

塔類アンカーブロックの設計について

株式会社 プラント耐震設計システムズ
池 田 雅 俊

1. まえがき

自立式スカート塔は、全体として静定支持になり、基礎ボルト定着部、アンカーブロックの破壊が全体の破壊につながる可能性が高いので注意深く設計する必要がある。通常、スカート下部はベースプレート及びアンカーボルトだけで構成された構造（文献4，5及び6）をとる。しかしながら、塔が大型化してくるとベースプレートの厚みが増し、現実的な設計が困難になることから、コンプレッションリング（またはアッパープレート）、ガセット脚、ベースプレート及び基礎ボルトで構成される構造をとることになる。

このような構造に関して、高圧ガス耐震設計基準等では採用することは認めているが、評価方法が示されず、JPI（文献1）で参考に示されている Brownell の “Process Equipment Design” による方法（以下「Brownell の計算」と称する。）が参照（文献2）され、これによってもよいとされてのみである。この方法は古い時代(1950年代)に示されたものであり、現在ではそのままでは適用が困難な形になっている。

今回は、同方法による設計方法を見直し、容易に実行可能な計算書式を示すとともに、簡単にその解説をする。

2. 自立式スカート支持塔類のアンカーブロック

自立式スカート支持塔のアンカーブロックは、図1に示すような3タイプがある。

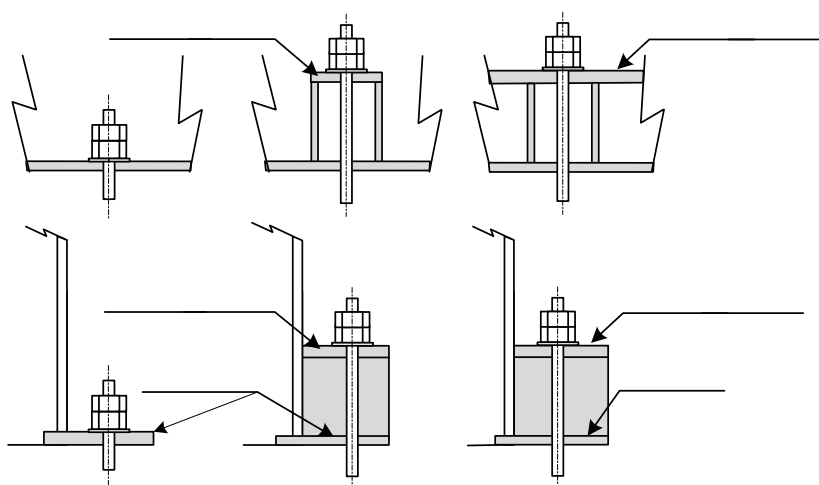


図 1 アンカーブロックのタイプ

(a)のタイプは「ベースプレート単独タイプ」で、基礎ボルトとベースプレートののみから構成される。基準等（文献4，5及び6）で前提とされる構造である。最も軽量の塔類で採用される。(b)のタイプは「ガセット脚単独タイプ」で基礎ボルト、アッパープレート及びベースプレートから構成される。ボルト反力やコンクリートの面圧をスカートへ確実に伝えるために必要なベースプレート肉厚が大きくなるのを避ける目的で、この構造を採用する。(c)のタイプは、「コンプレッションリングタイプ」である。(b)タイプのアッパープレートに替えてスカート全周にわたりリング状のプレート（コンプレッションリング）を設置するもので、スカートの応力を小さくするためにとる構造である。大形の塔類で採用される。

3. コンプレッションリングタイプ・アンカーブロックの計算書式

コンプレッションリング・タイプのアンカーブロックに関する計算書式 01B 及び 01C を次に示す。書式 01B は、基礎ボルト引張力の算定及び基礎コンクリート面圧の算定及び耐震性能評価を行うものである。書式 01C は、ベースプレート、ガセット脚及びコンプレッションリングの応力照査を行うものである。基本は Brownell の計算を行うものであるが一部見直しをしたり、計算手順の改善を行っている。ガセット脚タイプのものに関しても一部を修正することにより転用できる。

なお、同計算書式には具体的な諸元とそれに対する計算結果が表示されているが、計算例として示したものであり、現実の設計として必ずしもバランスのとれたものとはなっていない。

