

国営八郎潟干拓事業全体像

総目次

2024.2.10 青野俊一

「第1篇俯瞰編」は、昭和の飢餓と欠乏時代から飽食時代に存在したからこそ咲いた昭和の文化遺産としての八郎潟干拓を描き、「第2編・実施編」はヘドロと漂砂克服に苦闘した八郎潟干拓の工事実施記録としてまとめたものである。



第1編 俯瞰編

まえがき

1. 八郎潟は改造してよかったか・・・1
2. 二大プロジェクトが動く・・・2
3. その頃、日本の干拓は・・・3
4. 計画はヤンセン構図の閃きから・・・4
5. 八郎潟干拓計画の概要・・・4
6. 計画から実施に引き継がれた問題・・・7
7. 湖上工事実施の準備を整える・・・9
8. 工事の実施概況・・・10
9. 新技術の導入がもたらしたもの・・・12
10. 干陸により現れた湖底のヘドロ・・・12
11. 大規模入植配分の苦渋の選択・・・14
12. ニュータウンとニュービレッジ・・・15
13. 干拓はニュータウンと共に消えた・・・15
14. 男鹿半島・大潟ジオパーク・・・16

あとがき

第2編 実施編（一校）

まえがき

- 1章 国営事業の実施・・・1
 1. 事業実施の経緯
 2. 事業費の投下
 3. 事業の工程を阻む4大問題
- 2章 湖上工事の準備・・・5
 1. 浚渫船団の準備工
 2. 原石山の直轄生産
- 3章 河川洪水の排除・・・7
 1. 河川洪水
 2. 調整池
 3. 河川改修
- 4章 漂砂と船越水道・・・13
 1. 路線変更と改修断面
 2. 水道流下量の水理解析
 3. 船越水道改修
 4. 船越水道の工作物
- 5章 ヘドロ地盤の堤防築造・・・25
 1. 軟弱地盤堤防の基本設計
 2. 堤防の安定解析
 3. 圧密現象の基本的事項
 4. 堤防かさ上げへの適用
 5. 軟弱地盤堤防工
- 6章 地震災害・・・36
 1. 日本海東縁部の地震活動
 2. 八郎潟干拓を襲った地震
 3. 船越水道遡上の津波と波浪
- 7章 ヘドロの湖底に農地造成・・・42
 1. 大区画の設定
 2. 農場の排水
 3. 排水機場
 4. 農場の用水
 5. 農場を取り巻く道路
- 8章 ヘドロの耕地化・営農化・・・53

あとがき

残された問題

調整池の囲繞堤及び導流堤を含む船越水道は、秋田県土木部に帰属したので、国営事業完了後の情報が無く、八郎潟干拓工事上の 2 大問題のその後が不明である。次の事項は、**想定**により記述している。

1) 軟弱地盤堤防

- ①その後の地震災害と復旧工法
- ②使用して分かった不具合

2) 船越水道

- ①導流堤はどの程度働いているか
- ②震災と津波のその後の動向は
- ③使用して分かった不具合
- ④津波に対する水門門扉をどのような構造としたか (**東北農政局**)

留意事項

1) **赤書きの表及び図**は、「第 2 編・実施編」の説明に対して掲載を必要とするが、農業農村工学会とは**未調整**。

2) 『八郎潟干拓事業誌』は略称を**国誌**とし、『八郎潟新農村建設事業誌』は略称を**団誌**とした。

3) 参考文献は、第 1 篇と第 2 編に対して、それぞれ別々に、必要最小限度のものを掲載した。

著者略歴

青野俊一（あおの としかず）

1930 年 東京生まれ。

1954 年 京都大学農学部卒業

1954～1983 年 農林水産省

1983～2003 年 若鈴コンサルタンツ（株）

執筆図書

1) 『八郎潟の追憶』 NHK 學園 2018 年

2) 『旅路の蹤跡』 NHK 學園 2023 年

3) 『インフラ整備 70 年（八郎潟干拓とモデル農村の建設）』建設コンサルタンツ協会 2023 年

4) DVD－RW『国営八郎潟干拓事業全体像』2024 年

国営八郎潟干拓事業全体像①

第1編 俯瞰編

2024. 2.10 青野俊一

まえがき

1. 八郎潟は改造してよかったか・・・1
2. 二大プロジェクトが動く・・・2
3. その頃、日本の干拓は・・・3
4. 計画はヤンセン構図の閃きから・・・4
5. 干拓計画の概要・・・4
6. 計画から実施に引き継がれた問題・・・7
7. 水上工事実施の準備を整える・・・9
8. 工事の実施概況・・・10
9. 新技術の導入がもたらしたものの・・・12
10. 干陸により現れた湖底のヘドロ・・・12
11. 大規模入植配分の苦渋の選択・・・14
12. ニュータウンとニュービレッジ・・・15
13. 干拓はニュータウンと共に消えた・・・15
14. 男鹿半島・大潟ジオパーク・・・16

あとがき

まえがき

八郎潟干拓事業は、国営事業（八郎潟干拓事業）で湖面から土地を生み出し農場の骨格を造り、公団事業（八郎潟新農村建設事業団）で農場と通勤農村をつくった。新農村大潟村は、いずれの自治体にも属さない八郎潟に忽然と現れた自治体である。昭和の飢餓・欠乏時代だからこそ咲いた昭和の文化遺産であったかもしれない。事業は、戦後の飢餓の時代に社会的使命をもって立ち上がり、3倍の食料が収穫できるようになった飽食の時代に終末に近づいた。

八郎潟干拓事業は、計画はオランダの援助により作成され、事業は国営・事業団で実施された。その間、多くの人材が投入されたが、この3段階にかかわった先達は少なく、小川泰慶・出口勝美・大月洋三郎の3氏がそれに当たる。

3氏は、飽食のつらい時代にも希望を持ち、この事業を成し遂げた。しかし、農水省から干

拓が消え、1800 頁にもなる事業誌は埃を被り、先達の偉業も忘れ去らんとしている。

建設コンサルタンツ協会で八郎潟干拓を取り上げて頂いたのを機会に、自作の短歌や水彩画・水墨画・干拓イメージ図等を添え、俯瞰的立場から国営八郎潟全体像を描き、先達の偉業を伝えたい。

*「見届けるべきは見たり」と世を去りぬ

昭和を駆けし先達たちは

*敗戦の最貧国を生き抜きぬ

豊かなる国ひたすら目指して

1. 八郎潟を改造してよかったか

八郎潟（画-1）は、秋田市の北方 20 kmにある日本第2の湖である。この八郎潟を改良して保存したことは、後世の人々の審判に委ねざるを得ないが、その審判の良し悪しは、大潟村の農業が日本農業のモデルとして存続し続け得るかどうかにかかっている。



水彩画-1 追憶の八郎潟

1.1 八郎潟は自然保護か改良保存か

1) 八郎潟の自然は原生のまま保護すべし

シラウオやワカサギをとる「うたせ舟（2 ページの画-2）」が浮かび、晩秋には鶴も飛来する八郎潟の風物詩の昔を懐かしむ人々が居られる。八郎潟の「うたせ舟」は、霞ヶ浦の帆引き船」を参考に造られたと言われている。

八郎潟は魚族の産卵・育成の適地。自然はそ

れ自体価値や美を備えており、人間の心を潤す。自然を失うことは掛け替えのないものを失ってしまう。干拓すれば富栄養化も進むだろうと嘆かれた。

だが、着工当時は、空腹の時代であり、飢餓の解消が先決要件であったので、この考えは浮上しなかった。



水墨画-2 帆引き舟とうたせ舟（背後）

* うたせ舟帆をはり進む

潟湖〔せきこ〕なる八郎潟の海の風受け

* 船走らせ八郎潟に出で来れば

水平線に陸地沈みぬ

* 消えゆくか八郎潟の平座船

湖畔に朽ちゆく残骸寂し

2) 八郎潟は改良して保護すべきか

八郎潟では漁業が行なわれ、周辺では農業が行われている。八郎潟は、純然たる自然ではなく、自然と人間がせめぎ合いながら、共生している。周辺は、堤防もなく畜産糞尿などは垂れ流しである。

堤防を築いて周辺を洪水から守り、垂れ流しを秩序立て、八郎潟の資源を人間が効率的かつ持続的に利用できるようにしようという考えが、食糧飢餓と相まって干拓による改造に繋がって行った。

1.2 大潟村には嫁が来る

秋田県の人口は、高齢化を伴いつつ 1970 年以降減少を続けている。日本創生会議によると、将来 20~30 代の女性が半減を下回ると、その市

町村は「消滅の可能性あり」としている。それに該当しない秋田県の市町村は、唯一大潟村のみと予測されている。大潟村が、いつまでも日本農業の先駆的役割を果たしてくれそうな機運がある。

* 「将来も大潟村に嫁が来る」

調査結果に明るく笑う

2 二大プロジェクトが動く

戦後 10 年、農林省は、食糧の欠乏解消のため、愛知用水事業と八郎潟干拓事業の二大プロジェクトを動かした。前者は米国の技術援助（計画・設計・管理まで）を、後者はオランダの技術援助（計画のみ）を受けた。オランダは、国土の 1/4 が水面下の干拓王国である。

* 動き出す八郎潟干拓・愛知用水のプロジェクト

戦勝国の援助を受けて

* 外国の技術援助の賜物か

資金と技術 事業を潤す

2.1 愛知用水事業（1955~1961）

公団事業として行われた愛知用水事業（3 ページの図-1）は、長野県の本曾川上流にロックフィルダム（7000 万 m³）を造って水源とする。この水を本曾川に落とし、岐阜県の本曾川中流に設けた取水口で拾い、愛知県に造る用水路に流す。

その水利施設の規模は、アメリカを代表する農業地帯カリフォルニア州のセントラル・バレーの水利施設の 1/10 程度である。技術導入元はここであろう。

事業は、米国の進んだ技術・建設機械を用い、融資を背景とした米国流のスピーディーな運びで完成させている。この時、フィルダム技術がもたらされた。

〈セントラル・バレー〉

カリフォルニア州の中央盆地地帯に当たり関東平野の3倍。

- * 見て知りぬ愛知用水の大きさは
加州施設の十分の一
- * 加州なる^{こいうだ}国府田農場2000ha.
機械化するもコメの味よし



図-1 愛知用水事業のイメージ図

2.2 八郎潟干拓事業（1957～1976）

国営事業として行なった八郎潟干拓事業は、干拓により湖面から土地を生み出し、用排水路を入れて農場の骨格を造った。実施機関八郎潟干拓事務所は、農政局には属さない自ら工事発注できる農地局直轄機関として設置された。

計画作成は、本来計画部が行うのであるが、計画部は愛知用水計画作成に忙殺されて八郎潟に手が回らない。建設部は計画部に代わり、異例であるが八郎潟干拓計画を作成した。（5ページの図-2）

3. その頃、日本の干拓は

3.1 日本には干拓が必要とされた

1) 干拓の歴史は古い

干拓事業は、古くから干満の差が大である有明海沿岸、児島湾沿岸、伊勢湾、渥美湾などで行われてきた。有明海を例にとると、湾奥の干潟は1年間に10m程の進捗で発達している。これが進むと背後地が排水不良となる。この排水不良解消が、佐賀平野や、筑後平野など拡大の歴史となって今日に至っている。干拓の実績は下表のとおり。

干拓による拡大面積

項目	有明海	児島湾	伊勢湾	計
干拓面積	72 千ha	55 千ha	140 千ha	267 千ha
干満差	6.00m	3.00m	2.50m	

* 農地局監修『干拓総覧』国土開発調査会 1959年より

- * 有明海に干潟が伸びる今もなお
筑後川など土砂吐き出して

2) 干拓は戦後の飢餓脱出のため実施された

戦後は、貧困と欠乏の時代で、餓死者が出るほど、農業生産も落ちてしまった。このため、平和的な国土拡張による食糧増産と、やや大きい農家をたくさん造り復員軍人など過剰人口の解消を図ることが干拓に求められた。

- * キッチン付き六畳一間の一室に
我ら暮らしき戦後の東京
- * 乏しくも腹いっぱい飯をはみ
ハモニカ長屋に住むを夢見き
- * 穂に群れるイナゴを捕らえ鍋に炒り
空腹癒やしし戦中戦後

3.2 干拓事業の実施状況

八郎潟が動き出した昭和 34（1959）年頃、干

拓事業は次のような状況であった。

1) 100 地区もあったが、規模が小さい

地区数は、国営で 29・県営 49・補助 29、併せて 107 地区位もあった。その規模は、巨大八郎潟を除くと、6 地区が 1000～2000 ha 程度であり、その他は、更に小規模であった。

海面干拓が 60%（国営では 3/4）と多い。

2) 年度予算は貧弱

干拓事業の年度予算は、その後物価高騰があったとは言え、80 億円程度で乏しい。現場の工事は、軟弱地盤が多く、滑り破壊により工期が長引き、しばしば気象災害にも見舞われた。現場の苦労は一通りではなかった。

昭和 34 年当時の干拓事業

区分	地区	総事業費	34 年度	面積
国営	29	600	59	3.9
県営	49	120	13	0.6
補助	29	30	3	0.1
計	107	750 億円	75 億円	4.6 万 ha

3) 海面干拓と湖面干拓

海面干拓は、満潮の時に海になり、干潮の時に陸となる海岸部分（小潮平均干潮線付近）を堤防で囲み、干潮時に地区内の水を、樋門から自然排水方式を主流にしていた。

湖面干拓は、周りの湿地帯の排水改良を兼ねて行うことが多く、すべてポンプ排水によっている。排水のはけ口として、海や川への放水路などが、必要となることが多かった。

4 計画はヤンセン構図の閃きから

4.1 吉田茂の一声

八郎潟干拓の着工に先立つこと 4 年前の昭和 28（1953）年頃、吉田茂首相が東畑事務次官を呼び、「より多くの農地が必要である。その解決

策として、オランダの大規模干拓技術者を呼んで、技術を導入してやれ」という秘話が伝わる。

首相には、悪い感情を持つ戦勝国オランダとの国交改善を図ろうとする政治的意図も多分にあったのであろう。

***オランダより干拓技術をもたらしし
吉田茂の一声思う**

4.2 オランダの技術援助から学んだこと

干拓計画は、オランダの技術援助のもと、全面干拓の可知案と師岡案が土台となり、ヤンセン教授の干拓構図（高位部調整池案）が生まれた。これを土台として、オランダ専門技術者や日本人技術者の意見が加わり最終案となった。

計画作成がヤンセン構図を基本として進められたなかで、オランダから学んだ主要点は次の通りである。

- ①部分干拓により生み出した高位部調整池（平均潮位より高い水位に保つ）の効用
- ②調整池計画洪水位に 1000 年確率雨量を採用
- ③軟弱地盤上に緩傾斜砂盛土堤防を採用

4.3 高位部調整池の効用

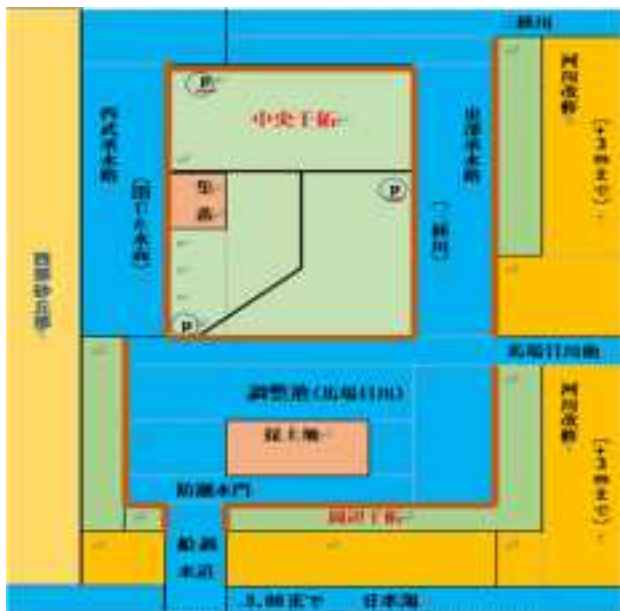
ヤンセン構図（構想図）は、部分干拓により残存湖を確保し、高位部調整池として、全面干拓で悩んでいた用水と排水問題を解決している。残存湖のない全面干拓は、調整池を確保できないため、用水を別途に確保・導水する必要がある。河川洪水排除機能も強化する必要がある。従って、コストが割高となる。

***オランダの高水位調整池伝えたる
ヤンセン教授の閃き思う**

5. 八郎潟干拓計画の概要

5.1 干拓は部分干拓

干拓計画は、部分干拓である。国営干拓計画は、「八郎潟干拓事業のイメージ図」を参照されたい（図－２）。干拓部分は、農地・農村となり、残存水面は調整池となる。



図－２ 八郎潟干拓事業のイメージ図

1) 4/5 は農地と新農村

八郎潟 22,000ha（山手線の囲む面積の約 3.4 倍）の 5 分の 4 は、水面を干拓（陸地化）して、排水機場や基幹的な幹線・支線の用水路・排水路・道路を配置し、農地と農村を造る。

2) 1/5 は調整池

5 分の 1 は、馬場目川と船越水道間の水面を調整池として残して、用水貯留と洪水調節の機能を担わせる。

用水は、調整池と防潮水門により淡水化して水源を確保し干拓堤防の取水口より自然取水し、干拓地区内に導く。

洪水（1/1000）は、干拓地区と周辺地区とも干拓堤防と河川改修堤防で守り、海へ自然流下させる。

〈二級河川馬場目川水系〉

現今の八郎潟に流入する河川及び船越水道は、

一括して二級河川馬場目川水系として位置づけられている。干拓と馬場目川水系との関係は、東部承水路が三種川となり、調整池及び船越水道が、馬場目川となっている。西部承水路は、水面を独自に管理する閉じた水面であるが、洪水時には馬目川水系となり流れる。

5.2 農地造成計画

干拓地（中央干拓地 15640ha.と周辺干拓地 1563 ha、計 17203 ha）は、堤防で囲い内水をポンプアップして陸地化して農地を造る。造成した農地は、中央干拓地は入植に、周辺干拓地は背後地農家の増反に当てる。

干拓計画

干拓面積	中央干拓地	15640 ha
	周辺干拓地	1563ha
	計	17203ha
農地面積	中央干拓地	10862 ha
	周辺干拓地	1047ha
	計	11909ha
入植増反 戸数	入植者戸数	580 戸
	増反者戸数	4451 戸
総事業費	国営	528 億円
	事業団	297 億円
	計	825 億円
工期	国営	昭和 32～51 年度
	事業団	昭和 40～51 年度

5.3 調整池計画

調整池（残存湖）は、防潮水門を造り淡水化し、河川洪水排除と用水貯留の機能を担わせる。

河川洪水排除は、八郎潟へ流入する河川改修と八郎潟から海へ流出する船越水道改修で対応する。調整池の計画諸元は次の通り。

*** 水を溜め洪水さばく調整池**
八郎潟の面影残らん

1) 調整池計画の諸元

計画基準雨量 日雨量 200mm (1/1000)
 調整池面積 3900ha
 河川洪水最大流入量 1680 m³/S
 計画洪水位 +1.86m
 利用水深 +1.00m (常時水位) ~ -0.20、
 貯水量 46000 千m³

2) 東部承水路の諸元

調整池の一部とみなす。
 幅員 450~1,000m
 計画洪水量 365 m³/S
 水面勾配 1/60,000

3) 西武承水路排水計画の諸元

計画基準雨量 日雨量 160mm (1/200)
 承水路面積 653ha
 最大流入出力 189 m³/S
 計画洪水位 +0.80m
 常時水位 +0.35m
 既耕地湛水深 0.15m
 ポンプ容量 15 m³/S、

西部承水路については、調整池とは分離した独立水面としている。西側砂丘地の地下水位低下を押さえ背後地の洪水排除と中央干拓地の用水補給の役割を持たせている。現況水面高を維持するもので、既耕地側には堤防を設けない。用排水管理用のポンプ機場を南北2カ所設置して、用排及び常時管理を行う。洪水時には、2カ所の機場から 15 m³/S が調整池に放出される。

5.4 調整池の洪水排除機能

河川洪水排除は、八郎潟へ流入する河川改修と八郎潟から流出する船越水道改修で対応する。

1) 河川等改修

河川洪水は、東部承水路または調整池に集め、調節しつつ八郎潟の唯一の出口である船越水道から外海へ排出する。八郎潟へ流入する 22 河川

は、東岸に集中し殆ど堤防もなく蛇行している。調整池の計画洪水位は、旧八郎潟の既往洪水位より約 1m 上昇する。河川は、この時、周辺地域に溢れず東部承水路及び調整池に自然流下できるよう改修する。改修範囲は、背後地国道付近（標高約+3.00m）とし、調整池水位上昇に伴う背水を既往水位に復帰させている。

* 雨降れば飛び出し行きてロープはり

河川流量うまく取れたか

* 馬場目川上って行けば五城目町

おやと思える美女に会いたり

2) 船越水道改修

唯一の出口船越水道は、調整池と一体のものとして扱い、その断面は河口に台形の滞砂を考慮し、断面を大きくして通水能力を増大するように改修する。

河口閉塞対策としての両岸から突き出す導流堤は、河口の全面や左右両側から大量に水路内に侵入する漂砂や河口を埋設させる恐れのある飛砂に対する防波堤として、また、水路床の埋設砂を沖合へ流送する掃砂堤、さらに暴風時に波が水路内に直接浸入することを防ぐ防波堤として、不透過構造の導流堤を設ける。

* 船越水道の岸辺に立ちて釣り人は

ハゼ釣りあげぬ潮上りきて

* むしろ旗立ちたる中洲に舟寄せて

話せば人のよき漁業者たち

5.5 調整池の用水貯留機能

1) 水源確保

八郎潟は、日本海の潮汐を受けて、船越水道を通じて海水が浸入する汽水湖である。このため、防潮水門は、水門直下にある既設橋梁が洗掘されない位置に造り淡水化を図る。用水は、調整池を防潮水門により締め切り、淡水化して水源を確保し、干拓堤防の取水口より干拓地区内に自然取水する。

- * 門柱の影揺らぎつつ水門を
閉ざす貯水湖の水は満々
- * 遡上する波を押さえて横たわる
防潮水門全門閉じて

2) 日本海側の海水浸透

八郎潟の西側は、低く狭い砂丘地帯（最小幅 1.5 km）で、塩水浸透が危惧された。着工後、相当数の深層ボーリングや電探等の調査により一応計算上の安全性を確認していた。その後の調整池塩分濃度の推移は、稲の許容塩分濃度 0.04% 以下で、淡水化が果たされている。

着工前（潟全体）	0.15%～0.17%
水門閉～干陸着手	0.07%
干陸中（中央干拓）	0.03%
調整池（1975 年）	0.008%
西部承水路（1975 年）	0.016%

5.6. 調整池を囲む堤防

1) 干拓堤防と河川堤防が調整池を囲む

八郎潟の堤防は、中央干拓堤防が約 50 km、周辺干拓堤防が約 50 km、河川堤防が約 40 km（改修延長）で、総延長 140 km ほどになる。このうち、西部承水路堤を除く堤防 120 km は、調整池に直接または間接的に面する（調整池水位の影響を受ける）堤防である。この 120 km の堤防は、調整池を囲む囲繞堤と考えられる。

干拓堤防工概要

堤防	延長 k m	土量 万 m ³	うち D S 扱い量
正面堤防	9	1230	1000
東部承水路右	20	800	600
西部承水路堤	22	250	—
周辺干拓堤防	50	750	500
中央干拓砂運搬	—	1000	1000
計	101	4030 (3030)	3100 (2100)

堤防形態と堤高は、干拓堤防がオランダ式、河川堤防が河川基準式である。河川堤防高は、河口部では干拓堤防より低いので低い区間は干拓堤防高に準じ整合している。また、堤防に囲われる背後地に対しては、現況より排水条件が悪くならないよう承水路や機場を設けている。

2) 堤防築造は軟弱地盤克服に尽きる

周辺干拓は、小畑知事の強い地元増反要請に基づき造られたが、堤防を深い所に出すことは軟弱地盤も深くなる所もでた。だが、その堤防が反射的に背後地を守ることにもなった。

中央・周辺合わせた干拓堤防は、堤体盛土量約 3000 万 m³、うち軟弱地盤堤防盛土量は、西部承水路を含め、約 2300 万 m³ に達する。堤防計画は、ヘドロの難問を抱える弱地盤堤防の計画・設計・施工に尽き、この築造に全力を挙げることになった。

〈DS 扱い〉

遠距離送土用のディーゼルサクシオンタイプ浚渫船（略称 D S）扱い量は、これに地区内用土運搬 1000 万 m³ が加わり、3100 万 m³ に達した。

- * 金槌が八郎潟の水底に
落ちれば浮泥のなかに沈むも
- * 軟弱の地盤に築く堤防は
オランダ式の緩傾斜堤防

6 計画から実施に引き継がれた問題

6.1 軟弱地盤堤防築造に暗雲漂う

1) 遠距離運ぶ浚渫船がない

八郎潟は、軟弱地盤が 80% を覆い、深い所で層厚 50m にもなる。堤防線は出来るだけ軟弱層の深い所を避けたが、それでも層厚 20m がでた。堤防は設計底幅 270m にもなり図体が大きくなった。この結果、長距離軟弱地盤堤防の盛り土量

は2100万 m^3 （送泥距離平均7km）にもなり、その他、地区用土1000万 m^3 も必要であった。

ところが当時、業界の浚渫船は電動式のみで、電柱やスパットの立たない軟弱地盤には使用できず、その送泥距離も1.0～1.5km過ぎない。干陸の全工程を引っ張る堤防工事の進行に暗雲が漂った。

干陸排水の遅れは、未知の世界の厳しい工程を持つヘドロの農地造成やヘドロでの営農試験等の工期をさらに圧迫する。遅れによっては、干拓完工の時期が飽食の時代に深くずれ込んでいたかもしれず、大潟村は今存在しない事態になったかもしれない。

***電動の浚渫船が集まれど
軟弱地盤に電柱立たず**

2) 新規製造開発した遠距離送土工法

救世主となったのが、ディーゼルサクションタイプ浚渫船（略称DS）と曳航式土運船との組み合わせ施工による遠距離送土工法（画-3）である。新規開発製造したDSの積み込み能力は、40万 m^3 /月程度の実績（業者電動浚渫船ECの3倍）を上げ、大量輸送低価格の原理で遠距離運んだ方が安くなった。細砂であることが施工能率を高めた一方、地震時の液状化には弱かった。



水墨画-3 遠距離送土工法（手前：土運船積み込み中のDS浚渫船、中間：曳航船、後方：底開き式土運船）

6.2 不安がまとう船越水道の通水能力

唯一の八郎潟の出口旧船越水道は、S字状に蛇行し海に流れ、飛砂や滞砂が激しい。漂砂によ

る閉塞の恐れがあり通水能力が安定しない状況にあった。当初は、現水道利用案により堤防や構造物の工事を進めてきたが、周辺干拓が増えて調整池面積が4400haから3900haに減少し、計画洪水位に影響してきた。このため、調整池面積削減を受け、砂丘部を直線的にぬくショートカット案に変更された。

ショートカット案は、現水道案に比べ、流下能力・掃砂能力・施工費の経済性がともよい。防潮水門への波の影響が破壊的なものにならないとして採択された。

改修断面は、河口に台形滞砂（初期条件、天端高-0.50m）をおき、洪水がその上を越流するときの流速によって堆砂が掃砂されるとして調整池計画洪水位をクリアするよう定め、導流堤を設けることとした。

***八郎潟の河口は動く砂原に**

西に東に500m

***20mの滞のみ水は動きたり**

400mの水面あるも

6.3 土木学会専門委員会による応援

軟弱地盤堤防と船越水道については、土質工学会・海岸工学会に第一級の学識経験者を集めた専門委員会を設置してもらい応援を求めた。この運営方法は作業を農水省が行い、その作業の方法や結論について批判を仰ぎかつ助言を求める方法である。工事实施の責は国にある。

1) 土質委員会

土質委員会（土木学会土質工学会 1958～196年度）は最上武雄（前・星埜和）東大教授を委員長とし、軟弱地盤上の実物の堤防破壊試験や地震災害などの助言と指導を得て対応している。

2) 水理委員会

水理委員会（土木学会海岸工学会 1960～1967年度）は本間仁東大教授を委員長とし、ショートカット案や干陸のため先行貫通開削して生じた

大漂砂（現地実物実験とも言える）分析や導流堤等の助言と指導を得て対応している。

7. 湖上工事実施の準備を整える

干拓工事は、漁業補償が解決した 1957 年（昭和 32 年）に着手し、翌年より本格的工事に入った。

7.1 干陸開始至上命令で工程を決定

中央干拓地の湖水をかい出す干陸は、5 年半（1963 年 10 月）後に開始せよとの至上命令が下った。このため、実施工程は干陸排水に間に合わせるよう次の通り定めた。

