立坑構造物の耐震解析モデルに関する考察 — 改良型応答変位法の実務性能の検証 —

志波 由紀夫1

¹フェロー会員 E-mail: yshiba@jcom.zaq.ne.jp

立坑構造物の耐震計算では"はり・ばねモデル応答変位法"が用いられることが多いが、従来の計算法 には地中構造物・地盤間の地震時相互作用機構からみて不合理な点がある.その改善を図った計算法を提 案したのが前報であるが、原理的・解析学的な議論に終始してしまい、その実務性までは示せなかった. 本報は、前報で果たせなかった改良型応答変位法の"実務性能"を検証したものである.すなわち、地 盤・立坑のモデルを1 例設定し、3 次元動的地震応答解析により立坑の挙動を把握したのち、実務で用い られている汎用構造解析ソフトをツールに、一連の計算過程を具体的に示しながら改良型計算法による耐 震計算を行って、3 次元解析結果の再現性を検証した.結果として、「地盤ばね」の問題が残るが、改良 型計算法の有効性を示せた.

Key Words: underground vertical shaft, soil-structure interaction, seismic analysis technique, seismic deformation method, performance verification

1. はじめに

本論文は、約7年前に、立坑構造物の簡易な耐震計算 法である"はり・ばねモデル応答変位法"に関する考察 を行って発表した、同じ表題の論文¹の続編である。

同じ地中構造物でも地下鉄や共同溝など水平に延びる トンネル構造物の耐震問題に関しては、研究の歴史も数 も豊富で耐震計算法もよく整備されてきているが、立坑 の耐震問題となるとあまり多くない. 地中の構造物であ るからトンネル類と同様の地震時挙動が想定でき、した がって同じ耐震計算法が適用できると考えられてきたか らなのかも知れない. その立坑の耐震計算法として現在 に至るまで最も広く認知されているのは、トンネルの長 手方向の耐震計算で用いられる横置きの構造解析モデル を 90°回転させて縦置きにした形の, いわゆる"はり・ ばねモデル応答変位法"であろう. 立坑を一本のはりに, 周辺地盤を地盤ばねにそれぞれ置き換え、周辺地盤の地 震時の応答変位を地盤ばねに強制変位の形で作用させて, はりに生じる断面力を構造解析するという方法である. コンピュータの性能が現在よりも格段に低かった時代に は、地盤・地中構造物一体の地震応答解析などは考えら れず,これが多くの耐震設計指針類で採用されていた. その後、1990年代に入って数値解析技術が進展するとと もに応答変位法という解析法自体の研究が深まった結果、 立坑構造物の3次元動的解析も不可能ではなくなり,あ るいは応答変位法を適用する場合の地震荷重の作用のさ せ方に関して参考となる技術情報³も発信され,「大規 模地下構造物の耐震設計法・ガイドライン(案)」³な ど一部の耐震設計指針の中では,そうした新たな技術や 知見が取り入れられた.

しかしながら、こうした進歩が一方でありながら、立 坑の耐震計算法といえば依然として"はり・ばねモデル 応答変位法"であり、しかも地盤変位だけを地震荷重と するやり方が主流であるように思われる.確かに、"は り・ばねモデル応答変位法"は力学モデルも地震の影響 の生起メカニズムも一見明解で理解しやすい.そして何 より、3次元または2次元の有限要素法に比べて解析モ デルの作成労力および数値データの取扱い量が桁違いに 少なくて済むメリットは大きい.しかし、その計算方法 には地中構造物・地盤間の地震時相互作用機構に照らす と明らかに不合理な点があり、それを修正しない限り、 他の選択肢の耐震計算法に比肩できる結果を得ることは 望めない.

こうした問題意識から、従来の"はり・ばねモデル応 答変位法"に内在する問題点を具体的に指摘し、それぞ れに対する改善策を組み入れて力学的合理性を備えた改 良型の"はり・ばねモデル応答変位法"を提案したのが 前報であった.そこではさらに、この改良型モデルが立 坑・地盤間の地震時相互作用の法則にしたがった挙動を 明快に再現できることなども示した.ただ,そうした議 論を,極めて理想的な地盤・立坑を想定した上で主に微 分方程式など解析学的な手段により展開したために,原 理的な理屈の話に終始してしまい,この新たな手法が現 実的問題を扱う実務計算にも有効であるのかどうかを示 すところまで至らなかった.

この改良型モデルの提案について,最近の立坑関連の 技術資料 %に言及があり,現状の応答変位法の見直しや 今後のさらなる検討の必要性が示唆されているが,それ にはやはり,改良型モデルが実務に有効かどうかの判断 材料がいくつか必要であろう.

