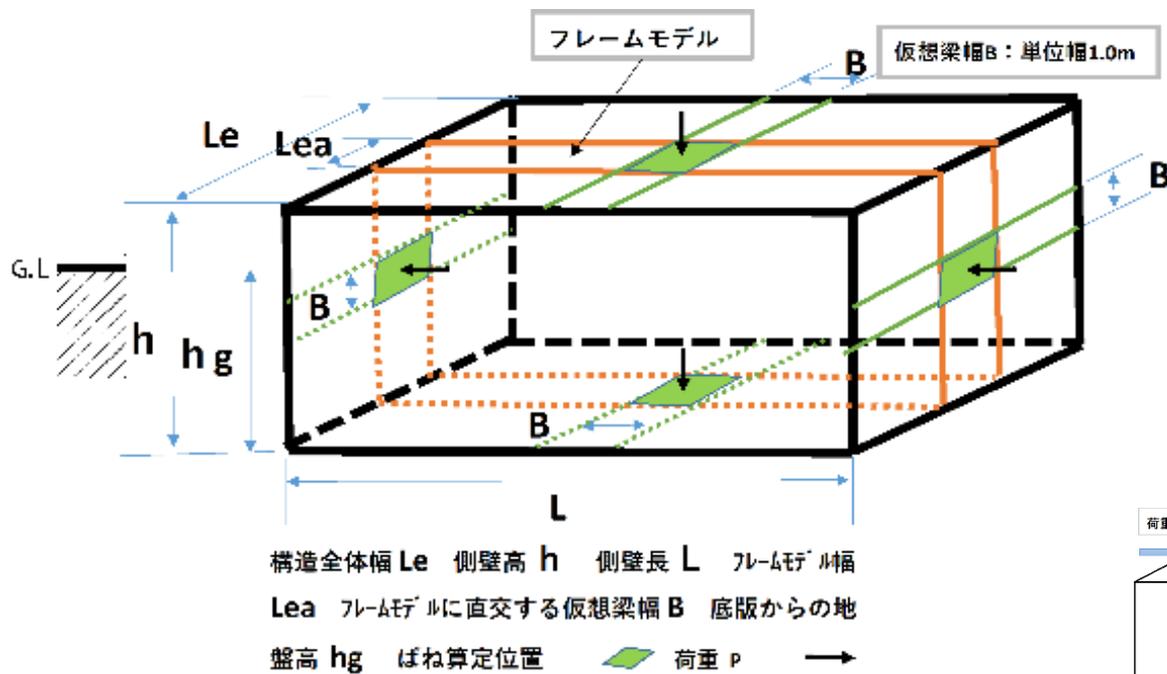


配水池の二次元フレーム・ばね モデルの三次元効果の一手法 (頂版、底版、側壁の直ばね)

(株) 日本水道設計社

榊 信昭



側壁、隔壁、頂版等の
 等価なせん断ばね

(技術報告書第36号 p7)

図一1 フレームモデルと仮想梁の凡例

$$\text{両端ピン支持} : U = (p Le^4 / 24EI) \times ((x / Le)^2 - 2 (x / Le)^3 + (x / Le)^4) = p Rh \quad \text{式一 2}$$

フレームモデル幅 $Lea = 1.0m$ のとき、

荷重は $P = p \times (\text{梁の単位幅 } B = 1.0m) \times (Lea = 1.0m) = p$ 、

フレームモデル位置の梁の等価なばね値 Kb は、

$$Kb = (P = p) / U = 1 / Rf, \quad 1 / Rh$$

フレームモデルの幅が $Lea \neq 1.0m$ のとき、

荷重は $P = p \times (\text{梁幅 } B = 1.0) \times (\text{フレームモデル幅 } Lea) = p \times Lea$

フレームモデル位置の梁の等価なばね値 Kb は、

$$Kb = (P = p Lea) / U = (p / U) \times Lea = (1 / Rf) \times Lea, \quad (1 / Rh) \times Lea,$$

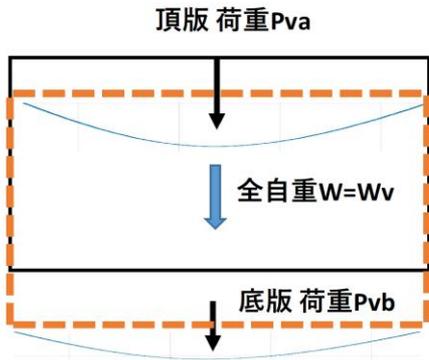
$$Kb = (P = p \times Lea) / U = Lea / Rf, \quad Lea / Rh$$

このばねはフレームモデルの単位長さ当たり（すなわち梁の単位幅 $B = 1.0m$ ）のばねであるから、配水池の躯体の剛体変位が無視できるときは、フレームモデルに支点等分布ばねとしてセットする。

梁の支持条件は固定支持（回転なし）とピン支持（回転あり）の間の状態にあると考えられ、

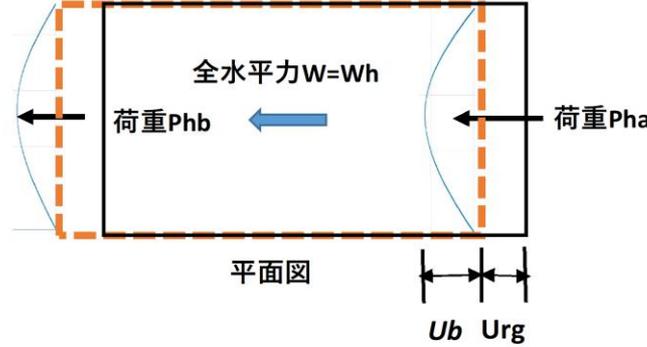
$$Kb = a \times Kb \text{ (固定支持)} + b \times Kb \text{ (ピン支持)} \quad \text{式一 3}$$

$a + b = 1.0$ ($b = 0$; 固定支持、 $a = 0$; ピン支持) としてセットする。



合成ばねによる変位 U
 自重 Wv による剛体変位 Urg
 荷重 Pv による仮想梁の変位 Ub
 $Urg + Ub = U$

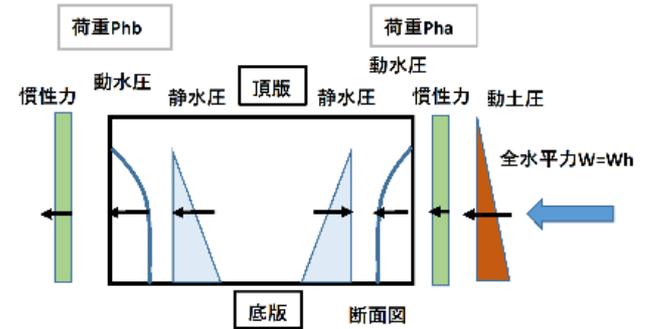
(a) 頂版、底版の変位



合成ばねによる変位 U
 荷重 Wh による剛体変位 Urg
 荷重 $Pha/P hb$ による仮想梁の変位 Ub
 $Urg + Ub = U$

(b) 側壁の変位

図一 2 頂版、底版、側壁の変位



図一 3 側壁の荷重

配水池の躯体の剛体変位を考慮する場合

配水池構造の内容水を含む全自重あるいは全水平荷重 W (KN)、
外壁と底版の地盤ばね／杭基礎の杭のばねからなるばね K_g (KN/m) とすると、
構造の剛体変位 U_{rg} は $U_{rg} = W / K_g$

梁に作用する荷重 P は $P = p \times 1.0m \times L_{ea}$ であるから、剛体変位を考慮しない梁の変位 U_b $U_b = P / K_b$

構造の剛体変位を考慮した合成直ばねを K とすると合成直ばねにおける変位 U $U = P / K$

構造の剛体変位と梁の変位の和は合成ばねにおける変位と等しい

$$U_{rg} + U_b = U \quad : \quad W / K_g + P / K_b = P / K$$

$$P \left((W / P) / K_g + 1 / K_b \right) = P / K$$

$$P \left((W / P) / K_g + 1 / K_b - 1 / K \right) = 0$$

$$(W / P) / K_g + 1 / K_b - 1 / K = 0 \quad (P \neq 0)$$

$$(W / P) / K_g + 1 / K_b = 1 / K$$

$$\left((W / P) \times K_b + K_g \right) / (K_g \times K_b) = 1 / K$$

合成ばね K は、 $K = (K_g \times K_b) / \left((W / P) \times K_b + K_g \right)$ 式－4

W / P は構造の全自重あるいは全水平荷重と梁のフレームモデルとの交差部の荷重の比である。

または、 $U = U_{rg} (= W / K_g) + U_b (= P / K_b)$ を数値で求めれば、

$$U = P / K \quad \text{から} \quad K = P / U \quad \text{として求められる。}$$

このばねはフレームモデルの単位長さ当たり（すなわち梁の単位幅 $B=1.0m$ ）のばねであるから、フレームモデルに支点等分布ばねとしてセットする。

対象配水池

計算対象とした配水池の外寸は、たて5m×よこ5m×高さ4m（底版下～頂版上）、側壁厚は0.3m、底版厚は0.4m、頂版厚は0.25mである。基礎形式は直接基礎である。

