

6. 事故原因推定のための試算・検証、考察

これまでの調査やヒヤリングにおいて得られた結果から事故原因の推定を行うにあたって、さらに必要と判断される事項について試算・検証等を行い、考察した。

6. 1 斜角が小さい場合のPCケーブル定着部の一般的な設計の状況について

3. 2 (2) に示したとおり、本橋の設計においては、階段状の切欠きによって生じた突起側面を部材端とすると、縁端距離は準拠図書②に規定する最小縁端距離 $d (=180\text{mm})$ より小さくなっている。準拠図書② (基準 3-2-1 参照) においては、“表記の間隔(最小配置間隔および最小縁端距離を指す)を縮小する場合は、コンクリートの支圧強度、定着部の補強及び施工性を検討し、安全を確かめる必要がある”との記載はあるものの、そもそも斜橋に起因する突起側面を部材端として扱うかどうかの記載はない。

また5. 1 (1) に示したとおり準拠図書①には桁端部における補強筋の計算手法や仕様等の記載が無いことから、定着部補強筋は設計計算を行わずに配置されている。

以上のことから、社団法人建設コンサルタント協会近畿支部、社団法人プレストレスト・コンクリート建設業協会の協力により、斜角が小さい場合のPCケーブル定着部の一般的な設計の状況を調査のうえ、その結果について考察した。

(1) 斜角が小さい場合のPCケーブル定着部の設計手法の調査結果

社団法人建設コンサルタント協会近畿支部に依頼し、斜角が小さい場合のPCケーブル定着部の設計手法について調査を行った。本調査は社団法人建設コンサルタント協会の会員である10社の設計会社の設計技術者に対し、アンケート調査を行ったものである。

調査結果は表 6-1-1 のとおりであり、一般的に設計計算を行わずにグリッド筋、定着部補強筋を決定する設計技術者が多かった。ただし斜角が小さい場合は、部材の中間における切欠き定着・突起定着に準じた配筋や、定着間隔を広げるなどの配慮が望ましいとの意見も多くあった。

表 6-1-1 斜角が小さい場合のPCケーブル定着部の設計手法の調査結果

質 問		回 答	
1. 一般的にケーブル定着部は、どのように設計していますか。準拠する基準は何ですか。(複数回答あり)	どのように設計していますか	特に設計していない	3 者
		準拠する基準に基づき設計している	2 者
		準拠する基準のみを記載	5 者
	準拠する基準は何ですか。(複数回答あり)	道路橋示方書	7 者
		設計要領 第二集	2 者
		コンクリート道路橋設計便覧	1 者
		プレストレストコンクリート工法設計施工指針	1 者
	各PC工法の基準	7 者	
2. どのように切り欠き部の構造、配筋を決めていますか。	準拠基準に則り、切り欠き部のグリッド筋・補強筋を計算せずに決めていますか。	計算していない	4 者
		基本的(一般的)に計算していない	2 者
		その他	4 者
	切り欠き部の構造は、RC部材として計算をおこない設計していますか。	計算していない	4 者
		一般的に計算していない	1 者
		NEXCOで計算したことがある。それ以外はない	1 者
		その他	4 者
	定着部の補強筋は、設計計算をおこない決定していますか。	設計計算していない	6 者
		一般的に計算していない	1 者
		設計したケースはきわめて少ない	1 者
	その他	2 者	
3. 斜角が小さい場合、どのような配慮をするのが望ましいと思いますか。(複数回答あり)	グリッド筋をどのように配筋していますか。	各PC工法の基準に基づき配筋	7 者
		設計したケースはきわめて少ない	1 者
		その他	2 者
		補強筋の配置(部材の中間における切欠き定着や突起定着に準じた配筋など)	5 者
	定着具の配置(定着間隔を広げるなど)	5 者	
	その他	3 者	

(2) 斜角が小さい類似橋梁の事例調査結果

収集した類似橋梁の事例は、社団法人プレストレスト・コンクリート建設業協会から提出された9事例、社団法人建設コンサルタンツ協会からの情報により収集した2事例、本橋の施工業者、設計業者から事前に収集した5事例の計16事例である。

突起部の設計への配慮という点から、突起部縁端距離と突起部補強筋に着目し事例を整理した。なお、突起部縁端距離とは突起側面を部材端と捉えた場合の縁端距離である。また突起部補強筋とは突起部の形状に沿った補強筋であるが、配筋形状のみから判断しており、部材の中間における切欠き定着や突起定着に準じて設計された配筋とは限らない。

調査結果は表6-1-2のとおりであり、照査中の事例と突起の有無が不明な事例を除いた14事例中、突起を有し斜角が60°以下の事例は7事例であった。このうち突起部縁端距離を確保しているものは4事例、突起部補強筋を配置しているものは3事例で、両方とも実施しているものは1事例、両方とも実施していないものも1事例あった。本橋は両方とも実施していない事例にあたる。

表 6-1-2 類似橋梁の事例整理

		突起なし(2)		2事例
突起あり (12)	斜角 $\leq 60^\circ$ (7)	突起部縁端距離○	突起部補強筋○	1事例
			突起部補強筋×	3事例
		突起部縁端距離×	突起部補強筋○	2事例
			突起部補強筋×	1事例
	斜角 $> 60^\circ$ (5)	突起部縁端距離○	突起部補強筋○	0事例
			突起部補強筋×	0事例
突起部縁端距離×		突起部補強筋○	2事例	
		突起部補強筋×	3事例	
<ul style="list-style-type: none"> ・照査中の事例、突起の有無が不明な事例を除く ・突起部縁端距離：突起側面を部材端と捉えた場合の縁端距離 <ul style="list-style-type: none"> ○：所要の縁端距離を確保している ×：所要の縁端距離を確保していない ・突起部補強筋：突起部の形状に沿った補強筋 <ul style="list-style-type: none"> ○：補強筋を配置している ×：補強筋を配置していない 				

(3) 考察

桁端部におけるPCケーブル定着部の設計においては、各定着工法の基準以外に明確な基準が無いことから、本橋のように斜角が小さい場合は、設計技術者の判断により定着部の設計および設計構造詳細が異なっていると判断された。

6. 2 既存技術資料、技術基準類による試設計について

事故のあったPCケーブル定着部について、施工段階に所要の安全性がより確実に得られる対策としての別途の設計方法の可能性を確認するため、既往の知見と一般に設計技術者が参考とすることができる技術資料、技術基準類を用い、試設計を行った。試設計にあたっては、突起部に破壊やひび割れが生じる危険性が少なく、完成時の安全性にある程度の余裕が確実に確保されることに配慮した。

試設計と原設計を比較するとともに、事故原因の推定にあたっての試設計の取扱いについて考察した。

(1) 技術資料、技術基準の整理

PCケーブル定着部における技術資料、技術基準類を整理したところ、定着部付近の引張力に関しては、

- ・定着部端面の補強（準拠図書③）
- ・部材の中間における切欠き定着部の補強（準拠図書③）
- ・部材の中間における突起定着部の補強（準拠図書①）

の3ケースにおいて、引張力の算出とその補強配筋案が掲載されている。

圧縮(支圧)力に関しては、準拠図書④（基準 6-2-1 参照）等において“各定着工法の指針で定める該当事項によることができる”とされている。

基準 6-2-1 各定着工法の指針の準用に関する記述例(準拠図書④P8 より抜粋)

<h3>3章 定着部の設計</h3>
<h4>3.1 定着体の設計</h4>
定着体は、所定の緊張力を保持し、かつ緊張材を定着するコンクリートに有害なひびわれおよび過度の変形等を生じさせないように、これを設計しなければならない。
【解説】 定着体とは、1.2 の用語の定義に示したように、定着具および定着具背面に配置される格子状鉄筋あるいはらせん鉄筋などの定着具筋を含めたものをいう。定着体は、設計で考慮される緊張力に対してコンクリートの支圧破壊および横方向の割裂破壊が生じないよう設計される必要がある。また、導入される緊張力によって支圧具のめり込み等の過度の変形がコンクリートに生じないように、設計で考慮する必要がある。
なお、定着体の設計は、各定着工法ごとに、それぞれ特有のものが定められているのが普通である。「各工法指針編」で定める定着体を用いる場合には、 <u>定着体の設計は、「各工法指針編」で定めるそれぞれの該当事項によることができる。</u>

また、各定着工法の基準には、

- ・プレストレス導入時のコンクリート圧縮強度
- ・定着具の最小配置間隔、最小縁端距離
- ・補強鉄筋の径、本数配置

が定められている。

(2) 試設計

試設計は図 6-2-1 のとおりである。試設計においては、原設計と同様にフレシネー工法を採用している。補強筋は引張力（割裂、はく裂、隅角部引張力）に対して確実な補強を行うため、準拠図書②（基準 3-2-3 参照）に規定されるグリッド筋に加えて、準拠図書③（基準 6-2-2 参照）に基づき、部材の中間における切欠き定着部に準じて引張力を算出のうえ定着部補強筋を配置した。定着具の配置は準拠図書②（基準 3-2-1 参照）に規定される最小配置間隔を確保するとともに、縁端距離は突起側面も部材端と捉えて準拠図書②（基準 3-2-1 参照）に規定される最小

縁端距離を確保した。また定着部補強筋、グリッド筋の配置においては、準拠図書①（基準 6-2-3 参照）に規定される最小かぶりを確保した。

試設計と原設計との相違点は、表 6-2-1 のとおりであり、原設計に対し水平方向の定着間隔が広くなり、補強鉄筋量が増加する結果となった。

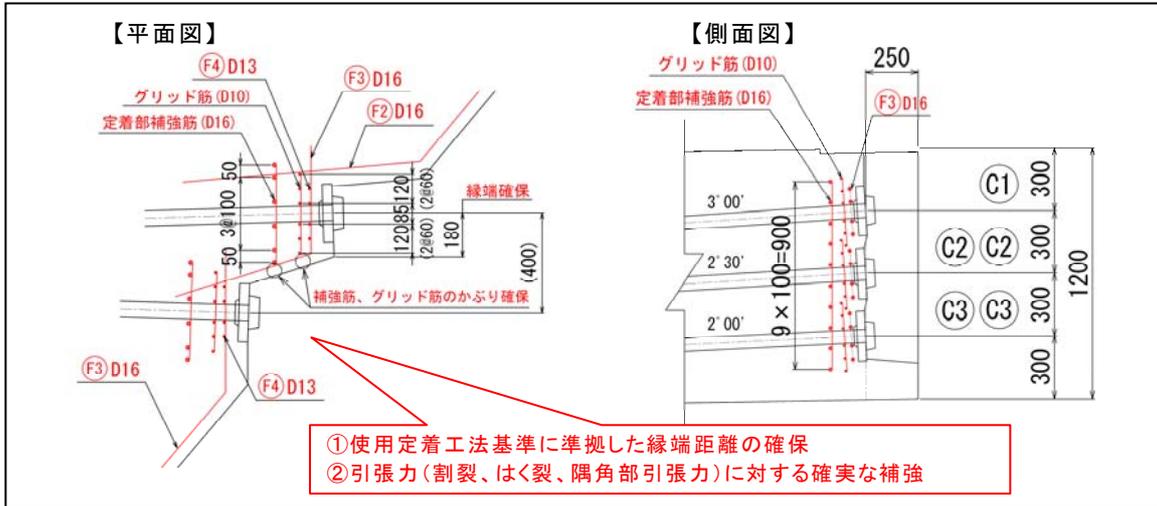
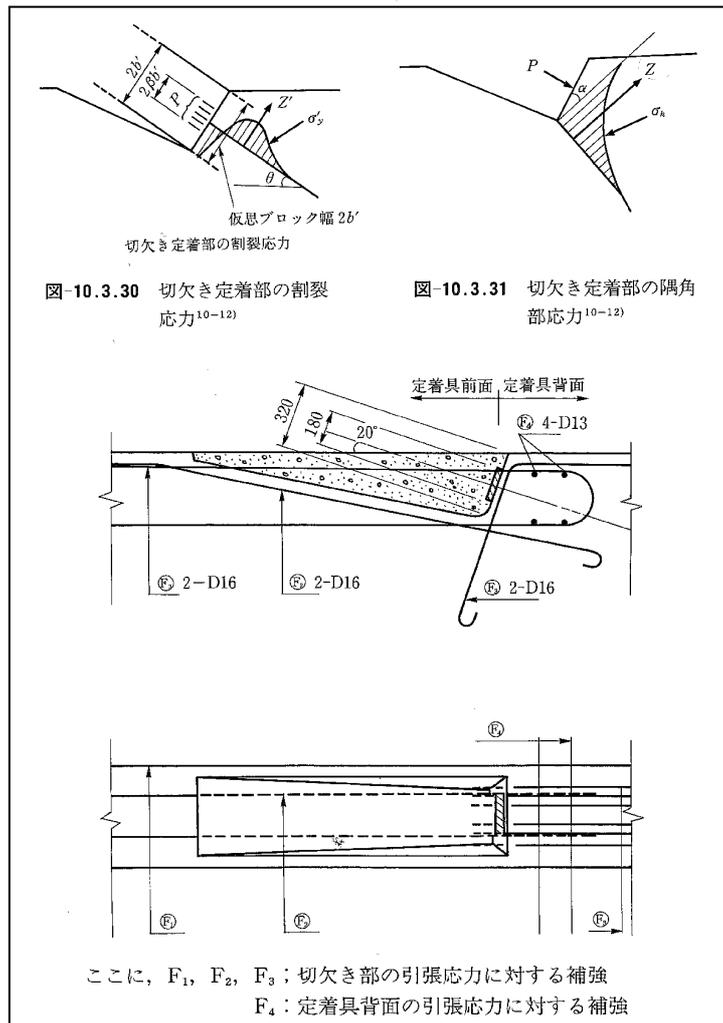


図 6-2-1 試設計

基準 6-2-2 切欠き定着部の補強例（準拠図書③P185～P187 より抜粋）



基準 6-2-3 最小かぶり(準拠図書①P183 より抜粋)

部材の種類	床版, 地覆, 高欄, 支間10m 以下の床 版橋	け た	
		工場で製作される プレストレストコ ンクリート構造	左記以外のけた及 び支間が10m をこ える床版橋
最小かぶり	30	25	35

表 6-2-1 試設計と原設計との相違

項目	原設計A	試設計B
最小縁端距離	鉛直方向	280
	水平方向	-
	突起部縁端距離	120
最小配置間隔	鉛直方向	300
	水平方向	270
補強筋の設計計算	設計計算は行っていない	切欠き定着部に準じて設計計算した
グリッド筋	1段	1段
定着部補強筋	1段(D13)	2段(D16, D13)
突起部補強筋	無し	有り(D16)
グリッド筋、補強筋のかぶり	考慮無し	準拠図書①の最小かぶりを確保

・突起部縁端距離：突起側面を部材端と捉えた場合の縁端距離
 ・突起部補強筋：突起部の形状に沿った補強筋
 ※赤字：原設計と試設計の相違点

(3) 試設計の取扱いについての考察

試設計は事故のあった定着部において、既往の知見と一般に設計技術者が参考とすることができる技術資料、技術基準類を応用することにより、施工段階に所要の安全性がより確実に得られる対策として、別途の設計を試みたものである。

