

2025年版の訂正は2019年版の誤字修正程度であり、設計の考え方に修正は有りません。

訂正後

フランジ幅は、図-1.1.3のように支間長  $L$  が 38m 以下の場合は 1.500m, 38m を超える場合は 1.750m となります。また、PC 鋼材の種類や配置間隔も、表-1.1.1のようにその標準が示されています。

フランジ幅は、図-1.1.3のように支間長  $L$  が 38m 以下の場合は 1.500m, 38m を超える場合は 1.750m となります。また、PC 鋼材の種類や配置間隔も、表-1.1.1のようにその標準が示されています。

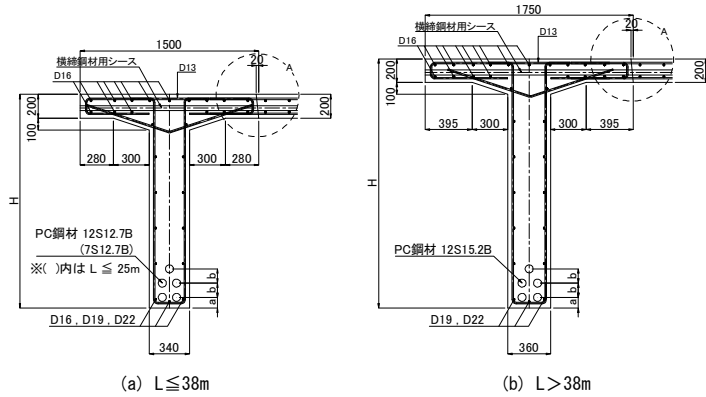


図-1.1.3 主桁形状図

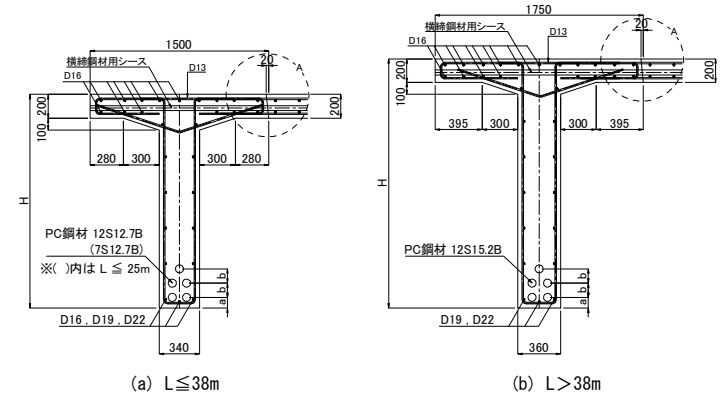


図-1.1.3 主桁形状図

表-1.1.1 PC 鋼材の種類と配置間隔

適用支間長 $L$ (m)		$L \leq 25$	$25 < L \leq 38$	$L > 38$
PC 鋼材		7S12.7B	12S12.7B	12S15.2B
配置間隔 (mm)	$a$	85	90	95
	$b$	110	120	130
シース標準内径 (mm)		55	65	75
ウェブ厚 (mm)	支間部	340	340	360
	支点部	500	550	600

$a$  と  $b$  の寸法は、図-1.1.3を参照

シースの呼び径は、内径寸法を用いています。シース同士や鉄筋とのあきの寸法は、シース外径を用いて算出するのが一般的で、鋼製シースの場合で 3mm 程度、PE シースの場合で 10mm 程度大きくなることに留意する必要があります。

PE シースに関する指針として、平成 27 年 8 月に(一社)プレストレストコンクリート工学会から「PE シースを用いた PC 橋の設計施工指針(案)」が 発行されています。

表-1.1.1 PC 鋼材の種類と配置間隔

適用支間長 $L$ (m)		$L \leq 25$	$25 < L \leq 38$	$L > 38$
PC 鋼材		7S12.7B	12S12.7B	12S15.2B
配置間隔 (mm)	$a$	85	90	95
	$b$	110	120	130
シース標準内径 (mm)		55	65	75
ウェブ厚 (mm)	支間部	340	340	360
	支点部	500	550	600

$a$  と  $b$  の寸法は、図-1.1.3を参照

シースの呼び径は、内径寸法を用いています。シース同士や鉄筋とのあきの寸法は、シース外径を用いて算出するのが一般的で、鋼製シースの場合で 3mm 程度、PE シースの場合で 10mm 程度大きくなることに留意する必要があります。

PE シースに関する指針として、平成 27 年 8 月に(公社)プレストレストコンクリート工学会から「PE シースを用いた PC 橋の設計施工指針(案)」が 発行されています。

3) 桁間床版の配筋要領

桁間床版の配筋要領は、図-1.1.5 に示す道示Ⅲ編 図-解 9.2.1 に従って、桁間床版幅が 300～750mm の場合にはプレキャスト T 桁のフランジから突出した鉄筋により結合し、300mm 以下の場合にはフランジから鉄筋を突出させず場所打ち部の鉄筋をループ状にする方法が一般的です。

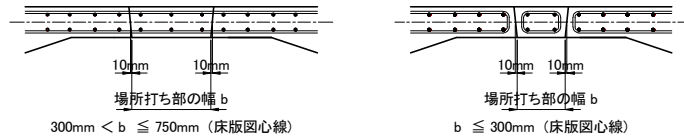


図-1.1.5 桁間床版の配筋要領

4) フランジ厚

フランジ厚は、床版として必要な厚さを確保するとともに、横方向 PC 鋼材の配置と定着具の大きさを考慮して決めます。道示Ⅱ編 11.2.4(3)に、「車道部分の床版の最小全厚は 160mm」と定められていますが、ここでは標準設計に準じ、図-1.1.6 のように 200mm とします。

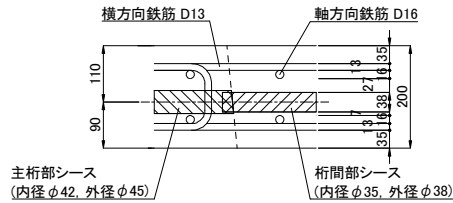


図-1.1.6 上フランジ詳細図

5) ウェブ厚

ウェブ厚は、せん断に対して十分な抵抗をもたせるとともに、コンクリートの打込み、PC 鋼材および鉄筋の配置などの施工性から決定します。標準設計の主桁形状は、鉄筋加工や型枠転用に配慮して桁下までストレートウェブ形状で、そのウェブ厚は表-1.1.1 のように支間部で 340～360mm、支点部で 500～600mm としています。PC 鋼材が 12S12.7B (支間長: 25 ≤ L < 38m) の場合のウェブ詳細を図-1.1.7 に示します。

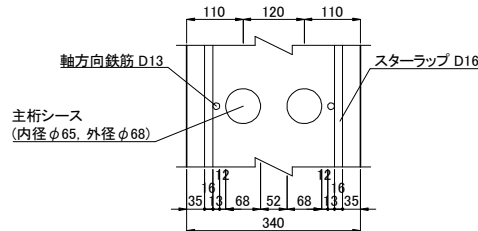


図-1.1.7 ウェブ詳細図 (12S12.7B の場合)

3) 桁間床版の配筋要領

桁間床版の配筋要領は、図-1.1.5 に示す道示Ⅲ編 図-解 9.2.1 に従って、桁間床版幅が 300～750mm の場合にはプレキャスト T 桁のフランジから突出した鉄筋により結合し、300mm 以下の場合にはフランジから鉄筋を突出させず場所打ち部の鉄筋をループ状にする方法が一般的です。

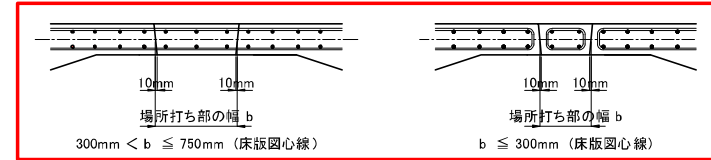


図-1.1.5 桁間床版の配筋要領

4) フランジ厚

フランジ厚は、床版として必要な厚さを確保するとともに、横方向 PC 鋼材の配置と定着具の大きさを考慮して決めます。道示Ⅱ編 11.2.4(3)に、「車道部分の床版の最小全厚は 160mm」と定められていますが、ここでは標準設計に準じ、図-1.1.6 のように 200mm とします。

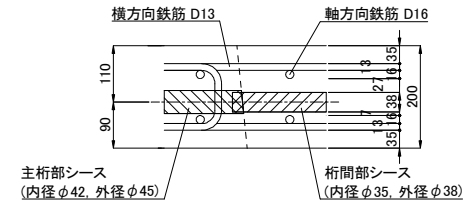


図-1.1.6 上フランジ詳細図

5) ウェブ厚

ウェブ厚は、せん断に対して十分な抵抗をもたせるとともに、コンクリートの打込み、PC 鋼材および鉄筋の配置などの施工性から決定します。標準設計の主桁形状は、鉄筋加工や型枠転用に配慮して桁下までストレートウェブ形状で、そのウェブ厚は表-1.1.1 のように支間部で 340～360mm、支点部で 500～600mm としています。PC 鋼材が 12S12.7B (支間長: 25 ≤ L < 38m) の場合のウェブ詳細を図-1.1.7 に示します。

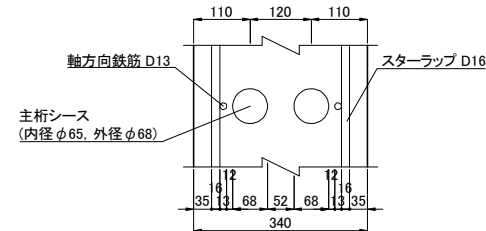


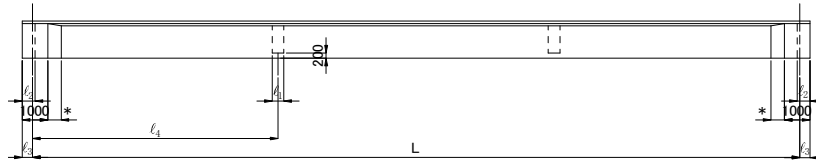
図-1.1.7 ウェブ詳細図 (12S12.7B の場合)

訂正後

6) 桁端部拡幅寸法・横桁寸法

標準設計では、横桁配置要領を図-1.1.8 のようにしており、横桁と桁端部拡幅の標準寸法は表-1.1.2 のとおりです。また横桁横締め PC 鋼材の配置例は図-1.1.9 のとおりです。

なお、支点横桁厚  $l_2$  については、標準設計が作成された平成 5 年当時は「桁掛り長  $l_3+0.10\text{m}$ 」で設定されていましたが、その後の耐震設計の見直し等により、支点横桁に配置される落橋防止システムへの対応で「桁掛り長  $l_3 \times 2$ 」程度に厚くしている事例が多くなっています。



\* 拡幅区間と中間部は、1.5ですり付ける。

図-1.1.8 横桁配置要領

表-1.1.2 横桁と桁端部拡幅の標準寸法 (m)

支間長(L)	中間横桁本数	$l_1$	$l_2$	$l_3$	$l_4$
20~29	1	0.35	0.45	0.35	10.0~14.5
30	1	0.35	0.50	0.40	15.0
31~37	2	0.25	0.50	0.40	10.3~12.3
38~45	2	0.25	0.55	0.45	12.7~15.0

$l_1$ : 中間横桁厚,  $l_2$ : 支点横桁厚,  $l_3$ : 桁掛り長,  $l_4$ : 横桁間隔

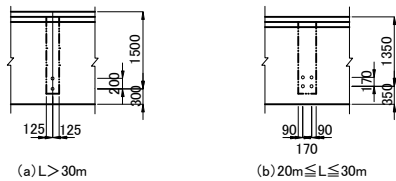
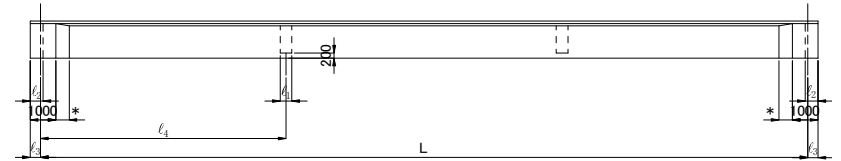


図-1.1.9 横桁横締め PC 鋼材の配置例

6) 桁端部拡幅寸法・横桁寸法

標準設計では、横桁配置要領を図-1.1.8 のようにしており、横桁と桁端部拡幅の標準寸法は表-1.1.2 のとおりです。また横桁横締め PC 鋼材の配置例は図-1.1.9 のとおりです。

なお、支点横桁厚  $l_2$  については、標準設計が作成された平成 5 年当時は「桁掛り長  $l_3+0.10\text{m}$ 」で設定されていましたが、その後の耐震設計の見直し等により、支点横桁に配置される落橋防止システムへの対応で「桁掛り長  $l_3 \times 2$ 」程度に厚くしている事例が多くなっています。



\* 拡幅区間と中間部は、1.5ですり付ける。

図-1.1.8 横桁配置要領

表-1.1.2 横桁と桁端部拡幅の標準寸法 (m)

支間長(L)	中間横桁本数	$l_1$	$l_2$	$l_3$	$l_4$
20~29	1	0.35	0.45	0.35	10.0~14.5
30	1	0.35	0.50	0.40	15.0
31~37	2	0.25	0.50	0.40	10.3~12.3
38~45	2	0.25	0.55	0.45	12.7~15.0

$l_1$ : 中間横桁厚,  $l_2$ : 支点横桁厚,  $l_3$ : 桁掛り長,  $l_4$ : 横桁間隔

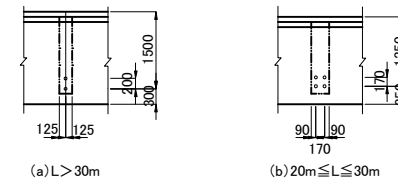
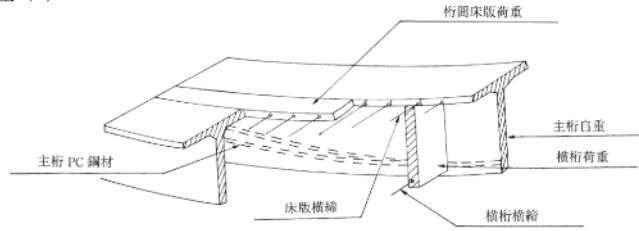


図-1.1.9 横桁横締め PC 鋼材の配置例

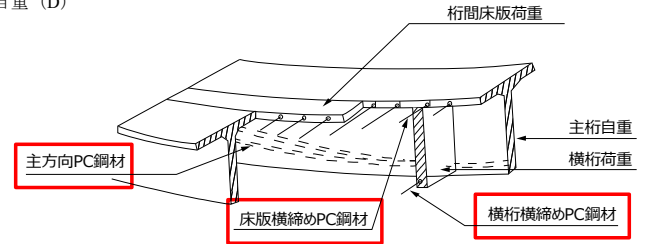
訂正後

①自重 (D)



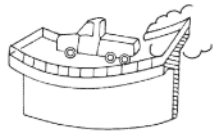
主桁自重 桁間床版 横桁 (D)

①自重 (D)



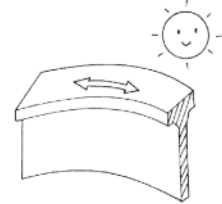
主桁自重 桁間床版 横桁(D)

②橋面荷重 (D), 活荷重 (L+I)



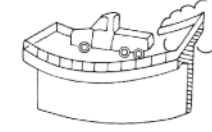
活荷重, 舗装, 高欄, 地覆

③温度変化および温度差 (TH, TF)



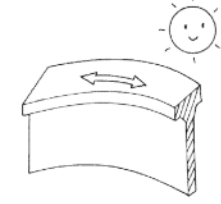
温度差 T (°C)

②橋面荷重 (D), 活荷重 (L+I)



活荷重, 舗装, 高欄, 地覆

③温度変化および温度差 (TH, TF)



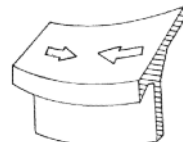
温度差 T (°C)

④乾燥収縮 (SH)



乾燥収縮 SH

⑤クリープ (CR)



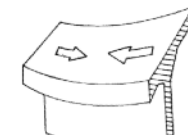
クリープ CR

④乾燥収縮 (SH)



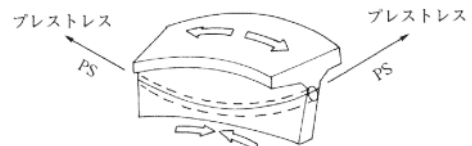
乾燥収縮 SH

⑤クリープ (CR)



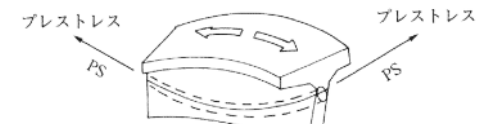
クリープ CR

⑥プレストレス力 (PS)



プレストレス力 PS

⑥プレストレス力 (PS)



プレストレス力 PS

図-1.1.12 作用の概要

図-1.1.12 作用の概要

PC 鋼材の機械的性質や強度が道路橋示方書に規定されていますが、一部の数値が H24 年道示から H29 年道示への改定で変更されています。ここでは、その一部を例示します。

表 PC 鋼材のヤング係数の比較

	H24 年道示	H29 年道示
	道示Ⅲ編 表-3.3.1	道示Ⅲ編 表-4.2.1
PC 鋼線	$2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$	$2.00 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$
PC 鋼より線	$2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$	$1.95 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$
PC 鋼棒	$2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$	$2.00 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$

表 PC 鋼材の強度の特性値の比較

	H24 年道示	H29 年道示	
	道示Ⅰ編 表-3.1.3	道示Ⅲ編 表-4.1.2	
12S12.7	$\sigma_{pu}$	$1.85 \text{ kN/mm}^2$	$1850 \text{ N/mm}^2$
	$\sigma_{py}$	$1.60 \text{ kN/mm}^2$	$1580 \text{ N/mm}^2$
1S21.8	$\sigma_{pu}$	$1.80 \text{ kN/mm}^2$	$1830 \text{ N/mm}^2$
	$\sigma_{py}$	$1.60 \text{ kN/mm}^2$	$1580 \text{ N/mm}^2$

PC 鋼材の機械的性質や強度が道路橋示方書に規定されていますが、一部の数値が H24 年道示から H29 年道示への改定で変更されています。ここでは、その一部を例示します。

表 PC 鋼材のヤング係数の比較

	H24 年道示	H29 年道示
	道示Ⅰ編 表-3.3.1	道示Ⅲ編 表-4.2.1
PC 鋼線	$2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$	$2.00 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$
PC 鋼より線	$2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$	$1.95 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$
PC 鋼棒	$2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$	$2.00 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$

表 PC 鋼材の強度の特性値の比較

	H24 年道示	H29 年道示	
	道示Ⅰ編 表- <del>解</del> 3.1.3	道示Ⅲ編 表-4.1.2	
12S12.7	$\sigma_{pu}$	$1.85 \text{ kN/mm}^2$	$1850 \text{ N/mm}^2$
	$\sigma_{py}$	$1.60 \text{ kN/mm}^2$	$1580 \text{ N/mm}^2$
1S21.8	$\sigma_{pu}$	$1.80 \text{ kN/mm}^2$	$1830 \text{ N/mm}^2$
	$\sigma_{py}$	$1.60 \text{ kN/mm}^2$	$1580 \text{ N/mm}^2$

PC 鋼材の制限値（許容値）が、H24 年道示では 1ヶ所にまとまっていたが、H29 年道示では以下の表に示すように各節に掲載されるようになりました。また、H29 年道示Ⅲ編 表-5.3.1 に、引張鉄筋とみなしてよい PC 鋼材の引張応力度の制限値が示されています。

表 PC 鋼材の制限値（許容値）の掲載箇所

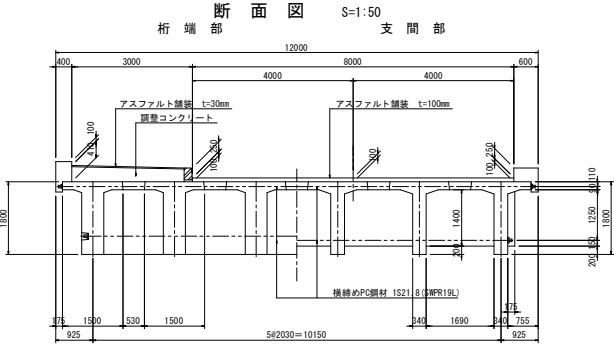
応力度の状態	制限値（許容値）	H24 年道示	H29 年道示
プレストレス中	$0.80 \sigma_{pu}$ 又は $0.90 \sigma_{py}$ うちの小さい方の値	道示Ⅲ編 表-3.4.1	道示Ⅲ編 表- <del>解</del> 3.4.1
プレストレス直後	$0.70 \sigma_{pu}$ 又は $0.85 \sigma_{py}$ うちの小さい方の値		道示Ⅲ編 表-5.1.1
クリープ終了時	$0.60 \sigma_{pu}$ 又は $0.75 \sigma_{py}$ うちの小さい方の値		道示Ⅲ編 表-6.3.4

PC 鋼材の制限値（許容値）が、H24 年道示では 1ヶ所にまとまっていたが、H29 年道示では以下の表に示すように各節に掲載されるようになりました。また、H29 年道示Ⅲ編 表-5.3.1 に、引張鉄筋とみなしてよい PC 鋼材の引張応力度の制限値が示されています。

表 PC 鋼材の制限値（許容値）の掲載箇所

応力度の状態	制限値（許容値）	H24 年道示	H29 年道示
プレストレス中	$0.80 \sigma_{pu}$ 又は $0.90 \sigma_{py}$ うちの小さい方の値	道示Ⅲ編 表-3.4.1	道示Ⅲ編 表- <del>解</del> 3.4.1
プレストレス直後	$0.70 \sigma_{pu}$ 又は $0.85 \sigma_{py}$ うちの小さい方の値		道示Ⅲ編 表-5.1.1
設計荷重時	$0.60 \sigma_{pu}$ 又は $0.75 \sigma_{py}$ うちの小さい方の値		道示Ⅲ編 表-6.3.4

PC単純T桁橋



材料強度及び制限値 (N/mm<sup>2</sup>)

コンクリート	主桁橋脚打ち	σ <sub>ck</sub>	40.0	30.0	
設計基準強度	σ <sub>ck</sub>	40.0	30.0		
プレスト入時圧縮強度	σ <sub>ci</sub>	34.0	25.0		
新設性能	曲げモーメント	圧縮長方形	σ <sub>cac</sub>	22.5	18.0
		応力度下断面	σ <sub>cac</sub>	21.0	16.5
	せん断orねじり	引張応力度	σ <sub>eat</sub>	-2.7	-2.2
		斜引張応力度	σ <sub>isa</sub>	2.2	1.7
	曲げモーメント	せん断orねじり	σ <sub>isa</sub>	2.7	2.2
引張応力度		M <sub>ud</sub>	ε1-ε2-φ-u-M <sub>ud</sub>		
耐久性能	せん断力	斜引張破壊	S <sub>usd</sub>	ε1-ε2-φ-u-M <sub>usd</sub>	
		圧壊	S <sub>uud</sub>	ε1-ε2-φ-u-M <sub>uud</sub>	
	ねじり	斜引張破壊	M <sub>tuud</sub>	ε1-ε2-φ-u-M <sub>tuud</sub>	
圧壊	M <sub>tuud</sub>	ε1-ε2-φ-u-M <sub>tuud</sub>			
新設性能	せん断orねじり	圧縮長方形	σ <sub>cac</sub>	15.0	12.0
		応力度下断面	σ <sub>cac</sub>	14.0	11.0
	せん断orねじり	引張応力度	σ <sub>eat</sub>	0.0	0.0
		斜引張応力度	σ <sub>isa</sub>	1.0	0.8
	せん断orねじり	せん断orねじり	σ <sub>isa</sub>	1.3	1.1
引張応力度		σ <sub>eat</sub>	-1.5	-1.2	
耐久性能	せん断力	斜引張破壊	S <sub>usd</sub>	ε1-ε2-φ-u-M <sub>usd</sub>	
		圧壊	S <sub>uud</sub>	ε1-ε2-φ-u-M <sub>uud</sub>	
	ねじり	斜引張破壊	M <sub>tuud</sub>	ε1-ε2-φ-u-M <sub>tuud</sub>	
	圧壊	M <sub>tuud</sub>	ε1-ε2-φ-u-M <sub>tuud</sub>		
	せん断orねじり	S <sub>d</sub> S <sub>ud</sub> -M <sub>tuud</sub> S <sub>d</sub> S <sub>ud</sub>			

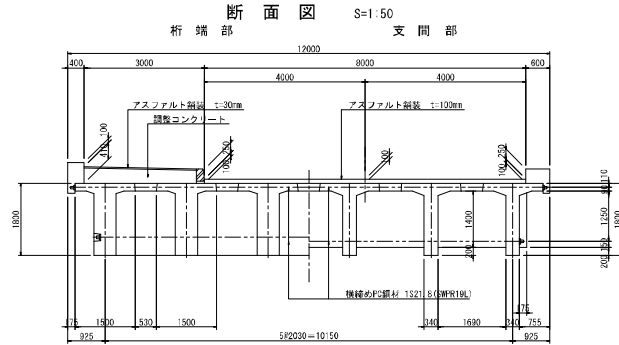
設計条件

種別	プレストレストコンクリート道路橋
構造形式	ポストテンション方式PC単純T桁橋
橋長	30,900 m
桁長	30,800 m
支間	30,000 m
有効幅員	車道=8,000m + 歩道=3,000m
全幅員	12,000 m
活荷重	活荷重
斜角	90°00'00"
適用示方書	平成29年 道路橋示方書

PC鋼材	主桁	横締め
PC鋼材の種類	—	S8045 S8045L
引張強度	σ <sub>pu</sub>	1,850 1,830
降伏強度	σ <sub>py</sub>	1,580 1,580
制限値	施工時	σ <sub>pai</sub> 1,420 1,420
前提条件(リベション評価)	σ <sub>pat</sub>	1,280 1,280
耐久性能(疲労)	σ <sub>pea</sub>	1,110 1,090
シース径	(mm)	— 65 35

鉄筋	—	S0345	
鉄筋の種類	—	S0345	
降伏強度	σ <sub>sy</sub>	345	
制限値	耐荷性能	限界状態1	M <sub>yd</sub> ε1-φ-y-M <sub>yd</sub>
		限界状態3	M <sub>ud</sub> ε1-ε2-φ-u-M <sub>ud</sub>
	耐久性能	疲労(一般)	σ <sub>sa</sub> 180 (変動作用時)
		疲労(床版)	σ <sub>sa</sub> 120 (変動作用時)
腐食	σ <sub>sa</sub> 100 (永続作用時)		

PC単純T桁橋



材料強度及び制限値 (N/mm<sup>2</sup>)

コンクリート	主桁橋脚打ち	σ <sub>ck</sub>	40.0	30.0	
設計基準強度	σ <sub>ck</sub>	40.0	30.0		
プレスト入時圧縮強度	σ <sub>ci</sub>	34.0	25.0		
新設性能	曲げモーメント	圧縮長方形	σ <sub>cac</sub>	22.5	18.0
		応力度下断面	σ <sub>cac</sub>	21.0	16.5
	せん断orねじり	引張応力度	σ <sub>eat</sub>	-2.7	-2.2
		斜引張応力度	σ <sub>isa</sub>	2.2	1.7
	曲げモーメント	せん断orねじり	σ <sub>isa</sub>	2.7	2.2
引張応力度		M <sub>ud</sub>	ε1-ε2-φ-u-M <sub>ud</sub>		
耐久性能	せん断力	斜引張破壊	S <sub>usd</sub>	ε1-ε2-φ-u-M <sub>usd</sub>	
		圧壊	S <sub>uud</sub>	ε1-ε2-φ-u-M <sub>uud</sub>	
	ねじり	斜引張破壊	M <sub>tuud</sub>	ε1-ε2-φ-u-M <sub>tuud</sub>	
圧壊	M <sub>tuud</sub>	ε1-ε2-φ-u-M <sub>tuud</sub>			
せん断orねじり	S <sub>d</sub> S <sub>ud</sub> -M <sub>tuud</sub> S <sub>d</sub> S <sub>ud</sub>				

設計条件

種別	プレストレストコンクリート道路橋
構造形式	ポストテンション方式PC単純T桁橋
橋長	30,900 m
桁長	30,800 m
支間	30,000 m
有効幅員	車道=8,000m + 歩道=3,000m
全幅員	12,000 m
活荷重	活荷重
斜角	90°00'00"
適用示方書	平成29年 道路橋示方書

PC鋼材	主桁	横締め
PC鋼材の種類	—	S8045 S8045L
引張強度	σ <sub>pu</sub>	1,850 1,830
降伏強度	σ <sub>py</sub>	1,580 1,580
制限値	施工時	σ <sub>pai</sub> 1,420 1,420
前提条件(リベション評価)	σ <sub>pat</sub>	1,280 1,280
耐久性能(疲労)	σ <sub>pea</sub>	1,110 1,090
シース径	(mm)	— 65 35

鉄筋	—	S0345	
鉄筋の種類	—	S0345	
降伏強度	σ <sub>sy</sub>	345	
制限値	耐荷性能	限界状態1	M <sub>yd</sub> ε1-φ-y-M <sub>yd</sub>
		限界状態3	M <sub>ud</sub> ε1-ε2-φ-u-M <sub>ud</sub>
	耐久性能	疲労(一般)	σ <sub>sa</sub> 180 (変動作用時)
		疲労(床版)	σ <sub>sa</sub> 120 (変動作用時)
腐食	σ <sub>sa</sub> 100 (永続作用時)		

## 訂正後

作用の組合せ①～⑫の荷重組合せ係数 $\gamma_p$ と荷重係数 $\gamma_q$ は道示Ⅰ編 表-3.3.1のとおりですが、土圧(E)、水圧(HP)、浮力又は揚圧力(U)、地盤変動の影響(GD)、遠心荷重(CF)、制動荷重(BK)、橋桁に作用する風荷重(WS)、活荷重に対する風荷重(WL)、波圧(WP)、衝突荷重(CO)を除いて整理すると、表-1.4.2のようになります。

なお、④・⑥・⑦・⑧の各組合せは、橋桁に作用する風荷重(WS)を含む組合せですが、遮音壁を有する場合の床版の設計で、⑥は⑦よりも厳しくなることはなく、⑧も④より厳しくなることはありません。また、衝突荷重(CO)は海中に建設される橋脚に大型船が衝突するような荷重なので、組合せ⑫も不要ですが、床版の設計においては、道示Ⅲ編 9.6に従って「橋梁防護柵に作用する衝突荷重に対する照査」が必要です。

温度差の影響(TF)は、常に足し合わせるのではなく、道示Ⅰ編 3.3(2)のように「設計に不利になるよう」に考えます。

作用の組合せ①～⑫の荷重組合せ係数 $\gamma_p$ と荷重係数 $\gamma_q$ は道示Ⅰ編 表-3.3.1のとおりですが、土圧(E)、水圧(HP)、浮力又は揚圧力(U)、地盤変動の影響(GD)、遠心荷重(CF)、制動荷重(BK)、橋桁に作用する風荷重(WS)、活荷重に対する風荷重(WL)、波圧(WP)、衝突荷重(CO)を除いて整理すると、表-1.4.2のようになります。

なお、④・⑥・⑦・⑧の各組合せは、橋桁に作用する風荷重(WS)を含む組合せですが、遮音壁を有する場合の床版の設計で、⑥は⑦よりも厳しくなることはありません。また、衝突荷重(CO)は海中に建設される橋脚に大型船が衝突するような荷重なので、組合せ⑫も不要ですが、床版の設計においては、道示Ⅲ編 9.6に従って「橋梁防護柵に作用する衝突荷重に対する照査」が必要です。

温度差の影響(TF)は、常に足し合わせるのではなく、道示Ⅰ編 3.3(2)のように「設計に不利になるよう」に考えます。

表-1.4.2 作用の組合せの整理  $\gamma_p$ : 荷重組合せ係数,  $\gamma_q$ : 荷重係数

係数	状況	作用の組合せ	D	L	PS <sup>他</sup>	TH	TF	SW	WS	EQ	CO
$\gamma_q$		(組合せによらず一定)	1.05	1.25	1.05	1.00	1.00	1.00	1.25	1.00	
$\gamma_p$	永続	① D	1.00		1.00		1.00				
		② D+L	1.00	1.00	1.00		1.00	1.00			
		③ D+TH	1.00		1.00	1.00	1.00				
		④ D+TH+WS	1.00		1.00	0.75	1.00		0.75		
		⑤ D+L+TH	1.00	0.95	1.00	0.75	1.00	1.00			
		⑥ D+L+WS+WL	1.00	0.95	1.00		1.00		0.50		
		⑦ D+L+TH+WS+WL	1.00	0.95	1.00	0.50	1.00		0.50		
		⑧ D+WS	1.00		1.00		1.00		1.00		
		⑨ D+TH+EQ	1.00		1.00	0.50	1.00	1.00		0.50	
		⑩ D+EQ	1.00		1.00		1.00			1.00	
		偶発	⑪ D+EQ	1.00		1.00					1.00
	⑫ D+CO		1.00		1.00						1.00

PS<sup>他</sup>は、CRとSHを含む。④と⑦は、遮音壁を有する床版の場合に考慮。  
網掛けの⑥と⑧と⑫は、基本的に考慮しなくてよい組合せ。

組合せ⑨と⑩のEQはレベル1地震、⑪のEQはレベル2地震の影響です。

$\gamma_p$ : 荷重組合せ係数で、異なる作用の同時載荷状況に応じて、設計で考慮する作用の規模の補正を行うための係数。  
 $\gamma_q$ : 荷重係数で、作用の特性値に対するばらつきに応じて、設計で考慮する作用の規模の補正を行うための係数。

表-1.4.2 作用の組合せの整理  $\gamma_p$ : 荷重組合せ係数,  $\gamma_q$ : 荷重係数

係数	状況	作用の組合せ	D	L	PS <sup>他</sup>	TH	TF	SW	WS	EQ	CO
$\gamma_q$		(組合せによらず一定)	1.05	1.25	1.05	1.00	1.00	1.00	1.25	1.00	
$\gamma_p$	永続	① D	1.00		1.00		1.00				
		② D+L	1.00	1.00	1.00		1.00	1.00			
		③ D+TH	1.00		1.00	1.00	1.00				
		④ D+TH+WS	1.00		1.00	0.75	1.00		0.75		
		⑤ D+L+TH	1.00	0.95	1.00	0.75	1.00	1.00			
		⑥ D+L+WS+WL	1.00	0.95	1.00		1.00		0.50		
		⑦ D+L+TH+WS+WL	1.00	0.95	1.00	0.50	1.00		0.50		
		⑧ D+WS	1.00		1.00		1.00		1.00		
		⑨ D+TH+EQ	1.00		1.00	0.50	1.00	1.00		0.50	
		⑩ D+EQ	1.00		1.00		1.00			1.00	
		偶発	⑪ D+EQ	1.00		1.00					1.00
	⑫ D+CO		1.00		1.00						1.00

PS<sup>他</sup>は、CRとSHを含む。④と⑦と⑧は、遮音壁を有する床版の場合に考慮。  
網掛けの⑥と⑫は、基本的に考慮しなくてよい組合せ。

組合せ⑨と⑩のEQはレベル1地震、⑪のEQはレベル2地震の影響です。

$\gamma_p$ : 荷重組合せ係数で、異なる作用の同時載荷状況に応じて、設計で考慮する作用の規模の補正を行うための係数。  
 $\gamma_q$ : 荷重係数で、作用の特性値に対するばらつきに応じて、設計で考慮する作用の規模の補正を行うための係数。

整理した組合せのうち、③と⑤は温度変化（TH）を、⑩と⑪は地震の影響（EQ）を組み合わせる場合で、桁が伸び縮みしたり水平力が作用しても連続桁の場合には影響がわずかなので、影響が生じるラーメン構造のときに着目すればよいことになります。ただし、⑨も地震の影響を組み合わせる場合ですが、活荷重が作用しない雪荷重（SW）で最大積雪深の照査でもありますので、ラーメン構造以外でも着目する必要があります。なお、④と⑦は遮音壁が設置され風荷重を考慮する片持ち床版の設計で考慮する組合せです。これらをまとめると、構造系ごとの考慮すべき組合せは、表-1.4.3のとおりです。

表-1.4.3 構造系ごとの考慮すべき組合せ

		床版			主桁			横桁	備考
		橋軸直角方向		橋軸方向	単純構造	連続構造	ラーメン構造		
		片持版	連続版						
永続	①	○	○	○	○	○	○	○	死荷重
変動	②	○	○	○	○	○	○	○	活荷重
	③	-	-	-	-	-	○	-	死+温度 活+温度
	④	△	-	-	-	-	-	-	死+風荷重 活+風荷重
	⑤	○	○	○	○	○	○	○	最大積雪
	⑦	○	○	○	○	○	○	○	L1 地震
	⑩	-	-	-	-	-	○	-	L2 地震
偶発	⑪	-	-	-	-	-	○	-	L2 地震
防護柵への衝突*		○							衝突荷重

※1.00(D+L+PS+CR+SH+CO) △は、遮音壁を設置する場合のみ考慮

死荷重による応力と活荷重による応力の符号が異なる場合が相反応力で、相反応力を生じる部材については、道示Ⅲ編 5.1.3 のように、死荷重による応力が活荷重による応力の 30%以上か 30%未満かで、次式のような組合せで照査します。

30%以上： $1.0(D+PS+CR+SH)+1.3L$

30%未満： $1.0(L+PS+CR+SH)$

相反応力部材は、H24 年道示までは鋼部材のみが対象でしたが、H29 年道示ではコンクリート部材にも適用されるようになりました。

相反応力部材は、道示Ⅲ編 5.1.3 解説(1)のように「プレストレス力、クリープの影響及び乾燥収縮の影響を除き、かつ、荷重係数を考慮せず、死荷重 D 及び応力と活荷重（衝撃を含む）L の荷重係数を 1.0 とした場合に、部材に発生する 1.0D と 1.0L の応力の符号が反対となる部材」です。

整理した組合せのうち、③と⑤は温度変化（TH）を、⑩と⑪は地震の影響（EQ）を組み合わせる場合で、桁が伸び縮みしたり水平力が作用しても連続桁の場合には影響がわずかなので、影響が生じるラーメン構造のときに着目すればよいことになります。ただし、⑨も地震の影響を組み合わせる場合ですが、活荷重が作用しない雪荷重（SW）で最大積雪深の照査でもありますので、ラーメン構造以外でも着目する必要があります。なお、④と⑦と⑧は遮音壁が設置され風荷重を考慮する片持ち床版の設計で考慮する組合せです。これらをまとめると、構造系ごとの考慮すべき組合せは、表-1.4.3のとおりです。

表-1.4.3 構造系ごとの考慮すべき組合せ

		床版			主桁			横桁	備考
		橋軸直角方向		橋軸方向	単純構造	連続構造	ラーメン構造		
		片持版	連続版						
永続	①	○	○	○	○	○	○	○	死荷重
変動	②	○	○	○	○	○	○	○	活荷重
	③	-	-	-	-	-	○	-	死+温度 活+温度
	④	△	-	-	-	-	-	-	死+風荷重 活+風荷重
	⑤	○	○	○	○	○	○	○	最大積雪
	⑦	○	○	○	○	○	○	○	L1 地震
	⑧	-	-	-	-	-	○	-	L2 地震
偶発	⑩	-	-	-	-	-	○	-	L2 地震
防護柵への衝突*		○							衝突荷重

※1.00(D+L+PS+CR+SH+CO) △は、遮音壁を設置する場合のみ考慮

死荷重による応力と活荷重による応力の符号が異なる場合が相反応力で、相反応力を生じる部材については、道示Ⅲ編 5.1.3 のように、死荷重による応力が活荷重による応力の 30%以上か 30%未満かで、次式のような組合せで照査します。

30%以上： $1.0(D+PS+CR+SH)+1.3L$

30%未満： $1.0(L+PS+CR+SH)$

相反応力部材は、H24 年道示までは鋼部材のみが対象でしたが、H29 年道示ではコンクリート部材にも適用されるようになりました。

相反応力部材は、道示Ⅲ編 5.1.3 解説(1)のように「プレストレス力、クリープの影響及び乾燥収縮の影響を除き、かつ、荷重係数を考慮せず、死荷重 D 及び応力と活荷重（衝撃を含む）L の荷重係数を 1.0 とした場合に、部材に発生する 1.0D と 1.0L の応力の符号が反対となる部材」です。



## 2. 床版の設計

### 2. 1 床版（橋軸直角方向；PC 構造）の設計概要

#### (1) フローチャート

床版支間方向（橋軸直角方向；PC 構造）の設計フローチャートを図-2.1.1 に示します。

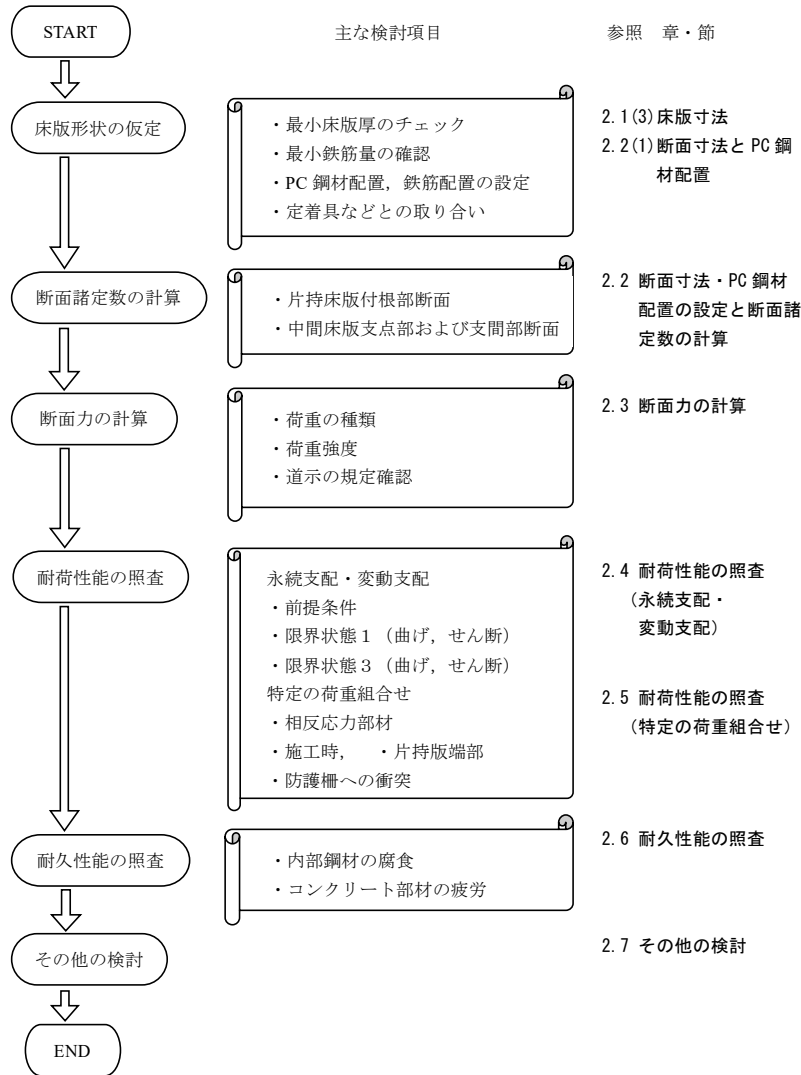


図-2.1.1 床版支間方向（橋軸直角方向；PC 構造）の設計フローチャート

## 2. 床版の設計

### 2. 1 床版（橋軸直角方向；PC 構造）の設計概要

#### (1) フローチャート

床版支間方向（橋軸直角方向；PC 構造）の設計フローチャートを図-2.1.1 に示します。

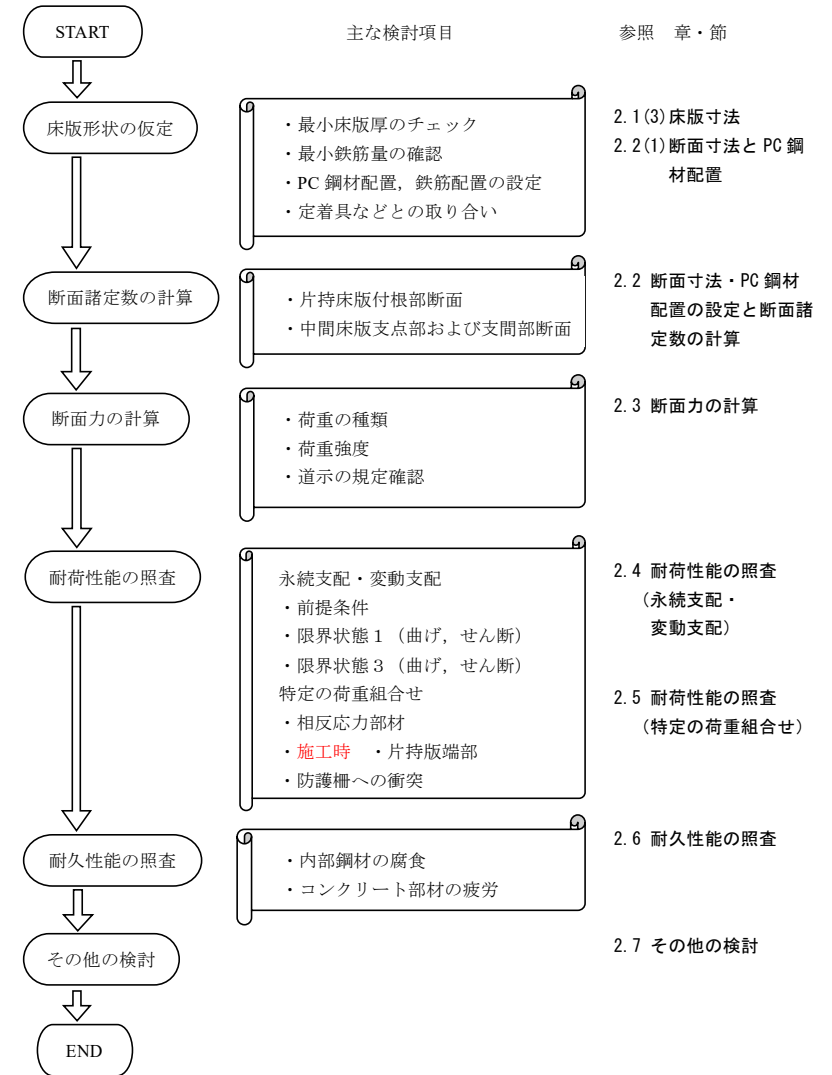


図-2.1.1 床版支間方向（橋軸直角方向；PC 構造）の設計フローチャート

この計算例でのかぶりとシース径の設定理由について、以下に示します。

○かぶりの設定

付着の確保などの観点での必要かぶりは、道示Ⅲ編 表-5.2.2によると主桁部分は35mm、床版部分は30mm、工場製作されるPC桁部材の場合は25mmです。ただし、道示Ⅲ編 5.2.3 解説(2)で「主桁フランジが床版を兼ねる場合には、主桁としてのかぶりを満足する必要がある」と規定されているため、主桁と兼ねる床版のかぶりを35mmとします。なお、道示Ⅲ編 5.2.3 解説(2)では、「かぶりの値の決定にあたっては、…施工条件、施工誤差を考慮して適切なかぶりの値を確保する」とありますが、この計算例では、施工誤差分の加算は行っていません。また、内部鋼材の腐食を防ぐ目的でのかぶりは、塩害を受ける地域の場合には道示Ⅲ編 6.2.3によりますが、この計算例では塩害対策地域外とします。

○シース径の設定

PCT桁橋の床版横締めシースは、桁内に配置したシースに間詰め部に配置するシースを接続する必要がありますが、それらのシース径の組合せの一例（シース径は製造メーカーによって寸法が異なる場合があります）を下表に示します。この計算例では、鉄筋との取合いの検討においては、下表から鋼製シース外径を主桁φ45、間詰め部φ38としましたが、断面諸定数算出においては、計算の簡略化のために桁内・桁間床版部ともφ38で計算しています。

表 シース径の組合せ例

PC 鋼材 種類	シースの 標準内径	鋼製シース		PE シース	
		桁内	間詰め部	桁内	間詰め部
1S21.8	φ35	φ42(φ45)	φ35(φ38)	φ45(φ52)	φ35(φ43)

