

適用範囲

- ・ 昭和31年の示方書に基づいて、既設の単純PCポストテンション桁の設計確認をします。
- ・ 建設時のプレストレスの導入などの施工設計の計算ではありません。
- ・ 実橋の撓みや振動測定の結果を判定するための構造計算書です。
- ・ **車道だけの幅員、主桁本数5本**が対象です。
- ・ 歩道などの全体幅員が非対称であるものは、対称な構造として計算します。
- ・ 格子分配はギオン・マソネ法の改良版“INFSLAB5V0.xls”を内部に取り込んで計算します。

作業の手順

- ① このシート概要説明は、ユーザ向けの、言わばReadMeファイルです。
 - ・ エクセルソフトの利用者は、一応、EXCEL本体の使い方についての素養が必要です。
 - ・ 章構成の目次は、内容のあらましを見る目的を持たせてこのシートの後半に付けました。
 - ・ 報告書としての体裁で目次が必要であれば、この部分をプリントします。
 - ・ ユーザの作業は、シート番号-0から順に行をたどって、必要箇所のデータ入力です。
 - ・ 入力要請または書き換えが必要な個所はセルの**背景色が青色**になっています。
 - ・ 計算結果で、後の処理にも参照される重要なデータは、セルの**背景色が薄緑色**です。
 - ・ この部分を含め、セルのデータはすべて原則として書き換え禁止です。
- ② シートS31-0は、入力条件の準備と、計算結果のまとめです。
 - ・ このシートは、入力条件を確認するメモ記録と結果記録（ログ）が目的です。
 - ・ 作業開始時のデータは、デフォルト値（初期値）か、以前の作業データが残っています。
 - ・ 必ずデータを確認しなければならない項目は、セル背景色を青色にしてあります。
 - ・ 準拠する設計示方書で決まる荷重と許容応力度などのデータは、デフォルト扱いです。
 - ・ 一般的な定数も、デフォルト値での利用が原則ですが、変更することもできます。
 - ・ これらのデータは、これ以降のシートで参照され、途中での入力変更をしません。
 - ・ 計算に使う断面寸法は、建設時のデータが不明の場合には推定値を使います。
 - ・ 主要な計算結果は、後の作業シートのデータをフィードバックして示しています。
 - ・ このシート単独は、管理名を付け、別EXCELブックにコピー保存することを薦めます。
 - ・ その方法は、まず、このシートの複製を作り、管理用シート名に付け替えます。
 - ・ このセル全体を選択し(ctrl+A)、クリップボードにコピーを作ります(CTRL+C)。
 - ・ このまま、同じ場所に貼り付けますが、オプション「値の貼り付け」を使います。
 - ・ これによって、別のセルから参照したリンクを消して、データだけがコピーされます。
 - ・ 念のため、このシートに保護を掛け、誤って数値が変更されないようにしておきます。
 - ・ そうしておいて、管理用のEXCELブックに転送して保存するとを薦めます。
 - ・ 幾つかの比較計算をした場合には、そのまま残しておくのもよいでしょう。
 - ・ この管理用シートのデータを使って再現設計をすることができます。
 - ・ ただし、結果のフィードバックデータのリンクは、切れています。
 - ・ この管理用シートをエクセルソフトに取り込んで、以前のシートS31-0と差し替えます。
 - ・ 変更を防ぐためシートがロックされている場合は、ロックを解除します。
 - ・ 既設橋梁の計算の場合には、このシートの内容を**橋梁台帳の新しい原稿**に使えます。
 - ・ 計画設計・比較設計などは、モニタの画面で見ただけの一過性の使い方が便利です。
 - ・ 入力条件をこのシートで変更すると、応力度の変化が直ぐに判ります。
- ③ シートS31-1は、表紙と設計条件です。ユーザがデータを追加する必要があります。
 - ・ 標準的な計算書の表紙スタイルは、橋名・管理部局名・日付を必須の事項とします。
 - ・ 続けて、主要な設計条件一覧と簡単な一般図を付けるのが定型です。
 - ・ 設計条件のデータは、すべてシートS31-0から自動的に転載されます。
 - ・ 一般図は、別にイラストを作成して貼りこむのがよいでしょう。
 - ・ ページレイアウトを見て、表紙と同ページにまとめるか、改ページするか、を決めます。
- ④ シートS31-2は、主桁、横桁断面の曲げ剛性と捩れ剛性の計算です。
- ⑤ シートS31-3-1 は、ギオン・マソネ法を踏襲した横分配の計算です。

- ・この部分の計算は、主桁本数を考慮したマトリックスの計算です。
- ・分配計算は主桁本数別に作成した別ソフト、ここでは“INFSLAB5V0.xls”を使います。
- ・このシートは、セルの行幅の設定値が他と別仕様ですので、独立させたものです。

⑥ シートS31-3-2 は、上のシートのデータを主桁単位の分配係数に直す計算です。

⑦ シートS31-4は、構造計算から応力計算までを扱います。

印刷時の作業

- ・各シートは、印刷範囲が白の背景色になっています。改行位置は、変更できます。
- ・印刷範囲以外は、コメント・参考値のコピー・裏計算・照査に使用しているものです。
- ・印刷範囲以外に表示されているデータも、原則として書き換え禁止です。
- ・これらを削除または変更すると、誤計算となりますので注意が必要です。
- ・モニタ上の作業イメージのまま、必ずしも正確にプリントが得られるとは限りません。
- ・プリントを得る前に、プリントプレビューで確認する必要があります。
- ・モニタ用とプリンタ用とでは、フォントが同じでは無いことが一つの原因です。
- ・EXCEL本体の印刷機能は、MS-Wordなどのような高度な編集機能がありません。
- ・他のドキュメントと組み合わせたいときは、PDFファイルに落として編集します。
- ・ただし、PDFファイルに落とすには、アドインソフトのダウンロードが必要です。
- ・ページ番号は、オリジナルシートでは入れていませんので、ユーザ側で挿入します。
- ・PDFファイルの集合で、全体ページを通して挿入することができます。

参考文献など

- ・計算手法については、「橋梁&都市PROJECT」2009年11月号を参照してください。

目次

- 1 設計条件
 - 1.1 橋梁データ
 - 1.2 一般寸法
 - 1.3 橋梁断面寸法
 - 1.4 自動車荷重諸元
 - 1.5 雪荷重
 - 1.6 高欄水切り荷重
- 2 荷重分配に使用する諸元
 - 2.1 主桁の諸元
 - 2.1.1 断面二次モーメント
 - 2.1.2 PC鋼線
 - 2.1.3 主桁のねじり二次モーメント
 - 2.2 横桁の諸元
 - 2.2.1 横桁の断面二次モーメント
 - 2.2.2 横桁のねじり剛性
- 3 影響係数の計算
 - 3.1 分配係数の計算
 - 3.2 影響線及び影響値の計算
 - 3.2.1 幅員方向の座標値
 - 3.2.2 幅員方向のラインの記号と座標
 - 3.2.3 Ga桁影響線
 - 3.2.4 Gb桁影響線
 - 3.2.5 Gc桁影響線
 - 3.3 各桁の影響値及び影響面積
- 4 荷重の計算
 - 4.1 死荷重
 - 4.2 自動車荷重
 - 4.3 雪荷重
 - 4.4 衝撃係数
- 5 応力の計算
 - 5.1 曲げモーメントの影響線

- 5.2 剪断力の影響線
- 5.3 Ga桁
 - 5.3.1 曲げモーメント
 - 5.3.2 剪断力
- 5.4 Gb桁
 - 5.4.1 曲げモーメント
 - 5.4.2 剪断力
- 5.5 Gc桁
 - 5.5.1 曲げモーメント
 - 5.5.2 剪断力
- 5.6 応力の集計
- 6 応力度計算
 - 6.1 プレストレス以外による応力度
 - 6.1.1 断面の諸元
 - 6.1.2 曲げモーメントによる応力度
 - 6.2 プレストレスの推定

