

第八章 弾性構造物の耐震

[31] 塔状構造物

煙突、燈臺等の塔状構造物は水平力に因る彎曲力率從て撓度大なる爲め、他の構造物に比して割合に震害を生じ易い。此種構造物に於ては或る断面・水平振幅は地盤の振幅と水平撓度との合成にして、而も細長にして固有周期大なる爲め大地震の際共鳴の危険を生じ易い。從て塔状構造物の耐震性を論する場合、地震動の有する最大加速度に等しき水平加速度が一様に作用するものとして、靜力學的に計算するは頗る危険である。

動力學的計算を行ふには實際の地震記象の示す如き、複雑にして且不規則なる地動を其専用する事は實地に不可能なるを以て、便宜上地動を時刻の單一なるサイン曲線にて表はし得るものとし、其振幅及週期を最大加速度の實地動に等しく取る。

(1) 断面一様なる柱状體の振動

先づ塔状構造物中最も簡単なる断面一様の柱状體に於て、下端が地面に固定される場合に對し、地震に因る強制振動 (Forced vibration) を計算する。

高さに比し断面小なるを以て彎曲振動 (Bending vibration) のみを考慮し、原點を地表に取り、柱軸上に上向に x 軸を取る。

$y = x$ 断面に於ける柱軸の水平撓度 A = 柱の断面積

I = 柱の断面の慣性能率

l = 柱體の高さ

E = 材料の弾性率

ρ = 材料の単位體積の質量

變形に對する内部摩擦の影響を無視すれば y は次の偏微分方程式より求め得らる。

$$EI \frac{\partial^4 y}{\partial x^4} + \rho A \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} = 0 \quad \dots \dots \dots (79)$$

而て水平断面に作用する彎曲力率 M 、剪力 S は次の如し。

$$M = -EI \frac{\partial^3 y}{\partial x^2}, \quad S = EI \frac{\partial^3 y}{\partial x^3} \quad \dots \dots \dots (80)$$

從て (79) 式より y の値を得れば (80) 式に依り M, S を求め得る。(79) 式を解くに當り y は週期的に變化するを以て次の如く置く。

$$y = u \cos pt \quad \dots \dots \dots (81)$$

茲に u は x のみの函数にして、(81) 式を (79) 式に代用して

$$\frac{d^4 u}{dx^4} - m^4 u = 0 \quad \text{茲に } m^4 = \frac{\rho A}{EI} p^4, \quad p = \frac{2\pi}{T} \quad \dots \dots \dots (82)$$

上の微分方程式を解きて u を求むれば

$$u = C_1 \cosh mx + C_2 \sinh mx + C_3 \cos mx + C_4 \sin mx \quad \dots \dots \dots (83)$$

茲に C_1, C_2, C_3, C_4 は積分常數

(a) 固有振動週期

柱體が自由に振動し居る場合の週期を固有振動週期 (T , Period of free vibration) と稱し、之れが地震動の週期 (T_0) に近き程共鳴の爲めに柱體の振幅從て彎曲率大となるを以て、固有週期が普通大地震の週期に接近せぬ方が耐震上有利である。

自由振動の場合は下端地面に固定され居るを以て、此點に於ては軸の變位なく、軸の方向も變らぬ、即ち

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

一方、上端に於て外力の作用なきを以て、彎曲力率、剪力共に零である、即ち

$$x = l \quad \text{に於て} \quad \frac{d^2 u}{dx^2} = 0, \quad \frac{d^3 u}{dx^3} = 0$$

依て是等の式に (83) 式の u を代用すれば 4 條件式を得、之より積分常數 C_1, C_2, C_3, C_4 を定むれば

$$C_1 = C_3 = 0, \quad C_4 = C_2 \frac{\cos ml + \cosh ml}{\sin ml + \sinh ml} \quad \therefore \cos ml \cosh ml + 1 = 0 \quad \dots \dots \dots (84)$$

(84) 式を満足する m の値を求むれば (82) 式に依り単位時間中の振動数 p 従て固有周期 T を求め得る、即ち

$$T = \frac{2\pi}{p} = \frac{2\pi}{m^2 l^3} l^2 \sqrt{\frac{\rho A}{EI}} \quad \dots \dots \dots (85)$$

然るに (84) 式を満足する ml の値は無数にあり、從て固有振動は一般に周期異なる無数の振動の合成であるが、普通の塔状構造物に於ては、最大の周期(T)を有する振動が最も重要であり、之を主振動(Principal vibration)又は第一次振動と稱し、他を第二次、第三次、……と呼び、夫等に對する ml の値は

主振動 第二次振動 第三次振動 第155図 固有振動の撓度曲線

$$ml = 1.872 \quad 4.694 \quad 7.855$$

第155図は第一、第二及第三次振動に於ける柱軸の撓度曲線を示す。

(2) 地震に因る強制振動

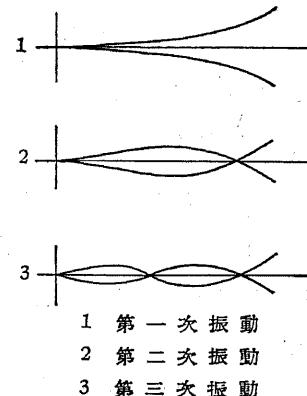
地震時に於て、地面はある震動を爲すを以て柱體の下端はそれと同一の運動を強制され、上端に於ては彎曲力率及剪力は零である。今下端即ち地面の運動を $\delta \cos pt$ を以て表はせば限界條件は次の如く表はし得る。

