

水と土

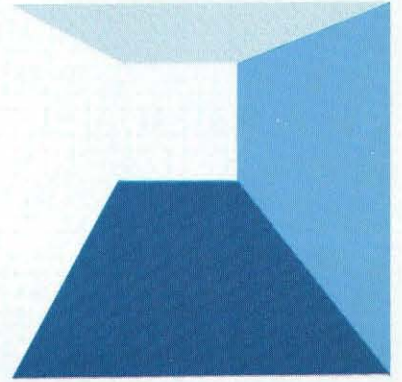
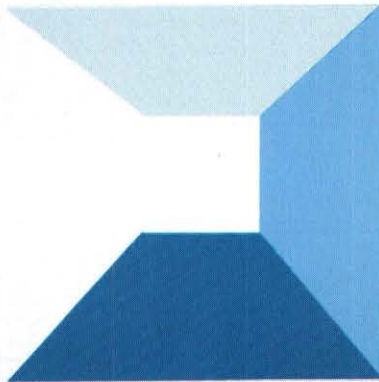
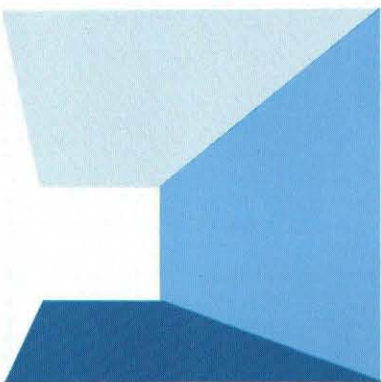
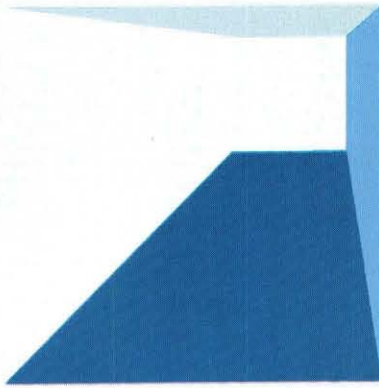
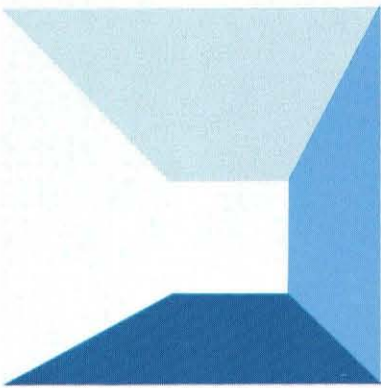
ISSN 0287-8593

第 85 号

平成 3 年 6 月号

農業土木技術研究会

Japanese Association for
the Study of Irrigation,
Drainage and Reclamation
Engineering





右岸地山から本堤、洪水吐、取水塔を望む

ウズラ

鶉ダム盛立施工

(本文23頁)

(北海道開発局厚沢部川地区)



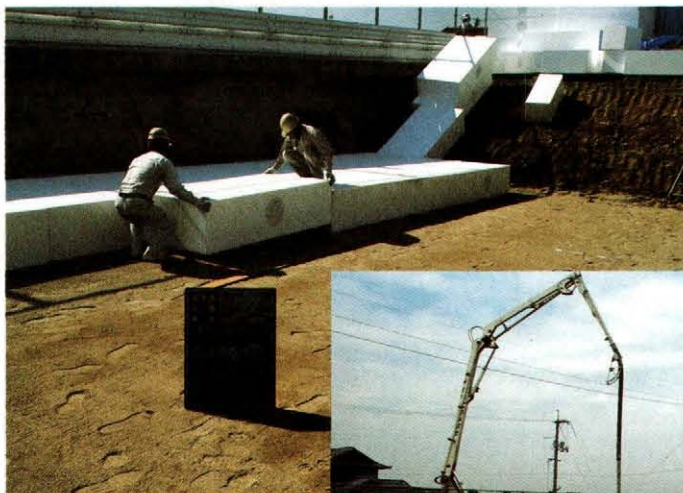
堤内ブランケット コア材盛立転圧状況



上空から千両街道を望む

EPS工法施工例

—千両街道— (岡山県児島湾地区)



EPSブロックの設置状況

生コンの打設状況



(本文47頁)

水 と 土

— 目 次 —

グラビア

^{ウズラ}
鶉ダム盛立施工
EPS工法施工例

巻 頭 文

3000日の徳島戦略と農業農村整備への期待

山 野 昭 二……(1)

報 文

土地改良事業計画をめぐる諸問題と今後の検討方向

大 橋 欣 治……(2)

亀田郷地域における都市近郊型農業総合開発モデル計画
の作成について

長 井 薫・宮 崎 敏 行……(9)

電子レンジによる土壤水分の乾燥特性について
——土壤三相からみて——

上 田 和 夫・小 林 威 文……(19)

^{ウズラ}
鶉ダムにおけるアースブランケット工法について

荒 木 義 恭・鳴 海 孝……(23)
武 石 茂・合 屋 英 之

液状化現象とその予想法及び対策工の現状について

谷 茂……(30)

ジオテキスタル(土木安定用繊維材)による軟弱地盤の
表層補強効果試験

山 下 恒 雄……(41)

EPS工法による干拓地軟弱地盤上の沈下対策

——千両街道——

大久保 壽 夫・難 波 賢 治……(47)
高 塚 正 志・末 田 亮 二

資 料

頭首工の可動堰に関する堰体の実用的設計例

川 合 享……(57)

投稿規定……(61)

農業土木技術研究会入会の手引き……(62)

会 告 ……(63)

編集後記……(67)

No. 85

1991

J u n

土地改良事業計画をめぐる諸問題と今後の検討方向

大橋 欣次

土地改良や農村整備の実施に当って、その前提となる事業計画について、近年の農業・農村をとりまく内外の情勢の変化の中での、諸問題と今後の検討方向を考察している。とくに次の5点について、その検討の必要性和方向を提案している。(1)計画管理の重要性、(2)計画の柔軟性の確保、(3)計画の経済合理性から総合性の追求へ、(4)整備水準の目標の考え方、(5)計画の評価システムの確立。

(水と土第85号1991 p. 2)

亀田郷地域における都市近郊型農業総合開発モデル計画の作成について

長井 薫 宮崎 敏行

都市近郊地域を代表する亀田郷を対象として従来の発想や制度的枠組みに拘束されることなく、柔軟かつ大胆に21世紀を展望した未来型形市近郊地域農業・農村開発のモデル計画を策定し、新潟県の低平地における今後の農業開発の方向付けを行うものである。特に、昨今の厳しい農業情勢の中で農業経営のあるべき姿を明確にし、地元意向、熟度を踏まえ農業基盤整備等総合的な地域開発計画を樹立するものである。

(水と土第85号1991 p. 9)

電子レンジによる土壤水分の乾燥特性について ——土壤三相からみて——

上田 和夫 小林 威文

土壤水分量を求めるにはJISで規定されている110°C, 24時間の炉乾燥を必要としている。しかし、土質試験、土質調査等で含水比を迅速に測定する際に誘電加熱を利用した市販の電子レンジによる方法がある。本報では二種の粘土(梅田粘土と大阪層群下部の海成粘土)を用いて、電子レンジで土壌を乾燥する時、土壤三相(固、液、気相)からみた土壤水分の乾燥特性について調べ、気相が乾燥に大切に役割をなしていることを述べる。

(水と土 第85号1991 p. 19)

鵜^{ウズラ}ダムにおけるアースブランケット工法について

荒木義恭 鳴海 孝 武石 茂 合屋英之

当鵜ダムでは、基礎地盤の水利的安定性を確保し、漏水を抑制するため、グラウチングを行なっているが、基礎地盤の透水性は比較的悪く改良にも限界があるため、ダム全体にアースブランケットを施工し水利的安定性の強化を図った。この報文においては、浸透流解析によるグラウチングの規模決定及びアースブランケットを採用するまでの検討過程、アースブランケットの範囲・規模についての決定根拠等について述べる。

(水と土第85号1991 p. 23)

液状化現象とその予想法及び対策工の現状について

谷 茂

最近では、大地震の度に液状化による被害が話題になっている。農業施設構造物(ため池、干拓堤防、農道)でも、過去の大きな地震の時に液状化による被害が発生している。

本報告は液状化現象とそのメカニズムについて簡単に述べ、さらに液状化予測法の現状と、液状化対策のための耐震補強工法の現状について述べたものである。

(水と土第85号1991 p. 30)

ジオテキスタイル(土木安定用繊維材)による軟弱地盤の表層補強効果試験

山下 恒雄

軟弱地盤の表層補強工法としての敷設材工法があるが、今回ジオテキスタイルの1種であるスパンボンドを使って表層補強効果を実験で確かめた。その結果、スパンボンドは0.2~2.0kg f/cm²(コーン値)の地盤強度で使用でき、沈下量の軽減に大きな効果があることが明らかになった。また、実験結果を円弧すべり面法で計算すると土とスパンボンドの貫入強度の最大64%で安全率が確保できることが判明した。

(水と土第85号1991 p. 41)

EPS工法による干拓地軟弱地盤上の沈下対策 ——千両街道——

大久保壽夫 難波賢治 高塚正志 末田亮二

我が国有数の穀倉地帯である児島湾干拓地内に計画された「千両街道」は、平成二年度新倉敷川橋の完成により全線開通し事業が完了した。本街道は全線が干拓地特有の軟弱地盤上にあるため、橋梁と道路の取付部では不等沈下の防止等の軟弱地盤対策が必要であった。

本稿では、その事例として、新倉敷川橋右岸取付部の盛土工事において最近注目を集めているEPS工法を施工したので紹介する。

(水と土第85号1991 p. 47)

3000日の徳島戦略と農業農村整備への期待

板 東 進*

平成9年度に予定されている明石海峡大橋の開通は、徳島県と日本第2の人口・経済集積を持つ近畿圏中枢部とを直結させ、いままで以上に近畿圏との一体性が強化されることが期待されています。この巨大プロジェクトの効果を十分に生かすために、平成9年度までの3000日間に何をなすべきかとの問題意識に立って、具体的な行動計画である「3000日の徳島戦略」が昨年11月に策定されました。

この3000日戦略では、交通ネットワーク整備と産業活性化策に重点をおいて、48のプロジェクトが採り上げられており、農業関係では、近畿圏及び中京・京浜市場へのアクセスの改善をにらんで、“総合食料供給基地づくり”を目標に掲げ、①産地育成強化のための土地基盤の整備、とりわけ遅れているほ場整備の推進及び広域農道の整備促進、②国営吉野川下流域地区総合農地防災事業の促進、③県産農畜水産物のイメージアップ戦略の展開が採り上げられています。

ところで、今年度から国の子算の名称が農業基盤整備から農業農村整備へと変更になりました。これは、これまで生産対策に重点をおいてきた事業の性格を、時代の要請に応じて、今後は農村の生活環境の整備や国土保全のための整備にも、より力点をおいたものに変革していこうという意思の表われで、予算名称の変更にあわせて、新規の事業制度も多く創設していただいておりますが、事業農村整備の推進のためには、事業の執行方法や関連する他の事業・制度との関わりといったものも、これまでと違った形で、早急に、再編成していく必要があると思われま

本県のほ場整備の遅れの原因を例にとれば、1戸当たりの経営面積が非常に小さい、温暖な気候に恵まれ農地の利用率が高く事業による休耕を嫌う、傾斜地が多く工事費が割高となる、といった理由に加えて、本県の農地の大半を占める徳島市、鳴門市、阿南市周辺では、都市近郊であることから土地に対する権利意識が強く、ほ場整備の実施による転用規制や土地改良区の経費負担を嫌うといったことも大きな一因と考えられます。農業に対する意欲の差、換地に対する不安や不満、農地転用への期待と事業実施による規制の危惧、土地改良区への負担と転用決裁金の問題、これらの諸問題を総合的に処理するシステムが構築されない限り、ほ場整備の飛躍的な伸びは期待できないでしょう。

しかし、長期的な観点から農業の振興、地域の整備を考えた場合、ほ場整備は不可欠の事業です。本県のほ場整備については、農業生産対策に加えて、県土の有効活用を図り、かつ農地を良好な状態で維持保全していく為の事業として位置づけており、県土の総合的な土地利用を考える中で、基幹道路の整備や河川改修と一体的に推進していく必目要があると考えています。

このように、生産基盤の整備としてのほ場整備の在り方から一步進めて、農村地域の土地利用の再編整備としてのほ場整備の在り方を考えた場合、その対象区域や同意取得の扱い、農振法との関係、農地転用の取扱い、負担金の扱い等々もこれまでとは随分違ったものになるのでは、と思っています。具体的には、①事業対象区域に農振白地を加える、②土地利用区分に応じて転用規制を緩和する、③土地利用区分に応じて国及び県の補助率に差をつける(あるいは全額公費負担とする)、④土地改良区に対する公的助成を拡大する、といった検討も必要だと考えています。また、地域の農業農村整備事業の全体構想を検討する事業構想費への助成も必要でしょう。

今後、農業農村整備の対象領域は、純農地を対象とする領域から非農地との境界領域への大きく移行していくことが想定されます。そうした場合、これまでの関連施策との再調整が不可欠となってくるでしょう。国における早急な検討を望みたいものです。

徳島県は、明石海峡大橋の開通に向けての3000日戦略の中で、非常に大きな目標を掲げました。しかし、この達成のためには、我々の努力とともに、事業制度、執行方法の再構築といった支援もお願いする必要があります。新しい“農業農村整備”に大きな期待をしております。

* 徳島県農林水産部参事

土地改良事業計画をめぐる諸問題と今後の検討方向

大橋 欣治*

目	次
1. はじめに	2
2. 計画管理の重要性	2
3. 計画の柔軟性の確保	3
4. 計画の経済合理性の追求から総合性の追求へ	5
5. 整備水準の目標の考え方	5
6. 計画の評価システムの確立	6

1. はじめに

土地改良事業や農村整備事業の実施に当たって、その前提となるものは事業計画である。この計画段階において、事業の目的、そのための手段・方法、それに伴う技術的・経済的可能性等の検討が合理性を持ったものであると同時に、地域性・将来性を持ったものでなければならないことはいうまでもない。さらに、最近では、事業実施に伴う周辺への影響評価調査まで求められることが多い。

また、技術者は、「ロマン」を持たなければならないといわれている。特に、計画担当者は、Earth-Plannerとしての「誇り」と「責任」を持たなければならないといわれている。⁽¹⁾

一方で、近年、国際化の進展の中で、経済社会の変化は激しく、それに伴って、我が国の農業・農村の変化も急激である。世界や日本の進路は、羅針盤のない船出であるといわれている。

このような中で、わが国の農業・農村の整備を進めるに当たって、「計画」をめぐる諸問題と今後の検討方向について、若干の考察をしてみることにする。

本稿は、平成2年(1990年)6月に、全国農業土木技術連盟主催の第1回土地改良計画セミナーにおいて、話題提供したものをもとに加筆修正したものである。なお、本稿は、事業計画の担当責任者として、日頃感じたり、考えていたりしていた

ことを、問題提起として発表するものである。従って、公式の意見や結論を述べるというのではなく、あくまで関係者で広く議論するに当たっての問題点や検討方向について述べたものである。

2. 計画管理の重要性

(1)農業、農村を取り巻く内外の経済社会の変化は急激である。例えば、政治情勢をみても、2~3年前に、あのような形で東西ベルリンの壁が崩れると予想した人はまずいなかった。今回のイラクのクウェート侵攻による湾岸戦争の勃発にしても直前に読めた人はいなかった。このように政治情勢、経済情勢の変化は、我々が予想する以上に世界的レベル、あるいは国内レベルにおいても激しい。こういう中で、将来を見通しながらある一つの計画をつくるという時に、その前提として将来を想定するわけであるが、このことが実際には非常に難しいのが現実である。例えば、戦後日本の最高のエコノミストが知恵を絞ってつくった経済計画の中で日本経済の将来の見通しをたてているわけであるが、当たったことがないといわれている。要するに、現在の立脚点に立って将来のことを見通すことは、本当に難しいことである。

そういう観点から見れば、我々の土地改良事業計画の目標を設定するということは、本当に難しいことなのである。将来の地域の農業がどうなるのか、土地利用がどうなるのかというようなことが計画の前提となるわけであるが、これらの目標を定めるのは、本当に難しい。しかし、将来にわたって長期的に事業なり、投資をするという立場

*九州農政局次長(前構造改善局事業計画課長)

注(1):この言葉は、中川稔農業土木技連委員長が第1回計画セミナーの挨拶の中で述べたものである。

からすれば、何か一定の目標があって、そのために必要な事業計画、あるいは施設計画をたてて、それに沿って資本投資を行っていくという形が求められるわけである。

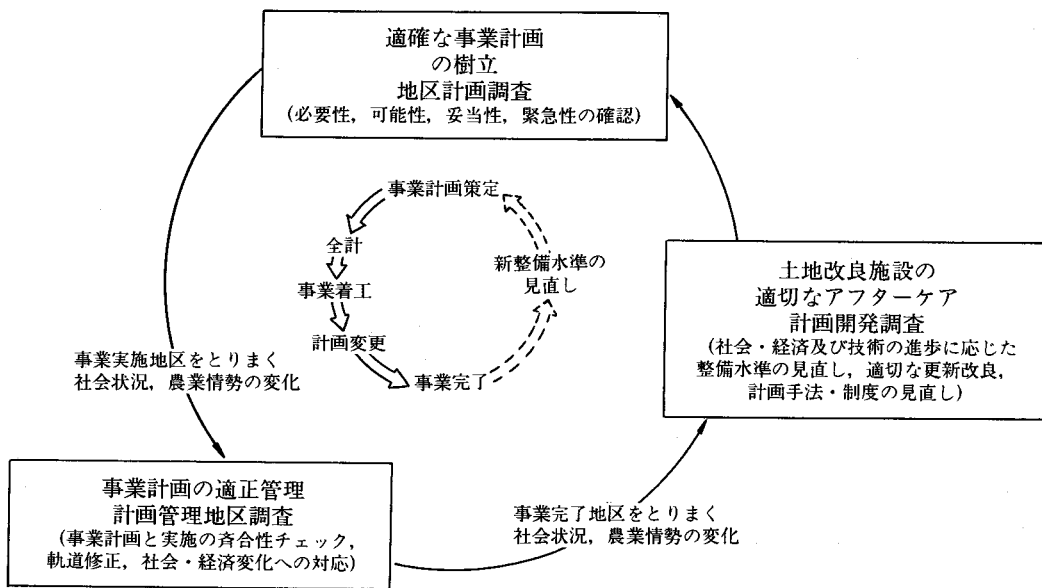
その場合の目標設定の方法としては、例えば地域の農業は過去のトレンドからみて将来こうなるだろうというような予想のたて方(トレンド指向)もあるし、近傍の先進的な地域の農業を参考にしようという願望からつくるケース(願望指向)もあるし、将来の地域の農業はこうあらねばならないというような理想を求めてつくる場合(理想指向)もある。実際は、そういうものを全部ミックスした形で、その時点において、担当者たちが最善の英和と努力を傾けて、一定の将来目標を定め、それに立脚した事業計画なり施設計画をたてているわけである。

しかし、このような目標設定とそれに立脚した事業計画は、一般には社会経済情勢や農業情勢の変化が予想以上に激しいことから、当初の計画どおりに最後まで通用することはまずありえない。そういう意味では、計画の変更ということはほぼ避けられない。このためには、ローリングプラン(Rolling Plan)という考え方が必要である。つまり、定期的な計画の点検と見直しが必要である。国営土地改良事情の場合、概ね15~20年の工期で

ある。こういう工期の現状からみると、当初の計画で出発した事業に対して、途中で中間点検・見直しという第1次の計画変更を行うのが必然である。それから、最終的にはもう一度出来上がりの姿での第2次の、あるいは最終の計画変更を行うのが一般的である。このように最低3回ぐらいの計画づくりが通常の間になってきている。

(2)このように計画変更を適宜行っていかなければならないという考え方を、関係者が共通に持つことが大変重要である。このためには、日頃の計画管理が非常に重要である。残念ながら、今までは与えられた予算を早く消化して、早く事業を終わらせなければいけないということから、実際には土地利用状況や農業情勢が変化したりして、地域の営農目的や事業費を変えざるをえないのにも関わらず、工事の実施のみが先走ったような点があったことは確かである。計画と現実のずれを絶えず把握していくという計画管理について、非常にルーズであった。受益面積、施設諸元、施設位置、事業費等について、大幅な増減があり、それが一定限度を超えた場合、計画の軌道修正を図るために計画変更を行っていくという考え方を絶えず持っていることが必要である。

このように考えると、現時点でいろいろ計画をたてる時に、その計画が最初から最後まで最善と



図一 土地改良事業における「調査計画」の体系

いうことは難しく、途中で何回か見直しをすることが普通であるというつもりで計画づくりに当たるとすれば、もう少し気が楽になるのではなかろうかという感じを持っている。ただこの場合、いかげんな計画で良いというのではなく、その時点で最善の計画づくりをする必要があることはいうまでもない。その代わり、計画管理の強化という側面を、これからは一層重視していかなければいけないと考えている。

3. 計画の柔軟性の確保

(1)計画目標を固定して、非常に硬直的な事業計画をつくったとしても、その計画どおりの事業の運営が困難である場合が多いとすれば、計画に当たって、その目標なり、施設計画にある程度幅を持たせるような考え方が必要である。例えば、受益面積や用排水計画、施設の諸元を考えた場合、ある幅を持った計画の立案があってもいいのではなかろうかと思われる。機械を考えた場合、「あそび」という部分がなければ機械はスムーズに動かない。最近では、「ファジー」現象というような融通の利くとか、余裕があるとかいうようなことが非常に重要であるといわれている。このように計画に当たって、何か「あそび」なり、許容誤差というような考え方の導入が必要である。ただ、それを具体的にどういう形で表現していくか、例えば、目標の幅をどのくらいまで認めるのか、施設計画の許容誤差をどこまで認めるのか、これから計画手法の一環として検討していかなければならない問題である。

(2)同時に、施設計画をたてる場合に、柔軟性(フレキシビリティ)の確保を図っていくことが必要である。例えば、分水計画について考えることにする。筆者が、昭和30年代末に農林省入省直後に配属された十津川・紀の川事業を見ても、水の配分は非常に固定的で厳しい時代であった。大和平野の東西分水に当たって、その分水量は厳しい比率が決められており、その施設は固定式の射流背割り分水方式で、どんな水量であろうと一定の比率で配分する方式であった。各地に古くから見られる円筒分水も、水の量にかかわらず3~4つに固定した比率で正確に分水する施設であった。また、水路の途中に水位調節をするために自動チェックゲートのような施設を数多く設ける

ケースが多かった。このように、今までは水を固定的に厳密に配分するという方式がとられてきた。これは、水が貴重なものであり、水の配分ルールが大変厳しかったという背景から、このような固定的な分水の考え方が主流であった。

しかし、貴重な水をもっと有効に活用するためには、固定式の背割り分水方式よりは移動式の背割り分水方式の方が自由度がある。さらには、ゲートによる任意の操作の方がはるかに弾力性がある。従って、最近ではこのような方式が主流になりつつある。その背景としては、ダム等の水源施設の開発や水利施設の整備が進んできたこと、地域内の水配分についてお互いに融通しあって上手に使い合っているという考え方が普及したことなどがあげられる。これからも、このような弾力的な考え方を採用していく必要がある。

(3)また、一つは、調整池機能の重視の問題である。これは分水・配水計画に関連して調整池を導入してきたことが、水配分の弾力性なり柔軟性なりを確保することができた大きな背景である。調整池を導入してきたことによって、地域営農の変化に対応して、とくに水田かんがい期間の変化なり、水田転作作物の導入なり、畑作地帯の営農の弾力化等への対応が可能になってきた。また、かんがい用水の有効利用とか、かんがい用水配分の確実性を確保することができるようになってきた。このような意味から、これからも調整池機能をますます重視していく必要がある。

(4)それから、用水路形式の考え方も少し変わってきていると考えている。筆者の入省時に配属された十津川・紀の川の事業では、開水路系であった。近年では、管水路系がはやっている。これは、水の有効利用なり、用地の問題なり、施工材料・技術の進歩なり、管理上の利便性なり、管理システムの進展なり、畑地かんがいの普及というような背景があって、管水路系いわゆるパイプラインが主流になってきている。しかし、最近では、施設の更新に当たって、パイプラインは大工事となることや、パイプラインも水管理システムが結構複雑であり、色々なチェック施設を設けながら行わなければならないという問題もあること、大型パイプラインの場合、絶えずウォーターハンマ等の危険性が内在しているという問題もあることが指摘されている。そういう意味で、どうも管水路系

一点ばかりから、開水路系のよさが見直されてきている。オープンタイプのパイプラインとか、上流部は開水路で下流部の水配分は管水路というような複合水路系の採用ということがいわれてきている⁽²⁾。このように施設計画においても、時代の変化にあわせて計画の柔軟性（フレキシビリティ）をどう確保していくかということを決えず考慮していくことが必要になってきている。

4. 計画の経済合理性の追求から総合性の追求へ

(1)土地改良事業計画は、土地改良法上で、事業の必要性、事業の経済性、事業の可能性（この中には、技術的可能性、負担能力の妥当性、関連事業との権利調整の可能性）についてクリアすることが義務づけられている。この3つの考え方というのは、経済合理性の追求というところに帰着する。

これに対して、昭和40年代の後半から始まった農村総合整備事業においては、安全性、保健性、利便性、快適性、経済性という5つの側面から、例えば集落の生産環境、生活環境、土地利用等を診断して、その上で必要な計画を作成させることにした。この中には、経済性という側面があるが、それ以外の側面から集落の点検、診断ということを初めて試みた。また、平成2年度から始まった中山間地域活性化総合整備事業においては、当該地域の活性化構想に基づき、そのために必要な事業を実施するというようにしている。

一方、近年、大型プロジェクトに対しては、環境影響評価（環境アセスメント）が義務づけられている。

(2)こういうことは、一つは、国民の価値観の変化が大きな要因である。物の豊かさの追求から心の豊かさの追求へという大きな変化が起きている。例えば、余暇の増大や生活行動様式の多様化に伴うゆとりとか、美しい田園居住による潤いとか、自然環境の保全によるやすらぎなどを国民の多くが求めてきている。

もう一つは、農村の都市化、混住化があげられる。農家の階層分化、とくに兼業農家が大部分になってきているとか、農村集落の中では兼業農家、

非農家が増大してきているとか、農村の生活様式が都市化してきているとか、農村における非農業的土地利用が増大してきているというようなことが進行している。一方では、山村部を中心に過疎化、高齢化が進行している。従って、このような変化の中で、土地改良事業についても経済の合理性なり農業の合理性からみた事業の必要性、経済性、可能性の面の追求だけではなく、保健性、安全性、快適性などの側面からの追求が必要になってきている。つまり、生産条件としての経済合理性から、生活環境、快適環境を含む生産・生活・自然環境全体を視野に入れた総合性への追求が必要になってきている。

(3)これに伴って、当然、効用の考え方を変えていかなければならない。従来は、農業内部効果—作物生産、営農経費節減、維持管理費節減、走行経費節減、災害防止等—だけをみていたが、これからは、農業外部効果—例えば、排水の果たしている地域防災の役割、環境維持・景観等の環境保全の役割、公共用地の創出等—もみていく必要が求められてきている。この点については、現在、鋭意その手法開発を進めているところであるが、できれば近々一応の結論をえて、使える手法から農業外効果の算定を導入していきたいと考えている。

これと並行して、費用分担の適正化という問題がでてくる。土地改良施設の受益性（受益範囲、受益者、受益の程度等）に応じて、事業費の公的負担の拡充が必然的にでてくる。そういう意味で、平成元年度から、基幹かんがい排水事業の創設、広域水利施設総合管理事業の創設等がなされたところである。さらに、2年度からは、国営事業について地方公共団体の財政措置の改善がなされたところであり、引き続き、3年度からは、補助事業についても同様の措置が講じられる。

5. 整備水準の目標の考え方

(1)土地改良事業の整備水準の考え方は、かんがい排水の場合、10分の1確率年を基準年として、それに必要な用排水計画を樹立し、それに要する投資額を設定する。その場合、当然、費用に対して効用が上まわることと、農家負担能力の限度内ということが決められている。これは水田のかんがい用水の補給を考えた場合、こういう考え方で

注(2)：この部分については、岩崎和己著「昭和最後の10年間における水路技術の総括と展望」(水と土第80号)を参考にさせていただいた。

よかった。これに対して、畑地かんがいを考えた場合、畑作物に対する水分補給だけではなく、品質向上、施肥・防除等の省力化、風食・塩害・凍霜害等の防止、営農雑用水などの多目的な水の利用が要請されている。この場合、必ずしも10分の1確率年という固定した考え方をとる必要がない。

逆に、排水の場合、農地の湛水を排除するだけでなく、結果的にそれが当該地域の非農地の湛水排除なり洪水防御に役立っている。最近では、こういう農地防災事業の要請が強くなっている。この場合にはもっと厳しい基準年を採用することも必要である。従って、確率年（基準年）を固定的に考える時代ではなく、目的に応じて弾力的に運用すべき時代にきている。畑地かんがいの場合、

水分補給についてはもう少し確率年を下げるかわりに、一定の営農上の用水を確保するという考え方が必要になってきている。排水についても、確率年を一律に決めるのではなくて、その地域の営農の仕方や土地利用の状況等に応じて確率年を変えていくことを考えていく必要がある。

(2)土地改良事業については、農家負担能力の限度内（所得償還率）の投資水準という制約がある。一般的に所得償還率が0.4以下（農家の限界貯蓄性向から）でなければならない。これについて、従来のように年増加所得額が増大していった時代、例えば米価の上昇等で支えられている時代はこれでよかったが、米価が引き下げられ、農産物全般にわたって価格が低迷している時代にあつて、一

表-1 農村整備の目標水準（試案）の一例

	従来の整備水準	新しい整備水準	
生活環境整備	シビル・ミニマム 〔ナショナル・ミニマム〕 (全国民対象の発想) に基づく地域住民対象 の整備水準 ・生存環境……所得対策, 農業基盤整備, 生産組 織育成対策 等 ・生活環境……上下水道, 道路, ゴミ処理施設等 生活インフラ整備及び 集落自治会, 簡易水道 組合等組織育成	同 左	(高齢者への配慮) 保健, 医療, 福祉等施 設整備及び巡回サービ ス, 連絡体制整備等
	〔シビル・ミニマムの整 備を通じた農村活性化 による付随的效果発現 〕に期待	アメニティ・ミニマム 〔定地域住民の快適環境 に対する認識の最大公 約数 都市に対する開か れた環境形成につ いても地域住民共 通認識化として具 現化される〕 ・快適環境……景観整備, レクリエーション施設整 備等及び集落修景協定, 地域コミュニティ活動 等	生きがい対策 ・生きがい農園の設 置 ・農業振興, 地場産 業おこし, 都市・ 農村交流等におけ る役割の提供等
多能 面的 的 発 揮	同 上	積極的支援対策の展開	

