

## 第4編

---

### 連続合成桁の破壊シナリオ解析

## 第4編 連続合成桁の破壊シナリオ解析

### 目 次

第1章 検討目的	4-1
第2章 検討概要	4-2
2.1 解析の対象橋梁	4-2
2.2 径間比	4-3
2.3 床版コンクリートの強度	4-3
2.4 解析の種類とケース	4-4
2.5 解析モデル	4-4
2.6 要素分割	4-5
2.7 材料特性	4-5
2.8 荷重載荷方法	4-6
第3章 検討結果	4-7
3.1 線形弾性解析	4-7
3.2 非線形弾塑性解析	4-8
3.3 破壊シナリオ	4-14
第4章 結論	4-23

## 第1章 検討目的

鋼・コンクリート合成桁は引張に強い鋼材と圧縮に強いコンクリートの材料特性を巧みに利用した合理化橋として、1940年代に西ドイツで開発がなされた。我が国では1960年頃より建設されるようになった<sup>1)2)</sup>。その後、連続合成桁は、1970年頃から一時減少傾向にあったが、RC床版の設計見直しなどにより、現在では広く普及している。これは連続合成桁の採用による長支間化、製作・施工の容易さ、高次不静定構造による高い耐震性能などの利点に起因している<sup>1)</sup>。

近年、連続合成桁は、構造の単純化・合理化により経済性の向上が進められてきた。従来の多主桁橋から少数主桁化や、水平補剛材、垂直補剛材を減らす少補剛化による製作費の低減による効果である<sup>3)</sup>。しかし、これ以上の合理化は容易でないことから、さらなる合理的な設計を実現するためには、許容応力度法から性能照査型へと設計法の移行が不可欠であるとされている<sup>4)</sup>。性能照査型の設計とは、文献2)によれば、「与えられた外的条件に対して、規定された目標性能を満足するように行われる設計」とされており、AASHTO<sup>5)</sup>、Eurocode3及び4<sup>6)</sup>などがこの理念に基づいている。我が国では、2005年の道路橋示方書改訂により性能規定型の基準を導入し、限界状態設計法への移行がなされた。性能照査型設計への移行には終局状態に対する検討は不可欠であり、これに伴い各分野で研究が進められている。

現在、連続合成桁の終局状態に対して、正曲げモーメントが支配的である支間部では、コンパクト断面が有効であるとされている<sup>7)</sup>。しかし、負曲げモーメントとせん断力が支配的である中間支点上では、コンクリートのひび割れ、鋼桁のウェブ、下フランジの局部座屈、中立軸の移動によって複雑な挙動を示す<sup>8)</sup>。そのため、本章ではより合理的な連続合成桁の実現に向けて、破壊シナリオを明らかとするため、代表的な断面構成を有する連続合成桁の弾塑性解析を実施した。

## 第2章 検討概要

### 2.1 解析の対象橋梁

連続合成桁の基本断面構成として、本小委員会で試設計した鋼 3 径間連続合成桁橋を検討対象の橋梁として採用した。

今回の検討では、基本断面の桁断面の寸法は一定とし、径間比と床版の強度を変化させたモデルを用いた。本来は、径間比などが変化した場合には、その都度最適な断面を詳細に模索するべきであるが、破壊シナリオを明らかとすることが目的であるため、弾塑性挙動の詳細については概略で把握できるレベルで検討した。解析の対象橋梁の全体図を図-2.1に、各断面寸法を表-2.1に示す。

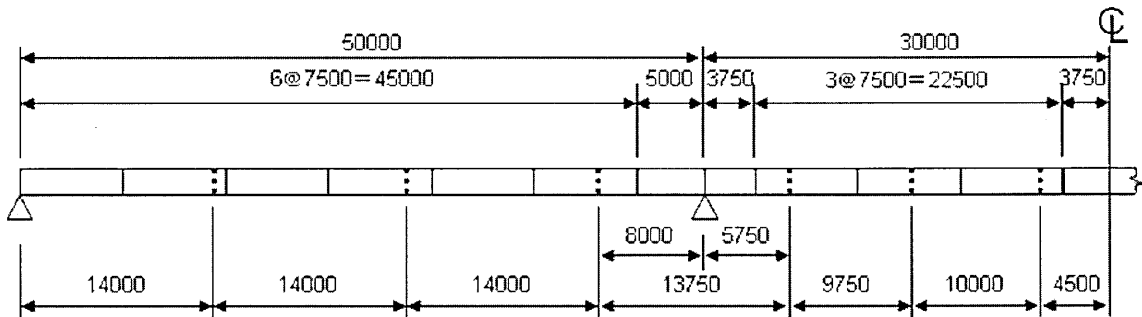


図-2.1 全体図

表-2.1 主桁断面構成表

断面構成	断面番号		断面1	断面2	断面3	断面4	断面5	断面6	断面7
	床版有効幅	mm	5246	5243	5057	4299	4728	5195	5195
	鋼材材料		SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM570	SM490Y	SM490Y	SM490Y
	上フランジ (幅 Bu=550mm)	板厚tu(mm)	26	44	51	71	51	30	30
	ウェブ	高さDw(mm)	2444	2423	2394	2355	2393	2440	2440
		板厚tw(mm)	26	18	23	25	23	18	18
	下フランジ (幅 Bl=700mm)	板厚tl(mm)	30	33	55	74	56	30	30
	横桁間隔	Lb(mm)	7500	7500	7500	5000	7500	7500	7500
	垂直補剛材間隔	A(mm)	1250	7500	2500	2500	2500	7500	7500
		△: 支点	△			△			

## 2.2 径間比

基本断面は、中央径間と側径間の径間比が 1:0.8 で最適となるよう試設計された断面であるが、今回は 1:0.5、1:0.6、1:1.1 のモデルについても解析を行った。いずれのモデルも中央径間長は 60m で一定とし、側径間のみを変化させた。対象橋梁の径間比を表-2.2 に示す。

表-2.2 径間比と中央径間、側径間の径間長

スパン比	0.5:1	0.6:1	0.8:1	1:1
中央径間(m)	60	60	60	50
側径間(m)	30	36	50	50

## 2.3 床版コンクリートの強度

コンクリートの引張強度を変えることで、負曲げ領域におけるコンクリート床版の破壊を考慮し、連続合成桁の終局状態に対するコンクリート床版の影響について検討した。つまり、圧縮強度と同等の引張強度を有する床版を用いることで、破壊にいたるまでコンクリート床版を含む全断面有効であるとした場合と、圧縮強度の 1/10(鉄筋のみ考慮と同等もしくはそれ以下とされる)の引張強度のみを有する床版を用いることで、コンクリート床版の引張り破壊以降は、鋼桁のみ有効とした場合の比較を行った。負曲げ領域において、コンクリート床版に引張り破壊が生じると、図-2.2 のように弾性中心ならびに塑性中心が移動する。このことは、断面剛性の低下のみならず、圧縮側応力度の低減など、様々な影響を持つ。このような理由から、引張り側コンクリートの破壊を考慮し、その影響の程度や範囲などについて解析的な検討を実施する。

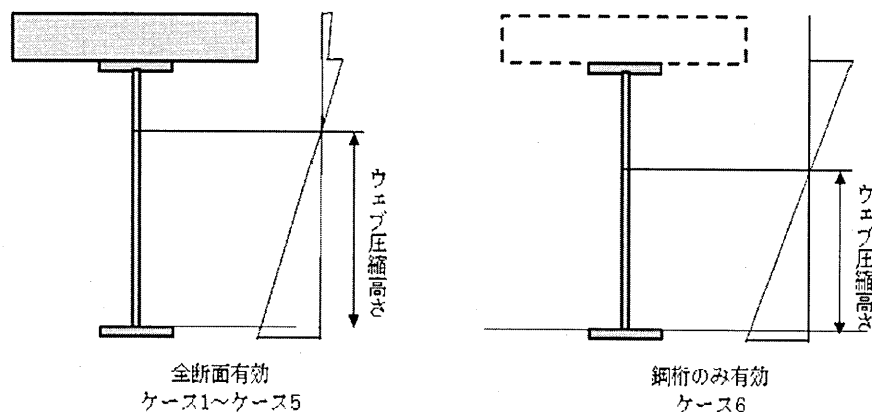


図-2.2 中立軸位置の違い

## 2.4 解析の種類とケース

解析ケースを表-2.4に示す。解析ケース以下の6つとした。ケース1は基本対象橋梁についての線形解析、ケース2~5は基本対象橋梁の径間比を変化させた4つのモデルの非線形弾塑性解析、ケース6はコンクリートの引張破壊を考慮したモデルの非線形弾塑性解析である。

表-2.4 各ケースの径間比と解析の種類

ケース番号	径間比	解析の種類	備考
ケース1	0.8 : 1	線形解析	
ケース2	0.5 : 1	非線形弾塑性解析	
ケース3	0.6 : 1	非線形弾塑性解析	
ケース4	0.8 : 1	非線形弾塑性解析	
ケース5	1:1	非線形弾塑性解析	
ケース6	0.8 : 1	非線形弾塑性解析	

## 2.5 解析モデル

本検討では、ケース1については1/2モデル、ケース2~6については1/4モデルとし、荷重条件の対称性によって設定した。

図-2.3に示す通り、1/2モデルの支点は1つの中間支点をヒンジ支持とし、残りの支点はローラー支点とした。1/4モデルの端支点、中間支点はともにローラー支点とし径間中央の橋軸方向変位を拘束とした。各支点は支点部鉛直補剛材直下にソールプレートを紹介して設置した。また、コンクリート床版と鋼桁の間にずれは発生しないものとし、節点を共有することで両者の連続性を、橋軸直角方向変位を拘束することで横桁の影響をそれぞれ考慮した。