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

$$x = l \quad " \quad \frac{d^2u}{dx^2} = 0, \quad \frac{d^3u}{dx^3} = 0$$

(83) 式の u を上式に代入すれば積分常數 C_1, C_2, C_3, C_4 を定め得るを以て (83) 式に依て撓度 u を知り、從て各断面の彎曲力率及剪力を計算し得る。而て此場合の如く内部及根入部の摩擦抵抗を無視すれば自由振動周期が地震周期に一致する場合 ($T = T_o$) 振幅は漸次増大するを以て遂に破壊を免れぬ。

一般に強制振動に於ては柱體の上部は下端に比して、著しく大なる振動を爲し



從て作用水平加速度、彎曲力率等は著しく大となる。先づ固有周期が地震周期より小なる場合を考ふるに、

地震動	周期	$T_o = 1.35 \text{ sec}$	最大振幅	$\delta = 15 \text{ cm}$
此場合	最大加速度	$\alpha = \frac{4\pi^2}{T_o^2} \delta = 3,250 \text{ mm/sec}^2$		
圓形柱體	高さ	50 m	半径	3.6 m
	環動半径	1.27 m	材料弾性率	$E = 2,150,000 t/m^3$
	材料単位重量	$\rho = 2,200 t/m^3$		

此柱體の振動周期は (85) 式より $T = \frac{2\pi}{(1.875)^2} \sqrt{\frac{\rho A}{EI}} = 1.09 \text{ sec}$

即ち $T/T_o = 0.81$

依て強制振動として理論的に求めたる各断面彎曲力率 M と地動と同一の加速度 α が柱全體に一様に働くと假定せる場合の彎曲力率 M' との分布を曲線を以て示せば第156図の如く、兩者の比は次に示す如く數倍に達する。

x/l	0	0.25	0.50	0.75	1	1
$ M/M' $	3.55	4.35	4.25	2.87	0	0

次に $T > T_o$ の場合として $T/T_o = 2.0$ なる

場合をとる、 l を柱體の高さ、 E をその弾性率、

I を断面の慣性力率とする時、彎曲力率 M は次式に示され

$$M = \zeta EI m^2 \delta \quad \text{但し } ml = 2.65$$

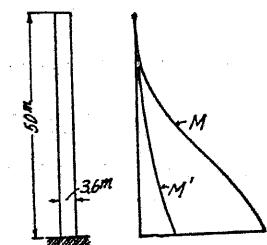
柱體の各點に於ける ζ の値は

x/l	0.0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0
ζ	0.632	0.782	0.701	0.526	0.160	0.00

となり、 $T/T_o < 1$ なる場合と異なり、最大彎曲力率を生ずる點は下端に存在せず上方に移動するを知る。

地震の場合塔状構造物の實際の振動は強制振動と第一、第二……等の固有振動との合成にして極めて複雑なるが、強制振動は耐震計算上固有周期に最も近き大

第156図



地震の周期を採用する關係上振幅は漸増する傾向あるに拘らず、自由振動は内部摩擦の爲めに却て漸衰する性質を有するを以て、之を無視するも實用上は大過ない。而かのみならず兩者を同時に考慮する時は計算は極めて複雑にして實用上困難である。而て強制振動のみを考慮する場合に於ても理論的計算は實用上不便を以て著者は夫等の結果と略同一の彎曲力率を與ふる如き、水平加速度の分布を種々の場合に對して計算し、次式を以て表はした。

今、地動の最大加速度を α とし、 x 断面より上部に一様に $\mu_x \alpha$ なる加速度が作用する時、強制振動による理論彎曲力率と同一の力率を生ずる爲めに必要な μ_x の値を種々の場合に對して求め、其の大體を次式を以て表はした。

$$\left. \begin{array}{ll} T < T_o & \mu_x = \left(1.6 - 0.4 \frac{T_o}{T} \right) \left[1 + \frac{1}{2} \left(-\frac{T}{T_o} \right)^2 \frac{x}{l} \right] \\ T > T_o & \mu_x = 1.2 \left(\frac{T_o}{T} \right)^2 \left[1 + \frac{1}{2} \left(-\frac{T}{T_o} \right)^2 \frac{x}{l} \right] \end{array} \right\}, \dots \dots (86)$$

茲に T = 構造物の振動周期 T_1 = 地震動の周期

l = 構造物の高さ

而して x 断面の曲率半径は次式を以て表はし得る

茲に k_h = 水平震度 W = 構造物の全重量

(3) 煙空の雲寒

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(1)及(2)の理論を其儘適用する事は不合理なるも、之に依て震害の状況を説明するには充分である。従来、煙突の破折點は $T \leq T_c$ の場合、下端に存し、 $T > T_c$ の時はその衝心 (Center of percussion) 卽ち断面一様なる柱體に就いては頂より高さの $\frac{1}{3}$ 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かる簡単なる假定に依ては説明し得ない。

