

## 振動の影響に対する考察並に對策 — 主として鐵道工作物に就いて —

正會員 岡 田 信 次\*

On the Effect of Oscillation (about Railway structure)

By Sinji Okada, Dr. Engr. Member

**要旨** 地震動が各種鐵道工作物に種々の災害を與へる事は周知の事であるが、列車振動その他の機械的振動も工作物に多少の影響を與ふるものである。然して是等の振動の影響を考へる場合地盤並に工作物の固有振動週期を併せ考究する事が肝要である。從來國有鐵道工作物の設計に當て此の兩者の振動即ち共鳴振動を考慮に入れる事の少なかつたのは遺憾とする所で、本論文では是等の點に就き考察を試みて以つて工作物の設計並に災害對策の萬全を期したいと念願する次第である。

### 第一節 地盤震動の解析

#### 1) 固有振動週期を求むる方法

地震動の性質が各個所で同様でないことは地震計の發明後間もなく認められた事である。大森博士は本郷と一ツ橋とに於ける地震動を比較された結果本郷に於ける 0.3 秒程度の振動週期を有する漣が 1 秒程度の週期を有する波動中重に疊してゐるに反し、一ツ橋に於ては斯様な現象なく單純な波動に終始してゐる事を指摘された。然して一ツ橋に於ける振動週期は局部的特性のもので震源距離や地震動の大小に關係しないものであることを示し、土地の軟弱なる所に於ては常に斯る現象のあることを結論された。

大正 12.9.1 の關東大地震後の餘震に就て那須博士<sup>1)</sup>は東京都内數ヶ所に地震計を置き餘震の同時觀測を行つた結果本郷に於ける地震動と他の場所に於けるものとを比較する時或る週期の波動では本郷臺が大きく他の週期では本郷臺のが小さいと云ふ結果が得られた。斯様な現象は或る區域の土地が或る特定の週期の波動に對して一種の共鳴を生ずると解するのが至當である。東京都内の本郷臺の様な硬い地盤と下町の様な軟弱な地盤とでは震源から傳つて來る地震波動は同一であつてもその刺戟により兩者の地盤には夫々固有の振動が誘起されると考へられるのである。

震災地に於ける災害分布は構造物の種類とその土地の振動性能によつて定まるものである事は大正 12. 關東大地震以後幾多の事例が之を示してゐる。斯る觀點よりして土地の固有振動と云ふ觀念は工學上災害研究に特に重要性を有するものである。土地の固有振動週期を求むるため末廣博士<sup>2)</sup>は振動分解器を作られた。之は週期の異なる幾つかの振子を並べて置き、これで實際の地

\* 運輸省施設局長

1) 那須信治 震災豫防調査會報告 100 甲 (1926) 312~332.

2) 末廣恭二 地震研究所彙報 1 (1926) 59~64.

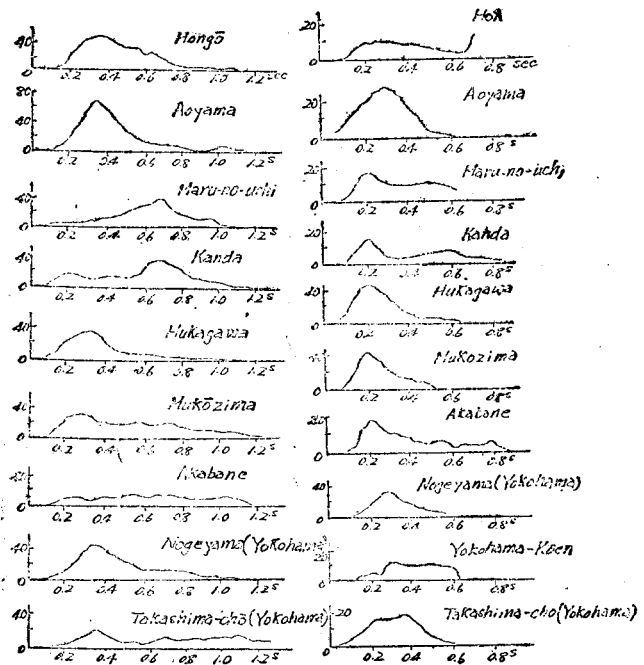
震動を觀測した場合最も大きく振れた振子の週期を地盤の固有週期と考へる。即ち共鳴したものと考へるのである。

この方法によつて東京丸ノ内では 0.6 秒、本郷では 0.3 秒の週期の地震動が卓越してゐることが見出された。然し地盤の固有週期に關し纏つた研究をされたのは石本博士<sup>3)</sup>である。石本博士は従來の地震計が變位地震計を用ひて土地の變位を目標として研究されたものであるに反して、地震動の強さを直接表はす處の加速度に着目して加速度地震計を製作し之れによつて地震動の性質を研究したのである。加速度地震計は加速度を直接記録するから週期の大なる波動は概して加速度は小なる故記録され、又各地に特有な固有振動は加速度の大なる波動にぞくするから、この意味に於て加速度地震計を用ひて土地の振動性能を調べる事は合理的である。構造物の震災は加速度と直接關係する故特に然りである。然らば地盤の固有週期は如何にして求めるかと言ふに、これには頻度曲線による方法と、人為的振動による動力學的地盤調査法によるのと二方法がある。

a) 頻度曲線による方法

加速度地震計によるある地震の記録に就て、ある一定の加速度の限界値を定めそれ以上の値を示す加速度を波動の相隣れる距離の順次に求めこれを週期に換算してその頻度曲線を畫くのである。而してその極大値となる週期を以てその地盤の固有週期となすのである。固有週期を卓越週期と言ふ事もある。東京附近 10

ヶ所に加速度地震計を設置して實際の地震の觀測を行つて各地の卓越振動週期が求められた。卓越週期は震源距離の遠近によつて多少の差はある。第 1 圖に示すものは震源距離の近いものと割合に遠いものの二種類を示してゐる。地震動が稍々大となつても加速度地震計は依然としてその土地の卓越週期の大部分を記録するに反し變位地震計には週期振幅大なる波動(加速度は却つて小)が専ら記録され小週期の波動は隱蔽され認められなくなる。東京本郷臺の卓越週期約 0.3 秒はかつて大水博士が 1 秒週期の大なる波動上に重疊してゐる漣と考へたものに相當する



昭和八年三月三監沖地震による東京、横濱地方地震動中の卓越振動週期 (縦軸は波數)

昭和八年七月六日江戸川河口地震による東京、横濱地方地震動中の卓越振動週期 (縦軸は波數)

圖-1

3) 石本巳四雄 地震研究所彙報 12 (1934) 234~248.