再現設計のモデルとして使ったPC橋



設計条件入力と結果のまとめ： PCPOSTS31VNO

XXX橋 再現設計計算書
 YYYY年Z月
 作成：ABCコンサルタント

路線名
 所在地
 橋名
 竣工
 上部工：

県道DD-EE線
 XX市下YY町地内
 XXX橋
 昭和37年3月

形式 単純PCポストテンションT桁道路橋
 橋長 9999m
 支間長 32 m
 有効幅員 8.5 m
 舗装 アスファルト舗装 t=60mm
 適用示方書 鋼道路橋設計示方書・建設省道路局 昭和31年
 プレストレストコンクリート設計施工指針
 土木学会 昭和30年

必要に応じて一般図などを挿入する

一般寸法

桁長	Lo =	33.000	m	
支間長	L =	32.000	m	
車道幅員	B =	8.500	m	
地覆幅	bcl =	0.500	m	
全幅員	bcr =	9.500	m	
床版厚	ts =	0.150	m	
舗装	tp =	0.060	m	アスファルト舗装
高欄重量 (片側)	hwl =	0.040	tf/m	鋼製高欄
高欄荷重作用位置	dhl =	0.400	m	地覆内側よりの距離
地覆内側高さ	hl =	0.300	m	
主桁本数	ng =	5	本	
主桁間隔	ps =	1.850	m	
主桁高	Hg =	1.750	m	
横桁本数	nt =	9	本	
中間横桁厚	tg =	0.300	m	
端横桁厚	te =	0.550	m	
床版張出長	ctl =	1.050	m	

荷重

1 : 活荷重 (一等橋TL20)

2 : 活荷重 (二等橋TL14)

橋梁タイプ = 1

重力の加速度	G =	9.8	m/sec ²
基本線荷重		5.000	tf/m
基本等分布荷重		0.350	tf/m ²
自動車前輪荷重	Pf =	2.000	tf
自動車後輪荷重	Pr =	8.000	tf
自動車車体幅		2.750	m
自動車車体長		7.000	m
自動車車輪間隔		1.750	m
自動車後輪接地幅		0.500	m
自動車軸方向接地長		0.200	m
前輪位置		1.000	m
前後輪間距離		4.000	m
後輪位置		2.000	m

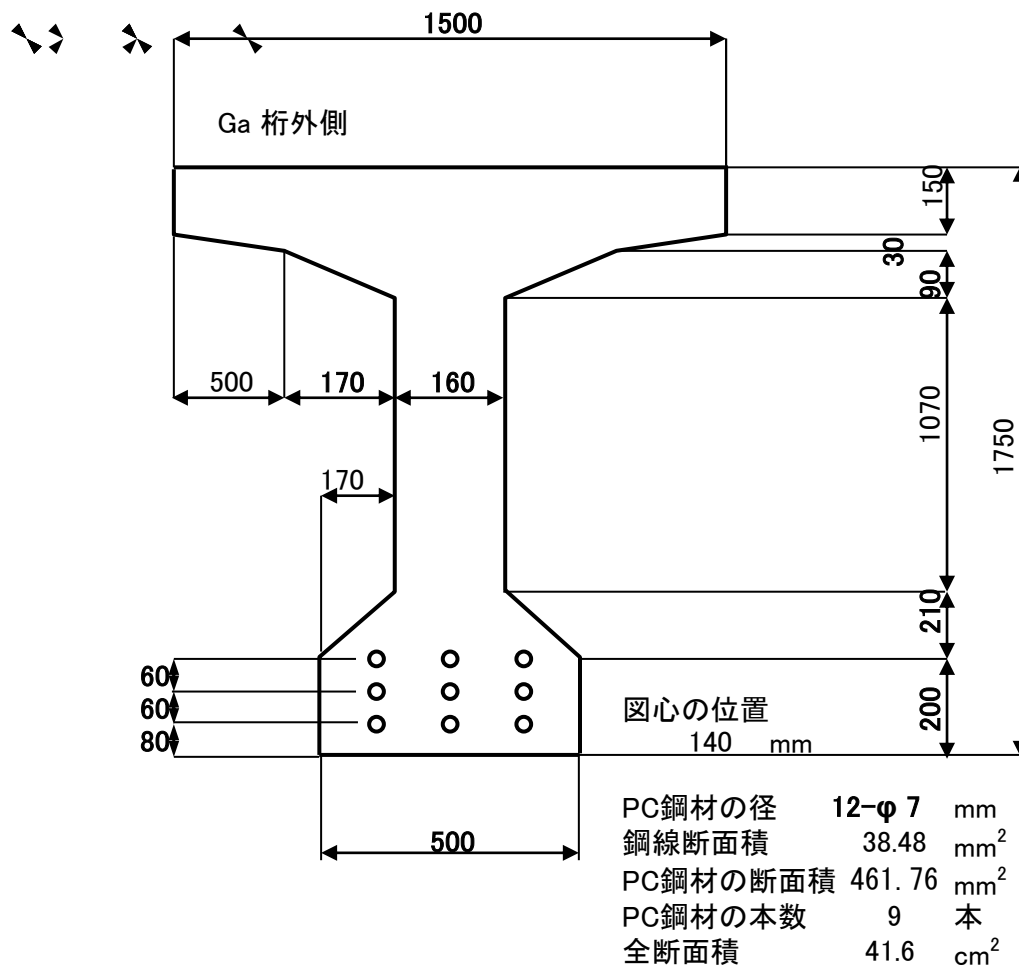
雪荷重 0.000 tf/m²

材料の単位重量	鉄筋コンクリート	$\gamma_r =$	2.40	t f/m ³
	コンクリート	$\gamma_c =$	2.30	t f/m ³
	アスファルト舗装	$\gamma_p =$	2.20	t f/m ³

材料の許容応力度

コンクリートの設計基準強度	$\sigma_{ck} =$	400	kgf/cm ²	
コンクリートのプレストレスング時の強度	$\sigma_p =$	180	kgf/cm ²	
コンクリートの曲げ圧縮応力度	$\sigma_{ca} =$	130	kgf/cm ²	
コンクリートの曲げ引張応力度	$\sigma_{ta} =$	15	kgf/cm ²	
コンクリートのせん断応力度	$\tau_a =$	8	kgf/cm ²	
PC鋼線引張強度	$\sigma_{pu} =$	16500	kgf/cm ²	
PC鋼線降伏点応力度	$\sigma_{py} =$	14500	kgf/cm ²	
許容引張応力度	設計荷重時	$\sigma_p =$	9900	kgf/cm ²
	プレストレスング中	$\sigma_{pp} =$	13500	kgf/cm ²
	導入直後	$\sigma_{pd} =$	11550	kgf/cm ²
鋼材のヤング係数	$E_s =$	2100000	kgf/cm ²	
コンクリートのヤング係数				
主桁コンクリート	$E_c =$	350000	kgf/cm ²	
場所打ちコンクリート	$E_{c'} =$	300000	kgf/cm ²	
	$E_{c'}/E_c =$	0.86		

提案断面



計算応力度の総括 (単位 : kgf/cm²)

荷重状態 組み合わせ	単 位	コンクリート部		P C 部	
		上縁 kgf/cm ²	下縁 kgf/cm ²	応力度 kgf/cm ²	引張力 tf
	荷 重 状 態	σ_u	σ_b	σ_s	Ps
①	死荷重モーメント	-80	135	706	0
②	活荷重モーメント	-48	82	428	0
①+②	合計最大モーメント	-128	216	1133	0
③	①の σ_b を打ち消す	11	-84	3081	128
④	①+② σ_b を打ち消す	27	-216	7930	330
①+②+③	P R C 状態	-117	132	4214	128
①+②+④	フルプレストレス	-101	0	9063	330
⑤	$\sigma_b = \sigma_{ta}$ にするPs	-2	15	-550	-23
⑥	①+②+④-⑤	-103	15	8513	307

