

付属資料

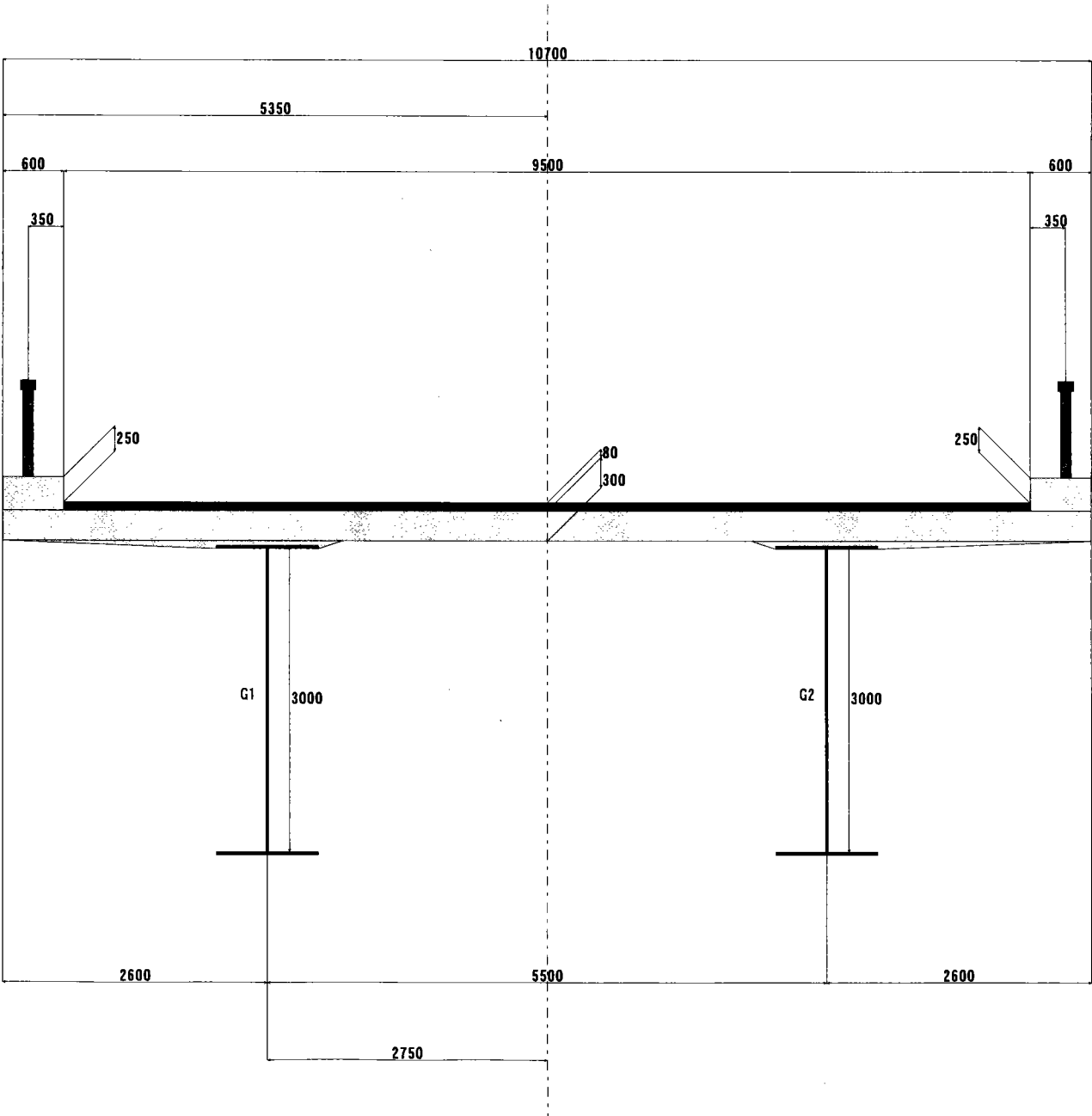
- ・ LRFD 法による正曲げを受けるコンパクト断面の設計

§ 1. 設計条件

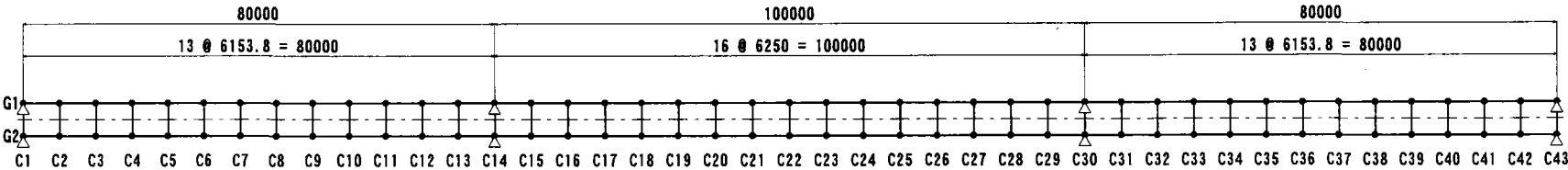
1-1 基本条件

タイトル	連続合成鋼2主桁橋 (LRFD法) 正曲げコンパクト
形式	3径間連続合成鉄桁
主桁本数	2 本
支間長合計	260[m] (構造基本線)
桁 高	3000[mm]
床版形式	鉄筋コンクリート床版 t=300[mm]
舗 装	アスファルト舗装 t=80[mm]
平面線形	R=∞
横桁斜角	90° 0′ 0.0″
活荷重	B活荷重-L
添架物	なし
使用鋼材	-H仕様材
鋼種の仕様	道路橋示方書
耐候性鋼材	使用しない

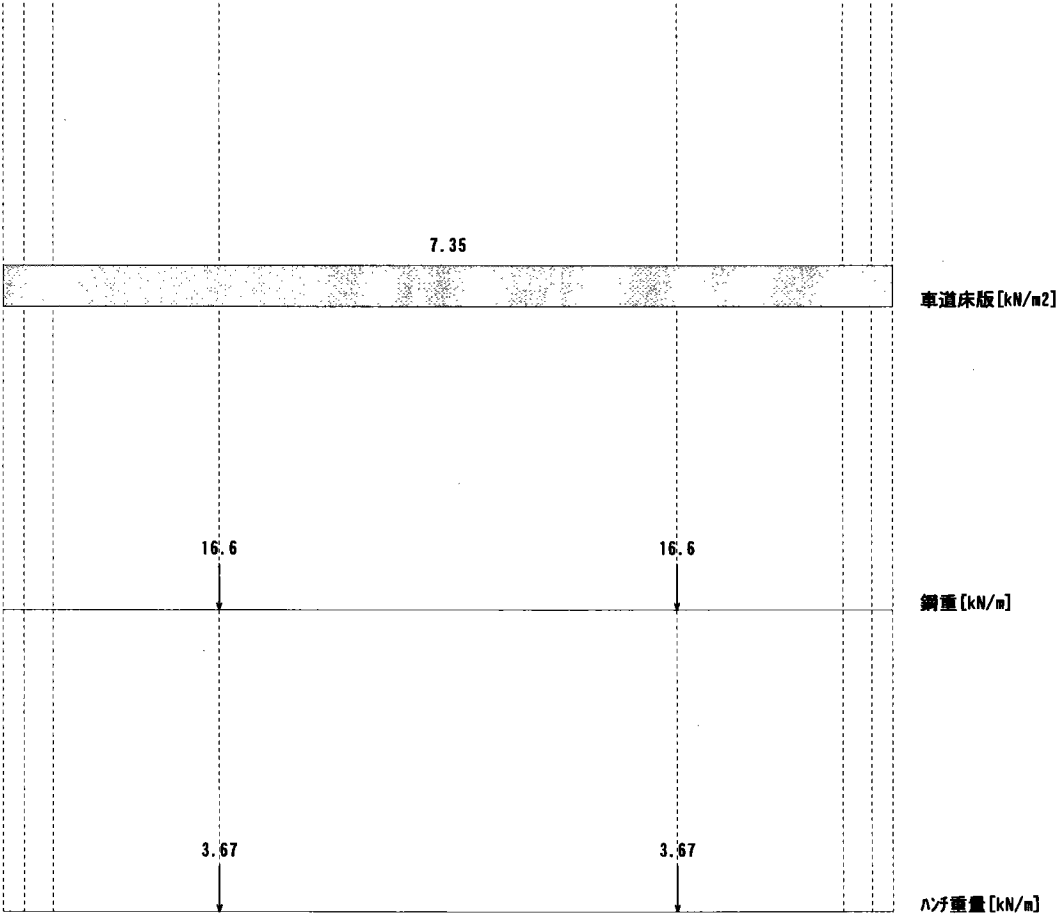
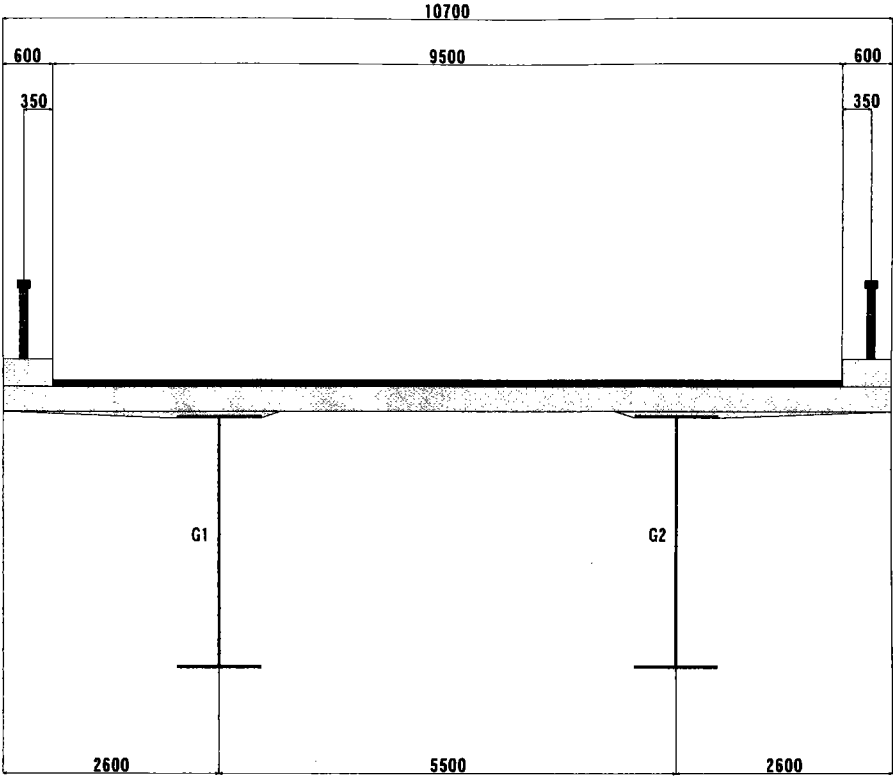
1-2 横断面図



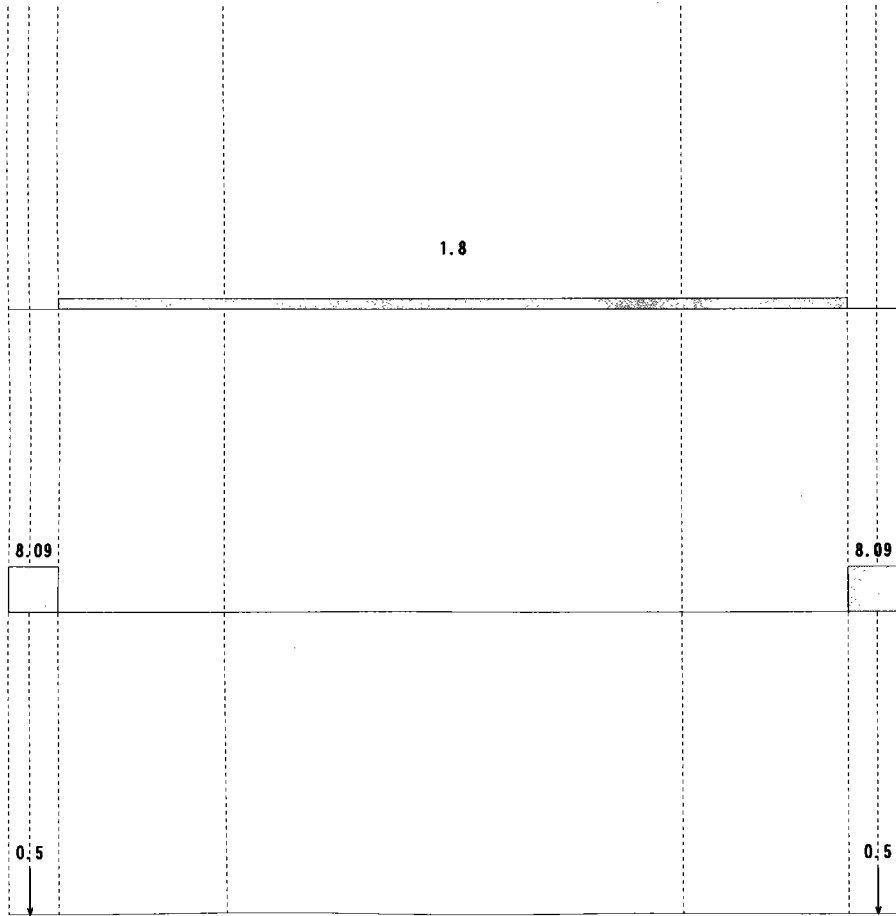
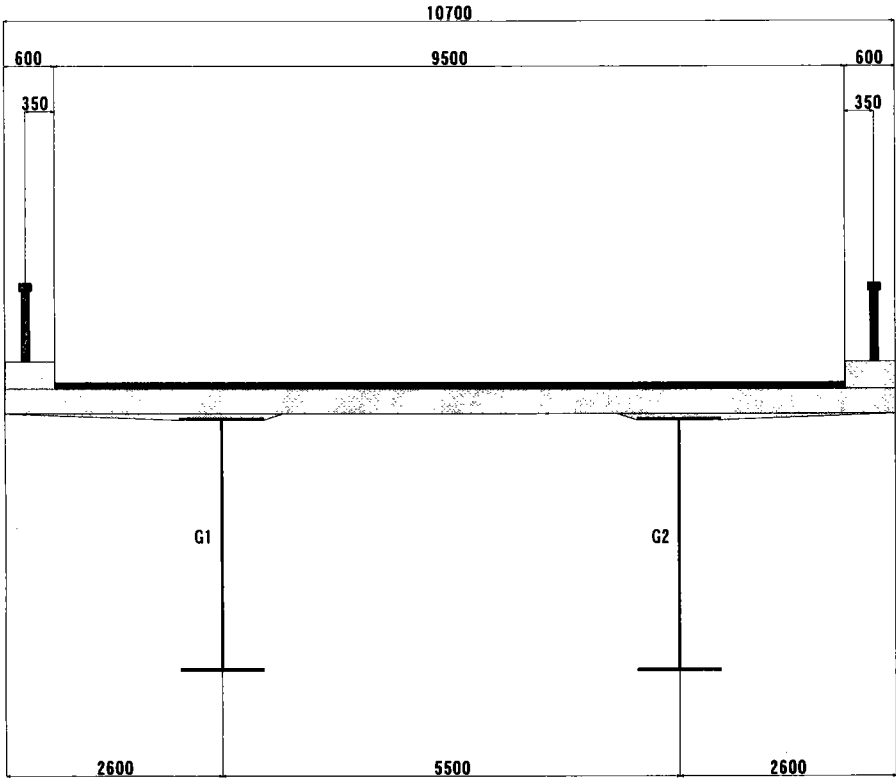
<平面格子図> ※寸法値は構造基本線上の長さ[mm]



§ 2. 荷 重
2-1-1 合成前死荷重



2 - 1 - 2 合成後死荷重



車道舗装[kN/m²]

地覆・緑石・中央分離帯[kN/m²]

高欄左右[kN/m]

2-2 活荷重

活荷重種類 : B活荷重-L

(1) L 荷重

(a) P1活荷重-曲げ着目時主載荷強度	10 [kN/m ²]
(b) P1活荷重-曲げ着目時從載荷強度	5 [kN/m ²]
(c) P1活荷重-せん断着目時主載荷強度	12 [kN/m ²]
(d) P1活荷重-せん断着目時從載荷強度	6 [kN/m ²]
(e) 橋軸方向載荷長	10 [m]
(f) 橋軸直角方向載荷幅	5.5 [m]
(g) 橋軸方向移動量	1 [m]

<支間-1>

(h) P2活荷重-主載荷分布活荷重強度	3.5 [kN/m ²]
(i) P2活荷重-從載荷分布活荷重強度	1.75 [kN/m ²]

