

東海第二発電所 工事計画審査資料	
資料番号	工認-673 改1
提出年月日	平成30年8月27日

V-5-41 計算機プログラム（解析コード）の概要・F R E M I N G

目次

1. はじめに	1
1.1 使用状況一覧	2
2. 解析コードの概要	3
3. FREMINGの解析手法について	4
3.1 一般事項	4
3.2 解析コードの特徴	4
3.3 解析理論	5
3.4 解析フローチャート	25
3.5 検証 (Verification) 及び妥当性確認 (Validation)	26

1. はじめに

本資料は、添付書類において用いた解析コードFREMIINGについて説明するものである。

本解析コードを用いた添付書類を示す使用状況一覧に、解析コードの概要を以降にそれぞれ記載する。

1.1 使用状況一覧

使用添付書類		バージョン
V-2-2-35	緊急用海水ポンプピットの耐震性についての計算書	Ver. 14.1B
V-2-2-39-2	防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア））の耐震性についての計算書	Ver. 14.1B
V-3-別添3-2-1-2-2	防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア））の強度計算書	Ver. 14.1B
V-3-別添3-2-9	貯留堰の強度計算書	Ver. 14.1B

2. 解析コードの概要

項目	コード名 FREMING
使用目的	平面骨組解析（断面力算出）
開発機関	富士通エフ・アイ・ピー株式会社
開発時期	1995年
使用したバージョン	Ver. 14.1B
コードの概要	<p>富士通エフ・アイ・ピー株式会社によって開発された、平面骨組構造解析の汎用市販コードである。</p> <p>本解析コードは、平面骨組計算プログラムであり、平面構造物にモデル化できる構造物はすべて計算が可能である。</p> <p>適用範囲として、橋梁、鉄塔、トンネル、及び共同溝などの土木構造物から、ビル、建屋など建築構造物の設計計算に利用可能である。</p> <p>また、面内荷重及び面外荷重において、線形及び非線形解析が可能である。</p>
検証 (Verification) 及び 妥当性確認 (Validation)	<p>FREMING Ver. 14.1Bは、緊急用海水ポンプピット及び防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア））並びに貯留堰の平面骨組解析（断面力算出）に用いている。</p> <p>【検証（Verification）】</p> <p>本解析コードの検証内容は、次の通りである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・材料力学分野における一般的知見によって解を求めることができる体系について、平面骨組解析モデルによる解析解（断面力）と理論解と比較し、解析解が理論解と一致することを確認している。 ・本解析コードの運用環境について、開発機関から提示された要件を満足していることを確認している。 <p>【妥当性確認（Validation）】</p> <p>本解析コードの妥当性確認の内容は、次の通りである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・本解析コードは、国内の土木建築分野における使用実績を有しており、妥当性は十分に確認されている。 ・本解析コードによる解析結果と、類似解析コードFRAME（面内）の解析結果を比較し、双方の解が一致することを確認している。 ・今回の工認申請で実施する骨組解析モデルによる断面力算出の用途、及び適用範囲が、上述の妥当性確認の範囲内にあることを確認している。

3. FREMINGの解析手法について

3.1 一般事項

本解析コードは、平面骨組解析用の解析コードである。今回は、緊急用海水ポンプピット及び防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア））並びに貯留堰の骨組解析モデルの静的解析に用いている。

3.2 解析コードの特徴

FREMINGの主な特徴を以下に示す。

- ① バイリニア、トリリニアの材料非線形性を考慮可能である。
- ② RC矩形断面に対応したM- ϕ 曲線のひび割れ等を計算するはり要素を設定可能である。
- ③ 荷重モデルでは、分布荷重、及び集中荷重を考慮することができる。
- ④ 地中構造物の耐震設計法として応答変位法に基づいて入力することができる。

3.3 解析理論

解析理論を以下に示す。

3.3.1 座標系

(1) 基準座標系

基準座標系は、解析すべき骨組構造物を定義する座標系であり、

- ・ Y 軸 : 鉛直上向きを正
- ・ X 軸 : Y 軸と直交する直線の右方向を正

とする。

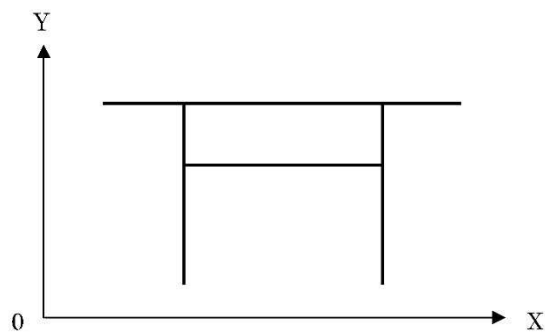


図3-1 基準座標系

(2) 部材座標系

部材座標系は、構造物を構成する各部材にそれぞれ設定する。梁部材は、

- ・ x 軸 : 部材を構成する節点 $i - j$ の i から j へ向かう方向を正
- ・ y 軸 : x 軸を i 端基点で反時計廻り 90° の方向を正