次表に各地に於ける卓越振動週期の値を示す。これにより卓越週期の一般が判るが此等は表面層の自己振動週期を示すものと考へられる。比較的軟弱なる表面層を有する地域に於ては振動週期も大である。斯様な所に於ては表面層の二次振動も現はれ一見小週期の振動が卓越する様に見えるが實は同時に大なる週期の振動も存在してゐる。地震の際に構造物の受ける震害はこの地盤の固有週期と密接な關係にあるものである。

各地卓越振動週期

地震	震央	本郷	青山	丸ノ内	神田	深川	向島	赤羽	野毛山	横濱
昭和 8.3. 3	三陸沖	0.34	0.35	0.68	0.21 0.70	0.31	0.26 0.74		0.34	0.35
昭和 8.6.19	金華山沖	0.41	0.38	0.65	0.72	0.36	0.26	0.36	0.35	0.57
昭和 8.7. 6	江戸川口	0.23	0.29	0.20	0.20	0.20	0.74 0.20	0.80 0.20	0.51 0.25	
昭和 9.4. 7	鹿島灘	0.28	0.35	0.58	0.20 0.64		0.24 0.88		0.28 0.46	0.60 1.27
昭和 9.8. 3	館野附近	0.40	0.36	0.61	0.70		0.35 0.80	0.42 0.74	0.31	0.57 1.23
平均		0.37	0.34	0.22 0.60	0.21 0.67	0.31 0.88	0.27 0.80	0.35 0.75	0.35	0.49 1.23

b) 動力學的地盤調査法による方法。

人爲的に地盤に振動を與へ、これを振動計にて觀測して地盤の物理的性質を研究するものでドイツの地質工學研究所 (Deutsche Torschungsgesellschaft für Bodenmechanik 略して Degebo) の A. Heriweg<sup>4)</sup> 等により實施された方法である。この方法の根本原理は地面に週期的に然も週期の變化する力を與へて地盤の強制減衰振動を起させる。週期的の力を與へるには偏心重錘を有する動輪を備へたる振動機を用ふる。この機械は同一垂直面内で反對方向に回轉する二つの偏心重錘によつてある一方向のみの振動を起すのである。

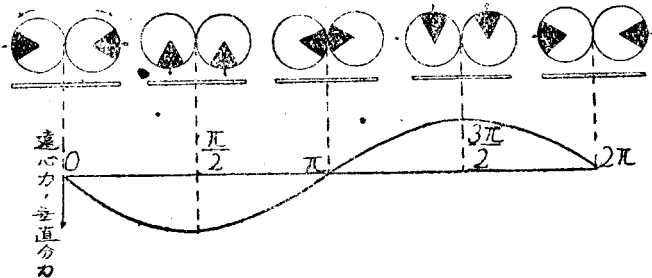


圖-2

實際には電氣モーターの回轉子に偏心重錘を附して、これを地面に固定して回轉する。

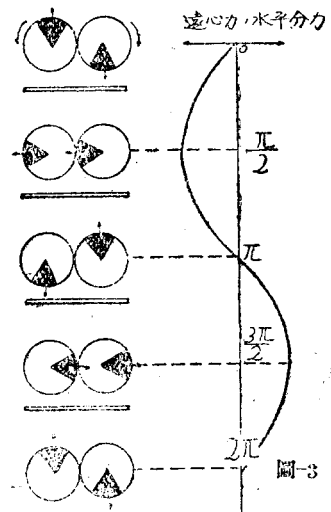


圖-3

4) A. Hertwig: Die Ermittlung der für das Bauwesen wichtigsten Eigenschaften des Bodens durch erzwungene Schwingungen. 19 3. Berlin.

第2圖の偏心重錘の組合せの時遠心力の水平分力は左右打ち消され、垂直分力は正弦的に變化する。第3圖の垂直分力は打ち消され、水平分力のみ正弦的に變化する場合である。斯くして地盤に垂直方向又は水平方向の週期的力を與へ得る。

この方法による固有週期を求める理論は振動する物は振動機及び地面であるが、その變位を  $y$  とし、有効質量を  $M$  として弾性復原力を釣合位置からの變位に比例するものとし、これを  $cy$  とする。この振動系には速度に比例する抵抗力が作用するものと考へれば（減衰を意味する）遠心力  $P=e \sin wt$  を受けた場合の運動方程式は

$$M\ddot{y} + b\dot{y} + cy = e \sin wt$$

$$\text{or } \ddot{y} + 2\lambda_k \dot{y} + \alpha_k^2 y = \beta \sin wt$$

茲に 
$$\alpha_k = \sqrt{\frac{c}{M}}, \quad \lambda_k = \frac{b}{2M}$$

$M$  は振動機の質量とそれと一緒に振動する地面の一部分の質量をも含んでゐるのであるが、これは直接に測定し得るものではなく、計算によつて求めるのである。 $b, c$  はモーターの回転に従つて地面が徐々に搗き固められるので變化すると考へられる。併し今常數と假定して進めると上式の解は、

$$y = C \sin(\omega t - \varphi)$$

但し 
$$C = \frac{\beta}{\sqrt{(\alpha_k^2 - \omega^2)^2 + \varphi \lambda_k^2 \omega^2}}, \quad \tan \varphi = \frac{2\lambda_k \omega}{\alpha_k^2 - \omega^2}$$

次に遠心力  $P$  が一週期間に  $M$  になす仕事を  $L_s$  とすれば

$$L_s = \frac{M \beta C \omega}{2} \sin \varphi.$$

次に實測結果の例を挙げれば、實際に振動機を回転せしめて地面の強制振動を振動計で記録したもつから振幅と振動數との關係を見るため振幅曲線を作る。偏心重錘の重量 30.4 kg 偏心距離 7.5 mm の振動機によつて起された地面の振動振幅が振動數と共に變化する状態を圖示すれば第4圖の如くである。振幅曲線の極大の個所の振動數を求めて 23.45 Hz となる。(Hz は振動數の單位で1秒間の振動數を表はす)これが地盤の固有振動數と考へられるものである。次に仕事量であるが地面に強制振動を起さしむる場合モーター装

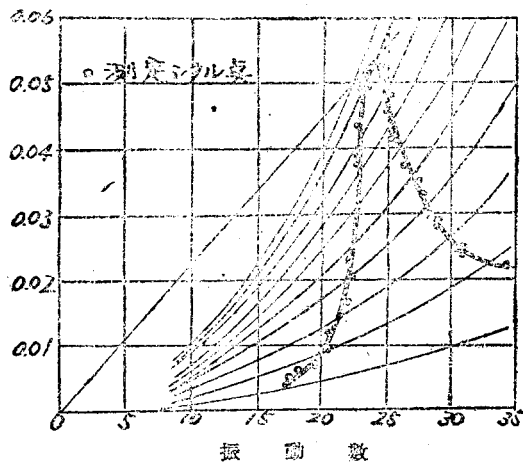


圖-4

$z(Hz)$

置の内部抵抗に對しても常に仕事が行なされるから全仕事はこの仕事と偏心重錘を回轉する仕事との和となる。前者の仕事は振動數の自乗に比例すると見られるから全仕事  $L$  は

$$L = px^2 + L_0$$

となる。  $x$  は振動數を示す。  $L$  はワットメーターで測られる量である。仕事曲線を振動數を横軸にとつて示すと第5圖の如くである。仕事曲線の極大値は振動數 23.60Hz となる。この値は上記の振動曲線より求められた値と殆ど同じである。即ち仕事曲線の解析からも地盤の固有週期を求めることが出来る。

