

## I - B 456 地盤の塑性化を考慮した鉛直地下構造物の耐震解析

大日本コンサルタント 正会員 ○三浦 聡  
 同上 正会員 中岡 和伸  
 同上 藤田 英司

## 1. はじめに

シールドトンネルの立坑のような深さ方向に長い構造物（鉛直地下構造物）がレベル2地震動を受けた場合、地層構成によっては局部的に構造物自身と周辺地盤の変位差が大きくなり、立坑に作用する地盤反力が受働土圧強度に至る可能性がある。そこで、本研究では、図-1に示すケーソン工法によって施工された円形の立坑を対象に、地盤バネを弾性とした場合と地盤反力度に上限値を設けて弾塑性とした場合の2ケースに対して、応答変位法による解析を行い、地盤バネの考え方の違いが立坑の断面力に及ぼす影響を検討した。地震時の周辺地盤の変位は、兵庫県南部地震の観測波を入力地震動とした地盤の動的解析により算出した。

## 2. 解析モデル

解析モデルは図-1に示すように、立坑を周辺地盤にバネ支持させた弾性体の骨組みとした。地盤の物性および立坑の剛性は表-1と表-2に示す。

地震時の周辺地盤の変位は、重複反射理論に基づく水平地盤の地震応答解析プログラム(SHAKE)により算出した。入力地震動は、兵庫県南部地震で観測された東神戸大橋の地下33mで観測された地震動を用いた。地震動の入力位置は、GL-13m以深に $V_s=300\text{m/sec}$ を越える地盤があるため、この地点を基盤とするという考え方もあるが、立坑全体の挙動確認を目的とするため立坑底面とした。

水平地盤バネは、SHAKEによって得られた等価剛性値より算出し、地盤反力度に上限値を設けない場合(CASE-1)と上限を設けた場合(CASE-2)の2ケースを解析した。CASE-2の地盤バネは、図-2に示すようなバイリニア型とし、上限値を受働土圧強度とした。

立坑の応答変位法による解析は、立坑に接続する水平地盤バネに地震時の周辺地盤の変位を強制変位で与える方法とした。CASE-2では、地盤バネを弾塑性バネとすることから、変位増分解析とした。解析に使用するプログラムは「RESP-3T/B ver3.0」（株）構造計画研究所を使用した。

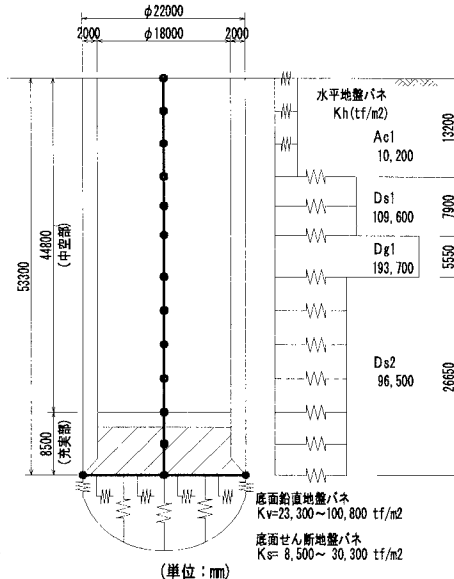


図-1 解析モデル

表-1 地盤定数

| 土層<br>記号 | 上面<br>深度<br>(GL-m) | 単位体積<br>重量 $\gamma$<br>(tf/m <sup>3</sup> ) | 粘着力<br>C<br>(tf/m <sup>2</sup> ) | 内部<br>摩擦角 $\phi$<br>(度) | 初期せん断<br>波速度 $V_s$<br>(m/s) |
|----------|--------------------|---------------------------------------------|----------------------------------|-------------------------|-----------------------------|
| Ac1      | 0.00               | 1.65                                        | 3.0                              | 0                       | 180                         |
| Ds1      | 13.20              | 1.80                                        | 0.0                              | 40                      | 435                         |
| Dg1      | 21.10              | 1.90                                        | 0.0                              | 40                      | 510                         |
| Ds2      | 26.65              | 1.80                                        | 0.0                              | 40                      | 435                         |

表-2 立坑剛性

|     | 断面積<br>A<br>(m <sup>2</sup> ) | 断面2次<br>I<br>(m <sup>4</sup> ) | ヤング<br>係数 E<br>(tf/m <sup>2</sup> ) | せん断弾<br>性係数 G<br>(tf/m <sup>2</sup> ) |
|-----|-------------------------------|--------------------------------|-------------------------------------|---------------------------------------|
| 充実部 | 380.1                         | 11,499                         | 2.35E+06                            | 1.02E+06                              |
| 中空部 | 125.7                         | 6,346                          | 2.35E+06                            | 1.02E+06                              |

