

## 第十章 柱狀構造物の強制振動

### 〔44〕 柱體及載荷柱體の強制振動

#### (1) 載荷柱體の強制振動

構造物の基礎地盤が一定の週期及振幅を以て振動する時は、構造物自身は自由なる振動を爲す能はずして極めて複雑なる運動を爲し、之を構造物の強制振動 (Forced vibration) と呼ぶが、此場合構造物に作用する應力に關しては、地動と同一の週期を有する振動が最も重要にして、自由振動週期が地動の週期に比して極めて大なる構造物の上部を除けば、地震に因る彎曲力率を計算するに甚しき困難はない。今、地動の半振幅を  $e$ 、單位時間の振動數を  $p$  とすれば、地動は  $e \sin pt$  を以て表はされ、從て柱軸の  $x$  點の運動は次式を以て表はし得る。

$$y = (C_1 \cosh mx + C_2 \sinh mx + C_3 \sin mx + C_4 \cos mx) \sin pt = u \sin pt \dots (i)$$

茲に  $u$  は  $y$  の極限值を示し、積分常數  $C_1, C_2, C_3$  及  $C_4$  を定むるには

$$\text{下 端 } x = 0 \text{ に於て } y = e \sin pt, \quad \frac{\partial y}{\partial x} = 0$$

$$\text{上 端 } x = l \text{ に於て } M = 0 \text{ 即ち } \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} = 0$$

一般的に考ふる爲め上端に  $P$  なる荷重を有する場合を考ふれば、上端の彈性力は荷重  $P$  の質量に其の重心の加速度を乗じたるものにして

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( EI \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} \right) = \frac{P}{g} \left( \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} \right)_{x=l}$$

是等の條件により  $C_1, C_2, C_3$  及  $C_4$  を定めて (i) 式に代入すれば

$$u = e \left[ \cos mx - A_1 (\cosh mx - \cos mx) + B_1 (\sinh mx - \sin mx) \right] \dots (167)$$

$x$  點の極大彎曲力率は  $M = -EI \frac{d^2 u}{dx^2}$  なるを以て

$$M = EI m^2 e \left[ \cos mx + A_1 (\cosh mx + \cos mx) - B_1 (\sinh mx + \sin mx) \right]$$

茲に

$$A_1 = \frac{\frac{1}{2} K (1 + \cosh ml \cos ml + \sinh ml \sin ml) + \sinh ml \cos ml}{\cosh ml \sin ml - \sinh ml \cos ml - K (1 + \cosh ml \cos ml)} \dots (168)$$

$$B_1 = \frac{\frac{1}{2} K (\cosh ml \sin ml + \sinh ml \cos ml) + \cosh ml \cos ml}{\cosh ml \sin ml - \sinh ml \cos ml - K (1 + \cosh ml \cos ml)}$$

$$K = \frac{1}{ml} \frac{W}{P}, \quad K' = ml \frac{P}{W}$$

今、地震の週期を  $T$ 、構造物の自由主振動の週期を  $T_1$  とし、其他の量に於ても構造物に対するものに尾字 1 を附すれば  $ml = m_1 l \sqrt{\frac{T_1}{T}}$ 、 $ml = \frac{1}{K} \frac{W}{P}$  なる関係あり

次に  $T_1/T$  及  $K'$  の種々の場合に對する  $ml$  の値を計算すれば

$K' \backslash T_1/T$	0.5	0.8	1.2	1.5	2	5
10	0.418	0.576	0.752	0.869	1.050	1.926
2	0.702	0.944	1.228	1.425	1.714	3.010
1	0.857	1.146	1.464	1.686	2.017	3.462
0.5	1.008	1.330	1.689	1.923	2.257	3.768
0.1	1.253	1.583	1.957	2.200	2.558	4.103

(2) 載荷柱體に作用する彎曲力率

構造物の  $x$  點に作用する彎曲力率は (168) 式より

$$M_x = \zeta EI m^2 e$$

茲に  $\zeta = \cos mx + A_1 (\cosh mx + \cos mx) - B_1 (\sinh mx + \sin mx)$

依て  $T_1/T$  及  $K'$  の種々の値に對し  $\zeta$  の値を計算して第 27 表に示す。

$x/l$	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0
$K' = 10$	-5.654	-4.508	-3.372	-2.235	-1.120	0
$= 2$	-2.186	-1.708	-1.245	-0.808	-0.390	0

$T_1/T = 0.5$	$= 1$	-1.618	-1.231	-0.872	-0.547	-0.254	0
	$= 0.5$	-1.329	-0.973	-0.660	-0.390	-0.169	0
	$= 0.1$	-1.202	-0.818	-0.501	-0.253	-0.084	0
$T_1/T = 0.8$	$K' = 10$	-16.670	-13.303	-9.950	-6.594	-3.279	0
	$= 2$	-6.075	-4.753	-3.477	-2.254	-1.087	0
	$= 1$	-4.799	-3.683	-2.625	-1.639	-0.756	0
$T_1/T = 1.2$	$= 0.5$	-4.085	-3.047	-2.090	-1.239	-0.529	0
	$= 0.1$	-3.625	-2.563	-1.623	-0.841	-0.279	0
	$K' = 10$	17.470	13.993	10.476	6.975	3.461	0
$T_1/T = 1.5$	$= 2$	7.336	5.877	4.378	2.850	1.385	0
	$= 1$	5.621	4.498	3.311	2.117	0.980	0
	$= 0.5$	4.384	3.453	2.438	1.412	0.752	0
$T_1/T = 2$	$= 0.1$	4.143	3.233	2.230	1.225	0.417	0
	$K' = 10$	7.242	5.825	4.381	2.928	1.459	0
	$= 2$	2.785	2.312	1.769	1.177	0.573	0
$T_1/T = 5$	$= 1$	2.115	1.802	1.389	0.913	0.428	0
	$= 0.5$	1.736	1.517	1.172	0.751	0.330	0
	$= 0.1$	1.600	1.404	1.049	0.613	0.216	0
$T_1/T = 2$	$K' = 10$	3.615	2.951	2.246	1.510	0.756	0
	$= 2$	1.293	1.187	0.974	0.679	0.338	0
	$= 1$	0.911	0.933	0.807	0.569	0.275	0
$T_1/T = 2$	$= 0.5$	0.742	0.835	0.742	0.516	0.234	0
	$= 0.1$	0.632	0.779	0.692	0.447	0.167	0
	$K' = 10$	0.544	0.661	0.639	0.496	0.268	0
$T_1/T = 5$	$= 2$	-0.505	0.240	0.609	0.621	0.363	0
	$= 1$	-1.034	0.157	0.803	0.873	0.500	0
	$= 0.5$	-1.472	0.133	1.029	1.122	0.610	0
$= 0.1$	-1.850	0.179	1.287	1.313	0.594	0	

(3) 載荷柱體に作用する剪力

壁體の震害は主として剪力に因るものにして剪力變形に依て壁體に致命的破壊の生ぜぬ如き構造が必要である。壁體の斜壊裂は振動週期を大にし地震應力を低

減するが、特殊の構造を用ふる場合の外修理に依て震害の創痕を全癒する事は不可能にして、中小地震に依ても容易に古傷の悩みを新たにす。従て最初より鋼斜材及鐵筋に依て全斜張力を採らしむるは勿論、出来るだけ張應力度を低く採る。窓戶の欠孔を有する壁體は其の周圍に鋼結構を入れるれば最も有效と思はるゝが工費は相當増加する。今  $I$  を不變として (167) 式より各水平斷面の剪力  $S_x$  を求むれば

$$S_x = \frac{d}{dx} \left( EI \frac{d^2 y}{dx^2} \right) = \eta EI m^3 e \quad \dots (169)$$

