

### 第3編 合成桁の限界状態設計法の計算例

鋼橋技術研究会 設計部会

## 第3編 合成桁の限界状態設計法の計算例

### 目 次

1. 概 要	3-5
2. 計算例の設計条件	3-8
3. 主桁の設計(架設時の照査)	3-25
4. 主桁の設計(終局時の照査)	3-52
5. 主桁の設計(使用時の照査)	3-74
6. ずれ止めの設計	3-83
7. ひび割れの照査	3-89

## 1. 概要

### 1. 1 研究の目的

現在、道路橋示方書の限界状態設計法移行が計画されているが、ほとんどの橋梁技術者は許容応力度設計法で主に設計を行っており、設計法の移行に伴い、混乱や精神的な戸惑いが生じるものと予想される。さらに、限界状態設計法では許容応力度設計法に比べ設計作業が煩雑になることが懸念される。そのため、早い段階から限界状態設計法の概要を把握し、設計法移行のための支援システムを検討することが必要と考える。実際、米国では許容応力度設計法から限界状態設計法への完全移行に12年を要し、その間に講習会や計算例や限界状態設計法に対応したソフトウェアの配布などが行われた。また、欧州の統一基準である Eurocode では設計法を周知するための各国語に対応した e-learning システムが作成・公開されている。

そこで、本“合成桁の限界状態設計法WG”では、限界状態設計法の計算例を調査するとともに、「鋼・合成構造標準示方書（土木学会 2007年）」に基づいて試設計を実施し、e-learning システムとしてエクセル形式による計算例を作成した。計算例は鋼橋技術研究会のHPに掲載する予定である。

また、報告書では試設計の結果と注意点・引用の所在をまとめ、報告する。

\*\*\*\*\*

試設計のモデル

橋梁形式：3径間連続合成2主I桁橋（B活荷重合成桁）

橋長：240.0 m

支間：3 @ 80 m

※詳細については、以降の“2. 設計計算例の設計条件”を参照。

## 1. 2 限界状態設計法の概要

限界状態設計法は、「その構造物に生じてはならない種々の限界状態を想定し、それぞれの状態に対する安全性を個々に照査する方法」と定義されている。許容応力度設計法と本質的な違いはないものの、条項の決め方にきめ細やかさが見られ、設計の自由度が増加していると考えられる。限界状態設計法の最も顕著な特徴の1つとして、単一ではなく、**複数の安全率（部分係数）**を用いていることがあげられる。

また、限界状態は**終局限界状態**、**使用限界状態**、**疲労限界状態**の大きく三つに分類することができる。

**終局限界状態**：構造物または部材が破壊したり、大変形、大変位などを起こし、機能や安定を失う状態と定義でき、最大耐力に対応する限界状態であり、**耐用期間中にただ一度作用するかもしれない非常に大きな荷重**が作用することによって生じる状態である。

**使用限界状態**：構造物または部材が過度な変形、変位、振動等を起こし、正常な使用ができなくなる状態と定義することができ、通常の供用または耐久性に関する限界状態であり、**頻繁に作用する荷重**により生じる可能性が大きい。

**疲労限界状態**：構造物または部材が**繰り返し荷重**により**疲労損傷**し、**機能を失う状態**であり、**変動荷重**、**荷重振幅の影響**が大きいと言える。

構造物の安全性を照査するには、作用によって構造物に発生する物理量である**応答値S**（断面力あるいは応力）と応答に対して許容される限界の値である**限界値R**とを比較して、下式が成り立つことが必要と考えられる。

$$S \leq R \cdots \text{式(1)}$$

しかしながら、確率統計の理論に基づいて応答値Sや限界値Rを十分安全側に扱ったとしても、設計から施工に至るまでのあらゆる段階における未知の要因をSやRへ含めることはできないため、構造物の重要度や計算における値の不確実性、作用や実構造物・実材料などのばらつきなどを考慮して、**部分係数（安全率）**を定めている。そして、式（1）の安全性の照査式に部分係数（ $\gamma$ ）を考慮することで、上記の不確定要素に対する安全性を確保することとした。

$$\gamma \cdot S / R \leq 1 \cdots \text{式(2)}$$

### 1. 3 試設計の概要

以降に「鋼・合成構造標準示方書（土木学会 2007 年）」に基づいて試設計を実施した結果を報告する。

尚，各照査項目の記載順序については，「鋼・合成構造標準示方書に基づく新たな設計（土木学会 2009 年）」に倣い，以下の順序で報告する。

- 試設計の設計条件
- ↓
- 主桁の設計
  - ・ 架設時の照査
  - ↓
  - ・ 終局時の照査
  - ↓
  - ・ 使用時の照査
  - ↓
- ずれ止めの設計
- ↓
- ひび割れの照査

## 2. 設計計算例の設計条件

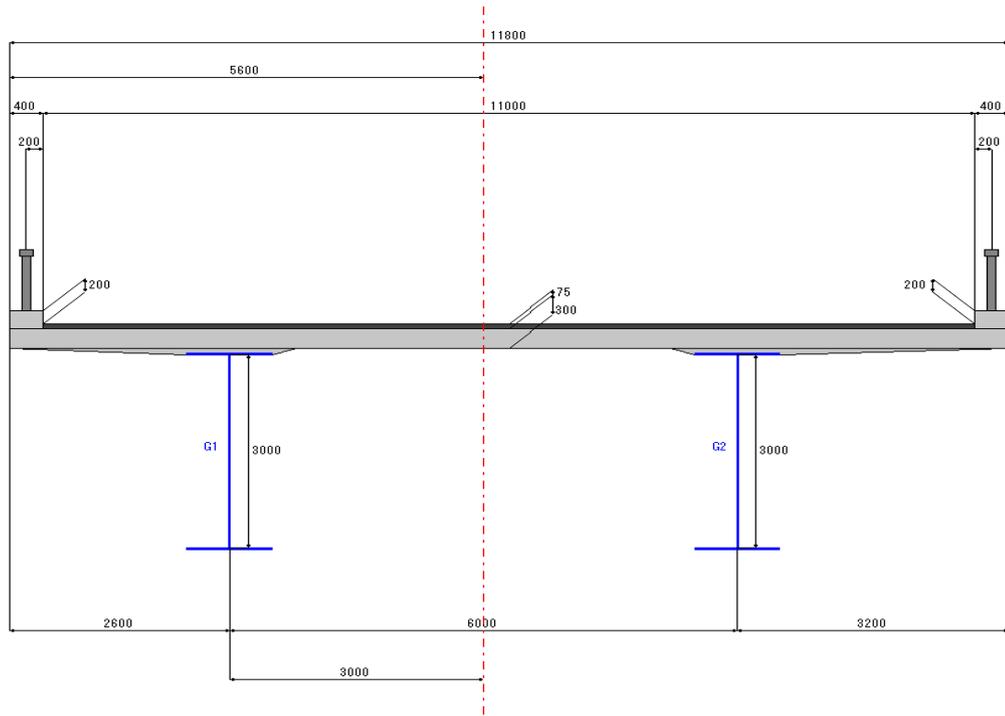
### 橋梁諸元

- |          |  |
|----------|--|
| 1) 道路規格  | 第2種第1級   |
| 2) 橋 格   | B活荷重   |
| 3) 橋梁形式  | 3径間連続合成2主1桁橋 (活荷重合成桁)  |
| 4) 橋 長   | 240.0m   |
| 5) 支 間   | 80.0m + 80.0m + 80.0m  |
| 6) 幅員構成  | 総幅員 11.150m  |
| 7) 平面線形  | R = ∞<br>斜角 90° 00' 00"  |
| 8) 床 版   | 場所打ちプレストレストコンクリート床版 厚さ = 300mm<br>固定型枠工法<br>主桁作用に対してプレストレス導入はせず床版のひび割れ幅を<br>制御する設計法とする。  |
| 9) 使用材料  | 鋼材 SM400, SM490Y, SM570<br>コンクリート 設計基準強度 $\sigma_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$<br>鉄筋 SD295   |
| 10) 適用基準 | 道路橋示方書・同解説 I～V, 平成14年3月, 日本道路協会<br>2007年制定 鋼・合成構造標準示方書, 平成19年3月, 土木学会<br>2007年制定 コンクリート標準示方書, 平成20年3月, 土木学会<br>JSSCテクニカルレポートNo. 70 合成桁の限界状態設計法試案,<br>平成18年10月, 日本鋼構造協会 |

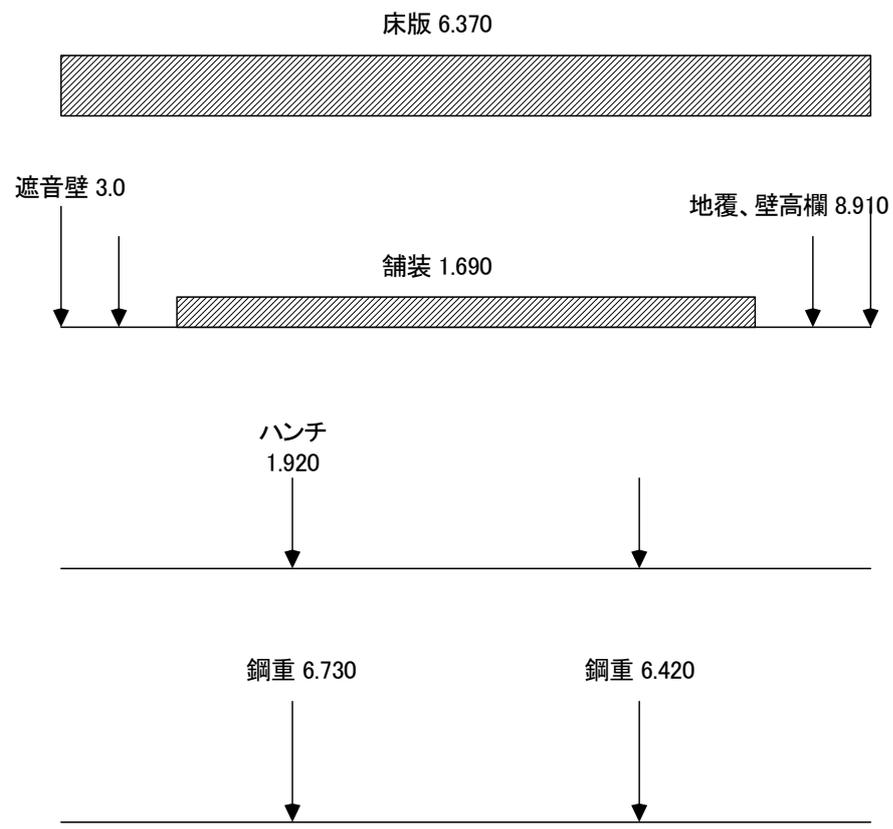




# 横断面形状



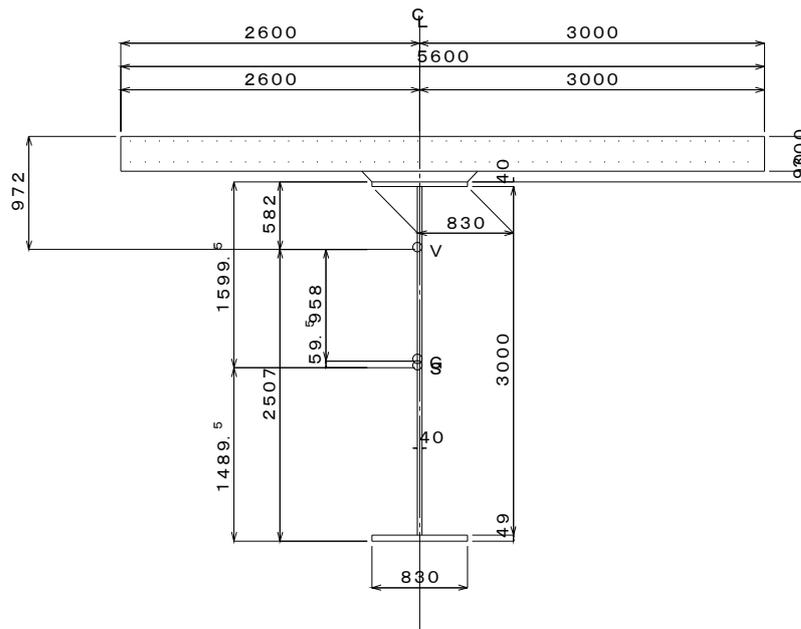
## 橋面荷重



曲げ最大位置 断面形状

80m×3径間×2主桁桁 G1

断面形状図 (X=32.957) S = 1/40



80m×3径間×2主鈹桁 G1

断面 3 曲げ最大位置 累加距離 32.957(m)

断面形状		A (cm <sup>2</sup> )	y (cm)		
床版	5600.0×300.0	16800.000	-178.000		
(全幅)	(5600.0)	(16800.000)			
上鉄筋	D19 2.865×44.80(本)	128.352	-186.500	(ピッチ	125.0 mm)
下鉄筋	D19 2.865×44.80(本)	128.352	-169.500	(ピッチ	125.0 mm)
ハンチ高	90.0(mm)				
		A (cm <sup>2</sup> )	y (cm)	A y (cm <sup>3</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )
U-FLG	830 × 40 SM570	332.000	-152.000	-50464.00	7670528L
WEB	3000.0×40 SM570	1200.000			9000000
L-FLG	830 × 47 SM570	390.100	152.350	59431.74	9054425
固定長		1922.100		8967.74	25724954
Lu= 800.0, Ll= 800.0 (cm)					

断面諸量	比 n	断面積 A (cm <sup>2</sup> )	中立軸 δ (cm)	剛度 I (cm <sup>4</sup> )	床版 Y <sub>cu</sub> (cm)	上縁 Y <sub>su</sub> (cm)	下縁 Y <sub>sl</sub> (cm)
鋼桁断面	.0	1922.10	4.7	25683112		-158.7	150.0
合成断面	7.0	4322.10	-96.8	61475892	-96.2	-57.2	251.5
クリープ	14.0	3122.10	-65.5	50423508	-127.5	-88.5	220.2
乾燥収縮	21.0	2722.10	-49.0	44591552	-144.0	-105.0	203.7
鋼断面	.0	2178.80	-16.9	33257868	-176.1	-137.1	171.6

設計断面力	曲げ (kN.m)	せん断 (kN)
1) 前死荷重	22789.42	-38.87
2) 後死荷重	10268.14	-17.51
3) 活荷重	15086.75	-383.06
4) 活荷重	-3046.85	-383.06

前死状態曲げ合計 22789.42 (kN.m)  
 有効打設ステップ+後死の曲げ 10268.14 (kN.m)

内力と2次力	軸力 (kN)	曲げ (kN.m)	ΔM (kN.m)	M+ΔM	ΔS (kN)
クリープ	-3256.39	3692.10	-424.89	3267.21	-12.89
乾燥収縮	-3200.00	4127.42	-1093.88	3033.54	-33.19
温度差	-5760.00	4679.08	-2018.77	2660.31	-61.25

80m×3径間×2主鈹桁 G1

断面 3 曲げ最大位置 累加距離 32.957(m)

基本ケース応力度

床版の初期応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

クリープ 上縁 2.30 下縁 1.58 乾燥収縮 1.90 温度差 3.43 -3.43

合成断面	(N/mm <sup>2</sup> ) 床版 $\sigma$		鋼桁 $\sigma$		ウェブ $\tau$
	上縁	下縁	上縁	下縁	
1) 前死荷重			-140.8	133.1	.3
2) 後死荷重	-2.30	-1.58	-9.6	42.0	.1
3) 活荷重	-3.37	-2.32	-14.0	61.7	3.2
4) 活荷重	.68	.47	2.8	-12.5	3.2
5) クリープ	.96	.38	-16.2	3.8	.1
6) 乾燥収縮	.88	.98	-18.9	2.1	.3
7) 温度差(+)	.93	1.12	-15.8	-2.4	.5
8) 温度差(-)	-.93	-1.12	15.8	2.4	.5

鉄筋の初期応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

温度差 24.0 -24.0

鋼断面	(N/mm <sup>2</sup> ) 鉄筋 $\sigma$		鋼桁 $\sigma$	
	上	下	上縁	下縁
1) 前死荷重			-140.8	133.1
2) 後死荷重	-52.4	-47.1	-42.3	53.0
3) 活荷重	-77.0	-69.2	-62.2	77.8
4) 活荷重	15.5	14.0	12.6	-15.7
5) クリープ	-31.6	-29.9	-28.4	1.9
6) 乾燥収縮	-30.2	-28.6	-27.2	1.0
7) 温度差(+)	-16.0	-14.6	-37.4	-12.7
8) 温度差(-)	16.0	14.6	37.4	12.7

80m×3径間×2主鈹桁 G1

断面 3 曲げ最大位置 累加距離 32.957(m)

組合せケース応力度

(N/mm <sup>2</sup> )	床版上縁	床版下縁	鋼桁上縁	鋼桁下縁	
1. D(PRE)			-140.8<272.8	133.1<306.3	
2. D(ALL)	-2.30<10.00	-1.58<10.00	-150.3<235.9	175.1<245.0	
3. D+CR+SH	-.46<10.00	-.22<10.00	-185.4<271.2	181.1<245.0	
4. D+L	-5.67<10.00*	-3.90<10.00	-164.4<235.9	236.8<245.0	
5. D-L	-1.61<10.00	-1.11<10.00	-147.5<235.9	162.7<245.0	
6. D+L+CR+SH	-3.83<10.00	-2.54<10.00	-199.5<271.2	242.8<245.0*	
7. D-L+CR+SH	.22>.00	.25>.00	-226.2<235.9	173.2<245.0	鋼
8. D+L+CR+SH+T	-2.90<11.50	-1.43<11.50	-215.3<306.6	240.3<281.8	
9. D+L+CR+SH-T	-4.76<11.50	-3.66<11.50	-183.6<306.6	245.2<281.8	
10. D-L+CR+SH+T	1.15>.00	1.36>.00	-263.6<271.2*	160.5<281.8	鋼
11. D-L+CR+SH-T	-.70<11.50	-.87<11.50	-166.8<306.6	171.1<281.8	
12. YIELD(+LC)	-10.66<21.00	-7.81<21.00	-274.4<450.0	359.5<430.0	
14. YIELD(-LC)	-3.91<21.00	-3.17<21.00	-230.5<450.0	236.1<430.0	
15. YIELD(-LS)			-331.1<450.0	244.8<430.0	鋼

鋼断面の鉄筋応力度

(N/mm <sup>2</sup> )	上鉄筋	下鉄筋
7. D-L+CR+SH	-98.6<180.0	-91.7<180.0
10. D-L+CR+SH+T	-114.6<207.0*-	106.3<207.0
15. YIELD(-LS)	-145.9<295.0	-134.5<295.0

80m×3径間×2主桁桁 G1

断面 3 曲げ最大位置 累加距離 32.957(m)

せん断と合成応力度

	ウェブ応力度(N/mm <sup>2</sup> )				合成応力度	
	上縁σ	下縁σ	τ	τ a	上縁	下縁
1. D(PRE)	-137.2	129.0	.3	<181.3	.19	<1.2
2. D(ALL)	-146.1	170.2	.5	<145.0	.33	<1.2
3. D+CR+SH	-180.7	175.5	.9	<145.0	.38	<1.2
4. D+L	-159.2	230.7	3.7	<145.0	.39	<1.2
5. D-L	-143.5	157.9	3.7	<145.0	.32	<1.2
6. D+L+CR+SH	-193.7	236.1	4.0	<145.0*	.44	<1.2
7. D-L+CR+SH	-221.0	167.2	4.0	<145.0	.75	<1.2
8. D+L+CR+SH+T	-209.4	233.4	4.6	<166.8	.40	<1.2
9. D+L+CR+SH-T	-178.1	238.7	4.6	<166.8	.29	<1.2
10. D-L+CR+SH+T	-258.1	154.1	4.6	<166.8	.78	<1.2*
11. D-L+CR+SH-T	-162.4	165.9	4.6	<166.8	.24	<1.2

降伏応力度内訳 (N/mm<sup>2</sup>)

組み合わせケース	床版		フランジ		鉄筋	
	上縁	下縁	上縁	下縁	上	下
4. D+L	-9.73	-6.70	-223.5	351.1		
5. D-L	-2.99	-2.05	-195.5	227.7		
6. D+L+CR+SH	-9.73	-6.70	-258.6	357.0		
7. D-L+CR+SH	-2.99	-2.05	-293.7	244.8	-129.9	-119.8
8. D+L+CR+SH+T	-9.73	-6.70	-274.4	357.0		
9. D+L+CR+SH-T	-10.66	-7.81	-258.6	359.5		
10. D-L+CR+SH+T	-2.99	-2.05	-331.1	244.8	-145.9	-134.5
11. D-L+CR+SH-T	-3.91	-3.17	-230.5	236.1		



80m×3径間×2主鈹桁 G1

断面 8 曲げ最小格点左 累加距離 80.000(m)

断面形状		A (cm <sup>2</sup> )	y (cm)		
床版	4977.6×300.0	14932.740	-177.600		
(全幅)	(5600.0)	(16800.000)			
上鉄筋	D19 2.865×39.82(本)	114.086	-186.100	(ピッチ	125.0 mm)
下鉄筋	D19 2.865×39.82(本)	114.086	-169.100	(ピッチ	125.0 mm)
ハンチ高	90.0(mm)				
		A (cm <sup>2</sup> )	y (cm)	A y (cm <sup>3</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )
U-FLG	1000 × 36 SM570	360.000	-151.800	-54648.00	8295567
WEB	3000.0×50 SM570	1500.000			11250000
L-FLG	1000 × 69 SM570	690.000	153.450	105880.50	16247362
固定長		2550.000		51232.50	35792928
Lu= 800.0, Ll= 800.0 (cm)					

断面諸量	比 n	断面積 A (cm <sup>2</sup> )	中立軸 δ (cm)	剛度 I (cm <sup>4</sup> )	床版 Y <sub>cu</sub> (cm)	上縁 Y <sub>su</sub> (cm)	下縁 Y <sub>sl</sub> (cm)
鋼桁断面	.0	2550.00	20.1	34763608		-173.7	136.8
合成断面	7.0	4683.25	-70.0	80318696	-122.6	-83.6	226.9
クリープ	14.0	3616.62	-38.2	64235168	-154.4	-115.4	195.1
乾燥収縮	21.0	3261.08	-23.0	56547604	-169.6	-130.6	179.9
鋼断面	.0	2778.17	3.9	42965088	-196.5	-157.5	153.0

設計断面力	曲げ (kN.m)	せん断 (kN)
1) 前死荷重	-28082.42	-2123.91
2) 後死荷重	-12652.99	-956.96
3) 活荷重	2498.12	-1150.25
4) 活荷重	-13584.53	-1150.25

前死状態曲げ合計 -28082.42 (kN.m)  
 有効打設ステップ+後死の曲げ -12652.99 (kN.m)

内力と2次力	軸力 (kN)	曲げ (kN.m)	ΔM (kN.m)	M+ΔM	ΔS (kN)	
クリープ	.00	.00	-1031.38	-1031.38	-12.89	考慮区間外
乾燥収縮	.00	.00	-2655.29	-2655.29	-33.19	考慮区間外
温度差	-5760.00	6200.16	-4900.36	1299.80	-61.25	

80m×3径間×2主鈹桁 G1

断面 8 曲げ最小格点左 累加距離 80.000 (m)

基本ケース応力度

床版の初期応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

クリープ 上縁 .00 下縁 .00 乾燥収縮 .00 温度差 3.43 -3.43

合成断面	(N/mm <sup>2</sup> ) 床版 $\sigma$		鋼桁 $\sigma$		ウェブ $\tau$
	上縁	下縁	上縁	下縁	
1) 前死荷重			140.3	-110.5	14.2
2) 後死荷重	2.76	2.08	13.2	-35.7	6.4
3) 活荷重	-0.54	-0.41	-2.6	7.1	7.7
4) 活荷重	2.96	2.24	14.1	-38.4	7.7
5) クリープ	.18	.14	1.9	-3.1	.1
6) 乾燥収縮	.38	.31	6.1	-8.4	.2
7) 温度差(+)	1.39	1.46	-13.7	-8.6	.4
8) 温度差(-)	-1.39	-1.46	13.7	8.6	.4

鉄筋の初期応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

温度差 24.0 -24.0

鋼断面	(N/mm <sup>2</sup> ) 鉄筋 $\sigma$		鋼桁 $\sigma$	
	上	下	上縁	下縁
1) 前死荷重			140.3	-110.5
2) 後死荷重	55.9	50.9	46.4	-45.1
3) 活荷重	-11.0	-10.1	-9.2	8.9
4) 活荷重	60.1	54.7	49.8	-48.4
5) クリープ	4.6	4.2	3.8	-3.7
6) 乾燥収縮	11.7	10.7	9.7	-9.5
7) 温度差(+)	-2.5	-2.0	-25.5	-16.1
8) 温度差(-)	2.5	2.0	25.5	16.1