とする。

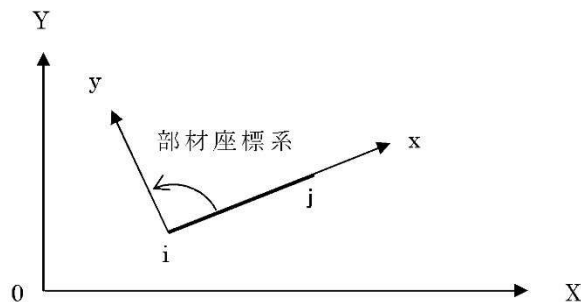


図3-2 梁部材座標系

バネ部材は、傾斜角を設定しない場合に基準座標系と一致する。
傾斜角を設定する場合は時計廻りの方向を正として設定する。

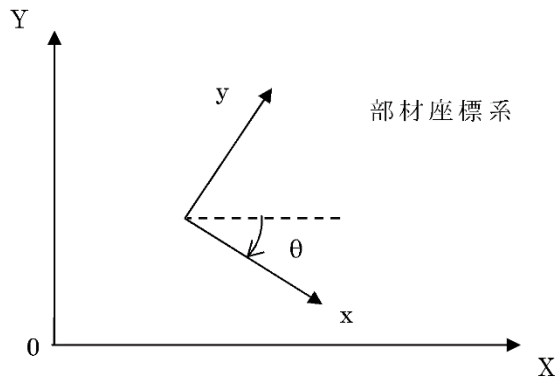


図3-3 バネ部材座標系

(3) 傾斜座標系

傾斜座標系は、傾斜支点に設定する。

設定方法は、入力データにおいて傾斜角（基準座標系に対して反時計廻りを正とした角度）を指示することにより行う。

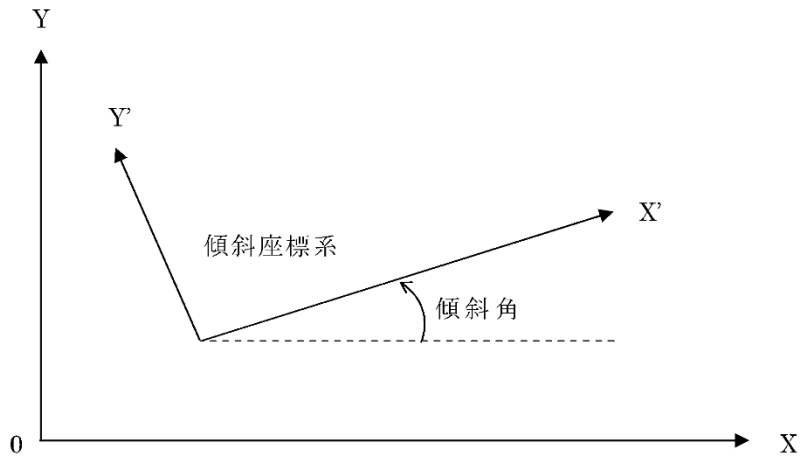


図3-4 傾斜座標系

3.3.2 要素剛性

(1) 材端変位, 材端力

断面形状が一定の部材の力と変位の関係を式で表すと式 (3.1) のようになる。

$$\{\bar{\mathbf{f}}\} = [\bar{\mathbf{k}}] \cdot \{\bar{\mathbf{d}}\} \quad (3.1)$$

材端力

$$\{\bar{\mathbf{f}}\} = \begin{Bmatrix} N_i \\ S_i \\ M_i \\ N_j \\ S_j \\ M_j \end{Bmatrix} \quad (3.2)$$

材端変位

$$\{\bar{\mathbf{d}}\} = \begin{Bmatrix} u_i \\ v_i \\ \theta_i \\ u_j \\ v_j \\ \theta_j \end{Bmatrix} \quad (3.3)$$

ただし,

N_i , N_j : x 軸方向力 (軸力), x 軸廻りモーメント (ねじりモーメント)

S_i , S_j : y 軸方向力 (せん断力), z 軸方向力 (せん断力)

M_i , M_j : z 軸廻りのモーメント (曲げモーメント),
y 軸廻りのモーメント (曲げモーメント)

u_i , u_j : x 軸方向の変位

v_i , v_j : y 軸方向の変位

θ_i , θ_j : z 軸廻りの回転角

(2) 梁要素

梁要素の要素剛性マトリックスを式 (3.4) のように示す。

$$[\bar{k}] = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & 12EI/L^3 & 6EI/L^2 & 0 & -12EI/L^3 & 6EI/L^2 \\ 0 & 6EI/L^2 & 4EI/L & 0 & -6EI/L^2 & 2EI/L \\ \hline -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -12EI/L^3 & -6EI/L^2 & 0 & 12EI/L^3 & -6EI/L^2 \\ 0 & 6EI/L^2 & 2EI/L & 0 & -6EI/L^2 & 4EI/L \end{bmatrix} \quad (3.4)$$

面外は下線部分が GJ/L となる。

ただし,

E : 弾性係数 (kN/m²)

G : せん弾性係数 (kN/m²)

A : 断面積 (m²)

I : z 軸 (y 軸) 廻り断面二次モーメント (m⁴)

J : ねじり定数 (m⁴)

(5) 弾性支承上梁

a. 部材軸方向

部材軸方向に力を受ける弾性支承上梁の剛性マトリックスを式 (3.7) に、荷重項を式 (3.8) に示す。

$$[\bar{k}] = \frac{EA\omega}{\sinh(\omega L)} \begin{bmatrix} \cosh(\omega L) & -1 \\ -1 & \cosh(\omega L) \end{bmatrix} \quad (3.7)$$

$$[\bar{f}] = \left\{ \begin{array}{l} -\frac{1}{\sinh(\omega L)} \int_0^L \sinh(\omega(L-\eta)) \cdot P(\eta) d\eta \\ -\frac{1}{\sinh(\omega L)} \int_0^L \sinh(\omega\eta) \cdot P(\eta) d\eta \end{array} \right\} \quad (3.8)$$

ただし、

E : 弾性係数 (kN/m²)

A : 断面積 (m²)

L : 部材長 (m)

P(x) : 分布荷重値 (kN/m)

ω : $\sqrt{\frac{k}{EA}}$

k : 地盤反力係数 (kN/m²)

注) 面外解析では、考慮されない。

b. 部材軸直交方向

部材軸直交方向に力を受ける弾性支承上梁の剛性マトリックスを式 (3.9) に、荷重項を式 (3.10) に示す。

$$[k] = \begin{bmatrix} 4EI\beta^3 \frac{sh \cdot ch + s \cdot c}{sh^2 - s^2} & 2EI\beta^2 \frac{sh^2 + s^2}{sh^2 - s^2} & -4EI\beta^3 \frac{ch \cdot s + sh \cdot c}{sh^2 - s^2} & 4EI\beta^2 \frac{sh \cdot s}{sh^2 - s^2} \\ 2EI\beta^2 \frac{sh^2 + s^2}{sh^2 - s^2} & 2EI\beta \frac{sh \cdot ch - s \cdot c}{sh^2 - s^2} & -4EI\beta^2 \frac{sh \cdot s}{sh^2 - s^2} & 2EI\beta \frac{ch \cdot s - sh \cdot c}{sh^2 - s^2} \\ -4EI\beta^3 \frac{ch \cdot s + sh \cdot c}{sh^2 - s^2} & -4EI\beta^2 \frac{sh \cdot s}{sh^2 - s^2} & 4EI\beta^3 \frac{sh \cdot ch + s \cdot c}{sh^2 - s^2} & -2EI\beta^2 \frac{sh^2 + s^2}{sh^2 - s^2} \\ 4EI\beta^2 \frac{sh \cdot s}{sh^2 - s^2} & 2EI\beta \frac{ch \cdot s - sh \cdot c}{sh^2 - s^2} & -2EI\beta^2 \frac{sh^2 + s^2}{sh^2 - s^2} & 2EI\beta^3 \frac{sh \cdot ch - s \cdot c}{sh^2 - s^2} \end{bmatrix} \quad (3.9)$$