( )は外径

この計算例でのかぶりとシース径の設定理由について、以下に示します。

○かぶりの設定

付着の確保などの観点での必要かぶりは、道示Ⅲ編 表-5.2.2によると主桁部分は35mm、床版部分は30mm、工場製作されるPC桁部材の場合は25mmです。ただし、道示Ⅲ編 5.2.3 解説(2)で「主桁フランジが床版を兼ねる場合には、主桁としてのかぶりを確保する必要がある」と規定されているため、主桁と兼ねる床版のかぶりを35mmとします。なお、道示Ⅲ編 5.2.3 解説(2)では、「かぶりの値の決定にあたっては、…施工条件、施工誤差を考慮して適切なかぶりの値を確保する」とありますが、この計算例では、施工誤差分の加算は行っていません。また、内部鋼材の腐食を防ぐ目的でのかぶりは、塩害を受ける地域の場合には道示Ⅲ編 6.2.3によりますが、この計算例では塩害対策地域外とします。

○シース径の設定

PCT桁橋の床版横締めシースは、桁内に配置したシースに間詰め部に配置するシースを接続する必要がありますが、それらのシース径の組合せの一例（シース径は製造メーカーによって寸法が異なる場合があります）を下表に示します。この計算例では、鉄筋との取合いの検討においては、下表から鋼製シース外径を主桁φ45、間詰め部φ38としましたが、断面諸定数算出においては、計算の簡略化のために桁内・桁間床版部ともφ38で計算しています。

表 シース径の組合せ例

PC 鋼材 種類	シースの 標準内径	鋼製シース		PE シース	
		桁内	間詰め部	桁内	間詰め部
1S21.8	φ35	φ42(φ45)	φ35(φ38)	φ45(φ52)	φ35(φ43)

( )は外径

・片持床版（右側：車道）

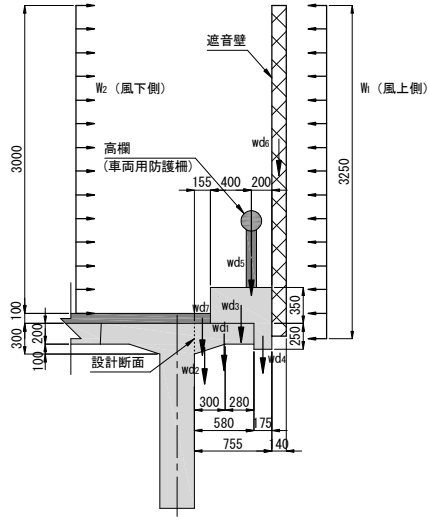


図-2.3.2 片持床版(車道側)の形状

表-2.3.2 荷重強度と曲げモーメント（片持床版(車道側)付根部）

荷重の種類		荷重強度 (kN/m)	アーム長 (m)	曲げモーメント (kN・m/m)
床版 自重	床版 $w_{d1}$	$0.580 \times 0.200 \times 24.5 = 2.84$	$0.580 / 2 = 0.290$	-0.82
	床版 $w_{d2}$	$1/2 \times 0.300 \times 0.100 \times 24.5 = 0.37$	$0.300 / 3 = 0.100$	-0.04
	計			-0.86
橋面 荷重	地覆 $w_{d3}$	$0.600 \times 0.350 \times 24.5 = 5.15$	$0.755 - 0.600 / 2 = 0.455$	-2.34
	地覆 $w_{d4}$	$0.175 \times 0.250 \times 24.5 = 1.07$	$0.755 - 0.175 / 2 = 0.668$	-0.71
	高欄 $w_{d5}$	$= 0.60$	$0.155 + 0.400 = 0.555$	-0.33
	遮音壁 $w_{d6}$	$= 1.45$	$0.755 + 0.140 / 2 = 0.825$	-1.20
	舗装 $w_{d7}$	$0.155 \times 0.100 \times 22.5 = 0.35$	$0.155 / 2 = 0.078$	-0.03
	計			-4.58
死荷重合計 $\Sigma wd$				-5.44

・片持床版（右側：車道）

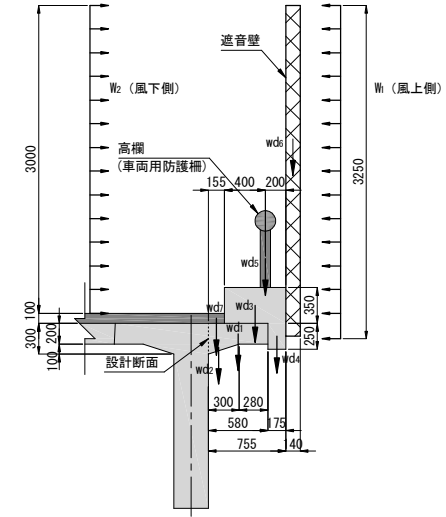


図-2.3.2 片持床版(車道側)の形状

表-2.3.2 荷重強度と曲げモーメント（片持床版(車道側)付根部）

荷重の種類		荷重強度 (kN/m)	アーム長 (m)	曲げモーメント (kN・m/m)
床版 自重	床版 $w_{d1}$	$0.580 \times 0.200 \times 24.5 = 2.84$	$0.580 / 2 = 0.290$	-0.82
	床版 $w_{d2}$	$1/2 \times 0.300 \times 0.100 \times 24.5 = 0.37$	$0.300 / 3 = 0.100$	-0.04
	計			-0.86
橋面 荷重	地覆 $w_{d3}$	$0.600 \times 0.350 \times 24.5 = 5.15$	$0.755 - 0.600 / 2 = 0.455$	-2.34
	地覆 $w_{d4}$	$0.175 \times 0.250 \times 24.5 = 1.07$	$0.755 - 0.175 / 2 = 0.668$	-0.71
	高欄 $w_{d5}$	$= 0.60$	$0.155 + 0.400 = 0.555$	-0.33
	遮音壁 $w_{d6}$	$= 1.45$	$0.755 + 0.140 / 2 = 0.825$	-1.20
	舗装 $w_{d7}$	$0.155 \times 0.100 \times 22.5 = 0.35$	$0.155 / 2 = 0.078$	-0.03
	計			-4.61
死荷重合計 $\Sigma wd$				-5.47

## 2) 活荷重による断面力

片持床版（左側）は歩道部なので、群集荷重と水平推力による曲げモーメント  $M$  は以下のとおりです。なお、片持床版（右側）は車道部ですが、張出し部が短く片持版部に輪荷重が載らないため、T 荷重による曲げモーメントは発生しません。

片持版端部は、床版の連続性がなくなるため、道示Ⅲ編 9.2.8(4)に示すように、活荷重による曲げモーメントが標準部の2倍程度発生します。



片持床版（左側）付根部は、

$$\begin{aligned} M &= -5.0\text{kN/m}^2 \times 0.355 \times 0.355 / 2 - 2.50\text{kN/m} \times (1.100 + 0.410 + 0.300 / 2) \\ &= -0.32 - 4.15 = -4.47\text{kN}\cdot\text{m} \quad (\text{群集荷重と水平推力}) \end{aligned}$$

片持床版（右側）付根部は、

$$M = 0.00\text{kN}\cdot\text{m}$$

中間床版部は車道なので、T 荷重による曲げモーメント  $M$  は以下のとおりです。なお、 $K$  は  $L \leq 2.5\text{m}$  なので  $K = 1.0$  です。

中間床版支点部は、

$$\begin{aligned} M &= - (0.15L + 0.125) \times P \times K \\ &= - (0.15 \times 1.690 + 0.125) \times 100\text{kN} \times 1.0 = -37.85\text{kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

中間床版支間部は、

$$\begin{aligned} M &= (0.12L + 0.07) \times P \times 80\% \times K \\ &= (0.12 \times 1.690 + 0.07) \times 100\text{kN} \times 0.8 \times 1.0 = 21.82\text{kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

## 3) 風荷重による断面力

車道側の片持床版先端に設置した遮音壁に作用する風荷重による軸方向力  $N$  と曲げモーメント  $M$  は、以下のとおりです。

外風（風上側）による軸方向力  $N$  と曲げモーメント  $M$  は、

$$\begin{aligned} N &= 3.0\text{kN/m}^2 \times (3.000 + 0.100 + 0.300 / 2) \\ &= 9.75\text{kN} \\ M &= 3.0\text{kN/m}^2 \times (3.000 + 0.100 + 0.300 / 2)^2 / 2 \\ &= 15.84\text{kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

内風（風下側）による軸方向力  $N$  と曲げモーメント  $M$  は、

$$\begin{aligned} N &= -1.5\text{kN/m}^2 \times 3.000 \\ &= -4.50\text{kN}\cdot\text{m} \\ M &= -1.5\text{kN/m}^2 \times 3.000 \times (3.000 / 2 + 0.100 + 0.300 / 2) \\ &= -7.88\text{kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

## 2) 活荷重による断面力

片持床版（左側）は歩道部なので、群集荷重と水平推力による曲げモーメント  $M$  は以下のとおりです。なお、片持床版（右側）は車道部ですが、張出し部が短く片持版部に輪荷重が載らないため、T 荷重による曲げモーメントは発生しません。

片持版端部は、床版の連続性がなくなるため、道示Ⅲ編 9.2.8(4)に示すように、活荷重による曲げモーメントが標準部の2倍程度発生します。



片持床版（左側）付根部は、

$$\begin{aligned} M &= -5.0\text{kN/m}^2 \times 0.355 \times 0.355 / 2 - 2.50\text{kN/m} \times (1.100 + 0.410 + 0.300 / 2) \\ &= -0.32 - 4.15 = -4.47\text{kN}\cdot\text{m} \quad (\text{群集荷重と水平推力}) \end{aligned}$$

片持床版（右側）付根部は、

$$M = 0.00\text{kN}\cdot\text{m}$$

中間床版部は車道なので、T 荷重による曲げモーメント  $M$  は以下のとおりです。なお、 $K$  は  $L \leq 2.5\text{m}$  なので  $K = 1.0$  です。

中間床版支点部は、

$$\begin{aligned} M &= - (0.15L + 0.125) \times P \times K \\ &= - (0.15 \times 1.690 + 0.125) \times 100\text{kN} \times 1.0 = -37.85\text{kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

中間床版支間部は、

$$\begin{aligned} M &= (0.12L + 0.07) \times P \times 80\% \times K \\ &= (0.12 \times 1.690 + 0.07) \times 100\text{kN} \times 0.8 \times 1.0 = 21.82\text{kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

## 3) 風荷重による断面力

車道側の片持床版先端に設置した遮音壁に作用する風荷重による軸方向力  $N$  と曲げモーメント  $M$  は、以下のとおりです。

外風（風上側）による軸方向力  $N$  と曲げモーメント  $M$  は、

$$\begin{aligned} N &= 3.0\text{kN/m}^2 \times (3.000 + 0.100 + 0.300 / 2) \\ &= 9.75\text{kN} \\ M &= 3.0\text{kN/m}^2 \times (3.000 + 0.100 + 0.300 / 2)^2 / 2 \\ &= 15.84\text{kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

内風（風下側）による軸方向力  $N$  と曲げモーメント  $M$  は、

$$\begin{aligned} N &= -1.5\text{kN/m}^2 \times 3.000 \\ &= -4.50\text{kN} \\ M &= -1.5\text{kN/m}^2 \times 3.000 \times (3.000 / 2 + 0.100 + 0.300 / 2) \\ &= -7.88\text{kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

4) 鉄筋拘束による断面力

鉄筋拘束による断面力は、道示Ⅲ編 5.4.2(1)より、鉄筋がクリープおよび乾燥収縮を拘束する影響を考慮して、PC 鋼材と鉄筋を多段配置する連立方程式を解いて各段の応力度の減少量  $\Delta \sigma_{si}$  を算出し、次式のように鉄筋段数分を総和して算出します。なお、連立方程式については、本書 P.58 の「2. 3 (4) 3) 有効プレストレス」で詳述します。

$$\begin{cases} \text{軸方向力} & : N = -\sum \Delta \sigma_{si} \times A_{si} \\ \text{曲げモーメント} & : M = -\sum \Delta \sigma_{si} \times A_{si} \times e \end{cases}$$

中間床版支点部断面については表-2.3.5 のように、中間床版支間部断面については表-2.3.6 のように計算できます。

表-2.3.5 鉄筋拘束による断面力（中間床版支点部断面）

	鉄筋位置 (m)	鉄筋配置 径-間隔	断面積 $A_{si}$ (mm <sup>2</sup> /m)	応力度 $\Delta \sigma_{si}$ (N/mm <sup>2</sup> )	偏心量 $e$ (m)	鉄筋拘束による断面力	
						$N$ (kN)	$M$ (kN・m)
上段	0.042	D13ctc250	506.8	91.7	0.108	-46.47	-5.01
下段	0.258	D13ctc250	506.8	55.2	-0.108	-27.98	3.03
合計						-74.45	-1.98

表-2.3.6 鉄筋拘束による断面力（中間床版支間部断面）

	鉄筋位置 (m)	鉄筋配置 径-間隔	断面積 $A_{si}$ (mm <sup>2</sup> /m)	応力度 $\Delta \sigma_{si}$ (N/mm <sup>2</sup> )	偏心量 $e$ (m)	鉄筋拘束による断面力	
						$N$ (kN)	$M$ (kN・m)
上段	0.042	D13ctc250	506.8	85.7	0.058	-43.43	-2.52
下段	0.158	D13ctc250	506.8	99.3	-0.058	-50.33	2.91
合計						-93.76	0.39

4) 鉄筋拘束による断面力

鉄筋拘束による断面力は、道示Ⅲ編 5.4.2(1)より、鉄筋がクリープおよび乾燥収縮を拘束する影響を考慮して、PC 鋼材と鉄筋を多段配置する連立方程式を解いて各段の応力度の減少量  $\Delta \sigma_{si}$  を算出し、次式のように鉄筋段数分を総和して算出します。なお、連立方程式については、本書 P.58 の「2. 3 (4) 3) 有効プレストレス」で詳述します。

$$\begin{cases} \text{軸方向力} & : N = -\sum \Delta \sigma_{si} \times A_{si} \\ \text{曲げモーメント} & : M = -\sum \Delta \sigma_{si} \times A_{si} \times e \end{cases}$$

中間床版支点部断面については表-2.3.5 のように、中間床版支間部断面については表-2.3.6 のように計算できます。

表-2.3.5 鉄筋拘束による断面力（中間床版支点部断面）

	鉄筋位置 (m)	鉄筋配置 径-間隔	断面積 $A_{si}$ (mm <sup>2</sup> /m)	応力度 $\Delta \sigma_{si}$ (N/mm <sup>2</sup> )	偏心量 $e$ (m)	鉄筋拘束による断面力	
						$N$ (kN)	$M$ (kN・m)
上段	0.042	D13ctc250	506.8	92.4	0.108	-46.84	-5.06
下段	0.258	D13ctc250	506.8	55.4	-0.108	-28.07	3.03
合計						-74.91	-2.03

表-2.3.6 鉄筋拘束による断面力（中間床版支間部断面）

	鉄筋位置 (m)	鉄筋配置 径-間隔	断面積 $A_{si}$ (mm <sup>2</sup> /m)	応力度 $\Delta \sigma_{si}$ (N/mm <sup>2</sup> )	偏心量 $e$ (m)	鉄筋拘束による断面力	
						$N$ (kN)	$M$ (kN・m)
上段	0.042	D13ctc250	506.8	86.5	0.058	-43.85	-2.54
下段	0.158	D13ctc250	506.8	100.5	-0.058	-50.94	2.95
合計						-94.79	0.41

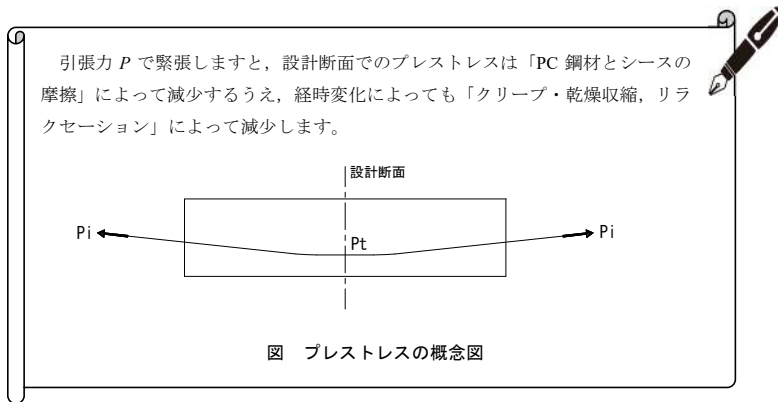
(4) プレストレスの計算

プレストレス導入量は、様々な要因によって減少します。

プレストレス力は、道示 I 編 8.4(2)で「プレストレス直後のプレストレス力および有効プレストレス力に区分して、それぞれ適切に考慮しなければならない」とあるように、部材端部に導入された引張力  $P$  は、設計断面で表-2.3.7 の要因により減少します。

表-2.3.7 プレストレスの減少要因

	減少要因	摘要
導入時プレストレス	PC 鋼材とシースの摩擦	道示 I 編 式(解 8.4.3)
導入直後プレストレス	定着具におけるセット	道示 I 編 式(解 8.4.5)
	コンクリートの弾性変形	道示 I 編 式(解 8.4.2)
有効プレストレス	コンクリートのクリープ・乾燥収縮	道示 III 編 式(解 3.5.1)
	PC 鋼材のリラクセーション	道示 III 編 式(解 3.5.2)



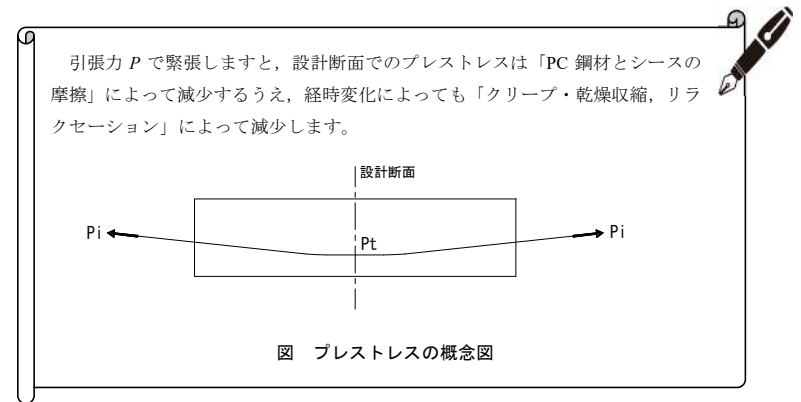
(4) プレストレスの計算

プレストレス導入量は、様々な要因によって減少します。

プレストレス力は、道示 I 編 8.4(2)で「プレストレス直後のプレストレス力**及び**有効プレストレス力に区分して、それぞれ適切に考慮しなければならない」とあるように、部材端部に導入された引張力  $P$  は、設計断面で表-2.3.7 の要因により減少します。

表-2.3.7 プレストレスの減少要因

	減少要因	摘要
導入時プレストレス	PC 鋼材とシースの摩擦	道示 I 編 式(解 8.4.3)
導入直後プレストレス	定着具におけるセット	道示 I 編 式(解 8.4.5)
	コンクリートの弾性変形	道示 I 編 式(解 8.4.2)
有効プレストレス	コンクリートのクリープ・乾燥収縮	道示 III 編 式(解 3.5.1)
	PC 鋼材のリラクセーション	道示 III 編 式(解 3.5.2)



連立方程式の  $a_{ij}$  各項の算出

中間床版支座位について、表-2.2.4のコンクリート断面とPC鋼材・鉄筋配置に関する諸値を用いて連立方程式の  $a_{ij}$  の各項を算出すると、以下のとおりです。

表 連立方程式の  $a_{ij}$  各項を算出するための諸値（中間床版支座位）

コンクリート断面		ヤング係数 ( $\times 10^4 \text{N/mm}^2$ )	断面積 ( $\text{m}^2$ )	断面2次モーメント ( $\text{m}^4$ )
鉄筋換算断面		3.10	0.3033	0.00231
PC鋼材・鉄筋配置		ヤング係数 ( $\times 10^4 \text{N/mm}^2$ )	断面積 ( $\text{m}^2$ )	偏心量 (m)
1行目	PC鋼材	19.5	$312.9 \times 2$ =625.8	$0.1503 - 0.110$ =0.0403
2行目	鉄筋①	20.0	$126.7 \times 4$ =506.8	$0.1503 - 0.042$ =0.1083
3行目	鉄筋②	20.0	$126.7 \times 4$ =505.8	$0.1503 - 0.258$ =-0.1077

$$a_{11} = 1 + \frac{19.5}{3.10} \times 625.8 \times 10^{-6} \times \left( \frac{1}{0.3033} + \frac{0.0403 \times 0.0403}{0.00231} \right) \times \left( 1 + \frac{2.6}{2} \right) = 1.036$$

$$a_{12} = 0 + \frac{19.5}{3.10} \times 506.8 \times 10^{-6} \times \left( \frac{1}{0.3033} + \frac{0.0403 \times 0.1083}{0.00231} \right) \times \left( 1 + \frac{2.6}{2} \right) = 0.038$$

$$a_{13} = 0 + \frac{19.5}{3.10} \times 506.8 \times 10^{-6} \times \left( \frac{1}{0.3033} + \frac{0.0403 \times -0.1077}{0.00231} \right) \times \left( 1 + \frac{2.6}{2} \right) = 0.010$$

$$a_{21} = 0 + \frac{20.0}{3.10} \times 625.8 \times 10^{-6} \times \left( \frac{1}{0.3033} + \frac{0.1083 \times 0.0403}{0.00231} \right) \times \left( 1 + \frac{2.6}{2} \right) = 0.048$$

$$a_{22} = 1 + \frac{20.0}{3.10} \times 506.8 \times 10^{-6} \times \left( \frac{1}{0.3033} + \frac{0.1083 \times 0.1083}{0.00231} \right) \times \left( 1 + \frac{2.6}{2} \right) = 1.063$$

$$a_{23} = 0 + \frac{20.0}{3.10} \times 506.8 \times 10^{-6} \times \left( \frac{1}{0.3033} + \frac{0.1083 \times -0.1077}{0.00231} \right) \times \left( 1 + \frac{2.6}{2} \right) = -0.013$$

$$a_{31} = 0 + \frac{20.0}{3.10} \times 625.8 \times 10^{-6} \times \left( \frac{1}{0.3033} + \frac{-0.1077 \times 0.0403}{0.00231} \right) \times \left( 1 + \frac{2.6}{2} \right) = 0.013$$

$$a_{32} = 0 + \frac{20.0}{3.10} \times 506.8 \times 10^{-6} \times \left( \frac{1}{0.3033} + \frac{-0.1077 \times 0.1083}{0.00231} \right) \times \left( 1 + \frac{2.6}{2} \right) = -0.013$$

$$a_{33} = 1 + \frac{20.0}{3.10} \times 506.8 \times 10^{-6} \times \left( \frac{1}{0.3033} + \frac{-0.1077 \times -0.1077}{0.00231} \right) \times \left( 1 + \frac{2.6}{2} \right) = 1.063$$

連立方程式の  $a_{ij}$  各項の算出

中間床版支座位について、表-2.2.4のコンクリート断面とPC鋼材・鉄筋配置に関する諸値を用いて連立方程式の  $a_{ij}$  の各項を算出すると、以下のとおりです。

表 連立方程式の  $a_{ij}$  各項を算出するための諸値（中間床版支座位）

コンクリート断面		ヤング係数 ( $\times 10^4 \text{N/mm}^2$ )	断面積 ( $\text{m}^2$ )	断面2次モーメント ( $\text{m}^4$ )
鉄筋換算断面		3.10	0.3033	0.00231
PC鋼材・鉄筋配置		ヤング係数 ( $\times 10^4 \text{N/mm}^2$ )	断面積 ( $\text{m}^2$ )	偏心量 (m)
1行目	PC鋼材	19.5	$312.9 \times 2$ =625.8	$0.1503 - 0.110$ =0.0403
2行目	鉄筋②	20.0	$126.7 \times 4$ =506.8	$0.1503 - 0.042$ =0.1083
3行目	鉄筋①	20.0	$126.7 \times 4$ =506.8	$0.1503 - 0.258$ =-0.1077

$$a_{11} = 1 + \frac{19.5}{3.10} \times 625.8 \times 10^{-6} \times \left( \frac{1}{0.3033} + \frac{0.0403 \times 0.0403}{0.00231} \right) \times \left( 1 + \frac{2.6}{2} \right) = 1.036$$

$$a_{12} = 0 + \frac{19.5}{3.10} \times 506.8 \times 10^{-6} \times \left( \frac{1}{0.3033} + \frac{0.0403 \times 0.1083}{0.00231} \right) \times \left( 1 + \frac{2.6}{2} \right) = 0.038$$

$$a_{13} = 0 + \frac{19.5}{3.10} \times 506.8 \times 10^{-6} \times \left( \frac{1}{0.3033} + \frac{0.0403 \times -0.1077}{0.00231} \right) \times \left( 1 + \frac{2.6}{2} \right) = 0.010$$

$$a_{21} = 0 + \frac{20.0}{3.10} \times 625.8 \times 10^{-6} \times \left( \frac{1}{0.3033} + \frac{0.1083 \times 0.0403}{0.00231} \right) \times \left( 1 + \frac{2.6}{2} \right) = 0.048$$

$$a_{22} = 1 + \frac{20.0}{3.10} \times 506.8 \times 10^{-6} \times \left( \frac{1}{0.3033} + \frac{0.1083 \times 0.1083}{0.00231} \right) \times \left( 1 + \frac{2.6}{2} \right) = 1.063$$

$$a_{23} = 0 + \frac{20.0}{3.10} \times 506.8 \times 10^{-6} \times \left( \frac{1}{0.3033} + \frac{0.1083 \times -0.1077}{0.00231} \right) \times \left( 1 + \frac{2.6}{2} \right) = -0.013$$

$$a_{31} = 0 + \frac{20.0}{3.10} \times 625.8 \times 10^{-6} \times \left( \frac{1}{0.3033} + \frac{-0.1077 \times 0.0403}{0.00231} \right) \times \left( 1 + \frac{2.6}{2} \right) = 0.013$$

$$a_{32} = 0 + \frac{20.0}{3.10} \times 506.8 \times 10^{-6} \times \left( \frac{1}{0.3033} + \frac{-0.1077 \times 0.1083}{0.00231} \right) \times \left( 1 + \frac{2.6}{2} \right) = -0.013$$

$$a_{33} = 1 + \frac{20.0}{3.10} \times 506.8 \times 10^{-6} \times \left( \frac{1}{0.3033} + \frac{-0.1077 \times -0.1077}{0.00231} \right) \times \left( 1 + \frac{2.6}{2} \right) = 1.063$$

連立方程式の  $b_i$  各項の算出

$b_i$ については、

導入直後のプレストレス :  $P=1154.6 \times 312.9 \times 2.00=722.5\text{kN}$  ( $\varphi=2.6$ )  
 $P \cdot e=722.5 \times 0.0403=29.12\text{kN} \cdot \text{m}$  ( $\varphi=2.6$ )  
 持続荷重 (主桁自重) :  $M=-1.53 \text{ kN} \cdot \text{m}$  ( $\varphi=2.6$ )  
 (橋面荷重) :  $M=-0.64 \text{ kN} \cdot \text{m}$  ( $\varphi=1.7$ )

表 連立方程式の  $b_i$  各項を算出するための諸値 (中間床版支点部)

	コンクリート応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	
プレストレス	$\left\{ \frac{722.5}{0.3033} + \frac{722.5 \times 0.0403}{0.00231 / 0.0403} \right\} / 10^3$	= 2.89
主桁自重	$\left\{ \frac{-1.53}{0.00231 / 0.0403} \right\} / 10^3$	= -0.03
橋面荷重	$\left\{ \frac{-0.64}{0.00231 / 0.0403} \right\} / 10^3$	= -0.01
プレストレス	$\left\{ \frac{722.5}{0.3033} + \frac{722.5 \times 0.0403}{0.00231 / 0.1083} \right\} / 10^3$	= 3.75
主桁自重	$\left\{ \frac{-1.53}{0.00231 / 0.1083} \right\} / 10^3$	= -0.07
橋面荷重	$\left\{ \frac{-0.64}{0.00231 / 0.1083} \right\} / 10^3$	= -0.03
プレストレス	$\left\{ \frac{722.5}{0.3033} + \frac{722.5 \times 0.0403}{0.00231 / -0.1077} \right\} / 10^3$	= 1.03
主桁自重	$\left\{ \frac{-1.53}{0.00231 / -0.1077} \right\} / 10^3$	= 0.07
橋面荷重	$\left\{ \frac{-0.64}{0.00231 / -0.1077} \right\} / 10^3$	= 0.03

$b_1 = 19.5 / 3.10 \times [2.6 \times 2.89 + 2.6 \times -0.03 + 1.7 \times -0.01 + 3.10 \times 200 / 10^2] = 85.7$   
 $b_2 = 20.0 / 3.10 \times [2.6 \times 3.75 + 2.6 \times -0.07 + 1.7 \times -0.03 + 3.10 \times 200 / 10^2] = 101.3$   
 $b_3 = 20.0 / 3.10 \times [2.6 \times 1.03 + 2.6 \times 0.07 + 1.7 \times 0.03 + 3.10 \times 200 / 10^2] = 58.7$

同様に、中間床版支間部について連立方程式を立てて解くと、

PC 鉄筋② 鉄筋①  $\begin{bmatrix} 1.051 & 0.033 & 0.047 \\ 0.042 & 1.081 & 0.000 \\ 0.059 & 0.000 & 1.082 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta \sigma_{p2} \\ \Delta \sigma_{s2} \\ \Delta \sigma_{s1} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 104.6 \\ 97.4 \\ 114.2 \end{bmatrix} \rightarrow \begin{cases} \Delta \sigma_{p2} = 92.3\text{N/mm}^2 \\ \Delta \sigma_{s2} = 86.5\text{N/mm}^2 \\ \Delta \sigma_{s1} = 100.5\text{N/mm}^2 \end{cases}$

コンクリートのクリープおよび乾燥収縮によるプレストレスの減少量  $\Delta \sigma_{pp}$  は、  
 $\Delta \sigma_{pp} = 92.3\text{N/mm}^2$

連立方程式の  $b_i$  各項の算出

$b_i$ については、

導入直後のプレストレス :  $P=1154.6 \times 312.9 \times 2.00=722.5\text{kN}$  ( $\varphi=2.6$ )  
 $P \cdot e=722.5 \times 0.0403=29.12\text{kN} \cdot \text{m}$  ( $\varphi=2.6$ )  
 持続荷重 (床版自重) :  $M=-1.53 \text{ kN} \cdot \text{m}$  ( $\varphi=2.6$ )  
 (橋面荷重) :  $M=-0.64 \text{ kN} \cdot \text{m}$  ( $\varphi=1.7$ )

表 連立方程式の  $b_i$  各項を算出するための諸値 (中間床版支点部)

	コンクリート応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	
プレストレス	$\left\{ \frac{722.5}{0.3033} + \frac{722.5 \times 0.0403}{0.00231 / 0.0403} \right\} / 10^3$	= 2.89
床版自重	$\left\{ \frac{-1.53}{0.00231 / 0.0403} \right\} / 10^3$	= -0.03
橋面荷重	$\left\{ \frac{-0.64}{0.00231 / 0.0403} \right\} / 10^3$	= -0.01
プレストレス	$\left\{ \frac{722.5}{0.3033} + \frac{722.5 \times 0.0403}{0.00231 / 0.1083} \right\} / 10^3$	= 3.75
床版自重	$\left\{ \frac{-1.53}{0.00231 / 0.1083} \right\} / 10^3$	= -0.07
橋面荷重	$\left\{ \frac{-0.64}{0.00231 / 0.1083} \right\} / 10^3$	= -0.03
プレストレス	$\left\{ \frac{722.5}{0.3033} + \frac{722.5 \times 0.0403}{0.00231 / -0.1077} \right\} / 10^3$	= 1.03
床版自重	$\left\{ \frac{-1.53}{0.00231 / -0.1077} \right\} / 10^3$	= 0.07
橋面荷重	$\left\{ \frac{-0.64}{0.00231 / -0.1077} \right\} / 10^3$	= 0.03

$b_1 = 19.5 / 3.10 \times [2.6 \times 2.89 + 2.6 \times -0.03 + 1.7 \times -0.01 + 3.10 \times 200 / 10^2] = 85.7$   
 $b_2 = 20.0 / 3.10 \times [2.6 \times 3.75 + 2.6 \times -0.07 + 1.7 \times -0.03 + 3.10 \times 200 / 10^2] = 101.3$   
 $b_3 = 20.0 / 3.10 \times [2.6 \times 1.03 + 2.6 \times 0.07 + 1.7 \times 0.03 + 3.10 \times 200 / 10^2] = 58.7$

同様に、中間床版支間部について連立方程式を立てて解くと、

PC 鉄筋② 鉄筋①  $\begin{bmatrix} 1.051 & 0.033 & 0.047 \\ 0.042 & 1.081 & 0.000 \\ 0.059 & 0.000 & 1.082 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta \sigma_{p2} \\ \Delta \sigma_{s2} \\ \Delta \sigma_{s1} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 104.6 \\ 97.4 \\ 114.2 \end{bmatrix} \rightarrow \begin{cases} \Delta \sigma_{p2} = 92.3\text{N/mm}^2 \\ \Delta \sigma_{s2} = 86.5\text{N/mm}^2 \\ \Delta \sigma_{s1} = 100.5\text{N/mm}^2 \end{cases}$

コンクリートのクリープおよび乾燥収縮によるプレストレスの減少量  $\Delta \sigma_{pp}$  は、  
 $\Delta \sigma_{pp} = 92.3\text{N/mm}^2$



## 4) プレストレスによる応力度

導入直後プレストレスによるコンクリート応力度は、以下のように計算します。

$$\sigma_{ctu} = P_t / A + P_t \cdot e_p / Z_u$$

$$\sigma_{ctl} = P_t / A + P_t \cdot e_p / Z_L$$

ここに、

$\sigma_{ctu}$ ,  $\sigma_{ctl}$  : 上縁, 下縁の導入直後プレストレスによる応力度

$P_t$  : 導入直後のプレストレス力

$$P_t = \sigma_{pt} \cdot N_p \cdot A_p \cdot \sin \alpha$$

$\alpha$  : 設計断面での部材軸に対する PC 鋼材の角度

$A$  : コンクリート断面積 (鉄筋換算断面)

$e_p$  : 鋼材の偏心距離 (鉄筋換算断面)

$Z_u$ ,  $Z_L$  : 上縁, 下縁の断面係数 (鉄筋換算断面)

支点部

$$P_t = 1154.6 \times (1000/500) \times 312.9 \times \sin 90^\circ = 722.5 \text{ kN}$$

$$P_t \cdot e_p = 722.5 \times 10^3 \times (0.1503 - 0.110) = 29.12 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{ctu} = 722.5 \times 10^3 / (0.3033 \times 10^6) + 29.12 \times 10^6 / (0.01537 \times 10^9) = 4.28 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{ctl} = 722.5 \times 10^3 / (0.3033 \times 10^6) + 29.12 \times 10^6 / (-0.01543 \times 10^9) = 0.50 \text{ N/mm}^2$$

支間部

$$P_t = 1154.6 \times (1000/500) \times 312.9 \times \sin 90^\circ = 722.5 \text{ kN}$$

$$P_t \cdot e_p = 722.5 \times 10^3 \times (0.0999 - 0.110) = -7.30 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{ctu} = 722.5 \times 10^3 / (0.2040 \times 10^6) + (-7.30 \times 10^6) / (0.00689 \times 10^9) = 2.48 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{ctl} = 722.5 \times 10^3 / (0.2040 \times 10^6) + (-7.30 \times 10^6) / (-0.00687 \times 10^9) = 4.60 \text{ N/mm}^2$$

有効プレストレスによるコンクリート応力度は、以下のように計算します。

$$\sigma_{ceu} = \eta \cdot \sigma_{ctu}$$

$$\sigma_{cel} = \eta \cdot \sigma_{ctl}$$

ここに、

$\sigma_{ceu}$ ,  $\sigma_{cel}$  : 上縁, 下縁の有効プレストレスによるコンクリート応力度

$\eta$  : 有効係数

支点部

$$\sigma_{ceu} = 0.907 \times 4.28 = 3.88 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{cel} = 0.907 \times 0.50 = 0.45 \text{ N/mm}^2$$

支間部

$$\sigma_{ceu} = 0.895 \times 2.48 = 2.22 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{cel} = 0.895 \times 4.60 = 4.12 \text{ N/mm}^2$$

## 4) プレストレスによる応力度

導入直後プレストレスによるコンクリート応力度は、以下のように計算します。

$$\sigma_{ctu} = P_t / A + P_t \cdot e_p / Z_u$$

$$\sigma_{ctl} = P_t / A + P_t \cdot e_p / Z_L$$

ここに、

$\sigma_{ctu}$ ,  $\sigma_{ctl}$  : 上縁, 下縁の導入直後プレストレスによる応力度

$P_t$  : 導入直後のプレストレス力

$$P_t = \sigma_{pt} \cdot N_p \cdot A_p \cdot \sin \alpha$$

$\alpha$  : 設計断面での部材軸に対する PC 鋼材の角度

$A$  : コンクリート断面積 (鉄筋換算断面)

$e_p$  : 鋼材の偏心距離 (鉄筋換算断面)

$Z_u$ ,  $Z_L$  : 上縁, 下縁の断面係数 (鉄筋換算断面)

支点部

$$P_t = 1154.6 \times (1000/500) \times 312.9 \times \sin 90^\circ = 722.5 \text{ kN}$$

$$P_t \cdot e_p = 722.5 \times 10^3 \times (0.1503 - 0.110) = 29.12 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{ctu} = 722.5 \times 10^3 / (0.3033 \times 10^6) + 29.12 \times 10^6 / (0.01537 \times 10^9) = 4.28 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{ctl} = 722.5 \times 10^3 / (0.3033 \times 10^6) + 29.12 \times 10^6 / (-0.01543 \times 10^9) = 0.50 \text{ N/mm}^2$$

支間部

$$P_t = 1154.6 \times (1000/500) \times 312.9 \times \sin 90^\circ = 722.5 \text{ kN}$$

$$P_t \cdot e_p = 722.5 \times 10^3 \times (0.0999 - 0.110) = -7.30 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{ctu} = 722.5 \times 10^3 / (0.2040 \times 10^6) + (-7.30 \times 10^6) / (0.00689 \times 10^9) = 2.48 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{ctl} = 722.5 \times 10^3 / (0.2040 \times 10^6) + (-7.30 \times 10^6) / (-0.00687 \times 10^9) = 4.60 \text{ N/mm}^2$$

有効プレストレスによるコンクリート応力度は、以下のように計算します。

$$\sigma_{ceu} = \eta \cdot \sigma_{ctu}$$

$$\sigma_{cel} = \eta \cdot \sigma_{ctl}$$

ここに、

$\sigma_{ceu}$ ,  $\sigma_{cel}$  : 上縁, 下縁の有効プレストレスによるコンクリート応力度

$\eta$  : 有効係数

支点部

$$\sigma_{ceu} = 0.907 \times 4.28 = 3.88 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{cel} = 0.907 \times 0.50 = 0.45 \text{ N/mm}^2$$

支間部

$$\sigma_{ceu} = 0.895 \times 2.48 = 2.22 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{cel} = 0.895 \times 4.60 = 4.12 \text{ N/mm}^2$$

(5) 断面力と応力度の集計

曲げモーメントと軸方向力が作用する断面の応力度を、次式によって算出します。

$$\sigma_c = N/A + M/Z$$

なお、応力度を算出する際の断面諸定数は、作用する断面力によって、表-2.3.12のように使い分けます。

表-2.3.12 応力度計算で使用する断面諸定数

	断面	片持床版付根, 中間床版支点			中間床版支間		
		A (m <sup>2</sup> )	Z <sub>a</sub> (m <sup>3</sup> )	Z <sub>L</sub> (m <sup>3</sup> )	A (m <sup>2</sup> )	Z <sub>a</sub> (m <sup>3</sup> )	Z <sub>L</sub> (m <sup>3</sup> )
床版自重	鉄筋換算	0.3033	0.01537	-0.01543	0.2040	0.00691	-0.00689
橋面荷重	PC換算	0.3072	0.01549	-0.01545	0.2083	0.00689	-0.00691
活荷重	PC換算	0.3072	0.01549	-0.01545	0.2083	0.00689	-0.00691
鉄筋拘束	PC換算	0.3072	0.01549	-0.01545	0.2083	0.00689	-0.00691
プレストレス	鉄筋換算	0.3033	0.01537	-0.01543	0.2040	0.00691	-0.00689

次頁以降の表-2.3.14から表-2.3.17に、それぞれの設計断面での断面力と曲げ応力度を示します。荷重ごとの断面力および応力度は表-2.3.13の係数を掛けていない値で、耐荷性能と耐久性能の組合せについては係数を考慮した値です。

なお、この計算例では、床版の設計であることから温度変化の影響(TH)と温度差の影響(TF)は考慮していません。また、防護柵への衝突荷重については、本書P.87の「2.5(4)防護柵への衝突の照査」で行います。

表-2.3.13 床版の設計における作用の組合せとその係数

		組合せ	
耐荷性能	永続	①	1.00×1.05×D + 1.00×1.05×PS*
	変動	②	1.00×1.05×D+1.00×1.25×L+1.00×1.05×PS*
		④	1.00×1.05×D + 1.00×1.05×PS*+0.75×1.25×WS
		⑦	1.00×1.05×D+0.95×1.25×L+1.00×1.05×PS*+0.50×1.25×WS
耐久性能	鋼材腐食	1.0×(D+PS*)	
	コンクリート疲労	1.0×L+1.0×(D+PS*)	

※1) PS\*は、PS, CR, SH の合計

※2) 変動支配の④と⑦は、遮音壁を設置し、風荷重の影響が生じる片持版のみ考慮します。

(5) 断面力と応力度の集計

曲げモーメントと軸方向力が作用する断面の応力度を、次式によって算出します。

$$\sigma_c = N/A + M/Z$$

なお、応力度を算出する際の断面諸定数は、作用する断面力によって、表-2.3.12のように使い分けます。

表-2.3.12 応力度計算で使用する断面諸定数

	断面	片持床版付根, 中間床版支点			中間床版支間		
		A (m <sup>2</sup> )	Z <sub>a</sub> (m <sup>3</sup> )	Z <sub>L</sub> (m <sup>3</sup> )	A (m <sup>2</sup> )	Z <sub>a</sub> (m <sup>3</sup> )	Z <sub>L</sub> (m <sup>3</sup> )
床版自重	鉄筋換算	0.3033	0.01537	-0.01543	0.2040	0.00691	-0.00689
橋面荷重	PC換算	0.3072	0.01549	-0.01545	0.2083	0.00689	-0.00691
活荷重	PC換算	0.3072	0.01549	-0.01545	0.2083	0.00689	-0.00691
鉄筋拘束	PC換算	0.3072	0.01549	-0.01545	0.2083	0.00689	-0.00691
プレストレス	鉄筋換算	0.3033	0.01537	-0.01543	0.2040	0.00691	-0.00689

次頁以降の表-2.3.14から表-2.3.17に、それぞれの設計断面での断面力と曲げ応力度を示します。荷重ごとの断面力および応力度は表-2.3.13の係数を掛けていない値で、耐荷性能と耐久性能の組合せについては係数を考慮した値です。

なお、この計算例では、床版の設計であることから温度変化の影響(TH)と温度差の影響(TF)は考慮していません。また、防護柵への衝突荷重については、本書P.87の「2.5(4)防護柵への衝突の照査」で行います。

表-2.3.13 床版の設計における作用の組合せとその係数

		組合せ	
耐荷性能	永続	①	1.00×1.05×D + 1.00×1.05×PS*
	変動	②	1.00×1.05×D+1.00×1.25×L+1.00×1.05×PS*
		④	1.00×1.05×D + 1.00×1.05×PS*+0.75×1.25×WS
		⑦	1.00×1.05×D+0.95×1.25×L+1.00×1.05×PS*+0.50×1.25×WS
		⑧	1.00×1.05×D + 1.00×1.05×PS*+1.00×1.25×WS
耐久性能	鋼材腐食	1.0×(D+PS*)	
	コンクリート疲労	1.0×L+1.0×(D+PS*)	

※1) PS\*は、PS, CR, SH の合計

※2) 変動支配の④と⑦と⑧は、遮音壁を設置し、風荷重の影響が生じる片持版のみ考慮します。

1) 片持床版 (左側: 歩道部)

片持床版 (左側: 歩道部) 断面の断面力と応力度を集計すると、表-2.3.14 のとおりです。

表-2.3.14 断面力と曲げ応力度の集計 (片持床版(歩道側)付根部)

			断面力		断面定数			コンクリート応力度			
			曲げ M(kN・m)	軸方向力 N(kN)	断面積 A (m <sup>2</sup> )	断面係数		(N/mm <sup>2</sup> )			
						Z <sub>u</sub> (m <sup>3</sup> )	A (m <sup>2</sup> )				
荷重ごと	D	床版自重	-0.86	—	0.3033	0.01537	-0.01543	-0.06	0.06		
		橋面荷重	-4.41	—	0.3072	0.01549	-0.01554	-0.28	0.29		
		小計	-5.27	—	—	—	—	-0.34	0.35		
	L	活荷重	max	0.00	—	0.3072	0.01549	-0.01554	0.00	0.00	
			min	-4.47	—	0.3072	0.01549	-0.01554	-0.29	0.29	
	PS	プレストレス 1次	直後	722.5	29.12	0.3033	0.01537	-0.01543	4.28	0.50	
			有効	655.2	26.40	0.3033	0.01537	-0.01543	3.88	0.45	
	CR	プレストレス 2次	直後	—	—	—	—	—	—	—	
			有効	—	—	—	—	—	—	—	
	SH	クランプ・乾燥収縮	鉄筋拘束	-1.98	-74.45	0.3072	0.01549	-0.01554	-0.37	-0.11	
			小計 有効	-1.98	-74.45	—	—	—	3.51	0.34	
	TH	温度変化	—	—	—	—	—	—	—		
	TF	温度差	—	—	—	—	—	—	—		
	SW	圧雪	最大積雪	—	—	—	—	—	—	—	
			最大積雪	—	—	—	—	—	—	—	
	WS	風	外風	—	—	—	—	—	—	—	
			内風	—	—	—	—	—	—	—	
	EQ	L1地震	—	—	—	—	—	—	—		
			L2地震	—	—	—	—	—	—	—	
	耐荷性能	①	D	TF無	-7.61	-78.17	—	—	—	3.32	0.72
				TF有	-7.61	-78.17	—	—	—	3.32	0.72
		②	D+L	M <sub>max</sub>	-7.61	-78.17	—	—	—	3.32	0.72
				M <sub>min</sub>	-13.20	-78.17	—	—	—	2.96	1.08
耐久性	鋼材腐食	TF無	—	—	—	—	—	3.16	0.69		
		TF有	—	—	—	—	—	3.16	0.69		
	コンクリート疲労	M <sub>max</sub>	—	—	—	—	—	3.16	0.69		
		M <sub>min</sub>	—	—	—	—	—	2.88	0.98		

注) 網掛けは、限界状態1および耐久性の照査で使用する応力度と限界状態3の照査で使用する断面力

1) 片持床版 (左側: 歩道部)

片持床版 (左側: 歩道部) 断面の断面力と応力度を集計すると、表-2.3.14 のとおりです。

表-2.3.14 断面力と曲げ応力度の集計 (片持床版(歩道側)付根部)

