

論 說 報 告

動的荷重を受くる基礎地盤の實驗的研究

正 會 員 原 田 干 三*

本稿はソ聯ヤ・エヌ・モリコフ技師が首題の下に實驗研究せる論文を譯出せしものである。

機械を据へた、即ち動的荷重を受くる基礎地盤の性状を知らんがために、1935年實驗を行つた。その實驗の目的とする課題を更に詳記すれば次の如くである。

- a) 可塑性土の弾性の研究；
- b) 土の弾性壓縮係數並に弾性剪斷係數の決定；
- c) これ等係數と基礎底面形狀及び大きさとの關係、並にこれ等係數と土にかゝる垂直荷重及び外力の性質との關係；
- d) 濕潤土内に在る大塊基礎に對する振動理論の檢討。

1. 實驗地の土質並に靜荷實驗設備概要

實驗地の土は黄褐色の砂質粘土であり、その層厚は10mに達してゐた。地下水位は地表より20—40Cmの處にたつた。土の組成状態はその粒子の50%が0.05乃至0.01mmであり1mm以上の大なる粒子には出會はなかつた。該土の物理—機械的性質は次の如くである；空隙—0.59、濕潤—0.57、濕潤度—0.97、塑性係數—20。

表 - 1

模 No.	面 積 m ²	重 さ t	土 上 壓 力 t/m ²	基 底 側 邊 比
1	1.23 × 1.23 = 1.5	6.04	4.01	1:1
2	1.0 × 1.0 = 1.0	4.82	4.82	1:1
3	0.705 × 0.705 = 0.5	2.43	4.85	1:1
4	0.67 × 1.58 = 1.0	2.02	2.02	1:2.5
5	0.71 × 1.41 = 1.0	2.02	2.02	1:2

物理—機械的性質よりすれば、該土は水を多量に含み殆ど空隙を完全に満たせる齊等な微粒砂質粘土層といふことになる。地表より5m以下の砂質粘土層は上層とは異り、水の含量は稍々少く堅硬度は大であつた。

天然状態に在る土の滲透係數は 7×10^{-5} であつたが、その試料土に垂直截荷すると滲透係數は迅速に減少する；例へば、壓力1.1kg/cm²なる場合の値は 12×10^{-5} であり、即ち約6倍減少した。

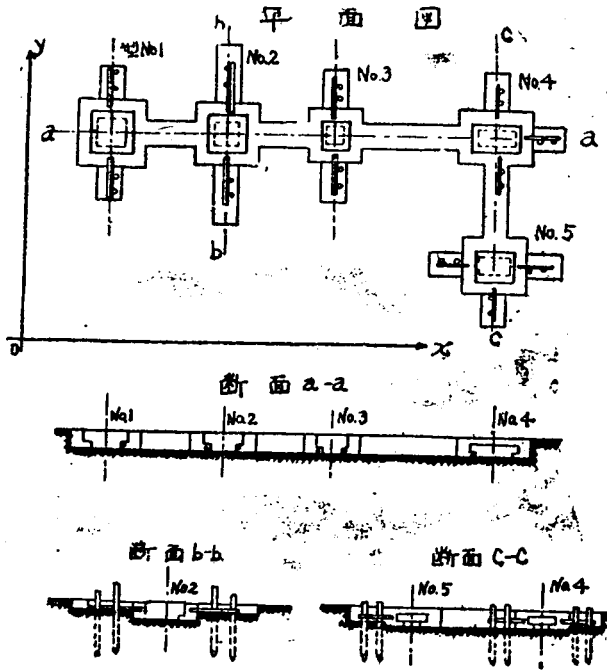
試料土に垂直截荷せし場合の安定沈下は10—15分後に生じた。

土を靜的荷重により試験するため5つ基礎模型を造つた。その内3つは弾性壓縮係數及び弾性剪斷係數と基礎底面積との關係を研究するに當て、底面は正方形をなしてゐた。

残り2つは基礎底面の形狀矩形であり、弾性剪斷係數と底面形狀との關係を研究するに當てた。

これ等模型の性状を表-1に示し、尙基礎配置圖を圖-1に掲げる。

* 工學士南滿州工業專門學校教授



圖一 實驗基礎の配置

實驗を同一週期半に於て行はんがために、基礎を地中0.75mの深さに入れた。

それで地下水面は常に基礎模型底上にあることとなる。

基礎の剪断試験を行ふため、コンクリートを打つ場合底面より10cmの高さの處に鉤を埋込んだ。又水平剪断力も基礎を連結した緊材を用ひそのより計りて測定した。

測器を堅固ならしめるために基礎模型底より1.75—2.25mの距離に杭を打込んだ。基礎に加へる垂直荷重は金屬鎖を手力で以て載荷して行つた。

基礎の変位は基礎體に取付けたツァイス測器を用ひて測定した。

§2. 土の壓縮試験法

應力變化直後に生起する土の弾性變形を決定することが先づ必要である。尙この際この變形を殘留變形瞬時的—彈生變形及び彈生後作用など一般變形と分離して求めねばならぬのである。この事は基礎の荷重除去時間を短縮することにより達成せられた。基礎模型による動的試

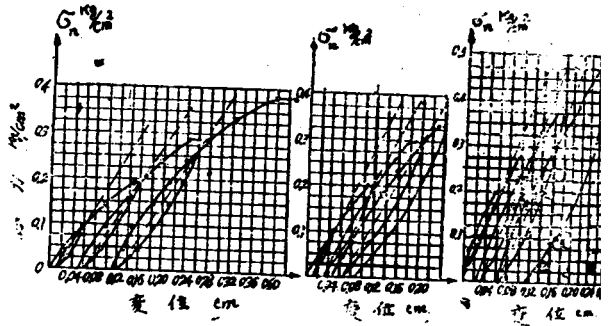
驗結果の示す如く、除荷と同時に生起する變は、地上の應力變形が十分迅速である場合、假的一彈性變形であると考へ得る。

