地盤の変形を考慮したべた基礎建物の鉛直荷重時実用解法

A PRACTICAL METHOD FOR STRESS ANALYSIS OF STRUCTURES WITH RAFT FOUNDATION CONSIDERING DEFORMATION OF THE GROUND UNDER VERTICAL LOADING

松尾雅夫*, 山肩邦男***

Masao MATSUO and Kunio YAMAGATA

It is known by the few examples that the structures with raft foundation possess the great effect of suppression to differential settlements. We suspect that this factors are the rigidity increase of superstructure by the raft's stiffness and the load dispersion by the large area of contact on the ground. In this paper, we have proposed the practical analysis method for structures with raft foundation. This method is considered the interactive behavior of a soil-structure system and the non-linear property of superstructure and soil. On the case that the differential settlements of structures with raft foundation occurred, we discuss the distribution of contact pressure and the stress of superstructure including the foundation beam and the mat slab by the use of numerical example.

Keywords : differential settlement, soil-structure interaction,
stress analysis, raft foundation, non-linear, vertical loading
不同沈下, 土と構造物の相互作用, 応力解析, べた基礎, 非線形, 鉛直荷重時

1. はじめに

建築構造物の設計にあたっては、従来から上部構造と下部構造とを切り離して、基礎は不同沈下しないという前提で、構造計算が行われてきた。しかし現実には、上部構造の支持点である基礎には多少とも沈下が発生するので、不同沈下にに基づく上部構造の応力が生じ、場合によっては上部構造に大きな影響を与えることが分かっている。このような基礎の不同沈下現象を設計面に合理的に取り入れるためには、地盤の変形と上部構造の変形を適合させた検討が必要であって、このための実用的な解析法の出現が望まれてきたところである。

筆者らは、このような観点に立って基礎と上部構造との変形を適合させ、地盤の非線形変形特性および上部構造の非線形変形特性を考慮した実用的な応力解析手法を文献¹⁾に発表した。この解法は、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、地盤の変形を連携させる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きた不同沈下解析を、実用的な設計手法

として確立できたと考える。

また、同文献には不同沈下軽減対策として、基礎梁の剛性を増大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を行っており、いずれもその効果は大きいことが確認できた。このことは、軟弱地盤上に建つ建物であっても建物規模によっては十分な不同沈下対策を行うことによって、支持杭に頼らず直接基礎として設計できることを示唆している。とくにべた基礎を有する建物は接地面積が大きいことによる荷重分散効果があり、基礎底盤による上部構造の剛性の高まりもあって、不同沈下対策としての効果が大きいものと推察される。事実、べた基礎建物の実施例^{2),3)}において、かなりの沈下が発生している場合でも顕著な沈下障害は見られず、独立基礎形式に比べて不同沈下が軽減されているとみてよい。

ところで、現状のべた基礎建物の基礎設計では慣用的に、下方からの接地圧がべた基礎底面全体にわたって平面状に分布すると仮定し、底盤は4辺固定の長方形スラブ、基礎梁は柱脚において支持された連続梁とみなして

* 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.

応力算定を行っている。しかしながら、地盤の変形を考慮する場合には、このような仮定での設計手法は決して妥当であるとはいえず、変形条件を満たした合理的な設計手法が必要であることは、論をまたない。

べた基礎建物の不同沈下解析については、Winkler地盤上の梁として扱った Baker⁴⁾ の研究、地盤を連続体とし、即時沈下のみを扱った 国田⁵⁾、Gagetas⁶⁾、松井・佐藤・稲井⁷⁾ らの研究、即時沈下と圧密沈下を同時に考慮した加藤・谷口・松岡の解析⁸⁾、上部層の即時沈下に続いて下部層の圧密沈下を時間過程を考慮して解析した松浦・山本の研究⁹⁾ 等がある。しかし、いずれも適用範囲に限られるか、理論への厳密性を求めるため、経時沈下過程を逐次算定する必要があるなど、設計に取り入れるには実用性が乏しいものと判断される。

本論は、このような状況を踏まえて、文献¹⁾ の解法をべた基礎建物に拡張し、基礎底盤、基礎梁および上部架構の変形と地盤の変形を適合させ、かつ上部構造および地盤の非線形性を考慮したべた基礎建物の実用的な解析手法を提案するものである。また、この解析法を適用したべた基礎建物の計算例によって、不同沈下が生じた場合の接地圧分布、基礎底盤、基礎梁の応力ならびに上部架構の応力状態などについて、解析的な検討を行うものである。なお、本論の一部はすでに文献^{10),11)} 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べた基礎建物の応力算定法

