

杭の水平耐荷力に関する実験的研究

土木建築課 技官 森 宜 制
技官 前 郁 夫

緒 言

量は総て砂の変位によるものと考えた。

此の実験はジンポール、二又などの簡易デリックの虎綱を礎着する杭の有する安全耐力（特に水平分力の耐力）を決定して、簡易デリックの倒壊事故防止のために役立つようと言うねらいの下に行われたもので、デリックの安全に関する研究の一環をなすものである。

第 1 図

I 模型杭の水平荷重の耐力試験

§ 1. 目 的

地中に埋めた杭に対して水平荷重が加わると杭は或る点を中心として回転しようとし変位を起す、その結果土の内部に杭に対して抵抗土圧が生ずる。そうして荷重が増加するに従い杭の変位も大きくなるがこれは土を構成している土粒子間の空隙の圧縮及び土粒子自身の弾性変形更に進んで滑動面の生成等に依る土内部の攪乱に起因するものと考えられ、この変位は荷重が更に増大すれば益々大きくなり、遂には引き抜けてしまう。

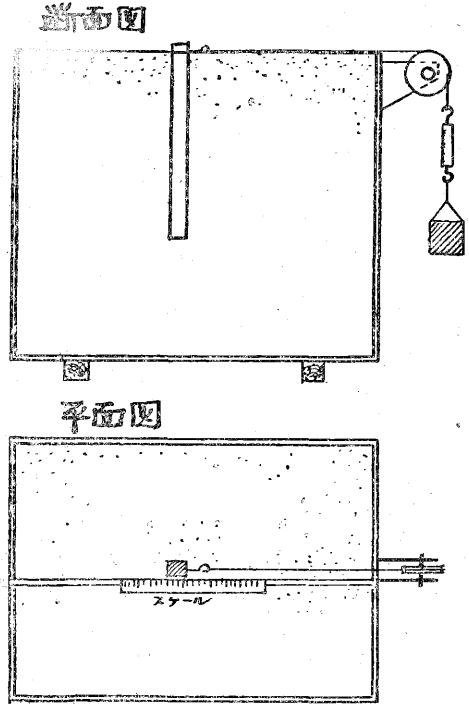
吾々はここで、或る一定の寸法を有する杭に対して、どの程度の水平荷重が許容出来るかと云うことについて明らかにせんとし、その一方法として荷重とそれに伴う杭の変位との関係を調べてみた。

各種の寸法の模型杭についてどの程度の荷重で引き抜ける状態となるか、或は変位量が比較的小さい間（例えば杭長の約1%程度）の水平荷重の値は、在来用いられているクーロン、ランキンの土圧係数を用い土圧分布を直線分布とみなして計算された Krey 氏の式とか土圧を2次の分布曲線で表しそれから誘導された式等から得られる最大許容水平荷重の値と比較してどの位になっているかと云うことについて考察しようとして実験を試みた。

§ 2. 方 法

図-1 の如き木製の砂槽（95×75×85cm）に乾燥砂（比重約1.5安息角約35°）を充填しその中に木製の模型杭を埋めて地表に出た杭頭部分に水平荷重を与えた。荷重の与え方は図-1からもわかる通り、滑車を利用して重錘により張力を与えて、中間にスプリングバランスを挿入して荷重の読みをとつた。

変位の測定は図にも示してある通り、砂表面の杭頭に接近してスケール（0.5mm目盛り）をおき、杭頭部の変位を読んだ、この場合杭自身の撓みによる変位も考えられるが、これは余り大きくないものとして棄却し変位



砂の締め固めについては特別の考慮は払わなかつた。即ち、砂槽に垂直に立てられた模型杭のまわりに静かに砂を充填して行く方法をとつたので締め固めの状態は比較的緩い状態にあるものと推定される。

