

報文集

平成18年度

第18号

社団法人 北海道土地改良設計技術協会

報文集 第18号 目次

北海道十勝管内における小麦穂水分の地区・圃場間の ばらつきとその年次変動の検討	1
	横堀潤 丹羽勝久 星山賢一
排水解析手法について	7
～A地区の事例より～	藤河洋一
機能診断・保全管理技術への性能設計手法の適用について	19
	渡邊博 住友俊夫
ジオテキスタイルを用いた基礎地盤の補強	29
～柔構造設計を考慮した軟弱地盤への対策～	秋山忠律
道央注水工におけるパイプライン基礎等に関する技術レポート	37
	石田暢士
耕作放棄地の利用構想	47
	松里浩二

北海道十勝管内における小麦穂水分の地区・圃場間のばらつきとその年次変動の検討

横堀 潤 丹羽 勝久 星山 賢一

1. はじめに

北海道十勝管内は日本有数の畑作地帯であり、主要作物である小麦の2004年の作付面積は約44,700haと日本全体の約20%を占めている。また、十勝管内に作付されている小麦の約99%が秋まきのタイプであり、収穫期間は7月下旬から8月上旬の約10日間に集中する。このことから、圃場間の小麦成熟の早晩を適切に把握したうえで、適期の刈り取りを行うことが重要である。

小麦の適切な刈り取りには、衛星画像を利用することが有効であり¹⁾、2005年度より十勝管内芽室町では、収穫期直前に撮影された衛星画像から小麦成熟の早晩地図を作成し、その情報に基づいた小麦の適期刈り取りが実用化されている。また、早晩地図に基づいた適期刈り取りは、小麦の品質の安定化や乾燥コストの低減を図ることが可能とされている²⁾。

しかし、衛星画像の撮影は天候に左右されるため、必要な時期の衛星画像が撮影されない危険性がある。そのため、衛星画像が撮影されなかった場合においても、適期刈り取り順番を決定するための方法論の開発が必要である。つまり、小麦成熟の早晩に影響される要因を明らかにし、それらの要因に基づいた小麦成熟の早晩地図を作成することが重要と考えられる。

そこで、本研究では、秋まき小麦が基幹産業である十勝管内帯広市の南部の地域を調査対象地区とし、2003年と2004年の小麦穂水分を対象地区内の全圃場で測定した。さらに、その結果から地区間差、土壌間差および圃場間のばらつきと年次変動について検討を行うことにより、小麦成熟の早

晩を規制する要因を明らかにした。

2. 調査方法

2-1. 調査対象地区の概要

調査対象地区は十勝管内帯広市の南部の約5,000haとした。調査対象地区の標高は170mから280mに立地し、4地区（以下A、B、C、D地区とする）から構成されている。各地区における農家戸数はそれぞれ12、11、8、5戸である。図-1、図-2は各地区に所属している農家が所有している秋まき小麦の圃場（2003年に121筆、2004年に109筆）を地区別に図示したものである。

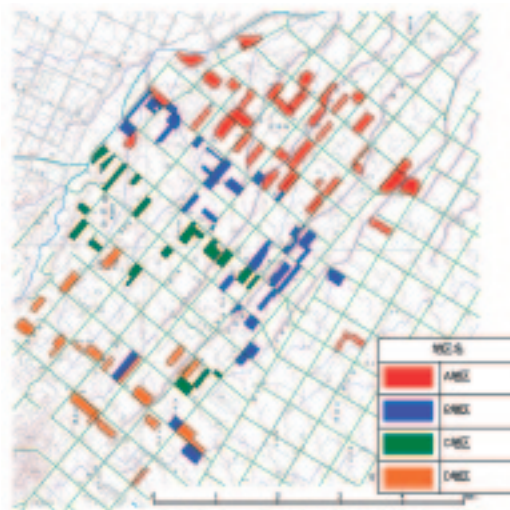


図-1 2003年地区別小麦圃場図

調査対象地区に分布する土壌は大半が火山灰を母材とする火山性土が分布しているが、北側の一部に河成堆積を母材とする沖積土が分布する³⁾（図-3）。



図-2 2004年地区別小麦圃場図

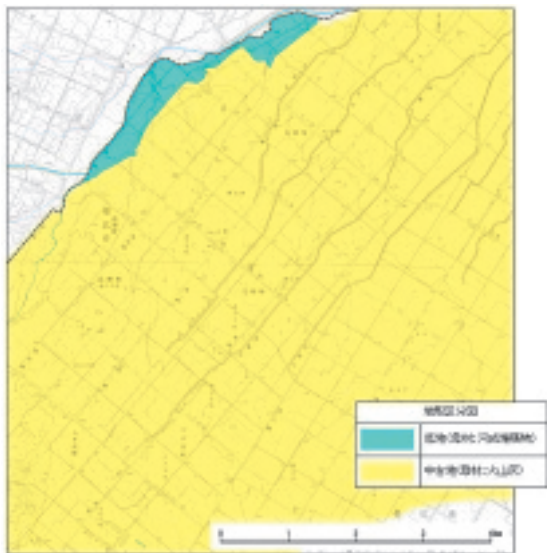


図-3 調査対象地区の土壌区分図

2-2. 現地調査

一般に小麦成熟の早晩は7月上旬以降の小麦穂水分の値から判断することが可能であり、小麦穂水分が低いほど小麦成熟が早いことが示されている⁴⁾。

このことから、本調査では小麦成熟の早晩を相対評価する小麦穂水分に着目し、対象区域の全圃場において、収穫直前の2003年7月15日と2004年7月14日に穂を採取し、小麦穂水分の測定を行っ

た。なお、小麦穂水分の値は兩年とも、各圃場で小麦の穂を複数地点から採取し、それらの穂を各圃場単位に混合することで、圃場代表値とした。

また、2004年は対象地域の圃場に倒伏が確認されたことから、現地調査時に各圃場で倒伏の有無を確認した。

2-3. 衛星画像を利用した現地調査の精度検証

前述したように収穫直前の衛星画像を利用することで、小麦成熟の早晩を推定する事が可能である¹⁾。

そこで、収穫直前の2004年7月18日に取得された解像度10mの衛星画像 (SPOT 5号) を利用し、現地調査で測定した小麦穂水分の圃場代表値の妥当性を検討した。

具体的には衛星画像から各小麦圃場内のバンド別デジタル値を抽出し、その値を圃場単位で平均化した。さらに、その圃場単位のバンド別平均値と現地調査から得られた小麦穂水分の圃場代表値との関係を明らかにした。

なお、倒伏地は分光反射特性が未倒伏地と異なることが示されていることから、現地調査結果の圃場代表値としての妥当性の検証は未倒伏圃場のみで行った。

2-4. 小麦穂水分のばらつきの要因解析

既存文献により、小麦穂水分のばらつきは土壌⁵⁾と農家管理⁶⁾等の様々な要因に影響をうけることが示されている。

このことから、土壌分布が小麦穂水分に及ぼす影響を明らかにするために、調査対象地区の各小麦圃場の土壌を既存の5万分の1の土壌図から抽出した。また、農家ごとの管理の違いを検討するために、図-1、図-2に示す所属地区別の小麦穂水分の間差を検討した。

さらに、連作された圃場について、小麦穂水分の比較検討を行い、小麦穂水分の圃場特性の年次変動を検討した。

3. 結果と考察

3-1. 現地調査の精度検証

倒伏圃場を除く2004年の圃場代表穂水分と衛星画像の各バンド別デジタル値の圃場平均値を回帰分析した結果、赤の波長が最も相関が高く、1%水準で有意な負の相関関係があり、その相関係数は-0.76であった。(図-4)。

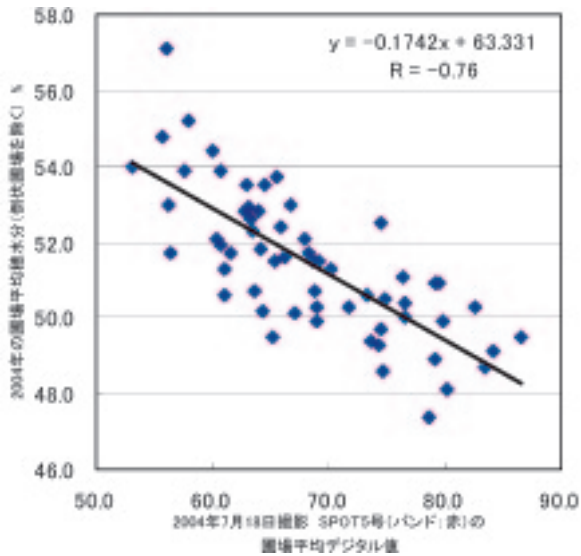


図-4 2004年の圃場代表穂水分と衛星画像のバンド赤の圃場平均値の関係

一般的に、黄化による葉緑素の減少に伴い、赤の波長の反射量は植物の分光反射特性により増大することが知られている。すなわち、図-4の関係から、現地調査から得られた圃場代表穂水分は、圃場の平均値を示す値として十分な妥当であると判断した。

3-2. 小麦穂水分の圃場単位・地区単位の変動

図-5、図-6には、2003年と2004年の現地調査から作成した穂水分地図を示す。

小麦穂水分は2003年では53.4~60.9%、2004年では47.4~57.1%とそれぞれ7.5%、9.7%の変動が認められた。また、両年とも対象地域の北部と東部で小麦穂水分が低い傾向にあり、中央部・南部では高い傾向にあった。

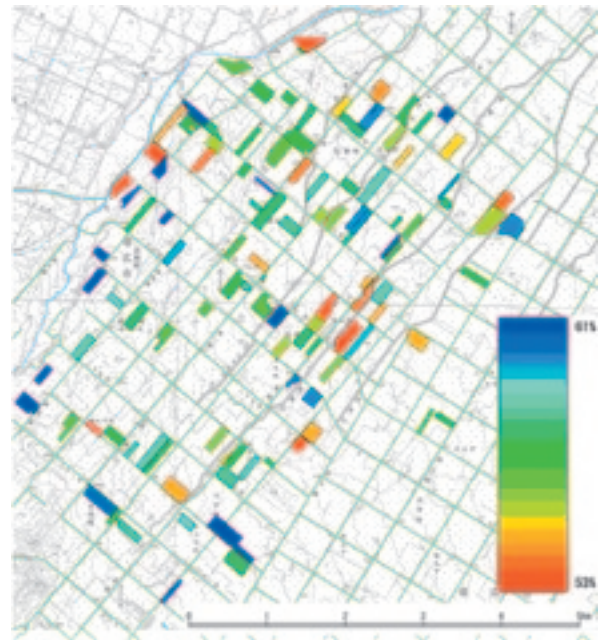


図-5 2003年現地調査から作成した穂水分地図

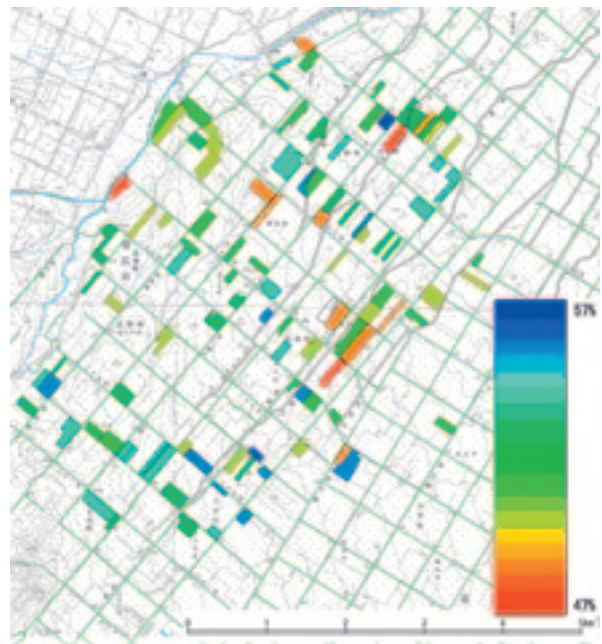


図-6 2004年現地調査から作成した穂水分地図

3-3. 小麦穂水分のばらつきの要因解析結果

対象地域の土壌分布が小麦穂水分に及ぼす影響を検討するために、土壌型別の小麦穂水分の違いについて、チューキーの有意差検定を行った。その結果(表-1)、両年とも沖積土の小麦穂水分の平均値が火山性土よりも低く、それらの平均値には5%水準で有意差が見られた。

表-1 チューキーの有意差検定による土壌型別小麦穂水分の違い

土 壌 型	小麦穂水分の平均値 (%)	
	2003年	2004年
沖 積 土	55.0a	49.7a
火 山 灰	56.7b	51.5b

注) 数字横のアルファベットの違いはチューキーの有意差検定により5%水準で有意差があることを示す

菊地³⁾によると、対象地域の沖積土の土壌断面形態は礫層により有効土層が浅いことが示されている。一方、火山灰の土壌は有効土層が1 m以上確保される特徴をもつ。したがって、沖積土の区域では有効土層が浅いことによる低い水分供給能力が小麦穂水分の早期化に影響していると考えられた。

このことから、小麦穂水分のばらつきを推定するためには有効土層を中心とした土壌分布を詳細に把握することが必要と考えられた。次に小麦穂水分の地区別の違いについて、チューキーの多重比較検定で調査した(表-2)。

表-2 チューキーの多重比較検定による地区別小麦穂水分の違いと標高と土壌型

	2003年					
	小麦穂水分 (%)		標 高 (m)	土 壌 型		
				沖積土	火山灰	
A地区	56.8	ab	200	a	○	○
B地区	56.0	a	224	ab	○	○
C地区	57.4	b	237	ab	○	○
D地区	56.7	ab	267	b		○

	2004年					
	小麦穂水分 (%)		標 高 (m)	土 壌 型		
				沖積土	火山灰	
A地区	51.8	b	200	a	○	○
B地区	50.4	a	223	ab	○	○
C地区	51.7	b	238	ab	○	○
D地区	52.3	b	265	b		○

注) 数字横のアルファベットの違いはチューキーの有意差検定により5%水準で有意差があることを示す

その結果、両年ともB地区の小麦穂水分が低く、C地区では高い傾向にあり、それらの平均値には5%水準で有意差が見られた。

また、表-2からB地区とC地区に所属する農家の小麦圃場を比較すると、両地区とも分布する土壌は同一であり、平均標高、平均播種日は両年とも明確な地区差は見られなかった。

以上のことから、小麦穂水分の地区別変動は施肥管理を中心とする、所属地区別の農家管理の違いを反映していると考えられた。

3-4. 連作圃場による年次間比較

前項までの解析結果から、小麦穂水分のばらつきは土壌分布や、地区別に異なる傾向を示した。つまり、小麦穂水分は空間的要因に影響していると考えられた。このことから、小麦穂水分の年次変動を検討するために、2003年、2004年に連作された圃場を抽出し、圃場単位で小麦穂水分の年次間差を比較した。

その結果、両者の関係は図-7に示すように1%水準で有意な正の相関関係($r=0.61$)が得られた。

このことから、小麦穂水分の圃場特性は、年次変動が小さいことが想定された。

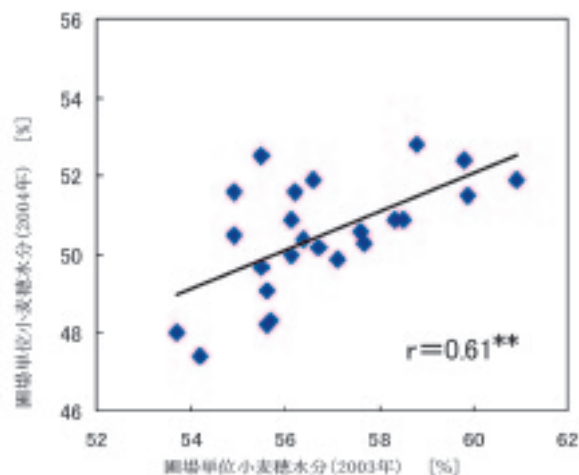


図-7 連作圃場による小麦穂水分の年次比較

4. まとめと今後の課題

小麦の穂水分を規制する要因を検討した結果、土壌分布および地区別の農家管理の違いに影響を

受けており、その影響には年次変動が小さいことが想定された。

このことは、衛星画像が撮影されなかった場合においても、データベースの整理から小麦成熟の早晚地図の作成できる可能性を示す。

そのため、現在、本調査で小麦成熟の規制要因として明らかになった土壌や管理情報を各圃場ごとに明確にすることで、それらの情報から圃場単位の穂水分の特性を明らかにする解析手法の確立を行っている。

(株)ズコーシャ

参考文献

- 1) 安積大治・志賀弘行：衛星リモートセンシングによる秋まき小麦生育区分図の作成、日本土壌肥料学雑誌、75、p103-107、2004
- 2) 桑原達雄：「先端技術を活用した小麦適期収穫システムの開発」成果発表会の概要、北農、72、p353-357、2005
- 3) 菊地晃二：十勝管内における土壌類型区分図とその土壌改良対策への応用、道立農試報告、34、p 1-118、1981
- 4) 長濱 修・西川静江・川口康弘：小麦の穂水分予測による成熟期予測の現場適用、北農、69、p177-185、2002
- 5) 丹羽勝久：作物生産力向上のための土壌図のアプリケーションー北海道十勝管内を例とした 2、3 の事例ー、ペドロジスト、47、p46-54、2003
- 6) 池田順一・奥野林太郎・山縣真人：高精度 IKONOS の画像データによるコムギ収量の予測、日本土壌肥料学雑誌、72、p786-789、2001

排水解析手法について ～ A 地区の事例より～

藤河 洋一

1. はじめに

今回北海道 A 地区において実測流量を基に丘陵・畑地主体の流域について雨水流法を使用した排水解析を行い、良好な再現性が得られたので、一事例に基づくものであるが排水解析内容について紹介する。

2. A 地区概要

A 地区は流域面積 $C A = 14.4 \text{ km}^2$ の河岸段丘を開発した畑地帯で幹線排水路・支線排水路が前歴事業で整備されている（図-1 参照）。

近年の降雨量・流出状況等の変化による流出量の増加および排水本川水位影響などにより、河岸段丘下段部において湛水がたびたび発生し農作物に被害がおよんでいる。

このため 1 号・2 号幹線水路合流後に水位計を設置して流量観測を実施し、本地区の流出実態を把握し、排水計画を策定するものである。

当初、単位図法により実績流出量の再現を検討したが、水位観測地点上流部にも湛水が発生しているなどの問題があり、良好な再現性が得られなかったため、今回、別解析手法により再検討を行うこととなった。

3. 排水解析手法

3. 1 排水解析手法と A 地区に摘要する手法

現在よく使用されている排水解析手法を表-1 に示す。

国営排水事業においては、流出解析手法は、北海道では単位図法、内地では雨水流法の適用が多いようである。この相違は、内地では地目変動（主に宅地開発）を流出量増加の主要因とする地

区が多いためと考えられた。

本検討では、現況湛水発生要因を①流出形態変動による流出量増加、② 2 号幹線水路流入量の影響、（急傾斜で流出が早い）③排水本川水位の影響と推測し、流域流出量計算に雨水流法の表面流出モデル、水路流況や湛水状況の計算に排水本川水位や大きな流出量差の影響の算定が可能な低平地タンクモデル法を適用することとした。

各種の流出解析手法は、それぞれ特徴を持っているので、解析目的に沿ってモデルの特徴を活かすような使い方が必要である。

① 流域の状態に著しい変化のない限り、どのような洪水解析手法を用いても構わない。しかし、流域の開発・都市化・圃場整備などによって流出特性が将来どの様に変化するかを議論するためには、現在のところ貯留関数法の適用も考えられるが、雨水流法が最良のようである。（表-1 参照）ただし、土地利用状態の影響を考慮する場合には、地目ごとにモデル定数及び有効雨量を定めて解析するのが原則である。

② 低平地の流出解析には、不等流モデル（低平地タンクモデル）または不定流モデルの適用が原則である。ただ地形勾配が $1 / 1,000$ 以上の流域であれば、表面流出モデルでも実用的には十分な結果が期待できる。

③ 対象流域内に、丘陵山地・市街地・低平水田地帯が含まれる場合には、例えば丘陵山地・市街地には表面流出モデルまたは貯留関数法を、低平水田地帯には低平地タンクモデル法を適用