出典：農村整備問題懇談会第4次報告（国土庁地方振興局，平成元年2月）

方で単位投資事業量の増大による農家負担の増大という状況の中で、公的負担の増加が一つの流れとして定着してきていることを考えた場合、この所得償還率の考え方について、もう一度議論をしておく必要が出てきているのではなかろうかと考えている。

(3)そういうことを考えると、農家負担の限度内ということだけではなくて、適正な整備水準目標という新たな概念を入れていくことも必要ではな

かろうかと考えている。

例えば、都市においてはシビルミニマム (Civil Minimum) という考え方がある。これは、日本では1968年、東京都中期計画で政策システムとして初めて登場した。美濃部都政が発足したときに、初めてシビルミニマムという考え方を都政の中に入れた。シビルミニマムという社会資本だけのことのようにであるが、実際には社会保障、社会保険、社会資本も含んだ市民生活上の最低基準を定

表-2 総合評価システムの事例

	世界銀行	アジア銀行	F A O
1. プロジェクトサイクル			
2. 評価の位置づけ (1) 目的	<p>① 計画及び事業の実施がどの程度効率的に期待される便益を達成したかを監査する。 ② この情報を、今後の事業実施や監理にフィードバックさせる。</p>	同左	<p>評価の目的は、FAO業務の適切さ、効率性とその効果について検討を加えることである。 ① 実施中の事業の設計・運営を改善する。 ② 問題点および得られた教訓により将来の計画の設定及び実施に役立てる。 ③ FAOが実施している事業の効果・影響について、その目的及び投入された財源に照らして、客観的な検討を行う。 ④ FAOの運営組織に対して、評価に必要な資料を提供する。</p>
(2) 種類	<p>① モニタリング ② 中間評価 (On-going Evaluation) ③ 完了評価 (Terminal Evaluation) ④ 事後評価 (Ex-post Evaluation)</p> <p>評価はプロジェクトサイクルの最終段階として位置づけられるもので、単独・個別に実施されるのではなく、一連のシステムとして機能することが重要である。</p>	<p>① 事後評価:完了プロジェクトの約7%を実施完了後1~1.5年後 ② 影響評価 (Impact Ev):年間約2件 ③ 特別分析 (Country Study):①、②に基づく国別の分析 ④ 特別調査 (Special Study) 特別な検討事項 2年に1程度実施</p> <p>・事業実施の困難さ、実施途中の外部要因の変動も十分考慮した評価 ・プロジェクトの設計に結びつく具体的提言が必要</p>	<p>① 種々の段階の業務責任者によって行われる通常業務の自己評価。 ② 管理者の要請に基づき、Evaluation Service ないし独立したコンサルタントが行う各プログラムの横断的評価。 ③ フィールドプロジェクト実施担当者による内部評価。 ④ 実施中及び完了後のフィールドプログラムの評価。(受益国、出資国機関との協力による。Evaluation Serviceは参加する場合もあるし、しない場合もある。) ⑤ 国別、テーマ別のフィールドプログラムの横断的評価。(Evaluation Serviceが出資国機関と受益国の協力の下に実施。)</p>

* 出典：(財)日本農業土木総研報告書

めるという考え方であった。本来は、イギリスにおいて、戦後の社会保障体系の中にナショナルミニマムという考え方があったものを、東京都がシビルミニマムに置きかえたと聞いている。このシビルミニマムというのは、第一は、市民の権利という性格、市民の生活権を最低保障するという面と、第二は自治体としての「政策公準」という性格、自治体による都市政策による市民的公準という面の二重性があったとうかがっている。

そういう意味で、農業、農村においても、アグリミニマム (Agri Minimum) とカルーラルミニマム (Rural Minimum) とかいう物の考え方を導入していったらどうだろうかと考えている。そのための手法開発について今後幅広く検討していく必要がある。

6. 計画の評価システムの確立

(1)事業計画は、そこに計画されている工事や施設整備が完了してしまえばそれでおしまいになるのだと一般には思われている。しかし、実際はそうではないのではなかろうか。工事完了地区において目標としている地域営農の確立なり、土地利用の秩序化、あるいは施設の適正な管理と利活用等がなされているか否かということフォローアップしていくことが必要なのではなかろうかと考えている。残念ながら、現在、このようなシステムは確立されていない。こういうことをフォローアップすることによって、計画手法なり、事業制度なりの見直しということにフィードバックをしていかなければいけない。

同時に、事業効果のPRをもっとしっかりやっていく必要がある。一般に土地改良事業に伴う効

果は非常に大きく、広範囲に及んでいる。ところが、時として、問題事項のみがマスコミ等によって非常にクローズアップされて、すべての土地改良事業に問題があるよに受けとられている面がある。その原因として、事業効果をフォローアップしていく手法なり、システムなりが不足している。さらに、事業の成功事例のPRが不足している。そういう意味で、この2つの観点から、計画の総合管理システムの確立を図っていく必要がある。

(2)世界銀行とかアジア開発銀行などの国際金融機関では、投資に対する償還が円滑に進むことが当然求められている。西欧先進国においては、投資に対する効果とか環境評価をオープンにすることが求められてきている。このようなことから、計画の総合評価システムの導入について、いろいろ試行錯誤している。一方、我が国では、零細経営による農家の負担能力が低いことから政府(国、地方公共団体)援助が比較的に高いことや、農家に対する制度融資が確立されていること等から、今迄こういうことに余り関心がなかった。しかし、近年、農家の負担金問題や公共投資のあり方の問題などが議論されていることを考えると、土地改良事業における計画の総合評価システムの確立に向けて努力していく必要があると思われる。ただし、この総合評価システムは、経済合理性の追及だけではなくて計画の総合性(経済性プラス生活環境、快適環境の創設等)という面からの評価の手法をいかに確立していくかということではないかと考えている。

このような評価システムを確立しながら、計画手法なり事業制度なりへフィードバックをさせていくことが求められているといえよう。

亀田郷地域における都市近郊型農業

総合開発モデル計画の作成について

長井 薫*・宮崎 敏行*

目	次
1. はじめに	9
2. 亀田郷地区の概要	9
3. モデル調査の概要	10
4. 平成元年度調査の結果	10
5. 平成2年度調査の内容	15
6. おわりに	18

1. はじめに

土地改良事業は、従来、農業農村の抱える諸問題に対し、ハード面からの取り組みを主体に対応してきたが、激動する農業事情に、よりの確に対応するためには、①地域社会全体を視野に入れた将来的な開発構想の策定を軸にして、その中に位置づけられる②農業へ新しい展開方向とこれを実現する上で必要な農業基盤のあり方を決定した上で、事業計画を策定する手順が必要と考えられる。

都市近郊型農業総合開発モデル調査（亀田郷地区、以下、「モデル調査」という。）は、このような認識に基づき、新潟県の亀田郷地域を調査対象に選定し、農業・農村開発基本計画を策定するものである。なお、以下の理由により亀田郷が今後の開発ポテンシャルが高いと判断したため、調査対象地域に選定した。

- 1) 新潟市街地と隣接した地域であるにもかかわらずスプロール化されていない広大な農地を有している。
- 2) 最近の都市化の圧力の増大により都市的土地利用と農業的土地利用の調整を図る必要がある。
- 3) 新潟市場に極めて近い位置（10km圏）にあるとともに、高速自動車道の整備により京浜、京阪神の市場が近くなった。
- 4) 計画の策定あるいは事業の実施を円滑に行うために関係者の合意形成が不可欠であるが、

これには土地改良区の強力なリーダーシップを期待できる。

2. 亀田郷地区の概要

本地区は、日本海沿岸の最大都市である県都新潟市に隣接する都市近郊農村地帯で、農地面積約5,300ha、水田率約80%の水稲単作地帯である。地形的には信濃川、阿賀野川及び両河川を連絡する小阿賀野川に囲まれた東西約12km、南北約11kmのほぼ正方形をした面積約11,000haの完全輪中低平地帯であり、田面標高+6.00m～-1.60mで地域の2/3が海面下となっている。行政圏域は、新潟市の一部、亀田町及び横越村に跨っており（図-1参照）、亀田郷土地改良区（佐野藤三郎理事長、組合員数約5,200名）が本地区を包括している。昭和20年代までは信濃川下流域でも開発整備が遅れた地域で、日本海の潮位に影響された常時退水状態であったため、「芦沼」あるいは「地図にない湖」と呼ばれた。このような悪条件を克服するため、土地改良区の組織化と並行して郷内統一する機械排水を主体とした様々な土地改良事業が進められ、今日の亀田郷の礎が築かれてきた。この結果、郷内の水稲単収は昭和16年の303kgに対し昭和63年には590kgとほぼ倍増するに至ったが、一方で急激な都市化（昭和31年～63年度までの農地転用面積約2,600ha、c f 63年現在の土地改良区包括面積約6,450ha）に対応するため、「都市と農村の調和」を図る総合的な地域開発整備がより一層必要となって来ているところである。

*北陸農政局信濃川水系土地改良調査管理事務所

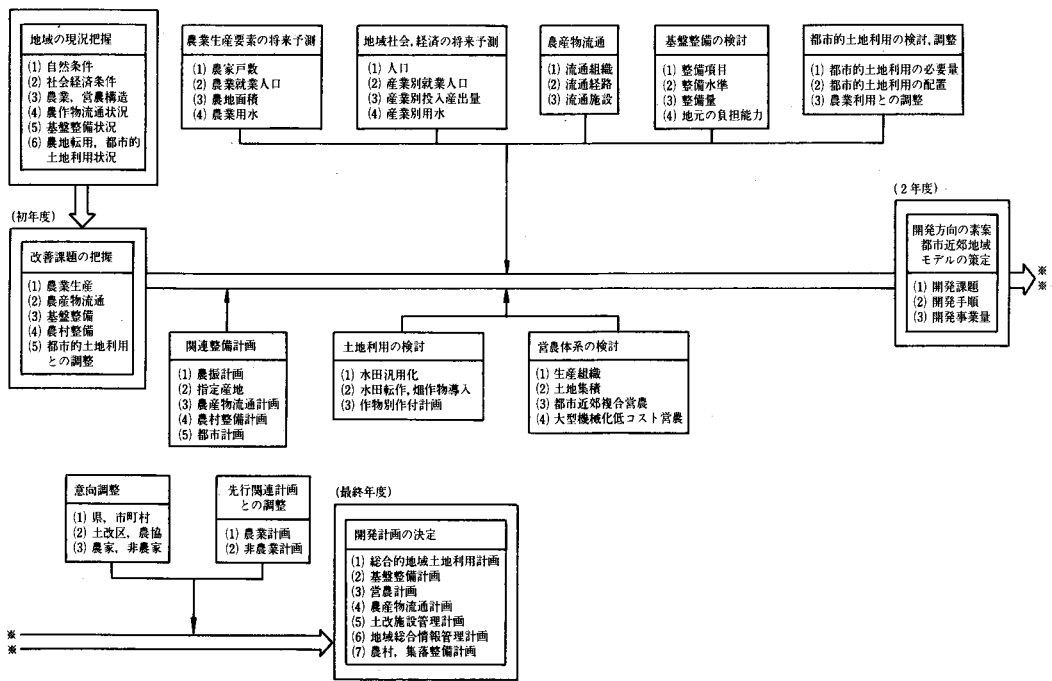


図-2 全体概念図 (調査期間：3ヶ年)

右されると考えられるが、ここでは、アンケート調査による農家従事者年齢および後継者の有無から将来予測を行った。

(1)アンケート調査方法

調査方法は、調査表を亀田郷内在住の農家403戸(亀田郷内農家数3,475戸)、非農家130戸を対象に土地改良区を介して配布し、2週間後、同ルートで回収した。調査表の回収率(表1)は農家96.5%(389戸)、非農家97.6%(127戸)である。

(2)経営規模別、将来の経営規模意向別農業従事者の年齢構成比

アンケート調査による経営規模別農業従事者の年齢構成比結果を図3に示した。

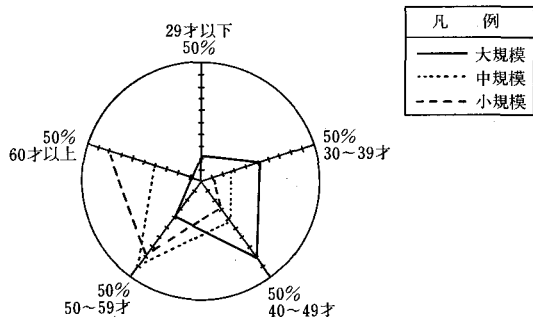
この図3によれば、大規模農家では30代及び40代の農業従事者が多く、規模が小さくなるほど農業従事者の年齢層は高くなっている。

また、将来の経営規模意向別農業従事者の年齢構成比結果を図4に示した。規模拡大を考えている農業従事者の年齢は、30~49歳と若い年齢に集中しており、現状維持→規模縮小→離農になるにたがって農業従事者の年齢層は高くなっている。

規模別経営指向をみると、大規模農家の経営指向は1位・規模拡大52.4%、2位・現状維持38.7

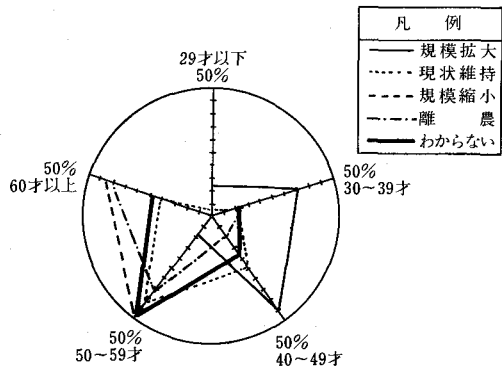
表-1 アンケート調査結果

地区番号	工区名	総代理員			一般農家用						非農家用			農業集落用			大規模経営(個人)		
		配布	回収	回収率	大	中	小	計	回収	回収率	配布	回収	回収率	配布	回収	回収率	配布	回収	回収率
(1)	横越	15	14	93.3%	6	35	25	66	66	100%	20	20	100%	11	11	100%	6	6	100%
(2)	大江山	13	11	84.6	2	22	18	42	36	85.7	10	9	90.0	15	15	100	2	1	50
(3)	亀田	15	15	100	12	33	22	67	66	98.5	20	19	95.0	18	18	100	12	12	100
(4)	両川	9	8	88.8	3	10	8	21	19	90.4	10	10	100	7	7	100	3	2	66.7
(5)	曾野木	11	11	100	5	14	10	29	29	100	20	20	100	12	12	100	5	5	100
(6)	鳥屋野	10	10	100	5	3	2	10	10	100	10	10	100	21	21	100	5	5	100
(7)	山潟	6	6	100	5	6	3	14	14	100	10	10	100	4	4	100	5	5	100
(8)	石山	9	8	88.8	10	9	2	21	21	100	20	20	100	15	15	100	10	10	100
(9)	大形	9	9	100	5	16	15	36	36	100	10	10	100	14	14	100	5	5	100
	計	97	92	94.8	53	148	105	306	297	97.0	130	128	98.4	117	117	100	53	51	96.2



- *)原則として農業従事者は男性とした
- *)1農家に農業従事者が2人いる場合は年齢の若い農業従事者をカウントした
- *)1農家内に専従の農業従事者がいない場合はアンケートの回答者年齢をカウントした

図-3 年齢構成レーダチャート



- *)原則として農業従事者は男性とした
- *)1農家に農業従事者が2人いる場合は年齢の若い農業従事者をカウントした
- *)1農家内に専従の農業従事者がいない場合はアンケートの回答者年齢をカウントした

図-4 年齢構成レーダチャート

%, 中規模農家の指向は1位・現状維持57.7%, 2位・規模拡大10.7%, 小規模農家では1位・現状維持36.5%, 2位・離農30.1%, 3位・わからない24.7%となっている。この結果と図3・4を総合して判断すると, 経営規模が小さくなるほど将来の経営指向は規模縮少の傾向が強くなり, またこれは農業従事者の年齢に関係しているものと考えられる。

(3)農家戸数の将来予測

農家戸数の将来予測には, アンケート調査結果及び1985年農業センサスの規模別農家数を使用し, 1990年時点を現在として5年後及び15年後を予測し, その結果を表2・3に示した。

推定方法は以下の方法により行った。

〈推定方法例〉5年後(1995年)の農家数を推定する場合

表-2 生産計画における営農主体と土地利用

営農タイプ		㊸ 高生産性水田作型	㊹ 高収益複合型	㊺ その他(1)	㊻ その他(2)
目 標		低コスト, 高収量, 高品質	高収量, 高品質	生業, 生きがい	趣 味
形 態		個別, 生産組織	個別	個別	個 人
専 兼 別		専, 専+兼	専, 1 兼	専(老人・婦人), 2 兼	都 市 住 民
耕 地 規 模		大	中	小	極 小
集 落 と 農 地 の 距 離		遠	近	隣 接	隣 接
地 目	専用水田	○		○	
	汎用水田	○	○		
	転換畑		○	○	○
	普通畑		○	○	○
	樹園地		○		
水 田 区 画		大	小(転作)	大	
作 目	水 稻	○	○作業委託	○作業委託	
	(転作) 麦・大豆 α	○			
	(転作) 野菜・花・球根		○	○	○
	(転作) 野菜・花・球根		○	○	○
	果 樹		○		
土 地 利 用	専用水田	品種別団地化	田畑輪換		
	汎用水田	田畑輪換, B R	輪 作	輪 作	
	転換畑		輪 作	輪 作	
	普通畑		輪 作	輪 作	
商 品 生 産		○	○	○自給余剰	自 給

表一3 5年後(1995年)の推定農家戸数

	大規模 (3ha以上)	中規模 (1ha~3ha)	小規模 (1ha以下)	全 体
1985年における農家数(農業センサス)	(100) 456	(100) 1797	(100) 1222	(100) 3475
① 60才以下の農業経営者のいる農家数をもとに農家数推定(後継者未定カウントせず)	(96.7) 440	(69.4) 1247	(40.4) 494	(62.8) 2181
② 60才以下農業経営者+後継者未定(親は勤めるが子は未定)をもとに農家数を推定	(96.7) 440	(71.3) 1281	(44.9) 549	(65.3) 2270
③ 60才以下農業経営者+後継者未定をもとに農家数を推定	(98.4) 445	(78.3) 1407	(49.4) 604	(70.8) 2460

上段カッコは、アンケートにより推定した5年後の農家率(アンケートに回答した規模別農家数を100%とした)

下段実数は、1985年農業センサスによる規模別農家数×(上段カッコ)

- ①アンケート調査の経営規模別農業従事者数を年齢別に集計
- ②年齢65歳以上となる農業従事者は、農業をやめると仮定し、5年後に65歳以上となる年齢、つまり現在60歳以上の農業従事者を1)の年齢別集計数から減じた。
- ③5年後において農業経営を行なっている農家率(アンケートに回答した経営規模別農家数を100%とした)を以下の式で求めた。

(表2中の上段()内の比率)

表2の①欄……{(②で算出した農家数)+[65歳以上で後継者のいる農家数]}×100/経営規模別農家数

表2の②欄……{(②で算出した農家数)+[65歳以上で後継者のいる農家数]+[65歳以上で後継者に関する考え方が親は勤めるが子は未定の農家数]}×100/経営規模別農家数

表2の③欄……{(②で算出した農家数+[65歳以上で後継者のいる農家数]+[65歳以上で後継者に関する考え方が未定の農家数]}×100/経営規模別農家数

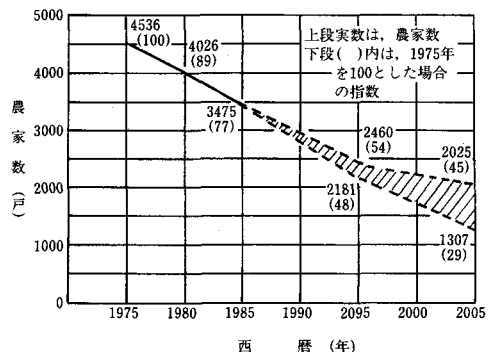
- ④③で求めた農家率に1985年農業センサスによる経営規模別農家数(大規模農家456戸, 中規模農家1,797戸, 小規模農家1,222戸)を乗じて推定農家数を求めた。

農業センサスを用いたため、推定農家数は若干大きめの値になっていると思われる。

- * 新規に農業経営を始める農家数はカウントしていない。
- * 将来の離農を指向している農家はカウントしていない。

図5は、表2・3をもとに作成した将来の推定農家数のグラフである。1995年までは1975年~1985年までの減少率とほぼ同じ減少傾向を示すが、2000年を越えると減少率は若干鈍化する。これは2000年頃までに年齢層の高い小規模・中規模農家の多くが減少し、淘汰されてしまうためであると考えられる。

よって、将来においても農業を続けている農家像を推定すると、その大半は現状の大規模農家(3ha以上)で規模拡大および現状維持を望んでいる農家と中規模農家(1~3ha)で規模拡大を望んでいる農家で占められると考えられる。



図一5 将来の農家数予測

* 現時点の亀田郷内経営規模別農家数に1985年

(4) 将来の亀田郷内水田面積と経営規模

表4・5は、推定した農家すべてが現状維持を続けると仮定した場合の総水田面積である。推定方法は、1985年農業センサスによる経営規模別水田面積（大規模農家1417ha、中規模農家2526ha、小規模農家434ha）に将来の推定農家率を乗じて求めた。また図6は、亀田郷内推定水田面積図である。図中の点線は表4・5の②欄の推定水田面積をプロットしたものであり、また2005年における亀田郷内推定水田面積3,600haは、1985年時点の水田面積（4,377ha）から1980～1988年の間に宅地に転用された年平均転用面積（18ha/年）に2005年までの20年間を乗じて求めた推定転用面積および現時点で開発計画の立てられている約400haを減じて求めた。図中で2点鎖線と1点鎖線に囲まれた部分は農地転用面積を示し、1点鎖線と点線に囲まれた部分は農地の流動可能面積を示す。

この図によれば、2005年に流動可能水田面積は800～900haと推定され、この水田を大規模農家で規模拡大意向のある推定農家数240戸（アンケート調査により2005年に農業を行っている）と推定され

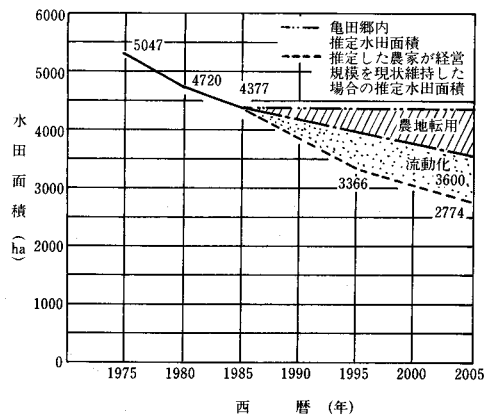


図-6 亀田郷内の推定水田面積

る大規模農家のうち規模拡大を望んでいる農家率59%×表3②欄の推定大規模農家数407戸）に集積したとすると将来の経営規模は約7haとなる。この経営規模は、農政審によって報告された2年3作地域の2000年の先進技術を取り入れた経営指標の試算例（表6）を個別経営にした場合の経営規模、約16ha（経営面積50ha÷基幹労働力3人）に比べかなり小さい結果であり、この規模での農業

表-4 15年後（2005年）の推定農家戸数

	大規模 (3ha以上)	中規模 (1ha～3ha)	小規模 (1ha以下)	全 体
1985年における農家数（農業センサス）	(100) 456	(100) 1797	(100) 1222	(100) 3475
① 50才以下の農業経営者のいる農家数をもとに農家数推定（後継者未定カウントせず）	(84.4) 385	(41.4) 744	(14.6) 178	(37.6) 1307
② 50才以下農業経営者+後継者未定（親は勤めるが子は未定）をもとに農家数を推定	(89.3) 407	(55.5) 996	(24.7) 302	(49.1) 1705
③ 50才以下農業経営者+後継者未定をもとに農家数を推定	(93.4) 425	(66.9) 1202	(32.6) 398	(58.3) 2025

上段カッコは、アンケートにより推定した15年後の農家率（アンケートに回答した規模別農家数を100%とした）

下段実数は、1985年農業センサスによる規模別農家数×（上段カッコ）

表-5 5年後（1995年）の推定農家が現在経営している推定水田面積

（単位：ha）

	大規模 (3ha以上)	中規模 (1ha～3ha)	小規模 (1ha以下)	全 体
1985年の水田面積（農業センサス）	1417	2526	434	4377
表2の①欄をもとに推定した水田面積	1370	1753	175	3298
表2の②欄をもとに推定した水田面積	1370	1801	195	3366
表2の③欄をもとに推定した水田面積	1394	1978	214	3445

水田面積＝1985年度規模別水田面積×農家率（表2の①，②，③欄農家率）

表-6 15年後(2005年)の推定農家が現在経営している推定水田面積

(単位: ha)

	大規模 (3ha以上)	中規模 (1ha~3ha)	小規模 (1ha以下)	全体
1985年の水田面積(農業センサス)	1417	2526	434	4377
表3の①欄をもとに推定した水田面積	1196	1046	63	2305
表3の②欄をもとに推定した水田面積	1265	1402	107	2774
表3の③欄をもとに推定した水田面積	1323	1689	141	3153

水田面積 = 1985年度規模別水田面積 × 農家率 (表3の①, ②, ③欄農家率)

経営が産業として自立しうるのは難しいと思われる。

よって、亀田郷において中核農家を中心とした高生産性水田農業を展開するためには、2005年に農業を行っている推定される農家のうち規模拡大指向の大規模農家(240戸)以外の農家(1,465戸)が保有している約2,000haの水田の一部をも中核農家(240戸)に集積するか、あるいは生産組織等による農業経営の展開を図る必要がある。

2) 調査の重点課題

現況把握調査から抽出された重点課題を整理すると以下のとおりである。

(1) 亀田郷農業の位置づけの明確化

① 低コスト稲作経営モデルの策定

- 稲作の低コスト化、特に労働費、農機具費の大幅な節減が必要
- 大区画水田、水稻乾田直播栽培による低コスト稲作経営モデル(中核農家、生産組織)の策定

② 土地利用集積手法の検討

- 土地利用型農業の生き残り戦術として、農地の流動化による規模拡大、集団化が必要
- 多様な権利関係(自作地、借地、出入作、受委託)の中での土地利用集積手法の検討

③ 大区画ほ場整備及びパイプライン化の検討

- ほ場整備のありかた、整備水準の検討

④ 都市近郊農業の方向づけ

- 好立地条件(新潟市街地に隣接、インフラ完備)を活かした農業の展開が必要
- 高付加価値型農業の展開方向の検討

⑤ 農産物流通対策の検討

- 食の多様化、産地間競争に対応した農産物の生産と流通が必要
- 米及び米以外の商品作物の流通対策の検討

⑥ 担い手育成対策の検討

- 中核農家及び生産組織の育成対策の検討

⑦ 集落環境整備の検討

- 集落排水、道路、農村公園等の整備

(2) 土地利用の調整

① 保全すべき農地の面積・位置

- 土地利用型農業向け、高付加価値型農業向け及びホビー農業向け農地の面積・位置の検討。

② 非農用地供給可能見込量の試算

- ほ場の大区画化、パイプライン化による非農用地創出面積の試算

③ 農業外土地需要量の予測

- 公園、道路、学校、農産物流通施設等の土地需要量の予測

④ 郷内土地利用のレイアウト

- 農業的、都市的土地利用のレイアウト

5. 平成2年度調査の内容

本年度は、課題の解決策、開発構想の方向付けを行うこととしており、併せてモデル集落調査と平成3年度以降の低コスト稲作実証・展示の準備を進めているところである。

1) モデル集落調査の実施

本地区の開発構想を実現性の高いものとするため、地域住民、農家、土地改良区が「現状をどのように認識しているか。」、また「土地利用、営農、生活環境整備等の方向についてどのような考え方をもっているか。」について十分把握する必要がある。地区内の代表的集落において、亀田郷の現状、課題及び将来方向に関する関係者間の地についての議論を行うものである。

対象集落は、①「低コスト稲作」の展開が期待できる集落及び②「都市近郊集約農業」の展開が

期待できる集落とし、ディスカッション事項は以下のとおりである。

- (1) 現行の経営実態及び問題点
- (2) 農林水産省の施策の内容（紹介）
- (3) 水田農業経営の将来像及び農村居住環境整備

2) 低コスト稲作実証、展示

低コスト稲作の展開及び担い手の高齢化対策は、開発構想の重要課題の1つであり、解決方策として、生産コストのそれぞれ1/3を占める労働費と農機具費の低コスト化を図るには、水田の大区画化、大区画水田のスケールメリットを活かした水稻直播栽培の導入及び中核農家への農地の集積等が必要である。

このため、平成3年度に地区内に実証展示圃を設置し、土地改良区を主体に関係機関が協力推進体制をもってほ場整備手法、栽培技術及び低コスト稲作経営実証及び展示を行うことにより、亀田郷に適應する低コスト稲作体系の確立及び啓蒙を図るものである。

実証ほの構造は以下のとおりである。

- 耕区……短辺87～89m、長辺150m
- 用水……パイプライン、地下かんがい、用排水のコントロールが自由に行えるよ

うにする。

- 排水……暗渠排水（本暗渠、弾丸暗渠）を施工し、播種時に移植田からの水の影響を回避できるようにする。
- 農道……農道ターン方式（耕作道の法面を縦勾配にし、農業機械が田面から直接耕作道にのり上げ、路面上でターンできることで作業効率を上げるものである。図-5参照）の構造とする。

3) 農業・農村整備（土地改良事業）の開発方向
 本地域は、①都市近郊を背景に高水準の基盤整備が可能であり、時には大規模土地利用型水田農業を発展させる必要があること、②混住化の進展により生活環境整備が強く望まれていること、等から検討する農業農村整備の開発方向は以下のとおりである。