塔槽類耐震設計基準 自立式スカート支持塔類のベースブロック

2. 応答解析等 (アンカーボルト引抜き及びベースブロック面圧計算)												
設計条件	1	最大転倒モーメント	M	kN・m	16646	応力算定 1	33	$(M - N_1 \cdot Z_1 d) / j_1 d$	F_{s1}	N	5375	
	2	鉛直力(自重 + 下向地震力)	N_1	kN	1890		34	$\frac{F_{s1}}{t_s \frac{d}{2} C_{s1}}$	s_1	MPa	97.70	
	3	鉛直力(自重 - 上向地震力)	N_2	kN	1313		35	$N_1 + F_{s1}$	F_{c1}	kN	7265	
	4	ボルトサール直径	D_a	mm	3762		36	$\frac{F_{c1}}{t_c \frac{d}{2} C_{c1}}$	c_1	MPa	3.932	
	5	ボルト数	n_a	-	28		37	$\sigma_{c1} \frac{2k_1 d + w}{2k_1 d}$	c_{max1}	MPa	4.454	
	6	ボルト谷径	d_a	mm	83.505		38	$(M - N_2 \cdot Z_2 d) / j_2 d$	F_{s2}	N	5459	
	7	スカート外径	D_k	mm	3536		39	$\frac{F_{s2}}{t_s \frac{d}{2} C_{s2}}$	s_2	MPa	97.11	
	8	スプレート外径	D_o	mm	3972		40	$N_2 + F_{s2}$	F_{c2}	kN	6772	
	9	スプレート内径	D_i	mm	3200		41	$\frac{F_{c2}}{t_c \frac{d}{2} C_{c2}}$	c_2	MPa	3.79	
	10	$\frac{D_o - D_i}{2}$	w	mm	386		42	$\sigma_{c2} \frac{2k_2 d + w}{2k_2 d}$	c_{max2}	MPa	4.32	
収束計算	11	ボルト材許容応力	s_a	MPa	235	判定	43	ボルト引張り応力 $s = \max(s_1, s_2)$		s	MPa	98
	12	ボルト材弾性係数	E_b	GPa	206		44	ボルト材許容応力		s_a	MPa	235
	13	コンクリート許容面圧	c_a	GPa	14		45	ボルト応力評価:		s	s_a	合格
	14	コンクリート弾性係数	E_c	GPa	14		46	コンクリート面圧		$c_{max} = \max(c_{max1}, c_{max2})$	MPa	4
	15	$\frac{n_b \pi d_b^2}{4 \pi d}$	t_s	mm	13.0		47	コンクリート許容面圧		c_a	MPa	14
	16	$w + (n-1)t_s$	t_c	mm	567.6		48	コンクリート面圧評価:		c_{max}	c_a	合格
	17	t_s/t_c	p	(-)	0.02286							
	18	E_s/E_c	n	(-)	15.00							
	19	$e_1 = M / N_1$	e_1	m	8.81							
	20	e_1/d	e_1/d	(-)	2.342							
	21	$k_1 = JPIf k(e_1/d, p, n)^{1)}$	k_1	(-)	0.3860							
	22	$C_{c1} = JPIf Cc(k_1)^{2)}$	C_{c1}	(-)	1.7306							
	23	$C_{s1} = JPIf Cs(k_1)^{3)}$	C_{s1}	(-)	2.2544							
	24	$Z_1 = JPIf Zc(k_1)^{4)}$	Z_1	(-)	0.4187							
	25	$j_1 = Z_1 + JPIf Zs(k_1)^{5)}$	j_1	(-)	0.7841							
	26	$e_2 = M / N_2$	e_2	m	12.68							
	27	e_2/d	e_2/d	(-)	3.370							
	28	$k_2 = JPIf k(e_2/d, p, n)^{1)}$	k_2	(-)	0.3637							
29	$C_{c2} = JPIf Cc(k_2)^{2)}$	C_{c2}	(-)	1.6749								
30	$C_{s2} = JPIf Cs(k_2)^{3)}$	C_{s2}	(-)	2.3033								
31	$Z_2 = JPIf Zc(k_2)^{4)}$	Z_2	(-)	0.4237								
32	$j_2 = Z_2 + JPIf Zs(k_2)^{5)}$	j_2	(-)	0.7835								