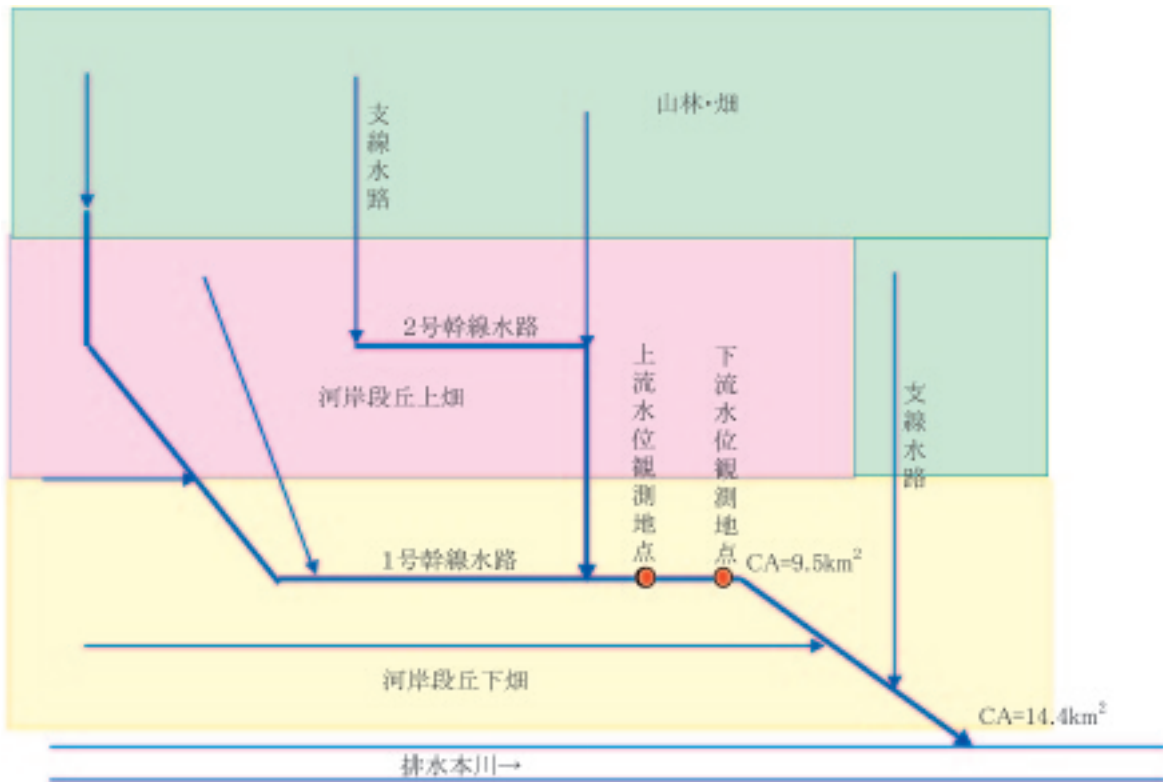


図-1 A地区概要図

表-1 流出解析手法

対象流域の降雨量から流出量を推定するためのモデルとして、近年一般的に活用されているものとして、次の手法がある。

解析手法	概要	留意事項	備考
合理式法	ピーク時間雨量からピーク流出量の推定を行う。	実測に基づく洪水到達時間の推定、流出係数の決定方法が重要である。ハイドログラフ(時間的流出量変動)作成には適さない。	
単位図法	実測に基づく単位図を作成し、単位時間降雨に対するハイドログラフを作成する。	単位図の決定には、多数組の降雨と流量の観測資料が必要である。また、氾濫の影響を考慮できないので、流量観測点の選定に注意する。	地目変動の影響を表現できない。
水田欠口法	水田の一筆落水管を堰とみなし、堰の公式を使用して流出量を算定する。	降雨に対して即田面水位が反応し、流出量が増加するため幹線排水路までの流入距離が長い場合は、過敏に反応する傾向があり工夫が必要。	
タンクモデル法	1～4個の側方流出孔と1個の底面浸透孔を持ったタンクを上下に数段直列に並べ、孔上水深に比例して流出する側方流出孔からの流出量の合計を河川流量とする方法である。	大小多数の出水を対象にしないと出水特性を表現しにくく、土地利用状態に応じたモデル定数の値が明示されていない現状である。長期流出解析法としてよく用いられる。	
貯留関数法	流域を一つの貯水池とみだてて、貯留量と流出量との間にある関数関係を想定する方法である。	主として、大川を中心用いられる。難点としては、定数の物理的意味が必ずしも明確ではないという点にあったが、最近では、土地利用に応じたモデル定数の値も整えられてきている。	雨水法に比べ地目変動影響の評価が劣る。
雨水流法	(1) 表面流出(Kinematic Wave)モデル 傾斜地の雨水流出現象を「流れ」としてとらえる。流出計算は、流域を河道とそれに付随する長方形の斜面にモデル化し、流域モデル上を雨水が等流で流れるものとして算出する。	流域パラメータは、地形図及び現地で実測が可能であるが、計算に用いる等価粗度係数は、降雨流量実測値により求める方がよい。但し、地目別の一般値は明らかになっていない。土地利用変化に伴う流出量の変化を議論するには、現在のところ最適な方法である。	地目毎のモデル定数も一般値がされており、地目変動に対する流出量変化を表現するには最良である。
	(2) 不等流、不定流モデル 低平地の氾濫域においては、流れの状況が等流とはならないため、下流側条件の影響を考慮した不等流(低平地タンクモデル)、不定流モデルなどの水理学的手法で解析する。	高位部傾斜地の非氾濫域には、表面流出モデルを適用し、低平地の氾濫解析は不等流モデル(低平地タンクモデル)、不定流モデルを適用する。	排水本川水位の影響や水路合流点の影響が予想される場合は、不等流モデル又は不定流モデルを使用すべきである。

するというふうに、各モデルの特徴を活かして幾つかの異なる手法を組み合わせ用いてもよい。採用するモデルは解析目的、土地利用状態変化の有無、資料の整備状況に応じて決めればよい。¹⁾

3. 2 排水解析手法の概要

(1) 表面流出モデル（等価粗度法、Kinematic Wave 法）の概念

この手法は、流域を幾つかの矩形斜面と流路が組み合わされたものと見なし、これらの斜面や流路における雨水流下現象を、水流の運動法則と連

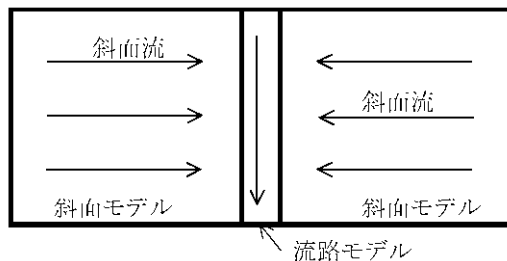


図-2 KWモデル平面図

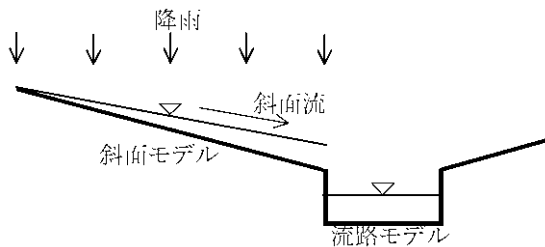


図-3 KWモデル断面図

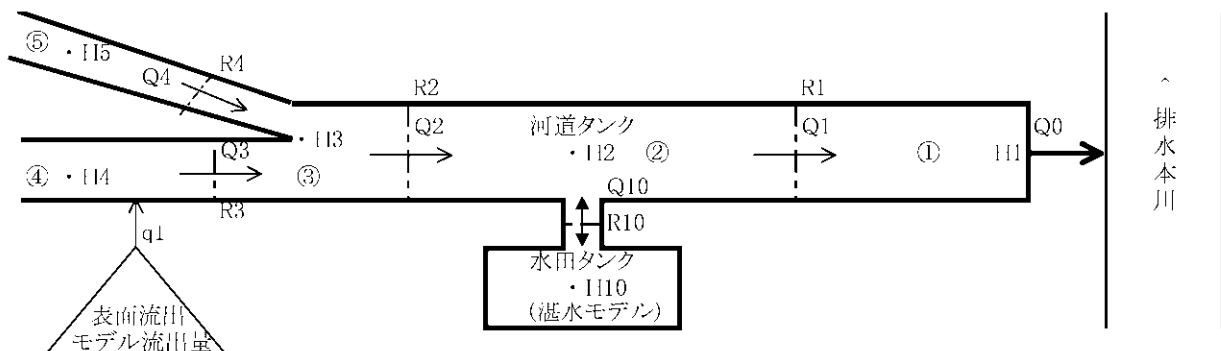


図-4 低平地タンクモデル平面図

続の関係をを用いて水理的に追跡するものである。

流域に雨が降ると、斜面上を流下（斜面流）し流路（排水路等）に流れ込む。流路に流れ込んだ雨水は流路を流下（河道流）し下流へ導かれる（図-2, 3参照）。

(2) 低平地タンクモデル法の概念

この手法は、排水路を幾つかの区間に分割し、それぞれの区間を一つの遊水池（河道タンクと呼ぶ）と見なし、遊水池間の流れを不等流、水田群をまとめた水田タンク（湛水モデル）との出入りを堰の式で扱うものである。

図-4でR1～R4には排水路の断面特性（水深に対する流積、水面幅、径深及び粗度係数）、H1～H5には排水路の底高、R10には欠口幅、H10には地盤標高をデータとして与える。

末端のQ0は、内外水位差により自然排水量又は機械排水量を算定し与える。その結果、河道タンク①の水位H1が仮定され、このH1と近似仮定で与える水位H2から不等流計算によりQ1が算定される。同様に全地点の河道タンク水位、流量を算定していく。

水田タンクの水位、流量は付随する河道タンク水位との関連で堰の公式で算出する。図-4では、H2水位 ≤ H10水位の場合、順流（水田タンクから河道タンクへの流出）、逆の場合は逆流（河道タンクから水田タンクへの流入、氾濫）となる。

同様に全地点の水田タンク水位、流量を算定していく。

以上から全タンクの第1次の仮定水位、流量が求められ、次にこの第1次仮定水位、流量を使用し同様な計算を行い第2次仮定水位、流量を求める。逐次同様な計算を繰り返し行い、全タンクの

第 $n-1$ 次の仮定水位と第 n 次の仮定水位との差が、収束条件(0.005~0.001m)に入った場合、その時間の解とし次の時間に進む。

4. 排水計画検討フロー

本地区の排水計画検討フローは下図のとおりである。



図-5 排水計画策定フロー

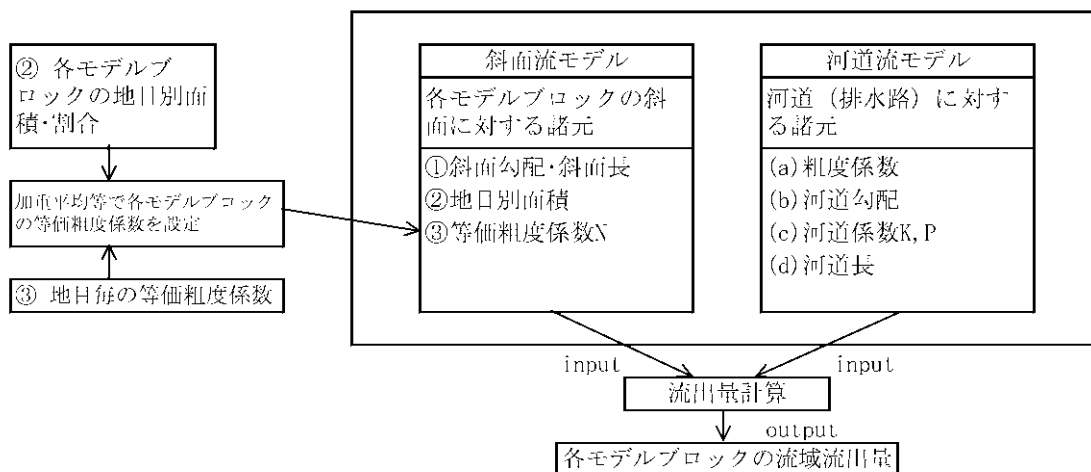
5. 排水解析モデルの作成

(1) 流域流出モデル

流域流出モデルは、地区内流域の流出量を算出するために作成するモデルである。流出計算で降雨に対して流域流出モデルごとに流出量を算定する。

作成方法は、主要排水路へ合流する小排水路ごとにブロック分割をし、更に主要排水路の断面変化点、合流点、地形や地目条件等を考慮して分割する。

図－6 に必要なモデル諸元を示す。



図－6 流域流出モデル必要諸元

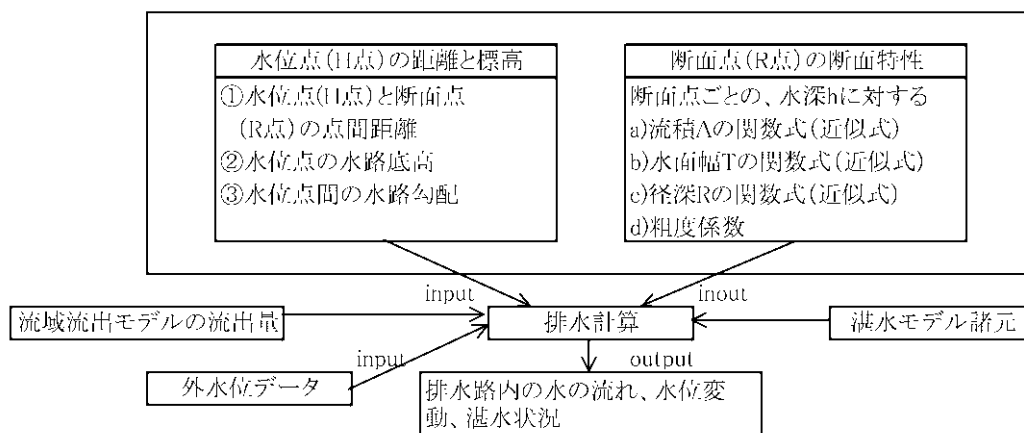
(2) 排水路モデル

排水路モデルは、流域流出モデルで算出した流出量が流入する排水路をモデル化したものである。

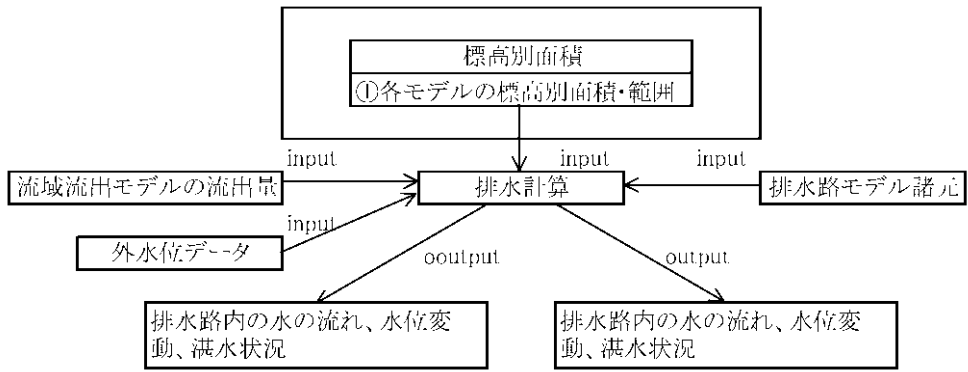
このモデルにより排水路内の流況、水位変動、湛水状況の計算が可能となる。

排水路モデルは出水時において排水本川等、下流側水位の影響を受けると予想される範囲を対象に作成する。モデル分割は、断面変化点、合流点、水位観測地点、湛水発生箇所等を勘案して行う。

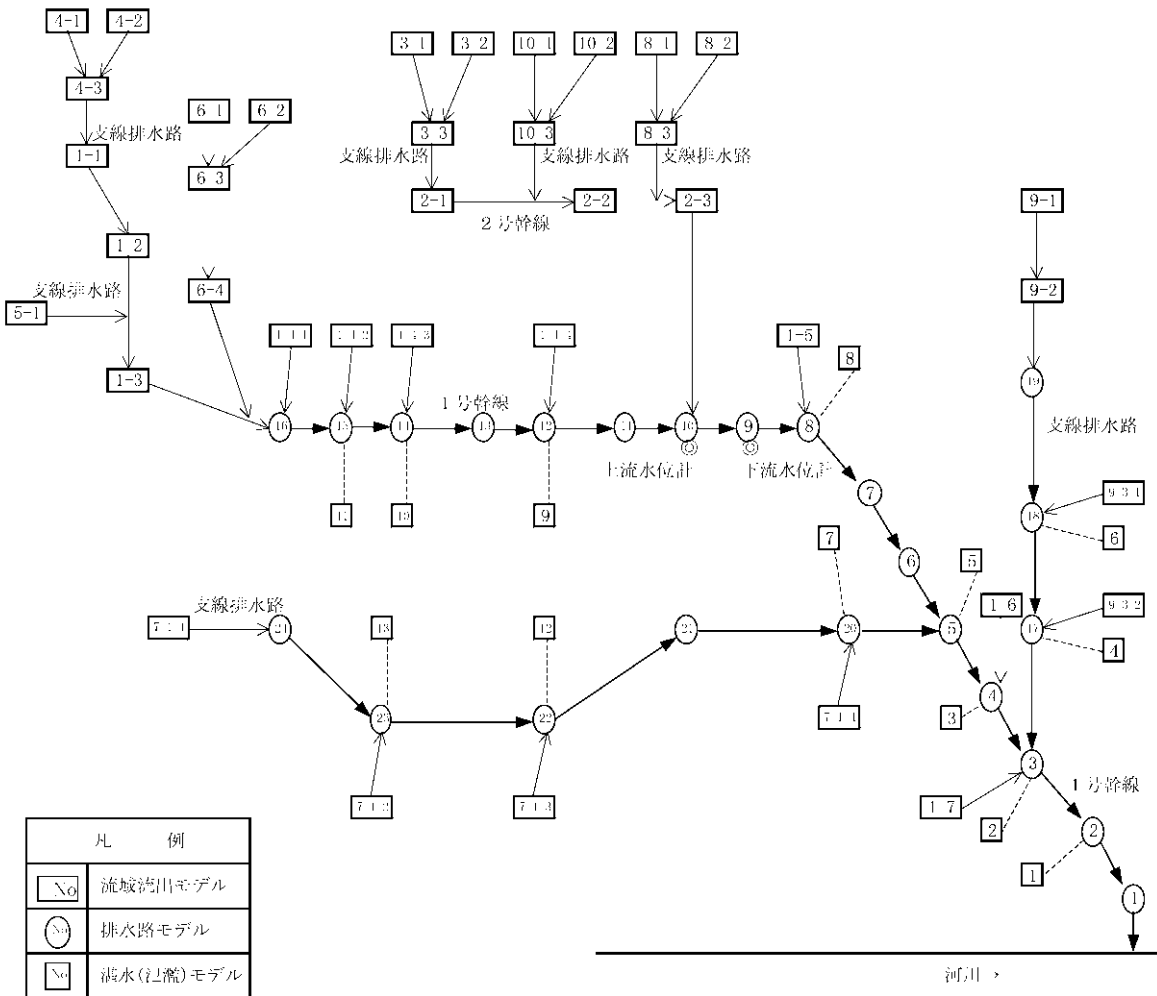
図－7 に必要モデル諸元を示す。



図－7 排水路モデル諸元



図－8 湛水モデル諸元



図－9 A地区 流域モデル模式図

(3) 湛水(氾濫)モデル

湛水モデルは、排水路水位が農地面高を越えたときに水路から農地への氾濫状況を算定するモデルである。

図－8に必要なモデル諸元を示す。

図－9にA地区で作成した全体流域モデル模式図を示す。

6. 検証計算

6. 1 対象出水の選定

平成12年～平成14年に観測された主要な30出水について、実測流量と実績降雨による収支チェックを行う。

検証計算を実施するにあたり、流域に降った降雨量と実測流量の収支が成り立っているか、否かを吟味する必要がある。これにより、検証計算に使用するデータの信憑性を確認する。

流域降雨量と流出量は次式が成立しなければならない。

$$\Sigma Q = (R - F) \times CA \times 1000 / 3600 + \Sigma B F Q$$

ここに、 ΣQ ：流出期間の総実測流量 (m³/s)、
R：実績降雨量 (mm)、F：保留量 (mm)、CA：流域面積 (km²)、1000：m 単位調整 (mm：10⁻³、km²：10⁶)、3600：秒単位換算、 $\Sigma B F Q$ ：流出期間の

総基底流量 (m³/s)

図-10、図-11に収支チェック結果の流出率、保留量^{*1}の関係を示す。

流出率はばらつきが大きいが、保留量は一定の傾向を示し、総雨量40mmまではほとんど保留され、これを越えると、そのまま保留が大きくなるものと、保留能力に制限がかかるものに区分される。

例外もあるが、前期1～2週間前に70mmを越える降雨があるものが概ね後者にあたる。これは、大雨が降った場合、本地区の保留能力が回復するには最低1週間かかることを意味する。

