

訂正後

5) PC板と場所打ち床版

PC板に配置するPC鋼材は、図-1.1.7のように、PC板の図心よりも1mm下方に配置します。また、道示Ⅱ編図-解11.2.3に形状の例が掲載されていますが、場所打ち床版との界面となるPC板の上面には図-1.1.8のような凹凸を施します。

道示Ⅱ編  
11.2.11 PC合成床版のずれ止めの形状及び配置  
11.2.5 底鋼板及びPC板の最小板厚

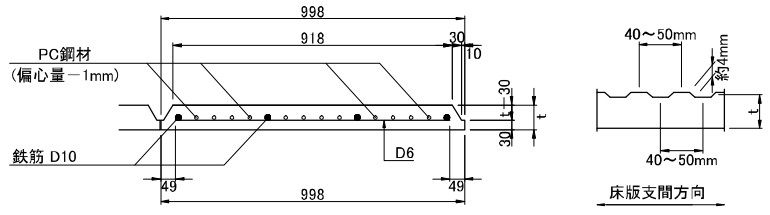


図-1.1.7 PC板の鋼材配置

図-1.1.8 上面の形状

(出典：日本道路協会、道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋・鋼部材編、p304 図-解11.2.3、平成29年11月)

道示Ⅱ編11.2.5解説(2)には「PC板の最小板厚は…70mm以上とすることが標準」とあり、PC板厚が70mmの場合、PC鋼材SWPR7AL φ9.3を用いるとその下に配置する鉄筋D6のかぶりが25mmを下回るため、図-1.1.9のようにSWPD3L3φ2.9としています。

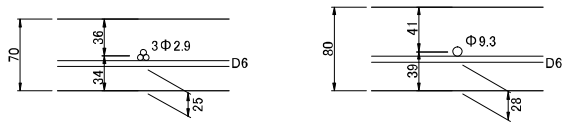


図-1.1.9 PC板の鋼材配置

PC板の形状寸法については、「推奨仕様B-3合成床版用プレキャスト板」に、PC板厚70mmから120mmまでのスパンと曲げひび割れ耐力が規定されており、PCコンボ橋に適用される70mmから100mmについては、表-1.1.4のとおりです。

表-1.1.4 JISで規格化されている諸数値

種類	スパン (mm)	板厚 (mm)	曲げひび割れ耐力 (kN・m)	備考 (PC鋼材種類と配置本数)
PCC-70-1	1450	70	6.6	(SWPD3L3φ2.9×18本)
PCC-70-2	1750	70	7.5	(SWPD3L3φ2.9×22本)
PCC-80	2050	80	10.1	(SWPR7ALφ9.3×12本)
PCC-90	2200	90	13.0	(SWPR7ALφ9.3×14本)
PCC-100	2600	100	16.3	(SWPR7ALφ9.3×16本)

(出典：日本産業規格、JIS A 5373、p43 推奨仕様B-3表1、2016年)

5) PC板と場所打ち床版

PC板に配置するPC鋼材は、図-1.1.7のように、PC板の図心よりも1mm下方に配置します。また、道示Ⅱ編図-解11.2.3に形状の例が掲載されていますが、場所打ち床版との界面となるPC板の上面には図-1.1.8のような凹凸を施します。

道示Ⅱ編  
11.2.11 PC合成床版のずれ止めの形状及び配置  
11.2.5 底鋼板及びPC板の最小板厚

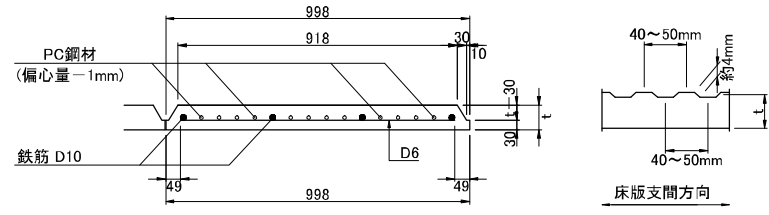


図-1.1.7 PC板の鋼材配置

図-1.1.8 上面の形状

(出典：日本道路協会、道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋・鋼部材編、p304 図-解11.2.3、平成29年11月)

道示Ⅱ編11.2.5解説(2)には「PC板の最小板厚は…70mm以上とすることが標準」とあり、PC板厚が70mmの場合、PC鋼材SWPR7AL φ9.3を用いるとその下に配置する鉄筋D6のかぶりが25mmを下回るため、図-1.1.9のようにSWPD3L3φ2.9としています。

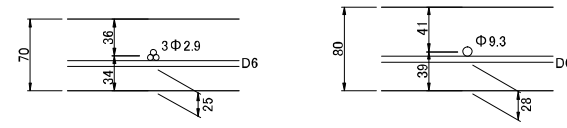


図-1.1.9 PC板の鋼材配置

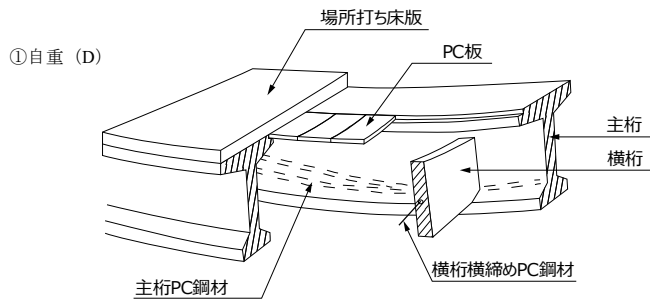
PC板の形状寸法については、「推奨仕様B-3合成床版用プレキャスト板」に、PC板厚70mmから120mmまでのスパンと曲げひび割れ耐力が規定されており、PCコンボ橋に適用される70mmから100mmについては、表-1.1.4のとおりです。

表-1.1.4 JISで規格化されている諸数値

種類	スパン (mm)	板厚 (mm)	曲げひび割れ耐力 (kN・m)	備考 (PC鋼材種類と配置本数)
PCC-70-1	1450	70	6.6	(SWPD3L3φ2.9×18本)
PCC-70-2	1750	70	7.5	(SWPD3L3φ2.9×22本)
PCC-80	2050	80	10.1	(SWPR7ALφ9.3×12本)
PCC-90	2200	90	13.0	(SWPR7ALφ9.3×14本)
PCC-100	2600	100	16.3	(SWPR7ALφ9.3×16本)

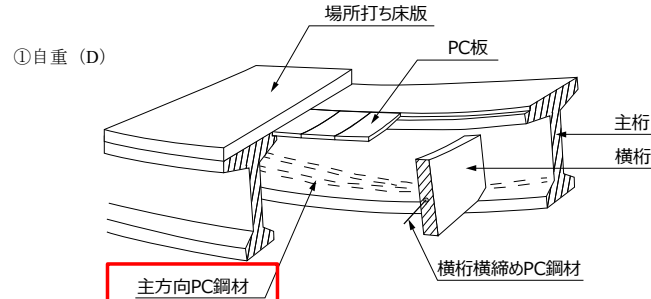
(出典：日本産業規格、JIS A 5373、p42 推奨仕様B-3表1、2016年)

訂正後



主桁自重, 床版, 横桁

①自重 (D)



主桁自重, 床版, 横桁

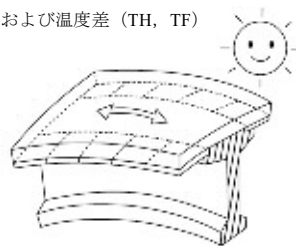
①自重 (D)

②橋面荷重 (D), 活荷重 (L+I)



舗装, 高欄, 地覆, 活荷重

③温度変化および温度差 (TH, TF)



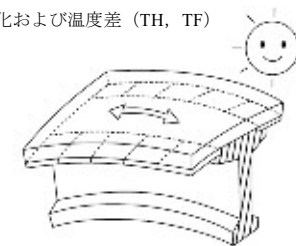
温度差

②橋面荷重 (D), 活荷重 (L+I)



舗装, 高欄, 地覆, 活荷重

③温度変化および温度差 (TH, TF)



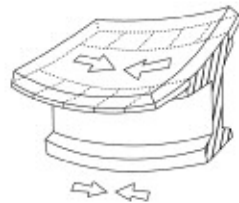
温度差

④乾燥収縮 (SH)



乾燥収縮

⑤クリープ (CR)



クリープ

④乾燥収縮 (SH)



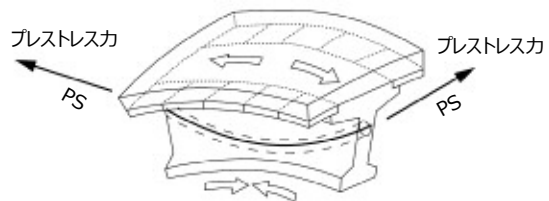
乾燥収縮

⑤クリープ (CR)



クリープ

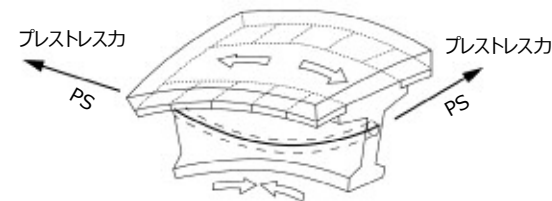
⑥プレストレスカ (PS)



プレストレスカ

図-1.1.15 作用の概要

⑥プレストレスカ (PS)



プレストレスカ

図-1.1.15 作用の概要

2) 限界状態

部材等の限界状態は、道示Ⅰ編4.3において、表-1.1.8のように規定されています。

表-1.1.8 部材等の限界状態

限界状態1	荷重を支持する能力が確保されている限界の状態
限界状態2	荷重を支持する能力は低下しているもののあらかじめ想定する能力の範囲にある限界の状態
限界状態3	荷重を支持する能力が完全に失われる限界の状態

(出典：日本道路協会、道路橋示方書・解説Ⅰ共通編、p65 表-4.3.1、平成29年11月)

RC部材とPC部材の限界状態1と限界状態3が、道示Ⅲ編5.5から5.8において、表-1.1.9のように規定されています。

表-1.1.9 曲げモーメントを受けるコンクリート部材の限界状態1と限界状態3

RC部材の限界状態1	部材断面に生じる曲げモーメントに対して、部材全体が弾性挙動する限界の状態	道示Ⅲ編5.5.1 解説(1)
PC部材の限界状態1	圧縮側のコンクリートの応力度が弾性状態とみなせる範囲に留まり、また、引張側の応力度についても全断面が有効とみなせる範囲に留まる状態	道示Ⅲ編5.6.1 解説(1)
RC・PC部材の限界状態3	作用に対する抵抗力を発揮できなくなる限界の状態	道示Ⅲ編5.8.1 解説(1)

(出典：日本道路協会、道路橋示方書・解説Ⅲコンクリート橋・コンクリート部材編、p125,131,152、平成29年11月)

H24年道示では、設計荷重時と終局荷重時の2つの荷重状態に対して、許容応力度と破壊抵抗曲げモーメントで照査していました。H29年道示では、1つの設計荷重状態（12ケースあり）に対して、限界状態1と限界状態3の照査をします。

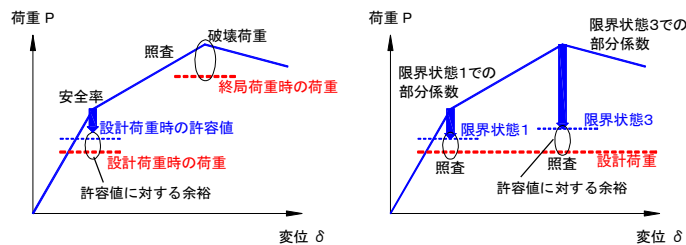


図 H24年道示の照査方法

図 H29年道示の照査方法

2) 限界状態

部材等の限界状態は、道示Ⅰ編4.3において、表-1.1.8のように規定されています。

表-1.1.8 部材等の限界状態

限界状態1	荷重を支持する能力が確保されている限界の状態
限界状態2	荷重を支持する能力は低下しているもののあらかじめ想定する能力の範囲にある限界の状態
限界状態3	荷重を支持する能力が完全に失われる限界の状態

(出典：日本道路協会、道路橋示方書・解説Ⅰ共通編、p65 表-4.3.1、平成29年11月)

RC部材とPC部材の限界状態1と限界状態3が、道示Ⅲ編5.5から5.8において、表-1.1.9のように規定されています。

表-1.1.9 曲げモーメントを受けるコンクリート部材の限界状態1と限界状態3

RC部材の限界状態1	部材断面に生じる曲げモーメントに対して、部材全体が弾性挙動する限界の状態	道示Ⅲ編5.5.1 解説(1)
PC部材の限界状態1	圧縮側のコンクリートの応力度が弾性状態とみなせる範囲に留まり、また、引張側の応力度についても全断面が有効とみなせる範囲に留まる状態	道示Ⅲ編5.6.1 解説(1)
RC・PC部材の限界状態3	作用に対する抵抗力を発揮できなくなる限界の状態	道示Ⅲ編5.8.1 解説(1)

(出典：日本道路協会、道路橋示方書・解説Ⅲコンクリート橋・コンクリート部材編、p125,131,152、平成29年11月)

H24年道示では、設計荷重時と終局荷重時の2つの荷重状態に対して、許容応力度と破壊抵抗曲げモーメントで照査していました。H29年道示では、1つの設計荷重状態（12ケースあり）に対して、限界状態1と限界状態3の照査をします。

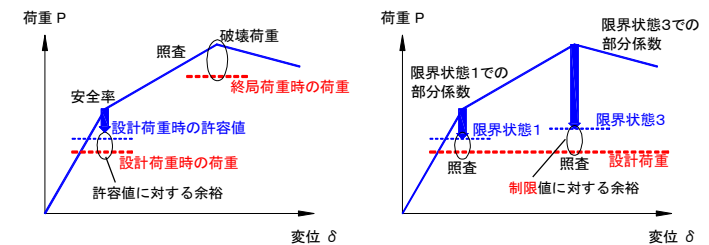


図 H24年道示の照査方法

図 H29年道示の照査方法

(2) 使用材料と材料諸定数

・コンクリート

	プレキャスト	プレキャスト	場所打ち	
	主桁	PC板	横桁・床版	
設計基準強度	50	50	30	N/mm <sup>2</sup>
ヤング係数	3.30×10 <sup>4</sup>	3.30×10 <sup>4</sup>	2.80×10 <sup>4</sup>	N/mm <sup>2</sup>
導入時強度	50	35	25	N/mm <sup>2</sup>
ヤング係数	3.30×10 <sup>4</sup>	2.95×10 <sup>4</sup>	2.55×10 <sup>4</sup>	N/mm <sup>2</sup>

・PC鋼材

PC鋼材種別	主桁	PC板(t=80)	横桁	
	SWPR7BL 12S12.7	SWPR7AL 1S9.3	SWPR19L 1S21.8	
仕様	普通鋼材 +PEシース	普通鋼材	普通鋼材 +鋼製シース	
ヤング係数	1.95×10 <sup>5</sup>	1.95×10 <sup>5</sup>	1.95×10 <sup>5</sup>	N/mm <sup>2</sup>
鋼材断面積	1184.5	51.61	312.9	mm <sup>2</sup>
標準セット量	8	—	4	mm
シース標準内径	65	—	35	mm
シース外径	74~78 <sup>※</sup>	—	38	mm
引張強度の特性値	1850	1720	1830	N/mm <sup>2</sup>
降伏強度の特性値	1580	1460	1580	N/mm <sup>2</sup>

※PEシースの外径は、メーカーによって異なる。

・鉄筋

鉄筋種別	主桁	横桁・床版		
鉄筋種別	SD345	SD345		
ヤング係数	2.00×10 <sup>5</sup>	2.00×10 <sup>5</sup>		
降伏強度の特性値	345	345		

使用材料の諸定数は、

注) カッコ内はコンクリート材齢(日)

コンクリート	主桁	PC板	横桁	
クリープ係数	2.0 (28)	3.0 (1)	2.6 (4~7)	プレストレス導入 横桁・床版施工 橋面施工
	1.7 (60)			
	1.6 (90)		2.0 (28)	
乾燥収縮度	18×10 <sup>-5</sup> (28)	20×10 <sup>-5</sup> (1)	20×10 <sup>-5</sup> (4~7)	

PC鋼材の見かけのリラクゼーション率 (リラクゼーション値; 2.5%以下)

1.5%	1.5%	1.5%
------	------	------

シースの材質

一般道では、まだ鋼製シースがよく使われていますが、セグメントの接合目地については、道示Ⅲ編 16.3(7)に「エポキシ樹脂等の遮蔽材により接合面からの腐食因子の侵入を防ぐ…」とあり、この計算例では主方向 PC 鋼材に PE シースを用いています。

(2) 使用材料と材料諸定数

・コンクリート

	プレキャスト	プレキャスト	場所打ち	
	主桁	PC板	横桁・床版	
設計基準強度	50	50	30	N/mm <sup>2</sup>
ヤング係数	3.30×10 <sup>4</sup>	3.30×10 <sup>4</sup>	2.80×10 <sup>4</sup>	N/mm <sup>2</sup>
導入時強度	50	35	25	N/mm <sup>2</sup>
ヤング係数	3.30×10 <sup>4</sup>	2.95×10 <sup>4</sup>	2.55×10 <sup>4</sup>	N/mm <sup>2</sup>

・PC鋼材

PC鋼材種別	主桁	PC板(t=80)	横桁	
	SWPR7BL 12S12.7	SWPR7AL 1S9.3	SWPR19L 1S21.8	
仕様	普通鋼材 +PEシース	普通鋼材	普通鋼材 +鋼製シース	
ヤング係数	1.95×10 <sup>5</sup>	1.95×10 <sup>5</sup>	1.95×10 <sup>5</sup>	N/mm <sup>2</sup>
鋼材断面積	1184.5	51.61	312.9	mm <sup>2</sup>
標準セット量	8	—	4	mm
シース標準内径	65	—	35	mm
シース外径	74~78 <sup>※</sup>	—	38	mm
引張強度の特性値	1850	1720	1830	N/mm <sup>2</sup>
降伏強度の特性値	1580	1460	1580	N/mm <sup>2</sup>

※PEシースの外径は、メーカーによって異なる。

・鉄筋

鉄筋種別	主桁	横桁・床版		
鉄筋種別	SD345	SD345		
ヤング係数	2.00×10 <sup>5</sup>	2.00×10 <sup>5</sup>		
降伏強度の特性値	345	345		

使用材料の諸定数は、

注) カッコ内はコンクリート材齢(日)

コンクリート	主桁	PC板	横桁	
クリープ係数	2.0 (28)	3.0 (1)	2.6 (4~7)	プレストレス導入 横桁・床版施工 橋面施工
	1.7 (90)			
	1.6 (120)		2.0 (28)	
乾燥収縮度	18×10 <sup>-5</sup> (28)	20×10 <sup>-5</sup> (1)	20×10 <sup>-5</sup> (4~7)	

PC鋼材の見かけのリラクゼーション率 (リラクゼーション値; 2.5%以下)

1.5%	1.5%	1.5%
------	------	------

シースの材質

一般道では、まだ鋼製シースがよく使われていますが、セグメントの接合目地については、道示Ⅲ編 16.3(7)に「エポキシ樹脂等の遮蔽材により接合面からの腐食因子の侵入を防ぐ…」とあり、この計算例では主方向 PC 鋼材に PE シースを用いています。

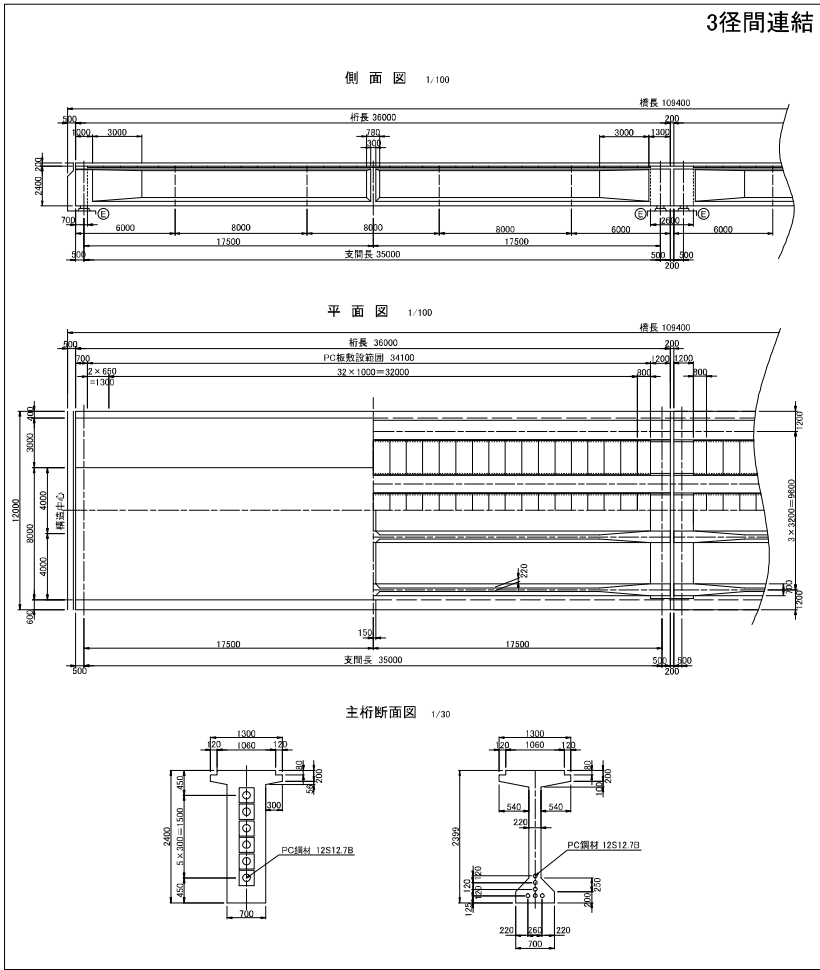


図-1.3.2 構造一般図の例

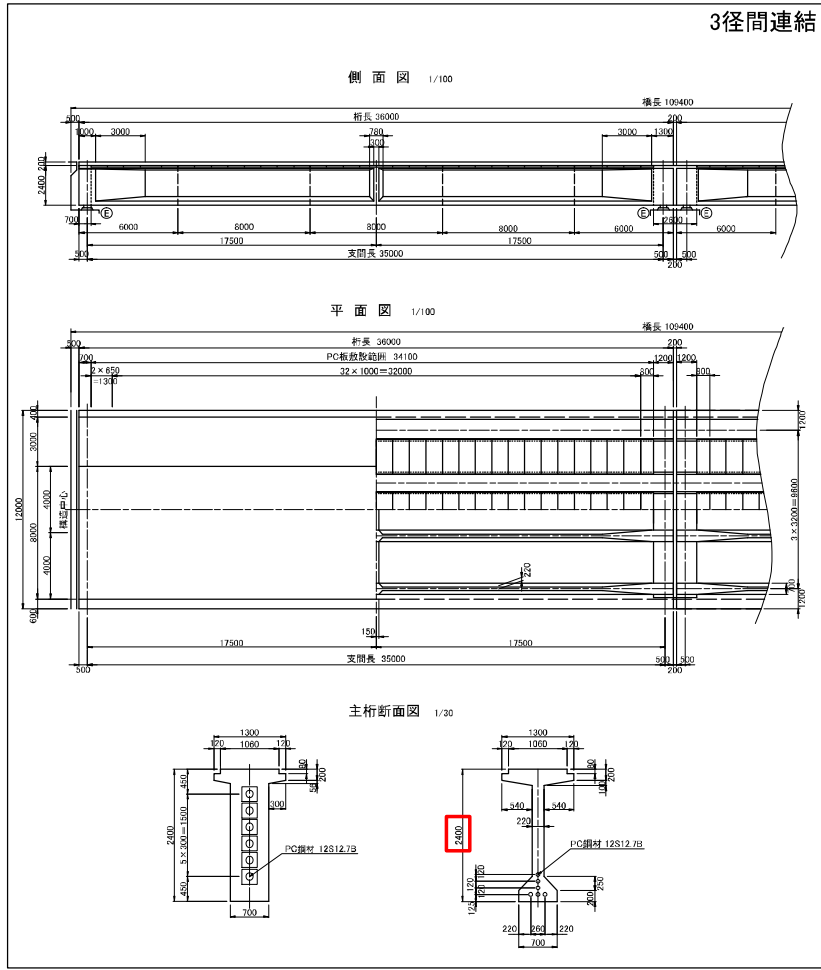


図-1.3.2 構造一般図の例

## 訂正後

PC 板厚と場所打ち床版厚の組合せが、「PC コンボ橋の手引き」と「JIS 製造便覧(B-3)」で表-1.6.2 のように異なっていますので、注意が必要です。

表-1.6.2 PC 板厚と場所打ち床版厚の組合せ

主桁 間隔 (m)	PC コンボ橋の手引き			JIS 製造便覧(B-3)					
				支間 30m 以下の場合 (mm)			支間 30m 超の場合 (mm)		
	最小全厚	PC 板	場所打ち	最小全厚	PC 板	場所打ち	最小全厚	PC 板	場所打ち
2.60	230	70	160	226	70	180	249	70	180
2.70	230	70	160	230	70	180	253	70	190
2.80	230	70	160	234	70	180	257	70	200
2.90	240	70	170	238	70	180	261	70	200
3.00	240	70	170	241	70	190	265	70	200
3.10	250	80	170	245	80	190	270	80	200
3.20	250	80	170	249	80	190	274	80	200
3.30	250	80	170	253	80	190	278	80	200
3.40	260	90	170	256	90	190	282	90	200
3.50	260	90	170	260	90	190	286	90	200
3.60	260	90	170	264	90	190	290	90	200
3.70	270	100	170	268	100	190	294	100	200
3.80	270	100	170	271	100	190	298	100	200