(1) 大区画圃場整備計画

① 亀田郷における水田の大区画化可能領域の検討

ア. 立地条件の観点から

本地域の地形的特性を考慮し整備目標を高水準に置くことが妥当と考えられることから、水田の連担性が1団地100ha程度以

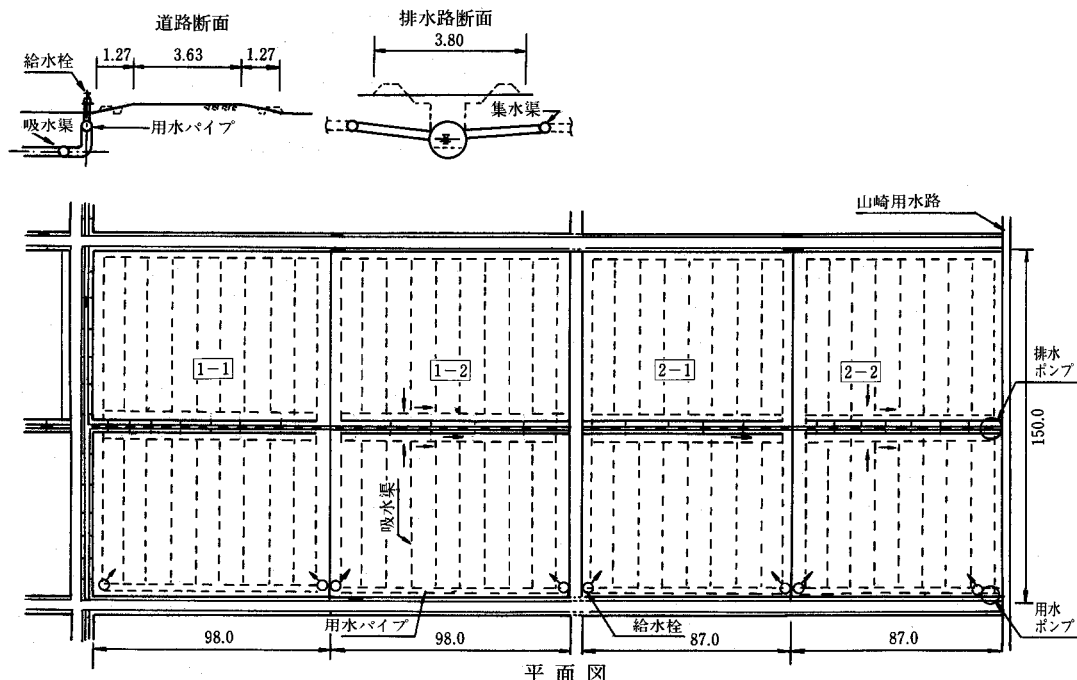


図-7 実証ほ設置計画図(案)

上あること、農作業の大型機械化、航空機利用に対して人家から一定以上(200m程度)の距離があること、泥炭層が表層付近にないこと等を適地判定の指標とする。

イ. 担い手の観点から

将来の営農組織体あるいは中核農家の数を把握し、各経営体の耕作限界(あるいは必要)面積から算出する。

②大区画圃場の条件

ア. 区画の形状

現況の整備水準は2/3の面積が20a未満である。現況10a区画は耕区の長辺長が30間(54m)であるため、小排水路を埋立てることによって120m前後の辺長が可能である。同様に20a区画は40間(73m)であることから150m前後の辺長の区画が効率よく整備されることになる。

イ. 道・水路の水準

農区短辺方向の農道間隔は20a区画未満

工区で120m~150m程度であり、この方向の道路密度も下げるのは難しいが、農区長辺方向に直交する方向の支線農道の間隔を大きくする場合はある程度有効である。耕作道の有効幅員は機械化の規模に対応させるものとするが、作業機の農道ターン方式、水田内の最大タン水に対する農道高と舗装水準がより重要な課題である。

水路整備については、末端用水路のパイプライン化と小排水路のパイプライン化を進める。水路のパイプ化は、平坦地での送水効率の良さ、水質の維持が容易であること等利点が多く、水路敷巾分の土地創出は、高地価の都市近郊においては事業費負担の面から意義が大きい。幹・支線用排水路は、地域の親水機能、景観等農村環境の保全の立場からも水路形態を検討する。

ウ. 地下かんがい方式の導入

大区画圃場においては、用排水の迅速化

表一 農政審報告による2000年の先進技術を取り入れた経営指標の試算例
水田作① 2年3作

(前提条件)

想定地域	東西南部・北陸の平坦地
作付体系	稲, 麦, 大豆の2年3作, ブロックローテーション, 水稲移植栽培
ほ場条件	1ha以上の大区画・用排水分離・団地化
労働力等	基幹労働力3人, 生産組織対応
主要技術等	<ul style="list-style-type: none"> ・水稲, 麦, 大豆の作期拡大に資する良質安定多収品種の導入 ・大豆等の汎用コンバイン適応品種の導入 ・(新) 高速側条施肥田植機(能力: 現状の1.3倍)の導入 ・(新) 汎用コンバイン(能力: 現状の1.2倍)の導入 ・(新) 高精度生育診断とBB肥料(粒状配合肥料)の利用 ・高精度発生予察による適期防除の推進

*) (新)は現在試験中のもので2000年には実用化が見込まれるもの(以下同じ)

(先進的技術を取り入れた経営の指標(試算))

労働時間 [従事者数]	作付組織	単 収	品 質	費用合計
hr/10a(%)	ha	kg/10a(%)		千円/60kg(%)
水稲 15.4(31)	水稲 34	630(120)	コシヒカリ, ササニシキ以上の食味	6.3(39)
麦 3.9(23)	麦 17	450(130)	外国産麦並の製麺適性	4.1(39)
大豆 3.7(11)	大豆 17	350(153)	高蛋白質含量	5.3(32)
[基幹 3人] [補助 3人]	[実面積 50] [部分作業受託 面積延べ72]			

*) ()内は現状を100とした場合の比率(以下同じ)

*) 計算に当たっては農業研究センターで開発された「作業体系シミュレータ」を使用した。

が重要である。田面湛水時間（期間）を短かくすることによって、機械作業に必要な地耐力を付与する必要がある、このため暗渠排水が不可欠の要素であるが、同時にこれを逆方向に利用した地下かんがい方式の導入がより一層の圃場の水管理の均一化と迅速化に役立つと考えられる。

(2)用排水整備の高度化

本地域の多様な水需要に対応させるためには、パイプライン化と水管理の自動化の方向が有効である。用水と排水の操作が迅速で需給がよりタイトな関係になるからであり、小需要の調整機能を持たせることは、生活環境整備の面からも有効である。ポンプ場とゲート、バルブの制御と管理をきめ細かに行うことで、即応性の高い水配分と節水、節エネルギーに寄与できる。郷内の一体的な水管理のあり方について検討する必要がある。

(3)生活環境整備計画

①集落排水

輪中地帯では機械による用排水となるため、

少量取水、少量排水の傾向となり、水循環が遅くなることから、水質保全対策が重要である。農内外の排水を分離するのが有効であるが、まず集落排水の処理を検討すべきである。

②集落施設

集落間連絡及び集落内道路の構造、配置、密度等並びに住民参加方式による創設非農用地の公園や公共施設用地への活用等を検討する。

6. おわりに

本地域は、アグロポリス構想にも取り組んでおり、モデル調査がアグロポリス構想の支援につながる農業・農村開発計画づくりとなるよう益々期待されているところである。併せて、地域の農業構造の改善、農業経営の向上に向け、着実に農業・農村の整備を推進するため、さらに具体的な報告ができるよう調査を進めたいと思いますので、皆様のご指導の程よろしくお願い申し上げます。

電子レンジによる土壤水分の乾燥特性について

—土壤三相からみて—

上 田 和 夫*

目 次

I はじめに	19	III 実験結果と考察	20
II 実験材料・方法及び実験装置	19	IV まとめ	22

I はじめに

土壤水分の迅速測定法の一つとして、誘電加熱を利用した電子レンジによる方法がある。この方法はアルコール法など他の迅速測定法に比べて、非常に簡便かつ短時間で正確に水分量を測定できるという特徴を持っている。高周波誘電加熱の原理は高周波の電磁場内に誘電体（土壤）を置き、発生する誘電損失による発熱を利用するもので、誘電体に加わる加熱電力は周波数、電界の強さ、誘電率 (ϵ)、誘電損失角 ($\tan \delta$) により定まる。したがって、加熱電力は土壤を構成する固・液相のそれぞれの ϵ 、 $\tan \delta$ の値及びそれらの量的割合によって定まるが、気相がどのような役割をなしているかは分からない。

そこで本報では、梅田粘土と大阪層群下部に位置する海成粘土とを用いて、電子レンジによる土壤水分乾燥特性を土壤三相から考察して、土壤空隙（気相）が土壤水分乾燥の大切な狙い手になっていることを報告する。

II 実験材料・方法及び実験装置

II-1 実験材料

実験には二種の粘土を用いた。一方は大阪阪神福島地下化工事の現場で地下13mに分布する梅田粘土であり、他方は堺市鉢ヶ峰の宅地造成地に露頭していた大阪層群下部の海成粘土である。各粘土は現地で30cm大の立方体として、自然含水比を維持するようにビニール袋で包んで研究室に持ち

帰った。そのうち、今回の実験に供するものは、それらを2~3cm大の土塊としてバット内で風乾し、その後、木づちで砕土して840 μ mでふるい分けした梅田粘土と海成粘土、また9.52mmでふるい分けした梅田粘土（粗粒）をレンジによる乾燥試験に用いた。

また、各試料について420 μ mでふるい分けし、土の物理性の測定に用いた。（表-1参照）。

表-1 試料土の物理的特性

	L.L.	P.L.	P.I.	Gs	構成 (%)		
					粘土	シルト	砂
梅田粘土(細)	77.2	33.8	43.4	2.74	5.0	78.0	17.0
梅田粘土(粗)	—	—	—	2.74	0	1.8	98.2
海成粘土	53.4	28.5	24.9	2.65	18.0	64.0	18.0

II-2 実験方法

II-1で述べた実験材料を所定の含水比（6~58%の範囲）になるように加水し、2~3日間ねかした。次に、図-1に示す大型圧密試験機で供試体を作製するために、100ccサンプラー（5cm ϕ ）2個を前もって入れておき、加水試料土が均一になるように注意深く圧密試験機に入れた。最後に、載荷板とフレームとの間にジャッキを置き、300kgf~2tf（1kgf/cm²~約7kgf/cm²）の範囲で締め固め

*大阪府立大学農学部

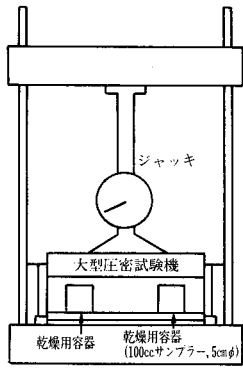


図-1 乾燥用供試体作成装置

た。なお、土の応力緩和のため初期載荷重が減少するので、15回の繰返し載荷を2日間で行うようにした。その間、試料の乾燥を防ぐために圧密試験機と載荷板の間をビニールで封じた。また、加重板を積み重ねて3日間放置しておき、その自重によって、 $0.1\text{kgf}/\text{cm}^2 \sim 0.2\text{kgf}/\text{cm}^2$ の範囲で締め固めた供試体も作製した。さらに、100ccサンプラー上20cmから加水した試料を落下させて供試体としたもの、 1kgf の尽き棒で2層5回の締め固めを行い供試体としたものも乾燥試験に使用した。

このようにして、初期含水比と湿潤密度を変化させた供試体を電子レンジでの乾燥試験に用いた。乾燥試験では0, 1, 2, 3... (分)と分単位で経時的な湿潤重量を測定して、乾燥度(蒸発水量/全水量 $\times 100$)と乾燥時間の関係を求めた。

II-3 実験装置

締め固めに用いた大型圧密試験機(高さ7cm, 内径20cm ϕ)は、丸東製作所製のNo.S10-62型であり、電子レンジはSANYOのEMO-R6M型である。電子レンジの仕様は表-2に示すとおりである。

表-2 電子レンジの仕様

レンジ加熱	高周波出力	500W・200W相当・90W相当
	周波数	2450MHz
ヒーター加熱	消費電力	950W(高周波出力500W時)
	消費電力	1360W(ヒーター1330W)
共通仕様	入力電源	単相100V 50Hz・60Hz共用
	外形寸法	(幅)470 \times (奥行)320 \times (高さ)305mm
	庫内寸法(有効)	(幅)262 \times (奥行)255 \times (高さ)170mm
	ターンテーブル寸法	直径250mm
	重量	14.5kg

III 実験結果と考察

III-1 湿潤密度と乾燥時間の関係

図-2は含水比を一定にした時の初期湿潤密度の異なる試料間の乾燥度-乾燥時間曲線であり、図-3は初期湿潤密度が一定で含水比の異なる試料間の乾燥度-乾燥時間曲線である。図-2から湿潤密度が大きい試料ほど乾燥時間を長く要する傾向がうかがえ、また図-3から含水比の大なる試料が乾燥に時間を要する傾向があるのがわかる。また、図-4は全試料についての初期湿潤密度と乾燥時間の関係をプロットしたものである。その相関

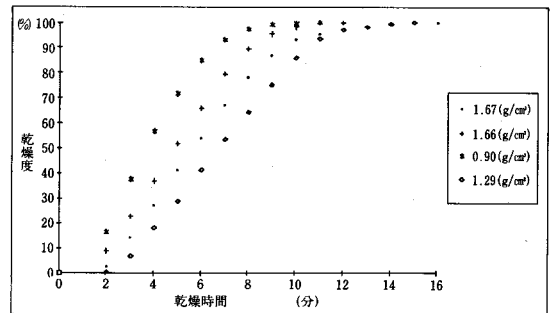


図-2 含水比一定における乾燥度-乾燥時間

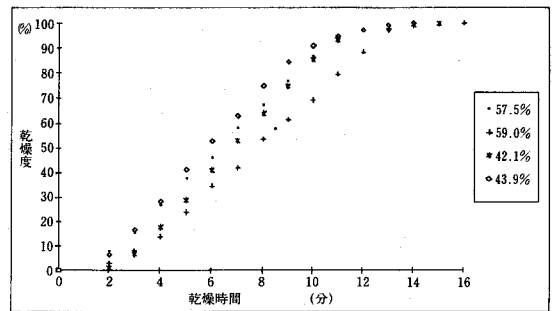


図-3 湿潤密度一定における乾燥度-乾燥時間

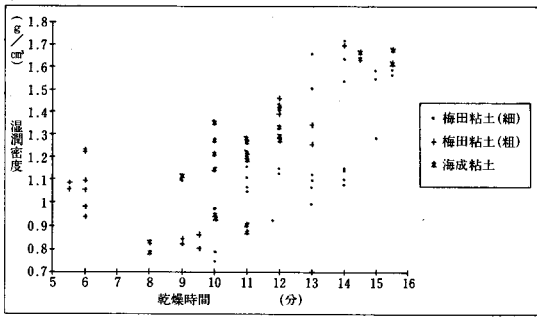


図-4 湿潤密度—乾燥時間

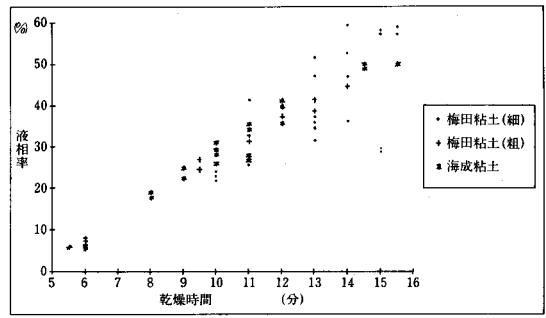


図-6 液相率—乾燥時間

係数は0.639と低くバラツキが目立つ。特に湿潤密度が $0.1\sim 1.25\text{g}/\text{cm}^3$ の範囲で乾燥時間のバラツキが大きいのは、含水比が $7.0\sim 40.0\%$ の広い範囲で変化するためであり、密度が $1.40\text{g}/\text{cm}^3$ 以上になると比較的バラツキの小さいのは含水比が $40\sim 58\%$ の狭い範囲にあるためであろう。

このように、湿潤重量(湿潤密度 $\times 100$)は液・固相部分の重量の和であるから、たとえ一定としても、両相の重量がそれぞれ自由に变化できるわけであり、乾燥時間への含水比の差の影響はさげ難い。また、含水比は液相と固相との比であるから、たとえ含水比が一定としても、さまざまな湿潤重量をもつ供試体が作製され得るので、乾燥時間への湿潤重量の差の影響が生じるのである。従って、乾燥特性を調べていく上で、初期湿潤密度はよい因子といえず、これに関与しない気相をも含めて、土壤三相の観点から以下述べていくことにする。

III-2 土壤三相と乾燥時間の関係

図-5は固相率と乾燥時間の関係、図-6は液相率と乾燥時間の関係、図-7は空隙率(気相/全体積 $\times 100$)と乾燥時間の関係を示す。それぞれの相関係数は0.233, 0.899, -0.809 であり、相関係数

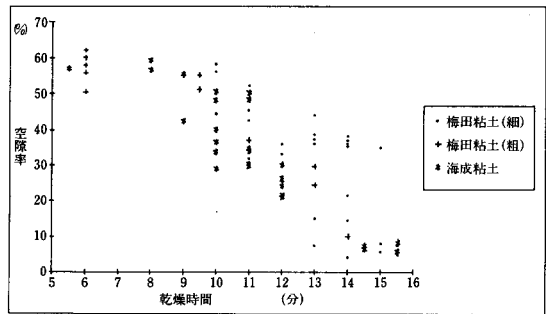


図-7 空隙率—乾燥時間

の低いのは固相の誘電体損失係数が小さく固相率の大小の影響が現われていないためである。一方、液相率の場合には誘電体損失係数が大きく、液相率の大小の影響が現われ易かったと考えられる。また、空隙率の負の高い相関がみられるのは、マイクロ波が土壤内の水分を外へ押し出す作用を持っているので、空隙率が小さいと内部加熱されて蒸発しようとする水分が押し出されにくくなるためこのような結果になったといえる。

III-3 土壤三相中の二相(液相・気相)の値と乾燥時間の関係

図-8は空隙率((液相+気相)/全体積 $\times 100$)と乾燥時間の関係、図-9は含水比(液相/(固相 \times 真

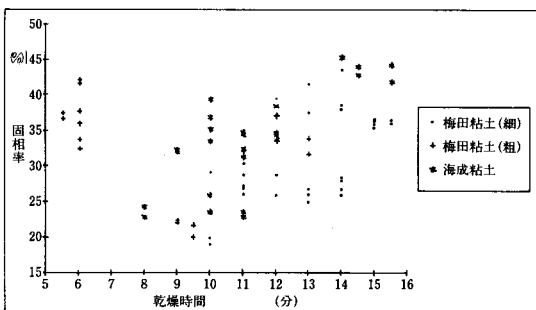


図-5 固相率—乾燥時間

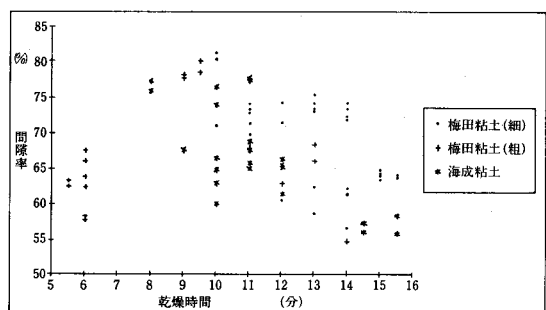


図-8 空隙率—乾燥時間

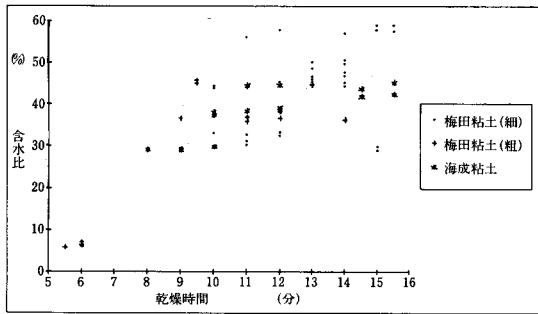


図-9 含水比-乾燥時間

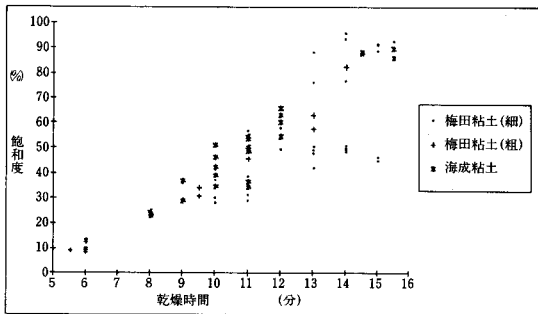


図-10 飽和度-乾燥時間

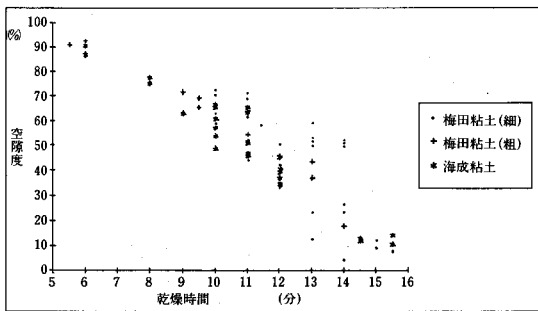


図-11 空隙度-乾燥時間

比重)×100)と乾燥時間の関係, 図-10は飽和度(液相/(液相+気相)×100), 図-11は空隙度(気相/(液相+気相)×100, 新たに定義)と乾燥時間の関数を示す。それぞれの相関係数は-0.232, 0.792, 0.866, -0.872であり, 気相が電子レンジで乾燥させる時, 大切な役割を果していることが分かる。

図-8の空隙率と乾燥時間の相関係数が低いのは, 空隙を構成する液相率と空隙率が乾燥時間と前者は正の相関, 後者が負の相関を示すことに原因している。また, 含水比と乾燥時間の相関係数の比較的低い値は湿潤重量の影響を無視出来ないことを示している。

IV まとめ

このようにして, 土壌水分の電子レンジによる乾燥特性を土壌三相の観点から調べた結果, 液相率と同じ程度に空隙率や空隙度が乾燥に影響を及ぼしていることが明らかとなった。

今後はさらに土壌の種類を多くしてデータベースをしっかりとる必要がある。また, 年々コンパクトになってきた電子レンジとマイコンを合わせて, 土壌水分計測システムを考えていく段階にきているように思う。

参考文献

- 1) 柴田長吉郎; 工業用マイクロ液応用技術 電気書院 (1986)
- 2) 梶山彦太郎・市原実; 大阪平野のおいたち 青木書店 (1987)
- 3) 藤田龍之・古河幸雄; 電子レンジを利用した土の含水量測定試験について (その2) 第19回土質工学研究発表会 (1984)
- 4) 藤田龍之・古河幸雄; 電子レンジを利用した土の含水量測定試験について (その4) 第20回土質工学研究発表会 (1985)

鶉ダムにおけるアースブランケット工法について

荒木義恭*・鳴海 孝*・武石 茂*・合屋英之*

目 次

1. はじめに	23	5. 解析結果及び評価	26
2. 概要	23	6. アースブランケット工の設計	28
3. 浸透流解析	26	6-1). アースブランケット材質	
3-1). 解析モデル		6-2). アースブランケット長	
3-2). 判定基準(許容値)		6-3). アースブランケットの範囲	
4. 解析ケース	26	7. 最後に	29

1. はじめに

国営かんがい排水事業厚沢部川地区は北海道渡島半島東部の厚沢部町に位置し、ここの農村は函館圏における近郊農業に位置づけられる。本事業は水田2,080ha、畑地800haの用水改良を行い農業経営の安定化を図るため、鶉川の厚沢部川合流点より上流13km地点に基幹施設としての鶉ダムを建設するほか鶉頭首工と幹線用水路5条21kmを建設するものである。

本地区は、昭和45年度着工以来、鶉ダムの建設を中心に進めてきており、平成2年の盛立完了を期に早期完成を目指しているところである。

鶉ダムサイトの地質は、新第三紀中新世後期の「安野呂火山砕屑岩類」に属し、安山岩(An)・玄武岩(Bs)などの硬岩から、スコリア質の火山砂岩(Ss)まで、各種の岩石によって構成されているが、ダムの基礎地盤は凝灰角礫岩(Tb)と火山砂岩(Ss)を主体とした地層から成っている。こ

のTbとSsはともに比較的透水性が大きく改良が難しいことから、ダム建設に当たっては基盤の水理的安定性を確保し、漏水量を抑制するため、ダム全体を覆うような形でアースブランケットを施工した。(表-1、図-1、図-2参照)

今回は、このアースブランケット工の設計についての報告を行うものである。

なお、国内外でブランケット構造をもつ主なフィルダムは表-2のとおりである。

2. 概要

鶉ダム基礎地盤の浸透水対策においては、グラウチングによる改良効果だけでは不十分と考えられたため、グラウチングに加えてアースブランケットを施工して、基盤の水理的安定性を確保し、浸透水量の全体的抑制を図ることとしている。

アースブランケット工の効果については、河床部断面において有限要素法(FEM)の2次元定常浸透流解析により検討した。FEMによる解析で

表-1 鶉ダム諸元

形 式	中心不透水ゾーン型フィルダム	堤体法勾配	(上流) 1:2.9 (下流) 1:2.2
堤 高	52.2m	堤 体 積	1,050千m ³
堤 長	220.0m	有効貯水量	9,250千m ³
堤 長 幅	8.0m	総貯水量	10,000千m ³
堤体天端標高	E L 192.40 m	常時満水位	E L 186.00 m

* 函館開建厚沢部川農業開発事業所

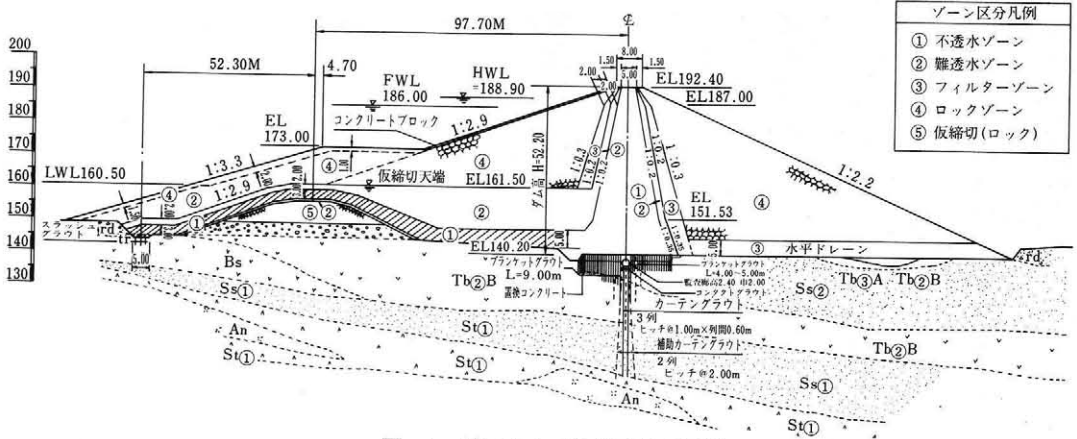


図-1 鵜ダム標準断面図

表-2 ブランケット構造を持つ国内外の主なフィルダム

番号	国内のダム					国外のダム				
	ダム	水系	型式	ダム高	ダム長	ダム	国	型式	ダム高	ダム長
1	東郷	愛知用水	H	31	375	Hills Greek	アメリカ	CC	103	661
2	中里	員弁川(三重)	H	46	985	Rosshaupten	ドイツ	CC	41	280
3	後川内	有浦川(佐賀)	CC	46	250	Arkabutia	アメリカ	CC	29	3505
4	大久保山	僧都川(愛知)	CC	56	170	Boundary	カナダ	E	29	488
5	城原	信濃川(新潟)	H	27	662	Denison	アメリカ	W	50	524
6	山村	朝明川(三重)	IC	35	257	Manicouag-3	カナダ	CC	108	366
7	長柄	利根川(千葉)	IC	52	250	Pomme Terre	アメリカ	W	47	2262

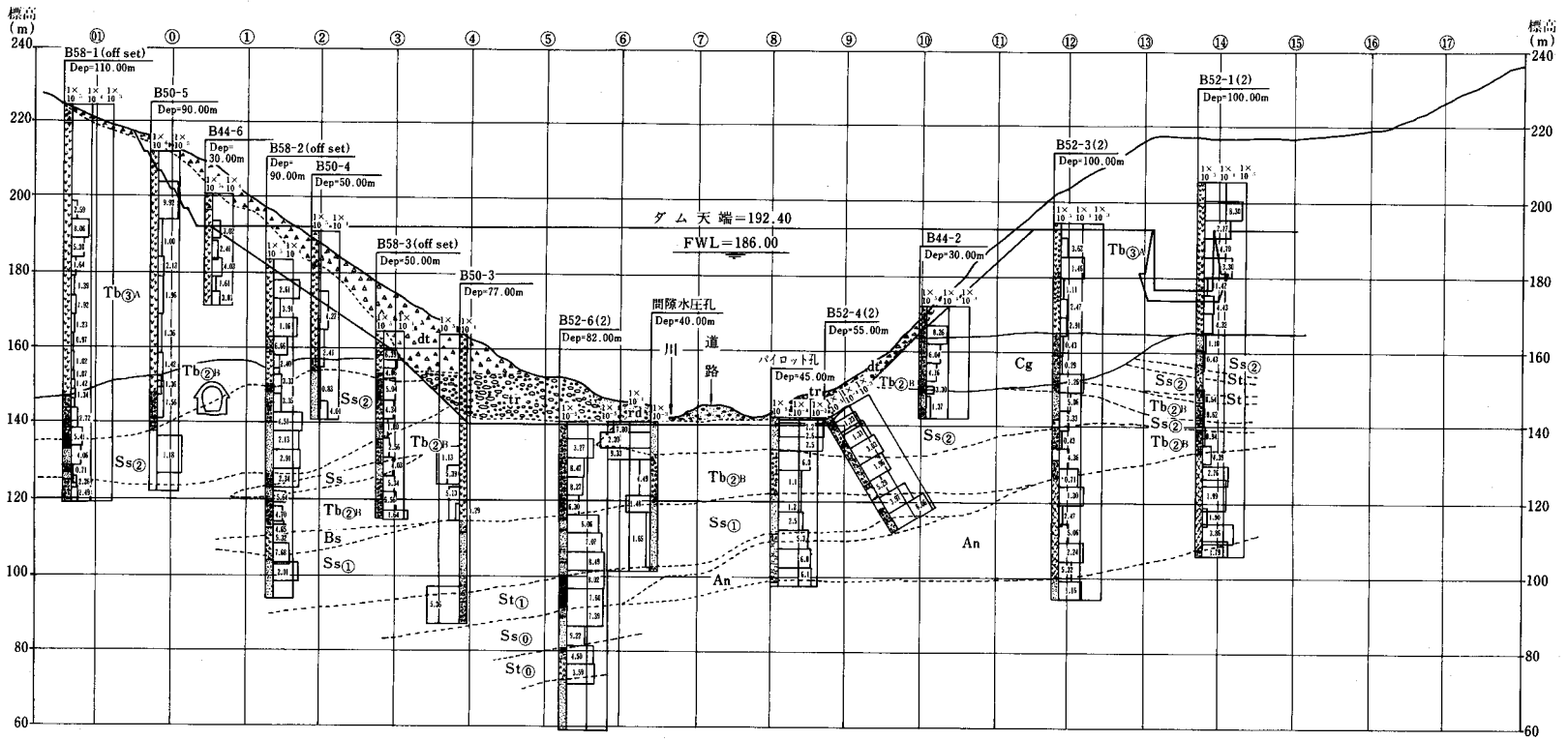
(型式) CC: 中央コアゾーン型 E: 表面遮水壁型
 IC: 傾斜コアゾーン型 H: 均一型
 W: コア幅厚ゾーン型