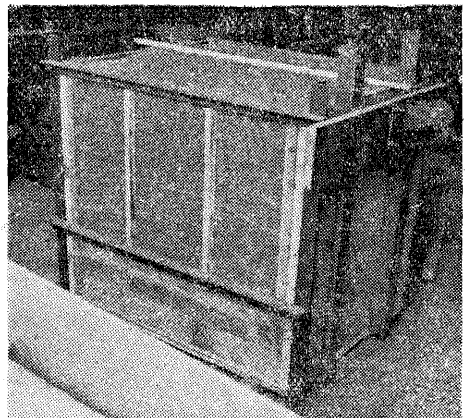
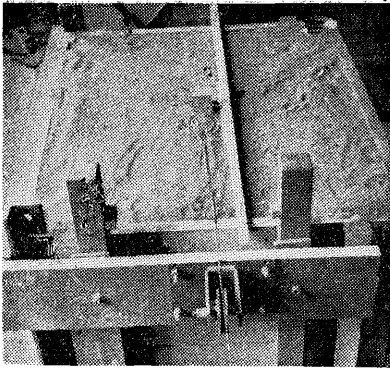
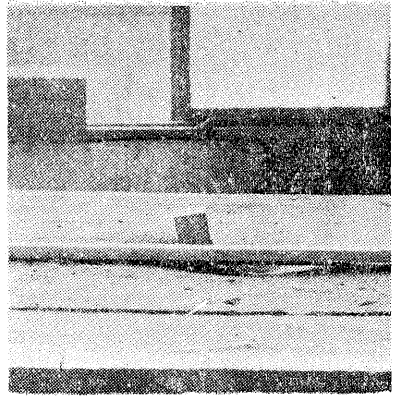


写真-1 実験に用いた砂槽



写真一 2 模型杭に荷重をかけたところを示す



写真一 3 杭が荷重を受けて変位しているところを示す

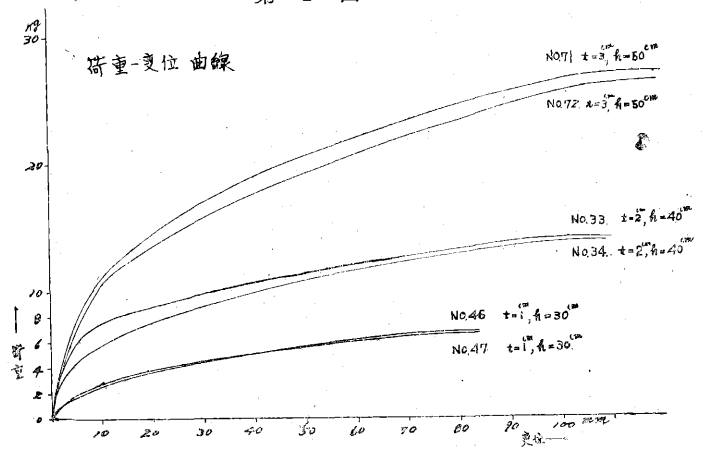
模型杭は木製の角材で巾は 1, 2, 3, 4, 5cm 長さについては各巾に対して 10, 15, 20, 25……, 60cm と 5cm 毎に変化した約 40 余種(註1.)のものを用いた。そうして同一種の杭に対して夫々 2~3 回の実験を試みた。荷重の加え方は、その杭の大きさによりいくつかの段階に分けて添加して行き、その区切り毎に変位を調べ測定した。

写真参照

§ 3. 実験 データ

1) 荷重変位曲線

前記の各種類の杭に対して行つた 80 余回の実験の中、若干の例として $t=1\text{cm}$ $h=30\text{cm}$, $t=2\text{cm}$ $h=40\text{cm}$, $t=3\text{cm}$ $h=50\text{cm}$ のものを示めすと次の図-2の如くなる。猶番号は実験番号である。



2) 砂の滑動が止まらず杭が引き抜けんとする状態になつたときの荷重の大きさ。

これを P_{max} で表し第 1 表に示す。

第 1 表

| t \ h | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60cm |
|-------|-----|------|------|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 1cm | | 1.35 | 2.90 | 3.65 | 9.30 | | | | | | |
| 2 | 0.6 | 1.60 | 3.40 | 5.80 | 7.60 | 12.80 | 14.30 | 21.80 | 26.75 | 31.75 | 38.00 |
| 3 | | | 3.25 | 5.75 | 9.50 | 14.35 | 18.25 | 22.50 | 27.00 | 32.50 | 41.00 |
| 4 | | | | | 10.35 | 14.44 | 20.00 | 26.50 | 37.75 | 44.00 | 54.50 |
| 5 | | | | | 13.55 | 19.25 | 24.10 | 34.00 | 39.00 | 42.25 | 57.50 |