その補強筋の配置は、部材中間における切欠き定着部の技術基準を準用したもので、この基準は本来端面の定着部に適用されるものではない。突起部縁端距離は準拠図書②（基準 3-2-1 参照）において、その適用条件が明確になっていない。また準拠図書①における最小かぶりは、コンクリートと鋼材の付着および鋼材の腐食防止、火災に対する鋼材保護のために規定されたものであり、緊張完了後コンクリートにより埋殺される定着部に必ずしも必要なかぶりとは考えられない。

したがって試設計は事故の発生した定着部について既往の知見と一般に設計技術者が参考とすることができる技術資料、技術基準類を応用すれば、施工段階に所要の安全性がより確実に得られる設計が可能であったことを示唆するものであり、原設計との相違点をもって事故原因と捉えるべきものではないと判断する。

6. 3 グラウトホースのコンクリート破壊への影響について

3. 4. 2に示したとおり、支圧板背面に配置されたグラウトホースのうち、2本のグラウトホースはコンクリート破壊面の上端に位置している。

このため、このグラウトホースのコンクリート破壊への影響について考察した。

(1) 現地調査によって確認された事実の整理

現地調査によって確認された事実は次の1)～3)とおりである。

- 1) 2本のグラウトホースは水平方向に間隔を空けて配置されている。
- 2) グラウトホースはコンクリート破壊面の上端に位置し、その直上に露出した鉄筋(D25)がある。
- 3) 桁端部のコンクリートの上側表面は仕上げがなされておらず、打込面の高さは一定ではない。

(2) 考察

グラウトホースとコンクリート破壊面の位置関係は、図6-3-1のとおりである。

グラウトホースの周囲で破壊したコンクリートは、高さが一定ではない表面部分であり、当該部分のコンクリートが定着部全体のコンクリートの耐荷力に寄与する程度は極めて小さいものと判断される。

したがって、コンクリートの破壊に対するグラウトホースの影響は皆無であるとは言えないものの、その影響は微小と考えられることから、本委員会としてはグラウトホースの影響を考慮しないこととした。

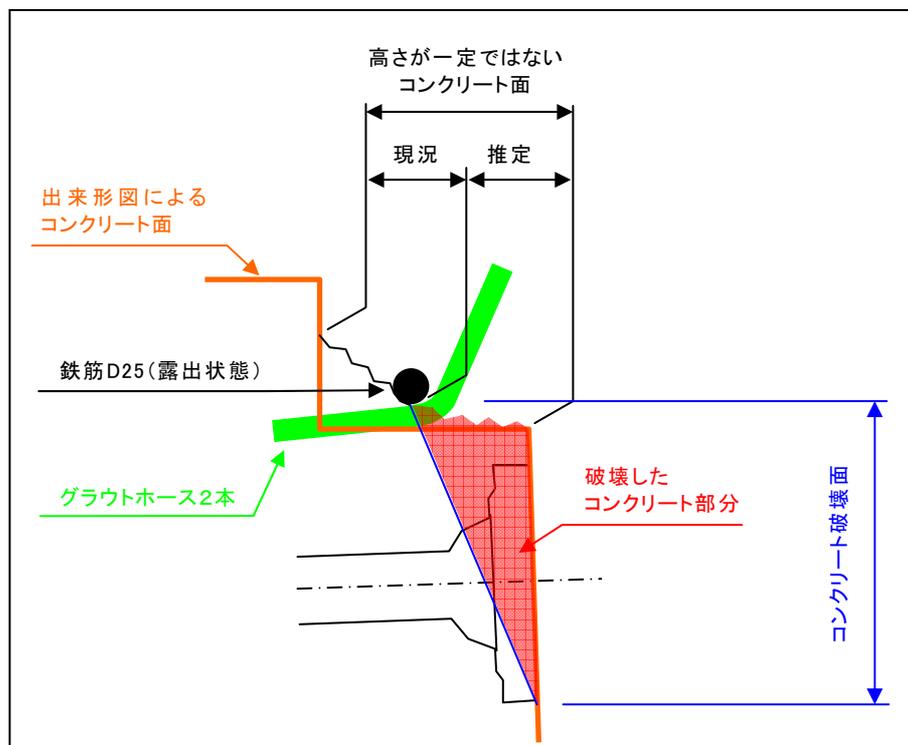


図 6-3-1 グラウトホースとコンクリート破壊面の位置関係(断面形)

6. 4 定着部のコンクリート型枠と鉄筋の干渉を回避する施工方法について

3. 4. 4に示したとおり、桁端部のコンクリート打設高が不足し、縁端距離は設計値 280mm に対して出来形は 142mm となっていた。

また、5. 2 (1) に示したとおり、打設高が不足した理由は定着部のコンクリート型枠と床版上部の鉄筋との干渉であるが、これは他の類似の橋梁においても同様の状況が生じると考えられる。

このため、当該箇所の一般的な施工状況を確認するとともに、型枠と鉄筋の干渉を回避する施工の可能性について検証した。

(1) 桁端部上面のコンクリート打設の一般的な施工状況の確認

桁端部上面のコンクリート打設の一般的な施工状況について、県が社団法人プレレスト・コンクリート建設業協会に照会し、報告を受けた内容は、次のとおりであった。

- ・一般的に緊張に必要な所定の縁端距離を確保したうえで施工している。

(2) 型枠と鉄筋の干渉を回避する施工の可能性の検証

類似の橋梁においては、干渉するとされる鉄筋に対しその下方に水平方向の型枠を設置することにより型枠と鉄筋の干渉を回避している事例がある。

本橋においても、同様の施工方法が可能であるか検証したところ、図 6-4-1 に示すとおり、鉄筋との干渉を回避する型枠の設置は可能であった。

このため、型枠形状の工夫により、設計高までのコンクリート打設は可能であったと判断される。

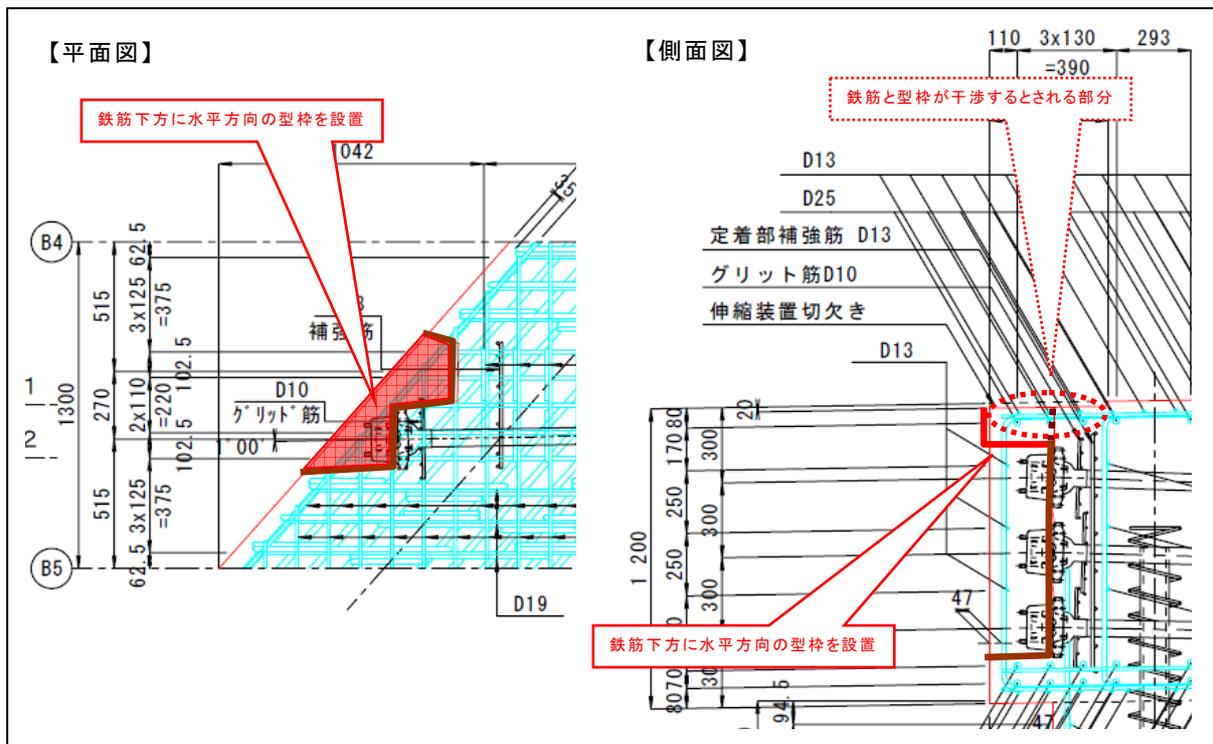


図 6-4-1 鉄筋との干渉を回避するコンクリート型枠

6. 5 緊張作業について

3. 4. 6 (1) に示したとおり、緊張管理図においては、緊張力 50Mpa における伸び量の合計値とグラフ上のプロットした点が無かった。

このため、5. 2 (2) に示したヒヤリングの内容に沿って、緊張管理図により緊張作業の検証を行った。

(1) 緊張作業の検証

ヒヤリングの内容について、緊張管理図から確認された内容は次の 1) ~6) とおりであった。

一部記載漏れはあるものの、緊張管理図により確認される範囲では、不適正な緊張作業は認められなかった。

- 1) 緊張力 10Mpa ~45Mpa 間の伸び量の合計値とプロットされた点の位置は一致している。
- 2) 緊張力 10Mpa ~45Mpa 間のプロットされた点は同一直線上にある。
- 3) 2) の直線を原点まで平行移動した直線は管理基準値内にある。
- 4) 3) の直線による最終緊張力は 55Mpa である。
- 5) 緊張力 50Mpa における A1 方、A2 方の伸び量を合計すると 176mm となる。
- 6) 5) の 176mm をグラフ上にプロットすると、2) の同一直線上に位置する。

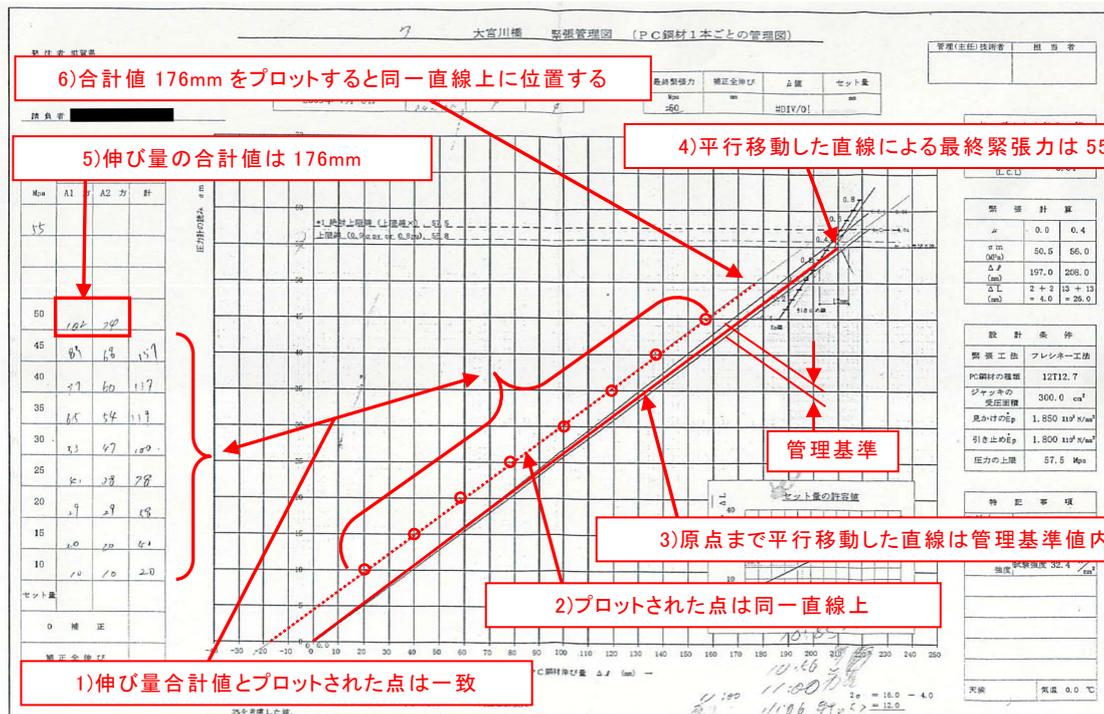


図 6-5-1 緊張管理図の検証

6. 6 コンクリートの破壊形態（FEM解析）

定着部コンクリートの破壊形態を解明するため、事故時のコンクリート物性値やコンクリートと支圧板との接触要素のモデル化等について仮定を設定したFEM解析を用いて、より実態に近いコンクリートの応力状態の評価を試みた。

解析ケースは以下の3ケースである。

- (1) 事故時再現モデル（切欠き高 180mm） 3次元弾性解析
- (2) 当初設計モデル（切欠き高 20mm） 3次元弾性解析
- (3) 事故時再現モデル（切欠き高 180mm） 3次元弾塑性解析

(1) 事故時再現モデル（3次元弾性解析）

1) 解析条件およびモデル

a) 解析モデル

モデル化は、現場の形状どおりとした。

伸縮装置の切欠き高は現場どおり 180mm とし、支圧板の孔とコンクリート内部のシース孔は考慮したが、グラウトホースは設置位置が不明であるため、モデル化は行わなかった。また、定着部近傍の破壊に影響がない範囲として、図 6-6-1 とした。

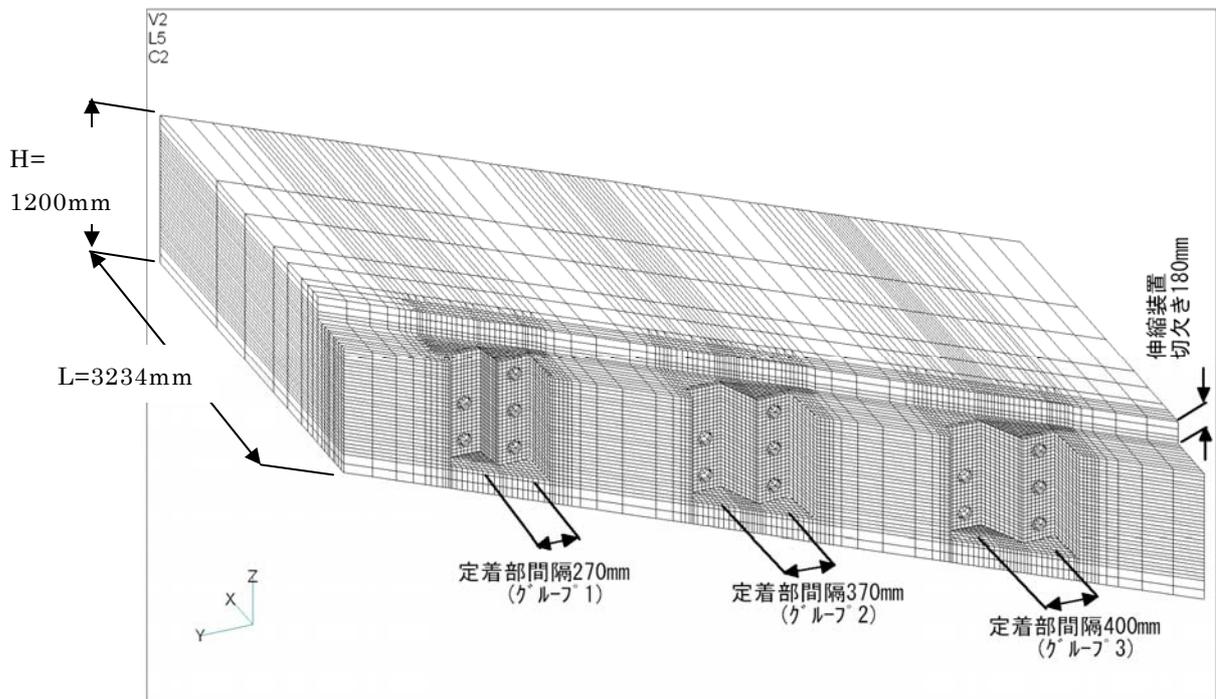


図 6-6-1 解析モデル(事故時再現)

b) 物性値

① コンクリート

- ・圧縮強度 $\sigma_{ck}=31$ (N/mm²)
- ・ヤング係数 $E_c=28300$ (N/mm²)
- ・ポアソン比 $\rho=0.167$