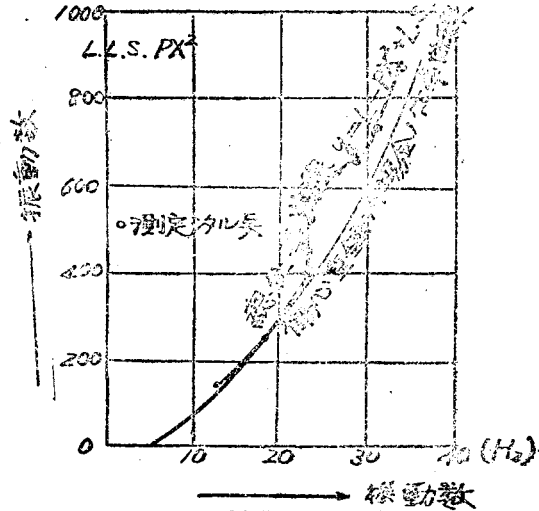


圖-5

## 2) 地盤の固有振動と構造物の固有振動との共鳴現象

構造物の振動問題で第一に重要な事

柄は地震動による振動である。我國の様な地震國では地震現象を除いては構造物の振動を論ずる譯には行かない。既述の様に構造物の地震動による被害はその構造物の自己振動週期とその場所の地盤振動週期との一致による共鳴により著しく増大するものである事が知れる。地震動に限らず人為的の震動例へば列車による振動或は工場の機械的振動等の構造物に對する影響も同様であるから共振の現象を考へる事は重要である。勿論單に衝撃による力のみを與へる様な作用をなす場合もあるし、構造物の振動も又その構造の種類により種々の型式の振動が誘起されることになるので相當複雑である。

例へば塔状のものならば屈曲振動が起るであらうし架構々造のものでは各組織的素材は屈曲振動をなしても全體としては剪斷振動の如き型の振動をとる場合もある。

勿て地上構造物の中には煙突や無線塔の様な塔状の物が可成りある。塔體は取扱ひが便利であり又振動の性質をよく表はすので構造物の振動問題を論ずる基準として塔體に對する地震動の影響を知る事は重要である。この問題は物部博士が詳しく論じ、その後末廣博士も研究を進め殆ど完成の域に達してゐる第6圖に示す如く  $x$  軸を塔體の長さの方向にとり、  $y$  を  $x$  なる點の撓みの變位とすれば塔狀體の撓み振動の方程式は



圖-6

$$\frac{\partial^2 y}{\partial t^2} + \kappa^2 b^2 \frac{\partial^4 y}{\partial x^4} = 0 \dots\dots\dots (1)$$

茲に  $\kappa$  は斷面の慣性、  $b^2 = E/\rho$ 、  $E$ -ヤング率、  $\rho$  は密度である。

地震動による強制振動の場合を考ふるに、地震動が週期  $2\pi/p$ 、振幅  $\beta$  なる定常的的水平動である場合を考へる事は塔狀體の振動性質を知るには充分である。地震動が

$$y_0 = \beta \cos pt \dots\dots\dots (2)$$

とする。塔體の振動は

$$y = \beta U \cos pt \dots\dots\dots (3)$$

の形をとる可きである。但し  $U$  は  $x$  の函数で (2) を (1) に入れると

$$\frac{d^4 U}{dx^4} - \frac{m^4}{l^4} U = 0 \dots\dots\dots (4)$$

なる微分方程式を満す可きものである。但し  $\frac{m^4}{l^4} = \frac{p^2}{k^2 b^2}$

(4) 式を解く境界條件

$$\left. \begin{array}{l} x=0 \text{ にて } U=1 \quad \frac{dU}{dx} = 0 \\ x=l \text{ にて } \frac{d^2 U}{dx^2} = 0 \quad \frac{d^3 U}{dx^3} = 0 \end{array} \right\} \dots\dots\dots (5)$$

を満す如く求める。この條件は下端は固定されてみて地震動と同一の運動をなす事、上端は自由なる事を示してゐる。

(5) を満す解は

$$U = \frac{1}{2} \left[ \left( \cos \frac{m}{l} x + \cos h \frac{m}{l} x \right) - \frac{\sin m. \sin hm}{1 + \cos m. \cos hm} \left( \cos \frac{m}{l} x \right) \left( x - \cos h \frac{m}{l} x \right) + \frac{\sin m \cos hm + \cos m \sin hm}{1 + \cos m \cos hm} \left( \sin \frac{m}{l} x - \sin h \frac{m}{l} x \right) \right] \dots\dots\dots (6)$$

となる。これを (3) 式に入れれば時々刻々の振動の形が判る譯である。(6) に於て

$$1 + \cos m \cos hm = 0 \dots\dots\dots (7)$$

と置く時  $U$  が無限大となり柱の振幅が非常に増大する事になる。然るに (7) は下端固定上端自由なる棒の自由振動の各型の週期を與へる式である。従つて地震動の週期が自由振動の週期の一つと一致する場合に (7) 式が成り立つのであつて共振の性質を示すのは當然のこととなる。

### 3) 地盤の固有振動と震害

#### a) 東京山の手と下町との家屋震害の比較

従來は軟弱なる土地例へば東京の下町方面の様な沖積層の地層の處が山の手方面の様な洪積層の地層の處に較べて震害が大であると思はれてゐた。勿論木造家屋などに就ては云へる事であるが土藏煉瓦造などについては却つて反對である事が關東大地震の震害などにより實證され、その後各地の地震による被害と地盤との關係を知ると建物の種類により震害の型態が異なる事が明らかにされた。これは地震の際に於ける土地の振動性能に起因することで換言すれば建物の自己振動週期と土地の固有振動との關係によるものである。關東大地震による東京市内の建物被害に就て

警視廳の調査に基き齋田氏の研究せる建物別の被害状況を圖示すれば第7圖の如くである。この圖によつて見られる如へ普通の木造家屋は本所、深川、神田の如く下町方面の被害が

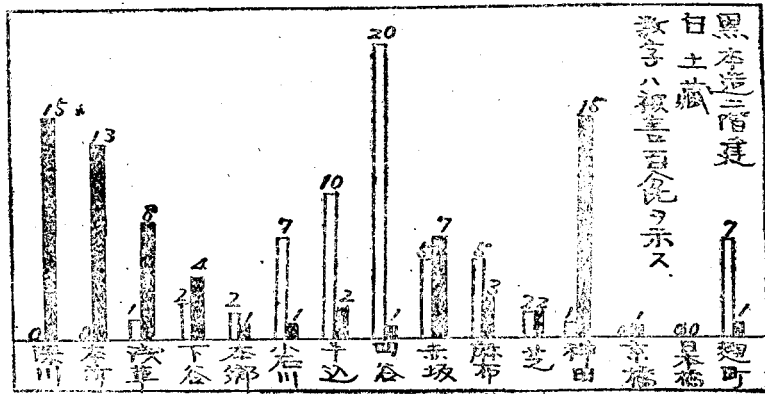


圖-7

著しく大で、山の手方面に於ては輕微で

ある。之に反して煉瓦造及び土藏等は山の手方面で被害大で、本所深川の如き下町方面では殆ど無被害と云ふ程度である。これにより建物の震害はその種類によつて異なる事が知れる。一概に軟弱なる埋立地であるから地盤が悪くとは言へない。普通の木造家屋はその自己振動週期は0.4~0.6秒位である。煉瓦造、土藏等の自己振動週期は0.2~0.3秒程度である。然るに一方地盤の方は丸ノ内、神田等下町に於て固有振動週期が0.6秒程度であり、本郷、青山等の山の手方面で0.3秒程度である。斯様に建物の自己振動週期と地盤の固有週期との一致により共鳴を起す事によつて下町方面では木造家屋に被害を生じ、山の手方面で土藏等に被害を生ずるのである。即ち木造家屋に對しては下町が地盤が悪く、土藏等に對しては山の手の方が地盤が悪くと言ふ事になる。

