地盤の変形を考慮した鉛直荷重時立体架構の実用解法

A PRACTICAL METHOD FOR STRESS ANALYSIS OF SPACE FRAME CONSIDERING DEFORMATION OF THE GROUND UNDER VERTICAL LOADING

松尾雅夫*, 山肩邦男**
Masao MATSUO and Kunio YAMAGATA

The purpose of this paper is to investigate the reasonable design method of the buildings on poor grounds through the calculation of stresses in superstructure arising from differential settlement of the foundation. For that purpose, we have proposed the practical method for stress analysis by using the method which is to combine computer program for stress analysis of space frame and deformation of the grounds. By the use of numerical example, we discuss some matter on the relationship between the differential settlement of the foundation and the stresses of superstructure. For one thing, it is the influence that the plasticity and creep behavior of the structure's member exert. For another, it is the effect that is got by the method which increases the rigidity of footing beam and column or the method which use floating foundation for the countermeasure of suppression to differential settlements.

Keywords : differential settlement, soil-structure interaction, stress analysis, space frame, non-linear, vertical loading

不同沈下, 土と構造物の相互作用, 応力解析, 立体架構, 非線形, 鉛直荷重時

1. はじめに

鉛直荷重をうける架構を設計するにあたっては、従来から上部構造を下部構造と切り離して、基礎は沈下しないものと仮定した構造計算を行ってきた。一方、下部構造については上部構造の剛性を無視した沈下計算を行っており、その場合の最大沈下量が許容沈下量以内に収まることをもって了とする設計レベル¹⁾にあるのが現状である。架構の不同沈下現象を設計面に取り入れるためには、当然のことながら地盤の変形と上部構造の変形を適合させて検討されるべきであって、このための実用的な解析法の出現が久しく望まれてきたところである。

このような観点に立った研究として、1955年、横尾・山肩²⁾は上部構造の剛性をも考慮した粘土層の圧密過程を通じての不同沈下理論を発表し、ひきつづいて横尾・山肩・佐藤³⁾は、軟弱地盤における建築物の不同沈下対策に関する基礎的考察を行った。また文献²⁾の研究が契機となって、同様の考え方に基づく不同沈下の計算法が Chamechi⁴⁾、大崎⁵⁾、松浦⁶⁾などにより発表された。しかし、この時代は電算機が実用化される遙か以前であっ

て、これらの理論の数値解を求めることは非常に面倒であった。また上部構造の剛性を弾性と仮定しているものがほとんどであって、わずかに文献³⁾において塑性剛性およびコンクリート部材のクリープを考慮する必要があることを指摘し、試算を試みている程度であった。そして、この関連の研究は、1960年頃に途絶してしまった。

電算機が発達・普及するに及んで、1980年頃から電算機の力を借りた研究が現れてきた。すなわち、中田・山肩は、文献²⁾の理論を拡張して杭基礎をもった構造物の沈下問題を理論化し、実測値との比較検討を行った⁷⁾。次いで、松浦・山本は上部構造の変形の非線形性および時間依存性を考慮して圧密過程での沈下挙動を解析し⁸⁾、またべた基礎を有する構造物の沈下解析を行った⁹⁾。土屋・大築・小幡は粘性土地盤に3次元有限要素解析法を適用して、構造物の施工過程を通じての直接基礎および杭基礎建物の沈下挙動を解析した¹⁰⁾。続いて、上部構造の解析にD値法を利用した実用解析法を提案している¹¹⁾。しかしながら、これらの手法を実際的设计に反映させるには、次のような点に問題があると考え

* 安井建築設計事務所 統括主任・工修

** 関西大学工学部建築学科 教授・工博

Yasui Architects & Engineers, Inc., M. Eng.

Prof., Dept. of Architecture, Faculty of Engineering, Kansai Univ., Dr. Eng.

- 1) 理論的な精度を追求するあまり、経時沈下や施工過程を時間を追って逐次算定する必要があるなど、実設計に用いるには煩雑にすぎる提案もある。
- 2) 地盤の変形がかなり大きくなる場合があるにもかかわらず、上部構造を弾性として扱っているなど、上部構造と地盤の構造モデルにかなりの不均衡があること。
- 3) 地盤の変形係数は、応力状態にかかわらず一定として扱ったものがほとんどであり、地盤の応力変動が大きい場合や除荷応力が生じる場合には、対応が難しいこと。
- 4) 実用を目的とした算定法では、上部構造の応力算定に D 値法を利用するなどしており、現在では一般化している剛性マトリクス法による応力解析法に比べて、解析精度や架構形状の適用範囲に問題があること。

本論の目的は、基礎の沈下によって生じる建物の挙動を現状の精度で推測し、構造物に障害を与えないようにするための合理的な設計手法を確立することにある。このため、経時沈下過程は対象とせず、終局的な沈下量に限定して、実用的な解析法を提案することとした。具体的には、文献²⁾および文献¹²⁾の解析手法に準拠するものとし、設計のための現実的な観点に立って、新たに次の諸項目を導入した。

- 1) 上部構造を立体架構として扱い、設計に多用されている3次元骨組解析プログラムと地盤変位を連繫させるという手法によって、不同沈下による建物の設計用応力を直接求められるようにした。
- 2) 粘性土の変形係数は、有効応力の大きな変動、掘削などの減少応力による地盤の変形、さらに近接盛土や隣接建物などが対象建物に与える沈下の影響などをも取り扱えるよう、 $e \sim \log P$ 関係に基づいた体積圧縮係数 m_v の逐次設定法を採用した。したがって、粘性土の過圧密・正規圧密・圧密未了状態を通じての解析が可能となる。
- 3) 砂質土を対象とした即時沈下の計算では、地盤剛性のひずみ依存性を考慮し、地盤の弾性係数を地盤のひずみにより変化させる関係式を取り入れた。
- 4) 現実の構造物の挙動をより精度よく推測するため、上部構造部材の塑性化およびクリープ性状を考慮できるようにした。

