

## (102) 剛体基礎の転倒照査に及ぼす基礎地盤の塑性変形

建設省土木研究所 正員 川島一彦  
建設省土木研究所 正員 運上茂樹  
○建設省土木研究所 正員 清水英之

### 1. まえがき

剛体基礎の耐震設計では、震度法により静的地震力を作用させた状態で基礎の転倒・滑動・支持力に対する照査を満足するように基礎寸法を定めている。このうち、基礎の転倒については、自重と地震力の合力の作用線と基礎底面が交わる点が基礎底面のある範囲以内に入るという条件により照査が行われている。このようにすると、基礎の寸法比が同一であれば基礎の大きさによらず同一の地震力を受ければ転倒すると判定されることになる。しかしながら、基礎が振動するという動的な観点から考えると、大規模基礎が容易に転倒することはなく、動的な概念を取り入れた剛体基礎の転倒照査法の開発が必要とされている。

本文は、剛体基礎の動的転倒照査に関する検討の一環として、基礎の支持地盤の降伏等による塑性変形が剛体基礎のロッキング振動に及ぼす影響について解析的に検討した結果をまとめたものである。

### 2. 解析手法

図-1に示すように剛体基礎が底面及び側面において、それぞれ、法線方向の抵抗ばね、及びこれに直行する方向のせん断ばねによりモデル化された地盤によって支持され、これに地震動加速度が作用するものとすれば、剛体基礎の運動方程式は次式のように表される。

$$\begin{aligned} M\ddot{X} &= F_X^K + F_X^F + F_X^C \\ M\ddot{Y} &= F_Y^K + F_Y^F + F_Y^C - F_Y^G \\ J\ddot{\theta} &= M_Y^K + M_Y^F + M_Y^C - M_X^K - M_X^F - M_X^C \end{aligned} \quad (1)$$

ここで、 $M$ 、 $J$ は剛体基礎の質量及び回転慣性、 $X$ 、 $Y$ 、 $\theta$ は剛体基礎重心の絶対水平変位、絶対鉛直変位、絶対回転変位、 $F_X^K$ 、 $F_Y^K$ はケーブル張力、上部工反力等の常時に剛体基礎に作用する外力、 $F_Y^G$ は剛体基礎の自重、 $F_X^K$ 、 $F_Y^K$ は底面及び側面に作用する法線方向の地盤反力、 $F_X^F$ 、 $F_Y^F$ は底面及び側面の法線方向と直角方向に作用する地盤反力、 $M_Y^K$ 、 $M_X^K$ は剛体基礎重心回りの法線方向の地盤反力によるモーメント、 $M_Y^F$ 、 $M_X^F$ は剛体基礎重心回りの法線方向とは直角方向の地盤反力によるモーメント、 $M_Y^C$ 、 $M_X^C$ は剛体基礎重心回りのケーブル張力等の常時作用する外力によるモーメントである。また、剛体基礎は、離散化した地盤ばねにより支持されるものとした。

底面地盤反力は、図-1に示すように地盤ばねによる復元力と、ロッキング振動のため基礎と地盤との衝突により生じる速度低下による減衰力を考慮した。地盤ばねによる復元力は、圧縮力に対して抵抗し、地盤反力がある一定値に達すると地盤に降伏が生じるバイリニア型のばねでモデル化した。引張力に対しては剥離するものとした。したがって、基礎底面の離散点  $i$  における地盤反力は次式のようになる。

$$f_{yi}^K = \begin{cases} 0 & (y_i > 0) \\ K_{yi}^{B1} \cdot y_i + C_i^B \cdot \dot{y}_i & (y_i^V \leq y_i \leq 0) \\ K_{yi}^{B1} \cdot y_i^V + K_{yi}^{B2} \cdot (y_i - y_i^V) + C_i^B \cdot \dot{y}_i & (y_i^V < y_i) \end{cases} \quad (2)$$