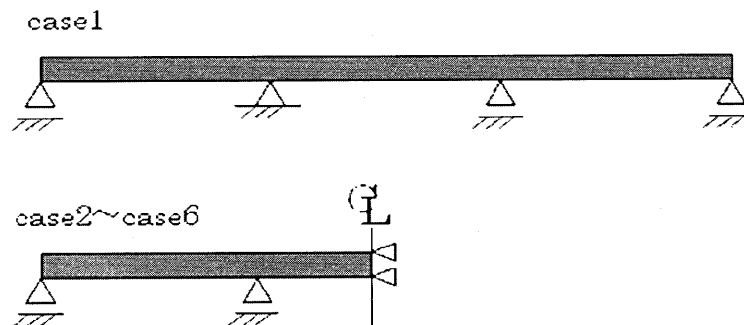


図-2.3 境界条件

## 2.6 要素分割

要素分割は、床版を厚さ方向に 4 層分割、橋軸直角方向に 9 層分割、ウェブは高さ方向に 10 層分割、厚さ方向には 1 層とし、フランジは上下ともに厚さ方向は 1 層、橋軸直角方向には 5 層とした (図-2.4)。

橋軸方向は、塑性化開始部、また破壊決定部について検討することから、これら現象の発生が想定される支点上、側径間、中央径間で最小 250mm の要素に分割した。

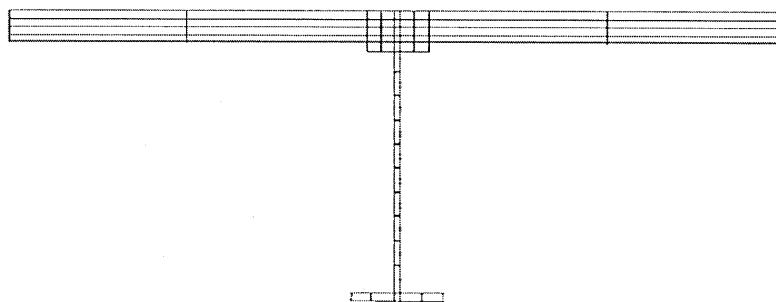


図-2.4 断面の要素分割

## 2.7 材料特性

各部材の材料特性を表-2.5 に示す。鋼材は、ヤング率を  $210\text{kN/mm}^2$  とし、中間支点上の断面 4 に SM570 を、そのほかの断面 1 から断面 3、断面 5 から断面 7 については SM490Y を使用した。それぞれの降伏応力度は  $450\text{N/mm}^2$ 、 $355\text{N/mm}^2$  である。コンクリートは、ヤング率は  $28\text{kN/mm}^2$  とし限界強度は  $34\text{N/mm}^2$  とした。

また、構成則はすべて完全弾塑性型としている。(図-2.5) ここで限界ひずみ  $\epsilon_u$  は参考文献 9) を参考に 20% としている。

表-2.5 材料特性

材料の種類	降伏応力度 $\sigma_y$ (N/mm)	ヤング率 (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比	使用部材
SM490Y	355	$2.10 \times 10^5$	0.300	鋼桁：断面 4 以外
SM570	450	$2.10 \times 10^5$	0.300	鋼桁：断面 4
コンクリート	34.0	$2.80 \times 10^4$	0.150	床版

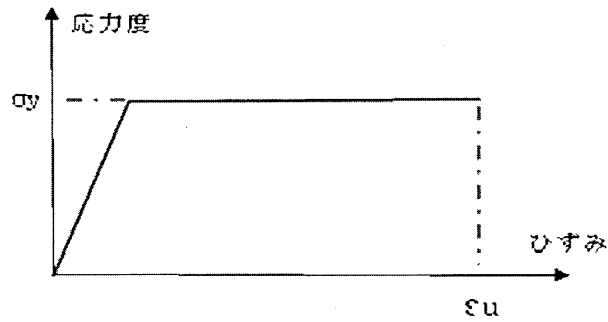


図-2.5 応力度—ひずみ関係

## 2.8 荷重載荷方法

荷重は道路橋示方書<sup>8)</sup>を参考に下記の通り設定した。

$$W = 1.3 \times D + \alpha \times L \quad \text{式 (2.1)}$$

ここに、D：死荷重、L：活荷重

本解析的検討では、活荷重に係る係数 $\alpha$ を漸増させることで発生する応力、変形を求め、破壊シナリオについて検討する。



### 第3章 検討結果

#### 3.1 線形弾性解析

非線形解析に先立ち、線形弾性解析であるケース 1 を実施し、要素分割などの妥当性について検討した。図-3.1 (青線) に中間支点部近傍の断面における応力分布を示す。

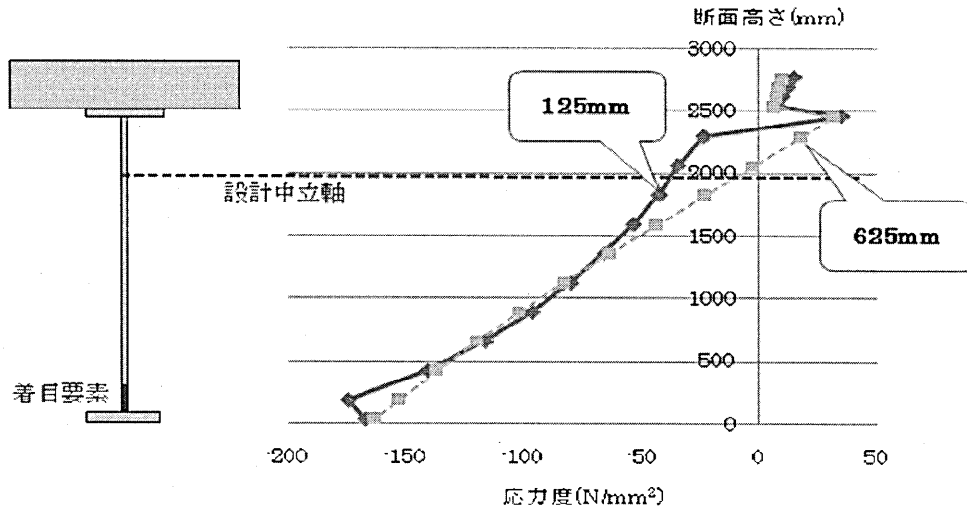


図-3.1 中間支点近傍応力分布

中間支点近傍の中立軸は、コンクリート断面が健全な状態であるという条件で計算した結果と比較して 570mm 程度高い。これは支点上鉛直補剛材による影響であり、一般に補剛材近傍ではウェブ応力度分布が非線形になる傾向があるからと言われている<sup>3)</sup>。図-3.1 (紫線) に中間支点部から 625mm に位置する断面の応力分布を示す。鉛直補剛材からある程度離れた断面では応力分布が線形的であり、設計中立軸もほぼ一致する。この結果からも中立軸のずれが補剛材の影響であることを裏付けていると同時に、数値解析モデルの妥当性が確認できる。

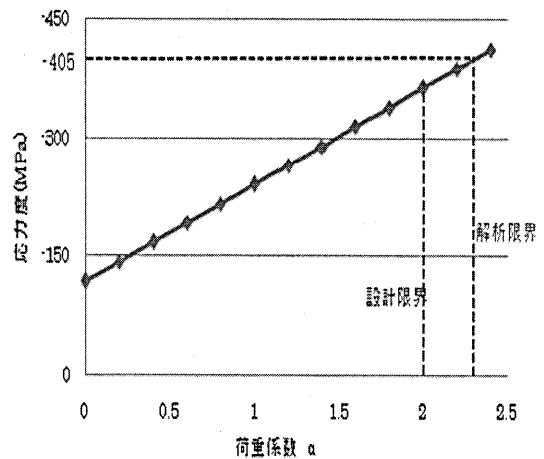


図-3.2 着目要素の応力履歴

中間支点から 125mm に位置する断面のウェブ最下部の要素について活荷重を増やした時の発生応力の履歴を図-3.2 に示す。設計限界である設計終局荷重係数と、解析限界である局部座屈発生応力となる荷重係数を図-3.2 に示す。設計時に用いる荷重係数は  $\alpha = 2.0$  としているが、解析上で限界応力に達するのは  $\alpha = 2.33$  であり、1.16 倍となっている。

### 3.2 非線形弾塑性解析

ケース 2～6 について行った非線形弾塑性解析の結果と考察を以下に示す。

ここでは、終局状態に関連する荷重係数として以下を考えている。

$\alpha_y$  : 初期降伏が発生する時点での荷重係数

$\alpha_p$  : 全断面が塑性化した時点での荷重係数

$\alpha_b$  : いずれかの応力が局部座屈応力に到達した時点での荷重係数

さらに、荷重の作用によって生じる曲げモーメントに着目することで、終局状態として

$1.3\alpha_y$  : 降伏モーメントの 1.3 倍の曲げモーメントが作用する時点での荷重係数

$0.9\alpha_p$  : 全塑性モーメントの 0.9 倍の曲げモーメントが作用する時点での荷重係数

$\alpha_b$  : いずれかの応力が局部座屈応力に到達した時点での荷重係数

を想定し、上記のいずれかを満足した時点を「構造システムの終局状態」と定義する。

#### (1) 中央径間にたわみが集中するケース

ケース 2、ケース 3 はともに、側径間が短く中央径間のたわみが大きくなるモデルである。

図-3.3 に側径間曲げモーメント最大部と中央径間中央部における荷重-たわみ関係を、図-3.4 に中間支点上での荷重-曲率関係を示す。図-3.3 では中央径間の塑性化が起因して終局状態を迎えているが、図-3.4 より終局状態を迎える直前まで中間支点部の曲率はほぼ 0 である。これにより中央径間での塑性化による中間支点部への影響は小さいことが分かる。また、図-3.3、図-3.4 よりケース 2 とケース 3 は変位、曲率ともに同程度であり、終局に至るまでの挙動も類似していることが確認できる。

