

1 改訂のポイント(2) 主要部材と二次部材について

原則としてすべての部材について、作用の組合せ①～⑫を考慮しなければならない。【道示 I 編3.3】

ただし、1) 応答値が無視できる範囲の場合、2) 物理的に考えられない組合せの場合、それらの根拠を示すことで省略することができる。

中間対傾構、横構は、鉛直方向の作用に対しては抵抗しない二次部材として取り扱っている。

中間対傾構は、主桁のたわみ差や温度差による応答値が無視し得えないため、それらの影響を考慮している。

5

1 改訂のポイント(2) 作用の組合せ①～⑫

【道示 I 編3.3 表-3.3.1】 注) CF, BK, WPは省略

作用の組合せ	設計状況の区分	荷重組合せ係数 γ_p と荷重係数 γ_q の値																							
		D		L		PS, CR, SH		E, HP, U		TH		TF		SW		GD SD		WS		WL		EQ		GO	
		γ_p	γ_q	γ_p	γ_q	γ_p	γ_q	γ_p	γ_q	γ_p	γ_q	γ_p	γ_q	γ_p	γ_q	γ_p	γ_q	γ_p	γ_q	γ_p	γ_q	γ_p	γ_q		
① D	永続作用 支配状況	1.00	1.05	-	-	1.00	1.05	1.00	1.05	-	-	1.00	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-
② D+L		1.00	1.05	1.00	1.25	1.00	1.05	1.00	1.05	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-
③ D+TH		1.00	1.05	-	-	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.00	1.00	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-
④ D+TH+WS		1.00	1.05	-	-	1.00	1.05	1.00	1.05	0.75	1.00	1.00	1.00	-	-	1.00	1.00	0.75	1.25	-	-	-	-	-	-
⑤ D+L+TH		1.00	1.05	0.95	1.25	1.00	1.05	1.00	1.05	0.75	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-
⑥ D+L+WS+WL	変動作用 支配状況	1.00	1.05	0.95	1.25	1.00	1.05	1.00	1.05	-	-	1.00	1.00	-	-	1.00	1.00	0.50	1.25	0.50	1.25	-	-	-	-
⑦ D+L+TH+WS+WL		1.00	1.05	0.95	1.25	1.00	1.05	1.00	1.05	0.50	1.00	1.00	1.00	-	-	1.00	1.00	0.50	1.25	0.50	1.25	-	-	-	-
⑧ D+WS		1.00	1.05	-	-	1.00	1.05	1.00	1.05	-	-	1.00	1.00	-	-	1.00	1.00	1.25	-	-	-	-	-	-	-
⑨ D+TH+EQ		1.00	1.05	-	-	1.00	1.05	1.00	1.05	0.50	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-	-	-	0.50	1.00	-	-	-
⑩ D+EQ		1.00	1.05	-	-	1.00	1.05	1.00	1.05	-	-	1.00	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	-	1.00	1.00	-	-	-
⑪ D+EQ	変動作用 支配状況	1.00	1.05	-	-	1.00	1.05	1.00	1.05	-	-	1.00	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	-	1.00	1.00	-	-	-
⑫ D+GO		1.00	1.05	-	-	1.00	1.05	1.00	1.05	-	-	1.00	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	1.00

6

1 改訂のポイント(3) 横力の分担について

横構の設計においても組合せ⑪(レベル2地震動)を考慮する必要がある。また、橋としての立体的な機能を満足させる必要がある。

立体的機能 = 橋の断面形状の保持、剛性の確保、横荷重の伝達 【道示 II 編5.1.1】

床版1/2, 横構1/2の分担では、横構が過大な断面となる。

現実の挙動に近い床版3/4, 横構1/4の分担とした。

7

2 床版の設計(1) 床版の設計フロー(1)

構造諸元の設定

耐久性能の照査

1) 疲労に対する照査【道示 II 編11.5】

床版厚の設定 \geq 最小床版厚

作用 $M_d = M_{DL} + M_{TL}$

コンクリートの曲げ圧縮応力度 \leq 制限値

鉄筋の引張応力度 \leq 制限値

2) 内部鋼材の腐食に対する照査【道示 II 編11.6】

作用 $M_d = M_{DL}$

鉄筋の引張応力度 \leq 制限値

鉄筋のかぶり量の確保【道示 II 編11.2.7】

M_{DL} : 死荷重による曲げモーメント (kN・m/m)
 M_{TL} : T荷重による曲げモーメント (kN・m/m)

8

2 床版の設計(2) 床版の設計フロー(2)