80m×3径間×2主鈹桁 G1

断面 8 曲げ最小格点左 累加距離 80.000 (m)

組合せケース応力度

(N/mm <sup>2</sup> )	床版上縁	床版下縁	鋼桁上縁	鋼桁下縁	
1. D (PRE)			140.3<318.8	-110.5<278.5	
2. D (ALL)	2.76> .00	2.08> .00	186.7<255.0	-155.6<222.8	鋼
3. D+CR+SH	3.32> .00	2.54> .00	200.2<255.0	-168.7<222.8	鋼
4. D+L	2.22> .00	1.67> .00	177.5<255.0	-146.7<222.8	鋼
5. D-L	5.72> .00	4.32> .00	236.5<255.0	-204.0<222.8	鋼
6. D+L+CR+SH	2.77> .00	2.13> .00	191.0<255.0	-159.8<222.8	鋼
7. D-L+CR+SH	6.28> .00	4.78> .00	250.0<255.0*	-217.1<222.8*	鋼
8. D+L+CR+SH+T	4.16> .00	3.59> .00	165.5<293.3	-175.9<256.2	鋼
9. D+L+CR+SH-T	1.38> .00	.67> .00	216.5<293.3	-143.7<256.2	鋼
10. D-L+CR+SH+T	7.67> .00	6.24> .00	224.5<293.3	-233.2<256.2	鋼
11. D-L+CR+SH-T	4.89> .00	3.32> .00	275.5<293.3	-201.0<256.2	鋼
13. YIELD (+LS)			281.7<450.0	-231.5<430.0	鋼
15. YIELD (-LS)			381.3<450.0	-328.3<430.0	鋼

鋼断面の鉄筋応力度

(N/mm <sup>2</sup> )	上鉄筋	下鉄筋
2. D (ALL)	55.9<140.0	50.9<140.0
3. D+CR+SH	72.2<140.0	65.8<140.0
4. D+L	44.9<140.0	40.9<140.0
5. D-L	116.0<140.0	105.6<140.0
6. D+L+CR+SH	61.2<140.0	55.7<140.0
7. D-L+CR+SH	132.3<140.0*	120.5<140.0
8. D+L+CR+SH+T	58.7<161.0	53.8<161.0
9. D+L+CR+SH-T	63.7<161.0	57.7<161.0
10. D-L+CR+SH+T	129.8<161.0	118.5<161.0
11. D-L+CR+SH-T	134.8<161.0	122.4<161.0
13. YIELD (+LS)	91.5<295.0	83.0<295.0
15. YIELD (-LS)	211.6<295.0	192.4<295.0

80m×3径間×2主桁桁 G1

活荷重たわみ照査

活荷重ケース 10

支間	L (m)	$\delta$ Max (mm)	$\delta$ Min (mm)	$\delta$ (mm)	$\delta$ a (mm)	算出式
1	80.000	14.758	-42.933	-42.933	160.000	L/ 500
2	80.000	22.944	-31.063	-31.063	160.000	L/ 500
3	80.000	14.758	-42.933	-42.933	160.000	L/ 500

80m×3径間×2主桁桁 G1

断面 8 曲げ最小格点左 累加距離 80.000(m)

せん断と合成応力度

	ウェブ応力度(N/mm <sup>2</sup> )				合成応力度	
	上縁σ	下縁σ	τ	τ a	上縁	下縁
1. D(PRE)	137.4	-104.9	14.2	<175.0	.21	<1.2
2. D(ALL)	182.7	-148.0	20.5	<140.0	.58	<1.2
3. D+CR+SH	195.9	-160.5	20.8	<140.0	.66	<1.2
4. D+L	173.8	-139.5	28.2	<140.0	.54	<1.2
5. D-L	231.4	-194.2	28.2	<140.0	.93	<1.2
6. D+L+CR+SH	187.0	-152.0	28.5	<140.0*	.62	<1.2
7. D-L+CR+SH	244.6	-206.7	28.5	<140.0	1.04	<1.2*
8. D+L+CR+SH+T	161.6	-168.3	28.9	<161.0	.36	<1.2
9. D+L+CR+SH-T	212.4	-135.7	28.9	<161.0	.60	<1.2
10. D-L+CR+SH+T	219.2	-223.0	28.9	<161.0	.64	<1.2
11. D-L+CR+SH-T	269.9	-190.4	28.9	<161.0	.95	<1.2

降伏応力度内訳 (N/mm<sup>2</sup>)

組み合わせケース	床版		フランジ		鉄筋	
	上縁	下縁	上縁	下縁	上	下
4. D+L	-1.09	-.82	242.7	-202.3	72.7	66.2
5. D-L	.00	.00	342.2	-299.0	192.8	175.6
6. D+L+CR+SH	-1.09	-.82	256.2	-215.4	89.0	81.1
7. D-L+CR+SH	.00	.00	355.8	-312.2	209.1	190.4
8. D+L+CR+SH+T	-1.09	-.82	256.2	-231.5	89.0	81.1
9. D+L+CR+SH-T	-2.48	-2.28	281.7	-215.4	91.5	83.0
10. D-L+CR+SH+T	.00	.00	355.8	-328.3	209.1	190.4
11. D-L+CR+SH-T	-1.39	-1.46	381.3	-312.2	211.6	192.4

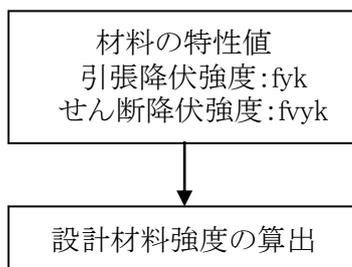
### 3. 主桁の設計(架設時の照査)

#### 3.1 計算フロー

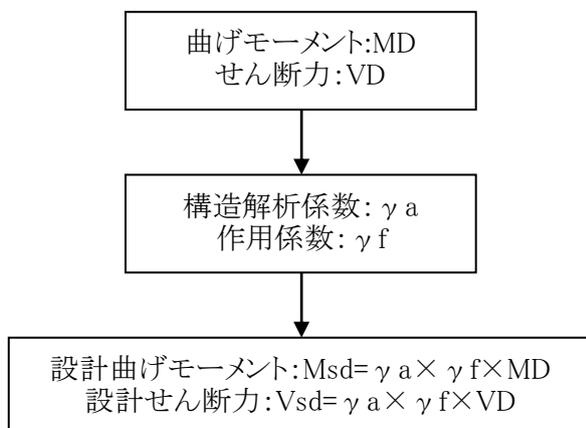
##### 3.1.1 部分係数の設定

構造物係数( $\gamma_i$ ),作用係数( $\gamma_f$ ),材料係数( $\gamma_m$ ),  
構造解析係数( $\gamma_a$ ),部材係数( $\gamma_b$ )

##### 3.1.2 材料の設計用値の決定



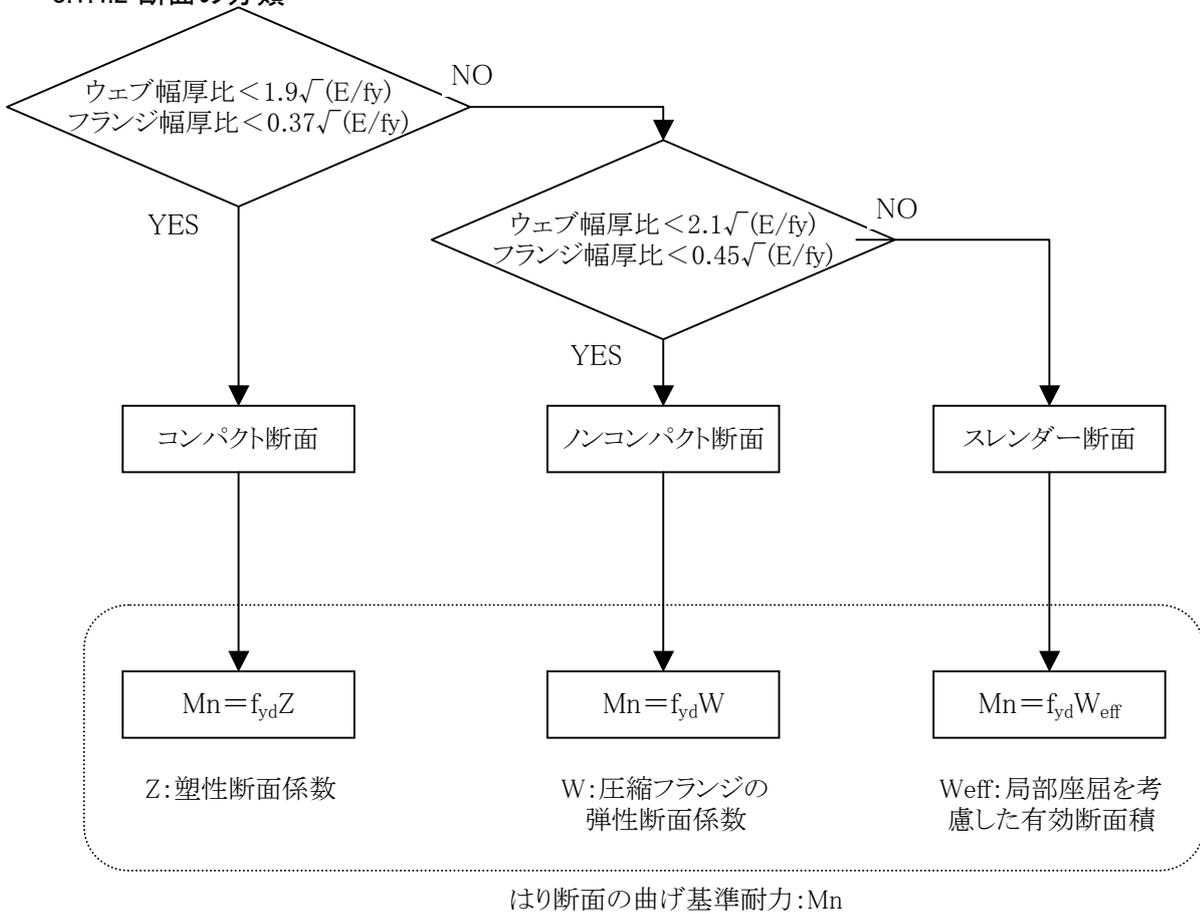
##### 3.1.3 設計断面力の算出



### 3.1.4 部材耐力の照査

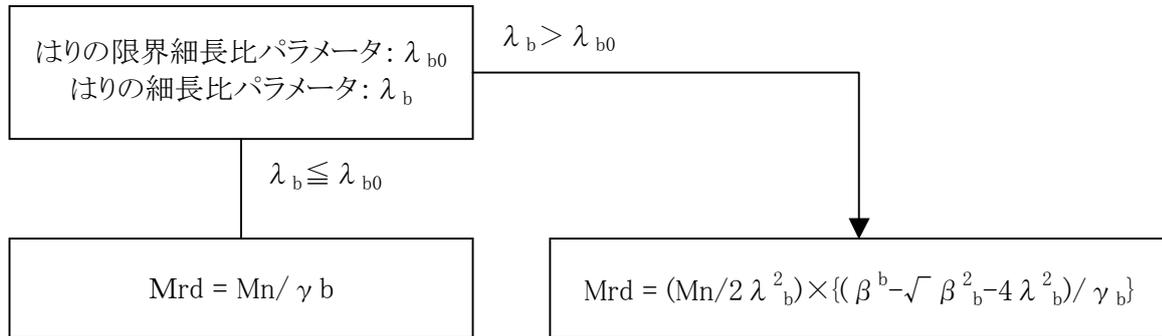
#### 3.1.4.1 断面諸量、応力度の算出

#### 3.1.4.2 断面の分類



### 3.1.4.3 曲げに対する照査

はりの設計曲げ耐力:  $M_{rd}$

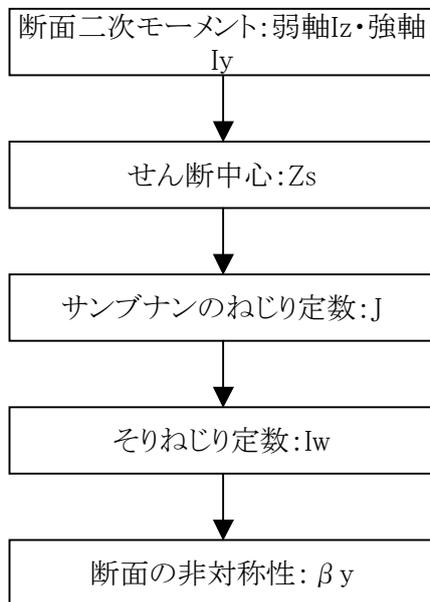


$$\text{※ } \beta_b = 1 + \alpha_b (\lambda_b - \lambda_{b0}) + \lambda_b^2$$

はり断面の曲げ基準耐力:  $M_n$

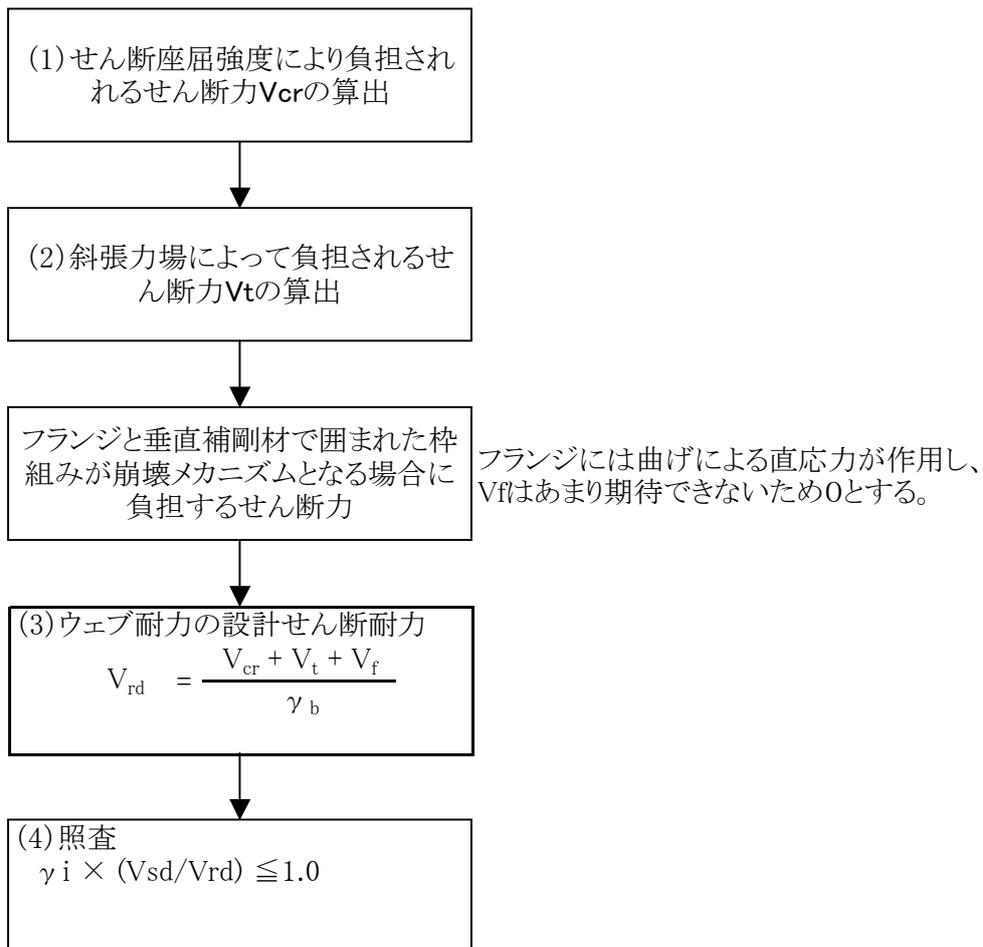
- i) コンパクト断面       $M_n = f_{yd} Z$        $Z$  : 塑性断面係数
  - ii) ノンコンパクト断面       $M_n = f_{yd} W$        $W$  : 圧縮フランジの弾性断面係数
  - iii) スレンダー断面       $M_n = f_{yd} W_{eff}$        $W_{eff}$  : 局部座屈による有効断面を考慮して求めた有効断面係数
- $f_{yd}$  : 設計降伏強度

曲げ耐力の照査

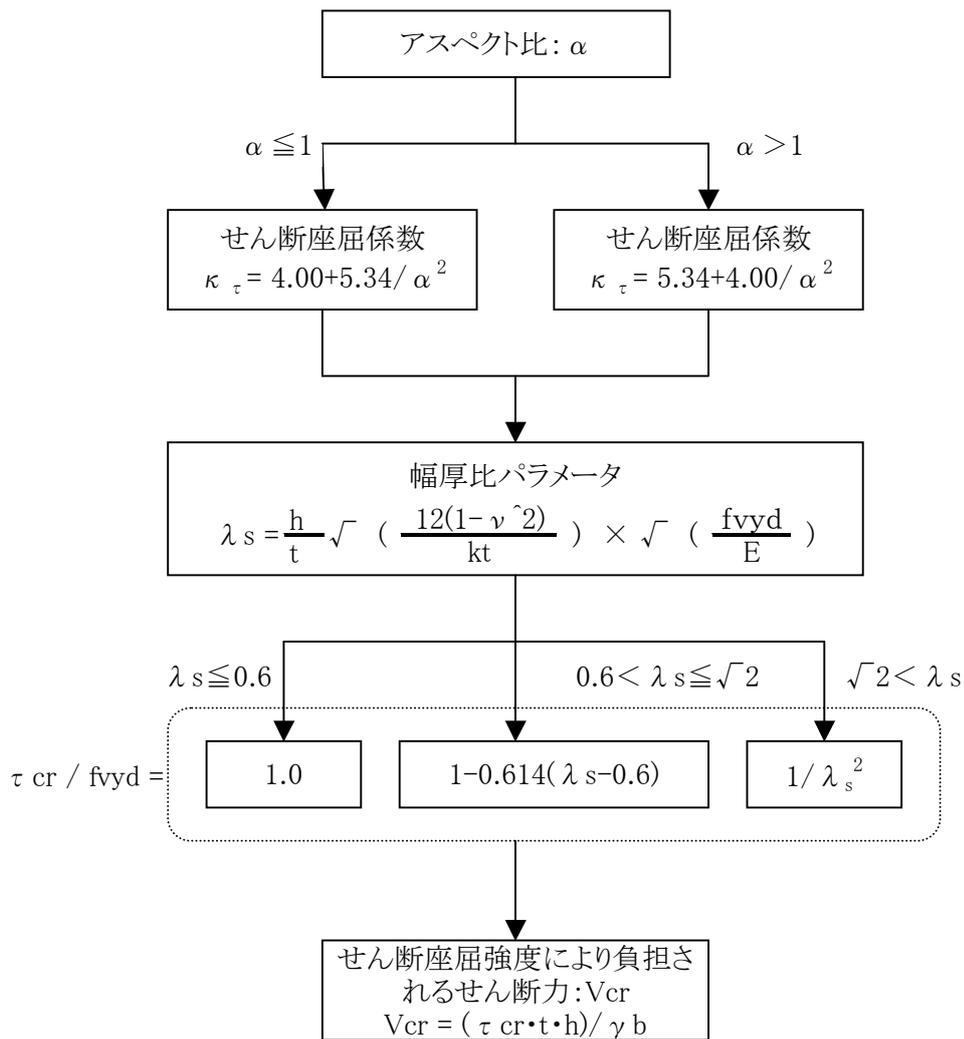


$$\gamma_i \times (M_{sd} / M_{rd}) \leq 1.0$$

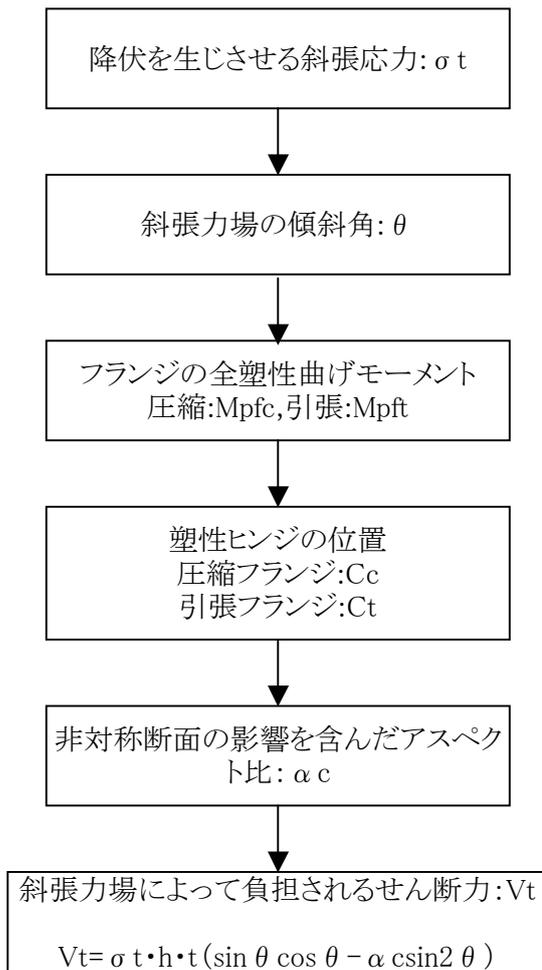
### 3.1.4.4 ウェブのせん断耐力の照査



(1)せん断座屈強度により負担されるせん断力V<sub>cr</sub>の算出



(2) 斜張力場によって負担されるせん断力Vtの算出



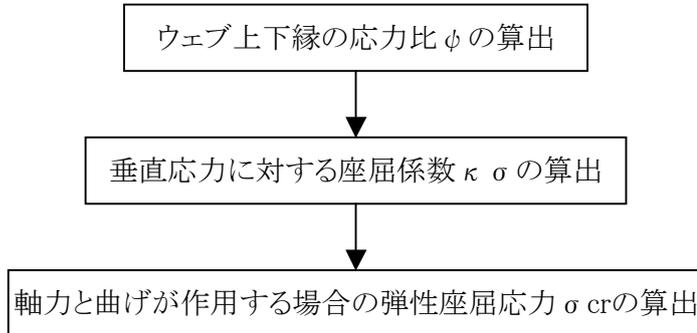
3.1.4.5 合成応力度の照査

$$\gamma_i^2 \times \left( \left( \frac{M_{sd}}{M_{rd}} \right)^2 + \left( \frac{V_{sd}}{V_{rd}} \right)^2 \right) / 1.21 \leq 1.0$$

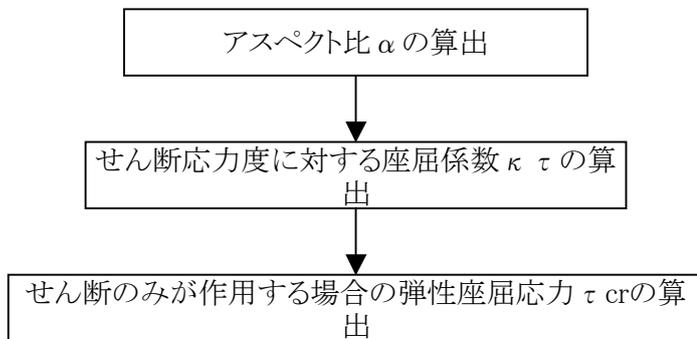
### 3.1.4.6 軸力・曲げ・せん断が作用する腹板の相関弾性座屈の照査

#### 弾性座屈応力の算出

##### a. 軸力と曲げが作用する場合の弾性座屈応力の算出



##### b. せん断のみが作用する場合の弾性座屈応力の算出



#### 座屈パラメータRの計算

$$R = 0.90 - 0.10 \phi$$

#### 安全率 γ の計算

$$\gamma = \gamma f \times \gamma b$$

#### 軸力・曲げ・せん断が作用する腹板の弾性座屈照査

$$\frac{1+\phi}{4} \cdot \frac{\sigma c}{\sigma cr} + \sqrt{\left\{ \left( \frac{3-\phi}{4} \cdot \frac{\sigma c}{\sigma cr} \right)^2 + \left( \frac{\tau}{\tau cr} \right)^2 \right\}} \leq \frac{R^2}{\gamma}$$