			断面力		断面定数			コンクリート応力度			
			曲げ M(kN・m)	軸方向力 N(kN)	断面積 A (m <sup>2</sup> )	断面係数		(N/mm <sup>2</sup> )			
						Z <sub>u</sub> (m <sup>3</sup> )	Z <sub>L</sub> (m <sup>3</sup> )				
荷重ごと	D	床版自重	-0.86	—	0.3033	0.01537	-0.01543	-0.06	0.06		
		橋面荷重	-4.41	—	0.3072	0.01549	-0.01543	-0.28	0.29		
		小計	-5.27	—	—	—	—	-0.34	0.35		
	L	活荷重	max	0.00	—	0.3072	0.01549	-0.01543	0.00	0.00	
			min	-4.47	—	0.3072	0.01549	-0.01543	-0.29	0.29	
	PS	プレストレス 1次	直後	29.12	722.5	0.3033	0.01537	-0.01543	4.28	0.50	
			有効	26.40	655.2	0.3033	0.01537	-0.01543	3.88	0.45	
	CR	プレストレス 2次	直後	—	—	—	—	—	—	—	
			有効	—	—	—	—	—	—	—	
	SH	クランプ・乾燥収縮	鉄筋拘束	-2.03	-74.91	0.3072	0.01549	-0.01543	-0.37	-0.11	
			小計 有効	-2.03	-74.91	—	—	—	3.51	0.34	
	TH	温度変化	—	—	—	—	—	—	—		
	TF	温度差	—	—	—	—	—	—	—		
	SW	圧雪	最大積雪	—	—	—	—	—	—	—	
			最大積雪	—	—	—	—	—	—	—	
	WS	風	外風	—	—	—	—	—	—	—	
			内風	—	—	—	—	—	—	—	
	EQ	L1地震	—	—	—	—	—	—	—		
			L2地震	—	—	—	—	—	—	—	
	耐荷性能	①	D	TF無	-7.67	-78.66	—	—	—	3.32	0.72
				TF有	-7.67	-78.66	—	—	—	3.32	0.72
		②	D+L	M <sub>max</sub>	-7.67	-78.66	—	—	—	3.32	0.72
				M <sub>min</sub>	-13.25	-78.66	—	—	—	2.96	1.08
耐久性	鋼材腐食	TF無	—	—	—	—	—	3.16	0.69		
		TF有	—	—	—	—	—	3.16	0.69		
	コンクリート疲労	M <sub>max</sub>	—	—	—	—	—	3.16	0.69		
		M <sub>min</sub>	—	—	—	—	—	2.88	0.98		

注) 網掛けは、限界状態1および耐久性の照査で使用する応力度と限界状態3の照査で使用する断面力

2) 片持床版 (右側; 車道部)

片持床版 (右側; 車道部) 断面の断面力と応力度を集計すると、表-2.3.15 のとおりです。

表-2.3.15 断面力と曲げ応力度の集計 (片持床版(車道側)付根部)

			断面力		断面定数			コンクリート応力度			
			曲げ M(kN・m)	軸方向力 N(kN)	断面係数		σ <sub>u</sub> σ <sub>L</sub>				
					A (m <sup>2</sup> )	Z <sub>u</sub> (m <sup>3</sup> )			A (m <sup>2</sup> )		
荷重ごと	D	床版自重	-0.86	—	0.3033	0.01537	-0.01543	-0.06	0.06		
		橋面荷重	-4.58	—	0.3072	0.01549	-0.01554	-0.30	0.30		
		小計	-5.44	—	—	—	—	-0.36	0.36		
	L	活荷重	max	0.00	—	0.3072	0.01549	-0.01554	0.00	0.00	
			min	0.00	—	0.3072	0.01549	-0.01554	0.00	0.00	
	PS	プレストレス	直後	722.5	29.12	0.3033	0.01537	-0.01543	4.28	0.50	
			1次 有効	655.2	26.40	0.3033	0.01537	-0.01543	3.88	0.45	
	CR	プレストレス	直後	—	—	—	—	—	—	—	
			2次 有効	—	—	—	—	—	—	—	
	SH	クリップ・乾燥収縮	鉄筋拘束	-1.98	-74.45	0.3072	0.01549	-0.01554	-0.37	-0.11	
			小計 有効	-1.98	-74.45	—	—	—	3.51	0.34	
	TH	温度変化	—	—	—	—	—	—	—		
	TF	温度差	—	—	—	—	—	—	—		
	SW	圧雪	最大積雪	—	—	—	—	—	—	—	
			—	—	—	—	—	—	—	—	
	WS	風	外風	15.84	9.75	—	—	—	1.05	-0.99	
			内風	-7.88	-4.50	—	—	—	-0.52	0.49	
	EQ	L1 地震	—	—	—	—	—	—	—		
			L2 地震	—	—	—	—	—	—	—	
	耐荷性能	①	D	TF 無	-7.79	-78.17	—	—	—	3.30	0.73
				TF 有	-7.79	-78.17	—	—	—	3.30	0.73
		②	D+L	M <sub>max</sub>	-7.79	-78.17	—	—	—	3.30	0.73
				M <sub>min</sub>	-7.79	-78.17	—	—	—	3.30	0.73
		④	D+WS	M <sub>max</sub>	7.06	-69.03	—	—	—	4.29	-0.20
M <sub>min</sub>				-15.18	-82.39	—	—	—	2.81	1.19	
⑦		D+L +WS	M <sub>max</sub>	2.11	-72.08	—	—	—	3.96	0.11	
	M <sub>min</sub>		-12.72	-80.99	—	—	—	2.98	1.04		
耐久性	鋼材腐食	TF 無	—	—	—	—	—	3.15	0.69		
		TF 有	—	—	—	—	—	3.15	0.69		
	コンクリート疲労	M <sub>max</sub>	—	—	—	—	—	3.36	0.48		
		M <sub>min</sub>	—	—	—	—	—	0.92	2.93		

注) 網掛けは、限界状態1および耐久性能の照査で使用する応力度と限界状態3の照査で使用する断面力

2) 片持床版 (右側; 車道部)

片持床版 (右側; 車道部) 断面の断面力と応力度を集計すると、表-2.3.15 のとおりです。

表-2.3.15 断面力と曲げ応力度の集計 (片持床版(車道側)付根部)

			断面力		断面定数			コンクリート応力度			
			曲げ M(kN・m)	軸方向力 N(kN)	断面係数		σ <sub>u</sub> σ <sub>L</sub>				
					A (m <sup>2</sup> )	Z <sub>u</sub> (m <sup>3</sup> )			Z <sub>L</sub> (m <sup>3</sup> )		
荷重ごと	D	床版自重	-0.86	—	0.3033	0.01537	-0.01543	-0.06	0.06		
		橋面荷重	-4.58	—	0.3072	0.01549	-0.01545	-0.30	0.30		
		小計	-5.44	—	—	—	—	-0.36	0.36		
	L	活荷重	max	0.00	—	0.3072	0.01549	-0.01545	0.00	0.00	
			min	0.00	—	0.3072	0.01549	-0.01545	0.00	0.00	
	PS	プレストレス	直後	29.12	722.5	0.3033	0.01537	-0.01543	4.28	0.50	
			1次 有効	26.40	655.2	0.3033	0.01537	-0.01543	3.88	0.45	
	CR	プレストレス	直後	—	—	—	—	—	—	—	
			2次 有効	—	—	—	—	—	—	—	
	SH	クリップ・乾燥収縮	鉄筋拘束	-2.03	-74.91	0.3072	0.01549	-0.01545	-0.37	-0.11	
			小計 有効	-2.03	-74.91	—	—	—	3.51	0.34	
	TH	温度変化	—	—	—	—	—	—	—		
	TF	温度差	—	—	—	—	—	—	—		
	SW	圧雪	最大積雪	—	—	—	—	—	—	—	
			—	—	—	—	—	—	—	—	
	WS	風	外風	15.84	9.75	0.3072	0.01549	-0.01545	1.05	-0.99	
			内風	-7.88	-4.50	0.3072	0.01549	-0.01545	-0.52	0.49	
	EQ	L1 地震	—	—	—	—	—	—	—		
			L2 地震	—	—	—	—	—	—	—	
	耐荷性能	①	D	TF 無	-7.84	-78.66	—	—	—	3.30	0.73
				TF 有	-7.84	-78.66	—	—	—	3.30	0.73
		②	D+L	M <sub>max</sub>	-7.84	-78.66	—	—	—	3.30	0.73
				M <sub>min</sub>	-7.84	-78.66	—	—	—	3.30	0.73
		⑦	D+L +WS	M <sub>max</sub>	2.06	-72.56	—	—	—	3.96	0.11
M <sub>min</sub>				-12.77	-81.47	—	—	—	2.98	1.04	
⑧		D+WS	M <sub>max</sub>	11.96	-66.47	—	—	—	4.62	-0.50	
	M <sub>min</sub>		-17.69	-84.28	—	—	—	2.66	1.35		
耐久性	鋼材腐食	TF 無	—	—	—	—	—	3.15	0.69		
		TF 有	—	—	—	—	—	3.15	0.69		
	コンクリート疲労	M <sub>max</sub>	—	—	—	—	—	3.15	0.69		
		M <sub>min</sub>	—	—	—	—	—	3.15	0.69		

注) 網掛けは、限界状態1および耐久性能の照査で使用する応力度と限界状態3の照査で使用する断面力

3) 中間床版支点部

中間床版支点部断面の断面力と応力度を集計すると、表-2.3.16のとおりです。

表-2.3.16 断面力と曲げ応力度の集計 (中間床版支点部)

			断面力		断面定数			コンクリート応力度			
			曲げ M(kN・m)	軸方向力 N(kN)	断面積 A (m <sup>2</sup> )	断面係数		(N/mm <sup>2</sup> )			
						Z <sub>u</sub> (m <sup>3</sup> )	Z <sub>L</sub> (m <sup>3</sup> )				
荷重ごと	D	床版自重	-1.53	—	0.3033	0.01537	-0.01543	-0.10	0.10		
		橋面荷重	-0.64	—	0.3072	0.01549	-0.01554	-0.04	0.04		
		小計	-2.17	—	—	—	—	-0.14	0.14		
	L	活荷重	max	0.00	—	0.3072	0.01549	-0.01554	0.00	0.00	
			min	-37.85	—	0.3072	0.01549	-0.01554	-2.44	2.45	
	PS	プレストレス 1次	直後	722.5	29.12	0.3033	0.01537	-0.01543	4.28	0.50	
			有効	655.2	26.40	0.3033	0.01537	-0.01543	3.88	0.45	
	CR	プレストレス 2次	直後	—	—	—	—	—	—	—	
			有効	—	—	—	—	—	—	—	
	SH	クランプ・乾燥収縮	鉄筋拘束	-1.98	-74.45	0.3072	0.01549	-0.01554	-0.37	-0.11	
			小計 有効	-1.98	-74.45	—	—	—	3.51	0.34	
	TH	温度変化	—	—	—	—	—	—	—		
	TF	温度差	—	—	—	—	—	—	—		
	SW	圧雪	最大積雪	—	—	—	—	—	—	—	
			最大積雪	—	—	—	—	—	—	—	
	WS	風	外風	—	—	—	—	—	—	—	
			内風	—	—	—	—	—	—	—	
	EQ	L1地震	—	—	—	—	—	—	—		
			L2地震	—	—	—	—	—	—	—	
	耐荷性能	永続	①	D	TF無	-4.36	-78.17	—	—	3.53	0.50
					TF有	-4.36	-78.17	—	—	3.53	0.50
		変動	②	D+L	M <sub>max</sub>	-4.36	-78.17	—	—	3.53	0.50
					M <sub>min</sub>	-51.67	-78.17	—	—	0.48	3.57
耐久性	鋼材腐食	TF無	—	—	—	—	—	3.36	0.48		
			TF有	—	—	—	—	3.36	0.48		
	コンクリート疲労	M <sub>max</sub>	—	—	—	—	—	3.36	0.48		
			M <sub>min</sub>	—	—	—	—	0.92	2.93		

注) 網掛けは、限界状態1および耐久性の照査で使用する応力度と限界状態3の照査で使用する断面力

3) 中間床版支点部

中間床版支点部断面の断面力と応力度を集計すると、表-2.3.16のとおりです。

表-2.3.16 断面力と曲げ応力度の集計 (中間床版支点部)

			断面力		断面定数			コンクリート応力度			
			曲げ M(kN・m)	軸方向力 N(kN)	断面積 A (m <sup>2</sup> )	断面係数		(N/mm <sup>2</sup> )			
						Z <sub>u</sub> (m <sup>3</sup> )	Z <sub>L</sub> (m <sup>3</sup> )				
荷重ごと	D	床版自重	-1.53	—	0.3033	0.01537	-0.01543	-0.10	0.10		
		橋面荷重	-0.64	—	0.3072	0.01549	-0.01545	-0.04	0.04		
		小計	-2.17	—	—	—	—	-0.14	0.14		
	L	活荷重	max	0.00	—	0.3072	0.01549	-0.01545	0.00	0.00	
			min	-37.85	—	0.3072	0.01549	-0.01545	-2.44	2.45	
	PS	プレストレス 1次	直後	29.12	722.5	0.3033	0.01537	-0.01543	4.28	0.50	
			有効	26.40	655.2	0.3033	0.01537	-0.01543	3.88	0.45	
	CR	プレストレス 2次	直後	—	—	—	—	—	—	—	
			有効	—	—	—	—	—	—	—	
	SH	クランプ・乾燥収縮	鉄筋拘束	-2.03	-74.91	0.3072	0.01549	-0.01545	-0.37	-0.11	
			小計 有効	-2.03	-74.91	—	—	—	3.51	0.34	
	TH	温度変化	—	—	—	—	—	—	—		
	TF	温度差	—	—	—	—	—	—	—		
	SW	圧雪	最大積雪	—	—	—	—	—	—	—	
			最大積雪	—	—	—	—	—	—	—	
	WS	風	外風	—	—	—	—	—	—	—	
			内風	—	—	—	—	—	—	—	
	EQ	L1地震	—	—	—	—	—	—	—		
			L2地震	—	—	—	—	—	—	—	
	耐荷性能	永続	①	D	TF無	-4.41	-78.66	—	—	3.53	0.50
					TF有	-4.41	-78.66	—	—	3.53	0.50
		変動	②	D+L	M <sub>max</sub>	-4.41	-78.66	—	—	3.53	0.50
					M <sub>min</sub>	-51.72	-78.66	—	—	0.48	3.57
耐久性	鋼材腐食	TF無	—	—	—	—	—	3.36	0.48		
			TF有	—	—	—	—	3.36	0.48		
	コンクリート疲労	M <sub>max</sub>	—	—	—	—	—	3.36	0.48		
			M <sub>min</sub>	—	—	—	—	0.92	2.93		

注) 網掛けは、限界状態1および耐久性の照査で使用する応力度と限界状態3の照査で使用する断面力

4) 中間床版支間部

中間床版支間部断面の断面力と応力度を集計すると、表-2.3.17のとおりです。

表-2.3.17 断面力と曲げ応力度の集計 (中間床版支間部)

			断面力		断面定数			コンクリート応力度		
			曲げ M(kN・m)	軸方向力 N(kN)	断面積 A (m <sup>2</sup> )	断面係数		(N/mm <sup>2</sup> )		
						Z <sub>u</sub> (m <sup>3</sup> )	Z <sub>L</sub> (m <sup>3</sup> )			
荷重ごと	D	床版自重	1.53	—	0.2040	0.00691	-0.00689	0.22	-0.22	
		橋面荷重	0.64	—	0.2083	0.00689	-0.00691	0.09	-0.09	
		小計	2.17	—	—	—	—	0.31	-0.31	
	L	活荷重	max	21.82	—	0.2083	0.00689	-0.00691	3.17	-3.16
			min	0.00	—	0.2083	0.00689	-0.00691	0.00	0.00
	PS	1次	プレストレス直後	722.5	-7.30	0.2040	0.00691	-0.00689	2.48	4.60
			有効	646.7	-6.53	0.2040	0.00691	-0.00689	2.22	4.12
	CR	2次	プレストレス直後	—	—	—	—	—	—	—
			有効	—	—	—	—	—	—	—
	SH	クリープ・乾燥収縮		—	—	—	—	—	—	—
		鉄筋拘束		0.39	-93.76	0.2083	0.00689	-0.00691	-0.40	-0.52
	小計		有効	0.39	-93.76	—	—	—	1.83	3.60
	TH	温度変化		—	—	—	—	—	—	—
	TF	温度差		—	—	—	—	—	—	—
	SW	圧雪		—	—	—	—	—	—	—
		最大積雪		—	—	—	—	—	—	—
	WS	風	外風	—	—	—	—	—	—	—
			内風	—	—	—	—	—	—	—
	EQ	L1地震		—	—	—	—	—	—	—
		L2地震		—	—	—	—	—	—	—
耐荷性能	永続	①	D	TF無	2.69	-98.45	—	—	2.24	3.45
				TF有	2.69	-98.45	—	—	2.24	3.45
	変動	②	D+L	M <sub>max</sub>	29.96	-98.45	—	—	6.20	-0.49
				M <sub>min</sub>	2.69	-98.45	—	—	2.24	3.45
耐久性	鋼材腐食		TF無	—	—	—	—	2.13	3.29	
			TF有	—	—	—	—	2.13	3.29	
	コンクリート疲労		M <sub>max</sub>	—	—	—	—	5.30	0.13	
			M <sub>min</sub>	—	—	—	—	2.13	3.29	

注) 網掛けは、限界状態1および耐久性の照査で使用する応力度と限界状態3の照査で使用する断面力

4) 中間床版支間部

中間床版支間部断面の断面力と応力度を集計すると、表-2.3.17のとおりです。

表-2.3.17 断面力と曲げ応力度の集計 (中間床版支間部)

			断面力		断面定数			コンクリート応力度		
			曲げ M(kN・m)	軸方向力 N(kN)	断面積 A (m <sup>2</sup> )	断面係数		(N/mm <sup>2</sup> )		
						Z <sub>u</sub> (m <sup>3</sup> )	Z <sub>L</sub> (m <sup>3</sup> )			
荷重ごと	D	床版自重	1.53	—	0.2040	0.00691	-0.00689	0.22	-0.22	
		橋面荷重	0.64	—	0.2083	0.00689	-0.00691	0.09	-0.09	
		小計	2.17	—	—	—	—	0.31	-0.31	
	L	活荷重	max	21.82	—	0.2083	0.00689	-0.00691	3.17	-3.16
			min	0.00	—	0.2083	0.00689	-0.00691	0.00	0.00
	PS	1次	プレストレス直後	-7.30	722.5	0.2040	0.00691	-0.00689	2.48	4.60
			有効	-6.53	646.7	0.2040	0.00691	-0.00689	2.22	4.12
	CR	2次	プレストレス直後	—	—	—	—	—	—	—
			有効	—	—	—	—	—	—	—
	SH	クリープ・乾燥収縮		—	—	—	—	—	—	—
		鉄筋拘束		0.41	-94.79	0.2083	0.00689	-0.00691	-0.40	-0.52
	小計		有効	0.41	-94.79	—	—	—	1.83	3.60
	TH	温度変化		—	—	—	—	—	—	—
	TF	温度差		—	—	—	—	—	—	—
	SW	圧雪		—	—	—	—	—	—	—
		最大積雪		—	—	—	—	—	—	—
	WS	風	外風	—	—	—	—	—	—	—
			内風	—	—	—	—	—	—	—
	EQ	L1地震		—	—	—	—	—	—	—
		L2地震		—	—	—	—	—	—	—
耐荷性能	永続	①	D	TF無	2.71	-99.53	—	—	2.24	3.45
				TF有	2.71	-99.53	—	—	2.24	3.45
	変動	②	D+L	M <sub>max</sub>	29.98	-99.53	—	—	6.20	-0.49
				M <sub>min</sub>	2.71	-99.53	—	—	2.24	3.45
耐久性	鋼材腐食		TF無	—	—	—	—	2.13	3.29	
			TF有	—	—	—	—	2.13	3.29	
	コンクリート疲労		M <sub>max</sub>	—	—	—	—	5.30	0.13	
			M <sub>min</sub>	—	—	—	—	2.13	3.29	

注) 網掛けは、限界状態1および耐久性の照査で使用する応力度と限界状態3の照査で使用する断面力

表-2.3.19 片持床版(車道側)の荷重強度

荷重の種類		荷重強度 (kN/m)	
橋面 荷重	地覆 $wd_1$	$(0.600 \times 0.350 + 0.175 \times 0.250) \times 24.5$	6.22
	高欄 $wd_2$		0.60
	遮音壁 $wd_3$		1.45

## ・活荷重による断面力

片持床版(右側)は車道部ですが、張出し床版長が短く片持版部に輪荷重が載らないため、T荷重による曲げモーメントは発生しません。なお、次式の  $K$  は割増係数ですが、 $L \leq 1.5\text{m}$  なので  $K=1.0$  となります。

片持床版(右側)付根部は、

$$M = - (P \times L + 0.125) / (1.3L + 0.25) \times K$$

$$= - (100 \times 0.00 + 0.125) / (1.3 \times 0.00 + 0.25) \times 1.00 = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

中間床版部は、車道のT荷重による曲げモーメントは以下のとおりです。なお、 $K$  は割増係数ですが、 $L \leq 2.5\text{m}$  なので  $K=1.0$  となります。

車道部の中間床版支点部は、

$$M = - (0.15L + 0.125) \times P \times K$$

$$= - (0.15 \times 1.690 + 0.125) \times 100 \text{ kN} \times 1.0 = -37.85 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

## ・風荷重による断面力

右側の片持床版先端に設置した遮音壁に作用する風荷重によって床版に作用する曲げモーメントは、以下のとおりです。

外風(風上側)による曲げモーメントは、

$$M = 3.0 \text{ kN/m}^2 \times (3.000 + 0.100 + 0.300 / 2)^2 / 2 = 15.84 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

内風(風下側)による曲げモーメントは、

$$M = -1.5 \text{ kN/m}^2 \times 3.000 \times (3.000 / 2 + 0.100 + 0.300 / 2) = -7.88 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

## ・衝突荷重による断面力

片持床版先端に設置した防護柵に作用する衝突荷重の影響を計算します。歩車道分離帯に防護柵が無いことから、歩道側に車両が乗り上げた場合を考慮して歩道側にも衝突荷重を考慮する必要がありますが、その場合でも、右側(車道側)に作用する活荷重による首振りモーメントの方が大きいため、この計算例では右側のみ計算とします。

$$\text{右側(車道側)} \quad M = -13.0 \text{ kN/m} \times (0.900 + 0.100 + 0.300 / 2) = -14.95 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

表-2.3.19 片持床版(車道側)の荷重強度

荷重の種類		荷重強度 (kN/m)	
橋面 荷重	地覆 $wd_1$	$(0.600 \times 0.350 + 0.175 \times 0.250) \times 24.5$	6.22
	高欄 $wd_2$		0.60
	遮音壁 $wd_3$		1.45

## ・活荷重による断面力

片持床版(右側)は車道部ですが、張出し床版長が短く片持版部に輪荷重が載らないため、T荷重による曲げモーメントは発生しません。なお、次式の  $K$  は割増係数ですが、 $L \leq 1.5\text{m}$  なので  $K=1.0$  となります。

片持床版(右側)付根部は、

$$M = - (P \times L) / (1.3L + 0.25) \times K$$

$$= - (100 \times 0.00) / (1.3 \times 0.00 + 0.25) \times 1.00 = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

中間床版部は、車道のT荷重による曲げモーメントは以下のとおりです。なお、 $K$  は割増係数ですが、 $L \leq 2.5\text{m}$  なので  $K=1.0$  となります。

車道部の中間床版支点部は、

$$M = - (0.15L + 0.125) \times P \times K$$

$$= - (0.15 \times 1.690 + 0.125) \times 100 \text{ kN} \times 1.0 = -37.85 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

## ・風荷重による断面力

右側の片持床版先端に設置した遮音壁に作用する風荷重によって床版に作用する曲げモーメントは、以下のとおりです。

外風(風上側)による曲げモーメントは、

$$M = 3.0 \text{ kN/m}^2 \times (3.000 + 0.100 + 0.300 / 2)^2 / 2 = 15.84 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

内風(風下側)による曲げモーメントは、

$$M = -1.5 \text{ kN/m}^2 \times 3.000 \times (3.000 / 2 + 0.100 + 0.300 / 2) = -7.88 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

## ・衝突荷重による断面力

片持床版先端に設置した防護柵に作用する衝突荷重の影響を計算します。歩車道分離帯に防護柵が無いことから、歩道側に車両が乗り上げた場合を考慮して歩道側にも衝突荷重を考慮する必要がありますが、その場合でも、右側(車道側)に作用する活荷重による首振りモーメントの方が大きいため、この計算例では右側のみ計算とします。

$$\text{右側(車道側)} \quad M = -13.0 \text{ kN/m} \times (0.900 + 0.100 + 0.300 / 2) = -14.95 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

表-2.3.22 荷重組合せ係数を考慮したウェブ付根部の断面力

組合せケース			曲げモーメント (kN・m)		摘要	
			G5 桁	G6 桁		
永続	①	1.00×1.05×D	-0.30	4.22		
変動	②	1.00×1.05×D +1.00×1.25×L	$M_{max}$	32.18	6.43	
			$M_{min}$	-31.92	-31.42	
	④	1.00×1.05×D +0.75×1.25×WS	$M_{max}$	1.13	9.33	
			$M_{min}$	-1.02	-6.05	
	⑦	1.00×1.05×D +0.95×1.25×L +0.50×1.25×WS	$M_{max}$	31.51	9.73	
			$M_{min}$	-30.81	-36.48	
	衝突	1.00 (D+L+CO)	$M_{max}$	24.25	16.14	道示Ⅲ編 式(9.6.1)
			$M_{min}$	-27.03	-14.14	

## 4) 必要鉄筋量の計算

ウェブ付根部に生じる断面力より、横方向としての必要鉄筋量を算出します(表-2.3.23 参照)。このとき、鉄筋の制限値は道示Ⅲ編 10.3.1(6)より 210N/mm<sup>2</sup>とし、支点近傍\_101 断面と支間中央\_106 断面の2断面で算出します。

表-2.3.23 床版曲げモーメントによるウェブ付根部の必要鉄筋量

	単位	G6 桁		摘要
		支点近傍 101	支間中央 106	
設計断面				
断面力	kN・m	-36.48		
ウェブ厚	m	0.430	0.340	
有効高さ	m	0.387	0.297	
鉄筋の制限値	N/mm <sup>2</sup>	210		道示Ⅲ編 10.3.1(6)
コンクリート強度	N/mm <sup>2</sup>	40		
横方向の必要鉄筋量	mm <sup>2</sup> /m	477	632	

横方向としての鉄筋量は、表-2.3.23 より、支点近傍\_101 断面では D13ctc250(507mm<sup>2</sup>/m)、支間中央\_106 断面では D16ctc250 (794mm<sup>2</sup>/m)となりますが、道示Ⅲ編 10.3.1(6)に従い「主方向としての必要鉄筋量」と足し合わせると、支点近傍\_101 断面についても D16ctc250 (794mm<sup>2</sup>/m)となります。したがって、本書 P.107 の図-3.2.4 に示すように、ウェブの鉄筋配置は全橋にわたって D16ctc250 とします。

表-2.3.22 荷重組合せ係数を考慮したウェブ付根部の断面力

組合せケース			曲げモーメント (kN・m)		摘要	
			G5 桁	G6 桁		
永続	①	1.00×1.05×D	-0.30	4.22		
変動	②	1.00×1.05×D +1.00×1.25×L	$M_{max}$	32.18	6.43	
			$M_{min}$	-31.92	-31.42	
	⑦	1.00×1.05×D +0.95×1.25×L +0.50×1.25×WS	$M_{max}$	31.51	9.73	
			$M_{min}$	-30.81	-36.48	
	⑧	1.00×1.05×D +1.00×1.25×WS	$M_{max}$	1.61	11.03	
			$M_{min}$	-1.25	-9.48	
	衝突	1.00 (D+L+CO)	$M_{max}$	24.25	16.14	道示Ⅲ編 式(9.6.1)
			$M_{min}$	-27.03	-14.14	

## 4) 必要鉄筋量の計算

ウェブ付根部に生じる断面力より、横方向としての必要鉄筋量を算出します(表-2.3.23 参照)。このとき、鉄筋の制限値は道示Ⅲ編 10.3.1(6)より 210N/mm<sup>2</sup>とし、支点近傍\_101 断面と支間中央\_106 断面の2断面で算出します。

表-2.3.23 床版曲げモーメントによるウェブ付根部の必要鉄筋量

	単位	G6 桁		摘要
		支点近傍 101	支間中央 106	
設計断面				
断面力	kN・m	-36.48		
ウェブ厚	m	0.430	0.340	
有効高さ	m	0.387	0.297	
鉄筋の制限値	N/mm <sup>2</sup>	210		道示Ⅲ編 10.3.1(6)
コンクリート強度	N/mm <sup>2</sup>	40		
横方向の必要鉄筋量	mm <sup>2</sup> /m	477	632	

横方向としての鉄筋量は、表-2.3.23 より、支点近傍\_101 断面では D13ctc250(507mm<sup>2</sup>/m)、支間中央\_106 断面では D16ctc250 (794mm<sup>2</sup>/m)となりますが、道示Ⅲ編 10.3.1(6)に従い「主方向としての必要鉄筋量」と足し合わせると、支点近傍\_101 断面についても D16ctc250 (794mm<sup>2</sup>/m)となります。したがって、本書 P.107 の図-3.2.4 に示すように、ウェブの鉄筋配置は主桁全長にわたって D16ctc250 とします。



PC 鋼材に発生している平均引張応力度は引張強度の 65%以下 (1154.6/1830=63%) で、道示Ⅲ編 5.1.5 解説(2)の見かけのリラクゼーション率に関し、「プレストレッシング直後の PC 鋼材に発生している引張応力度が特性値である引張強度の 65%以下の場合には、一定荷重下における PC 鋼材位置でのコンクリートに発生している圧縮応力度が 3.0N/mm<sup>2</sup>程度までは表-4.2.2 の値を用いてよい」とあります。

一定荷重下における PC 鋼材図心位置のコンクリート応力度は、次式により算出します。

$$\sigma_{cp} = \sigma_u + (\sigma_L - \sigma_u) \times y_u / H$$

$\sigma_u, \sigma_L$  : 上縁, 下縁のコンクリート応力度

$H, y_u$  : 部材高と, 上縁から PC 鋼材図心位置までの距離

表-2.4.2 リラクゼーションの影響の前提条件 (PC 鋼材図心位置のコンクリート応力度)

	片持床版(車道)	中間床版		
	付根部	支点部	支間部	
部材高 $H$ (m)	0.300	0.300	0.200	
PC 鋼材図心位置 $y_u$ (m)	0.110	0.110	0.110	
永続作用での コンクリート応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	上縁 $\sigma_u$	3.30	3.53	2.24
	下縁 $\sigma_L$	0.73	0.50	3.45
	PC 鋼材図心 $\sigma_{cp}$	2.36	2.42	2.91
前提条件	$3.0 \leq \sigma_{cp}$			
	範囲外	範囲外	範囲外	

PC 鋼材図心位置のコンクリート応力度を照査したところ、圧縮応力度が 3.0N/mm<sup>2</sup>を下回ったため、この計算例では道示 I 編 表-解 9.1.3 のリラクゼーション値の最大を見込んで 2.5%を用いるものとします。

道示Ⅲ編 5.1.5 解説(2)に「見かけのリラクゼーション率は一定荷重下における PC 鋼材配置でのコンクリートに発生している軸方向圧縮応力度の大きさによって異なるため、一定荷重下における PC 鋼材位置でのコンクリートに発生している圧縮応力度が 5.0N/mm<sup>2</sup>を下回るような場合には、表-4.2.2 の値を用いることはできない。ただし、プレストレッシング直後の PC 鋼材に発生している引張応力度が特性値である引張強度の 65%以下の場合には、上記コンクリートの圧縮応力度が 3.0N/mm<sup>2</sup>程度までは、表-4.2.2 の値を用いてよい」とあり、導入直後の PC 鋼材の引張応力度の状態により、道示Ⅲ編 表-4.2.2 の見かけのリラクゼーション率を使用できる前提条件が変わるため注意が必要です。

この計算例では、PC 鋼材応力度が引張強度の 65%以下であるため、コンクリート応力度の前提条件は 3.0N/mm<sup>2</sup>以上とします。

PC 鋼材に発生している平均引張応力度は引張強度の 65%以下 (1154.6/1830=63%) で、道示Ⅲ編 5.1.5 解説(2)の見かけのリラクゼーション率に関し、「プレストレッシング直後の PC 鋼材に発生している引張応力度が特性値である引張強度の 65%以下の場合には、一定荷重下における PC 鋼材位置でのコンクリートに発生している圧縮応力度が 3.0N/mm<sup>2</sup>程度までは表-4.2.2 の値を用いてよい」とあります。

一定荷重下における PC 鋼材図心位置のコンクリート応力度は、次式により算出します。

$$\sigma_{cp} = \sigma_u + (\sigma_L - \sigma_u) \times y_u / H$$

$\sigma_u, \sigma_L$  : 上縁, 下縁のコンクリート応力度

$H, y_u$  : 部材高と, 上縁から PC 鋼材図心位置までの距離

表-2.4.2 リラクゼーションの影響の前提条件 (PC 鋼材図心位置のコンクリート応力度)

	片持床版(車道)	中間床版		
	付根部	支点部	支間部	
部材高 $H$ (m)	0.300	0.300	0.200	
PC 鋼材図心位置 $y_u$ (m)	0.110	0.110	0.110	
永続作用での コンクリート応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	上縁 $\sigma_u$	3.30	3.53	2.24
	下縁 $\sigma_L$	0.73	0.50	3.45
	PC 鋼材図心 $\sigma_{cp}$	2.36	2.42	2.91
前提条件	$3.0 \leq \sigma_{cp}$			
	範囲外	範囲外	範囲外	

PC 鋼材図心位置のコンクリート応力度を照査したところ、圧縮応力度が 3.0N/mm<sup>2</sup>を下回ったため、この計算例では道示 I 編 表-解 9.1.3 のリラクゼーション値の最大を見込んで 2.5%を用いるものとします。

道示Ⅲ編 5.1.5 解説(2)に「見かけのリラクゼーション率は一定荷重下における PC 鋼材配置でのコンクリートに発生している軸方向圧縮応力度の大きさによって異なるため、一定荷重下における PC 鋼材位置でのコンクリートに発生している圧縮応力度が 5.0N/mm<sup>2</sup>を下回るような場合には、表-4.2.2 の値を用いることはできない。ただし、プレストレッシング直後の PC 鋼材に発生している引張応力度が特性値である引張強度の 65%以下の場合には、上記コンクリートの圧縮応力度が 3.0N/mm<sup>2</sup>程度までは表-4.2.2 の値を用いてよい」とあり、導入直後の PC 鋼材の引張応力度の状態により、道示Ⅲ編 表-4.2.2 の見かけのリラクゼーション率を使用できる前提条件が変わるため注意が必要です。

この計算例では、PC 鋼材応力度が引張強度の 65%以下であるため、コンクリート応力度の前提条件は 3.0N/mm<sup>2</sup>以上とします。

(2) 曲げモーメントによる限界状態 1 に対する照査

曲げモーメントを受ける床版の限界状態 1 に対しては、道示Ⅲ編 9.3.1 に従い照査します。

各着目断面のコンクリート応力度は、表-2.4.4 のとおりで、設計基準強度が 40N/mm<sup>2</sup> の片持床版付根部と中間床版支点部および設計基準強度が 30N/mm<sup>2</sup> の中間床版支間部で、引張応力度の制限値（道示Ⅲ編 表-5.6.1）と圧縮応力度の制限値（道示Ⅲ編 表-5.6.2）を超えないことから、限界状態 1 に対する照査を満足します。

表-2.4.4 曲げモーメントによる限界状態 1 に対する照査

		コンクリート応力度 (N/mm <sup>2</sup> )						
		片持床版 (車道)		中間床版				
		付根部		支点部		支間部		
		上縁	下縁	上縁	下縁	上縁	下縁	
永続	①	3.30	0.73	3.53	0.50	2.24	3.45	
変動	②	<i>M<sub>max</sub></i>	3.30	0.73	3.53	0.50	6.20	-0.49
		<i>M<sub>min</sub></i>	3.30	0.73	0.48	3.57	2.24	3.45
	④	<i>M<sub>max</sub></i>	4.29	-0.20	—	—	—	—
		<i>M<sub>min</sub></i>	2.81	1.19	—	—	—	—
	⑦	<i>M<sub>max</sub></i>	3.96	0.11	—	—	—	—
		<i>M<sub>min</sub></i>	2.98	1.04	—	—	—	—
制限値		-2.7 ≦ σ <sub>c</sub> ≦ 22.5				-2.2 ≦ σ <sub>c</sub> ≦ 18.0		
判定		OK	OK	OK	OK	OK	OK	



道示Ⅲ編  
9.3.1 曲げモーメントを受ける床版の限界状態 1  
5.6.1 曲げモーメント又は軸方向力を受ける部材

(2) 曲げモーメントによる限界状態 1 に対する照査

曲げモーメントを受ける床版の限界状態 1 に対しては、道示Ⅲ編 9.3.1 に従い照査します。

各着目断面のコンクリート応力度は、表-2.4.4 のとおりで、設計基準強度が 40N/mm<sup>2</sup> の片持床版付根部と中間床版支点部および設計基準強度が 30N/mm<sup>2</sup> の中間床版支間部で、引張応力度の制限値（道示Ⅲ編 表-5.6.1）と圧縮応力度の制限値（道示Ⅲ編 表-5.6.2）を超えないことから、限界状態 1 に対する照査を満足します。

表-2.4.4 曲げモーメントによる限界状態 1 に対する照査

		コンクリート応力度 (N/mm <sup>2</sup> )						
		片持床版 (車道)		中間床版				
		付根部		支点部		支間部		
		上縁	下縁	上縁	下縁	上縁	下縁	
永続	①	3.30	0.73	3.53	0.50	2.24	3.45	
変動	②	<i>M<sub>max</sub></i>	3.30	0.73	3.53	0.50	6.20	-0.49
		<i>M<sub>min</sub></i>	3.30	0.73	0.48	3.57	2.24	3.45
	⑦	<i>M<sub>max</sub></i>	3.96	0.11	—	—	—	—
		<i>M<sub>min</sub></i>	2.98	1.04	—	—	—	—
	⑧	<i>M<sub>max</sub></i>	4.62	-0.50	—	—	—	—
		<i>M<sub>min</sub></i>	2.66	1.35	—	—	—	—
制限値		-2.7 ≦ σ <sub>c</sub> ≦ 22.5				-2.2 ≦ σ <sub>c</sub> ≦ 18.0		
判定		OK	OK	OK	OK	OK	OK	



道示Ⅲ編  
9.3.1 曲げモーメントを受ける床版の限界状態 1  
5.6.1 曲げモーメント又は軸方向力を受ける部材

引張応力度が発生する場合の引張鉄筋量は、道示Ⅲ編 5.3.3 に従い、コンクリートの引張応力度が 3.5N/mm<sup>2</sup> を超えない場合は以下の大きい方とします。

- i) 引張力に対して鉄筋応力度が 210N/mm<sup>2</sup> 以下となる鉄筋量
- ii) 引張応力が生じるコンクリート断面積の 0.5%

ここで、i) については、道示Ⅲ編 式(5.3.1)から次式によって算出します。

$$A_s = T_c / \sigma_{smax}$$

ここに、

$T_c$  : コンクリートに生じる引張応力の合力 (=  $\sigma_c \times 1000 \times x / 2$ )

$\sigma_{smax}$  : 引張鉄筋に負担させる引張応力度の最大値で 210N/mm<sup>2</sup>

引張鉄筋量を算出すると、表-2.4.5 のとおりです。

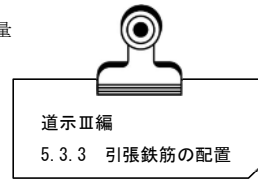


表-2.4.5 引張鉄筋量

	片持床版 (車道)		中間床版			
	付根部		支根部		支間部	
部材厚 (m)	0.300		0.300		0.200	
正曲げ 組合せ	変動④ $M_{max}$		—		変動② $M_{max}$	
応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	上縁	下縁	上縁	下縁	上縁	下縁
	4.29	-0.20	—	—	6.20	-0.49
引張深さ $x$ (mm)	13		—		15	
引張力 $T_c$ (N)	1235		—		3825	
鉄筋量 (mm <sup>2</sup> /m)	i)		—		18	
	6		—		75	
実配置鉄筋 (mm <sup>2</sup> /m)	ii)		—		75	
	65		—		75	
実配置鉄筋 (mm <sup>2</sup> /m)	D13ctc250=507		—		D13ctc250=507	
負曲げ 組合せ	—		—		—	
応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	上縁	下縁	上縁	下縁	上縁	下縁
	—	—	—	—	—	—
引張深さ $x$ (mm)	—		—		—	
引張力 $T_c$ (N)	—		—		—	
鉄筋量 (mm <sup>2</sup> /m)	i)		—		—	
	—		—		—	
実配置鉄筋 (mm <sup>2</sup> /m)	ii)		—		—	
	—		—		—	

(3) せん断力による限界状態 1 に対する照査

押抜きせん断力を受ける床版の限界状態 1 に対しては、道示Ⅲ編 9.3.2 に示すように、「せん断の限界状態 3 に対する規定を満足すれば、限界状態 1 を超えないとみなしてよい」とされています。

引張応力度が発生する場合の引張鉄筋量は、道示Ⅲ編 5.3.3 に従い、コンクリートの引張応力度が 3.5N/mm<sup>2</sup> を超えない場合は以下の大きい方とします。

- i) 引張力に対して鉄筋応力度が 210N/mm<sup>2</sup> 以下となる鉄筋量
- ii) 引張応力が生じるコンクリート断面積の 0.5%

ここで、i) については、道示Ⅲ編 式(5.3.1)から次式によって算出します。

$$A_s = T_c / \sigma_{smax}$$

ここに、

$T_c$  : コンクリートに生じる引張応力の合力 (=  $\sigma_c \times 1000 \times x / 2$ )

$\sigma_{smax}$  : 引張鉄筋に負担させる引張応力度の最大値で 210N/mm<sup>2</sup>

引張鉄筋量を算出すると、表-2.4.5 のとおりです。

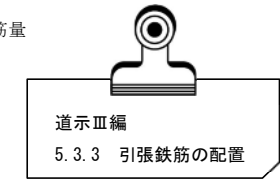


表-2.4.5 引張鉄筋量

	片持床版 (車道)		中間床版			
	付根部		支根部		支間部	
部材厚 (m)	0.300		0.300		0.200	
正曲げ 組合せ	変動⑧ $M_{max}$		—		変動② $M_{max}$	
応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	上縁	下縁	上縁	下縁	上縁	下縁
	4.62	-0.50	—	—	6.20	-0.49
引張深さ $x$ (mm)	29		—		15	
引張力 $T_c$ (N)	7394		—		3825	
鉄筋量 (mm <sup>2</sup> /m)	i)		—		18	
	35		—		75	
実配置鉄筋 (mm <sup>2</sup> /m)	ii)		—		75	
	147		—		75	
実配置鉄筋 (mm <sup>2</sup> /m)	D13ctc250=507		—		D13ctc250=507	
負曲げ 組合せ	—		—		—	
応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	上縁	下縁	上縁	下縁	上縁	下縁
	—	—	—	—	—	—
引張深さ $x$ (mm)	—		—		—	
引張力 $T_c$ (N)	—		—		—	
鉄筋量 (mm <sup>2</sup> /m)	i)		—		—	
	—		—		—	
実配置鉄筋 (mm <sup>2</sup> /m)	ii)		—		—	
	—		—		—	

(3) せん断力による限界状態 1 に対する照査

押抜きせん断力を受ける床版の限界状態 1 に対しては、道示Ⅲ編 9.3.2 に示すように、「せん断の限界状態 3 に対する規定を満足すれば、限界状態 1 を超えないとみなしてよい」とされています。

(4) 曲げモーメントによる限界状態3に対する照査

曲げモーメントを受ける床版の限界状態3に対しては、道示Ⅲ編 9.4.1 に従い、道示Ⅲ編 式(5.8.1)で算出される部材破壊に対する曲げモーメントの制限値  $M_{ud}$  を超えないことを照査します。

各着目断面の設計曲げモーメントは、表-2.4.6 のとおりで、部材破壊に対する曲げモーメントの制限値  $M_{ud}$  を超えないことから、限界状態3に対する照査を満足します。なお、破壊抵抗曲げモーメントの制限値  $M_{ud}$  は、次頁以降のように算出します。

表-2.4.6 曲げモーメントによる限界状態3に対する照査

		曲げモーメント (kN・m)			
		片持床版(車道)	中間床版		
		付根部	支点部	支間部	
永続	①	-7.79	-4.36	2.69	
変動	②	$M_{max}$	-7.79	-4.36	29.96
		$M_{min}$	-7.79	-51.67	2.69
	④	$M_{max}$	7.06	—	—
		$M_{min}$	-15.18	—	—
	⑦	$M_{max}$	2.11	—	—
		$M_{min}$	-12.72	—	—
制限値		$-145.3 \leq M_{ud} \leq 87.5$	$-145.3 \leq M_{ud} \leq 87.5$	$-57.1 \leq M_{ud} \leq 70.4$	
判定		OK	OK	OK	

(4) 曲げモーメントによる限界状態3に対する照査

曲げモーメントを受ける床版の限界状態3に対しては、道示Ⅲ編 9.4.1 に従い、道示Ⅲ編 式(5.8.1)で算出される部材破壊に対する曲げモーメントの制限値  $M_{ud}$  を超えないことを照査します。

各着目断面の設計曲げモーメントは、表-2.4.6 のとおりで、部材破壊に対する曲げモーメントの制限値  $M_{ud}$  を超えないことから、限界状態3に対する照査を満足します。なお、破壊抵抗曲げモーメントの制限値  $M_{ud}$  は、次頁以降のように算出します。

表-2.4.6 曲げモーメントによる限界状態3に対する照査

		曲げモーメント (kN・m)			
		片持床版(車道)	中間床版		
		付根部	支点部	支間部	
永続	①	-7.79	-4.36	2.69	
変動	②	$M_{max}$	-7.79	-4.36	29.96
		$M_{min}$	-7.79	-51.67	2.69
	⑦	$M_{max}$	2.11	—	—
		$M_{min}$	-12.72	—	—
	⑧	$M_{max}$	11.96	—	—
		$M_{min}$	-17.69	—	—
制限値		$-142.0 \leq M_{ud} \leq 84.0$	$-142.0 \leq M_{ud} \leq 84.0$	$-56.2 \leq M_{ud} \leq 69.6$	
判定		OK	OK	OK	

# 計算例 始め

## ○部材破壊に対する曲げモーメントの制限値の計算

部材破壊に対する曲げモーメントの制限値  $M_{ud}$  は、道示Ⅲ編 式(5.8.1)から次式によって算出すると、表-2.4.7 のとおりです。なお、各部分係数は道示Ⅲ編 表-5.8.1 により、また破壊抵抗曲げモーメントの特性値  $M_{uc}$  は次頁以降のように算出します。

$$M_{ud} = \xi_1 \times \xi_2 \times \Phi_u \times M_{uc}$$

ここに、

$\xi_1$  : 調査・解析係数

$\xi_2$  : 部材・構造係数

$\Phi_u$  : 抵抗係数

道示Ⅲ編  
5.8.1 曲げモーメント又は  
軸方向力を受ける部材

表-2.4.7 部材破壊に対する曲げモーメントの制限値

		特性値	片持床版(車道)		
			付根部	支根部	支間部
正曲げ	特性値	$M_{uc}$ (kN・m)	135.1	135.1	108.6
	永続①	$\xi_1 \times \xi_2 \times \Phi_u$	0.90×0.90×0.80		
	変動②～⑨	$M_{ud}$ (kN・m)	87.5	87.5	70.4
	変動⑩	$\xi_1 \times \xi_2 \times \Phi_u$	0.90×0.90×1.00		
負曲げ	特性値	$M_{uc}$ (kN・m)	-224.3	-224.3	-88.1
	永続①	$\xi_1 \times \xi_2 \times \Phi_u$	0.90×0.90×0.80		
	変動②～⑨	$M_{ud}$ (kN・m)	-145.3	-145.3	-57.1
	変動⑩	$\xi_1 \times \xi_2 \times \Phi_u$	0.90×0.90×1.00		
		$M_{ud}$ (kN・m)	-181.7	-181.7	-71.4

破壊抵抗曲げモーメントの特性値は、次頁以降に示すとおりで、道示Ⅲ編 5.8.1(4)により「部材の最外縁の圧縮コンクリートが終局ひずみに達するときの抵抗曲げモーメント」として算出しますが、道示Ⅲ編 5.2.8(1)に「引張側の軸方向鉄筋及びPC鋼材並びに圧縮側のコンクリートによる耐荷機構により抵抗することを原則」とありますので、この計算例では圧縮ひずみが発生している鉄筋を無視することとします。

この計算例では、PC鋼材と鉄筋が多段配置のため、次頁以降のような表をつくって、中立軸の値を仮定して表の中を計算し、軸方向力の合計値が作用軸力と同じになるまで中立軸の位置を設定し直して収束させる手法をとっています。引張鋼材がPC鋼材1段のみの場合は、圧縮域がT形か長方形かを判定して中立軸を決定する設計方法が使えます。なお、ここでは中間床版を例に計算を行います。