この解析法の適用性を検討し、かつ不同沈下現象と諸因子との関係を調査するため、モデル建物に種々の条件を与えた場合の応力解析を行った。結果として、上部構造の剛性が不同沈下量や部材応力に及ぼす影響、上部構造部材に塑性化やクリープ変形を考慮した場合の影響、粘性土の各種有効応力状態（過圧密・正規圧密・圧密未了）による影響、不同沈下軽減方法などについて、定量的な検討を行うことができた。

なお本論は、すでに参考文献^{13)~15)}において中間発表を行っていることをお断りしておく。

2. 地盤の変形を考慮した上部架構応力の算定法

本解析法の対象・誘導上の仮定および考慮事項等は、以下のごとくである。

- 1) 原則として、直接基礎を対象とする。ただし、杭基礎については、仮想の基礎荷重面を杭先端部あるいは杭中間部に設定する方法などにより、近似的に扱うことが可能と考える。
- 2) 地盤の変形は即時沈下および終局圧密沈下に限るものとし、圧密沈下過程は対象外とする。
- 3) 即時沈下は、砂質土・粘性土層ともに地盤の互層状態に対して、Steinbrenner の多層近似解法^{16), 17)}を用いて算定する。なお、地盤の弾性係数はひずみ依存性を考慮する。
- 4) 粘性土の圧密沈下は1次元圧密として扱い、地中応力の伝達については地盤の互層状態にかかわらず、Boussinesq の理論解を基本とした解を用いる。変形係数としては、体積圧縮係数 m_v を採用するが、 m_v は圧密試験から得られる $e \sim \log P$ 関係曲線上の有効応力に応じた値を設定する。
- 5) 上部構造は立体架構とするが、部材のねじれ剛性、梁の弱軸方向の剛性は無視する。また、部材の塑性化に伴う剛性低下や、クリープを考慮する。

2.1 地盤変位の関係式

地盤変位の関係式は、文献²⁾を終局沈下量に限って適用した文献¹²⁾の手法に従う。

(1) 粘性土層の圧密沈下

図一1に示すように、地盤は互層状態にあるものとし、

図一1 地盤上の立体架構

任意の i 基礎の圧密沈下量を (1) 式で表す。

$$S_{ic} = \sum_r r m_{vi} \cdot r H_i \cdot r \sigma_i = \sum_r r \lambda_i \cdot r \sigma_i \cdots \cdots (1)$$

$$r \sigma_i = \sum_j r \alpha_{ij} \cdot R_j$$

ここに、 S_{ic} は i 基礎の圧密沈下量、 $r \lambda_i = r m_{vi} \cdot r H_i$ は粘性土層定数 (i 基礎直下の第 r 層の体積圧縮係数 $\times$ 層厚)、 $r \sigma_i$ は i 基礎直下の第 r 層中央位置の有効応力増分、 $r \alpha_{ij}$ は応力伝達係数 (j 基礎の単位荷重によって i 基礎直下の第 r 層に生ずる応力)、 R_j は j 基礎の鉛直荷重である。

各粘性土層に作用する有効応力増分を層中央高さの値で代表させているので、層厚が厚い場合には適宜分割して数層から成るものとする。 $r m_{vi}$ および $r H_i$ を用いることにより、地層の局所的な変化をも考慮することができる。応力伝達係数は、例えば長方形等分布面荷重の隅角部直下の場合には、Steinbrenner の半無限弾性体の理論解から (2) 式で与えられる。(2) 式に長方形分割法を適用すれば、 $r \alpha_{ij}$ が計算できる。

$$\alpha = \frac{1}{2 \pi \cdot m z \cdot n z} \left\{ \frac{m \cdot n}{\sqrt{m^2 + n^2 + 1}} \cdot \frac{m^2 + n^2 + 2}{(m^2 + 1)(n^2 + 1)} + \sin^{-1} \frac{m \cdot n}{\sqrt{(m^2 + 1)(n^2 + 1)}} \right\} \cdots \cdots (2)$$

ここに、 $m z$ 、 $n z$ は長方形面荷重の各々の辺長、 z は長方形面荷重隅角部からの深さである。なお、 z が十分大であれば、Boussinesq の集中荷重による応力理論解から直接 $r \alpha_{ij}$ を計算することができる。

(2) 即時沈下

任意の i 基礎の即時沈下量を (3) 式で表す。

$$S_{ie} = \sum_r \left(\sum_j r \gamma_{ij} \cdot R_j \right) \cdots \cdots (3)$$

ここに、 S_{ie} は i 基礎の即時沈下量、 $r \gamma_{ij}$ は即時沈下係数 (j 基礎の単位荷重による i 基礎直下第 r 層の即時沈下量) である。

即時沈下係数は、例えば有限厚さの地層の場合、長方形等分布面荷重の隅角部では Steinbrenner の解¹⁶⁾により (4) 式で与えられる。

$$\gamma = \frac{1}{E \cdot L} (1 - \nu^2) F_1 + (1 - \nu - 2 \nu^2) F_2 \cdots \cdots (4)$$

$$F_1 = \frac{1}{\pi} \left\{ n_L \cdot \log \frac{(1 + \sqrt{n_L^2 + 1} \cdot \sqrt{n_L^2 + n_b^2})}{n_L (1 + \sqrt{n_L^2 + n_b^2 + 1})} + \log \frac{(n_L + \sqrt{n_L^2 + 1}) \sqrt{1 + n_b^2}}{n_L + \sqrt{n_L^2 + n_b^2 + 1}} \right\}$$

$$F_2 = \frac{n_b}{2 \pi} \tan^{-1} \frac{n_L}{n_b \cdot \sqrt{n_L^2 + n_b^2 + 1}}$$