茲に  $\eta = \sin mx - A_1(\sinh mx - \sin mx) + B_1(\cosh mx + \cos mx)$

但し  $A, B, ml$  及  $m_l l$  は (168) 式と同一である。 $\eta$  の値を第 28 表に示す。

第 28 表  $S_x$  の  $\eta$  の 値

$x/l$	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	
$T_1/T = 0.5$	$K' = 10$	-13.748	-13.664	-13.577	-13.484	-12.467	-13.279
	$= 2$	-3.490	-3.349	-3.202	-3.046	-2.877	-2.696
	$= 1$	-2.349	-2.177	-1.996	-1.805	-1.596	-1.371
	$= 0.5$	-1.864	-1.661	-1.449	-1.220	-0.972	-0.701
	$= 0.1$	-1.655	-1.401	-1.133	-0.838	-0.512	-0.151
$T_1/T = 0.8$	$K' = 10$	-29.335	-29.216	-29.075	-28.892	-28.657	-28.362
	$= 2$	-7.075	-6.879	-6.648	-6.355	-5.978	-5.506
	$= 1$	-4.993	-4.755	-4.467	-4.090	-3.601	-2.984
	$= 0.5$	-4.038	-3.760	-3.416	-2.959	-2.357	-1.593
	$= 0.1$	-3.513	-3.178	-2.749	-2.157	-1.366	-0.355
$T_1/T = 1.2$	$K' = 10$	23.103	23.243	23.332	23.327	23.196	22.926
	$= 2$	5.813	6.041	6.173	6.133	4.205	5.345
	$= 1$	3.694	3.964	4.110	4.035	3.665	2.967
	$= 0.5$	2.592	2.904	3.066	2.968	2.533	1.725
	$= 0.1$	2.141	2.493	2.628	2.383	1.653	0.392

$T_1/T = 1.5$	$K' = 10$	8.058	8.226	8.361	8.434	8.428	8.330
	$= 2$	1.518	1.793	2.009	2.120	2.092	1.904
	$= 1$	0.765	1.089	1.339	1.454	1.389	1.118
	$= 0.5$	0.380	0.748	1.025	1.133	1.019	0.650
	$= 0.1$	0.230	0.647	0.938	0.997	0.753	0.172
$T_1/T = 2$	$K' = 10$	3.060	3.264	3.439	3.560	3.609	3.577
	$= 2$	0.140	0.474	0.759	0.949	1.014	0.931
	$= 1$	-0.254	0.139	0.472	0.686	0.736	0.596
	$= 0.5$	-0.427	0.012	0.378	0.597	0.611	0.600
	$= 0.1$	-0.538	-0.042	0.357	0.559	0.490	0.107
$T_1/T = 5$	$K' = 10$	-0.497	-0.118	0.226	0.499	0.665	0.705
	$= 2$	-1.541	-0.928	-0.304	0.241	0.570	0.577
	$= 1$	-2.077	-1.346	-0.509	0.274	0.726	0.618
	$= 0.5$	-2.526	-1.699	-0.653	0.363	0.888	0.551
	$= 0.1$	-2.915	-1.975	-0.684	0.555	1.020	0.190

[45] 従來の計算法との比較

(1) 彎曲力率

従來構造物の耐震計算には、地動の最大加速度  $\alpha$  に等しき加速度が構造物及荷重の質量全體に一樣に作用するものと假定し、 $x$  點の彎曲力率を

$$M_x = \frac{P}{g} \alpha (l-x) + \frac{W}{g} \frac{l-x}{l} \alpha \frac{l-x}{2}$$

然るに實際は下端に於て地盤と同一の運動を爲すも、上部は自己の彈性撓みの爲めに著しく大なる振動を爲すを以て、従來の計算法を以ては到底耐震の目的を達し得ない。鐵筋混凝土又は鐵骨鐵筋壁の高層建築にありても鐵骨と壁體とが一體を爲して作用する場合は、塔状構造物と同様の計算法に據らざれば壁體の破壊の爲め多大の損害を受くる。而して外廓寸法が上下一様ならば等斷面の中空柱と看做して差支ない。

今、地盤の運動を  $e \sin \frac{2\pi}{T} t$  とすれば、最大加速度  $\alpha = -e \left( m^2 \sqrt{\frac{EI}{\rho A}} \right)^2$

なるを以て  $M'_x$  は次式の如くなる。

$$M'_x = -em^4 l^2 EI \left( \frac{n^2}{2} + \frac{P}{W} n \right), \text{ 茲に } n = \frac{l-x}{l} \dots\dots\dots(170)$$

依つて理論的解法による  $M_x$  と  $M'_x$  との比を求むるに

$$\mu_x = \left| \frac{M_x}{M'_x} \right| = \left| \frac{\zeta}{m^2 l^2 \left( \frac{n^2}{2} + \frac{P}{W} n \right)} \right| \dots\dots\dots(171)$$

$\mu_x$  の値は第 29 表に示す如し。

第 29 表  $\mu_x$  の 値

$x/l$	0	0.2	0.4	0.6	0.8	
$T_1/T = 0.5$	$K' = 10$	1.325	1.326	1.328	1.332	1.335
	$= 2$	1.324	1.332	1.338	1.343	1.346
	$= 1$	1.322	1.335	1.350	1.361	1.366
	$= 0.5$	1.312	1.336	1.360	1.379	1.395
	$= 0.1$	1.320	1.358	1.400	1.440	1.490
$T_1/T = 0.8$	$K' = 10$	2.813	2.822	2.827	2.830	2.831
	$= 2$	2.603	2.648	2.691	2.724	2.745
	$= 1$	2.662	2.753	2.838	2.911	2.965
	$= 0.5$	2.636	2.775	2.913	3.040	3.142
	$= 0.1$	2.569	2.762	2.973	3.188	3.412
$T_1/T = 1.2$	$K' = 10$	2.239	2.258	2.271	2.285	2.281
	$= 2$	2.285	2.403	2.507	2.585	2.652
	$= 1$	2.216	2.422	2.619	2.793	2.917
	$= 0.5$	1.931	2.174	2.391	2.495	3.337
	$= 0.1$	1.963	2.338	2.765	3.185	3.603
$T_1/T = 1.5$	$K' = 10$	0.799	0.810	0.819	0.828	0.832
	$= 2$	0.702	0.789	0.852	0.903	0.938
	$= 1$	0.681	0.798	0.911	1.013	1.086
	$= 0.5$	0.618	0.777	0.943	1.104	1.239
	$= 0.1$	0.606	0.814	1.046	1.290	1.534

$T_1/T = 2$	$K' = 10$	0.327	0.337	0.346	0.352	0.356
	$= 2$	0.264	0.322	0.377	0.423	0.454
	$= 1$	0.225	0.320	0.416	0.502	0.568
	$= 0.5$	0.202	0.330	0.466	0.601	0.714
	$= 0.1$	0.179	0.339	0.520	0.715	0.917
$T_1/T = 5$	$K' = 10$	0.0258	0.0398	0.0523	0.0620	0.0683
	$= 2$	0.0479	0.0311	0.116	0.198	0.262
	$= 1$	0.0102	0.024	0.248	0.372	0.534
	$= 0.5$	0.164	0.022	0.279	0.594	0.923
	$= 0.1$	0.210	0.031	0.393	0.869	1.419

(2) 剪 力

地動の最大加速度  $\alpha$  に等しき加速度が構造物及荷重の質量全體に作用するものと假定すれば  $x$  點の剪力  $S'_x$  は

$$S'_x = \frac{P}{g} \alpha + \frac{W}{g} \alpha (l-x)$$

然るに (1) と同様に  $\alpha = -e \left( m^2 \sqrt{\frac{Fl}{\rho \cdot l}} \right)^2$  なるを以て

$$S'_x = -m^4 l EI \left( n + \frac{P}{W} \right) e \dots\dots\dots(172)$$

依つて理論的解法による  $S_x$  と上記の  $S'_x$  との比を  $\lambda_x$  とすれば

$$\lambda_x = \left| \frac{S_x}{S'_x} \right| = \left| \frac{\eta}{ml \left( n + \frac{P}{W} \right)} \right| \dots\dots\dots(173)$$

$\lambda_x$  の値は第 30 表に示す如し。

第 30 表  $\lambda_x$  の 値

$x/l$	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0
$T_1/T = 0.5$	$K' = 10$	1.320	1.322	1.324	1.326	1.328
	$= 2$	1.292	1.307	1.323	1.465	1.348
	$= 1$	1.265	1.291	1.318	1.344	1.371
	$= 0.5$	1.236	1.272	1.806	1.351	1.385
	$= 0.1$	1.223	1.271	1.329	1.394	1.459