検証計算対象出水は収支が成立している出水のうち、ピーク流出量の大きいNo.15, 19, 21, 28出水及び小さなNo.1, No.29出水とした。

表-2 下流水位・流量観測地点 各出水の収支整理表 (前期降雨考慮)

出水No	降雨発生年月日	下流水位・流量観測所		降雨量 (mm)		b 流出率	c 有効雨量 (mm)	d 保留量 (mm)	前期降雨 (mm)		g 修正総雨量 a + e (mm)	h 修正保留量 d + f (mm)	i 修正有効雨量 g - h (mm)	j 修正流出率 i / g
		最高水位 (EL.m)	最大流量 (m ³ /s)	a 総降雨	ピーク時間				e 計	f 前期降雨保留量 (mm)				
1	H12.5.11-15	54.80	2.407	92.0	4.5	0.44	40.5	51.5	2.5	2.5	94.5	54.0	40.5	0.43
2	H12.6.27-28	54.28	0.345	28.5	5.5	0.03	0.9	27.6	—	—	28.5	27.6	0.9	0.03
3	H12.7.8-9	54.24	0.241	23.5	4.0	0.03	0.7	22.8	10.5	10.3	34.0	33.1	0.9	0.03
4	H12.7.17-19	54.49	1.098	57.5	10.0	0.10	5.8	51.7	—	—	57.5	51.7	5.8	0.10
5	H12.7.26-27	54.29	0.373	15.5	6.5	0.06	0.9	14.6	7.5	7.2	23.0	21.8	1.2	0.05
6	H12.8.4-6	54.34	0.534	32.0	5.5	0.11	3.5	28.5	4.0	4.0	36.0	32.5	3.5	0.10
7	H12.8.15-16	54.63	1.626	50.0	14.5	0.21	10.5	39.5	8.5	8.3	58.5	47.8	10.7	0.18
8	H12.8.26-29	54.58	1.426	50.0	6.5	0.24	12.0	38.0	1.5	1.5	51.5	39.5	12.0	0.23
9	H12.9.1-6	54.99	3.460	69.5	6.0	0.54	37.5	32.0	50.0	38.0	119.5	70.0	49.5	0.41
10	H12.9.9-18	54.42	0.851	33.0	2.0	0.19	6.3	26.7	69.5	32.0	102.5	58.7	43.8	0.43
11	H12.9.24-26	55.14	4.426	66.0	6.0	0.49	32.3	33.7	—	—	66.0	33.7	32.3	0.49
12	H12.10.3-4	54.35	0.570	19.5	4.0	0.25	4.9	14.6	—	—	19.5	14.6	4.9	0.25
13	H13.7.16-17	54.25	0.206	26.5	8.0	0.07	1.9	24.6	7.5	6.4	34.0	31.0	3.0	0.09
14	H13.7.20	54.38	0.414	20.5	5.0	0.09	1.8	18.7	26.5	24.6	47.0	43.3	3.7	0.08
15	H13.7.22-26	55.59	14.364	74.5	14.5	0.47	35.0	39.5	47.0	43.3	121.5	82.8	38.7	0.32
16	H13.7.30-8.4	54.38	0.414	25.0	3.5	0.22	5.5	19.5	74.5	39.5	99.5	59.0	40.5	0.41
17	H13.8.22-23	55.39	10.555	69.5	12.5	0.37	25.7	43.8	—	—	69.5	43.8	25.7	0.37
18	H13.8.27-9.2	55.28	8.710	76.0	14.0	0.67	50.9	25.1	69.5	43.8	145.5	68.9	76.6	0.53
19	H13.9.7-13	55.87	20.679	179.5	10.5	1.00	186.5	0.0	145.5	68.9	325.0	68.9	256.1	0.79
20	H13.10.1-3	55.24	8.083	70.0	9.5	0.51	35.7	34.3	—	—	70.0	34.3	35.7	0.51
21	H13.10.11-13	55.58	14.159	63.0	9.0	0.82	51.7	11.3	74.0	38.3	137.0	49.6	87.4	0.64
22	H14.6.1-3	54.73	0.932	48.5	10.5	0.09	4.4	44.1	1.0	1.0	49.5	45.1	4.4	0.09
23	H14.7.10-11	55.30	4.346	94.5	8.0	0.20	18.9	75.6	24.0	23.5	118.5	99.1	19.4	0.16
24	H14.7.17	54.52	0.512	25.0	11.0	0.04	1.0	24.0	1.5	1.5	26.5	25.5	1.0	0.04
25	H14.8.5-13	54.70	0.865	79.0	6.0	0.17	13.4	65.6	6.0	5.9	85.0	71.5	13.5	0.16
26	H14.8.19-24	54.93	1.902	52.0	5.0	0.20	10.4	41.6	—	—	52.0	41.6	10.4	0.20
27	H14.9.15-18	54.58	0.619	64.0	36.0	0.09	5.8	58.2	—	—	64.0	58.2	5.8	0.09
28	H14.9.28-10.2	56.60	20.508	182.0	33.0	0.53	96.5	85.5	72.0	66.1	254.0	151.6	102.4	0.40
29	H14.10.26-27	55.37	4.846	33.0	9.5	0.44	14.5	18.5	23.5	21.8	56.5	40.3	16.2	0.29
30	H14.11.11-12	54.55	0.564	26.0	6.5	0.13	3.4	22.6	—	—	26.0	22.6	3.4	0.13

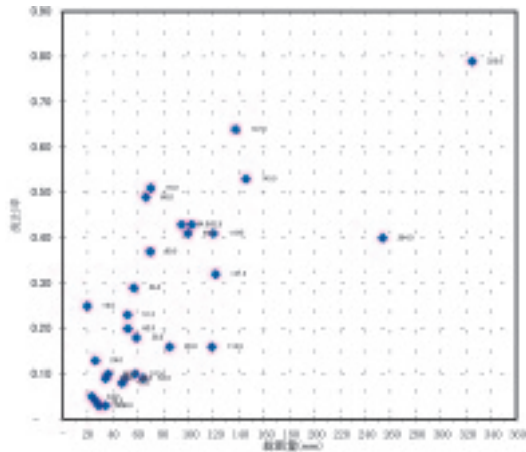


図-10 雨量と流出率の関係（前期降雨考慮後）

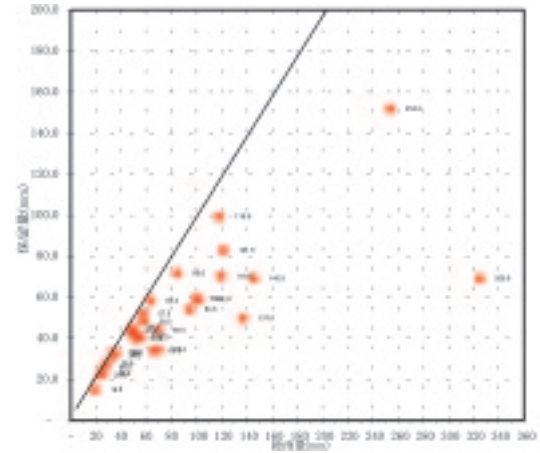


図-11 雨量と保留量の関係（前期降雨考慮後）

※1：雨が降ると即流出してくる雨量を有効雨量、地表の窪地や樹木にとどまったり、地下浸透、蒸発などにより、流出しなかったり、基底流量のように遅れて流出する雨量を保留量（古くは損失雨量と呼ばれていた）と呼ぶ。流出計算では、降雨量－保留量で有効雨量を求め、この有効雨量を使用して流出量を算定する。

6. 2 地目別保留量の検討

表面流出モデルでは地目毎の有効雨量により流出量を算定するため、「土地改良事業計画設計基準 計画排水」²⁾、「農業土木学会報文」³⁾に示される一応の地目別保留量を参考に、本地区の地目別保留量曲線を作成する。「一応の」と付いているのは、保留量曲線はある地点の実測流量から整理されるものであり、地形・地質状況等により異なる地域特有のもののためである。

一般に地目が同様であれば、流出状況も同様であると、とらえがちであるが、地形・地質により大きく異なることがある。

山地では、樹相、地質、勾配が保水性にかかわり、保留量が大きく異なる。地盤が破碎系であれば浸透量が大きいため保留量が大きく、雨量流出量が小さくなる。不透水性ならば雨量流出量は大きくなる。樹相も同様である。

農地においては、地形傾斜、小排水路整備状況、基盤地質、土壌により保留量や流出の早さが異なる。

宅地についても、札幌市内のように舗装率（土が露出していない割合）が高い場所と、地方にみ

られる庭が広く舗装率が低い場所では、保留量も流出の早さも異なる。

しかしながら、対象地域の地目別保留量曲線を作成するためには、単独地目流域での実測流量を観測しなければならないため、現実には無理なことがほとんどで、得られる流量観測データは地目混合のものが大半である。本地区においても地目混合地点のデータである。

したがって、地目面積割合の高い畑地を実測値から、その他の地目を一般値から設定する。実測による総雨量と保留量の関係を参考に、山林・原野に一般値の林草池、宅地は流域内の宅地舗装率の整理結果15%より、一般値の舗装率0%保留量×(1.0-0.15)で算定、道路・水路は舗装率70%と想定し同様に算定した。

全体の保留量は実測値から設定できるので、残る畑地の保留量は次式から逆算できる。

$$\begin{aligned} \text{全体保留量} &= \text{山林・原野保留量} \times 0.189 \\ &+ \text{畑地保留量} \times 0.705 + \text{宅地保留量} \times 0.017 \\ &+ \text{道水路保留量} \times 0.089 \end{aligned}$$

各数値は、流量観測地点における地目別流域面積割合である。

各出水の保留量整理結果から全体保留量曲線は上限・下限の2本が設定できる。設定した地目別保留量曲線を図-12に示す。

なお、検証計算ではそれぞれの出水の収支結果

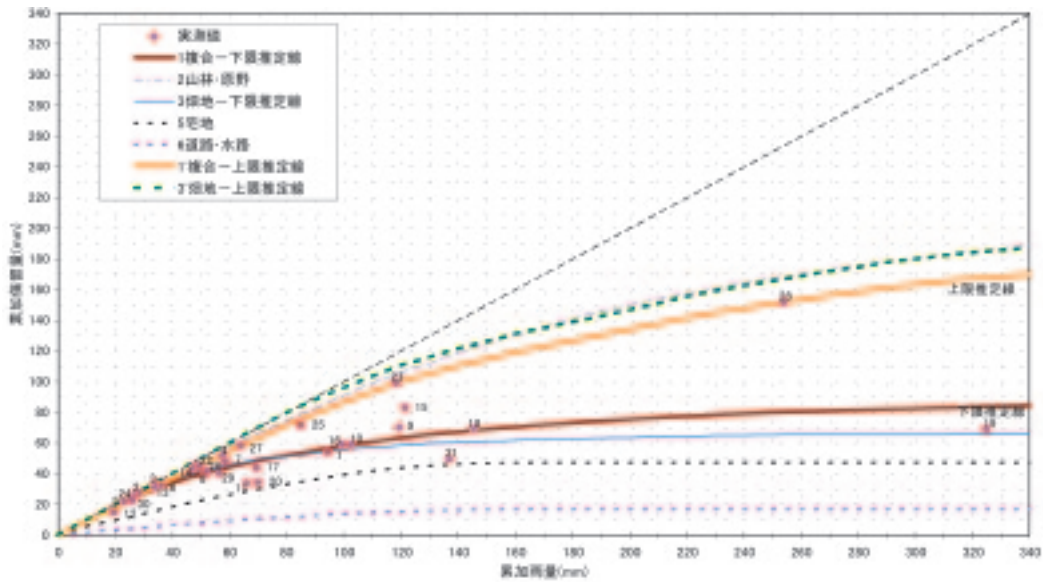


図-1-2 地目別保留量曲線

図-12 地目別保留量曲線

から得られる累加雨量-累加保留量のプロット点をとおり保留量曲線を作成し採用している。

6.3 流域流出量算定結果

湛水状況を含めた検証計算の前に、流量観測地点の実測流量を流域流出量計算で概ね再現できているか検討する。

(1) 斜面の等価粗度N

検証計算試算により、表面流出モデルの定数である等価粗度N値を決定する。一応の一般値は

表-3 等価粗度Nの概略値

地目	一応の一般値	備考
山林	1.0~2.0	
水田地帯	2.0~3.0	
牧野、ゴルフ場、畑地	0.3~0.5	
市街地	0.01~0.04	

出典：農業土木学会誌

表-4 等価粗度Nの標準値

地目	一応の一般値	備考
樹林地	0.6~2.0	
幹支線排水路まで考えた水田地帯	2.0~3.0	
放牧地、ゴルフ場、畑地	0.3~0.5	
舗装率の高い住宅地	0.01~0.04	

出典：土地改良事業計画設計基準計画排水

下表のとおりである（数値が小さいほど、流出が速くピーク流出量が大きくなる）。

(2) 流域流出量計算結果

一般値を基に等価粗度値Nを表-6のように仮定して流出計算を行った結果を図-13~18に示す。

出水 No.19、No.28は、流量観測地点上流に湛水が発生しており実測値より計算値が大きくならなければならない。両ケースとも波形は概ね実測値

表-5 流域特性と等価粗度N

流域の状態	等価粗度N	備考
階段状に宅地造成を行った丘陵地帯	0.05	
流域の一部(15%)に宅地造成が行われた丘陵地帯	0.1~0.2	
階段状田畑主体流域	0.2~0.4	
上流山地、中下流に市街地を含む階段状田畑主体流域	0.3~0.5	
林相のかなりよい山地流域	0.4~0.8	
上流丘陵50%、中流市街地20%、下流低平水田30%の流域	0.6~0.1	
排水改良の行われていない水田地帯	1.0~3.0	

出典：建設省河川砂防技術基準(案)同解説調査編

表-6 等価粗度N値

地目	ケース.1	ケース.2	備考
山林・原野	2.0	2.0	
畑地	0.5	1.0	
宅地	0.1	0.1	
道路・水路	0.04	0.04	
採用		◎	

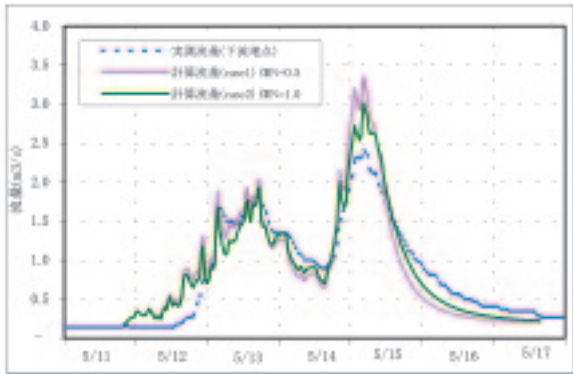
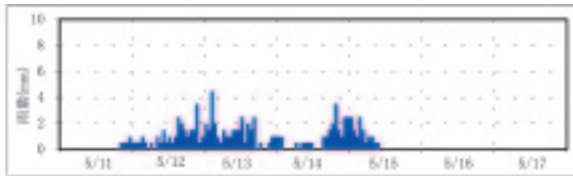


圖-13 出水 No.1 現象解析結果 H12年 5月11日~5月17日

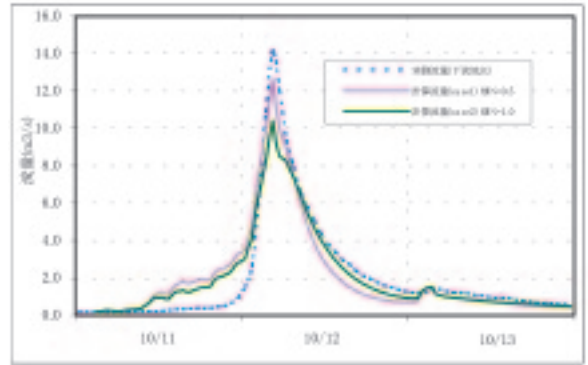
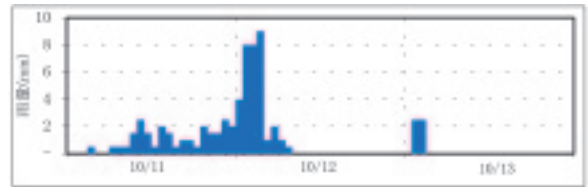


圖-16 出水 No.21 現象解析結果 H13年10月11日~10月13日

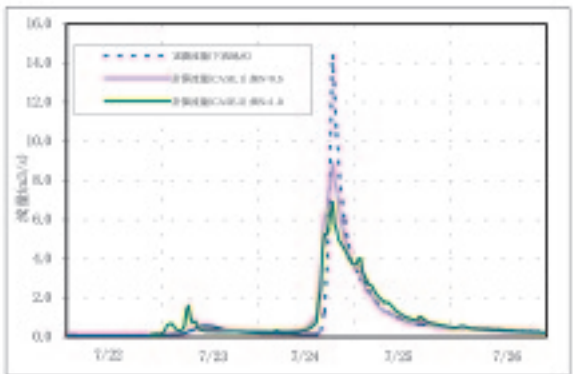
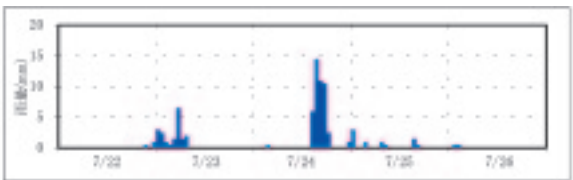


圖-14 出水 No.15 現象解析結果 H13年 7月22日~7月26日

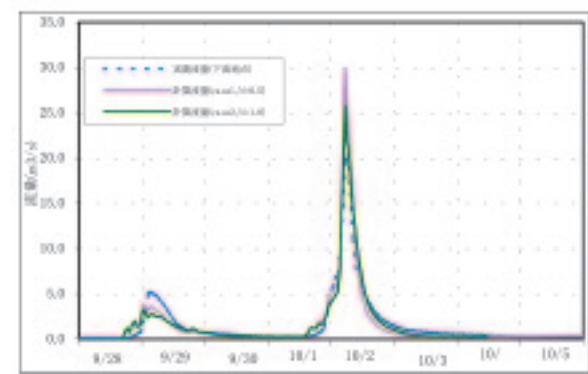
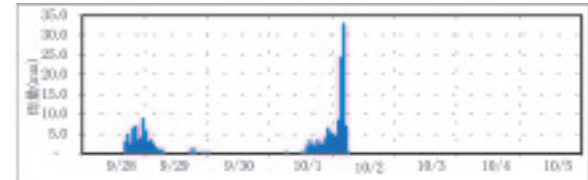


圖-17 出水 No.28 現象解析結果 H14年 9月28日~10月21日

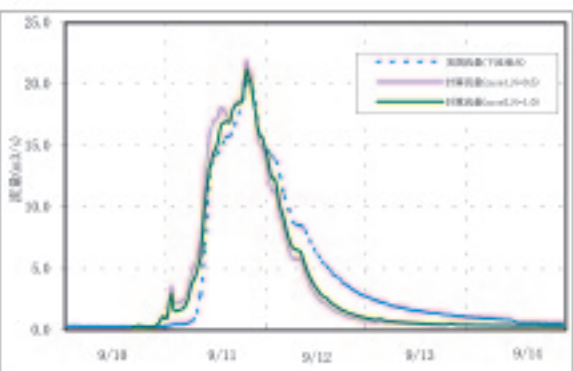
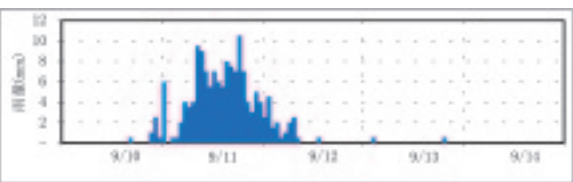


圖-15 出水 No.19 現象解析結果 H13年 9月10日~9月15日

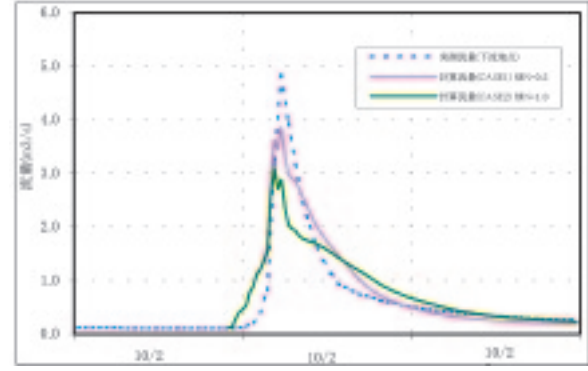
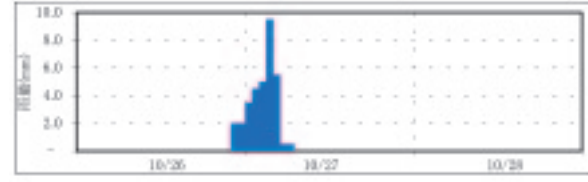