ここに、 L は長方形の長辺長さ、 B は長方形の短辺長さ、 E は地盤の弾性係数、 ν は地盤のポアソン比、 n_L は L/B 、 n_b は Z/B 、 Z は長方形面荷重隅角部直下の層厚である。この解に、長方形分割法および多層地盤への重ね合わせ法^{17), 18)}を適用することによって、 $r \gamma_{ij}$ が求められる。

(3) 終局沈下の関係式

圧密沈下および即時沈下の両方が生じる場合には、 i 基礎の沈下量は (1) および (3) 式を加えた (5) 式となる。

$$S_i = S_{ic} + S_{ie} = \sum_r r \lambda_i \cdot \left(\sum_j r \alpha_{ij} \cdot R_j \right) + \sum_r \left(\sum_j r \gamma_{ij} \cdot R_j \right) \cdots \cdots (5)$$

すべての基礎について (5) 式が成り立ち、全基礎の沈下量と鉛直荷重の関係は (6) 式のマトリクスで表される。

$$\{S_d\} = [F] \cdot \{R_d\} \cdots \cdots (6)$$

ここに、 $\{S_d\}$ は基礎の沈下量、 $[F]$ は地盤変位の柔性マトリクス、 $\{R_d\}$ は基礎の鉛直荷重である。

2.2 上部架構の関係式

上部架構については、各節点において 6 自由度の変位 ($x, y, z, \theta_x, \theta_y, \theta_z$) をもつ立体架構の解析プログラムが汎用されており、全架構の関係式は (7) 式のマトリクスで表される。このうち、部材のねじれ剛性および梁の弱軸剛性は、一般の建物では架構応力にほとんど影響を与えないため無視することとした。

$$\{R\} = [K] \cdot \{D\} \cdots \cdots (7)$$

ここに、 $\{R\}$ は節点外力 (X, Y, Z, M_x, M_y, M_z)、 $[K]$ は架構全体の剛性マトリクス、 $\{D\}$ は節点変位である。

2.3 地盤変位を考慮した上部架構の関係式

(6) 式を $\{R_d\} = [F]^{-1} \cdot \{S_d\}$ に置換し、地盤の剛性マトリクス $[F]^{-1}$ を (7) 式の架構全体の剛性マトリクス $[K]$ の基礎位置節点鉛直成分に付加することにより、地盤変位を考慮した上部架構全体の関係式を得ることができる。

3. 地盤の非線形性の扱い

3.1 粘性土の圧密沈下

建物建設後の圧密沈下は、建物建設前の粘性土の圧密状態 (過圧密・正規圧密・圧密未了など)、建設前後の有効圧の相対的な大きさなどによって影響される。このような粘性土の圧密状態および有効応力の広範囲な変動領域に対応するため、本解法では $e \sim \log P$ 関係に則って体積圧縮係数 m_v を変動させる手法を採用した。

(1) 過圧密および正規圧密地盤での手法

圧密試験結果から得られた $e \sim \log P$ 曲線は、設計用の $e \sim \log P$ 関係として図-2 のようにモデル化することができる。図中の AC 線の勾配は膨張指数 C_s を、CB 線の勾配は圧縮指数 C_c を、C 点の有効応力は圧密降伏応力 P_c を表す。任意の有効応力に対応する体積圧縮係数 m_v は、(8) および (9) 式によって C_s または C_c を用いて求めることができる。

$$m_v = \frac{C_c \text{ (または } C_s)}{(1 + e_i) \cdot \Delta P} \cdot \log \left(\frac{P_1 + \Delta P}{P_1} \right) \cdots \cdots (8)$$

図-2 $e \sim \log P$ 曲線のモデル化 図-3 圧密未了地盤の $e \sim \log P$ 関係

図-4 圧密未了地盤の適用手法

$$\left. \begin{aligned} e_1 &= e_a - C_s \times \log \left(\frac{P_1}{P_a} \right) \quad \langle A \sim C \text{ 間} \rangle \\ e_1 &= e_c - C_c \times \log \left(\frac{P_1}{P_c} \right) \quad \langle C \sim B \text{ 間} \rangle \end{aligned} \right\} \dots (9)$$

ここに、 P_1 、 e_1 は任意点の有効応力および間隙比、 P_a 、 P_c 、 e_a 、 e_c は図-2 に示す各点の有効応力および間隙比、 ΔP は P_1 からの有効応力増分である。

解析にあたっては、上部構造の荷重を区分し、その区分荷重を順次載荷していく荷重増分法を採用する。図-2 の $e \sim \log P$ 関係の評価するため、各載荷ステップごとに累積された地盤中の各点の有効応力が過圧密領域か正規圧密領域かを判定し、(8) および (9) 式によって次ステップの m_v を逐次設定しなす。

この方法により過圧密から正規圧密状態にいたる粘性土の沈下性状を考慮することが可能となる。

(2) 圧密未了地盤での手法

圧密未了地盤では、図-3 の $e \sim \log P$ 関係において現状の有効応力 P_1 が圧密降伏応力 P_c より大きく、建物荷重による有効応力増分 ΔP によって生じる沈下以外に、 $P_c \sim P_1$ 間 ($e_c \sim e_1$ 間) で建物荷重とは無関係に沈下が生ずる。本解法ではこのような現象を扱うために、図-4 のように $P_c \sim P_1$ 間の圧密未了の原因となっている荷重面を建物とは別に設定する。この荷重面によって、 $P_c \sim P_1$ 間の圧密未了部分の沈下量を評価する。その際、設定した圧密未了部分に相当する荷重をまず載荷し、その後建物荷重を載荷するものとする。この手法を利用すれば建物荷重とは無関係に作用する荷重をも扱うことができる。例えば、周辺の建物や盛土の荷重、排土重量などの影響も考慮することが可能となる。