$$[\bar{f}] = \begin{bmatrix} \frac{-1}{sh^2 - s^2} \int_0^L [sh \cdot \{cosh(\beta(L-\eta)) \cdot \sin(\beta\eta) + sinh(\beta(L-\eta)) \cdot \cos(\beta\eta)\} - s \cdot \{\cos(\beta(L-\eta)) \cdot \sinh(\beta\eta) + \sin(\beta(L-\eta)) \cdot \cosh(\beta\eta)\}] \cdot P(\eta) d\eta \\ \frac{-1}{\beta(sh^2 - s^2)} \int_0^L [sh \cdot \{sinh(\beta(L-\eta)) \cdot \sin(\beta\eta) - s \cdot \sin(\beta(L-\eta)) \cdot \sinh(\beta\eta)\}] \cdot P(\eta) d\eta \\ \frac{-1}{sh^2 - s^2} \int_0^L [sh \cdot \{cosh(\beta\eta) \cdot \sin(\beta(L-\eta)) + sinh(\beta\eta) \cdot \cos(\beta(L-\eta))\} - s \cdot \{\cos(\beta\eta) \cdot \sinh(\beta(L-\eta)) + \sin(\beta\eta) \cdot \cosh(\beta(L-\eta))\}] \cdot P(\eta) d\eta \\ \frac{1}{\beta(sh^2 - s^2)} \int_0^L [sh \cdot \{sinh(\beta\eta) \cdot \sin(\beta(L-\eta)) - s \cdot \sin(\beta\eta) \cdot \sinh(\beta(L-\eta))\}] \cdot P(\eta) d\eta \end{bmatrix} \quad (3.10)$$

ただし、

- $ch = \cosh(\beta L)$
- $sh = \sinh(\beta L)$
- $s = \sin(\beta L)$
- E : 弾性係数 (kN/m²)
- I : 断面二次モーメント (m⁴)
- L : 部材長 (m)
- k : 地盤反力係数 (kN/m²)
- $P(x)$: 分布荷重値 (kN/m)

$$\cdot \beta = \sqrt[4]{\frac{k}{4EI}}$$

3.3.3 全体剛性

(1) 座標変換

部材座標系 (x, y) と基準座標系 (X, Y) の座標変換マトリックスを $[Te]$ とすると、次式が成り立つ。

$$\begin{Bmatrix} x \\ y \\ z \end{Bmatrix} = [Te] \begin{Bmatrix} X \\ Y \\ Z \end{Bmatrix} \quad (3.11)$$

ここに、

$$[Te] = \begin{bmatrix} L_{11} & L_{12} & L_{13} \\ L_{21} & L_{22} & L_{23} \\ L_{31} & L_{32} & L_{33} \end{bmatrix} \quad (3.12)$$

L_{ij} : 方向余弦

式 (3.12) を用いることにより、基準座標系での剛性マトリックス $[k]$ が求められる。

まず、基準座標系での変位ベクトルを $\{d\}$ 、断面力を $\{f\}$ とすると、次式が成り立つ。

$$\{\bar{d}\} = [T] \cdot \{d\} \quad (3.13)$$

$$\{\bar{f}\} = [T] \cdot \{f\} \quad (3.14)$$

$$\text{ここに } [T] = \begin{bmatrix} Te & 0 \\ 0 & Te \end{bmatrix} \quad (3.15)$$

式 (3.1) に、(3.13)、(3.14) を代入すると

$$\begin{aligned} [T] \{f\} &= [\bar{k}] [T] \{d\} \\ \{f\} &= [T]^T [\bar{k}] [T] \{d\} \\ &= [k] \{d\} \end{aligned} \quad (3.16)$$

すなわち、基準座標系に関する剛性マトリックスは、式 (3.17) で表す。

$$[k] = [T]^T [\bar{k}] [T] \quad (3.17)$$

(2) 傾斜座標変換

基準座標系 (X, Y) と傾斜座標系 (X', Y') の座標変換マトリックスを [Te'] とすると、次式が成り立つ。

$$\begin{Bmatrix} X \\ Y \\ Z \end{Bmatrix} = [Te'] \begin{Bmatrix} X' \\ Y' \\ Z' \end{Bmatrix} \quad (3.18)$$

ここに

$$[Te'] = \begin{Bmatrix} \cos \alpha & -\sin \alpha & 0 \\ \sin \alpha & \cos \alpha & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{Bmatrix} \quad (3.19)$$

$\alpha =$ 傾斜角

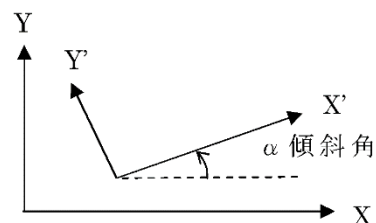


図3-5 傾斜座標系

式 (3.18) を用いることにより、傾斜座標系での剛性マトリックス [k'] が求められる。

まず、傾斜座標系での変位ベクトルを {d'}, 断面力を {f'} とすると、次式が成り立つ。

$$\{d\} = [T'] \cdot \{d'\} \quad (3.20)$$

$$\{f\} = [T'] \cdot \{f'\} \quad (3.21)$$

$$\text{ここに } [T'] = \begin{bmatrix} Te' & 0 \\ 0 & Te' \end{bmatrix} \quad (3.22)$$

式 (3.16) に、式 (3.20)、式 (3.21) を代入すると

$$[T'] \{f'\} = [k] [T'] \{d'\}$$

$$\begin{aligned} \{f'\} &= [T']^T [k] [T'] \{d'\} \\ &= [k'] \{d'\} \end{aligned} \quad (3.23)$$