耐荷性能の照査 荷重組合せ係数・荷重係数を考慮

↓

永続作用, 変動作用, 偶発作用支配状況

変動作用 組合せ② $M_d = 1.00 \times 1.05 \times M_{DL} + 1.00 \times 1.25 \times M_{TL}$

[限界状態1] 【道示Ⅲ編5.5.1】
 $M_d \leq M_{yd}$ 部材降伏に対する曲げモーメントの制限値

[限界状態3] 【道示Ⅲ編5.8.1】
 $M_d \leq M_{ud}$ 部材破壊に対する曲げモーメントの制限値

↓

防護柵に作用する衝突荷重に対する照査 【道示Ⅱ編11.12】

9

2 床版の設計(3) 耐久性能の照査 改訂版 P.4~12

1) 疲労に対する照査【道示Ⅱ編11.5】

床版厚 $d^* = k_1 \cdot k_2 \cdot d_0$
 $= 1.15 \times 1.00 \times 187 = 215.1 \rightarrow 220 \text{ mm}$

床版の最小全厚 $d_0 = 30 L + 110$ (連続版)
 $= 30 \times 2.550 + 110 = 186.5 \rightarrow 187 \text{ mm} \geq 160 \text{ mm}$

$k_1 = 1.15$ (大型の自動車の交通量による係数)
 $k_2 = 1.00$ (付加曲げモーメント: 影響なし)

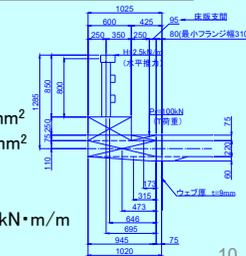
※床版厚 d: 小数第1位を四捨五入 (H24道示は第1を四捨五入)

設計曲げモーメント(片持部)
 $M_d = M_{DL} + M_{TL}$
 $= -6.2 + -28.7 = -34.8 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

コンクリート圧縮応力度 $\sigma_c = 4.1 \leq 8.6 \text{ N/mm}^2$
 鉄筋引張応力度 $\sigma_s = 85 \leq 120 \text{ N/mm}^2$

2) 内部鋼材の腐食に対する照査【道示Ⅱ編11.6】

設計曲げモーメント(片持部) $M_d = M_{DL} = -6.2 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$
 鉄筋引張応力度 $\sigma_s = 15 \leq 100 \text{ N/mm}^2$

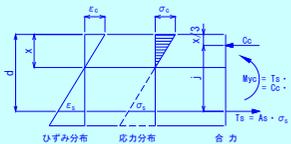


10

2 床版の設計(4) 耐荷性能の照査 改訂版 P.13~18

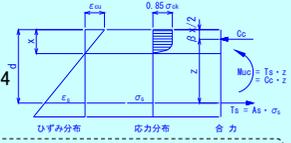
設計曲げモーメント(片持部)
 $M_d = 1.00 \times 1.05 \times M_{DL} + 1.00 \times 1.25 \times M_{TL}$
 $= 1.00 \times 1.05 \times (-6.2) + 1.00 \times 1.25 \times (-28.7) = -42.4 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

[限界状態1] 【道示Ⅲ編5.5.1】
 $M_d \leq M_{yd} = \xi_1 \cdot \phi_y \cdot M_{yc}$
 $= 0.90 \times 0.85 \times 143.6$
 $= 109.9 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$



降伏曲げモーメントの特性値 M_{yc} は, 引張鉄筋の応力度が降伏応力度に達するか, コンクリートの圧縮応力度が σ_{ck} の2/3に達する場合の曲げモーメント。

[限界状態3] 【道示Ⅲ編5.8.1】
 $M_d \leq M_{ud} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \phi_u \cdot M_{uc}$
 $= 0.90 \times 0.90 \times 0.80 \times 155.4$
 $= 100.7 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$



破壊抵抗曲げモーメントの特性値 M_{uc} は, コンクリートの圧縮ひずみ ϵ_{cu} が 0.0035に達するときの曲げモーメント。

11

2 床版の設計(5) その他性能の照査 改訂版 P.24~25

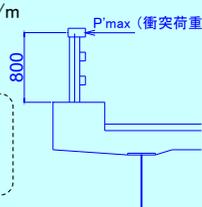
防護柵に作用する衝突荷重に対する照査

設計曲げモーメント【道示Ⅱ編11.12】
 $M_d = 1.00 \times (M_{DL} + M_{TL} + M_{CO})$
 $= 1.00 \times [(-6.2) + (-28.7) + (-29.8)] = -64.6 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

衝突荷重による曲げモーメント【道示Ⅰ編11.1.2】
 $M_{co} = 55.9 \times 0.8 / 1.5 = 29.8 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