表 a

k	Cc	Cs	Z	j
0.050	0.599	3.008	0.490	0.760
0.100	0.852	2.887	0.480	0.766
0.150	1.049	2.772	0.469	0.771
0.200	1.218	2.661	0.459	0.775
0.250	1.370	2.551	0.448	0.779
0.300	1.509	2.442	0.438	0.781
0.350	1.640	2.333	0.427	0.783
0.400	1.765	2.224	0.416	0.784
0.450	1.884	2.113	0.404	0.785
0.500	2.000	2.000	0.393	0.785
0.550	2.113	1.884	0.381	0.785
0.600	2.224	1.765	0.369	0.784

ただし、Cc、Cs、Z 及び j は、表 a の値であるが、 $\alpha = \cos^{-1}(1-2k)$ とすると、次式により算出される値である。

$$k = \frac{1}{1 + \frac{\sigma_s}{n\sigma_c}} \quad \text{は、} \alpha = \cos^{-1}(1-2k) \quad \text{とすると、}$$

k は次式の根として得られる値であり、 $k = JPIf k(e/d, p, n)^{1)}$ と表す。

$$\frac{\alpha - \sin \alpha \cos \alpha + n p [\pi - \alpha + \sin \alpha \cos \alpha]}{\sin \alpha - \alpha \cos \alpha - n p [\sin \alpha + (\pi - \alpha) \cos \alpha]} = 4 \frac{e}{d}$$

$$*2) JPIf C_c(k) = \frac{\sin \alpha - \alpha \cos \alpha}{k}$$

$$*3) JPIf C_s(k) = \frac{\sin \alpha + (\pi - \alpha) \cos \alpha}{(1-k)}$$

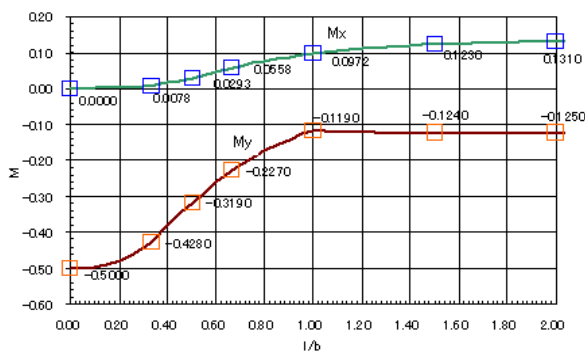
$$*4) JPIf Z_c(k) = \frac{1}{4} \frac{\alpha - \sin \alpha \cos \alpha}{\sin \alpha - \alpha \cos \alpha}$$

$$*5) JPIf Z_s(k) = \frac{1}{4} \frac{\sin \alpha \cos \alpha + (\pi - \alpha)}{\sin \alpha + (\pi - \alpha) \cos \alpha}$$

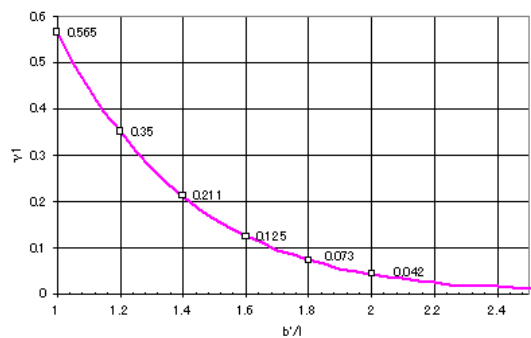
塔槽類耐震設計基準 自立式スカート支持塔類のベースブロック

3. 応答解析等 (ベースブロック応力計算及び評価)