(2) の動力學的計算の示す如く T が T_0 より大なる程、最大變曲力率の點

第 157 圖



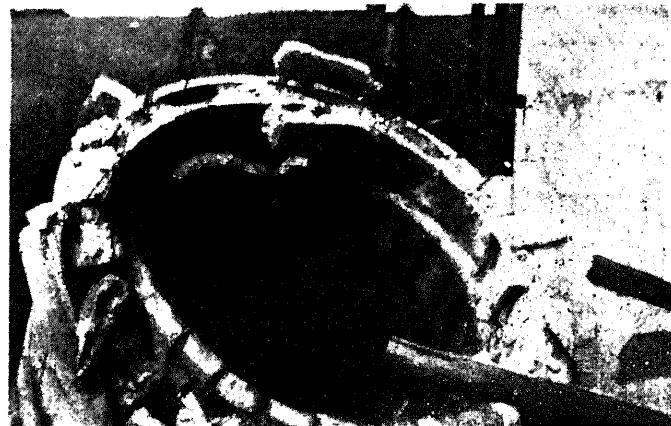
は漸次上昇し、煙突の如く先細の柱體に於ては最大線維應力の點は一層著しく上昇すべきを以て、下端又は上部 $\frac{1}{3}$ に於て破折する如き理由は力學上是認し得ぬ所である。

總ての構造物は重量の大なる程、材料の强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應力割合に低く、彎曲應張力を打消すに足らざるを以て龜裂、墜落を起し易い。第 157 圖は關東大地震に於ける西ヶ原農事試驗場の震害にして、龜裂は總て目筋に沿ふて居る。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めが、墜落を防止するには有效である。

鐵筋混泥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、元來鐵筋混泥土の鐵筋材は混泥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 158 圖は川崎市外の鐵筋ブロック積煙突の震害、第

159 圖は同地
方に於ける鐵
筋混煉土煙突
の震害である。
鉄筋手の鋼
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。然し下
端の混煉土造
部との接續に
用ふる鎮定ボ
ールトは、從
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

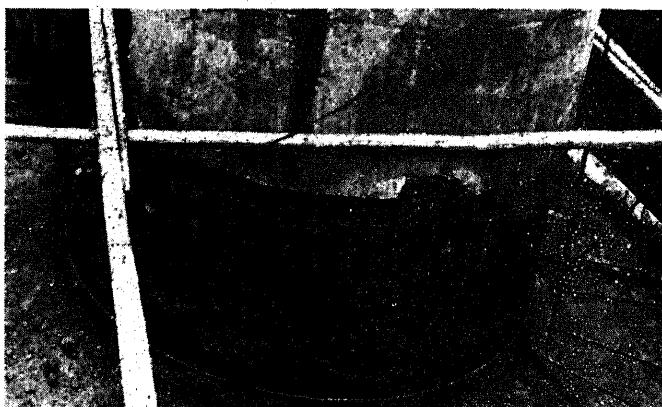


第 158 圖
鐵筋混煉土方塊造煙突の震害

場合多く、鎮定部に鑄物を使用するものは多く破壊された。

又、四方に吊線を用ひたるものは一部の吊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 160 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

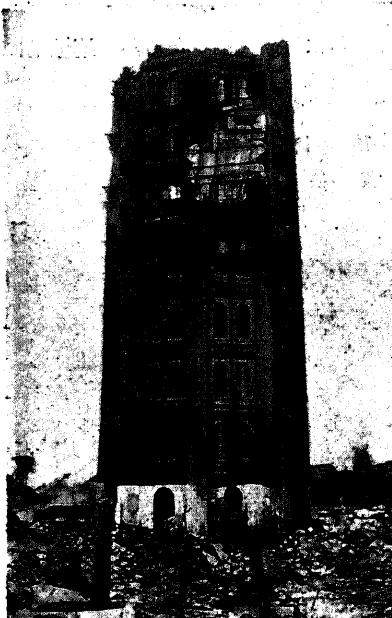


第 159 圖

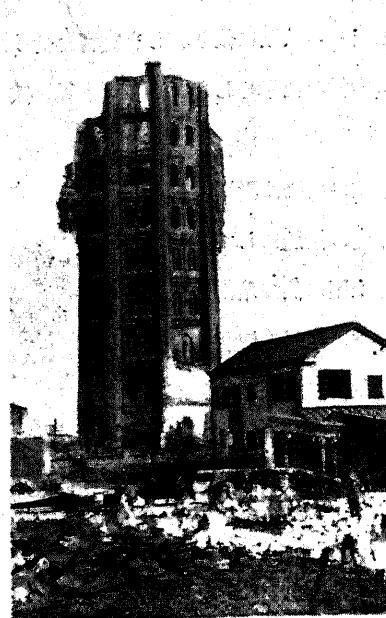
第 160 圖
野島燈臺の倒壊状況
(北より見たる圖)



第 161 圖
凌雲閣の震害(北西々より見たる光景)



第 162 圖
凌雲閣の震害(南微西より見たる光景)



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、斷面は八角形である。明治 27 年の強震により所々に龜裂を生じ補強工事を施せしが、第 161 圖、第 162 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、残存部も扶壁、窓の四隅等に損傷甚しく且つ上部程著しい。

[32] 橋體の耐震

(1) 橋 桁

橋梁の震害は主として橋臺、橋脚等下部構造の變位破壊に起因するものにして橋桁自身の缺點に依り著しき震害を受けたるものは極めて稀であるが、連檐地に於て木材を使用せしものは多く火災を被つた（〔27〕参照）。