### 「PC コンボ橋の手引き」の床版厚

「PC コンボ橋の手引き」は、H14 道示に準拠しており、最小全厚は cm ラウンドでした。横桁間隔が 15m を超える場合の割増しがなく、また、PC 板からその直上の鉄筋芯までを 20mm としており上面かぶりも 30mm でよかったことから場所打ち床版厚を薄くできていました。

### 主桁間隔 3.10m の床版厚

限界状態 1 の照査では、PC 板の制限値は $3.1\text{N}/\text{mm}^2$ ですが、引張鉄筋を配置しないで済むようにするにはフルプレにする必要があります。

主桁間隔 3.10m の床版厚は、支間 30m 以下の場合、総厚を 270mm にする必要があり、場所打ち床版厚を 190mm とし PC 板厚を 80mm にしています。支間 30m 超の場合は、PC 板厚 70mm 場所打ち床版厚 200mm でも照査を満足しますが、PC 板厚を支間 30m 以下の場合と同じ 80mm にしています。

PC 板厚と場所打ち床版厚の組合せが、「PC コンボ橋の手引き」と「JIS 製造便覧(B-3)」で表-1.6.2 のように異なっていますので、注意が必要です。

表-1.6.2 PC 板厚と場所打ち床版厚の組合せ

主桁 間隔 (m)	PC コンボ橋の手引き			JIS 製造便覧(B-3)					
				支間 30m 以下の場合 (mm)			支間 30m 超の場合 (mm)		
	最小全厚	PC 板	場所打ち	最小全厚	PC 板	場所打ち	最小全厚	PC 板	場所打ち
2.60	230	70	160	226	70	180	249	70	180
2.70	230	70	160	230	70	180	253	70	190
2.80	230	70	160	234	70	180	257	70	200
2.90	240	70	170	238	70	180	261	70	200
3.00	240	70	170	241	70	190	265	70	200
3.10	250	80	170	245	80	190	270	80	200
3.20	250	80	170	249	80	190	274	80	200
3.30	250	80	170	253	80	190	278	80	200
3.40	260	90	170	256	90	190	282	90	200
3.50	260	90	170	260	90	190	286	90	200
3.60	260	90	170	264	90	190	290	90	200
3.70	270	100	170	268	100	190	294	100	200
3.80	270	100	170	271	100	190	298	100	200

### 「PC コンボ橋の手引き」の床版厚

「PC コンボ橋の手引き」は、H14 道示に準拠しており、最小全厚は cm ラウンドでした。横桁間隔が 15m を超える場合の割増しがなく、また、PC 板からその直上の鉄筋芯までを 20mm としており上面かぶりも 30mm でよかったことから場所打ち床版厚を薄くできていました。

### 主桁間隔 3.10m の床版厚

限界状態 1 の照査では、PC 板の制限値は $3.1\text{N}/\text{mm}^2$ ですが、引張鉄筋を配置しないで済むようにするにはフルプレストレスにする必要があります。

主桁間隔 3.10m の床版厚は、支間 30m 以下の場合、総厚を 270mm にする必要があり、場所打ち床版厚を 190mm とし PC 板厚を 80mm にしています。支間 30m 超の場合は、PC 板厚 70mm 場所打ち床版厚 200mm でも照査を満足しますが、PC 板厚を支間 30m 以下の場合と同じ 80mm にしています。

2) 片持床版

・片持床版（左側：歩道）

左側の片持床版（歩道）の形状を、図-2.2.3に示します。

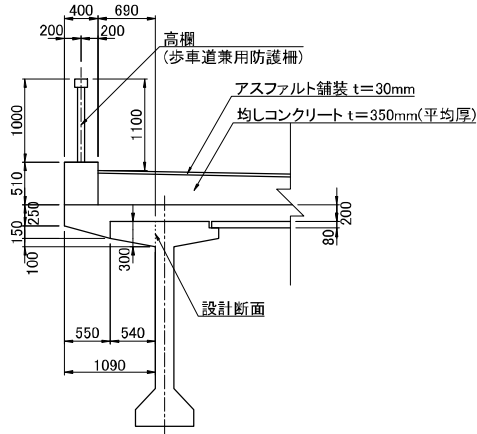


図-2.2.3 片持床版(歩道側)の形状

死荷重による曲げモーメントは、道示Ⅲ編 9.2.3(3)により

- ・フランジ自重・・・支間 0.540m の片持版（分布荷重）

$$M = -0.200 \times 24.5 \times (0.540)^2 / 2 - 0.100 \times 24.5 \times (0.540)^2 / 6 = -0.83 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- ・場所打ち床版自重・・・支間 1.090m の片持版（分布荷重）

$$M = -0.250 \times 24.5 \times 0.550 \times (0.550 / 2 + 0.540) - 0.200 \times 24.5 \times (0.540)^2 / 2 - 0.150 \times 24.5 \times 0.550 / 2 \times (0.550 / 3 + 0.540) = -4.19 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- ・作業荷重 (3.5kN/m<sup>2</sup>)・・・支間 0.540m の片持版（分布荷重）

$$M = -3.5 \times (1.090)^2 / 2 = -2.08 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- ・橋面荷重（均しコンクリート平均 350mm 厚，舗装 30mm 厚）・・・支間 1.090m の片持版として

$$M = -0.350 \times 23.0 \times (0.690)^2 / 2 - 0.030 \times 23.0 \times (0.690)^2 / 2 - 0.510 \times 24.5 \times 0.400 \times (0.400 / 2 + 0.690) - 0.6 \text{ kN} \times (0.400 / 2 + 0.690) = -7.06 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

雪荷重による曲げモーメントは、道示Ⅰ編 8.12(3)により

- ・雪荷重 (1.0kN/m<sup>2</sup>)・・・支間 1.090m の片持版として

$$M = -1.0 \text{ kN/m}^2 \times (1.090)^2 / 2 = -0.59 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

左側の片持床版は歩道部分なので、道示Ⅰ編 8.2(4)より「群集荷重として 5.0kN/m<sup>2</sup>の等分布荷重」

を考慮します。活荷重による曲げモーメントは、道示Ⅲ編 9.2.3(3)により

- ・活荷重 (w=5.0kN/m<sup>2</sup>)・・・支間 0.690m の片持版

$$M = -5.0 \text{ kN/m}^2 \times (0.690)^2 / 2 = -1.19 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2) 片持床版

・片持床版（左側：歩道）

左側の片持床版（歩道）の形状を、図-2.2.3に示します。

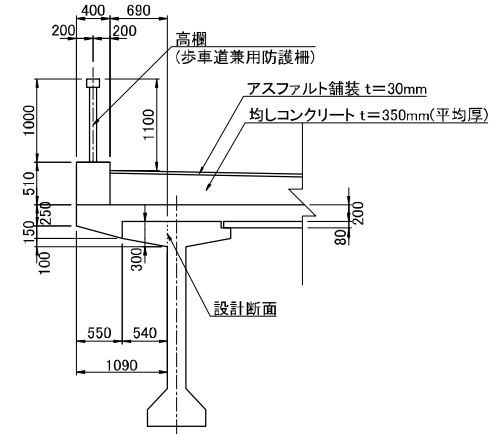


図-2.2.3 片持床版(歩道側)の形状

死荷重による曲げモーメントは、道示Ⅲ編 9.2.3(3)により

- ・フランジ自重・・・支間 0.540m の片持版（分布荷重）

$$M = -0.200 \times 24.5 \times (0.540)^2 / 2 - 0.100 \times 24.5 \times (0.540)^2 / 6 = -0.83 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- ・場所打ち床版自重・・・支間 1.090m の片持版（分布荷重）

$$M = -0.250 \times 24.5 \times 0.550 \times (0.550 / 2 + 0.540) - 0.200 \times 24.5 \times (0.540)^2 / 2 - 0.150 \times 24.5 \times 0.550 / 2 \times (0.550 / 3 + 0.540) = -4.19 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- ・作業荷重 (3.5kN/m<sup>2</sup>)・・・支間 1.090m の片持版（分布荷重）

$$M = -3.5 \times (1.090)^2 / 2 = -2.08 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- ・橋面荷重（均しコンクリート平均 350mm 厚，舗装 30mm 厚）・・・支間 1.090m の片持版として

$$M = -0.350 \times 23.0 \times (0.690)^2 / 2 - 0.030 \times 23.0 \times (0.690)^2 / 2 - 0.510 \times 24.5 \times 0.400 \times (0.400 / 2 + 0.690) - 0.6 \text{ kN} \times (0.400 / 2 + 0.690) = -7.06 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

雪荷重による曲げモーメントは、道示Ⅰ編 8.12(3)により

- ・雪荷重 (1.0kN/m<sup>2</sup>)・・・支間 1.090m の片持版として

$$M = -1.0 \text{ kN/m}^2 \times (1.090)^2 / 2 = -0.59 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

左側の片持床版は歩道部分なので、道示Ⅰ編 8.2(4)より「群集荷重として 5.0kN/m<sup>2</sup>の等分布荷重」

を考慮します。活荷重による曲げモーメントは、道示Ⅲ編 9.2.3(3)により

- ・活荷重 (w=5.0kN/m<sup>2</sup>)・・・支間 0.690m の片持版

$$M = -5.0 \text{ kN/m}^2 \times (0.690)^2 / 2 = -1.19 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

プレテンション方式の場合の緊張直後までのプレストレスの減少

プレテンション方式の場合は、シーソとの摩擦やセットによるロスがありますが、リラクゼーションによる減少と弾性変形による減少を考慮します。緊張時のプレストレスを  $\sigma_{pi}=1225\text{N/mm}^2$  とすると、

リラクゼーションによる減少量は、

$$\Delta \sigma_{pr} = \sigma_{pi} \times (\gamma_1 + \gamma_2)$$

$\gamma_1$  : PC 鋼材の導入前リラクゼーション率=1.5%

$\gamma_2$  : 高温養生の影響によるリラクゼーション率=1.0%

$$= 1225.0 \times (0.015 + 0.010) = 30.6\text{N/mm}^2$$

弾性変形による減少量は、80mm 厚の PC 板に PC 鋼材  $\phi 9.3$  を 12 本配置する場合で、PC 板自重と偏心の影響を無視すると、

$$\Delta \sigma_{ps} = n_1 \times (\sigma_{pi} - \Delta \sigma_{pr}) \times A_p / A_c$$

$n_1$  : ヤング係数比 =  $(19.5 \times 10^4) / (2.95 \times 10^4) = 6.610$

$$= 6.610 \times (1225.0 - 30.6) \times 51.61 \times 12 \text{ 本} / (1000\text{mm} \times 80\text{mm})$$

$$= 61.1\text{N/mm}^2$$

緊張直後のプレストレスは、

$$\sigma_{pi} = \sigma_{pi} - (\Delta \sigma_{pr} + \Delta \sigma_{ps})$$

$$= 1225.0 - (30.6 + 61.1) = 1133.3\text{N/mm}^2$$

(3) 各荷重による応力度

PC 構造については、コンクリート応力度  $\sigma_c$  を、道示Ⅲ編 5.4.2(2)に従って次式から算出します。

$$\sigma_c = M / Z$$

ここに、

$M$  : 曲げモーメント

$Z$  : 断面定数

RC 構造については、鉄筋応力度  $\sigma_s$  とコンクリート応力度  $\sigma_c$  を、道示Ⅲ編 5.4.1(3)(4)に従って次式から算出します。

$$\sigma_s = M / (j \cdot d \times A_s)$$

$$\sigma_c = \sigma_s \times A_s / (b \times k \cdot d) \times 2$$

ここに、

$M$  : 曲げモーメント

$d, A_s$  : 有効高と鉄筋断面積

$j$  : 偶力間の距離の係数  $j = 1 - k / 3$

$k$  : 引張域の高さの係数  $k = \sqrt{[2np + (np)^2] - np}$  ,  $n = 15$  ,  $p = A_s / b \cdot d$

道示Ⅲ編  
5.4.1 鉄筋コンクリート構造

プレテンション方式の場合の緊張直後までのプレストレスの減少

プレテンション方式の場合は、シーソとの摩擦やセットによるロスがありますが、リラクゼーションによる減少と弾性変形による減少を考慮します。緊張時のプレストレスを  $\sigma_{pi}=1225\text{N/mm}^2$  とすると、

リラクゼーションによる減少量は、

$$\Delta \sigma_{pr} = \sigma_{pi} \times (\gamma_1 + \gamma_2)$$

$\gamma_1$  : PC 鋼材の導入前リラクゼーション率=1.5%

$\gamma_2$  : 高温養生の影響によるリラクゼーション率=1.0%

$$= 1225.0 \times (0.015 + 0.010) = 30.6\text{N/mm}^2$$

弾性変形による減少量は、80mm 厚の PC 板に PC 鋼材  $\phi 9.3$  を 12 本配置する場合で、PC 板自重と偏心の影響を無視すると、

$$\Delta \sigma_{ps} = n_1 \times (\sigma_{pi} - \Delta \sigma_{pr}) \times A_p / A_c$$

$n_1$  : ヤング係数比 =  $(19.5 \times 10^4) / (2.95 \times 10^4) = 6.610$

$$= 6.610 \times (1225.0 - 30.6) \times 51.61 \times 12 \text{ 本} / (1000\text{mm} \times 80\text{mm})$$

$$= 61.1\text{N/mm}^2$$

緊張直後のプレストレスは、

$$\sigma_{pi} = \sigma_{pi} - (\Delta \sigma_{pr} + \Delta \sigma_{ps})$$

$$= 1225.0 - (30.6 + 61.1) = 1133.3\text{N/mm}^2$$

(3) 各荷重による応力度

PC 構造については、コンクリート応力度  $\sigma_c$  を、道示Ⅲ編 5.4.2(2)に従って次式から算出します。

$$\sigma_c = M / Z$$

ここに、

$M$  : 曲げモーメント

$Z$  : 断面係数

RC 構造については、鉄筋応力度  $\sigma_s$  とコンクリート応力度  $\sigma_c$  を、道示Ⅲ編 5.4.1(3)(4)に従って次式から算出します。

$$\sigma_s = M / (j \cdot d \times A_s)$$

$$\sigma_c = \sigma_s \times A_s / (b \times k \cdot d) \times 2$$

ここに、

$M$  : 曲げモーメント

$d, A_s$  : 有効高と鉄筋断面積

$j$  : 偶力間の距離の係数  $j = 1 - k / 3$

$k$  : 引張域の高さの係数  $k = \sqrt{[2np + (np)^2] - np}$  ,  $n = 15$  ,  $p = A_s / b \cdot d$

道示Ⅲ編  
5.4.1 鉄筋コンクリート構造



1) 支間部

支間部は PC 構造で、その断面寸法と鉄筋配置を図-2.2.6 に示します。

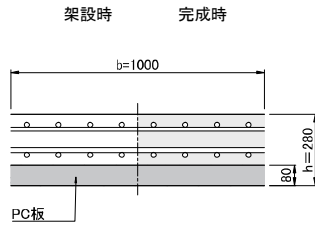


図-2.2.6 中間床版支間部の配筋 (床版方向)

架設時と完成時の断面定数は表-2.1.4 と表-2.1.5 のとおりで、コンクリート応力度  $\sigma_c$  を算出するときの曲げモーメント  $M$  に乗じる換算係数は、以下のとおりです。

架設時は、支間部の PC 板のみが抵抗するので、

$$\begin{aligned} \text{PC 板上面} &: \sigma_c = M/Z = M/0.00107 \text{ kN/m}^2 = 0.93458 \times M \text{ N/mm}^2 \\ \text{PC 板下縁} &: \sigma_c = M/Z = -M/0.00107 \text{ kN/m}^2 = -0.93458 \times M \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

完成時は、支間部の合成床版で抵抗するので、

$$\begin{aligned} \text{場所打ち床版上縁} &: \sigma_c = M/Z = M/0.01368 \text{ kN/m}^2 = 0.07310 \times M \text{ N/mm}^2 \\ \text{場所打ち床版下縁} &: \sigma_c = M/Z = -M/0.03606 \text{ kN/m}^2 = -0.02773 \times M \text{ N/mm}^2 \\ \text{PC 板上面} &: \sigma_c = M/Z = -M/0.03058 \text{ kN/m}^2 = -0.03270 \times M \text{ N/mm}^2 \\ \text{PC 板下縁} &: \sigma_c = M/Z = -M/0.01246 \text{ kN/m}^2 = -0.08026 \times M \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

2) 先端部

先端部は RC 構造で、その断面寸法と鉄筋配置を図-2.2.7 に示します。

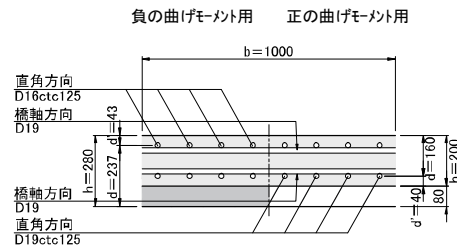


図-2.2.7 中間床版先端部の配筋 (床版方向)

負の曲げモーメントに対しては、場所打ち床版と PC 板が一体で抵抗するとして、場所打ち床版の上段の鉄筋配置を D16ctc125 とすると、鉄筋応力度  $\sigma_s$  とコンクリート応力度  $\sigma_c$  を算出するときの曲げモーメント  $M$  に乗じる換算係数は、以下のとおりです。

1) 支間部

支間部は PC 構造で、その断面寸法と鉄筋配置を図-2.2.6 に示します。

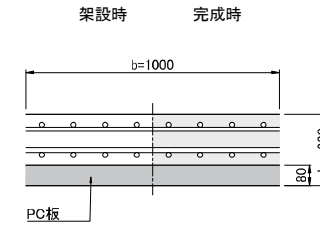


図-2.2.6 中間床版支間部の配筋 (床版方向)

架設時と完成時の断面係数は表-2.1.4 と表-2.1.5 のとおりで、コンクリート応力度  $\sigma_c$  を算出するときの曲げモーメント  $M$  に乗じる換算係数は、以下のとおりです。

架設時は、支間部の PC 板のみが抵抗するので、

$$\begin{aligned} \text{PC 板上面} &: \sigma_c = M/Z = M/0.00107 \text{ kN/m}^2 = 0.93458 \times M \text{ N/mm}^2 \\ \text{PC 板下縁} &: \sigma_c = M/Z = -M/0.00107 \text{ kN/m}^2 = -0.93458 \times M \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

完成時は、支間部の合成床版で抵抗するので、

$$\begin{aligned} \text{場所打ち床版上縁} &: \sigma_c = M/Z = M/0.01368 \text{ kN/m}^2 = 0.07310 \times M \text{ N/mm}^2 \\ \text{場所打ち床版下縁} &: \sigma_c = M/Z = -M/0.03606 \text{ kN/m}^2 = -0.02773 \times M \text{ N/mm}^2 \\ \text{PC 板上面} &: \sigma_c = M/Z = -M/0.03058 \text{ kN/m}^2 = -0.03270 \times M \text{ N/mm}^2 \\ \text{PC 板下縁} &: \sigma_c = M/Z = -M/0.01246 \text{ kN/m}^2 = -0.08026 \times M \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