$T_1/T = 0.8$	$K' = 10$	2.774	2.793	2.810	2.824	2.833	2.836
	$= 2$	2.403	2.497	2.591	2.965	2.937	2.753
	$= 1$	2.328	2.480	2.646	2.805	2.930	2.984
	$= 0.5$	2.207	2.404	2.632	2.867	3.077	3.186
	$= 0.1$	2.087	2.327	2.619	2.943	3.276	3.550
$T_1/T = 1.2$	$K' = 10$	2.149	2.192	2.233	2.265	2.285	2.293
	$= 2$	1.801	2.026	2.255	2.737	2.041	2.673
	$= 1$	1.499	1.826	2.188	2.544	2.834	2.967
	$= 0.5$	1.184	1.569	2.026	2.524	3.023	3.450
	$= 0.1$	1.041	1.501	2.063	2.699	3.367	3.920
$T_1/T = 1.5$	$K' = 10$	0.741	0.769	0.795	0.815	0.828	0.833
	$= 2$	0.443	0.571	0.704	0.912	1.005	0.952
	$= 1$	0.385	0.464	0.666	0.869	0.836	1.118
	$= 0.5$	0.186	0.367	0.620	0.893	1.151	1.300
	$= 0.1$	0.100	0.348	0.661	1.017	1.394	1.720
$T_1/T = 2$	$K' = 10$	0.277	0.301	0.324	0.342	0.353	0.358
	$= 2$	0.038	0.141	0.251	0.384	0.479	0.466
	$= 1$	0.084	0.053	0.211	0.380	0.525	0.5960
	$= 0.5$	0.155	0.005	0.204	0.426	0.642	1.200
	$= 0.1$	0.202	0.020	0.218	0.498	0.801	1.070
$T_1/T = 5$	$K' = 10$	0.042	0.010	0.020	0.046	0.064	0.071
	$= 2$	0.031	0.211	0.080	0.070	0.241	0.289
	$= 1$	0.466	0.357	0.165	0.115	0.429	0.618
	$= 0.5$	0.592	0.485	0.237	0.181	0.708	1.102
	$= 0.1$	0.694	0.586	0.267	0.319	1.107	1.900

[46] 完全錐體の強制振動

完全錐體の構造物は實在せざるも、内外兩錐面が共通頂點を有する中空錐體並に其の頂部を僅かに切り取りたる如き形狀を有する構造物、即ち原ノ町無線電信塔 ((42)(2)) の如き場合は完全錐體の強制振動として耐震性を考ふる方合理

的である。

錐體の強制振動に於ては上端の限界條件の都合上〔40〕(1) の自由振動の場合に用ひたる圓錐函数と異なる函数を用ひる convenient である。今第 197 圖の如き座標を用ふれば錐軸の變形  $u$  は次式を以て表はされる。

$$u = C_1 \Phi(v) + C_2 \Psi(v) + C_3 \Phi_1(v) + C_4 \Psi_1(v) \dots (174)$$

茲に  $v = \mu x = pl \sqrt{\frac{\rho A}{EI}} x$ ,  $p = 1$  秒間の地震の振

動數

$$\Phi(v) = \frac{1}{1 \cdot 2} + \frac{v}{1^2 \cdot 2 \cdot 3} + \frac{v^2}{(1 \cdot 2)^2 \cdot 3 \cdot 4} + \frac{v^3}{(1 \cdot 2 \cdot 3)^2 \cdot 4 \cdot 5} + \dots$$

$$\Psi(v) = \frac{1}{1 \cdot 2} - \frac{v}{1^2 \cdot 2 \cdot 3} + \frac{v^2}{(1 \cdot 2)^2 \cdot 3 \cdot 4} - \frac{v^3}{(1 \cdot 2 \cdot 3)^2 \cdot 4 \cdot 5} + \dots$$

$$\Phi_1(v) = \frac{d^2 \Phi}{d v^2}, \quad \Psi_1(v) = \frac{d^2 \Psi}{d v^2}$$

$$\varphi_1 = \varphi \ln v - 2 \left[ \frac{v}{1^2} + v^2 \frac{1 + \frac{1}{2}}{(1 \cdot 2)^2} + v^3 \frac{1 + \frac{1}{2} + \frac{1}{3}}{(1 \cdot 2 \cdot 3)^2} + \dots \right]$$

$$\psi_1 = \psi \ln v + 2 \left[ \frac{v}{1^2} - v^2 \frac{1 + \frac{1}{2}}{(1 \cdot 2)^2} + v^3 \frac{1 + \frac{1}{2} + \frac{1}{3}}{(1 \cdot 2 \cdot 3)^2} - \dots \right]$$

$$\varphi = 1 + \frac{v}{1^2} + \frac{v^2}{(1 \cdot 2)^2} + \frac{v^3}{(1 \cdot 2 \cdot 3)^2} + \dots$$

$$\psi = 1 - \frac{v}{1^2} + \frac{v^2}{(1 \cdot 2)^2} - \frac{v^3}{(1 \cdot 2 \cdot 3)^2} - \dots$$

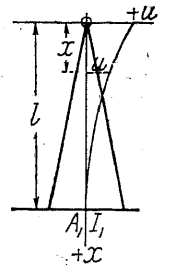
今地震振幅の  $\frac{1}{2}$  を  $e$  とすれば限界條件は

$$\text{上端 } x = 0 \text{ 即ち } v = 0 \text{ に於て } \frac{d^2 u}{d v^2} = 0, \quad \frac{d}{d v} v^4 \frac{d^2 u}{d v^2} = 0$$

$$\therefore C_3 = 0, \quad C_4 = 0$$

$$\text{下端 } x = l \text{ 即ち } v = \mu l = v_1 \text{ に於て } u = e, \quad \frac{d u}{d v} = 0$$

第 197 圖



$$\therefore C_1 = e^{-\frac{\Psi'}{\Phi\Psi' - \Phi'\Psi}} \quad , \quad C_2 = -e^{-\frac{\Phi'}{\Phi\Psi' - \Phi'\Psi}}$$

$$\text{茲に } \Phi' = \left(\frac{d\Phi}{dv}\right)_{x=l} \quad , \quad \Psi' = \left(\frac{d\Psi}{dv}\right)_{x=l} \quad , \quad \Phi = \Phi_{x=l} \quad , \quad \Psi = \Psi_{x=l}$$

$$\therefore u = e^{-\frac{\Psi'(v_1)\Phi(v) - \Phi'(v_1)\Psi(v)}{\Phi(v_1)\Psi'(v_1) - \Phi'(v_1)\Psi(v_1)}} \dots\dots\dots(175)$$

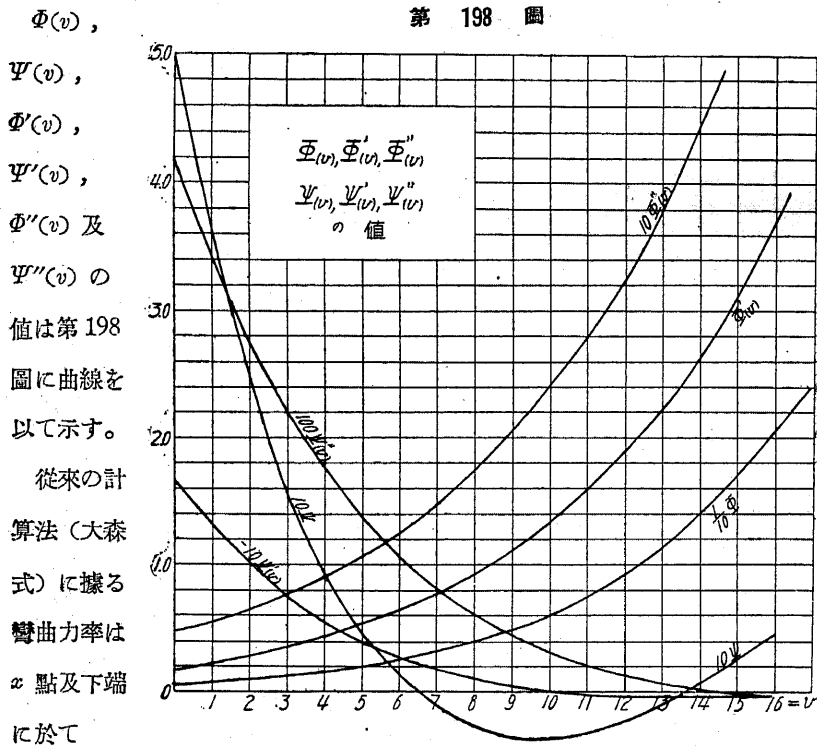
$x$  點の彎曲力率

$$M_x = EI_x \frac{d^2u}{dx^2} = EI_1 \mu^2 \left(\frac{x}{l}\right)^4 \frac{d^2u}{dv^2} \dots\dots\dots(176)$$

$$M_x = eEI_1 \mu^2 \left(\frac{x}{l}\right)^4 \frac{\Psi'(v_1)\Phi''(v) - \Phi'(v_1)\Psi''(v)}{\Phi(v_1)\Psi'(v_1) - \Phi'(v_1)\Psi(v_1)} \dots\dots\dots(177)$$

$$\text{茲に } v = pl \sqrt{\frac{\rho A_1}{EI_1}} \quad x = \mu x \quad , \quad v_1 = \mu l \quad ,$$