①背後地周辺を水没させないよう、干拓堤防、河川改修、船越水道改修、防潮水門、背後地の機場・承水路の基幹施設を終わらせる。

②中央干拓干陸後のヘドロを直ちに乾燥出来るよう、水上から、排水機場を造り、幹線水路や支線水路を荒堀して連結しておく。

③ 道路と集落用の砂搬入 1000 万 m^3 （コスト陸上の 1/15）は、干陸前に終える。その当時、集落は、集居式でなく、散居式であったので、分散して置土している。

7.2 突撃に備えた準備工

八郎潟事業の仮設準備工は、水上工事なので陸上工事と相当異なり、以下の通り準備した。

①施工基地を建設して浚渫船団の冬季停泊地および修理場を確保する。

②中央および周辺干拓機場併せて 1.2 万 kw の送電線を事前に建設して工事用電力をその範囲内で確保する。

③原石山（画-4）を国が購入経営し、ベンチカット工法により捨て石等 300 万トンを生産する。



水墨画-4 原石山のベンチカット工法の跡

*岩の壁サイレン終われば吹っ飛びて
轟音残し崩れ落ちたり
*幾重もの段になりたる^{つくしだけ}原石山
鈴虫の声もはや聞こえず

7.3 八郎潟艦隊を編成する

突撃する八郎潟浚渫船団（画-5）は、軟弱地盤で戦う国・公団のディーゼル浚渫船（略称 DS と DC）を主力とし、砂地盤で戦う業界の電動浚渫船（略称 EC）が加わり編成された。主力船団 DS と DC は、農水省が直接 4 艘を造り、農用地機械公団に 5 艘を造らせている。

船団は、船越水道にかかる橋梁の改造した巻き上げスパン幅（現状のスパン幅を利用）を考え 600 馬力級以下とした。最盛期には浚渫船・曳航船・土運船・石運船など合わせると 130 艘（画-5）にもなった。



水墨画-5 基地に集う八郎潟艦隊

*主力なる国公船に業者船
加え戦う潟湖の築堤

8 工事の実施概況

干拓の工期は堤防の進捗如何により定まる。他工種は3年あればできるので、主要工事について述べる。

8.1 軟弱地盤の干拓堤防工事（水中施工）

1) 堤防の施工

水中施工で行われた堤防は、オランダで実績のある緩傾斜砂盛土堤防である。軟弱地盤の表層2mを砂に置き換え、本体盛土の両側に押さえ盛土を実施した。

盛土は、土運船積み込み用浚渫船（DS）と曳航式土運船を組合せた日本初の八郎潟で開発した遠距離送土工法によった。

へ



写真1 曳航式底開き土運船の捨て土中の状況

底開き土運船（写-1）は、水深2mまで、それ以上は、堤防横の溜めますに投棄し、この砂をデージル浚渫船（DC）で堤防内に設置した2列のマウンド内に吹き込み順次立ち上がっていった。本体工の両水際には、木矢板による法止めと消波を図るための捨て石のマウンドを設けた。

干陸後、本体を整形し、前面はアスファルトで、後面は牧草で保護し、ドレーンを設置しかさ上げを実施した。

2) 実物の軟弱地盤堤防破壊試験

軟弱地盤に堤防を盛り土すると基礎地盤を含

み崩壊する恐れがある。現地で実物堤防滑り試験結を行った。どんどん続けて盛土した結果、安全率はほぼ1.0で設計手法の円形滑りらしき亀裂が発生し、用いた土質諸数値も計算上の安全率も実際とほぼ一致した。これにより堤防断面型が設計され施工法も確立した。また、堤防断面型は全国に適用されるようになった。設計の円弧滑り法による安全率は1.3を取っている。

8.2 船越水道改修工事

調整池の計画洪水位を支える新船越水道は、干陸開始までに日本海へ貫通しておく必要があり、14ヵ月間で砂丘部を直線的に抜いた。新水道は、幅390m、底標高-3.00mのレベル、延長1900mで砂丘部を貫き、流下能力は旧水道の10倍程度となった。

ブルで+3.00m以上の土砂を蹴落とし、1200馬力級電動浚渫船により掘削し、砂丘部をショートカットした。ところが、左右両海岸線が侵食され、その砂が新河口に滞積した。このため、左右海岸に離岸堤を設置し、新河口の左右両岸に導流堤（画-6）を海底砂の移動が見られない-3.00m地点まで出した。

旧水道は、土捨て場及び通水確保として利用したが、自然閉塞し河跡湖として残った。



水墨画6 右岸導流堤より橋下に防潮水門を見る

*河口より振り向け見れば国道橋

その桁下に水門が見ゆ

*二筋の導流堤を海に出し

船越水道の滞砂防がん

*波寄する導流堤の先端に

釣り糸垂れる若者二人

8.3 防潮水門・河川改修等工事

1) 防潮水門工事

防潮水門は、半川締切、ウェルポイント工法による。施工後、水門下流側が9m洗堀され、護床工を追加した。最終的には、下流400mにわたり水道護床工を実施し、下流構造物の安全を図った。

2) 河川改修等工事

準用河川5本は河川管理者である秋田県に施工委託した。秋田県土木部は、現地に30人体制の事務所を置き、河川基準により実施した。

国は、普通河川17本を河川基準に準じ実施し、堤内排水のための、周辺干拓高位部承水路10本と27機場を農水省排水基準により実施した。

8.4 南・北部排水機場と排水路工事

1) 南・北部排水機場

中央干拓の南北機場は、機場敷地を築島し、基礎をウェルポイント工法によった。ポンプは、斜流ポンプで吐き出し口に渦巻きケーシングを採用している。全揚程8mの高揚程にして大容量のポンプは、それまでではなく新規開発された。北部に先行施工した南部排水機場は、ポンプと軸受間距離が8mmの芯違い誤差±0.03mmが土木側で確保できず、完成建屋基礎直下のグラウト及びポンプ室長手方向の側壁補強を行った。

2) 幹線排水路・支線排水路

干陸後のヘドロ乾燥に備え、排水路網を、水のあるうちに、出来得る限り整えることとした。

① 幹線排水路

幹線排水路は、干陸までに南北両機場につながるよう、湖上から500馬力ディーゼル浚渫船により荒掘り掘削（画-7）した。

干陸後水位低下とともに2次掘り3次掘り及び仕上げ掘りが必要となった。幹線排水路片岸に100m幅程度の捨土地を確保するとともに、小排水路約280km、支線排水路約120kmから出てくる浮泥の受け皿として、仕上げ掘りに際して、水路底を掘り下げ10年程度を見こした沈泥マスを設けた。

掘削はすべてディーゼル浚渫船によっている。荒堀は干陸開始前に水上から500HP級ディーゼル浚渫船で行い、補修掘りは、干陸後140PS小型浚渫船を使用している。

掘削コストは、陸上コストの1/15程度。



水墨画7 水上より幹線排水路掘削（DC）

② 支線排水路

荒掘りのほか、補修掘り2回と更に仕上げ掘りを要している。掘削機械は、荒堀は浚渫船、補修掘り以降は泥上クラムシェル（接地圧0.1kg/cm²）によっている。

工期が干陸排水時期にかかり、浚渫船利用のための水深確保は、水位低下を必要とするホ場乾燥と競合し限界があった。

支線-小排水路の仕上げ掘りは、圍場造成工事との一貫作業で実施している。

***夕闇にふわり漂う浚渫船排水路
掘るは湖底のヘドロ**

8.5 中央干拓の干陸排水

[1,963（昭和38）年11月～1966（昭和41）年5月]

地区内の湖水をかい出す干陸排水は、1,963 年 11 月、中央干拓の堤防を締め切り（写一2）り、堤防の安全と小型浚渫船の稼働に配慮しつつ約 3 年をかけて実施した。干陸排水量は、約 7 億トンにもなった。潟に残った魚は周辺住民が自由に取った。

部分的に現れてくる干拓地は、軟弱地盤を乾燥・亀裂を図りつつ探検侵入する中で、排水路を掘削し、道路・用水路を入れていった。



写真 2 中央干拓堤防の締め切り

9. 新技術の導入がもたらしたもの

9.1 DS 浚渫船

DS 浚渫船は国と渡辺製鋼所との共同開発により新規開発製作した。浚渫船業界は、長距離運土工法を八郎潟で習得し、瀬戸内海臨海工業地帯の航路掘削等に活用した。

その時、曳航式土運船は、プッシャー（押し船）式土運船に進化し、目的カ所への投棄精度を高めている。

9.2 高揚程排水ポンプ

日本初の高揚程・大容量の立軸渦巻胴型斜流ポンプは、荏原製作所により新規開発された。他社もこれに触発されて造るようになり、我が国の国営排水事業の先駆的役割を果たした

9.3 融合土木技術

国営八郎潟干拓では、各界から広く技術を取

り入れ実施したので、新しい融合技術が誕生した。

1) 高位部調整池の計画・築造

：オランダ・農水省

2) 軟弱地盤堤防の計画・築造

：オランダ・農水省・土質工学会
・事業協会

3) 船越水道計画改修

：オランダ・農水省・海岸工学会

4) ヘドロ湖底の耕地化

：農水省・秋田県・農業土木学会

10. 干陸により現れた湖底のヘドロ

ぶすぶす燃えていた地球は、44 億年の時を経て現今の姿となり、ぶすぶす潜った豆腐のような湖底のヘドロは、約 60 年（中央干拓地干陸完了 1965）の時を経て現今の農場となった。

10.1 砂州の生い立ち

男鹿半島は、その昔、日本海の独立した孤島であったが、北の米代川、南の雄物川から砂嘴（さし）が成長し、本土と繋がった。砂州は、天橋立のように八郎潟湾を形成し、湾はその後砂州によって囲まれ外海から切り離されて潟湖（せきこ）八郎潟になったと推測される。

八郎潟が海として存在した時代は、水深 40～50m 程度あったが、潟湖となってからは、周辺から流入する河川の運搬する土砂の堆積により、水深も中心部で 4.5m 程度となり、深度の急激な変化のない湖盆状の湖底地形を形成したと考えられる。

船越付近には、砂州により、八郎潟の日本海への唯一の出入り口が残り、干満による海水の流入が繰り返され、時には閉塞したり切れたり

して汽水湖としての性質が維持されてきたと思われる。

八郎潟は、ヘドロと砂州の割合が 80：20 程度となっている。調整池西部の採土地は、平均粒径 0.2～0.3 mm 程度の、細砂（0.075～0.25）である。

10.2 ヘドロの特徴

地元の人は、八郎潟干拓地の 80% を占め、歩けばぶすぶす潜る、水分の多くを含む、手に負えない湖底土をヘドロと呼んでいる。ヘドロは、粘土（粒径 0.005 mm 以下）の含有量 50% 程度と高く、シルト（0.005～0.075 mm）を含めると 99% を超える。一握りの八郎潟粘土は、土粒子体積 1 に対して間隙水の体積比が 2～6 を示し、粘土層 20m 下でも 2 を下らない。次のような粘土的特性大の特徴を持つ。

- ① 粘土の粒子が極めて細かい。
- ② 粘土の性格を決めている粘土鉱物はモンモリロナイトであり、保水性が極めて強い。
- ③ 海水の影響をうけている。
- ④ 含水比・液性限界・塑性指数（土が塑性状になる含水比の範囲）とも大きく、土木工事には、極めて厄介な土である。

10.3 ヘドロは変わる

干陸排水（1963/11～1966/5）が進むと湖底が露出し、人さえ歩行できなかったヘドロは、亀裂が入り歩行可能となり、超泥上機械なども入るようになるが、初期の泥上機械などは、間もなく陳腐化する。葦等多数の雑草が次々湖底のヘドロに侵入してきて、進入植物の栄枯盛衰の遷移ロマンが出現する。しかし、地平線まで続くヘドロの湿地帯の耕地化は、気が遠くなる難業となった。

1) ヨシによるヘドロの乾燥

干陸当初、中央干拓地はヘドロ乾燥促進のためヨシを入れたが干拓地全域に広がるも効果な

く、かえって野ネズミが大発生し、駆除のためイタチをいれている。ヨシの蒸発散力を地盤乾燥に利用する方法は、多少の効果は認められるものの、成功を収めたとは言いがたい。

2) 排水溝によるヘドロの人為的乾燥

最終的には、湖底の乾燥は人為的脱水乾燥促進工によった。基本的には 300m 間隔に配置している小排水路に繋がる排水溝（深さ 0.7m、間隔 100m）を網の目状に掘ってヘドロを乾燥し、場合によっては田面耕起も入れている。ヘドロ地盤は、乾燥と共に表層の作業受け入れ条件が驚くように変わっていくが、下層は相変わらずである。

施工機械は、水上から陸上機械へと移るが下層の軟弱問題がのこる。このため、排水溝と小排水路を連結して下層部分を乾燥する必要がある。幹線・支線排水路は効率の良いポンプ浚渫船により荒堀掘削ができたが、小排水路は水位低下に阻まれて、水陸両用型の泥上掘削機によらざるを得なかった。幹線・支線・小排水路とも、排水路の形が崩れてしまうので 2 次掘り 3 次掘り仕上げ掘りを要した。

*** 湖底より姿現したるヘドロ**

ぶすぶすなんでも潜る代物

*** 「農地化」も吹っ飛ぶヘドロの湿地帯**

地平線まで果て無く続けり

3) 土壌化・耕地化への困難な前途

ヘドロを土壌化・耕地化し、営農計画を立て、入植者を迎え入れることは、前例も知見もなく苦闘の途を辿ることとなった。

10.4 大潟村に湿地性里山が出現

湖底のヘドロの上に誕生（1969 年 10 月）した大潟村は、1967 年第 1 次入植者が家族と共に入村し、1978 年初代村長が選挙により選ばれている。今や人口約 3 000 人の風格ある村として成長している。

1) 湿地性里山

大潟村では、村の自然環境を「湿地性里山」と呼んでいる。里山は、「集落や人里に近く、人間の影響を受けた生態系が存在する山」と理解されている。調整池や承水路にかこまれ、広大な水田や長大の土の排水路と堤防等が示す湿地性に、防災林、並木の道路・排水路、公園等の樹木が示す里山性に着目して名付けたものと思われる。

2) ヘドロに現れた絶滅危惧種

大潟村では、村の自然生態系を構成する生物を生産者・消費者・分解者に分けて確認し紹介している。これによると、50年後のヘドロには絶滅危惧種昆虫のアキアカネ、ギンヤンマ、ゲンゴロウ等が現れ、幻の鳥オセッカ等草原性の鳥が増加し、千鳥類の旅鳥が増加している。秋から冬にかけて承水路に数百羽の白鳥が渡来し、最高次消費者にして絶滅危惧種チュウヒ等も飛来している。

***湖底土よりなりし田んぼに赤とんぼ**

二匹繋がり尻尾ちょんちょん

***水中をスイスイ泳ぐゲンゴロウ**

絶滅危惧種の君もおりしか

11. 大規模入植配分の苦渋の選択

国民経済として絶対的価値のあった戦後の食糧増産時代は終わりつつあった。農地価格とかけ離れ、桁外れに費用が掛かる八郎潟干拓の完工は、苦しい環境になった。八郎潟干拓でヘドロから造った農地 15 ha の大規模配分は、農林省の苦渋の選択であった。

11.1 国営農場の天領案

現行制度の干拓地は、終われば国が持っているわけにいかず、個人に配分売り渡して私的所

有となる。従来の小規模農業の法律にあてはめず単行法により国営農場を造って日本農業の将来像を描けと言う案である。

当時、配分計画の外野席にいた私は、入植規模 15 ha が財産分与により二代、三代には引き継がれなくなるのではないかと杞憂し、天領案であれと願っていたが、「農地法上国が農地を持ってない」と一蹴されたと聞く。

11.2 現実的な日本農業のモデルたれ

農水省長老は、国が多額の投資をした大面積を一人に配分することに逡巡していた。公平・利益平等に反するとしていた。農地を地主から取り上げ小作に渡して小規模化し、農地の利用移動を固定化した農地法も念頭にあった。

こういった枠の中で、「周辺農業と乖離せず模範となるべし」として、現実的な日本農業のモデルを探っていた。「八郎潟は秋田県土地である。周辺農家の経営規模は 1.1 ha。2.5 ha でも大規模農家だ。5 ha ではとんでもない大きさだ」と。また、「東芝農場だとか松下農場になって行く。農水省が進める農業でなく企業である」と。

***入植の一人に与うる土地広し**

公平なるか 15 ヘクタール

11.3 理想的な日本未来農業のモデル

若手技官（農業経済・農学）は、狂信的大規模農業論者とも全学連とも言われた。それが食糧事情好転でかえって息を吹き返した。

「八郎潟に巨費を投ずる意味は、ほかの地では出来ない農業技術の変革の起爆地にすること以外にない。干拓地に大型機械化協業農業を樹立し、これを日本農業近代化のモデルにしよう」と。これが 15 ha 配分となり大型機械化農業経営を行える基盤を造った。

農林省には、「家族自作農主義」というイデオロギーがあり、所有は家族所有としている。八郎潟農業の協業化は、その上に進めていかざる

を得ないジレンマがあった。

入植者の営農は、5～6人を標準的な一組とした機械の共同利用を中心とする個別経営から、大部分の作業を共同で行う協業経営に近い型までが計画され、入植者の選択採用となった。現地の今は、協業経営が破綻して家族経営となっている。

***八郎潟で未来農業やらずんば
古き農業そこにあるのみ**

12 ニュータウンとニュービレッジ

12.1 ニュータウン

私は、多摩ニュータウンに住んでいる。妻が20年間にわたり公団住宅に応募し、やっと当選し購入した住居である。ニュータウンには、地域の資産である都市基盤と豊かな緑がある。公園緑地、団地内緑地、道路などの公共的用地は、地区全体の40%も占めて、ニュータウンの骨格を形成している。

多摩市に帰属しているが故、役場も学校も公民館もある。道路は広く、車社会に適したものとなっている。ニュータウン建設なきあとは、既存市街地周辺が無差別に浸食され、秩序なき市街地が形成されていくことが心配される

***^{おね}尾根^{かん}幹線道路を迷い出れば^{しん}田舎道
近き我が家に2時間かかりたり**

12.2 ニュービレッジ

湖底から生まれた大潟村は、役場、電気、上下水道等公的施設は何もない。入植者が農業専門家といえども、ヘドロ原野に放り出せば、どんな農業機械や施設を持ち込み、どのように栽培・経営するか、そう簡単に分かるものではない。このため、事業団は、役場等の公共施設を造り、上下水道やガスをひき、集落を西部側

砂地盤の高き所の一カ所に集め、生活の場と営農活動の場を分離している。そして、入植者のための指導訓練、営農試験、営農指導などを実施している。緑地にも配慮した農村集落がつくられた。農水省（法律・経済）が新農村建設の制度を造り、独立自治の新村落を造ったのは、初めにして終わりとなった。

13. 干拓はニュータウンと共に消えた

***欠乏という印を刻みし新都市や
新村建設もいつか終われり**

13.1 貧困・飢餓時代の残り火に咲く昭和の文化遺産

私が入省した昭和29年（1954年）は、コメの飯を食うのに、まだ外食券が必要な飢餓の時代であり、コメの生産量を増やすことが大きな課題であった。その努力により戦後約20年間で米の収穫量は3倍近くまで増えたが、食生活が変化したため一人当りのコメ消費量が減り、今度はコメが余るようになり、遂にコメの生産調整が1969（昭和44）から始まった。

八郎潟干拓は、戦後の貧困と飢餓の解消を背負って出発し、コメ余りという激変した数奇の運命のなかで、新農村建設というポテンシャルを得、入植規模を15haとすることができた。入植配分時期の衣食住余る当時において、ニュータウン建設もニュービレッジ建設も、欠乏時代の残り火のなかで、かえって、昭和の飢餓・欠乏時代の遺産として残ることができたのであろう。だが、昭和の飽食時代には消え去る運命となって行った。

13.2 干拓は飢餓時代に生き飽食時代に去る

農地を造り出すコメの干拓・食糧増産の旗

手・八郎潟干拓は、干陸時（1966 年）になるとコメ余りの影響を受けて無用といわれ、苦しい立場となっていった。

この間、国営八郎潟干拓の総事業費はどんどん膨らみ、2 倍以上になった。毎年、大蔵省に対して、総事業費の改定をお願いし、増大する総事業費を何とか認めてもらった。その折、山口主計官（後に日銀総裁）に言われたことがある。「こんな巨費のかかる干拓事業は始めにしておわりだよ」と。彼には、ニュービレッジ建設を半ば昭和飢餓時代の遺産と認めつつも、半ば主計官の顔もあったかと思われる。

八郎潟は、未来農業の遺跡を残して、時代とともに去り行く運命になって行った。粛々として蓄積されつつあった干拓技術もコメ余りの時代とともにさび付き、命運尽きる宿命となった。干拓は、時代とともに生き時代とともに去り、農水省から消える運命を辿ることになった。

八郎潟干拓入植者は全国公募でおこなわれ、一流大学の入試試験並みの競争となり、人材が集まった。干拓が如何に大きな農地を造ったとしてもそれを支える人材がいなかったら、砂上の楼閣として消え去ったであろう。大型農場を造った干拓は消えたが、大型農場を経営する人材は残った。

14. 男鹿半島・大潟ジオパーク

2023 年 5 月現在、日本には伊豆半島等 46 地域が日本ジオパーク委員会によって認定され、そのうち、10 地域が世界ジオパークとして認定されている。

大潟村と男鹿市にまたがる「男鹿半島・大潟ジオパーク」は、重要な地質遺産を含む自然公園として 2011 年に認定された。

ジオパークは、地質・地形から地球の過去を知り、未来を考えて活動する場所、一つのまとまったエリアとしてとらえている。大潟村と八郎潟干拓は、ジオパークの観点からも正に相応いとされたからであろう。

あとがき

八郎潟干拓事業は、昭和の貧困と飢餓の時代を経て飽食の時代に移行した狭間の時代にあったからこそ存在できた。その狭間は、かえって新農村建設のエネルギーとなったのであろう。

この、「第 1 篇俯瞰編」は、筆者執筆図書の『八郎潟の追憶』と『旅路の蹤跡』を土台としてまとめたものである。

『旅路の蹤跡』は、貧困と欠乏の時代、戦後のどん底の時代にも触れており、戦後の飢餓の時代を読み取って頂きたい。

青春時代に、ながらく八郎潟干拓に携わった私は、駆り立てられるように、この俯瞰編と後に続く実施編をまとめた。粛々として蓄積され消えていった干拓技術への郷愁が、そのようにさせたのであろう。

（参考文献）

- 1) 八郎潟干拓事務所『八郎潟干拓事業誌』農業土木学会 1969 年
- 2) 農林省構造改善局『八郎潟新農村建設事業誌』農業土木学会 1977 年
- 3) 大潟村役場『大潟村百科事典』2011 年
- 4) 青野俊一『八郎潟の追憶』NHK 學園 2018 年
- 5) 青野俊一『旅路の蹤跡』NHK 學園 2023 年
- 6) 建設コンサルタンツ協会『インフラ整備 70 年 八郎潟干拓とモデル農村の建設』2023 年

国営八郎潟干拓事業の全体像②

第2編 実施編（一校）

2024.2.10 青野俊一

まえがき・

1 章	国営事業の実施・・・・・・・・・・	1
1.	事業実施の経緯	
2.	事業費の投下	
3.	事業の工程を阻む4大問題	
2 章	湖上工事の準備・・・・・・・・・・	5
1.	浚渫船団の準備工	
2.	原石山の直轄生産	
3 章	河川洪水の排除・・・・・・・・・・	7
1.	河川洪水	
2.	調整池	
3.	河川改修	
4 章	漂砂と船越水道・・・・・・・・・・	13
1.	路線変更と改修断面	
2.	水道流下量の水理解析	
3.	船越水道改修	
4.	船越水道の工作物	
5 章	へドロ地盤の堤防築造・・・・・・・・	25
1.	軟弱地盤堤防の基本設計	
2.	堤防の安定解析	
3.	圧密現象の基本的事項	
4.	堤防かさ上げへの適用	
5.	軟弱地盤堤防工	
6 章	地震災害・・・・・・・・・・	36
1.	日本海東縁部の地震活動	
2.	八郎潟干拓を襲った地震災害	
3.	船越水道を遡上する津波と波浪	
7 章	へドロの湖底に農場造成・・・・・・・・	42
1.	大区画の設定	
2.	農場の排水	
3.	排水機場	
4.	農場の用水	
5.	農場を取り巻く道路	
8 章	へドロの耕地化・営農化・・・・・・・・	5③
	あとがき	

まえがき

八郎潟干拓事業は、国営事業（八郎潟干拓事業）で八郎潟湖面から土地を生み出し農場の骨格を造り、公団事業（八郎潟新農村建設事業団）で農場と通勤農業の農村を造った。

八郎潟は、皿状（平均水深 3m、最深部 4.5m）の汽水湖であり、その 80%が河川運搬土による軟弱粘土のへドロ、20%が砂嘴の発達した砂州で覆われている。

湖面東岸の流入河川により滞積したと言われる湖底土へドロは、干陸により地球の空気を吸い、堤防・道路等の造成、干拓地営農確立に、多大な抵抗をもたらす代物となった。

また、潟湖を造った漂砂は、八郎潟及び周辺に屯して、調整池から採土した盛土砂を液状化して堤防を崩し、船越水道に滞積・横臥して流下を阻止した。

八郎潟干拓は、このへドロと漂砂の環境の中で、湖面を農地にする難しさと、生まれた原始土地に営農を樹立する難しさに遭遇し苦闘した。

「八郎潟干拓事業誌（以下国誌）」及び「八郎潟新農村建設事業誌（以下団誌）」は、1800 頁にわたり、それを記録して多岐にわたる。

しかし、農水省から干拓が消え、1800 頁にもなる事業誌は埃を被り、先達の偉業も忘れ去らんとしている。

建設コンサルタンツ協会で「インフラ整備 70 年」に八郎潟干拓を取り上げて頂いたのを機会に、国営・事業団の両事業誌を基本として国営事業の全体像を描き、先達の先駆的偉業を伝えたい。

1 章 国営事業の実施

1 事業実施の経緯

国営工事は、3 期に分け実施されたと考える。

1 期は計画作成、2 期は干陸のために実施した基幹工事の完了、3 期は農場（骨格）の造成と基幹工事の仕上げである。3 期には事業団への委託が絡むので、国と事業団の共存と、事業団単独の時期に分けられ、次表のとおりである。

国営事業の実施区分

年度	実施内容
昭和 29～31	計画作成に農地局建設部参戦
昭和 32～39	干陸開始のため基幹工事の実施
昭和 40～43	基幹工事完了、事業団委託準備
昭和 44～51	事業団による国営委託事業の実施

国営：昭和 32（1957）～51 年度（1976） 528 億円
 事業団：昭和 40（1966）～51 年度（1976）287 億円
 干陸排水：昭 38. 11（1963）～昭 41.5（1966）

団誌：図 1-2

1.1 農地局建設部参戦による干拓計画の作成（国・オランダ）昭和 29～31 年度

計画部主管の調査事務所（27～31 年度）は、秋田市に設置されていた。師岡所長は、計画部が愛知用水に忙殺され八郎潟に手勢を割く余裕のないことを憂慮していた。彼と古賀農地局開墾建設課長は、このままでは八郎潟干拓計画作成ならずとして、辞表を懐に局長に強訴し、局長は「建設部でやれ」と言う大岡裁きを下し、八郎潟干拓企画室が生まれたという秘話がある。

昭和 29（1954）年 2 月、ヤンセンデルフト工業大学教授とフォルカー技師（後に教授）が八郎潟等の現地を視察し「日本の干拓について」提言した。以来、農地局建設部は、密かに八郎潟干拓計画作成に参戦し、昭和 31 年 4 月 22 日技術援助契約を締結し、表舞台に登場した。農地局内に干拓企画室が設置され、オランダの技術援助の下、多数の建設部要員が集められ、現地秋田における干拓調査事務所の調査と並行し

て、1 年余りで計画を作成した。

くしくも、私はヤンセン・フォルカー両氏が来日された年の昭和 29 年 4 月に農林省に新規採用され干拓班の末席にいた。八郎潟の排水計画は、大月係長（当時）によりなったもので、入省したばかりの同年次の岡上君と私が助手を務めた。（国誌 p802 の企画室名簿）

1.2 干陸排水開始の至上命令による突撃（国単独）昭和 32～39 年度

干拓工事の工程は、軟弱地盤上の堤防築造と、閉塞の恐れがある船越水道改修の難題が妨げ、さらに、干陸後はヘドロ地盤の未知・予測不能な圃場造成や営農体系の早急な確立が控えていることから、一刻も猶予がなかった。

