

農地保全の研究

第25号



平成16年11月9日

農業土木学会
農地保全研究部会

目 次

まえがき

農業土木学会農地保全研究部会長 大坪政美

特別講演「佐賀城の変遷と水計画」 1

佐賀県近世史料編さん委員 小宮睦之

基調講演「佐賀平野の生成過程と有明粘土の土質特性」10

九州大学名誉教授 高山昌照

講演 「白石平野における地盤沈下対策」 42

佐賀県武雄農林事務所 田中利磨

講演 「低平地の排水対策

ー海岸保全事業七浦地区フラッシュ対策」 55

佐賀県鹿島農林事務所 森田敏夫

講演 「低平地の地域資源を活かした地域活性化」 71

佐賀バルーンフェスタ組織委員会

常任理事・事務局長 堤 正之

農地保全研究部会研究集会のあゆみ 82

農業土木学会農地保全研究部会 規約 83

まえがき

農業土木学会 農地保全研究部会

部会長 大坪政美 (九州大学)

佐賀平野の生成は、有明海と密接に関係している。有明海の干満差は最大 6m にも達し、干潮時には 5~7km の沖合まで広大な干潟が露出する。干潟は、筑後川をはじめ、嘉瀬川、六角川などの大小河川から運び込まれた細粒子が、潮汐の影響を受けて沿岸域に堆積したものである。細粒子の堆積量は多いところでは年間 5cm にも達する。こうして干潟は次第に自然陸化し、古代より農地として利用されている。明治時代以降干拓が積極的に行われるようになり、その面積は 5000ha にも及び、佐賀平野は日本有数の穀倉地帯となった。特に白石平野では、昭和 40 年反収 400kg を越えるコメの生産が達成された。これには、昭和 30~35 年に掘られた灌漑用の深井戸が貢献したといわれる。

ところが、それ以降地下水の汲み上げによる地盤沈下が進行した。これにより農業用施設、家屋、道路は大きな被害を受けるようになった。また、佐賀平野は低平地であるため、高潮や洪水の被害を蒙ってきており、地盤沈下によりその危険性が高まった。これに対応するために、地盤沈下についての観測・調査、地下水保全規制、水源転換対策、被害の復旧、湛水災害の防止などの保全対策が行われ、多くの成果をあげてきた。

佐賀平野の地盤がきわめて軟弱であることに起因する地盤工学的な問題も発生してきた。例えば、海岸堤防、揚水機場などの構造物や農業用水路を建設することによる沈下やすべりなどである。これに対して、各種の防止対策工法を用いることによる現実的な対応がなされてきた。同時に、各種の工法に対して理論的な裏づけを与えるために、有明粘土の堆積環境・工学的性質についての基礎的研究が精力的に行われてきており、有明粘土の存在は国際的にも知られるようになった。

一方、広い空間を生かした地域の活性化が、さまざまな形で施策として推し進められている。海外も含め全国各地から多くの人が参加するバルーンフェスティバルは、佐賀県一大催しの一つである。

以上に述べた背景のもとで、今回の研究集会ではまず、佐賀平野の地形や農業が歴史に与えた一つの例として、小宮睦之氏が佐賀城の変遷と水計画について特別講演を、高山昌照氏が佐賀平野の基盤をつくる有明粘土の性質について基調講演を行う。次に、田中利麿氏が、白石平野における地盤沈下の現状と対策について、森田敏夫氏が、有明海で現在も続く、浮泥の堆積によるミオ筋の閉塞への対策を報告する。最後に、堤正之氏がバルーンフェスティバルについて報告する。

佐賀城の変遷と水計画

佐賀県近代資料編纂委員 小宮 睦之

佐賀城 平城(亀甲城・沈み城・栄城)

龍造寺 鍋島 龍造寺村中城(肥前国佐賀郡小津東郷龍造寺村)

本丸 現佐賀西高校

佐賀城総普請 1608～1611本丸など拡張移転 小城内絵図参照

石垣・本丸域の一部 土塁中心

堀 約40間 (1間－6尺5寸)城内(堀の内)－約30ha

手伝普請－筑前堀 かんぴょうえ－木製鋤

城下町の整備－小路－武士 生活用水

町－武士・町人

石井樋からの水

戦乱の終息 関が原の戦 1600 (佐賀藩西軍)

藩政の安定 鍋島政権 1607 (龍造寺高房・政家の死)

総検地 ～1610 三部上地・知行地の割り替え

城下周辺が本藩の蔵入地(直轄地)となる

成富兵庫－尼寺(石井樋所在地)を知行する

成富兵庫の水利事業

筑後川 千栗土井 竹と杉 願正寺門徒

寒水川 一の瀬堰

城原川 三千石堰(横落水路)

田手川 蛤水道

嘉瀬川 石川樋～多布施川 佐賀城下

芦刈水道

市の江川

多久川 羽佐間水道

大日川 大日堰

松浦川 桃の川馬頭

石井樋(嘉瀬川)の役割

一砂を除いて水を流す

佐嘉川・荒ぶる神(肥前風土記)四万取川

花こう岩土壌

石井樋の図 天狗鼻・象鼻・亀石・大井手・二の井手

多布施川(古くからの河道)天井川～他から流入らない清流

生活用水 佐賀城下など

農業用水「肥前は米のあり余る国 ケンペル」

舟運 舟さし 多布施川・佐賀江 排水路 佐賀江・八田江

佐賀城本丸の水利の不便 城内図参照

本丸建物なしの期間 1726～1833 水利と日照

城堀の石がらみ工事 赤石 約3,000間 18世紀末 (寛政年間)

天保の本丸再建

二の丸火災 天保6年(1835)5月 藩主鍋島直正

再建の理由 藩論統一 藩政改革スタート

天保の本丸差図 建坪 約7500m²

基礎 松・赤石重ねの工法あり

天保9年完成 表門(シャチノモン)とも天守作らず

幕末佐賀藩改革の司令塔 御仕組方

行財政改革 役人の人員縮小 借財整理

教育改革 弘道館 藩士全員教育(文武課業法)人材登用

農村復興 加地子猶予令(農商分離)

疏導要書(南部長恒)と儉法富強録(正司考棋)米10万両 移出品

成富兵庫の水利調査 財政改革

焼き物8万両

その他12万両

大砲造りと多布施川(中折川)石火矢のさく孔 築地・多布施反射炉 長崎台場

佐賀藩の米生産高

知行高 35万7036石599

1844(弘化元年)88万8792石 御領内石高積目安

代品方 舟輸入を米などで支払う

平成の本丸御殿再建

佐賀城本丸歴史館 建築計画 昭和58年 (1983)
文化財調査 平成 5年 (1993)

天保の本丸差図

建物礎石・井戸・水路・木樋・石樋・石蔵跡など

本丸表御門

御座間 (移転 復元) 現存

天守台

石垣の一部

木造復元

表 外御書院

御料理間

御玄関

御式台 約2500㎡

中奥御座間

御小書院

御仕組所

展示 佐賀城の変遷・幕末佐賀藩・明治の群像

開館 平成16年8月1日 (入場無料)

入場口 御玄関 (中の口)

今後の問題

堀の復元

城内の生活調査 (水路)

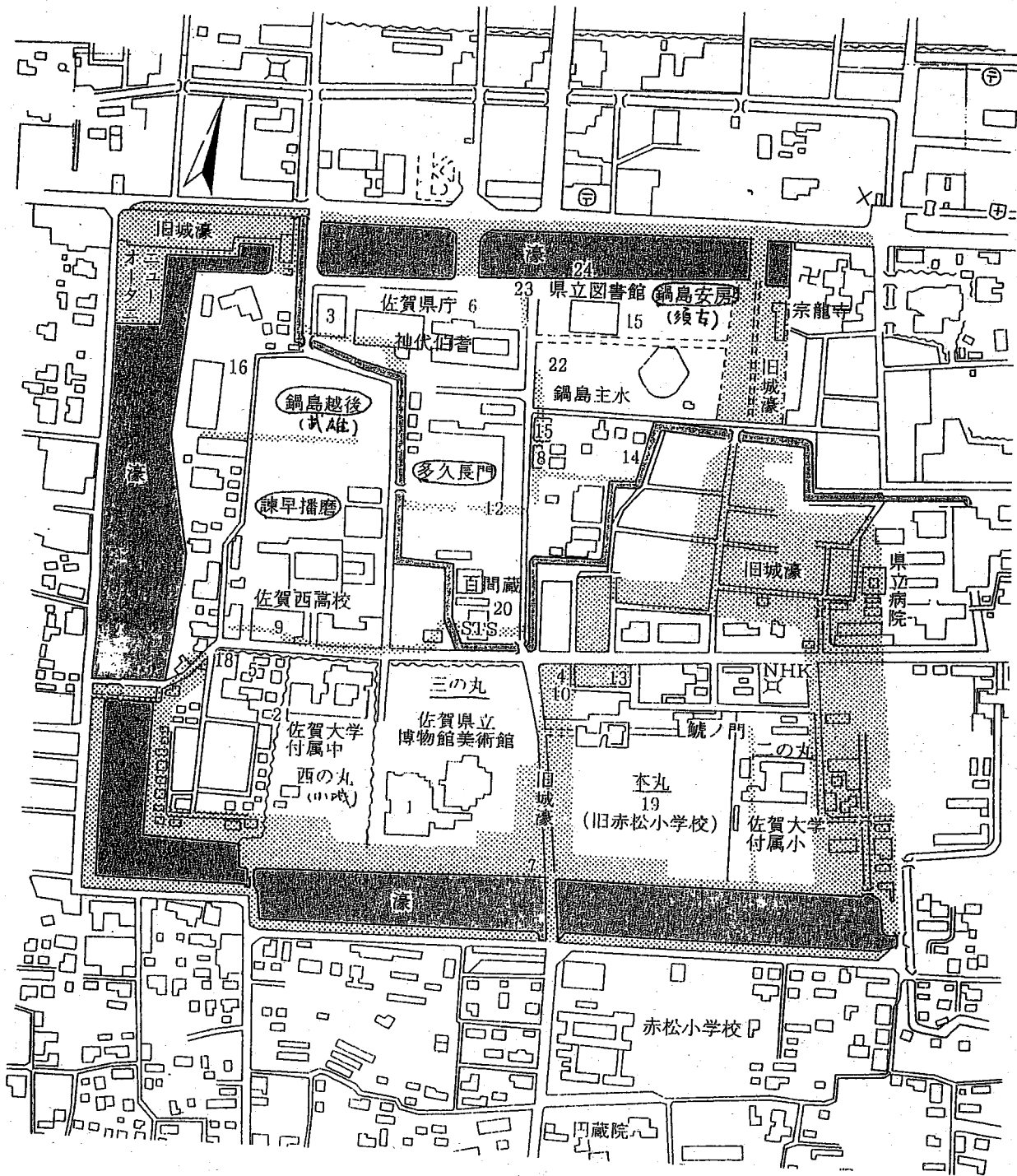
庭園の復元

天守の取り扱い

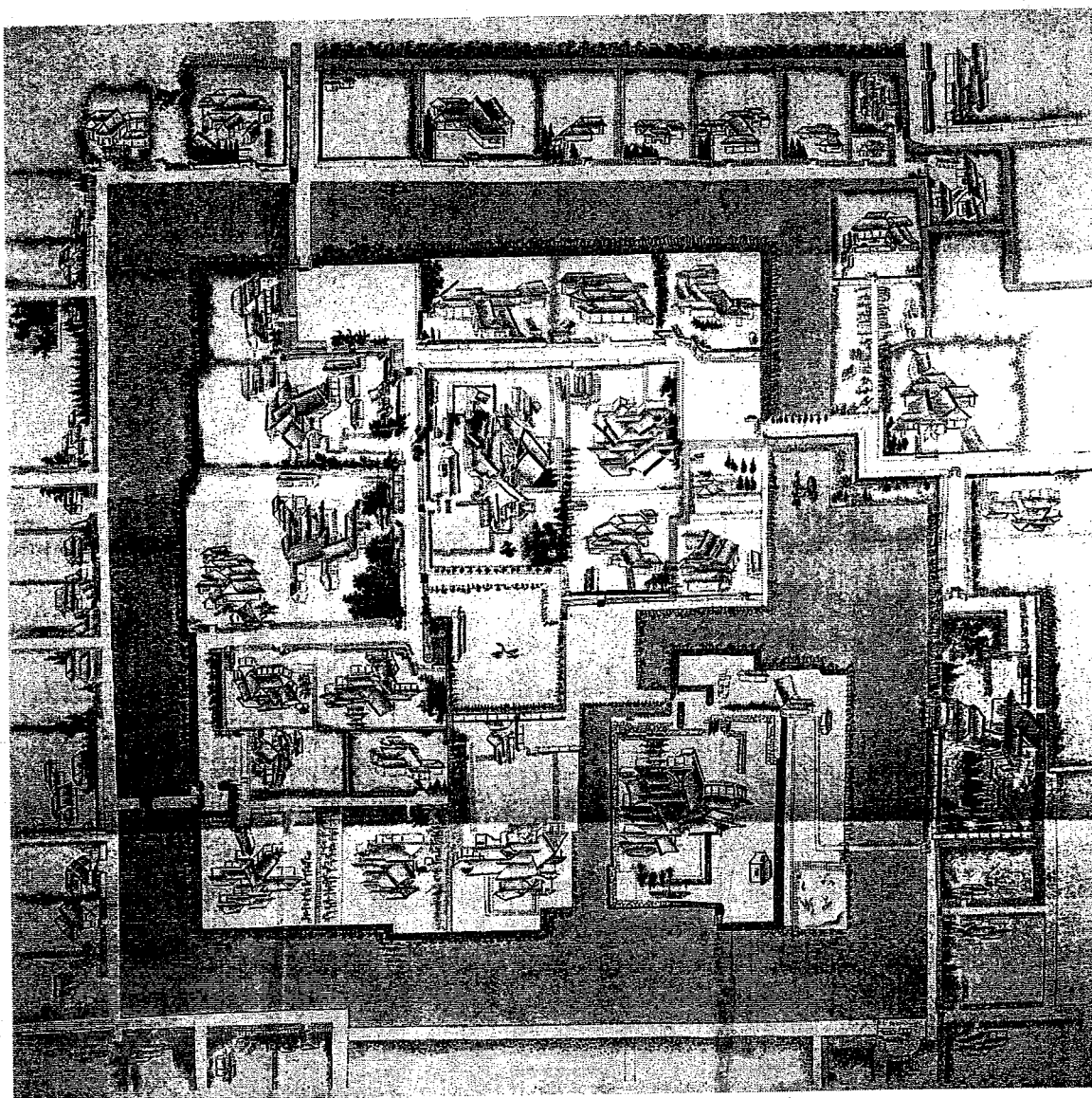
以上

関連年表

慶長	13-16	佐賀城総普請	竜造寺村中城の曲輪を拡張 本丸・天守閣築造
享保	11 3/4	佐賀城・天守・本丸・二の丸・三の丸類焼	
	13	二の丸普請成就	「北の丸-多久屋敷」
宝暦	5	三の丸普請成就	
	文化5	フエートン号事件	
天保	元	鍋島直正襲封	
	2	済急封事 「古賀藤馬」	藩政改革の緊急性主張
	3	大殿参府遷延問題	大殿と若殿
	6 4/19	水が江茶屋着工	改革派アジト作り
	5/7	古賀藤馬「穀堂」年寄役となる	
	5/11	二の丸焼失	
	5/14	石井新五左衛門上府	大殿に直正の独断を認めさせる
	5/16	鍋島安房「茂真」を請役家老とする	
	5/18	藩政について各自意見封事を行わせる	
	5/21	鍋島十左衛門を再建普請頭人とする	
	5/28	天守閣・本丸再建の方針を出す 役人の人員削減を議論	
	6/11	420人の人員削減決定	
	6/20	相続米渡しを定める 「3か年」	
	7/27	本丸再建の理由を述べる 「佐賀藩草創の趣意をうけつぐ」	
	11/11	本丸差図について大殿より異見あるも請役所・目付方の二の丸移転に反対する	
	11/22	本丸地鎮祈禱 「明年は丙どし」	
7	6/20	御城再興は軍役と心得 家中の労力奉仕を申し出る	
	8/24	普請につき質朴を旨とする事を命ずる	
	8/26	本丸地堅に小城・蓮池にも加勢人夫を命ずる	
	12/29	凶作につき城普請中断	
8	5/3	本丸の南堀端土居上に矢狭間を設ける	
	11/15	本丸上棟	
9	6/4	直正・本丸移転	
	11	弘道館の移転・大拡張	「人材登用の合理化」
	13	加地子猶予令	
弘化	3 2/20	神野茶屋着工	
	5/	軍備用金蔵上棟「本丸内石倉」	
嘉永	3	築地反射炉を設ける	
	5 11/15	二の丸上棟	