2) 先端部

先端部は RC 構造で、その断面寸法と鉄筋配置を図-2.2.7 に示します。

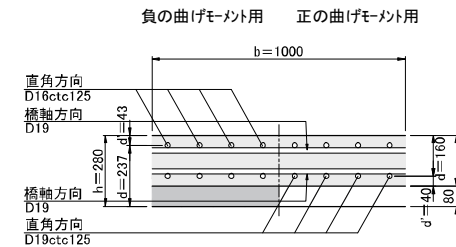


図-2.2.7 中間床版先端部の配筋 (床版方向)

負の曲げモーメントに対しては、場所打ち床版と PC 板が一体で抵抗するとして、場所打ち床版の上段の鉄筋配置を D16ctc125 とすると、鉄筋応力度  $\sigma_s$  とコンクリート応力度  $\sigma_c$  を算出するときの曲げモーメント  $M$  に乗じる換算係数は、以下のとおりです。

2) RC 構造として

曲げモーメントを受ける横桁の限界状態 1 に対しては、道示Ⅲ編 5.5.1 に規定される降伏曲げモーメントの制限値  $M_{yd}$  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-2.3.6 のとおりで、降伏曲げモーメントの制限値  $M_{yd}$  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。なお、降伏曲げモーメントの制限値  $M_{yd}$  は、以降のように算出します。

表-2.3.6 曲げモーメントによる限界状態 1 に対する照査 (RC 構造として)

		曲げモーメント (kN・m)			
		支間部	先端部	支点部	付根部
永続①		2.36	0.55	-2.10	-6.77
変動②	max	53.39	30.46	-2.10	-6.77
	min	2.36	-29.68	-77.35	-60.74
制限値		$M_d \leq 146.0$	$-108.6 \leq M_d \leq 70.9$	$-239.1 \leq M_d$	$-309.5 \leq M_d$
判定		OK	OK	OK	OK

降伏曲げモーメントの制限値  $M_{yd}$  は、道示Ⅲ編 9.3.1(3)より道示Ⅲ編 式(5.5.1)から次式によって算出すると、表-2.3.7 のとおりです。なお、各部分係数は道示Ⅲ編 表-5.5.1 により、また降伏曲げモーメントの特性値  $M_{yc}$  は次頁以降のように算出します。

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

ここに、

$\xi_1$  : 調査・解析係数

$\Phi_y$  : 抵抗係数

道示Ⅲ編

9.3.1 曲げモーメントを受ける  
受ける床版の限界状態 1

5.5.1 曲げモーメントまたは  
軸方向力を受ける部材

表-2.3.7 部材降伏に対する曲げモーメントの制限値

		支間部	先端部		支点部	付根部	
			正曲げ	負曲げ			負曲げ
有効部材厚 (m)		0.280	0.200	0.280	0.420	0.500	
鉄筋量		$\phi 9.3 \times 12$	D19ctc125	D16ctc125	D16ctc125	D16ctc125	
有効高 (m)		0.241	0.160	0.237	0.377	0.457	
降伏	$M_{yc}$ (kN・m)	鉄筋	282.4	108.1	-141.9	-312.5	-404.6
		PC 鋼材	242.2	—	—	—	—
		コンクリート	190.9	92.7	-165.7	-409.4	-518.6
永続①	$\xi_1 \times \Phi_y$	0.90 × 0.85					
変動②~⑨	$M_{yd}$ (kN・m)	146.0	70.9	-108.6	-239.1	-309.5	

2) RC 構造として

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 5.5.1 に規定される降伏曲げモーメントの制限値  $M_{yd}$  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-2.3.6 のとおりで、降伏曲げモーメントの制限値  $M_{yd}$  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。なお、降伏曲げモーメントの制限値  $M_{yd}$  は、以降のように算出します。

表-2.3.6 曲げモーメントによる限界状態 1 に対する照査 (RC 構造として)

		曲げモーメント (kN・m)			
		支間部	先端部	支点部	付根部
永続①		2.36	0.55	-2.10	-6.77
変動②	max	53.39	30.46	-2.10	-6.77
	min	2.36	-29.68	-77.35	-60.74
制限値		$M_d \leq 146.0$	$-108.6 \leq M_d \leq 70.9$	$-239.1 \leq M_d$	$-309.5 \leq M_d$
判定		OK	OK	OK	OK

降伏曲げモーメントの制限値  $M_{yd}$  は、道示Ⅲ編 9.3.1(3)より道示Ⅲ編 式(5.5.1)から次式によって算出すると、表-2.3.7 のとおりです。なお、各部分係数は道示Ⅲ編 表-5.5.1 により、また降伏曲げモーメントの特性値  $M_{yc}$  は次頁以降のように算出します。

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

ここに、

$\xi_1$  : 調査・解析係数

$\Phi_y$  : 抵抗係数

道示Ⅲ編

9.3.1 曲げモーメントを受ける  
受ける床版の限界状態 1

5.5.1 曲げモーメントまたは  
軸方向力を受ける部材

表-2.3.7 部材降伏に対する曲げモーメントの制限値

		支間部	先端部		支点部	付根部	
			正曲げ	正曲げ			負曲げ
有効部材厚 (m)		0.280	0.200	0.280	0.420	0.500	
鉄筋量		$\phi 9.3 \times 12$	D19ctc125	D16ctc125	D16ctc125	D16ctc125	
有効高 (m)		0.241	0.160	0.237	0.377	0.457	
降伏	$M_{yc}$ (kN・m)	鉄筋	290.0	108.1	-141.9	-312.5	-404.6
		PC 鋼材	242.4	—	—	—	—
		コンクリート	190.9	92.7	-165.7	-409.4	-518.6
永続①	$\xi_1 \times \Phi_y$	0.90 × 0.85					
変動②~⑨	$M_{yd}$ (kN・m)	146.0	70.9	-108.6	-239.1	-309.5	

支間部の正曲げのみ偏心量を部材図心からの距離として再計算を行っています。  
他断面は計算していませんので注意してください。

計算例  
途中

・中間床版支間部 正の降伏曲げモーメント

下縁の鉄筋ひずみに着目した降伏曲げモーメントを、道示Ⅲ編 5.5.1(3)に従い算出すると、表-2.3.8のとおりです。



作用軸力  $N=0.0\text{kN}$  の場合、中立軸位置は  $X=99.7\text{mm}$

表-2.3.8 降伏曲げモーメント（中間床版支間部の正曲げ；鉄筋が降伏ひずみに達するとき）

		距離 $y_u(\text{m})$	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	0.002852	25.5	88373.1	1704.2	-0.063	105.6
PC 鋼材	3	0.241	-0.004042	-1475.0	619.3	-913.5	-0.141	129.1
鉄筋	1	0.043	0.001622	324.4	1588.8	0.0	0.057	0.0
	2	0.160	-0.001725	-345.0	2292.0	-790.7	-0.060	47.7
	3	-	-	-	-	-	-	-
合計						0.0		282.4

注) 鉄筋応力度が  $\sigma_s=345\text{N}/\text{mm}^2$  で、ひずみが  $\sigma_s/E_s$  の状態

$$\epsilon_s = 345 / (2.00 \times 10^5) = 0.001725$$

下縁の 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 5.5.1(3)に従い算出すると、表-2.3.9のとおりです。



作用軸力  $N=0.0\text{kN}$  の場合、中立軸位置は  $X=106.2\text{mm}$

表-2.3.9 降伏曲げモーメント（中間床版支間部の正曲げ；PC 鋼材が降伏ひずみに達するとき）

		距離 $y_u(\text{m})$	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	0.002019	25.5	105910.3	1363.9	-0.071	96.4
PC 鋼材	3	0.241	-0.002563	-1444.8	619.3	-894.8	-0.135	120.6
鉄筋	1	0.043	0.001201	240.2	1588.8	0.0	0.063	0.0
	2	0.160	-0.001023	-204.7	2292.0	-469.1	-0.054	25.2
	3	-	-	-	-	-	-	-
合計						0.0		242.2

注) PC 鋼材の有効緊張力 ( $\sigma_{pe}=945\text{N}/\text{mm}^2$ ) を考慮した実ひずみが  $0.84 \sigma_{pu}/E_p$  の状態

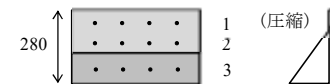
$$\epsilon_p = 0.84 \times 1720 / (1.95 \times 10^5) - 945 / (1.95 \times 10^5) = 0.007409 - 0.004846 = 0.002563$$

訂正後

計算例  
途中

・中間床版支間部 正の降伏曲げモーメント

下縁の鉄筋ひずみに着目した降伏曲げモーメントを、道示Ⅲ編 5.5.1(3)に従い算出すると、表-2.3.8のとおりです。



作用軸力  $N=0.0\text{kN}$  の場合、中立軸位置は  $X=99.7\text{mm}$

表-2.3.8 降伏曲げモーメント（中間床版支間部の正曲げ；鉄筋が降伏ひずみに達するとき）

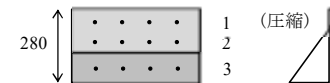
		距離 $y_u(\text{m})$	ひずみ	応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	面積 ( $\text{mm}^2$ )	軸方向力 ( $\text{kN}$ )	偏心量 ( $\text{m}$ )	曲げ ( $\text{kN}\cdot\text{m}$ )
コンクリート	上縁	0.000	0.002852	25.5	88373.1	1704.21	111.8	190.5
PC 鋼材	3	0.241	-0.004042	-1475.0	619.3	-913.47	-96.0	87.7
鉄筋	1	0.043	0.001622	324.4	1588.8	0.0	102.0	0.0
	2	0.160	-0.001725	-345.0	2292.0	-790.74	-15.0	11.9
	3	-	-	-	-	-	-	-
合計						0.0		290.0

注) 鉄筋応力度が  $\sigma_s=345\text{N}/\text{mm}^2$  で、ひずみが  $\sigma_s/E_s$  の状態

$$\epsilon_s = 345 / (2.00 \times 10^5) = 0.001725$$

作用位置（偏心量）を部材図心からの距離に修正しました（以下同様）

下縁の 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 5.5.1(3)に従い算出すると、表-2.3.9のとおりです。



作用軸力  $N=0.0\text{kN}$  の場合、中立軸位置は  $X=106.7\text{mm}$

表-2.3.9 降伏曲げモーメント（中間床版支間部の正曲げ；PC 鋼材が降伏ひずみに達するとき）

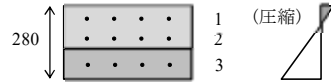
		距離 $y_u(\text{m})$	ひずみ	応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	面積 ( $\text{mm}^2$ )	軸方向力 ( $\text{kN}$ )	偏心量 ( $\text{mm}$ )	曲げ ( $\text{kN}\cdot\text{m}$ )
コンクリート	上縁	0.000	0.002019	25.5	105916.0	1363.83	109.6	96.4
PC 鋼材	3	0.241	-0.002563	-1444.8	619.3	-894.79	-96.0	85.9
鉄筋	1	0.043	0.001201	240.2	1588.8	0.00	102.0	0.0
	2	0.160	-0.001023	-204.6	2292.0	469.03	-15.0	7.0
	3	-	-	-	-	-	-	-
合計						0.00		242.4

注) PC 鋼材の有効緊張力 ( $\sigma_{pe}=945\text{N}/\text{mm}^2$ ) を考慮した実ひずみが  $0.84 \sigma_{pu}/E_p$  の状態

$$\epsilon_p = 0.84 \times 1720 / (1.95 \times 10^5) - 945 / (1.95 \times 10^5) = 0.007409 - 0.004846 = 0.002563$$

訂正後

上縁のコンクリートに着目した降伏曲げモーメントを、道示Ⅲ編 5.5.1(3)に従い算出すると、表-2.3.10 のとおりです。



作用軸力  $N=0.0\text{kN}$  の場合、中立軸位置は  $X=103.0\text{mm}$

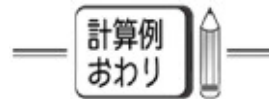
表-2.3.10 降伏曲げモーメント（中間床版支間部の正曲げ；コンクリートが  $2/3 \sigma_{ck}$  に達するとき）

		距離 $y_u(\text{m})$	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	0.001071	20.0	103014.5	1030.0	-0.069	70.7
PC 鋼材	3	0.241	-0.001435	-1224.7	619.3	-758.5	-0.138	104.7
鉄筋	1	0.043	0.000624	124.8	1588.8	0.0	-0.060	0.0
	2	0.160	-0.000592	-118.5	2292.0	-271.6	-0.057	15.5
	3	-	-	-	-	-	-	-
合計						0.0		190.9

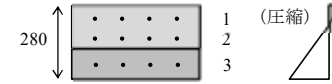
注) コンクリート応力度が  $2/3 \sigma_{ck}$  になる状態で、コンクリートひずみが 0.001071 のとき

$$\sigma_c = 0.85 \times \sigma_{ck} \times 0.001071 / 0.002 \times (2 - 0.001071 / 0.002)$$

$$= 0.85 \times 30 \times 0.7842 = 20.0\text{N}/\text{mm}^2$$



上縁のコンクリートに着目した降伏曲げモーメントを、道示Ⅲ編 5.5.1(3)に従い算出すると、表-2.3.10 のとおりです。



作用軸力  $N=0.0\text{kN}$  の場合、中立軸位置は  $X=103.0\text{mm}$

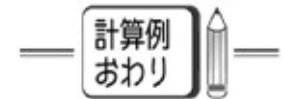
表-2.3.10 降伏曲げモーメント（中間床版支間部の正曲げ；コンクリートが  $2/3 \sigma_{ck}$  に達するとき）

		距離 $y_u(\text{m})$	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	0.001071	20.0	103015.0	1030.15	110.7	114.0
PC 鋼材	3	0.241	-0.001435	-1224.8	619.3	-758.53	-96.0	72.8
鉄筋	1	0.043	0.000624	124.8	1588.8	0.00	102.0	0.0
	2	0.160	-0.000593	-118.5	2292.0	-271.62	-15.0	4.1
	3	-	-	-	-	-	-	-
合計						0.0		190.9

注) コンクリート応力度が  $2/3 \sigma_{ck}$  になる状態で、コンクリートひずみが 0.001071 のとき

$$\sigma_c = 0.85 \times \sigma_{ck} \times 0.001071 / 0.002 \times (2 - 0.001071 / 0.002)$$

$$= 0.85 \times 30 \times 0.7842 = 20.0\text{N}/\text{mm}^2$$



(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Ⅱ編 11.4.1(2)に規定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-2.3.11 のとおりで、部材破壊抵抗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、以降のように算出します。

表-2.3.11 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)			
		支間部	先端部	支点部	付根部
永続①		2.36	0.55	-6.77	-6.77
変動②	max	53.39	30.46	-6.77	-6.77
	min	2.36	-29.68	-77.35	-60.74
制限値		$M_d \leq 74.4$	$-122.9 \leq M_d \leq 74.4$	$-262.1 \leq M_d$	$-348.3 \leq M_d$
判定		OK	OK	OK	OK

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 9.4.1(4)より道示Ⅲ編 式(5.8.1)から次式によって算出すると、表-2.3.12 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  
9.4.1 曲げモーメントを受ける  
床版の限界状態3  
5.8.1 曲げモーメント又は  
軸方向力を受ける部材

表-2.3.12 部材破壊に対する曲げモーメントの制限値

		支間部	先端部		支点部	付根部
		正曲げ	正曲げ	負曲げ	負曲げ	負曲げ
有効部材厚 (m)		0.200	0.200	0.280	0.420	0.500
鉄筋量		D19ctc125	D19ctc125	D16ctc125	D16ctc125	D16ctc125
有効高 (m)		0.160	0.160	0.237	0.377	0.457
破壊抵抗	$M_{uc}$ (kN・m)	114.8	114.8	-189.6	-404.5	-537.5
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)	74.4	74.4	-122.9	-262.1	-348.3

(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(2)に規定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-2.3.11 のとおりで、部材破壊抵抗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、以降のように算出します。

表-2.3.11 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)			
		支間部	先端部	支点部	付根部
永続①		2.36	0.55	-2.10	-6.77
変動②	max	53.39	30.46	-2.10	-6.77
	min	2.36	-29.68	-77.35	-60.74
制限値		$M_d \leq 75.9$	$-122.9 \leq M_d \leq 74.4$	$-262.1 \leq M_d$	$-348.3 \leq M_d$
判定		OK	OK	OK	OK

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 9.4.1(4)より道示Ⅲ編 式(5.8.1)から次式によって算出すると、表-2.3.12 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  
9.4.1 曲げモーメントを受ける  
床版の限界状態3  
5.8.1 曲げモーメント又は  
軸方向力を受ける部材

表-2.3.12 部材破壊に対する曲げモーメントの制限値

		支間部	先端部		支点部	付根部
		正曲げ	正曲げ	負曲げ	負曲げ	負曲げ
有効部材厚 (m)		0.200	0.200	0.280	0.420	0.500
鉄筋量		D19ctc125	D19ctc125	D16ctc125	D16ctc125	D16ctc125
有効高 (m)		0.160	0.160	0.237	0.377	0.457
破壊抵抗	$M_{uc}$ (kN・m)	117.1	114.8	-189.6	-404.5	-537.5
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)	75.9	74.4	-122.9	-262.1	-348.3

支間部の正曲げのみ偏心量を部材図心からの距離として再計算を行っています。  
他断面は計算していませんので注意してください。

○部材破壊に対する曲げモーメントの特性値の計算

破壊抵抗曲げモーメントの特性値は、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。

なお、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荷機構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しています。

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。

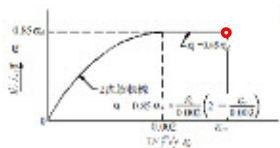
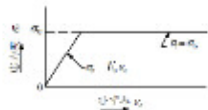


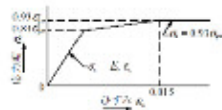
図-5.8.1 コンクリートの応力度-ひずみ曲線

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 $\sigma_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{ck} \leq 50$	$50 < \sigma_{ck} < 60$	$60 \leq \sigma_{ck}$
終局ひずみ $\epsilon_{cu}$	0.0035	0.0035 から 0.0025 の値を線形内挿	0.0025



(a) 鉄筋



(b) PC鋼線 鋼筋1号 及び鋼線1号

(出典：日本道路協会、道路標示方書・同解説 Ⅲコンクリート橋・コンクリート部材編、p150-151、平成29年11月)

○破壊抵抗曲げモーメントの特性値の計算

破壊抵抗曲げモーメントの特性値は、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。

なお、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荷機構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しています。

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。

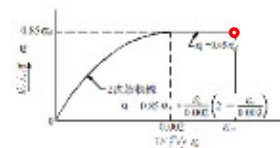
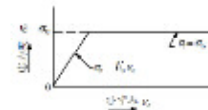


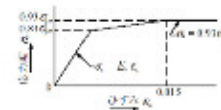
図-5.8.1 コンクリートの応力度-ひずみ曲線

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 $\sigma_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{ck} \leq 50$	$50 < \sigma_{ck} < 60$	$60 \leq \sigma_{ck}$
終局ひずみ $\epsilon_{cu}$	0.0035	0.0035 から 0.0025 の値を線形内挿	0.0025



(a) 鉄筋



(b) PC鋼線 鋼筋1号 及び鋼線1号

(出典：日本道路協会、道路標示方書・同解説 Ⅲコンクリート橋・コンクリート部材編、p150-151、平成29年11月)

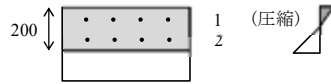
訂正後

計算例  
途中

・中間床版支間部 正の破壊抵抗曲げモーメント（場所打ち床版のみ）

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 5.8.1(4)に従い算出すると、表-2.3.13のとおりです。



作用軸力  $N=0.0\text{kN}$  の場合、中立軸位置は  $X=41.2\text{mm}$

表-2.3.13 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）

		距離 $y_u(\text{m})$	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	32941.0	840.0	0.025	20.8
PC 鋼材	—	—	—	—	—	—	—	—
鉄筋	1	0.043	0.000155	-31.0	1588.8	-49.3	-0.002	0.1
	2	0.160	-0.010100	-345.0	2292.0	-790.7	-0.119	93.9
	—	—	—	—	—	—	—	—
合計						0.0	114.8	

・【参考】中間床版支間部 正の破壊抵抗曲げモーメント（場所打ち床版と PC 板が一体）

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 5.8.1(4)に従い算出すると、表-2.3.14のとおりです。



作用軸力  $N=0.0\text{kN}$  の場合、中立軸位置は  $X=85.0\text{mm}$

表-2.3.14 破壊抵抗曲げモーメント（中間床版支点部の負曲げ；コンクリートが終局ひずみに達するとき）

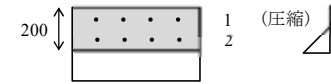
		距離 $y_u(\text{m})$	ひずみ	応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	面積 ( $\text{mm}^2$ )	軸方向力 ( $\text{kN}$ )	偏心量 ( $\text{m}$ )	曲げ ( $\text{kN}\cdot\text{m}$ )
コンクリート	上縁	0.000	0.003500	25.5	68012.0	1734.3	0.051	88.5
PC 鋼材	3	0.241	-0.006422	-1541.8	619.3	-943.5	-0.156	147.2
鉄筋	1	0.043	-0.001730	348.2	1588.8	0.0	0.042	0.0
	2	0.160	-0.003087	-345.0	2292.0	-790.7	-0.075	59.3
	—	—	—	—	—	—	—	—
合計						0.0	294.9	

計算例  
途中

・中間床版支間部 正の破壊抵抗曲げモーメント（場所打ち床版のみ）

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 5.8.1(4)に従い算出すると、表-2.3.13のとおりです。



作用軸力  $N=0.0\text{kN}$  の場合、中立軸位置は  $X=41.2\text{mm}$

表-2.3.13 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）

		距離 $y_u(\text{m})$	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	25.5	32941.1	840.00	131.3	110.3
PC 鋼材	—	—	—	—	—	—	—	—
鉄筋	1	0.043	0.000155	-31.0	1588.8	-49.26	102.0	-5.0
	2	0.160	-0.010100	-345.0	2292.0	-790.74	-15.0	11.9
	—	—	—	—	—	—	—	—
合計						0.00	117.1	

作用位置（偏心量）を部材図心からの距離に修正しました（以下同様）

・【参考】中間床版支間部 正の破壊抵抗曲げモーメント（場所打ち床版と PC 板が一体）

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 5.8.1(4)に従い算出すると、表-2.3.14のとおりです。



