白鳥大橋ができるまで

Planning and construction of Hakucho bay bridge

まえがき

室蘭市は北海道の南西部に位置する工業都市であり,室 蘭港(特定重要港湾)は全道港湾取扱貨物量の約20%を担 う道央圏の一大拠点である。しかし,重工業,流通管理の 諸機能は主に半島部に集中するため,都市機能を拡大する ためには,現状の袋小路となっている道路網では課題が多 い。

この課題解消を担い,図一1に示すように,半島先端部 と対岸を結ぶ白鳥新道(延長3.8km)が昭和56年度に事 業化された。この事業は室蘭市の開発ポテンシャルを高め るだけでなく,北海道縦貫自動車道に連絡されることから, 周辺地域の発展に大きく寄与するものとして期待されてい る(口絵写真-7)。

白鳥大橋は、白鳥新道の湾口部を連絡する主橋梁であり、 中央支間 720m,橋長1 380mの吊橋で計画している。吊 橋案について本格的な設計に取り組んだのは昭和58年度か らであり、昭和60年度から仮設桟橋工事の一部に着手した。 現在も、仮設工事と併行して、吊橋の設計の詳細について 検討を重ねているところであり、ここでは主に下部工を中 心として、これまでの検討経過をまとめてみた。

橋梁諸元と特徴

白鳥大橋の諸元を表一1,側面図を図-2に示す。特徴 的なこととして,

- ① 取付け道路部に縦断線形の制約があるとともに、必要航路高(T.P.+54.45m)を確保するために桁高を低くする必要があることなどから、箱桁を採用している。
- ② 主塔基礎位置の支持岩盤が深い(T.P.-60m~T.P. -80m程度)ため、大深度大規模基礎となっており、 耐震構造に特に配慮している。
- 幅員が12mのわりには、橋長が1380mと長大である。
- ④ 積雪寒冷地に架設されるため、着雪による補剛桁等の耐風設計の検討を要する。
- ⑤ 石油タンクなどの危険物に近接するため,防災面から高度な施工を要する。

*北海道開発局 室蘭開発建設部 室蘭道路事務所所長 **北海道開発局 室蘭開発建設部 室蘭道路事務所副所長

September, 1986



図-1 架橋位置図

表-1 白鳥大橋の諸元

項	日	内	容
橋 梁	形 式	3径間2ヒンジ補剛用	
道路	規 格	第1種第3級(自動車	5専用道路)
設 計	速度	60 km/h	
設 計	荷 重	TL-20, TT-43	
幅	員	2.5~7.0~2.5=12.0	m
橋	長	330+720+330=1 380	m
縦 断	勾 配	最大 3.4%	
橫 断	勾 配	2.0%	
ケー:	ブル径	440mm	
ታ :	グ比	1/10	
桁升	形 式	鋼床版箱桁	

⑥ 基礎形式に地中連続壁を仮締切りとした逆巻き剛体 基礎を採用している。

などがあげられる。

2. 地質調査結果

2.1 各基礎位置の地質概要

架橋予定地点の地質断面図を図—3に示す。支持層となる新第3紀の岩盤は火山性の凝灰質の軟岩が卓越しており, 各基礎位置により岩質が異なるとともに,特に3Pと4P 地点で支持岩盤が深い位置にある。また中間層となる洪積 層の一部に礫層(Dg-2)の存在が確認されている。各基 礎位置における地質の特徴を表-2に示す。

