

I-68

白鳥大橋主塔基礎の 現場動態計測結果を用いた設計検証

北海道開発局 正員 高橋守人

北海道開発局 正員 熊谷勝弘

(株) 長大 安部善憲

1. はじめに

白鳥大橋は、一般国道37号の室蘭市に建設中の中央径間720m、側径間330m、バックステイ径間80mの側塔付2ヒンジ補剛桁吊橋である(図-1)。この吊橋の主塔基礎の形式は、支持層とする地盤が陣屋側主塔(以下「3P」という)でTP-73.0m、祝津側主塔(以下「4P」という)でTP-57.0mと非常に深いため、他に例のない円形に近い平面形状を持った地中連続壁を仮設用の土留・止水壁として用いる地中連続壁併用逆巻剛体基礎工法を採用した。また、地中連続壁および本体の設計法を決定する際には種々の仮定や動的解析を行っている。このため、主塔基礎には次の目的で鉄筋計、水圧計、土圧計および地震計などの計測器を配置している。

- ①地中連続壁の深さが例を見ない深さであるため、内部掘削時の安全管理を行うことを目的とする。
- ②吊橋の動的特性が設計上重要な要因であるため、橋梁全体の動態特性の検証を行うことを目的とする。

本報告は、施工中および主塔基礎完成後にこれらの埋設計器により得られた計測記録をもとに地中連続壁の設計法の妥当性および基礎の固有振動特性等の妥当性を検証したものである。

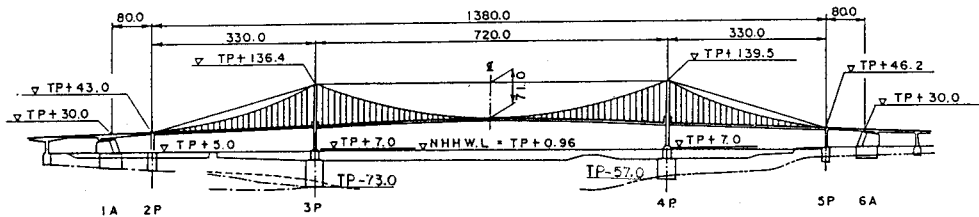


図-1 白鳥大橋全体一般図

2. 設計法の概要

2.1 地中連続壁の解析モデル

地中連続壁の解析は、以下に示す理由から設計当初主流であった軸対称2次元モデルは使用せず、次ページ図-2に示すような、3次元有限要素法解析モデルを用いた逐次累加解析法を採用した。

- ①地中連続壁の継ぎ手構造をカッティングジョイント工法としたため、地中連続壁の平面形状は円形ではなく多角形状となり、2次的な応力が発生する可能性がある。
- ②基礎本体の側壁を兼用するリング支保工(逆巻き壁)を掘削に従い逐次構築する。
- ③地層の流れ、水圧の不均等などにより、地中連続壁内部の掘削中に偏圧の発生が予想される。

Comparison of computed behaviour and actual behavior for tower foundation of Hakucho Oohashi
By Morito TAKAHASHI, Katuhiro KUMAGAI and Yoshinori ABE

2.2 3 P主塔基礎の固有振動特性

白鳥大橋は、基礎構造および上部構造とも動的応答解析を用いて設計を行っている。特に基礎の固有振動特性は全体系応答解析結果（特に主塔基部）に及ぼす影響が大きいためこれを把握することは重要である。今回、地震計により得られたデータを分析するのに先立ち、現状の固有周期を算出し、地震解析との比較を行うための資料とした。固有値解析の条件と結果を示す。

- ①基礎の質量を算出する際は築島および地中連続壁内部の水等を考慮した。
- ②計測期間に発生した地震は比較的小規模であるため地盤のせん断バネを算出する際に地盤の歪依存性は考慮しない。
- ③基礎を剛体2自由度の力学モデルとした。