衝突荷重による曲げモーメントは支柱最下端断面の抵抗モーメントを支柱間隔で除した値

【防護柵の設置基準・同解説 参考資料-2】
 支柱の最大支持力の高さ換算値 $P'_{max} = 55.9 \text{ kN}$
 地覆面から横梁中心までの高さ $H = 0.8 \text{ m}$
 支柱間隔 $a = 1.5 \text{ m}$



抵抗曲げモーメントは, 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%とする。【道示Ⅲ編9.6】

$M_d \leq 0.90 \times M_{yc}$
 $= 0.90 \times 143.6 = 129.2 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

12

3 主桁の設計(1) 主桁の設計フロー(1)

荷重の特性値による断面力の算出

↓

断面諸元の算出【鋼桁、鋼桁+鉄筋、合成断面】

↓

応力度(D,CR,SH,TF,L・・・)の算出

Db: 前死荷重
 Da: 後死荷重
 CR: クリーブ
 SH: 乾燥収縮
 TF: 温度差
 L: 活荷重

耐荷性能の照査

永続作用支配状況: 組合せ① 荷重組合せ係数・荷重係数を考慮

架設時(合成前) $1.00 \times 1.05 \times Db$

鋼材の曲げ圧縮応力度 \leq 制限値 [限界状態 3]

鋼材の曲げ引張応力度 \leq 制限値 [限界状態 1,3]

完成時(合成後) $1.00 \times 1.05 \times Db + 1.00 \times 1.05 \times Da + 1.00 \times 1.05 \times CR + 1.00 \times 1.05 \times SH + 1.00 \times 1.00 \times TF$

鋼材の曲げ圧縮応力度 \leq 制限値 [限界状態 3]

鋼材の曲げ引張応力度 \leq 制限値 [限界状態 1,3]

コンクリートの圧縮応力度 \leq 制限値 [限界状態 1]

コンクリートの引張応力度 \leq 制限値 (0.0 N/mm²) ["]

注) 曲げモーメントによる照査 13

3 主桁の設計(2) 主桁の設計フロー(2)

耐荷性能の照査

変動作用支配状況 荷重組合せ係数・荷重係数を考慮

組合せ②: $1.00 \times 1.05 \times Db + 1.00 \times 1.05 \times Da + 1.00 \times 1.05 \times CR + 1.00 \times 1.05 \times SH + 1.00 \times 1.00 \times TF + 1.00 \times 1.25 \times L$

鋼材の曲げ圧縮応力度 \leq 制限値 [限界状態 3]

鋼材の曲げ引張応力度 \leq 制限値 [限界状態 1,3]

コンクリートの圧縮応力度 \leq 制限値 [限界状態 1]

コンクリートの引張応力度 \leq 制限値 ["]

固定・可動の単純桁のため、温度変化(TH)を含む組合せ③⑤は省略
 横力による応力は微小のため、W, EQを含む組合せ④⑥～⑩⑪(偶発作用)は省略
 偶発作用の組合せ⑫(D+CO)は、あり得ない組合せなので省略

注) 曲げモーメントによる照査

主桁作用と床版作用の重ね合わせの照査

(1) 主桁作用: 組合せ②による床版コンクリートの圧縮応力度

(2) 床版作用: T荷重による床版コンクリート圧縮応力度 $\times 1.00 \times 1.25$

(1) + (2) \leq 制限値 [限界状態 1] 【道示Ⅱ編 14.6.2】

14

3 主桁の設計(3) 主桁の設計フロー(3)

耐久性能の照査 荷重組合せ係数・荷重係数は考慮しない

疲労に対する照査【道示Ⅱ編 8.1～8.5】

応力範囲 $\Delta\sigma$ の算出 (疲労設計荷重 F荷重)

$\Delta\sigma \leq$ 一定振幅応力に対する応力範囲の打ち切り限界

累積損傷比 ≤ 1.00

その他性能の照査 荷重組合せ係数・荷重係数は考慮しない

活荷重によるたわみの照査【道示Ⅱ編 3.8.2】

活荷重たわみ $\delta_{lmax} \leq$ 制限値 δ_a

15

3 主桁の設計(4) 耐荷性能の照査(1)

改訂版 P.60

組合せ①の応力度:【鋼桁+コンクリート合成断面】(G1桁 Sec1) (N/mm²)