このため、この期限付きの中央干拓地干陸開始命令は、八郎潟干拓の全工程を決定し、堤防工事が全工事を引っ張った。かくして、干陸排水は、昭和 38 年 11 月から昭和 41 年 5 月にかけて行われ、湖底が露出し、地区内工事にやっと間に合わせる事ができた。

1.3 事業団委託準備（国・事業団共存）昭和 40～43 年度

事業団は、湖底がおおむね露出した昭和 40 年度に現れた。国営事業は、昭和 43（1968）年度、船越水道河口導流堤工事等基幹工事終了を最後に、中央干拓地の堤防かさ上げ等基幹工事や農場造成の基幹となる用排水路・道路を事業団に委託し事務所を閉じた。

中央干拓地区内の農場造成工事は、人の歩行も困難なヘドロの上で始まり、殆どが泥状克服工事となった。地区内工事の一部は国でも実施したが、その大部分が事業団に委託された。

〈事業団の誕生〉

事業団は干陸排水がおおむね終了し、八郎潟が露出した時、湖底とともに忽然と現れた。

1.4 委託を受けた事業団による実施 1969～1976

国営事業の委託を受けた事業団は、広大な泥上で農場造成を完了し、基幹施設の抜本的な整備補修を行い、国営委託事業を完了して、造成施設をそれぞれの管理者に引き継いだ。

〈基幹施設の管理者〉

1) 埋め立て条件により秋田県（土木）に帰属した施設

ア、調整池囲繞堤防

イ、幹線道路

ウ、船越水道（導流堤含む）

2) 土地改良財産として秋田県（農林）に管理委託した施設

ア、幹線排水路・中央干拓排水機場

イ、防潮水門

2. 事業費の投下

国営事業費 528 億円は、1/4 が洪水排除と用水貯留を担う調整池に当てられ、1/4 が湖面から土地を生み出す堤防・排水路などに当てられ、2/4 が農地造成費に当てられている。

2.1 調整池築造事業費

全体事業費 528 億円の執行状況は、中央干拓に約 410 億円、調整池に約 80 億円、周辺干拓に約 40 億円となっている。周辺干拓は、背後地が溢れぬように反射的に造られたとも考えられるので、河川洪水排除と用水貯留の機能を持つ調整池に周辺干拓を加えると、実に 1/4 の 120 億円が調整池築造に当てられている。そして、殆ど無堤であった背後地には周辺干拓・河川等による堤防等が築造され、内水排除の排水機場 26 カ所も設置され、堤防背後地の排水系統も整備

された。

2.2 農地造成事業費

国営 528 億円の 3/4 の 410 億円が新農村の大型農場造成を担う中央干拓に投資された。このうち、湖面から土地を生み出す堤防と排水工費 120 億円に公共的道路 20 億円を加えると 140 億円となり、全体事業費の 1/4 になる。従って、農地造成費は全体の 1/2 程度を占めている。

国営事業の事業費投下状況は次表の通りである。

国営事業の実施状況

項目	工事	数量	施工年度(昭)	金額(億円)
中央干拓	堤防工	52 km	33～44 45～47	54.3
	嵩上げ	41 干陸終了 7 km		
	排水工	機場 3 水路 420 km	34～38 41	63.9
	用水工	取水口 水路 95 km	43～44 49	54.5
	道路工	幹支 177 km	41～49	57.4
	小用水路・農道	小用 220 km 農道 274 km	41～49	82.8
	その他			95.1
	小計			408.0
周辺	西・南 東・北	1563 ha	33～35	28.6

干拓			35～ 37	
	その他			8.7
	小計			37.3
調整池	水道	1900m	37～	27.3
	水門工	1カ所	40 34～ 35	
	河川改修	21河川	36～ 39	26.0
	既耕地排水	機場11	36～ 39	7.3
	高位部承水路	8カ所	36～ 39	2.8
	その他			19.3
	小計			82.7
計				528.0

* 『団誌』P963より作成

3 事業の工程を阻む四大問題

事業実施には、四大問題が行く手を阻んだ。八郎潟干拓実施の四大問題は、次の通りと考える。

- ① 河川洪水排除と用水確保
- ② 軟弱地盤上に築造する堤防
- ③ 閉塞の恐れある船越水道の改修
- ④ ヘドロ湿地の農地造成と営農体系の確立

①の問題は、ヤンセン構図の、部分干拓により生み出した高位部調整池（全体像①5ページの5.1）により解決方向が定まった。また、④の営農体系は、入植配分 15ha の苦渋の選択（全体像①14ページの11）により方向が定まっ

た。だが、①と④は方向が定まったとはいえ、幾多の問題の克服が進行を阻んだ。②と③とは、土質工学会と海岸工学会の助っ人を得て未知の世界を開拓し実施した。

3.1 軟弱地盤堤防の築堤問題

豆腐のような軟弱地盤地盤上の堤防は、オランダにより置換・押さえ盛土型緩傾斜砂盛土堤防がもたらされたが、これを如何に早く、安く、安全に、造るかが問われた。

1) 長距離大量運搬の浚渫船がない

軟弱堤防は、滑りを避けるため押さえ盛土を必要とし、図体（施工堤防底幅で 200～300m）が大きくなった。遠くから大量の運搬用土約 3000 万 m³（干拓地区内用土約 1000 万 m³含む）を必要としたが、業界にはこれにこたえる浚渫船はなかった。事業費の増大と干陸工程に響く深刻な問題となった。

2) 堤防の安定設計の信頼性

生命を守る堤防を如何に設計するか。堤防形態はオランダの技術援助により緩傾斜砂盛土堤と決まっていたが、堤防の安定設計に用いる円弧滑り法とそこに使う複雑な地盤を代表する土質諸数値は、果たして信頼できるのか。この確認が問われた。

3) 沈下量を何時の時点でどれ程見込むか

盛土すれば新たに沈下量を増す軟弱地盤堤防は、段階施工で実施された。何年分の沈下を何時どのくらい見込み嵩上げするか、滑りに対して圧密による強度増加をどのくらい見込めるか、そのかさ上げ量・時期・方法が問われた。

最初に、沈下量の全量をのせれば、堤防は巨大となり、事業費も工期もパンクしてしまうからである。

3.2 船越水道改修の問題

船越水道は、八郎潟の唯一の出口であるが、漂砂が堆積し閉塞の恐れがある。その船越水道は、馬場目川水系の 99%を流域とするので、干拓後の改修断面をどの様に定め、その通水能力を如何に維持するかが問われた。

馬場目川水系流域面積：910.49 km²

八郎潟集水面積：894.34 km²

1) 改修断面幅どのようにして定めるか

遠浅海岸の日本海は、漂砂対策で悩まされているが成功事例は少ない。そのような実態の中で、砂丘部の大規模貫通・開削は、漂砂対策で悩まされているが成功事例は少ない。その滞砂の大暴れを食らうことが予想され、変転極まりない滞砂を水理計算にどの様に折込み開削幅をどの様に定めるかが問われた。

2) 造った改修断面をどの様に維持するか

八郎潟の 1/5 を占める調整池は、洪水防除と用水貯留を司る。唯一の出口船越水道を開削したとしても通水能力をどの様に維持するのか。通水能力を維持できないと、調整池機能が失われ、洪水が溢れる。このため、船越水道の波の遡上・漂砂・飛砂の実態を知り、対応することが必要とされた。

3.3 ヘドロの耕地化・営農化問題

湖底から出現したヘドロは、どろどろ・ぶすぶすで、湿地ブルドーザーでも走行不能な超軟弱地盤であつた。大潟村の整然とした大型ホ場を今見ている人たちにとっては、想像もつかない荒涼たる不毛のヘドロ大地が、地平線が没するほど果て無く広がっていた。この湖底に大型農地を造り、営農をどの様に確立するかが問われた。

本来、営農計画があつて、国営の用・排・道路の配置が決り施工するのであるが、必ずしも、そうは行かないジレンマがあつた。

1) 入植規模

入植規模は、農経・農学系の技官の苦渋の選

択により 15 ha配分と決まった。配分規模 15 ha は、営農計画や用排水道路の配置の出発点となり未知のヘドロの耕地化と繋がった。15 haの苦渋の選択の秘話は、第 1 篇 11 で触れている。

2) ヘドロを如何に耕地化するか

超軟弱のヘドロ地盤に、大量の排水路を掘削し、用水路道路を入れていく。入植時期がきめられ、工期の厳しい条件下で、超湿地ブルも入らない湖底に機械化農業が実現出来る農地を如何に工程に合せ造成するかが問われた。

3) ヘドロの営農体系の確立

湖底にあったヘドロは、太陽にも照らされず、空気もすったこともない。このような未知予測不能なヘドロを土壌化し、作物を作り、機械化農業をどのように行い営農をどのように確立していくか、未知の世界であつた。

2 章 湖上工事の準備

八郎潟干拓の仮設・準備工は、本工事が湖上で行われるので、陸上工事と相当異なつた。

.

1 浚渫船団の準備工

1.1 国による浚渫船の開発・製造

1) 新規開発浚渫船

当時、業界の浚渫船は、電動式のみで電柱やスパットの立たない軟弱地盤には使用できず、その送泥距離も 1.0～1.5 kmに過ぎない。

そこで、国は、電気と電柱を必要としないディーゼルサクションタイプ浚渫船（略称DS）3艘とディーゼルカッタータイプ浚渫船（略称DC）6艘を新規開発製造した。

ディーゼルサクションタイプ浚渫船と曳航式土運船とを組み合わせた遠距離送土工法は、大量輸送低価格の原理で、業者所有の同格の電動

カッタータイプ浚渫船よりも遠距離運んだ方が安くなった。

2) D S 浚渫船

新規開発製造したD S 浚渫船は、普通のカッタータイプ浚渫船の先端に、カッターの代わりにサクションドレッチャーを取り付け、ジェットポンプによる噴射水で湖底の砂を攪拌してポンプで吸い込み込み、左右両側からバージに積み込む方式の砂積みの特化した浚渫船である。湖底から積み込みまでの距離が短く、排砂量が600 m³/h まで出て、八郎潟船団の戦艦を務めた。

1.2 浚渫船団受け入れ準備工

1) 浚渫船基地の建設

船越基地（25000m）は、冬季停泊地・修理場の基地として浚渫船により造成した。船越市街地からの連絡道（幅員 7m）を建設し、接岸航路を掘削（幅 20～50m、水深 2.0～2.5m）した。

基地内には、船舶の発着岸壁、修理のためのポンプ船用乾ドック、エンジン・ポンプ用機械修理工場、舟引き上げ装置、重油タンク（10 万ℓ用）を設けた。

工事の進捗に伴い八郎潟町にも原石山生産石材を積み込む岸壁に隣接して第二基地を設けた。

2) 回航路の整備

浚渫船等は、日本海から船越水道を通り八郎潟に導入される。県道橋（八柳橋）及び鉄道橋（男鹿線）は、ポンプ浚渫船が八郎潟に入れるよう一スパンを可動橋に改造した。船越水道は、航行困難な部分があるので、その都度ディーゼル・ポンプ船により浚渫を行った。また、八郎潟の浅い所は必要に応じ航路浚渫を行っている。

1.3 送電線の建設

昭和 32 年着工当時の八郎潟周辺の電力事情は、小規模な動力用または電灯用として送電されて

いるのみで、電力の余裕は殆どなかった。電動浚渫船等工事用電力の確保のため、排水機場用の送電施設を先行設置し、この送電線を工事用電力に活用することとした。このため、秋田変電所から大久保変電所を経て南部排水機場または北部排水機場に至る送電線を負担工事として建設した。

南部・北部・周辺排水機場の全電動機出力11400kw を南北排水機場に分けて各々6000 k w とし、この範囲内で工事用電力を使用した。

排水機場の電動機出力

南部	北部	周辺	計
4530kw	4240kw	2630kw	11400kw

2. 原石山の直轄生産

寒風山には少量の石材生産があったが、干拓に使用する膨大な石材（300 万 t）を賄うことが出来ず、国自らが筑紫岳を直接購入し、ベンチカット工法により捨て石等石材を生産し、堤防の捨て石等に計画的に供給した。

2.1 生産石材の種類

石材は、筑紫岳のE L 45m からE L 150mをベンチカット工法により岩盤の斜面が階段状になるよう削り取り生産した。石材は、約 300 万m³を必要とした。主要石材は次の通り。

① 堤防用捨て石 150 万 t

規格は、石運船堤防接岸後の小運搬を考慮して10 から100 kgとしている。

② 堤防アスファルト舗装用碎石等 130 万 t

③ 護岸用割石 24 kg、200 万個

2.2 石運船積み込み施設

1) 積み込み基地

基地は、原石山の地先で東部承水路に面した

ところに設け、岸壁・ストック場（3 日分）・トラック計量器を設置した。岸壁（250m）は、色々の石運船の水面上の高さが異なるので、それに対応出来るようにしている。

2) 基地への運搬道路

道路は、延長 670m、幅員 9m、碎石舗装とし、原石山採石場（E L 45m 盤の小割広場）から三倉鼻基地へ運ぶ。途中、奥羽本線と国道 7 号線を跨ぐ。

3 章 河川洪水の排除

1 河川洪水

河川流出洪水量（1/1000）は、流域平均 1000 年確率日雨量を定め、河川ごとに、この雨と単位図により流出洪水量を算定し合計したものである。

1.1 洪水流域と洪水排除方法

1) 河川洪水の流域

河川洪水は、二級河川馬場目川水系の流域 688.8 km²から出てくる。八郎潟が下流にぶら下がる馬場目川水系は、秋田県の中ほどを流域とし、馬場目川、三種川等併せて 22 河川が八郎潟東岸に流入し、船越水道を経て日本海にそそぐ。馬場目川水系は、流域面積が 910.5 km²、幹線流路延長が 47.5 km で、秋田県最大の 2 級河川である。八郎潟は 75.6%、船越水道は 99.8% の本水系流域を背負っている。

団誌：図 3-2

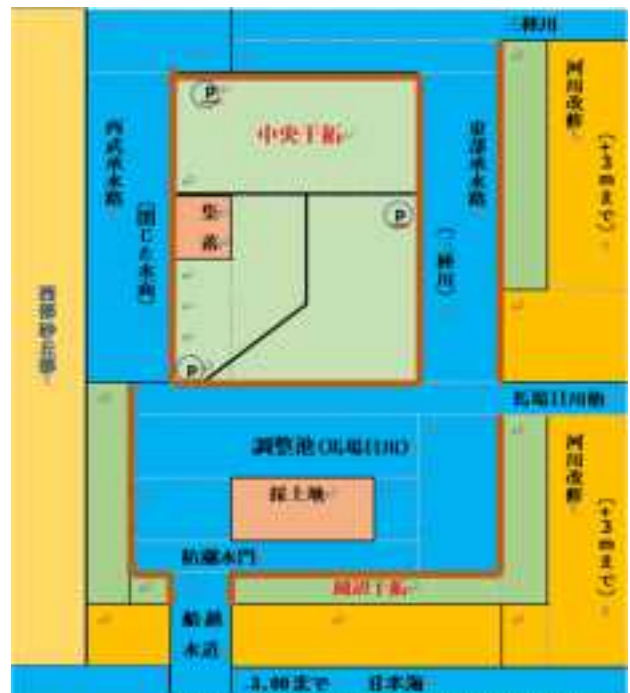
2) 河川洪水の排除方法

八郎潟（220.2 km²）は、馬場目川河口と船越水道の間に 1/5 を調整池（東部承水路含む）として残している。八郎潟に流入する 22 河川（流域 688.8 km²）は東岸に集中し、殆ど無堤の原始河川であつた。この流域から出てくる洪水は、東部

承水路と調整池で受けて調節しつつ船越水道から外海へ自然流下させることとした。

このため、調整池水位上昇に伴う河川洪水は、八郎潟に流入する河川の改修と八郎潟の唯一の出口船越水道の改修により排水する。堤防圍繞に伴う背後地の低地浸水は、干拓堤防と河川堤防で守り、排水機場や承水路を設置して内水排除系統を整備する。

洪水防除の全容は、「八郎潟干拓計画イメージ図」に示す。



八郎潟干拓計画イメージ図

1.2 計画日雨量

計画雨量は、5 か所の地域平均日雨量の 1000 年確率 200 mm とし、その時間分布は時間雨量のある秋田測候所記録により定めている。

1) 地点雨量によらない流域平均日雨量

八郎潟流域付近の雨量観測地点は、五城目・阿仁合・藤倉・能代・船川の 5 カ所（五城目の地域が大部分を占める）でそれぞれ 45～70 年間の記録があるが、地域平均雨量として使えるのは 40 年程度である。流域平均日雨量は、この五カ所に対してティーセン法及び等雨量面積図法により求めた。

一般に広い範囲においては、その地域内の平均降雨量は地点降雨量と異なる。過去の大きな降雨のとき馬場目川上流大平山付近が最多雨量地帯となり、八郎潟及び能代付近は比較的小雨であった。

国誌 1 篇：図 2-8、表 2-14

2) 計画日雨量の決定

地域平均日雨量記録を小さい順に並べ、度数を計算して、Hazen 紙にプロットとすると流域平均日雨量度数曲線を得る。これにより計画日雨量は、1000 年確率雨量 200 mm、200 年確率雨量 160 mmとした。

オランダ流 Hazen 紙によったのは、70 年程度の記録のある秋田、五城目の Hazen 紙日雨量度数曲線が、岩井の提唱する超過確率の方法と一致したことによる。度数は次によっている。

度数 = 超過生起日数 / (観測年数 × 365)

国誌 1 篇：図 2-9、表 2-12~15

3) 日雨量の時間分布

日雨量の時間分布は、秋田観測所記録の時間雨量の最大 69 mm、4 時間雨量の最大 136 mmを考慮して決定している。

国誌 1 篇：図 2-10、表 2-16

1.3 調整池へ流入する河川洪水流量

1) 既往洪水の時間・流量曲線

単位図作成に必要な既往洪水の「時間・流量曲線」は、洪水記録のある「時間・水位曲線」から水位を流量に換算して求めた。その橋渡しの $Q \cdot H$ カーブは、洪水資料が乏しく、洪水が発生すると、主要河川に出動し、水位・流量観測をして補強し作成している。

2) 単位図

単位図は、吉川方式、立神方式、農林省設計基準方式を比較検討の結果、立神方式が最も実測値に近いことが認められたのでこれを採用した。単位図は、手回しのタイガー計算機により

算定している。パソコンがなかったので大変な時間と労働を要した。

3) 計画洪水流量 (1/1000)

調整池へ流入する河川の計画洪水量は、流域に降った流域平均計画日雨量から各河川の単位図を介して洪水量を算定し、これを集計して求めた。

各河川の単位図は、八郎潟 (22024 ha) を除く流域 (68876 ha) は立神式単位図法によるか、またはこれに準じる方法によった。調整池の流出量は、直接降雨量 (37 m^3/S) と干拓地ポンプ排水量 (周辺 48、中央 80、西部 15 m^3/S) として加えた。

調整池に流入する河川計画洪水量 (1/1000) は 1680 m^3/S と確定した。

国誌 2 篇：表 3-76

2. 調整池

2.1 調整池の設置

1) 設置理由

調整池は、以下の理由により設けることにした。

流域よりの洪水量が相当大きく、これを水路に集め、直接外海へ流出するのは困難である。従って潟の一部を残し、洪水を調整しつつ外海へ排除する方が有利である。また、干拓地の用水は、流域各河川などに求めるよりも、この調整池を淡水化し、これを用水源として自然取水する方が有利である。

2) 調整池は東部承水路を含む

調整池は流域中の最大河川である馬場目川と外海への排水口である船越水道との位置を考慮し、八郎潟南部に相当の水面を残すことにした。これは水理上最も有利な地点である。

東岸に沿った水面は、承水路の機能を有しなければならない。よって、これを東部承水路と

いい、その水面は洪水調節及び用水貯留に際しては、調整池の一部と考えられるべきものである。洪水調節・用水計画に関しては、調整池とは、東部承水路を含めたものを指す。

3) 調整池の規模

規模は、干拓としては小さい方が干拓面積を大きく取れて望ましいが、洪水調整機能と用水貯留機能を保持する制約を満たさなければならない。むやみに小さくすることはできない。

当初、調整池面積を 4000～5000ha、現水道利用、用水管理水位+0.80m を出発水位として試算したところ、調整池の HWL は、既往水位より 1m 高い所で収まり、河川改修も国道付近の標高 +3.00m 付近に取り付けるめどもついた。よって、調整池面積 4400ha、HWL1.86m として出発した。

その後、地元増反が増え、調整池面積規模が 500ha 減少したので、船越水道の流下能力を高めることと用水管理水位を+1.00m にすることで対処し、砂丘部を S・C で貫く新放水路を造り、HWL+1.86m を保持した。河川改修範囲は、国道・鉄道の通る+3.00m 付近におさまリ、改修延長が準用河川で平均 2 km、普通河川で平均 1.5m となった。調整池と新放水路は、所定の洪水調整と用水貯留機能を保持することが出来た。

4) 調整池と船越水道の帰属

調整池（囲繞堤）と船越水道は、2 級河川馬場目川であり、公有水面埋め立て条件により秋田県（土木部）に帰属している。防潮水門は、土地改良財産として秋田県（農林部）に管理委託している。

2.2 調整池の計画洪水水位

1) 計画洪水水位は洪水調節計算による

調整池の計画洪水水位は、八郎潟への既知の河川洪水流入量と漂砂・飛砂の影響を受けている船越水道流下量の差引き残留水量によって求められる。その当時、船越水道は、河口閉塞現象が十分に解明されておらず、現水道を利用する

こととして洪水計算を行い、計画水位+1.86m として出発している。

その後、農業土木試験場の掃砂実験式により水理量を掃流砂量に置換することができるようになり、洪水調節計算は船越水道流下量に滞砂条件を折込み実施し、計画水位を+1.86m と確定した。

2) 調整池計画洪水水位(1/1000)の算定

SC した新水道は、1000 年確率地域平均日雨量 200 mm による洪水に対して調整池水位が+1.86m 以内に納まるよう断面を決定した。

洪水調節計算の方法は、調整池の初期水位を+1.00m とし、ある時間間隔（2 時間）内では水道の流下量は定常流とみなして調整池流入量と流下量の差引き残量水量によって調整池の水位上昇を求めるものとして逐次計算を行い、計画洪水水位+1.86m を得ている。

この場合、水道河口には台形の滞砂（初期条件、天端高 E L—0, 50m）が生じているとし、洪水がその上を越流するときの流速によって掃流されたとした。この関係は農業土木試験場の水理模型実験によって導きだされた。

八郎潟の排水計画は、オランダの技術援助の受け入れ準備のなかで大月洋三郎氏（当時干拓班係長）により作られ、入省したばかりの岡城雄三君と私が助手を務めた。（大月洋三郎他『八郎潟干拓事業の船越水道改修に関する研究』工学出版 1967 年）

2.3 調整池の管理

干拓後の調整池（残存水面 3910h.）は、防潮水門により淡水化され、用水貯留と洪水調節機能を持つ。このため、防潮水門では、用水と洪水の水位管理が行われることになった。

1) 調整池の水位管理

淡水化を図るため設置した防潮水門には、放流ゲート 2 門と洪水吐ゲート 12 門がある。灌漑時には、放流ゲート 2 門で水位を調節し、洪水時には、放流ゲート 2 門のほか、洪水吐ゲート

12門を適宜使用している。

調整池を囲繞する正面堤防等の堤防及び導流堤を含む船越水道は、埋め立て条件により秋田県に帰属している。また、防潮水門は土地改良財産として秋田県に管理委託されている。

2) 調整池の計画諸元

①水源計画

調整池面積：3910ha（東部承水路を含む）

調整池使用水深：（+）1.00～.（—）0.20m

貯水量：4600 万 m^3

塩分濃度：0・016%（1975 年観測）

* 許容基準値は 0.04%以下

西部承水路（653ha）：。用水は調整池から取り入れ、西部承水路堤防取水口から中央干拓地区内に給水する。

②排水計画

計画基準雨量：日雨量 200mm（1/1000）

調整池最大流入量：1680 m^3/s

調整池面積：3910ha、常時水位：+1.00m

計画洪水水位：+1.86

船越水道延長 1900m、河幅：340m

同川床勾配：0、最大洪水量：1435 m^3/s

2.4 調整池の水源利用

調整池（地元では八郎湖）には、干拓後、水利権が設定されている。

1) 農業用水

中央干拓地及び周辺干拓地 44 カ所の取水口からの取水権が取得されている。

（中央干拓地）

灌漑面積 12624ha、最大取水量 42979 m^3/s 、

（周辺干拓地）

灌漑面積 2.203ha、最大取水量 5.888 m^3/s 、

2) 男鹿市上水道

八郎湖干拓とアロケートにより取水権を確保している。

給水人口 31000 人、1 日最大給水量 13500 m^3

3) 漁業

八郎湖の内水面漁漁業権は、漁業補償により消滅した。八郎湖の漁業は、干拓前には漁業権漁業として営まれてきたが、干拓後は知事許可漁業となった。八郎湖漁業調整規則等が定められ、漁具・漁法や漁期等が規制され水産資源の保護が図られている。

2.5 調整池の水質悪化

防潮水門により淡水化された調整池は、現在八郎湖と称し、大潟村や隣接市町の農業用水や男鹿市都市用水として利用され漁業も営まれているが、水質汚濁の問題が顕在化してきており、水質保全法の指定を受けている。

秋田県資料によると、八郎湖の水域は調整池（31.5 km^2 ）・東部承水路（10.7 km^2 ）・西部承水路（5.1 km^2 ）の全域としている。八郎湖干拓でいう調整池面積は、西部承水路を含まない。

1) 富栄養化現象

八郎湖の水質は、干拓事業が完了してから、生活排水や農業排水など汚濁物質（窒素・リンなどの富養塩類）が流れ込み、徐々に富栄養化が進行し、近年はアオコの大量発生などで漁業や上水道にも影響が出ている。

2) 水質保全法の指定

秋田県では、2007（平成 19）年、「湖沼法」に基づく指定湖沼の環境大臣指定を受け、八郎湖の水をきれいにする計画を策定して、水質保全に資する事業を実施している。

八郎湖は、1985 年以来琵琶湖・霞ヶ浦・諏訪湖等 10 湖沼に続く 11 番目の環境省指定湖沼となったが、11 湖沼とも未だ水質悪化が止まらない状況にある。

2.6 大潟村と調整池の生態系

大潟村（1976 年、初代村長選出）がぶすぶす

潜る湖底から生まれて約 50 年、大潟村及び調整池には、湿地性水田型生態系が形成されつつある。

1) 湿地性水田型生態系

大潟村は、水田などの陸地と、調整池や承水路等の水面と太陽とで構成されている。植物・動物・微生物の陸地生態系と魚介類・水生植物・微生物の川湖生態系とが交わり、エサも多く空飛ぶ鳥も集まる。よって、湿地性水田型生態系が形成しつつあると考えられる。大潟村では、確認されつつある生物を紹介しており、絶滅危惧種も現れている。

2) 生態系施設

大潟村には、集落の南西端に環境省指定の「大型草原鳥獣保護区」が、集落の南東端に秋田県指定の「生態系公園」が設置されている。前者の地域は、干拓地湿原と西武承水路からなり、干拓地管理棟から、絶滅危惧種の野鳥が観察できる。後者の野外展示場からは、秋田県を代表する 6 つの植物群落が観察できる。

3. 河川改修

3.1 改修方法

八郎潟へ流入する 22 河川は、東岸に集中し、無堤で蛇行している。調整池の計画洪水水位は、潟の既往洪水水位より約 1m 上昇する。河川は、以下により河川基準に基づき改修した。

① 改修方法は、河川基準またはこれに準じる。

② 改修範囲は、背後地国道付近（標高約 +3.00m 地点）とし、バックウォーターが既往最大洪水水位以下に収まるように計画する。

③ 河川改修の計画洪水流量は、秋田県土木で設定した日雨量 160 mm（五城目 1/50、流域平均

日雨量 1/200 年確率相当）による。

④ 河口部の干拓堤防より低い堤高区間は、周辺干拓堤防の高さとする。

⑤ 準用河川 5 本（三種川、馬場目川、井川、豊川、馬踏川）は秋田県に委託施工とする。

団誌：図 3-2

3.2 法的性格は原因者負担工事

1) 原因者負担工事

河川改修は、補償工事・原因者負担工事として河川法・公有水面埋立法に基づき、原因者負担工事で実施された。

河川改修は、調整池水位上昇に伴う周辺背後地に対する補償工事の性格を持ち、旧河川法第 32 条の原因者負担工事となり、公有水面埋立法 10 条に基づく埋め立て承認の際、その付帯条件として次の事項等が明記されている。