第 198 圖



$$M'_x = \frac{e}{12} EI_1 \mu^2 \left(\frac{x}{l}\right)^4$$

$$M_1 = \frac{e}{12} EI_1 \mu^2$$

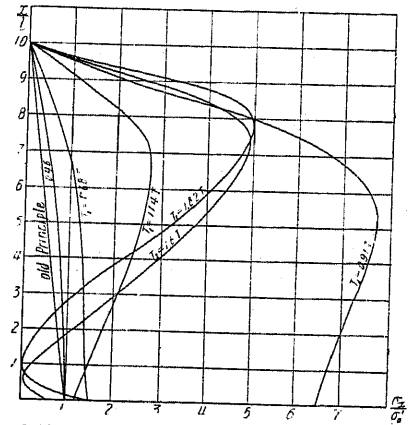
故に實際の彎曲力率  $M_x$  と大森式の

$M'_x$  の比は

$$\frac{M_x}{M'_x} =$$

$$12 \frac{\Psi''(v_1)\Phi''(v) - \Phi'(v_1)\Psi''(v)}{\Phi(v_1)\Psi'(v_1) - \Phi'(v_1)\Psi(v_1)} = 12\zeta \dots\dots\dots(178)$$

第 199 圖



次に  $x$  斷面の縁維應力度  $\sigma_x$  と大森式計算値  $\sigma'_x$  との比は

$$\frac{\sigma_x}{\sigma'_x} = \frac{M_x r}{I_x} \bigg/ \frac{M'_x r}{I_x} = 12\zeta$$

今、錐體の自由週期を  $T_1$ 、地震の週期を  $T$  とすれば

$$T_1 = 0.719 l^2 \sqrt{\frac{\rho A_1}{EI_1}} = Cl^2 \sqrt{\frac{\rho A_1}{EI_1}}$$

$$v = \mu x = pl^2 \sqrt{\frac{\rho A_1}{EI_1}} \frac{x}{l} = \frac{2\pi}{C} \frac{T_1}{T} \frac{x}{l} \div 8.7 \frac{T_1}{T} \frac{x}{l}$$

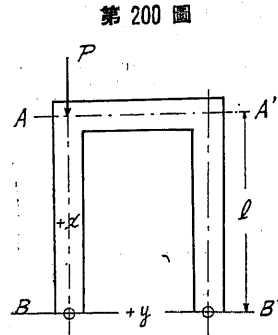
依て著者の方法に依る  $x$  點の  $\sigma_x$  と下端に於ける大森式應力度  $\sigma'_0$  との比を求めて第 199 圖に示す。

即ち、靜力的に考へたる大森式の結果は強制振動として考へたる著者の結果に比し甚しく過小であり、特に  $T$  と  $T_1$  とが接近すれば應力度は極めて大となる。且つ  $T_1$  が  $T$  より著しく小なる場合、即ち剛體に近き場合は上記の誤差少なく大森式と大差なきも (第 199 圖  $T_1 = 0.46 T$  の曲線参照)  $T_1$  が  $T$  より大となれば  $\sigma_x$  は上方に増大し頂部が危険となる。

〔47〕 構柱 (Bent) の振動及耐震性

茲に構柱と稱するは鉛直なる柱を水平桁に依て互に連結せる構造物にして、2本の井筒を連絡せる橋脚、水槽脚の特殊の場合等之に屬する。

第200圖に示す如き下端固定の構柱に於て、水平桁の慣性能率が充分大なりと假定すれば、振動に際して水平桁は彎曲せざるを以て、柱は各別に載荷柱體として考ふる事を得、その水平撓度  $y$  は〔36〕(1)の場合と同様にして(121)及(125)式を其の儘適用し得る。



第200圖

(1) 自由振動

(125) 式の常数を定むる限界條件は下端固定なるを以て

$$x = 0 \text{ に於て } u = 0, \frac{du}{dx} = 0$$

水平桁は變形せぬを以て柱は上部に於て角變位を爲さず。故に

$$x = l \text{ に於て } \frac{du}{dx} = 0$$

今梁の自重及載荷重の和の  $\frac{1}{2}P$  を  $P$  とし、 $P$  が一柱の上端に集中作用するものと假定すれば  $P/g$  なる質量は柱の上端と同一の運動を爲すを以て

$$x = l \text{ に於て } EI \frac{d^3u}{dx^3} = \frac{P}{g} \frac{\partial^2 y}{\partial t^2}$$

$u$  に (125) 式を代入し積分常数が零ならざる爲めの條件より  $ml$  を求むれば

$$ml = \frac{W}{P} \frac{\cosh ml \sin ml + \sinh ml \cos ml}{1 - \cosh ml \cos ml} \dots\dots(179)$$

茲に  $W =$  一柱の全重量

自由振動週期  $T$  は (127) 式より

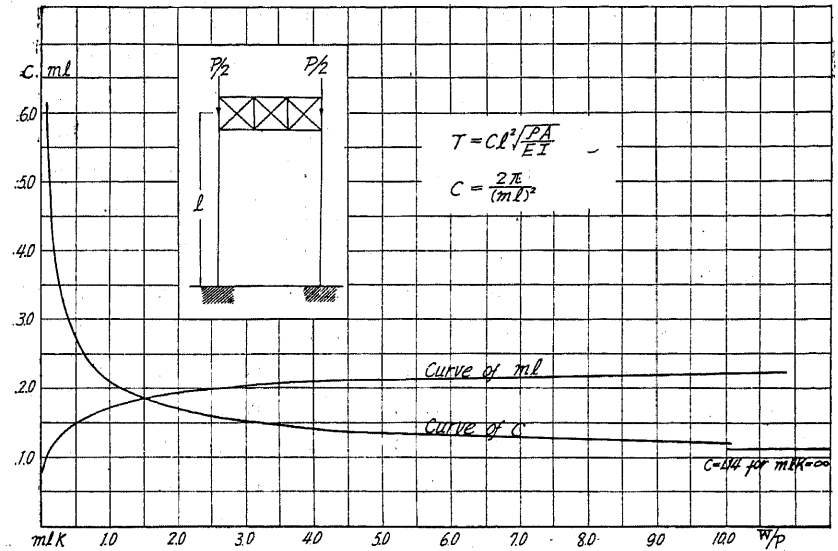
$$T = \frac{2\pi}{m^2 l^2} l^2 \sqrt{\frac{\rho A}{EI}} = Cl^2 \sqrt{\frac{\rho A}{EI}} \dots\dots(180)$$

$ml$  及  $C$  は  $W/P$  に依て異なり第31表及第201圖に示すが如し。

第31表

$W/P$	0.1	0.2	0.5	1.0	2.0	5.0	10.0	$\infty$
$ml$	1.04	1.21	1.50	1.72	1.92	2.14	2.24	2.35
$C$	5.71	4.29	2.79	2.12	1.71	1.37	1.25	1.14

第201圖



(2) 地震に因る強制振動

構柱の強制振動は〔44〕の柱體強制振動と同様の方法に依つて求め得べく、唯(125)式の積分常數決定に次の條件式を用ふれば足る。

$$x = 0 \text{ に於て } u = e, \frac{du}{dx} = 0$$

$$x = l \text{ に於て } \frac{du}{dx} = 0, EI \frac{d^3u}{dx^3} = \frac{P}{g} \left( \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} \right)$$

今、計算を省略し理論的に求めし彎曲力率  $M_x$  と、静力學的即ち地盤と同じ水平加速度が構造全體に一樣に作用すると假定せる場合の彎曲力率  $M'_x$  との比