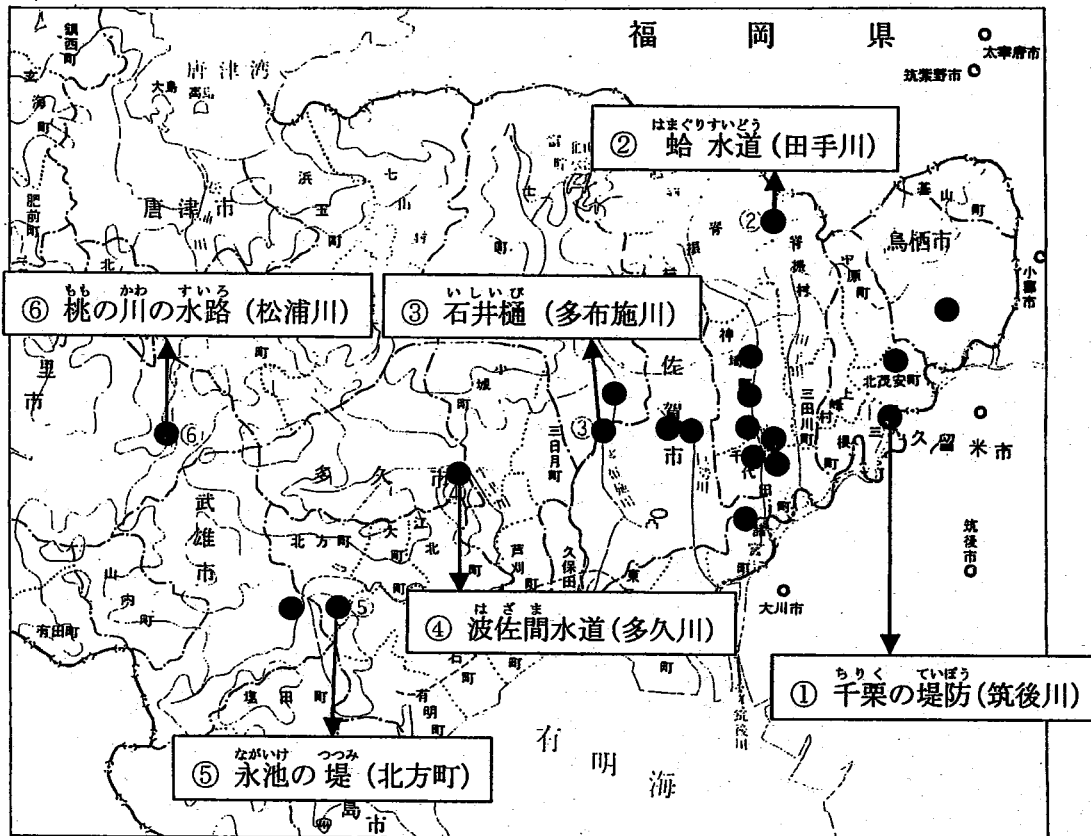
○ 佐嘉城内配置図



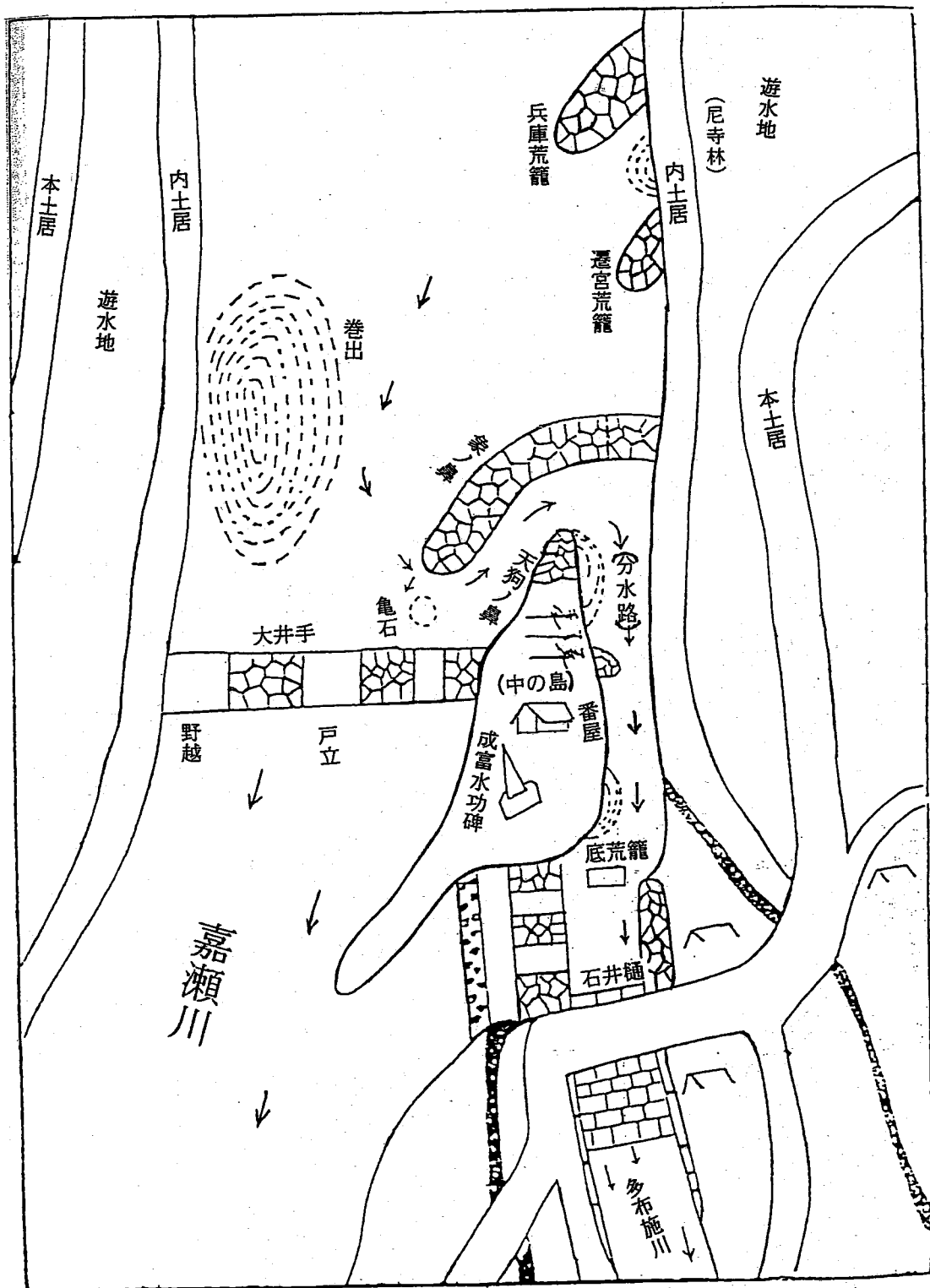
佐賀小城内絵図
(享保11年の火災以前の佐賀城の様子が描かれている。)

成富兵庫がつくった主なもの

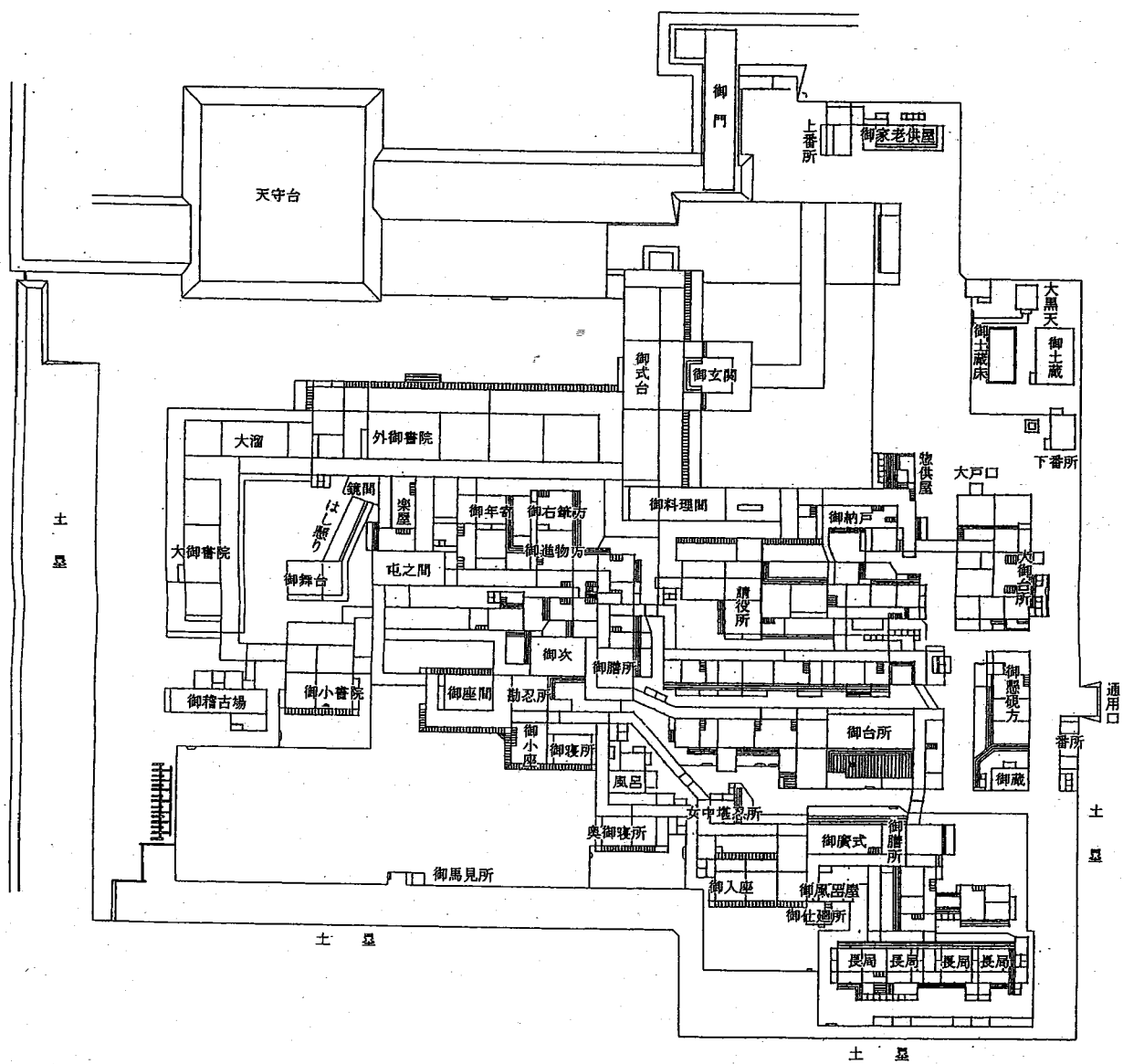
佐賀県地図



● 印は茂安公がつくった主なもの



成富兵庫の石井樋築造当時の状況を大正6年頃
「偉人 成富兵庫」の著者 真田新蔵が記述したもの



◎ 本丸差図 (天保)

佐賀平野の生成過程と有明粘土の土質特性

高山昌照*, 大坪政美**, 東 孝寛**

* 九州大学名誉教授, ** 九州大学大学院農学研究院

1. まえがき

有明海は、九州西部に位置し、長崎、佐賀、福岡、熊本の4県に囲まれ、早崎海峡で外海に通じる内湾であり、干満差の大きい湾である。大潮時の干満差は6mにも達し、東京湾の1.3m、大阪湾の1m、広島尾道付近の3mなどという値に比べるとはるかに大きい。

有明海には、矢部川、筑後川、嘉瀬川、六角川、本明川、菊池川、白川、緑川の1級河川をはじめとする多くの河川が流入しているが、1級河川が集中する湾奥部と中央部東側では、陸水の影響を受けて干潟域が発達している。有明海の干潟は230.0 km²であり、全国の干潟面積630.5 km²の41.5%を占めている¹⁾。

有明海の干潟および海岸平野の大部分を形成する沖積粘土は、工学上“有明粘土”とよばれ、有明粘土からなる地層は“有明粘土層”といわれている。

有明粘土層は、主ウルム第2亜氷期以降におとずれた島原海進で砂がちの島原海湾層が堆積した後、-40mに達する海退があり、その後、沖積世になって再び海進がはじまった時期の堆積物である。そして、-40mから+3m前後におよぶ比較的すみやかな海進の下で堆積した下部層と、それに引き続く海面が比較的安定した時期に堆積した上部層に二分されている²⁾。

有明粘土層は、粘土、シルトで代表され、一部に砂が存在している。熊本沖の有明粘土層は極めて厚く40m以上にも達するが、一般に、層厚は15~20mである。有明粘土層の下限は、現在の海底地形のくぼみでは砂または砂礫層に、海底地形の高みでは軽石質凝灰岩に接する。

有明海沿岸では、自然陸化と干拓によって佐賀平野、筑後平野、玉名平野、熊本平野が形成されており、これらの平野はわが国の重要な農業地帯となっている。

有明海沿岸の干拓地や平野部における土質工学的な問題は、圃場整備、農地の汎用化、地盤沈下対策のための農道整備と水路の掘削および干拓堤防の保全にかかわる問題である。

本文においては、佐賀平野の発達過程と有明粘土の土質工学的性質について述べている。

引用文献

1) 菅野 徹：有明海，東海大学出版会，35

2) 湊 正男・井尻正二(1984)：日本列島第三版，187~189，岩波新書

2. 佐賀平野の生成過程

有明海には、筑後川をはじめとするいくつかの河川が流入している。上流から運搬された土の懸濁物は海に流入し堆積物を形成する。佐賀平野の基盤である有明粘土は、過去約1万年の間、このような過程を経て形成された軟弱な堆積物である。有明海全域でみると有明粘土の厚さは通常15~20m、最大約40mに達する。有明粘土の形成過程は海水準（海水面の高さ）の変動と密接に関係している。図2(1)は、福岡市周辺の海域におけるボーリング試料に含まれる貝と植物遺体の¹⁴Cの測定から算定した年代と海水準の関係を示している¹⁾。今から約1万年前、つまり最終氷期のウルム期が終わった時期、海水準は現在よりおよそ40m低かった。その後、地球の温暖化により氷河や海水中の氷が溶けて海水準は高まり、およそ5000年前現在の海水準より1.2m高くなった。およそ3000年~2000年前には寒冷化により海水準は下がるが、その後温暖化により現在のそれに近づいた。

次に、海水準変動と佐賀平野の有明粘土の形成、および塩分環境との関係を図2(2)で考えてみる²⁾。(1)は海水準（実線）が低い時期をあらわし、海岸線はA地点付近にある。河川はこの地点付近に流入するので、その影響でA地点の層は非海成の堆積物となる。海水面が上昇して海進が進行した(2)の状態では、河谷にそって海が侵入し、三角州は湾奥に後退する。この時期、堆積物の堆積速度より海水面の上昇速度が大きいので、オボレ谷ができる。A地点は海水面（実線）より下にあり完全に海水中に没するので、この時期に形成された粘土層は海成堆積物となる。約5000年前海水準は最大に達し、それ以降多少の変動はあるものの、現在の海水準に至っている（図2(1)）。その間からの土砂の搬入により(3)に示すように粘土層は厚くなり。このような状態で、河川はA地点に流入するので粘土層の表層部は非海成の堆積物となる。

このように堆積した有明粘土の諸性質の一例を図2(4)に示す³⁾。この断面図は、図2(3)のBB'の断面に相当する³⁾。この中で蓮池層（上部、中部、下部）と有明粘土層は、下山が貝化石の生息環境の解析をもとに、堆積時の塩分環境に対応して新たに分類命名したものであるが、広義には両粘土層ともいわゆる「有明粘土」である。蓮池層は、非海成（汽水域あるいは淡水域で形成）の沖積層であり、塩性湿地など河口域に発達する干潮域、淡水域の堆積物である。この層では、パイライトの酸化により硫酸が生じて土は酸性になり、貝殻は溶解するので貝殻片は含まれない。蓮池層上部と中部は有明粘土層の上に位置しており、その下限はおよそ標高4mから-8mまで変化している。有明粘土層は、真性の海成層であり、肉眼で貝殻片が認められる。粘土層の厚さは最大25mである。蓮池層下部は、有明粘土層の下に位置しており、

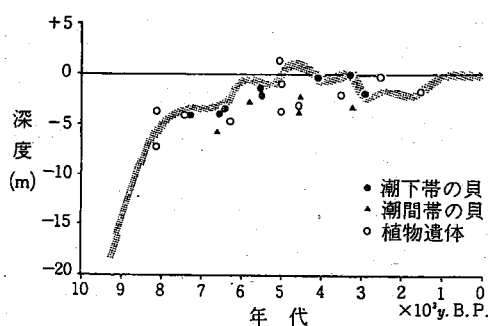


図2(1) 福岡市周辺の過去千年間の海水準変動

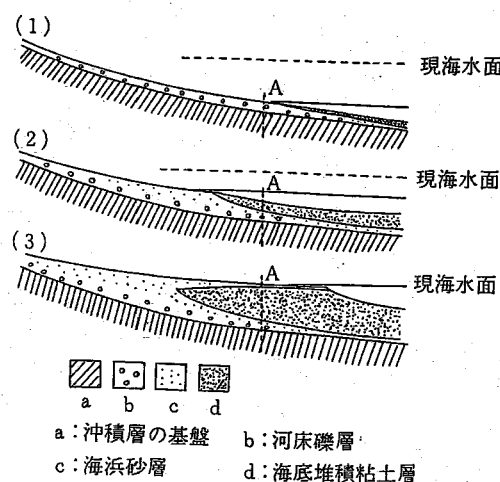


図2(2) 海水準の変動と沖積層の堆積状況

その厚さは最大 10m 程度である。以上に述べた蓮池層上部と中部、有明粘土層、蓮池層下部はそれぞれ、図 2(2)において(1)から(2)，(2)，(3)の時期に形成された堆積物である。

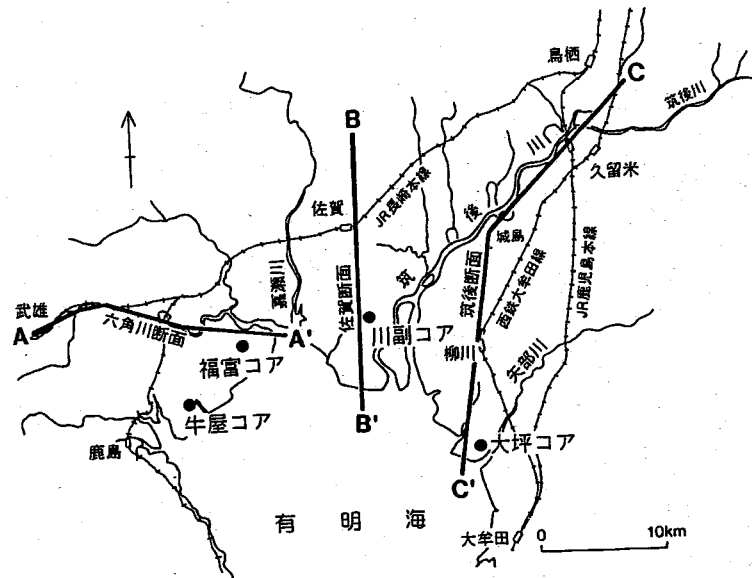


図 2(3) 標準断面線と標準コア柱状図の位置図

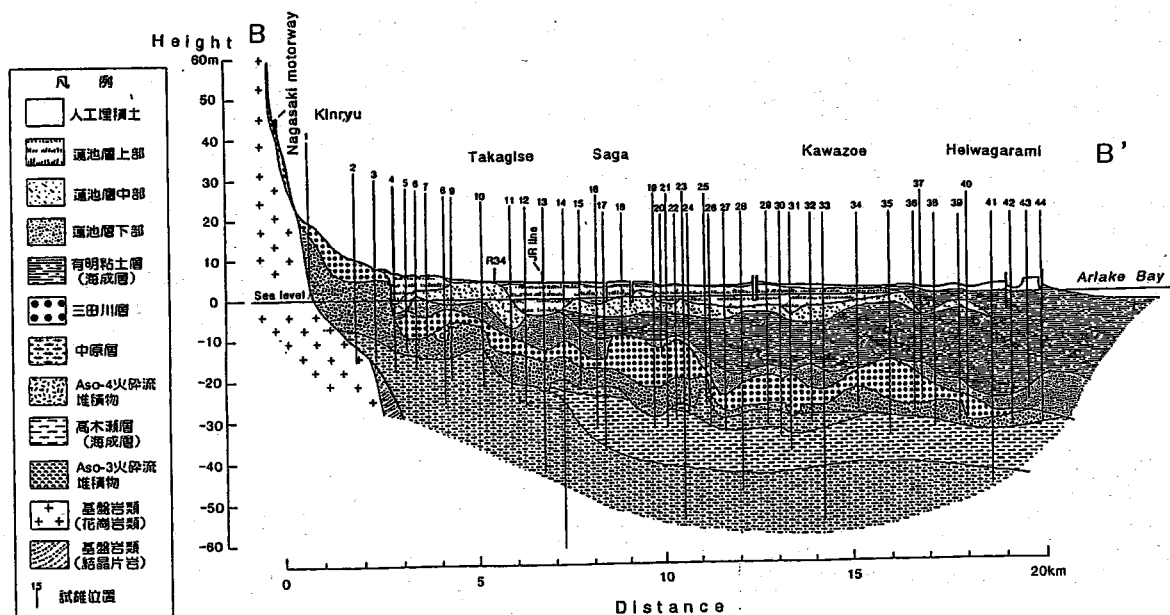


図 2(4) 佐賀地質断面図 (BB'の断面)