コンクリートの圧縮強度は24N/mm²、ポアソン比は0.2、地盤のN値は側壁部がN=10、底版部がN=25である。設計水平深度は0.8、水深3.05m、GLは頂版上面と同じ高さにある。

計算例 頂版

1 仮想梁の緒元					
長さ	幅	厚さ	断面二次モーメント	ヤング係数	支持位置からの距離
Le	B	t	I	E	x
m	m	m	m ⁴	KN/m ²	m
4.7	1.0	0.25	0.001302	2.5E+07	2.35

入力
 エキセル参照入力

2 仮想梁のばねの計算（等分布荷重）							
固定支持のばね		固定支持の比率	ヒンジ支持のばね		ヒンジ支持の比率	フレームモデル幅	ばね
Rf	1/Rf	a	Rh	1/Rh	b=1-a	Lea	Kb
m/KN	KN/m		m/KN	KN/m		m	KN/m
3.9E-05	25616	0.5	0.000195	5123	0.5	1.0	15370

3 フレームモデル単位長さ（仮想梁幅=1.0m）当たりの荷重 Pva					
仮想梁幅	フレームモデル幅	頂版厚さ	体積	単位体積重量	荷重
B	Lea				Pva
m	m	m	m ³	KN/m ³	KN
1.0	1.0	0.25	0.25	24.5	6.125

安全側に見て
 a=0.5、b=0.5と
 している。

4 構造物の全重量 Wv						
長さ	幅	厚さ、高さ	体積	単位体積重量	重量	
					wv、Wv	
m	m	m	m ³	KN/m ³	KN	
5	5	0.25	6.25	24.5	153.1	頂版
3.35	5	0.3	5.025	24.5	123.1	側壁1
3.35	5	0.3	5.025	24.5	123.1	側壁2
3.35	4.4	0.3	4.422	24.5	108.3	側壁3
3.35	4.4	0.3	4.422	24.5	108.3	側壁4
5	5	0.4	10.0	24.5	245.0	底版
4.4	4.4	3.05	59.048	10.0	590.5	水
				合計	1451.5	Wv

5 地盤の鉛直方向のばね Kgv						
長さ	高さ、幅	面積	地盤反力係数	ばね		
L	hg、Le	A	ks、kv	kgv、Kgv	L、Leは外寸	
m	m	m ²	KN/m ³	KN/m		
5	4	20	7381	147620	側壁1	N値10
5	4	20	7381	147620	側壁2	N値10
5	4	20	7381	147620	側壁3	N値10
5	4	20	7381	147620	側壁4	N値10
5	5	25	56574	1414350	底版	N値25
		杭本数	杭1本の鉛直ばね			
		0		0	杭	
			合計	2004830	Kgv	全ばね

6 (1) 剛体変位を考慮した合成分布ばね (Wv/Pvaを用いた場合)					
仮想梁のばね	構造物の全重量	荷重	地盤ばね	合成分布ばね	合成分布ばね
Kb	Wv	Pva	Kgv	K	K/1.0m
KN/m	KN	KN	KN/m	KN/m	KN/m/m
15370	1451.5	6.125	2004830	5457	5457

$$K = (Kb \times Kgv) / ((Wv/Pva) \times Kb + Kgv)$$

(Wv/Pvaは全自重と仮想梁とフレーム交差部の荷重(頂版の交差部面積の自重)の比)

合成分布ばねの値は変位を数値で求めた場合6(2)と同じ値5457となっている。

6 (2) 剛体変位を考慮した合成分布ばね (UrgとUbを数値で求めた場合)							
全重量	地盤鉛直ばね	剛体変位	梁荷重	梁ばね	梁変位	変位合計	合成分布ばね
Wv	Kgv	Urg	Pva	Kb	Ub	U = Urg + Ub	K/1.0m
KN	KN/m	m	KN	KN/m	m	m	KN/m/m
1451.5	2004830	0.000724	6.125	15370	0.000399	0.001123	5457

$$K = Pva/U = Pva / (Urg + Ub)$$

計算例 底版 (Wv、Kgvは頂版と同じ)

1 仮想梁の緒元					
長さ	幅	厚さ	断面二次モーメント	ヤング係数	支持位置からの距離
Le	B	t	I	E	x
m	m	m	m ⁴	KN/m ²	m
4.7	1.0	0.4	0.005333	2.5E+07	2.35

2 仮想梁のばねの計算 (等分布荷重)							
固定支持のばね		固定支持の比率	ヒンジ支持のばね		ヒンジ支持の比率	フレームモデル幅	ばね
Rf	1/Rf	a	Rh	1/Rh	b=1-a	Lea	Kb
m/KN	KN/m		m/KN	KN/m		m	KN/m
9.53E-06	104925	0.5	4.77E-05	20985	0.5	1.0	62955

3 フレームモデル単位長さ (仮想梁幅=1.0m) 当たりの荷重 Pvb							
仮想梁幅	フレームモデル幅	底版厚さ	体積	単位体積重量	底版重量	水重	荷重
B	Lea						Pvb
m	m	m	m ³	KN/m ³	KN	KN	KN
1.0	1.0	0.4	0.4	24.5	9.8	30.5	40.3

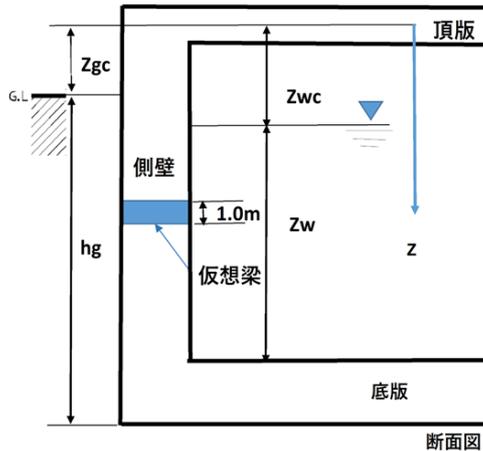
6 (1) 剛体変位を考慮した合成分布ばね (Wv/Pvbを用いた場合)					
仮想梁のばね	構造物の全重量	荷重	地盤ばね	合成ばね	合成分布ばね
Kb	Wv	Pvb	Kgv	K	K/1.0m
KN/m	KN	KN	KN/m	KN/m	KN/m/m
62955	1451.5	40.3	2004830	29542	29542

$$K = (Kb \times Kgv) / ((Wv/Pvb) \times Kb + Kgv)$$
 (Wv/Pvbは全自重と仮想梁とフレーム交差部の荷重の比)

6 (2) 剛体変位を考慮した合成分布ばね (UrgとUbを数値で求めた場合)							
全重量	地盤鉛直ばね	剛体変位	梁荷重	梁ばね	梁変位	変位合計	合成分布ばね
Wv	Kgv	Urg	Pvb	Kb	Ub	U=Urg+Ub	K/1.0m
KN	KN/m	m	KN	KN/m	m	m	KN/m/m
1451.5	2004830	0.000724	40.3	62955	0.00064	0.001364	29542

$$K = Pvb/U = Pvb / (Urg + Ub)$$

側壁の計算例



- z : 頂版中心から鉛直下への距離。
ここでは、仮想梁中心までの距離。
- Zwc : 頂版中心から水面までの距離。
- Zw : 水深
- Zgc : 頂版中心から地表面までの距離。
- hg : 地表面から底版下面までの距離。 (単位m)

凡例

動水圧

① ウエスタガードの補正式

$$p(z) = \beta \frac{7}{8} \gamma_w k_h \sqrt{H \cdot z}$$

ウエスタガードの補正式を z について 0~H まで積分したものの2倍 (左右の側壁分)

$$P_{wd} = \beta (7/8) \gamma_w k_h H^{3/2} (2/3) H^{3/2} \times 2$$

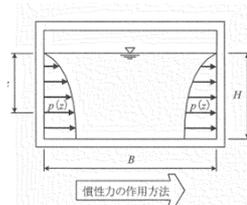


図-3.1.7 動水圧分布図 (ウエスタガードの補正式)

表-3.1.7 βの値

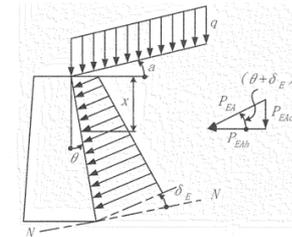
B/H	β
0.5	0.397
1.0	0.670
1.5	0.835
2.0	0.921
3.0	0.983
4.0	0.996
∞	1.000