2.2 岩級区分と物性値

支持層となる岩盤の強度は、岩種、風化の度合いによっ

No. 1635



図-3 地質断面図

表-2 各基礎位置の地質の特徴

基礎位置	1 A	2 P	3 P	4 P	5 P	6 A	
基礎底面 の深さ	T. P27m	T. P31m	T. P78m	T. P57m	T. P26m	T. P22m	
支持層と なる岩種	凝灰質シル 軽石質礫岩	ト岩 (Mum) (Mupg)	凝灰質粗粒砂岩(Muts-1) 軽石質凝灰岩(Muts-2)	凝灰角礫岩(Mutb)	凝灰角礫岩(Mutb)		
地質の特 徴	 Mum と Mu; の底面内に入る。 2 P付近にもの境界が存在す。 Mum と Mu ほかの支持岩類る。 岩盤の上部は、 風化を受けてい。 	pg の境界が1A る。 Mum と Mupg ける。 pg は, どちらも 盤に比べ堅硬であ 1~4mの厚さで いる。	・Muts-1, Muts-2 とも固結度が低 く,通常のボーリング方法ではコ アが土砂状に採取される。 ・着岩深度はT.P65m前後であ るが,岩盤上部15m程が風化を受 けており,T.P80m付近から やや硬めの岩となる。 ・洪積,沖積層は主として砂層,シ ルト層であるが,層厚が50mに及 ぶ。 ・岩盤の直上に洪積砂礫層があり, 最大70 cm の巨礫が一部のボーリ ングで確認される。	 ・鉛直および水平方向に岩質が変化し、硬質な岩の下部が軟質であったりする。 ・岩盤中に数 cm の礫が数多く含まれており、所により径 40~50 cm の硬質な礫が3~5 mに1 個の割合で含まれる。 ・岩盤の上部10m程が強風化を受け軟質である。 ・洪積、沖積層は層厚約35mで、上部30m程がN値5付近の軟弱な砂層、シルト層である。 	 4 Pよりも更けしく,近接したもコアや物性にる。 5 Pの28m以行るののででいる。 6 Aの基礎底面灰岩 (Mutf) そる。 	こ岩質の変化が激 たボーリング孔で 直に違いがみられ 架の岩盤中に,径 大きな礫が密集し 面以深に軟質な凝 を数層挟在してい	

て大きく異なっている。架橋予定地点の岩盤は一般に軟質 で,強風化部ではコアが流失したり,土砂状になって採取 されることが多いので,コアの物性値を岩盤に直接対比さ せるのが難しい。このため,孔内水平載荷試験の変形係数 (*Esp*)を岩級区分の主指標として,他の種々の特性値との 相関を検討した結果,岩片の硬さとコア形状による評価点 が*Esp*と良い相関を示した。この評点の設定法を表-3に, 評点と*Esp*の関係を図-4に示す。*Esp*は5段階に分け, 軟質な岩盤から D, CL, CM, CH, A·B 級とした。

また,これら岩級区分と支持層となる岩種の関連および 強度試験結果から代表的に求まる強度定数(*c*, *φ*)の関連を 表-4に示す。

2.3 岩盤支持力

岩盤支持力を決定するに際しては,最初に各基礎位置で 代表的な岩種,岩級から,数種類の支持力公式を適用して 支持力を算出し,各種理論の適用条件なども考慮して,期

土と基礎, 34-9 (344)



		- 32		許不是	の設定は	5							
判定要素	記号	X	分		判	定	基 準						
	A	硬	岩	· ^:	レマーの引	鮒で折れ	る。						
				・千	文通しが 9	ミき刺さら	ない。						
	В	中硬	岩	・ハ	ンマーの車	経打で折れ	る。						
岩片の硬さ				・千礼	・千枚通しが少し突き刺さる。								
	С	軟	岩	· ^:	ンマーの車	経打で崩れ	5.	-					
		17. +h	ш	• +1	又通しか」	.cm 程度	突き刺さ	5.					
	D	極軟	石	・于 - 千1	C朋セる。 が通しがな	マ見い前へ	z						
	Ι	棒	状	• 30	cm 以上。	コア							
コアの形状	п	短柱	状	・10~30 cm のコア									
	ш	礫	状	•10 cm 以下,ないし岩片~礫状コア									
	īV	土砂	状	・軟質で土砂状コア									
評 点 5			4	3	2	1	0						
岩片の硬さ		A	A	~ B	В	В∼С	С	D					
コア形状		I	I	~ II	п	п∼ш	ш	IV					

新古の沙今井

表—4	岩種と岩級区分およ	び強度定数の関連
-----	-----------	----------

岩	岩種定	(1 Mutb	() Mutf	(1 Mu	I) 1pg	(I Mu	II) ts-1	(Г Ми	V) ts-2	(N M M	7) um us	(V M (航路但	I) us 側のみ)
級	E_{sp} (kgf/cm ²)	c (kgf/cm²)	φ (deg)	c (kgf/cm²)	ϕ (deg)	c (kgf/cm²)	$\phi (deg)$	c (kgf/cm²)	φ (deg)	$c (kgf/cm^2)$	$\phi (deg)$	$c \ (kgf/cm^2)$	$\phi \ (deg)$
Α	10 000 以上 (13 000)	22.0		13.0		-	_			18.0	20		
В	10 000~7 000 (8 200)	16.0	25	7.5									_
СН	7 000~4 000 (4 800)	12.0		<u>6.0</u> 4.0			-		12.0	10	4.5	30	
СМ	4000~2000 (2800)	6.0	20			4.0	35			13.0	10		
CL	2 000~1 000 (1 400)	3.0					30	5,0	20			_	
D	1000以下 (600)	1.2	18			2.0	15	2.0	30	_			