そこで本報では、前報で果たせなかった改良型計算法 の"実務性能"について、一つの検証事例を提供したい と思う.その方法としては、前報で取り上げたものより も現実的な地盤・立坑を想定し、これを検証のための例 示モデルとする.そして、例示モデルの3次元地震応答 解析を行って立坑部分の地震時挙動を定量的に把握し、

これを"正解値"とみなす.その上で,耐震計算の実務で普及している汎用構造解析ソフトをツールとし,改 良型計算法にしたがった一連の耐震計算を逐一記述して いく.そこでは,改良型モデルに取り入れた新たな力学 要素や地震荷重を一般の解析ツールではどのように取り 扱えばよいかを具体的かつ明確に示すことがポイントに なる.そして最後に,算出された結果がどの程度"正解 値"を再現できているかを見て,改良型計算法の"実務 性能"を評価することにしたい. 点のみ簡単に説明しておく.詳しくは前報をお読みいた だきたい.

従来の方法を図示すると、基本的には図-1のようにな る. 前述のとおり、立坑の躯体は、その曲げ剛性等を反 映させた一本のはり(正確に言えば、複数のはり要素の 直列体)に、あるいは周辺地盤に対して剛性が十分に大 きいと考えられる場合は変形しない剛な棒に、 置き換え られる. 立坑周囲の地盤は、立坑を構成する各節点に連 結された地盤ばねという形でモデル化される. また、立 坑底面の水平変位および回転角に応じた地盤反力を考慮 するための地盤ばねも設ける. 立坑の地震時挙動は周辺 地盤の変位に支配され、立坑に応力が生じるのは地盤の 地震時変位が深さ方向に同一ではないことによるとの考 え方に基づき、地震時に想定される地盤の深さごとの変 位分布を地震荷重として立坑に作用させる. このとき, 立坑と地盤との間で動的相互作用が生じ、地盤変位がそ のまま立坑変位とはならないことを力学的に表すために, 地盤変位は地盤ばねの固定側節点を移動させることで作 用させる.

さて、以上のような耐震計算の考え方に対し、これまでに応答変位法に関する研究の成果として得られてきた知見等を踏まえ、前報では次の4つの問題点を挙げた.

- i) 応答変位法の理論で地震荷重として与える必要があるとされている地震時周面せん断力が考慮されていない。
- ii) 同様に, 躯体慣性力も考慮されていない. 地震時周 面せん断力に比べて影響は小さいかもしれないが,

2. 改良型はり・ばねモデル応答変位法の概要

検証作業に入る前に、問題となっている従来の"は り・ばねモデル応答変位法"とその改良案について、要



図-1 はり・ばねモデル応答変位法(従来法)



図-2 改良型はり・ばねモデル応答変位法

無視できるかどうかの定量的な検討が必要である.

- iii) 底面を除くと、地盤ばねが水平方向にしか配置されていない、立坑の軸線に回転角が生じるときには、それに対する回転方向の地盤反力を受けると考えられるが、それが考慮されない。
- iv)「土柱立坑」(周辺地盤と同じ質量と剛性をもつ仮想の立坑,すなわち地盤そのものである立坑で,地 震時相互作用が生じない特異な例として前報で取り 上げて考察した)のようにせん断変形する構造体まで幅広く表現するには、せん断変形が考慮できるは り要素を使う必要がある.

上記のうち iv)は現実では考えられない特殊な条件で あるので必ずしも対応を要する問題ではないが、ほかの 3 点、特に i)と iii)の問題は小さくないものと考えられた. そこで提案したのが図-2に示す改良型モデルである.従 来法に対する改善点は以下のとおりである.

- 地震時周面せん断力を、主要な地震荷重の一つとし て考慮する.地震時周面せん断力は立坑の両側面で 互いに上下逆向きの偶力となっているので、構造計 算上では、はりの節点にモーメント荷重として与え ることで等価な作用となる.また、底面にもその面 積に応じた周面せん断力を与える.
- ② 躯体慣性力も一応考慮する.この荷重の場合は、は りの各節点に、その質量と地盤応答加速度との積と して算定した力を節点力として作用させる.
- ③立坑の横断面に回転角が生じようとするときにそれに 抗するように地盤反力が働くよう,底面だけでなく はりの軸線に沿っても回転ばねを分布させて設ける.
- ④ 立坑躯体をモデル化するはりとしては、せん断変形 も考慮できるTimoshenkoはりとする.