終局状態について、中央径間では全断面塑性化による崩壊は起こらない。また、前述より、荷重係数  $\alpha$  が  $1.3\alpha_y$  に達するのは  $\alpha = 2.60$  の時であり、図-3.3 より中間支点部で先に  $\alpha_b$  に達していることがわかる。

#### (2) 側径間と中央径間がともにたわみが発生するケース

ケース 4 は最適化された断面構成を有するモデルである。図-3.5 に側径間曲げモーメント最大部と中央径間中央部における荷重-たわみ関係を、図-3.6 に中間支点上での荷重-曲率関係を示す。図-3.5 よりケース 4 では、 $\alpha = 2.0$  程度まで側径間、中央径間たわみが線形的に増加している。しかし、側径間の変位は、側径間ウェブが塑性化した  $\alpha = 2.2$  あたりから急増する傾向がみられた。これに対して中央径間では変位の増加が緩やかになる傾向がみられた。また、図-3.6 から中間支点上の曲率が、支点上下フランジの塑性化直後である  $\alpha = 2.18$  から急増しており、これは側径間ウェブの塑性化と同じ荷重係数であった。以上より、側径間と中間支点上の塑性化後は、変形が側径間と中間支上に集中することが分かる。

図-3.5 より、 $\alpha = 2.18$  で中間支点上断面が  $\alpha_y$  に、 $\alpha = 2.37$  で中間支点上断面が  $\alpha_b$  に、 $\alpha = 2.57$  で側径間断面が  $1.3\alpha_y$  に達している。このことより、ケース 4 では中間支点上の

$\alpha_y$ による終局の評価は、局部座屈による崩壊とほぼ一致、もしくは安全側である。

ケース 6 の側径間曲げモーメント最大部と中央径間中央部における、荷重-たわみ関係を図-3.7、中間支点上での、荷重-曲率関係を図-3.8に示す。図-3.7より、側径間のウェブ塑性化に伴い変位が急増、曲率については図-3.8より $\alpha = 2.2$ 程度から急増した。これは、塑性化に伴って、この2か所へ変形が集中するためである。

終局状態については、側径間断面で $\alpha = 2.60$ で $1.3\alpha_y$ に、 $\alpha = 3.16$ で側径間が $0.9\alpha_p$ に達している。側径間断面、 $\alpha = 0.9\alpha_p$ での変位は1260mmであり構造物として成立しているとは言い難い。これに対して $\alpha = 1.3\alpha_y$ での変位は261mmほどである。これは使用限界変位の2.61倍にあたる。現在、終局変位は定められていない<sup>10</sup>ことからこの値に対しては更なる検討が必要だと考えられる。これにより現段階では、ケース6のように床版コンクリートの引張破壊を考慮する場合には、終局荷重係数として $1.3\alpha_y$ を用いることが妥当であると考えられる。しかし、中間支点部では、 $1.3\alpha_y$ によって断面の終局を求めた場合、 $\alpha = 3.34$ で終局となる。本ケースにおいては、側径間が塑性化するケースと比較した場合、 $\alpha_y$ 到達以降の塑性化の進行が早い。これを考慮すると、中間支点上断面では $\alpha_y$ の1.3倍を終局とした場合、側径間と同じ安全性を確保できるとは言い難い。よって中間支点上で全断面塑性化が起こる場合は文献6)を参考に、全塑性モーメントの0.9倍を終局として適用することが薦められる。

### (3) 側径間にたわみが集中するケース

ケース5の側径間曲げモーメント最大部と中央径間中央部における、荷重-たわみ関係を図-3.9、中間支点上での、荷重-曲率関係を図-3.10示す。

図-3.9よりケース5では、 $\alpha = 1.6$ 程度まで、側径間のたわみが線形的に増加し、中央径間のたわみはほぼ現われていない。しかし、側径間ウェブが塑性化した $\alpha = 2.2$ から側径間変位は鉛直下方向に急増、中央径間では上方向に変位が急増する傾向がみられ、その後 $\alpha = 2.77$ において側径間で全断面塑性化に至った。また、図-3.10より中間支点上の曲率の挙動は多少複雑であるが、誤差の範囲であり塑性化による影響はないと考えられる。

終局状態については $\alpha = 2.08$ で側径間断面が $1.3\alpha_y$ に、 $\alpha = 2.57$ で中間支点上断面が $\alpha_y$ に、 $\alpha = 2.77$ で中間支点上断面が $\alpha_b$ と側径間での $\alpha_p$ に達している。中間支点上断面での終局については、ケース5でも、中間支点上の $\alpha_y$ による終局の評価は、局部座屈による崩壊とほぼ一致、もしくは安全側であるといえる。しかし、ケース5では側径間において先に $1.3\alpha_y$ に達しており、これを終局状態とすることが望ましいといえる。またこのときの変位は161mmとなっており使用限界の1.61倍となった。

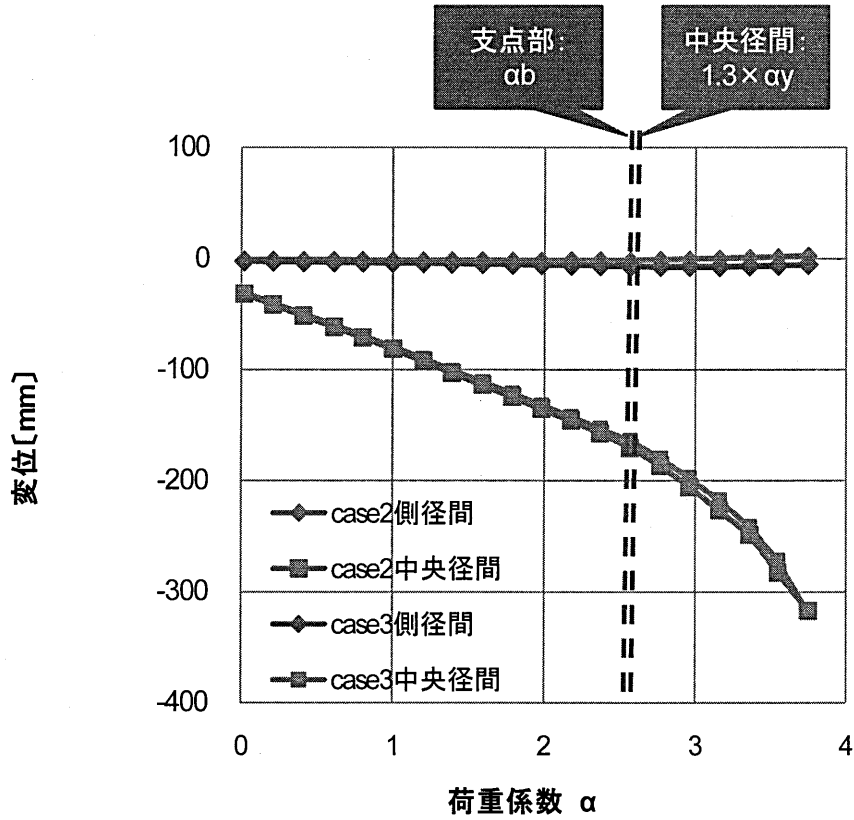


図-3.3 荷重-たわみ関係  
(ケース2およびケース3)

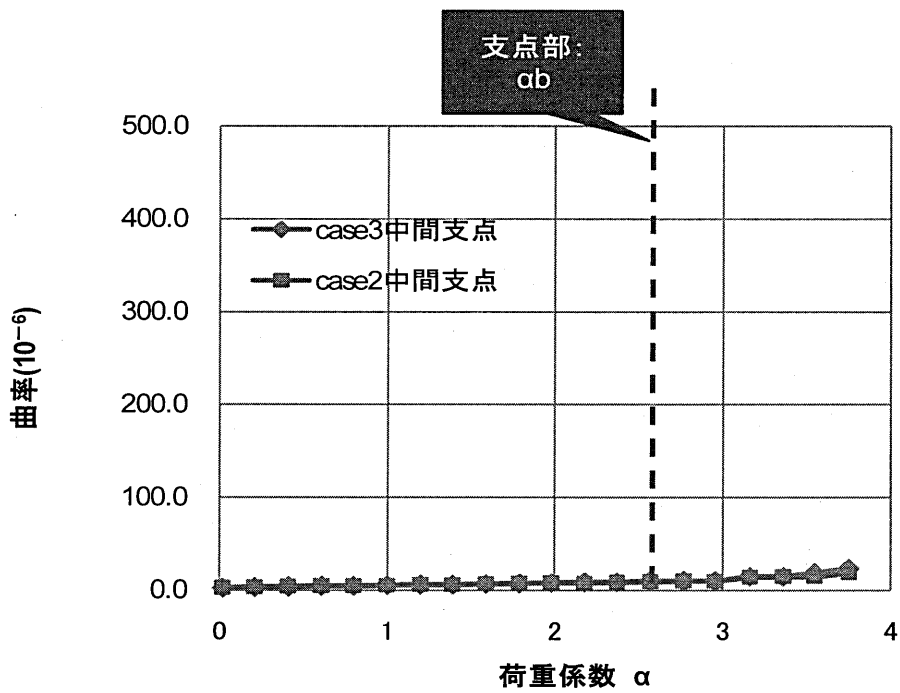


図-3.4 荷重-曲率関係  
(ケース2およびケース3)