		床版上端	床版下端	上フランジ	下フランジ
特性値	合成前	Db	—	—	-146.0 95.5
		Da	-0.7	-0.4	-2.5 12.1
		L	-4.6	-2.7	-17.4 84.1
	合成後	OR	0.3	0.0	-6.1 0.9
		SH	0.5	0.7	-25.0 4.2
		TF1(桁>床版)	0.2	0.6	-19.0 3.2
		TF2(桁<床版)	-0.2	-0.6	19.0 -3.2
組合せ①	合成前	Db	—	—	-153.3 100.3
		Da	-0.7	-0.4	-2.6 12.7
		L	—	—	—
	合成後	OR	0.3	0.0	-5.4 0.9
		SH	0.5	0.7	-26.3 4.4
		TF1(桁>床版)	0.2	0.6	-19.0 3.2
		小計	0.3	0.9	-53.2 21.3
合計	0.3	0.9	-208.5 121.5		
組合せ①	合成前	Db	—	—	-153.3 100.3
		Da	-0.7	-0.4	-2.6 12.7
		L	—	—	—
	合成後	OR	0.3	0.0	-5.4 0.9
		SH	0.5	0.7	-26.3 4.4
		TF2(桁<床版)	-0.2	-0.6	19.0 -3.2
		小計	-0.1	-0.3	-15.2 14.9
合計	-0.1	-0.3	-168.5 115.2		

$\sigma_{vcu} = 0.3$

$\sigma_{vcl} = 0.9$

$\sigma_{vsu} = -206.5$

$\sigma_{vsl} = 121.5$

TF1(桁>床版)で床版コンクリートに引張

【鋼桁+鉄筋断面】で応力度を算出

16

3 主桁の設計(5) 耐荷性能の照査(2) 改訂版 P.56~57

曲げ引張応力度の制限値

[限界状態1] 【道示Ⅱ編5.3.5】

$$\sigma_{tyd} = \xi_1 \cdot \phi_{yt} \cdot \sigma_{yk} = 0.90 \times 0.85 \times 355 = 271 \text{ N/mm}^2$$

[限界状態3] 【道示Ⅱ編5.4.5】

$$\sigma_{tud} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \phi_{Ut} \cdot \sigma_{yk} = 0.90 \times 1.00 \times 0.85 \times 355 = 271 \text{ N/mm}^2$$

限界状態1と限界状態3の制限値は同じ値となるが、最大強度に対する照査を降伏強度に代えて行っているという意味である。

3 主桁の設計(6) 耐荷性能の照査(3) 改訂版 P.55~56

[限界状態3] 曲げ圧縮応力度の制限値 【道示Ⅱ編5.4.6】

$$\sigma_{oudb} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \phi_U \cdot \rho_{brg} \cdot \sigma_{yk} = 0.90 \times 1.00 \times 0.85 \times 0.690 \times 355 = 187 \text{ N/mm}^2$$

ρ_{brg} : 横倒れ座屈に対する圧縮応力度の特性値に対する補正係数

フランジ固定間距離 $l = 5500\text{mm}$ $\rho_{brg} = 1.0 - 0.412 \cdot (\alpha - 0.2) \quad (\alpha > 0.2)$

3 主桁の設計(7) 耐荷性能の照査(4) 改訂版 P.55

[限界状態3] 自由突出板の圧縮応力度の制限値 【道示Ⅱ編5.4.2】

$$\sigma_{ord} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \phi_U \cdot \rho_{orl} \cdot \sigma_{yk} = 0.90 \times 1.00 \times 0.85 \times 1.00 \times 355 = 271 \text{ N/mm}^2$$

ρ_{orl} : 局部座屈に対する圧縮応力度の特性値に対する補正係数

$$R = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_{yk}}{E} \frac{12(1-\mu^2)}{\pi^2 k}} = 0.363$$

$$\rho_{orl} = \begin{cases} 1.00 & (R \leq 0.7) \\ (\frac{0.7}{R})^{1.19} & (0.7 < R) \end{cases}$$

3 主桁の設計(8) 耐荷性能の照査(5) 改訂版 P.65

永続作用支配状況: 組合せ① 変動作用支配状況: 組合せ②

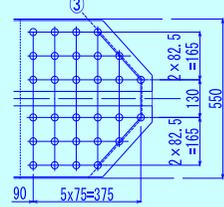
架設時(合成前) 完成時(合成後) (N/mm²)

$\sigma_{su} = -153.3$ ≤ 187	$\sigma_{vru} = -98.2$ ≤ 260	$\sigma_{vcu} = -5.8$ ≤ 10.8
$\sigma_{sl} = 100.3$ ≤ 271	$\sigma_{vsu} = -262.9$ ≤ 271 [Tuf = 28mm]	$\sigma_{vsu} = -228.3$ $\leq 271 \times 1.15 = 311$
	$\sigma_{vsl} = 115.2$ ≤ 271	$\sigma_{vsl} = 226.7 \leq 271$ [Tlf = 32mm]