# 訂正後

# 計算例 始め

## ○部材破壊に対する曲げモーメントの制限値の計算

部材破壊に対する曲げモーメントの制限値  $M_{ud}$  は、道示Ⅲ編 式(5.8.1)から次式によって算出すると、表-2.4.7 のとおりです。なお、各部分係数は道示Ⅲ編 表-5.8.1 により、また破壊抵抗曲げモーメントの特性値  $M_{uc}$  は次頁以降のように算出します。

$$M_{ud} = \xi_1 \times \xi_2 \times \Phi_u \times M_{uc}$$

ここに、

$\xi_1$  : 調査・解析係数

$\xi_2$  : 部材・構造係数

$\Phi_u$  : 抵抗係数

道示Ⅲ編  
5.8.1 曲げモーメント又は  
軸方向力を受ける部材

表-2.4.7 部材破壊に対する曲げモーメントの制限値

		特性値	片持床版(車道)		
			付根部	支根部	支間部
正曲げ	特性値	$M_{uc}$ (kN・m)	129.7	129.7	107.4
	永続①	$\xi_1 \times \xi_2 \times \Phi_u$	0.90×0.90×0.80		
	変動②～⑨	$M_{ud}$ (kN・m)	84.0	84.0	69.6
	変動⑩	$\xi_1 \times \xi_2 \times \Phi_u$	0.90×0.90×1.00		
負曲げ	特性値	$M_{uc}$ (kN・m)	-219.2	-219.2	-86.8
	永続①	$\xi_1 \times \xi_2 \times \Phi_u$	0.90×0.90×0.80		
	変動②～⑨	$M_{ud}$ (kN・m)	-142.0	-142.0	-56.2
	変動⑩	$\xi_1 \times \xi_2 \times \Phi_u$	0.90×0.90×1.00		
		$M_{ud}$ (kN・m)	-177.6	-177.6	-70.3

破壊抵抗曲げモーメントの特性値は、次頁以降に示すとおりで、道示Ⅲ編 5.8.1(4)により「部材の最外縁の圧縮コンクリートが終局ひずみに達するときの抵抗曲げモーメント」として算出しますが、道示Ⅲ編 5.2.8(1)に「引張側の軸方向鉄筋及びPC鋼材並びに圧縮側のコンクリートによる耐荷機構により抵抗することを原則」とありますので、この計算例では圧縮ひずみが発生している鉄筋を無視することとします。

この計算例では、PC鋼材と鉄筋が多段配置のため、次頁以降のような表をつくって、中立軸の値を仮定して表の中を計算し、軸方向力の合計値が作用軸力と同じになるまで中立軸の位置を設定し直して収束させる手法をとっています。引張鋼材がPC鋼材1段のみの場合は、圧縮域がT形か長方形かを判定して中立軸を決定する設計方法が使えます。なお、ここでは中間床版を例に計算を行います。

道示Ⅲ編

5.8.1 曲げモーメント又は軸方向力を受ける部材

(4) 部材断面の破壊抵抗曲げモーメントの特性値は、部材の最外縁の圧縮コンクリートが終局ひずみに達するときの抵抗曲げモーメントとする。ここで、抵抗曲げモーメントは、1)から5)の規定に基づき算出する。

- 1) 維ひずみは中立軸からの距離に比例すると仮定する。
- 2) コンクリートの引張強度は無視する。
- 3) コンクリートの応力度-ひずみ曲線は、図-5.8.1に示したものを用いる。このときコンクリートの終局ひずみは、表-5.8.2の値を用いる。
- 4) PC鋼材又は鉄筋の応力度-ひずみ曲線は、図-5.8.2に示したものをを用いる。

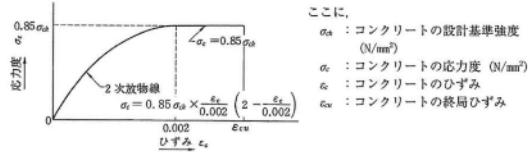


図-5.8.1 コンクリートの応力度-ひずみ曲線

表-5.8.2 コンクリートの終局ひずみ

コンクリートの設計基準強度 $\sigma_{sk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{sk} \leq 50$	$50 < \sigma_{sk} < 60$	$60 \leq \sigma_{sk}$
終局ひずみ $\epsilon_{cu}$	0.0035	0.0035 から 0.0025 の間を線形補間	0.0025

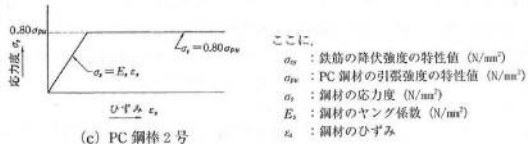
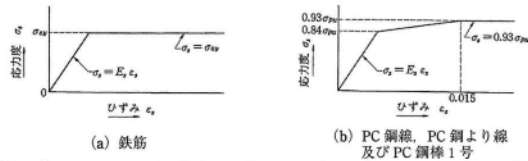


図-5.8.2 鋼材の応力度-ひずみ曲線

- (5) PC鋼材とコンクリートとの付着がない場合の破壊抵抗曲げモーメントの特性値は、(4)の規定により算出する値の70%とする。
- (6) 版部材の2方向のそれぞれに対し適切に有効幅を設定し、版部材の2方向のそれぞれを曲げモーメント又は軸方向力を受ける棒部材として抵抗させる。

道示Ⅲ編

5.8.1 曲げモーメント又は軸方向力を受ける部材

(4) 部材断面の破壊抵抗曲げモーメントの特性値は、部材の最外縁の圧縮コンクリートが終局ひずみに達するときの抵抗曲げモーメントとする。ここで、抵抗曲げモーメントは、1)から5)の規定に基づき算出する。

- 1) 維ひずみは中立軸からの距離に比例すると仮定する。
- 2) コンクリートの引張強度は無視する。
- 3) コンクリートの応力度-ひずみ曲線は、図-5.8.1に示したものをを用いる。このときコンクリートの終局ひずみは、表-5.8.2の値を用いる。
- 4) PC鋼材又は鉄筋の応力度-ひずみ曲線は、図-5.8.2に示したものをを用いる。
- 5) 直交する2方向の曲げモーメントを受ける部材断面の照査においては、2方向の曲げモーメントの影響を考慮する。

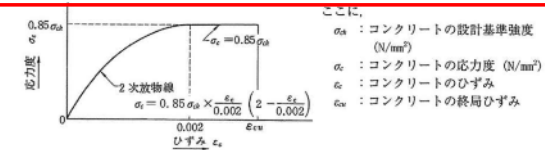


図-5.8.1 コンクリートの応力度-ひずみ曲線

表-5.8.2 コンクリートの終局ひずみ

コンクリートの設計基準強度 $\sigma_{sk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{sk} \leq 50$	$50 < \sigma_{sk} < 60$	$60 \leq \sigma_{sk}$
終局ひずみ $\epsilon_{cu}$	0.0035	0.0035 から 0.0025 の間を線形補間	0.0025

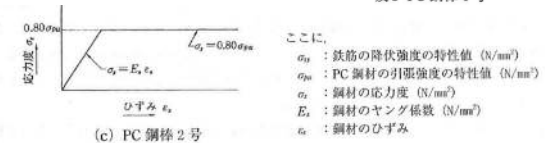
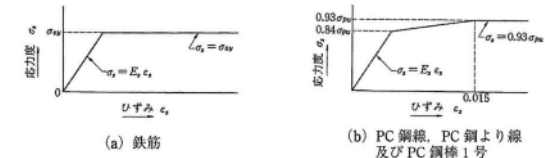
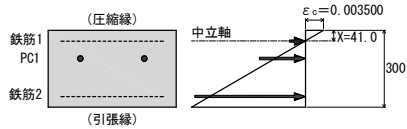


図-5.8.2 鋼材の応力度-ひずみ曲線

- (5) PC鋼材とコンクリートとの付着がない場合の破壊抵抗曲げモーメントの特性値は、(4)の規定により算出する値の70%とする。
- (6) 版部材の2方向のそれぞれに対し適切に有効幅を設定し、版部材の2方向のそれぞれを曲げモーメント又は軸方向力を受ける棒部材として抵抗させる。

・中間床版支座位 正の破壊抵抗曲げモーメント（作用軸力は  $N=-78.2\text{kN}$ ）

上縁のコンクリートひずみに着目した破壊抵抗曲げモーメントを、道示Ⅲ編 5.6.1 および 5.8.1 に従い算出すると、表-2.4.8 のとおりです。



作用軸力  $N=-78.2\text{kN}$  の場合、中立軸位置は  $X=41.0\text{mm}$

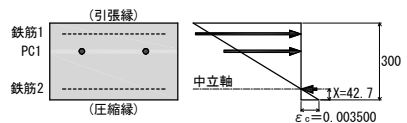
表-2.4.8 破壊抵抗曲げモーメント（中間床版支座位の正曲げ；コンクリートが終局ひずみに達するとき）

		上からの距離 $y(\text{m})$	ひずみ	応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	面積 ( $\text{mm}^2$ )	軸方向力 ( $\text{kN}$ )	偏心量 ( $\text{m}$ )	曲げ ( $\text{kN}\cdot\text{m}$ )
コンクリート	上縁	0.000	0.003500	34.0	32820.0	1115.9	0.025	27.5
PC 鋼材	1	0.110	-0.005948	-1616.7	625.8	-1010.9	-0.069	69.7
鉄筋	1	0.042	-0.000107	-21.5	506.8	-8.4	-0.001	0.0
	2	0.258	-0.018660	-345.0	506.8	-174.8	-0.217	37.9
合計						-78.2		135.1

PC 鋼材応力度算出用のひずみ： $\varepsilon_p = -\text{PC 鋼材 図心位置のひずみ} - \text{有効プレストレスのひずみ}$   
 $= -0.005948 - 1047 / (1.95 \times 10^5) = -0.011317$

・中間床版支座位 負の破壊抵抗曲げモーメント（作用軸力は  $N=-78.2\text{kN}$ ）

下縁のコンクリートひずみに着目した破壊抵抗曲げモーメントを、道示Ⅲ編 5.6.1 および 5.8.1 に従い算出すると、表-2.4.9 のとおりです。



作用軸力  $N=-78.2\text{kN}$  の場合、中立軸位置は  $X=42.7\text{mm}$

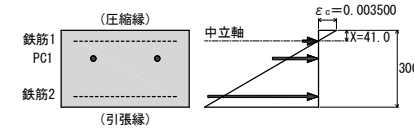
表-2.4.9 破壊抵抗曲げモーメント（中間床版支座位の負曲げ；コンクリートが終局ひずみに達するとき）

		上からの距離 $y(\text{m})$	ひずみ	応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	面積 ( $\text{mm}^2$ )	軸方向力 ( $\text{kN}$ )	偏心量 ( $\text{m}$ )	曲げ ( $\text{kN}\cdot\text{m}$ )
コンクリート	下縁	0.300	0.003500	34.0	34168.0	1161.7	-0.026	-29.8
PC 鋼材	1	0.110	-0.012070	-1701.9	625.8	-1065.0	0.147	-156.9
鉄筋	1	0.042	-0.017643	-345.0	506.8	-174.9	0.215	-37.6
	2	0.258	0.000058	11.6	506.8	0.0	-0.001	0.0
合計						-78.2		-224.3

PC 鋼材応力度算出用のひずみ： $\varepsilon_p = -0.012070 - 1047 / (1.95 \times 10^5) = -0.017439$

・中間床版支座位 正の破壊抵抗曲げモーメント（作用軸力は  $N=-78.2\text{kN}$ ）

上縁のコンクリートひずみに着目した破壊抵抗曲げモーメントを、道示Ⅲ編 5.6.1 および 5.8.1 に従い算出すると、表-2.4.8 のとおりです。



作用軸力  $N=-78.2\text{kN}$  の場合、中立軸位置は  $X=41.0\text{mm}$

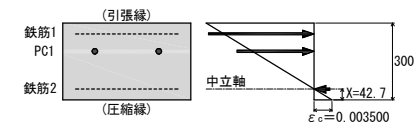
表-2.4.8 破壊抵抗曲げモーメント（中間床版支座位の正曲げ；コンクリートが終局ひずみに達するとき）

		上からの距離 $y(\text{m})$	ひずみ	応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	面積 ( $\text{mm}^2$ )	軸方向力 ( $\text{kN}$ )	偏心量 ( $\text{m}$ )	曲げ ( $\text{kN}\cdot\text{m}$ )
コンクリート	上縁	0.000	0.003500	34.0	32820.2	1115.89	0.1361	151.9
PC 鋼材	1	0.110	-0.005884	-1615.2	625.8	-1010.79	0.0398	-40.2
鉄筋	1	0.042	-0.000083	-16.6	506.8	-8.43	0.1078	-0.9
	2	0.258	-0.018511	-345.0	506.8	-174.85	-0.1082	18.9
合計						-78.17		129.7

PC 鋼材応力度算出用のひずみ： $\varepsilon_p = -\text{PC 鋼材 図心位置のひずみ} - \text{有効プレストレスのひずみ}$   
 $= -0.005884 - 1046.9 / (1.95 \times 10^5) = -0.011253$

・中間床版支座位 負の破壊抵抗曲げモーメント（作用軸力は  $N=-78.2\text{kN}$ ）

下縁のコンクリートひずみに着目した破壊抵抗曲げモーメントを、道示Ⅲ編 5.6.1 および 5.8.1 に従い算出すると、表-2.4.9 のとおりです。



作用軸力  $N=-78.2\text{kN}$  の場合、中立軸位置は  $X=42.7\text{mm}$

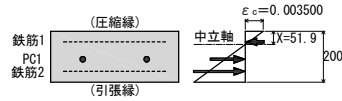
表-2.4.9 破壊抵抗曲げモーメント（中間床版支座位の負曲げ；コンクリートが終局ひずみに達するとき）

		上からの距離 $y(\text{m})$	ひずみ	応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	面積 ( $\text{mm}^2$ )	軸方向力 ( $\text{kN}$ )	偏心量 ( $\text{m}$ )	曲げ ( $\text{kN}\cdot\text{m}$ )
コンクリート	下縁	0.300	0.003500	34.0	34168.3	1161.72	-0.1360	-158.0
PC 鋼材	1	0.110	-0.012070	-1701.9	625.8	-1065.05	0.0398	-42.4
鉄筋	1	0.042	-0.017643	-345.0	506.8	-174.85	0.1078	-18.8
	2	0.258	0.000058	11.6	506.8	0.0	-0.1082	0.0
合計						-78.17		-219.2

PC 鋼材応力度算出用のひずみ： $\varepsilon_p = -0.012070 - 1046.9 / (1.95 \times 10^5) = -0.017439$

・中間床版支間部 正の破壊抵抗曲げモーメント（作用軸力は  $N=-98.5\text{kN}$ ）

上縁のコンクリートひずみに着目した破壊抵抗曲げモーメントを、道示Ⅲ編 5.6.1 および 5.8.1 に従い算出すると、表-2.4.10 のとおりです。



作用軸力  $N=-98.5\text{kN}$  の場合、中立軸位置は  $X=51.9\text{mm}$

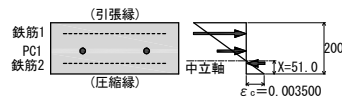
表-2.4.10 破壊抵抗曲げモーメント（中間床版支間部の正曲げ；コンクリートが終局ひずみに達するとき）

		上からの距離 $y(\text{m})$	ひずみ	応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	面積 ( $\text{mm}^2$ )	軸方向力 ( $\text{kN}$ )	偏心量 ( $\text{m}$ )	曲げ ( $\text{kN}\cdot\text{m}$ )
コンクリート	上縁	0.000	0.003500	25.5	41483.2	1057.8	0.031	32.9
PC 鋼材	1	0.110	-0.003925	-1568.4	625.8	-981.4	-0.058	57.1
鉄筋	1	0.042	0.000665	133.0	506.8	0.0	0.010	0.0
	2	0.158	-0.007164	-345.0	506.8	-174.9	-0.106	18.6
合計						-98.5		108.6

PC 鋼材応力度算出用のひずみ： $\varepsilon_p = -0.003925 - 1033 / (1.95 \times 10^5) = -0.009222$

・中間床版支間部 負の破壊抵抗曲げモーメント（作用軸力は  $N=-98.5\text{kN}$ ）

下縁のコンクリートひずみに着目した破壊抵抗曲げモーメントを、道示Ⅲ編 5.6.1 および 5.8.1 に従い算出すると、表-2.4.11 のとおりです。



作用軸力  $N=-98.5\text{kN}$  の場合、中立軸位置は  $X=51.0\text{mm}$

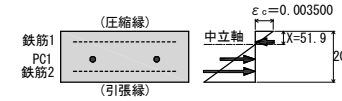
表-2.4.11 破壊抵抗曲げモーメント（中間床版支間部の負曲げ；コンクリートが終局ひずみに達するとき）

		上からの距離 $y(\text{m})$	ひずみ	応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	面積 ( $\text{mm}^2$ )	軸方向力 ( $\text{kN}$ )	偏心量 ( $\text{m}$ )	曲げ ( $\text{kN}\cdot\text{m}$ )
コンクリート	下縁	0.200	0.003500	25.5	40776.4	1039.8	-0.031	-31.8
PC 鋼材	1	0.110	-0.002680	-1539.6	625.8	-963.4	0.039	-37.6
鉄筋	1	0.042	-0.007349	-345.0	506.8	-174.9	0.107	-18.7
	2	0.158	0.000616	123.2	506.8	0.0	-0.009	0.0
合計						-98.5		-88.1

PC 鋼材応力度算出用のひずみ： $\varepsilon_p = -0.002680 - 1033 / (1.95 \times 10^5) = -0.007977$

・中間床版支間部 正の破壊抵抗曲げモーメント（作用軸力は  $N=-98.5\text{kN}$ ）

上縁のコンクリートひずみに着目した破壊抵抗曲げモーメントを、道示Ⅲ編 5.6.1 および 5.8.1 に従い算出すると、表-2.4.10 のとおりです。



作用軸力  $N=-98.5\text{kN}$  の場合、中立軸位置は  $X=51.9\text{mm}$

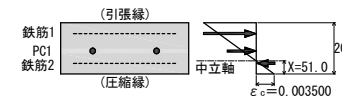
表-2.4.10 破壊抵抗曲げモーメント（中間床版支間部の正曲げ；コンクリートが終局ひずみに達するとき）

		上からの距離 $y(\text{m})$	ひずみ	応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	面積 ( $\text{mm}^2$ )	軸方向力 ( $\text{kN}$ )	偏心量 ( $\text{m}$ )	曲げ ( $\text{kN}\cdot\text{m}$ )
コンクリート	上縁	0.000	0.003500	25.5	41482.4	1057.80	0.0828	87.6
PC 鋼材	1	0.110	-0.003925	-1568.2	625.8	-981.40	-0.0099	9.7
鉄筋	1	0.042	0.000665	133.0	506.8	0.0	0.0581	0.0
	2	0.158	-0.007165	-345.0	506.8	-174.85	-0.0579	10.1
合計						-98.45		107.4

PC 鋼材応力度算出用のひずみ： $\varepsilon_p = -0.003925 - 1033.4 / (1.95 \times 10^5) = -0.009224$

・中間床版支間部 負の破壊抵抗曲げモーメント（作用軸力は  $N=-98.5\text{kN}$ ）

下縁のコンクリートひずみに着目した破壊抵抗曲げモーメントを、道示Ⅲ編 5.6.1 および 5.8.1 に従い算出すると、表-2.4.11 のとおりです。



作用軸力  $N=-98.5\text{kN}$  の場合、中立軸位置は  $X=51.0\text{mm}$

表-2.4.11 破壊抵抗曲げモーメント（中間床版支間部の負曲げ；コンクリートが終局ひずみに達するとき）

		上からの距離 $y(\text{m})$	ひずみ	応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	面積 ( $\text{mm}^2$ )	軸方向力 ( $\text{kN}$ )	偏心量 ( $\text{m}$ )	曲げ ( $\text{kN}\cdot\text{m}$ )
コンクリート	下縁	0.200	0.003500	25.5	40775.5	1039.78	-0.0829	-86.2
PC 鋼材	1	0.110	-0.002680	-1539.4	625.8	-963.38	-0.0099	9.6
鉄筋	1	0.042	-0.007350	-345.0	506.8	-174.85	0.0581	-10.2
	2	0.158	0.000616	123.2	506.8	0.0	-0.0579	0.0
合計						-98.45		-86.8

PC 鋼材応力度算出用のひずみ： $\varepsilon_p = -0.002680 - 1033.4 / (1.95 \times 10^5) = -0.007980$



2. 5 耐荷性能の照査（特定の荷重組合せ）

(1) 相反応力部材の照査

相反応力を生じる部材は、道示Ⅲ編 5.1.3 に従い照査します。

死荷重  $D^*$  と活荷重  $L$  による応力の符号が異なる部材が相反応力部材となりますが、 $D^*$  は、道示Ⅲ編 5.1.3 解説(1)にありますように、いわゆる死荷重  $D$  のほかにプレストレスによる不静定力などを含めた応力度で、死荷重  $D$  と区別するために  $D^*$  としています。

相反応力部材としての応力度を計算すると表-2.5.1 のとおりで、制限値を満足します。なお、相反応力部材の組合せは、道示Ⅲ編 5.1.3 解説(3)と(4)より、

$D^*/L \geq 30\%$  の場合

$$1.0 (D+PS+CR+SH) + 1.3L$$

$D^*/L < 30\%$  の場合

$$1.0 (PS+CR+SH) + 1.0L$$



表-2.5.1 相反応力部材の照査

		コンクリート応力度 (N/mm <sup>2</sup> )					
		片持床版(車道)		中間床版			
		付根部		支根部		支間部	
		上縁	下縁	上縁	下縁	上縁	下縁
死荷重 $D^*$	D 小計	-0.36	0.36	-0.14	0.14	0.31	-0.31
	プレストレス 2 次	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	鉄筋拘束	-0.38	-0.11	-0.38	-0.11	-0.39	-0.52
	合計	-0.74	0.25	-0.52	0.03	-0.08	-0.83
有効プレストレス 1 次		3.88	0.45	3.88	0.45	2.22	4.12
活荷重 $L$	max	—	—	—	—	3.17	-3.17
	min	0.00	0.00	-2.45	2.45	—	—
比率 $D^*/L$	max	—	—	—	—	-3%	+26%
	min	—	—	+21%	+1%	—	—
相反部材 応力度	max	—	—	—	—	5.00	—
	min	—	—	—	—	—	—
制限値		$-2.7 \leq \sigma_c \leq 22.5$				$-2.2 \leq \sigma_c \leq 18.0$	
判定		—	—	—	—	OK	—

注) 網掛けは、比率がマイナスで相反応力部材

2. 5 耐荷性能の照査（特定の荷重組合せ）

(1) 相反応力部材の照査

相反応力を生じる部材は、道示Ⅲ編 5.1.3 に従い照査します。

死荷重  $D^*$  と活荷重  $L$  による応力の符号が異なる部材が相反応力部材となりますが、 $D^*$  は、道示Ⅲ編 5.1.3 解説(1)にありますように、いわゆる死荷重  $D$  のほかにプレストレスによる不静定力などを含めた応力度で、死荷重  $D$  と区別するために  $D^*$  としています。

相反応力部材としての応力度を計算すると表-2.5.1 のとおりで、制限値を満足します。なお、相反応力部材の組合せは、道示Ⅲ編 5.1.3 解説(3)と(4)より、

$D^*/L \geq 30\%$  の場合

$$1.0 (D+PS+CR+SH) + 1.3L$$

$D^*/L < 30\%$  の場合

$$1.0 (PS+CR+SH) + 1.0L$$



表-2.5.1 相反応力部材の照査

		コンクリート応力度 (N/mm <sup>2</sup> )					
		片持床版(車道)		中間床版			
		付根部		支根部		支間部	
		上縁	下縁	上縁	下縁	上縁	下縁
死荷重 $D^*$	D 小計	-0.36	0.36	-0.14	0.14	0.31	-0.31
	プレストレス 2 次	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	鉄筋拘束	-0.37	-0.11	-0.37	-0.11	-0.40	-0.52
	合計	-0.73	0.25	-0.51	0.03	-0.09	-0.83
有効プレストレス 1 次		3.88	0.45	3.88	0.45	2.22	4.12
活荷重 $L$	max	—	—	—	—	3.17	-3.16
	min	0.00	0.00	-2.44	2.45	—	—
比率 $D^*/L$	max	—	—	—	—	-3%	+26%
	min	—	—	+21%	+1%	—	—
相反部材 応力度	max	—	—	—	—	5.00	—
	min	—	—	—	—	—	—
制限値		$-2.7 \leq \sigma_c \leq 22.5$				$-2.2 \leq \sigma_c \leq 18.0$	
判定		—	—	—	—	OK	—

注) 網掛けは、比率がマイナスで相反応力部材

計算例  
始め

(4) 防護柵への衝突の照査

抵抗曲げモーメントは、道示Ⅲ編 9.6 に従い、PC 鋼材または鉄筋が降伏強度に達するときの曲げモーメントの 90%とします。降伏曲げモーメントは、道示Ⅲ編 9.6 解説(6)に「部材最外縁引張側の PC 鋼材又は鉄筋の降伏強度によって定めた曲げモーメント」と示されているため、この計算例では表-2.5.3 のように鉄筋降伏時の曲げモーメントの 90%を抵抗曲げモーメントの制限値とします。なお、PC 鋼材が降伏するときと鉄筋が降伏するときの曲げモーメントの算出方法については、以降で詳述します。

表-2.5.3 衝突荷重による曲げモーメントの制限値

		降伏曲げ	抵抗曲げ (制限値)
負曲げ (kN・m)	PC 鋼材降伏	-198.1	-164.6×90%=-148.1
	鉄筋降伏	-164.6	

1) 衝突荷重の作用位置

衝突荷重の作用位置を図-2.5.1 に示します。なお、歩道側高欄への衝突時は車両が歩道上に乗り上げるため、輪荷重による曲げモーメントも考慮することとします。車道側高欄への衝突時は、地覆幅が広く片持床版に輪荷重が作用しないため、曲げモーメントは発生しません。

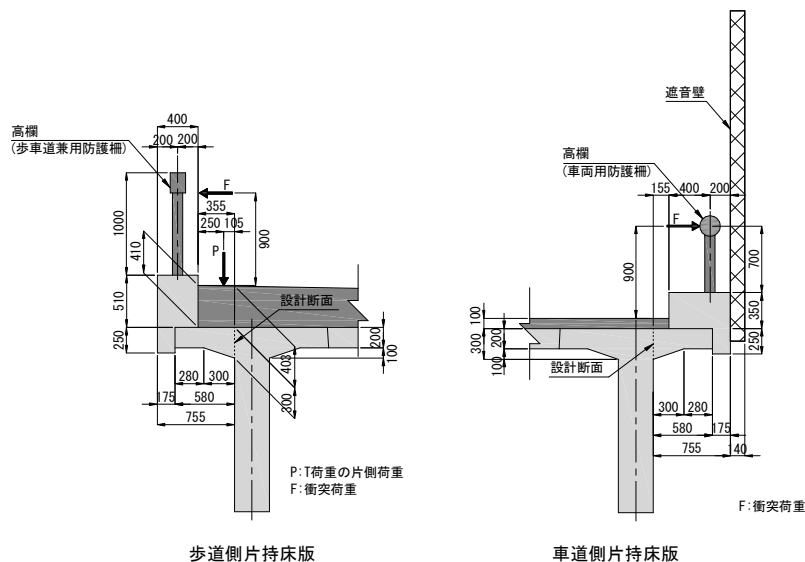


図-2.5.1 衝突荷重の作用位置

訂正後

計算例  
始め

(4) 防護柵への衝突の照査

抵抗曲げモーメントは、道示Ⅲ編 9.6 に従い、PC 鋼材または鉄筋が降伏強度に達するときの曲げモーメントの 90%とします。降伏曲げモーメントは、道示Ⅲ編 9.6 解説(6)に「部材最外縁引張側の PC 鋼材又は鉄筋の降伏強度によって定めた曲げモーメント」と示されているため、この計算例では表-2.5.3 のように鉄筋降伏時の曲げモーメントの 90%を抵抗曲げモーメントの制限値とします。なお、PC 鋼材が降伏するときと鉄筋が降伏するときの曲げモーメントの算出方法については、以降で詳述します。

表-2.5.3 衝突荷重による曲げモーメントの制限値

		降伏曲げ	抵抗曲げ (制限値)
負曲げ (kN・m)	PC 鋼材降伏	-198.1	-157.5×90%=-141.8
	鉄筋降伏	-164.6	

1) 衝突荷重の作用位置

衝突荷重の作用位置を図-2.5.1 に示します。なお、歩道側高欄への衝突時は車両が歩道上に乗り上げるため、輪荷重による曲げモーメントも考慮することとします。車道側高欄への衝突時は、地覆幅が広く片持床版に輪荷重が作用しないため、曲げモーメントは発生しません。

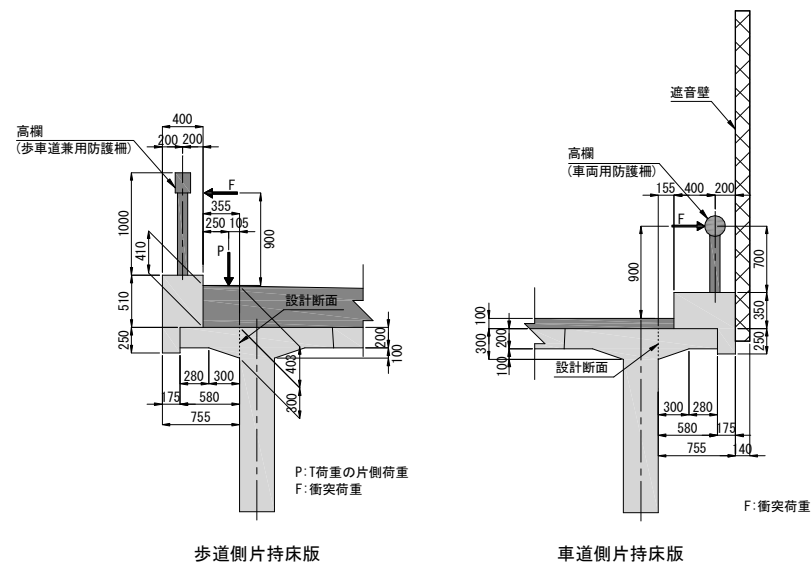


図-2.5.1 衝突荷重の作用位置

2) 衝突荷重による断面力

車道側の片持床版先端に設置した高欄（車両用防護柵）に作用する衝突荷重による軸方向力  $N$  と曲げモーメント  $M$ 、および歩道側への車両の乗り上げを考慮した場合の高欄（歩車道兼用防護柵）に作用する衝突荷重による軸方向力  $N$  と曲げモーメント  $M$  は、以下のとおりです。

$$\begin{aligned} \text{(車道側)} \quad N &= -13.0\text{kN/m} \\ M &= -13.0\text{kN/m} \times (0.900 + 0.100 + 0.300/2) \\ &= -14.95\text{kN}\cdot\text{m} \\ \text{(歩道側)} \quad N &= -13.0\text{kN/m} \\ MI &= -13.0\text{kN/m} \times (0.900 + 0.410 + 0.300/2) \\ &= -18.98\text{kN}\cdot\text{m} \quad (\text{※衝突荷重成分}) \\ M2 &= (-P \times L) / (1.3L + 0.25) \times K \\ &= (-100\text{kN} \times 0.105) / (1.3 \times 0.105 + 0.25) \times 1.0 \\ &= -27.17\text{kN}\cdot\text{m} \quad (\text{※活荷重成分}) \end{aligned}$$

衝突荷重に対して、道示Ⅲ編 式(9.6.1)の作用の組合せおよび荷重係数により算出される曲げモーメント[1.00(D+L+PS+CO) ※永続作用の一部(CR, SH, E, HP, U, GD, SD)は、本検討では作用しない]を用いて照査すると、表-2.5.4 のとおり制限値を満足します。

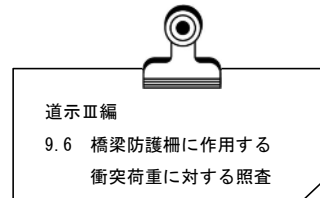


表-2.5.4 衝突荷重による曲げモーメントに対する照査

		片持床版(歩道)付根部	
		$M$ (kN·m)	$N$ (kN)
設計曲げ モーメント $M_{co}$	D	-5.27	—
	L	-27.17	—
	PS	-1.98	-74.5
	CO	-18.98	-13.0
	合計	-53.4	-87.5
制限値		$-148.1 \leq M_{co}$	—
判定		OK	—

2) 衝突荷重による断面力

車道側の片持床版先端に設置した高欄（車両用防護柵）に作用する衝突荷重による軸方向力  $N$  と曲げモーメント  $M$ 、および歩道側への車両の乗り上げを考慮した場合の高欄（歩車道兼用防護柵）に作用する衝突荷重による軸方向力  $N$  と曲げモーメント  $M$  は、以下のとおりです。

$$\begin{aligned} \text{(車道側)} \quad N &= -13.0\text{kN/m} \\ M &= -13.0\text{kN/m} \times (0.900 + 0.100 + 0.300/2) \\ &= -14.95\text{kN}\cdot\text{m} \\ \text{(歩道側)} \quad N &= -13.0\text{kN/m} \\ MI &= -13.0\text{kN/m} \times (0.900 + 0.410 + 0.300/2) \\ &= -18.98\text{kN}\cdot\text{m} \quad (\text{※衝突荷重成分}) \\ M2 &= (-P \times L) / (1.3L + 0.25) \times K \\ &= (-100\text{kN} \times 0.105) / (1.3 \times 0.105 + 0.25) \times 1.0 \\ &= -27.17\text{kN}\cdot\text{m} \quad (\text{※活荷重成分}) \end{aligned}$$

衝突荷重に対して、道示Ⅲ編 式(9.6.1)の作用の組合せおよび荷重係数により算出される曲げモーメント[1.00(D+L+PS+CO) ※永続作用の一部(CR, SH, E, HP, U, GD, SD)は、本検討では作用しない]を用いて照査すると、表-2.5.4 のとおり制限値を満足します。

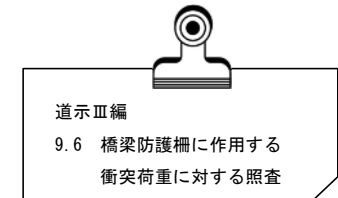
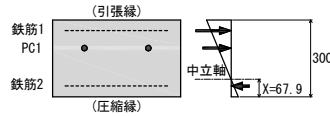


表-2.5.4 衝突荷重による曲げモーメントに対する照査

		片持床版(歩道)付根部	
		$M$ (kN·m)	$N$ (kN)
設計曲げ モーメント $M_{co}$	D	-5.27	—
	L	-27.17	—
	PS	-1.98	-74.5
	CO	-18.98	-13.0
	合計	-53.4	-87.5
制限値		$-141.8 \leq M_{co}$	—
判定		OK	—

## 訂正後

・片持床版付根部 PC鋼材ひずみに着目した負の降伏曲げモーメント（作用軸力は  $N=-87.5\text{kN}$ ）  
 PC鋼材ひずみに着目した降伏曲げモーメントを、道示Ⅲ編 5.8.1 に従い算出すると、表-2.5.5 のとおりです。



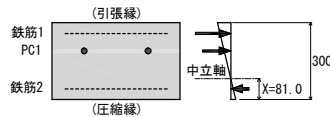
作用軸力  $N=-87.5\text{kN}$  の場合、中立軸位置は  $X=67.9\text{mm}$

表-2.5.5 降伏曲げモーメント（片持床版付根部の負曲げ；PC鋼材が降伏ひずみに達するとき）

		上からの距離 $y(\text{m})$	ひずみ	応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	面積 ( $\text{mm}^2$ )	軸方向力 ( $\text{kN}$ )	偏心量 ( $\text{m}$ )	曲げ ( $\text{kN}\cdot\text{m}$ )
コンクリート	下縁	0.300	0.001397	30.9	67905.5	1049.3	-0.045	-47.5
PC鋼材	1	0.110	-0.002514	-1537.2	625.8	-961.9	0.122	-117.4
鉄筋	1	0.042	-0.003910	-345.0	506.8	-174.9	0.190	-33.2
	2	0.258	0.000533	106.5	506.8	0.0	-0.026	0.0
合計						-87.5		-198.1

PC鋼材応力度算出用のひずみ： $\epsilon_p = -0.002514 - 1047 / (1.95 \times 10^5) = -0.007883$

・片持床版付根部 鉄筋ひずみに着目した負の降伏曲げモーメント（作用軸力は  $N=-87.5\text{kN}$ ）  
 鉄筋ひずみに着目した降伏曲げモーメントを、道示Ⅲ編 5.8.1 に従い算出すると、表-2.5.6 のとおりです。



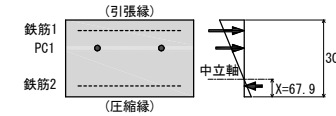
作用軸力  $N=-87.5\text{kN}$  の場合、中立軸位置は  $X=81.0\text{mm}$

表-2.5.6 降伏曲げモーメント（片持床版付根部の負曲げ；鉄筋が降伏ひずみに達するとき）

		上からの距離 $y(\text{m})$	ひずみ	応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	面積 ( $\text{mm}^2$ )	軸方向力 ( $\text{kN}$ )	偏心量 ( $\text{m}$ )	曲げ ( $\text{kN}\cdot\text{m}$ )
コンクリート	下縁	0.300	0.000789	21.5	81001.5	872.5	-0.054	-47.1
PC鋼材	1	0.110	-0.001062	-1254.7	625.8	-785.1	0.109	-85.6
鉄筋	1	0.042	-0.001725	-345.0	506.8	-174.9	0.177	-31.9
	2	0.258	0.000380	75.9	506.8	0.0	-0.039	0.0
合計						-87.5		-164.6

PC鋼材応力度算出用のひずみ： $\epsilon_p = -0.001062 - 1047 / (1.95 \times 10^5) = -0.006431$

・片持床版付根部 PC鋼材ひずみに着目した負の降伏曲げモーメント（作用軸力は  $N=-87.5\text{kN}$ ）  
 PC鋼材ひずみに着目した降伏曲げモーメントを、道示Ⅲ編 5.8.1 に従い算出すると、表-2.5.5 のとおりです。



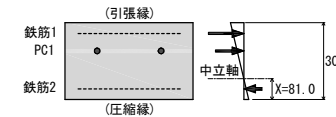
作用軸力  $N=-87.5\text{kN}$  の場合、中立軸位置は  $X=67.9\text{mm}$

表-2.5.5 降伏曲げモーメント（片持床版付根部の負曲げ；PC鋼材が降伏ひずみに達するとき）

		上からの距離 $y(\text{m})$	ひずみ	応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	面積 ( $\text{mm}^2$ )	軸方向力 ( $\text{kN}$ )	偏心量 ( $\text{m}$ )	曲げ ( $\text{kN}\cdot\text{m}$ )
コンクリート	下縁	0.300	0.001398	30.9	67882.1	1049.33	-0.1276	-133.9
PC鋼材	1	0.110	-0.002514	-1537.2	625.8	-961.98	0.0398	-38.3
鉄筋	1	0.042	-0.003914	-345.0	506.8	-174.85	0.1078	-18.8
	2	0.258	0.000533	106.6	506.8	0.0	-0.1082	0.0
合計						-87.50		-191.0

PC鋼材応力度算出用のひずみ： $\epsilon_p = -0.002514 - 1046.9 / (1.95 \times 10^5) = -0.007883$

・片持床版付根部 鉄筋ひずみに着目した負の降伏曲げモーメント（作用軸力は  $N=-87.5\text{kN}$ ）  
 鉄筋ひずみに着目した降伏曲げモーメントを、道示Ⅲ編 5.8.1 に従い算出すると、表-2.5.6 のとおりです。



作用軸力  $N=-87.5\text{kN}$  の場合、中立軸位置は  $X=81.0\text{mm}$

表-2.5.6 降伏曲げモーメント（片持床版付根部の負曲げ；鉄筋が降伏ひずみに達するとき）

		上からの距離 $y(\text{m})$	ひずみ	応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	面積 ( $\text{mm}^2$ )	軸方向力 ( $\text{kN}$ )	偏心量 ( $\text{m}$ )	曲げ ( $\text{kN}\cdot\text{m}$ )
コンクリート	下縁	0.300	0.000789	21.5	80984.3	872.14	-0.1232	-107.5
PC鋼材	1	0.110	-0.001062	-1254.1	625.8	-784.79	0.0398	-31.2
鉄筋	1	0.042	-0.001725	-345.0	506.8	-174.85	0.1078	-18.8
	2	0.258	0.000380	76.0	506.8	0.0	-0.1082	0.0
合計						-87.50		-157.5

PC鋼材応力度算出用のひずみ： $\epsilon_p = -0.001062 - 1046.9 / (1.95 \times 10^5) = -0.006431$

2. 6 耐久性能の照査

(1) 腐食に対する耐久性能の照査

床版の内部鋼材の腐食に対する耐久性能は、この計算例では塩害の対象地域ではないことから、道示Ⅲ編 5.2.3(2)に規定される耐荷性能に関する最小かぶりを確保させます。また、以下に示す道示Ⅲ編式(9.5.2)で算出される設計曲げモーメントによる応力度を用いて照査します。

$$M_d = M_{DL}$$

各着目断面のコンクリート応力度は、表-2.6.1のとおりで、圧縮応力度の制限値(道示Ⅲ編 表-5.1.2)と引張応力度の制限値(道示Ⅲ編 表-5.1.3)を超えないことから、腐食に対する照査を満足します。

表-2.6.1 腐食に対する耐久性能の照査

		コンクリート応力度 (N/mm <sup>2</sup> )					
		片持床版 (車道)		中間床版			
		付根部		支点部		支間部	
		上縁	下縁	上縁	下縁	上縁	下縁
M <sub>DL</sub>	D	-0.36	0.36	-0.14	0.14	0.31	-0.31
	PS	3.51	0.33	3.51	0.34	1.83	3.60
	合計	3.15	0.69	3.37	0.48	2.14	3.29
制限値		0.0 ≤ σ <sub>c</sub> ≤ 15.0				0.0 ≤ σ <sub>c</sub> ≤ 12.0	
判定		OK	OK	OK	OK	OK	OK



道示Ⅲ編  
9.5.2 床版の内部鋼材の腐食に対する耐久性能

2. 6 耐久性能の照査

(1) 腐食に対する耐久性能の照査

床版の内部鋼材の腐食に対する耐久性能は、この計算例では塩害の対象地域ではないことから、道示Ⅲ編 5.2.3(2)に規定される耐荷性能に関する最小かぶりを確保させます。また、以下に示す道示Ⅲ編式(9.5.2)で算出される設計曲げモーメントによる応力度を用いて照査します。

$$M_d = M_{DL}$$

各着目断面のコンクリート応力度は、表-2.6.1のとおりで、圧縮応力度の制限値(道示Ⅲ編 表-5.1.2)と引張応力度の制限値(道示Ⅲ編 表-5.1.3)を超えないことから、腐食に対する照査を満足します。

表-2.6.1 腐食に対する耐久性能の照査

		コンクリート応力度 (N/mm <sup>2</sup> )					
		片持床版 (車道)		中間床版			
		付根部		支点部		支間部	
		上縁	下縁	上縁	下縁	上縁	下縁
M <sub>DL</sub>	D	-0.36	0.36	-0.14	0.14	0.31	-0.31
	PS	3.51	0.34	3.51	0.34	1.83	3.60
	合計	3.15	0.70	3.37	0.48	2.14	3.29
制限値		0.0 ≤ σ <sub>c</sub> ≤ 15.0				0.0 ≤ σ <sub>c</sub> ≤ 12.0	
判定		OK	OK	OK	OK	OK	OK



道示Ⅲ編  
9.5.2 床版の内部鋼材の腐食に対する耐久性能

(2) 疲労に対する耐久性能の照査

床版の疲労に対しては、以下に示す道示Ⅲ編 式(9.5.1)で算出される設計曲げモーメントによる応力度を用いて照査します。

$$M_d = M_{TL} + M_{DL}$$

各着目断面のコンクリート応力度は、表-2.6.2のとおりで、引張応力度の制限値(道示Ⅲ編 表-9.5.2)と圧縮応力度の制限値(道示Ⅲ編 表-6.3.5)を超えないことから、疲労に対する照査を満足します。

表-2.6.2 疲労に対する耐久性能の照査(コンクリート応力度)

			コンクリート応力度 (N/mm <sup>2</sup> )					
			片持床版(車道)			中間床版		
			付根部		支点部		支間部	
			上縁	下縁	上縁	下縁	上縁	下縁
$M_{TL}$	L	max	0.00	0.00	0.00	0.00	3.17	-3.16
		min	0.00	0.00	-2.44	2.45	0.00	0.00
$M_{DL}$	D		-0.36	0.36	-0.14	0.14	0.31	-0.31
	PS		3.51	0.33	3.51	0.34	1.83	3.60
	合計		3.15	0.69	3.37	0.48	2.14	3.29
$M_d$		max	3.15	0.69	3.37	0.48	5.31	0.13
		min	3.15	0.69	0.93	2.93	2.14	3.29
制限値			0.0 ≤ $\sigma_c$ ≤ 15.0			0.0 ≤ $\sigma_c$ ≤ 12.0		
判定			OK	OK	OK	OK	OK	OK

(2) 疲労に対する耐久性能の照査

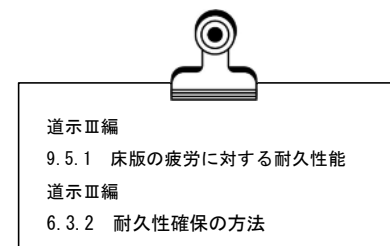
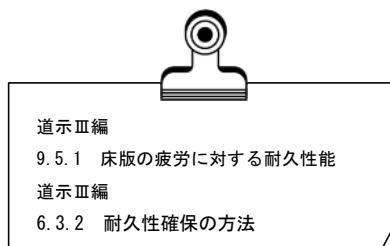
床版の疲労に対しては、以下に示す道示Ⅲ編 式(9.5.1)で算出される設計曲げモーメントによる応力度を用いて照査します。

$$M_d = M_{TL} + M_{DL}$$

各着目断面のコンクリート応力度は、表-2.6.2のとおりで、引張応力度の制限値(道示Ⅲ編 表-9.5.2)と圧縮応力度の制限値(道示Ⅲ編 表-6.3.5)を超えないことから、疲労に対する照査を満足します。

表-2.6.2 疲労に対する耐久性能の照査(コンクリート応力度)

			コンクリート応力度 (N/mm <sup>2</sup> )					
			片持床版(車道)			中間床版		
			付根部		支点部		支間部	
			上縁	下縁	上縁	下縁	上縁	下縁
$M_{TL}$	L	max	0.00	0.00	0.00	0.00	3.17	-3.16
		min	0.00	0.00	-2.44	2.45	0.00	0.00
$M_{DL}$	D		-0.36	0.36	-0.14	0.14	0.31	-0.31
	PS		3.51	0.34	3.51	0.34	1.83	3.60
	合計		3.15	0.70	3.37	0.48	2.14	3.29
$M_d$		max	3.15	0.70	3.37	0.48	5.31	0.13
		min	3.15	0.70	0.93	2.93	2.14	3.29
制限値			0.0 ≤ $\sigma_c$ ≤ 15.0			0.0 ≤ $\sigma_c$ ≤ 12.0		
判定			OK	OK	OK	OK	OK	OK



○降伏曲げモーメントの制限値の計算

降伏曲げモーメントの制限値  $M_{yd}$  は、道示Ⅲ編 式(5.5.1)から次式によって算出すると、表-2.8.2のとおりです。なお、降伏曲げモーメントの特性値  $M_{yc}$  は道示Ⅲ編 5.5.1(3)によって算出し、各係数は道示Ⅲ編 表-5.5.1 にあります。

$$M_{yd} = \xi_1 \times \Phi_y \times M_{yc}$$



表-2.8.2 部材降伏に対する曲げモーメントの制限値

		$M_{yc}$ (kN・m)	片持床版	中間床版
			先端部	支間部
正曲げ	降伏		58.8	58.8
	永続①	$\xi_1 \times \Phi_y$	0.90×0.85	
	変動②～⑨	$M_{yd}$ (kN・m)	45.0	45.0
	変動⑩	$\xi_1 \times \Phi_y$	0.90×1.00	
		$M_{yd}$ (kN・m)	52.9	52.9

