

第2編

鋼・合成構造標準示方書に基づく
合成桁の設計計算例・同解説

第2編 鋼・合成構造標準示方書に基づく合成桁の設計計算例・同解説

目 次

第1章 設計計算例の概要	2-1
第2章 設計計算方針	2-2
2.1 主桁の断面決定方法	2-2
2.2 架設時の照査	2-3
2.3 終局限界状態の照査	2-3
2.4 使用限界状態の照査	2-4
2.5 ずれ止めの照査	2-4
第3章 設計条件	2-6
3.1 橋梁諸元	2-6
3.2 寸法図	2-7
第4章 荷重条件	2-8
4.1 荷重強度	2-8
4.2 荷重載荷図	2-9
第5章 断面構成図	2-10
第6章 架設時の照査	2-11
6.1 支間中央（正曲げ最大部）	2-11
6.1.1 計算条件と断面諸量	2-11
6.1.2 設計断面力（架設時耐荷力照査）	2-13
6.1.3 断面の分類	2-13
6.1.4 曲げ耐力の照査	2-13
6.1.5 せん断耐力の照査	2-17
6.1.6 合成応力度の照査	2-18
6.1.7 ウエブの曲げとせん断相関弾性座屈の照査	2-19
6.2 中間支点（負曲げ最大部）	2-20
6.2.1 設計条件と断面諸量	2-20
6.2.2 設計断面力（架設時耐荷力照査）	2-22
6.2.3 断面の分類	2-22
6.2.4 曲げ耐力の照査	2-22
6.2.5 せん断耐力の照査	2-26
6.2.6 合成応力度の照査	2-27
6.2.7 ウエブの曲げとせん断の相関弾性座屈の照査	2-28
6.2.8 架設時の断面降伏に対する照査	2-29
第7章 終局限界状態の照査	2-32
7.1 支間中央（正曲げ最大部）	2-32
7.1.1 床版の有効幅	2-32
7.1.2 断面諸元	2-33

7.1.3	曲げに対する照査	2-37
7.1.4	せん断に対する照査	2-38
7.1.5	曲げとせん断相関強度に対する照査	2-39
7.2	中間支点（負曲げ最大部）	2-40
7.2.1	計算条件と断面諸量	2-40
7.2.2	設計断面力	2-42
7.2.3	コンパクト・ノンコンパクトの判定	2-42
7.2.4	終局限界状態の曲げに対する設計	2-44
7.2.5	終局限界状態のせん断に対する設計	2-52
7.2.6	終局限界状態の曲げとせん断の組合せに対する設計	2-53
第8章	使用限界状態の照査	2-54
8.1	支間中央（正曲げ最大部）	2-54
8.1.1	設計条件と断面諸元	2-54
8.1.2	設計断面力	2-57
8.1.3	応力度の照査	2-57
8.1.4	断面の照査	2-58
8.1.5	ウェブブリージングの照査	2-58
8.1.6	活荷重たわみの照査	2-58
8.2	中間支点（負曲げ最大部）	2-59
8.2.1	計算条件と断面諸元	2-59
8.2.2	設計断面力	2-62
8.2.3	応力度の算出	2-62
8.2.4	断面の照査	2-63
8.2.5	ひび割れ幅の照査	2-65
第9章	ずれ止めの照査	2-68
9.1	終局（安全）限界状態の照査	2-68
9.1.1	ずれ止めの照査方法	2-68
9.1.2	作用水平せん断力の計算方法	2-69
9.1.3	作用水平せん断力の計算結果	2-72
9.1.4	スタッドジベルの設計せん断力	2-75
9.1.5	スタッドジベルの配置	2-76
9.1.6	照査結果	2-78
9.2	疲労限界状態の照査	2-79
9.2.1	ずれ止めの照査方法	2-79
9.2.2	水平せん断力の計算方法	2-79
9.2.3	水平せん断力の計算結果	2-80
9.2.4	スタッドジベルの疲労せん断耐力	2-80
9.2.5	スタッドジベルの配置	2-81
第10章	設計計算の課題と今後の展望	2-82

第1章 設計計算例の概要

本計算例は、「2007年制定 鋼・合成構造標準示方書 設計編：土木学会（以下、「標準示方書」と示す）」に基づく合成桁の設計計算例を示したものである。作成の主旨は計算の流れを示すことであるため、標準示方書を参考に設計計算を行うに当り、作業者が判断に悩む項目について右側に解説をつけている。つまり、本計算例は左側の本文と右側の解説の2列形式の構成で表している。解説の中でも、標準示方書における今後の課題となるような、さらなる新しい知見が必要となる項目は通常明朝体ではなく、ゴシック体で示し、わかりやすくした。

なお、設計計算例の対象は合成桁であるため、標準示方書の中では特に第15章を参考にしている。第15章においては、海外の設計基準であるAASHTOや、Eurocode（以下、「EC」と示す）のほかに、国内の設計基準である「道路橋示方書・同解説：（社）日本道路協会，2002（以下、「道示」と示す）」、および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：（社）日本鋼構造協会，2006（以下、「JSSC試案」と示す）」の考え方が示されており、本計算例の中ではどの設計基準を参考にしているのかを明確にできるように解説した。

標準示方書では、1.4.2 性能の照査において構造物に対する要求性能を規定している。そこでは、部材耐荷力に対する要求性能は安全性となっており、1.2 用語の定義においても安全限界状態の定義がされている。しかし、本計算例では計算内容をわかりやすく伝えることを目的として、終局限界状態の照査という表現としている。そのほかには、使用限界状態の照査と表現し、ずれ止めの疲労耐久性に対しては疲労限界状態の照査としている。

計算例の趣旨は上記のとおり合成桁に関する計算の流れを示すことである。そのため、合成断面の計算として特徴的な主桁断面の照査までを本計算例の範囲とし、連結部の計算、補剛材の計算、および横桁や床版の断面計算等は含まれていない。

標準示方書
1.4.2, 1.2

第2章 設計計算方針

2.1 主桁の断面決定方法

- (1) 完成系と架設系に分けて照査を行う。完成系については、終局限界状態、および使用限界状態について照査する。つまり、断面照査は「架設時の断面計算」、「終局限界状態の断面計算」、「使用限界状態の断面計算」を行う。
- (2) 終局限界状態では、照査荷重(1.7D+1.7L)に対してコンパクト断面、ノンコンパクト断面、もしくはスレンダー断面の判定を行った上で設計耐力を算出して、断面決定を行う。
- (3) 使用限界状態では、実際に起こりうる最大荷重(D+L+CR+SH)に対して、鋼材が永久変形を起こさない、つまり弾性座屈もしくは降伏しないように設計する。このとき、荷重には1.15の荷重係数を考慮することで、15%の余裕(1.15の安全率)を確保する。

表2-1 照査する限界状態と荷重係数の組合せ

照査する限界状態	荷重係数				
	死荷重 D	活荷重 L	クリープ CR	乾燥収縮 SH	鋼桁とコンクリートの温度差 T
架設時[耐力の照査] (2.2(2)参照)	1.7/1.25	-	-	-	-
	1.7/1.25×D				
架設時[降伏の照査] (2.2(3)参照)	1.0	-	-	-	-
	1.0×D				
終局限界状態 (2.3参照)	1.7	1.7	-	-	-
	1.7×D + 1.7×L				
使用限界状態 (2.4参照)	1.15	1.15	1.15	1.15	-
	1.15×D + 1.15×L + 1.15×CR + 1.15×SH				

- (4) 照査する限界状態に応じて、部材係数 γ_b 、材料係数 γ_m 、および構造物係数 γ_i を設定し、照査式で考慮する。それぞれの係数を表2-2にまとめる。構造解析係数は、 $\gamma_a=1.0$ として省略した。

表2-2 照査する限界状態と各係数の組合せ

各係数		照査する限界状態			
		架設時	終局時	使用時	
部材係数	γ_b	1.0			
構造物係数	γ_i	1.0			
材料係数	鋼材	γ_{ms}	1.0	1.0	1.0
	コンクリート	γ_{mc}	-	1.3	1.0
	鉄筋	γ_{mr}	-	1.0	1.0

標準示方書1.4.4

標準示方書2.5

標準示方書では具体的な値の設定がないため、本計算例では限界状態の荷重の組合せ、および荷重係数を表2-1のように設定した。実際の設計では対象橋梁ごとに各限界状態における荷重の組合せと荷重係数を検討し、適切に設定する必要がある。

標準示方書1.4.4

表2-2で示す係数は、仮に設定した値である。各係数はそれぞれ対象橋梁ごとに適宜設定する必要がある。

2. 2 架設時の照査

架設時の照査は、1.7Dに対して架設時における安全率の割増し1.25を考慮して、最大作用断面力が耐力以下であることを照査する。断面の耐力は、断面をコンパクト、ノンコンパクト、スレンダーに判定して算出する。さらに、架設時に断面が塑性化して損傷しないように、実荷重1.0Dに対して弾性座屈、もしくは降伏しないことを照査する。

(1) コンパクト、ノンコンパクト、スレンダー断面の判定

腹板と圧縮フランジの幅厚比に関する条件式で判定する。

(2) 曲げ耐力、およびせん断耐力の照査

(1)に断面区分に対応した耐力を算出し、作用断面力が耐力以下であることを照査する。

(3) 腹板の曲げとせん断の相関弾性座屈の照査

腹板の曲げとせん断の相関弾性座屈の照査を行う。

(4) 曲げとせん断の組合せに対する照査

断面を降伏させないことから、2乗相関則による。

2. 3 終局限界状態の照査

終局限界状態における曲げ強度の照査は、基本的に標準示方書に従う。照査内容は部分的にJSSC試案を適用している。実際の照査式は各章の計算例において示す。図2-1に照査フローを示す。

(1) コンパクト、ノンコンパクト、スレンダー断面の判定

腹板と圧縮フランジの幅厚比に関する条件式で判定する。

(2) 曲げ耐力の上限値の照査

連続合成桁の正曲げコンパクト断面において、中間支点部がコンパクト断面（負曲げ）でない場合は、全塑性モーメントの0.9倍と降伏モーメントの1.3倍の小さい方を曲げ耐力の上限値とする。

(3) 腹板のせん断に対する照査

Baslerの式による。

(4) 曲げとせん断の組合せに対する照査

4乗相関則による。

(3)の項目は、標準示方書には照査項目として明確に示されていないものの、構造物の安全性を確認する重要な照査項目なので追加した。

図2-1の照査フローに示すとおり、コンパクト断面における曲げ耐力は「塑性中立軸による制約」と「中間支点部の塑性回転性能による制約」の2種類がある。しかし、両者の関係は不明確であり、明確にすることは今後の課題である。

2. 4使用限界状態の照査

使用限界状態においては、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)を考慮して、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。また、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、および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せん断力が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。

(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。

(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。

2. 5ずれ止めの照査

合成桁が成り立つ前提として、各限界状態においてずれ止めが健全であり、合成断面が成立することが挙げられる。そのため、本設計例ではずれ止めの照査を行う。照査は、終局限界状態と疲労限界状態について行う。

JSSC試案によると、我が国で採用されるウェブ厚の場合、このような現象は生じないといわれている。本設計例では照査の例として、ECに規定される道路橋を対象として設けられた制限値により照査を行う。

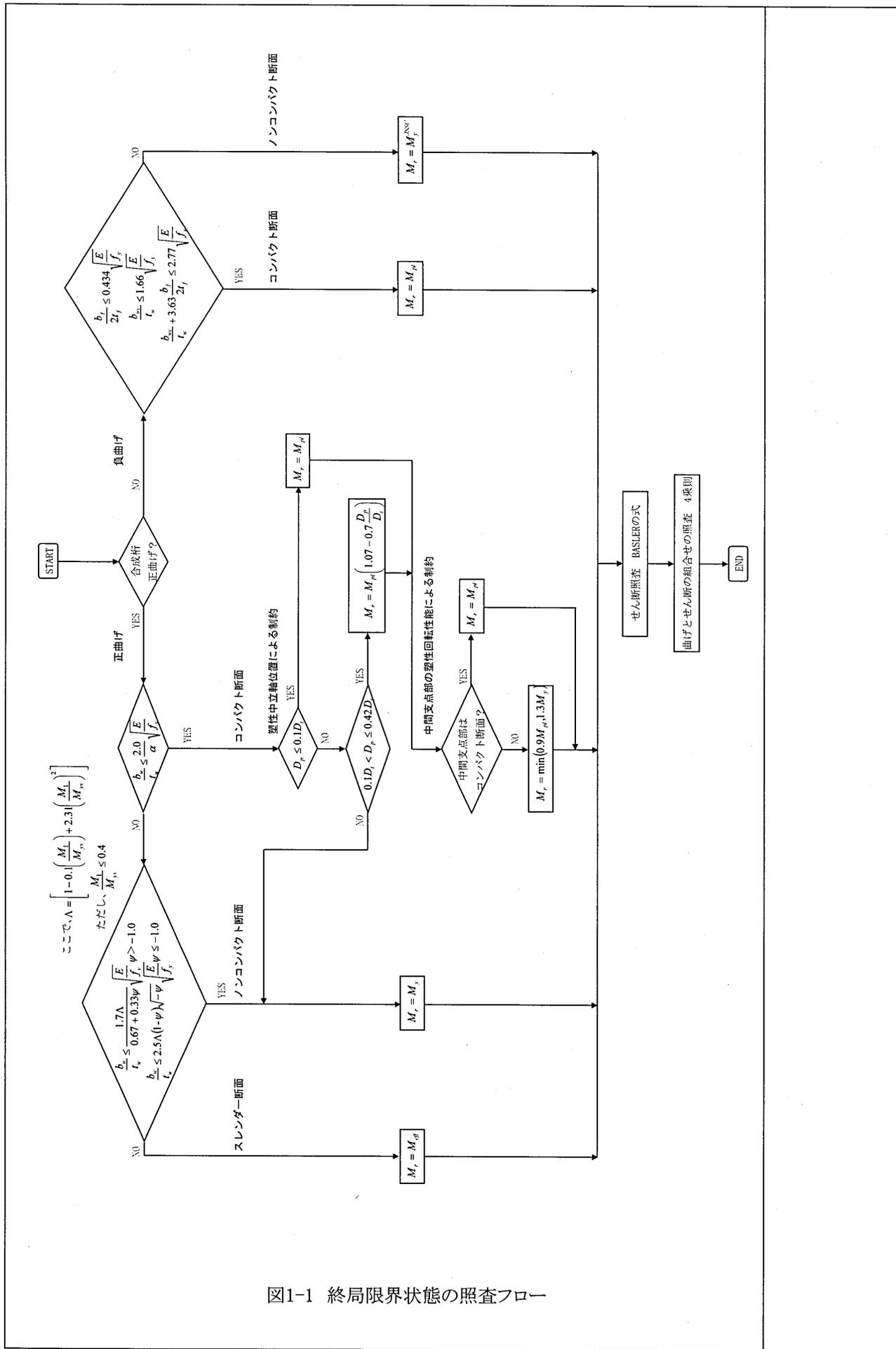


図1-1 終局限界状態の照査フロー

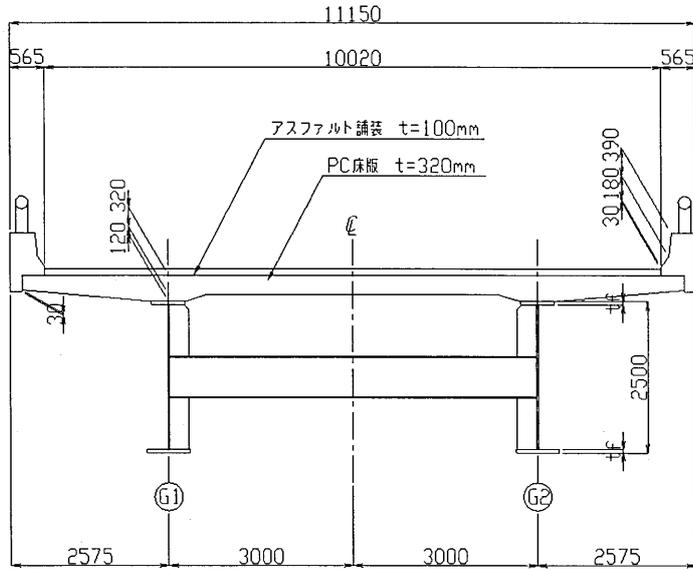
第3章 設計条件

3.1 橋梁諸元

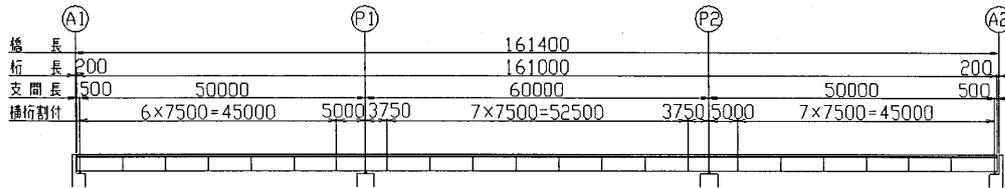
- | | |
|----------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 1) 道路規格 | 第2種第1級 |
| 2) 橋 格 | B活荷重 |
| 3) 橋梁形式 | 3径間連続合成2主I桁橋(活荷重合成桁) |
| 4) 橋 長 | 161.0m |
| 5) 支 間 | 50.0m + 60.0m + 50.0m |
| 6) 幅員構成 | 総幅員 11.150m
有効幅員 10.020m |
| 7) 平面線形 | R = ∞
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 = 320mm
固定型枠工法
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制御する設計法とする。 |
| 9) 使用材料 | 鋼材 SM400, SM490Y, SM570
コンクリート 設計基準強度 $\sigma_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$
鉄筋 SD345 |
| 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
2007年制定 鋼・合成構造標準示方書, 平成19年3月, 土木学会
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
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,
平成18年10月, 日本鋼構造協会 |

3.2 寸法図

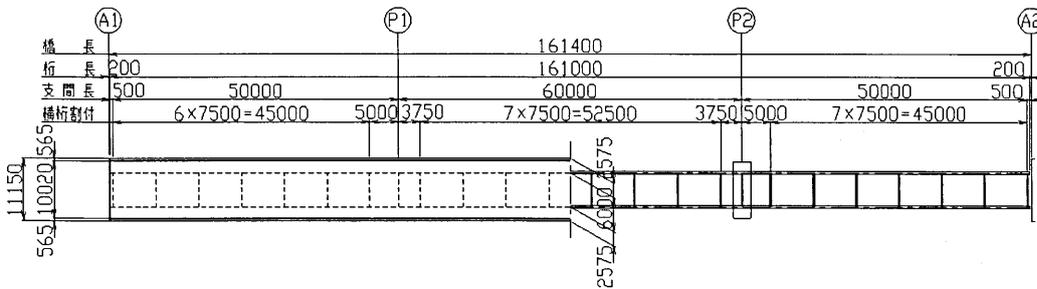
断面図



側面図



平面図



第4章 荷重条件

4.1 荷重強度

(1) 死荷重

i) 合成前

鋼重	各主桁ライン上に載荷	=	11.00 kN/m
固定型枠	全幅員に載荷	=	1.50 kN/m ²
床版	24.5 x 0.32	=	7.84 kN/m ²
ハンチ	各主桁ライン上に載荷	G1 =	5.513 kN/m
		G2 =	5.513 kN/m

ii) 合成後

舗装	22.5 x 0.100	=	2.25 kN/m ²
壁高欄(コンクリート部)		=	9.744 kN/m
壁高欄(鋼製部)		=	0.500 kN/m
固定型枠	全幅員から撤去	=	-1.50 kN/m ²

(2) 活荷重

・車道部分には、以下に示すL荷重(B活荷重)を載荷する。

表4-1 L荷重

主載荷荷重(幅5.5m)						従載荷荷重
等分布荷重 p1 (kN/m ²)			等分布荷重 p2 (kN/m ²)			
載荷長 D(m)	曲げモーメントを算出する場合	せん断力を算出する場合	L ≤ 80	80 < L ≤ 130	130 < L	
6	10	12	3.5	4.3-0.01L	3.0	主載荷荷重の50%
10	10	12	3.5	4.3-0.01L	3.0	主載荷荷重の50%

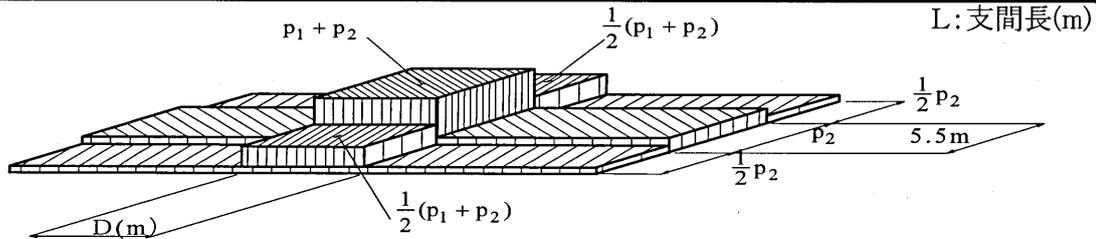


図4-1 L荷重分布図

また、L荷重による活荷重には、以下の式により算出される衝撃係数を考慮する。

$$\text{衝撃係数 } i = \frac{20}{50 + L}$$

Lは、支間長(m)を示す。

ただし下記の通りとする。

- 荷重①に対しては L1
- 荷重②に対しては L2
- 荷重③に対しては (L1+L2)/2

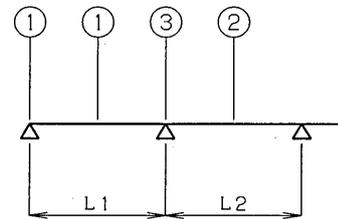
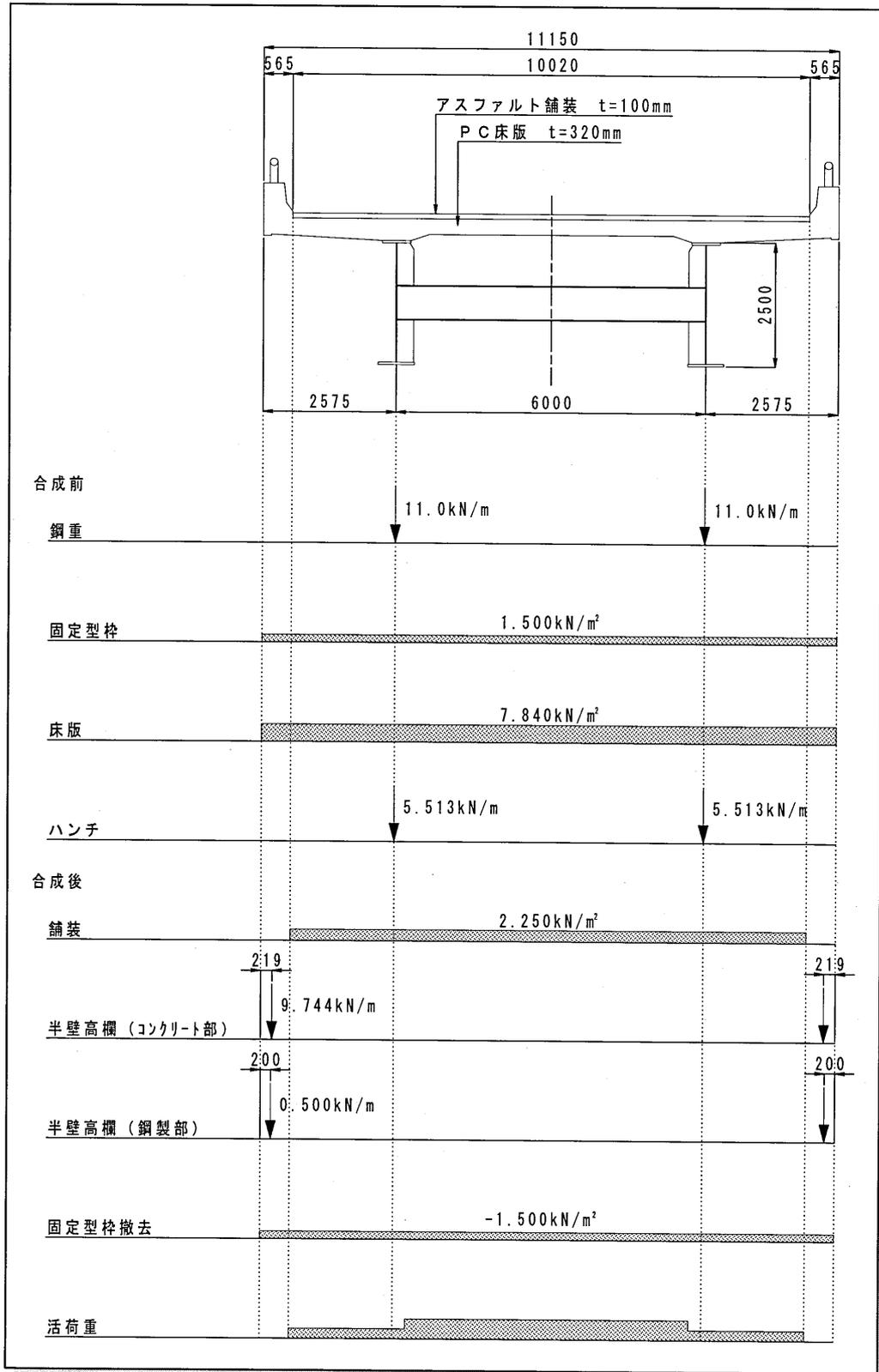


図4-2 衝撃係数算出時の支間長

	支間長	(道路中心)	衝撃係数
第1支間	50.000	m	$i = 20 / (50 + 50.000) = 0.200$
第2支承線上	55.000	m	$i = 20 / (50 + 55.000) = 0.190$
第2支間	60.000	m	$i = 20 / (50 + 60.000) = 0.182$
第3支承線上	55.000	m	$i = 20 / (50 + 55.000) = 0.190$
第3支間	50.000	m	$i = 20 / (50 + 50.000) = 0.200$

4.2 荷重載荷図



第5章 断面構成図

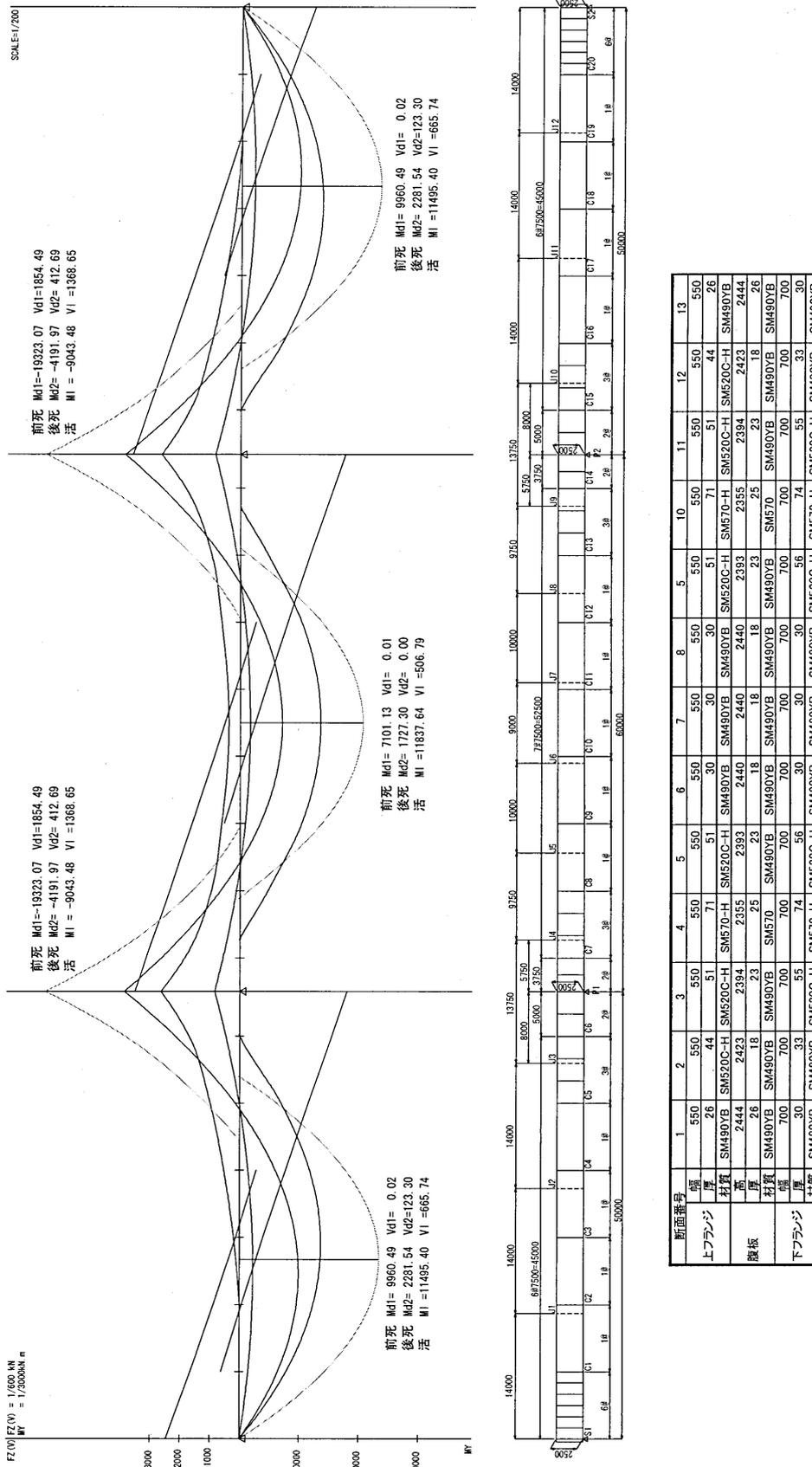


図5-1 断面構成図

第6章 架設時の断面計算

6.1 支間中央(正曲げ最大)