① 準用河川は、原因者負担で河川管理者（秋田県）が実施する。

② 普通河川は管理者と協議の上、原因者負担工事で実施する。

2) 原因者負担工事の内容

原因者負担は、原則として「現況と同じ程度の状態」にすることであるが、具体的にいろいろと思考の繰り返しがあった。県土木との協議の結果、改修範囲は、干拓工事施工前の状態における既往最大洪水水位と干拓後の調整池水位に対しての計画高水位との交点迄とした。

① 既往最大洪水痕跡は、河川ごとの洪水痕跡調査（国・県合同調査）により定める。

② 改修範囲は、河川は、無堤防で、低平地にあるので、国道・鉄道の高台までとした。それでも、鉄道・国道を通ってくる流水に対しては、

承水路を造って地区内排水路に導く地域も出た。

3.3 河川改修の計画高水量

河川改修断面を決める河川別計画高水量は次のとおりである。() 書きは調整池計画洪水ピーク時の各河川流量を示す。(国誌 2 編表 103 より)

なお、断面の流下能力の計算は、マンニング公式 ($n = 0.03 \sim 0.035$) を用いている。

準用河川 (5 本)	1330 m ³ /S (699 m ³ /S)
三種川	330 m ³ /S
馬場目川	680 m ³ /S
井川その他	320 m ³ /S
普通河川 (17 本)	366 m ³ /S (114 m ³ /S)
高位部承水路 (10 本)	55 m ³ /S (9 m ³ /S)
計	1751 m ³ /S (822 m ³ /S)

2.4 河川改修工事の実施

昭和 36 年度は補償, 昭和 37~39 年度は本格的工事実施。工事期間は干陸排水工程との関係で 3 年とした。

1) 準用河川改修

準用河川 5 本は河川管理者である秋田県に施工委託した。秋田県土木部は、現地に 30 人体制の事務所を置き、河川基準により設計実施した。

①断面

原則として、単断面とした。三種川・馬場目川河口部の軟弱地盤地帯では、例外として 2~5m の小段 (スベリ安全率 1.2) を設けている。原則として、表法 (河川側) 及び裏法は 1:2 としているが、市街地の表法・裏法は用地買収等の関係から 1:0.5 となっている。

②護岸

平地法部は、法を 1:2 とし、河川側を屈トウ性ある凸型連繋ブロック護岸とし、中洪水位ま

で護岸した後は張芝とした。裏側は張芝とした。市街部は、法を 1:0.5 とし、天端まで護岸することとし、矢板ブロック護岸とし、一段または 2 段積ブロック護岸を採用している。2 段積ブロック護岸は、鉛直高が 5m 以上の河川で 2 段積ブロックとし 2m の小段を設け、護岸ノリ先の根固めとしてソダ沈床を設置した。

国誌 2 編：図 3-225(1)~(4)

③天端幅

堤防天端幅は、河川基準にかかわらず、周辺干拓の国道又は県道への連絡道として利用することとして拡幅し、最小 1 本の 5m 道路 (有効幅員 4m) を設置した。

2) 普通河川改修

普通河川 17 本 (河川 8・排水路 9) は河川基準に準じて国で実施した。

平坦部護岸は、内外法とも 1:2 勾配とし、低水部を干拓堤防と同じようにコンクリート矢板護岸 (平水位まで) とし、低水敷を安定させた。

市街部護岸は、内法を 1:2 とし、外法を 1:0.5 とし、天端までブロック積みとした。

堤防の一方の天端は、連絡農道として利用することとし、幅 5 m (採石舗装 4 m) を確保した。

国誌 2 編：図 3-227

2.5 堤防背後地の排水

背後地排水は、高位部が自然排水、下流部が干拓地の機械排水流域とした。前者は高位部承水路などで対応し、後者は干拓地承水路とポンプ排水で対応した。即ち、堤防法尻に排水路 (用排兼用) 等を設け、周辺干拓の承水路に導き、ポンプアップして河川に放出した。

1) 周辺干拓の排水機場

ポンプ機場は、常時の小降雨による排水を勘案して、2 台を原則とした。また、流域からの流出量を干拓地区内の排水路に落とすことがポンプの揚程上甚だしく不利なる場合は、排水路を

干拓地専用と背後地専用の 2 本に分け、各々にポンプをつける方法を採用している。

排水機容量は、4 日連続 130（南部 3 工区以西）または、140 mm（南部 4 工区以東）の 80%を採用した。ポンプ排水は、日当り 20 時間運転とし、湛水深を 25 mm以下に抑えている。排水機場は 27 カ所に及んだ。

国誌 2 編：図 3 -120

2) 周辺干拓の承水路

周辺干拓の承水路は、堤防の法尻に設けて浸透水を受け、堤防の安全を図るとともに、砂地盤の背後地の地下水低下を防止している。経験的に、承水路水面幅は、当該地区の砂層厚以上としている。

4 章 漂砂と船越水道

1. 路線変更と改修断面の決定

八郎潟の唯一の出口・新船越水道は、幅約 400m（旧船越水道幅程度）で日本海の砂丘部を掘り割り S C した新放水路である。「流水の洗堀や滞積」、「波や津波の遡上・破壊」や「滞砂・飛砂による埋没・洗堀」を受ける日本海特有の遠浅海岸の放水路である。これに要した費用は、約 30 億円にもなる。

当初は、現水道利用案により堤防や構造物の工事を進めてきたが、周辺干拓が増えて調整池面積が 4400ha.から 3900ha.に減少し、計画洪水位と用水貯留容量に影響してきた。このため、現水道利用案と SC 案を比較のうえ、砂丘部を直線的にぬくショートカット案に変更された。

国誌 1 篇：図 2 -46

1.1 旧船越水道の現況

1) 河口の状況

海岸線は、砂浜がありその背後地が防風林である。その中に 1500m ほどの防風林のない砂浜

がある。旧河口はその砂州を割るようにして日本海に出ていた。

八郎潟の海への唯一の出口である船越水道の河口は、冬期には左岸に、夏期には右岸へと 500m 程の季節的移動を繰り返している。この移動は、風の方向と一致していた。夏期には南東の強風が優勢であり、冬季には北西の強風が優勢となる。河口は南西にでている。

河口付近の砂州は、飛砂と漂砂による季節的変動が激しいが、地形が変化するだけで、全体量がほぼ一定している。

国誌 1 編：図 2-46

2) 八郎潟に砂州が存在

男鹿半島は、北の米代川からは、砂が補給され、鳥のくちばしのような形状の砂嘴が発達し、男鹿島とつながった。南の雄物川からも、同様に砂嘴が発達して接近してきて、やがて八郎潟湾ができ、湾口となった船越水道は、22 河川の出口となったと推測される。八郎潟湾は、22 河川の運搬する土砂の堆積により八郎潟湖となり浅くなった。湾口は時には閉塞したこともあったであろう。

工事現場では、北の雄物川砂嘴と思しき八郎潟への張り出しは、西部承水路堤防の半分程度の所々にみられ、南の雄物川と思われる砂嘴も調整池の西半分まで張り出してきているように思える。

大潟村は、西部承水路の中間付近の砂地盤に造られ、土取り場は、調整池の西側にある採土地から 3000 万 m³の砂を採取している。

以上のように割り切ったが、調整池の砂がどちらから来たかは定かでない。

3) 海砂と海岸傾斜

河口の海岸の浜辺の砂は、平均粒径 0.20 mm程度の均一な細砂で風により飛びやすい。海底沙は、水深が深くなるに従い、0.19 mm～0.17 mmまで変化して小となっている。

河口付近の海底傾斜（新河口も同じ）は、6 月頃の冬季風浪で形成された断面形と 11 月頃の夏季風浪で形成されたものでは異なるが、汀線から 250m 区間が 1/100、250～600m 区間は

1/120, 600m 以降は 1/230 となっている。海底 -3.0m 付近で海底変化が小さくなっている。

4) 旧水道の流れ

旧水道は、水門から日本海へ延長約 4000m の S 字状で流れる。縦断勾配は、水道上流部約 3000m の安定地帯と水道下流部約 1000m の洗堀沈殿地帯に分けられる。滞筋は、河口の砂州が定着した中の島によって狭められ、中の島を回って海にそそぐ。滞筋は昭和 20 年代が中の島の北側、昭和 30 年代以降が南側に移動している。昭和 26 年秋田県土木部が砂州を切断して S C 放水路を造ったが忽ち埋没している。

流れは、砂州変動地帯に入るまでは、中の島により貯水化され上流部が安定しているが幅員が 400m 程度あるにかかわらず、滞の 50m～60m だけに水流があり、それ以外は観測されない。

滞筋縦断勾配は、安定地帯で -2.5～-3.5m、おおむね逆勾配のほぼレベルが続き、水道出口に達すると、川床が E L -1.0m まで上昇してくる。この E L -1.0m のバーが約 300m あって海底勾配へと接続している。

水道の流量は、平常時には潮汐の影響を受け周期的変化をするが、洪水時には河川流となる。これは干満差が最大 0.30m 程度であることによる。また、計画後の流量皆無期間は、比較的長期間と算定されている。

国誌 1 篇：図 2-47～48

5) 現況から分かったこと

現況から次のことが分かる。

① 飛砂と漂砂の移動を止める装置（導流堤等）を必要とする。河口の季節的移動は、500m にも及んでいる。

② 河口には、標高 -1 m の漂砂のバーが形成されている。

③ 海底傾斜は、緩勾配であり、海底 -3.0m 付近

で海底変化が小さくなっている。

④ 河口砂州は、季節的変動を繰り返すが、その全体量はほぼ一定である。その変動は、漂砂・飛砂によるもので流砂（八郎潟で堆積する）によるものではない。

1.2 現水道利用案から SC 案に変更

周辺干拓が 500ha 増え、調整池面積が 500ha 減少し、計画洪水位に影響してきたので、砂丘部を直線的に抜く S C 案に変更された。

1) 比較断面

比較のための S C 断面は、滞砂条件を見込み新洪水調節法（9 ページ 2 の 2.2 の 2）により矩形とし幅を概定した。

現水道利用案の水路幅は、高水敷の片幅が 35 m につき、大部分の洪水が低水敷に流れることから、水路勾配なしの断面とすると、水道流下量は近似的に

$$[Q^2/b^2 = 1/4 (H_1^4 - H_2^4) \div L/C]$$

となり、両案とも水位・流量・係数が同一と考えられるので、水路幅は水路延長の平方根に比例することになり、現水道利用案水路幅 560m をえた。

比較断面（矩形断面）

路線	現水道利用案	S C 放水路案
延長	3900	1900m
水路幅	560m	390m
高水敷	70m (-0.00)	70m (-0.00)
低水敷	490 (-3.00)	320m (-3.00)

2) SC 案の採択

現水道利用路線と砂丘部を直線的に抜く路線の比較検討の結果、次の通りとなり、砂丘部を貫く SC 路線案を採択した。

① SC案は、現水道利用案に比べ、水路延長が約 1/2 となり、通水断面も小さく、旧水道は捨土用地に利用でき、工事費も補償費も経済的である。

② 維持管理は、延長が短く幅の狭い直線的な新水道の方が有利である。また、フラッシュの点でも有利とされる。

③ 導流堤は、旧水道河口が季節的に 500 も動いていることから、この移動を止める装置が求められ、両案とも必要とされる。

④ 新水道の波の遡上は、農業土木試験場の試験結果から水底摩擦による波高減水を受け、導流堤で最大波高（砕波）2.0m が、 $H=0.6\text{m}$ 、 $T=7\text{s}$ で新水道の水門に達するとされ破壊的なものにはならない。

なお、防潮水門への津波の影響は両案とも同程度と考えられるが、当時は考慮していない。

団誌：表 7-95, 7-96

1.3 新水道の断面決定

路線は SC 路線により、断面は新洪水調節計算法により定めた。断面は、調整池洪水位が 1.86 以内におさまるよう試算し水道断面を確定している。水理条件および改修基本断面（確定断面）は、以下の通り。

1) 水理条件

①調整池面積：3900 ha

②調整池洪水流入量：計画洪水流入量（1/1000）

③外潮位：+0.60m（大潮平均満潮位）。

外潮位を大潮平均満潮位-0.6mの一定としたのは、既往最高潮位曲線により調整池計画洪水位を求めても相違なかったことによる。

④洪水開始時の調整池水位：+1.00m、
調整池面積減による用水貯水量減を管理水

位 0.80m を 1.00m にすることにより確保。旧防潮水門固定堰天端高は+1.00mであった。

⑤限界滞砂条件：梯形滞砂丘は、旧船越水道河口のバーを参考として定めた。

⑥梯形滞砂丘の天端の掃砂：縦浸食とする。農業土木試験場の実験結果によると、断面拡大は滞筋部分が横に広がる横浸食から始まり、河床標高がおおむね一様になった時、縦浸食に移行していることによる。

⑦通水断面：次項 2) 改修基本断面による。

⑧シェジの流量係数：30、

流下量 $80\text{ m}^3/\text{s}$ 以下の実測では $C=40\sim 45$ であったが、安全を取って $C=30$ とする。

2) 改修基本水理断面

改修基本断面は、前 1) の水理条件の下、断面が調整池水位+1.86m 以下になるよう試算して決定したものである。この梯形断面を基本として水理的に不利にならないよう船越水道改修を行っている。

①腰法

断面の腰法を 1：10 としている。直壁の腰法は、やがて 1：10 の自然勾配になるとしたものである。

②底幅

現地の実情に合わせ、下表のように下底を 230～300m とした。改修断面は、これを水理的に確保するものとして施工した。

即ち、水門から県道橋までの 500m 間は、梯形の底幅は、市街部の拡大が期待できないので、河川幅が 330m に制限される。水理上は梯形の底幅を 230m としている。一方、この地帯の実際に施工した護岸は、コンクリート矢板の根止め工にコンクリートブロックの法覆工の市街部護岸により実施している。

改修基本断面（水路型梯形断面）

測点No	延長m	川床幅（下底）	備考
0～7	700m	230m	水道市街部
7～11	400m	230m～300	水道中流部
11～19	800m	300m	水道砂丘部
19～23	400m	300～270m	導流堤部

* 測点NOは、上流から下流へとしている。

* 腰の法勾配 1 : 10、導流堤のみ 1 : 3

* 船越水道延長 1900m、導流堤 400m

③縦断勾配

現況河床は、ミオ筋が $-2.5 \sim -3.5\text{m}$ であるので、縦断勾配は -3.0m のレベルとした。

3) 水道断面はこれより広くは出来ない。

水道の水理断面は、梯形の複断面形式を取っているが、上底は断面が小さく水理的にカウントしていないので、実質は単断面とされる。

大河川の高水敷は、野球場など様々の用途に利用し、洪水を緩やかに流す広さを持つが、船越水道の高水敷の広さは、低水敷の法の崩壊飲み代に過ぎない。この広さを持てなかったのは、地形的に旧水道の幅が 400m 程度で、市街部に住居・鉄道・県道橋があり、河川幅が制約されて、たとえ下流を広げたとしても、旧水道のように貯水池と化す恐れが有るからである。

4) 船越水道の最大流下量

新洪水調節計算結果、八郎潟流入流出洪水は次の通りとなった。

最大雨量	8 時	94 mm
最大流入洪水量	18 時	1680 m^3/s
最大流出洪水量	22 時	1435 m^3/s

洪水到達時間の遅れの結果、船越水道の最大流下量は $1435 \text{ m}^3/\text{s}$ である。

国誌 2 編：図 3-144、表 3-77

2. 流下量の水理解析

風波浪による砂州形成については、量的に明らかではないので、限界滞砂条件という形でこれを与え、掃砂については、農業土木試験場の水理模型実験結果に基づき、水理量→掃砂量→断面変化として水理計算に織り込むこととした。

2.1 限界滞砂条件

船越水道を流下するとき、流下を阻む滞砂丘を限界滞砂条件（ここまでは滞砂を許す）として新船越水道流下量算定のなかに設定している。

1) 導流堤設置後の砂の補給

導流堤を設置した船越水道改修後の河口付近における砂の補給は、流砂が調整池で沈降するものとし、河口の左右岸からくる沿岸漂砂と沿岸飛砂は、導流堤により抑止されるとすると、汀線に直角に侵入する岸沖漂砂を想定すればよいとされる。

2) 限界滞砂条件の設定

限界滞砂条件は、ここまでは滞砂を許すという条件で、旧河口の滞砂状況を参考にして上幅（上底）100m 下幅（下底）700m の梯形滞砂とし、天端の海側を渚線に合せた。海岸側海底勾配は現況勾配、水道側底勾配は現況海底勾配の $1/2$ とし、天端高を -0.50m とした。

天端標高は、旧水道の砂州形成が激しい河床でも -1.00m 程度が維持されており、導流堤も設置されることから -0.50m と定めたものである。

河口は実体的には縦横断方向に不陸があるが、平均地盤高とし、梯形滞砂丘が横たわり、通水を阻害することとした。

国誌 2 編：図 3-136、図 3-139、3-141

〈秋田県南部一級河川子吉川〉

子吉川導流堤施工後汀線は、10m 程度前進していることから、滞砂条件の上底の海側の位置は、汀線にあるものとした。

また、導流堤が左右 1 本ずつ出ており、砂州

が形成されていないが、これは河川流下量の維持能力によるものとし、流下量皆無期間のある船越水道は、このようにはならないとして堆砂丘を設定した。

3) 縦浸食と横浸食

計算における浸食方法は、縦浸食によることとした。これは、実験によると、断面拡大は、滞筋部分が横に広がる横浸食から始まり、河床標高がおおむね一様になった時縦浸食に移行しており、限界堆砂条件の標高は、現実の断面に対しては、平均標高的な考えをしているので縦浸食とした。

4) 限界堆砂条件設定の妥当性

変転極まりない滞砂を有形化し水利計画に織り込んだことは、秋田県土木の地形深淺測量（〇年〇月）によりおおむね妥当とされた。

2.2 掃砂に関する基本的事項

掃砂に関する基本的用語は掃流利 τ_0 、無次元掃流利 τ^* 、摩擦速度 u^* とされる。

1) 掃流利 τ_0 (河床の潤辺における剪断力)

①掃流利 τ_0

水道に水が流れると、河床の潤辺には τ_0 の剪断力が水塊に対して流れと逆方向に働き、一方、流れは潤辺に対して流れと同方向に τ_0 の力を及ぼす。従って、この力は、砂粒子を下流へ押し流そうとするので、この τ_0 を掃流利と呼んでいる。

②等流状態での τ_0 を考える

L 区間の水塊の重量を W とすると

$$W = \rho g A L$$

ρ : 水の密度、 g : 重力の加速度、 A : 流積、
L 区間の水塊の斜面方向の重量 W_x は

$$W_x = W_i = \rho g A L i$$

i : 水道は川床勾配 0 につき水面勾配とする。
一方、L 区間の潤辺 S (水に接する部分) にかかる全剪断力 T は

$$T = \tau_0 S L$$

τ_0 : 流れによる水道の潤辺に働く単位面責当たりの剪断力

等流状態では W_x と T が釣り合うから $W_x = T$

$$\rho g A L i = \tau_0 S L$$

$$\tau_0 = \rho g \left(\frac{A}{S} \right) R i \doteq \rho g h i$$

$$= \{ (\rho g h i)^{1/2} \}^2$$

R : 径深、h : 水深、船越水道の

幅広放水路の場合 $\frac{A}{S} \doteq h$

船越水道は、河床勾配 0 につき、水面勾配で流れる。河床勾配 i の代わりにエネルギー勾配 i_e を用いると

$$\tau_0 = \rho g R i_e \doteq \rho g h i_e \text{ (広幅)}$$

$$i_e = -d/dx \{ \alpha V^2 / 2g + H \}$$

H : 基準水面からの水位、V : 平均流速、 α : エネルギーの補正係数・x : 下流方向の座標軸

2) 摩擦速度 u^*

掃流利 τ_0 を流速の次元で次の様に定義したものを摩擦速度 u^* という。

$$u^* = \sqrt{\tau_0 / \rho} = \sqrt{\rho g R i_e / \rho} = \frac{(g h i_e)^{1/2}}{1}$$

従って、掃流利 τ_0 は

$$\begin{aligned} \tau_0 &= \rho u^{*2} \\ &= \{ (\rho g h i)^{1/2} \}^2 / \rho \end{aligned}$$

3) 無次元掃流利 τ^*

①砂粒子一つに作用する剪断力 τ_0'

河床剪断力 (掃流利) τ_0

$$\tau_0 = \rho g h i$$

ここに砂粒子 1 つに作用する剪断力 τ' をとめる。砂粒子の直径を d とおくと、河床の砂粒子の面積は、 d^2 に比例する。

$$\tau_0' \propto \rho g h i_e \times d^2$$

②砂粒子一つが作用する河床に作用する力 N'

このとき、砂粒子には重力と浮力が作用するのでその差分の有効応力が河床に作用する。砂粒子の質量密度 σ 、水の質量密度 ρ 、砂粒子の1つの体積を V_s とすると、 V_s は d^3 に比例する。

$$N' = (\sigma - \rho) V_s g \propto (\sigma - \rho) d^3 g$$

③無次元掃流力 τ_*

粒子1つに作用する重力に対する剪断力の比をとると τ_* が求まる。無次元掃流力は、砂粒子1つに作用する重力に対する水流の剪断力の比を表し砂粒子1つが水流によって移動するときの移動のしやすさを表している。

$$\begin{aligned} \tau' / N' &= \rho g h_i \times d^2 / (\sigma - \rho) d^3 g \\ &= u_*^2 / (\sigma - \rho) d g \\ &= g h_i / (\sigma / \rho - 1) g d \\ &= u_*^2 / (\sigma / \rho - 1) g d = \tau_* \end{aligned}$$

よって、無次元掃流力 τ_*

$$\tau_* = u_*^2 / (\sigma / \rho - 1)$$

2.3 船越水道への適用（掃砂量の計算）

船越水道に限界梯形滞砂ありを前提とする。掃砂量の計算は、必要な基本的事項を整理し、これに基づき掃砂量を計算する。

2.3.1 基本的事項の整理

1) 摩擦速度 V_* の算定

摩擦速度 V_* は、幾何学的関係より、梯形始点水位 H_B と堆砂高 a との関数とで定まる。

$$\begin{aligned} V_* &= \sqrt{(g \cdot h_m \cdot I_w)} \\ h_m &= (H_B - H_C) \times 400 / 700 + H_C - a / 2 \\ &= 0.571 H_B + 1.543 - a / 2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_w \text{ (水面勾配)} &= (H_B - H_C) / 700 \\ &= (H_B - 3.60) / 700 \end{aligned}$$

g : 重力の加速度 9.8 m/s^2

h_m : 梯形滞砂部の平均水深

I_w : 梯形滞砂丘部の水面勾配

H_B : 梯形滞砂始点 (No.16) 水深、

H_C : 梯形滞砂終点 No.23 (導流堤先端)、水深 3.6m (一定)

a : 刻々変わる滞砂高を a

Δa : 滞砂高の減は、 Δa として折り込む。

国誌 2 編 : 図 3-139、3-141

2) 無次元底面摩擦力 τ_* の算定

$$\begin{aligned} \tau_* &= V_*^2 / \{(\sigma / \rho - 1) g \cdot d_m\} \\ &= g \cdot h_m \cdot I_w / (2.68 - 1) \times 0.00023 \\ &= 2,588 \cdot h_m \cdot I_w \end{aligned}$$

ρ : 水の比重 1.00、 σ : 砂の真比重 2.68

d_m : 滞砂の平均粒径 0.23 mm、

h_m : 滞砂部平均水深、 I_w : 水面勾配

3) 無次元全掃砂量 q_{T*} は実験曲線による

q_{T*} は、 τ_* から農業土木試験場の水理実験による $\tau_* \sim q_{T*}$ 曲線を用いて求める。

国誌 2 編 : 図 3-143

2.3.2 掃砂量の計算

1) 掃砂量 q_T

掃砂量 q_T ($\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$) は、

$$q_T = q_{T*} \times V_* \times d_m$$

q_T は、 q_{T*} と v_* と、滞砂の平均粒径 0.23 mm とから求められる。

Δq_T を幅 m 当り、2時間当たり掃砂量 Δq_T をとし、見かけの容積に換算すると次式のようになる。

$$\begin{aligned} \Delta q_T &= \sigma / \sigma_1 \cdot q_{T*} \cdot \Delta t \\ &= (2.68 / 1.3) \times q_{T*} \times v_* \times d_m \times \Delta t = \\ &= \{(2.68 \times 0.00023 \times 7200) / 1.3\} \cdot q_{T*} \times v_* \\ &= 3.414 \times q_{T*} \times v_* \end{aligned}$$

σ : 砂の真比重 2.68

σ_1 : 砂の見かけ比重 1.3

Δt : 単位時間 (2 時間) 7200 s

2) 掃砂による滞砂天端の低下量 Δa

掃砂は、水理模型実験結果を用い、縦浸食に

進行するものとして、 Δq_t によって梯形滞砂天端が Δa だけ低下するものとする、幾何的關係から次式のようになる。

$$\begin{aligned} \Delta q_t &= (200 \times \Delta a) / 2 + 100 \times \Delta a \\ &+ (400 \times \Delta a) / 2 = 400 \times \Delta a \quad (\text{m}^3/2\text{h/m}) \\ \therefore \Delta a &= \Delta q_t / 400 \end{aligned}$$

国誌：2編：図3-141、

2.4 掃砂の水利実験

1) 水量から掃砂量・滞砂丘の断面変化に

風・波浪による砂州形成については、量的に明らかでない、限界滞堆砂条件という形でこれを与え、掃砂量については農業土木試験場の水利模型実験結果に基づき、水量→掃砂量→断面変化として水利計算に織り込むこととした。

このため、農業土木試験場では現地砂を用いた実物基本実験を行った。この結果底面摩擦応力の無次元表示と全掃砂量 q_* の無次元表示との関係を $q_{t*} \sim \tau_*$ 曲線で掴むことができ、水量を掃砂量に置換することが可能となった。水利計算に際しては、幅広断面につき、径深 R の代わりに水深 h を用いることにした。

2) 掃砂実験の断面拡大状況

浸食方法には、底面を侵食していく縦浸食と側面を侵食していく横浸食と、滞砂丘下流端を侵食していくノリ先浸食がある。実験によると断面拡大は、浅く横に広がる横浸食から始まり、次第に縦浸食に変わっていく。ノリ先浸食は滞砂丘下流端が掃流されて、水路底が降下して跳水を起こすと、その渦乱流によって上流方向に浸食を行うが、進行に従い掃流は、それより下流には流水が跳水してエネルギーが減少するので、下流には堆砂を起こさせることになり、掃流による断面拡大効果は期待できない。従って縦浸食により計算されるのが妥当とされた

2.5 掃砂を織り込んだ新洪水調節計算法

水道流下量は、調整池水位と滞砂条件により定まるが、滞砂は刻々掃砂される。新放水路の断面は、調整池水位の HWL1.86 以内に収める必要がある。

このため、限界滞砂条件をいれた新洪水調節計算法を導入し、滞砂標高に関連した $Q \sim H$ カーブと、掃砂量に関連した $\tau_* \sim q_*$ カーブを用意し、次によりこれを活用した。

1) $Q \sim H$ カーブ

$Q \sim H$ カーブは、導流堤先端の No 23 地点平均満潮位 H_C を +0.60m と定めているので、梯形滞砂の天端高が決まればその標高に対する $Q \sim H$ カーブが描ける。予想される滞砂標高に対し、流量と水位に関する関係図 $Q \sim H$ カーブを、水門地点 H_A と滞砂始点 H_B の2種類作成し、 Q を媒介として2象限で表した。

① $Q \sim H_A$ カーブ

H の位置は、防潮水門 H_A (No 0) とし、滞砂天端高の等標高曲線を描いた。

② $Q \sim H_B$ カーブ

H の位置は、滞砂始点 H_B (No 16) とし、滞砂天端高の等標高曲線を描いた。

2) $\tau_* \sim q_*$ カーブ

無次元掃流力 $\tau_* \sim$ 無次元全掃砂量 q_* カーブは、農業土木試験場の水利模型実験結果に基づくもので、水量→掃砂量→断面変化として水利計算に織り込むよう作成された。 τ_* は底面摩擦力の無次元表示、 q_{T*} は全掃砂量の無次元表示である。

3) 掃砂量の計算

洪水調節計算は、2 時間内では水道の流量は定常流とみなして調整池流入量と流量との差し引き残留水量によって調整池の水位上昇を求めている。

その時、梯形滞砂も2時間一定と考え、掃砂量(天端の低下量)はその時間の流況により定

め、掃砂により削られた断面を次回の断面とした。梯形滞砂の天端の低下は、前項 2.3 より次の関係となる。

①底面摩擦力の無次元表示 τ^* 、

$$\tau^* = 2588 h I_w$$

(h : 滞砂部平均水深、 I_w : 滞砂部水面勾配)