降伏曲げモーメントの特性値は、表-2.8.3 に示すとおりで、道示Ⅲ編 5.5.1(3)により「部材の最外縁の引張側鉄筋が降伏強度に達するときの抵抗曲げモーメント」として算出しますが、道示Ⅲ編 5.2.8(1)に「引張側の軸方向鉄筋及び PC 鋼材並びに圧縮側のコンクリートによる耐荷機構により抵抗することを原則」とありますので、この計算例では圧縮ひずみが発生している鉄筋を無視することとします。

・片持床版先端部と中間床版支間部 正の降伏曲げモーメント（作用軸力は  $N=0.0kN$ ）

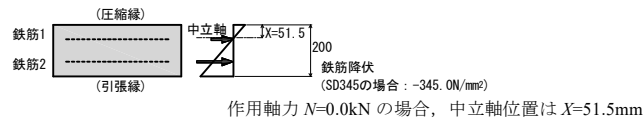


表-2.8.3 降伏曲げモーメントの特性値

		上からの距離 $y$ (m)	ひずみ	応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	面積 (mm <sup>2</sup> )	軸方向力 (kN)	偏心量 (m)	曲げ (kN・m)
コンクリート	上側	0.000	0.000960	18.6	51493.0	479.1	0.034	16.4
鉄筋	1	0.056	-0.000084	-16.8	1324.0	-22.3	-0.005	0.1
	2	0.144	-0.001725	-345.0	1324.0	-456.8	-0.093	42.3
合計						0.0		58.8

○降伏曲げモーメントの制限値の計算

降伏曲げモーメントの制限値  $M_{yd}$  は、道示Ⅲ編 式(5.5.1)から次式によって算出すると、表-2.8.2のとおりです。なお、降伏曲げモーメントの特性値  $M_{yc}$  は道示Ⅲ編 5.5.1(3)によって算出し、各係数は道示Ⅲ編 表-5.5.1 にあります。

$$M_{yd} = \xi_1 \times \Phi_y \times M_{yc}$$



表-2.8.2 部材降伏に対する曲げモーメントの制限値

		$M_{yc}$ (kN・m)	片持床版	中間床版
			先端部	支間部
正曲げ	降伏		58.8	58.8
	永続①	$\xi_1 \times \Phi_y$	0.90×0.85	
	変動②～⑨	$M_{yd}$ (kN・m)	45.0	45.0
	変動⑩	$\xi_1 \times \Phi_y$	0.90×1.00	
		$M_{yd}$ (kN・m)	52.9	52.9

降伏曲げモーメントの特性値は、表-2.8.3 に示すとおりで、道示Ⅲ編 5.5.1(3)により「部材の最外縁の引張側鉄筋が降伏強度に達するときの抵抗曲げモーメント」として算出しますが、道示Ⅲ編 5.2.8(1)に「引張側の軸方向鉄筋及び PC 鋼材並びに圧縮側のコンクリートによる耐荷機構により抵抗することを原則」とありますので、この計算例では圧縮ひずみが発生している鉄筋を無視することとします。

・片持床版先端部と中間床版支間部 正の降伏曲げモーメント（作用軸力は  $N=0.0kN$ ）

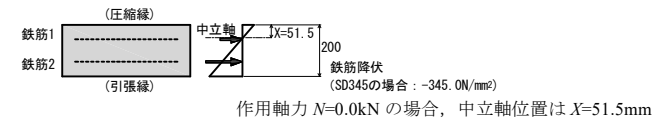


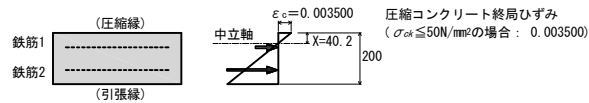
表-2.8.3 降伏曲げモーメントの特性値

		上からの距離 $y$ (m)	ひずみ	応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	面積 (mm <sup>2</sup> )	軸方向力 (kN)	偏心量 (m)	曲げ (kN・m)
コンクリート	上側	0.000	0.000960	18.6	51491.2	479.04	0.0828	39.7
鉄筋	1	0.056	-0.000084	-16.8	1324.0	-22.26	0.0440	-1.0
	2	0.144	-0.001725	-345.0	1324.0	-456.78	-0.0440	20.1
合計						0.0		58.8

## 訂正後

破壊抵抗曲げモーメントの特性値  $M_{uc}$  は、表-2.8.6 に示すとおりで、道示Ⅲ編 5.7.1(4)により「部材の最外縁の圧縮コンクリートが終局ひずみに達するときの抵抗曲げモーメント」として算出しますが、道示Ⅲ編 5.2.8(1)に「引張側の軸方向鉄筋及び PC 鋼材並びに圧縮側のコンクリートによる耐荷機構により抵抗することを原則」とありますので、この計算例では圧縮ひずみが発生している鉄筋を無視することとします。

・片持床版先端部と中間床版支間部 正の破壊抵抗曲げモーメント（作用軸力は  $N=0.0\text{kN}$ ）



作用軸力  $N=0.0\text{kN}$  の場合、中立軸位置は  $X=40.2\text{mm}$

表-2.8.6 破壊抵抗曲げモーメントの特性値

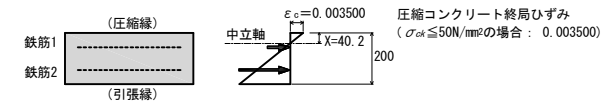
		上からの距離 $y$ (m)	ひずみ	応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	面積 ( $\text{mm}^2$ )	軸方向力 ( $\text{kN}$ )	偏心量 (m)	曲げ ( $\text{kN}\cdot\text{m}$ )
コンクリート	上側	0.000	0.003500	25.5	32176.0	820.5	0.024	19.8
鉄筋	1	0.056	-0.001373	-274.6	1324.0	-363.7	-0.016	5.7
	2	0.144	-0.009031	-345.0	1324.0	-456.8	-0.104	47.4
合計						0.0		72.9

### (5) 耐荷性能の照査（特定の荷重組合せ）

床版の橋軸方向設計では死荷重による応力の発生を想定していないため、相反応力部材の照査は省略します。

破壊抵抗曲げモーメントの特性値  $M_{uc}$  は、表-2.8.6 に示すとおりで、道示Ⅲ編 5.7.1(4)により「部材の最外縁の圧縮コンクリートが終局ひずみに達するときの抵抗曲げモーメント」として算出しますが、道示Ⅲ編 5.2.8(1)に「引張側の軸方向鉄筋及び PC 鋼材並びに圧縮側のコンクリートによる耐荷機構により抵抗することを原則」とありますので、この計算例では圧縮ひずみが発生している鉄筋を無視することとします。

・片持床版先端部と中間床版支間部 正の破壊抵抗曲げモーメント（作用軸力は  $N=0.0\text{kN}$ ）



作用軸力  $N=0.0\text{kN}$  の場合、中立軸位置は  $X=40.2\text{mm}$

表-2.8.6 破壊抵抗曲げモーメントの特性値

		上からの距離 $y$ (m)	ひずみ	応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	面積 ( $\text{mm}^2$ )	軸方向力 ( $\text{kN}$ )	偏心量 (m)	曲げ ( $\text{kN}\cdot\text{m}$ )
コンクリート	上側	0.000	0.003500	25.5	32174.7	820.45	0.0866	71.0
鉄筋	1	0.056	-0.001373	-274.7	1324.0	-363.67	0.0440	-16.0
	2	0.144	-0.009032	-345.0	1324.0	-456.78	-0.0440	20.1
合計						0.0		75.1

### (5) 耐荷性能の照査（特定の荷重組合せ）

床版の橋軸方向設計では死荷重による応力の発生を想定していないため、相反応力部材の照査は省略します。



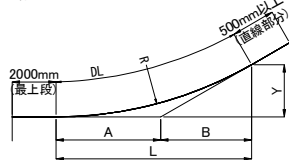
PC 鋼材配置形状

標準設計の鋼材配置を参考として以下に示します。

※実際の設計においては、道示Ⅲ編 5.3.1 に従うとともに使用する定着工法の設計施工基準を参考に決定していきます。また、PE シースを使用する場合には外径が大きくなるため、「PE シースを用いた PC 橋の設計施工指針 (案)」（(一社)プレストレストコンクリート工学会）を参考に決定します。

PC鋼材の配置

(a) 本標準設計のPC鋼材は円曲線配置とした。  
円曲線

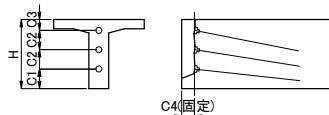


注) PC鋼材の曲げ上げ半径の最小値は、PC鋼材の後挿入による施工（ブロック工法など）を考慮して次のとおりとした。

PC鋼材	Rmin
7S12. 7B	7000 (mm)
12S12. 7B	8000 (mm)
12S15. 2B	9000 (mm)

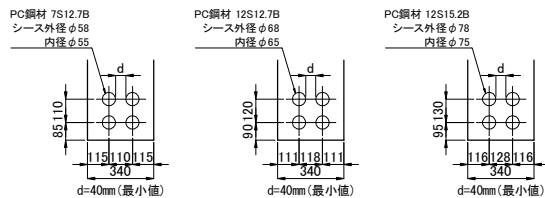


(b) PC鋼材別の定着部寸法の最小値は次のとおりである。



PC鋼材	C1	C2	C3	C4
7S12. 7B	245 (mm)	240 (mm)	225 (mm)	150 (mm)
12S12. 7B	275 (mm)	295 (mm)	240 (mm)	150 (mm)
12S15. 2B	330 (mm)	350 (mm)	275 (mm)	150 (mm)

(c) 中央断面のシース配置は、次のとおりである。



(社) 全日本建設技術協会 『土木構造物標準設計』 より

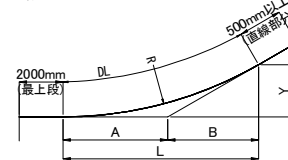
PC 鋼材配置形状

標準設計の鋼材配置を参考として以下に示します。

※実際の設計においては、道示Ⅲ編 5.3.1 に従うとともに使用する定着工法の設計施工基準を参考に決定していきます。また、PE シースを使用する場合には外径が大きくなるため、「PE シースを用いた PC 橋の設計施工指針 (案)」（(一社)プレストレストコンクリート工学会）を参考に決定します。

PC鋼材の配置

(a) 本標準設計のPC鋼材は円曲線配置とした。  
円曲線

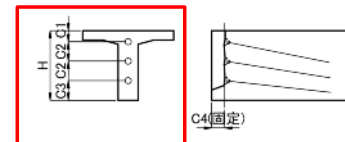


注) PC鋼材の曲げ上げ半径の最小値は、PC鋼材の後挿入による施工（ブロック工法など）を考慮して次のとおりとした。

PC鋼材	Rmin
7S12. 7B	7000 (mm)
12S12. 7B	8000 (mm)
12S15. 2B	9000 (mm)

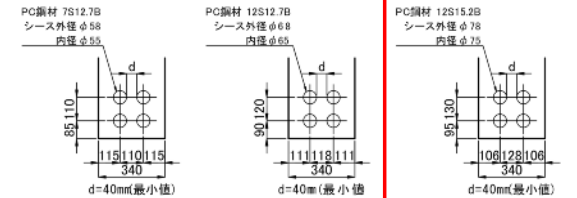


(b) PC鋼材別の定着部寸法の最小値は次のとおりである。



PC鋼材	C1	C2	C3	C4
7S12. 7B	245 (mm)	240 (mm)	225 (mm)	150 (mm)
12S12. 7B	275 (mm)	295 (mm)	240 (mm)	150 (mm)
12S15. 2B	330 (mm)	350 (mm)	275 (mm)	150 (mm)

(c) 中央断面のシース配置は、次のとおりである。



(社) 全日本建設技術協会 『土木構造物標準設計』 より

表-3.2.5(3) 施工状態における断面力解析と応力度計算（ステップ3）

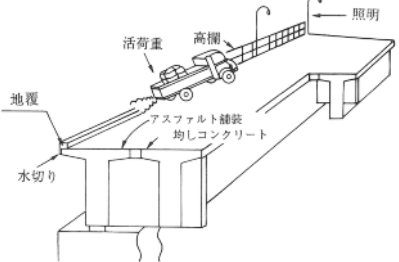
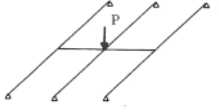
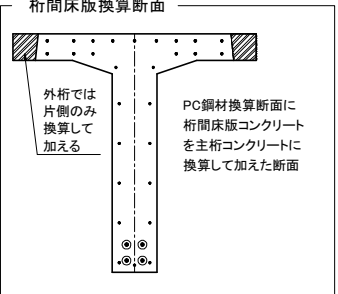
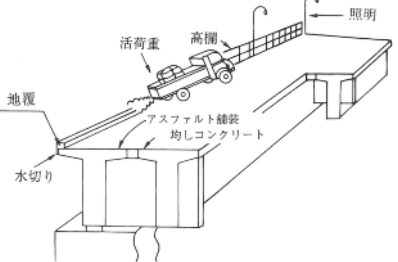
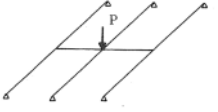
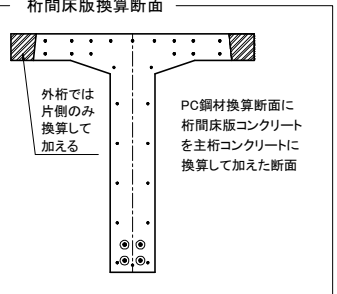
ステップ3 ; 橋面荷重載荷時および供用時（橋面荷重および活荷重）	
施工状態	 <p>道路として使用するための各種設備（舗装、歩道、地覆、高欄など）が設置され、供用している状態を想定しています。したがって、長期的に考えて起こり得る各種の荷重や自然条件の影響を考えます。</p>
荷重	橋体完成後には橋面荷重（舗装、地覆、高欄など）や活荷重が作用します。活荷重は、大型の自動車の交通状況に応じてA活荷重、B活荷重に区分されます。その他、長期的間に作用する自然条件の影響（温度、風、地震など）を考慮するケースもあります。
断面力の解析	<p>・橋体完成（横方向プレストレス導入後）以降に作用する荷重による断面力 道示Ⅲ編 10.2.1 に従い、ねじりの影響を考慮できる格子理論により解析（各主桁の荷重分配を考慮）します。</p> <p>断面力解析時に用いる断面剛性は、PC鋼材配置や本数が確定していないことや、「PC鋼材換算断面+桁間床版コンクリート換算断面」ではなく「主桁総断面+桁間床版換算断面」を用いて解析を行っても、断面力の誤差は小さいと考えられますので、後者の断面定数を用いて解析します。</p> 
応力度の計算	<p>桁間床版や横桁と主桁が一体化されており、作用荷重に対して版構造として抵抗することになります。</p> <p>したがって、橋面荷重や活荷重などによる応力度は、有効幅を考慮した桁間床版換算断面を用います。</p> 

表-3.2.5(3) 施工状態における断面力解析と応力度計算（ステップ3）

ステップ3 ; 橋面荷重載荷時および供用時（橋面荷重および活荷重）	
施工状態	 <p>道路として使用するための各種設備（舗装、<b>地覆</b>、<b>高欄</b>など）が設置され、供用している状態を想定しています。したがって、長期的に考えて起こり得る各種の荷重や自然条件の影響を考えます。</p>
荷重	橋体完成後には橋面荷重（舗装、地覆、高欄など）や活荷重が作用します。活荷重は、大型の自動車の交通状況に応じてA活荷重、B活荷重に区分されます。その他、長期的間に作用する自然条件の影響（温度、風、地震など）を考慮するケースもあります。
断面力の解析	<p>・橋体完成（横方向プレストレス導入後）以降に作用する荷重による断面力 道示Ⅲ編 10.2.1 に従い、ねじりの影響を考慮できる格子理論により解析（各主桁の荷重分配を考慮）します。</p> <p>断面力解析時に用いる断面剛性は、PC鋼材配置や本数が確定していないことや、「PC鋼材換算断面+桁間床版コンクリート換算断面」ではなく「主桁総断面+桁間床版換算断面」を用いて解析を行っても、断面力の誤差は小さいと考えられますので、後者の断面定数を用いて解析します。</p> 
応力度の計算	<p>桁間床版や横桁と主桁が一体化されており、作用荷重に対して版構造として抵抗することになります。</p> <p>したがって、橋面荷重や活荷重などによる応力度は、有効幅を考慮した桁間床版換算断面を用います。</p> 

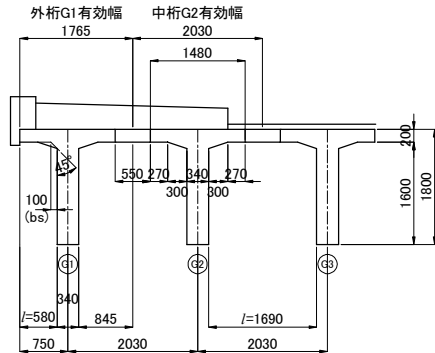


図-3.2.7 主桁の有効幅

曲げモーメントによる圧縮フランジの片側有効幅  $\lambda$  は、以下の式により算出すると、図-3.2.7のとおりです。なお、次式の[ ]内は桁間床版コンクリート ( $\sigma_{ck}=30\text{N/mm}^2$ ) を主桁コンクリート ( $\sigma_{ck}=40\text{N/mm}^2$ ) に換算した寸法で、コンクリートのヤング係数比 ( $n_c=(2.80 \times 10^4)/(3.10 \times 10^4)=0.9032$ ) を乗じて算出しています。

$$\lambda = l / 8 + b_s$$

ここに、 $l$  : 有効幅算出のための支間長

$b_s$  : ハンチ部の有効幅

$\lambda$  : 圧縮フランジの片側有効幅

$$\lambda_1 = 30.000 / 8 + 0.100 = 3.850\text{m}$$

$$\text{ただし、} \lambda_1 \leq \lambda_b / 2 = 0.300 + 0.270 + 0.550 / 2 [0.248] \\ = 0.845 [0.818]\text{m}$$

$\lambda_b$  : 主桁純間隔

外桁の左側フランジは全幅で 0.580m ( $\lambda_2$ ) しかないことと、右側フランジの桁間床版を考慮した幅が 0.845m となるため、全有効幅は、

$$B_{G1} = \lambda_1 + \lambda_2 + b_w \\ = 0.845 [0.818] + 0.580 + 0.340 = 1.765 [1.738]\text{m}$$

となります。ここで、 $b_w$  は主桁のウェブ厚です。また、中桁の有効幅は、

$$B_{G2} = 2\lambda_1 + b_w = 2 \times 0.845 [0.818] + 0.340 = 2.030 [1.976]\text{m}$$

**PCT 桁橋の有効幅**

通常の PCT 桁では、支間や主桁間隔がある範囲内にあるため、基本的には全断面有効となります。

**道示Ⅲ編**

10.2.2 曲げモーメント  
又は軸方向力に対する  
有効断面

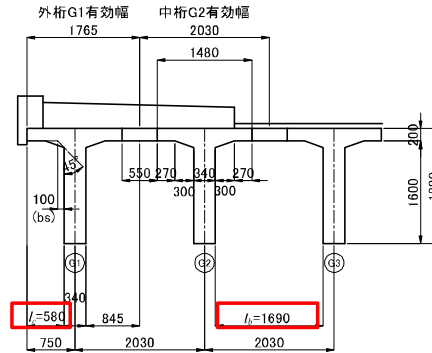


図-3.2.7 主桁の有効幅

曲げモーメントによる圧縮フランジの片側有効幅  $\lambda$  は、以下の式により算出すると、図-3.2.7のとおりです。なお、次式の[ ]内は桁間床版コンクリート ( $\sigma_{ck}=30\text{N/mm}^2$ ) を主桁コンクリート ( $\sigma_{ck}=40\text{N/mm}^2$ ) に換算した寸法で、コンクリートのヤング係数比 ( $n_c=(2.80 \times 10^4)/(3.10 \times 10^4)=0.9032$ ) を乗じて算出しています。

$$\lambda = l / 8 + b_s$$

ここに、 $l$  : 有効幅算出のための支間長

$b_s$  : ハンチ部の有効幅

$\lambda$  : 圧縮フランジの片側有効幅

$$\lambda_1 = 30.000 / 8 + 0.100 = 3.850\text{m}$$

$$\text{ただし、} \lambda_1 \leq \lambda_b / 2 \\ = \{(0.300 + 0.270) \times 2 + 0.550 [0.550 \times 0.9032]\} / 2 \\ = 0.845 [0.818]\text{m}$$

$\lambda_b$  : 主桁純間隔

外桁の左側フランジは全幅で 0.580m ( $\lambda_2 = l_c$ : 片持版の張出長) しかないことと、右側フランジの桁間床版を考慮した幅が 0.845m となるため、全有効幅は、

$$B_{G1} = \lambda_1 + \lambda_2 + b_w \\ = 0.845 [0.818] + 0.580 + 0.340 = 1.765 [1.738]\text{m}$$

となります。ここで、 $b_w$  は主桁のウェブ厚です。また、中桁の有効幅は、

$$B_{G2} = 2\lambda_1 + b_w = 2 \times 0.845 [0.818] + 0.340 = 2.030 [1.976]\text{m}$$

**PCT 桁橋の有効幅**

通常の PCT 桁では、支間や主桁間隔がある範囲内にあるため、基本的には全断面有効となります。

支点近傍\_101断面と支間中央\_106断面の断面寸法とPC鋼材・鉄筋配置を、図-3.2.9のように設定すると、断面諸定数は表-3.2.7のように計算できます。

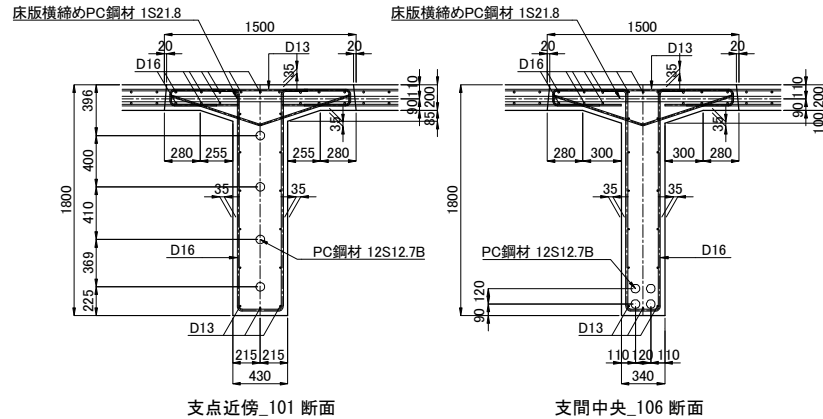


図-3.2.9 主桁の断面寸法と鋼材配置

支点近傍\_101断面と支間中央\_106断面の断面寸法とPC鋼材・鉄筋配置を、図-3.2.9のように設定すると、断面諸定数は表-3.2.7のように計算できます。

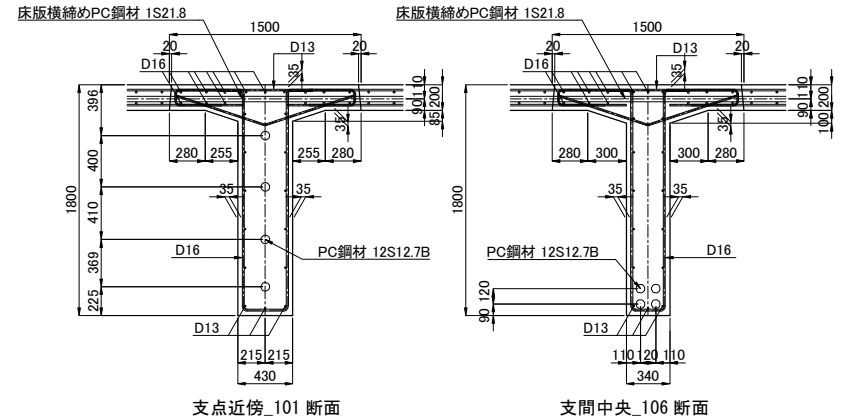


図-3.2.9 主桁の断面寸法と鋼材配置

表-3.2.7 コンクリート応力度の算出に用いる断面諸定数

	支点近傍_101断面				支間中央_106断面				
	断面積	断面2次 モーメント	図心 距離	断面 係数	断面積	断面2次 モーメント	図心 距離	断面 係数	
	$A(m^2)$	$I(m^4)$	$y(m)$	$Z(m^3)$	$A(m^2)$	$I(m^4)$	$y(m)$	$Z(m^3)$	
総断面	上縁	1.00568	0.32069	0.7185	0.44633	0.87000	0.27825	0.6674	0.41698
	下縁			-1.0815				-0.29652	
純断面	上縁	0.99115	0.31684	0.7144	0.44351	0.85548	0.26383	0.6507	0.40546
	下縁			-1.0856				-0.29186	
鉄筋 換算断面	上縁	1.01637	0.32654	0.7073	0.46167	0.88069	0.27275	0.6443	0.42333
	下縁			-1.0927				-0.29884	
PC鋼材 換算断面	上縁	1.04617	0.33463	0.7155	0.46769	0.91049	0.30203	0.6772	0.44600
	下縁			-1.0845				-0.30856	
桁間床版 換算断面	上縁	1.14537	0.36928	0.6622	0.55766	1.00969	0.33215	0.6205	0.53529
	下縁			-1.1378				-0.32456	

次頁以降に、中桁の支間中央\_106断面についての総断面やPC鋼材換算断面などの断面諸定数を計算する流れを記載します。

表-3.2.7 コンクリート応力度の算出に用いる断面諸定数

	支点近傍_101断面				支間中央_106断面				
	断面積	断面2次 モーメント	図心 距離	断面 係数	断面積	断面2次 モーメント	図心 距離	断面 係数	
	$A(m^2)$	$I(m^4)$	$y(m)$	$Z(m^3)$	$A(m^2)$	$I(m^4)$	$y(m)$	$Z(m^3)$	
総断面	上縁	1.00568	0.32069	0.7185	0.44633	0.87000	0.27825	0.6673	0.41698
	下縁			-1.0815				-0.29652	
純断面	上縁	0.99115	0.31684	0.7144	0.44351	0.85548	0.26383	0.6507	0.40546
	下縁			-1.0856				-0.29186	
鉄筋 換算断面	上縁	1.01637	0.32654	0.7073	0.46167	0.88069	0.27275	0.6443	0.42333
	下縁			-1.0927				-0.29884	
PC鋼材 換算断面	上縁	1.04617	0.33463	0.7155	0.46769	0.91049	0.30203	0.6772	0.44600
	下縁			-1.0845				-0.30856	
桁間床版 換算断面	上縁	1.14537	0.36928	0.6622	0.55766	1.00969	0.33215	0.6205	0.53529
	下縁			-1.1378				-0.32456	

次頁以降に、中桁の支間中央\_106断面についての総断面やPC鋼材換算断面などの断面諸定数を計算する流れを記載します。

### 3. 3 断面力の計算

#### (1) 解析モデル

##### 1) 解析手法の選定

主桁の設計を行うためには、主桁に作用する断面力を求める必要があります。橋梁の構造解析では構造解析用のモデルを作成し、作用荷重の特性値を求めた後に部材の安全性を照査するための主桁に生じる断面力を計算します。また、橋面荷重や活荷重により発生する断面力を計算するには、荷重分配の計算を行うのが一般的で、荷重分配の概念を図-3.3.1に示します。

荷重分配の解析手法には各種ありますが、ここでは解析手法の一例にもつぎ、解析に用いる部材剛性や荷重について説明し、実際の解析結果と設計的な説明も合わせて行っていくことにします。

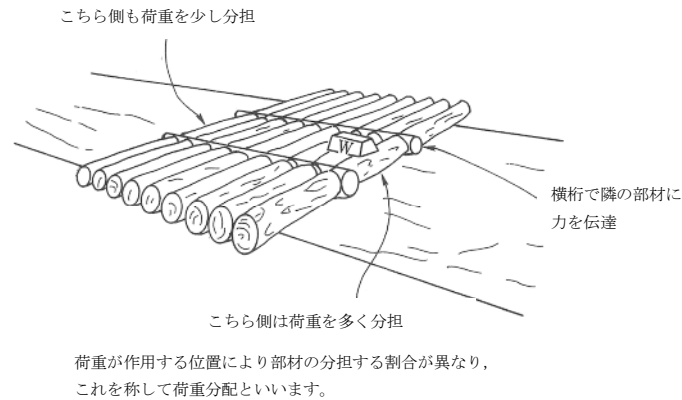


図-3.3.1 荷重の分配概念

H24年版以前の道路橋示方書では、直線橋で斜角のないT桁橋については、ねじりの影響を考慮せずにギヨン・マソネーの理論式で荷重分配を計算する設計手法を用いてよいとしており、道示Ⅲ編10.2.1解説(1)(2)でも「これまで通常の直線のT桁などにおいては、変形適合ねじりを考慮し、個々の桁におけるねじりモーメントに対する抵抗力を無視した解析が行われてきた。この場合、適切に横桁が配置されている…ことを前提に、各桁のねじり抵抗を見込まないことによって上部構造全体に荷重を再分配させ、…各桁の曲げモーメントに対する抵抗力によって外力に抵抗する耐荷機構を想定していた」と解説されています。

しかし、この計算例では道示Ⅲ編10.2.1(3)2で「断面形状及び桁の部材構成に応じては理論もしくは格子解析理論により断面力を算出し、道示Ⅲ編10.2.1解説(1)(2)に「直線橋又は曲線橋の区別なく、また、T桁、単一箱桁又は多重箱桁の区別なく、全ての桁形式において活荷重が偏載荷される等によるねじりの影響を考慮する必要がある」と規定されていますので、格子理論でねじりモーメントを解析し、斜引張応力度については、せん断力とねじりモーメントをともに考慮する場合の応力状態も照査します。

### 3. 3 断面力の計算

#### (1) 解析モデル

##### 1) 解析手法の選定

主桁の設計を行うためには、主桁に作用する断面力を求める必要があります。橋梁の構造解析では構造解析用のモデルを作成し、作用荷重の特性値を求めた後に部材の安全性を照査するための主桁に生じる断面力を計算します。また、橋面荷重や活荷重により発生する断面力を計算するには、荷重分配の計算を行うのが一般的で、荷重分配の概念を図-3.3.1に示します。

荷重分配の解析手法には各種ありますが、ここでは解析手法の一例にもつぎ、解析に用いる部材剛性や荷重について説明し、実際の解析結果と設計的な説明も合わせて行っていくことにします。

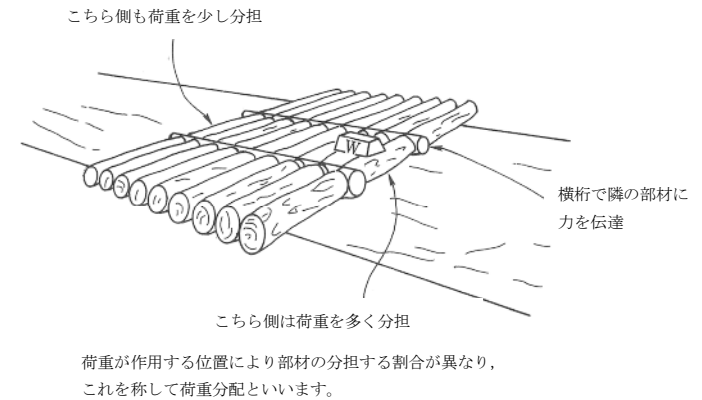


図-3.3.1 荷重の分配概念

H24年版以前の道路橋示方書では、直線橋で斜角のないT桁橋については、ねじりの影響を考慮せずにギヨン・マソネーの理論式で荷重分配を計算する設計手法を用いてよいとしており、道示Ⅲ編10.2.1解説(1)(2)でも「これまで通常の直線のT桁などにおいては、変形適合ねじりを考慮し、個々の桁におけるねじりモーメントに対する抵抗力を無視した解析が行われてきた。この場合、適切に横桁が配置されている…ことを前提に、各桁のねじり抵抗を見込まないことによって上部構造全体に荷重を再分配させ、…各桁の曲げモーメントに対する抵抗力によって外力に抵抗する耐荷機構を想定していた」と解説されています。

しかし、この計算例では道示Ⅲ編10.2.1(3)2で「断面形状及び桁の部材構成に応じては理論もしくは格子解析理論により断面力を算出し、道示Ⅲ編10.2.1解説(1)(2)に「直線橋又は曲線橋の区別なく、また、T桁、単一箱桁又は多重箱桁の区別なく、全ての桁形式において活荷重が偏載荷される等によるねじりの影響を考慮する必要がある」と規定されていますので、格子理論でねじりモーメントを解析し、斜引張応力度については、せん断力とねじりモーメントをともに考慮する場合の応力状態も照査します。

## 訂正後

### 2) 格子解析モデル

格子解析用のモデルは、図-3.3.2のように、橋軸方向については各主桁（全6本）、橋軸直角方向については支間30.0mを8等分に分割して中間横桁と床版を仮想横桁としてモデル化することとします。

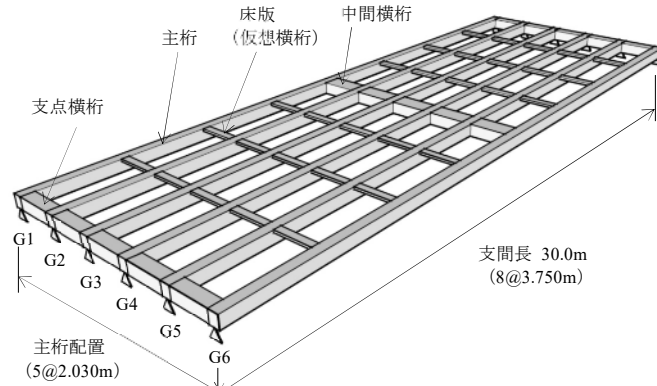


図-3.3.2 格子解析モデル

各部材の断面2次モーメントやねじり定数は、道示Ⅲ編3.7(4)で「コンクリートの全断面を有効とした弾性体として、鉄筋及びPC鋼材を無視して算出」してよいとなっており、次頁以降の算出結果をまとめると、表-3.3.1のとおりです。

表-3.3.1 格子解析に用いる断面諸定数

		断面積 $A$ (m <sup>2</sup> )	断面2次 $I$ (m <sup>4</sup> )	ねじり定数 $J$ (m <sup>3</sup> )
主方向	中桁支間部	0.96920	0.30716	0.02321
	中桁支点部	1.28788	0.41301	0.08239
横方向	支点横桁	1.13080	0.32275	0.10263
	中間横桁	1.23680	0.27193	0.02207
	床版	0.75000	0.00250	0.00965

コンクリート部材の限界状態1と限界状態3は、表-1.1.5にまとめたように、前者は引張応力度が全断面有効と見なせる範囲に留まる状態なので、ひび割れの発生は顕著ではないと考えられます。後者は曲げに対する抵抗力を発揮できなくなる限界の状態なのでひび割れが発生して、ねじり剛性が低下しているとともに、鉄筋拘束力も解放されていると考えられますので、この計算例では、限界状態1に関してはねじり剛性考慮、限界状態3に関してはねじり剛性無視で格子解析をします。

### 2) 格子解析モデル

格子解析用のモデルは、図-3.3.2のように、橋軸方向については各主桁（全6本）、橋軸直角方向については支間30.0mを8等分に分割して中間横桁と床版を仮想横桁としてモデル化することとします。

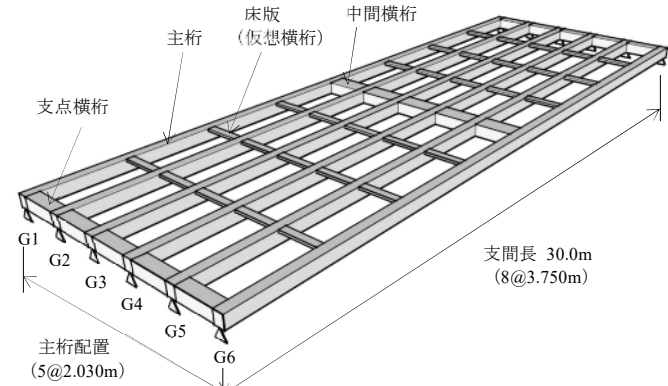


図-3.3.2 格子解析モデル

各部材の断面2次モーメントやねじり定数は、道示Ⅲ編3.7(4)で「コンクリートの全断面を有効とした弾性体として、鉄筋及びPC鋼材を無視して算出」してよいとなっており、次頁以降の算出結果をまとめると、表-3.3.1のとおりです。

表-3.3.1 格子解析に用いる断面諸定数

		断面積 $A$ (m <sup>2</sup> )	断面2次 $I$ (m <sup>4</sup> )	ねじり定数 $J$ (m <sup>3</sup> )
主方向	中桁支間部	0.96920	0.30716	0.02321
	中桁支点部	1.28788	0.41301	0.08239
横方向	支点横桁	1.13080	0.32275	0.10263
	中間横桁	1.23680	0.27193	0.02207
	床版	0.75000	0.00250	0.00965

コンクリート部材の限界状態1と限界状態3は、表-1.1.5にまとめたように、前者は引張応力度が全断面有効と見なせる範囲に留まる状態なので、ひび割れの発生は顕著ではないと考えられます。後者は曲げに対する抵抗力を発揮できなくなる限界の状態なのでひび割れが発生して、ねじり剛性が低下しているとともに、鉄筋応力度も解放されていると考えられますので、この計算例では、限界状態1に関してはねじり剛性考慮、限界状態3に関してはねじり剛性無視で格子解析をします。

## 訂正後

### 3) 橋面荷重

橋面の形状寸法は図-3.3.9のとおりです。

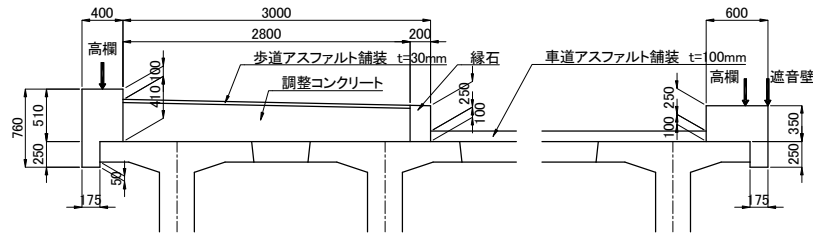


図-3.3.9 橋面の形状

#### ・地覆・高欄

左側（歩道側）

$$\text{地覆(左)} : w = (0.510 \times 0.400 + 0.250 \times 0.175) \times 24.5 \text{ kN/m}^3 = 6.07 \text{ kN/m}$$

$$\text{高欄(左)} : w = 0.60 \text{ kN/m}$$

$$\text{左側合計 } w = 6.67 \text{ kN/m}$$

右側（車道側）

$$\text{地覆(右)} : w = (0.600 \times 0.350 + 0.250 \times 0.175) \times 24.5 \text{ kN/m}^3 = 6.22 \text{ kN/m}$$

$$\text{高欄・遮音壁(右)} : w = 0.60 + 1.45 = 2.05 \text{ kN/m}$$

$$\text{右側合計 } w = 6.82 \text{ kN/m}$$

#### ・舗装

車道部（アスファルト舗装平均厚 0.100m とします）

$$w = 0.100 \times 22.5 \text{ kN/m}^3 = 2.25 \text{ kN/m}^2$$

歩道部（調整コンクリート平均厚 0.350m, アスファルト舗装平均厚 0.030m とします）

$$w = 0.350 \times 23.0 \text{ kN/m}^3 + 0.030 \times 22.5 \text{ kN/m}^3 = 8.73 \text{ kN/m}^2$$

### 3) 橋面荷重

橋面の形状寸法は図-3.3.9のとおりです。

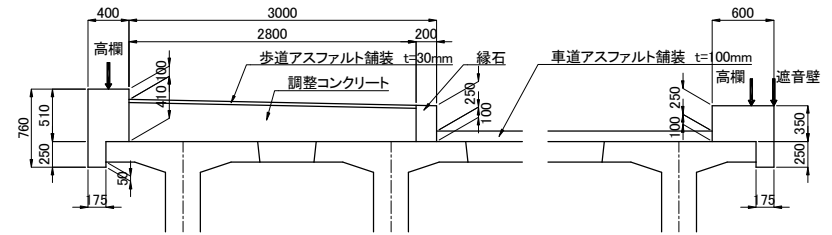


図-3.3.9 橋面の形状

#### ・地覆・高欄

左側（歩道側）

$$\text{地覆(左)} : w = (0.510 \times 0.400 + 0.250 \times 0.175) \times 24.5 \text{ kN/m}^3 = 6.07 \text{ kN/m}$$

$$\text{高欄(左)} : w = 0.60 \text{ kN/m}$$

$$\text{左側合計 } w = 6.67 \text{ kN/m}$$

右側（車道側）

$$\text{地覆(右)} : w = (0.600 \times 0.350 + 0.250 \times 0.175) \times 24.5 \text{ kN/m}^3 = 6.22 \text{ kN/m}$$

$$\text{高欄・遮音壁(右)} : w = 0.60 + 1.45 = 2.05 \text{ kN/m}$$

$$\text{右側合計 } w = 8.27 \text{ kN/m}$$

#### ・舗装

車道部（アスファルト舗装厚 0.100m とします）

$$w = 0.100 \times 22.5 \text{ kN/m}^3 = 2.25 \text{ kN/m}^2$$

歩道部（調整コンクリート平均厚 0.350m, アスファルト舗装厚 0.030m とします）

$$w = 0.350 \times 23.0 \text{ kN/m}^3 + 0.030 \times 22.5 \text{ kN/m}^3 = 8.73 \text{ kN/m}^2$$

4) 活荷重

主桁を設計する場合の活荷重には道示 I 編 8.2(5)のように L 荷重と群集荷重があり、L 荷重は  $p_1$  と  $p_2$  の 2 種類の等分布荷重があります。また、車両荷重を載せる範囲により、幅 5.5m の主載荷重と主載荷重の 1/2 の強度の従載荷重に分けられます。活荷重の載荷状況を図-3.3.10 に示します。

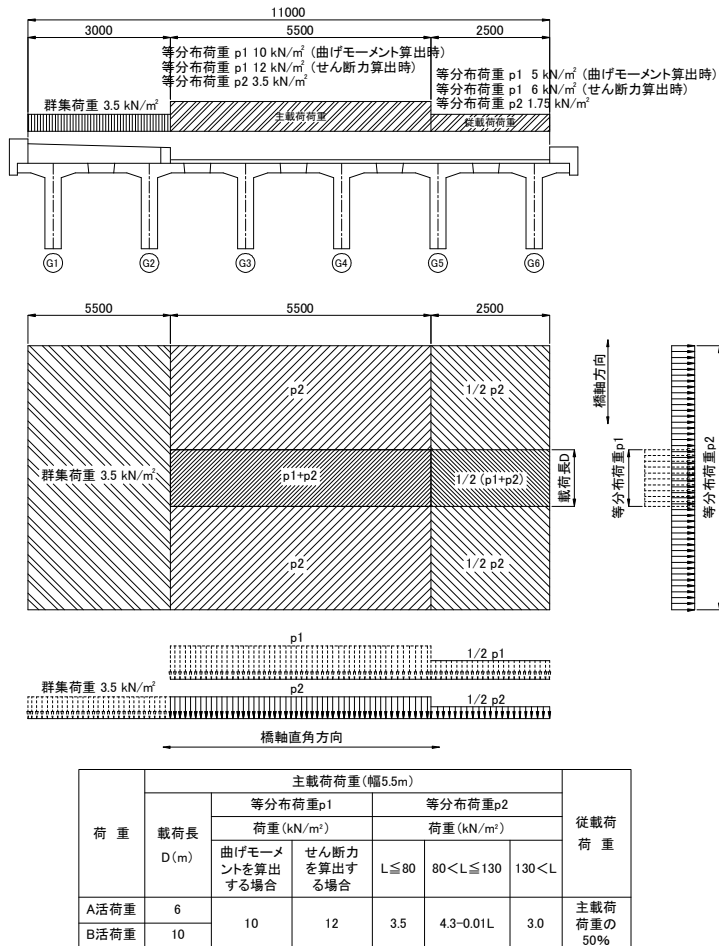


図-3.3.10 活荷重の載荷要領

衝撃の影響は、道示 I 編 表-8.3.2 のように PC 橋で L 荷重を使用する場合には次式で算出します。

$$i = 10 / (25 + L)$$

$$= 10 / (25 + 30.0) = 0.182$$

4) 活荷重

主桁を設計する場合の活荷重には道示 I 編 8.2(5)のように L 荷重と群集荷重があり、L 荷重は  $p_1$  と  $p_2$  の 2 種類の等分布荷重があります。また、車両荷重を載せる範囲により、幅 5.5m の主載荷重と主載荷重の 1/2 の強度の従載荷重に分けられます。活荷重の載荷状況を図-3.3.10 に示します。

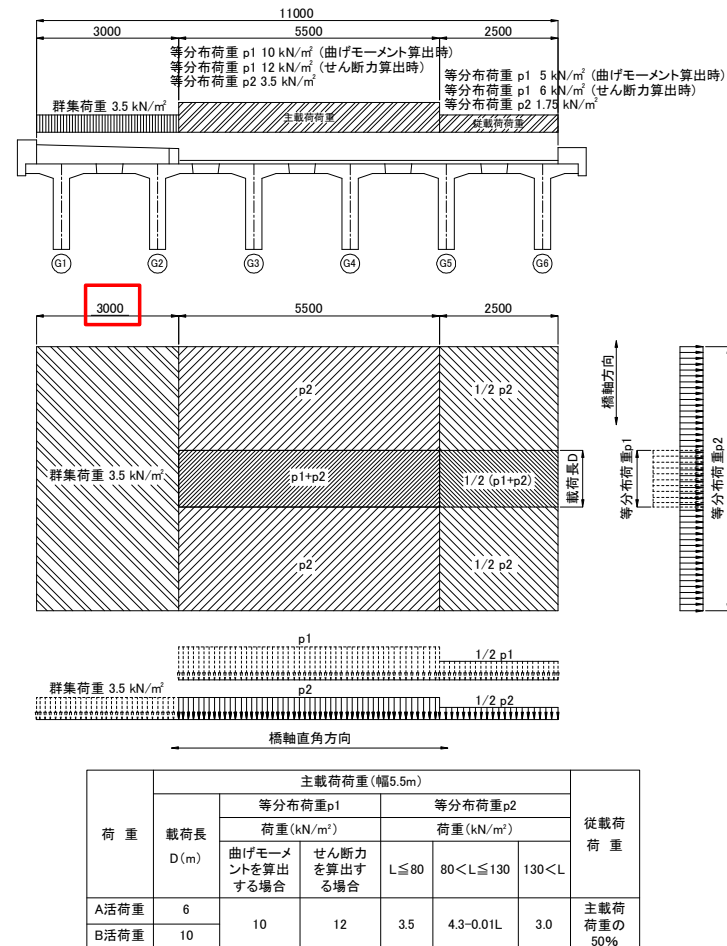


図-3.3.10 活荷重の載荷要領

衝撃の影響は、道示 I 編 表-8.3.2 のように PC 橋で L 荷重を使用する場合には次式で算出します。

$$i = 10 / (25 + L)$$

$$= 10 / (25 + 30.0) = 0.182$$



2) 鉄筋拘束による断面力

鉄筋拘束による断面力は、道示Ⅲ編 5.4.2(1)より、鉄筋がクリープおよび乾燥収縮を拘束する影響を考慮して、PC 鋼材と鉄筋を多段配置する連立方程式を解いて各段の応力度の減少量  $\Delta \sigma_{si}$  を算出し、次式のように鉄筋段数分を総和して算出します。なお、連立方程式については、本書 P.142 の「3.