作用軸力  $N=0.0\text{kN}$  の場合、中立軸位置は  $X=85.0\text{mm}$

表-2.3.14 破壊抵抗曲げモーメント（中間床版支点部の負曲げ；コンクリートが終局ひずみに達するとき）

		距離 $y_u(\text{m})$	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	25.5	68010.6	1734.27	116.7	202.3
PC 鋼材	3	0.241	-0.006422	-1523.5	619.3	-943.53	-96.0	90.6
鉄筋	1	0.043	-0.001730	345.9	1588.8	0.00	102.0	0.0
	2	0.160	-0.003087	-345.0	2292.0	-790.74	-15.0	11.9
	—	—	—	—	—	—	—	—
合計						0.00	304.8	

2. 4 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 に従って照査します。

相反応力は、道示Ⅲ編 1.2(3)に「死荷重による応力と活荷重による応力のそれぞれの符号が異なる場合のその応力」とありますが、軸方向力が生じないので曲げモーメントの符号で判定ができます。

支間部は、表-2.2.4のように死・活荷重とも正曲げ、支点部と付根部は、表-2.2.6と表-2.2.7のように死・活荷重とも負曲げなので、相反応力部材には該当しません。先端部については、表-2.2.5のように死荷重は正曲げですが活荷重 (*M-min*) で負曲げが生じますので相反応力部材の照査が必要ですが、正曲げと負曲げで抵抗断面が異なるので、この計算例では、曲げモーメントの比率 ( $D/L = 0.52/24.18 = 2\%$ ) で評価します。

相反応力部材としての曲げモーメントと応力度を計算すると表-2.4.1のとおりで、表-2.3.7と表-2.3.12で算出した制限値を超えないことから、相反応力部材としても照査を満足します。

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

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

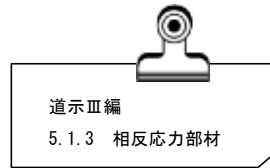


表-2.4.1 相反応力部材の照査（先端部）

	曲げ モーメント (kN・m)	応力度 (N/mm <sup>2</sup> )				備考	
		場所打コン		鉄筋			
		上縁	上段	下段	下縁		
死荷重 D	0.52	0.10	—	1.7	—		
活荷重 L	max	23.75	4.64	—	76.9	—	
	min (30%未満)	-24.18	—	73.0	—	2.73	
相反 部材	1.0D+1.3L	—	—	—	—	—	
	1.0L	-24.18	—	73.0	—	2.73	
制限値	限界状態 1	$-108.6 \leq M_d \leq 70.9$	—	—	—	—	表-2.3.7より
	限界状態 3	$-122.9 \leq M_d \leq 74.4$	—	—	—	—	表-2.3.12より
判定	OK	—	—	—	—	—	

注) 網掛けは、相反応力部材に該当し、( )内は D/L

2. 4 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 に従って照査します。

相反応力は、道示Ⅲ編 1.2(3)に「死荷重による応力と活荷重による応力のそれぞれの符号が異なる場合のその応力」とありますが、軸方向力が生じないので曲げモーメントの符号で判定ができます。

支間部は、表-2.2.4のように死・活荷重とも正曲げ、支点部と付根部は、表-2.2.6と表-2.2.7のように死・活荷重とも負曲げなので、相反応力部材には該当しません。先端部については、表-2.2.5のように死荷重は正曲げですが活荷重 (*M-min*) で負曲げが生じますので相反応力部材の照査が必要ですが、正曲げと負曲げで抵抗断面が異なるので、この計算例では、曲げモーメントの比率 ( $D/L = 0.52/24.18 = 2\%$ ) で評価します。

相反応力部材としての曲げモーメントと応力度を計算すると表-2.4.1のとおりで、表-2.3.7と表-2.3.12で算出した制限値を超えないことから、相反応力部材としても照査を満足します。

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

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

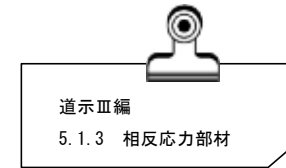


表-2.4.1 相反応力部材の照査（先端部）

	曲げ モーメント (kN・m)	応力度 (N/mm <sup>2</sup> )				備考	
		場所打コン		鉄筋			
		上縁	上段	下段	下縁		
死荷重 D	0.52	0.10	—	1.7	—		
活荷重 L	max	23.75	4.64	—	76.9	—	
	min (30%未満)	-24.18	—	73.0	—	2.73	
相反 部材	1.0D+1.3L	—	—	—	—	—	
	1.0L	-24.18	—	73.0	—	2.73	
制限値	限界状態 1	$-108.6 \leq M_d \leq 70.9$	—	—	—	—	表-2.3.7より
	限界状態 3	$-122.9 \leq M_d \leq 75.9$	—	—	—	—	表-2.3.12より
判定	OK	—	—	—	—	—	

注) 網掛けは、相反応力部材に該当し、( )内は D/L



## 訂正後

### (2) 施工時の照査

プレストレスング中の PC 鋼材応力度は表-2.4.2 のとおりで、引張応力度の制限値を超えません。  
 なお、PC 鋼材応力度の制限値は、道示Ⅲ編 3.4.1 解説(8)により、以下のように設定します。

$$\min(0.80 \sigma_{pu}, 0.90 \sigma_{py}) \Rightarrow 1310 \text{ N/mm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.80 \sigma_{pu} = 0.80 \times 1720 = 1376 \text{ N/mm}^2 \\ 0.90 \sigma_{py} = 0.90 \times 1460 = 1314 \text{ N/mm}^2 \end{array} \right.$$

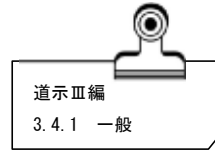


表-2.4.2 施工時の限界状態の照査（支間部の PC 鋼材応力度）

	PC 鋼材応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	備考
プレストレスング中	1225	
制限値	$\sigma_{pe} \leq 1310$	Ⅲ編 3.4.1 解説(8)
判定	OK	

過大なそりや座屈が生じないように、プレストレスング直後の PC 板のコンクリート応力度の最小値が目安値 (=最大値の 3/5 以上) を満足することを確認します。その値を計算すると表-2.4.3 のとおりで、目安値の範囲内です。

表-2.4.3 プレストレス導入直後の PC 板のコンクリート応力度（支間部）

	PC 板のコンクリート 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		備考
	上面	下縁	
PC 板自重	0.88	-0.88	
プレストレスング直後	8.12	9.43	
合計	9.00	8.55	
軸圧縮	応力度	8.78	$(\sigma_U + \sigma_L) / 2$
	目安値	$\sigma_c \leq 10$	
	判定	OK	
軸引張	応力度	8.55	$\min(\sigma_U, \sigma_L)$
	目安値	$5.4 \leq \sigma_c$	$\max(\sigma_U, \sigma_L) \times 3/5$
	判定	OK	

### (2) 施工時の照査

プレストレスング中の PC 鋼材応力度は表-2.4.2 のとおりで、引張応力度の制限値を超えません。  
 なお、PC 鋼材応力度の制限値は、道示Ⅲ編 3.4.1 解説(8)により、以下のように設定します。

$$\min(0.80 \sigma_{pu}, 0.90 \sigma_{py}) \Rightarrow 1310 \text{ N/mm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.80 \sigma_{pu} = 0.80 \times 1720 = 1376 \text{ N/mm}^2 \\ 0.90 \sigma_{py} = 0.90 \times 1460 = 1314 \text{ N/mm}^2 \end{array} \right.$$



表-2.4.2 施工時の限界状態の照査（支間部の PC 鋼材応力度）

	PC 鋼材応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	備考
プレストレスング中	1225	
制限値	$\sigma_{pe} \leq 1310$	Ⅲ編 3.4.1 解説(8)
判定	OK	

過大なそりや座屈が生じないように、プレストレスング直後の PC 板のコンクリート応力度の最小値が目安値 (=最大値の 3/5 以上) を満足することを確認します。その値を計算すると表-2.4.3 のとおりで、目安値の範囲内です。

表-2.4.3 プレストレス導入直後の PC 板のコンクリート応力度（支間部）

	PC 板のコンクリート 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		備考
	上面	下縁	
PC 板自重	0.88	-0.88	
直後 <b>プレストレス</b>	8.12	9.43	
合計	9.00	8.55	
軸圧縮	応力度	8.78	$(\sigma_U + \sigma_L) / 2$
	目安値	$\sigma_c \leq 10$	
	判定	OK	
軸引張	応力度	8.55	$\min(\sigma_U, \sigma_L)$
	目安値	$5.4 \leq \sigma_c$	$\max(\sigma_U, \sigma_L) \times 3/5$
	判定	OK	

## (3) 片持版端部の照査

片持版端部は、床版の連続性がなくなることを考慮して、道示Ⅲ編 9.2.8 のように「道示Ⅲ編 表-9.2.1 に規定する片持版の T 荷重による曲げモーメントの 2 倍」とします。

右側片持床版（車道）の付根断面における死荷重による曲げモーメント  $M_D$  と活荷重による曲げモーメント  $M_L$  は、表-2.2.7 より、

$$\begin{aligned} M_D &= -11.47 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_L &= -42.70 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

道示Ⅲ編 9.2.8(4)には「鉄筋コンクリート床版の場合には、一般に桁端部以外の片持版の必要鉄筋量の 2 倍の鉄筋を配置すればよい」とありますが、曲げモーメントによる限界状態 1 と限界状態 3 の照査としては、場所打ち床版の橋軸直角方向鉄筋配置は標準部と同じ D16ctc125 としても、以下のように降伏曲げモーメントの制限値  $M_{yd}$  と破壊抵抗曲げモーメントの制限値  $M_{ud}$  を超えず、照査を満足します。なお、降伏曲げモーメントの特性値  $M_{yc}$  や破壊抵抗曲げモーメントの特性値  $M_{uc}$  は、表-2.4.5 と表-2.4.6 のように算出します。

$$\begin{aligned} M &= 1.05 \times (-11.47) + 1.25 \times (-42.70) \times 2 \\ &= -118.79 \text{ kN}\cdot\text{m} \geq M_{yd} = 0.90 \times 0.85 \times (-404.6) = -309.5 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ &\geq M_{ud} = 0.90 \times 0.90 \times 0.80 \times (-537.5) = -348.3 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

疲労に対する耐久性能の照査においては、以下のように、標準部 (D16) の 1 ランクアップの鉄筋径 (D19) とすれば、道示Ⅲ編 6.3.2(2)の制限値を超えず、疲労に対する照査を満足します。

$$\begin{aligned} \sigma_s &= M / (j \cdot d \times A_s) \\ d &= 500 - 35 - 19 / 2 = 455 \text{ mm} \\ p &= 286.5 \times 8 / (1000 \times 455) = 0.005037 \\ k &= \sqrt{[2 \times 15 \times 0.005037 + (15 \times 0.005037)^2]} - 15 \times 0.005037 = 0.320 \\ j &= 1 - 0.320 / 3 = 0.893 \\ &= (11.47 + 42.70 \times 2) \times 10^6 / (0.893 \times 455 \times 286.5 \times 8) \\ &= 104.0 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{sa} = 120 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

## (4) 防護柵への衝突の照査

衝突荷重に対しては、道示Ⅲ編 式(9.6.1)より算出される曲げモーメント  $M$  が抵抗曲げモーメントを超えないことを照査します。なお、抵抗曲げモーメントは、道示Ⅲ編 9.6(6)より「最外縁の引張側の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。

衝突荷重による曲げモーメントは、

$$M_{\infty} = -22.0 \text{ kN/m} \times (0.900 + 0.100 + 0.500 / 2) = -27.50 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

設計曲げモーメント  $M$  と抵抗曲げモーメントを絶対値で比較すると、

$$\begin{aligned} M &= 1.00 \times (D + L + CO) \\ &= 1.00 \times (11.47 + 42.70 + 27.50) = 81.67 \text{ kN}\cdot\text{m} \leq 222.8 \times 0.9 = 200.5 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

## (3) 片持版端部の照査

片持版端部は、床版の連続性がなくなることを考慮して、道示Ⅲ編 9.2.8 のように「道示Ⅲ編 表-9.2.1 に規定する片持版の T 荷重による曲げモーメントの 2 倍」とします。

右側片持床版（車道）の付根断面における死荷重による曲げモーメント  $M_D$  と活荷重による曲げモーメント  $M_L$  は、表-2.2.7 より、

$$\begin{aligned} M_D &= -11.47 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_L &= -42.70 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

道示Ⅲ編 9.2.8(4)には「鉄筋コンクリート床版の場合には、一般に桁端部以外の片持版の必要鉄筋量の 2 倍の鉄筋を配置すればよい」とありますが、曲げモーメントによる限界状態 1 と限界状態 3 の照査としては、場所打ち床版の橋軸直角方向鉄筋配置は標準部と同じ D16ctc125 としても、以下のように降伏曲げモーメントの制限値  $M_{yd}$  と破壊抵抗曲げモーメントの制限値  $M_{ud}$  を超えず、照査を満足します。なお、降伏曲げモーメントの特性値  $M_{yc}$  や破壊抵抗曲げモーメントの特性値  $M_{uc}$  は、表-2.4.5 と表-2.4.6 のように算出します。

$$\begin{aligned} M &= 1.05 \times (-11.47) + (-42.70) \times 2 \\ &= -97.44 \text{ kN}\cdot\text{m} \geq M_{yd} = 0.90 \times 0.85 \times (-404.6) = -309.5 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ &\geq M_{ud} = 0.90 \times 0.90 \times 0.80 \times (-537.5) = -348.3 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

疲労に対する耐久性能の照査においては、以下のように、標準部 (D16) の 1 ランクアップの鉄筋径 (D19) とすれば、道示Ⅲ編 6.3.2(2)の制限値を超えず、疲労に対する照査を満足します。

$$\begin{aligned} \sigma_s &= M / (j \cdot d \times A_s) \\ d &= 500 - 35 - 19 / 2 = 455 \text{ mm} \\ p &= 286.5 \times 8 / (1000 \times 455) = 0.005037 \\ k &= \sqrt{[2 \times 15 \times 0.005037 + (15 \times 0.005037)^2]} - 15 \times 0.005037 = 0.320 \\ j &= 1 - 0.320 / 3 = 0.893 \\ &= (11.47 + 42.70 \times 2) \times 10^6 / (0.893 \times 455 \times 286.5 \times 8) \\ &= 104.0 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{sa} = 120 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

## (4) 防護柵への衝突の照査

衝突荷重に対しては、道示Ⅲ編 式(9.6.1)より算出される曲げモーメント  $M$  が抵抗曲げモーメントを超えないことを照査します。なお、抵抗曲げモーメントは、道示Ⅲ編 9.6(6)より「最外縁の引張側の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。

衝突荷重による曲げモーメントは、

$$M_{\infty} = -22.0 \text{ kN/m} \times (0.900 + 0.100 + 0.500 / 2) = -27.50 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

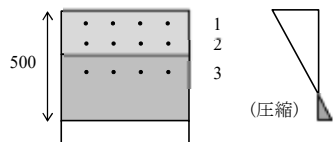
設計曲げモーメント  $M$  と抵抗曲げモーメントを絶対値で比較すると、

$$\begin{aligned} M &= 1.00 \times (D + L + CO) \\ &= 1.00 \times (11.47 + 42.70 + 27.50) = 81.67 \text{ kN}\cdot\text{m} \leq 222.8 \times 0.9 = 200.5 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

計算例  
始め

・片持版付根部 負の降伏曲げモーメント

上縁の鉄筋ひずみに着目した降伏曲げモーメントを、道示Ⅲ編 5.5.1(3)に従い算出すると、表-2.4.5のとおりです。



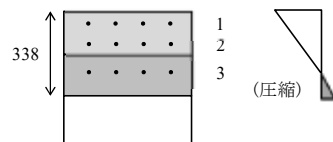
作用軸力  $N=0.0\text{kN}$  の場合、中立軸位置は  $X=388.1\text{mm}$

表-2.4.5 降伏曲げモーメント（中間床版支点部の負曲げ；鉄筋が降伏ひずみに達するとき）

		距離 $y_u$ (m)	ひずみ	応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	面積 ( $\text{mm}^2$ )	軸方向力 (kN)	偏心量 (m)	曲げ ( $\text{kN}\cdot\text{m}$ )
コンクリート	下縁	0.500	0.000560	20.5	111934	1144.8	-0.075	-85.4
PC 鋼材	—	—	—	—	—	—	—	—
鉄筋	1	0.043	-0.001725	-345.0	1588.8	548.1	0.345	-189.1
	2	0.160	-0.001140	-228.0	2292.0	-522.6	0.228	-119.2
	3	0.242	-0.000730	-146.0	506.8	-74.0	0.146	-10.8
合計						0.0		-404.6

・片持版付根部 負の破壊抵抗曲げモーメント

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 5.8.1(4)に従い算出すると、表-2.4.6のとおりです。



作用軸力  $N=0.0\text{kN}$  の場合、中立軸位置は  $X=455.5\text{mm}$

表-2.4.6 破壊抵抗曲げモーメント（中間床版支点部の負曲げ；コンクリートが終局ひずみに達するとき）

		距離 $y_u$ (m)	ひずみ	応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	面積 ( $\text{mm}^2$ )	軸方向力 (kN)	偏心量 (m)	曲げ ( $\text{kN}\cdot\text{m}$ )
コンクリート	下縁	0.500	0.003500	42.5	35617	1513.7	-0.027	-40.4
PC 鋼材	—	—	—	—	—	—	—	—
鉄筋	1	0.043	-0.032427	-345.0	1588.8	-548.1	0.413	-226.1
	2	0.160	-0.023229	-345.0	2292.0	-790.7	0.296	-233.6
	3	0.242	-0.016782	-345.0	506.8	-174.8	0.214	-37.3
合計						0.0		-537.5

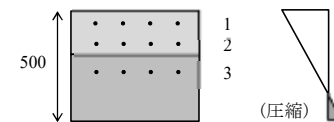
計算例  
おわり

訂正後

計算例  
始め

・片持版付根部 負の降伏曲げモーメント

上縁の鉄筋ひずみに着目した降伏曲げモーメントを、道示Ⅲ編 5.5.1(3)に従い算出すると、表-2.4.5のとおりです。



作用軸力  $N=0.0\text{kN}$  の場合、中立軸位置は  $X=388.1\text{mm}$

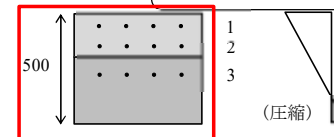
表-2.4.5 降伏曲げモーメント（中間床版支点部の負曲げ；鉄筋が降伏ひずみに達するとき）

		距離 $y_u$ (m)	ひずみ	応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	面積 ( $\text{mm}^2$ )	軸方向力 (kN)	偏心量 (mm)	曲げ ( $\text{kN}\cdot\text{m}$ )
コンクリート	下縁	0.500	0.000560	20.5	111933.5	1144.78	-202.7	-232.0
PC 鋼材	—	—	—	—	—	—	—	—
鉄筋	1	0.043	-0.001725	-345.0	1588.8	-548.14	217.0	-118.9
	2	0.160	-0.001140	-228.0	2292.0	-522.63	100.0	-52.3
	3	0.242	-0.000730	-146.0	506.8	-74.01	18.0	-1.3
合計						0.00		-404.6

作用位置（偏心量）を部材図心からの距離に修正しました（以下同様）

・片持版付根部 負の破壊抵抗曲げモーメント

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 5.8.1(4)に従い算出すると、表-2.4.6のとおりです。



作用軸力  $N=0.0\text{kN}$  の場合、中立軸位置は  $X=455.5\text{mm}$

表-2.4.6 破壊抵抗曲げモーメント（中間床版支点部の負曲げ；コンクリートが終局ひずみに達するとき）

		距離 $y_u$ (m)	ひずみ	応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	面積 ( $\text{mm}^2$ )	軸方向力 (kN)	偏心量 (mm)	曲げ ( $\text{kN}\cdot\text{m}$ )
コンクリート	下縁	0.500	0.003500	42.5	35617.0	1513.72	-225.2	-340.8
PC 鋼材	—	—	—	—	—	—	—	—
鉄筋	1	0.043	-0.032427	-345.0	1588.8	-548.14	217.0	-118.9
	2	0.160	-0.023229	-345.0	2292.0	-790.74	100.0	-79.1
	3	0.242	-0.016782	-345.0	506.8	-174.85	18.0	-3.1
合計						0.00		-542.0