動土圧

$$P_{EA} = \gamma x K_{EA} + \frac{q \cos \theta}{\cos(\theta - \alpha)} K_{EA}$$

P_{EA} を x について 0~hg まで積分したもの

$$P_{EA} = \{ \gamma_s (1/2) h_g^2 + q \cos \theta / \cos(\theta - \alpha) h_g \} K_{EA}$$



- ① 背面が土とコンクリートの場合
 - 砂及び砂れき $K_{EA} = 0.21 + 0.90k_h$
 - 砂質土 $K_{EA} = 0.24 + 1.08k_h$
- ② 背面が土と土の場合
 - 砂及び砂れき $K_{EA} = 0.22 + 0.81k_h$
 - 砂質土 $K_{EA} = 0.26 + 0.97k_h$

- P_{EA}: 深さ x (m) における地震時主働土圧強度 (kN/m²)
- K_{EA}: 地震時主働土圧係数
- γ: 土の単位重量 (kN/m³)
- q: 単位面積あたりの地震時の地表載荷荷重 (kN/m²)
- φ: 土のせん断抵抗角 (°)
- α: 地表面と水平面のなす角 (°)
- θ: 壁背面と鉛直面のなす角 (°)
- δ_k: 壁背面と土との間の壁面摩擦角 (°)
- θ₀: 合力の傾斜角 (°) で、次式により求める
- $\theta_0 = \tan^{-1} k_h$
- k_h: 地震時土圧の算出に用いる設計水平震度

設計水平震度	Kh		0.8		入力		
					20%参照入力		
剛体水平変位							
1 構造物の水平方向の全慣性力 Wi							
高さ、幅	長さ	厚さ	体積	単位体積重量	重量	慣性力	備考
						wi、Wi	
m	m	m	m ³	KN/m ³	KN	KN	
5	5	0.25	6.25	24.5	153.1	122.5	頂版
3.35	5	0.3	5.025	24.5	123.1	98.5	側壁1
3.35	5	0.3	5.025	24.5	123.1	98.5	側壁2
3.35	4.4	0.3	4.422	24.5	108.3	86.7	側壁3
3.35	4.4	0.3	4.422	24.5	108.3	86.7	側壁4
5	5	0.4	10	24.5	245.0	196.0	底版
			0		0.0	0.0	
				合計	861.0	688.8	全慣性力Wi
水位	Zwc	m	0.425	Zwc：頂版厚中心から水面までの距離			

構造物に作用する**全静水圧**の水平方向成分は左右で打ち消し合うので考慮しない。

2 全動水圧 Pwdt						
幅	水深		水単重	設計水平深度	動水圧	全動水圧
Le (B)	H	β	γ_w	Kh	Pwd	Pwdt
m	m		KN/m ³		KN/m	KN
4.4	3.05	0.816	10	0.8	70.8	311.7

Pwd：幅1mあたりの水深0~Hmまでの動水圧の合計×2（左右の側壁） Leは内寸

GL	Zgc	m	-1.25	Zgc：頂版中心から地表面までの距離			
----	-----	---	-------	--------------------	--	--	--

3 主動土圧係数 KEA							
背面、土・コンクリート		背面、土・土					
砂・砂礫	砂質土	砂・砂礫	砂質土				
KEA	KEA	KEA	KEA	KEA	KEA	KEA	KEA
0.93	1.104	0.868	1.036				

4 全動土圧 PEAt								
土の単重	地表載荷荷重	壁背面角	地表面角	主動土圧係数	地表-底版下	動土圧	側壁幅	全土圧
γ_s	q	θ	α	KEA	hg	PEA	Le	PEAt
KN/m ³	KN/m ²	°	°		m	KN/m	m	KN
20.0	0.0	0.0	0.0	1.104	4.0	176.6	5.0	883.2

PEA：幅1m当たりの深さ0~hgまでの動土圧の合計 Leは外寸

5 全水平荷重 Wh			
全慣性力	全動水圧	全動土圧	合計水平力
Wi	Pwdt	PEAt	Wh
KN	KN	KN	KN
688.8	311.7	883.2	1883.8

6 地盤の水平方向のばね Kgh						
長さ	高さ、幅	面積	地盤反力係数	ばね		
L	hg、Le	A	ks、kv	kg、Kgh	L、Leは外寸	
m	m	m ²	KN/m ³	KN/m	(対フレームモデル)	
5	4	20	7381	147620	側壁1(平行)	N値10
5	4	20	7381	147620	側壁2(平行)	N値10
5	4	20	24605	492100	側壁3(垂直)	N値10
5	4	20	0	0		
5	5	25	16972	424300	底版	N値25
		杭本数	杭1本の鉛直ばね			
		0		0	杭	
		合計		1211640	Kgh	全ばね

7 剛体水平変位 Urg		
合計水平力	地盤ばね	剛体変位
Wh	Kgh	Urg
KN	KN/m	m
1883.8	1211640	0.001555

側壁の仮想梁のばね値の計算

8 仮想梁の緒元						
長さ	幅	厚さ	断面二次モーメント	ヤング係数	支持位置からの距離	
Le	B	t	I	E	x	
m	m	m	m ⁴	KN/m ²	m	仮想梁：側壁
4.7	1.0	0.3	0.00225	2.5E+07	2.35	F'ck = 24N/mm ²

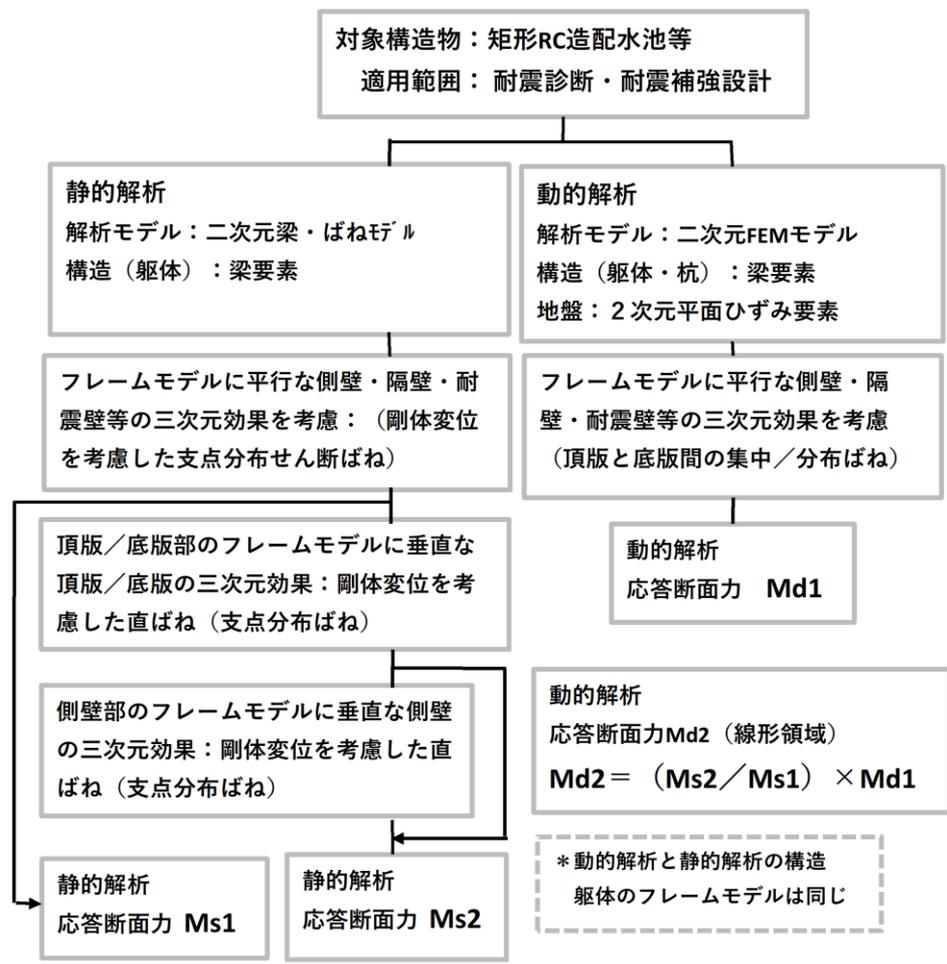
9 仮想梁のばね値の計算（等分布荷重）						
固定支持のばね		固定支持の比率	ヒンジ支持のばね		ヒンジ支持の比率	フレームモデル幅
Rf	1/Rf	a	Rh	1/Rh	b=1-a	ばね
m/KN	KN/m		m/KN	KN/m		KN
2.26E-05	44265	0.5	0.000113	8853	0.5	26559