② 支圧板

- ・ヤング係数 $E_s=200000$ (N/mm²)
- ・ポアソン比 $\rho=0.300$

c) 使用要素

- ・コンクリート 6 節点または 8 節点のソリッド要素
- ・支圧板 8 節点のソリッド要素

コンクリートと支圧板間は接触要素とし、X、Y、Z方向の並進方向に対して固定とした。

d) 拘束条件

解析モデル背面における節点の変位を拘束した。

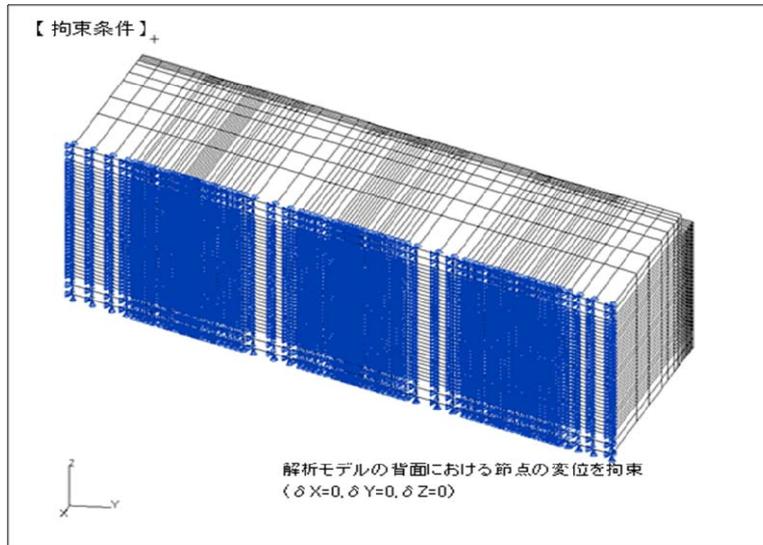
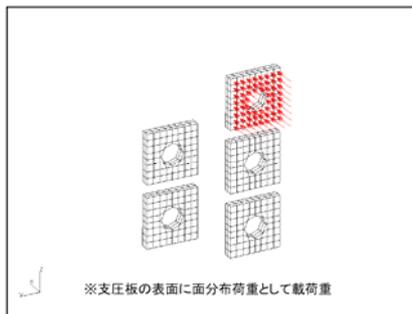


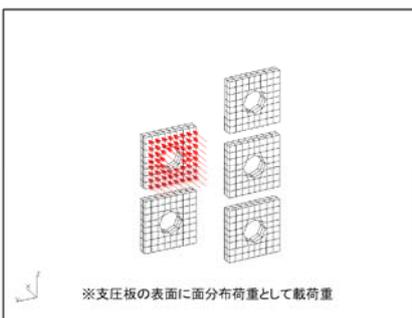
図 6-6-2 解析モデルの拘束条件

e) 荷重条件

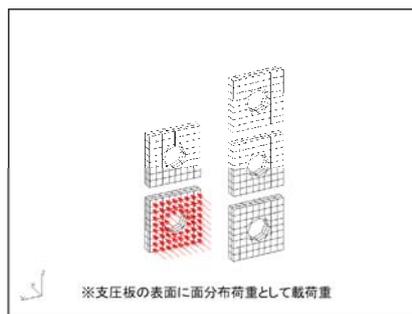
定着部間隔 270mm の支圧板に面分布荷重として、Case1, 2, 3 を同時載荷した。



Case 1 . 上段ケーブル
 事故時緊張力 $P=1590$ (kN)
 $P_x=1587.579$ (kN)
 $P_y= 27.711$ (kN)
 $P_z= -83.214$ (kN)



Case 2 . 中段ケーブル
 導入時緊張力よりポンプロス、セットロロス及び弾性変形によるロスを考慮した
 緊張力 $P=1355.243$ (kN)
 $P_x=1353.747$ (kN)
 $P_y= -23.630$ (kN)
 $P_z= -59.115$ (kN)



Case 3 . 下段ケーブル
 Case2 と同様、 $P=1355.243$ (kN)
 $P_x=1354.211$ (kN)
 $P_y= -23.638$ (kN)
 $P_z= -47.297$ (kN)

図 6-6-3 荷重載荷図

f) 使用プログラム NASTRAN

2) 解析結果

a) 圧縮応力（最小主応力）の分布状況

圧縮応力（最小主応力）の結果を図 6-6-4, 図 6-6-5 に示す。

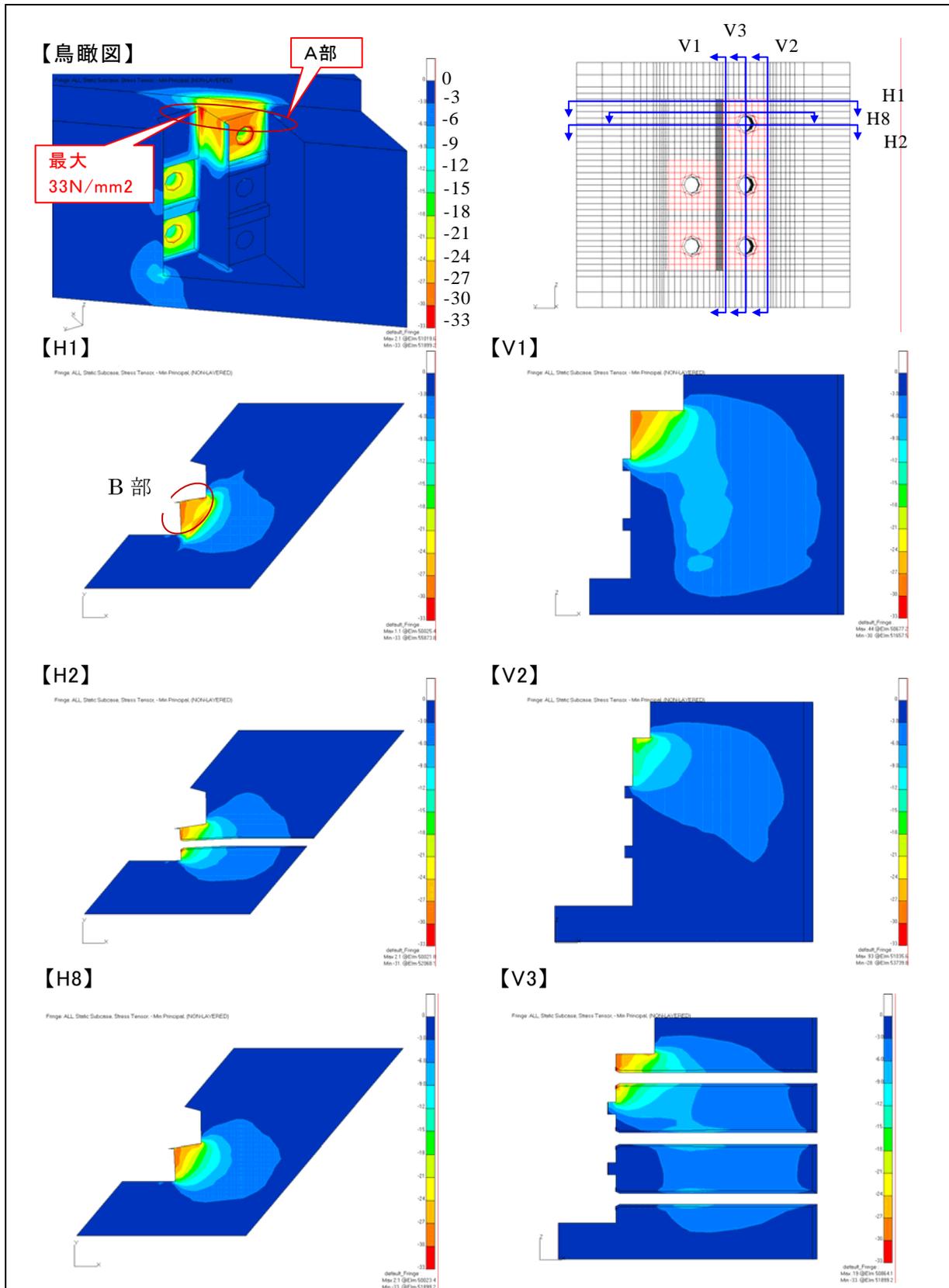


図 6-6-4 圧縮応力の状況(事故時再現)

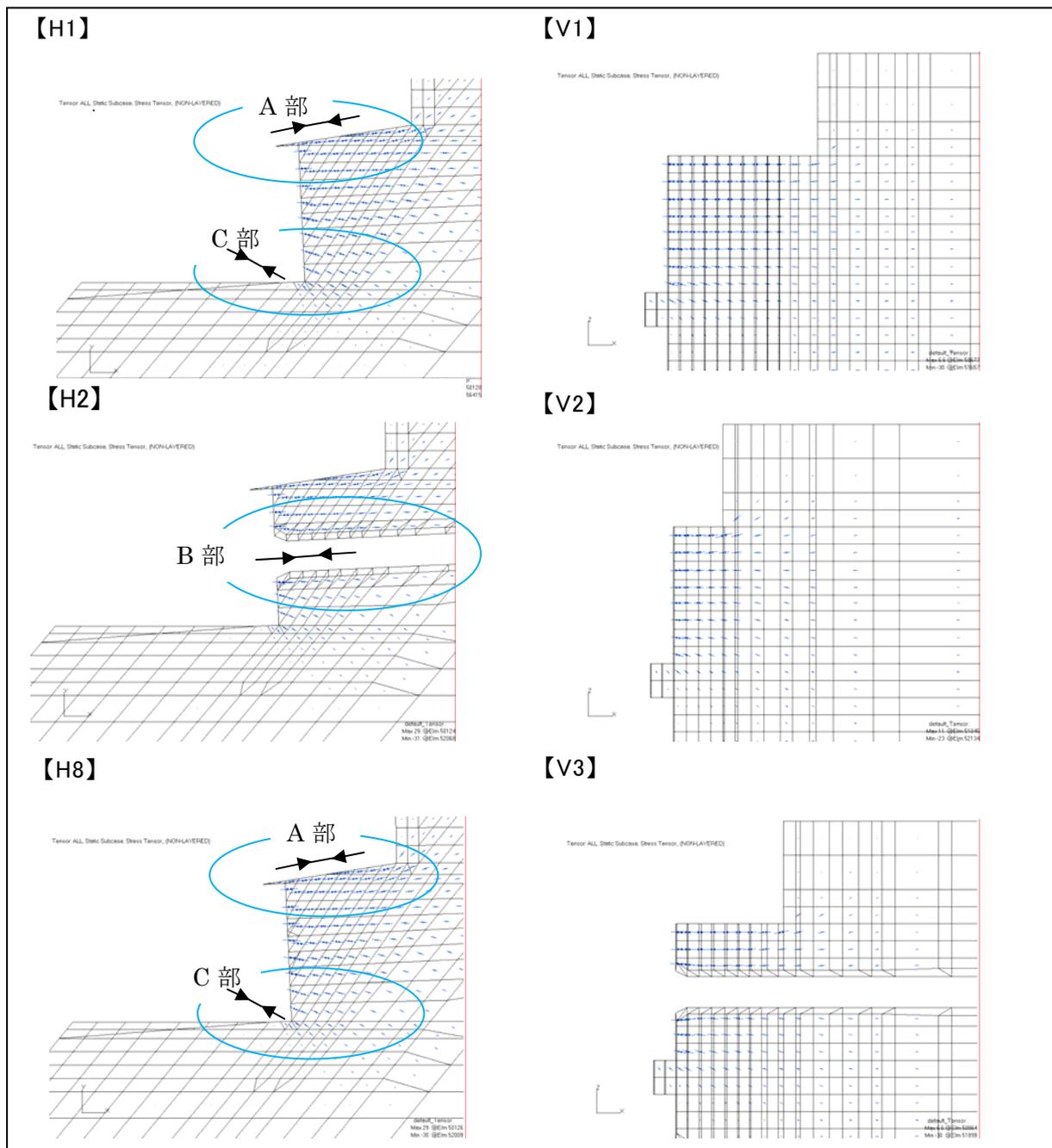


図 6-6-5 圧縮応力の方向(事故時再現)