すなわち、傾斜座標系に関する剛性マトリックスは、式 (3.24) で表す。

$$[k'] = [T']^T [k] [T'] \quad (3.24)$$

(3) 全体剛性マトリックス

構造物全体の $\{U\}$ と力 $\{F\}$ を関連づける剛性方程式は、式 (3.25) にて表す。

$$\{F\} = [K] \{U\} \quad (3.25)$$

ここで、

$[K]$: 全体剛性マトリックス

この全体剛性マトリックスは、各部材ごとに求めた剛性マトリックスを重ね合わせる
ことにより求められる。

3.3.4 荷重

(1) 等価節点力

a. 全面等分布荷重

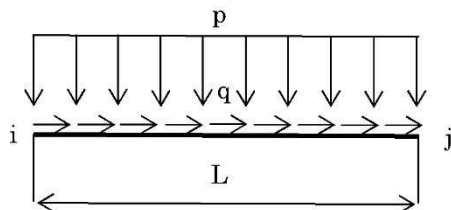


表3-1 満載分布荷重

	軸力	せん断力	モーメント
i端	$-\frac{qL}{2}$	$-\frac{pL}{2}$	$-\frac{pL^2}{12}$
j端	$-\frac{qL}{2}$	$-\frac{pL}{2}$	$\frac{pL^2}{12}$

b. 全面不等分布荷重

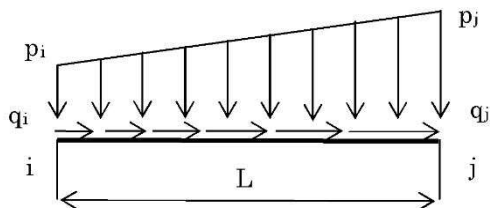


表3-2 直線分布荷重

	軸力	せん断力	モーメント
i端	$-\frac{L(2qi+qj)}{6}$	$-\frac{L(7pi+3pj)}{20}$	$-\frac{L^2(3pi+2pj)}{60}$
j端	$-\frac{L(qi+2qj)}{6}$	$-\frac{L(3pi+7pj)}{20}$	$\frac{L^2(2pi+3pj)}{60}$

c. 部分等分布荷重

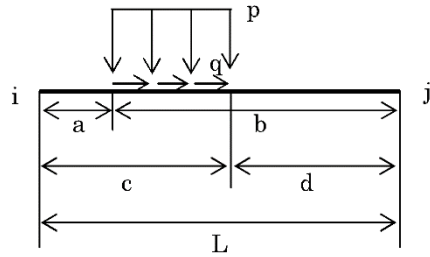


表3-3 等分布荷重

	軸力	せん断力	モーメント
i端	$-\frac{q(b^2-d^2)}{2L}$	$\frac{-p}{2L^3} \cdot [2L(b^3-d^3) - (b^4-d^4)]$	$\frac{-p}{12L^2} \cdot [4L(b^3-d^3) - 3(b^4-d^4)]$
j端	$-\frac{q(c^2-a^2)}{2L}$	$\frac{-p}{2L^3} \cdot [2L(c^3-a^3) - (c^4-a^4)]$	$\frac{p}{12L^2} \cdot [4L(c^3-a^3) - 3(c^4-a^4)]$

d. 集中荷重

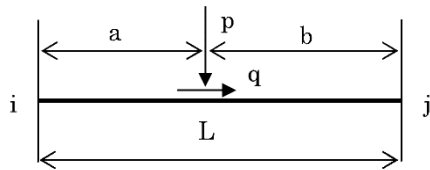


表3-4 集中荷重

	軸力	せん断力	モーメント
i端	$-\frac{qb}{L}$	$-\frac{pb^2(L+2a)}{L^3}$	$-\frac{pab^2}{L^2}$
j端	$-\frac{qa}{L}$	$-\frac{pa^2(L+2b)}{L^3}$	$\frac{pa^2b}{L^2}$

e. 集中モーメント荷重

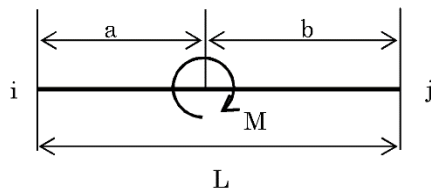


表3-5 集中モーメント荷重

	軸力	せん断力	モーメント
i端	—	$\frac{6Mab}{L^3}$	$\frac{Mb(2L-3b)}{L^2}$
j端	—	$-\frac{6Mab}{L^3}$	$\frac{Ma(2L-3a)}{L^2}$

f. 温度上昇

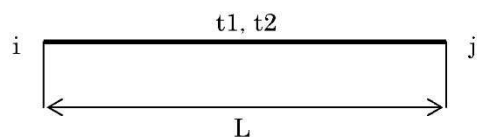


表3-6 温度荷重

	軸力	せん断力	モーメント
i端	$\alpha(t1+t2)/2 \cdot E A$	——	$\alpha(t1-t2) \cdot hEI$
j端	$-\alpha(t1+t2)/2 \cdot E A$	——	$-\alpha(t1-t2) \cdot hEI$

注) 面外解析では考慮されない。

ただし,

- α : 線膨張係数
- E : 弾性係数 (kN/m²)
- A : 断面積 (m²)
- I : 断面二次モーメント (m⁴)
- h : 断面高さ (m)
- $t 1$: 上面温度 (°C)
- $t 2$: 下面温度 (°C)

(2) 支点移動

図3-6のように、支点のあるものが移動した場合、次式が成り立つ。

$$\begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} \\ K_{21} & K_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U \\ U_0 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ R_0 \end{Bmatrix} \quad (3.26)$$

ここで、

K_{11} : 構造物の全体剛性マトリックス

K_{12} : 支点移動を起こした方向のバネ定数を含む全体剛性マトリックスの列の要素

K_{21} : K_{12}

K_{22} : 支点移動を起こした方向のバネ定数

U_0 : 支点の移動量

R_0 : 支点移動の作用外力

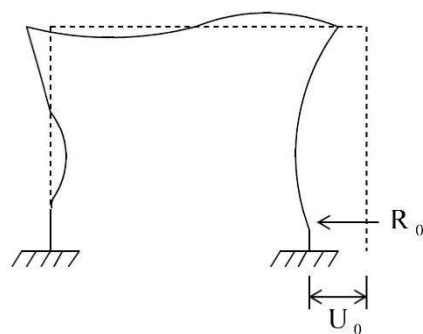


図3-6 支点移動のある場合

式 (3.26) を展開し、支点移動を起こした方向のバネ定数を含む全体剛性マトリックスの列の要素に移動量をかけ、符号を変えて右边に廻し荷重項とする。

$$K_{11} \cdot U + K_{12} \cdot U_0 = 0 \quad (3.27)$$

$$K_{11} \cdot U = -K_{12} \cdot U_0 \quad (3.28)$$

いま、 $K_{11} \rightarrow [K]$, $U \rightarrow \{U\}$, $-K_{12} \cdot U_0 \rightarrow \{F\}$ とすれば、式 (3.28) は式 (3.25) となる。

3.3.5 連立方程式の解法

(1) コレスキー分解

式 (3.25) にて表される連立方程式を Cholesky 法で解き，節点の変位を求められる。

ここでは，以下のように剛性マトリックスを LDL^T 分解して解く。

$$\begin{aligned}
 [K] \{U\} &= \{F\} \\
 [L] [D] [L]^T \{U\} &= \{F\} \\
 [D] [L]^T \{U\} &= [L]^T \{F\} \\
 \{U\} &= [L] [D]^{-1} [L]^T \{F\}
 \end{aligned}
 \tag{3.29}$$