壓縮試験は3つの正方形基礎を用ひ、その應の最大應力として1.1 kg/cm²を採つた。0.1kg/cm²應力を變化するに7—10分要した。

載荷及び除荷後5—10分間は彈生後作用が甚な變形をなし終る迄待つた。勿論この位の短時間では粘土地の様な多くの時間を要する地質の彈生後作用を十分明確ならしめることは出来ないのであるが、しかし實際問題として變形速度は常に急速に減少し、3—5分後には變形を全くし得る程度小となつた。

§3. 壓縮試験結果

圖一2 に沈下と垂直應力との關係式を推る。所謂ヒステリシスをなして居り、作圖上合零點として基礎模型自重による應力を採つる。



圖一2 基礎1.2及び3の壓縮試驗曲線

圖一2 より2交點を結ぶ直線の傾斜角の切線と弾性壓縮係數Cを求め得る。

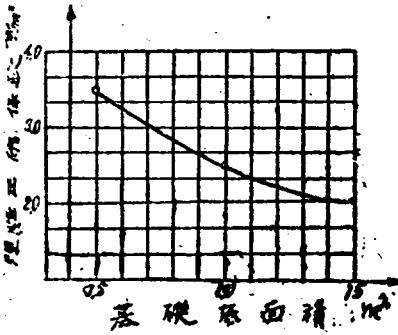
表一2 は弾性壓縮係數C₂の値を示したのであるがこのC₂なる物はたゞ土の瞬時的—彈性變形と一般變形より算出されたる係數のみを考へて計算した値である。

表一3

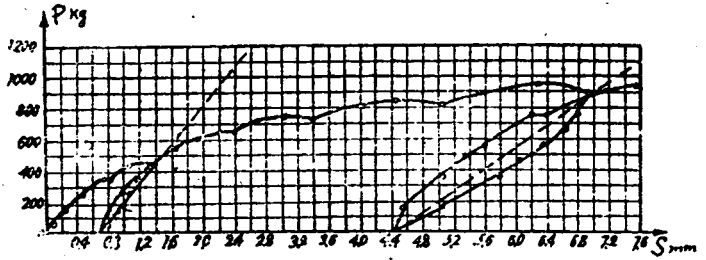
模型底面積 m ²	基礎No.1 1.5	基礎No.2 1.0	基礎No.3 0.5
C ₂ kg/cm ²	2.10	2.52	3.50
C kg/cm ²	1.85	1.96	2.88

C₂ と C とを比較して、弾性後作用は弾性壓縮係数を 12—20% 減少する如く作用するといふ事が分かる。

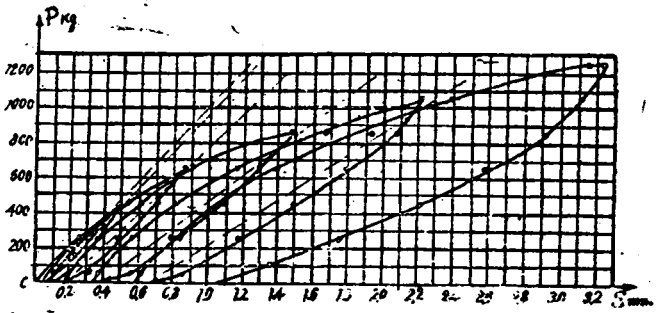
斯くて基礎底面積の増大する場合、残留沈下の増加につれ弾性壓縮係数は減少する。C₂ と F との圖を關係圖—3 に掲げる。



圖—3 弾性壓縮係數と基礎底面積との關係



圖—4 試驗開始時に於ける基礎4の剪斷方向の剪斷曲線、 $6n=0.23\text{kg/cm}^2$



圖—5 試驗終了時に於ける基礎4の剪斷方向の剪斷曲線、 $6n=0.23\text{kg/cm}^2$

圖

14. 土の弾性剪斷

土の剪斷に就いては凡ての基礎、即ち5つの基礎に就いて試験を行つた。剪斷も壓縮も共に興味を覚えるのは主に瞬間的—弾性變形である。故に試験は凡て迅速に—荷重及び除荷の循環を2—3分にとつて行つた。勿論この場合最大剪斷力を受けて弾性後作用として生起する安定状態に要する時間は考慮してゐない。

試験は： a) 應力増加直後、b) 載荷後或る時間を経た c) 垂直壓力減少直後に於て行はれた。

剪斷試験結果は前述壓縮試験の際に得られたと同様のヒステリシスよりなる曲線が90位も求められた。

15. 土の剪斷變形

垂直載荷し剪斷する場合にも、土の變形は瞬間的—弾性、弾性後作用及び残留の部分よりなるをみるのである。

圖—4 は基礎4が $6n=0.23\text{kg/cm}^2$ なる荷重を受けた場合試験開始時得たる曲線を示す。

圖—5 は同一基礎が同一荷重を受けた場合試験終了時の曲線である。

剪斷變形過程を検討して認められることは、水平應力一樣なる場合試験開始時の全及び残留變形は試験終了に於けるものよりも大であり、剪斷力(この場合全變形は力に比例する)は試験終了のものよりも著しく小なることである。

剪斷力が増大する場合力と變形との關係は(圖—4)波形曲線で示されるが、この現象は圖—5の曲線ではみられない。

變位と弾性剪斷係數とを表—3に示す。

表—3

試験開始時の曲線 (圖—4)				試験終了時の曲線 (圖—5)			
荷重 kg	變位 mm	反轉輪 No.	C _x kg/cm ²	荷重 kg	變位 mm	反轉輪 No.	C _x kg/cm ²
450	0.65	I	0.59	450	0.07	I 及 II	1.00
900	1.42	II	0.35	660	0.17	III	0.98
—	—	—	—	850	0.40	IV	0.79
—	—	—	—	1050	0.70	V	0.65
—	—	—	—	1250	1.06	VI	0.48

表-3 より分かる如く、土の緊固は残留変位を減少するのみならず、弾性剪断係数をたかめる。但しこの場合剪断應力は上の波変應力以下なるべきことを注意とする。

剪断力が尙たかめられれば、弾性剪断係数を減少し變形を増加する。剪断應力が十分大になれば、漸進變形の現象が観測される。これは最初上はその構造の弱い部分だけが一部破壊されるだけであるが、應力が増大すればその破壊が全面的に分布することから起るのである。この場合残留変位は著しく増大し、その成長は剪断力が減少するのでもなければ停止されないものである。