6.1.1 計算条件と断面諸量

(1) 計算条件

- 着目断面 : A1~P1 支間中央
- 固定点間距離 : $L = 7500 \text{ mm}$
- 鋼材のヤング係数 : $E = 2.05E+05 \text{ N/mm}^2$
- 鋼材のポアソン比 : $\nu = 0.30$
- 鋼材の材料係数 : $\gamma_m = 1.00$
- 部材係数 : $\gamma_b = 1.00$
- 構造物係数 : $\gamma_i = 1.00$

部分係数は現地条件によるが、設計例では1.0とする。

断面形状 (mm)	幅	厚さ	材質	材料の 特性値 fyk	材料の 設計強度 fyd	せん断降伏 強度の特性 値 fvyk	せん断 設計強度 fvyd	
上フランジ:	550 ×	44	SM520C-H	355	355.0	205	205	N/mm ²
腹板 :	2423 ×	18	SM490Y	355	355.0	205	205	N/mm ²
下フランジ:	700 ×	33	SM490Y	355	355.0	205	205	N/mm ²

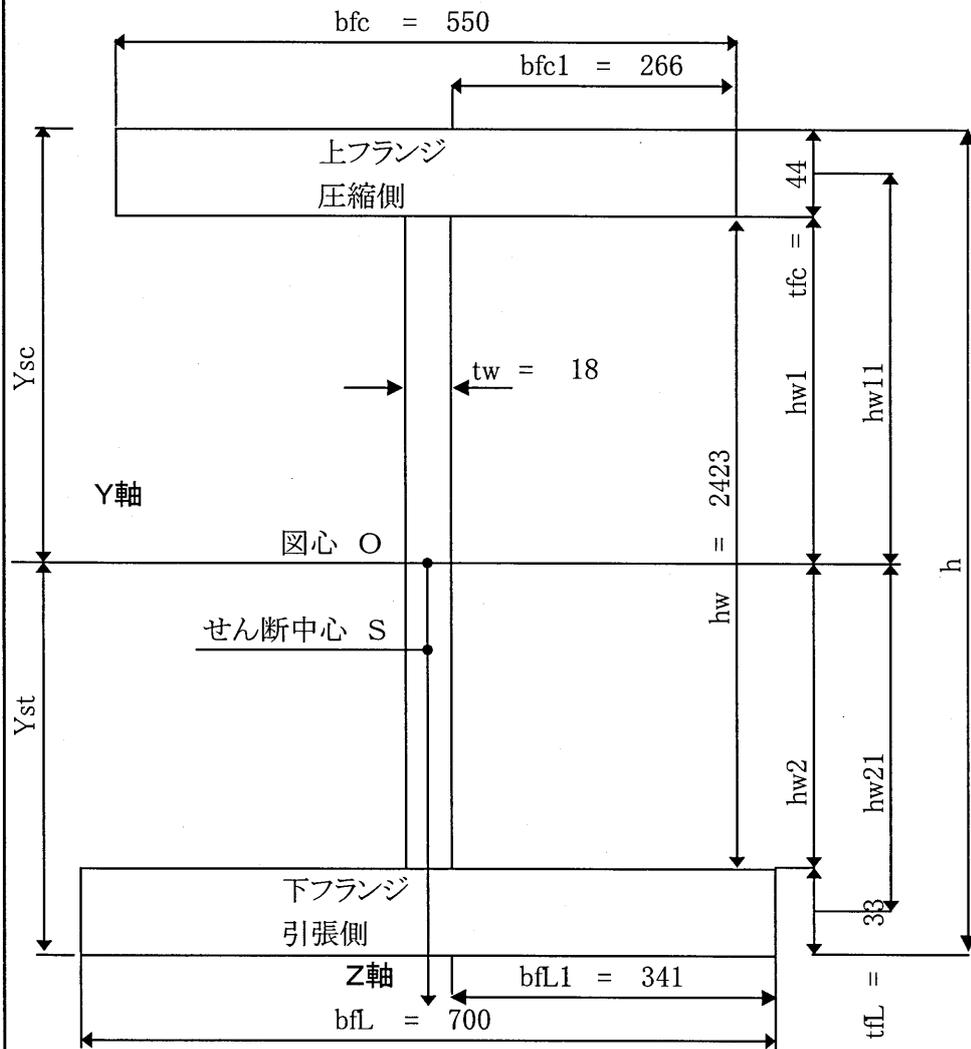


図 6-1 主桁諸元

(2) 断面諸量の算出

					A(cm ²)	Y(cm)	AY(cm ³)	AY ² (cm ⁴)	I(cm ⁴)
圧縮	1	-UFLG	550 × 44	(SM520C-H)	242.0	-123.4	-29851	3682084	390
	1	-WEB	2423 × 18	(SM490Y)	436.1				2133789
引張	1	-LFLG	700 × 33	(SM490Y)	231.0	122.8	28367	3483443	210
					Σ = 909.1		-1484	7165527	2134389

断面積 $A_s = 909.1 \text{ cm}^2$

偏心量 $E_s = \Sigma AY / \Sigma A = -1484 / 909.1 = -1.6 \text{ cm}$

強軸の断面2次モーメント $I_y = \Sigma (AY^2 + I) - \Sigma A \times E_s^2 = 7165527 + 2134389 - 909.1 \times (-1.6)^2 = 9297589 \text{ cm}^4$

圧縮フランジ上縁位置 $Y_{sc} = -123.4 - 2.2 - (-1.6) = -124.0 \text{ cm}$

引張フランジ下縁位置 $Y_{st} = 122.8 + 1.7 - (-1.6) = 126.1 \text{ cm}$

圧縮フランジ弾性断面係数 $W_c = 9297589 / (-124) = -74981 \text{ cm}^3$

引張フランジ弾性断面係数 $W_t = 9297589 / 126.1 = 73732 \text{ cm}^3$

弱軸の断面2次モーメント $I_z = 61004 + 117.8 + 94325 = 155447 \text{ cm}^4$

$h_{w1} = 119.6 \text{ cm}$

$h_{w2} = 122.8 \text{ cm}$

回転半径 $\gamma_1 = \sqrt{I_z / A_s} = \sqrt{155446.9 / 909.1} = 13.1 \text{ cm}$

6. 1. 2 設計断面力 (架設時耐力照査)

設計曲げモーメント $1.7 \times M_d / 1.25 = 1.7 \times 9960.49 / 1.25 = 13546 \text{ kN}\cdot\text{m}$

設計せん断力 $1.7 \times V_d / 1.25 = 1.7 \times 0.02 / 1.25 = 0.03 \text{ kN}$

架設時の割増し
1.25を考慮する

6. 1. 3 断面の分類

(1) 圧縮フランジの幅厚比

圧縮フランジ降伏応力の特性値 $f_{ykf} = 355 \text{ N/mm}^2 \text{ (SM520C-H)}$

圧縮フランジの自由突出幅 $b_{fc1} = (550 - 18) / 2 = 266 \text{ mm}$

圧縮フランジの幅厚比 $b_{fc1}/t_{fc} = 266 / 44 = 6.0 \leq 8.9 = 0.37\sqrt{(E/f_{ykfc})} = 0.37 \times \sqrt{(2.05E+05/355)}$

標準示方書 表-
解5.3.4に示される
ISO[1997]の断面
区分を用いる

フランジの自由突
出長さは標準示方
書に準ずるものと
し、道示IIの自由
突出長と異なる

(2) ウェブの幅厚比

ウェブ降伏応力の特性値 $f_{ykw} = 355 \text{ N/mm}^2 \text{ (SM490Y)}$

コンパクト断面の最大幅厚比

塑性中立軸位置 $Z_{plc} = 1181.0 \text{ mm}$ (圧縮側ウェブトップからの距離)

ウェブ純高に対する圧縮領域の割合 (Z_{plc}/h_w)

$\alpha = 0.487$

最大幅厚比 $= 1.9 \times \sqrt{(2.05E+05/355)} / 0.4 = 93.8$

ノンコンパクト断面の最大幅厚比

弾性中立軸位置 $Y_{sc} = 1196.0 \text{ mm}$

ウェブ純高に対する圧縮領域の割合

$\alpha = 0.494 = 2.1 \times \sqrt{(2.05E+05/355)} / 0.494$

最大幅厚比 $= 102.2$

ウェブ最大幅厚比
には表-解5.3.3に
示される純高に対
する圧縮領域の割
合を考慮する

腹板の幅厚比 $h_w/t_w = 2423 / 18 = 134.6 > 102.2$

(1)から(2)より、スレンダー断面と判定する。

6. 1. 4 曲げ耐力の照査

圧縮による曲げ耐力

$$M_{rdc} = \begin{cases} M_{nc} / \gamma_b & (\lambda_b \leq \lambda_{b0}) \\ M_{nc} \cdot (\beta_b - \sqrt{(\beta_b^2 - 4\lambda_b^2)}) / (2\lambda_b^2 \cdot \gamma_b) & (\lambda_b > \lambda_{b0}) \end{cases}$$

標準示方書
5.3.3.2

スレンダー断面で
あるので、曲げ耐
力が降伏耐力より
小さい。よって、降
伏に対する照査が
不要となる。

引張による曲げ耐力 $M_{rdt} = M_{nt} / \gamma_b$

はりの曲げ耐力 $M_{rd} = \text{Min}(M_{rdc}, M_{rdt})$

(1) 圧縮によるはり断面の曲げ基準耐力 $M_{nc} = 25908 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$$M_{nc} = \begin{cases} f_{ydf} \cdot Z & \text{コンパクト断面} \\ f_{ydf} \cdot W_c & \text{ノンコンパクト断面} \\ f_{ydf} \cdot W_{eff} & \text{スレンダー断面} \end{cases}$$

スレンダー断面であるため $M_{nc} = f_{ydf} \cdot W_{eff}$
 $= 35500 \times 72978.8 / 100000 = 25907.5 \text{ kN}\cdot\text{m}$

有効断面定数の算出

幅厚比パラメータ $R = 1.05 \times b/t \times \sqrt{\{f_{yk}/(k \times E)\}}$
 フランジ: $R_{fc} = 1.05 \times 275/44 \times \sqrt{\{355/(0.425 \times 205000)\}}$
 $= 0.419$

ウェブ: $R_w = 1.05 \times 2423/18 \times \sqrt{\{355/(23.9 \times 205000)\}}$
 $= 1.203$

有効幅の算出

フランジ: $b_e = (0.7/R_{fc})^{0.64} \cdot b_{fc}/2$
 $= (0.7/0.419)^{0.64} \times 55/2$
 $= 38.2 \text{ cm}$

ウェブ: $h_e = (1.0/R_w)^{0.8} \cdot h_{w1}$
 $= (1.0/1.203)^{0.8} \times 119.6$
 $= 103.2 \text{ cm}$

有効断面による		(ウェブトップ原点)		$A(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$AY(\text{cm}^3)$	$AY^2(\text{cm}^4)$	$I(\text{cm}^4)$	
圧縮	1 -UFLG	550	× 44	(SM520C-H)	242.0	-2.2	-532	1171	390
	1 -WEB	2423	× 18	(SM490Y)	436.1	121.2	52838	6401367	2133789
	-1 -WEB	164	× 18	(SM490Y)	-29.5	59.8	-1765	-105565	-662
引張	1 -LFLG	700	× 33	(SM490Y)	231.0	244.0	56352	13747180	210
$\Sigma =$						879.6	106893	20044154	2133728

断面積 $A_s = 879.6 \text{ cm}^2$

偏心率 $E_s = \Sigma AY / \Sigma A = 106893 / 879.6 = 121.5 \text{ cm}$

強軸の断面2次モーメント $I_y = \Sigma (AY^2 + I) - \Sigma A \times E_s^2$
 $= 20044154 + 2133728 - 879.6 \times 121.5^2$
 $= 9188025 \text{ cm}^4$

圧縮フランジ上縁位置 $Y_{sc} = -4.4 - 121.5 = -125.9 \text{ cm}$

引張フランジ下縁位置 $Y_{st} = 244.0 + 1.7 - 121.5 = 124.1 \text{ cm}$

圧縮フランジ弾性断面係数 $W_c = 9188025 / (-125.9) = -72979 \text{ cm}^3 \text{ (Weff)}$

引張フランジ弾性断面係数 $W_t = 9188025 / 124.1 = 74037 \text{ cm}^3$

はりの限界細長比パラメータ $\lambda_{b0} = 0.40$
 はりの初期不整係数 $\alpha_b = 0.25$

はりの細長比パラメータ $\lambda_b = \sqrt{(M_{nc} / ME)}$
 $= \sqrt{(25907.5 / 45525.8)}$
 $= 0.75$

曲げ基準耐力の特性値 $M_{nc} = M_{nc} \cdot f_{yk} / f_{yd}$
 $= 25907.5 \times 355 / 355$
 $= 25907.5 \text{ kN}\cdot\text{m}$

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

$$M_E = C_{b1} \pi^2 E I_z [C_{b2} h_t + C_{b3} \beta_z + \sqrt{\{(C_{b2} h_t + C_{b3} \beta_z)^2 + I_w / (\gamma I_z) (1 + L^2 G J / (\pi^2 E I_w))\}}] / L^2$$

$$= 1.132 \times 3.14^2 \times 20500000 \times 155446.9 \times [0.459 \times (-151.65) + 0.525 \times 1.1389$$

$$+ \sqrt{\{0.459 \times (-151.65) + 0.525 \times 1.1389\}^2 + 2244565380.49 / (0.983 \times 155446.9)}$$

$$\times (1 + 750^2 \times 7884620 \times 2871.3 / (3.14^2 \times 20500000 \times 2244565380.49))]$$

$$/ (750)^2 / 100000$$

$$= 45525.8 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

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

$$= 1 - 155446.9 / 9297588.6$$

$$= 0.983$$

等価モーメント係数 : $C_{b1} = 1.132$
 荷重条件による荷重作用位置の影響を補正する係数 : $C_{b2} = 0.459$
 荷重条件による非対称断面の影響を補正する係数 : $C_{b3} = 0.525$
 荷重作用位置とせん断中心の距離 : $h_t = -151.7 \text{ cm}$

断面の非対称性を示す量 : $\beta_z = 1.1389$

$$\beta_z = \{b_{fL} t_{fL} h_{w21} \cdot (b_{fL}^2 / 12 + h_{hw21}^2) + t_w (h_{hw21}^4 - h_{hw11}^4) / 4 - b_{fc} t_{fc} h_{hw11} (b_{fc}^2 / 12 + h_{hw11}^2)\} / (2 I_y)$$

$$= \{70 \times 3.3 \times 124 \times (70^2 / 12 + 124^2) + 1.8 \times (124^4 - 122^4) / 4$$

$$- 55 \times 4.4 \times 122 \times (55^2 / 12 + 122^2)\} / (2 \times 9297589)$$

$$= 1.1389$$

せん断弾性係数 : $G = E / \{2 \times (1 + \nu)\}$
 $= 205000 / \{2 \times (1 + 0.3)\}$
 $= 78846.2 \text{ N/mm}^2$

サンプナンねじり定数 : $J = 1/3 \cdot (b_{fc} t_{fc}^3 + h_w t_w^3 + b_{fL} t_{fL}^3)$
 $= 1/3 \times (55 \times 4.4^3 + 242.3 \times 1.8^3 + 70 \times 3.3^3)$
 $= 2871.3 \text{ cm}^4$

標準示方書 表-解 5.3.6
 支間中央断面なので4段目の係数を用いた。荷重作用位置は、正曲げモーメント範囲では上フランジ上縁負曲げモーメント範囲では下フランジ下縁とする。

座屈設計ガイドライン2005年版表9.3.1

デザインデータブック 8-6

そりねじり定数 : $I_w = I_{fc} \cdot I_{fl} \cdot (h_{w11} + h_{w21})^2 / (I_{fc} + I_{fl})$
 $= 61004 \times 94325 \times 246.15^2 / (61004 + 94325)$
 $= 2.2E+09 \text{ cm}^6$

せん断中心 $z_s = I_{fc} \cdot (h_{w11} + h_{w21}) / (I_{fc} + I_{fl})$
 (引張フランジ中心からの距離) $= 61004 \times 246.15 / (61004 + 94325)$
 $= 96.7 \text{ cm}$

(3) 引張によるはり断面の曲げ基準耐力 $M_{nt} = f_y d f \cdot W_t$
 $= 35500 \times 73731.9 / 100000$
 $= 26174.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$

ノンコンパクト断面の場合、引張側が降伏に達するときが決定ケースとなる場合があるため、今回は参考として掲載している。

(4) はり部材の設計曲げ耐力の照査

1) 圧縮による曲げ耐力

$$M_{rdc} = \begin{cases} M_{nc} / \gamma_b & (\lambda_b \leq \lambda_{b0}) \\ M_{nc} \cdot (\beta_b - \sqrt{(\beta_b^2 - 4\lambda_b^2)}) / (2\lambda_b^2 \cdot \gamma_b) & (\lambda_b > \lambda_{b0}) \end{cases}$$

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

$\lambda_b = 0.75 > \lambda_{b0} = 0.40$ によって

$$M_{rdc} = 25907.5 \times (1.65 - \sqrt{1.65^2 - 4 \times 0.75^2}) / (2 \times 0.75^2 \times 1)$$

$$= 22167.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\beta_b = 1 + 0.25 \times (0.75 - 0.4) + 0.75^2$$

$$= 1.65$$

2) 引張による曲げ耐力

$$M_{rdt} = M_{nt} / \gamma_b$$

$$= 26174.8 / 1$$

$$= 26174.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

3) 曲げ耐力の照査

$$M_{rd} = \text{Min}(M_{rdc}, M_{rdt})$$

$$= \text{Min}(22167.9, 26174.8)$$

$$= 22167.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\gamma_i \times M_{sd} / M_{rd}$$

$$= 1 \times 13546.3 / 22167.9 = 0.61 \leq 1.0$$

OK

6. 1. 5 せん断耐力の照査

せん断耐力は斜張力場理論に基づき算出する。

$$V_{rd} = (V_{cr} + V_t + V_f) / \gamma_b$$

$$\begin{aligned} (1) \text{ せん断座屈強度によって負担されるせん断力 } V_{cr} &= \tau_{cr} \cdot t_w \cdot h_w \\ &= 58.62 \times 2423 \times 18 / 1000 \\ &= 2556.7 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{せん断座屈強度} &: \begin{cases} = f_{vyd} & (\lambda_{sw} \leq 0.6) \\ = (1 - 0.614(\lambda_{sw} - 0.6))f_{vyd} & (0.6 < \lambda_{sw} \leq \sqrt{2}) \\ = f_{vyd} / \lambda_{sw}^2 & (\sqrt{2} < \lambda_{sw}) \end{cases} \\ \tau_{cr} &= 58.6 \text{ N/mm}^2 \quad (\sqrt{2} < \lambda_{sw}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{ウェブ座屈パラメータ: } \lambda_{sw} &= h_w \cdot \sqrt{\{12(1 - \nu^2) / (\pi^2 \cdot k_T)\}} \cdot \sqrt{(f_{vyd} / E)} / t_w \\ &= 2423 \times \sqrt{\{(12 \times (1 - 0.3^2)) / (\pi^2 \times 5.76)\}} \times \sqrt{(205 / 205000)} / 18 \\ &= 1.87 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{座屈係数} &: k_T \begin{cases} = 4.00 + 5.34 / \alpha_w^2 = 4.56 & (\alpha_w \leq 1.0) \\ = 5.34 + 4.00 / \alpha_w^2 = 5.76 & (\alpha_w > 1.0) \end{cases} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{ウェブパネルの縦横比: } \alpha_w &= L / h_w = 7500 / 2423 = 3.1 \\ k_T &= 5.76 \quad (\alpha_w > 1.0) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} (2) \text{ 斜張力場によって分担されるせん断力 } V_t & \\ V_t &= \sigma_t \cdot h_w \cdot t_w (\sin \theta \cos \theta - \alpha_c \sin^2 \theta) \\ &= 188 \times 2423 \times 18 \times (\sin 0.208 \times \cos 0.208 - 3 \times \sin^2 0.208) / 1000 \\ &= 607.8 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{斜張応力} &: \sigma_t = (1 - (\tau_{cr} / f_{vydw})^{0.6}) f_{ydw} \\ &= (1 - (58.62 / 205)^{0.6}) \times 355 \\ &= 188 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{斜張力場の傾斜角} &: \theta = 2 \tan^{-1}(1 / \alpha_w) / 3 \\ &= 2 \times \text{ATAN}(1 / 3.095) / 3 \\ &= 0.21 \text{ rad} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \alpha_c &= \alpha_w \{1 - (C_c - C_t) / L\} \\ &= 3.095 \times \{1 - (1618 - 1370) / 7500\} \\ &= 3.0 \end{aligned}$$

フランジ塑性ヒンジ位置 : $C_c = 2\sqrt{(M_{pfc}/\sigma_t t_w)/\sin\theta} \quad (0 \leq C_c \leq L/2)$
 $= 2 \times \sqrt{(94.5 \times 1000000/188/18)/\sin 0.208}$
 $= 1618 \text{ mm}$

$C_t = 2\sqrt{(M_{pft}/\sigma_t t_w)/\sin\theta} \quad (0 \leq C_t \leq L/2)$
 $= 2 \times \sqrt{(67.7 \times 1000000/188/18)/\sin 0.208}$
 $= 1370 \text{ mm}$

フランジの全塑性曲げモーメント

圧縮フランジ : $M_{pfc} = f_{ydfc} b_{fc} t_{fc}^2 / 4$
 $= 355 \times 550 \times 44^2 / 4000000$
 $= 94.5 \text{ kN}\cdot\text{m}$

引張フランジ : $M_{pft} = f_{ydfn} b_{ft} t_{ft}^2 / 4$
 $= 355 \times 700 \times 33^2 / 4000000$
 $= 67.7 \text{ kN}\cdot\text{m}$

(3) せん断耐力の照査

$V_{rd} = (V_{cr} + V_t) / \gamma_b$
 $= (2556.7 + 607.8) / 1$
 $= 3164.5 \text{ kN}$

$\gamma_i \times V_{sd} / V_{rd}$
 $= 1 \times 0.03 / 3164.5 = 0.0 \leq 1.0$ **OK**

プレートガーダーはせん断と同時に曲げを受けるので、フランジに曲げ応力が作用しているため、V_tが期待できない。よって、V_t=0とする。

6.1.6 合成応力度の照査

$\gamma_i^2 \{ (M_{sd}/M_{rd})^2 + (V_{sd}/V_{rd})^2 \} / 1.21$
 $= 1^2 \times \{ (13546.3/22167.9)^2 + (0.03/3164.5)^2 \} / 1.21$
 $= 0.31 \leq 1.0$ **OK**

6. 1. 7 ウェブの曲げとせん断相関弾性座屈の照査

次のChwalla (クバラ) の相関式を使って照査する。

$$(tw/hw)^2 \geq \nu_B \cdot \sigma_c / (425R)^2 \cdot \{ (1+\phi) / 4k_\sigma + \sqrt{ \{ (3-\phi) / 4k_\sigma \}^2 + (\eta / k_T)^2 } \}$$

道示Ⅱ
解10.4.5式も参照

ここに、

パネル上下縁の直応力比 : ϕ

$$\begin{aligned} \phi &= \sigma_1 / \sigma_c \\ &= 178.1 / (-179.1) \\ &= -0.9944 \end{aligned}$$

せん断応力と直応力の比 : η

$$\begin{aligned} \eta &= \tau / \sigma_c \\ &= 0.0007 / 179.1 \\ &= 4E-06 \end{aligned}$$

座屈安全係数 : ν_B

$$\begin{aligned} \nu_B &= 1.25 + (0.3 + 0.15\phi) e^{-4.3\eta} \quad (\geq 1.25) \\ &= \text{MAX}(1.25 + (0.3 + 0.15 \times (-0.9944)) \times \text{EXP}(-4.3 \times 0.000004), 1.25) \\ &= 1.4008 \end{aligned}$$

道示Ⅱの安全係数は後座屈強度が考慮されているため、座屈が許されない架設時の照査に適切しているかは、今後の課題である。

直応力度に対する座屈係数 : $k_\sigma = 23.9$

せん断応力度に対する座屈係数 : $k_T = 5.76$

腹板の幅厚比パラメータ : $Rw = 1.203$

ウェブの曲げとせん断相関弾性座屈の照査

$$\begin{aligned} &\nu_B \cdot \sigma_c / (425R)^2 \cdot \{ (1+\phi) / 4k_\sigma + \sqrt{ \{ (3-\phi) / 4k_\sigma \}^2 + (\eta / k_T)^2 } \} \\ &= 1.4008 \times 179.1 / (425 \times 1.203)^2 \times \{ (1+(-0.9944)) / 4 / 23.9 + \\ &\quad \text{SQRT} \{ \{ (3-(-0.9944)) / 4 / 23.9 \}^2 + (0.000004 / 5.76)^2 \} \} \\ &= 4E-05 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} (tw/hw)^2 &= (18/2423)^2 \\ &= 5.5E-05 \quad \geq \quad 4E-05 \end{aligned}$$

OK

6.2 中間支点(負曲げ最大)

6.2.1 計算条件と断面諸量

(1) 計算条件

- 着目断面 : P1 支点上
- 固定点間距離 : $L = 5500 \text{ mm}$
- 鋼材のヤング係数 : $E = 2.05E+05 \text{ N/mm}^2$
- 鋼材のポアソン比 : $\nu = 0.30$
- 鋼材の材料係数 : $\gamma_m = 1.00$
- 部材係数 : $\gamma_b = 1.00$
- 構造物係数 : $\gamma_i = 1.00$

断面形状 (mm)	幅	厚さ	材質	材料の 特性値 fyk	材料の 設計強度 fyd	せん断降伏 強度の特性 値 fvyk	せん断 設計強度 fvyd	
上フランジ:	550 ×	71	SM570-H	450	450.0	260	260	N/mm ²
腹板 :	2355 ×	25	SM570	450	450.0	260	260	N/mm ²
下フランジ:	700 ×	74	SM570-H	450	450.0	260	260	N/mm ²

部分係数は設計条件によるが、この設計例では1.0とする。

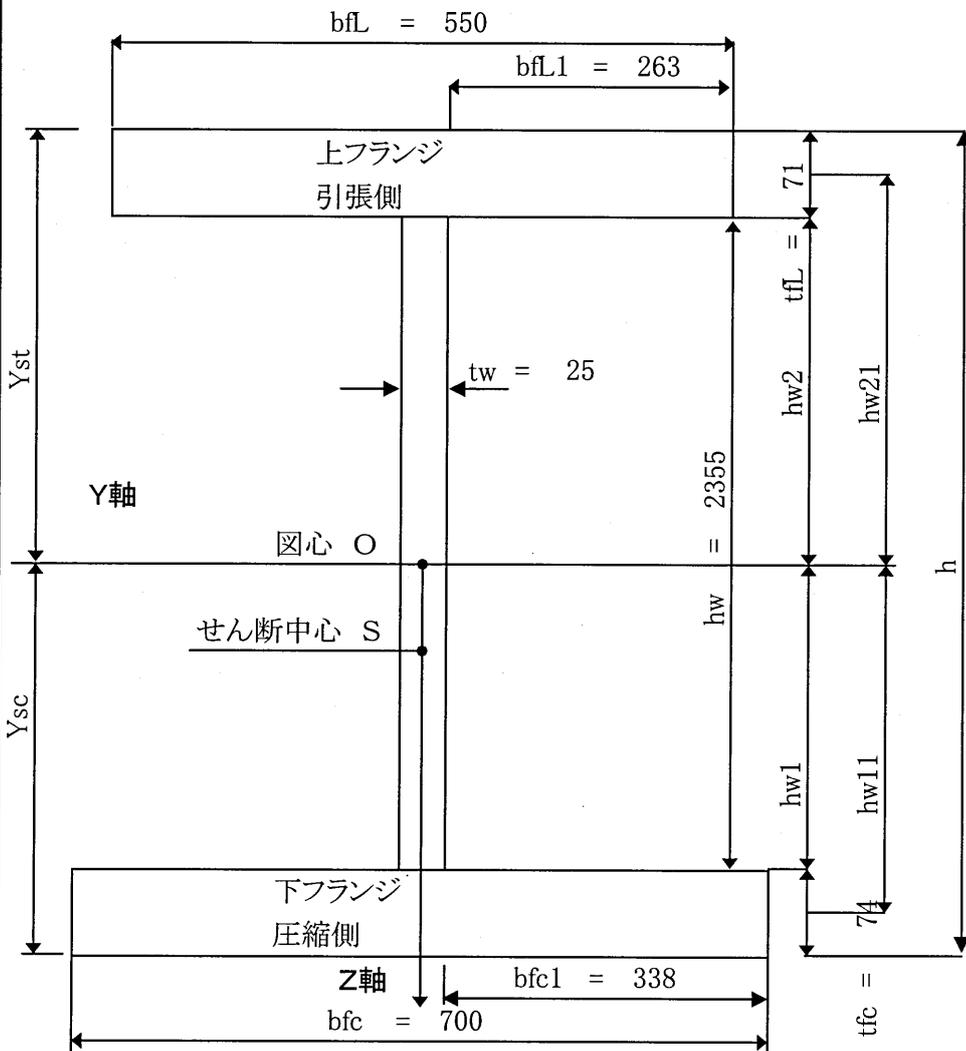


図 6-2 主桁諸元

(2) 断面諸量の算出				A(cm ²)	Y(cm)	AY(cm ³)	AY ² (cm ⁴)	I(cm ⁴)
引張	1-UFLG	550 × 71	(SM570-H)	390.5	121.3	47368	5745696	1640
	1-WEB	2355 × 25	(SM570)	588.8				2721019
圧縮	1-LFLG	700 × 74	(SM570-H)	518.0	-121.5	-62911	7640553	2364
				$\Sigma = 1497.3$		-15543	13386249	2725023
断面積				$A_s = 1497.3 \text{ cm}^2$				
偏心量				$E_s = \Sigma AY / \Sigma A = -15543 / 1497.3 = -10.4 \text{ cm}$				
強軸の断面2次モーメント				$I_y = \Sigma (AY^2 + I) - \Sigma A \times E_s^2$ $= 13386249 + 2725023 - 1497.3 \times (-10.4)^2$ $= 15949916 \text{ cm}^4$				
圧縮フランジ上縁位置				$Y_{sc} = -121.5 - 3.7 - (-10.4)$ $= -114.8 \text{ cm}$				
引張フランジ下縁位置				$Y_{st} = 121.3 + 3.6 - (-10.4)$ $= 135.2 \text{ cm}$				
圧縮フランジ弾性断面係数				$W_c = 15949916 / (-114.8) = -138937 \text{ cm}^3$				
引張フランジ弾性断面係数				$W_t = 15949916 / 135.2 = 117973 \text{ cm}^3$				
弱軸の断面2次モーメント				$I_z = 211517 + 306.6 + 98439$ $= 310262 \text{ cm}^4$				
				$h_{w1} = 107.4 \text{ cm}$				
				$h_{w2} = 128.1 \text{ cm}$				
回転半径				$\gamma_1 = \sqrt{I_z / A_s}$ $= \sqrt{310261.8 / 1497.3}$ $= 14.4 \text{ cm}$				