(a) 木 橋

第 163 圖
松原橋の震害

木橋の橋臺は護岸、石垣程度の構造にして、地震時土壓に依て殆んど總て沈下、傾斜、倒潰等を爲し惹いて橋面に傾斜不陸を生じ、橋脚は多く杭打を基礎とし、上に木材を組立てたるものにして漸次腐朽し、地震時上體



に作用する震力に依て接合部に於て挫折するものあり、特に重量大なる土橋に於ては容易に沈下、傾斜、破折等を起す。

第 163 圖は昭和 5 年の伊豆地震に於ける松原橋の震害を示す。

(b) 桁 橋

鐵筋混泥土桁橋は上部の重量大なる爲め、基礎地盤良好にして下部構造が大なる耐震力を有するにあらざれば破壊墜落を免れ難い。此點に於ては自重小なる鋼鋸桁を有利とする。軟地盤又は高き橋脚に於ては沈下傾斜に依り桁端が墜落し橋脚を破折する場合も多い。（〔27〕参照）

尙、鐵道鋼鋸桁は重量に比し剛性極めて大なるを以て河床に墜落するも大破を生じない。

(c) 構桁橋

構桁橋の震害も主として橋臺橋脚の震害に起因するものにして、兩端支承部に損害を受け易いが上構は比較的軽きを以て割合に有利である。

支承部を耐震的ならしむるに有效なる方法は端支持面を充分大ならしめ、出來得べくんば現今各國の常法の二倍位とする事、端構造は充分大なる水平力に耐して安全なる強度を有せしむる事、他端が輾子端なる場合、固定端の構造及下構造は全橋體の質量に作用する水平地震力に對し、充分なる強度及び安定を有する事である。

(2) 拱 橋

拱橋に於ては橋臺、拱輪共に常時水平力に耐抗し得る性質を有する良好なる地盤を選む等の關係上地震時水平力が増大するも、壓力線の偏倚に依り多少の龜裂を生じ、橋臺に多少の變位を生ずる程度である。且つ上路橋を普通とし橋體重心が比較的下位に存する事、拱輪に強大なる軸壓力が作用し居るを以て縫維張力に依て龜裂を生じ難き等の利點がある。然し耐震上最も恐るべきは上部構造の變位なるを以て設計施工共此點に充分の考慮を爲さねばならぬ。第 164 圖は横濱の吉

鉄橋の地震の爲めに生ぜ
し拱輪の亀裂を示す。

(a) 二絞拱の耐震計算

二絞拱は鋼拱として多
く用ひらるゝが、次に水
平地震力に依る、反力、
彎曲力率等を摘要する
(土木學會關東大地震震
害調査報告第三卷)。

但し断面慣性能率の變
化 $I = I_0 \sec \varphi$
 $(I_0$ は拱頂の I)
 $\varepsilon = \lambda l$ 點に P なる
右向水平荷重作用する場
合。

(1) 反力

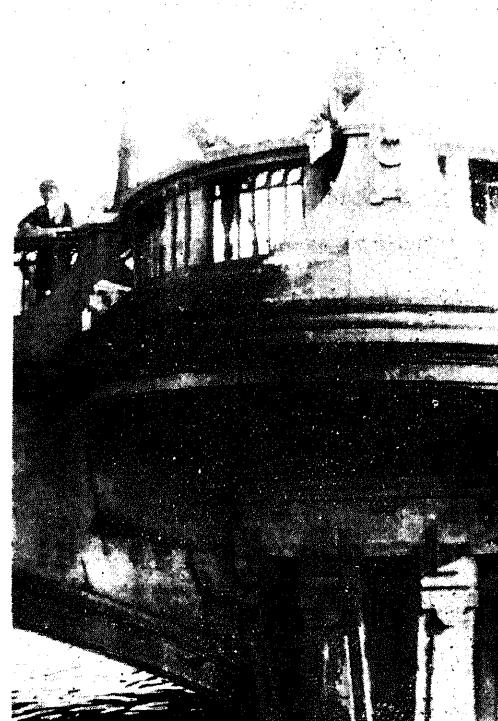
$$H_A = P \left[1 - \frac{\lambda}{2} (5 - 5\lambda - 10\lambda^2 + 20\lambda^3 - 8\lambda^4) \right]$$

$$H_B = P \left[\frac{\lambda}{2} (5 - 5\lambda - 10\lambda^2 + 20\lambda^3 - 8\lambda^4) \right]$$

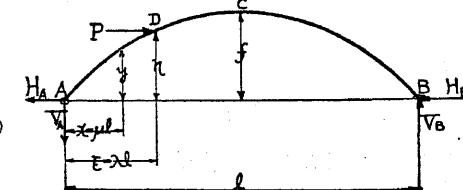
$$V_A = P \frac{4f\lambda(1-\lambda)}{l}$$

$$= V_B$$

第 164 圖
吉田橋の震害



第 165 圖



... (88)

[32]

茲に $f = \text{拱矢}, \mu = \frac{x}{l}, \lambda = \frac{\varepsilon}{l}$

$$(2) 彎曲力率 M = Pf 4 \left\{ \left[1 - \frac{\lambda}{2} (5 - 5\lambda - 10\lambda^2 + 20\lambda^3 - 8\lambda^4) \right] \mu \right. \\ \left. (1 - \mu) - \lambda(1 - \lambda)\mu \right\} \text{但し } \mu < \lambda$$

$$\left. \begin{aligned} M = Pf 4 \left\{ \lambda(1 - \lambda)(1 - \mu) - \frac{\lambda}{2} (5 - 5\lambda - 10\lambda^2 \right. \\ \left. + 20\lambda^3 - 8\lambda^4) \mu(1 - \mu) \right\} \text{但し } \mu > \lambda \end{aligned} \right\} \dots (89)$$