ここで、 $K_{yi}^{B1}$ 、 $K_{yi}^{B2}$ は離散点  $i$  における圧縮側の1次及び2次ばね係数、 $y_i^V$ は離散点  $i$  において底面地盤反力の降伏が生じる変位、 $y_i$ は離散点  $i$  における変位である。衝突による速度低下を表す離散点  $i$  における粘性減衰係数  $C_i^B$ は、反発係数  $e$  と減衰定数  $h$  の関係を用いて次式のように定義した。

$$\begin{aligned} C_i^B &= 2h\sqrt{M \cdot K_{yi}^{B1}} \\ h^2 &= (\ln e)^2 / \{(\ln e)^2 + \pi^2\} \end{aligned} \quad (3)$$

側面地盤反力は、図-1に示すように底面地盤反力と同様に地盤ばねによる復元力を考慮した。ただし、衝突による減衰力は考慮しないものとした。底面摩擦力は、完全弾塑性型のばねでモデル化し、塑性化する時のばねの反力は、摩擦係数  $\mu$  と底面地盤反力の積とした。

### 3. 解析条件

解析対称とした剛体基礎は、図-2に示す吊橋のアンカー基礎とした。ここで、ケーブル張力・上部工反力等により常時基礎に作用している水平力、鉛直力、及びモーメントは、それぞれ、19,400tf (左向き)

、144,900tf（上向き、ただし、自重を除く）、及び1,560,000tf・m（反時計回り）である。基礎底面の地盤条件は図-3に示す通りである。なお、基礎側面の地盤は無視し、基礎は底面地盤のみに支持されるものとした。

解析ケースは、表-1に示す6ケースとした。各ケースの特徴は以下の通りである。

- ①ケース1及び4：基礎底面の地盤のせん断弾性係数が均一であると仮定した場合。このときの地盤のせん断弾性係数は、底面地盤各点のせん断弾性係数の平均値を用いた。
- ②ケース2及び5：基礎底面の地質構成が図-3(a)の場合（不均一地盤Ⅰと呼ぶ）
- ③ケース3及び6：不均一地盤Ⅰよりも地盤の不均一性の度合を大きくするために、不均一地盤Ⅰの右端部のC<sub>1</sub>層をC<sub>2</sub>層に置き換えた場合（以下、不均一地盤Ⅱと呼ぶ）

ここで、ケース1、2、3は地盤を弾性体と仮定した場合（弾性地盤）であり、ケース4、5、6は地盤を弾塑性体と仮定した場合（弾塑性地盤）である。

地盤ばねは、基礎底面を16等分して合計17本の離散ばねでモデル化した。弾塑性地盤（ケース4、5、6）では、圧縮側の2次ばね係数を0とした完全弾塑性型ばねでモデル化し、1本のばね当りの降伏地盤反力は地盤の種類によらず45,000tfとした。衝突による速度低下を表す反発係数 $e$ は0.5とし、摩擦係数 $\mu$ は2.0とした。入力地震動は、図-4に示す通りであり、最大加速度は180galである。

#### 4. 解析結果

図-5は、基礎重心点の回転変位の時刻歴波形を示したものである。ケーブル張力等の常時の作用力により剛体基礎は正側（反時計回り）に回転変形する。このため、均一地盤（ケース1）の場合には、地震力が作用する前から $0.5 \times 10^{-4}$ rad程度の回転を生じており、地震時にはここを中心にロッキング振動する。ケース2及び3では、基礎底面の右側に比較して左側で地盤ばね係数が大きい場合、初期の回転角はケース1よりも小さくなるが、振動性状は地盤の不均一性によらずほぼ同じである。

弾塑性地盤とした場合には、均一地盤（ケース4）では、地震力が作用してから0.8秒の段階で基礎底面の左端部において地盤が降伏したために、振動の中心が初期（常時）の $0.5 \times 10^{-4}$ radから約 $1.3 \times 10^{-4}$ radと約3倍に大きくなる。時刻0.8秒以後はこのように左側に傾いた状態を回転の中心として、ロッキング振動している。なお、基礎底面地盤の降伏により、応答波形の卓越振動周期は弾性地盤の均一地盤（ケース1）の場合よりもわずかに長くなっているが、両者には著しい違いは見られない。地盤の剛性が底面下で不均一な場合（ケース5及びケース6）にも底面地盤が降伏した後の応答波形は、上記のケース4とほとんど変わらない。これは、本解析では地盤の剛性が異なっても降伏荷重は同じと仮定したためである。