キーワード：鉛直地下構造物、立坑、耐震設計、応答変位法、レベル2地震動

連絡先：〒170-0003 東京都豊島区駒込3-23-1 Tel:03-5394-7615 FAX:03-5394-7605

### 3. 解析結果

周辺地盤の変位と立坑の変位を図-3に示す。最大変位は地表面で周辺地盤が23.0cm、CASE-1が14.6cm、CASE-2が13.3cmとなった。CASE-2の方が若干変位が小さくなった。GL-13m以深に分布するDs1層以深の洪積地盤はせん断弾性波速度が300m/secを越える剛性の高い地盤であり、立坑の変位が洪積地盤の変位に支配されていると考えられる。

立坑に作用する地盤反力度を図-4に示す。GL-13m以深では両ケースとも差異は少ないが、GL-13m以浅ではCASE-1が地盤反力度の上限を越える結果となった。GL-3m位置で比較すると、地盤反力度はCASE-1が74tf/m<sup>2</sup>、CASE-2が7.6tf/m<sup>2</sup>となっており、この地点では解析上10倍の外力が立坑に作用していると判断できる。立坑は洪積地盤の変位に従って変位することから、CASE-1の解析では表層地盤(Ac層)内の変位増幅分が全て外力として作用していることになる。

立坑に生じる断面力と耐力を図-5に示す。耐力は常時およびレベル1地震動に対する地震時の設計によって定めた配筋をもとに算出した。CASE-1では、構造物の耐力を越える断面力が発生している。CASE-1に対するCASE-2の最大値は、曲げモーメントが $1.33 \times 10^5 \text{tf} \cdot \text{m}$ に対して $2.74 \times 10^4 \text{tf} \cdot \text{m}$ 、せん断力が $1.08 \times 10^4 \text{tf}$ に対して $4.35 \times 10^3 \text{tf}$ 、断面力低下率(CASE-2/CASE-1)は、曲げモーメントが0.21、せん断力が0.40となり、CASE-1に比べてCASE-2の断面力が大幅に小さくなった。これは、CASE-1がGL-13m以浅で受働土圧強度を越える外力が立坑に作用しているためと考える。

### 4. おわりに

本解析により、剛性の高い地盤の中に大半が埋め込まれた鉛直地下構造物の変位は、剛性の高い地盤の変位に支配されることが明らかになった。このような条件で、レベル2地震動を対象とした鉛直地下構造物を応答変位法により解析する際には、地盤バネに上限値を設けた弾塑性解析によって断面を評価する方が合理的であることが分かった。今後は、①地盤条件を変えた解析事例を増やし、②部材に生じる断面力をより精度良く評価するために部材モデルを棒部材からシェル部材とした場合の検討も行うとともに、③動的解析を実施して、レベル2地震動を受けた鉛直地下構造物の挙動を明らかにしたい。

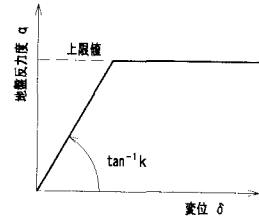


図-2 地盤バネ

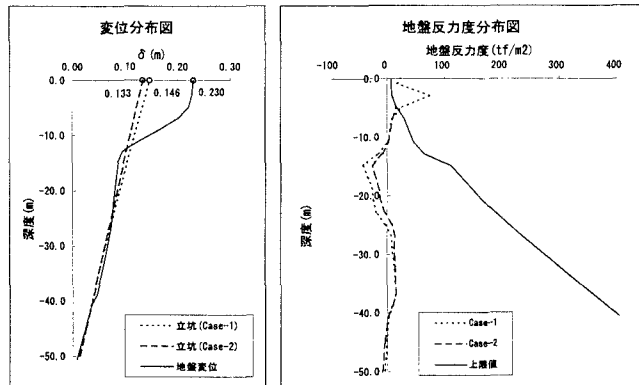


図-3 立坑と地盤の変位分布

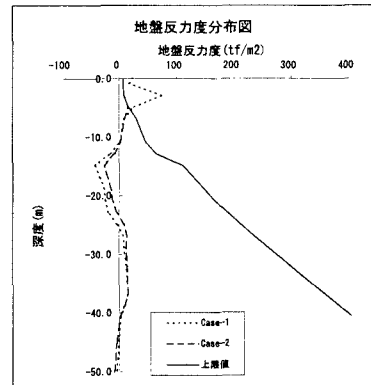


図-4 地盤反力分布

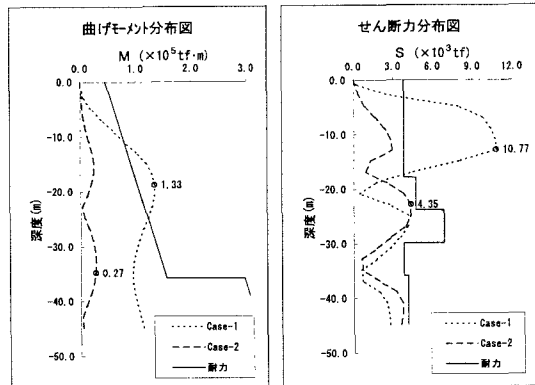


図-5 曲げモーメントとせん断力分布