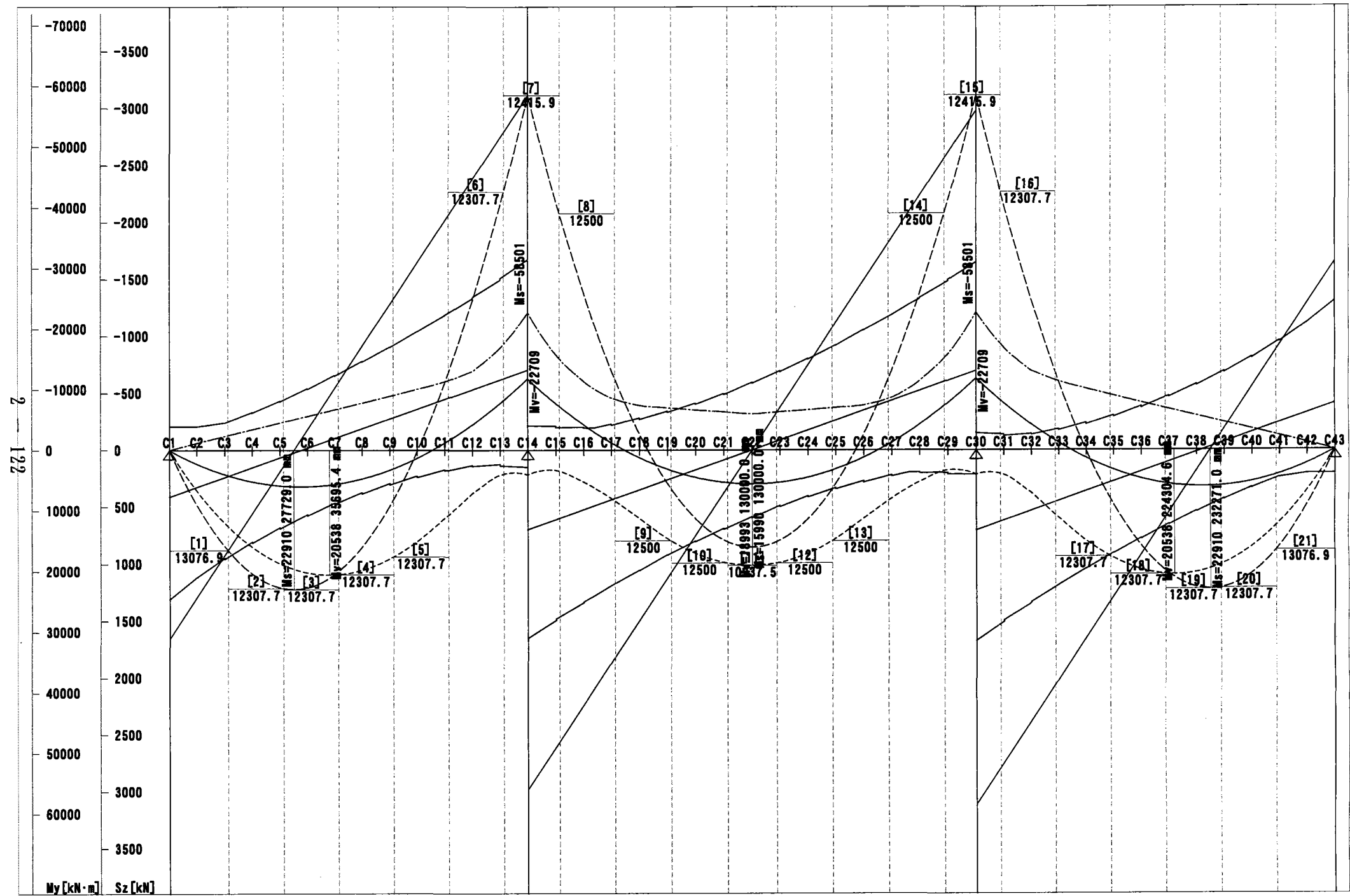
<支間-2>

(h) P2活荷重-主載荷分布活荷重強度	3.3 [kN/m ²]
(i) P2活荷重-從載荷分布活荷重強度	1.65 [kN/m ²]

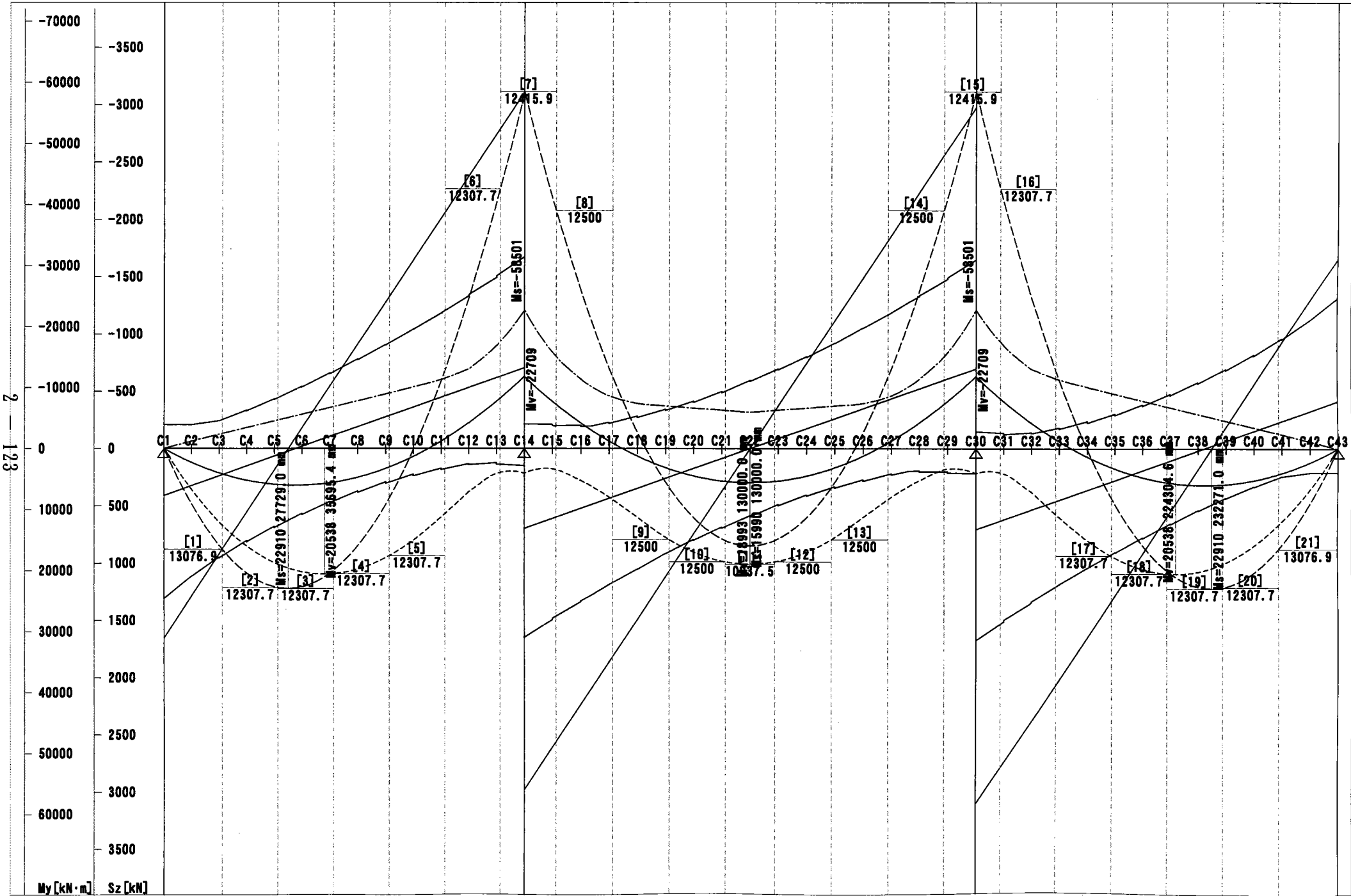
<支間-3>

(h) P2活荷重-主載荷分布活荷重強度	3.5 [kN/m ²]
(i) P2活荷重-從載荷分布活荷重強度	1.75 [kN/m ²]

曲げモーメント・せん断力 <主桁 G1>



曲げモーメント・せん断力 <主桁 G2>



1. 断面 1, 21 (正曲げ)

(kN・m)

荷 重	断面力 Q	強度限界状態 I		使用限界状態 II	
		γ	γQ	γ	γQ
前死荷重(長期)	16513	1.25	20641	1.00	16513
後死荷重(長期)	4154	1.25	5193	1.00	4154
活荷重 (短期)	12538	1.75	21942	1.30	16299
クリープ(長期)	1153	1.20	1384		0
乾燥収縮(長期)	3056	1.20	3667		0
温度荷重(長期)	2794	1.20	3353		0
$\Sigma \gamma Q$	40208		56179		36966

鋼材降伏強度 (SM490Y)

$$F_y = 355,000 \text{ kN/m}^2$$

鉄筋降伏強度 (SD345)

$$F_{yr} = 350,000 \text{ kN/m}^2$$

コンクリートの設計基準強度 (材齢28日)

$$f'_c = 30 \text{ N/mm}^2$$

ヤング係数 (鋼)

$$E_s = 2.00 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$$

ヤング係数 (コンクリート)

$$E_c = 2.30 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$$

ヤング係数比

$$n = 8 \text{ (短期)}, 24 \text{ (長期)}$$

純ハンチ高

$$H = 80 \text{ mm}$$

	B (mm) × T (mm)	A (m ²)	P (kN)
U-Flg	670 × 21	0.0141	P _c = 5006
Web	2968 × 15	0.0445	P _w = 15798
L-Flg	980 × 38	0.0372	P _t = 13206
Slab	5350 × 300	1.6050	P _s = 40928

$$P_h = P_c + P_w + P_t = 34,009 \text{ kN}$$

$$P_s = 0.85 f'_c \cdot B_s \cdot T_s = 0.85 \times 30,000 \times 1.6050 = 40,928 \text{ kN}$$

$$P_s \frac{C_{rt}}{t_s} = 40,928 \times \frac{0.0525}{0.300} = 7,162 \text{ kN} < P_h$$

中立軸は床版内にあり、床版トップからの離れ Y は以下となる。

$$Y = T_s \left(\frac{P_h}{P_s} \right) = 0.300 \cdot \left(\frac{34,009}{40,928} \right) = 0.249 \text{ m}$$

$$dH = 1.505 + 0.380 - 0.249 = 1.636 \text{ m}$$

塑性モーメント M_p は以下となる。

$$M_p = \frac{Y^2 \cdot P_s}{2 T_s} + P_h \cdot dH = \frac{0.249^2 \times 40,928}{2 \times 0.300} + 34,009 \times 1.636 = 56371 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

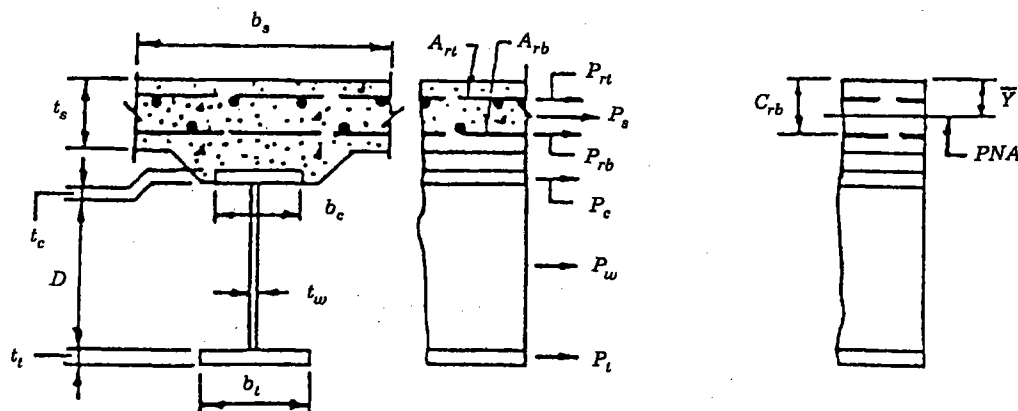
(1) 強度限界状態 I の照査

$$M_r = \phi M_p = 1.0 \times 56371 = 56371 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq \gamma Q = 56179 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ O.K.}$$

変形能の条件

$$D_p = Y = 0.249 \text{ m}$$

$$\frac{\Sigma H}{7.5} = \frac{3.027 + 0.080 + 0.300}{7.5} = 0.454 > 0.249$$



(2)使用限界状態Ⅱの照査

合成前

	B(mm)	* T(mm)	A(m ²)	Y(m)	A・Y(m ³)	A・Y ² (m ⁴)
U-Flg	670	× 21	0.014	1.4945	0.02107	0.031489
Web	2968	× 15	0.045			0.032681
L-Flg	980	× 38	0.037	-1.5030	-0.05591	0.084033
Σ			0.096		-0.03484	0.148203

$$\begin{aligned}
 \delta 1 &= \Sigma Ay / \Sigma A = -0.364 \text{ m} \\
 I1 &= \Sigma Ay^2 - \Sigma A \cdot \delta 1^2 = 0.136 \text{ m}^4 \\
 Yu1 &= 1.505 - (-0.364) = 1.869 \text{ m} \\
 Y11 &= 1.522 + (-0.364) = 1.158 \text{ m} \\
 \text{断面係数: } Su1 &= 0.136 / 1.869 = 7.25E+07 \text{ mm}^3 \\
 \text{断面係数: } S11 &= 0.136 / 1.158 = 1.17E+08 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

合成後(短期荷重)

	B(mm)	* T(mm)	A(m ²)	Y(m)	A・Y(m ³)	A・Y ² (m ⁴)	I ₀ (m ⁴)
C-Slab/8	5350	× 300	0.201	1.7350	0.34804	0.603849	0.001505
Gerder			0.096	-0.3640	-0.03487	0.148203	
Σ			0.296		0.31317	0.753557	

$$\begin{aligned}
 \delta 2 &= \Sigma Ay / \Sigma A = 1.057 \text{ m} \\
 I2 &= \Sigma Ay^2 - \Sigma A \cdot \delta 2^2 = 0.422 \text{ m}^4 \\
 Yu2 &= 1.505 - 1.057 = 0.448 \text{ m} \\
 Y12 &= 1.522 + 1.057 = 2.579 \text{ m} \\
 Yc2 &= 0.448 + 0.380 = 0.828 \text{ m} \\
 \text{断面係数: } Su2 &= 0.422 / 0.448 = 9.43E+08 \text{ mm}^3 \\
 \text{断面係数: } S12 &= 0.422 / 2.579 = 1.64E+08 \text{ mm}^3 \\
 \text{断面係数: } Sc2 &= 0.422 / 0.828 = 4.08E+09 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

合成後(長期荷重)

	B(mm)	* T(mm)	A(m ²)	Y(m)	A・Y(m ³)	A・Y ² (m ⁴)	I ₀ (m ⁴)
C-Slab/24	5350	× 300	0.067	1.7350	0.11607	0.201381	0.000502
Gerder			0.096	-0.3640	-0.03484	0.148203	
Σ			0.163		0.08123	0.350086	

$$\begin{aligned}
 \delta 3 &= \Sigma Ay / \Sigma A = 0.499 \text{ m} \\
 I3 &= \Sigma Ay^2 - \Sigma A \cdot \delta 3^2 = 0.310 \text{ m}^4 \\
 Yu3 &= 1.505 - 0.499 = 1.006 \text{ m} \\
 Y13 &= 1.522 + 0.499 = 2.021 \text{ m} \\
 Yc3 &= 1.006 + 0.380 = 1.386 \text{ m} \\
 \text{断面係数: } Su3 &= 0.310 / 1.006 = 3.08E+08 \text{ mm}^3 \\
 \text{断面係数: } S13 &= 0.310 / 2.021 = 1.53E+08 \text{ mm}^3 \\
 \text{断面係数: } Sc3 &= 0.310 / 1.386 = 5.36E+09 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

$$\text{U. FLG} \quad \sigma_u = \frac{\text{前死 } 16513}{7.25E+01} + \frac{\text{後死 } 4154}{3.08E+02} + \frac{Li}{9.43E+02} = 259 \text{ N/mm}^2 \leq 337 (=0.95F_y)$$

$$\text{L. FLG} \quad \sigma_l = \frac{-16513}{1.17E+02} + \frac{-4154}{1.53E+02} + \frac{-16299}{1.64E+02} = -268 \text{ N/mm}^2 \leq 337 (=0.95F_y)$$

$$\text{CONCRETE} \quad \sigma_c = \frac{4154}{5.36E+03} + \frac{16299}{4.08E+03} = 4.8 \text{ N/mm}^2 \leq 25.5 (=0.85f_{c'})$$

2. 断面 2, 20 (正曲げ)

(kN・m)

荷 重	断面力 Q	強度限界状態 I		使用限界状態 II	
		γ	γQ	γ	γQ
前死荷重(長期)	22746	1.25	28433	1.00	22746
後死荷重(長期)	5892	1.25	7365	1.00	5892
活荷重 (短期)	18920	1.75	33110	1.30	24596
クリープ(長期)	1742	1.20	2090		0
乾燥収縮(長期)	3022	1.20	3626		0
温度荷重(長期)	2831	1.20	3397		0
$\Sigma \gamma Q$	55153		78022		53234

鋼材降伏強度 (SM490Y)

$$F_y = 355,000 \text{ kN/m}^2$$

鉄筋降伏強度 (SD345)

$$F_{yr} = 350,000 \text{ kN/m}^2$$

コンクリートの設計基準強度 (材齢28日)

$$f_c' = 30 \text{ N/mm}^2$$

ヤング係数 (鋼)

$$E_s = 2.00 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$$

ヤング係数 (コンクリート)

$$E_c = 2.30 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$$

ヤング係数比

$$n = 8 \text{ (短期)}, 24 \text{ (長期)}$$

純ハンチ高

$$H = 80 \text{ mm}$$

	B(mm) × T(mm)	A(m ²)	P(kN)
U-Flg	790 × 32	0.0253	P _c = 8982
Web	2968 × 15	0.0445	P _w = 15798
L-Flg	970 × 74	0.0718	P _t = 25489
Slab	5350 × 300	1.6050	P _s = 40928

$$P_h = P_c + P_w + P_t = 50,268 \text{ kN}$$

$$P_s = 0.85 f_c' \cdot B_s \cdot T_s = 0.85 \times 30,000 \times 1.6050 = 40,928 \text{ kN}$$

$$P_s \frac{C_{rt}}{t_s} = 40,928 \times \frac{0.0525}{0.300} = 7,162 \text{ kN} < P_h$$

中立軸は床版内にあり、床版トップからの離れ Y は以下となる。

$$Y = T_s \left(\frac{P_h}{P_s} \right) = 0.300 \cdot \left(\frac{50,268}{40,928} \right) = 0.368 \text{ m}$$

$$dH = 1.516 + 0.380 - 0.368 = 1.528 \text{ m}$$

塑性モーメント M_p は以下となる。

$$M_p = \frac{Y^2 \cdot P_s}{2 T_s} + P_h \cdot dH = \frac{0.368^2 \times 40,928}{2 \times 0.300} + 50,268 \times 1.528 = 78407 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