§6. 弾性剪断係数と垂直壓力との關係

剪断試験の示すところによれば、堅硬基礎を経て土地に傳へられる垂直應力が增加する場合、弾性剪断係数も亦増加する。この際 $6n$ の増加直後 C_x は僅かたかめられる。

圖-6 及び7は模型基礎4の x 軸方向の試験結果より作製せる曲線である。

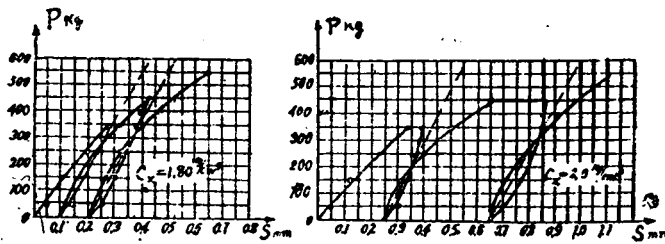


圖-6 a—基礎4のx軸方向の剪断曲線； $6n=0.73$ kg/cm²；

b—基礎bのx軸方向の剪断曲線； $6n=0.83$ kg/cm² (兩試験とも載荷直後行つた場合)

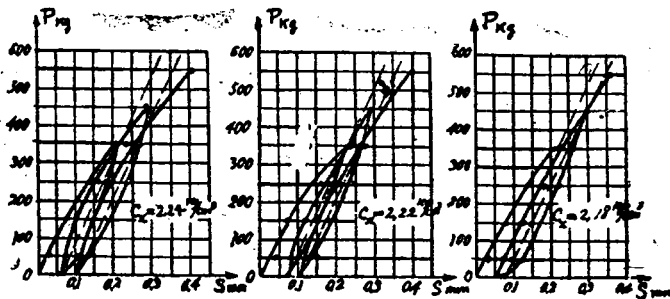


圖-7 a—基礎4のx軸方向の剪断曲線； $6n=($ kg/cm² (載荷後18時間を経て試験を行つた場合)；
同一基礎の剪断曲線； $6n=0.83$ kg/cm² (載荷後4分
を経て試験を行つた場合)

c—同一基礎の剪断曲線 (載荷直後試験を行つた
場合)

圖-6 の曲線では残留変位は圖-7aの曲線よりもであるが係数 C_x は小さく、又圖-6aの C_x よりは大きい。

基底は地下水面以下にあり且土の濕潤度はこの場
0.97であるから、経過は總てかゝる土内では行はれる。
つて載荷後観測される残留變形の増加は次の様に説明
れる。即ち10—15分といふ時間は、その経過中に土に
加的垂直應力を受けるのであるが、地表と基底との
差によつて生ずる過剰水の滲透を完成せしめるには2
分である。故に始め地下水にて保持されてゐる模造
土粒と十分な數量接觸せず、恰も水中に浮遊してゐ
る状態にある。しかし附加的載荷の作用を受けての空

少し、土粒間の接觸量は増加し、従
その構造の弾性はたかめられる。

粘土内では水の運動に大なる抵抗
るため、滲透過程は僅かな速度で以
はれるから、所與垂直壓力による土
大弾性は載荷後或る相當時間経過し
つと現はれる。これも圖-6及び7の曲

より得られた土の弾性剪断係数と變形とを比較して
る。

土の剪断時に生ずる現象並に垂直壓力の變化を明
らしめるため、表-4に係数 C_x と $6n$ 及び垂直壓力變
の試験時間との關係を掲げる。

表-4

垂直壓力 6n kg/cm ²	荷		除	
	試験と荷重變化との 間の時間	Cx kg/cm ³	試験と荷重變化との 間の時間	Cx kg/cm ³
0.23	0	0.84	1分	1.16
0.33	1分	0.92	15分	1.49
0.43	15分	1.02	15分	1.64
0.58	15分	1.10	15分	1.87
0.53	20分	1.44	—	—
0.53	20分	1.45	—	—
0.63	15分	1.48	1分	1.94
0.63	22分	1.60	—	—
0.63	22分	1.60	—	—
0.73	15分	1.80	1分	2.18
0.83	15分	2.00	—	—
0.83	18分	2.25	—	—
0.83	43分	2.55	—	2.55

故に土の抵抗を恢復するためには、土が壓力に適合せる潤滑を得べき或る時間が必要である。これを圖-8の曲線が示してゐる。即ち垂直荷重と剪断試験との間の休憩時間は弾性剪断係数を著しくたかめる。この場合土の剪断抵抗の低下は6nの増加直接激しく現はれ、その減少の幅非常に僅か現はれる。

試験より垂直荷重が減少する場合弾性剪断係数は減少するが、その値は除荷直後又は或る時間経過して殆ど一定に止まつてゐることが分かつた。故にCxと6nとの關係を求めするために、或る最大壓力迄載荷し、かゝる状態に2時間置いた。

上述の如く、この時間は垂直壓力増加の場合壓縮部より水を蒸透し終はるために十分である。2時間休息後剪断試験を終つた。垂直壓力は各試験後除荷して0.1kg/cm

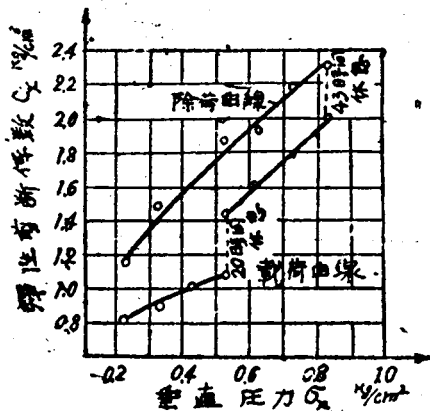
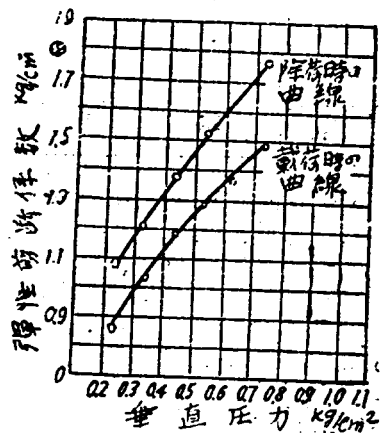