引用文献

- 1) 下山正一 (1993) : 北部九州における縄文海進極盛期の海岸線と海成層の上限分布, 文明のクロスロード, 特集東シナ海をめぐる自然, No. 44, 博物館建設推進会議
- 2) 大坪政美 (1999) : 土のコロイド現象と基礎と応用 (その 10) -海成粘土の工学的性質におけるコロイドの寄与-, 農業土木学会誌, 67(1), 67-73
- 3) 下山正一 (1994) : 有明海北岸低地の第四系, 九州大学理学部研究報告 地球惑星科学, 18(2), 103-128

3. 有明粘土の物理・化学的性質と状態量

3.1 粘土鉱物と化学的性質

佐賀県杵島郡有明町牛屋で採取した有明粘土ボーリング試料について、Mg 飽和-風乾、Mg 飽和-グリセロール溶媒和、K 飽和-風乾、K 飽和-300℃加熱、K 飽和-550℃加熱の5処理のX線回折を行い、粘土鉱物を同定した。同定された粘土鉱物は、スメクタイト、イライト、ハロイサイト、緑泥石、カオリナイト、バーミキュライトであった。各粘土鉱物のピーク面積をもとに各粘土鉱物の相対含有量を求め、図3.1(1)に示す¹⁾。表層部ではスメクタイト含有量が最も高く(54-58%)、次いでイライト(17-20%)であり、ハロイサイト(1.0 nm)、カオリナイト、バーミキュライトは10%以下であった。粘土鉱物含量の垂直分布については、スメクタイトは2.4mの深さまでやや増加(54%から58%)は、それより深いところでは深さとともに減少し、最下部の14.2-17.5mでは23-24%であった。残りの粘土鉱物はスメクタイトと多少とも反対の垂直分布を示した。

図3.1(2)は牛屋の粘土層の化学的性質を示している²⁾。間隙水中のCl⁻濃度は、基底部から14m付近までは0.03N以下であるが、それより上部では4m付近の0.28Nの最大値まで急激に増加した後、表面に向かって減少した。Cl⁻濃度の変化は、図2(1)に示した海水準の変動に対応している。しかし、最高海面期に堆積したと考えられる10-15mの粘土層のCl⁻濃度は、外洋の海水濃度に比べかなり低い値を示す。これは、河川からの淡水が堆積地点付近の塩分を希釈したことが考えられる。Na⁺濃度の垂直分布はCl⁻濃度のそれと類似している。Ca²⁺とSO₄²⁻濃度は海水のそれよりかはるかに高かった。粘土のpHは3から7.6の範囲にあり、表層付近と14m以下で低かった。酸化鉄は表層付近と深い層で高い値を示し、pHとは逆の対応関係にあった。以上の結果は以下のように解釈される。粘土の中には1-2%のパイライトが含まれており、それが大気にさらされることにより酸化され、その結果水酸化鉄と硫酸が生成された。低いpHは硫酸に起因し、高いCa²⁺は貝殻の溶解による。

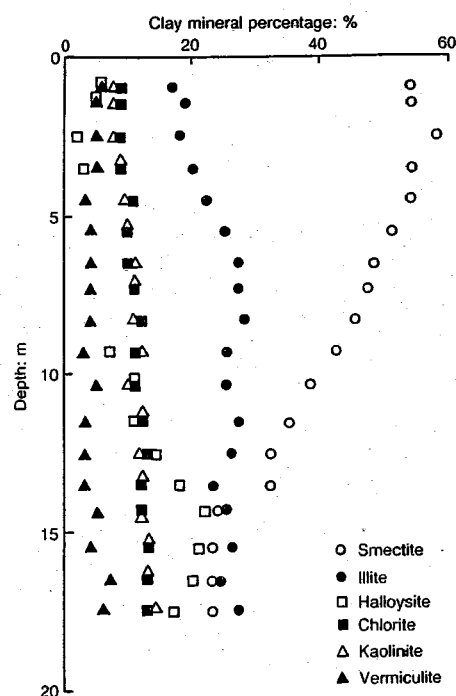


図3.1(1) 深さ方向の粘土鉱物組成の変化

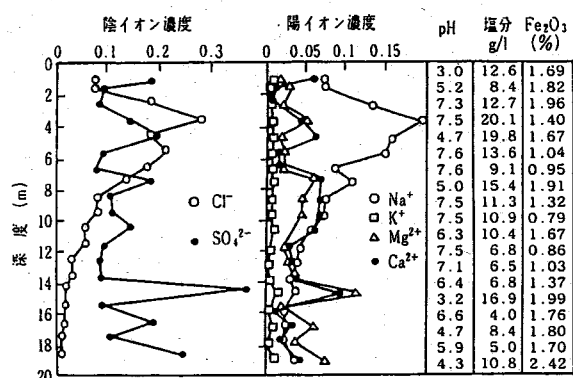


図3.2(2) 粘土層の化学的性質

引用文献

- 1) 江頭和彦 (1993) : 有明粘土の粘土鉱物, 有明粘土に関する最近の話題, 平成5年度農業土木学会九州支部シンポジウム, 11-18
- 2) 嘉門雅史, 大坪政美, 中村隆昭 (1995) : 沖積粘土の化学的性質, 土と基礎, 43(10), 17-20

3.2 物理的性質¹⁾

有明海には筑後川をはじめとする1級河川8河川、2級河川100河川が流入している。これらの河川から送流された泥土が潮流と大きな干満差の影響を受けて堆積したのが有明粘土である。本節(3.2 物理的性質)では、筆者らの調査データに山口、難波ら²⁾のデータを加え、有明海沿岸堆積粘土の物理的性質を検討している。調査地点は図3.2(1)に示すように有明海沿岸をほぼ網羅している。

山口、難波らは粘土、シルト、砂、礫を区分する粒径を0.005, 0.05, 2.0mmとしている。筆者らは、山口らのオリジナルデータを見せて頂き、JIS A 1204の方法で整理を行った。本文の粒径による土粒子の区分は全てJISによるものである。

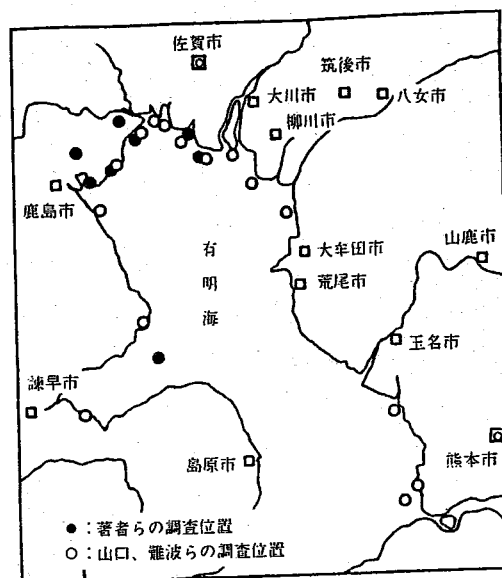


図3.2(1) 調査位置

3.2.1 土粒子の密度

三角座標分類により、有明粘土を粘土とシルト質土(三角座標分類による粘土と砂以外の総称として本文ではこの語を用いている)に区分すると、粘土とシルト質土の土粒子密度の分布の95%信頼区間は、それぞれ2.56~2.70, 2.61~2.76(g/cm³)である。わが国の海成粘土の土粒子密度は石英のそれに近く、一般に、2.65~2.75(g/cm³)である。あるいは農耕地の主要土壌の土粒子密度は2.60~2.70(g/cm³)である。これらの値に比べると有明粘土の土粒子密度は一般的な値である。

3.2.2 粘土分含有量

土の粒度組成は土の種類を表す指標の1つである。粘性土においては粘土分含有量が土の物理的・力学的性質にかなりの影響を与えていることが考えられる。山口、難波ら²⁾は有明海沿岸を西岸、北岸、東岸の3地域に区分して土の性質を整理した。西岸地域は有明海北岸の嘉瀬川以西の地域で諫早湾内を含む地域、北岸地域は嘉瀬川河口から筑後川までの地域、東岸地域は筑後川河口より南の地域である。

本文においても山口らと同様に有明沿岸を3地域に分け、粘土分含有量について検討した。図3.2(2)は粘土分含有量の分布である。北岸地域と東岸地域の粘土分含有量の分布はよく似た形をしており、両者の分散、平均値の間には有意さは認められない。北岸地域と東岸地域のデータをこみにし、西岸地域の粘土分含有量と比較すると、両者の分散には有意さは認められないが、平均値の差は高度に有意である。

有明海には反時計回りの湾内環流がある。有明粘土は湾内環流の影響を受け、湾口部(有明海東岸・北岸地域)よりも湾奥部、諫早湾(西岸地域)の粘土において粘土分含有量が多い。粘土分含有量の分布の95%信頼区間は、東岸・北岸地域では11.4~64.3%, 西岸地域では25.4~78.4%である。

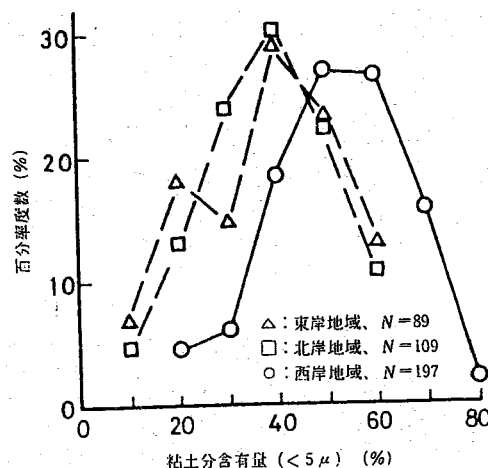


図3.2(2) 粘土分含有量の度数分布

3.2.3 コンシステンシー限界

有明粘土層は、地表下(あるいは海底下) 10~12m を境に、堆積環境の違いから、上部層、下部層の2層に区分されている³⁾。本文では層の変化点を深さ10m の点として、有明粘土層を上、下部層に2分し、限界値の検討を行った。

a. 粘土のコンシステンシー

三角座標分類による粘土に

ついてのコンシステンシー限界の分布を図3.2(3)に示している。上、下部層内粘土の液性限界 w_L の分散の違いは高度に有意である。したがって、Welch の方法によって平均値の差の検定を行うと、また高度に有意である。塑性限界 w_p については、その分散の差は有意でないが、平均値の差は有意である。限界値の分布の95%信頼区間を求めると、上部層粘土では $w_L=60.1\sim138.7\%$, $w_p=30.5\sim59.1\%$, 下部層粘土では $w_L=53.5\sim111.7\%$, $w_p=28.0\sim54.2\%$ である。

コンシステンシー限界には粒度組成(特に粘土分含有量)、粘土鉱物、吸着イオンの種類と量等が影響するといわれている。図3.2(4)は上・下部層内粘土の粘土分含有量の分布である。上・下部層内粘土の粘土分含有量の分散の違い、平均値の差はいずれも有意ではない。

有明粘土の主要粘土鉱物はスメクタイト、カオリナイト、雲母である。大坪ら⁴⁾は、スメクタイトの含有量は深さとともに減少し、上・下部層の粘土によって異なることを示している。また、上・下部層の粘土には間隙水中の塩分濃度に大きな違いがある^{5,6)}。

このようなことから上・下部層粘土の w_L , w_p の違いは、スメクタイト含有量や、堆積環境に基づく塩濃度の違いに起因するものと筆者らは推定している。

b. シルト質土のコンシステンシー

三角座標分類による粘土、砂以外の総称としてのシルト質土の液性限界、塑性限界は上、下部層において違いはない。限界値の分布の95%信頼区間は $w_L=27.8\sim97.3\%$, $w_p=24.0\sim49.9\%$ である。

3.2.4 活性度

Skempton⁷⁾は、粘土を構成するコロイド粒子自体の性質を明らかにするため、塑性指数を粘土分($<2\mu\text{m}$)含有量で除した値を活性度 A と定義した。

竹中⁸⁾がとりまとめた活性図によると、わが国の粘土は活性度1.25以上の活性粘土に分類される。

有明粘土の活性度は図3.2(5)に示すように0.75以上であ

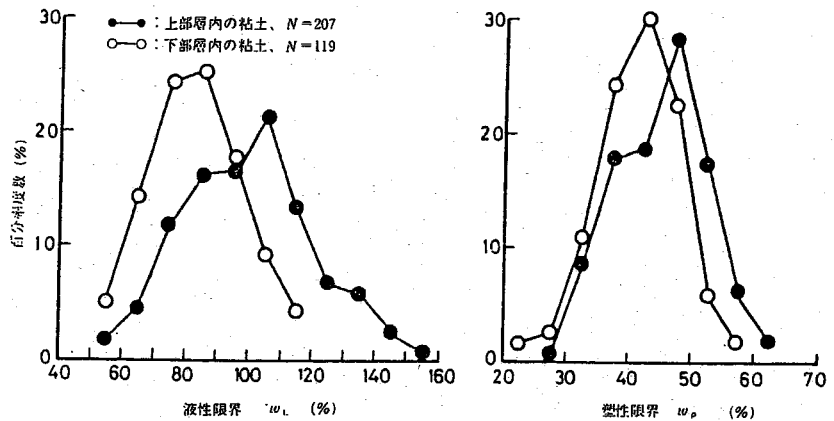


図3.2(3) 三角座標分類による粘土のコンシステンシー限界

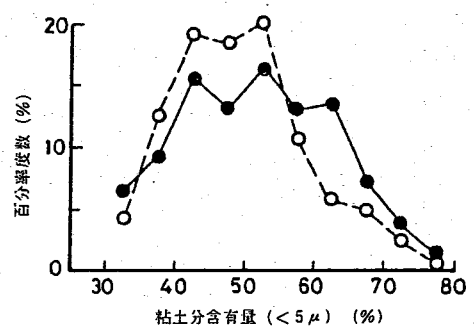


図3.2(4) 上・下部層内粘土の粘土分含有量の度数分布
●: 上部層内粘土, N=207
○: 下部層内粘土, N=119

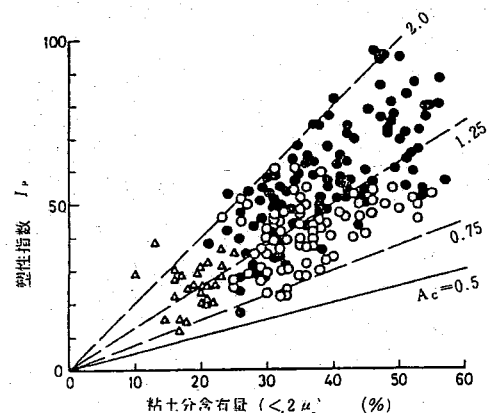


図3.2(5) 有明粘土の活性度
●: 上部層内粘土, ○: 下部層内粘土, △: シルト質土

り, Skempton の分類法によれば普通粘土と活性粘土に分類される。竹中が調べた粘土には, $A_c = 0.75 \sim 1.25$ である普通粘土は存在しない。一方, 有明粘土の場合は, この範囲に約半数のデータが入る。このことは有明粘土の活性度の低さを示すものでなく, 活性度に関しては有明粘土は一般的な粘土であることを示すものである。

図3.2(6)は有明粘土の活性度の分布である。上・下部層粘土の活性度の分布には有意差があり, その平均値の差は有意である。活性度の95%信頼区間は上部層粘土で $0.77 \sim 2.21$, 下部層粘土で $0.57 \sim 1.79$ である。

すなわち, 上・下部層粘土の活性度には違いがあり, 上部層粘土の活性度が下部層粘土のそれより大である。有明粘土の上部層粘土は, 下部層粘土に比べてスメクタイト含有量が大きく, 塩分濃度が高い。有明粘土においては, スメクタイト含有量が増加すれば液性限界は高くなり, 塩分の減少にともなって液性限界は低下する。上・下部層粘土の活性度の違いは主として上・下部層粘土の液性限界の違いに起因するものである。

シルト質粘土においては, 上・下部層内粘土における活性度の分散, 平均値の差には有意さはなく, 95%信頼区間は $0.34 \sim 2.14$ である。

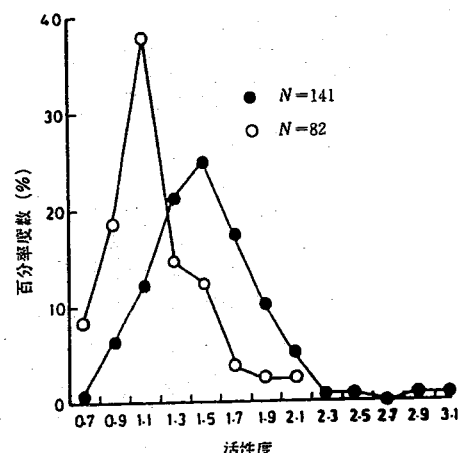


図3.2(6) 有明粘土 (三角座標分類による) の活性度の度数分布
● 上部層内粘土 ○ 下部層内粘土

3.3 状態量

土の力学的性質に関係する状態量としては密度, 含水量, 骨組構造の様式があげられている⁹⁾。飽和粘土においては密度と含水量とはあいともなって変化するので, 状態量としては含水量 (あるいは間隙比) と骨組構造の様式を明らかにすればよい。