計算条件	コンクリート面圧				ガセット脚					
	項目	記号	単位	値	項目	記号	単位	値		
計算条件	1	コンクリート面圧	cmax	N/mm ²	4.454	33	$w_1 = b_g + \min(b_g, 50t_r, 50t_b) + 2t_g$	w ₁	mm	422
	2	ボルト引抜力Fs=max(Fs1,Fs2)	Fs	N	5459	34	$w_2 = w_1 - 2t_g$	w ₂	mm	394
	3	ボルトサール直径	Da	mm	3762	35	$h_1 = h_g + t_b + t_r$	h ₁	mm	248
	4	六角ナット内接円半径	e	mm	85	36	$h_2 = h_g$	h ₂	mm	200
	5	ハースプレート外径	Do	mm	3972	37	$u = t_b - t_r $	u	mm	8
	6	ハースプレート板厚	tb	mm	28	38	$I = \frac{w_1 h_1^3}{12} - \frac{w_2 h_2^3}{12} - \frac{w_1 w_2 h_1 h_2}{4} u^2$	I	mm ⁴	2.6868E+08
	7	ハースプレート材許容応力	ba	MPa	235	39	$h_g = \frac{1}{2} \left(h_1 + \frac{u w_2}{w_1 h_1 - w_2 h_2} h_2 \right)$	h _g	mm	136
	8	ガセット間隔	bg	mm	195	40	$F_g = \text{Max}(Fs, (l(b_g + b_g + 2t_g) c_{max}))$	F _g	N	4.0985E+05
	9	ガセット間ハース	b'g	mm	199	41	$g = F_g / (w_1 h_1 - w_2 h_2)$	g	MPa	16
	10	ガセットプレート板厚	tg	mm	14	42	$M = 0.5I F_g$	M	N・mm	4.4674E+07
	11	ガセットプレート高さ	hg	mm	200	43	$g_b = h_g M / I$	g _b	MPa	23
	12	ガセット脚許容応力	ga	MPa	235	44	有効円周長さ m = b _g + b _g + 2t _g	m	mm	422
	13	コンプレッションリング板厚	tr	mm	20	45	コンプレッションリング平均径 D _r = (D _o + D _k) / 2	D _m	mm	3754
	14	コンプレッションリング許容応力	ra	MPa	235	46	$C_r = 4 t_r I E_r / D_r D_k$	C _r	GPa	0.271
	15	コンプレッションリング縦弾性係数	Er	GPa	206	47	$D = E_k t_k^3 / 12(1 - \nu^2)$	D	GPa・m ³	2.9E-04
	16	スカート外径	Dk	mm	3536	48	$= (E_k t_k / D_k^2 D)^{1/4}$		1/m	6.114
	17	スカート板厚	tk	mm	25	49	$C_k = 8^{-3} D$	C _k	GPa	0.5389
	18	スカート許容応力	ka	MPa	235	50	$Q = Fs(Da - Dk) / 2mh$	Q	N/mm	7.307
	19	スカート降伏応力	Sy	MPa	235	51	$Q_k = Q \cdot C_k / (C_k + C_r)$	Q _k	N/mm	4.864
	20	スカート材のポアソン比	ν	(-)	0.3	52	$b_k = 6Q_k / 4 t_k^2$	b _k	MPa	2
	21	スカート縦弾性係数	Ek	GPa	206	53	ハースプレート応力	b	MPa	195
ハースプレート	22	(Do-Dk)/2	l	mm	218.00	54	ハースプレート許容応力	ba	MPa	235
	23	Max(bg, bg')	b	mm	199	55	ハースプレート応力評価:	b	ba	合格
	24	l/b		(-)	1.09	56	コンプレッションリング応力	r	MPa	120
	25	$M_{xb} = \text{図(a)の} M_x(l/b) \cdot b^2 \cdot \frac{cm}{cm}$	M _{xb}	N・mm/mm	17524	57	コンプレッションリング許容応力	ra	MPa	235
	26	$M_{yb} = \text{図(a)の} M_y(l/b) \cdot l^2 \cdot \frac{cm}{cm}$	M _{yb}	N・mm/mm	25456	58	コンプレッションリング応力評価:	r	ra	合格
	27	Max(Mxb, Myb) * 6 / t _b ²	b	MPa	195	59	ガセット脚せん断応力	g	MPa	16
	28	b' / l = Max(bg / l , l / bg)		(-)	1.118	60	ガセット脚曲げ応力	g _b	MPa	23
コンプレッションリング	29	$\gamma_1 = \text{図(b)の} \gamma_1(b'/l)$		(-)	0.426	61	ガセット脚合成応力 $\sigma_g = \sqrt{\sigma_g^2 + 3\tau^2}$	g	MPa	36
	30	$\frac{Fs}{4\pi} \left[(1+\nu) \log \left(\frac{2l}{e} \right) + 1 - \gamma_1 \right]$	M _r	N・mm/mm	6613	62	ガセット脚許容応力	a	MPa	235
	31	$\tau_b = 6M_r / t_r^2$	τ _b	MPa	99	63	ガセット脚許容応力	a	MPa	235
	32	$\tau_t = D_r(Q - Q_k) / t_r(D_o - D_k)$	τ _t	MPa	21	64	塔本体転倒モーメントによる スカート引張応力	mk	MPa	64
						65	アンカーボルト引抜力による スカート曲げ応力	bk	MPa	2
					66	スカート最大応力 $k = m_k + b_k$	k	MPa	66	
					67	アンカーボルト許容応力	ka	MPa	235	
						スカート応力評価:	k	ka	合格	