解析結果から以下のことがわかった。

- ①上段ケーブル定着突起部の圧縮応力度は、図 6-6-4 の A 部や B 部に示されるように、支圧板背面が一様な応力分布ではなく、ケーブル中心より左側、上側に偏った分布状況となっている。
- ②最大の圧縮応力度は、図 6-6-4 鳥瞰図に示した突起側面の奥側上部付近で発生している。(33N/mm²程度)
- ③支圧板背面においても、大きな圧縮応力度が発生している。(30N/mm²程度)
- ④主応力の方向は、図 6-6-5 に示す突起側面部である A 部では、側面に沿った方向に発生している。ケーブル中心付近の B 部では、ケーブル軸方向に沿って発生し、C 部である切欠き側では、右奥に向う方向(図中の矢印)となっている。

b) 引張応力（最大主応力）の分布状況

引張応力（最大主応力）の結果を図 6-6-6、図 6-6-7 に示す。

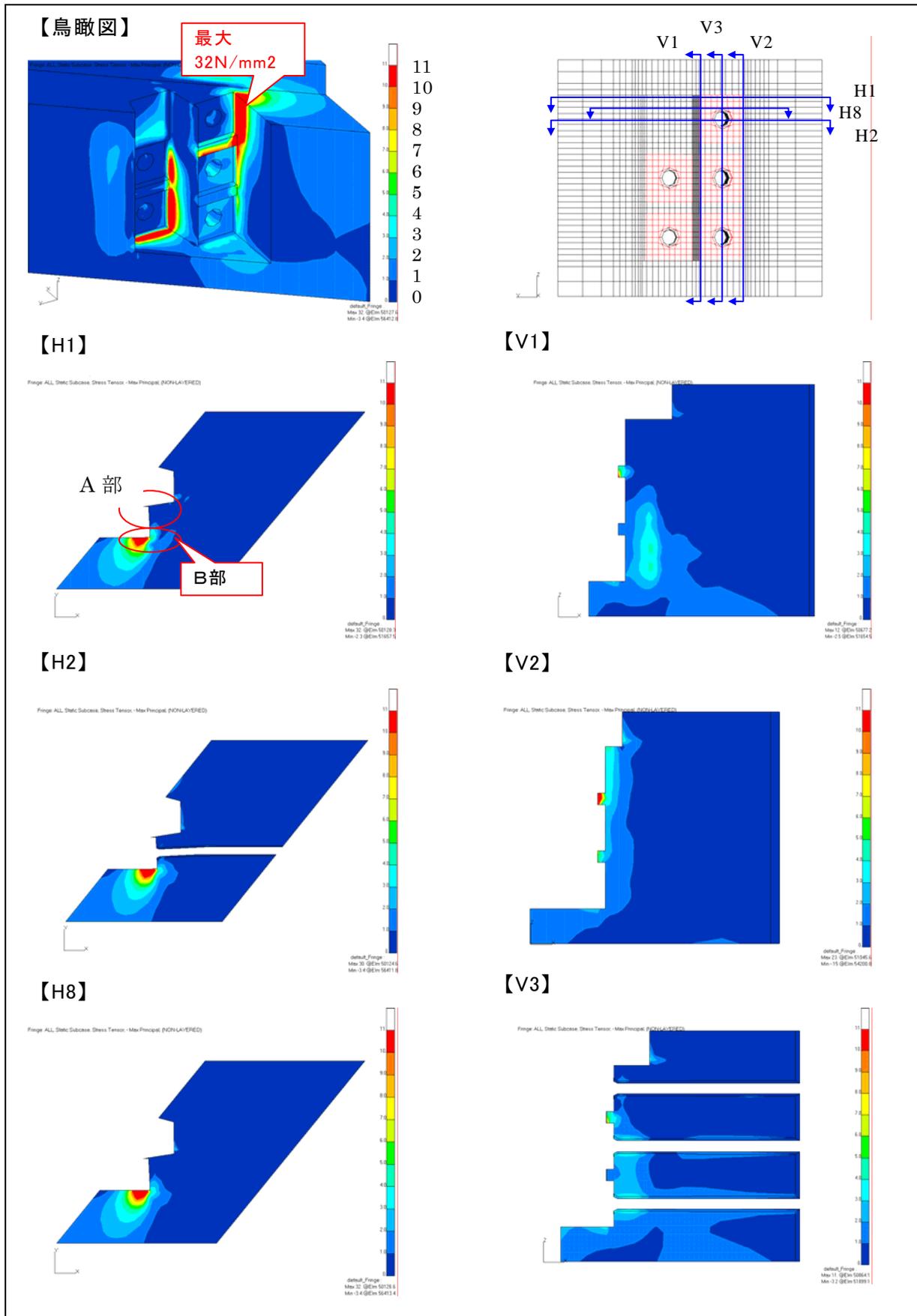


図 6-6-6 引張応力の状況 (事故時再現)

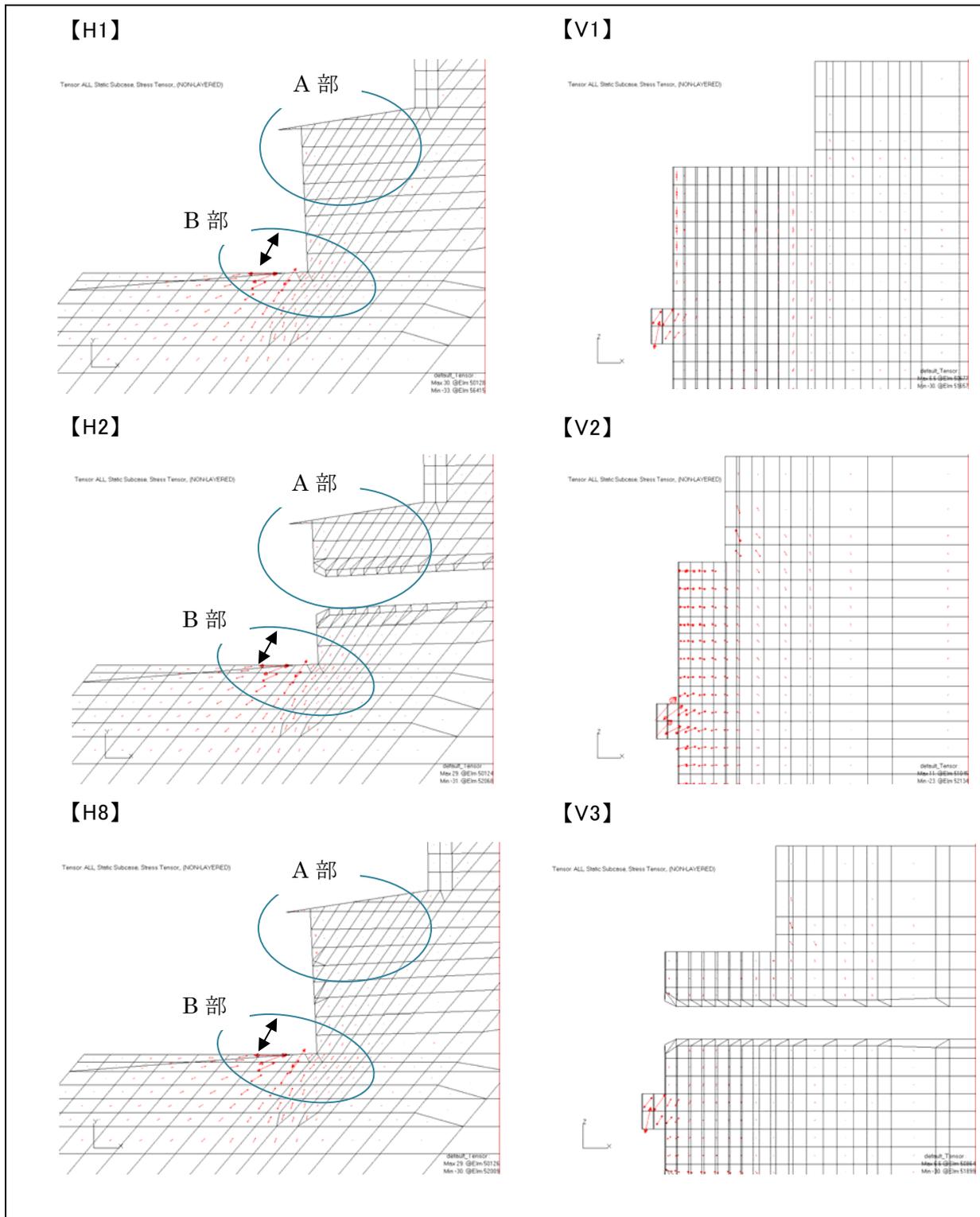


図 6-6-7 引張応力の方向(事故時再現)

解析結果から以下のことがわかった。

- ①上段ケーブル定着突起部内のうち、図 6-6-6 の A 部では、引張応力が小さく圧縮応力が卓越する区域となっている。図 6-6-6 の切欠きとなっている B 部には、大きな引張応力が発生しており、支圧板側面を中心として同心円状に広がる分布形状となっている。
- ②最大引張応力は、図 6-6-6 鳥瞰図に示すように支圧板右手前のコンクリート側面に発生しており、その値は 30~32N/mm² 程度である。また B 部である支圧板の右

側背面には、4~5N/mm²程度の応力が発生している。

- ③主応力の方向は、図 6-6-7 に示すように、切欠き位置となる B 部の支圧板背面は、矢印で示した方向（圧縮応力方向に対して直交する方向）となっている。また B 部のうち、支圧板側面となる切欠き部は、支圧板の変形に追随する方向となっている。

c) 破壊面（平面で仮定）での応力分布状況（鳥瞰図）

破壊した定着部のコンクリート断面は、曲面となっているが、ここでは、平面と仮定した破壊面位置での主応力の分布図を作成した。

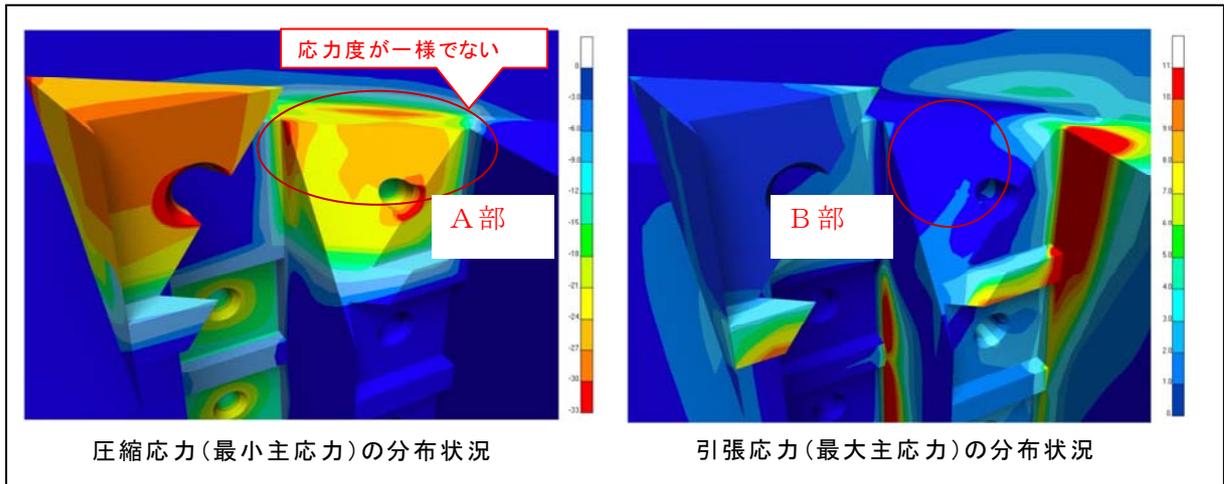


図 6-6-8 平面と仮定した破壊面での応力分布状況

図 6-6-8 に示した破壊面の応力分布状況から以下のことがわかった。

- ① 圧縮応力（最小主応力）の分布状況は、A 部に示すように一様ではなく偏りのある分布状況となっている。
- ② 圧縮応力（最小主応力）の分布状況より破壊面上面側は、大きな圧縮応力下にある。
- ③ 引張応力（最大主応力）の分布状況は、支圧板右側より突起側面の自由端に向かい徐々に小さくなる傾向にある。
- ④ B 部のように突起側面の自由端側の破壊面では、引張応力が小さくほとんど発生していない区域があり、圧縮応力下にある。

(2) 当初設計モデル (3次元弾性解析 / 上面切欠き高 20mm の場合)

上面のコンクリートが当初設計どおりに打設された場合について解析を行った。

1) 解析条件およびモデル

a) 解析モデル

伸縮装置の切欠き高は設計図どおり 20mm とした。(1) の事故時再現モデルとの比較を行うため、事故時再現モデルと同様に、支圧板の孔とコンクリート内部のシース孔は考慮したが、グラウトホースは考慮しなかった。また、定着部近傍の破壊に影響がない範囲として、(1) の事故時再現モデルと同じ範囲とした。

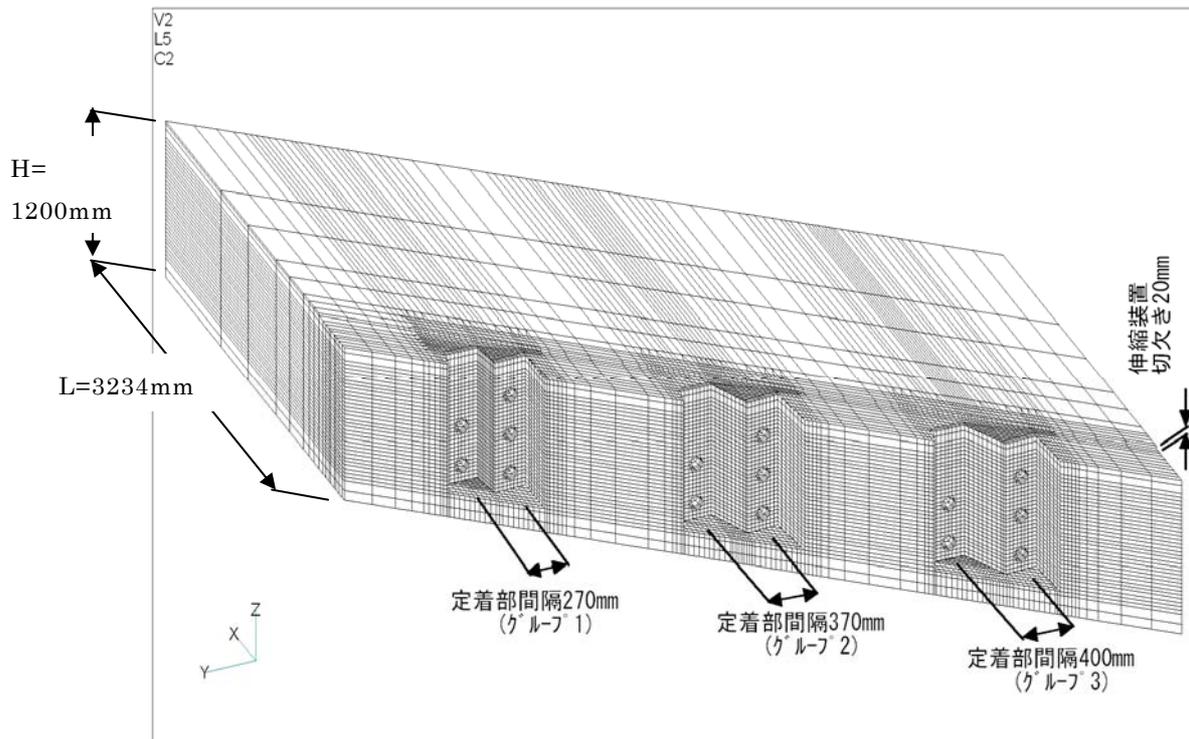


図 6-6-9 解析モデル(当初設計)

b) 物性値

① コンクリート

- ・ 圧縮強度 $\sigma_{ck}=31$ (N/mm²)
- ・ ヤング係数 $E_c=28300$ (N/mm²)
- ・ ポアソン比 $\rho=0.167$