上記仮定により算出した3 P主塔基礎の固有周期（1次）は、0.7秒となった。

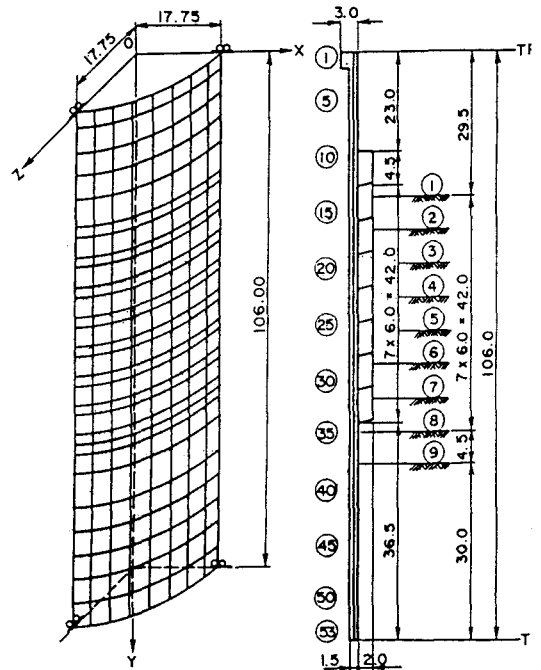


図-2 解析モデル

3. 計測項目および計測システム

3.1 計測器の配置

計測器の配置図を図-3、計測器から得られたデータを処理するための静的システムフロー図を図-4、地震観測のための動的システム図を図-5に示す。なお、地中連続壁の計測器配置は平面を8分割とし、そのうち橋軸方向で先行エレメントとなるA断面、橋軸直角方向で後行エレメントとなるC断面を主測線とし計測器を密に配置した。一方、地震計はA断面の深さ方向に3箇所（それぞれ3成分の地震記録が可能）設置した。静的システムは、工事の安全管理を行うのが主目的であるため計測器の各種データは、挿入式傾斜計を除き一日一回測定し、挿入式傾斜計は、各掘削段階の前後に測定を行った。また、地震計は地上で震度1以上の地震を感知し作動するように設定してある。なお、施工管理計測に用いる静的計測システムは3 P、4 Pともに設置してあるが、動的計測システムは3 Pのみ設置してある。ここでは、動的システムを設置している3 Pについて報告する。

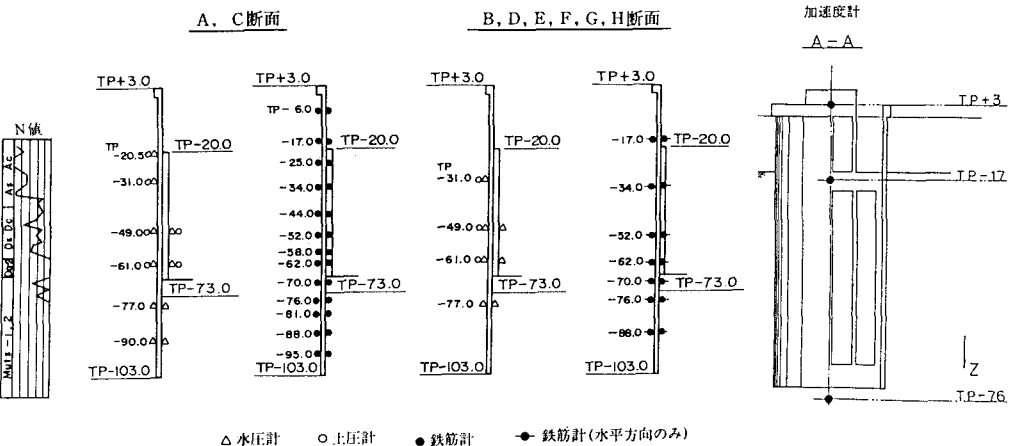


図-3 計測器配置図

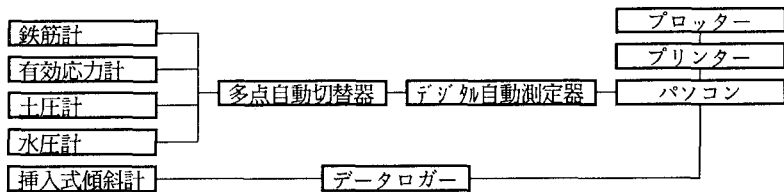


図-4 静的計測システムフロー図

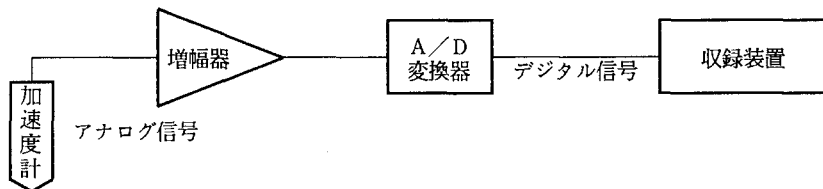


図-5 動的計測システムフロー図

4. 地中連続壁施工中の計測結果と設計値との対比

4.1 設計時点での課題

本橋に用いた地中連続壁による土留・止水壁は地中に円筒形の壁を構築し、土水圧には地中連続壁と逆巻き壁のフープコンプレッションで抵抗する構造であるため、掘削面内に切り梁を用いず内部掘削が可能である。従って、設計上の重要なポイントは地中連続壁の平面形状が多角形であるために発生する2次的応力と土圧、水圧の分布形状である。ここでは、地中連続壁の平面形状の影響と支配的な荷重となる水圧について設計上の仮定と計測結果について比較検討を行ったので報告する。なお設計に用いた水圧は、静水圧分布を基本と考え、地中連続壁内部の掘削面以下の地盤内の残留水圧の程度から、水圧の分布形状を三角形分布と台形分布の2種類仮定した。