図(a) コンクリート面圧に対するベースプレート応力算定のための係数
Timoshenko: Plate and Shell, 2nd edition, p.210, Table 39



図(b) ボルト引抜力に対するコンプレッションリング応力算定のための係数
Timoshenko: Plate and Shell, 2nd edition, p.149, Table 24

4. 解説

4.1. 基礎ボルトの引抜き及びコンクリート面圧の算出(計算様式 a01B)

計算様式 a01B では基礎ボルトの引抜き及びコンクリート面圧の算出を行っている。

塔類には水平地震力 F_H により、転倒モーメントが作用することになる。この転倒モーメントは、

図 2 及び

図 3 に示すような基礎ボルトに作用する引張力 F_s と基礎スラブに作用する面圧 σ_c として基礎へ伝えられる。

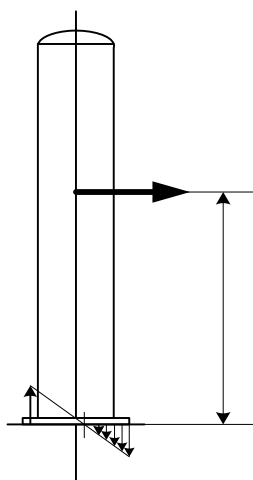


図 2 基礎ボルト引張力とコンクリート面圧

この F_s 及び σ_c に対してアンカーブロックの設計を行い。塔槽類に作用する転倒モーメントを確実に基礎に伝える。

アンカーブロック部の設計の基本となる F_s 及び σ_c の値は次のようにして算出する。

上向き荷重はアンカーボルトが引張荷重としてのみ負荷される。(圧縮荷重は負荷しない。)

下向き荷重はベースプレートと基礎スラブ間の面圧として負荷される。

及び σ_c のモーメントの和と転倒モーメントがバランスする。

基礎部には転倒モーメント $M = Hg \cdot F_H$ と鉛直力 N が作用する。

基礎ボルトは直径 $d (= Da)$ の円周上に配置される。

ベースプレートも直径 d の円周上に配置されるとする。(内直径 D_i 、外直径 D_o)