② 支圧板

- ・ ヤング係数 $E_s=200000$ (N/mm²)
- ・ ポアソン比 $\rho=0.300$

c) 使用要素

- ・ コンクリート 6 節点または 8 節点のソリッド要素
- ・ 支圧板 8 節点のソリッド要素

コンクリートと支圧板間は接触要素とし、X, Y, Z 方向の並進方向に対して固定とした。

d) 拘束条件

解析モデル背面における節点の変位を拘束した。

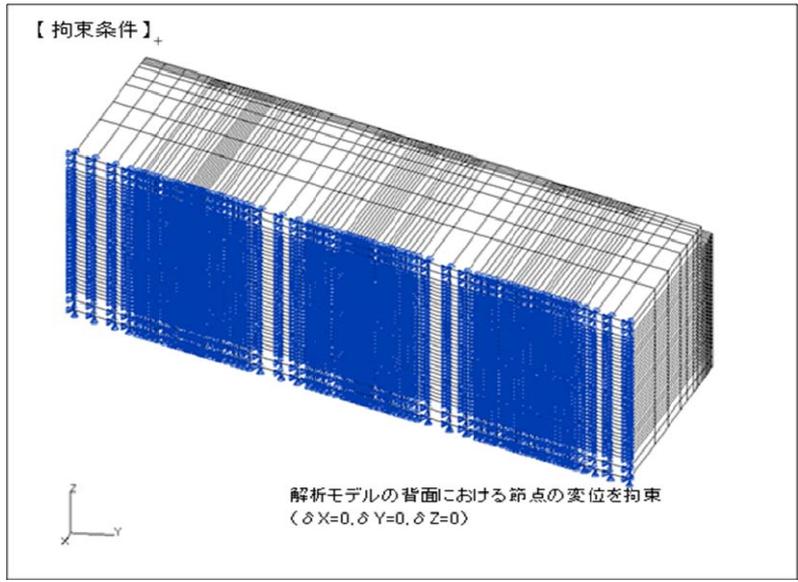
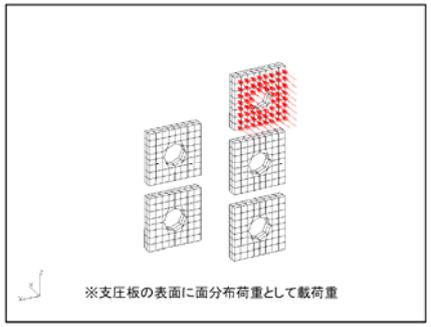


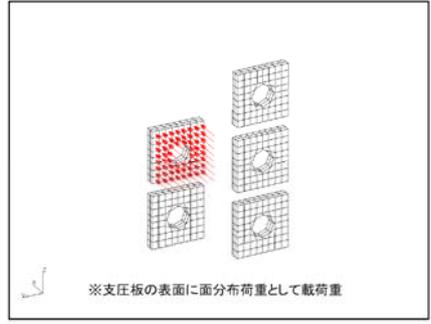
図 6-6-10 解析モデルの拘束条件

e) 荷重条件

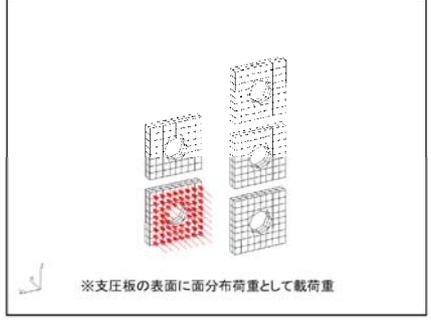
定着部間隔 270mm の支圧板に面分布荷重として、case1, 2, 3 を同時載荷した。



Case 1 . 上段ケーブル
 事故時緊張力 P=1590 (kN)
 $P_x=1587.579$ (kN)
 $P_y= 27.711$ (kN)
 $P_z= -83.214$ (kN)



Case 2 . 中段ケーブル
 導入時緊張力よりポンプロス、セッロス及び弾性変形によるロスを考慮した
 緊張力 P=1355.243 (kN)
 $P_x=1353.747$ (kN)
 $P_y= -23.630$ (kN)
 $P_z= -59.115$ (kN)



Case 3 . 下段ケーブル
 Case2 と同様、P=1355.243 (kN)
 $P_x=1354.211$ (kN)
 $P_y= -23.638$ (kN)
 $P_z= -47.297$ (kN)

図 6-6-11 荷重載荷図

f) 使用プログラム NASTRAN

2) 解析結果

a) 圧縮応力（最小主応力）の分布状況

圧縮応力（最小主応力）の結果を図 6-6-12、図 6-6-13 に示す。

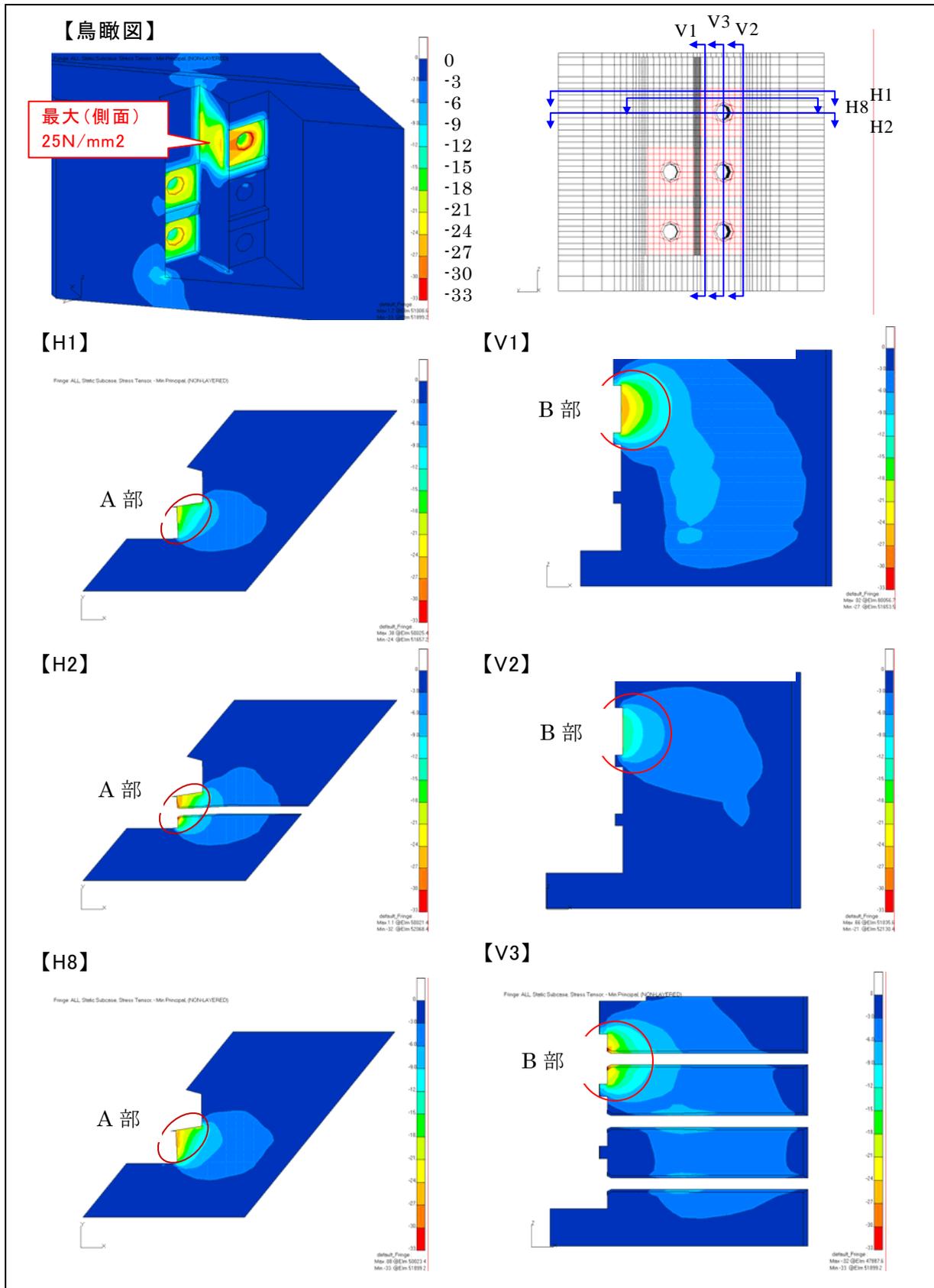


図 6-6-12 圧縮応力の状況(上面切欠き高 20mm)

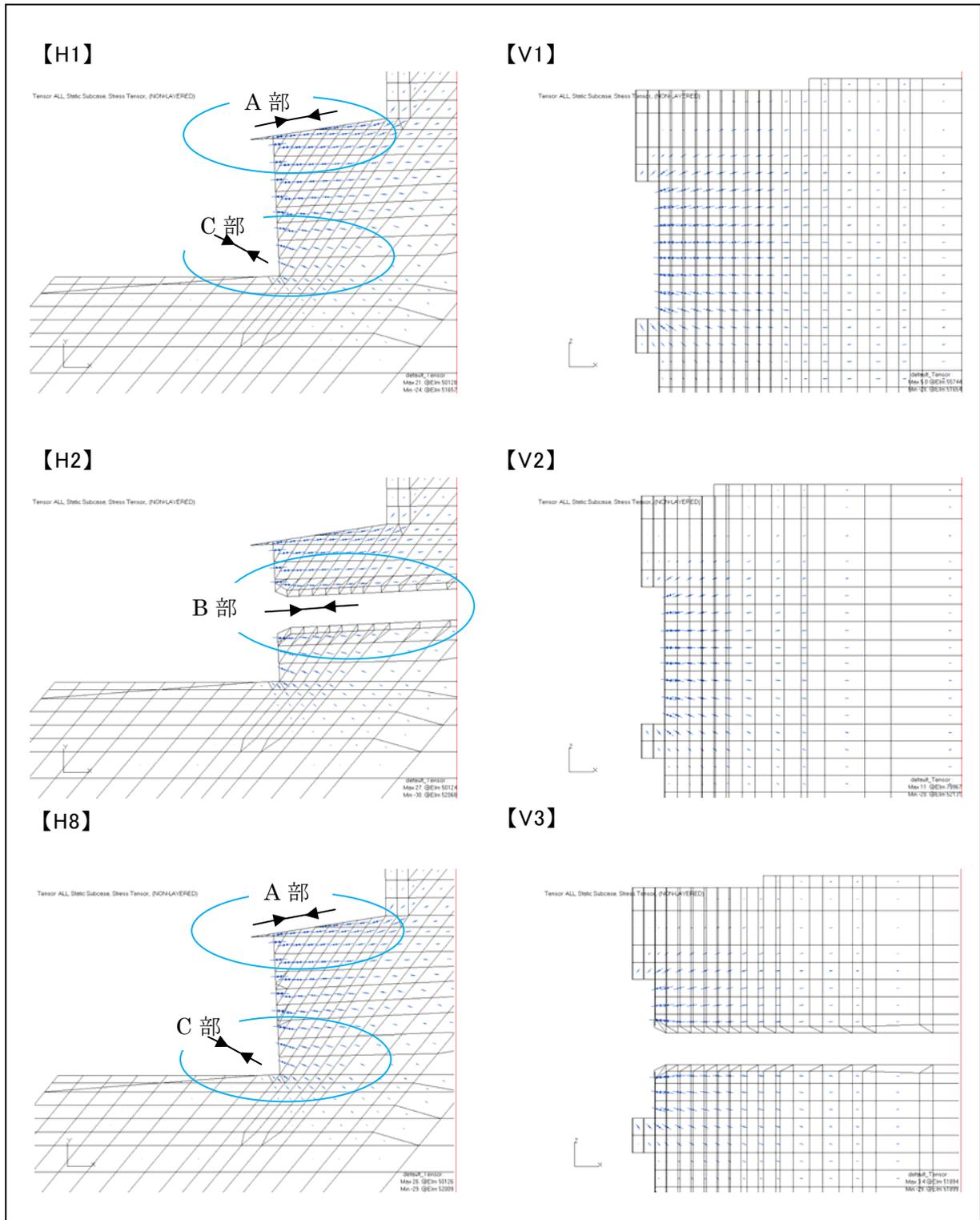


図 6-6-13 圧縮応力の方向(上面切欠き高 20mm)

解析結果から以下のことがわかった。

- ①上段ケーブル定着突起部の圧縮応力度は、図 6-6-12 の A 部に示すように、支圧板背面が一様な応力分布ではなく、ケーブル中心より左側に偏った分布状況となっている。また、図 6-6-12 の B 部に示すように (1) の事故時再現モデルとは異なり、鉛直方向には同心円状の分布形状となっている。
- ②最大の圧縮応力度は、図 6-6-12 鳥瞰図に示した突起側面の奥側付近で発生している。最大圧縮応力度は、23~25N/mm² 程度であり、(1) の事故時再現モデルに比べ 20~30% 程度応力が低減している。
- ③支圧板背面においても、大きな圧縮応力度が発生している。(30N/mm² 程度)
- ④主応力の方向は、図 6-6-13 に示す突起側面部である A 部では、側面に沿った方向に発生している。ケーブル中心付近の B 部では、ケーブル軸方向に沿って発生し、C 部である切欠き側では、右奥に向う方向 (図中の矢印) となっている。

b) 引張応力（最大主応力）の分布状況

引張応力（最大主応力）の結果を図 6-6-14、図 6-6-15 に示す。

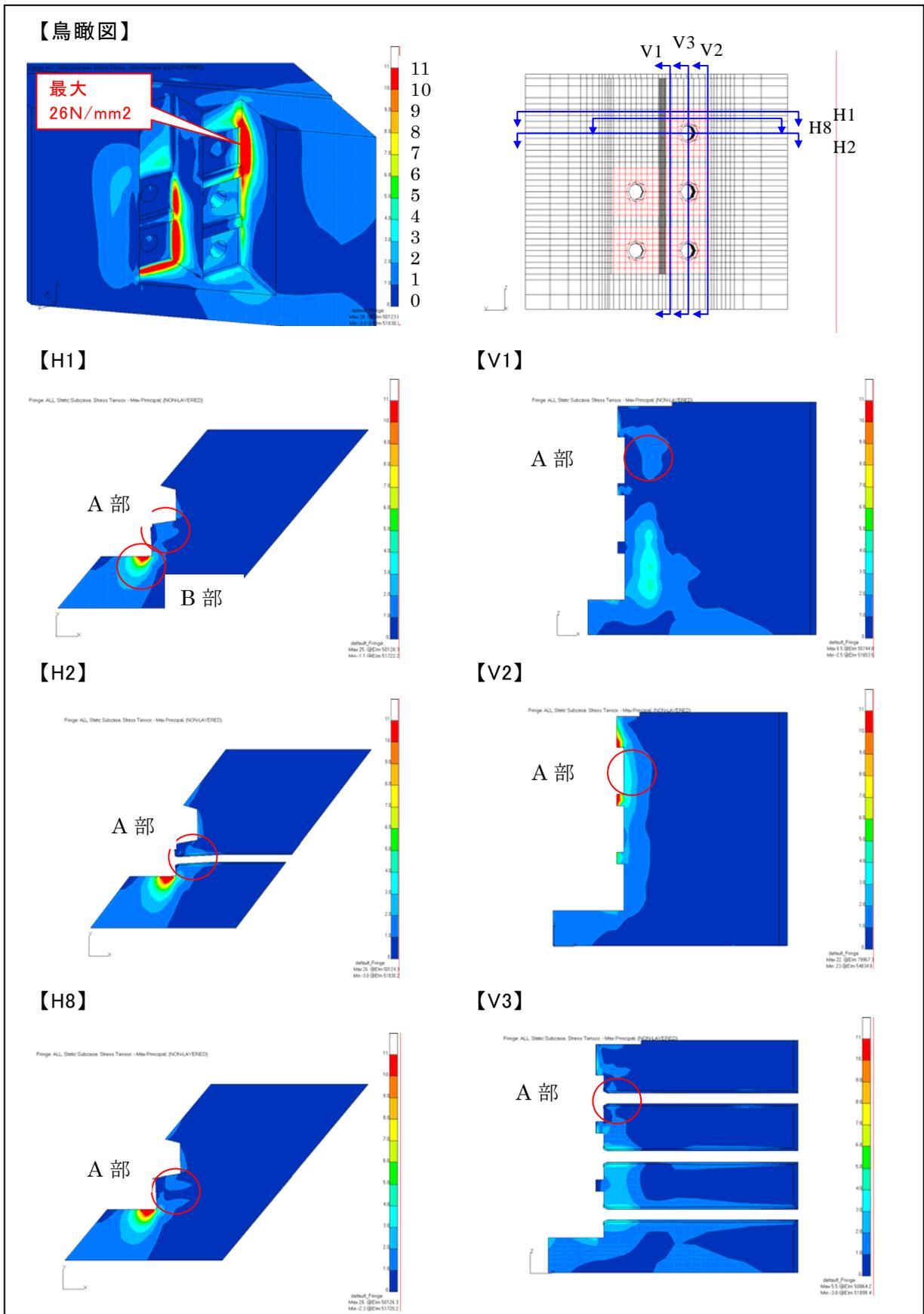


図 6-6-14 引張応力の状況(上面切欠き高 20mm)