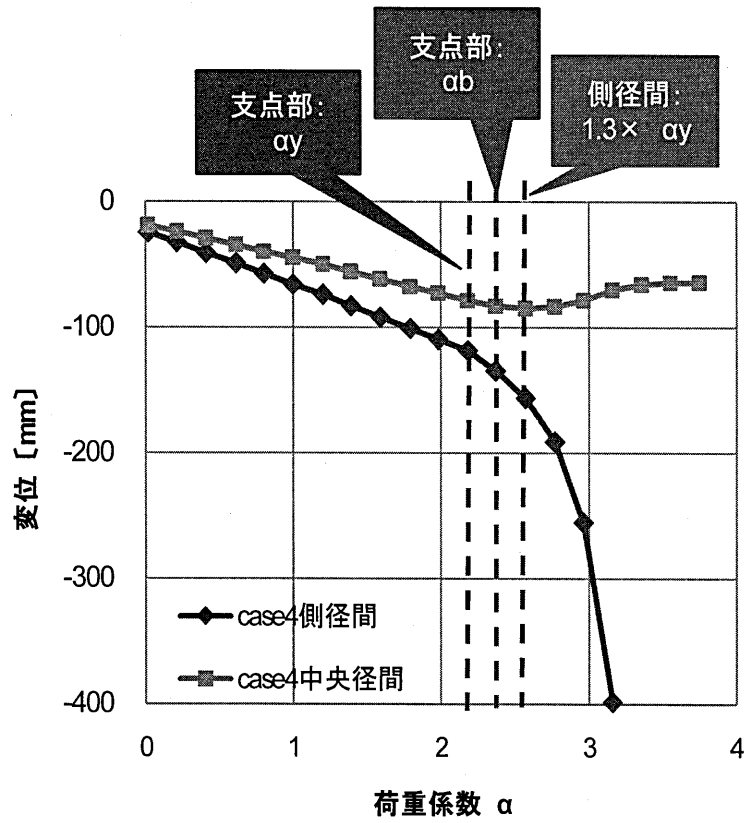


図-3.5 荷重-たわみ関係  
(ケース4)

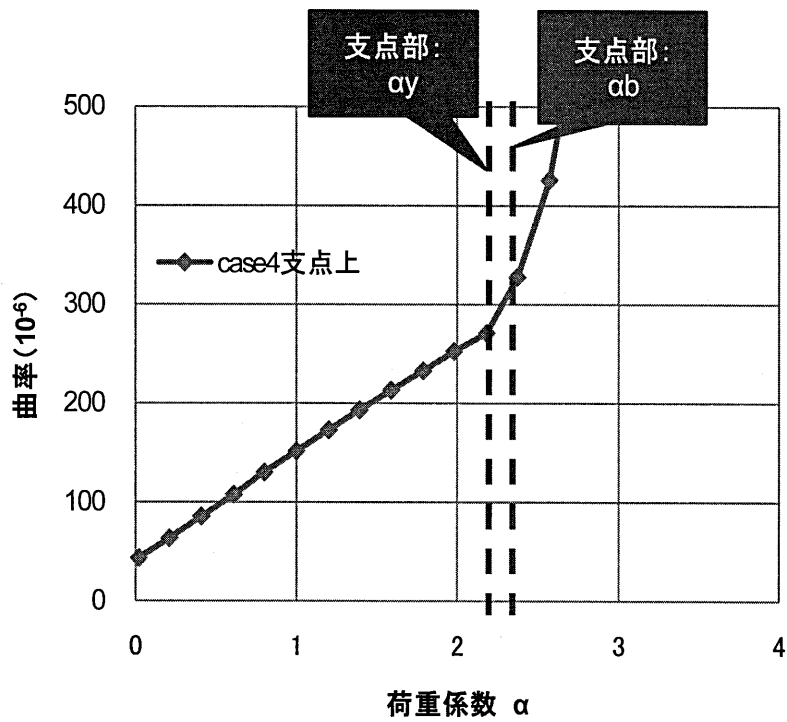


図-3.6 荷重-曲率関係  
(ケース4)

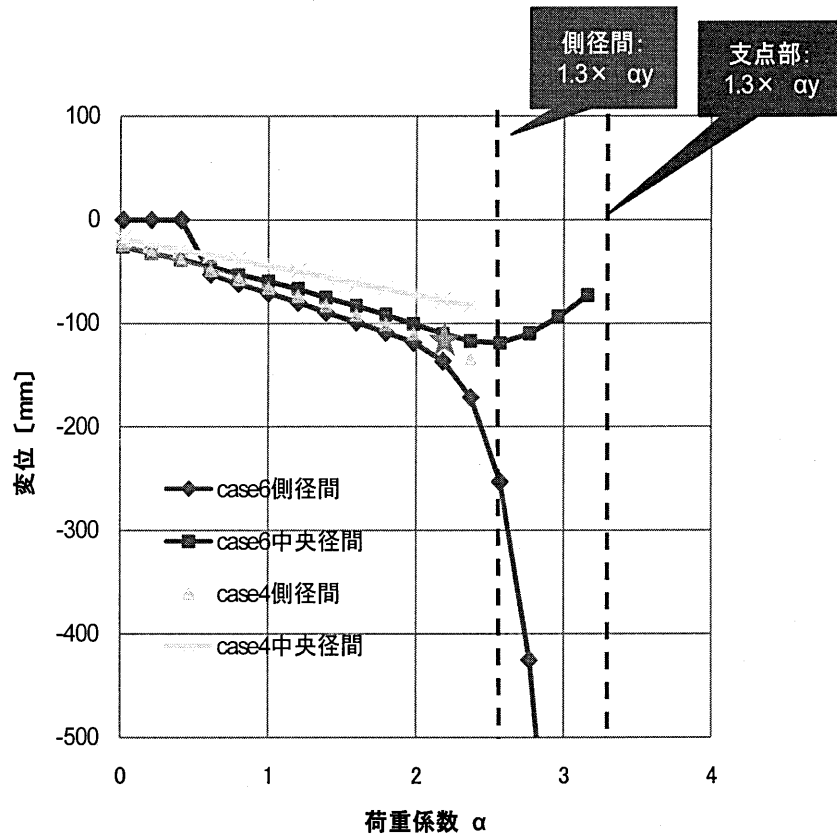


図-3.7 荷重-たわみ関係  
(ケース 4 およびケース 6)

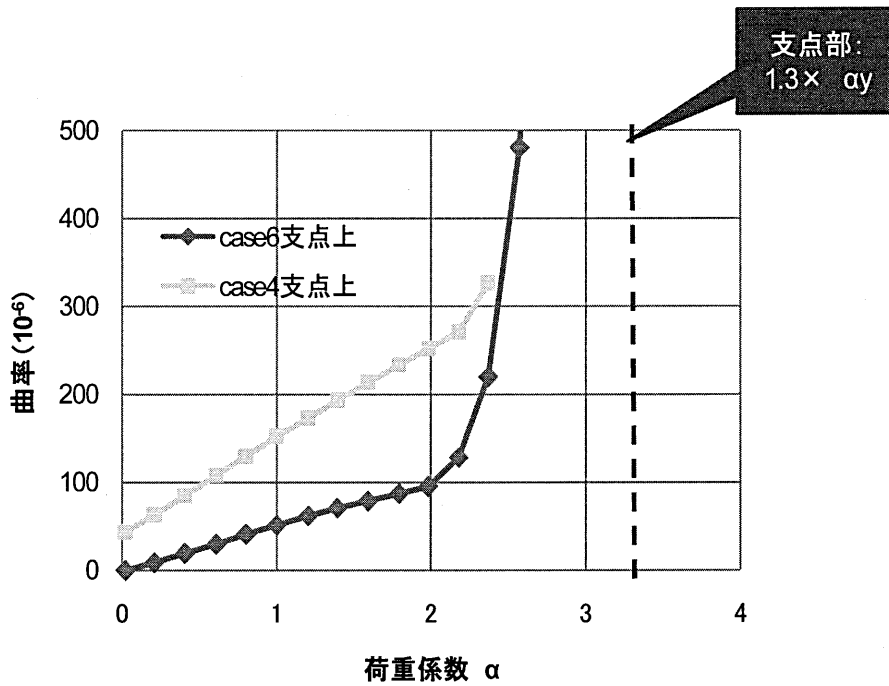


図-3.8 荷重-曲率関係  
(ケース 4 およびケース 6)

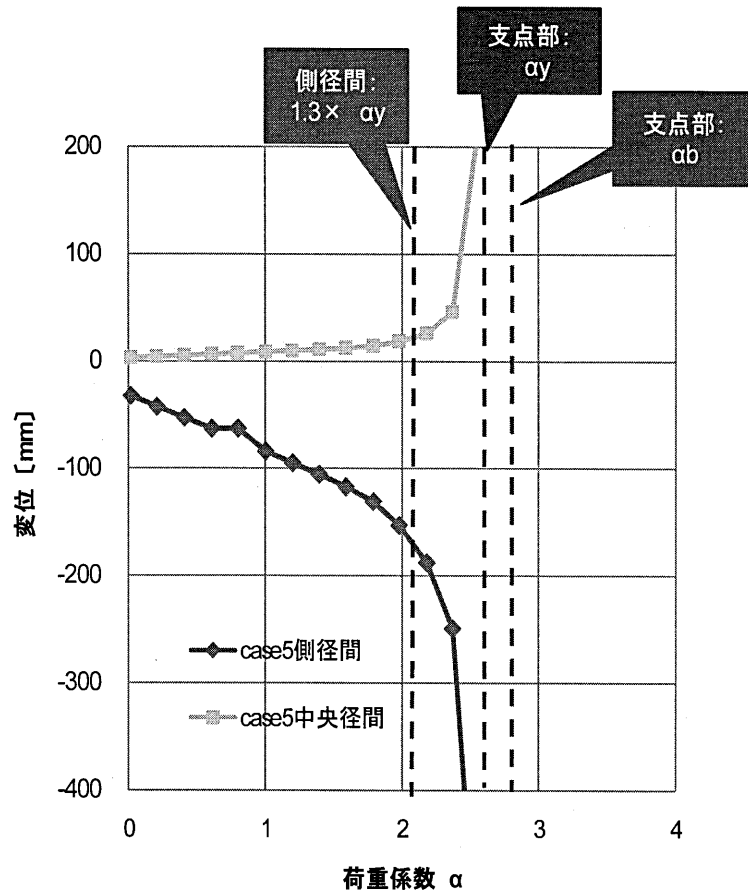


図-3.9 荷重-たわみ関係  
(ケース 5)