2.1 仮定条件および基本式の概要

本解法の仮定条件、基本式およびべた基礎底盤部分を除く上部構造と地盤の非線形変形特性の扱いなどについては前報¹⁾ と同じであるが、推論の必要上これらの概要を以下に示す。

(1) 解析対象および仮定条件

本解法の対象・仮定条件および各種の考慮事項は、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。
- 2) 地盤の変形は即時沈下および終局圧密沈下に限る。
- 3) 即時沈下は、砂質土層・粘性土層ともに地盤の互層状態に対して、Steinbrenner の多層近似解法を用いて算定する。地盤の弾性係数はひずみ依存性を考慮して設定する。
- 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。変形係数は体積圧縮係数 m_v を採用するが、 m_v は圧密試験結果から得られる $e \sim \log P$ 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。また、部材の塑性化に

伴う剛性低下やクリープ変形を考慮する。

(2) 基本式

図-1の互層地盤上の立体架構（前報にならい、一応独立基礎で表現してある）を考え、任意の i 基礎の沈下量 S_i を(1)式で、全基礎の地盤変位の関係式を(2)式で表す。

$$S_i = S_{ic} + S_{ie} = \sum_r \lambda_{ir} \cdot \left(\sum_j \alpha_{ij} \cdot R_j \right) + \sum_r \left(\sum_j \gamma_{ij} \cdot R_j \right) \cdots \cdots (1)$$

$$\{S_F\} = [F] \cdot \{R_F\} \rightarrow \{R_F\} = [F]^{-1} \cdot \{S_F\} \cdots \cdots (2)$$

ここに、 S_{ic} ： i 基礎の圧密沈下量、 S_{ie} ： i 基礎の即時沈下量、 $\lambda_{ir} = m_{vi} \times H_i$ ：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）、 α_{ij} ：応力伝達係数（ j 基礎の単位荷重によって i 基礎直下第 r 層に生ずる応力増分）、 R_j ： j 基礎の鉛直荷重、 γ_{ij} ：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）、 $\{S_F\}$ ：全基礎の沈下行列、 $[F]$ ：地盤変位の柔性マトリクス、 $\{R_F\}$ ：全基礎の鉛直荷重行列である。(2)式の $[F]^{-1}$ を上部立体架構の全体剛性マトリクスの基礎位置節点鉛直成分に加えることにより、地盤変位を考慮した上部構造全体の関係式を得る。

図-1 地盤上の立体架構

(3) 地盤の非線形性の扱い

粘性土の圧密沈下については、図-2の設計用 $e \sim \log P$ 関係を用いて、任意の有効応力に対応する体積圧縮係数 m_v を(3)式および(4)式により算定する。

$$m_v = \frac{C_c(\text{または } C_s)}{(1 + e_1) \cdot \Delta P} \cdot \log\left(\frac{P_1 + \Delta P}{P_1}\right) \cdots \cdots (3)$$

$$\left. \begin{aligned} e_1 &= e_a - C_s \times \log(P_1/P_a) < A \sim C \text{ 間} \\ e_1 &= e_c - C_c \times \log(P_1/P_c) < C \sim B \text{ 間} \end{aligned} \right\} \cdots \cdots (4)$$

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

図-2 e ~ log P 曲線のモデル化

図-3 M ~ theta 関係の近似

即時沈下については、ひずみ依存性を考慮した地盤の弾性係数を文献¹²⁾より引用した次式により算定する。

$$E_s = (\varepsilon / 10^{-4})^{-0.55} \cdot E_{ps} \quad (5)$$

ここに、 E_s ：評価弾性係数 ($E_s \leq E_{ps}$)、 E_{ps} ：PS検層により求めた弾性係数、 ε ：地層の鉛直方向のひずみである。

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する増分解析法を採用する。 m_v および E は、各載荷ステップごとに、累積された地層の有効応力および鉛直ひずみから(3)~(5)式を用いて、逐次設定しなおす。