3.3.1 自然間隙比

沖積粘土においては, 自然間隙比 e_0 と液性限界 w_L の間に, また同一地域においては e_0 と $2\mu\text{m}$ 以下の粘土分含有量 $C(\%)$ との間により相関のあることが知られている。図3.3(1)は有明粘土の e_0 - w_L 関係である。有明粘土においても粘土の種類を表す指標である w_L と状態量の1つである e_0 との間に一次の相関が認められる。

図3.3(1)には, 石井ら¹⁰⁾が示したわが国の一般的海成粘土の e_0 - w_L の範囲を示し有明粘土との比較を行っている。有明粘土は w_L の大きさの割に e_0 が大である。

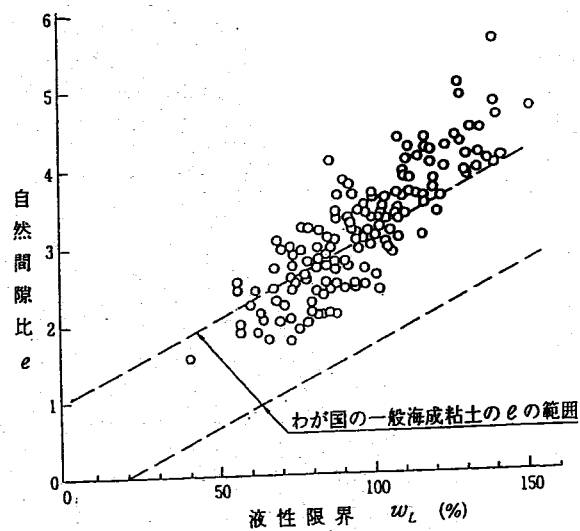


図3.3(1) 有明粘土の自然間隙比と液性限界

3.3.2 鋭敏比

粘土の鋭敏比 St は骨組構造の様式を表す指標の1つである。自然堆積有明粘土の I_L は1以上であり, 練返すと粘土は液状になる。したがって, 練返し強度 τ_r はベーンセン断試験機で求め, St は $qu/2\tau_r$ (qu : 一軸圧縮強度) によって決定した。

図3.3(2)は有明粘土の St を液性指数 I_L に対して示している¹¹⁾。図中の点線は, Skempton¹²⁾が示し

た $S_t - I_L$ 関係であり、 S_t は I_L の増加に対して大きくなる傾向(右上がり)のあることを示している。しかし、この傾向は堆積後十分時間が経過している自然粘土に限られる。埋立て粘土の圧密途中においては、両者の関係は左上がりの傾向にあることを三笠が示している¹³⁾。

有明粘土は I_L が 1 以上の範囲において、 S_t は 8 以上、その大半は 16 以上である。なかでも有明海湾奥部の山際で塩類の溶脱を受け、塩濃度の低い粘土の S_t には、50 以上 1000 にも達するものがある。わが国の沖積粘土の S_t についての報告が少ないため、有明粘土と他地区の沖積粘土との比較が十分できない。しかし、大阪沖積粘土の S_t が 10 以下であること、リーチングを受けた東大阪粘土¹³⁾ の S_t が 5~20 であることに比べて、有明粘土の S_t は非常に高いものである。

塩類の溶脱を受けた粘土を除くと、同一の I_L に対しては深いところにある粘土ほど S_t の高いことが図 3.3(2) より分かる。このことは自然堆積粘土の S_t は I_L で一義的に決まるのではなく、堆積後の経過時間に関係があることを示している。

Terzaghi & Peck¹⁴⁾, Skempton ら¹²⁾ の S_t による粘土の分類を有明粘土の適用すると、Extra-sensitive clay あるいは Quick clay ということになる。

3.3.3 粘土層の状況

有明海沿岸の粘土層は粘土、シルトで代表され一部に砂がある。層厚は場所によって異なるが、最大は熊本沖の 40 m であり、平均値は 15~20 m である。その下位層は N 値 20~30 の砂礫層、あるいは軽石質凝灰岩、火山泥流などである。

図 3.3(3) は有明海西岸、北岸の土質詳細図である。竹中¹⁵⁾ は

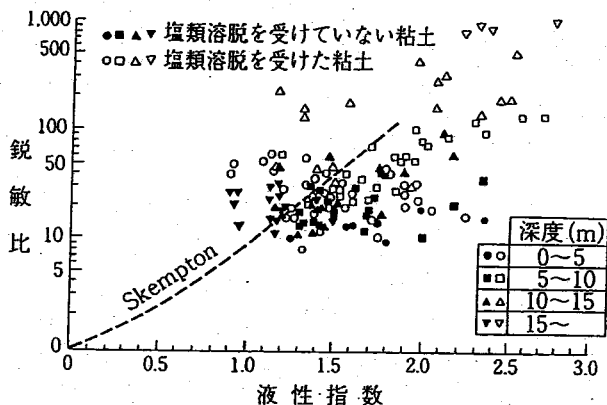


図 3.3(2) 有明粘土の鋭敏比と液性指数

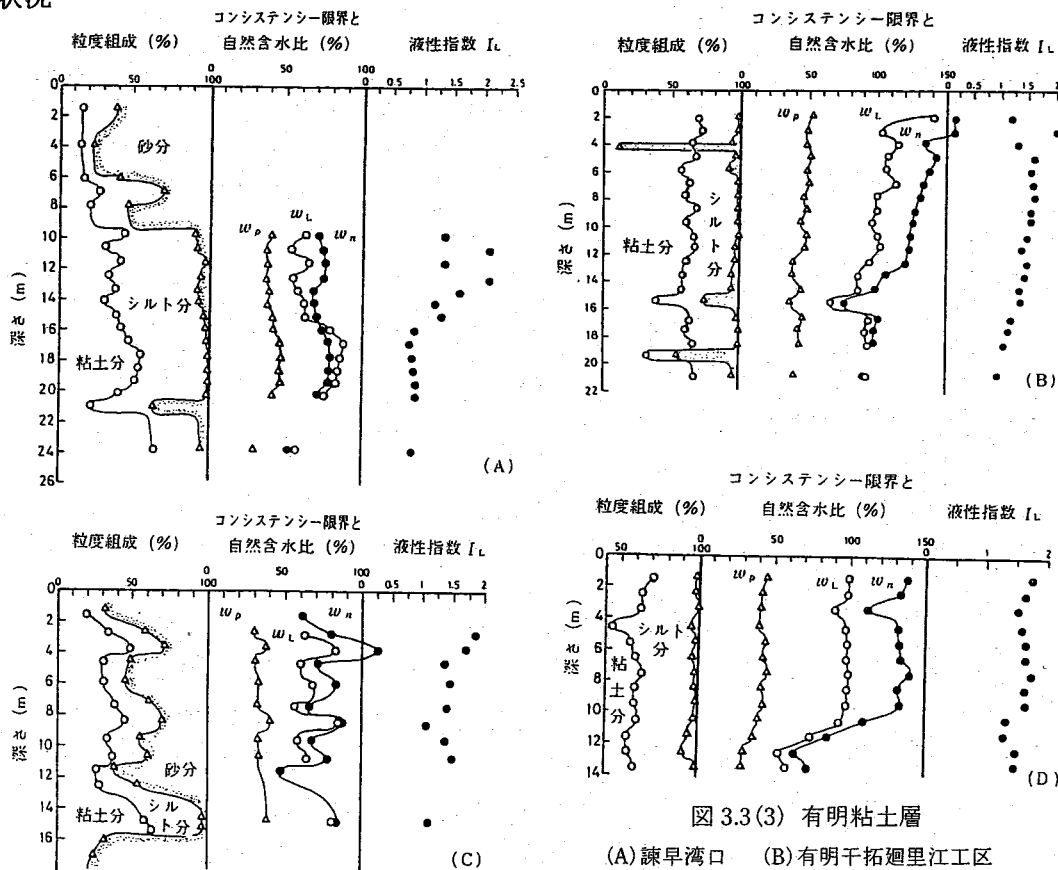


図 3.3(3) 有明粘土層

(A) 諫早湾口 (B) 有明干拓廻里江工区
(C) 佐賀東与賀地先 (D) 佐賀杵島郡江北町

わが国の海成沖積粘土の含水比は、海底下 2~3 m において液性限界に等しく、以下深さと共に液性指数 (I_L) が減少すると述べている。石井ら¹⁰⁾は海成沖積粘土のは0.8以下であり、1以上の地点のあることを指摘している。

有明粘土層においては、図3.3(3-A)に示した諫早湾湾口の厚さ10 m の砂層下5m 以深の粘土を除くと I_L は1以上である。一般的にいえば、図3.3(4)に示したように、有明粘土の I_L は、海底下 0 m あるいは地表面付近で $I_L = 1.2 \sim 1.6$ 、以下深さと共に I_L は減少、または 10~15 m 深さでやや大きくなるが全体としては減少し、下部砂礫層付近で $I_L = 1$ になる。塩類の溶脱を受けた粘土の I_L は1.2~3.0であり、その大半の値は1.2~2.4である。

図3.3(5)は地盤内の応力状態を示している。地盤の有効応力 σ_z' は考えている点より上の土の単位重量を加算した全応力からその点の間隙水圧（この場合は静水圧）を差し引いて求めた。同図には標準圧密試験から求めた圧密降伏応力 p_c をプロットしている。 σ_z' と p_c との比較から、有明粘土は、地表付近と下部砂層付近ではやや過圧密状態にあるが、全体的には正規圧密状態にあることが分かる。

有明粘土層の一軸圧縮強度 q_u は、図3.3(6)に示すように深さに対して直線的に増加し、その勾配は深さ10~12m の深さで変化し、下部層の勾配が大きい。有明海研究グループは、けい藻化石群集の垂直変化、微量元素の垂直分布から深さ10m に大きな変化点を見だし、有明粘土層を上、下部層に二分し、両者の堆積環境に差異があることを指摘した。そして、深さと q_u との関係の勾配の変化点が堆積環境の変化点に対応するとしている。

自然堆積状態の有明粘土の q_u は0.03~1.0 kgf/cm² の範囲にある。地表あるいは海底面から10~12m の上部層粘土は $q_u = 0.03 \sim 0.3$ kgf/cm² であり、Terzaghi & Peck¹⁶⁾ のコンシステンシーによる分類によると”非常に軟らかい”あるいは”軟らかい”粘土になる。下部層粘土は $q_u = 0.3 \sim 1.0$ kgf/cm² であり、”軟らかい”あるいは”中位の”粘土の分類される。

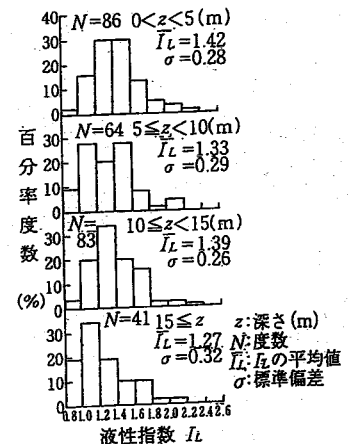


図 3.3(4) 液性指数の深さによる変化 (有明海北岸、西岸地域)

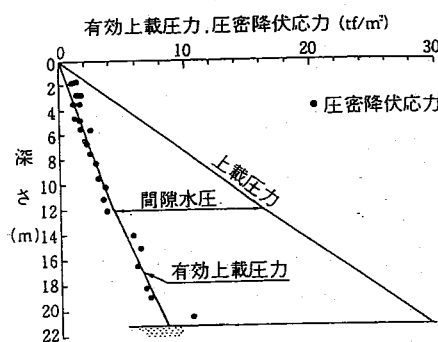


図 3.3(5) 地盤内応力図 (有明干拓廻里江工区)

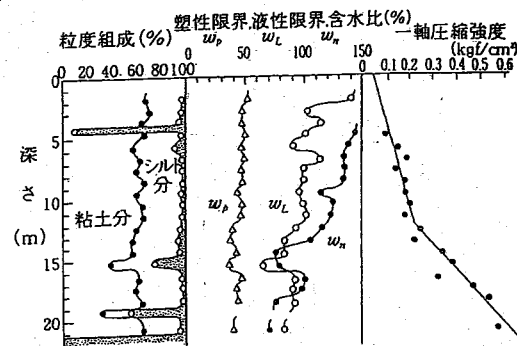


図 3.3(6) 有明粘土層の土質詳細図の一例 (有明干拓廻里江工区)

3.3.4 有明粘土層の特徴

有明粘土の粘土鉱物は、スメクタイト、イライト、カオリナイトである。主要粘土鉱物のスメクタイトは低膨潤性である。間隙水の塩濃度は表層で海水の塩濃度(35g/L)に近い値を示し、10m 付近まではほぼ直線的に減少、それ以下の深さでは海水の1/10程度である。一方、塩類の溶脱を受けた粘土の塩濃度は、溶脱を受けていない粘土の1/10~1/20である。

土の力学的性質は土の種類とその状態によって定まる。粘土の種類を示す物理的指標、状態量を表す諸量を表3.3(1)にまとめた。有明粘土の諸量の範囲は95%信頼区間である。

有明粘土の諸量とわが国の一般的海成沖積粘土のそれとの比較から、有明粘土の特徴は次のようにまとめることができる。

有明粘土は粘土の種類を表す物理的指標であるコンシステンシー限界、特に w_L が大きい。状態量である含水比は w_L より高く、 I_L は 1 以上である。骨組構造の様式を表す鋭敏比 S_t は 8 以上であり、その大半は 16 以上である。また、塩類の溶脱を受けた地域においては S_t が 1000 にも達する粘土がある。

有明粘土は軟弱粘土、あるいは超軟弱粘土といわれている。この理由は、 w_L が大きく、全層にわたって I_L が 1 以上であり、かつ S_t が高いことによる。また、地質学の分野から有明粘土層の上・下部層で堆積環境の異なることが指摘されている。この違いは、上・下部層粘土の w_L 、活性度、深さに対する q_u の増加率の違いとして表れている。

有効上載圧力 σ_v' と圧密降伏応力 p_c との比較から、有明粘土は、地表付近と下部砂層付近ではやや過圧密状態にあるが、全体的には正規圧密状態にある。

表 3.3(1) 有明粘土の物理的性質一覧

	有 明 粘 土			わが国の一般海成粘土
土粒子密度 (g/cm^3)	粘土: 2.56~2.70 シルト: 2.61~2.76			2.65~2.75 ^{*1}
粘土分含有量 (%)	西 岸 域: 25.4~78.4 東・北岸域: 11.4~63.4			
WL (%)	上部層内粘土	下部層内粘土	シルト質土	45~100 ^{*1}
Wp (%)	60.1~138.7	53.5~111.7	27.8~97.3	20~40 ^{*1}
活性度 A	0.77~2.21	0.57~1.79	0.34~2.14	> 1.25 ^{*2}
I_L	1~1.6(一般的) 1.2~3.0(塩類の溶脱を受けた粘土)			< 0.8 ^{*1}
鋭敏比	8~50(一般的) 50~1000(塩類の溶脱を受けた粘土)			大阪粘土 < 10 ^{*3} 東大阪粘土 5~20 ^{*3}

*1 石井ら¹⁰⁾, *2 竹中⁸⁾, *3 三笠⁹⁾

引用文献 (3.2 物理的性質, 3.3 状態量)

- 1) 藤川武信, 高山昌照(1980): 有明粘土の物理的性質, 農土論集, No. 88, 51-61
- 2) 山口, 難波, 永石, 村岡(1964): 有明海干拓基礎地盤の土質に関する調査研究, 農土試報告, No. 2, 509-565.
- 3) 有明海研究グループ(1965): 有明・不知火海域の第四系, 地団研専報11
- 4) Ohtsubo, M., Egasira K., and Takayama, M. (1996): Mineralogy and chemistry and correlations with the geotechnical properties of marine clays in Ariake Bay, Japan, Marine Georesources and Geotechnology, 14(3), 263-282
- 5) 山口英太郎, 岡晃(1960): 有明粘土層の塩分垂直分布の一例, 九州農業研究, 22, 159-160.
- 6) Ohtsubo, M., Takayama, M., and Egasira, K. (1983): Relationships of consistency limits and activity to some physical and chemical properties of Ariake marine clays, Soil and Foundation, 23(1), 38-46
- 7) Skempton, A. W. (1953): The colloidal "Activity" of clays, Proc. 3rd I. C. on SMFE, 1, 57-61
- 8) 竹中準之介(1964): 滞積粘土の成因とその土性(その3), 土と基礎, 12(8), 33-43.
- 9) 三笠正人(1966): 土質調査結果の調査法について, 第11回土質工学会シンポジウム発表論文集, 7~11
- 10) 石井靖丸, 倉田進, 藤下利夫(1955): 沖積粘土の工学的性質に関する研究, 土木学会論文集, No. 30.
- 11) 高山, 中村, 大坪, 田熊(1988): 干拓地盤の土質と堤防の挙動および水路設計, 土と基礎, 36(3), 37-42
- 12) Skempton, A. W. and R. D. Northy: The sensitivity of clays, Geotechnique, 3(1), 30~53.
- 13) 上掲9)
- 14) 星埜和他共訳(1969): テルツァギ・ペック新版土質力学, 丸善. 27
- 15) 竹中準之介(1964): 滞積粘土の成因とその土性(その4), 土と基礎, 12(11), 42~44.
- 16) 星埜和他共訳(1969): テルツァギ・ペック新版土質力学, 丸善. 26

4. 塩類溶脱に伴う鋭敏比の変化

有明粘土の多くは 6~50 の鋭敏比を示し、場所的には 50~1000 の鋭敏比を有するクイッククレイが存在している¹⁾。沖積粘土の間隙水中の塩類が溶脱(リーチング)されると、クイッククレイが形成される。クイッククレイは、スカンジナビアやカナダ東部に広く分布していることは知られているが、わが国においても有明粘土をはじめ東大阪粘土でその存在が知られている。構成粘土鉱物として、スカンジナビアやカナダ東部のクイッククレイが主にイライト、クロライトのような低膨潤性粘土鉱物と一次鉱物からなるのに対し、有明粘土は主要粘土鉱物としてスメクタイトを含んでいる。通常スメクタイトは高膨潤性であり、そのため間隙水の塩分が減少すると液性限界、練返し強さは増加する。しかし、有明粘土に含まれるスメクタイトは、イライト、カオリナイト、クロライトと同様低膨潤性であるため、塩類溶脱に伴う塩分の減少により液性限界、練返し強さは低下し、クイッククレイが生成される¹⁾。クイッククレイの定義としては、鋭敏比が 30 より大きく、練返し強さが 0.5kPa 以下を示す、というものが最も有力である²⁾。すなわちクイッククレイとして分類されるには、鋭敏比が高いだけでなく、練返しにより粘土が液状を示さなければならない。