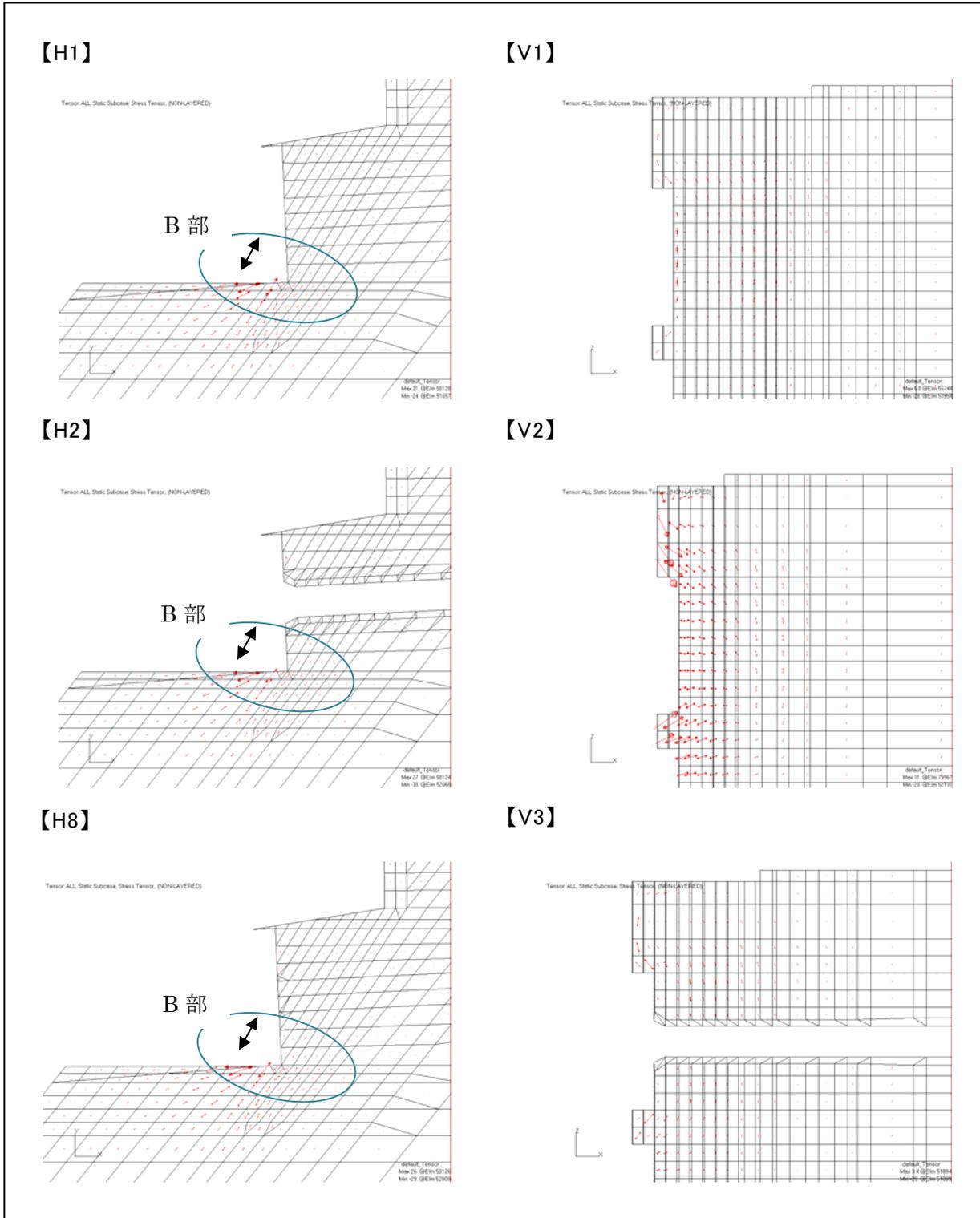


図 6-6-15 引張応力の方向(上面切欠き高 20mm)

解析結果から以下のことがわかった。

- ①上段ケーブル定着突起部内では、図 6-6-14 の A 部に示すように、支圧板背面において、引張応力が水平面や鉛直面全てに発生しており、(1)の事故時再現モデルとは異なる分布状況となっている。しかし、引張応力度は小さく圧縮応力が卓越する区域となっている。図 6-6-14 の切欠きとなっている B 部には、大きな引張応力が発生しており、支圧板側面を中心として同心円状に拡がる分布形状となっ

ている。

- ②最大引張応力は、図 6-6-14 鳥瞰図に示すように支圧板右手前のコンクリート側面に発生しており、その値は 26N/mm^2 程度である。(1) の事故時再現モデルにおいて発生した引張応力度の 80%弱程度となっている。また B 部である支圧板の右側背面には、 $2\sim 3\text{N/mm}^2$ 程度の引張応力が発生しており、(1) の事故時再現モデルにおける引張応力度の 80%弱程度となっている。
- ③主応力の方向は、図 6-6-15 に示すように、切欠き位置となる B 部の支圧板背面は、矢印で示した方向（圧縮応力方向に対して直交する方向）となっている。また B 部のうち、支圧板側面となる切欠き部は、支圧板の変形に追随する方向となっている。

(3) 事故時再現モデル (3次元弾塑性解析)

定着部コンクリートの破壊に至る経緯の確認を目的として、3次元弾塑性FEM解析を行った。

1) 解析条件およびモデル

a) 解析モデル

解析モデルは、(1)で実施した3次元弾性解析で使用したモデルの一部を使用する。解析モデルの使用範囲としては、モデル側方部分は局所的な破壊挙動に大きな影響をあたえないもの仮定し、図6-6-16に示す約1/3の範囲(約28000節点)とした。また、鉄筋については、実際の破壊箇所配筋がなされていないためモデル化は行わないものとした。

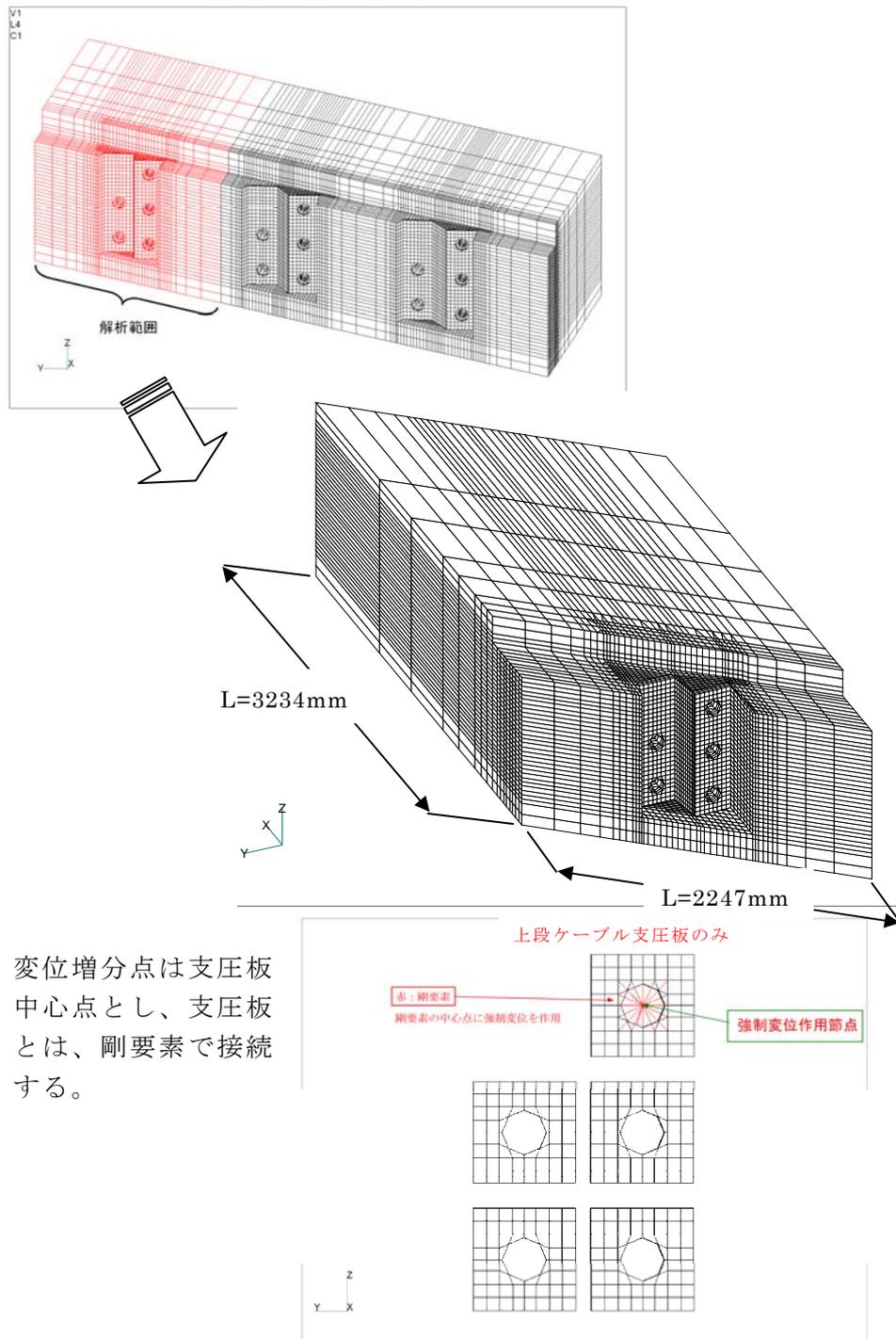


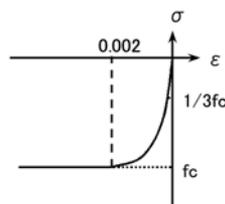
図 6-6-16 解析モデル(事故時再現)

b) 物性値

① コンクリート

- ・ 圧縮強度 $\sigma_{ck}=f_c=31$ (N/mm²)
- ・ ヤング係数 $E_c=28300$ (N/mm²)
- ・ ポアソン比 $\rho=0.166$
- ・ ひび割れモデル 回転ひび割れモデル
- ・ 圧縮側構成則 マルチリニア (コンクリート標準示方書)

$$\sigma = f_c \times \frac{\varepsilon}{0.002} \times \left[2 - \frac{\varepsilon}{0.002} \right]$$

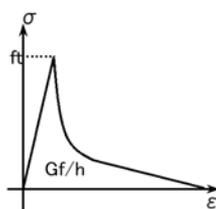


<コンクリート(圧縮側)の応力-ひずみ関係>

図 6-6-17 コンクリート(圧縮側)の応力-ひずみ関係

除荷経路 原点指向型

- ・ 引張側構成則 Hordijk



<コンクリート(引張側)の応力-ひずみ関係>

図 6-6-18 コンクリート(引張側)の応力-ひずみ関係

コンクリートの引張強度 f_t (コンクリート標準示方書)

$$f_t = 0.23 \times f_c^{2/3}$$

引張破壊エネルギー G_f

$$G_f = 0.0345 \times f_c^{1/2} \quad (\text{土木学会論文集:No. 620/V-43 p187-199 1999.5})$$

除荷経路 原点指向型

② 支圧板

- ・ ヤング係数 $E_s=200000$ (N/mm²)
- ・ ポアソン比 $\rho=0.300$

弾性材料とした。

c) 使用要素

- ・ コンクリート 6 節点または 8 節点のソリッド要素
- ・ 支圧板 8 節点のソリッド要素

コンクリートと支圧板間は接触要素とし、X, Y, Z 方向の並進方向に対して固定とした。ただし、支圧板側面部は、フリーとした。

なお、定着部近傍におけるコンクリート要素の大きさ(最小)は、粗骨材寸法程度として約 30×30×20 (高さ(z)×横(y)×奥行き(x)) である。

d) 拘束条件

解析モデル背面における節点の変位を拘束した。

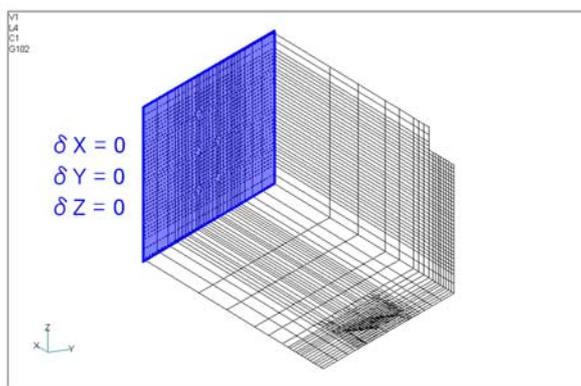


図 6-6-19 解析モデルの拘束条件

e) 解析ステップ (荷重条件)

解析ステップは、図 6-6-20 に示すように 2 段階とした。

STEP 1 では、緊張済みケーブルである中段・下段ケーブルを緊張順に、定着荷重 (荷重倍率 $\alpha = 1.00$, 荷重増分倍率 0.2) まで漸増载荷した。

STEP 2 では、上段ケーブルに対して、支圧板中心点に緊張力载荷方向の強制変位を与えることで変位増分解析を行った。変位増分量は、0.04mm を 10 段階行い、以降、変位増分量は 0.02mm として漸次増分し構造不安定となるまで行った。