前報では、上記のすべての改良を施したはり・ばねモ デル応答変位法であれば、「土柱立坑」のような特殊な 条件の立坑の理論的な挙動をも、うまく再現できること を解析学的に示すところまで議論を進めている.そこか らさらに求められるのは、地盤がいくつかの地層の重な りで形成されていたり、立坑の構造諸元が深さ方向に変 化したりするなど、設計実務で現実的に扱う条件に対し てもこの改良型モデルが有効であるのかどうかをテスト することであり、それを次章で行う.

3. 改良型応答変位法の実務性能の検証

(1) 検証の対象

改良型ばね・ますモデル応答変位法が計算性能と設計 実務への適用性を兼ね備えた"実務性能"を有している かを検証するために設定した立坑・地盤系を図-3に示す. 地盤も立坑も,特定の実在のものではなく,この検証の ために想定したものである.地盤は3層構成とした.層 厚40mの表層の上半分はせん断波速度(Vs)が120m/s, 下半分は同200m/sとし,硬軟に明確な差をつけた.深さ 40m以深の第3層はVs=400m/sで,工学的基盤層を想定 している.その他の物性値は図中に示したとおりである.

立坑としては、地表から基盤層まで達する深さ 40m, 12m×12m の正方形断面の鉄筋コンクリート造の構造を 想定した.頂部には厚さ 1m のスラブが、底部にはやや 厚目であるが 4m 厚の底盤があるものとし、壁厚は上半 分が 1.2m、下半分が 2.0m と変化するものとした.3次元 有限要素モデルの作成手間の都合上、かまちばり、中間 スラブ、開口部などは考えていない.



図-3 検証のために設定した立坑・地盤

現実の立坑・地盤条件に比べればかなり単純化された 条件設定ではあるが、立坑が硬軟の地層にまたがり、立 坑自体の剛性も途中で変化する、という一定の複雑性を もたせており、これにより耐震計算法の有効性を検証で きるものと考えた.

耐震計算としては、工学的基盤に入力する地震動を 1 波選定し、これにより加震される立坑の内部に発生する 応力を算出するものとする.その入力地震動としては、 2016 年熊本地震の本震のときに益城町の地中 252m の深 さで観測された加速度波形(防災科学技術研究所の記号 で 2016//04/16-01:25 KMMH16)を選び、その主要動部の 20秒間を取り出した.これを図-4に示す.最大振幅は約 159Galである.

(2) 3次元有限要素法による当該立坑の地震応答解析

最初に、今回の耐震計算で算出すべき"正解値"を用 意するため、想定地盤・立坑系の3次元地震応答解析を 行った.その解析には、土木・建築の設計実務での実績 が豊富といわれている汎用3次元動解析プログラムの Windows版 TDAP[®] III(骨組+FEM, Large)を使用した. なお、次項の応答変位法による耐震計算も含めて、本文 に関して実施した動的解析および静的構造解析は全てこ





3 次元の有限要素法(3D-FEM)モデルを図-5 に示す. 対称な構造系の1方向加震という解析条件であるので, 対称面を境にして全体の 1/2 をモデル化している. モデ ルの領域の広さとしては、40mの厚さの表層地盤に対し て平面寸法をその5倍の200m×200mとした. 深さ方向 については、第3層の工学的基盤層が半無限に広がる想 定であるが、立坑の底面と相互作用を行う領域を確保す る必要があるので第3層を26mの厚さだけモデル化し、 全体で 66m とした. 8 節点 6 面体要素 (ソリッド要素) でのメッシュ分割は、深さ方向を原則 2m 間隔とし、水 平方向は原則4m, 立坑近傍のみ2m間隔とした. 立坑部 分の 12m×6m×40m を除いた地盤領域の節点数は 47,637, 要素数は 43,544 である. 立坑部分も全て 8 節点 6 面体要 素でモデル化した、これをシェル要素とする考え方もあ ると思うが、この立坑では側壁の厚さが途中で変化して おり、シェル要素でモデル化する場合は要素中心面を壁 中心面に合わせられないという問題があるし、そもそも 壁厚の 1/2 だけ立坑・地盤間の接触位置がズレる問題も あるので、シェル要素によるモデル化はしなかった. ソ リッド要素により上半分と下半分とで壁厚方向にそれぞ れ3層,5層に要素分割することにした. 立坑部分の節 点数は1,390, 要素数は1,000 である. 立坑と地盤との接 触面(3つの側壁面と底面)には、地盤側・立坑側の同 じ位置に各々288 個の節点があるが、これら全ての二重 節点の XYZ の 3 方向の変位を極めて大きいばね定数を もつばねにより結合させている.これにより、立坑と地 盤との接触面は同じ変位をし、かつ、節点間でやり取り する力の大きさを知ることができる.