図 4(1)は、有明海域の 8 地点から採取したコア試料のデータをもとに、鋭敏比と間隙水の塩濃度の関係を示したものである³⁾。同図において、およそ 1g/L 以上の塩濃度と 50 以下の鋭敏比をもつ粘土は塩類溶脱を受けていない。1g/L 以下の塩濃度と 50 以上の鋭敏比を示す粘土は塩類溶脱を受けており、そのほとんどはクイッククレイである。塩類溶脱を受けた粘土の鋭敏比は、同一塩濃度において広い範囲で変動しているが、ノルウェー粘土と同様、塩濃度の減少により明らかに増加している。このような鋭敏比の増加は、海水・汽水状態で堆積した粘土(図中の塩類溶脱を受けていない粘土にあたる)が塩類溶脱を受けることにより引き起こされる。図 4(1)にはまた、乱さない有明粘土について行った塩類溶脱の室内実験の結果も示している。溶脱に伴い、試料 A-4 (深度 4.2m より採取)の鋭敏比は 23 から 718 に、試料 A-12 (深度 12.4m より採取)の鋭敏比は 23 から 730 に増加している。このような鋭敏比の増加は、塩類溶脱により乱さない粘土せん断強さはほとんど変化せず、練返し強さが減少する結果として生ずる。

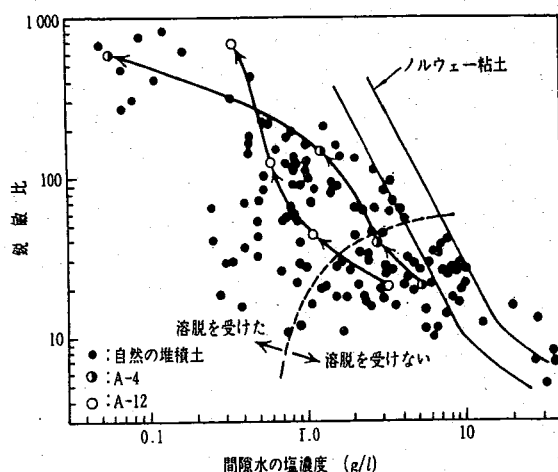


図 4(1) 鋭敏比と間隙水の塩濃度の関係

引用文献

- 1) Ohtsubo, M., Takayama, M. and Egashira, K. (1982): Marine quick clays from Ariake Bay area, Japan, *Soils and Foundations*, 22(4), 71-80.
- 2) Torrance, J.K. (1983): Towards a general model of quick clay development, *Sedimentology*, 30, 547-555.
- 3) Ohtsubo, M., Takayama, M. and Egashira, K. (1996): Mineralogy and chemistry, and their correlations with the geotechnical properties of marine clays in Ariake Bay, Japan - Comparison of quick and nonquick clay sediments -, *Marine Georesources and Geotechnology*, 14, 263-282

5.1 圧密特性

5.1.1 圧縮指数

Skempton¹⁾は、堆積粘土の自然含水比 w がその粘土の液性限界 w_L の近い値をとることを指摘するとともに、液性指数が1である練返し粘土の圧縮指数 C_c' と w_L との間に直線関係のあることを示した。Terzaghi と Peck²⁾は、Skempton の研究成果を参考にして、 $C_c - w_L$ の関係を求め

$$\text{練返し粘土に対して} \quad C_c' = 0.007 (w_L - 10) \quad (1)$$

中位、または低い鋭敏比を持つ粘土に対して

$$C_c \sim 1.30 C_c' = 0.009 (w_L - 10) \quad (2)$$

を与えた。

わが国の粘土に対して上式の適用性があまり良くないため、 $C_c - w_L$ 関係の係数を変えた式が地域別に提案されたり、あるいは C_c と初期間隙比 e_0 との間に関係式が求められている。

有明粘土においては、次のような式が提案されている。

$$\text{内田, 松本(1959)}^{3)} \quad C_c = 0.29 (w_L - 50)$$

$$\text{山口, 難波(1964)}^{4)} \quad C_c = 0.012 (w_L - 4)$$

$$C_c = 0.36 (e_0 - 0.14)$$

$$\text{鬼塚(1976)}^{5)} \quad C_c = 0.57 (e_0 - 0.64)$$

$$\text{東ら(2002)}^{6)} \quad C_c = 0.343 e_0^{1.324}$$

藤川, 高山(1980)⁷⁾は、 C_c' と液性指数 IL , w_L との関係として、

$$C_c' = (0.0030 + 0.0038 IL) (w_L - 10) \quad (3)$$

ただし、 $45\% < w_L < 150\%$, $IL < 1.5$

自然含水比のまま練返しした有明粘土の $C_c' - w_L$ 関係として、

$$C_c' = 0.0077 (w_L - 10) \quad (4)$$

を得ている。

わが国の沖積粘土の C_c は (2) 式で推定された値より大きく、一般に w_L が大きくなるほど、実験値と推定値との差が大きくなる。図5.1.1(1)は乱さない有明粘土の C_c を w_L に対して示している。

盛土荷重の影響の無い自然堆積粘土の $C_c - w_L$ 関係は (2) 式の上方に位置し、 $C_c - w_L$ 関係の勾配は急である。しかし、盛土下で圧密が終了している粘土の $C_c - w_L$ 関係は (2) 式の近くに分布している。

乱されない有明粘土の C_c と練返し粘土の C_c' との比を粘土の骨組み構造の指標である鋭敏比 St に対して示したのが図5.1.1(2)である。 C_c/C_c' は St の増加とともに大きくなっている。 $St = 1$ の場合 $C_c/C_c' = 1$ となることを考慮して、 $C_c/C_c' - w_L$ 関係を最も簡単な一次式で表すと次式を得る。

$$C_c/C_c' = 1 + 0.053 (St - 1) \quad (5)$$

ただし、 $St < 40$

$45\% < w_L < 150\%$, $IL < 1.5$, $St < 40$ である粘土の圧縮指数は (3), (5) 式から (6) 式で表される。

$$C_c = (0.0030 + 0.0038 IL) (w_L - 10) \{1 + 0.053 (St - 1)\} \quad (6)$$

また、 $1.1 < IL < 1.7$ である有明粘土の圧縮指数は近似的に (7) 式で表すことができる。

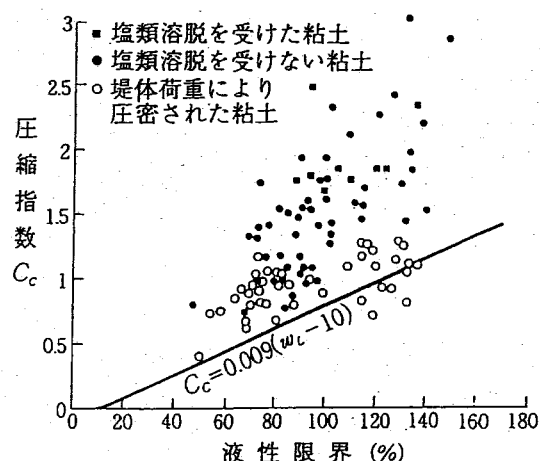


図 5.1.1(1) 有明粘土の圧縮指数

$$C_c = 0.0077(w_L - 10) \{1 + 0.053 (S_t - 1)\} \quad (7)$$

自然堆積有明粘土の C_c は、 w_L が大きくなるほど、実験値と(2)式による推定値との差が大きくなる。これは、有明粘土の I_L が1以上であり、 S_t は8以上、その大半は16以上であるため、 $C_c - w_L$ 関係の勾配が大きくなって(2)式の勾配との差が開くためである。

5.1.2 圧密係数

圧密係数は、粘土の種類、その状態によって変化する。図5.1.2(1)には、標準圧密試験によって求めた有明粘土の圧密係数を粘土の分類指標である液性限界に対して示し、他地区の圧密係数と比較している⁸⁾。圧密係数は液性限界の増加に伴い減少している。有明粘土の圧密係数は、大阪、川崎粘土⁹⁾の圧密係数に比べて大きな違いはない。なお、図5.1.2(1)の C_v' は、一次圧密比 r で補正した圧密係数 $C_v' = r C_v$ (C_v : 圧密係数) である。

軟弱粘土の地盤改良に用いられている鉛直排水工法に適用する水平方向圧密係数は、 $C_h = r k_h / m_v \gamma_w$ で表される。ここに、 r は一次圧密比、 k_h は水平方向透水係数、 m_v は体積圧縮係数、 γ_w は水の密度である。

自然堆積粘土層においては、一般に水平方向の透水係数が鉛直方向透水係数より大きいので、その比の割合だけ C_h が C_v' より大きくなるはずである。また、 C_h は通常 C_v' に等しいか、または大きいといわれている。

$G_s = 2.59 \sim 2.63$, $w_L = 100.4 \sim 140.9\%$, $w_p = 49.2 \sim 56.1\%$ の有明粘土の場合、実験によって $C_h = (2.6 \sim 5.8) C_v'$ の結果を得ている。圧密圧力を圧密降伏応力から通常的设计荷重 30 tf/m^2 までに限ると、 $C_h = (2.6 \sim 4.3) C_v'$ ということになる。

鉛直排水工法の設計に際しては、ドレーン周辺の粘土の乱れを考慮に入れ、 $C_h = C_v'$ が一般に用いられている。しかし、プラスチックボードドレーン施工地区の沈下解析から C_h は C_v' よりやや大である結果が得られている¹⁰⁾。

5.1.3 二次圧密

粘土について標準圧密試験を行うと、一次圧密に続いて二次圧密が観察できる。二次圧密現象は粘土骨組みの圧縮クリープ現象であると言われている。粘土層厚の大きい実際の地盤においても、一次圧密終了後に、 $\log t$ (t : 時間) に対して直線的に進行する沈下が認められており、二次圧密の存在は、室内における圧密試験、原地盤における粘土層の沈下においても確かなものである。

(1) 二次圧密開始点

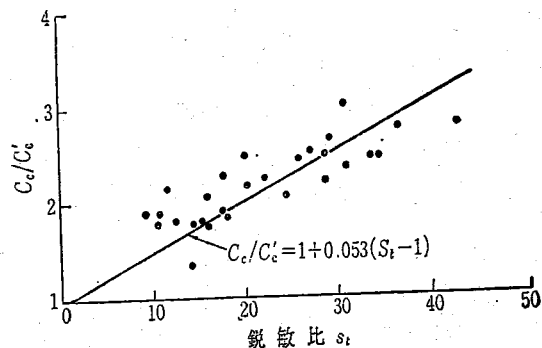


図 5.1.1(2) 乱さない有明粘土の C_c/C_c' と鋭敏比の関係

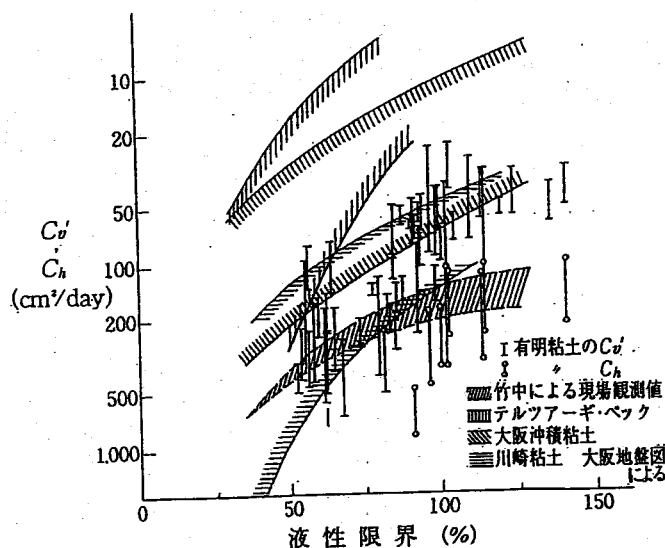


図 5.1.2(1) 有明粘土の圧密係数

圧密係数決定方法の一つに Parkin¹¹⁾の提案した圧密速度曲線定規法がある。圧密速度曲線定規は、両対数紙上に圧密速度 dU/dT と時間係数 T の関係を描いたものである。1 サイクルの長さが同一である両対数紙上に沈下速度-時間曲線を描き、これと圧密速度曲線定規と重ねる。最も長く一致した曲線から t_{50} を決定し、圧密係数を求める。

この Parkin の方法によれば、図5.1.3(1)に示すように t_{50} と同時に、理論曲線と実験曲線の分離点が判明する。この分離点 (T_a) を二次圧密の開始点と見なし、以下の考察を進める。 T_c 点は、沈下が $\log t$ に比例しはじめる点である。

表5.1.1(1)は、標準圧密試験の正規圧密過程における二次圧密開始圧密度の調査結果である。二次圧密開始圧密度は65~85% である。

表 5.1.3(1) 二次圧密開始圧密度

二次圧密開始			
圧密度(%)	事例数	割合(%)	
65~70	15	30.6	
70~75	10	20.4	
75~80	10	20.4	
80~85	14	28.6	

(2) 二次圧密速度

二次圧密は、時間の対数に比例して生じる。したがって、二次圧密速度は、時間(対数)-沈下曲線の勾配をもとにし、次式のよう

$$C_{\alpha e} = \Delta e / \Delta \log t$$

図5.1.3(2)は、 $C_{\alpha e}$ を荷重段階ごとに求めた圧縮指数 ($C_c = \Delta e / \Delta \log p$) に対して示している¹²⁾。Ladd ら¹³⁾ は Mesri らの結果を参考にして、通常

の粘土の場合、 $[C_{\alpha e} / C_c = 0.05 \pm 0.02]$ であると記している。有明粘土の $C_{\alpha e}$ も Ladd らの指摘の範囲にはいるが、その大半は $C_{\alpha e} = 0.03 \sim 0.05$ である。

図5.1.3(3)は、 $C_{\alpha e}$ を二次圧密開始の間隙比 e_s に対して示している¹²⁾。 $C_{\alpha e} - e_s$ には直線関係があり、 e_s が大きいほど $C_{\alpha e}$ が大である。

港湾の施設の技術上の基準・同解説¹⁴⁾においては、「粘性土の長期圧密試験における沈下-時間曲線の形は、圧密度約80%付近まではテルツァギの圧密理論によるものとよく一

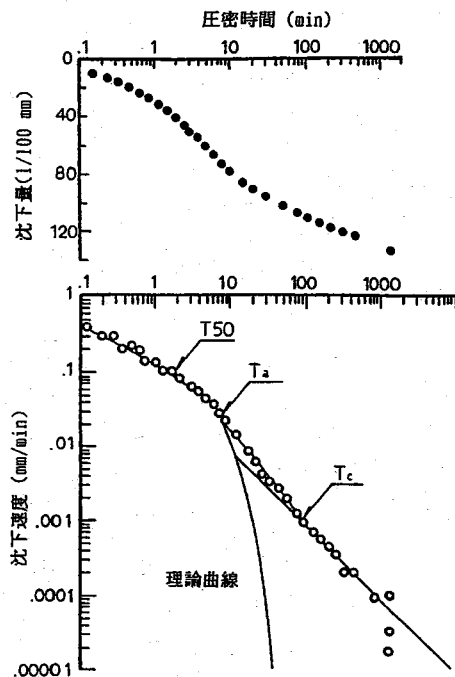


図 5.1.3(1) 時間-沈下速度

表 5.1.3(2) 有明粘土の物理的性質

	深さ (m)	土粒子密度 (g/cm ³)	粒度組成 (%)			液性限界 (%)	塑性限界 (%)	自然含水比 (%)	塩分濃度 (%)
			粘土分	シルト分	砂分				
T1	2.41	2.657	61.0	32.13	6.87	116.29	46.21	156.7	2.5438
T2	4.41	2.658	52.0	44.68	3.32	94.95	41.13	124.9	2.3336
T3	6.43	2.642	58.0	40.96	1.04	105.43	43.41	131.5	1.9031
T4	8.42	2.639	60.0	37.51	2.49	100.20	45.40	125.6	1.6770
T5	10.42	2.626	57.0	38.79	4.21	89.15	41.33	111.5	1.4667
T6	12.41	2.650	62.0	36.19	1.81	92.61	37.87	107.3	1.4307
T7	14.42	2.663	47.0	50.82	2.18	72.16	35.24	84.3	1.4861
T8	16.41	2.675	56.0	43.19	0.81	81.36	35.89	94.1	1.3283
T9	18.34	2.681	59.0	40.38	0.62	85.68	36.96	96.2	1.6249
T10	20.40	2.693	55.0	44.29	0.71	86.76	33.64	83.2	1.3824
T11	22.36	2.671	61.0	37.38	1.62	82.46	32.82	70.8	1.4858

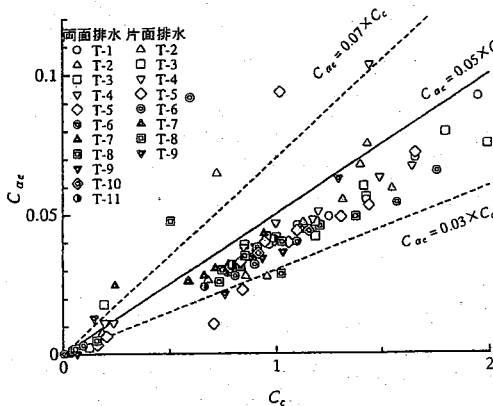


図 5.1.3(2) 有明粘土の $C_{\alpha e} - C_c$

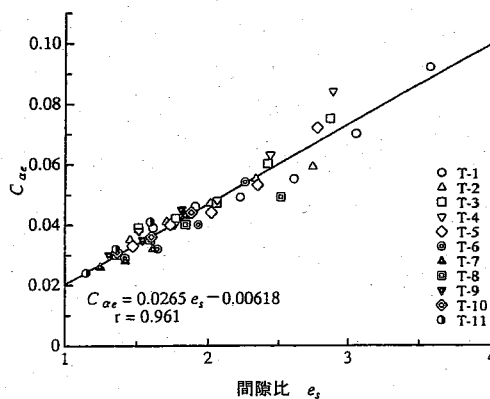


図 5.1.3(3) $C_{\alpha e} - e_s$

致しているが、圧密度がそれ以上になると沈下量は時間の対数に対して直線的に増大する。」とし、
「二次圧密による沈下量は、一般に次式によって計算できる」としている。

$$S_s = \frac{C_\alpha}{1+e_0} h \log \left[\frac{t}{t_0} \right]$$

ここに、 S_s ：二次圧密による沈下量、 C_α ：二次圧縮係数、 t ：時間、 t_0 ：二次圧密の開始時間、
 h ：層厚

「二次圧縮指数 C_α は圧密試験より求めることができるが、一般に C_α と圧縮指数 C_c には次式のような関係があるので、 C_c から推定できる」としている。次式は、Mesri の論文を参考にしたものである。

$$C_\alpha = (0.03 \sim 0.05) C_c$$

引用文献 (5.1 圧密特性)