圖-18 出水 No.29 現象解析結果 H14年10月26日~10月28日

と合致しており、減水部はケース.2が表現できている。

No.21は、波形・流出高ともにケース.1の方が合致している。

No.15は、ケース.1の方が実測値に近い波形を示しているが、ピーク流出量については両ケースとも実測値に達していない。

出水 No.1は小出水時で、ケース.2の方が実測値に近い波形を示す、全体的には両ケースとも実測値を概ね再現できているといえる。No.29では波形はケース.1が合っているが、ピーク流量は低くでている。

洪水時である No.19, No.28出水を対象と考えれば、ケース.2の方が再現性がよいといえる。よって、ケース.2の等価粗度係数 N を流出モデル係数として採用する。

6. 4 水路流況・湛水状況計算結果

実績で湛水が発生した No.19, No.28出水について、低平地タンクモデル法により、排水本川水位を考慮し、排水路流況および湛水状況の解析を行った。

解析結果を図-19, 20に示す。

(1) No.19出水

24時間降雨量は130mm (1 / 9年確率)、最大時間雨量は10.5mm (1 / 2年確率) の降雨で湛水深5cm以上の湛水面積は94haと算定され、湛水発生箇所も概ね実績湛水状況を再現できた。

計算水位・流量ともに実測値と非常によく合っている。

H13年9月10日～9月

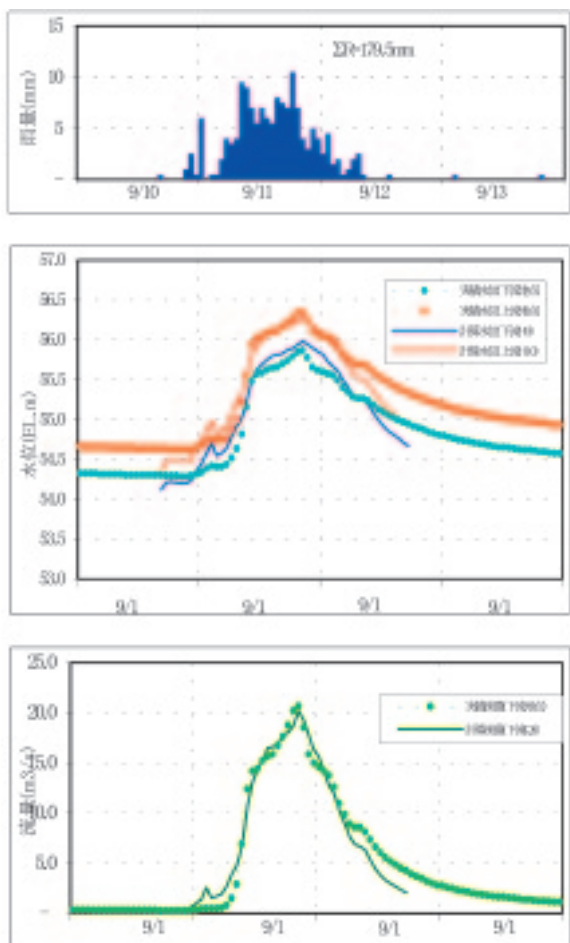


図-19 No.19出水検証計算結果

H14年10月1日～10月2日

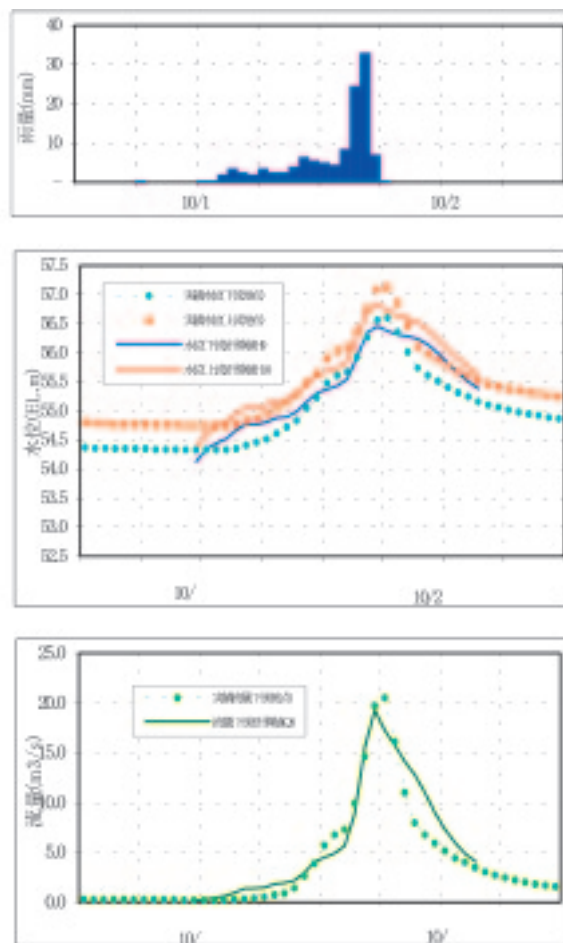


図-20 No.28出水 検証計算結果

(2) No.28出水

24時間降雨量は119mm（1 / 6年確率）、最大時間降雨量は33mm（1 / 97年確率）の降雨で湛水深5cm以上の湛水面積は75haと算定され、湛水発生箇所も概ね実績湛水状況を再現できた。

計算水位・流量と実測値を比べるとピーク流量まではよく合っているが、減水部の再現性は劣る結果となっている。

7. おわりに

内地において水田主体の流域における実績は多いが、今回、北海道の畑地帯において雨水流法を使用した排水解析を行う機会を得て、検討着手時は、水田地帯と流出形態が大きく異なる畑地主体流域において実態を再現できるのか大変不安であった。

多々試行錯誤はあったものの、本文中に示したように、雨水流法により畑地帯の流出現象も実用上問題のないレベルで再現できた。

雨水流法は、物理的モデルで小出水も大出水も同じモデルで再現できる長所があり、今後、北海道の畑地帯における流出・排水解析に有効であると考えられる。

今までに数多くの流出・排水解析に携わってきて、今回も実観測値の必要性・重要性を痛感した。実測流量があったため、今回の検討でいろいろな方向から実態を分析・類推することが可能であり、その結果、再現性のよい解析モデル等を作成できた。

排水計画を策定するためには、やはり水位・流量観測が重要であり、観測位置、観測方法を入念な現地調査結果に基づき決定する必要がある。

余談ではあるが、現地調査を行なって北海道の植物の大きいことにあらためて驚いた。イタドリが高さ3mを越え、通水阻害要因の主となっていた。

(サンスイコンサルタント株)

参考文献

- 1) 農業土木ハンドブック改訂四版
P869～P870
- 2) 農林水産省土地改良事業計画設計基準、計画排水、昭和53年9月
- 3) 農業土木学会誌、講座、流出解析手法（その1～その15）昭和54年10月号～昭和56年6月号掲載
- 4) 改訂新版、建設省河川砂防技術基準（案）同解説、調査編
- 5) 永井明博、土地利用の変化と洪水流出モデル
農業土木学会誌第56巻、第11号報文
- 6) 杉山博信、田中宏宣、丘陵地開発に伴う流出変化、農業土木学会誌第56巻、第11号報文
- 7) 小林慎太郎、丸山利輔、農地造成に伴う流出特性の変化、農業土木学会誌第56巻、第11号報文

機能診断・保全管理技術への性能設計手法の適用について

渡邊 博 住友 俊夫

1. はじめに

従来の設計では、最も危険な状態を想定して施設の安定性を確保するために、手段や形式、材料の仕様を定める仕様設計の手法がとられている。一方、国際的には、性能を保証すれば、手段や形式、材料は問わないという性能設計の流れにある。ところで、仕様設計は、国によって手段や形式、材料の仕様が異なることが多く、それが建設業への外国企業参入の障害（貿易障害）になっているという指摘がなされてきた。このような貿易障害の排除を目的とし、WTO協定本文16条「貿易の自由化および貿易に関する国際化ルールの強化」と「関税化の原則」の附属書1～3、附属書4により、性能設計（信頼性設計法とも呼ばれる。厳密には性能設計と信頼性設計法は完全には同義ではないが、本稿では便宜的に性能設計で呼び方を統一する）を原則とする国際協定が締結され、日本も1996年に批准している。

しかし、コンクリート標準示方書などの法的規定では性能設計に基づいて体系化されてきたが、任意規格である各種基準類の整備は遅れており、設計現場でも性能設計の導入はほとんど実施されていない。一方、公共投資抑制の事情から、農業水利施設などの社会資本を適切に維持保全し、永く有効に活用して行こうという流れは、今後ますます主流になっていくものと思われるが、筆者は維持保全に関わる技術にこそ性能設計の手法が取り入れられるべきではないかと考えている。

劣化問題に対する技術的対応は、これまでとは全く異なった視点からアプローチする必要がある。従来の土木設計の慣行では、供用年数、耐用年数はあくまで行政的裁量の範疇であって、設計

技術としては考慮されてこなかった。しかし、更新や維持補修を考えた場合、不健全化した施設を正規の状態に戻し耐久性を向上させるという技術的要請がある以上、劣化や耐用年数を設計技術の判断で取り扱わざるを得ない。劣化や耐用年数という一見曖昧な指標を取り扱わなければならない機能診断など保全管理技術に、要求性能に対する信頼度という形で多角的に評価する性能設計の手法を適用することは意味があることと思われる。

2. 性能設計とは

(1) 仕様設計と性能設計

本題に入る前に、性能設計について整理しておきたい。仕様設計及び性能設計の定義は、一口に言うとするれば、仕様設計は「形としての結果」を評価する設計手法であり、性能設計は「内容としての結果」を評価する設計手法と言えよう。これを応力度との関係でより具体的に表現すると、「壊れないように設計する＝所定の応力度（許容応力度）を満足させる」のが仕様設計で、「如何に壊れるか＝ある応力度が発生する状態で壊れる確率、壊れない確率＝信頼性」を明らかにするのが性能設計といえることができる。

なにも回りくどい定義をせず、最初から後者の定義でよいのではないと思われる読者も少なくないと思われるが、後者は構造の安全性に限定した場合の定義であって、性能設計では様々な要求性能について検討しなければならない局面があるため、より広義の定義にせざるを得ないのである。このことは、性能設計の本質を理解する上で重要な意味を持っている。性能設計即ち限界状態

設計法であるという誤った認識の払拭である。性能設計と限界状態設計法を混同している人は少なくない。

- ① 性能設計は構造物の安全性能だけを取り扱うものではない。水理性能など、施設によって要求される性能は様々である。
- ② 性能設計は、要求性能の多様性を認めるだけでなく、手段の多様性も認める手法である。安全性能に関しては限界状態設計法は有効な手段ではあるが、その他の手法を排除したものではない。

仕様設計と性能設計の違いを簡単に比較すると表-1のようになるが、目標性能の設定は仕様設計には無い概念であり、仕様設計ではほとんど意識されることがなかった要求性能をどのように設定するかが性能設計の生命線である。構造物の安全性能評価は一般に限界状態設計法が想定されているが、材料や荷重に関する情報量の程度などによって限界状態設計法を適用することが困難な場合もあり、従来法も含め様々な手法の適用を検討すべきである。

表-1 仕様設計と性能設計の比較

項目	仕様設計	性能設計
目標性能	<ul style="list-style-type: none"> ・概念的な性能しか明示されない ・目標性能を必要としない 	<ul style="list-style-type: none"> ・目標性能を明確にする ・コストやリスク、関係者の満足度を考慮し、設計者の裁量で目標性能を設定する
性能・機能の確認と評価方法	<ul style="list-style-type: none"> ・目標性能の代替指標として、許容応力度などの仕様規定の満足度で性能・機能を間接的に評価する(みなし性能) 	<ul style="list-style-type: none"> ・性能照査により直接確認、評価する
特徴	<ul style="list-style-type: none"> ・自由度が少ない ・設計者の個人差が少ない ・最適化ができない 	<ul style="list-style-type: none"> ・設計者の自由度が高い ・設計者による結果の差が大きい ・最適化が可能

(2) 不確定性の考慮

性能設計のもう一つの特徴として、材料や荷重等（水理性能であれば用水の需給関係等）の不確定性を考慮する手法であるということが挙げられる。劣化の進行度合いも含め、構造物の品質にはばらつきがある。物理的作用や化学的作用による

外力、荷重も決して一定でない。その結果として構造物の安全性、耐久性は不確定要素を持っている。このような、構造系と荷重系に介在する様々な不確定要因を統計数値化し、設計手法として一つの体系に整理したのが「性能設計法」である。各種の統計データの問題もあり、設計手法として完成度を上げるにはまだ課題も少なくないが、少なくとも、白黒の判断が難しいとされている劣化や耐久性の問題を確率変動値として扱うという性能設計の枠組みは、他の設計手法を適用する場合にも一つの方向性を与えているように思える。誤解を恐れずに言うならば、「明日は雨でしょう」から「明日の降水確率は60%です」のような発想の転換である。

(3) 仕様規定の緩和

この設計手法を推進するとなれば、基準書や示方書などの仕様規定の規制緩和が不可欠である。また、ユーザーの要求性能に対して、設計者が保証する性能、機能の内容や根拠についての情報公開、説明責任が必然的に伴ってくる。車や家電製品を購入する場合、消費者は製品性能やコストについて店員に説明を求めたり、カタログを調べ、最終的に何を買うかは自分で決めるのがあたりまえである。このようなことが今まで公共事業で行われてこなかったことの一つの要因として、最終的な品質保証の責任や予算執行の責任が原則として行政に所属している関係上、仕様規定によって多くの規制をかけざるを得なかったことがあったのは確かである。

全く新しく造成される施設が性能設計に基づいて設計されるようになるまでは、未だしばらく時間を要すると思われるが、予防保全などの保全管理技術では、仕様設計によって造成された施設を対象としているという意味で、諸規定、制度を既に満足している枠内で実施される行為であり、性能設計的手法が導入しやすいのではないかと考えられる。

3. 要求性能の設定

(1) 要求機能と要求性能設定の必要性

性能設計では、最初の作業として要求機能と要求性能の設定が必要である。要求機能は「水を安全に配る」などというように定性的に表現したものの、要求性能とは「 $○○\text{m}^3/\text{s}$ の通水」というように、要求機能を定量的に規定したものである。通常は機能と性能は区別せずに使われることが多いようであるが、ここではあえて区別して考えたい。定性的表現は設計作業にとって冗長すぎると思われがちであるが、機能診断においては以下の三つの側面から重要な意味を持っている。

第1に、専門家でない人を含む第三者への説明責任である。専門家以外の第三者に説明する場合には、専門的な表現になりやすい定量的表現よりも定性的表現と定量的表現を組み合わせた方が説明しやすい。

第2に、施設に求める性能のバックグラウンドを明確にすることである。ある構造物に要求する耐荷力を定める場合、施設の重要性、必要とされる耐久性、投資可能な費用などによって耐荷力が異なる。仕様設計では耐荷力が既に仕様基準として設定されているため、適用条件さえ検討すれば性能はひとつに収斂される。性能設計では要求性能は多様であり、幾つかの機能シナリオが検討され、最終的に要求性能がどのような根拠を持って決定されたかを明らかにすることである。とくに、既設構造物の劣化問題を取り扱う場合、当初設計で規定した性能を確保しなければならないケースもあれば、第三者影響度の低下や投資可能な費用の制約、利用者のニーズなどから性能水準を下げた方が望ましいケースも想定される。要求性能の根拠を言葉で表現することは、設計者を含む関係者の共通認識を高めるためにも欠かせない。

第3に、施設の劣化問題において、施設機能の低下、変状・劣化の状態、そして原因の因果関係を明確にし、機能診断と評価を効果的に行うための問題整理を行うことである。

(2) 農業水利施設の要求機能

施設機能は、工種によってそれぞれ特徴的な本来機能がある。農業水利施設の場合は、貯水機能や送水機能といったものが施設に求められる本来機能である。これらの本来機能は、施設の形式や強度といった構造的機能と、構造的機能に裏付けられた通水性、均等配分性のような水理学的、水利的機能によって実体化される。ユーザーによる機能に対する要求、あるいは機能低下が直接実感されるのは本来機能であり、まず本来機能に関する要求を明確にしておく必要がある。例えば、パイプラインには「安全に、安定的に農業用水を送水する」、あるいは「地区全体に公平に用水を供給する」といったような本来機能がある。これはさらに、地区の事情を背景としてより具体的な要求機能に昇華される。

要求性能の取りまとめはかなり具体的な数値を設定することになるので、専門家が主体となるが、その基礎となる要求機能のとりまとめにあたっては、施設管理者や利用者が何らかの形で参画するのが望ましい。また、設定された要求性能は利用者や施設管理者、場合によっては第三者の地域住民にもフィードバックし、要求機能と要求性能に乖離が生じないようにすることも重要である。

最終的な保安全管理水準、維持すべき機能水準は定量的な要求性能として整理されるが、設計上（保安全管理上）目標とすべき性能の設定は、工種によって視点が異なる場合が想定される。一般に、本来機能を実体化する構造的機能が確保されていればその他の機能はほとんど担保される。ダムの本来機能は貯水機能や洪水調節機能であるが、第三者影響の大きい構造的な安全性は何よりも重要であり、構造的機能が保安全管理に関わる要求性能となる。一般の土木構造物の多くは構造的機能を優先しているため、機能診断技術も構造的機能、特に部材、材料に関する診断技術が主流となっている。

しかし、第三者影響の少ない開水路の場合、多少構造的な安定性が損なわれても、一定の通水性が確保されれば問題ないと判断されるようなケースが考えられる。このような場合は、構造的な性能よりも水理学的性能や水利的性能の方が優先され、機能診断では流量や水位、末端用水量の給水実態などの調査が重要になる。仮に構造的な変状・劣化が認められても、水理的な問題が生じていなければ、予防保全を実施すべきか、対策時期を先延ばしにするかは、劣化予測やライフサイクルコスト算定などによって決定しなければならないものの、構造的な安全性を最優先すべき施設とそうでない施設では対応策はおのずと異なるものになるであろう。

なお、要求機能、要求性能の設定にあたっては、要求の最大水準とするか最小水準とするかが問題となる。筆者は、少なくとも保全管理においては必要最小限の要求という視点が必要ではないかと考えている。すなわち、施設の不具合（機能低下）をどこまで受忍できるか、言い換えれば受忍できない機能低下の水準を明らかにすることが、保全管理水準を決定する重要なファクターになると考えられるからである。

（４）施設の等級化

道路、鉄道、河川、港湾など、ほとんどの公共施設は、施設の重要性などから、一級河川、第1種港湾などのように法的に格付けが行われ、等級に応じた保全管理水準、方法が定められ、運用、保全、更新、機能拡大等、一切の行為を含む管理事業が実施されている。しかし、土地改良施設は、私有財としての側面を持っていることによる制度上の制約から、保全管理に関する法的根拠が定められておらず、保全管理は地区の事情に任せられ、かつ運用と機能の維持という狭い範囲の行為に限定されている。

土地改良施設の保全管理に法的根拠が無い現状では、少なくとも農業内部から施設の等級化を積極的に評価し、保全管理手法の標準化を推し進めていくことが望まれる。

① 客観的な施設特性の評価による等級化の実施

- ・施設規模、受益面積、操作管理の難易度、関係する河川の等級等、客観的指標に基づいて施設の重要度を評価する。
- ・地区間の相対的評価（国レベルの調査）を行う
- ・地区内の施設ごとの相対的評価を行う

表－２ 工種別の機能構成

工 種	主たる本来機能	本来機能を実体化するための機能			その他の機能
		本来機能	一次機能	二次機能	三次機能
道 路	車両通行機能	構造的機能	輸送機能（幅員等）	－	環境、経済性、維持管理性
鉄 道	鉄道通行機能	”	輸送機能（レール等級等）	－	”
建 築（住宅）	居住機能	”	快適性機能（防音、防水等）	防犯機能	”
上 水 道	給水機能	”	水理学的機能	水利的機能	”
農業水利施設	利 水 ダ ム	貯水機能	”	”	”
	頭 首 工	水位維持機能	”	”	”
	開 水 路	送配水機能	”	”	”
	水路トンネル	送水機能	”	”	”
	パイプライン	送配水機能	”	”	”