4.2 計測結果と設計値との対比

1) 水圧の計測結果

水圧の鉛直方向の分布図を図-6に、水平方向の最終段階（第9段階）分布を図-7に示す。鉛直方向の分布は、外側の水圧計の値から内側の水圧計の値を差し引いた値である。掘削初期は、ほぼ静水圧分布であった水圧は、掘削が進むにつれ、深い位置から静水圧より減少する傾向を示し、水圧の分布形状は、三角形分布と台形分布との中間的な形状となった。一方、水平方向の水圧の分布形状を見ると、概ね等圧の分布となっているが、ディープウエルに近いH断面付近と、最も遠いD断面とを比べて判るように、ディープウエルに近いH断面付近は水圧の低下が発生していることが判る。

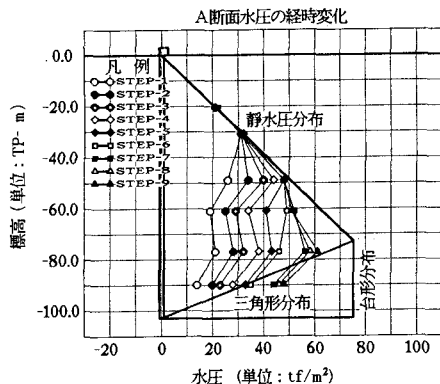


図-6 水圧の鉛直方向分布

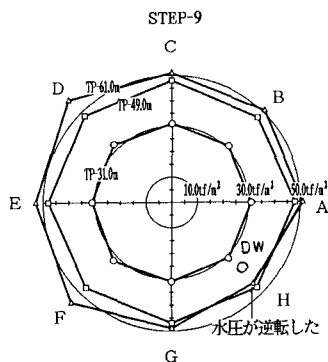


図-7 水圧の水平方向分布

4.3 水平方向応力度の計測結果

図-8に地中連続壁A断面（先行エレメント）内側の縁応力度の計測結果（マーク付き実線）と設計計算結果（細線）を示す。また、図-9にC断面（後行エレメント）の同一内容のグラフを示す。着目断面は地中連続壁の平面形状のうち、A断面は地中連続壁が折れ曲がる点、C断面は地中連続壁の直線部分のほぼ中央点に対応する。計測結果を見ると、A断面に比較しC断面ではコンクリートの圧縮応力度が全体的に小さく、多角形の影響が現れていることが判る。各断面とも掘削初期では、設計々算値と計測値がよく一致している。しかし、掘削が進むにつれて応力度の急激な変化が見られ、設計計算値を上回った部分がみられる。これは、逆巻き壁に打ち込んだコンクリートの水和熱の影響であると推定でき、実測値を分析した結果、地中連続壁の温度上昇1℃について4 Kg/cm²のコンクリートの圧縮応力度の増加があった。しかし、この応力度はコンクリートの温度降下とともに減少するものの完全にもとの状態に戻ることはなかった。

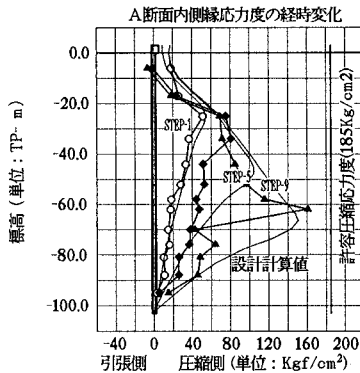


図-8 先行エレメント縁応力度

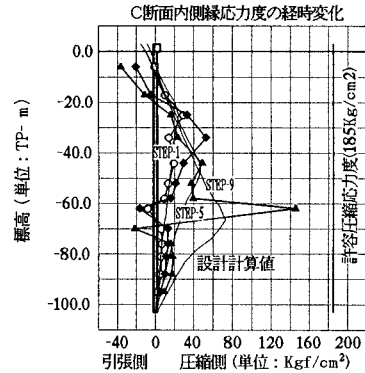


図-9 後行エレメント縁応力度

5. 主塔基礎の固有振動特性および減衰特性の検証

5.1 検討対象とした地震

本橋の動的計測システムの完成は、地中連続壁の内部掘削を行っていた1990年1月であり、それから現在まで観測体制は続いている。その間、常時微動観測を含め、収録装置には多くの地震波が記録されていたが、施工振動によるものが多く有意な地震波は少なくまた規模の小さいものが多かった。本報告ではシステム完成当初から1992年8月末までに室蘭で発生した有感地震のうち気象庁で確認出来、解析が可能な次の3地震波を選定した。