⁽a) モデル全体図

(b) 立坑部分

図-5 立坑・地盤系の 3D-FEM モデル図

境界条件としては、①左右の端面ではX方向とZ方向 の変位を拘束、②奥行端面ではZ方向変位を拘束、③対 称面ではX方向変位を拘束、④地震応答解析を行うとき のモデル底面は底面粘性境界、とした.また、図-4に示 した加速度波形は、深さ66mの底面粘性境界位置に入力 した.減衰特性の条件は「要素減衰」とし、図-3に示し た各材料の減衰比を与えた.このとき、別途実施した固 有値解析により、この層厚66mの地盤の1次固有振動数 が0.99Hzと得られていたので、要素減衰行列における基 準振動数を1Hzとしている.解析では地盤物性等の非線 形性は考えず、線形解析である.なお、立坑が存在しな いと仮定した、いわゆる自由地盤(free-field)の応答も 比較・参考値として知っておくことが有効であるので、 立坑部分を周辺地盤で埋めた解析モデルも作成して,上 述の条件と同じ条件で地震応答解析を行い,自由地盤の 応答も得ておいた.

上記の地震応答解析の結果は以下のとおりであった. まず,主要な箇所の応答時刻歴を図-6に示す.入力地震動に対する応答倍率はあまり大きくなく,入力の159Gal に対して立坑頂部の応答最大値は179Gal(自由地盤では 185Gal)である.立坑頂部位置での加速度も変位(深さ 66mのモデル底面を基準とした相対変位)も,立坑があ る場合と自由地盤の場合とでほとんど違いがないが,立 坑の剛性が大きいことにより,立坑の応答振幅が自由地 盤のそれよりもわずかに抑えられている.その変位差は, 最も大きいところでも9mm 程度である.立坑頂部の左



図-6 3D-FEM解析の結果(主な時刻歴波形)

右端では上下動成分も約 4mm 生じている. これは水平 方向の変位の 1/7~1/8 の大きさで同位相で生じているの で、立坑のロッキングモードを反映している.底面にお いても 3mm 弱の同位相の上下変位があることから、根 元からややしなりつつ全体的にロッキングしていること になる.

立坑に生じている応力(ソリッド要素の要素中心での 値) について見てみると、断面力の曲げモーメントに関 わる鉛直方向直応力の,は、地層境界付近で最も大きく 生じている. 波形の形としては、立坑-自由地盤の変位 差波形もしくは立坑頂部の加速度波形に似ている. せん 断力に関わるせん断応力_{vz}も地層境界付近で最も大き くなっており、層境で応力集中が起こっていることが分 かる. これらの応力の最大値を深さ方向に沿ってまとめ ると図-7のようになる. それぞれの深度で応力が最大と なる時刻は少しずつ異なるが、ほとんどの箇所で、5.5 秒前後もしくは 7~8 秒の時間断面で生じている. その 中でも深さ19mでの応力が最大であり、その発生時刻は 7.15秒である.

最後に、その7.15秒の時間断面で立坑に生じている曲 げモーメントとせん断力を整理したのが図-8である.こ れは、7.15 秒の時間断面での立坑構成要素の応答値から、 次式によって各深度ごとに応力を積算した結果である.

曲げモーメント:
$$\sum_{manhoo e \in \mathbb{R}_{+}} \sigma_{z} \times g = \pi a f a x y$$
 (1a)

せん断力:
$$\sum_{manhon
m egg_m} au_{yz} imes$$
要素面積 (1b)

ここにyは、要素中心から断面中立軸までの距離

(LL)

ßK

応答変位法で再現すべきは、この図-8ということになる. (3) 改良型応答変位法による当該立坑の耐震計算 改良型はり・ばねモデル応答変位法による耐震計算の 手順を示すと図-9のようになる.まず、入力地震動に対 する自由地盤の応答を求める. 自由地盤であるから1次 元の地震応答解析をすればよく、その結果から次工程の

構造解析における地震荷重の算定根拠となる①応答加速 度, ②せん断応力, および③応答変位の, それぞれ深さ 方向分布を得る.この1次元地震応答解析を,多くは周 波数領域で行う重複反射解析(代表的な解析ソフトとし て SHAKE があげられる) で行っていると思われるが, ここでは前項の 3D-FEM の解析とできるだけ整合させた いので、単一の8節点6面体要素を縦に必要個数積み重 ね、全ての節点自由度を水平1方向だけとした1次元地 盤モデルを作成し、これをTDAP®IIIを使って3D-FEMの 解析と同じ条件で解析した. この結果は当然, 前項にお ける3次元自由地盤の地震応答解析の結果と完全に一致 していることを確認している. 解析の結果として、上記 の①②③について一部の時刻歴波形を図-10に示す.