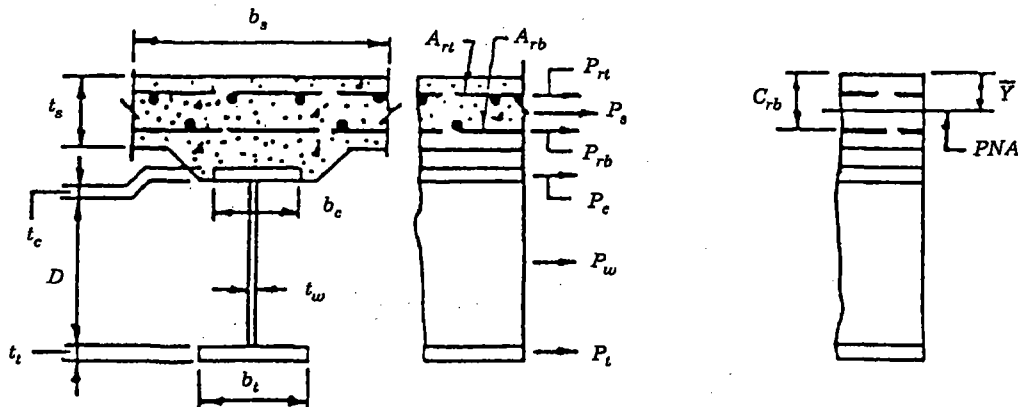
(1) 強度限界状態 I の照査

$$M_r = \phi M_p = 1.0 \times 78407 = 78407 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq \gamma Q = 78022 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ O.K.}$$

変形能の条件

$$D_p = Y = 0.368 \text{ m}$$

$$\frac{\Sigma H}{7.5} = \frac{3.074 + 0.080 + 0.300}{7.5} = 0.461 > 0.368$$



(2)使用限界状態Ⅱの照査

合成前

	B(mm)	* T(mm)	A(m ²)	Y(m)	A・Y(m ³)	A・Y ² (m ⁴)
U-Flg	790	× 32	0.025	1.5000	0.03795	0.056925
Web	2968	× 15	0.045			0.032681
L-Flg	970	× 74	0.072	-1.5210	-0.10921	0.166108
Σ			0.142		-0.07126	0.255714

$$\begin{aligned}
\delta 1 &= \Sigma Ay / \Sigma A = -0.503 \text{ m} \\
I1 &= \Sigma Ay^2 - \Sigma A \cdot \delta 1^2 = 0.220 \text{ m}^4 \\
Yu1 &= 1.516 - -0.503 = 2.019 \text{ m} \\
YI1 &= 1.558 + -0.503 = 1.055 \text{ m} \\
\text{断面係数: Su1} &= 0.220 / 2.019 = 1.09\text{E}+08 \text{ mm}^3 \\
\text{断面係数: SI1} &= 0.220 / 1.055 = 2.08\text{E}+08 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

合成後(短期荷重)

	B(mm)	* T(mm)	A(m ²)	Y(m)	A・Y(m ³)	A・Y ² (m ⁴)	I ₀ (m ⁴)
C-Slab/8	5350	× 300	0.201	1.7460	0.35025	0.611537	0.001505
Gerder			0.142	-0.5030	-0.07122	0.255714	
Σ			0.342		0.27903	0.868756	

$$\begin{aligned}
\delta 2 &= \Sigma Ay / \Sigma A = 0.815 \text{ m} \\
I2 &= \Sigma Ay^2 - \Sigma A \cdot \delta 2^2 = 0.641 \text{ m}^4 \\
Yu2 &= 1.516 - 0.815 = 0.701 \text{ m} \\
YI2 &= 1.558 + 0.815 = 2.373 \text{ m} \\
Yc2 &= 0.701 + 0.380 = 1.081 \text{ m} \\
\text{断面係数: Su2} &= 0.641 / 0.701 = 9.15\text{E}+08 \text{ mm}^3 \\
\text{断面係数: SI2} &= 0.641 / 2.373 = 2.70\text{E}+08 \text{ mm}^3 \\
\text{断面係数: Sc2} &= 0.641 / 1.081 = 4.75\text{E}+09 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

合成後(長期荷重)

	B(mm)	* T(mm)	A(m ²)	Y(m)	A・Y(m ³)	A・Y ² (m ⁴)	I ₀ (m ⁴)
C-Slab/24	5350	× 300	0.067	1.7460	0.11681	0.203950	0.000502
Gerder			0.142	-0.5030	-0.07126	0.255714	
Σ			0.209		0.04555	0.460166	

$$\begin{aligned}
\delta 3 &= \Sigma Ay / \Sigma A = 0.218 \text{ m} \\
I3 &= \Sigma Ay^2 - \Sigma A \cdot \delta 3^2 = 0.450 \text{ m}^4 \\
Yu3 &= 1.516 - 0.218 = 1.298 \text{ m} \\
YI3 &= 1.558 + 0.218 = 1.776 \text{ m} \\
Yc3 &= 1.298 + 0.380 = 1.678 \text{ m} \\
\text{断面係数: Su3} &= 0.450 / 1.298 = 3.47\text{E}+08 \text{ mm}^3 \\
\text{断面係数: SI3} &= 0.450 / 1.776 = 2.54\text{E}+08 \text{ mm}^3 \\
\text{断面係数: Sc3} &= 0.450 / 1.678 = 6.44\text{E}+09 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{U. FLG} \quad \sigma_u &= \frac{\text{前死 } 22746}{1.09\text{E}+02} + \frac{\text{後死 } 5892}{3.47\text{E}+02} + \frac{\text{Li } 24596}{9.15\text{E}+02} = 253 \text{ N/mm}^2 \leq 337 (=0.95F_y) \\
\text{L. FLG} \quad \sigma_l &= \frac{-22746}{2.08\text{E}+02} + \frac{-5892}{2.54\text{E}+02} + \frac{-24596}{2.70\text{E}+02} = -223 \text{ N/mm}^2 \leq 337 (=0.95F_y) \\
\text{CONCRETE} \quad \sigma_c &= \frac{5892}{6.44\text{E}+03} + \frac{24596}{4.75\text{E}+03} = 6.1 \text{ N/mm}^2 \leq 25.5 (=0.85f_c')
\end{aligned}$$

3. 断面 3, 19 (正曲げ)

(kN・m)

荷 重	断面力 Q	強度限界状態 I		使用限界状態 II	
		γ	γQ	γ	γQ
前死荷重(長期)	22746	1.25	28433	1.00	22746
後死荷重(長期)	5892	1.25	7365	1.00	5892
活荷重 (短期)	18920	1.75	33110	1.30	24596
クリープ(長期)	1742	1.20	2090		0
乾燥収縮(長期)	3022	1.20	3626		0
温度荷重(長期)	2831	1.20	3397		0
$\Sigma \gamma Q$	55153		78022		53234

鋼材降伏強度(SM490Y)

$$F_y = 355,000 \text{ kN/m}^2$$

鉄筋降伏強度(SD345)

$$F_{yr} = 350,000 \text{ kN/m}^2$$

コンクリートの設計基準強度(材齢28日)

$$f_c' = 30 \text{ N/mm}^2$$

ヤング係数(鋼)

$$E_s = 2.00 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$$

ヤング係数(コンクリート)

$$E_c = 2.30 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$$

ヤング係数比

$$n = 8 \text{ (短期)}, 24 \text{ (長期)}$$

純ハンチ高

$$H = 80 \text{ mm}$$

	B(mm) × T(mm)	A(m ²)	P(kN)
U-Flg	790 × 32	0.0253	P _c = 8982
Web	2968 × 15	0.0445	P _w = 15798
L-Flg	970 × 74	0.0718	P _t = 25489
Slab	5350 × 300	1.6050	P _s = 40928

$$P_h = P_c + P_w + P_t = 50,268 \text{ kN}$$

$$P_s = 0.85 f_c' c \cdot B_s \cdot T_s = 0.85 \times 30,000 \times 1.6050 = 40,928 \text{ kN}$$

$$P_s \frac{C_{rt}}{t_s} = 40,928 \times \frac{0.0525}{0.300} = 7,162 \text{ kN} < P_h$$

中立軸は床版内にあり、床版トップからの離れYは以下となる。

$$Y = T_s \left(\frac{P_h}{P_s} \right) = 0.300 \cdot \left(\frac{50,268}{40,928} \right) = 0.368 \text{ m}$$

$$dH = 1.516 + 0.380 - 0.368 = 1.528 \text{ m}$$

塑性モーメントM_pは以下となる。

$$M_p = \frac{Y^2 \cdot P_s}{2 T_s} + P_h \cdot dH = \frac{0.368^2 \times 7,162}{2 \times 0.300} + 50,268 \times 1.528 = 78407 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

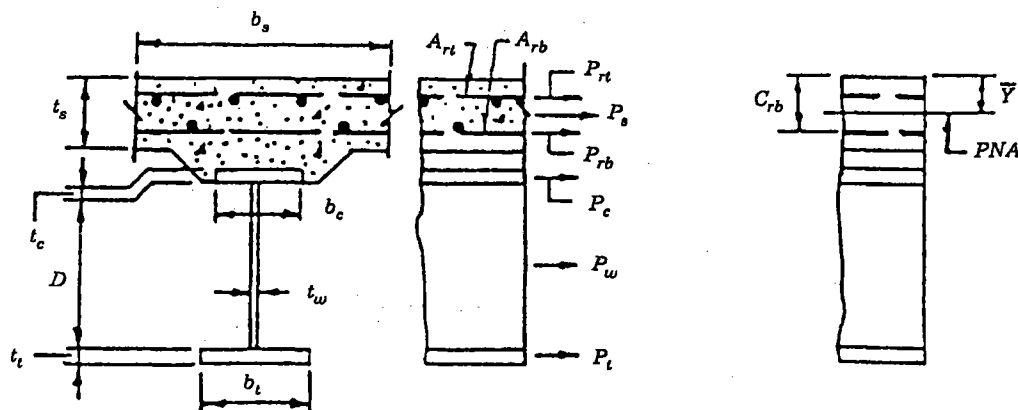
(1) 強度限界状態 I の照査

$$M_r = \phi M_p = 1.0 \times 78407 = 78407 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq \gamma Q = 78022 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ O.K.}$$

変形能の条件

$$D_p = Y = 0.368 \text{ m}$$

$$\frac{\Sigma H}{7.5} = \frac{3.074 + 0.080 + 0.300}{7.5} = 0.461 > 0.368$$



(2)使用限界状態Ⅱの照査

合成前

	B(mm)	*	T(mm)	A(m ²)	Y(m)	A・Y(m ³)	A・Y ² (m ⁴)
U-Flg	790	×	32	0.025	1.5000	0.03795	0.056925
Web	2968	×	15	0.045			0.032681
L-Flg	970	×	74	0.072	-1.5210	-0.10921	0.166108
Σ				0.142		-0.07126	0.255714

$$\begin{aligned}
 \delta 1 &= \Sigma Ay / \Sigma A = -0.503 \text{ m} \\
 I1 &= \Sigma Ay^2 - \Sigma A \cdot \delta 1^2 = 0.220 \text{ m}^4 \\
 Yu1 &= 1.516 - -0.503 = 2.019 \text{ m} \\
 Y11 &= 1.558 + -0.503 = 1.055 \text{ m} \\
 \text{断面係数: } Su1 &= 0.220 / 2.019 = 1.09\text{E}+08 \text{ mm}^3 \\
 \text{断面係数: } S11 &= 0.220 / 1.055 = 2.08\text{E}+08 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

合成後(短期荷重)

	B(mm)	*	T(mm)	A(m ²)	Y(m)	A・Y(m ³)	A・Y ² (m ⁴)	I ₀ (m ⁴)
C-Slab/8	5350	×	300	0.201	1.7460	0.35025	0.611537	0.001505
Gerder				0.142	-0.5030	-0.07122	0.255714	
Σ				0.342		0.27903	0.868756	

$$\begin{aligned}
 \delta 2 &= \Sigma Ay / \Sigma A = 0.815 \text{ m} \\
 I2 &= \Sigma Ay^2 - \Sigma A \cdot \delta 2^2 = 0.641 \text{ m}^4 \\
 Yu2 &= 1.516 - 0.815 = 0.701 \text{ m} \\
 Y12 &= 1.558 + 0.815 = 2.373 \text{ m} \\
 Yc2 &= 0.701 + 0.380 = 1.081 \text{ m} \\
 \text{断面係数: } Su2 &= 0.641 / 0.701 = 9.15\text{E}+08 \text{ mm}^3 \\
 \text{断面係数: } S12 &= 0.641 / 2.373 = 2.70\text{E}+08 \text{ mm}^3 \\
 \text{断面係数: } Sc2 &= 0.641 / 1.081 = 4.75\text{E}+09 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

合成後(長期荷重)

	B(mm)	*	T(mm)	A(m ²)	Y(m)	A・Y(m ³)	A・Y ² (m ⁴)	I ₀ (m ⁴)
C-Slab/24	5350	×	300	0.067	1.7460	0.11681	0.203950	0.000502
Gerder				0.142	-0.5030	-0.07126	0.255714	
Σ				0.209		0.04555	0.460166	

$$\begin{aligned}
 \delta 3 &= \Sigma Ay / \Sigma A = 0.218 \text{ m} \\
 I3 &= \Sigma Ay^2 - \Sigma A \cdot \delta 3^2 = 0.450 \text{ m}^4 \\
 Yu3 &= 1.516 - 0.218 = 1.298 \text{ m} \\
 Y13 &= 1.558 + 0.218 = 1.776 \text{ m} \\
 Yc3 &= 1.298 + 0.380 = 1.678 \text{ m} \\
 \text{断面係数: } Su3 &= 0.450 / 1.298 = 3.47\text{E}+08 \text{ mm}^3 \\
 \text{断面係数: } S13 &= 0.450 / 1.776 = 2.54\text{E}+08 \text{ mm}^3 \\
 \text{断面係数: } Sc3 &= 0.450 / 1.678 = 6.44\text{E}+09 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{U.FLG} \quad \sigma_u &= \frac{\text{前死}}{1.09\text{E}+02} + \frac{\text{後死}}{3.47\text{E}+02} + \frac{Li}{9.15\text{E}+02} = 253 \text{ N/mm}^2 \leq 337 \quad (=0.95F_y) \\
 \text{L.FLG} \quad \sigma_l &= \frac{-22746}{2.08\text{E}+02} + \frac{-5892}{2.54\text{E}+02} + \frac{-24596}{2.70\text{E}+02} = -223 \text{ N/mm}^2 \leq 337 \quad (=0.95F_y) \\
 \text{CONCRETE} \quad \sigma_c &= \frac{5892}{6.44\text{E}+03} + \frac{24596}{4.75\text{E}+03} = 6.1 \text{ N/mm}^2 \leq 25.5 \quad (=0.85f_{c'})
 \end{aligned}$$

4. 断面 4, 18 (正曲げ)

(kN・m)

荷 重	断面力 Q	強度限界状態 I		使用限界状態 II	
		γ	γQ	γ	γQ
前死荷重(長期)	19952	1.25	24940	1.00	19952
後死荷重(長期)	5524	1.25	6905	1.00	5524
活荷重 (短期)	20479	1.75	35838	1.30	26623
クリープ(長期)	1475	1.20	1770		0
乾燥収縮(長期)	2444	1.20	2933		0
温度荷重(長期)	1947	1.20	2336		0
$\Sigma \gamma Q$	51821		74723		52099

鋼材降伏強度(SM490Y)

$$F_y = 355,000 \text{ kN/m}^2$$

鉄筋降伏強度(SD345)

$$F_{yr} = 350,000 \text{ kN/m}^2$$

コンクリートの設計基準強度(材齢28日)

$$f_c' = 30 \text{ N/mm}^2$$

ヤング係数(鋼)

$$E_s = 2.00 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$$

ヤング係数(コンクリート)

$$E_c = 2.30 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$$

ヤング係数比

$$n = 8 \text{ (短期)}, 24 \text{ (長期)}$$

純ハンチ高

$$H = 80 \text{ mm}$$

	B(mm) × T(mm)	A(m ²)	P(kN)
U-Flg	710 × 36	0.0256	P _c = 9088
Web	2964 × 15	0.0445	P _w = 15798
L-Flg	970 × 65	0.0631	P _t = 22401
Slab	5350 × 300	1.6050	P _s = 40928

$$P_h = P_c + P_w + P_t = 47,286 \text{ kN}$$

$$P_s = 0.85 f_c' \cdot B_s \cdot T_s = 0.85 \times 30,000 \times 1.6050 = 40,928 \text{ kN}$$

$$P_s \frac{C_{rt}}{t_s} = 40,928 \times \frac{0.0525}{0.300} = 7,162 \text{ kN} < P_h$$

中立軸は床版内にあり、床版トップからの離れYは以下となる。

$$Y = T_s \left(\frac{P_h}{P_s} \right) = 0.300 \cdot \left(\frac{47,286}{40,928} \right) = 0.347 \text{ m}$$

$$dH = 1.518 + 0.380 - 0.347 = 1.551 \text{ m}$$

塑性モーメントM_pは以下となる。

$$M_p = \frac{Y^2 \cdot P_s}{2T_s} + P_h \cdot dH = \frac{0.347^2 \times 40,928}{2 \times 0.300} + 47,286 \times 1.551 = 74793 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