② $\tau^* \sim q^*$ カーブより τ^* から全掃砂量の無次元表示 qt^* を読む。

③単位幅、2 時間当たりの掃砂量 Δqt は

$$\Delta qt = 3.414 \times qt^* \times v^* \quad (m^3 / s / m)$$

$$(\tau^* \rightarrow qt^*, v^* = (g h I_w)^{0.5})$$

④掃砂による滞砂天端の低下

滞砂天端の低下量は、縦浸食 Δqt によって滞砂天端が Δa だけ低下するものとして

$$\Delta a = \Delta qt / 400$$

4) 新洪水調節計算法

次の、①～④の計算を順次繰り返し、調整池 HWL を求める。

① $Q \sim H_A$ 、 $Q \sim H_B$ カーブのなかより所定の滞砂頂高の通水断面に対する $Q \sim H$ カーブを選ぶ。

②調整池水位 H_A を与え、 $Q \sim H_A$ カーブより Q を求め、その時の滞砂頂始点の水位 H_B を $Q \sim H_B$ カーブから求める。

③ $Q \sim H_B$ カーブから滞砂頂部を越流する流速を求め、掃砂量を計算し、次の計算の滞砂頂高を求める。

④計算前後の調整池水位変動を、流入量－流出量から求め、次の調整池水位とする。

国誌：2 編：表 3-77

3 船越水道改修

新水道は、遠浅海岸日本海の砂丘部を掘り割り造った放水路である。船越水道改修は、調整池水位+1.86mを確保を基本として実施した。

延長：1900m (他に導流堤 400m あり)

川幅：340m～

川床標高：-3.00m、川床勾配：0

国誌 2 編：図 3-132～134

3.1 導流堤を先行できなかった経緯

水道改修計画決定当時、秋田県で新産業計画の一環として、船越水道を中心として港湾計画を考えていた。これが実現すると導流堤は不要となる。このため水道下流部の掘削をとりあえず最小限にとどめ、またこの部分の護岸も仮護岸として施工した。導流堤は永久構造物であるので、前記新産業都市が決定されるまで着工を待ったのである。

しかし、新水道開削後、忽ち河口汀線の後退が顕著となったため、河口部試験工事を兼ねて、両岸約 50m の突堤を設けた。その後、新産業都市計画が決定し、その結果前記臨海工業地帯及び港湾計画は中止となったので、県当局と協議の結果、導流堤を昭和 42 年度に着工するとともに、新水道の掘削および護岸も計画通り施工することとなった。

3.2 導流堤なき新放水路の掘削

昭和 37 年、干陸排水に間に合わせて導流堤のないまま砂丘部を先行貫通した船越水道は、漂砂の大暴れ（漂砂の現地実物大実験とも言える）に見舞われた。

防潮水門：昭和 34～35 年度

水道貫通：昭和 37～38 年度

導流堤：昭和 42～43 年度

1) 掘削工

調整池の計画洪水位を支える船越水道は、干陸開始に間に合わせて 14 ヶ月間で砂丘部 700m を

直線的に貫通した。断面は、水路幅 390m、高水敷 70m 幅（標高+0.5m）、低水敷幅 320m（標高-3.0m）である。

ブルで+0.50m以上の土砂 300 万 m^3 を蹴落とし、1200 馬力級電動浚渫船により掘削し、掘削土を旧水道に流水を確保しつつ捨土し、砂丘部をショートカットした。

ところが、左右両海岸線が侵食され、その砂が新河口に滞積する異変が生じた。このため、左右海岸に離岸堤を設置し、左右両新河口に導流堤を海底砂の移動が少ないー3.00m 地点まで出した。左岸導流堤基部は、洗堀防止のため離岸堤 1 本を沿わせている。

旧水道は、土捨て場及び通水確保として利用したが、自然閉塞し河跡湖として残った。

2) 漂砂の大暴れ

新水道開削後の昭和 39 年 7 月には、海岸線が 100m 後退し、両岸の砂丘部が 1.5 km の範囲にわたりえぐり取られた。そして、この土砂は、水道内に漂砂となって流れ込み、掘削部分の河口部および中流部分を埋没した。

河口付近の埋没は、わずかな滞筋を残して汀線から 500m 上流まで滞砂し、昭和 41 年 3 月に至り冬期季節風により河口部の滞砂が著しく進行した。

このように、波浪や潮流によって、河口付近の砂が、汀線から 500m 区間の新水道河口付近に大量に滞積するなど大きな変化を示した。また、県道橋からその後新設された国道橋（昭和 48 年完工）900m 間も滞砂があり、下流 400m 区間 16 万 m^3 を掘削している。

国誌 2 編：図 3-148

3) 流水の洗堀

防潮水門から鉄道・県道橋付近は、川床が平均粒径 0.18~0.20 mm 程度の細砂で構成されている。水道 SC 後、流下能力が飛躍的に増加した。特に防潮水門下流部は、水深 15m に及ぶ洗堀を受けた。水門操作ともされるが、はっきりしな

い。DC600 P S 浚渫船でー 4.00m まで土砂を埋め戻し、その上に捨て石護床工を行っている。

3.3 水門放流による洗堀と護床工

1) 旧防潮水門の放流と護床工

①放流状況

水門は、通常 1~2 門操作で調整池水位を調節している。放流水は、昇開直後に水門の直下流で渦流を形成するが次第に安定し、400m 下流の県道橋付近では水道幅全体に拡がる。

②旧水門完工当時の護床工（昭和 35 年度）

水門完工当時は、可動堰水叩きに接続して延長 12.5m の格子ブロックに中詰め栗石が施工されていた。

2) 捨て石護床工の追加（昭和 40 年度）

防潮水門直下流部が最大深度 11m 洗堀されているのを発見し、応急措置として捨て石護床工を下流 140m まで実施した。

工法は、川床標高ー 4.00m まで掘削整形した後、計画川床まで捨て石（10~100 kg/個）を投入敷均した。

国誌 2 編：図 3-175

3) 既設護床工に減勢整流部追加（昭和 42 年度）

既設護床工の末端部が全線にわたって最大深度 6~7m 洗堀され、その洗堀土砂が下流に滞積する状況になった。このため、農業土木試験場の実験報告に基づき、護床工の下流に減勢整流工を設けることとした。

工法は、河床を標高おおむねー3.5m に整形した後、砂（平均粒径 0.18 mm）の吸出し防止用のビニロン帆布を敷き、この上に捨て石（10~100kg）を 0, 60m の厚さに敷均した。末端部には頂幅 5.0m の捨て石堰を造って減勢整流を図かった。

国誌 2 編：図 3-181

3.4 導流堤設置後の川床変動

1) 川床の変動

河口付近の川床は、冬期の季節風によって、部分的に洗堀や滞積が見受けられるが、おおむね安定しており、導流堤の効果が認められるようになった。

蛍光砂による調査によると、河口にあった砂は、水門まで到達している。このことから、傾向的には滞砂傾向にあると見られている。

2) 海底変動

外海の深浅測量は、海岸線からほぼ沖合 3 km、海底-10m まで行っている。

春の測量は、冬期風浪の影響を受けた砂州形状を表し、深秋の測量は夏季から初秋の夏期風浪によって形成された砂州形状を表している。

このことから、漂砂の滞積は、季節的変動はあっても、その繰り返しとされる。

3) 漂砂に対する今後の対策

滞積に対しては、防潮水門のフラッシュ効果に期待でき、流下量と掃砂能力との関係も追跡されている。

将来の問題として、滞砂傾向が続くものとして、異常事態に備え、**経年変化の観測を怠るわけには行かない。**

3.4 護岸工

船越水道改修の護岸は、市街部と平地部の 2 タイプとした。

1) 市街部

国鉄橋及び県道橋付近は、人家が密集し拡幅困難とされたので、現況水道幅で改修した。従って、通水断面が、新水道中最小で、護岸構造物は洗堀を受けやすい地帯である。このため、この地帯の護岸は、コンクリート矢板の根止め工にコンクリートブロックの法覆工という形式とした。根止め工は水替え及び床掘を必要としない標高で矢板を打ち込んだ。矢板前面は、-

3.00m の所定の深さに掘削した川床が低下する恐れがあるので、さらにソダ沈床を施工し、その上に消波ブロックを置いた。

国誌 2 編：図 3-150 (1-c)

2) 平地部

人家のない平地部は、根固め、根止め、法覆いに対する機能を菱形連繋ブロックに受け持たせることとした。

連繋ブロックは、50 kg 程度のブロックを縦横に鉄筋により連繋した延長 10m ごとに独立したブロックである。鉄筋で連結されたブロックは、一体として連繋し、縦横の屈トウ性があり、地盤の変化になじみがよい。ブロック間の小空隙には、土砂の沈殿が起こり、ブロック相互をより以上に強固に固定させるが、下地の砂の流亡を防ぐ必要もある。

堤防法面 1:2 (高水敷部分、底高、+0.5m) の連繋ブロックは、砂の上に吸出し防止用のビニロン帆布を敷き、その上に敷設した。

河口部護岸については、頂部は、笠コン付き生松丸を打ち込み、裏側が流水により侵食破壊されないようにし、川床 1:2 ~ 1:10 の変位部は、笠コン式コンクリート矢板を打ち込み法覆い基礎工とした。1:10 の法は低水敷の自然勾配部にあたり、その上にそのまま敷設した。

必要に応じて捨石や消波ブロックを置き波浪洗堀に対応した。

国誌 2 編：図 3—I 50 (1-d)

4. 船越水道の工作物

4.1 防潮水門

八郎潟の唯一の出口船越水道に設けられている防潮水門は、調整池への海水の侵入を防ぎ、用水及び洪水時の水位管理を行っている。旧防潮水門は、老朽化及び地震による機能低下により防災事業により更新されている。

1) 旧新防潮水門

①水門の構造

旧防潮水門は固定堰 1 基と可動堰（10 ゲート）で構成され、全長 390m であった。延長半分弱の固定堰天端は、秋田港の記録暴潮位が +0.97 m であったことから、+1.00m としている。

②水門の施工

旧防潮水門は、半川締切、ウェルポイント工法によるドライワークで施工された。施工後、水門下流部側が何度も深掘れ洗堀を受け、その都度、護床工が追加されている。最終的には、護床工は、水門下流部に 140m 程度を実施し、その下流部に減勢整流工を設けている。

③津波

旧防潮水門は、昭和 36 年 3 月に完成してから昭和 39 年、昭和 43 年、昭和 58 年（事業完了後）と大地震に見舞われた。事業完了後秋田能代沖で発生した「日本海中部地震」は、20 世紀最大の地震（10m を超える津波を伴う規模 M7.7 の逆断層型地震）で、津波により 100 人も犠牲者を出している。防潮水門は、津波による被害はなかったとされている。過去の塗装中の損傷の発見に際しては、津波も原因の一つではないかと考えられた

2) 新防潮水門

①新水門の構造

新水門は、固定堰を取っ払い、オール水門となった。洪水吐ゲート 12 門、放流ゲート 2 門延長 370m である。魚道 2 基と閘門 1 基は引き継がれ設置されている。

②津波対策

新水門は、〇〇波圧式により波圧を算定し、扉体作用荷重を求め、最大荷重に対応できるようにガーダー構造とした。

3) 水門管理（現在の施設）

①水門施設状況（全長 370m）

洪水吐ゲート 12 門

純径間 22.5m × 扉高 4.2m

放流ゲート（二段ゲート）2 門

上段：純径間 22.5m × 扉高 1.1m

下段：純径間 22.5m × 扉高 3.1m

閘門ゲート 1 門、魚道 2 カ所

②水門管理

普段の水位管理は、放流ゲートを使い、洪水時の放流には洪水吐ゲートを 2 門から 12 門を適宜使用する。

放流ゲートは、二段ゲートよりなり、上段ゲートを操作して水を上から流すオーバーフロ式、洪水ゲートは門を上げ下げして水を流す方式である。

4.2 導流堤

1) 導流堤設置までの経緯とその後

昭和 39 年 1 月干陸に間に合わせ新水道を開通したが、秋田県に船越水道を中心とした新産業都市計画があった。その推移を見守る必要があったが、計画は実現せず、導流堤は昭和 42 年 5 月着手となった。

この間、幅約 400m の日本海砂丘部を貫く導流堤のない放水路は、飛砂・漂砂の大暴れを食らい、現地漂砂大実験の様相（21 ページの 3.2 の 2) 項）となった。

①新河口左右両岸 1.5 km の砂浜は、削り取られて狭くなり、浸食された漂砂が新河口 600m にわたり滞積して砂州を形成した。また、旧河口にも滞積し、旧河口は、昭和 40 年 11 月、完全に閉塞した。

②このため、導流堤と離岸堤を設置した。導流堤の完成以降の新河口は、冬期の季節風によって部分的に洗堀や滞積が見受けられるが、おお

むね安定してきている。

③水道内も導流堤設置後は、極端な変動はないが、長期的には滞積傾向にある。海からもたらされた漂砂によるものとされている。蛍光砂による滞砂調査によると、外海の滞砂は、水道内全域に拡散し、サク上して、防潮水門の直下流付近まで浸入してきている。

2) 導流堤の配置

導流堤の配置は、導流堤先端を E L - 3.00m とし、水道の法線と導流堤のなす角度は 7.5 度とした。この結果、導流堤先端幅は、水道改修底幅 290m となった。

導流堤の配置は、農業土木試験場模型実験と、地形測量により定めた。

国誌 2 編：図 3-194

〈農業土木試験場模型実験結果〉

①設置角度と河口漂砂量

導流堤の設置角度に対する河口漂砂量は、殆ど変化が見られない。これは、海岸が非常に遠浅であるため、波の汀線への入射角がほぼ直角に近く、-3.00m 以浅の漂砂移動が大きいとされるからである。

②設置海底標高と河口漂砂量

導流堤先端の設置海底標高（導流堤の長さ）に対する河口漂砂量は、E L - 3.0m が 1/5、E L - 2.0m が 1/2 程度である。

③新水道遡上波の減水 H/H_0 は、導流堤の設置角度ゼロでも 70%、7.5 度（導流堤先端間隔が放水路の底幅 290m と一致する角度）で 55%程度である。

国誌 2 編：図 3-193

〈海底漂砂の変動〉

①海底地形の変動は、水深 1.5m 付近で大きく、水深 3.0m 地点で小さい。

②海岸の漂砂は、夏から秋にかけて北へ向かう

のが卓越し、冬から春に向けて南に向かうのが卓越する。

3) 導流堤の構造

近傍で実績のあるブロック式混成堤を採用。

①設計波は、波高 2.8m、周期 7~8s、先端水深 3.6m（船越水道改修河口水深）の直角波とした。

②天端高は、荒天時に大量の越波を生じない高さとし、港湾基準（朔望平均満 +0.6H）と近傍実績例により +2.0m と決定した。

③捨石斜面と方塊ブロック根足部分を保護するため、消波・根固め用ブロックとして、アクモンを採用した。ブロックは 1 層積みより 2 層積みの方が効果ありとされた。

アクモンを採用は、個体として重心が低く安定した形であり、ブロック相互のかけ合わせもよく、全体が一体となっているため、波力による移動などに対して良好とされたことによる。波浪の影響が分からないので左右対称形にした。

⑤消波ブロックの大きさは、ハドソン公式及び近傍実績より、堤側部は 3 トン、先端部は予想外の波高を考慮し 5 トンとした。

⑥安定計算は、方塊コンクリートと捨て石マウンド部において行い、滑動・転倒の安定を確認している。

国誌 2 編：図 3-194~197

4) 導流堤の補強

施工後、両岸先端部に設置していたアクモブロックが波力により移動や地盤の吸出しにより沈下したので、法尻に 4 列を追加し、その上に 3 列を乗せ補強した。これによりほぼ安定した。

国誌・図・7-261

4.3 離岸堤と飛砂防止工等

1) 離岸堤

導流堤・離岸堤施工により、海象変化による浸食・滞積があるが、海浜は著しい変化はなく、安定してきている。

①新水道開通により、左右岸の渚線がえぐりとられたので、この回復と安定化のため、離岸堤を設置した。

施工方法は、旧渚線（標高 $-0.70\sim-0.80\text{m}$ ）の位置で、海底部にアスファルトマットを布設し、その上に2トン六脚ブロックを1層3列に設置し、掘削した河口滞積土を養浜工として投棄した。

②導流堤を出すと、その周辺に砂州がつくのが一般的であるが、半面導流堤に沿う水流によって基部が洗掘されやすくなる。とりあえず冬期季節風の影響を受ける左岸側に離岸堤を設け、海況の状況変化を見ることとした。

2) 飛砂防止工

旧河口の土捨場 100 haが、砂州（平均粒径 0.2 mm程度）としての残り、砂塵となって周辺を襲った。このため、飛砂防止工を行った。

飛砂防止工は、柵工と被膜剤によって砂の飛ぶのをおさえ、その後植生した。柵工はヨシを用い、被膜剤は合成樹脂製を用いた。植生は、乾燥の強い、八郎潟堤防で実績のある三種類を選んでいる。

現在では、旧河口一帯は、雑草が繁茂して飛砂の心配はなく安定している。

3) 国鉄及び県道橋根固め工事

防潮水門下流 400m と 500m に鉄道橋・県道橋がある。橋脚の根入り不足のための改修工事を、農水省負担の補償工事として実施した。両橋脚とも杭基礎である。

国鉄橋については、旧橋下流 12m地点に新設し旧線路に取り付けた。県道橋については、迂回路が確保できず、築島して橋脚を造り、木橋栈橋で取り付けつつ改修工事を実施した。

5 章 ヘドロ地盤の堤防築造

中央・周辺合わせた干拓堤防堤体盛土量は、約 3000 万 m^3 、うち軟弱地盤堤防盛土量が、西部承水路を含め約 2300 万 m^3 に達する。この 2300 万 m^3 のうち 2100 万 m^3 が長距離運土工法のディーゼルサクションタイプポンプ浚渫船（略称 DS）扱いとなる。DS には地区内用土搬入 1000 万 m^3 が加わりその扱ひ量は 3100 万 m^3 となる。

堤防計画は、ヘドロの難問を抱える弱地盤堤防の計画・設計・施工に尽き、この築造に全力を挙げることになった。

団誌：図 1-7、1-8

〈新規製造開発した遠距離送土工法〉

長距離大量送土の救世主となったのが、ディーゼルサクションタイプ浚渫船（略称 DS）と曳航式土運船との組み合わせ施工による遠距離送土工法である。新規開発製造した DS の積み込み能力は、40 万 m^3 /月程度の実績（業者電動浚渫船 EC の 3 倍）を上げ、大量輸送低価格の原理で遠距離運んだ方が安くなった。細砂であることが施工能率を高めた一方、地震時の液状化には弱かった。

〈干拓堤防工〉

堤防	延長 k m	土量 万 m^3	うち DS 扱ひ量
正面堤防	9	1230	1000
東部承水路右	20	800	600
西部承水路堤	22	250	—
周辺干拓堤防	50	750	500
中央干拓砂運搬	—	1000	1000
計	101	4030 (3030)	3100 (2100)

* 国誌 2 編表-16, 18、団誌：表 1—26 より作成

* DS 浚渫船利用は推定量。() は堤防土量

1. 軟弱地盤堤防の基本設計

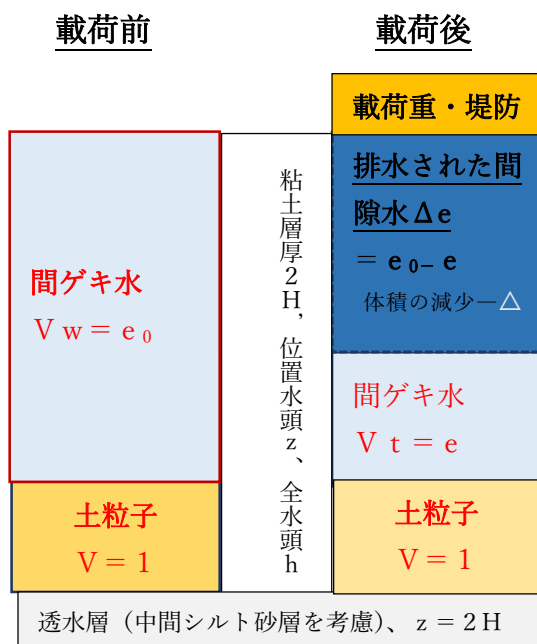
1.1 堤防の基盤と盛土砂の分布

1) 軟弱地盤の分布

地元でへドロと言っている堤防がのる八郎潟粘土を、以下軟弱地盤と呼ぶ。平たい皿状（水深は周囲で 0.50m、中央で最大 4.5m）の八郎潟には、粘土が殆どの湖底を覆っており、その厚さは水深に比例して増加傾向を示す。特に、潟の東南部地域及び馬場目川河口付近から中央部にかけて極めて軟弱な沖積粘土シルト層（1～2 年前から現在に堆積）が広がっており、その深さは 20～50m 及んでいる。

追憶：図 5

八郎潟飽和粘土のイメージ図



注 1) e は土粒子体積 1 に対する間ゲキ水の体積比

注 2) 八郎潟の場合、 $e = 2 \sim 6$ 。中間シルト砂層も排水層とするので両面排水。

注 3) $\Delta e = e_0 - e$ は、排水された間隙水圧

〈間隙比〉

間隙比は、土の土粒子部分の体積 (V_s) に対する土の間隙の体積 (V_v) との比率 (e) をいう。

$$e = V_v / V_s$$

2) 砂州の分布

八郎潟の一部には発達した砂嘴により形成された砂洲が、八郎潟の南部と西部に張り出してきている。

砂州は、均一な粒径〔平均粒径：海底 0.18mm、河口 0.20 mm、採土地 0.22 mm〕を持ち、細砂 (0.075～0.25 mm) とされる。0.03～0.50 mm の砂は、液状化の可能性が高いとされている。

漂砂の滞積したものと思われる細砂は、調整池西部にも大量にあり、堤防盛り土の採土地として利用された。

現状の河口砂州は、季節的変動を繰り返し、変転極まりない。昭和 26 年、秋田県土木本部が、右岸側砂州を掘り放水路を造ろうとしたことがあったが、たちまち、埋没している。

10.2 へドロの特徴

地元の人は、八郎潟干拓地の 80% を占め、歩けばぶすぶす潜る、水分の多くを含む、手に負えない湖底土をへドロと呼んでいる。

へドロは、河川などにより運ばれてきた粘土 (0.005 mm 以下) とシルト (0.005～0.075 mm) で構成される。その含有量は 95～99% を占め、ややシルト分より粘土分が優勢な粘土質シルトである。

間隙比は、表層において 4.0～6.0 内外のものが多く、深度 20m に至ってもなお 2.0 に近い値を示しており、一般に軟弱地盤と言われる沖積粘土に比べ、その値は非常に大きい。へドロの湖底は、ペネトロのロッドが自重で 2 m も沈む浮泥が存在する。

一握りの八郎潟粘土は、土粒子体積 1 に対して間隙水の体積比が 2～6 を示し、粘土層 20m 下でも 2 を下らない。これらの数値は有明海・児島湾の軟弱地盤が間隙比 2 程度であるに野に比べて、極端に水が多く弱いことを示している。

粘土は、次のような粘土的特性大の特徴を持つ。

- ① 粘土の粒子が極めて細かい。
- ② 粘土の性格を決めている粘土鉱物はモンモリロナイトであり、保水性が極めて強い。
- ③ 海水の影響をうけている。
- ④ 含水比・液性限界・塑性指数（土が塑性状になる含水比の範囲）とも大きく、土木工事には、極めて厄介な土である。

表5 ヘドロの物理性

項目	昭和 34 頃	昭和 42 干陸時
仮比重	1.1～1.25	
真比重	2.4～2.5	
含水比	200～250%	90～270
空隙比	5.5～7.5	
一軸圧縮強度	0.05～0.15kg/cm ²	
コーン支持力	0.2～0.6 kg/cm ²	0.3～1.4

注）昭和 42 は事業団事業誌から

〈堤防の盛土砂〉

盛土砂は浚渫船の洗礼を受け、0.1 mm以下の微粒子が半ば流亡し比較的均一な組成となり、平均粒径 0.2～0.3 mmであり、細砂領域 0.075～0.25 に属している。

八郎潟の追憶：図-5

1.2 堤防線の選定

堤防線は、「軟弱地盤の等深図」により、深い軟弱地盤層を避けて選定している。

1) 正面堤防の堤防線

特に正面堤防位置は、八郎潟最大河川馬場目川河口部の流出を妨げないようにし、調整池の位置は馬場目川と船越水道間がスムーズに繋が

るよう考慮の上、軟弱土層が比較的浅くかつ延長の短い部分の堤防線を選んでいる。それでも軟弱地盤層厚が 20m となった。

2) 軟弱地盤の等深図

軟弱地盤の等深図は、八郎潟を方眼上に区切り、その交点でエコーサウンダー・コーンペネトロとチェックボーリングを行い、「軟弱地盤の等深図」等を作成したものである。

国誌 1 篇：図 2-3

1.3 堤防の形態

1) 軟弱地盤堤防（水中施工）の設計概念

砂堤防は、豆腐のような軟弱地盤上にのるので、盛土荷重により基礎地盤が、滑り破壊を起こす危険がある。このため、軟弱地盤の 2 m を砂に置き換える置換工法と、本体の盛土の両側に盛り土する押さえ盛土工法を前提として断面を計画している。

2) 浚渫船施工に適した堤防形態

水中施工で砂により大量盛土して造られる干拓堤防の形態は、基礎置換と押さえ盛土が織り込まれたオランダで実績のある緩傾斜砂盛土堤防である。

この堤防形態は、大量の砂を浚渫船で盛り上げる水中施工に適合している。水面下は浚渫船施工時のままの自然勾配（1/10～1/20）でよく、内外両側の押さえ盛り土は、マウンドを設けて中に吹き込む方式なので、浚渫船の自然施工でよいからである。

〈堤防築堤〉

3 年程度の段階施工で圧密による強度増加を図りつつ立ち上がっている。

〈採土地〉

3100 万 m³の遠距離送土の砂は、漁業権が消滅した八郎潟調整池の西半分に無尽蔵に滞積している無料の細砂を利用した。

1.4 堤高

八郎干拓の場合、堤防の高さは、海岸堤防と異なり記録潮位と波高タイプでは決められず、水面縮小による水位上昇が主となる。風速と降雨の関係はないとして別々に考えている。

堤高＝水位＋吹き寄せ高＋波這い上がり高＋余裕

1) 堤高はオランダ式

正面堤防や周辺干拓堤防については、波の這い上がりが主になり、水位と這い上がり度数の合成曲線から 1/1000 年の這い上がり高さを求め、東部右岸堤防は、吹き寄せが主になり、水位と吹き寄せ度数の合成曲線から 1/10000 年の吹き寄せ高さを求め、これに余裕高（0.5m以上）を加えて堤高を定めている。波高はオランダの実験式、吹き寄せ高はオランダの計算式を利用している。

2) 堤高の定め方

中央干拓堤防の高さを具体的に示すと、あらゆる水位（降雨頻度 1/1～1/10000 に対する調整池水位）に対して起こり得る波の遡上高を堤防線の区間を区切って計算して、その確率が 1/1000 を採用している。即ち、1～1000 年までのすべての確率雨量によっておこる調整池の水位を先ず計算して、この確率を H_n とする。次に起こり得る風速（風向頻度 1/1～1/1000）によって生じる波の堤防に対する遡上高を算出し、この確率 A_n とする。 $H_n * A_n = 1/1000$ となるもののうちから、最高となる水位を基準として余裕高さを加え堤防の高さを決定した。従って、堤防の高さは区間ごとに異なる。

1.5 堤体の保護

1) 堤体は石とアスファルトと粘土で保護

堤防は砂で造り、のり面保護の基本は、石とアスファルトと粘土である。堤体盛土は、湖底を置換掘削（2m）した後、調整池の砂を浚渫船で盛り土する。数段の押さえ盛土にマウンドを

設置して中に浚渫船により砂を投入して盛り上がり、最後の盛土部を整形して本体を造る。最後の両側の押さえ盛土は、先端に木矢板による法止めと消波を図るための捨て石マウンドを設けている。

2) 堤体の舗装等

堤体本体の外斜面は、たわみ性があり雑草にも耐性があるものとして基層をサンドアスファルト舗装（厚さ 7 cm）、表層はセメントミルク流れ込み式粗粒度アスファルト舗装（厚さ 5 cm）の二層仕上げで保護し、内斜面の盛土面は、風雨に対する浸食を防止するため、山粘土（10 cm）を張り付け、牧草による植生保護をしている。

堤防浸透水に対しては、排水ドレーンを設け、堤体内地下水低下と堤体外への排除を図り、パイピング現象と液状化現象をおさえている。

2. 堤防の安定解析

堤防を軟弱地盤上に築造するので粘土基盤にスベリ破壊を生じることが心配される。このため、施工段階、干陸段階、かさ上げ段階で安定解析をして安全を確かめている。かさ上げに際しては、段階盛り土の圧密による強度増加も考慮し、実施している。

