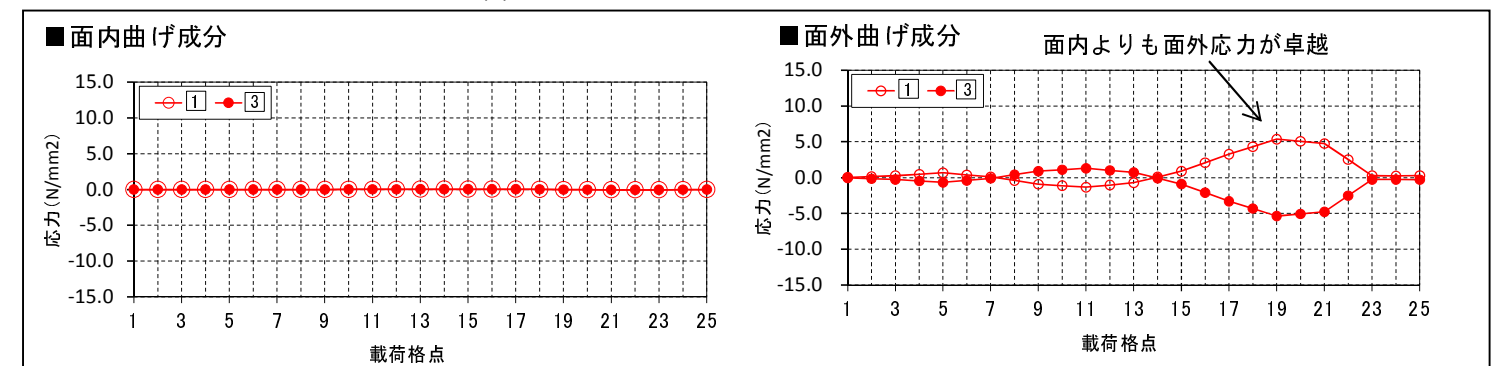


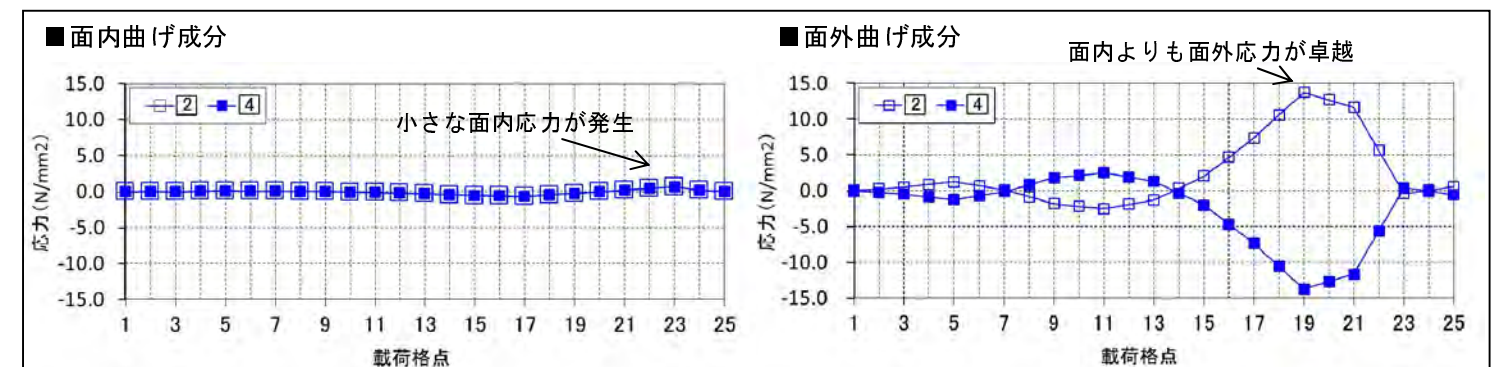
図-2.14 横桁フランジ応力波形 (VPR21)



(a) フランジ応力と横桁の曲げ変形の関係



(b) 上フランジ応力波形 (面内曲げ成分, 面外曲げ成分)



(c) 下フランジ応力波形 (面内曲げ成分, 面外曲げ成分)

【考察】横桁は、载荷位置によって面内および面外応力が生じるが、面外応力が卓越している。

図-2.15 面内曲げ/ 面外曲げ成分に分解した応力波形

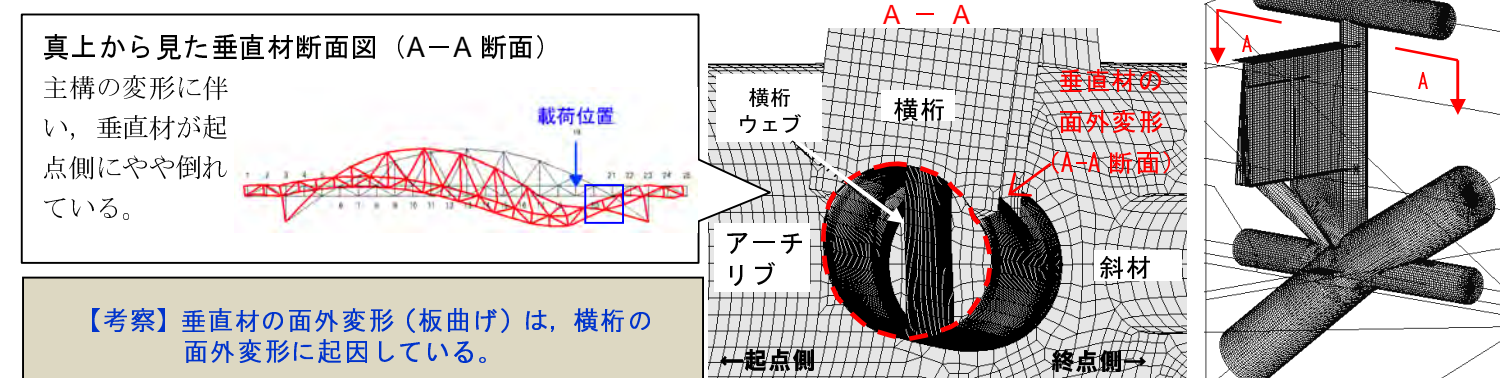


図-2.16 横桁の面外曲げと垂直材の面外変形状況

(参考) 垂直材応力と横桁フランジ応力の比較

(1) 垂直材応力と横桁フランジ応力の整理

垂直材の応力波形およびフランジ応力波形を図-2.17 に再掲する。

横桁上下フランジと垂直材接合部の垂直材応力について、上フランジ側と下フランジ側とで比較すると、(上フランジ側) > (下フランジ側) となっている。これは、上フランジ側に亀裂の生じている現況に一致する傾向である。一方、横桁フランジの応力を上下フランジで比較すると、(上フランジ) < (下フランジ) となっており、垂直材応力とは逆の傾向になっている。ここでは、この要因について検討する。

横桁フランジと垂直材の接合部形状に着目すると、図-2.18 に示すように、上下フランジ幅の違いにより、フランジ端部の細部形状が異なっている。この影響により、上下フランジ端部での応力集中の仕方に違いが生じている。

そこで、垂直材と横桁上下フランジ接合部の形状の違いによる応力状態の変化を確認する。

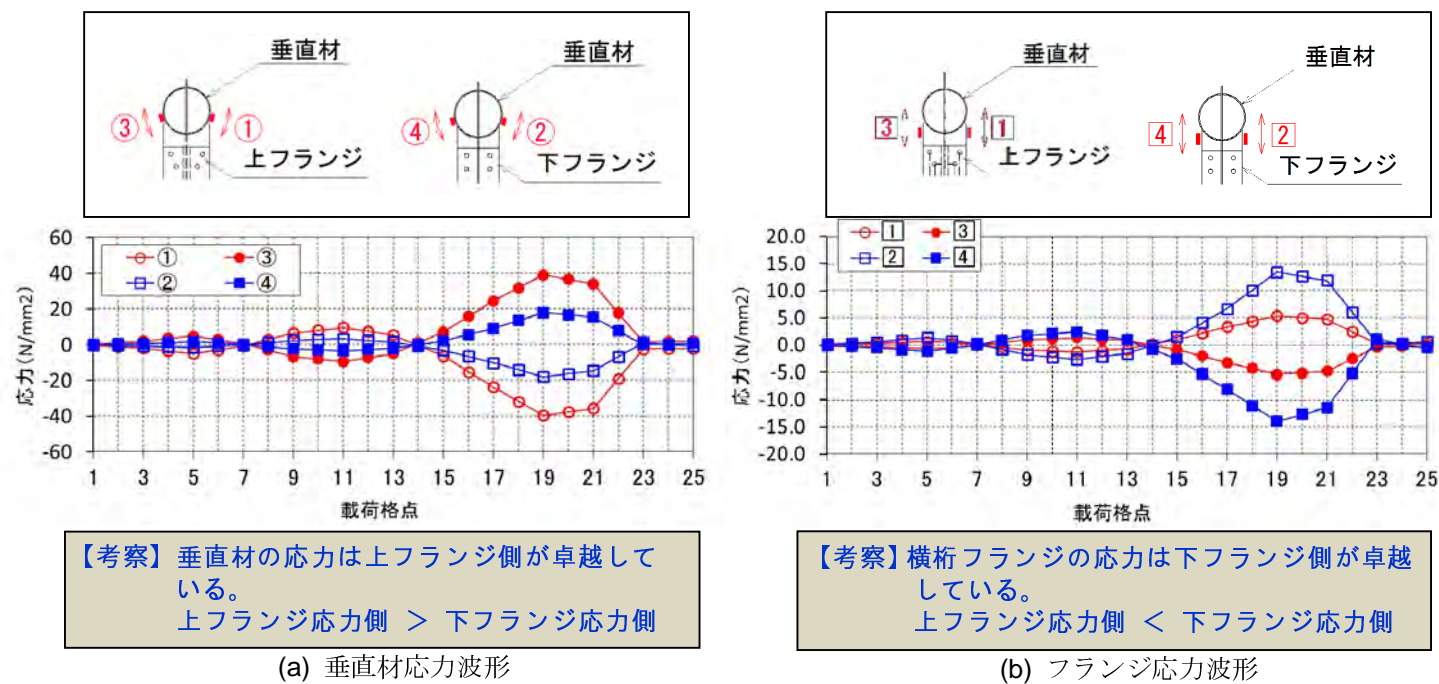


図-2.17 垂直材応力とフランジ応力の比較

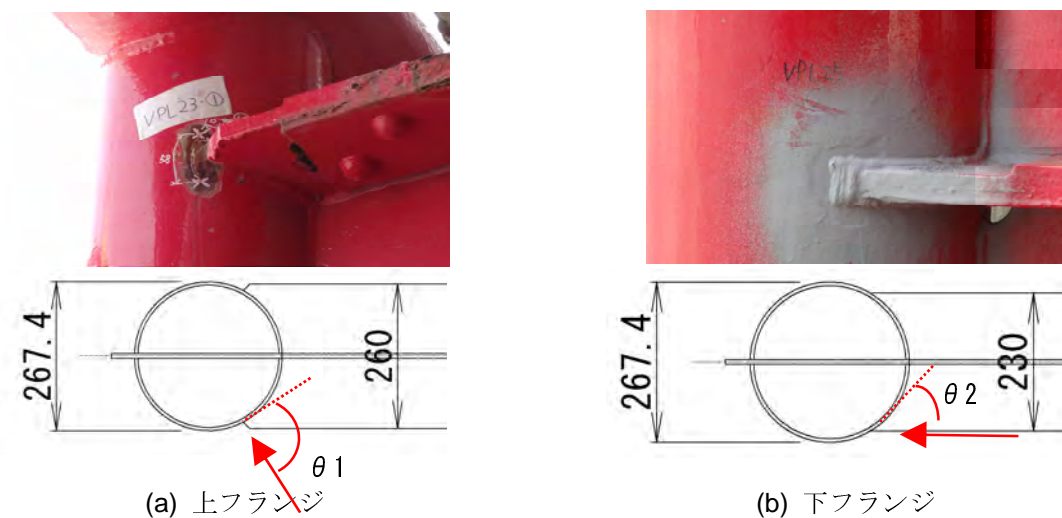


図-2.18 上下フランジ接合部の形状

(2) フランジ接合部形状と垂直材応力の関係

フランジ接合部の細部形状による垂直材の応力状態の違いを確認するため、図-2.19 に示す、フランジ接合部形状を変えた3ケースのモデルについて、T荷重載荷時の応力を比較する。解析結果を図-2.20 に示す。

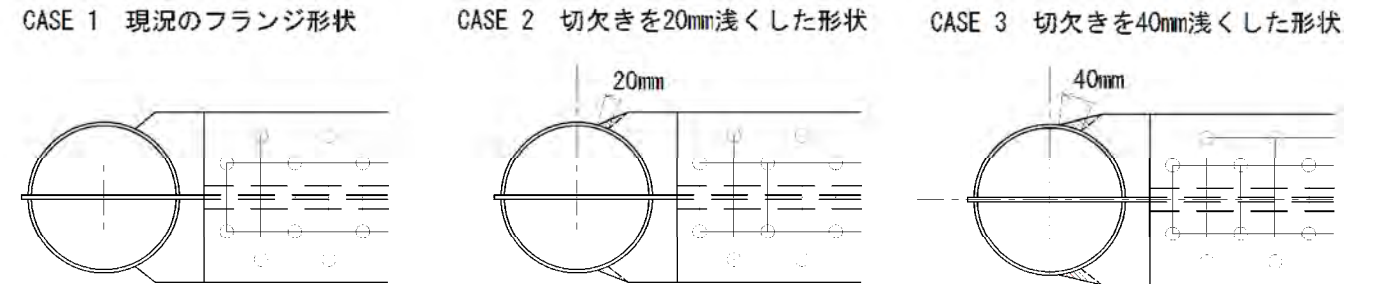


図-2.19 上下フランジ接合部の形状

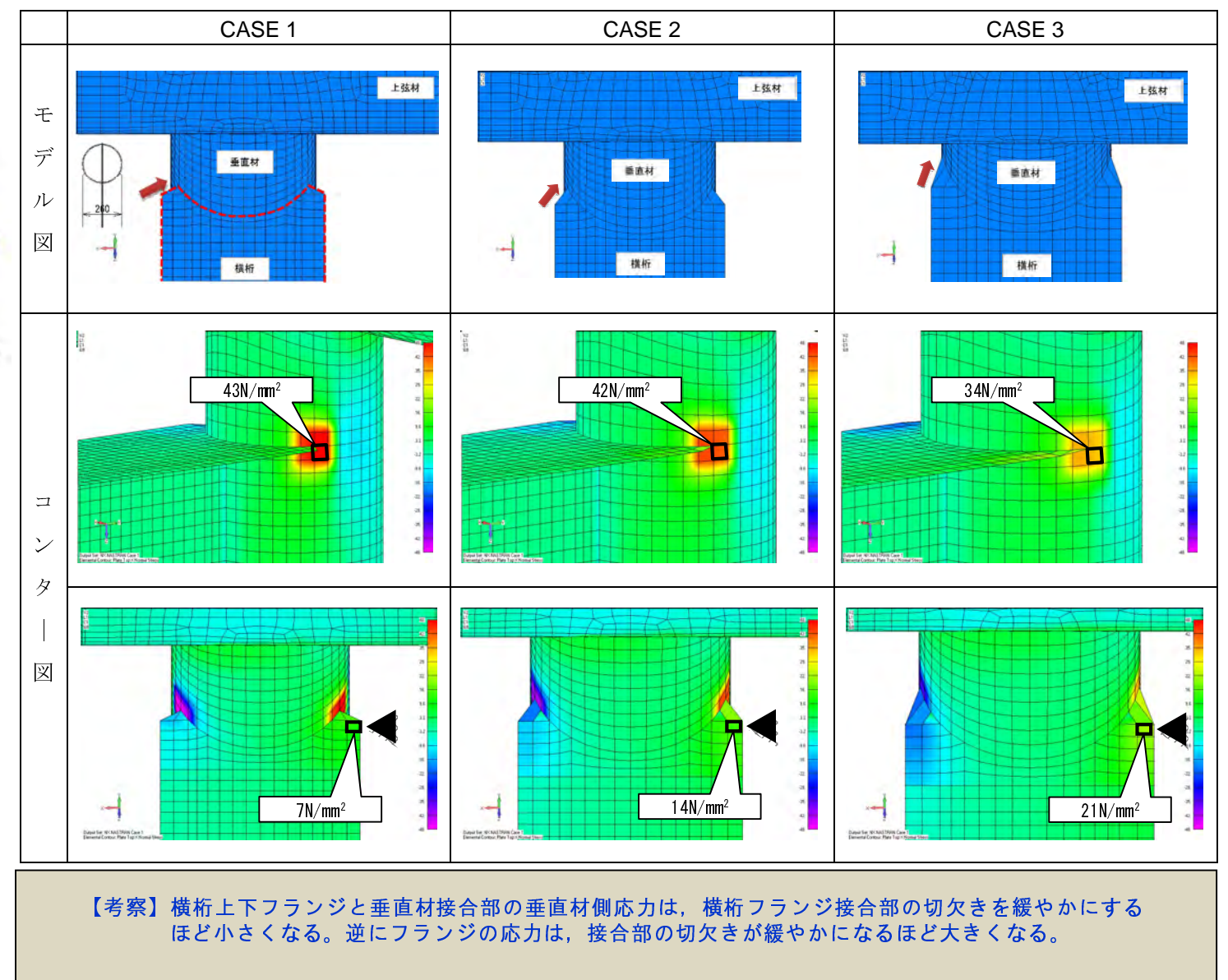


図-2.20 フランジ接合部形状と接合部応力状態の比較

2-8. 格点部の変形

格点部の変形としては、VP1～VP13 荷重時に主構が終点側に押され、VP13～VP25 荷重時に主構が逆に起点側に押される全体挙動により、横桁の面外曲げで垂直材に面外変形（板曲げ）が発生し、これによる応力集中が生じている。また、横桁は、起点側、終点側に繰り返し面外曲げが生じていることが解る。