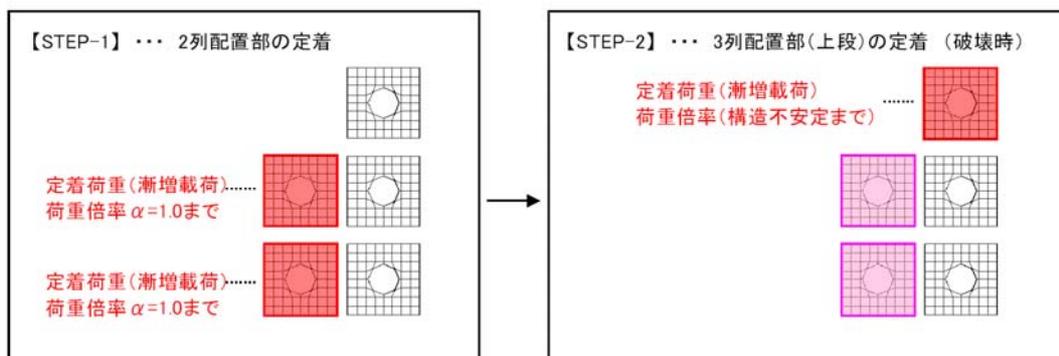


図 6-6-20 解析ステップ図

STEP 1 . 中段・下段ケーブル P=1355.243 (kN)

STEP 2 . 上段ケーブル P=1590 (kN)

f) 使用プログラム DIANA

2) 解析結果

a) 変位増分解析結果

① 変位増分点の P- δ 曲線

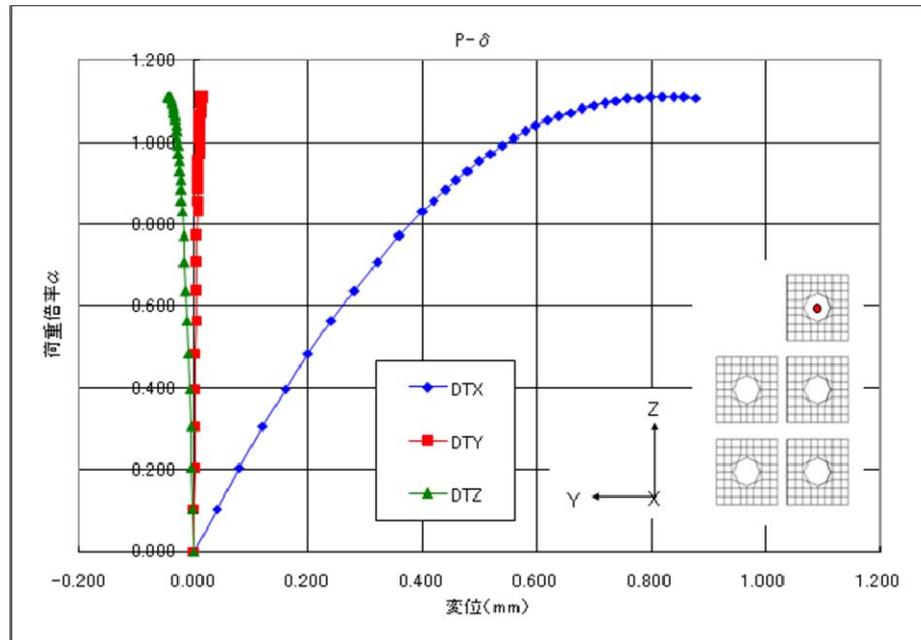


図 6-6-21 P- δ 曲線

② 変位増分ステップと支圧板の変形

荷重倍率 $\alpha=1.000$ は、定着部コンクリートの破壊荷重値と推定している $P=1590$ (kN) に相当する変位量を示す。なお、変位増分 STEP35 で構造不安定となった。

	荷重倍率 α	δ_x	δ_y	δ_z
				[mm]
1	0.000	0.000	0.000	0.000
2	0.104	0.040	0.001	-0.002
3	0.205	0.080	0.001	-0.004
4	0.306	0.120	0.002	-0.006
5	0.397	0.160	0.003	-0.008
6	0.484	0.200	0.003	-0.010
7	0.565	0.240	0.004	-0.013
8	0.637	0.280	0.005	-0.015
9	0.706	0.320	0.006	-0.017
10	0.772	0.359	0.006	-0.019
11	0.833	0.399	0.007	-0.021
12	0.858	0.419	0.007	-0.022
13	0.883	0.439	0.008	-0.023
14	0.908	0.459	0.008	-0.024
15	0.931	0.479	0.008	-0.025
16	0.952	0.499	0.009	-0.026
17	0.973	0.519	0.009	-0.027
18	0.992	0.539	0.009	-0.028
19	1.010	0.559	0.010	-0.029
20	1.026	0.579	0.010	-0.030
21	1.040	0.599	0.010	-0.031
22	1.054	0.619	0.011	-0.032
23	1.065	0.639	0.011	-0.033
24	1.074	0.659	0.012	-0.035
25	1.084	0.679	0.012	-0.036
26	1.091	0.699	0.012	-0.037
27	1.097	0.719	0.013	-0.038
28	1.102	0.739	0.013	-0.039
29	1.106	0.759	0.013	-0.040
30	1.108	0.779	0.014	-0.041
31	1.111	0.799	0.014	-0.042
32	1.111	0.819	0.014	-0.043
33	1.110	0.839	0.015	-0.044
34	1.111	0.859	0.015	-0.045
35	1.109	0.879	0.015	-0.046
36				
37				

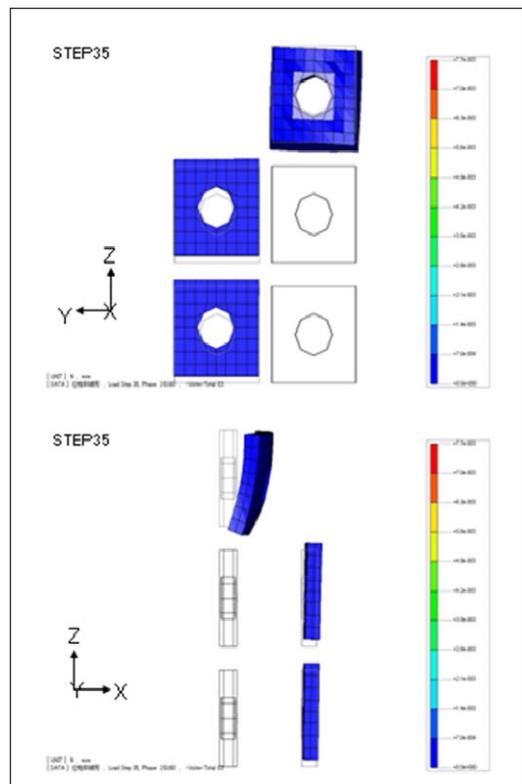


図 6-6-22 荷重倍率と支圧板変形との関係

b) 圧縮ひずみ（最小主ひずみ）と圧縮応力（最小主応力）の状況

図 6-6-23～図 6-6-25 に圧縮ひずみの状況と圧縮応力度の状況を示す。

解析結果から以下のことがわかった。

- ① 支圧板の変位増分に従い、突起側面の奥上側より支圧板の右下端方向に向かって塑性域が拡大することが確認された。また、定着部近傍においても塑性化が進展しているが、実際には支圧板とコンクリートとの拘束により、図のようなひずみとはならないと考えられる。
- ② 一方、圧縮応力度についても、コンクリート強度に達する状況が、突起側面の奥上側より支圧板の右下端方向に向かっていくことがわかる。実際に破壊した箇所における鉛直方向の切断面での圧縮ひずみでは、支圧板右側の面においても大きな圧縮ひずみが発生していることがわかる。

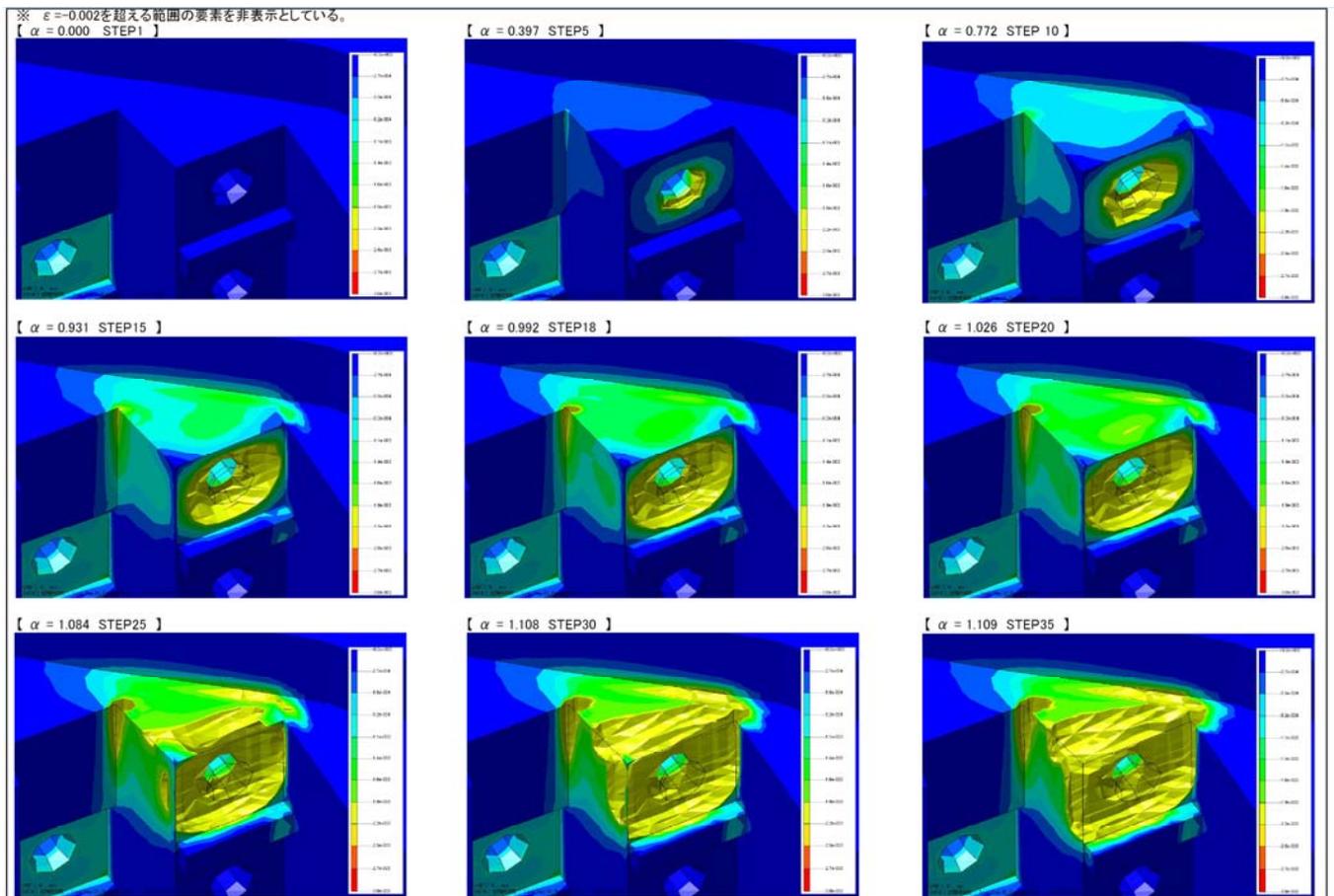


図 6-6-23 圧縮ひずみの状況(鳥瞰図)

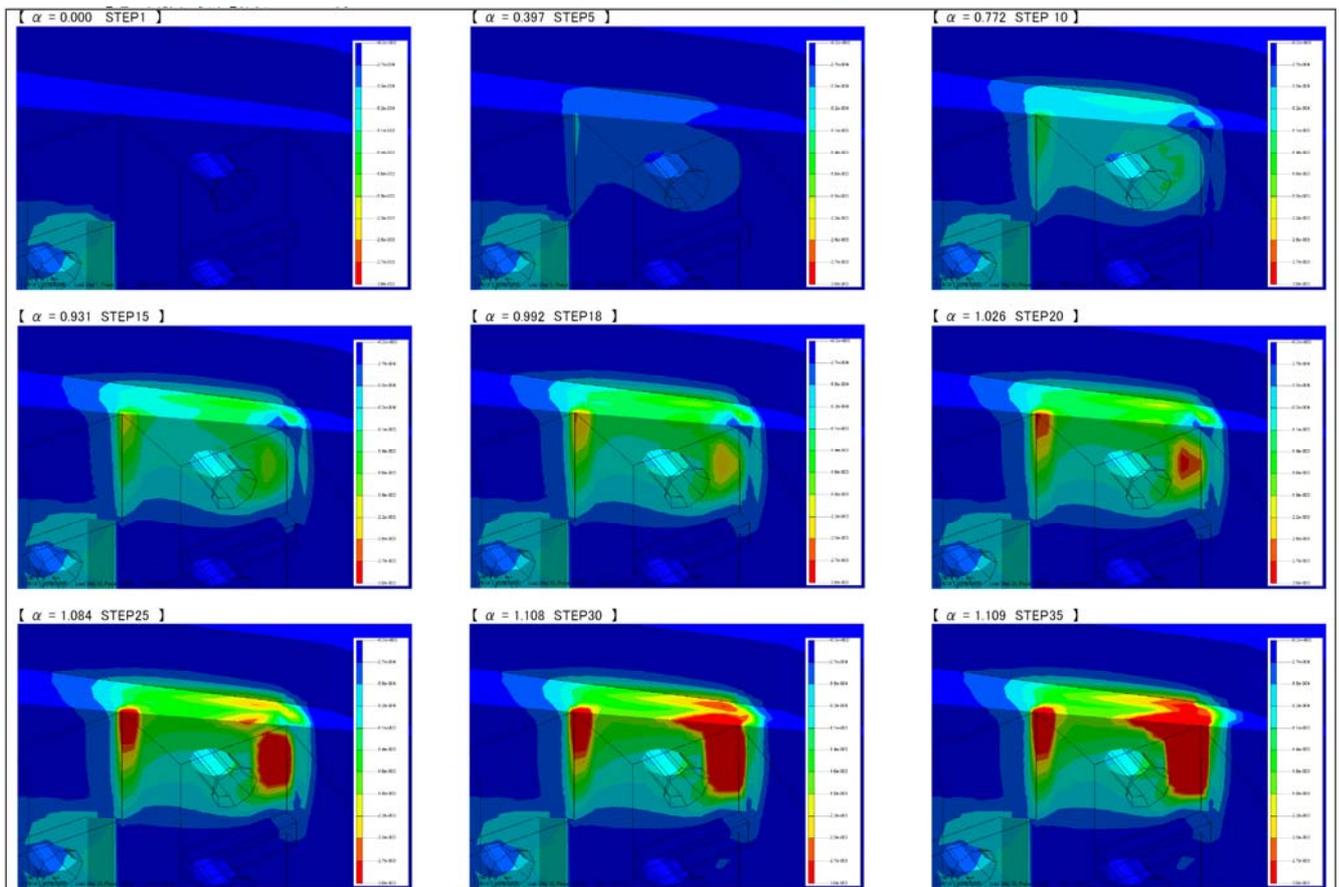


図 6-6-24 圧縮ひずみの状況(切断面方向)