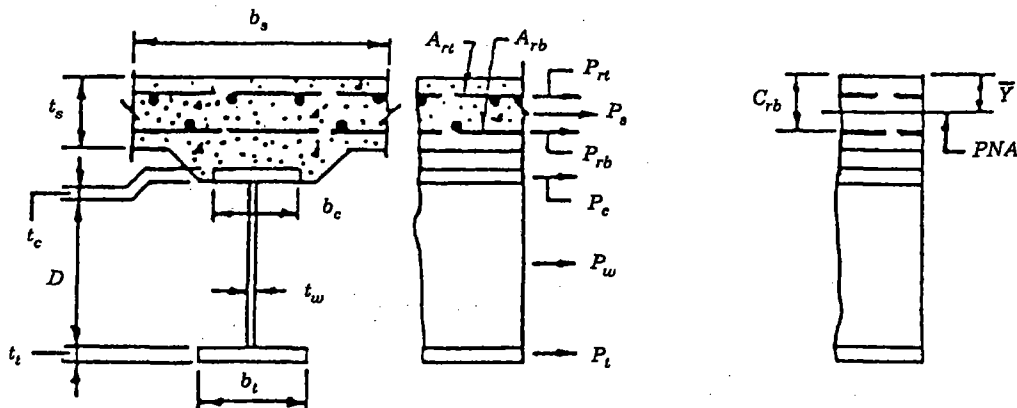
(1) 強度限界状態 I の照査

$$M_r = \phi M_p = 1.0 \times 74793 = 74793 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq \gamma Q = 74723 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ O.K.}$$

変形能の条件

$$D_p = Y = 0.347 \text{ m}$$

$$\frac{\Sigma H}{7.5} = \frac{3.065 + 0.080 + 0.300}{7.5} = 0.459 > 0.347$$



(2)使用限界状態Ⅱの照査

合成前

	B(mm)	* T(mm)	A(m ²)	Y(m)	A・Y(m ³)	A・Y ² (m ⁴)
U-Flg	710	× 36	0.026	1.5000	0.03840	0.057600
Web	2964	× 15	0.045			0.032550
L-Flg	970	× 65	0.063	-1.5145	-0.09556	0.144726
Σ			0.133		-0.05716	0.234876

$$\begin{aligned}
 \delta 1 &= \Sigma Ay / \Sigma A = -0.429 \text{ m} \\
 I1 &= \Sigma Ay^2 - \Sigma A \cdot \delta 1^2 = 0.210 \text{ m}^4 \\
 Yu1 &= 1.518 - -0.429 = 1.947 \text{ m} \\
 Y11 &= 1.547 + -0.429 = 1.118 \text{ m} \\
 \text{断面係数: } Su1 &= 0.210 / 1.947 = 1.08E+08 \text{ mm}^3 \\
 \text{断面係数: } S11 &= 0.210 / 1.118 = 1.88E+08 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

合成後(短期荷重)

	B(mm)	* T(mm)	A(m ²)	Y(m)	A・Y(m ³)	A・Y ² (m ⁴)	I ₀ (m ⁴)
C-Slab/8	5350	× 300	0.201	1.7480	0.35065	0.612936	0.001505
Gerder			0.133	-0.4290	-0.05714	0.234876	
Σ			0.334		0.29351	0.849317	

$$\begin{aligned}
 \delta 2 &= \Sigma Ay / \Sigma A = 0.879 \text{ m} \\
 I2 &= \Sigma Ay^2 - \Sigma A \cdot \delta 2^2 = 0.591 \text{ m}^4 \\
 Yu2 &= 1.518 - 0.879 = 0.639 \text{ m} \\
 Y12 &= 1.547 + 0.879 = 2.426 \text{ m} \\
 Yc2 &= 0.639 + 0.380 = 1.019 \text{ m} \\
 \text{断面係数: } Su2 &= 0.591 / 0.639 = 9.26E+08 \text{ mm}^3 \\
 \text{断面係数: } S12 &= 0.591 / 2.426 = 2.44E+08 \text{ mm}^3 \\
 \text{断面係数: } Sc2 &= 0.591 / 1.019 = 4.64E+09 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

合成後(長期荷重)

	B(mm)	* T(mm)	A(m ²)	Y(m)	A・Y(m ³)	A・Y ² (m ⁴)	I ₀ (m ⁴)
C-Slab/24	5350	× 300	0.067	1.7480	0.11694	0.204411	0.000502
Gerder			0.133	-0.4290	-0.05716	0.234876	
Σ			0.200		0.05978	0.439789	

$$\begin{aligned}
 \delta 3 &= \Sigma Ay / \Sigma A = 0.299 \text{ m} \\
 I3 &= \Sigma Ay^2 - \Sigma A \cdot \delta 3^2 = 0.422 \text{ m}^4 \\
 Yu3 &= 1.518 - 0.299 = 1.219 \text{ m} \\
 Y13 &= 1.547 + 0.299 = 1.846 \text{ m} \\
 Yc3 &= 1.219 + 0.380 = 1.599 \text{ m} \\
 \text{断面係数: } Su3 &= 0.422 / 1.219 = 3.46E+08 \text{ mm}^3 \\
 \text{断面係数: } S13 &= 0.422 / 1.846 = 2.29E+08 \text{ mm}^3 \\
 \text{断面係数: } Sc3 &= 0.422 / 1.599 = 6.33E+09 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{U.FLG} \quad \sigma_u &= \frac{\text{前死 } 19952}{1.08E+02} + \frac{\text{後死 } 5524}{3.46E+02} + \frac{Li \text{ } 26623}{9.26E+02} = 229 \text{ N/mm}^2 \leq 337 (=0.95F_y) \\
 \text{L.FLG} \quad \sigma_l &= \frac{-19952}{1.88E+02} + \frac{-5524}{2.29E+02} + \frac{-26623}{2.44E+02} = -239 \text{ N/mm}^2 \leq 337 (=0.95F_y) \\
 \text{CONCRETE} \quad \sigma_c &= \frac{5524}{6.33E+03} + \frac{26623}{4.64E+03} = 6.6 \text{ N/mm}^2 \leq 25.5 (=0.85f_{c'})
 \end{aligned}$$

5.1. 断面 5, 17 (正曲げ)

(kN・m)

荷 重	断面力Q	強度限界状態Ⅰ		使用限界状態Ⅱ	
		γ	γQ	γ	γQ
前死荷重(長期)	8131	1.25	10164	1.00	8131
後死荷重(長期)	3051	1.25	3814	1.00	3051
活荷重(短期)	17567	1.75	30742	1.30	22837
クリープ(長期)	399	1.20	479		0
乾燥収縮(長期)	1371	1.20	1645		0
温度荷重(長期)	590	1.20	708		0
$\Sigma \gamma Q$	31109		47552		34019

鋼材降伏強度(SM490Y)

$$F_y = 355,000 \text{ kN/m}^2$$

鉄筋降伏強度(SD345)

$$F_{yr} = 350,000 \text{ kN/m}^2$$

コンクリートの設計基準強度(材齢28日)

$$f_c' = 30 \text{ N/mm}^2$$

ヤング係数(鋼)

$$E_s = 2.00 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$$

ヤング係数(コンクリート)

$$E_c = 2.30 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$$

ヤング係数比

$$n = 8 \text{ (短期)}, 24 \text{ (長期)}$$

純ハンチ高

$$H = 80 \text{ mm}$$

	B(mm) × T(mm)	A(m ²)	P(kN)
U-Flg	540 × 17	0.0092	P _c = 3266
Web	2983 × 22	0.0656	P _w = 23288
L-Flg	690 × 37	0.0255	P _t = 9053
Slab	5350 × 300	1.6050	P _s = 40928

$$P_h = P_c + P_w + P_t = 35,607 \text{ kN}$$

$$P_s = 0.85 f_c' c \cdot B_s \cdot T_s = 0.85 \times 30,000 \times 1.6050 = 40,928 \text{ kN}$$

$$P_s \frac{C_{rt}}{t_s} = 40,928 \times \frac{0.0525}{0.300} = 7,162 \text{ kN} < P_h$$

中立軸は床版内にあり、床版トップからの離れYは以下となる。

$$Y = T_s \left(\frac{P_h}{P_s} \right) = 0.300 \cdot \left(\frac{35,607}{40,928} \right) = 0.261 \text{ m}$$

$$dH = 1.509 + 0.380 - 0.261 = 1.628 \text{ m}$$

塑性モーメントM_pは以下となる。

$$M_p = \frac{Y^2 \cdot P_s}{2 T_s} + P_h \cdot dH = \frac{0.261^2 \times 7,162}{2 \times 0.300} + 35,607 \times 1.628 = 58763 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

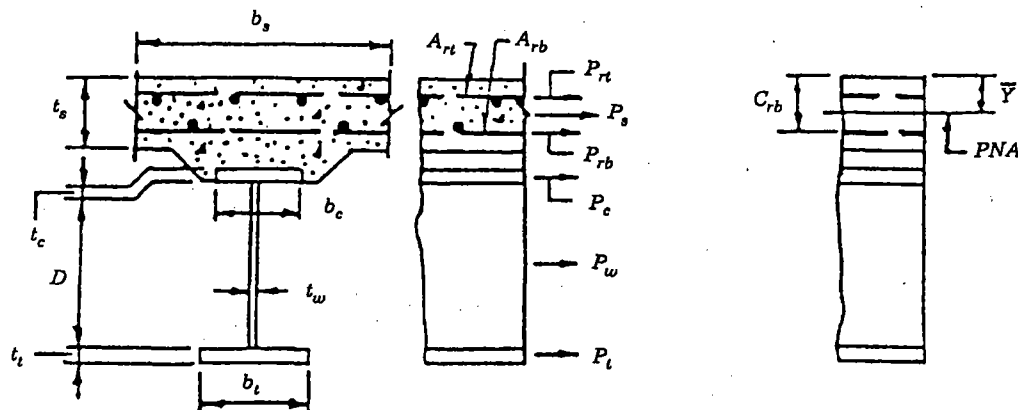
(1) 強度限界状態Ⅰの照査

$$M_r = \phi M_p = 1.0 \times 58763 = 58763 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq \gamma Q = 47552 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ O.K.}$$

変形能の条件

$$D_p = Y = 0.261 \text{ m}$$

$$\frac{\Sigma H}{7.5} = \frac{3.037 + 0.080}{7.5} + 0.300 = 0.456 > 0.261$$



(2)使用限界状態Ⅱの照査

合成前

	B(mm)	* T(mm)	A(m ²)	Y(m)	A・Y(m ³)	A・Y ² (m ⁴)
U-Flg	540	× 17	0.009	1.5000	0.01380	0.020700
Web	2983	× 22	0.066			0.048663
L-Flg	690	× 37	0.026	-1.5100	-0.03851	0.058150
Σ			0.100		-0.02471	0.127513

$$\begin{aligned}
 \delta 1 &= \frac{\sum Ay}{\sum A} = -0.246 \text{ m} \\
 I1 &= \frac{\sum Ay^2 - \sum A \cdot \delta 1^2}{\sum A} = 0.121 \text{ m}^4 \\
 Y_{u1} &= 1.509 - (-0.246) = 1.755 \text{ m} \\
 Y_{l1} &= 1.529 + (-0.246) = 1.283 \text{ m} \\
 \text{断面係数: } S_{u1} &= \frac{0.121}{1.755} = 6.92 \times 10^7 \text{ mm}^3 \\
 \text{断面係数: } S_{l1} &= \frac{0.121}{1.283} = 9.47 \times 10^7 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

合成後(短期荷重)

	B(mm)	* T(mm)	A(m ²)	Y(m)	A・Y(m ³)	A・Y ² (m ⁴)	I ₀ (m ⁴)
C-Slab/8	5350	× 300	0.201	1.7385	0.34874	0.606284	0.001505
Gerder			0.100	-0.2460	-0.02467	0.127513	
Σ			0.301		0.32407	0.735302	

$$\begin{aligned}
 \delta 2 &= \frac{\sum Ay}{\sum A} = 1.077 \text{ m} \\
 I2 &= \frac{\sum Ay^2 - \sum A \cdot \delta 2^2}{\sum A} = 0.386 \text{ m}^4 \\
 Y_{u2} &= 1.509 - 1.077 = 0.432 \text{ m} \\
 Y_{l2} &= 1.529 + 1.077 = 2.606 \text{ m} \\
 Y_{c2} &= 0.432 + 0.380 = 0.812 \text{ m} \\
 \text{断面係数: } S_{u2} &= \frac{0.386}{0.432} = 8.94 \times 10^8 \text{ mm}^3 \\
 \text{断面係数: } S_{l2} &= \frac{0.386}{2.606} = 1.48 \times 10^8 \text{ mm}^3 \\
 \text{断面係数: } S_{c2} &= \frac{0.386}{0.812} = 3.81 \times 10^9 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

合成後(長期荷重)

	B(mm)	* T(mm)	A(m ²)	Y(m)	A・Y(m ³)	A・Y ² (m ⁴)	I ₀ (m ⁴)
C-Slab/24	5350	× 300	0.067	1.7385	0.11631	0.202205	0.000502
Gerder			0.100	-0.2460	-0.02471	0.127513	
Σ			0.167		0.09160	0.330220	

$$\begin{aligned}
 \delta 3 &= \frac{\sum Ay}{\sum A} = 0.548 \text{ m} \\
 I3 &= \frac{\sum Ay^2 - \sum A \cdot \delta 3^2}{\sum A} = 0.280 \text{ m}^4 \\
 Y_{u3} &= 1.509 - 0.548 = 0.961 \text{ m} \\
 Y_{l3} &= 1.529 + 0.548 = 2.077 \text{ m} \\
 Y_{c3} &= 0.961 + 0.380 = 1.341 \text{ m} \\
 \text{断面係数: } S_{u3} &= \frac{0.280}{0.961} = 2.91 \times 10^8 \text{ mm}^3 \\
 \text{断面係数: } S_{l3} &= \frac{0.280}{2.077} = 1.35 \times 10^8 \text{ mm}^3 \\
 \text{断面係数: } S_{c3} &= \frac{0.280}{1.341} = 5.01 \times 10^9 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{U.FLG} \quad \sigma_u &= \frac{\text{前死 } 8131}{6.92 \times 10^1} + \frac{\text{後死 } 3051}{2.91 \times 10^2} + \frac{Li}{8.94 \times 10^2} = 154 \text{ N/mm}^2 \leq 337 (=0.95F_y) \\
 \text{L.FLG} \quad \sigma_l &= \frac{-8131}{9.47 \times 10^1} + \frac{-3051}{1.35 \times 10^2} + \frac{-22837}{1.48 \times 10^2} = -263 \text{ N/mm}^2 \leq 337 (=0.95F_y) \\
 \text{CONCRETE} \quad \sigma_c &= \frac{3051}{5.01 \times 10^3} + \frac{22837}{3.81 \times 10^3} = 6.6 \text{ N/mm}^2 \leq 25.5 (=0.85f_{c'})
 \end{aligned}$$

5.2. 断面 5, 17 (負曲げ)

(kN・m)

荷 重	断面力 Q	強度限界状態 I		使用限界状態 II	
		γ	γQ	γ	γQ
前死荷重(長期)	-12731	1.25	-15914	1.00	-12731
後死荷重(長期)	-1531	1.25	-1914	1.00	-1531
活荷重(短期)	-11483	1.75	-20095	1.30	-14928
クリープ(長期)	-780	1.20	-936		0
乾燥収縮(長期)	788	1.20	946		0
温度荷重(長期)	-210	1.20	-252		0
$\Sigma \gamma Q$	-25947		-38165		-29190

鋼材降伏強度(SM490Y) $F_y = 355,000 \text{ kN/m}^2$
 鉄筋降伏強度(SD345) $F_{yr} = 350,000 \text{ kN/m}^2$
 コンクリートの設計基準強度(材齢28日) $f_c' = 30 \text{ N/mm}^2$
 ヤング係数(鋼) $E_s = 2.00 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$
 ヤング係数(コンクリート) $E_c = 2.30 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$
 ヤング係数比 $n = 8$ (短期)、 24 (長期)
 純ハンチ高 $H = 80 \text{ mm}$

	B(mm) × T(mm)	A(m ²)	P(kN)
U-Flg	540 × 17	0.0092	Pt = 3266
Web	2983 × 22	0.0656	Pw = 23288
L-Flg	690 × 37	0.0255	Pc = 9053
Rt(U)	3.871 × 54	0.0207	Prt = 7245
Rb(L)	3.871 × 54	0.0207	Prb = 7245

(1) コンパクト断面の照査

全塑性モーメント時のウェブ圧縮部の高さ

$$P_c + P_w = 32,341 \geq P_t + P_{rb} + P_{rt} = 17,756 \text{ kN}$$

中立軸はウェブ内にあり、ウェブトップからの離れYは以下となる。

$$\begin{aligned}
 Y &= \left(\frac{D}{2} \right) \left(\frac{P_c - P_t - P_{rt} - P_{rb}}{P_w} + 1 \right) \\
 &= \left(\frac{2.983}{2} \right) \left(\frac{-8704}{23288} + 1 \right) = 0.934 \text{ m}
 \end{aligned}$$

1) ウェブの幅厚比

$$\begin{aligned}
 \frac{2D_{cp}}{t_w} &= \frac{2 \times (2.983 - 0.934)}{0.022} = 186 \quad \text{N.G.} \\
 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} &= 3.76 \sqrt{\frac{2.00 \times 10^8}{355,000}} = 89 < 2D_{cp}/t_w = 186
 \end{aligned}$$

※ したがって、コンパクト断面ではない。

(2) ノンコンパクト断面の照査

1) ウェブの幅厚比 (水平補剛材あり)

0. K.

$$6.77 \sqrt{\frac{E}{f_c}} = 6.77 \sqrt{\frac{2.00 \times 10^8}{342,862}} = 164 \geq 2D_c/t_w = 68$$

2) 圧縮フランジの幅厚比

$$\begin{aligned}
 \frac{b_t}{2t_f} &= \frac{0.690}{0.074} = 9.3 \quad \text{0. K.} \\
 1.38 \sqrt{\frac{E}{f_c \sqrt{2D_c/t_w}}} &= 1.38 \sqrt{\frac{2.00 \times 10^8}{3992856}} = 9.8 \geq 2b_t/t_f = 9.3
 \end{aligned}$$

3) 圧縮フランジの横支持補剛材あり)

0. K.

$$1.76 r_t \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 \times 0.199 \sqrt{\frac{2.00 \times 10^8}{355,000}} = 8.321 \geq L_b = 6.250 \text{ m}$$