$\mu_x = |M_x / M'_x|$  の値を次表に示す。

第 32 表  $\mu_x = \left| \frac{M_x}{M'_x} \right|$  の値

		$x/l =$	0.0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0
$T_1/T = 0.2$	$W/P = 0.1$		0.551	0.322	0.102	0.124	0.335	0.543
	" = 0.5		0.540	0.310	0.097	0.106	0.283	0.443
	" = 1.0		0.394	0.212	0.044	0.080	0.208	0.291
	" = $\infty$		0.674	0.303	0.013	0.187	0.308	0.700
$T_1/T = 0.5$	" = 0.1		0.660	0.322	0.125	0.132	0.390	0.611
	" = 0.5		0.722	0.411	0.118	0.158	0.415	0.649
	" = 1.0		0.740	0.411	0.110	0.160	0.411	0.608
	" = $\infty$		0.856	0.406	0.036	0.272	0.396	0.445
$T_1/T = 0.8$	" = 0.1		1.370	0.818	0.264	0.278	0.810	1.335
	" = 0.5		1.420	0.808	0.242	0.309	0.828	1.310
	" = 1.0		1.520	0.861	0.234	0.350	0.860	1.380
	" = $\infty$		1.650	0.818	0.110	0.465	0.837	1.430
$T_1/T = 1.5$	" = 0.1		0.400	0.242	0.081	0.079	0.225	0.399
	" = 0.5		0.377	0.244	0.099	0.053	0.200	0.335
	" = 1.0		0.379	0.243	0.081	0.082	0.241	0.399
	" = $\infty$		0.406	0.270	0.078	0.124	0.271	0.333

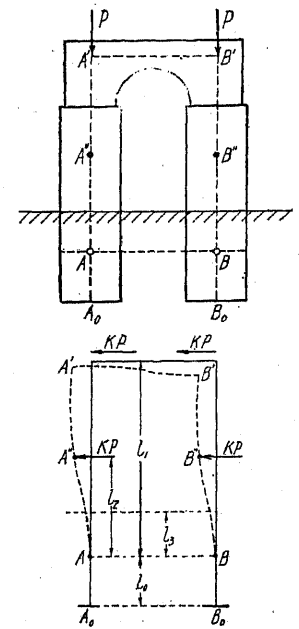
(3) 2本の井筒基礎を有する橋脚

2本の井筒を基礎とし且つ頂部を剛に連結せる橋脚にありては橋の方向の振動に關しては單一なる井筒を基礎とする橋脚の振動と同様に取扱ふ事を得るが、横方向の振動に對しては構柱として考ふるが最も合理的である。關東大地震以前の軟地盤橋脚は殆んど凡て圓筒形の煉瓦積井筒を沈置し、内部に粗質混凝土を充填し、頂部に於て煉瓦積拱を以て剛に連結したるものなりしが、地震に依て拱部は容易に破壊された。

斯の如き橋脚を載荷構柱として考ふるに、土中に於ける振動中の固定點  $A, B$  の位置を求むるに有效高  $AA' = l_1$  とし、其の虚點の位置は  $l_1/2$  即ち中央  $A''$

にあり、 $A_0A'' = l_2 + l_0$  なる長さの單井筒が地面下  $l_2 + l_0$  の深さに達する場合の最大彎曲力率の點  $A$  を求め、 $AA'' = \frac{1}{2}AA'$  となる如く試算に依て定め、 $AA' = l_1$  なる高さの構柱と假定して各點の應力を計算する。然るに此試算は頗る煩雜にして且つ  $A$  の位置の多少の差は最大彎曲力率に著しき影響なきを以て、普通の場合地面下  $l_0/3$  の所に於て固定さるゝ構柱として〔47〕(2) に依て彎曲力率を計算する。此場合地面上の部分の彎曲力率は構柱の上隅  $A', B'$  に於て最大にして、隅點に近くして抵抗力率の小なる所に罅裂を生じ易い〔第 203 圖 (a)〕。舊式の煉瓦積橋脚に於ては抗張力小なると拱部の斷面の抵抗力率が井筒頂部に比して著しく小なるとの爲め拱の兩端部に於て著大なる罅裂を生じ、交互に反方向の力を受くる爲め完全に切り離さるゝ場合が多い。

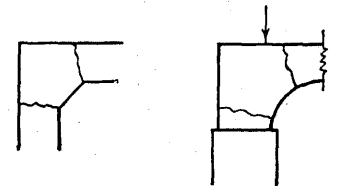
第 202 圖



第 203 圖

(a) (b)

鐵筋混凝土の桁を以て上端を連結する場合に於ても結合點に於て井筒と桁と同一の抵抗力率を有せしむれば最も合理的である。



[48] 塔状構造物の耐震性

(1) 煙突の震害

煙突は最も多く存在する塔状構造物にして普通中空截頭圓錐形を爲して居る。従て前記の理論を其の儘適用する事は不合理なるも、之に依て震害の狀況を説明

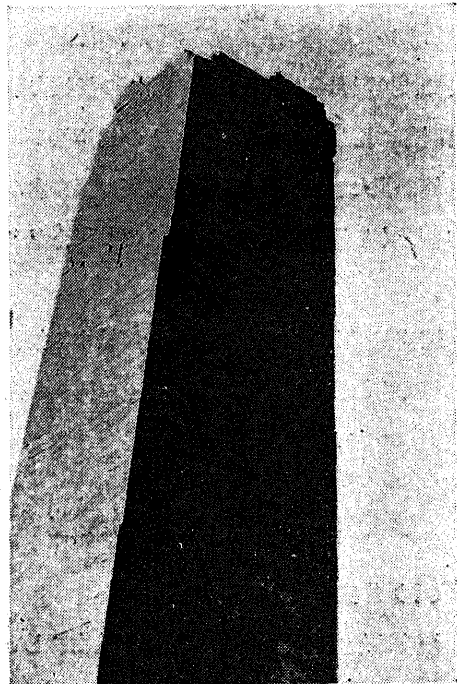


するには充分である。従来煙突の破折點は  $T_1 \leq T$  の場合下端に存し、 $T_1 > T$  の時はその衝心 (Center of percussion) 即ち断面一様なる柱體にありては頂より高さの  $\frac{1}{3}$  點にありと唱へられて居つたが、實際の破折點の位置はかゝる簡單なる假定に依ては説明し得ない。

〔46〕の動力學的計算の示す如く  $T_1$  が  $T$  より大なる程最大應力度の點は漸次上昇し、煙突の如く先細の柱體に於ては最大縁維應力の點は一層著しく上昇すべきを以て、下端又は上部  $\frac{1}{3}$  に於て破折する如き理由は力學上是認し得ぬ所である。

總ての構造物は重量の大なる程、材料の強度小なる程、耐震性は低く特に抗張力の小なるものは容易に破折する。

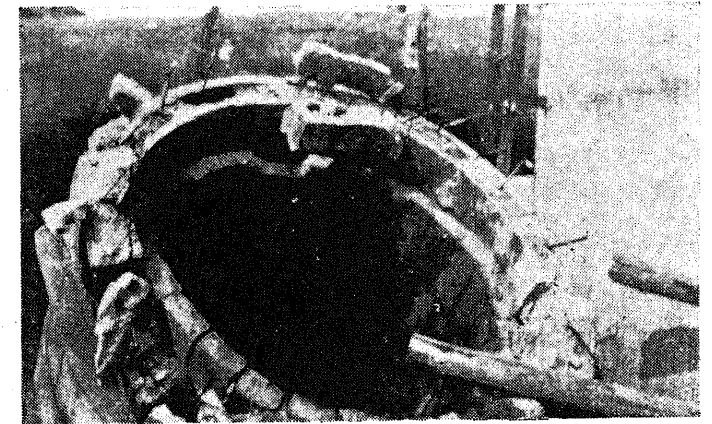
煉瓦煙突は自重比較的大なるに拘らず目地に於ける抗張力低きを以て最も震害を受け易い。煉瓦の如く材料の比重比較的小なるものは自重に因る鉛直壓應力割合に低く、彎曲張應力を打消すに足らざるを以て龜裂、墜落を起し易い。第 204 圖は關東大地震に於ける西ヶ原農事試験場煙突の震害にして、龜裂は總て目地に沿ふて居る。煉瓦煙突を補強する爲め外圍を鋼材を以て格子狀に包む場合あるも、兩者は一體として振動せざるを以て、壁體の龜裂は免れぬが墜落を防止するには有效である。