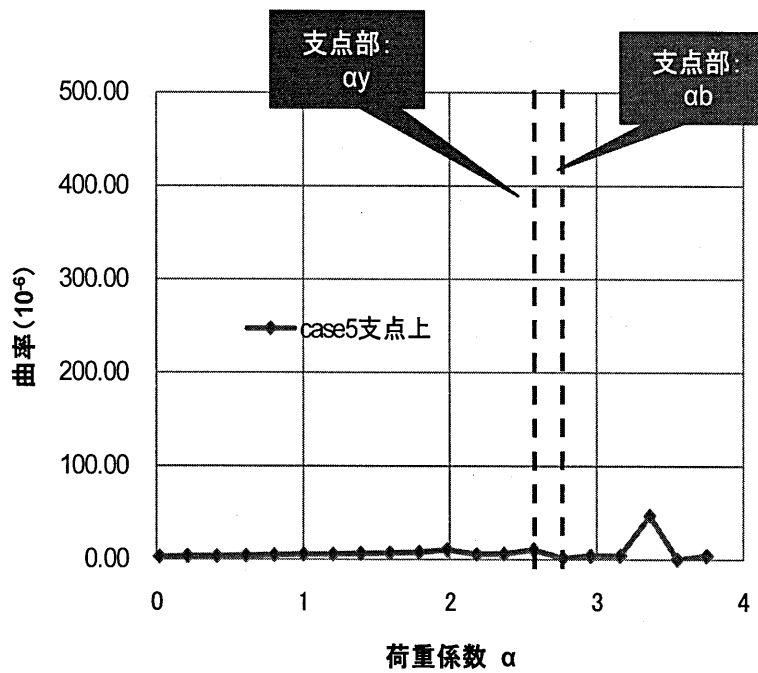


図-3.10 荷重-曲率関係  
(ケース 5)

### 3.3 破壊シナリオ

各現象発生時における降伏域の分布状況を図-3.11～図-3.21に示す。

ケース2における荷重係数と鋼桁の状況についてまとめたものを表-3.1として示す。

$\alpha = 2.37$ より中央径間の中央隣接部で塑性化が開始し、その後、両ケースともに荷重係数 $\alpha = 2.57$ で中間支点上のウェブ圧縮応力が局部座屈応力に達し崩壊に至った。

中央径間での塑性化発生部位は、図-3.11に示すように径間中央部と隣接する鉛直補剛材下部で発生している。また、中間支点部ウェブが局部座屈応力到達時では、図-3.12示すように中央径間ウェブの一部が塑性化している。

表-3.1 ケース2 径間比0.5:1の局部座屈荷重と降伏域の分布状況

$\alpha$	側径間	中間支点	中央径間
1.98			
2.18			
2.37			下フランジ塑性化
2.57		ウェブ局部座屈	

ケース3における荷重係数と鋼桁の状況についてまとめたものを表-3.2として示す。

$\alpha = 1.98$ より中央径間の中央隣接部で塑性化が開始し、その後、両ケースともに荷重係数 $\alpha = 2.57$ で中間支点上のウェブ圧縮応力が局部座屈応力に達し崩壊に至った。

図-3.13より中央径間での塑性化は径間中央部に隣接する鉛直補剛材下部で発生している。これは補剛部との剛材の違いによる応力集中によるものだと考えられる。また同所でのウェブの塑性化範囲は断面7全体で発生している。

表-3.1、表-3.2よりケース2、3について、ほぼ同じ挙動を示していることがわかる。

表-3.2 ケース3 径間比0.6:1の局部座屈荷重と降伏域の分布状況

$\alpha$	側径間	中間支点	中央径間
1.98			下フランジ塑性化
2.18			ウェブ塑性化
2.37			
2.57		ウェブ局部座屈	



ケース4における荷重係数と鋼桁の状況についてまとめたものを表-3.3として示す。

表-3.3よりケース4については、まず側径間曲げモーメント最大部近傍で塑性化が開始し、中間支点部でも下フランジで塑性化した後、 $\alpha = 2.37$ でケース2、ケース3と同様、中間支点上のウェブ応力度が局部座屈応力に達したことによって崩壊に至った。

図-3.15、図-3.16より塑性化発生地点は補剛材下部であり、応力集中によるものだと考えられる。また中間支点部では側径間に比べ塑性化範囲が狭いことがわかる。

表-3.3 ケース4 径間比0.8:1の局部座屈荷重と降伏域の分布状況

$\alpha$	側径間	中間支点	中央径間
1.98	下フランジ塑性化		
2.18	ウェブ塑性化	下フランジ塑性化	
2.37		ウェブ局部座屈	

ケース5における荷重係数と鋼桁の状況についてまとめたものを表-3.4として示す。

ケース5については表-3.4よりケース4と同じく側径間で塑性化が開始し、さらに $\alpha = 2.57$ で側径間ウェブ全高の約80%塑性化したとき中間支点上の下フランジが塑性化開始、その後 $\alpha = 2.77$ で支点上のウェブ圧縮応力が局部座屈応力に達すると共に側径間が全塑性化によって崩壊に至った。

図-3.17~3.19より側径間での塑性化の進行状態はケース4と類似している。図-3.19より塑性化が側径間に集中していることがわかる。

表-3.4 ケース5 径間比1:1の局部座屈荷重と降伏域の分布状況

$\alpha$	側径間	中間支点	中央径間
1.59	下フランジ塑性化		
1.79			
1.98	ウェブ塑性化		
2.18			
2.37			
2.57		下フランジ塑性化	
2.77	全断面塑性化	ウェブ局部座屈	

ケース 6 における荷重係数と鋼桁の状況についてまとめたものを表-3.5 に示す。

表-3.5 より崩壊までのプロセスは $\alpha = 1.98$  で側径間より塑性化を開始、その後 $\alpha = 2.57$  で中間支点上でも塑性化を開始、以後この 2 か所の塑性化が進行し、 $\alpha = 3.16$  において側径間の全塑性化により崩壊に至った。

図-3.20、図-3.21 より側径間塑性化の傾向はケース 4、6 に類似している。しかし、図-3.22 より本ケースでは中間支点部の塑性化範囲はケース 4、6 よりさらに小さくなっている。側径間全塑性時では図-3.23 より中間支点部でも全断面塑性化に近い状態まで塑性化が進行していることがわかる。

表-3.5 ケース 6 中間支点上コンパクト断面での鋼桁の状況

$\alpha$	中間支点	側径間	中央径間
1.98		下フランジ塑性化	
2.18		ウェブ塑性化	
2.37			
2.57	下フランジ塑性化		
2.77	ウェブ塑性化		
2.96	上フランジ塑性化		
3.16		全断面塑性化	