(4) 上部架構の非線形性の扱い

コンクリート系の部材に限って、塑性化およびクリープ変形の影響を以下の方法により考慮する。

部材の曲げモーメント M ~ 回転角 θ の関係を、図-3 のトリリニア型の折線に近似して扱う。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} ・ M_y ・ α_y は文献¹³⁾などから求め、 α_0 は(6)式により求める。

$$\alpha_0 = \frac{M_y - M_{cr}}{M_y / \alpha_y - M_{cr}} \quad (6)$$

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

ここに、 K_{eyi} ： i ステップでの塑性化による等価曲げ剛性である。

クリープによる変形は、クリープひずみがすべての応力域で応力との間に線形関係が成り立つものとし、かつ

曲げを受ける断面に対して、(7)式および(8)式が適用できるものと仮定する。

$$\Delta \theta_i = \frac{M}{K_e} \phi_{mi}, \quad K_{eci} = \frac{1}{1 + \phi_{mi}} \cdot K_e \quad (7)$$

$$\left. \begin{aligned} \phi_{mi} &= (1 - \beta) \phi_i, \quad \beta = \frac{n \cdot q}{1 - n \cdot q} \\ \phi_i &= \frac{0.75 t}{1.5 + 0.25 t} \quad (t \text{ は週単位}) \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

ここに、 $\Delta \theta_i$ ：曲げモーメント M によって生じる時間 t におけるクリープ回転角ひずみ、 K_{eci} ： $\Delta \theta_i$ を考慮した等価曲げ剛性、 ϕ_{mi} ：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 ：鉄筋とコンクリートのヤング係数比 (E_s/E_c)、 q ：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_i ：コンクリートのクリープ係数である。

なお、本解法では、終局沈下を対象としているため、 $\phi_i = 3$ ($t = \infty$) を採用する。

塑性化とクリープ変形を同時に考慮する場合には、(9)式により任意ステップの等価曲げ剛性 K_{eyci} を求める。

$$K_{eyci} = K_{eyi} \cdot \frac{1}{1 + \phi_{mi}} \quad (9)$$

2.2 べた基礎底盤のモデル化

べた基礎建物では、建物荷重は基礎梁および底盤をとおして地盤に伝達されるため、底盤と地盤との間の相互作用を考慮する必要がある。上部構造にべた基礎の底盤を取り入れるための手法としては、一般に格子梁に分割する方法、板曲げ要素として扱う方法などが考えられる(図-4参照)。いずれの方法も、底盤の応力および変形は結合節点(斜線部の負担面積を代表)においてのみ要素間で一致しており、かつ地盤変位と各節点の変位が適合していると考えられるため、底盤の分割状態によっては解析精度に問題が生ずる可能性がある。したがって、底盤を本解法に導入するにあたり、まずこれらのモデル化の妥当性の検討を行う。

(1) 分割形状の検討

図-5に示す4辺固定の床版に等分布荷重が作用する場合について、床版を格子梁(ねじれ剛性の有無を含む)と長方形板曲げ要素にモデル化し、その分割数を変化させた計算を行うことによって、厳密解¹⁴⁾と比較することとする。図-6の長方形板曲げ要素の剛性マトリクスは有限要素法による板曲げ解析として従来から扱われているものであり、(10)式で示される¹⁴⁾。

$$\begin{aligned} \{P_i, T_{xi}, T_{yi}\}^T_{i=1,2,3,4} \\ = [K] \cdot \{w_i, \theta_{xi}, \theta_{yi}\}^T_{i=1,2,3,4} \quad (10) \end{aligned}$$

ここに、 $[K]$ ：長方形板の剛性マトリクス、 P_i ： z 方向面外力、 T_{xi} ・ T_{yi} ： x 軸廻り・ y 軸廻りの回転力、 w_i ： z 方向変位、 θ_{xi} ・ θ_{yi} ： x 軸廻り・ y 軸廻りの回転変位である。図-6中の u ・ v は柱梁などの骨組要素と結合するため必要な x 方向および y 方向の面内変位を示している。

図-4 底盤のモデル化の手法

図-5 分割数検討用床版 図-6 長方形板曲げ要素

格子梁法および板曲げ要素法による分割数および分割形状は、表-1の左方欄および下方に示すごとくであって、これらによる検討結果を同表に示した。厳密解¹⁴⁾と比較すると、ねじれ剛性を無視した格子梁では、分割数を細かくしても板中心のたわみかなりの誤差が生じている。ねじれ剛性を考慮した場合には板中心のたわみの誤差は小さくなるが、板中心の曲げは20%を超える誤差が出ている。一方、板曲げ要素では8分割以上であればたわみ・曲げ応力とも4%以下の誤差に収まっており、格子梁よりもかなり精度がよいことがわかる。変6分割（中央部を粗に分割）は、節点数をできるだけ少なくする意図で試みに行ったものであるが、板中央の曲げ応力以外は非常に精度がよい結果が得られた。