圖-8 基礎4に就いて載荷及び除荷の際のCxと6nとの關係圖



宛減少して行つた。

圖一9 に基礎4の實驗資料より C_x と $6n$ との關係を圖示する。圖に見る如くこの場合には休息を行つて居ない。 $6n$ が同一である場合載荷時の係数は常に除荷時の係数より小さい。

圖一9 載荷荷及び除荷せる場合基礎4の γ 軸方向の $6n$ との關係圖

表一5 に實驗せし凡ての基礎に関する彈性剪斷係数を掲げる。表中基礎4及び5の剪斷係数の大なる方は短邊に垂直な方向の値である。

表一5

土に働く壓力 $6n$ kg/cm ²	長さ l なる側邊方向の剪斷時、彈性剪斷係數 C_x 値 kg/cm ³						
	$l = 1.23$	$l = 1.0$	$l = 0.70$	$l = 0.67$	$l = 1.58$	$l = 0.71$	$l = 1.41$
0.23	—	—	—	1.16	1.00	1.17	0.97
0.33	—	—	—	1.49	1.17	1.43	1.19
0.40	1.45	—	—	—	—	—	—
0.43	—	1.45	—	1.64	1.34	1.55	1.37
0.485	—	—	1.74	—	—	—	—
0.50	1.66	—	—	—	—	—	—
0.53	—	—	—	1.87	1.48	—	1.48
0.54	—	1.64	—	—	—	—	—
0.60	1.93	—	—	—	—	—	—
0.63	—	—	—	1.94	—	1.96	1.62
0.66	—	1.84	—	—	—	—	—
0.70	2.00	—	2.23	—	—	—	—
0.73	—	1.96	—	2.18	1.73	—	—
0.80	2.10	—	—	—	—	—	—
0.83	—	—	—	2.25	—	—	—
0.88	—	2.10	—	—	—	—	—
0.90	—	—	2.48	—	—	—	—
1.1	—	—	2.74	—	—	—	—
基礎 No.	1	2	3	4		5	
基礎面積 m ²	1.5	1.0	0.5	1.0		1.0	

表一5 より、 $6n$ の増大と共に C_x は減少するが、増大の仕方及び C_x の始めの値は基礎面の形状及び寸法の異なる基礎に對し一律でない。基礎No2に對し、それは面積 1m^2 を有する正方形であるが、 C_x と $6n$ との關係は次の實驗式によりよく表はれる；

$$C_x = \alpha \sqrt{6n}$$

(1)

ここに

α —基礎の形状寸法に依據する係數、

表一6 に C_x の値を掲げる。この値は基礎2に對し實驗より得た値と公式(1)より種々な垂直壓力に對し算した値とを對比してある。

表一6

6n kg/cm ²	0.45	0.54	0.66	0.77	0.85	1.00
ex Cx kg/cm ³	1.45	1.64	1.84	1.96	2.10	—
cal Cx kg/cm ³	1.48	1.66	1.84	1.98	2.12	2.20

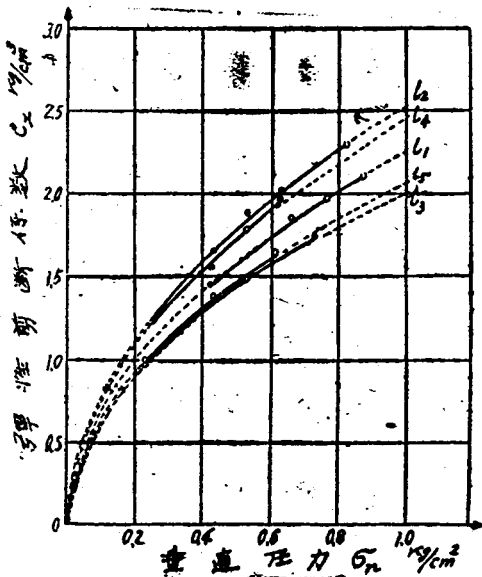
表よりみる如く、實驗値は公式(i)より算出せる値とよく一致する。従つて實驗により或る6nに對應せるCxを求め公式(1)よりCxと6nとの關係を得て、實際土機械基礎の場合に遭遇する6nは上記試驗時得られた値と普通等しいか或は僅か大である。

17. 彈性剪斷係數と基礎面積形状との關係

本題關係を闡明するため、基礎面積同一(1m²)なるも形状の異なる基礎模型 No. 2,4及び5に就き實驗より得られたる係數Cxを用いた。

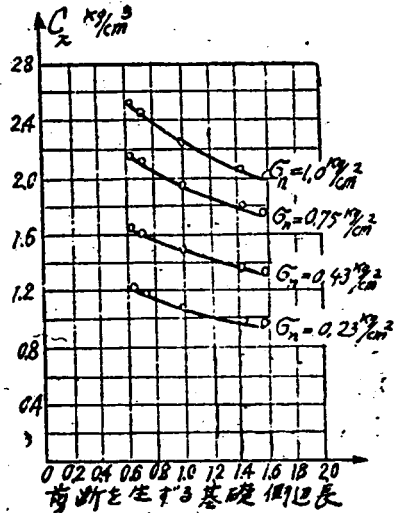
表一5 に示せる彈性剪斷係數を比較して認められる如く、基礎長邊に垂直方向の剪斷時得られる係數Cxは、凡て短邊に垂直方向の剪斷時得られる係數よりも小さい。