山の手方面の臺地は洪積層の地層で下町方面の沖積層の地層に較ぶれば古い時代にぞくし堅硬な地盤である。下町方面の沖積層の下にも洪積層の地盤はある。これは大正12年の關東大震災後復興局が東京市内各所で行つた地質調査の結果から明らかである。然し洪積層までの深さは場所により異なる。下町方面の震害の分布をこの地質調査の結果と照合すると一層明瞭である。即ち同じ下町でも特に震害の甚しかつた區域が局部的に存在するのであるが、斯る場所が恰も沖積層の厚く堆積した處に相當するのである。

b) 落函工事に起因する隣接建物及地盤の震動

人爲的振動の一例として落函工事に使用するエアークンプレッサーの運動により起される振動はその運動方向即ちフライホイールに直角な向きの振動が主である。實際に測定した一例を示せば次の如くである。場所は東京丸の内沖積層でその厚さは約20米。地盤の固有振動週期は約0.7秒、この地盤に木造瓦葺二階建一棟あり、此の家の固有週期は約0.3秒と推定される。エアークンプレッサーは200馬力で回転は240~300/分。即ち回転週期は0.25~0.30秒にして、加速度計により測定せられた振動も全く之と同一週期である。測定せられた結果は次表の通りであるが、コンプレッサーの運動方向の振動大にして、之に直角の方向の振動は小である。地表面及家屋兩方ともその振動に極めて規則正しく正弦型である。家屋の方が振動大なるは共鳴現象による

ものと考へられる。

震動源よりの距離	地表面の振動			家屋の振動		
	L方向加速度	T方向加速度	週期	L方向加速度	T方向加速度	週期
m 約 13	ガル 2.8~3.5	ガル 0.65~0.83	0.25~0.30			
" 42	1.5~1.6	0.5~0.6	"	ガル 8.5~9.5	ガル 0.15~0.17	
" 70	1.0~1.2	0.17~0.25	"			0.25~0.30

註 L方向……コンプレッサーの運動方向  
T方向……L方向に直角な方向

震動加速度の距離に対する減衰程度は第8圖に示す如くなる。エアコンプレッサーによる振動持続性を考へず單に強さのみを比較すれば上表三點の地表面は震度1の微震程度であるが家屋の方は弱震の弱に相當する。震度の影響は震動源の週期及振幅並びに感震體の固有振動週期に

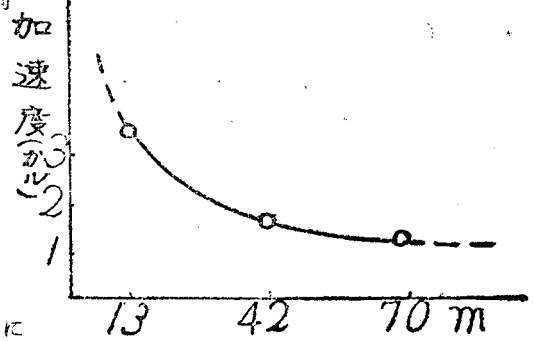


圖 8

關係するもので、その軽減法は簡單でない。その方法

の一は震源體の振幅をなくする事であるが永久的施設の工場等の基礎は斯る方法をとるが、假設的の土木建築の作業現場にては殆ど不可能のことであるが、斯る場所に於ては機械の廻轉週期を土地の固有週期と一致せしめざる様にするのも一方法である。例へば次の如き一例がある。東京都内の一變電所にて機械の總重量 100 屯、廻轉體のみが 30 屯のものがスキッチを切つた後慣性にて約 40 分間回轉してゐる間に著しく近隣の振動を増大する時期がある。これは慣性で廻轉の減少する間にその土地の固有週期と一致せる爲である。震動軽減の一方法として數個の動力機を併置しその廻轉の位相差を調整すれば著しく震動を減少せしめ得るのである。

例へば上記のエアコンプレッサーの場合も 200 馬力一基の代りに 160 馬力 2 基を併置しその位相差を 180 度とするか、或は 70 馬力位のもの 3 基を併置しその位相差を 120 度づゝとする事が可能ならば相當効果あるものと考へられる。

c) 走行列車による地盤震動

列車の走行により先づ地盤に震動が起されるが、これは線路の兩側地盤に傳播する。従つて線路沿ひの構造物に対する振動の影響を考慮しなくてはならない。その爲に先づ線路からの距離により振動が如何様に變化するかを知る必要がある。又地盤震動と列車の重量速度との關係如何と云ふ事も知る必要がある。先年東海道本線平塚驛東方約 1 軒東京起點 63.220 軒附近で實測せる結果を以下述べる。測定に使用せる振動計は 150 倍水平動 4 臺 150 倍上下動 2 臺、及び 2000 倍水平動微動計 1 臺である。線路に直角に測線を選びその線上に下り線の中心より 20 米の點に「上下」「線路に直角」「線路に平行」の三方向の震動を記録する様 3 臺の振動計を設置し、この



點を基準點として更に同測線上の他の點に振動計3臺を基準點と同様に設置し基準點に於ける振動と比較する事にした。180 米以遠の點に於ては 150 倍振動計にては記録困難のため 2000 倍微動計を使用した。普通列車による振動は急行及び特急列車に比較して少なるを以つて後者のみに對する測定をした。

i) 震動の距離による減衰

列車による地盤振動の週期は 0.04~0.07 秒である。各列車につき 20 米の點の最大振幅を 1 とし各點に於ける最大振幅との比と線路よりの距離との關係を圖示すれば第 3 圖の如く距離の 2 乗に逆比例して減少する。

ii) 列車速度重量による振幅の變化

一定地點に於ける振動振幅は列車速度と重量との積に比例するものと考へられる。實驗の場合機關車の種類は D51, EF13 等に限られ、重量も 90~110 屯で變化少く又速度も貨物列車 40 km/h 内外、旅客列車 70 km/h 内外に限定されてゐたので振幅と「列車速度 × 重量」との關係を明らかにし得なかつたが兩者の關係は地 10 圖に示す如くである。この結果よりみれば列車速度や重量の振動に對する影響は少