剛体変位を考慮した側壁の仮想梁のばね値の計算											
【 Z= 0.425 m (上部) 】											
10 (1) フレームモデル単位長さ (仮想梁幅=1.0m) 当たりの水平方向慣性力 $P_i = V \times \gamma_c \times Kh$											
仮想梁幅	フレーム幅	位置	側壁厚さ	体積	単位体積重量	設計水平深度	慣性力				
B	Lea	z	t	V	γ_c	Kh	P _i				
m	m	m	m	m ³	KN/m ³		KN				
1.0	1.0	0.425	0.3	0.3	24.5	0.8	5.88				
10 (2) 静水圧力の計算 $P_{ws} = p_{ws} \times B \times Lea$											
仮想梁幅	フレーム幅	位置	水位	単重	静水圧	静水圧力					
B	Lea	z	Z _{wc}	γ_w	p _{ws}	P _{ws}					
m	m	m	m	KN/m ³	KN/m ²	KN					
1.0	1.0	0.425	0.425	10.0	0.0	0.0					
10 (3) 動水圧力の計算 $P_{wd} = p_{wd} \times B \times Lea$											
仮想梁幅	フレーム幅	位置	水位	単重	設計水平深度	水深	動水圧	動水圧力			
B	Lea	z	Z _{wc}	β	γ_w	Kh	H = Z _w	p _{wd}	P _{wd}		
m	m	m	m		KN/m ³		m	KN/m ²	KN		
1.0	1.0	0.425	0.425	0.816	10.0	0.8	3.05	0.0	0.0		
10 (4) 動土圧力の計算 $P_{EA} = p_{EA} \times B \times Lea$											
仮想梁幅	フレーム幅	位置	GL	土の単重	地表載荷荷重	壁背面角	地表面角	主動土圧係数	動土圧	動土圧力	
B	Lea	z	Z _{gc}	$\gamma_g = \gamma$	q	θ	α	K _{EA}	p _{EA}	P _{EA}	
m	m	m	m	KN/m ³	KN/m ²	°	°		KN/m ²	KN	
1.0	1.0	0.425	-1.25	20.0	0.0	0.0	0.0	1.104	37.0	37.0	
10 (5) フレームモデルの分布ばね (土圧作用側) 側壁慣性力+静水圧+動水圧+動土圧											
慣性力	静水圧力	動水圧力	動土圧力	合計	仮想梁ばね	合計水平力	地盤ばね	合成ばね	仮想梁幅	分布ばね	
P _i	P _{ws}	P _{wd}	P _{EA}	P _{ha}	K _b	W _h	K _{gh}	K	B	K/B	
KN	KN	KN	KN	KN	KN/m	KN	KN/m	KN/m	m	KN/m/m	
5.88	0.0	0.0	37.0	42.86	26559	1883.8	1211640	13528	1.0	13528	
静水圧は慣性力等と反対方向に作用する。 $K_t = (K_{gh} \times K_b) / ((W_h / P_{ha}) K_b + K_{gh})$											
10 (6) フレームモデルの分布ばね (地盤ばねで支持される側) 側壁慣性力+静水圧+動水圧											
慣性力	静水圧力	動水圧力	動土圧力	合計	仮想梁ばね	合計水平力	地盤ばね	合成ばね	仮想梁幅	分布ばね	
P _i	P _{ws}	P _{wd}	P _{EA}	P _{hb}	K _b	W _h	K _{gh}	K	B	K/B	
KN	KN	KN	KN	KN	KN/m	KN	KN/m	KN/m	m	KN/m/m	
5.88	0.0	0.0	0.0	5.88	26559	1883.8	1211640	3311	1.0	3311	
$K_t = (K_{gh} \times K_b) / ((W_h / P_{hb}) K_b + K_{gh})$											

【 Z= 2.0 m (中間) 】										
11 (1) フレームモデル単位長さ (仮想梁幅=1.0m) 当たりの水平方向慣性力 $P_i = V \times \gamma_c \times K_h$										
仮想梁幅	フレームモデル幅	位置	側壁厚さ	体積	単位体積重量	設計水平深度	慣性力			
B	Lea	z	t	V	γ_c	K_h	P_i			
m	m	m	m	m ³	KN/m ³		KN			
1.0	1.0	2.0	0.3	0.3	24.5	0.8	5.88			
11 (2) 静水圧力の計算 $P_{ws} = p_{ws} \times B \times Lea$										
仮想梁幅	フレームモデル幅	位置	水位	単重	静水圧	静水圧力				
B	Lea	z	Z_{wc}	γ_w	p_{ws}	P_{ws}				
m	m	m	m	KN/m ³	KN/m ²	KN				
1.0	1.0	2.0	0.425	10.0	15.8	15.8				
11 (3) 動水圧力の計算 $P_{wd} = p_{wd} \times B \times Lea$										
仮想梁幅	フレームモデル幅	位置	水位		単重	設計水平深度	水深	動水圧	動水圧力	
B	Lea	z	Z_{wc}	β	γ_w	K_h	$H = Z_w$	p_{wd}	P_{wd}	
m	m	m	m		KN/m ³		m	KN/m ²	KN	
1.0	1.0	2.0	0.425	0.816	10.0	0.8	3.05	12.5	12.5	
11 (4) 動土圧力の計算 $P_{EA} = p_{EA} \times B \times Lea$										
仮想梁幅	フレームモデル幅	位置	GL	土の単重	地表載荷荷重	壁背面角	地表面角	主動土圧係数	動土圧	動土圧力
B	Lea	z	Z_{gc}	$\gamma_g = \gamma$	q	θ	α	K_{EA}	p_{EA}	P_{EA}
m	m	m	m	KN/m ³	KN/m ²	°	°		KN/m ²	KN
1.0	1.0	2.0	-1.25	20.0	0.0	0.0	0.0	1.104	71.8	71.8
11 (5) フレームモデルの分布ばね (土圧作用側) 側壁慣性力-静水圧+動水圧+動土圧										
慣性力	静水圧力	動水圧力	動土圧力	合計	仮想梁ばね	合計水平力	地盤ばね	合成ばね	仮想梁幅	分布ばね
P_i	P_{ws}	P_{wd}	P_{EA}	P_{ha}	K_b	W_h	K_{gh}	K	B	K/B
KN	KN	KN	KN	KN	KN/m	KN	KN/m	KN/m	m	KN/m/m
5.88	-15.8	12.5	71.8	74.4	26559	1883.8	1211640	17081	1.0	17081
静水圧は慣性力等と反対方向に作用する。 $K_t = (K_{gh} \times K_b) / ((W_h / P_{ha}) K_b + K_{gh})$										
11 (6) フレームモデルの分布ばね (地盤ばねで支持される側) 側壁慣性力+静水圧+動水圧										
慣性力	静水圧力	動水圧力	動土圧力	合計	仮想梁ばね	合計水平力	地盤ばね	合成ばね	仮想梁幅	分布ばね
P_i	P_{ws}	P_{wd}	P_{EA}	P_{hb}	K_b	W_h	K_{gh}	K	B	K/B
KN	KN	KN	KN	KN	KN/m	KN	KN/m	KN/m	m	KN/m/m
5.88	15.8	12.5	0.0	34.1	26559	1883.8	1211640	12022	1.0	12022
$K_t = (K_{gh} \times K_b) / ((W_h / P_{hb}) K_b + K_{gh})$										

【 Z= 3.0 m (下部) 】										
12 (1) フレーム単位長さ (仮定梁幅=1.0m) 当たりの水平方向慣性力 $P_i = V \times \gamma_c \times Kh$										
仮定梁幅	フレーム幅	位置	側壁厚さ	体積	単位体積重量	設計水平深さ	慣性力			
B	Lea	z	t	V	γ_c	Kh	P _i			
m	m	m	m	m ³	KN/m ³		KN			
1.0	1.0	3.0	0.3	0.3	24.5	0.8	5.88			
12 (2) 静水圧力の計算 $P_{ws} = p_{ws} \times B \times Lea$										
仮定梁幅	フレーム幅	位置	水位	単重	静水圧	静水圧力				
B	Lea	z	Z _{wc}	γ_w	p _{ws}	P _{ws}				
m	m	m	m	KN/m ³	KN/m ²	KN				
1.0	1.0	3.0	0.425	10.0	25.8	25.8				
12 (3) 動水圧力の計算 $P_{wd} = p_{wd} \times B \times Lea$										
仮定梁幅	フレーム幅	位置	水位		単重	設計水平深さ	水深	動水圧	動水圧力	
B	Lea	z	Z _{wc}	β	γ_w	Kh	H = Z _w	p _{wd}	P _{wd}	
m	m	m	m		KN/m ³		m	KN/m ²	KN	
1.0	1.0	3.0	0.425	0.816	10.0	0.8	3.05	16.0	16.0	
12 (4) 動土圧力の計算 $P_{EA} = p_{EA} \times B \times Lea$										
仮定梁幅	フレーム幅	位置	GL	土の単重	地表載荷荷重	壁背面角	地表面角	主動土圧係数	動土圧	動土圧力
B	Lea	z	Z _{gc}	$\gamma_g = \gamma$	q	θ	α	K _{EA}	p _{EA}	P _{EA}
m	m	m	m	KN/m ³	KN/m ²	°	°		KN/m ²	KN
1.0	1.0	3.0	-1.25	20.0	0.0	0.0	0.0	1.104	93.8	93.8
12 (5) フレームモデルの分布ばね (土圧作用側) 側壁慣性力・静水圧+動水圧+動土圧										
慣性力	静水圧力	動水圧力	動土圧力	合計	仮定梁ばね	合計水平力	地盤ばね	合成ばね	仮定梁幅	分布ばね
P _i	P _{ws}	P _{wd}	P _{EA}	P _{ha}	K _b	W _h	K _{gh}	K	B	K/B
KN	KN	KN	KN	KN	KN/m	KN	KN/m	KN/m	m	KN/m/m
5.88	-25.8	16.0	93.8	90.0	26559	1883.8	1211640	18205	1.0	18205
静水圧は慣性力等と反対方向に作用する。 $K_t = (K_{gh} \times K_b) / ((W_h / P_{ha}) K_b + K_{gh})$										
12 (6) フレームモデルの分布ばね (地盤ばねで支持される側) 側壁慣性力+静水圧+動水圧										
慣性力	静水圧力	動水圧力	動土圧力	合計	仮定梁ばね	合計水平力	地盤ばね	合成ばね	仮定梁幅	分布ばね
P _i	P _{ws}	P _{wd}	P _{EA}	P _{hb}	K _b	W _h	K _{gh}	K	B	K/B
KN	KN	KN	KN	KN	KN/m	KN	KN/m	KN/m	m	KN/m/m
5.88	25.8	16.0	0.0	47.6	26559	1883.8	1211640	14227	1.0	14227
$K_t = (K_{gh} \times K_b) / ((W_h / P_{hb}) K_b + K_{gh})$										