はり・ばねモデル応答変位法では、耐震計算の結果と

して、立坑をモデル化したはりの曲げモーメントおよび

せん断力が算出される. したがって、はり・ばねモデル

続いて、はり・ばねモデルによる構造解析となる.こ の骨組み構造の要素割りは、基本的に 3D-FEM のメッシ ュ割りに合わせた. すなわち, 深さ方向に 2m 間隔で節 点を設け、そこにはり要素および地盤変位を作用させる 水平方向地盤ばねを取り付ける形を基本にした.ただ, 周面せん断力を作用させるとともに回転方向地盤ばねを







図-9 改良型はり・ばねモデル応答変位法での耐震計算の手順



取り付ける節点はこれとは別に上記節点間の中央に設け る方が分かりやすいので、結局、1m間隔の節点割りで 水平方向地盤ばねと回転方向地盤ばねが交互に取り付く モデルとした.

構造要素としてはほかに、立坑底面に取り付ける底面 水平ばねと底面回転ばねがある. 図-11 にこのモデル図 を示す. 回転方向地盤ばねを取り外せば、従来法におけ る骨組み構造となる.

さて、地盤ばねのばね定数の設定であるが、これは応 答変位法という方法全般に共通して言えることであるが、 立坑構造物の耐震計算ではとりわけ、未だ合理的に確立 された方法がなく非常に悩ましい問題である。そのため 今回2つのケースを検討してみた。1つは道路橋示方書 の下部構造編 ⁹を参考にして、地盤の変形係数や立坑寸 法を加味しながら設定するもので、前報に詳しい説明が ある(これを以下、「指針ばね定数」と称する). もう 1 つは、立坑・地盤系の 3D-FEM 解析により、剛にした 立坑に載荷したときの荷重・変位関係からばね定数を算 出するものである(以下、「解析ばね定数」). こちら は非常に多くの手間がかかるが、個々の構造系に即した 地盤ばね定数が算出されるので、前者の方法よりも合理 的で精度も高いと考えられる. 今回のケースについてこ の2つの方法を試した結果を表-1 に示すが、両者に数倍 の開きが出ている箇所もある. 地盤ばねの設定方法は、 今後の大きな課題である.

以上のほかに、構造要素に与える条件として、はり要素のせん断変形性がある. TDAP[®] IIIの場合、はり要素の要素特性データの一つに「せん断断面係数」というパラメータがあり、これを1とすればせん断変形がフルに生じて Timoshenko はりとなり(改良型モデル)、0とするとせん断変形は考慮されなくなる(従来モデル)、今回これを利用した.

最後に、はり・ばねモデルへの地震荷重の作用のさせ 方は以下のとおりである.1次元地震応答解析の結果の 一部を図-10に示したが、こうした情報に基づいて、立 坑にとって最も厳しい応力状態となる時間断面を選定す る.それには、地表面の応答変位が最大となる時間断面, 地盤内部のせん断応力が最大となる時間断面, 立坑の上 下端位置での相対変位が最大となる時間断面,等々が考 えられ、しかもこれらが一致するとは限らない.今回の ケースでは、7.17秒と7.57秒において、地表面の応答変 位、立坑の上下端位置での相対変位、ならびにせん断応 力それぞれ同時に最大となり、かつ、その最大値が両時