6. 2. 2 設計断面力 (架設時耐力照査)

設計曲げモーメント $1.7 \times M_d / 1.25 = 1.7 \times -19323 / 1.25 = -26279 \text{ kN}\cdot\text{m}$

設計せん断力 $1.7 \times V_d / 1.25 = 1.7 \times 1854 / 1.25 = 2522 \text{ kN}$

架設時の割増し
1.25を考慮する

6. 2. 3 断面の分類

(1) 圧縮フランジの幅厚比

圧縮フランジ降伏応力の特性値 $f_{ykfc} = 450 \text{ N/mm}^2$ (SM570-H)

圧縮フランジの自由突出幅 $b_{fc1} = (700 - 25) / 2 = 338 \text{ mm}$

圧縮フランジの幅厚比 $b_{fc1} / t_{fc} = 338 / 74 = 4.6 \leq 7.9 = 0.37\sqrt{E/f_{ykfc}} = 0.37 \times \sqrt{(2.05E+05/450)}$

(2) ウェブの幅厚比

ウェブ降伏応力の特性値 $f_{ykw} = 450 \text{ N/mm}^2$ (SM570)

コンパクト断面の最大幅厚比

塑性中立軸位置 $Z_{plc} = 922.0 \text{ mm}$ (圧縮側ウェブトップからの距離)

ウェブ純高に対する圧縮領域の割合 (Z_{plc}/h_w)

$\alpha = 0.392$

最大幅厚比 $= 1.9 \times \sqrt{(2.05E+05/450)} / 0.392 = 103.5$

ノンコンパクト断面の最大幅厚比

弾性中立軸位置 $Y_{sc} = 1074.0 \text{ mm}$

ウェブ純高に対する圧縮領域の割合

$\alpha = 0.456 = 2.1 \times \sqrt{(2.05E+05/450)} / 0.456$

最大幅厚比 $= 98.3$

腹板の幅厚比 $h_w / t_w = 2355 / 25 = 94.2 \leq 103.5$

(1)から(2)より、コンパクト断面と判定する。

ウェブ最大幅厚比には標準示方書の表-解5.3.3に示される純高に対する圧縮領域の割合を考慮する

コンパクト断面の最大幅厚比の方がノンコンパクト断面の最大幅厚比より大きい、圧縮領域に対する幅厚比はコンパクト断面の方が小さい。また、断面幅厚比は両者ともに満たしているため、ここではコンパクト断面と判定している。

標準示方書 5.3.3.2による

6. 2. 4 曲げ耐力の照査

圧縮による曲げ耐力

$$M_{rdc} = \begin{cases} M_{nc} / \gamma_b & (\lambda_b \leq \lambda_{b0}) \\ M_{nc} \cdot (\beta b - \sqrt{(\beta b)^2 - 4 \lambda_b^2}) / (2 \lambda_b^2 \cdot \gamma_b) & (\lambda_b > \lambda_{b0}) \end{cases}$$

引張による曲げ耐力 $M_{rdt} = M_{nt} / \gamma_b$

はりの曲げ耐力 $M_{rd} = \text{Min}(M_{rdc}, M_{rdt})$

ここでは、全塑性曲げ耐力による安全性照査を行っているが、コンパクト断面であるため、6.2.8に示すとおり、別途に架設時の降伏に対する照査が必要である。

(1) 圧縮によるはり断面の曲げ基準耐力 $M_{nc} = 64494 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$$M_{nc} = \begin{cases} f_{ydf} \cdot Z & \text{コンパクト断面} \\ f_{ydf} \cdot W_c & \text{ノンコンパクト断面} \\ f_{ydf} \cdot W_{eff} & \text{スレンダー断面} \end{cases}$$

コンパクト断面であるため $M_{nc} = f_{ydf} \cdot Z$
 $= 45000 \times 143318.9 / 100000 = 64493.5 \text{ kN}\cdot\text{m}$

塑性断面定数の算出

ウェブと圧縮フランジの
降伏応力比 $\alpha 1 = f_{yw}/f_{yc}$
 $= 450/450$
 $= 1.000$

引張フランジと圧縮フランジの降伏応力比

$$\alpha 2 = f_{yt}/f_{yc} = 450/450 = 1.0$$

中立軸の高さ

$$Z_n = hw/2 + (A_{fc} \cdot f_{yc} - A_{fl} \cdot f_{yfl}) / (2 \cdot f_{yw} \cdot t_w)$$

$$= 235.5/2 + (518 \times 450 - 390.5 \times 450) / (2 \times 450 \times 2.5)$$

$$= 143.3 \text{ cm}$$

塑性断面定数

$$Z = A_{fc} \cdot (hw - Z_n + t_{fc}/2) + \alpha 1 A_w \{ hw - 2 \cdot Z_n (1 - Z_n/hw) \} / 2 + \alpha 2 A_{fl} (Z_n + t_{fl}/2)$$

$$= 518 \times (235.5 - 143.3 + 7.4/2) + 1 \times 588.8 \times \{ 235.5 - 2 \times 143.3 \times (1 - 143.3/235.5) \} / 2 + 1 \times 390.5 \times (143.3 + 7.1/2)$$

$$= 143319 \text{ cm}^3$$

はりの限界細長比パラメータ	$\lambda_{b0} = 0.40$	
はりの初期不整係数	$\alpha_b = 0.25$	
はりの細長比パラメータ	$\lambda_b = \sqrt{(Mnc_ / ME)}$ $= \sqrt{(64493.5 / 234272.5)}$ $= 0.52$	
曲げ基準耐力の特性値	$Mnc_ = Mnc \cdot fyk / fyd$ $= 64493.5 \times 450 / 450$ $= 64493.5 \quad \text{kN} \cdot \text{m}$	
(2) 面外変形に対して両端単純支持はりの弾性横ねじり座屈モーメント M_E		
$M_E = C_{b1} \pi^2 EI_z [C_{b2} h_t + C_{b3} \beta_z + \sqrt{\{(C_{b2} h_t + C_{b3} \beta_z)^2 + I_w / (\gamma I_z) (1 + L^2 GJ / (\pi^2 EI_w))\}}] / L^2$ $= 1.365 \times 3.14^2 \times 20500000 \times 310261.8 \times [0.553 \times (-80.75) + 0.406 \times 8.2334$ $+ \sqrt{\{0.553 \times (-80.75) + 0.406 \times 8.2334\}^2 + 3958502293.293 / (0.981 \times 310261.8)}$ $\times (1 + 550^2 \times 7884620 \times 17243.5 / (3.14^2 \times 20500000 \times 3958502293.293))]$ $/ (550^2 / 100000)$ $= 234273 \quad \text{kN} \cdot \text{m}$		
$\gamma = 1 - I_z / I_y$ $= 1 - 310261.8 / 15949915.7$ $= 0.981$		
等価モーメント係数	: $C_{b1} = 1.365$	標準示方書 表-解 5.3.6による。中間支点上断面なので1段目の係数を用いた。荷重作用位置は、正曲げモーメント範囲では上フランジ上縁負曲げモーメント範囲では下フランジ下縁とする。
荷重条件による荷重作用位置の影響を補正する係数	: $C_{b2} = 0.553$	
荷重条件による非対称断面の影響を補正する係数	: $C_{b3} = 0.406$	
荷重作用位置とせん断中心の距離	: $h_t = -80.8 \quad \text{cm}$	
断面の非対称性を示す量	: $\beta_z = 8.2334$	座屈設計ガイドライン2005年版表9.3.1による。
$\beta_z = \{b_{fl} t_{fl} h_{w21} \cdot (b_{fl}^2 / 12 + h_{hw21}^2) + t_w (h_{hw21}^4 - h_{hw11}^4) / 4 - b_{fc} t_{fc} h_{hw11} (b_{fc}^2 / 12 + h_{hw11}^2)\} / (2I_y)$ $= \{55 \times 7.1 \times 132 \times (55^2 / 12 + 132^2) + 2.5 \times (132^4 - 111^4) / 4$ $- 70 \times 7.4 \times 111 \times (70^2 / 12 + 111^2)\} / (2 \times 15949916)$ $= 8.2334$		
せん断弾性係数	: $G = E / \{2 \times (1 + \nu)\}$	デザインデータブック 8-6による
$= 205000 / \{2 \times (1 + 0.3)\}$ $= 78846.2 \quad \text{N/mm}^2$		
サンブナンねじり定数	: $J = 1/3 \cdot (b_{fc} t_{fc}^3 + h_w t_w^3 + b_{fl} t_{fl}^3)$	
$= 1/3 \times (70 \times 7.4^3 + 235.5 \times 2.5^3 + 55 \times 7.1^3)$ $= 17243.5 \quad \text{cm}^4$		

そりねじり定数 : $I_w = I_{fc} \cdot I_{fl} \cdot (h_{w11} + h_{w21})^2 / (I_{fc} + I_{fl})$
 $= 211517 \times 98439 \times 242.75^2 / (211517 + 98439)$
 $= 4E+09 \text{ cm}^6$

せん断中心 $z_s = I_{fc} \cdot (h_{w11} + h_{w21}) / (I_{fc} + I_{fl})$
 (引張フランジ中心からの距離) $= 211517 \times 242.75 / (211517 + 98439)$
 $= 165.7 \text{ cm}$

(3) 引張によるはり断面の曲げ基準耐力 $M_{nt} = M_{nc} = 64493.5 \text{ kN}\cdot\text{m}$

引張側の曲げ耐力も考慮する。

(4) はり部材の設計曲げ耐力の照査

1) 圧縮による曲げ耐力

$$M_{rdc} = \begin{cases} M_{nc} / \gamma_b & (\lambda_b \leq \lambda_{b0}) \\ M_{nc} \cdot (\beta_b - \sqrt{\beta_b^2 - 4 \lambda_b^2}) / (2 \lambda_b^2 \cdot \gamma_b) & (\lambda_b > \lambda_{b0}) \end{cases}$$

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

$\lambda_b = 0.52 > \lambda_{b0} = 0.40$ によって

$$M_{rdc} = 64493.5 \times (1.3 - \sqrt{1.3^2 - 4 \times 0.52^2}) / (2 \times 0.52^2 \times 1)$$

$$= 62013 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\beta_b = 1 + 0.25 \times (0.52 - 0.4) + 0.52^2$$

$$= 1.3$$

2) 引張による曲げ耐力

$$M_{rdt} = M_{nt} / \gamma_b$$

$$= 64493.5 / 1.0$$

$$= 64493.5 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

3) 曲げ耐力の照査

$$M_{rd} = \text{Min}(M_{rdc}, M_{rdt})$$

$$= \text{Min}(62013, 64493.5)$$

$$= 62013 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\gamma_i \times M_{sd} / M_{rd}$$

$$= 1.0 \times 26279 / 62013 = 0.42 \leq 1.0$$

OK

断面耐力 M_{rd} は、圧縮による曲げ耐力 M_{rdc} と、引張による曲げ耐力 M_{rdt} の小さい方を採用する。

6. 2. 5 せん断耐力の照査

せん断耐力は斜張力場理論に基づき算出する。

$$V_{rd} = (V_{cr} + V_t + V_p) / \gamma_b$$

$$\begin{aligned} (1) \text{ せん断座屈強度によって負担されるせん断力 } V_{cr} &= \tau_{cr} \cdot t_w \cdot h_w \\ &= 127.3 \times 2355 \times 25 / 1000 \\ &= 7494.8 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{せん断座屈強度} &: \tau_{cr} \begin{cases} = f_{vyd} & (\lambda_{sw} \leq 0.6) \\ = (1 - 0.614(\lambda_{sw} - 0.6))f_{vyd} & (0.6 < \lambda_{sw} \leq \sqrt{2}) \\ = f_{vyd} / \lambda_{sw}^2 & (\sqrt{2} < \lambda_{sw}) \end{cases} \\ \tau_{cr} &= 127.3 \text{ N/mm}^2 \quad (\sqrt{2} < \lambda_{sw}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{ウェブ座屈パラメータ: } \lambda_{sw} &= h_w \cdot \sqrt{\{12(1 - \nu^2) / (\pi^2 \cdot k_T)\}} \cdot \sqrt{(f_{vyd} / E)} / t_w \\ &= 2355 \times \sqrt{\{(12 \times (1 - 0.3^2)) / (\pi^2 \times 6.1)\}} \times \sqrt{(260 / 205000)} / 25 \\ &= 1.43 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{座屈係数} &: k_T \begin{cases} = 4.00 + 5.34 / \alpha_w^2 = 5.01 & (\alpha_w \leq 1.0) \\ = 5.34 + 4.00 / \alpha_w^2 = 6.1 & (\alpha_w > 1.0) \end{cases} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{ウェブパネルの縦横比: } \alpha_w &= L / h_w = 5500 / 2355 = 2.3 \\ k_T &= 6.1 \quad (\alpha_w > 1.0) \end{aligned}$$

(2) 斜張力場によって分担されるせん断力 V_t

$$\begin{aligned} V_t &= \sigma_t \cdot h_w \cdot t_w (\sin \theta \cos \theta - \alpha_c \sin^2 \theta) \\ &= 157 \times 2355 \times 25 \times (\sin 0.273 \times \cos 0.273 - 2.1 \times \sin^2 0.273) / 1000 \\ &= 988.8 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{斜張応力} &: \sigma_t = (1 - (\tau_{cr} / f_{vydw})^{0.6}) f_{ydw} \\ &= (1 - (127.3 / 260)^{0.6}) \times 450 \\ &= 157 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{斜張力場の傾斜角} &: \theta = 2 \tan^{-1}(1 / \alpha_w) / 3 \\ &= 2 \times \text{ATAN}(1 / 2.3) / 3 \\ &= 0.27 \text{ rad} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \alpha_c &= \alpha_w \{1 - (C_c - C_t) / L\} \\ &= 2.3 \times \{1 - (2459 - 2091) / 5500\} \\ &= 2.1 \end{aligned}$$

フランジ塑性ヒンジ位置 : $C_c = 2\sqrt{(M_{pfc} / \sigma_t t_w) / \sin \theta} \quad (0 \leq C_c \leq L/2)$
 $= 2 \times \sqrt{(431.2 \times 1000000 / 157 / 25) / \sin 0.273}$
 $= 2459 \text{ mm}$

$C_t = 2\sqrt{(M_{pft} / \sigma_t t_w) / \sin \theta} \quad (0 \leq C_t \leq L/2)$
 $= 2 \times \sqrt{(311.9 \times 1000000 / 157 / 25) / \sin 0.273}$
 $= 2091 \text{ mm}$

フランジの全塑性曲げモーメント

圧縮フランジ : $M_{pfc} = f_{ydfc} b_{fc} t_{fc}^2 / 4$
 $= 450 \times 700 \times 74^2 / 4000000$
 $= 431.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$

引張フランジ : $M_{pft} = f_{ydfn} b_{ft} t_{ft}^2 / 4$
 $= 450 \times 550 \times 71^2 / 4000000$
 $= 311.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$

(3) せん断耐力の照査

$V_{rd} = (V_{cr} + V_t) / \gamma_b$
 $= (7494.8 + 988.8) / 1$
 $= 8483.6 \text{ kN}$

$\gamma_i \times V_{sd} / V_{rd}$
 $= 1.0 \times 2522 / 8484 = 0.30 \leq 1.0$ **OK**

プレートガーダーはせん断と同時に曲げを受けるので、フランジに曲げ応力が作用しているため、Vが期待できない。よって、Vf=0とする。

6.2.6 合成応力度の照査

$\gamma_i^2 \{ (M_{sd} / M_{rd})^2 + (V_{sd} / V_{rd})^2 \} / 1.21$
 $= 1.0^2 \times \{ (-26279 / 62013)^2 + (2522 / 8484)^2 \} / 1.21$
 $= 0.22 \leq 1.0$ **OK**

6. 2. 7 ウェブの曲げとせん断相関弾性座屈の照査

次のChwalla(クバラ)の相関式を使って照査する。

$$(tw/hw)^2 \geq \nu_B \cdot \sigma_c / (425R)^2 \cdot \left[(1+\phi) / 4k_\sigma + \sqrt{\left\{ \left((3-\phi) / 4k_\sigma \right)^2 + (\eta / k_T)^2 \right\}} \right]$$

ここに、

パネル上下縁の直応力比 : ϕ

$$\begin{aligned} \phi &= \sigma_1 / \sigma_c \\ &= -211.1 / 177.0 \\ &= -1.1927 \end{aligned}$$

せん断応力と直応力の比 : η

$$\begin{aligned} \eta &= \tau / \sigma_c \\ &= 42.8 / 177.0 \\ &= 0.242004 \end{aligned}$$

座屈安全係数 : ν_B

$$\begin{aligned} \nu_B &= 1.25 + (0.3 + 0.15\phi) e^{-4.3\eta} \quad (\geq 1.25) \\ &= \text{MAX}(1.25 + (0.3 + 0.15 \times (-1.1927)) \times \text{EXP}(-4.3 \times 0.242004), 1.25) \\ &= 1.2928 \end{aligned}$$

直応力度に対する座屈係数 : $k_\sigma = 23.9$

せん断応力度に対する座屈係数 : $k_T = 6.1$

腹板の幅厚比パラメータ : Rw

$$\begin{aligned} Rw &= 1.05 \times 2355 / 25 \times \sqrt{450 / (23.9 \times 205000)} \\ &= 0.9480 \end{aligned}$$

ウェブの曲げとせん断相関弾性座屈の照査

$$\begin{aligned} &\nu_B \cdot \sigma_c / (425R)^2 \cdot \left[(1+\phi) / 4k_\sigma + \sqrt{\left\{ \left((3-\phi) / 4k_\sigma \right)^2 + (\eta / k_T)^2 \right\}} \right] \\ &= 1.2928 \times 177.0 / (425 \times 0.948)^2 \times \left[(1 + (-1.1927)) / 4 / 23.9 + \right. \\ &\quad \left. \text{SQRT}\left\{ \left((3 - (-1.1927)) / 4 / 23.9 \right)^2 + (0.242004 / 6.1)^2 \right\} \right] \\ &= 8.1E-05 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} (tw/hw)^2 &= (25/2355)^2 \\ &= 1.1E-04 \quad \geq \quad 8.1E-05 \end{aligned}$$

OK

標準示方書に規定はないが本設計例では参考として示す。

道示Ⅱ
解10.4.5式も参照

道示Ⅱの安全係数は後座屈強度が考慮されているため、座屈が許されない架設時の照査に適切しているかは、今後の課題である。

6. 2. 8 架設時の断面降伏に対する照査

(1) 架設時の降伏照査断面力

設計曲げモーメント $M_{yd} = -19323 \text{ kN}\cdot\text{m}$

設計せん断力 $V_{yd} = 1854 \text{ kN}$

(2) 降伏曲げ耐力

圧縮による降伏曲げ耐力

$$M_{ryc} = \begin{cases} M_{nyc} / \gamma_b & (\lambda_b \leq \lambda_{b0}) \\ M_{nyc} \cdot (\beta_b - \sqrt{(\beta_b^2 - 4\lambda_b^2)}) / (2\lambda_b^2 \cdot \gamma_b) & (\lambda_b > \lambda_{b0}) \end{cases}$$

引張による降伏曲げ耐力

$M_{ryt} = M_{nyt} / \gamma_b$

はりの降伏曲げ耐力

$M_{ry} = \text{Min}(M_{ryc}, M_{ryt})$

1) 圧縮によるはり断面の降伏曲げ基準耐力 $M_{nyc} = 62521 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$$M_{nyc} = \begin{cases} f_{ydf} \cdot W_c & \text{コンパクト断面} \\ f_{ydf} \cdot W_c & \text{ノンコンパクト断面} \\ f_{ydf} \cdot W_{eff} & \text{スレンダー断面} \end{cases}$$

コンパクト断面であるため $M_{nyc} = f_{ydf} \cdot W_c = 45000 \times 138936.5 / 100000 = 62521.4 \text{ kN}\cdot\text{m}$

はりの限界細長比パラメータ $\lambda_{b0} = 0.40$

はりの初期不整係数 $\alpha_b = 0.25$

はりの細長比パラメータ $\lambda_b = \sqrt{(M_{nyc} / ME)} = \sqrt{(62521.4 / 234272.5)} = 0.517$

曲げ基準耐力の特性値 $M_{nyc_} = M_{nyc} \cdot f_{yk} / f_{yd} = 62521.4 \times 450 / 450 = 62521.4 \text{ kN}\cdot\text{m}$

ここでは架設時の断面が降伏に対して安全であることを照査する。

架設時割増係数=1.25と、安全性に対する限界状態を考慮する係数=1.7は考慮しない。

安全性の照査と同様の計算方法での照査を行う

ここでは、架設時の降伏に対す照査を行うので、弾性限となる降伏曲げ基準耐力を求めている。

弾性範囲の降伏曲げ基準耐力であるため、圧縮フランジの断面係数 W_c から降伏曲げ基準耐力を求めている。

<p>2) 引張によるはり断面の降伏曲げ基準耐力</p> $M_{nyt} = f_y d_f \cdot W_t$ $= 45000 \times 117972.7 / 100000$ $= 53087.7 \text{ kN}\cdot\text{m}$ <p>3) はり部材の降伏曲げ耐力の照査</p> <p>3-1) 圧縮による降伏曲げ耐力</p> $M_{ryc} = \begin{cases} M_{nyc} / \gamma_b & (\lambda_b \leq \lambda_{b0}) \\ M_{nyc} \cdot (\beta_b - \sqrt{\beta_b^2 - 4\lambda_b^2}) / (2\lambda_b^2 \cdot \gamma_b) & (\lambda_b > \lambda_{b0}) \end{cases}$ $\beta_b = 1 + \alpha_b \cdot (\lambda_b - \lambda_{b0}) + \lambda_b^2$ $\lambda_b = 0.517 > \lambda_{b0} = 0.40 \text{ によって}$ $M_{ryc} = 62521.4 \times (1.3 - \sqrt{1.3^2 - 4 \times 0.517^2}) / (2 \times 0.517^2 \times 1)$ $= 59888.2 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $\beta_b = 1 + 0.25 \times (0.517 - 0.4) + 0.517^2$ $= 1.30$ <p>3-2) 引張による降伏曲げ耐力</p> $M_{ryt} = M_{nyt} / \gamma_b$ $= 53087.7 / 1$ $= 53087.7 \text{ kN}\cdot\text{m}$ <p>3-3) 降伏曲げ耐力の照査</p> $M_{ry} = \text{Min}(M_{ryc}, M_{ryt})$ $= \text{Min}(59888.2, 53087.7)$ $= 53087.7 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $\gamma_i \times M_{yd} / M_{ry}$ $= 1.0 \times 19323 / 53088 = 0.36 \leq 1.0$	<p>弾性範囲の降伏曲げ基準耐力であるため、引張フランジの断面係数 W_t から降伏曲げ基準耐力を求めている。</p> <p>引張縁の降伏曲げ耐力で、けたの降伏曲げ耐力が決定している。</p>
---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	---------------------------------------------------------------------------------------------------------------

OK

(3)降伏せん断耐力

1)降伏せん断耐力Vf

$$f_{ydw} = f_{yd} / \sqrt{3} / \gamma_b = 450 / \sqrt{3} / 1 = 260 \text{ N/mm}^2$$

$$V_y = f_{ydw} \cdot A_w = 260 \times 588.8 / 10 = 15297 \text{ kN}$$

2)降伏せん断耐力の照査

$$\gamma_i \times V_{yd} / V_y$$

$$= 1.0 \times 1854 / 15297 = 0.12 \leq 1.0$$

OK

(4)合成応力度の照査

$$\gamma_i^2 \{ (M_{yd} / M_{ry})^2 + (V_{yd} / V_y)^2 \} / 1.21 \leq 1.0$$

$$= 1^2 \times \{ (-19323 / 53088)^2 + (1854 / 15297)^2 \} / 1.21$$

$$= 0.12 \leq 1.0$$

OK

第7章 終局限界状態の断面計算

7.1 支間中央(正曲げ最大部)

7.1.1 床版の有効幅

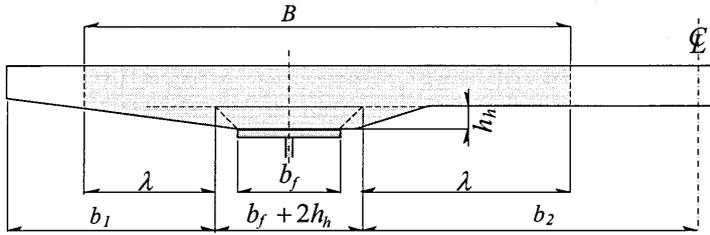


図7-1 有効幅

床版の有効幅は道示に従う。

$$b_f + 2 \times h_n = 550 + 2 \times 120 = 790 \text{ mm}$$

$$b_1 = 2575 - 790 / 2 = 2180 \text{ mm}$$

$$b_2 = 6000 / 2 - 790 / 2 = 2605 \text{ mm}$$

等価支間長:

$$\begin{aligned} l &= 0.8 \times L \\ &= 0.8 \times 50.0 = 40.0 \text{ m} \end{aligned}$$

$$b_1/l = 2180 / 40000 = 0.055 \quad (0.05 < b/l < 0.3)$$

$$\begin{aligned} \therefore \lambda_1 &= \{1.1 - 2(b_1/l)\} \times b_1 \\ &= (1.1 - 2 \times 0.05) \times 2180 = 2160 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$b_2/l = 2605 / 40000 = 0.065 \quad (0.05 < b/l < 0.3)$$

$$\begin{aligned} \therefore \lambda_2 &= \{1.1 - 2(b_2/l)\} \times b_2 \\ &= (1.1 - 2 \times 0.07) \times 2605 = 2526 \text{ mm} \end{aligned}$$

有効幅

$$B = \lambda_1 + \lambda_2 + \varepsilon = 2160 + 2526 + 790 = 5477 \text{ mm}$$

道示11.2.4参照。

標準示方書15.7によると、非弾性状態の照査の場合、弾性状態を想定している道示より広い有効幅を取ることができる。しかし、ここでは便宜上道示に従うこととした。

7. 1. 2 断面諸元

(1)設計条件

i)床版

床版有効幅 $B = 5477 \text{ mm}$
 床版厚 $t_s = 320 \text{ mm}$
 ハンチ高 $h_h = 120 \text{ mm}$
 コンクリート設計強度 $f'_{cd} = 40 \text{ N/mm}^2$

ii)鋼桁

	材質	降伏応力度 $f_y(\text{N/mm}^2)$
上フランジ	SM520C-H	355
ウェブ	SM490Y	355
下フランジ	SM490Y	355

ヤング係数 $E = 2.05\text{E}+05 \text{ N/mm}^2$

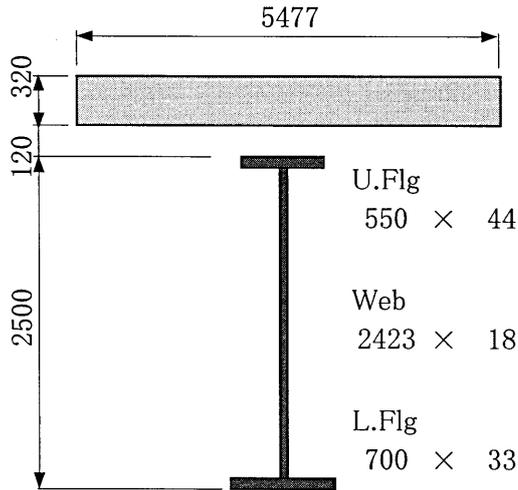


図7-2 主桁諸元

iii)部分係数

構造物係数 $\gamma_i = 1.0$
 部材係数 $\gamma_b = 1.0$
 材料係数 $\gamma_m = 1.0$

(2)全塑性曲げモーメントの計算

		$A(\text{mm}^2)$	$y(\text{mm})$	$\sigma(\text{N/mm}^2)$	$P(\text{kN})$	$M_r(\text{kN}\cdot\text{m})$	
1	slab 上	5477×173	949249	-86.66	34	-32274	2797
1	slab 下	5477×147	803256	73.34	0	0	0
1	U.flg	550×44	24200	288.67	355	8591	2480
1	Web	2423×18	43614	1522.17	355	15483	23568
1	L.Flг	700×33	23100	2750.17	355	8201	22553
					1843419	0	51398