- ② 施設管理者の意思（要求機能）を反映した等級化
- ③ 施設の等級によって、維持管理水準、方法と管理コスト（目標値）を定める。

4. 性能の照査

(1) 安全性能（構造性能）の照査

現実の世界では、荷重も強度も確定値はとらず、ある範囲で確率分布して存在する。性能設計は構造系（強度）と荷重系の不確定要因を統計数値化して体系化した設計手法である。一方、従来法（許容応力度法）は、強度、荷重とも確定値を持ったものと仮定し、強度や荷重の不確定性は安全率によって処理する方法をとっている。許容応力度法は各設計変数の確率分布や信頼性を表す理論的根拠が乏しいので、原則としては国際標準としてISO2394で規定されている限界状態設計法による性能照査が望ましいが、設計変数が未規定の現段階では、従来法も含めた多様な照査方法を設計者が提示すべきであろう。

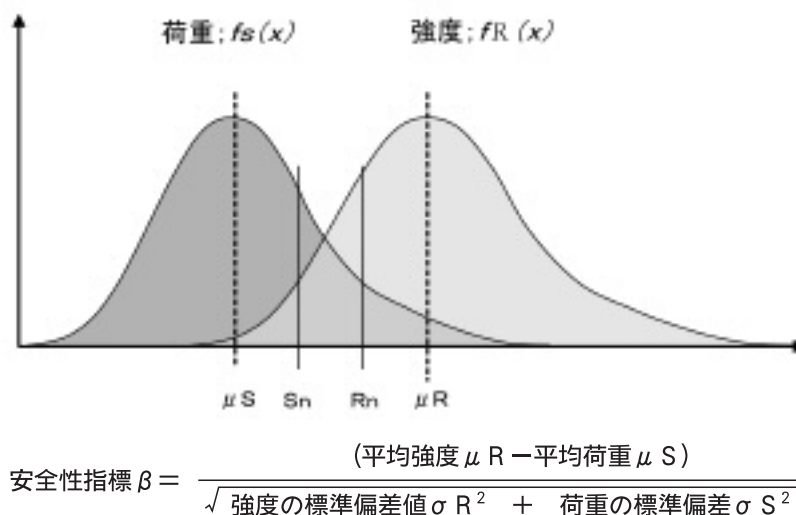
本来、性能設計は要求性能の自由度を認めるこ

とと、要求性能を如何に実現するかを問う設計手法である。それはすなわち性能照査方法の多様性も認めることであり、ISO2394でも様々な手法の適用を排除してはいない。有限要素法などの数値解析法は、その解自体が性能関数的であり、ある設計結果を別の手法によって検証することも広義には性能照査といえる。許容応力度法によって性能照査を行う場合、そのままでは限りなく仕様設計に近づいてしまうが、要求性能に対して照査を行うという視点は性能設計的である。すなわち、要求性能の自由度を高めることが性能設計の枠組みに近づける方策である。

図-1は、性能設計に用いる安全性指標と仕様設計で用いる安全率を概念的に表したものであるが、安全率の根拠を明確にすることにより、許容応力度法でも設計変数の確率変動を、あくまでも間接的ではあるが考慮した照査が可能であることを示唆しているといえよう。

(2) 水理性能

水理性能や水利性能については、性能設計とし



中央安全率 $S F n = \text{平均強度} / \text{平均荷重}$ 又は $\text{強度中央値} / \text{荷重中央値} = \mu R / \mu S$
 公称安全率 $S F c = \text{割引強度 (公称強度)} / \text{割引荷重 (公称荷重)} = R n / S n$

※安全率がどのような考え方で設定されているか事前に調べておく必要がある
 ※安全率の信頼度を確認することが性能設計的手法に近づける方策である

図-1 荷重及び強度分布と、安全性指標および安全率の関係

表－3 開水路の水理学的性能・水利的性能の照査

機能・性能		照査内容	照査方法
水 理	通水性能	① 通水断面の縮小や不同沈下による通水障害 ② 水路材料の変状による粗度の変化	各種平均流速公式による定常流解析
	水理的安全性能	① 漏水や損傷等の事故発生率	漏水量調査 事故率の経年変化調査等
	流量制御機能	① 流量制御ゲート等の変状による流量制御機能への影響 ② 水需要や水管理方法の変化に対する水理的追従性	定常水理計算、数値解析など、目的に応じて適当な解析手法を適用
	分水制御機能	① 分水施設の変状による分水機能への影響 ② 水需要や水管理方法の変化に対する水理的追従性	定常水理計算、数値解析など、目的に応じて適当な解析手法を適用
水利	システムの弾力性	① システムのバッファー機能（水路内貯留機能、調整池機能等） ② 下流水需要への送水機能の追従性	数値解析（不定流水理計算）等

ての体系的な手法は確立されていないが、表－3に示すように基本的には様々な水理学的手法によって性能照査は可能であると考えられる。用水の需要量（荷重に相当）や供給可能量（強度に相当）は確率変動することが知られており、アプローチの方法としては構造的性能の場合と基本的には同じである。性能設計の精神に近づけるためには、要求性能を明らかにすることと、各設計変数の確率変動を認識して性能を評価することであり、それがある程度可能な方法を選択することが必要である。

5. 耐用年数の考え方について

耐用年数には、材料の耐荷力や構造的性能から規定される構造的耐用年数、原価償却年数やコストミニマム（ライフサイクルコスト）から規定される経済的耐用年数、システムの性能劣化や陳腐化、不調和などから規定される機能的耐用年数があるが、保全管理においては経済的耐用年数をもって施設の耐用年数とすべきである。物理的に十分な耐久性を保持していたとしても、保全費用が効用を上回る状態であるならば、その施設をそれ以上維持していく意味はなくなる。

経済的耐用年数を優先的に取り扱うためには、構造的耐用年数＞機能的耐用年数＞経済的耐用年数の関係が成立していることが第一条件である。

すなわち、予防保全などの保全管理は、経済的耐用年数を構造的耐用年数が下回らないようにすることを目的としたものとして定義することができよう。

施設の残存耐用年数は、残存資産価値から求まる。欧米では公共施設の資産価値を、可能な限り市場評価によって行う、あるいは市場評価に近づけるための施策がとられている。例えば、英国や米国では5年に1度公共施設の機能診断を実施し、これに基づいて不動産鑑定士、公認会計士、税理士などの専門家による資産の評価を行い、資産評価の擬似市場化を図っている（農業水利施設について実施されているかは不明）。この評価は、その時点での残存価値であり、残存耐用年数はその地点から単純に減価償却を割り引いて算定することができる（図－2）。

民間施設や民間経営に移譲可能な公共施設の資産価値は市場によって評価が可能であるが、民間経営に移譲が困難な農業水利施設等の公共施設は市場の評価を受けにくいいため、ライフサイクルコストによる費用／便益計算によるか、簡便法として標準耐用年数を利用するしかないが、市場評価方法を参考に資産価値の評価手法を検討することが望まれる。

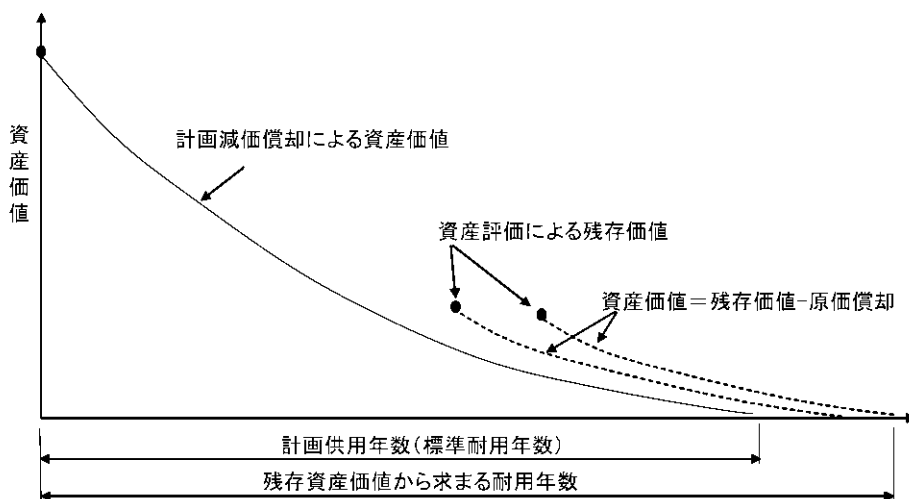


図-2 資産価値経年変化の概念

6. 防保全のタイミング

保全管理は、表-4に示すように、1) 何もしない、2) 定期的保守・保全、3) 事後保全、4) 予防保全、5) 更新といったものがある。保全管理は、計画耐用年数を全うするための保全管理と計画耐用年数を伸延し長寿命化を図るための保全管理がある。土地改良施設における予防保全は、長寿命化を図ることを目的としている以上耐用年数の伸延が大きな目標となる。また、予想される耐用年数の伸延期間内に発生する効用の内数になるような対策費用であることが必要である。

ところで、予防保全はどのような状況で実施すべきか、というのが常に問題となっている。一般土木構造物の場合は保全管理が事業として一元化されているためこのような問題はあまり生じない

が、土地改良施設においては、施設管理者や利用者の責任において実施すべきものと、行政が責任を負うべき範囲の曖昧さがどうしても付きまとうため、この問題の混乱が生じやすい。

一般論としては、メンテナンスは計画耐用年数を全うするために、変状・劣化の進行が認められない段階から対応すべき方策（偶発故障期）、予防保全は、長寿命化を図るために変状・劣化の進行が認められる段階（磨耗故障期）で実施される対応策と定義される。

しかし、問題はそれほど単純ではなく、メンテナンスがある一定水準以上で実施された場合、耐用年数が伸長するといわれている。機械設備などの経年劣化曲線として有名なバスタブ曲線（図-3の上）は、想定内の保守・保全を前提としたも

表-4 保全管理方法の種類

保全管理方法		定義
無	対策	壊れるまで何もしない方法。更新を前提として使い切る場合など、積極的な意味での無対策である。
メンテナンス	定期的保守・保全	部品や材料の平均寿命がある程度わかっており、定まった期間ごとに部品の交換や材料の補修、清掃を行い、システムの健全性を継続的に維持する方法。 保全管理計画に折込済みの対応策で、年間予算に組み込まれているべきもの。
	状況対応型保全（事後保全）	地震等の災害や、偶発的に生じる破損、故障などの不都合が生じてから対応する方法。 本来は保全管理計画の中にリスク管理として織り込まれるべきであるが、考慮されていないケースが多い。
計画的保全	予防保全	対策実施により、施設の長寿命化と費用対効果が期待される場合で、対策決定から数年以内（5年以内）に対応するもの。
更	新	上記のいずれの保全対策によっても施設の健全化が期待できない、あるいは費用対効果が期待できない場合に対応するもの。

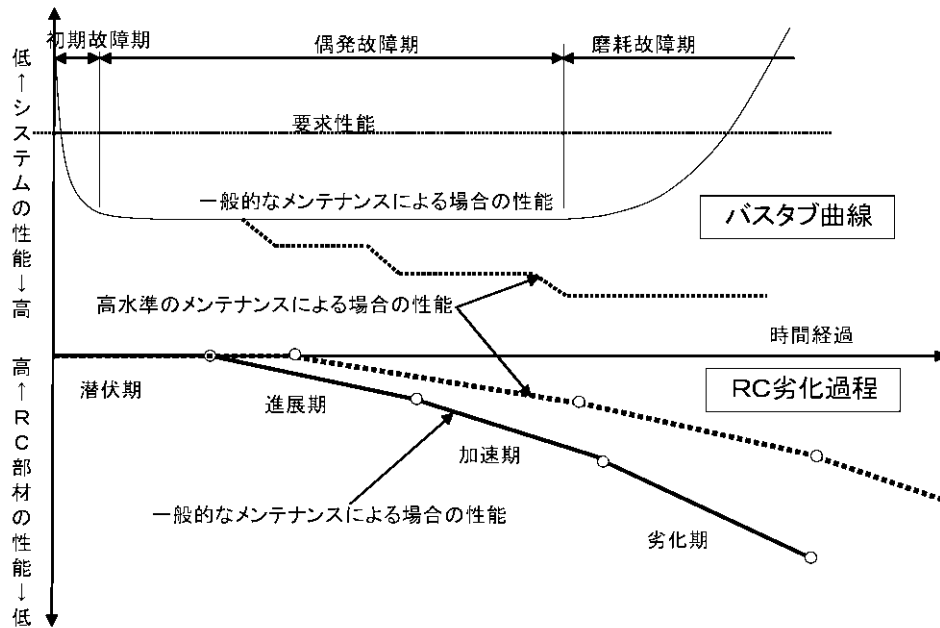


図-3 バスタブ曲線とRC部材の機能低下

ので、高水準の保全対策を偶発期に実施すると、寿命が延びるだけでなくバスタブ曲線を描かないことも少なくないといわれる。これは土木構造物も同様であろう。逆に、変状・劣化の進行速度が予想以上に速く、予防保全実施のタイミングが悪ければ、計画耐用年数を全うするのが精一杯という状況も想定される。長寿命化が期待できるのであればメンテナンスも予防保全のひとつに数えるべきではないかという議論は当然起きるであろう。予算執行という行政的視点から見た場合、メンテナンスまで予防保全として認めるか否かは、変状・劣化進行予測技術の確立など、多くの検討課題が残るが、効果的な保全管理の実現のためにもより幅広く弾力的に対応していてもよいのではないかと考えられる。

7. さいごに

最近、中山間地域を中心に自ら施設を施工する、自力施工の取り組みが出てきている。中山間地域では地形的制約が大きく整備費が高くなる傾向にあるので、通常の仕様規定は馴染まないことが多い。しかし、これらの仕様を満足しない整備

は公共事業として認可されないもので、地域の要求性能に見合った範囲で整備しようとする、自力施工の道を選ばざるを得なかったのである。平地農業地域と同じような耐久性を要求しない、施設機能もそれほど高度なものは要求しない、それよりも、高齢者が農作業しやすい環境にちょっとばかり改善すれば地域に活力が生まれるというような、地域の身の丈に合った整備の指向は極めて合理的である。

施設の保全管理も同じようなことがいえる。全く新規の施設では制度上の制約が免れないが、維持保全に関わる次項であれば、地域の要求、施設管理者の要求に見合った保全管理が検討されてよい。ここで注意しなければならないのは、要求を利用者や施設管理者の自立性に委ねるだけでは実態にそぐわない消極的要求にとどまる危険性があることである。

社会資本管理を概念化する用語として、社会資本マネジメント (Infrastructure Management)、資産マネジメント (Asset Management)、施設マネジメント (Facilities Management) などがある。わが国の最近の動向では道路管理を中心に一

般土木分野では資産マネジメントが広く使われ始めているが、米国では利潤追求を前提とした民間施設の管理という概念が強く、農業水利施設では受益者や土地改良区、行政などの人との関わりを含めた概念として社会資本管理を使う方が適当と思われる。社会資本には人的資源を含んでいると理解され、「アメリカの社会資本の衰退」

(Bowling Alone1995) では、あらゆる人的組織が如何に民主主義的に組織化され、かつネットワーク化されているかが重要であることを指摘して

いる。適正な保全管理を実現するためには、利用者、施設管理者の要求が過小でも過大でもなく、かつ経済的に裏付けられた多様な要求性能が自由に発現できるような、行政も含めた保全管理システムを構築することが最も重要な課題ではないかと思われる。

太陽コンサルタンツ株式会社

本社技術本部

北海道支社

ジオテキスタイルを用いた基礎地盤の補強

～柔構造設計を考慮した軟弱地盤への対策～

秋山 忠律

1. はじめに

近年、盛土及び擁壁の工法として補強盛土・補強土壁の実績が増加している。その中で、ジオテキスタイルを使用した補強盛土・補強土壁工法は、「道路土工のり面工・斜面安定工指針」や「擁壁工指針」（日本道路協会）に工法が説明されているように、主として道路工事で採用されている例が多いようである。同様に、ジオテキスタイルを使用した軟弱地盤対策も、道路工事を中心に実績が増加している。

次頁に「表－1 ジオテキスタイルによる軟弱地盤対策工の種類と特徴」を示す。

このうち、盛土及び構造物基礎の軟弱地盤の補強にジオテキスタイルを適用する方法としては、以下の4つのタイプが挙げられる。

- (a) 施工機械などのトラフィカビリティを確保するため、軟弱地盤表層にジオテキスタイルを敷設し、良質土を覆土する工法（シート・敷網工法：一層敷設）
- (b) 基礎地盤の表層あるいは盛土下層部にジオテキスタイルを敷設して、基礎地盤を通るすべり崩壊に対して盛土の安定を確保する工法（シート・敷網工法：多層敷設）
- (c) 基礎地盤の表層部にジオテキスタイルで格子枠を組み、その中に中詰め材料を入れて基礎地盤を補強（支持力の増加、不等沈下抑制）する工法（マットレス工法）
- (d) 砂質系地盤内に伸び剛性の高いジオテキスタイルを多層敷設し、(c)と同様の効果を目指す工法（多層敷設：基礎地盤内）

なお、表－1のその他の工法については他の用途を目的としており、上記に示していない。

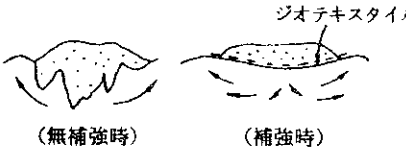
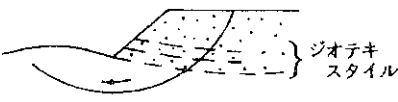
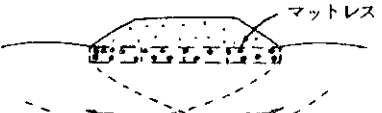
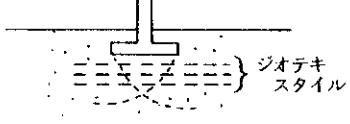
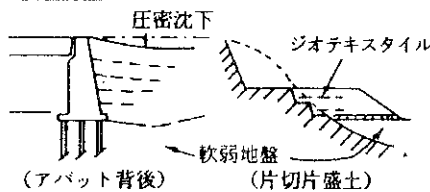
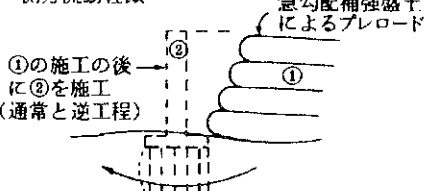
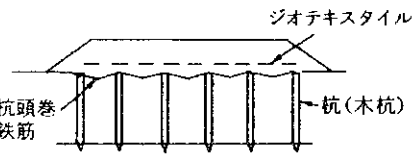
軟弱地盤上に構造物を配置することは基礎の支持力、沈下及び上部構造物の耐力の面で不利な点が多い。その結果、軟弱地盤対策工として剛支持構造すなわち支持杭や地盤改良工といった大掛かりな工法を採用されることが多かったと考える。しかし、最近では樋門及び樋管に代表されるように柔構造設計の概念が定着し、軟弱地盤上の構造物であっても性能・機能を考慮し必要最小限の支持力への改良を行い、沈下量を許容範囲内に留めることで施設の条件を満足できるケースが多くある。本稿では、柔構造設計の考えの基でジオテキスタイルを用いた基礎地盤の補強について、検討手法、検討事例を示したい。

2. マットレス工法とは

前項の対策工法のうち、構造物基礎として幅広い採用が可能と考えられる「マットレス工法」について設計事例及び設計方法を紹介する。

マットレス工法は、40cm～100cm程度の厚さで組立てた高強度、低伸度で剛性のあるジオグリッド（商品名：アダム、テンサー等）を用いた籠構造体の内部に砂、礫、碎石等の粗粒土を締固めて充填し、マットレス状にして構造物の基礎とするものである。このとき、粗粒土（中詰土）は網目で強固に拘束されるため、全体として一体化されて剛性と適度の撓み性をもつ強靱なマットレス構造体が形成される。マットレスの特徴を以下に列挙する。