図-11 当該立坑と地盤のはり・ばねモデル

须由	指針ばね定数		解析ばね定数	
/本/支 (m)	水平	回転	水平	回転
	(kN/m)	(kN*m∕rad)	(kN/m)	(kN*m∕rad)
0	6.17E+05		2.20E+05	
1		1.11E+07		1.94E+06
2	1.23E+06		4.40E+05	
3		1.11E+07		2.67E+06
4	1.23E+06		4.40E+05	
5		1.11E+07		3.40E+06
6	1.23E+06		4.40E+05	
7		1.11E+07		4.13E+06
8	1.23E+06		4.40E+05	
9		1.11E+07		4.86E+06
10	1.23E+06		4.40E+05	
11		1.11E+07		5.59E+06
12	1.23E+06		4.40E+05	
13		1.11E+07		6.31E+06
14	1.23E+06		4.40E+05	
15		1.11E+07		7.04E+06
16	1.23E+06		4.40E+05	
17		1.11E+07		7.77E+06
18	1.23E+06		4.40E+05	
19		1.11E+07		8.50E+06
20	2.52E+06		8.20E+05	
21		3.43E+07		2.60E+07
22	3.81E+06		1.20E+06	
23		3.43E+07		2.85E+07
24	3.81E+06	0.405.07	1.20E+06	0.405.07
25		3.43E+07		3.10E+07
26	3.81E+06	0.405.07	1.20E+06	0.055.07
27	0.015.00	3.43E+07	1.005.00	3.35E+07
28	3.81E+06	0.405.07	1.20E+06	0.005.07
29	2.01 - 00	3.43E+07	1.005+00	3.00E+07
30	3.81E+00	0.405+07	1.20E+06	
31	2015-06	3.43E+07	1.205+06	3.85E+07
<u>32</u>	3.01E+00	0.405.07	1.20E+00	4105-07
33	2.01 - 00	3.43E+07	1.005+00	4.10E+07
34 25	3.81E+06	2 425+07	1.20E+06	4 255+07
26	2010+00	3.435707	1 205+06	4.302-07
30	3.012700	3 43E+07	1.20E+00	4 60E+07
30	2 81E+06	3.43⊑™07	1 20E+06	4.00E+07
30	3.01E+00	3.43E+07	1.20E+00	4.85E+07
底面	8 27E+06	331E+09	140E+07	6.00E+09
アショ	0.2/2/00	0.010.00	1.402.07	

表-1 地盤ばねのばね定数

間断面でほぼ同値となった.ただ,地表面の応答加速度 は7.17秒時点のほうが若干上回っていた.そこで今回の 計算では,躯体慣性力の影響も考え併せて,7.17秒の時 間断面の方を選んで地震荷重を設定することにした.

図-12 にこの時間断面の①②③の深さ方向分布を示した. これらにより地震荷重は次のように設定される.

- i) 躯体慣性力: 躯体の単位体積質量と壁厚で決まる断面積とから、各節点が持つ質量が決まるので、それに節点位置での地盤の応答加速度値①を乗じた値を 節点力として作用させる.
- ii) 周面せん断力:②の地盤内せん断応力の値に立坑の 平面投影面積(今回の場合 144m²)を乗じ、さらに 当該節点が負担する深さ方向の周面せん断力受持ち 長さを乗じたモーメント荷重を、節点力として作用 させる.詳細は前報にて説明しているので参照され たい.
- iii) 底面せん断力: ②の底面深さにおける地盤内せん断 応力の値に立坑の底面積を乗じた力を,底面位置の 節点に,周面せん断力が作用する向きに作用させる.
- iv) 地盤変位:各水平方向地盤ばねの固定側節点を,③ の応答変位量に従って強制変位させる.

以上の諸条件のもと、はり・ばねモデルの静的構造解 析を行って立坑の曲げモーメントおよびせん断力を算出 した結果を図-13に示す.

(4) 結果の評価

3D-FEM の解析で立坑応力が最大になる時間断面は 7.15 秒であった.一方の応答変位法では,自由地盤の1 次元地震応答解析の結果を分析して立坑の応力が最大と なる時間断面を7.17秒と予測した.この時間断面の選定 自体が,応答変位法の有効性を評価する一つの評価項目 になると言えるが,今回これに関しては良好な結果であ



図-12 自由地盤の 7.17 秒の時間断面における状況



図-13 改良型応答変位法で算出した立坑の断面力

った.

次に、この両者は同一の時間断面とみなせるので、 3D-FEM の解析結果である図-8 と応答変位法の解析結果 である図-13 とは、そのまま直接比較できる.これらを 重ね書きしたものを図-14 に示した.また、同じ耐震計 算を従来法で行った場合の結果を図-15 に示す.こちら は、(3)項の応答変位法の耐震計算において、①周面せ ん断力を作用させない、②躯体慣性力を作用させない、 ③回転方向地盤ばねを取り付けない、④はり要素にせん 断変形をさせない(解析パラメータの「せん断断面係数」 を0にする)、として計算した結果である.