- 1) Skempton, A. W. (1944): Notes on the compressibility of clays, Quart. J. Geol. Soc. London, C. 119 - 135
- 2) 星埜 和共訳 (1969)：新版テルツアギ・ペック土質力学，62，丸善
- 3) 内田一郎，松本練三 (1959)：大牟田海底地盤の土質について，土と基礎7 (5)，23-30
- 4) 山口英太郎，難波直彦他 (1964)：有明海干拓基礎地盤の土質に関する調査研究，農土試報告2号，509-565
- 5) 鬼塚克忠 (1976)：佐賀県の軟弱地盤について，土木学会西部支部夏期講習会テキスト
- 6) 東，大坪，肥山，金山，赤星 (2002)：有明粘土の圧縮指数について，農土学会九州支部講演集
- 7) 藤川武信，高山 昌照 (1980)：有明粘土の圧縮指数，農土論集，89号，55-61
- 8) 高山昌照 (1995)：農業土木と軟弱地盤対策 (その10) - 有明粘土地帯における軟弱地盤対策 -，農土誌 63 (3)，57-64
- 9) 日本建築学会近畿支部 (1966)：大阪地盤図，コロナ社
- 10) 高山昌照 (2004)：水平方向圧密係数の決定，第85回農土学会九州支部講演会
- 11) Parkin, A. K. (1974): Coefficient of consolidation by the velocity method. Geotech. 28 (4). 412- 414
- 12) 高山，金山，濱田，東 (2000)：粘土の二次圧縮係数，有明粘土の二次圧密，平成10年～平成11科学研究費補助金研究成果，有明粘土の二次圧密，22-33
- 13) Ladd, C. C., R. Foott, K. Ishihara, F. Schlooser and H. G. Poulos (1977): Stress, deformation and strength characteristics, State-of-Arts Report, Proc. 9th ICSMFE, Vol. 2, 421-494
- 14) 国土交通省港湾局監修 (1999)：港湾の施設の技術上の基準・同解説，(社)日本港湾協会，505-506

5.2 強度特性

5.2.1 練返し強度¹⁾

自然堆積粘土は、含水比を変えないで練返したり、振動を与えると軟らかくなる。これは粘土が沈殿した後、圧密されながら形成された骨組構造が破壊されることに起因している。本節においては3地区で採取した有明粘土と活性度の高い2種類のベントナイトについて、含水比の変化にともなう練返し強度の変化を示している。

表 5.2.1 は調整試料の

表5.2.1 試料の物理的性質

液性限界 w_L , 塑性限界 w_p , ファイネスナンバー	調整含水比 (%)	土粒子密度 (g/cm^3)	液性限界 (%)	塑性限界 (%)	ファイネス ナンバー	$\tau_r(w_L)$ gf/cm^2	$\tau_r(FN)$ gf/cm^2
佐賀市 Asi	49	2.590	78.8	32.6	72.5	9.4	15.0
有明干拓 Ari	48	2.602	85.0	47.6	82.0	15.0	19.0
白石地区 Asi	55	2.612	99.7	46.5	101.0	23.0	18.3
ベントナイト Bmy	43	2.695	225.0	30.9	168.0	5.1	17.2
ベントナイト Bho	45	2.605	271.0	37.9	222.0	7.6	16.5

$\tau_r(w_L)$, $\tau_r(FN)$ を示している。

図 5.2.1(1)は τ_r を w に対して示している。 τ_r は w の増加にともなって減少するが、その程度は土の種類によって異なる。図 5.2.1(2)は τ_r を I_L に対して示している。 $I_L=0$ の場合の τ_r は700～1000 gf/cm^2 である。 $\tau_r(w_L)$ は、表 5.2.1 の場合 5～23 gf/cm^2 であり、北郷ら²⁾のデータを参考にすると $\tau_r(w_L)$ は大略5～30 gf/cm^2 程度である。 $\tau_r(FN)$ は、表 5.2.1 に示すように 15～20 gf/cm^2 であり、ほぼ一定値を示している

τ_r の対数値は $I_L=0.2$ 程度から I_L の増加にともない直線的な減少を示す。このような $\tau_r - I_L$ 関係はSkemptonら³⁾の示した結果とほぼ同様である。図 5.2.1(3)は I_L の定義において w_L の代わりにFNを用いた I_L' に対して τ_r を示している。 $\tau_r(FN) - I_L'$ 関係には $\tau_r(w_L) - I_L$ 関係に比べて散らばりの少ないよい関係が認められる。この原因の一つは、 $\tau_r(w_L)$ に比べて $\tau_r(FN)$ の散らばりが少ないことによるものであろう。

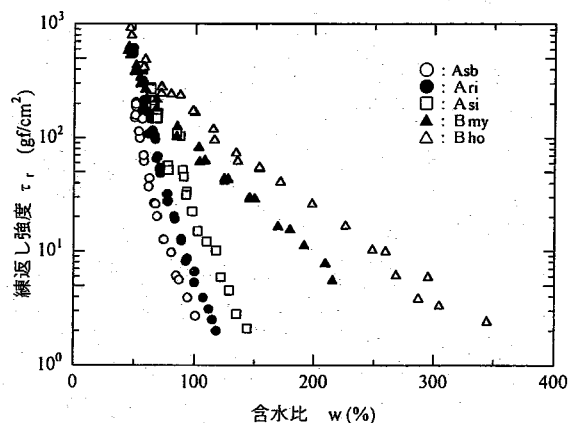


図5.2.1(1) 含水比 - 練返し強度

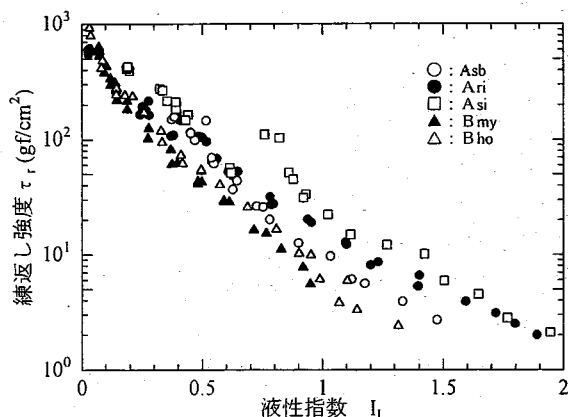


図5.2.1(2) 液性指数 - 練返し強度

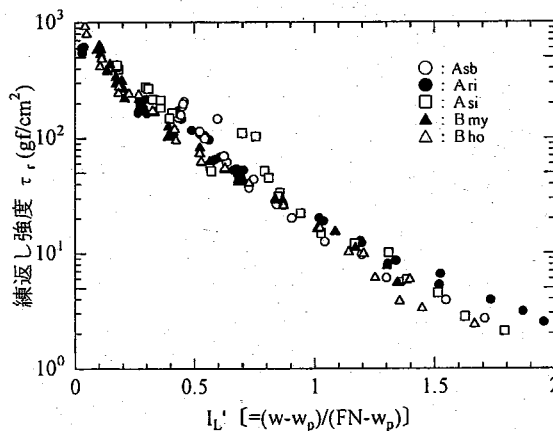


図5.2.1(3) I_L' - 練返し強度

5.2.2 練返し粘土のシキソトロピー的回復強さ¹⁾

乱さない粘土を練返すと そのせん断強度は低下し、静置すると強度は増加する。この強さはシキソトロピー的回復強さとよばれている。本節では、この現象の室内での観察結果を示している。

図 5.2.2(1)は、含水比が液性限界にほぼ等し

い有明干拓粘土試料の静置日数 t にともなう強度 τ の増加状況を示している。強度の発現とともに強度のピーク値に達する回転角が小さくなり、骨組構造の形成を推測することができる。図 5.2.2(2)は、有明干拓粘土のせん断強度の増加状況を液性指数別に示している。含水比が一定である粘土の τ - t には両対数紙上でほぼ直線的関係が認められる。図 5.2.2(3)は所定の静置日数を経過した試料の強度と練返し強度の比を強度回復比 R_t として、 I_L に対して示している。 R_t は t の増加とともに大きくなるが、その程度は I_L の増加とともに大きくなっている。このことは、自然堆積の有明粘土においても、鋭敏比は I_L の高いところで大きく、しかも同じ I_L であれば堆積後の経過年数が大である深部の粘土において S_t が高いことの説明になると考えることができる。

表 5.2.2 試料の物理的性質

	有明 粘土		ベントナイト
	有明干拓	白石平野	穂高印
土粒子の密度 (g/cm^3)	2.602	2.590	2.605
液性限界 (%)	105.8	123.0	388.0
塑性限界 (%)	41.7	48.6	41.3
ファイネスナンバー (%)	103.0	110.4	281.0

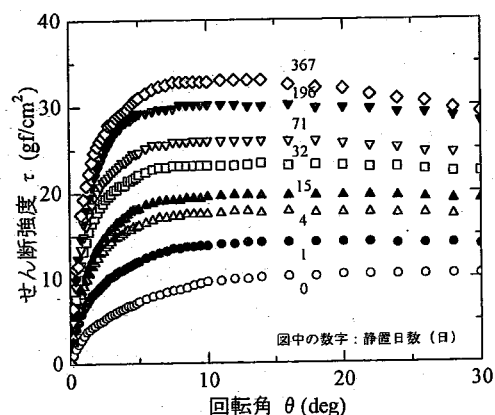


図5.2.2(1) 有明干拓粘土の回転角—せん断強度 (含水比 $w=105.6\%$, $I_L=1$)

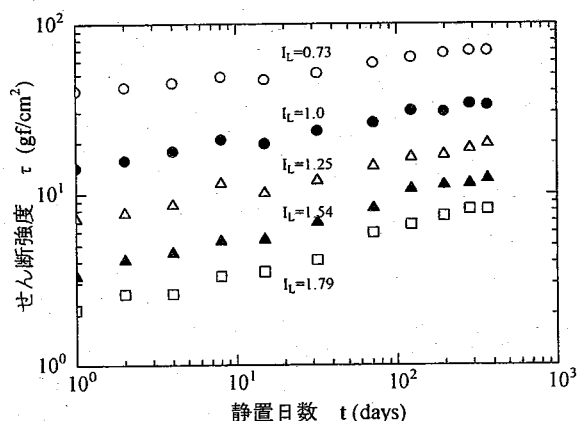


図5.2.2(2) 静置日数 - せん断強度

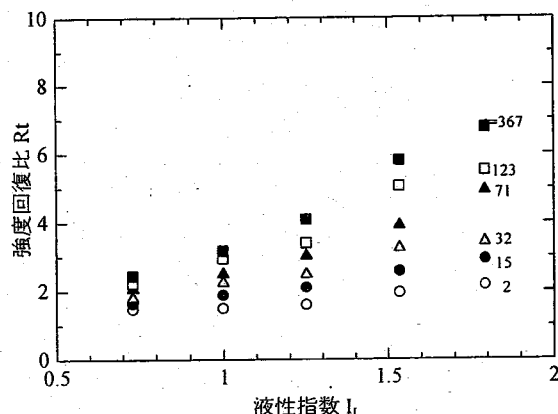


図5.2.2(3) 静置日数 t - 強度回復比 R_t

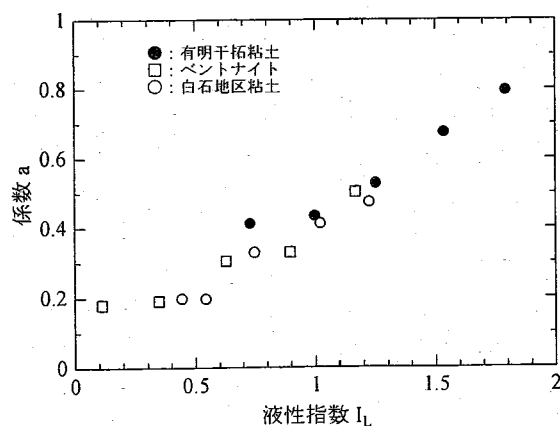


図5.2.2(4a) I_L - 係数 a

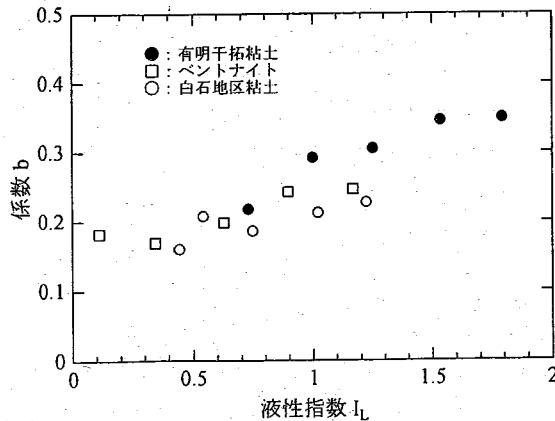


図5.2.2(4b) I_L - 係数 b

いま、 R_t - t 関係を $R_t = 1 + a(t/t_1)^b$ (ただし、 t : 経過日数, t_1 : 1 日) で表すと、図 5.2.2(4) に示すように、 a 、 b は第一近似として I_L の関数で表すことができる。

「同じ土壌型では強度の回復の割合では、綿毛構造の土よりランダム構造の土が大きい。ただし、回復量は綿毛構造の方が大きい。」²⁾ といわれている。図 5.2.2(4) の結果をそのまま自然地盤に応用することはできないが、あえて、液性指数 1 ~ 1.5 の粘土の 3000 年後、9000 年前 (縄文海進の頃) の強度回復比を推定すると $R_t = 13 \sim 39$, $R_t = 17 \sim 56$ を得る。塩類の溶脱を受けていない有明粘土の鋭敏比 8 ~ 50 (その大半は 16 以上) と比較して割合よい一致をしていることが分かる。

塩類の溶脱を受けていない有明粘土の高い鋭敏比は、堆積後の静置効果によるものと推定することができる。

5.2.3 強度異方性

有明粘土の非排水せん断強度が異方性を持つことは、鬼塚ら¹⁾ や村岡^{2), 3)}、東・高山⁴⁾、藤川ら⁵⁾ の研究から明らかにされてきた。

図 5.2.3(1) は、佐賀県内の 5 地点の深さ 5 ~ 8m から採取した有明粘土試料 (図中に A ~ E 試料で示す) の非排水せん断強度 S_u を、せん断面の角度 α 、せん断方向に対して示したものである^{4), 5)}。 S_u は、改良型一面せん断試験機による非圧密定体積 (UU) せん断試験 (供試体 直径 6cm, 高さ 2cm ; せん断変位速度 0.25mm/min) から求めている。また、せん断面の角度 α は、供試体のせん断面と原位置の水平面がなす角であり、せん断方向は、高田ら⁶⁾ の定義と同様に一次元圧密中に作用したせん断力方向と同じ方向にせん断することを主働せん断 (Active shear : A と略す)、逆方向にせん断することを受働せん断 (Passive shear : P と略す)、および両者の中間方向にせん断することを Y 方向せん断としている。

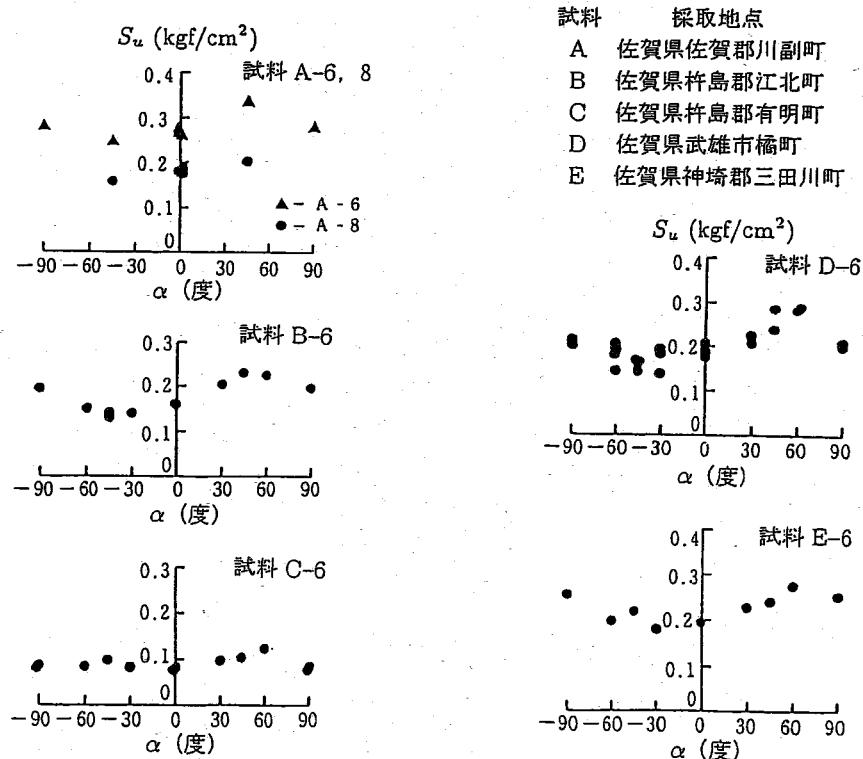


図 5.2.3(1) せん断面の角度 α 、せん断方向に対する非排水せん断強度 S_u の変化 (図中の試料番号は、採取深さを表す)