(2) 弾性地盤上の床版の沈下解析

図-7に示す有限厚さの弾性地盤上の矩形版に等分布荷重が作用する場合を検討する。床版のモデル化は(1)の検討結果から板曲げ要素に限定し、分割数は変6分割と10分割を設定する。地盤および床版の解析条件および定数は図中に示したとおりである。床版の弾性係数 $E = 210\text{tf/cm}^2$ の場合、他、床版の剛性が0の場合（床版の E を0.001倍）と ∞ の場合（床版の E を1000.0倍）の解析結果をも比較して、図-8に示す。ただし床版の各辺に平行な中心断面の値である。版の剛性が0の場合には、沈下量・接地圧とも厳密解¹⁵⁾とほとんど一致している。剛性が ∞ の場合は厳密解がないので、変6分割と10分割間で比較すると、版中央に近づくほど両者の接地圧に差が生じる傾向がみられ、 $E = 210\text{tf/cm}^2$ の場合は、この差が小さくなっている。このように、変6分割は版中央部の精度に幾分問題が残るが、上部構造と下部構造の変形を適合させるという大目的であること、設計上での実

表-1 床版の分割数検討結果

モデル		分割数	板中心のたわみ		板中心の曲げ		固定端中央の曲げ	
			(cm)	誤差(%)	(tfm/m)	誤差(%)	(tfm/m)	誤差(%)
格子梁法	*1 ねじれ無視	5	0.170	39.0	0.658	13.9	-1.355	5.7
		7	0.174	42.3	0.648	12.2	-1.390	8.4
		9	0.175	43.0	0.644	11.5	-1.406	9.6
		11	0.176	43.9	0.640	10.8	-1.415	10.3
		13	0.176	43.9	0.640	10.8	-1.420	10.7
	ねじれ考慮	5	0.120	1.9	0.462	20.0	-1.128	12.0
		7	0.122	0.2	0.430	25.5	-1.170	8.8
		9	0.123	0.6	0.417	27.8	-1.195	6.8
		11	0.127	3.8	0.425	26.4	-1.223	4.6
		13	0.131	7.1	0.437	24.3	-1.248	2.7
	*2 板曲げ要素法	4	0.135	10.4	0.695	20.3	-1.190	7.2
		6	0.128	4.7	0.623	7.9	-1.240	3.3
		6* ³	0.125	2.2	0.645	11.7	-1.288	0.4
8		0.125	2.2	0.600	3.9	-1.258	1.9	
10		0.124	1.4	0.590	2.2	-1.265	1.4	
厳密解			0.1223	0.5775	-1.2825

図-7 弾性地盤上の床版

図-8 地盤上の床版の中心断面での沈下量・接地圧

用性を考えた場合、この程度の誤差は許容されるものと判断される。

以上の検討結果より、本解析法ではべた基礎の底盤を板曲げ要素としてモデル化し、分割形状は変6分割を採用することとする。

3. べた基礎建物の不同沈下解析例

3.1 解析モデルと設定条件

解析モデルは基本的に文献¹⁾と同じであって、図-9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のラーメン構造の建物である。地盤条件は、図-10に示す地層が水平方向に一樣な場合を想定する。砂質土層は即時沈下のみ、粘性土層は飽和した正規圧密状態とみなして、即時沈下は生ぜず圧密沈下のみが生じるものとした。地盤の非線形性の考慮に必要な粘性土層の $e \sim \log P$ 関係、初期有効圧、砂質土層のPS検層による初期弾性係数 E_{ps} の値などは、図-10中に示した。

べた基礎の底盤は、版厚20cmとし、建物最下層に一樣厚さに打設されるものとした。比較のために採用する独立基礎(記号F1)は、フーチングの大きさをすべて3.0×3.0m角(図-9および図-10の破線参照)とした。

上部構造の部材断面は、不同沈下が生じない場合は、通常の載荷重に対して十分許容応力度以内に収まる程度に設定してあり、柱は各階ごと、梁は各階ごとおよび方向別に同じ断面であるとして、表-2のように定めた。なお、柱の M_{cr} および 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5tf/m²(R階:0.8、3階・2階:1.2、1階:1.8tf/m²)とし、各階柱位置にその負担面積を乗じて集中荷重として作用させる。すなわち、通常の応力解析(基礎不動)による曲げモーメントは考えず、不同沈下による曲げモーメントのみを考慮するものとする。