13側壁部のフレームにセットする分布ばね			
位置	動土圧作用側	ばね支持側	
z	K/B	K/B	
m	KN/m/m	KN/m/m	
0.425	13528	3311	上部
2.000	17081	12022	中間
3.000	18205	14227	下部



図一 4 動的解析の応答値の求め方

表一 1 動的解析の応答値の求め方

部位	側壁等	頂版/底版	側壁	応答断面力
ばねの種類	せん断ばね	直ばね	直ばね	
静的解析	○			Ms1
	○	○	○	Ms2
動的解析	○			Md1
	Md2 = Ms2 / Ms1 × Md1			Md2

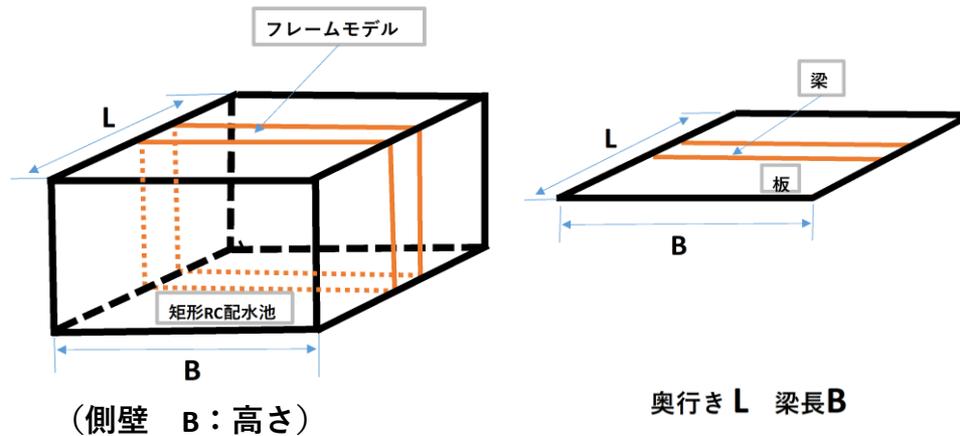
* 静的解析は二次元フレーム・ばねモデル。動的解析は二次元FEMモデル。構造躯体のフレームモデルは静的解析と動的解析で同じ。側壁等のせん断ばねは、静的解析は剛体変位を考慮した支点分布ばね、動的解析は頂版と底版間の集中／分布ばね。静的解析の頂版／底版、側壁の直ばねは剛体変位を考慮した支点分布ばね。線形領域に適用可能。非線形領域に入るときは適用に留意する。

まとめ

1. RC造の矩形の配水池等の耐震診断等の静的解析に用いられている、二次元フレーム・ばねモデルに、それに垂直な頂版等の三次元効果を簡易な直ばねで近似的に取り入れる方法とその計算例を示した。
2. 三次元効果を近似的に取り入れるとき、構造の剛体変位を考慮している。
3. 二次元の地盤・構造連成系モデルの動的解析に、
 1. の頂版等の三次元効果を考慮する方法を示した。

補足

- 1 板と梁の固定部の曲げモーメントの比較と L/B の関係から直ばねの適用範囲の検討
- 2 板と梁の中央部のたわみ量から、仮想梁による直ばねの有効性
- 3 仮想妻壁のせん断ばねと側壁・頂版のせん断ばねの比較と直ばねの効果の考察



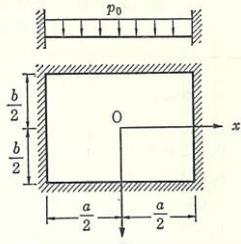
$L/B \rightarrow \infty$ の平面ひずみ状態のとき三次元問題を二次元問題として扱える。

補足 A

梁と板の応答値の比較

1 頂版、底版をイメージ

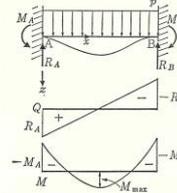
板（等分布荷重）



$$v = 0.3 \quad D = Eh^3/12(1-\nu^2)$$

b/a	(w)200,000	係数	(M _x)200,000	(M _y)200,000	(M _x)200,000	(M _y)200,000	係数
1.0	0.00126	$p_0 a^4/D$	-0.0513	-0.0513	0.0231	0.0231	$p_0 a^4$
1.1	0.00150	$p_0 a^4/D$	-0.0581	-0.0538	0.0264	0.0231	$p_0 a^4$
1.2	0.00172	$p_0 a^4/D$	-0.0639	-0.0554	0.0299	0.0228	$p_0 a^4$
1.3	0.00191	$p_0 a^4/D$	-0.0687	-0.0563	0.0327	0.0222	$p_0 a^4$
1.4	0.00207	$p_0 a^4/D$	-0.0726	-0.0568	0.0349	0.0212	$p_0 a^4$
1.5	0.00220	$p_0 a^4/D$	-0.0757	-0.0570	0.0368	0.0203	$p_0 a^4$
1.6	0.00230	$p_0 a^4/D$	-0.0780	-0.0571	0.0381	0.0193	$p_0 a^4$
1.7	0.00238	$p_0 a^4/D$	-0.0799	-0.0571	0.0392	0.0182	$p_0 a^4$
1.8	0.00245	$p_0 a^4/D$	-0.0812	-0.0571	0.0401	0.0174	$p_0 a^4$
1.9	0.00249	$p_0 a^4/D$	-0.0822	-0.0571	0.0407	0.0165	$p_0 a^4$
2.0	0.00254	$p_0 a^4/D$	-0.0829	-0.0571	0.0412	0.0158	$p_0 a^4$
∞	0.00260	$p_0 a^4/D$	-0.0833	-0.0571	0.0417	0.0152	$p_0 a^4$

梁（等分布荷重）



$$M = \frac{pl^2}{2} \left(-\frac{1}{6} + \frac{x}{l} - \frac{x^2}{l^2} \right) \quad w = \frac{pl^4}{24EI} \left\{ \left(\frac{x}{l} \right)^2 - 2 \left(\frac{x}{l} \right)^3 + \left(\frac{x}{l} \right)^4 \right\}$$