計算例  
おわり

2. 6 床版（橋軸方向）の設計

(1) フローチャート

床版支間直角方向（橋軸方向）の設計フローチャートを図-2.6.1に示します。

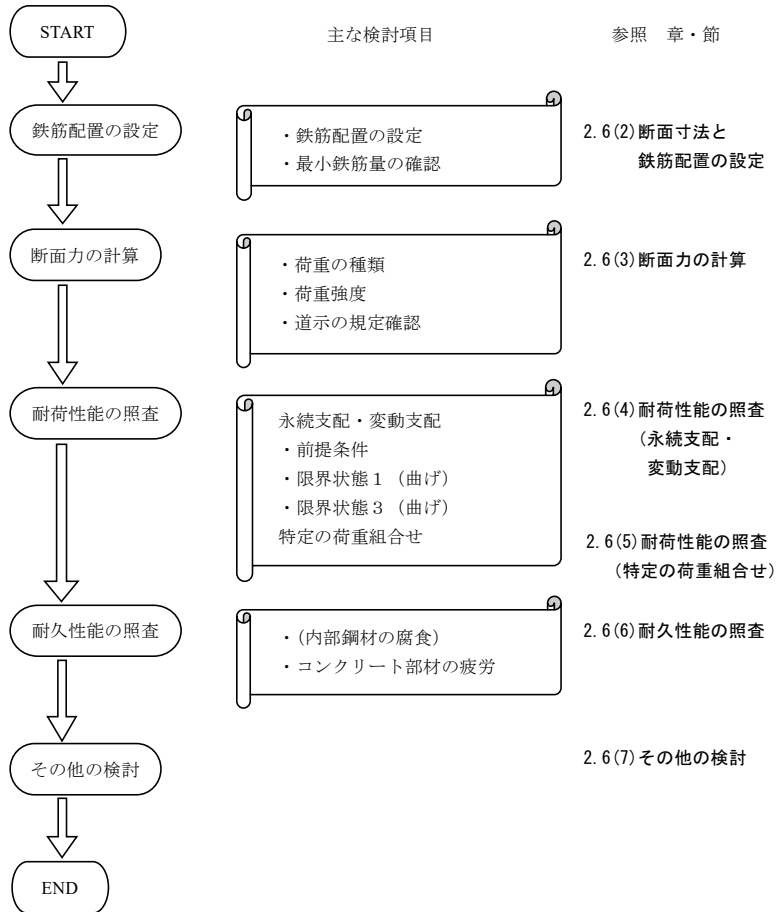


図-2.6.1 床版支間直角方向（橋軸方向）の設計フローチャート

2. 6 床版（橋軸方向）の設計

(1) フローチャート

床版支間直角方向（橋軸方向）の設計フローチャートを図-2.6.1に示します。

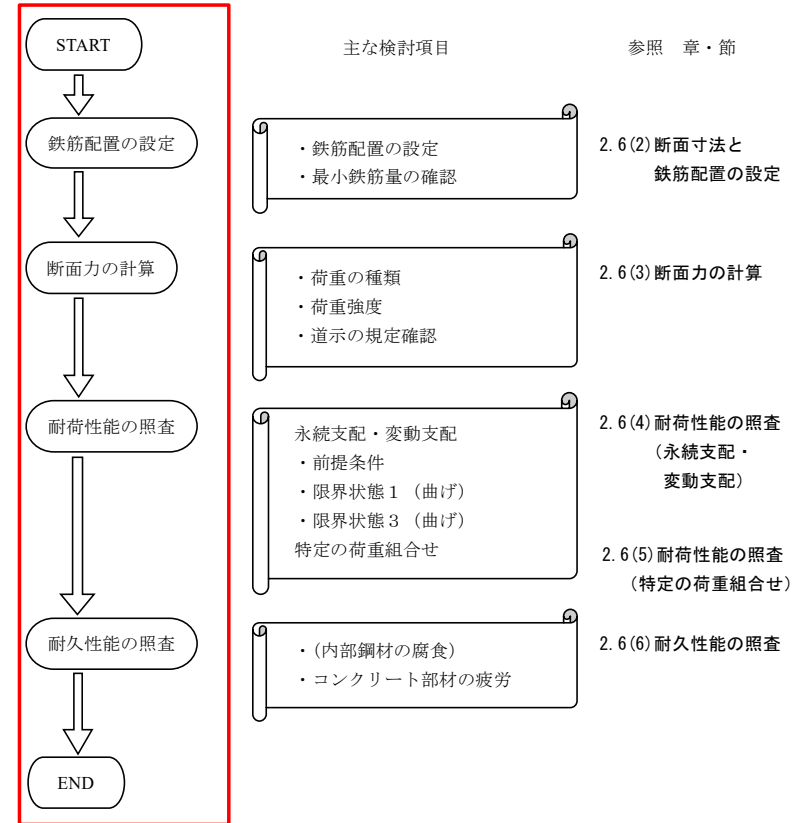


図-2.6.1 床版支間直角方向（橋軸方向）の設計フローチャート

(4) 耐荷性能の照査（永続支配・変動支配）

1) 制限値

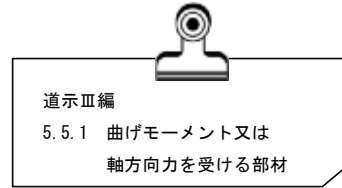
降伏曲げモーメントの制限値  $M_{yd}$  は、道示Ⅲ編 式(5.5.1)から次式によって算出します。なお、各部分係数は道示Ⅲ編 表-5.5.1により、また降伏曲げモーメントの特性値  $M_{yc}$  は次頁以降のように算出します。

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

ここに、

$\xi_1$  : 調査・解析係数

$\Phi_y$  : 抵抗係数



また、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します。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。

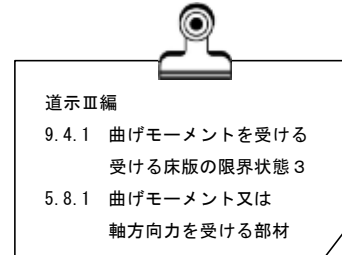
$$M_{ud} = \xi_1 \times \xi_2 \times \Phi_u \times M_{uc}$$

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



降伏曲げモーメントの制限値  $M_{yd}$  と部材破壊に対する曲げモーメントの制限値  $M_{ud}$  を算出すると、表-2.6.1のとおりです。

表-2.6.1 部材降伏と部材破壊に対する曲げモーメントの制限値

			支間部	先端部
			正曲げ	正曲げ
部材厚 (m)			0.200	0.456
鉄筋量			D19ctc125	D13ctc250
有効高 (m)			0.141	0.401
降伏	$M_{yc}$ (kN・m)	鉄筋	94.1	55.3
		コンクリート	74.8	76.8
永続①	$\xi_1 \times \Phi_y$	0.90 × 0.85		
変動②～⑨	$M_{yd}$ (kN・m)	57.2	42.3	
破壊抵抗	$M_{uc}$ (kN・m)	104.5	87.9	
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)	67.7	57.0	

(4) 耐荷性能の照査（永続支配・変動支配）

1) 制限値

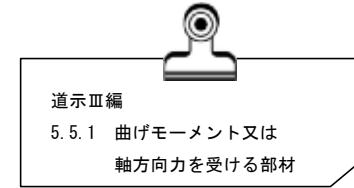
降伏曲げモーメントの制限値  $M_{yd}$  は、道示Ⅲ編 式(5.5.1)から次式によって算出します。なお、各部分係数は道示Ⅲ編 表-5.5.1により、また降伏曲げモーメントの特性値  $M_{yc}$  は次頁以降のように算出します。

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

ここに、

$\xi_1$  : 調査・解析係数

$\Phi_y$  : 抵抗係数



また、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します。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。

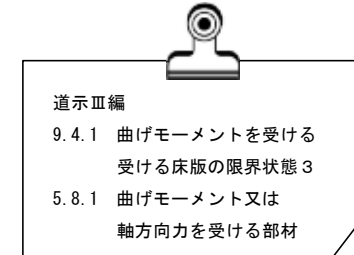
$$M_{ud} = \xi_1 \times \xi_2 \times \Phi_u \times M_{uc}$$

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

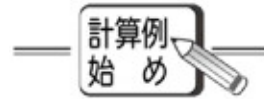


降伏曲げモーメントの制限値  $M_{yd}$  と部材破壊に対する曲げモーメントの制限値  $M_{ud}$  を算出すると、表-2.6.1のとおりです。

表-2.6.1 部材降伏と部材破壊に対する曲げモーメントの制限値

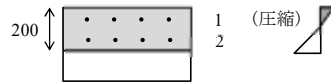
			支間部	先端部
			正曲げ	正曲げ
部材厚 (m)			0.200	0.456
鉄筋量			D19ctc125	D13ctc250
有効高 (m)			0.141	0.401
降伏	$M_{yc}$ (kN・m)	鉄筋	94.1	55.3
		コンクリート	74.8	76.8
永続①	$\xi_1 \times \Phi_y$	0.90 × 0.85		
変動②～⑨	$M_{yd}$ (kN・m)	57.2	42.3	
破壊抵抗	$M_{uc}$ (kN・m)	107.7	87.9	
永続①	$\xi_1 \times \xi_2 \times \Phi_u$	0.90 × 0.90 × 0.80		
変動②～⑨	$M_{ud}$ (kN・m)	69.8	57.0	

訂正後



・中間床版支間部 正の降伏曲げモーメント

下縁の鉄筋ひずみに着目した降伏曲げモーメントを、道示Ⅲ編 5.5.1(3)に従い算出すると、表-2.6.2のとおりです。

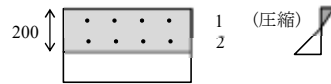


作用軸力  $N=0.0\text{kN}$  の場合、中立軸位置は  $X=65.9\text{mm}$

表-2.6.2 降伏曲げモーメント（中間床版支間部の正曲げ；鉄筋が降伏ひずみに達するとき）

		距離 $y_u$ (m)	ひずみ	応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	面積 ( $\text{mm}^2$ )	軸方向力 (kN)	偏心量 (m)	曲げ ( $\text{kN}\cdot\text{m}$ )
コンクリート	上縁	0.000	0.001514	24.0	65909.5	790.7	0.044	34.7
PC 鋼材	—	—	—	—	—	—	—	—
鉄筋	1	0.061	0.000113	22.6	1146.0	0.0	0.005	0.0
	2	0.141	-0.001725	-345.0	2292.0	-790.7	-0.075	59.4
	—	—	—	—	—	—	—	—
合計						0.0		94.1

上縁のコンクリートに着目した降伏曲げモーメントを、道示Ⅲ編 5.5.1(3)に従い算出すると、表-2.6.3のとおりです。



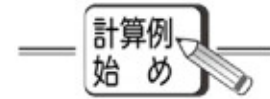
作用軸力  $N=0.0\text{kN}$  の場合、中立軸位置は  $X=62.2\text{mm}$

表-2.6.3 降伏曲げモーメント（中間床版支間部の正曲げ；コンクリートが  $2/3 \sigma_{ck}$  に達するとき）

		距離 $y_u$ (m)	ひずみ	応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	面積 ( $\text{mm}^2$ )	軸方向力 (kN)	偏心量 (m)	曲げ ( $\text{kN}\cdot\text{m}$ )
コンクリート	上縁	0.000	0.001071	20.0	62201.0	622.0	0.042	25.8
PC 鋼材	—	—	—	—	—	—	—	—
鉄筋	1	0.061	0.000021	4.1	1146.0	0.0	0.001	0.0
	2	0.141	-0.001357	-271.4	2292.0	-622.0	-0.079	49.0
	—	—	—	—	—	—	—	—
合計						0.0		74.8

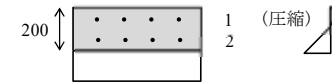
注) 応力度が  $2/3 \sigma_{ck}$  になる状態で、コンクリートひずみが 0.001071 のとき

$$\begin{aligned} \sigma_c &= 0.85 \times \sigma_{ck} \times 0.001071 / 0.002 \times (2 - 0.001071 / 0.002) \\ &= 0.85 \times 30 \times 0.7842 = 20.0\text{N}/\text{mm}^2 \end{aligned}$$



・中間床版支間部 正の降伏曲げモーメント

下縁の鉄筋ひずみに着目した降伏曲げモーメントを、道示Ⅲ編 5.5.1(3)に従い算出すると、表-2.6.2のとおりです。

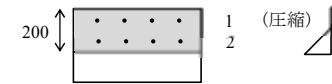


作用軸力  $N=0.0\text{kN}$  の場合、中立軸位置は  $X=65.9\text{mm}$

表-2.6.2 降伏曲げモーメント（中間床版支間部の正曲げ；鉄筋が降伏ひずみに達するとき）

		距離 $y_u$ (m)	ひずみ	応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	面積 ( $\text{mm}^2$ )	軸方向力 (kN)	偏心量 (mm)	曲げ ( $\text{kN}\cdot\text{m}$ )
コンクリート	上縁	0.000	0.001514	24.0	65909.3	790.74	123.0	97.3
PC 鋼材	—	—	—	—	—	—	—	—
鉄筋	1	0.061	0.000113	22.6	1146.0	0.00	84.0	0.0
	2	0.141	-0.001725	-345.0	2292.0	-790.74	4.0	-3.2
	—	—	—	—	—	—	—	—
合計						0.00		94.1

上縁のコンクリートに着目した降伏曲げモーメントを、道示Ⅲ編 5.5.1(3)に従い算出すると、表-2.6.3のとおりです。



作用軸力  $N=0.0\text{kN}$  の場合、中立軸位置は  $X=62.2\text{mm}$

表-2.6.3 降伏曲げモーメント（中間床版支間部の正曲げ；コンクリートが  $2/3 \sigma_{ck}$  に達するとき）

		距離 $y_u$ (m)	ひずみ	応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	面積 ( $\text{mm}^2$ )	軸方向力 (kN)	偏心量 (mm)	曲げ ( $\text{kN}\cdot\text{m}$ )
コンクリート	上縁	0.000	0.001071	20.0	62202.8	622.05	124.3	77.3
PC 鋼材	—	—	—	—	—	—	—	—
鉄筋	1	0.061	0.000021	4.1	1146.0	0.00	84.0	0.0
	2	0.141	-0.001357	-271.4	2292.0	-622.05	4.0	-2.5
	—	—	—	—	—	—	—	—
合計						0.00		74.8

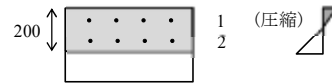
注) 応力度が  $2/3 \sigma_{ck}$  になる状態で、コンクリートひずみが 0.001071 のとき

$$\begin{aligned} \sigma_c &= 0.85 \times \sigma_{ck} \times 0.001071 / 0.002 \times (2 - 0.001071 / 0.002) \\ &= 0.85 \times 30 \times 0.7842 = 20.0\text{N}/\text{mm}^2 \end{aligned}$$

訂正後

・中間床版支間部 正の破壊抵抗曲げモーメント

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 5.8.1(4)に従い算出すると、表-2.6.4のとおりです。



作用軸力  $N=0.0\text{kN}$  の場合、中立軸位置は  $X=48.7\text{mm}$

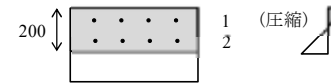
表-2.6.4 破壊抵抗曲げモーメント（中間床版支間部の正曲げ；コンクリートが終局ひずみに達するとき）

		距離 $y_v$ (m)	ひずみ	応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	面積 ( $\text{mm}^2$ )	軸方向力 (kN)	偏心量 (m)	曲げ ( $\text{kN}\cdot\text{m}$ )
コンクリート	上縁	0.000	0.003500	25.5	38957.4	993.4	0.029	29.0
PC 鋼材	—	—	—	—	—	—	—	—
鉄筋	1	0.061	-0.000884	-176.9	1146.0	-202.7	-0.012	2.5
	2	0.141	-0.006634	-345.0	2292.0	-790.7	-0.092	73.0
	—	—	—	—	—	—	—	—
合計						0.0		104.5



・中間床版支間部 正の破壊抵抗曲げモーメント

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 5.8.1(4)に従い算出すると、表-2.6.4のとおりです。



作用軸力  $N=0.0\text{kN}$  の場合、中立軸位置は  $X=48.7\text{mm}$

表-2.6.4 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）

		距離 $y_v$ (m)	ひずみ	応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	面積 ( $\text{mm}^2$ )	軸方向力 (kN)	偏心量 (mm)	曲げ ( $\text{kN}\cdot\text{m}$ )
コンクリート	上縁	0.000	0.003500	25.5	38957.4	993.41	128.8	127.9
PC 鋼材	—	—	—	—	—	—	—	—
鉄筋	1	0.061	-0.000884	-176.9	1146.0	-202.67	84.0	-17.0
	2	0.141	-0.006634	-345.0	2292.0	-790.74	4.0	-3.2
	—	—	—	—	—	—	—	—
合計						0.00		107.7



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、道示Ⅲ編 式(5.5.1)で算出される制限値  $M_{yd}$  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-2.6.5 のとおりで、部材降伏に対する曲げモーメントの制限値  $M_{yd}$  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-2.6.5 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 (kN・m)		備考
			中間床版 支間部	片持床版 先端付近	
永続①	D	TF 無	0.00	0.00	
		TF 有	0.00	0.00	
変動②	D+L	$M_{max}$	33.80	20.75	
		$M_{min}$	0.00	0.00	
制限値			$M_d \leq 57.2$	$M_d \leq 42.3$	表-2.6.1 より
判定			OK	OK	

3) 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)で算出される制限値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-2.6.6 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。

表-2.6.6 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)		備考
			中間床版 支間部	片持床版 先端付近	
永続①	D	TF 無	0.00	0.00	
		TF 有	0.00	0.00	
変動②	D+L	$M_{max}$	33.80	20.75	
		$M_{min}$	0.00	0.00	
制限値			$M_d \leq 67.7$	$M_d \leq 57.0$	表-2.6.1 より
判定			OK	OK	

(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。

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、道示Ⅲ編 式(5.5.1)で算出される制限値  $M_{yd}$  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-2.6.5 のとおりで、部材降伏に対する曲げモーメントの制限値  $M_{yd}$  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-2.6.5 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 (kN・m)		備考
			中間床版 支間部	片持床版 先端付近	
永続①	D	TF 無	0.00	0.00	
		TF 有	0.00	0.00	
変動②	D+L	$M_{max}$	33.80	20.75	
		$M_{min}$	0.00	0.00	
制限値			$M_d \leq 57.2$	$M_d \leq 42.3$	表-2.6.1 より
判定			OK	OK	

3) 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)で算出される制限値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-2.6.6 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。

表-2.6.6 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)		備考
			中間床版 支間部	片持床版 先端付近	
永続①	D	TF 無	0.00	0.00	
		TF 有	0.00	0.00	
変動②	D+L	$M_{max}$	33.80	20.75	
		$M_{min}$	0.00	0.00	
制限値			$M_d \leq 69.8$	$M_d \leq 57.0$	表-2.6.1 より
判定			OK	OK	

(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。



セグメントの形状を図-3.1.3のように設定します。端部・中間・中央の各セグメントの寸法をJISの規格寸法と比較すると、表-3.1.2のとおりです。セグメント長の規格寸法を合計して桁長を算出すると35.80m(=5.90m×2+8.00m×2+8.00m)ですが、端部セグメント長をbタイプの規格寸法5.90mから6.00mに変更して、桁長を36.00m(=6.00m×2+8.00m×2+8.00m)としています。

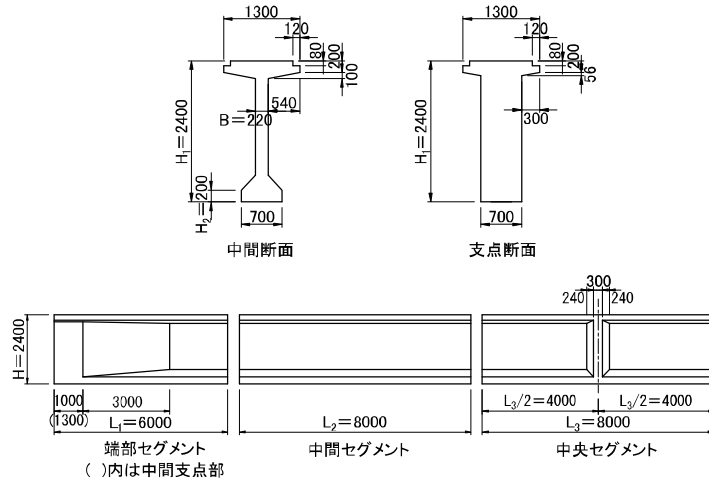


図-3.1.3 セグメントの形状

表-3.1.2 セグメントの寸法

	桁高 H1	下フランジ H2	ウェブ厚 B	セグメント長 L			備考
				端部 L1	中間 L2	中央 L3	
設定寸法 (mm)	2400	200	220	6000	8000	8000	
規格寸法 (mm)	2300	200	220	5900	8000	8000	35m b タイプ
比率 (設定/規格)	1.04	1.00	1.00	1.02	1.00	1.00	

桁端の支承との取合い

ゴム支承を設計すると、本書 P.291 の「5.1(1)基本条件」の図-5.1.1のように、ゴム支承本体は0.500m×0.500m(被覆ゴムの10mmは含まず)ですが、反力分散支承のソールプレートは橋軸方向が0.700mで、桁端の支承との取合いは右図のとおりです。

セグメントの形状を図-3.1.3のように設定します。端部・中間・中央の各セグメントの寸法をJISの規格寸法と比較すると、表-3.1.2のとおりです。セグメント長の規格寸法を合計して桁長を算出すると35.80m(=5.90m×2+8.00m×2+8.00m)ですが、端部セグメント長をbタイプの規格寸法5.90mから6.00mに変更して、桁長を36.00m(=6.00m×2+8.00m×2+8.00m)としています。

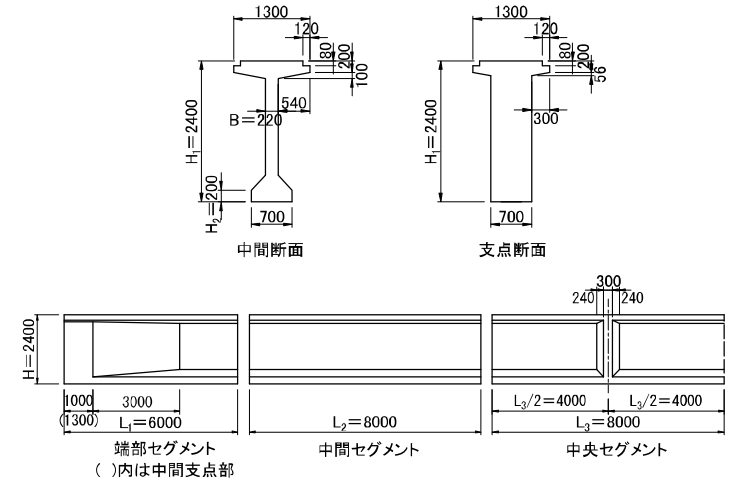


図-3.1.3 セグメントの形状

表-3.1.2 セグメントの寸法

	桁高 H1	下フランジ H2	ウェブ厚 B	セグメント長 L			備考
				端部 L1	中間 L2	中央 L3	
設定寸法 (mm)	2400	200	220	6000	8000	8000	
規格寸法 (mm)	2300	200	220	5900	8000	8000	35m b タイプ
比率 (設定/規格)	1.04	1.00	1.00	1.02	1.00	1.00	

桁端の支承との取合い

ゴム支承を設計すると、本書 P.290 の「5.1(1)基本条件」の図-5.1.1のように、ゴム支承本体は0.500m×0.500m(被覆ゴムの10mmは含まず)ですが、反力分散支承のソールプレートは橋軸方向が0.700mで、桁端の支承との取合いは右図のとおりです。