### 3.2 架設時の照査

架設時の照査では、合成前死荷重に対して、合成前の鋼桁断面が塑性化しないこと、弾性座屈が起こらない事を照査する。

#### 3.2.1. 部分係数

材料係数  $\gamma_m$ 、部材係数  $\gamma_b$ 、構造解析係数  $\gamma_a$ 、作用係数  $\gamma_f$ は、特性値から望ましくない方向への変動、計算における値の算出方法の不確実性、作用や実構造物・実材料などのばらつきなどを考慮して定める。

構造物係数は  $\gamma_i$ は、構造物の重要度や限界状態に達したときの社会的・経済的影響を考慮して定めるもので、発注者の判断により決定されることを基本とする。

本試設計では、下記の通り部分係数を設定する。

				架設時の照査	
構造物係数	$\gamma_i$			1.00	
作用係数	$\gamma_f$	死荷重		1.30	
材料係数	$\gamma_m$	鋼材		1.00	
構造解析係数	$\gamma_a$			1.00	
部材係数	$\gamma_b$	鋼桁	曲げ耐力	1.10	
			せん断耐力	1.10	

標準示方書  
 P16 1.5構造物係数  
 P37 2.5作用係数  
 P51 3.5材料係数  
 P57 4.2構造解析係数  
 P59 5.2部材係数

#### 【解説】

##### 架設時照査の作用係数: $\gamma_f$

作用係数は、現行基準(道示、鋼構造架設設計施工指針)と同程度の安全率を確保するものとして、下記の要領で設定した。

##### 許容応力度法での安全率の考え方

安全率 1.7  
 架設時の許容応力割り増し 1.25  
 全体の安全率は  
 $1.7/1.25=1.36$   
 (鋼構造架設設計施工指針P21参照)

##### 限界状態設計法での安全率の考え方

##### 限界状態設計法の照査フォーマット

$$\gamma_i \frac{\sum \gamma_a \cdot S(\gamma_f \cdot F_k)}{R(f_k / \gamma_m) / \gamma_b} \quad (\text{標準示方書P14 式1.4.2})$$

SとRが線形で荷重が1つ(死荷重のみ)とすると、

$$\gamma_i \cdot \gamma_a \cdot \gamma_f \cdot \gamma_m \cdot \gamma_b \frac{S(F_k)}{R(f_k)} \quad \text{となる。}$$

ここで  $\gamma_i$ 、 $\gamma_a$ 、 $\gamma_m$ は1.0良いので、  
 $\gamma_f \cdot \gamma_b=1.36$  となるようにすれば良い。

$\gamma_b$ は耐力の種類によって変わる(1.0~1.1程度、P60参照)ので、作用係数  $\gamma_f$ を決めるに当っては仮に1.1とすると、

$$\begin{aligned} 1.1 \gamma_f &= 1.36 \\ \gamma_f &= 1.36/1.1 = 1.24 \\ &\approx 1.3 \quad \text{となる。} \end{aligned}$$

##### 部材係数: $\gamma_b$

部材係数は、部材耐力計算上の不確実性、部材寸法のばらつき、部材の重要度等を考慮して定めるもので、標準示方書に標準値が示されているが、本試設計では  $\gamma_b=1.1$ で共通とした。

### 3.2.2. 材料の設計用値

#### 3.2.2.1 材料強度の特性値:fk

特性値＝降伏強度

鋼材	SM570	引張降伏強度 $f_{yk}$	450	N/mm <sup>2</sup>	(t=40以下)
			430	N/mm <sup>2</sup>	(t=40超)
		圧縮降伏強度 $f'_{yk}$	450	N/mm <sup>2</sup>	(t=40以下)
			430	N/mm <sup>2</sup>	(t=40超)
		せん断降伏強度 $f_{vyk}$	260	N/mm <sup>2</sup>	(t=40以下)

標準示方書  
P48 3.4.1(1)

#### 【解説】

##### 材料強度の特性値:fk

ISO、JIS等の規格に適合する材料は、その規格値を材料強度の特性値とする。  
圧縮降伏強度の特性値は引張降伏強度の特性値と同じ、  
せん断降伏強度の特性値は引張降伏強度の $1/\sqrt{3}$ 。

#### 3.2.2.2 材料の設計強度:fd

材料の設計強度  $f_d$  は材料強度の特性値  $f_k$  を材料係数  $\gamma_m$  で除した値。

$$f_d = f_k / \gamma_m$$

標準示方書  
P47 3.4(3)

鋼材	SM570	設計降伏強度 $f_{yd}$	450	N/mm <sup>2</sup>	(t=40以下)
			430	N/mm <sup>2</sup>	(t=40超)
		圧縮降伏強度 $f'_{yd}$	450	N/mm <sup>2</sup>	(t=40以下)
			430	N/mm <sup>2</sup>	(t=40超)
		せん断降伏強度 $f_{vyd}$	260	N/mm <sup>2</sup>	(t=40以下)

#### 3.2.2.3 材料定数

鋼材	ヤング率	$E_s =$	205000	N/mm <sup>2</sup>
	せん断弾性係数	$G =$	78846	N/mm <sup>2</sup>
	ポアソン比	$\nu =$	0.3	

標準示方書  
P48 3.4.2

#### 【解説】

せん断弾性係数は、鋼材のヤング係数とポアソン比より下記の式で求めることができ、道示では丸めて  $7.7 \times 10^4$  (N/mm<sup>2</sup>)としている。

標準示方書では鋼材のヤング係数を205kN/mm<sup>2</sup>としているため、これを式にあてはめてせん断弾性係数を求める。

$$\begin{aligned} G &= E/2(1+\nu) \quad (\text{道示 II P83 式(解 3.3.1)}) \\ &= 205000 / 2 ( 1 + 0.3 ) \\ &= 78846.2 \end{aligned}$$

### 3.2.3. 断面力

#### 3.2.3.1 作用断面力

	曲げモーメント(kN・m)		せん断力(kN)	
前死荷重	MD1	22789.42	VD1	-38.78

#### 3.2.3.2 設計断面力

曲げモーメント(合成前)

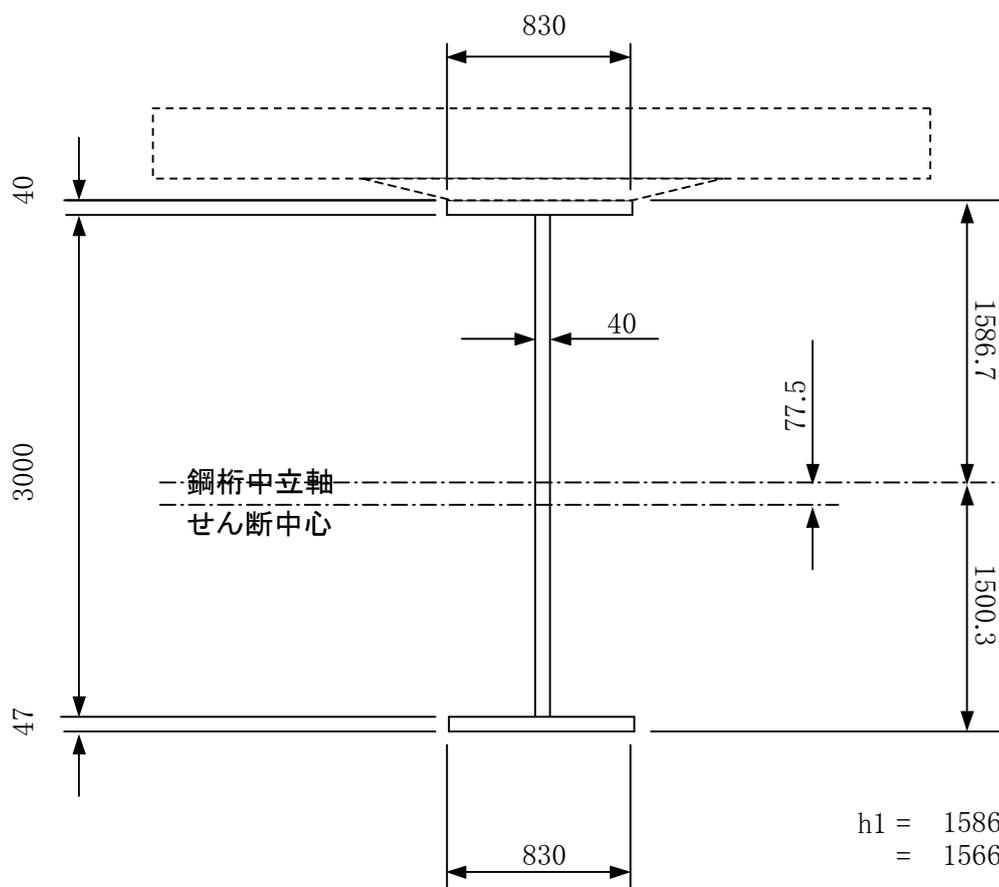
$$M_{sd} = \gamma_a \cdot \gamma_f \cdot MD1 = 29626.246 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

せん断力(合成前)

$$V_{sd} = \gamma_a \cdot \gamma_f \cdot VD1 = -50.414 \text{ kN}$$

### 3.2.4. 部材耐力の照査

#### 3.2.4.1 断面諸量



$$h1 = 1586.7 - 40 / 2$$
$$= 1566.7$$

$$h2 = 1500.3 - 47 / 2$$
$$= 1476.8$$

$$h = h1 + h2$$
$$= 3043.5$$

### 3.2.4.1.1 局部座屈による有効幅を考慮しない断面

			A (mm <sup>2</sup> )	y (mm)	Ay (mm <sup>3</sup> )	Ay <sup>2</sup> (mm <sup>4</sup> )	Iy (mm <sup>4</sup> )
u-flg	830	×	33200	-1520.0	-50464000	76705280000	4426667
web	3000	×	120000				90000000000
l-flg	830	×	39010	1523.5	59431735	90544248273	7181091
			192210		8967735	167249528273	90011607758

圧縮フランジ固定点間距離 l = 8000 mm

#### (1) 断面二次モーメント

I<sub>y</sub>: 強軸まわり

	断面積A (mm <sup>2</sup> )	偏心量Es (mm) Σ Ay / Σ A	断面二次 I <sub>y</sub> (mm <sup>4</sup> ) Σ (Ay <sup>2</sup> +I) - Σ A × Es <sup>2</sup>
鋼桁	192210.0	46.7	256842738074

中立軸からの距離

	u-flg上縁 (mm)	web上縁 (mm)	web下縁 (mm)	l-flg下縁 (mm)
鋼桁	-1586.7	-1546.7	1453.3	1500.3

断面係数

	u-flg上縁 (mm <sup>3</sup> )	web上縁 (mm <sup>3</sup> )	web下縁 (mm <sup>3</sup> )	l-flg下縁 (mm <sup>3</sup> )
鋼桁	-161876771.3	-166063268.6	176725348.2	171189223.9

I<sub>z</sub>: 弱軸まわり

$$I_z = \frac{(40 \times 830^3 + 3000 \times 40^3 + 47 \times 830^3)}{12}$$

$$= 4161455750$$

#### (2) 応力度

	u-flg上縁 (N/mm <sup>2</sup> )	web上縁 (N/mm <sup>2</sup> )	web下縁 (N/mm <sup>2</sup> )	l-flg下縁 (N/mm <sup>2</sup> )
鋼桁	-183.0	-178.4	167.6	173.1

せん断力

$$\frac{S}{Aw} = \frac{-50414}{120000}$$

$$= -0.42 \text{ N/mm}^2$$

### 3.2.4.1.2 局部座屈による有効幅を考慮した断面

#### (1) 有効幅の計算

幅厚比

$$\begin{aligned}
 \text{上フランジ} \quad & B_{uf}/(2 \times t_{uf}) = \{ (830 - 40) / 2 \} / 40 = 9.9 \\
 \text{ウェブ上側} \quad & H_u/t_w = 1546.7 / 40 = 38.7 \\
 \text{ウェブ下側} \quad & H_l/t_w = 1453.3 / 40 = 36.3 \\
 \text{下フランジ} \quad & B_{lf}/(2 \times t_{lf}) = \{ (830 - 40) / 2 \} / 47 = 8.4
 \end{aligned}$$

幅厚比パラメータ

$$\begin{aligned}
 \text{上フランジ} \quad & R_f = (1.05 / \sqrt{0.425}) \times \sqrt{(450 / 205000)} \times 9.9 = 0.75 \\
 \text{ウェブ上側} \quad & R_w = (1.05 / \sqrt{23.900}) \times \sqrt{(450 / 205000)} \times 38.7 = 0.39 \\
 \text{ウェブ下側} \quad & R_w = (1.05 / \sqrt{23.900}) \times \sqrt{(450 / 205000)} \times 36.3 = 0.37 \\
 \text{下フランジ} \quad & R_f = (1.05 / \sqrt{0.425}) \times \sqrt{(430 / 205000)} \times 8.4 = 0.62
 \end{aligned}$$

標準示方書 P66

$R_f, R_w$  : それぞれフランジおよびウェブの幅厚比パラメータ

$$R = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)}{k}} \sqrt{\frac{f_{yk} b}{E t}} = \frac{1.05}{\sqrt{k}} \sqrt{\frac{f_{yk} b}{E t}} \quad (\text{解 5.3.11})$$

$k$  : 座屈係数

フランジ周辺支持板	$k = 4.0$
フランジ自由突出板	$k = 0.425$
ウェブ	$k = 23.9$

$b$  : 板の全幅 (図-解 5.3.1 参照。ただし、ウェブの場合は  $h$  に置き換える)

$t$  : 板厚

$E$  : 鋼のヤング係数

$\nu$  : ポアソン比

局部座屈による有効幅比

$$\begin{aligned}
 \text{上フランジ} \quad & b_e/b = (0.7 / 0.75)^{0.64} = 0.96 = 0.96 \\
 \text{ウェブ上側} \quad & h_e/h_c = (1.0 / 0.39)^{0.80} = 2.13 = 1.0 \\
 \text{ウェブ下側} \quad & h_e/h_c = (1.0 / 0.37)^{0.80} = 2.24 = 1.0 \\
 \text{下フランジ} \quad & b_e/b = (0.7 / 0.62)^{0.64} = 1.08 = 1.0
 \end{aligned}$$

局部座屈による有効幅

$$\begin{aligned}
 \text{上フランジ} \quad & B_{ufe} = 830 \times 0.96 = 797 \\
 \text{ウェブ上側} \quad & h_{euc} = 1546.7 \times 1.00 = 1547 \\
 \text{ウェブ下側} \quad & h_{elc} = 1453.3 \times 1.00 = 1453 \\
 \text{下フランジ} \quad & B_{lfe} = 830.0 \times 1.00 = 830
 \end{aligned}$$

標準示方書 P65

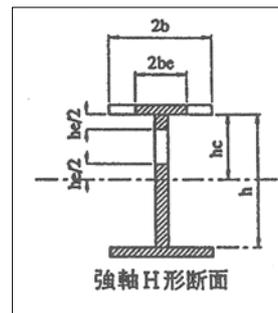
圧縮フランジ有効幅

$$\text{周辺支持板} \quad \frac{b_e}{b} = \left( \frac{0.7}{R_f} \right)^{0.80} \quad (\text{解 5.3.6})$$

$$\text{自由突出板} \quad \frac{b_e}{b} = \left( \frac{0.7}{R_f} \right)^{0.64} \quad (\text{解 5.3.7})$$

ウェブ有効幅

$$\frac{h_e}{h_c} = \left( \frac{1.0}{R_w} \right)^{0.80} \quad (\text{解 5.3.8})$$



## (2) 断面諸量

			A (mm <sup>2</sup> )	y (mm)	Ay (mm <sup>3</sup> )	Iy (mm <sup>4</sup> )
u-flg	797 × 40		31897	-1566.7	-49972059	78289022383
web上側	773 × 40		30933	-1160.0	-35882168	41623025956
	773 × 40		30933	-386.7	-11960723	4624780662
web下側	1453 × 40		58134	726.7	42244180	30697664472
l-flg	830 × 47		39010	1523.5	59431735	90544248273
			190907		3860965	245778741745

	断面積A (mm <sup>2</sup> )	中立軸 δ (mm)	断面二次 Iy (cm <sup>4</sup> )
鋼桁	190907.3	20.2	245700656447

### 中立軸からの距離

	u-flg上縁 (mm)	web上縁 (mm)	web下縁 (mm)	l-flg下縁 (mm)
鋼桁	-1560.2	-1520.2	1479.8	1526.8

### 断面係数

	u-flg上縁 (mm <sup>3</sup> )	web上縁 (mm <sup>3</sup> )	web下縁 (mm <sup>3</sup> )	l-flg下縁 (mm <sup>3</sup> )
鋼桁	-157477778.8	-161621319.5	166039120.4	160927800.8

### 3.2.4.2 断面分類

標準示方書  
P64 表-解5.3.4

#### (1)断面分類の判定基準となる最大幅厚比

##### ウェブ

ウェブ純高さに対する圧縮領域の割合:  $\alpha$

$$\begin{aligned}\alpha &= 1546.7 / 3000 \\ &= 0.516\end{aligned}$$

全断面有効(局部座屈を  
考慮しない断面)の圧縮領域

##### 最大幅厚比

###### コンパクト断面

$$1.9 \times \sqrt{(E/f_y)} = 1.9 \times \sqrt{(205000 / 450)} / 0.516 = 78.7$$

###### ノンコンパクト断面

$$2.1 \times \sqrt{(E/f_y)} = 2.1 \times \sqrt{(205000 / 450)} / 0.516 = 86.9$$

##### 圧縮フランジ

###### コンパクト断面

$$0.37 \times \sqrt{(E/f_y)} = 0.37 \times \sqrt{(205000 / 450)} = 7.9$$

###### ノンコンパクト断面

$$0.45 \times \sqrt{(E/f_y)} = 0.45 \times \sqrt{(205000 / 450)} = 9.6$$

## (2)断面分類の判定

### ウェブ

$$\begin{aligned}
 \text{幅厚比} &= h_w / h_t \\
 &= 3000 / 40 \\
 &= 75 \\
 &< 78.7 \quad \text{○ コンパクト断面} \\
 &< 86.9 \quad \text{× ノンコンパクト断面} \\
 &> 86.9 \quad \text{× スレンダー断面}
 \end{aligned}$$

### 圧縮フランジ

$$\begin{aligned}
 \text{幅厚比} &= b / t \\
 &= 395.0 / 40 \\
 &= 9.9 \\
 &< 7.9 \quad \text{× コンパクト断面} \\
 &< 9.6 \quad \text{× ノンコンパクト断面} \\
 &> 9.6 \quad \text{○ スレンダー断面}
 \end{aligned}$$

### 【解説】

表-解 5.3.3 鋼 I 形コンパクト断面の条件

(a) 圧縮フランジ					(b) ウェブ					
$\frac{b}{t} \leq p \sqrt{\frac{E}{f_y}}$ (ただし, $b$ : 自由突出幅) $f_y$ : 降伏応力の特性値					$\frac{\alpha b}{t} \leq p \sqrt{\frac{E}{f_y}}$ (ただし, $\alpha$ : 純高に対する圧縮領域の割合, $b$ : ウェブ純高, $t$ : ウェブ厚)					
	AASHTO	Eurocode	ISO	Part A	Part B	AASHTO	Eurocode	ISO	Part A	Part B
p	0.382	0.343	0.37	0.310	0.309	1.88	1.42	1.9	1.28	1.13

※断面分類の判定にはISO[1997]を用いる。

※ウェブの断面分類では純高に対する圧縮領域の割合“ $\alpha$ ”を考慮する。

$$\frac{a}{b} \leq p \sqrt{\frac{E}{f_y}} \times \frac{1}{\alpha}$$

### 3.2.4.3 曲げに対する照査

#### (1) 圧縮による曲げ基準耐力

梁の限界細長比パラメータ

$$\lambda_{b0} : 0.4$$

標準示方書  
P66 表-解 5.3.5

梁の細長比パラメータ

$$\lambda_b = \sqrt{(M_n / M_e)}$$

梁断面の曲げ基準耐力の特性値:  $M_n^-$

$f_{yk} / f_{yd} = \gamma_m$

$$M_n^- = M_n (f_{yk} / f_{yd})$$

梁断面の曲げ基準耐力:  $M_n$

	断面係数	設計降伏強度	降伏曲げ
上フランジ上縁	-157477778.8	450.0	-70865.0
ウェブ上縁	-166063268.6	450.0	-74728.5
ウェブ下縁	176725348.2	450.0	79526.4
下フランジ下縁	160927800.8	450.0	72417.5

フランジはスレンダー断面  
→ 局部座屈考慮の断面係数  
ウェブはコンパクト断面  
→ 全断面有効の断面係数

$$M_n = -70865.0 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_n^- = -70865.0 \times (450 / 450) = -70865.0 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

圧縮フランジの局部座屈が梁の曲げ基準耐力となる  
→ スレンダー断面

#### (2) 面外変形に対して両端単純支持はりの弾性横ねじれ座屈モーメント

$$M_E = \frac{C_{b1} \pi^2 E I_y}{\ell^2} \left[ C_{b2} h_t + C_{b3} \beta_z + \sqrt{(C_{b2} h_t + C_{b3} \beta_z)^2 + \frac{1}{\gamma} \frac{I_w}{I_y} \left( 1 + \frac{\ell^2 G J}{\pi^2 E I_w} \right)} \right] \quad (\text{解 5.3.12})$$

$$\gamma = 1 - I_y / I_x$$

標準示方書 P67  
座屈設計ガイドライン P111

- $C_{b1} = 1.132$  曲げモーメント分布の影響を考慮する係数
- $C_{b2} = 0.459$  中間荷重のはり断面における作用高さの影響を加味する係数
- $C_{b3} = 0.525$  断面形状の非対称性の影響を加味する係数

$$\begin{aligned} \gamma &= 1 - I_y / I_x \\ &= 1 - 4161455750 / 256842738074 \\ &= 0.9838 \end{aligned}$$

せん断中心:  $Z_s$

$$\begin{aligned} \alpha &= 1 / ( 1 + ( 830 / 830 )^3 \times ( 40 / 47 ) ) \\ &= 0.54 \\ Z_s &= 0.54 \times 3043.5 - 1566.7 \\ &= 77.5 \end{aligned}$$

サンブナンのねじり定数:  $J$

$$\begin{aligned} J &= ( 830 \times 40^3 + 3000 \times 40^3 + 830 \times 47^3 ) / 3 \\ &= 110431030 \end{aligned}$$

そりねじり定数:  $I_w$

$$I_w = ((830^3 \times 40 \times 3043.5^2) / 12) \times 0.54$$

$$= 9537581012823190$$

断面の非対称性:  $\beta_y$

$$\beta_y = (830 \times 47 \times 1476.8 \times ((830^2/12) + 1476.8^2) + (40/4) \times (1476.8^4 - 1566.7^4) - 830 \times 40 \times 1566.7 \times ((830^2/12) + 1566.7^2) / (2 \times 256842738074.481))$$

$$= -28.0$$

z軸、y軸の向きに注意  
座屈設計ガイドライン: z軸鉛直  
標準示方書: y軸鉛直

荷重作用位置とせん断中心の距離:  $h_t$

$$h_t = - (1586.7 + 77.5)$$

$$= -1664.1$$

荷重作用位置がせん断中心より  
曲げ引張り側にある場合が正

$$M_E = \frac{(1.13 \times \pi^2 \times 205000 \times 4161455750)}{8000^2}$$

$$\times [0.46 \times -1664.1 + 0.53 \times -28.0 + \sqrt{\{(0.46 \times -1664.1 + 0.53 \times -28.0)^2$$

$$+ \frac{1}{0.984} \times \frac{9537581012823190}{4161455750} \times (1 + \frac{8000^2 \times 78846.2 \times 110431030}{\pi^2 \times 205000 \times 9537581012823190})\}]$$

$$= 1.421E+11$$

$$= 142130.3 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\lambda \bar{b} = \sqrt{(M_n^- / M_e)}$$

$$= \sqrt{(70865 / 142130)}$$

$$= 0.706$$

【解説図】

座屈設計ガイドライン P111

表 6.1 薄肉断面形のせん断中心とそりねじりに関する定数<sup>(6.8), 6.9)</sup>

<p>(a) I 形</p>	$y_s = 0, z_s = ah - h_1$ $I_w = \frac{b_1^3 t_1 h^2}{12} \alpha$ $J = \frac{1}{3} (b_1 t_1^3 + h_w t_w^3 + b_2 t_2^3)$ $\beta_y = \frac{1}{2I_y} \left\{ b_2 t_2 h_2 \left( \frac{b_2^2}{12} + h_2^2 \right) + \frac{t_w}{4} (h_2^4 - h_1^4) - b_1 t_1 h_1 \left( \frac{b_1^2}{12} + h_1^2 \right) \right\}$ $\alpha = \frac{1}{1 + (b_1/b_2)^3 (t_1/t_2)}$
----------------	--