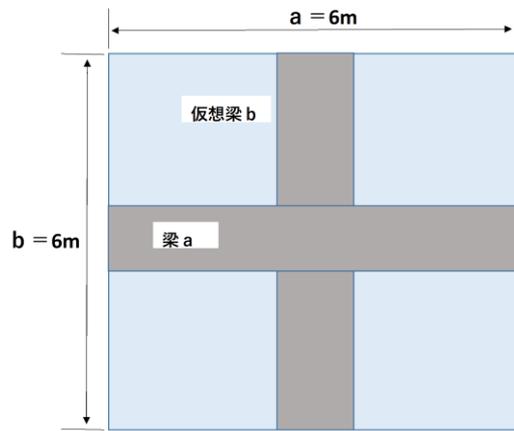
$$M_{max} = \frac{pl^2}{24}, \quad \left[x = \frac{l}{2} \right] \quad w_{max} = \frac{pl^4}{384EI}, \quad \left[x = \frac{l}{2} \right]$$

$$M_A = M_B = \frac{pl^2}{12}$$

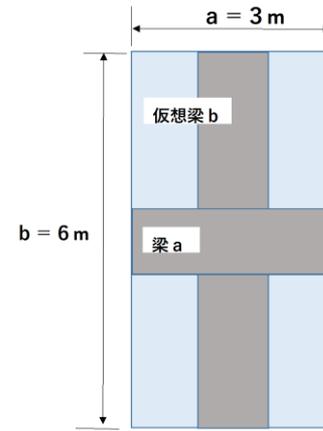
構造力学公式集 p 148, p 341

ケース	a	b	b/a	p=p0	E	h	v	D	たわみ係数	ω	K=pu/ω	曲げモーメント係数	Mx x=a/2y=0	My x=0y=b/2
	m	m		KN/m2	KN/m2	m		KN・m		m	KN/m		KN・m/m	KN・m/m
1	2.9	4.4	1.517	1.0	30900000	0.25	0.2	41910.807	0.002217	3.74E-06	267281	-0.0761	-0.640	
2	2.9	4.4	1.517	1.0	30900000	0.25	0.2	41910.807	0.002217	3.74E-06	267281	-0.0570		-0.479
3	4.275	6.3	1.474	1.0	31000000	0.22	0.2	28653.472	0.002166	2.52E-05	39607	-0.0749	-1.369	
4	4.275	6.3	1.474	1.0	31000000	0.22	0.2	28653.472	0.002166	2.52E-05	39607	-0.0569		-1.040
5	4.275	8.45	1.977	1.0	29600000	0.25	0.2	40147.569	0.002529	2.1E-05	47530	-0.0827	-1.511	
6	4.275	8.45	1.977	1.0	29600000	0.25	0.2	40147.569	0.002529	2.1E-05	47530	-0.0571		-1.044
7	6.0	6.0	1.000	1.0	25000000	0.25	0.2	33908.42	0.001260	4.82E-05	20765	-0.0513		-1.847
8	3.0	6.0	2.000	1.0	25000000	0.25	0.2	33908.42	0.002540	6.07E-06	164812	-0.0829	-0.746	
9	3.0	6.0	2.000	1.0	25000000	0.25	0.2	33908.42	0.002540	6.07E-06	164812	-0.0571		-0.514

p0=p 実際の配水池の寸法										曲げモーメント比 (梁/板)		縦横比	たわみ比	
ケース	ℓ (a, b)	p=p0	E	h	b	l	x	ω	K=P/ω	-MA	-MA/Mx	-MA/My	L/B	ω梁/ω板
	m	KN/m	KN/m2	m	m	m4	m	m	KN/m/m	KN・m/m				
1	2.9	1.0	30900000	0.25	1.0	0.001302	1.45	4.578E-06	218442	-0.701	1.10		1.52	1.22
2	4.4	1.0	30900000	0.25	1.0	0.001302	2.2	2.426E-05	41221	-1.613		3.37	0.66	6.48
3	4.275	1.0	31000000	0.22	1.0	0.000887	2.1375	3.162E-05	31625	-1.523	1.11		1.47	1.25
4	6.300	1.0	31000000	0.22	1.0	0.000887	3.15	0.0001491	6705	-3.308		3.18	0.68	5.91
5	4.275	1.0	29600000	0.25	1.0	0.001302	2.1375	2.257E-05	44312	-1.523	1.01		1.98	1.07
6	8.450	1.0	29600000	0.25	1.0	0.001302	4.225	0.0003445	2903	-5.950		5.70	0.51	16.37
7	6.000	1.0	25000000	0.25	1.0	0.001302	3.0	0.0001037	9645	-3.000		1.62	1.00	2.15
8	3.000	1.0	25000000	0.25	1.0	0.001302	1.5	6.48E-06	154321	-0.750	1.01		2.00	1.07
9	6.000	1.0	25000000	0.25	1.0	0.001302	3.0	0.0001037	9645	-3.000		5.84	0.50	17.09



ケース1 梁幅=1.0m



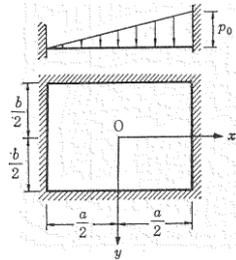
ケース2 梁幅=1.0m

4辺固定板										板中央たわみ
ケース	a	b	b/a	p=p0	E	h	v	D	たわみ係数	ωp
	m	m		KN/m2	KN/m2	m		KN・m		m
1	6	6	1.000	1.0	2.5E+07	0.25	0.2	33908.42	0.001260	4.82E-05
2	3	6	2.000	1.0	2.5E+07	0.25	0.2	33908.42	0.002540	6.07E-06
f'ck = 24KN/mm2										

両端固定梁										梁と板の変位 (たわみ) の比較				ω梁のたわみ			ωp版のたわみ	
ケース	ℓ (a, b)	p	E	h	b	l	x	ω	K=P/ω	p	ω	K= p / ω	Kt	ω = P (梁b) / Kt	板のωp	ω (梁) / ωp (板)	ω (梁) / ωp (板)	
	m	KN/m	KN/m2	m	m	m4	m	m	(KN/m) / m	KN/m	m	(KN/m) / m	(KN/m) / m	m	m		(仮想梁bなし)	
ケース1	6.0	1.0	2.5E+07	0.25	1.0	0.001302	3	1.04E-04	9645	1.0	1.04E-04	9645	19290	5.18E-05	4.82E-05	1.08	2.15	
梁 a	6.0	1.0	2.5E+07	0.25	1.0	0.001302	3	1.04E-04	9645	1.0	1.04E-04	9645						
梁 b	6.0	1.0	2.5E+07	0.25	1.0	0.001302	3	1.04E-04	9645	1.0	1.04E-04	9645						
													Kt = K (梁a) + K (梁b)					
ケース2	3.0	1.0	2.5E+07	0.25	1.0	0.001302	1.5	6.48E-06	154321	1.0	6.48E-06	154321	163966	6.10E-06	6.07E-06	1.01	1.07	
梁 a	3.0	1.0	2.5E+07	0.25	1.0	0.001302	1.5	6.48E-06	154321	1.0	6.48E-06	154321						
梁 b	6.0	1.0	2.5E+07	0.25	1.0	0.001302	3	1.04E-04	9645	1.0	1.04E-04	9645						
K:見かけのばね													Kt = K (梁a) + K (梁b)					

2側壁をイメージ

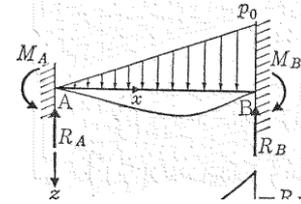
板（三角分布荷重）



$\nu = 0.3$

$\frac{b}{a}$	$x=0, y=0$		$x=a/2, y=0$	$x=-a/2, y=0$	$x=0, y=\pm b/2$	
	$w = \alpha p_0 a^4 / D$	$M_x = \beta_1 p_0 a^2$	$M_y = \beta_2 p_0 a^2$	$M_x = \gamma_1 p_0 a^2$	$M_x = \gamma_2 p_0 a^2$	$M_y = \delta p_0 a^2$
0.5	0.00080	0.00198	0.00515	-0.0115	-0.0028	-0.0104
2/3	0.000217	0.00451	0.00817	-0.0187	-0.0066	-0.0168
1.0	0.00063	0.0115	0.0115	-0.0334	-0.0179	-0.0257
1.5	0.00110	0.0184	0.0102	-0.0462	-0.0295	-0.0285
∞	0.00130	0.0208	0.0063	-0.0500	-0.0333	-

梁（三角分布荷重）



$$M = \frac{p_0 l^2}{60} \left\{ -2 + 9 \frac{x}{l} - 10 \left(\frac{x}{l} \right)^2 \right\}$$

$$M_{max} = 0.02144 p_0 l^2, [x = 0.5477 l]$$

$$M_A = \frac{p_0 l^2}{30}$$

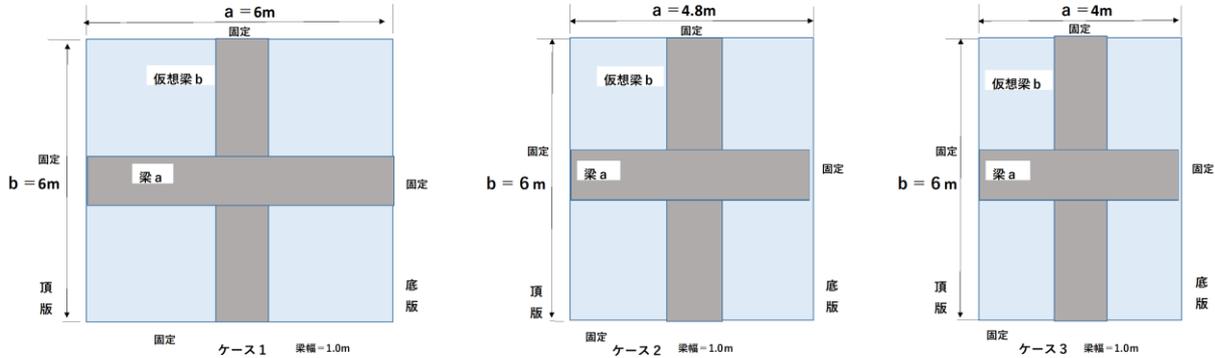
$$M_B = \frac{p_0 l^2}{20}$$

$$w = \frac{p_0 l^4}{120 EI} \left\{ 2 \left(\frac{x}{l} \right)^2 - 3 \left(\frac{x}{l} \right)^3 + \left(\frac{x}{l} \right)^5 \right\}$$