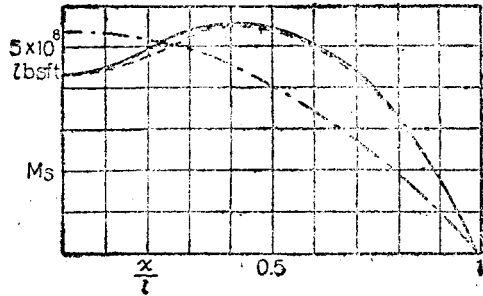


圖-9

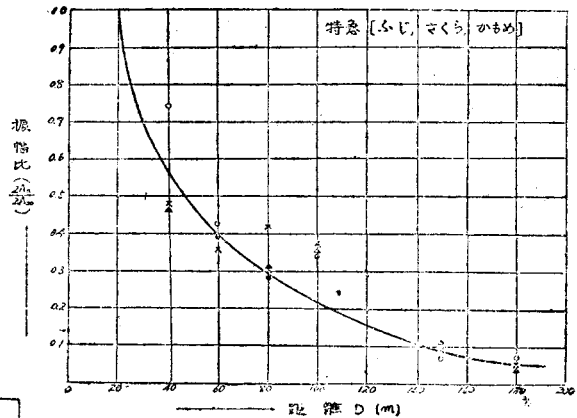


圖-10

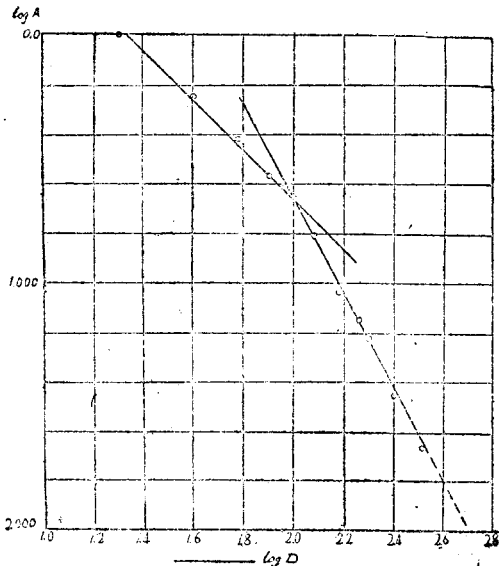


圖-11 (1)

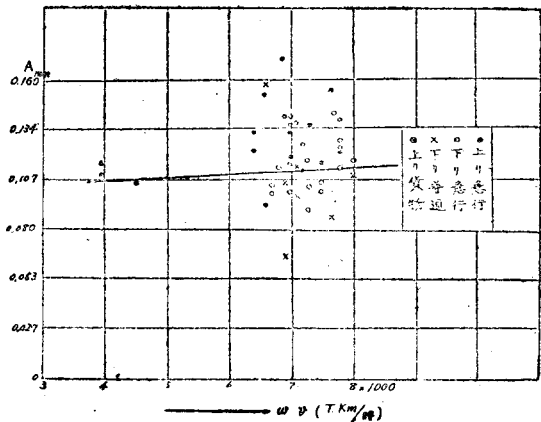


圖-11 (2)

振動の大小は主として距離により左右せられる。線路よりの距離0米に対する振幅  $A$  (マイクロン単位) は

$$A = \frac{24 \times 10^4}{D^2}$$

によつて表はされる。従つて 500 米に於ては振幅は既に 1 ミクロン以下になる。

iii) 走行列車による築堤自體の振動

中央線上り電車線大久保附近の軌條に波狀磨耗の發生せるため、この場所の築堤の振動状態の調査を實施した。第 12 圖に示す如く線路の中央及び外側に於て枕木下端より 0 米、1 米、2 米の深さに三成分振動計を設置し上下前後(線路に平行)及び直角方向に振動状態を調査したのである。振動記録は第 13 圖に示す通りである。

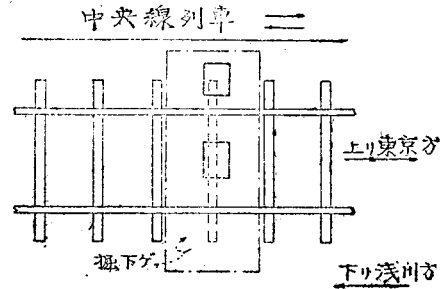


圖-12

振動振幅は上下動、直角動及平行動共に列車速度の大なるに従ひ大となりその關係は第 13 圖の如くである。(測定箇所は時速 35 軒に制限) 而して直角動が最大にして次に平行動上下動の順である。深さに對する振動の減衰狀況は時速 35 h 波長を  $\lambda$  とすれば

$$h = \frac{\lambda}{4}$$

直角動の振動が最大である事がこの振動様式と一致する事柄である。扱て  $\lambda = V_s T$   
 $V_s$  ..... 横波の傳播速度、  
 $T$  ..... 振動週期、

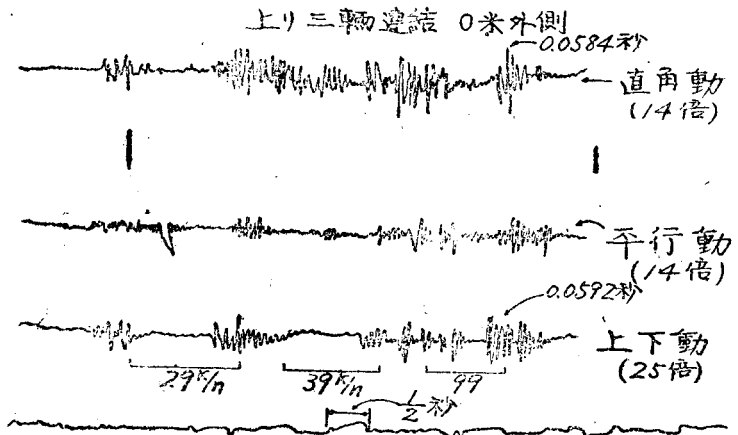


圖-13

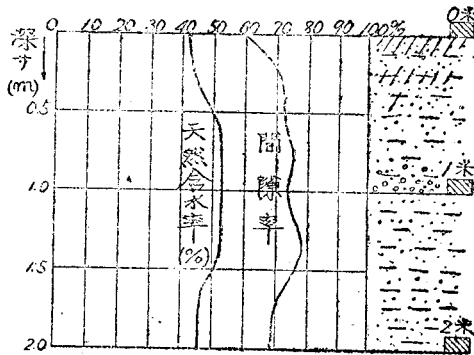


圖-14

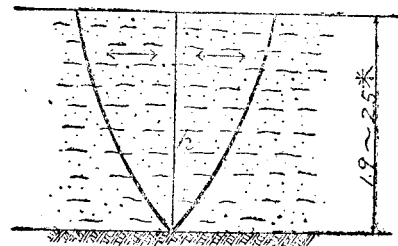


圖-15

$T$  は振動記録から読みとり 0.052~0.068 秒であるから平均  $T=0.06$  秒とし、盛土の横波速度は  $V_s=130\sim170$  m/sec と見做せるから此等の値を用ひて

$$h = \frac{\lambda}{4} = 1.9\sim 2.5\text{m}$$

となり盛土層の厚さと略々等しくなる。

軌條の波狀磨耗は上述の厚さ約 2m の盛土層が列車の通過により誘發されて起る固有振動に依る事が主たる原因であると考へられる。この原因を除くには盛土層を基盤と同一土質とする事が理想的であるが、應急的には盛土層の排水をよくし土層を堅固にする事である。