土を壓縮する場合基礎の應力分布が不均等であるため、彈性壓縮係數の平均値は基礎面積の大きさに依據する。即ち



$$C_{x2} = C_{x1} \sqrt{\frac{F_{12}}{F_2}}$$

種々の基礎に就いて作製せるCxと6nの關係曲線は凡て同一の形状を有する(圖一10)且も()式を用ひし得るが、この場合各曲線に求められたる係數に對應してゐる。



圖一10 彈性剪斷係數Cxと垂直壓力6nとの關係圖
基礎側邊の大きさに關するもの係數は實驗より得られたる關係にある；

$$l_2^2 = l_1^2 \sqrt{\frac{l_1}{l_2}} \quad (9)$$

ここに、 l_1 —係數 l_1 に對應する基礎側邊長；

l_2 —係數 l_2 に對應する側邊長、

面積 $F=1m$ 側邊長 $1m$ なる場合の l を考へて、他の3つの基礎の千邊に對する l とCxとを算出した。

圖一10 に於て實驗は實驗より得られたCxより作れる曲線であり、要線は算出せるCxより作れる曲線である。これ等曲線より次の事分かる。即ち、ある1つの基礎に對し彈性剪斷係數を求めれば、實驗式()及び(9)を用ひて、他の形状の基礎に對しても求めて差支へない。

圖一11 の曲線の配置及び形状は次の事を示してゐる。即ち基礎側邊寸法の小なる場合垂直壓力は、側邊寸法の大なる場合よりも大なるCxを興へる。この外基礎

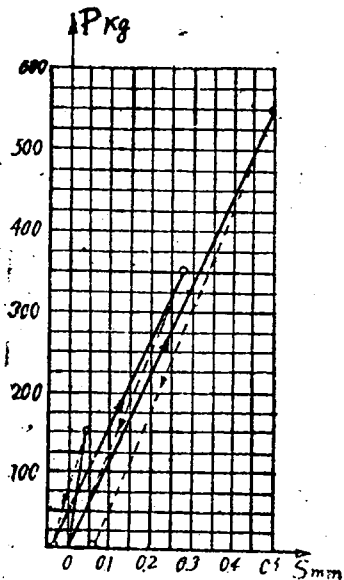
側邊長の増加する場合及び壓力 6σ が一定である場合、弾性剪断係数はある一定値とならんとする。従つて大なる生産工場の基礎に對しては、弾性剪断係数は基底面の形状に無關係であると考へて差支へない。

§ 8. 《超弾性》現象

基礎を 100—200kg、毎に階段的に剪断試験を行ふ以外に數秒間に零より最大迄(150, 350及び550kg)變化する瞬間的荷重並に急速除荷の試験をも行つた。

基礎千の實驗は次の如く行はれた。始めある垂直壓力 6σ を受けた基礎は比較的大なる水平力によつて剪断試験が行はれた。その後 6σ を減少し、方向は前と同様であるが、大きさは著しく小さい水平力を加へて剪断試験を續行した。試験の結果若しこの水平力を除去すれば、基礎は、剪断前基礎の占める位置を零にとつて、マイナス變位を與へるといふ事が分かつた。

圖—12 に基礎4のx軸方向の試験結果より得た曲線を掲げる。圖上 a_0 は土のマイナス變形値である。最大剪断力を繰返し上昇する場合、殘留剪断變形はマイナス變位と比較すれば、完全に併合せられ、それを表はすことは不可能である位の大きさである。



圖—12 これと同様の現象をゲ、イ・パクロフスキイ教授及びヴェ・ゲ・ブリチエフ技師は砂を少し含有せる

粘土の壓縮試験の場合に認め、《基礎の研究》第二輯 1934年發行、《土の壓縮變形に就いて》なる論文に掲してゐる。

この現象を《超弾性》と稱し、土粒を壓縮する毛管の減少と共に、位置エネルギーは弾性力を失ふことになると説明してゐる。

本章所載の實驗では土は殆ど完全に水で飽和されてゐた。垂直壓力を上昇する場合過剰の水は壓縮土より表に滲出し従つて土の空隙は減少した。

[圖—12 よりみる如く C_x を除荷の傾斜切線として求めれば、3循環に對し次の如き値を得る； $C_{x1}=2.0 \text{ kg/cm}^3$ ； $C_{x2}=1.25 \text{ kg/cm}^3$ ； $C_{x3}=1.25 \text{ kg/cm}^3$

又圖より、載荷、除荷の第1循環、即ち比較的剪断力の小なる場合、 C_x なる値は他の2者よりも著しく大である。これはまた剪断力の小なる場合毛細力の抵抗といふ事より説明される。

§ 9. 基礎の振動試験設備概要

大塊基礎の振動試験は今迄多くの人々によつて行はれて居り、例へば《レングラード構造研究所報》No.1 中に《基礎の振動研究》なる題目の下に1933年エヌ・ペバグルニク教授が發表した研究は有名である。

本章記述の研究では次の様に行つた；自由及び強制振動の實驗は正方形断面を有する1.2及び3なる3つの基礎で以て行つた。自由振動を垂直遠心的、偏心的にまた水平衝擊的に基礎に生起せしめた。最初の場合には垂直振動が他2つの場合には同轉振動が生起した。