## 訂正後

### (4) 横桁配置と形状

中間横桁は図-3.1.4のように支間中央に1箇所配置します。中間横桁幅と端支点横桁幅は、標準的な0.30mと0.70mとします。

中間支点横桁幅については、「JIS 製造便覧(B-2)」の図9.18には「横げた幅はけた高と同程度以上」とあり、この計算例では2.60mとしています。

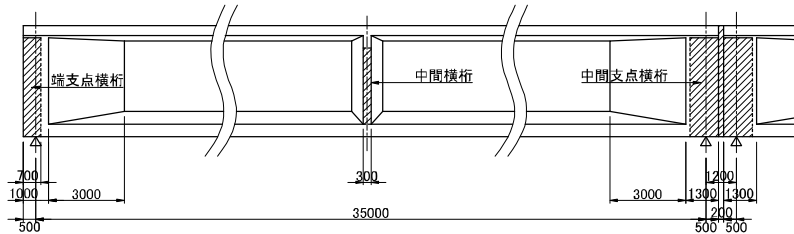


図-3.1.4 横桁配置要領

中間横桁は、図-3.1.5に示すように、床版と一体化させないことを原則とします。

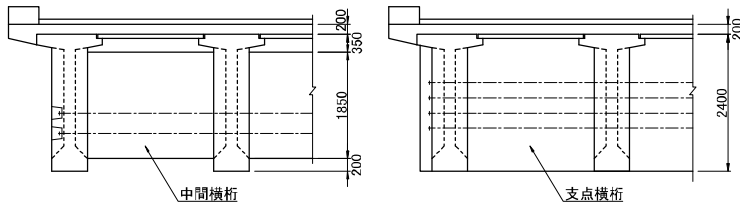


図-3.1.5 中間横桁と支点横桁の形状

### (4) 横桁配置と形状

中間横桁は図-3.1.4のように支間中央に1箇所配置します。中間横桁幅と端支点横桁幅は、標準的な0.30mと0.70mとします。

中間支点横桁幅については、「JIS 製造便覧(B-2)」の図9.12には「横桁幅は総桁高と同程度以上」とあり、この計算例では2.60mとしています。

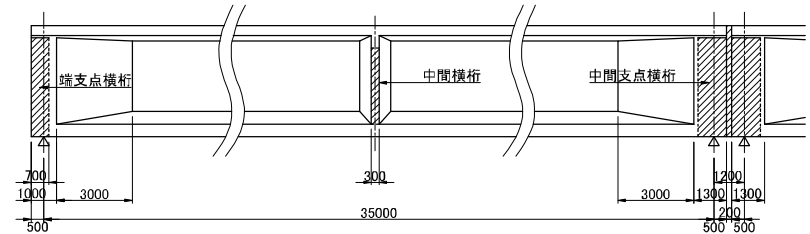


図-3.1.4 横桁配置要領

中間横桁は、図-3.1.5に示すように、床版と一体化させないことを原則とします。

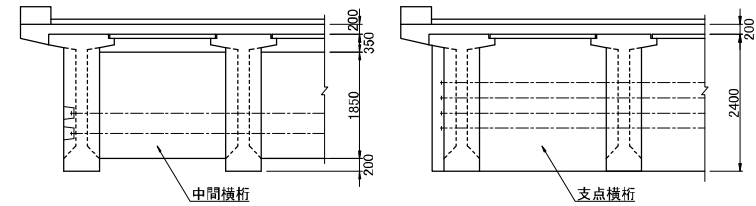


図-3.1.5 中間横桁と支点横桁の形状

(2) 断面寸法と PC 鋼材配置

主桁断面寸法と主方向 PC 鋼材配置を、図-3.2.2 に示します。

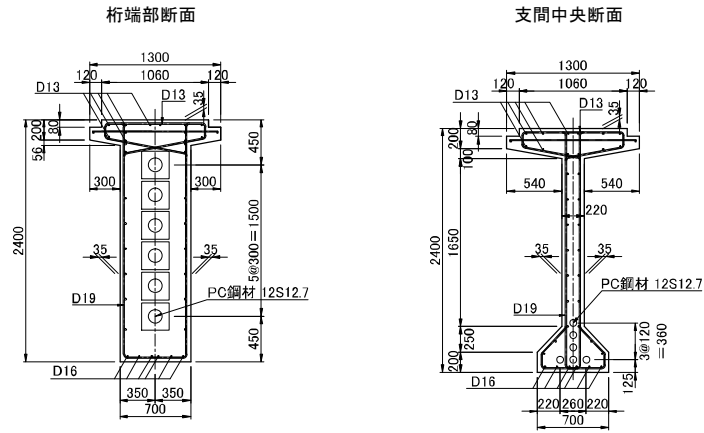


図-3.2.2 主桁の断面寸法と鋼材配置

(2) 断面寸法と PC 鋼材配置

主桁断面寸法と主方向 PC 鋼材配置を、図-3.2.2 に示します。

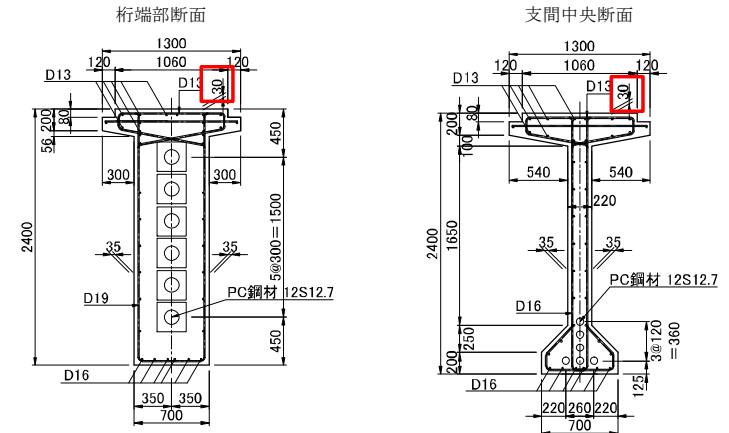


図-3.2.2 主桁の断面寸法と鋼材配置

PE シースの径

PC 鋼材 12S12.7 用のシースは、鋼製シースで後挿入する場合、内径 70mm、外径 77mm が標準です。PE シースの場合は、メーカーによって内外径が異なりますが、「PE シースを用いた PC 橋の設計施工指針(案)」(PC 工学会, H27.08) によると、下表のとおりです。

表Ⅲ-2.4 シース外径の最大値と市販の PE シース外径

橋種	PC 鋼材	シース呼び径	シース外径の最大値		市販 PE シース外径	判定*
			シース標準部	ジョイントシース		
コンボ橋	12S12.7	φ65	80	86	74~78	◎
			90	96	80~85	◎
	12S15.2	φ75	90	96	85~90	◎
			96	96	89~98	○

※判定について

- ◎：全ての PE シース製品が適用可能であるが、実際の配置鉄筋を考慮した照査が必要である。
- ：PE シースを適用可能であるが、実際に使用する PE シースに対する配置確認を行い、配置に支障をきたすことが想定される場合は対処方法を検討して置く必要がある。
- △：実際に使用する PE シースを配置するため対処方法をあらかじめ検討することで、PE シースを適用できる可能性がある。  
(出典：プレストレストコンクリート工学会, PE シースを用いた PC 橋の設計施工指針(案), pⅢ-5 表Ⅲ-2.4, 平成 27 年 8 月)

この計算例では、道示Ⅲ編 16.3 解説(7) 2)に「内部鋼材の防食として非鉄シースを用い…」とありますので、PE シースを使用することとし、市販されている呼び径 φ65 の PE シースの外径は 74~78mm なので、断面諸定数を計算する際のシース径は、この設計例では、中間値の 76mm としています。

PE シースの径

PC 鋼材 12S12.7 用のシースは、鋼製シースで後挿入する場合、内径 70mm、外径 77mm が標準です。PE シースの場合は、メーカーによって内外径が異なりますが、「PE シースを用いた PC 橋の設計施工指針(案)」(PC 工学会, H27.08) によると、下表のとおりです。

表Ⅲ-2.4 シース外径の最大値と市販の PE シース外径

橋種	PC 鋼材	シース呼び径	シース外径の最大値		市販 PE シース外径	判定*
			シース標準部	ジョイントシース		
コンボ橋	12S12.7	φ65	80	86	74~78	◎
			90	96	80~85	◎
	12S15.2	φ75	90	96	85~90	◎
			96	96	89~98	○

※判定について

- ◎：全ての PE シース製品が適用可能であるが、実際の配置鉄筋を考慮した照査が必要である。
- ：PE シースを適用可能であるが、実際に使用する PE シースに対する配置確認を行い、配置に支障をきたすことが想定される場合は対処方法を検討して置く必要がある。
- △：実際に使用する PE シースを配置するため対処方法をあらかじめ検討することで、PE シースを適用できる可能性がある。  
(出典：プレストレストコンクリート工学会, PE シースを用いた PC 橋の設計施工指針(案), pⅢ-5 表Ⅲ-2.4, 平成 27 年 8 月)

この計算例では、道示Ⅲ編 16.3 解説(7) 2)に「内部鋼材の防食として非鉄シースを用い…」とありますので、PE シースを使用することとし、市販されている呼び径 φ65 の PE シースの外径は 74~78mm なので、断面諸定数を計算する際のシース径は、この設計例では、中間値の 76mm としています。

## 訂正後

### 2) 格子解析モデル

格子解析用のモデルは、図-3.3.1のように、橋軸方向については各主桁（全4本）、橋軸直角方向については支間35.0m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。

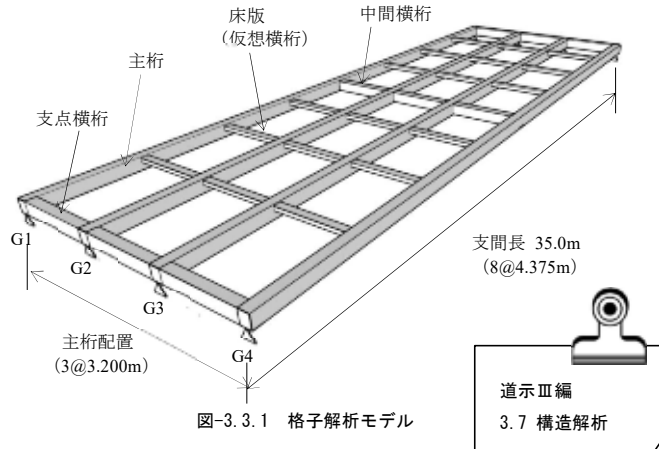


図-3.3.1 格子解析モデル

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-3.3.2のとおりです。

表-3.3.2 格子解析に用いる断面諸定数

		断面積 $A$ (m <sup>2</sup> )	断面2次モーメント $I$ (m <sup>4</sup> )	ねじり定数 $J$ (m <sup>4</sup> )
主方向	中桁支間部	1.47760	1.17924	0.01419
	中桁支点部	2.34040	1.56892	0.22914
横方向	支點横桁	1.90000	1.13346	0.24641
	中間横桁	1.25500	0.74560	0.01844
	床版	0.87500	0.00292	0.01129

#### ねじり剛性の考え方

コンクリート部材の限界状態1と限界状態3は、表-1.1.9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-3.3.1のように、橋軸方向については各主桁（全4本）、橋軸直角方向については支間35.0m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。

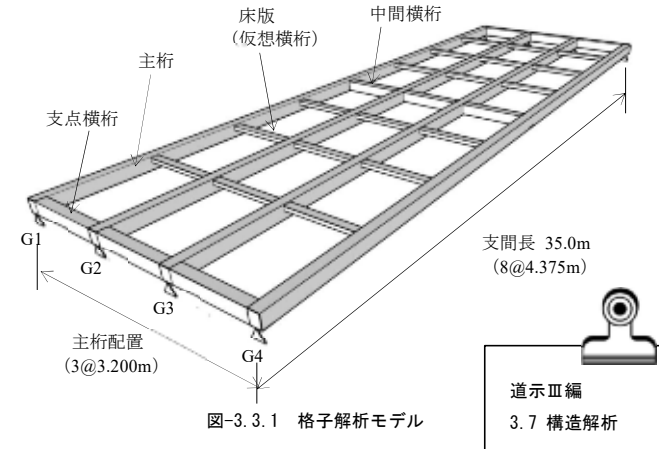


図-3.3.1 格子解析モデル

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-3.3.2のとおりです。

表-3.3.2 格子解析に用いる断面諸定数

		断面積 $A$ (m <sup>2</sup> )	断面2次モーメント $I$ (m <sup>4</sup> )	ねじり定数 $J$ (m <sup>4</sup> )
主方向	中桁支間部	1.47760	1.17924	0.01419
	中桁支点部	2.34040	1.56892	0.22914
横方向	支點横桁	1.90000	1.13346	0.24641
	中間横桁	1.25500	0.74560	0.01844
	床版	0.87500	0.00292	0.01129

#### ねじり剛性の考え方

コンクリート部材の限界状態1と限界状態3は、表-1.1.9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。

(5) 断面力の集計

次頁以降の表-3.3.19 から表-3.3.22 に、それぞれの検討断面位置でのねじり剛性を考慮する場合と考慮しない場合のそれぞれの断面力を示します。荷重ごとの断面力は表-3.3.18 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。

架設段階によって抵抗断面が変化しますが、抵抗断面が異なる主桁自重による断面力と活荷重による断面力を単純に加算すると評価が難しくなります。そこで、この計算例では、断面力を加算する際に補正断面力を用いています。単純桁の場合は、限界状態 1 については下縁の引張に着目して照査し、限界状態 3 については上縁の圧縮に着目して照査しますので、着目縁の応力度に PC 鋼材換算断面の断面係数を乗じて補正断面力を算出しています。

表-3.3.18 主桁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	$1.00 \times 1.05 \times D$	$+ 1.00 \times 1.05 \times PS^* + (1.00 \times 1.00 \times TF)$
	変動②	$1.00 \times 1.05 \times D + 1.00 \times 1.25 \times L + 1.00 \times 1.05 \times PS^* + (1.00 \times 1.00 \times TF)$	
耐久性能	鋼材腐食	$1.00 \times 1.05 \times D$	$+ 1.00 \times 1.05 \times PS^* + (1.00 \times 1.00 \times TF)$
	コンクリート疲労	$1.0 \times L + 1.0 \times (D + PS^*)$	

PS\*は、PS, CR, SH の合計

本橋のような単純桁構造では、表-1.5.2 および表-1.5.3 に示すように温度変化 (TH) の影響と地震の影響 (EQ) は考慮する必要がなく、また雪荷重を考慮していないことから、耐荷性能の照査は①と②の組合せのみとなります。

(5) 断面力の集計

次頁以降の表-3.3.19 から表-3.3.22 に、それぞれの検討断面位置でのねじり剛性を考慮する場合と考慮しない場合のそれぞれの断面力を示します。荷重ごとの断面力は表-3.3.18 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。

架設段階によって抵抗断面が変化しますが、抵抗断面が異なる主桁自重による断面力と活荷重による断面力を単純に加算すると評価が難しくなります。そこで、この計算例では、断面力を加算する際に補正断面力を用いています。単純桁の場合は、限界状態 1 については下縁の引張に着目して照査し、限界状態 3 については上縁の圧縮に着目して照査しますので、着目縁の応力度に PC 鋼材換算断面の断面係数を乗じて補正断面力を算出しています。

表-3.3.18 主桁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	$1.00 \times 1.05 \times D$	$+ 1.00 \times 1.05 \times PS^* + (1.00 \times 1.00 \times TF)$
	変動②	$1.00 \times 1.05 \times D + 1.00 \times 1.25 \times L + 1.00 \times 1.05 \times PS^* + (1.00 \times 1.00 \times TF)$	
耐久性能	鋼材腐食	$1.00 \times 1.05 \times D$	$+ 1.00 \times 1.05 \times PS^* + (1.00 \times 1.00 \times TF)$
	コンクリート疲労	$1.0 \times L + 1.0 \times (D + PS^*)$	

PS\*は、PS, CR, SH の合計

本橋のような連続桁構造では、表-1.5.2 および表-1.5.3 に示すように温度変化 (TH) の影響と地震の影響 (EQ) は考慮する必要がなく、また雪荷重を考慮していないことから、耐荷性能の照査は①と②の組合せのみとなります。

2) G3 桁の接合目地\_205 断面

G3 桁の接合目地\_205 断面の荷重ごとの断面力を集計すると、表-3.3.20 のとおりです。

表-3.3.20 断面力の集計 (G3 桁接合目地\_205 断面)

			断面力 (ねじり剛性考慮)				断面力 (ねじり剛性無視)			
			曲げ M (kNm)	軸方向力 N (kN)	せん断力 S (kN)	ねじり M <sub>r</sub> (kNm)	曲げ M (kNm)	軸方向力 N (kN)	せん断力 S (kN)	
荷重 ごと	D	主桁自重	1956.7	0.0	280.5	0.0	1956.7	0.0	280.5	
		横桁自重	93.5	0.0	17.0	0.0	93.5	0.0	17.0	
		床版自重	1611.2	0.0	238.5	0.0	1611.2	0.0	238.5	
		橋面荷重	-521.8	0.0	117.1	1.4	-500.3	0.0	117.9	
		小計	3139.6	0.0	653.1	1.4	3161.1	0.0	653.9	
	L	活荷重	max	847.1	0.0	432.6	8.1	965.1	0.0	428.3
			min	-1218.0	0.0	-71.4	-11.2	-1342.4	0.0	-79.4
	PS	プレストレス 2次	直後	0.0	0.0	-	-	0.0	0.0	-
			有効	0.0	0.0	-	-	0.0	0.0	-
	CR	クリープ差		-85.0	-1385.2	-	-	-85.0	-958.2	-
			乾燥収縮差	5.9	100.8	-	-	5.9	100.8	-
	SH	鉄筋拘束		0.0	0.0	-	-	0.0	0.0	-
			構造系変化	2684.6	0.0	-	-	2684.6	0.0	-
	TH	温度変化		-	-	-	-	-	-	-
			TF	温度差	1次	-22.2	-378.1	-	-	-22.2
		2次	942.3		0.0	-	-	942.3	0.0	-
	SW	圧雪		-111.5	0.0	36.1	0.0	-111.6	0.0	36.1
			最大積雪	-	-	-	-	-	-	-
	EQ	風	L1 地震	-	-	-	-	-	-	-
			L2 地震	-	-	-	-	-	-	-
耐荷 性能	永続①	D	TF 無	6115.4	0.0	685.8	1.5	6138.0	0.0	686.6
			TF 有	7174.3	0.0	685.8	1.5	7080.3	0.0	686.6
	変動②	D(+SW)	TF 無	7174.3	0.0	1262.6	11.6	7344.4	0.0	1258.1
			TF 有	8116.6	0.0	1262.6	11.6	8286.7	0.0	1258.1
		D(+SW)	TF 無	4481.4	0.0	596.5	-12.5	4348.4	0.0	587.3
			TF 有	5423.7	0.0	596.5	-12.5	5290.7	0.0	587.3

注) 下線付きは、部材断面全体に発生する断面力ではないので集計から除外

注) 網掛けは、限界状態3の照査で使用する断面力

2) G3 桁の接合目地\_205 断面

G3 桁の接合目地\_205 断面の荷重ごとの断面力を集計すると、表-3.3.20 のとおりです。

表-3.3.20 断面力の集計 (G3 桁接合目地\_205 断面)

			断面力 (ねじり剛性考慮)				断面力 (ねじり剛性無視)			
			曲げ M (kNm)	軸方向力 N (kN)	せん断力 S (kN)	ねじり M <sub>r</sub> (kNm)	曲げ M (kNm)	軸方向力 N (kN)	せん断力 S (kN)	
荷重 ごと	D	主桁自重	1956.7	0.0	280.5	0.0	1956.7	0.0	280.5	
		横桁自重	93.5	0.0	17.0	0.0	93.5	0.0	17.0	
		床版自重	1611.2	0.0	238.5	0.0	1611.2	0.0	238.5	
		橋面荷重	-521.8	0.0	117.1	1.4	-500.3	0.0	117.9	
		小計	3139.6	0.0	653.1	1.4	3161.1	0.0	653.9	
	L	活荷重	max	847.1	0.0	432.6	8.1	965.1	0.0	428.3
			min	-1218.0	0.0	-71.4	-11.2	-1342.4	0.0	-79.4
	PS	プレストレス 2次	直後	0.0	0.0	-	-	0.0	0.0	-
			有効	0.0	0.0	-	-	0.0	0.0	-
	CR	クリープ差		-85.0	-1385.2	-	-	-85.0	-958.2	-
			乾燥収縮差	5.9	100.8	-	-	5.9	100.8	-
	SH	鉄筋拘束		0.0	0.0	-	-	0.0	0.0	-
			構造系変化	2684.6	0.0	-	-	2684.6	0.0	-
	TH	温度変化		-	-	-	-	-	-	-
			TF	温度差	1次	-22.2	-378.1	-	-	-22.2
		2次	942.3		0.0	-	-	942.3	0.0	-
	SW	圧雪		-111.5	0.0	36.1	0.0	-111.6	0.0	36.1
			最大積雪	-	-	-	-	-	-	-
	EQ	風	L1 地震	-	-	-	-	-	-	-
			L2 地震	-	-	-	-	-	-	-
耐荷 性能	永続①	D	TF 無	6115.4	0.0	685.8	1.5	6138.0	0.0	686.6
			TF 有	7174.3	0.0	685.8	1.5	7080.3	0.0	686.6
	変動②	D(+SW)	TF 無	7174.3	0.0	1262.6	11.6	7344.4	0.0	1258.1
			TF 有	8116.6	0.0	1262.6	11.6	8286.7	0.0	1258.1
		D(+SW)	TF 無	4481.4	0.0	596.5	-12.5	4348.4	0.0	587.3
			TF 有	5423.7	0.0	596.5	-12.5	5290.7	0.0	587.3

注) 下線付きは、部材断面全体に発生する断面力ではないので集計から除外

注) 網掛けは、限界状態3の照査で使用する断面力

(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合成桁の限界状態3に対しては、道示Ⅲ編 5.8.1 に規定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-3.4.13 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、以降のように算出します。

表-3.4.13 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)		
			拡幅開始 _115 断面	接合目地 _208 断面	支間中央 _209 断面
永続①	D	TF 無	4790.1	10030.7	10761.8
		TF 有	5663.8	10973.0	11704.1
変動②	D(+SW) +Lmax	TF 無	5621.0	12674.5	13428.7
		TF 有	6494.7	13616.8	14371.0
	D(+SW) +Lmin	TF 無	2776.3	8840.3	9722.9
		TF 有	3650.0	9782.6	10665.2
制限値			$M_d \leq 12518.8$	$M_d \leq 17560.3$	$M_d \leq 19506.6$
判定			OK	OK	OK

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-3.4.14 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

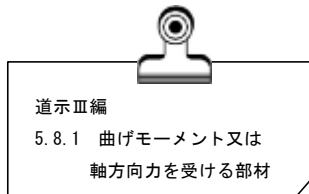


表-3.4.14 部材破壊に対する曲げモーメントの制限値

		拡幅開始 _115 断面	接合目地 _208 断面	支間中央 _209 断面
		正曲げ	正曲げ	正曲げ
破壊抵抗曲げ $M_{uc}$ (kN・m)		19319.1	27099.3	30102.8
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)	12518.8	17560.3	19506.6

(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合成桁の限界状態3に対しては、道示Ⅲ編 5.8.1 に規定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-3.4.13 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、以降のように算出します。