XXX橋 再現設計計算書

YYYY年Z月

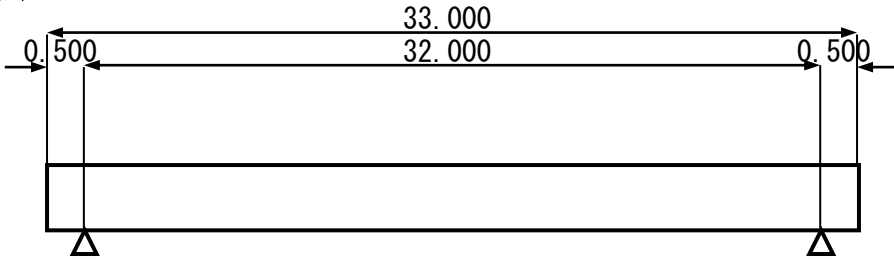
作成：ABCコンサルタント

1 設計条件

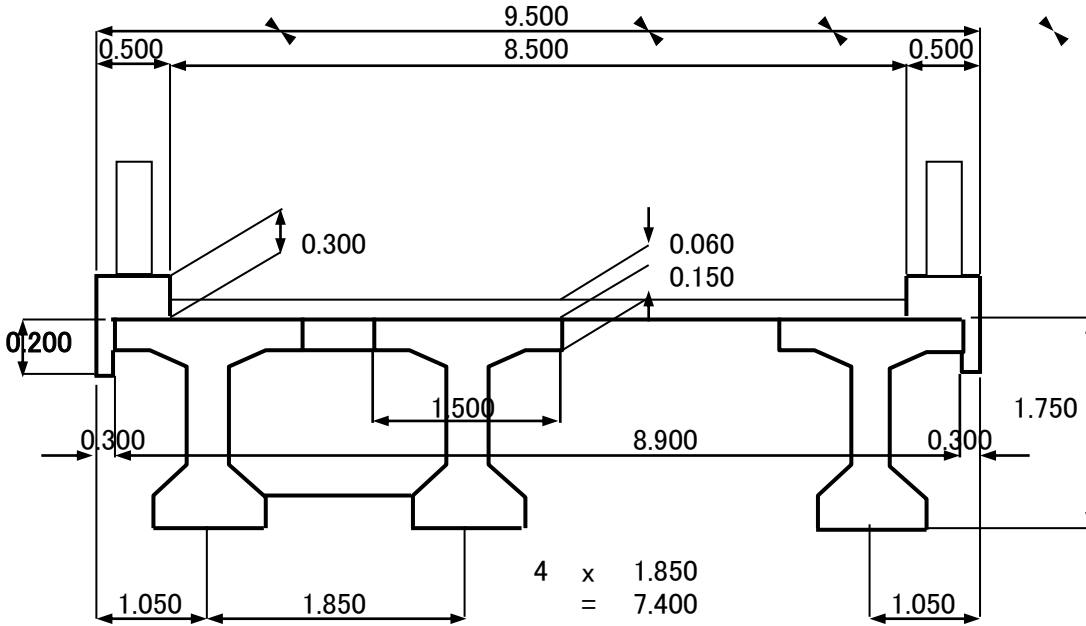
1.1 橋梁データ

路線名	県道DD-E E線
所在地	XX市下YY町地内
橋名	XXX橋
竣工	昭和37年3月
上部工：	
形式	単純PCポストテンションT桁道路橋
橋長	9999m
支間長	32
有効幅員	8.5
舗装	アスファルト舗装 t=60mm
適用示方書	鋼道路橋設計示方書・建設省道路局 昭和31年 プレストレストコンクリート設計施工指針 土木学会 昭和30年

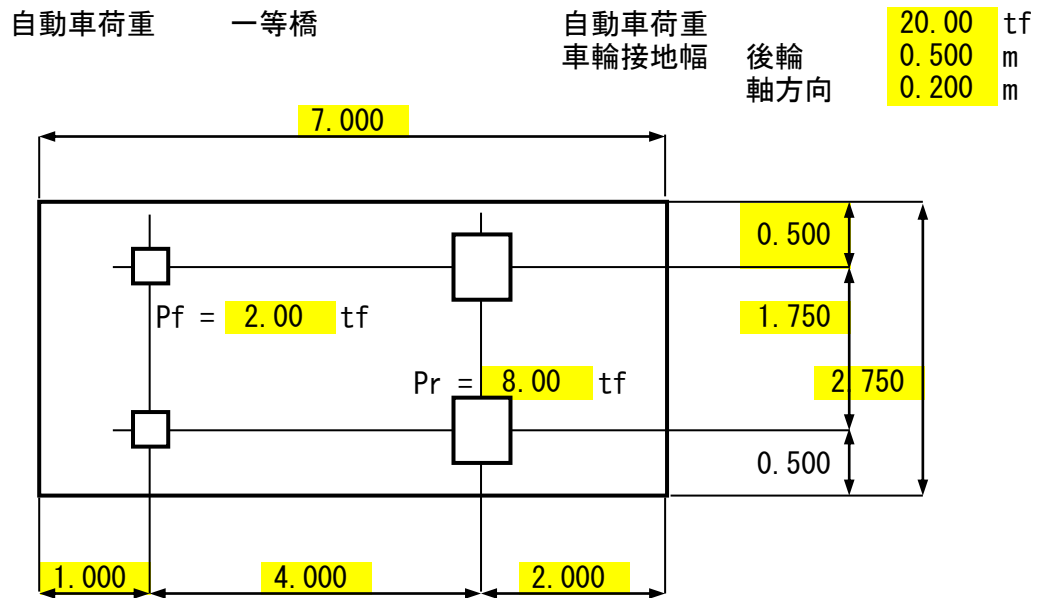
1.2 一般寸法



1.3 橋梁断面寸法



1.4 自動車荷重諸元



L荷重係数 $\alpha = 1 - (W - 5.5) / 50 = 0.940$
 α は0.75以上1.00以下とする。 $\alpha = 0.940$

L荷重

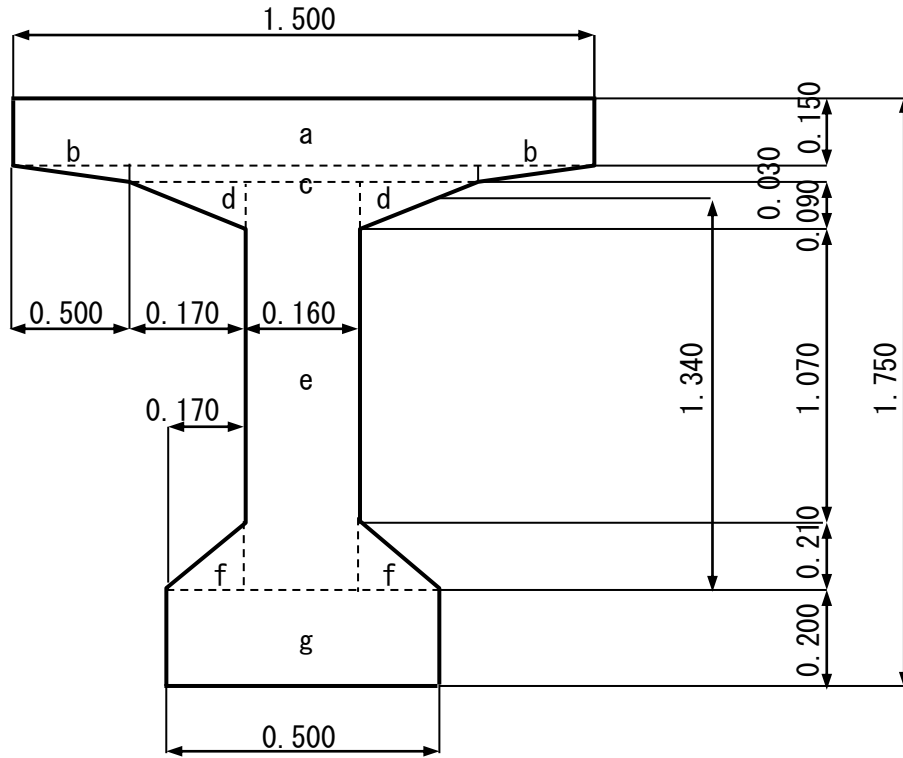
一等橋	線荷重	$P = 5.00 \times 0.940$	$= 4.70$	tf/m
	等分布荷重	$p = 0.35 \times 0.940$	$= 0.33$	tf/m ²