### 設計曲げ耐力: Mrd

$\lambda^{-1} b > \lambda b_0$  より

$$M_{rd} = \frac{M_{n}^{-}}{2 \lambda^{-1} b^2} \times \frac{(\beta b - \sqrt{(\beta b)^2 + 4 \lambda b^2})}{\lambda b}$$

$$\begin{aligned} \beta b &= 1 + \alpha b (\lambda b^{-1} - \lambda^{-1} b_0) + \lambda^{-1} b^2 & \alpha b &= 0.25 \\ &= 1 + 0.25 \times (0.71 - 0.4) + 0.71^2 \\ &= 1.58 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{rd} &= \frac{-70865.0}{2 \times 0.71^2} \times \frac{(1.58 - \sqrt{1.58^2 + 4 \times 0.71^2})}{1.10} \\ &= \frac{-70865.0}{0.997183884} \times \frac{-0.5}{1.10} \\ &= 34911.5 \end{aligned}$$

### 照査

$$\gamma_i \times \frac{M_{sd}}{M_{rd}} = 1.00 \times \frac{29626.2}{34911.5} = 0.85 \leq 1.0 \quad \dots \text{OK}$$

### 3.2.4.4 ウェブのせん断に対する照査

ウェブの終局せん断耐力は、座屈直前までのせん断座屈強度によって負担されるせん断力( $V_{cr}$ )、斜張力場によって負担されるせん断力( $V_t$ )、フランジと垂直補剛材で囲まれた枠組みが崩壊メカニズムとなる場合に負担するせん断力( $V_f$ )の合計値として与えられる。

しかし、架設時の照査においては、部材を塑性化させてはならないため、斜張力場によって負担されるせん断耐力を期待することは適切でない。

また、 $V_f$ はフランジに曲げによる直応力が作用していることを考慮して、架設時ならびに終局時のせん断耐力としてもこれを期待しない。

以降の計算過程において、青枠中の計算は架設時の照査としては期待すべきでない耐力についての計算であるが、非合成桁の終局耐力を計算するための参考として掲載する。

ウェブの設計せん断耐力は $V_{cr}$ 、 $V_t$ 、 $V_f$ の合計値として与えられる。

$$V_{rd} = \frac{V_{cr} + V_t + V_f}{\gamma_b}$$

標準示方書 P70 5.3.4 座屈設計ガイドライン P193 12.2.2
---

$V_{cr}$  : 座屈直前までのせん断座屈強度によって負担されるせん断力

$V_t$  : 斜張力場によって負担されるせん断力  
(架設時の照査ではゼロとする)

$V_f$  : フランジと垂直補剛材で囲まれた枠組みが崩壊メカニズムとなる場合に負担するせん断力  
(フランジには曲げによる直応力が作用しているため、 $V_f$ はゼロとする)

(1)せん断座屈強度によって負担されるせん断力

$$V_{cr} = (\tau_{cr} \times t \times h) / \gamma_b$$

アスペクト比:  $\alpha$

$$\begin{aligned} \text{補剛材間隔 } b &= 8000 \text{ mm} \\ \text{ウェブ高 } h &= 3000 \text{ mm} \\ b/h &= 8000 / 3000 = 2.67 \end{aligned}$$

せん断座屈係数:  $\kappa_\tau$

$$\begin{aligned} \kappa_\tau &= 5.34 + 4.00 / \alpha^2 \dots (\alpha > 1) \\ &= 5.34 + (4.00 / 2.67^2) \\ &= 5.90 \end{aligned}$$

幅厚比パラメータ:  $\lambda_s$

$$\begin{aligned} \lambda_s &= \frac{h}{t} \sqrt{\left( \frac{12(1-\nu^2)}{\kappa_\tau} \right)} \times \sqrt{\left( \frac{f_{vyd}}{E} \right)} \\ &= \frac{3000}{40} \times \sqrt{\left( \frac{12(1-0.3^2)}{5.9025} \right)} \times \sqrt{\left( \frac{259.8}{205000} \right)} \\ &= 3.6 \end{aligned}$$

$\sqrt{2} < \lambda_s$  より、

$$\tau_{cr} / f_{vyd} = 1 / \lambda_s^2$$

$$\begin{aligned} \tau_{cr} &= f_{vyd} / \lambda_s^2 \\ &= 260 / 3.6^2 \\ &= 19.7 \end{aligned}$$

せん断座屈強度によって負担されるせん断力

$$\begin{aligned} V_{cr} &= (\tau_{cr} \cdot t \cdot h) / \gamma_b \\ &= (19.7 \times 40 \times 3000) / 1.10 \\ &= 2148984 \text{ N} \\ &= 2148.98 \text{ kN} \end{aligned}$$

(2)斜張力場によって負担されるせん断力

$$V_t = \sigma_t \cdot h \cdot t (\sin \theta \cos \theta - \alpha_c \sin^2 \theta)$$

降伏を生じさせる斜張応力:  $\sigma_t$

$$\begin{aligned} \sigma_t &= \{1 - (\tau_{cr}/f_{vvdw})^{0.6}\} f_{vrdw} \\ &= \{1 - (19.7 / 260)^{0.6}\} \times 450 \\ &= 354.3 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

斜張力場の傾斜角:  $\theta$

$$\begin{aligned} \theta &= 2 \tan^{-1}(1/\alpha_w)/3 \\ &= 2 \times \tan^{-1}(1/2.67) / 3 \\ &= 0.24 \text{ (rad)} \end{aligned}$$

フランジの全塑性曲げモーメント:  $M_{pfc}, M_{pft}$

圧縮フランジ

$$\begin{aligned} M_{pfc} &= f_{vdr} b_{fr} t_{fr}^2 / 4 \\ &= 450 \times 830 \times 40^2 / 4 \\ &= 1.5E+08 \text{ N}\cdot\text{mm} \\ &= 149.4 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

引張フランジ

$$\begin{aligned} M_{pft} &= f_{vdr} b_{ft} t_{ft}^2 / 4 \\ &= 430 \times 830 \times 47^2 / 4 \\ &= 2E+08 \text{ N}\cdot\text{mm} \\ &= 197.1 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

塑性ヒンジの位置:  $C_c, C_t$

上下フランジの断面が同じだと  
 $C_c = C_t$

圧縮フランジ:  $C_c$

$$\begin{aligned} C_c &= 2\sqrt{(M_{pfc}/\sigma_t t_w)/\sin \theta} \\ &= 2\sqrt{(149.4 / 354.3 \times 40) / \sin 0.24} \\ &= 142.4 \text{ mm} \\ &\quad (0 \leq 142.4 \leq 4000 \text{ \textbf{OK}}) \end{aligned}$$

引張フランジ:  $C_t$

$$\begin{aligned} C_t &= 2\sqrt{(M_{pft}/\sigma_t t_w)/\sin \theta} \\ &= 2\sqrt{(197.1 / 354.3 \times 40) / \sin 0.24} \\ &= 187.9 \text{ mm} \\ &\quad (0 \leq 187.9 \leq 4000 \text{ \textbf{OK}}) \end{aligned}$$

非対称断面の影響を含んだアスペクト比:  $\alpha_c$

$$\begin{aligned} \alpha_c &: = \alpha \{1 - (C_c - C_t)/a\} \quad (a: \text{垂直補剛材間隔}) \\ &= 2.67 \{1 - (142.4 - 187.9) / 8000\} \\ &= 2.7 \end{aligned}$$

斜張力場によって負担されるせん断力:  $V_t$

上下フランジの断面が同じだと  
 $C_c = C_t$

$$\begin{aligned} V_t &= \sigma_t \cdot h \cdot t (\sin \theta \cos \theta - \alpha_c \sin^2 \theta) \\ &= 354.3 \times 3000 \times 40 (\sin 0.24 \times \cos 0.24 - 2.7 \sin^2 0.24) \\ &= 3385854.9 \text{ N} \\ &= 3385.9 \text{ kN} \end{aligned}$$

### (3)ウェブのせん断耐力

$$\begin{aligned} V_{rd} &= \frac{V_{cr} + V_t + V_f}{\gamma_b} \\ &= \frac{2148.98 + 0 + 0}{1.10} \\ &= 1953.62 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{rd} &= \frac{V_{cr} + V_t + V_f}{\gamma_b} \\ &= \frac{2148.98 + 3385.85 + 0}{1.10} \\ &= 5031.67 \end{aligned}$$

### (4)照査

標準示方書  
P251 15.2.5

$$\gamma_i \times \frac{V_{sd}}{V_{rd}} = 1.00 \times \frac{50.4}{1953.6} = 0.03 \leq 1.0 \quad \dots \text{OK}$$

$$\gamma_i \times \frac{V_{sd}}{V_{rd}} = 1.00 \times \frac{50.4}{5031.7} = 0.01 \leq 1.0 \quad \dots \text{OK}$$

### 3.2.4.5 合成応力度の照査

$$\begin{aligned} & \gamma_i^2 \times \left( \left( \frac{M_{sd}}{M_{rd}} \right)^2 + \left( \frac{V_{sd}}{V_{rd}} \right)^2 \right) / 1.21 \leq 1.0 \\ & = 1.00^2 \times ( 0.85^2 + 0.03^2 ) / 1.21 \\ & = 0.6 \\ & \leq 1.0 \cdots \text{OK} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} & \gamma_i^2 \times \left( \left( \frac{M_{sd}}{M_{rd}} \right)^2 + \left( \frac{V_{sd}}{V_{rd}} \right)^2 \right) / 1.21 \leq 1.0 \\ & = 1.00^2 \times ( 0.85^2 + 0.01^2 ) / 1.21 \\ & = 0.6 \\ & \leq 1.0 \cdots \text{OK} \end{aligned}$$

### 3.2.4.6 軸力・曲げ・せん断が作用する腹板の相関弾性座屈の照査

軸力・曲げ・せん断が作用する腹板の弾性座屈照査式として、道示Ⅱ（解10.4.2）を用いる。

$$\frac{1+\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_c}{\sigma_{cr}} + \sqrt{\left\{ \left( \frac{3-\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_c}{\sigma_{cr}} \right)^2 + \left( \frac{\tau}{\tau_{cr}} \right)^2 \right\}} = R^2 \cdots \text{道示Ⅱ (解 10.4.2)}$$

ここで、 $R = 0.90 - 0.10 \phi$

Rはいわゆる座屈パラメータであり、降伏状態に近い応力度で板の座屈を防ぐのに必要な板の幅厚比と、弾性座屈理論から求められる幅厚比との比である。（道示Ⅱより）

つまり、板がまさしく座屈しようとするときの応力であり、安全性の照査としては、安全率を考慮した下記の式を用いる。

$$\frac{1+\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_c}{\sigma_{cr}} + \sqrt{\left\{ \left( \frac{3-\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_c}{\sigma_{cr}} \right)^2 + \left( \frac{\tau}{\tau_{cr}} \right)^2 \right\}} \leq \frac{R^2}{\gamma}$$

#### (1)弾性座屈応力( $\sigma_{cr}$ , $\tau_{cr}$ )

##### a. 軸力と曲げが作用する場合の弾性座屈応力( $\sigma_{cr}$ )

$$\sigma_{cr} = \kappa_{\sigma} \cdot \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \cdot \left( \frac{t}{b} \right)^2$$

$\kappa_{\sigma}$ : 垂直応力度に対する座屈係数

$$\kappa_{\sigma} = \frac{8.4}{\phi + 1.1} \quad (0 < \phi < 1)$$

$$\kappa_{\sigma} = 7.64 - 6.27\phi + 10\phi^2 \quad (-1 < \phi < 0)$$

応力比:  $\psi$

$$\frac{\text{ウェブ下縁}}{\text{ウェブ上縁}} = \frac{167.6}{-178.4} = -0.94$$

局部座屈による有効幅を考慮した断面で計算

デザインデータブック  
P281 8-14 板の座屈応力  
(DIN 4114)

( $-1 < \phi < 0$ )のときの座屈係数  $\kappa_{\sigma}$   
 $\kappa_{\sigma} = (1+\phi)\kappa' - \phi\kappa'' + 10\phi(1+\phi)$   
 $\kappa'$ :  $\phi=0$ の場合の座屈係数  
 $\kappa' = 8.4/(0+1.1) = 7.64$   
 $\kappa''$ :  $\phi=-1$ の場合の座屈係数  
 $\kappa'' = 23.9$   
 $\kappa_{\sigma} = (1+\phi)\kappa' - \phi\kappa'' + 10\phi(1+\phi)$   
 $= 7.64(1+\phi) - 23.9\phi + 10\phi(1+\phi)$   
 $= 7.64 - 6.26\phi + 10\phi^2$

垂直応力度に対する座屈係数:  $\kappa_{\sigma}$

$$\begin{aligned} \kappa_{\sigma} &= 7.64 - 6.27\phi + 10\phi^2 \\ &= 7.64 - 6.27 \times -0.94 + 10 \times (-0.94)^2 \\ &= 22.36 \end{aligned}$$

軸力と曲げが作用する場合の弾性座屈応力:  $\sigma_{cr}$

$$\begin{aligned} \sigma_{cr} &= \kappa_{\sigma} \cdot \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \cdot \left( \frac{t}{b} \right)^2 \\ &= 22.4 \times \frac{3.14^2 \times 205000}{12(1-0.3^2)} \times \left( \frac{40}{3000} \right)^2 \\ &= 736.6 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

b. せん断のみが作用する場合の弾性座屈応力 ( $\tau_{cr}$ )

$$\tau_{cr} = \kappa_{\tau} \cdot \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^2$$

$\kappa_{\tau}$ : せん断応力度に対する座屈係数

$$\kappa_{\tau} = 5.34 + 4.00 / \alpha^2 \quad (\alpha \geq 1)$$

$$\kappa_{\tau} = 4.00 + 5.34 / \alpha^2 \quad (\alpha < 1)$$

デザインデータブック  
P281 8-14 板の座屈応力  
(DIN 4114)  
道示II (解10.4.11)

アスペクト比:  $\alpha$

4.4(1)より  
 $\alpha = 2.67$

せん断応力度に対する座屈係数:  $\kappa_{\tau}$

$$\begin{aligned} \kappa_{\tau} &= 5.34 + 4.00 / \alpha^2 \\ &= 5.34 + 4.00 / 2.67^2 \\ &= 5.90 \end{aligned}$$

せん断のみが作用する場合の弾性座屈応力:  $\tau_{cr}$

$$\begin{aligned} \tau_{cr} &= \kappa_{\tau} \cdot \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^2 \\ &= 5.9 \times \frac{3.14^2 \times 205000}{12(1-0.3^2)} \times \left(\frac{40}{3000}\right)^2 \\ &= 194.4 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

(2)座屈パラメータ: R

$$\begin{aligned} R &= 0.90 - 0.10 \phi \\ &= 0.9 - 0.1 \times -0.94 \\ &= 0.99 \end{aligned}$$

### (3)安全率: $\gamma$

軸力・曲げ・せん断が作用する腹板の応力度を弾性域内に留めるに十分な座屈安全率として  $\nu_B = 1.7$  を用いる

$$\nu_B = 1.7$$

軸力・曲げ・せん断が作用する場合の座屈安全率  $\nu_B$  を、道示 II (解10.4.1) を用いて算出する。

$$\nu_B = 1.25 + (0.30 + 0.15 \phi) e^{-4.3 \eta}$$

$$\begin{aligned} \eta &= \tau / \sigma \\ &= -0.42 / -178.40 \\ &= 0.0024 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \nu_B &= 1.25 + (0.30 + 0.15 \times -0.94) e^{-4.3 \times 0.0024} \\ &= 1.41 \end{aligned}$$

### (4)軸力・曲げ・せん断が作用する腹板の相関弾性座屈照査

$$\begin{aligned} \frac{1 + \phi}{4} \cdot \frac{\sigma_c}{\sigma_{cr}} + \sqrt{\left\{ \left( \frac{3 - \phi}{4} \cdot \frac{\sigma_c}{\sigma_{cr}} \right)^2 + \left( \frac{\tau}{\tau_{cr}} \right)^2 \right\}} &\leq \frac{R^2}{\gamma} \\ \frac{1 + -0.94}{4} \cdot \frac{-178.4}{736.6} + \sqrt{\left\{ \left( \frac{3 - -0.94}{4} \cdot \frac{-178.4}{736.6} \right)^2 + \left( \frac{-0.4}{194.4} \right)^2 \right\}} &\leq \frac{0.99^2}{1.7} \\ 0.02 \times -0.24 + \sqrt{\left\{ (0.98 \times -0.24)^2 + (-0.002)^2 \right\}} &\leq 0.58 \\ 0.23 &\leq 0.58 \quad \dots \text{OK} \end{aligned}$$

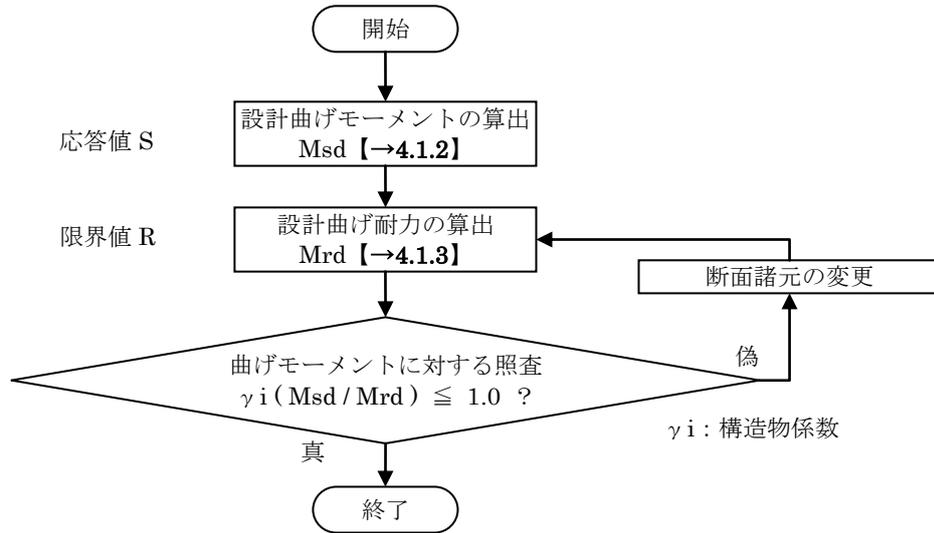
$$\begin{aligned} \frac{1 + \phi}{4} \cdot \frac{\sigma_c}{\sigma_{cr}} + \sqrt{\left\{ \left( \frac{3 - \phi}{4} \cdot \frac{\sigma_c}{\sigma_{cr}} \right)^2 + \left( \frac{\tau}{\tau_{cr}} \right)^2 \right\}} &\leq \frac{R^2}{\gamma} \\ \frac{1 + -0.94}{4} \cdot \frac{-178.4}{736.6} + \sqrt{\left\{ \left( \frac{3 - -0.94}{4} \cdot \frac{-178.4}{736.6} \right)^2 + \left( \frac{-0.4}{194.4} \right)^2 \right\}} &\leq \frac{0.99^2}{1.41} \\ 0.02 \times -0.24 + \sqrt{\left\{ (0.98 \times -0.24)^2 + (-0.002)^2 \right\}} &\leq 0.70 \\ 0.23 &\leq 0.70 \quad \dots \text{OK} \end{aligned}$$