この時の、VPR21の格点部の変形挙動を、シェルモデルの変形図により整理する（図-2.21）。

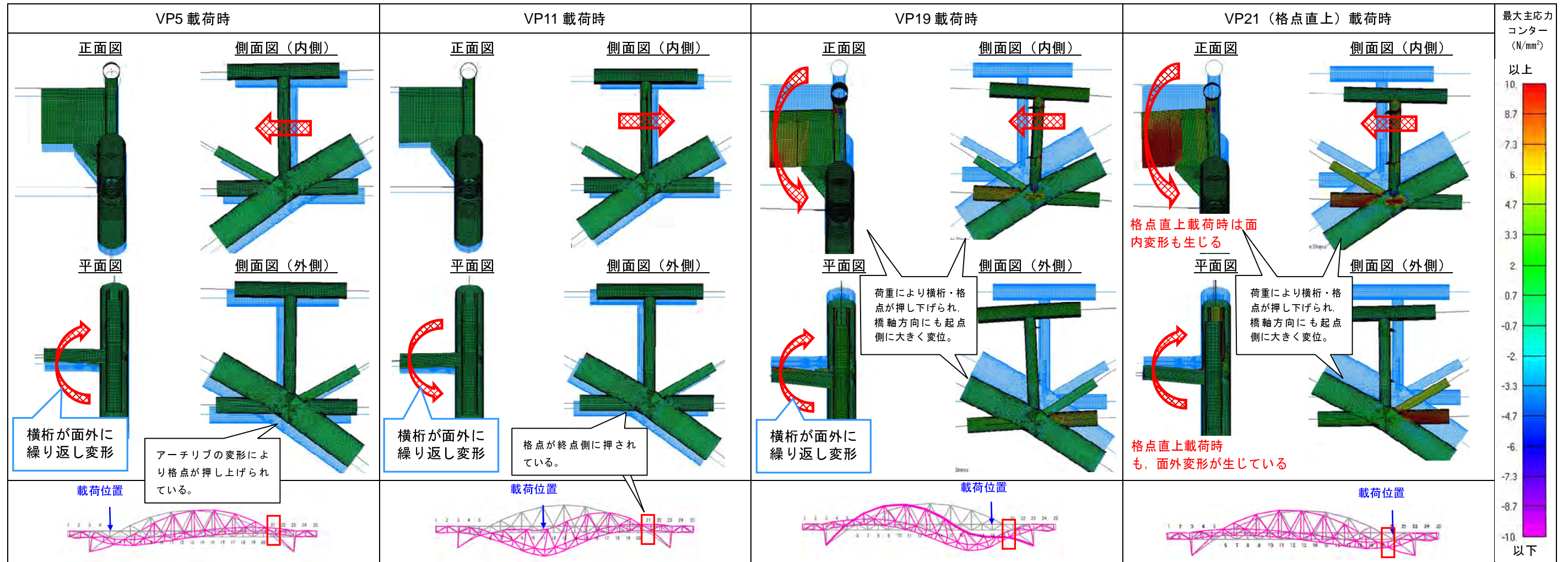


図-2.21 VPR21 横桁接合部変形図

2-9. 橋梁全体系の変形

横桁の面外曲げが最大となる VP11 荷重時と VP19 荷重時について、全体系の変形状態を図-2.22 に示す。

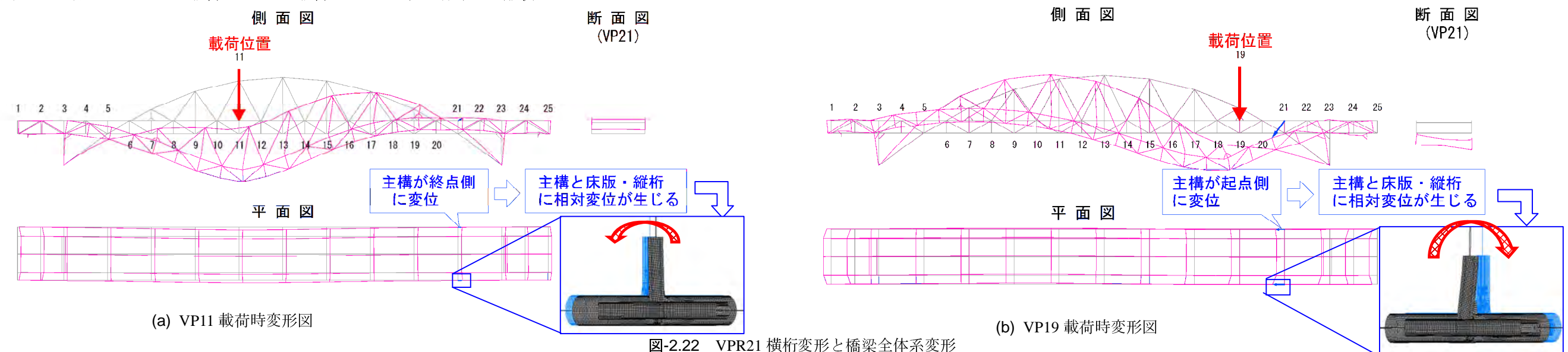
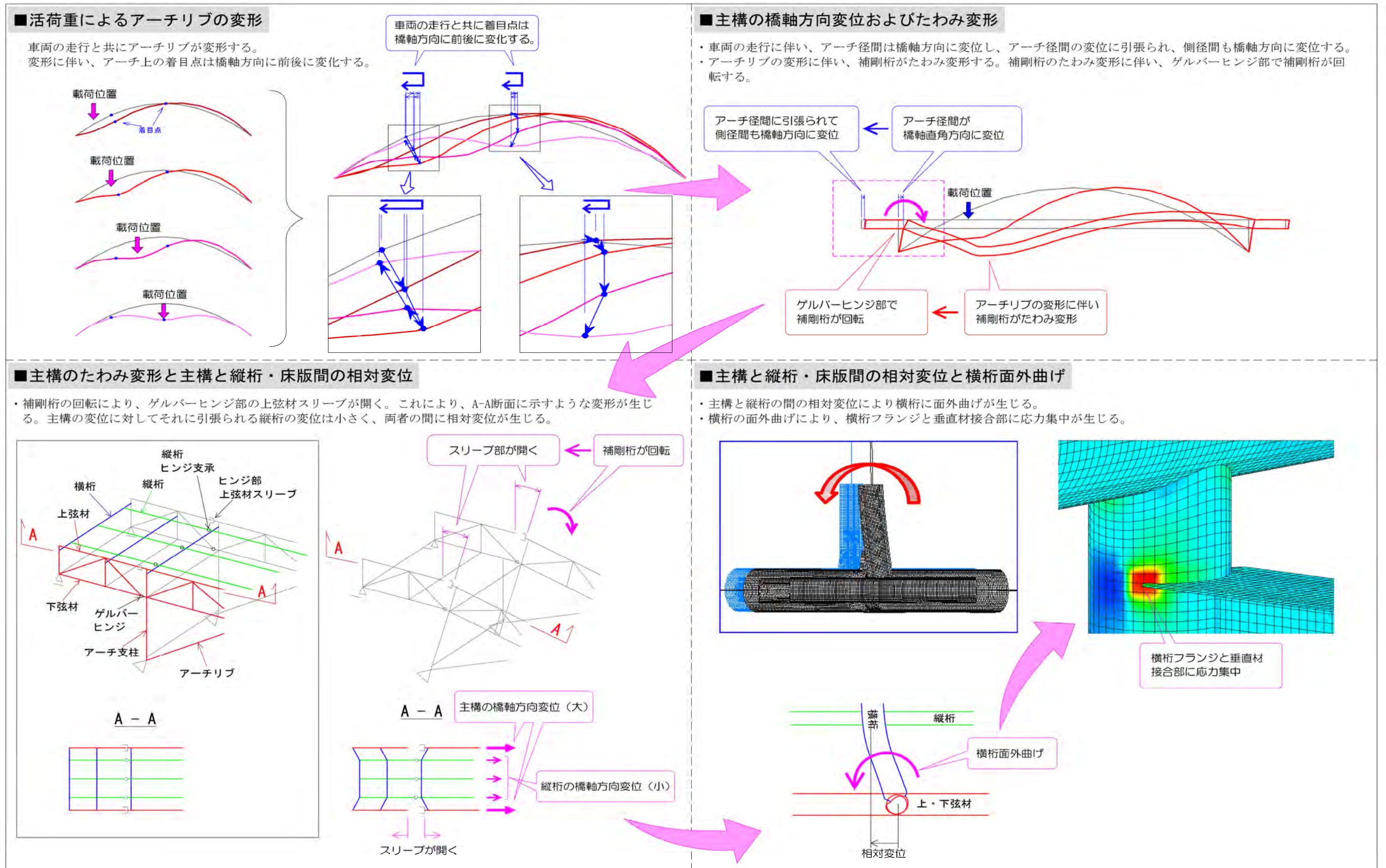


図-2.22 VPR21 横桁変形と橋梁全体系変形

2-10. 亀裂発生位置での応力集中を引き起こす橋梁変形挙動

前節までの検討により、活荷重に対する主構の変形に伴い、横桁に面外曲げが生じることにより、横桁フランジと垂直材の接合部に応力集中が生じていることが解る。ここで、以上の変形挙動について整理する。



2-11. 疲労照査

(1) 疲労照査方法

横桁と垂直材の接合部は、公称応力が明確に定義できないとともに、道示Ⅱ 6.3.2 及び「鋼道路橋の疲労設計指針」（平成 14 年 3 月，日本道路協会）（以下，疲労設計指針と記す。）の疲労強度等級に示されていない継手となることから，ホットスポット応力（コラム（その 1）参照）を用いて疲労照査を行う。ホットスポット応力を用いた疲労照査は，「鋼構造物の疲労設計指針・同解析（改定案）」（平成 22 年 12 月 1 日改正，日本鋼構造協会）（以下，JSS 疲労設計指針と記す。）に準じて行う。なお，継手に作用する応力範囲の算出にあたっては，疲労設計指針に準じる。

ホットスポット応力：溶接止端位置から $0.4t$ および $1.0t$ (t ：板厚) の点における表面での応力からホットスポット位置に線形外挿して求める。シェル要素による 3 次元モデルを用いた FEM 解析によりホットスポットを算出する場合は，外挿する応力の位置を，モデル上の接合部から $0.5t$ および $1.5t$ とする方法が疲労設計指針に記載されている。これを参考に接合部近傍の 2 要素の応力を用いて線形外挿してホットスポット的応力を算出することとする。

疲労設計曲線：荷重伝達型十字継手に対する疲労設計曲線を用いる。
止端破壊・非仕上げの継手 F (65)

(2) 疲労照査条件

疲労照査における照査条件は下記の通りである。

疲労設計荷重：T 荷重

照査期間：供用開始～耐震補強施工（41 年）＋耐震補強～現在（7 年）＝合計 48 年

日大型車交通量：供用開始～耐震補強施工（1000 台／日／車線），耐震補強～現在（357 台／日／車線）

照査応力：横桁上下フランジと垂直材接合部（回し溶接部）のホットスポット的応力（次項参照）

(3) ホットスポット的応力算出方法

ホットスポット的応力は，シェル要素による 3 次元モデルを作成している格点（VP19，21，23，25）については，JSS 疲労設計指針を参考に FEM 解析により算出した応力分布から算出する。なお，橋梁構造の対称性より，VP19，21，23，25 の照査結果は，VP7，5，3，1 の照査結果と等価である。

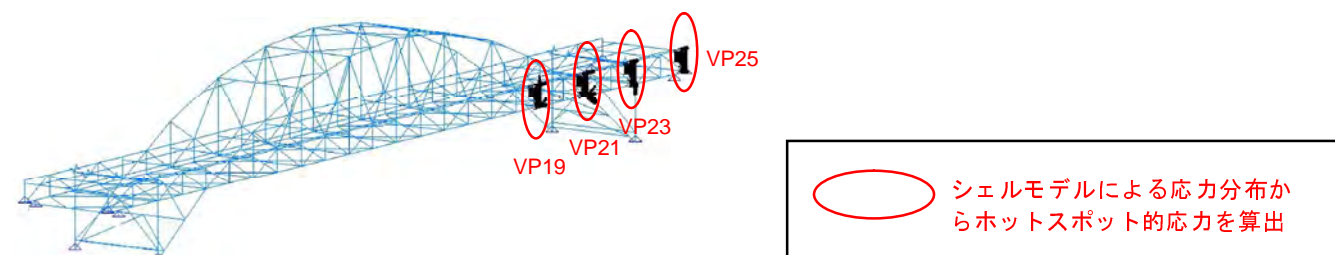


図-2.23 ホットスポット的応力を算出する格点

(4) シェルモデル FEM 解析によるホットスポット的応力の算出方法

格点部シェルモデルを用いて，疲労設計荷重（T 荷重）載荷時の照査位置周辺の応力分布を算出する。求めた応力分布より，照査位置から $0.5t$ 及び $2.0t$ (t ：板厚) の位置要素応力を用いて線形外挿によりホットスポット的応力を算出する（図-2.24）。

なお，ホットスポット応力の算出方法として JSS 疲労設計指針には，着目位置から $0.5t$ と $1.5t$ の位置の応力で線形外挿する方法が紹介されているが，本解析での要素分割に合わせてこれに準じる外挿参照点として $0.5t$ と $2.0t$ を適用した。

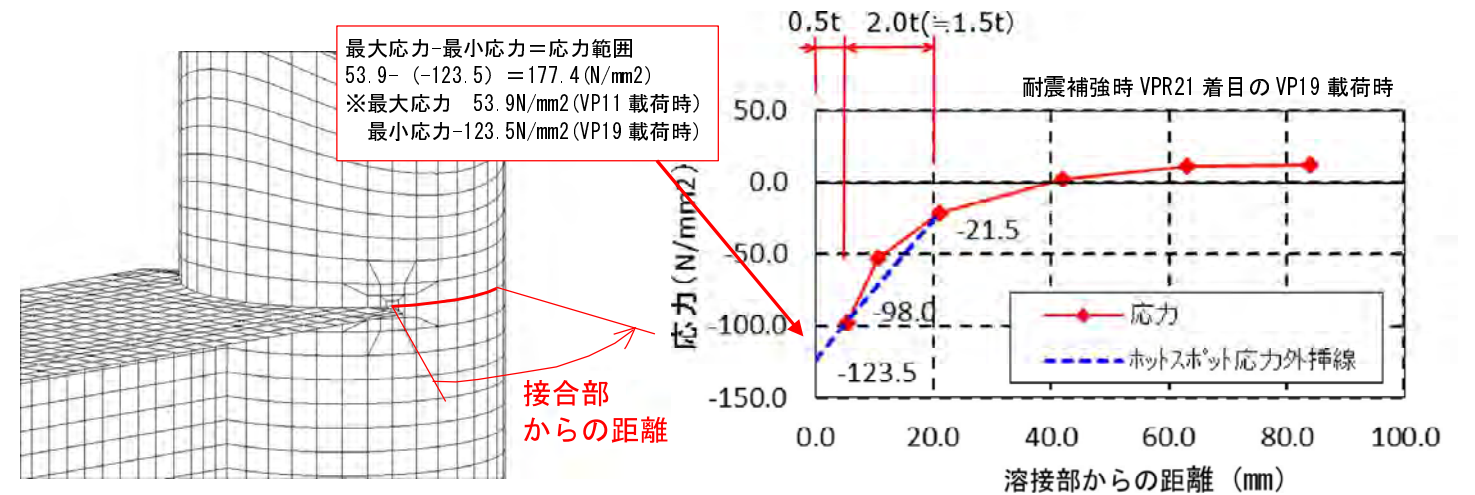
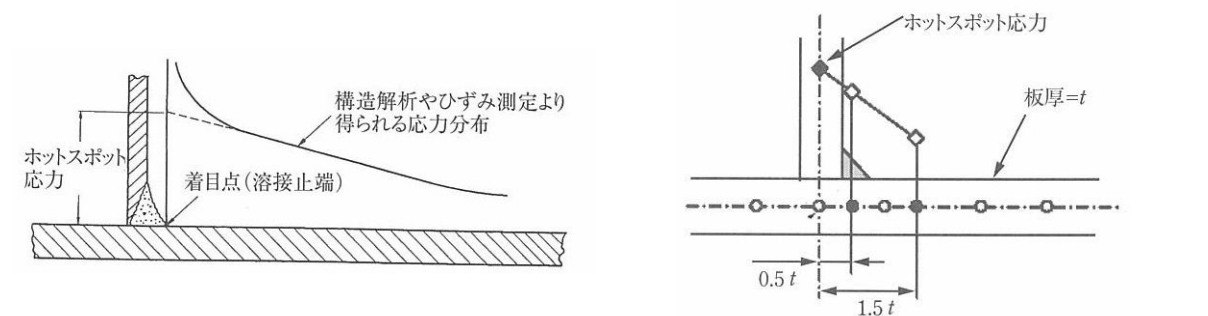


図-2.24 FEM 解析によるホットスポット的応力の算出方法

コラム（その 1）：ホットスポット応力

ホットスポット応力：溶接ビードによる局所的な応力集中を含まず，構造的応力集中を考慮した溶接止端位置の応力として定義（図-参 1.1(a)）。ホットスポット応力をシェル要素による 2 次元モデルを用いた FEM 解析により算出する場合の模式図を図-参 1.1(b) に示す。