上フランジは、【鋼桁+鉄筋断面】組合せ①(完成時)で断面が決定。下フランジは、【鋼桁+コンクリート合成断面】組合せ②で断面が決定しているが制限値に対して余裕があるため、もう少し板厚を下げるができる。

3 主桁の設計(9) 連結(1) 改訂版 P.80~82

1-Flg.PL 550×32 (SM490Y) $A_g = 17,600 \text{ mm}^2$
 作用応力度 $\sigma = 193 \text{ N/mm}^2$
 $\leq 0.75 \times \sigma_{tyd} = 203 \text{ N/mm}^2$
 フランジ力 $P_{sd} = \sigma_t \cdot A_g$
 $= 203 \times 17,600 = 3,572.8 \text{ kN}$



[限界状態1]【道示Ⅱ編9.6.2】
 HTB M22(S10T) (接触面無機ジンクリッチペイント塗布)
 制限値 $V_{fyd} = \xi_1 \cdot \phi M_{fv} \cdot V_{fk} \cdot m$
 $= 0.90 \times 0.85 \times 92 \times 2 = 140.8 \text{ kN/本}$
 必要ボルト本数 $n = P_t/V_{fyd} = 3,572.8/140.8 = 25.4 \Rightarrow 30 \text{ 本}$
 すべり耐力の照査 $V_{sd} = P_{sd}/30 = 119.1 \leq 140.8 \text{ kN/本}$

母材断面③の照査【道示Ⅱ編9.5.5】
 $An_3 = [176.0 - (2 \times 2.5 + 4 \times 0.795) \times 3.2] \times 1.1 = 164.8 < 176.0 \text{ cm}^2$
 $\sigma_{tn3} = \sigma_t \cdot A_g / An_3 = 193 \times 176.0 / 164.8 = 206 < \sigma_{tyd} = 271 \text{ N/mm}^2$

21

3 主桁の設計(10) 連結(2) 改訂版 P.82~83

[限界状態3]【道示Ⅱ編9.9.2】
 HTB M22(S10T)
 制限値 $V_{fud} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \phi M_{Bsl} \cdot \tau_{uk} \cdot A_s \cdot m$
 $= 0.90 \times 0.50 \times 580 \times 303 \times 2$
 $= 158.2 \text{ kN/本}$
 必要ボルト本数 $n = P_t/V_{fud} = 3,572.8/158.2 = 22.6 < 30 \text{ 本}$
 せん断破断の照査 $V_{sd} = P_{sd}/30 = 119.1 \leq 152.8 \text{ kN/本}$

母材断面③の照査【道示Ⅱ編9.5.5】
 $An_3 = [176.0 - (2 \times 2.5 + 4 \times 0.795) \times 3.2] = 149.8 < 176.0 \text{ cm}^2$
 $\sigma_{tn3} = \sigma_t \cdot A_g / An_3 = 193 \times 176.0 / 149.8 = 227 < \sigma_{tyd} = 271 \text{ N/mm}^2$

[道示Ⅱ編9.5.5]
 限界状態3: 孔引きによる母材断面照査で、純断面積を1.1倍出来ない。

22

3 主桁の設計(11) ずれ止めの設計(1) 改訂版 P.97~99

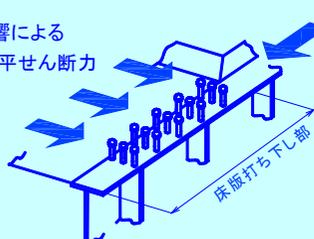
床版に作用する横力に対して桁端打ち下し部のずれ止めで抵抗

ずれ止めには橋軸方向の水平せん断力も作用している

橋軸方向と橋軸直角方向の水平せん断力の合成せん断力についても、ずれ止め間隔を照査。

風荷重、地震の影響による
橋軸直角方向の水平せん断力

D, L, TF, SHによる
橋軸方向の
水平せん断力

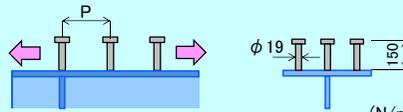


23

3 主桁の設計(12) ずれ止めの設計(2) 改訂版 P.97~99

1) 橋軸方向の水平せん断力 (N/mm)

	桁端部側 ←					支間中央側 →				
	D	L	TF	SH	計	D	L	TF	SH	計
組合せ②	50	256	168	—	474	—	—	-168	-234	-402



2) 合成水平せん断力 (N/mm)