基礎ボルト応力及びコンクリート面圧はその位置に応じて

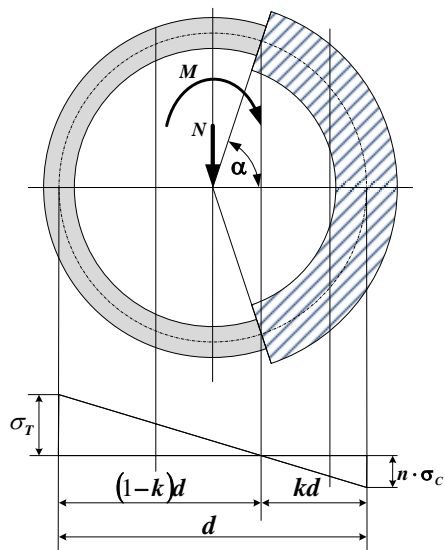


図 3 基礎ボルト引張力とコンクリート面圧分布

図 3 のように分布するとする。ただし、 n はコンクリートに対する基礎ボルトに縦弾性係数の比の値とする。

k 又は σ_c は応力ゼロの位置に対応する。

σ_c の分布にたいして、円周に沿ってを積分して得られた合力および合モーメントを N 及び M と等しいとおいて、 σ_c 、 k を求めることができる。

この場合、既知数 N, M と未知数 τ 及び c に関する連立方程式となることから、Brownellの方法では、 k の値を仮定した上で、 M, N の値から τ 及び c を算出して、これらの応力値から算出した k の値が仮定した k と一致するまで繰り返し計算する方法をとっている（非常な手間と労力が必要となる。）なお、 k の値に対して τ 及び c を計算するための係数表(同計算様式の表a)をあて、計算の簡略化を図っている。なお、JPIの同表の値は一部に間違いがある。

3章に示した計算様式では、における連立方程式を変形して、既知数 $e = M/N$ と未知数 k ($\cos = 1 - 2k$)に関する1変数の方程式(同計算様式の注記1)にしたうえで、この方程式を直接数値的に解いて正しい k の値をもとめてから τ 及び c を1回だけ計算するようにしている。したがって、それぞれの繰り返しの中で τ 及び c を計算は必要ない。また、の表aも数式(注記2~5)で与えている。(方程式や係数も計算式は少々複雑であるが、Excelなどに式を組み込んでおけば完全に自動化し一瞬に計算できる。)

Brownellの方法では鉛直力としては、自重を考慮しているが書式01Bでは、鉛直地震力にも対応できるように改良している。応力算定1(計算様式33~37行)は鉛直地震力が下向き、応力算定2(計算様式38~42行)は鉛直地震力が上向きの場合の計算を行っている。

4.2. ベースブロックの応力計算及び評価(計算様式 a01C)

計算様式 a01C ではベースブロックの応力計算及び評価を行っている。JPIの参考資料(文献1)では、各部材の必要肉厚の計算を行うようになっているが、本計算様式では発生応力の計算を行ない、応力照査による判定を行う形に変更している。

4.2.1. ベースプレートの計算

ベースプレートの計算では、コンクリートの面圧に対する反力に対して応力照査する。

計算様式 a01C で 22 から 27 行で計算を行っている。評価は 53 から 55 行である。

計算方法は Timoshenko の Plate & Shell (文献3) p210、Table39 によっている。

ガセットプレートで囲まれた範囲に最大面圧の均等荷重が作用するとして最大曲げ応力を計算している。ガセットプレートがベースプレートを支えてそれによる応力の値を抑えている。

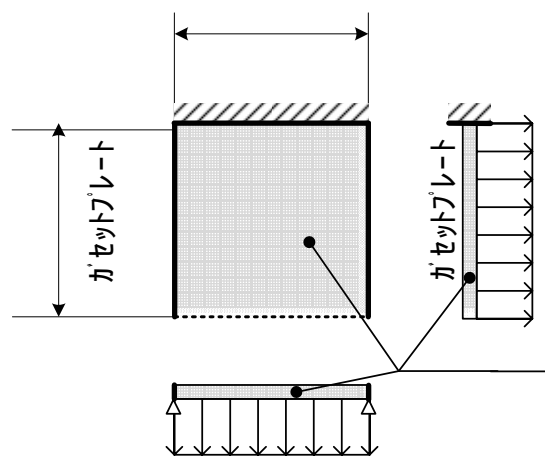


図4 ベースプレートの計算条件

4.2.2. ガセット脚の計算

ガセット脚は、コンクリートの面圧に対する反力に対してベースプレートの変形を抑える。ガセット脚の応力が許容応力以下であれば十分変形は抑えられるとする。評価は計算様式 a01C の 59 から 62 行で行っている。

このガセット脚の計算（計算様式 a01C の 33 から 43 行）では、建築関係で採用している方法により Brownell の計算方法を見直した。ガセットプレートにはベースプレートからの荷重が伝えられるので、ガセットプレートをウエブとしてベースプレートとコンプレッションリング（又はアップラープレート）をフランジとする片持ち梁が基礎ボルトの引張荷重又はコンクリートからの等分布荷重（最大面圧）を受けるものとして、片持ち梁基部の曲げ応力(43 行)及びせん断応力(41 行)の評価をする。この場合の梁断面の幅は、アップラープレートの形式に対してはアップラープレートの幅をそのままとるが、コンプレッションリングの形式に対してはコンプレッションリングの厚みの 50 倍の長さを有効範囲（33 行）に取る。