1.5 雪荷重 $= 0.00$ tf/m²

2 荷重分配に使用する諸元

2.1 主桁の諸元

2.1.1 断面二次モーメント



後打ちのコンクリートスラブ幅 $1.850 - 1.500 = 0.350 \text{ m}$

	b (cm)	h (cm)	K	A (cm ²)	y (cm)	F (cm ³)	I (cm ⁴)	Io (cm ⁴)
a	150.0	15.0	1.0	2250.0	167.50	376875	63126563	42188
b	50.0	3.0	1.0	150.0	159.00	23850	3792150	75
c	50.0	3.0	1.0	150.0	158.50	23775	3768338	113
d	17.0	9.0	1.0	153.0	154.00	23562	3628548	689
e	16.0	137.0	1.0	2192.0	88.50	193992	17168292	3428471
f	17.0	21.0	1.0	357.0	27.00	9639	260253	8747
g	50.0	20.0	1.0	1000.0	10.00	10000	100000	33333
後打	35.0	15.0	0.86	450.0	167.50	75375	12625313	8438
Σs				6702.0		737068	104469457	3513616
e = 737068 / 6702.0 = 109.98 cm							107983073	
ΣA e ² = 6702.0 x 109.98 ² =							81064714	
I _s =							26918359	

重心より上縁までの距離 $175.00 - 109.98 = 65.02 \text{ cm}$
 重心より下縁までの距離 $= 109.98 \text{ cm}$
 上縁断面係数 $= 26918359 / 65.02 = -414001 \text{ cm}^3$
 下縁断面係数 $= 26918359 / 109.98 = 244757 \text{ cm}^3$
 主桁単位幅当たりの断面二次モーメント
 $I_g = 26918359 / 1.850 = 14550464 \text{ cm}^4/\text{m}$

2.1.2 PC鋼線

PC鋼線を主桁コンクリートに換算する

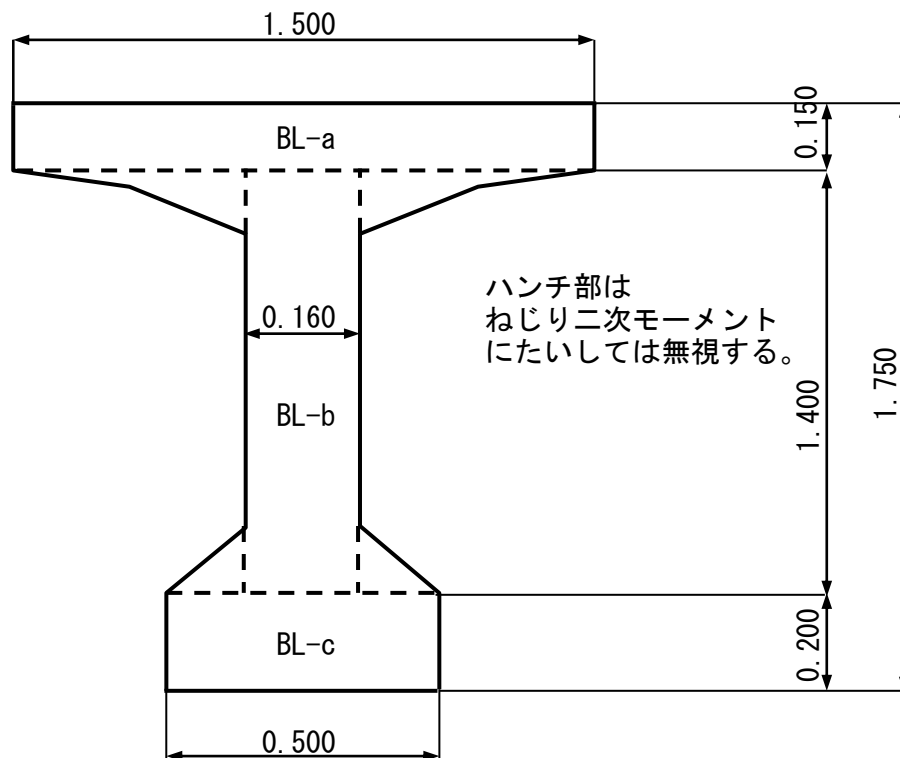
PC鋼線の断面積	38.48	mm ²
PC鋼線の本数	9	本
PC鋼線の断面積	3.5	cm ²
ヤング係数比 (PC鋼線と主桁コンクリート)	6.00	
PC鋼線の換算断面積	21.0	cm ²
主桁下端よりPC鋼線の重心までの距離	14.00	cm
主桁重心までの距離	95.98	cm
PC鋼線の断面係数 (コンクリート換算)	280458	cm ³

2.1.3 主桁のねじり二次モーメント

デザインデータブック (橋建協) の公式集による

$$J = \frac{ab^3}{16} \left\{ \frac{\#}{3} - 1.36 \frac{b}{a} \left(1 - \frac{b^4}{12a^4} \right) \right\}$$

a × b : 矩形ブロックの長さ × 厚さ a > b



BL-a		BL-b		BL-c	
a (cm)	b (cm)	a (cm)	b (cm)	a (cm)	b (cm)
150.0	15.0	140.0	16.0	50.0	20.0

* BL-a

$$ab^3/16 = 150.0 \times 3375.0 / 16 = 31640.625$$

$$b/a = 15.0 / 150.0 = 0.1000$$

$$J1 = 158119 \text{ cm}^4$$

* BL-b

$$ab^3/16 = 140.0 \times 4096.0 / 16 = 35840$$

$$b/a = 16.0 / 140.0 = 0.1143$$

$$J2 = 177383 \text{ cm}^4$$

* BL-c

$$ab^3/16 = 50.0 \times 8000.0 / 16 = 25000$$

$$b/a = 20.0 / 50.0 = 0.4000$$

$$J3 = 99805 \text{ cm}^4$$

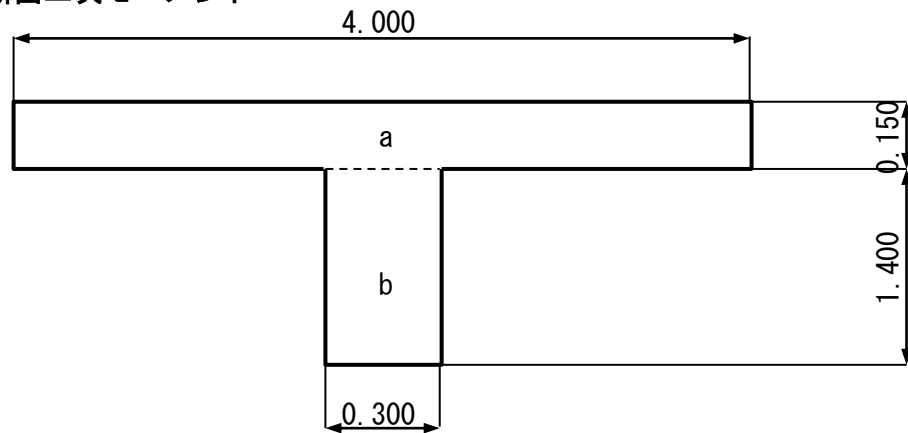
* $\Sigma J = J1 + J2 + J3 = 435306 \text{ cm}^4$