待できる支持力の目安値を設定した。更に,不均一な岩盤 をできるだけ現地条件に合うようにモデル化して,有限要 素法による変形解析を行い,破壊機構や沈下特性を検討す ることにより,設定した支持力の妥当性を照査した。

このような検討手法により,各基礎位置の許容支持力 (ga)として,

1A,	$2\mathbf{P}$		$q_a = 300$	tf/m²
3 P			$q_a = 250$	tf/m²
4P,	5P,	6A	$q_a = 200$	tf/m²
程度は期待	できる	ものと	:した。	

3. 下部工耐震設計

3.1 **耐震設計の概要**

橋梁下部工の耐震設計には、一般に構造物の応答を考慮 した修正震度法が用いられる。この方法は設計地盤面より 上の重量に対し、構造物の固有周期により応答を考慮した 修正震度を掛けるものである。

本橋においては,特に3P,4P地点で第4紀の沖積およ び洪積層が厚く堆積し,支持岩盤が深いため大深度基礎工

September, 1986

となっている。そこで、基礎工~地盤系の振動解析を試み た結果、この系の振動は地盤一次モードの振動に大きく支 配されていることが分かった。このため、地中部について は、地盤の地震時応答変位をばねを介して入力するという 応答変位法の概念を取り入れた。すなわち、設計地盤面よ り上の重量に対しては震度を、下に対しては地盤応答変位 をばねを介して入力する方法である。

3.2 入力地震動の設定

図-5に設計基盤加速度(Amax)決定までのフローを示 す。ここで、特徴的なこととして

- 架橋地点より約1kmの近距離に設置されている強 震計の記録を活用している。
- ② マグニチュードと震源距離から架橋地点付近での基盤入射加速度予測公式を作成し、過去の地震データーから統計解析を行っている。

などがあげられる。

解析を行った結果,再現期間100年に対応する基盤加速 度としては100galを得た。しかし,耐震設計の入力値を 決定するに際しては,式の精度,データーのばらつき,既

No. 1635



図-5 設計基盤加速度決定フロー

往最大記録(1968年十勝沖地震時,基盤 106 gal) などを 考慮して, A_{max}=120 gal とした。

入力地震動を基盤応答加速度スペクトル(基盤-SA) で定義するにあたっては,現地強震計記録のうち,地表 150 gal以上を記録した3地震(1968年十勝沖地震,1981 年日高支庁西部地震,1982年浦河沖地震)の基盤波を求め, Amax=120 galに調整した場合の基盤-SAを各々計算し, これらの平均をとることとした。

また,応答変位を考慮した耐震設計に用いる入力時刻歴 波形として基盤—SA 適合波を定義した。この波形は基盤 —SA と同じ SA 特性を持つように、十勝沖地震の波の位 相を変えずに、周波数領域において調整したものである。

一方,上部工応答反力は全体系応答計算により求めるが, このときの入力は基盤入力に対し,地盤の増幅を考慮して 基礎構造物重心位置における地震動とした。すなわち,前 記3地震と基盤—SA 適合波をもとに基盤~重心間の応答 倍率を求め,これにより基盤—SA から重心加速度応答ス ペクトル(重心—SA)を求めた。入力時刻歴波形は基盤 —SA 適合波と同様の手法で,重心—SA に対して適合波 を定義した。

このほか, 震度等, 地表面付近での入力地震動として, 地表面加速度応答スペクトル(地表—SA)も重心—SAと 同様に求めており, これら設計応答スペクトルを図—6に 示す。

3.3 地震時液状化の検討

各基礎について次の3手法で液状化の検討を行った。

道路橋示方書による簡易法

ボーリングデーター(N値, D₅₀ など)より液状化 抵抗応力比(R)を定め,地域種別,地盤種別などか



図-6 設計応答スペクトル

ら地震時せん断 応力比(*L*)を定めて,安全率 *FL* = *R*/*L* で判定する。

- ② 地盤応答解析と繰返し三軸圧縮試験による詳細法 FLを計算する際のRを原位置不攪乱試料の繰返し 三軸圧縮試験から求め、Lは重複反射理論による地盤 応答解析から求める。
- ③ 地盤の非線形性と透水性を考慮した有効応力法 初期有効拘束圧(𝔹) を 過 剰 間 隙 水 圧 (𝒵)の比 (𝒵/𝔹) により判定する。 𝒵 の発生および消散に関 連するパラメーターは液状化強度試験結果より定め、 透水係数は原位置での試験結果より定める。