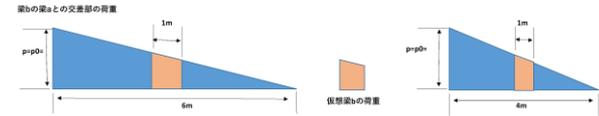
$$w_{max} = 0.00131 \frac{p_0 l^4}{EI}, [x = 0.5247 l]$$

構造力学公式集 p 148, p 341

ケース	実際の配水池の寸法			MB/Mx : 底版側		MA/Mx : 頂版側		板		梁		比 (梁/板)	
	a (高さ)	b (幅)	b/a=L/B	p = p0	ν 2	曲げモーメント係数	曲げモーメント係数	Mx x=a/2 y=0	Mx x=-a/2 y=0	MB	MA	MB/Mx	MA/Mx
	m	m		KN/m2		γ 1	γ 2	KN・m/m	KN・m/m	KN・m/m	KN・m/m	(x=a/2 y=0)	(x=-a/2 y=0)
1	2.3	2.9	1.261	1.0	0.2	-0.0401	-0.0240	-0.212	-0.127	-0.265	-0.176	1.247	1.389
2	2.3	4.4	1.913	1.0	0.2	-0.0462	-0.0295	-0.244	-0.156	-0.265	-0.176	1.082	1.130
3	3.345	4.275	1.278	1.0	0.2	-0.0405	-0.0243	-0.453	-0.272	-0.559	-0.373	1.235	1.372
4	3.345	6.3	1.883	1.0	0.2	-0.0462	-0.0295	-0.517	-0.330	-0.559	-0.373	1.082	1.130
5	3.325	4.275	1.286	1.0	0.2	-0.0407	-0.0245	-0.450	-0.271	-0.553	-0.369	1.229	1.361
6	3.325	8.45	2.541	1.0	0.2	-0.0462	-0.0295	-0.511	-0.326	-0.553	-0.369	1.082	1.130
7	4.0	6.0	1.500	1.0	0.2	-0.0462	-0.0295	-0.739	-0.472	-0.800	-0.533	1.082	1.130
8	3.0	6.0	2.000	1.0	0.2	-0.0462	-0.0295	-0.416	-0.266	-0.450	-0.300	1.082	1.130



4 辺固定支持										板中央たわみ
ケース	a (高さ)	b (幅)	b/a	p=P0	E	h	v	D	たわみ係数	ωp
	m	m		KN/m ²	KN/m ²	m		KN・m		m
1	6	6	1.000	1.0	2.5E+07	0.3	0.2	58593.75	0.000630	1.39E-05
2	4.8	6	1.250	1.0	2.5E+07	0.3	0.2	58593.75	0.000865	7.84E-06
3	4	6	1.500	1.0	2.5E+07	0.3	0.2	58593.75	0.001100	4.81E-06
f'ck=24KN/mm ²										



仮想梁の荷重 $0.5KN = p/2$

両端固定梁・等分布荷重 (梁a)、両端固定梁・三角分布荷重 (梁b)										梁と板の変位 (たわみ) の比較									
ケース	l (a, b)	p	E	h	梁幅b	l	x	ωa, ωb	K=P/ω	p	ω	K= p / ω	荷重比 α	Kt	ω=P (梁a) / Kt	板の ωp	ω (梁) / ωp (板)	ω (梁a) / ωp (板)	ω (梁b) / ωp (板)
ケース1	m	KN/m	KN/m ²	m	m	m ⁴	m	m	KN/m/m	KN/m	m	(KN/m) / m	p (梁a) / p (梁b)	(KN/m) / m	m	m	仮想梁bあり	仮想梁bなし	
梁 a	6.0	1.000	2.5E+07	0.30	1.0	0.00225	3	3.00E-05	33333	1.000	3.00E-05	33333	—	66667	1.50E-05	1.39E-05	1.08	2.15	
梁 b	6.0	0.5	2.5E+07	0.30	1.0	0.00225	3	3.00E-05	16667	0.5	3.00E-05	16667	2.0						
Kt=K (梁a) + K (梁b)																			
ケース2	m	KN/m	KN/m ²	m	m	m ⁴	m	m	KN/m/m	KN/m	m	(KN/m) / m	p (梁a) / p (梁b)	(KN/m) / m	m	m	仮想梁bなし		
梁 a	4.8	1.000	2.5E+07	0.30	1.0	0.00225	2.4	1.23E-05	81380	1.000	1.23E-05	81380	—	114714	8.72E-06	7.84E-06	1.11	1.57	
梁 b	6.0	0.5	2.5E+07	0.30	1.0	0.00225	3	3.00E-05	16667	0.5	3.00E-05	16667	2.0						
ケース3	m	KN/m	KN/m ²	m	m	m ⁴	m	m	KN/m/m	KN/m	m	(KN/m) / m	p (梁a) / p (梁b)	(KN/m) / m	m	m	仮想梁bなし		
梁 a	4.0	1.000	2.5E+07	0.30	1.0	0.00225	2	5.93E-06	168750	1.000	5.93E-06	168750	—	202083	4.95E-06	4.81E-06	1.03	1.23	
梁 b	6.0	0.5	2.5E+07	0.30	1.0	0.00225	3	3.00E-05	16667	0.5	3.00E-05	16667	2.0						
K:見かけのばね										K:見かけのばね					Kt=K (梁a) + αK (梁b)				

補足 B

仮想妻壁と側壁・頂版のせん断ばねの比較

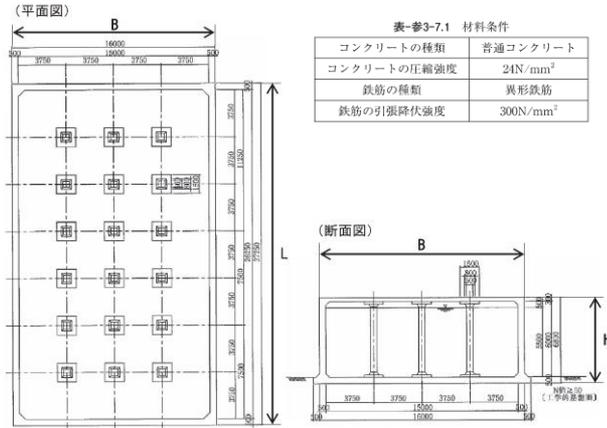


図-参3-7.1 一般構造図 (L/B=1.50, B/H=2.3の例)

コンクリートの種類	普通コンクリート
コンクリートの圧縮強度	24N/mm ²
鉄筋の種類	異形鉄筋
鉄筋の引張降伏強度	300N/mm ²

表-参3-7.6 解析条件

		厚さ (mm)	モデル化
三次元モデル	頂版	300	平面要素
	側壁	500	平面要素
	妻壁	500	平面要素
二次元モデル	頂版	300	二次元梁要素
	側壁	500	二次元梁要素
	仮想妻壁	500	平面要素

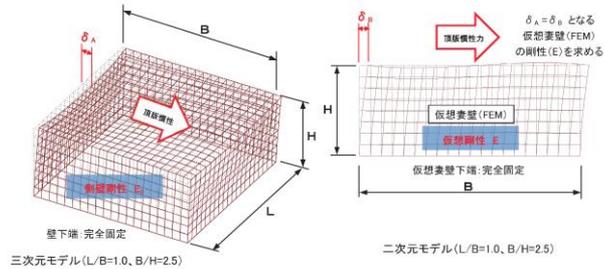


図-参3-7.4 三次元効果の解析モデル (配水池イメージ)

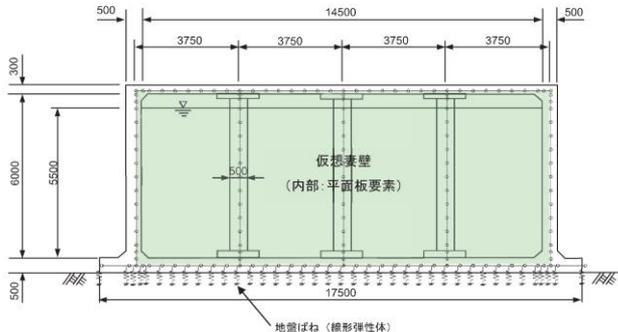


図-参3-7.3 解析モデルの概要図

水道施設耐震工法指針・解説2022年版 II 参考資料 3構造物
7池状構造物【地上構造物】の曲げ・せん断照査における
耐震計算法の特徴比較 (適用にあたっての目安) p272-277