主桁単位幅当たりの断面二次モーメント

$$I_g = 435306 / 1.850 = 235301 \text{ cm}^4/\text{m}$$

2-2 横桁の諸元

2-2-1 横桁の断面二次モーメント



	b (cm)	h (cm)	K	A (cm ²)	y (cm)	F (cm ³)	I (cm ⁴)	Io (cm ⁴)
a	400.0	15.0	1.0	6000.0	147.50	885000	130537500	112500
b	30.0	140.0	1.0	4200.0	70.00	294000	20580000	6860000
Σc				10200.0		1179000	151117500	6972500

$$e = 1179000 / 10200.0 = 115.59 \text{ cm}$$

$$\Sigma A e^2 = 10200.0 \times 115.59^2 = 136282691 \text{ cm}^4$$

$$I_c = 151117500 + 6972500 - 136282691 = 21807309 \text{ cm}^4$$

単位幅当たりの断面二次モーメント

$$I = 21807309 / 4.000 = 5451827 \text{ cm}^4$$

2.2.2 横桁のねじり剛性

BL-a		BL-b	
a (cm)	b (cm)	a (cm)	b (cm)
400.0	15.0	140.0	30.0

* BL-a

$$ab^3/16 = 400.0 \times 3375.0 / 16 = 84375$$

$$b/a = 15.0 / 400.0 = 0.0375$$

$$J1 = 439369 \text{ cm}^4$$

* BL-b

$$ab^3/16 = 140.0 \times 27000.0 / 16 = 236250$$

$$b/a = 30.0 / 140.0 = 0.2143$$

$$J2 = 1089919$$

* $\Sigma J = J1 + J2 = 1529287 \text{ cm}^4$

* 単位m当たりのねじり剛性

$$J_c = 1529287 / 4.000 = 382322 \text{ cm}^4/\text{m}$$

3 影響係数の計算

3.1 分配係数の計算

主桁単位幅当たりの曲げ二次モーメント	14550464	cm ⁴ /m
主桁弾性係数比 (主桁を基準とする)	1.00	
主桁単位幅当たりの振り二次モーメント	235301	cm ⁴ /m
主桁剪断弾性係数比 (主桁を基準とする)	0.43	
横桁単位幅当たりの断面二次モーメント	5451827	cm ⁴ /m
横桁弾性係数比	0.86	
横桁単位幅当たりの振り二次モーメント	382322	cm ⁴ /m
横桁剪断弾性係数比	0.37	
分配計算パラメータ	Bx/By=	3.1137
	2H=	0.0518

構造計算データの入力

エクセルSoft“INFSLAB5V0.xls”の計算シートSLABHH5を引き写して計算する。
主桁位置は、偶数格点番号のデータを使用する。

主桁支間	L=	32.000	m
スラブ幅	2b=nλ=	8.900	m
パネル数	n=	10	
幅員パネル間隔	λ=	0.890	m
	Bx=	3.1137	
	By=	1.0000	
	2H=	0.0518	

基本パラメータの数値

π=	3.1416					
(Bx/By) ^{1/2} =	1.7646					
(H ² /BxBY) ^{1/2} =	0.0147			H ≠ 0		
H/By=	0.0259					
α=	0.0929	α ² =	0.0086	α ³ =	0.0008	
β=	0.0915	β ² =	0.0084	β ³ =	0.0008	
ρ=	0.0003					
T=	0.0005					
α ² -β ² =	0.0002					
α ² +β ² =	0.017					
2αβ=	0.017					
3α ² -β ² =	0.0175					
α ² -3β ² =	-0.017					
βλ=	0.0815					
αλ=	0.0827					
sS=	0.0067			=sin(βλ)	sinh(αλ)	
sC=	0.0817			=sin(βλ)	cosh(αλ)	
cS=	0.0825			=cos(βλ)	sinh(αλ)	
cC=	1.0001			=cos(βλ)	cosh(αλ)	
nβλ=	0.8147					
nαλ=	0.8267					
nsS=	0.6723			=sin(nβλ)	sinh(nαλ)	
nsC=	0.9906			=sin(nβλ)	cosh(nαλ)	
ncS=	0.6341			=cos(nβλ)	sinh(nαλ)	
ncC=	0.9342			=cos(nβλ)	cosh(nαλ)	
	C ₀ =	0.0002	C ₁ =	-1E-04	C ₂ =	0.445
	D ₀ =	-8E-06	D ₁ =	0.3961	D ₂ =	-0.059

端支点荷の係数マトリックス[S_{ij}]

式(8.18)

S11=	0.017	S12=	0	S13=	0	S14=	0.0002
S21=	0	S22=	0.0016	S23=	-0.002	S24=	0
S31=	0.0161	S32=	0.011	S33=	-0.017	S34=	-0.011
S41=	-6E-04	S42=	0.0004	S43=	-0.003	S44=	-0.003

$$[S_{ij}] \times \begin{matrix} R1 \\ R2 \\ R3 \\ R4 \end{matrix} = \begin{matrix} 0 \\ P1 \\ 0 \\ 0 \end{matrix}$$

上のマトリックスの逆マトリックスと解

$$\begin{matrix} R1 \\ R2 \\ R3 \\ R4 \end{matrix} = [S_{ij}]^{-1} \times \begin{matrix} 0 \\ 1 \\ 0 \\ 0 \end{matrix}$$

端支点荷の撓みの計算

式(8.5)

$n\lambda\rho = 0.0026$

格点座標	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
sS	0	0.0067	0.0269	0.0606	0.1078	0.1685	0.2426	0.3302	0.4311	0.5452	0.6723
sC	0	0.0817	0.1644	0.2495	0.3378	0.4305	0.5285	0.6328	0.7441	0.8632	0.9906
cS	0	0.0825	0.1639	0.2431	0.319	0.3904	0.4561	0.5148	0.565	0.6053	0.6341
cC	1	1.0001	1.0003	1.0003	0.9996	0.9977	0.9938	0.9867	0.9753	0.9584	0.9342
R1*sS	0	-0.13	-0.522	-1.174	-2.087	-3.261	-4.696	-6.391	-8.345	-10.55	-13.02
R2*sC	0	-68.11	-137.2	-208.1	-281.8	-359.1	-440.9	-527.8	-620.7	-720	-826.3
R3*cS	0	-120	-238.5	-353.7	-464.2	-568.1	-663.6	-749	-822	-880.7	-922.5
R4*cC	1318.6	1318.7	1318.9	1318.9	1318.1	1315.6	1310.3	1301	1286	1263.7	1231.8
Σ=W	1318.6	1130.4	942.77	755.94	570.07	385.17	201.13	17.792	-165	-347.6	-530

式(8.11)のMの係数マトリックス

式(8.11)

$1+C_0 = 1.0002$

1.0002	-0.5	0	0	0	0	0	0	0	0
-0.5	1.0002	-0.5	0	0	0	0	0	0	0
0	-0.5	1.0002	-0.5	0	0	0	0	0	0
0	0	-0.5	1.0002	-0.5	0	0	0	0	0
0	0	0	-0.5	1.0002	-0.5	0	0	0	0
0	0	0	0	-0.5	1.0002	-0.5	0	0	0
0	0	0	0	0	-0.5	1.0002	-0.5	0	0
0	0	0	0	0	0	-0.5	1.0002	-0.5	0
0	0	0	0	0	0	0	-0.5	1.0002	-0.5
0	0	0	0	0	0	0	0	-0.5	1.0002

上の逆マトリックス[T_M]=[t_{ij}]

式(8.13)

1.7978	1.5964	1.3955	1.1951	0.9953	0.7958	0.5966	0.3976	0.1988
1.5964	3.1933	2.7915	2.3908	1.9909	1.5918	1.1933	0.7953	0.3976
1.3955	2.7915	4.1886	3.5873	2.9873	2.3885	1.7906	1.1933	0.5966
1.1951	2.3908	3.5873	4.7851	3.9848	3.1861	2.3885	1.5918	0.7958
0.9953	1.9909	2.9873	3.9848	4.9839	3.9848	2.9873	1.9909	0.9953
0.7958	1.5918	2.3885	3.1861	3.9848	4.7851	3.5873	2.3908	1.1951
0.5966	1.1933	1.7906	2.3885	2.9873	3.5873	4.1886	2.7915	1.3955
0.3976	0.7953	1.1933	1.5918	1.9909	2.3908	2.7915	3.1933	1.5964
0.1988	0.3976	0.5966	0.7958	0.9953	1.1951	1.3955	1.5964	1.7978

