

(1) 設計条件

部位	R階Y2通りRG2		
	左端	中央	右端
種別	片側スラブ→1、両側スラブ→2		
t	1		
スラブ厚	15.0		[cm]
Hd	0.0		
デッキ厚			[cm]
Fc	20.6		
コンクリート強度			[N/mm ²]
γc	23.0		
コンクリートの気乾単位容積重量			[kN/m ³]
Ec	21544		
コンクリートのヤング係数			[N/mm ²]
Lo	900		
大梁のスパン			[cm]
s	800		
大梁の間隔			[cm]

	左端	中央	右端	単位
H	600	588	800	[mm]
b	200	300	300	[mm]
tw	10	12	14	[mm]
tf	16	20	26	[mm]
r	28	28	28	[mm]
sFy	235	235	235	[N/mm ²]
Es	205000	205000	205000	[N/mm ²]
sI	74680	117757	291169	[cm ⁴]
sZ	2489	4005	7279	[cm ³]
sa	127.5	192.5	267.4	[cm ²]
saF	32.0	60.0	78.0	[cm ²]
saw	56.8	65.8	104.7	[cm ²]
d/tw	56.8	45.7	53.4	
ウェブの幅厚比、d=H-2tfとする				
ウェブの有効幅厚比	71.8	71.8	71.8	

(2) 有効幅Bの算定	左端	中央	右端	単位
a	780			[cm]
ba	90			[cm]
B	110			[cm]
ra	7.81			[cm]

(3) 正曲げに対する断面性能	左端	中央	右端	単位
sd	45.0	44.4	55.0	[cm]
t1	0.333	0.338	0.273	
Pt	0.0258	0.0361	0.0405	
n	15			
Xn	24.39	27.54	38.12	[cm]
cIn	162291	222913	482134	[cm ⁴]
cZc	99801	121404	189715	[cm ³]
cZt	3207	4819	8476	[cm ³]
ML	70.26			[kN・m]
MD	15.74			[kN・m]
cZt(w)	7249			[cm ³]
したがってcZt(w)は右の数値を用いる	4819			[cm ³]

(4) 負曲げに対する断面性能	左端	中央	右端	単位
rd'	67.5	66.3	87.5	[cm]
sH	60.0	58.8	80.0	[cm]
Xn'	32.16	30.84	41.35	[cm]
cIn'	85029	127977	308290	[cm ⁴]
cZt'	2406	3609	6680	[cm ³]
cZc'	2644	4150	7456	[cm ³]

(5) 断面検討	RG2	曲げモーメント[kN・m]			剪断力[kN] (最大値)
		左端	中央	右端	
MeL	長期	上	27.00		83.00
MeL		下		86.00	
MeE	地震時	上	73.00	-1.50	16.56
Msd	短期	上	100.00		99.56
Msd		下	46.00	84.50	
Md	コンクリート	上	32.63		100.31
	打設時	下		103.94	
MLL	コンクリート	上	4.94		15.19
	硬化後	下		15.74	

長期荷重時の検討

(a) 正曲げモーメントの検討(鉄骨部分)	左端	中央	右端	単位
f _{bt}	156			[N/mm ²]
σ _{btL}	26.818			[N/mm ²]
σ/f	<1.0→OK			
(b) 負曲げモーメントの検討(鉄骨部分)	左端	中央	右端	単位
L _b	300			[cm]
i _b	4.95			[cm]
λ _b	60.6			
C	1.0			
fb1	140.069			[N/mm ²]
fb2	158.222			[N/mm ²]
fb _c	156.000			[N/mm ²]
σ _{bL}	10.213			[N/mm ²]
σ/f	0.065			
σ/f	<1.0→OK			

設計荷重

GL	185	[N/m ²]
SL	2883	[N/m ²]
DL	3068	[N/m ²]
WL	1470.9975	[N/m ²]
WDL	4539	[N/m ²]
LL	688	[N/m ²]
TL	3756	[N/m ²]
α1	0.817	DL/TL
α2	1.208585	WDL/TL
α3	0.183	LL/TL

$$E_c = 33500 \times k_1 \times k_2 \times \left(\frac{\gamma}{24}\right) \times \left(\frac{F_c}{60}\right)^{\frac{1}{3}} \quad k1=1.00 \text{ (注)} \quad k2=1.00$$