全塑性曲げモーメント $M_{pl} = 51398 \text{ kN}\cdot\text{m}$
 ウェブ圧縮高さ $D_{cp} = 0 \text{ mm}$ (中立軸は床版内にある)
 床版上縁から塑性中立軸 $x_{pl} = N_s / (0.85 \times f_{sc} \times B)$
 $= 32274 \times 10^3 / (0.85 \times 40 \times 5477)$
 $= 173 \text{ mm}$

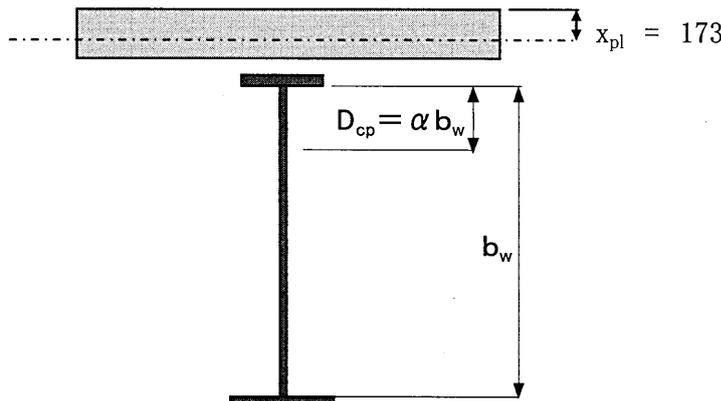


図7-3 中立軸位置

ヤング率は、標準示方書3.4.2に従う。

部分係数は設計条件によるが、この設計例では1.0とする。

床版の引張軸力は無視する。

(3)降伏モーメントの計算

i)断面性能

【鋼桁断面】

			A(cm ²)	y(cm)	Ay(cm ³)	I ₀ (cm ⁴)
1	U.flg	550 × 44	242.0	-123.4	-29851	3682474
1	Web	2423 × 18	436.1			2133789
1	L.Flг	700 × 33	231.0	122.8	28367	3483653
Σ			909.1		-1484	9299916

$$\delta = Ay/A = -1484 / 909.1 = -1.6 \text{ cm}$$

$$I_s = \Sigma I_0 - A \cdot \delta^2 = 9297494 \text{ cm}^4$$

$$y_{su} = -123.9 \text{ cm} \quad (\text{中立軸} \sim \text{上フランジ} \text{ 上端})$$

$$y_{sl} = 126.1 \text{ cm} \quad (\text{中立軸} \sim \text{下フランジ} \text{ 下端})$$

【合成断面】 (n= 7)

			A(cm ²)	y(cm)	Ay(cm ³)	I ₀ (cm ⁴)
1	slab	5477 × 320	2503.6	-153.6	-384425	59242026
1	steel		909.1	-1.6	-1484	9299916
Σ			3412.7		-385908	68541942

$$\delta = Ay/A = -385908 / 3412.7 = -113.1 \text{ cm}$$

$$I_v = \Sigma I_0 - A \cdot \delta^2 = 24903622 \text{ cm}^4$$

$$y_{cu} = -56.5 \text{ cm} \quad (\text{中立軸} \sim \text{床版上縁})$$

$$y_{cl} = -24.5 \text{ cm} \quad (\text{中立軸} \sim \text{床版下縁})$$

$$y_{vsu} = -12.5 \text{ cm} \quad (\text{中立軸} \sim \text{上フランジ} \text{ 上端})$$

$$y_{vsl} = 237.5 \text{ cm} \quad (\text{中立軸} \sim \text{下フランジ} \text{ 下端})$$

ii)降伏モーメントの計算

$$\frac{M_{D1}}{W_{NC}} + \frac{M_{D2}}{W_{LT}} + \frac{M_{AD}}{W_{ST}} = F_y$$

$$M_y = M_{D1} + M_{D2} + M_{AD}$$

ここで、

M_{D1} : 合成前死荷重による曲げモーメント

M_{D2} : 合成後死荷重による曲げモーメント

M_{AD} : 降伏曲げモーメントに達するための付加モーメント

W_{NC} : 鋼桁断面の断面係数

W_{LT} : 合成断面の断面係数 = W_{ST}

F_y : 降伏応力度 = 355 N/mm²

M_y : 降伏曲げモーメント

$$M_{D1} = 1.0 \times 9961 = 9961 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{D2} = 1.0 \times 2282 = 2282 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

AASHTOでは W_{LT} のヤング係数比を"3n"としている。

下フランジ:

$$\frac{M_{D1}}{W_{NC}} = \frac{9961 \times 10^6}{73742 \times 10^3} = 135 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{M_{D2}}{W_{LT}} = \frac{2282 \times 10^6}{104844 \times 10^3} = 22 \text{ N/mm}^2$$

$$W_{NC} = I_s / y_{sl} = 9297494 / 126.1 = 73742 \text{ cm}^3$$

$$W_{LT} = I_v / y_{vsl} = 2.5E+07 / 237.5 = 104844 \text{ cm}^3$$

$$\begin{aligned} M_{AD} &= \left(F_y - \frac{M_{D1}}{W_{NC}} - \frac{M_{D2}}{W_{LT}} \right) \times W_{ST} \\ &= (355 - 135 - 22) \times 104844 \times 10^3 \\ &= 2.078E+10 \text{ N}\cdot\text{mm} \\ &= 20775 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{ybot} &= M_{D1} + M_{D2} + M_{AD} \\ &= 9961 + 2282 + 20775 = 33018 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

上フランジ:

$$\frac{M_{D1}}{W_{NC}} = \frac{9961 \times 10^6}{75030 \times 10^3} = 133 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{M_{D2}}{W_{LT}} = \frac{2282 \times 10^6}{1996998 \times 10^3} = 1 \text{ N/mm}^2$$

$$W_{NC} = I_s / y_{su} = 9297494 / 123.9 = 75030 \text{ cm}^3$$

$$W_{LT} = I_v / y_{vsu} = 24903622 / 12.5 = 1996998 \text{ cm}^3$$

$$\begin{aligned} M_{AD} &= \left(f_y - \frac{M_{D1}}{W_{NC}} - \frac{M_{D2}}{W_{LT}} \right) \times W_{ST} \\ &= (355 - 133 - 1) \times 1996998 \times 10^3 \\ &= 4.415E+11 \text{ N}\cdot\text{mm} \\ &= 441529 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{ytop} &= M_{D1} + M_{D2} + M_{AD} \\ &= 9961 + 2282 + 441529 = 453772 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

降伏モーメントは、上下フランジの小さいほうを用いる。

$$M_y = \min(M_{ybot}, M_{ytop})$$

$$M_y = 33018 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

(3)断面区分の判定

i)圧縮フランジ幅厚比

圧縮フランジ降伏応力の特性値 $f_{ykfc} = 355 \text{ N/mm}^2$ (SM520C-H)
 圧縮フランジの自由突出幅 $b_{fc} = (550 - 18) / 2$
 $= 266 \text{ mm}$
 圧縮フランジの幅厚比 $b_{fc}/t_{fc} = 266 / 44$
 $= 6.0 \leq 8.9$
 $= 0.37 \times \sqrt{205000 / 355}$

標準示方書15.2に従い、鋼桁の断面区分を行う。具体的には、JSSC 試案に従う。

ii)ウェブ幅厚比

ウェブ降伏応力の特性値 $f_{ykw} = 355 \text{ N/mm}^2$ (SM490Y)

$$\frac{b_w}{t_w} \leq \frac{2.0}{\alpha} \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

コンパクト断面の最大幅厚比

ウェブ純高に対する圧縮領域の割合

$\alpha = 0.00$ (中立軸は床版内にある)

中立軸が床版内にあるため圧縮フランジのみでの照査になっている

中立軸が床版内にあるため、ウェブでの判定は行わない

i)、ii)の照査より、コンパクト断面と判定する。

7. 1. 3 曲げに対する照査

(1)作用力

$$\begin{aligned} \text{合成前死荷重 } M_{d1} &= 9961 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ \text{合成後死荷重 } M_{d2} &= 2282 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ \text{活荷重 } M_l &= 11495 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

(2)最大断面力

$$\begin{aligned} M_{\max} &= 1.7 \times (M_{d1} + M_{d2} + M_l) \\ &= 1.7 \times (9961 + 2282 + 11495) \\ &= 40355 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

(3)抵抗曲げモーメント

全塑性曲げモーメントの0.9倍と降伏モーメントの1.3倍の小さいほうとする。

$$\begin{aligned} 0.9M_{pl} &= 0.9 \times 51398 = 46258 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ 1.3M_y &= 1.3 \times 33018 = 42924 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\therefore \text{抵抗曲げモーメント } M_r = 42924 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

(4)設計曲げ耐力

$$\begin{aligned} M_{rd} &= M_r / \gamma_b \\ &= 42924 / 1.0 \\ &= 42924 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

(5)低減係数

床版上縁から塑性中立軸までの距離	$x_{pl} =$	173	mm
床版を含む全高	$h =$	2980	mm
高さ比	$x_{pl}/h =$	5.8	% < 15%
低減係数	$\beta =$	1.00	

(6)曲げ強度の照査

$$\begin{aligned} \gamma_i \times M_{\max} / M_{rd} &= 1.0 \times 40355 / 42924 \\ &= 0.94 \leq 1.0 \end{aligned}$$

OK

ECとAASHTOの両方の規定を考慮した。

ECに従い、塑性中立軸の位置により曲げ耐力の低減を行う。具体的には、標準示方書15.2.2に従う。

7. 1. 4 せん断に対する照査

(1)作用力

$$\begin{aligned} \text{合成前死荷重 } V_{d1} &= 563 \text{ kN} \\ \text{合成後死荷重 } V_{d2} &= 123 \text{ kN} \\ \text{活荷重 } V_1 &= 666 \text{ kN} \end{aligned}$$

(2)最大断面力

$$\begin{aligned} V_{\max} &= 1.7 \times (V_{d1} + V_{d2} + V_1) \\ &= 1.7 \times (563 + 123 + 666) \\ &= 2298 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

(3)せん断強度の照査

Baslerの式を用いて照査を行う。

$$\frac{V_r}{V_y} = \frac{\tau_\alpha}{\tau_y} + \frac{\sqrt{3}}{2} \cdot \frac{1 - \tau_\alpha / \tau_y}{\sqrt{1 + \alpha^2}}$$

ここで、

- τ_{cr} : せん断座屈応力度
- τ_y : 降伏せん断応力度
- V_y : 腹板の降伏せん断強度
- α : アスペクト比 (≤ 3.0)

$$\tau_{cr} = \begin{cases} \tau_e & (\tau_e \leq 0.8 \tau_y) \\ \sqrt{0.8 \tau_e \tau_y} & (\tau_e \geq 0.8 \tau_y) \end{cases}$$

$$\tau_e = k_s \frac{\pi^2 E}{12(1 - \nu^2)} \left(\frac{t_w}{b_w} \right)^2$$

ν : ポアソン比 (= 0.3)

$$k_s = \begin{cases} 5.34 + 4.00 / \alpha^2 & (\alpha \geq 1) \\ 4.00 + 5.34 / \alpha^2 & (\alpha \leq 1) \end{cases}$$

$$\alpha = 7500 / 2423 = 3.1 \quad \therefore \alpha = 3.0$$

$$k_s = 5.34 + 4.00 / 3.0^2 = 5.78$$

$$\tau_e = 5.78 \times \frac{\pi^2 \times 2.05 \times 10^5}{12 \times (1 - 0.3^2)} \times \left(\frac{18}{2423} \right)^2 = 59 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_y = \sigma_y / \sqrt{3} = 355 / \sqrt{3} = 205 \text{ N/mm}^2$$

$$0.8 \times \tau_y = 0.8 \times 205 = 164.0 \text{ N/mm}^2 \geq \tau_e = 59 \text{ N/mm}^2$$

$$\therefore \tau_{cr} = \tau_e = 59 \text{ N/mm}^2$$

標準示方書
15.2.4に従う。
JSSC試案もBasler
式によりせん断耐
力を算出するた
め、JSSC試案に
準じた曲げ耐力と
整合がとれてい
る。

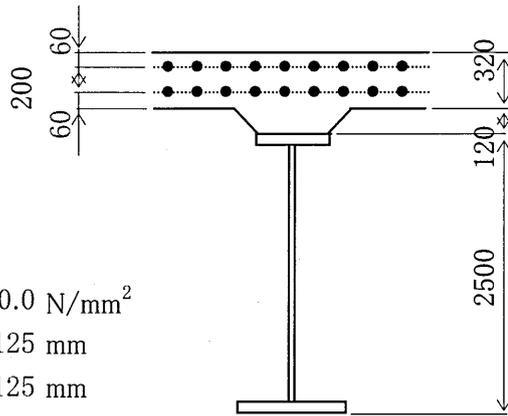
<p> $V_y = \tau_y \cdot b_w \cdot t_w = 205 \times 2423 \times 18 = 8939097 \text{ N} = 8939 \text{ kN}$ $V_r = 8939 \times \left\{ \frac{59}{205} + \frac{\sqrt{3}}{2} \times \frac{1 - 59 / 205}{\sqrt{1 + 3.0^2}} \right\} = 4321 \text{ kN}$ $V_{rd} = V_r / \gamma_b$ $= 4321 / 1.0$ $= 4321 \text{ kN}\cdot\text{m}$ <p>以上より、</p> $\gamma_i \times V_{\max} / V_{rd} = 1.0 \times 2298 / 4321$ $= 0.53 \leq 1.0 \quad \text{OK}$ <p>7. 1. 5 曲げとせん断相関強度に対する照査 4乗相関則により照査を行う。</p> $\gamma_i^4 \times \left\{ \left[\frac{M_{\max}}{M_{rd}} \right]^4 \times \left[\frac{V_{\max}}{V_{rd}} \right]^4 \right\} = 1$ $1.0^4 \times \left\{ \left(\frac{40355}{42924} \right)^4 + \left(\frac{2298}{4321} \right)^4 \right\} = 0.9 \leq 1.0 \quad \text{OK}$ </p>	<p>標準示方書 15.2.5の構造物係数 γ_i は、便宜上 1.0とする。</p> <p>標準示方書 15.2.6に従う</p> <p>曲げ耐力、およびせん断耐力で準じたJSSC試案と同じため、各計算間で整合がとれている。</p> <p>道示では、曲げとせん断の相関強度を2次式としているため、垂直補剛材の間隔について道示をそのまま適用する場合、注意が必要である。</p>
--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

7.2 中間支点(負曲げ最大部)

7.2.1 計算条件と断面諸量

(1) 計算条件

- 着目断面 : P1支点上
- 固定点間距離 : 5000 mm
- 床版厚 : 320 mm
- ハンチ高 : 120 mm
- 床版コンクリートの設計基準強度 : 40.0 N/mm²
- 床版配力鉄筋 上段 : D 22 @ 125 mm
- 床版配力鉄筋 下段 : D 22 @ 125 mm



鋼材の降伏強度 $\sigma_{syk} = 450 \text{ N/mm}^2$ (SM570) 図7-4 主桁諸元
 鉄筋の降伏強度 $\sigma_{ryk} = 345 \text{ N/mm}^2$ (SD345)

構造物係数 $\gamma_i = 1.0$
 部材係数 $\gamma_b = 1.0$
 材料係数 鋼材 $\gamma_{ms} = 1.0$
 鉄筋 $\gamma_{mr} = 1.0$

鋼材の設計降伏強度 $\sigma_{y,f} = \sigma_{syk} / \gamma_{ms} = 450 \text{ N/mm}^2$
 鉄筋の設計降伏強度 $\sigma_{y,r} = \sigma_{ryk} / \gamma_{mr} = 345 \text{ N/mm}^2$

(2) 床版の有効幅

床版の有効幅は道示に従う。

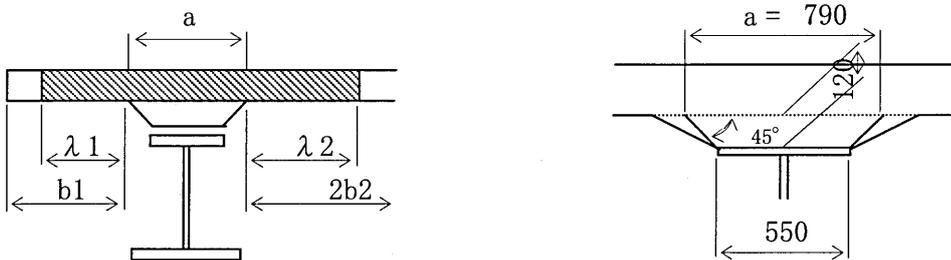


図7-5 床版の有効幅

床版の基本幅 $b_1 = 2575 - 790 / 2 = 2180 \text{ mm}$
 $b_2 = 6000 / 2 - 790 / 2 = 2605 \text{ mm}$
 $a = 550 + 2 \times 120 = 790 \text{ mm}$
 $bs_0 = b_1 + b_2 + a = 5575 \text{ mm}$

等価支間長 $l = 0.2 \times (L_1 + L_2)$
 $= 0.2 \times (50000 + 60000)$
 $= 22000 \text{ mm}$

道示11.2.4参照。
 標準示方書15.7によると、非弾性状態の照査の場合、弾性状態を想定している道示より広い有効幅を取ることができる。しかし、ここでは対象断面がコンパクト断面でないこと、および負曲げ部を対象としていることから、非弾性状態と弾性状態の有効幅に大きな差がないと考えられ、便宜上道示に従うこととした。

第一支間長 : $L1 = 50.0 \text{ m}$ 第二支間長 : $L2 = 60.0 \text{ m}$

床版の片側有効幅 $b1/l = 2180 / 22000 = 0.10 > 0.02 \text{ \& } < 0.30$ より
 $\lambda 1 = \{ 1.06 - 3.2 (b1/l) + 4.5 (b1/l)^2 \} b1$
 $= \{ 1.06 - 3.2 \times 0.1 + 4.5 \times 0.1^2 \} \times 2180$
 $= 1716 \text{ mm}$

$b2/l = 2605 / 22000 = 0.12 > 0.02 \text{ \& } < 0.30$ より
 $\lambda 2 = \{ 1.06 - 3.2 (b2/l) + 4.5 (b2/l)^2 \} b2$
 $= \{ 1.06 - 3.2 \times 0.12 + 4.5 \times 0.12^2 \} \times 2605$
 $= 1939 \text{ mm}$

床版の有効幅 $bs = \lambda 1 + \lambda 2 + a$
 $= 1716 + 1939 + 790 = 4444 \text{ mm}$

(3) 断面諸量

		A(cm ²)	Y(cm)	AY(cm ³)	AY ² (cm ⁴)	I(cm ⁴)
1 -SLB	4444 × 320	14222.3	-152.9	-2173877	332277125	1213635
35.6 -D	22 125 @ 3.871 (cm ²)	137.6	-162.9	-22414	3650129	0
35.6 -D	22 125 @ 3.871 (cm ²)	137.6	-142.9	-19661	2808622	0
1 -UFLG	550 × 71 (SM570-H)	390.5	-121.3	-47368	5745696	1640
1 -WEB	2355 × 25 (SM570)	588.8	0.0	0	0	2721019
1 -LFLG	700 × 74 (SM570-H)	518.0	121.5	62911	7640553	2364

	合成前	合成後	クリープ	乾燥収縮	鉄筋+鋼
鋼断面	n = 7	n = 14	n = 21		
A : 断面積(cm ²)	1497.3	3529.0	2513.1	2174.5	1772.5
E : 重心位置(cm)	10.4	-83.6	-55.6	-40.5	-15.0
I : 剛度(cm ⁴)	15949910	39091146	32162659	28432572	22172880
dc : 重心～床版中心	-	-69.3	-97.2	-112.4	-
Ycu : 重心～床版上面(上段鉄筋)	-	-85.3	-113.2	-128.4	-147.9
Ycl : 重心～床版下面(下段鉄筋)	-	-53.3	-81.2	-96.4	-127.9
Ysu : 重心～上フランジ上端	-135.2	-41.3	-69.2	-84.4	-109.9
Ysl : 重心～下フランジ下端	114.8	208.7	180.8	165.6	140.1
Zu : 上フランジ上端断面係数	-117945	-947570	-464452	-336908	-201789
Zl : 下フランジ下端断面係数	138974	187267	177939	171687	158244

7.2.2 設計断面力

(1) 曲げモーメント

合成前死荷重 $1.7 \times Md1 = 1.7 \times -19323 = -32849 \text{ kNm}$
 合成後死荷重 $1.7 \times Md2 = 1.7 \times -4192 = -7126 \text{ kNm}$
 合成後活荷重 $1.7 \times Ml = 1.7 \times -9043 = -15374 \text{ kNm}$

合計最大曲げモーメント $M_{max} = 1.7 \times Md1 + 1.7 \times Md2 + 1.7 \times Ml$
 $= -32849 + -7126 + -15374$
 $= -55350 \text{ kNm}$

(2) せん断力

合成前死荷重 $1.7 \times Vd1 = 1.7 \times 1854 = 3153 \text{ kN}$
 合成後死荷重 $1.7 \times Vd2 = 1.7 \times 413 = 702 \text{ kN}$
 合成後活荷重 $1.7 \times Vl = 1.7 \times 1369 = 2327 \text{ kN}$

合計最大せん断力 $V_{max} = 1.7 \times Vd1 + 1.7 \times Vd2 + 1.7 \times Vl$
 $= 3153 + 702 + 2327$
 $= 6181 \text{ kN}$

7.2.3 コンパクト・ノンコンパクトの判定

(1) 全塑性モーメントの計算

i) 各部材の塑性力

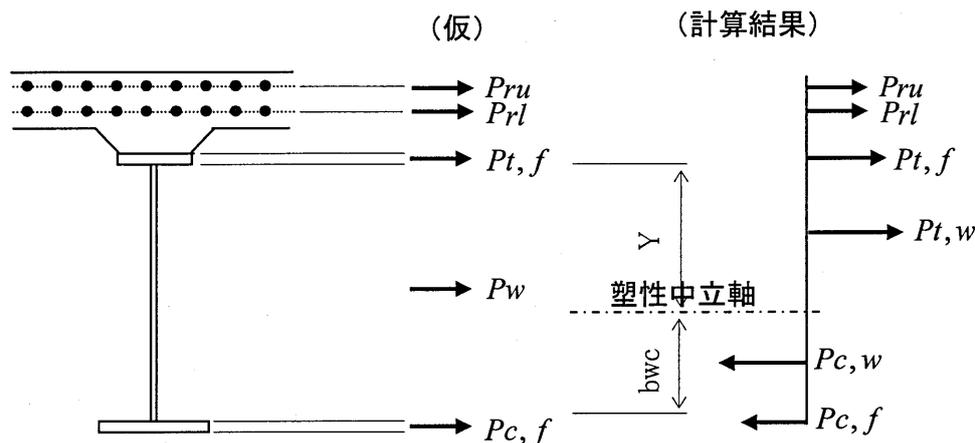


図7-6 全塑性モーメントの計算

上側配力鉄筋 $P_{ru} = A_{ru} \times \sigma_{y,r} = 13764 \times 345 / 10^3 = 4748 \text{ kN}$
 下側配力鉄筋 $P_{rl} = A_{rl} \times \sigma_{y,r} = 13764 \times 345 / 10^3 = 4748 \text{ kN}$
 上フランジ $P_{t,f} = A_{t,f} \times \sigma_{y,f} = 39050 \times 450 / 10^3 = 17573 \text{ kN}$
 ウェブ $P_w = A_w \times \sigma_{y,f} = 58875 \times 450 / 10^3 = 26494 \text{ kN}$
 下フランジ $P_{c,f} = A_{c,f} \times \sigma_{y,f} = 51800 \times 450 / 10^3 = 23310 \text{ kN}$

標準示方書15.2に従い、鋼桁の断面区分を行う。具体的には、JSSC試案に従う。

ii) 塑性中立軸位置の計算

各断面の塑性力を組み合わせた大小関係から塑性中立軸位置を判断する。

$$\begin{aligned} P_{ru} + P_{rl} + P_{t,f} &= 4748 + 4748 + 17573 = 27069 \text{ kN} \\ \leq P_w + P_{c,f} &= 26494 + 23310 = 49804 \text{ kN} \quad \text{より} \end{aligned}$$

塑性中立軸はウェブ内にある。

ウェブ上端からの塑性中立軸位置 Y は、次式で計算される。

$$\begin{aligned} Y &= bw/2 \times \{ (P_{c,f} - P_{t,f} - P_{ru} - P_{rl}) / P_w + 1 \} \\ &= 2355 / 2 \times \{ (23310 - 17573 - 4748 - 4748) / 26494 + 1 \} \\ &= 1010 \text{ mm} \end{aligned}$$

引張力 $P_{ru} + P_{rl} + P_{t,f} + P_{t,w}$
 $= 4748 + 4748 + 17573 + 1010 / 2355 \times 26494 = 38437 \text{ kN}$

圧縮力 $P_{c,w} + P_{c,f}$
 $= 1345 / 2355 \times 26494 + 23310 = 38437 \text{ kN}$ 引張力と一致。

iii) 全塑性モーメント M_p の算出

$$\begin{aligned} d_{ru} &= 1010 + 71 + 120 + 60 + 200 = 1461 \text{ mm} \\ d_{rl} &= 1010 + 71 + 120 + 60 = 1261 \text{ mm} \\ d_{t,f} &= 1010 + 71 / 2 = 1046 \text{ mm} \\ d_{t,w} &= 1010 / 2 = 505 \text{ mm} \\ d_{c,w} &= 1345 / 2 = 672 \text{ mm} \\ d_{c,f} &= 1345 + 74 / 2 = 1382 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_p &= d_{ru} \times P_{ru} + d_{rl} \times P_{rl} + d_{t,f} \times P_{t,f} + d_{t,w} \times P_{t,w} + d_{c,w} \times P_{c,w} + d_{c,f} \times P_{c,f} \\ &= 1.461 \times 4748 + 1.261 \times 4748 + 1.046 \times 17573 \\ &\quad + 0.505 \times 11367 + 0.672 \times 15127 + 1.382 \times 23310 \\ &= 79426 \text{ kNm} \end{aligned}$$

(2) 圧縮フランジの幅厚比

圧縮フランジ幅 : $bf = 700 \text{ mm}$
 圧縮フランジ厚 : $tf = 74 \text{ mm}$
 圧縮フランジのヤング率 : $E = 2.05E+05 \text{ N/mm}^2$
 圧縮フランジの降伏強度 : $\sigma_{y,s} = 450 \text{ N/mm}^2$ (SM570-H)
 圧縮フランジの幅厚比

$$\begin{aligned} (bf - t_w) / (2tf) &= (700 - 25) / (2 \times 74) \\ &= 4.56 \leq 9.26 = 0.434 \sqrt{E/f_y} \\ &= 0.434 \times \sqrt{(2.1E+05 / 450)} \end{aligned}$$

ヤング率は、標準示方書3.4.2に従う。
 標準示方書15.2では鋼桁の断面区分について、EC、AASHTO、ISO、土木学会Part A、Bなどが紹介されているが、他章との整合をとるため、ここではJSSC試案による断面区分を行う。

(3) ウェブの幅厚比

ウェブ圧縮高さ : $b_{wc} = 1345 \text{ mm}$ (全塑性時)
 ウェブ厚 : $t_w = 25 \text{ mm}$
 ウェブのヤング率 : $E = 2.05 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$
 ウェブの降伏強度 : $\sigma_{y,s} = 450 \text{ N/mm}^2$ (SM570)

$$\begin{aligned} \text{ウェブの幅厚比} \quad b_{wc} / t_w &= 1345 / 25 \\ &= 53.78 > 35.43 = 1.66\sqrt{(E/f_y)} \\ &= 1.66 \times \sqrt{(2.1 \times 10^5 / 450)} \end{aligned}$$

(4) 圧縮フランジ幅厚比とウェブ幅厚比の相関関係

$$\begin{aligned} b_{wc} / t_w + 3.63 (b_f - t_w) / (2 t_f) \\ &= 1345 / 25 + 3.63 \times (700 - 25) / (2 \times 74) \\ &= 71.0 > 59.12 = 2.77\sqrt{(E/f_y)} = 2.77 \times \sqrt{(2.1 \times 10^5 / 450)} \end{aligned}$$

(2)から(4)より、ノンコンパクト断面と判定する。

これより、正曲げ部の終局曲げ耐力に制限を設ける。詳細は7.1 支間中央(正曲げ最大部)を参照のこと。

JSSC試案では圧縮フランジ幅厚比とウェブ幅厚比の相関関係について判定式が示されているが、AASHTOでは両者の相関関係がないとみなされ、相関関係式は示されていない。

7.2.4 終局限界状態の曲げに対する設計

終局限界状態の曲げ耐力 M_r は、ノンコンパクト断面より以下の式から算出する。

① $\sigma_{ult,f} \leq \sigma_{lut,w}$ の場合

$$\frac{M_r}{M_y} = \frac{\sigma_{ult,f}}{\sigma_{y,f}}$$

② $\sigma_{ult,f} > \sigma_{lut,w}$ の場合

下図の応力分布より、 M_r を算出。

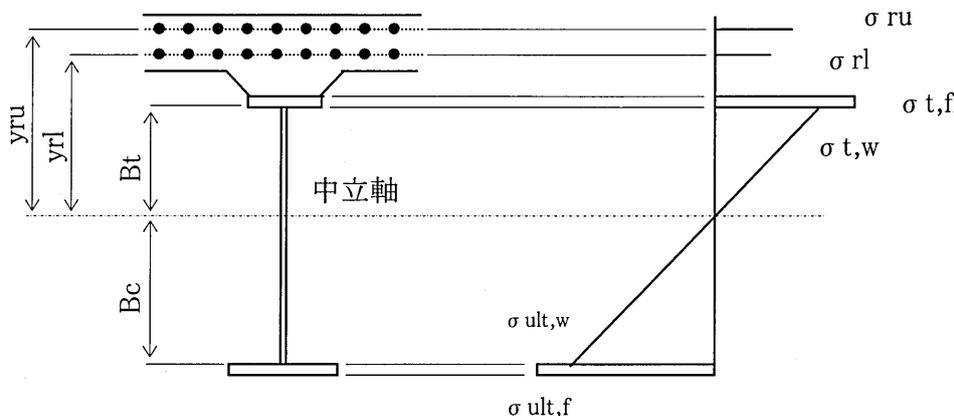


図7-7 終局限界状態の応力分布(②の場合)