表-1 ジオテキスタイルによる軟弱地盤対策工の種類と特徴²⁾

対策工法の種類	対象地盤の性状	対策の目的	対策期間	必要とされるジオテキスタイルの性状
(a) シート・敷網工法（一層敷設） 	含水比数百% ～泥土 （せん断強度： ほとんど0）	<ul style="list-style-type: none"> ・軟弱地盤の覆土（初期造成） ・めり込み防止 ・トラフィカビリティの確保 ・材料分離 	短期：地盤の強度が増加するまで （バーチカルドレーン工法等と併用することが多い）	<ul style="list-style-type: none"> ・織布 ・ジオネット ・地盤の変形に追随し破断を生じない強度を有するもの
(b) 同上（多層敷設：盛土内） 	有機質土 ～粘性土 ある程度せん断強度がある	<ul style="list-style-type: none"> ・盛土体の補強 ・支持力向上 	短期：地盤強度増加が十分期待できる場合 長期：同上の効果が期待できない場合	同上 <ul style="list-style-type: none"> ・長期耐久性を有するもの ・クリープ変形を生じないもの
(c) マットレス工法 	同上	<ul style="list-style-type: none"> ・支持力向上 ・不等沈下抑制 	短期～長期：施設の供用目的による	<ul style="list-style-type: none"> ・高張力、剛性の高いもの ・クリープ変形を生じないもの ・立体的な組立が容易なもの
(d) 多層敷設（基礎地盤内） 	緩い砂質土	同上	長期	<ul style="list-style-type: none"> ・高張力、高剛性のものがよいが、低強度のものを多層敷設する方がよい場合もある ・クリープ変形を生じないもの
(e) 段差防止 	圧密沈下が継続する粘性土	<ul style="list-style-type: none"> ・杭基礎構造物背後の盛土体の段差防止 ・片切片盛土施工時地盤土層変化部の段差防止～クラック発生防止 	長期	<ul style="list-style-type: none"> ・剛性が高く、長期耐久性のあるもの
(f) 側方流動軽減 	粘性土 急勾配のプレロード盛土ができるか処理された地盤	<ul style="list-style-type: none"> ・偏載荷重が作用する杭基礎構造物の側方流動の軽減 ・擁壁土圧の軽減 	短期：地盤が変形したのち安定を保つ場合 長期：擁壁土圧軽減を目的とする場合	<ul style="list-style-type: none"> ・急勾配盛土が可能な強度を有するもの ・長期に供するものは耐久性を有し、クリープ変形を生じないもの
(g) バイルネット工法 	有機質土～粘性土	<ul style="list-style-type: none"> ・盛土荷重を軟弱粘土に伝達させない 	長期	<ul style="list-style-type: none"> ・盛土を長期間支持するため、耐久性を要する

- 1) 耐薬品性（酸、アルカリ等）と耐侯性に優れている。
- 2) 剛性と適度の撓み性をもつ盤状基礎である。
- 3) 上載荷重応力を分散させ、地盤支持力を向上できる。
- 4) 透水性良好な基礎を形成でき、地下水位が高く湧水のある現場も適応できる。
- 5) 地震時の揺れに柔軟に対応し、地中からの水の上昇を許容する構造であることより不織布との併用で液状化対策となる。
- 6) 地盤の側方流動、不等沈下を防止する。
- 7) 軽量のため条件の悪い現場への搬入及び加工が容易で、現場地形に合せた形状の敷設ができる。

尚、マットレスの形状を下図に示す。

この工法は、碎石を網状の樹脂性繊維であるジオグリッドで包むという単純な構造のものである

が、地中に埋設、拘束されることにより構造物基礎として可とう性を持ち、かつ、剛性を発揮する。

3. 工法採用の事例

下図に排水機场上流面の土留めのための擁壁（補強土壁：着色部）の基礎工に採用した、マットレス工法採用事例を示す。（図-2, 3）

計画地点の地盤はN値1～5程度の緩い砂質土が分布しており、テルツァギーの修正支持力公式により許容支持力度を $q_a=50\text{kN/m}^2$ と設定した。

本擁壁の高さは $H=7\text{m}$ で、擁壁タイプを選定するに当たり、①逆T擁壁、②ジオグリッド補強土壁、③テールアルメ補強土壁工について経済性比較検討を行った。その結果、補強土壁が施工性、経済性で有利と判断した。

前段で述べたとおり軟弱地盤上の擁壁等の構造物基礎に杭基礎が使用されることが多いが、対象とする擁壁を柔構造とすることで基礎工法としてマットレス工法を採用した。

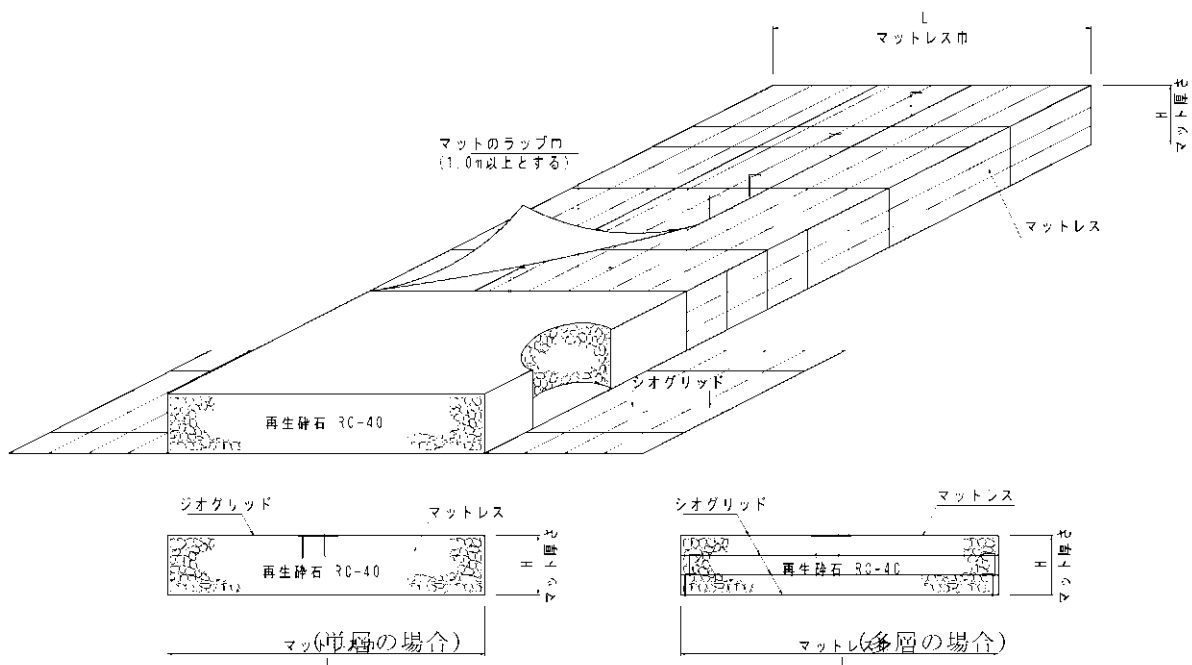


図-1 マットレスの形状

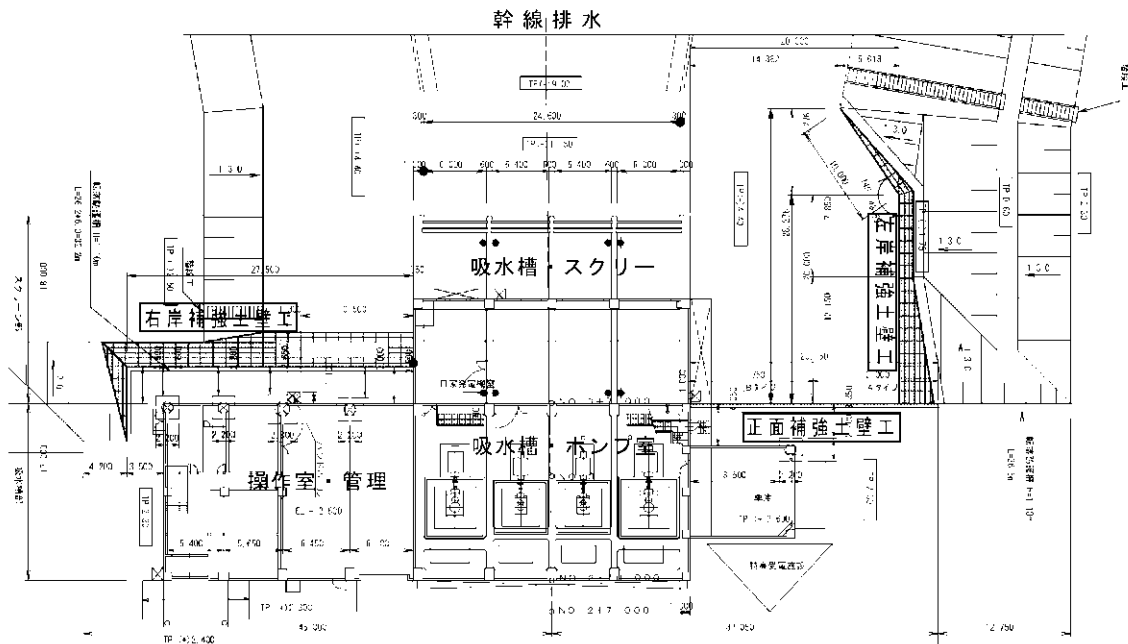


図-2 排水機場平面図

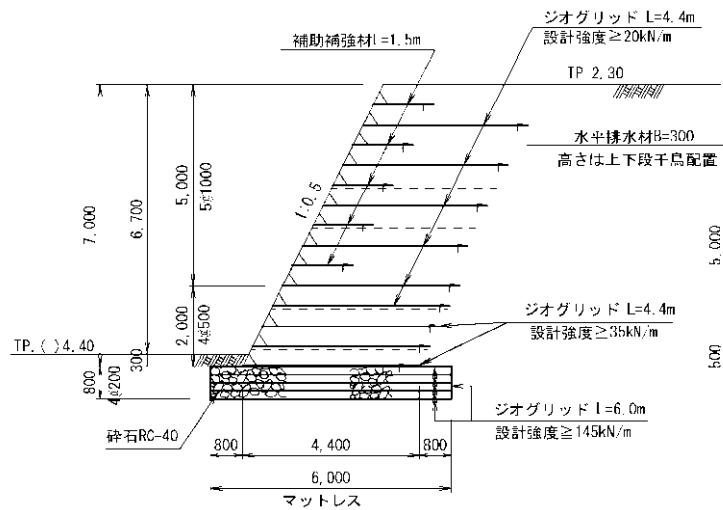


図-3 擁壁及びマットレス断面図

4. 設計手法

マットレス工法の計算手法は、関連機関が発行するマニュアルやガイドライン等の参考図書には説明されているものの、その前段には以下のように記載されている。

「マットレス工法は、海外や国内においてその効果が認められつつあるものの、工学的なメカニズムに至ってはまだ未解明な部分を残している。一方、設計方法についてもいくつか提案されてお

り、……」⁴⁾

上記のとおり現時点において、設計手法は基準化されている状況にはないが、専門の研究者によりガイドラインに示される手法で特に問題ないと考えられている。これに準じて土木構造物及び一般住宅に対しても設計・施工が行われており、われわれ設計者には今後の計算方法の確立が期待される。

以下に、ガイドラインに記載されている計算方

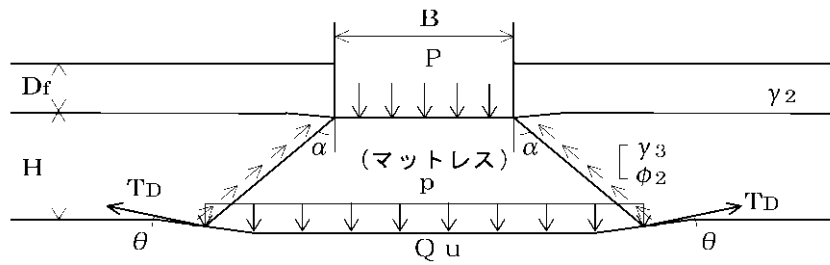


図-4 マットレスの荷重分散効果 模式図

法を説明する。ここで、設計手法におけるキーワードはマットレスの荷重分散効果 M_E (単位: kN/m) である。

(計算方法)

下図に示すように、帯状基礎(載荷幅 B) の下に根入れ深さ D_f で多層の補強材(ジオグリッド)を敷設(碎石をバッグ型に包んだマットレス)したときの、その必要厚さおよび必要引張強度を検討する。

上載荷重 q はマットレス内を分散角 α で分散し、厚さ H のマットレス下面での分布圧を p とする。このとき、マットレスの荷重分散効果を M_E とすれば、単位奥行当りについて、下記のとおりとなる。

$$p(B+2H \cdot \tan \alpha) + M_E \geq P \times B \quad \text{(式-1)}$$

マットレス下層土の許容支持力が Q_u であるとき、マットレス下面での分布圧 p とマットレスの自重 $\gamma_3 \cdot H$ の和が Q_u に等しいので下記の関係式が成り立つ。

$$p + \gamma_3 \cdot H = Q_u \quad \text{..... (式-2)}$$

よって(式-1)は、(式-2)より、次式で表せる。

$$(Q_u - \gamma_3 \cdot H)(B + 2H \cdot \tan \alpha) + M_E \geq P \times B \quad \text{..... (式-3)}$$

- ここに、 P : 上載荷重 (kN/m^2)
- B : 載荷幅 (m)
- Q_u : マットレス下層土の許容支持力 (kN/m^2)
- γ_3 : 中詰め材の単位体積重量

(kN/m^3)

H : マットレスの厚さ (m)

α : 上載荷重の分散角 ($^\circ$)

また、マットレスが載荷重によって曲げ応力を受けるとき、マットレス上部には圧縮力、下部には引張力が生じ、中詰め材(碎石)が圧縮力に、補強材(ジオグリッド)が引張力に抵抗すると考える。

マットレスの荷重分散効果 M_E が中詰め材のせん断抵抗力と補強材の引張り抵抗力の和で表されるとすると M_E は次式のようになる。

$$M_E = \left[\gamma_2 \cdot D_f \cdot H + \frac{1}{3} \gamma_3 \cdot H^2 \right] K_p \cdot \tan \phi_2 + 2T_D \cdot \sin \theta \quad \text{..... (式-4)}$$

ここに、 γ_2 : マットレス上部の土の単位体積重量 (kN/m^3)

D_f : マットレス上部の根入れ深さ (m)

K_p : マットレス中詰め材の受働土圧係数

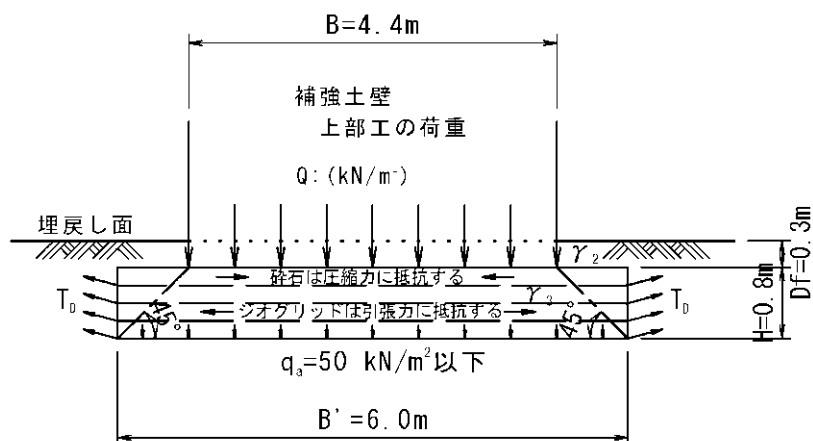
ϕ_2 : 中詰め材(碎石)の内部摩擦角 ($^\circ$)

T_D : 補強材(ジオグリッド)の引張強度 (kN/m)

θ : 補強材の伸びに対する変位角 ($^\circ$)

上記の関係式よりマットレスの必要厚さ及び補強材の必要引張力を求める。

上部工の荷重に対するマットレス内の応力模式



$$M_E = \left(\gamma_2 \cdot D_f \cdot H + \frac{1}{3} \cdot \gamma_3 \cdot H^2 \right) K_p \cdot \tan \phi_2 \quad 2T_D \cdot \sin \theta$$

(①作用圧縮力に抵抗する砕石の項) (②作用引張力に抵抗するジオグリッドの項)

※上式の①、②の相互作用(ME:荷重分散効果)により、マットレス下面に作用する荷重を小さくすることが可能となる。

図-5 マットレス内の応力模式図

を下図に示す。

図-5のとおり、マットレス内では砕石が作用圧縮力に、ジオグリッドが作用引張力に抵抗することにより荷重分散効果を発揮する。

設計では、マットレス厚さは荷重分散幅(分散角45°)に影響するため、設定厚さ毎にジオグリッドの引張力、枚数(層数)を決定する。引張力が不足すればジオグリッドの引張強度を大きな規格とするか枚数(層数)を増すといった手順で検討を行う。

ガイドラインでは効果が見込まれるマットレス厚の最低厚さを40cmとしており、図-5のように複数層とする場合には、1層当たり20cmの厚み毎にジオグリッドを挟み込むこととされている。

5. おわりに

マットレス工法は数ある軟弱地盤対策工の中の1工法である。ジオグリッドを用いたこの工法については「道路土工指針」をはじめとして紹介さ

れていることもあり、今回、擁壁上部工にジオグリッド補強土壁を採用したことに関連し、基礎工に同一資材を用いるマットレス工法を検討の対象とした。

この工法に関連する文献を調べて検討を進めると、

- ・基礎杭やセメント固化材等による混合処理とは異なり、小規模かつ短期間で施工可能
- ・比較的安価に施工でき、中詰め材に砕石を使用することにより容易に施工可能

であることが理解でき、この工法を採用したことは妥当であったと評価する。

本事例は、「4.設計手法」に示したように「マットレスの荷重分散効果」という考え方にに基づき計算を行うため、設計者として若干の不安を抱えていたが、他地区における類似実績を収集しその採用の妥当性を確認した。現地では施工が完了しており、今後、その経年変化を確認し本工法の問題点の有無を考えてみたい。

ジオグリッドの適用は、これまで主に補強土壁

及び盛土補強におけるものと考えていたが、本文で紹介したマットレス工法（軟弱地盤対策工）の他、パイプラインの浮上防止対策に使用されている状況を勘案すると、その多様性は大きい。

近年、新技術の開発として製品開発や用途の多様化等についての検討が行われている。われわれ設計の立場の技術者は、技術力の向上を図ることはもちろんのこと、事業コストの縮減、施工の合理化並び省力化の観点から積極的に新技術について理解を深め、導入の検討を行っていくべきであると考え。

（日技クラウン(株)東北支店）

参考文献

- 1) 「ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル 改訂版」
ジオテキスタイル補強土工法普及委員会・(財)土木研究センター、(2000)
- 2) 福田直三：ジオテキスタイルによる軟弱地盤対策、総合土木研究所、軟弱地盤の改良⑧、pp-42-52、(1991)、及び「実用 軟弱地盤対策技術総覧」 産業技術サービスセンター、(1993)
- 3) 「道路土工－擁壁工指針」 (社) 日本道路協会、(1999)
- 4) 「ジオグリッド工法ガイドライン」 ジオグリッド研究会、(1990)

道央注水工におけるパイプライン基礎等に関する技術レポート

石田 暢士

1. はじめに

国営かんがい排水事業道央用水（三期）地区で建設される道央注水工は、平成14年度に川端ダムから千歳第2揚水機場までの基本設計が行われ、平成15年度に馬追調整池から下流区域（当社設計区間：延長約12km）、平成16年度に上流区域（延長約21km）の実設計が行われている。施工は平成16年度から下流区域を対象に行われ、平成18年度からは上流区域の施工が始まる予定である。

このレポートは、道央注水工の下流区域で設計したパイプラインの主として基礎工に関連する項目に対し、設計思想から施工に至る経緯を取りまとめたものであり、更に施工中に実施された各種試験（予定も含む）結果や技術論文等との関連について考察したものである。

なお、文中で“参考”として記載している上流区域のパイプは、平成17年度末、過年度において選定されていた農業用プラスチック被覆鋼管φ320mmの価格高騰のため、経済性から強化プラスチック複合管φ3000mmへ移行中であり、本年度は一部見直し設計が行われている。

2. 条件

2.1 水路形式

道央注水工の水路形式は、水理及び地形的要因から、「開水路+パイプライン（サイホン）」形式が採用されている。計画延長における開水路の比率は、上流区域の方は大きい、下流区域は分水工を含めて延長約220mと短い（小さい）ものとなっている。

2.2 地質条件

道央注水工が建設される基礎地盤は、大きく3構成に分けられる。

- ・上流区域の起点から約5kmまでの区間は、N値が概ね30以上の礫質土が主体である。表層部には粘性土層や砂質土層が薄く堆積するが、それ以深は均一な礫質土が深部まで堆積している。パイプライン基礎としては、良好な地盤である。（参考）
- ・起点5kmから上流区域終点までの区間は、N値が10以下の火山灰質の粘性土や砂質土が互層状に堆積している。地盤的には不均一で、一部軟弱地盤となる区間もある。総体的に普通地盤～軟弱地盤となる移行地盤帯に位置している。（参考）
- ・下流区域の区間は、N値が概ね5以下の粘性土や10以下の砂質土が堆積している。中流部では火山灰質の砂質土と粘性土が互層状に堆積しているが、その上流部は表層部に粘性土、下層部に砂質土と、層厚もやや厚く比較的はっきりとした地層となっており、千歳川に近づく下流部は粘性土が主体でN値も小さくなる傾向にあり、特に千歳川横断工上下流では、 $N = 0$ の軟弱地盤層が20m近く堆積している。