解析例としては、即時沈下および圧密沈下の別、基礎形式の別、部材の塑性化およびクリープの考慮・非考慮を想定し、表-3に示す7種類のCASEを設定した。ただし、圧密沈下に伴う地反力の変動の影響を直接的に受けるGL-4.0mまでの第1砂層の即時沈下はすべてのCASEで考慮するものとする。また、上部構造の塑性化については文献¹³⁾に従って、略算的に部材の両端で得られる α (図-3参照)の平均値を採用するが、べた基礎の底盤は、応力状態にかかわらず弾性と仮定した。CASE-MMは、地盤沈下地帯の大スパンを有する倉庫建物¹⁶⁾など、基礎梁が設けられない場合の基礎形式の一つとして考えられる基礎底盤のみの基礎(版厚40cm)を想定したものである。なお、建物荷重の増分ステップ数は10とし、0.5tf/m²づつを漸増させた。

3.2 解析結果とその考察

独立基礎の沈下量および反力の分布を図-11に、べた基礎の沈下量および接地圧の分布をCASE-1M, 2M, MM につ

いて図-12~図-14に、それぞれ示した。図-15および図-16には、Y2通りとX3通りラーメンの曲げモーメント分布を、これらの通りの最外端スパンの変形角と梁の曲げモーメントの関係を表-4に示した。また、X1-Y1およびX3-Y2基礎直下第1砂層(GL-0.0m~4.0m)の弾性係数

図-9 計算モデル

図-10 地盤条件

表-2 計算モデルの部材の諸元

符号	D×b(cm)	主筋本数	K. (×10 ⁵ 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} , M_y (tfm)	α_y , α_θ	β	$\phi_{m,t}$
3C1	60×60	(X)3-D22 (Y)3-D22	3.78	30.8	$M_{cr}=12.4$ $M_y=28.1$	$\alpha_y=0.20$ $\alpha_\theta=0.12$	0.066	2.802
2C1	60×60	(X)4-D22 (Y)4-D22	3.78	77.0	$M_{cr}=17.0$ $M_y=36.3$	$\alpha_y=0.24$ $\alpha_\theta=0.14$	0.091	2.727
1C1	60×60	(X)5-D22 (Y)5-D22	3.58	123.2	$M_{cr}=21.4$ $M_y=62.8$	$\alpha_y=0.28$ $\alpha_\theta=0.20$	0.093	2.721
RG1	70×35	(上)3-D22 (下)3-D22	18.0	0.0	$M_{cr}=7.5$ $M_y=23.8$	$\alpha_y=0.31$ $\alpha_\theta=0.24$	0.100	2.700
3G1	70×35	(上)4-D22 (下)4-D22	18.0	0.0	$M_{cr}=7.5$ $M_y=31.7$	$\alpha_y=0.34$ $\alpha_\theta=0.28$	0.138	2.588
2G1	75×40	(上)4-D22 (下)4-D22	25.3	0.0	$M_{cr}=9.8$ $M_y=34.1$	$\alpha_y=0.31$ $\alpha_\theta=0.24$	0.114	2.685
RG2	70×30	(上)3-D22 (下)3-D22	19.6	0.0	$M_{cr}=6.4$ $M_y=23.1$	$\alpha_y=0.28$ $\alpha_\theta=0.22$	0.119	2.643
3G2	70×30	(上)4-D22 (下)4-D22	19.6	0.0	$M_{cr}=6.4$ $M_y=31.7$	$\alpha_y=0.32$ $\alpha_\theta=0.27$	0.116	2.652
2G2	75×35	(上)4-D22 (下)4-D22	28.2	0.0	$M_{cr}=8.8$ $M_y=34.1$	$\alpha_y=0.29$ $\alpha_\theta=0.23$	0.133	2.601
FG1	120×40	(上)5-D22 (下)5-D22	104.0	0.0	$M_{cr}=25.0$ $M_y=70.1$	$\alpha_y=0.22$ $\alpha_\theta=0.15$	0.092	2.724
FG2	120×40	(上)5-D22 (下)5-D22	132.0	0.0	$M_{cr}=25.0$ $M_y=70.1$	$\alpha_y=0.19$ $\alpha_\theta=0.13$	0.092	2.724
F1	$L_x=300$ $L_y=300$							

べた基礎底盤 $t=20\text{cm}$, $\nu=0.3$ コンクリート:FC210, 鉄筋:S3345, ヤング係数:210.0tf/cm²

表-3 解析ケースと考慮因子

CASE名	即時沈下	圧密沈下	上部構造部材			基礎形式		
		正規圧密	塑性化	クリープ	非線形	独立基礎	べた基礎	べた基礎梁無
CASE-1	○		○		○	○		
CASE-2	△ (第1砂層のみ)	○	○		○	○		
CASE-1M	○		○		○		○	
CASE-2M	△ (第1砂層のみ)	○	○		○		○	
CASE-2M	△ (第1砂層のみ)	○	○		○		○	
CASE-2MC	△ (第1砂層のみ)	○	○		○		○	
CASE-MM	△ (第1砂層のみ)	○	○		○			○