表-参3-7.7 解析ケース

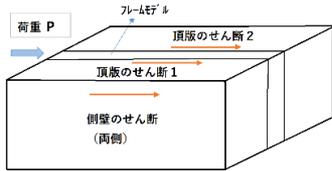
解析ケース	壁幅 L (m)	壁幅 B (m)	壁高 H (m)	L/B	B/H	L/H	E/E ₀ *	
L/B (B/H=2.5)	①	11.25	15.00	6.00	0.75	2.50	1.88	0.32
	②	15.00	15.00	6.00	1.00	2.50	2.50	0.20
	③	22.50	15.00	6.00	1.50	2.50	3.75	0.10
	④	30.00	15.00	6.00	2.00	2.50	5.00	0.06
	⑤	45.00	15.00	6.00	3.00	2.50	7.50	0.029
	⑥	90.00	15.00	6.00	6.00	2.50	15.00	0.009
B/H (L/B=1.0)	⑦	11.25	11.25	6.00	1.00	1.88	1.88	0.31
	⑧	15.00	15.00	6.00	1.00	2.50	2.50	0.20
	⑨	22.50	22.50	6.00	1.00	3.75	3.75	0.11
	⑩	30.00	30.00	6.00	1.00	5.00	5.00	0.07
	⑪	45.00	45.00	6.00	1.00	7.50	7.50	0.035
	⑫	90.00	90.00	6.00	1.00	15.00	15.00	0.011

注) *: 3次元モデル (妻壁) のヤング係数に対する 2次元モデル (仮想妻壁) のヤング係数の比

せん断ばねの比較 (2)

(解析ケース②)

入力



フレームモデル		
構造奥行幅	フレーム幅	フレーム長
Le	Lea	L
m	m	m
15.00	3.75	14.5

構造奥行幅	側壁外面までの距離
せん断壁 (側壁、隔壁等)	長さ：壁内面距離、高さ：底版上面～頂版下面

技術報告書第36号 p7

側壁/耐震壁のせん断ばね								
長さ	厚さ	面積	高さ	せん断弾性係数	せん断ばね	構造奥行幅	フレーム幅	フレーム長
Lw	T	A	h	G	Kw	Le	Lea	Kfc
m	m	m ²	m	KN/m ²	KN/m	m	m	KN/m
14.5	0.5	7.25	6.00	10416667	12586806	15.00	3.75	3146701
14.5	0.5	7.25	6.00	10416667	12586806	15.00	3.75	3146701
					25173612			6293403

$A=Lw \times T$ $Kw=GA/h$ $Kfc=Kw \times (Lea/Le)$

頂版のせん断ばね

長さ	厚さ	面積	幅	せん断弾性係数	せん断ばね	構造奥行幅	フレーム幅	フレーム長
L	T	A	Ls1, Ls2	G	Ks	Le	Lea	Kfs
m	m	m ²	m	KN/m ²	KN/m	m	m	KN/m
14.5	0.3	4.35	5.375	10416667	8430233	15.00	3.75	2107558
14.5	0.3	4.35	5.375	10416667	8430233	15.00	3.75	2107558
					16860466			4215116

$A=L \times T$ $Ks=GA/Ls1+GA/Ls2$ (ここでは、 $Ls1=0$ $Ks=GA/Ls2$) $Kfs=Ks \times (Lea/Le)$

側壁/耐震壁と頂版の合成せん断ばね

側壁ばね	頂版ばね	合成ばね	側壁のばねと頂版との合成ばね比					
Kfc	Kfs	Kf	Kf/Kfc=					
KN/m	KN/m	KN/m	0.401114					
6293403	4215116	2524373						

$Kf=(Kfc \times Kfs)/(Kfc+Kfs)$

水道指針の仮想妻壁 (L/B=1.00 E/E0=0.20)

仮想妻壁のせん断ばね					
長さ	厚さ	面積	高さ	せん断弾性係数	せん断ばね
Lw	T	A	h	G	Kw
m	m	m ²	m	KN/m ²	KN/m
14.5	0.5	7.25	6.00	2083333	2517361
		0			

$A=Lw \times T$ $Kw=GA/h$ $Kfc=Kw \times (Lea/Le)$

合成せん断ばね / 指針妻壁 = 1.00279

解析ケース	L/B	せん断ばね (KN/m)		比
		A側壁・頂版	B仮想妻壁	
①	0.75	4254695	4027778	1.056
②	1.00	2524373	2517361	1.003
③	1.50	1186968	1258681	0.943
④	2.00	687595	755208	0.910
⑤	3.00	314998	365017	0.863
⑥	6.00	81249	113281	0.717

2次元モデル
フレーム幅 3750mm
(柱間幅)

比 A/Bは仮想妻壁のヤング係数比E/E0が小さくなるにしたがって小さくなるのは仮想妻壁を入れたFEM三次元解析では側壁の曲げ抵抗が入っており見かけ上仮想妻壁の剛性とその分大きくなっているためと考えられる。その影響は仮想妻壁の剛性が低くなるほど大きい。

補足まとめ

①梁と板の曲げモーメントの比較

等分布荷重

L/Bと固定端の曲げモーメントの比 (梁/板)			
B(m)	L(m)	L/B	曲げモーメント比
6.0	3.0	0.50	5.84
8.45	4.275	0.51	5.70
4.4	2.9	0.66	3.37
6.3	4.275	0.68	3.18
6.0	6.0	1.00	1.62
4.275	6.3	1.47	1.11
2.9	4.4	1.52	1.10
4.275	8.45	1.98	1.01
3.0	6.0	2.00	1.01

三角分布荷重

L/Bと固定端の曲げモーメントの比 (梁/板)				
B(m)	L(m)	L/B	底版部	頂版部
2.3	2.9	1.26	1.25	1.39
3.345	4.275	1.28	1.23	1.37
3.325	4.275	1.29	1.23	1.36
4.0	6.0	1.50	1.08	1.13
3.345	6.3	1.88	1.08	1.13
2.3	4.4	1.91	1.08	1.13
3.0	6.0	2.00	1.08	1.13
3.325	8.45	2.54	1.08	1.13

①等分布荷重（底版、頂版想定）と三角分布荷重（側壁を想定）時の固定部の曲げモーメントの梁と板の比はL/Bが1.5以上では1.1程度である。このことから、直ばねはL/Bが1.5以下でその効果は大きい。

②仮想梁がある場合、梁のたわみ量は板のものに近づき直ばねの効果がみられる。L/Bが大きいほどその効果は大きい。

②梁と板の中央たわみ量の比較

梁と板のの中央のたわみ比

梁長	仮想梁長	中央たわみ比 (梁/板)		
B(m)	L(m)	L/B	仮想梁なし	仮想梁あり
6.0	6.0	1.0	2.15	1.08
3.0	6.0	2.0	1.07	1.01

梁両端固定、板4辺固定、等分布荷重、梁幅1m、仮想梁幅1m1枚

梁と板のの中央のたわみ比

梁長	仮想梁長	中央たわみ比 (梁/板)		
B(m)	L(m)	L/B	仮想梁なし	仮想梁あり
6.0	6.0	1.00	2.15	1.08
4.8	6.0	1.25	1.57	1.11
4.0	6.0	1.50	1.23	1.03

梁両端固定、板4辺固定、三角分布荷重、梁幅1m、仮想梁幅1m1枚

①と③から直ばねは、L/Bが1.5程度以下で、側壁・頂版のせん断ばねを考慮しても、地下式構造の側壁の底版部や覆土などで頂版の荷重が大きく、曲げが基準を超えるときなどに採用するとよい。

③側壁・頂版のせん断ばねと仮想妻壁のせん断ばねの比較

解析ケース	L/B	せん断ばね (KN/m)		比
		A側壁・頂版	B仮想妻壁	A/B
①	0.75	4254695	4027778	1.056
②	1.00	2524373	2517361	1.003
③	1.50	1186968	1258681	0.943
④	2.00	687595	755208	0.910
⑤	3.00	314998	365017	0.863
⑥	6.00	81249	113281	0.717

③仮想妻壁のせん断ばねは、側壁・頂版のせん断ばね（技術報告集36号）とL/Bが1.0以下のときはほぼ等しい。L/Bが1.5のときは5%程度の差である。仮想妻壁には側壁の面外曲げ抵抗の効果が含まれているがL/Bが1.5程度以下のときは、側壁・頂版のせん断ばねの効果が卓越していることを示している。

ご清聴ありがとうございました