単位はkg

3) 変位が杭長の 1% に達したときの荷重 $P_{\delta=1\%}$

第 2 表

| t \ h | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 |
|-------|-----|-----|-----|------|------|------|------|------|------|------|------|
| 1 | | 0.2 | 0.5 | 0.6 | 1.2 | 1.8 | | | | | |
| 2 | 0.1 | 0.3 | 0.9 | 1.5 | 2.3 | 3.25 | 4.6 | 5.3 | 6.25 | 7.4 | 9.0 |
| 3 | | | 1.1 | 2.35 | 2.55 | 4.20 | 5.55 | 6.26 | 7.2 | 7.6 | 9.9 |
| 4 | | | | | 3.65 | 5.65 | 5.80 | 8.5 | 12.5 | 16.3 | 17.4 |
| 5 | | | | | 4.25 | 5.75 | 8.75 | 13.6 | 14.5 | | 18.0 |

単位はkg

§ 4. 従来の計算式と比較及び考察

Krey 氏 (1912~26) の矢板に関する土圧計算の理論を用いると次の様な最大水平抵抗力 P_1 を算出出来る。

$$P_1 = \frac{1}{8.48} c_w t h^2 \quad (\text{註2})$$

又任意深さに於ける地盤応力は深さと変位に比例するとし、土圧が2次曲線分布するとした式から算出される最大許容水平力は

$$P_2 = \frac{1}{9} c_w t i^2 \quad (\text{註3})$$

となる。

前節 3) に示めてある変位が杭長の 1% のときの荷重 $P_{\delta=1\%} = P_3$ を、もし P_1 と同じ形式で書き表し K と云う係数は最小自乗法によつて決定してみると

$$P_3 = K c_w t h^2$$

$$K = \frac{1}{11}$$

と云う結果が得られる。但し、 $w = 0.0016 \text{kg/cm}^3$ であり、 $C = 7.6$ (註4) と仮定している。

ここで P_1, P_2 と P_3 を比較してみると $\frac{P_1}{P_3} = 1.3$ $\frac{P_2}{P_3} = 1.25$

と云う結果になる。

又 maximum P 即ち、砂が連続して滑動を起し杭が引き抜けようとする状態に至る荷重は変位が杭長の約 1% 程度のときの荷重に比べて、凡そ 3~5 倍になっていることは前の表-1表-2を比較すれば判る。

一般に抵抗土圧は変位が起るとそれに応じて大きくなる傾向にあるが、或る一定の大きさに達すれば、滑動面を生じ、滑動を起し安定が得られるまで滑ると、一旦滑動は停止するが、更に荷重を加えると又変位が増して抵抗土圧が再び増し、極限を超えると再び滑動し始める。この様にして変位、荷重が次第に大きくなって行くわけで、杭が引き抜ける状態に至るまでには数回以上もこの様なことを繰返すから、そのときの変位は非常に大きくなり、杭長の 20% 位にもなってしまう。故に実際問題として P_{max} と云う値は、極限值として考えられるべきもので、殆ど実用上不能のものであると思われる。

杭として使用する場合、変位はせいぜい杭長の 1~2% 程度までが許容されるべきであろう。かかる場合の荷重は荷重-変位曲線からも知れる通り、大体、 P_1, P_2 の式で示めされる理論値の前後にあるものと見做し得ると思われる。

今参考までに、前述の Krey の式によつて算出される許容水平荷重 P_1 の各杭の寸法に応じた値を示めすと次の第 3 表の通りとなる。

第 3 表

| t \ h | 10 cm | 20 cm | 30 cm | 40 cm | 5 cm |
|--------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 1.0 cm | 0.140 | 0.57 | 1.29 | 2.30 | 3.60 |
| 2.0 | 0.280 | 1.14 | 2.58 | 4.60 | 7.20 |
| 3.0 | 0.420 | 1.71 | 3.87 | 6.90 | 10.80 |
| 4.0 | 0.560 | 2.28 | 5.16 | 9.20 | 14.40 |
| 5.0 | 0.700 | 2.85 | 6.45 | 11.50 | 18.00 |

$$P_1 = \frac{1}{8.48} c_w t h^2 \quad C = 7.6$$

$$w = 0.0016 \text{kg/cm}^3 \quad (\text{乾燥砂})$$

II 土圧分布に関する実験

§ 1. 目的

前に行つた実験に於ては単に水平荷重と変位量の関係について観察し、それに基づいて杭の許容水平荷重について考察したのであるが、此の実験に於ては、杭が水平荷重を受けて土中に抵抗土圧を生ぜしめる場合、この抵抗土圧が、どのような形態で分布されているか(前の実験の考察のところで土圧分布は直線或いは二次曲線分布と仮定していた)と云うことを電気抵抗線歪計の装置を用いて観察した。