表-2は、基礎重心点の変位応答、基礎底面の鉛直変位（沈下及び浮き上がり）、及び底面の鉛直地盤反力の最大応答値を示したものである。

図-6は、基礎底面と地盤間に生じる剥離（浮き上がり）の範囲の時刻歴を示したものである。弾性地盤の場合には、反時計回りに作用している偏心モーメントの影響により、基礎底面の右側で浮き上がりが生じ、左側では浮き上がらない。浮き上がる範囲は最大で基礎幅の約半分である。不均一地盤Ⅰ（ケース2）の場合には、基礎の左側でもわずかに浮き上がりが生じるようになる。浮き上がる範囲は最大で基礎幅の約60%である。不均一地盤Ⅱ（ケース3）の場合には基礎左側の地盤の剛性が高いため、常時作用力による初期の偏心角がほぼ0となり、ケース1及び2よりも浮き上がる回数が少なくなる。ただし、浮き上がりが生じる範囲は最大で基礎幅の約55%となり、上記のケース1及び2とほぼ同じである。

地盤の降伏が生じると、弾性地盤の場合よりも浮き上がる回数が増え、また、基礎の左側でも浮き上がりが生じるようになる。基礎底面が浮き上がる回数はケース4が最も多く、ケース5、ケース6と地盤の剛性が不均一となるほど少なくなる。これは、地盤が降伏すると、基礎の端部において沈み込みが大きくなる結果、基礎の回転角が増大し、降伏部分の反対側では浮き上がり量が大きくなると同時に浮き上がりの生じる範囲も大きくなる。ただし、基礎左端側の地盤剛性が高いところが降伏すると、ここで、分担していた鉛直力がその他の箇所でも分担されるようになる結果、基礎の鉛直方向への沈み込みが生じる。この結果、ケース4、5、6の順に、地盤の剛性が不均一になるほど浮き上がりの回数が少なくなる。

図-7は、基礎底面に生じる最大鉛直反力の分布を示したものである。弾性地盤の場合には、常時作用力の影響により、基礎の左端部において地盤反力が大きくなっている。地盤条件が基礎底面で変化する場合（ケース2及び3）には、均一地盤（ケース1）に比較して、基礎左端部で10～20%程度大きくなっているが、これは左端部の地盤の剛性が高いため基礎のつま先部の沈み込みを抑制していることに対応している。

基礎地盤が降伏する場合には、常時作用力の影響により地盤の降伏は基礎底面の左側にのみに生じる。また、最大地盤反力の分布は、基礎左端部の地盤剛性が大きいところで地盤の降伏が生じるため、ケース4、5、6でほとんど差がみられない。

### 5. まとめ

地盤の塑性変形が剛体基礎のロッキング振動に及ぼす影響についてまとめると以下ようになる。

- ① 地盤の一部に降伏が生じる場合には、常時の偏心荷重による基礎の初期回転角とは別に、基礎の地震応答が最大となる時間に残留回転変形が生じる。その後、基礎はこのような傾いた状態を中心として回転振動するが、その回転角は地盤のばね定数によらずほぼ同じである。
- ② 底面地盤の一部に降伏が生じると、底面地盤の剛性の不均一性の影響が相対的に小さくなる。これは、地盤の降伏荷重を、地盤剛性によらず一定として解析したためであり、実際には、各岩級区分により降伏強度は異なるため、このような影響を取り入れた検討が必要である。
- ③ 地盤が降伏すると、基礎の端部（つま先部）において沈み込みが大きくなる結果、基礎の回転角が増大し、基礎の反対側では浮き上がり回数が多くなる。
- ④ 底面地盤の一部に降伏が生じると、ここで分担していた鉛直力を他の部分で分担するようになる。耐震設計上は、このような基礎地盤の降伏の連鎖的な伝播の可能性を十分検討しておかなければならない。