写真-1 コアゾーン左岸アバット部(置換コンクリート部) ブランケット盛立状況



写真-2 堤体内ブランケットコア材盛立転圧状況



凡 例

dt	崖錐堆積層	Cg	礫岩	Ss②	火山砂岩	Bs	玄武岩
rd	河床堆積層	Tb③A	凝灰角礫岩	Ss①	火山砂岩	St	凝灰質砂岩
tr	段丘堆積層	Tb②B	凝灰角礫岩	An	安山岩		

図-2 鶉ダム地質断面図

は、浸透流がダルシーの法則に従うものとして解析し、対象領域内における浸透流の方向、流線の集中傾向、浸透流量、動水勾配、浸透流速を推定して、ダムに対する影響を総合的に評価することとした。

本解析の主目的は、基盤処理規模を決定するものなので、まずグラウチングの効果的な施工範囲と深度を決定し、その後、アースブランケットの施工規模を決定する手順をとった。また、基礎地盤の浸透流に対する安定性は、パイピングの発生の有無により判断されるので、基礎地盤の土粒子の限界動水勾配及び限界浸透流速を基にして判断することとした。

3. 浸透流解析

1) 解析モデル

解析は河床部におけるダム軸横断面について行うこととし、モデルは地質調査、土質試験の結果により図-3のとおりとした。モデルの境界条件はダム上流側に常時満水位 (EL186.00m) を、下流側の基礎地盤上面に固定水頭 (FL140.20m) を与えて水の出入りのある境界とし、その他の境界は水の出入りのない境界とした。また、モデルにおける水ゾーンの浸潤線は、Casegrandeの方法により決定した。

2) 判定基準 (許容値)

限界流速は、Justinの理論式及びKoslovaの実験式により $V_c = 3 \times 10^{-2} \text{cm/sec}$ とした。この時対象粒径は基盤岩の粒径加積曲線から 100μ とした。

限界動水勾配は、Terzaghiの理論式及び中部電力の実験式より、 $ic=2$ とした。

4. 解析ケース

解析は、表-3に示すケースについて行った。これを図示すると図-4のとおりである。

5. 解析結果及び評価

浸透流解析における基礎地盤のパイピングの評価として最も重要な箇所は基礎浸出部である。基礎浸出部は浸透流の方向が上向きであり、流線が集中する傾向にある。即ち、限界浸透流速及び限界動水勾配が判定基準をオーバーすると土粒子の流亡が起こり、基礎内部でパイピングが進行的に起こると判断されるため、ダム基礎の水理的安定性を確認しなければならない重要な箇所である。

従って本ダムにおいて最も重視しなければならない要素は、基礎浸出部に当るコアトレンチ直下の要素番号535である (図-5)。この要素番号535における各ケースの動水勾配及び浸透流速の解析結果を表-4に示す。

グラウチングによる基礎処理において (各Aケース)、主カーテン長を決定するに当っては、深度をSs①層までとした場合 (ケースA-1) と、St層までとした場合 (ケースA-2) とでは動水勾配、浸透流速ともに差はほとんどないため (表-4参照)、深度はSs①層までとした。しかし、これでは許容値を満足しないため、補助カーテン及び長尺ブランケット (9~19m) を計画し、許容値の

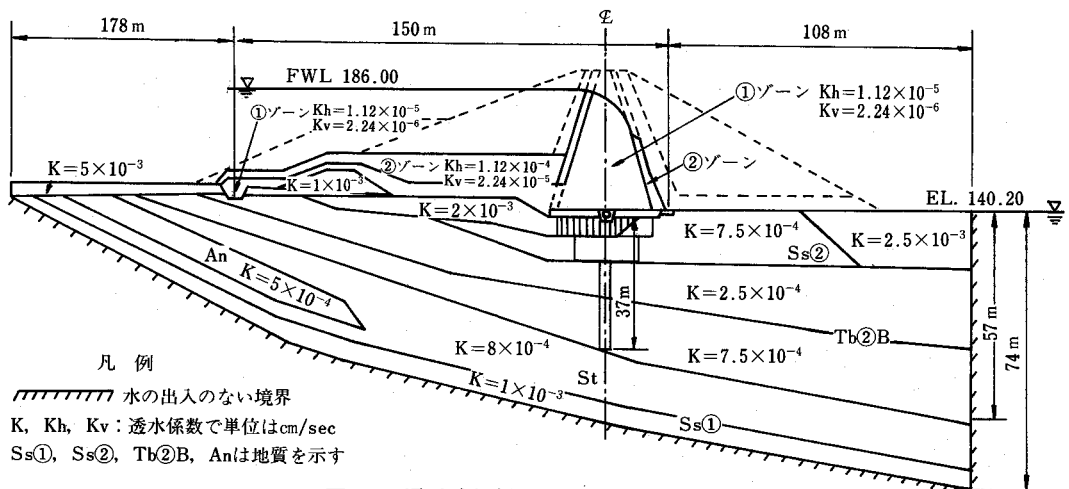


図-3 浸透流解析の河床部断面モデル

表-3 浸透流解析のケース

ケース名	アース・ブランケットの有無	グラウト					備考
		主カーテン	ブランケット		補助カーテン		
		深度	深度	幅	深度	幅	
A-00	無し	—	—	—	—	—	無処理
A-0	無し	—	5.0	15.0	—	—	ブランケットグラウトのみ
A-1	無し	23.0	5.0	15.0	—	—	ブランケットグラウト
A-2	無し	37.5	5.0	15.0	—	—	+主カーテン
A-142	無し	23.0	5.0, 23.0	15.0, 7.5	—	—	ブランケットグラウト
AD-1	無し	23.0	5.0, 9.0	15.0, 7.5	14.0	3.75	+主カーテン
AD-2	無し	23.0	5.0, 9.0	15.0, 7.5	19.0	3.75	+補助カーテン
AD-3	無し	23.0	5.0, 14.0	15.0, 7.5	19.0	3.75	
BD-1	有り	23.0	5.0, 9.0	15.0, 7.5	14.0	3.75	アースブランケット長 L=150m
BD-2	有り	23.0	5.0, 9.0	15.0, 7.5	14.0	3.75	アースブランケット長 L= 50m

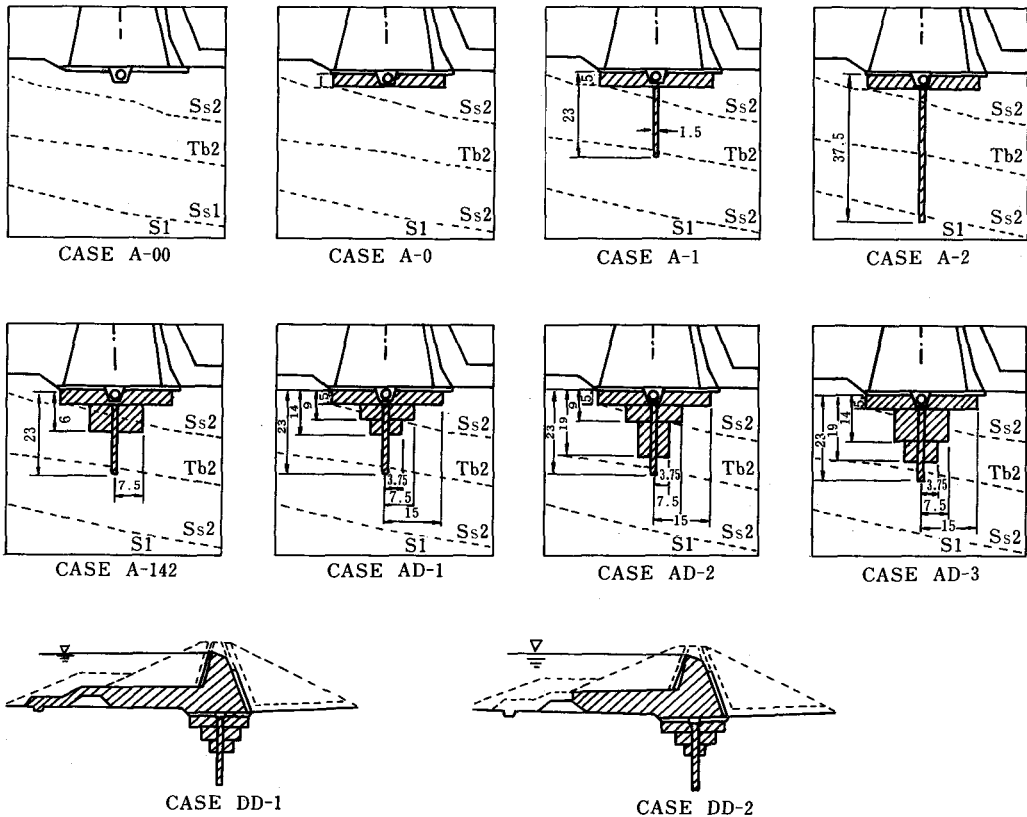


図-4 浸透流解析のケース

クリヤー及び経済性からケースAD-1に決定した。浸透流解析によるケースAD-1の発生流速及び最大動水勾配は、 $V=1.47 \times 10^{-3} \text{cm/sec}$ 、 $i=1.96$ で、無処理（ケースA-001）に比べ40%の減少度

と20%の漏水量を示すが、一般的なダムの動水勾配 ($i \leq 1.0$) や漏水量（貯水量の0.05%）及びダム基礎地盤における基礎処理の改良性の低さを考えると、安全とは判断できない。（表-5参照）

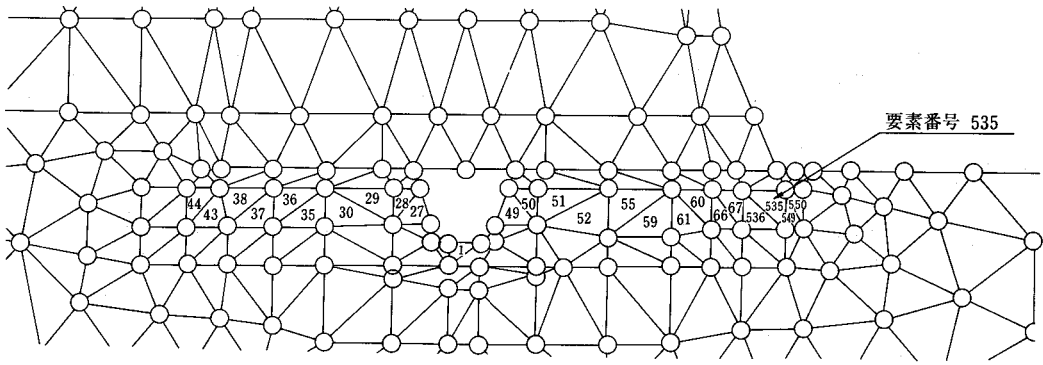


図-5 要素モデル図

表-4 解析結果

ケース名	基礎浸出部の動水勾配	基礎浸出部の流速 ($\times 10^{-3}$ cm/s)	備考
A-00	3.25	2.43	無処理
A-0	2.34	1.78	ブランケットグラウトのみ
A-1	2.16	1.62	ブランケットグラウト
A-2	2.15	1.61	+主カーテン
A-142	1.91	1.43	ブランケットグラウト
AD-1	1.96	1.47	+主カーテン
AD-2	1.96	1.47	+補助カーテン
AD-3	1.92	1.44	
BD-1	0.86	0.65	アースブランケット長 L=150m
BD-2	1.08	0.80	アースブランケット長 L= 50m

表-5 浸透量の比較

ケース	動水勾配	基礎浸透量
A-00	3.25	1880 m^3 /日
AD-1	1.96	1570 m^3 /日
BD-1	0.86	920 m^3 /日

従って、基礎浸透流に対する水理的安定性の強化及び全体的抑制を図るために堤体内外に可能な範囲でアースブランケットを計画することとした。

6、アースブランケット工の設計

1) アースブランケットの材質

アースブランケットの材質は、ローム層及び段丘堆積層より採取した不透水性材料を使用している。

2) アースブランケット長

アースブランケットの長さは図-6に示すように、ダムセンターから上流約50m前後までは動水勾配及び浸透流速ともに大きな改良効果が認められるが、それ以上になってもアースブランケットの効果はそれ程向上しない。

アースブランケット長をL=50mとした場合(ケースBD-2)における動水勾配及び浸透流速は図-7より、 $i=1.08$ 、 $V=8.0 \times 10^{-4}$ cm/sである

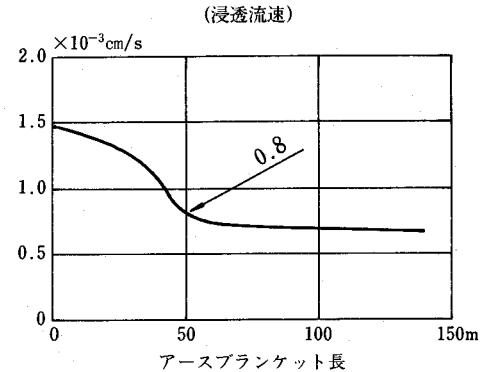
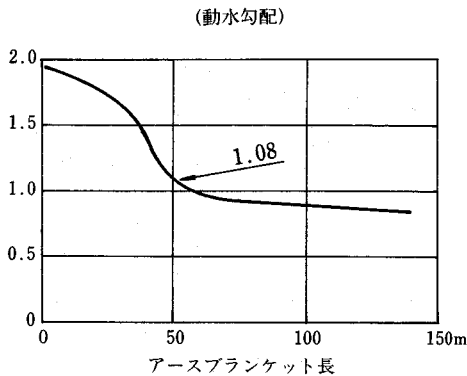


図-6 アースブランケット長による動水勾配と浸透流速の変化

が、できるだけ動水勾配を下げ、浸透流速に対する水理的安定性をより高めるため、透水性が低いとされる上流の玄武岩 (Bs) までの150mを施工範囲とした。この最終基礎処理計画案(ケースBD-1)においては、動水勾配が $i=0.86$ 、浸透流速が $V=6.5 \times 10^{-4} \text{cm/s}$ となり、グラウチングだけによる水理的安定性に対して大きな相乗効果が得られた。

またアースブラケット上流端の処理として、カットオフを設けて玄武岩 (Bs) に岩着させ、スラッシュグラウトを施工してより実効的なものにした。(図-7参照)

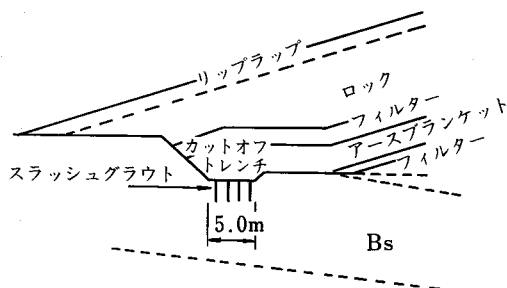


図-7 アースブラケット上流端の処理

2) アースブラケット厚

P. T. Bennetの理論によれば、ブラケットの効果は堤体から離れるに従って減少することから、堤体近くになるほどブラケットを厚くして、大きい水頭差に対する浸透を防止することが良いとされる。

ブラケットの厚さは、通例1~3m程度の場合

が多い。鶉ダムにおいては、基礎浸透流の水頭差が先端で30m、末端で40mあることから考慮して、ブラケット厚は先端で3m、末端のコア接続部で5mを確保することとした。

3) アースブラケットの範囲

アースブラケットは、漏水量の削減には効果が大きいので、右岸部については堤外まで拡大し透水性の大きいSs②、Tb②bを被覆することとし、左岸部については地形条件等の制約から左岸岩峰に着岩させることとした。

7. 最後に

当ダムにおいては、初期ルジオン値が一般的なダムに比べて高く、基礎処理による改良にもある程度の限界がある。しかし、この原因は基礎地盤が持つダルシーの法則に従う流れの性質によるもので、基本的に亀裂を走る浸透流によるものではない。このダルシーの法則に従う浸透流はアースブラケットにより十分抑制できる設計となっており、最も重要なコア着岩部の水理的安定性もアースブラケットによって強化されているため、パイピングに対する安全性も十分確保されていると自信を持つものである。

これからの国内で建設されるダムは、基礎改良が難しい場所に建設されることが多くなるものと予想されるが、アースブラケットはこれらに対処するものとして有効な手段に成り得ることと思う。今後、これらの設計に少しでも参考にして頂ければ幸いです、今回投稿した次第である。

液状化現象とその予想法及び対策工の現状について

谷 茂*

目 次

1. はじめに	30	3. 液状化予測法の現状	31
2. 液状化現象と被害	30	4. 液状化対策工の現状	38

1. はじめに

最近マスコミの報道などで、“液状化”あるいは‘流動化’という言葉をよく聞くようになった。ここ数年だけでも1988年12月のソ連アルメニア（スピタク）地震、1989年10月のサンフランシスコ（ロマ・プリータ）地震、1990年7月のフィリピン、ルソン島での地震があった。特にサンフランシスコ地震、フィリピン地震では液状化が地震被害の主な原因とされている。

日本においても、新潟地震（1964）以来、液状化による地震被害が目立ち、これを契機として液状化による研究がさかんになり、日本の液状化研究及びその対策工は高いレベルにある。

過去の地震で農業用施設である、ため池、干拓堤防、農道、排水機場、パイプラインなどにも地震被害が生じている。この地震被害の中で、液状化による被害数はそれほど多くないにしても、大きな被害を生じた事例の大部分は、液状化によるものと考えられている。ため池の被害事例でも液状化による被害は顕著であることが明らかにされている¹⁾。したがって、液状化が生じるような土構造物あるいは地盤を重点的に対策をほどこすことによって、大きな被害の発生を未然に防げる。特に、農業用施設の数ばかり多いため、重点的に耐震設計あるいは耐震補強を行う“選択的耐震設計”が経済的な観点から必要と考えられる。

本報告では、最初に液状化現象とその予想法（解析法）の現状を述べ、さらに液状化対策工の現状について述べたい。

2. 液状化現象²⁾と被害

地震によって砂質土から成る土構造物あるいは地盤の飽和領域で、間隙水圧の上昇のために有効応力が減少してせん断抵抗を急激に失い、液体のような現象を液状化（Liquefaction）という。飽和砂のせん断抵抗（ τ_f ）は、有効応力による内部摩擦角（ ϕ' ）によって、一般に次のように示される。

$$\tau_f = \sigma' \tan \phi' = (\sigma - u) \tan \phi'$$

上式において地震による繰返しせん断応力のために間隙水圧（ u ）が上昇すると、全応力（ σ ）との差で示される有効鉛直応力（ σ' ）が減少し、せん断抵抗は低下することになる。特に、間隙水圧が全応力と等しくなるまで上昇するとき、有効応力はゼロとなり、せん断抵抗は全く失われ、大きなひずみを生じて被害が発生する。1964年に発生した新潟地震では液状化現象による被害が目立ち、特に昭和大橋の落橋、県営住宅の転倒は有名である。

液状化現象で農業施設構造物にどのような被害が発生するのであろうか、日本海中部地震での液状化による典型的な被害事例を次に紹介する。図-1は鶴の木1号ため池（秋田県）の写真である。堤体・及び基礎地盤がゆるい砂から成り、液状化によって堤体中央部に1m以上の大きな沈下が生じ、越流決壊したものである。図-2は八郎潟干拓堤防（正面堤防）の写真である。沈下量は1.0~1.5m程度生じている。その他、秋田県の屏風山地区でのパイプラインの被害も液状化被害の主な要因と考えられる。

*農業工学研究所・造構部・土質研究室

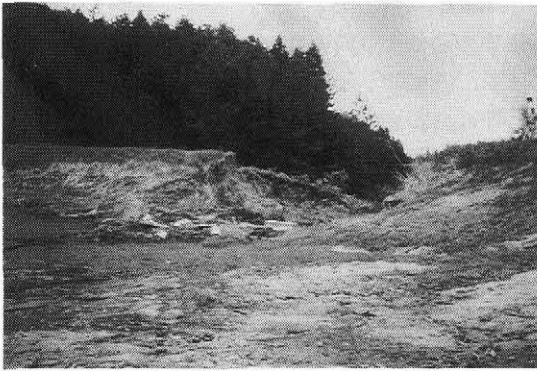


図-1 ため池の被害（日本海中部地震）



図-2 八郎潟干拓堤防の被害（日本海中部地震）

砂のようなつぶつぶの集まりである粒状体では地震による繰返しのせん断に伴って体積の変化する性質、すなわちダイレイタンスーと呼ばれる性質がある。この現象はイギリスのReynolds（レイノルズ）が初めて発見した。当初体積の膨張する現象にのみ着目していたが、その後体積収縮のあることも分かり、この現象をまとめてダイレイタンスーと呼んでいる。

いま緩い砂の状態を図-3(a)のようにモデル化してみよう。この状態で一方向のせん断力を加えるとどうなるだろうか。砂の粒子は、せん断変形に伴い図-3(b)のような密な状態に移行していくので、全体として dh だけ沈下し、体積の収縮が起こる。すなわち、せん断に伴う“負のダイレイタンスー”が発生したことになる。緩く砂を入れた容器をたたくと、砂がよく詰まって沈下することは誰もが経験していることである。余談になるが、米を売る時に昔は重さではなくて、一升舂でいっばいというように‘かさ’で量っていた。このため、振動を与えずにいかに緩く米を入れるかが米屋の腕の見せ所であった。

せん断変形による体積収縮は砂の密度が小さい

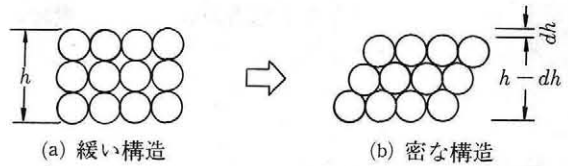


図-3 せん断変形による体積収縮

ほど生じやすい。また、一方向のみのせん断変形よりも、せん断方向が変化する繰返しせん断の方が負のダイレイタンスーは生じやすい。

さて液状化は、このダイレイタンスーとどのような関係にあるのだろうか。飽和された緩い砂に地震力のような繰返しせん断変形が加えられたとする。非常にゆっくりとした载荷であれば、体積の収縮に伴う飽和砂からの間隙水の排出が自由に行われるために体積収縮が起こるだけで、間隙水圧は上昇しない。ところが地震のような場合には、急速な载荷が繰返して行われるため、水が自由に排水されないので体積収縮が困難となる。このため間隙水圧が上昇し、しかも累積していく結果、前述の式からも明らかなように有効応力は減少していく。ついにはゼロとなり、砂は液体状になって全くせん断抵抗を失う。これが液状化のプロセスである。よく締まった砂は間隙水圧が上昇してもゆるい砂のように急速には変形が進まないで、‘ゆっくり’と変形が進む“Cyclic mobility現象”があるがこれについてはここでは述べない。

3. 液状化予測法の現状

実際の土構造物や地盤が想定される地震動のもとで液状化するかどうかの予測を行うことは、土構造物や地盤上に立つ構造物の安定性を考えるうえで重要なことである。

地盤の液状化を予測する場合には、最終的に液状化するかどうかを予測する方法と、液状化に至るまでの変形や間隙水圧の変化などの挙動を含めて液状化を予測する方法に大別出来る。最近では、液状化に至るプロセスを詳細に追おうとした解析法もいくつか提案されてきている。

想定される地震のもとで、土構造物あるいは地盤が液状化するかを予測する方法は種々あるが、ここでは次のような分類を行った。

(1)地形・地質・粒度分布・N値による予測：過去の液状化事例から地形・地質、粒度分布、標準貫

入試験によるN値などと過去の液状化の発生の有無との関係を用いる方法

(2)現位置試験による予測：杭の打設などによる振動によって、発生する加速度および間隙水圧から、液状化抵抗を推定する方法や、時近時松らによって実用化されたレーリ波探査を用いた液状化危険度を予測する方法などの原位置試験による方法

(3)振動台による模型実験：振動台を用いた地盤の模型実験によって検討する方法

(4)地盤内せん断応力と土の液状化抵抗との比較による予測：地震時に発生する地盤内せん断応力を簡易式または地震応答解析から求め、一方、地盤の液状化抵抗をN値または室内せん断試験から求めて比較する方法で、簡易液状化解析と呼ばれる方法である。

(5)詳細な予測方法：土の構成モデルを用いて、有

限要素法により時々刻々の液状化過程を求める方法で、過剰間隙水圧上昇を考慮した地震応答解析と呼ばれるものである。

以下に各々の方法について述べる。

(1)地形・地質、粒度分布、N値による予測

過去の地震時に液状化が発生した地点を調べておけば、その地形・地質と類似の地盤では将来液状化を起こすことが予想される。

例えば土の粒度分布からも液状化の可能性を知ることができる。粘土のような細かい土では、粘着力があるため間隙水圧が上昇して有効拘束圧がゼロになっても、粒子がばらばらになることはないため液状化しにくい。また礫材のような粗い土の場合も、透水性がよいため液状化しにくい。このため、この中間の粒度が液状化しやすいことになる。ちなみに「港湾の施設の技術上の基準・同

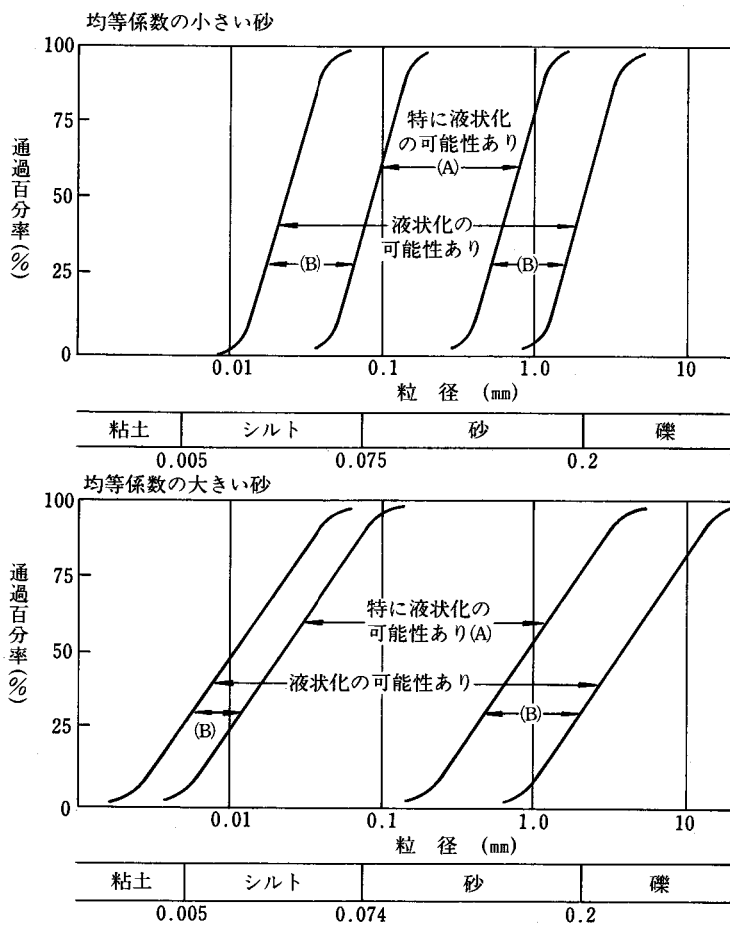


図-4 液状化の可能性のある粒度³⁾

解説³⁾を例にとると、液状化しやすい粒度は図-4のようになる。

小泉は、新潟地震の前後において行った標準貫入試験によるN値を比較し、ある限界のN値より小さい場合は事後のN値に増加が認められたとして、このN値が液状化を生じる限界を与えるものとした⁴⁾。岸田はやはり新潟地震の際の建物の被害調査から事前のN値がある限度のN値より小さかった地盤では、被害が大きかった(50cmを超える沈下または1.0°を超える傾斜)として、この限界N値で液状化の判定ができると考えた⁵⁾。図-5はこれらの結果及びその後報告された基準を一括して示したものである。

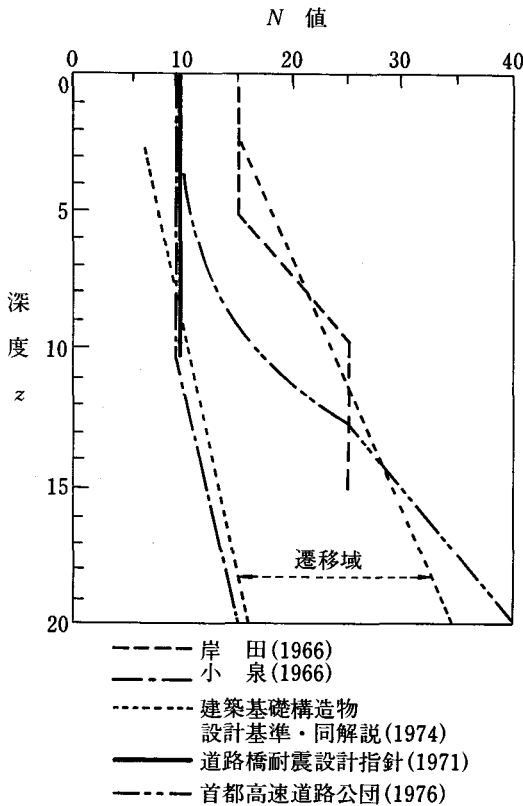


図-5 限界N値と深度の関係²⁾

(2)原位置試験による予測

地盤の改良効果を見るために、試験杭を加震させ、付近に埋めた計器で加速度及び間隙水圧を測定したところ、未改良地盤と改良土盤では大きな差のあることが明らかになったという報告がある⁶⁾。この方法では定量的に液状化抵抗を測るこ

とは難しいが、対策工法の効果の有無を調べるには有効な手法と考えられる。

また最近では時松等によってレーリー波探査を用いた液状化危険度予測の方法が実用化されている⁷⁾。この方法なボーリング孔なしでS波速度が求められ、その結果を用いて簡便に液状化強度を推定出来る事から、有望な方法と考えられる。

(3)振動台による模型実験

振動台上に飽和した模型地盤を作製し、これに振動を加えて、発生する間隙水圧・変位・加速度を観測する実験である。この方法では実験結果と実際の地盤の現象を定量的に対応づけることが困難なため、定量的な液状化の予測は難しい。しかし、例えば砂層内に液状化を防ぐためのドレーンを設けた場合や、ジオテキスタイルによって補強された地盤や盛土の補強効果を調べる場合には有効な手段になる。また、室内の要素試験や解析では検討できない場合にも有効な方法といえよう。

また、最近では相似率を考慮することが可能な遠心載荷による振動実験も行われている。

(4)地盤内せん断応力と土の液状化抵抗との比較による予測

この方法は、地盤によって地盤内に発生するせん断応力比Lと土の液状化強度比Rの求め方によって次のように分けられる。

(a)簡易な予測法

この方法は土の液状化抵抗をN値、粒度分布、マグニチュードなどから推定し、一方、地震によって地盤内に発生するせん断応力は簡易な式で求めるものである。

<Seedの方法>

室内実験と実際の地震災害の調査事例から、N値と鉛直有効拘束圧 σ_v' を用いて液状化判定の方法を示している。その手順を図-6に示す。

① 地表面最大加速度 α_{max} を仮定して、次式で地盤の深さごとに地震時に発生する等価な繰返しせん断応力比 $L = \tau_a / \sigma_v'$ を求める。