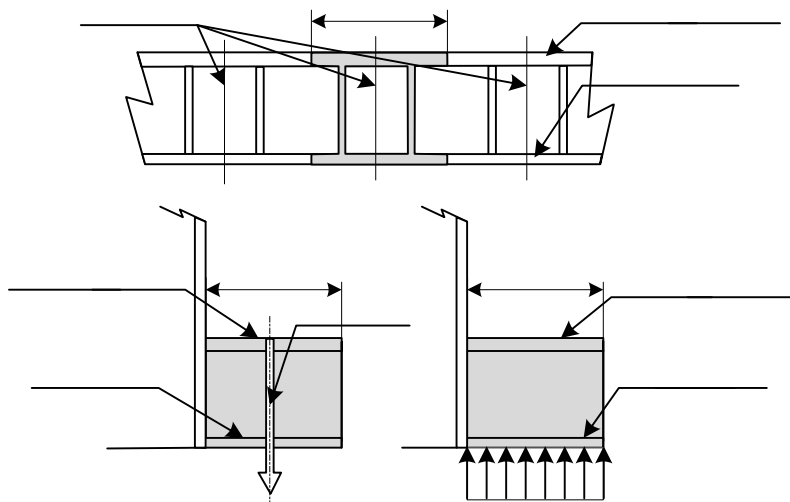


図 5 ガセット脚の計算モデル

荷重としては基礎ボルトの引張荷重(b)とコンクリートの面圧(c)の両者（40 行）を考慮する。

4.2.3. アップラープレートの計算

Brownell の計算では、ガセット脚のアップラープレートにボルト荷重が局所に集中して付加される効果を検討している。

計算様式 a01C で 28 から 31 行で計算を行っている。評価は 56 から 58 行である。

計算方法は Timoshenko の Plate & Shell (文献 3) p149、Table24 によっている。

ボルト荷重が集中的に点で付加されるとすると非現実的な応力状態となるために六角ナットの内接円に分布して付加されると仮定して最大曲げ応力 (31 行) を算定している。

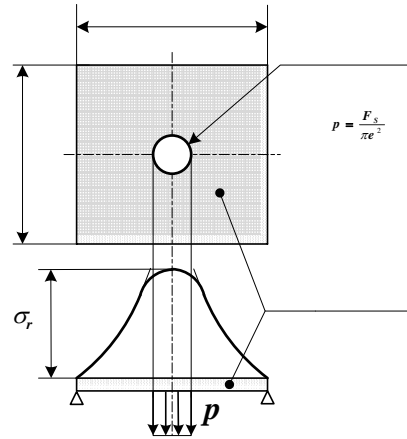


図 6 ボルト集中荷重

4.2.4. コンプレッションリングの計算

基礎ボルトに引張力 F_s が働くと、図 7 のようにスカートにはその偶力として Q が作用して不連続応力が発生する。コンプレッションリングの目的は、力 Q をコンプレッションリングが分担してスカートへの負荷を抑えることにある。

$$\frac{Q}{m} = p_r + p_k$$

ここに、 m はボルト間隔、 p_r 及び p_k は、それぞれコンプレッションリング及びスカートに作用する線荷重であり、図 8 にあるようにその変形量に比例する。(文献 3 p471 ~ p481 参照)