(2) ノーテンション解析

a. バネの非線形解析 (NO-TENSION)

一般に，壁体の移動による土圧の変化は，下図に示すような非線形性を示す。

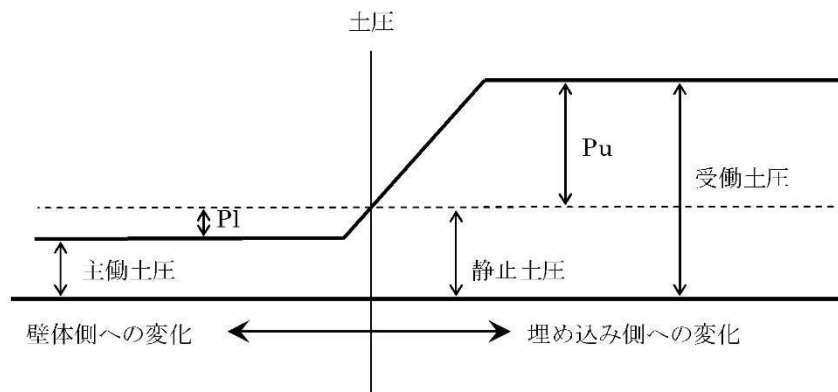


図3-7 土圧変化図

上図は，地中構造物が荷重を受けて変化しても，その変位がある一定以上になれば，土圧は変化しないことを示す。

本システムでは，節点に集中バネを配置し，静止土圧を基準としたところからのバネの反力（土圧増減量）を求めることができる。

b. 処理手順

①各節点の変位 δ を求める。

②極限值のチェックを行う。

(イ) $P_l \leq K(\delta - \delta_G) \leq P_u$ のとき, 何も行わない。

(ロ) $K(\delta - \delta_G) < P_l$ のとき,
 $K=0.0$ とし, 極限でおさえたバネ反力を荷重項に加える。

(ハ) $K(\delta - \delta_G) > P_u$ のとき,
 $K=0.0$ とし, 極限でおさえたバネ反力を荷重項に加える。

③収束判定

(イ) 一つでもバネがクリアーされていれば, ①へ戻る。

(ロ) すべての非線形バネが変化しなかった場合は処理終了。

(ハ) すべての非線形バネがクリアーされた場合は処理中断。

(3) 応答変位法解析

骨組モデルを用いる応答変位法は、地震時に生じる地下構造物の応力を、地盤の変位を構造物に与えることによって静的に計算しようとする耐震設計法であり、当初線状地下構造物が地震によって軸直角方向に曲がったり、軸方向に伸びたり縮んだりする横断方向の動きに対する耐震計算法として用いられていた。

その後、比較的規模の大きい地下構造物や線状地下構造物の横断方向の耐震設計法として震度法に代わって用いられるようになった。

骨組モデルによる応答変位法の解析手順として

- ① 地震時の地盤変位，地盤剛性，せん断応力，加速度などを算出する。
- ② 骨組モデルを作成する。
- ③ 地盤剛性を用い地盤バネを算定する。
- ④ 地震時荷重を算定する。
- ⑤ 骨組モデルに地震時荷重を載荷して，地震による断面力を求める。

⑤を定式化すると以下のとおりに表すことができる。

$$\begin{bmatrix} K_{SS} & K_{SG} \\ K_{GS} & K_{GG} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} u_S \\ u_G \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F_S \\ F_G \end{Bmatrix} \quad (3.30)$$

ただし，

- K_{SS} : 構造物の剛性，地盤～構造物間バネから成る剛性マトリックス
- K_{SG}, K_{GS} : 地盤～構造物間バネから成る剛性マトリックス
- K_{GG} : 地盤～構造物間バネを対角項にもつ剛性マトリックス
- u_S : 構造物の変位ベクトル
- u_G : 地盤の変位ベクトル
- F_S : 構造物の外力ベクトル
- F_G : 地盤の外力ベクトル

いま，この構造系には外力が作用しないとした場合， $F_S = F_G = 0$

地盤変位 u_G は既知であるから，

$$[K_{GG}] \cdot \{F_S\} + [K_{SG}] \cdot \{u_G\} = \{0\} \quad (3.31)$$

$$\{u_G\} = -[K_{GG}]^{-1} [K_{SG}] \cdot \{u_G\} \quad (3.32)$$

式 (3.32) より，構造物の変位を求めることができる。

(4) 部材断面力, 支点反力

$$\{f\} = [k] \{U\} - \{Pe\} \quad (3.33)$$

ここで,

$$[k] = [\bar{k}] [T]$$

- $\{f\}$: 部材断面力
- $\{U\}$: 基準座標系での節点変位
- $[\bar{k}]$: 部材剛性マトリックス
- $[T]$: 座標変換マトリックス
- $\{Pe\}$: 内力 (等分布荷重を受ける場合)

また, 支点反力は, 支点を構成する部材の断面力及び部材の重量を考慮して求める。

(5) 静的非線形解析

解析モデルを増分法で表すと次式のようなになる。

ただし、増分 Δ は、荷重増分ピッチ内の計算を意味する。

$$K \cdot \Delta u = \Delta F \tag{3.34}$$

ここで、

K : 荷重増分における構造物の剛性マトリックス

Δu : 構造物の変位増分

ΔF : 外力増分

式 (3.34) を解くことにより、応答変位増分 Δu を求めることができる。しかし、外力増分 ΔF において剛性 K が変化した場合、構造系には不平衡力 ΔF_r が生じることになる。