3.2 即時沈下

即時沈下の計算式に用いる地盤の弾性係数は、地層のひずみ（応力）が大きくなるほどその値が低下するひずみ依存性を有している。このような現象を考慮するため、地盤や建物の浮き上がり、沈下測定のシミュレーション結果に基づいて評価弾性係数を提案している秋野^[9] になり、(10) 式により地盤の弾性係数を評価することと

図-5 $E_a \sim \epsilon$ 関係

する (図-5 参照)。

$$E_a = (\epsilon / 10^{-4})^{-0.55} \cdot E_{PS} \dots \dots \dots (10)$$

ここに、 E_a は評価弾性係数 ($E_a \leq E_{PS}$)、 E_{PS} は PS 検層より求めた弾性係数、 ϵ は地層の鉛直方向のひずみである。解析は、圧密沈下と同様に各増分ステップにおいて、その時点での各層の鉛直ひずみから (10) 式により次ステップの地盤の弾性係数を逐次求めていく方法による。

3.3 浮基礎における地盤定数の扱い

除荷・再載荷過程を伴う浮基礎建物の地盤定数に関しては、以下のように設定する。

(1) 粘性土

掘削により粘性土層の応力は減少するが、建物建設までの短い期間では、粘性土層に間隙水が供給されないため浮き上がりは生じない。すなわち、図-2 の $e \sim \log P$ 関係において、排土前の有効応力点 1 から水平に点 2 まで移動すると考える。その後、建物荷重による応力の増加に伴って、点 2 から点 1、さらに点 4 に向かって再び移動する。しかし、増加応力が減少応力より小さく、建物荷重載荷後の応力が点 3 にとどまる場合には、終局時において間隙水は飽和されているので、点 3 と同じ応力で排土前の有効応力点 1 から膨張係数線に平行な線上の点 5 に移動し、粘性土の浮き上がりが生ずるものとする。

(2) 砂質土

砂質土の浮き上がりおよび沈下の計算は即時沈下の計算式を用いる。この計算に用いる弾性係数は、除荷および再載荷時でひずみが 1×10^{-4} までは初期弾性係数 E_{ps} とし、再載荷時でひずみが 1×10^{-4} を超える場合には(10)式を用いて算定する。すなわち、図—5の $E_a \sim \epsilon$ 関係において、除荷時には点1から点2へ、再載荷時には点2から点3さらに点4へと移動するものとする。

4. 上部架構の非線形性の扱い

建物の不同沈下解析を行うと、しばしば上部架構に過大な不同沈下応力が発生し、コンクリート系部材の弾性限度を超えていることも多い。また、現実に観測されている不同沈下量と弾性的な解析結果の間にはかなりの相違が認められる。これらは、部材の塑性化やクリープ変形による剛性低下現象を考えないと説明できない。したがって、本解法ではコンクリート系部材に限って、これらの現象を以下の方法により考慮する。

4.1 部材の塑性化による曲げ剛性低下

鉄筋コンクリート部材の $M-\theta$ 関係を、図—6に示すトリリニア型の直線に近似する。図中の記号は、 M_{cr} ：曲げひび割れモーメント、 M_y ：曲げ降伏モーメント、 K_e ：初期曲げ剛性、 α_0 ：第2勾配の剛性低下率、 α_y ：降伏時剛性低下率を示す。 $M_{cr} \cdot M_y \cdot \alpha_y$ は文献²⁰⁾などから求めることができ、 α_0 は幾何学的な関係により(11)式で求めることができる。

$$\alpha_0 = \frac{M_y - M_{cr}}{M_y / \alpha_y - M_{cr}} \quad (11)$$

$$\begin{aligned} M \leq M_{cr} \text{ の場合} & \quad K_{eyi} = K_e \\ M_{cr} < M \leq M_y \text{ の場合} & \quad K_{eyi} = \alpha_0 \cdot K_e \\ M_y < M \text{ の場合} & \quad K_{eyi} = 0.01 \cdot K_e \end{aligned}$$

ここに、 K_{eyi} は i ステップでの塑性化による等価曲げ剛性である。各増分ステップごと、各部材ごとに曲げ応力の値を判定し、次ステップの曲げ剛性を設定する。なお、 M_y を超えた場合には塑性ヒンジを想定するかわりに、便宜的に曲げ剛性を K_e の1/100に低下させて対応する。

4.2 コンクリートのクリープ変形

コンクリートのクリープひずみは一般に、長期許容応力度程度以下の低応力域では応力に対して線形であると

図—6 $M-\theta$ 関係の近似

みなされている。それ以上の応力になると、非線形性を示すことが知られているが、定量的に参考となるような文献はほとんど見当たらないようである²¹⁾。まして、不同沈下応力を対象とし、鉄筋コンクリート部材に曲げひび割れが発生し曲げ降伏に至るような高応力に対するクリープの挙動については、いまだに調査研究が及んでいない領域といえよう。しかし、現実には生じている鉄筋コンクリート建物の不同沈下現象の程度は、このような高応力下でのクリープを考慮に入れなければ推論することは不可能である。