先に図-14 を見てみる. 立坑の変位の計算結果を見る と,解析ばね定数を用いた場合は 3D-FEM の結果をほぼ 完ペきに再現している. 指針ばね定数を用いた場合は, 変位を大きめに算出している. これは水平方向地盤ばね が硬く設定されているためと考えられる. いずれの場合 も,自由地盤の変位が地層境界で変化するのに対して, 地盤変位そのものではない緩やかにしなった変形となっ ているので,特に第1層内での地盤との相互作用が大き く行われることが示唆される.

次に、曲げモーメントとせん断力の再現性に関しては、 解析ばね定数を用いた場合のせん断力は"正解値"によ く迫っているといえよう。曲げモーメントについても第 1層内はほぼ完ペきであるが、第2層内では少々乖離し ている。指針ばね定数で計算したほうでは、曲げモーメ ント、せん断力とも、再現性が落ちている。どちらの計 算結果にも共通しているのは、3D-FEMでは硬い第2層 内での立坑応力の変化が少ないが、応答変位法はそこを うまく再現できていないことである.

図-14 には、この時間断面において立坑に作用してい る3つの外力,すなわち「地盤から受ける水平方向反 力」、「地盤から受けるモーメント反力」、それに「躯 体慣性力」の状況も添えてある. 「地盤から受ける水平 方向反力」は、応答変位法では水平方向地盤ばねの支点 反力値として出力されたものであり、3D-FEM では、地 盤・立坑間に埋め込んだ剛ばねにかかる力のうちの水平 方向成分の集計値である. 「地盤から受けるモーメント 反力」は、応答変位法では節点に与えたモーメント荷重 (周面せん断力相当)と回転方向地盤ばねの支点反力値 とを合算したものであり、3D-FEM の場合は剛ばね力の うちの Z 方向成分で偶力モーメントを形成している成分 を集計した結果である.そして「躯体慣性力」は、応答 変位法の場合は地震荷重として与えた荷重そのものであ り、3D-FEM の場合は立坑の各節点の質量に立坑の応答 加速度を乗じたものである.これら3つの外力が、立坑 に曲げモーメントおよびせん断力を発生させている要因 のほぼ全てであると考えられるから、立坑応力を再現す るにはこれらの外力がうまく再現できていなければなら ない. そういう視点からこれらの図を見てみると、解析 ばねを用いた応答変位法の計算は、モーメント反力につ いては 3D-FEM の結果の再現性がよいが、水平方向反力 については地層境界部における集中荷重の状況をうまく 再現できていない. 指針ばねを用いた場合は、いずれの 反力についても 3D-FEM の結果からの外れが大きい.こ うした違いが出るのは地盤ばね定数の違いによるわけだ から、やはり地盤ばねの設定方法に課題があるといえる.

「躯体慣性力」にも 3D-FEM と応答変位法とで少し差 があるが、これは応答変位法では立坑が自由地盤と同じ 応答加速度になると仮定しているのに対し、3D-FEM で は立坑の動きが地盤の動きよりもやや抑えられたもので あって応答加速度が地盤より若干小さかったのがその理 由である. 躯体慣性力という地震荷重要因がどの程度の 重みを持っているのか、ここでは不明であるが、応答変 位法ではこの荷重は最後まで仮定値に留まり、"正解値" との誤差を埋め切れないことに留意する必要がある. な お、躯体慣性力に関連して、「躯体慣性モーメント」と いう荷重要因のことが浮かぶ. 立坑がロッキング運動を するときにはこの力が働くが、改良型応答変位法でもこ れは考慮していない(3D-FEM の動解析では解析の中に 織り込まれている). 今後、その影響の度合いの確認が 必要であろう.

一方,従来法により計算した結果を 3D-FEM の結果と 比較した図-15 を見てみる.曲げモーメントに関しては 改良型と同等の再現性があるように見えるが,せん断力 に関しては大きく過小評価している.この主な原因は, せん断力発生の主要因である周面せん断力(荷重として



図-14 改良型はり・ばねモデル応答変位法による耐震計算の結果と 3D-FEM 解析結果との比較



図-15 従来のはり・ばねモデル応答変位法で計算した結果と 3D-FEM 解析結果との比較

はモーメント荷重)を作用させないところにある.ちな みに、立坑を3次元シェル要素でモデル化した"3次元 シェル・ばねモデル応答変位法"についての検討を行っ たなかで、周面せん断力を無視した計算では、立坑に生 じる曲げモーメントにはそれほど影響しないが、せん断 力は過小に評価されたという事例もある⁹.そのほか、 立坑の変位がやや大きめに計算されている.これは、立 坑の回転に抗する方向に働く周面せん断力と回転角に抵 抗する地盤ばねが考慮されていないことが原因と考えら れる.実際、立坑には「地盤から受けるモーメント反力」 が相当に働いているにもかかわらず、従来法ではそれが 全くのゼロ査定である.結局、従来法は、立坑に作用さ せる地震荷重も立坑の変位に抵抗する地盤要素も、底面 の回転反力ばね以外には水平方向のものだけしか考えて いないために、こうした計算結果を導くことになる.