3 (4) 3) 有効プレストレス」で詳述します。

$$\begin{cases} \text{軸方向力} & : N = -\sum \Delta \sigma_{si} \times A_{si} \\ \text{曲げモーメント} & : M = \sum \Delta \sigma_{si} \times A_{si} \times e \end{cases}$$

支間中央断面については、配筋状況は図-3.3.11 のとおりで、表-3.3.9 のように計算できます。

表-3.3.9 鉄筋拘束による断面力 (支間中央断面)

	鉄筋位置 (m)	配筋量 径×本数	断面積 $A_{si}$ (mm <sup>2</sup> )	応力度 $\Delta \sigma_{si}$ (N/mm <sup>2</sup> )	偏心量 $e$ (m)	断面力	
						$N$ (kN)	$M$ (kN·m)
鉄筋⑧	0.056	D16×9	1787.4	88.2	0.588	-157.58	-92.70
鉄筋⑦	0.144	D16×6	1191.6	92.6	0.500	-110.34	-55.20
鉄筋⑥	0.247	D13×2	253.4	97.8	0.397	-24.78	-9.84
鉄筋⑤	0.526	D13×2	253.4	111.8	0.118	-28.34	-3.35
鉄筋④	0.826	D13×2	253.4	127.0	-0.182	-32.17	5.85
鉄筋③	1.126	D13×2	253.4	142.1	-0.482	-36.01	17.34
鉄筋②	1.426	D13×2	253.4	157.2	-0.782	-39.84	31.14
鉄筋①	1.726	D13×3	380.1	172.3	-1.082	-65.50	70.85
合計						-494.55	-35.91

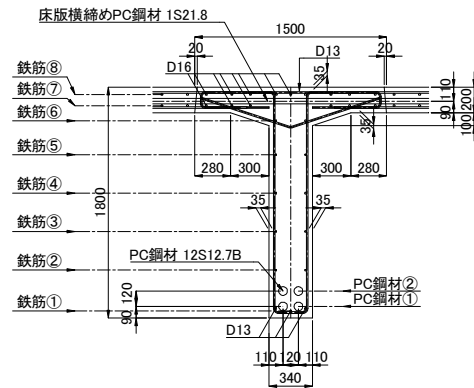


図-3.3.11 鉄筋の配置状況

2) 鉄筋拘束による断面力

鉄筋拘束による断面力は、道示Ⅲ編 5.4.2(1)より、鉄筋がクリープおよび乾燥収縮を拘束する影響を考慮して、PC 鋼材と鉄筋を多段配置する連立方程式を解いて各段の応力度の減少量  $\Delta \sigma_{si}$  を算出し、次式のように鉄筋段数分を総和して算出します。なお、連立方程式については、本書 P.142 の「3.

3 (4) 3) 有効プレストレス」で詳述します。

$$\begin{cases} \text{軸方向力} & : N = -\sum \Delta \sigma_{si} \times A_{si} \\ \text{曲げモーメント} & : M = \sum \Delta \sigma_{si} \times A_{si} \times e \end{cases}$$

支間中央断面については、配筋状況は図-3.3.11 のとおりで、表-3.3.9 のように計算できます。

表-3.3.9 鉄筋拘束による断面力 (支間中央断面)

	鉄筋位置 (m)	配筋量 径×本数	断面積 $A_{si}$ (mm <sup>2</sup> )	応力度 $\Delta \sigma_{si}$ (N/mm <sup>2</sup> )	偏心量 $e$ (m)	断面力	
						$N$ (kN)	$M$ (kN·m)
鉄筋⑧	0.056	D16×9	1787.4	88.2	0.588	-157.65	-92.70
鉄筋⑦	0.144	D16×6	1191.6	92.6	0.500	-110.34	-55.20
鉄筋⑥	0.247	D13×2	253.4	97.8	0.397	-24.78	-9.84
鉄筋⑤	0.526	D13×2	253.4	111.8	0.118	-28.34	-3.35
鉄筋④	0.826	D13×2	253.4	127.0	-0.182	-32.17	5.85
鉄筋③	1.126	D13×2	253.4	142.1	-0.482	-36.01	17.34
鉄筋②	1.426	D13×2	253.4	157.2	-0.782	-39.84	31.14
鉄筋①	1.726	D13×3	380.1	172.3	-1.082	-65.50	70.85
合計						-494.55	-35.91

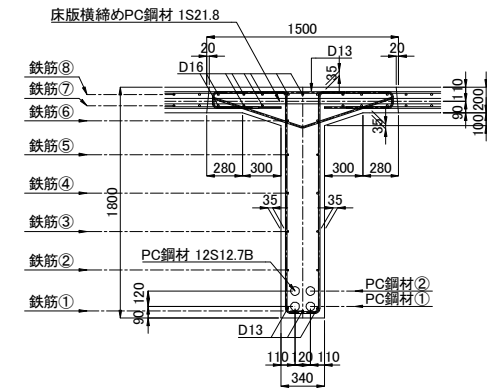


図-3.3.11 鉄筋の配置状況

3) 温度差による断面力

床版が直射日光によって温められると、床版と桁の温度差  $\Delta T$  によって1次断面力 ( $N_{t1}$ ,  $M_{t1}$ ) が発生します。さらに、連続桁などの場合には、1次断面力が部材に作用することで不静定力  $M_2$  が発生します。1次断面力 ( $N_{t1}$ ,  $M_{t1}$ ) は、次式によって算出できます。

$$N_{t1} = \Delta T \cdot \alpha \cdot E_c \cdot A_{c1}$$

$$M_{t1} = -N_{t1} \times e_c$$

ここに、

$\alpha$  : 床版と桁の熱膨張係数

$A_{c1}$  : 床版の断面積

$e_c$  : 全断面図心から床版図心までの距離

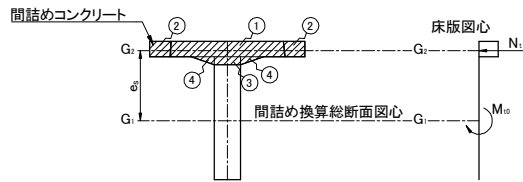


図-3.3.12 温度差による断面力

中桁支間中央断面の床版断面積  $A_{c1}$  と図心高さ  $y$  を計算すると、表-3.3.10のとおりです。なお、桁間床版換算断面の断面諸定数は、表-3.2.12で計算しています。

表-3.3.10 床版断面積と図心高さ

	$B \times H$	$y$ (m)	$A$ (m <sup>2</sup> )	$A \cdot y$ (m <sup>3</sup> )
領域①	1.480 × 0.200	0.100	0.29600	0.02960
領域②	0.496 × 0.200	0.100	0.09920	0.00992
領域③	0.340 × 0.100	0.250	0.03400	0.00850
領域④	0.300 × 0.100 / 2 × 2	0.233	0.03000	0.00699
合計			0.45920	0.05501
$A_{c1} = 0.45920 \text{ m}^2$				
$y = 0.05501 / 0.45920 = 0.120 \text{ m}$				

温度差  $\Delta T = 5^\circ\text{C}$  (道示 I 編 8.11(3) 3) よりによる1次断面力 ( $N_{t1}$ ,  $M_{t1}$ ) を算出すると、以下のとおりです。

$$N_{t1} = \Delta T \cdot \alpha \cdot E_c \cdot A_{c1}$$

$$= 5 \times 1.0 \times 10^{-5} \times 3.1 \times 10^4 \times 0.45920 = 711.76 \text{ kN}$$

$$M_{t1} = -N_{t1} \times e_c$$

$$= -711.76 \times (0.621 - 0.120) = -356.59 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

3) 温度差による断面力

床版が直射日光によって温められると、床版と桁の温度差  $\Delta T$  によって1次断面力 ( $N_{t1}$ ,  $M_{t1}$ ) が発生します。さらに、連続桁などの場合には、1次断面力が部材に作用することで不静定力  $M_2$  が発生します。1次断面力 ( $N_{t1}$ ,  $M_{t1}$ ) は、次式によって算出できます。

$$N_{t1} = \Delta T \cdot \alpha \cdot E_c \cdot A_{c1}$$

$$M_{t1} = -N_{t1} \times e_c$$

ここに、

$\alpha$  : 床版と桁の熱膨張係数

$A_{c1}$  : 床版の断面積

$e_c$  : 全断面図心から床版図心までの距離

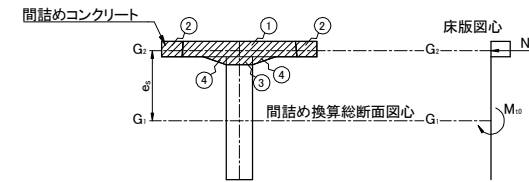


図-3.3.12 温度差による断面力

中桁支間中央断面の床版断面積  $A_{c1}$  と図心高さ  $y$  を計算すると、表-3.3.10のとおりです。なお、桁間床版換算断面の断面諸定数は、表-3.2.12で計算しています。

表-3.3.10 床版断面積と図心高さ

	$B \times H$	$y$ (m)	$A$ (m <sup>2</sup> )	$A \cdot y$ (m <sup>3</sup> )
領域①	1.480 × 0.200	0.100	0.29600	0.02960
領域②	0.496 × 0.200	0.100	0.09920	0.00992
領域③	0.340 × 0.100	0.250	0.03400	0.00850
領域④	0.300 × 0.100 / 2 × 2	0.233	0.03000	0.00699
合計			0.45920	0.05501
$A_{c1} = 0.45920 \text{ m}^2$				
$y = 0.05501 / 0.45920 = 0.120 \text{ m}$				

温度差  $\Delta T = 5^\circ\text{C}$  (道示 I 編 8.11(3) 3) よりによる1次断面力 ( $N_{t1}$ ,  $M_{t1}$ ) を算出すると、以下のとおりです。

$$N_{t1} = \Delta T \cdot \alpha \cdot E_c \cdot A_{c1}$$

$$= 5 \times 1.0 \times 10^{-5} \times 3.1 \times 10^4 \times 10^6 \times 10^{-3} \times 0.45920 = 711.76 \text{ kN}$$

$$M_{t1} = -N_{t1} \times e_c$$

$$= -711.76 \times (0.621 - 0.120) = -356.59 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(4) プレストレスの計算

プレストレスの減少量については、本書 P.53 の「2. 3 (4) プレストレスの計算」で詳述していますので参照して下さい。

1) 導入時のプレストレス

プレストレッシング中の PC 鋼材の制限値 1420N/mm<sup>2</sup>に対して、ジャッキ内部損失 4%と余裕 3%を見込むと端部緊張応力度  $\sigma_{pi}$  は  $1420 \times 0.93 = 1320\text{N/mm}^2$  となりますが、ここでは、本書 P.179 の「3. 5 (2) 施工時の照査」におけるプレストレス導入直後の制限値も満足できるように若干の余裕も見込んで  $\sigma_{pi} = 1250\text{N/mm}^2$  で両引き緊張とします。

導入時の PC 鋼材とシースの摩擦による減少を考慮した PC 鋼材応力度は、次式によって計算できます。各ケーブルの変化点①～④での PC 鋼材応力度は表-3.3.11 のとおりです。なお、PC 鋼材の配置形状と寸法は、図-3.3.14 のとおりです。

・PC 鋼材とシースの摩擦による減少

C1 鋼材の支間中央断面④での応力度は、

$$\begin{aligned} \sigma_{pi2} &= \sigma_{pi1} \times e^{-(\mu \alpha + \lambda \ell)} \\ &= 1250.0 \times e^{-(0.3 \times 0.10472 + 0.004 \times 15.318)} = 1139.4\text{N/mm}^2 \end{aligned}$$

表-3.3.11 PC 鋼材とシースの摩擦による減少を考慮した PC 鋼材応力度

ケーブル	変化点	①	②	③	④
		緊張端	曲げ始点	曲げ終点	支間中央
C1	鋼材長さ $\ell$ (m)	0.000	11.842	13.318	15.318
	角度変化 $\alpha$ (rad)	0.00000	0.00000	0.10472	0.10472
	摩擦による減少後 $\sigma_{pi}$ (N/mm <sup>2</sup> )	1250.0	1192.2	1148.5	1139.4
C2	鋼材長さ $\ell$ (m)	0.000	9.549	10.988	15.288
	角度変化 $\alpha$ (rad)	0.00000	0.00000	0.08727	0.08727
	摩擦による減少後 $\sigma_{pi}$ (N/mm <sup>2</sup> )	1250.0	1203.2	1165.3	1145.6
C3	鋼材長さ $\ell$ (m)	0.000	6.494	8.672	15.272
	角度変化 $\alpha$ (rad)	0.00000	0.00000	0.07854	0.07854
	摩擦による減少後 $\sigma_{pi}$ (N/mm <sup>2</sup> )	1250.0	1217.9	1179.3	1148.9
C4	鋼材長さ $\ell$ (m)	0.000	3.676	6.353	15.253
	角度変化 $\alpha$ (rad)	0.00000	0.00000	0.03491	0.03491
	摩擦による減少後 $\sigma_{pi}$ (N/mm <sup>2</sup> )	1250.0	1231.8	1205.9	1164.5
制限値 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{pi} \leq 1420$				
判定	OK	OK	OK	OK	

(4) プレストレスの計算

プレストレスの減少量については、本書 P.53 の「2. 3 (4) プレストレスの計算」で詳述していますので参照して下さい。

1) 導入時のプレストレス

プレストレッシング中の PC 鋼材の制限値 1420N/mm<sup>2</sup>に対して、ジャッキ内部損失 4%と余裕 3%を見込むと端部緊張応力度  $\sigma_{pi}$  は  $1420 \times 0.93 = 1320\text{N/mm}^2$  となりますが、ここでは、本書 P.179 の「3. 5 (2) 施工時の照査」におけるプレストレス導入直後の制限値も満足できるように若干の余裕も見込んで  $\sigma_{pi} = 1250\text{N/mm}^2$  で両引き緊張とします。

導入時の PC 鋼材とシースの摩擦による減少を考慮した PC 鋼材応力度は、次式によって計算できます。各ケーブルの変化点①～④での PC 鋼材応力度は表-3.3.11 のとおりです。なお、PC 鋼材の配置形状と寸法は、図-3.3.14 のとおりです。

・PC 鋼材とシースの摩擦による減少

C1 鋼材の支間中央断面④での応力度は、

$$\begin{aligned} \sigma_{pi2} &= \sigma_{pi1} \times e^{-(\mu \alpha + \lambda \ell)} \\ &= 1250.0 \times e^{-(0.3 \times 0.10472 + 0.004 \times 15.318)} = 1139.4\text{N/mm}^2 \end{aligned}$$

表-3.3.11 PC 鋼材とシースの摩擦による減少を考慮した PC 鋼材応力度

ケーブル	変化点	①	②	③	④
		緊張端	曲げ始点	曲げ終点	支間中央
C1	鋼材長さ $\ell$ (m)	0.000	11.842	13.318	15.318
	角度変化 $\alpha$ (rad)	0.00000	0.00000	0.10472	0.10472
	摩擦による減少後 $\sigma_{pi}$ (N/mm <sup>2</sup> )	1250.0	1192.2	1148.5	1139.4
C2	鋼材長さ $\ell$ (m)	0.000	9.549	10.988	15.288
	角度変化 $\alpha$ (rad)	0.00000	0.00000	0.08727	0.08727
	摩擦による減少後 $\sigma_{pi}$ (N/mm <sup>2</sup> )	1250.0	1203.2	1165.3	1145.6
C3	鋼材長さ $\ell$ (m)	0.000	6.494	8.672	15.272
	角度変化 $\alpha$ (rad)	0.00000	0.00000	0.07854	0.07854
	摩擦による減少後 $\sigma_{pi}$ (N/mm <sup>2</sup> )	1250.0	1217.9	1179.3	1148.9
C4	鋼材長さ $\ell$ (m)	0.000	3.676	6.353	15.253
	角度変化 $\alpha$ (rad)	0.00000	0.00000	0.03491	0.03491
	摩擦による減少後 $\sigma_{pi}$ (N/mm <sup>2</sup> )	1250.0	1231.8	1205.9	1164.5
制限値 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{pi} \leq 1420$				
判定	OK	OK	OK	OK	

緊張端と支間中央における PC 鋼材の平均応力度を計算すると、表-3.3.13 のとおりです。

表-3.3.13 定着具のセットによる減少後の PC 鋼材平均応力度

ケーブル	PC 鋼材応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		
	緊張端	セット点	支間中央
C1	1064.0	1157.0	1139.4
C2	1053.7	1151.9	1145.6
C3	1045.3	1146.4	1146.4
C4	1056.8	1142.3	1142.3
平均	1055.0		1143.4

PC 鋼材全 4 本分の引張力によってコンクリートに導入される圧縮力は、支間中央では以下のとおりです。

$$P_t = 1143.4 \text{ N/mm}^2 \times 1184.5 \text{ mm}^2 \times 4 = 1354.4 \text{ kN} \times 4 = 5417.4 \text{ kN}$$

・コンクリートの弾性変形による減少

$$\begin{aligned} \Delta \sigma &= 1/2 \times E_p / E_c \times \sigma_{cpg} \times (N-1) / N \\ &= 1/2 \times (1.95 \times 10^5) / (2.92 \times 10^4) \times 17.39 \times (4-1) / 4 = 43.5 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_{cig} &= P / A_c + P \cdot e / Z_p \\ &= (5417.4 / 0.88069 + 5417.4 \times (0.6443 - 1.650) / (-0.27120)) \times 10^{-3} \\ &= 26.24 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\sigma_{dog} = (2400.93 / -0.27120) \times 10^{-3} = -8.85 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{cpg} = \sigma_{cig} + \sigma_{dog} = 26.24 - 8.85 = 17.39 \text{ N/mm}^2$$

ここに、

- $E_p$  : PC 鋼材のヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)
- $E_c$  : 緊張時の材齢におけるコンクリートのヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)
- $N$  : PC 鋼材の緊張回数 (PC 鋼材本数)
- $\sigma_{cpg}$  : PC 鋼材図心位置におけるコンクリートの応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_{cig}$  : プレストレスによる PC 鋼材図心位置におけるコンクリートの応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_{dog}$  : 主桁自重による PC 鋼材図心位置におけるコンクリートの応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

・プレストレス導入直後の PC 鋼材応力度

$$\sigma_{pt} = 1143.4 - 43.5 = 1099.9 \text{ N/mm}^2$$

緊張端と支間中央における PC 鋼材の平均応力度を計算すると、表-3.3.13 のとおりです。

表-3.3.13 定着具のセットによる減少後の PC 鋼材平均応力度

ケーブル	PC 鋼材応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		
	緊張端	セット点	支間中央
C1	1064.0	1157.0	1139.4
C2	1053.7	1151.9	1145.6
C3	1045.3	1146.4	1146.4
C4	1056.8	1142.3	1142.3
平均	1055.0		1143.4

PC 鋼材全 4 本分の引張力によってコンクリートに導入される圧縮力は、支間中央では以下のとおりです。

$$P_t = 1143.4 \text{ N/mm}^2 \times 10^{-3} \times 1184.5 \text{ mm}^2 \times 4 = 1354.4 \text{ kN} \times 4 = 5417.4 \text{ kN}$$

・コンクリートの弾性変形による減少

$$\begin{aligned} \Delta \sigma &= 1/2 \times E_p / E_c \times \sigma_{cpg} \times (N-1) / N \\ &= 1/2 \times (1.95 \times 10^5) / (2.92 \times 10^4) \times 17.39 \times (4-1) / 4 = 43.5 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_{cig} &= P / A_c + P \cdot e / Z_p \\ &= (5417.4 / 0.88069 + 5417.4 \times (0.6443 - 1.650) / (-0.27120)) \times 10^{-3} \\ &= 26.24 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\sigma_{dog} = (2400.93 / -0.27120) \times 10^{-3} = -8.85 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{cpg} = \sigma_{cig} + \sigma_{dog} = 26.24 - 8.85 = 17.39 \text{ N/mm}^2$$

ここに、

- $E_p$  : PC 鋼材のヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)
- $E_c$  : 緊張時の材齢におけるコンクリートのヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)
- $N$  : PC 鋼材の緊張回数 (PC 鋼材本数)
- $\sigma_{cpg}$  : PC 鋼材図心位置におけるコンクリートの応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_{cig}$  : プレストレスによる PC 鋼材図心位置におけるコンクリートの応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_{dog}$  : 主桁自重による PC 鋼材図心位置におけるコンクリートの応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

・プレストレス導入直後の PC 鋼材応力度

$$\sigma_{pt} = 1143.4 - 43.5 = 1099.9 \text{ N/mm}^2$$

よって、PC 鋼材の有効引張応力度  $\sigma_{pe}$  と有効係数  $\eta$  は、以下のとおりです。

$$\begin{aligned}\sigma_{pe} &= 1099.9 - 164.3 - 16.5 = 919.1 \text{ N/mm}^2 \\ \eta &= 919.1 / 1099.9 = 0.836\end{aligned}$$

#### 4) プレストレスによる応力度

導入直後プレストレスによるコンクリート応力度は、以下のよう計算します。

$$\begin{aligned}\sigma_{ctu} &= P_t / A + P_t \cdot e_p / Z_u \\ \sigma_{ctl} &= P_t / A + P_t \cdot e_p / Z_L\end{aligned}$$

ここに、

$$\begin{aligned}\sigma_{ctu}, \sigma_{ctl} &: \text{上縁, 下縁の導入直後プレストレスによる応力度} \\ P_t &: \text{導入直後のプレストレス力} \\ P_t &= \sigma_{pt} \cdot N_p \cdot A_p \cdot \sin \alpha \\ \alpha &: \text{設計断面での部材軸に対する PC 鋼材の角度} \\ A &: \text{コンクリート断面積 (鉄筋換算断面)} \\ e_p &: \text{鋼材の偏心距離 (鉄筋換算断面)} \\ Z_u, Z_L &: \text{上縁, 下縁の断面係数 (鉄筋換算断面)}\end{aligned}$$

よって、支間中央断面の導入直後プレストレスによるコンクリート応力度は、

$$\begin{aligned}P_t &= 1099.9 \times 1184.5 \times 4.00 \text{ 本} = 5211.3 \text{ kN} \\ P_t \cdot e &= 5211.3 \times 10^3 \times (0.6443 - 1.650) = -5241.0 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ \sigma_{ctu} &= 5211.3 \times 10^3 / (0.88069 \times 10^6) + (-5241.0 \times 10^6) / (0.42333 \times 10^9) = -6.46 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_{ctl} &= 5211.3 \times 10^3 / (0.88069 \times 10^6) + (-5241.0 \times 10^6) / (-0.23600 \times 10^9) = 28.12 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

有効プレストレスによるコンクリート応力度は、以下のよう計算します。

$$\begin{aligned}\sigma_{ceu} &= \eta \cdot \sigma_{ctu} \\ \sigma_{cel} &= \eta \cdot \sigma_{ctl}\end{aligned}$$

ここに、

$$\begin{aligned}\sigma_{ceu}, \sigma_{cel} &: \text{上縁, 下縁の有効プレストレスによるコンクリート応力度} \\ \eta &: \text{有効係数}\end{aligned}$$

よって、支間中央断面の有効プレストレスによるコンクリート応力度は、

$$\begin{aligned}\sigma_{ceu} &= 0.836 \times (-6.46) = -5.40 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_{cel} &= 0.836 \times 28.12 = 23.51 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

よって、PC 鋼材の有効引張応力度  $\sigma_{pe}$  と有効係数  $\eta$  は、以下のとおりです。

$$\begin{aligned}\sigma_{pe} &= 1099.9 - 164.3 - 16.5 = 919.1 \text{ N/mm}^2 \\ \eta &= 919.1 / 1099.9 = 0.836\end{aligned}$$

#### 4) プレストレスによる応力度

導入直後プレストレスによるコンクリート応力度は、以下のよう計算します。

$$\begin{aligned}\sigma_{ctu} &= P_t / A + P_t \cdot e_p / Z_u \\ \sigma_{ctl} &= P_t / A + P_t \cdot e_p / Z_L\end{aligned}$$

ここに、

$$\begin{aligned}\sigma_{ctu}, \sigma_{ctl} &: \text{上縁, 下縁の導入直後プレストレスによる応力度} \\ P_t &: \text{導入直後のプレストレス力} \\ P_t &= \sigma_{pt} \cdot N_p \cdot A_p \cdot \sin \alpha \\ \alpha &: \text{設計断面での部材軸に対する PC 鋼材の角度} \\ A &: \text{コンクリート断面積 (鉄筋換算断面)} \\ e_p &: \text{鋼材の偏心距離 (鉄筋換算断面)} \\ Z_u, Z_L &: \text{上縁, 下縁の断面係数 (鉄筋換算断面)}\end{aligned}$$

よって、支間中央断面の導入直後プレストレスによるコンクリート応力度は、

$$\begin{aligned}P_t &= 1099.9 \times 10^3 \times 1184.5 \times 4.00 \text{ 本} = 5211.3 \text{ kN} \\ P_t \cdot e &= 5211.3 \times 10^3 \times (0.6443 - 1.650) = -5241.0 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ \sigma_{ctu} &= 5211.3 \times 10^3 / (0.88069 \times 10^6) + (-5241.0 \times 10^6) / (0.42333 \times 10^9) = -6.46 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_{ctl} &= 5211.3 \times 10^3 / (0.88069 \times 10^6) + (-5241.0 \times 10^6) / (-0.23600 \times 10^9) = 28.12 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

有効プレストレスによるコンクリート応力度は、以下のよう計算します。

$$\begin{aligned}\sigma_{ceu} &= \eta \cdot \sigma_{ctu} \\ \sigma_{cel} &= \eta \cdot \sigma_{ctl}\end{aligned}$$

ここに、

$$\begin{aligned}\sigma_{ceu}, \sigma_{cel} &: \text{上縁, 下縁の有効プレストレスによるコンクリート応力度} \\ \eta &: \text{有効係数}\end{aligned}$$

よって、支間中央断面の有効プレストレスによるコンクリート応力度は、

$$\begin{aligned}\sigma_{ceu} &= 0.836 \times (-6.46) = -5.40 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_{cel} &= 0.836 \times 28.12 = 23.51 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

訂正後

プレストレスの計算結果をまとめると、表-3.3.14のとおりです。

表-3.3.14 プレストレスの計算結果のまとめ

		支点近傍_101 断面		支間中央_106 断面		
PC 鋼材	鋼材種類	12S12.7				
	鋼材本数 (本)	4				
	偏心量 (m)	-0.286		-1.006		
初期引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		1250.0				
導入直後	鋼材応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	1045.9		1099.9		
プレスト レス	引張力	$P$ (kN)	4955.5		5211.3	
		$P \cdot e$ (kN·m)	-1416.8		-5241.0	
有効 プレスト レス	鋼材応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	913.2		919.1		
	有効係数	0.873		0.836		
	引張力	$P$ (kN)	4326.2		4356.7	
		$P \cdot e$ (kN·m)	-1236.9		-4381.5	
コンクリート応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		上縁	下縁	上縁	下縁	
導入直後プレストレス		1.81	9.62	-6.46	28.12	
有効プレストレス		1.58	8.40	-5.40	23.51	

プレストレスの計算結果をまとめると、表-3.3.14のとおりです。

表-3.3.14 プレストレスの計算結果のまとめ

		支点近傍_101 断面		支間中央_106 断面		
PC 鋼材	鋼材種類	12S12.7				
	鋼材本数 (本)	4				
	偏心量 (m)	-0.286		-1.006		
初期引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		1250.0				
導入直後	鋼材応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	1045.9		1099.9		
プレスト レス	偏心モー メント	$P$ (kN)	4955.5		5211.3	
		$P \cdot e$ (kN·m)	-1416.8		-5241.0	
有効 プレスト レス	鋼材応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	913.2		919.1		
	有効係数	0.873		0.836		
	引張力	$P$ (kN)	4326.2		4356.7	
		$P \cdot e$ (kN·m)	-1236.9		-4381.5	
コンクリート応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		上縁	下縁	上縁	下縁	
導入直後プレストレス		1.81	9.62	-6.46	28.12	
有効プレストレス		1.58	8.40	-5.40	23.51	

引張応力度が発生する場合の引張鉄筋量は、道示Ⅲ編 5.3.3 に従い、コンクリートの引張応力度が  $3.5\text{N/mm}^2$  を超えない場合は以下の大きい方とします。

- i) 引張力に対して鉄筋応力度が  $210\text{N/mm}^2$  以下となる鉄筋量
- ii) 引張応力が生じるコンクリート断面積の 0.5%

ここで、i) については、道示Ⅲ編 式(5.3.1)から次式によって算出します。

$$A_s = T_c / \sigma_{smax}$$

ここに、

$T_c$  : コンクリートに生じる引張応力の合力 ( $= \sigma_c \times 1000 \times x / 2$ )

$\sigma_{smax}$  : 引張鉄筋に負担させる引張応力度の最大値で  $210\text{N/mm}^2$

主桁コンクリートの応力分布は図-3.4.1 のとおりで、引張鉄筋量を算出すると表-3.4.5 のようになります。

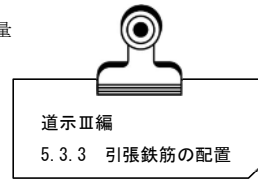


表-3.4.5 引張鉄筋量

		支間中央_106断面	
桁高 $H$	(m)	1.800	
ウェブ幅 $b_w$	(m)	0.340	
正曲げ	組合せ	変動② $M_{max}$	
応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		上縁	下縁
		6.99	-0.14
引張深さ $x$	(mm)	35	
引張力 $T_c$	(N)	833	
鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )	i)	4	
	ii)	60	
実配置鉄筋	(mm <sup>2</sup> )	D13×3=380	

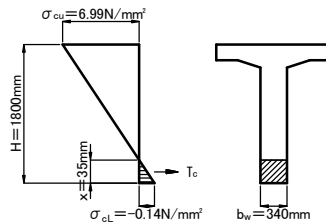


図-3.4.1 コンクリート応力の分布

引張応力度が発生する場合の引張鉄筋量は、道示Ⅲ編 5.3.3 に従い、コンクリートの引張応力度が  $3.5\text{N/mm}^2$  を超えない場合は以下の大きい方とします。

- i) 引張力に対して鉄筋応力度が  $210\text{N/mm}^2$  以下となる鉄筋量
- ii) 引張応力が生じるコンクリート断面積の 0.5%

ここで、i) については、道示Ⅲ編 式(5.3.1)から次式によって算出します。

$$A_s = T_c / \sigma_{smax}$$

ここに、

$T_c$  : コンクリートに生じる引張応力の合力 ( $= \sigma_c \times b_w \times x / 2$ )

$\sigma_{smax}$  : 引張鉄筋に負担させる引張応力度の最大値で  $210\text{N/mm}^2$

主桁コンクリートの応力分布は図-3.4.1 のとおりで、引張鉄筋量を算出すると表-3.4.5 のようになります。



表-3.4.5 引張鉄筋量

		支間中央_106断面	
桁高 $H$	(m)	1.800	
ウェブ幅 $b_w$	(m)	0.340	
正曲げ	組合せ	変動② $M_{max}$	
応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		上縁	下縁
		6.99	-0.14
引張深さ $x$	(mm)	35	
引張力 $T_c$	(N)	833	
鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )	i)	4	
	ii)	60	
実配置鉄筋	(mm <sup>2</sup> )	D13×3=380	

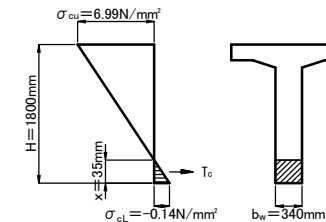


図-3.4.1 コンクリート応力の分布

計算例  
始め

○斜引張応力度の計算

・ねじり係数

ねじりモーメントによるせん断応力度に関する係数（略記は「ねじり係数」） $K_t$ は、道示Ⅲ編 表-解 5.7.1 に従って、図-3.4.4 より次のように算出します。なお、フランジの片側有効幅  $\lambda$ は、道示Ⅲ編 10.2.3(3)により「 $\lambda=3\cdot h_f$ 」とし、桁間床版区間はヤング係数比で換算します。

$$K_t = \Sigma (h \cdot b^3) / (3.5 \cdot b)$$

$$= (1.800 \times 0.430^3 + 2 \times 0.592 \times 0.200^3) / (3.5 \times 0.430) = 0.10139\text{m}^3$$

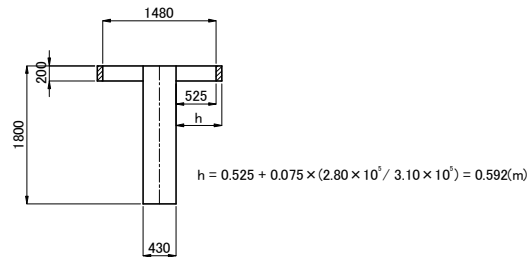


図-3.4.4 ねじり係数

・せん断応力度  $\tau_t$  と斜引張応力度  $\sigma_f$

ねじりモーメントを受ける部材断面のコンクリートに生じる斜引張応力度  $\sigma_f$  を、道示Ⅲ編 式 (5.4.5) から次式によって算出すると、表-3.4.11 のとおりです。

$$\sigma_f = 1/2 \times \{ \sigma_x - \sqrt{ \sigma_x^2 + 4 \times ( \tau_{td} + \tau )^2 } \} \quad (\text{ねじりのみ の場合は } \tau = 0)$$

ここに、

$\tau_{td}$  : ねじりモーメントにより生じるコンクリートのせん断応力度 =  $M_t / K_t$

$M_t$  : 部材断面に発生するねじりモーメント

$K_t$  : ねじりモーメントによるせん断応力度に関する係数

訂正後

計算例  
始め

○斜引張応力度の計算

・ねじり係数

ねじりモーメントによるせん断応力度に関する係数（略記は「ねじり係数」） $K_t$ は、道示Ⅲ編 表-解 5.7.1 に従って、図-3.4.4 より次のように算出します。なお、フランジの片側有効幅  $\lambda$ は、道示Ⅲ編 10.2.3(3)により「 $\lambda=3\cdot h_f$ 」とし、桁間床版区間はヤング係数比で換算します。

$$K_t = \Sigma (h \cdot b^3) / (3.5 \cdot b)$$

$$= (1.800 \times 0.430^3 + 2 \times 0.592 \times 0.200^3) / (3.5 \times 0.430) = 0.10139\text{m}^3$$

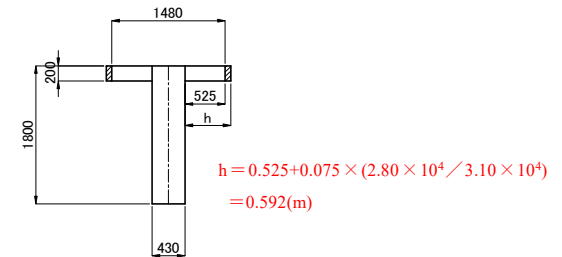


図-3.4.4 ねじり係数

・せん断応力度  $\tau_t$  と斜引張応力度  $\sigma_f$

ねじりモーメントを受ける部材断面のコンクリートに生じる斜引張応力度  $\sigma_f$  を、道示Ⅲ編 式 (5.4.5) から次式によって算出すると、表-3.4.11 のとおりです。

$$\sigma_f = 1/2 \times \{ \sigma_x - \sqrt{ \sigma_x^2 + 4 \times ( \tau_{td} + \tau )^2 } \} \quad (\text{ねじりのみ の場合は } \tau = 0)$$

ここに、

$\tau_{td}$  : ねじりモーメントにより生じるコンクリートのせん断応力度 =  $M_t / K_t$

$M_t$  : 部材断面に発生するねじりモーメント

$K_t$  : ねじりモーメントによるせん断応力度に関する係数



(5) 曲げモーメントによる限界状態3に対する照査

曲げモーメントを受ける主桁の限界状態3に対しては、道示Ⅲ編 5.8.1 に従い、道示Ⅲ編 式(5.8.1) で算出される部材破壊に対する曲げモーメントの制限値  $M_{ud}$  を超えないことを照査します。

支間中央\_106 断面の設計曲げモーメントは、表-3.4.12 のとおりで、部材破壊に対する曲げモーメントの制限値  $M_{ud}$  を超えないことから、限界状態3に対する照査を満足します。なお、破壊抵抗曲げモーメントの制限値  $M_{uc}$  は、次頁以降のように算出します。

表-3.4.12 曲げモーメントによる限界状態3に対する照査

		曲げモーメント(kN・m)	
		支間中央_106 断面	
永続	①	TF 無	4585.96
		TF 有	4229.37
変動	②	$M_{max}$	6491.01
		$M_{min}$	4496.81
制限値		$-1353.3 \leq M_{ud} \leq 8593.8$	
判定		OK	

(5) 曲げモーメントによる限界状態3に対する照査

曲げモーメントを受ける主桁の限界状態3に対しては、道示Ⅲ編 5.8.1 に従い、道示Ⅲ編 式(5.8.1) で算出される部材破壊に対する曲げモーメントの制限値  $M_{ud}$  を超えないことを照査します。

支間中央\_106 断面の設計曲げモーメントは、表-3.4.12 のとおりで、部材破壊に対する曲げモーメントの制限値  $M_{ud}$  を超えないことから、限界状態3に対する照査を満足します。なお、破壊抵抗曲げモーメントの特性値  $M_{uc}$  は、次頁以降のように算出します。

表-3.4.12 曲げモーメントによる限界状態3に対する照査

		曲げモーメント(kN・m)	
		支間中央_106 断面	
永続	①	TF 無	4585.96
		TF 有	4229.37
変動	②	$M_{max}$	6491.01
		$M_{min}$	4496.81
制限値		$-1014.1 \leq M_{ud} \leq 8505.5$	
判定		OK	

限界状態3に対しては、以下の2つのグレードが考えられます。

表 限界状態3のグレード

	グレードI	グレードII
ひび割れの前提条件	生じさせない	生じる
ねじり抵抗	健全	低下
荷重分配	ねじり剛性考慮	ねじり剛性無視
曲げモーメント	グレードIIより小	グレードIより大
ねじり鉄筋	多く配置	不要

この計算例では、グレードIIで設計することとし、限界状態3については「ねじり剛性を無視した解析」の断面力で照査しています。

限界状態3に対しては、以下の2つのグレードが考えられます。

表 限界状態3のグレード

	グレードI	グレードII
ひび割れの前提条件	生じさせない	生じる
ねじり抵抗	健全	低下
荷重分配	ねじり剛性考慮	ねじり剛性無視
曲げモーメント	グレードIIより小	グレードIより大
ねじり鉄筋	多く配置	不要

この計算例では、グレードIIで設計することとし、限界状態3については「ねじり剛性を無視した解析」の断面力で照査しています。

## 計算例 始め

### ○部材破壊に対する曲げモーメントの制限値の計算

部材破壊に対する曲げモーメントの制限値  $M_{ud}$  は、道示Ⅲ編 式(5.8.1)から次式によって算出すると、表-3.4.13のとおりです。なお、各部分係数は道示Ⅲ編 表-5.8.1により、また破壊抵抗曲げモーメントの特性値  $M_{uc}$  は次頁以降のように算出します。

$$M_{ud} = \xi_1 \times \xi_2 \times \Phi_u \times M_{uc}$$

ここに、

$\xi_1$  : 調査・解析係数

$\xi_2$  : 部材・構造係数

$\Phi_u$  : 抵抗係数

道示Ⅲ編  
5.8.1 曲げモーメント又は  
軸方向力を受ける部材

表-3.4.13 部材破壊に対する曲げモーメントの制限値

		支間中央_106 断面	
		正曲げ	負曲げ
破壊抵抗曲げ $M_{uc}$ (kN・m)		13262.0	-2088.4
永続①	$\xi_1 \times \xi_2 \times \Phi_u$	0.90 × 0.90 × 0.80	
変動②～④	$M_{ud}$ (kN・m)	8593.8	-1353.3
変動⑤	$\xi_1 \times \xi_2 \times \Phi_u$	0.90 × 0.90 × 1.00	
	$M_{ud}$ (kN・m)	10742.2	-1691.6

破壊抵抗曲げモーメントの特性値は、次頁以降に示すとおりで、道示Ⅲ編 5.8.1(4)により「部材の最外縁の圧縮コンクリートが終局ひずみに達するときの抵抗曲げモーメント」として算出しますが、道示Ⅲ編 5.2.8(1)に「引張側の軸方向鉄筋及び PC 鋼材並びに圧縮側のコンクリートによる耐荷機構により抵抗することを原則」とありますので、この計算例では圧縮ひずみが発生している鉄筋を無視することとします。

この計算例では、PC 鋼材と鉄筋が多段配置のため、次頁以降のような表をつくって、中立軸の値を仮定して表の中を計算し、軸方向力の合計値が作用軸力と同じになるまで中立軸の位置を設定し直して収束させる手法をとっています。引張鋼材が PC 鋼材 1 段のみの場合は、圧縮域が T 形か長方形かを判定して中立軸を決定する計算方法が使えます。

## 訂正後

## 計算例 始め

### ○部材破壊に対する曲げモーメントの制限値の計算

部材破壊に対する曲げモーメントの制限値  $M_{ud}$  は、道示Ⅲ編 式(5.8.1)から次式によって算出すると、表-3.4.13のとおりです。なお、各部分係数は道示Ⅲ編 表-5.8.1により、また破壊抵抗曲げモーメントの特性値  $M_{uc}$  は次頁以降のように算出します。

$$M_{ud} = \xi_1 \times \xi_2 \times \Phi_u \times M_{uc}$$

ここに、

$\xi_1$  : 調査・解析係数

$\xi_2$  : 部材・構造係数

$\Phi_u$  : 抵抗係数

道示Ⅲ編  
5.8.1 曲げモーメント又は  
軸方向力を受ける部材

表-3.4.13 部材破壊に対する曲げモーメントの制限値

		支間中央_106 断面	
		正曲げ	負曲げ
破壊抵抗曲げ $M_{uc}$ (kN・m)		13125.7	-1564.9
永続①	$\xi_1 \times \xi_2 \times \Phi_u$	0.90 × 0.90 × 0.80	
変動②～④	$M_{ud}$ (kN・m)	8505.5	-1014.1
変動⑤	$\xi_1 \times \xi_2 \times \Phi_u$	0.90 × 0.90 × 1.00	
	$M_{ud}$ (kN・m)	10631.8	-1267.6

破壊抵抗曲げモーメントの特性値は、次頁以降に示すとおりで、道示Ⅲ編 5.8.1(4)により「部材の最外縁の圧縮コンクリートが終局ひずみに達するときの抵抗曲げモーメント」として算出しますが、道示Ⅲ編 5.2.8(1)に「引張側の軸方向鉄筋及び PC 鋼材並びに圧縮側のコンクリートによる耐荷機構により抵抗することを原則」とありますので、この計算例では圧縮ひずみが発生している鉄筋を無視することとします。

この計算例では、PC 鋼材と鉄筋が多段配置のため、次頁以降のような表をつくって、中立軸の値を仮定して表の中を計算し、軸方向力の合計値が作用軸力と同じになるまで中立軸の位置を設定し直して収束させる手法をとっています。引張鋼材が PC 鋼材 1 段のみの場合は、圧縮域が T 形か長方形かを判定して中立軸を決定する計算方法が使えます。

計算例  
途中

・支間中央断面 正の破壊抵抗曲げモーメント（作用軸力は  $N=-519.3\text{kN}$ ）

下縁のコンクリートひずみに着目した破壊抵抗曲げモーメントを、道示Ⅲ編 5.6.1 および 5.8.1 に従い算出すると表-3.4.14のとおりです。

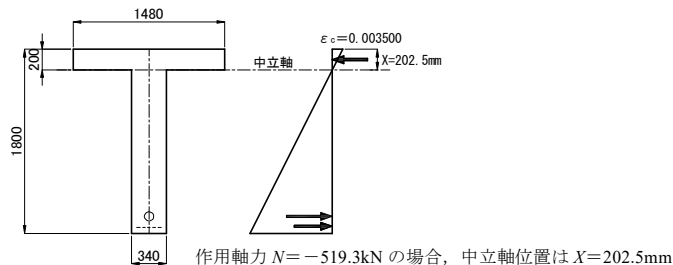


表-3.4.14 破壊抵抗曲げモーメントの特性値（支間中央断面の正曲げ）

		上からの距離 $Y(\text{m})$	ひずみ	応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	面積 ( $\text{mm}^2$ )	軸方向力 ( $\text{kN}$ )	偏心量 ( $\text{mm}$ )	曲げ ( $\text{kN}\cdot\text{m}$ )
コンクリート	上縁	0.000	0.003500	34.0	239772	8152.2	121.5	990.5
PC	②	1.590	-0.023980	-1720.5	2369.0	-4075.9	-1387.5	5655.2
	①	1.710	-0.026054	-1720.5	2369.0	-4075.9	-1507.5	6144.3
鉄筋	⑧	0.056	0.002532	506.4	2184.6	0.0	146.5	0.0
	⑦	0.144	0.001011	202.4	1588.8	0.0	58.5	0.0
	⑥	0.247	-0.000769	-153.8	253.4	-39.0	-44.5	1.7
	⑤	0.526	-0.005591	-345.0	253.4	-87.4	-323.5	28.3
	④	0.826	-0.010776	-345.0	253.4	-87.4	-623.5	54.5
	③	1.126	-0.015961	-345.0	253.4	-87.4	-923.5	80.7
	②	1.426	-0.021146	-345.0	253.4	-87.4	-1223.5	107.0
	①	1.726	-0.026331	-345.0	380.1	-131.1	-1523.5	199.8
合計						-519.3		13262.0

訂正後

計算例  
途中

・支間中央断面 正の破壊抵抗曲げモーメント（作用軸力は  $N=-519.28\text{kN}$ ）

下縁のコンクリートひずみに着目した破壊抵抗曲げモーメントを、道示Ⅲ編 5.6.1 および 5.8.1 に従い算出すると表-3.4.14のとおりです。

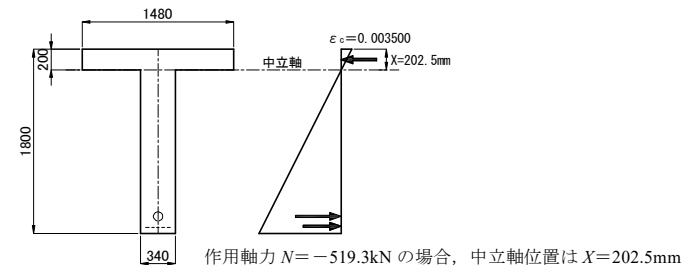


表-3.4.14 破壊抵抗曲げモーメントの特性値（支間中央断面の正曲げ）

		上からの距離 $Y(\text{m})$	ひずみ	応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	面積 ( $\text{mm}^2$ )	軸方向力 ( $\text{kN}$ )	偏心量 ( $\text{mm}$ )	曲げ ( $\text{kN}\cdot\text{m}$ )
コンクリート	上縁	0.000	0.003500	34.0	239772.0	8152.25	609.7	4970.5
PC	②	1.590	-0.023980	-1720.5	2369.0	-4075.86	-912.8	3720.4
	①	1.710	-0.026054	-1720.5	2369.0	-4075.86	-1032.8	4209.5
鉄筋	⑧	0.056	0.002532	506.4	1787.4	0.0	621.2	0.0
	⑦	0.144	0.001011	202.2	1191.6	0.0	533.2	0.0
	⑥	0.247	-0.000769	-153.8	253.4	-38.97	430.2	-16.8
	⑤	0.526	-0.005591	-345.0	253.4	-87.42	151.2	-13.2
	④	0.826	-0.010776	-345.0	253.4	-87.42	-148.8	13.0
	③	1.126	-0.015961	-345.0	253.4	-87.42	-448.8	39.2
	②	1.426	-0.021146	-345.0	253.4	-87.42	-748.8	65.5
	①	1.726	-0.026331	-345.0	380.1	-131.13	-1048.8	137.5
合計						-519.28		13125.7

訂正後

・支間中央断面 負の破壊抵抗曲げモーメント（作用軸力は  $N=-519.3\text{kN}$ ）

上縁のコンクリートひずみに着目した破壊抵抗曲げモーメントを、道示Ⅲ編 5.6.1 および 5.8.1 に従い算出すると表-3.4.15 のとおりです。

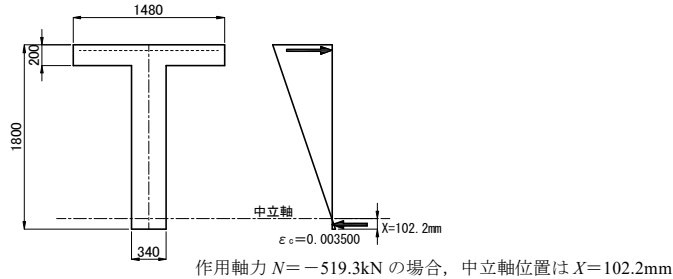
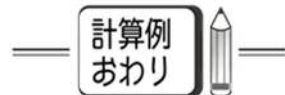