② 液状化抵抗は地盤のN値、有効上載圧、地震のマグニチュードより求める。N値と有効上載圧から図-7(a)の関係を使って換算N値、 $N_1 = C_N N$ を求める。求められた深さごとの N_1 を地震のマグニチュードに対応させて同図(b)より液状化強度比Rを求め前述の等価せん断応力比Lと比べて $R > L$ なら液状化は発生せず、 $R < L$ ならば液状化が

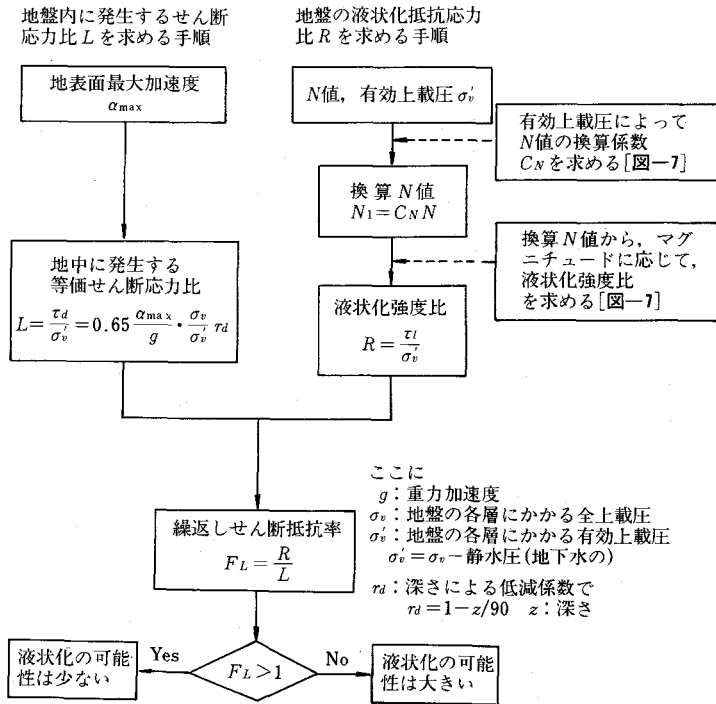


図-6 簡易液状化予測法 (Seed)⁸⁾

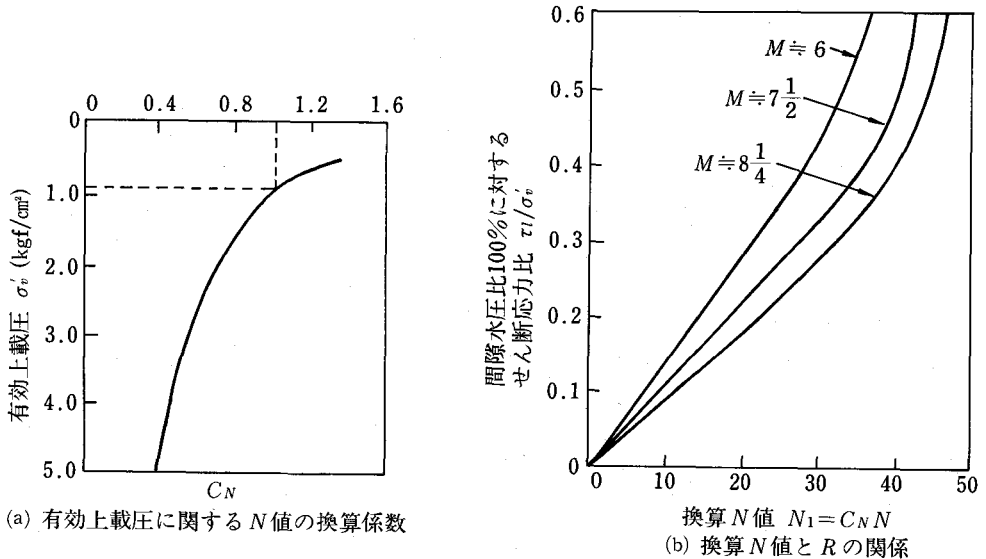


図-7 N 値およびマグニチュードから液状化強度比 R を求める図表 (Seed)⁸⁾

生じると判定する。また求められた R , L の比を繰返しせん断抵抗率 F_L と定義する。

$$F_L = \frac{R}{L} = \frac{\tau_l/\sigma_v'}{\tau_d/\sigma_v'}$$

このせん断抵抗率は液状化に対する安全率を示す。

〈岩崎・龍岡の方法〉

実験室内で繰返し三軸試験を行って, 得られた

液状化抵抗と現場のN値及び平均粒径との関係に基づいて、液状化の可能性を判定する方法である。この方法では平均粒径 D_{50} によって粒度特注が液状化抵抗に与える影響を考慮しているのが特徴である。なお文献¹⁰⁾の1990年改訂版ではさらに細粒分の違いによる液状化抵抗の違いについても考慮している。その手順を図-8に示す。この方法は文献¹⁰⁾で液状化判定基準として採用されている。

① 地表最大加速度 α_{max} を仮定して、地盤の深

さごとの地震時最大せん断応力比 L_{max}/σ'_v を求める。なおSeedの方法では τ が第価な繰返しせん断応力比になっているのに対し、この方法では最大繰返しせん断応力比になっていることに注意する必要がある。

② 該当地盤のN値と平均粒径 D_{50} を用いて深さごとに図-8に示した実験式から、繰返し三軸試験の液状化強度比 $(\sigma_d/2\sigma'_v)_{20}$ を求める。この値が原位置の液状化強度比 R_{max} に等しいと考える。

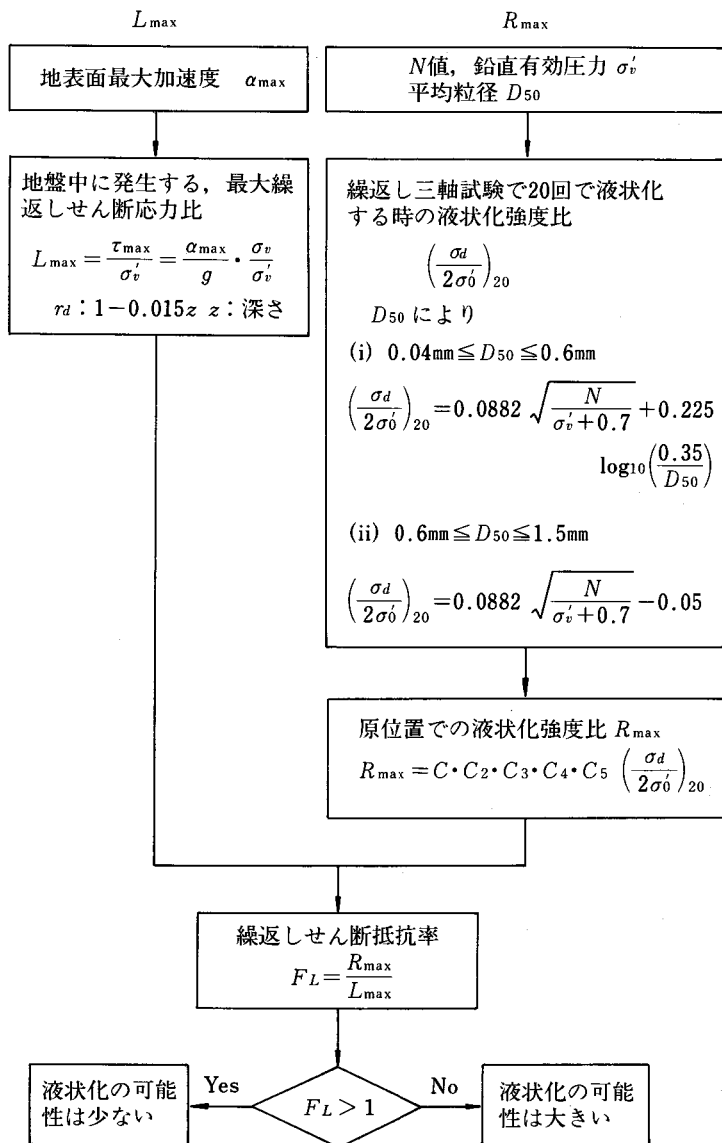


図-8 簡易液状化予測法⁹⁾

③ 繰返しせん断抵抗率 F_l は次式で示される。

$$F_l = \frac{R_{\max}}{L_{\max}} = \frac{\left(\frac{\sigma_d}{2\sigma'_v}\right)^{20}}{\tau_{\max}/\sigma'_v}$$

ここで、 $F_l \geq 1$ であれば液状化の可能性は少ないと判定される。

図-9 に宮城県沖地震で実際に液状化した地盤について(1)Seedの方法、(2)岩崎らの方法によって求めた F_l が示してある。この図から、約7 m以深ではどちらの判定法によっても F_l が1を下回って液状化すると判定されるが、8 m以深ではSeedの方法が大きな F_l を与えている。

(b) 詳細な予測法

この方法は、室内液状化試験によって液状化強度比 R を求め、地震時最大せん断応力比 L は地震時応答解析によって求めるものである。その手順の概略を図-10に示す。

R の決定には、通常、繰返し三軸試験が用いられ、繰返し回数が20回で液状化に至る応力比を、その土の液状化強度比 R とする。さらに原位置での液状化強度比を求めるために補正を行うが、岩崎らの方法では、両者は等しいと考えて差し支えない。この補正を行った後の液状化強度比を R_{\max} とする。一方地震応答解析によって各深さでの最

大せん断応力を求め、これと有効上載圧との比、すなわち最大繰返しせん断応力比 L_{\max} を求める。さらに、繰返しせん断抵抗率 $F_l = R_{\max}/L_{\max}$ を求め、この値によって液状化の可能性を判定する。

実際の地盤では地震時には、刻々間隙水圧が上昇して有効応力は低下し、土の強度はどんどん小さくなって変形しやすくなる。しかし上の方法では、地盤内に発生する繰返しせん断応力と土の液状化抵抗を別々に求めるため、地震中の土の性質の変化は考慮できない。このような方法は全応力解析法と呼ばれている。

(5) 土の液状化モデルを用いて応答解析を行う方法

地震時における刻々の、間隙水圧の上昇を計算し、有効応力の低下に伴う土の変形特性を考慮して、有効応別による地震応答解析を行うものであり、有効応力解析法と呼ばれている。これらの解析は、液状化予測の研究分野で最先端の問題であり、未だ確立された方法とはなっていない。

これらの地震応答解析法の代表的なものについて、基本的な入力データをそろえて、1つの遠心力載荷実験についての一斉解析を行い、解析方法の特徴を調べた事例がある¹²⁾。表-1はこれらの解析方法の基本的な構成を示したものである。

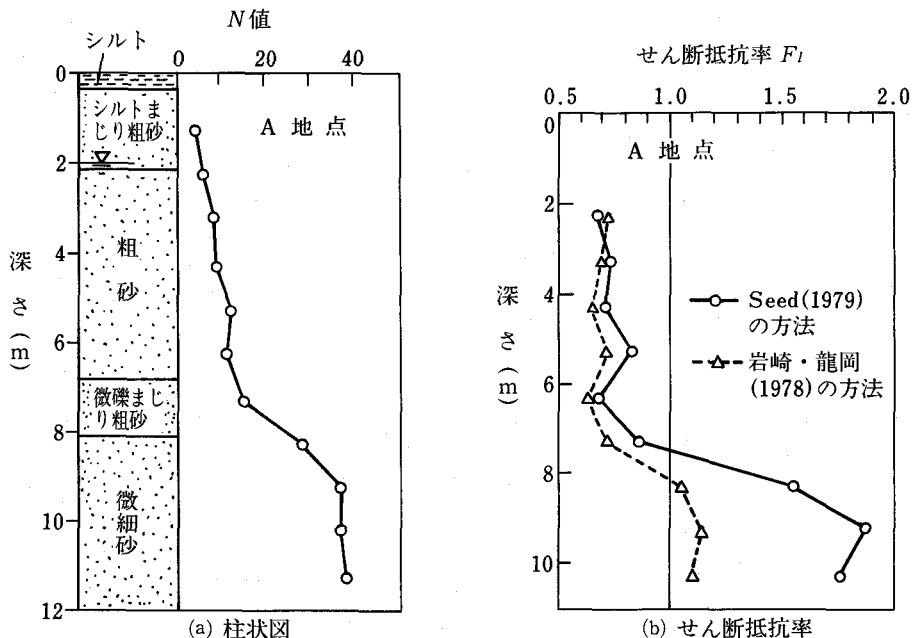


図-9 液状化判定法の比較¹¹⁾

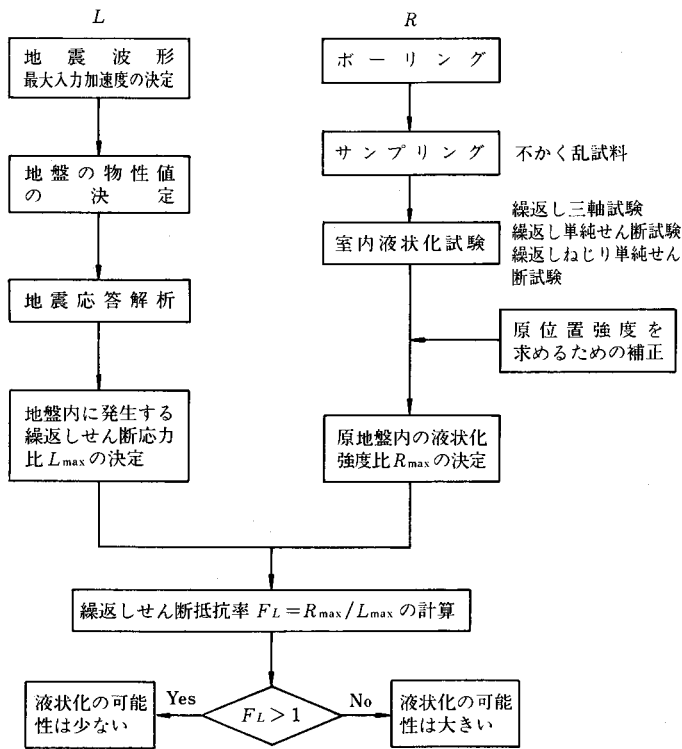


図-10 詳細な液状化予測法

各々の構成則に特徴があり、入力するデータも様々である。

どの解析方法においても応答加速度、間隙水圧にてはパラメータの修正によってある程度実験結果を予測する事は可能であった。しかし、変形量については解析方法によってかなり異なっており、また実験結果との定量的な比較もあまり一

致しない傾向があった。このように、実際の被害に結びつく変形（沈下）については、現時点ではどの解析法でも、正確に予想する事は困難といえる。また、解析するために多くの土質パラメータと、大型計算機による長時間の計算が必要であり大きなコストとなる。

一方、個別要素法という方法で、液状化のよう

表-1 有効応力による地震応答解析法¹²⁾

プログラム	構成則				数値積分
	タイプ	ひずみ依存性	ダイレタンシー特性	主応力回転	
TARA-3	ダイレタンシー式	双曲線モデル	Martiin-Finn-Seedモデル	*1	Newmark β
DIANA-J	弾塑性論	Multi-mechanismモデル		—	Newmark β^3
ALISS	粒状体理論	松岡モデル（一部修正）			中央差分
FLIP	ダイレタンシー式	東畑・石原モデル	井合モデル	*2	Wilson θ
DIANA-J	弾塑性論	Pastor-Zienkiewiczモデル			Newmark β^3
NAFSS	弾塑性論	西モデル			Newmark β
NONSOLAN	弾塑性論	田中モデル	Endochronicモデル		Newmark β

*1 主応力軸が回転する実験結果を用いているので、体積ひずみにはこの成分も入っていると考えられる。

*2 結果として主応力軸の回転により体積ひずみが発生する。

*3 Newmarkの β 法を予測子、初期応力法を修正子としている。

な大変形を解析しようとしている試みもあり¹³⁾、この方法は大変形を伴う場合の解析法として将来有望なものと考えられる。しかし、現時点では液状化の課程を詳細に行う事は難しく、実用的方法とはいえない。

このような事から、詳細な解析法は特別な場合に限って適用され、その結果についても設計のさいの参考という位置づけで行なわれる事が多い。したがって、実務的には簡易的な方法によって液状化判定をしている事例が多い。実際の液状化判定の諸基準では、上に述べた(1)及び(4)を組合せて、液状化の判定を行っている。

以上述べた方法で、(1)~(4)については地盤の液状化予測法であり、盛土構造物の液状化予測は出来ない。この方法を応用して、貯水状態の盛土構造物にも簡易液状化解析方法を適用出来るようにした方法も谷、長谷川（ため池の地震時安全性の評価法、農業土木学会論文集、152号）によって提案されている。(5)よ方法では2次元問題を扱えるものであれば盛土構造物についても解析が可能となる。

農林水産省関係では¹⁴⁾、土地改良事業計画設計基準「水路工その二、パイプライン」(1977)で液状化判定法を示している。参考までにその内容を以下に示す。

*土地改良事業計画設計基準「水路工その二、パイプライン」

下記の条件を満たす砂地盤は、マグニチュード7.2~8.4、震度V~VI（気象庁震度階）程度の地震を受けると液状化しパイプラインに大きな被害が生ずる恐れがあるので、パイプライン（特に重要な幹線）はこのような地盤を通すことはできる限り避けることが望ましい。

- a. 地下水が高く、地表面に近い位置にある地盤。
- b. 有効径（通過百分率10%の粒径）が0.01~0.25mm、均等係数が2~10の範囲の比較的均一な砂からなる砂層。
- c. 有効上載圧力の大小とも関連するので一概にはいえないが、一般的にいて深さが5m以下の標準貫入試験のN値が10以下である地盤。

液状化の程度は図-11から判断する。

他の基準では道路橋示方書・同解説¹⁰⁾、港湾の施設技術上の基準・同解説⁹⁾、河川、海岸施設よ耐震

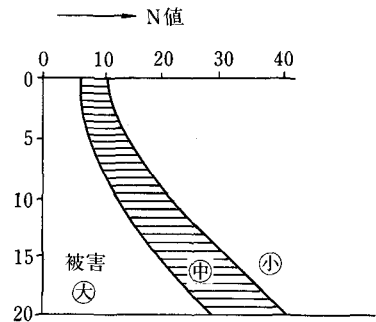


図-11 液状化判定基準と被害規模
(水路工2, パイプライン)

調査要項¹⁵⁾(建設省河川局内部資料などがある。これらの諸準はさきに述べた(1)及び(4)の考え方を基にN値、砂の粒度、地震力の大きさから液状化の可能性を判定するものである。

これらの基準では、液状化の可能性の判定を行って、液状化の可能性があれば対策工事を施工するか、構造物の位置を変更することになる。

4. 液状化対策工の現状

液状化の予測法によって液状化の可能性のある場合には何らかの液状化対策が必要となる。基礎地盤の液状化対策工の基本としては、次のような対策が考えられる。

- (1)密度の増大をはかる対策工法~パイプロフローテーション工法、サンドコンパクションパイル工法、動圧密工法
- (2)地下水位の低下または有効応力の増大を図る対策工法~ウエルポイント工法、ディーブウエル工法、押え盛土工法
- (3)粒度改良または団結による対策工法~置換工法、表層（深層）混合処理工法
- (4)間隙水圧の消散を図る対策工法~砕石ドレーン工法、プラスチックドレーン工法
- (5)せん断変形の抑制による対策工法~連続地中壁工法、シートパイル工法

農業施設構造物で、ため池や干拓堤防の場合には盛土部も飽和されているため、上記の液状化対策工以外に堤体部の耐震補強も必要となってくる。他の盛土構造物では飽和されている事は一般に少なく、例えば河川堤防では地盤部のみが液状化の領域となる。

表-2は盛土と基礎地盤についての現在行われ

表-2 盛土構造物の液状化対策工

対策法	主な工法	検討事項					備考
		費用	必要用地	施工実績	施工性	効果	
堤体部	前刃金工法	A	A	A	A	C	浸潤線を下げ飽和領域を少なくする効果がある。実績はほとんどない。新しい工法である。連続糸混入工法もこの一つ。
	動圧密工法	B	B	D	C	B	
	補強土工法	B	A	C	B	B	
基礎地盤	動圧密工法	B	B	B	B	B	ため池では堤体下の全面的地盤改良が不可。比較的成本が高い。ため池では全面的な地盤改良が不可。安価で比較的效果がはっきりしている。地盤の締固めと過剰水圧の消散。既設ため池では全面的な地盤改良不可。圧密効果とせん断抵抗力の増大。既設ため池では全面的な地盤改良不可。
	地盤改良(固化)	B	A	B	B	A	
	シートパイル工法	B	A	B	A	B	
	バイプロフローテーション工法	B	A	A	A	A	
	サンドコンパクションパイル工法	B	A	A	A	A	
共通	押え盛土工法	A	C	B	A	B	貯水容量を少なくする。砂の押え盛土が液状化した例がある。

注) ただし, A:優 B:良 C:可 D:不可

ている液状化対策工についてまとめたものである。これらの工法の内主なものについて次に述べる。

補強土工法は、盛土用にジオテキスタイル、鉄筋及びカンカーなどを設置して、盛土の補強を図るものである。液状化地盤上の盛土を、ジオテキスタイルで補強した場合の効果については、振動台模型実験によって、沈下量抑制の効果が大きいことが確かめられている¹⁶⁾。しかしこの方法は、堤体全体に一樣にジオテキスタイルを設置するものであるため、新設の盛土の場合に限られる。堤体が飽和されている場合の補強効果を検証した事例は今までなかったが、農業工学研究所において、貯水状態の盛土模型を、ジオグリットによって補強した場合に大きな補強効果がある事が、振動台実験から確かめられている。現在も補強効果の詳細な検討を行うための実験が行なわれているので、これらがまとまり次第報告したい。いずれにしても、比較的低コストで盛土構造物の地震による変形を抑制することが可能となる。

既設のため池などでは、堤体全体の改修は難しく、表層部の部分的な改修のみによって耐震性を増加する事が必要となる。このため、ジオテキスタイルの一種である、連続糸を土中に混入して、液状化地盤上の砂盛土の表層部のみを補強する工法について、振動台実験によって検討してみたところきわめて大きな補強効果があることがわかった¹⁷⁾。この工法は糸を土と混ぜるため、細粒分が多い土などで、土が塊状となるような場合には施工が難しい点がある。しかし、将来施工法の改良に

よって、液状化を生じるような地盤及び堤体の補強策として有望である。

動圧密工法は、10~40tの重錘を数10mの高さから落下させ地盤を締固める工法である。鉤さいダムで法尻部を締固める方法として施工された例があるが、地盤のように拘束圧がないため、盛土構造物そのものを締固める方法としては適切とはいえない。また、既設ため池の改修では、堤体直下の基礎地盤を改修することは難しく、上下流斜面法尻付近の地盤を極所的にしか改良出来ない。動圧密工法を含めて、締固め工法ではかなり広い平面的な広がりをもった改良を行うことが前提となっている。このためため池の場合には動圧密工法を地盤改良に用いても効果は少ないと考えられる。しかし、新設の盛土の基礎地盤の締固めには効果はあると考えられる。

地盤改良工法は地盤中に石灰、セメント、高分子化合物などの地盤改良材を注入し混合することにより、地盤全体を強化する、深層処理混合工法が代表的なものである。この工法は比較的成本が高いことが欠点とされている。現在、砂地盤の改良に適する工法も開発されてきていて、低コスト化、改良材、混入法が改善されればその価値は大きい。

シートパイル工法は盛土の法先に矢板を打設してすべり破壊の防止、地盤の測方変位の抑制及び水位の低下を図るものである。八郎潟干拓堤防の日本海中部地震のさいの災害復旧でもこの工法が採用されているが、この場合には矢板は水位の低

下を図る工法として採用されていて、液状化対策工としては評価はしていない¹⁸⁾。先に述べた連続糸を混入した補強盛土の振動台実験のさい、矢板模型を入れた場合に、補強効果が認められている。このため、盛土部の補強策と併用する事による効果が期待出来る。鉄道盛土では直接的な耐震補強工法として、盛土付近の法先に矢板を打設し、その上端を盛土内を貫通したタイロッドで相互に結合して、盛土補強を行う工法が採用されている¹⁹⁾。

押え盛土工法は盛土のすべり破壊を盛土斜面の法先においた盛土によって有効応力を増大し、すべりを防止する工法である。軟弱地盤上の干拓堤防などで昔からよく使われた対策工である。この工法は恒久的に押え盛土の用地が必要なため、小規模なため池の上流側では貯水量の減少が問題になる。また下流側にすぐ水田や道路がある場合にも、問題となる。日本海中部地震の「一の沢」(秋田県能代市)では上流側の押え盛土が液状化したために、斜面のすべりが発生したと考えられており、良質な粘性土を用いるか、十分に締固めを行った砂を用いなければ効果は少ない。

以上、盛土構造物を含めた液状化対策工について述べた。上に述べた耐震補強工法以外にも続々と新工法が開発されてきている。対策工法の選定にさいしては、地盤条件、構造物の重要度、施工コストなどを十分考慮する必要がある。

社会的には、十分に認知されていない考え方であるが、地震によって被害が出た場合の二次的被害も含めたコストと対策工のコストとの比較検討によって“選択的耐震補強”をしていく事が農業用施設では必要であると思う。

参考文献

- 1) 谷 茂, 長谷川高士: 日本海中部地震を中心としたため池の地震被害, 農業土木学会誌, 55 (10), pp. 17~25, 1987
- 2) 土質工学会編 (谷 茂, 共著), 土質・基礎工学のための地震耐震入門, 入門シリーズ10, 1985
- 3) 日本港湾協会: 港湾の施設の技術の上基準・同解説, 1979
- 4) Koizumi, Y.: Changes in Density of Sand Subsoil Caused by the Niigata Earthquake, Soil and Foundation, Vol. VI, No. 2, pp. 38~44, 1966
- 5) Kishida, H.: Damage to Reinforced Concrete Buildings in Niigata City with Special Refer-

ence to Foundation Engineering, Soil and Foundation, Vol. VI, No. 1, pp. 71~88, 1966.

- 6) Ishihara, K. and Mitsui, S.: Field Measurement of Dynamic Pore Pressure During Pile Driving, Proc. International Conference in Microzonation, Vol. 2, pp. 529~544, 1972
- 7) 時松孝次, 桑山晋一: レーリー波探査を用いた液状化危険度予測, 土と基礎, VYI. 38, No. 6, pp. 15~20, 1990
- 8) Seed, H. B.: Soil Liquefaction and Cyclic Mobility Evaluation for Vevelground During Earthquakes, Journal of the Geotechnical Engineering Division ASCE, Vol. 105, No. G72, pp. 201~255, 1979
- 9) 岩崎敏雄・龍岡文夫・常田賢一・安田進: 砂質地盤の地震時流動化の簡易判定法と適用例, 第5回地震工学シンポジウム, pp. 641~647, 1978
- 10) 日本道路協会: 道路橋示方書 (V耐震設計編, 1980)
- 11) 吉見吉昭: 砂地盤の液状化, 技興堂出版, 1980
- 12) 土質工学会 (地盤と土構造物の地震時の挙動に関する研究委員会): 地震と地構造物の地時の挙動に関するシンポジウム, pp. 50~136, 1989
- 13) K. Kazuyoshi, M. Hakuno: GRANULAR ASSEMBLY SIMULATION FOR DYNAMIC CLIFF COLLAPSE DUE TO EARTHQUAKE, 9WCEE, 1988
- 14) 農林水産省構造改善局: 土地改良事業設計指針「耐震設計」, 1977
- 15) 建設省河川局 (内部資料): 河川海岸施設の耐震調査要項, 1972
- 16) 建設省土木研究所, 大成建設: 不織布を用いた盛土の耐震補強工法の開発, 昭和60年度ジオテキスタイルの土中の挙動とその効果に関する研究報告書, pp. 168~179, 1986
- 17) 谷 茂, 山下恒雄, 中山寛博, 石崎英夫, 高野洋一: 連続糸混入による盛土構造物の耐震補強法, 農業土木学会誌, 58 (9), pp. 869~874, 1990
- 18) 秋田県: 八郎潟堤防震災復旧技術検討報告書, 1984
- 19) 鉄道技術研究所地: 盛土耐震補強土認計の手引 (案), 1978

ジオテキスタイル（土木安定用繊維材）による 軟弱地盤の表層補強効果試験

山下 恒雄*

目 次

1. 目的	41	4. 安定計算による検討	45
2. 実験方法	42	5. まとめ	46
3. 実験結果	42		

1. 目的

軟弱地盤上に農道を造成する場合、盛土の安定を図るため軟弱地盤対策を行わなければならない。一般に軟弱地盤改良法として地盤表層処理・補強、混合処理、サンドコンパクションパイル等による圧密・補強工法等が行われる。

今回の試験は軟弱地盤上にジオテキスタイルを敷設し、地盤を補強する工法についてその効果を実験で確かめ、設計・施工の参考資料を得ることが目的である。

ところで、ジオテキスタイルの共通の特徴を卷内等¹⁾は「適度の引張り強さを持ち、伸長性、耐食性があり、透水性が良く、軽量で輸送、貯蔵、施工に便利で人工的材料であるため、厳密な品質管理及び物性を調節出来る」と述べている。この特徴を生かすように材料を効果的に利用することを考えなければならない。

今回使用したジオテキスタイルは不織布の内、スパンボンドというもので、長繊維を使って連続的にウェーブを作り、接着した布であり、透水性が良く、大きな変形にも強く適度の引張り強さを有する特徴がある。

実験は小型土槽でジオテキスタイルの敷設の有無による静的、動的荷重を加えた場合の荷重による変形、土圧、地盤強度等を測定した。また、大型土槽で動的荷重を加えた時のスパンボンド敷設の有無による地盤の変形を測定した。この実験の結果より、スパンボンドを敷設することによって

軟弱地盤での沈下を少なくし、地盤表面を補強出来ることを明らかにした。

2. 実験方法

実験方法は土槽に軟弱地盤を造成し、スパンボンドを敷設し、その上に盛土を作り、それに動的又は静的な荷重を加え、その変形、土圧の変化等を測定した。また、スパンボンドを敷設した土に貫入試験を行って強度を測定した。これらの実験結果を基にしてスパンボンドによる軟弱地盤補強効果を円弧すべり面法で確かめた。この実験に用いた軟弱地盤用の粘土と盛土用の砂について土質特性を表-1に、スパンボンドの物性値を表-2に示す。

(1)小型模型実験

この実験では地盤の強度を変えた場合の静的荷重による沈下量の関係、静的及び動的荷重を加えた場合の沈下量、土圧の変化について測定を行った。小型土槽は幅50cm、長さ50cm、深さ30cmで、粘土層を厚さ20cmに作り、その上にスパンボンドを敷設し、盛土は砂を5cm厚さに作った。実験概要を図-1に示す。

(2)貫入試験

実験は図-2に示すようなモールドに粘土を入れ、その上にスパンボンドを置き、その周囲を固定してCBR試験と同様な方法で試験をした。すなわち、モールド中央に貫入棒（直径5cm）を貫入速度1mm/minで貫入し、その時の強度と貫入量を測定した。