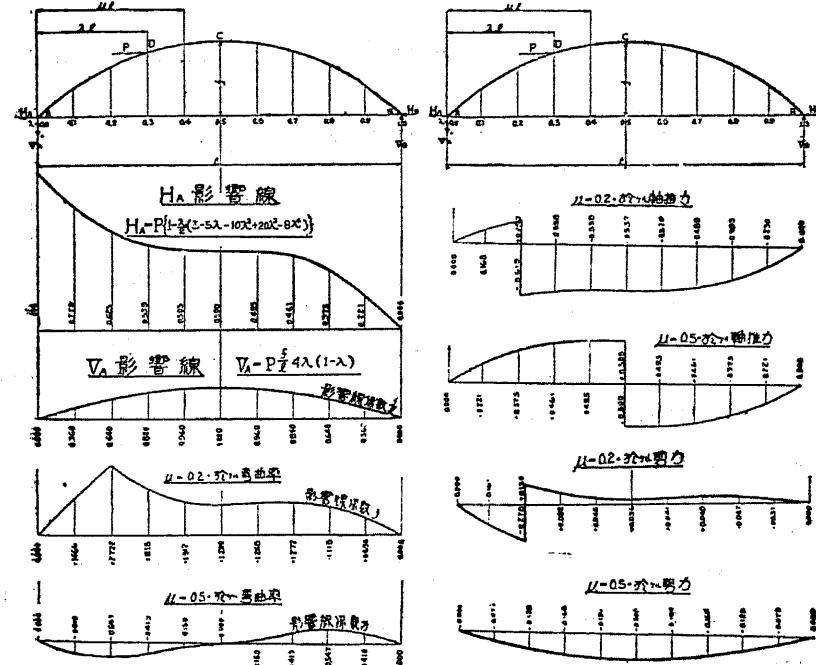
(3) 軸應力 N 及び剪力 S

$$\mu > \lambda$$

$$\left. \begin{aligned} N = -H_A \cos \varphi - V_A \sin \varphi &\text{ 又は } -H_A \cos \varphi - V_A \sin \varphi + P \cos \varphi \\ S = H_A \sin \varphi - V_A \cos \varphi &\text{ 又は } H_A \sin \varphi - V_A \cos \varphi - P \sin \varphi \end{aligned} \right\} \dots (90)$$

単位荷重に對する上記諸量の影響線は第 166 圖に示す如し。

第 166 圖
二絞拱の水平荷重による影響線

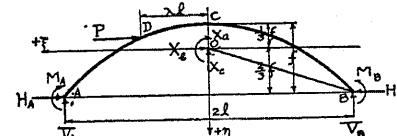


水平地震力の影響は拱矢比小なるほど割合に小なるは明かなるが、橋床部に作用する地震力が両端及中央の三點に集中するものと假定し $k = \frac{1}{3}$ 、徑間 72'、拱矢 7' の二鉄拱に就て地震最大彎曲率を計算すれば徑間の $\frac{1}{4}$ 附近に起り、死荷重彎曲力率の $\frac{1}{4}$ 位に過ぎぬ。

(b) 無鉸拱の耐震計算

鐵筋混凝土拱として多く用ひられ、地盤堅硬ならば質量大なるに拘らず拱の性質上震害は輕微である。次に二鍔拱 第 167 圖

第 167 圖



(1) 起拱點反力

(2) 彎曲力率 ($x = \mu l$ 點)

$$M = -\frac{Pf}{8} \left[(1+2\lambda^2+4\lambda^3 - 3\lambda^4 - 4\lambda^5) + 3(1-2\lambda^2+\lambda^4) (1-\mu) - 2(2+5\lambda^3-3\lambda^5)(1-\mu^2) \right] \text{ 但し } \mu > \lambda$$

又は $-Pf(\lambda^2-\mu^2) - \frac{Pf}{8} [\text{''} + \text{''} - \text{''}]$ 但し $\mu < \lambda$

