

# ラーメン構造物による圧密不同沈下について

九州大学工学部 O 山内 豊 聡

日本技術開発 (株) 佐竹 正 行

1. まえより従来 構造物の沈下量はその基礎反力と荷重とし、各基礎を個々独立したものとして計算してゐる。しかしラーメン構造物についてははりの存在、すなわちはりの持つ剛性を無視することになり、現実と一致しないことが多い。不同沈下は、地表面にいくつかの荷重が働らく場合、各荷重が千鳥く合うことにより地中のある深さにおける垂直応力が等しくならないことにより、起きる。地中の応力が各基礎下で等しくなれば、不同沈下はそれ以上進行しなくなる。いま図-1に示すようなフレームを考え、フーチングBがAに対して不同沈下を起せば、Aにおける反力は沈下量に応じて変化する。すなわち、沈下の大きい基礎に荷重を減じて沈下の少ない基礎へ移し、おのずから不同沈下を均らそうとする作用があるので、構造物の剛性の大きさは荷重を再分配することに大いに関係がある。フーチングC、

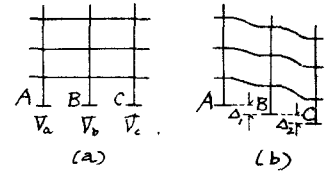


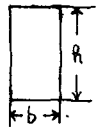
図-1

…もまた沈下すれば重ね合わせることにより、C、…による沈下の影響を加えればよい。すなわち、A、B、C、…なる各フーチングが沈下しない場合の基礎反力と  $V_A, V_B, V_C, \dots$  とし、各フーチング間における不同沈下量  $\Delta_1, \Delta_2, \dots$  が生ずるとすれば、それによつて影響を受ける各反力は次式のように表わすことができる。  $V'_A = V_A + A_1 \Delta_1 + A_2 \Delta_2$   $V'_B = V_B + B_1 \Delta_1 + B_2 \Delta_2$  …ここに  $A_i, B_i$  = フレームの剛性による係数 上式により再分配された荷重  $V', V'', \dots$  を繰返して計算すれば、平衡状態に達したときの荷重  $V$  および不同沈下量  $\Delta$  を求められるはずである。

2. 計算の方法 1. で述べたことに基ついて、つぎの順序に計算を行なう。(1) 構造物の剛性は考慮するが、沈下は生じないとして計算することにより基礎反力を計算する。(2) この反力によつて生じるある深さにおける地中応力を計算する。(3) この応力によつて生じる圧密不同沈下量を計算し、(4) 構造物の剛性(1)で求められた不同沈下量を考慮して、新しい反力を計算する。(5) (4)による新しい基礎反力を荷重として、ふたたび(2)以下を繰返す。ただし計算はつぎの条件のもとで行なうものとする。

- (1) どの基礎も等しい時間に沈下する量は、地中の垂直応力に比例する。(2) 柱に働らく集中荷重や自重は最初の圧力に加えればよく、沈下によつて生じるモーメントには直接関係しないので省略し、はりに働らく集中荷重としてははりに働らく等分布荷重だけを考える。(3) 柱とはりの剛比を  $1:1.5$  とする。(4) スパンの長さは  $5m$  とする。(5) ヤング率  $E = 2.1 \times 10^6 \text{ t/m}^2$  とする。以上の方法と条件により、たわみ角式を用い、不同沈下量を導入して、各スパンのラーメンに対する反力の式が求められる。求めた式を列記するとつぎのとおりである。
- i. 4スパン(ヒンジ端)  $V_A = K \times 10^6 (1.8\alpha - 1.08\beta) + 2.143w$   $V_B = -K \times 10^6 (2.88\alpha - 4.5\beta) + 5.446w$   $V_C = K \times 10^6 (2.16\alpha - 6.84\beta) + 4.822w$
- ii. 6スパン(ヒンジ端)  $V_A = 1/67 \cdot K \times 10^6 (118.44\alpha - 60.48\beta + 30.24\gamma) + 2.146w$   $V_B = -1/67 \cdot K \times 10^6 (178.92\alpha - 224.28\beta + 113.40\gamma) + 5.429w$   $V_C = 1/67 \cdot K \times 10^6 (75.60\alpha - 246.96\beta + 315.00\gamma) + 4.907w$   $V_D = -1/67 \cdot K \times 10^6 (30.24\alpha - 166.32\beta + 463.68\gamma) + 5.038w$
- iii. 8スパン(ヒンジ端)  $V_A = 1/321 \cdot K \times 10^6 (567.0\alpha - 294.84\beta + 60.48\gamma - 15.12\delta,$