構造的応力集中：板に溶接部が存在する，あるいは板厚が変化することによって継手の剛性が変化し，継手全体に広く生じる応力集中のこと（図-参 1.2）



(a) 構造的応力集中ホットスポット応力の定義 (b) シェル要素 3 次元モデル FEM 解析によるホットスポット応力の算出

図-参 1.1 ホットスポット応力の概要*

※（社）日本鋼構造協会：鋼構造物の疲労設計指針・同解説（改訂版）JSS IV 09-2010，平成 22 年 12 月 1 日改正

(5) 疲労照査結果

疲労照査結果を表-2.2、2.3に示す。

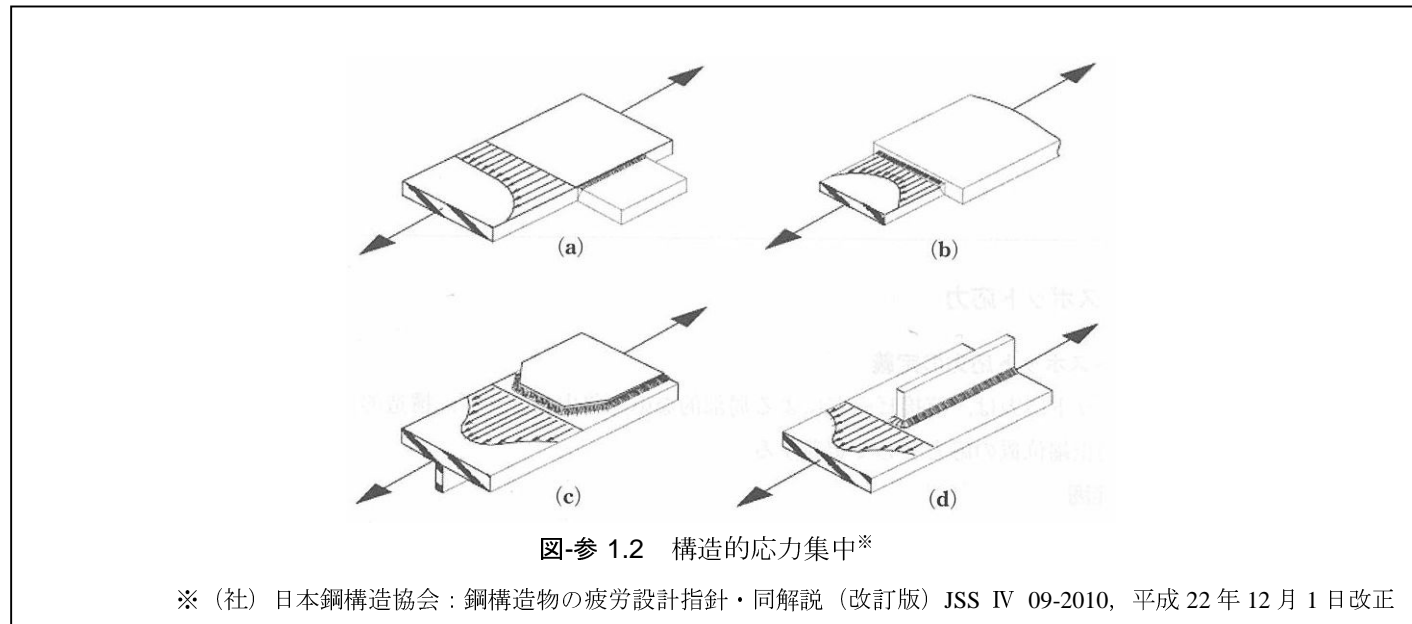


表-2.2 疲労照査結果（上フランジ側）F等級（一定振幅応力打ち切り限界 $\Delta \sigma_{ce} = 46 \text{ N/mm}^2$ ）

モデル	大型車 交通量 (台/日 ・車線)	期間 (年)	累計 期間 (年)	格点番号					
				疲労照査結果					
建設時	1000	41	41	主構と床板の 相対変位(mm)	計測	---	---	---	---
					解析	0.38	0.64	0.59	0.37
				VPR	応力範囲 (N/mm ²)	75.6	163.6	177.4	107.3
					累積損傷度D1 判定 ($\sum D < Da = 1.0$)	9.57	44.12	123.63	27.44
耐震 補強後	357	7	48	主構と床板の 相対変位(mm)	計測	1.37	0.65	0.69	0.59
					解析	0.33	0.37	0.41	0.31
				VPR	応力範囲 (N/mm ²)	69.5	76.2	102.4	76.4
					累積損傷度D2 累計① (D1+D2) 判定 ($\sum D < Da = 1.0$)	10.1	44.4	125.2	28.1

表-2.3 疲労照査結果（下フランジ側）F等級（一定振幅応力打ち切り限界 $\Delta \sigma_{ce} = 46 \text{ N/mm}^2$ ）

モデル	大型車 交通量 (台/日 ・車線)	期間 (年)	累計 期間 (年)	格点番号					
				疲労照査結果					
建設時	1000	41	41	主構と床板の 相対変位(mm)	計測	---	---	---	---
					解析	0.38	0.64	0.59	0.37
				VPR	応力範囲 (N/mm ²)	30.55	51.87	66.46	36.55
					累積損傷度D1 判定 ($\sum D < Da = 1.0$)	0.72	1.41	6.49	1.08
耐震 補強後	357	7	48	主構と床板の 相対変位(mm)	計測	1.37	0.65	0.69	0.59
					解析	0.33	0.37	0.41	0.31
				VPR	応力範囲 (N/mm ²)	31.61	25.11	40.19	21.34
					累積損傷度D2 累計① (D1+D2) 判定 ($\sum D < Da = 1.0$)	0.77	1.42	6.59	1.09

現在亀裂が生じている箇所

【考察】

- ・上フランジ側（表-2.2）は、亀裂発生位置にて累積損傷度 D1+D2 が 1.0 を超える結果となる。
- ・下フランジ側（表-2.3）は、亀裂発生位置である VP5(21)については累積損傷度 D1+D2 が 1.0 を超過している。一方、VP1(25)は亀裂発生位置であるが、累積損傷度は 1.0 を超過していない。
⇒疲労照査結果と亀裂発生状況は必ずしも一致しないが、いずれも上フランジと比較すると累積損傷度は小さい。なお、下フランジでは切削で消える程度の亀裂しか発生していない。
- ・平成 18 年耐震補強以降の累積損傷度 D2 は上フランジの VP5(21)を除き、1.0 を超えていないことから、これらの亀裂は、竣工時からの疲労の累積により生じたとする照査結果となった。

2-12. 亀裂原因の推定結果

以上の結果から、横桁と垂直材接合部の亀裂原因は、次のように推定できる。

- ① 車両の走行に伴う主構の変形により、主構と床版・縦桁との間に橋軸方向の相対変位が生じ、横桁に面外曲げが発生した。
- ② 横桁の面外曲げにより、垂直材に面外変形（板曲げ）が生じ、横桁フランジ端の溶接部に応力集中が生じた。
- ③ 大型車交通量が2,000~700台/日である中、横桁の面外曲げとそれに伴う横桁との接合部に応力集中が繰り返し生じ疲労亀裂が発生した。
- ④ 横桁上下フランジで垂直材との接合形状が異なっており、上フランジ側の方により高い応力集中が生じた。

<亀裂原因と損傷状況の整理>

主構と床版の相対変位および現在までの累積損傷度（疲労）と、亀裂発生状況の整理結果を表-2.4に示す。

表-2.4 亀裂発生状況と損傷原因の整理

格点		VPR17	VPR19	VPR21	VPR23	VPR24	VPR25
径間		アーチ部				側径間部	
主構と床版の変位差 (荷重車並列載荷)	載荷試験	0.43 mm	0.59 mm	0.69 mm	0.65 mm	1.42 mm	1.37 mm
	FEM解析	0.25 mm	0.45 mm	0.59 mm	0.53 mm	0.66 mm	0.66 mm
累積 損傷度	48年	0.31	28.1	125.2	44.4	17.3	10.1
	(VP25に対する比率)	(0.03)	(2.78)	(12.40)	(4.40)	(1.71)	(1.00)
亀裂 図	亀裂位置①	(亀裂無し)					
	亀裂位置③	(亀裂無し)					

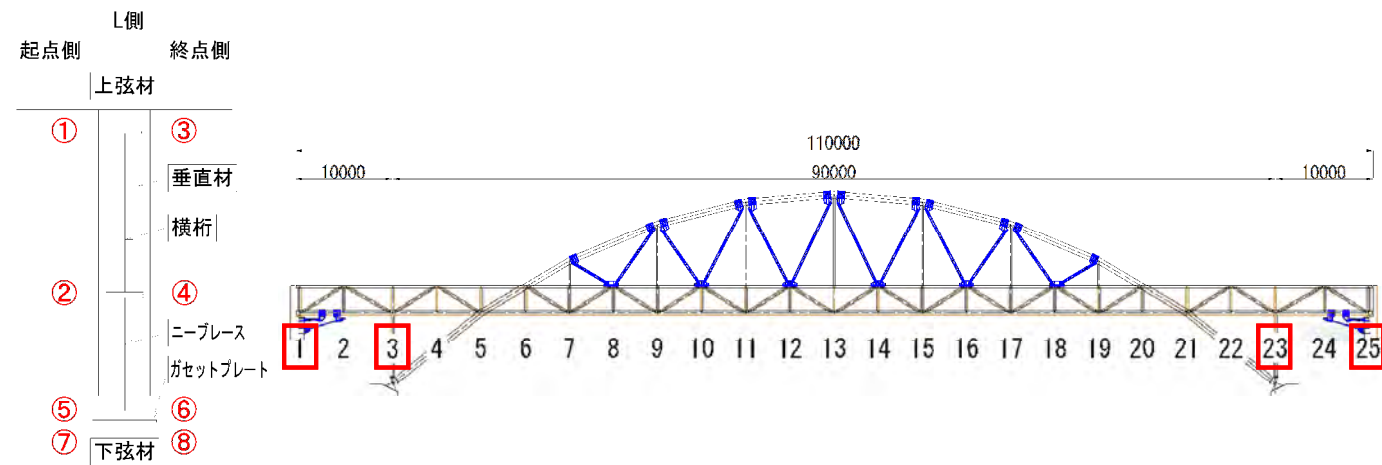
【考察】主構と床版の相対変位および累積損傷度と亀裂発生状況の間には相関性が見られ、整理した亀裂発生原因と一定の整合性がある。

3. ニーブレース接合部の亀裂原因

3-1. 亀裂の概要

3-1-1. 左側（L側）亀裂状況

ニーブレースおよびガセットプレートと下弦材の接合部にて発生している亀裂を図-3.1 に示す。亀裂発生位置は、アーチ支柱部および端支点部であり、概ね規則的に発生している。各発生位置での亀裂状況を見ると、ニーブレースフランジの溶接ビードに沿った亀裂となっている。また、ニーブレースフランジの下側に集中して発生しており、フランジ溶接ビードから母材まで進展している箇所もある（VPL1）。



	VPL1	VPL3	VPL23	VPL25
⑤				
⑥				
⑦	亀裂なし	亀裂なし	亀裂なし	亀裂なし
⑧	亀裂なし	亀裂なし	亀裂なし	亀裂なし

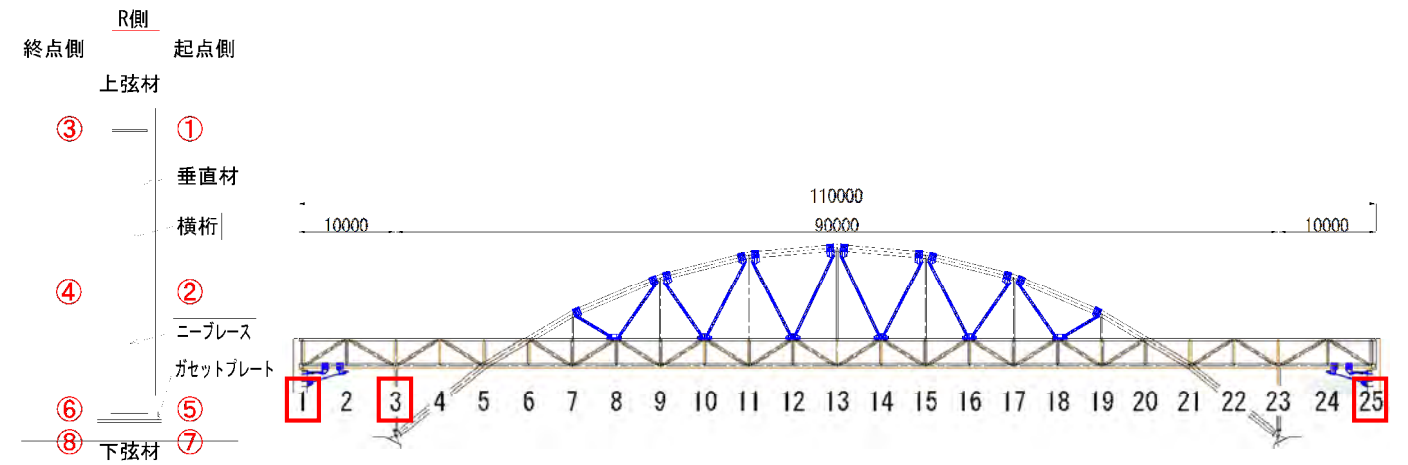
--- : 亀裂切削除去 ○ : SH箇所 — : 亀裂

図-3.1 亀裂発生状況（VPL）

3-1-2. 右側（R側）亀裂状況

ニーブレースおよびガセットプレートと下弦材の接合部にて発生している亀裂を図-3.2 に示す。亀裂は、VPLと同様の傾向に加えて VPR3 のみガセットプレートの上面にて発生している。

VPR25 においては、亀裂がフランジ溶接ビードから母材まで進展しており、さらに垂直材と下弦材接合部まで伸びている。



	VPR1	VPR3	VPR23	VPR25
⑤			亀裂なし	
⑥			亀裂なし	
⑦	亀裂なし		亀裂なし	亀裂なし
⑧	亀裂なし		亀裂なし	亀裂なし

--- : 亀裂切削除去 ○ : SH箇所 — : 亀裂

図-3.2 亀裂発生状況（VPR）

3-2. ニーブレス接合部の亀裂原因検知概要

基本方針: 解析結果により、亀裂発生位置の応力、変形を確認し、それを引き起こすニーブレスの挙動、さらには全体系の挙動を確認し、亀裂原因を整理する。(以下、下弦材に顕著な亀裂の生じているVPR25を代表に整理する。)

下弦材応力波形 (ニーブレスフランジ接合部)

- 亀裂発生位置の下弦材の応力は、ピーク時に板の表側が負の応力で圧縮を受け、裏側が正の応力で引張を受けている。
- 右の変形図に示すように、下弦材に面外変形(板曲げ)が生じていることが解る。

■下弦材表裏応力波形(VPR25)

■下弦材の面外変形

下弦材応力ピーク時の応力状態

- 下弦材の応力がピークを示す時の下弦材の応力状態を見ると、フランジ接合部の下側に高い応力集中が生じている。
- ※この応力分布は、横断面内曲げが生じた時のものである(本文p.20参照)。
- 主応力方向は既存の亀裂と直交する向きになっており、亀裂との相関が見られる。

■下弦材応力波形およびピーク時の主応力コンタ図(VPR25)

ニーブレスフランジ応力波形

- 上に示した下弦材応力ピーク時にニーブレスフランジ応力もピークを示している。
- ニーブレスフランジ応力がピークを示す時、ニーブレスの左右で応力が同位相になっており、ニーブレスに面内応力が生じていることが解る。

■ニーブレスフランジの応力波形

■ニーブレスの面内応力

■応力抽出位置

格点部の変形と橋梁全体系の変形

- ニーブレスの変形に伴う下弦材の応力がピークを示す時の格点部の変形を見ると、横桁・ニーブレスの面内曲げが卓越していることが解る。
- 下弦材の応力がピークとなるのは、当該格点直上載荷時であり、その時の橋梁全体系の変形は、横桁の変形が卓越し、その他の部材の変形は小さいことが解る。

■下弦材応力ピーク時の主応力方向ベクトル図(VPR25)

■下弦材応力ピーク時の全体系の変形

■下弦材応力ピーク時の格点部の変形

疲労照査

- 以上で明らかとなった下弦材の応力集中箇所(ニーブレスフランジ接合部下側)について、FEM解析を利用して算出するホットスポット的応力により、疲労照査を実施する(算出方法は本文参照)。
- 照査の結果、竣工から現在までの48年間で累積損傷度は1.0を超過することから、ニーブレスフランジ接合部下側のビードに沿った応力集中により疲労亀裂が生じたと推定される。

口亀裂原因のまとめ

- 横桁上に載る荷重によりニーブレスに面内応力が生じる。
- ニーブレスの面内応力により、下弦材に面外変形(板曲げ)が生じ、応力集中が生じる。

3-3. 検討方針

亀裂原因の検討にあたっては、まず、亀裂を発生させた応力を確認するために、亀裂発生位置の応力状態を確認する。そこで確認された応力に着目し、格点部の挙動、さらにその格点部の挙動を引き起こす橋梁全体挙動を整理する。

検討は、全て「I. 解析モデルの検証」で検証したモデルを用いて解析により実施する。格点部についての検討は、シェル要素でモデル化した格点のうち、表-3.1 に示すように下弦材に顕著な亀裂の生じている VPR25 を代表として実施する。

表-3.1 下弦材亀裂発生状況

	VP1	VP3	VP23	VP25
L側				
R側			(亀裂なし)	

- - - : 亀裂切削除去 ○ : SH箇所 — : 亀裂
 [Red Box] : シェルモデル モデル化対象格点

3-4. 解析条件

3-4-1. 解析モデル

検討フローに従って適用する解析モデルを図-3.3 に示す。

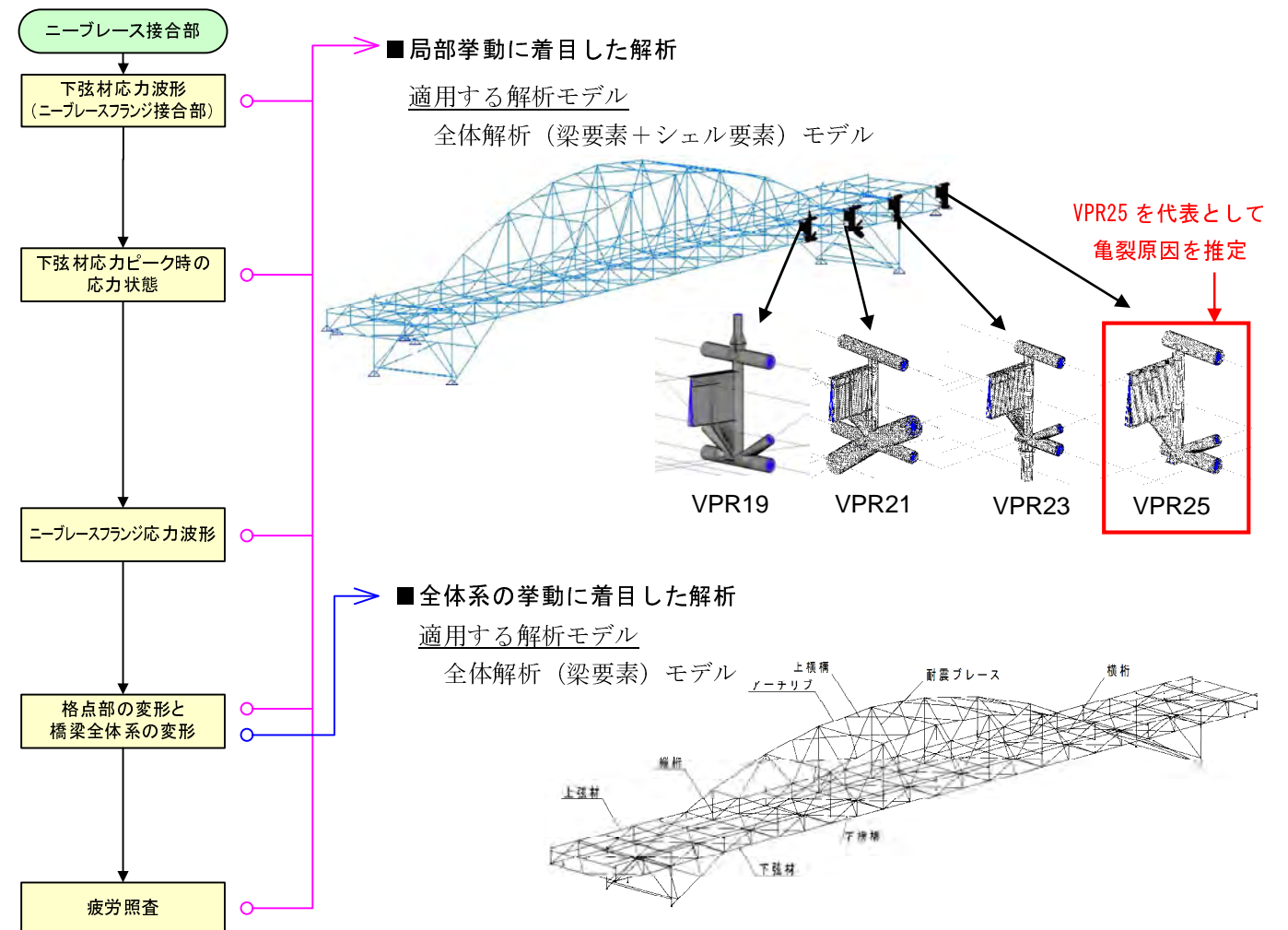


図-3.3 検証フローと適用する解析モデル

3-4-2. 荷重条件

亀裂原因の検討にあたっては、「I. 解析モデルの検証」同様、活荷重による橋梁の挙動に着目して原因を特定する。活荷重として、車両の走行を考慮するために T 荷重 (25t 車相当, 1 組 200kN) を用い、ねじり挙動を評価できる片側荷重として、起点から終点までの各格点に荷重する荷重ケースを考慮する。荷重モデルおよび荷重ケースを図-3.4 に示す。