- ①青森県東方沖地震、（平成4年7月12日 20時09分 マグニチュード6.5 室蘭における震度2）
- ②三陸沖はるか東地震（平成4年7月18日 17時39分 マグニチュード6.9 室蘭における震度0）
- ③渡島支庁東部地震、（平成4年8月24日 15時00分 マグニチュード6.3 室蘭における震度2）

6.2 観測地震波形

観測された地震波形のうち参考として、平成4年7月12日のTP+3.00mの地震波形を示す。

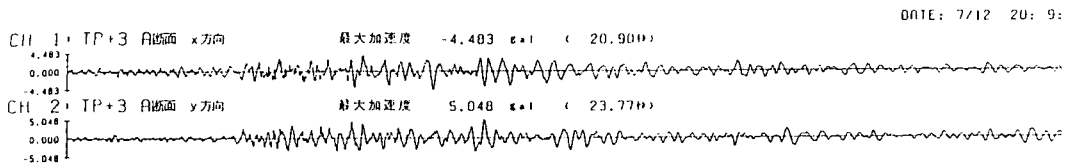


図-10 観測地震波形（1992年7月12日：TP+3.00）

5.2 解析方法

主塔基礎の固有振動特性および減衰特性を検証するために本検討では次の方法により解析を行った。

- ①パワースペクトルを算出した結果、固有振動数が判別出来る明確なピークを得ることが出来なかったため、地震波が非定常波形であることに注目して、ランニングスペクトルを算出し、さらに基礎の深度の異なる位置の伝達関数を算出し、その卓越振動数から主塔基礎の固有振動数を求めた。
- ②減衰定数の算出は、算出された伝達関数からハーフパワー法により求めた。

5.3 検討結果

1) 主塔基礎の固有振動数の算出結果

主塔基礎の固有振動数を算出するため3地震波によるランニングスペクトルおよび同一観測方向の深度の異なる伝達関数を求めた。その結果地震による違いは多少認められるが、ランニングスペクトルによる基礎の固有振動数はおよそ1.0～1.4 Hzとなると推定できる。一方伝達関数に注目した場合でも主塔基礎の固有振動数はおよそ1.3～1.5 Hzとなると推定できる。このことから、3P主塔基礎の固有振動数はおよそ1.3～1.4 Hzと考えられる。図-11、12に平成4年7月12日に記録された地震波を基に算出した伝達関数およびランニングスペクトルを示す。