したがって、本解析法では思い切った近似化を行って、以下のような仮定のもとに検討することとした。すなわち、コンクリートのクリープひずみはすべての応力域において応力との間に線形関係が成り立つものとし、かつ曲げを受ける鉄筋コンクリート断面に対して、(12)式および(13)式が適用できるものとする。

$$\Delta\theta_t = \frac{M}{K_e} \phi_{mt}, \quad K_{ect} = \frac{1}{1 + \phi_{mt}} \cdot K_e \quad (12)$$

$$\left. \begin{aligned} \phi_{mt} &= (1 - \beta) \phi_t, \quad \beta = \frac{n \cdot q}{1 - n \cdot q} \\ \phi_t &= \frac{0.75 t}{1.5 + 0.25 t} \quad (t \text{ は週単位}) \end{aligned} \right\} \quad (13)$$

ここに、 $\Delta\theta_t$ は曲げモーメント M によって生ずる時間 t におけるクリープ回転角ひずみ、 K_{ect} は曲げモーメント M によって生ずる時間 t におけるクリープ回転角ひずみを考慮した等価曲げ剛性、 ϕ_{mt} は曲げに対する鉄筋コンクリート断面の等価クリープ係数、 n は鉄筋とコンクリートのヤング係数比(E_s/E_c)、 q は鉄筋とコンクリートの断面2次モーメント比(I_s/I_c)、 ϕ_t はコンクリートのクリープ係数である。

本解析法では終局沈下を対象としているため、コンクリートのクリープ係数は $\phi_t = 3$ ($t = \infty$)を採用する。なお、塑性化とクリープ変形を同時に考慮する場合には、図—6の $M-\theta$ 関係の曲げ剛性に $1/(1 + \phi_{mt})$ を乗じて(15)式により任意ステップでの等価曲げ剛性 K_{eyci} を求める。

$$K_{eyci} = K_{eyi} \times \frac{1}{1 + \phi_{mt}} \quad (15)$$

5. 直接基礎建物の不同沈下解析例

5.1 解析モデルと設定条件

図—7に示す長辺5スパン、短辺3スパン、3層の鉄筋コンクリート造ラーメン(文献²⁰⁾の構造計算例1を参考とした)について解析を行う。地盤条件は、図—8に示す地層が水平方向に一樣な場合を想定し、砂質土層は即時沈下のみ、粘性土層は圧密沈下のみが生じるものとした。粘性土層の圧密状態は、過圧密・正規圧密・圧密未了の場合をそれぞれ想定し、便宜的に $e \sim \log P$ 関係は同一として、初期有効圧のみが異なるものと設定した。

解析用の地盤定数，粘性土の $e \sim \log P$ 関係，初期有効圧，(10) 式における E_{PS} の値などは図—8中に示した。なお，圧密未了の場合の荷重面の分布域は，建物の各辺長さの5倍と想定する。

基礎形式は独立基礎とし，フーチングの大きさはすべて $3.0\text{ m} \times 3.0\text{ m}$ 角とした。部材断面は設定載荷重に対し，不同沈下が生じない場合には，十分許容応力度に収まるように決定しており，柱は各階ごと，梁は各階ごとおよび方向別と同じ断面を設定した。表—1にこれらの諸元を示した。なお，柱の M_y 計算用の軸力は建物内部柱 (X3-Y2) に代表させて，各階ごとに同じと仮定した。建物荷重は全体として 5 tf/m^2 (R 階 0.8 ，3階・2階 1.2 ，1階 1.8 tf/m^2) とし，各階柱位置にその負担面積を乗じたものを集中荷重として作用させた。図—6の $M-\theta$ 関係については，不同沈下による曲げモーメント M のみを考慮し，通常のラーメン計算 (基礎不動) による曲げモーメントとの複合は考えないものとする。

解析は，即時沈下，過圧密・正規圧密・圧密未了状態での圧密沈下，上部架構の部材の塑性化・クリープ変形の影響などの検討を条件として，表—2に示す CASE-0~7を設定した。また不同沈下の軽減対策として，柱の剛性を一定として基礎梁の剛性を増加させた場合および浮基礎を採用した場合についての検討，すなわち，表—2中の CASE-8A~8G および CASE-9 を設定した。ただし，前者では基礎梁成の増加による掘削深さの増加は無視した。また後者では，浮基礎の排土重量が建物荷重とほぼ等しい 5.4 tf/m^2 の場合を考え，GL-4.0 m まで掘削を行った後に浮き上がりによるレベル差を整地し，建物が建設されるものとした。なお，1階柱の剛性を変化させた場合についても検討を行ったが，表—2中からは除いてある。

5.2 解析結果

図—7 計算モデル

図—8 地盤条件

表—1 部材の諸元

符号	D×b (cm)	主筋本数	K。 (×10 ³ tf/cm)	塑性化に関する数値					クリープに関する数値	
				軸力 (tf)	M _{cr} (tfm)	M _y (tfm)	α _y	α _o	β	φ _m
3C1	60×60	(X) 3-D22 (Y) 3-D22	3.78	30.8	12.4	28.1	0.20	0.12	0.066	2.802
2C1	60×60	(X) 4-D22 (Y) 4-D22	3.78	77.0	17.0	36.3	0.24	0.14	0.091	2.727
1C1	60×60	(X) 5-D22 (Y) 5-D22	3.58	123.2	21.4	62.8	0.28	0.20	0.093	2.721
RG1	70×35	(上) 3-D22 (下) 3-D22	18.0	0.0	7.5	23.8	0.31	0.24	0.100	2.700
3G1	70×35	(上) 4-D22 (下) 4-D22	18.0	0.0	7.5	31.7	0.34	0.28	0.138	2.586
2G1	75×40	(上) 4-D22 (下) 4-D22	25.3	0.0	9.8	34.1	0.31	0.24	0.114	2.685
RG2	70×30	(上) 3-D22 (下) 3-D22	19.6	0.0	6.4	23.1	0.28	0.22	0.119	2.643
3G2	70×30	(上) 4-D22 (下) 4-D22	19.6	0.0	6.4	31.7	0.32	0.27	0.116	2.652
2G2	75×35	(上) 4-D22 (下) 4-D22	28.2	0.0	8.6	34.1	0.29	0.23	0.133	2.601
FG1	120×40	(上) 5-D22 (下) 5-D22	104.0	0.0	25.0	70.1	0.22	0.15	0.092	2.724
FG2	120×40	(上) 5-D22 (下) 5-D22	132.0	0.0	25.0	70.1	0.19	0.13	0.092	2.724
F1	ℓ _x =300 ℓ _y =300									