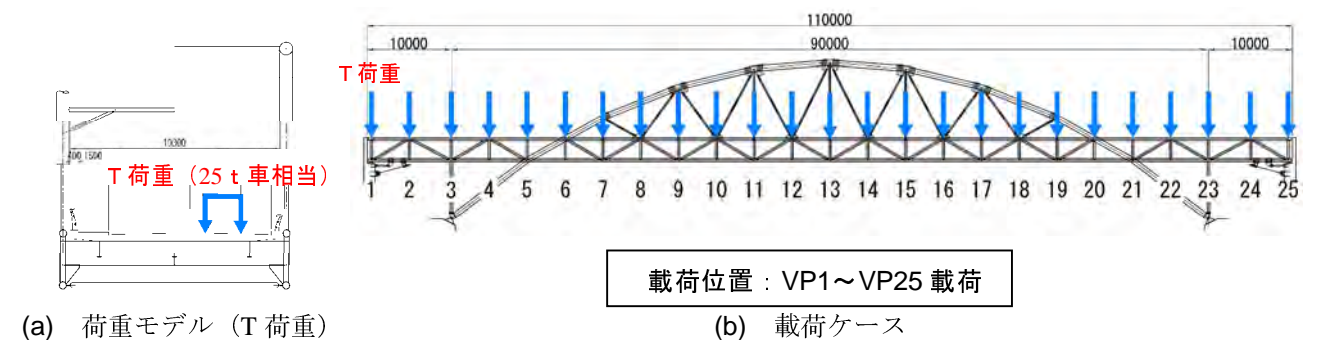
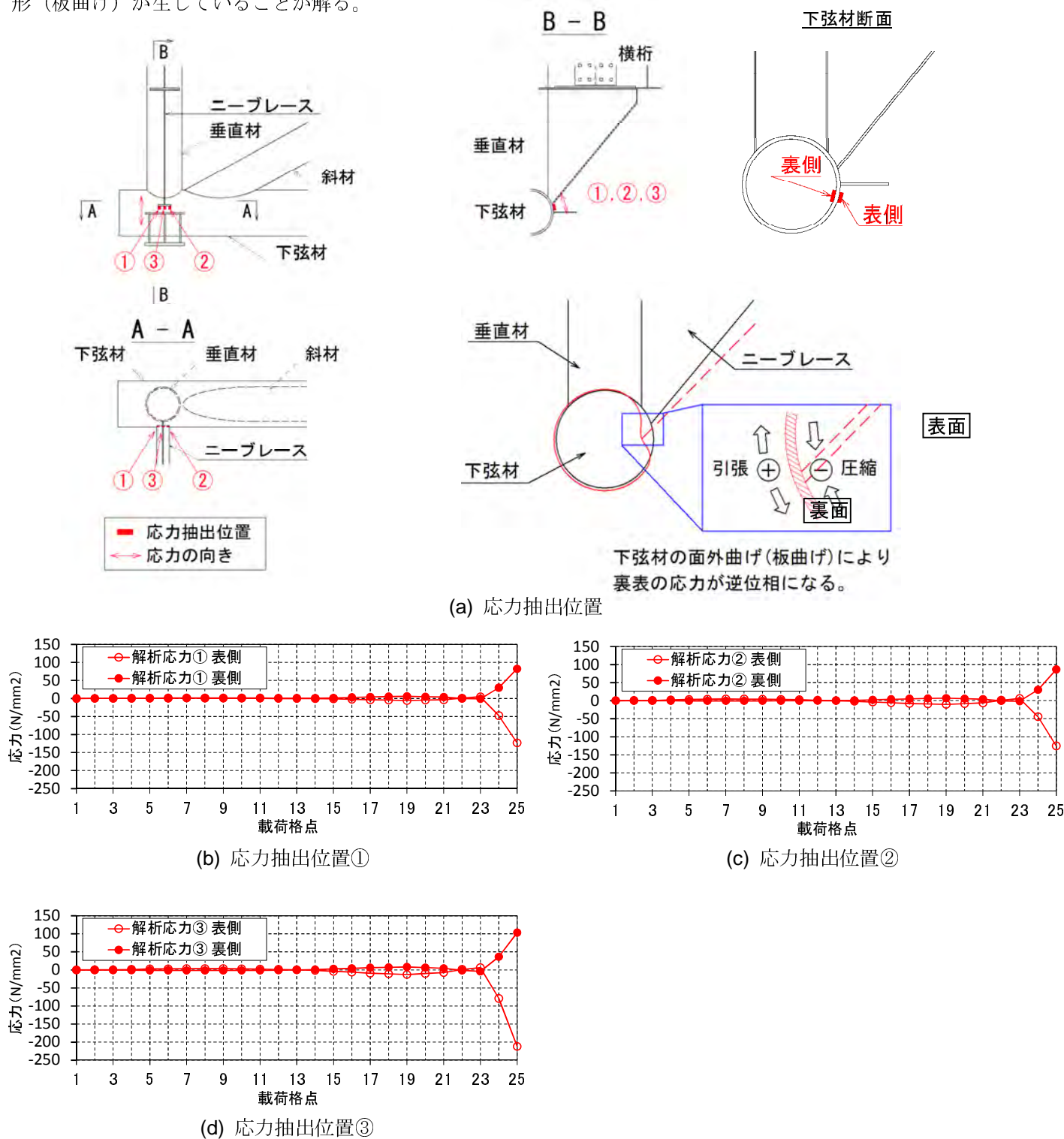


図-3.4 荷重条件

3-5. 下弦材応力波形（ニーブレスフランジ接合部）

VPR25 の下弦材の亀裂発生位置の応力波形を図-3.5 に示す。図-3.5 は亀裂発生位置の板の表側の応力と裏側の応力を重ねて示している。図-3.5 に示すように、下弦材の表面と裏面で応力が逆位相となっており、下弦材に面外変形（板曲げ）が生じていることが解る。



【考察】 下弦材の表面と裏面で応力が反転する逆位相となっており、下弦材が面外変形（板曲げ）している。

図-3.5 下弦材応力波形（VPR25）

3-6. ニーブレス変形に伴う下弦材の応力状態

3-6-1. ピーク時の応力状態と横桁の変形

VPR25 の下弦材の主応力（図-3.6）がピークとなる VP25 載荷時（格点直上載荷時）の応力状態を図-3.7 に示す。

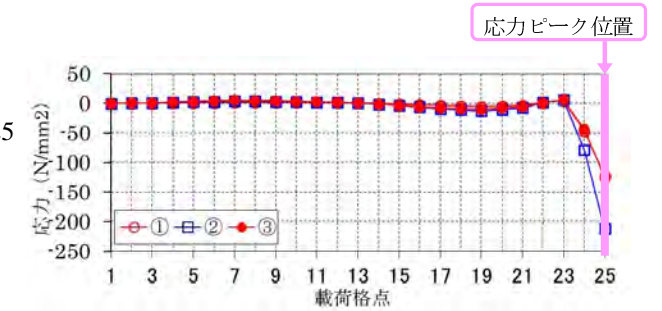
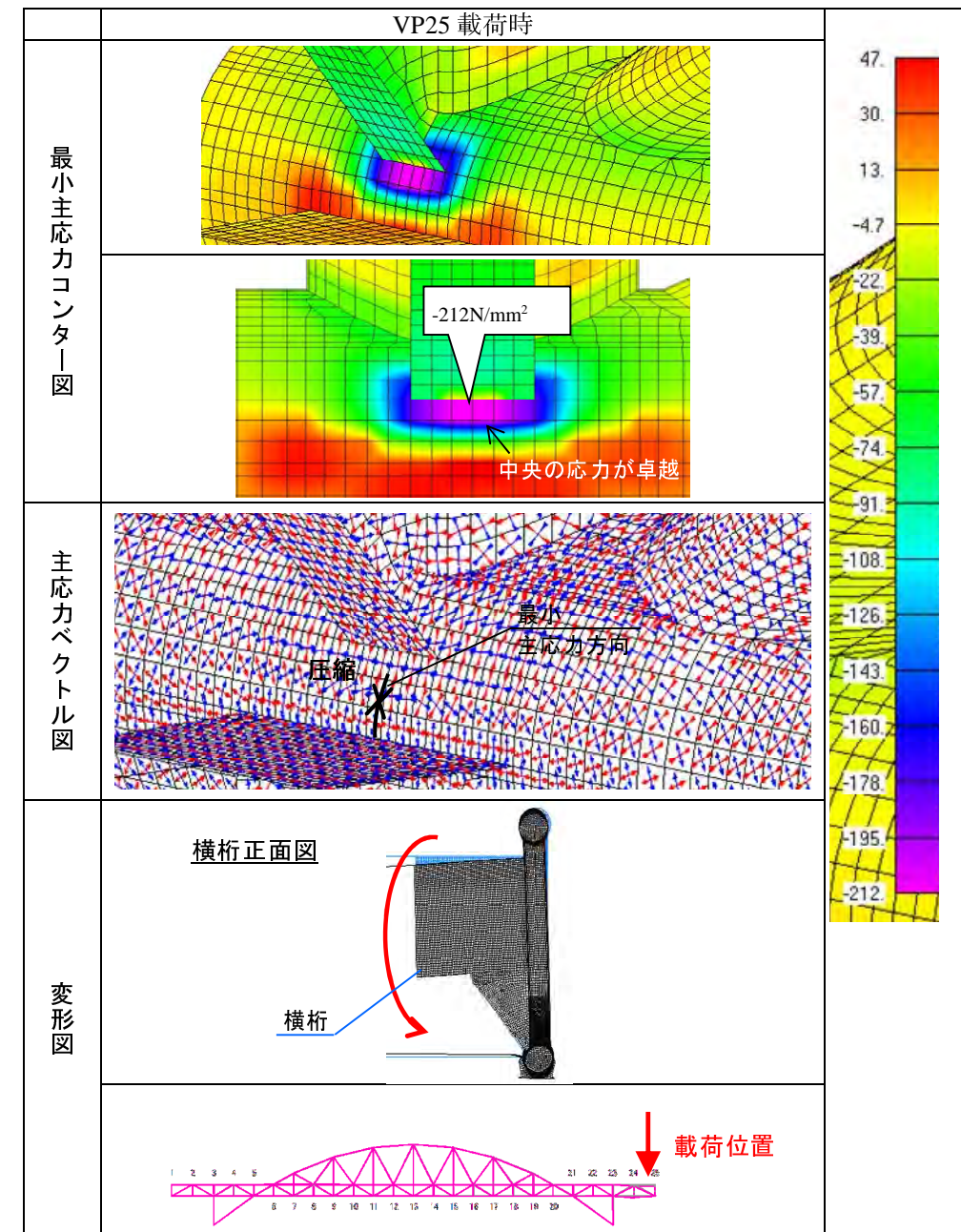


図-3.6 下弦材主応力のピーク（VPR25）



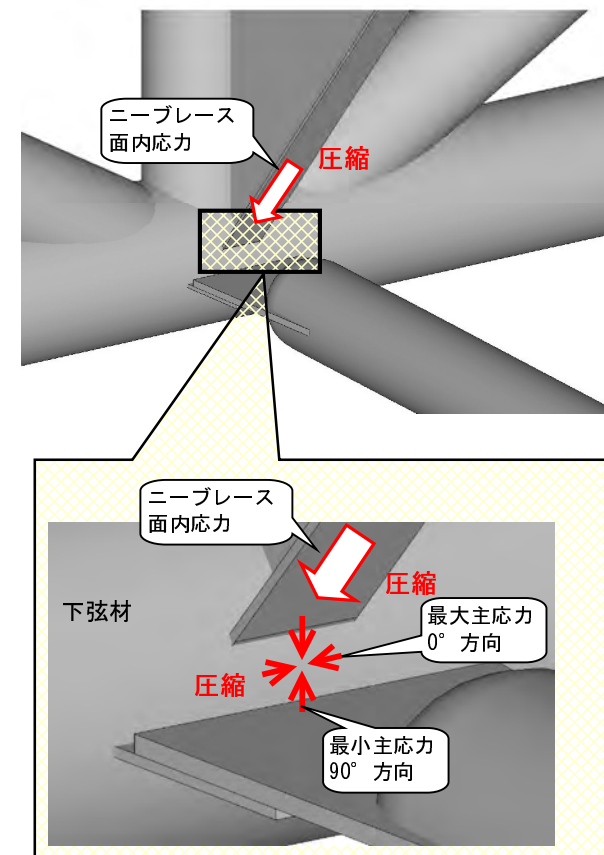
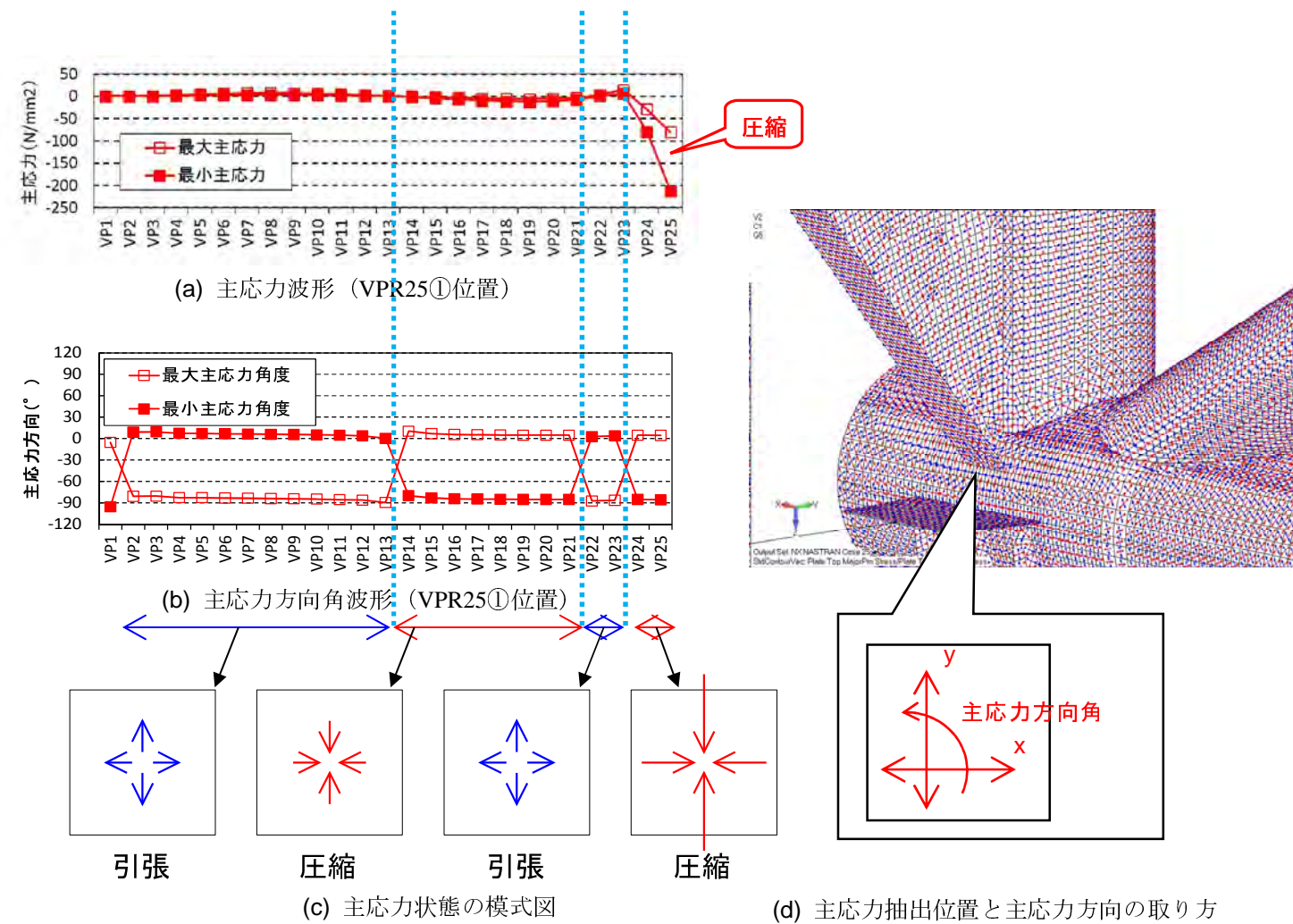
【考察】 応力状態がニーブレスフランジ中央で卓越しており、後述参考にした横桁面内曲げ応力パターン（図-3.13）に近似している。また、上図に示した下弦材応力ピーク時の変形図より横桁面内曲げが確認できる。以上より横桁の面内曲げにより、下弦材に応力集中が生じていると考えられる。