表-3.4.13 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)		
			拡幅開始 _115 断面	接合目地 _208 断面	支間中央 _209 断面
永続①	D	TF 無	4790.1	10030.7	10761.8
		TF 有	5663.8	10973.0	11704.1
変動②	D(+SW) +Lmax	TF 無	5621.0	12674.5	13428.7
		TF 有	6494.7	13616.8	14371.0
	D(+SW) +Lmin	TF 無	2776.3	8840.3	9722.9
		TF 有	3650.0	9782.6	10665.2
制限値			$M_d \leq 12645.7$	$M_d \leq 17659.3$	$M_d \leq 19634.9$
判定			OK	OK	OK

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-3.4.14 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

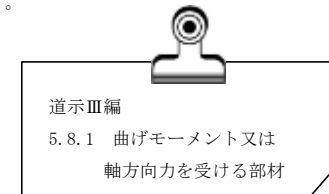


表-3.4.14 部材破壊に対する曲げモーメントの制限値

		拡幅開始 _115 断面	接合目地 _208 断面	支間中央 _209 断面
		正曲げ	正曲げ	正曲げ
破壊抵抗曲げ $M_{uc}$ (kN・m)		19514.9	27252.0	30300.8
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)	12645.7	17659.3	19634.9

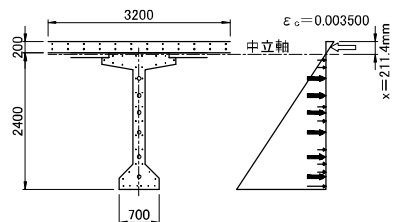
計算例  
始め

○部材破壊に対する曲げモーメントの特性値の計算

破壊抵抗曲げモーメントの特性値は、道示Ⅲ編 5.5.1(3)により本書 P.76 の「2. 3 (4) 曲げモーメントによる限界状態 3 に対する照査」の要領で算出します。

・G3 桁の拡幅開始\_115 断面 正の破壊抵抗曲げモーメント（作用軸力は  $N=0.0\text{kN}$ ）

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 5.8.1 に従い算出すると表-3.4.15 のとおりです。



作用軸力  $N = -0.0\text{kN}$  の場合、中立軸位置は  $X = 211.4\text{mm}$

表-3.4.15 破壊抵抗曲げモーメントの特性値 (G3 桁拡幅開始\_115 断面の正曲げ)

		距離 $Y_U(\text{m})$	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	床版	0.000	0.003500	25.5	544235	13801.5	126.9	1750.7
PC	⑥	0.650	-0.007261	-1650.1	1184.5	-1954.5	-438.6	857.2
	⑤	0.950	-0.012227	-1720.5	1184.5	-2037.9	-738.6	1505.2
	④	1.250	-0.017193	-1720.5	1184.5	-2037.9	-1038.6	2116.6
	③	1.601	-0.023004	-1720.5	1184.5	-2037.9	-1389.6	2831.9
	②	2.029	-0.030090	-1720.5	1184.5	-2037.9	-1817.6	3704.1
	①	2.378	-0.035867	-1720.5	1184.5	-2037.9	-2166.6	4415.3
鉄筋	⑮	0.061	0.002490	345.0	4011.0	0.0	150.4	0.0
	⑭	0.141	0.001166	233.2	8022.0	0.0	70.4	0.0
	⑬	0.255	-0.000721	-144.3	760.2	-109.7	-43.6	4.8
	⑪⑫	0.420	-0.003453	-345.0	1013.6	-349.7	-208.6	72.9
	⑦-⑩	1.025	-0.013469	-345.0	1013.6	-349.7	-813.6	284.5
	④-⑥	1.900	-0.027954	-345.0	760.2	-262.3	-1688.6	442.9
	③	2.300	-0.034576	-345.0	253.4	-87.4	-2088.6	182.6
	②	2.430	-0.036728	-345.0	253.4	-87.4	-2218.6	194.0
①	2.538	-0.038516	-345.0	1191.6	-411.1	-2323.6	956.5	
合計						0.0		19319.1

訂正後

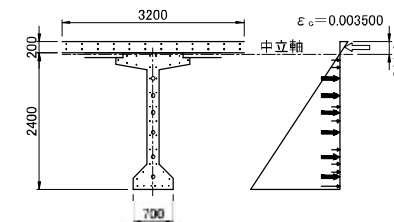
計算例  
始め

○部材破壊に対する曲げモーメントの特性値の計算

破壊抵抗曲げモーメントの特性値は、道示Ⅲ編 5.5.1(3)により本書 P.76 の「2. 3 (4) 曲げモーメントによる限界状態 3 に対する照査」の要領で算出します。

・G3 桁の拡幅開始\_115 断面 正の破壊抵抗曲げモーメント（作用軸力は  $N=0.0\text{kN}$ ）

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 5.8.1 に従い算出すると表-3.4.15 のとおりです。



作用軸力  $N = -0.0\text{kN}$  の場合、中立軸位置は  $X = 211.4\text{mm}$

作用位置（偏心量）を  
部材図心からの距離に  
修正しました（以下同様）

表-3.4.15 破壊抵抗曲げモーメントの特性値 (G3 桁拡幅開始\_115 断面の正曲げ)

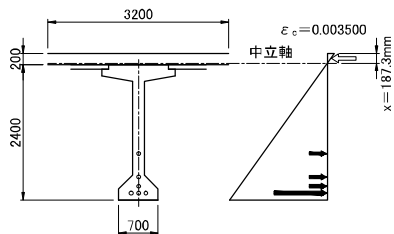
		距離 $Y_U(\text{m})$	ひずみ	応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	面積 ( $\text{mm}^2$ )	軸方向力 ( $\text{kN}$ )	偏心量 ( $\text{mm}$ )	曲げ ( $\text{kN}\cdot\text{m}$ )
コンクリート	床版	0.000	0.003500	25.5	541234.1	13801.47	795.5	10979.4
PC	⑥	0.650	-0.007261	-1650.1	1184.5	-1954.52	216.0	-422.2
	⑤	0.950	-0.012227	-1720.5	1184.5	-2037.93	-84.0	171.2
	④	1.250	-0.017193	-1720.5	1184.5	-2037.93	-384.0	782.6
	③	1.601	-0.023004	-1720.5	1184.5	-2037.93	-735.0	1497.9
	②	2.029	-0.030090	-1720.5	1184.5	-2037.93	-1163.0	2370.1
	①	2.378	-0.035867	-1720.5	1184.5	-2037.93	-1512.0	3081.4
鉄筋	⑮	0.061	0.002490	498.0	3667.2	0.00	805.0	0.0
	⑭	0.141	0.001166	233.2	7334.4	0.00	725.0	0.0
	⑬	0.255	-0.000721	-144.3	760.2	-109.69	611.0	-67.0
	⑪⑫	0.420	-0.003453	-345.0	1013.6	-349.69	446.0	-156.0
	⑦-⑩	1.025	-0.013469	-345.0	1013.6	-349.69	-159.0	55.6
	④-⑥	1.900	-0.027954	-345.0	760.2	-262.27	-1034.0	271.2
	③	2.300	-0.034576	-345.0	253.4	-87.42	-1434.0	125.4
	②	2.430	-0.036728	-345.0	253.4	-87.42	-1564.0	136.7
①	2.541	-0.038566	-345.0	1191.6	-411.10	-1675.0	688.6	
合計						0.00		19514.9



計算例  
途中

・G3 桁の接合目地\_208 断面 正の破壊抵抗曲げモーメント（作用軸力は  $N=0.0\text{kN}$ ）

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 5.8.1 に従い算出すると表-3.4.16 のとおりです。



作用軸力  $N = -0.0\text{kN}$  の場合、中立軸位置は  $X = 187.3\text{mm}$

表-3.4.16 破壊抵抗曲げモーメントの特性値（G3 桁接合目地\_208 断面の正曲げ）

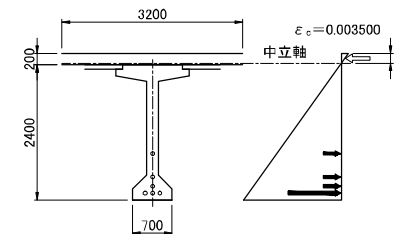
		距離 $Y_U(\text{m})$	ひずみ	応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	面積 ( $\text{mm}^2$ )	軸方向力 ( $\text{kN}$ )	偏心量 ( $\text{mm}$ )	曲げ ( $\text{kN}\cdot\text{m}$ )
コンクリート	床版	0.000	0.003500	25.5	479514	12227.6	112.4	1374.2
PC	④	1.777	-0.029704	-1720.5	1184.5	-2037.9	-1589.7	3239.7
	③	2.190	-0.037421	-1720.5	1184.5	-2037.9	-2002.7	4081.3
	②	2.355	-0.040505	-1720.5	1184.5	-2037.9	-2167.7	4417.6
	①	2.475	-0.042747	-1720.5	3553.5	-6113.8	-2287.7	13986.5
鉄筋	⑮	0.061	0.002360	345.0	4011.0	0.0	126.3	0.0
	⑭	0.141	0.000865	173.1	8022.0	0.0	46.3	0.0
合計						0.0		27099.3

訂正後

計算例  
途中

・G3 桁の接合目地\_208 断面 正の破壊抵抗曲げモーメント（作用軸力は  $N=0.0\text{kN}$ ）

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 5.8.1 に従い算出すると表-3.4.16 のとおりです。



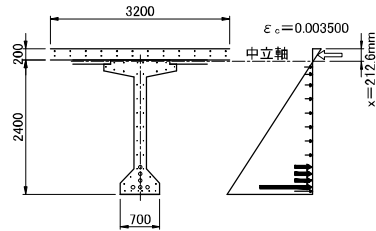
作用軸力  $N = -0.0\text{kN}$  の場合、中立軸位置は  $X = 187.3\text{mm}$

表-3.4.16 破壊抵抗曲げモーメントの特性値（G3 桁接合目地\_208 断面の正曲げ）

		距離 $Y_U(\text{m})$	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	床版	0.000	0.003500	25.5	479514	12227.59	811.6	9923.5
PC	④	1.777	-0.029704	-1720.5	1184.5	-2037.93	-903.0	1840.3
	③	2.190	-0.037421	-1720.5	1184.5	-2037.93	-1316.0	2681.9
	②	2.355	-0.040505	-1720.5	1184.5	-2037.93	-1481.0	3018.2
	①	2.475	-0.042747	-1720.5	3553.5	-6113.80	-1601.0	9788.2
鉄筋	⑮	0.061	0.002360	472.0	3667.2	0.00	813.0	0.0
	⑭	0.141	0.000865	173.1	7334.4	0.00	733.0	0.0
合計						0.00		27252.0

訂正後

・G3 桁の支間中央\_209 断面 正の破壊抵抗曲げモーメント（作用軸力は  $N=0.0\text{kN}$ ）  
 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 5.8.1 に従い算出すると表-3.4.17 のとおりです。

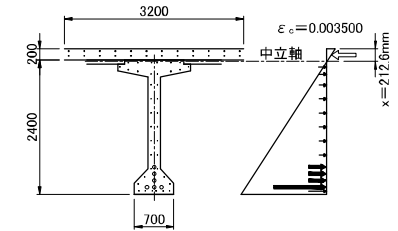


作用軸力  $N = -0.0\text{kN}$  の場合、中立軸位置は  $X = 212.6\text{mm}$

表-3.4.17 破壊抵抗曲げモーメントの特性値（G3 桁支間中央\_209 断面の正曲げ）

		距離 $Y_U(\text{m})$	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	床版	0.000	0.003500	25.5	544361	13881.2	127.6	1771.0
PC	④	2.115	-0.031312	-1720.5	1184.5	-2037.9	-1902.4	3876.9
	③	2.235	-0.033287	-1720.5	1184.5	-2037.9	-2022.4	4121.4
	②	2.355	-0.035263	-1720.5	1184.5	-2037.9	-2142.4	4366.0
	①	2.475	-0.037238	-1720.5	3553.5	-6113.8	-2262.4	13831.6
鉄筋	⑮	0.061	0.002496	345.0	4011.0	0.0	151.6	0.0
	⑭	0.141	0.001179	235.8	8022.0	0.0	71.6	0.0
	⑬	0.255	-0.000697	-139.4	760.2	-163.0	-42.4	4.5
	⑪⑫	0.420	-0.003413	-345.0	1013.6	-349.7	-207.4	72.5
	⑦-⑩	1.025	-0.013371	-345.0	1013.6	-349.7	-812.4	284.1
	④-⑥	1.900	-0.027773	-345.0	760.2	-262.3	-1687.4	442.5
	③	2.300	-0.034357	-345.0	253.4	-87.4	-2087.4	182.5
	②	2.430	-0.036497	-345.0	253.4	-87.4	-2217.4	193.8
	①	2.538	-0.038275	-345.0	1191.6	-411.1	-2325.4	956.0
合計					0.0		30102.8	

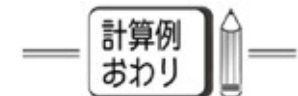
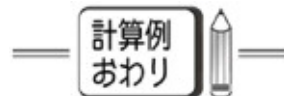
・G3 桁の支間中央\_209 断面 正の破壊抵抗曲げモーメント（作用軸力は  $N=0.0\text{kN}$ ）  
 上縁のコンクリートひずみに着目した破壊抵抗曲げモーメントを、道示Ⅲ編 5.8.1 に従い算出すると表-3.4.17 のとおりです。



作用軸力  $N = -0.0\text{kN}$  の場合、中立軸位置は  $X = 212.6\text{mm}$

表-3.4.17 破壊抵抗曲げモーメントの特性値（G3 桁支間中央\_209 断面の正曲げ）

		距離 $Y_U(\text{m})$	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	床版	0.000	0.003500	25.5	544360.8	13881.20	803.1	11148.3
PC	④	2.115	-0.031312	-1720.5	1184.5	-2037.93	-1241.0	2529.1
	③	2.235	-0.033287	-1720.5	1184.5	-2037.93	-1361.0	2773.6
	②	2.355	-0.035263	-1720.5	1184.5	-2037.93	-1481.0	3018.2
	①	2.475	-0.037238	-1720.5	3553.5	-6113.80	-1601.0	9788.2
鉄筋	⑮	0.061	0.002496	499.2	3667.2	0.0	813.0	0.0
	⑭	0.141	0.001179	235.8	7334.4	0.0	733.0	0.0
	⑬	0.255	-0.000697	-139.4	760.2	-106.00	619.0	-65.6
	⑪⑫	0.420	-0.003413	-345.0	1013.6	-349.69	454.0	-158.8
	⑦-⑩	1.025	-0.013371	-345.0	1013.6	-349.69	-151.0	52.8
	④-⑥	1.900	-0.027773	-345.0	760.2	-262.27	-1026.0	269.1
	③	2.300	-0.034357	-345.0	253.4	-87.42	-1426.0	124.7
	②	2.430	-0.036497	-345.0	253.4	-87.42	-1556.0	136.0
	①	2.541	-0.038275	-345.0	1191.6	-411.10	-1667.0	685.3
合計					0.00		30300.8	



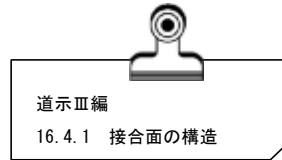
3) コンクリートの設計基準強度

コンクリートの設計基準は、鋼製接合キーの局部的な応力、プレストレス導入前のセグメントの運搬、取り扱い上の安全性等を考慮して、道示Ⅲ編 16.2(3)に「40N/mm<sup>2</sup>以上とする」とあり、設計条件で 50N/mm<sup>2</sup>としています。



4) 接合面の配筋と PC 鋼材量

鋼製接合キーの周辺部は、セグメント端部に局部的な破壊が生じたときに一体化した部材の耐力が急激に低下しないよう、道示Ⅲ編 16.4.1(6)に「局部的に生じる大きな支圧応力に抵抗できるよう適切に鉄筋を配置する」とあり、接合面付近のスターラップ間隔を標準部の 1/2 (または 100mm) 程度とします。



また、ねじりモーメントに対する耐荷機構が成立するように、道示Ⅲ編 16.4.1(8)に「付着のある PC 鋼材を軸方向に配置する」とあります。継目部に配置されている付着のある PC 鋼材の鋼材量  $A_{lt}$  は、表-3.8.4 のとおりで、付着のある PC 鋼材の必要量  $A_{lreq}$  以上です。

表-3.8.4 付着のある PC 鋼材の鋼材量の照査

	支点寄り _205 断面	支間寄り _208 断面	備考
PC 鋼材断面積 $A_{lt}$ (mm <sup>2</sup> )	1184.5×6=7107		
制限値	582≦ $A_{lt}$	249≦ $A_{lt}$	表-3.8.5 より
判定	OK	OK	

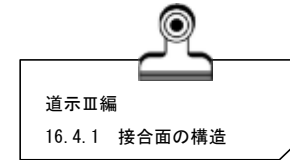
3) コンクリートの設計基準強度

コンクリートの設計基準強度は、鋼製接合キーの局部的な応力、プレストレス導入前のセグメントの運搬、取り扱い上の安全性等を考慮して、道示Ⅲ編 16.2(3)に「40N/mm<sup>2</sup>以上とする」とあり、設計条件で 50N/mm<sup>2</sup>としています。



4) 接合面の配筋と PC 鋼材量

鋼製接合キーの周辺部は、セグメント端部に局部的な破壊が生じたときに一体化した部材の耐力が急激に低下しないよう、道示Ⅲ編 16.4.1(6)に「局部的に生じる大きな支圧応力に抵抗できるよう適切に鉄筋を配置する」とあり、接合面付近のスターラップ間隔を標準部の 1/2 (または 100mm) 程度とします。



また、ねじりモーメントに対する耐荷機構が成立するように、道示Ⅲ編 16.4.1(8)に「付着のある PC 鋼材を軸方向に配置する」とあります。継目部に配置されている付着のある PC 鋼材の鋼材量  $A_{lt}$  は、表-3.8.4 のとおりで、付着のある PC 鋼材の必要量  $A_{lreq}$  以上です。

表-3.8.4 付着のある PC 鋼材の鋼材量の照査

	支点寄り _205 断面	支間寄り _208 断面	備考
PC 鋼材断面積 $A_{lt}$ (mm <sup>2</sup> )	1184.5×6=7107		
制限値	582≦ $A_{lt}$	249≦ $A_{lt}$	表-3.8.5 より
判定	OK	OK	

1) T 荷重による橋軸方向応力度

床版に T 荷重が作用することで床版下面の橋軸方向に引張応力が発生しますが、図-3.8.2のように、中間床版支間部は場所打ち床版と PC 板で、T 荷重によって主桁フランジの橋軸方向に曲げが発生するのは外桁の片持床版部です。この計算例では、道示Ⅲ編 表-9.2.1 で算出される片持版先端付近の橋軸方向曲げモーメントが、外桁のフランジ先端下側に発生するとして、応力度を算出しています。

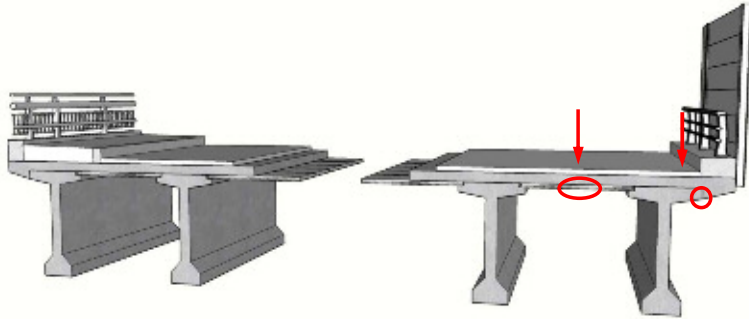


図-3.8.2 T 荷重によって床版下面の橋軸方向に引張応力が発生する領域

T 荷重による片持床版の橋軸方向曲げモーメント  $M$  と、それによる主桁上面位置とフランジ下面位置でのコンクリート応力度  $\sigma_{SL}$  を算出すると、以下のとおりです。

$$\sigma_{SL} = \gamma_p \times \gamma_q \times M / I \times y$$

ここに、

$M$  : 道示Ⅲ編 表-9.2.1に規定のT荷重による片持版橋軸方向曲げモーメント

$$\begin{aligned} M &= (0.15L + 0.13) \times P \\ &= (0.15 \times 0.240 + 0.13) \times 100 = 16.60 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$I, y$  : 断面係数 (場所打ち床版と主桁フランジ先端の合計厚 : 400mm) と図心距離

$$I = 1.00 \times 0.40^3 / 12 = 0.00533 \text{ m}^4$$

$$= \begin{cases} \text{主桁上面} & : 16.60 / 0.00533 \times 0.00 \times 10^{-3} = 0.00 \text{ N/mm}^2 \\ \text{フランジ下面} & : 16.60 / 0.00533 \times (-0.20) \times 10^{-3} = -0.62 \text{ N/mm}^2 \end{cases}$$

1) T 荷重による橋軸方向応力度

床版に T 荷重が作用することで床版下面の橋軸方向に引張応力が発生しますが、図-3.8.2のように、中間床版支間部は場所打ち床版と PC 板で、T 荷重によって主桁フランジの橋軸方向に曲げが発生するのは外桁の片持床版部です。この計算例では、道示Ⅲ編 表-9.2.1 で算出される片持版先端付近の橋軸方向曲げモーメントが、外桁のフランジ先端下側に発生するとして、応力度を算出しています。

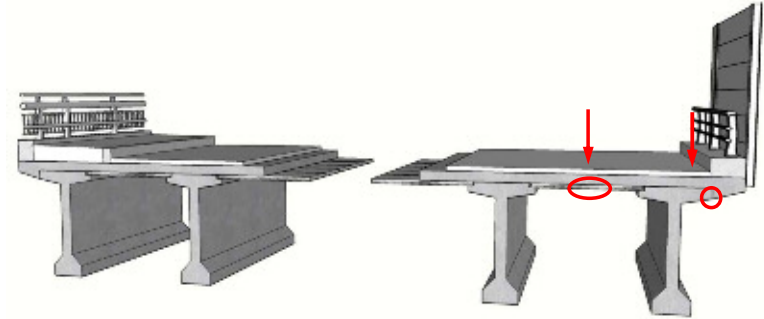


図-3.8.2 T 荷重によって床版下面の橋軸方向に引張応力が発生する領域

T 荷重による片持床版の橋軸方向曲げモーメント  $M$  と、それによる主桁上面位置とフランジ下面位置でのコンクリート応力度  $\sigma_{SL}$  を算出すると、以下のとおりです。

$$\sigma_{SL} = \gamma_p \times \gamma_q \times M / I \times y$$

ここに、

$M$  : 道示Ⅲ編 表-9.2.1に規定のT荷重による片持版橋軸方向曲げモーメント

$$\begin{aligned} M &= (0.15L + 0.13) \times P \\ &= (0.15 \times 0.240 + 0.13) \times 100 = 16.60 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$I, y$  : 断面係数 (場所打ち床版と主桁フランジ先端の合計厚 : 400mm) と図心距離

$$I = 1.00 \times 0.40^3 / 12 = 0.00533 \text{ m}^4$$

$$= \begin{cases} \text{主桁上面} & : 16.60 / 0.00533 \times 0.00 \times 10^{-3} = 0.00 \text{ N/mm}^2 \\ \text{フランジ下面} & : 16.60 / 0.00533 \times (-0.20) \times 10^{-3} = -0.62 \text{ N/mm}^2 \end{cases}$$