(3) 軸壓力 N 及剪力 S

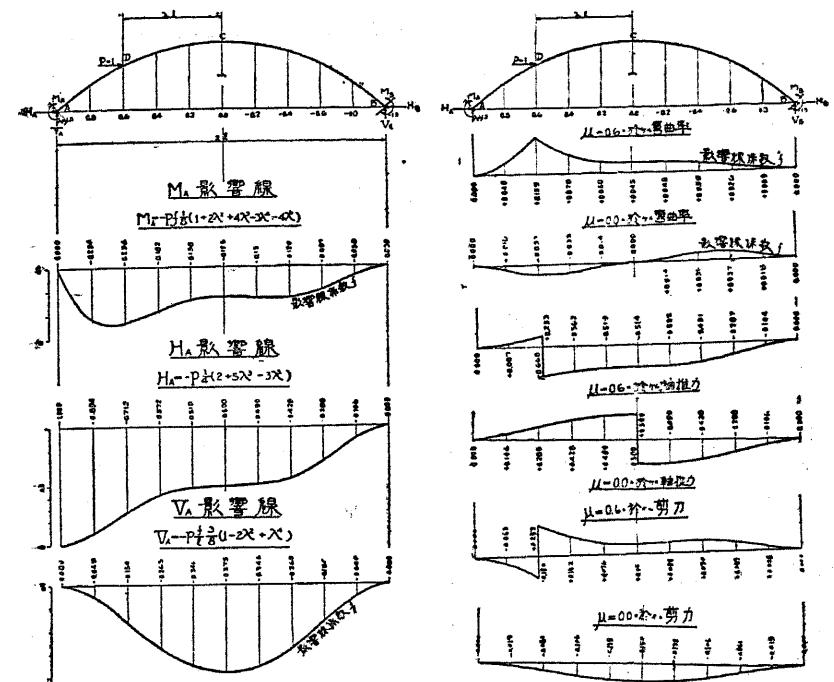
$$\mu > \lambda \quad \mu < \lambda$$

$$\begin{aligned} N &= V_A \sin\varphi + H_A \cos\varphi \quad \text{又は} \quad V_A \sin\varphi + H_A \cos\varphi + P \cos\varphi \\ S &= V_A \sin\varphi - H_A \sin\varphi \quad \text{又は} \quad V_A \cos\varphi - H_A \sin\varphi - P \sin\varphi \end{aligned} \quad \left. \right\} \dots (93)$$

単位荷重に対する上記諸量の影響線を第 168 圖に示す。

萬 168 罷

固定掛の水平荷重による影響線



〔33〕 載荷せる構造物の耐震

高架水槽、橋脚等の構造物は高位置に著大なる質量を支持するを以て地震の場合の振動は煙突、柱體等と異なり、頂部荷重の爲め著しく大なる應力を受くる。依て一例として、頂に M なる集中質量を有する斷面一樣なる柱體の自由並に強制振動を説明する。

(1) 載荷せる柱體の振動

断面一様なる場合運動の微分方程式及びその一般解は、単柱體と全く同一にして唯限界條件が多少異なるのみである。

(a) 固有振動週期

一般解 (83) 式の積分常数を定むるに當り、下端の條件は同一にて上端に於ては質量に $\frac{\partial^2 y}{\partial t^2}$ なる水平加速度作用して剪力は零とならず、即ち、四限界條件は

下端 $x = 0$ に於て

$$u = 0 \quad \frac{du}{dx} = 0$$

上端 $x = l$ に於て

$$\frac{d^3 u}{dx^2} = 0$$

$$EI \frac{d^3 u}{dx^3} = M \frac{\partial^2 y}{\partial t^2}$$

上式の u に (83) 式を代入して、常数 C_1, C_2, C_3 及 C_4 が零ならざる條件より ml を求むれば

$$ml = \frac{W}{Mg} \left[\frac{1 + \cosh ml \cos ml}{\cosh ml \sin ml - \sinh ml \cos ml} \right] \dots \dots \dots (94)$$

茲に W = 柱體の全重量

Mq = 載荷重量

(94) 式を満足する如き ml の値を求むれば次表及第 169 圖に示すが如く、週期 T は (85) 式に ml の値を入れて直ちに求め得る。

W/Mg	0.1	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2	1.4	1.6	∞
ml	0.733	0.868	1.02	1.118	1.19	1.247	1.29	1.323	1.34	1.875

(b) 地震による強制振動

[31]の柱體の場合と同様の方法に依て計算し得る。但し頂部に於て、剪力を載荷質量と其點の水平加速度との積に等しいと云ふ條件を入れれば足る。今、途中の計算を省略して、動力學的に計算したる \approx 斷面の彎曲力率 M_x と、地動と同一の水平加速度が全體に一様に作用すると假定する場合の彎曲力率 M_y との比

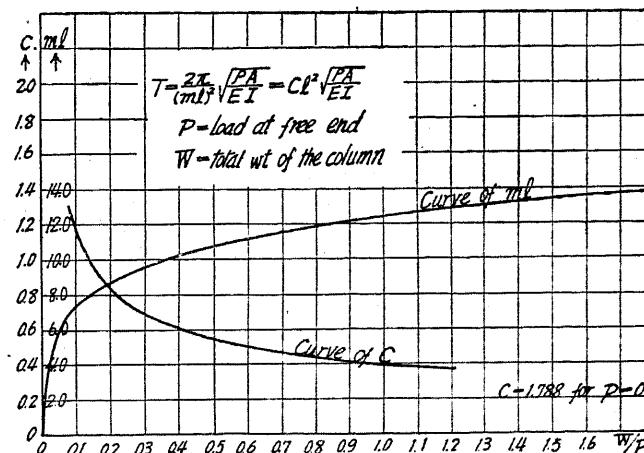
[33]