§ 2. 方法

第 3 図

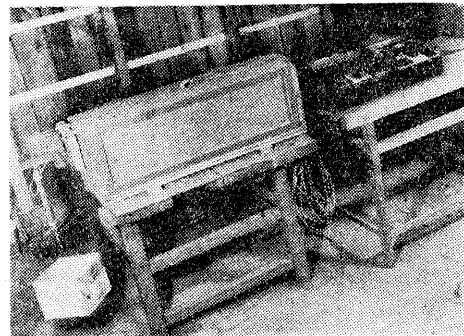
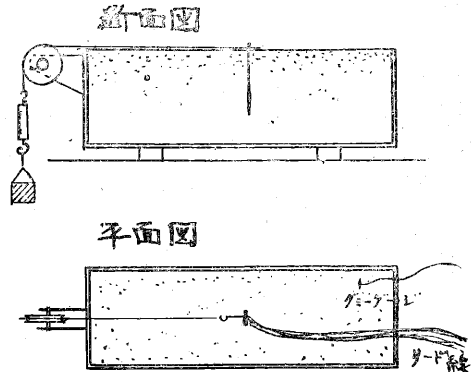


写真-4 実験装置の配置を示す

前に行つた実験に用いたよりも小型の砂槽 (30×95×30cm) 一図-3参照一内に乾燥砂 (前に用いたものと同じ) 中に鉄板製の模型杭 (長さ20cm 巾3cm 厚さ0.3cm) を垂直に埋め周囲から衝撃による振動を与えて締め固めの状態が充分密になるようにした。

模型杭の裏面にはワイヤー・ストレーンゲージ (新興通信, S21. Gauge Resistance 120 Ω Gauge Factor 2.07) を9ヶを約2cm間隔に貼り付けた (写真参照)

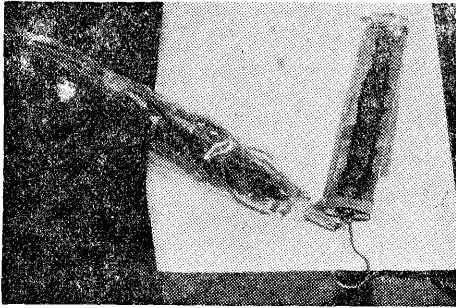


写真-5 模型杭の裏面に貼つたゲージ

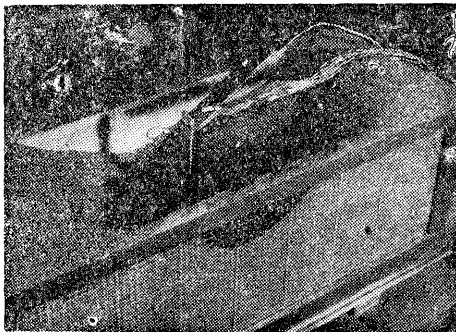


写真-6 模型杭を砂槽内に装置するところを示す

水平荷重の負荷方法は図-3にも示めす通り、前に行つた実験と同様の方法である。

杭に水平荷重が働くと同時に杭は抵抗土圧を受け、これにより杭には曲げモーメントが生ずる。この曲げモーメントは杭に歪を生ぜしめるが、この歪は裏面に貼り付けたゲージの歪となつて歪計 (新興通信PS. 7L型) により測定される。

この歪に Caribulation により求めた曲げモーメント換算係数を乗じて曲げモーメントを求め、これに周知の

$$\frac{d^2M}{dx^2} = -tp$$

なる関係を用いてPを求めたのであるが、この計算には

$$a) \frac{d^2M}{dx^2} = \frac{M_{i+1} - 2M_i + M_{i-1}}{d^2}$$

なる近似式を用いてPを求める近似計算法

b) Pを深さxに関する或る函数として、この函数を仮定し、これを2度積分して、その積分値と実験より得たモーメントの値とを比較して、Pの分布を推定する比較法の両方法に依つた。