$+2.146w \quad V_b = -1/321 \cdot K \times 10^6 (854.28\alpha - 1065.96\beta + 393.12\gamma - 98.28\delta) + 5.428w \quad V_c = 1/321 \cdot K \times 10^6 (347.76\alpha - 1103.76\beta + 1126.44\gamma - 483.84\delta) + 4.910w$   
 $V_d = -1/321 \cdot K \times 10^6 (75.6\alpha - 415.8\beta + 1194.48\gamma - 1512.00\delta) + 5.020w \quad V_e = 1/321 \cdot K \times 10^6 (30.24\alpha - 166.32\beta + 801.36\gamma - 2222.64\delta) + 4.992w$   
 iv 4スパン (固定端)  $V_a = 1/151 \cdot K \times 10^6 (307.44\alpha - 158.76\beta) + 2.175w \quad V_b = -1/151 \cdot K \times 10^6 (466.20\alpha - 693.00\beta) + 5.395w \quad V_c = 1/151 \cdot K \times 10^6 (317.52\alpha - 1068.48\beta) + 4.860w$   
 v. 6スパン (固定端)  $V_a = 1/1163 \cdot K \times 10^6 (2334.78\alpha - 1031.94\beta + 238.14\gamma) + 2.180w \quad V_b = -1/1163 \cdot K \times 10^6 (3366.72\alpha - 4047.12\beta + 1610.28\gamma) + 5.385w$   
 $V_c = 1/1163 \cdot K \times 10^6 (1270.08\alpha - 4387.32\beta + 5521.32\gamma) + 4.920w \quad V_d = -1/1163 \cdot K \times 10^6 (476.28\alpha - 2744.28\beta + 8298.36\gamma) + 5.030w$   
 ただし  $\alpha, \beta, \gamma, \delta = \Delta_1/L, \Delta_2/L, \Delta_3/L, \Delta_4/L$ ,  $w$  = 等分布荷重 演算のさい, 各反力はスパン中央の基礎の最初の反力を標準に, すなわち100にとって無次元化されている。ヒンジ端を採用したのは, フーチングの場合は固定端より実際に近いと判断されるためである。



3. その他の計算準備 演算にあたってはつぎの諸数値を使用した。(1) 剛度  $K$  は  $\gamma$  の断面として  $b \times h = 0.3 \times 0.7, 0.4 \times 0.8, 0.35 \times 0.9$  を用いた (図-2)。したがって各  $\gamma$  の剛度は  $K_1 = 1.715 \times 10^3 \text{ m}^3, K_2 = 3.413 \times 10^3 \text{ m}^3, K_3 = 0.4253 \times 10^3 \text{ m}^3$  (2) 地中の応力  $\sigma_z$  Boussinesq 式を用いる。

$\sigma_z = \sum N(V/z^2)$  ここに  $N = \text{Boussinesq 指数}$ ,  $z = \text{深さ}$  わが国の都市ならびに周辺の代表的地盤構造を参考にして,  $z = 6, 8, 10, 12, 15, 20 \text{ m}$  を用いた (図-3)。(3) 演算 電子計算機による (プログラミング省略) (4) 比較の方法 従来の計算法によるものと, 前述の計算法によるものとを比較のために, 両者における相対沈下量の比を表わすものとして次式を用いることにする (図-4)。