4) ハイブリッド係数 R_h

係数倍した荷重による両フランジの応力度が、ウェブの降伏応力度を超えない場合、

$$R_b = 1.0$$

5) ウェブ座屈による係数 R_b

水平補剛材を設置した場合、R_h = 1.0

※ したがって、曲げ強度 $F = R_b \cdot R_h \cdot F_y = F_y$ として、応力照査を行う。

合成前

	B(mm)	* T(mm)	A(m ²)	Y(m)	A · Y(m ³)	A · Y ² (m ⁴)
U-Flg	540	×	17	0.009	1.500	0.014
Web	2983	×	22	0.066		0.049
L-Flg	690	×	37	0.026	-1.510	-0.039
Σ			0.100		-0.025	0.128

$$\begin{aligned}
 \delta 1 &= \Sigma Ay / \Sigma A = -0.246 \text{ m} \\
 I1 &= \Sigma Ay^2 - \Sigma A \cdot \delta 1^2 = 0.121 \text{ m}^4 \\
 Yu1 &= 1.509 - -0.246 = 1.755 \text{ m} \\
 Y11 &= 1.529 + -0.246 = 1.283 \text{ m} \\
 \text{断面係数: } Su1 &= 0.121 / 1.755 = 6.92E+07 \text{ mm}^3 \\
 \text{断面係数: } S11 &= 0.121 / 1.283 = 9.47E+07 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

合成後 (鋼桁+鉄筋)

	A(cm ²)	* n(本)	A(m ²)	Y(m)	A · Y(m ³)	A · Y ² (m ⁴)
Rt(U)	3.871	×	54	0.021	1.836	0.038
Rb(L)	3.871	×	54	0.021	1.641	0.034
Gerder			0.100	-0.246	-0.025	0.128
Σ			0.142		0.047	0.253

$$\begin{aligned}
 \delta 2 &= \Sigma Ay / \Sigma A = 0.334 \text{ m} \\
 I2 &= \Sigma I_0 - \Sigma A \cdot \delta 2^2 = 0.237 \text{ m}^4 \\
 Yu2 &= 1.509 - 0.334 = 1.175 \text{ m} \\
 Y12 &= 1.529 + 0.334 = 1.863 \text{ m} \\
 Ys2 &= 1.175 + 0.328 = 1.503 \text{ m} \\
 \text{断面係数: } Su2 &= 0.237 / 1.175 = 2.02E+08 \text{ mm}^3 \\
 \text{断面係数: } S12 &= 0.237 / 1.863 = 1.27E+08 \text{ mm}^3 \\
 \text{断面係数: } Ss2 &= 0.237 / 1.503 = 1.58E+08 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

(3) 強度限界状態Ⅰの照査

$$\begin{aligned}
 \text{U.FLG} \quad \sigma_u &= \frac{\text{前死 } 15914}{6.92E+01} + \frac{\text{後死 } 1914}{2.02E+02} + \frac{\text{Li } 20095}{2.02E+02} + \frac{\text{R, S, T } 242}{2.02E+02} = 340 \text{ N/mm}^2 \leq 355 \text{ (=Fy)} \\
 \text{L.FLG} \quad \sigma_l &= \frac{-15914}{9.47E+01} + \frac{-1914}{1.27E+02} + \frac{-20095}{1.27E+02} + \frac{-242}{1.27E+02} = -343 \text{ N/mm}^2 \leq 355 \text{ (=Fy)} \\
 \text{S.Rod} \quad \sigma_s &= \frac{1914}{1.58E+02} + \frac{20095}{1.58E+02} + \frac{242}{1.58E+02} = 141 \text{ N/mm}^2 \leq 350 \text{ (=Fyr)}
 \end{aligned}$$

(4) 使用限界状態Ⅱの照査

$$\begin{aligned}
 \text{U.FLG} \quad \sigma_u &= \frac{\text{前死 } 12731}{6.92E+01} + \frac{\text{後死 } 1531}{2.02E+02} + \frac{\text{Li } 14928}{2.02E+02} = 265 \text{ N/mm}^2 \leq 337 \text{ (=0.95Fy)} \\
 \text{L.FLG} \quad \sigma_l &= \frac{-12731}{9.47E+01} + \frac{-1531}{1.27E+02} + \frac{-14928}{1.27E+02} = -264 \text{ N/mm}^2 \leq 337 \text{ (=0.95Fy)} \\
 \text{S.Rod} \quad \sigma_s &= \frac{1531}{1.58E+02} + \frac{14928}{1.58E+02} = 104 \text{ N/mm}^2 \leq 333 \text{ (=0.95Fyr)}
 \end{aligned}$$

6. 断面 6, 16 (負曲げ)

(kN・m)

荷 重	断面力 Q	強度限界状態 I		使用限界状態 II	
		γ	γQ	γ	γQ
前死荷重(長期)	-42598	1.25	-53248	1.00	-42598
後死荷重(長期)	-8214	1.25	-10268	1.00	-8214
活荷重(短期)	-17503	1.75	-30630	1.30	-22754
クリープ(長期)	-934	1.20	-1121		0
乾燥収縮(長期)	-3539	1.20	-4247		0
温度荷重(長期)	-1004	1.20	-1205		0
$\Sigma \gamma Q$	-73792		-100718		-73566

鋼材降伏強度(SM520C-H)

$$F_y = 355,000 \text{ kN/m}^2$$

鉄筋降伏強度(SD345)

$$F_{yr} = 350,000 \text{ kN/m}^2$$

コンクリートの設計基準強度(材齢28日)

$$f_c' = 30 \text{ N/mm}^2$$

ヤング係数(鋼)

$$E_s = 2.00 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$$

ヤング係数(コンクリート)

$$E_c = 2.30 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$$

ヤング係数比

$$n = 8 \text{ (短期)}, 24 \text{ (長期)}$$

純ハンチ高

$$H = 80 \text{ mm}$$

	B(mm) × T(mm)	A(m ²)	P(kN)
U-Flg	1000 × 67	0.0670	Pt = 23785
Web	2933 × 29	0.0851	Pw = 30211
L-Flg	1000 × 85	0.0850	Pc = 30175
Rt(U)	3.871 × 51	0.0196	Prt = 6860
Rb(L)	3.871 × 51	0.0196	Prb = 6860

(1) コンパクト断面の照査

全塑性モーメント時のウェブ圧縮部の高さ

$$P_c + P_w = 60,386 \geq P_t + P_{rb} + P_{rt} = 37,505 \text{ kN}$$

中立軸はウェブ内にあり、ウェブトップからの離れ Y は以下となる。

$$Y = \left(\frac{D}{2} \right) \left(\frac{P_c - P_t - P_{rt} - P_{rb}}{P_w} + 1 \right)$$

$$= \left(\frac{2.933}{2} \right) \left(\frac{-7330}{30211} + 1 \right) = 1.111 \text{ m}$$

1) ウェブの幅厚比

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} = \frac{2 \times (2.933 - 1.111)}{0.029} = 126 \quad \text{N.G.}$$

$$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.76 \sqrt{\frac{2.00 \times 10^8}{355,000}} = 89 < 2D_{cp}/t_w = 126$$

※ したがって、コンパクト断面ではない。

(2) ノンコンパクト断面の照査

1) ウェブの幅厚比 (水平補剛材あり)

0. K.

$$6.77 \sqrt{\frac{E}{f_c}} = 6.77 \sqrt{\frac{2.00 \times 10^8}{345,028}} = 163 \geq 2D_c/t_w = 51$$

2) 圧縮フランジの幅厚比

$$\frac{b_t}{2t_f} = \frac{1.000}{0.170} = 5.9 \quad \text{0. K.}$$

$$1.38 \sqrt{\frac{E}{f_c \sqrt{2D_c/t_w}}} = 1.38 \sqrt{\frac{2.00 \times 10^8}{3470033}} = 10.5 \geq 2b_t/t_f = 5.9$$

3) 圧縮フランジの横支持補剛材あり

0. K.

$$1.76 r_t \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 \times 0.289 \sqrt{\frac{2.00 \times 10^8}{355,000}} = 12.059 \geq L_b = 6.250 \text{ m}$$

4) ハイブリッド係数 R_h

係数倍した荷重による両フランジの応力度が、ウェブの降伏応力度を超えない場合、

$$R_b = 1.0$$

5) ウェブ座屈による係数 R_b水平補剛材を設置した場合、R_h = 1.0※ したがって、曲げ強度 F = R_b · R_h · F_y = F_y として、応力照査を行う。

合成前

	B(mm)	* T(mm)	A(m ²)	Y(m)	A · Y(m ³)	A · Y ² (m ⁴)
U-Flg	1000	×	67	0.067	1.500	0.101
Web	2933	×	29	0.085		0.061
L-Flg	1000	×	85	0.085	-1.509	-0.128
Σ			0.237		-0.028	0.405

$$\begin{aligned}
 \delta 1 &= \frac{\sum Ay}{\sum A} = -0.117 \text{ m} \\
 I1 &= \frac{\sum Ay^2 - \sum A \cdot \delta 1^2}{\sum A} = 0.402 \text{ m}^4 \\
 Y_{u1} &= 1.534 - (-0.117) = 1.651 \text{ m} \\
 Y_{l1} &= 1.552 + (-0.117) = 1.435 \text{ m} \\
 \text{断面係数 : } S_{u1} &= \frac{0.402}{1.651} = 2.44\text{E}+08 \text{ mm}^3 \\
 \text{断面係数 : } S_{l1} &= \frac{0.402}{1.435} = 2.80\text{E}+08 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

合成後 (鋼桁+鉄筋)

	A(cm ²)	* n(本)	A(m ²)	Y(m)	A · Y(m ³)	A · Y ² (m ⁴)
Rt(U)	3.871	×	51	0.020	1.861	0.036
Rb(L)	3.871	×	51	0.020	1.666	0.033
Gerder			0.237	-0.117	-0.028	0.405
Σ			0.276		0.041	0.528

$$\begin{aligned}
 \delta 2 &= \frac{\sum Ay}{\sum A} = 0.150 \text{ m} \\
 I2 &= \frac{\sum I_0 - \sum A \cdot \delta 2^2}{\sum A} = 0.521 \text{ m}^4 \\
 Y_{u2} &= 1.534 - 0.150 = 1.384 \text{ m} \\
 Y_{l2} &= 1.552 + 0.150 = 1.702 \text{ m} \\
 Y_{s2} &= 1.384 + 0.328 = 1.712 \text{ m} \\
 \text{断面係数 : } S_{u2} &= \frac{0.521}{1.384} = 3.77\text{E}+08 \text{ mm}^3 \\
 \text{断面係数 : } S_{l2} &= \frac{0.521}{1.702} = 3.06\text{E}+08 \text{ mm}^3 \\
 \text{断面係数 : } S_{s2} &= \frac{0.521}{1.712} = 3.05\text{E}+08 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

(3) 強度限界状態Ⅰの照査

$$\begin{aligned}
 \text{U. FLG} \quad \sigma_u &= \frac{\text{前死 } 53248}{2.44\text{E}+02} + \frac{\text{後死 } 10268}{3.77\text{E}+02} + \frac{\text{Li } 30630}{3.77\text{E}+02} + \frac{\text{R, S, T } 6572}{3.77\text{E}+02} = 345 \text{ N/mm}^2 \leq 355 \text{ (=Fy)} \\
 \text{L. FLG} \quad \sigma_l &= \frac{-53248}{2.80\text{E}+02} + \frac{-10268}{3.06\text{E}+02} + \frac{-30630}{3.06\text{E}+02} + \frac{-6572}{3.06\text{E}+02} = -345 \text{ N/mm}^2 \leq 355 \text{ (=Fy)} \\
 \text{S. Rod} \quad \sigma_s &= \frac{10268}{3.05\text{E}+02} + \frac{30630}{3.05\text{E}+02} + \frac{6572}{3.05\text{E}+02} = 156 \text{ N/mm}^2 \leq 350 \text{ (=Fyr)}
 \end{aligned}$$

(4) 使用限界状態Ⅱの照査

$$\begin{aligned}
 \text{U. FLG} \quad \sigma_u &= \frac{\text{前死 } 42598}{2.44\text{E}+02} + \frac{\text{後死 } 8214}{3.77\text{E}+02} + \frac{\text{Li } 22754}{3.77\text{E}+02} = 257 \text{ N/mm}^2 \leq 337 \text{ (=0.95Fy)} \\
 \text{L. FLG} \quad \sigma_l &= \frac{-42598}{2.80\text{E}+02} + \frac{-8214}{3.06\text{E}+02} + \frac{-22754}{3.06\text{E}+02} = -253 \text{ N/mm}^2 \leq 337 \text{ (=0.95Fy)} \\
 \text{S. Rod} \quad \sigma_s &= \frac{8214}{3.05\text{E}+02} + \frac{22754}{3.05\text{E}+02} = 102 \text{ N/mm}^2 \leq 333 \text{ (=0.95Fyr)}
 \end{aligned}$$

7. 断面 7, 15 (負曲げ)

(kN・m)

荷 重	断面力 Q	強度限界状態 I		使用限界状態 II	
		γ	γQ	γ	γQ
前死荷重(長期)	-58501	1.25	-73126	1.00	-58501
後死荷重(長期)	-11799	1.25	-14749	1.00	-11799
活荷重 (短期)	-22709	1.75	-39741	1.30	-29522
クリープ(長期)	-1002	1.20	-1202		0
乾燥収縮(長期)	-3795	1.20	-4554		0
温度荷重(長期)	-788	1.20	-946		0
$\Sigma \gamma Q$	-98594		-134318		-99822

鋼材降伏強度 (SM570-H)

$$F_y = 450,000 \text{ kN/m}^2$$

鉄筋降伏強度 (SD345)

$$F_{yr} = 350,000 \text{ kN/m}^2$$

コンクリートの設計基準強度(材齢28日)

$$f_c' = 30 \text{ N/mm}^2$$

ヤング係数(鋼)

$$E_s = 2.00 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$$

ヤング係数(コンクリート)

$$E_c = 2.30 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$$

ヤング係数比

$$n = 8 \text{ (短期)}, 24 \text{ (長期)}$$

純ハンチ高

$$H = 80 \text{ mm}$$

	B(mm) × T(mm)	A(m ²)	P(kN)
U-Flg	1000 × 73	0.0730	Pt = 25915
Web	2927 × 27	0.0790	Pw = 28045
L-Flg	1000 × 90	0.0900	Pc = 31950
Rt(U)	3.871 × 49	0.0191	Prt = 6685
Rb(L)	3.871 × 49	0.0191	Prb = 6685

(1) コンパクト断面の照査

全塑性モーメント時のウェブ圧縮部の高さ

$$P_c + P_w = 59,995 \geq P_t + P_{rb} + P_{rt} = 39,285 \text{ kN}$$

中立軸はウェブ内にあり、ウェブトップからの離れ Y は以下となる。

$$Y = \left(\frac{D}{2} \right) \left(\frac{P_c - P_t - P_{rt} - P_{rb}}{P_w} + 1 \right)$$

$$= \left(\frac{2.927}{2} \right) \left(\frac{-7335}{28045} + 1 \right) = 1.081 \text{ m}$$

1) ウェブの幅厚比

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} = \frac{2 \times (2.927 - 1.081)}{0.027} = 137 \quad \text{N.G.}$$

$$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.76 \sqrt{\frac{2.00 \times 10^8}{450,000}} = 79 < 2D_{cp}/t_w = 137$$

※ したがって、コンパクト断面ではない。

(2) ノンコンパクト断面の照査

1) ウェブの幅厚比 (水平補剛材あり)

0. K.

$$6.77 \sqrt{\frac{E}{f_c}} = 6.77 \sqrt{\frac{2.00 \times 10^8}{443,152}} = 144 \geq 2D_c/t_w = 54$$

2) 圧縮フランジの幅厚比

$$\frac{b_t}{2t_f} = \frac{1.000}{0.180} = 5.6 \quad \text{0. K.}$$

$$1.38 \sqrt{\frac{E}{f_c \sqrt{2D_c/t_w}}} = 1.38 \sqrt{\frac{2.00 \times 10^8}{4614280}} = 9.1 \geq 2b_t/t_f = 5.6$$

3) 圧縮フランジの横支持補剛材あり)

0. K.

$$1.76 r_t \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 \times 0.289 \sqrt{\frac{2.00 \times 10^8}{450,000}} = 10.711 \geq L_b = 6.250 \text{ m}$$

4) ハイブリッド係数 R_h

係数倍した荷重による両フランジの応力度が、ウェブの降伏応力度を超えない場合、

$$R_b = 1.0$$

5) ウェブ座屈による係数 R_b水平補剛材を設置した場合、R_h = 1.0※ したがって、曲げ強度 F = R_b · R_h · F_y = F_y として、応力照査を行う。

合成前

	B(mm)	* T(mm)	A(m ²)	Y(m)	A · Y(m ³)	A · Y ² (m ⁴)
U-Flg	1000	× 73	0.073	1.500	0.110	0.164
Web	2927	× 27	0.079			0.056
L-Flg	1000	× 90	0.090	-1.509	-0.136	0.205
Σ			0.242		-0.026	0.425

$$\begin{aligned}
 \delta 1 &= \Sigma Ay / \Sigma A = -0.109 \text{ m} \\
 I1 &= \Sigma Ay^2 - \Sigma A \cdot \delta 1^2 = 0.423 \text{ m}^4 \\
 Yu1 &= 1.537 - (-0.109) = 1.646 \text{ m} \\
 Y11 &= 1.554 + (-0.109) = 1.445 \text{ m} \\
 \text{断面係数: } Su1 &= 0.423 / 1.646 = 2.57E+08 \text{ mm}^3 \\
 \text{断面係数: } S11 &= 0.423 / 1.445 = 2.92E+08 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

合成後 (鋼桁+鉄筋)