強制振動は4板振動機により生起せしめた；該振動機の底板は基礎とアンカーボルトにより緊結した。従つて基礎と振動機とは一體となつて振動した。

振動数は調節加減抵抗器により測定せられ、1分に付き180乃至1200であつたこの振動数は同轉振動の場合2共振又垂直振動の場合1共振を得るに充分であつた。

§ 10. 自由及び強制垂直振動

垂直自由振動を圖示すれば簡單な正弦曲線となる。振動圖より求められた自由垂直振動の平均週期より土の弾性壓縮係数は次式により算出される；

$$C_2 = \frac{\lambda \cdot z_m}{F}$$

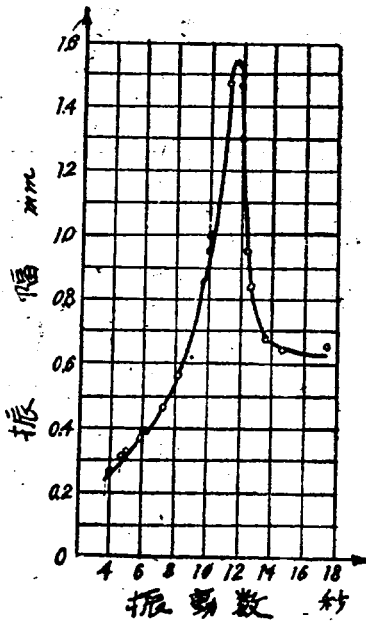
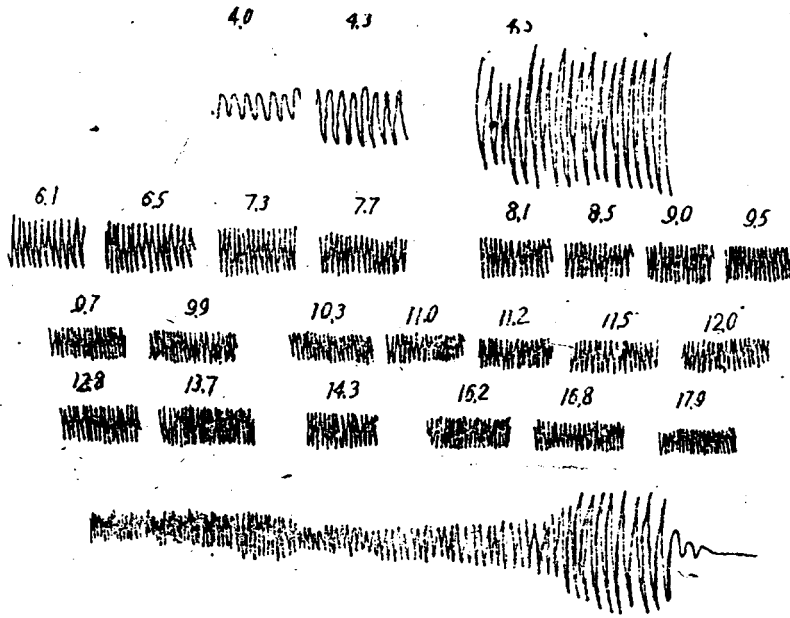
m_2 — 基礎質量;

F — 基礎底面積;

ここに

λ — 基礎模型の自己垂直振動数;

強制振動時振動力数に依據する振幅變化は連続及び不連続共振曲線を疊かして得られた。(圖—13)



圖—13 連続及び不連続共振曲線

共振曲線(圖14)は次の事を示す、即ち垂直振動の場合1つの共振振動数があり、それは最大振幅に相應せる振動数に近い。

圖—14 基礎3の垂直振動の共振曲線

共振振動数と最大振幅に相應せる振動数との差は僅かであることより(この差は實驗時無視して差支ない程度である)土の弾性壓縮係数を計算する場合共振振動数を採用する。

表—7 に實驗結果を掲げ、自由垂直振動、強制垂直振動及び靜的實驗より得られた C_2 の値を比較しよう。

表 - 7

基礎模型 No. 及び基礎面積 F m ²	質量 m 位 tm ⁻¹ sec ²	自由振動の平均週期 T sec	自由振動の數 λz sec ⁻¹	共振時のゲルツ數	強制振動數 λz sec ⁻¹	Cz 値 kg/cm ³		
						自由振動より	強制振動より	靜的實驗より
No. 1 ; 1.5	0.685	0.0895	74.95	11.2	70.2	2.30	2.24	2.10
No. 2 ; 1	0.520	0.0820	76.50	11.0	68.0	2.58	2.48	2.52
No. 3 ; 0.5	0.332	0.0750	84.00	11.6	72.8	3.50	3.52	3.60

長より、3種の試験法より得たCzは互によく類似し

てゐる、且強制振動より得たCzは自由振動より得たCzに常に幾らか小さいことが分かる。

§ 11. 基礎垂直軸方向の強制回轉振動

基礎垂直軸方向の強制振動圖は前述垂直振動圖と同一な形状をなしてゐる。

共振曲線の1例を圖-15に掲げる。

圖-15 基礎2の垂直軸Z方向の回轉振動の共振曲線
共振に相應する1秒當り振動數より、彈性前斷係數次式を用ひて算出し得る；

$$C_3 = \frac{\lambda^2 \mu_z}{J_z} \tag{4}$$

ここに

λ₁—基礎垂直軸方向の自己回轉振動數；

μ_z及びJ_z—基礎模型質量の相對慣性モーメント及び基礎面の垂直對稱軸に關する慣性モーメント

かくて得られた係數を表-8に掲げる。

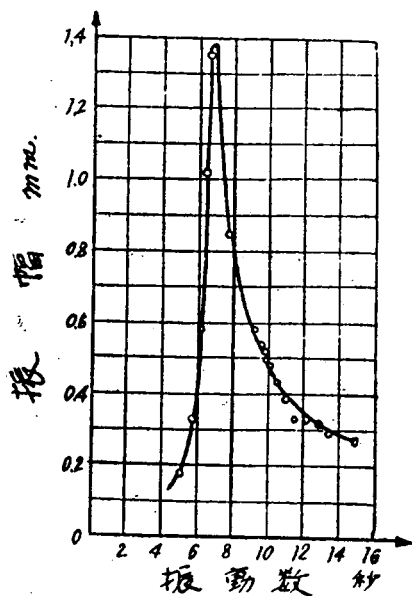


表 - 8

基礎模型 No. 及び基礎面積 F m ²	共 振 時 數 ゲルツ	振 動 數 λ ₁ sec ⁻¹	λ ₁ ² sec ⁻²	J _z m ⁴	μ _z km sec ²	C ₃ kg/cm ³
No. 1 ; 1.5	8.8	55.2	3050	0.375	0.325	2.72
No. 2 ; 1.0	7.0	44.0	1930	0.168	0.203	2.33
No. 3 ; 0.5	5.8	36.4	1330	0.044	0.069	2.08