$\alpha = [1/(n-1)] \cdot \sum_{i=1}^{n-1} (\delta_i/\delta'_i)$  ここに  $\delta_i$  = 本計算法による相対沈下量,  $\delta'_i$  = 従来の計算法による相対沈下量 許容値の判定のため次式も用いる。  
 $\theta_i = (\delta_i - \delta'_i - 1)/L$  ただし許容傾斜角  $\theta_a = 1/500 \sim 1/300$

4. 計算の結果 はりの剛性によって再分配される反力を  $v$  で表わすと  $v = v' - v'' = f(L, K, \Delta)$  以下計算結果を主としてヒンジ端のものを対象として述べ, また図は6スパンに対するもののみ代表的に示した。(1) 地中の垂直応力  $\sigma_z$  各基礎下の地中の垂直応力は沈下の進行, すなわち反力の再分配とともに増減し, 不同沈下量の収束と一致して最後に等しくなる (図-5)。(2) 不同沈下量  $\Delta$



図-3 地盤構造の類形

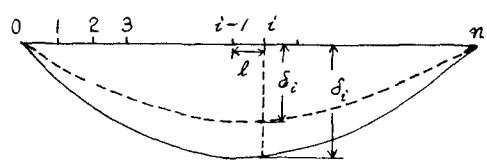


図-4

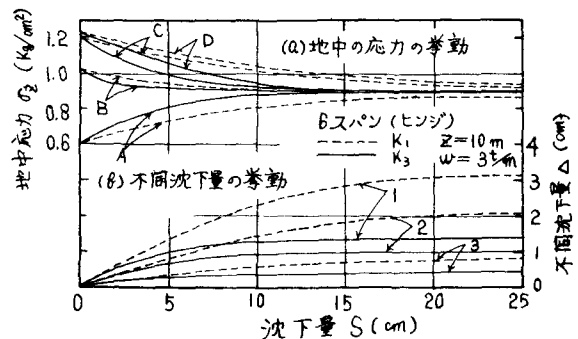


図-5

不同沈下量は沈下の進行とともに増すが、構造物の剛性に因連してある一定値になる。平衡状態に達した不同沈下量は、反力の基本式からも推定できるように、荷重強度に比例し、剛性に反比例する(図-5)。 $\Delta = \Delta_0 \cdot (w/k)$  (3) 基礎反力  $V$  不同沈下量に応じて増減する垂直反力は、構造物の剛性によって再分配されるが、それらがある反力および不同沈下量の状態に達すると反力の再分配はなされず、その状態で釣合うようになる(図-6, 7, 8)。

5. 計算則 図-9に示すような6スパンのラーメン構造物が、有明海沿岸のような沖積粘土上に築造されるとする。沈下量の算定には周知の次式を用いる。 $S = 0.435 \cdot C_c \cdot \Delta p \cdot H / [p(1+e)]$  中央の基礎下の沈下量  $S_d = 20.4 \text{ cm}$  のときの絶対沈下量、相対沈下量は図-10, 11に示すとおりである。この例では許容沈下量  $S_a = 5 \sim 10 \text{ cm}$  をはるかに越えているが、図-12, 13に示すように沈下の進行速度が速いのでクリープなどによる自然の伸びによって障害を生じない可能性もある。また

$$\theta_{0 \max} = 6.5/500 = 1/77 > \theta_a$$

$$\theta_3 = 1.3/500 = 1/380 < \theta_a \quad (K_3 \text{ の場合})$$

6. 実例との比較 広島市における建築物の不同沈下に対する実測値が入りできたので、それと計算値と比較する。フーチング基礎の建築物についての従来計算値と実測値の相対沈下量と比較するのに次式を用いることにする。

$$\alpha = [1/(n-1)] \sum \delta_i (\text{実測}) / \delta_i (\text{計算})$$

圧密沈下がほぼ100%に達したものを対象にして、 $Z = 10 \sim 20 \text{ m}$ ,  $k = (2 \sim 8) \times 10^{-3} \text{ m}^3$ , スパン数  $4 \sim 12$  の建築物に対して、表-1に示すような結果が得られ、 $\alpha = 0.10 \sim 0.54$  であった。いっぽう前述のような計算法によるときは、ほぼ  $\alpha = 0.10 \sim 0.70$  を得て、比較的よく近似する。