表-3.4.15 破壊抵抗曲げモーメントの特性値（支間中央断面の負曲げ）

		上からの距離 $Y(\text{m})$	ひずみ	応力度 $(\text{N}/\text{mm}^2)$	面積 $(\text{mm}^2)$	軸方向力 $(\text{kN})$	偏心量 $(\text{mm})$	曲げ $(\text{kN}\cdot\text{m})$
コンクリート	下縁	1.800	0.003500	34.0	27812	945.5	-61.3	-58.0
PC	②	1.590	-0.003688	-1564.6	2369.0	0.0	107.8	0.0
	①	1.710	0.000419	-834.4	2369.0	0.0	-12.2	0.0
鉄筋	⑧	0.056	-0.056198	-345.0	2184.6	-616.7	1641.8	-1012.4
	⑦	0.144	-0.053186	-345.0	1588.8	-411.1	1553.8	-638.8
	⑥	0.247	-0.049660	-345.0	253.4	-87.4	1450.8	-126.8
	⑤	0.526	-0.040110	-345.0	253.4	-87.4	1171.8	-102.4
	④	0.826	-0.029841	-345.0	253.4	-87.4	871.8	-76.2
	③	1.126	-0.019571	-345.0	253.4	-87.4	571.8	-50.0
	②	1.426	-0.009302	-345.0	253.4	-87.4	271.8	-23.8
	①	1.726	0.000967	193.4	380.1	0.0	-28.2	0.0
合計						-519.3		-2088.4



・支間中央断面 負の破壊抵抗曲げモーメント（作用軸力は  $N=-519.3\text{kN}$ ）

上縁のコンクリートひずみに着目した破壊抵抗曲げモーメントを、道示Ⅲ編 5.6.1 および 5.8.1 に従い算出すると表-3.4.15 のとおりです。

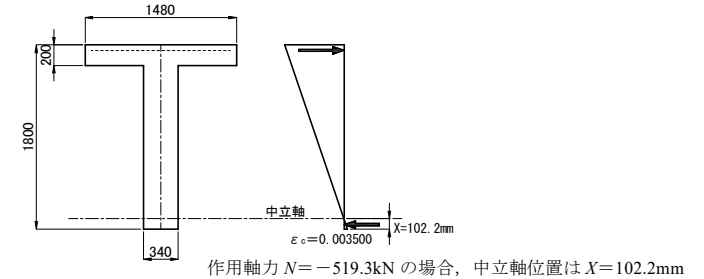
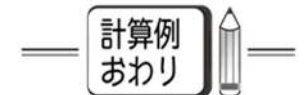


表-3.4.15 破壊抵抗曲げモーメントの特性値（支間中央断面の負曲げ）

		上からの距離 $Y(\text{m})$	ひずみ	応力度 $(\text{N}/\text{mm}^2)$	面積 $(\text{mm}^2)$	軸方向力 $(\text{kN})$	偏心量 $(\text{mm})$	曲げ $(\text{kN}\cdot\text{m})$
コンクリート	下縁	1.800	0.003500	34.0	27811.6	945.59	-1088.7	-1029.5
PC	②	1.590	-0.003688	-1564.6	2369.0	0.00	-912.8	0.0
	①	1.710	0.000419	-837.3	2369.0	0.00	-1032.8	0.0
鉄筋	⑧	0.056	-0.056198	-345.0	1787.4	-616.65	621.2	-383.1
	⑦	0.144	-0.053186	-345.0	1191.6	-411.10	533.2	-219.2
	⑥	0.247	-0.049660	-345.0	253.4	-87.42	430.2	-37.6
	⑤	0.526	-0.040110	-345.0	253.4	-87.42	151.2	-13.2
	④	0.826	-0.029841	-345.0	253.4	-87.42	-148.8	13.0
	③	1.126	-0.019571	-345.0	253.4	-87.42	-448.8	39.2
	②	1.426	-0.009302	-345.0	253.4	-87.42	-748.8	65.5
	①	1.726	0.000967	193.4	380.1	0.00	-1048.8	0.0
合計						-519.28		-1564.9



## (8) ウェブに配置する鉄筋の計算

ウェブに配置する鉄筋は、道示Ⅲ編 式(10.3.1)に従い、主方向のせん断力に対して必要となるせん断補強鉄筋のうち、横方向の曲げモーメントに対して有効となる領域に配置された鉄筋量と、横方向の曲げモーメントに対して必要となる鉄筋量から算出します。算出した結果を表-3.4.25 に示します。

$$A_s = \max[A_a, A_b]$$

$$A_a = A_{s1} + A_{s2} / 2$$

$$A_b = A_{s1} / 2 + A_{s2}$$

$$A_{s1} = 1.15 \times a \times S_s' / (c_{ds} \times k \times \sigma_{sy} \times d \times (\sin \theta + \cos \theta)) / 2$$

$$S_s' = (S_d - \xi_1 \times \xi_2 \times \Phi_{uc} \times S_c - \xi_1 \times \xi_2 \times \Phi_{up} \times S_p) / (\xi_1 \times \xi_2 \times \Phi_{us})$$

ここに、

$A_s$  : ウェブの片側に必要な鉄筋量で、 $A_a$  または  $A_b$  のうち大きい値

$A_{s1}$  : 主方向のせん断力に対して必要となるせん断補強鉄筋の断面積

$A_{s2}$  : 横方向の曲げモーメントに対して必要となる鉄筋の断面積

$S_s'$  : せん断補強鉄筋が負担するせん断力の特性値

$S_d$  : 部材断面に発生するせん断力

$S_p$  : PC 鋼材の引張力が負担できるせん断力の特性値

$S_c$  : コンクリートが負担できるせん断力の特性値

$c_{ds}$  : せん断スパン比によるせん断補強鉄筋が負担するせん断力の低減係数であり、桁構造では1.0を標準

$k$  : 補正係数で1.30

$\sigma_{sy}$  : せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の計算で見込むせん断補強鉄筋の降伏強度の特性値。ただし、鉄筋の降伏強度の特性値が345N/mm<sup>2</sup>を超える場合には345N/mm<sup>2</sup>とすることを標準

$d$  : 部材断面の有効高

$a$  : せん断補強鉄筋の部材軸方向の間隔 (1000mm)

$\theta$  : せん断補強鉄筋が部材軸となす角度 (90°)

道示Ⅲ編 10.2.1 解説(4)で「T 桁の横方向、又は…箱桁の横方向の設計においては、床版に生じる曲げモーメントがウェブに伝達し生じるウェブの応力(いわゆる首ふり応力) …なども適切に考慮する必要がある」、10.3.1 解説(6)で「箱桁だけでなく、T 桁の場合にも…、とくに床版支間が長くウェブが細い場合などは、首ふりモーメントの影響が顕著となる」という記述が追記されました。

そのため、主桁スターラップの鉄筋量の算出では床版より伝達されるモーメントに対しても安全か否かを検討する必要があります。

## (8) ウェブに配置する鉄筋の計算

ウェブに配置する鉄筋は、道示Ⅲ編 式(10.3.1)に従い、主方向のせん断力に対して必要となるせん断補強鉄筋のうち、横方向の曲げモーメントに対して有効となる領域に配置された鉄筋量と、横方向の曲げモーメントに対して必要となる鉄筋量から算出します。算出した結果を表-3.4.25 に示します。

$$A_s = \max[A_a, A_b]$$

$$A_a = A_{s1} + A_{s2} / 2$$

$$A_b = A_{s1} / 2 + A_{s2}$$

$$A_{s1} = 1.15 \times a \times S_s' / (c_{ds} \times k \times \sigma_{sy} \times d \times (\sin \theta + \cos \theta)) / 2$$

$$S_s' = (S_d - \xi_1 \times \xi_2 \times \Phi_{uc} \times S_c - \xi_1 \times \xi_2 \times \Phi_{up} \times S_p) / (\xi_1 \times \xi_2 \times \Phi_{us})$$

ここに、

$A_s$  : ウェブの片側に必要な鉄筋量で、 $A_a$  または  $A_b$  のうち大きい値

$A_{s1}$  : 主方向のせん断力に対して必要となるせん断補強鉄筋の断面積

$A_{s2}$  : 横方向の曲げモーメントに対して必要となる鉄筋の断面積

$S_s'$  : せん断補強鉄筋が負担するせん断力の特性値

$S_d$  : 部材断面に発生するせん断力

$S_p$  : PC 鋼材の引張力が負担できるせん断力の特性値

$S_c$  : コンクリートが負担できるせん断力の特性値

$c_{ds}$  : せん断スパン比によるせん断補強鉄筋が負担するせん断力の低減係数であり、桁構造では1.0を標準

$k$  : 補正係数で1.30

$\sigma_{sy}$  : せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の計算で見込むせん断補強鉄筋の降伏強度の特性値。ただし、鉄筋の降伏強度の特性値が345N/mm<sup>2</sup>を超える場合には345N/mm<sup>2</sup>とすることを標準

$d$  : 部材断面の有効高

$a$  : せん断補強鉄筋の部材軸方向の間隔 (1000mm)

$\theta$  : せん断補強鉄筋が部材軸となす角度 (90°)

道示Ⅲ編 10.2.1 解説(4)で「T 桁の横方向、又は…箱桁の横方向の設計においては、床版に生じる曲げモーメントがウェブに伝達し生じるウェブの応力(いわゆるウェブの首ふり応力) …なども適切に考慮する必要がある」、10.3.1 解説(6)で「箱桁だけでなく、T 桁の場合にも…、とくに床版支間が長くウェブが細い場合などは、首ふりモーメントの影響が顕著となる」という記述が追記されました。

そのため、主桁スターラップの鉄筋量の算出では床版より伝達されるモーメントに対しても安全か否かを検討する必要があります。

3. 5 耐力性能の照査（特定の荷重組合せ）

(1) 相反応力部材の照査

相反応力を生じる部材は、道示Ⅲ編 5.1.3 に従い照査を行います。

死荷重  $D^*$  と活荷重  $L$  による応力の符号が異なる部材が相反応力部材となりますが、 $D^*$  は、道示Ⅲ編 5.1.3 解説(1)にありますように、いわゆる死荷重  $D$  のほかにプレストレスによる不静定力などを含めた応力度で、死荷重  $D$  と区別するために  $D^*$  としています。

相反応力部材としての応力度を計算すると表-3.5.1 のとおりで、制限値を満足します。なお、相反応力部材の組合せは、道示Ⅲ編 5.1.3 解説(3)と(4)より、

$D^*/L \geq 30\%$  の場合

$$1.0 (D + PS + CR + SH) + 1.3L$$

$D^*/L < 30\%$  の場合

$$1.0 (PS + CR + SH) + 1.0L$$



表-3.5.1 相反応力部材の照査

		コンクリート応力度 (N/mm <sup>2</sup> )			
		支点近傍_101 断面		支間中央_106 断面	
		上縁	下縁	上縁	下縁
死荷重 $D^*$	D 小計	0.99	-1.57	9.28	-16.78
	鉄筋拘束	-0.55	-0.23	-0.62	-0.41
	合計	0.44	-1.80	8.66	-17.19
有効プレストレス1次		1.58	8.40	-5.40	23.51
活荷重 L	max	0.35	-0.60	2.85	-5.42
	min	-0.03	0.06	0.00	0.06
比率 $D^*/L$	max	+126%	+300%	+304%	+317%
	min	-1467%	-3000%	-	-28650%
相反部材 応力度	max	-	-	-	-
	min	1.98	6.68	-	6.40
制限値		$-2.7 \leq \sigma_c \leq 21.0$			
判定		OK	OK	-	OK

注) 網掛けは、比率がマイナスで相反応力部材

3. 5 耐力性能の照査（特定の荷重組合せ）

(1) 相反応力部材の照査

相反応力を生じる部材は、道示Ⅲ編 5.1.3 に従い照査を行います。

死荷重  $D^*$  と活荷重  $L$  による応力の符号が異なる部材が相反応力部材となりますが、 $D^*$  は、道示Ⅲ編 5.1.3 解説(1)にありますように、いわゆる死荷重  $D$  のほかにプレストレスによる不静定力などを含めた応力度で、死荷重  $D$  と区別するために  $D^*$  としています。

相反応力部材としての応力度を計算すると表-3.5.1 のとおりで、制限値を満足します。なお、相反応力部材の組合せは、道示Ⅲ編 5.1.3 解説(3)と(4)より、

$D^*/L \geq 30\%$  の場合

$$1.0 (D + PS + CR + SH) + 1.3L$$

$D^*/L < 30\%$  の場合

$$1.0 (PS + CR + SH) + 1.0L$$



表-3.5.1 相反応力部材の照査

		コンクリート応力度 (N/mm <sup>2</sup> )			
		支点近傍_101 断面		支間中央_106 断面	
		上縁	下縁	上縁	下縁
死荷重 $D^*$	D 小計	0.99	-1.57	9.28	-16.78
	鉄筋拘束	-0.55	-0.23	-0.62	-0.41
	合計	0.44	-1.80	8.66	-17.19
有効プレストレス1次		1.58	8.40	-5.40	23.51
活荷重 L	max	0.35	-0.60	2.85	-5.42
	min	-0.03	0.06	0.00	0.00
比率 $D^*/L$	max	+126%	+300%	+304%	+317%
	min	-1467%	-3000%	-	-28650%
相反部材 応力度	max	-	-	-	-
	min	1.98	6.68	-	-
制限値		$-2.7 \leq \sigma_c \leq 21.0$			
判定		OK	OK	-	-

注) 網掛けは、比率がマイナスで相反応力部材

(2) 施工時の照査

施工時に対しては、プレストレス導入後に主桁製作ヤードから架設地点まで、T 桁を単体でトレーラにて小運搬するときのコンクリート応力度と PC 鋼材応力度について照査します。

1) コンクリート応力度

T 桁を単体で輸送するときの荷重組合せは、この計算例では道示 I 編 3.3 解説(2)(3)iv)を参考にして、次式のとおりとします。

$$\begin{aligned} \text{プレストレス導入直後} &: 1.05D + 1.05PS(t) \\ \text{輸送時} &: 1.05D \times (1+i) + 1.05PS(t) \end{aligned}$$

ここに、

- D : ここでは主桁自重によるコンクリート応力度
- PS(t) : 導入直後プレストレスによるコンクリート応力度

なお、*i* は輸送時の衝撃の影響で、この計算例では「プレキャストブロック工法によるプレストレストコンクリートT げた道路橋 設計施工指針(日本道路協会、平成 4 年 10 月)」の 3.4 に示される「衝撃係数 0.3」とします。施工時の応力度は、表-3.5.2 のとおりで、次頁に計算方法を示した制限値の範囲内ですが、引張応力度が発生していますので、引張鉄筋の照査が必要です。

表-3.5.2 施工時の照査 (コンクリート応力度)

			コンクリート 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	
			上縁	下縁
荷重 ごと	D	主桁自重	5.67	-10.17
	PS( <i>t</i> )	導入直後	-6.46	28.12
施工時	プレストレス 導入直後	応力度	-0.83	18.83
		制限値	$-1.61 \leq \sigma_c \leq 19.0$	
		判定	OK	OK
	輸送時 (衝撃考慮)	応力度	0.96	15.62
		制限値	$-1.61 \leq \sigma_c \leq 19.0$	
		判定	OK	OK

(2) 施工時の照査

施工時に対しては、プレストレス導入後に主桁製作ヤードから架設地点まで、T 桁を単体でトレーラにて小運搬するときのコンクリート応力度と PC 鋼材応力度について照査します。

1) コンクリート応力度

T 桁を単体で輸送するときの荷重組合せは、この計算例では道示 I 編 3.3 解説(2)(3)iv)を参考にして、次式のとおりとします。

$$\begin{aligned} \text{プレストレス導入直後} &: 1.05D + 1.05PS(t) \\ \text{輸送時} &: 1.05D \times (1+i) + 1.05PS(t) \end{aligned}$$

ここに、

- D : ここでは主桁自重によるコンクリート応力度
- PS(*t*) : 導入直後プレストレスによるコンクリート応力度

なお、*i* は輸送時の衝撃の影響で、この計算例では「プレキャストブロック工法によるプレストレストコンクリートT げた道路橋 設計施工指針(日本道路協会、平成 4 年 10 月)」の 3.4 に示される「衝撃係数 0.3」とします。施工時の応力度は、表-3.5.2 のとおりで、次頁に計算方法を示した制限値の範囲内ですが、引張応力度が発生していますので、引張鉄筋の照査が必要です。

表-3.5.2 施工時の照査 (コンクリート応力度)

			コンクリート 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	
			上縁	下縁
荷重 ごと	D	主桁自重	5.67	-10.17
	PS( <i>t</i> )	導入直後	-6.46	28.12
施工時	プレストレス 導入直後	応力度	-0.83	18.83
		制限値	$-1.86 \leq \sigma_c \leq 23.3$	
		判定	OK	OK
	輸送時 (衝撃考慮)	応力度	0.96	15.62
		制限値	$-2.07 \leq \sigma_c \leq 16.4$	
		判定	OK	OK

## 訂正後

この計算例では、施工時の応力度制限値を道示Ⅲ編 3.4.1 解説(8)に「材齢に応じた発現強度の特性値に対して・・・施工中における応力度の制限値を設定するとよい」とあるので、以下のように設定しました。

プレストレス導入時（発現強度 34.0N/mm<sup>2</sup>として）

圧縮応力度の制限値（T形断面）

$$\sigma_{cc} = 34.0 / 1.7 - 1.0 = 19.0 \text{ N/mm}^2$$

引張応力度の制限値は、

$$\sigma_{ct} = 0.23 \times 34.0^{2/3} / 1.5 = 1.61 \text{ N/mm}^2$$

プレストレス導入時以降（発現強度 40.0N/mm<sup>2</sup>として）

圧縮応力度の制限値（T形断面）

$$\sigma_{cc} = 40.0 / 2.5 - 1.0 = 15.0 \text{ N/mm}^2$$

引張応力度の制限値は、

$$\sigma_{ct} = 0.23 \times 40.0^{2/3} / 1.5 = 1.79 \text{ N/mm}^2$$

この計算例では、施工時の応力度制限値を道示Ⅲ編 3.4.1 解説(8)に「材齢に応じた発現強度の特性値に対して・・・施工中における応力度の制限値を設定するとよい」とあるので、以下のように設定しました。**なお、見え消しは道示Ⅲ編の1刷で、4刷から値が訂正されています。**

プレストレス導入時（発現強度 34.0N/mm<sup>2</sup>として）

圧縮応力度の制限値（T形断面）

$$\sigma_{cc} = 34.0 / 1.4 - 1.0 = 23.3 \text{ N/mm}^2$$

引張応力度の制限値は、

$$\sigma_{ct} = 0.23 \times 34.0^{2/3} / 1.3 = 1.86 \text{ N/mm}^2$$

プレストレス導入時以降（発現強度 40.0N/mm<sup>2</sup>として）

圧縮応力度の制限値（T形断面）

$$\sigma_{cc} = 40.0 / 2.3 - 1.0 = 16.4 \text{ N/mm}^2$$

引張応力度の制限値は、

$$\sigma_{ct} = 0.23 \times 40.0^{2/3} / 1.3 = 2.07 \text{ N/mm}^2$$



・中間横桁 純断面

純断面は、横桁総断面からシース孔の断面を除いた断面で、図-4.2.5のシース①とシース②のように各段に分けて、表-4.2.4のように計算します。

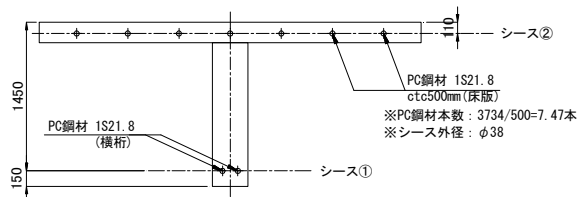


図-4.2.5 シースの配置状況

表-4.2.4 純断面（中間横桁）

	シース配置	y (m)	A (m <sup>2</sup> )	A · y (m <sup>3</sup> )	A · y <sup>2</sup> (m <sup>4</sup> )	I <sub>0</sub> (m <sup>4</sup> )
総断面			1.23680	0.51568	0.40437	0.08252
シース②	φ 38 × 7.47	0.110	-0.00847	-0.00093	-0.00010	0.00000
シース①	φ 38 × 2	1.450	-0.00227	-0.00329	-0.00477	0.00000
合計			1.22606	0.51146	0.39950	0.08252
A			= 1.22606 m <sup>2</sup>			
y <sub>u</sub>			= 0.51146 / 1.22606 = 0.4172 m			
y <sub>L</sub>			= 0.4172 - 1.600 = -1.1828 m			
I			= 0.39950 + 0.08252 - 1.22606 × 0.4172 <sup>2</sup> = 0.26862 m <sup>4</sup>			
Z <sub>u</sub>			= 0.26862 / 0.4172 = 0.64386 m <sup>3</sup>			
Z <sub>L</sub>			= 0.26862 / (-1.1868) = -0.22711 m <sup>3</sup>			

・中間横桁 純断面

純断面は、横桁総断面からシース孔の断面を除いた断面で、図-4.2.5のシース①とシース②のように各段に分けて、表-4.2.4のように計算します。

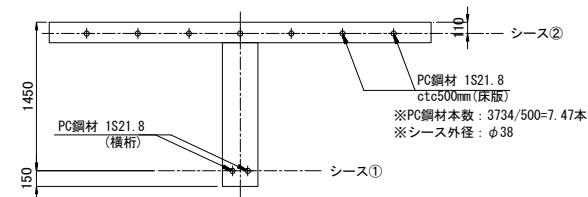


図-4.2.5 シースの配置状況

表-4.2.4 純断面（中間横桁）

	シース配置	y (m)	A (m <sup>2</sup> )	A · y (m <sup>3</sup> )	A · y <sup>2</sup> (m <sup>4</sup> )	I <sub>0</sub> (m <sup>4</sup> )
総断面			1.23680	0.51568	0.40437	0.08252
シース②	φ 38 × 7.47	0.110	-0.00847	-0.00093	-0.00010	0.00000
シース①	φ 38 × 2	1.450	-0.00227	-0.00329	-0.00477	0.00000
合計			1.22606	0.51146	0.39950	0.08252
A			= 1.22606 m <sup>2</sup>			
y <sub>u</sub>			= 0.51146 / 1.22606 = 0.4172 m			
y <sub>L</sub>			= 0.4172 - 1.600 = -1.1828 m			
I			= 0.39950 + 0.08252 - 1.22606 × 0.4172 <sup>2</sup> = 0.26862 m <sup>4</sup>			
Z <sub>u</sub>			= 0.26862 / 0.4172 = 0.64386 m <sup>3</sup>			
Z <sub>L</sub>			= 0.26862 / (-1.1828) = -0.22711 m <sup>3</sup>			

・中間横桁 鉄筋換算断面

鉄筋換算断面は、鉄筋を横桁コンクリートに換算して純断面に加えた断面で、図-4.2.6の鉄筋①から鉄筋⑦のように各段に分けて、表-4.2.5のように計算します。なお、鉄筋①の鉄筋14本分の換算断面積 $A$ については、次のように算出します。

$$n_s = \text{鉄筋のヤング係数} / \text{コンクリートのヤング係数} - 1$$

$$= (2.00 \times 10^5) / (3.10 \times 10^4) - 1 = 5.4516$$

$$\text{鉄筋①} : A = A_s \times N \times n_s = 126.7 / 10^6 \times 14.9 \times 5.4516 = 0.01029 \text{m}^2$$

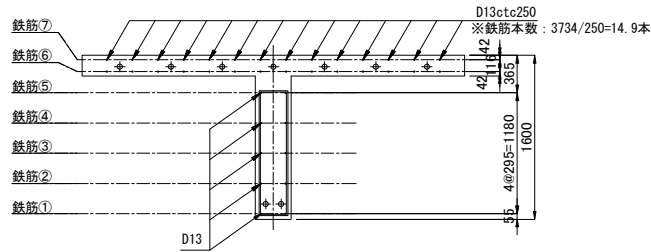


図-4.2.6 鉄筋の配置状況

表-4.2.5 鉄筋換算断面 (中間横桁)

	鉄筋配置	$y$ (m)	$A$ (m <sup>2</sup> )	$A \cdot y$ (m <sup>3</sup> )	$A \cdot y^2$ (m <sup>4</sup> )	$I_0$ (m <sup>4</sup> )
純断面			1.22606	0.51146	0.39950	0.08252
鉄筋⑦	D13×14.9	0.042	0.01029	0.00043	0.00002	—
鉄筋⑥	D13×14.9	0.158	0.01029	0.00163	0.00026	—
鉄筋⑤	D13×2	0.365	0.00138	0.00050	0.00018	—
鉄筋④	D13×2	0.660	0.00138	0.00091	0.00060	—
鉄筋③	D13×2	0.955	0.00138	0.00132	0.00126	—
鉄筋②	D13×2	1.250	0.00138	0.00173	0.00216	—
鉄筋①	D13×2	1.545	0.00138	0.00213	0.00330	—
合計			1.25354	0.52011	0.40727	0.08252
$A$			= 1.25354 m <sup>2</sup>			
$y_u$		= 0.52011 / 1.25354	= 0.4149 m			
$y_L$		= 0.4149 - 1.600	= -1.1851 m			
$I$		= 0.40727 + 0.08252 - 1.25354 × 0.4149 <sup>2</sup>	= 0.27400 m <sup>4</sup>			
$Z_u$		= 0.27400 / 0.4149	= 0.66040 m <sup>3</sup>			
$Z_L$		= 0.27400 / (-1.1851)	= -0.23120 m <sup>3</sup>			

・中間横桁 鉄筋換算断面

鉄筋換算断面は、鉄筋を横桁コンクリートに換算して純断面に加えた断面で、図-4.2.6の鉄筋①から鉄筋⑦のように各段に分けて、表-4.2.5のように計算します。なお、鉄筋⑦の鉄筋14.9本分の換算断面積 $A$ については、次のように算出します。

$$n_s = \text{鉄筋のヤング係数} / \text{コンクリートのヤング係数} - 1$$

$$= (2.00 \times 10^5) / (2.80 \times 10^4) - 1 = 5.4516$$

$$\text{鉄筋⑦} : A = A_s \times N \times n_s = 126.7 / 10^6 \times 14.9 \times 5.4516 = 0.01029 \text{m}^2$$

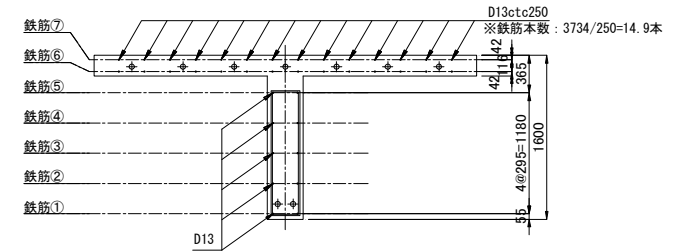


図-4.2.6 鉄筋の配置状況

表-4.2.5 鉄筋換算断面 (中間横桁)

	鉄筋配置	$y$ (m)	$A$ (m <sup>2</sup> )	$A \cdot y$ (m <sup>3</sup> )	$A \cdot y^2$ (m <sup>4</sup> )	$I_0$ (m <sup>4</sup> )
純断面			1.22606	0.51146	0.39950	0.08252
鉄筋⑦	D13×14.9	0.042	0.01029	0.00043	0.00002	—
鉄筋⑥	D13×14.9	0.158	0.01029	0.00163	0.00026	—
鉄筋⑤	D13×2	0.365	0.00138	0.00050	0.00018	—
鉄筋④	D13×2	0.660	0.00138	0.00091	0.00060	—
鉄筋③	D13×2	0.955	0.00138	0.00132	0.00126	—
鉄筋②	D13×2	1.250	0.00138	0.00173	0.00216	—
鉄筋①	D13×2	1.545	0.00138	0.00213	0.00330	—
合計			1.25354	0.52011	0.40727	0.08252
$A$			= 1.25354 m <sup>2</sup>			
$y_u$		= 0.52011 / 1.25354	= 0.4149 m			
$y_L$		= 0.4149 - 1.600	= -1.1851 m			
$I$		= 0.40727 + 0.08252 - 1.25354 × 0.4149 <sup>2</sup>	= 0.27400 m <sup>4</sup>			
$Z_u$		= 0.27400 / 0.4149	= 0.66040 m <sup>3</sup>			
$Z_L$		= 0.27400 / (-1.1851)	= -0.23120 m <sup>3</sup>			

・中間横桁 PC 鋼材換算断面

PC 鋼材換算断面は、PC 鋼材を横桁コンクリートに換算して鉄筋換算断面に加えた断面で、図-4.2.7 の PC 鋼材①と PC 鋼材②のように各段に分けて、表-4.2.6 のように計算します。なお、PC 鋼材①の PC 鋼材 7.47 本分の換算断面積  $A$  については、次のように算出します。

$$n_p = \text{PC 鋼材のヤング係数} / \text{コンクリートのヤング係数}$$

$$= (1.95 \times 10^5) / (3.10 \times 10^4) = 6.2903$$

$$\text{PC 鋼材①} : A = A_p \times N \times n_p = 312.9 / 10^6 \times 7.47 \times 6.2903 = 0.01470 \text{m}^2$$

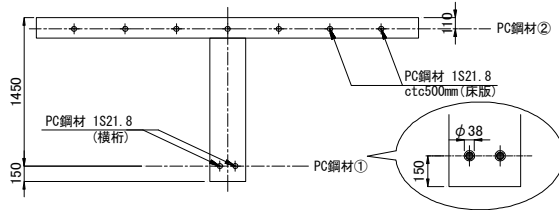


図-4.2.7 PC 鋼材の配置状況

表-4.2.6 PC 鋼材換算断面 (中間横桁)

	PC 鋼材配置	$y$ (m)	$A$ (m <sup>2</sup> )	$A \cdot y$ (m <sup>3</sup> )	$A \cdot y^2$ (m <sup>4</sup> )	$I_0$ (m <sup>4</sup> )
鉄筋換算			1.25354	0.52011	0.40727	0.08252
PC 鋼材②	1S21.8×7.47	0.110	0.01470	0.00162	0.00018	—
PC 鋼材①	1S21.8×2	1.450	0.00394	0.00571	0.00828	—
合計			1.27218	0.52744	0.41573	0.08252
$A$		$= 1.27218 \text{ m}^2$				
$y_u$		$= 0.52744 / 1.27218 = 0.4146 \text{ m}$				
$y_L$		$= 0.4146 - 1.600 = -1.1854 \text{ m}$				
$I$		$= 0.41573 + 0.08252 - 1.27218 \times 0.4146^2 = 0.27957 \text{ m}^4$				
$Z_u$		$= 0.27957 / 0.4146 = 0.67431 \text{ m}^3$				
$Z_L$		$= 0.27957 / (-1.1854) = -0.23584 \text{ m}^3$				

PC 鋼材換算断面は、シース内にグラウトが充填されて PC 鋼材とコンクリート断面が一体化していますが、道示Ⅲ編 10.2.2 解説(5)のように、「ダクト内のグラウト部分は、一般に強度、剛性とも部材のコンクリートと相違するため有効断面とみなさない」ようにしています。

計算例  
おわり

・中間横桁 PC 鋼材換算断面

PC 鋼材換算断面は、PC 鋼材を横桁コンクリートに換算して鉄筋換算断面に加えた断面で、図-4.2.7 の PC 鋼材①と PC 鋼材②のように各段に分けて、表-4.2.6 のように計算します。なお、PC 鋼材②の PC 鋼材 7.47 本分の換算断面積  $A$  については、次のように算出します。

$$n_p = \text{PC 鋼材のヤング係数} / \text{コンクリートのヤング係数}$$

$$= (1.95 \times 10^5) / (3.10 \times 10^4) = 6.2903$$

$$\text{PC 鋼材②} : A = A_p \times N \times n_p = 312.9 / 10^6 \times 7.47 \times 6.2903 = 0.01470 \text{m}^2$$

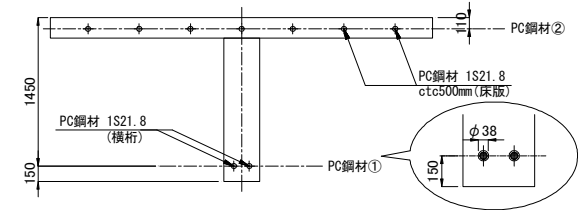


図-4.2.7 PC 鋼材の配置状況

表-4.2.6 PC 鋼材換算断面 (中間横桁)

	PC 鋼材配置	$y$ (m)	$A$ (m <sup>2</sup> )	$A \cdot y$ (m <sup>3</sup> )	$A \cdot y^2$ (m <sup>4</sup> )	$I_0$ (m <sup>4</sup> )
鉄筋換算			1.25354	0.52011	0.40727	0.08252
PC 鋼材②	1S21.8×7.47	0.110	0.01470	0.00162	0.00018	—
PC 鋼材①	1S21.8×2	1.450	0.00394	0.00571	0.00828	—
合計			1.27218	0.52744	0.41573	0.08252
$A$		$= 1.27218 \text{ m}^2$				
$y_u$		$= 0.52744 / 1.27218 = 0.4146 \text{ m}$				
$y_L$		$= 0.4146 - 1.600 = -1.1854 \text{ m}$				
$I$		$= 0.41573 + 0.08252 - 1.27218 \times 0.4146^2 = 0.27957 \text{ m}^4$				
$Z_u$		$= 0.27957 / 0.4146 = 0.67431 \text{ m}^3$				
$Z_L$		$= 0.27957 / (-1.1854) = -0.23584 \text{ m}^3$				

PC 鋼材換算断面は、シース内にグラウトが充填されて PC 鋼材とコンクリート断面が一体化していますが、道示Ⅲ編 10.2.2 解説(5)のように、「ダクト内のグラウト部分は、一般に強度、剛性とも部材のコンクリートと相違するため有効断面とみなさない」ようにしています。

計算例  
おわり

表-4.3.2 断面力の解析結果（ねじり剛性無視）

			G1R	G3R	G4L	G6L
曲げ $M$ ( $\text{kN}\cdot\text{m}$ )	死荷重	橋面	0.00	-520.35	-514.51	0.00
		合計	0.00	-520.35	-514.51	0.00
	活荷重	$max$	0.00	688.72	701.11	0.00
		$min$	0.00	-342.20	-354.16	0.00
	合計	$max$	0.00	<u>168.37</u>	186.60	0.00
		$min$	0.00	-862.56	<u>-868.67</u>	0.00
せん断 $S$ ( $\text{kN}$ )	死荷重	橋面	-152.57	2.88	2.88	161.39
		合計	-152.57	2.88	2.88	161.39
	活荷重	$max$	183.67	144.85	144.85	110.99
		$min$	-98.48	-143.81	-143.81	-223.65
	合計	$max$	31.10	147.73	147.73	<u>272.83</u>
		$min$	<u>-251.05</u>	-140.94	-140.94	-62.26
ねじり $Mt$ ( $\text{kN}\cdot\text{m}$ )	死荷重	橋面	0.00	0.00	0.00	0.00
		合計	0.00	0.00	0.00	0.00
	活荷重	$max$	0.00	0.00	0.00	0.00
		$min$	0.00	0.00	0.00	0.00
	合計	$max$	0.00	0.00	0.00	0.00
		$min$	0.00	0.00	0.00	0.00

注) 実線下線は「D+L」が  $max$ 、波線下線は「D+L」が  $min$

着目断面は、曲げが「D+L」で  $max$  の G3R 断面と、曲げが「D+L」で  $min$  の G4L 断面の 2 断面とします。なお、せん断力については、この計算例では両着目断面に  $max$  と  $min$  の値を充当して厳しい組合せ（曲げ・せん断・ねじりの全てが  $max$  の組合せと、全てが  $min$  の組合せ）となるようにします。

## 2) 鉄筋拘束による断面力

鉄筋拘束による断面力を、主桁と同様の方法で算出すると、表-4.3.3のとおりです。

表-4.3.3 鉄筋拘束による断面力

	断面力	
	$N$ ( $\text{kN}$ )	$M$ ( $\text{kN}\cdot\text{m}$ )
鉄筋拘束	-1535.84	-39.09

表-4.3.2 断面力の解析結果（ねじり剛性無視）

			G1R	G3R	G4L	G6L
曲げ $M$ ( $\text{kN}\cdot\text{m}$ )	死荷重	橋面	0.00	-520.35	-514.51	0.00
		合計	0.00	-520.35	-514.51	0.00
	活荷重	$max$	0.00	688.72	701.11	0.00
		$min$	0.00	-342.20	-354.16	0.00
	合計	$max$	0.00	<u>168.37</u>	186.60	0.00
		$min$	0.00	-862.56	<u>-868.67</u>	0.00
せん断 $S$ ( $\text{kN}$ )	死荷重	橋面	-152.57	2.88	2.88	161.39
		合計	-152.57	2.88	2.88	161.39
	活荷重	$max$	183.67	144.85	144.85	110.99
		$min$	-98.48	-143.81	-143.81	-223.65
	合計	$max$	31.10	147.73	147.73	<u>272.83</u>
		$min$	<u>-251.05</u>	-140.94	-140.94	-62.26
ねじり $Mt$ ( $\text{kN}\cdot\text{m}$ )	死荷重	橋面	0.00	0.00	0.00	0.00
		合計	0.00	0.00	0.00	0.00
	活荷重	$max$	0.00	0.00	0.00	0.00
		$min$	0.00	0.00	0.00	0.00
	合計	$max$	0.00	0.00	0.00	0.00
		$min$	0.00	0.00	0.00	0.00

注) 実線下線は「D+L」が  $max$ 、波線下線は「D+L」が  $min$

着目断面は、曲げが「D+L」で  $max$  の G3R 断面と、曲げが「D+L」で  $min$  の G4L 断面の 2 断面とします。なお、せん断力については、この計算例では両着目断面に  $max$  と  $min$  の値を充当して厳しい組合せ（曲げ・せん断・ねじりの全てが  $max$  の組合せと、全てが  $min$  の組合せ）となるようにします。

誤記  
曲げの「D+L」で  $max$  となる断面は G3R 断面ではなく G4L 断面になります。

## 2) 鉄筋拘束による断面力

鉄筋拘束による断面力を、主桁と同様の方法で算出すると、表-4.3.3のとおりです。

表-4.3.3 鉄筋拘束による断面力

	断面力	
	$N$ ( $\text{kN}$ )	$M$ ( $\text{kN}\cdot\text{m}$ )
鉄筋拘束	-1535.84	-39.09

## 訂正後

有効係数  $\eta$  の算出過程の記載は省略しますが、中央断面における有効プレストレス  $\sigma_{pe}$  は以下のとおりです。

$$\begin{aligned}\sigma_{pe} &= \eta \times (1124.3 + 1175.6) / 2 \\ &= 0.883 \times 1150.0 = 1015.9 \text{N/mm}^2\end{aligned}$$

床版横締め PC 鋼材と横桁横締め PC 鋼材の有効プレストレスによる軸方向力と曲げモーメントは、以下のとおりです。

軸方向力に対して

$$\begin{aligned}\text{床版横締め PC 鋼材 } P_e &= N \cdot \sigma_{pe} \cdot A_p = 30.0 \times 1033.4 \times 312.9 &= 9700.5 \text{kN} \\ \text{横桁横締め PC 鋼材 } P_e &= N \cdot \sigma_{pe} \cdot A_p = 2.00 \times 1015.9 \times 312.9 &= 635.8 \text{kN} \\ \text{合計} &&10336.3 \text{kN}\end{aligned}$$

曲げモーメントに対して

$$\begin{aligned}\text{床版横締め PC 鋼材 } M_{pe} &= N \cdot \sigma_{pe} \cdot A_p \cdot e_p \\ &= 7.47 \times 1033.4 \times 312.9 \times (0.415 - 0.110) = 736.7 \text{kN}\cdot\text{m} \\ \text{横桁横締め PC 鋼材 } M_{pe} &= N \cdot \sigma_{pe} \cdot A_p \cdot e_p \\ &= 2.00 \times 1015.9 \times 312.9 \times (0.415 - 1.450) = -658.0 \text{kN}\cdot\text{m} \\ \text{合計} &&78.7 \text{kN}\cdot\text{m}\end{aligned}$$

床版横締め PC 鋼材と横桁横締め PC 鋼材の有効プレストレスによるコンクリート応力度は、以下のとおりです。

$$\begin{aligned}\sigma_u &= P_e / A + M_{pe} / Z_u \\ &= 10336.3 \times 10^3 / (3.54349 \times 10^6) + 78.7 \times 10^6 / (0.66040 \times 10^9) = 3.04 \text{N/mm}^2 \\ \sigma_L &= P_e / A + M_{pe} / Z_L \\ &= 10336.3 \times 10^3 / (3.54349 \times 10^6) + 78.7 \times 10^6 / (-0.23120 \times 10^9) = 2.58 \text{N/mm}^2\end{aligned}$$

有効係数  $\eta$  の算出過程の記載は省略しますが、中央断面における有効プレストレス  $\sigma_{pe}$  は以下のとおりです。

$$\begin{aligned}\sigma_{pe} &= \eta \times (1124.3 + 1175.6) / 2 \\ &= 0.883 \times 1150.0 = 1015.9 \text{N/mm}^2\end{aligned}$$

床版横締め PC 鋼材と横桁横締め PC 鋼材の有効プレストレスによる軸方向力と曲げモーメントは、以下のとおりです。

軸方向力に対して

$$\begin{aligned}\text{床版横締め PC 鋼材 } P_e &= N \cdot \sigma_{pe} \cdot A_p = 30.0 \times 1033.4 \times 10^{-3} \times 312.9 &= 9700.5 \text{kN} \\ \text{横桁横締め PC 鋼材 } P_e &= N \cdot \sigma_{pe} \cdot A_p = 2.00 \times 1015.9 \times 10^{-3} \times 312.9 &= 635.8 \text{kN} \\ \text{合計} &&10336.3 \text{kN}\end{aligned}$$

曲げモーメントに対して

$$\begin{aligned}\text{床版横締め PC 鋼材 } M_{pe} &= N \cdot \sigma_{pe} \cdot A_p \cdot e_p \\ &= 7.47 \times 1033.4 \times 10^{-3} \times 312.9 \times (0.415 - 0.110) = 736.7 \text{kN}\cdot\text{m} \\ \text{横桁横締め PC 鋼材 } M_{pe} &= N \cdot \sigma_{pe} \cdot A_p \cdot e_p \\ &= 2.00 \times 1015.9 \times 10^{-3} \times 312.9 \times (0.415 - 1.450) = -658.0 \text{kN}\cdot\text{m} \\ \text{合計} &&78.7 \text{kN}\cdot\text{m}\end{aligned}$$

床版横締め PC 鋼材と横桁横締め PC 鋼材の有効プレストレスによるコンクリート応力度は、以下のとおりです。

$$\begin{aligned}\sigma_u &= P_e / A + M_{pe} / Z_u \\ &= 10336.3 \times 10^3 / (3.54349 \times 10^6) + 78.7 \times 10^6 / (0.66040 \times 10^9) = 3.04 \text{N/mm}^2 \\ \sigma_L &= P_e / A + M_{pe} / Z_L \\ &= 10336.3 \times 10^3 / (3.54349 \times 10^6) + 78.7 \times 10^6 / (-0.23120 \times 10^9) = 2.58 \text{N/mm}^2\end{aligned}$$

訂正後

1) G3R 断面

各断面力が max の G3R 断面のコンクリート応力度を集計すると、表-4.3.10 のとおりです。

表-4.3.10 コンクリート応力度の集計 (G3R (max) 断面)

			断面力 (ねじり剛性考慮)		断面定数			コンクリート応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		
			曲げ M(kN・m)	軸方向力 N(kN)	断面積 A(m <sup>2</sup> )	断面係数 Z <sub>u</sub> (m <sup>3</sup> ) Z <sub>L</sub> (m <sup>3</sup> )				
								$\sigma_u$	$\sigma_L$	
荷重ごと	D	橋面荷重	-440.83	—	3.60648	0.67431	-0.23584	-0.65	1.87	
	L	活荷重	max	632.30	—	3.60648	0.67431	-0.23584	0.94	-2.68
			min	-334.09	—	3.60648	0.67431	-0.23584	-0.50	1.42
	PS	プレストレス 1次	直後	11557.9	78.2	3.5435	0.66040	-0.23120	3.38	2.92
			有効	10336.3	78.7	3.5435	0.66040	-0.23120	3.04	2.58
		プレストレス 2次	直後	—	—	—	—	—	—	—
			有効	—	—	—	—	—	—	—
	SH	クリープ・乾燥収縮	—	—	—	—	—	—	—	
		鉄筋拘束		-39.09	-1535.84	3.60648	0.67431	-0.23584	-0.48	-0.26
			小計	-39.09	-1535.84	—	—	—	2.55	2.32
	SW	圧雪	—	—	—	—	—	—	—	
		最大積雪	—	—	—	—	—	—	—	
	WS	風	—	—	—	—	—	—	—	
	EQ	L1 地震	—	—	—	—	—	—	—	
		L2 地震	—	—	—	—	—	—	—	
	耐荷性能	永続 ①	D	TF 無	—	—	—	—	1.99	4.39
				TF 有	—	—	—	—	1.99	4.39
変性能	変動 ②	D+L	M <sub>-max</sub>	—	—	—	—	3.17	1.04	
			M <sub>-min</sub>	—	—	—	—	1.37	6.17	
耐久性能	鋼材腐食		TF 無	—	—	—	—	1.99	4.39	
			TF 有	—	—	—	—	1.99	4.39	
	コンクリート疲労		M <sub>-max</sub>	—	—	—	—	2.84	1.50	
			M <sub>-min</sub>	—	—	—	—	1.40	5.60	

注) 網掛けは、限界状態 1 および耐久性能の照査で使用する応力度

1) G3R 断面

各断面力が max の G3R 断面のコンクリート応力度を集計すると、表-4.3.10 のとおりです。

表-4.3.10 コンクリート応力度の集計 (G3R (max) 断面)

			断面力 (ねじり剛性考慮)		断面定数			コンクリート応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		
			曲げ M(kN・m)	軸方向力 N(kN)	断面積 A(m <sup>2</sup> )	断面係数 Z <sub>u</sub> (m <sup>3</sup> ) Z <sub>L</sub> (m <sup>3</sup> )				
								$\sigma_u$	$\sigma_L$	
荷重ごと	D	橋面荷重	-440.83	—	3.60648	0.67431	-0.23584	-0.65	1.87	
	L	活荷重	max	632.30	—	3.60648	0.67431	-0.23584	0.94	-2.68
			min	-334.09	—	3.60648	0.67431	-0.23584	-0.50	1.42
	PS	プレストレス 1次	直後	78.2	11557.9	3.5435	0.66040	-0.23120	3.38	2.92
			有効	78.7	10336.3	3.5435	0.66040	-0.23120	3.04	2.58
		プレストレス 2次	直後	—	—	—	—	—	—	—
			有効	—	—	—	—	—	—	—
	SH	クリープ・乾燥収縮	—	—	—	—	—	—	—	
		鉄筋拘束		-39.09	-1535.84	3.60648	0.67431	-0.23584	-0.48	-0.26
			小計	-39.09	-1535.84	—	—	—	2.55	2.32
	SW	圧雪	—	—	—	—	—	—	—	
		最大積雪	—	—	—	—	—	—	—	
	WS	風	—	—	—	—	—	—	—	
	EQ	L1 地震	—	—	—	—	—	—	—	
		L2 地震	—	—	—	—	—	—	—	
	耐荷性能	永続 ①	D	TF 無	—	—	—	—	1.99	4.39
				TF 有	—	—	—	—	1.99	4.39
変性能	変動 ②	D+L	M <sub>-max</sub>	—	—	—	—	3.17	1.04	
			M <sub>-min</sub>	—	—	—	—	1.37	6.17	
耐久性能	鋼材腐食		TF 無	—	—	—	—	1.99	4.39	
			TF 有	—	—	—	—	1.99	4.39	
	コンクリート疲労		M <sub>-max</sub>	—	—	—	—	2.84	1.50	
			M <sub>-min</sub>	—	—	—	—	1.40	5.60	

注) 網掛けは、限界状態 1 および耐久性能の照査で使用する応力度

訂正後

2) G4L 断面

各断面力が *min* の G4L 断面のコンクリート応力度を集計すると、表-4.3.11 のとおりです。

表-4.3.11 コンクリート応力度の集計 (G4L (*min*) 断面)