然し前者の近似計算法では良い結果は得られなかつたが、後者の比較法を試みた場合、幸いにも満足すべき結果が得られた。

§ 3. 実験データ

杭に与えた水平荷重Pの大きさは杭が微量の変位を起す程度の荷重とし P=2kg と一応決めた。実験回数としては数回試みたのであるが、測定値に多少のばらつき (註5) を生じたので一応平均値を採ることとした。

a) Caribulation

模型杭の寸法は、巾2.98cm 長さ20.2cm、厚さ0.291cmで、この断面係数Z, 断面二次モーメントIを求めると次の通りとなり

$$Z = 0.042 \text{ cm}^3$$

$$I = 0.0061 \text{ cm}^4$$

又ヤング率Eは鉄の持つ一般的な値として

$$E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2 \text{ を採用した}$$

Caribulation は図-4の如き装置により Simple Beam として集中荷重を与え、各ゲージ点の歪量の読み ϵ' を測定し、一方計算により各点の曲げモーメントを求めてこれらの値から次の関係式

$$\epsilon' = \frac{\alpha M}{E Z} \quad \alpha: \text{補正係数} \quad \epsilon' = \alpha \epsilon \quad \epsilon: \text{真の歪}$$

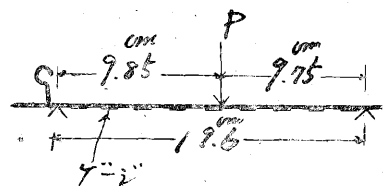
から求めるところの換算係数 $= \frac{E Z}{\alpha}$ を決定した。

各点のゲージに於ける換算係数の値は次表の通りである。

第 4 表

| ゲージ番号 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 換算係数 | 0.995 | 0.995 | 0.972 | 0.913 | 0.916 | 0.914 |
| 〃 | 7 | 8 | 9 | | | |
| 〃 | 0.919 | 0.862 | 0.709 | | | |

第 4 図



b) 歪測定値, その平均値及びモーメント換算率をかけたモーメント値 歪(10⁻⁶), 曲げモーメント (kg·cm)

第5表

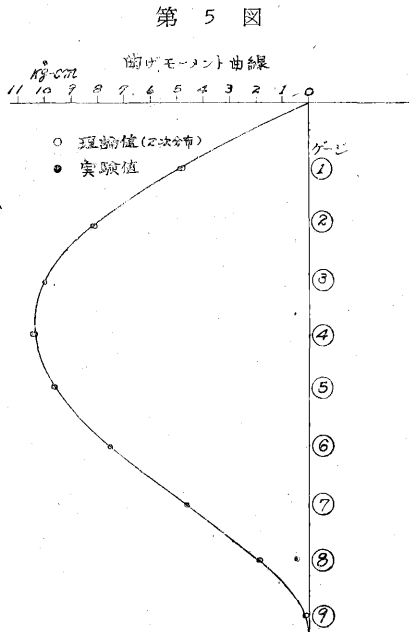
| 実験番号 | 測点 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 |
|-------|----|-------|-------|--------|--------|-------|-------|-------|-------|-------|
| T-1 | | 44 | 76 | 98 | 105 | 100 | 82 | 50 | 25 | 2 |
| T-2 | | 47 | 84 | 103 | 112 | 97 | 70 | 43 | 14 | 1 |
| T-3 | | 52 | 89 | 113 | 121 | 111 | 90 | 59 | 30 | 5 |
| T-4 | | 50 | 79 | 92 | 109 | 102 | 84 | 54 | 27 | 3 |
| T-5 | | 50 | 85 | 109 | 121 | 112 | 87 | 49 | 23 | 2 |
| 平均値 | | 48.6 | 82.6 | 103.0 | 113.6 | 104.4 | 82.6 | 51.0 | 23.5 | 2.6 |
| モーメント | | 4.836 | 8.291 | 10.012 | 10.372 | 9.563 | 7.550 | 4.687 | 2.026 | 0.184 |