$[TW]^{-1} =$

1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.8961	1.7923	1.5856	1.3805	1.1776	0.9769	0.7784	0.5819	0.387	0.1932	0.0966
0.7928	1.5856	3.1728	2.7631	2.3574	1.956	1.5588	1.1654	0.7751	0.387	0.1935
0.6903	1.3805	2.7631	4.1497	3.5415	2.9393	2.343	1.752	1.1654	0.5819	0.2909
0.5888	1.1776	2.3574	3.5415	4.7316	3.9285	3.1325	2.343	1.5588	0.7784	0.3892
0.4884	0.9769	1.956	2.9393	3.9285	4.9248	3.9285	2.9393	1.956	0.9769	0.4884
0.3892	0.7784	1.5588	2.343	3.1325	3.9285	4.7316	3.5415	2.3574	1.1776	0.5888
0.2909	0.5819	1.1654	1.752	2.343	2.9393	3.5415	4.1497	2.7631	1.3805	0.6903
0.1935	0.387	0.7751	1.1654	1.5588	1.956	2.3574	2.7631	3.1728	1.5856	0.7928
0.0966	0.1932	0.387	0.5819	0.7784	0.9769	1.1776	1.3805	1.5856	1.7923	0.8961
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1

$[T_w]^{-1} * [T_p]$

格点番号	1	2	3	4	5	6	7	8	9		
1	1318.6	1130.4	942.77	755.94	570.07	385.17	201.13	17.792	-165	-347.6	-530
2	1130.4	984.32	837.21	689.45	541.37	393.18	244.99	96.832	-51.3	-199.4	-347.6
3	942.77	837.21	730.66	622.12	511.97	400.64	288.43	175.59	62.289	-51.3	-165
4	755.94	689.45	622.12	552.98	481.08	406.91	330.98	253.75	175.59	96.832	17.792
5	570.07	541.37	511.97	481.08	447.8	411.28	372.12	330.98	288.43	244.99	201.13
6	385.17	393.18	400.64	406.91	411.28	412.98	411.28	406.91	400.64	393.18	385.17
7	201.13	244.99	288.43	330.98	372.12	411.28	447.8	481.08	511.97	541.37	570.07
8	17.792	96.832	175.59	253.75	330.98	406.91	481.08	552.98	622.12	689.45	755.94
9	-165	-51.3	62.289	175.59	288.43	400.64	511.97	622.12	730.66	837.21	942.77
10	-347.6	-199.4	-51.3	96.832	244.99	393.18	541.37	689.45	837.21	984.32	1130.4
11	-530	-347.6	-165	17.792	201.13	385.17	570.07	755.94	942.77	1130.4	1318.6

横分配計算値 (平均値 = 1 に調整したもの)

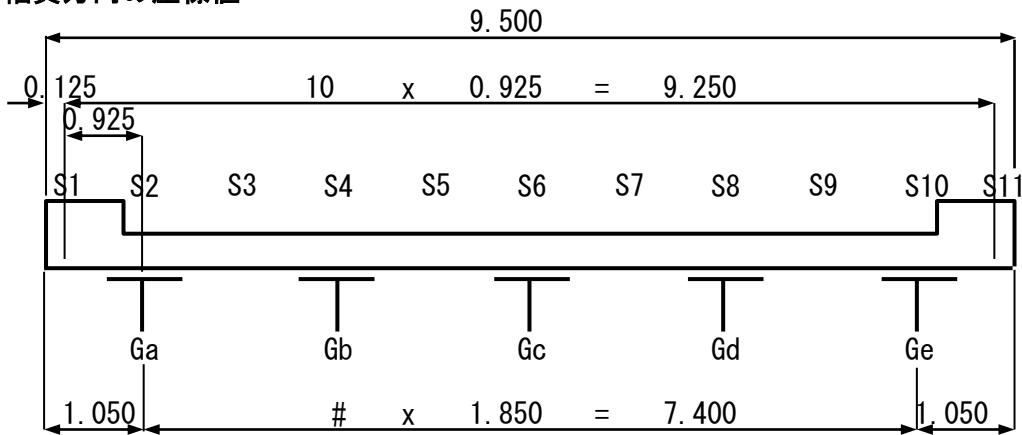
$n\lambda\rho = 0.0026$

格点番号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	3.3944	2.9101	2.427	1.9461	1.4676	0.9916	0.5178	0.0458	-0.425	-0.895	-1.364
2	2.9101	2.534	2.1553	1.7749	1.3937	1.0122	0.6307	0.2493	-0.132	-0.513	-0.895
3	2.427	2.1553	1.881	1.6016	1.318	1.0314	0.7425	0.452	0.1604	-0.132	-0.425
4	1.9461	1.7749	1.6016	1.4236	1.2385	1.0475	0.8521	0.6532	0.452	0.2493	0.0458
5	1.4676	1.3937	1.318	1.2385	1.1528	1.0588	0.958	0.8521	0.7425	0.6307	0.5178
6	0.9916	1.0122	1.0314	1.0475	1.0588	1.0632	1.0588	1.0475	1.0314	1.0122	0.9916
7	0.5178	0.6307	0.7425	0.8521	0.958	1.0588	1.1528	1.2385	1.318	1.3937	1.4676
8	0.0458	0.2493	0.452	0.6532	0.8521	1.0475	1.2385	1.4236	1.6016	1.7749	1.9461
9	-0.425	-0.132	0.1604	0.452	0.7425	1.0314	1.318	1.6016	1.881	2.1553	2.427
10	-0.895	-0.513	-0.132	0.2493	0.6307	1.0122	1.3937	1.7749	2.1553	2.534	2.9101
11	-1.364	-0.895	-0.425	0.0458	0.5178	0.9916	1.4676	1.9461	2.427	2.9101	3.3944