## 4. 主桁の設計（終局時の照査）

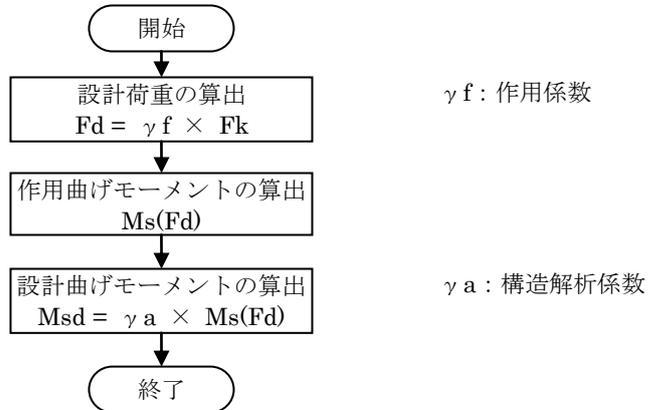
### 4.1 安全限界状態の照査フロー

～正曲げモーメントが作用する断面～

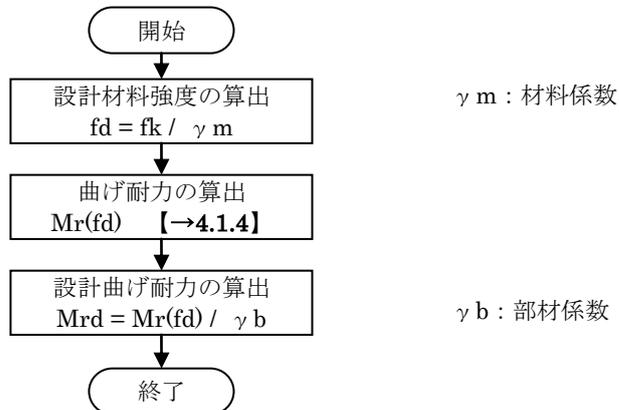
#### 4.1.1 曲げモーメントに対する照査



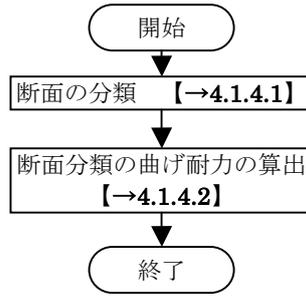
#### 4.1.2 設計曲げモーメントの算出【応答値】



#### 4.1.3 設計曲げ耐力の算出【限界値】

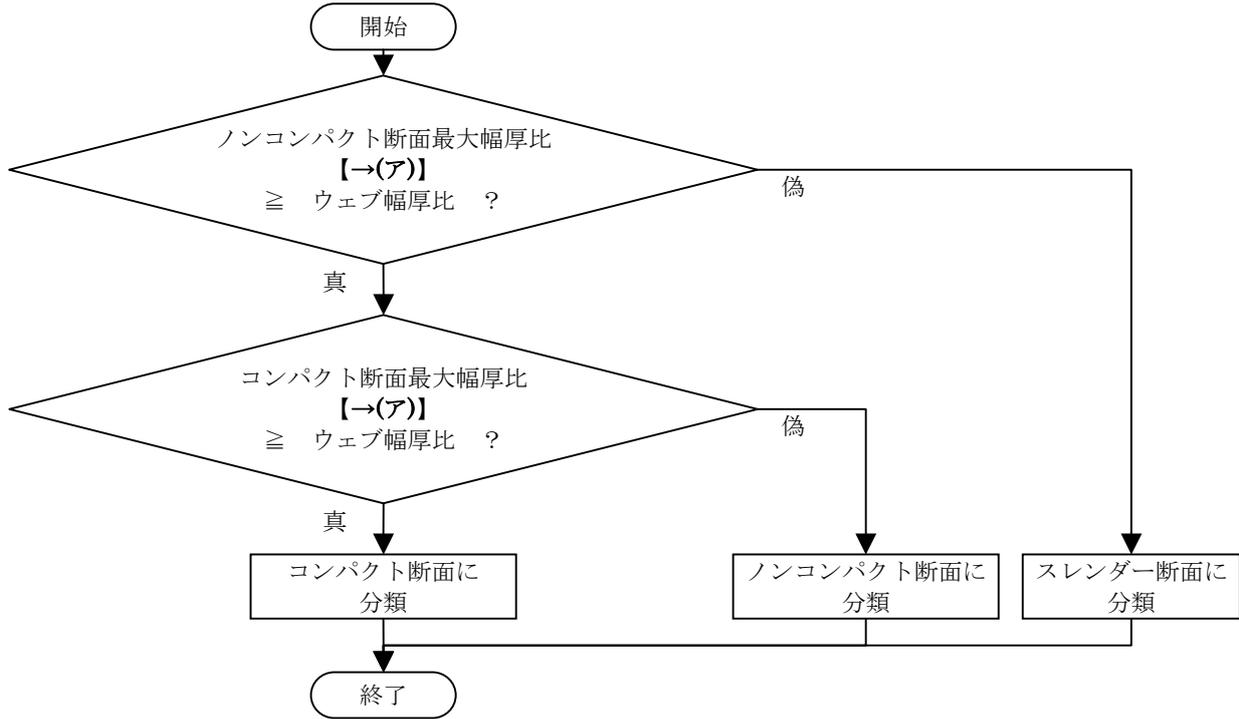


4.1.4 曲げ耐力の算出

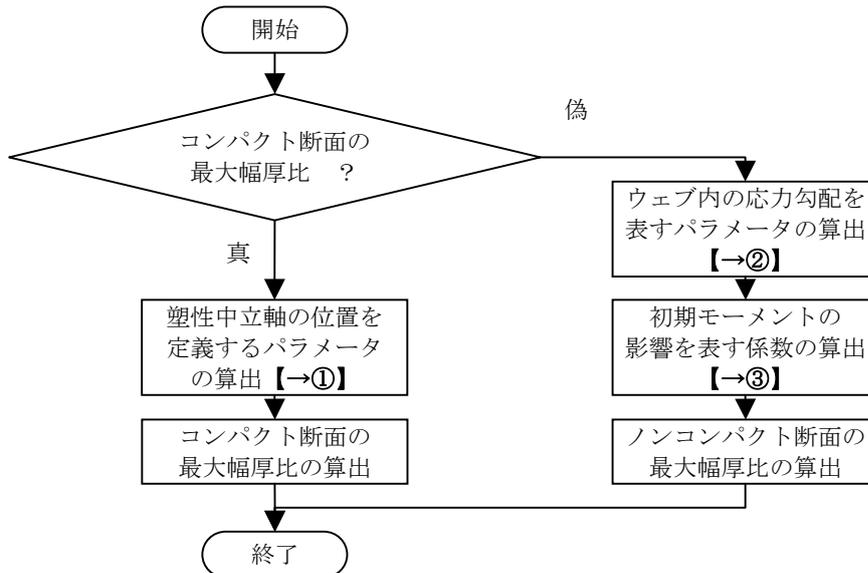


材料強度は材料係数  $\gamma_m$  を考慮した「設計強度」。

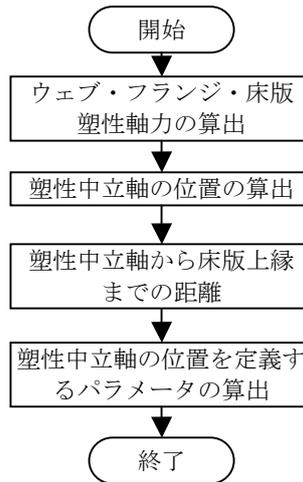
4.1.4.1 断面の分類



(ア) 断面分類の最大幅厚比の算出

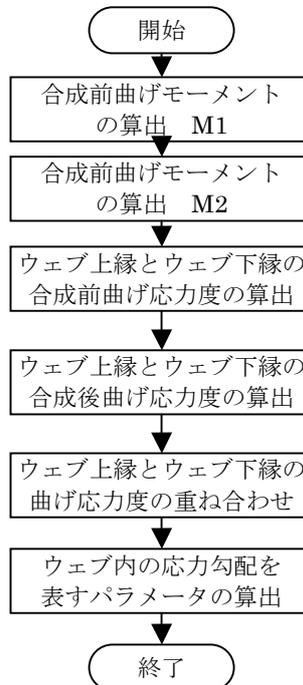


① 塑性中立軸の位置を定義するパラメータの算出

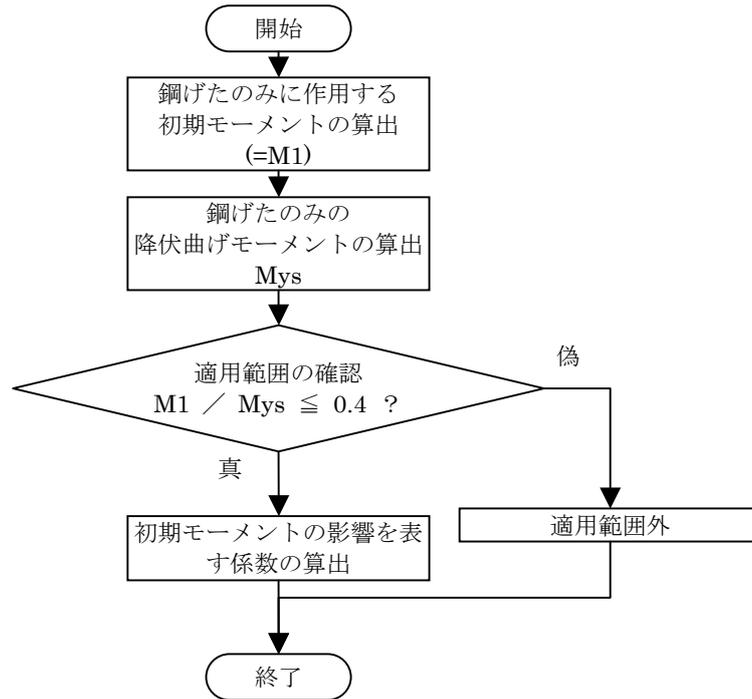


材料強度は材料係数  $\gamma_m$  を考慮した「設計強度」。

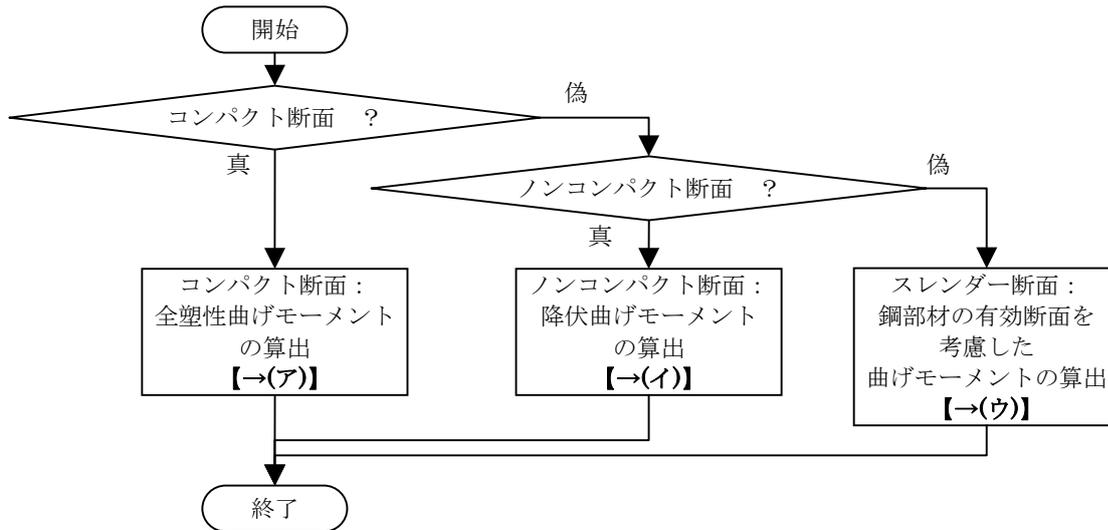
② ウェブ内の応力勾配を表すパラメータの算出



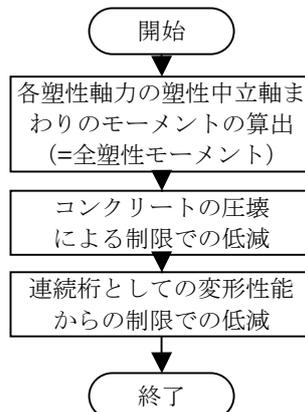
③ 初期モーメントの影響を表す係数の算出



4.1.4.2 断面分類の曲げ耐力の算出

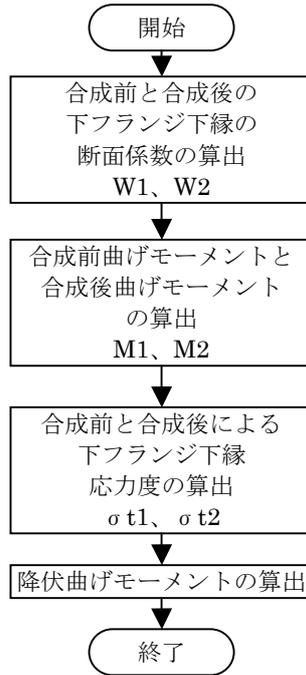


(ア) 全塑性モーメントの算出



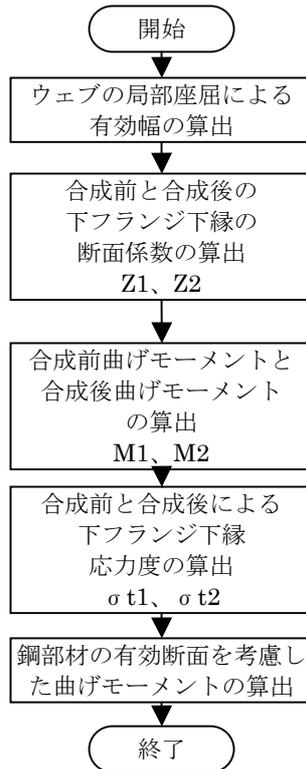
材料強度は材料係数  $\gamma_m$  を考慮した「設計強度」。

(イ) 降伏曲げモーメントの算出



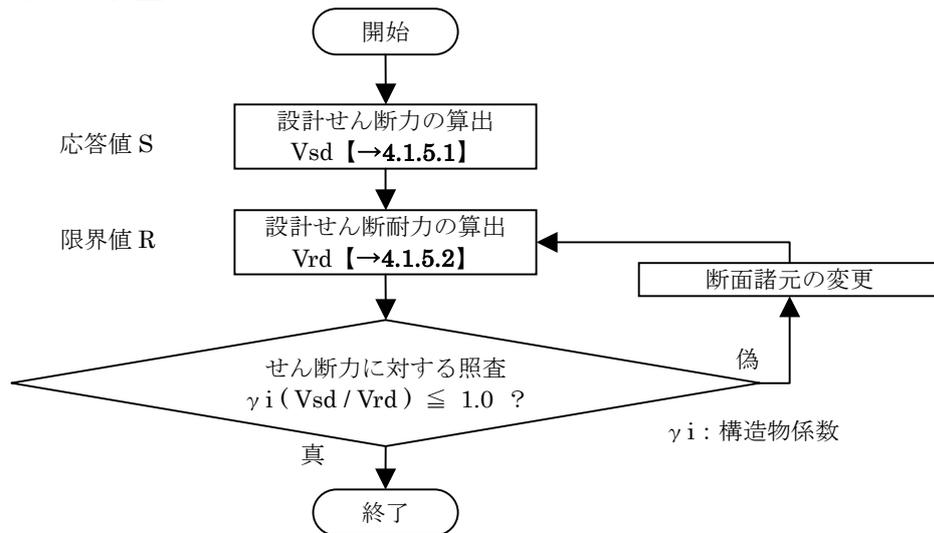
材料強度は材料係数  $\gamma_m$  を考慮した「設計強度」。

(ウ) 鋼部材の有効断面を考慮した曲げモーメントの算出

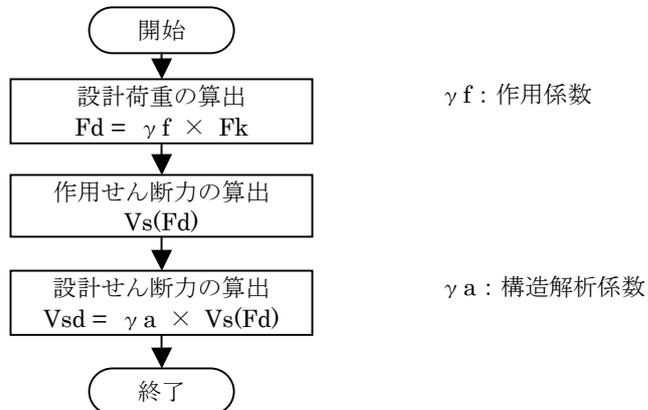


材料強度は材料係数  $\gamma_m$  を考慮した「設計強度」。

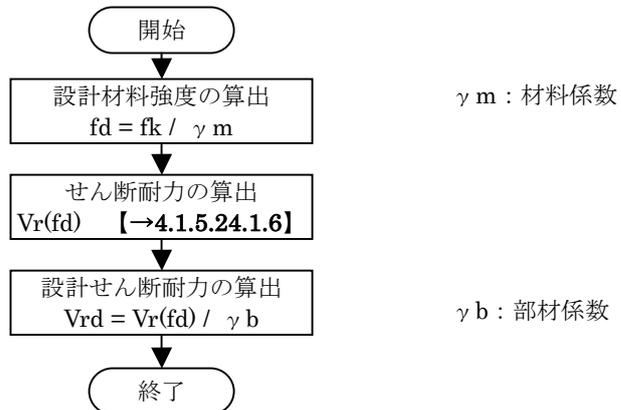
#### 4.1.5 せん断力に対する照査



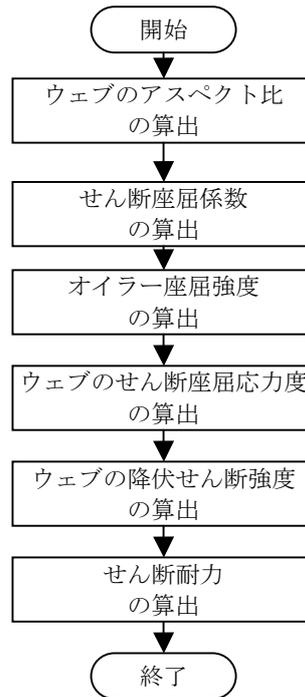
##### 4.1.5.1 設計せん断力の算出【応答値】



##### 4.1.5.2 設計せん断耐力の算出【限界値】



#### 4.1.6 せん断耐力の算出



材料強度は材料係数  $\gamma_m$  を考慮した「設計強度」。

## 4.2 終局限界状態の照査

### 4.2.1 条件

#### 4.2.1.1 部分係数

		使用限界状態	安全限界状態
材料係数	鋼材 $\gamma_s$		1.00
	コンクリート $\gamma_c$		1.30
部材係数 $\gamma_b$	合成桁	曲げ耐力	1.10
		せん断耐力	1.10
	鋼桁	曲げ耐力	1.08
		せん断耐力	1.00
作用係数 $\gamma_f$	死荷重 D	1.00	1.30
	活荷重 L	1.00	2.00
構造解析係数	$\gamma_a$	1.00	1.00
構造物係数	$\gamma_i$		1.10

#### <解説>

材料係数について、鋼材は標準示方書3.5の解説に従った。コンクリートは、標準示方書3.4.3の解説に従いコンクリート標準示方書に準拠した。

部材係数について、鋼桁の部材係数とは、負曲げに対して鋼桁と鉄筋で抵抗する中間支点上断面の照査を、標準示方書5.3に示される鋼部材の耐力式を用いて行う場合のもので示方書 表-解5.2.2の値を用いた。合成桁の部材係数は標準示方書では特に示していないため、土木学会「複合構造の性能照査例」の計算例で使用している値を用いた。

構造解析係数は設計断面力の算定に線形解析を用いたため標準示方書4.2に従った。

構造物係数は標準示方書 表-解1.5.1で安全性について1.0~1.2と示されているため、1.1とした。

#### 4.2.1.2 材料

##### 4.2.1.2.1 使用材料と特性値

床版コンクリート	設計基準強度	$f_{ck} =$	36 N/mm <sup>2</sup>
鋼板 SM570	降伏強度の特性値	$f_{yk} =$	上フランジ 450 N/mm <sup>2</sup>
			ウェブ 450 N/mm <sup>2</sup>
			下フランジ 450 N/mm <sup>2</sup>
鉄筋 SD345	降伏強度の特性値	$f_{sk} =$	345 N/mm <sup>2</sup>

##### 4.2.1.2.2 材料定数

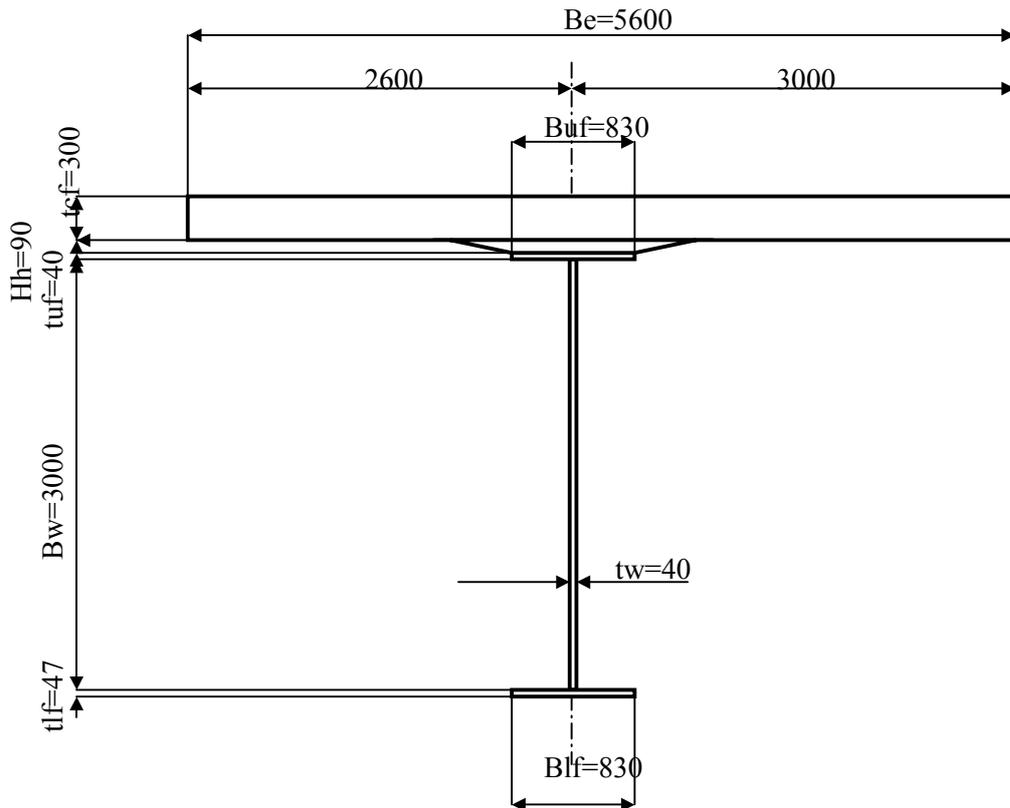
鋼	ヤング係数	$E_s =$	205000 N/mm <sup>2</sup>
	せん断弾性係数	$G =$	77000 N/mm <sup>2</sup>
	ポアソン比	$\nu =$	0.3

#### <解説>

鋼材について、特性値は標準示方書3.4.2に従い規格下限値とした。ヤング率、ポアソン比も標準示方書に従ったが、標準示方書ではヤング係数を道示とは異なる205kN/mm<sup>2</sup>としている。

#### 4.2.2 正曲げモーメントが作用する断面の照査

照査断面



##### 4.2.2.1 設計曲げモーメントの算出

<解説>

フローチャートに従えば、作用曲げモーメントは、荷重の特性値に作用係数を乗じて算出した設計荷重を入力とする構造解析で算出するが、作用係数は限界状態に応じて変化するため複数の構造解析が必要になる。実務の構造解析の負荷の大きさを考えると、荷重の特性値を入力とする単一の線形構造解析を行い、得られた曲げモーメントに作用係数を乗じて作用曲げモーメントを算出する重ね合わせの原理を利用する手順が有利である。

以下、線形構造解析により荷重の特性値による曲げモーメントを算出し、これに作用係数を乗じて作用曲げモーメントを算出する。

##### 4.2.2.1.1 線形構造解析で算出した曲げモーメント

	曲げモーメント	(kN × m)
前死荷重	M D1 =	22789.42
後死荷重	M D2 =	10268.14
活荷重(最大)	M L,i (+) =	15086.75
活荷重(最小)	M L,i (-) =	-3046.85

##### 4.2.2.1.2 作用曲げモーメントの算出

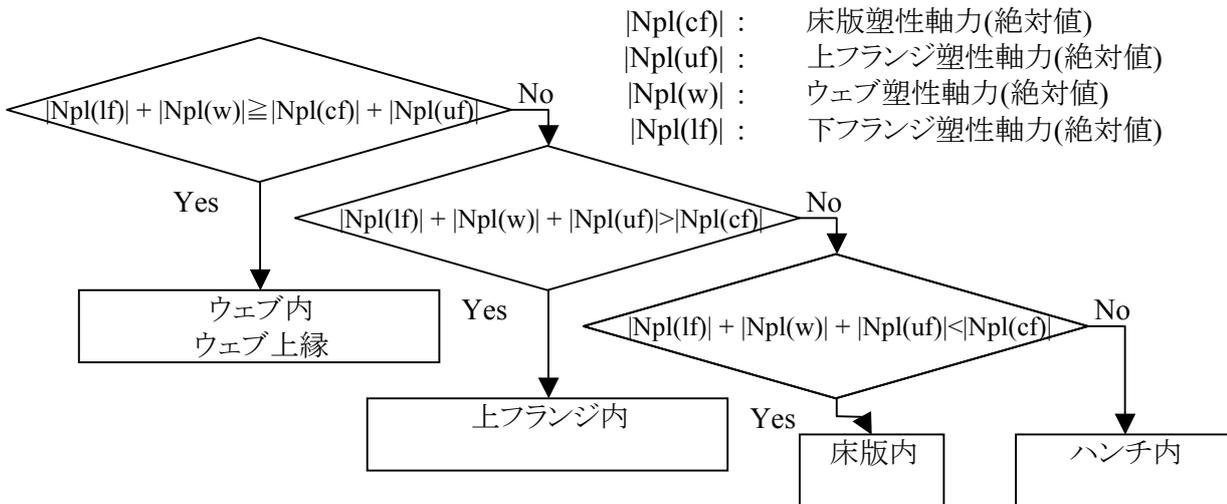
$$M_s = 1.3 \times (M D1 + M D2) + 2 \times M L,i (+) = 73148.33 \text{ kN} \times \text{m}$$

##### 4.2.2.1.3 設計曲げモーメントの算出

$$M_{sd} = \gamma_a \times M_s = 73148.33 \text{ kN} \times \text{m}$$

#### 4.2.2.2 塑性中立軸の位置を定義するパラメータの算出

##### 4.2.2.2.1 位置の判定フロー



##### 4.2.2.2.2 設計材料強度

		(N/mm <sup>2</sup> )		
コンクリート	設計圧縮強度	$fcd = f'ck / \gamma_c$		27.7
鋼材	設計降伏強度	鉄筋	$fsd = fsk / \gamma_s$	345
		上フランジ	$fyd = fyk / \gamma_s$	450
		ウェブ	〃	450
		下フランジ	〃	450
	設計せん断降伏強度	$fvyd = fyk / (\sqrt{3} \times \gamma_s)$		260

##### 4.2.2.2.3 ウェブ、フランジ、床版の塑性軸力(絶対値)の算出

$$\begin{aligned}
 |Npl(cf)| &= 0.85 \times fcd \times Be \times tcf = 39544.62 \text{ kN} \\
 |Npl(uf)| &= fyd \times Buf \times tuf = 14940.00 \text{ kN} \\
 |Npl(w)| &= fyd \times Bw \times tw = 54000.00 \text{ kN} \\
 |Npl(lf)| &= fyd \times Blf \times tlf = 17554.50 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

##### 4.2.2.2.4 塑性中立軸の位置の算出

$$\begin{aligned}
 |Npl(lf)| + |Npl(w)| &= 71555 \geq |Npl(cf)| + |Npl(uf)| = 54485 \text{ kN} \\
 |Npl(lf)| + |Npl(w)| + |Npl(uf)| &= 86495 > |Npl(cf)| = 39545 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

判定結果 塑性中立軸の位置は、ウェブ内

##### 4.2.2.2.5 塑性中立軸から床版上縁までの距離

$$Zpl = tcf + Hh + tuf + \frac{|Npl(lf)| + |Npl(w)| - |Npl(uf)| - |Npl(cf)|}{2 \times fyd \times tw} = 904.2 \text{ mm}$$