	橋軸方向			橋軸直角方向		合成水平せん断力
	TF	SH	計	レベル1地震動	レベル2地震動	
組合せ⑩	168	234	402	51	—	405
組合せ⑪	—	234	234	—	152	279

スタッドのせん断力の制限値【道示Ⅱ編14.6.4】
 $Q_a = 12.2 \times 19^2 \times \sqrt{30} = 24.1 \text{ kN/本}$
 スタッド間隔は、橋軸方向の水平せん断力で決定
 $P = 3 \times 24.1 / 474 = 152.7 \text{ mm} \rightarrow 150 \text{ mm}$

24

4 中間対傾構の設計(1) 改訂版 P.132

中間対傾構は二次部材としているため、橋としての耐荷性能の照査では、この部材を無視している(荷重分配作用を期待していない)。

しかし、活荷重による主桁のたわみ差の影響により、中間対傾構には比較的大きな付加応力が作用する。

↓

二種類の解析モデルを設定し、その影響を評価。

25

4 中間対傾構の設計(2) たわみ差の影響の算出

【モデル1】主桁・荷重分配横桁の耐荷性能の照査

【モデル2】主桁のたわみ差による中間対傾構への影響を考慮

26

4 中間対傾構の設計(3) 設計部材力 改訂版 P.133

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

$P = \pm 48.7\text{kN}$

たわみ差による上下弦材の軸力

- 温度差(TF)による軸力 N_{TF} は上弦材のみに考慮。

$N_{TF} = E \cdot A \cdot \epsilon \Delta T = \pm 71.4\text{ kN}$

鋼材のヤング係数 $E = 2.0 \times 10^5\text{ N/mm}^2$

上弦材の断面積 $A = 2,976\text{ mm}^2$

温度伸縮による鋼材のひずみ量 $\epsilon \Delta T = 12 \times 10^{-6} \times 10^\circ\text{C} = 0.00012$

- 風荷重(W)や地震の影響(EQ)は、横力の1/4を下弦材のみに考慮。
- 主桁のたわみ差による付加軸力Pは上下弦材に考慮。

27

5 横構の設計(1) 横力の分担率の検討

風荷重 $W = (40/40)^2 \cdot [4.0 - 0.2(9.7/2.697)] \cdot 2.697 = 8.85\text{ kN/m} \geq 6.0\text{ kN/m}$

横構の荷重分担率	全横荷重 (kN)	分担横荷重 (kN)	分担率 (%)
風荷重	298.99	52.49	17.6
レベル1地震動	657.75	83.36	12.7

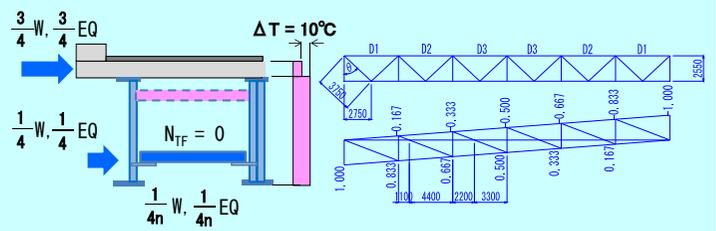
分担率 = 部材軸力の橋軸直角方向成分 / 全横荷重

本解析結果や既往の検討結果より、床版3/4、横構1/4の分担率とした。

- 横構の分担率は、地震の影響より風荷重の方が大きくなる傾向にある。
- 床版と横構の分担率は、端横桁のせん断剛性により左右される。

28

5 横構の設計(2) 設計部材力 改訂版 P.141~142



・横力の1/4を2組の横構で均等に負担、断面力はせん断力の影響線にて算出し主桁に作用する軸力は微小なので無視。
 ・横構は下フランジ側に設置され、床版拘束の影響は微小であるため、温度差の影響も無視している。