第 204 圖  
煉瓦造煙突

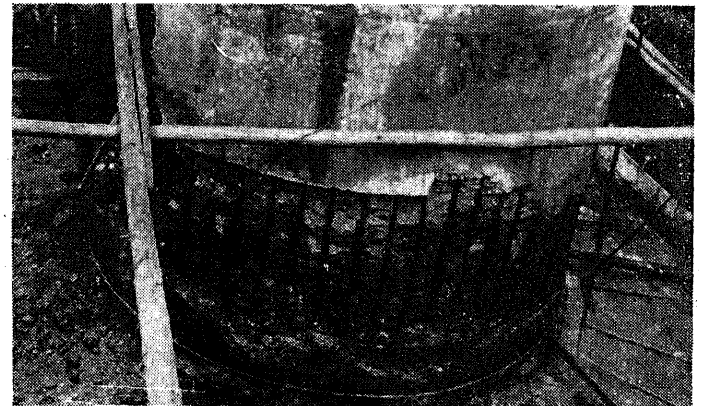
鐵筋混凝土煙突は材料の質量は煉瓦より大なるも、鐵筋の挿入に依て應張強度を著しく増進するを以て耐震上遙かに有利であるが、元來鐵筋混凝土の鐵筋材は混凝土に毛細龜裂を發生するに及んで初めて實力を發揮する性質なるを以て、密着せざる施工目地に於ては割合に横斷龜裂を生じ易いが、其結果破折墜落を起す場合は少ない。目地にレータンスの生ぜぬ様注意し、且つ補助鐵筋を挿入すれば著しく強度

を増進する。第 205 圖は川崎市外の鐵筋ブロック積煙突の震害、第 206 圖は同地方に於ける鐵筋混凝土煙突の震害である。



第 205 圖  
鐵筋混凝土方塊造煙突の震害

鉄筋手の鋼板製煙突は重量小に抗張力極めて大なるを以て、耐震上最も有利である。然



第 206 圖  
鐵筋混凝土煙突の震害

第 207 圖  
野島燈臺の倒壊状況  
(北より見たる圖)



第 208 圖

凌雲閣の震害(北西々より見たる光景)



第 209 圖

凌雲閣の震害(南西西より見たる光景)



し下端の混凝土造部との接続に用ふる鎮礎ボルトは従來の設計にては、地震時に於ける下端彎曲力率に抵抗するに不充分の場合多く、鎮礎部に鑄物を使用するものは多く破壊された。

又、四方に控線を用ひたるものは一部の控線及其の取付部に大なる應力が作用するを以て耐震上の効果は割合に少ない。

燈臺も煙突と殆んど同種の構造物にして其震害も同型である。第 207 圖は房州野島燈臺の倒壊の状況である。此燈臺は明治 2 年佛國技師の設計施工に成り、地面上高 112 尺、内徑 7 尺、壁厚は下部を著しく増大して居るが、セメントは佛國製品、煉瓦は佛國技師の指揮により附近にて製造せるものなるが、目地に比して煉瓦が著しく劣質のものであつた。

次に淺草凌雲閣(通稱十二階)は明治 23 年築造せる煉瓦造塔状構造物にして、高 172 尺を有する大展望塔なりしが關東大地震に於て致命的に破壊した。階數十二、内上部二階は木造にして、断面は八角形である。明治 27 年の強震により所々に龜裂を生じ補強工事を施した。第 208 圖、第 209 圖は關東大地震に於ける震害を示し、大體八階以上は南々東の二面を除き全部壊落し、殘存部も扶壁、窓の四隅等に損傷甚しく且つ上部程著しい。

## (2) 關東大地震に於ける煙突の震害概観

煙突、塔等の塔状構造物は第九章中に述べたる如く固有の振動週期を有し、地震の際その自由振動週期と地震動との關係に依り複雑なる振動を爲し、兩者の週期接近する程振幅の増加従て應力度の増大著しき事は既に前數節に亘つて述べたる所にして、自由振動週期  $T_1$  が地震動の週期  $T$  より小なる場合は下端附近に於て破折の危険最も大なるも、 $T_1$  が  $T$  より大となるに従ひ危険點は次第に上方に移り、完全錐體に於て  $T = 1.82 T_1$  なる場合の最危険點は頂點より  $0.2l$  位の高所に存する(〔46〕参照)。而も頂部の振動は地動のそれに比して著しく大なるを以て、大森式計算法に依て設計されし煙突は關東大地震に際して多大の損害

を受けた。

先づ東京、横濱及横須賀の三都市地方に於て震害を調査せる 243 箇の煙突につき材料構造と被害状況とを表示すれば第 33 表の如し。

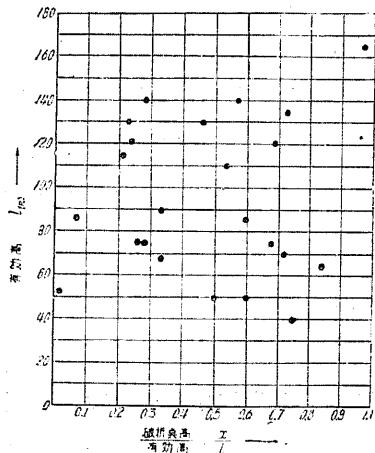
第 33 表 関東大地震煙突被害箇數表

材 料	調査數	無事	傾斜	罅裂	倒壊	被害總數	不明
煉 瓦	66	0	0	12	52	64	2
鐵筋混凝土	60	15	1	17	27	45	0
鋼 鈹	63	40	3	7	16	26	2
同ステー付	4)	29	5	0	15	20	0
計	243	84	9	36	110	155	4

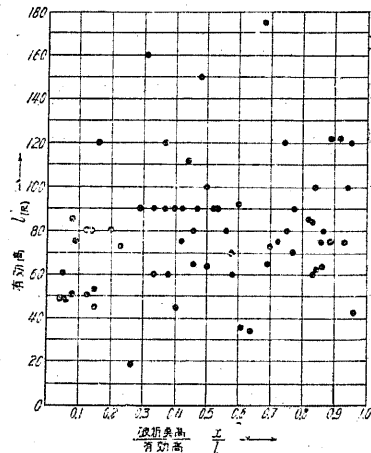
第 34 表 煙突被害箇數百分率

材 料	被害百分率					
	無事	傾斜	罅裂	倒壊	被害總數	不明
煉 瓦	0	0	18.2	78.9	96.8	3.0
鐵筋混凝土	23.7	1.5	25.7	40.9	75.0	0
鋼 鈹	58.8	4.4	10.3	25.4	38.2	2.9
同ステー付	59.2	10.2	0	30.6	40.8	0
被害數/總數	34.6	2.7	14.8	45.2	63.6	1.6

第 210 圖 鋼鈹製煙突

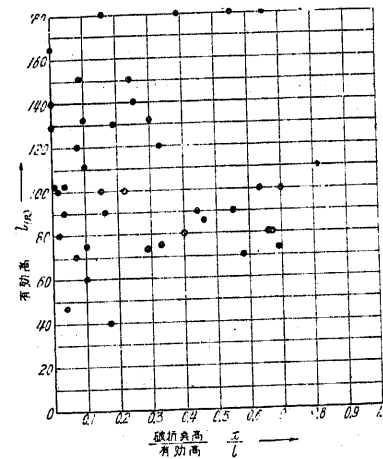


第 211 圖 鐵筋混凝土煙突

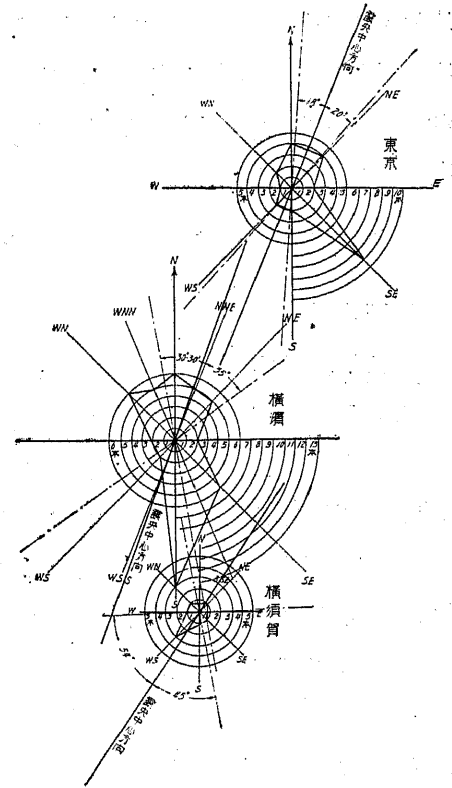


第 212 圖

煉瓦煙突



第 213 圖



一般に煙突其他塔状構造物の震害は重量大なる程、材料の抗張強度小なる程甚しく、鐵筋混凝土造の被害は施工繼手に於て離れたるもの多く、鋼鈹製に於ては鈹厚過小に因る挫折の場合を特例とする。控線を有