の推移を、CASE-1とCASE-1Mについて図-17に、CASE-1M、2M、MMのべた基礎の底盤の曲げモーメント分布を、基礎梁位置と各スパンの中央部について図-18に示した。これらの図表より、以下のことが指摘できる。

1) 独立基礎のCASE-1およびCASE-2とも上部構造の剛性により荷重が建物中央部から外端部に移行し、沈下量は上部構造の剛性を考えない場合と比較すると、かなり均等化されている（図-11参照）。ただし、上部構造には大きな不同沈下応力が発生している（図-15参照）。とくに、CASE-1の即時沈下でも、最大部材角が 2.44×10^{-3} 、基礎梁応力が 51.2 tfm (M_y の約70%)発生していて、無視できない応力であることがわかる（表-4参照）。これは、 $3.0 \times 3.0 \text{ m}$ の独立基礎を通して荷重が集中的に作用し、上部砂質土層の弾性係数の低下割合に差が生じたことも一因である（図-17参照）。CASE-2の沈下量は、CASE-1の約3～6倍に達している（図-11参照）。しかし、表-4の変形角では1.5～1.9倍、曲げモーメントでは1.2～1.4倍に留まっている。圧密層の位置が深いことによるものであって、変形角が必ずしも沈下量に比例しないことを示している。

2) 砂質土の即時沈下を対象としたCASE-1、CASE-1Mと比較すると（図-11および図-12参照）、CASE-1Mではべた基礎の剛性によって変形角が大幅に減少（表-4において、 $2.44 \sim 2.33 \times 10^{-3} \rightarrow 0.47 \sim 0.27 \times 10^{-3} \text{ rad}$ ）し、上部構造の曲げモーメントは1階端柱以外でほとんど発生していない（図-15参照）。沈下量の大きさもCASE-1よりすべての点で小さな値となった。基礎梁の曲げモーメントは、CASE-1Mでは地反力により凸形状となっているが、その最大値は両者に顕著な差は出ていない（図-15参照）。CASE-1Mのこれらの現象は、べた基礎の大きな接地面積によって荷重が緩やかに分散されること、上部砂質土層の弾性係数の低下が建物中央部（X3-Y2基礎）で非常に小さく、建物端部（X1-Y1基礎）で大きくなる現象が生じ沈下が均等化されたことによるものと考えられる（図

図-11 独立基礎の沈下量および反力の分布

表-4 外端部の変形角と曲げモーメント

計算CASE	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-1	2.44	2.33	51.2	43.5	23.3	22.9
CASE-2	3.67	4.40	62.1	52.8	30.3	32.5
CASE-1M	0.47	0.27	48.2	55.3	2.5	0.9
CASE-2ME	1.45	1.76	104.6	98.3	32.3	32.8
CASE-2M	2.42	2.67	78.5	83.0	24.3	23.7
CASE-2MC	3.93	3.76	54.5	59.4	13.3	13.3
CASE-MM	2.25	2.51			23.2	22.2

-17参照）。ちなみに、X3-Y2基礎直下GL-2.5m地点（第1砂層中）の最終ステップのEは、CASE-1で 75.0 kgf/cm^2 、CASE-1Mで 560.0 kgf/cm^2 であった。

3) 粘性土の圧密沈下を対象としたCASE-2と、CASE-2Mの沈下量の比較では、共に10cm前後の数値を示すものの後者の方がより平坦な分布形状となっていることがわかる（図-11および図-13参照）。表-4の変形角では、後者は前者に対して約0.6倍の大きさとなった。また、上部構造の曲げモーメントも、CASE-2MはCASE-2の値以下であって（図-15参照）、最も応力の大きい2階梁でも M_y の70%（表-4参照）程度に収まっている。ただし、基礎梁には最外端スパンの内端でCASE-2の1.2～1.5倍の曲げモーメントとなり、曲げ降伏が発生している。これらの結果は、べた基礎の剛性と荷重分散効果によるものであって、最外端スパンの基礎梁に大きな曲げ応力が発生するものの、べた基礎は不同沈下軽減対策としての効果が大きいことがわかる。

4) 図-12および図-13よりCASE-1MおよびCASE-2Mのべた基礎の接地圧は、全体的にみて上部構造の剛性によって建物外周部に集中する傾向が認められる。図-8の接地圧が端部に集中する現象と対応する。この現象は、即時沈下（CASE-1M）より沈下量の大きい圧密沈下（CASE-2M）において顕著であり、CASE-2Mの建物隅では建物平均