			断面力 (ねじり剛性考慮)		断面定数			コンクリート応力度 (N/mm <sup>2</sup> )			
			曲げ	軸方向力	断面積 A (m <sup>2</sup> )	断面係数					
			M (kN・m)	N (kN)		Z <sub>u</sub> (m <sup>3</sup> )	Z <sub>L</sub> (m <sup>3</sup> )	$\sigma_u$	$\sigma_L$		
荷重ごと	D	橋面荷重	-476.40	—	3.60648	0.67431	-0.23584	-0.71	2.02		
	L	活荷重	<i>max</i>	647.31	—	3.60648	0.67431	-0.23584	0.96	-2.75	
			<i>min</i>	-308.85	—	3.60648	0.67431	-0.23584	-0.46	1.33	
	PS	プレストレス	直後	11557.9	78.2	3.5435	0.66040	-0.23120	3.38	2.92	
			1次	有効	10336.3	78.7	3.5435	0.66040	-0.23120	3.04	2.58
		CR	プレストレス	直後	—	—	—	—	—	—	—
				2次	有効	—	—	—	—	—	—
	SH	クリープ・乾燥収縮	—	—	—	—	—	—	—	—	
			鉄筋拘束	-39.09	-1535.84	3.6065	0.67431	-0.23584	-0.48	-0.26	
			小計	-39.09	-1535.84	—	—	—	2.55	2.32	
	SW	圧雪	—	—	—	—	—	—	—		
		最大積雪	—	—	—	—	—	—	—		
	WS	風	—	—	—	—	—	—	—		
	EQ	L1 地震	—	—	—	—	—	—	—		
		L2 地震	—	—	—	—	—	—	—		
	耐荷性能	永続	①	D	TF 無	—	—	—	—	1.94	4.55
					TF 有	—	—	—	—	1.94	4.55
性能	変動	②	D+L	<i>M<sub>max</sub></i>	—	—	—	—	3.14	1.12	
				<i>M<sub>min</sub></i>	—	—	—	—	1.37	6.19	
耐久性能	鋼材腐食	—	—	TF 無	—	—	—	—	1.94	4.55	
				TF 有	—	—	—	—	1.94	4.55	
性能	コンクリート疲労	—	—	<i>M<sub>max</sub></i>	—	—	—	—	2.81	1.59	
				<i>M<sub>min</sub></i>	—	—	—	—	1.39	5.65	

注) 網掛けは、限界状態 1 および耐久性能の照査で使用される応力度

2) G4L 断面

各断面力が *min* の G4L 断面のコンクリート応力度を集計すると、表-4.3.11 のとおりです。

表-4.3.11 コンクリート応力度の集計 (G4L (*min*) 断面)

			断面力 (ねじり剛性考慮)		断面定数			コンクリート応力度 (N/mm <sup>2</sup> )			
			曲げ	軸方向力	断面積 A (m <sup>2</sup> )	断面係数					
			M (kN・m)	N (kN)		Z <sub>u</sub> (m <sup>3</sup> )	Z <sub>L</sub> (m <sup>3</sup> )	$\sigma_u$	$\sigma_L$		
荷重ごと	D	橋面荷重	-476.40	—	3.60648	0.67431	-0.23584	-0.71	2.02		
	L	活荷重	<i>max</i>	647.31	—	3.60648	0.67431	-0.23584	0.96	-2.75	
			<i>min</i>	-308.85	—	3.60648	0.67431	-0.23584	-0.46	1.33	
	PS	プレストレス	直後	78.2	11557.9	3.5435	0.66040	-0.23120	3.38	2.92	
			1次	有効	78.7	10336.3	3.5435	0.66040	-0.23120	3.04	2.58
		CR	プレストレス	直後	—	—	—	—	—	—	—
				2次	有効	—	—	—	—	—	—
	SH	クリープ・乾燥収縮	—	—	—	—	—	—	—	—	
			鉄筋拘束	-39.09	-1535.84	3.6065	0.67431	-0.23584	-0.48	-0.26	
			小計	-39.09	-1535.84	—	—	—	2.55	2.32	
	SW	圧雪	—	—	—	—	—	—	—		
		最大積雪	—	—	—	—	—	—	—		
	WS	風	—	—	—	—	—	—	—		
	EQ	L1 地震	—	—	—	—	—	—	—		
		L2 地震	—	—	—	—	—	—	—		
	耐荷性能	永続	①	D	TF 無	—	—	—	—	1.94	4.55
					TF 有	—	—	—	—	1.94	4.55
性能	変動	②	D+L	<i>M<sub>max</sub></i>	—	—	—	—	3.14	1.12	
				<i>M<sub>min</sub></i>	—	—	—	—	1.37	6.19	
耐久性能	鋼材腐食	—	—	TF 無	—	—	—	—	1.94	4.55	
				TF 有	—	—	—	—	1.94	4.55	
性能	コンクリート疲労	—	—	<i>M<sub>max</sub></i>	—	—	—	—	2.81	1.59	
				<i>M<sub>min</sub></i>	—	—	—	—	1.39	5.65	

注) 網掛けは、限界状態 1 および耐久性能の照査で使用される応力度

(3) せん断力による限界状態 1 に対する照査

せん断力を受ける横桁の限界状態 1 に対しては、道示Ⅲ編 5.6.2(3)の規定に従い、横桁に生じる斜引張応力度が制限値を超えないことを照査します。なお、斜引張応力度は断面内の位置によって値が異なるため、T 形断面の場合には図-4.4.1 に示す 1-1 断面（フランジ付根位置）と G-G 断面（断面図心位置）に着目するのが一般的です。

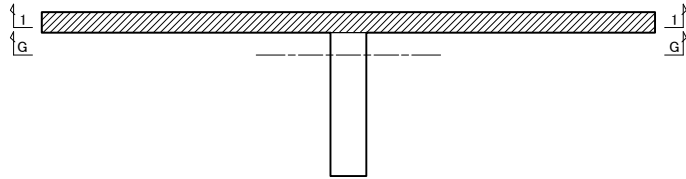


図-4.4.1 斜引張応力度を着目する位置

せん断力を受ける部材断面のコンクリートに生じる斜引張応力度  $\sigma_I$  は、道示Ⅲ編 式(5.4.5)から次式によって算出すると、表-4.4.5 のとおりで、斜引張応力度の制限値（道示Ⅲ編 表-5.6.3）を超えないことから、限界状態 1 に対する照査を満足します。

$$\sigma_I = 1/2 \times \{ \sigma_x - \sqrt{ \sigma_x^2 + 4 \times \tau^2 } \}$$

ここに、

$\tau$  : 部材断面に生じるコンクリートの斜引張応力度

$$\tau = (S_d - S_p) \cdot Q / (b_w \cdot D)$$

$\sigma_x$  : 部材軸方向圧縮応力度

$S_d$  : 部材断面に発生するせん断力

$S_p$  : PC 鋼材の引張力のせん断力作用方向の分力

$$S_p = A_p \cdot \sigma_{pe} \cdot \sin \alpha$$

表-4.4.5 せん断による限界状態 1 に対する照査

			斜引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )				
			G3R		G4L		
			1-1	G-G	1-1	G-G	
せん断のみ	永続	①	-0.06	-0.05	-0.04	-0.04	
	変動	②	S-max	-0.14	-0.17	-0.01	-0.01
			S-min	-0.03	-0.03	-0.17	-0.14
	制限値		-1.7 ≤ $\sigma_I$				
	判定		OK	OK	OK	OK	

次頁以降に、斜引張応力度  $\sigma_I$  を算出する流れを記載します。

(3) せん断力による限界状態 1 に対する照査

せん断力を受ける横桁の限界状態 1 に対しては、道示Ⅲ編 5.6.2(3)の規定に従い、横桁に生じる斜引張応力度が制限値を超えないことを照査します。なお、斜引張応力度は断面内の位置によって値が異なるため、T 形断面の場合には図-4.4.1 に示す 1-1 断面（フランジ付根位置）と G-G 断面（断面図心位置）に着目するのが一般的です。

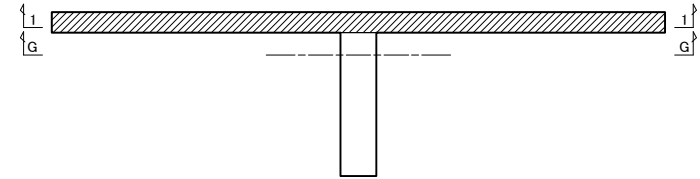


図-4.4.1 斜引張応力度を着目する位置

せん断力を受ける部材断面のコンクリートに生じる斜引張応力度  $\sigma_I$  は、道示Ⅲ編 式(5.4.5)から次式によって算出すると、表-4.4.5 のとおりで、斜引張応力度の制限値（道示Ⅲ編 表-5.6.3）を超えないことから、限界状態 1 に対する照査を満足します。

$$\sigma_I = 1/2 \times \{ \sigma_x - \sqrt{ \sigma_x^2 + 4 \times \tau^2 } \}$$

ここに、

$\tau$  : 部材断面に生じるコンクリートのせん断応力度

$$\tau = (S_d - S_p) \cdot Q / (b_w \cdot D)$$

$\sigma_x$  : 部材軸方向圧縮応力度

$S_d$  : 部材断面に発生するせん断力

$S_p$  : PC 鋼材の引張力のせん断力作用方向の分力

$$S_p = A_p \cdot \sigma_{pe} \cdot \sin \alpha$$

表-4.4.5 せん断による限界状態 1 に対する照査

			斜引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )				
			G3R		G4L		
			1-1	G-G	1-1	G-G	
せん断のみ	永続	①	-0.06	-0.05	-0.04	-0.04	
	変動	②	S-max	-0.14	-0.17	-0.01	-0.01
			S-min	-0.03	-0.03	-0.17	-0.14
	制限値		-1.7 ≤ $\sigma_I$				
	判定		OK	OK	OK	OK	

次頁以降に、斜引張応力度  $\sigma_I$  を算出する流れを記載します。



計算例  
始め

○斜引張応力度の計算

・断面1次モーメント

断面1次モーメントを図-4.4.2に示す1-1断面とG-G断面の2断面について算出すると、次のとおりです。

$$Q_1 = 3.734 \times 0.200 \times (0.415 - 0.100) = 0.23524 \text{m}^3$$

$$Q_G = 3.734 \times 0.200 \times (0.415 - 0.100) + 0.350 \times (0.415 - 0.200)^2 / 2 = 0.24333 \text{m}^3$$

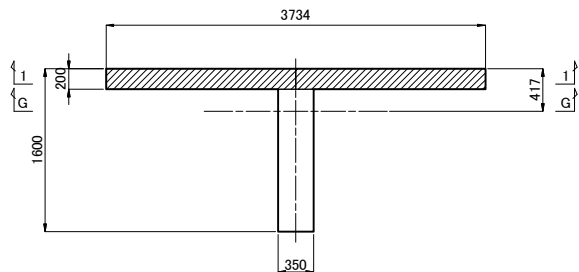


図-4.4.2 断面1次モーメント

・軸方向応力度

斜引張応力度を着目する位置での軸方向応力度  $\sigma_c$  は、上下縁の応力度  $\sigma_u$  と  $\sigma_L$  を用いて次式によって算出すると、表-4.4.6のとおりです。

$$\sigma_c = \sigma_u + (\sigma_L - \sigma_u) \cdot y_u / H$$

表-4.4.6 軸方向応力度

		応力度 $\sigma_x$ (N/mm <sup>2</sup> )				
		上縁	1-1	G-G	下縁	
高さ	$y_u$ (m)	0.000	0.200	0.415	1.600	
G3R	変動②	S-max	3.17	2.90	2.62	1.04
		S-min	1.37	1.97	2.62	6.17
G4L	変動②	S-max	3.14	2.89	2.62	1.12
		S-min	1.37	1.97	2.62	6.19

・PC鋼材の引張力が負担できるせん断力

PC鋼材の引張力のせん断力作用方向の分力  $S_p$  は、道示Ⅲ編 式(5.4.7)から次式によって算出しますが、横桁横締めPC鋼材は横桁軸心と平行 ( $\alpha = 0.0$ ) に配置していますので、以下のとおりです。

$$S_p = A_p \times \sigma_{pe} \times \Sigma \sin \alpha$$

$$= 0.0 \text{kN}$$

ここに、

$A_p$  ,  $\sigma_{pe}$  : PC鋼材の断面積, 有効引張応力度  
 $\alpha$  : PC鋼材が部材軸となす角度

訂正後

計算例  
始め

○斜引張応力度の計算

・断面1次モーメント

断面1次モーメントを図-4.4.2に示す1-1断面とG-G断面の2断面について算出すると、次のとおりです。

$$Q_1 = 3.734 \times 0.200 \times (0.415 - 0.100) = 0.23524 \text{m}^3$$

$$Q_G = 3.734 \times 0.200 \times (0.415 - 0.100) + 0.350 \times (0.415 - 0.200)^2 / 2 = 0.24333 \text{m}^3$$

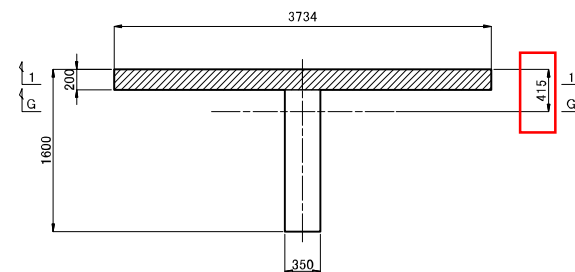


図-4.4.2 断面1次モーメント

・軸方向応力度

斜引張応力度を着目する位置での軸方向応力度  $\sigma_c$  は、上下縁の応力度  $\sigma_u$  と  $\sigma_L$  を用いて次式によって算出すると、表-4.4.6のとおりです。

$$\sigma_c = \sigma_u + (\sigma_L - \sigma_u) \cdot y_u / H$$

表-4.4.6 軸方向応力度

		応力度 $\sigma_x$ (N/mm <sup>2</sup> )				
		上縁	1-1	G-G	下縁	
高さ	$y_u$ (m)	0.000	0.200	0.415	1.600	
G3R	変動②	S-max	3.17	2.90	2.62	1.04
		S-min	1.37	1.97	2.62	6.17
G4L	変動②	S-max	3.14	2.89	2.62	1.12
		S-min	1.37	1.97	2.62	6.19

・PC鋼材の引張力が負担できるせん断力

PC鋼材の引張力のせん断力作用方向の分力  $S_p$  は、道示Ⅲ編 式(5.4.7)から次式によって算出しますが、横桁横締めPC鋼材は横桁軸心と平行 ( $\alpha = 0.0$ ) に配置していますので、以下のとおりです。

$$S_p = A_p \times \sigma_{pe} \times \Sigma \sin \alpha$$

$$= 0.0 \text{kN}$$

ここに、

$A_p$  ,  $\sigma_{pe}$  : PC鋼材の断面積, 有効引張応力度  
 $\alpha$  : PC鋼材が部材軸となす角度

## (6) せん断力による限界状態3に対する照査

せん断力を受ける横桁の限界状態3に対しては、道示Ⅲ編 5.8.2(3)に従い、斜引張破壊に対するせん断力の制限値  $S_{usd}$  とウェブコンクリートの圧壊に対するせん断力の制限値  $S_{ucd}$  を超えないことを照査します。

各着目断面の設計せん断力は、表-4.4.12のとおりで、斜引張破壊に対するせん断力の制限値  $S_{usd}$  とウェブコンクリートの圧壊に対するせん断力の制限値  $S_{ucd}$  を超えないことから、限界状態3に対する照査を満足します。なお、斜引張破壊に対するせん断力の制限値  $S_{usd}$  とウェブコンクリートの圧壊に対するせん断力の制限値  $S_{ucd}$  は、次頁以降のように算出します。

表-4.4.12 せん断力による限界状態3に対する照査

	G3R			G4L			
	永続①	変動②		永続①	変動②		
		$S_{-max}$	$S_{-min}$		$S_{-max}$	$S_{-min}$	
せん断力 (kN)	169.46	308.20	-110.10	-160.20	69.39	-283.30	
斜引張 破壊	制限値	$S_{usd} \leq 387.9$	$S_{usd} \leq 523.5$	$S_{usd} \leq 364.9$	$S_{usd} \leq 379.3$	$S_{usd} \leq 423.1$	$S_{usd} \leq 437.0$
	判定	OK	OK	OK	OK	OK	OK
ウェブ 圧壊	制限値	$S_{ucd} \leq 1089.3$					
	判定	OK	OK	OK	OK	OK	OK

斜引張破壊に対するせん断力の制限値  $S_{usd}$  は、作用の組合せごとに異なります。この計算例では、特性値  $S_c$  が小さくなる（曲げモーメント  $M_d$  が大きく、せん断力  $S_d$  が小さい）永続①(TF無)で代表します。

なお、せん断力の制限値  $S_{usd}$  が作用の組合せごとに異なるのは、 $S_{usd}$  の内訳の一つである  $S_c$ （コンクリートが負担できるせん断力の特性値）が、表-4.4.16に示すように  $M_d$ （設計断面に発生する曲げモーメント）と  $S_d$ （せん断力）に関係するためです。

## (6) せん断力による限界状態3に対する照査

せん断力を受ける横桁の限界状態3に対しては、道示Ⅲ編 5.8.2(3)に従い、斜引張破壊に対するせん断力の制限値  $S_{usd}$  とウェブコンクリートの圧壊に対するせん断力の制限値  $S_{ucd}$  を超えないことを照査します。

各着目断面の設計せん断力は、表-4.4.12のとおりで、斜引張破壊に対するせん断力の制限値  $S_{usd}$  とウェブコンクリートの圧壊に対するせん断力の制限値  $S_{ucd}$  を超えないことから、限界状態3に対する照査を満足します。なお、斜引張破壊に対するせん断力の制限値  $S_{usd}$  とウェブコンクリートの圧壊に対するせん断力の制限値  $S_{ucd}$  は、次頁以降のように算出します。

表-4.4.12 せん断力による限界状態3に対する照査

	G3R			G4L		
	永続①	変動②		永続①	変動②	
		$S_{-max}$	$S_{-min}$		$S_{-max}$	$S_{-min}$
せん断力 (kN)	169.46	308.20	-110.10	-160.20	69.39	-283.30
斜引張 破壊	制限値	$S_{usd} \leq 364.7$	$S_{usd} \leq 540.1$	$S_{usd} \leq 367.4$	$S_{usd} \leq 421.4$	$S_{usd} \leq 453.5$
	判定	OK	OK	OK	OK	OK
ウェブ 圧壊	制限値	$S_{ucd} \leq 1089.3$				
	判定	OK	OK	OK	OK	OK

斜引張破壊に対するせん断力の制限値  $S_{usd}$  は、作用の組合せごとに異なります。この計算例では、特性値  $S_c$  が小さくなる（曲げモーメント  $M_d$  が大きく、せん断力  $S_d$  が小さい）永続①(TF無)で代表します。

なお、せん断力の制限値  $S_{usd}$  が作用の組合せごとに異なるのは、 $S_{usd}$  の内訳の一つである  $S_c$ （コンクリートが負担できるせん断力の特性値）が、表-4.4.16に示すように  $M_d$ （設計断面に発生する曲げモーメント）と  $S_d$ （せん断力）に関係するためです。

4. 5 耐荷性能の照査（特定の荷重組合せ）

(1) 相反応力部材の照査

相反応力を生じる部材は、道示Ⅲ編 5.1.3 に従い照査を行います。

死荷重  $D^*$  と活荷重  $L$  による応力の符号が異なる部材が相反応力部材となりますが、 $D^*$  は、道示Ⅲ編 5.1.3 解説(1)にありますように、いわゆる死荷重  $D$  のほかにプレストレスによる不静定力などを含めた応力度で、死荷重  $D$  と区別するために  $D^*$  としています。

相反応力部材としての応力度を計算すると表-4.5.1 のとおりで、制限値を満足します。なお、相反応力部材の組合せは、道示Ⅲ編 5.1.3 解説(3)と(4)より、

$D^*/L \geq 30\%$  の場合

$$1.0 (D + PS + CR + SH) + 1.3L$$

$D^*/L < 30\%$  の場合

$$1.0 (PS + CR + SH) + 1.0L$$



表-4.5.1 相反応力部材の照査

		コンクリート応力度 (N/mm <sup>2</sup> )			
		G3R		G4L	
		上縁	下縁	上縁	下縁
死荷重 $D^*$	D 小計	-0.65	1.87	-0.71	2.02
	鉄筋拘束	-0.48	-0.26	-0.48	-0.26
	合計	-1.14	1.61	-1.19	1.76
有効プレストレス1次		3.04	2.58	3.04	2.58
活荷重 $L$	max	0.94	-2.68	0.96	-2.75
	min	-0.50	1.42	-0.46	1.31
比率 $D^*/L$	max	-121%	-60%	-124%	-64%
	min	230%	114%	260%	134%
相反部材 応力度	max	3.12	0.70	3.09	0.77
	min	—	—	—	—
制限値		$-2.7 \leq \sigma_c \leq 21.0$			
判定		OK	OK	OK	OK

注) 網掛けは、比率がマイナスで相反応力部材

4. 5 耐荷性能の照査（特定の荷重組合せ）

(1) 相反応力部材の照査

相反応力を生じる部材は、道示Ⅲ編 5.1.3 に従い照査を行います。

死荷重  $D^*$  と活荷重  $L$  による応力の符号が異なる部材が相反応力部材となりますが、 $D^*$  は、道示Ⅲ編 5.1.3 解説(1)にありますように、いわゆる死荷重  $D$  のほかにプレストレスによる不静定力などを含めた応力度で、死荷重  $D$  と区別するために  $D^*$  としています。

相反応力部材としての応力度を計算すると表-4.5.1 のとおりで、制限値を満足します。なお、相反応力部材の組合せは、道示Ⅲ編 5.1.3 解説(3)と(4)より、

$D^*/L \geq 30\%$  の場合

$$1.0 (D + PS + CR + SH) + 1.3L$$

$D^*/L < 30\%$  の場合

$$1.0 (PS + CR + SH) + 1.0L$$



表-4.5.1 相反応力部材の照査

		コンクリート応力度 (N/mm <sup>2</sup> )			
		G3R		G4L	
		上縁	下縁	上縁	下縁
死荷重 $D^*$	D 小計	-0.65	1.87	-0.71	2.02
	鉄筋拘束	-0.48	-0.26	-0.48	-0.26
	合計	-1.14	1.61	-1.19	1.76
有効プレストレス1次		3.04	2.58	3.04	2.58
活荷重 $L$	max	0.94	-2.68	0.96	-2.75
	min	-0.50	1.42	-0.46	1.31
比率 $D^*/L$	max	-121%	-60%	-124%	-64%
	min	230%	114%	260%	134%
相反部材 応力度	max	3.12	0.70	3.09	0.77
	min	—	—	—	—
制限値		$-2.2 \leq \sigma_c \leq 16.5$			
判定		OK	OK	OK	OK

注) 網掛けは、比率がマイナスで相反応力部材

(2) 反力の集計

主桁ごとの反力は表-5.2.4のとおりです。なお、死荷重と活荷重による反力は、格子解析によって得られたもので、直角方向地震の慣性力による鉛直版反力  $R_{H1}$  は、設計水平震度を  $k_h=1.0$  として、道示V編 式(解 13.1.2)から次式によって算出したものです。

$$R_{H1} = \Sigma R_d \cdot k_h \cdot 2 / 3 \cdot h \cdot x_i / \Sigma x_i^2$$

ここに、

$k_h$  : 設計水平震度 ( $k_h=1.0$ )

$h$  : 桁高

$x_i$  : 上部構造の重心位置から  $i$  番目の支承までの水平距離で、正負を考慮

$\Sigma x_i^2$  :  $x_i$  の 2 乗の合計値

表-5.2.4 主桁ごとの反力

支点	主桁	死荷重		活荷重		直角方向慣性力による鉛直力	
		$R_d$	$R_{L+I_{max}}$	$R_{L+I_{min}}$	水平方向距離		鉛直力 $R_{H1}$
					$x_i$	$\Sigma x_i^2$	
kN	kN	kN	m	m	kN		
A1 ・ A2	G1	691	161	-52	5.075	72.12	283
	G2	577	206	-1	3.045		170
	G3	547	312	-1	1.015		57
	G4	519	331	0	-1.015		-57
	G5	507	330	-2	-3.045		-170
	G6	511	302	-20	-5.075		-283

(2) 反力の集計

主桁ごとの反力は表-5.2.4のとおりです。なお、死荷重と活荷重による反力は、格子解析によって得られたもので、直角方向地震の慣性力による鉛直版反力  $R_{H1}$  は、設計水平震度を  $k_h=1.0$  として、道示V編 式(解 13.1.2)から次式によって算出したものです。

$$R_{H1} = \Sigma R_d \cdot k_h \cdot 2 / 3 \cdot h \cdot x_i / \Sigma x_i^2$$

ここに、

$k_h$  : 設計水平震度 ( $k_h=1.0$ )

$h$  : 桁高

$x_i$  : 上部構造の重心位置から  $i$  番目の支承までの水平距離で、正負を考慮

$\Sigma x_i^2$  :  $x_i$  の 2 乗の合計値

表-5.2.4 主桁ごとの反力

支点	主桁	死荷重		活荷重				直角方向慣性力による鉛直力		
		係数無 $R_{d0}$	係数有 $R_d$	係数無		係数有		水平方向距離 $x_i$	鉛直力 $R_{H1}$	
				$R_{L_{max0}}$	$R_{L_{min0}}$	$R_{L_{max}}$	$R_{L_{min}}$			
		kN	kN	kN	kN	kN	kN	m	m <sup>2</sup>	kN
A1 ・ A2	G1	691	726	161	-52	201	-65	5.075	72.12	297
	G2	577	606	206	-1	258	-1	3.045		178
	G3	547	574	312	-1	390	-1	1.015		59
	G4	519	545	331	0	414	0	-1.015		-59
	G5	507	532	330	-2	413	-3	-3.045		-178
	G6	511	537	302	-20	378	-25	-5.075		-297
	合計	3352	3520	-	-			-	-	

※係数は、死荷重：1.05、活荷重：1.25

直角方向慣性力による鉛直力の算出は係数を考慮している。

係数を考慮した反力を示しました。

## 訂正後

### 1) 組合せ①, ②・③・⑤の反力

組合せ①, ②・③・⑤の主桁ごとの最大反力  $R_{max}$  と最小反力  $R_{min}$  は, 表-5.2.6 のとおりです。なお, 単純桁構造なので温度変化による反力は発生しませんので, ②・③・⑤で反力が最大・最小になるのは組合せ②です。

$$\begin{aligned} \text{①} \quad R_{max} &= 1.05 \times R_d \\ R_{min} &= 1.00 \times R_d \\ \text{②} \cdot \text{③} \cdot \text{⑤} \quad R_{max} &= 1.05 \times R_d + 1.25 \times R_{Lmax} \\ R_{min} &= 1.00 \times R_d + 1.25 \times R_{Lmin} \end{aligned}$$

ここに,

$R_d$  : 死荷重による反力

$R_{Lmax}$ ,  $R_{Lmin}$  : 活荷重による最大反力, 最小反力

表-5.2.6 主桁ごとの反力 (組合せ①, ②・③・⑤)

支点	主桁	荷重ごと			荷重組合せ			
		死荷重	活荷重		①		②・③・⑤	
		$R_d$	$R_{Lmax}$	$R_{Lmin}$	$R_{max}$	$R_{min}$	$R_{max}$	$R_{min}$
		kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
A1 ・ A2	G1	691	161	-52	726	691	927	626
	G2	577	206	-1	606	577	863	576
	G3	547	312	-1	574	547	964	546
	G4	519	331	0	545	519	959	519
	G5	507	330	-2	543	507	945	505
	G6	511	302	-20	537	511	914	486

### 1) 組合せ①, ②・③・⑤の反力

組合せ①, ②・③・⑤の主桁ごとの最大反力  $R_{max}$  と最小反力  $R_{min}$  は, 表-5.2.6 のとおりです。なお, 単純桁構造なので温度変化による反力は発生しませんので, ②・③・⑤で反力が最大・最小になるのは組合せ②です。

$$\begin{aligned} \text{①} \quad R_{max} &= 1.05 \times R_{d0} \quad (=R_d) \\ R_{min} &= 1.05 \times R_{d0} \quad (=R_d) \\ \text{②} \cdot \text{③} \cdot \text{⑤} \quad R_{max} &= 1.05 \times R_{d0} + 1.25 \times R_{Lmax0} \quad (=R_d + R_{Lmax}) \\ R_{min} &= 1.05 \times R_{d0} + 1.25 \times R_{Lmin0} \quad (=R_d + R_{Lmin}) \end{aligned}$$

ここに,

$R_d$  : 死荷重による反力

$R_{Lmax}$ ,  $R_{Lmin}$  : 活荷重による最大反力, 最小反力

表-5.2.6 主桁ごとの反力 (組合せ①, ②・③・⑤)

支点	主桁	荷重ごと			荷重組合せ			
		死荷重	活荷重		①		②・③・⑤	
		$R_d$	$R_{Lmax}$	$R_{Lmin}$	$R_{max}$	$R_{min}$	$R_{max}$	$R_{min}$
		kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
A1 ・ A2	G1	726	201	-65	726	726	927	661
	G2	606	258	-1	606	606	863	605
	G3	574	390	-1	574	574	964	573
	G4	545	414	0	545	545	959	545
	G5	532	413	-3	532	532	945	530
	G6	537	378	-25	537	537	914	512

荷重組合せ係数と荷重係数を考慮しています。  
次頁以降の組合せ⑩, ⑪も同様です。

2) 組合せ⑩の反力

レベル1の設計水平震度と鉛直震度は表-5.2.7なので、組合せ⑩の主桁ごとの最大反力 $R_{max}$ と最小反力 $R_{min}$ は、道示V編式(13.1.1)および式(13.1.2)から次式によって算出すると、表-5.2.8のとおりです。

$$\textcircled{10} R_{max} = 1.05 \times R_d + 1.00 \times \sqrt{(R_H^2 + R_V^2)}$$

$$R_{min} = 1.00 \times R_d - 1.00 \times \sqrt{(R_H^2 + R_V^2)}$$

ここに、

$R_H$  : 直角方向地震による鉛直反力(橋軸方向地震の場合、 $R_H=0$ )

$$R_H = k_h \times R_{H1}$$

$k_h$  : 設計水平震度

$R_{H1}$  : 慣性力による鉛直反力(表-5.2.4より)

$R_V$  : 設計鉛直震度によって支承に生じる鉛直反力

$$R_V = k_V \times R_d$$

$k_V$  : 地盤面における設計水平震度に、道示V編表-13.1.1の係数を乗じた値

表-5.2.7 設計水平震度と鉛直震度(レベル1)

支点	地域別 補正係数	水平震度		鉛直震度		
		設計震度	地盤面	係数	設計震度	
	$C_z$	$k_h$	$k_{hg}$	—	$k_V$	
A1	1.00	0.25	0.20	0.50	0.10	
A2	1.00	0.25	0.20	0.50	0.10	

表-5.2.8 主桁ごとの反力(組合せ⑩; レベル1)

支点	主桁	荷重ごと			荷重組合せ			
		死荷重	地震荷重		⑩			
			$R_d$	$R_H$	$R_V$	橋軸方向地震		直角方向地震
		kN	kN	kN	$R_{max}$	$R_{min}$	$R_{max}$	$R_{min}$
A1 ・ A2	G1	691	±71	±69	795	622	825	592
	G2	577	±43	±58	664	519	678	505
	G3	547	±14	±55	629	492	631	490
	G4	519	±14	±52	597	467	599	465
	G5	507	±43	±51	583	456	599	440
	G6	511	±71	±51	588	460	624	424

2) 組合せ⑩の反力

レベル1の設計水平震度と鉛直震度は表-5.2.7なので、組合せ⑩の主桁ごとの最大反力 $R_{max}$ と最小反力 $R_{min}$ は、道示V編式(13.1.1)および式(13.1.2)から次式によって算出すると、表-5.2.8のとおりです。

$$\textcircled{10} R_{max} = 1.05 \times R_{d0} + \sqrt{(R_H^2 + R_V^2)} \quad (=R_d + \sqrt{(R_H^2 + R_V^2)})$$

$$R_{min} = 1.05 \times R_{d0} - \sqrt{(R_H^2 + R_V^2)} \quad (=R_d - \sqrt{(R_H^2 + R_V^2)})$$

ここに、

$R_H$  : 直角方向地震による鉛直反力(橋軸方向地震の場合、 $R_H=0$ )

$$R_H = k_h \times R_{H1}$$

$k_h$  : 設計水平震度

$R_{H1}$  : 慣性力による鉛直反力(表-5.2.4より)

$R_V$  : 設計鉛直震度によって支承に生じる鉛直反力

$$R_V = k_V \times R_d$$

$k_V$  : 地盤面における設計水平震度に、道示V編表-13.1.1の係数を乗じた値

表-5.2.7 設計水平震度と鉛直震度(レベル1)

支点	地域別 補正係数	水平震度		鉛直震度		
		設計震度	地盤面	係数	設計震度	
	$C_z$	$k_h$	$k_{hg}$	—	$k_V$	
A1	1.00	0.25	0.20	0.50	0.10	
A2	1.00	0.25	0.20	0.50	0.10	

表-5.2.8 主桁ごとの反力(組合せ⑩; レベル1)

支点	主桁	荷重ごと			荷重組合せ⑩			
		死荷重	地震荷重		橋軸方向地震		直角方向地震	
			直角方向	鉛直	最大	最小	最大	最小
		$R_d$	$R_H$	$R_V$	$R_{max}$	$R_{min}$	$R_{max}$	$R_{min}$
kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	
A1 ・ A2	G1	726	±74	±73	798	653	829	622
	G2	606	±45	±61	667	545	681	531
	G3	574	±15	±57	632	517	634	515
	G4	545	±15	±55	600	491	602	488
	G5	532	±45	±53	586	479	602	463
	G6	537	±74	±54	590	483	628	445

3) 組合せ⑩の反力

レベル2のタイプIとタイプIIを震度を比較すると、表-5.2.9のようにタイプIIのほうが大きいので、この計算例ではレベルIIに着目します。レベル2タイプIIの組合せ⑩の主桁ごとの最大反力  $R_{max}$  と最小反力  $R_{min}$  は、表-5.2.10のとおりです。

$$\text{⑩ } R_{max} = 1.05 \times R_d + 1.00 \times \sqrt{(R_H^2 + R_V^2)}$$

$$R_{min} = 1.00 \times R_d - 1.00 \times \sqrt{(R_H^2 + R_V^2)}$$

ここに、

$R_H$  : 直角方向地震による鉛直反力 (橋軸方向地震の場合、 $R_H=0$ )

$$R_H = k_h \times k \times R_{H1}$$

$k_h \times k$  : 設計水平震度を0.45倍 (道示V編 13.1.1 解説(3))

$R_{H1}$  : 慣性力による鉛直反力 (表-5.2.4より)

$R_V$  : 設計鉛直震度によって支承に生じる鉛直反力

$$R_V = k_V \times R_d$$

$k_V$  : 地盤面における設計水平震度に、道示V編 表-13.1.1の係数を乗じた値

表-5.2.9 設計水平震度と鉛直震度 (レベル2)

	支点	地域別	鉛直震度			
		補正係数	水平震度	地盤面	係数	設計震度
			設計震度			
		$C_z$	$k_h$	$k_{hg}$	—	$k_V$
レベル2 タイプI	A1	1.00	1.30	0.45	0.50	0.23
	A2	1.00	1.30	0.45	0.50	0.23
レベル2 タイプII	A1	1.00	1.75	0.70	0.67	0.47
	A2	1.00	1.75	0.70	0.67	0.47

表-5.2.10 主桁ごとの反力 (⑩; レベル2タイプII)

支点	主桁	荷重ごと			荷重組合せ			
		$R_d$	地震荷重		⑩			
			$R_H$	$R_V$	橋軸方向地震		直角方向地震	
					$R_{Bmax}$	$R_{Bmin}$	$R_{Bmax}$	$R_{Bmin}$
kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	
A1 ・ A2	G1	691	±223	±325	1051	366	1120	297
	G2	577	±134	±271	877	306	908	275
	G3	547	±45	±257	831	290	835	286
	G4	519	±45	±244	789	275	793	271
	G5	507	±134	±238	770	269	805	234
	G6	511	±223	±240	777	271	864	183

3) 組合せ⑩の反力

レベル2のタイプIとタイプIIの震度を比較すると、表-5.2.9のようにタイプIIのほうが大きいので、この計算例ではレベルIIに着目します。レベル2タイプIIの組合せ⑩の主桁ごとの最大反力  $R_{max}$  と最小反力  $R_{min}$  は、表-5.2.10のとおりです。

$$\text{⑩ } R_{max} = 1.05 \times R_{d0} + \sqrt{(R_H^2 + R_V^2)} \quad (=R_d + \sqrt{(R_H^2 + R_V^2)})$$

$$R_{min} = 1.05 \times R_{d0} - \sqrt{(R_H^2 + R_V^2)} \quad (=R_d - \sqrt{(R_H^2 + R_V^2)})$$

ここに、

$R_H$  : 直角方向地震による鉛直反力 (橋軸方向地震の場合、 $R_H=0$ )

$$R_H = k_h \times k \times R_{H1}$$

$k_h \times k$  : 設計水平震度を0.45倍 (道示V編 13.1.1 解説(3))

$R_{H1}$  : 慣性力による鉛直反力 (表-5.2.4より)

$R_V$  : 設計鉛直震度によって支承に生じる鉛直反力

$$R_V = k_V \times R_d$$

$k_V$  : 地盤面における設計水平震度に、道示V編 表-13.1.1の係数を乗じた値

表-5.2.9 設計水平震度と鉛直震度 (レベル2)

地震動	支点	地域別	鉛直震度			
		補正係数	水平震度	地盤面	係数	設計震度
			設計震度			
		$C_z$	$k_h$	$k_{hg}$	—	$k_V$
レベル2 タイプI	A1	1.00	1.30	0.45	0.50	0.23
	A2	1.00	1.30	0.45	0.50	0.23
レベル2 タイプII	A1	1.00	1.75	0.70	0.67	0.47
	A2	1.00	1.75	0.70	0.67	0.47

表-5.2.10 主桁ごとの反力 (⑩; レベル2)

地震動	支点	主桁	荷重ごと			荷重組合せ⑩			
			$R_d$	地震荷重		橋軸方向地震		直角方向地震	
				$R_H$	$R_V$	最大	最小	最大	最小
						$R_{max}$	$R_{min}$	$R_{max}$	$R_{min}$
kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN		
レベル2 タイプI	A1 ・ A2	G1	726	±174	±167	892	559	967	485
		G2	606	±104	±139	745	467	780	432
		G3	574	±35	±132	707	442	711	438
		G4	545	±35	±125	670	420	675	415
		G5	532	±104	±122	655	410	693	372
		G6	537	±174	±123	660	413	750	323
レベル2 タイプII	A1 ・ A2	G1	726	±234	±341	1067	385	1139	312
		G2	606	±140	±285	891	321	923	288
		G3	574	±47	±270	844	305	848	300
		G4	545	±47	±256	801	289	805	285
		G5	532	±140	±250	783	282	819	245
		G6	537	±234	±252	789	284	881	193

## 訂正後

曲げモーメント  $M$  は、ギヨン・マソネーの直交異方性版理論に基づいて荷重分配係数を算出し、次式で計算します。

$$M = K_a \times M_m$$

ただし

$K_a$  : 橋全体の曲げモーメントを主桁本数で除した平均の曲げモーメント

$M_m$  : 曲げ剛性係数  $\theta$  及びねじり剛性係数  $\alpha$  の関数として求めた荷重分配係数

曲げ剛性係数  $\theta$  とねじり剛性係数  $\alpha$  は、次式によります。

$$\theta = \frac{B}{\ell} \cdot \sqrt{\frac{E_\theta \cdot I_\theta \cdot q_t}{E_t \cdot I_t \cdot q_\theta}}$$
$$\alpha = \frac{G_\theta \frac{J_\theta}{q_\theta} + G_t \frac{J_t}{q_t}}{2 \cdot \sqrt{\frac{E_\theta \cdot I_\theta}{q_\theta} \cdot \frac{E_t \cdot I_t}{q_t}}}$$

ここに

$B$  : 抵抗幅の 1/2

$\ell$  : 支間

$q_\theta$  ,  $q_t$  : 主桁, 横桁間隔

$E_\theta$  ,  $E_t$  : 主桁, 横桁コンクリートのヤング係数

$G_\theta$  ,  $G_t$  : 主桁, 横桁コンクリートのせん断弾性係数 ( $G = E/2.3$ )

$I_\theta$  ,  $I_t$  : 主桁, 横桁の断面 2 次モーメント

$J_\theta$  ,  $J_t$  : 主桁, 横桁のねじり剛性

なお、主桁の断面 2 次モーメントは、主桁総断面に桁間床版を換算した断面 2 次モーメント、横桁の断面 2 次モーメントは着目横桁と左右の横桁間隔の 1/2 までの床版からなる T 形断面 2 次モーメントで、ねじり剛性  $J$  は、断面を矩形と考えるとサンブナン (Saint Venent) の原理に基づいて次式から求めます。

$$J = \Sigma \beta ab^3 \cdot G$$

$$\beta = \frac{1}{3} - \frac{64}{\pi^3} \cdot \frac{b}{a} \cdot \left( \tanh \frac{\pi a}{2b} + \frac{1}{3^5} \cdot \tanh \frac{3\pi a}{2b} + \frac{1}{5^5} \cdot \tanh \frac{5\pi a}{2b} \dots \right)$$

ただし

$a$  ,  $b$  : 分割した矩形断面の長辺, 短辺

曲げモーメント  $M$  は、ギヨン・マソネーの直交異方性版理論に基づいて荷重分配係数を算出し、次式で計算します。

$$M = K_a \times M_m$$

ただし

$K_a$  : 曲げ剛性係数  $\theta$  及びねじり剛性係数  $\alpha$  の関数として求めた荷重分配係数

$M_m$  : 橋全体の曲げモーメントを主桁本数で除した平均の曲げモーメント

曲げ剛性係数  $\theta$  とねじり剛性係数  $\alpha$  は、次式によります。

$$\theta = \frac{B}{\ell} \cdot \sqrt{\frac{E_\theta \cdot I_\theta \cdot q_t}{E_t \cdot I_t \cdot q_\theta}}$$
$$\alpha = \frac{G_\theta \frac{J_\theta}{q_\theta} + G_t \frac{J_t}{q_t}}{2 \cdot \sqrt{\frac{E_\theta \cdot I_\theta}{q_\theta} \cdot \frac{E_t \cdot I_t}{q_t}}}$$

ここに

$B$  : 抵抗幅の 1/2

$\ell$  : 支間

$q_\theta$  ,  $q_t$  : 主桁, 横桁間隔

$E_\theta$  ,  $E_t$  : 主桁, 横桁コンクリートのヤング係数

$G_\theta$  ,  $G_t$  : 主桁, 横桁コンクリートのせん断弾性係数 ( $G = E/2.3$ )

$I_\theta$  ,  $I_t$  : 主桁, 横桁の断面 2 次モーメント

$J_\theta$  ,  $J_t$  : 主桁, 横桁のねじり剛性

なお、主桁の断面 2 次モーメントは、主桁総断面に桁間床版を換算した断面 2 次モーメント、横桁の断面 2 次モーメントは着目横桁と左右の横桁間隔の 1/2 までの床版からなる T 形断面 2 次モーメントで、ねじり剛性  $J$  は、断面を矩形と考えるとサンブナン (Saint Venent) の原理に基づいて次式から求めます。

$$J = \Sigma \beta ab^3 \cdot G$$

$$\beta = \frac{1}{3} - \frac{64}{\pi^3} \cdot \frac{b}{a} \cdot \left( \tanh \frac{\pi a}{2b} + \frac{1}{3^5} \cdot \tanh \frac{3\pi a}{2b} + \frac{1}{5^5} \cdot \tanh \frac{5\pi a}{2b} \dots \right)$$

ただし

$a$  ,  $b$  : 分割した矩形断面の長辺, 短辺



訂正後

(6) 曲げモーメントの計算

橋面荷重

左側地覆 ;  $M=1/8 \times w \cdot L^2 = 1/8 \times 6.67 \text{ kN/m} \times 30.0^2 = 750.38 \text{ kN} \cdot \text{m}$

右側地覆 ;  $M=1/8 \times w \cdot L^2 = 1/8 \times 6.82 \text{ kN/m} \times 30.0^2 = 767.25 \text{ kN} \cdot \text{m}$

舗装 (車道);  $M=1/8 \times w \cdot L^2 = 1/8 \times 2.25 \text{ kN/m} \times 30.0^2 = 253.13 \text{ kN} \cdot \text{m}$

舗装 (歩道);  $M=1/8 \times w \cdot L^2 = 1/8 \times 8.73 \text{ kN/m} \times 30.0^2 = 982.13 \text{ kN} \cdot \text{m}$

活荷重

L 荷重 ;  $M=1/4 \times D \cdot p_1 (1+i) \cdot (L-D/2) + 1/8 \times p_2 (1+i) \cdot L^2$   
 $= 1/4 \times 10.0 \times 10 \text{ kN/m}^2 \times (1+0.182) \times (30.0-10.0/2)$   
 $+ 1/8 \times 3.5 \text{ kN/m}^2 \times (1+0.182) \times 30.0^2 = 738.75 + 465.41 = 1204.16 \text{ kN} \cdot \text{m}$

群集荷重;  $M=1/8 \times w \cdot L^2$   
 $= 1/8 \times 3.5 \text{ kN/m}^2 \times 30.0^2 = 393.75 \text{ kN} \cdot \text{m}$

付表-1.10 G1 外桁と G2 中桁の曲げモーメント

		曲げ $M(\text{kN} \cdot \text{m})$	G1 外桁		G2 中桁	
			分配係数	曲げ	分配係数	曲げ
			$K$	$M(\text{kN} \cdot \text{m})$	$K$	$M(\text{kN} \cdot \text{m})$
橋面荷重	左側地覆	750.38	0.526	394.70	0.372	279.14
	右側地覆	767.25	-0.162	-124.29	-0.038	-29.16
	舗装 (車道)	253.13	0.646	163.52	0.933	236.17
	舗装 (歩道)	982.13	1.246	1223.73	0.940	923.20
	合計			1657.66		1409.35
活荷重	L 荷重	1204.16	0.838	1009.09	0.916	1103.01
	群集荷重	393.75	1.246	490.61	0.940	370.13
	合計			1499.70		1473.14

(6) 曲げモーメントの計算

橋面荷重

左側地覆 ;  $M=1/8 \times w \cdot L^2 = 1/8 \times 6.67 \text{ kN/m} \times 30.0^2 = 750.38 \text{ kN} \cdot \text{m}$

右側地覆 ;  $M=1/8 \times w \cdot L^2 = 1/8 \times 8.27 \text{ kN/m} \times 30.0^2 = 930.38 \text{ kN} \cdot \text{m}$

舗装 (車道);  $M=1/8 \times w \cdot L^2 = 1/8 \times 2.25 \text{ kN/m} \times 30.0^2 = 253.13 \text{ kN} \cdot \text{m}$

舗装 (歩道);  $M=1/8 \times w \cdot L^2 = 1/8 \times 8.73 \text{ kN/m} \times 30.0^2 = 982.13 \text{ kN} \cdot \text{m}$

活荷重

L 荷重 ;  $M=1/4 \times D \cdot p_1 (1+i) \cdot (L-D/2) + 1/8 \times p_2 (1+i) \cdot L^2$   
 $= 1/4 \times 10.0 \times 10 \text{ kN/m}^2 \times (1+0.182) \times (30.0-10.0/2)$   
 $+ 1/8 \times 3.5 \text{ kN/m}^2 \times (1+0.182) \times 30.0^2 = 738.75 + 465.41 = 1204.16 \text{ kN} \cdot \text{m}$

群集荷重;  $M=1/8 \times w \cdot L^2$   
 $= 1/8 \times 3.5 \text{ kN/m}^2 \times 30.0^2 = 393.75 \text{ kN} \cdot \text{m}$

付表-1.10 G1 外桁と G2 中桁の曲げモーメント

		曲げ $M(\text{kN} \cdot \text{m})$	G1 外桁		G2 中桁	
			分配係数	曲げ	分配係数	曲げ
			$K$	$M(\text{kN} \cdot \text{m})$	$K$	$M(\text{kN} \cdot \text{m})$
橋面荷重	左側地覆	750.38	0.526	394.70	0.372	279.14
	右側地覆	930.38	-0.162	-150.72	-0.038	-35.35
	舗装 (車道)	253.13	0.646	163.52	0.933	236.17
	舗装 (歩道)	982.13	1.246	1223.73	0.940	923.20
	合計			1631.23		1403.16
活荷重	L 荷重	1204.16	0.838	1009.09	0.916	1103.01
	群集荷重	393.75	1.246	490.61	0.940	370.13
	合計			1499.70		1473.14