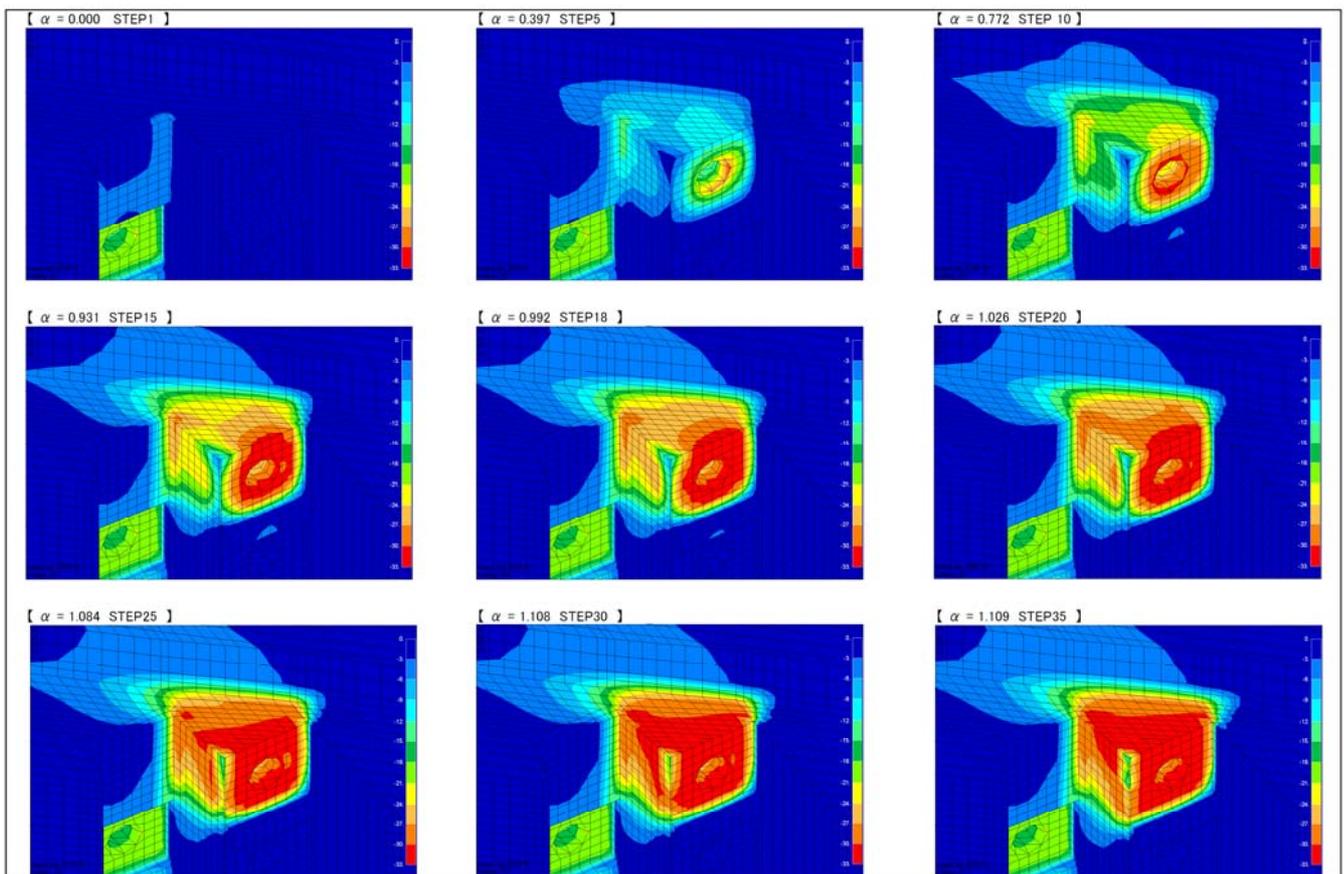


図 6-6-25 圧縮応力度の状況(鳥瞰図)

c) 引張ひずみ（最大主ひずみ）と引張応力（最大主応力）の状況

図 6-6-26, 図 6-6-27 に引張ひずみの状況と引張応力度の状況を示す。

解析結果から以下のことがわかった。

- ① 支圧板の変位増分に従い、支圧板右側上面より支圧板の右奥側方向に向かって塑性域が伸展していくことが確認された。なお、これは今回の破壊面とは異なる方向のものである。
- ② 支圧板背面部において、ひずみの伸展が見られるが、b) 同様、支圧板の拘束により実際には大きなひずみに伸展するとは考えにくい。また、定着部内での引張ひずみ量は小さく、破壊荷重に相当する $\alpha=1.00$ 近傍の引張ひずみ状態では引張による破壊を誘起させる状況にはないことが確認された。
- ③ 一方、引張応力度は、 $\alpha=0.99$ 近傍で定着部の上面に 1 N/mm^2 強の引張応力度が発生している状況が認められる。

なお、③で記載した引張応力については、引張応力が作用する多軸応力状態では、コンクリートの圧縮応力に伴う圧縮応力と平行方向のひび割れに対する強度は低下するため、圧縮応力の方向に微細なひび割れが発生したことも想定される。

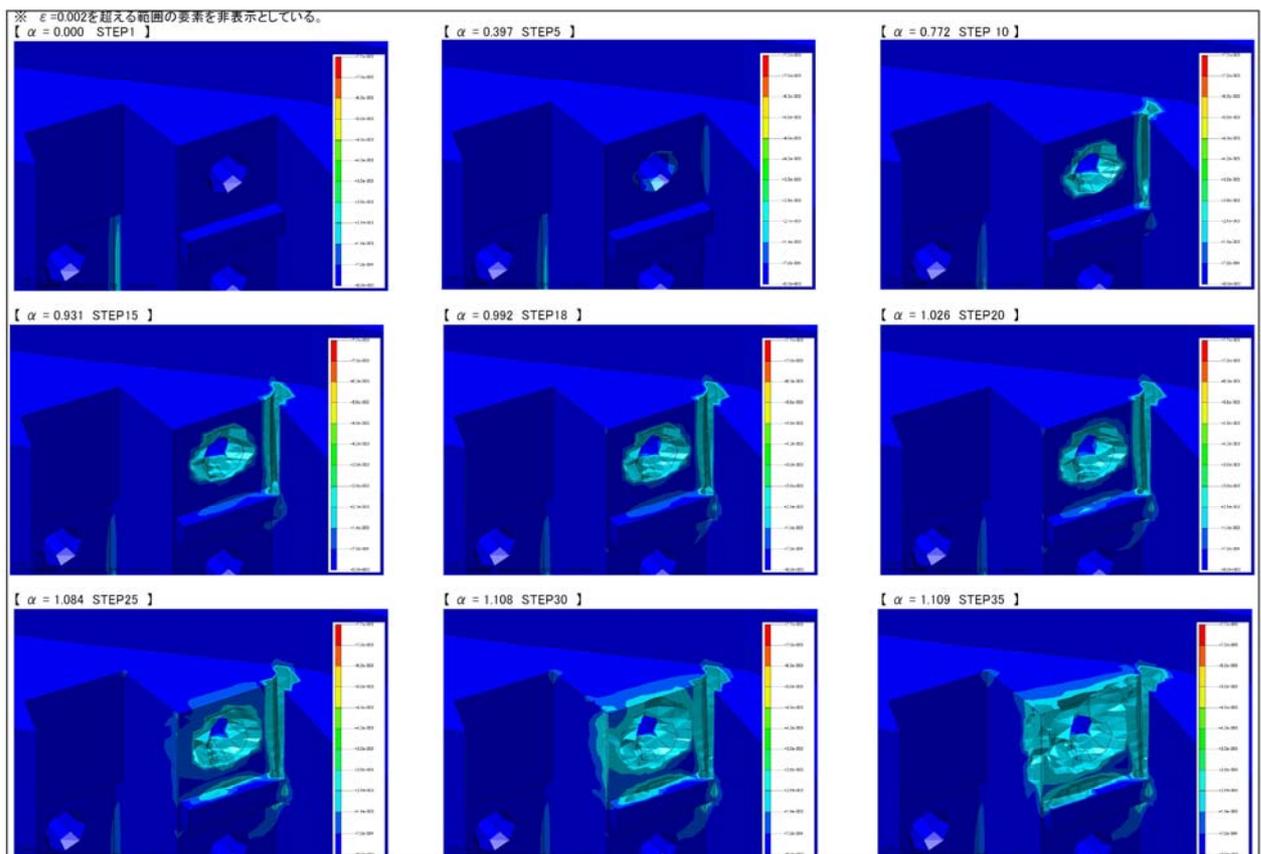


図 6-6-26 引張ひずみの状況(鳥瞰図)

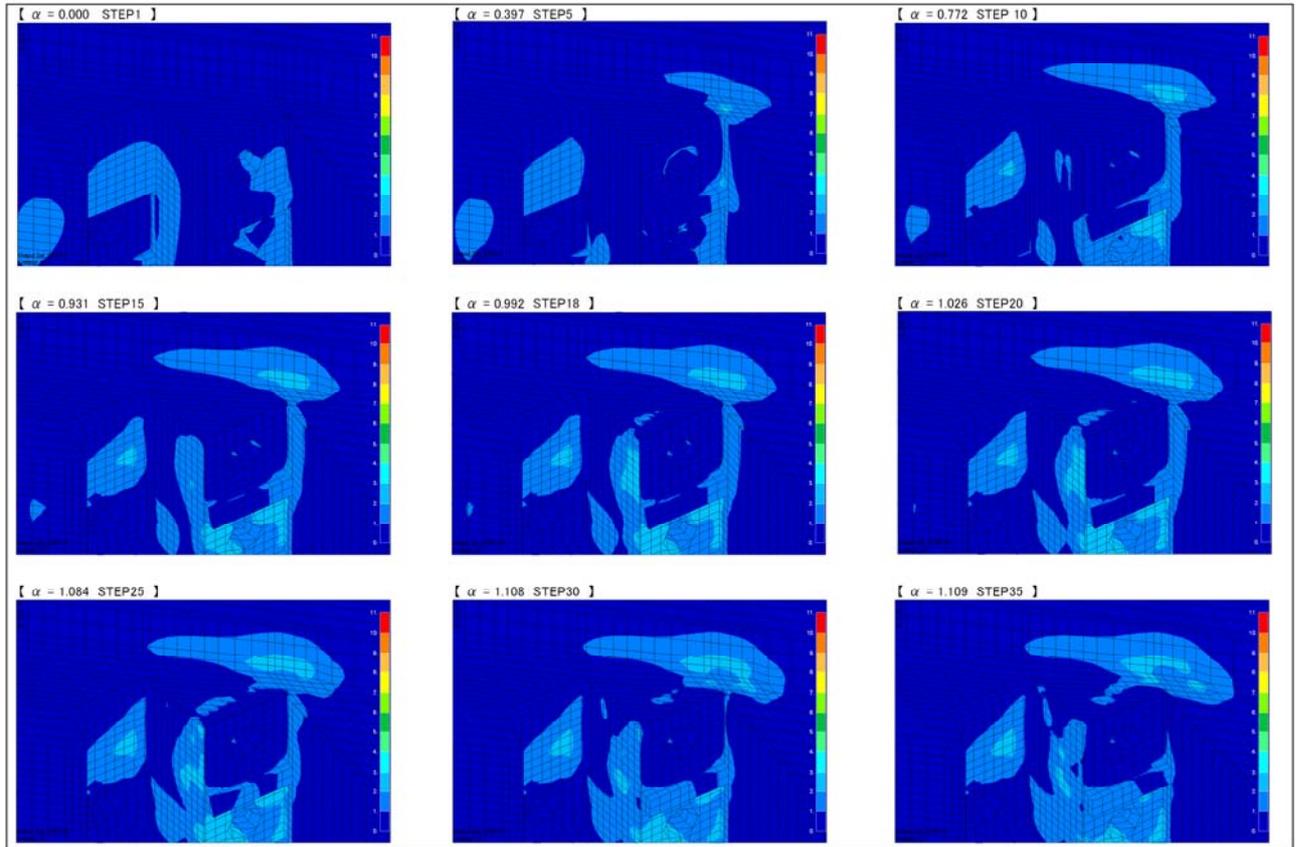


図 6-6-27 引張応力度の状況(鳥瞰図)

(4) コンクリートの破壊形態

コンクリートの破壊形態としては、3. 1に示した破壊状況ならびに、(1)および(3)の事故時再現モデルでの3次元FEM解析の結果から、以下の事項が考えられる。

1) 圧縮応力(最小主応力)からの推定

- ①まず突起側面の奥側上部の圧縮応力がコンクリート強度を越えたため、破壊に至った可能性が高いものと考えられる。なお、コンクリートの圧縮破壊においては、圧縮応力と直交する方向にポアソン効果による大きな引張ひずみが生じることが一般的であり、この点からすると圧縮応力(最小主応力)に平行なひび割れが発生した可能性がある。
- ②さらに、この初期の破壊をきっかけとして、同様の破壊が支圧板の右下端方向に順次進行し、定着部コンクリートの破壊に至ったものと考えられる。
- ③また、上記①、②に記した破壊の進展は、(3)のFEM弾塑性解析結果からも推定できる。圧縮応力に伴うひずみは、荷重の荷重ステップ(変位増分)が漸増するのに従って、突起側面の奥側上部より支圧板の右下端方向に順次進行している。これは、破壊面に沿った切断面における圧縮応力に伴うひずみのステップ図からも確認できる。
- ④なお、支圧板背面にも大きな圧縮応力が発生しているが、支圧板により拘束されていることと、発生部位と破壊面との位置関係が一致していないことから、この圧縮応力が、定着部コンクリートを破壊に至らせたことはないものと考えられる。

2) 引張応力(最大主応力)からの推定

- ①支圧板右手前のコンクリート側面に大きな引張応力が発生しているが、事故において当該部分のコンクリートは破壊していない。引張がこの位置に発生する傾向があることについては構造力学的にも妥当なものと考えられるが、今回の解析ではこのような局所の計算応力値の絶対値については実際の応力と多少の乖離はあるものと考えられること、実際の破壊性状、他の定着部でもひび割れ等の異常はみられないことなどから、少なくともこれが今回の破壊の起点となった可能性はないといえる。
- ②また、(1)の弾性解析結果から、支圧板右側背面にも4~5N/mm²を越える引張応力が発生しており、仮にこの引張応力により破壊が生じたとすると、支圧板右端から右奥方向にひび割れが生じることとなる。しかしコンクリートの破壊形状はこのひび割れ方向と一致しない。(3)の3次元弾塑性FEM解析の結果の主ひずみからも上述の破壊性状が推定されるが、引張応力によるひずみは、支圧板右端部より右奥側へ伸張するのみであり、破壊荷重前後($\alpha=1.00$ 付近)の荷重ステップにおける定着部突起内では、支圧板背面を除き伸展は見られないことから、少なくともこれが今回の破壊の起点となった可能性はないといえる。

(5) 鉄筋の有無に対する見解

本委員会におけるFEM解析では、鉄筋のモデル化やコンクリートとの付着モデル等が、研究途上にあることから、鉄筋の影響を考慮していない。そのため、解析結果から鉄筋の有無に対して得られた知見はない。

しかし、道路橋示方書V耐震設計編では、横拘束鉄筋による拘束効果からコンクリートの圧縮破壊強度が増大することが記載されている。このことから圧縮

応力（最小主応力）に直交する方向にグリッド筋や定着部補強鉄筋が配置されていれば、コンクリートの破壊に抵抗していたものと考えられる。圧縮応力がコンクリート強度を越えた場合には、越えた部位の破壊は避けられないものの、その破壊現象は緩やかに進行したものと推定される。