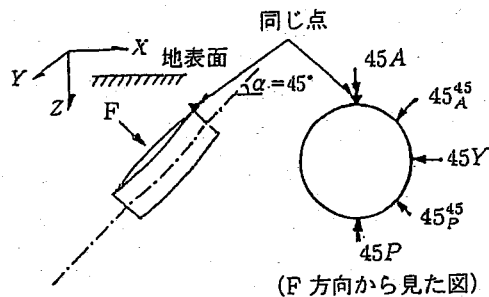


図 5.2.3(2) セン断面の角度 α が 45° のときのせん断方向

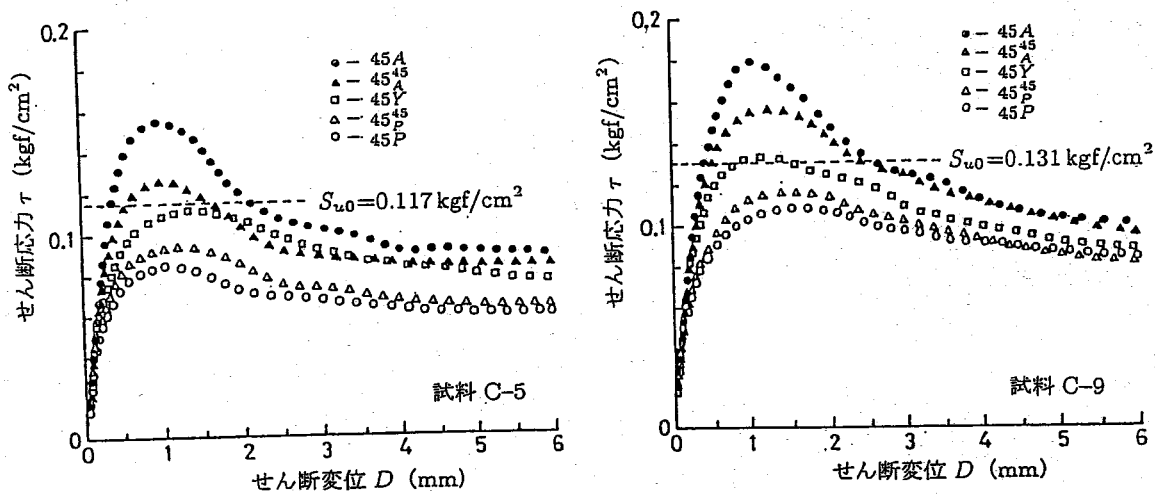


図 5.2.3(3) セン断応力 (τ)-せん断変位 (D) 曲線 ($\alpha=45^\circ$ の場合)

試料 C-5 $w_L=126\%$, $w_p=47.9\%$, $w_n=154\%$

試料 C-9 $w_L=107\%$, $w_p=46.0\%$, $w_n=128\%$

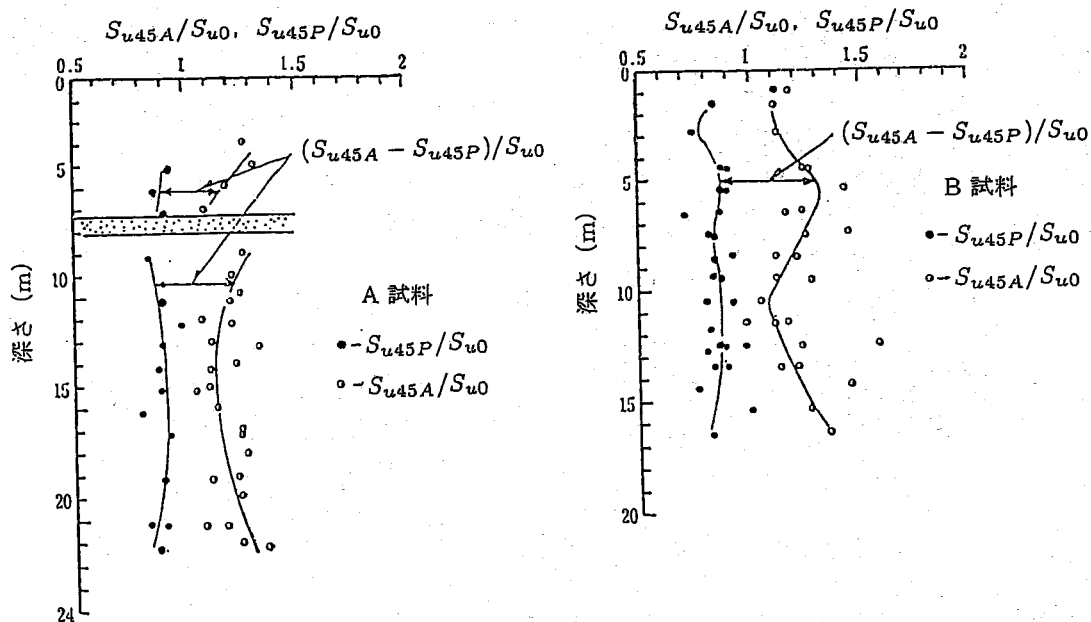


図 5.2.3(4) 強度比 S_{u45A}/S_{u0} , S_{u45P}/S_{u0} , $(S_{u45A} - S_{u45P})/S_{u0}$ の深さ方向の変化 (A, B 試料)

(図 5.2.3(2) 参照). 図では, せん断面の角度 α のマイナス (-) 符号は受働せん断を意味し, プラス (+) 符号 (ただし, 図では省略している) は主働せん断を意味する. 何れの試料もかなり大きな強度異方性を示し, S_u は $\alpha=45\sim60^\circ$ で主働せん断のとき最大 (S_{u45A} , S_{u60A}) となり, $\alpha=30\sim45^\circ$ で受働せん断のとき最小 (S_{u30P} , S_{u45P}) となる. このように, 有明粘土の強度異方性パターンは $\alpha=0^\circ$ の点に関して点対称とならない. なお, 一軸・三軸圧縮試験においては, 供試体の切り出し角に関係なく, すべり面と最大主応力面のなす角 f (破壊角) はほぼ一定である⁷⁾. 有明粘土の場合, $f=55\sim65^\circ$ であるので $f=60^\circ$ とすれば, 一面せん断試験から求まる強度異方性の傾向は, 一軸圧縮試験から求まるそれとよく対応している⁴⁾.

有明粘土の非排水せん断強度 S_u は, せん断面の角度 α が同じであってもせん断方向によって変化する. 図 5.2.3(3) は, C 試料の $\alpha=45^\circ$ の場合のせん断応力 (τ)-せん断変位 (D) 曲線をせん断方向別に示したものである^{4), 5)}. なお, 図 5.2.3(2) に示すように主働せん断と Y 方向せん断の中間方向, Y 方向せん断と受働せん断の中間方向にせん断することを, それぞれ 45° 主働せん断 ($^{45}_A$), 45° 受働せん断 ($^{45}_P$) と表している. S_u の大小関係は, $S_{u45A} > S_{u45A}^{45} > S_{u45Y} > S_{u45P}^{45} > S_{u45P}$ である. このように, せん断方向が主働せん断から受働せん断へ移行するにつれて, S_u は小さくなり, τ - D 曲線は明瞭なピークを示さなくなる. また, Y 方向せん断強度 S_{u45Y} は, $\alpha=0^\circ$ のときの S_u である水平せん断強度 S_{u0} とほぼ等しい. 図には示していないが, $\alpha=30, 60^\circ$ のときの τ - D 曲線も $\alpha=45^\circ$ の場合と同様な傾向を示す⁴⁾.

前述したように, 一面せん断試験から求まるせん断面の角度が α のときの Y 方向せん断強度 $S_{u\alpha Y}$ は, α の大きさに関係なく, 水平せん断強度 S_{u0} にほぼ等しい. そこで, 強度比 S_{u45A}/S_{u0} , S_{u45P}/S_{u0} , $(S_{u45A} - S_{u45P})/S_{u0}$ を強度異方性の大きさ示す指標として, A, B 試料の値を深さに対して示すと図 5.2.3(4) のようになる^{4), 5)}. 乾燥などの影響を受ける表層近くは強度異方性を示さないが, 2m 以深になると全有明粘土層にわたって強度異方性が存在している. 強度比 $(S_{u45A} - S_{u45P})/S_{u0}$ は, A 試料の場合は深さ 11~14m, B 試料の場合は深さ 10~12m 付近で小さくなっている. これらの深さは, 一軸圧縮強度 q_u と深さの関係の勾配の変化点付近, つまり, 有明粘土層の上部・下部層 (第 1 章参照) の境界付近に対応している. 強度比は, A 試料で $S_{u45A}/S_{u0}=1.1\sim1.3$, $S_{u45P}/S_{u0}=0.8\sim0.9$, $(S_{u45A} - S_{u45P})/S_{u0}=0.2\sim0.4$, B 試料で $S_{u45A}/S_{u0}=1.1\sim1.45$, $S_{u45P}/S_{u0}=0.75\sim0.9$, $(S_{u45A} - S_{u45P})/S_{u0}=0.2\sim0.55$ の範囲である.

5.2.4 強度の速度依存性

粘土の圧縮強度は圧縮速度によって変化する。圧縮速度が速くなると、圧縮強度が大きくなることが知られている。「これまでの破壊現象を解析した結果によると、軟弱な粘土地盤の破壊におけるひずみ速度は、 $10^{-2} \sim 10^{-3} \text{ \%}/\text{min}$ とされている。通常の一軸圧縮試験におけるひずみ速度は $1\%/\text{min}$ であるので、せん断速度を考えると、一軸圧縮試験の結果は強度を過大評価している。」¹⁾と指摘されている。

村山・柴田²⁾は、「粘土に持続荷重をかけると試料内に生じた応力が、通例の試験方法により求めた破壊強度よりかなり小さくても時間の経過とともに変形が進んでクリープ破壊に至ることもあるが、荷重がある限度以下であれば實際上、何らの不都合を生じない。この限度が上限降伏値に相当するものである。」と述べている。

小宮³⁾は、有明干拓廻里江工区においてシンウォールサンプリングによって得た深度 $1\text{m} \sim 21\text{m}$ の試料について、ひずみ制御と荷重制御の圧縮試験を行った

図 5.2.4(1)はひずみ制御の圧縮強度 q_u 、荷重制御による圧縮強度 σ_f 、上限降伏値 σ_u を含水比に対して示している。含水比の減少とともにそれぞれの強度は増加していることが分かる。図 5.2.4(2)には σ_u を σ_f に対して示している。 $\sigma_u/\sigma_f = 0.643 \sim 0.866$ である。原点を通る両者の関係には $[\sigma_u = 0.766 \sigma_f]$ が認められ、大阪粘土の $[\sigma_u = 0.71 \sigma_f]$ と比較的よく似た関係が得られている。

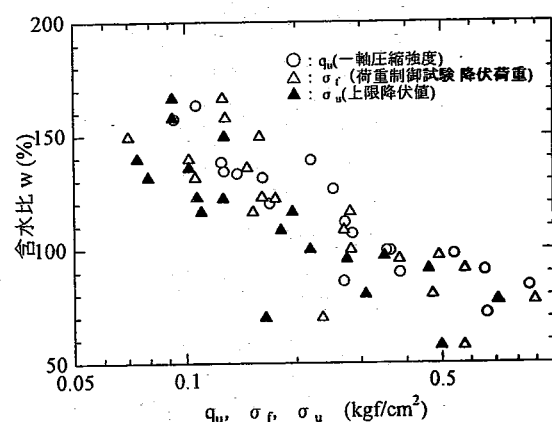


図5.2.4(1) $w - q_u, \sigma_f, \sigma_u$

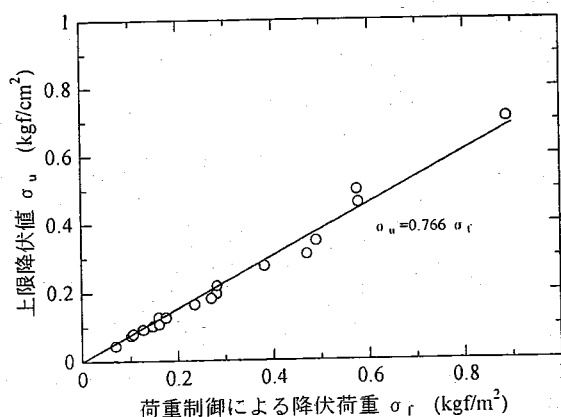


図5.2.4(2) 荷重制御による降伏値 σ_f - 上限降伏値 σ_u

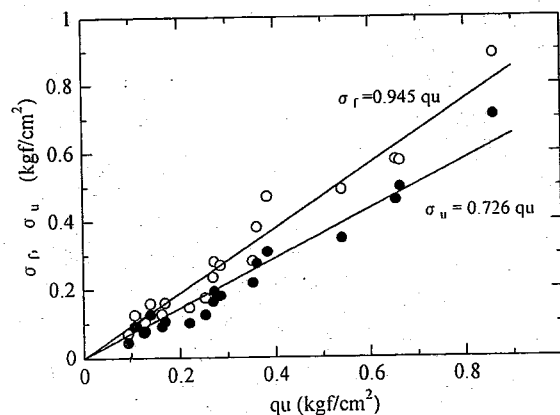


図5.2.4(3) $qu - \sigma_f, \sigma_u$

図 5.2.4(3)には σ_f, σ_u を qu に対して示している。 $\sigma_f/qu = 0.753 \sim 1.227$ であり、原点を通る $\sigma_f - qu$ 関係には $[\sigma_f = 0.945 qu]$ が認められる。また、 $\sigma_u/qu = 0.484 \sim 0.920$ であり、原点を通る $\sigma_u - qu$ 関係にも $[\sigma_u = 0.726 qu]$ が認められる。

大阪粘土についての村山・柴田の研究では、 $\sigma_f - qu$ 、 $\sigma_u - qu$ 間に線形関係が認められていない。しかし、有明粘土についての小宮の研究では、両者の間に線形関係を認めていることが特徴的である。

塑性指数 I_p が低い粘土は強度異方性が顕著であり、 I_p が高い粘土では強度の速度依存性が大であるといわれている。本研究による $\sigma_u/qu - I_p$ 関係には明確な関係を認めることはできなかった。

半沢⁴⁾は、三軸 k_0 圧縮試験結果から、ひずみ速度 $10^{-3}\%/min$ の強度の $1\%/min$ の強度に対する割合は $0.75 \sim 0.85$ であり、この割合は I_p によらず一定であることを示している。図 5.2.4(3)に示している $\sigma_w/q_u=0.726$ は、ひずみ速度 $10^{-3}\%/min$ の強度の $1\%/min$ の強度に対する割合の最小値に近い値のようである。

5.2.5 強度増加率

盛土前の粘土のせん断強度を C_{u0} 、盛土による地盤内の増加応力を Δp_f 、応力に関する圧密度 U_p 、強度増加率を C_u/p とすれば、粘土のせん断強度 C_u は 5.2.5(1) 式で与えられる。

$$C_{ut} = C_{u0} + (C_u/p) \cdot \Delta p_f \cdot U_p \quad 5.2.5(1)$$

ただし、原地盤のせん断強度 C_{u0} が C_u よりも大きい場合には、安定計算には C_{u0} を用いる。

及川、八尋⁵⁾は図 5.2.5(1)を紹介するとともに、「西欧でのデータにおいては、 C_u/p が塑性指数とともに増加する結果を示しているのに対して、わが国のデータでは塑性指数に関わらずほぼ一定になっている。したがって、 C_u/p と塑性指数の相関性には地域性が大きいので、他地域のデータをそのまま用いて C_u/p の値を推定するのには無理があるといえよう」と述べている。

図 5.2.5(2)は改良型一面せん断試験機による圧密定体積試験によって決定した有明粘土の C_u/p と基礎地盤の圧密前後における強度の比較から求めた C_u/p である²⁾。一面せん断試験機による有明粘土の C_u/p (○印)は $0.3 \sim 0.4$ であり、 I_p の大きさにかかわらずほぼ一定である。基礎地盤の圧密前後における強度から決定した C_u/p は $0.3 \sim 0.35$ であるが、サンドドレーン施工地区の C_u/p は $0.3 \sim 0.4$ の間に分布している。図中には有効応力に関するせん断抵抗角 ϕ' 値から決定した Bjerrum & Simons による C_u/p の範囲³⁾を記入している。有明粘土の C_u/p は Bjerrum & Simons による値よりやや高めである。

図 5.2.5(2)の直線は Skempton が自然堆積粘土地盤について見いだした関係式⁴⁾である。室内試験あるいは盛土荷重による圧密によって求められた $S_w/p - I_p$ 関係に比べて、Skempton による自然圧密による S_w/p は I_p の増加と共に大きくなる傾向を示している。そして、両者の違いは、 $I_p < 30$ と $I_p > 90$ において顕著である。 $I_p < 30$ の試料の場合、自然堆積土に比べて室内圧密土の密度が大であるため S_w/p に違いが生じたと考えられる。一方、 $I_p > 90$ の自然粘土の S_w/p には圧密後のシキソトロピーに基づく強度増加が寄与している。

軟弱粘土地盤上の盛土は完成直後が最も危険である。盛土荷重による S_w/p は自然圧密による値よりも室内試験結果に近い値を採用すべきである。

有明粘土の場合、 $30 < I_p < 90$ の範囲において、盛土による圧密終了後の S_w/p は $0.3 \sim 0.4$ である。

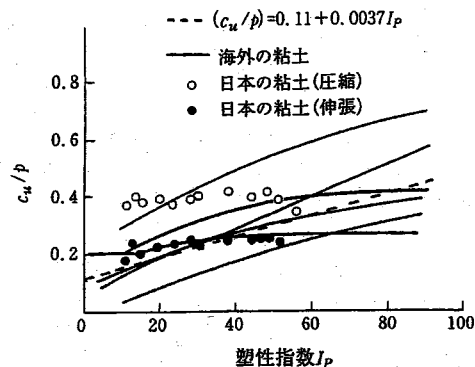


図 5.2.5(1) C_u/p と塑性指数の関係の比較¹⁾

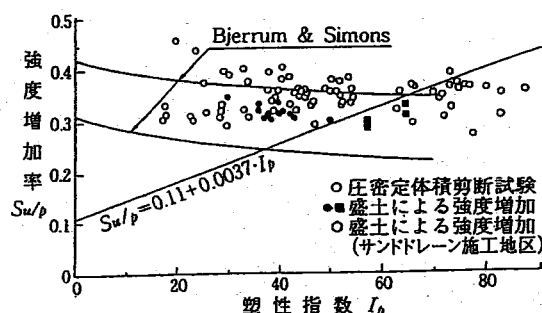


図 5.2.5(2) 有明粘土の強度増加率

5.2.6 圧密途中における粘土の強度増加¹⁾

正規圧密粘土の圧密途中におけるせん断強度 C_{ut} は 5.2.5(1) 式で推定されている。三笠は、間隙比と圧密圧力対数値の間に直線関係がある場合、ひずみに関する圧密度 U_ε と応力に関する圧密度 U_p との関係 (5.2.6(1) 式) を求め、その結果を図示している²⁾。

$$U_p = \left[\left(\frac{p_f}{p_0} \right)^{U_\varepsilon} - 1 \right] / \left[\left(\frac{p_f}{p_0} \right) - 1 \right] \quad 5.2.6(1)$$