2.1 円弧滑り試行計算方法

解析ツールは、中心座標と半径の 2 つで発生スベリ面を設定する。円弧滑り試行計算は、すべり面の形状を円弧と仮定し、さまざまな中心座標と半径の円弧滑りについて、安定解析を実施し、最小安全率の円弧を見出し、安全率 1.3 を確保する。この試行を繰り返し、堤防断面を決定する。

$$F（安全率）＝ R（すべり面の抵抗モーメント）／ S（破壊の回転モーメント） \geq 1.3$$

なお、 $R = M_s（砂の摩擦によるモーメント） + M_c（粘土の粘着力によるモーメント）$

2.2 八郎潟干拓への適用

1) 手法

軟弱粘土地盤上に築造される堤防の安定解析は、すべり面を円形とし、飽和した粘土の内部摩擦角 Φ をゼロ、剪断力 C を一軸圧縮強度 $q/2$ とする計算法による。安全率 1.3 を確保する。

2) 安定解析のための土質諸数値

①粘土

粘土のせん断力 q は、一面セダン試験により求め次式を得た。一軸圧縮強度と深さとの関係はばらつきが多く次のように中位線を取っている。

$$C \text{ (t/m}^2\text{)} = q/2 = 0.4 + 0.08D \text{ (深さ)}$$

国誌 2 編：図 2-30

② 盛土砂

八郎潟南部の調整池から採取する浚渫船施工による堤防盛土砂は、粒径 0.1~0.5 mm であり、 $C = 0$ 、 $\phi = 30^\circ$ 、 γ (水上単位体積重量) = 2.0t/m³ (測定 1.60~1.94)、水中重量 1.0t/m³ とした。

2.3 堤防破壊試験による検証

1) 堤防破壊試験

着工後、円弧滑りの実物堤防破壊試験を行った結果は、盛土をどんどん高くすると、めり込み破壊した。破壊すべりの観測記録と安定計算上の諸仮定がかなりよく一致した。実際生じた破壊の円弧滑りで、上述の計算法と土質諸数値で安全率を求めると 1.0 弱となり、八郎潟粘土に対して、この計算法はよく適応し計算上の仮定も妥当であることが示された。これにより設計の堤防断面型が是とされ施工法も確立した。また、堤防断面型は全国に適用されるようになった。

2) 試験堤防の復旧

試験破壊により一度乱した軟弱地盤の強度は、十分には回復せず、3 年後、押さえ盛土をもって試験堤防を正面堤として復旧した。軟弱地盤は、実際は 1 年で回復している。

3 圧密現象の基本的事項

堤防等土構造物の沈下予測、地盤の強度増加予測は、テルツァギの一次元圧密方程式の解を利用している。沈下量は、圧密方程式を修正せず行っているが、実際の沈下量とよく一致するが、圧密層は、小分割し精度を高めている。

3.1 圧密方程式

1) テルツァギの一次元圧密基礎方程式

テルツァギは、飽和粘土の土粒子構造がばねの土と水からなり、堤防 (荷重 P ・等分布荷重) が築造された瞬間、飽和粘土層の水部分が堤防鉛直載荷重 P を受けもち、その後小穴から水が Darcy 則により消散することにより過剰間ゲキ水圧 u (静水圧を超えた水圧、地震でも生じる) が減少し、その減圧分を土粒子のばね (土粒子間に働く有効応力 σ') に転嫁されていくとして、過剰間隙水圧に関する圧密方程式 (1) 式を導いた。

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{k}{r_w m_v} \frac{\partial u^2}{\partial z^2} = C_v \frac{\partial u^2}{\partial z^2} \quad (1)$$

過剰間隙水圧： u 、透水係数： k 、

体積圧縮係数： m_v 、水の密度： r_w 、

$$\text{圧密係数 } C_v = \frac{k}{r_w m_v}$$

〈過剰間ゲキ水圧 u と有効応力 σ' との関係〉

$$p = u + \sigma', \quad t = \infty \text{ の時 } u = 0, \quad \sigma' = P$$

土粒子間に働く有効応力 σ' は、 P が堤防荷重につき過剰間ゲキ水圧 u のみの関数となる。

2) 圧密方程式の無次元化

(1)式を、深さ比 $Z = z/H$ (H は層厚、両面排水の場合層厚は $2H$ 、時間係数 $T = C_v \cdot t/H^2$ とし、 z と t を無次元化して (1) 式に代入すると、次の通りとなり、式〔2〕が得られる。

$$\frac{\partial u}{\partial \left(\frac{H^2 T}{C_v}\right)} = C_v \frac{\partial u^2}{\partial (HZ)^2}$$

$$\frac{\partial u}{\partial T} = \partial u^2 / \partial Z^2 \quad (2)$$

無次元数を変数に持つ過剰間隙水圧 u (Z 、 T) の解に、深さ比 $Z = z/H$ と時間係数 $T = C_v \times t/H^2$ を代入すれば、実際の地盤深さ z のある時間 t の過剰間隙水圧が求まる。

〈時間係数 T は無次元〉

圧密係数 C_v の次元と時間係数 T の次元

$$C_v = k/m_v \gamma_w = L^2/T$$

$$T = C_v \times t/H^2 = 1 \rightarrow \text{無次元}$$

〈一次元の流れ〉

この Terzaghi の式は、排水された量 (過剰間隙水圧 Δe) が体積の減少量 (ΔV または Δh) と等しく、排水が鉛直方向のみに流れ、土も鉛直方向にのみ圧縮される一次元 (座標軸が鉛直方向のみ) の式である。一次元につき、過剰間隙水圧の分布は、鉛直部分のみとし、間隙水の流れも鉛直方向に限定している。

3.2 偏微分方程式の解

1) 圧密方程式

$$\frac{\partial u}{\partial T} = \partial u^2 / \partial Z^2$$

2) 初期条件

$T=0$ 、 $Z=Z$ で $u(Z, 0) = P$ (載荷重)

載荷直後は粘土から排水されないため、全応力の増分即ち堤防荷重 P は、過剰間隙水圧となり粘土が受け持つ。過剰間隙水圧の初期条件は粘

土全体で同一である。

3) 境界条件 (片面排水)

①排水面: $Z=1$ で、 $u(1, T)=0$

上端排水面は、砂層に接しているため時間に関係なく過剰水圧はゼロとする。

②下層非排水面は、 $Z=0$ で、

$$\partial u / \partial z | (0, T) = 0$$

不透層としその境界においては、常に流速 $v=0$ とする。

4) 圧密方程式の解

テルツァギの 1 次元圧密の過剰間隙水圧 u は

$$u(Z, T) = \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2P}{M} \sin M \cdot Z \cdot e^{-M^2 T}$$

両面排水条件での解は、片面排水と全く同じ。

ただし、層厚は $H/2$ とする。

ここに、 $M = (2n+1) \pi/2$ 、

$$T = C_v \times t/H^2, Z = z/H$$

5) 過剰間隙水圧の等時曲線

以上の結果を、 u/P を横軸に、 $Z = Z/H$ を縦軸に、時間係数 T を適当な間隔で図示すると、任意の時間の任意の場所の過剰水圧の等時曲線を得ることが出来る。

3.3 圧密度

軟弱地盤堤防の沈下は、テルツァギの圧密方程式とそれから導き出された圧密度によっている。

$$St = Sf \cdot U_s = Sf \cdot U_t$$

〈圧密度〉

圧密度は、粘土に荷重を加えたときの、荷重によって昇圧した過剰間隙水圧の、圧密進行度合いを表す割合である。圧密途中を 0 から 1 または % で表す。間隙水が抜けきった時が 1 または 100% である。即ち、圧密度は圧密完了時における圧密量に対する任意の時点における圧密量との比率である。

テルツァギの圧密度には以下に示す U_z 、 U_T 、 U

s の 3 つがあるが、実用上 $U_T = U_s$ として扱っている。

1) 過剰間隙水圧に関する各深さ z でのローカル圧密度 U_z

圧密 t 時間後の土層内の任意の深さ z の圧密度は、 $U_z = \Delta u / u_0 = (u_0 - u) / u_0$

$$= 1 - u / u_0 \quad (3)$$

Δu : 圧密進行中の過剰間隙水圧

u_0 : 初期状態の過剰間隙水圧

u : 任意時点における過剰間隙水圧

ローカル圧密度 U_z は、かさ上げ設計に対して、分割スベリ円弧上の軟弱土のせん断強さを算出する際に利用している。

2) 過剰間隙水圧に関する全層に対する平均圧密度 U_T

圧密の進行は、同一時刻でも、粘土内の z の場所ごとに異なるので、任意の時間 T における層全体としての平均圧密度 U を求める。圧密中の任意時間 T における土層全体としての、平均圧密度 U_T は、テルツァギの 1 次元圧密方程式の解より

$$U_T = \int_{z=0}^H (1 - u / u_0) dz \\ = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M^2} * \exp(-M^2 T) \quad (4)$$

ここに、 $M = \pi(2m+1)/2$ で、 m は自然数

T : 時間係数で $T = C_v \cdot t / H^2$

H : 排水距離、両面排水ならば層厚の $1/2$

圧密係数 C_v は、 $C_v = k / (m_v \times r_w)$ で、圧密により土の間隙が減少するときの水の排出のしやすさを表す。

3) 全層に対する沈下に関する平均圧密度 U_s

最終沈下量 S_f に対する時刻 t の沈下量 S_t との比を沈下に関する平均圧密度 U_s といい、次式となる。実用上、 U_s と U_t は同じとして扱う。

$$U_s = S_t / S_f (= U_t)$$

3.4 沈下圧密度 U_s と平均圧密度 U_t

1) 任意時刻 t における沈下量 S_t

極小 $d z$ に生じる沈下量を集めると

$$S_t = \int_0^H \epsilon(z, t) dz \\ = m_v \times \int_{z=0}^H \{P - u(z, t)\} dz \\ = m_v \times P \times H - m_v \int_0^H u(z, t) dz \\ = S_f - m_v \int_0^H u(z, t) dz \quad (5)$$

最終沈下量 $S_f = m_v \cdot P \cdot H$

圧密の終了時に起こる圧密沈下量は、すべての位置での過剰水圧 $u(z, t)$ が 0 となる沈下量であるから、

$$t = \infty \text{ の時、} u(z, \infty) = 0, \quad p(\infty) = p, \\ \text{排水長} = H, \quad m_v \text{ を層別区間内一定とすると} \\ S_f = m_v \cdot P \cdot H \quad (6)$$

2) 体積ひずみによる沈下量

粘土のひずみをフックの法則に従う線形弾性体と考えると $\epsilon = m_v \sigma'$ 、

$$\epsilon(z, t) = m_v \times \sigma'(z, t) = m_v \times \{p - u(z, t)\} \\ = m_v \times p(t) \{1 - u(z, t) / p(t)\} \\ = m_v \times p(t) \{1 - u / u_0\}$$

m_v : 土被り圧の増加量 ΔP に対する体積ひずみとの割合。 $m_v = \epsilon / \Delta P$

$\epsilon(z, t)$: 体積ひずみ (= 応力ひずみ)

$\sigma'(z, t)$: ある時刻の粒子間応力の増分

p : 載荷重

$u(z, t)$: ある時刻の過剰間隙水圧

3) 沈下圧密度と平均圧密度との関係

沈下圧密度 U_s は、

$$U_s = S_t / S_f \\ = \{S_f - m_v \int_0^H u(z, t) dz\} / S_f \\ = 1 - 1 / pH \int_0^H u(z, t) dz$$

テルツァギの 1 次元圧密なら

$$u(z, t) = \sum \frac{2p}{M} \sin M \cdot z \cdot e^{-M^2 T_v} \text{ につき} \\ \int_{z=0}^H u(z, t) dz = \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2p}{M^2} \exp(-M^2 T)$$

となり、結局

$$U_s = 1 - \sum_{n=0}^{\infty} 2/M^2 \exp(-M^2 T)$$

$$U(T_s) = U(T)$$

従って、任意時刻 t の沈下量 S_t は

$$S_t = S_f \cdot U_s = S_f \cdot U_t$$

〈適用注意〉体積ひずみ ε と圧力 ΔP との関係が曲線である一方、 $\varepsilon = m_v \cdot \Delta P$ は比例式なので、これらの差が大きいと適用注意である。

〈体積ひずみ〉

飽和粘土に堤防荷重 $P(u_0)$ が作用すると過剰間隙水が排出されるため、粘土の体積は減少 ($\Delta u = u_0 - u$) する。載荷前の土の体積を V_0 。載荷後の体積の減少量を ΔV 、土の変形の体積ひずみを ε とすると

$$\varepsilon = (V_0 - V) / V_0 = \Delta V / V_0$$

ひずみには、垂直ひずみとせん断ひずみがあるが、圧密方程式は前者のひずみである。

〈体積圧縮係数〉

体積圧縮係数 m_v は、増加土被り圧 ΔP に対する土の体積ひずみ ε との割合である。 m_v の値は同一粘土でも一定でなく圧密圧力の増加と共に小さくなるので、各層ごとに各粘土層を代表する平均値をとっている。

$$m_v = \varepsilon / \Delta P$$

4 堤防かさ上げへの適用

軟弱堤防は、かさ上げ工により計画高に復元した。築堤は最高 3m 近く沈下した第 1 回堤防の土台の上に 10 年程度の沈下量を見こみ、それに見合う押さえ盛土を実施し、滑らないようにして、かさ上げを施工した。段階施工による強度増加は円弧スベリに見込み設計施工した。これには、テルツァギの圧密方程式の解と圧密度が利用された。

なお、粘土層 20m の粘土層の場合、圧密完了まで 100 年、最終沈下量 5.0m に及ぶと見込まれている。

。

〈軟弱堤防の集大成〉

八郎潟干拓軟弱堤防のかさ上げは、八郎潟軟弱堤防の集大成と考えられる。かさ上げとはいえ、底幅が 200~300m に近い堤防である。押さえ盛土を考えると新規堤防を造るに匹敵するからである。ここには、実践的な安定解析も沈下解析も見ることが出来る。

大月洋三郎氏は、『軟弱地盤上における堤防の構造設計に関する研究』で、博士号をとっておられる。

4.1 沈下算定の条件

かさ上げ工の沈下計算には、次の条件を織り込み沈下量を求めている。

1) 段階施工による圧密強度増加

中央干拓地の 1 回目築造の軟弱地盤堤防工（正面堤防 F D7+426 の事例）は、段階施工による強度増加を図りつつ施工した。堤防は、計画高とし、ヘドロ表層 2m の砂置換を行い、段階施工により圧密強度増加を図りつつ徐々に 3~4 段に分けて施工した。段階施工は、次の通り。

- ① 第 1 段盛土工終：昭和 34 年 10 月 1 日
- ② 第 2 段盛土工終：昭和 35 年 10 月 1 日
- ③ 第 3 段（本体工）：昭和 38 年 8 月 1 日
- ④ 第 4 段（水位低下）：昭和 39 年 4 月 1 日

なお、周辺等の堤防は、最初から全沈下量を見込み施工している。

2) 干陸排水（昭 38.11~41.5）

干陸排水により、正面堤の原地盤標高である -3.50m まで内水位を下げた。その結果、調整池から干陸地区内に恒常的な浸透が生じるようになり、浸潤線が低下した。この浸潤線低下が既設堤防に対して、増加過重となった。

3) 地震災害

干拓事業中に 4 つの 7 M 級の日本海東縁部地震（十勝沖のみ三陸沖北部）が襲い、堤防の沈

下等多大な損害を与えた。この沈下に対する修復を必要とした。地震災害状況は、6章地震災害で触れている。

4.2 沈下計算の圧密諸数値（正面堤例）

1) 土質構成図と小層分割

土質柱状図により、土層構成図を作成し、小層別分類（層厚 1.5～3.0m）をし、排水層を決定した。

土層構成図は、干陸側 20m と 50m、調整池側 20m と 50m の 4 点の構成図を作成し、小層分類と排水層を確定。

2) m_v 値

両対数方眼紙に試験値をプロットし、 $m_v \times P = K$ （一定）の定数 K を各層ごとに求める。

3) C_v 値による層厚修正

計算の便を図るため、ある層の C_v 値を代表値とし他の層の層厚 H を修正する。

$$H'_i = (\sqrt{C_{v1}/C_{vi}}) \times H_i$$

4.3 かさ上げ計画

1) 経緯

地震は昭和 39 以降、震度 4 以上が 4 回襲い、その都度堤防が沈下し、原形復旧した。特に、43 年十勝沖地震では 1.9m も沈下するほど大きな被害を受けた。

地震動の沈下も交えながら、堤防は次第に沈下し、44 年 5 月には標高+3.0m を下回る部分が生じ、余裕高を切る部分が出てきた。このため、かさ上げ工事を実施することとなった。

2) かさ上げ方針

中央干拓堤防から東部承水路堤防に至る 7 km 区間は、20m にもなる軟弱層地帯で、底幅は 200～300m もあり、当初の堤防の最終沈下量は

最大 5 m にも達する。最初から堤防の高さを見込めば、その堤体は安定確保のため、極めて大きな押さえ盛土や十分な基礎処理が必要となり経済性ばかりではなく盛り土量が増大し、全体工程の遅延（干陸排水）などの問題が派生する。

よって、堤防築造については、最初の堤防築造は計画高までもり、段階施工により強度増加を図りつつ施工した。2 回目のかさ上げ築造は震災による沈下を復元し、計画高に 10 年程度の沈下を見込み施工し、国営事業を終了した。

3) 将来（第 2 次かさ上げ）への対応

第 2 次かさ上げに必要な用地を堤防敷地内に確保すると共に、かさ上げに必要な用土約 30 万 m^3 を調整池内に備蓄している。この用土量は第 3 次かさ上げ量も充足し、地震等不測の事態に対する備えでもある。

4.4 かさ上げによる沈下量予測

1) 沈下量の算定

沈下量予測は、平均圧密度と m_v 法により求める。 $St = S_f \times U_s$

$$S_f = P \times m_v \times H$$

St ：時刻 t の沈下量、 S_f ：最終沈下量、

U_s ：沈下平均圧密度、 m_v ：体積圧縮係数、

P ：増加した有効応力、即ち堤防荷重

柱状図により、小層別分類（層厚 1.5～3.0m）をし、排水層を確定する。沈下量は各小層の圧密沈下量を計算してその和を求め、全体としての沈下量とした。

施工後の経過時間 t から時間係数 T_v を計算し、 T_v （経過時間）と ξ （ $\xi = z/H$ ）から、 $[I_{Tv}]_0^1$ を求める。（ $1 - [I_{Tv}]_0^1$ ）が経過時間後の ξ の位置の層全体にわたる平均圧密度 U （圧密進行度合）となる。

小層の経過時間 t 後の沈下量 St は

$$St = S_f (\text{最終沈下量}) \times U (\text{平均圧密度})$$

$$= m_v \cdot P \cdot H \cdot (1 - [I_{Tv}]_0^1)$$

m_v ：体積圧縮係数

p : 堤防荷重, H : 層厚

$$[I_{Tv}]_0^1 = \int_0^1 u(\xi) d\xi$$

2) 強度増加の算定

正規圧密粘土の圧密途中に於けるせん断強度は

$$\Delta C = 0.25 \times I \Delta P \times (1 - u) \cdots (7)$$

ΔC : せん断強度の増加

u : t 時後の過剰間隙水压

ΔP : 载荷増加応力

これにより、任意の深さ点の任意の時刻のせん断強度を推定することが出来る。強度増加は、各小層の任意の時点の任意の地点の強度増加を算出し、粘土層の抵抗モーメントを求め、堤防の安定計算に利用した。

4.5 圧密進行簡略図の作成

1) 沈下計算簡略図

「 ξ と $[I_{Tv}]_0^1$ のグラフ」は、沈下量計算の簡略化するもので、 ξ (z/H) を横軸に、 $[I_{Tv}]_0^1$ を縦軸にとり、時間係数 $T_v (= C_v \cdot t / H^2)$ を適当な間隔で図示した等時曲線である。

使用方法は、求めようとする時点の盛土载荷後の経過時間 t から時間係数 T_v を計算し、経過時間 T_v と位置 ξ から、 $[I_{Tv}]_0^1$ を求め、

$$(1 - [I_{Tv}]_0^1) = U_T = U_s$$

即ち平均圧密度となるので、時刻 t の沈下量は

$$S(t) = S_f \times U(T_s) \text{ により求まる。}$$

団誌：図 7-10.

2) 強度増加計算簡略図「 T_v と u のグラフ」

「 ξ と u のグラフ」は、圧密による強度増加計算の簡略化を図るもので、位置 ξ (z/H) を横軸に、 u (ξ) を縦軸にとり、時間係数 $T_v (= C_v \cdot t / H^2)$ を適当な間隔で図示した等時曲線である。

使用方法は、求めようとする時点の盛土载荷後の経過時間 t から時間係数 T_v を計算し、経過時間 T_v と位置 ξ から、 u (ξ) を求める。1 -

u (ξ) がローカル圧密度である。圧密度が求まるので、小層の経過時間後のせん断強度の増加は、「 $1 - u$ (ξ)」が ξ の位置のローカル圧密度を表すことから、これにより、任意の深さ任意の経過時間後の载荷後の強度増加を次式により求まる。

$$\Delta C = 0.25 \times \Delta P \times (1 - u)$$

団誌：図 7-9

4.6 沈下観測

1) 観測方法

施工中は、二重菅式沈下観測菅により観測した。堤防整形後（昭和 39 年以降）は、堤頂に設けた基準点による定期観測とした。

2) 沈下検証

計算の予測値と実測の沈下量は、テルツァギの沈下計算式によりおこなったが、比較的よく一致した。

団誌：図 7-7

5. 軟弱地盤堤防工

軟弱地盤堤防は、軟弱地盤の浅い所は全沈下量を見込んで一度に造ったが、深い所は沈下量が 5 m にもなるので、二度にわたり築堤し、沈下をかさ上げにより回復している。初回は段階施工により圧密増加を図りつつ築堤した。

5.1 盛土工

5.1.1 沈下対応の盛土工法

1) 初回築堤は段階盛土工法による

堤防の軟弱層の深い区間は、中央干拓堤防から東部承水路堤防に至る約 7 km 区間である。この区間は、へドロ層が 20m にも達し、堤防の施工底幅 300m、全沈下量約 5m にも及ぶ。

初回の築堤は、表層 2m を砂で置換し地盤改良

を行い、3～4 段階の段階施工を、3 年程度をかけ圧密強度増加を図りつつ盛土した。その 3 年後に上段部を盛り土及び整形して本体を造り、段階施工を完成している。

2) 沈下回復は、かさ上げ築堤による

最初の築堤 8 年後、軟弱地盤堤防は、地震などにより計画堤防余裕高を割ったことにより、10 年程度の今後の沈下を上乗せして、押さえ盛土を含めたかさ上げ工事を実施することにした。その際、段階施工の圧密による強度増加を考慮し、安定解析を実施している。

当初、全沈下全量を見込まなかったのは、堤体の安定確保のため、極めて大きな押さえ盛土断面や、十分な基礎地盤が必要になり、盛り土量が増大し、経済性ばかりか干陸工程の遅延にも大きく影響するとされた事による。

〈将来のかさ上げ措置〉

10 年後のかさ上げ用土は、沈下が小さくなるものの、10 年程度のその後の沈下量を堤防横の溜めますに確保している。

5.1.2 新遠距離盛土工法

堤防盛り土 2300 万 m^3 のうち 2100 万 m^3 は、送泥距離が平均 7 kmに及ぶ軟弱地盤堤防であり、業者の電動浚渫船では役立たない。西部承水路を除く軟弱地盤堤防盛土工は、國（協力渡辺製鋼所）で新規開発した遠距離送土工法によった。

1) 遠距離送土工法

この工法は、土運船積み込み用ディーゼルスクション型浚渫船（略称 D S）と曳航式土運船を組合せたものである。ディーゼル浚渫船（D S と D C）を日本で初めて新規開発製造し、日本初の工法を確立した。

新規開発製造した D S の積み込み能力は、40 万 m^3 /月程度の実績（業者電動浚渫船 E C の 3 倍）を上げ、大量輸送低価格の原理で遠距離運んだ方が安くなった。

2) 遠距離送土工法による盛土

底開き土運船は、水深 2 m で底をつき、それ以上は堤防横の溜めますに投棄し、この砂をディーゼルクッター型浚渫船（略称 D C）で堤防内に設置したマウンド（約 30m 幅）の内に吹き込み立ち上がっていった。

堤体盛土は、浚渫船により 3～4 段階施工で実施した。それぞれ段にはマウンド（30m）を設け、その中に投砂して立ち上がっていった。最後のマウンド（60m）のとき、中央を整形して本体を造った。

3) ディーゼルスクションタイプ浚渫船

新規開発製造した D S 浚渫船は、普通のクッタータイプ浚渫船の先端にあるクッターの代わりにジェットを取り付けたスクションドレッチャーを使用し、ジェットポンプによる噴射水で湖底の砂を攪拌してポンプで吸い込み込み、この砂をバージに積み込む。このため、左右に積み込み用散らし菅を備えている。送泥距離が短いので散らし菅から出る砂の量は大きい。

5.2 捨石工

捨石は、国が購入経営した原石山で生産し、仮設道路で鉄道・国道を渡り、三倉鼻岸壁まで運び、非自航式石運船に積み込み堤防周辺に投棄し、小運搬して捨て石マウンドを造った。

1) 転倒式石運船

非自航式石運船は、転倒により積み込み石材を投棄するもので、捨て込みの近代的な機械化工法を見いだせず、転落の危険性を伴いながら、児島湾干拓工事の転倒式木造船を可能な限り大きくし使用した。

石運船からの捨石投棄は、積載甲板の片側の前後部 2 カ所に張り出しを設け、この上に石をのせ、この石を作業員により同時に落とし込む反動で、船体の反対側を傾斜させ石材を投下した。転落の危険性から常時救命具を着用した。

2) 捨石捨込工

アスファルト舗装の法尻に置く洗堀防止の捨石捨込みは、1.5m の水深を要する石運船から小運搬する必要がある、次によった。

①浮棧橋方式

小運搬が 5 0 m 以下の場所、石運船から浮棧橋を設置して、この上を小運搬する。

②瀬取船方式

小運搬が 5 0 m 以上の場所、石運船から小船に積み替えてから小運搬して捨て込んだ。

国誌 2 編：図 2-114, 115

5.3 堤体ドレーン工

ドレーン工は、平時や洪水時に堤防に浸透した降雨並びに湖水を裏法尻の承水キヨ（堤脚水路）に導き、速やかに自然排水するもので、堤防法尻付近の安定化を図る。

〈堤防の透水係数〉

盛土砂は浚渫船の洗礼を受け、0.1 mm以下の微粒子が半ば流亡し比較的均一な組成となり、堤体浸透流を生じやすい。

平均粒径： $D_{50}=0.2\sim0.3$

間隙比： $e_0=0.65\sim0.80$

真比重： $G_s=2.5\sim2.6$

透水係数： $k=4.37\times10^{-3}\text{ cm/s}$

1) ドレーン工設置位置

中央干拓軟弱地盤堤防（事例）は、第 1 小段と第 2 小段には、浸潤線の下のあるだけ深い所に堤防縦断方向にドレーンを設置した。堤脚部には堤脚水路を設置し、2 段のドレーンを 100m ごとに結んだ排水管で堤脚水路に導き排水した。

2) ドレーン工の構造

有孔集水管（ $\phi 150\text{ mm}$ ）及び排水管（ $\phi 20\text{ mm}$ ）は、堤防の沈下・地震時の振動に対処できるよう、軽量で長尺・可とう性のある硬質塩化ビニール管を用いた。

ドレーン工のフィルター（規模：縦 1.00m * 横 1.10m）は、2 重構造とし、外側を米代川産粗目砂、内側を原石山産採石（規模：0.4m * 0.6m）とした。

ドレーン内の堤防縦断方向の吸水用有孔管は、堤防縦断方向に 100m ごとに設置する排水ボックスにそれぞれ 1/500 の勾配で連結する。排水は、有孔管・排水管をへて堤脚水路に至り、地区内の各排水路に導水される。

団誌・図 7-3

3) 堤脚水路の構造

堤脚水路は、堤防法尻部、即ち盛土砂部と未乾燥へドロとの境界に造るので、軟弱であった。そこで、法と床ともに連繋ブロックとした。泥状化が激しく、施工足場を兼ねヨシソダを使用し、帆布を敷き、その上にブロックを置き、ブロックの両端は生松丸太で固定した。

団誌・図 7-58

4) 床堀

床堀は、浸潤線が高く砂が流れ出したので、ウェルポイントによるドライワークとして施工した。

6 章 地震災害

1. 日本海東縁部の地震活動

日本海側は、1900 年代後半から 2000 年代前半にかけて M7.0 以上の巨大地震に襲われている。いわゆる、日本海東縁部地震である。

一方、太平洋側では M9 の海溝型地震が 2011 年に発生した。東日本列島が東に 5m も動き 1m も沈み、大津波をもたらした。福島原発は、水素爆発を起こす事態となった。