3.2 影響線及び影響値の計算

以後、パネル割と桁間隔を一致させるために見掛けの版幅が多少ことなる。

3.2.1 幅員方向の座標値

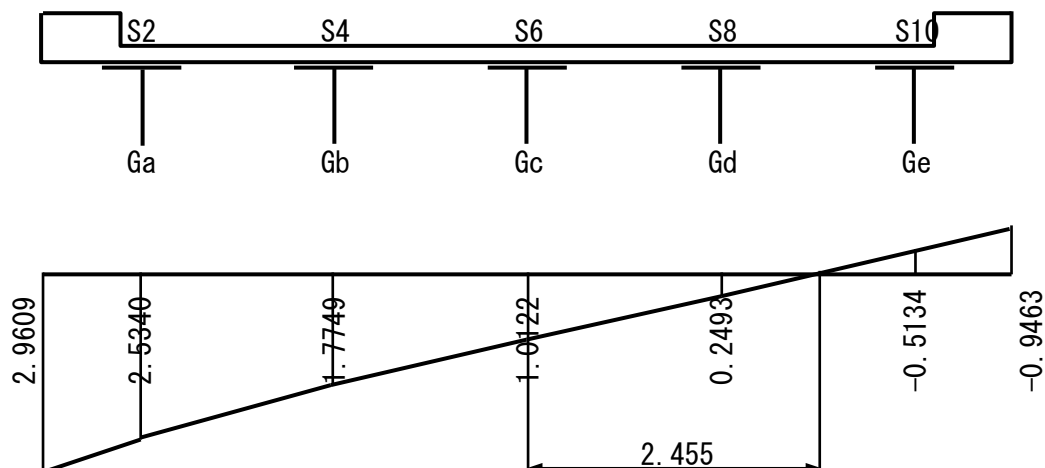


3.2.2 幅員方向のラインの記号と座標

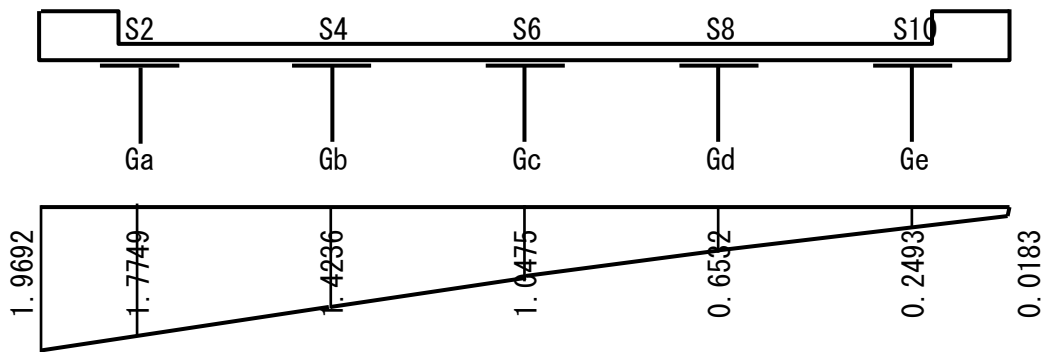
座標の原点は[S6] and [Gc]とする。

記号	位置	x座標	Ga影響値	Gb影響値	Gc影響値
L1	左地覆外側 (全幅左)	-4.750	2.9609	1.9692	0.9888
S1	S1 スラブ格点	-4.625	2.9101	1.9461	0.9916
L2	左地覆内側 (幅員端)	-4.250	2.7576	1.8767	0.9999
S2	Ga スラブ格点	-3.700	2.5340	1.7749	1.0122
S3	スラブ格点	-2.775	2.1553	1.6016	1.0314
S4	Gb スラブ格点	-1.850	1.7749	1.4236	1.0475
S5	スラブ格点	-0.925	1.3937	1.2385	1.0588
S6	Gc 幅員中央	0.000	1.0122	1.0475	1.0632
S7	スラブ格点	0.925	0.6307	0.8521	1.0588
S8	Gd スラブ格点	1.850	0.2493	0.6532	1.0475
S9	スラブ格点	2.775	-0.1321	0.4520	1.0314
S10	Ge スラブ格点	3.700	-0.5134	0.2493	1.0122
L3	右地覆内側 (幅員端)	4.250	-0.7402	0.1283	0.9999
S11	スラブ格点	4.625	-0.8948	0.0458	0.9916
L4	右地覆外側 (全幅右)	4.750	-0.9463	0.0183	0.9888

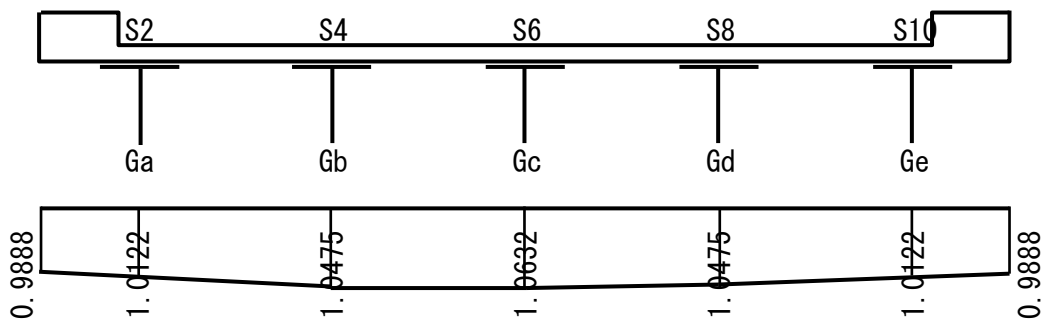
3.2.3 Ga桁影響線



3.2.4 Gb桁影響線



3.2.5 Gc桁影響線



3.3 各桁の影響値及び影響面積

荷重		単位	Ga	Gb	Gc	
活荷重	T荷重	-	5.282	4.951	4.203	
	L荷重	+領域	m	9.262	10.066	8.831
		-領域	m	-0.643	0.000	0.000

4 荷重の計算

4.1 死荷重

死荷重は、主桁が等分するとして計算する

高欄 (両側)				0.04	x	2	=	0.08	tf/m		
水切り (両側)	0.200	x	0.300	x	2.40	x	2	=	0.29	tf/m	
地覆 (両側)	0.500	x	0.300	x	2.40	x	2	=	0.72	tf/m	
舗装				0.060	x	8.500	x	2.20	=	1.12	tf/m
主桁 (全幅員)				0.670	x	2.40	x	5	=	8.04	tf/m
床版	床版純幅			0.350	x	4	=	1.400	m		
				1.400	x	0.150	x	2.40	=	0.50	tf/m
横桁	枠組み幅			1.850	-	0.160	=	1.690	m		
	桁高分						=	1.400	m		
	横桁厚さ						=	0.300	m		
	横桁数	10	x	4	=	40	本				
	1箇所重量				=	68.14	tf				
	支間単位長さ重量			68.14	/	32.00	=	2.13	tf/m		
							Σ	=	12.88	tf/m	

4.2 自動車荷重

T荷重	前輪荷重	2.00	tf
	後輪荷重	8.00	tf
L荷重	線荷重	4.70	tf/m
	等分布荷重	0.33	tf/m ²

4.3 雪荷重

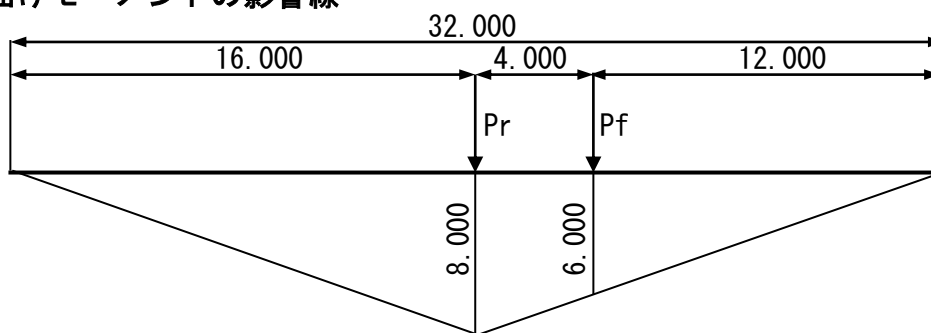
0.00 tf/m²

4.4 衝撃係数

L = 32.000 m 0.244

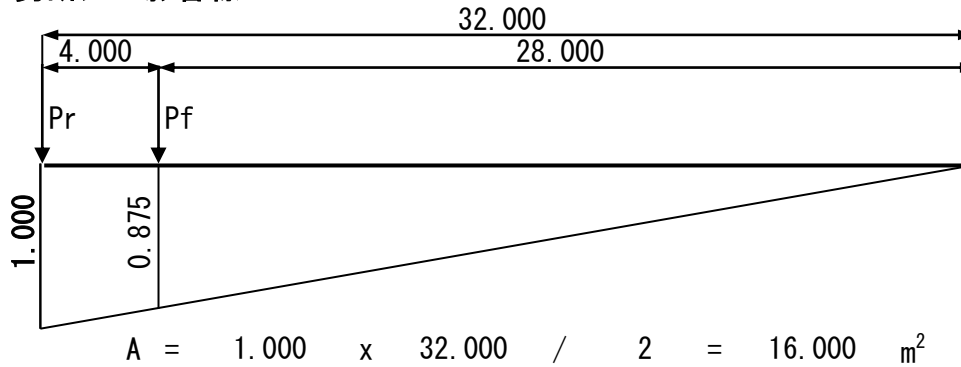
5 応力の計算

5.1 曲げモーメントの影響線



$$A = 8.000 \times 32.000 / 2 = 128.000 \text{ m}^2$$

5.2 剪断力の影響線



5.3 Ga桁

5.3.1 曲げモーメント

		荷 重		横分配影響値		支間部影響値		tf-m
死荷重		tf/m	12.88	-	1.000	m ²	128.00	1648.9
桁自重		tf/m	8.04	-	1.000	m ²	128.00	1029.1
T荷重	前輪	tf	2.00	-	5.282	m	6.00	63.4
	後輪	tf	8.00	-	5.282	m	8.00	338.0
							Σ =	401.4
L荷重	線荷重	tf/m	4.70	m	9.262	m	8.00	348.3
	等分布	tf/m ²	0.33	m	9.262	m ²	128.00	391.2
							Σ =	739.5
活荷重最大値								739.5
雪荷重		tf/m ²	0.00	m	9.500	m ²	128.00	0.0
衝撃		-	0.24					180.4