§ 12. 基礎垂直面に於ける回轉振動

自由回轉振動より得られた振動圖は簡單な正弦線を表はす。

得られた振動圖より自己回轉振動數を求め又計算にその平均値を用ひて、彈性壓縮係數を次式より求めた；

$$C_{\phi} = \frac{\lambda^2 \varphi \mu_0}{J_y} \tag{6}$$

ここに

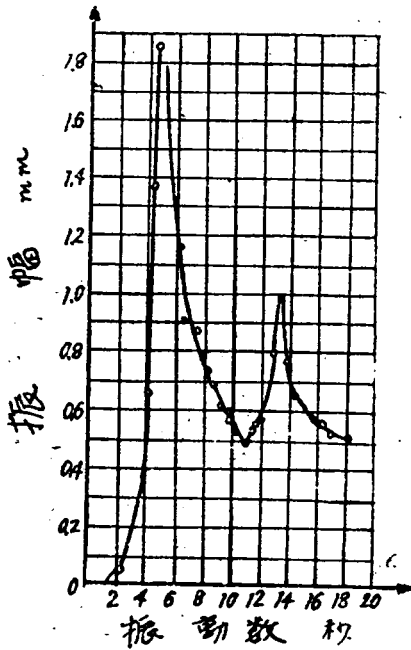
λ₁—基礎模型の水平軸に關する自己回轉振動數；

μ₀及びJ_y—基礎質量の相對慣性モーメント及び基礎面の基底重心軸を通る水平軸に關する慣性モーメント。

これ等計算結果を表9に掲げる。

表 - 9

基礎模型 No. 及び基礎面積 F m ²	平均週期 T sec	振動数の2乗 λ ² φ sec ⁻²	Jy cm ⁴	μ _φ tm sec ²	C _φ kg/cm ³
No. 1 ; 1.5	0.127	2450	0.185	0.293	3.90
No. 2 ; 1.0	0.156	1620	0.084	0.187	3.63
No. 3 ; 0.5	0.218	830	0.021	0.088	3.49



振幅と強制回転振動数とに依據する共振曲線も2つの最大振幅(圖-16)を有してゐる。これは基礎模型の自己振動数λ¹及びλ²に對應し、次式より求められる；

$$\lambda^{2_{1,2}} = \frac{\lambda^2\phi + \lambda^{2_2}}{2L} \pm \sqrt{\left(\frac{\lambda^2\phi + \lambda^{2_2}}{2L}\right)^2 - \frac{\lambda^2\phi\lambda^{2_2}}{L}} \quad (6)$$

ここに

L—重心を通る水平軸に關して求めたる基礎質量の慣性モーメントと底面軸に關する質量の慣性モーメントの比

圖-16 基礎3が水平方を受けたる場合の共振曲線
表-10 に共振曲線より求められた振動数とゲルツ数とを掲げる。

表 - 10

基礎模型の面積 F m ²	第1共振時のゲルツ数	振動数 λ ₂ sec ⁻¹	λ ₂ ² sec ⁻²	第2共振時のゲルツ数	振動数 λ ₁ sec ⁻¹	λ ₁ ² sec ⁻²
1.5	5.8	36.4	1330	13.0	81.5	6650
1.0	5.0	31.4	988	13.3	88.5	6060
0.5	3.4	31.4	458	13.6	85.5	7820

共振曲線より回転振動数λ¹及びλ²を求め、(6)式より次の(7)式を得る；

$$\lambda^{2_2\phi} = \frac{L(\lambda^{2_1} + \lambda^{2_2})}{2} \pm \sqrt{\frac{L^2(\lambda^{2_1} + \lambda^{2_2})^2}{4} - L\lambda^{2_1}\lambda^{2_2}} \quad (7)$$

また(6)式より次の(8)式を得る；

$$Cx = \frac{\lambda^2 x m}{F} \quad (8)$$

弾性剪断係数 Cx及び回転係数C₁の數値を求め表示したのが表-11である。

表 - 11

基礎模型の面積 F m ²	$\lambda = \frac{\mu \gamma}{\mu_0}$	振 動 数 $\lambda^2 \text{ sec}^{-2}$	弾性回轉係數 $c_1 \text{ kg/cm}^3$	振 動 数 $\lambda^2 \text{ sec}^{-2}$	弾性剪斷係數 $C_x \text{ kg/cm}^3$
1.5	0.58	1846	3.67	2774	1.27
1.0	0.55	1191	3.60	3179	1.68
0.5	0.43	511	3.54	2831	1.88

斯く、強制回轉振動より算出せる弾性剪斷係數 C_x は靜的剪斷試驗により求めたる係數とよく一致するをみる。弾性回轉係數 C_1 は回轉自由振動より得られた係數と近い値を有して居り、靜的試驗及び垂直振動より求め

たる係數よりも大きいことを知る。

上述せる靜的並に動的試驗結果を表-12 に掲げる。本表には試験せし凡ての8種の資料が示されてゐる。

表 - 12

係 數 算 出 法	土の弾性壓縮及び剪斷係數 kg/cm^2		
	F = 1.5m ²	F = 1.0m ²	F = 0.5m ²
靜 的 試 験	2.10	2.52	3.50
自 由 垂 直 振 動	2.30	2.58	3.56
強 制 〃 〃	2.24	2.48	3.52
自 由 回 轉	3.90	3.62	3.49
強 制 〃 〃	3.67	3.60	3.54
比 $\frac{C_p}{C_x}$	1.75-1.85	1.45	1.01
強 制 回 轉 振 動 (對 稱 垂 直 面 に 於 ける)	1.60	1.58	1.90
強 制 回 轉 振 動 (水 平 面 に 於 ける)	2.72	2.33	2.08
比 $\frac{C_1}{C_x}$	1.70	1.48	1.10

本表より、等荷重の場合弾性係數は、壓縮或は剪斷孰れの場合も不等荷重の場合の係數よりも小さいことを知る。

この外、強制回轉振動より求められたる係數と靜的壓縮及び剪斷試驗より求められたる係數との比はあまり違はない。

§ 13. 振動抵抗係數

振動を受くる基礎には一般に振動力及び土の反力のみならず、基礎運動に抵抗力が作用する。

最も簡単な場合として、これ等の力が基礎底面積や基

礎運動速度に比例して採られるならば垂直振動の運動式は次の如く書き得る。

$$mZ'' + F\xi Z + C_x F Z = Pz \sin \omega t$$

この式を解いて;

$$Z = \frac{q}{\sqrt{(s^2 z - \omega^2)^2 + 4n\omega^2}} \sin \omega t \quad (9)$$