スパンボンドは表-2に示す3種類を使用した。

* 四国農業試験場地域基盤研究部基盤整備研究室

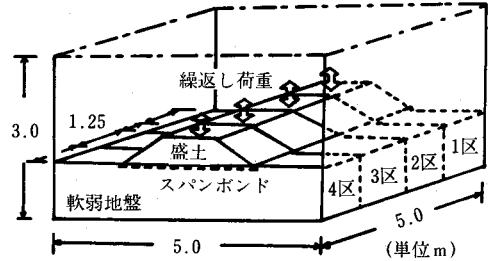
表-1 実験に使用した土質特性

	土粒子 密度	粒度分析			液性・塑性限界(%)			分類	採取時含 水比(%)	
		粘度	シルト	砂	LL	PL	PI			
軟弱地盤用 粘土	小型	2.687	20.5	32.5	47.0	41.7	28.6	13.1	MC	91.4
	大型	2.606	50.8	39.9	9.3	115.4	39.0	76.4	C	129.5
盛土用山砂	2.674	3.3	6.3	90.4	—	—	—	S-M	13.1	

表-2 実験に使用したスパンボンドの物性値

品番	目付け (g/m ²)	厚さ (mm)	引張り強度		伸び率(%)	
			たて	よこ	たて	よこ
4061N	69.4	0.4	18.2	13.8	59	71
4211N	219.0	2.44	71.8	66.8	64	61
4421N	448.3	3.80	148.9	154.8	67	62

注) 引張り強度の単位はkgf/5cmである。



試験区	地盤強度 (コーン値 kgf/cm ²)		
	0~30cm	30~60cm	60~90cm
2(無処理)	0.51	0.86	1.05
3(スパンボンド210g/m ² 区)	0.48	0.82	1.12
4(スパンボンド420g/m ² 区)	0.43	0.79	1.19

図-3 大型模型実験概要図

長さ5m、深さ3m)を4分割し、この中に軟弱地盤を1mの深さに作り、その上に3、4区はスパンボンド(目付け210及び420g/m²)を敷設し、2、3、4区とも盛土を50cmの高さの台形断面に作った。1区は予備試験区である。その後、交通荷重を想定した繰り返し荷重を加えた実験を行った。測定は盛土、地盤の沈下・変形、土圧等の挙動を観測した。繰り返し荷重は0.4kgf/cm²を1200回加え、その後続けて0.5kgf/cm²の荷重を4000回加えた。

3. 実験結果

(1) 静的荷重による沈下量、土圧の測定

小型土槽実験で地盤強度(一軸圧縮強度)0.24kgf/cm²(無処理)、0.16kgf/cm²(スパンボンド敷設)の時の静的荷重を加えた場合の沈下量と土圧の関係を図-4に示す。沈下量は軟弱地盤表面の変位を、土圧は地盤下20cmの所で静的荷重0.25、0.50、0.75kgf/cm²をそれぞれ30分加えて測定した。さらに、この実験で地盤強度を3種類変えて行い、スパンボンドの敷設の有無による沈下量の差と静的荷重の関係を図-5のように明らかにした。これらの結果より次のことが言える。

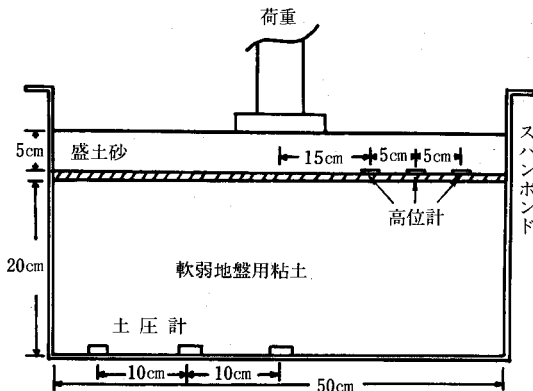


図-1 小型土槽による実験概要図

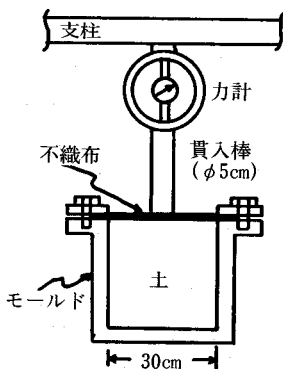


図-2 貫入試験概略図

粘土は表-1に示すものと同様であるが、乾燥させて強度を5種類変えて実験を行った。

(3) 大型模型実験

実験は図-3に示すような大型土槽(幅5m、

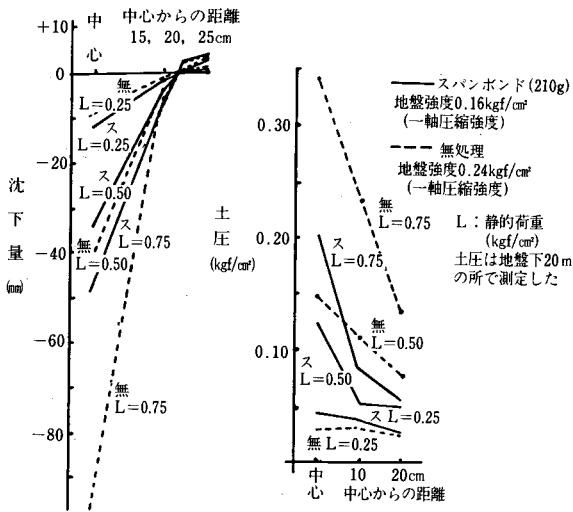


図-4 静的荷重と沈下量，土圧の関係

地盤の静的コーン値 (kgf/cm ²)	
弱	スパンボンド0.16 無処理0.16
中	スパンボンド0.80 無処理1.20
強	スパンボンド2.10 無処理2.18

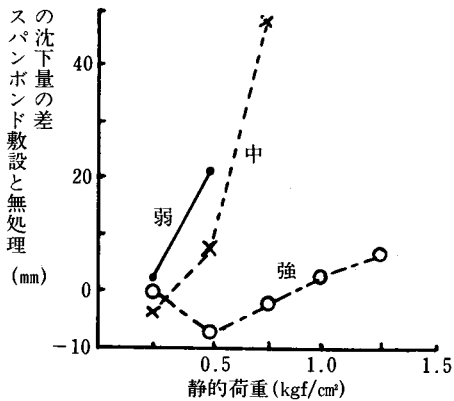


図-5 静的荷重による沈下量

- ① 静的荷重を加えると沈下量は大きくなるが、スパンボンドを敷設した場合には敷設しなかった場合より沈下量は小さくなる。この差は荷重が増加するにつれて差は大きくなる。また、地盤強度が中程度の場合がその差は最も大きくなり、さらに地盤強度が強い場合は差は小さくスパンボンドを敷設する効果はあまりない。
- ② 荷重を加えた場合、その中心では沈下は大きい、中心から20cm離れると地盤が盛り上がる。盛り上がり量は加えた3種類の荷重によって変わ

らない。土槽が小さいために荷重中心から少し離れると盛り上がると思われる。大型土槽での実験は繰り返し荷重によるが、盛り上がりは盛土の法尻で観測されたが、小さかった。これは大きな滑り破壊にならなかったためである。

③ 土圧は当然であるが、静的荷重が増加するにつれて大きくなる。スパンボンドを敷設した場合と使用しなかった場合を比較すると静的荷重が増加するほどその差は大きくなる。すなわち、材料の土圧軽減効果が大きいことを示しているが、地盤強度が強くなると、効果は少なくなる。

④ スパンボンドは排水効果があるといわれるが試験土が粘土で透水係数が小さいことと、荷重を加えた時間が短いため排水による地盤補強効果は測定されなかった。

(2)貫入試験によるスパンボンドの地盤補強評価実験は土のみ、スパンボンドのみ、土の上にスパンボンドを置いた場合について行った。実験結果を図6-1～図6-3に示す。この結果より次のことが言える。

① 土の貫入試験結果は図に示していないが貫入量が増加するにつれて貫入強度は増加し、凸状の曲線の形になる。同様な試験で図に示すようにスパンボンドのみは貫入量40mm程度までは逆に凹状になり、貫入量が増加すると強度は急速に増加する傾向を示す。

したがって、土の上にスパンボンドを置いた場合は両者の傾向の中間である。すなわち、初期貫入の強度は土で、中間以降は材料の強度と土を押し込めた強度で貫入強度は表れる。

② 材料による地盤の押し込み効果を表すと土にスパンボンドを置いた場合の強度から土とスパンボンドそれぞれの強度を差し引いた強度となる。

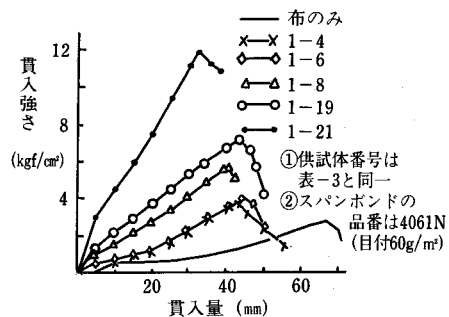
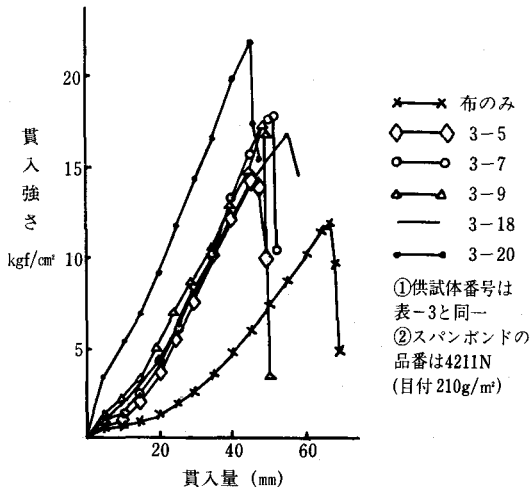
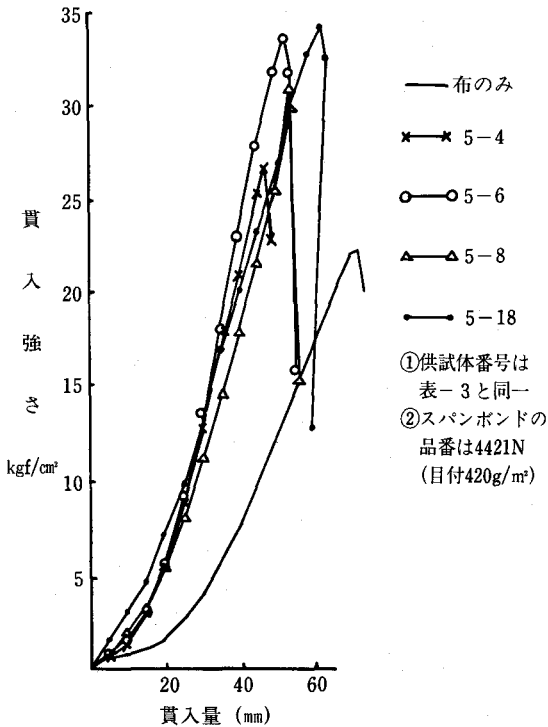


図-6-1 貫入強さと貫入量の関係(1)



図一6-2 貫入強さと貫入量の関係(2)



図一6-3 貫入強さと貫入量の関係(3)

地盤強度が同じ場合、スパンボンドの厚さが厚いと貫入強度は増加し、土の押さえ込み強度も増加する。

③ スパンボンドの強度が小さい場合は地盤強度が増加するにつれて押さえ込み強度は増加する。しかし、スパンボンドの強度が大きくなると、地盤強度が小さいほど効果が表れる。すなはち、地

表一3 スパンボンドの地盤の押さえ込み量

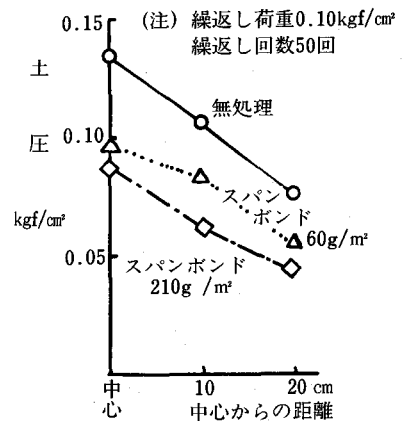
供試体 No.	土+スパンボンドの強度	土の強度 ① ②	スパンボンドの強度 ③	押さえ込み量 ①-②-③
1-4	3.80	0.62		1.75
1-6	3.70	0.90	1.43	1.37
1-8	5.90	1.95	(スパンボンド No.4061 N)	2.52
1-19	7.01	3.65		1.93
1-21	12.40*	8.50		2.47
3-5	12.40	0.62		6.73
3-7	13.44	0.90	4.75	7.57
3-9	12.90	1.95	(スパンボンド No.4211 N)	6.20
3-18	12.00	3.65		3.60
3-20	19.75	8.50		6.50
5-4	21.00	0.62	7.75	12.63
5-6	24.00	0.90	(スパンボンド No.4421 N)	15.35
5-8	17.85	1.95		8.15
5-18	20.20	3.65		8.80

注) ①, ②, ③は貫入量40mmの時の値である (kgf/cm²)。*は貫入量32mmの時の値である。

盤強度が 3 kgf/cm² (コーン値) 以下でスパンボンドの効果はあるが、(1)の結果より地盤強度0.15 kgf/cm²程度以下では沈下が大きくなる (荷重0.5 kgf/cm²程度)。

(3)繰り返し荷重による沈下量、土圧の測定結果
交通荷重を想定した繰り返し荷重を加えた場合の沈下量、土圧の変化を小型土槽で実験したので、結果を図一7, 8に示す。

① 繰り返し荷重が同じ場合、スパンボンド敷設すると沈下量は無処理の場合に比べて少ない。すなはち繰り返し回数500回で約1/2であり、スパンボンドを敷設した効果は大きい。また、繰り返し回



図一7 繰り返し載荷による土圧の分布(小型模型実験)

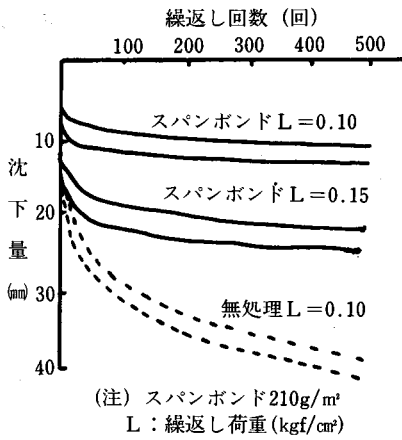


図-8 繰返し载荷の回数と沈下量の関係(小型模型実験)

数が増加するにつれて、無処理の場合は沈下量の増加が大きい。

② スパンボンド敷設した場合、繰返し荷重を 0.10kgf/cm^2 から 0.15kg/cm^2 に増加すると沈下量は約2倍になったが、荷重 0.10kgf/cm^2 の時の無処理の場合の沈下量により少ない。

③ 繰返し荷重を加えた時の土圧はスパンボンド敷設した場合、無処理と比較して約40~60%減少し、スパンボンドによる土圧軽減効果が認められる。また、繰返し荷重を加えた直下が土圧は大きく、中心から20cm離れると約半に減少している。

(4) 大型土槽での実物大繰返し载荷実験

小型土槽実験によって得られた成果を基にして大型土槽に実物大の盛土模型を作り、繰返し载荷による実験を行った。

① 実験結果を図-9に示すが、小型土槽実験と

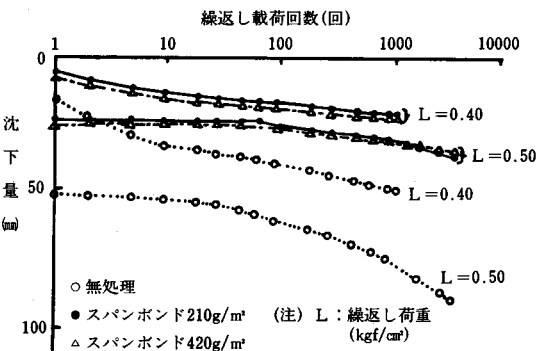


図-9 繰返し载荷回数と沈下量の関係(大型模型実験)

同様にスパンボンドを敷設した場合は無処理と比較して沈下量は繰返し回数1,200回、荷重 0.4kgf/cm^2 で半分以下、同様に5,000回、 0.5kgf/cm^2 で1/2以下であり、スパンボンドによる沈下量軽減効果は大きい。

② スパンボンドを敷設した場合、繰返し荷重を加えると回数1,200までは沈下量30mmに漸近しているが、回数5,000まではやや沈下量が増加してきている。しかし、無処理に比べると明確な傾向ではない。一方、無処理は繰返し回数が多くなれば沈下量も増加する傾向は変わらない。

③ 実験結果より土圧の軽減効果は認められなかった。これは浅い部分に設置した土圧計は下が軟らかかったため面の傾きがあり正しい値が測定されなかったと考えられる。また、最下層に設置した土圧計では値が小さく差は認められなかった。

④ 図-9から明らかであるが、スパンボンドの目付け 210g/m^2 と 420g/m^2 の差は沈下量では認められなかった。これは実験で行った沈下量は目付けによる差が有るほど大きくなかったためであり、目付け 210g/m^2 でも効果があることになる。

4. 安定計算による検討

以上の大型土槽実験結果を円弧すべり面法による計算では、利用されたスパンボンドの補強効果を次のように検討した。

① 今回造成した軟弱地盤上に盛土した場合の安全率は図-10に示すように0.96であったが、盛土は崩れなかった。これは盛土造成までに数日間の期間があり、軟弱地盤の表面が乾燥により強度が増加したと考えられる。この時の計算に使った地盤強度は粘着力 0.245tf/m^2 (一軸圧縮強度の1/2) を、盛土材料の砂の強度は内部摩擦角30度、湿潤密度は 1.481tf/m^3 を使用した。

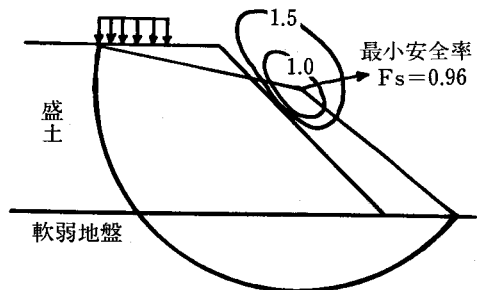


図-10 大型模型盛土の安定計算結果(無処理)

実験はこれに0.4kgf/cm²の繰り返し荷重を加えたが、この荷重を静的荷重と考えて安全率を計算すると0.21となり、明らかに崩壊する。実験でも最初に荷重を加えたとき盛土表面は6.82cm、地盤は1.63cm沈下し、繰り返し荷重を加えると沈下量は増加している。

② 一方、スパンボンドを敷設した区に同じ荷重を加えたとき、スパンボンド目付け210g/m²、420g/m²では沈下が盛土表面で2.9cm、2.1cm、地盤が0.66cm、0.81cmと少なく崩壊迄にいたっていないと考えられる。このときのスパンボンドの伸び量を測定すると目付け210g/m²で4%、420g/m²で1.5%であった。

これらの結果からスパンボンドの補強効果を次式で安全率1のときの補強量(α が補強量)として計算した。

$$F_s = \frac{M_r + \alpha}{M_0} = 1$$

注) F_s : 補強された盛土の安全率

M_r : ジオテキスタイルを考慮しない盛土斜面のすべり抵抗モーメント

α : ジオテキスタイルによる補強抵抗モーメント

M_0 : 土のすべりだしモーメント

その結果、スパンボンド目付け210g/m²、420g/m²の時の補強量はそれぞれ0.419tf/m、0.417tf/mであった。これを材料試験の単位kg/5cmに変換すると20.94kg/5cm、20.85kg/5cmとなる。これはスパンボンドの物性値(表-2)の引張り強度の31%、14%程度に当たる。

上述の実験におけるスパンボンドの伸び4%(目付け210g/m²)、1.5%(420g/m²)は貫入試験の時の伸びに換算すると貫入量3.6cm、2.2cmにあたる。その時の強度は図-6-1、図6-2からそれぞれ9.2kgf/cm²、7.4kgf/cm²である。この値は図6-2、図6-3の布+土1の最大強度

の64%、28%に当たる。すなはち大型模型実験の結果は材料の限界値までには至っていない。この結果、材料の引張り試験結果や貫入試験の値を使って設計を行うと安全側の設計となる。

5. まとめ

スパンボンドは適度の引張り強度を有し、伸張性があり、透水性が良いという特徴を有する。この材料を軟弱地盤(0.2~2.0kgf/cm²程度)のように荷重が加わると変形が大きく起こる場合に適していると考えられる。

今回の実験で次のことが明らかになった。

① 土槽実験よりスパンボンドを軟弱地盤に敷設すると荷重が0.5kgf/cm²程度では沈下量を1/3程度減少させることが可能である。

② 貫入試験より土の上にスパンボンドを敷設した複合体は土の強度とスパンボンドの強度を加えた場合より大きい。これは土の変形による盛り上がりやスパンボンドで押さえ込んだことによると推定される。

③ 繰り返し荷重による地盤へ加わる土圧軽減効果は小型土槽実験では大きかったが、大型土槽実験では確認されなかった。

これらの実験結果を円弧すべり面法による計算でスパンボンドの補強効果を検討すると、土とスパンボンドの貫入試験の強度では安全率がやや大きくなるので、設計値として利用すると安全側で設計できると考える。

この研究は東洋紡績(株)スパンボンド事業部の永野豊、山田知正の両氏、(株)東京ソイルリサーチの片山郁夫氏の多大な協力で行った。ここに記して感謝申し上げます。

文献

1) 巻内勝彦、久楽勝行：道路へのジオテキスタイルの利用とその効果：舗装、22巻5号、1987・8、p4~9

EPS工法による干拓地軟弱地盤上の沈下対策

—千両街道—

大久保壽夫* 難波 賢治* 高塚 正志** 末田 亮二**

目 次

1. はじめに	47	5. EPS工法の設計	49
2. 事業の概要	47	6. EPS工法の施工	53
3. 沈下対策工法の選定	48	7. 沈下の追跡調査	54
4. EPS工法の概要	48	8. おわりに	56

1. はじめに

軟弱地盤上に設けられた道路では、基礎杭で支持された橋梁やボックスカルバート等の構造物と単純盛土構造の道路部との取付部分において、不等沈下による段差が発生し問題となることがある。

広域農連児島湾地区、愛称「千両街道」は、全線が干拓地特有の軟弱地盤上にあるため、このような問題を抱え、軟弱地盤対策の検討が必要であった。

本稿では、その事例として、新倉敷川橋右岸取付部の盛土工事で最近注目を集めている発泡スチロールを使用した軽量盛土工法（EPS工法）を採用し施工したので紹介するものである。

2. 事業の概要

岡山市街地の南西部に位置した児島湾は、江戸時代以降、特に明治32年以降民間の藤田組、農林省などにより逐次干拓され、現在では日本有数の穀倉地帯となっている。この干拓地の中央を南北に縦走している「千両街道」（岡山県は広域農道全地区に公募により愛称を付け県民に親しまれる農道造りを行なっている）は、児島湾に注ぐ笹ヶ瀬川、妹尾川、倉敷川、加茂川の4つの河川により分断された5つの団地を結び、都市近郊型農業をめざしている本地区の交通混雑の緩和、生鮮農産



図-1 千両街道位置図

物流の合理化及び農村環境の改善を目的に計画された、総延長10.6km、全幅8.5mの広域農道である。



写真-1 上空から千両街道を望む

* 岡山県農林部耕地課
** 岡山地方振興局耕地第2課

千両街道は2市1町に跨がり、岡山市浦安（市道浦安西町～築港元町線）を起点、岡山市藤田、児島郡灘崎町北七区を経て玉野市八浜町大崎（県道山田～槌ヶ原線）を終点とし、国道30号線とほぼ平行に配置されている。総事業費は5,044百万円で、昭和48年度に岡山市浦安地区より工事に着手し、平成2年度新倉敷川橋の完成によって全線開通し本事業が完了した。受益面積2,296ha、受益戸数1,636戸、主要作物は、米、ビール麦、なす、れんこん等である。中でも、千両街道の愛称の由来となっている「千両なす」は全国的にも特に有名である。

3. 沈下対策工法の選定

従来から千両街道では橋梁と道路の不等沈下を防止するため、サンドコンパクション工法を採用しているが、今回紹介する新倉敷川橋右岸取付部では、次にあげる制約条件を考慮し、沈下対策工法を選定する必要があった。

①地質はN値0の非常に軌弱な沖積粘土層が10数m堆積し、その下にN値20程度の砂層が4～5m分布している。

②盛土部の圧密沈下に伴う構造物（逆T擁壁、重力式擁壁）の水平変位が確認され、これ以上の不等沈下は構造物の安定上問題である。

③振動を伴う工法については対象地盤が軟弱粘土のため、振動による液化化及びそれに伴う強度低下が構造物の安定上問題である。また、近接の水道管にも悪影響を及ぼす可能性がある。

④高圧ジェット方式で固結改良を行う工法については周辺が農地であるため、地盤内の弱い層を通じて農地や水路に固化材が噴出する恐れがある。

以上の条件から、振動を伴い沈下を促進するサンドコンパクション工法は採用できないため、残留沈下量を軽減し、周辺への影響が少ないEPS工法とセメント系深層混合処理工法について比較検討を行った。

その結果から施工性、経済性によりEPS工法を採用した。

4. EPS工法の概要

EPS工法とは、大型の発泡スチロール(Expanded Poly Styrol) ブロックを盛土材料や裏込め材料として土木工事に適用する工法である。

EPS工法は1972年ノルウェー・オスロ郊外の国道で初めて採用され、以後北欧を中心にカナダ、アメリカ等で施工されている。我が国では1985年軟弱地盤対策として札幌で初めて導入されたのを契機に、年々その施工例が増加している。

EPS工法の一般的特長、材料特性、適用分野は

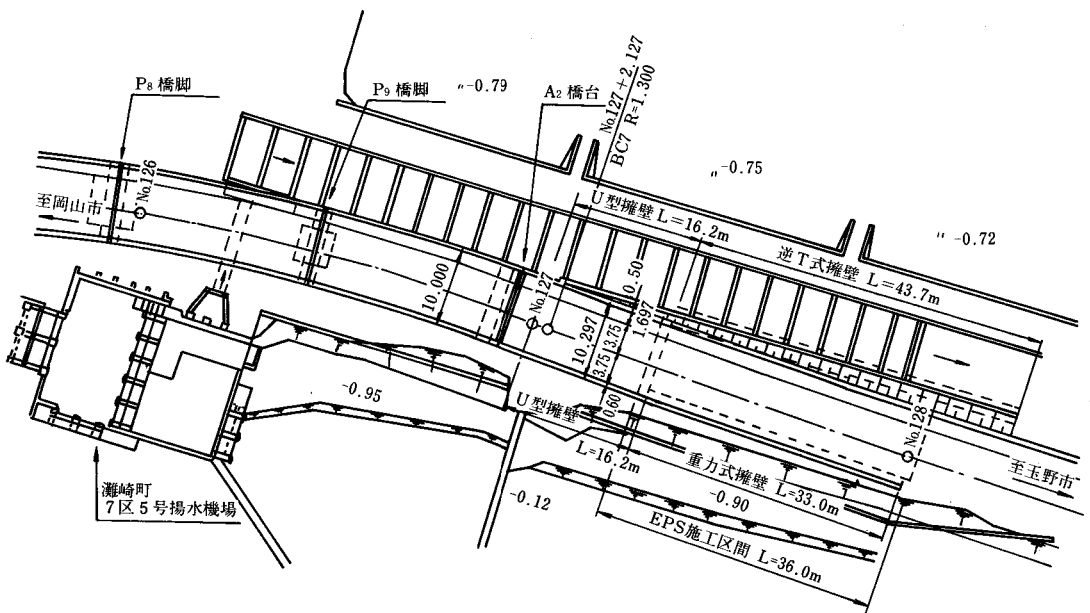


図-2 EPS施工位置平面図

次のとおりである。

(1) EPS工法の特長

①軽量性

発泡スチロールの密度が16~30kgf/m³と土砂やコンクリートの約1/100であるため、盛土荷重を大幅に低減することができる。

②耐圧縮性

圧縮強度は7~28tf/m²と盛土材料として十分満足する。

③耐水性

水と結合しない撥水性材料であるため、水の浸透によってその重量が増加することはない。

④自立性

ポアソン比が0.10~0.15とほとんど0に近いため、積み重ねた構造を自立壁として利用できる。

⑤施工性

軽量（1ブロック約20kg）であるため、大型機械を必要とせず、人力施工が可能である。また、地形に対応した現場での加工も容易である。

(2) EPS材料特性

①種類及び形状・寸法

EPSブロックは、製造方法により型内発泡法と押出發泡の2種類がある。

型内発泡法 長2,000×幅1,000×厚500 (mm)

押出發泡法 長2,000×幅1,000×厚100 (mm)

②力学特性

EPS材の品質管理はJIS K7220の試験法に準拠して行なわれているため、5%歪みの圧縮応力を管理規格値としている。また、図-3に示すとおり、EPS材には1%歪み程度までの繰返し荷重に対しては弾性的挙動を示しクリープも起こさないという特性がある。したがって、この時の荷重が5%歪み圧縮応力の約1/2であることからこれを圧縮応力の許容値としている。

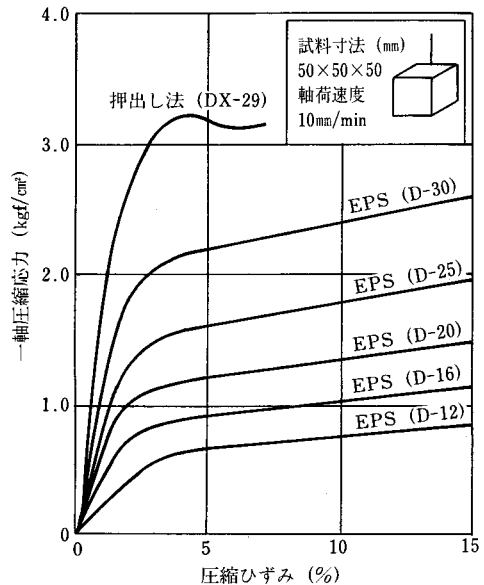


図-3 圧縮応力と圧縮歪みの関係

(3)EPS工法の適用分野

先に述べたとおり、EPS材は、軽量性、耐圧縮性、耐水性、施工性にすぐれているため、軟弱地盤上の盛土、擁壁や橋台の裏込め、自立壁等に使用することができる。

また、大型機械を必要としないことから、地形的に機械施工が制約される場合、重要構造物が近接している場合、騒音・振動など周辺環境への配慮が必要な場合などに有効である。