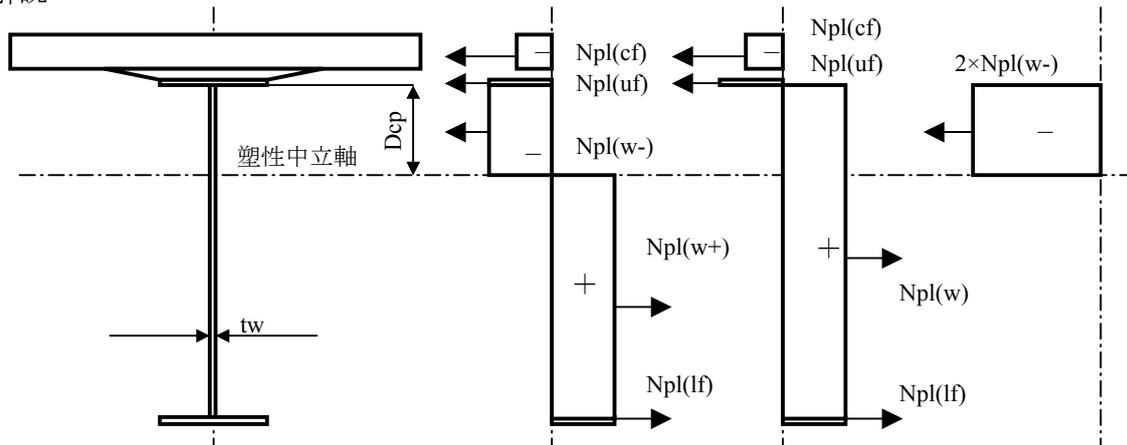
ウェブの圧縮領域の高さ

$$Dcp = Zpl - tcf - Hh - tuf = 474.2 \text{ mm}$$

##### 4.2.2.2.6 塑性中立軸の位置を定義するパラメータの算出

$$\alpha = Dcp / Bw = 0.16$$

<解説>



<断面図>

<全塑性時の塑性軸力分布>

圧縮側の軸力合計  
+ 引張側の軸力合計  
= 0 (ゼロ)

<全塑性時と等価の塑性軸力分布>

ウェブを全て引張  
と見なしたときの  
塑性軸力合計  
+ ウェブ圧縮領域の  
塑性軸力Npl(w-)  
の2倍

図-2.1 塑性中立軸がウェブ内にあるときの塑性軸力の釣り合い

塑性中立軸がウェブ内にあるとき、ウェブの圧縮領域の高さ $D_{cp}$ は、図-2.1のような塑性軸力の釣り合いを考えると、

$$0 = \{|N_{pl}(lf)| + |N_{pl}(w)| - |N_{pl}(uf)| - |N_{pl}(cf)|\} - 2 \times |N_{pl}(w-)|$$

であり、 $|N_{pl}(w-)| = f_{yd} \times tw \times D_{cp}$  であることから、

$$D_{cp} = \frac{|N_{pl}(lf)| + |N_{pl}(w)| - |N_{pl}(uf)| - |N_{pl}(cf)|}{2 \times f_{yd} \times tw}$$

となる。

### 4.2.2.3 ウェブ内の応力勾配を表すパラメータの算出

#### 4.2.2.3.1 合成前曲げモーメントの算出

$$M1 = MD1 = 22789.42 \text{ kN} \times \text{m}$$

#### 4.2.2.3.2 合成後曲げモーメントの算出

$$M2 = MD2 + ML,i (+) = 25354.89 \text{ kN} \times \text{m}$$

#### 4.2.2.3.3 ウェブ上縁とウェブ下縁の合成前曲げ応力度、合成後曲げ応力度の算出

##### (1) ウェブ上縁とウェブ下縁の断面係数の算出

###### 1) 板、鉄筋など断面要素の幾何学諸量

断面要素	断面形状 (mm)	断面積 A(mm <sup>2</sup> )	鉛直座標 z(mm)	断面一次 Az(mm <sup>3</sup> )	断面二次 Az <sup>2</sup> ,I(mm <sup>4</sup> )
床版	5600 × 300	1680000.0	-1780.00	-2990400000	5335512000000
鉄筋					
上側 D19 - 44.80 × 286.5		12835.2	-1865.00	-23937648	44643713520
下側 D19 - 44.80 × 286.5		12835.2	-1695.00	-21755664	36875850480
ハンチ純高さ	90				
上フランジ	830 × 40	33200.0	-1520.00	-50464000	76705280000
ウェブ	3000 × 40	120000.0	0.00	0	90000000000
下フランジ	830 × 47	39010.0	1523.50	59431735	90544248273
鋼桁合計		192210.0		8967735	257249528273

###### 2) ウェブ上縁とウェブ下縁の中立軸からの距離

計算断面 ヤング係数比	断面積 A(mm <sup>2</sup> )	中立軸 δ(mm)	断面二次 Iy(mm <sup>4</sup> )	中立軸からの距離	
				ウェブ上縁 (mm)	ウェブ下縁 (mm)
合成前	192210.0	46.7	256831130317	-1546.7	1453.3
合成後	7 432210.0	-967.7	614758956266	-532.3	2467.7

###### 3) ウェブ上縁とウェブ下縁の断面係数

計算断面	断面係数	
	ウェブ上縁 W(mm <sup>3</sup> )	ウェブ下縁 W(mm <sup>3</sup> )
合成前	-166055764	176717361
合成後	-1154823583	249126295

##### (2) ウェブ上縁とウェブ下縁の合成前曲げ応力度と合成後曲げ応力度の算出

$$\sigma_1, \sigma_2 = M / W$$

	合成前			合成後		
	断面係数 W(mm <sup>3</sup> )	モーメント M1(kN × m)	応力度 σ1(N/mm <sup>2</sup> )	断面係数 W(mm <sup>3</sup> )	モーメント M2(kN × m)	応力度 σ2(N/mm <sup>2</sup> )
ウェブ上縁	-166055764	22789.42	-137.2	-1154823583	25354.89	-22.0
ウェブ下縁	176717361		129.0	249126295		101.8

4.2.2.3.4 ウェブ上縁とウェブ下縁の曲げ応力度の重ね合わせ

$$\sigma = \sigma_1 + \sigma_2$$

		合成前 応力度 $\sigma_1$ (N/mm <sup>2</sup> )	合成後 応力度 $\sigma_2$ (N/mm <sup>2</sup> )	重ね合わせ 応力度 $\sigma$ (kN × m)
ウェブ上縁	$\sigma_t$	-137.2	-22.0	-159.2
ウェブ下縁	$\sigma_b$	129.0	101.8	230.7

4.2.2.3.5 ウェブ内の応力勾配を表すパラメータの算出

$$\begin{aligned} \psi &= \sigma_b / \sigma_t &= & -1.45 \\ \alpha' &= -\sigma_t / (-\sigma_t + \sigma_b) &= & 0.41 \end{aligned}$$

4.2.2.4 初期モーメントの影響を表す係数の算出

4.2.2.4.1 鋼げたのみに作用する初期モーメントの算出

合成前曲げモーメントと同じであるので、

$$M_1 = 22789.42 \text{ kN} \times \text{m}$$

4.2.2.4.2 鋼げたのみの降伏曲げモーメントの算出

(1) 上フランジ上縁と下フランジ下縁の断面係数の算出

1) 上フランジ上縁と下フランジ下縁の中立軸からの距離

計算断面 ヤング係数比	断面積 A(mm <sup>2</sup> )	中立軸 $\delta$ (mm)	断面二次 Iy(mm <sup>4</sup> )	中立軸からの距離	
				上フランジ上縁 (mm)	下フランジ下縁 (mm)
合成前	192210.0	46.7	256831130317	-1586.7	1500.3
合成後	7 432210.0	-967.7	614758956266	-572.3	2514.7

2) 上フランジ上縁と下フランジ下縁の断面係数

計算断面	断面係数	
	上フランジ上縁 W(mm <sup>3</sup> )	下フランジ下縁 W(mm <sup>3</sup> )
合成前	-161869455	171181487
合成後	-1074114684	244470025

(2) 鋼げたのみの降伏曲げモーメントの算出

$$M_{ys} = W \times f_{yk}$$

断面要素	断面係数 W(mm <sup>3</sup> )	降伏強度の特性値 f <sub>yk</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	降伏曲げモーメント M <sub>ys</sub> (kN × m)
上フランジ上縁	-161869455	450.0	-72841.25
下フランジ下縁	171181487	450.0	77031.67

$$M_{ys} = (\text{最小})$$

$$72841.25 \text{ kN} \times \text{m}$$

#### 4.2.2.4.3 適用範囲の確認

鋼げたのみの降伏曲げモーメントに対する初期モーメントの比がJSSCの断面分類の式を適用できる範囲であることを確認する。

$$M1 / M_{ys} = 0.31 < 0.40$$

適用範囲内

#### 4.2.2.4.4 初期モーメントの影響を表す係数の算出

$$\Lambda = 1 - 0.1 \times (M1 / M_{ys}) + 2.31 \times (M1 / M_{ys})^2 = 1.19$$

#### 4.2.2.5 断面分類の最大幅厚比の算出

##### 4.2.2.5.1 ノンコンパクト断面の最大幅厚比の算出

ウェブ内の応力勾配を表すパラメータ

$$\psi = -1.45 < -1.00$$

初期モーメントの影響を表す係数

$$\Lambda = 1.19$$

$$\text{最大幅厚比 } B_w / t_w (n) = 2.5 \times \Lambda \times (1 - \psi) \times \sqrt{(-\psi)} \times \sqrt{(E_s / f_{yk})} = 188.0$$

##### 4.2.2.5.2 コンパクト断面の最大幅厚比の算出

塑性中立軸の位置を定義するパラメータ

$$\alpha = 0.16$$

$$\text{最大幅厚比 } B_w / t_w (c) = 2.0 / \alpha \times \sqrt{(E_s / f_{yk})} = 270.1$$

#### 4.2.2.6 全塑性モーメントの算出

##### 4.2.2.6.1 各塑性軸力の塑性中立軸まわりのモーメントの算出

$$\begin{aligned} \text{塑性軸力 } N_{pl} &= A \times f_{yd}, A \times 0.85 \times f_{cd} \\ \text{モーメント } M_{pl} &= d \times N_{pl} \end{aligned}$$

断面要素	断面形状 (mm)	断面積 A(mm <sup>2</sup> )	設計強度 0.85 × f <sub>cd</sub> , f <sub>yd</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	塑性軸力 N <sub>pl</sub> (kN)	塑性中立軸 からの距離 d(mm)	モーメント M <sub>pl</sub> (kN × m)
床版	(圧縮側) 5600 × 300	1680000.0	23.5	-39544.62	-754.2	29823.10
上フランジ	(圧縮側) 830 × 40	33200.0	450.0	-14940.00	-494.2	7382.80
ウェブ圧縮側	(圧縮側) 474 × 40	18966.5	450.0	-8534.94	-237.1	2023.48
ウェブ引張側	(引張側) 2526 × 40	101033.5	450.0	45465.06	1262.9	57418.65
下フランジ	(引張側) 830 × 47	39010.0	450.0	17554.50	2549.3	44752.33
			圧縮側合計=	-63019.56		
			引張側合計=	63019.56		
全塑性モーメント	M <sub>pl</sub> =				合計=	141400.37
						<u>141400.37</u> kN × m

#### 4.2.2.6.2 全塑性モーメントの低減

(1) コンクリートの圧壊による制限での制限 ([Eurocode]による)

$$\text{合成桁の全高 } h = tcf + Hh + tuf + Bw + tlf = 3477.0 \text{ mm}$$

合成桁の全高に対する圧縮領域の高さの比率による判定

$$Z_{pl} / h = \quad = \quad 0.26$$

$$\quad > \quad 0.15$$

判定結果 圧縮領域の高さの比率が15%を超えるため低減する。

$$\text{低減係数の算出 } \beta = 1.09 - 0.6 \times Z_{pl} / h = 0.93398$$

(2) 連続桁としての変形性能からの制限での制限 ([Eurocode]による)

中間支点近傍の断面分類 コンパクト断面以外を使用している

$$\text{中間支点両側のスパン比 } L_i / L_j = 80.0000 / 80.0000 = 1.00$$

$$\quad > \quad 0.60$$

判定結果 低減しない

$$\text{低減係数の修正 } \beta \leq 1.00 \text{ であるので、 } \beta = 0.93398$$

#### 4.2.2.7 降伏曲げモーメントの算出

<解説>

鋼げたや死活荷重合成桁は、断面係数Wに降伏強度 $f_y$ を乗じて降伏曲げモーメント算出できる。

活荷重合成桁は、合成前後で断面係数Wが変化するため、以下のように算出する。

活荷重合成桁において、荷重を増加させたときに最初に降伏する鋼桁引張縁の曲げ応力度と曲げモーメントの関係はグラフに示すとおりであり、降伏曲げモーメント $M_y$ の算出式は以下ようになる。

$$M_y = M_1 + M_2 + W_2 \times (f_y - \sigma_{L1} - \sigma_{L2})$$

$M_1$  : 合成前曲げモーメント

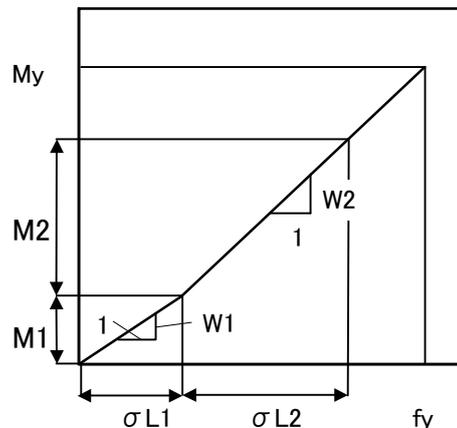
$M_2$  : 合成後曲げモーメント

$W_2$  : 合成後下フランジ下縁の断面係数

$f_y$  : 降伏強度の特性値

$\sigma_{L1}$  : 合成前下フランジ下縁の曲げ応力

$\sigma_{L2}$  : 合成後下フランジ下縁の曲げ応力



##### 4.2.2.7.1 合成前と合成後の下フランジ下縁の断面係数の算出

4.2.2.4.2(1)で算出済。

##### 4.2.2.7.2 合成前曲げモーメントと合成後曲げモーメントの算出

4.2.2.3.1、4.2.2.3.2で算出済。

#### 4.2.2.7.3 合成前と合成後の下フランジ下縁応力度の算出

$$\sigma_{L1}, \sigma_{L2} = M / W$$

	合成前			合成後		
	断面係数 W1(mm <sup>3</sup> )	モーメント M1(kN × m)	応力度 σL1(N/mm <sup>2</sup> )	断面係数 W2(mm <sup>3</sup> )	モーメント M2(kN × m)	応力度 σL2(N/mm <sup>2</sup> )
下フランジ下縁	171181487	22789.42	133.1	244470025	25354.89	103.7

#### 4.2.2.7.4 降伏曲げモーメントの算出

$$M_y = M1 + M2 + W2 \times (f_{yk} - \sigma_{L1} - \sigma_{L2}) = 100254.60 \text{ kN} \times \text{m}$$

#### 4.2.2.8 鋼部材の有効断面を考慮した曲げモーメントの算出

<解説>  
 全断面の中立軸を考えたときの圧縮域の高さを全幅としてウェブの有効幅を算出する。  
 算出した有効幅により有効断面での下フランジ下縁の断面係数を算出し、降伏曲げモーメントを算出する要領で鋼部材の有効断面を考慮した曲げモーメントを算出する。

#### 4.2.2.8.1 ウェブ(圧縮域)の局部座屈による有効幅の算出

##### (1) 合成前

ウェブ圧縮側の高さ(=ウェブ上縁の中立軸からの距離)	Hc =	1546.7 mm
ウェブ圧縮側の幅厚比	Hc / tw =	38.67
ウェブの座屈係数	k =	23.9

幅厚比パラメータ

$$R_w = (1.05 / \sqrt{k}) \times \sqrt{(f_{yk} / E_s)} \times (H_c / t_w) = 0.39$$

局部座屈による有効幅比

$$H_e / H_c = (1.0 / R_w)^{0.80} = 2.13 \rightarrow 1.00$$

局部座屈による有効幅

$$H_e = H_c \times (H_e / H_c) = 1546.7 \text{ mm}$$

(2) 合成後

ウェブ圧縮側の高さ(=ウェブ上縁の中立軸からの距離)  $H_c = 532.3 \text{ mm}$   
 ウェブ圧縮側の幅厚比  $H_c / t_w = 13.31$

幅厚比パラメータ

$$R_w = (1.05 / \sqrt{k}) \times \sqrt{(f_y k / E_s)} \times (H_c / t_w) = 0.13$$

局部座屈による有効幅比

$$H_e / H_c = (1.0 / R_w)^{0.80} = 4.99 \rightarrow 1.00$$

局部座屈による有効幅

$$H_e = H_c \times (H_e / H_c) = 532.3 \text{ mm}$$

4.2.2.8.2 合成前と合成後の下フランジ下縁の断面係数の算出

1) 板、鉄筋など断面要素の幾何学諸量

a) 合成前

断面要素	断面形状 (mm)	断面積 A(mm <sup>2</sup> )	鉛直座標 z(mm)	断面一次 Az(mm <sup>3</sup> )	断面二次 Az <sup>2</sup> ,I(mm <sup>4</sup> )
上フランジ	830 × 40	33200.0	-1566.66	-52012977	81486437953
ウェブ圧縮側	773.3 × 40	30933.1	-1159.99	-35882168	43164619509
	773.3 × 40	30933.1	-386.66	-11960723	6166374216
ウェブ引張側	1453.3 × 40	58133.8	726.67	42244180	40930219295
下フランジ	830 × 47	39010.0	1476.84	57611687	85083479343
鋼桁合計		192210.0		0	256831130317

\*鉛直座標は合成前全断面での中立軸からの座標

b) 合成後

断面要素	断面形状 (mm)	断面積 A(mm <sup>2</sup> )	鉛直座標 z(mm)	断面一次 Az(mm <sup>3</sup> )	断面二次 Az <sup>2</sup> ,I(mm <sup>4</sup> )
床版	5600 × 300	1680000.0	-812.34	-1364731447	1121226144650
鉄筋					
上側 D19 - 44.80 × 286.5		12835.2	-897.34	-11517540	10335151269
下側 D19 - 44.80 × 286.5		12835.2	-727.34	-9335556	6790124861
ハンチ純高さ	90				
上フランジ	830 × 40	33200.0	-552.34	-18337693	10128643987
ウェブ圧縮側	266.2 × 40	10646.8	-399.26	-4250790	1760007225
	266.2 × 40	10646.8	-133.09	-1416930	251429604
ウェブ引張側	2467.7 × 40	98706.4	1233.83	121786903	200352434070
下フランジ	830 × 47	39010.0	2491.16	97180146	242091277860
鋼桁合計		192210.0		194961635	454583792744

\*鉛直座標は合成後全断面での中立軸からの座標

2) 下フランジ下縁の中立軸からの距離

計算断面	断面積 A(mm <sup>2</sup> )	中立軸 δ(mm)	断面二次 Iy(mm <sup>4</sup> )	中立軸からの距離 下フランジ下縁 (mm)
合成前	192210.0	0.0	256831130317	1500.3
合成後	7 432210.0	0.0	614758956266	2514.7

3) 下フランジ下縁の断面係数

計算断面	断面係数 下フランジ下縁 W(mm <sup>3</sup> )
合成前	171181487
合成後	244470025

4.2.2.8.2 合成前曲げモーメントと合成後曲げモーメントの算出

4.2.2.3.1、4.2.2.3.2で算出済。

4.2.2.8.3 合成前と合成後の下フランジ下縁応力度の算出

$$\sigma_{L1}, \sigma_{L2} = M / W$$

	合成前			合成後		
	断面係数 W1(mm <sup>3</sup> )	モーメント M1(kN × m)	応力度 σL1(N/mm <sup>2</sup> )	断面係数 W2(mm <sup>3</sup> )	モーメント M2(kN × m)	応力度 σL2(N/mm <sup>2</sup> )
下フランジ下縁	171181487	22789.42	133.1	244470025	25354.89	103.7

4.2.2.8.4 鋼部材の有効断面を考慮した曲げモーメントの算出の算出

$$M_y = M_1 + M_2 + W_2 \times (f_{yk} - \sigma_{L1} - \sigma_{L2}) = \underline{100254.60} \text{ kN} \times \text{m}$$

#### 4.2.2.9 断面の分類

ノンコンパクト断面であるかの判定

ウェブの幅厚比

$$B_w / t_w = 75.0$$

ノンコンパクト断面の最大幅厚比

$$B_w / t_w (n) = 188.0$$

$$B_w / t_w < B_w / t_w (n)$$

判定結果

ノンコンパクト断面

コンパクト断面であるかの判定

コンパクト断面の最大幅厚比

$$B_w / t_w (c) = 270.1$$

$$B_w / t_w < B_w / t_w (c)$$

判定結果

コンパクト断面

<解説>

コンパクト断面の $\alpha$ と限界幅厚比の関係、ノンコンパクト断面の $\alpha'$ と限界幅厚比の関係を図-9.1と図-9.2に示す。照査断面の $\alpha$ 、 $\alpha'$ 、幅厚比についても図中に示している。

図は限界幅厚比の曲線によって、コンパクト断面とノンコンパクト断面、コンパクト断面とスレンダー断面の領域にわかれている。断面は $\alpha$ と $\alpha'$ および幅厚比により分類される。

$\alpha$ と $\alpha'$ の値によっては、コンパクト断面の最大幅厚比がノンコンパクト断面の最大幅厚比より大きくなる場合がある。

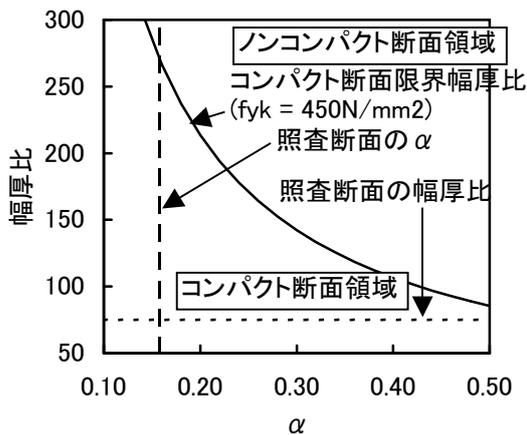


図-9.1 コンパクト断面の $\alpha$ と限界幅厚比  
(参考文献、橋梁と基礎 2008-5)

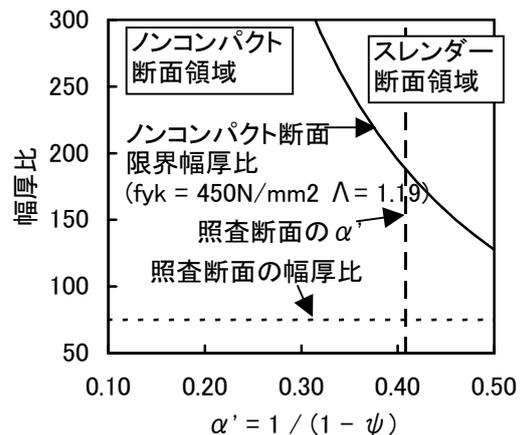


図-9.2 ノンコンパクト断面の $\alpha'$ と限界幅厚比

#### 4.2.2.10 設計曲げ耐力の算出

##### 4.2.2.10.1 曲げ耐力の算出

断面の分類はコンパクト断面であるので、

$$\begin{aligned} M_{pl} &= 141400.37 \text{ kN} \times \text{m} \\ \beta &= 0.93398 \end{aligned}$$

$$M_r = \beta \times M_{pl} = \underline{132064.44 \text{ kN} \times \text{m}}$$

##### 4.2.2.10.2 設計曲げ耐力の算出

$$\begin{aligned} \gamma_b &= 1.10 \\ M_{rd} &= M_r / \gamma_b = \underline{120058.58 \text{ kN} \times \text{m}} \end{aligned}$$

#### 4.2.2.11 曲げモーメントに対する照査

$$\begin{aligned} M_{sd} &= 73148.33 \text{ kN} \times \text{m} \\ M_{rd} &= 120058.58 \text{ kN} \times \text{m} \\ \gamma_i &= 1.10 \end{aligned}$$

$$\gamma_i \times \frac{M_{sd}}{M_{rd}} = \underline{\underline{0.67}} < 1.00 \quad \text{OK}$$

#### 4.2.2.12 設計せん断力の算出

##### 4.2.2.12.1 線形構造解析で算出したせん断力

	せん断力	(kN)
前死荷重	V D1 =	-38.87
後死荷重	V D2 =	-17.51
活荷重(最大)	V L,i =	-383.06
活荷重(最小)	V L,i =	-383.06

##### 4.2.2.12.2 作用せん断力の算出

$$V_s = 1.3 \times (V D1 + V D2) + 2 \times V L,i = -839.41 \text{ kN}$$

##### 4.2.2.12.3 設計せん断力の算出

$$\begin{aligned} \gamma_a &= 1.00 \\ V_{sd} &= \gamma_a \times V_s = -839.41 \text{ kN} \end{aligned}$$

#### 4.2.2.13 せん断に対する照査

##### 4.2.2.13.1 設計せん断耐力

###### (1) ウェブのアスペクト比

垂直補剛材間隔	a =	8000.0 mm	
ウェブの高さ	Bw =	3000.0 mm	
アスペクト比	a / Bw =	2.7	
制限値に対する照査		< 3.0	OK