表-1 広島市における調査結果

| 建物名  | 剛度<br>$K \times 10^3 \text{ m}^3$ | スパン長<br>$l \text{ (m)}$ | 相対沈下比<br>$\alpha$  | スパン数 | 圧密度<br>(%) | 深さ<br>$Z \text{ (m)}$ |
|------|-----------------------------------|-------------------------|--------------------|------|------------|-----------------------|
| 寺西住宅 | 7.65                              | 4.9                     | $< 0.30$<br>$0.46$ | 4    | 78         | 19.5                  |

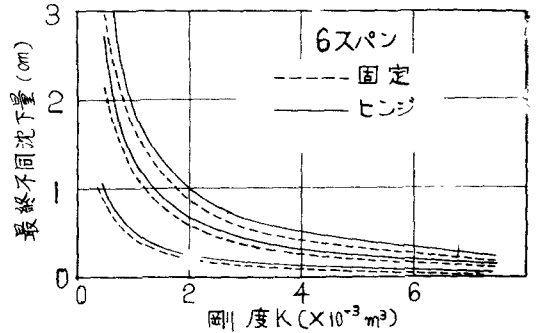


図-6 剛度による最終不同沈下量

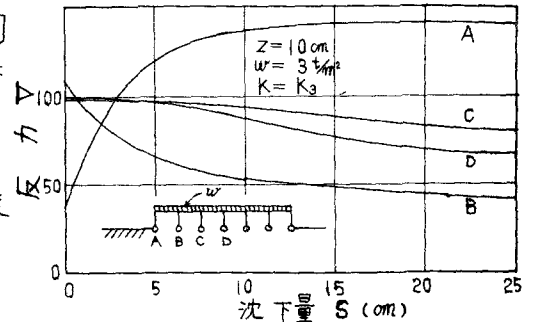


図-7 反力の挙動 (6スパン)