表-1 解析ケース

| 解析ケース | 地盤ばね定数                     | 常時作用力の方向 | 基礎地盤の剛性の不均一性 |
|-------|----------------------------|----------|--------------|
| 1     | 弾性                         | 左向き      | 均一           |
| 2     |                            |          | 不均一Ⅰ         |
| 3     |                            |          | 不均一Ⅱ         |
| 4     | 弾塑性<br>(地盤地盤反力<br>45,000t) | 左向き      | 均一           |
| 5     |                            |          | 不均一Ⅰ         |
| 6     |                            |          | 不均一Ⅱ         |

表-2 各応答の最大値

| 解析ケース | 底面地盤 | 重心点の最大応答値    |              |                         | 底面の鉛直変位 |        | 底面の鉛直地盤反力 |        |
|-------|------|--------------|--------------|-------------------------|---------|--------|-----------|--------|
|       |      | 水平変位<br>(cm) | 鉛直変位<br>(cm) | 回転角<br>( $10^{-3}$ rad) | 左端(cm)  | 右端(cm) | 左端(tf)    | 右端(tf) |
| ケース1  | 均一   | 1.18         | 0.288        | 0.249                   | 0.635   | -0.511 | 92,000    | 50,900 |
| ケース2  | 不均一Ⅰ | 1.05         | 0.254        | 0.230                   | 0.559   | -0.529 | 111,000   | 60,200 |
| ケース3  | 不均一Ⅱ | 1.00         | 0.314        | 0.208                   | 0.529   | -0.457 | 105,000   | 55,100 |
| ケース4  | 均一   | 1.41         | 0.329        | 0.312                   | 0.840   | -0.567 | 45,000    | 44,500 |
| ケース5  | 不均一Ⅰ | 1.40         | 0.384        | 0.314                   | 0.899   | -0.520 | 45,000    | 43,500 |
| ケース6  | 不均一Ⅱ | 1.47         | 0.440        | 0.327                   | 0.954   | -0.518 | 45,000    | 42,600 |