②,③の解析に必要な入力地震波は、十勝沖地震時の室 蘭での基盤波形を用い、基盤加速度として120galを用い ている。この波は遠距離(R=286km)、大規模(M=7.9) 地震のため、主要動部分が長く、Δuの蓄積によって引き 起こされる液状化現象にとって、大変きびしい波形である。

これら3手法の検討の結果,表層の砂層について液状化 の可能性が高いと判断した。しかし,地盤剛性は液状化現 象を起こしても完全にはなくならないこと,10m以深は地



図-7 低減率 (D_E)の設定

土と基礎, 34-9 (344)

震が起きてから液状化までに時間がかかること、などを考慮し、基礎の基本的断面寸法を決めるに際しては、図-7に示すように地盤反力係数の低減率 (D_E)を設定することとした。

4. 基礎工法の選定と特徴

4.1 アンカレイジ基礎(1A, 6A)

アンカレイジは吊橋のケーブル張力(約6800 tf/ケーブ ル)に抵抗する構造物である。設置位置は1Aが水深5m 程の海上部, 6Aが陸上部(埋立地)であり,支持岩盤は 1Aが T.P.-27mの Mum および Mupg 層, 6Aが T.P. -22mの Mutb 層となっている。

これらのことを踏まえ,ニューマチックケーソン,地中 連続壁,鋼管矢板土留めの3工法を特に検討した。その結 果,構造特性と施工性の面では3工法とも差はなく,高圧 気下の作業の安全管理に十分な配慮が必要となるが,経済 性,工期の面ですぐれているニューマチックケーソン基礎 を採用することとした。また1Aの施工法として埋立方式 と海上足場方式が考えられるが,経済性,工期の面から海 上足場方式とした。図-8に1Aの概略構造を示す。

4.2 側塔基礎(2P, 5P)

吊橋は一般に側塔を設けない直接アンカー方式が多いが, 本橋においては,ケーブルスリップ対策を今後講じること として,次の理由から経済的な側塔付形式を採用している。

- 側塔を設けることにより、支持層を1AでT.P.-35 mからT.P.-27m, 6AでT.P.-26mからT.P.-22 mの浅い箇所に選定できる。
- ② アンカレイジの基礎を含めたく体容積を, 側塔を設



図-8 アンカレイジ基礎 (1A) 概略構造



図-9 側塔基礎(2P)概略構造

けることにより, 1 Aで約40%, 6 Aで約35%低減で きる。

側塔設置位置は2Pが水深7mほどの海上部,5Pが陸 上部(埋立地)であり,支持岩盤は2PがT.P.-31mの Mum層,5PがT.P.-26mのMutb層となっている。

これらのことを踏まえ,ニューマチックケーソン,地中 連続壁,鋼管矢板井筒基礎について特に検討した結果,主 として経済性と工期の面から地中連続壁基礎を採用するこ ととした。図-9に2Pの概略構造を示す。

4.3 主塔基礎(3P, 4P)

主塔基礎の設置位置は3Pで水深14m,4Pで水深17m 程の海上部である。支持岩盤は3PでT.P.-78mのMuts -1およびMuts-2層,4PでT.P.-57mのMutb層とな る。特に,3Pは中間層に径1mを越えると想定される巨 礫を含む砂礫層が10~15mの厚さで堆積しており,この中 間層の掘削と大深度を克服する基礎工法を選定する必要が ある。

施工可能な工法として,オープンケーソン,多柱式基礎, 地中連続壁併用逆巻き基礎,大口径鋼管杭を取り上げて検 討した結果,3P,4Pとも地中連続壁併用逆巻き基礎を 採用することとした。この工法は海上部に築島を設け,そ の内部に地中連続壁を円形に構築し,これを止水壁として ドライで順次掘削し,基礎本体の側壁コンクリートを逆巻 きで打設するものである。更に,掘削が支持岩盤に到達し た位置で底版コンクリートを打設し,その後下から順次隔 壁,頂版等のコンクリートを打設して基礎ができ上がる。 築島などの仮設工が大規模となるが,設計,施工面の利点 として,