図-12 べた基礎 (CASE-1M) の沈下量および接地圧の分布

図-13 べた基礎 (CASE-2M) の沈下量および接地圧の分布

荷重 (5.0 tf/m^2) の約8倍 (38.0 tf/m^2) の値が発生している。通常、べた基礎の接地圧は基礎不動とした柱脚の軸力をその負担面積で割った値としており、建物中央部で大きく、建物端部では小さく設定されているが、この仮定では問題があることが指摘できる。

5) 同じく図-12および図-13において、各スパン中央断面上での基礎底盤の接地圧分布は、基礎梁支点部で大

きく中央部で小さくなる形状を示し、中央部接地圧で負となっている箇所もある。一般には、上部構造の床荷重を各梁に分割する方法に準じて、図-19に示すように接地圧の基礎梁への伝達を想定しているが、基礎梁中央部については、過大評価の負担となり、基礎梁端部では過小評価となっている。

6) CASE-1M、CASE-2Mのべた基礎底盤の曲げモーメント

図-14 ベタ基礎 (CASE-MM) の沈下量および接地圧の分布

図-17 CASE-1, CASE-1Mの第1砂層の弾性係数の推移

は、地反力を受けて版の端部で下側に、中央部で上側に生じている（図-18参照）。建物外周部により接地圧が集中したCASE-2Mは、CASE-1Mに比べ全体的に曲げモーメントが小さくなっている。これは、CASE-2Mの建物外周部を除く中間部の地反力がCASE-1Mより小さいためであり（図-12および図-13参照）、底盤の曲げモーメントは地反力の大きさと分布形状に影響されることが分かる。7.0m×5.5mの4辺固定床版に5.0tf/m²の地反力が作用した場合の床版の固定端中央の設計用曲げモーメント¹⁷⁾は12.6tfm/m、版中央は8.4tfm/mであり、この数値に比べるとかなり小さな値となった。現状の底盤の曲げモーメントの設定法は過大評価であるといえよう。

7) 基礎梁の無いべた基礎底盤だけを想定したCASE-MMの計算結果（図-14、表-4参照）は沈下量の均等化の程度および上部構造（2階梁）の曲げモーメントともCA

図-15 ラーメンの曲げモーメント分布 (CASE-1, 2, 1M, 2ME, 2M, 2MC)

SE-2Mと大差なく、不同沈下軽減に関して同等の性能を有していることが分かる。CASE-MMの底盤の曲げモーメント（図-18(C)参照）は柱脚位置で大きく生じており、上部構造のフラットスラブ構造の応力状態を逆にしたような分布形状となっている。底盤の曲げモーメントの最大値はX2-Y1柱脚部分の105.0tfm/mであって、版厚40cmであればかなり密な配筋が必要となる。したがって、フ

図-16 ラーメンの曲げモーメント分布 (CASE-MM)

図-19 べた基礎の基礎梁の地反力の仮定

図-18 べた基礎底盤の曲げモーメント分布 (CASE-1M, 2M, MM)

ラットスラブ構造と同様、柱脚部分にハンチや支圧板の設置が必要であろう。しかしながら、このような基礎梁のないべた基礎でも、かなりの不同沈下軽減効果が認められ基礎形式の一つとして考えてよいと思われる。

8) 上部構造の柱・梁を弾性としたCASE-2MEでは、最外

端スパンの基礎梁はすべて降伏モーメントを超えていてこのような高応力が生じる場合には、部材を弾性として算定することは現実的でない。塑性化およびクリープ変形を考慮したCASE-2MCは、CASE-2Mより剛性が低下し、最大部材角は 3.93×10^{-3} rad、基礎梁の曲げモーメントは

CASE-2Mに比べ約69~72%、CASE-2MEの約52~60%の値となった。長期間にわたり沈下が進行する圧密沈下においては上部構造部材の塑性化ならびにクリープ変形を考慮すべきであるとして、上部構造が通常のラーメン体である場合への適用法はすでに文献^{18),19)}において述べられているところである。べた基礎建物においても同様に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だろう。