図-3.7 下弦材応力ピーク時の応力状態（VPR25）

(2) 亀裂発生位置の主応力と主応力方向

VP25 の下弦材（ニーブレース接合部）の主応力波形および主応力方向角波形を図-3.8 に示す。

着目位置では、直上に荷重される VP25 荷重時付近以外は、数 N/mm^2 程度の小さな応力しか生じない。直上荷重時に下弦材に大きな圧縮応力が生じ(図-3.8(a))、このときの圧縮最大となる最小主応力方向は、 -90° 方向（鉛直方向）となる(図-3.8(b))。以上を模式的に表した概念図を図-3.9 に示す。よって下弦材には車両の通行に伴い、鉛直方向の圧縮応力が繰り返し作用することが解る。



【考察】 絶対値が最大となる主応力方向は常に -90° （下弦材円周方向）となっている。
また、主応力方向は 0° 又は -90° と一定で、圧縮と引張が繰り返し作用している。

[考察] ニーブレースの面内圧縮応力により、下弦材が押し込まれ、下弦材にも圧縮応力が生じる。
この時、圧縮最大となる最小主応力の方向は -90° 方向（鉛直方向）である。

図-3.8 主応力波形および主応力方向角波形

図-3.9 主応力と主応力方向の解説

(参考) ニーブレス・横桁の変形とニーブレスフランジ接合部の応力 ー試算ー

横桁の面内方向および面外方向に一定の力を与えた時の応力状態を確認する。なお、作用させる一定の力は、応力の傾向を確認するために便宜上 10kN に設定している。

(1) ニーブレス面外曲げによる下弦材の応力状態

＜解析条件＞

- ・ニーブレスに面外曲げを生じさせる向きに、集中荷重 10 kN を作用させる (図-3.10)。
- ・横桁以外の各部材端部を支点とし、支点条件は全自由度固定とする。

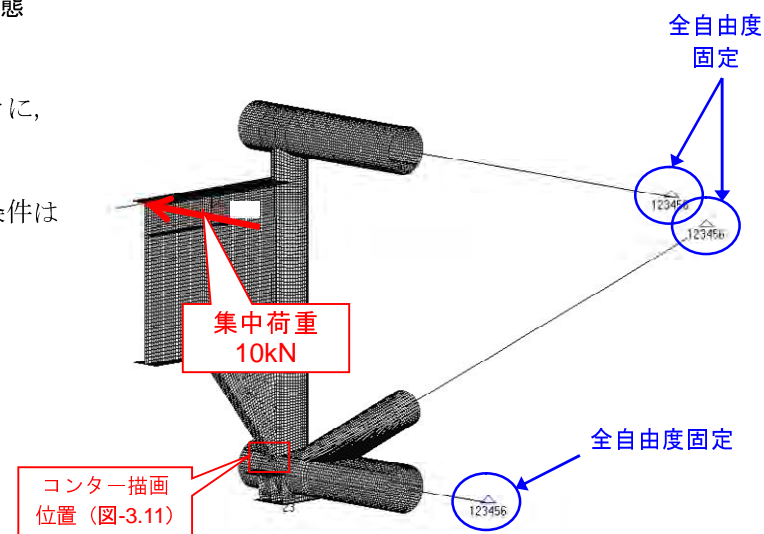


図-3.10 横桁面外変形時の応力確認モデル

(2) 横桁面内曲げに伴うニーブレス面内応力による下弦材の応力状態

＜解析条件＞

- ・横桁に面内曲げを生じさせる向きに、集中荷重 10 kN を作用させる (図-3.12)
- ・横桁以外の各部材端部を支点とし、支点条件は全自由度固定とする。

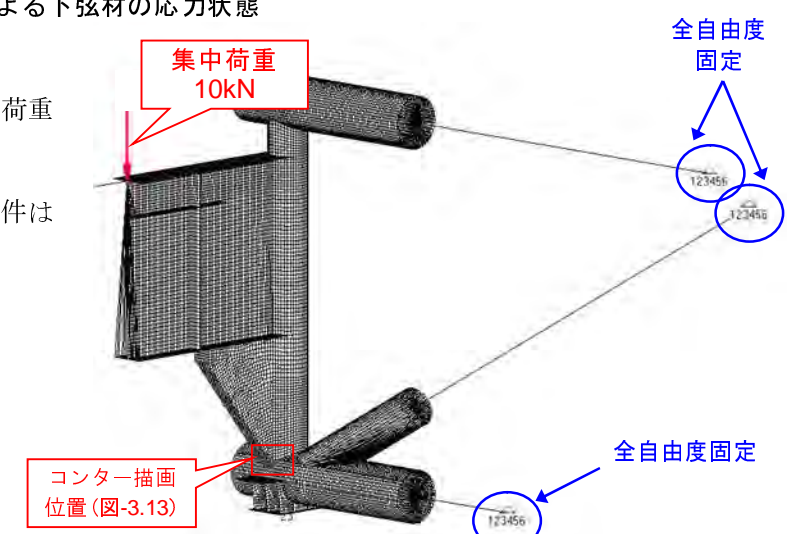
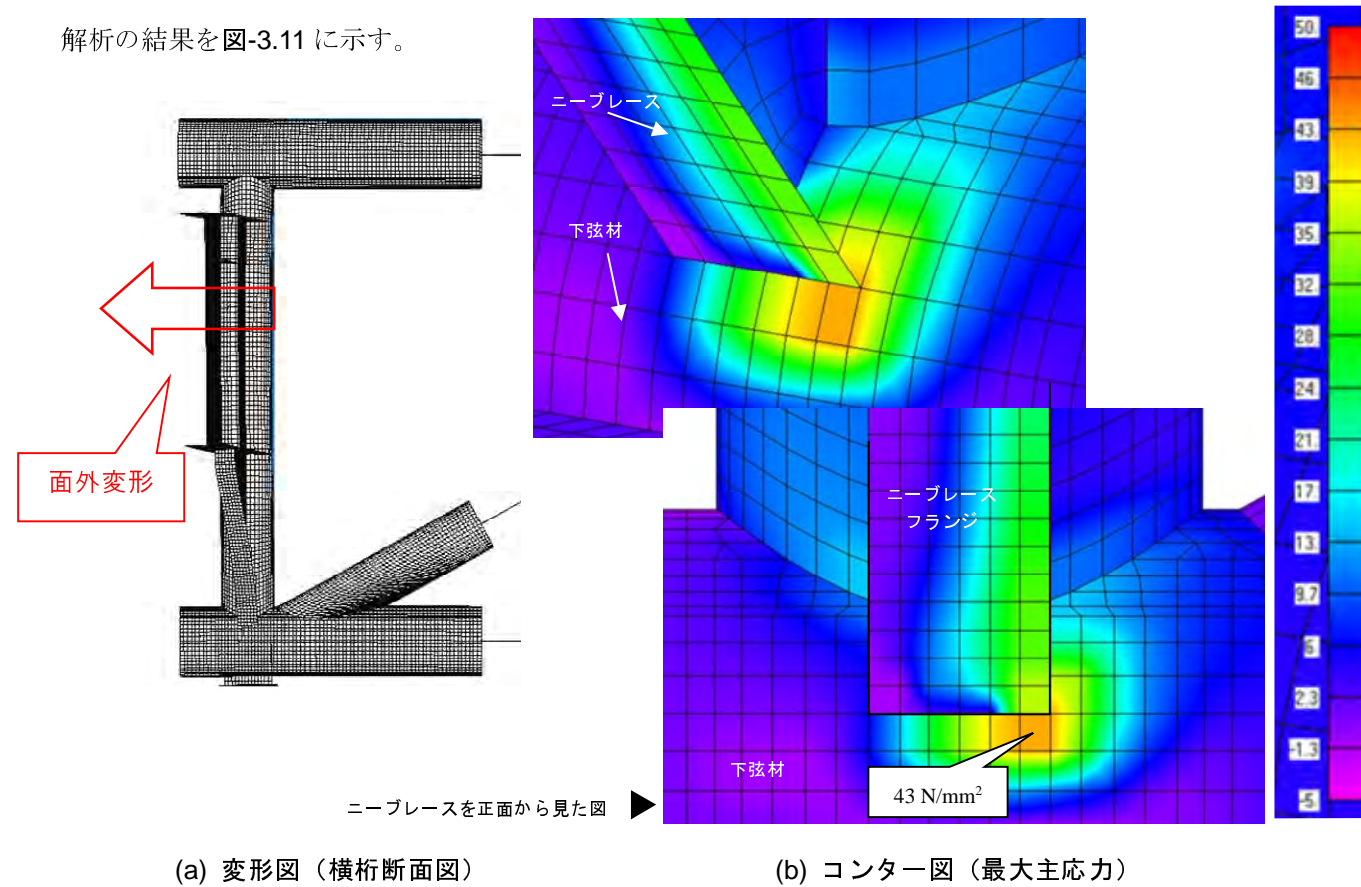
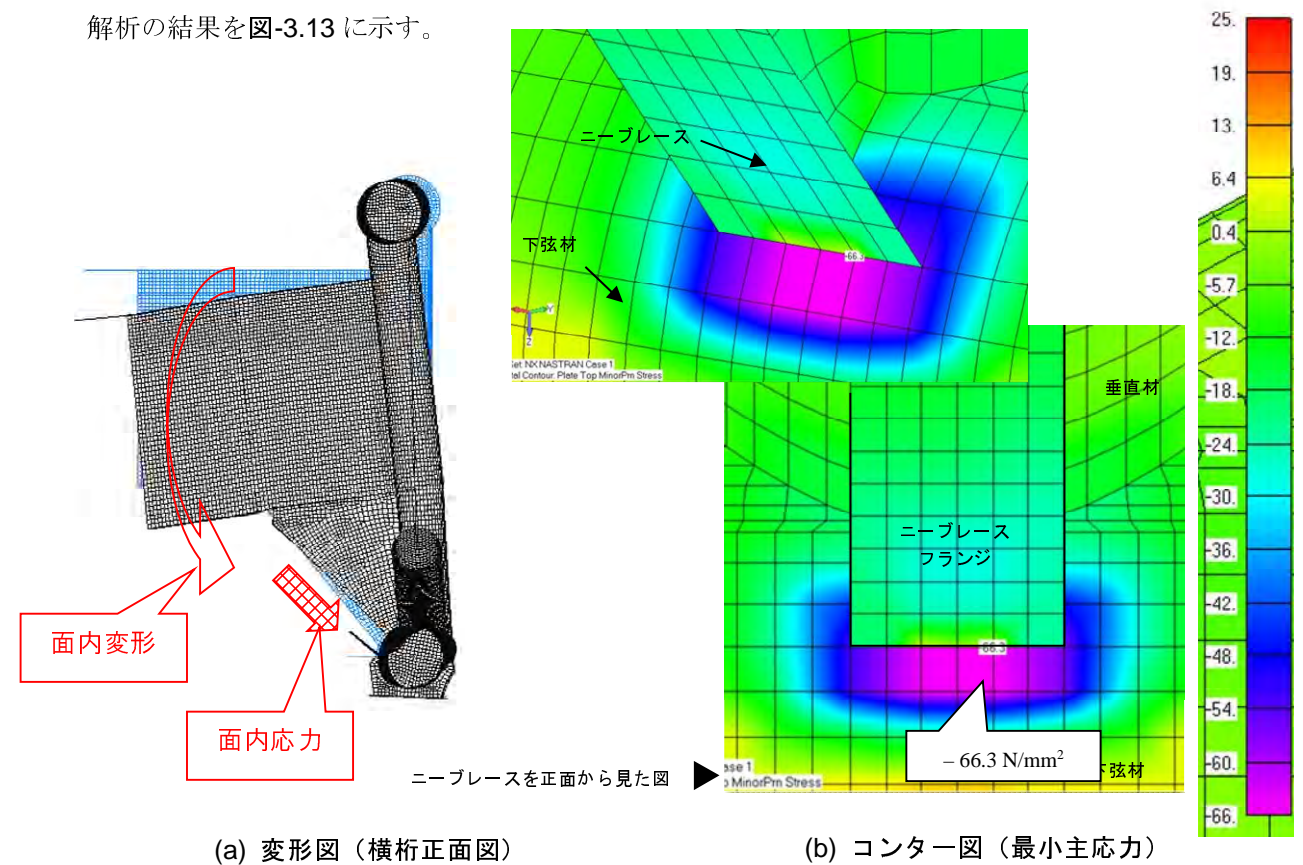


図-3.12 横桁面内変形時の応力確認モデル

解析の結果を図-3.11 に示す。



解析の結果を図-3.13 に示す。



【考察】 ニーブレス接合部は、面外曲げに対して下弦材との接合部の引張りを受ける側に応力集中を生じる。

【考察】 横桁の面内曲げに伴うニーブレス面内応力により、ニーブレスフランジが下弦材を押し込み、下弦材に応力集中が生じる。

図-3.11 横桁の面外曲げ応力パターン(参考)

図-3.13 横桁面内曲げ応力パターン(参考)

3-7. ニーブレスフランジ応力波形

ニーブレスフランジの応力波形を図-3.14 に示す。図-3.14 にはニーブレス左右の応力を示している。ニーブレス左右の応力は、図-3.15 (a) に示すように、左右で逆位相の面外曲げ成分と、左右が同位相の面内成分に分解できる。図-3.14 のフランジ応力波形を、面外曲げ応力と面内応力に分解した結果を図-3.15 (b) に示す。

図-3.15 より、ニーブレスの変形は、面内応力が卓越していることが解る。

以上より図-3.16 に示すように、前節で示した下弦材の面外変形（板曲げ）は、ニーブレスの面内応力により生じていることが解る。

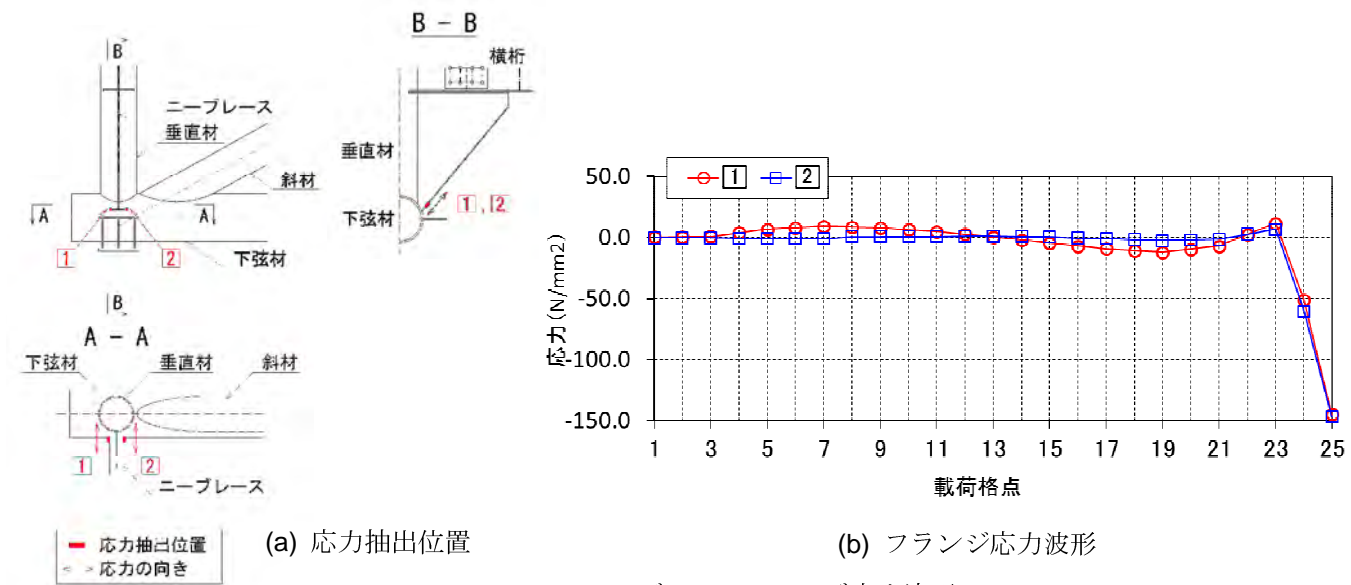
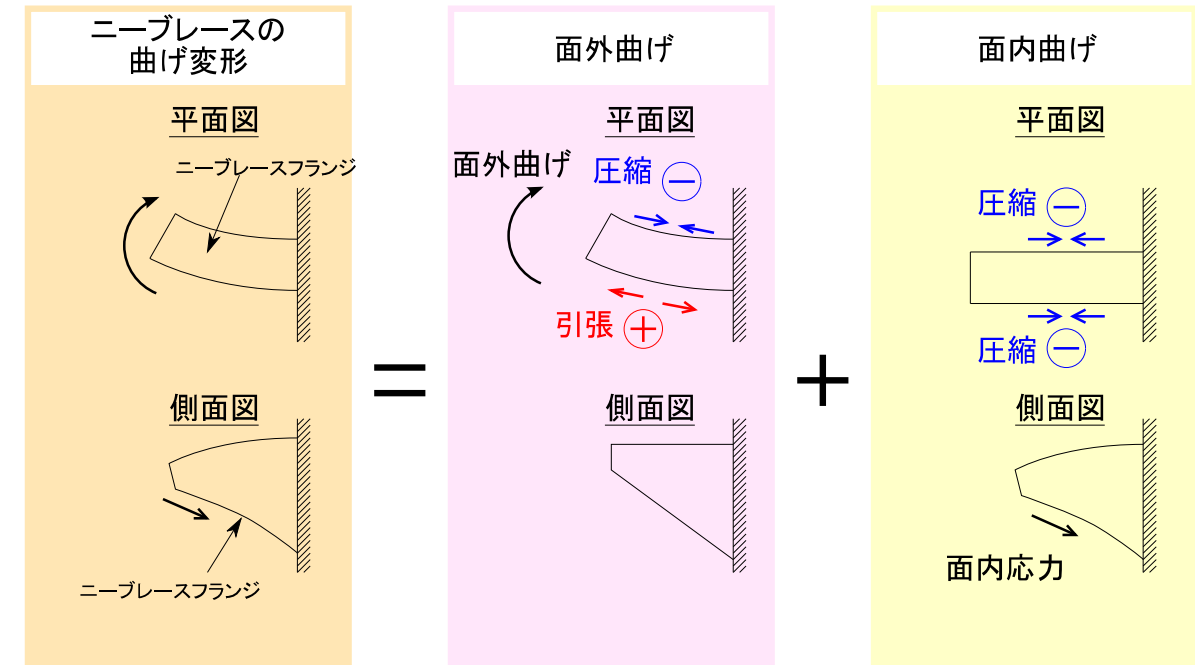
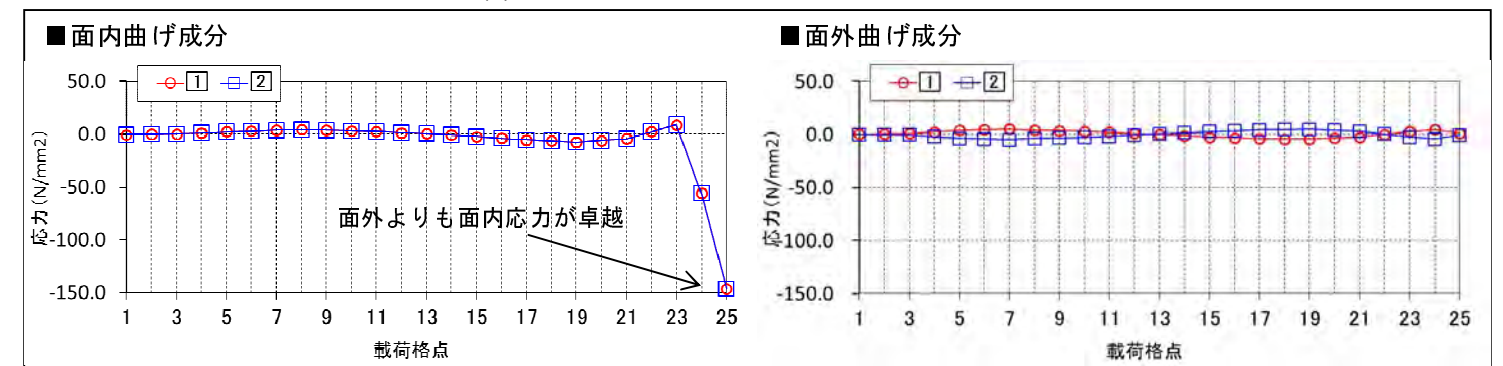