・曲線桁などで上フランジ側に横構を設置する場合は、温度差の影響についても検討する必要がある。

6 H24道示設計(旧版)との比較(1)

1)主桁 G1(G4)桁

G1(G4)桁	断面	Sec2	Sec1	Sec2	重量比	
H24道示 (旧版)	U-Flg.PL	(mm)	310 × 17	310 × 22	310 × 17	1.00
		$\sigma(N/mm^2)$	-165 ≤ 179	-168 ≤ 179	-165 ≤ 179	
		決定ケース	架設時【鋼】	架設時【鋼】	架設時【鋼】	
	Web.PL	(mm)	1,700 × 9	1,700 × 9	1,700 × 9	
		(mm)	550 × 32	550 × 32	550 × 32	
		$\sigma(N/mm^2)$	168 ≤ 210	197 ≤ 210	168 ≤ 210	
L-Flg.PL	(mm)	310 × 22	310 × 28	310 × 22		
	$\sigma(N/mm^2)$	-269 ≤ 271	-263 ≤ 271	-269 ≤ 271		
	決定ケース	①【鋼+鉄筋】	①【鋼+鉄筋】	①【鋼+鉄筋】		
H29道示 (改訂版)	U-Flg.PL	(mm)	310 × 22	310 × 28	310 × 22	1.04
		$\sigma(N/mm^2)$	-269 ≤ 271	-263 ≤ 271	-269 ≤ 271	
		決定ケース	①【鋼+鉄筋】	①【鋼+鉄筋】	①【鋼+鉄筋】	
	Web.PL	(mm)	1,700 × 9	1,700 × 9	1,700 × 9	
		(mm)	550 × 32	550 × 32	550 × 32	
		$\sigma(N/mm^2)$	193 ≤ 271	227 ≤ 271	193 ≤ 271	
L-Flg.PL	(mm)	310 × 22	310 × 28	310 × 22		
	$\sigma(N/mm^2)$	-269 ≤ 271	-263 ≤ 271	-269 ≤ 271		
	決定ケース	②【合成】	②【合成】	②【合成】		

※材質:SM490Y, Sec2 L-Flg.PLの応力は孔引き未考慮
 ①: 永続作用 組合せ①
 ②: 変動作用 組合せ②
 【鋼】:鋼桁断面
 【鋼+鉄筋】:鋼桁+鉄筋断面
 【合成】:鋼桁+コンクリート合成断面

6 H24道示設計(旧版)との比較(2)

2)主桁 G1(G4)桁 [改訂版 L-Flg 断面追い込み]

G1(G4)桁	断面	Sec2	Sec1	Sec2	重量比	
H24道示 (旧版)	U-Flg.PL	(mm)	310 × 17	310 × 22	310 × 17	1.00
		$\sigma(N/mm^2)$	-165 ≤ 179	-168 ≤ 179	-165 ≤ 179	
		決定ケース	架設時【鋼】	架設時【鋼】	架設時【鋼】	
	Web.PL	(mm)	1,700 × 9	1,700 × 9	1,700 × 9	
		(mm)	550 × 32	550 × 32	550 × 32	
		$\sigma(N/mm^2)$	168 ≤ 210	197 ≤ 210	168 ≤ 210	
L-Flg.PL	(mm)	310 × 22	310 × 28	310 × 22		
	$\sigma(N/mm^2)$	-269 ≤ 271	-263 ≤ 271	-269 ≤ 271		
	決定ケース	①【鋼+鉄筋】	①【鋼+鉄筋】	①【鋼+鉄筋】		
H29道示 (改訂版) リアレンジ	U-Flg.PL	(mm)	310 × 22	310 × 28	310 × 22	1.00
		$\sigma(N/mm^2)$	-269 ≤ 271	-263 ≤ 271	-269 ≤ 271	
		決定ケース	①【鋼+鉄筋】	①【鋼+鉄筋】	①【鋼+鉄筋】	
	Web.PL	(mm)	1,700 × 9	1,700 × 9	1,700 × 9	
		(mm)	550 × 29	550 × 29	550 × 29	
		$\sigma(N/mm^2)$	207 ≤ 271	242 ≤ 271	207 ≤ 271	
L-Flg.PL	(mm)	310 × 22	310 × 28	310 × 22		
	$\sigma(N/mm^2)$	-269 ≤ 271	-263 ≤ 271	-269 ≤ 271		
	決定ケース	②【合成】	②【合成】	②【合成】		

※材質:SM490Y, Sec2 L-Flg.PLの応力は孔引き未考慮
 ①: 永続作用 組合せ①
 ②: 変動作用 組合せ②
 【鋼】:鋼桁断面
 【鋼+鉄筋】:鋼桁+鉄筋断面
 【合成】:鋼桁+コンクリート合成断面

6 H24道示設計(旧版)との比較(3)

3)端横桁

	断面	端横桁	重量比	
H24道示 (旧版)	Flg.PL	(mm)	220 × 10	1.00
		$\sigma(N/mm^2)$	-18 ≤ 117	
		決定ケース	常時	
H29道示 (改訂版)	Flg.PL	(mm)	220 × 10	1.00
		$\sigma(N/mm^2)$	-48 ≤ 148	
		決定ケース	組合せ⑥	
	Web.PL	(mm)	1,450 × 9	