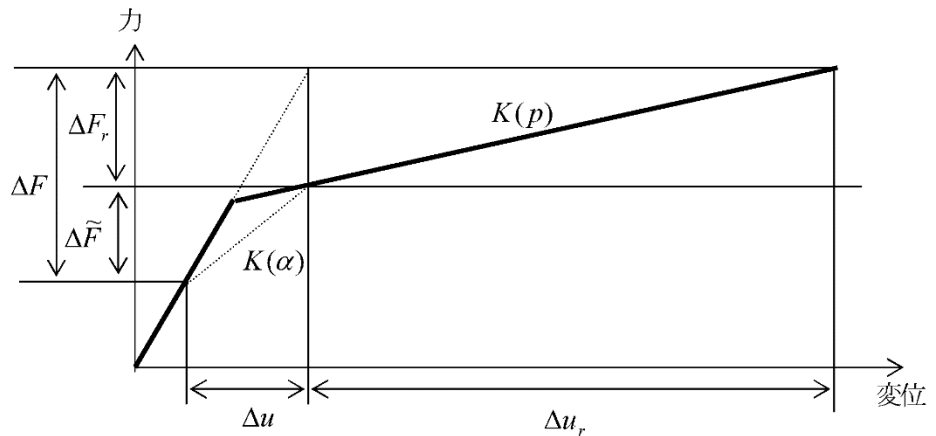


図3-8 力と変位の関係

$$\Delta F_r = \Delta F - \Delta \tilde{F} \tag{3.35}$$

ここで、

$$\Delta \tilde{F} = \tilde{K} \cdot \Delta u \tag{3.36}$$

\tilde{K} : 修正された剛性マトリックス

ΔF_r : 不平衡力

$\Delta \tilde{F}$: 構造系内で実際に作用している外力増分による力

この不平衡力 ΔF_r を消去するために式 (3.37) を用いて同様な計算をし、変位誤差が十分小さくなるまで繰り返し行い、誤差を消去していく。

$$\tilde{K} \cdot \Delta \tilde{u} = \Delta F_r \tag{3.37}$$

ここで、

$\Delta \tilde{u}$: 不平衡力 ΔF_r に相当する構造物変位増分

このようにして求めた $\Delta \tilde{u}$ を累積し、構造物変位を求める。

$$\Delta u = \Delta u + \sum (\Delta \tilde{u}) \quad (3.38)$$

< 不平衡力 (ΔF_r) 計算時バネ値 >

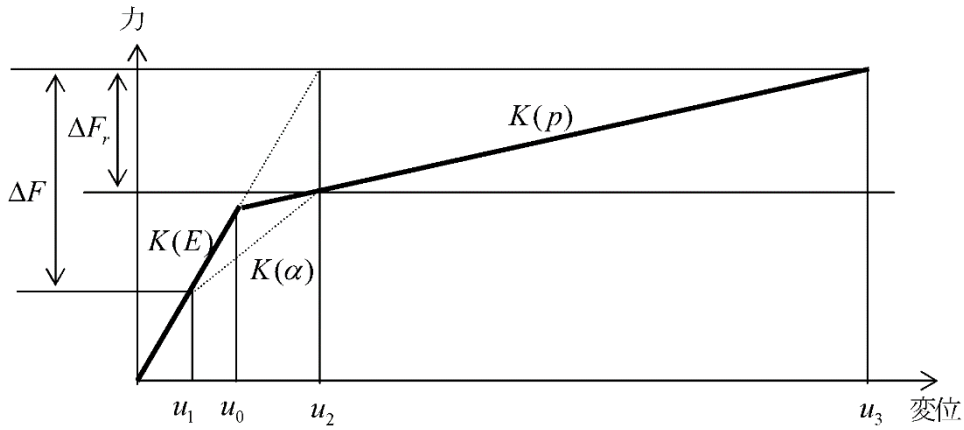


図3-9 力と変位の関係

式(3.36)で定義している $\tilde{\kappa}$ は、バネが変化した時の不平衡力 (ΔF_r) を求めるための剛性である。

その時のバネ値 $K(\alpha)$ を次のように定義する。

$$\alpha = \frac{u_0 - u_1}{u_2 - u_1} \quad (3.39)$$

$$K(\alpha) = \alpha \cdot K(E) + (1 + \alpha) \cdot K(p) \quad (3.40)$$

3.4 解析フローチャート
解析フローチャートを以下に示す。

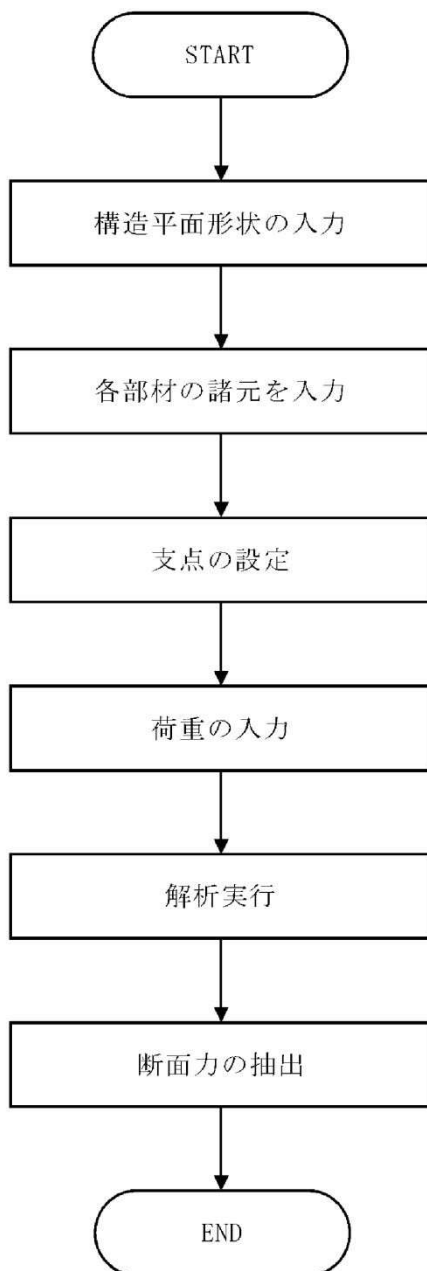


図3-10 解析フローチャート

3.5 検証 (Verification) 及び妥当性確認 (Validation)

本解析コードを今回の解析に用いるに当たり、検証として構造力学公式集（土木学会，1994）による理論解との比較を、また、妥当性確認として類似解析コードとの比較を実施した。その詳細な内容については以下のとおりとする。

3.5.1 検証 (Verification)

単純はりを対象として、構造力学公式集に基づいた断面力及びたわみを算出し、FREMING との解析結果を比較することで検証を行った。その結果、構造力学公式集による理論値と本解析コードの解析結果は一致した。

(1) 単純はりの概要

$L=10$ m のスパンに設置した支点上に H 型鋼材 (H-300×300×10×15) の単純はりを仮定する。作用荷重は、鉛直方向に $w=10$ kN/m の等分布荷重が載荷された状態を想定する。