5. EPS工法の設計

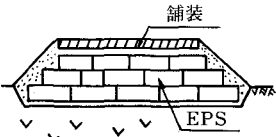
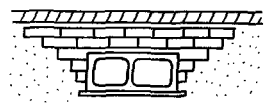
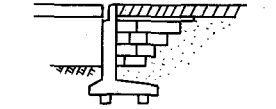
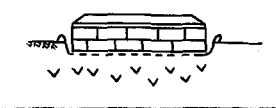
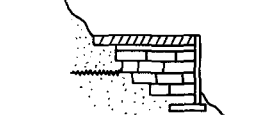
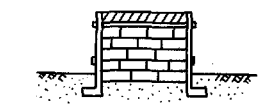
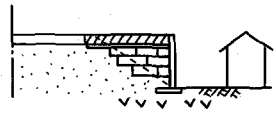
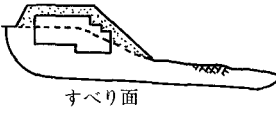
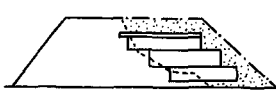
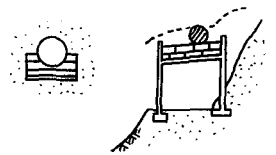
(1) EPS使用の考え方

新たに載荷される死荷重（盛土荷重）により地盤内に応力が発生し沈下を引き起こすことになるため、現地盤をEPSに置換えることによって新た

表-1 EPSの材料特性

項目	試験方法	単位	製造法						備考
			型内発泡法					押出法	
種別			D-30	D-25	D-20	D-16	D-12	DX-29	
単位体積重量	JIS-K-7222	kg/m ³	30	25	20	16	12	29	
許容圧縮応力		tf/m ²	9.0	7.0	5.0	3.5	2.0	14.0	1%程度のひずみ
管理規格値	JIS-K-7220	tf/m ²	18以上	14以上	10以上	7以上	4以上	28以上	5%ひずみ
難燃性	JIS-K-9511		有	有	有	有	無	有	

表-2 EPS工法の適用分野

用途	模式図	特長			工法のメリット
		軽量性	自立性	施工性	
軟弱地盤上の盛土		○		○	<ul style="list-style-type: none"> ・沈下の軽減 ・地盤対策の低減 ・維持管理の低減
構造物の埋戻し		○	○		<ul style="list-style-type: none"> ・上載荷重、土圧の低減 ・構造物部材断面の低減 ・不同沈下の防止
橋台・擁壁の裏込め		○	○		<ul style="list-style-type: none"> ・アバット背面側圧の軽減 ・側方流動圧の軽減 ・段差の防止
仮設道路		○		○	<ul style="list-style-type: none"> ・施工性の向上(工期の短縮) ・地盤処理の低減 ・撤去、復旧の簡易化
急傾斜地の盛土		○	○	○	<ul style="list-style-type: none"> ・すべり安全率の確保 ・すべり対策工の低減 ・用地の減少
自立壁		○	○	○	<ul style="list-style-type: none"> ・最少限用地の確保 ・壁面構造の簡易化
盛土・造成地の拡幅		○	○	○	<ul style="list-style-type: none"> ・既設構造物への影響緩和 ・引き込み沈下の防止 ・用地の減少
地すべり地の頭部盛土		○		○	<ul style="list-style-type: none"> ・荷重軽減による抑止力の低減 ・すべり安全率の向上
災害復旧盛土		○		○	<ul style="list-style-type: none"> ・盛土の早期復旧 ・仮復旧、本復旧として適用可能
埋設管基礎落石対策					<ul style="list-style-type: none"> ・緩衝性 ・基礎の一体化 ・荷重軽減
					<ul style="list-style-type: none"> ・埋設管不同沈下の防止 ・既設構造物への荷重軽減

に発生する応力をゼロにすることを基本としている。このことを図-4により具体的に説明すれば、舗装・路盤の単位体積重量を γ_{t1} 、EPS材の単位体積重量を γ_{t2} 、現地盤の単位体積重量を γ_t 、交通相当荷重を W_L とすると、

掘削面Aにおける土かぶり荷重は

$$P_0 = \gamma_t D$$

盛土完成後の掘削面Aにおける荷重は、

$$P_1 = W_L + \gamma_{t1} h_1 + \gamma_{t2} (h_2 + D)$$

掘削面Aにおける発生応力が盛土前後で等しくなるように、 $P_0 = P_1$ として掘削深さ D を求めると

$$D = (W_L + \gamma_{t1} \cdot h_1 + \gamma_{t2} \cdot h_2) / (\gamma_t - \gamma_{t2}) - (1)$$

式となる。

つまり、現地盤を D 掘削しEPSに置換えれば、掘削面Aにおいて新たに発生する応力がゼロとなり、計算上沈下は起こらない。

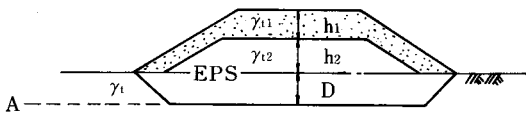


図-4 EPS置換厚

(2) 盛土荷重

① 舗装構成

舗装構成は、交通量の区分をIV交通、EPSの設計CBRを4%として決定した。

表層(密粒アスコン)	5cm	70cm
基層(粗粒アスコン)	5cm	
上層路盤 (粒調碎石)	10cm	
下層路盤 (クラッシャーラン)	40cm	
床版コンクリート	10cm	
EPSブロック		

図-5 舗装構成

コンクリート床版が、下層路盤の一部でクラッシャーラン(CBR>30)と同等の力学的性質を有すると仮定すれば

$$TA = 5 \times 1.0 + 5 \times 1.0 + 10 \times 0.35 + 40 \times 0.25$$

$$+ 10 \times 0.25 = 26$$

$$\text{合計厚 } H = 5 + 5 + 10 + 40 + 10 = 70 \text{ cm}$$

となり、TAの目標値24、Hの最小値 $49 \times 0.8 = 39$ cmを十分満足する。

② 舗装荷重

$$\gamma \times t$$

表層	$2.3 \times 0.05 = 0.115 \text{ tf/m}^2$
基層	$2.3 \times 0.05 = 0.115 \text{ //}$
上層路盤	$2.1 \times 0.10 = 0.210 \text{ //}$
下層路盤	$2.0 \times 0.40 = 0.800 \text{ //}$
RC床版	$2.5 \times 0.10 = 0.250 \text{ //}$
合計	1.490 //

ここに γ ：単位体積重量 (tf/m³)

t ：厚さ (m) である。

(3) 安定検討

EPSの施工断面の検討は道路縦断勾配がついているため、盛土厚が最大であるNO.127+16.70で行った。

① 置換盛土厚の算定

本工事では密度 20 kgf/m^3 のEPSを使用し、EPSを施工しない所と荷重(沈下)を同一とするため、交通相当荷重は考慮しない。(W_L=0)

また

$$\gamma_{t1} = 2.13 \text{ tf/m}^3 \text{ (舗装・路盤の単位体積重量)}$$

$$h_1 = 0.70 \text{ m (同厚さ)}$$

$$\gamma_t = 1.6 \text{ tf/m}^3 \text{ (現地盤の単位体積重量)}$$

$$h_2 = 1.20 - 0.70 = 0.50 \text{ m (EPSの盛土高)}$$

として、(1)式により掘削深さ D を求めると、

$$D = (0 + 2.13 \times 0.70 + 0.02 \times 0.05) / (1.60 - 0.02) = 0.95 \text{ m}$$

となる。

したがって、現地盤を1m掘削しEPSに置換え盛土を行った。

ただし、図-6のとおり道路縦断勾配があり1ブロックの厚さが50cmであることから、EPSのロスを少なくするため置換厚は25cm単位とした。したがって、路盤と床版の間は碎石により調整を行った。

② 浮力の検討

地下水以下のEPSには、浮力が働くため、浮力に対する検討を行った。浮力に対する安全率は、次式にて求めた。

$$F_s = P/U = \sum \gamma_i \cdot H_i / \gamma_w \cdot H_{\text{EPS}}$$

ここに、 γ_i ：地下水位より上の各層の単位体積

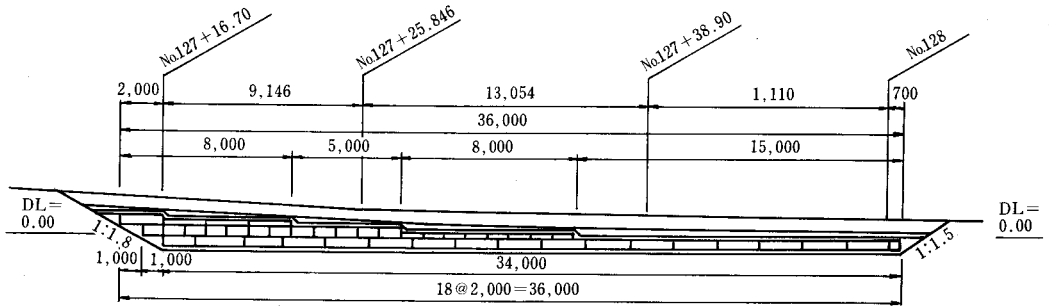


図-6 EPS 縦断面図

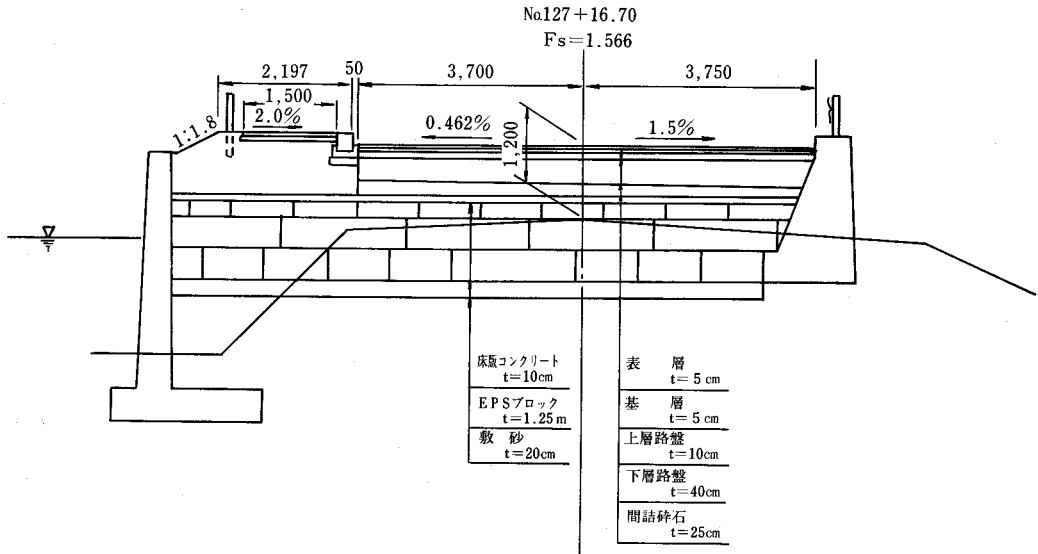


図-7 EPS 標準断面図

重量

H_i : 各層厚

γ_w : 水の単位体積重量

H_{EPS} : 地下水位以下のEPS層厚

地下水位を現地盤面 (GL) と仮定し, EPSの自重を安全側の仮定として無視すれば,

$$Fs = 1.490 / 1.0 \times 1.0 = 1.49$$

となり, 設計安全率1.2を十分満足する。

③応力度の検討

車道部において, EPSの許容圧縮応力が載荷重に対して満足するかどうか検討した。載荷重によるEPS層への伝達応力は, 次式により求めた。

$$\delta_z = \delta_{z1} + \delta_{z2} = \delta_{z1} + \frac{qBL}{(B + 2Z \tan \theta)(L + 2Z \tan \theta)}$$

ここに, θ : 荷重分散角(コンクリート版を使用する場合は $\theta=45^\circ$ とする)

δ_z : EPS上面での応力度 (tf/m²)

δ_{z1} : 死荷重によるEPS上面での応力度

δ_{z2} : 活荷重によるEPS上面での応力度

q : 路面に働く鉛直分布荷重 (tf/m²)

Z : 舗装厚 (m)

B : 荷重面の短辺長 (m)

L : 荷重面の長辺長 (m)

載荷重のうち死荷重は,

$$\delta_{z1} = 1.49t/m^2$$

載荷重のうち活荷重は, 道路橋示方書・同解説 工共通編1.8.4.活荷重を適用すると次のとおりとなる。

$$B = 0.20m, L = 0.50m, Z = 0.70m, \theta = 45^\circ$$

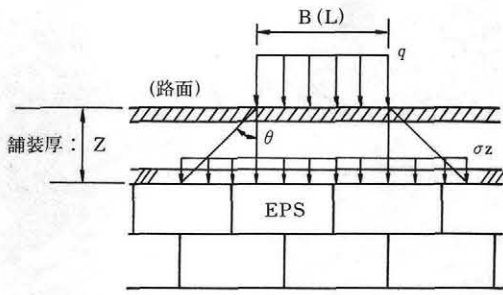


図-8 伝達応力の近似計算

$$qBL = 8.0\text{t (後輪荷重)} \times 1.3\text{(衝撃係数)} = 10.4\text{t}$$

$$B + 2Z \tan \theta = 0.20 + 2 \times 0.7 \times \tan 45^\circ = 1.60\text{m}$$

$$L + 2Z \tan \theta = 0.50 + 2 \times 0.7 \times \tan 45^\circ = 1.90\text{m}$$

$$\delta_{zz} = \frac{10.4}{1.6 \times 1.9} = 3.42\text{t/m}^2$$

$$\delta_z = \delta_{z1} + \delta_{zz} = 1.49 + 3.42 = 4.91\text{t/m}^2$$

本工事で使用したEPSは、密度20kg/m³、許容圧縮応力は5tf/m²であるため、載荷重に対する応力度に問題はない。

6. EPS工法の施工

本工事の概要は表-3、施工フローは図-9のとおりである。

①土工

掘削作業は、掘削面が地下水位より低いいため常時水替えを行いながら、0.4m²級バックホウにて行った。

②敷砂

4tダンプにより搬入した砂を3tブルドーザーにより巻き出し、ブルドーザー及び振動ローラーにより転圧した。

また、敷砂はEPSブロックの設置や舗装の仕上厚に大きく影響するため、仕上げはあて木により入念に行った。

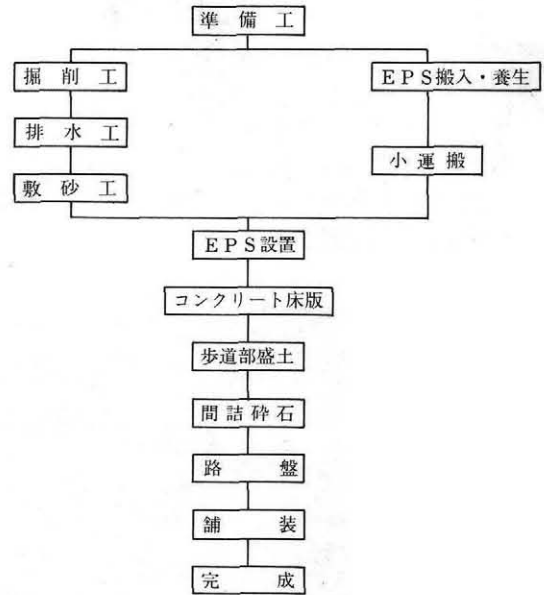


図-9 EPS施工フロー

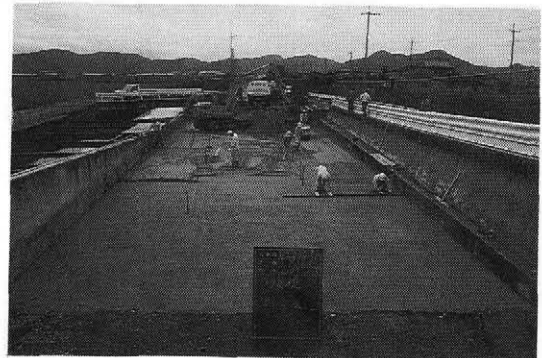


写真-2 敷砂の施工状況

③EPSブロックの設置

EPSブロックは重量が1ブロック約20kgと軽量なため、すべて人力作業で行った。EPSブロックの積上げは、道路縦断勾配がついているため、

表-3 施工数量

舗装工	表層	303m ²	土工	掘削	738m ³
	基層	303m ²		盛土(歩道部)	116m ³
路盤工	上層路盤工	303m ²	EPS置換工	EPSブロック	279m ³
	下層路盤工	297m ²		緊結金具	558個
歩道工	表層	62m ²		床版コンクリート	43m ³
	上層路盤工	63m ²		敷砂	87m ³
				間詰砕石	57m ³

1層(0.25m)から3層(1.5m)とした。EPSブロックの設置は、1層目のEPSブロックがそれ以降の作業に影響するため、あて木にて水平面を確保しながら設置し、1層目で段違いが生じているブロックは取り外して再度敷砂の調整を行った。2層目以降は、EPSブロックの目地が重ならないよう縦横交互に設置した。

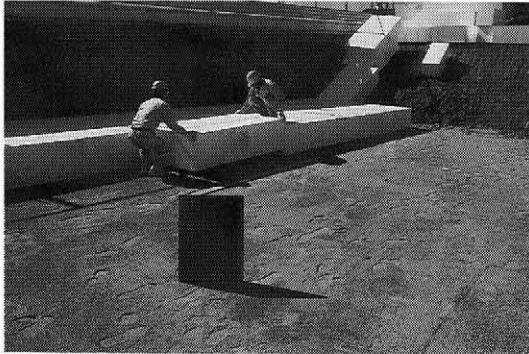


写真-3 EPSブロックの設置状況



写真-4 緊結金具の設置状況

また、上下ブロック間は水平方向のスベリを防止するため、ズレないことを確認して緊結金具で固定し一体化を計った。端部については実測により形状を確認した上、現場にてニクロム線に弱電流を流して加熱し、加工したブロックを使用した。EPSブロックの設置に要した日数は4日で非常に迅速に行うことができた。

このほか、EPSブロックは、火気や油脂類に対して溶解してしまうため、現場内は火気厳禁とし、その取扱いには十分注意を払った。

④コンクリート床版打設

コンクリート床版は応力の分散、浮力に対する荷重、火気や油脂類等からの防護等のため $t=10\text{cm}$



写真-5 EPSブロックの設置完了

施工した。セメントは高炉セメントを使用し、呼び強度は $210\text{kg}/\text{cm}^2$ とした。床版のヒビ割れ防止のため、床版の中心には溶接全網D-6 150×150を配置し、10m間隔で目地を設置した。表面仕上げはバイブレーターで締め固めた後フロートにて行った。

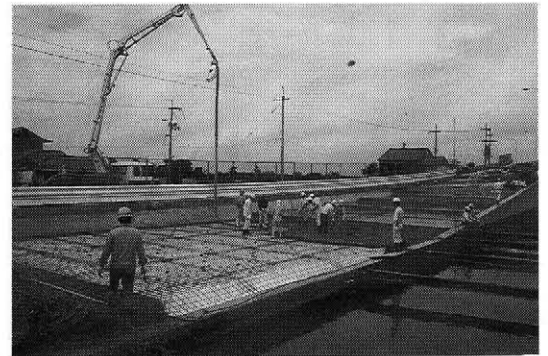


写真-6 生コンの打設状況

⑤路盤・舗装

道路縦断勾配があるため、床版と下層路盤との間を砕石(C-40)で間詰調整した後、下層路盤から順次仕上げた。

7. 沈下の追跡調査

(1)追跡調査の内容

EPSの効果を把握していくため、沈下板を2カ所埋設し、舗装面沈下の経時変化を測定した。沈下板の埋設位置はEPSの上載荷重(死荷重+活荷重)による影響を把握するため、3層(1.25m)積み上げているNo.127+22.5において供用した後、活荷重の影響を受ける右車線(No.1)と活荷重の影響を受けない左歩道盛土部(No.2)とした。

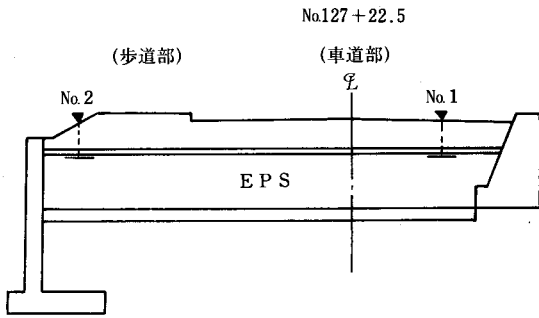


図-10 沈下板位置図

(2)計測結果

沈下量の経時変化は図-11のとおりである。

①生コン打設直後、ほとんど荷重が加わっていないにもかかわらず2ヶ所とも5mm程度の沈下が認められたが、これはEPSと沈下板のなじみによるものと思われる。したがって、実際の沈下量はこの分を差し引いて考えるのが妥当である。

②歩道部盛土の直後No.2だけが沈下し、下層路

盤施工の直後No.1も沈下を始めたのは、それぞれの測点において転圧機械の影響により、地盤内に応力が発生し圧密沈下したものであると思われる。しかし、これは施工上やむを得ず一時的なものであるため問題とはならない。

③EPSのかぶりが厚くなるに従い2ヶ所とも同様の沈下が認められるのは、上載荷重が分散し一様に荷重が加ってきたためと思われる。

④供用開始後にNo.1だけが沈下しているのは、活荷重（自動車荷重）の影響によるものと思われる。

しかし、沈下量は供用開始後約4カ月で3mm程度とごくわずかであるため、一般通行に支障はなくEPSにより沈下が緩和されているといえる。

このように、EPS設置後、約半年が経過した現段階ではEPSが沈下の緩和に作用するという効果はみられるものの、それが十分であるかどうかの判断は今後の引き続いての調査に委ねられている。

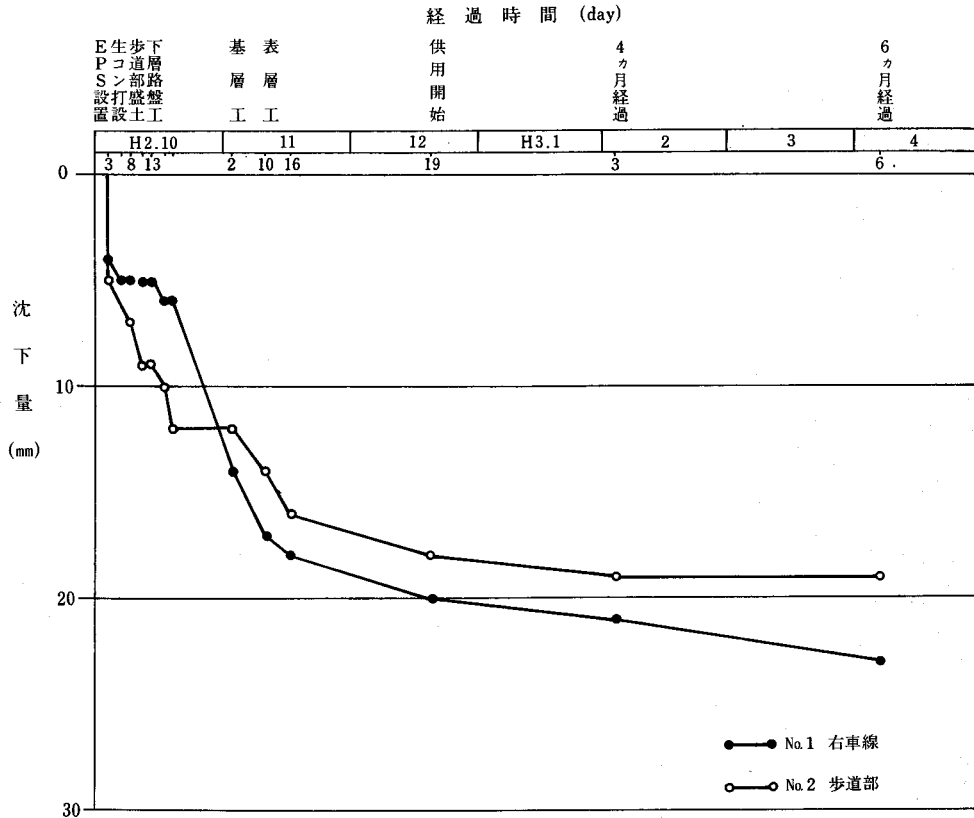


図-11 経時変化図

8. おわりに

先に述べたとおり、EPS工法は適用範囲が広く施工性が特に優れているため、今後その施工が増大していくことが予想される。しかし、我が国ではEPS工法が札幌で初めて採用されてから約6年しか経過していないため、追跡調査は十分とは言えず、地震時挙動の解明、浮力対策、耐熱性、耐候性、耐薬品性等に課題がある。これらの課題を解決し、EPS工法を土木工法として更に確立して行くためには、施工例において沈下や挙動の調査を行ない、今後の研究に役立めることが必要である。

最後に本工事の設計・施工にご協力を戴いた関係者各位に謝意を表するとともに、本稿が今後のEPS工法の設計・施工に参考となれば幸いである。

引用文献

- ・谷口博昭, 服部利周: 国道1号線沼津バイパスのEPS工法 土木技術43巻10号, 1988. 10
- ・茂木功一: 土木資材に発泡スチロールを用いた最近の土木工法 (EPS工法) について 農道研究会第7号, 1990. 9
- ・三木五三郎: 軽量盛土工法の最近の動向 地質と調査第4号, 1990
- ・久柴勝行, 青山憲明: 発泡スチロールを用いた軽量盛土工法の設計・施工事例, 地質と調査第4号, 1990
- ・篠和夫, 中村智: 発泡スチロールを用いた土圧低減法 農業土木学会第58巻第9号, 1990. 9
- ・発泡スチロール土木開発機構: 設計マニュアル (第1版), 1988. 10



電業社ポンプ。

茨城県農地部鳥舞揚水機場
1,000ℓ PF-GM斜流ポンプ

 株式会社 電業社機械製作所

本社 東京都大田区大森北1丁目5番1号
大森東海上ビルディング
電話 東京 (3298) 5115
支店 大阪・名古屋・九州・東北・中国四国
北海道・静岡・関東
営業所 横浜・三重・岡山・高松

頭首工の可動堰に関する堰体の実用的設計例

川 合 亨*

目 次

1. まえがき	57	3. 浸透流量と揚圧力の計算	58
2. パイピング防止のための浸透路長の計算	57	4. 計算例	58

1. まえがき

頭首工の堰体を設計する場合に最も注目すべきことはパイピングによる破壊防止工法である。

これに対する経験式としてBlighとLaneのものが用意されている。このパイピングを防止すべく、浸透路長が確保されると、つぎに厳しい自然環境の中での安全性を考えた堰体下流部のエプロンの長さを与える。これもブライによって与えられている。

大体の堰体規模がわかってくると、次に浸透流量と堰体下面に作用する揚圧力を求める。

最後に堰体の厚さを計画し、その構造を検討する。

以上のような手順をわかりやすく述べることを意図したのがこの報文である。

2. パイピング防止のための浸透路長の計算

頭首工の堰体について可動堰を想定したFig. 1にもとづき説明する。

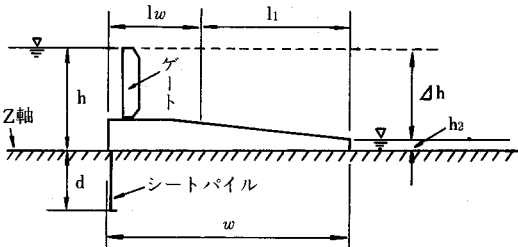


Fig.1 堰体説明図

(1)Blighの式

$$L = C \cdot \Delta h \quad (1)$$

$$L = 2d + w \quad (2)$$

(1)式と(2)式より次式をうる。

$$\omega = \frac{C \cdot \Delta h}{\left(\frac{2d}{w} + 1\right)} \quad (3)$$

ここに Δh : 堰体上・下流の水位差, d : シートパイルの長さ, w : 堰体の幅(d を与えたとき浸透路長を確保するための必要な幅), c : 基礎地盤による係数

Fig. 1における l_w は堰体の構造上与える堰体幅(この報文では $l_w \approx 2 \cdot \Delta h$ を目安として考える)。

l_1 は堰体の安全上考慮されるエプロン長さでブライの式を基本として次の如く与えられている。

$$l_1 = 0.9C \sqrt{D_1} \approx 0.9C \sqrt{\Delta h} \quad (4)$$

ここに D_1 : 上流水位とエプロン下流端との差であるがこの報文では近似的に $D_1 \approx \Delta h$ として概算する。

(2)Laneの式

$$L = C' \cdot \Delta h \quad (5)$$

$$L = 2d + \frac{1}{3}w \quad (6)$$

(5)と(6)式より

$$w = \frac{C' \cdot \Delta h}{\frac{2d}{w} + \frac{1}{3}} \quad (7)$$

ここに C' : レーンによって与えられた基礎地盤係数

(3) 適用式の選定

ここにブライとレーンの式を示したが、いずれが正しいかの判定が大変難しい。一般に両者の計算結果のうち、より大きな値を採用する 경우가多い。これは技術者に安心感を与えるためであろう。このようなことから、Fig. 2を用意した。基礎地盤

状態 (C/C') と d/w の関係から、どの式を用いればよい安全側にあるかを容易に判断することができる。Fig. 2において $w/w' > 1$ の範囲ではブライの式で求めた浸透路長の値が大きくなる領域である。なお基礎地盤係数 $c/c' = 18/8.5 \approx 15/7$ の関係にある。

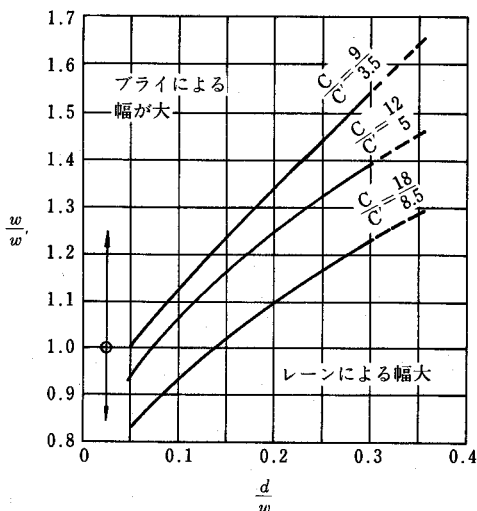


Fig.2 ブライとレーンの堰体幅の比較

3. 浸透流量と揚圧力の計算¹⁾

厚さ T の浸水性地盤上に根入れ深さ a 、幅 w の平面基礎構がのり、上・下流に深さ t の上水壁が設けられる場合

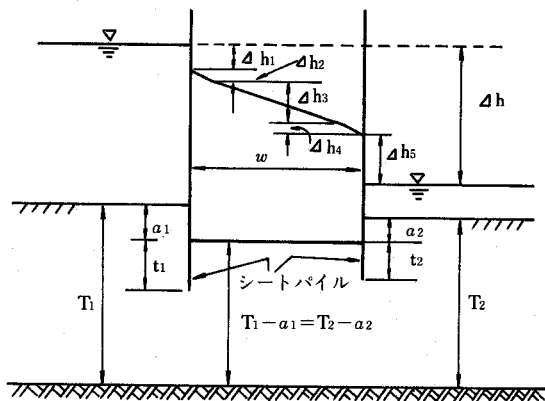


Fig.3 浸透流量説明図

(1) 浸透流量

$$q = k \cdot \Delta h / \left\{ \sqrt[3]{\frac{t_1 + a_1}{T_1 - t_1 - a_1}} - \frac{2}{\pi} \log_e \sin \frac{\pi(T_1 - t_1 - a_1)}{2(T_1 - a_1)} + \frac{w}{T_1 - a_1} - \frac{2}{\pi} \log_e \sin \frac{\pi(T_1 - t_2 - a_1)}{2(T_1 - a_1)} + \sqrt[3]{\frac{t_2 + a_2}{T_2 - t_2 - a_2}} \right\} \quad (8)$$