4. まとめ

7年前の前報で、改良型はり・ばねモデルを提案しその妥当性を議論するに際し、次のような一文を書いていた.

・・・したがって,設計の実務で扱うような, 地盤がいくつかの地層の重なりで形成されてい たり,立坑の構造諸元が深さ方向に変化するよ うな問題に,直ちに答えられるものではないか もしれない.ただ,筆者は未だ試してはいない が,そうした問題に対しても,汎用の構造解析 ソフトなどを使って解析する中で,これから示 す解析原理に沿った構造要素や解析技法を組み 合わせることにより対応することができると考 えられる.・・・¹⁾ ここに後ればせながら、実務で扱うような耐震計算を 「試して」みた.その結果を以下にまとめる.

- i. 土木・建築設計の実務で使われている汎用構造解析ソフトを使い、立坑構造物の耐震計算のために先に提案した"改良型はり・ばねモデル応答変位法"の一連の計算を行ってみた. 一例ではあるが、2層ないし3層構成の地盤中に深さ方向に壁厚が変化する立坑を想定した耐震計算の具体例を示すことができた.
- ii. 従来法にはなかった,躯体慣性力および周面せん断力の考慮,立坑の回転変位に抵抗する地盤ばねの導入,はりのせん断変形の考慮,といった新たな要素も,汎用構造解析ソフトに備わっている機能等で対応可能であることを確認した.
- iii. 3 次元有限要素法動的解析法による地震応答解析を "正解"とみなし、これを改良型計算法でどこまで再 現できるかについて検証したところ、地盤ばねの設定 の問題が残るが、比較的良好な結果であって、従来法 よりも再現性が改善していることが認められた。
- iv. 以上により, 改良型計算法の実務への有効性が示され たと思う.

最後に,なお残った課題について触れるに際し,また しても前報の「まとめ」に書いた一文を掲げなければな らない.

・・・さらなる課題としては、地盤ばねの問題が 最も大きいと思われる.ばね定数を合理的に算定 する方法の確立のほか、大ひずみ時の非線形性を 如何に考慮するかなど、応答変位法全般に共通す る非常に難しい問題でもある・・・¹⁾

謝辞:本論文第2章で行った地震応答解析には、防災科 学技術研究所の強震観測網 K-NET, KiK-net の観測デー タを利用させていただいた.

参考文献

- 志波由紀夫:立坑構造物の耐震解析モデルに関する 考察,土木学会論文集 A1(構造・地震工学), Vol. 69, No.4(地震工学論文集第 32 巻), I_55-I_72, 2013.
- 川島一彦編著:地下構造物の耐震設計, pp.141-154, 鹿島 出版会, 1994.
- 建設省:建設省総合技術開発プロジェクト「地下空間の 利用技術の開発報告書」(第3分冊), pp.596-598, 1992.
- 4) 土木学会トンネル工学委員会技術小委員会 シール ド工事用立坑の設計法検討部会:シールド工事用立 坑の設計(トンネル・ライブラリー27), pp. 3_25-3 35, 土木学会, 2015.
- 5) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説 [I 共通編・IV下 部構造編], pp.295-320, 2002.

A THEORETICAL STUDY ON THE ANALYTICAL MODEL USED IN THE SEISMIC DESIGN FOR UNDERGROUND VERTICAL SHAFT STRUCTURES — PERFORMANCE VERIFICATION OF THE IMPROVED MODEL —

Yukio SHIBA

The seismic-deformation-method with use of "beam-and-spring model" is popularly applied in the practice of seismic design for underground vertical shaft structures. Although, a few points which are considered irrational referring to the mechanism of groundstructure interaction are included in the method. In the previous paper the author proposed an improved one for the method, and discussed much about it. However, the discussion was something theoretical and not practical.

This paper reports the results of performance verification of the proposed method. To verify the method, an example of common underground shaft and ground system was supposed, and 3D-FEM dynamic analysis was conducted in order to obtain confirmative information on the behavior characteristics of the shaft during an earthquake motion. Then the proposed method with a popular software of structural analysis was tested with regard to the accuracy of simulation and applicability to engineering practice.