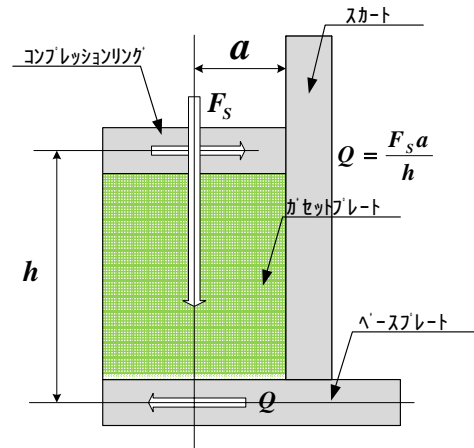


図 7 コンプレッションリング

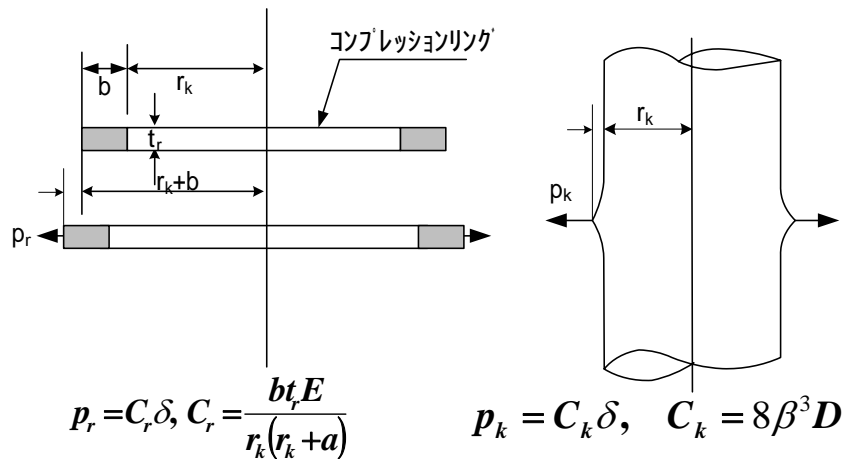


図 8 スカート及びコンプレッションリングの変形

コンプレッションリングとスカートの変形量は等しいので、

$$\delta = \frac{p_k}{C_k} = \frac{p_r}{C_r} = \frac{p_k + p_r}{C_k + C_r} = \frac{Q/m}{C_k + C_r} \text{ したがって } p_k = \frac{C_k}{C_k + C_r} \frac{Q}{m} \text{ 及び } p_r = \frac{C_r}{C_k + C_r} \frac{Q}{m}$$

このとき、スカートの発生する曲げ応力(52行)及びコンプレッションリングに発生する軸方向応力(32行)は、

$$\sigma_k = \frac{6}{t_k^2} \frac{p_k}{4\beta}, \quad \sigma_r = \frac{r_k p_r}{b t_r}$$

ここで、D 及び β は次式による。

$$D = \frac{E_k t_k^3}{12(1-\nu^2)}, \quad \beta = \frac{E_k t_k}{4r_k^2 D}$$

これらの計算は計算様式 a01C で 44 から 52 行で、評価はスカート応力に関しては 63 から 67 行で、コンプレッションリング 応力に関しては 56 から 58 行で行っている。

なお、コンプレッションリングがない場合は、 $p_r = 0$ であり、m はアッパープレートの幅とすればよい。

5. おわりに

今回は、塔類のアンカーブロック(コンプレッションリング・タイプ)の耐震設計様式を紹介した。計算方法は Brownell の方法(文献1で紹介されている。)によるものであるが、一部計算方法や手順を見直している。マクロを使い完全に自動計算できる Excel の計算シートを無料でダウンロードできるようにしておいた(文献7)。また、ガセット単独タイプの計算様式に関してもアップロードしておいた。両者とも有効に利用していただきたい。

参考文献

- 文献 1) 石油学会：スカートを有する塔そ類の強度計算、JPI-7R-35-2004
- 文献 2) Lloyd E. Brownell, Edwin H. Young: Process Equipment Design, John Wiley & Sons, Inc, 1959
- 文献 3) S. Timoshenko & S. Woinowsky-Krieger: Theory of Plates and Shells, 2nd Edition, McGraw-Hill Book Company
- 文献 4) 経済産業省：高圧ガス耐震設計基準、昭和 56 年 10 月 26 日、通商産業省告示第 515 号
- 文献 5) 高圧ガス保安協会：高圧ガス設備等耐震設計指針、KHK E012-2006
- 文献 6) 高圧ガス保安協会：高圧ガス保安法特定設備検査規則に基づくレベル 1 耐震計算書様式、平成 18 年 4 月
- 文献 7) 株式会社 プラント耐震設計システムズ：同社ホームページ、<http://www.psds.co.jp>