1.1 活動領域と発生メカニズム

日本海沿岸地域の地震活動は、太平洋岸に比べかなり低いとはいえ、過去に多くの大地震が発生している。マグニチュード 7.0 以上（大地震）は、1900 年代には 6 回程度発生している。マグニチュード 7 は、東日本大震災の 1/100 程度のエネルギーであるが、浅く近い所におこる逆断層直下型地震であるので、津波を伴い被害も大きくなる。

1) 活動領域

この区域は、日本海の東縁を南北にのび、震源の深さが 15～20 km と浅く、領域が長さ 1000 km、幅 150 km にわたり、地質学的なひずみの集中地帯である。北海道北西沖から新潟県北部沖にかけて、南北に帯状に存在し、大きく 6 ブロックに分かれ活動し、北米プレート（東側）とユーラシアプレート（西側）の境界付近に位置する。

2) 発生メカニズム

文部科学省の見解によると「発生メカニズムは、主として、プレートの相対運動に伴う東西方向からの圧縮応力によるひずみを、南北方向に分布する何条かの断層・褶曲帯（ひずみの集中帯）より成る幅を持った領域で圧縮力を解消することにより発生するもの」としている。

3) 地震が発生するプレートの境界

北米とユーラシアの 2 つプレートの境界については、2 つの説がある。「海溝型説」と「衝突隆起型説」である。

「海溝型説」は東日本大震災の如く太平洋プレートが日本列島に沈み込み跳ね上がるタイプである。

「衝突隆起型説」は北米プレート（日本列島側）とユーラシアプレート（日本海側）が、ヒマラヤ山脈のように境界で衝突隆起するとする説である。後者は、1 本のプレート境界に沿って発生する海溝型地震ではなく、数条の浅い活逆

断層によって起きる地震であるとしている。

1.2 干拓を襲った地震

1) 干拓を襲った震災

干拓事業を襲い多大な損害をあたえた日本海東縁部地震災害（十勝沖のみ三陸沖北部）は次表のとおりである。このうち、事業完了 7 年後に起きた秋田沖（日本海中部）地震は、10m を超える遡上大津波を伴う 1900 年代の日本海側の最大級の逆断層型地震となった。人命、家屋、船舶等多大な損害をもたらした。その後、北海道西南沖地震や新潟県中越地震等が起きている。

八郎潟堤防等を襲った地震

地震名	発震年/月	M	震度	最大津波
青森西方沖	1964/5	7.2	4	
新潟県沖	1964/6	7.5	4	6m
秋田県沖	1964/5	6.9	4	1.0m
十勝沖	1968/5	7.9	4	
秋田県沖（日本海中部）	1983/5	7.7	5	14m
北海道南西沖	1993	7.8	6	1.8

注 1）事業：昭和 32 年（1957）～昭和 51 年度（1976）

注 2）干陸排水：1963 年 10 月～1966 年 5 月、

北海道南西沖については、八郎潟干拓に対する被害不明

2) 震災復旧概念

2300 万 m³の浚渫船堤防盛土砂の液状化発生を抑制するには、密度を増大する締固め工法やセン断変形を抑制する固結工法などがあるが莫大な費用を要する。

このため、大規模な地震動に対しては、押え盛土の液状化をある程度許し、干拓堤防としての安全性を確保することとしたものである。

八郎潟軟弱地盤上の緩傾斜砂盛土堤防は、オランダからもたらされたもので、底幅 200～300m、高さが河川基準堤防より高いので、粘り

があり、越流・破壊に至らなかったと考えられる。

3) 復旧経緯

復旧工法は、堤防盛土液状化による側方変形を押さえ盛土で押さえてきたが、未曾有の秋田沖地震を機会に、押さえ盛土工法に鋼矢板による構造的抑制が加わっている。

4) 地震・沈下計の設置

地震計は、土質工学会の協力を得て、今後の地震発生に対して、正面堤など重要な堤防にはスマック型強震計または地中型地震計を設置している。

沈下は、堤防の施工中は二重管式沈下観測管により、堤防の整形が終わった昭和 39 (1964) 年以降は、年 2 回の 2 等水準測量によっている。

2. 八郎潟干拓を襲った地震災害

八郎潟干拓を、事業中及び事業終了後に襲い多大の損害を与えた地震は、P-37 の「八郎潟の堤防等を襲った地震」のとおりである。この中に事業終了後襲い、最大の震災をもたらした M7.7 の能代沖地震が含まれる。この震災と復旧工事を整理すると次のとおりである。

〈八郎潟干拓の地震環境〉

防潮水門：昭和 34～35 年度

水道貫通：昭和 37～38 年度

干陸排水：昭和 38 (1963) ～41 年度 (1966)

導流堤：昭和 42 (1967) ～43 年度 (1968)

事業完了：昭和 51 (1976) 年度

* 水門は、導流堤先端より上流 2400m、汀線より上流 1900m 地点に設置されている。

2.1 青森県西方沖地震 (1964.5.7)

青森県西方沖地震の被害が、この年の 3 地震の中で最も大きいので、これをもって代表する。前年から干陸排水が始まっているので、堤防は

締め切られていたが、水中にあった。

1) 沖災害状況

被害は、閉ざされた水面に面する西部承水路の軟弱地盤堤防（北西側約 7.7 km）の被害が大きく、原形を留めないほど沈下崩壊した。

一部には最大 1.7m も沈下した部分があった。縦断方向には、めり込み亀裂が生じ、小段上には噴砂跡があり、流動化現象がみられた。

堤体内の異物のコンクリート矢板付近や、砂からヘドロへの移行部の堤防断面の急変力所の変状が激しかった。

発生個所はすべて軟弱地盤上にあったが、粘土地盤の強度低下は見られず、ヘドロ地盤の大きな滑動による破壊した事例もなかった。

中央干拓堤防、南部排水機場は、比較的軽傷であった。

国誌 2 編：図 7-5、図 7-9

2) 復旧工事

震災の原因は、主として砂の液状化によるものとした。復旧断面は、押さえ盛土による尻部の変形抑制の改良断面とし液状化層の押さえ盛土を増し、この断面により復旧工事を実施した。

①応急復旧工事は、被災状態のまま放置すれば、破堤などによって重大な派生災害を起こす恐れのある部分については直ちに行ない、亀裂の修復はジェット水を利用した。

②復旧工事は、2 年をかけ行った。採土地は西部承水路やその対岸の砂山による。砂運搬は浚渫船による 2 段吹きやトラック運搬により行った。

2.2. 十勝沖地震 (1968.5.16)

船越水道の導流堤は、十勝沖地震後の年に完成している。干陸排水が終わっているが、ぶよぶよしたヘドロの湖底土に苦闘している時代である。

1) 被害概況

被害は、西部承水路堤防を除く軟弱地盤上の正面堤防と南部干拓 4 工区堤防及び東部 5 区堤防で起きた。この地震により、中央干拓正面堤防のほぼ全区間の両側押え盛土は、沈下亀裂が発生した。沈下は、最大 1.9m を記録した。

① 正面堤防

被害延長：約 340m、天端沈下：1.00～1.90m、小段道路沈下：0.50m、のり面崩壊亀裂発生

② 南部干拓 4 工区堤防

被害延長：約 350m、天端沈下：最大 2m、小段道路：亀裂発生・0.3m 沈下、

③東部 5 工区堤防

被害延長：約 1090m、天端沈下：最大 1.3m、

2) 原因は堤体砂の液状化

次により、震災の主因は、堤体砂の液状化現象によるもので、基礎地盤によるものでないとされた。

①地震による堤防の被害発生個所は、すべて軟弱地盤上の築堤であるが、基礎地盤の強度低下は殆どない。

②浚渫船盛土の堤体土は、均一な細砂よりなり貫入抵抗値も小さくルーズの状態である。堤防上における加速度は、50～100gal と推定された。

3) 復旧工事

復旧断面は、西部承水路堤防復旧断面で一応の成果を得た砂の流動化を抑止する押さえ盛土工法により、復旧工事を実施した。浸潤線の低下を図るドレーン工は、その後 1970～1972 年に実施された堤防かさ上げ工と並行して実施された。ドレーン工には、堤脚水路を必要とするが、盛り土とヘドロの境は、まだ、ぶすぶすした状態であった。

2.3 秋田沖・日本海中部地震（1983.6.28）

巨大地震は、事業完了後 7 年目に 14m の津波を伴い襲った。震源が能代沖であったことから、津波で人命が失われた。**船越水道の水門震災は、報告されていない。**

1) 日本海中部地震（秋田能代沖とも言う）

日本海側の秋田沖では、20 世紀最大 M7.7 の巨大な日本海中部地震（1983 年）が起こり、これにより秋田県・青森県・北海道などに大きな損害をもたらした。秋田県では、大津波（最大 6.6m）により多くの人命（100 名）を失ったほか、道路・鉄道などの公共施設や農林業等に大打撃をあたえ、被害総額 500 億円（国・事業団合わせた事業費の 60%）にも及んだ。

2) 八郎潟干拓の被害

八郎干拓地における基幹施設や農地は広範囲にわたり大きな災害を受けた。堤防は正面・東部承水路・西部承水路の合計 52 km の 80% に亀裂・沈下・陥没が生じ、堤防を超えて渡るサイホン式取水口も被害を受けた。

農地にも隆起・陥没・噴砂 200ha が生じた。干拓基幹施設である防潮水門・排水機場・主要橋梁などは幸いにして軽微な被害であった。堤防・農地など被害は極めて大きいものの応急措置を講じて役割を果たしている。

3) 復旧工法

①八郎潟干拓堤防震災復旧技術委員会

秋田県土木部長を委員長とし、建設・農水・東北工大・秋田県を委員とする「八郎潟干拓堤防震災復旧技術委員会」により「堤防の液状化現象を押さえることとし、押さえ盛土をする。鋼矢板を水際に打ち込む。水抜きパイプを増やす。」の基本方向が打ち出された。

②復旧工法

復旧工法は、これに基づき次のように実施さ

れたと地方紙が報じている。

a. 堤防の高さは、沈下前の計画高さまで砂盛土をカサさあげする。

b. 堤防全面と後面の押さえ盛土を従来よりも1m厚くする。

c. 堤防全面や承水路に面した斜面を厚くし、押さえ盛土の上部は、アスファルト舗装する。

d. 調整池や承水路に接している水際の捨て石は従来通り。更に、水際から堤防までの間に捨て石を積む。

e. 積んだ捨て石と堤防内の境に鋼矢板を打ち込む。

f. 堤防の後面に堤防内の水を貫くドレンパイプを堤防と直角方向に設置するほか。新たに堤防に並行してドレンパイプを埋設して水はけをよくする。

2.4 緩傾斜砂盛土堤防の粘り強さ

八郎潟軟弱地盤堤防は、日本海中部地震等により満身創痍となったが、堤防は陥没したとはいえ干拓地への浸水を許さなかった。

1) 堤体の盛土砂

軟弱地盤堤防は、超軟弱地盤層の上にポンプ船で吹き盛った堤体砂が底幅 200～300m で載ったものである。軟弱地盤堤体砂 2300 万 m^3 及び地区内置土 1000 万 m^3 を加えた 3300 万 m^3 は、内水面漁業権の消滅した八郎潟南部の調整池から採取した。

堤防砂は、浚渫船の洗礼を受け、0.1 mm以下の微粒子が半ば流亡し、粒径が平均粒径 0.2～0.3 とそろっている。また、N値が地震により締め固まり最初 0 だったものが4～10 になったが、依然としてルーズの域を脱していない。液状化を起こしやすい堤体細砂である。

2) 堤体基礎の粘土

一方、基層の粘土は、堤体砂の押さえ盛土等が利いたせいか、地震に対して一度もスベリ破壊したことがない。圧密の進行に伴い粘土のセ

ン断強度も増加している。

3) 堤体の震災復興構造

地震災害の復興対策は、国営時代は、「液状化の発生を許容したうえで被害を軽減する方法」、即ち、押さえ盛土工法を取った。国営事業終了後の 20 世紀最大級の日本海中部地震の復興は、国営方式を踏襲するとともに「液状化の発生自体を防ぐ方法」即ち、**鋼矢板を水際に打ち込む工法が追加された。**

4) 粘り強さの増加

これからも、大地震が起こり、液状化が起こるであろう。起こっても干拓地へ浸水を許さない力は、少しずつ増えてきている。オランダから教授を受けた緩傾斜砂盛土堤防の図体の大きい形態は、八郎潟堤防に粘り強さをもたらしたのであるか。少しずつ盛土砂やヘドロ基盤が液状化に対して強くなっているので、この粘り強さに期待したい。

5) 堤防の液状化は宿命

八郎潟干拓としては、3300 万 m^3 の膨大の「ただ砂」を調整池内に求めることが、軟弱地盤堤防等の築造や地区内用土確保に対して、最も経済的であった。無料の調整池採取場なくして、ヘドロ干拓は成り立たなかったであろう。液状化は八郎潟干拓の宿命と考え戦っていかなければならない。

3. 船越水道を遡上する津波と波浪

〈津波の遡上〉

3.1 太平洋側に発生した津波

太平洋側で発生した東日本大震災（2011/3/11）は、東日本列島が東に 5m も動き 1m も沈み、40 m の巨大津波が太平洋沿岸を襲い、津波により福島原発が水素爆発を起こし、2 万 2 千人以上

の人々が死亡または行方不明者となった。

1) 東日本大震災は、国内観測史上最大の巨大地震

地震の種類：海溝型地震

発生日：2011年3月11日

震源：岩手県から茨城県の沖合

長さ 450 km × 幅 200 km

規模：M9.1、震度 7

最大津波：40.5m、地震継続時間 3 分

死者・行方不明者：22312 人

被害総額：17 兆円

2) 津波の遡上高さ

津波の高さ（平常潮位と実際に観測された潮位の差）は、洋上で 1.0m、遡上で最大 40.5m であった。最大震度 7 の宮城県の津波は、最大震度 5 の岩手県北部の 40m より 10m 程低い。海底地すべり発生説もあるが、地区でそれぞれ津波の高さが異なるが、その全貌は明らかではない。

船越水道においても、同じ傾向が出ている。遠くで発震し、M も最大震度も小さい方が、これらの大きい津波よりも活発であった。男鹿半島の影響があるのかもしれない。

3.2 船越水道を遡上した津波の実像

八郎潟干拓南部事業所により、新潟沖地震で発生した津波の船越水道遡上の実像が記録されている。

1) 新潟沖地震

発生日：1964年6月16日

震源：新潟県北部沖、深さ 34 km

規模：規模M7.5、震度 5

最大津波：6m

この地震は、日本の歴史上最大の石油コンビナートの災害をもたらし、この地震を機に液化現象への本格的研究が始まっという。

2) 南部事業所の津波の記録

地震発生後約 30 分位で海水が引き始め、さらに 30 分位で船越水道の底まで出てきた。上下水位差が約 3.6m となり、下流側海面の空の状態が 20 分ほど続いた。次に津波の押し波が徐々に来て、今度は海面水位が上昇し門扉より高くなり、海水が門扉上部（+1.2m）を越流して潟内に流入し、海面上昇と共に運ばれてきた漁船が門扉上端を飛び越し、音を立てて潟内に乱入した。この海面の下降上昇の状態を数回繰り返してもとに基に戻った。

津波による防潮水門海側水位は、-2.80m～+2.20m と変動している。津波による被害はなかったが、1972 年水門塗装中に損傷が発見され、津波も原因の一つではないかとも考えられた。

団誌図 7-276

3.3 防潮水門の水位記録による津波

1) 日本海中部地震

発生日：1983.5.26

震源：秋田県能代沖

規模：規模M7.7、震度 5

最大津波：14m

この地震は、日本海側で発生した最大級の地震である。死者 104 人に上り、そのうち 100 人が津波による犠牲者であった。

2) 防潮水門における内外水位の時間変化

秋田県水位記録によると次の通り。

発震から 50 分後に第 1 波が来襲し、+0.87m の水位を記録。第 3 波が最高+1.02m となり、以後、数回で元に戻っている。

水門の被害は、報告されていない。

〈波の遡上〉

3.4 船越水道の波の遡上（試算）

農業土木試験場の模型実験によると、河口漂

砂に関連する波は、船越海岸のような極めて遠浅な地形では、最大沖波が大きな影響を与えるとはいえず、むしろ頻度の高い周期 6～9 sec 程度の波の影響がより大きいとして、遡上波を導いている。

一般に、日本海海岸では冬期の波高が大きく夏季の波高が小さい。台風の影響は殆ど現れない。浚渫船回航は、冬期には行えず、前年度に回航し船川港で待機している。

1) 水深 10m 地点の沖波

船越水道の沖の深海波は、浅海域 100～10m 二入ると浅海域において、かなり大きくエネルギーで減殺される。

水深 10m にある観測位置の最大波浪記録は、秋田港（59 年 12 月）の観測で有義波高 5.9m、周期 14.6 s、酒田港（57 年 11 月）の観測で有義波高 6.8m、周期 11.7 s である。従って、水道沖水深 10m 付近での最大波高は 6.0m、周期 10～14 s 程度の波は、ほぼ 2 回碎波して、波高 2.8m、周期 7～8m で導流堤先端に到達する。

2) 導流堤先端到達波

導流堤先端 EL-3.0m 付近に起こりえる最大波浪は、碎波の起こる位置と波高を推定する波高指標から作った「各水深位置における最大波高図」によると、周期は 7～8 s、碎波高は、1.8～2.8m 程度である。このことから、導流堤設計波高 2.8m、周期 7～8 s と決定している。

なお、台風強風時の波浪は、途中数次の碎波をして沖合に達するので、これより大きくはならない。

国誌 2 編：図 3-198、199

3) 防潮水門到達波

新水道は、平均水深 $h = 3.00\text{m}$ 、水路面勾配 $I = 0$ 、水底における摩擦損失係数 $f = 0.015$ 、水路延長 $\ell = 2000\text{m}$ とし、設計波浪は波高 $H = 2.5 \sim 3.0\text{m}$ 、周期 $T = 8 \sim 10$ とする。これによる防潮水門に到達する最大波浪は、水底摩擦による波高の減衰で、波高 0.93m、周期 7 s、波長 37m

程度と推算された。

防潮水門：昭和 34～35 年度

水道貫通：昭和 37～38 年度

干陸排水：昭和 38（1963）～41 年度（1966）

導流堤：昭和 42（1967）～43 年度（1968）

事業完了：昭和 51（1976）年度

4) 水門に衝突すると重複波圧

防潮水門到達波は、 $h/H > 2$ につき重複波。サンフルの簡略式を用いると、静水圧を含めた合成最大水圧は、7～8 t/m 程度と試算されている。

国誌 1 編：図 3-3 5

7 章 ヘドロの湖底に農地造成

ぶすぶす潜るヘドロ地盤に農地を造成し、水田機械化営農体系を立てることは、先例もなく工期も限られた。農場造成技術は、試行錯誤を繰り返し、苦闘をへて確立された。

国営事業は、中央干拓地に幹線・支線・小水路までの排水路・用水路・道路を入れて、大型農地の骨格を造った。大型農地は、国・県・入植者の試行錯誤と改良を重ね現在のようになつた。

1 大区画の設定

1.1 農場区画の設定は排水路の配置から

1) 排水路支配で区画を設定

区画の設定は、最初に幹線・支線・小排水路の排水系統を定め、この中間にそれぞれの格の道路付き用水路を配置すればよい。

超軟弱地盤に築造する用水路は、フリュウム運搬の進入路と、その用水路を支える基盤を必要とするが、ぶすぶす潜るので、盛土して先行圧密させ、その上に、用水路と道路とをペアーで案分して造らざるを得ない。

また、排水路は、超湿地帯のヘドロ乾燥にとって必須のツールであり、その目的のため最初に配置すべき宿命にある。よって、区画設定上、用水路は排水路の従属的位置づけとならざるを得ないのである。

2) 排水路の配置方法

幹線排水路は、八郎潟の最も深い所に設け、最初に配置位置を定める。

支線排水路は、幹線排水路に排水を導くもので、原則として傾斜方向に 2000m 間隔で配置し幹線と枝状に連結する。

小排水路は、田面排水を引き受けて、原則として等高線上に 300m 間隔で直角に支線排水路と連結する。

これにより、排水系統が出来上がる。

団誌・図 7-77

3) 用水路・道路の配置方法

ヘドロ地盤の用水路と道路（通勤用支線道路まで）は、ペア施工（48 ページ 4.2 の 4）が鉄則である。それぞれの格の用水路と道路は、それぞれの格の排水路の真ん中に入ることになる

1.2 大型農場の誕生

これにより、小用水路付き農道に囲まれた 300 × 1000m の真ん中に排水路の入る用排分離型の農場ができ、大きさは 150 × 1000m になる。大型区画が誕生した。1000m は小排水路または小用水路の延長になり、150m は田面の排水、または田面の用水補給を司る長に当たる。

追憶：図 9

1) 農場は機械化効率だけでは定まらない

大型圃場の小排水路延長 1000m は、土水路で床勾配 0 の場合、一般的排水機能限界長となっており、これにより定めている。これ以上の長さにすると土木的に排水機能を果たせなくなるか、果たそうとすると事業費が膨大となる。

150m (300/2) は、田面の水張り均平作業の限界長により定めている。水を使う大型水田区

画は、必ずしも大型機械化効率最大化だけでは定まらない。用排水路機能を土木的に確保すべき制限があるからである。

2) 用排分離型ホ場

小用・小排水路は、それぞれ水路両側の水田を支配し交互に配置されている。従って、小用水路と小排水路間 150m は、田面畝長の長辺となる。

なお、幹線用水路は、支線排水路の中間に配置されるので、支線用水路と称してもよさそうであるが、上流部の堤防に取水口を有し、傍らに通勤道路が沿うので、格上扱いの名称となったのであろう。

1.3 区画はホ区から耕区へ

1) 区画の重心変化

区画は、機械化協業経営を実現するため出来るだけ大きく取ろうと米国のかけ流し式大型水田経営を手本として進めたが、均平作業や田面の水管理に限度があった。更に、用水のかけ流し方式は日本の実情にあわず断念せざるを得なかった。最終的にはホ区（1000 × 150 m）の 1000m に畦畔を 12 本程度設けて 1.25 ha 程度の耕区を造り、1 耕区ごとに分水施設や落水移設等を設けて、水管理や均平作業を容易にしている。

國営干拓の中核は、『ホ区』であった。『ホ区』は、適正な水管理のできる最大区画で、大型機械化農業経営の基盤とし、入植配分規模にもなった。その区画は、小用水路 1000m と小排水路 1000m とその間の畝間長辺距離 150m（水田の長辺に該当）に囲まれた 15 ha であった。

15 ha は、浚渫船排水路掘削投棄による不陸等や広すぎるが故、時間のかかる水管理問題が生じ、最終的にはホ区を畝で分割し 1.25 ha の耕区を基調とする水管理体制をとることとなった。

〈米国と日本との用水管理比較〉

米国と日本では、次のとおり異なる。

圃場用水の管理比較

項目	米国「国府田農場」	日本「八郎潟農場」
元の土地・	牧場	湖底
傾斜	2.5/1000	0.17/1000
経営規模	2000 ha	15 ha
ほ場規模	8～93 ha	15 ha
取水・排水ボックス	畦田 6 枚程度に 1 カ所程度設置、かけ流し式	畦田 1.25 ha に 1 カ所、計画取水式

2) 区画部品の呼称

区画の部品を農水省流に整理すると次の通り。
「耕区 (1.25 ha)」：ホ区 15 を畝で12程度に分割した水田、畝は適宜設定できるが、分水・排水施設は固定されている。水田は、用排水分離型。

「ホ区 (15 ha)」単独で水管理のできる最大区画・入植配分規模に相当。

「農区 (30 ha)」ホ区を2つ集めたもの。農道に囲まれた両側支配の小用水路または小排水路面積に相当。

「経営区 (60 ha)」機械の共同利用単位

農区を2つ集め、大型農業機械を共同または協業して使用する営農体系の標準区画としている。

2. 農場の排水

2.1 排水路

1) 排水経路

ホ場の湛水は、調整池に導き排出することとし、次の経路で行う。ホ場排水（表面水排除と暗渠排水）から出た排水は、小排水路（幅；約 7 m、底標高；ホ場面下 1.5m）へ、さらに支線

排水路（幅；約 15m、底標高；ホ場面下 2.0m）を通り幹線排水路（幅；約 88m、底標高；ホ場面下 3.0m）に入り、最後に排水機場から調整池に排水される。

幹線排水路（底-7.20m）は、南北排水機場を底勾配 0 で結び、かつ地区内の最低部に配置している。さらに集落の北部にも一級幹線排水路を配し、排水システムの骨格となっている。

2) 排水路断面

軟弱地盤排水路は、原則として土水路とし、断面は、逆梯形断面としている。計画基準雨量は、3日間連続（1/30）225 mmである。

項目	中央幹線	一級幹線	支線	小排水路
深さ	3, 0m	3.0m	2.0m	1.5m
上底幅	88m	48m	11～18m	7 m
下底幅	70m	30mm	3～10m	1 m
法勾配	1：3	1：3	1：2	1：2

団誌：表 1-16 より作成

2.2 ヘドロの排水路掘削工事

軟弱なヘドロ地盤の掘削は、難渋の極みであった。「荒堀」により一応の通水断面を造るが、埋め戻りや法面崩壊が始まる。水路の状況を見て、「補修掘り」を行い、落ち着きを待って「仕上げ掘り」を実施している。

掘削は、 possible の限り経済的な浚渫船（陸上機械の 1/15）を使用し、掘削水路両岸から出来るだけ遠くに捨土している。捨土による地盤の不陸やヘドロの鋭敏比の増加はまぬかれない。

1) 小排水路掘削

荒堀りのほか、補修掘り 3 回と更に仕上げ掘を要している。工期が干陸排水時期にかかり、浚渫船利用のための水深確保は、水位低下を必要とするホ場の乾燥と競合し限界があった。掘削機は、200HP浚渫船から特殊小型浚渫船へ、

更に泥上掘削機マーシクラムシェルへと移行している。

2) 支線排水路掘削

荒掘りのほか、補修掘り 2 回と更に仕上げ掘を要している。掘削機械は、荒堀は浚渫船、補修掘り以降は泥上クラムシェル（接地圧 0.1kg/cm²）によっている。

支線-小排水路の仕上げ掘りは、圃場造成工事との一貫作業で実施している。

3) 幹線排水路掘削

掘削はすべてディーゼル浚渫船によっている。荒堀は干陸開始前に水上から 500HP 級ディーゼル浚渫船で行い、補修掘りは、干陸後 140PS 小型浚渫船を使用している。

干陸排水による水位低下は浮泥の大量流出を招き、小排水路から支線排水路へ、支線排水路から幹線排水路へと大量の埋め戻しが続いた。このため、補修掘りの際に水路底を 1.3m 掘り下げ沈泥マスを設けたが数年にして埋設した。仕上げ掘りに際しては、10 年程度見こした沈泥マスを水路底に設けている。また、将来の維持管理掘削のため、中央幹線排水路の西側 100m と一級幹線排水路の南側 70m に捨土用地を確保している。

4) 道路横断暗渠

支線排水路から幹線排水路への排水は、道路を 2 km ごとに横断する必要があり、暗渠（14 カ所）を設置している。屈トウ性のあるコルゲート製の暗渠を採用した。

暗渠施工部の基礎処理は、施工 1 年前にペーパー・ドレーン（ $\ell = 10\text{m}$ ）を軟弱地盤に打設し圧密沈下を促進させている。載荷盛土高は完成時と同等としている。

団誌：図 7-130

2.3 排水路の護岸

中央干拓地の地盤は、西部承水路沿い等を除

き大部分がヘドロ地盤に覆われている。護岸は原則として砂地盤部は全部施工し、ヘドロ地盤部はすべり等を生じた特殊箇所にとどめている。

1) 砂地盤部

雨によるガリ浸食防止、風による飛砂防止、排水路自体の流水による洗堀防止を図るため、色々の護岸を実施している。即ち、木矢板護岸、ブロック護岸、コンクリート柵板護岸等である。

2) ヘドロ部

護岸は、特殊箇所を除き、原則として行わない。支線排水路がコルゲート製暗渠で繋がる幹線排水路の合流部は、鋼矢板護岸工を実施している。また、滑った箇所は、控え杭方式の木矢板護岸を実施している。

3. 排水機場

3.1 中央干拓地のポンプ機場の配置

中央干拓地には、4 カ所の排水機場が配置されている。排水専用が 3 カ所、西武承水路水位調節用が 2 カ所（うち 1 カ所は南部機場に同居）である。

1) 中央干拓地用の排水機場

中央干拓地の排水は、主に中央幹線排水路を経由し、幹線排水路の両端に設けた南部排水機場と北部排水機場により行われる。方口排水機場は、計画当初なかったが、後に追加されている。