§ 4. 土圧分布曲線の誘導

§2の項で述べた如く, 上記の曲げモーメントの分布から a) の方法で圧力分布を計算してみると, その結果は図-6に示めす通り非常に乱れた曲線が得られる。(註6)これは, 前記の近似式中の Δ を, $\Delta = \frac{h}{10}$ として計算したため Δ が充分小さくないこと, 或いはモーメント図上に於ける読みの不正確から来る M_x の微小誤差等などによる結果と思われる。しかしながら大体の傾向は推定出来る。

次に b) の比較法を試みてみる。先ず土圧強度 P が, 深さ x の 2 次或いは 3 次の式(註4)で表されるとして, 2 次, 3 次土圧分布を考える。この理論土圧分布より逆算(積分)した理論上の曲げモーメント分布図を描き実験によつて測定した曲げモーメントの分布と比較してみると, 両者の間, 特に土圧が 2 次分布すると考えた場合のモーメントとの値とは, 非常に僅かの差異しか認められなかつた。このことからこの実験の際生じた土圧の分布は, 拋物線分布になつてい

ると推定されるわけである。
実験から測定したモーメントの値と(註7)の式に p, h, t を代入して得られた理論上の曲げモーメント値及びそれから逆算して得られた土圧強度の値は第6表に示めす通りである。

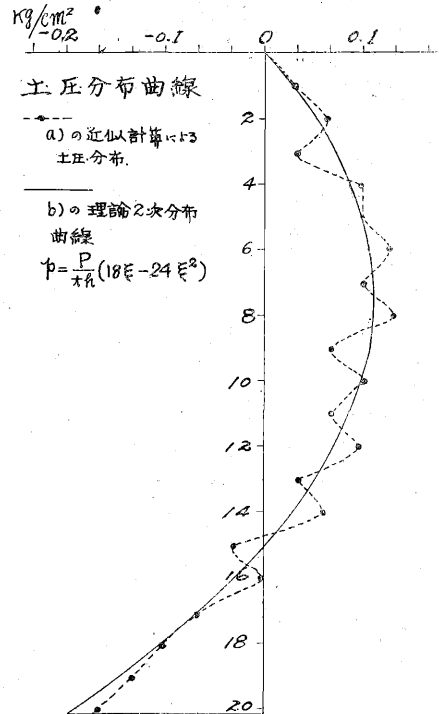


第6表

| 点 | 曲げモーメント(kg·cm) | | 土圧強度(kg/cm ²) |
|-----|----------------|-----------|---------------------------|
| | 測定値 | 2次土圧分布理論値 | 2次分布, 理論値 |
| 0 | 0 | 0 | 0 |
| 1 | 4.836 | 4.7890 | 0.0614 |
| 2 | 8.291 | 8.1103 | 0.0953 |
| 3 | 10.012 | 10.0139 | 0.1102 |
| 4 | 10.372 | 10.4895 | 0.1085 |
| 5 | 9.563 | 9.6790 | 0.0912 |
| 6 | 7.550 | 7.5548 | 0.0542 |
| 7 | 4.687 | 4.6658 | -0.0015 |
| 8 | 2.026 | 1.9346 | -0.0723 |
| 9 | 0.184 | 0.1778 | -0.1604 |
| End | 0 | 0 | -0.1980 |

上記の表からグラフを描けば図-5, 図-6となる。

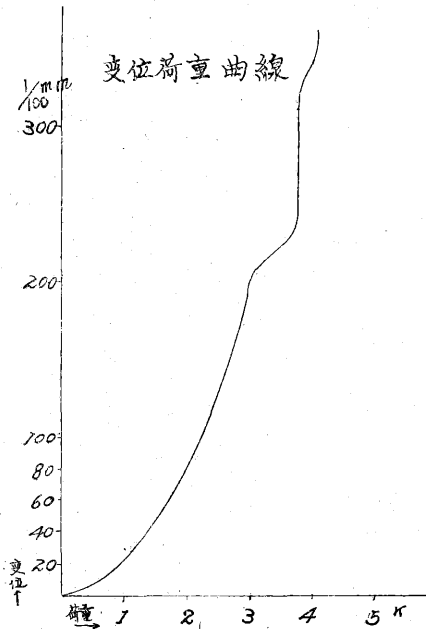
第6図



§ 5. 結果に対する考察

以上の実験結果から土圧分布は二次曲線となり直線分布とならないことは明らかである。しかし此の場合水平荷重として2kgのみを用いた結果に就いてであり、荷重がこれよりも小さいとき或いは大きいときに於ても土圧分布は必ずしもこの様なスムーズな二次曲線の形態をとると云うことは断言出来ない。今回の実験に於て水平荷重を2kgとした理由としては、始めにも断つた通りあくまでも杭の変位が大きくなる程度の荷重を目標にしたため、此のためにダイヤルゲージを使用して変位荷重曲線を調べ図-7の如き曲線を描き、凡そ荷重が3kg以内に於ては破壊面は生ぜず、滑動を起していないと考えられることを確めた。