図-3.14 ニーブレスフランジ応力波形



(a) フランジ応力と横桁の曲げ変形の関係



(b) ニーブレスフランジ応力波形（面内曲げ成分，面外曲げ成分）

【考察】ニーブレスは、載荷位置によって面内および面外応力が生じるが、面内応力が卓越している。

図-3.15 面内曲げと面外曲げ成分に分解した応力波形

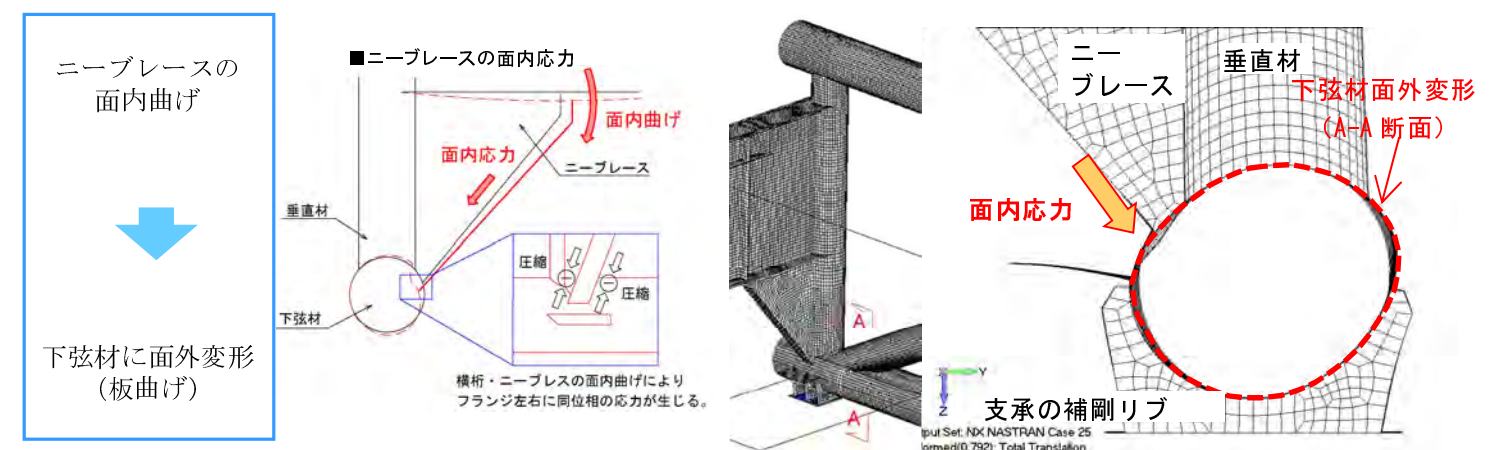


図-3.16 ニーブレスの面内曲げと下弦材の面外変形状況

(参考) ニーブレースと下弦材の接合部の応力に影響を与える要因について

ニーブレースは、横桁のある各格点に設置されているが、亀裂の生じている格点は端支点部の VP1 (VP25) とアーチ支柱に接続する VP3 (VP23) のみである。これらの格点に特有の構造により、下弦材の応力が他の格点より大きく発生していると推察されるため、これを解析により検証する。

(1) 補剛リブおよびガセットによるギャップの影響

1) 概要

下弦材亀裂発生位置の格点に特有の構造ディテールとして、下弦材に補剛リブが設置されていることが挙げられる。補剛リブ設置範囲は下弦材の面外変形が拘束され、補剛リブ・ガセットとニーブレースフランジの間がギャップ部になっているため (図-3.17 参照) 下弦材に曲率の大きな変形が生じていることが考えられる。

そこで、下弦材の応力に対する補剛リブ・ガセットの影響を検証する。

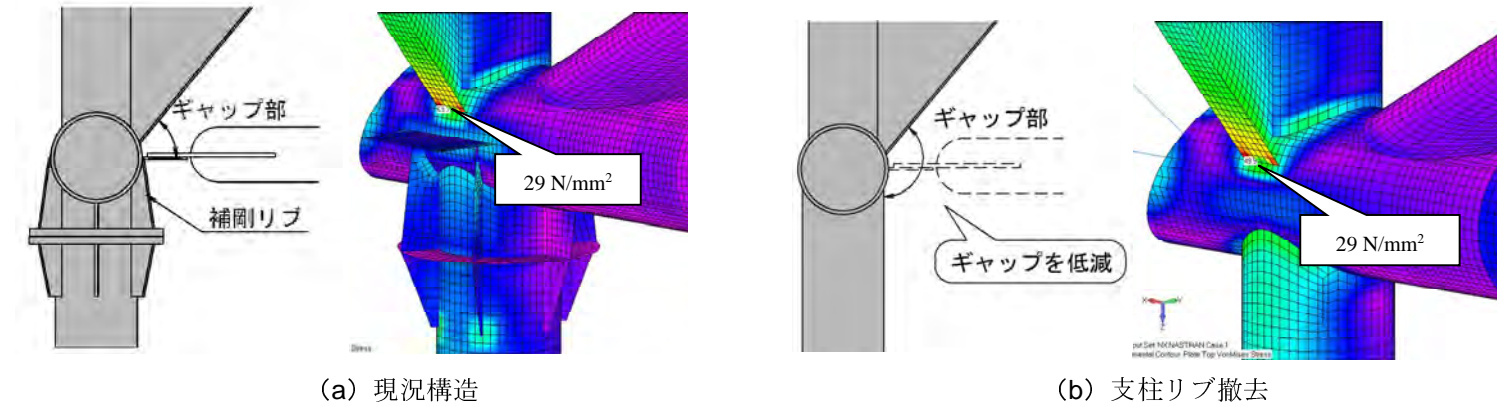


図-3.18 VPR23 支柱補剛リブ・ガセットの有無による応力状態 (ミーゼス応力)

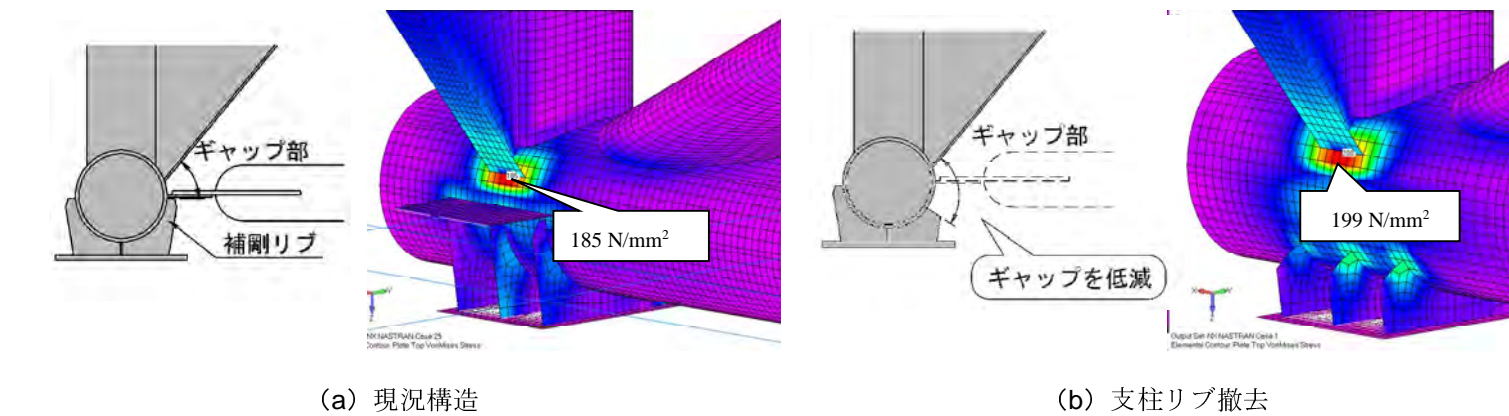


図-3.19 VPR25 支承補剛リブ・ガセットの有無による応力状態 (ミーゼス応力)

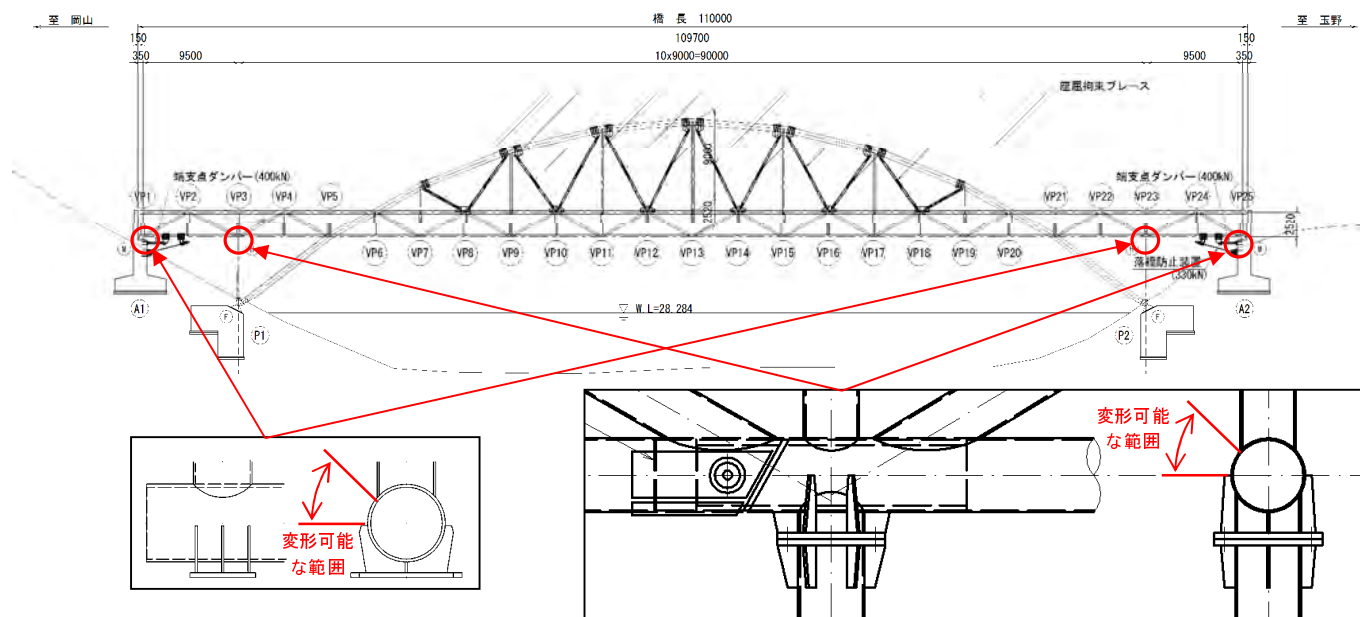


図-3.17 ニーブレース接合部亀裂発生格点と、下弦材の構造ディテール

2) 検討条件

解析モデル：補剛リブの影響を確認するため、補剛リブ・ガセットのある現況のモデルと、補剛リブを一部撤去 (VPR23) または全部撤去 (VPR25) し、ガセットを撤去したモデルについて発生応力を確認する。

荷重条件：T 荷重を格点直上に载荷する。

3) 検討結果

VPR23 における支柱補剛リブ・ガセットの有無による応力状態を図-3.18、VPR25 における支承補剛リブ・ガセットの有無による応力状態を図-3.19 に示す。

補剛リブ・ガセットの有無による応力の大きな差がないことからギャップの影響は小さいと考えられる。

3-8. 格点部の変形

格点部の変形としては、横桁・ニーブレースの面内曲げにより、下弦材に面外変形（板曲げ）が発生し、これによる応力集中が生じている。また、下弦材円周方向の圧縮応力と引張応力が交番で作用している。

この時の、VPR25の格点部の変形挙動を、シェルモデルの変形図により整理する（図-3.20）。

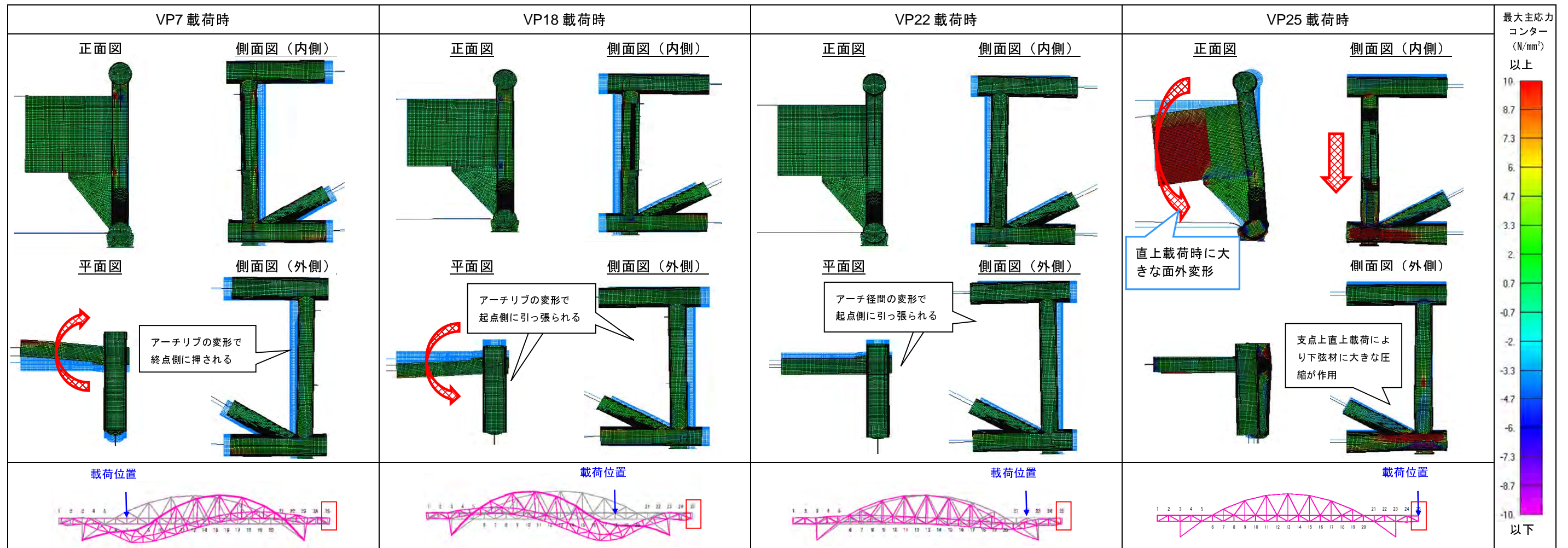


図-3.20. 横桁接合部変形図（VPR21）

2-9. 橋梁全体系の変形

横桁・ニーブレースの面内曲げが最大となる VP25 荷重時について、全体系の変形状態を図-3.21 に示す。

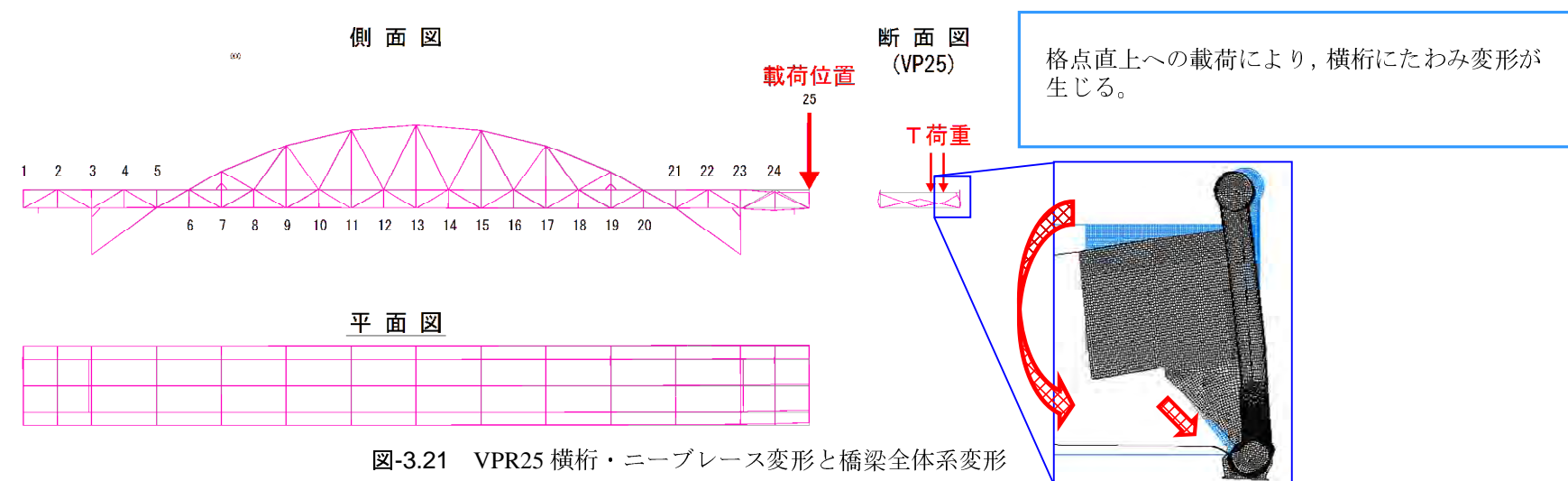


図-3.21 VPR25 横桁・ニーブレース変形と橋梁全体系変形

3-10. 疲労照査

(1) 疲労照査方法

ニーブレースと下弦材の接合部は、公称応力が明確に定義できないとともに、道示Ⅱ 6.3.2 及び疲労設計指針の疲労強度等級に示されていない継手となることから、横桁と垂直材の接合部と同様にホットスポット応力を用いて疲労照査を行う。ホットスポット応力を用いた疲労照査は、JSSC 疲労設計指針に準じて行う。なお、継手に作用する応力範囲の算出にあたっては、疲労設計指針に準じる。