する鋼鈹製が之を有せざるものより被害率大なるは控線の作用一様ならず、且之れあるが故に細薄なる筒身を用ひる爲めにして耐震性の確實を期し難い。

次に罅裂又は破折點の高  $x$  と總高との關係を示せば第 210 圖、第 211 圖及第 212 圖に示すが如く大體に於て  $l$  の大なるもの程  $x/l$  も大なるが、基礎の影響及設計、施工の異なる爲め必ずしも理論上の結論と一致せぬ。

次に煙突の上部の轉落又は全體の顛倒の方向に依て其の瞬間に於ける地動の方向を知る事を得る。第 213 圖は東西南北及是等に對し  $45^\circ$  の傾斜を爲す方位に於ける倒壊煙突數を示し、各箇數は半徑に比例する。

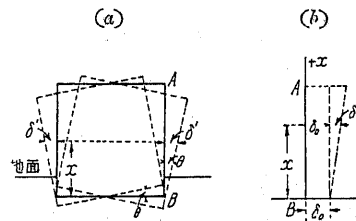
震源に最も近い横須賀市附近に於ては大多数は震央に向ひて倒れ、それより稍遠ざかりたる横濱市附近に於ても震央に向ふもの大多数であつて、煙突の大部分は既に縦波に依て倒壊せる事を示し、東京に於ては震央方向に直角に倒れたるものが大多数であるが、震央の反対向きに倒れたものも多く明に横波主要動に因る事を示すものである。

[49] 架構及建築物の耐震性

(1) 剛性建築物

外壁は勿論、内部にも壁體を多く用ひ、一方の壁が突縁の作用を爲す時之に直角なる方向の壁が腹版の作用を爲し、且堅剛なる連続基礎版を有する構造にして、三四階程度の鐵筋又は鐵筋纖維混凝土の建築物にありては、水平地震力に因る自體の彈性變形は大地震の振幅に比して微小なるが故に、剛體の箱を基礎地盤に載せたる如く考へて大差ない。従て水平地震力に因る地盤反力の偏倚に伴ふ基礎面の反復傾斜の影響を考慮すれば足る。

第 214 圖



- $\delta_0$  = 地動半振幅
- $\delta'$  = 基礎面傾斜に因る最大水平變位
- $\theta$  = 基礎面の最大傾斜
- $\delta_0 + \delta' = x$  なる高さの點の半振幅

第 214 圖 (b) は AB 面の最大變位を示す。

剛體と考ふれば構造物は地盤の傾斜運動と同一の角變位及水平變位を爲し、その週期は地震の夫れと等しきを以て地盤上  $x$  なる高さの點の最大水平變位  $\delta$  及最大加速度  $\alpha$  は

$$\delta = \delta_0 + \delta', \quad \alpha = (\delta_0 + \delta') \left( \frac{2\pi}{T} \right)^2 \dots\dots\dots (182)$$

即ち、 $\alpha$  なる變加速度が作用するものとして耐震計算を行ふ必要があるが、基

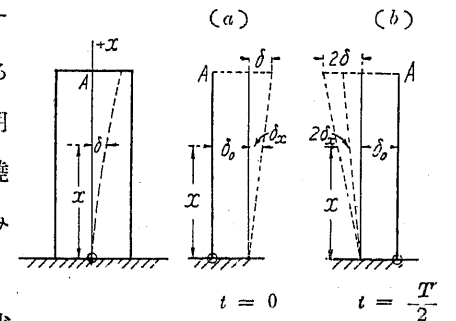
礎地盤の傾斜角を推定するには載荷試験に據るの外なく而も載荷期間數秒以内の沈下量と荷重強度との關係を用ふる。

(2) 彈性建築物

柱と桁とを構造主體とし割合に撓み易き架構建築、又は相當多くの壁體を有する建築が大地震に依て著しき罅裂を生じ、腹版としての作用不充分となりし状態に於ては、地震力に因る構造の水平彈性撓みは地動に比して必ずしも小ならず、特に高層建築に於て夫れ自身の自由振動週期と地震の週期とが接近し共鳴現象を生ずる時は、構造物の振幅は著しく増大し従て構造の各點の質量に作用する加速度は地動の夫れに比して著しく大となる。

先づ全く剛なる地盤に固定さるゝ構造物が地震と共鳴する場合を考ふるに、構造物の一點  $x$  の水平變位は根元の地盤の半振幅  $\delta_0$  と之れに相當する加速度  $\alpha_0$  に因る構造の水平撓み  $\delta$  との和にし

第 215 圖



て、若し内部摩擦に因る減衰を無視すれば最初の最大加速度に依り  $\delta_n$  なる撓みを生じ〔第 215 圖 (a)〕、半週期後には反対側に  $\delta_0 + 2\delta_n$  なる水平撓みを生じ、地震の繼續に伴ひ彈性撓みは半往復振動毎に  $\delta_n$  づゝ増大する。従て  $n$  回半往復振動後の  $x$  點の全半振幅  $A$  及最大加速度  $\alpha$  は

$$A = \delta_0 + n\delta_n, \quad \alpha = \frac{40}{T^2} (\delta_0 + n\delta_n) \dots\dots mm/sec^2 \dots\dots (183)$$

従て地動の震度を  $k_0$  とすれば  $n$  回半往復振動後構造物の各點に作用する震度は

$$k = k_0 \left( 1 + n \frac{\delta_n}{\delta_0} \right) \dots\dots\dots (184)$$

地盤が弾性變形をなす場合は振動週期に著しき變化なきも振幅は(1)に述べたる  $\delta'$  だけ加はる、

然るに混凝土を主體とする實際の構造物にありては材料及地盤の非弾性變形の爲め稍著しき勢力損失を生じ、大森博士の鐵筋混凝土煙突に關する實測に據れば(43) 参照) 全變形を1とし其の内の非弾性變形を  $\mu$  とすれば、 $\mu$  は平均0.1位である。

一方、建物の水平撓み曲線は耐震壁を主とする構造に於ては棒の主自由振動の場合(A'O 曲線)に近似し、架構を主體とする場合はA''Oの如き曲線をなすを以て、普通の建築構造に於てはそれ等の中間にして單に各點の振幅を表はす。目的には撓み曲線を直線AOと看做して差支ない。依て半振動  $n$  回の時の頂部の水平撓みを  $\delta_n = \lambda_0 \lambda$  とすれば  $x$  點のそれは

$$\delta_{xn} = \delta_n (1-\mu)^{\frac{n}{2}} \frac{x}{l} = \lambda \delta_0 \frac{x}{l} \dots (185)$$

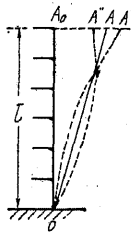
茲に  $\lambda = \frac{\delta}{\delta_0} n(1-\mu)^{\frac{n}{2}}$

即ち頂點の弾性變形は地動半振幅  $\delta_0$  の  $\lambda$  倍、 $x$  點は  $\delta_0$  の  $\lambda \frac{x}{l}$  倍の半振幅となる。従て建物の各點に作用する加速度又は地震力は  $\delta_0 \left(1 + \lambda \frac{x}{l}\right)$  に比例する。即ち

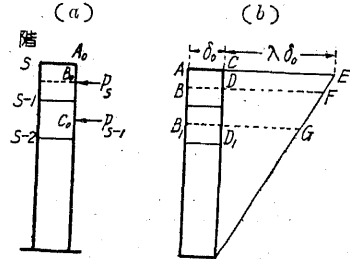
第217圖(b)に示す如く各點に作用する

加速度は、現在の計算法に於ては上下一様に  $\alpha = \frac{40}{T^2} \delta_0$  なるに、 $\frac{n}{2}$  往復振動の間終始共鳴する時は各點の加速度は(185)式に依り  $\left(1 + \lambda \frac{x}{l}\right)$  倍となるを以て、建物各階の重量が略等布なりと假定すれば  $B_0, C_0, \dots$  等の各虛點に集中作用する實際の地震力と現在の計算法に據る地震力との比を  $r$  とすれば

第216圖



第217圖



$s =$  建物の階数

$$r_0 = \frac{\text{面積 } ABFE}{\text{面積 } ABDU}, \quad r_1 = \frac{\text{面積 } ABGE}{\text{面積 } AB_1D_1U}$$