4. まとめ

以上、べた基礎建物について、基礎底盤、基礎梁および上部構造の変形と地盤の変形を適合させ、地盤および上部構造の非線形性を考慮した実用的な鉛直荷重時の応力解析手法を提案した。基本的な解析手法は文献¹⁾と同様であって、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、地盤の変形を組み込むことによって構成したものである。底盤の力学的挙動は、長方形板曲げ要素としてモデル化した。従来から、べた基礎の設計は不同沈下を無視して柱軸力をその負担面積で割った接地圧を下から作用させるといった慣用的な設計手法によっていたが、本解法によって、べた基礎建物の不同沈下を考慮した合理的な設計手法が確立できたと考える。

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

- 1) べた基礎建物は、接地面積が大きいことによる荷重分散効果と基礎底盤の剛性効果によって、独立基礎建物と比べて、不同沈下が著しく軽減され、不同沈下対策としての効果が大きいことがわかった。ただし、基礎梁の最外端スパンには、大きな曲げモーメントが発生するので、設計上の留意を要する。
- 2) べた基礎の接地圧分布は、全体として建物外周部に集中する傾向があり、計算では建物平均荷重の8倍程度の接地圧が算定された。現在慣用的に行われている柱軸力をその負担面積で割って接地圧を求める方法は、建物外周部の接地圧を過小評価することになり、注意が必要である。
- 3) 底盤の接地圧は、基礎梁支点部で大きく、中央で小さくなる分布形状を示している。上部構造の床荷重と同様な考え方による基礎梁の接地圧の設定方法では、基礎梁中央部で過大評価であり、基礎梁端部では過小評価になることが分かった。
- 4) 基礎底盤の曲げモーメントは、接地圧の分布形状に左右される。2)の建物外周部への接地圧の移行、3)の基礎底盤中央部の接地圧の減少によって、底盤の曲げモーメントは、4辺固定床版に等分布の地反力が作用するとして計算した曲げモーメントよりかなり小さな数値となった。現状のべた基礎底盤の曲げモーメントの設定手法

は、過大評価であるといえる。

5) 基礎梁を設けないべた基礎でも、その不同沈下軽減効果は十分に発揮され、軟弱地盤地帯での大スパン構造物の基礎形式として有望であることが分かった。この場合の底盤の曲げモーメントは、上部構造のフラットスラブ構造の応力状態の逆の分布形状となっていて、柱脚位置の大きな曲げモーメントに対処するためには、ハンチや支圧板の設置が必要となろう。

参考文献

- 1) 松尾雅夫, 山肩邦男: 地盤の変形を考慮した鉛直荷重時立体架構の実用解法, 日本建築学会構造系論文集, 第455号, pp. 83~92, 1994.1
- 2) 山肩邦男, 辻 英一, 北川 勝, 松尾雅夫, 小野俊博: 埋立地盤におけるフローティング基礎の実施例, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1059~1060, 1985.10
- 3) 山肩邦男, 辻 英一, 松尾雅夫, 小野俊博: 埋立地盤におけるフローティング基礎の挙動測定, 第26回土質工学研究発表会講演集, pp. 1499~1502, 1991.7
- 4) R. F. Scott: Foundation Analysis, Prentice-Hall, pp. 173~197 (5.5 Mat or Raft Foundations: Baker's Method), 1981
- 5) 国田二郎: 有限要素法による弾性地盤上の弾性平板の解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 913~914, 1979.9
- 6) G. Gasetas: Variational Estimation of the Settlement of a Circular Raft on Anisotropic Soil, Soils and Foundations, Vol. 21, No. 4, pp. 109~116, 1981.12
- 7) 松井源吾, 佐藤勝利, 稲井栄一: べた基礎の応力分布の弾力論的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 581~582, 1985.10
- 8) 加藤史郎, 谷口伸一郎, 松岡 理: 圧密層上にある弾性支持タンクの応力解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1015~1016, 1980.9
- 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) 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(べた基礎建物への適用法について), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1605~1606, 1990.10
- 11) 松尾雅夫, 山肩邦男: 地盤の変形を考慮したべた基礎建物の実用解法について, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1831~1832, 1993.9
- 12) 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
- 13) 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
- 14) 成岡昌夫, 丹羽義次, 山田善一, 白石成人: 構造力学—第Ⅲ巻板の力学, 丸善, pp. 174~181, 1974.2
- 15) K. Terzaghi: Theoretical Soil Mechanics, John Wiley & Sons, pp. 423~425, 1943
- 16) 井上 博: 港湾埋立地のくいなし倉庫, 建築技術, No. 340, pp. 91~104, 1979.12
- 17) 13)に同じ, pp. 77~78
- 18) 横尾義賢, 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
- 19) 大崎順彦: 建築基礎構造, 技報堂出版, pp. 350~367, 1991.1

(1994年2月2日原稿受理, 1994年6月22日採用決定)