(2) 各部の損失水頭 (Fig. 3参照)

$$\Delta h_1 = \frac{q}{k} \sqrt[3]{\frac{t_1 + a_1}{T_1 - t_1 - a_1}} \quad (9)$$

$$\Delta h_2 = -\frac{q}{k} \cdot \frac{2}{\pi} \log_e \sin \frac{\pi(T_1 - t_1 - a_1)}{2(T_1 - a_1)} \quad (10)$$

$$\Delta h_3 = \frac{q}{k} \cdot \frac{w}{(T_1 - a_1)} \quad (11)$$

$$\Delta h_4 = -\frac{q}{k} \cdot \frac{2}{\pi} \log_e \sin \frac{\pi(T_1 - t_2 - a_1)}{2(T_1 - a_1)} \quad (12)$$

$$\Delta h_5 = \frac{q}{k} \sqrt[3]{\frac{t_2 + a_2}{T_2 - t_2 - a_2}} \quad (13)$$

$$\sum_1^5 \Delta h_i = \Delta h \quad (14)$$

ここに Δh_1 : 前方シートパイル前面の損失水頭

Δh_2 : 前方シートパイル後面の損失水頭

Δh_3 : 堰本体の損失水頭

Δh_4 : 後方シートパイル前面の損失水頭

Δh_5 : 後方シートパイル後面の損失水頭

この結果、Hydraulic grade lineが描かれる。これは底面各部に働く水柱高さであらわした揚圧力に一致する。

4. 計算例

(1) 浸透路長の計算

計算条件を $C = 9$, $\Delta h = 2.5\text{m}$, $d/w = 0.1$ とすれば Fig. 2 からブライの式を用いることができる。

$$w = \frac{C \cdot \Delta h}{\left(\frac{2d}{w} + 1\right)} = \frac{9 \times 2.5}{1.2} = 18.75\text{m}$$

$$\therefore d = 0.1w = 1.875\text{m} < \Delta h (= 2.5\text{m})$$

この結果、 $d \approx \Delta h (= 2.5\text{m})$ と修正するために、まず $d/w = 0.1$ の条件における浸透路長 L を求める。

$$L = C \cdot \Delta h = 2d + w = 2 \times 1.875 + 18.75 = 22.5\text{m}$$

修正幅 w は

$$w = L - 2\Delta h = 22.5 - 2 \times 2.5 = 17.5\text{m}$$

$$\frac{d}{w} = \frac{\Delta h}{w} = \frac{2.5}{17.5} = 0.14$$

この値をもとの式に入れてチェックする。

$$w = \frac{9 \times 2.5}{(2 \times 0.14 + 1)} = 17.6\text{m}$$

修正幅 $w = 17.5$ より大きいので O.K とする。

エプロンの長さ l_1

$$l_1 = 0.9C\sqrt{D_1} \approx 0.9C\sqrt{\Delta h} = 0.9 \times 9\sqrt{2.5} = 12.81\text{m}$$

Fig. 1 による堰本体の幅を $l_w = 2\Delta h = 2 \times 2.5 = 5.0\text{m}$ と仮定する。

$$l_w + l_1 = 5.0 + 12.81 = 17.81\text{m}$$

$w < l_w + l_1$ となる。

ここで、 $w = 19\text{m}$ 、 $d = 2.5\text{m}$ と決定する。

したがって、修正された全浸透路長 L は

$$L = 2d + w = 2 \times 2.5 + 19 = 24\text{m}$$

(2) 浸透量の計算

この場合はエプロンの下流端に地盤が一致するように考え、この地盤面を基準とする。

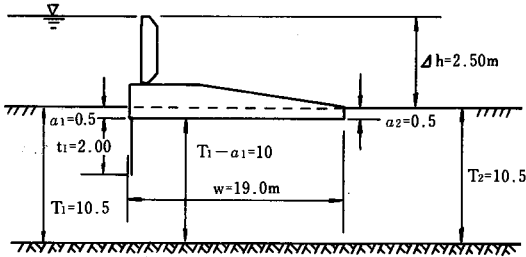


Fig. 4 浸透流量計算条件図

ここに $\Delta h = 2.5\text{m}$ 、 $w = 19\text{m}$ 、 $T_1 = T_2 = 10.5\text{m}$ 、 $a_1 = a_2 = 0.5\text{m}$ 、 $t_1 = 2.0\text{m}$ 、 $t_2 = 0$ 、 $k = 0.086\text{cm/s} = 0.00086\text{m/s}$ (浸透係数)。

$$\sqrt[3]{\frac{t_1 + a_1}{T_1 - t_1 - a_1}} = \sqrt[3]{\frac{2.0 + 0.5}{10.5 - 2.5}} = 0.6789$$

$$\frac{2}{\pi} \log \sin \frac{3.14 \times 8}{20} = -0.032$$

$$\frac{w}{T_1 - a_1} = \frac{19}{10} = 1.9$$

$$\frac{2}{\pi} \log \sin \frac{3.14 \times 10}{20} = 0$$

$$\sqrt[3]{\frac{t_2 + a_2}{T_2 - t_2 - a_2}} = \sqrt[3]{\frac{0.5}{10}} = 0.3688$$

$$q = 0.00215 / \{0.6789 + 0.032 + 1.9 + 0.3688\} \\ = 0.00215 / 2.9797 = 7.2 \times 10^{-4} \text{m}^3/\text{sec}/\text{m}$$

いま、河川幅が 150m の場合、全浸透量 Q は $Q = 150q = 150 \times 0.00072 = 0.108\text{m}^3/\text{sec}$ 浸透量と減じようとするならばシートパイルを深くし、堰体幅を大きくする必要がある。

(3) 各部の損失水頭の計算

$$\Delta h_1 = \frac{q}{k} \times 0.6789 = 0.837 \times 0.6789 = 0.57\text{m}$$

$$\Delta h_2 = 0.837 \times 0.032 = 0.03\text{m}$$

$$\Delta h_3 = 0.837 \times 1.9 = 1.59\text{m}$$

$$\Delta h_4 = 0.837 \times 0.3688 = 0.31\text{m}$$

$$\sum \Delta h_i = 2.5\text{m} \quad \text{O.K}$$

(4) 最終設計基本図

計算結果にもとづき堰体の基本図を示したのが Fig. 5 である。さらに実用的には堰体上流のエプロン構造と下流側エプロンに続く護床工 (コンクリートブロック) が附加されねばならない。

なお、将来下流河床の低下が懸念されるときは下流エプロンの末端にパイル (2~3m 間隔) を打込むことも考えられる。

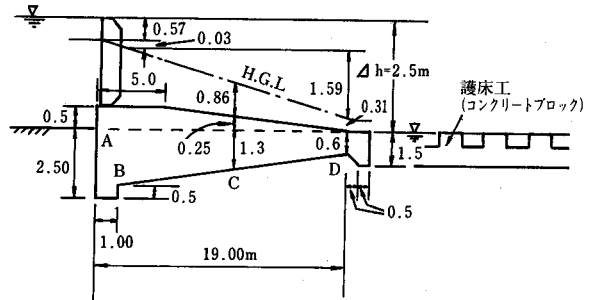


Fig. 5 最終設計基本図

(5) 揚圧力とエプロン厚さの関係

Fig. 5 において Hydraulic Grade Line (H.G.L.) からみられるように、かなり高い揚圧力を示している。

たとえば C 点における堰体下面に働く揚圧力は $wh_p = 1.3 + 0.25 + 0.86 = 2.41\text{m}$ である。この圧力に抵抗するコンクリートの必要厚さ t は次式で示される。

$$t = (h_p + t_2) \left(\frac{w_o}{w_s} \right) \quad (15)$$

ここに $t = t_1 + t_2$ 、 t_1 : 下流水面上の堰体の厚さ、 t_2 : 下流水面下の堰体の厚さ、 h_p : 堰体底面に作用する揚圧力水頭、 w_o : 水の単位体積重量、 w_s : コンクリートの単位体積重量。

Fig. 5 の C 点では $h_p = 2.41$ 、 $t_2 = 1.3$ 、 $w_o = 1$ 。

0, $w_s=2.3$ とすれば, 必要なコンクリート厚さは
 $t = (2.41+1.3)/2.3=1.61\text{m}$

しかし, Fig. 5に示された堰体の厚さは1.55で6cm不足する。したがってこの場合は t を0.31になるように修正すれば良い。

以上の計算では安全率を全く考慮していない。もし安全率を考えればさらに堰体厚さを大きくしなければならない。

ここで注意すべきことは, 最近の頭首工の可動堰においては堰体を原河床面より高くすることが許されないことである。堰体の厚さを増すために河床面下(水面下)を大きくすればそれだけ底面に作用する揚圧力が増大し, 何らその効果を得ることができない。

一方, H.G.L.の位置は上下流の水面差 Δh が変わらなければ大きく変化することはない。

このようなことから, 計算によって堰体厚さが不足するような場合はこれを鉄筋コンクリート床版とするなど構造上の工夫をする必要がある。

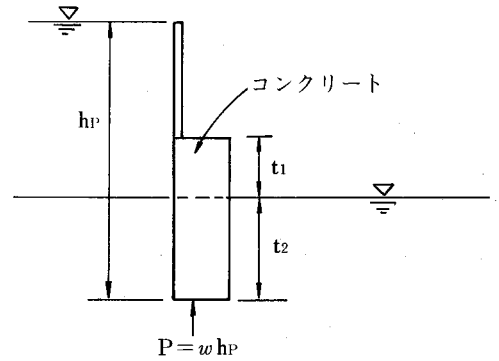
ところで従来の設計基準と同様な安全率を確保しようとするれば式(15)の右辺に4/3を乗ずればよい。

参考文献

- 1) 沢田敏男: 透水性地盤上に設けた構造物下の揚圧力および浸透量, 土とコンクリート No. 4 (1957)

附記:

(15)式の誘導について



図において, 空气中に存在するコンクリートブロック部分を t_1 , 水中に存在するコンクリートブロック部分を t_2 とする。

また, 水の単位体積重量 w_o , コンクリート単位体積重量 w_s とする水圧 wh_p に対応する必要なコンクリートの厚さ $t (=t_1+t_2)$ は次のように誘導される。

$$w_o h_p = w_s t + (w_s - w_o) t_2$$

$$= w_s t_1 + w_o \left(\frac{w_s}{w_o} - 1 \right) t_2 \quad (1)$$

$$h_p = \frac{w_s}{w_o} t_1 + \frac{w_s}{w_o} t_2 - t_2 \quad (2)$$

$$= \frac{w_s}{w_o} (t_1 + t_2) - t_2 = \frac{w_s}{w_o} t - t_2$$

$$\therefore t = \frac{w_o}{w_s} (h_p + t_2) \quad (3)$$

ここで安全率を考慮すれば

$$t = \frac{4}{3} \frac{w_o}{w_s} (h_p + t_2)$$

投 稿 規 定

- 1 原稿には次の事項を記した「投稿票」を添えて下記に送付すること
東京都港区新橋5-34-3 農業土木会館内, 農業土木技術研究会
- 2 「投稿票」
 - ① 表 題
 - ② 本文枚数, 図枚数, 表枚数, 写真枚数
 - ③ 氏名, 勤務先, 職名
 - ④ 連絡先 (TEL)
 - ⑤ 別刷希望数
 - ⑥ 内容紹介 (200字以内)
- 3 1回の原稿の長さは原則として図, 写真, 表を含め研究会原稿用紙(242字)60枚までとする。
- 4 原稿はなるべく当会規定の原稿規定用紙を用い(請求次第送付), 漢字は当用漢字, 仮名づかいは現代仮名づかいを使用, 術語は学会編, 農業土木標準用語事典に準じられたい。数字はアラビア数字(3単位ごとに, を入れる)を使用のこと
- 5 写真, 図表はヨコ7cm×タテ5cm大を242字分として計算し, それぞれ本文中のそう入個所を欄外に指定し, 写真, 図, 表は別に添付する。(原稿中に入れない)
- 6 原図の大きさは特に制限はないが, B4判ぐらいまでが好ましい。原図はトレーサーが判断に迷わないよう, はっきりしていて, まぎらわしいところは注記をされたい。
- 7 文字は明確に書き, 特に数式や記号などのうち, 大文字と小文字, ローマ字とギリシャ文字, 下ツキ, 上ツキ, などで区別のみぎらわしいものは鉛筆で注記しておくこと,
たとえば
C, K, O, P, S, U, V, W, X, Zの大文字と小文字
O(オー)と0(ゼロ) a(エー)とα(アルファ)
r(アール)とγ(ガンマー) k(ケイ)とκ(カッパ)
w(ダブリュー)とω(オメガ) x(エックス)とχ(カイ)
l(イチ)とl(エル) g(ジー)とq(キュー)
E(イー)とε(イプシロン) v(バイ)とυ(ウブシロン)
など
- 8 分数式は2行ないし3行にとり余裕をもたせて書くこと
数字は一マスに二つまでとすること
- 9 数表とそれをグラフにしたものとの併載はさけ, どちらかにすること
- 10 本文中に引用した文献は原典をそのまま掲げる場合は引用文に『 』を付し引用文献を本文中に記載する。孫引きの場合は, 番号を付し, 末尾に原著者名: 原著論文表題, 雑誌名, 巻: 頁~頁, 年号, 又は“引用者氏名, 年・号より引用”と明示すること。
- 11 投稿の採否, 掲載順は編集委員会に一任すること
- 12 掲載の分は稿料を呈す。
- 13 別刷は, 実費を著者が負担する。

農業土木技術研究会入会の手引

1. 入会手続

- ① 入会申込みは研究会事務局へ直接又は職場連絡員へ申し込んで下さい。申込書は任意ですが、氏名、所属を明示下さい。
- ② 入会申込みはいつでも結構ですが、年度途中の場合の会費は会誌の在庫状況により決定されます。
- ③ 入会申込みと同時に会費を納入していただきます。

2. 会費の納入方法

- ① 年会費は2,300円です。入会以後は毎年6月末までに一括して納入していただきます。

3. 農業土木技術研究会の活動内容

- ① 機関誌「水と土」の発行……年4回（季刊）
- ② 研修会の開催……年1回（通常は毎年2～3月頃）

4. 機関誌「水と土」の位置づけと歴史

- ① 「水と土」は会員相互の技術交流の場です。益々広域化複雑化していく土地改良事業の中で各々の事業所等が実施している多方面にわたっての調査、研究、施工内容は貴重な組織的財産です。これらの情報を交換し合って技術の発展を図りたいものです。

② 「水と土」の歴史

（農業土木技術研究会は以下の歴史をもっており組織の技術が継続されています。）

- ・ S28年……コンクリートダム研究会の発足
『コンクリートダム』の発刊
- ・ S31年……フィルダムを含めてダム研究会に拡大
『土とコンクリート』に変更
- ・ S36年……水路研究会の発足
『水路』の発刊
- ・ S45年……両研究会の合併
農業土木技術研究会の発足←
『水と土』

入 会 申 込 書

平成 年 月 日

私は農業土木技術研究会に入会します。

氏 名：

所 属：

農業土木技術研究会第21回理事会

1. 日 時 平成3年5月31日 12:00~13:00
 2. 場 所 東京都港区新橋5-34-4
 農業土木会館会議室

3. 議 題

- (1) 第1号議案 平成2年度事業報告並びに収支決算承認の件

- (2) 第2号議案 平成3年度事業計画(案)並びに収支予算(案)承認の件

- (3) 第3号議案 役員改選の件

- (4) その他

以上の議案について審議し出席理事全員の了承を得て原案どおり承認された。平成2年度収支決算、平成3年度収支予算、新役員及びその他の「水と土」JOIS DB登録は下記のとおりである。

平成元年度 収支決算書

収 入 の 部

3. 3.31 現在

科 目	予 算 額	決 算 額	増(△)減額	摘 要
会 費	13,180,000円	14,930,845円	1,750,845円	
通常会費	11,730,000	13,490,845	1,760,845	2,300円×5,289名, 過年度未収金
賛助会費	1,450,000	1,440,000	△ 10,000	10,000円×144口
研修会会費収入	2,000,000	2,323,660	323,660	5,000円×283名, 8,000円×88名, テキスト等
広告収入	2,250,000	1,675,000	△ 575,000	「水と土」79号・80号・81号・82号
雑収入	164,468	347,551	183,083	預金利子, 「水と土」等
小 計	17,594,468	19,277,056	1,682,588	
前年度繰越金	9,255,532	9,255,532	0	
合 計	26,850,000	28,532,588	1,682,588	

支 出 の 部

科 目	予 算 額	決 算 額	増(△)減額	摘 要
会誌発行費	17,840,000円	16,522,127円	△ 1,287,873円	
印刷費	12,500,000	12,255,140	△ 244,860	「水と土」80号・81号・82号・83号・84号
原稿料	2,100,000	1,623,000	△ 477,000	「水と土」80号・81号・82号・83号・84号
編集費	490,000	430,002	△ 59,998	「水と土」80号・81号・82号・83号・84号
運賃送料	2,750,000	2,243,985	△ 506,015	「水と土」80号・81号・82号・83号・84号
事業費	3,250,000	3,254,127	4,127	
研究会賞	250,000	194,924	△ 55,076	第20回
研修会諸費	2,900,000	3,059,203	159,203	会場借料, 講師謝金等
資料費	100,000	0	△ 100,000	
会議費	400,000	262,593	△ 137,407	
事務費	4,100,000	2,991,217	△ 1,108,783	
委託子	2,000,000	1,698,420	△ 301,580	賃金等
通信費	500,000	325,844	△ 174,156	
旅費交通費	200,000	142,240	△ 57,760	
広告手数料	670,000	488,500	△ 181,500	「水と土」
事務室費	130,000	130,000	0	
消耗品費	300,000	105,616	△ 194,384	
雑費	300,000	100,597	△ 199,403	
予備費	1,260,000	0	△ 1,260,000	
小 計	26,850,000	23,060,064	△ 3,789,936	
次年度繰越金	0	5,472,524	5,472,524	
合 計	26,850,000	28,532,588	1,682,588	

平成3年度収支予算

収入の部

科 目	平成3年度予算額	前年度予算額	増(△)減	摘 要
会 費	14,430,000円	13,180,000円	1,250,000円	
通常会費	12,930,000	11,730,000	1,200,000	2,300円×5,600名×95% 前年度未収金
賛助会費	1,500,000	1,450,000	50,000	10,000円×158口×95%
研修会会費収入	2,000,000	2,000,000	0	会費5,000円×300名 非会員8,000×60名
広告収入	1,500,000	2,250,000	△ 750,000	「水と土」85～86号, 前年度未収(83, 84号)
雑収入	197,476	164,468	33,008	
小計	18,127,476	17,594,468	533,008	
前年度繰越金	5,472,524	9,255,532	△ 3,783,008	
合計	23,600,000	26,850,000	3,250,000	

支出の部

科 目	平成3年度予算額	前年度予算額	増(△)減	摘 要
会誌発行費	14,080,000円	17,840,000円	3,760,000円	
印刷費	10,000,000	12,500,000	△ 2,500,000	会誌85～88号, 2,500千円×4
原稿料	1,680,000	2,100,000	△ 420,000	" 420 " ×4
編集費	400,000	490,000	△ 90,000	" 100 " ×4
運賃送料	2,000,000	2,750,000	△ 750,000	" 400 " ×4
事業費	3,250,000	3,250,000	0	
研究会賞	250,000	250,000	0	
研修会諸費	2,900,000	2,900,000	0	会場借料,講師謝金,テキスト代金等
資料費	100,000	100,000	0	
会議費	400,000	400,000	0	
事務費	3,780,000	4,100,000	△ 320,000	
委託費	2,000,000	2,000,000	0	賃金@6,000×20日×6月, 手当等
通信費	400,000	500,000	△ 100,000	
旅費交通費	200,000	200,000	0	
広告手数料	450,000	670,000	△ 220,000	1,500千円×0.3
事務室費	130,000	130,000	0	
消耗品費	300,000	300,000	0	
雑費	300,000	300,000	0	
小計	21,510,000	25,590,000	△ 4,080,000	
予備費	2,090,000	1,260,000	830,000	
合計	23,600,000	26,850,000	△ 3,250,000	

農業土木技術研究会役員名簿（平成3年度）

会 長	内藤 克美	水資源開発公団理事
副 会 長	中道 宏	構造改善局建設部長
〃	志村 博康	東京大学教授
理 事	黒澤 正敬	構造改善局設計課長
〃	佐藤 昭郎	〃 水利課長
〃	片岡 泰三	〃 首席農業土木専門官
〃	逸見 宏道	関東農政局建設部長
〃	白石 英彦	農業工学研究所長
〃	黒川 義孝	北海道開発庁農林水産課長
〃	川田 弘二	茨城県農地部長
〃	杉浦 英明	水資源開発公団第二工務部長
〃	坂根 勇	(社)土地改良建設協会専務理事
〃	中島 哲生	(社)農業土木事業協会専務理事
〃	北村 純一	(株)三祐コンサルタンツ常務取締役
〃	伊東 久彌	西松建設(株)常務取締役
〃	塚原 真市	大豊建設(株)専務取締役
監 事	村松 雄介	関東農政局設計課長
〃	池田 実	(株)日本農業土木コンサルタンツ副社長
常任顧問	森本 茂俊	構造改善局次長
〃	中川 稔	全国農業土木技術連盟委員長
顧 問	岡部 三郎	参議院議員
〃	須藤良太郎	〃
〃	小林 国司	(社)畑地農業振興会会長
〃	梶木 又三	全国土地改良事業団体連合会副会長
〃	福田 仁志	東京大学名誉教授
〃	福沢 達一	(株)農業土木会館代表取締役社長
編集委員長	片岡 泰三	構造改善局設計課
常任幹事	廣瀬 峰生	〃 事業計画課
編集委員	高祖 幸晴	〃 設計課
〃	萩原 恒躬	〃 整理課
〃	稲森 幹八	〃 設計課
総務部長	久郷 徳壽	全国農業土木技術連盟総務部長
幹 事	進藤 惣治	構造改善局地域計画課
編集委員	〃	〃
〃	内田 実	〃 資源課
〃	堀内 正之	〃 事業計画課
〃	須田 直也	〃 施工企画調整室
〃	菅野 幸臣	〃 水利課
〃	佐藤 具揮	〃
〃	内藤久仁彦	〃 整備課
〃	塩屋 俊一	〃 開発課
〃	印藤 久喜	〃
〃	谷 省治	〃 防災課
〃	萩原 俊一	関東農政局設計課

幹 事
編集委員

丹治 肇	農業工学研究所水工部
〃 佐藤 勝彦	国土庁調整課
〃 高見 英之	水資源公団第2工務部設計課
〃 土岐 昭義	農用地整備公団業務部業務課
〃 中森一郎雄	(財)日本農業土木総合研究所

賛 助 会 員

(株) 荏原製作所	3口
(株) 大林組	〃
(株) 熊谷組	〃
佐藤工業(株)	〃
(株)三祐コンサルタンツ	〃
大成建設(株)	〃
玉野総合コンサルタンツ(株)	〃
太陽コンサルタンツ(株)	〃
(株)電業社機械製作所	〃
(株) 西島製作所	〃
西松建設(株)	〃
日本技研(株)	〃
(株)日本水工コンサルタント	〃
(株)日本農業土木コンサルタンツ	〃
(財)日本農業土木総合研究所	〃
(株) 間 組	〃
(株) 日立製作所	〃
Fe石炭工業技術研究所	〃
	(18社)
(株) 青木建設	2口
(株) 奥村組	〃
勝村建設(株)	〃
株木建設(株)	〃
(株) 栗本鉄工所	〃
三幸建設工業(株)	〃
住友建設(株)	〃
大豊建設(株)	〃
(株) 竹中土木	〃
田中建設(株)	〃
日石合樹製品(株)	〃
前田建設工業(株)	〃
三井建設(株)	〃
	(13社)
I N A新土木研究所	1口
アイサワ工業(株)	〃
青葉工業(株)	〃
旭コンクリート工業(株)	〃
旭測量設計(株)	〃
伊藤工業(株)	〃
茨城県調査測量設計研究所	〃

上田建設(株)	//	八田工業(株)	//
(株)ウォーター・エンジニアリング	//	福井県土地改良事業団体連合会	//
梅林建設(株)	//	福岡県農林建設企業体岩崎建設(株)	//
エスケー産業(株)	//	福本鉄工(株)	//
(株)大本組	//	(株)婦中興業	//
大野建設コンサルタント(株)	//	(株)豊蔵組	//
神奈川県農業土木建設協会	//	北海道土地改良事業団体連合会	//
技研興業(株)	//	(株)北海道農業近代化コンサルタント	//
(株)木下組	//	堀内建設(株)	//
岐阜県土木用ブロック工業組合	//	前田製管(株)	//
(株)クボタ建設	//	前沢工業(株)	//
(株)クボタ鉄工(大阪)	//	真柄建設(株)	//
(株)クボタ鉄工(東京)	//	(株)舩ノ内組	//
京葉重機開発(株)	//	丸伊工業(株)	//
(株)古賀組	//	丸か建設(株)	//
(株)古郡工務所	//	(株)丸島アクアシステム	//
(株)後藤組	//	丸誠重工業(株)東京支社	//
小林建設工業(株)	//	水資源開発公団	//
五洋建設(株)	//	水資源開発公団奈良俣ダム建設所	//
佐藤企業(株)	//	宮本建設(株)	//
(株)佐藤組	//	ミサワリゾート(株)	//
(株)塩谷組	//	山崎ヒューム管(株)	//
昭栄建設(株)	//	菱和建设(株)	//
新光コンサルタンツ(株)	//	若鈴コンサルタンツ(株)	//
須崎工業(株)	//		(78社)
世紀東急工業(株)	//	(アイウエオ順)	計 109社 158口
大成建設(株)高松支店	//		
大和設備工事(株)	//		
高橋建設(株)	//		
高弥建設(株)	//		
(株)田原製作所	//		
中国四国農政局土地改良技術事務所	//		
(株)チェリーコンサルタンツ	//		
中央開発(株)	//		
東急建設(株)	//		
東邦技術(株)	//		
東洋測量設計(株)	//		
(株)土木測器センター	//		
中川ヒューム管工業(株)	//		
日兼特殊工業(株)	1口		
日本技術開発(株)	//		
日本国土開発(株)	//		
日本大学生産工学部図書館	//		
日本ヒューム管(株)	//		
日本プレスコンクリート(株)	//		
日本舗道(株)	//		
西日本調査設計(株)	//		

「水と土」報文和文抄録のJOIS DB登録について

平成3年4月24日付けで、日本科学技術情報センター理事長下邨昭三から本研究会あてに科学技術・医学文献等のデータベース（以下「JOIS DB」という）に「和文抄録利用条件」をもって和文抄録を利用することの許諾依頼があった。

JOIS DBの内容を検討した結果、適当と判断されるので、本許諾依頼について利用を許可するものとする。

農業土木技術研究会会員数

地方名	通 常 会 員							地方名	通 常 会 員							
	県	農水省 関	省 係	公団 等	学校	個人	法人		外国	県	農水省 関	省 係	公団 等	学校	個人	法人
北海道	114	370	18	8	25			近	滋賀	41	7	2	1	4		
東	青森 岩手 宮城 秋田 山形 福島	50	34		2			大	42	78	1	6	5	5		
		49	31	20	1	3		阪	18			5	3			
		28	66		5	19		庫	41	10		4	5			
		85	3		1	6		良	52	30			3			
		26	7		2			山	35	6			5			
北	小計	296	186	20	11	29		畿	小計	229	131	3	16	22		
関	茨城 栃木 群馬 埼玉 千葉 東京都 神奈川県 山梨 長野	95	57	10	3	9		中	鳥取	32	10	3	2	4		
		82	27	1	2	8		国	島根	64	17		6	4		
		40	19		1	1		四	岡山	114	49		4	2		
		61	22	11	1	19		国	広島	52	6			1		
		43	22	15	1	14			山口	31	2			1		
		4	176	76	11	21			島川	22	3			3		
		44			3	18			媛	44	3		6	3		
		41			3	18			知	76	16		5	3		
		38	7	4	3	1			小計	43	6		1	1		
		94	12		4	4			九	福	30	18	28	8	10	
東	小計	542	342	118	21	89		州	佐	22	9		3	1		
北	新潟 富山 石川 福井	78	55		2	3			岡	42	8		1			
		65	15		2	3			賀	24	44	9	2			
		56	65		2	7			本	41	3					
陸	小計	244	150	0	4	14		分	29	10		3	1			
東	岐阜 愛知 三重	32	20	1	4	6		崎	74	6						
		180	134	40	1	7		島	25	21	3					
		13	2	10	1	6		繩	小計	287	119	40	11	17		
海	小計	225	156	51	6	19		合 計	2,415	1,566	253	101	234	784	20	
								総 合 計	5,373名							

編 集 後 記

平成3年度予算が成立してはや1ヶ月が過ぎ、新緑がまぶしい季節となった。

平成3年度は、農業土木事業に係っている者としては、記念すべき年となった。それは、戦後3度目の大きな節目を迎えた、いわゆる「農村整備事業元年」だからである。

「新しい皮袋は出来たが、そこにいかにうまいお酒を仕込むかが農業土木人の使命である。」と最近あちこちでいわれている。我々土地改良事業に関する者自身が、うまくて、安くて、二日酔のしない体に良い酒を作る

ことに努力を傾注することは当然であるが、これと合わせて個々の農家は勿論、都市住民も含めた一般国民にも、農村整備事業制度の内容と役割について、充分なる理解が得られるよう日頃啓蒙に努めると共に、各界各層の人々の提言や要望に謙虚に耳をかたむけることが、従来にも増して必要である。そうした中から、新しい事業にふさわしい制度や技術を一步一步着実に前進させていくことが肝要である。

本誌が、会員相互の新しいお酒を仕込むための情報交換と技術の研鑽の場となるよう、奮って投稿して下さい。

(関東農政局 荻原俊一)

水 と 土 第 85 号

平成3年6月25日発行

発行所 〒105 東京都港区新橋5-34-4
農業土木会館内

農業土木技術研究会
TEL (3436) 1960 振替口座 東京 8-2891

印刷所 〒161 東京都新宿区下落合2-6-22

一世印刷株式会社
TEL (3952) 5651 (代表)