今、建物の階数を  $s$ 、屋根梁を0として各階梁の番號を  $r$  とすれば

$$r_r = 1 + \frac{\lambda}{2} \left(1 + \frac{2s-2r-1}{2s}\right) \dots (186)$$

即ち  $k_0$  なる上下一様の震度にて計算する場合の  $r_r$  倍の地震力が作用する。然るに現在の計算法に據れば

$\sigma_0 =$  常時應力度、 $\sigma_s = k_0$  なる震度に對し現在の計算法に據る地震應力度、 $\sigma =$  許容應力度 として

$$\sigma_0 + \sigma_s \leq \sigma \dots (187)$$

茲に  $\sigma$  は混凝土28日強度の1/3

28日以後も尙相當の強度の増進あるを以て地震時結局の強度を  $m\sigma$  とすれば

$$m\sigma - \sigma_0 = \beta \sigma_s \dots (188)$$

は専ら地震力に對抗し得るを以て構造は設計震度の  $\beta$  倍の地震力に對抗し得る。依て(187)及(188)式を組合せ  $\sigma_0 + \sigma_s = \sigma$  として

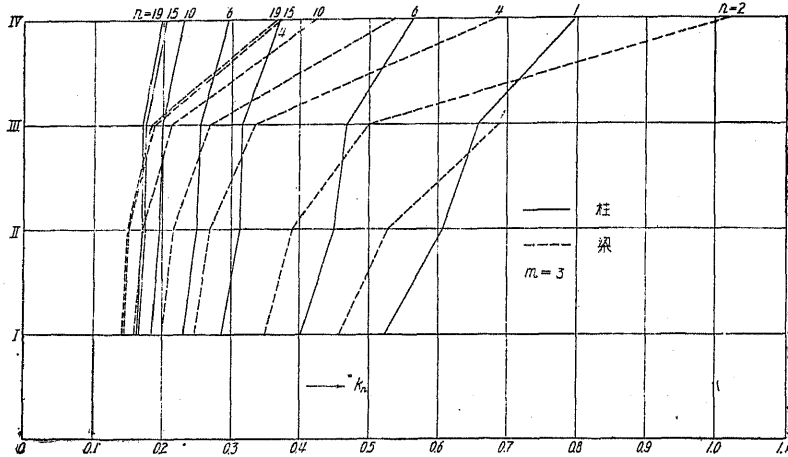
$$\beta = \frac{m\sigma - \sigma_0}{\sigma_s} = 1 + (m-1) \frac{\sigma}{\sigma_s} \dots (189)$$

更に普通の設計計算に於ては、柱の兩側の壁、梁に對する床の助力等を無視するが、實際是等は抵抗力率を著しく大ならしめ實例によれば有效抵抗力率は1.3~1.7倍に及ぶを以て  $\zeta$  倍とすれば  $\beta$  は更に増大し

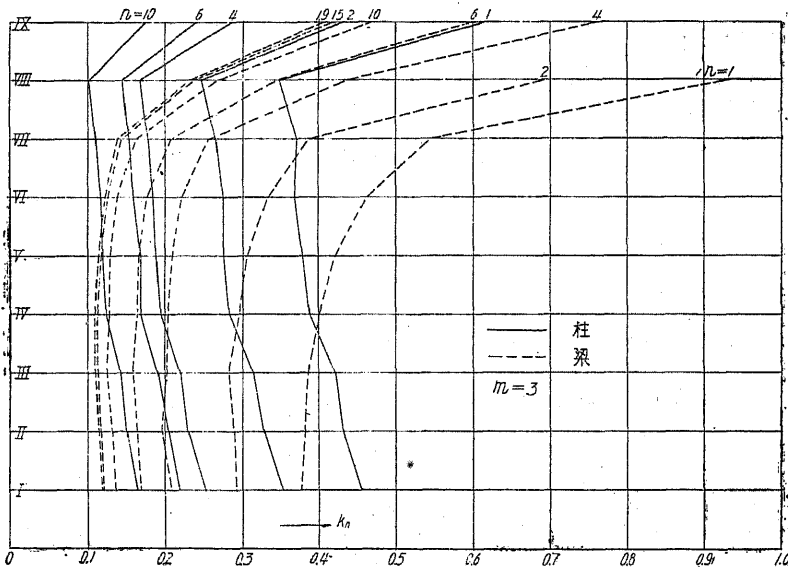
$$\beta = 1 + (\zeta m - 1) \frac{\sigma}{\sigma_s} \dots (190)$$

一般に  $\zeta$  は梁及外柱に大に、壁無き内部の柱に於て小である。依て(186)及(190)式より、 $(s-r)$ の梁と  $(s-r)-(s-r-1)$ の柱とに於て材料が耐え得る震度  $k_n$  は次式を以て表はし得る。

第 218 圖



第 219 圖



$$k_n = \frac{k_0 \left\{ 1 + (m-1) \frac{\sigma}{\sigma_s} \right\}}{1 + \frac{\lambda}{2} \left( 1 + \frac{2-2r-1}{2s} \right)} \dots\dots\dots (191)$$

茲に  $k_0$  = 設計震度、  $s$  = 建物の階數、  $r$  = 屋根梁を 0 とし各階梁の番號

(3) 計算例

次に  $k_0 = 0.1$  とし現在の計算法に依て設計せる鐵筋混凝土四階建及九階建の二建物に就き、 $n$  回の半振動間共鳴する場合、設計震度  $k_0$  の幾倍の震度に辛じて耐え得るやを知る爲めに(191)式の  $k_n$  の値を計算して第 218 圖及第 219 圖に示す。但し四階建は實在にして、九階建は専門家の設計實例に據つたものである。計算の資料は

$k_0 = 0.1$  ,  $m = 3$  ,  $\sigma = 45 \text{ kg/cm}^2$  ,  $\mu = 0.1$

四階建 , 地震の週期 = 主振動週期  $T = 0.3 \text{ sec}$  ,  $\delta = 2.3 \text{ mm}$

九階建 "  $T = 0.7 \text{ sec}$  ,  $\delta = 12.2 \text{ mm}$

兩場合の地動半振幅  $\delta_0$  は(183)式に於て  $n = 0$  とし

$$\delta_0 \doteq k_0 g \frac{T^2}{40} = \frac{\alpha_0 T^2}{40} , \alpha_0 = \text{地震加速度}$$

故に、四階建に對して  $\delta_0 = 2.3 \text{ mm} = \delta$

九階建 "  $\delta_0 = 12.2 \text{ mm} = \delta$

此場合  $\delta_0 = \delta$  となりしは偶然にして普通は  $\delta_0$  と  $\delta$  とは異なり、尙此の場合  $\zeta$  の値は梁に對し 1.4、柱に對し 1.2 にとる。

四階建の梁及柱に於ける設計應力度 ( $kg/cm^2$ )

	梁					柱				
	常時應力度( $\sigma_0$ )	+	地震應力度( $\sigma_s$ )	=	許容應力度( $\sigma$ )	$\sigma_0$	+	$\sigma_s$	=	$\sigma$
四階	40	+	5	=	45	40.5	+	4.5	=	45
三階	37.8		7.2		〃	39.0		6.0		〃
二階	34.4		10.6		〃	38.0		7.0		〃
一階	31.6		13.4		〃	36.0		9.0		〃

四階建に於ては柱梁共に耐震力は急に減じ、梁に於て特に甚しきも結局の耐震力は九階建より著しく大である(第218圖参照)。

九階建の梁及柱に於ける設計應力度 ( $kg/cm^2$ )

	梁					柱				
	$\sigma_0$	+	$\sigma_s$	=	$\sigma$	$\sigma_0$	+	$\sigma_s$	=	$\sigma$
九階	40.3		4.7		45	34.5		10.5		45
八階	36.1		8.9		〃	25.3		19.7		〃
七階	28.7		16.3		〃	26.2		18.8		〃
六階	24.8		20.2		〃	26.0		19.0		〃
五階	21.7		23.3		〃	25.3		19.7		〃
四階	19.4		25.6		〃	24.7		20.3		〃
三階	16.7		28.3		〃	26.2		18.8		〃
二階	15.5		29.4		〃	26.0		19.0		〃
一階	14.2		30.8		〃	26.5		18.5		〃

第219圖に明かなる如く屋根下の梁及柱は耐震力著しく大に、梁に於ては下るに従て急に耐震力減じ、六階以下は殆んど大差なく、九階建の柱にありては八階以下は殆んど等しき耐震力を有する。實際の最大應力度が $3\sigma$ に達するには梁柱共に0.17の震度の地震と10回の半振動即ち5回の往復振動間共鳴したる後にして、夫れ以上共鳴を續くるも内部抵抗に因る振動減衰の結果應力度の増加は著しくない。従て震度0.20~0.25位の地震に對抗する爲め柱及梁の強さを増大するも之に因る工事費の増加は建物の全工費に對して割合少額を以て足りる。