### 第二節 地盤の固有週期と構造物の固有週期とを考慮せる場合の防震對策

既述の如く構造物の自己週期と地盤の固有週期と一致せる場合所謂共振現象を起し、自然地震の場合には震害を大ならしめ又人爲的原因に基く振動の場合にも構造物に對する影響は著しく増大する。前節の 2, 3 の例により地盤の固有週期は概して硬い地盤に於ては小で、軟弱なる地盤程大なる事、又軟弱なる地盤に於ては二次、三次の固有週期と思はれる週期も屢々出現することなどの特性は知られたのであるが、種々の地盤に就て固有週期が如何なる數値を示すかは實際の各地盤に於て測定してみなければならぬ。次に現在まで實際に各地に於て觀測により求められた固有週期の數値をその地盤の地質狀況を考慮に入れて一括表示すれば

場 所	地 質	地盤固有週期
東京下町方面 (丸ノ内深川等)	沖積層	0.6—0.3秒
東京山手方面 (本郷青山等)	關東ローΔ (洪積層)	約 0.3
大阪上町方面 (大手前高津等)	舊洪積層	0.15
大阪船場	上町より軟弱な地盤	0.3
茨城縣大發村 (筑波山麓)	軟弱なる表面層は薄く 強固な地盤が割合淺い 所に在ると思はれる	0.1—0.15 及 0.4
茨城縣上天津村 (霞ヶ浦湖畔)		0.1—0.15
筑波山中腹	花崗岩	0.04—0.05

参 考 那須信治、萩原尊禮「大阪市内に於ける土地の固有振動の測定」

萩原尊禮「茨城縣大發村及上天津村に於ける地震動卓越週期の觀測」

東京、横濱市内の下町に於ける固有週期と表面層の厚さとの間には稍々規則的關係が成立する様である。表面層の厚さは大正 12 年關東大地震後復興局の行つた試錐により求められた地表より第三紀層までの深さである。次表は各地の表面層の厚さとその場所で觀測される固有週期の値である。

この結果を圖示すれば第 16 圖の如くなる。固有週期は大體表面層の厚さに比例すると見られる。

$$T = \frac{4h}{V} = \frac{4h}{\sqrt{\frac{\mu}{\rho}}}$$

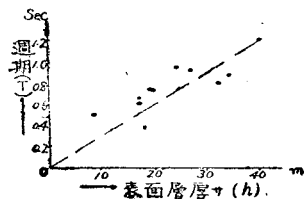


圖-16

場所	表面層の厚さ	固有周期	場所	表面層の厚さ	固有周期
深川木場	35 m	0.88秒	横濱公園	41 m	1.23秒
東京驛	19	0.6	高島町	27	0.9
向島	33	0.8	神田(電気学校)	17	0.67
丸の内	20	0.75	小石川柳町	9	0.51
赤羽	20	0.75	濱松町	25	0.9

$V$  = 横波速度,

$\mu$  = 地層の剛性率,

$\rho$  = 土の密度,

地盤の固有周期が地質状態により異なり又表面層の厚さによつても變り且厚い所では基本振動周期の外に

第二次、第三次の振動周期も出現すること等を考へる場合構造物建設に當つては構造物の自己振動周期と地盤の固有周期とが一致せざる様に選定す可きである。各種構造物の自己振動周期を従來の實測結果より若干拾つて示せば次の如くである、

前節の實測値と地盤の固有振動周期とを對照する時地盤軟弱なる時は共鳴振動の恐れなく、堅硬なる地盤の場合に却つて共鳴振動の危険がある。

### 第三節 構造物の耐震方策

構造物を震動に對して耐震的にならしむるには震動の周期と構造物の自己振動周期との大小によつて次の二つの場合に大別出来る。即ち震動の周期が構造物の自己振動周期に比し相當小なる場合は、構造物を剛體と見做す事が出来る。この場合は構造物の各要素部分

構造物種類	自己振動周期
一般木造家屋	0.4 - 1.2秒
三階建煉瓦造	0.3
三階建鉄筋コンクリート造	0.2 - 0.3
第一生命保險相互會社ビル	0.6
丸ノ内ビルディング	0.5
橋脚(押切川橋梁)	0.075
同(宗况澤橋梁)	0.06 - 0.7
モリス堰堤	0.16 - 0.17
丸ノ内ホテル	0.5 - 0.6
シエールビル	1.85 - 1.80
ラズビル (米國)	1.89 - 1.70
エンパイヤーステートビル	7.5

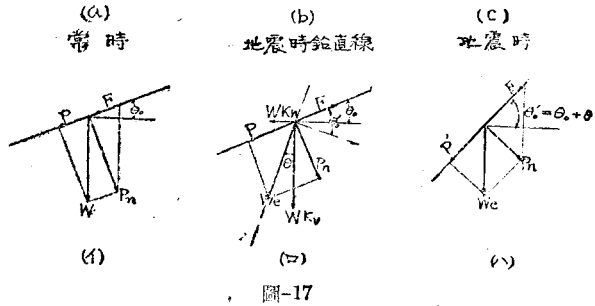
に同一の加速度が作用すると考へられる結果、構造物の重心に、構造物の質量に震動の加速度を乗じた力が作用すると見做せる場合である。之に反して震動の周期が構造物の自己振動周期と同程度か又はそれより大なる場合には構造物を弾性體と見做さなければならない。この場合には構造物に作用する力即ち震力が一樣ではなく場所によつて異なることになる、即ち構造物は弾性體として作用し、撓み振動や剪断振動を考へねばならぬ様になる、次に此の兩者の場合につき具體的考察をすゝめると

#### 1) 構造物を剛體と見做せる場合

地盤で言へば切取り斜面、築堤等にして、構造物で言へば擁壁、岸壁、橋臺及び高さの低い橋脚等の類である。此の場合は構造物の重心に構造物の質量に震動の加速度を乗じた力即ち震力が作用すると考へる、震動の加速度の鉛直成分は重力  $g$  の増減を意味し、水平成分の作用を考へれば恰も  $g$  の方向が變つたと同等である。即ち靜力學的に考へれば  $g$  の方向及び大きさが時々刻々變化するのと同様である。然し構造物を剛體の如く考へるから靜力學的に  $g$  が最も危険な向きにある場合を考へてその場合でも構造物が安定である様に設計すればよいのである。

#### a) 斜面の安定

常時の状態 (第 17 圖 a) を考へれば  $\theta_0$  の傾斜角の斜面は常時土粒の重量  $W$  の斜面方向の分力  $P$  即ち土粒を斜面に沿ふて滑らせんとする力が摩擦力  $F$  よりも少なる筈である。  $f$  を土砂の摩擦係數とすれば  $F > P$ , 即ち  $fW \cos \theta_0 \geq W \sin \theta_0$  但し  $f = \tan \phi$ , 茲に  $\phi =$  土の摩擦角。故に  $\phi \geq \theta_0$  なる關係を得る。