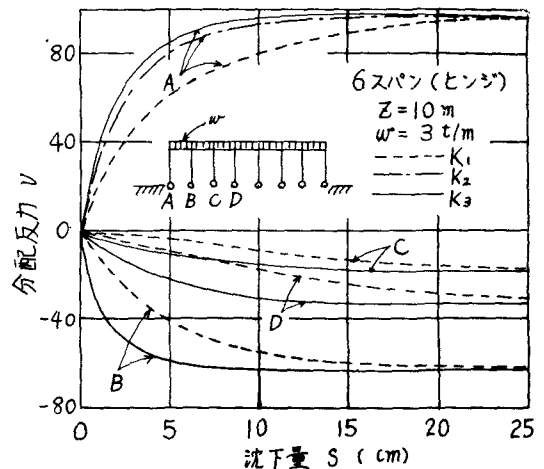


図-8 反力の分配

| 建築物名      | 基礎幅<br>B (m) | 基礎長<br>L (m) | 相対沈下<br>Δ (cm) | スパン数 | 圧縮率<br>δ (%) | 基礎<br>Z (m) |
|-----------|--------------|--------------|----------------|------|--------------|-------------|
| 厦門中学校     | 4.73         | 4.5          | 0.22           | 12   | 40           | 20.0        |
| 専売局厦門アパート | 0.86         | 6.3          | 0.61           | 6    | 100          | 10.0        |
| 福留ハム      | 2.11         | 5.4          | 0.35<br>0.54   | 4    | 78           | 14.0        |
| 中国塗料      | 6.08         | 5.0          | 0.28<br>0.38   | 8    | 93           | 19.0        |
| 地す公務員研究所  | 2.73         | 4.5          | 0.22           | 9    | 62           | 18.0        |
| 弘島空港ビル    | 2.76         | 5.4          | 0.36           | 12   | 56           | 21.0        |
| 弘島職業訓練所   | 6.08         | 4.0          | 0.39           | 16   | 70           | 20.5        |
| 自治会館      | 5.83         | 4.5          | 0.11           | 9    | 99           | 15.0        |
| 市民病院病棟    | 7.75         | 5.9          | 0.12           | 6    | 98           | 15.0        |
| 日赤病院      | 3.81         | 4.7          | 0.32           | 7    | 100          | 15.0        |
| 弘大理学部     | 6.67         | 4.5          | 0.35           | 5    | 100          | 17.3        |
| 原爆病院      | 4.19         | 5.6          | 0.28           | 9    | 98           | 15.0        |

注 基礎形式はフーチング

7. 結い 以上は主として,  $H=20\text{m}$ ,  $Z=10\text{m}$  の沖積粘土層の上に,  $K_3=4.253 \times 10^3 \text{ m}^3$ ,  $w=3 \text{ t/m}$ , 6スパンのラーメン構造物が築造されたとき, その不同圧密沈下について考察したものであり, 計算結果を要約すると表-2に示すとおりである. したがってもし表-3に示すような反力を与えることができれば, 各基礎下の地中応力は等しくなり, 不同沈下は生じない.

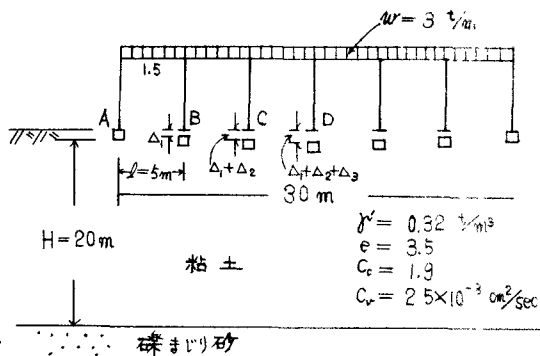


図-9 計算例のための諸条件

表-2 反力の再分配による釣合状態

| 端型式 | スパン数 | 反力の最終釣合状態 |       |       |       |       | それに応じた<br>地中応力 |
|-----|------|-----------|-------|-------|-------|-------|----------------|
|     |      | A         | B     | C     | D     | E     |                |
| ヒンジ | 4    | 129.16    | 37.54 | 81.35 |       |       | 0.81           |
|     | 6    | 140.99    | 44.15 | 79.63 | 65.97 |       | 0.89           |
|     | 8    | 154.04    | 47.42 | 86.16 | 74.91 | 76.23 | 0.97           |
| 固定  | 4    | 123.49    | 35.89 | 77.78 |       |       | 0.78           |
|     | 6    | 141.20    | 44.22 | 79.75 | 66.07 |       | 0.89           |