スラブの有効幅 b a	
ラーメン材及び連続梁の場合	
a < 0.5Lの場合	ba = (0.5 - 0.6a/L)a
a ≥ 0.5Lの場合	ba = (0.1)L
単純梁の場合	
a < Loの場合	ba = (0.5 - 0.3a/Lo)a
a ≥ Loの場合	ba = (0.2)Lo

$$saw = tw \times tw \times \min(d/tw, 1100/\sqrt{sFy})$$

床スラブ内の配筋	スラブ筋	SD	295
スラブ筋(注)	シングル:1、ダブル:2→		2
部材に平行な鉄筋	D	10	@ 200
部材に直交する鉄筋	D	10	@ 200

(注)ダブル配筋は、上端筋、下端筋が同一の場合のみ扱う
p: スラブ筋の間隔

$$X_n = \frac{t^2 + 2n \cdot Pt}{2(t + n \cdot Pt)} \cdot sd \quad (4-3)$$

$$cIn = \frac{B \cdot t}{n} \left[\frac{t^2}{12} \left(X_n - \frac{t}{2} \right) \right] + sI + sa(sd - X_n) \quad (4-6)$$

$$cZc = n \cdot \frac{cIn}{X_n} \quad (4-7)$$

$$cZt = \frac{cIn}{D - X_n} \quad (4-8)$$

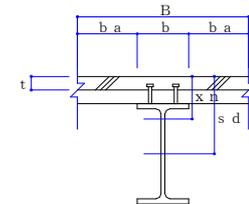
$$cZt(w) = \left(1.35 + 0.35 \frac{ML}{MD} \right) \cdot sZ \quad (2)$$

$$X_n' = \frac{sa(sH - sX_n) + ra \cdot rd'}{sa + ra} \quad (4-10)$$

$$cIn' = sI + sa(X_n' + sX_n - sH)^2 + ra(rd' - X_n')^2 \quad (4-11)$$

$$cZt' = cIn' / (rd' - X_n') \quad (4-12)$$

$$cZc' = cIn' / X_n' \quad (4-13)$$



部位 R階Y2通りRG2

1、RG2 2/3

短期荷重時の検討

(a) 正曲げモーメントの検討 (鉄骨部分)		左端	中央	右端	
σ_{btS} : 正曲げモーメントの応力度	McS/cZt		26.350		[N/mm ²]
σ/f : 応力度/許容応力度	$\sigma_{btS}/1.5f_{bt}$		0.113		
			<1.0 OK		

(b) 負曲げモーメントの検討 (鉄骨部分)		左端	中央	右端	
σ_{bcS} : 負曲げモーメントの応力度	MeS/cZc'	37.827		34.737	[N/mm ²]
σ/f : 応力度/許容応力度	σ_{bc}/f_{bc}	0.162		0.148	
		<1.0 OK		<1.0 OK	

(c) 施工中の鉄骨断面の検討 (短期荷重扱い)		左端	中央	右端	
σ_{bc-} : 施工中の負曲げモーメントによる応力度	M/s	1.986		4.602	[N/mm ²]
σ_{bt+} : 施工中の正曲げモーメントによる応力度	M/s		3.931		[N/mm ²]
f_b : 許容曲げ応力度		234.000		234.000	[N/mm ²]
σ/f : 応力度/許容応力度		0.008	0.017	0.020	
		<1.0 OK	<1.0 OK	<1.0 OK	

(d) コンクリート圧縮応力度の検討		左端	中央	右端	
LM : コンクリート硬化後の中央部の曲げモーメント (長期)			15.74		[kN・m]
EM : スパンの1/6の点の曲げモーメントの最大 (地震)		73.00	51.17	76.00	[kN・m]
SM : 短期応力	LM+EM		66.91		[kN・m]
σ_c : コンクリート圧縮応力度	M/cZc		0.67		[N/mm ²]
		<F _c /1.5 (= 13.73) → OK			

EM=max (LEM-QE*L0/6, REM-QE*L0/6)

(e) 鉄筋の引張応力度の検討		左端	中央	右端	
: コンクリート硬化後の曲げモーメント (長期)		4.94		33.50	[kN・m]
: 地震時曲げモーメント		73.00		76.00	[kN・m]
: 短期曲げモーメント		77.94		109.50	[kN・m]
σ_t : 鉄筋の引張応力度	M/cZt'	32.391		16.393	[N/mm ²]
σ/f : 応力度/許容応力度		0.110		0.056	
		<1.0→OK		<1.0→OK	