断面区分との整合をとるため、終局曲げ耐力(負曲げ部)はJSSC試案に従い算出する。

断面区分がコンパクト断面でないものの、床版コンクリートのクリープや乾燥収縮等の影響は小さいため、便宜上ここでは省略する。よって、荷重条件は1.7(D+L)とする。

なお、断面区分がコンパクト断面のときは鋼桁+鉄筋断面における全塑性状態が終局状態となる。

M_r : 曲げ耐力
 M_y : 降伏モーメント
 $\sigma_{ult,f}$: 圧縮フランジの終局強度
 $\sigma_{ult,w}$: ウェブの終局曲げ強度
 $\sigma_{y,f}$: 圧縮フランジの降伏強度
 $\sigma_{t,f}$: 終局時の引張フランジ応力
 $\sigma_{t,w}$: 終局時の引張ウェブ応力
 σ_{ru} : 終局時の上側配力鉄筋応力
 σ_{rl} : 終局時の下側配力鉄筋応力
 B_c : 中立軸から圧縮側ウェブ端部までの距離
 B_t : 中立軸から引張側ウェブ端部までの距離
 y_{ru} : 中立軸から上側配力鉄筋までの距離
 y_{rl} : 中立軸から下側配力鉄筋までの距離

(1) 圧縮フランジの終局強度

$$\sigma_{ult,f} = \min(\sigma_{ult,f1}, \sigma_{ult,f2})$$

$\sigma_{ult,f1}$: 圧縮フランジの横座屈強度
 $\sigma_{ult,f2}$: 圧縮フランジの局部座屈強度

i) 圧縮フランジの横座屈強度

以下の式により算出する。

$$\frac{\sigma_{ult,f1}}{\sigma_{y,f}} = \begin{cases} 1 & \lambda f \leq 0.2 \\ 1 - 0.412 \times (\lambda f - 0.2) & 0.2 < \lambda f \leq 1.415 \end{cases}$$

$$\lambda f = \sqrt{(\sigma_{y,f} / \sigma_{e,f})}$$

$\sigma_{e,f}$: 弾性座屈応力度

$$= \frac{\pi^2 \times E}{12} \left[\frac{bf}{L} \right]^2$$

E : 圧縮フランジのヤング率

bf : 圧縮フランジ幅

L : 圧縮フランジの有効座屈長 (= 固定点間距離)

具体的な計算結果は以下のとおり。

$$\begin{aligned} \sigma_{e,f} &= \pi^2 \times 2.05E+05 / 12 \times (700 / 5000)^2 \\ &= 3305 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \lambda f &= \sqrt{(450 / 3305)} \\ &= 0.369 > 0.2 \ \& \ \leq 1.415 \text{ より} \end{aligned}$$

圧縮フランジの横座屈強度はJSSC試案に詳細がないため、JSSC試案でベースとしている文献1)に基づいて算出することとした。
 基本的に、JSSC試案に強度式が示されている場合はその式を用いることとし、JSSC試案に詳細がない場合は文献1)の強度式を用いる。JSSC試案と文献1)では強度式が異なっているため、このような解説を設けた。

$$\begin{aligned}\sigma_{ult,f1} &= \sigma_{y,f} \times \{1 - 0.412 \times (\lambda f - 0.2)\} \\ &= 450 \times \{1 - 0.412 \times (0.369 - 0.2)\} \\ &= 418.7 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

ii) 圧縮フランジの局部座屈強度

以下の式により算出する。

$$\frac{\sigma_{ult,f2}}{\sigma_{y,f}} = \begin{cases} 1.0 & \lambda f \leq 0.7 \\ (0.7 / \lambda f)^{0.64} & \lambda f > 0.7 \end{cases}$$

$\sigma_{e,f}$: 弾性座屈応力度

$$= K_c \times \frac{\pi^2 \times E}{12 \times (1 - \mu^2)} \left[\frac{2 \times t_f}{b_f} \right]^2$$

K_c : 座屈係数

$$= 0.425$$

μ : 圧縮フランジのポアソン比

$$= 0.3$$

具体的な計算結果は以下のとおり。

$$\begin{aligned}\sigma_{e,f} &= 0.425 \times \pi^2 \times 2.05 \times 10^5 / \{12 \times (1 - 0.3^2)\} \\ &\quad \times (2 \times 74 / 700)^2 \\ &= 3520 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\lambda f &= \sqrt{450 / 3520} \\ &= 0.358 \leq 0.7 \text{ より}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{ult,f2} &= \sigma_{y,f} \\ &= 450 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

iii) 圧縮フランジの終局強度

i)、ii)より、

$$\begin{aligned}\sigma_{ult,f} &= \min(\sigma_{ult,f1}, \sigma_{ult,f2}) \\ &= \min(418.7, 450) \\ &= 418.7 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(2) ウェブの終局曲げ強度

ウェブは水平補剛材がなく、垂直補剛材のみで補剛されているため、垂直補剛材と上下フランジで囲まれたパネルを対象に、以下の応力状態に区分して曲げ強度を算出する。

i) ウェブの終局曲げ強度の計算方法

(a) 曲げ ($\psi = -1$)

$$\frac{\sigma_{ult,w1}}{\sigma_{y,w}} = \begin{cases} 1 & \lambda_w \leq 1.0 \\ (1.0 / \lambda_w)^{0.72} & \lambda_w > 1.0 \end{cases}$$

$$\lambda_w = \sqrt{(\sigma_{y,w} / \sigma_{e,w})}$$

$\sigma_{e,w}$: 弾性座屈応力度

$$= K_b \times \frac{\pi^2 \times E}{12 \times (1 - \mu^2)} \left[\frac{t_w}{b_w} \right]^2$$

K_b : 座屈係数

$$= 23.9$$

μ : ウェブのポアソン比

$$= 0.3$$

t_w : ウェブ厚

b_w : ウェブ高さ

$\sigma_{y,w}$: ウェブの降伏強度

$$\phi = -(\text{中立軸から引張縁端までの距離} / \text{中立軸から圧縮縁端までの距離})$$

(b) 曲げ引張 ($-7 \leq \psi \leq -1$)

$$\frac{\sigma_{ult,w2}}{\sigma_{y,w}} = \begin{cases} 1 & \lambda_w \leq 1.0 \\ (1.0 / \lambda_w)^{0.72} & \lambda_w > 1.0 \end{cases}$$

$$K_b = 23.9 \times \left[\frac{1 - \phi}{2} \right]^2$$

(c) 圧縮 ($\psi = 1$)

$$\frac{\sigma_{ult,w3}}{\sigma_{y,w}} = \begin{cases} 1 & \lambda_w \leq 0.7 \\ (0.7 / \lambda_w)^{0.86} & \lambda_w > 0.7 \end{cases}$$

$$K_b = 4.0$$

(d) 曲げ圧縮 ($-1 \leq \psi \leq 1$)

$$\sigma_{ult,w4} = \frac{1}{\frac{1 + \phi}{2 \times \sigma_{ult,w3}} + \frac{1 - \phi}{2 \times \sigma_{ult,w1}}}$$

ii) 中立軸位置の決定

以下のステップで中立軸位置を決定する。

<STEP1> 鋼桁状態での応力状態の算出

- 合成前死荷重による応力を算出。
- 応力を荷重係数 γ 倍する。

<STEP2> 鋼桁+鉄筋断面での応力状態の算出

- 合成後死荷重、および活荷重による応力を算出。
- 応力勾配 ϕ を仮定し、ウェブの弾性座屈応力と一致するまで応力を ξ 倍する。

<STEP3> STEP1とSTEP2の応力の和から中立軸位置を求める

- 応力勾配 ϕ について、仮定した値と計算結果が同じであることを確認する。

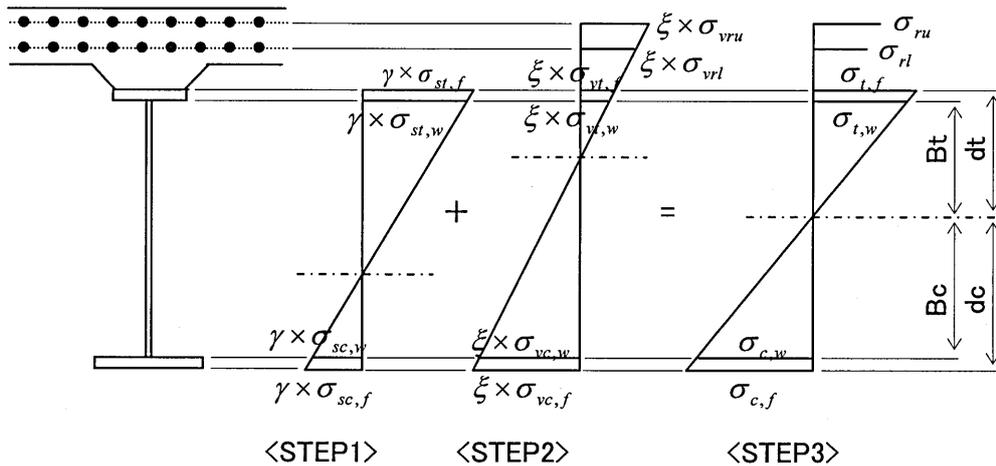


図7-8 応力分布STEP(ウェブの終局曲げ強度)

<STEP1> 鋼桁状態での応力状態の算出

8. 2. 1(3)断面諸量、および8. 2. 2(1)設計曲げモーメントより

$$\sigma_{st,w} = -19323 / 15949910 \times (-1352 + 71) \times 10^2 = 155.2 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{sc,w} = -19323 / 15949910 \times (1148 - 74) \times 10^2 = -130.1 \text{ N/mm}^2$$

荷重係数は、 $\gamma = 1.0$ とする。

$$\gamma \times \sigma_{sc,w} = 1.0 \times 130.1 = 130.1 \text{ N/mm}^2$$

<STEP2> 鋼桁+鉄筋断面での応力状態の算出

8. 2. 1(3)断面諸量、および8. 2. 2(1)設計曲げモーメントより

$$\sigma_{vt,w} = -13235 / 22172880 \times (-1099 + 71) \times 10^2 = 61.4 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{vc,w} = -13235 / 22172880 \times (1401 - 74) \times 10^2 = -79.2 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \phi &= -(\text{中立軸から引張縁端までの距離} / \text{中立軸から圧縮縁端までの距離}) \\ &= -dt / dc \\ &= -0.899 \text{ と仮定する。} \end{aligned}$$

曲げ耐力を算出する場合の荷重係数 γ を1.0とした。

応力勾配 ϕ について、仮定した値と計算結果とで異なる場合、一致するまで繰り返し計算を行う。

$$K_b = 23.9 \times \left[\frac{1-\phi}{2} \right]^2$$

$$= 23.9 \times \{ (1 - -0.899) / 2 \}^2$$

$$= 21.5$$

$$\sigma_{e,w} = K_b \times \frac{\pi^2 \times E}{12 \times (1-\mu^2)} \left[\frac{t_w}{b_w} \right]^2$$

$$= 21.5 \times \pi^2 \times 2.05E+05 / \{ 12 \times (1 - 0.3^2) \} \times (25 / 2355)^2$$

$$= 449.9 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma \times \sigma_{sc,w} + \xi \times \sigma_{vc,w} = \sigma_{c,w} = \sigma_{e,w} \text{ より}$$

$$\xi = \frac{\sigma_{e,w} - \gamma \times \sigma_{sc,w}}{\sigma_{vc,w}}$$

$$= (449.9 - 130.1) / 79.2$$

$$= 4.037$$

<STEP3> STEP1とSTEP2の応力の和から中立軸位置を求める

$$\sigma_{t,w} = \gamma \times \sigma_{st,w} + \xi \times \sigma_{vt,w}$$

$$= 1.0 \times 155.2 + 4.037 \times 61.4 = 402.9 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{c,w} = \sigma_{e,w}$$

$$= 449.9 \text{ N/mm}^2$$

$$B_t = 402.9 / (402.9 + 449.9) \times 2355 = 1113 \text{ mm}$$

$$B_c = 449.9 / (402.9 + 449.9) \times 2355 = 1242 \text{ mm}$$

$$d_t = B_t + T^{U-FLG} = 1113 + 71 = 1184 \text{ mm}$$

$$d_c = B_c + T^{L-FLG} = 1242 + 74 = 1316 \text{ mm}$$

$$\phi = -d_t / d_c = -1184 / 1316 = -0.899 \quad \text{仮定した値と一致。}$$

iii) ウェブの終局曲げ強度の計算結果

$\phi = -0.899$ より、(d)曲げ圧縮 ($-1 \leq \phi \leq 1$) に区分される。

$$\sigma_{ult,w4} = \frac{1}{\frac{1+\phi}{2 \times \sigma_{ult,w3}} + \frac{1-\phi}{2 \times \sigma_{ult,w1}}}$$

まず、 $\sigma_{ult,w3}$ を求める。

$$\frac{\sigma_{ult,w3}}{\sigma_{y,w}} = \begin{cases} 1 & \lambda_w \leq 0.7 \\ (0.7 / \lambda_w)^{0.86} & \lambda_w > 0.7 \end{cases}$$

なお、一度仮定しなくても、応力のつり合いから応力勾配 ϕ を求めることができる。しかし、計算の単純さと結果の確認しやすさから、本計算例では一度応力勾配を仮定して、計算結果と一致していることを確認する方法としている。

$$\begin{aligned}\sigma_{e,w} &= Kb \times \frac{\pi^2 \times E}{12 \times (1 - \mu^2)} \left[\frac{tw}{bwc} \right]^2 \\ &= 4.0 \times \pi^2 \times 2.05E+05 / \{ 12 \times (1 - 0.3^2) \} \times (25 / 2355)^2 \\ &= 83.5 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_{y,w} &= 450 \text{ N/mm}^2 \\ \lambda_w &= \sqrt{(\sigma_{y,w} / \sigma_{e,w})} \\ &= \sqrt{(450 / 83.5)} \\ &= 2.321 > 0.7 \text{ より}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{ult,w3} &= \sigma_{y,w} \times (0.7 / \lambda_w)^{0.86} \\ &= 450 \times (0.7 / 2.321)^{0.86} \\ &= 160.5 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

次に、 $\sigma_{ult,w1}$ を求める。

$$\frac{\sigma_{ult,w1}}{\sigma_{y,w}} = \begin{cases} 1 & \lambda_w \leq 1.0 \\ (1.0 / \lambda_w)^{0.72} & \lambda_w > 1.0 \end{cases}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{e,w} &= Kb \times \frac{\pi^2 \times E}{12 \times (1 - \mu^2)} \left[\frac{tw}{bwc} \right]^2 \\ &= 23.9 \times \pi^2 \times 2.05E+05 / \{ 12 \times (1 - 0.3^2) \} \times (25 / 2355)^2 \\ &= 499.0 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_{y,w} &= 450 \text{ N/mm}^2 \\ \lambda_w &= \sqrt{(\sigma_{y,w} / \sigma_{e,w})} \\ &= \sqrt{(450 / 499.0)} \\ &= 0.950 \leq 1.0 \text{ より}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{ult,w1} &= \sigma_{y,w} \\ &= 450 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

以上より、 $\sigma_{ult,w4}$ を求める。

$$\frac{1 + \phi}{2 \times \sigma_{ult,w3}} = \frac{1 + -0.899}{2 \times 160.5} = 0.0003$$

$$\frac{1 - \phi}{2 \times \sigma_{ult,w1}} = \frac{1 - -0.899}{2 \times 450.0} = 0.0021$$

$$\sigma_{ult,w4} = 1 / (0.0003 + 0.0021) = 412.5 \text{ N/mm}^2$$

(3) 桁の曲げ耐力

(1)、(2)より、

$$\sigma_{ult,f} = 418.7 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{ult,w} = 412.5 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_{ult,f} > \sigma_{ult,w} \text{ より}$$

② $\sigma_{ult,f} > \sigma_{ult,w}$ の場合

下図の応力分布より、 M_r を算出。

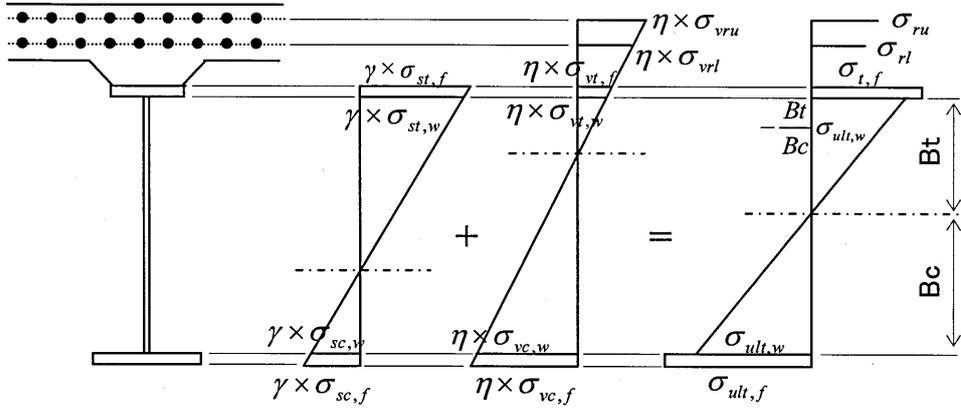


図7-9 応力分布STEP(桁の曲げ耐力)

$$\gamma \times \sigma_{sc,f} + \eta \times \sigma_{vc,f} = \sigma_{ult,f} \text{ より}$$

$$\begin{aligned} \eta &= \frac{\sigma_{ult,f} - \gamma \times \sigma_{sc,f}}{\sigma_{vc,f}} \\ &= (418.7 - 139.0) / 83.6 \\ &= 3.343 \end{aligned}$$

$$\sigma_{ru} = \eta \times \sigma_{vrw} = 3.343 \times 88.3 = 295.1 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{rl} = \eta \times \sigma_{vrl} = 3.343 \times 76.3 = 255.2 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{t,w} = -Bt/Bc \times \sigma_{ult,w} = 1113 / 1242 \times 412.5 = 369.4 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{ult,w} = 412.5 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{ult,f} = 418.7 \text{ N/mm}^2$$

断面には軸力が発生しないことから、

$$\begin{aligned} N_{ru} + N_{rl} + N_{t,f} + N_{t,w} + N_{c,w} + N_{c,f} \\ &= A_{ru} \times \sigma_{ru} + A_{rl} \times \sigma_{rl} + A_{t,f} \times \sigma_{t,f} + t_w \times Bt \times \sigma_{t,w} / 2 + t_w \times Bc \times \sigma_{ult,w} / 2 + A_{c,f} \times \sigma_{ult,f} \\ &= 13764 \times 295.1 + 13764 \times 255.2 + 39050 \times \sigma_{t,f} \\ &\quad + 25 \times 1113 \times 369.4 / 2 - 25 \times 1242 \times 412.5 / 2 \\ &\quad - 51800 \times 418.7 \\ &= 0 \quad \text{となるため、} \end{aligned}$$

$$\sigma_{t,f} = 15380623 / 39050 = 393.9 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} N_{ru} &= 4061.9 \text{ kN} & N_{rl} &= 3512.5 \text{ kN} & N_{t,f} &= 15380.6 \text{ kN} \\ N_{t,w} &= 5137.6 \text{ kN} & N_{c,w} &= 6405.8 \text{ kN} & N_{c,f} &= 21686.8 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d_{ru} &= 1113 + 71 + 120 + 60 + 200 = 1564 \text{ mm} \\ d_{rl} &= 1113 + 71 + 120 + 60 = 1364 \text{ mm} \\ d_{t,f} &= 1113 + 71 / 2 = 1148 \text{ mm} \\ d_{t,w} &= 1113 \times 2 / 3 = 742 \text{ mm} \\ d_{c,w} &= 1242 \times 2 / 3 = 828 \text{ mm} \\ d_{c,f} &= 1242 + 74 / 2 = 1279 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_r &= d_{ru} \times N_{ru} + d_{rl} \times N_{rl} + d_{t,f} \times N_{t,f} + d_{t,w} \times N_{t,w} + d_{c,w} \times N_{c,w} + d_{c,f} \times N_{c,f} \\ &= 1.564 \times 4061.9 + 1.364 \times 3512.5 + 1.148 \times 15380.6 \\ &\quad + 0.742 \times 5137.6 + 0.828 \times 6405.8 + 1.279 \times 21686.8 \\ &= 65662 \text{ kNm} \end{aligned}$$

設計曲げ耐力 $M_{rd} = M_r / \gamma_b$

$$\begin{aligned} &= 65662 / 1.0 \\ &= 65662 \text{ kNm} \end{aligned}$$

設計曲げモーメント $M_{sd} = M_{max}$

$$= 55350 \text{ kNm}$$

以上より、

$$\begin{aligned} \gamma_i \times M_{sd} / M_{rd} &= 1.0 \times 55350 / 65662 \\ &= 0.84 \leq 1.0 \end{aligned}$$

7. 2. 5 終局限界状態のせん断に対する設計

せん断耐力 V_r は、鋼桁部分を対象としたBaslerの式を用いて算出する。

$$V_r / V_y = \tau_{cr} / \tau_y + \sqrt{3/2} \times (1 - \tau_{cr} / \tau_y) / \sqrt{1 + \alpha^2}$$

せん断座屈応力度 : $\tau_{cr} = 130.0 \text{ N/mm}^2$

せん断降伏応力度 : $\tau_y = 260 \text{ N/mm}^2$ (SM570)

ウェブのせん断降伏強度 : $V_y = \tau_y \cdot b_w \cdot t_w$

$$\begin{aligned} &= 260 \times 2355 \times 25 / 10^3 \\ &= 15308 \text{ kN} \end{aligned}$$

ウェブ高さ : $b_w = 2355 \text{ mm}$

ウェブ厚 : $t_w = 25 \text{ mm}$

アスペクト比 : $\alpha = 5000 / 2355$

$$= 2.1$$

ウェブのせん断座屈応力度 τ_{cr} は、以下の式で算出する。

$$\tau_{cr} = \begin{cases} \tau_e & (\tau_e \leq 0.8 \tau_y) \\ \sqrt{(0.8 \cdot \tau_e \cdot \tau_y)} & (\tau_e \geq 0.8 \tau_y) \end{cases}$$

$$= \tau_e \quad \tau_e = 130.0 \text{ N/mm}^2 \leq 0.8 \tau_y = 208 \text{ より}$$

本計算例では終局限界状態において鉄筋の降伏を許容している。

床版作用との重ね合わせの扱いは今後の課題のひとつである。

標準示方書15.2.4に従う。JSSC試案もBasler式によりせん断耐力を算出している。

$$= 130.0 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \tau_e &= k_s \times \pi^2 E / \{ 12(1-\mu^2) \} \times (t_w / b_w)^2 \\ &= 6.23 \times \pi^2 \times 2.1 \times 10^5 / \{ 12 \times (1 - 0.3^2) \} \times (25 / 2355)^2 \\ &= 130.0 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} k_s &= \begin{cases} 5.34 + 4.00 / \alpha^2 & (\alpha \geq 1) \\ 4.00 + 5.34 / \alpha^2 & (\alpha \leq 1) \end{cases} \\ &= 5.34 + 4.00 / 2.1^2 \quad \alpha = 2.1 \geq 1 \text{ より} \\ &= 6.23 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_r &= 15308 \times (130.0 / 260 \\ &\quad + \sqrt{3/2} \times (1 - 130.0 / 260) / \sqrt{(1 + 2.1^2)}) \\ &= 10479 \text{ kN} \end{aligned}$$

設計せん断耐力 $V_{rd} = V_r / \gamma_b$

$$\begin{aligned} &= 10479 / 1.0 \\ &= 10479 \text{ kNm} \end{aligned}$$

設計せん断力 $V_{sd} = V_{max}$

$$= 6181 \text{ kNm}$$

以上より、

$$\begin{aligned} \gamma_i \times M_{sd} / M_{rd} &= 1.0 \times 6181 / 10479 \\ &= 0.59 \leq 1.0 \end{aligned}$$

7. 2. 6 終局限界状態の曲げとせん断の組合せに対する設計
曲げとせん断の相関強度は次式を用いて照査する。

$$\gamma_i^4 \times \{ (M_{sd} / M_{rd})^4 + (V_{sd} / V_{rd})^4 \} = 1$$

設計曲げモーメント : $M_{sd} = 55350 \text{ kNm}$
 設計曲げ耐力 : $M_{rd} = 65662 \text{ kNm}$
 設計せん断力 : $V_{sd} = 6181 \text{ kN}$
 設計せん断耐力 : $V_{rd} = 10479 \text{ kN}$

$$\begin{aligned} 1.0^4 \times \{ (55350 / 65662)^4 + (6181 / 10479)^4 \} \\ = 0.63 \leq 1.0 \end{aligned}$$

標準示方書15.2.6
に従う。

道示では、曲げとせん断の相関強度を2次式としているため、垂直補剛材の間隔について道示をそのまま適用する場合、注意が必要である。

第8章 使用限界状態の断面計算

8.1 支間中央(正曲げ最大部)

8.1.1 設計条件と断面諸量

(1)設計条件

i)床版

床版の有効幅 $B = 5477 \text{ mm}$

詳細は終局限界状態の断面計算 7.1を参照のこと

床版厚 $t_s = 320 \text{ mm}$

ハンチ高 $h_h = 120 \text{ mm}$

コンクリート設計強度 $f'_{cd} = 40 \text{ N/mm}^2$

ii)鋼桁

	材質	降伏応力度 $f_y(\text{N/mm}^2)$
上フランジ	SM520C-H	355
ウェブ	SM490Y	355
下フランジ	SM490Y	355

ヤング係数 $E = 2.05\text{E}+05 \text{ N/mm}^2$

iii)部分係数

構造物係数 $\gamma_i = 1.0$

部材係数 $\gamma_b = 1.0$

材料係数 $\gamma_m = 1.0$

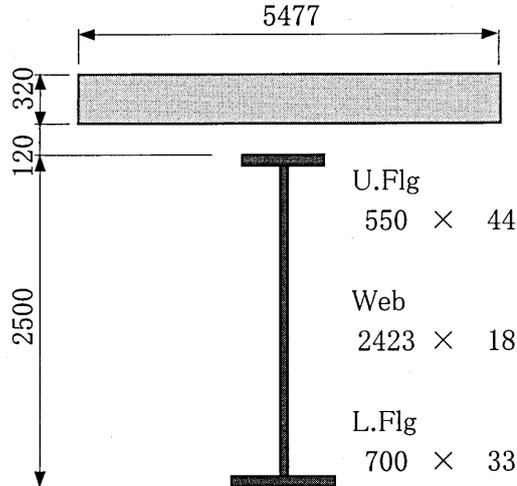


図8-1 主桁諸元

(2)断面性能

【鋼桁断面】

		$A(\text{cm}^2)$	$y(\text{cm})$	$Ay(\text{cm}^3)$	$I_0(\text{cm}^4)$
1 - U.flg	550 × 44	242.0	-123.4	-29851	3682474
1 - Web	2423 × 18	436.1			2133789
1 - L.Fl	700 × 33	231.0	122.8	28367	3483653
	Σ	909.1		-1484	9299916

$$\delta = Ay/A = -1484 / 909.1 = -1.6 \text{ cm}$$

$$I_s = \Sigma I_0 - A \cdot \delta^2 = 9297494 \text{ cm}^4$$

$$y_{su} = -123.9 \text{ cm} \quad (\text{中立軸} \sim \text{上フランジ} \text{ 上端})$$

$$y_{sl} = 126.1 \text{ cm} \quad (\text{中立軸} \sim \text{下フランジ} \text{ 下端})$$

$$y_{vsu} = -119.5 \text{ cm} \quad (\text{中立軸} \sim \text{ウェブ} \text{ 上端})$$

$$y_{vsl} = 122.8 \text{ cm} \quad (\text{中立軸} \sim \text{ウェブ} \text{ 下端})$$

ヤング率は、標準示方書3.4.2に従う。

部分係数は設計条件によるが、この設計例では1.0とする。

【合成断面】 (n = 7)			A(cm ²)	y(cm)	Ay(cm ³)	I ₀ (cm ⁴)
1	slab	5477 × 320	2503.8	-153.6	-384454	59246583
1	steel		909.1	-1.6	-1484	9299916
		Σ	3412.9		-385938	68546499
$\delta = Ay/A = -385938 / 3412.9 = -113.1 \text{ cm}$ $I_v = \Sigma I_0 - A \cdot \delta^2 = 24903953 \text{ cm}^4$ $y_{cu} = -56.5 \text{ cm}$ (中立軸～床版上縁) $y_{cl} = -24.5 \text{ cm}$ (中立軸～床版下縁) $y_{vsu} = -12.5 \text{ cm}$ (中立軸～上フランジ'上端) $y_{vsl} = 237.5 \text{ cm}$ (中立軸～下フランジ'下端) $y_{vsu} = -8.1 \text{ cm}$ (中立軸～ウェブ'上端) $y_{vsl} = 234.2 \text{ cm}$ (中立軸～ウェブ'下端)						
【クリープ断面】 (n = 14)			A(cm ²)	y(cm)	Ay(cm ³)	I ₀ (cm ⁴)
1	slab	5477 × 320	1251.9	-153.6	-192227	29623291
1	steel		3412.9	-1.6	-1484	9299916
		Σ	4664.8		-193711	38923207
$\delta = Ay/A = -193711 / 4664.8 = -41.5 \text{ cm}$ $I_v = \Sigma I_0 - A \cdot \delta^2 = 30879142 \text{ cm}^4$ $y_{cu} = -128.0 \text{ cm}$ (中立軸～床版上縁) $y_{cl} = -96.0 \text{ cm}$ (中立軸～床版下縁) $y_{vsu} = -84.0 \text{ cm}$ (中立軸～上フランジ'上端) $y_{vsl} = 166.0 \text{ cm}$ (中立軸～下フランジ'下端) $y_{vsu} = -79.6 \text{ cm}$ (中立軸～ウェブ'上端) $y_{vsl} = 162.7 \text{ cm}$ (中立軸～ウェブ'下端)						
【乾燥収縮断面】 (n = 21)			A(cm ²)	y(cm)	Ay(cm ³)	I ₀ (cm ⁴)
1	slab	5477 × 320	834.6	-153.6	-128151	19748861
1	steel		4664.8	-1.6	-1484	9299916
		Σ	5499.4		-129635	29048777
$\delta = Ay/A = -129635 / 5499.4 = -23.6 \text{ cm}$ $I_v = \Sigma I_0 - A \cdot \delta^2 = 25992927 \text{ cm}^4$ $y_{cu} = -146.0 \text{ cm}$ (中立軸～床版上縁) $y_{cl} = -114.0 \text{ cm}$ (中立軸～床版下縁) $y_{vsu} = -102.0 \text{ cm}$ (中立軸～上フランジ'上端) $y_{vsl} = 148.0 \text{ cm}$ (中立軸～下フランジ'下端) $y_{vsu} = -97.6 \text{ cm}$ (中立軸～ウェブ'上端) $y_{vsl} = 144.7 \text{ cm}$ (中立軸～ウェブ'下端)						