載荷せる構造物の耐震

第 169 頁

を第16表に

掲ぐる。此
場合 $M_x /$
 M'_x は断面
の位置、 W
 Mg 及 T / T'
の函数にて
示さる。



第 16 表 $\mu_x = \left| \frac{M_x}{M'_x} \right|$ の値

		$\frac{x}{l} =$	0.0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0
$T = 0.5T_o$	$K = 0.1$	$\frac{W}{P}$	0.052	2.54	2.54	2.55	2.53	2.53
	$K = 0.5$	"	0.380	1.88	1.90	1.90	1.96	1.98
	$K = 1.0$	"	0.890	1.70	1.76	1.82	1.88	1.93
	$K = 1.5$	"	1.42	1.60	1.62	1.71	1.72	1.78
	$K = \infty$	"	∞	1.27	1.30	1.33	1.35	3.48
$T = 1.5T_o$	$K = 0.1$	"	0.089	0.566	0.575	0.581	0.582	0.590
	$K = 0.5$	"	0.653	1.09	1.15	1.21	1.26	1.31
	$K = 1.0$	"	1.52	1.25	1.38	1.50	1.58	1.54
	$K = 1.5$	"	2.44	1.42	1.56	1.84	1.86	1.97
	$K = \infty$	"	∞	0.565	0.805	1.044	1.34	1.90
$T = 2T_o$	$K = 0.1$	"	0.104	0.255	0.262	0.267	0.270	0.271
	$K = 0.5$	"	0.76	0.366	0.409	0.445	0.472	0.500
	$K = 1.0$	"	1.78	0.410	0.454	0.512	0.615	0.660
	$K = 1.5$	"	2.84	0.426	0.517	0.632	0.690	0.732
	$K = \infty$	"	∞	0.179	0.348	0.555	0.945	1.136

同表に依り M_x と M'_x とは著しき差異あるを知るも T/T_o の種々の場合に對し一々動力學的計算を爲すは極めて繁雜なるを以て、實用上は M_x に等しき彎曲力率を與ふる如き一樣なる水平加速度 $\mu_x \alpha$ (α = 地震の最大加速度) を動力學上より求め、之を近似的に次式を以て表はした。

$$\left. \begin{array}{l} T < T_o, \quad \mu_x = \left[1 - \frac{W}{4P} \left(1 - 2 \frac{T}{T_o} \right) \right] \left[1 + \frac{W}{8P} \left(\frac{T}{T_o} \right)^2 \frac{x}{l} \right] \\ T > T_o, \quad \mu_x = \left(1 + \frac{W}{4P} \right) \left(\frac{T_o}{T} \right)^{1.5} \left[1 + \frac{W}{8P} \left(\frac{T}{T_o} \right) \frac{x}{l} \right] \end{array} \right\} \cdots (95)$$

從て x 断面の彎曲力率を求むれば

$$M_x \doteq \mu_x k_h (l-x) \left[P + \frac{W}{2l} (l-x) \right] \quad k_h = \frac{\alpha}{g} \cdots \cdots \cdots (96)$$

(2) 構柱の振動

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、二本の井筒を連結せる橋脚、水槽脚の特殊の場合等之に屬する。

第170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、その撓度 y は [31] (1) の場合と同様にして (79) 及 (83) 式を其儘適用し得る。

(a) 固有振動周期

(83) 式の常數を定むる限界條件は下端固定なるを以て

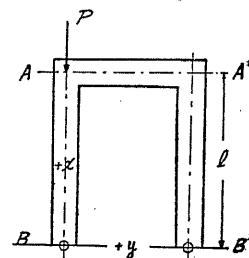
$$x = 0, \text{ に於て} \quad u = 0 \quad \frac{du}{dx} = 0$$

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

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

今梁の自重及載荷重の和の $\frac{l}{2}$ 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

第 170 圖



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

u に (83) 式を代入し積分常數が零ならざる爲めの條件より ml を求むれば

$$ml = \frac{W \cosh ml \sin ml + \sinh ml \cos ml}{P \frac{1 - \cosh ml \cos ml}{1 - \cosh ml \cos ml}} \cdots \cdots \cdots (97)$$

茲に W = 一柱の全重量

週期 T は (84) 式より

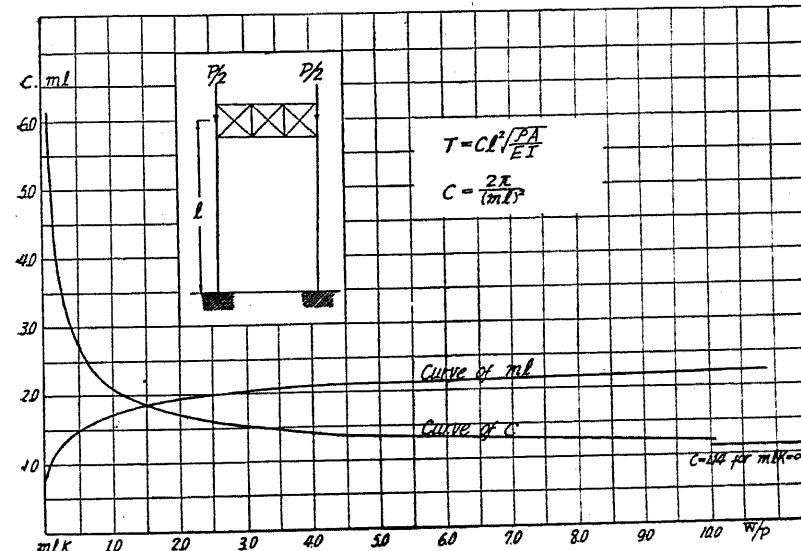
$$T = \frac{2\pi}{m^2 l^2} l^2 \sqrt{\frac{\rho A}{EI}} = cl^2 \sqrt{\frac{\rho A}{EI}} \cdots \cdots \cdots (98)$$

ml 及 c は W/P に依て異なり第 17 表及第 171 圖に示すが如し。

第 17 表

W/P	0.1	0.2	0.5	1.0	2.0	5.0	10.0	∞
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 171 圖