ここに

q — 單位質量に關する振動力;

$\lambda^2 z = \frac{C_x F}{m}$ — 基礎の垂直自由振動數の自乘;

$2n = \frac{\xi F}{m}$ — 抵抗係數;

ω — 振動力の振動数；

共振時の振幅は、近似的に $\omega = \lambda z$ の時最大に達するとして、(9) 式より求められる。その時振幅は；

$$A = \frac{q}{2n\omega}$$

これより；

$$2n = \frac{q}{A\omega} \text{ 及び } \xi = \frac{Pz}{AF\omega}$$

表 - 13

基礎面積 F m	基礎質量 m tm-1 sec	基礎の自 己振動数 λz sec-1	λ^2 sec-1	共振時の 振動力 t	共振時の 振 幅 m	q m sec-3	n sec-1	ξ tm-3 sec	$\frac{nz}{\lambda}$ %
1.5	0.585	70.2	4920	353·10-3	1.30·10-3	523·10-3	3.62	3.50	5.15
1.0	0.520	69.0	4750	346·10-3	1.20·10-3	666·10-3	4.03	4.17	5.85
0.5	0.332	72.8	5300	386·10-3	1.54·10-3	1162·10-3	5.18	6.87	7.12

圖-17 に強制垂直振動試験より得られた共振曲線(實線)及び理論的方法により見出せる虚線曲線を掲げる。

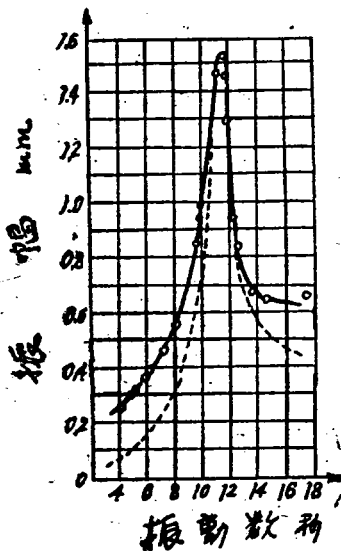


圖-17 基礎3の垂直振動の共振曲線

§ 14. 結 論

1. 可塑性砂質粘土の機械的性質を實驗的に研究せし結果次の事が分明了。即ち土内に含有される水は基礎に垂直及び水平荷重が同時に作用する場合特に激しく影響を及ぼすものである斯かる。載荷の組合せは大なる残留剪断変位を生起し破壊を誘發するに至る。

偏心振の同轉質量を知とば、本實驗に於ては $M = 0.65 \cdot 3 \cdot 10^{-1} \text{ tm}^{-1} \text{ sec}^{-1}$ 及び偏心距離 $e = 11.12 \cdot 10^{-3} \text{ m}$ であるが、振動力 $P = M\omega^2 e$ を算出し又抵抗係数を見出し得る。

表-13 に基礎垂直振動の共振曲線最大振幅を用ひて算出せる及びきを掲げる。

2. 繰返荷重は土の構造を著大なる應力を受け得る機に堅密ならしめる、而して堅密係数をたかめる。かかる作用は可塑性土に起り又載荷後の「休息」時に生じ、この休息時間中に緊縮部より過剰水の滲透が行はれる。

3. 靜的試験の場合土の弾性後作用は弾性壓縮及び剪断係数に著しく影響する。従つて應力が短時間内に變化し、弾性後作用を明白にする場合のみ靜的試験は満足なものと考へられる。

4. 弾性後作用を考慮して靜的試験より求められたる弾性壓縮及び剪断係数は、自由及び強制振動より見出されたる係数と一致する。

5. 種々の大きさの基礎面積に就いて靜的並に動的的方法により得たる土の弾性剪断係数は、(4) の諸係数と基礎底面積との關係の正しい事を立證してゐる。

6. 弾性剪断係数は基礎底面積の形状、大きさに依據するが底面積 10m^2 以上の大なる基礎に對してはこの係数は一定と考へて差支ない。

7. 不均等荷重(壓縮及び剪断)の場合得られたる弾性係数は、均等荷重の場合の係数よりも大である。この場合壓縮及び剪断のこれ等諸係数の比は殆ど一樣である。

8. 實驗資料より見出された基礎底面積 10m^2 なる場合の諸係数値は次の如くである；

$C_s = 0.35 \sim 1.0 \text{ kg/cm}^3$ $C_p = 1.5 \sim 1.8 \text{ kg/cm}$

$C_x = 0.6 \sim 0.8$ $C_y = 1.0 \sim 1.3$

10m 以上の面積を有する場合は諸係数値は大きさには無關係に採り得る。

9. 靜的及び動的試驗より得たる資料を對比して、また垂直及び回轉振動の共振曲線の形狀よりして、大塊基礎の振動理論が正當であることが立證せられる。土が氷で飽和してゐる場合基礎の振動状態を變化しない、即ち固有振動数と基礎の自己振動数とが近い場合に共振が生

ずる従つて水は特に減衰作用を生ぜず、又飽水土内に在る基礎は水と土粒との協同によつて變位を生じ、水の滲透によつて變位を生ずるものでない。

10. 試驗の示すところに據れば、振動抵抗係数は種々な底面積の場合又種々な振動数の場合定数ではない。しかしこの係数は回復係数に比すれば小さい。従つて振動を受くる基礎を計算する場合振動抵抗係数は省略して差支ない。

工場 奉天、大連、牡丹江

出張所 大連、鞍山、牡丹江、哈爾濱、錦州安東、吉林

常務取締役 高橋 誠 一

取締役社長 大林 芳 郎

株式會社 滿洲大林組

本店 奉天市大和區加茂町第十六號
支店 新京特別市大同大街三〇二號