ホットスポット応力：溶接止端位置から $0.4t$ および $1.0t$ (t ：板厚) の点における表面での応力からホットスポット位置に線形外挿して求める。シェル要素による 3 次元モデルを用いた FEM 解析によりホットスポットを算出する場合は、外挿する応力の位置を、モデル上の接合部から $0.5t$ および $1.5t$ とする方法が疲労設計指針に記載されている。これを参考に接合部近傍の 2 要素の応力を用いて線形外挿してホットスポット的応力を算出することとする。

疲労設計曲線：荷重伝達型十字継手に対する疲労設計曲線を用いる。
止端破壊・非仕上げの継手 F (65)

(2) 疲労照査条件

疲労照査における照査条件は下記の通りである。

疲労設計荷重：T 荷重

照査期間：供用開始～耐震補強施工 (41 年) + 耐震補強～現在 (7 年) = 合計 48 年

日大型車交通量：供用開始～耐震補強施工 (1000 台/日/車線), 耐震補強～現在 (357 台/日/車線)

照査応力：ニーブレースフランジと下弦材接合部のホットスポット的応力 (次項参照)

(3) ホットスポット的応力算出方法

ホットスポット的応力は、シェル要素による 3 次元モデルを作成している格点 (VP19, 21, 23, 25) については、JSS 疲労設計指針を参考に FEM 解析により算出した応力分布から算出する。なお、橋梁構造の対称性より、VP19, 21, 23, 25 の照査結果は、VP7, 5, 3, 1 の照査結果と等価である。

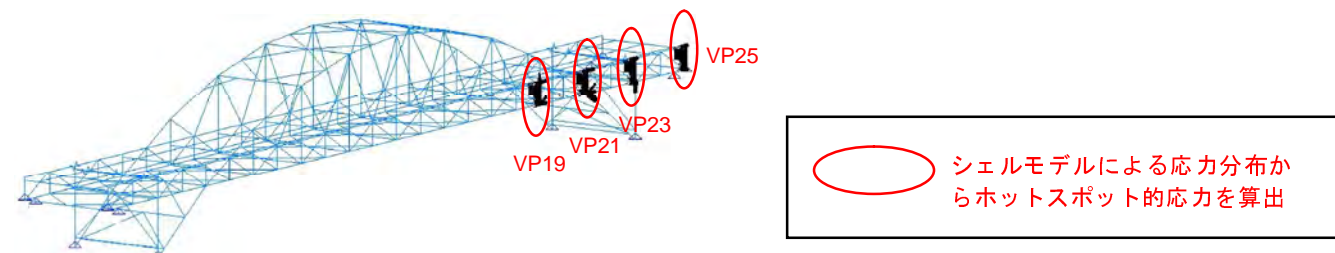


図-3.22 ホットスポット的応力を算出する格点

(4) シェルモデル FEM 解析によるホットスポット的応力の算出方法

格点部シェルモデルを用いて、疲労設計荷重 (T 荷重) 載荷時の照査位置周辺の応力分布を算出する。求めた応力分布より、照査位置の近傍 2 要素の要素応力を用いて、線形外挿によりホットスポット的応力を算出する (図-3.23)。

なお、ホットスポット応力の算出方法として JSS 疲労設計指針には、着目位置から $0.5t$ と $1.5t$ の位置の応力で線形外挿する方法が紹介されているが、本解析での要素分割に合わせて外挿参照点として着目位置に隣接する 2 要素 (20mm メッシュ) を選定した。

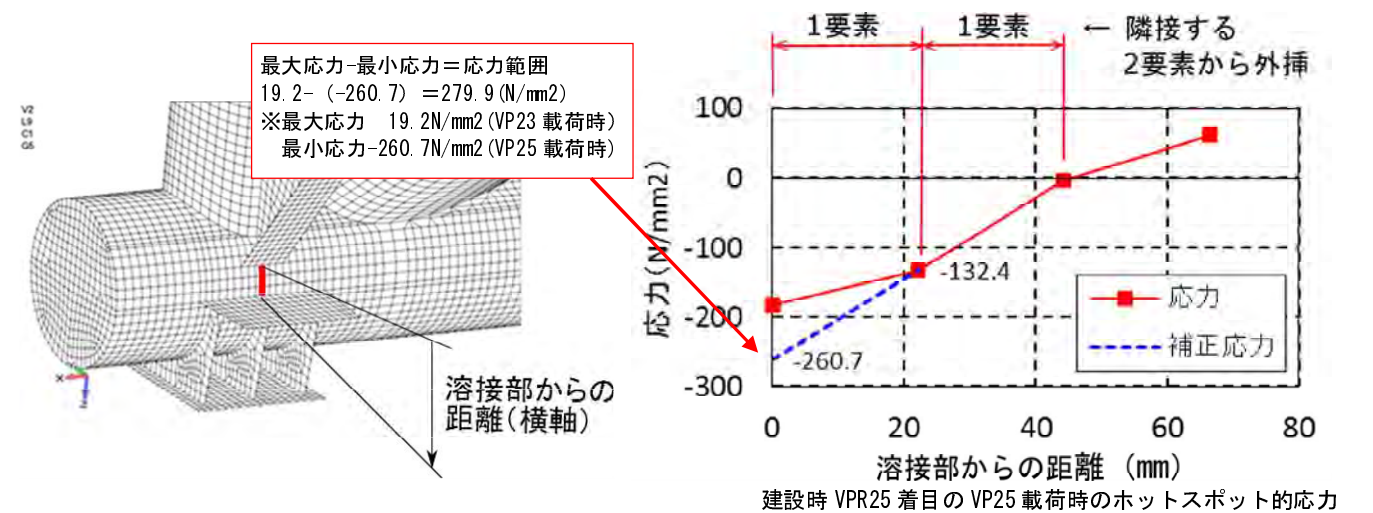



図-3.23 ホットスポット的応力の算出方法

(5) 疲労照査結果

疲労照査結果を表-3.2 に示す。

表-3.2 疲労照査結果，F等級（一定振幅応力打ち切り限界 $\Delta \sigma_{ce} = 46 \text{ N/mm}^2$ ）

モデル	大型車 交通量 (台/日 ・車線)	期間 (年)	累計 期間 (年)	格点番号				
				1 (25)	3 (23)	5 (21)	7 (19)	
建設時	1000	41	41	疲労照査結果				
				応力範囲 (N/mm ²)	279.87	48.96	30.05	41.48
				VPR 累積損傷度D1	484.91	2.60	0.60	1.58
				判定 ($\Sigma D < D_a = 1.0$)	OUT	OUT	OK	OUT
耐震 補強後	357	7	48	疲労照査結果				
				応力範囲 (N/mm ²)	277.66	47.89	35.03	45.64
				VPR 累積損傷度D2	31.60	0.16	0.06	0.14
				累計① (D1+D2)	516.51	2.76	0.66	1.72
				判定 ($\Sigma D < D_a = 1.0$)	OUT	OUT	OK	OUT

 現在亀裂が生じている格点

【考察】

- ・ 亀裂発生位置にて累積損傷度 D1+D2 が 1.0 を超過する結果となる。
- ・ その他，亀裂の発生していない格点では VP7(19)で累積損傷度が 1.0 を超えるが亀裂は発生していない。
- ・ 平成 18 年耐震補強以降の累積損傷度 D2 は VP1(25)を除き、1.0 を超えていないことから，これらの亀裂は，竣工時からの疲労の累積により生じる照査結果となった。

3-11. 損傷原因の整理




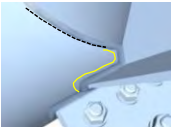
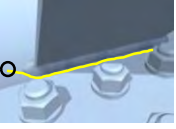
以上の結果から，ニーブレースと下弦材の接合部の亀裂原因は，次のように整理できる。

- ① 車両走行時，横桁直上載荷により横桁に面内曲げ変形が生じ，ニーブレースに面内応力が発生する。このニーブレースの面内応力により，下弦材に面外変形（板曲げ）が生じて，ニーブレースフランジと下弦材の接合部に応力集中が発生した。
- ② 大型車交通量が 2,000～700 台/日である中、下弦材の面外曲げによる応力集中が繰返し生じ疲労亀裂が発生した。

< 亀裂原因と損傷状況の整理 >

現在までの累積損傷度（疲労）と亀裂発生状況の整理結果を表-3.3 に示す。

表-3.3 亀裂状況

格点		VPR1 (VPR25)	VPR2 (VPR24)	VPR3 (VPR23)	VPR5 (VPR21)	VPR7 (VPR19)		
径間		側径間部		アーチ部				
累積 損傷度	48年 (VPR25に 対する比率)	516.5 (1.00)	- (-)	2.76 (0.01)	0.66 (0.001)	1.72 (0.003)		
	格点	VPR1	VPR25	VPR2 (VPR24)	VPR3	VPR23	VPR5 (VPR21)	VPR7 (VPR19)
亀裂 図	亀裂位置⑤	(亀裂無し)		(亀裂無し)		(亀裂無し)	(亀裂無し)	(亀裂無し)
	亀裂位置⑥			(亀裂無し)		(亀裂無し)	(亀裂無し)	(亀裂無し)

4. 支承部補剛リブの亀裂原因

4-1. 亀裂の概要

4-1-1. 左側（L側）支承部

亀裂は発生していない。

4-1-2. 右側（R側）支承部

支承部補剛リブに発生している亀裂を図-4.1 に示す。亀裂は、R側の支承部の3枚の補剛リブの内、中央のリブに発生している。

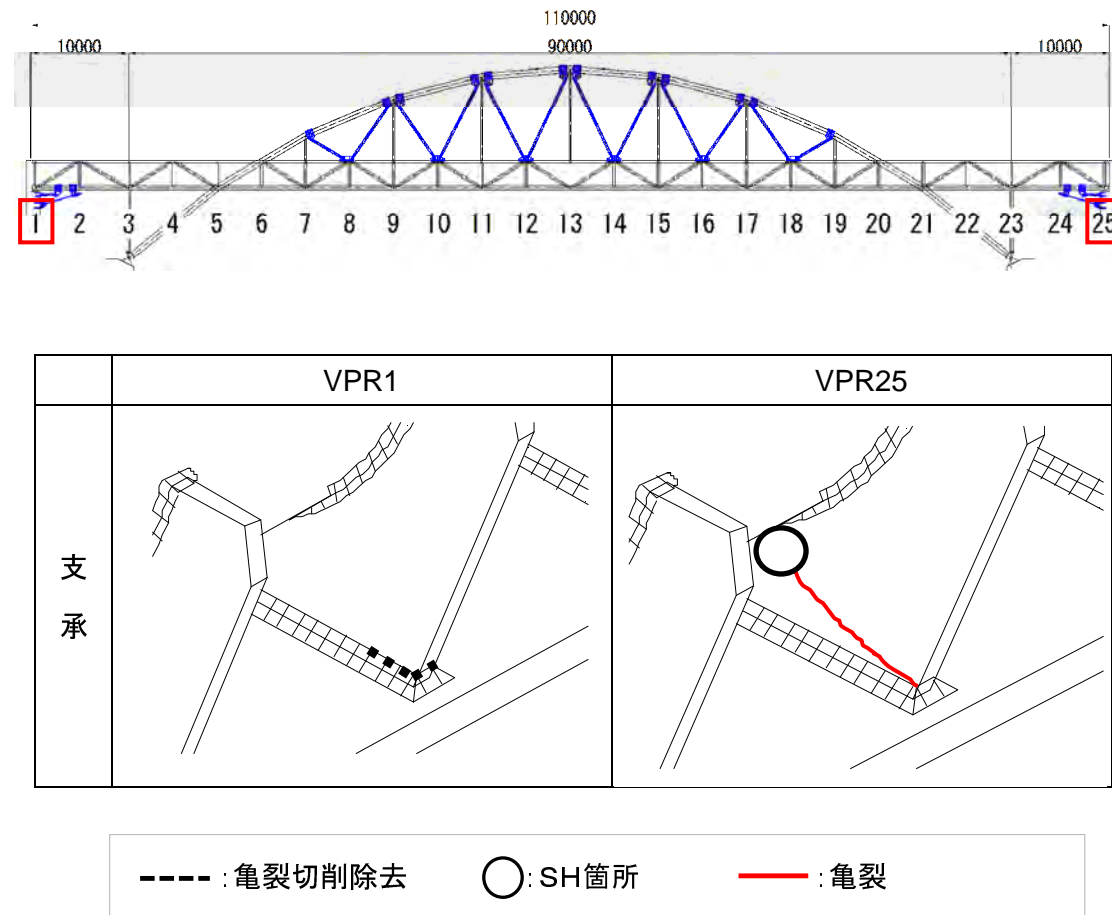
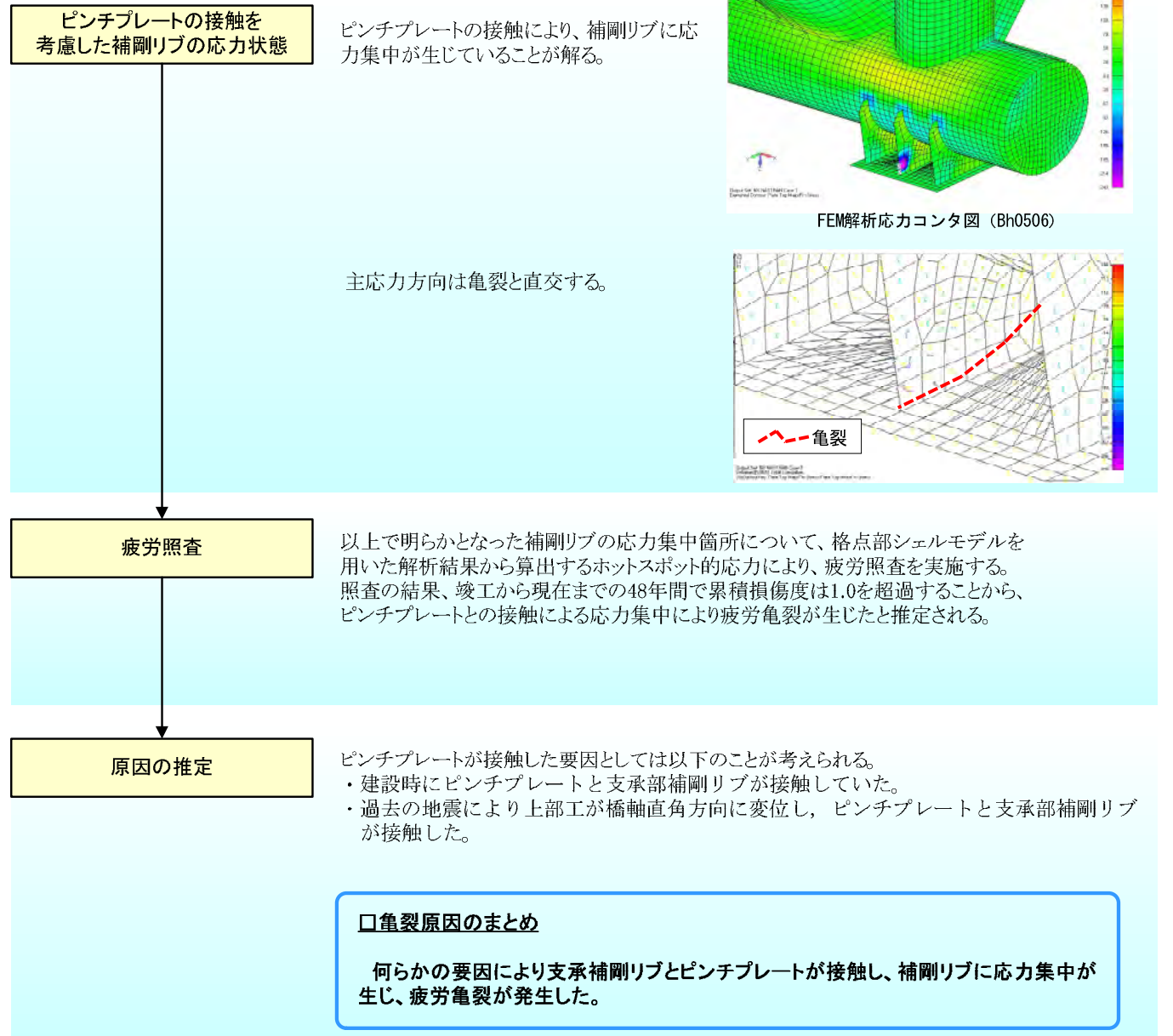


図-4.1 亀裂発生状況（VPR）

4-2. 支承部補剛リブの亀裂原因検討概要

基本方針: 支承部補剛リブは現況でピンチプレートと接触しているため、接触を再現した解析モデルにより亀裂発生位置の応力状態を確認し、亀裂原因を整理する。



4-3. 検討方針

支承部補剛リブについては、現況でピンチプレートが接触しており、接触位置が亀裂の起点になっていることから、ピンチプレートの接触が原因と想定された。そこで、亀裂原因の検討にあたっては、亀裂を発生させた応力を確認するために、ピンチプレートの接触を考慮した補剛リブの応力状態を確認する。