引張応力度が発生する場合の引張鉄筋量を，道示Ⅲ編 5.3.3 に従って算出します。

- 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

$\sigma_{smax}$  : 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>



主桁コンクリートの応力分布は図-3.8.3 のとおりで，引張鉄筋量を算出すると表-3.8.10 のようになります。

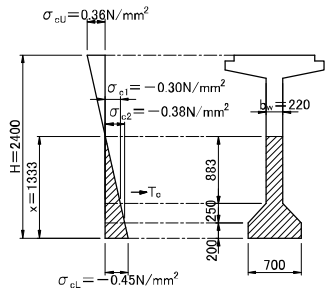


図-3.8.3 コンクリート応力の分布

表-3.8.10 引張鉄筋量

		中央セグメント	
桁高	$H$ (m)	2.400	
ウェブ幅	$b_w$ (m)	0.220	
架設時		上面	下縁
応力度	(N/mm <sup>2</sup> )	0.36	-0.45
引張深さ	$x$ (mm)	1333	
引張力	$T_c$ (N)	127,140	
引張面積	(mm <sup>2</sup> )	449,260	
引張鉄筋量	i)	605	
	ii)	2246	
実配置鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )	最下段	配筋と断面積	D16×6 = 1192
	引張域	配筋と断面積	D13×12+D16×6 = 2712

引張応力度が発生する場合の引張鉄筋量を，道示Ⅲ編 5.3.3 に従って算出します。

- 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%

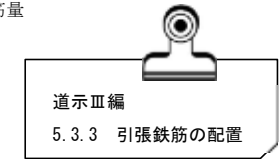
ここで，i) については，道示Ⅲ編 式(5.3.1)から次式によって算出します。

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

ここに，

$T_c$  : コンクリートに生じる引張応力の合力

$\sigma_{smax}$  : 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>



主桁コンクリートの応力分布は図-3.8.3 のとおりで，引張鉄筋量を算出すると表-3.8.10 のようになります。

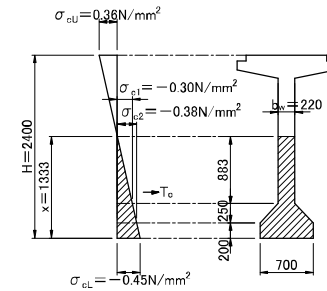


図-3.8.3 コンクリート応力の分布

表-3.8.10 引張鉄筋量

		中央セグメント	
桁高	$H$ (m)	2.400	
ウェブ幅	$b_w$ (m)	0.220	
架設時		上面	下縁
応力度	(N/mm <sup>2</sup> )	0.36	-0.45
引張深さ	$x$ (mm)	1333	
引張力	$T_c$ (N)	127,140	
引張面積	(mm <sup>2</sup> )	449,260	
引張鉄筋量	i)	605	
	ii)	2246	
実配置鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )	最下段	配筋と断面積	D16×6 = 1192
	引張域	配筋と断面積	D13×12+D16×6 = 2712

**引張力の合力の算出**

引張力の合力  $T_c$  は，立体の体積を算出する要領で計算できます。

$$T_c = 220 \times 883 \times 0.30 / 2 + 220 \times 250 \times (0.30 + 0.38) / 2 + 240 \times 250 / 2 \times 0.30 \times 2 + 240 \times 250 \times (0.38 - 0.30) / 3 \times 2 + 700 \times 200 \times (0.38 + 0.45) / 2 = 127140\text{N}$$

**引張力の合力の算出**

引張力の合力  $T_c$  は，立体の体積を算出する要領で計算できます。

$$T_c = 220 \times 883 \times 0.30 / 2 + 220 \times 250 \times (0.30 + 0.38) / 2 + 240 \times 250 / 2 \times 0.30 \times 2 + 240 \times 250 \times (0.38 - 0.30) / 3 \times 2 + 700 \times 200 \times (0.38 + 0.45) / 2 = 127140\text{N}$$

連結鉄筋の配筋要領を図-3.9.2と表-3.9.7に示します。

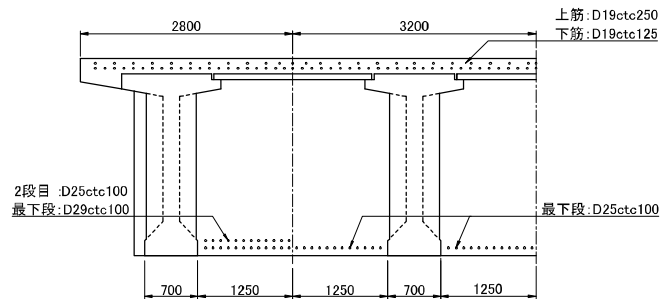


図-3.9.2 連結鉄筋の配筋要領

表-3.9.7 連結鉄筋の配筋要領

		外桁 (P1 支点)	中桁 (P1 支点)	
上縁鉄筋 (負曲げ用)	必要鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )	5035	3363	
	鉄筋配置幅 (m)	2.800	3.200	
	配置 鉄筋	配筋 要領	上筋 D19 ; 11@250 下筋 D19 ; 22@125	D19 ; 12@250 D19 ; 24@125
		鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )	286.5×12 本+286.5×23 本 =10028	286.5×13 本+286.5×25 本 =10887
下縁鉄筋 (正曲げ用)	必要鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )	13101	11057	
	鉄筋配置幅 (m)	1.250	1.250×2	
	配置 鉄筋	配筋 要領	2 段目 D25 ; 11@100 最下段 D29 ; 11@100	— D25 ; 11@100
		鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )	506.7×12 本+642.4×12 本 =13789	506.7×(12 本+0 本) ×2 =12161

連結鉄筋の配筋要領を図-3.9.2と表-3.9.7に示します。

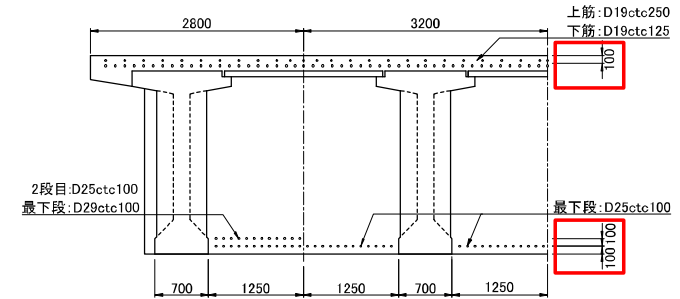


図-3.9.2 連結鉄筋の配筋要領

表-3.9.7 連結鉄筋の配筋要領

		外桁 (P1 支点)	中桁 (P1 支点)	
上縁鉄筋 (負曲げ用)	必要鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )	5035	3363	
	鉄筋配置幅 (m)	2.800	3.200	
	配置 鉄筋	配筋 要領	上筋 D19 ; 11@250 下筋 D19 ; 22@125	D19 ; 12@250 D19 ; 24@125
		鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )	286.5×12 本+286.5×23 本 =10028	286.5×13 本+286.5×25 本 =10887
下縁鉄筋 (正曲げ用)	必要鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )	13101	11057	
	鉄筋配置幅 (m)	1.250	1.250×2	
	配置 鉄筋	配筋 要領	2 段目 D25 ; 11@100 最下段 D29 ; 11@100	— D25 ; 11@100
		鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )	506.7×12 本+642.4×12 本 =13789	506.7×(12 本+0 本) ×2 =12161

主鉄筋の直径と配置

主鉄筋の直径と配置について、道示Ⅲ編 5.2.2 に「主鉄筋の直径は 13mm 以上、主鉄筋は 2 段以下に配置。主鉄筋の直径は 32mm 以下とすることを標準」とあります。太径鉄筋を使用する場合には直角フックが長く 1 本あたりの重量が重くなることなどに、細径鉄筋を使用する場合には鉄筋同士のあきが狭くなることなどに留意が必要です。鉄筋のあきは、道示Ⅲ編 5.2.4(2)に「40mm 以上、かつ、粗骨材の最大寸法の 4/3 倍以上」、道示Ⅲ編 5.2.4 解説(2) 2)には「内部振動機が型枠の底部まで容易に挿入でき、締めがができるよう、適切にあきを設ける必要がある」とあります。

主鉄筋の直径と配置

主鉄筋の直径と配置について、道示Ⅲ編 5.2.2 に「主鉄筋の直径は 13mm 以上、主鉄筋は 2 段以下に配置。主鉄筋の直径は 32mm 以下とすることを標準」とあります。太径鉄筋を使用する場合には直角フックが長く 1 本あたりの重量が**重くなることなどに**、細径鉄筋を使用する場合には鉄筋同士のあきが狭くなることなどに留意が必要です。鉄筋のあきは、道示Ⅲ編 5.2.4(2)に「40mm 以上、かつ、粗骨材の最大寸法の 4/3 倍以上」、道示Ⅲ編 5.2.4 解説(2) 2)には「内部振動機が型枠の底部まで容易に挿入でき、締めがができるよう、適切にあきを設ける必要がある」とあります。

(3) 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横桁の限界状態 1 に対しては、道示Ⅲ編 5.5.1 に規定される降伏曲げモーメントの制限値  $M_{yd}$  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-3.9.8 のとおりで、降伏曲げモーメントの制限値  $M_{yd}$  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。なお、降伏曲げモーメントの制限値  $M_{yd}$  は、以降のように算出します。

表-3.9.8 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 (kN・m)				
				外桁 (P1 支点)		中桁 (P1 支点)		
				max (G4 桁)	min (G1 桁)	max (G3 桁)	min (G2 桁)	
耐 荷 性 能	永続①	D	TF 無	2105.7	249.9	1634.3	1021.2	
			TF 有	2981.7	1125.9	2595.5	1982.4	
	変動②	D(+SW)	TF 無	2861.5	832.6	2101.1	1118.0	
			TF 有	3737.5	1708.6	3062.3	2079.2	
		D(+SW)	TF 無	-1573.6	-2737.9	-1490.4	-2145.2	
			TF 有	-697.6	-1861.9	-529.2	-1184.0	
	制限値				$-6012.0 \leq M_d \leq 7272.9$		$-6561.3 \leq M_d \leq 7627.5$	
	判定				OK	OK	OK	OK

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-3.9.9 のとおりです。なお、各部分係数は道示Ⅲ編 表-5.5.1 により、また降伏曲げモーメントの特性値  $M_{yc}$  は次頁以降のように算出します。

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

ここに、

$\xi_1$  : 調査・解析係数

$\Phi_y$  : 抵抗係数

道示Ⅲ編

5.5.1 曲げモーメント又は  
軸方向力を受ける部材

表-3.9.9 部材降伏に対する曲げモーメントの制限値

			外桁 (P1 支点)		中桁 (P1 支点)	
負 曲 げ	降伏	$M_{yc}$	鉄筋	-7858.8	-8576.9	
		(kN・m)	コンクリート	-8352.4	-9107.6	
	永続①	$\xi_1 \times \Phi_y$	0.90 × 0.85			
	変動②～⑨	$M_{yd}$ (kN・m)	-6012.0	-6561.3		
正 曲 げ	降伏	$M_{yc}$	鉄筋	9507.1	9970.6	
		(kN・m)	コンクリート	10069.3	10309.7	
	永続①	$\xi_1 \times \Phi_y$	0.90 × 0.85			
	変動②～⑨	$M_{yd}$ (kN・m)	7272.9	7627.5		

(3) 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連結部の限界状態 1 に対しては、道示Ⅲ編 5.5.1 に規定される降伏曲げモーメントの制限値  $M_{yd}$  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-3.9.8 のとおりで、降伏曲げモーメントの制限値  $M_{yd}$  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。なお、降伏曲げモーメントの制限値  $M_{yd}$  は、以降のように算出します。

表-3.9.8 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 (kN・m)				
				外桁 (P1 支点)		中桁 (P1 支点)		
				max (G4 桁)	min (G1 桁)	max (G3 桁)	min (G2 桁)	
耐 荷 性 能	永続①	D	TF 無	2105.7	249.9	1634.3	1021.2	
			TF 有	2981.7	1125.9	2595.5	1982.4	
	変動②	D(+SW)	TF 無	2861.5	832.6	2101.1	1118.0	
			TF 有	3737.5	1708.6	3062.3	2079.2	
		D(+SW)	TF 無	-1573.6	-2737.9	-1490.4	-2145.2	
			TF 有	-697.6	-1861.9	-529.2	-1184.0	
	制限値				$-6012.0 \leq M_d \leq 7272.9$		$-6561.3 \leq M_d \leq 7627.5$	
	判定				OK	OK	OK	OK

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-3.9.9 のとおりです。なお、各部分係数は道示Ⅲ編 表-5.5.1 により、また降伏曲げモーメントの特性値  $M_{yc}$  は次頁以降のように算出します。

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

ここに、

$\xi_1$  : 調査・解析係数

$\Phi_y$  : 抵抗係数

道示Ⅲ編

5.5.1 曲げモーメント又は  
軸方向力を受ける部材

表-3.9.9 部材降伏に対する曲げモーメントの制限値

			外桁 (P1 支点)		中桁 (P1 支点)	
負 曲 げ	降伏	$M_{yc}$	鉄筋	-7858.8	-8576.9	
		(kN・m)	コンクリート	-8352.4	-9107.6	
	永続①	$\xi_1 \times \Phi_y$	0.90 × 0.85			
	変動②～⑨	$M_{yd}$ (kN・m)	-6012.0	-6561.3		
正 曲 げ	降伏	$M_{yc}$	鉄筋	9507.1	9970.6	
		(kN・m)	コンクリート	10069.3	10309.7	
	永続①	$\xi_1 \times \Phi_y$	0.90 × 0.85			
	変動②～⑨	$M_{yd}$ (kN・m)	7272.9	7627.5		

(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横桁の限界状態3に対しては、道示Ⅲ編 5.8.1 に規定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-3.9.14 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、以降のように算出します。

表-3.9.14 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)				
				外桁 (P1 支点)		中桁 (P1 支点)		
				max (G4 桁)	min (G1 桁)	max (G3 桁)	min (G2 桁)	
耐荷 性能	永続①	D	TF 無	2031.8	306.9	1626.9	1045.5	
			TF 有	2907.8	1182.9	2588.1	2006.7	
	変動②	D(+SW)	TF 無	2851.1	594.9	2109.4	1103.9	
			TF 有	3727.1	1470.9	3070.6	2065.1	
		D(+SW)	TF 無	-1345.6	-2635.3	-1327.0	-2034.7	
			TF 有	-469.6	-1759.3	-365.8	-1073.5	
	制限値				$-5569.4 \leq M_d \leq 6658.1$		$-5967.7 \leq M_d \leq 6835.3$	
	判定				OK	OK	OK	OK

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-3.9.15 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

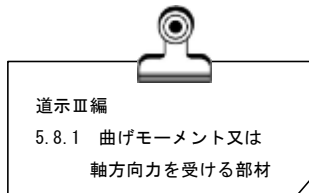


表-3.9.15 部材破壊に対する曲げモーメントの制限値

			外桁 (P1 支点)	中桁 (P1 支点)
負曲げ	破壊抵抗	$M_{uc}$ (kN・m)	-8594.7	-9209.4
	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)	-5569.4	-5967.7
正曲げ	破壊抵抗	$M_{uc}$ (kN・m)	10274.9	10548.3
	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)	6658.1	6835.3

(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連結部の限界状態3に対しては、道示Ⅲ編 5.8.1 に規定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-3.9.14 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、以降のように算出します。

表-3.9.14 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)				
				外桁 (P1 支点)		中桁 (P1 支点)		
				max (G4 桁)	min (G1 桁)	max (G3 桁)	min (G2 桁)	
耐荷 性能	永続①	D	TF 無	2031.8	306.9	1626.9	1045.5	
			TF 有	2907.8	1182.9	2588.1	2006.7	
	変動②	D(+SW)	TF 無	2851.1	594.9	2109.4	1103.9	
			TF 有	3727.1	1470.9	3070.6	2065.1	
		D(+SW)	TF 無	-1345.6	-2635.3	-1327.0	-2034.7	
			TF 有	-469.6	-1759.3	-365.8	-1073.5	
	制限値				$-5569.4 \leq M_d \leq 6658.1$		$-5967.7 \leq M_d \leq 6835.3$	
	判定				OK	OK	OK	OK

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-3.9.15 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

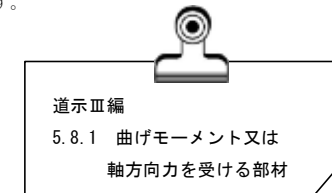
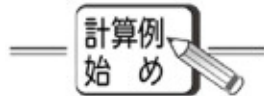


表-3.9.15 部材破壊に対する曲げモーメントの制限値

			外桁 (P1 支点)	中桁 (P1 支点)
負曲げ	破壊抵抗	$M_{uc}$ (kN・m)	-8594.7	-9209.4
	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)	-5569.4	-5967.7
正曲げ	破壊抵抗	$M_{uc}$ (kN・m)	10274.9	10548.3
	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)	6658.1	6835.3





### ○ウェブ圧壊に対するせん断力の計算

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、道示Ⅲ編 式(5.8.7)から次式によって算出すると、表-4.4.21 のとおりです。なお、各部分係数は道示Ⅲ編 表-5.8.9 と表-5.8.4 により、またせん断力の特性値  $S_{ucw}$  は以下のように ( $S_p$  は前項のように) 算出します。

$$S_{ucd} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_{ucw} \cdot S_{ucw} + \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_{up} \cdot S_p$$

ここに、

- $\xi_1$  : 調査・解析係数
- $\xi_2 \cdot \Phi_{ucw}$  : ウェブが負担できる平均せん断に関する部材・構造係数と抵抗係数の積
- $\xi_2 \cdot \Phi_{up}$  : PC 鋼材の引張力のせん断方向分力に関する部材・構造係数と抵抗係数の積
- $S_{ucw}$  : ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値
- $S_p$  : PC 鋼材の引張りが負担できるせん断力の特性値

表-4.4.21 ウェブ圧壊に対するせん断力の制限値

		中間横桁	備考
特性値	$S_{ucw}$ (kN)	2100.0	表-4.4.22 より
	$S_p$ (kN)	0.0	前頁より
永続① 変動②～④	$\xi_1 \times \xi_2 \cdot \Phi_{ucw}$	0.90 × 0.70	
	$\xi_1 \times \xi_2 \cdot \Phi_{up}$	0.90 × 0.70	
	$S_{ucd}$ (kN)	1323.0	

### ・ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断力の特性値 $S_{ucw}$

ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断力の特性値  $S_{ucw}$  は、道示Ⅲ編 式(5.8.8)から次式によって算出すると、表-4.4.22 のとおりです。

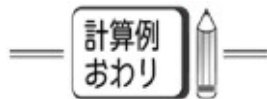
$$S_{ucw} = \tau_{rmax} \times b_w \times d$$

ここに、

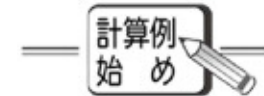
- $\tau_{rma}$  : ウェブが負担できる平均せん断応力度の最大値で、道示Ⅲ編 表-5.8.10 の値
- $b_w, d$  : 部材断面のウェブ厚, 有効高

表-4.4.22 ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断力の特性値

		中間横桁
ウェブ厚	$b_w$ (m)	0.300
有効高	$d$ (m)	1.750
せん断応力度の最大値	$\tau_{rmax}$ (N/mm <sup>2</sup> )	4.0
$S_{ucw}$	(kN)	2100.0



## 訂正後



### ○ウェブ圧壊に対するせん断力の計算

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、道示Ⅲ編 式(5.8.7)から次式によって算出すると、表-4.4.21 のとおりです。なお、各部分係数は道示Ⅲ編 表-5.8.9 と表-5.8.4 により、またせん断力の特性値  $S_{ucw}$  は以下のように ( $S_p$  は前項のように) 算出します。

$$S_{ucd} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_{ucw} \cdot S_{ucw} + \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_{up} \cdot S_p$$

ここに、

- $\xi_1$  : 調査・解析係数
- $\xi_2 \cdot \Phi_{ucw}$  : ウェブが負担できる平均せん断に関する部材・構造係数と抵抗係数の積
- $\xi_2 \cdot \Phi_{up}$  : PC 鋼材の引張力のせん断方向分力に関する部材・構造係数と抵抗係数の積
- $S_{ucw}$  : ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値
- $S_p$  : PC 鋼材の引張りが負担できるせん断力の特性値

表-4.4.21 ウェブ圧壊に対するせん断力の制限値

		中間横桁	備考
特性値	$S_{ucw}$ (kN)	2100.0	表-4.4.22 より
	$S_p$ (kN)	0.0	前頁より
永続① 変動②～④	$\xi_1 \times \xi_2 \cdot \Phi_{ucw}$	0.90 × 0.70	
	$\xi_1 \times \xi_2 \cdot \Phi_{up}$	0.90 × 0.70	
	$S_{ucd}$ (kN)	1323.0	

### ・ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断力の特性値 $S_{ucw}$

ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断力の特性値  $S_{ucw}$  は、道示Ⅲ編 式(5.8.8)から次式によって算出すると、表-4.4.22 のとおりです。

$$S_{ucw} = \tau_{rmax} \times b_w \times d$$

ここに、

- $\tau_{rma}$  : ウェブが負担できる平均せん断応力度の最大値で、道示Ⅲ編 表-5.8.10 の値
- $b_w, d$  : 部材断面のウェブ厚, 有効高

表-4.4.22 ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断力の特性値

		中間横桁
ウェブ厚	$b_w$ (m)	0.300
有効高	$d$ (m)	1.750
せん断応力度の最大値	$\tau_{rmax}$ (N/mm <sup>2</sup> )	4.0
$S_{ucw}$	(kN)	2100.0