(b) 地震による強制振動

構柱の強制振動は〔31〕の柱體強制振動と同様の方法に依て求め得べく、唯(83)式の積分常数決定に次の條件式を用ふれば足る。

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

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

今、計算を省略し、理論的に求めし彎曲力率 M_x と靜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との比 $\mu_x = |M_x/M'_x|$ の値を次表に示す。

第 18 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
$T = 0.2T_o$	$W/P = 0.1$	0.551	0.322	0.102	0.124	0.335
	" = 0.5	0.540	0.310	0.097	0.106	0.283
	" = 1.0	0.394	0.212	0.044	0.080	0.208
	" = ∞	0.674	0.303	0.013	0.187	0.308
$T = 0.8T_o$	" = 0.1	1.370	0.818	0.264	0.278	0.810
	" = 0.5	1.420	0.808	0.242	0.309	0.828
	" = 1.0	1.520	0.861	0.234	0.350	0.860
	" = ∞	1.660	0.818	0.110	0.465	0.837
$T = 0.5T_o$	" = 0.1	0.660	0.322	0.125	0.132	0.390
	" = 0.5	0.722	0.411	0.118	0.158	0.415
	" = 1.0	0.740	0.411	0.110	0.160	0.411
	" = ∞	0.856	0.406	0.036	0.272	0.396
$T = 1.5T_o$	" = 0.1	0.400	0.242	0.081	0.079	0.225
	" = 0.5	0.377	0.244	0.099	0.053	0.200
	" = 1.0	0.379	0.243	0.081	0.082	0.241
	" = ∞	0.406	0.270	0.078	0.124	0.271

次に理論値 M_x と等しき彎曲力率を得る爲めに、夫れより上部全體に一樣に作用せしむべき加速度 $\mu_x \alpha$ は次式に依て近似的に求め得る。

$$\left. \begin{aligned} \frac{T_o}{5} \leq T \leq T_o \text{ の場合 } \mu_x &= \left(\frac{T}{T_o} \right)^{\frac{1}{3}} \left(1 - \frac{2x}{l} \right) \\ 3T_o \leq T \leq T_o \text{ の場合 } \mu_x &= -\frac{T_o}{T} \left(1 - \frac{2x}{l} \right) \end{aligned} \right\} \dots (99)$$

(3) 二本の井筒を連結せる橋脚

煉瓦積の如く抗張力に乏しき材料を以て築造せる二本井筒の橋脚は、井筒と上體との附根の上側 ab 附近及 cd 等に龜裂を生じ易く、是等の龜裂は拱の内側に大なるを常とする(第172圖)。

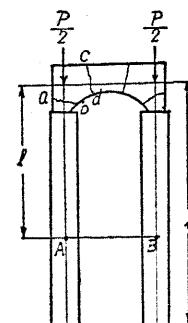
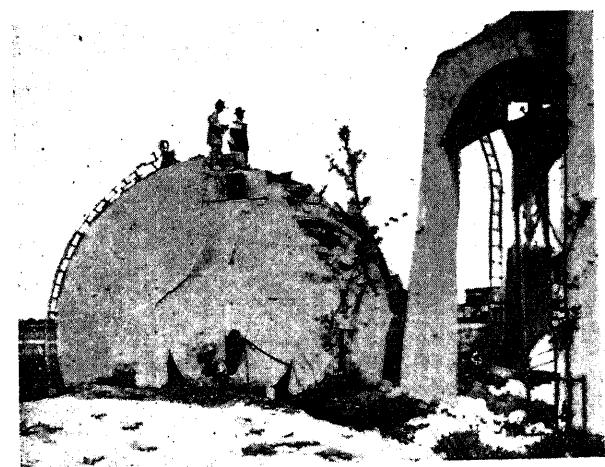
是等の震害は橋脚を構造と考へて理論的に説明し得る。但し井筒は概ね軟地盤に深く沈置するゝを以て、固定點は根入部の途中に存する(172圖 A, B 點)。(2)の理論に依て彎曲力率 M_x は容易に求め得れば茲には省略せり。

(4) 三河島高

架水槽の震害

此水槽は鐵筋混凝土立體構柱上に載り、全高 90' 容量 20,000 gal である。構柱は六角形の角點に配置された柱を剛性大なる水平桁を以て連結せるものである。

第 172 圖

第 173 圖
高置水槽震害

關東大地震に於て三階の柱が兩端に於て挫折し、惹て水槽は轉落し、途中の部材を破折した（第 173 圖、第 174 圖參照）。

此構造物の耐震性を理論的に検するに、構柱部材に相當龜裂を生じたる場合の固有週期は約 1.34 sec なるを以て破壊直前の週期は $1.5 \sim 1.8$ 秒と推定され、同地の地震週期を 1.2 sec と推定し T/T_0 を 1.5 と看做せば、構造物に作用する水平加速度は下部に於て地震の約 0.9 倍、上部に於て約 1.1 倍となる。今該地點の推定最大加速度 $2,500 \text{ mm/sec}^2$ が全體に一樣に作用するものと假定して、鐵筋及混凝土の應力度を計算すれば次の如し。

階 數	I	II	III	IV
混擬土 (壓力)	190	165	200	176 kg/cm^2
鐵 筋 (張力)	3,890	3,590	4,540	3,830 //

即ち三階に於て應力最も高く普通許容應力度の 4 倍以上に達し、當然破壊を免れぬ事が明かである。

第 174 圖
高置水槽震害



—(完)—