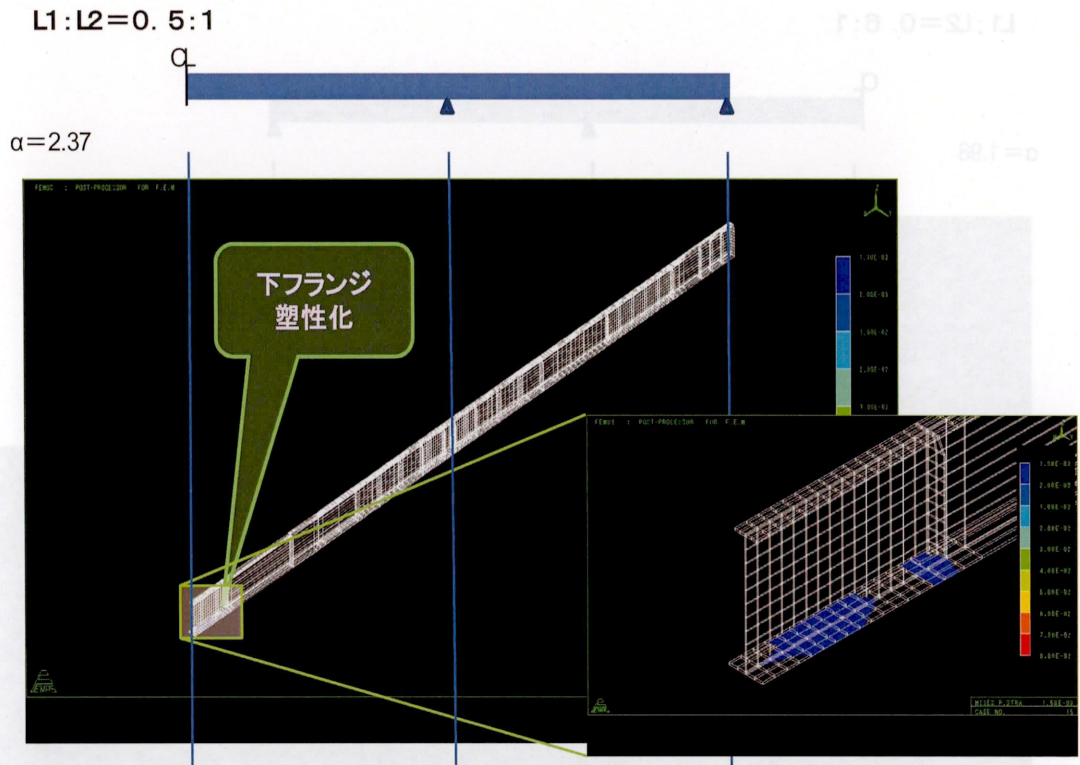


図-3.11 イベント発生時における降伏状況

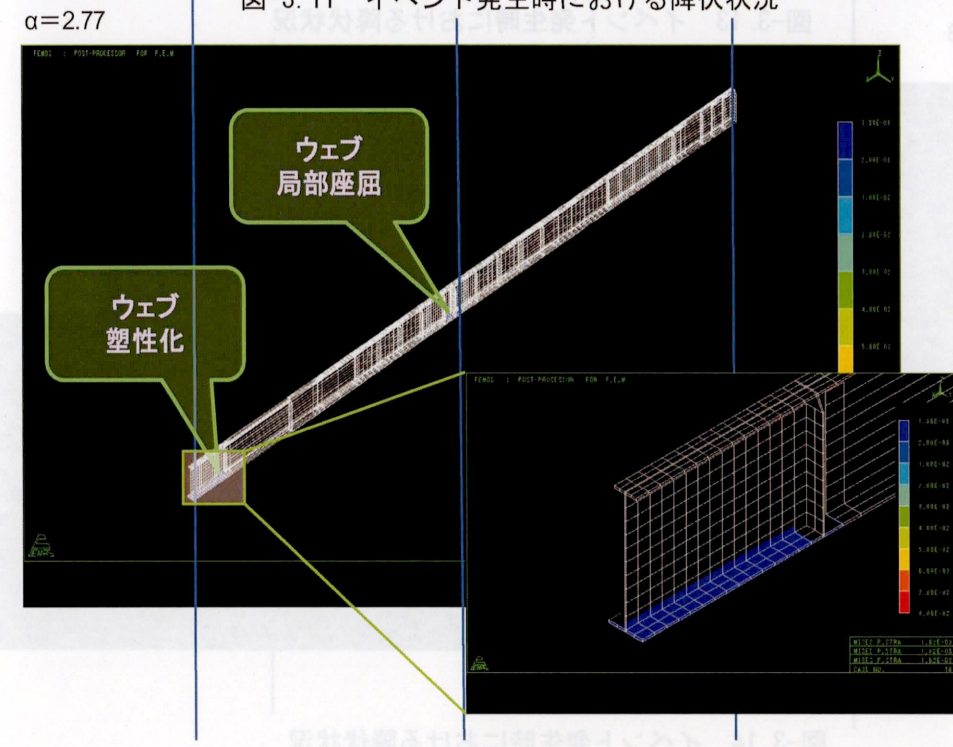


図-3.12 イベント発生時における降伏状況

$L1:L2=0.6:1$

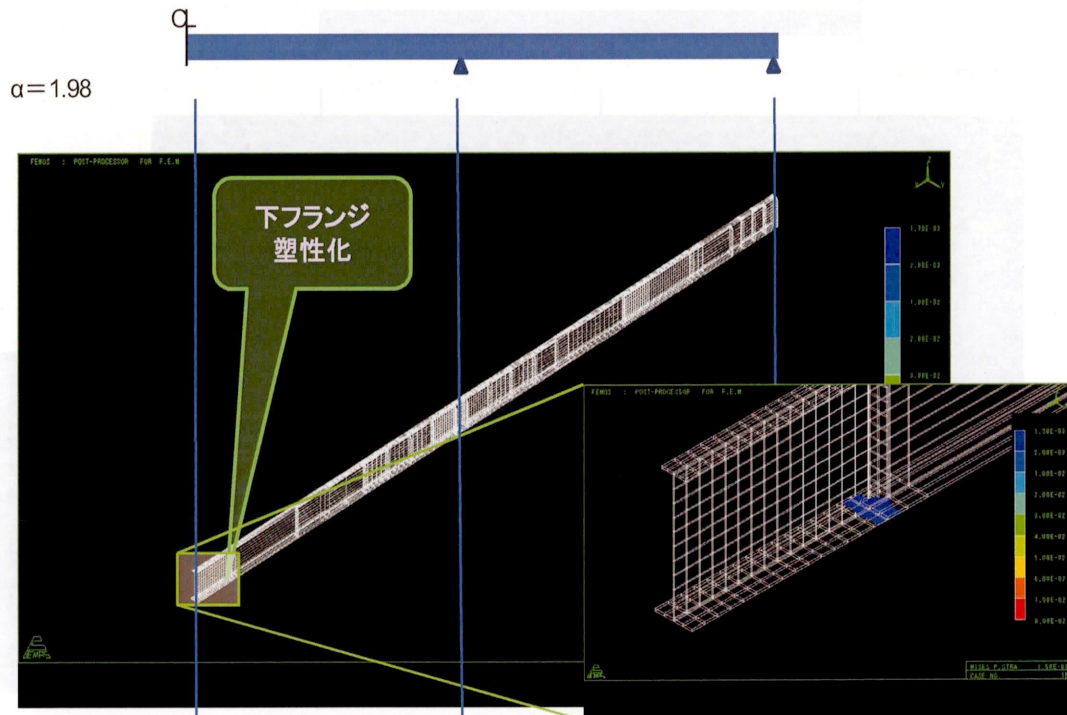


図-3.13 イベント発生時における降伏状況

$\alpha=2.18$

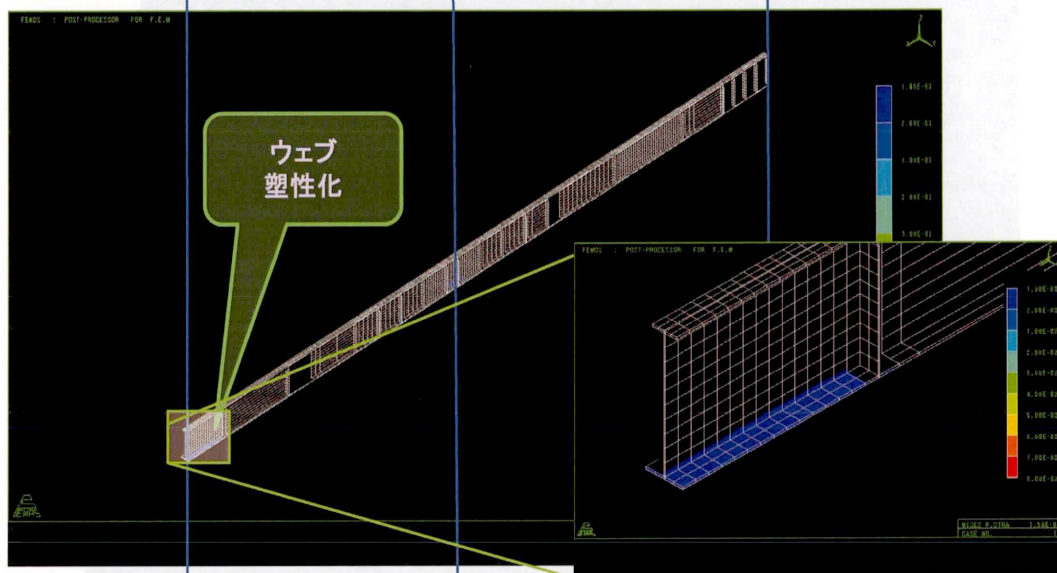
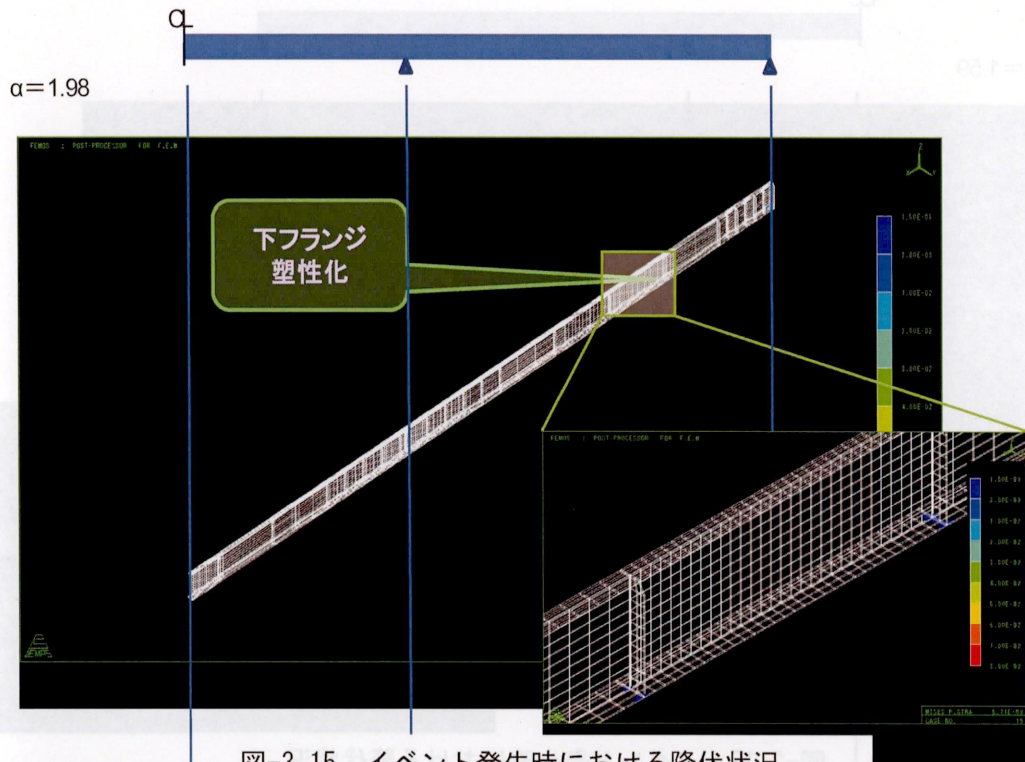