次に地震動の如き震動を受ける時は水平、垂直の震度  $K_h, K_v$  が作用する爲鉛直線方向即ち重力  $g$  の方向が常時に對して  $\theta$  丈傾く。即ち震動時の斜面は傾斜角  $\theta_0$  が  $\theta_0 + \theta$  に増したる事に相當する。換言すれば地盤全體を  $\theta$  だけ傾けたと同じである。斯くしても安定を保つ爲には

$$f = \tan \phi \geq \tan(\theta_0 + \theta)$$

$$\text{or } \phi \geq \theta_0 + \theta$$

然るに  $\theta$  は震度と關係ある量で合震度を  $K$  とすれば

$$\theta = \tan^{-1} K \quad \text{但し} \quad K = \frac{K_h}{1 - K_v}$$

である。この場合重量  $W$  は震動時に有効量

$$W_c = W(1 - K_v) \sec \theta \quad \text{となる。}$$

高築堤の法面の安定も此の種類に入るので上記の計算法を適用すればよい。

### b) 築堤の安定

地震の場合に築堤が沈下する事は屢々見る例である。これは築堤を一つの構造物と考へた場合に、これに作用する水平震力により一方の側に加わる基礎荷重が著しく大となる事が主なる原因であるが、その外に地盤全體を  $\theta$  だけ傾斜した如き狀況に置かれる爲土中の抵抗土壓が激減する事も大なる理由である。今軟弱地盤上に圖-18 圖の如き築堤があると、その底面に於ける正土壓  $p$  と根入れに相當する抵抗土壓  $q$  とが平衡を保つ。  $p > q$  ならば底面兩側の土は押されて築堤は沈下し  $p = q$  なる深さに達して平衡を保つ。

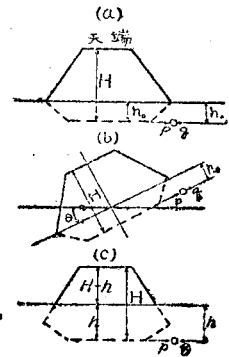


圖-18

- $\omega =$  土の單位重量,
- $\phi' =$  地盤の息角,
- $\phi =$  築堤の息角,
- $h_0 =$  築堤の根入れ.

としてランキンの土壓理論より平衡條件を求むれば常時に於ては

$$p = \omega H \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = q = \omega h_0 \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'}$$

$$\therefore \frac{H}{h_0} = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \cdot \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'}$$

然るに地震時に於ては一側の正土壓が増大し、抵抗土壓が減少するから平衡破れ築堤は沈下し、地震力が反対方向に變れば他側に於て沈下し、地震動の反覆につれて片側づゝ沈下し再び平衡を得るに至つて止まり、同時に築堤兩側部は押し出されて頂部に龜裂を生ずる。此の場合平衡根入れを  $h$  とすれば

$$p = (1 - Kv)\omega H \sec^2 \theta \frac{\cos \theta - \sqrt{\cos^2 \theta - \cos^2 \phi}}{\cos \theta + \sqrt{\cos^2 \theta - \cos^2 \phi}}$$

$$q = (1 - Kv)\omega h \sec^2 \theta \frac{\cos \theta + \sqrt{\cos^2 \theta - \cos^2 \phi'}}{\cos \theta - \sqrt{\cos^2 \theta - \cos^2 \phi'}}$$

平衡状態は  $p = q$  なるを以つて

$$\frac{H}{h} = \frac{\cos \theta + \sqrt{\cos^2 \theta - \cos^2 \phi}}{\cos \theta - \sqrt{\cos^2 \theta - \cos^2 \phi}} \cdot \frac{\cos \theta + \sqrt{\cos^2 \theta - \cos^2 \phi'}}{\cos \theta - \sqrt{\cos^2 \theta - \cos^2 \phi'}}$$

即ち常時根入れ  $h_0$  に比して  $h$  は著しく大となる。地盤の  $\phi'$  の大なる時は勿論築堤の  $\phi$  が大なるも沈下を減少することになる。

#### i) 築堤の沈下に對する對策

築堤の沈下は何時の地震でも必ず起る事であるが、その復舊が比較的簡單に行なはれる爲從來はその都度之を修理する方法が採られてゐる。然し狀況が許すならばその防止方法として「土の撰擇と施工」を適切に行ふ事である。特に橋梁取付部に於て然りである。即ち此處では築堤は橋臺との接觸面で滑落し、上部には縦の割目を、中部又は法尻では孕み出しを生ずる。又土壓によつて橋臺を前方へ傾斜させる事もある。その理由としては

- イ. 築堤の最高箇所である事。
- ロ. 基礎の堅固な橋臺に接してゐるために平時列車荷重による搗き固め作用を他の箇所程充分に受けてゐない事。
- ハ. 橋臺との接觸面に於ける摩擦力が土の内部の摩擦力より少ない事。
- ニ. 橋臺と築堤とが異つた振動をするため、他の部分とは異つた力の作用を受ける事。

等が擧げられる。それ故橋臺の裏込にあたる部分丈でも特に次の工法を採る事が望ましい。

#### a. 盛土に適した土を使用する事

撰擇條件として含有量 20% 以下の土であればよく、即ち種々の粒徑の粒子が均等に分布されてゐる土が最適である。

實際には 2, 3 箇所の土取場からの土を混合して用ふる事が望ましい。更に安全を期する爲には空隙率、緊硬度限界、透水率、剪斷試験等を行ふ必要がある。

#### b. 築堤材料の土に最も強度を出す様な工法を採る事。

この爲には土の乾燥密度を最大ならしむる如き含水状態に土を保持させる事が理想的であつて、20 纏程度の薄層にして搗き固めをするのが良い。

c. 橋脚の設計を適當にする.

線路方向の抵抗を増大するために函型ラーメンを用ひたり、控へをとつたりする。又土との接觸面を増大する爲に平面でなく段形にするのも一方法である。

尙築堤沈下の問題に關しては土の震動に對する性質、即ち締り方又は緩め方、割目の出來方等を研究し、築堤の耐震性の増大を圖る必要がある。

ii) 傾斜地に盛土せる築堤の滑り出しに對する對策

圖の如き簡單なる場合に築堤が安定を保つ爲に次の關係が成り立つ可きである。

$$\psi = \tan^{-1} K + \theta_0$$

$\theta_0$ ……在來地盤の傾斜角、

$\psi$ ……築堤土の摩擦角、

$$K = \frac{K_h}{1 - K_v} \text{……合震度、}$$

$K_h$ ……水平震度、

$K_v$ ……垂直震度。

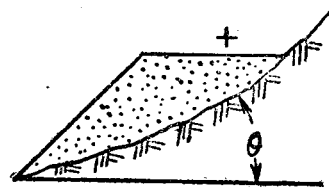


圖-19

ある地方に鐵道線路を建設するに當つて傾斜地に築堤する場合はその地方として採用す可き最大震度と地盤の傾斜角と土の摩擦角とを考慮し段切等の適當の處置を講ず可きである。

iii) 橋脚の耐震

高橋脚は彈性體と考へ彈性震動を考慮しなければならぬが、低橋脚即ち自己振動週期が地震動の週期より小なる如きものでは剛體の如く考へてよい。基礎地盤強固ならざる場合は橋脚はそれ自體の重量及び上部構造の大なる質量に作用する水平震力により挫折するもの又は不等沈下を起し傾斜する場合がある。従つて橋脚の耐震は地震時に於ける地盤耐力の激減を考慮し充分なる基礎工を施す可き事、又橋脚及上部構造の重量を輕減することが必要である。