	A(cm ²)	* n(本)	A(m ²)	Y(m)	A · Y(m ³)	A · Y ² (m ⁴)
Rt(U)	3.871	× 49	0.019	1.864	0.036	0.066
Rb(L)	3.871	× 49	0.019	1.669	0.032	0.053
Gerder			0.242	-0.109	-0.026	0.425
Σ			0.280		0.041	0.545

$$\begin{aligned}
 \delta 2 &= \Sigma Ay / \Sigma A = 0.147 \text{ m} \\
 I2 &= \Sigma I_0 - \Sigma A \cdot \delta 2^2 = 0.539 \text{ m}^4 \\
 Yu2 &= 1.537 - 0.147 = 1.390 \text{ m} \\
 Y12 &= 1.554 + 0.147 = 1.701 \text{ m} \\
 Ys2 &= 1.390 + 0.328 = 1.718 \text{ m} \\
 \text{断面係数: } Su2 &= 0.539 / 1.390 = 3.88E+08 \text{ mm}^3 \\
 \text{断面係数: } S12 &= 0.539 / 1.701 = 3.17E+08 \text{ mm}^3 \\
 \text{断面係数: } Ss2 &= 0.539 / 1.718 = 3.14E+08 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

(3) 強度限界状態Ⅰの照査

$$\begin{aligned}
 \text{U.FLG} \quad \sigma_u &= \frac{\text{前死 } 73126}{2.57E+02} + \frac{\text{後死 } 14749}{3.88E+02} + \frac{\text{Li } 39741}{3.88E+02} + \frac{\text{R, S, T } 6702}{3.88E+02} = 443 \text{ N/mm}^2 \leq 450 \text{ (=Fy)} \\
 \text{L.FLG} \quad \sigma_l &= \frac{-73126}{2.92E+02} + \frac{-14749}{3.17E+02} + \frac{-39741}{3.17E+02} + \frac{-6702}{3.17E+02} = -443 \text{ N/mm}^2 \leq 450 \text{ (=Fy)} \\
 \text{S.Rod} \quad \sigma_s &= \frac{14749}{3.14E+02} + \frac{39741}{3.14E+02} + \frac{6702}{3.14E+02} = 195 \text{ N/mm}^2 \leq 350 \text{ (=Fyr)}
 \end{aligned}$$

(4) 使用限界状態Ⅱの照査

$$\begin{aligned}
 \text{U.FLG} \quad \sigma_u &= \frac{\text{前死 } 58501}{2.57E+02} + \frac{\text{後死 } 11799}{3.88E+02} + \frac{\text{Li } 29522}{3.88E+02} = 334 \text{ N/mm}^2 \leq 428 \text{ (=0.95Fy)} \\
 \text{L.FLG} \quad \sigma_l &= \frac{-58501}{2.92E+02} + \frac{-11799}{3.17E+02} + \frac{-29522}{3.17E+02} = -330 \text{ N/mm}^2 \leq 428 \text{ (=0.95Fy)} \\
 \text{S.Rod} \quad \sigma_s &= \frac{11799}{3.14E+02} + \frac{29522}{3.14E+02} = 132 \text{ N/mm}^2 \leq 333 \text{ (=0.95Fyr)}
 \end{aligned}$$

8. 断面 8, 14 (負曲げ)

(kN・m)

荷 重	断面力 Q	強度限界状態 I		使用限界状態 II	
		γ	γQ	γ	γQ
前死荷重(長期)	-39033	1.25	-48791	1.00	-39033
後死荷重(長期)	-7258	1.25	-9073	1.00	-7258
活荷重 (短期)	-15081	1.75	-26392	1.30	-19605
クリープ(長期)	-1002	1.20	-1202		0
乾燥収縮(長期)	-3795	1.20	-4554		0
温度荷重(長期)	-301	1.20	-361		0
$\Sigma \gamma Q$	-66470		-90373		-65896

鋼材降伏強度 (SM520C-H)

 $F_y = 355,000 \text{ kN/m}^2$

鉄筋降伏強度 (SD345)

 $F_{yr} = 350,000 \text{ kN/m}^2$

コンクリートの設計基準強度(材齢28日)

 $f_c' = 30 \text{ N/mm}^2$

ヤング係数(鋼)

 $E_s = 2.00 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$

ヤング係数(コンクリート)

 $E_c = 2.30 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$

ヤング係数比

 $n = 8 \text{ (短期)}, 24 \text{ (長期)}$

純ハンチ高

 $H = 80 \text{ mm}$

	B(mm) × T(mm)	A(m ²)	P(kN)
U-Flg	1000 × 58	0.0580	P _t = 20590
Web	2942 × 28	0.0824	P _w = 29252
L-Flg	1000 × 75	0.0750	P _c = 26625
Rt(U)	3.871 × 51	0.0197	P _{rt} = 6895
Rb(L)	3.871 × 51	0.0197	P _{rb} = 6895

(1) コンパクト断面の照査

全塑性モーメント時のウェブ圧縮部の高さ

$$P_c + P_w = 55,877 \geq P_t + P_{rb} + P_{rt} = 34,380 \text{ kN}$$

中立軸はウェブ内にあり、ウェブトップからの離れ Y は以下となる。

$$Y = \left(\frac{D}{2} \right) \left(\frac{P_c - P_t - P_{rt} - P_{rb}}{P_w} + 1 \right)$$

$$= \left(\frac{2.942}{2} \right) \left(\frac{-7755}{29252} + 1 \right) = 1.081 \text{ m}$$

1) ウェブの幅厚比

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} = \frac{2 \times (2.942 - 1.081)}{0.028} = 133 \quad \text{N.G.}$$

$$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.76 \sqrt{\frac{2.00 \times 10^8}{355,000}} = 89 < 2D_{cp}/t_w = 133$$

※ したがって、コンパクト断面ではない。

(2) ノンコンパクト断面の照査

1) ウェブの幅厚比 (水平補剛材あり)

O.K.

$$6.77 \sqrt{\frac{E}{f_c}} = 6.77 \sqrt{\frac{2.00 \times 10^8}{344,582}} = 163 \geq 2D_c/t_w = 53$$

2) 圧縮フランジの幅厚比

$$\frac{b_t}{2t_f} = \frac{1.000}{0.150} = 6.7 \quad \text{O.K.}$$

$$1.38 \sqrt{\frac{E}{f_c \sqrt{2D_c/t_w}}} = 1.38 \sqrt{\frac{2.00 \times 10^8}{3532317}} = 10.4 \geq 2b_t/t_f = 6.7$$

3) 圧縮フランジの横支持補剛材あり

O.K.

$$1.76 r_t \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 \times 0.289 \sqrt{\frac{2.00 \times 10^8}{355,000}} = 12.059 \geq L_b = 6.250 \text{ m}$$

4) ハイブリッド係数 R_h

係数倍した荷重による両フランジの応力度が、ウェブの降伏応力度を超えない場合、

$$R_b = 1.0$$

5) ウェブ座屈による係数 R_b水平補剛材を設置した場合、R_h = 1.0※ したがって、曲げ強度 $F = R_b \cdot R_h \cdot F_y = F_y$ として、応力照査を行う。

合成前

	B(mm)	* T(mm)	A(m ²)	Y(m)	A · Y(m ³)	A · Y ² (m ⁴)
U-Flg	1000	× 58	0.058	1.500	0.087	0.131
Web	2942	× 28	0.082			0.059
L-Flg	1000	× 75	0.075	-1.509	-0.113	0.171
Σ			0.215		-0.026	0.361

$$\begin{aligned}
 \delta 1 &= \Sigma Ay / \Sigma A = -0.121 \text{ m} \\
 I1 &= \Sigma Ay^2 - \Sigma A \cdot \delta 1^2 = 0.357 \text{ m}^4 \\
 Yu1 &= 1.529 - (-0.121) = 1.650 \text{ m} \\
 Y11 &= 1.546 + (-0.121) = 1.425 \text{ m} \\
 \text{断面係数: } Su1 &= 0.357 / 1.650 = 2.17\text{E}+08 \text{ mm}^3 \\
 \text{断面係数: } S11 &= 0.357 / 1.425 = 2.51\text{E}+08 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

合成後 (鋼桁+鉄筋)

	A(cm ²)	* n(本)	A(m ²)	Y(m)	A · Y(m ³)	A · Y ² (m ⁴)
Rt(U)	3.871	× 51	0.020	1.857	0.037	0.068
Rb(L)	3.871	× 51	0.020	1.662	0.033	0.054
Gerder			0.215	-0.121	-0.026	0.361
Σ			0.255		0.043	0.483

$$\begin{aligned}
 \delta 2 &= \Sigma Ay / \Sigma A = 0.170 \text{ m} \\
 I2 &= \Sigma I_0 - \Sigma A \cdot \delta 2^2 = 0.475 \text{ m}^4 \\
 Yu2 &= 1.529 - 0.170 = 1.359 \text{ m} \\
 Y12 &= 1.546 + 0.170 = 1.716 \text{ m} \\
 Ys2 &= 1.359 + 0.328 = 1.687 \text{ m} \\
 \text{断面係数: } Su2 &= 0.475 / 1.359 = 3.50\text{E}+08 \text{ mm}^3 \\
 \text{断面係数: } S12 &= 0.475 / 1.716 = 2.77\text{E}+08 \text{ mm}^3 \\
 \text{断面係数: } Ss2 &= 0.475 / 1.687 = 2.82\text{E}+08 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

(3) 強度限界状態Ⅰの照査

$$\begin{aligned}
 \text{U. FLG} \quad \sigma_u &= \frac{\text{前死 } 48791}{2.17\text{E}+02} + \frac{\text{後死 } 9073}{3.50\text{E}+02} + \frac{\text{Li } 26392}{3.50\text{E}+02} + \frac{\text{R, S, T } 6118}{3.50\text{E}+02} = 344 \text{ N/mm}^2 \leq 355 \text{ (=Fy)} \\
 \text{L. FLG} \quad \sigma_l &= \frac{-48791}{2.51\text{E}+02} + \frac{-9073}{2.77\text{E}+02} + \frac{-26392}{2.77\text{E}+02} + \frac{-6118}{2.77\text{E}+02} = -345 \text{ N/mm}^2 \leq 355 \text{ (=Fy)} \\
 \text{S. Rod} \quad \sigma_s &= \frac{9073}{2.82\text{E}+02} + \frac{26392}{2.82\text{E}+02} + \frac{6118}{2.82\text{E}+02} = 147 \text{ N/mm}^2 \leq 350 \text{ (=Fyr)}
 \end{aligned}$$

(4) 使用限界状態Ⅱの照査

$$\begin{aligned}
 \text{U. FLG} \quad \sigma_u &= \frac{\text{前死 } 39033}{2.17\text{E}+02} + \frac{\text{後死 } 7258}{3.50\text{E}+02} + \frac{\text{Li } 19605}{3.50\text{E}+02} = 257 \text{ N/mm}^2 \leq 337 \text{ (=0.95Fy)} \\
 \text{L. FLG} \quad \sigma_l &= \frac{-39033}{2.51\text{E}+02} + \frac{-7258}{2.77\text{E}+02} + \frac{-19605}{2.77\text{E}+02} = -253 \text{ N/mm}^2 \leq 337 \text{ (=0.95Fy)} \\
 \text{S. Rod} \quad \sigma_s &= \frac{7258}{2.82\text{E}+02} + \frac{19605}{2.82\text{E}+02} = 95 \text{ N/mm}^2 \leq 333 \text{ (=0.95Fyr)}
 \end{aligned}$$

9. 断面 9, 13 (負曲げ)

(kN・m)

荷 重	断面力 Q	強度限界状態 I		使用限界状態 II	
		γ	γQ	γ	γQ
前死荷重(長期)	-11716	1.25	-14645	1.00	-11716
後死荷重(長期)	-886	1.25	-1108	1.00	-886
活荷重(短期)	-8432	1.75	-14756	1.30	-10962
クリープ(長期)	-1002	1.20	-1202		0
乾燥収縮(長期)	-245	1.20	-294		0
温度荷重(長期)	-1673	1.20	-2008		0
$\Sigma \gamma Q$	-23954		-34013		-23564

鋼材降伏強度(SM490Y)

$$F_y = 355,000 \text{ kN/m}^2$$

鉄筋降伏強度(SD345)

$$F_{yr} = 350,000 \text{ kN/m}^2$$

コンクリートの設計基準強度(材齢28日)

$$f_c' = 30 \text{ N/mm}^2$$

ヤング係数(鋼)

$$E_s = 2.00 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$$

ヤング係数(コンクリート)

$$E_c = 2.30 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$$

ヤング係数比

$$n = 8 \text{ (短期)}, 24 \text{ (長期)}$$

純ハンチ高

$$H = 80 \text{ mm}$$

	B(mm) × T(mm)	A(m ²)	P(kN)
U-Flg	450 × 15	0.0068	Pt = 2414
Web	2985 × 21	0.0627	Pw = 22259
L-Flg	640 × 34	0.0218	Pc = 7739
Rt(U)	3.871 × 53	0.0207	Prt = 7245
Rb(L)	3.871 × 53	0.0207	Prb = 7245

(1) コンパクト断面の照査

全塑性モーメント時のウェブ圧縮部の高さ

$$P_c + P_w = 29,998 \geq P_t + P_{rb} + P_{rt} = 16,904 \text{ kN}$$

中立軸はウェブ内にあり、ウェブトップからの離れ Y は以下となる。

$$Y = \left(\frac{D}{2} \right) \left(\frac{P_c - P_t - P_{rt} - P_{rb}}{P_w} + 1 \right)$$

$$= \left(\frac{2.985}{2} \right) \left(\frac{-9165}{22259} + 1 \right) = 0.878 \text{ m}$$

1) ウェブの幅厚比

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} = \frac{2 \times (2.985 - 0.878)}{0.021} = 201 \quad \text{N.G.}$$

$$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.76 \sqrt{\frac{2.00 \times 10^8}{355,000}} = 89 < 2D_{cp}/t_w = 201$$

※ したがって、コンパクト断面ではない。

(2) ノンコンパクト断面の照査

1) ウェブの幅厚比 (水平補剛材あり)

0. K.

$$6.77 \sqrt{\frac{E}{f_c}} = 6.77 \sqrt{\frac{2.00 \times 10^8}{344,936}} = 163 \geq 2D_c/t_w = 71$$

2) 圧縮フランジの幅厚比

$$\frac{b_t}{2t_f} = \frac{0.640}{0.068} = 9.4 \quad \text{0. K.}$$

$$1.38 \sqrt{\frac{E}{f_c \sqrt{2D_c/t_w}}} = 1.38 \sqrt{\frac{2.00 \times 10^8}{4112962}} = 9.6 \geq 2b_t/t_f = 9.4$$

3) 圧縮フランジの横支持補剛材あり

0. K.

$$1.76 r_t \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 \times 0.185 \sqrt{\frac{2.00 \times 10^8}{355,000}} = 7.718 \geq L_b = 6.250 \text{ m}$$

4) ハイブリッド係数 R_h

係数倍した荷重による両フランジの応力度が、ウェブの降伏応力度を超えない場合、

$$R_b = 1.0$$

5) ウェブ座屈による係数 R_b

水平補剛材を設置した場合、R_h = 1.0

※ したがって、曲げ強度 F = R_b · R_h · F_y = F_y として、応力照査を行う。

合成前

	B(mm)	* T(mm)	A(m ²)	Y(m)	A · Y(m ³)	A · Y ² (m ⁴)
U-Flg	450	×	15	0.007	1.500	0.010
Web	2985	×	21	0.063		0.047
L-Flg	640	×	34	0.022	-1.510	-0.033
Σ			0.091		-0.023	0.112

$$\begin{aligned}
 \delta 1 &= \Sigma Ay / \Sigma A = -0.249 \text{ m} \\
 I1 &= \Sigma Ay^2 - \Sigma A \cdot \delta 1^2 = 0.106 \text{ m}^4 \\
 Yu1 &= 1.508 - -0.249 = 1.757 \text{ m} \\
 Y11 &= 1.527 + -0.249 = 1.278 \text{ m} \\
 \text{断面係数: } Su1 &= 0.106 / 1.757 = 6.03E+07 \text{ mm}^3 \\
 \text{断面係数: } S11 &= 0.106 / 1.278 = 8.28E+07 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

合成後 (鋼桁+鉄筋)

	A(cm ²)	* n(本)	A(m ²)	Y(m)	A · Y(m ³)	A · Y ² (m ⁴)
Rt(U)	3.871	×	53	0.021	1.835	0.038
Rb(L)	3.871	×	53	0.021	1.640	0.034
Gerder			0.091	-0.249	-0.023	0.112
Σ			0.133		0.049	0.237

$$\begin{aligned}
 \delta 2 &= \Sigma Ay / \Sigma A = 0.371 \text{ m} \\
 I2 &= \Sigma I_0 - \Sigma A \cdot \delta 2^2 = 0.219 \text{ m}^4 \\
 Yu2 &= 1.508 - 0.371 = 1.137 \text{ m} \\
 Y12 &= 1.527 + 0.371 = 1.898 \text{ m} \\
 Ys2 &= 1.137 + 0.328 = 1.465 \text{ m} \\
 \text{断面係数: } Su2 &= 0.219 / 1.137 = 1.92E+08 \text{ mm}^3 \\
 \text{断面係数: } S12 &= 0.219 / 1.898 = 1.15E+08 \text{ mm}^3 \\
 \text{断面係数: } Ss2 &= 0.219 / 1.465 = 1.49E+08 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

(3) 強度限界状態Ⅰの照査

$$\begin{aligned}
 \text{U. FLG} \quad \sigma_u &= \frac{\text{前死 } 14645}{6.03E+01} + \frac{\text{後死 } 1108}{1.92E+02} + \frac{\text{Li } 14756}{1.92E+02} + \frac{\text{R, S, T } 3504}{1.92E+02} = 344 \text{ N/mm}^2 \leq 355 \text{ (=Fy)} \\
 \text{L. FLG} \quad \sigma_l &= \frac{-14645}{8.28E+01} + \frac{-1108}{1.15E+02} + \frac{-14756}{1.15E+02} + \frac{-3504}{1.15E+02} = -345 \text{ N/mm}^2 \leq 355 \text{ (=Fy)} \\
 \text{S. Rod} \quad \sigma_s &= \frac{1108}{1.49E+02} + \frac{14756}{1.49E+02} + \frac{3504}{1.49E+02} = 130 \text{ N/mm}^2 \leq 350 \text{ (=Fyr)}
 \end{aligned}$$