【まとめ】

記号	名 称	単 位	合成前	合成後	クリープ断面乾燥収縮断面	
			鋼断面	n=7	n=14	n=21
A	断面積	cm ²	909.1	3412.9	4664.8	5499.4
δ	重心位置	cm	-1.6	-113.1	-41.5	-23.6
I	剛度	cm ⁴	9297494	24903953	30879142	25992927
y _{cu}	中立軸～床版上縁	cm	—	-56.5	-128.0	-146.0
y _{cl}	中立軸～床版下縁	cm	—	-24.5	-96.0	-114.0
y _{vsu}	中立軸～上フランジ'上端	cm	-123.9	-12.5	-84.0	-102.0
y _{vsl}	中立軸～下フランジ'下端	cm	126.1	237.5	166.0	148.0
y _{vsu}	中立軸～ウェブ'上端	cm	-119.5	-8.1	-79.6	-97.6
y _{vsl}	中立軸～ウェブ'下端	cm	122.8	234.2	162.7	144.7

8. 1. 2 設計断面力

(1) 曲げモーメント

合成前死荷重	M_{d1}	=	9961 kN・m
合成後死荷重	M_{d2}	=	2282 kN・m
活荷重	M_l	=	11495 kN・m
クリープ	M_{cr}	=	-103 kN・m
乾燥収縮	M_{SH}	=	-980 kN・m
合計	M	=	22655 kN・m

最大曲げモーメント断面力

$$\begin{aligned}
 M_{\max} &= 1.15 \times (M_{d1} + M_{d2} + M_l + M_{cr} + M_{SH}) \\
 &= 1.15 \times (9961 + 2282 + 11495 + -103 + -980) \\
 &= 26053 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

(2) せん断力

合成前死荷重	V_{d1}	=	563 kN
合成後死荷重	V_{d2}	=	123 kN
活荷重	V_l	=	666 kN
クリープ	V_{cr}	=	-53 kN
乾燥収縮	V_{SH}	=	-73 kN
合計	V	=	1226 kN

最大せん断力

$$\begin{aligned}
 V_{\max} &= 1.15 \times (V_{d1} + V_{d2} + V_l + V_{cr} + V_{SH}) \\
 &= 1.15 \times (563 + 123 + 666 + -53 + -73) \\
 &= 1410 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

8. 1. 3 応力度の照査

(1) 曲げ応力度の算出

	(N/mm ²)					
	床版 上縁	床版 下縁	上フランジ 上縁	下フランジ 下縁	ウェブ 上縁	ウェブ 下縁
合成前死荷重による	—	—	-132.8	135.1	-128.0	131.5
合成後死荷重による	-0.7	-0.3	-1.1	21.8	-0.7	21.5
活荷重による	-3.7	-1.6	-5.8	109.6	-3.7	108.1
クリープによる	-0.7	-0.3	0.3	-0.6	0.3	-0.5
乾燥収縮による	2.2	2.1	3.8	-5.6	3.7	-5.5
合計 σ_{\max}	-3.0	-0.1	-135.5	260.3	-128.6	255.1
降伏応力度 σ_y	—	—	355	355	355	355
降伏応力比 σ_y / σ_{\max}	—	—	2.62	1.36	2.76	1.39

8. 1. 4 断面の照査

(1)曲げによる降伏の照査

最小降伏応力比 $\sigma_y / \sigma_{max} = 1.36$
 作用モーメント $M_{max} = 26053 \text{ kN}\cdot\text{m}$
 降伏モーメント $M_y = (\sigma_y / \sigma_{max}) \times M_{max} = 1.36 \times 26053$
 $= 35525 \text{ kN}\cdot\text{m} \geq M_{max} = 26053 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \text{OK}$

(2)せん断による降伏の照査

降伏せん断耐力 $S_y = b_w \times t_w \times \tau_y =$
 $= 2423 \times 18 \times 355 / \sqrt{3} / 1000$
 $= 8939 \text{ kN} \geq S_{max} = 1410 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \text{OK}$

(3)曲げとせん断の組合せに対する降伏の照査

組合せの照査はVon Misesの式を用いる。

$$\gamma_i^2 \times \left\{ \left[\frac{M_{max}}{M_y} \right]^2 \times \left[\frac{V_{max}}{V_y} \right]^2 \right\} / 1.21 \leq 1.0$$

$= 1^2 \times \{(26053/35525)^2 + (1410/8939)^2\} / 1.21$
 $= 0.47 \leq 1.0 \quad \text{OK}$

8. 1. 5 ウェブブリージングの照査

$$\frac{b_w}{t_w} \leq 30+4L$$

支間長 $L = 50 \text{ m}$
 ウェブ幅厚比 $b_w/t_w = 2423 / 18 = 135 < 30+4L=30+4 \times 50 = 230$
 OK

ECの制限値を用いる

8. 1. 6 活荷重たわみの照査

支間長 $L = 50 \text{ m} > 40\text{m} \quad \delta_a = L/500$
 活荷重たわみ $\delta_1 = 39 \text{ mm} < \delta_a = L/500 = 100 \text{ mm} \quad \text{OK}$
 $\delta_1/L = 1/1282$

道示II 表-2.3.1のコンクリート床版をもつ鋼げたによる

8.2 主桁負曲げ部(中間支点上)

8.2.1 計算条件と断面諸量

(1) 計算条件

- 着目断面 : P1支点上
- 第1支間長 : LL1 = 50.0 m
- 第2支間長 : LL2 = 60.0 m
- 床版張り出し長 : 2575 mm
- 主桁間隔 : 6000 mm
- 鋼材のヤング係数 : $E = 2.05E+05 \text{ N/mm}^2$
- 鋼材のポアソン比 : $\nu = 0.30$
- 鋼材の材料係数 : $\gamma_m = 1.00$
- 部材係数 : $\gamma_b = 1.00$
- 構造物係数 : $\gamma_i = 1.00$
- 床版コンクリートの設計基準強度 : 40.0 N/mm^2
- 床版鉄筋とコンクリートのヤング係数比 : 15
- 床版断面形状
- 床版厚 : 320 mm
- ハンチ高 : 120 mm
- 床版上面配力筋かぶり : 60 mm
- 床版下面配力筋かぶり : 60 mm
- 床版配力鉄筋 上段 : D 22 @ 125 mm 材質 SD345
- 床版配力鉄筋 下段 : D 22 @ 125 mm 材質 SD345

鋼桁断面形状:

	幅	厚さ	材質
上フランジ	550 ×	71 mm	SM570-H
腹板	2355 ×	25 mm	SM570
下フランジ	700 ×	74 mm	SM570-H

部分係数は現地条件によるが、設計例では1.0とする。

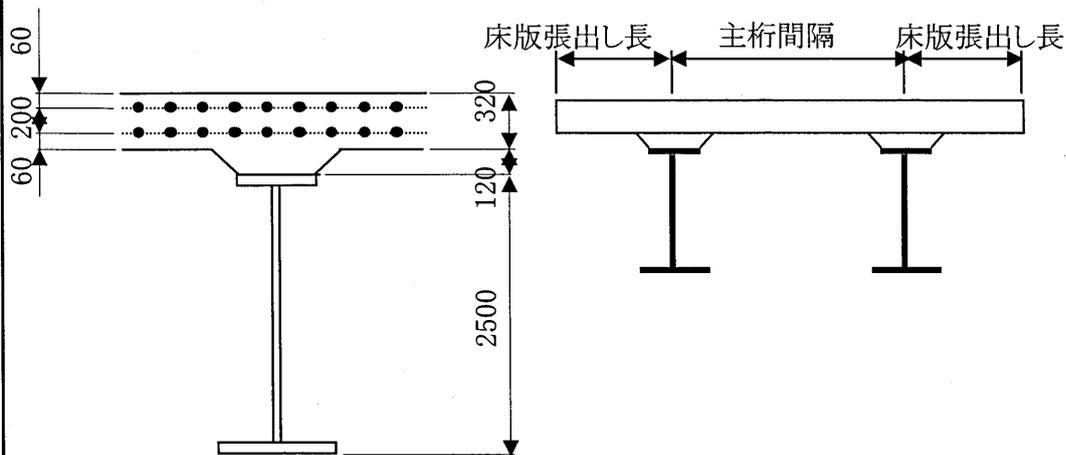


図 8-2 床版の断面詳細

(2) 床版の有効幅

床版の有効幅は道示に従う。

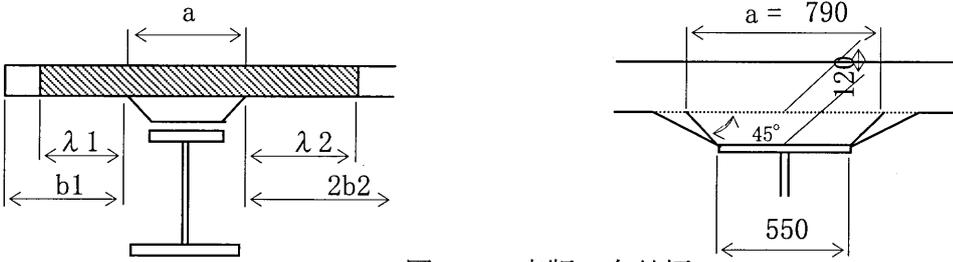


図 8-3 床版の有効幅

床版の基本幅 $b_1 = 2575 - 550 / 2 - 120 = 2180 \text{ mm}$
 $b_2 = 6000 / 2 - 550 / 2 - 120 = 2605 \text{ mm}$
 $a = 550 + 2 \times 120 = 790 \text{ mm}$
 $bs_0 = b_1 + b_2 + a = 5575 \text{ mm}$

等価支間長 $\ell = 0.2 \times (L_1 + L_2)$
 $= 0.2 \times (50000 + 60000)$
 $= 22000 \text{ mm}$

床版の片側有効幅 $b_1/\ell = 2180 / 22000 = 0.10 > 0.02 \ \& \ < 0.30$ より
 $\lambda_1 = \{ 1.06 - 3.2 (b_1/\ell) + 4.5 (b_1/\ell)^2 \} b_1$
 $= \{ 1.06 - 3.2 \times 0.1 + 4.5 \times 0.1^2 \} \times 2180$
 $= 1716 \text{ mm}$
 $b_2/\ell = 2605 / 22000 = 0.12 > 0.02 \ \& \ < 0.30$ より
 $\lambda_2 = \{ 1.06 - 3.2 (b_2/\ell) + 4.5 (b_2/\ell)^2 \} b_2$
 $= \{ 1.06 - 3.2 \times 0.12 + 4.5 \times 0.12^2 \} \times 2605$
 $= 1939 \text{ mm}$

床版の有効幅 $bs = \lambda_1 + \lambda_2 + a$
 $= 1716 + 1939 + 790 = 4444 \text{ mm}$

(3) 断面諸量

		A(cm ²)	Y(cm)	AY(cm ³)	AY ² (cm ⁴)	I(cm ⁴)	
1 -SLB	4444 × 320	14220.8	-152.9	-2173649	332242292	1213508	
36 -D	22 125 @	3.871 (cm ²)	139.4	-162.9	-22694	3695738	0
36 -D	22 125 @	3.871 (cm ²)	139.4	-142.9	-19907	2843716	0
1 -UFLG	550 × 71 (SM570-H)	390.5	-121.3	-47368	5745696	1640	
1 -WEB	2355 × 25 (SM570)	588.8	0.0	0	0	2721019	
1 -LFLG	700 × 74 (SM570-H)	518.0	121.5	62911	7640553	2364	

鉄筋比 $\rho_s = 278.712 / 14220.8 = 0.020$

標準示方書15.7によると、非弾性状態の照査の場合、弾性状態を想定している道示より広い有効幅を取ることができる。しかし、ここでは使用限界状態を対象としていることから、非弾性状態と弾性状態の有効幅に大きな差がないと考えられ、便宜上道示に従うこととした。

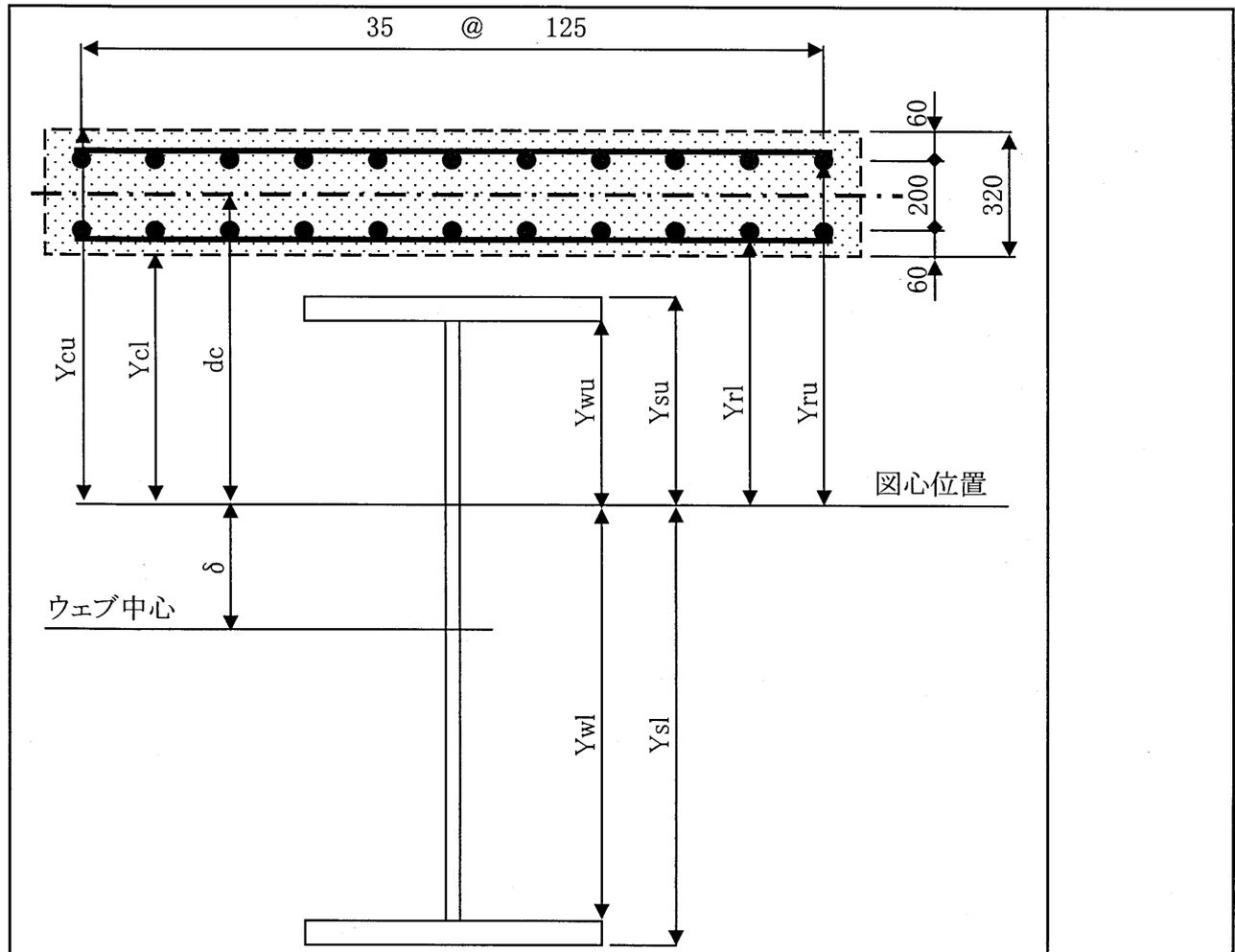


図 8-4 合成桁の断面諸元

	合成前	合成後	クリープ	乾燥収縮	鉄筋+桁	
	鋼桁断面	n = 7	n = 14	n = 21	鋼断面	
A : 断面積(cm ²)		1497.3	3528.8	2513.0	2174.4	1776.0
δ : 図心位置(cm)		10.4	-83.6	-55.6	-40.5	-15.2
I : 剛度(cm ⁴)		15949910	39090092	32161643	28431669	22240407
dc : 重心～床版中心		-	-69.3	-97.3	-112.4	-137.7
Ycu(ru) : 図心～床版上面(上段鉄筋)		-	-85.3	-113.3	-128.4	-147.7
Ycl(rl) : 図心～床版下面(下段鉄筋)		-	-53.3	-81.3	-96.4	-127.7
Ysu : 図心～上フランジ上端		-135.2	-41.3	-69.3	-84.4	-109.7
Ysl : 図心～下フランジ下端		114.8	208.7	180.7	165.6	140.4
Ywu : 図心～ウェブトップ		-128.1	-34.2	-62.2	-77.3	-102.6
Ywl : 図心～ウェブボトム		107.4	201.3	173.3	158.2	133.0
Zu : 上フランジ上縁断面係数		-117945	-947447	-464410	-336883	-202831
Zl : 下フランジ下縁断面係数		138974	187265	177937	171685	158464
Zwu : ウェブトップ断面係数		-124481	-1144379	-517462	-367827	-216874
Zwl : ウェブボトム断面係数		148553	194148	185533	179716	167284

8. 2. 2 設計断面力

(1) 曲げモーメント

合成前死荷重	$1.15 \times Md1 = 1.15 \times -19323 = -22222 \text{ kN}\cdot\text{m}$
合成後死荷重	$1.15 \times Md2 = 1.15 \times -4192 = -4821 \text{ kN}\cdot\text{m}$
活荷重	$1.15 \times Ml = 1.15 \times -9043 = -10400 \text{ kN}\cdot\text{m}$
クリープ	$1.15 \times Mcr = 1.15 \times -279 = -321 \text{ kN}\cdot\text{m}$
乾燥収縮	$1.15 \times Msh = 1.15 \times -2661 = -3061 \text{ kN}\cdot\text{m}$

合計最大曲げモーメント

$$\begin{aligned} M_{\max} &= 1.15 \times Md1 + 1.15 \times Md2 + 1.15 \times Ml + 1.15 \times Mcr + 1.15 \times Msh \\ &= -22222 + -4821 + -10400 + -321 + -3061 \\ &= -40824 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

(2) せん断力

合成前死荷重	$1.15 \times Vd1 = 1.15 \times 1854 = 2133 \text{ kN}$
合成後死荷重	$1.15 \times Vd2 = 1.15 \times 413 = 475 \text{ kN}$
活荷重	$1.15 \times Vl = 1.15 \times 1369 = 1574 \text{ kN}$
クリープ	$1.15 \times Vcr = 1.15 \times = 0 \text{ kN}$
乾燥収縮	$1.15 \times Vsh = 1.15 \times = 0 \text{ kN}$

合計最大せん断力

$$\begin{aligned} V_{\max} &= 1.15 \times Vd1 + 1.15 \times Vd2 + 1.15 \times Vl + 1.15 \times Vcr + 1.15 \times Vsh \\ &= 2133 + 475 + 1574 + 0 + 0 \\ &= 4181 \text{ kN} \end{aligned}$$

8. 2. 3 応力度の算出

(1) 曲げ応力度の算出

- : 圧縮 , + : 引張

合成断面	上フランジ 上縁	下フランジ 下縁	ウェブ 上縁	ウェブ 下縁	床版上縁	床版下縁	床版中心
合成前死荷重	188.4	-159.9	178.5	-149.6	-	-	-
合成後死荷重	5.1	-25.7	4.2	-24.8	1.5	0.9	1.2
活荷重	11.0	-55.5	9.1	-53.6	3.2	2.0	2.6
クリープ	0.7	-1.8	0.6	-1.7	0.1	0.1	0.1
乾燥収縮	9.1	-17.8	8.3	-17.0	0.7	0.5	0.6
合計 σ_{\max}	214.3	-260.7	200.7	-246.7	5.5	3.5	4.5
降伏応力 (σ_y)	450.0	450.0	450.0	450.0	-	-	-
降伏応力比 σ_y / σ_{\max}	2.10	1.73	2.24	1.82	-	-	-

鋼断面	上フランジ 上縁	下フランジ 下縁	ウェブ 上縁	ウェブ 下縁	上筋	下筋
合成前死荷重	-	-	-	-	-	-
合成後死荷重	23.8	-30.4	22.2	-28.8	32.0	27.7
活荷重	51.3	-65.6	48.0	-62.2	69.0	59.7
クリープ	1.6	-2.0	1.5	-1.9	2.1	1.8
乾燥収縮	15.1	-19.3	14.1	-18.3	20.3	17.6
合計 σ_{max}	91.8	-117.3	85.8	-111.2	123.4	106.8
降伏応力 (σ_y)	450.0	450.0	450.0	450.0	450.0	450.0
降伏応力比 σ_y / σ_{max}	4.90	3.84	5.24	4.05	3.65	4.21

8. 2. 4 断面の照査

引張応力を受けるコンクリート床版においてコンクリートの断面を有効とする場合の判定は道示による。

合成断面床版上縁の応力度

$$= 5.5 \text{ N/mm}^2 > \text{Min}(40/15, 2.5) = 2.5 \text{ N/mm}^2$$

合成断面床版下縁の応力度

$$= 3.5 \text{ N/mm}^2 > \text{Min}(40/15, 2.5) = 2.5 \text{ N/mm}^2$$

合成断面床版中心の応力度

$$= 4.5 \text{ N/mm}^2 > \text{Min}(40/25, 1.5) = 1.5 \text{ N/mm}^2$$

よって、コンクリート断面を無効とする

(1) 曲げによる降伏の照査

最小降伏応力比 : $\sigma_y / \sigma_{max} = 3.84$

作用最大モーメント : $M_{max} = 40824.2 \text{ kN}\cdot\text{m}$

降伏曲げモーメント :

上フランジ降伏時の降伏モーメント

$$\begin{aligned} \sigma_{au} &= \sigma_y - \sigma_{d1} - \sigma_{d2} - \sigma_{d3} \\ &= 450.0 - 163.8 - 20.7 - 44.6 \\ &= 220.9 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{au} &= \sigma_{au} \times Z_u \\ &= 220.9 \times -202831 / 1000 \\ &= -44799 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

JSSC試案参照

降伏曲げモーメント算出時の応力は1.15倍の荷重係数を考慮しない。

$$\begin{aligned} M_{yu} &= M_{\max} + M_{au} \\ &= -35499 + (-44799.2) \\ &= -80299 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

下フランジ降伏時の降伏モーメント

$$\begin{aligned} \sigma_{al} &= \sigma_y - \sigma_{d1} - \sigma_{d2} - \sigma_{dl} \\ &= -450.0 - (-139.0) - (-26.4) - (-57.0) \\ &= -227.5 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{al} &= \sigma_{al} \times Z_u \\ &= -227.5 \times 158464 / 1000 \\ &= -36047 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{yl} &= M_{\max} + M_{au} \\ &= -35499 + (-36047) \\ &= -71546 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

降伏モーメントの算出

$$\begin{aligned} M_y &= \text{Min}(M_{yu}, M_{yl}) \\ &= \text{Min}(80298.5 , 71546) \\ &= 71546.4 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \geq \quad M_{\max} = 40824.2 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

OK

(2)せん断による降伏の照査

$$\begin{aligned} \text{降伏せん断耐力} \quad : \quad S_y &= b_w \cdot t_w \cdot \tau_y \\ &= 2355 \times 25 \times 450 / (\sqrt{3}) / 1000 \\ &= 15307.5 \text{ kN} \quad \geq \quad V_{\max} = 4181 \text{ kN} \end{aligned}$$

OK

(3)組み合わせに対する照査

組み合わせの照査はVon Misesの式を用いる。

$$\begin{aligned} \gamma_i^2 \{ (M_{\max} / M_y)^2 + (V_{\max} / S_y)^2 \} / 1.21 &\leq 1.0 \\ = 1^2 \times \{ (40824.2 / 71546.4107050882)^2 + (4181.2045 / 15307.5)^2 \} / 1.21 \\ = 0.33 &\leq 1.0 \end{aligned}$$

OK

8.2.5 ひび割れ幅の照査

主桁作用によるひび割れ幅の照査を行う

	床版上縁	床版下縁	床版中心	N/mm ²
コンクリートクリープによる応力度	0.1	0.1	0.1	
コンクリート乾燥収縮に於ての応力度	0.7	0.5	0.6	
クリープ、乾燥収縮の合計応力度 σ_1	0.8	0.6	0.7	

コンクリートの引張強度

$$\begin{aligned}
 f_{ctk} &= 0.23f_{ck}^{2/3} \\
 &= 0.23 \times 40.0^{2/3} \\
 &= 2.69 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

床版平均応力度

$$\begin{aligned}
 \sigma_m &= kc_0 \cdot f_{ctk} \\
 &= 0.812 \times 2.69 \\
 &= 2.18 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

床版の応力勾配係数

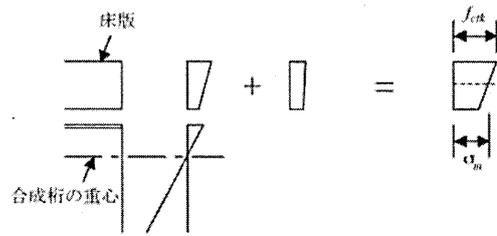
$$\begin{aligned}
 kc_0 &= 1/(1+tc/(2 \cdot dc)) \\
 &= 1/(1+320/(2 \times 692.6)) \\
 &= 0.812
 \end{aligned}$$

初期ひび割れ軸力

$$\begin{aligned}
 N_{cr} &= \sigma_m(1+n\rho_s)A_c \\
 &= 2.18 \times (1+15 \times 0.02) \times 1422080/1000 \\
 &= 4030.2 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

初期ひび割れモーメント

$$\begin{aligned}
 M_{cr} &= (f_{ctk} - \sigma_1) \cdot n \cdot I_v \cdot kc_0 / dc \\
 &= (2.69 - 0.7) \times 7 \times 390900921100 \times 0.812 / (-692.6) / 1000000 \\
 &= -6384 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$



(a) 荷重による応力 (b) 収縮, クリープによる応力 (c) 合計応力

図 8-5 Ncr算定のための応力 σ_m の定義

コンクリート標準示方書(2007年度制定)

文献2) 参照

安定ひび割れモーメント

$$\begin{aligned} M_{er} &= (N_{cr}/A_s - \beta \cdot f_{ctk} / (\alpha_{st} \cdot \rho_s)) \cdot I_{rv} / d_c \\ &= -(4030200/27871.2 - 0.4 \times 2.69 / (1.65 \times 0.02)) \times \\ &\quad 222404073300 / 1376.5 / 1000000 \\ &= -18095 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

文献3) 参照

ここに:

$$\begin{aligned} \alpha_{st} &= A_{rv} \cdot I_{rv} / (A_g \cdot I_g) \\ &= 1775.962 \times 22240407.33 / (1497.25 \times 15949910.07) \\ &= 1.65 \end{aligned}$$

$$\beta = 0.4$$

初期ひび割れ状態のひび割れ幅

$$\begin{aligned} W_{cr} &= L_1 \cdot (N_{cr} / (E_s \cdot A_s) - \beta_m N_{cr} / (E_s \cdot A_s) - \epsilon_{csd}) \\ &= 336.9 \times (4030200 / (205000 \times 27871.2) - 0.6 \times \\ &\quad 4030200 / (205000 \times 27871.2) - (-0.00015)) \\ &= 0.146 \text{ mm} \end{aligned}$$

ここに:

L1 : 初期ひび割れ間隔

$$\begin{aligned} L_1 &= \sigma_{sr2} \phi / (2.7 \cdot f_{ctk} (1 + n \rho_s)) \\ &= 144.6 \times 22 / (2.7 \times 2.69 \times (1 + 15 \times 0.02)) \\ &= 336.9 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{sr2} &= N_{cr} / A_s \\ &= 4030200 / 27871.2 \\ &= 144.6 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