2) 構造物を彈性體と見做す可き場合

鐵塔貯水槽、煙突及高橋脚の類は外部から震動を受ける場合、剛體の如くには扱へず、彈性體として扱ひ彈性振動を考へなければならぬ。従つて構造物の振動振幅は一樣でなく各部により異り彎曲力率の分布も一樣でない。自己振動週期も基本振動の外二次三次の振動も考へられるので地震動の作用により共鳴現象を起し易い。従つて斯様な塔狀構造物の耐震性を論ずる場合、地震動の有する最大加速度に等しき水平加速度が一樣に作用するものとして靜力學的に計算する事は頗る危険である。

今断面一樣な柱狀構造物の振動を考へるにこれが自由振動し得る場合の週期即ち固有振動週期が地震動の週期に近き程共鳴のため柱體の振幅、従つて彎曲力率大となるを以つ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。地震による強制振動を考へるに地震時には地面はある震動をなすを以つ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方は零となる。今下端即ち地面の運動を  $\delta \cos pt$  を以つて表はせば

$$\begin{aligned} X=0 \quad & \text{に於て} \quad u=\delta \quad \frac{du}{dx}=0 \\ X=l \quad & \quad \frac{d^2u}{dx^2}=0 \quad \frac{d^3u}{dx^3}=0 \end{aligned}$$

なる境界条件の下に微分方程式を解き  $u$  を求め得れば各断面の彎曲力率及び剪力を計算出来る。

一般に強制振動に於ては柱體の上部は下部に比して著しく大なる振動をなし、従つて水平加速度、彎曲力率は著しく大となる。先づ固有週期が地震週期より小なる場合を考へるに

$$\text{地震動 週期 } T_0 = 1.35 \text{ cm/sec} \quad \text{最大振幅 } \delta = 15. \text{ cm}$$

$$\text{この場合最大加速度} \quad \alpha = 325 \text{ cm/sec}^2$$

$$\text{圓形柱體 高さ } 50 \text{ m} \quad \text{半徑 } 3.6 \text{ m}$$

$$\text{回轉半徑 } 1.27 \text{ m}, \quad \text{彈性率 } E = 2,150,000 \text{ t/m}^2$$

$$\text{材料單位重量 } p = 2.2 \text{ t/m}^3$$

この柱體の自由振動週期

$$T = \frac{2\pi}{(1.875)^2} \sqrt{\frac{PA}{Er}} = 1.08 \text{ 秒}$$

$$\text{即ち } \frac{T}{T_0} = 0.81$$

依つて強制振動として理論的に求めたる各断面の彎曲力率  $M$  と地震と同一の加速度  $\alpha$  が柱全體に一樣に作くと假定せる場合の彎曲力率  $M'$  との比を求めれば次表の如く數倍となる。

$\frac{X}{l}$	0	0.25	0.5	0.75	1
$\frac{M}{M'}$	3.55	4.35	4.25	2.87	0

### 第3節 結 論

土木建築兩方面の構造物に對して震動の影響が如何に大なるかは既述の事柄によつても明らかである。常時に於ても種々の震動の問題が生ずるが、特に我國の如き地震國に於てはこの點は一層重要な事柄である。故に此處に概括してその重要性を指摘せんとするものである。先づ第一に強調すべきは地震動に就てであるが、古來我國は幾多の大地震に襲はれその都度甚大な被害を受けたのであるが、文化の進まなかつた昔の時代は家屋の被害の程度に止つたであらうが、近代文明の進歩により各種の構造物、施設の出現を見るに及むで地震に對する考慮を拂はなかつたものに如何に大なる被害の生じたかはその例に乏しくない。然もそれら構造物施設は多くは平地又は海岸、河岸近くの地盤悪しき處に設けられるものであるに於て特に然りである。元來我國の文化は歐米よりの輸入であるが故明治初年以來歐洲又は米國等の大なる地震の起らざる地にて發達したる工法を直輸入し、その儘の設計施工の下に建造せられたものは大地震に際會して無残にも破壊されたのである。例へば煉瓦造の構造物は明治初年より盛んに我が國內に建てられたが、これらが明治 24 の濃尾大地震に出會ひ工場、建物、煙突又は橋脚等は甚だしい損害を受けた。又鐵



柱構造の橋脚も挫折して大損害を受け爾後我國では全廢する事になつた。此の地震の教訓により當時東京にて建築中の煉瓦造には直ちに耐震的補強策を講じ、その爲大正 12 の關東大地震ではこれらの建物は大きな被害なくして済むだ。これは一例に過ぎないがこの他種々の構造物に就き震害のある毎にその教訓に基づいて耐震工法を講ずる様になり、我國の耐震構造の理論及び實際方面は世界に於ける最も進歩せるものとなつた。

構造物に對する振動作用を考慮する場合構造物を剛體と考へその重心に全質量と振動の加速度との相乗積の震力が作用するとするのが最も簡單な場合である。斯様に考へる場合は構造物の自己振動週期が地盤の振動週期より著しく小なる場合である。設計に際しては更に次の如く假定する。即ち上記の如き震力が靜力學的に長時間作用するものとするのである。構造物の自己振動週期が地盤の振動週期に近いか又はそれより大なる場合は最早剛體の如く考へる事は出来ない。震力の分布は構造物の内部で一様でない。斯る場合には構造物を彈性體と考へ彈性振動を考慮しなければならぬ。彈性振動は自己振動と強制振動とにより成り立つてゐる。この場合地盤の固有週期が構造物の自己振動週期に接近すれば共振を生じ最も危険なる状態となる理である。故に共振を避ける事が最も肝要である。最近の研究によれば地盤の振動は夫々の土地で特有のものであり、地震の際大なる加速度を示す振動はその土地の固有振動であることが明らかになつてゐる。斯くして構造物の震害を論ずるには地盤の固有振動の概念なくしては無意味と云ふも過言ではない。

鐵道關係に於ても築堤、橋梁、貯水槽、重要建物等が比較的軟弱なる地盤の個所に建設せらるゝ事を考へればこの點特に重要な事と信ずる。

以上は自然地震に依る震害に就いてであるが人爲的の振動による問題も屢々起る。然もこれは常時起る問題であるから等閑に附すことも出来ない。例へば交通機關により起される地盤振動又は土木建築工事に於ける杭打機による振動等で、これらの隣接構造物に對する影響等の問題である。これ等の場合に於ても共振を避ける事が振動軽減法として適切である。

最後に地震動並に之に伴ふ共鳴振動を如何に考慮しても或る程度以上の地震が惹起した場合建造物が被害を受くる事は避けられない。然らば鐵道線路建造物の設計に當り或は災害防止に當つて如何なる震度を採用するかは、如何なる降雨量を災害防止の爲に設計雨量として採用す可きかと同様甚だ六づかしい問題である。國有鐵道に於ては大正 12. 9 の關東大地震、昭和 17. 9 鳥取地震、昭和 19. 12 東海地震に於ける被害の實績から永久構造物に對しては震度 1/5 (加速度  $2,000\text{mm}/\text{sec}^2$ )——關東大地震に於ける東京、横濱附近の震度——を、その他に對しては震度 1/7 (加速度  $1,500\text{mm}/\text{sec}^2$ )——關東大地震の沼津附近、東海地震の静岡附近の震度——を採用し、此の程度の地震があつても特殊の事由のない限り線路建造物に大被害のない様にしてゐる。