(4) 使用限界状態Ⅱの照査

$$\begin{aligned}
 \text{U. FLG} \quad \sigma_u &= \frac{\text{前死 } 11716}{6.03E+01} + \frac{\text{後死 } 886}{1.92E+02} + \frac{\text{Li } 10962}{1.92E+02} = 256 \text{ N/mm}^2 \leq 337 \text{ (=0.95Fy)} \\
 \text{L. FLG} \quad \sigma_l &= \frac{-11716}{8.28E+01} + \frac{-886}{1.15E+02} + \frac{-10962}{1.15E+02} = -244 \text{ N/mm}^2 \leq 337 \text{ (=0.95Fy)} \\
 \text{S. Rod} \quad \sigma_s &= \frac{886}{1.49E+02} + \frac{10962}{1.49E+02} = 79 \text{ N/mm}^2 \leq 333 \text{ (=0.95Fyr)}
 \end{aligned}$$

9.2. 断面 9, 13 (正曲げ)

(kN・m)

荷 重	断面力Q	強度限界状態Ⅰ		使用限界状態Ⅱ	
		γ	γQ	γ	γQ
前死荷重(長期)	6369	1.25	7961	1.00	6369
後死荷重(長期)	3333	1.25	4166	1.00	3333
活荷重(短期)	14943	1.75	26150	1.30	19426
クリープ(長期)	81	1.20	97		0
乾燥収縮(長期)	-248	1.20	-298		0
温度荷重(長期)	1678	1.20	2014		0
$\Sigma \gamma Q$	26156		40091		29128

鋼材降伏強度(SM490Y)

$$F_y = 355,000 \text{ kN/m}^2$$

鉄筋降伏強度(SD345)

$$F_{yr} = 350,000 \text{ kN/m}^2$$

コンクリートの設計基準強度(材齢28日)

$$f_c' = 30 \text{ N/mm}^2$$

ヤング係数(鋼)

$$E_s = 2.00 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$$

ヤング係数(コンクリート)

$$E_c = 2.30 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$$

ヤング係数比

$$n = 8 \text{ (短期)}, 24 \text{ (長期)}$$

純ハンチ高

$$H = 80 \text{ mm}$$

	B(mm) × T(mm)	A(m ²)	P(kN)
U-Flg	450 × 15	0.0068	P _c = 2414
Web	2985 × 21	0.0627	P _w = 22259
L-Flg	640 × 34	0.0218	P _t = 7739
Slab	5350 × 300	1.6050	P _s = 40928

$$P_h = P_c + P_w + P_t = 32,412 \text{ kN}$$

$$P_s = 0.85 f_c' c \cdot B_s \cdot T_s = 0.85 \times 30,000 \times 1.6050 = 40,928 \text{ kN}$$

$$P_s \frac{C_{rt}}{t_s} = 40,928 \times \frac{0.0525}{0.300} = 7,162 \text{ kN} < P_h$$

中立軸は床版内にあり、床版トップからの離れYは以下となる。

$$Y = T_s \left(\frac{P_h}{P_s} \right) = 0.300 \cdot \left(\frac{32,412}{40,928} \right) = 0.238 \text{ m}$$

$$dH = 1.508 + 0.380 - 0.238 = 1.650 \text{ m}$$

塑性モーメントMpは以下となる。

$$M_p = \frac{Y^2 \cdot P_s}{2 T_s} + P_h \cdot dH = \frac{0.238^2 \times 7,162}{2 \times 0.300} + 32,412 \times 1.650 = 54150 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

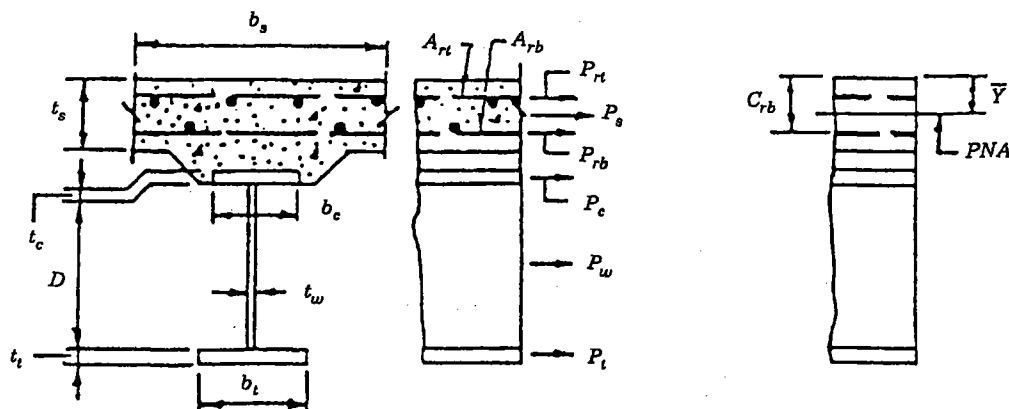
(1) 強度限界状態Ⅰの照査

$$M_r = \phi M_p = 1.0 \times 54150 = 54150 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq \gamma Q = 40091 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ O.K.}$$

変形能の条件

$$D_p = Y = 0.238 \text{ m}$$

$$\frac{\Sigma H}{7.5} = \frac{3.034 + 0.080 + 0.300}{7.5} = 0.455 > 0.238$$



(2)使用限界状態Ⅱの照査

合成前

	B(mm)	* T(mm)	A(m ²)	Y(m)	A・Y(m ³)	A・Y ² (m ⁴)
U-Flg	450	× 15	0.007	1.5000	0.01020	0.015300
Web	2985	× 21	0.063			0.046545
L-Flg	640	× 34	0.022	-1.5095	-0.03291	0.049678
Σ			0.091		-0.02271	0.111523

$$\begin{aligned}
 \delta 1 &= \Sigma Ay / \Sigma A = -0.249 \text{ m} \\
 I1 &= \Sigma Ay^2 - \Sigma A \cdot \delta 1^2 = 0.106 \text{ m}^4 \\
 Yu1 &= 1.508 - -0.249 = 1.757 \text{ m} \\
 Y11 &= 1.527 + -0.249 = 1.278 \text{ m} \\
 \text{断面係数: Su1} &= 0.106 / 1.757 = 6.03\text{E}+07 \text{ mm}^3 \\
 \text{断面係数: S11} &= 0.106 / 1.278 = 8.28\text{E}+07 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

合成後(短期荷重)

	B(mm)	* T(mm)	A(m ²)	Y(m)	A・Y(m ³)	A・Y ² (m ⁴)	I ₀ (m ⁴)
C-Slab/8	5350	× 300	0.201	1.7375	0.34854	0.605588	0.001505
Gerder			0.091	-0.2490	-0.02273	0.111523	
Σ			0.292		0.32581	0.718616	

$$\begin{aligned}
 \delta 2 &= \Sigma Ay / \Sigma A = 1.116 \text{ m} \\
 I2 &= \Sigma Ay^2 - \Sigma A \cdot \delta 2^2 = 0.355 \text{ m}^4 \\
 Yu2 &= 1.508 - 1.116 = 0.392 \text{ m} \\
 Y12 &= 1.527 + 1.116 = 2.643 \text{ m} \\
 Yc2 &= 0.392 + 0.380 = 0.772 \text{ m} \\
 \text{断面係数: Su2} &= 0.355 / 0.392 = 9.06\text{E}+08 \text{ mm}^3 \\
 \text{断面係数: S12} &= 0.355 / 2.643 = 1.34\text{E}+08 \text{ mm}^3 \\
 \text{断面係数: Sc2} &= 0.355 / 0.772 *n= 3.68\text{E}+09 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

合成後(長期荷重)

	B(mm)	* T(mm)	A(m ²)	Y(m)	A・Y(m ³)	A・Y ² (m ⁴)	I ₀ (m ⁴)
C-Slab/24	5350	× 300	0.067	1.7375	0.11624	0.201967	0.000502
Gerder			0.091	-0.2490	-0.02271	0.111523	
Σ			0.158		0.09353	0.313992	

$$\begin{aligned}
 \delta 3 &= \Sigma Ay / \Sigma A = 0.591 \text{ m} \\
 I3 &= \Sigma Ay^2 - \Sigma A \cdot \delta 3^2 = 0.259 \text{ m}^4 \\
 Yu3 &= 1.508 - 0.591 = 0.917 \text{ m} \\
 Y13 &= 1.527 + 0.591 = 2.118 \text{ m} \\
 Yc3 &= 0.917 + 0.380 = 1.297 \text{ m} \\
 \text{断面係数: Su3} &= 0.259 / 0.917 = 2.82\text{E}+08 \text{ mm}^3 \\
 \text{断面係数: S13} &= 0.259 / 2.118 = 1.22\text{E}+08 \text{ mm}^3 \\
 \text{断面係数: Sc3} &= 0.259 / 1.297 *n= 4.79\text{E}+09 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{U.FLG} \quad \sigma_u &= \frac{\text{前死 } 6369}{6.03\text{E}+01} + \frac{\text{後死 } 3333}{2.82\text{E}+02} + \frac{\text{Li } 19426}{9.06\text{E}+02} = 139 \text{ N/mm}^2 \leq 337 \text{ (=0.95Fy)} \\
 \text{L.FLG} \quad \sigma_l &= \frac{-6369}{8.28\text{E}+01} + \frac{-3333}{1.22\text{E}+02} + \frac{-19426}{1.34\text{E}+02} = -249 \text{ N/mm}^2 \leq 337 \text{ (=0.95Fy)} \\
 \text{CONCRETE} \quad \sigma_c &= \frac{3333}{4.79\text{E}+03} + \frac{19426}{3.68\text{E}+03} = 6.0 \text{ N/mm}^2 \leq 25.5 \text{ (=0.85fc')}
 \end{aligned}$$

10. 断面 10, 12 (正曲げ)

(kN・m)

荷 重	断面力 Q	強度限界状態 I		使用限界状態 II	
		γ	γQ	γ	γQ
前死荷重(長期)	15099	1.25	18874	1.00	15099
後死荷重(長期)	5369	1.25	6711	1.00	5369
活荷重 (短期)	18614	1.75	32575	1.30	24198
クリープ(長期)	880	1.20	1056		0
乾燥収縮(長期)	287	1.20	344		0
温度荷重(長期)	1127	1.20	1352		0
$\Sigma \gamma Q$	41376		60912		44666

鋼材降伏強度(SM490Y)

$$F_y = 355,000 \text{ kN/m}^2$$

鉄筋降伏強度(SD345)

$$F_{yr} = 350,000 \text{ kN/m}^2$$

コンクリートの設計基準強度(材齢28日)

$$f_c' = 30 \text{ N/mm}^2$$

ヤング係数(鋼)

$$E_s = 2.00 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$$

ヤング係数(コンクリート)

$$E_c = 2.30 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$$

ヤング係数比

$$n = 8 \text{ (短期)}, 24 \text{ (長期)}$$

純ハンチ高

$$H = 80 \text{ mm}$$

	B(mm) × T(mm)	A(m ²)	P(kN)
U-Flg	550 × 24	0.0132	P _c = 4686
Web	2976 × 15	0.0446	P _w = 15833
L-Flg	960 × 49	0.0470	P _t = 16685
Slab	5350 × 300	1.6050	P _s = 40928

$$P_h = P_c + P_w + P_t = 37,204 \text{ kN}$$

$$P_s = 0.85 f_c' \cdot B_s \cdot T_s = 0.85 \times 30,000 \times 1.6050 = 40,928 \text{ kN}$$

$$P_s \frac{C_{rt}}{t_s} = 40,928 \times \frac{0.0525}{0.300} = 7,162 \text{ kN} < P_h$$

中立軸は床版内にあり、床版トップからの離れ Y は以下となる。

$$Y = T_s \left(\frac{P_h}{P_s} \right) = 0.300 \cdot \left(\frac{37,204}{40,928} \right) = 0.273 \text{ m}$$

$$dH = 1.512 + 0.380 - 0.273 = 1.619 \text{ m}$$

塑性モーメント M_p は以下となる。

$$M_p = \frac{Y^2 \cdot P_s}{2T_s} + P_h \cdot dH = \frac{0.273^2 \times 40,928}{2 \times 0.300} + 37,204 \times 1.619 = 61132 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

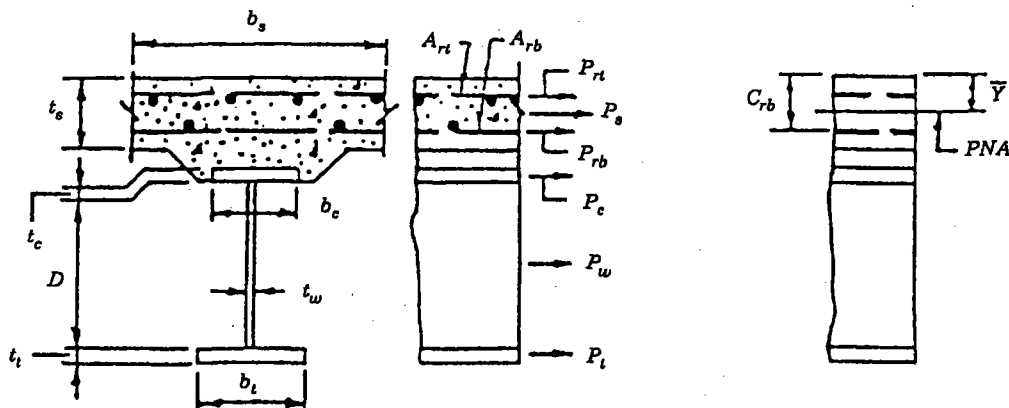
(1) 強度限界状態 I の照査

$$M_r = \phi M_p = 1.0 \times 61132 = 61132 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq \gamma Q = 60912 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ O.K.}$$

変形能の条件

$$D_p = Y = 0.273 \text{ m}$$

$$\frac{\Sigma H}{7.5} = \frac{3.049 + 0.080 + 0.300}{7.5} = 0.457 > 0.273$$



(2)使用限界状態Ⅱの照査

合成前

	B(mm)	* T(mm)	A(m ²)	Y(m)	A・Y(m ³)	A・Y ² (m ⁴)
U-Flg	550	× 24	0.013	1.5000	0.01980	0.029700
Web	2976	× 15	0.045			0.032946
L-Flg	960	× 49	0.047	-1.5125	-0.07109	0.107524
Σ			0.105		-0.05129	0.170170

$$\begin{aligned}
 \delta 1 &= \Sigma Ay / \Sigma A = -0.489 \text{ m} \\
 I1 &= \Sigma Ay^2 - \Sigma A \cdot \delta 1^2 = 0.145 \text{ m}^4 \\
 Yu1 &= 1.512 - -0.489 = 2.001 \text{ m} \\
 Y11 &= 1.537 + -0.489 = 1.048 \text{ m} \\
 \text{断面係数: } Su1 &= 0.145 / 2.001 = 7.25\text{E}+07 \text{ mm}^3 \\
 \text{断面係数: } S11 &= 0.145 / 1.048 = 1.38\text{E}+08 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

合成後(短期荷重)

	B(mm)	* T(mm)	A(m ²)	Y(m)	A・Y(m ³)	A・Y ² (m ⁴)	I ₀ (m ⁴)
C-Slab/8	5350	× 300	0.201	1.7420	0.34945	0.608742	0.001505
Gerder			0.105	-0.4890	-0.05125	0.170170	
Σ			0.305		0.29820	0.780417	

$$\begin{aligned}
 \delta 2 &= \Sigma Ay / \Sigma A = 0.976 \text{ m} \\
 I2 &= \Sigma Ay^2 - \Sigma A \cdot \delta 2^2 = 0.490 \text{ m}^4 \\
 Yu2 &= 1.512 - 0.976 = 0.536 \text{ m} \\
 Y12 &= 1.537 + 0.976 = 2.513 \text{ m} \\
 Yc2 &= 0.536 + 0.380 = 0.916 \text{ m} \\
 \text{断面係数: } Su2 &= 0.490 / 0.536 = 9.13\text{E}+08 \text{ mm}^3 \\
 \text{断面係数: } S12 &= 0.490 / 2.513 = 1.95\text{E}+08 \text{ mm}^3 \\
 \text{断面係数: } Sc2 &= 0.490 / 0.916 = 4.28\text{E}+09 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

合成後(長期荷重)

	B(mm)	* T(mm)	A(m ²)	Y(m)	A・Y(m ³)	A・Y ² (m ⁴)	I ₀ (m ⁴)
C-Slab/24	5350	× 300	0.067	1.7420	0.11654	0.203013	0.000502
Gerder			0.105	-0.4890	-0.05129	0.170170	
Σ			0.172		0.06525	0.373685	

$$\begin{aligned}
 \delta 3 &= \Sigma Ay / \Sigma A = 0.380 \text{ m} \\
 I3 &= \Sigma Ay^2 - \Sigma A \cdot \delta 3^2 = 0.349 \text{ m}^4 \\
 Yu3 &= 1.512 - 0.380 = 1.132 \text{ m} \\
 Y13 &= 1.537 + 0.380 = 1.917 \text{ m} \\
 Yc3 &= 1.132 + 0.380 = 1.512 \text{ m} \\
 \text{断面係数: } Su3 &= 0.349 / 1.132 = 3.08\text{E}+08 \text{ mm}^3 \\
 \text{断面係数: } S13 &= 0.349 / 1.917 = 1.82\text{E}+08 \text{ mm}^3 \\
 \text{断面係数: } Sc3 &= 0.349 / 1.512 = 5.54\text{E}+09 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{U. FLG} \quad \sigma_u &= \frac{\text{前死 } 15099}{7.25\text{E}+01} + \frac{\text{後死 } 5369}{3.08\text{E}+02} + \frac{Li \text{ } 24198}{9.13\text{E}+02} = 252 \text{ N/mm}^2 \leq 337 (=0.95F_y) \\
 \text{L. FLG} \quad \sigma_l &= \frac{-15099}{1.38\text{E}+02} + \frac{-5369}{1.82\text{E}+02} + \frac{-24198}{1.95\text{E}+02} = -263 \text{ N/mm}^2 \leq 337 (=0.95F_y) \\
 \text{CONCRETE} \quad \sigma_c &= \frac{5369}{5.54\text{E}+03} + \frac{24198}{4.28\text{E}+03} = 6.6 \text{ N/mm}^2 \leq 25.5 (=0.85f_{c'})
 \end{aligned}$$