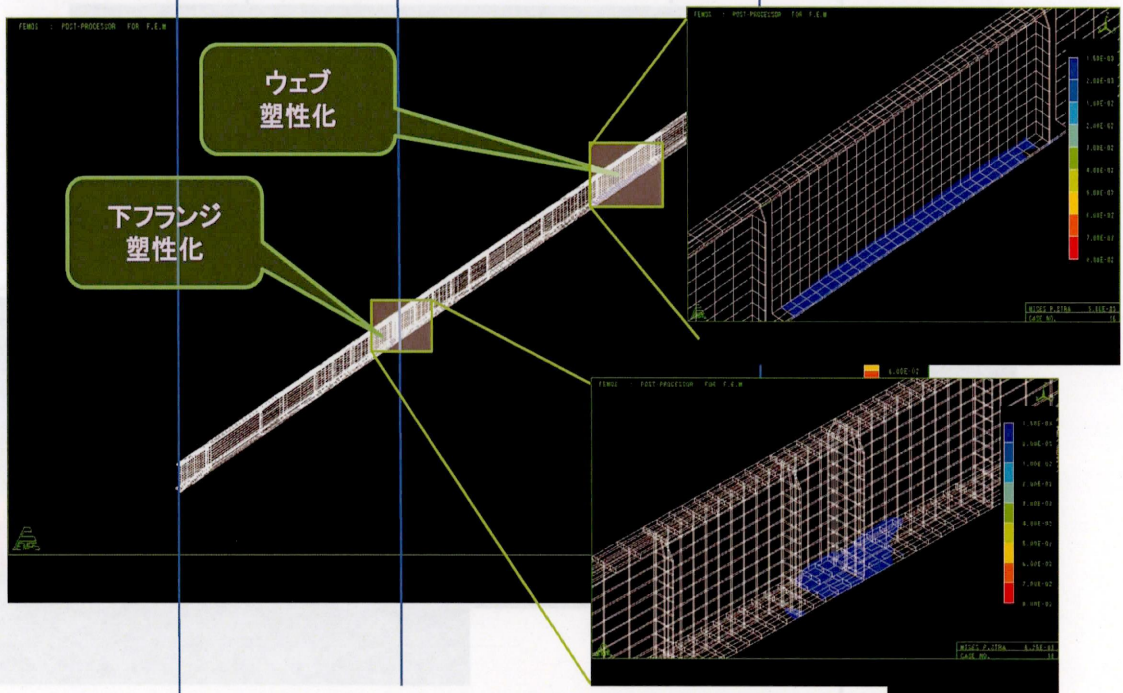
図-3.14 イベント発生時における降伏状況



L1:L2=0.8:1(支点上スレンダー断面)