注) 底面の鉛直変位は、左端（ケーブル張力で沈下する側）では沈下(+)を、また、右端（ケーブル張力により浮き上がりを生ずる側）で浮き上がりの変位(-)を表す。

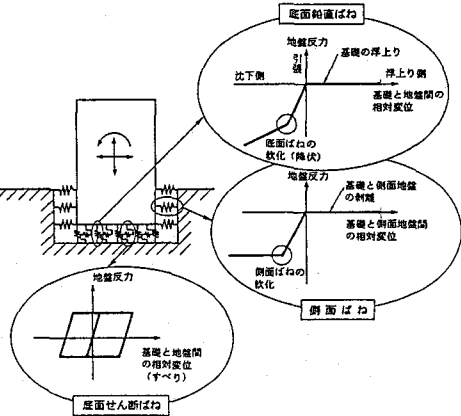


図-1 ばね剛性の軟化を取り入れた剛体基礎の転倒・滑動解析モデル

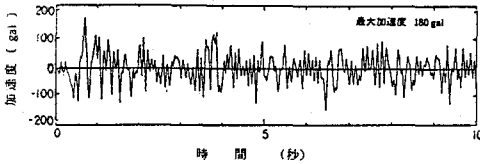


図-4 入力地震動

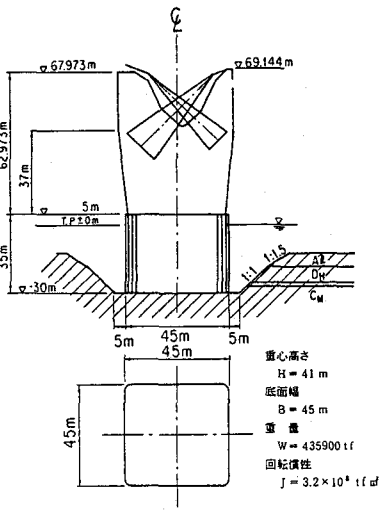


図-2 解析対称基礎（吊橋のカンカー）

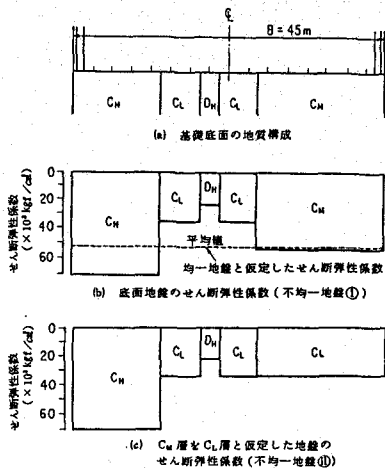
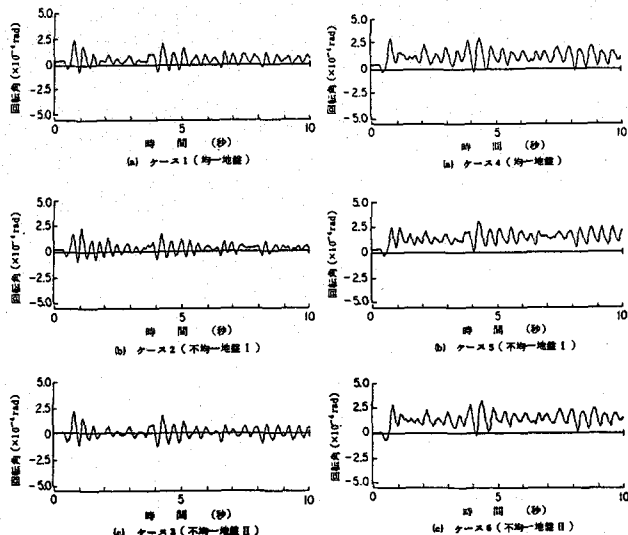


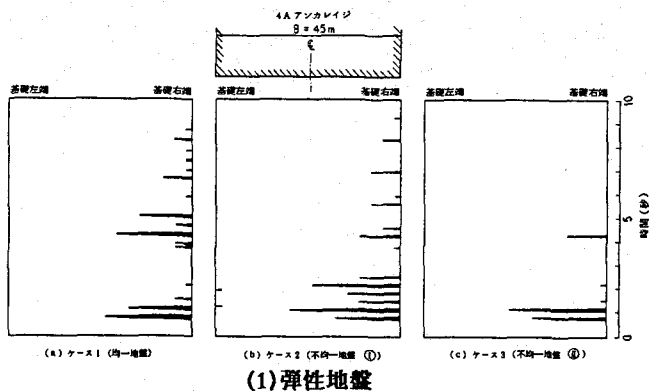
図-3 基礎底面地盤のモデル化



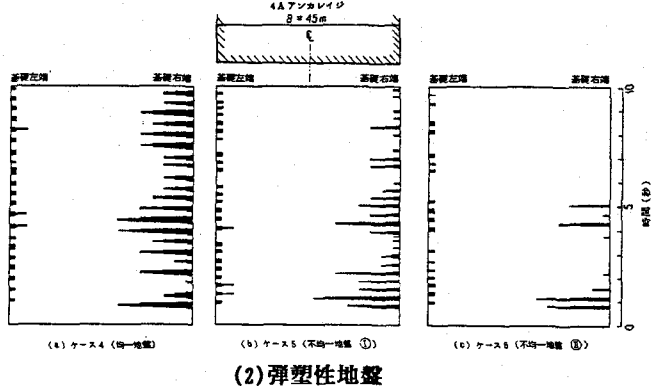
(1)弾性地盤

(2)弾塑性地盤

図-5 基礎重心点の回転変位の時刻歴波形



(1)弾性地盤



(2)弾塑性地盤

図-6 基礎底面と地盤間に生じる浮き上がりの時刻歴

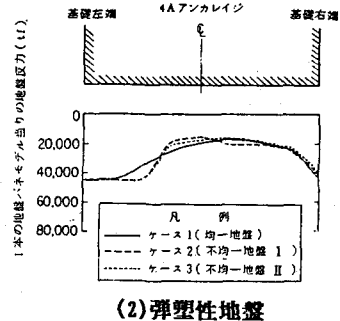
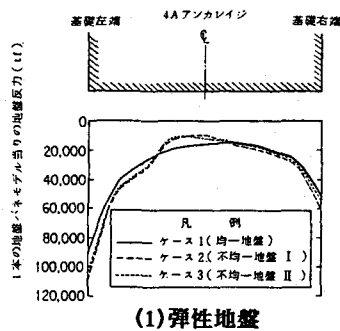


図-7 基礎底面に生じる最大反力の分布