11. 断面 11 (正曲げ)

(kN・m)

荷 重	断面力 Q	強度限界状態 I		使用限界状態 II	
		γ	γQ	γ	γQ
前死荷重(長期)	15990	1.25	19988	1.00	15990
後死荷重(長期)	5577	1.25	6971	1.00	5577
活荷重(短期)	18993	1.75	33238	1.30	24691
クリープ(長期)	962	1.20	1154		0
乾燥収縮(長期)	327	1.20	392		0
温度荷重(長期)	1048	1.20	1258		0
$\Sigma \gamma Q$	42897		63001		46258

鋼材降伏強度 (SM490Y)

$$F_y = 355,000 \text{ kN/m}^2$$

鉄筋降伏強度 (SD345)

$$F_{yr} = 350,000 \text{ kN/m}^2$$

コンクリートの設計基準強度 (材齢28日)

$$f_c' = 30 \text{ N/mm}^2$$

ヤング係数 (鋼)

$$E_s = 2.00 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$$

ヤング係数 (コンクリート)

$$E_c = 2.30 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$$

ヤング係数比

$$n = 8 \text{ (短期)}, 24 \text{ (長期)}$$

純ハンチ高

$$H = 80 \text{ mm}$$

	B(mm) × T(mm)	A(m ²)	P(kN)
U-Flg	570 × 23	0.0131	P _c = 4651
Web	2977 × 15	0.0447	P _w = 15869
L-Flg	970 × 53	0.0514	P _t = 18247
Slab	5350 × 300	1.6050	P _s = 40928

$$P_h = P_c + P_w + P_t = 38,766 \text{ kN}$$

$$P_s = 0.85 f_c' c \cdot B_s \cdot T_s = 0.85 \times 30,000 \times 1.6050 = 40,928 \text{ kN}$$

$$P_s \frac{C_{rt}}{t_s} = 40,928 \times \frac{0.0525}{0.300} = 7,162 \text{ kN} < P_h$$

中立軸は床版内にあり、床版トップからの離れ Y は以下となる。

$$Y = T_s \left(\frac{P_h}{P_s} \right) = 0.300 \cdot \left(\frac{38,766}{40,928} \right) = 0.284 \text{ m}$$

$$dH = 1.512 + 0.380 - 0.284 = 1.607 \text{ m}$$

塑性モーメント M_p は以下となる。

$$M_p = \frac{Y^2 \cdot P_s}{2 T_s} + P_h \cdot dH = \frac{0.284^2 \times 7,162}{2 \times 0.300} + 38,766 \times 1.607 = 63274 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

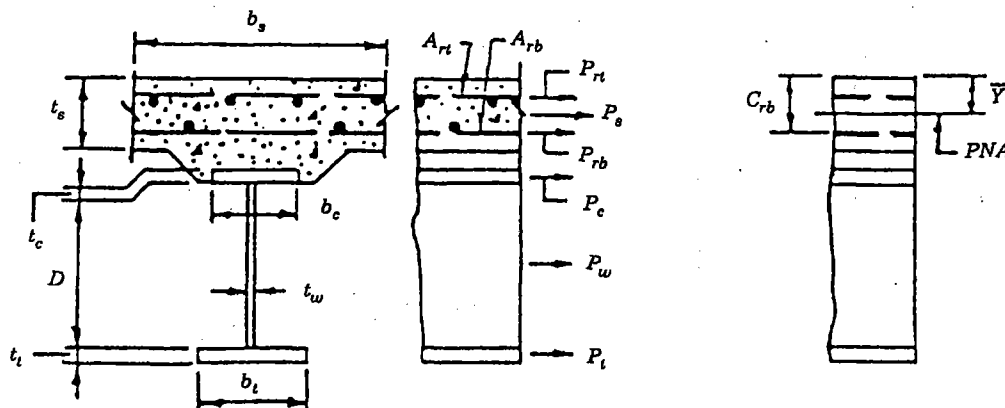
(1) 強度限界状態 I の照査

$$M_r = \phi M_p = 1.0 \times 63274 = 63274 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq \gamma Q = 63001 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ O.K.}$$

変形能の条件

$$D_p = Y = 0.284 \text{ m}$$

$$\frac{\Sigma H}{7.5} = \frac{3.053 + 0.080 + 0.300}{7.5} = 0.458 > 0.284$$



(2)使用限界状態Ⅱの照査

合成前

	B(mm)	*	T(mm)	A(m ²)	Y(m)	A・Y(m ³)	A・Y ² (m ⁴)
U-Flg	570	×	23	0.013	1.5000	0.01965	0.029475
Web	2977	×	15	0.045			0.032980
L-Flg	970	×	53	0.051	-1.5150	-0.07787	0.117973
Σ				0.109		-0.05822	0.180428

$$\begin{aligned}
 \delta 1 &= \frac{\sum Ay}{\sum A} = -0.533 \text{ m} \\
 I1 &= \frac{\sum Ay^2 - \sum A \cdot \delta 1^2}{\sum A} = 0.149 \text{ m}^4 \\
 Yu1 &= 1.512 - (-0.533) = 2.045 \text{ m} \\
 Y11 &= 1.542 + (-0.533) = 1.009 \text{ m} \\
 \text{断面係数: Su1} &= 0.149 \text{ } / \text{ } 2.045 = 7.31\text{E}+07 \text{ mm}^3 \\
 \text{断面係数: S11} &= 0.149 \text{ } / \text{ } 1.009 = 1.48\text{E}+08 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

合成後(短期荷重)

	B(mm)	*	T(mm)	A(m ²)	Y(m)	A・Y(m ³)	A・Y ² (m ⁴)	I ₀ (m ⁴)
C-Slab/8	5350	×	300	0.201	1.7415	0.34934	0.608376	0.001505
Gerder				0.109	-0.5330	-0.05820	0.180428	
Σ				0.310		0.29114	0.790309	

$$\begin{aligned}
 \delta 2 &= \frac{\sum Ay}{\sum A} = 0.940 \text{ m} \\
 I2 &= \frac{\sum Ay^2 - \sum A \cdot \delta 2^2}{\sum A} = 0.517 \text{ m}^4 \\
 Yu2 &= 1.512 - 0.940 = 0.572 \text{ m} \\
 Y12 &= 1.542 + 0.940 = 2.482 \text{ m} \\
 Yc2 &= 0.572 + 0.380 = 0.952 \text{ m} \\
 \text{断面係数: Su2} &= 0.517 \text{ } / \text{ } 0.572 = 9.03\text{E}+08 \text{ mm}^3 \\
 \text{断面係数: S12} &= 0.517 \text{ } / \text{ } 2.482 = 2.08\text{E}+08 \text{ mm}^3 \\
 \text{断面係数: Sc2} &= 0.517 \text{ } / \text{ } 0.952 \text{ } *n= 4.34\text{E}+09 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

合成後(長期荷重)

	B(mm)	*	T(mm)	A(m ²)	Y(m)	A・Y(m ³)	A・Y ² (m ⁴)	I ₀ (m ⁴)
C-Slab/24	5350	×	300	0.067	1.7415	0.11651	0.202902	0.000502
Gerder				0.109	-0.5330	-0.05822	0.180428	
Σ				0.176		0.05829	0.383832	

$$\begin{aligned}
 \delta 3 &= \frac{\sum Ay}{\sum A} = 0.331 \text{ m} \\
 I3 &= \frac{\sum Ay^2 - \sum A \cdot \delta 3^2}{\sum A} = 0.365 \text{ m}^4 \\
 Yu3 &= 1.512 - 0.331 = 1.181 \text{ m} \\
 Y13 &= 1.542 + 0.331 = 1.873 \text{ m} \\
 Yc3 &= 1.181 + 0.380 = 1.561 \text{ m} \\
 \text{断面係数: Su3} &= 0.365 \text{ } / \text{ } 1.181 = 3.09\text{E}+08 \text{ mm}^3 \\
 \text{断面係数: S13} &= 0.365 \text{ } / \text{ } 1.873 = 1.95\text{E}+08 \text{ mm}^3 \\
 \text{断面係数: Sc3} &= 0.365 \text{ } / \text{ } 1.561 \text{ } *n= 5.60\text{E}+09 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{U.FLG} \quad \sigma_u &= \frac{\text{前死 } 15990}{7.31\text{E}+01} + \frac{\text{後死 } 5577}{3.09\text{E}+02} + \frac{\text{Li } 24691}{9.03\text{E}+02} = 264 \text{ N/mm}^2 \leq 337 \text{ (=0.95Fy)} \\
 \text{L.FLG} \quad \sigma_l &= \frac{-15990}{1.48\text{E}+02} + \frac{-5577}{1.95\text{E}+02} + \frac{-24691}{2.08\text{E}+02} = -255 \text{ N/mm}^2 \leq 337 \text{ (=0.95Fy)} \\
 \text{CONCRETE} \quad \sigma_c &= \frac{5577}{5.60\text{E}+03} + \frac{24691}{4.34\text{E}+03} = 6.7 \text{ N/mm}^2 \leq 25.5 \text{ (=0.85fc')}
 \end{aligned}$$

§ 5. 活荷重たわみの検討

◆ 実剛度の活荷重たわみ照査

支間長 $L \leq 10[m]$: たわみ $\delta a = L / 2000$

$10[m] < \text{支間長 } L \leq 40[m]$: たわみ $\delta a = L / (20000/L)$

支間長 $L > 40[m]$: たわみ $\delta a = L / 500$

<主桁G1>

支間	支間長 $L[m]$	$\delta d[mm]$	$\delta L, \delta a[mm]$
1	80.0000	270.960	$88.242 < 160.000$
2	100.0000	335.679	$135.538 < 200.000$
3	80.0000	270.960	$88.242 < 160.000$

<主桁G2>

支間	支間長 $L[m]$	$\delta d[mm]$	$\delta L, \delta a[mm]$
1	80.0000	270.960	$88.242 < 160.000$
2	100.0000	335.679	$135.538 < 200.000$
3	80.0000	270.960	$88.242 < 160.000$

§ 10. 数量計算

1. 重量計算

1) 重量集計

	項目	計算重量[t]	係数	重量[t]
	主桁	606.475	1.150	697.446
	横桁	53.097	1.150	61.062
	HTB	22.755		22.755
主部材小計				781.263
	支承	---		---
	伸縮継手	0.000		0.000
	高欄	0.000		0.000
	排水装置	0.000		0.000
	その他	0.000		0.000
付属品小計				0.000
合計				781.263

2) 重量内訳

桁端張出長 = 0.400 m

<主桁>

	材質	断面積[m ²]	長さ[m]	個数	重量[t]
G1, 2					
< 1>					
上フランジ	SM490YB	0.01407	13.477	2	2.977
ウェブ	SM490YA	0.04468	13.477	2	9.455
下フランジ	SM490YB	0.03724	13.477	2	7.880
< 2>					
上フランジ	SM490YB	0.02528	12.308	2	4.885
ウェブ	SM490YA	0.04452	12.308	2	8.603
下フランジ	SM520C-H	0.07178	12.308	2	13.870
< 3>					
上フランジ	SM490YB	0.02528	12.308	2	4.885
ウェブ	SM490YA	0.04452	12.308	2	8.603
下フランジ	SM520C-H	0.07178	12.308	2	13.870
< 4>					
上フランジ	SM490YB	0.02556	12.308	2	4.939
ウェブ	SM490YA	0.04446	12.308	2	8.591
下フランジ	SM520C-H	0.06305	12.308	2	12.183
< 5>					
上フランジ	SM490YB	0.00918	12.308	2	1.774
ウェブ	SM490YB	0.06563	12.308	2	12.681
下フランジ	SM490YB	0.02553	12.308	2	4.933
< 6>					
上フランジ	SM520C-H	0.06700	12.308	2	12.946
ウェブ	SM490YB	0.08506	12.308	2	16.436
下フランジ	SM520C-H	0.08500	12.308	2	16.425
< 7>					
上フランジ	SM570-H	0.07300	12.416	2	14.230
ウェブ	SM570	0.07903	12.416	2	15.405
下フランジ	SM570-H	0.09000	12.416	2	17.544
< 8>					
上フランジ	SM520C-H	0.05800	12.500	2	11.383
ウェブ	SM490YB	0.08238	12.500	2	16.166
下フランジ	SM520C-H	0.07500	12.500	2	14.719
< 9>					
上フランジ	SM490YA	0.00675	12.500	2	1.325
ウェブ	SM490YB	0.06269	12.500	2	12.302
下フランジ	SM490YB	0.02176	12.500	2	4.270
<10>					
上フランジ	SM490YB	0.01320	12.500	2	2.591
ウェブ	SM490YA	0.04464	12.500	2	8.761
下フランジ	SM520C-H	0.04704	12.500	2	9.232
<11>					
上フランジ	SM490YB	0.01311	10.937	2	2.251
ウェブ	SM490YA	0.04465	10.937	2	7.668
下フランジ	SM520C-H	0.05141	10.937	2	8.828
<12>					
上フランジ	SM490YB	0.01320	12.500	2	2.591
ウェブ	SM490YA	0.04464	12.500	2	8.761
下フランジ	SM520C-H	0.04704	12.500	2	9.232

<13>					
上フランジ	SM490YA	0.00675	12.500	2	1.325
ウェブ	SM490YB	0.06269	12.500	2	12.302
下フランジ	SM490YB	0.02176	12.500	2	4.270
<14>					
上フランジ	SM520C-H	0.05800	12.500	2	11.383
ウェブ	SM490YB	0.08238	12.500	2	16.166
下フランジ	SM520C-H	0.07500	12.500	2	14.719
<15>					
上フランジ	SM570-H	0.07300	12.416	2	14.230
ウェブ	SM570	0.07903	12.416	2	15.405
下フランジ	SM570-H	0.09000	12.416	2	17.544
<16>					
上フランジ	SM520C-H	0.06700	12.308	2	12.946
ウェブ	SM490YB	0.08506	12.308	2	16.436
下フランジ	SM520C-H	0.08500	12.308	2	16.425
<17>					
上フランジ	SM490YB	0.00918	12.308	2	1.774
ウェブ	SM490YB	0.06563	12.308	2	12.681
下フランジ	SM490YB	0.02553	12.308	2	4.933
<18>					
上フランジ	SM490YB	0.02556	12.308	2	4.939
ウェブ	SM490YA	0.04446	12.308	2	8.591
下フランジ	SM520C-H	0.06305	12.308	2	12.183
<19>					
上フランジ	SM490YB	0.02528	12.308	2	4.885
ウェブ	SM490YA	0.04452	12.308	2	8.603
下フランジ	SM520C-H	0.07178	12.308	2	13.870
<20>					
上フランジ	SM490YB	0.02528	12.308	2	4.885
ウェブ	SM490YA	0.04452	12.308	2	8.603
下フランジ	SM520C-H	0.07178	12.308	2	13.870
<21>					
上フランジ	SM490YB	0.01407	13.477	2	2.977
ウェブ	SM490YA	0.04468	13.477	2	9.455
下フランジ	SM490YB	0.03724	13.477	2	7.880
主桁合計					606.475

<横桁>

	材質	断面積[m ²]	長さ[m]	個数	重量[t]
< 1>					
フランジ	SS400	0.00750	5.500	86	27.848
ウェブ	SS400	0.01360	5.500	43	25.249
横桁合計					53.097

<HTB>

	本体重量[t]	係数	重量[t]
主桁分	F10T 606.475	0.0345	20.923
横桁分	F10T 53.097	0.0345	1.832
HTB合計			22.755

<支承>

	支承反力[kN]	個数
ゴム支承	3430.0	4
ゴム支承	10210.0	4

<その他付属品>

	単位重量[t, t/m]	長さ[m]	個数	重量[t]
伸縮継手	0.000	10.700	2	0.000
高欄	0.000	260.800	2	0.000
排水装置	0.000		13	0.000
その他				0.000

3) 規格毎重量内訳

名称	規格	重量[t]
鋼板	SM490YB 25 $\geq t$	76.936
鋼板	SM490YA 25 $\geq t$	113.096
鋼板	SM490YB 38 $\geq t > 25$	148.106
鋼板	SM520C $t > 50$	229.563
鋼板	SM570 75 $\geq t > 50$	32.729
鋼板	SM570 38 $\geq t > 20$	35.431
鋼板	SM570 $t > 75$	40.351
鋼板	SM520C 50 $\geq t > 38$	21.234
鋼板	SS400	61.062

試設計重量比較

1. 許容応力度設計法

項目	計算重量[t]	係数	重量[t]
主桁	688.315	1.150	791.562
横桁	53.097	1.150	61.062
H T B	25.579		25.579
主部材小計			878.203

2. LFD(荷重係数設計法)

項目	計算重量[t]	係数	重量[t]
主桁	600.235	1.150	690.270
横桁	53.097	1.150	61.062
H T B	22.540		22.540
主部材小計			773.872

鋼重比 -12%

3. LRFD(荷重抵抗係数設計法) 正曲げ区間をコンパクト断面とした場合

項目	計算重量[t]	係数	重量[t]
主桁	606.475	1.150	697.446
横桁	53.097	1.150	61.062
H T B	22.755		22.755
主部材小計			781.263

鋼重比 -11%