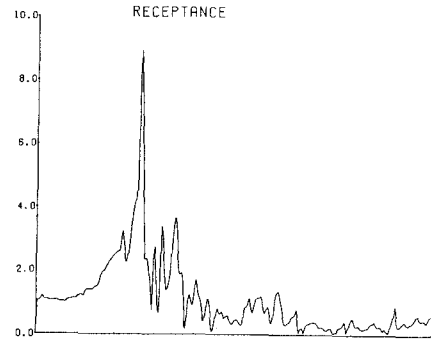


図-11 伝達関数

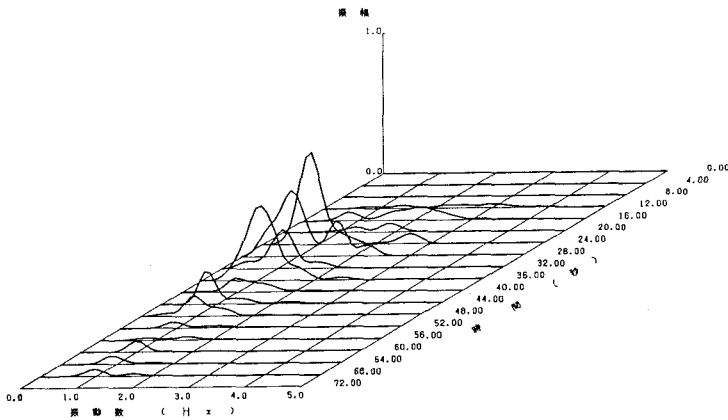


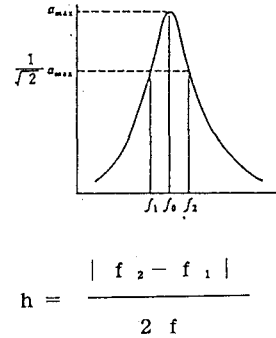
図-12 ランニングスペクトル

2) 主塔基礎の減衰特性の算出結果

減衰定数は、常時微動におけるパワースペクトルのピークが明確でないため上述の3地震より求めた伝達関数を用いてハーフパワー法により算出した。この結果、表-1に示す通り減衰定数はおよそ1.4%と算出された。これは、測定した地盤の歪レベルと振動3軸試験結果から得られた $\varepsilon \sim h$ の関係から、妥当な値と考えられる。一方、設計においては、大地震を想定した場合の地盤の歪レベルによる最大値として減衰定数を20%と仮定している。

表-1 減衰定数の計算結果

	7月12日		7月18日		8月24日	
	X方向	Y方向	X方向	Y方向	X方向	Y方向
a_{max}	10.5	4.6	10.0	6.1	12.0	8.0
$a_{max}/2$	7.4	3.2	7.1	4.3	8.5	5.7
f_1	1.29	1.44	1.45	1.46	1.45	1.43
f_2	1.34	1.48	1.49	1.50	1.49	1.46
f_0	1.31	1.47	1.48	1.48	1.47	1.44
h%	1.9	1.3	1.3	1.3	1.4	1.0



6. まとめ

白鳥大橋の主塔基礎のように根入れの深い基礎の設計、施工については全国的にみても例が少なく、計画当初から種々の不確定要因について検討を行って来た。基礎の工事も順調に進捗し、設計当初から問題となっていた不確定要因を解明する手がかりとなる計測結果も次第に蓄積しつつある。今回は、その中から地中連続壁に関する計測結果と、地震計による主塔基礎の固有振動特性に対する計測結果を整理して報告を行った。この結果、設計時点で仮定した事項に対して次の事項が確認された。

- ①計測された地中連続壁の応力度は、結果的にはほぼ設計値通りであり多角形状の影響や上部継ぎ手の引張も明確にとらえることが出来た。しかし、反面逆巻き壁の水和熱による影響については温度上昇による影響は、逆巻き壁の温度低下に伴い減少すると考え、設計に見込んでいなかった。この点については今後同様の構造物の設計にあたって検討を行う必要のある項目と考えられる。
- ②地中連続壁の支配荷重となる水圧は、周辺および底面以深の地盤の透水性に影響を受けるが、概ね水平方向は等圧分布、深さ方向は三角形と台形の間間的な分布となり設計上の仮定と一致した。なお、ディーブウエルの位置については地盤の透水性によって水圧の不均等分布を引き起こし大きな偏圧を引き起こす可能性があり注意を要する点である。
- ③地盤の歪レベルが 10^{-6} 程度での主塔基礎の固有振動数は1.4Hz（固有周期0.7秒）と計算値とほぼ一致する結果を得た。
- ④主塔基礎の減衰特性は1.4%と設計値よりも小さい値となったが、地盤の歪レベルを考慮する場合妥当な値と言えよう。

以上、白鳥大橋主塔基礎の地中連続壁の設計法と動的検討について現場における計測結果をもとに検証を行った。地中連続壁については安全管理計測に用いた計測器を用いたこと、また地震計については地震の規模が小さかったことから十分な結果得たとは言い難い面もあるが、今後類似の構造物の設計にいくらかでも参考となれば幸いである。

〔参考文献〕

- 1) 石原勝、熊谷勝弘、佐藤謙二：白鳥大橋の主塔基礎 - 地中連続壁併用逆巻剛体基礎 - 基礎工 1988年1月
- 2) 野坂隆一、川崎博巳、高橋守人、田口史雄：白鳥大橋主塔基礎における地中連続壁 基礎工 1989年10月
- 3) 高橋守人、和田忠幸：白鳥大橋下部工の設計と施工 土木技術44巻11号 1989年11月
- 4) NAMIKI Hiroyuki, ABE Yoshinori: DESIGNING THE SUBSTRUCTURE OF MAIN TOWER OF SUSPENSION BRIDGE CONSIDERING NEW CONSTRUCTION METHOD. EASEC-2 January 1989
- 5) 竹田俊明、坂場武彦、安部善憲：白鳥大橋主塔基礎における大深度地中連続壁の動態計測と設計値との対比 構造工学論文集 Vol. 38A 1992年3月