初期平均ひずみを考慮するための係数 $\beta_m = 0.6$ 乾燥収縮度 $\epsilon_{csd} = -0.00015$

安定ひび割れ状態のひび割れ幅

$$\text{設計曲げモーメント } Md = -18603 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad (\text{前死荷重考慮しない})$$

$$\begin{aligned} W_{er} &= L2 \cdot (Md \cdot Y_{ru} / (E_s \cdot I_{rs}) + \beta \cdot f_{ctk} / (E_s \cdot \alpha_{st} \cdot \rho_s) - \beta \cdot f_{ctk} / (E_s \cdot \rho_s) - \epsilon_{csd}) \\ &= 268.1 \times (18602687500 \times 1476.5 / (205000 \times 222404073300) + 0.2 \times \\ &\quad 2.69 / (205000 \times 1.65 \times 0.02) - 0.2 \times 2.69 / (205000 \times 0.02) - (-0.00015)) \\ &= 0.188 \text{ mm} \end{aligned}$$

ここに: L2 : 安定ひび割れ間隔

$$\begin{aligned} L2 &= 4 \cdot C + 0.7 \cdot (C_s - \phi) \\ &= 4 \times 49 + 0.7 \times (125 - 22) \\ &= 268.1 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{配力筋の純かぶり } C = 60 - 0.5 \times 22 = 49 \text{ mm}$$

$$\text{鉄筋のピッチ } C_s = 125 \text{ mm}$$

$$\text{平均ひずみを考慮するための係数 } \beta = 0.2$$

$$W_{md} = \begin{cases} W_{cr} + (W_{er} - W_{cr}) / (M_{er} - M_{cr}) \cdot (M_{max} - M_{cr}) & (M_{cr} \leq Md \leq M_{er}) \\ W_{er} & (M_{er} \leq Md) \end{cases}$$

$M_{er} = 18095.2 < Md = 18602.6875 \text{ kN}\cdot\text{m}$ 、よって

$$W_{md} = W_{er}$$

$$= 0.188 \text{ mm}$$

一般環境とし、ひび割れの限界値は $0.005 C$ とする。

$$W_a = 0.005 \times 49 = 0.245 \text{ mm}$$

$$\gamma_i \cdot \omega_{md} / \omega_a = 1 \times 0.188 / 0.245$$

$$= 0.77 \leq 1.0$$

OK

第9章 ずれ止めの断面計算

9.1 安全限界状態の照査

9.1.1 ずれ止めの照査方法

安全限界状態において、ずれ止めの非弾性変形を許容するため、橋軸方向の単位長さ当りの設計耐力 q_{rd} の10%まで作用水平せん断力 q_{sd} を超過することを許容している。この場合、局所的にはコンクリート床版と鋼桁間でずれ変形を許容することになるが、ずれ止めの配置が一定の区間において作用する全水平せん断力 Q_{sd} がこの区間のずれ止めの設計耐力 Q_{rd} の総和を超えなければ合成桁としての耐力を有するため、この形で照査する。

具体的にずれ止めの安全限界状態の照査式は以下のとおりである。

$$\begin{cases} 1 / 1.1 \times \gamma_i \times (q_{sd} / q_{rd}) \leq 1 \\ \gamma_i \times (Q_{sd} / Q_{rd}) \leq 1 \end{cases}$$

q_{sd} : 橋軸方向の単位長さ当りの作用水平せん断力

$q_{rd} = Q_{rd} / L_{ab}$

: ずれ止めの1つ当りの耐力と配置により定まる単位長さ当りのずれ止めの設計耐力

$$Q_{sd} = N_b - N_a = \int_{x_a}^{x_b} q_{sd} dx$$

: ずれ止めの形式と配置が同一の区間における作用水平せん断力断面a, bにおける床版に作用する軸力 N_a, N_b の差から求める。

$Q_{rd} = n_{ab} \times V_{ud}$

: 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区間 L_{ab} におけるずれ止めの個数 n_{ab} とずれ止めひとつ当りの設計耐力 V_{ud} より求める。

$\gamma_i = 1.0$: 構造物係数

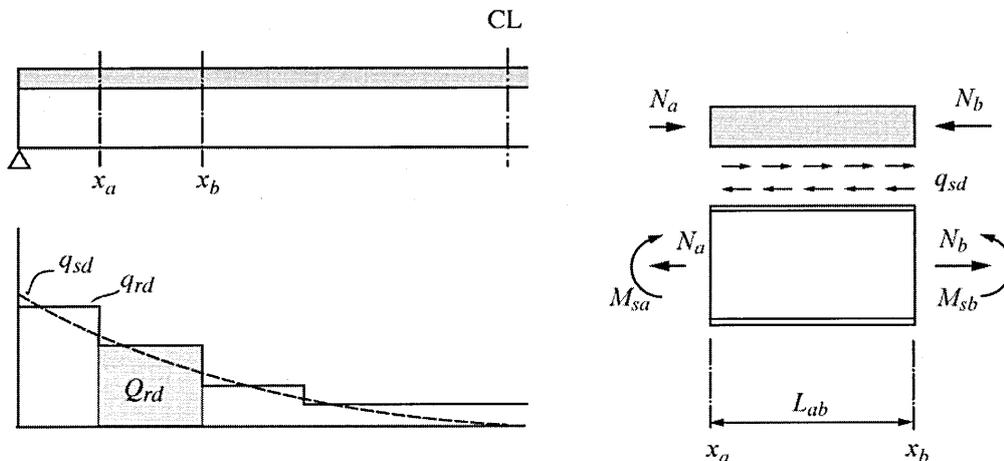


図9-1 水平せん断力の分布(断面降伏前)

標準示方書15.4.1および15.4.3に従い、照査は安全限界状態と疲労限界状態について行う。

標準示方書15.4.4に従う。ただし、支点上付近では、橋軸直角方向の水平せん断力が支配的になることがある。また、鋼少数主桁の場合、主桁間隔が大きいため、中間横桁位置の主桁上のずれ止めには、後死荷重、プレストレス、活荷重による床版の回転変形により引き抜き力が発生する。これらについては、文献4)などが参考となる。

本計算例では、構造物係数を $\gamma_i = 1.0$ と設定した。

9. 1. 2 作用水平せん断力の計算方法

(1) 合成後死荷重と活荷重による作用水平せん断力

ずれ止めにはスタッドジベルを用いる。

下式によってスタッドジベルに作用する水平せん断力を算出する。

$$q_{sd}^V = G \times S_v / I_v$$

$$= dvc \times (A_c / n) \times S_v / I_v$$

q_{sd}^V : 合成後死荷重と活荷重による作用水平せん断力 (橋軸単位長さ当り)

G : 合成断面中立軸に関する床版の断面一次モーメント

$n = 7$

: 鋼材と床版コンクリートのヤング係数比

A_c : 床版コンクリート断面積

dvc : 合成断面中立軸よりコンクリート重心までの距離

S_v : 合成断面に作用する垂直せん断力

I_v : 合成断面の断面二次モーメント

ただし、安全限界状態において鋼桁部分の塑性化が生じる区間では、ずれ止め設計用の作用水平せん断力の算出に、鋼桁の塑性化の影響を考慮する。

具体的には下図に示すように、照査区間 (x_a - x_b 区間) の2断面において、コンクリート床版に作用する軸力の差を求めて、ずれ止めの水平せん断力を算出する。このとき、断面 x_a は弾性状態であるので、通常のはり理論により床版軸力 N_a を求めることができる。

一方、断面 x_b では、もし断面が全塑性状態にあれば容易に床版軸力を求められるが、鋼断面の一部のみが塑性化している場合は、下図に示すように合成桁の全モーメント M と床版軸力 N の関係において降伏モーメント M_y とその時に床版軸力 N_y の点と、全塑性モーメント M_p とそのときの床版軸力 N_p の点を結ぶ直線によって、曲げモーメント M より床版軸力 N を求める。

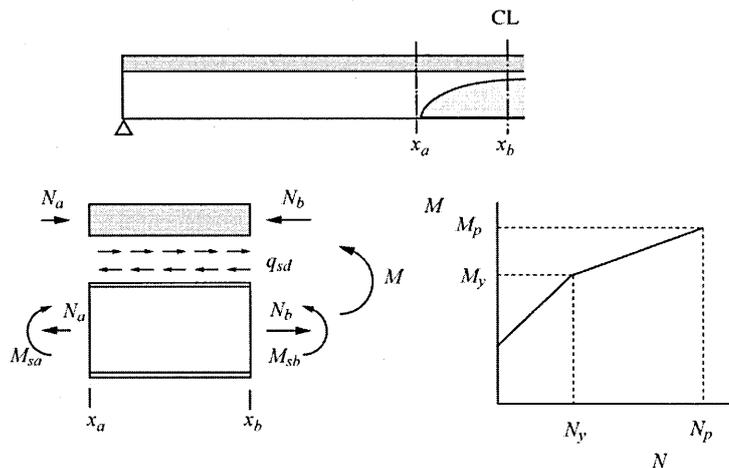


図9-2 水平せん断力の分布 (断面降伏後)

スタッドジベルの構造細目は、標準示方書15.5.1によると道示、AASHTO、ECなどが参考になる。ここでは国内の使用実績を考慮して、道示に従う。

標準示方書15.4.7に従う。

(2) 床版と鋼桁との温度差による作用水平せん断力

道示11.5.2参照。

床版と鋼桁との温度差により生じる水平せん断力を、床版の自由端において三角形分布で分担するものとする。分担範囲は、主桁間隔または支間長合計の1/10の小さい値とする。

温度差による水平せん断力とスタッドジベルに作用する単位長さ当りの水平せん断力は下式により算出する。

$$Q_{sd}^T = E_s \times \epsilon t \times (A_c/n) \times [1 - \{ (A_c/n/A_v) + (A_c/n \times dvc^2/I_v) \}]$$

Q_{sd}^T : 温度差による作用水平せん断力

E_s : 鋼のヤング係数

$$\epsilon t = \alpha \times \Delta t = 12 \times 10^{-6} \times 10 = 12 \times 10^{-5}$$

$$\alpha = 12 \times 10^{-6}$$

: 床版コンクリートと鋼材の線膨張係数

$$\Delta t = 10 \text{ }^\circ\text{C}$$

: 床版コンクリートと鋼桁の温度差

A_v : 合成断面積

$$q_{sd}^T = 2 \times Q_{sd}^T / a$$

q_{sd}^T : 温度差による単位長さ当りの作用水平せん断力

a : 端部の分担範囲(主桁間隔と支間長合計/10の小さい方)

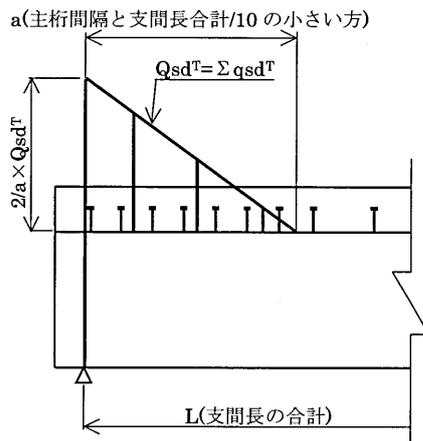


図9-3 床版と鋼桁との温度差による作用水平せん断力

(3) 乾燥収縮による作用水平せん断力

道示11.5.2参照。

床版コンクリートの乾燥収縮により生じる水平せん断力を、床版の自由端部において三角形分布で分担するものとする。分担範囲は、主桁間隔または支間長合計の1/10の小さい値とする。

乾燥収縮による水平せん断力とスタッドジベルに作用する単位長さ当りの水平せん断力は下式により算出する。

$$Q_{sd}^{SH} = E_s \times \varepsilon_s \times (A_c/n_2) \times [1 - \{ (A_c/n_2/A_v2) + (A_c/n_2 \times d_{vc2}^2/I_v2) \}]$$

Q_{sd}^{SH} : 乾燥収縮による作用水平せん断力

$$\varepsilon_s = 20 \times 10^{-5}$$

: 最終収縮度

$$n_2 = 21$$

: 乾燥収縮算出用の鋼材と床版コンクリートのヤング係数比

A_v2 : n_2 を用いて求めた合成断面積

d_{vc2} : n_2 を用いて求めた合成断面中立軸からコンクリート重心までの距離

I_v2 : n_2 を用いて求めた合成断面の断面二次モーメント

$$q_{sd}^{SH} = 2 \times Q_{sd}^{SH} / a$$

q_{sd}^{SH} : スタッドジベルに作用する単位長さ当りの水平せん断力

a : 端部の分担範囲(主桁間隔と支間長合計/10の小さい方)

(4) 作用水平せん断力の組合せ

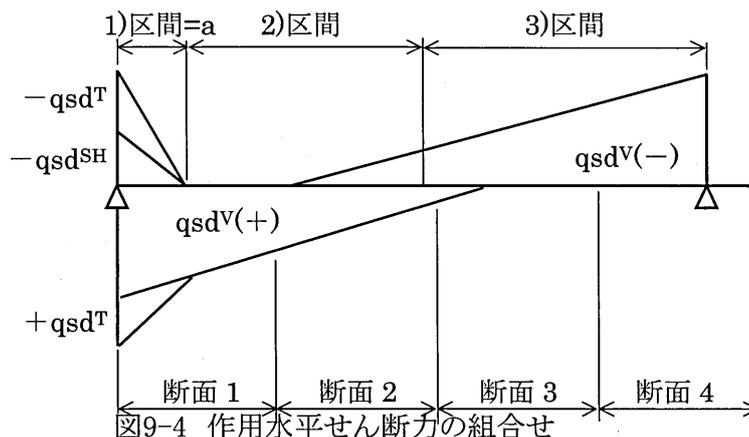
端支点部でのスタッドジベルに作用する水平荷重の符号を次のように定義すると

- ・ 支間部より支点部に向かう水平荷重 : + 符号
- ・ 端支点部より支間部に向かう水平荷重 : - 符号

作用荷重ごとの符号は次のようになる。

- ・ 正曲げが生じる合成後死荷重と活荷重による水平せん断力 : +
- ・ 負曲げが生じる活荷重による水平せん断力 : -
- ・ 床版と鋼桁との温度差による水平せん断力 : ±
- ・ 乾燥収縮による水平せん断力 : -

以上より、端支点部での作用水平せん断力の組合せは、下図のようになる。
+側では主荷重と温度差による水平せん断力を合計し、-側では負の活荷重と温度差、および乾燥収縮を合計する。



9. 1. 3 作用水平せん断力の計算結果

(1) 合成後死荷重と活荷重による作用水平せん断力

9. 1. 2(1)の計算方法による計算結果を示す。

表9-1 鋼桁の塑性を考慮していない線形計算による水平せん断力

Lab (m)	X (m)	断面区分	節点	lv (m4)			垂直せん断力 Sv (kN)			水平せん断力 qsd ^y (kN/m)			
				lv (cm4)	dvc (cm)	Ac (cm2)	D	Lmax	Lmin	D	Lmax	Lmin	1.7(D+L)
6.000	0.000	1	A1 201	26031968	-52.9	14222.3	245.0	1138.6	-166.5	101.1	469.8	-68.7	970.5
1.500	6.000	1	a=6m	26031968	-52.9	14222.3	166.1	911.5	-170.4	68.5	376.1	-70.3	755.8
6.500	7.500	1	202	26031968	-52.9	14222.3	146.4	854.7	-171.4	60.4	352.6	-70.7	702.2
1.000	14.000	1	203	26031968	-52.9	14222.3	60.9	654.0	-296.2	25.1	269.8	-122.2	501.4
7.500	15.000	2	204	24046409	-47.1	14222.3	47.7	624.4	-320.1	19.0	248.2	-127.3	454.2
5.500	22.500	2	205	24046409	-47.1	14222.3	-51.0	416.0	-504.0	-20.3	165.4	-200.4	-375.1
2.000	28.000	2	206	24046409	-47.1	14222.3	-123.3	300.6	-666.2	-49.0	119.5	-264.8	-533.6
5.000	30.000	3	207	33125371	-61.4	14222.3	-149.6	261.2	-724.6	-56.3	98.3	-272.7	-559.3
2.500	35.000	3	208	33125371	-61.4	14222.3	-215.4	173.8	-874.3	-81.1	65.4	-329.0	-697.1
4.500	37.500	3	209	33125371	-61.4	14222.3	-248.3	138.5	-944.4	-93.4	52.1	-355.4	-763.0
0.500	42.000	3	210	33125371	-61.4	14222.3	-307.5	101.6	-1092.4	-115.7	38.2	-411.1	-895.6
0.500	42.000	4	210	39405650	-69.5	14222.3	-307.5	101.6	-1092.4	-110.2	36.4	-391.7	-853.3
2.500	42.500	4	211	39405650	-69.5	14222.3	-314.0	99.6	-1101.9	-112.6	35.7	-395.1	-863.1
5.000	45.000	4	212	39405650	-69.5	14222.3	-346.9	95.2	-1188.2	-124.4	34.1	-426.0	-935.7
3.750	50.000	4	P1 213	39405650	-69.5	14222.3	-412.7	102.2	-1346.8	-148.0	36.7	-482.9	-1072.5
2.000	53.750	4	214	39405650	-69.5	14222.3	394.6	1368.7	-163.3	141.5	490.8	-58.5	141.0
3.250	55.750	4	215	39405650	-69.5	14222.3	345.3	1249.5	-159.8	123.8	448.0	-57.3	972.1
2.250	59.000	5	216	33428412	-61.8	14222.3	319.0	1186.8	-159.6	114.4	425.6	-57.2	917.9
4.250	61.250	5	217	33428412	-61.8	14222.3	276.2	1089.0	-162.0	103.8	409.0	-60.8	871.7
3.250	65.500	5	218	33428412	-61.8	14222.3	246.6	1010.4	-168.8	92.6	379.5	-63.4	802.7
6.750	68.750	6	219	22978224	-45.8	14222.3	190.7	886.7	-222.6	71.6	333.0	-83.6	688.0
0.750	75.500	6	220	22978224	-45.8	14222.3	148.0	796.6	-275.5	60.0	322.9	-111.6	650.8
3.750	76.250	7	221	22978224	-45.8	14222.3	59.2	611.7	-401.0	24.0	247.9	-162.5	462.2
3.750	80.000	7	222	22978224	-45.8	14222.3	49.3	593.2	-420.4	20.0	240.4	-170.4	442.6
3.750	80.000	7	222	22978224	-45.8	14222.3	0.0	508.3	-508.3	0.0	206.0	-206.0	350.2

表9-2 鋼桁の塑性を考慮した水平せん断力

部材番号	断面	部材長 Lab (m)	作用モーメント				曲げ耐力				床版軸力				水平せん断力					
			前死荷重時 Mdl(kNm)		終局限界状態 Mmax(kNm)		降伏 My(kNm)		全塑性 Mp(kNm)		降伏 Ny(kN)		全塑性 Np(kN)		作用軸力 N(kN)		Qsd ^y (kN)	qsd ^y (kN/m)		
			I端	J端	I端	J端	I端	J端	I端	J端	I端	J端	I端	J端	I端	J端	I端	J端		
1-1	1	7.500	0	6460	0	24373	41440	37524	-	-	-	降伏していないため計算省略				-	-			
1-2	1	6.500	6460	9387	24373	36354	37524	35750	58889	58889	15966	13550	35089	35089	9207	-	-	14112	4905	754.6
2-1	2	1.000	9387	9617	36354	37441	33264	33167	51407	51407	12125	11959	32274	32274	-	-	15556	16719	1163	1163.0
2-2	2	7.500	9617	9471	37441	39352	33167	33229	51407	51407	11959	12064	32274	32274	-	-	16719	18871	2152	286.9
2-3	2	5.500	9471	7265	39352	33775	33229	34160	51407	51407	12064	13658	32274	32274	-	13463	18871	-	-5409	-983.4
3-1	3	2.000	7265	6022	33775	30321	51564	52079	-	-	-	降伏していないため計算省略				-	-			
3-2		5.000	6022	1888	30321	18346	52079	53792	-	-	-	降伏していないため計算省略				-	-			
3-3		2.500	1888	-730	18346	10633	53792	54877	-	-	-	降伏していないため計算省略				-	-			
3-4		4.500	-730	-6366	10633	-6096	54877	-45175	-	-	-	降伏していないため計算省略				-	-			
4-1	4	0.500	-6366	-7066	-6096	-8108	-70327	-70230	-	-	-	降伏していないため計算省略				-	-			
4-2		2.500	-7066	-10785	-8108	-18256	-70230	-69714	-	-	-	降伏していないため計算省略				-	-			
4-3		5.000	-10785	-19323	-18256	-37193	-69714	-68530	-	-	-	降伏していないため計算省略				-	-			
4-4		3.750	-19323	-13130	-37193	-24636	-69389	-69389	-	-	-	降伏していないため計算省略				-	-			
4-5		2.000	-13130	-10164	-24636	-17113	-69389	-69800	-	-	-	降伏していないため計算省略				-	-			
5-1	5	3.250	-10164	-5847	-17113	-5255	-44405	-45207	-	-	-	降伏していないため計算省略				-	-			
5-2		2.250	-5847	-3221	-5255	2562	-45207	56549	-	-	-	降伏していないため計算省略				-	-			
5-3		4.250	-3221	928	2562	15627	56549	54830	-	-	-	降伏していないため計算省略				-	-			
6-1	6	3.250	928	3385	15627	23393	34899	33677	48608	48608	-	降伏していないため計算省略				-	-			
6-2		6.750	3385	6507	23393	33263	33677	32124	48608	48608	15755	13324	28904	28904	10406	-	-	14400	3994	591.7
7-1	7	0.750	6507	6688	33263	33828	32124	32034	48608	48608	13324	13182	28904	28904	-	-	14400	14884	484	645.3
7-2		3.750	6688	7101	33828	35131	32034	31829	48608	48608	13182	12861	28904	28904	-	-	14884	16018	1134	302.4

(2) 床版と鋼桁との温度差による作用水平せん断力

桁端部断面を対象に、床版と鋼桁との温度差により生じる水平せん断力を以下に示す。

桁端部の断面諸量

		A(cm ²)	Y(cm)	AY(cm ³)	AY ² (cm ⁴)	I(cm ⁴)
1 -SLB	5018 × 320	16057.6	-153.0	-2456813	375892358	1370249
40.1 -D	22 125 @ 3.871 (cm ²)	155.4	-163.0	-25330	4128754	0
40.1 -D	22 125 @ 3.871 (cm ²)	155.4	-143.0	-22222	3177722	0
1 -UFLG	550 × 26 (SM490Y)	143.0	-123.7	-17689	2188142	81
1 -WEB	2448 × 26 (SM490Y)	636.5	0.0	0	0	3178530
1 -LFLG	700 × 30 (SM490Y)	210.0	123.9	26019	3223754	158

	合成前	合成後	クリープ	乾燥収縮	鉄筋+鋼
	鋼断面	n = 7	n = 14	n = 21	
A : 断面積(cm ²)	989.5	3283.4	2136.5	1754.1	1300.3
E : 重心位置(cm)	8.4	-104.4	-78.2	-61.9	-30.2
I : 剛度(cm ⁴)	8520539	26728590	22459591	19824424	14714050
dc : 重心～床版中心	-	-48.6	-74.8	-91.1	-
Ycu : 重心～床版上面(上段鉄筋)	-	-64.6	-90.8	-107.1	-132.8
Ycl : 重心～床版下面(下段鉄筋)	-	-32.6	-58.8	-75.1	-112.8
Ysu : 重心～上フランジ上端	-133.4	-20.6	-46.8	-63.1	-94.8
Ysl : 重心～下フランジ下端	117.0	229.8	203.6	187.3	155.6
Zu : 上フランジ上端断面係数	-63863	-1294710	-480320	-314404	-155153
Zl : 下フランジ下端断面係数	72837	116335	110290	105817	94585

$$\begin{aligned}
 Q_{sd}^T &= E_s \times \varepsilon_t \times (A_c/n) \times [1 - \{ (A_c/n/A_v) + (A_c/n \times dvc^2/I_v) \}] \\
 &= 2.0 \times 10^5 \times 12 \times 10^{-5} \times (1605760 / 7) \times \\
 &\quad [1 - \{ (1605760 / 7 / 328340) + (1605760 / 7 \times \\
 &\quad 486^2 / 267285900000) \}] \\
 &= 543.1 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

桁端部における水平せん断力の分担範囲 a

$$\begin{aligned}
 \text{主桁間隔} &= 6.0 \text{ m} \\
 \text{支間長合計}/10 &= (50 + 60 + 50) / 10 = 16.0 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\text{主桁間隔} < \text{支間長合計}/10 \text{ より } a = 6.0 \text{ m}$$

単位長さ当りの水平せん断力

$$\begin{aligned}
 \text{最大値 } q_{sd}^T &= 2 \times Q_{sd}^T / a \\
 &= 2 \times 543.1 / 6.0 \\
 &= 181.0 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

(3) 乾燥収縮による作用水平せん断力

桁端部断面を対象に、床版コンクリートの乾燥収縮により生じる水平せん断力を以下に示す。

$$\begin{aligned}
 Q_{sd}^{SH} &= E_s \times \epsilon_s \times (A_c/n_2) \times [1 - \{ (A_c/n_2 / A_v^2) + (A_c/n_2 \times d_{vc}^2 / I_v^2) \}] \\
 &= 2.0 \times 10^5 \times 2.0 \times 10^{-5} \times (1605760 / 21) \times \\
 &\quad [1 - \{ (1605760 / 21 / 175410) + (1605760 / 21 \times \\
 &\quad 911^2 / 198244240000) \}] \\
 &= 74.6 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

単位長さ当りの水平せん断力

$$\begin{aligned}
 \text{最大値 } q_{sd}^{SH} &= 2 \times Q_{sd}^{SH} / a \\
 &= 2 \times 74.6 / 6.0 \\
 &= 24.9 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

(4) 作用水平せん断力の組合せ

表9-3 作用水平せん断力一覧

区間長 Lab (m)	橋軸長 X (m)	断面区分	節点	作用水平せん断力										区間当り Qsd (kN)	
				単位長さ当り											
				(断面降伏以下)		(断面降伏)		温度差(+)	温度差(-)	乾燥収縮	qsd (kN/m)		MAX	MIN	
max	min	max	min				MAX	MIN	MAX	MIN					
6.000	0.000	1-1i	A1 201	970.5	0.0			181.1	-181.1	-24.9	1151.6	-206.0	5722.4	-627.1	
1.500	6.000		a=6m	755.8	-3.0						755.8	-3.0	10512.4	-9382.0	
	7.500	1-1j	202	702.2	-17.6						702.2	-17.6			
6.500	7.500	1-2i		702.2	-17.6	754.6					754.6	-17.6			
	14.000	1-2j	203	501.4	-165.1	754.6					754.6	-165.1			
1.000	14.000	2-1i		501.4	-165.1	1163.0					1163.0	-165.1			
	15.000	2-1j	204	454.2	-184.1	1163.0					1163.0	-184.1			
7.500	15.000	2-2i		454.2	-184.1	286.9					286.9	-184.1			
	22.500	2-2j	205	246.7	-375.1	286.9					286.9	-375.1			
5.500	22.500	2-3i		246.7	-375.1		-983.4				246.7	-983.4			
	28.000	2-3j	206	119.8	-533.6		-983.4				119.8	-983.4			
2.000	28.000	3-1i		119.8	-533.6						119.8	-533.6			
	30.000	3-1j	207	71.4	-559.3						71.4	-559.3			
5.000	30.000	3-2i		71.4	-559.3						71.4	-559.3	178.4	-16396.4	
	35.000	3-2j	208	0.0	-697.1						0.0	-697.1			
2.500	35.000	3-3i		0.0	-697.1						0.0	-697.1			
	37.500	3-3j	209	0.0	-763.0						0.0	-763.0			
4.500	37.500	3-4i		0.0	-763.0						0.0	-763.0			
	42.000	3-4j	210	0.0	-895.6						0.0	-895.6			
0.500	42.000	4-1i		0.0	-853.3						0.0	-853.3			
	42.500	4-1j	211	0.0	-863.1						0.0	-863.1			
2.500	42.500	4-2i		0.0	-863.1						0.0	-863.1			
	45.000	4-2j	212	0.0	-935.7						0.0	-935.7			
5.000	45.000	4-3i		0.0	-935.7						0.0	-935.7			
	50.000	4-3j	PI 213	0.0	-1072.5						0.0	-1072.5			
3.750	50.000	4-4i		1074.8	0.0						1074.8	0.0	13687.4	-43.2	
	53.750	4-4j	214	972.1	0.0						972.1	0.0			
2.000	53.750	4-5i		972.1	0.0						972.1	0.0			
	55.750	4-5j	215	917.9	0.0						917.9	0.0			
3.250	55.750	5-1i		917.9	0.0						917.9	0.0			
	59.000	5-1j	216	871.7	0.0						871.7	0.0			
2.250	59.000	5-2i		871.7	0.0						871.7	0.0			
	61.250	5-2j	217	802.7	0.0						802.7	0.0			
4.250	61.250	5-3i		802.7	0.0						802.7	0.0			
	65.500	5-3j	218	688.0	-20.3						688.0	-20.3			
3.250	65.500	6-1i		688.0	-20.3						688.0	-20.3	7787.4	-2587.2	
	68.750	6-1j	219	650.8	-87.8						650.8	-87.8			
6.750	68.750	6-2i		650.8	-87.8	591.7					591.7	-87.8			
	75.500	6-2j	220	462.2	-235.5	591.7					591.7	-235.5			
0.750	75.500	7-1i		462.2	-235.5	645.3					645.3	-235.5			
	76.250	7-1j	221	442.6	-255.7	645.3					645.3	-255.7			
3.750	76.250	7-2i		442.6	-255.7	302.4					302.4	-255.7			
	80.000	7-2j	222	350.2	-350.2	302.4					302.4	-350.2			