(f) ウェブのせん断応力度の検討		左端	中央	右端	
QL : 長期剪断力		83.00		83.00	[kN]
saw : 鉄骨のウェブ断面積		56.80		104.72	[cm ²]
τ : 剪断応力度		14.613		7.926	[N/mm ²]
τ/fs : 応力度/許容応力度		0.108		0.058	
		<1.0→OK		<1.0→OK	

スタッドコネクタの設計

(a) 水平せん断力の算定		左端	中央	右端	単位
(i) 正曲げモーメントの範囲の設計せん断力					
Qh(+)	: 完全合成梁の塑性ヒンジ点と0モーメント点の間のスタッドコネクタの設計用全水平剪断力		2889.2		[kN]
	第一項 $0.85F_c \cdot ca$	2889.2	2889.2	2889.2	[kN]
	第二項 $sa \cdot s \cdot \sigma_y$	2997.0	4523.5	6285.1	[kN]
(ii) 負曲げモーメントの範囲の設計せん断力					
Qh(-)	: 完全合成梁の塑性ヒンジ点と0モーメント点の間のスタッドコネクタの設計用全水平剪断力	230.4		230.4	[kN]
T1	第一項 $ra \cdot r \cdot \sigma_y$	230.4		230.4	[kN]
	第二項 $sa \cdot s \cdot \sigma_y$	2997.0		6285.1	[kN]

Qh⁺=min(0.85ca・Fc, sa・s・σy) (3)

Qh⁻=min(ra・r・σy, sa・s・σy) (5)

(b) 全塑性モーメントの算定		左端	中央	右端	単位
(i) 正曲げモーメント					
$0.85F_c \cdot ca < sa \cdot s \cdot \sigma_y$ となり塑性中立軸は鉄骨梁内にある					
塑性中立軸がスラブ内にある場合					
Xn	: スラブ上端からの塑性中立軸の位置				[cm]
Mp	: 中立軸がスラブ内にある時の全塑性モーメント				[kN・m]
塑性中立軸が鉄骨梁内にある場合					
C1	: スラブの圧縮合力 $0.85F_c \cdot ca$		2889.2		[kN]
C2	: 鉄骨梁の圧縮合力	1498.5	817.2	3142.5	[kN]
	$sa \cdot s \cdot \sigma_y$	752.0	1410.0	1833.0	[kN]
$sa \cdot s \cdot \sigma_y > C2$ であるから、中立軸は鉄骨梁の上フランジ内にある					
Mp	: 中立軸が鉄骨梁の上フランジ内にある時の全塑性モーメント		1552.58		[kN・m]
Mp	: 中立軸が鉄骨梁のウェブ内にある時の全塑性モーメント				[kN・m]

塑性中立軸がスラブ内にある場合

$X_n = \frac{sa \cdot s \cdot \sigma_y \cdot t}{0.85F_c \cdot ca}$
 $M_p = sa \cdot s \cdot \sigma_y \left(sd - \frac{X_n}{2} \right)$ (5-6)

塑性中立軸がスラブ外にある場合

$C2 = \frac{1}{2} (sa \cdot s \cdot \sigma_y - 0.85F_c \cdot ca)$ (5-7)

中立軸が鉄骨梁の上フランジ内にある場合

$M_p = 0.85F_c \cdot ca \left(\frac{t+tf}{2} + Hd \right) + sa \cdot s \cdot \sigma_y \left(sd - t - \frac{tf}{2} - Hd \right)$ (5-8)

中立軸が鉄骨梁のウェブ内にある場合

(5-10')

(ii) 負曲げモーメント		左端	中央	右端	単位
$ra \cdot r \cdot \sigma_y < sa \cdot s \cdot \sigma_y$ より中立軸が鉄骨梁内にある (要確認!)					
T2		1383.28		3027.34	[kN]
$sa \cdot s \cdot \sigma_y < T2$ であるから、中立軸は鉄骨梁のウェブ内にある					
Xn'	: 鉄骨下端から中立軸までの距離	33.14		43.70	[cm]
Mp'	: 全塑性モーメント	734.75		2050.08	[kN・m]
	第一項: 鉄筋の耐力項	86.40		109.44	[kN・m]
	第二項: 鉄骨フランジの耐力項	439.17		1418.74	[kN・m]
	第三項: 鉄骨ウェブの耐力項	209.19		521.90	[kN・m]

$T2 = \frac{1}{2} (sa \cdot s \cdot \sigma_y - T1)$ (5-13)