検討は、「I. 解析モデルの検証」で検証したモデルを用いて解析により実施する。亀裂発生位置である VPR25 の格点部シェルモデルを用いる。

4-4. 解析条件

4-4-1. 解析モデル

検討フローに従って適用する解析モデルを図-4.2 に示す。

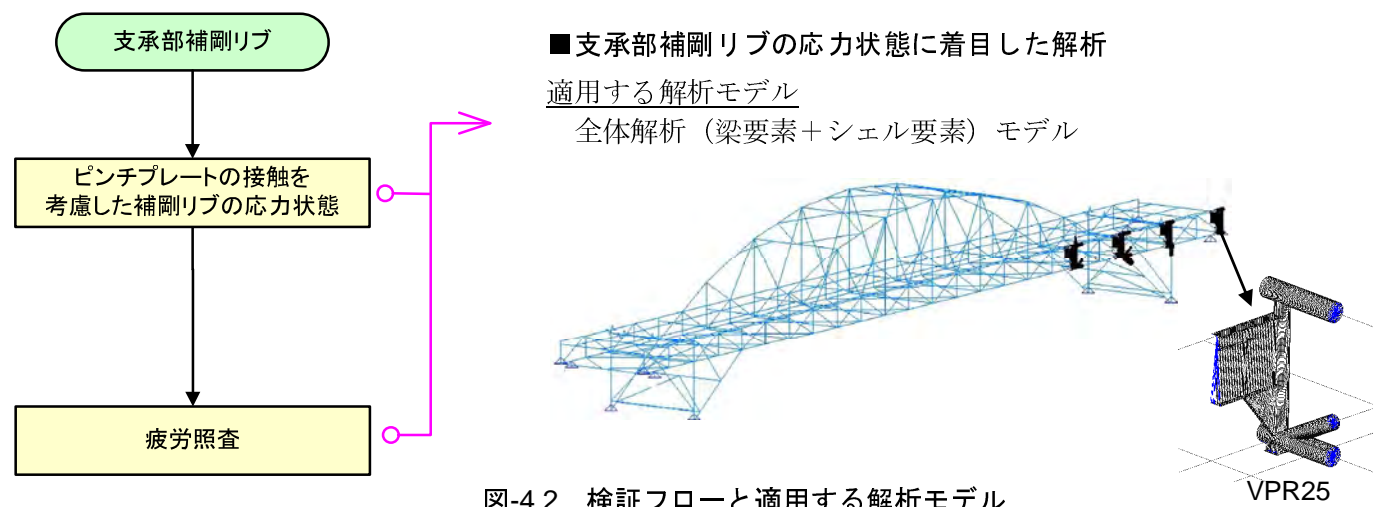


図-4.2 検証フローと適用する解析モデル

支承部補剛リブの亀裂が発生している箇所では、写真-4.1 に示すように中央の補剛リブと支承のピンチプレートが接触しており、上部構造の水平方向の移動を拘束する構造となっている。このため、ピンチプレートと接触する補剛リブの位置に水平方向の移動を拘束する支点を設けた解析モデルとした。



写真-4.1 補剛リブとピンチプレートの接触

4-4-2. 荷重条件

亀裂原因の検討にあたっては、「I. 解析モデルの検証」同様、活荷重による橋梁の挙動に着目して原因を特定する。活荷重として、車両の走行を考慮するためにT荷重（25t車相当、1組200kN）を用い、ねじり挙動を評価できる片側載荷として、起点から終点までの各格点に載荷する載荷ケースを考慮する。

荷重モデルおよび載荷ケースを図-4.3 に示す。

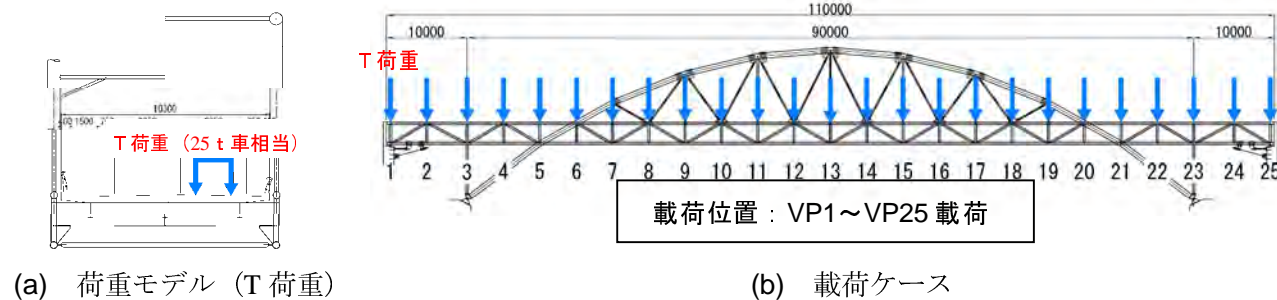


図-4.3 荷重条件

4-5. 亀裂発生箇所の応力状態

支承部の FEM 解析結果を図-4.4 に示す。ピンチプレートと接触する位置に応力集中が確認できる。この応力集中箇所の主応力ベクトル図を図-4.5 に示す。主応力方向と写真-4.2 に示す亀裂の方向がほぼ一致していることが確認できる。

図-4.6 に示す横桁位置の下横構（支材）の応力において、支承部（VP25）が一般部（VP23）に比べ小さくなっており、支承が橋軸直角方向の変位を拘束していることが確認できる。

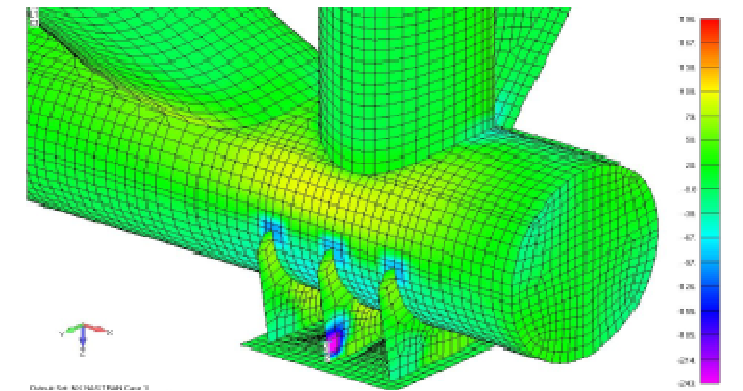


図-4.4 FEM 解析応力コンタ図 (VPR25)



写真-4.2 亀裂発生状況

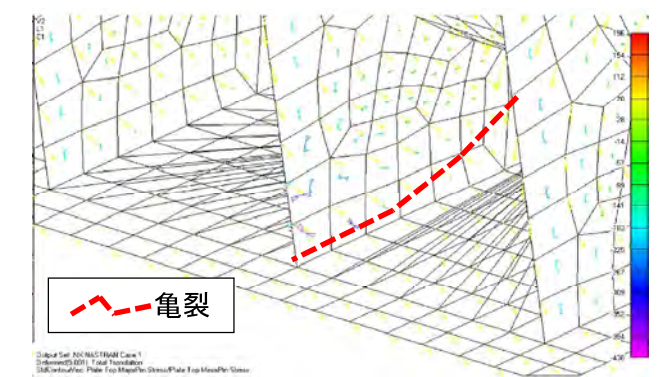


図-4.5 FEM 解析主応力ベクトル図

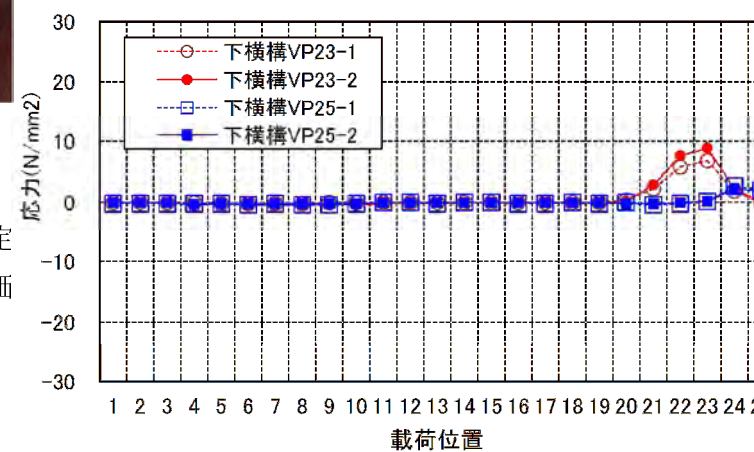


図-4.6 横桁位置の下横構支材応力（載荷試験結果・並列載荷）

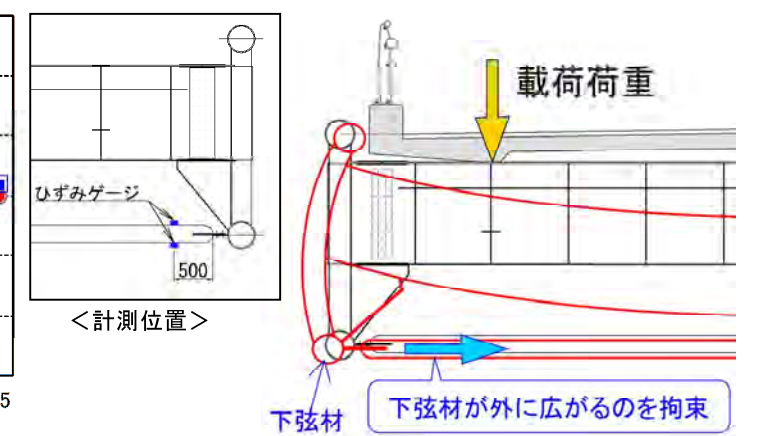


図-4.7 下横構支材の挙動

4-6. 疲労照査による検証

4-6-1. 疲労照査方法

支承部補剛リブとピンチプレートの接触部において応力集中が生じている。当該箇所は、リブ端部であり、解析による、応力集中箇所の最大応力範囲により疲労照査を実施することとする。疲労照査方法は、疲労設計指針に準じる。

疲労設計曲線 : 荷重伝達型十字継手に対する疲労設計曲線を用いる
止端破壊・非仕上げの継手 F (65)

4-6-2. 疲労照査条件

疲労照査における照査条件は下記のとおりである。なお、下記における疲労照査期間は、支承部補剛リブとピンチプレートが竣工時の時点で接触していたことを想定した照査期間である。

疲労設計荷重 : T 荷重

照査期間 : 供用開始～耐震補強施工 (41 年) + 耐震補強～現在 (7 年) = 合計 48 年

日大型車交通量 : 供用開始～耐震補強施工 (1000 台/日/車線), 耐震補強～現在 (357 台/日/車線)

照査応力 : 横桁上下フランジと垂直材接合部 (回し溶接部) のホットスポット的応力 (次項参照)

4-6-3. 疲労照査結果

疲労照査結果を表-4.1 に示す。

累積損傷度 $D1+D2$ が 1.0 を超える結果となり、亀裂発生状況と一致している。

表-4.1 疲労照査結果, F 等級 (一定振幅応力打ち切り限界 $\Delta \sigma_{ce} = 46 \text{ N/mm}^2$)

モデル	大型車交通量 (台/日・車線)	期間 (年)	累計 期間 (年)	格点番		
				号	1 (25)	
建設時	1000	41	41	応力範囲 (N/mm ²)		72.16
				VPR	累積損傷度D1	8.33
					判定 ($\sum D < Da = 1.0$)	OUT
耐震 補強後	357	7	48	応力範囲 (N/mm ²)		72.16
				VPR	累積損傷度D2	0.56
					累計① (D1+D2)	8.89
					判定 ($\sum D < Da = 1.0$)	OUT

現在亀裂が生じている箇所

4-7. ピンチプレート接触の原因について

4-7-1. 考えられる原因の整理

支承部補剛リブとピンチプレートの遊間は、図-4.8 に示すように R 側 (西側) がゼロとなっており、橋全体が R 側に偏った状態となっている。接触の原因としては、下記が考えられる。

- ① 橋梁架設時から支承部補剛リブがピンチプレートに接触していた。
- ② 過去の地震により上部工が橋軸直角方向に移動した。

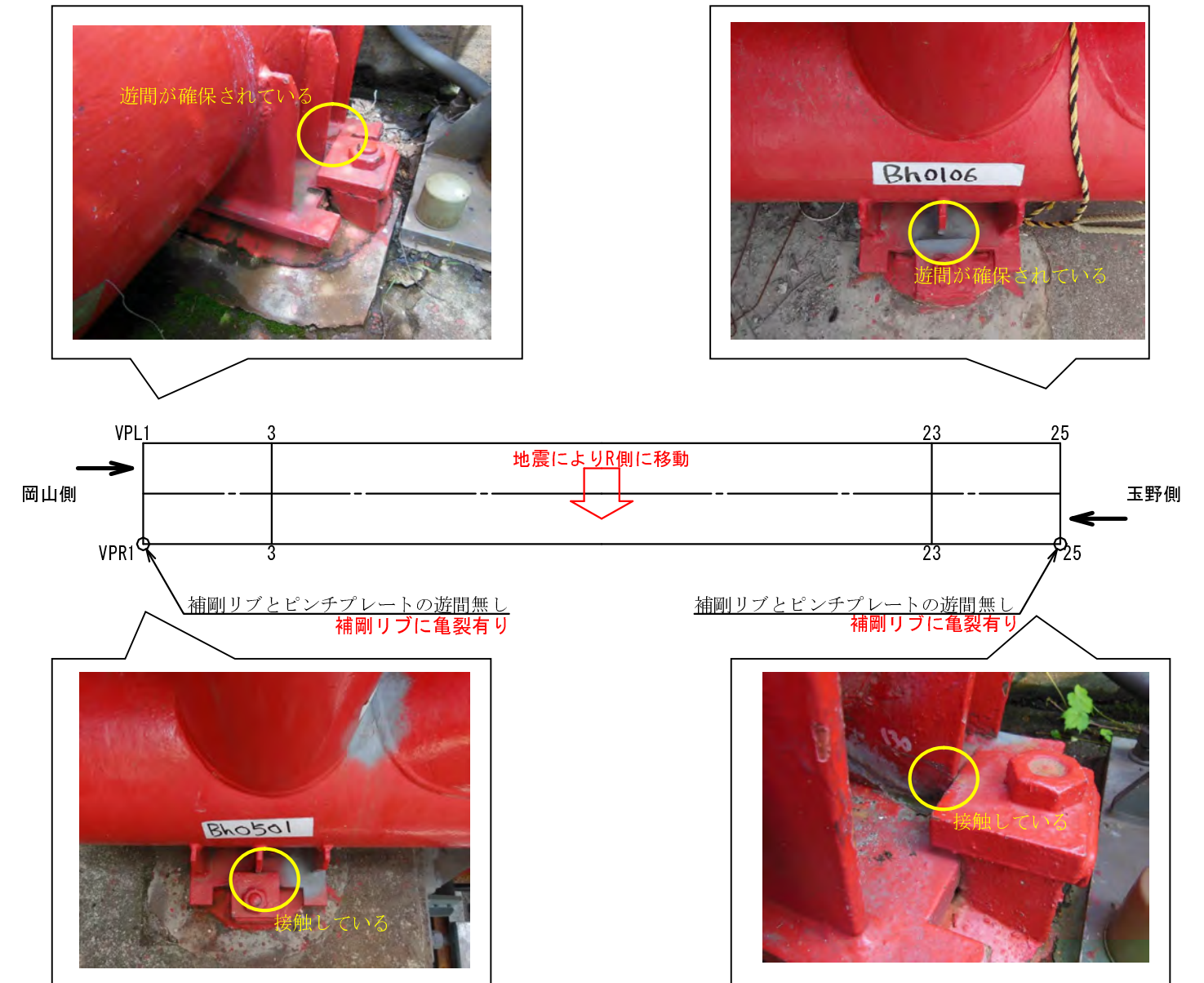


図-4.8 地震による移動 (模式図)

表-4.2 岡山県内で震度 4 以上を観測した地震

発震日	玉野市の震度	地震名	累積損傷度 D
1967 (S42)	伊達橋供用		5.9
1968 (S43)	震度 4	豊後水道の地震、M6.6、最大震度 5	5.7
1995 (H7)	震度 4	兵庫県南部地震、M7.3、最大震度 7	2.1
2000 (H12)	震度 5 弱	鳥取県西部地震、M5.2、最大震度 6 強	1.4
2001 (H13)	震度 4	芸予地震、M6.7、最大震度 6 弱	1.3
2006 (H18)	震度 4	大分県西部の地震、M6.2、最大震度 5 弱	0.6
2007 (H19)	耐震補強完了		
2007 (H19)	震度 4	愛媛県東予の地震、M5.3、最大震度 4	0.4
2014 (H26)	震度 4	伊予灘の地震、M6.2、最大震度 5 強	0.1

※着色は、疲労の観点から支承のピンチプレートと補剛リブが接触する原因となり得るものを示す

4-7-2. 建設時からピンチプレートが接触していた場合に対する考察

ピンチプレートの遊間についての管理基準がなく、竣工時からピンチプレートが接触していた可能性が考えられる。

竣工時からピンチプレートが接触していたことを想定して、竣工した 1967 年から現在までの 48 年間での累積損傷度を表-4.2 (1 行目) に示す。ピンチプレート接触に伴う応力集中の繰り返しによる累積損傷度は 5.9 となり、疲労亀裂が発生する照査結果となる。

4-7-3. 地震によりピンチプレートが接触した場合に対する考察

表-4.2 (2 行目以降) に過去に玉野市で震度 4 以上を観測した地震を示す。これらの地震が発生した時点でピンチプレートが接触した場合を想定して、各地震発生時から現在までの期間で累積損傷度を算出した結果を同表の最右欄に記載した。

これより、2001 年 (平成 13 年) 以前の地震が原因で補剛リブと支承のピンチプレートが接触した場合は、現在までの累積損傷度が 1.0 を超過していることから、疲労亀裂が発生する可能性があると考えられる。

特に、2000 年 (平成 12 年) の鳥取県西部地震では、玉野市では震度 5 弱となっており、伊達橋が受けた最大の地震となっている。

4-8. 損傷原因の整理

以上の結果から、支承部の亀裂原因は、次のように整理できる。

- ① 支点部補剛リブと支承のピンチプレートの接触により、車両走行により支承部に生じる橋軸直角方向の水平力が接触部に作用し、接触位置に高い応力集中が発生した。
- ② 大型車交通量が 2,000~700 台/日である中、支点部補剛リブの当該応力集中が繰返し生じ疲労亀裂が発生した。
- ③ ピンチプレートの接触の原因は、下記に挙げるようなものが考えられる。
 - ・建設時にピンチプレートと支承部補剛リブが接触していた。
 - ・過去の地震により上部工が橋軸直角方向に変位し、ピンチプレートと支承部補剛リブが接触した。