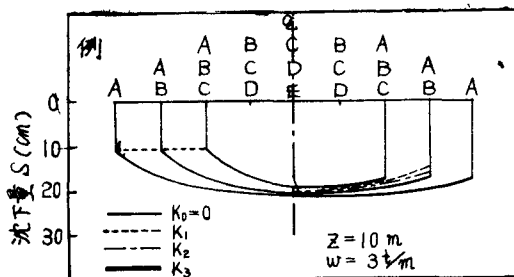


図-10 全沈下量

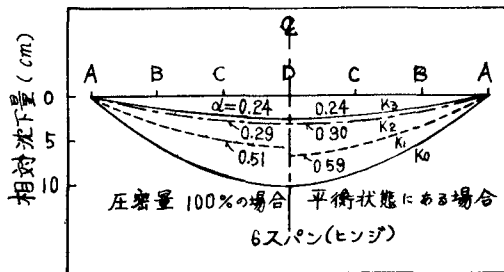


図-11

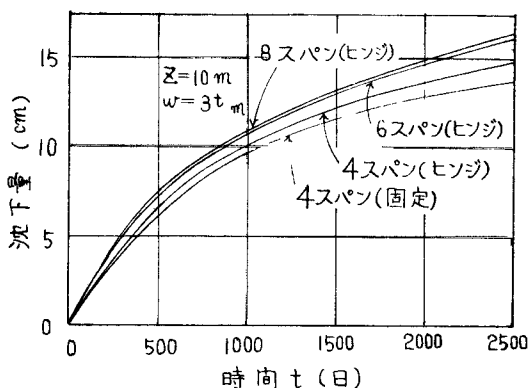


図-12 時間-沈下曲線

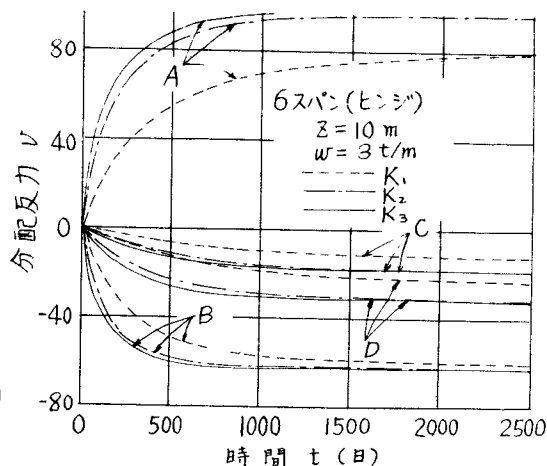


図-13 反力の分配

表-3 不同沈下を生ぜしめないための反力分布

| 端型式 | スパン数 | A      | B     | C      | D      | E      |
|-----|------|--------|-------|--------|--------|--------|
| ヒンジ | 4    | 158.77 | 46.15 | 100.00 |        |        |
|     | 6    | 213.72 | 66.92 | 120.71 | 100.00 |        |
|     | 8    | 202.07 | 62.21 | 113.03 | 98.27  | 100.00 |
| 固定  | 4    | 158.77 | 46.14 | 100.00 |        |        |
|     | 6    | 213.71 | 66.93 | 120.71 | 100.00 |        |

従来の計算法では、最外側の基礎の沈下量はかなり小さいので、ラーメン構造物の不同沈下量はかなり大きくなるが、本計算ではそれほどにはならない。また実例として広島市における調査とくらべて不同沈下量について質と傾向の近似性を持つことが明らかにされた。現在の規準では、たんに全沈下量で抑えていることは周知のとおりであるが、統計的に選定され、直接的に構造物の剛性の考慮がなされていない。構造物の剛性に基づく反力の再分配の効果は計算してみるとかなり大きく、最外側の基礎下に対しては100%以上の不同沈下量の減少が認められた。したがって、かなりの沈下が予想されるところでもフーチング基礎の選定が可能になると考えられる。またベタ基礎に対する現行の制限は不必要に緩かであるように考えられる（フーチング基礎： $S_{max} = 2500 \theta_{max}$  (cm) であるのに対し、ベタ基礎： $S_{max} = 4000 \theta_{max}$ ）。

参考文献 1) Little, A. L. : Foundation, 1961., 2) 村山, 大崎編 : 基礎工学ハンドブック, 昭. 39. 11., 3) 建設省島根材料試験所 : 有明海沿岸軟弱地盤対策, 昭. 38. 10., 4) 日本建築学会中国支部基礎地盤委員会 : 広島市の建築物の不同沈下, 昭. 39. 11., 5) 日本建築学会 : 建築基礎構造設計規準・同解説, 昭. 35. 12.

附記 この研究は佐竹正行の九大修士課程在学中に行なったものである。