中立軸が鉄骨梁の上フランジ内にある場合

$M_p' = ra \cdot r \cdot \sigma_y \left(\frac{t+tf}{2} + Hd \right) + sa \cdot s \cdot \sigma_y \left(sd - t - \frac{tf}{2} - Hd \right)$ (5-14)

中立軸が鉄骨梁のウェブ内にある場合

$X_n' = H - \left(\frac{T2 - sa \cdot s \cdot \sigma_y}{tw \cdot \sigma_y} \right)$ (5-15) $M_p' = ra \cdot r \cdot \sigma_y (sd - rd) + 2s \cdot \sigma_y \left[af \left(sd - t - Hd - \frac{tf}{2} \right) + tw (H - X_n') \left(sd - t - Hd - \frac{H - X_n'}{2} \right) \right]$ (5-16)

(c) スタッドコネクタの耐力		左端	中央	右端	単位
ϕ	: スタッドの軸径 (呼び名)	19	19	19	[mm]
sca	: スタッドの軸部断面積	2.84	2.84	2.84	[cm ²]
qs	: スタッドボルトの水平剪断耐力 $0.5sca\sqrt{F_c \cdot E_c}$	94.44	94.44	94.44	[kN/本]
bd	: デッキプレートの溝の平均幅	15.0	15.0	15.0	[cm]
L	: スタッド長さ $L \geq Hd + t$	7.5 →	12.0	12.0	[cm]
nd	: 1本の溝の中のスタッド数	1	1	1	[本]
α	: デッキプレートを貫通してスタッド溶接する場合の耐力低減率 (デッキがないときは1.0とする。)	1.00	1.00	1.00	
qs2	: 低減した耐力 $\alpha \cdot qs$	94.44	94.44	94.44	[kN/本]

SCW75 t=1.2(相当品)

$\alpha = \frac{0.85}{\sqrt{nd}} \cdot \frac{bd}{Hd} \left(\frac{L}{Hd} - 1.0 \right) \leq 1.0$

(d) 終局曲げモーメントの分布	左端	中央	右端	単位
Mp : 全塑性正曲げモーメント		1552.58		[kN・m]
Mp' : 全塑性負曲げモーメント		2050.08		[kN・m]
Mo : 単純梁の時の長期モーメン (LMeL+RMeL)/2+Mc		191.00		[kN・m]
(Mp+Mp')/4 =		900.67		[kN・m]
Mo ≒ (Mp+Mp')/4 であるから、地震時に梁両端に塑性ヒンジが形成される				

(e) スタッドコネクタの配置 [地震時に対して完全合成梁]	左端	中央	右端	単位
n1 : 必要なスタッドコネクタの数(正曲げ区間)		31		[本]
n2 : 必要なスタッドコネクタの数(負曲げ区間)	2		2	[本]
p : スタッドコネクタのピッチ L/(n1+max(n2))		27.2		[cm]
設計	→ 19φ@	30.0		[cm]

n1=Qh(+)/qs
n2=Qh(-)/qs

部位 R階Y2通りRG2

(f) 長期荷重時に対する検討 [不完全合成梁]	左端	中央	右端	単位
sZ : 鉄骨の断面係数		4005		[cm ³]
cZt : 合成梁の断面係数 (鉄骨下端)		4819		[cm ³]
nf : 完全合成梁の1スパンに必要なスタッドの本数		66		[本]
np : 合成梁の1スパンに配置されたスタッドの本数		30		[本]
MeL : 長期正曲げモーメント (中央)		86.00		[kN・m]
eZt : 正モーメントに対する有効等価断面係数		2973		[cm ³]
σbt : 正曲げモーメントの応力度		28.93		[N/mm ²]
σ/f : 応力度/許容応力度		0.19		
		<1.0→OK		

nf=2(n1+max(n2))

eZt=sZ+√(np/nf)(cZt-sZ) (1)

床スラブの面内せん断力の検討 (梁に支柱を設けない場合)

(a) 長期荷重時	左端	中央	右端	単位
Q : コンクリート硬化後の反曲点位置の剪断力	15.19		15.19	[kN]
n : ヤング係数比 Es/Ec	9.52		9.52	
Ae : 有効断面積	1016		1665	[cm ²]
τx : 床スラブの面内剪断応力度 Q/Ae	0.15		0.09	[N/mm ²]
		<Fc/15 (= 1.37)		→OK
(b) 曲げ終局時	左端	中央	右端	単位
N : 面内せん断ひび割れ数、片側スラブの場合1, 両側スラブで2				
nd : 1組のシャココネクタの本数	1		1	
X : スタッドコネクタの間隔	30			[cm]
εu : 曲げ終局時の面内剪断応力 nd・qs/(N・t・x)	2.10			[N/mm ²]
Pi : 横方向鉄筋の必要量 P1	0.2049			[%]
	p2 ≧ 2.81/σy	0.0971		[%]
at : 必要配筋量 max(P1, P2)*T	3.07			[cm ² /m]
	D10@ 228	→	200	