3. 基礎形式の選定

パイプラインの基礎形式は、設計基準において以下のように分類されている。

- ・土基礎（自由支承） → 現地発生土基礎
→ 購入土基礎

表－１ 使用基礎材料

区 間	現地発生土	地層状況	基礎材料	理 由
下流区域 上流部	粘性土 ＋ 砂質土	単一土層で比較的 明確に分割されて いる。	30mm級 切込砂利	施工的に砂質土を分類するのは難しく、仮に分類できたとしても、購入砂利を採用した方が管路全体として経済的に有利である。
下流区域 中流部	粘性土 ＋ 砂質土	互層状態となっ ており、分離掘削は 不可能である。	30mm級 切込砂利	施工的に砂質土を分類するのは不可能であり、購入砂質土よりも購入砂利を採用した方が管路全体として経済的に有利である。
下流区域 下流部	粘性土	単一土層で全てが 軟弱な粘性土であ る。	30mm級 切込砂利	粘性土は、中・大口径パイプライン基礎に使用不可で、購入砂質土よりも購入砂利基礎を採用した方が管路全体として経済的に有利である。
(参考)				
上流区域	礫質土	単一土層 40mmを超える礫を 10%程度含む。	現地発生 除礫基礎	現地発生土は、土質分類でGSに該当する土砂であり、購入礫材と同じ分類となる。礫径が40mmを超えるものは、除礫して使用する。
	粘性土 ＋ 砂質土	互層状態となっ ており、分離掘削は 不可能である。	5～40mm級 洗い砂利	施工的に砂質土を分類するのは不可能であり、購入砂質土よりも購入砂利を採用した方が管路全体として経済的に有利である。

・コンクリート基礎（固定支承）

近年の軟弱地盤でのパイプラインには、継手に対する安全性や軟弱地盤対応などから“自重が大きな”パイプ（不とう性管のHPやPC）が採用されるケースは殆んどなく、とう性管である「鋼管（STW）、ダクタイル鋳鉄管（DCIP）、強化プラスチック複合管（FRPM）、硬質塩化ビニル管（VP等）、ポリエチレン管（PE）」が選定されている事例が多い。これらのとう性管は、管体の特性を十分に生かす目的から、一般的にコンクリート基礎の採用を、短区間の部分補強や傾斜地などの滑動防止区間などに限定している。

道央注水工の管種にも“とう性管”である「STW、DCIP、FRPM（上流区域）」が選定され、基礎には土基礎を採用し、現地発生土の良否を判断して材質を決定している。

3. 1 基礎材料の判定

パイプラインの基礎材料として、経済的な観点から最も望ましいのは「現地発生土」の利用である。しかし、大口径のパイプラインとなれば、力学的な定数（反力係数や変形遅れ係数）が採用管級に及ぼす影響が大きいため、管種・管級と基礎

工を含めた経済比較結果や軟弱地盤等への対応を含めた総合的な判断を下す必要がある。

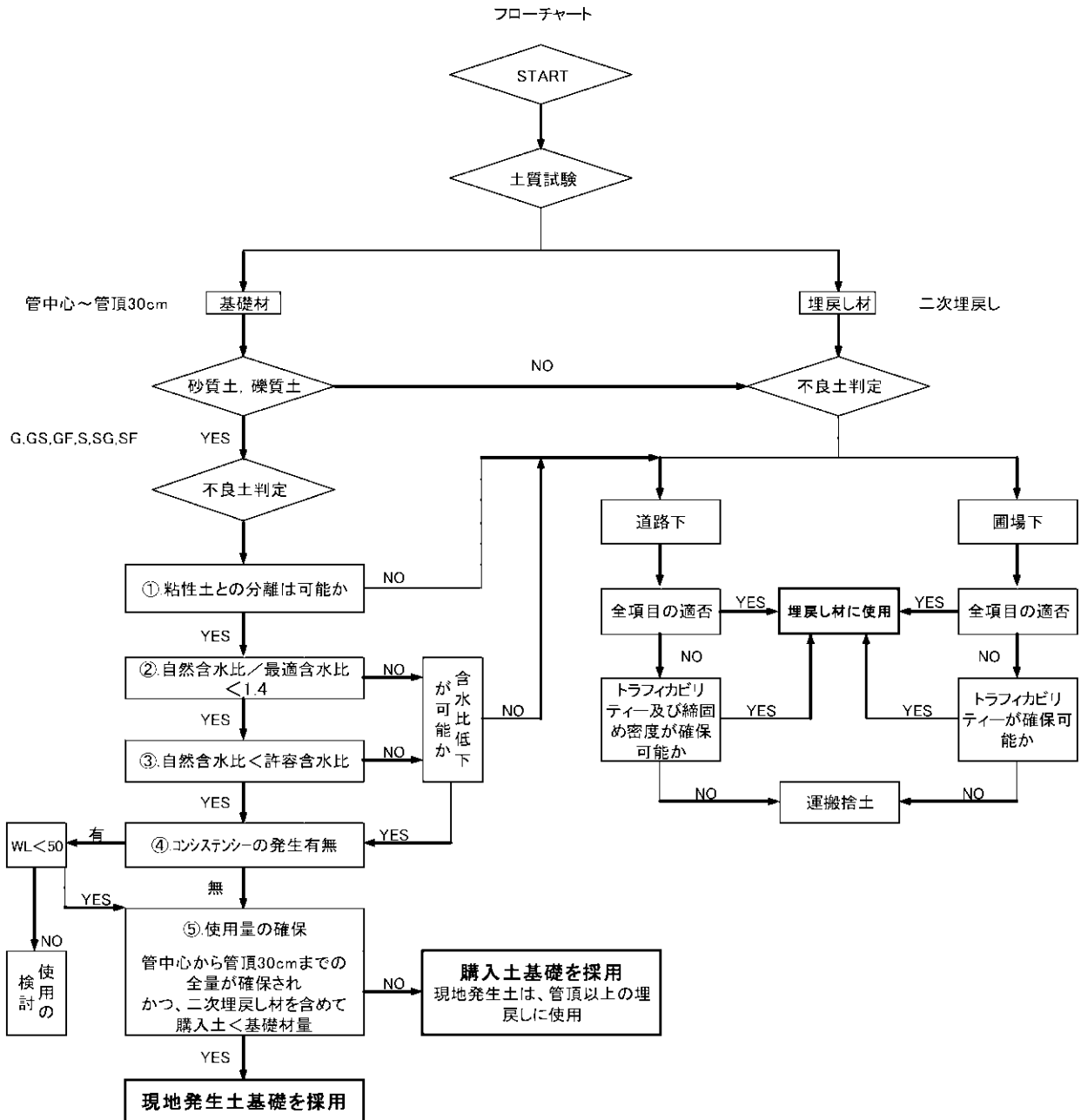
道央注水工の設計基礎材料をまとめると表－１のとおりで、全線に購入砂利（30mm級）が採用されている。

現地発生土の不良土判定は、一般的に以下の試験結果等から求めている。

不良土判定

判 定 項 目		基 準
土質定数による判定	自然含水比／最適含水比	≤1.4
	自然含水比／塑性限界	≤1.5
	液性指数	≤0.75
トラフィカビリティー		≥300
盛土に用いてはいけない土砂		特殊土壌
土質分類による判定	風化火山灰	VH 2
	高液性粘土(有機質高液性粘土)	CH(OH)
	自然含水比	<液性限界
自然含水比		<許容含水比

上表のうち、“トラフィカビリティー $q_a \geq 300 \text{ kN/m}^2$ ”と“自然含水比 < 許容含水比”の2項目（前者は機械施工の判定で後者は締固め密度の判定）は、施工時の要因であることから、一般



図－1 現地発生土利用フロー

的に設計段階では判定していないことが多い。

不良土の判定は、上表から求めることが一般的であるが、自然含水比との対比により判定される項目は、施工条件等による追加判断が必要となる。

自然含水比は、土砂区分により施工期間中に自然低下が見込める礫質土又は砂質土と、ほぼ自然低下が見込めない粘性土に区分される。基礎材に粘性土を利用するケースは小口径管路でしか有り

得ないが、管頂以上の埋戻しには使用されるため、道路下などの密度が要求される区間では、含水比低下が見込めないことを考慮した判断が必要である。

一方、礫質土や砂質土では、粘性土に比して自然低下が見込まれるが、土質区分がGFやSF（共に細粒分混じり土）では低下の度合いがあまり期待できない可能性が高い。また、細粒分が少ない土砂でも冬期施工となれば含水比が低下する前に

凍結してしまうため、施工時期や施工条件を考慮した判断を加えることが重要である。

参考として、道央注水工において作成した現地発生土利用フローチャートを図-1に記載する。

なお、不良土判定とは異なるが現地発生礫質土を除礫して使用する基礎工を選択する場合は、除礫の行い易さを判断（易い←G, GS, GF→難しい←低含水比, 高含水比→難しい）し、施工時期に対するコメントや代替材料の選定などを決定しておくことが大切である。

3.2 基礎材の施工支持角

パイプライン基礎材の施工支持角は、設計基準において「不とう性管は120°以上、とう性管は360°」とされている。

上記のうち、とう性管に限定すると、現設計基準において360°支持角を採用した根拠は、スパングラの水平土圧理論（管側における土圧の発生形状が管中心で対象となっているため、材料も同一とした方が理論に合致し易い）と設計の簡素化（旧基準では、施工支持角により反力係数も変化させていたため、多くのケースを検討していた）によるものである。ただし、基礎材料を管中心位置で分離して設計していた旧基準対応でも、管路の安全性を損なっていた訳ではなく、現在の反力係数算定方法やスパングラの理論により近づけるための対処であることから、現設計基準変更時のQ&Aにおいて「大口径の場合等で管頂まで良質な基礎材を施工するのに経済性を欠く場合は、管中心で材料を分けても良い」とされている。

この事を踏まえ、道央注水工においては、基礎材料を管中心位置で分けることでコスト縮減を図ることとしていたが、施工に際して断面が土留開削へと変更になったことにより、設計当初よりも工事費差が小さくなってきている。現状において、平成15年度設計区間の基礎工事費差額は、延長約11.7kmで2,830万円となっており、大きなコスト縮減とはならなくなっている。

3.3 他工法基礎に対する検討

先にも記載したとおり、道央注水工の現地発生土は、少量の砂質土と大半を占める粘性土から構成される。このうち、砂質土に関しては、課題はあるものの含水比を低下させれば管体回りに十分使用できる材質であるが、基礎材（管中心以下）としては総合的な比較で購入砂利に勝ることができない。更に、粘性土に至っては、何らかの手を加えなければ管体回りに使用することすら認められない材料である。

3.3.1 土のう基礎

上記を踏まえ、設計時点では、その有効性が期待できる「土のう基礎」について提案し、土のう製作費の軽減（大型化）が可能であれば、現地発生土の有効利用が促進されたと考えた。しかし、農業工学研究所（以下、農工研と記載）において作成された粘性土入り土のうの載荷試験において、変形が著しいことが判明（粘性土は自由に圧縮するため、土のう袋の緩みで自由に変形する）し、基礎材として不適當（土のう基礎の中詰め材は、砂利が最適である）という結果が得られた。

3.3.2 ソイルセメント基礎

次の工法として「ソイルセメント基礎」についての実証試験が平成17年度（φ2600mm DCIP 区間）実施され、現地発生材粘性土改良基礎と砂質土改良基礎、従来の砂利基礎の3タイプで検討が行われた。

ソイルセメント基礎の利点は、現地発生土の利用促進が可能となること、軟弱地盤区間において軽量の基礎を構築できることにある。

ここで使用した固化材は、セメント系固化材（アースタイト）に石炭灰（フライアッシュ）を混合したものである。石炭灰の混合目的は、含水比を低下させることにあり、含水比の低下は固化材の添加量を軽減させるため、結果として改良費の軽減が可能となる。篠津中央地区（28日一軸圧

縮強度 $q_u=100\text{kN/m}^2$) においては、含水比60%前後の粘性土に対して 150kg/m^3 の固化材を添加するとしているが、実証試験では若干含水比が低いが、 100kg/m^3 の固化材で高い一軸圧縮強度(砂質土で $q_u=190\sim 230\text{kN/m}^2$ 、粘性土で $q_u=180\sim 240\text{kN/m}^2$)が発現している。なお、石炭灰は火力発電所から出る副産物で産業廃棄物となるため、再利用は環境対策にも繋がるメリットがある。

ソイルセメント基礎に関しては、従来工法(購入砂利基礎)に比べコスト面での課題が多い。それは、プラント設備が必要となること及びプラントまでの輸送費が嵩む場合があるからである。また、品質管理面からソイルセメントは 360° 支承としている場合が多い(篠津中央地区は、 120° 支承で残りは泥炭をそのまま埋戻している)が、法切開削施工では、管中心から管頂までの断面積が

大きいため、矢板施工のように管頂までの断面積が小さい方が有利となる傾向にある。

以下に、道央注水工 $\phi 1800\text{mm}$ 区間における従来工法とソイルセメント基礎(粘性土改良ケース)のコスト比較例を記載する。下図からも明らかとおり、矢板施工とした場合の方が、ソイルセメント基礎が経済的に有利となる範囲が広い。

3. 3. 3 流動化処理基礎

参考として平成18年度において、上流区域のFRPM管 $\phi 3000\text{mm}$ 区間で「流動化処理基礎」の試験施工が予定されている。

流動化処理とは、現地発生する土砂が土工に不適当な材料であっても、土質的な安定性と施工性を改善するために行う安定処理の一種であり、従来行ってきた固化材添加(ソイルセメント)の攪拌作業における不均一化(特に粘性土の団粒化)を解消することを目的に、土砂に加水して高密度の泥水を形成させた後、固化材を添加して混練すること(均等な固化材分散が可能)で、高品質(強度、含水比、粒度分布、空気間隙等)の土砂に改良するものである。

流動化処理工法とは、用途に適した流動状態で埋戻し・裏込め等が必要な箇所 directly 又はポンプ圧送等の方法で打設し、処理土の固化によりその目的を果たす“締固めを必要としない”土質安定処理工法のことである。この工法には、設備の大型化や工事費の増嵩、工期の長期化等についての課題もある。

大口径パイプラインにおいては、たわみの抑制と管体応力の均等な分散のため、特に管底クサビ部分の転圧施工が重要な管理項目となる。この部分に対しては、従来、人力突固め等により密度管理を入念に行ってきたが、施工業者又は区間による品質(密度)のバラツキが懸念されており、従来から採用してきた転圧式の基礎工法に比べ、締固め作業が不要で十分な強度が期待できる「流動化処理基礎」についての試験施工が計画されてい

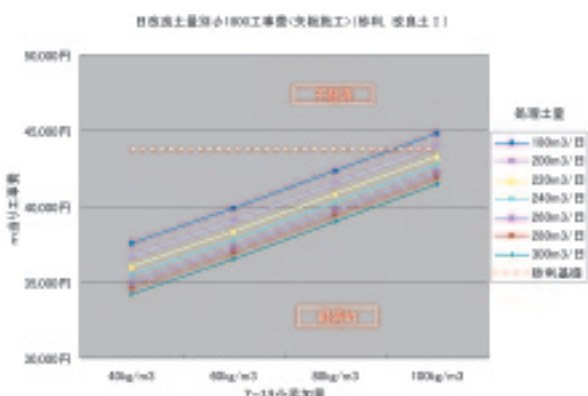


図-2. 1 矢板施工におけるソイルセメント工事費

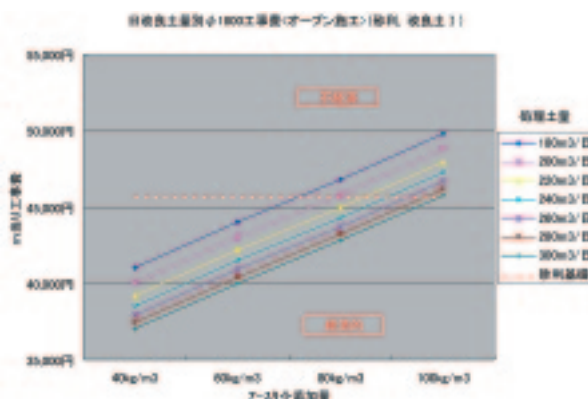


図-2. 2 法切施工におけるソイルセメント工事費

る。

4. 沈下及び浮上防止対策

軟弱地盤帯における大口径パイプラインの設計で問題となる要因に“沈下と浮上”がある。

前述の如くパイプライン基礎が強固でなければ管材費の高騰を招くこととなり、設計基準に記載されている最も強固なものは礫質土基礎となるが、現地盤との単位体積重量との格差が大きいと管路は容易に沈下する。

一方、埋戻し土の重量のみを期待した浮上防止対策を施すと、大口径パイプラインの場合は土被りが大きくなり、掘削深の増加に伴う施工性の低下や、軟弱地盤では、掘削断面の拡大に伴う工事費の増嵩を招くことになる。

このことから、軟弱地盤帯へパイプラインを設置する場合は、深すぎず浅すぎずのバランスが必要となる。

4. 1 沈下抑止シートの採用

軟弱地盤に布設された管路の沈下を完全に防止するためには、基礎杭等を施したコンクリート基礎としなければならない（篠津中央地区で施工された実績がある）が、施工性も悪く、多額な工事費が必要となる。このため、近年では、沈下が発生したとしても、適切な管路機能（主に水密性）が満足されていれば、ある程度の沈下を容認する思想が広がりつつある。

道央注水工では、砂質土地盤と粘性土地盤のモデル断面による計算から1～5 cm程度の沈下量が予想されたが、実際はそれ程大きくないことから、沈下に対しては管路継手の許容変位で対応させることとした。しかし、基礎地盤となっている砂質土や粘性土層は均一地盤とは言い難く、下流域では火山灰層が互層となっている区間も賦存しており、路線位置が沼地跡や千歳川付近では旧氾濫原の可能性も高いことから、不同沈下の発生し易い地盤であることが予想された。

このことから、長期的な沈下量に対しては前述の如く管路の継手変位で対応させるが、不同沈下の抑止には、管路から伝達される荷重を基礎地盤に均等に分散させる目的と、支持力の増加効果を期待する目的でジオグリットを布設することとした。なお、ジオグリットは、軟弱地盤層に基礎材料が流出しないよう基礎工を覆う形状で布設し、基礎工の将来的な安定性の向上を確保することとした（代表的な標準断面は、図-3参照）。

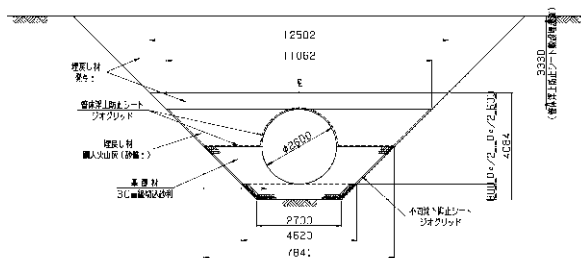


図-3 沈下抑止シートの敷設断面

ジオグリットは、『ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル（改訂版）』に示された、地盤とジオテキスタイルが一体となった支持力算定式を使用し、管径毎の極限支持力を算出した。この式は、Terzaghiの支持力理論を基本として、①ハンモック効果、②地盤隆起効果、③根入れ効果を考慮したものであり、支持力増加効果による沈下抑止、シート布設による均等な荷重分散効果及び不同沈下抑止、施工時トラフィカビリティ確保を期待することとした。

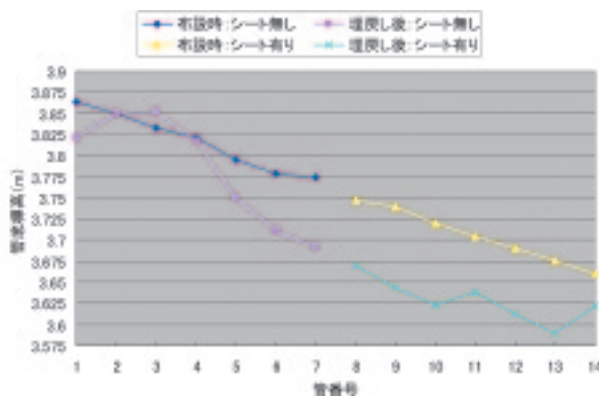


図-4 シートの有無による管路の挙動

平成17年度の工事区間にジオグリット無し区間（普通地盤：管番号1～7）と有り区間（軟弱地盤：管番号8～14）の施工を実施しており、この区間で沈下抑止シートの効果を見ると図-4の結果となっている。この図から、管路沈下量の最大値は軟弱地盤区間の方が大きく発生しているが、管路の縦断的な挙動は軟弱地盤区間ではほぼ等沈下に等しいものの、普通地盤区間の方は大きな凹凸形状をしているのが分かり、ジオグリットは不同沈下を抑止する効果が十分にあると判断される。