(2) せん断座屈係数  $k_s = 5.34 + 4.00 / (a / Bw)^2 = 5.9$

###### (3) オイラー座屈強度

Es =	205000 N/mm <sup>2</sup>
v =	0.3
tw =	40 mm
$\tau_e = k_s \times \frac{\pi^2 \times E_s}{12 \times (1 - v^2)} \times (tw / Bw)^2 =$	194.4 N/mm <sup>2</sup>

###### (4) ウェブのせん断座屈応力度

f <sub>vyd</sub> =	260 N/mm <sup>2</sup>	
$\tau_e < 0.8 \times f_{vyd} =$	208 N/mm <sup>2</sup>	であるので、
$\tau_{cr} = \tau_e =$	194.4 N/mm <sup>2</sup>	

###### (5) ウェブの降伏せん断強度

$$V_y = f_{vyd} \times Bw \times tw = 31176.91 \text{ kN}$$

###### (6) せん断耐力の算出

$$\begin{aligned} \frac{V_r}{V_y} &= \frac{\tau_{cr}}{f_{vyd}} + \frac{\sqrt{3}}{2} \times \frac{1 - \tau_{cr} / f_{vyd}}{\sqrt{1 + (a / Bw)^2}} = 0.82 \\ V_r &= 0.82 \times 31176.91 = 25716.51 \text{ kN} \end{aligned}$$

###### (7) 設計せん断耐力の算出

$$\begin{aligned} \gamma_b &= 1.10 \\ V_{rd} &= V_r / \gamma_b = 23378.65 \text{ kN} \end{aligned}$$

#### 4.2.2.13.2 せん断力に対する照査

$$\begin{aligned} V_{sd} &= -839.41 \text{ kN} \\ V_{rd} &= 23378.65 \text{ kN} \\ \gamma_i &= 1.10 \\ \gamma_i \times \frac{|V_{sd}|}{V_{rd}} &= \underline{\underline{0.04}} < 1.00 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

#### 4.2.2.14 曲げとせん断に対する組み合わせの照査

$$\begin{aligned} M_{sd} &= 73148.33 \text{ kN} \times \text{m} \\ M_{rd} &= 120058.58 \text{ kN} \times \text{m} \\ V_{sd} &= -839.41 \text{ kN} \\ V_{rd} &= 23378.65 \text{ kN} \\ \gamma_i &= 1.10 \\ \left(\gamma_i \times \frac{M_{sd}}{M_{rd}}\right)^4 + \left(\gamma_i \times \frac{|V_{sd}|}{V_{rd}}\right)^4 &= \underline{\underline{0.20}} < 1.00 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

## 5 主桁の設計（使用時の照査）

使用限界状態で考慮する荷重

実際に起こりうる合成桁橋の最大荷重として

死荷重(D)、活荷重(L)、クリープ(CR)、乾燥収縮(SH)

鋼材の永久変形を起こさないこと、つまり弾性座屈もしくは降伏しないことを照査する。

活荷重によるたわみが制限値以下であること、

ウェブブリージングが生じないこと、

中間支点部では有害なひび割れ幅がコンクリートに生じないことを照査する。

### (1) 永久変形の照査

鋼桁に作用する断面力に対して、

降伏モーメントあるいは降伏剪断力が 1.15 倍の安全率を確保する。

### (2) 活荷重たわみの照査

道示Ⅱ鋼橋編に準じた活荷重たわみの制限を照査する。

※従来と同様のため省略する。

### (3) ウェブブリージングの照査

水平補剛材を持たないケースで薄いウェブを用いた場合、交通荷重に伴うウェブの繰返し面外変形に起因して疲労亀裂の発生が懸念されるため、照査を行う。

疲労はフランジ、ウェブの接合部、または垂直補剛材とウェブの接合部で、特にフランジと垂直補剛材のコーナー部での発生の可能性が高い。

Eurocode でつかうような薄い腹板 (9mm×3000mm) の使用は日本ではありえないので省略するの一言ですましていいと思う。

### (4) ひび割れ幅の照査

床版コンクリートに有害なひび割れ幅が生じないことを照査する。

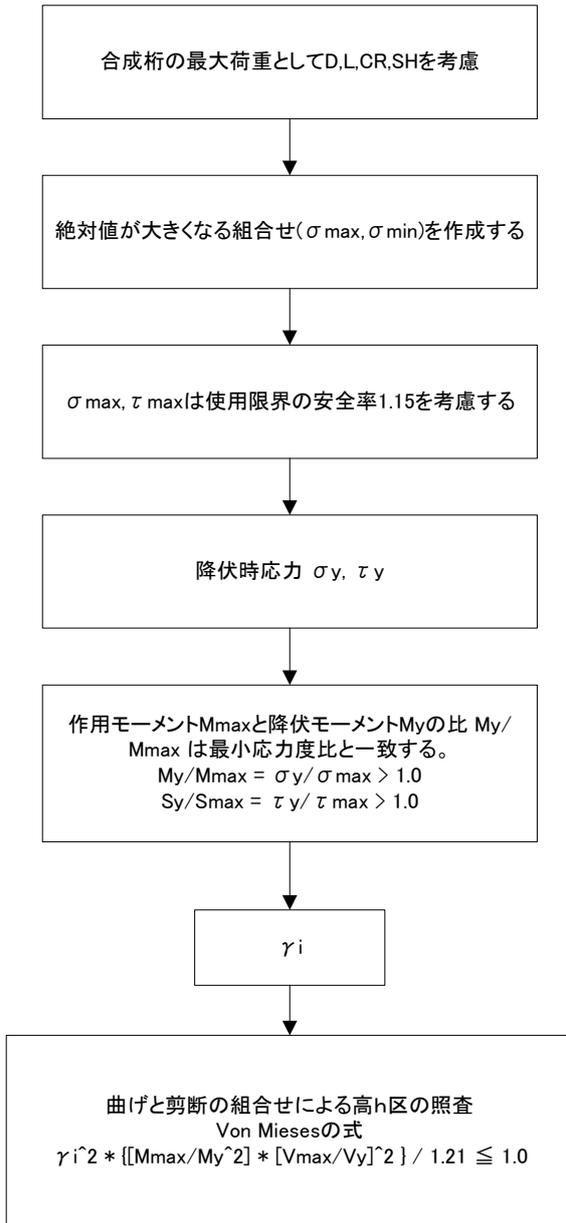
ひび割れ幅の算出には、初期ひび割れ状態と安定ひび割れ状態の2つの状態を想定する。

※使用限界に含まれるが、独立した項目として別途示す。

(1) 永久変形の照査フロー

-使用限界状態では、鋼材が永久変形を起こさないことを照査する。

- ・弾性座屈もしくは降伏しなければこの条件を満たす。



※断面力に対して組合せをつくる計算方法もある。

ただし降伏応力を逆算した曲げモーメントと比較することを考えると、応力度で比較しても計算は容易であり、無駄な計算がない。ここでは応力度による計算例を示す。

※示方書で考慮している断面力の成分は、面内曲げモーメントと剪断力についてのみである。しかし、軸力等の他の断面力成分を考慮したときや、これまでの許容応力度法による設計との整合を考えると応力度、つまり面積あたりの力で比較するほうが現実的である。

※特記

限界状態設計法において軸力や面外成分などを考慮した計算方法を示した例はない。

したがって限界状態設計法の箱桁への適用は現時点では不可能である。(2010.02)

-使用限界状態では、鋼材が永久変形を起こさないことを照査する。

- ・弾性座屈もしくは降伏しなければこの条件を満たす。
- ・合成桁の最大荷重として D,L,CR,SH を考慮する。

応力度の絶対値が大きくなる組合せ( $\sigma_{max}$ ,  $\tau_{max}$ )を作成する。

$\sigma_{max}$ 、 $\tau_{max}$  は使用限界の安全率 1.15 を考慮する。

鋼桁部に作用する断面力に対して、降伏時の曲げモーメントおよび剪断力は 15%の安全率を確保する(主荷重)

※断面力に対して組合せをつくる計算方法もある。

- ・ただし降伏応力を逆算した曲げモーメントと比較することを考えると、応力度で比較しても計算は容易であり、無駄な計算がない。ここでは応力度による計算例を示す。

※示方書で考慮している断面力の成分は、面内曲げモーメントと剪断力についてのみである。しかし、軸力等の他の断面力成分を考慮したときや、これまでの許容応力度法による設計との整合を考えると応力度、つまり面積あたりの力で比較するほうが現実的である。

※特記

限界状態設計法において軸力や面外成分などを考慮した計算方法を示した例はない。

したがって限界状態設計法の箱桁への適用は現時点では不可能である。(2010.02)

作用モーメント  $M_{max}$  と降伏モーメント  $M_y$  の比  $M_y/M_{max}$  は最小応力度比と一致する。

$$M_y/M_{max} = \sigma_y/\sigma_{max}$$

$$S_y/S_{max} = \tau_y/\tau_{max}$$

降伏モーメント  $M_y$ 、降伏剪断耐力  $S_y$  は以下の式により逆算できる。

$$M_y = (\sigma_y/\sigma_{max}) * M_{max}$$

$$S_y = b_w * t_w * \tau_y$$

$M_{max}$  : 作用モーメント

$S_{max}$  : 作用剪断力

作用モーメント  $M_{max}$  と降伏モーメント  $M_y$  の比  $M_y/M_{max}$  は最小応力度比と一致するため使用目的から考えると冗長である。 $\tau$ についても同様である。

曲げと剪断の組合せによる降伏の照査

Von Miseses の式

$$\gamma^2 * \{ [M_{max}/M_y]^2 * [V_{max}/V_y]^2 \} / 1.21 \leq 1.0$$

- ・この照査式は垂直応力と剪断応力が共存する状態を剪断ひずみエネルギー説による応力状態によってあらわしたものである。この説における応力状態の適用範囲は弾性限界となるため断面分類による区分はない。
- ・垂直応力と剪断応力の合成応力度照査では 10%程度の強度の余裕を期待できるため  $1.2(=1.1^2)$  で除す。
- ・ねじり等の影響を考慮する場合を考慮し、応力度による照査を行った。  
PART A では括弧内の応答値/耐力の比は成分によらず加算している。  
もともと断面力(応答値、耐力)の式ではなく応力度ベースの式由来であり、  
応力の向きを無視して加算していた従来設計の結果との整合性をとるためと思われる。

### (3) ウェブブリージングの照査

- ・水平補剛材を持たないケースで薄板の腹板を持つ場合、交通荷重に伴う腹板の繰り返し面外変形に起因して疲労亀裂の発生が懸念される場合は、ウェブブリージングの照査を行う。垂直補剛材コーナー部での発生の可能性が高い。  
Eurocode で使用するような薄い腹板の使用は日本ではありえないのでその場合は省略して構わない。

安全係数<sup>1</sup>

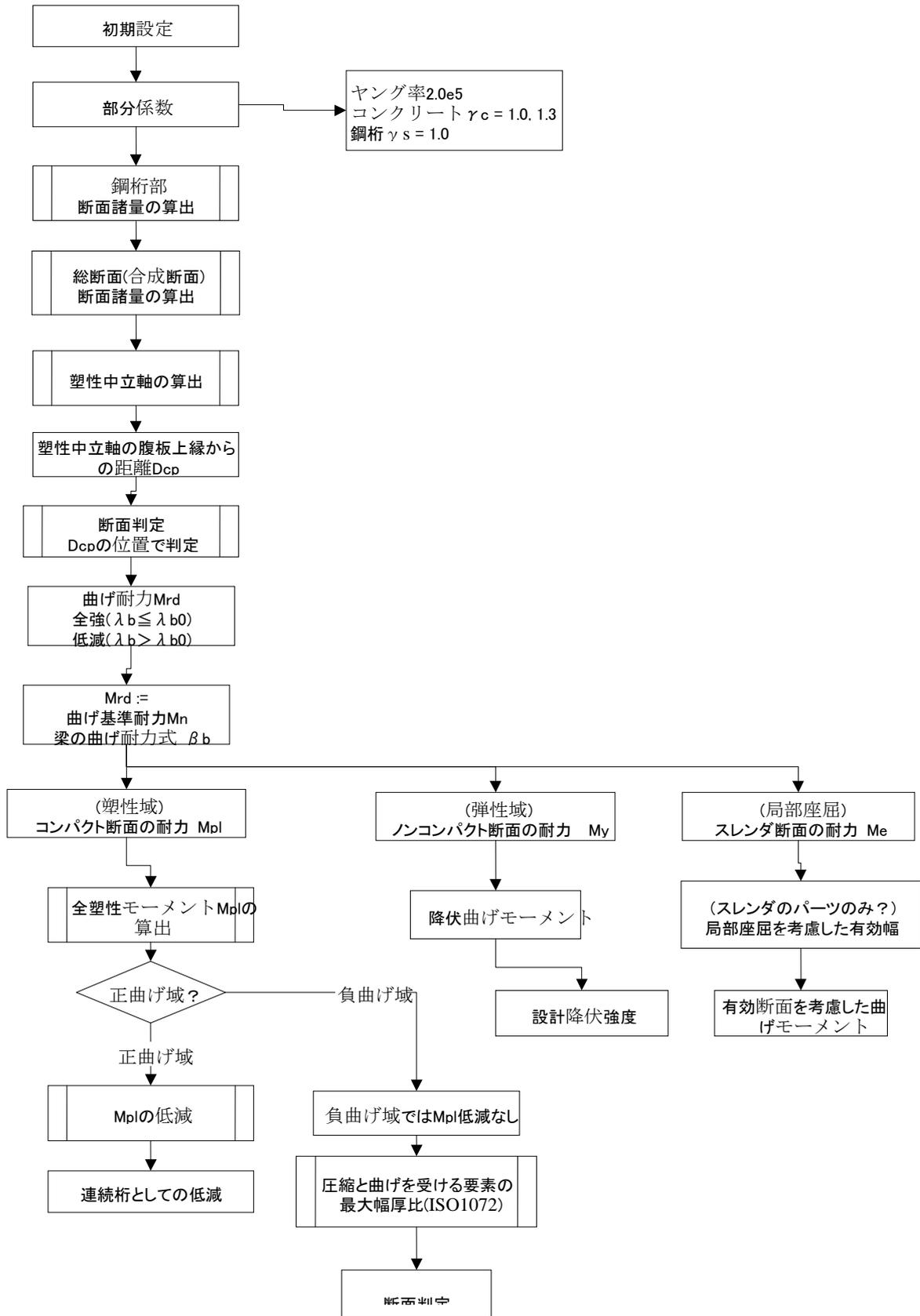
要求性能	照査項目	材料係数 $\gamma_m$		
		コンクリート $\gamma_c$	鉄筋 $\gamma_r$	構造用鋼材 $\gamma_s$
安全性	部材破壊	1.00	1.00	1.05
使用性	外観	1.00	1.00	1.00

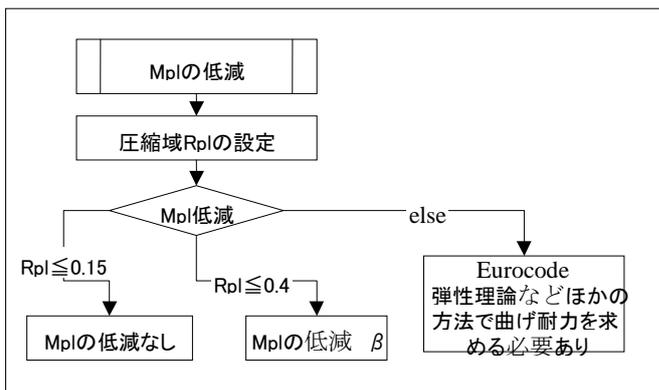
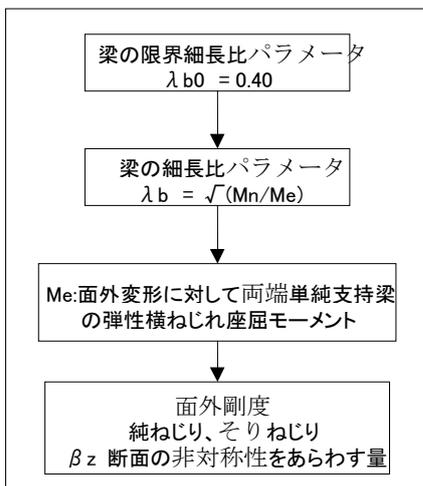
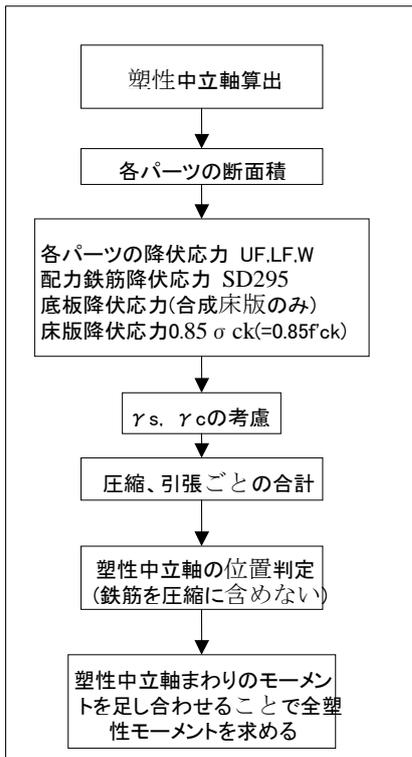
安全係数を考慮して以下の手順により耐力を算出する<sup>2</sup>。計算式については別途資料を参照のこと。

<sup>1</sup> 「複合構造物の性能照査例」 土木学会 2006 p.30

<sup>2</sup> 「鋼・合成構造標準示方書」 土木学会 2007 15 章、5 章ほか

# 合成桁の断面計算フロー(使用性、安全性)





使用限界状態の照査 曲げ最大  
 ・合成桁の最大荷重としてD, L, CR, SHを考慮する。

応力度の絶対値が大きくなる組合せを作成する

	鋼桁上縁	鋼桁下縁	腹板
1. D (PRE)	-139.9	130.3	0.3
2. D (ALL)	-149.5	171.5	0.5
3. D+CR+SH	-187.7	184	0.5
4. D+L	-163.5	232	3.7
5. D-L	-146.6	159.2	3.7
6. D+L+CR+SH	-201.8	244.5	3.7
7. D-L+CR+SH	-184.9	171.8	3.7
$\sigma_{max}$	201.8	244.5	$\tau_{max}$ 3.7

鋼桁部に作用する断面力に対して、降伏時の曲げモーメントおよび剪断力は15%の安全率を確保する(主荷重)

$\sigma_{max}$ は使用限界の安全率1.15を確保する

$\sigma_{max}$	232.1	281.2	
$\sigma_y$	355	355	
応力度比 $\sigma_y / \sigma_{max}$	1.53	1.26	
最小降伏応力度比	1.26	>1.00	OK

作用モーメントMmax

降伏モーメントMy =  $(\sigma / \sigma_{max}) * M_{max}$

の比はMy/は最小応力度比と一致する

$$M_y / M_{max} = 1.26 > 1.00 \quad \text{OK}$$

$\tau_{max}$ は使用限界の安全率1.15を確保する

$\tau_{max}$	4.3
$\tau_y$	355

作用剪断力Smax

$S_y / S_{max} = \tau_y / \tau_{max}$

$$\frac{205.0}{48.17} > 1.00 \quad \text{OK} \quad 4.3$$

曲げと剪断の組合せによる降伏の照査

Von Misesの式

$$\gamma_i^2 * \{ [M_{max} / M_y]^2 * [V_{max} / V_y]^2 \} / 1.21 \leq 1.0$$

$\gamma_i$	1.0	
$M_{max} / M_y$	0.792	
$V_{max} / V_y$	0.021	
	0.52	<1.0 OK

使用限界状態の照査 曲げ最小  
 ・合成桁の最大荷重としてD, L, CR, SHを考慮する。

応力度の絶対値が大きくなる組合せを作成する

	鋼桁上縁	鋼桁下縁	腹板
1. D (PRE)	140.3	-110.5	14.2
2. D (ALL)	186.7	-155.6	20.5
3. D+CR+SH	186.7	-155.6	20.5
4. D+L	177.5	-146.7	28.2
5. D-L	236.5	-204	28.2
6. D+L+CR+SH	177.5	-146.7	28.2
7. D-L+CR+SH	236.5	-204	28.2
$\sigma_{max}$	236.5	204	$\tau_{max}$ 28.2

鋼桁部に作用する断面力に対して、降伏時の曲げモーメントおよび剪断力は15%の安全率を確保する(主荷重)

$\sigma_{max}$ は使用限界の安全率1.15を確保する

$\sigma_{max}$	272.0	234.6	
$\sigma_y$	355	355	
応力度比 $\sigma_y / \sigma_{max}$	1.31	1.51	
最小降伏応力度比	1.31	>1.00	OK

作用モーメントMmax

降伏モーメントMy =  $(\sigma / \sigma_{max}) * M_{max}$

の比はMy/は最小応力度比と一致する

$$My / M_{max} = 1.31 > 1.00 \quad \text{OK}$$

$\tau_{max}$ は使用限界の安全率1.15を確保する

$\tau_{max}$	32.4
$\tau_y$	355

作用剪断力Smax

$S_y / S_{max} = \tau_y / \tau_{max}$

$$\frac{205.0}{6.32} > 1.00 \quad \text{OK}$$

曲げと剪断の組合せによる降伏の照査

Von Misesの式

$$\gamma_i^2 * \{ [M_{max} / My]^2 * [V_{max} / Vy]^2 \} / 1.21 \leq 1.0$$

$\gamma_i$	1.0	
$M_{max} / My$	0.766	
$V_{max} / Vy$	0.158	
	0.51	<1.0 OK

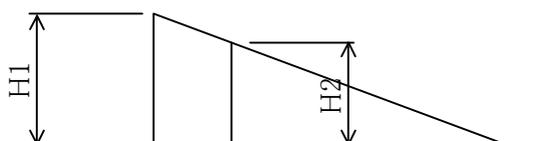


## 6.2. ずれ止めの設計例

### 6.2.1. 主荷重・温度差・乾燥収縮に対する計算

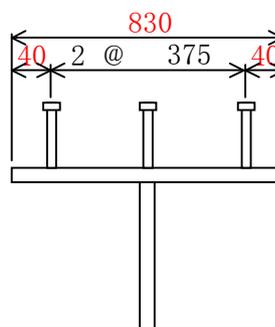
(1) ずれ止めに作用する水平せん断力

	箇所1(H1)	箇所2(H2)
① 主荷重による水平せん断力	350 N/mm	350 N/mm
② 温度差による水平せん断力	150 N/mm	150 N/mm
③ 乾燥収縮による水平せん断力	200 N/mm	200 N/mm
① + ②	500 N/mm	500 N/mm
① + ② + ③	650 N/mm	650 N/mm
設計せん断力の変動範囲	100 N/mm	100 N/mm



(2) スタッドの仕様及び配置

スタッド径  $d = 19$  mm  
 スタッド高さ  $h = 150$  mm  
 スタッド本数(橋軸直角方向)  $n = 3$  本  
 スタッドピッチ  $p = 300$  mm



(3) スタッドボルトの設計耐力

1) 安全限界状態

$$Vsud1 = (31Ass\sqrt{(hss/dss)} \times f'cd + 1000) / \gamma b$$

$$= 92028 \text{ N}$$

ここに、 $V_{sud1}$  : スタッドの設計せん断耐力

$$Ass : \text{スタッドの軸部の断面積(mm}^2\text{)} = 284 \text{ mm}^2$$

$$hss : \text{スタッドの高さ(mm)} = 150 \text{ mm}$$

$$dss : \text{スタッドの軸径(mm)} = 19 \text{ mm}$$

$$f'cd : \text{コンクリートの設計圧縮強度(=f'ck/\gamma c)} = 23.1 \text{ N/mm}^2$$

$$f'ck : \text{コンクリートの設計基準強度} = 30 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma c : \text{コンクリートの材料係数} = 1.3$$

$$\gamma b : \text{部材係数} = 1.3$$

$$Vsud2 = Assfsud / \gamma b$$

$$= 67107 \text{ N}$$

ここに、 $V_{sud2}$  : スタッドの設計せん断耐力

$$fsud : \text{スタッドの設計引張強度(=fsuk/\gamma s)} = 308 \text{ N/mm}^2$$

$$fsuk : \text{スタッドの引張強度の特性値} = 400 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma s : \text{スタッドの材料係数} = 1.3$$