*両端の最大Qとしている

Ae = (cIn・n) / (ba(Xn-t/2)) (4-24)

p1 ≧ 1/σy (0.63τu - 0.51√Fc) (4-25)

たわみの検討

(a) コンクリート打設時	左端	中央	右端	単位
Wd : コンクリート打設時の総重 2×Qd		200.63		[kN]
δ1 : 等分布荷重で単純梁とした時の撓み		0.79		[cm]
δ2 : 両端曲げモーメントによる撓み減少分		0.53		[cm]
δd : ラーメン材とした時の撓み δ1-δ2		0.26		[cm]
kδ : 鉄骨加工時につける大梁の制作キャンパー		0.00		[cm]

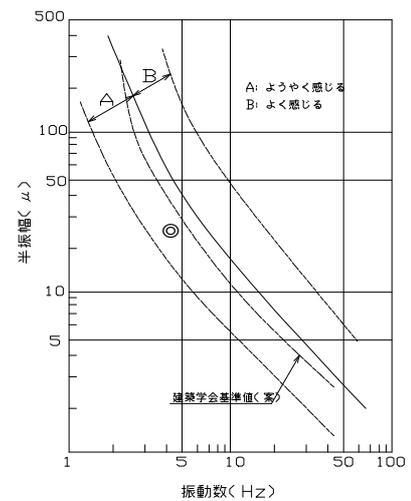
δ = (5WL³ / (384Es・Is) - 1 / (16 Es・Is) (M1+M2)) L²

(b) 固有周期の算定	左端	中央	右端	単位
合成梁のたわみと、単純支持状態でのたわみの比率が(a)の場合と変わらないと仮定すると				
κ : 撓み比率	0.26 / 0.79	=	0.33	
Wt : コンクリート硬化後の荷重として		231.01		[kN]
sI : 鉄骨の断面2次モーメント (中央)		117757		[cm ⁴]
cIn : 正曲げを受ける合成梁の断面2次モーメント (中央)		222913		[cm ⁴]
eI : 不完全合成梁の断面2次モーメント (eI ≦ cIn)		188619		[cm ⁴]
δt : コンクリート硬化後の撓み κ・δd・sI/eI・Wt/Wd		0.06		[cm]
		=1/ 14997		
To : 固有周期 0.175√δ		0.043		[sec]
f : 固有振動数 1/To		23.33		[Hz]

2×QLL

eI=sI+√(np/nf)(cIn-sI) (11)

Meister の振動感覚曲線



(c) 振動障害に対する検討

人間の足が接地する場合の加振力は、約3kgの物体を5cmの高さから落とした時の条件にほぼ近いと実験的にいわれている。いま1丁程度を想定し、29丁重を5cmの高さ

から自由落下させた場合を計算の条件とする。

質量W/gの運動体が高さhの距離から、質量W1/gの静止体に衝突する場合の動たわみ δdは両端単純支持の場合、

δd = δst + √(δst² + 2hδst) × 1 / (1 + 17/35 × W1/W) (a)式

両端単純支持の場合

sδst = W1³ / 48EI

両端固定の場合

fδst = 1/4 sδst

hi : 落下高さ		5		[cm]
Wg : 床梁の重量 T(L+D)*S≦L0		270.43		[kN]
Wy : 落下物重量		0.03		[kN]
sδst : 荷重Wyが作用するときの両端単純支持の場合の静撓み		0.00012		[cm]
fδst : 荷重Wyが作用するときの両端固定の場合の静撓み		0.00003		[cm]
Ce : 両端の固定度 (固定モーメント比) = (LMeL+RMeL)/2 / (Mo/1.ε)		0.825		
	: 荷重Wyが作用するときの固定度を考慮した			
δst : 静たわみ sδst - C×(sδst - fδst)		0.00004		[cm]
δd : 動撓み		0.00036		[cm]
	→	3.6		[μ]

これを、Meister の振動感覚曲線に照らし合わせると、「ようやく感じる」範囲にあり、振動による障害はないと考えられる。