※材質:SM400

4)荷重分配横桁

	断面	荷重分配横桁	重量比	
H24道示 (旧版)	Flg.PL	(mm)	240 × 12	1.00
		$\sigma(N/mm^2)$	-72 ≤ 121	
		決定ケース	常時	
H29道示 (改訂版)	Flg.PL	(mm)	250 × 13	1.04
		$\sigma(N/mm^2)$	-113 ≤ 158	
		決定ケース	組合せ②	
	Web.PL	(mm)	1,280 × 9	

組合せ②: 変動作用 組合せ②
 組合せ⑥: 変動作用 組合せ⑥
 ※材質:SM400

6 H24道示設計(旧版)との比較(4)

5)中間対傾構

	部材	上下弦材	斜材	重量比
H24道示 (旧版)	断面(mm)	L 90×90×10	L 75×75×9	1.00
	σ (N/mm ²)	-21 ≤ 89	-14 ≤ 78	
	決定ケース	地震(レベル1)	地震(レベル1)	
H29道示 (改訂版)	断面(mm)	L 130×130×12	L 75×75×9	1.38
	σ (N/mm ²)	-44 ≤ 51	-18 ≤ 52	
	決定ケース	㊷	㊸(レベル2)	

※材質:SS400

6)横構

	部材	D1	D2	D3	重量比
H24道示 (旧版)	断面(mm)	CT 118×178 ×10×8	CT 95×152 ×8×8	CT 95×152 ×8×8	1.00
	σ (N/mm ²)	-50 ≤ 82	-39 ≤ 45	-	
	決定ケース	地震(レベル1)	地震(レベル1)	D2に集約	
H29道示 (改訂版)	断面(mm)	CT 118×178 ×10×8	CT 118×178 ×10×8	CT 95×152 ×8×8	1.06
	σ (N/mm ²)	-82 ≤ 88	-	-17 ≤ 49	
	決定ケース	㊸(レベル2)	D1に集約	㊸(レベル2)	

※材質:SS400

地震: 地震時(レベル1地震動)
 ㊷: 変動作用 組合せ㊷
 ㊸: 偶発作用 組合せ㊸(レベル2地震動)

33

6 H24道示設計(旧版)との比較(5)

鋼材数量の比較 (kgf)

		H24道示 [旧版]	H29道示 [改訂版リアレンジ]	比率 [H29/H24]
主桁	G1(G4)桁	24,258 (0.44)	24,248 (0.43)	1.01
	G2(G3)桁	23,232 (0.42)	23,866 (0.42)	
端横桁		2,286 (0.04)	2,286 (0.04)	1.00
荷重分配横桁		1,277 (0.02)	1,328 (0.02)	1.04
中間対傾構		1,524 (0.03)	2,100 (0.04)	1.38
横構		2,206 (0.04)	2,346 (0.04)	1.06
合計		54,783 (1.00)	56,174 (1.00)	1.03

【注意】

改訂版は、設計の一例であり、これが標準というわけではありません。
 鋼材数量の増減についても、すべてがこのような傾向になるというわけではありません。

34

(参考) 3径間連続合成2主桁桁のH24/H29道示比較

		Sec-1	Sec-2 (支間中央)	Sec-3	Sec-4	Sec-5 (中間支点)	Sec-6	Sec-7 (支間中央)	重量比	
H24道示	U-Flg.PL	h(mm)	750	750	750	750	750	750	1.00	
		t(mm)	25	26	26	23	23	23		
	Web.PL	材質	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y		SM490Y
		h(mm)	2925	2924	2924	2927	2921	2927		2927
	L-Flg.PL	t(mm)	16	15	16	15	20	16		16
		材質	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y		SM490Y
H29道示	U-Flg.PL	h(mm)	750	750	750	750	750	750	0.96	
		t(mm)	24	24	24	24	29	24		23
	Web.PL	材質	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y		SM490Y
		h(mm)	2925	2924	2924	2927	2921	2927		2927
	L-Flg.PL	t(mm)	16	15	16	16	20	16		16
		材質	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y		SM490Y

※上記の3径間連続合成2主桁桁では、主桁断面は4%減の傾向となった。

35

まとめ

- 1) 組合せ㊸(永続作用支配状況)で床版コンクリートに引張応力が発生するため上フランジは【鋼桁+鉄筋断面】で決まる傾向が強い。
 - 2) すべての部材について組合せ㊸~㊸を考慮する必要があり、中間対傾構や横構などの二次部材は、それらの影響により断面が増加する傾向にある。
 - 3) 要求性能を満足すれば、床版と横構の横力分担を見直すなど合理的な設計も可能である。
 - 4) 改訂版の単純合成桁では鋼重は微増となったが、連続合成桁では減少傾向となる。
- 36

「合成桁の設計例と解説」の改訂について

終

ご清聴ありがとうございました。

37