なお、境界条件は、ピン支承及びローラー支承とする。

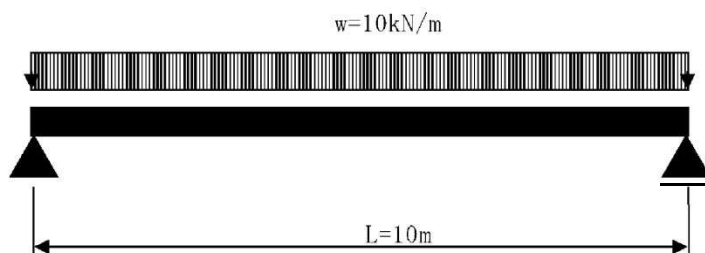


図3-11 検証に用いる単純はり

(2) H型鋼材 (H-300×300×10×15) の断面諸元

H 型鋼材 (H-300×300×10×15) の断面諸元を以下に示す。

断面二次モーメント : $I = 0.000202$ (m^4)
ヤング係数 : $E = 2.0 \times 10^8$ (kN/m^2)

(3) 構造力学公式集に基づく理論解の算出

構造力学公式集に基づいて算出した、はりに作用する最大曲げモーメント M_{\max} 、最大せん断力 Q_{\max} 、及び最大たわみ δ_{\max} を示す。

【最大曲げモーメント】

$$M_{\max} = \frac{wL^2}{8} = \frac{10 \times 10^2}{8} = 125.0 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

【最大せん断力】

$$Q_{\max} = \frac{wL}{2} = \frac{10 \times 10}{2} = 50.0 (\text{kN})$$

【最大たわみ】

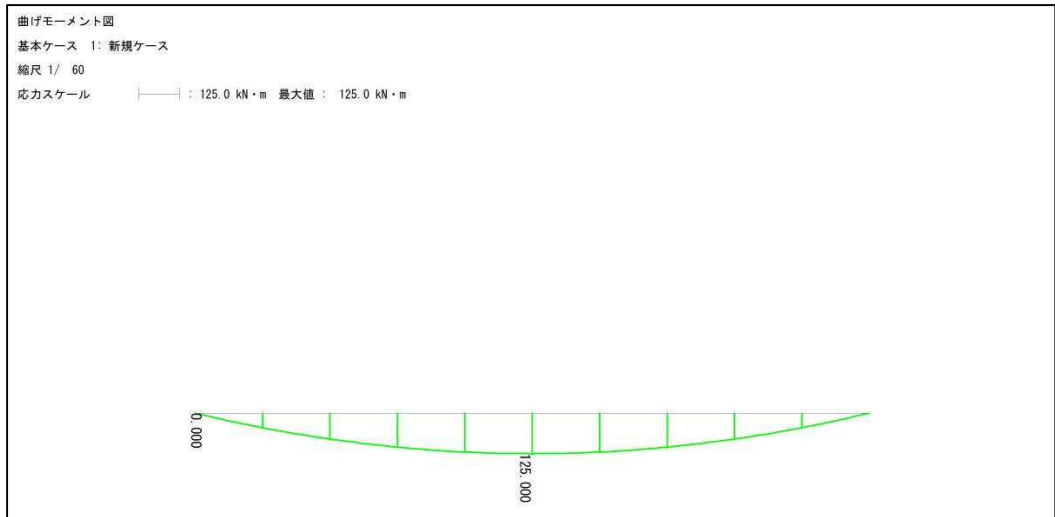
$$\delta_{\max} = \frac{5wL^4}{384EI} = \frac{5 \times 10 \times 10^4}{384 \times 2.0 \times 10^8 \times 0.00202} = 0.003223 (\text{m}) = 3.223 (\text{cm})$$

(4) FREMINGによる解析結果

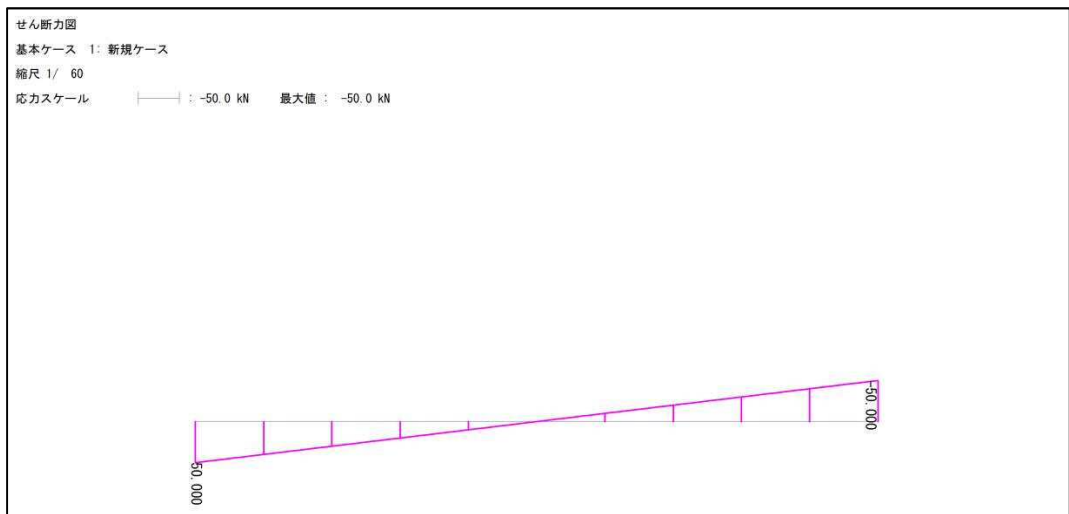
FREMING の解析結果を以下に示す。

表3-7 解析結果 (FREMING)

構成節点	曲げモーメント (kN・m)	せん断力 (kN)	たわみ (cm)
1	0.0	50.0	0.000
2	45.0	40.0	1.012
3	80.0	30.0	1.914
4	105.0	20.0	2.621
5	120.0	10.0	3.069
6	125.0	0.0	3.223
7	120.0	-10.0	3.069
8	105.0	-20.0	2.621
9	80.0	-30.0	1.914
10	45.0	-40.0	1.012
11	0.0	-50.0	0.000
最大値	125.0	50.0	3.223