4.2 浮上防止シートの採用

道央注水工には、φ1500mm～φ2600mmの管径が採用されている。

これらの管路に対し、設計基準に準じて浮上防止の埋設深を確保するには2.3～3.4mが必要となり、軟弱地盤帯で掘削深が5.0mを超える区間が大半を占めることとなる。軟弱地盤帯では、掘削深が大きくなると開放時間が長期に及ぶこととなり、法面の自立性や安定性が損なわれる危険性が増すばかりでなく、工事用地の増大や施工の長期化が予想される。

このため道央注水工では、管路の埋設深を極力浅くして掘削量を軽減することにより、施工性の向上と安全性を高め、用地の縮小と工期の短縮を目的に、浅埋設化に伴う抵抗土圧を補うために浮上防止シートを敷設することとした。

浮上防止シートは、法切開削施工に対して「泥炭性軟弱地盤帯の地域用水におけるパイプライン設計運用（案）」に準じ、図-5の範囲に敷設して斜線部に示す土塊重量を見込むこととした。

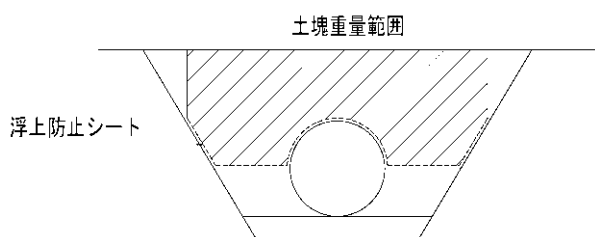


図-5 シートの敷設範囲と土塊重量

上記の設計思想に対し、実施工においては、法面の自立性や土層境界付近からの地下水の流出等の問題から、大部分の区間で法切開削断面が土留（矢板）開削断面へと変更されている。土留開削となった場合には、上記の土塊重量思想がそのまま適用できるか否か不明な点も多いため、各研究機関やフィールド実験等で試験されている事例を基に、以下の設計思想を適用して安全性のチェックを実施することとした。

4.2.1 実証研究試験その1

試験研究の紹介として、農工研で行った「浅埋設パイプラインの限界埋設深に関する研究」がある。この研究では、ジオテキスタイルを用いた浮上防止工法の安全性とメカニズムについて検討し、ジオグリットが巻込んだ埋戻し材料の一体化の程度を評価している。

研究結果では、矢板施工において浮上防止シートを敷設した場合の土塊重量の一体化は、図-6に示すⅠ～Ⅲの領域に区分されるとしている。

この状態における浮上に対する安全率（S）は、次式により求められる。

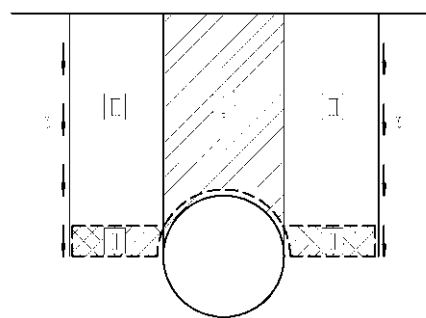


図-6 浮上抵抗力の土塊領域

$$S = \frac{\text{土塊重量} + \text{せん断抵抗力} + \text{管自重}}{\text{浮力}}$$

上式の土塊重量のうち、領域Ⅰに対しては100%の土塊重量を見込むことができるが、領域Ⅱ～Ⅲについては、埋戻し材料やシートの敷設方

法により有効土塊重量が異なる（一体化率）と報告されている。ここでは、研究内容の詳細は記載しないが、シートの敷設方法に若干の相違があるものの、領域Ⅱに使用される埋戻し材料の違いで一体化率が変化するとされており、試験結果からの一体化率は以下のようになっている。

- ・領域Ⅱ～砂 一体化率32%
- ・領域Ⅱ～砂利 一体化率69%
- ・領域Ⅱ～ソイルセメント：一体化率85～97%

この結果から、領域Ⅱにあたる管側部の埋戻し材には、砂質土を使用した場合、法切開削で計算していたような土塊重量を見込むのは危険であり、安全側に30%程度の土塊重量で計算すべきである。また、試験では便宜上、領域Ⅱ～Ⅲは同じ一体化率としている。

4. 2. 2 実証研究試験その2

次に、農業農村整備事業品質確保・向上対策事業の新技术普及マニュアル（案）に記載された「ジオテキスタイルによる埋設管の浅埋設」がある。これは、農工研の研究結果を踏まえ、巻込み形状による一体化率の実験結果が記載されている。この実験によれば、張出し長と張出し高（領域Ⅱの幅と高さ）により一体化率には下記の傾向が確認されている。なお、ジオグリットは上部も包み込んだ（蓋をした）形状の実験である。

- ・張出し幅を固定した場合、張出し高が高く（管径が大きい）なるほど一体化率は大きくなる。
- ・張出し高を固定した場合、張出し幅が広がるほど一体化率は小さくなる。
- ・管径によりバラツキはあるが、張出し幅0.2～0.3D C、張出し高0.5D Cの条件で一体化率を100%とすることが可能である。

4. 2. 3 道央注水工への適用

前述の実証研究結果を基に、道央注水工の矢板施工区間におけるジオグリットを用いた浮上防止

対策は、以下の要領（フロー）で実施して安全性のチェックを行うことを提案した。なお、管径はφ1500以上を対象とした。

基本条件

○ジオグリットを巻込まない場合

- 領域Ⅱ 砂質土使用→一体化率30%
- 砂利使用→一体化率60%
- ソイルセメント→一体化率80%

領域Ⅲ 材料を問わず 一体化率30%

○ジオグリットを巻込んだ場合

- 領域Ⅱ 砂質土使用→一体化率50%
- 砂利使用→一体化率100%*
- ソイルセメント→一体化率100%*

※張出し幅は0.3Dc 又は0.50mの大きい方以下で、設計基準に記載されている通常の矢板施工幅における管側余裕以下とする。これによりがたい場合は、別途検討する。

領域Ⅲ 材料を問わず 一体化率50%

チェックフロー

1. 現設計に合わせて領域Ⅱに砂質土を使用し、ジオグリットを巻込まず安全率を確認（1.2以上）する。
↓
2. 現設計に合わせて領域Ⅱに砂質土を使用し、ジオグリットを巻込んで安全率を確認（1.2以上）する。
↓
3. 領域Ⅱに砂利土を使用し、ジオグリットを巻込まず安全率を確認（1.2以上）する。
↓
4. 領域Ⅱに砂利土を使用し、ジオグリットを巻込んで安全率を確認（1.2以上）する。

現在、上記のチェックフローを基に、施工断面変更箇所をチェックを随時行っている最中である。

今回は、矢板施工区間として考え方をまとめた
が、法切開削区間においても、設計運用（半巻き）
での考え方では、実質的な安全率が低下する可能
性が高いと予想される。寒地土木研究所のモデル
試験によれば、半巻きと全巻きでは埋戻し土が破
壊に達するひずみ領域が明らかに異なることが判
明しており、この事は、一体化率が異なることを
示唆するものである。このことも踏まえ、道央注
水工の浮上防止に対する安全性のチェックを実施
して行く考えである。

5. おわりに

記述内容は、道央注水工における大口径パイプ
ライン施工に関する検討経緯である。これらの成
果が明らかになるのは、数年あるいはそれ以上先
のことになるだろう。

（北海道農業土木コンサルタント㈱）
農村環境・技術部

引用及び参照文献

- 1 土地改良事業計画設計基準 設計「パイプライン」基準書・技術書：農林水産省構造改善局
平成10年3月
- 2 埋設パイプの浮上に伴う限界抵抗力に関する
実験的検討：農業土木学会論文集 No.205
- 3 浅埋設パイプラインの限界埋設深に関する研
究：農業土木学会論文集 No.208
- 4 平成15年度 新技術等普及マニュアル（案）
ジオテキスタイルによる埋設管の浅埋設：社団
法人 土地改良測量設計技術協会 平成16年3
月
- 5 模擬泥炭を用いたジオグリット巻き立て工法
の埋設管浮上防止効果に関する土槽実験：第49
回 北海道開発局技術研究発表会
- 6 泥炭性軟弱地帯の地域用水におけるパイプ
ライン設計運用（案）：北海道開発局札幌開発建設
部 平成16年6月
- 7 北海道における不良土対策マニュアル（案）：
北海道開発局土木試験所 昭和60年2月

耕作放棄地の利用構想

松里 浩二

1. はじめに

耕作放棄による荒廃農地は、農業の持つ多面的機能を低下させるのみでなく、虫害、雑草種子などの発生源となり隣接耕作農地に悪影響を及ぼすほか、農村景観をも阻害する恐れがある。

今回、北海道南部のとある地域を対象に、耕作放棄地の現状を把握するとともに、地域振興の基本方向及び土地所有者・関係機関の意向に基づき、地域の実情に応じた耕作放棄地の利用構想を策定した。

2. 地域の自然・経済立地状況

地域は海岸線を有し、総面積の大半を山地が占めている。河川沿いに農地が細長く拓けており、いわゆるクシの歯状地形を呈している。そのため、農地は団地としてのまとまりが小さく、傾斜地も多い。

利用構想の対象となる地域では、過疎化・高齢化の進行に伴う担い手の減少に加え、土地集約型農業が展開されていることもあり、耕作放棄地の増加が懸念されている。

3. 地域の農業概況

対象地域の農業は、水稻、ばれいしょ、豆類、牧草を中心に作付けされており、丘陵地等では肉用牛及び養豚が営まれている。また、普及センターが中心となり、ビニールハウスによる「アスパラガス立茎栽培」及び「いちご高設栽培」の普及を推進している。

「アスパラガス立茎栽培」及び「いちご高設栽培」は、初期投資も少ないため、新規就農者や高齢者でも取り組むことが可能で、地域ではこれらの作

物を中心とした新規就農のための営農モデル団地を整備するなど、新たな担い手の確保に向けた取り組みを行っている。

統計情報（2000年世界農林業センサス）から地域の状況を見ると、平成12年における65歳以上の農業従事者の割合は、北海道平均が31%であるのに対し、地域では49%を占めるなど担い手の高齢化が深刻な状況にあるといえる。

また、地域の戸当たり耕地面積は1.9haと小さく、全体の6割が1ha未満の農家で占められている。

さらに、地域の集落は集居形態であり、農地と居住地間にやや距離があることに加え、規模拡大の進行過程で飛び地などの問題もあると考えられる。



図-1 高設いちご・立茎アスパラガスの栽培

4. 耕作放棄地の状況把握

対象地域の耕作放棄地の実態及び正確な面積を把握するため、地元関係機関に御協力いただき、土地利用台帳から現況地目が田あるいは畑として利用されている全ての農地について現地を踏査し確認を行った。

その結果、経営耕地面積約3,500haのうち、およそ200haの耕作放棄地があることが判明した。

ただし、農地所有者が地域外に住んでいる場合は、農地の流動化や転用が困難なほか、非農家所

有の耕作放棄地は長期間農地としての利用がなく、再び農地として利用することは困難であると判断され、本報告の利用構想対象となる耕作放棄地は、現在も所有者が農業者である農地約120haのみとした。

5. 耕作放棄地の発生要因

耕作放棄地の発生要因には、担い手不足や高齢化、地形条件など様々な理由が考えられる。

表-1 耕作放棄地の主な発生要因

<ul style="list-style-type: none"> ・担い手不足と高齢化 ・地形条件等が悪く生産性が低い ・飛び地等で不便 ・土地基盤整備の遅れ ・所有者不在（死亡や町外流出など） ・所有地への執着心・愛着心が強固 ・集約的農業の展開（土地を必要としない農業の展開）

また、耕作放棄地所有者への聞き取り調査を行った結果、耕作放棄地の発生の主たる要因としては、担い手不足とする人が多かった。今後の方針について土地所有者は、農地の所有権は移動させたくないが、有効に利用するならば農地を貸し与えても良いという考えである。しかし、実際には利用する者が実在しないので、放置せざるを得ないとの状況である。

こうした意見の中、暗渠等が整備されればもう一度農地として利用したいといった意見や、再度農地として利用するため、耕起を試みた農家も存在するなど農地としての利用に積極的な意見もあった。

6. 耕作放棄地の利用構想

1) 調査手法

調査手法の手順は、現地調査により地域内の正

確な耕作放棄地面積を把握した後、地域の課題、地域で行われている多様な取り組み、耕作放棄地の発生メカニズム、耕作放棄地周辺の土地利用状況等を考慮し、耕作放棄地の性格区分（ゾーニング）を試みた。

以下、ゾーン毎の利用構想案について、具体的に述べることにする。

表-2 ゾーン毎の利用方法

ゾ ー ン	内 容
① 生 産	農地として利用、育苗施設、粗放的土地管理
② 農業研修施設	トレーニング営農体験農場
③ 農業関連施設	堆肥化施設、農水産物加工施設、農産物直売所
④ 交 流	宿泊施設、学校教育と連携した体験農場
⑤ 住 宅 地	優良田園住宅
⑥ 森林・自然再生	自然再生、ヒノキアスナロ等の植林
⑦ そ の 他	クリーンエネルギー事業、緑化・公園

2) 生産ゾーン

既耕地に囲まれた耕作放棄地は農地として利用することが望ましいと考えた。また、地元の構想において野菜苗供給体制の確立が早急な課題となっていたので、耕作放棄地に施設野菜の育苗施設を整備することを検討した。さらに、地元で行われている果樹の作付及び肉牛の放牧など、多くの労働力投入を必要としない粗放的な農地の利用も検討した。

3) 農業研修施設ゾーン

地域では高齢化、後継者不在に伴う担い手不足が深刻化しており、担い手の確保は重要な課題となっている。そのため、耕作放棄地に新規就農者を対象とした農業研修施設を整備し、新たな担い手の確保・育成を図ることとした。

4) 農業関連施設ゾーン

いちご高設栽培、アスパラガス立茎栽培など新技術の導入が進む中で、土づくりの重要性が高まるものと考えられる。（普及センターによるとア

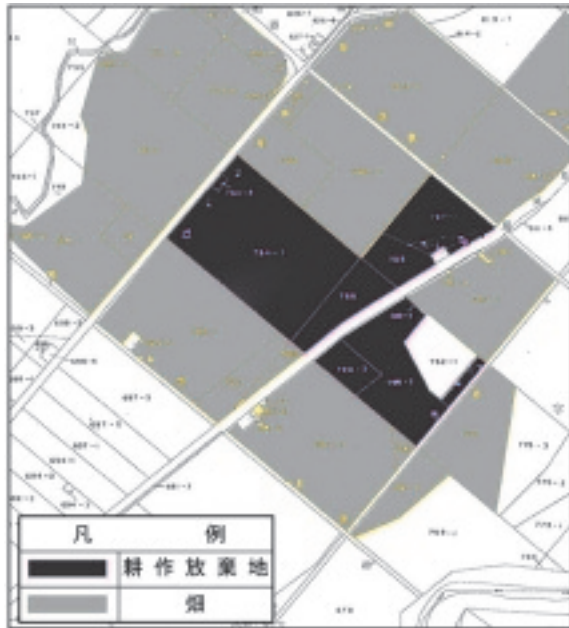


図-2 農地としての利用が望まれている耕作放棄地の事例

スパラガス立茎栽培における堆肥の初期投入量は30 t /10 a 必要)しかし、地域を含め周辺市町村では家畜飼養頭数が少なく、堆肥の供給量は十分とはいえない状況と推測された。

そのため、地域で発生する未利用資源（野菜やスケトウダラの残さ、間伐材等の未利用木材等）を原料とした堆肥化施設の整備を考えた。

また、地域では地場産の農林水産資源の付加価値を向上させることが課題となっていたので、耕作放棄地を農水産加工施設用地としての利用を考えた。

さらに、地場農産物を使用した直売施設を市街



図-3 地元に整備されている直売所の事例

地周辺の耕作放棄地に整備することを検討し、消費者ニーズにあった安全・安心・新鮮な地元農産物の販売及び都市と農村の交流促進による農村の活性化を図ることとした。

5) 交流ゾーン

地域には、地元食材や歴史的建造物を活用した様々なイベントが行われているほか、登山や網おこしなど様々な体験メニューを実施している体験型学習施設が整備されており、これまで多くの学生や観光客を受け入れてきた。しかし、地域には修学旅行等の団体客が宿泊できるほどの宿泊施設が存在しないため、大勢の観光客や研修者を収容できる宿泊施設を各体験型学習施設の近隣に整備することを検討し、観光の発展を図ることとした。

さらに、近年重要視されている食育の一環として、小・中学校周辺の耕作放棄地に体験ほ場としての利用を考えた。そこでは、子供たちに農業への深い理解を促すとともに第一線を退いた農家高齢者たちがインストラクターとして活躍する場にもなるので、高齢者の生きがいづくりにも寄与できると考えられる。



図-4 体験ほ場のイメージ（「田んぼの学校」ホームページより）

6) 住宅地ゾーン

地元で実施されたアンケート調査結果による



図－５ 地域でのヒバ植林の様相

と、地域では住宅用地に対する需要が高まりつつあるので、市街地周辺に存在する耕作放棄地の一部を宅地化することも視野に入れて検討することも有効と考えた。宅地化の際には優良田園住宅事業についても視野に入れることとした。

7) 森林・自然再生ゾーン

地域はヒノキアスナロ（ヒバ）の北限地帯に位置しており、ヒバは杉・檜と並んで本州においては、良質の建築材料として利用価値の高い樹種に位置づけられている。

今後、周辺を森林・原野等で囲まれ、農地として復活することが困難な耕作放棄地に対しては、ヒバの植林も考える必要がある。

8) その他

地域では風が強いという特性を活かし、風力発電を利用してアワビの育成が行われているほか、温泉熱を利用した施設園芸（高設いちご、立茎アスパラガス）が行われている。



図－６ 地域に整備された風力発電施設

今後は、クリーンエネルギーから生まれた地場産品として農作物の付加価値向上を図ることも重要と考え、長期展望に立ち、施設園芸のエネルギー源として耕作放棄地に風力発電施設を新たに整備する方向も検討する。また風力発電施設と併せ公園等の整備を検討して、快適で潤いのある生活空間を創造することが必要である。

7. 利用構想に即した地域農業振興方策案

ひとえに、既耕地周辺の耕作放棄地を農地として利用するにしても、担い手が存在しなければ意味がない。このため、耕作放棄地の利用構想に即した地域農業振興方策案を策定した。

(1) 担い手の確保

担い手が極端に少ない区域において効率的な農業生産の展開を図るには、地域にある労働力、機械、施設などを効率的活用を図るため、農協など関係機関の協力による農業生産法人の育成や、集落営農の体制の確立を検討する。

(2) 土地基盤の整備

地域ではこれまで国営及び道営事業により、区画整理、暗渠排水、用排水、農道整備等を進めてきたが、年数の経過に伴い、排水性の悪いほ場や未整備水田においては生産性低下や農業機械の効率的利用が困難なほ場がみられる。

地域では土地基盤整備が進んでおらず、そのことが耕作放棄地を進行させたとも考えられる。米政策改革大綱の発表により、これまでのような転作助成金は見込めない状況にある。また、作業を受託する場合、大型機械の走行が可能なほ場や走行不可能なほ場があるなど整備水準に格差がみられる。

今後は各種補助事業の活用により、高設いちご、立茎アスパラガス等高収益野菜の導入を視野に入れたほ場整備を進めるとともに、総合的な土づくりを進めることが必要である。

8. おわりに

今回、耕作放棄地の利用構想について御報告させて頂きました。本報告が、同一条件下の他の地域における振興策の一助となれば幸いです。

なお、本調査の実施にあたり、多大な御協力を頂いた地元農家の方々、関係機関の皆様に厚く御礼申し上げます。

(株)環境保全サイエンス

報 文 集 第18号

平成18年11月1日

編 集 (社)北海道土地改良設計技術協会

広報部会 明田川洪志・荒金 章次・浅井 要治
寺地 明夫・林 嘉章・高尾 英男
宮本 治英

発 行 (社)北海道土地改良設計技術協会

〒060-0807 札幌市北区北7条西6丁目NDビル8階
電 話 (011)726-6038 FAX (011)717-6111

印刷 (株)あいわプリント 電話 (011)251-4191



●表紙写真●

第16回 北海道開発局農業水産部・(社)北海道土地改良設計技術協会共催
写真展 作品

「大野川を渡る畑地かんがい用水」

—北斗市（旧大野町）—

柴田 勇氏 作品

A E C A HOKKAIDO
Agricultural Engineering Consultants Association