コンクリート:FC210, 鉄筋:SD345, ヤング係数:210.0tf/cm²

計算結果の沈下量および反力の分布を図—9に，Y2 通り・X3 通りラーメンの曲げモーメント分布を図—10に，代表的な計算 CASE に関して示した。また，これらのラーメンの最外端スパンの変形角と梁の曲げモー

ントの関係を表-3に、かつその一部を図-11に示した。これらの図表より、以下のことが指摘できる。

1) CASE-0とCASE-1を比較すると、上部構造の剛性を考慮することにより沈下量が均等化(最大変形角 $6.80 \times 10^{-3} \rightarrow 2.51 \times 10^{-3} \text{ rad}$)されるとともに、荷重が建物中央部から外端部に移行している様子がわかる。ただし、上部構造には不同沈下応力がかかり発生しており、最外端のスパンでは基礎梁からR階梁までのほとんどが降伏モーメントを超えていて、部材を弾性としたCASE-1の計算結果は現実的でないといえる。

表-2 解析 CASE と考慮因子

CASE名	上部架構		圧密沈下			上部架構部材		不同沈下軽減対策		備考
	無視	即時沈下	過圧密	正規圧密	圧密未了	塑性化	クリープ	基礎梁の剛性増大	浮基礎	
CASE-0	○			○						
CASE-1				○						標準モデル
CASE-2				○		○				
CASE-3				○		○	○			
CASE-4			○			○				
CASE-5					○	○				
CASE-6		○				○				
CASE-7		○		○		○				
CASE-8A				○		○		2倍		CASE-2の基礎梁の曲げ
8B				○		○		5倍		剛性耐力を
8C				○		○		10倍		増大させた
8D				○		○		20倍		モデル
8E				○		○		50倍		
8F				○		○		100倍		
8G				○		○		(50倍)		外周部のみ
CASE-9		○		○		○			○

図-9 沈下量および反力分布

2) 部材の塑性化を考慮した CASE-2 では、CASE-1 に比べて沈下量の均等化の程度および荷重の移行の程度が小さくなっている。また、部材応力はいずれも降伏モーメント以下に収まっている。この場合の最大変形角は $3.85 \times 10^{-3} \text{ rad}$ であった。

3) 部材の塑性化とクリープ変形を考慮した CASE-3 は、CASE-2 よりさらに剛性が低下し、最大部材角は $4.76 \times 10^{-3} \text{ rad}$ 、基礎梁の曲げ応力は CASE-2 に比べて約 60%，部材を弾性とした CASE-1 の約 45% の値となった。文献²²⁾では、壁体に有害なひび割れが発生する確率を目安として、鉄筋コンクリートが小さくなっている。また、部材応力はいずれも降伏モーメント以下に収まっている。この場合の最大変形角は $3.85 \times 10^{-3} \text{ rad}$ であった。

3) 部材の塑性化とクリープ変形を考慮した CASE-3 は、CASE-2 よりさらに剛性が低下し、最大部材角は $4.76 \times 10^{-3} \text{ rad}$ 、基礎梁の曲げ応力は CASE-2 に比べて約 60%，部材を弾性とした CASE-1 の約 45% の値となった。文献²²⁾では、壁体に有害なひび割れが発生する確率を目安として、鉄筋コンクリート造ラーメン構造の許容変形角の上限値を $2.0 \times 10^{-3} \text{ rad}$ としている。通常のラーメン計算（基礎不動、鉛直荷重時）の曲げモーメント値との複合を考えたものとしても、その 2 倍 ($4.0 \times 10^{-3} \text{ rad}$) 程度でも、通常寸法の基礎梁の曲げ応力は降伏モーメント以下になる可能性のあることが推測される。

4) 粘性土が過圧密状態にある CASE-4 の沈下量はかなり小さいが、X3 通り Y1-Y2 間の不同沈下応力は CASE-2 と比較して 3 割程度しか低下しなかった。これは、建物中央部で粘性土の有効圧が圧密降伏応力を超えて (X3-Y2 基礎直下の上部粘性土層で 1.11 kgf/cm^2 、下部粘性土層で 1.20 kgf/cm^2)、圧密降伏応力以下である建物端部との沈下差が大きくなったためである。これに対して、有効圧が圧密降伏応力以下に収まっている Y2 通り X1-X2 間では、不同沈下応力の低下率が高い。圧密未了の場合の CASE-5 では沈下量はかなり大きくなるが、圧密未了が原因で生じる地盤沈下量は均等と仮定したため、最大変形角、部材曲げ応力とも CASE-2 の場合と比べてあまり変化していない。

5) 即時沈下を対象とした CASE-6 でも最大部材角が $2.44 \times 10^{-3} \text{ rad}$ 、基礎梁応力が 51.3 tfm 発生しており、