① 地盤を直接確認しながらドライで掘削できる。

② 地中連続壁構築時には、礫の掘削方法に工夫がいる

が、その後の壁内掘削はドライでの機械掘削のため礫

September, 1986

51

No. 1635



図-10 主塔基礎(3P)の概略構造

の対処が容易である。

- ③ 耐震上有利な剛体基礎として取り扱えるとともに、 オープンケーソン基礎に比べ周辺地盤の乱れが少ない。
- ④ 水中掘削による工法に比べ,掘削の作業能率が良く, 仮設工を含めても全体工期が短い。

などがあげられる。図―10に3 Pの概略構造,図―11に施 エフローを示す。

5. 主塔基礎の設計の特徴

主塔基礎に採用した地中連続壁併用逆巻き基礎は,LNG タンクなどに同様の施工法で実績があるが,橋梁基礎とし ては例をみない工法である。このため,設計上の取扱いに ついて種々検討をかさねている。

5.1 基礎形状の比較

図-10に示したように、主塔基礎は海底面から上を小判 型の橋脚形状に絞り、T.P.+7mまで橋脚完成後に海底面 から上の空洞部分の地中連続壁を解体撤去した構造(以下、 橋脚タイプという。)となっている。この構造に至る経緯 として、当初、築島天端(T.P.+3m)から地中連続壁に 基礎本体の側壁コンクリートを逆巻きで打設していく円筒 タイプについても検討した。図-12に2タイプの模式図を



図-11 主塔基礎施工フロー

示す。

両タイプについて耐震設計を試みたところ,円筒タイプ で3P,4Pの外径寸法がそれぞれ40m,52mであるのに 対し,橋脚タイプでは地震時慣性力が低減されることから, ともに径が37mとなった。また,橋脚タイプは上部工応答 反力が円筒タイプに比べて2~3割低くなり,塔および塔 基部の設計にも有利となった。このため,地中連続壁の撤 去など,施工上ではやや劣るが,全体として経済的な橋脚 タイプとなっている。

5.2 地中連続壁の設計上の取扱い

地中連続壁は止水および土留めとしての仮設構造物であ

土と基礎, 34-9 (344)



図-13 安定計算時のモデル

り,基礎本体の側壁コンクリートとは型枠を支える程度の せん断鉄筋のみで接続されている。しかし,形状的には密 着した構造となっているので,基礎本体と一体となって挙 動すると考えられる。そこで,基礎完成後の地中連続壁の 設計上の取扱いとして,

- ① 地中連続壁の根入れ部(本体底面より深い部分)は、 応力的にも支持力的にも本体として取り入れるには不 安があり、安定計算上無視する。
- ② 安定計算時には、水平外力に対する横抵抗幅として、

地中連続壁を含めた外径をとるとともに,地盤と壁間 の側面せん断抵抗力を見込む。また,鉛直外力に対し ては本体底面のみで受け持ち,側面の鉛直周面摩擦抵 抗力は無視する。

③ 安定計算で求まる断面力からく体の応力を算出する 際には、地中連続壁を無視し、すべて本体のみで受け 持たせる。

こととした。図一13に安定計算時のモデルを示す。

5.3 **今後の検討課題**

設計の詳細については現在も鋭意検討中であり, 今後の 主な課題として,

- 地中連続壁内の掘削段階での地震時に、築島が地中 連続壁に及ぼす影響を照査する。
- ② 地震時偏土圧の大きさ等によっては、地中連続壁コンクリートに曲げ引張り(円周方向)が生じたり、高強度のコンクリートが要求されるため、構造上の工夫も含めて検討する。
- ③ 地中連続壁の本体基礎底面以深の根入れ長は、施工 中の安全確保および支持底面地盤の乱れを防ぐうえで 重要な部分であり、ヒービング、パイピング現象等を 慎重に検討のうえ決定する。

などがあげられる。

あとがき

現在,上,下部工の設計を固める最終段階にきており, 個々の設計条件について,架設検討も含めて詰めを行って いる状況である。

本橋の技術的課題については,昭和55年以来,学識経験 者,建設省土木研究所,本州四国連絡橋公団などよりなる 技術検討委員会を通じ御審議いただいているところであり, 山積する各課題について委員会の御指導を得ながら,今後 鋭意検討していくこととしている。

(原稿受理 1986.6.9)