第 7 図



荷重が増加して変位が大きくなつて来ると砂内部には滑動が起り、土圧の分布状態は当然変つて来ることが予想されるが、そのときの分布については推定し得ない。

猶、前に行つた実験 I の際巾 3cm 長さ 20cm の杭の max. P として 3.25kg と云う結果が得られているが、今回の実験では、砂の締め固めが密であつたためか非常に大きな荷重にも耐え、恐らく前者の 1.5~2 倍近くにもなつていることがわかり、砂の締め固めの状態、即ち空隙比の影響は非常に大きいことを物語つている。

結 言

以上二系列の実験を行つて来たのであるが、この種の実験に際しては、重要な影響を及ぼすものに実験に用い

る土の粒度、含水率、締め固め(空隙比)状態があり、これらの要素が完全にコントロールされなければ、充分信頼出来る結果が得られない。今回の実験に於ては土の中でも比較的取扱い易い、乾燥砂を用いたのであるが、第一の系列の実験に於ては、締め固めについてのコントロールが甚だ不充分であつたこと、又荷重の加え方についても速度が一定していなかつたこと、変位荷重の自動記録がとれなかつたこと等不満足な点が多く、当初目的とした杭の大きさとそれに対する許容荷重との間の決定的な関係を把握するまでに至らなかつた。しかし杭の水平耐力は実際の場合、在来のクローン、ランキン等の土圧係数を用いて計算された値よりも大きいと云うことは確められた。又第二の系列の実験では、充分締め固めがなされていたため、空隙比のコントロールについては、第一の実験に比し良好であつたと考えられる。

此の土圧分布に関する実験では、或る一定の荷重の場合であつたが、土圧は抛物線分布になると云うことを証明出来た。このことから土内部で破壊面に沿つて滑動が起きない前であれば、杭に働く抵抗土圧は大体二次曲線に近い分布をなすものと考えられる。しかし一旦滑動の現象が起れば、内部の状態は変化し分布の条件は複雑となり分布の推定は難しくなる。これらの事柄については更に実験を進めてみようと思つている。

註1. 杭巾 1cm のものに対しては杭長は 35cm 以上のものは実験しなかつた。又杭巾 4cm, 5cm のものについては、杭長 25cm 以下のものは実験しなかつた。