(a) 曲げモーメント



(b) せん断力

図3-12 断面力図

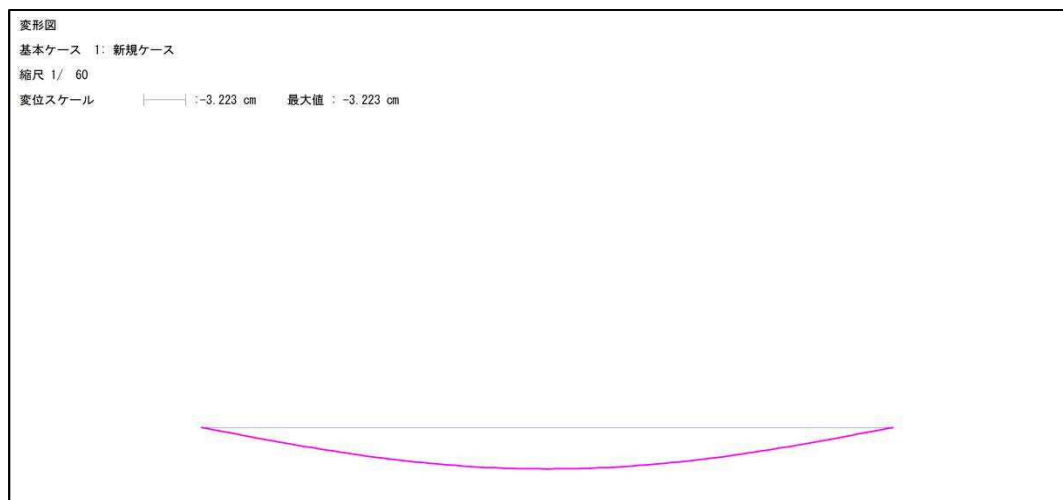
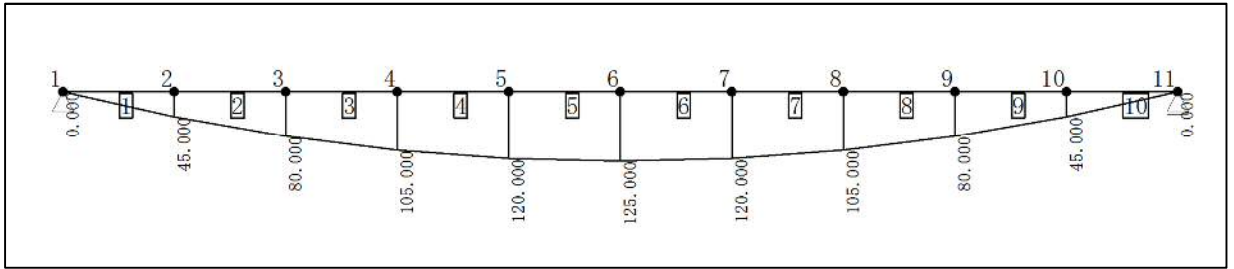


図3-13 変形図

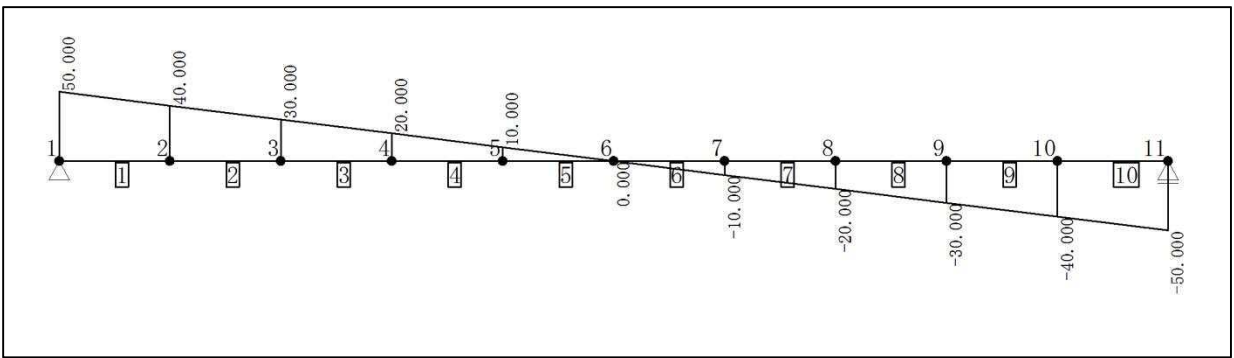
3.5.2 妥当性確認 (Validation)

類似解析コードFRAME (面内) を用いた解析結果と比較し、本解析コードFREMINGの妥当性を確認する。

本解析コードFREMINGとFRAME (面内) の解析結果が一致することを確認した。



(a) 曲げモーメント



(b) せん断力

図3-14 断面力図

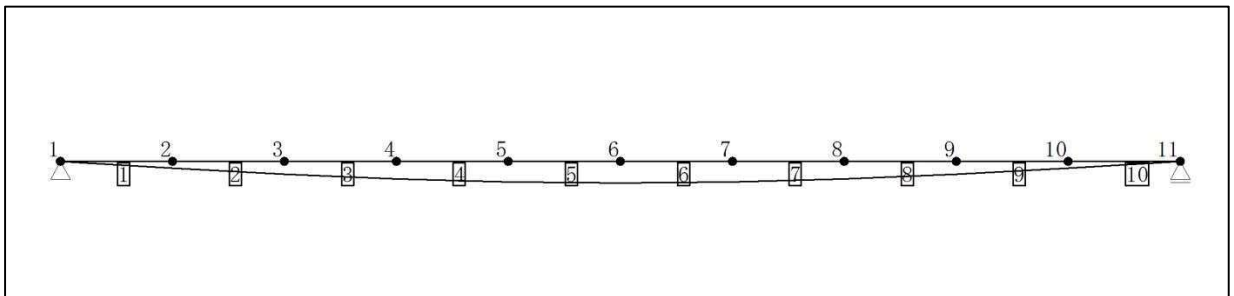


図3-15 変形図

表3-8 解析結果 (FRAME (面内))

構成 節点	曲げ モーメント (kN・m)	せん断力 (kN)	たわみ (cm)
1	0.0	50.0	0.000
2	45.0	40.0	1.012
3	80.0	30.0	1.914
4	105.0	20.0	2.621
5	120.0	10.0	3.069
6	125.0	0.0	3.223
7	120.0	-10.0	3.069
8	105.0	-20.0	2.621
9	80.0	-30.0	1.914
10	45.0	-40.0	1.012
11	0.0	-50.0	0.000
最大値	125.0	50.0	3.223

3.5.3 評価結果

表3-9に示すとおり、検証の結果、本解析コードFREMINGの解析結果は、構造力学公式集による理論解、及び類似解析コードFRAME（面内）の解析結果と一致することを確認した。

以上より、本解析コードFREMINGの解析結果は、応力度照査に用いる断面力において、構造力学公式集による計算結果と一致しており、類似解析コードとの整合性も良好である。したがって、本解析コードを構造物の断面力算定に適用することは妥当といえる。

表3-9 理論解と解析結果の比較

断面力	理論解 (構造力学公式集)	解析結果 (FREMING)	解析結果 (FRAME (面内))
M_{max} (kN・m)	125.0	125.0	125.0
Q_{max} (kN)	50.0	50.0	50.0
δ_{max} (cm)	3.223	3.223	3.223