以上より、 $V_{sud1} > V_{sud2}$  であることから、スタッドの設計せん断耐力は

$$Vsud = 67107 \text{ N となる。}$$

2) 疲労限界状態

$$V_{rd} = 0.99N^{-0.105} \times V_{su0}$$

$$= 16014 \text{ N}$$

ここに、  $V_{rd}$  : 疲労を考慮する場合の設計せん断耐力  
 $V_{su0} = (31A_{ss}\sqrt{(h_{ss}/d_{ss})} \times f'_{ck} + 1000) / \gamma_b$   
 $= 104051 \text{ N}$

$N$  : 疲労荷重等の繰返し回数 = 5.00E+07 回

(4) 安全限界状態の照査

1) 単位長さあたりにおける照査

$$q_{rd} = V_{sud} \times n / p = 671 \text{ N/mm}$$

$$\frac{1}{1.1} \left( \gamma_i \frac{q_{sd}}{q_{rd}} \right) = \frac{1}{1.1} \left( 1.0 \times \frac{650}{671} \right)$$

$$= 0.88 < 1.0 \quad \text{OK}$$

ここに、  $q_{sd}$  : 橋軸方向の単位長さあたりの設計作用水平せん断力  
 $q_{rd}$  : 橋軸方向の単位長さあたりのずれ止め設計耐力  
 $\gamma_i$  : 構造物係数 = 1.0

2) 区間あたりにおける照査

$$\text{区間長 } L = 1000 \text{ mm}$$

$$Q_{sd} = (H_1 + H_2) \times L / 2 = (650 + 650) \times 1000 / 2 = 650000 \text{ N}$$

$$Q_{rd} = V_{sud} \times n \times L / p = 67107 \times 3 \times 1000 / 300 = 671074 \text{ N}$$

$$\gamma_i \frac{Q_{sd}}{Q_{rd}} = 1.0 \times \frac{650000}{671074} = 0.97 < 1.0 \quad \text{OK}$$

ここに、  $Q_{sd}$  : ずれ止めの形式と配置が同一の区間に作用する設計水平せん断力の合力  
 $Q_{rd}$  : その区間に設置されている全てのずれ止めの設計耐力の合計  
 $\gamma_i$  : 構造物係数 = 1.0

(5) 疲労限界状態の照査

$$\text{区間長 } L = 1000 \text{ mm}$$

$$V_{sd} = (H_1 + H_2) \times L / 2 = (100 + 100) \times 1000 / 2 = 100000 \text{ N}$$

$$V_{rd} = V_{rd} \times n \times L / p = 16014 \times 3 \times 1000 / 300 = 160136 \text{ N}$$

$$\gamma_i \frac{V_{sd}}{V_{rd}} = 1.0 \times \frac{100000}{160136} = 0.62 < 1.0 \quad \text{OK}$$

ここに、  $V_{sd}$  : 1個もしくは1組のずれ止めあたりに作用する設計せん断力の変動範囲  
 $V_{rd}$  : 疲労に対する設計耐力の許容変動範囲  
 $\gamma_i$  : 構造物係数 = 1.0

## 6.2.2. 鋼げたの塑性化による水平せん断力に対する計算

ここでは、鋼げたの塑性化の影響による水平力に対し、ずれ止めの計算を行う。  
 計算にあたり、水平せん断力は照査区間の2断面における床版の軸力差により行う。  
 なお、鋼断面の一部のみが塑性化している場合、床版軸力は、降伏モーメント時と全塑性モーメント時の軸力から比例配分を行い、照査に用いる床版軸力を算出する。

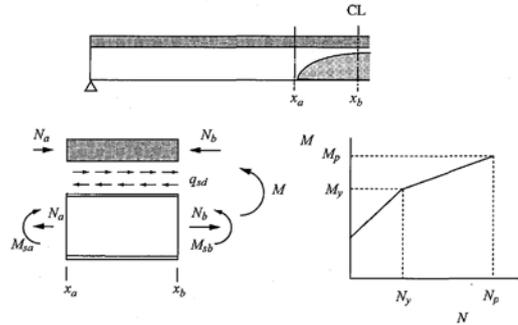


図-解 15.4.3 曲げモーメントと床版軸力の関係

### (1) 床版軸力の算出

Xa部(弾性域)の床版軸力  $N_{xa}$

曲げモーメント	43522 kN.m
断面二次モーメント	61477056 cm <sup>4</sup>
中立軸から床版までの距離	812 mm
床版断面積	1680000 mm <sup>2</sup>

$$N_{xa} = 13796 \text{ kN}$$

Xb部(塑性域)の床版軸力  $N_{xb}$

降伏モーメントにおける床版軸力

降伏モーメント $M_{xy}$	51333 kN.m
断面二次モーメント	61477056 cm <sup>4</sup>
中立軸から床版までの距離	812 mm
床版断面積	1680000 mm <sup>2</sup>

$$N_{xy} = 16272 \text{ kN}$$

全塑性モーメントにおける床版軸力

全塑性モーメント $M_{xp}$	139403 kN.m
-------------------	-------------

$$N_{xp} = 39545 \text{ kN}$$

Xb部における床版軸力

Xb部の軸力については、Xb部における発生曲げモーメントと降伏・全塑性モーメントの比率と同様とする。

$M_{xb} = 73000 \text{ kN.m}$  (発生曲げモーメント) のとき、  
 床版軸力は、  
 $N_{xb} = 21998 \text{ kN}$  となる。

### (2) 鋼げたの塑性化による水平せん断力

鋼げたの塑性化による水平せん断力は、Xa部とXb部との軸力差となる。

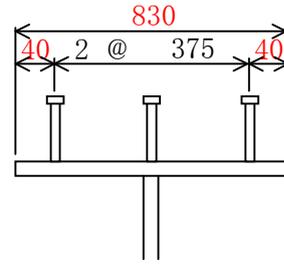
$$N_{xb} - N_{xa} = 21998 - 13796 = 8202 \text{ kN}$$

塑性断面の範囲は 10.000 m であることから、単位長さあたり水平せん断力は

$$V_x = 820 \text{ N/mm}$$

(2)スタッドの仕様及び配置

スタッド径  $d = 19$  mm  
スタッド高さ  $h = 150$  mm  
スタッド本数(橋軸直角方向)  $n = 3$  本  
スタッドピッチ  $p = 200$  mm



(3)スタッドボルトの設計耐力

$$V_{sud1} = (31Ass\sqrt{(hss/dss)} \times f'_{cd} + 1000) / \gamma_b$$
$$= 92028 \text{ N}$$

ここに、 $V_{sud1}$  : スタッドの設計せん断耐力

$Ass$  : スタッドの軸部の断面積( $\text{mm}^2$ ) = 284  $\text{mm}^2$   
 $hss$  : スタッドの高さ(mm) = 150 mm  
 $dss$  : スタッドの軸径(mm) = 19 mm  
 $f'_{cd}$  : コンクリートの設計圧縮強度( $=f'_{ck}/\gamma_c$ ) = 23.1  $\text{N}/\text{mm}^2$   
 $f'_{ck}$  : コンクリートの設計基準強度 = 30  $\text{N}/\text{mm}^2$   
 $\gamma_c$  : コンクリートの材料係数 = 1.3  
 $\gamma_b$  : 部材係数 = 1.3

$$V_{sud2} = Assf_{sud} / \gamma_b$$
$$= 67107 \text{ N}$$

ここに、 $V_{sud2}$  : スタッドの設計せん断耐力

$f_{sud}$  : スタッドの設計引張強度( $=f_{suk}/\gamma_s$ ) = 308  $\text{N}/\text{mm}^2$   
 $f_{suk}$  : スタッドの引張強度の特性値 = 400  $\text{N}/\text{mm}^2$   
 $\gamma_s$  : スタッドの材料係数 = 1.3

以上より、 $V_{sud1} > V_{sud2}$  であることから、スタッドの設計せん断耐力は

$$V_{sud} = 67107 \text{ N となる。}$$

(4)安全限界状態の照査

1) 単位長さあたりにおける照査

$$q_{rd} = V_{sud} \times n / p = 1007 \text{ N/mm}$$

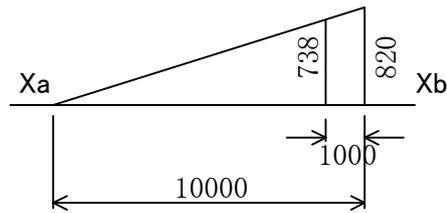
$$\frac{1}{1.1} \left( \gamma_i \frac{q_{sd}}{q_{rd}} \right) = \frac{1}{1.1} \left( 1.0 \times \frac{820}{1007} \right)$$
$$= 0.74 < 1.0 \quad \text{OK}$$

ここに、 $q_{sd}$  : 橋軸方向の単位長さあたりの設計作用水平せん断力

$q_{rd}$  : 橋軸方向の単位長さあたりのずれ止め設計耐力

$\gamma_i$  : 構造物係数 = 1.0

2) 区間あたりにおける照査



区間長  $L = 1000$  mm

$$Q_{sd} = (H_1 + H_2) \times L / 2 = (738 + 820) \times 1000 / 2 = 779152 \text{ N}$$

$$Q_{rd} = V_{sud} \times n \times L / p = 67107 \times 3 \times 1000 / 200 = 1006611 \text{ N}$$

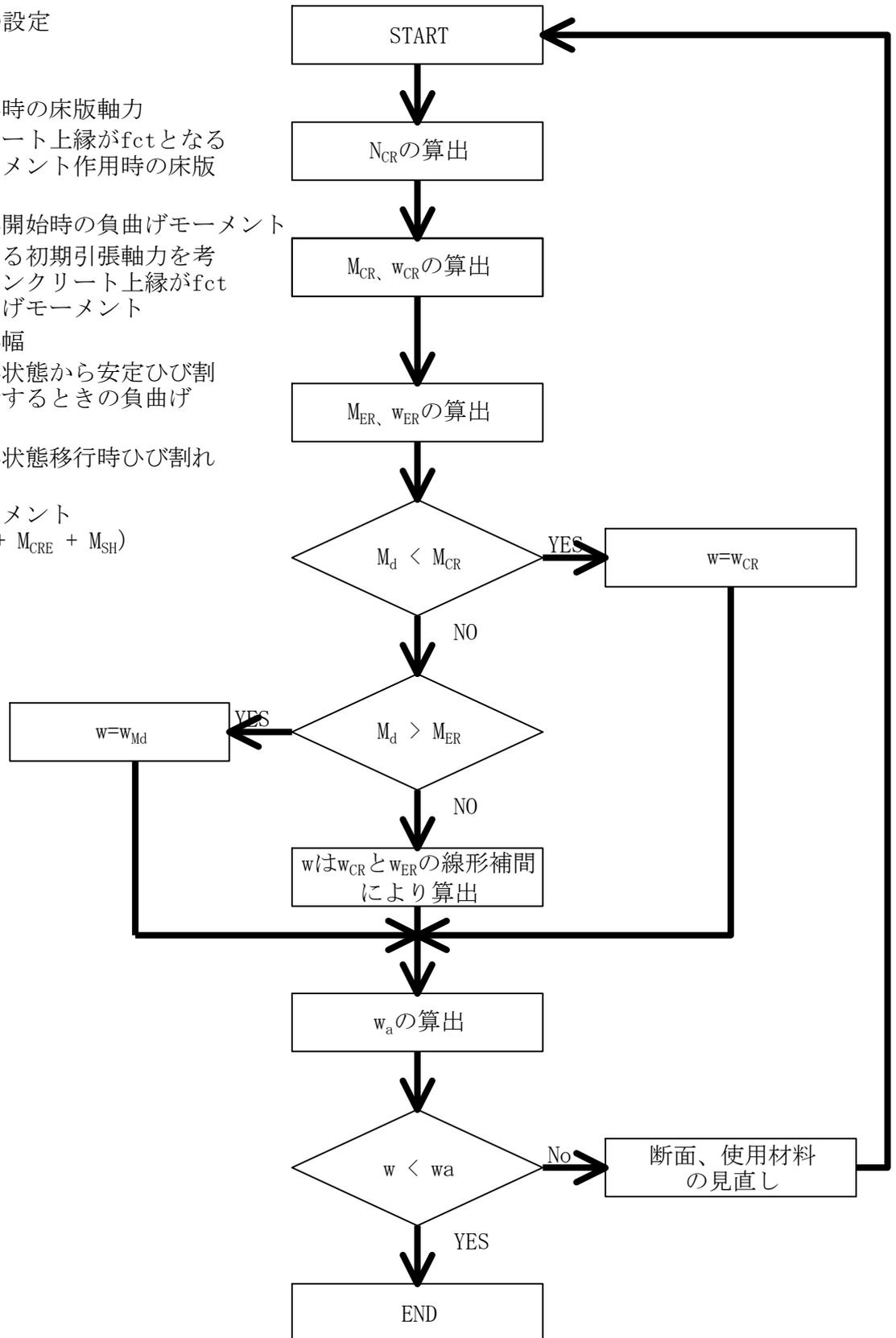
$$\gamma_i \frac{Q_{sd}}{Q_{rd}} = 1.0 \times \frac{779152}{1006611} = 0.77 < 1.0 \quad \text{OK}$$

ここに、 $Q_{sd}$  : ずれ止めの形式と配置が同一の区間に作用する設計水平せん断力の合  
 $Q_{rd}$  : その区間に設置されている全てのずれ止めの設計耐力の合計  
 $\gamma_i$  : 構造物係数 = 1.0

7.1. ひび割れ幅の照査フローチャート

断面諸元、使用材料の設定

- $N_{CR}$  : 初期ひび割れ時の床版軸力  
床版コンクリート上縁が $f_{ct}$ となる  
時の曲げモーメント作用時の床版  
軸力
- $M_{CR}$  : 初期ひび割れ開始時の負曲げモーメント  
クリープによる初期引張軸力を考  
慮した床版コンクリート上縁が $f_{ct}$   
となる時の曲げモーメント
- $w_{CR}$  : 初期ひび割れ幅
- $M_{ER}$  : 初期ひび割れ状態から安定ひび割  
れ状態へ移行するときの負曲げ  
モーメント
- $w_{ER}$  : 安定ひび割れ状態移行時ひび割れ  
幅
- $M_d$  : 設計曲げモーメント  
( $M_{d2} + M_{1+i} + M_{CRE} + M_{SH}$ )



## 7.2. ひび割れ照査

### (1) 設計方針

合成桁の主桁作用によるひび割れ幅 $w_{Md}$ は次式を満足しなければならない。

$$\gamma_i \times \frac{w_{Md}}{w_a} \leq 1.0 \quad (15.6.1)$$

ここに、

- $w_a$  : ひび割れ幅の設計限界値  
ここでは $w_a=0.005C$ 、 $C$ は配力鉄筋の純被りとする。
- $\gamma_i$  : 構造物係数で通常の構造物では $\gamma_i=1.0$ としてよい。

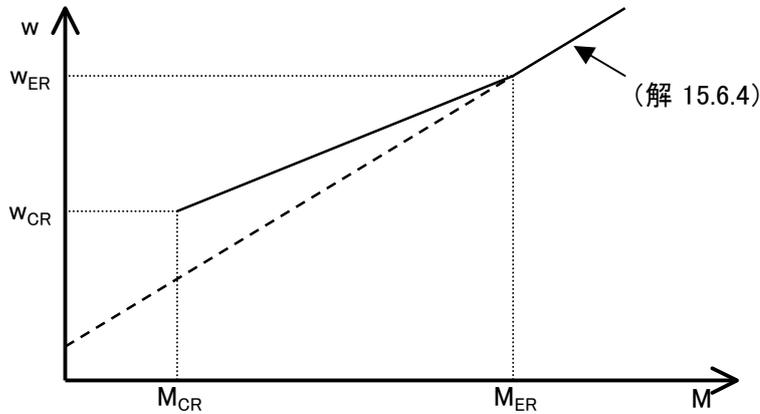
合成桁の主桁作用によるひび割れ幅 $w_{Md}$ は初期ひび割れ幅 $w_{CR}$ の影響を考慮して次式により算出する。

$$w_{Md} = \begin{cases} w_{CR} + (w_{ER} - w_{CR}) / (M_{ER} - M_{CR}) \times (M_d - M_{CR}) & ( M_{CR} < M_d \leq M_{ER} ) \\ w_{Md} & ( M_{ER} < M_d ) \end{cases} \quad (\text{解 } 15.6.1)$$

ここに、

- $w$  : 設計ひび割れ幅
- $w_{CR}$  : 初期ひび割れ幅 (解 15.6.2)
- $w_{ER}$  : 安定ひび割れ状態移行時ひび割れ幅 (解 15.6.4の $M_d$ を $M_{ER}$ として計算した値)
- $w_{Md}$  : 安定ひび割れ状態における設計ひび割れ幅 (解 15.6.4)
- $M_d$  : 設計曲げモーメント ( $M_{d2} + M_{1+i} + M_{CRE} + M_{SH}$ )
- $M_{CR}$  : 初期ひび割れ開始時の負曲げモーメント
- $M_{ER}$  : 初期ひび割れ状態から安定ひび割れ状態へ移行するときの負曲げモーメント

(解 15.6.1) を図化すると、下図のようになる。



(2) 設計条件

設計条件は下記の通りとする。

$M_d$	: 設計曲げモーメント ( $M_{d2} + M_{1+i} + M_{CRE} + M_{SH}$ )	2.992E+10	N・mm
$A_s$	: 鉄筋の断面積	22,817	mm <sup>2</sup>
$E_s$	: 鉄筋のヤング係数	200,000	N/mm <sup>2</sup>
$\phi$	: 鉄筋径	19	mm
$\rho_s$	: 鉄筋比	0.0153	
$A_c$	: コンクリートの断面積	1,493,274	mm <sup>2</sup>
$f_{ct}$	: コンクリートの引張強度	2.500	N/mm <sup>2</sup>
$n$	: ヤング係数比	7.00	
$\varepsilon_{csd}$	: 乾燥収縮度	-1.50E-04	mm
$t_c$	: 床版厚	300.0	mm
$y_0$	: 合成桁図心から床版中心までの距離	1076.0	mm
$N_\varepsilon$	: クリープによる初期引張軸力	834,762	N
$y_v$	: 合成桁の図心から床版上縁までの距離	1226.0	mm
$I_y$	: 合成桁の断面二次モーメント	8.032E+11	mm <sup>4</sup>
$A_g$	: 鋼桁の断面積	255,000	mm <sup>2</sup>
$I_g$	: 鋼桁の断面二次モーメント	3.476E+11	mm <sup>4</sup>
$A_{st}$	: 「鋼桁+鉄筋」の断面積	277,817	mm <sup>2</sup>
$I_{st}$	: 「鋼桁+鉄筋」の断面二次モーメント	4.297E+11	mm <sup>4</sup>
$y_{st}$	: 「鋼桁+鉄筋」の図心から上、下鉄筋中心までの距離	1815.0	mm
$y_{sr}$	: 「鋼桁+鉄筋」断面の図心から上鉄筋までの距離	1,900.0	mm
$C$	: 配力筋の純かぶり	55.5	mm
$C_s$	: 鉄筋ピッチ	125.0	mm

$$A_s / A_c =$$

(3) 初期ひび割れ幅 $w_{CR}$ 、 $N_{CR}$ の算出

初期ひび割れ幅 $w_{CR}$ は次式により算出する。

$$w_{CR} = \frac{N_{CR}}{A_s} \times \frac{\phi}{2.7 \times f_{ct} \times (1 + n \times \rho_s)} \times \left( \frac{N_{CR}}{E_s \times A_s} - \frac{0.60 \times N_{CR}}{E_s \times A_s} - \varepsilon_{csd} \right) \quad (\text{解 } 15.6.2, 15.6.3)$$

$N_{CR}$ は、床版コンクリート上縁に作用する引張応力度が $f_{ct}$ となる曲げモーメントが作用するときの床版軸力であり、力の釣り合いより次式により算出される。

$$N_{CR} = \frac{1}{1 + \frac{t_c}{2 \times y_0}} \times f_{ct} \times (1 + n \times \rho_s) \times A_c$$

$$= \boxed{3,626,880} \text{ N}$$

上記の $N_{CR}$ を用いて $w_{CR}$ を計算する。

$$w_{CR} = \boxed{0.189} \text{ mm}$$

(4)  $M_{CR}$ の算出

$M_{CR}$ はクリープによる初期引張軸力を考慮した床版コンクリート上縁が $f_{ct}$ となる時の曲げモーメントであり、次式により算出される。

$$M_{CR} = \frac{N_{CR} - N_\varepsilon}{\frac{1}{1 + \frac{t_c}{2 \times y_0}} \times \frac{y_v}{I_y} \times \frac{1 + n \times \rho_s}{n} \times A_c} \times A_c$$

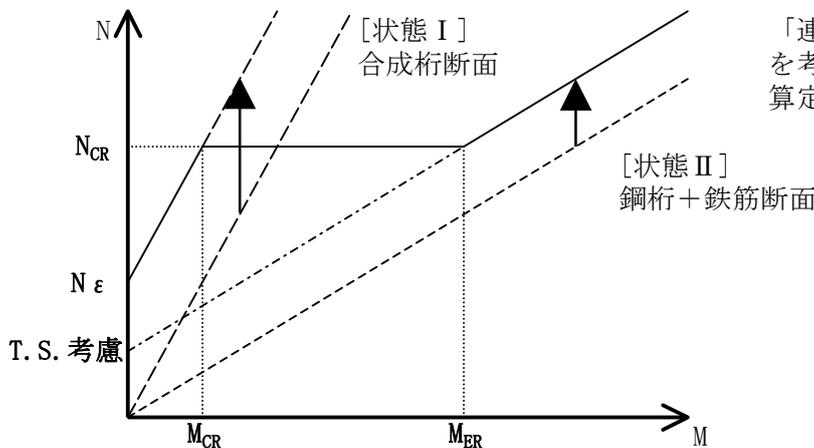
$$= \boxed{8.826E+09} \text{ N} \cdot \text{mm}$$

(5) 安定ひび割れ状態移行時ひび割れ幅 $w_{ER}$ の算出

安定ひび割れ状態移行時ひび割れ幅 $w_{ER}$ は、初期ひび割れ幅から安定ひび割れ状態へ移行するときの負曲げモーメント $M_{ER}$ を用いて（解 15.6.4, 15.6.5）により算出する。

$$M_{ER} = \left( N_{CR} - \frac{0.20 \times f_{ct}}{\frac{A_{st} \times I_{st}}{A_g \times I_g} \times \rho_s} \times A_s \right) \times \frac{I_{st}}{y_{st} \times A_s}$$

$$= \boxed{3.188E+10} \text{ N} \cdot \text{mm}$$



「連続合成桁の初期ひび割れ状態を考慮したひび割れ幅、鉄筋応力算定法の一提案」図-4より

$$w_{ER} = \{ 4 \times C + 0.7 \times ( C_S - \phi ) \} \quad (\text{解 15.6.4, 15.6.5})$$

$$\times \left( \frac{M_{ER}}{E_s \times I_{st}} \times y_{sr} + \frac{0.20 \times f_{ct}}{E_s \times \rho_s} \times \frac{A_g \times I_g}{A_{st} \times I_{st}} - \frac{0.20 \times f_{ct}}{E_s \times \rho_s} - \varepsilon_{csd} \right)$$

$$= \boxed{0.241} \text{ mm}$$

(6) 安定ひび割れ状態におけるひび割れ幅の算出

設計曲げモーメント $M_d$ が $M_{ER}$ よりも大きくなる場合のひび割れ幅は、安定ひび割れ状態におけるひび割れ幅の計算式により算出する。

$$w_{Md} = \{ 4 \times C + 0.7 \times ( C_S - \phi ) \} \quad (\text{解 15.6.4, 15.6.5})$$

$$\times \left( \frac{M_d}{E_s \times I_{st}} \times y_{sr} + \frac{0.20 \times f_{ct}}{E_s \times \rho_s} \times \frac{A_g \times I_g}{A_{st} \times I_{st}} - \frac{0.20 \times f_{ct}}{E_s \times \rho_s} - \varepsilon_{csd} \right)$$

$w_{Md}$  : 安定ひび割れ状態における設計ひび割れ幅 (解 15.6.4)

$$\boxed{0.228} \text{ mm}$$

(7) ひび割れ幅の照査

$$M_d \leq M_{ER} \quad \text{より、設計ひび割れ幅} w \text{は}$$

$$w = w_{CR} + (w_{ER} - w_{CR}) / (M_{ER} - M_{CR}) \times (M_d - M_{CR})$$

$$= \boxed{0.236} \text{ mm}$$

許容ひび割れ幅 $w_a$ は

$$w_a = 0.0050 \times C$$

$$= \boxed{0.278} \text{ mm}$$

以上より、

$$\gamma_i \times \frac{w_{Md}}{w_a} = \boxed{0.85} \leq 1.0 \quad \text{OK}$$