$\alpha=2.18$



$L1:L2=1:1$

$\alpha$

$\alpha=1.59$

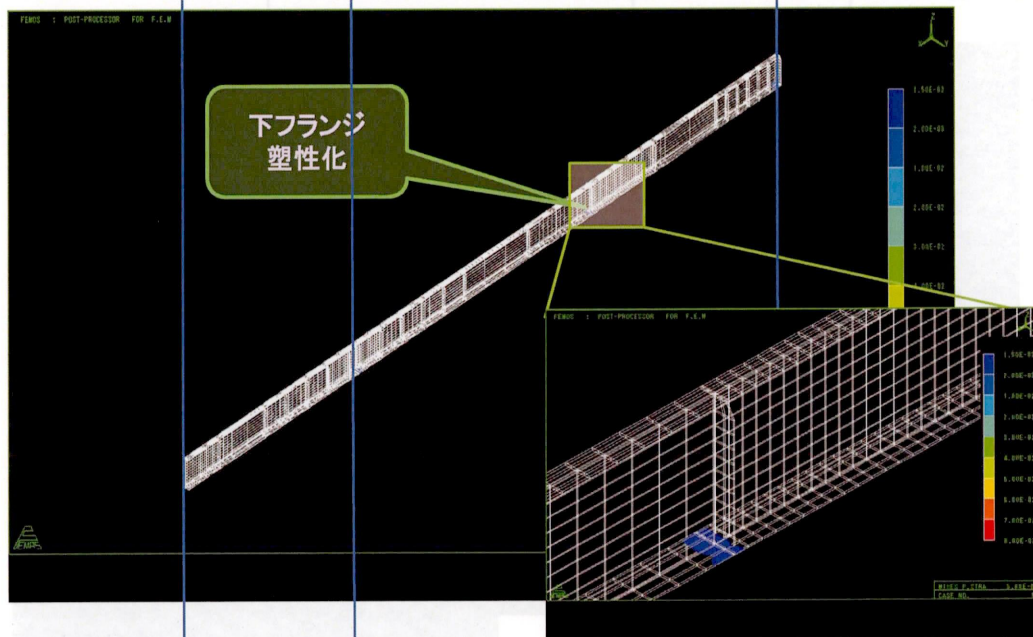


図-3.17 イベント発生時における降伏状況

$\alpha=1.98$

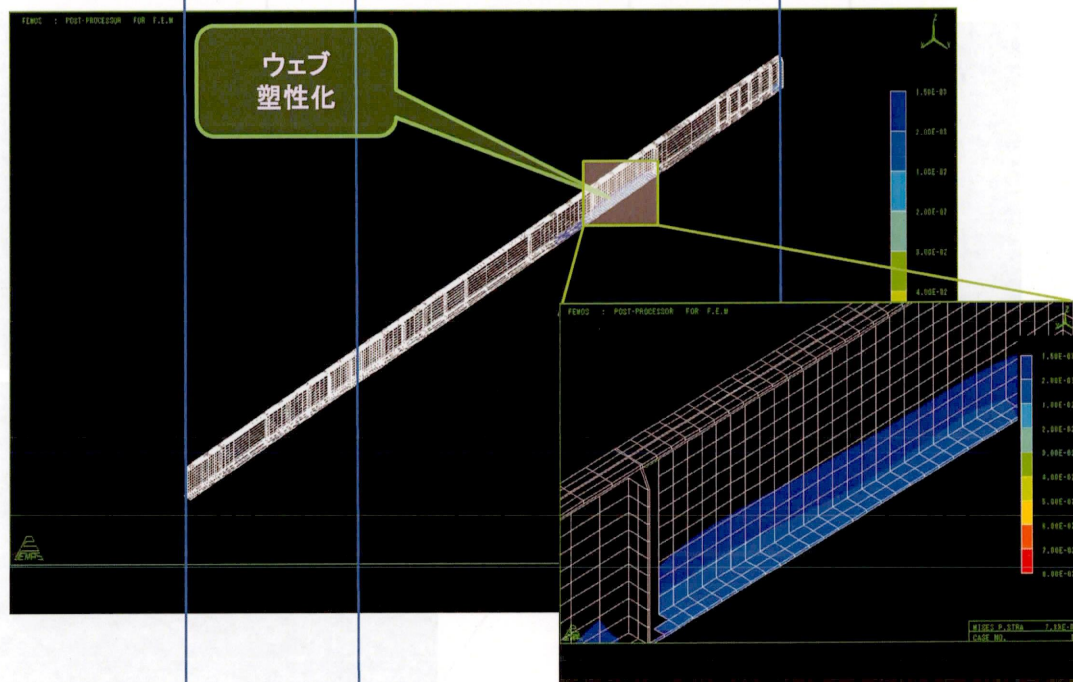


図 3.18 イベント発生時における降伏状況

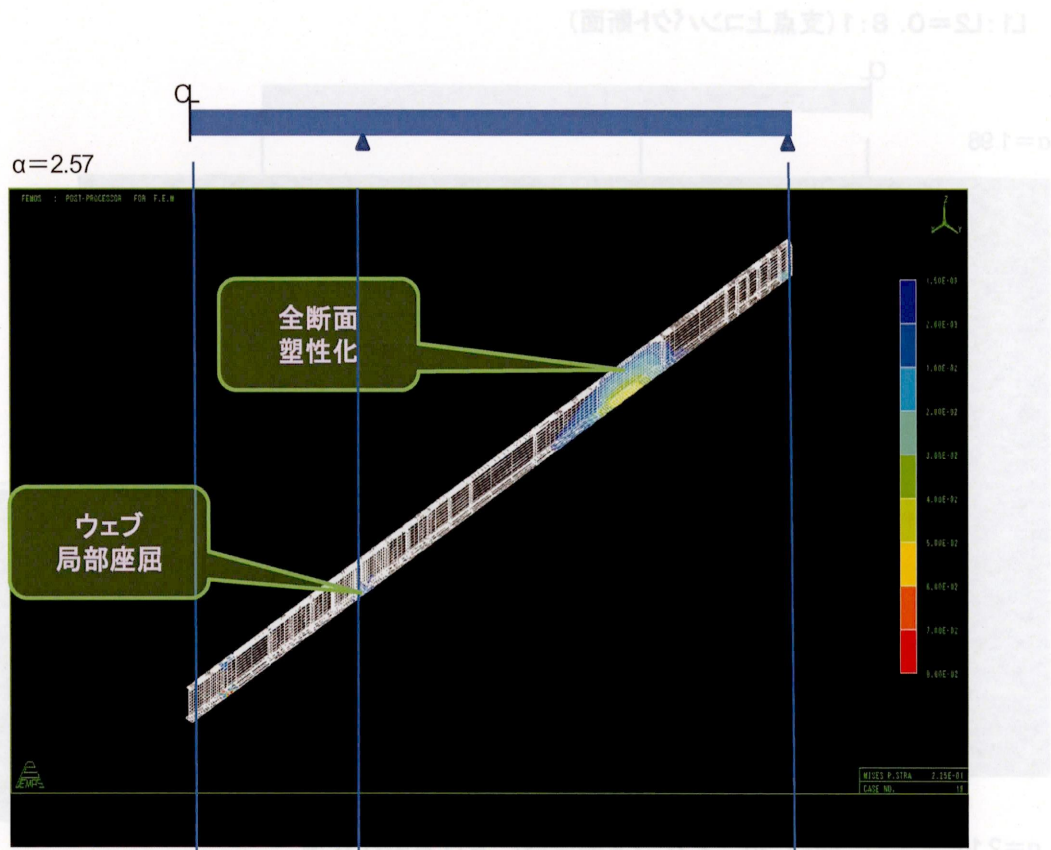
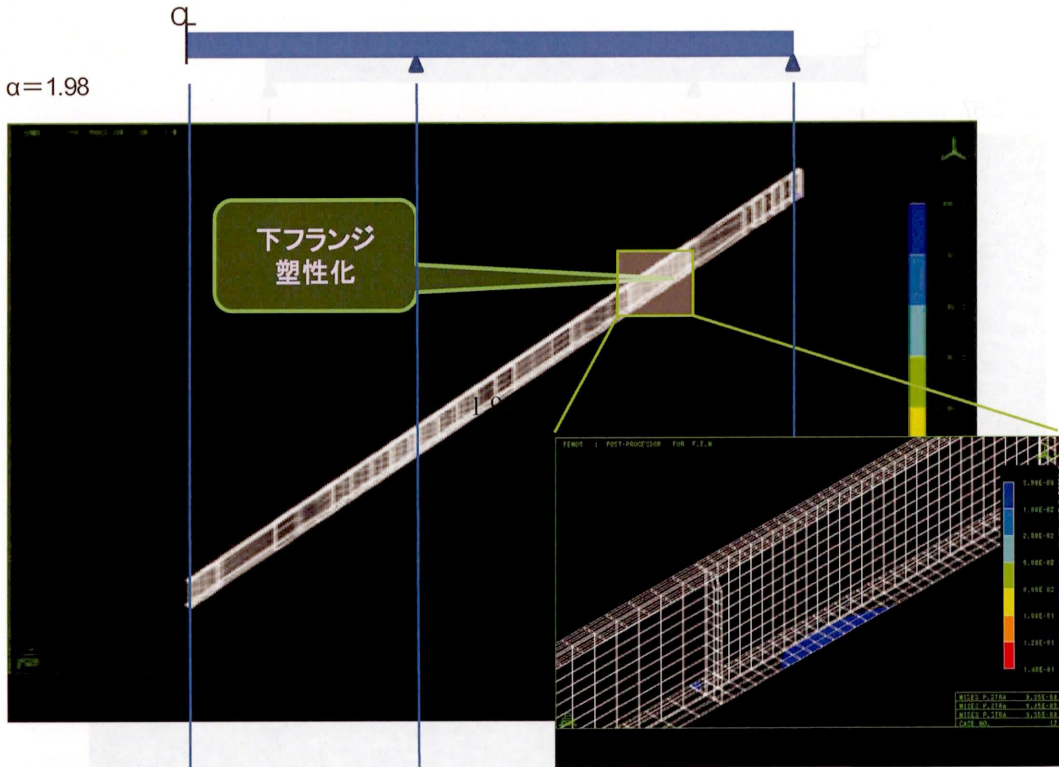


図-3.19 イベント発生時における降伏状況



L1:L2=0.8:1(支点上コンパクト断面)



$\alpha=2.18$

図-3.20 イベント発生時における降伏状況

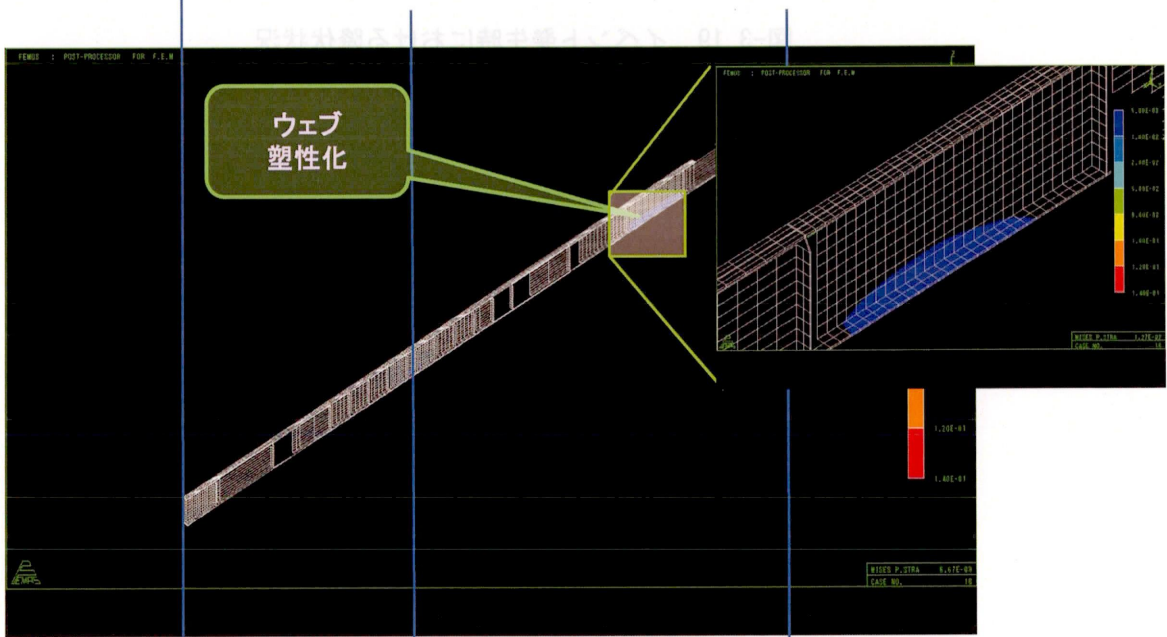


図-3.21 イベント発生時における降伏状況



## 第4章 結論

破壊シナリオの違いを径間比によっておおまかに分類すること、一般的に使用されている径間比が0.8:1である連続合成桁橋について、中間支点部での断面区分の変化が耐力に与える影響を検討することを目的として非線形弾塑性解析を行った。

本検討により把握できた点を以下に示す。

### (1) 径間比による影響

- ・ 側径間と中央径間の比が0.5:1、0.6:1では中間支点上の局部座屈によって、0.8:1では中間支点上断面が降伏荷重に達することによって、1:1では側径間断面が降伏荷重の1.3倍に達すること橋梁の終局状態となる。
- ・ 径間比と破壊シナリオの関連性について、明確な特徴は得られず、それぞれの断面の終局限界によって照査する必要があることがわかった。

### (2) 中間支点上断面の変化による影響

- ・ 中間支点上をコンパクト断面に変えることで、終局耐力が1.2程度、終局から崩壊までの余裕が2.8倍程度向上する。
- ・ 変位、変形を考慮した場合、中間支点上をコンパクト断面にすることで終局時の最大変位、中間支点上曲率がともに、スレンダー断面の約10倍となる。
- ・ 側径間と中央径間の比が0.8:1の場合においては最適な断面を検討するには耐力に関する終局限界だけでなく、変位、変形に関する終局限界を考慮する必要がある。

### (3) その他

- ・ 中間支点上断面では、塑性化が開始してから全断面塑性化までの余裕が側径間より少ないため、終局状態の判定には、降伏荷重の1.3倍より全塑性曲げモーメントの0.9倍を用いた方が適切であると言える。

参考文献

- 1) 土木学会：鋼・コンクリート複合構造の理論と設計 (1)基礎編：理論編、pp.1-7、pp.79-90、1999
- 2) 関和彦、奥井義昭、長井正嗣：床版のひび割れを許容した不完全連続合成桁橋の耐久性・耐荷力に関する研究、土木学会年次学術講演会講演概要集第1部(B)56巻、pp.622-623、2001
- 3) 土木学会：鋼構造シリーズ 12 座屈設計ガイドライン、改訂第二版[2005年版]、pp.205-207、2005
- 4) 大田孝二：鋼橋床版の発展経緯に関する調査研究、土木学会論文集 No.658/VI-48、pp.45-57、2000
- 5) 谷口望、依田照彦：負曲げを受ける合成桁のひび割れ挙動に関する研究、土木学会論文集、No.668/I-54、pp.243-257、2001
- 6) 古田均、佐藤尚次：構造設計基準の合理化とその国際標準化、土木学会論文集、No.710/I-60、pp.1-7、2002
- 7) AASHTO：AASHTO LRFD Bridge Design Specifications Ver.3、2004
- 8) Eurocode：Design of composite steel and concrete structures、part2、prENV1995
- 9) 利根川太郎、山口隆司、杉浦邦征、渡辺英一：薄肉少補剛ウェブ合成ハイブリッド箱桁の正曲げ終局強度に関する解析的研究、土木学会論文集 A、Vol.62、No.2、pp.300-311、2006
- 10) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説(鋼橋編)、2002
- 11) 日本規格協会：JIS HANDBOOK、pp.1296-1297、1990
- 12) 山沢哲也、野上邦栄、三木千壽：立体挙動を考慮した連続合成桁中間支点部の合理化設計法の基礎的研究、構造工学論文集 Vol、47-AIII、pp.1153-1160、2001
- 13) 土木学会：構造工学シリーズ 11 複合構造物の性能照査指針(案)、2003