南部排水機場：4 基、40 m³/s（全排水量）

北部排水機場：4 基、40 m³/s（全排水量）

方口排水機場：3 基、9.5 m³/s（全排水量）

2) 西武承水路水位調節用の用排兼用機場

この水位調節用機場は、西部承水路の南北両端にある。北は浜口機場、南は南部機場内に設置されている。

浜口排水機場：2 基、7 m³/s（全排水量）

南部機場：1 基、排水 10 m³/s。用水 13.5 m³/s、

3.2 ポンプ排水計画

1) 中央干拓地のポンプ排水計画

干拓地 15640ha は、ポンプ排水とする。

計画基準雨量：3 日間連続 225 mm（30 年確率雨量）、

計画排水量：最大流出量 103 m³/s、

流出時間：128 時間、

排水機容量：80 m³/s（南北 2 機場分）

上下流部水田の湛水被害の平等化を図るため水田ごとに落水ボックスを設置して、流出を抑制している。

2) 西部承水路のポンプ排水計画

閉じた水面とはいえ、承水路背後地の洪水排除や西部承水路からの取水にも関係してくる。

計画基準雨量：日雨量 160 mm（200 年確率雨量）

最大流出量：188.7 m³/s、流出時間：50h 時間

排水機容量：15 m³/s（2 カ所）、

承水路路面責：653ha、常時水位:+0, 35m

計画洪水位+0.80m、既耕地湛水深 0, 15m

3.3 機場設置上考慮した事項

1) 南北 2 カ所に設置した理由

高低両地域分離する案は、揚程差 1m でも排水面積比 5:1 となりメリットがない。1 カ所案は幹線水路延長 20 km となり、水路断面・ポンプ揚程が大となり不利。南北 2 カ所案は、電源・送電線故障の危険分散ともなり採択した。

2) 落水ボックスによる流出抑制

中央干拓地のような大面積の降雨を急速に排水するには膨大な施設を必要とするので流出抑制のため落水ボックスを各耕区（1.25 ha）に設

け排水機場等の規模軽減を図っている。

落水ボックスは、維持操作が簡単で、畑利用の時は降雨を直ちに排除し、水田利用の洪水時には一時的貯留ができる。水田 1, 25 ha ごとに設置している。

団誌：図 7-80

3.4 南部排水機場の施工

排水機場は、水上工事で干陸前に実施した。

南北機場に据え付けた斜流型ポンプは、口径・馬力とも当時の日本では最大であった。築島し、ウエルポイントにより床掘し、機場を造った。地盤は砂地盤上に造っている。南部機場を代表として整理すると次の通り。

1) 築島

築島は、浚渫船により、140m×140mの広さに盛り、その中を深さ 6m に掘削して、掘削土をその回りに 50m 幅に盛り土して堤防とした。つまり、240m 四角の島を造り、その中を掘削したような形の築島を造った。築島周辺は土留め木柵工を設け土砂流出を防止している。築島の圍繞堤は、現場詰所、倉庫、場内運搬道路、配線工事など、準備工事に利用した。

2) 掘削

水面から 14m 掘削して構造物を造る。基礎地盤は、深度 27m まで砂層で、それ以下は粘土層である。深度 0~10m が粗粒砂（1~0.5 mm）で N 値 40 以上、深度 10~20m が中粒砂（0.5~0.25 mm）で N 値 40 以上、深度 20~30 が中粒砂・砂混りシルトと続き、N 値 30 程度である。

掘削は、当時あまり前例のないウエルポイント工法によった。砂質地盤は、透水係数 $1 \sim 2 \times 10^{-2}$ 。この工法は、真空ポンプを用いて強制排除するので、地下水位 5~6m が限度である。ウエルポイント布設は 3 段で施工した。

砂質地盤の掘削は、流砂現象（クイックサンド）や噴き上げ現象（パイピング）を起こす恐

れが有るが、ドライワークで掘削が出来た。

3) 土木と機械の施工誤差

機場の規模は、吸水層側が延長約 100m、本体及び吐水槽側が延長約 100m、床掘掘削最低地盤標高-14m、上屋高+10m の鉄筋コンクリート造 2 階建である。

機場は、本体及び吐水槽側が最初に実施された。北部に先行施工した南部排水機場は、ポンプと軸受間距離が 8 mm の芯違い誤差 ±0.03 mm が土木側で確保できず、完成建屋基礎直下のグラウト及びポンプ室長手方向の側壁補強を行った。北部排水機場では、この経験を生かし、このような事態にはならなかった。

4. 農場の用水

4.1 用水の給水経路

水は、堤防に設けた取水施設から自然取水して幹線用水路（コルゲート U 字型フルーム、通水量 $0.4 \text{ m}^3/\text{s} \sim 4.9 \text{ m}^3/\text{s}$ ）へ、さらに小用水路（コンクリート U 字型フルーム、通水量 $0.133 \text{ m}^3/\text{s}$ ）を通り、給水ボックスを経て水田（耕区 1.25 ha）へと供給される。

調整池及び東部承水路から自然取水する取水施設（12 か所）は、軟弱地盤堤防を跨ぐ鋼管サイホン式である。西部承水路から自然取水する取水施設（7 か所）は、砂地盤堤防のなかを通す鉄筋コンクリート暗渠式である。

用水路には、すべて道路が沿っている。幹線用水路には有効幅員 5m の農作業通勤用支線道路が沿い、小用水路には、有効幅員 3m の農作業用農道（待避所兼ホ場進入路付き）が沿っている。いずれも採石舗装である。

4.2 小用水路

1) 小用水路（農区 30 ha の給水）の計画用水量

小用水路は、コーナーの例外はあるが、農場

の長辺の延長 1000m に直接沿い両側の 15 ha ホ区併せて 30 ha に給水する。その必要水量（計画用水量）は、次により $0.133 \text{ m}^3/\text{s}$ である。

1 農区 30 ha のシロカキを 4 日間で終えろとし、1/4 ホ区はシロカキ用水量 $122 \text{ mm}/\text{day}$ 、3/4 ホ区は減水深 $8 \text{ mm}/\text{day}$ として水路損失 5% を加え算出している。

$$Q = (1/4 \times 300000 \times 0.122 + 3/4 \times 300000 \times 0.008) \times 1.05 / 86400 = 0.133 \text{ m}^3/\text{s}$$

〈初期カン水量 ≒ シロカキ用水量〉

初期灌漑水量 $122 \text{ mm}/\text{day}$ は、機械化水稻ジキマキ方式を基礎としているが、移植栽培のシロカキ用水量に相当する量としても支障はない。いろいろの栽培方法に対する初期カン水量は、あまり変わらないという試験報告があることによる。初期カン水量 122 mm は次による。

$$\textcircled{1} + \textcircled{2} + \textcircled{3} = 122.4 \div 122 \text{ mm}$$

①. 平均タン水量 50 mm：播種の波による移動防止、冷害防止の水深。

②. 土中空隙充填水量 61.9 mm；

作土層（150 mm）：気相容積 0.3225 の 60%

心土層（250 mm）：気相容積 0.2713 の 50% 層

気相容積は秋田県農試調査資料による。

③. 小排水路水位上昇分 10.5 mm：小用水路水位を田面と同レベルに上昇させるための 30 ha 換算水位

2) 小用水路の断面

次により定めている。

①計画用水量： $0.133 \text{ m}^3/\text{s}$

②水路の最低天端高さ：ホ場面 + 35 cm

③水路の勾配：1/3000：

小用水路は、一般的に等高線上の配置となるので床勾配は 0 である。水面勾配は、次により 1/3000 としている。

$$I = \{0.70 (\text{ホ場面からの許容水路天端高}) - 0.35 (\text{最低水路天端高})\} / 1000 \div 1/3000$$

3) 小用水路の構造

①構造：コンクリートフルーム

既製品が重量重く、施工性劣り、価格も高かったことにより、現地に適合できるよう事業団が開発・制作した。

内径の寸法：高さ 470、下底 760、
上底 845mm。

②フルームを採択した理由

ア、軟弱地盤に対して地盤沈下に対応できる
イ、沈下が発生したとき補修しやすい
ウ、施工が大量かつ容易にできる

団誌・図 4-225

4) 小用水路の施工

①小用水路と農道は一体構造

ヘドロ地盤のため、農道とコンクリートフルーム布設は、単独では行えず、砂盛土を利用する一体施工となった。すなわち、標準として、天端幅 6m、高さ 0.6m、法勾配 1:2 の砂盛土をつくり、1 年放置して圧密を促進し、その後、天端の 4m を農道に、2m を小用水路に割り当て施工した。盛土のめり込み量は、必要盛り土量の 2.2~2.8 倍に及んだ。

フルームの床堀は、バックホー（0.3~0.4 級）により盛り土を掘削し、掘削は元の起床面上 15~20 cm 程度までにとどめ、これ以下は、路床を掘り緩めないよう人力掘削とした。不当沈下を防ぐため基床を転圧し、基礎コンクリートを打設している。

団誌・図 4-17、4-211

②沈下対応

450 km の用水路地質は、千差万別である。当初はあげ越し対応、後半はかさ上げ補修の実態に基づく断面余裕高の対応となった。水路や田面分水槽・排水槽では 10 cm 程度、ホ区分水排水槽では 20 cm 程度の余裕高を見込んでいる。

団誌・図 4-223~224

4.3 幹線用水路

八郎潟では、一般的に用水路の上流部では常時最大用水量による水量が、下流部では初期灌漑期による水量が大きく算定される。

調整池取水の幹線用水路 F2 の例を見る。ぶらさがる農区 29 を上流から番号をつけると、1~11 農区までは常時最大用水量取水方式の累計が大きく、12~29 農区からは初期かん水期用水量取水方式の累計が大きくなる。幹線用水量は、大きい部分を併せて、取水口の用水取水量としている。

団誌・表 7-69、図 7-168

1) 期間別必要用水量諸元

期別必要水量は次の通り。

①初期灌漑期（初期かん水：5 月 1 日~10 日）

シロカキ用水：122 mm/d → 0.01661 m³/s /ha

シロカキ補給用水：8 mm/d → 0.00109 m³/s /ha

②常時最大期（灌漑期：5 月 1 日~9 月 10 日）

最大補給用水：25 mm/d → 0.00340 m³/s /ha。

ただし、ha 当りカン水量は、損失 10%、小用水路中の損失 5%、合計 15% の損失を見込んでいる。

2) 幹線水路の取水工の取水量

①初期かん水期必要水量の算定

全農区のシロカキを 10 日間で終わるとし、下流から順に全ホ区の 1/10 はシロカキ用水量 122 mm/day、全ホ区の 9/10 は減水深 8 mm/day とし、必要水量を上流に向かって累計する。

②灌漑期最大補給水量

各農区面積から当該農区の最大補給用水量を求め、下流から上流に向かって累計する。

③幹線水路取水の取水量

①②の累計必要用水量のうち大きい方式部分を採用する。その採用した総用水累計が幹線用水路取水施設の必要用水量となる。また、分水

工容量は、農区の当該累計面積に対する用水量により定まる。通水断面は、ある程度の区間は同一断面とした。

団誌・図 7-176

3) 幹線用水路の構造

①コルゲートU字フルームの採択

軟弱地盤の水路形式は、土水路・アスファルト水路・管水路を種々試験施工し、検討結果、コルゲートU字水路を次により採用している。

ア) 水路方向の不当沈下になじむこと

イ) 基盤の多少の変位にかかわらずある程度の自立性が確保されること

ウ) 軽量であること

エ) 維持修理が容易であること

②通水量変化に対するU字フルーム製作の対応

水理的有利断面ではないが、加工制作を平準化し、コストダウンを図った。即ち、通水量の変化は、側壁部のシートの形状を一定（側壁シートの高さ 1.4m、水深 1.2m）とし、底部の幅を変えハイテンションボルトでストラット接合して対応した。フルーム間隔 2.6m、ストラット間隔 2.6m である。

4) コルゲートU字フルームの水理計算

マニング式による。

$$V = (1/n) * R^{2/3} * I^{1/2}$$

V：平均流速、n：0.022（現地実測）、

R：径深、I：動水勾配、

$$Q = A \cdot V$$

Q：流量、A：流水の断面積

3.4 サイホン式取水口

調整池及び東部承水路からの干拓地区内への用水取水は、堤防を跨ぐサイホンで取り入れている。代表として、正面堤防の取水工にふれる。

1) 正面堤防の土質状況

施工当初の堤体砂は、間隙比も大きく、相対

密度も小さく、N値も0に近いものであった。その後、中央干拓の干陸排水（昭和38～41）や十勝沖（昭和43）等を経て、正面堤防の土質諸数値は次の通りとなる。取水口施工年次が、昭和44～45頃と推定されるので、土質諸数値はその頃のものとした。堤防盛土砂は、N値4～10程度で比較的ルーズな砂であり、粒度分布やN値を見ても地震時の液状化現象を避けることができない。

正面堤防の土質諸数値（推定昭和44年度頃）

項目	堤防盛土砂	軟弱シルト
比重	2.7 以上	2.6 前後
含水比	33～35%	60～140%
単位体積重量	1.2～1.3t/m ³	1.3～1.7t/m ³
間隙比	1.13～1.31	2.15～2.52
1軸圧縮強度	(4～10)	0.3～0.8 kg/cm ²

* () 書きはN値

2) 取水口の構造

①取水口のタイプ

軟弱地盤堤防を横断して取水するので、鋼管サイホン方式とした。堤体の沈下に対応でき、附帯造物の構築や堤体へ与える危険性が少ないとされたからである。

②鋼管サイホンの設計

鋼管は、故障対策・流量調整を考慮して2連とする。

$$\text{口径：} Q = \pi D^2 / 4 (2gH / \sum f)^{1/2}$$

調整池水位は、5年確率で+0.60m（最大取水時）、10年確率で-0.20m（最低取水時）である。

断面を最大取水時で定め、異常渇水時にもある程度の取水を可能とする。

サイホン頂部の水頭は、理論上1気圧（約10m）まで取れるが、実際には圧力が下がると気泡が発生し、流れが遮断される。このため、頂

部の圧力水頭は7～8.5mmを限界としている。

サイホンの頂部の最大負圧 P は、呑口部と頂部間の必要水頭 h_a に立ち上がり最小水頭 h_b (1.25m)を要し、

$$P = h_a + 1.25 < 6.5 \text{m} \text{としている。}$$

呑口部及び吐出部の水槽内における配管等についてはポンプ便覧に準じている。

3) 取水工の基礎処理

堤防砂は、地震にゆすられ N 値 0 から 4～10 となったが、依然としてルーズであり、液状化が心配された。このため、盛土砂の改良を行っている。

①呑口水槽から制水弁ボックス間 (約 150m)

サンドコンパクションパイル工法により盛土砂を改良した。

SCP工法は、砂杭を盛土砂内に圧入して密度を増加させ、液状化のリスクを軽減するもので、改良目標 N 値を設定し、その目標値が満足されるよう砂杭の打設間隔を決定している。

*改良目標 N 値

深さ 5.00m以下 : 15 < N

深さ 5.00m以上 : 17 < N

②制水弁ボックス～吐出水槽間 (約 50m)

干拓地側に設ける制水弁ボックスと下流測堤脚水路区間は盛土砂が薄くなるので、同一打設機によるサンドドレン工法で、粘土層の上層 5m について強制圧密を図った。

4) 掘削

掘削は、殆ど浸潤線以下となり、堤防の安定が心配された。このため、掘削範囲は幅 6m、深さ 3m 以下に押さえ、鋼矢板による土留とウェルポイントによる排水を併用し、乾燥状態で施工し、管の浮き上がりを防止した。

堤防の沈下、管体の伸縮に対しては、負圧部についてはゴム可とう菅、内圧部についてはクローザージョイントを採用し、管路の土被り 1m 以上とした。

5. 農場を取り巻く道路網

道路網は、幹線道路、支線道路、農道、管理用道路より構成される。機能としての道路は、大潟村と能代等とを結ぶ「地区外道路」、住居と通勤農場とを結ぶ「地区内道路」、堤防等を管理する「管理用道路」がある。幹線道路は全線にわたってアスファルト舗装がなされている。

団誌：図 7 - 210～212

5.1 道路網の状況

1) 男鹿市等周辺市町と結ぶ 1 級幹線道路

1 級幹線道路 (延長約 39 km) は、集落と周辺市町村や JR 駅と連絡する。幅員 11m、アスファルト舗装 2 車線 6.5m としており、将来の拡幅に余裕を残している。

路面の高さは、水田等の水面高さと除雪を考慮し、原地盤から 1.0m 以上確保している。

2) 通勤農業用の 2 級幹線循環道路

2 級幹線道路 (延長約 3.5 km) は、山手線の如く集落を起点に地区内を循環する道路である。幅員 8.5m、アスファルト舗装 6.5m で、すべての支線道路 (農場通勤道路) と接続して集落から農場への通勤農業を支える。

路面の高さは、水田の湛水深や除雪を考慮し、原地盤から 1.0m 以上確保している。

3) 農場への通勤用支線道路

幹線用水路に沿う支線道路は、各農場への通勤道路として、2 km 間隔に配置され、循環道と農道とを接合している。

支線道路 (127 km) は、幅員 7.0m、碎石舗装 5.0m である。農道 (447 km) は、幅員 5.0m 採石舗装 4m である。

路面の高さは、冬季間の交通を確保する必要がなく除雪を考慮せず、原地盤から 0.5m 以上と

している。

4) 管理用道路

堤防には堤防小段に小段道路 (52 km) を、幹線排水路沿いにも沿道路 (35 km) を設けている。

採石舗装幅 6.5m、最小路肩幅 0.5m。

5.2 道路のカサ上げ

1) かさ上げ方針

軟弱地盤上に築造された幹線道路等は、10 年近くを経て沈下が進みかさ上げが必要となった。幹線道路全線をアスファルト舗装するに際して、10 年程度の沈下を見込み、路面高さを 1.0m 以上確保することとして、圧密沈下の大きい路線や入植配分区域を優先的に順次施工した。

なお、支線道路についても、かさ上げ施工を行っている。ヘドロの平均層厚 20m の所でかさ上げ高さが 0.4m である。

2) かさ上げ高さの計算は mv 法

1 級 3 号幹線道路は、深度 5 ～ 20m のヘドロ地盤上に築造されるので地質調査を行っている。 C_c は、ばらつきが大きく、圧密沈下量の計算は、mv 法によっている。

① 圧縮指数 C_c は、この路線のみでなく、鋭敏な八郎潟粘土の場合は、ばらつきが大きく、 C_c 法は、圧密沈下量算定には使用してはいない。

② 体積圧縮係数 mv は、荷重が小さい範囲では、非常にばらつきが大きく、荷重 P が増加し先行荷重 P_0 を超えれば、両対数目盛では、大体 45 度の勾配で直線的に変化する。

圧密変化量を算出する場合、多くの計算を消化するに便利であるので、この関係を使用した。八郎潟では、mv 法によっている。

団誌：図 7-221

〈最終圧密沈下量の求める Mv 法と C_c 法〉

Mv 法： $S_f = mv \Delta P' H$

C_c 法： $S_f =$

$$\{C_c / (1 + e_0)\} \times H \times \log (P' / P_0)$$

ここに

mv：体積圧縮係数、 C_c ：圧縮指数

H：粘土の層厚、

$\Delta P'$ ：増加した有効応力

e_0 ：初期状態の間隙比、

P' ：圧密進行時のある時点での有効応力

P'_0 ：初期状態の有効応力

2) 圧密沈下量の算定

最終圧密沈下量は

$$S_f = mv P H$$

圧密途中の t 時間後の沈下量 S_t は

t から時間係数 T_v をもとめ、

$$T_v = C_v \cdot t / H^2$$

T_v と平均圧密度 U との関係図から U を求める。

$$S_t = S_f \cdot U (T_v) = S_f \cdot U$$

八郎潟では、 U を求める簡便図が作られている。

3) 道路の安定

代表的な軟弱地盤のかさ上げ道路について、昭和 41、42 年の橋梁及び暗渠工基礎資料により安定解析を行った結果、安全率 1.22 を得ている。

しかし、幹線 50 km、支線 130 km に及びヘドロも千差万別である。安全率 1.22 を得ても迂る所も出る。このため、嵩上げ施工中スベった区間は、ペーパードレーンを打設してヘドロの圧密を促進し、せん断強度の増加を図り修復している。

53 道路盛土工

1) 採土地

道路用採土地は、次により求めている。

① 浚渫船による水中置砂

幹線道路上 500 万 m^3 、

散居集落予定地上 500 万 m^3

② 砂地盤の西部承水路

③ 砂地盤の南部機場付近採土地

④ 砂地盤の浜口排水機場付近

2) 盛土工法

軟弱地盤上の道路盛土は、殆ど押さえ盛土とソダ工等を必要とした。排水路沿い道路は、排水路と 10m のステップ間隔をとらないと側方流動或いは複合スベリを起こしている。

盛土は次の工法により運搬し、ブルドーザーで所定の高さにまき出し整形した。

① 浚渫船（200 馬力級）盛土

浚渫船盛土は、遠距離の場合、ブースターを使用すれば遠くに飛ばせるが、トラック運搬に比べ経済性の限度は 3 km 程度までとしている。

② トラック運搬（11 t 級）盛土

軟弱地盤上のトラック運搬盛土は、道路のめり込みが、ネット断面に対して 50% 以上となる。ダンプトラック（11 t）の走行には、砂層厚さ 1.0m 以上を必要とし、転圧も 5～10 回を要している。

3) 盛土基礎処理工

軟弱地盤盛土基礎にはソダを敷設した。ソダの構造は、径 15 cm 以上、長さ 2.7m 以上とした。これを適宜配分敷きならべ、各ソダを 0.5m ごとに垂鉛引き鉄線（井 12）で二子締めで編んで有効幅 5m になるよう仕上げたものである。

国誌 2 編：図 5-30

5.4 水中置土工法

1) 水中置土の経緯

干陸前、干陸後のヘドロ地盤への侵入を容易にするため、幹線道路の予定地と散居式集落予定地の上に置土した。新規開発した浚渫船 D S と曳航式土運船の組み合わせた船団の保有能力の余力のなかで、地区内に 1000 万 m³ の砂が搬入された。散居式用土が不要となったので、これも道路等に使われた。

2) 水中置土の効用

干陸前、軟弱地盤の幹線道路予定地に水中置土された約 500 万 m³ の砂の状況は、路線には、きれいに投棄されていたが、砂の厚さや標高の不ぞろいは免れなかった。

一方、水中置土を実施した道路区間は、殆どの路線で押さえ盛土とソダ工とも必要としなかった。この置砂利用により工事費は 1/3 程度縮小されたと試算されている。また、水中置土は、深度 5m 程度までの地盤支持力が増加したことも観測されている。

5.5 幹線道路の舗装

幹線道路級の道路は、アスファルト舗装、支線道路級以下の道路は、砂利舗装としている。

アスファルト舗装は、アスファルト舗装要綱等によった。橋梁の前後や暗渠の上部或いは道路の交差点等は、コンバイン等の重機械通行のためコンクリート舗装を行っている。

5.6 橋梁

1) 八郎潟橋梁の概要

八郎潟の地区外への橋梁は、東部承水路に 2 橋、西部承水路に 3 橋がある。

国誌 2 編：図 5-37

1) 西部承水路 3 橋

西武承水路は、幅が 100m～900m あるが、通水幅は洪水調節上 40m あればよい。橋は橋長約 41m とし、承水路を横断する道路に取り付けた。位置は隣接する村落との交流が図れるよう、おおむね承水路の 3 分割地点に設置した。

種別：P C 橋

橋長：40.57m、有効幅員：5.50m、

活荷重：T-14 t

基礎：鉄筋コンクリート杭

2) 東部承水路 2 橋

東部承水路は、幅が 450m～1000m あり、河川計画洪水量 365 m³/s の馬場目川水系三種川と位

置つけられている。この承水路を渡り、対岸の市町村と結ぶ橋が2橋ある

①大潟橋

路線は 1 級 2 号幹線道路総（総合中心地～八郎潟町）、位置は八郎潟町地先。

規格：1 等橋、

橋長：493.10m、

形式：単純合成桁、

有効幅員：7.50m、全幅：8.20m

基礎：鋼管杭 $\phi 580 \text{ mm} \times 9 \text{ mm} \times 9 \text{ m}$

② 新生大橋

路線は、1 級 3 号幹線道路（総合中心地～琴浜町）、位置は琴丘町地先。

規格：1 等橋、

橋長：450m、形式：P C

有効幅員：7.50m、全幅：8.30m

基礎：井筒

8 章へドロの耕地化・営農化

8.1 へドロとの戦いがはじまる

干陸したとき、中央干拓地は、地平線まで果て無く続く荒涼たるへドロの湿原があった。1～2 万年の時を経て、湖底のへドロが地表に現れ呼吸したときである。へドロは歩けばぶすぶす潜る代物であった。この広大な湿地帯に入ることは、危険な冒険であった。

1) へドロの乾燥

このため、人が危険なく干拓地に入れることが先決要件となった。ヨシの蒸発散力を期待して入れたが効果なく、へドロの乾燥に苦闘したが、最終的には、網の目の状に浅い排水溝を入れることにより人為的脱水乾燥促進工により乾燥させた。

基本的には 300m 間隔に配置している小排水路に繋がる排水溝（深さ 0.7m、間隔 100m）

を網の目状に掘ってへドロを乾燥し、場合によっては田面耕起も入れている。

へドロ地盤は、乾燥と共に表層の作業受け入れ条件が驚くように変わっていくが、下層は相変わらずぶよぶよである。

この環境の中で、用排道路を入れていった。

2) 営農体系の確立

へドロを土壌化・耕地化し、営農計画を立て、幾多の困難を経て入植者を迎え入れることになった。へドロの営農上の現地実験は、委託により秋田県農業試験場が引き受けた。

へドロを土壌化・耕地化については、団誌 3 篇農事編。団誌第 4 篇の農地整備編等を参照されたい。

8.2 新農村建設事業団の設立

事業団は、昭和 40 年国会で可決され設立された。これにより、農林省が一般的にやっていた干拓方式に変えて独立自治体・新農村を建設することが出来ることになった。

何しろ、湖底のへドロに忽然と現れた大湿地帯には、役場も学校も商店も上水道も家もない。新農村を造り、入植者の集落を確保し、農場を造り、へドロの営農体系を確立し、訓練・営農指導等相談相手となるための機関を必要としたからである。

これにより、独立自治体大潟村と、通勤農場ができた。入植者公募により人材が集まった。

あとがき

八郎潟干拓に関する学術的文献は多数あるが、多忙にして、干拓もない現今においては、硬くて面倒な学術論文など読む気がしない方も多いと思われる。

幸い、筆者は、農地局干拓班で八郎潟干拓排水計画に 2.5 年、八郎潟干拓事務所（調査設計

課・工事第3課）で工事に5.0年、農地局干拓班干拓第1係長で4.0年勤務したので、おぼろげに八郎潟干拓の全体像を知ることができた。

そこで、第2編実施編は、干拓事業誌等を独断と偏見によって読み解き、学術的よりも貴重な実体験を重視し、苦闘した国営八郎潟干拓の全体像をヘドロ（軟弱地盤）と漂砂（船越水道）に着目して、ばっさりと自分流に纏めたものである。

技術的には疑義も生じるかと思われるので、事業誌等の原書に戻り検討願えれば幸いである。

本文中の関連表・図は、公益社団法人農業農村工学会の協力を得て掲載したものである。心からお礼申し上げる。（＊学会とは未調整）

なお、事業終了後秋田県に帰属等した調整池囲繞堤（軟弱地盤堤防）や船越水道（漂砂）については、その後の情報なきにつき、想定により記述している。

参考文献

- 1) 中村充他『八郎潟干拓水路に関する実験的研究』農業土木試験場報告 1965 年
- 2) 大月洋三郎他『八郎潟干拓事業の船越水道改修に関する研究』工学出版 1967 年
- 3) 八郎潟干拓事務所『八郎潟干拓事業誌』農業土木学会 1969 年（略称「国誌」）
- 4) 大月洋三郎『軟弱地盤上における堤防の構造設計に関する研究』1973 年
（＊大月洋三郎『八郎潟干拓堤防のカサ上げ設計について』農土誌 39（3～4）、1971 年と同じ）
- 5) 農林省構造改善局『八郎潟新農村建設事業誌』農業土木学会 1977 年（略称「団誌」）
- 6) 山司永司『米国カリフォルニア州の大型稲作圃場』農土誌 54、2011 年
- 7) 土崎哲男他『八郎潟干拓地の被害の特徴と問題点（日本海中部地震）』農土誌 52（6）