図—10 曲げモーメント分布

表—3 最外端スパンの変形角と梁の曲げモーメント

計算CASE	基礎梁の内柱に対する剛比 倍率	基礎梁成 (cm)	変形角 ($\times 10^{-3} \text{ rad}$)		曲げモーメント (tfm)			
			X3通り Y1-Y2間	Y2通り X1-X2間	基礎梁		2階梁	
					X3, Y1-Y2	Y2, X1-X2	X3, Y1-Y2	Y2, X1-X2
CASE-0	上部梁構なし		6.80	5.84				
CASE-1			2.31	2.51	94.6(×)	66.3	51.6(×)	50.5(×)
CASE-2			3.85	3.74	60.3	49.8	32.1	29.0
CASE-3			4.76	4.27	39.4	30.2	15.5	14.5
CASE-4	3.07	120	1.55	0.84	42.6	16.1	16.8	12.6
CASE-5			3.07	1.74	62.0	45.6	29.0	26.1
CASE-6			2.44	2.34	51.3	43.6	23.4	23.0
CASE-7			5.60	5.44	71.0(×)	60.0	35.1(×)	36.2(×)
CASE-8A	6.15	151	3.49	3.40	100.2	86.5	29.5	27.2
8B	15.4	205	2.73	2.89	196.8	150.4	26.0	26.8
8C	30.7	259	1.56	2.26	326.0	229.5	18.9	22.0
8D	61.5	326	0.80	1.67	433.5	307.2	12.3	19.4
8E	154.0	442	0.36	1.00	482.9	420.9	9.3	13.8
8F	307.0	557	0.18	0.63	508.1	493.1	5.5	11.6
8G	外周部のみ	154.0	4.16	3.50	62.7	47.9	34.0	31.0
CASE-9	3.07	120	0.05	0.14	2.2	3.5	0.1	0.9

(×)は曲げ降伏発生を示す。

無視できない応力であることがわかる。ただし、即時沈下が生じる時期には、建物の剛性がまだ十分高まっていることをあわせ考える必要があろう。また、即時沈下終了後圧密沈下が続いて発生するとした CASE-7 では、部材の剛性低下を考慮しても、基礎梁・2階梁には曲げ降伏が発生した。建物の施工過程を考えると、即時沈下により生じる応力と圧密沈下の応力とを単純に加える必要はないと考えられるが、このような現象に対する何らかの配慮は必要であろう。

6) 不同沈下軽減効果を考慮した CASE-8A～CASE-8F の解析結果として、基礎梁の内柱に対する剛比倍率と X3 通り Y1-Y2 間の変形角および曲げモーメント

図-11 X3通Y1~Y2間の変形角と曲げモーメント

図-12 剛比倍率とX3通りY1-Y2間の変形角

図-13 剛比倍率とX3通りY1-Y2間の梁の曲げモーメント

の関係を図-12および図-13に示した。基礎梁の剛性が増大するに従って、明らかに変形角が小さくなるとともに、曲げ応力が基礎梁に集中する傾向があることがわかる。図-12, 13には、1階柱の断面を増大させた場合を合わせて示した。1階柱の剛性を増大させることによって変形角はかなり小さくなることが分かる。したがって、不同沈下軽減効果は基礎梁と内柱の剛比倍率だけでは定量的な評価は難しく、柱および梁を含めた建物全体の剛性が関係することが分かる。現行の提案²³⁾では、かなりの大きい不同沈下が予測される場合として、5~8倍程度が示されているが、再検討の必要があろう。剛性増加を外周部の基礎梁のみに限ったCASE-8Gでは、変形角・曲げ応力ともCASE-2と大差なく、効果があり期待できないことがわかる。

7) 浮基礎を想定したCASE-9では、沈下量・部材応力とも無視できる程度の小さな値となり、不同沈下軽減

図-14 CASE-9の粘性土層の鉛直圧の推移

図-15 CASE-9の地盤の浮き上がりと沈下の推移

効果の大きいことがわかる。また、各計算ステップにおける粘性土層の鉛直圧の変化を建物中央部(X3-Y2基礎)と建物隅部(X1-Y1基礎)に限って図-14に、地盤の浮き上がり・沈下の推移を、図-15に示した。掘削に伴って、粘性土層は鉛直圧が減少し、砂質土層は弾性的な地盤の浮き上がりが生じている。その後、建物荷重によって、砂質土層は排土重量(5.4 tf/m²)が建物荷重(5.0 tf/m²)より大きいにもかかわらず、すべての基礎において浮き上がり量より大きな即時沈下が生じている。これは、建物荷重が3.0 m×3.0 mのフーチングを通して集中的に載荷されるため、基礎直下の砂質土層のひずみが掘削前より増大し、弾性係数が低下したためである。一方、粘性土層では、上部構造の剛性によって建物荷重が建物端部に移行し、建物隅部(X1-Y1基礎)のみ掘削前の初期有効圧を超えて圧密沈下が計算ステップ8以降で発生している(図-14参照)。その他の基礎直下の粘性土層はいずれも掘削前の初期有効圧以下にとどまっていた、図-15の最終計算ステップに示す終局状態では、浮き上がりが生じている。このように浮基礎では、粘性土層が建物中央部では浮き上がり、建物隅部では沈下する傾向を示し、一般に建物中央部で大きくなる砂質土層の即時沈下を均等化させて、不同沈下軽減効果が発揮されていることがわかる。

6. まとめ

以上、基礎と上部構造の変形を適合させ、地盤の非線形性および上部構造の非線形性を考慮した応力解析手法

を提案した。上部構造の設計に多用されている 3 次元骨組解析プログラムに、地盤の変形を組込むことによって構成したものであって、従来なおざりにされていた不同沈下解析を、実用的な設計手法として確立することができたと考える。粘性土の圧密沈下を 1 次元圧密に限定していること、沈下の経時変化を無視していること、上部構造の塑性化・クリープの扱いにかなりの近似化を行っていることなど、問題点はまだ多く含んでいるが、実設計に利用することを考えた場合、大局的には許される範囲にあると判断される。