註2. 全日本産業安全大会研究発表集(昭和28年)
斎藤次郎: 虎尻工法について に詳述

註3. 地盤応力 σ は深さ y に比例するとともに、その深さに於ける変位量 η にも比例すると考える。従つて任意の点の深さの σ は次の様に表される。

$$\sigma = k \cdot y \cdot \eta \quad (1)$$

但し k : 地盤係数

$$\eta = (h-y) \tan \theta \quad (2)$$

θ : 杭の傾きが鉛直となす角

此の点に於ける水

平抵抗土圧 p_{yl} は

$$p_{yl} = k \cdot y (h-y)$$

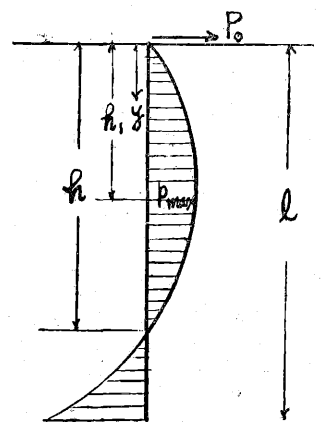
$$\tan \theta \quad (3)$$

杭巾 $= \frac{1}{2} t$ とすれば

平衡条件

$$\sum H = 0 \text{ より}$$

第 8 図



$$P_0 - \int_0^l k \cdot t \cdot y (h-y) \tan \theta dy = 0 \quad (4)$$

同じく平衡条件 $\Sigma M = 0$ より

$$\int_0^l k \cdot t \cdot y^2 (h-y) \tan \theta dy = 0 \quad (5)$$

$$(4) \text{式より } \tan \theta = \frac{6P_0}{tk \cdot l^2 (3h-2l)} \quad (6)$$

(5)に(6)を代入して

$$h = \frac{3}{4} l$$

となる。

最大抵抗土圧 P_{max} を生ずべき点 y_1 は $\frac{dp}{dy} = 0$ より

$$y_1 = \frac{h}{2} \text{ となり 従つて } P_{max} = k \cdot \frac{h^2}{4} \tan \theta \quad (7)$$

となる。

(7)に(6)を代入すれば

$$P_{max} = k \frac{6P_0}{tk \cdot l^2 (3h-2l)} \cdot \frac{1}{4} \left(\frac{3}{4} l \right)^2 = \frac{27}{8} \frac{P_0}{tl}$$

$y = y_1 = \frac{h}{2}$ に於けるクーロン土圧係数を用いた抵抗

土圧 P' は

$$P' = cw \frac{h}{2} \text{ で表され}$$

杭が安全であるためには

$$P_{max} \leq P'$$

であることが必要で

$$\frac{27}{8} \frac{P_0}{tl} \leq cw \frac{3}{8} l$$

$$\text{即ち } P_0 \leq \frac{1}{9} cw th^2$$

でなければならない。

註4.

$$C = C_p - C_a$$

C_p クーロン抵抗土圧係数

C_a クーロン主働土圧係数

此の場合、砂の内部摩擦角 $\phi = 35^\circ$ 砂と杭との間の摩擦角 $\phi' = 20^\circ$ と仮定し、土木設計便覧(丸善)の表より求めた値 8.074 これは水平に対して 20° の角をもっているから、水平方向の土圧係数は $8.074 \times \cos 20^\circ = 7.6$ となる。

註5.

砂の極めて僅かな締め固の状態の差異及び歪計の零点の微妙移動等の原因によるものと考えられる。

註6.

ブリンストン大学のチェボタリオフ教授は矢板に関する大規模な模型実験を行つているが、やはり歪計により曲げモーメントを測定し、これから土圧を逆算し多少の修正を施した土圧分布を求めている。

註7. 土圧曲線 p は

$$x=0 \text{ で } p=0$$

$$\text{平衡条件 } \Sigma H = 0 \quad \int_0^h t p dx = P$$

$$\Sigma M = 0 \quad \int_0^h t p x dx = 0$$

但し $\begin{cases} P = \text{水平荷重} \\ t = \text{杭巾} \end{cases}$

なる三条件を満足しなければならない、今これらの条件を満足する二次曲線及び三次曲線を求めれば次の様になる。

$$p = \frac{P}{ht} (18\xi - 24\xi^2) \quad \text{二次}$$

$$p = \frac{P}{ht} \left\{ (18\xi - 24\xi^2) + a(6\xi - 24\xi^2 + 20\xi^3) \right\} \quad \text{三次}$$

(但し $\frac{x}{h} = \xi$ とおく)

三次分布曲線の式中の a は三次分布の特有係数で、三次曲線が二次曲線と異なることを示すものであり、この値はその曲線の或る条件例えば $p=0$ の点とか $p'=0$ の点等を与えれば定まるものである。又 tp を x について二度積分して、 $\xi=0$, $\xi=1$: の点で $M=0$ と云う境界条件を入れれば

$$M = Ph \xi (1-\xi)^2 (1+2\xi) \quad \text{土圧が二次分布の場合}$$

$$M = Ph \left\{ \xi (1-\xi)^2 (1+2\xi) - a\xi^3 (1-\xi)^2 \right\} \quad \text{土圧が}$$

三次分布の場合の曲げモーメントの式を得る。

猶、測定によつて得られた曲げモーメント曲線を此の三次の曲線で表すために a を最小自乗法を用いて求めてみると $a=0.0027$ となり非常に小さな値をとるために、殆ど二次曲線と変らぬこととなる。

参考文献

Tschebotarioff Soil Mechanics Foundations and Earth structure

A. S. T. M Symposium on Lateral Load tests on Piles

原口忠次郎, 米田正文 土と杭の力学