5.3.2 剪断力

		荷 重		横分配影響値		支間部影響値		tf
死荷重		tf/m	12.88	-	1.000	m	16.00	206.11
T荷重	前輪	tf	2.00	-	5.282	-	0.88	9.24
	後輪	tf	8.00	-	5.282	-	1.00	42.25
							Σ =	51.50
L荷重	線荷重	tf/m	4.70	m	9.262	-	1.00	43.53
	等分布	tf/m ²	0.33	m	9.262	m	16.00	48.90
							Σ =	92.44
活荷重最大値								92.44
雪荷重		tf/m ²	0.00	m	9.500	m	16.00	0.00
衝撃		-	0.24					22.55

5.4 Gb桁

5.4.1 曲げモーメント

		荷 重		横分配影響値		支間部影響値		tf-m
死荷重		tf/m	12.88	-	1.000	m ²	128.00	1648.9
桁自重		tf/m	8.04	-	1.000	m ²	128.00	1029.1
T荷重	前輪	tf	2.00	-	4.951	m	6.00	59.4
	後輪	tf	8.00	-	4.951	m	8.00	316.9
							Σ =	376.3
L荷重	線荷重	tf/m	4.70	m	10.066	m	8.00	378.5
	等分布	tf/m ²	0.33	m	10.066	m ²	128.00	425.2
							Σ =	803.7
活荷重最大値								803.7
雪荷重		tf/m ²	0.00	m	9.500	m ²	128.00	0.0
衝撃		-	0.24					196.1

5.4.2 剪断力

		荷 重		横分配影響値		支間部影響値		tf
死荷重		tf/m	12.88	-	1.000	m	16.00	206.11
T荷重	前輪	tf	2.00	-	4.951	-	0.88	8.66
	後輪	tf	8.00	-	4.951	-	1.00	39.61
							Σ =	48.27
L荷重	線荷重	tf/m	4.70	m	10.066	-	1.00	47.31
	等分布	tf/m ²	0.33	m	10.066	m	16.00	53.15
							Σ =	100.46
活荷重最大値								100.46
雪荷重		tf/m ²	0.00	m	9.500	m	16.00	0.00
衝撃		-	0.24					24.51

5.5 Gc桁

5.5.1 曲げモーメント

		荷 重		横分配影響値		支間部影響値		tf-m
死荷重		tf/m	12.88	-	1.000	m ²	128.00	1648.9
桁自重		tf/m	8.04	-	1.000	m ²	128.00	1029.1
T荷重	前輪	tf	2.00	-	4.203	m	6.00	50.4
	後輪	tf	8.00	-	4.203	m	8.00	269.0
							Σ =	319.4
L荷重	線荷重	tf/m	4.70	m	8.831	m	8.00	332.1
	等分布	tf/m ²	0.33	m	8.831	m ²	128.00	373.0
							Σ =	705.1
活荷重最大値								705.1
雪荷重		tf/m ²	0.00	m	9.500	m ²	128.00	0.0
衝撃		-	0.24				0.00	172.0

5.5.2 剪断力

		荷 重		横分配影響値		支間部影響値		tf
死荷重		tf/m	12.88	-	1.000	m	16.00	206.11
T荷重	前輪	tf	2.00	-	4.203	-	0.88	7.35
	後輪	tf	8.00	-	4.203	-	1.00	33.62
							Σ =	40.98
L荷重	線荷重	tf/m	4.70	m	8.831	-	1.00	41.51
	等分布	tf/m ²	0.33	m	8.831	m	16.00	46.63
							Σ =	88.13
活荷重最大値								88.13
雪荷重		tf/m ²	0.00	m	9.500	m	16.00	0.00
衝撃		-	0.24					21.50

5.6 応力の集計

算出される応力を主桁本数で割り、1本当たりの応力とする 主桁本数 = 5 本

曲げモーメント (tf-m)

荷 重		Ga	Gb	Gc	max=
死荷重	死荷重合計	1648.9	1648.9	1648.9	
	主桁 1本当たり	329.8	329.8	329.8	329.8
	桁自重	1029.1	1029.1	1029.1	
	主桁 1本当たり	205.8	205.8	205.8	205.8
活荷重	活荷重	739.5	803.7	705.1	
	衝撃	180.4	196.1	172.0	
	Σ=	919.9	999.8	877.1	
	主桁 1本当たり	184.0	200.0	175.4	200.0
雪 荷 重		0.0	0.0	0.0	
最大応力		2568.8	2648.7	2526.0	
	主桁 1本当たり	513.8	529.7	505.2	529.7

せん断力 (tf)

荷 重		Ga	Gb	Gc	max=
死荷重	死荷重合計	206.11	206.11	206.11	
	主桁 1本当たり	41.22	41.22	41.22	41.22
活荷重	活荷重	92.44	100.46	88.13	
	衝撃	22.55	24.51	21.50	
	Σ=	362.32	372.31	356.97	
	主桁 1本当たり	72.46	74.46	71.39	74.46
雪 荷 重		0.00	0.00	0.00	
最大応力		568.44	578.42	563.09	
	主桁 1本当たり	113.69	115.68	112.62	115.68

6 応力度計算

6.1 プレストレス以外による応力度

6.1.1 断面の諸元

	項 目	単 位	総断面	
コンクリート部	断面積	cm ²	6702.0	
	断面二次モーメント	cm ⁴	26918359	
	上縁断面係数	cm ³	-414001	
	下縁断面係数	cm ³	244757	
P C 鋼材部	断面積	cm ²	41.6	ヤング係数比 n= 6.00
	重心-重心距離	cm	95.98	
	PC鋼線断面係数	cm ³	280458	

6.1.2 曲げモーメントによる応力度

kgf/cm ²	tf-m	コンクリート部		P C 部
		上縁	下縁	
荷 重	tf-m	σgt	σgb	σs
死荷重モーメント	329.8	-79.7	134.7	705.5
桁自重モーメント	205.8	-49.7	84.1	440.3
活荷重モーメント	200.0	-48.3	81.7	427.8
合計	529.7	-127.9	216.4	1133.2

6.2 プレストレスの推定

単位プレストレスによる軸力	$N = -1.00$	tf
単位プレストレスによる曲げモーメント	$M = -0.96$	tf-m
コンクリート上縁応力度	$\sigma_u = 0.083$	kgf/cm ²
コンクリート下縁応力度	$\sigma_b = -0.109$	kgf/cm ²
ヤング係数比	$n = 6$	
PC鋼線応力度	$\sigma_s = N / A_s = 24$	kgf/cm ²

荷重状態 組み合わせ	単 位 荷 重 状 態	コンクリート部		PC部	
		上縁 kgf/cm ²	下縁 kgf/cm ²	応力度 kgf/cm ²	引張力 tf
①	死荷重モーメント	-80	135	706	
①'	桁自重モーメント	-50	84	440	
②	活荷重モーメント	-48	82	428	
①+②	合計最大モーメント	-128	216	1133	
③	①' の σ_b を打ち消す	11	-84	3081	128
④	①+② σ_b を打ち消す	27	-216	7930	330
①+②+③	PRC状態	-117	132	4214	128
①+②+④	フルプレストレス	-101	0	9063	330
⑤	$\sigma_b = \sigma_{ta}$ にするPs	-2	15	-550	-23
⑥	①+②+④-⑤	-103	15	8513	307

プレストレス導入直後	許容値	11550	kgf/cm ²
	計算値	3081	kgf/cm ²
	比率	0.267	
設計荷重時	許容値	9900	kgf/cm ²
	計算値	8513	kgf/cm ²
	比率	0.860	