また、本解法によって行った解析事例より、以下の事項を明らかにすることができた。

- 1) 不同沈下解析を行うと、上部構造の応力は弾性範囲を超えることが多く、現実的な応力を求めるには部材の塑性化やクリープの影響を考慮する必要がある。
- 2) 粘性土の過圧密・正規圧密・圧密未了状態を通じての解析の可能性が確かめられた。過圧密地盤であっても、建物建設後に建物の中央部などで部分的に有効圧が圧密降伏応力を超える場合には、相対沈下量が増加して、無視できない部材応力が生ずることがある。
- 3) 上部構造部材の塑性化・クリープを考慮すると、鉄筋コンクリート造ラーメン構造の場合、現行の許容変形角の上限値 $2.0 \times 10^{-3} \text{ rad}$ の 2 倍程度であっても通常寸法の基礎梁に曲げ降伏が発生しない可能性がありえる。現行の許容変形角は、壁体などのひび割れの有無など視覚的な判断によって提案されたものであり、今後部材応力によって再検討することが必要であろう。
- 4) 不同沈下の発生が予想される場合には、基礎梁の剛性の増大、さらには 1 階柱の剛性も増大させることが望ましい。現行の提案では、基礎梁の内柱に対する剛比倍率を 5~8 倍程度にすることが推奨されているが、この剛比倍率だけでは定量的な評価が難しいことが分かる。
- 5) 浮基礎の場合、砂質土層の即時沈下は建物中央部で大きくなる傾向がある。また、上部構造の剛性によって建物荷重が建物端部に移行し、建物隅部直下の粘性土では有効圧が掘削前より増加して圧密沈下が生じ、建物中央部では逆に有効圧が掘削前より減少して浮き上がりが生じる傾向にあることがわかった。これらの現象により、建物の沈下が均等化され、不同沈下軽減効果が大きく発揮されている。

参考文献

- 1) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，pp.156~163，1988.1
- 2) 横尾義貫，山肩邦男：地下粘性土層の圧密による建築物の不同沈下について，日本建築学会論文報告集，第 50 号，pp.88~94，1955.3
- 3) 横尾義貫，山肩邦男，佐藤 寛：軟弱地盤における建築物の不同沈下対策に関する基礎的考察，日本建築学会論文報告集，第 65 号，pp.25~33，1960.6
- 4) Chamechi Samuel：Structural Rigidity in Calculating Settlements，Proc. ASCE，Vol.82，No.SM1，pp.1~19，1956.1
- 5) 大崎順彦：不同沈下による上部構造応力の理論解および実用近似解法，建築研究所研究報告，No.18，pp.1~10，1956.3
- 6) 松浦 誠：構造物の剛性を考慮した不同沈下の実用算定法，日本建築学会論文報告集，第 66 号，pp.617~620，1960.10
- 7) 中田啓一，山肩邦男：杭基礎を持った建築構造物の沈下に関する理論的研究（第 1~4 報），日本建築学会論文報告集，第 274 号，pp.55~64，1978.12；第 275 号，pp.15~23，1979.1；第 277 号，pp.63~70，1979.3；第 321 号，pp.97~107，1982.11
- 8) 松浦 誠，山本春行：鉄筋コンクリートラーメンの非線形および時間依存性を考慮した不同沈下に関する理論的研究，広島大学工学部研究報告，第 30 巻第 1 号，pp.65~74，1981.1
- 9) 松浦 誠，山本春行：軟弱地盤上のベタ基礎を有する構造物の不同沈下に関する解析的研究，日本建築学会論文報告集，第 331 号，pp.18~26，1983.9
- 10) 土屋 勉，大築和夫，小幡 守：軟弱地盤における建築構造物の即時沈下および圧密沈下の 3 次元有限要素法解析，日本建築学会構造系論文報告集，第 361 号，pp.123~131，1986.3
- 11) 土屋 勉，大築和夫，小幡 守：軟弱地盤に支持された建築構造物の沈下過程に関する実用算定法，日本建築学会構造系論文報告集，第 383 号，pp.109~117，1988.1
- 12) 山肩邦男：建築基礎工学，朝倉書店，pp.275~284，1990.4
- 13) 山肩邦男，松尾雅夫：地盤の変形を考慮した鉛直荷重時ラーメン解法について，第 23 回土質工学研究発表会講演集，pp.1233~1234，1988.6
- 14) 松尾雅夫，山肩邦男：地盤の変形を考慮した鉛直荷重時ラーメン解法（その 2），第 27 回土質工学研究発表会講演集，pp.1715~1716，1992.6
- 15) 松尾雅夫，山肩邦男：過圧密および圧密未了地盤の変形を考慮した鉛直荷重時ラーメン解法について，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1417~1418，1992.8
- 16) K. Terzaghi：Theoretical Soil Mechanics，John Wiley & Sons, Inc.，pp.423~425，1943
- 17) 1) に同じ，pp.148~149
- 18) 植下 協，松井克俊，大岡 武，永瀬信一：地盤の挙動計測による建築基礎の合理化の例，土質工学会論文報告集，Vol.13，No.3，pp.87~95，1973.9
- 19) 秋野矩之：地盤の剛性評価と建物の沈下予測—建築物の即時沈下予測方法（その 1），日本建築学会構造系論文報告集，第 412 号，pp.109~119，1990.6
- 20) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，pp.63~69，1991.4
- 21) 六車 照：コンクリートのクリープと鉄筋コンクリート構造物，鉄筋コンクリートの諸問題，日本建築学会近畿支部，pp.48~69，1972
- 22) 1) に同じ，pp.156~157
- 23) 1) に同じ，pp.162

（1993 年 3 月 3 日原稿受理，1993 年 10 月 28 日採用決定）