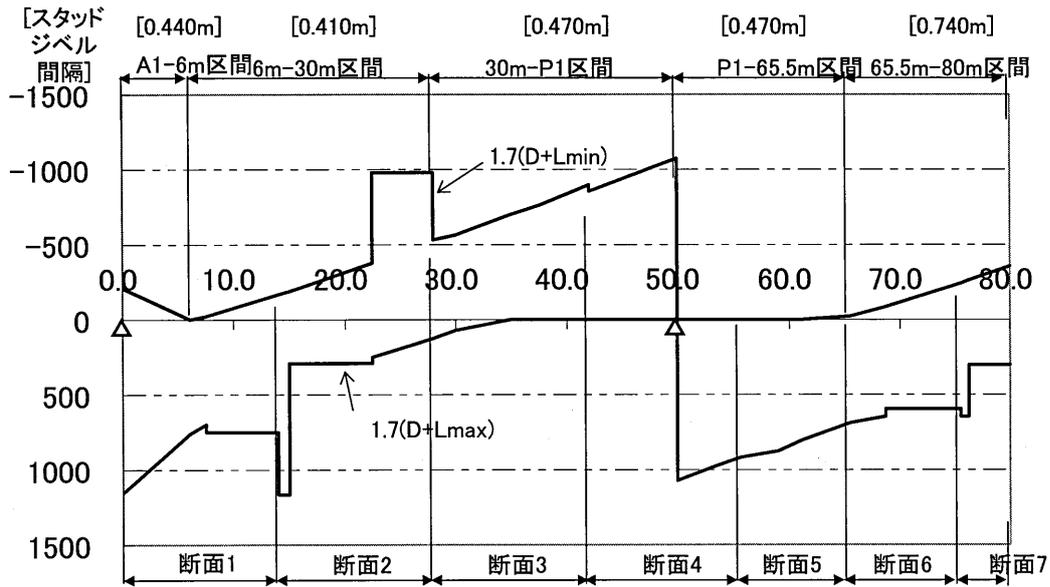


図9-5 作用水平せん断力の分布図

9. 1. 4 スタッドジベルの設計せん断耐力

スタッドジベルの設計せん断耐力は、次の2つの式のうち、小さい方とする。

$$\begin{cases} V_{sud} = [31 \times Ass \times \sqrt{ \{ (hss/dss) \times f'_{cd} \} + 10000 }] / \gamma b \\ V_{sud} = Ass \times fsud / \gamma b \end{cases}$$

ただし、 $hss/dss > 4$

V_{sud} : スタッドジベルの設計せん断耐力 (N/本)

Ass : スタッドジベル軸部の断面積 (mm²)

dss : スタッドジベルの軸径 (mm)

hss : スタッドジベルの高さ (mm)

$f'_{cd} = f'_{ck} / \gamma_{mc}$

: コンクリートの設計圧縮強度

f'_{ck} : コンクリートの圧縮強度の特性値

$fsud = fsuk / \gamma_{ms}$

: スタッドジベルの設計引張強度

$fsuk$: スタッドジベルの引張強度の特性値

$\gamma_{mc} = 1.3$: コンクリートの材料係数

$\gamma_{ms} = 1.0$: スタッドジベルの材料係数

$\gamma_b = 1.3$: 部材係数

スタッドジベルの軸径 : $dss = 22$ mm

スタッドジベルの高さ : $hss = 200$ mm

スタッドジベル軸部の断面積 : $Ass = 380.1$ mm²

コンパクト断面の材料非線形性を考慮した場合、部材ごとにI端とJ端の軸力差から水平せん断力を求めるため、水平せん断力の分布形状は階段状となる。

標準示方書15.4.6に従う。

本計算例では、各係数を左記のように設定した。

$$h_{ss} / d_{ss} = 200 / 22 = 9.1 > 4 \quad \text{O.K.}$$

コンクリートの設計圧縮強度 $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$
 $= 40 / 1.3$
 $= 30.8 \text{ N/mm}^2$

スタッドジベルの設計引張強度 $f_{sud} = f_{suk} / \gamma_s$
 $= 400 / 1.0$
 $= 400 \text{ N/mm}^2$

$$V_{sud} = (31 \times A_{ss} \times \sqrt{\{(h_{ss}/d_{ss}) \times f_{cd}\}} + 10000) / \gamma_b$$

$$= [31 \times 380.1 \times \sqrt{\{(200 / 22) \times 30.8\}} + 10000] / 1.3$$

$$= 159285 \text{ N/本}$$

$$V_{sud} = A_{ss} \times f_{sud} / \gamma_b$$

$$= 380.1 \times 400 / 1.3$$

$$= 116954 \text{ N/本}$$

$$V_{sud} = \min(159285, 116954)$$

$$= 117.0 \text{ kN/本}$$

9.1.5 スタッドジベルの配置

(1) 橋軸直角方向の配置

上フランジ幅は550mm一定であるので、右図のようにスタッドジベルを4本配置で橋軸方向に一定とする。

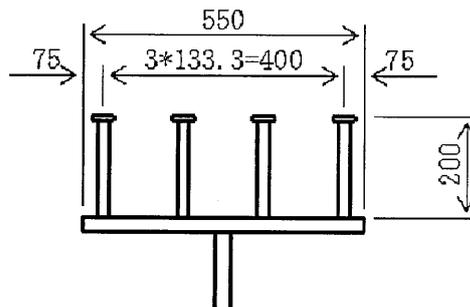


図9-6 スタッドジベル配置図(橋軸直角方向)

最小中心間隔

$$g_{min} = d_{ss} + 30 = 22 + 30 = 52 \text{ mm} \Rightarrow 133.3 \text{ mm}$$

最小縁端距離

$$d_{min} = 25 \text{ mm} \Rightarrow 64 \text{ mm}$$

(2) 橋軸方向の配置

最小中心間隔

$$p_{min} = 5 \times d_{ss} = 5 \times 22 = 110 \text{ mm}$$

最大中心間隔

$$p_{max} = \min(320 \times 3, 600)$$

$$= 600 \text{ mm}$$

道示11.5.4参照。

道示11.5.4参照。

道示11.5.3参照。

■A1～6m区間

$$\begin{aligned}
 p &= 0.440 \text{ m} \quad \text{とすると、} \\
 \text{qrd} &= 4 \text{本} \times \text{Vsud} / p \\
 &= 4 \times 117.0 / 0.440 \\
 &= 1063.2 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Lab} &= 6.000 \text{ m} \\
 \text{Qrd} &= \text{qrd} \times \text{Lab} \\
 &= 1063.2 \times 6.000 \\
 &= 6379.3 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

■6m～30m区間

$$\begin{aligned}
 p &= 0.410 \text{ m} \quad \text{とすると、} \\
 \text{qrd} &= 4 \text{本} \times \text{Vsud} / p \\
 &= 4 \times 117.0 / 0.410 \\
 &= 1141.0 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Lab} &= 24.000 \text{ m} \\
 \text{Qrd} &= \text{qrd} \times \text{Lab} \\
 &= 1141.0 \times 24.000 \\
 &= 27384.3 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

■30m～P1区間

$$\begin{aligned}
 p &= 0.470 \text{ m} \quad \text{とすると、} \\
 \text{qrd} &= 4 \text{本} \times \text{Vsud} / p \\
 &= 4 \times 117.0 / 0.470 \\
 &= 995.4 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Lab} &= 20.000 \text{ m} \\
 \text{Qrd} &= \text{qrd} \times \text{Lab} \\
 &= 995.4 \times 20.000 \\
 &= 19907.0 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

■P1～65.5m区間

$$\begin{aligned}
 p &= 0.470 \text{ m} \quad \text{とすると、} \\
 \text{qrd} &= 4 \text{本} \times \text{Vsud} / p \\
 &= 4 \times 117.0 / 0.470 \\
 &= 995.4 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Lab} &= 15.500 \text{ m} \\
 \text{Qrd} &= \text{qrd} \times \text{Lab} \\
 &= 995.4 \times 15.500 \\
 &= 15428.0 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

■65.5m～80m区間

$$\begin{aligned}
 p &= 0.740 \text{ m} \quad \text{とすると、} \\
 \text{qrd} &= 4 \text{本} \times \text{Vsud} / p \\
 &= 4 \times 117.0 / 0.740 \\
 &= 632.2 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Lab} &= 14.500 \text{ m} \\
 \text{Qrd} &= \text{qrd} \times \text{Lab} \\
 &= 632.2 \times 14.500 \\
 &= 9166.7 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

9. 1. 6 照査結果

表9-4 水平せん断力の照査結果一覧

区間長 Lab (m)	橋軸長 X (m)	断面区分	節点	水平せん断力									
				単位長さ当り (kN/m)						区間当り (kN)			
				qsd		qrd	1/1.1 × (qsd/qrd)	Qsd		Qrd	Qsd/Qrd		
				MAX	MIN			MAX	MIN				
6.000	0.000	1-1i	A1 201	1151.6	-206.0	1063.22	0.98	≤1 O.K.	5722.4	-627.1	6379.3	0.90	≤1 O.K.
1.500	6.000		a=6m	755.8	-3.0	1141.01	0.60	≤1 O.K.	10512.4	-9382.0	27384.3	0.38	≤1 O.K.
	7.500	1-1j	202	702.2	-17.6	1141.01	0.56	≤1 O.K.					
6.500	7.500	1-2i		754.6	-17.6	1141.01	0.60	≤1 O.K.					
	14.000	1-2j	203	754.6	-165.1	1141.01	0.60	≤1 O.K.					
1.000	14.000	2-1i		1163.0	-165.1	1141.01	0.93	≤1 O.K.					
	15.000	2-1j	204	1163.0	-184.1	1141.01	0.93	≤1 O.K.					
7.500	15.000	2-2i		286.9	-184.1	1141.01	0.23	≤1 O.K.					
	22.500	2-2j	205	286.9	-375.1	1141.01	0.30	≤1 O.K.					
5.500	22.500	2-3i		246.7	-983.4	1141.01	0.78	≤1 O.K.					
	28.000	2-3j	206	119.8	-983.4	1141.01	0.78	≤1 O.K.					
2.000	28.000	3-1i		119.8	-533.6	1141.01	0.43	≤1 O.K.					
	30.000	3-1j	207	71.4	-559.3	1141.01	0.45	≤1 O.K.					
5.000	30.000	3-2i		71.4	-559.3	995.352	0.51	≤1 O.K.	178.4	-16396.4	19907.0	0.82	≤1 O.K.
	35.000	3-2j	208	0.0	-697.1	995.352	0.64	≤1 O.K.					
2.500	35.000	3-3i		0.0	-697.1	995.352	0.64	≤1 O.K.					
	37.500	3-3j	209	0.0	-763.0	995.352	0.70	≤1 O.K.					
4.500	37.500	3-4i		0.0	-763.0	995.352	0.70	≤1 O.K.					
	42.000	3-4j	210	0.0	-895.6	995.352	0.82	≤1 O.K.					
0.500	42.000	4-1i		0.0	-853.3	995.352	0.78	≤1 O.K.					
	42.500	4-1j	211	0.0	-863.1	995.352	0.79	≤1 O.K.					
2.500	42.500	4-2i		0.0	-863.1	995.352	0.79	≤1 O.K.					
	45.000	4-2j	212	0.0	-935.7	995.352	0.85	≤1 O.K.					
5.000	45.000	4-3i		0.0	-935.7	995.352	0.85	≤1 O.K.					
	50.000	4-3j	P1 213	0.0	-1072.5	995.352	0.98	≤1 O.K.					
3.750	50.000	4-4i		1074.8	0.0	995.352	0.98	≤1 O.K.	13687.4	-43.2	15428.0	0.89	≤1 O.K.
	53.750	4-4j	214	972.1	0.0	995.352	0.89	≤1 O.K.					
2.000	53.750	4-5i		972.1	0.0	995.352	0.89	≤1 O.K.					
	55.750	4-5j	215	917.9	0.0	995.352	0.84	≤1 O.K.					
3.250	55.750	5-1i		917.9	0.0	995.352	0.84	≤1 O.K.					
	59.000	5-1j	216	871.7	0.0	995.352	0.80	≤1 O.K.					
2.250	59.000	5-2i		871.7	0.0	995.352	0.80	≤1 O.K.					
	61.250	5-2j	217	802.7	0.0	995.352	0.73	≤1 O.K.					
4.250	61.250	5-3i		802.7	0.0	995.352	0.73	≤1 O.K.					
	65.500	5-3j	218	688.0	-20.3	995.352	0.63	≤1 O.K.					
3.250	65.500	6-1i		688.0	-20.3	632.183	0.99	≤1 O.K.	7787.4	-2587.2	9166.7	0.85	≤1 O.K.
	68.750	6-1j	219	650.8	-87.8	632.183	0.94	≤1 O.K.					
6.750	68.750	6-2i		591.7	-87.8	632.183	0.85	≤1 O.K.					
	75.500	6-2j	220	591.7	-235.5	632.183	0.85	≤1 O.K.					
0.750	75.500	7-1i		645.3	-235.5	632.183	0.93	≤1 O.K.					
	76.250	7-1j	221	645.3	-255.7	632.183	0.93	≤1 O.K.					
3.750	76.250	7-2i		302.4	-255.7	632.183	0.43	≤1 O.K.					
	80.000	7-2j	222	302.4	-350.2	632.183	0.50	≤1 O.K.					

9.2 疲労限界状態の照査

9.2.1 ずれ止めの照査方法

疲労限界状態の照査は、鋼道路橋の疲労設計指針⁵⁾に基づいた疲労照査用T荷重が1車線上を移動した時のせん断力変動範囲から、スタッドジベルに作用する水平せん断力を算出し、疲労せん断耐力以下であることを照査する。

具体的にずれ止めの疲労限界状態の照査式は以下のとおりである。

$$\gamma_i \times (V_f / V_{srd}) \leq 1$$

V_f : ずれ止めの1つ当りに作用する疲労設計用水平せん断力

V_{srd} : ずれ止めの1つ当りの疲労せん断耐力

$\gamma_i = 1.0$: 構造物係数

9.2.2 水平せん断力の計算方法

疲労照査用T荷重が1車線上を移動した時の垂直せん断力変動範囲からスタッドジベルに作用する水平せん断力を算出する。

$$q_{sf} = dvc \times (A_c/n) \times S_{vf}/I_v$$

q_{sf} : 疲労照査用T荷重による単位長さ当りの作用水平せん断力

$n = 7$

: 鋼材と床版コンクリートのヤング係数比

A_c : 床版コンクリート断面積

dvc : 合成断面中立軸よりコンクリート重心までの距離

S_{vf} : 疲労照査用T荷重 (100kN×2輪) による垂直せん断力変動範囲

I_v : 合成断面の断面二次モーメント

道路橋における設計せん断力の変動範囲は、文献5)に基づいた疲労照査用T荷重から求めることとした。ただし、今回の計算例では活荷重補正係数 γ_T を考慮せず、繰返し回数 N も9.2.4のように想定している。

疲労限界状態の照査式は、標準示方書15.4.5に従う。

本計算例では、構造物係数を $\gamma_i=1.0$ と設定した。

9. 2. 3 水平せん断力の計算結果

9. 2. 2の計算方法による計算結果を示す。

表9-5 疲労限界状態照査用の作用水平せん断力

x (m)	X (m)	断面区分	節点	Iv (m4)			垂直せん断力 Svf (kN) 疲労照査用T荷重	水平せん断力 qsf (kN/m) 疲労照査用T荷重
				Iv (cm4)	dvc (cm)	Ac (cm2)		
6.000	0.000	1	A1 201	26031968	-52.9	14222.3	220.0	90.8
1.500	6.000	1	a=6m	26031968	-52.9	14222.3	188.0	77.6
6.500	7.500	1	202	26031968	-52.9	14222.3	180.0	74.3
1.000	14.000	1	203	26031968	-52.9	14222.3	146.1	60.3
7.500	15.000	2	204	24046409	-47.1	14222.3	141.0	56.1
5.500	22.500	2	205	24046409	-47.1	14222.3	115.9	46.1
2.000	28.000	2	206	24046409	-47.1	14222.3	141.0	56.1
5.000	30.000	3	207	33125371	-61.4	14222.3	149.7	56.3
2.500	35.000	3	208	33125371	-61.4	14222.3	170.5	64.2
4.500	37.500	3	209	33125371	-61.4	14222.3	180.2	67.8
0.500	42.000	3	210	33125371	-61.4	14222.3	196.7	74.0
2.500	42.500	4	211	39405650	-69.5	14222.3	198.4	71.1
5.000	45.000	4	212	39405650	-69.5	14222.3	206.6	74.1
3.750	50.000	4	PI 213	39405650	-69.5	14222.3	219.0	78.5
2.000	53.750	4	214	39405650	-69.5	14222.3	208.8	74.9
3.250	55.750	4	215	39405650	-69.5	14222.3	202.9	72.8
2.250	59.000	5	216	33428412	-61.8	14222.3	192.2	72.2
4.250	61.250	5	217	33428412	-61.8	14222.3	184.2	69.2
3.250	65.500	5	218	33428412	-61.8	14222.3	168.3	63.2
6.750	68.750	6	219	22978224	-45.8	14222.3	155.5	63.0
0.750	75.500	6	220	22978224	-45.8	14222.3	127.9	51.8
3.750	76.250	7	221	22978224	-45.8	14222.3	124.8	50.6
3.750	80.000	7	222	22978224	-45.8	14222.3	109.1	44.2

9. 2. 4 スタッヂベルの疲労せん断耐力

スタッヂベルの疲労せん断耐力は、次の式により算出する。

A, C, Dタイプ $V_{srd} / V_{suo} = 0.99 \times N^{-0.105}$
 Bタイプ $V_{srd} / V_{suo} = 0.93 \times N^{-0.105}$

V_{srd} : 疲労を考慮する場合の設計せん断耐力 (N)
 $V_{suo} = [31 \times Ass \times \sqrt{ \{ (hss/dss) \times f'ck \} + 10000 }] / \gamma_b$
 $N = 100 \text{ 年} \times 365 \text{ 日} \times 2500 \text{ 台}$
 $= 91,250,000 \text{ 回}$
 : 疲労寿命または疲労荷重の等価繰返し回数
 $\gamma_b = 1.0$: 部材係数

合成桁橋のタイプは、コンクリートの打ち込み方向による分類で、Aタイプとなる。

$V_{suo} = [31 \times Ass \times \sqrt{ \{ (hss/dss) \times f'ck \} + 10000 }] / \gamma_b$
 $= [31 \times 380.1 \times \sqrt{ \{ (200 / 22) \times 40.0 \} + 10000 }] / 1.0$
 $= 234695 \text{ N/本}$

標準示方書15.4.6に從う。

左式は、標準示方書(解15.4.3)および(解15.4.4)式である。これらの適用範囲はスタッド高さ60~150mmであり、本計算例で用いている高さ200mmのスタッヂベルは適用範囲外となる。(解15.4.3)および(解15.4.4)式を高さ200mmまで拡張できるかの検証は今後の課題である。

なお、負の繰返し曲げモーメントを受ける鋼フランジに溶殖されたスタッヂベルの疲労耐力は、鋼フランジに作用している引張応力によっては、ある程度低減するなどの対策をとるのがよい。Nは、疲労照査用T荷重(100kN×2輪)が、供用年数100年の間に1日平均2500台載荷されることを想定した繰返し回数とした。本計算例では部材係数を $\gamma_b=1.0$ とした。

$$\begin{aligned}
 V_{srd} &= V_{suo} \times 0.99 \times N^{-0.105} \\
 &= 234695 \times 0.99 \times 91,250,000^{-0.105} \\
 &= 33909 \text{ N/本} \\
 &= 33.9 \text{ kN/本}
 \end{aligned}$$

9. 2. 5 スタッドジベルの配置

(1) 橋軸方向の配置の照査

■A1～6m区間

$$\begin{aligned}
 V_f &= q_{sf} \times p / 4 \text{本} & V_f / V_{sd} &= 10.0 / 33.9 \\
 &= 90.8 \times 0.440 / 4 & &= 0.29 \leq 1 \quad \text{O.K.} \\
 &= 10.0 \text{ kN/本}
 \end{aligned}$$

■6m～30m区間

$$\begin{aligned}
 V_f &= q_{sf} \times p / 4 \text{本} & V_f / V_{sd} &= 8.0 / 33.9 \\
 &= 77.6 \times 0.410 / 4 & &= 0.23 \leq 1 \quad \text{O.K.} \\
 &= 8.0 \text{ kN/本}
 \end{aligned}$$

■30m～P1区間

$$\begin{aligned}
 V_f &= q_{sf} \times p / 4 \text{本} & V_f / V_{sd} &= 9.2 / 33.9 \\
 &= 78.5 \times 0.470 / 4 & &= 0.27 \leq 1 \quad \text{O.K.} \\
 &= 9.2 \text{ kN/本}
 \end{aligned}$$

■P1～65.5m区間

$$\begin{aligned}
 V_f &= q_{sf} \times p / 4 \text{本} & V_f / V_{sd} &= 8.8 / 33.9 \\
 &= 74.9 \times 0.470 / 4 & &= 0.26 \leq 1 \quad \text{O.K.} \\
 &= 8.8 \text{ kN/本}
 \end{aligned}$$

■65.5m～80m区間

$$\begin{aligned}
 V_f &= q_{sf} \times p / 4 \text{本} & V_f / V_{sd} &= 11.7 / 33.9 \\
 &= 63.0 \times 0.740 / 4 & &= 0.34 \leq 1 \quad \text{O.K.} \\
 &= 11.7 \text{ kN/本}
 \end{aligned}$$

第10章 設計計算例の課題と今後の展望

本設計例は、標準示方書に基づいた標準的な合成桁橋の設計手法の流れに沿って示すために作成した。その際、担当者がどのように考えればよいかわからなかったこと、疑問に感じたこと等を記録として残すことが重要と考えた。そのため、内部資料としてQ&Aのファイルを共有し、WGメンバーの作業中に出てきた質問とそれに対する回答あるいは対応をそのファイルに記入していくようにした。また、設計例のドラフトが完成した時点で小委員会メンバーに対して意見を照会し、出された意見、質問、コメント等に関しても対応とともに記入した。設計例各ページの右側にある解説は、主としてこのQ&Aに基づき、読者にとって有用であると考えられる情報を示したものである。

このQ&Aには示方書の記述の解釈に関する疑問、必要があると考えられるにもかかわらず標準示方書に規定がない項目やドラフトに対する誤りの指摘、標準示方書に規定がない場合に参考にすべき設計基準や指針等、多くの内容が含まれている。代表的な疑問・指摘を以下に示す。

<断面諸元の計算，断面区分について>

- ・ 圧縮フランジの幅厚比を求める場合、自由突出幅（ウェブ板厚先端からフランジ先端まで）とフランジ幅の半分（ウェブ中心からフランジ先端まで）の2種類があり、ひとつの計算例の中で統一すべきではないでしょうか。（設計例 6.1.3 (p.2-13)等）
- ・ ウェブ断面分類に用いる最大幅厚比（ここでは、 R_{btw} とします）は、通常であれば「コンパクト断面 R_{btw} > ノンコンパクト断面 R_{btw} 」という関係にあるはずですが、架設時中間支点上断面の R_{btw} を求めたところ「コンパクト断面 R_{btw} < ノンコンパクト断面 R_{btw} 」となっていました。（設計例 6.2.3 (p.2-22)）
- ・ 合成後死荷重による曲げモーメント M_{D2} にクリープ・乾燥収縮・温度は含まれますか？また、 M_{D2} に対する断面係数 W_{LT} は、後死荷重、クリープ、乾燥収縮に対しては従来どおり断面係数（ヤング係数比）を変えるのでしょうか？（設計例 7.1.2 (p.2-34)）
- ・ 終局正曲げの照査での、断面区分の判定では JSSC 試案が提唱するパラメータでの断面区分が行われているようですが、標準示方書に則らなくても良いのでしょうか？（設計例 7.1.2 (p.2-36)等）
- ・ 中立軸位置を決定する際、繰返し計算を用いておられますが、反復計算ではなく方程式を解くような形では難しいのでしょうか？（設計例 7.2.4 (p.2-48)）

<強度式について>

- ・ 面外変形に対する両端単純支持はりの弾性横ねじれ座屈モーメント M_E の計算に関して、標準示方書の式-解 5.3.12, 5.3.13 と表-解 5.3.6 の関係（設計上の具体的な利用方法）が分かりません。（設計例 6.1.4 (p.2-15)等）
- ・ 面外変形に対する両端単純支持はりの弾性横ねじれ座屈モーメント M_E の算出式（標準示方書の式-解 5.3.12）中での、荷重作用位置とせん断中心の距離 h_r では、荷重作用位置を明確にする必要があると思います。荷重作用位置は、正曲げモーメント範囲では上フランジ縁端、負曲げモーメント範囲では下フランジ縁端にあると考えて符号を付すべきと考えられますが、

いかがでしょうか？（設計例 6.1.4 (p.2-15)等）

- ・ 架設時のせん断耐力の照査は Von Mises 式による照査（設計例 6.1.5 (p.2-17)等），終局限界状態のせん断耐力照査は Basler の式（設計例 7.1.4 (p.2-38)等）が用いられている理由は何でしょうか？
- ・ 中間支点上断面の終局限界状態の設計例では，文献〔三上ら，1989〕に則った耐力計算が行われていますが，鉄筋の耐力計算も必要ではないでしょうか？（設計例 7.2.4 (p.2-44)）

<照査方法について>

- ・ 架設時の照査で，ノンコンパクト断面・スレンダー断面の，はり断面曲げ基準耐力の算出には，圧縮フランジの断面係数 W_u が用いられていますが，はりの断面耐力は引張フランジ側の耐力で決定されることもあると考えられます．設計計算例での断面耐力の算定では，上下フランジの曲げ耐力を比較した表現とすべきだと思いますが，いかがでしょうか？（架設時に限らず，終局時でも同様と考えられます．）（設計例 6.1.4 (p.2-16)等）
- ・ 曲げとせん断の相関強度に対する照査（合成応力度の照査）において架設時には 2 乗式（設計例 6.1.6 (p.2-18)等），終局限界状態では 4 乗式（設計例 7.1.5 (p.2-39)等）が使われている理由は何でしょうか？
- ・ 架設時にはウェブの曲げとせん断の相関弾性座屈も照査した方がよいかと思いますが．（設計例 6.1.7 (p.2-19)等）
- ・ 終局正曲げの照査では，AASHTO の設計例に則って下フランジ引張縁が降伏する時の曲げモーメント M_n を抵抗曲げモーメント M_r (=断面の曲げ耐力) としています．床版上縁圧壊時の曲げモーメント（ここでは M_{rc} とします）も存在しますので，こちらも考慮すべきではありませんか？（設計例 7.1.3 (p.2-37)等）
- ・ 本計算例のスタッドジベル（高さ 200mm）は，標準示方書の疲労照査式の適用範囲（高さ 60～150mm）を超えているため，適用には注意文が必要ではないでしょうか．（設計例 9.2.3 (p.2-80)）
- ・ 疲労照査に用いる等価繰返し回数の取扱いが不明確ではないでしょうか．（設計例 9.2.3 (p.2-80)）

<その他>

- ・ 性能照査型設計法に則った断面設計でも，架設時にコンパクト断面となるような断面構成は良くないと判断するべきなのではないでしょうか？
- ・ フランジが内逃げのため，支間中央ではアスペクト比が 3.0 を超えています．横桁の間隔を詰めるか，桁高を高くする必要があります．

設計例の最終原稿作成時には，これらの疑問・指摘に可能な限り対応し，設計例の対応する部分の右欄に解説を記述するようにした．しかし，現時点では判断ができず今後の課題としたものもある．残された設計上の技術的課題として，以下のような項目が挙げられる．

- ・ 非弾性状態の照査を行う場合における床版の有効幅の算定方法
- ・ 合成断面の断面係数 W_{LT} を算定する際のヤング係数比
- ・ 架設時に対するウェブの曲げとせん断相関弾性座屈の照査の必要性と用いるべき相関式

- ・ 弾性横ねじれ座屈モーメント M_E の算定式における係数と荷重作用位置の考え方
- ・ 断面分類の条件式
- ・ 塑性中立軸位置と中間支点部の塑性回転性能による曲げ耐力の低減の組み合わせに関する考え方 ($M_r = \min\{0.9M_{pl}, 1.3M_y\}$ とすることの妥当性)
- ・ 曲げとせん断の相関強度式
- ・ 圧縮フランジの横座屈強度式
- ・ 終局限界状態において鉄筋の塑性化を許容するか否か
- ・ 終局限界状態における桁作用と床版作用の重ね合わせの扱い
- ・ ウェブブリージングの照査法
- ・ スタッドジベルの構造細目

参考文献

- 1) 三上市藏, 木村泰三, 山里靖: 設計のためのプレートガーダーの終局強度の算定法, 構造工学論文集 Vol.35A, pp.511-522, 1989.
- 2) 長井正嗣, 奥井義昭, 岩崎栄治: 連続合成桁の各種ひび割れ幅算定法とその違いに関する一考察, 土木学会論文集 No.710/I-60, pp.427-437, 2002.
- 3) 長井正嗣, 奥井義昭, 岩崎栄治: 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, 土木学会論文集 No.759/I-67, pp.283-292, 2004.
- 4) 大谷恭弘, 木下淳, 辻文三: 組合せ荷重を受けるスタッドアンカーの設計強度評価法, 鋼構造年次論文報告集 Vol.2, pp.699-706, 1994.
- 5) (社)日本道路協会: 鋼道路橋の疲労設計指針, 2002.