ここに、 $p_f = p_0 + \Delta p_f$, p_0 : 初期有効応力

内径 7.5cm, 高さ 10cm (一部は 20cm) の圧密容器に乱さない試料をセットし、片面排水状態で圧密、圧密途中で除荷し、ただちに容器から取り出して、試料を径 6.0cm, 高さ 2.0cm に成形し、非圧密定体積の一面せん断試験を行った。

図 5.2.6(1) は、

表5.2.6(1) 試料の物理的性質							
	ρ_s (g/cm ³)	wL (%)	w _p (%)	w (%)	IL	St	p_c (kN/m ²)
嘉瀬川	263	124.9	54.8	171.3	1.66	14.0	27.5
有明 No.6	261	113.0	47.8	146.5	1.51	17.3	21.6
練返し有明粘土	264	137.9	49.7	162.0	1.27		

ある。 U_p は U_ε より遅れるが、両者の関係は 5.2.6(1) 式で表現することができる。 5.2.6(2) 式で定義される強度の増加割合 U_τ は U_p よりも非常に遅れており、また、 5.2.6(3) 式であらわされる圧密途中における強度増加率は一定でないことが示されている。

$$U_\tau = \frac{C_{ut} - C_{uo}}{C_{uf} - C_{uo}} \quad 5.2.6(2)$$

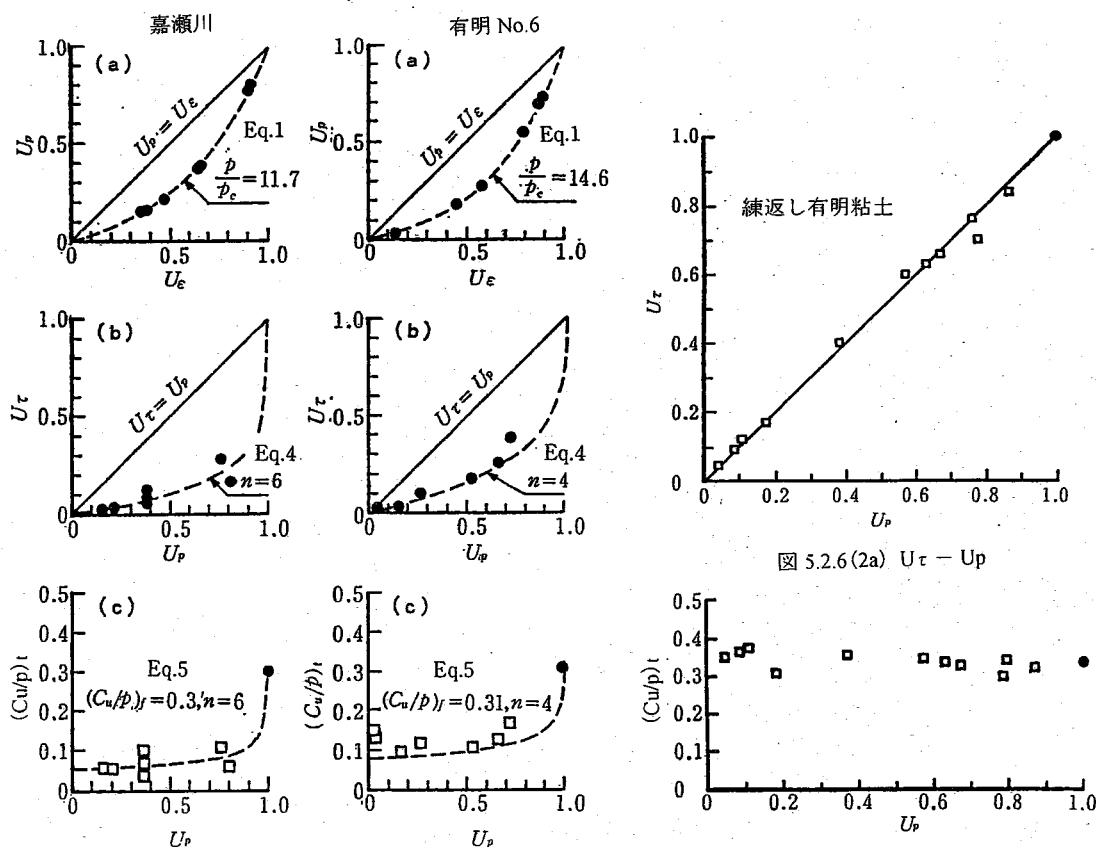


図 5.2.6(1) $U_\varepsilon, U_p, U_\tau, (C_u/p)_t$ の関係
(不攪乱有明粘土)

図 5.2.6(2a) $U_\tau - U_p$
(練返し有明粘土)

$$(Cu/p)_t = \{(-C_{ut} - C_{u0}) / \Delta p f U_p\} \quad 5.2.6(3)$$

図 5.2.6(2)は、練返した有明粘土についての結果である。この場合には、 $U_t \equiv U_p$ が成立し、圧密途中においても強度増加率が一定であることを示されている。

これらのことから、液性指数が高く、鋭敏比が大きな粘土地盤上に大きな載荷がある場合、圧密途中における粘土の強度増加は有効応力の増加より遅れること、一方、練返し粘土のように鋭敏比が低い粘土においては $U_t \equiv U_p$ が成立することが分かる。

いま、 $U_t - U_p$ 関係を 5.2.6(4)式であらわすことを試みた。式中の n は液性指数、鋭敏比、 $p f / p_0$ 等で決まる定数である。

$$U_t = 1 - (1 - U_p)^{1/n} \quad 5.2.6(4)$$

5.2.6(3)、(4)式から 5.2.6(5)式を得る。

$$(Cu/p)_t = (Cu/p)_f \cdot [1 - (1 - U_p)^{1/n}] / U_p \quad 5.2.6(5)$$

図 5.2.6(3)は、 $L_t = 1.37$, $St = 14$ である粘土地盤に盛土された場合の圧密途中における強度増加率 $(Cu/p)_t$ を U_p に対して示している。図中には、 $(Cu/p)_f$ と 5.2.6(4)式の n 値を用いた 5.2.6(5)式による計算値を記入している。

実際の地盤においても U_t は U_p よりも遅れ、 $(Cu/p)_t$ は一定でないこと、強度は圧密終了近くになって顕著に増加することがわかる。

これらのことから、圧密途中における粘土の強度増加を推定するためには、5.2.5(1)式の U_p の代わりに U_t を用いた 5.2.6(6)式を提案したい。

$$C_{ut} = C_{u0} + (Cu/p)_f \cdot \Delta p f \cdot U_t = C_{u0} + (Cu/p)_f \cdot \Delta p f \cdot [1 - (1 - U_p)^{1/n}] \quad 5.2.6(6)$$

$L_t > 1$, $St > 10$ である粘土地盤に大きな載荷がある場合、5.2.6(4)式の n 値は 2 ~ 6 である。

関西国際空港におけるサンドドレーン改良地盤の強度増加について、文献 3 には次のように記されている。「在来地盤では強度増加率 C_u/p_c は、0.35 ~ 0.4 と大きな値を示しているのに対し、載荷後初期の段階では C_u/p_c は急に小さくなり、0.30 よりかなり小さい。載荷後中期段階では C_u/p_c が 0.30 程度を示した後、後期段階では 0.30 より大きな値を示し、在来地盤の値に近づく。」

鉛直排水工法を利用する地盤改良工法においては、圧密による強度増加を 5.2.6(1)式によって推定されている。しかし、 $L_t > 1$, St の高い粘土の場合、圧密途中の強度増加は圧密降伏応力の増加、有効応力の増加より遅れるのである。

5.2.7 強度減少率

粘土地盤が掘削されると地下水面下の粘土は垂直応力の減少に応じた吸水膨張と強度低下を示す。中瀬ら¹⁾は κ , ϕ_e であらわされている Hvorslev の破壊基準を用いて膨張後の強度が次式で与えられることを示した。この式で $n=1$ とおくと膨張前の強度をあらわしている。

$$S_{un} = \frac{Kn^{1-\lambda} \cos \phi_e + \{K + A_n(1-K) \sin \phi_e\}}{n\{1 + (2A_n - 1) \sin \phi_e\}} p_c \quad 5.2.7(1)$$

ここに、 n : 過圧密比、 λ : C_s/C_c , K : 除荷時の静止土圧係数、 A_n : 破壊時の間隙圧係数、 p_c :

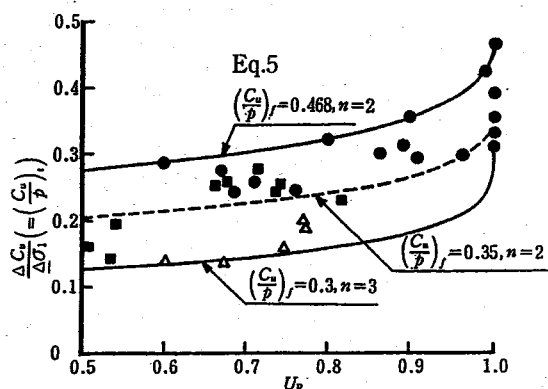


図 5.2.6(3) 圧密途中の強度増加率 $(Cu/p)_t$ と U_p (嘉瀬川ダム)

膨張前の圧密圧力

三田地ら²⁾は、正規圧密粘土の強度と上載圧力の比 S_{u1}/p_1 と過圧密土の強度と上載圧力の比 S_{un}/pn の関係として 5.2.7(2)式を与えた。

$$S_{un}/pn = (S_{u1}/p_1) n^{1-\lambda} \quad 5.2.7(2)$$

石原³⁾は $\lambda=0.1 \sim 0.5$ の値をとることが多いことをあげ、平均値は 0.36 という Mayne の研究のあ
ることを紹介した。さらに、 $1-\lambda=0.64$ であるから、

$$S_{un}/pn = (S_{u1}/p_1) n^{0.64} \quad 5.2.7(3)$$

の関係を示し、正規圧密粘土の S_{u1}/p_1 と n がわかれば過圧密土の S_{un}/pn が大略推定できるとしている。

5.2.7(3)式から、正規圧密度と過圧密土の強度比として、5.2.7(4)式を得る。

$$S_{un}/S_{u1} = n^{-0.36} \quad 5.2.7(4)$$

高山ら⁴⁾は、改良型一面せん断試験機を用いた圧密・膨張定体積試験の結果をもとにして、正規
圧密粘土地盤のせん断強さ S_u に対する膨張後のせん断強度 S_{un} の比 S_{un}/S_u を、5.2.7(5)式であらわ
した。

$$\frac{S_{un}}{S_u} = \frac{\kappa + A n^a \tan \phi_e n^{-\lambda}}{\kappa + A \tan \phi_e} \quad 5.2.7(5)$$

有明粘土の平均的な値、 $\kappa=0.149$ 、 $\phi_e=13.4^\circ$ 、 $A=0.668$ 、 $a=0.577$ および上載圧力と過圧密比
 $n=2 \sim 5$ を考慮して $\lambda=0.07$ を上式に用いると、5.2.7(6)式を得る。

$$S_{un}/S_u = 0.484 n^{-0.07} + 0.516 n^{-0.647} \quad 5.2.7(6)$$

さらに、実験結果を整理して、 S_{un}/S_u が次式であらわ
されること明らかにした。

$$S_{un}/S_u = n^{-\alpha} \quad 5.2.7(7)$$

図 5.2.7(1)は改良型一面せん断試験機による圧密・
膨張定体積せん断試験結果から α を求め、 w_L に対して
示している。有明粘土の場合、5.2.7(7)式の α 値は 0.2
～ 0.4 である。

液性限界が 102.8 %、塑性限界が 47.3 %、含水比が
132.5% 程度である有明粘土についての村岡⁵⁾の実
験結果からも、 α の値は 0.2 ～ 0.3 であることを
読みとることができる。

図 5.2.7(2)は、有明干拓有明工区のファームボ
ンド内と隣接農地の一軸圧縮強度の比較から決定
した強度比 S_{un}/S_u を過圧密比 n に対して示してい
る。図中には港湾の基準⁶⁾、5.2.7(6)式の結果を示
している。

水路などの建設においては、掘削直後よりも長
期間経過した後の方が危険である。設計時には粘
土の膨張にともなう強度低下を考慮したいもので
ある。

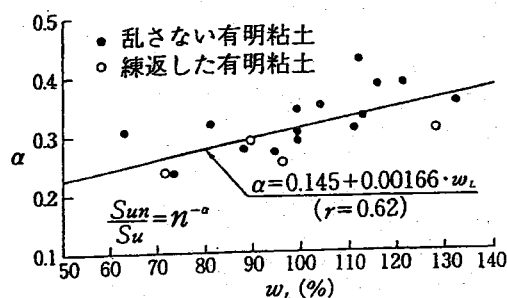


図 5.2.7(1) $\frac{S_{un}}{S_u} = n^{-\alpha}$ の α と液性限界

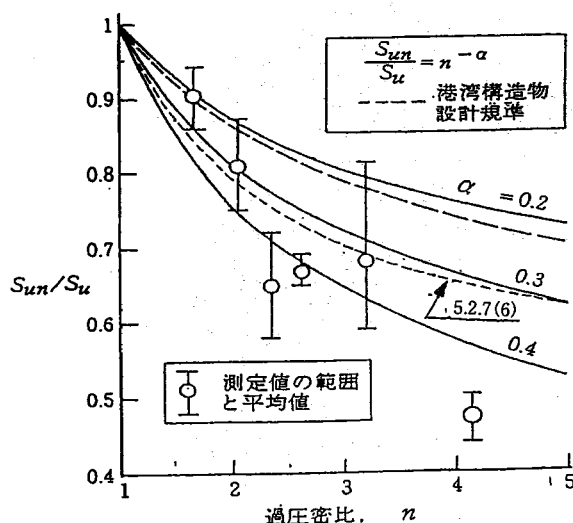


図 5.2.7(2) 強度減少率 (S_{un}/S_u) と過圧密比 (n)

引用文献

5.2.1 練返し強度

- 1) 高山昌照(1971) : 有明粘土のこね返し強さについて, 農業土木学会誌 39(7), 25 - 30
- 2) 北郷, 益田, 佐野(1968) : 液性限界測定法に関する研究(第3報), 土と基礎 15(12), 15 - 253
- 3) Skempton, A.W. & Northey, R.D. (1952) : The sensitivity of clays, Geotechnique 3(1), 30 - 5

5.2.2 練返し粘土のシキソトロピー的回復強さ

- 1) 藤川武信, 高山昌照(1974) : 練り返し粘土のチクソトロピー的回復強さについて, 農業土木学会大会講演会講演要旨
- 2) R.N.ヤン, B.P.ワーケンティン著, 山崎, 山内監訳(1972) : 土質工学の基礎, 92

5.2.3 強度異方性

- 1) 鬼塚克忠, 林重徳, 平田登喜男, 村田重之(1976) : 有明粘土の強度異方性, 土質工学会論文報告集 16(3), 111 - 121
- 2) 村岡嘉邦(1979) : 沖積粘土の強度異方性について, 第54回農土学会九州支部講演集, 77 - 80
- 3) 村岡嘉邦(1980) : 沖積粘土の強度異方性について, 第56回農土学会九州支部講演集, 221 - 224
- 4) 東 孝寛, 高山昌照(1985) : 有明粘土の強度異方性, 農土論集, 119, 39 - 47
- 5) 藤川武信, 高山昌照, 東 孝寛(1987) : 強度異方性を考慮に入れた有明粘土斜面の安定解析, 西日本工業大学地盤工学研究所報告, 第3号, 11 - 18
- 6) 高田直俊, 三笠正人, 辻本真一(1978) : 一面剪断 UU 試験による再圧密粘土の強度異方性, 第33回土木学会年次学術講演会概要集, 65 - 66
- 7) 西垣好彦, 三笠正人, 奥 敏明(1978) : 再圧密粘土の強度異方性に関する各種試験の比較, 第33回土木学会年次学術講演会概要集, 63 - 64

5.2.4 強度の速度依存性

- 1) 及川研, 八尋明彦(1998) : 第8章 粘性土の $c \cdot \phi$ - 関西国際空港の事例を中心に, N 値と $c \cdot \phi$ の活用法, 147, 地盤工学会
- 2) 村山朔郎, 柴田徹(1956) : 粘土のレオロジー的特性について, 土木学会論文集, 40号
- 3) 小宮康明(1975) : 九州大学大学院農学研究科修士論文「飽和粘土の圧縮強度に関する研究」, 藤川武信, 高山昌照, 小宮康明(1975) : 有明粘土 (飽和粘土) の圧縮強度に関する一考察, 第46回農土学会九州支部講演集
- 4) 半沢秀郎(1994) : アジアの海成粘土のせん断強度特性, 第39回土質工学シンポジウム-海底地盤と海洋施工技術-, 19 - 24

5.2.5 強度増加率

- 1) 及川研, 八尋明彦(1998) : 第8章 粘性土の $c \cdot \phi$ - 関西国際空港の事例を中心に, N 値と $c \cdot \phi$ の活用法, 152, 地盤工学会
- 2) 藤川武信, 高山昌照(1980) : 有明粘土の強度増加率, 農土論集, 90, 48 ~ 54
- 3) Bjerrum, L. and N.E. Simons (1960) : Comparison of shear strength characteristics of normally consolidated clays, Researchi conf. on shear strngth of cohesive soils. 711 - 726.
- 4) 星埜 和共訳 (1969) : 新版 テルツアギ・ベック 土質力学基礎編, 丸善株式会社, 101,

5.2.6 圧密途中における粘土の強度増加

- 1) 高山昌照(1984) : 圧密途中における粘土の強度増加, 農土論集, 109, 61 - 69
- 2) 三笠正人(1965) : 深層排水工法の設計と施工, 「土質改良工法」, 日本材料学会

- 3) 及川研, 八尋明彦(1998) : 第 8 章 粘性土の $c \cdot \phi$ - 関西国際空港の事例を中心に -, N 値と $c \cdot \phi$ の活用法, 158 - 159, 地盤工学会

5.2.7 強度減少率

- 1) 中瀬明男・小野正樹・勝野 克(1969) : 圧密および膨張による飽和粘土のせん断強度の変化, 港湾技術研究所報告, 8(4), 103 - 143
- 2) 三田地利之, 北郷繁(1976) : Change in undrained shear strength characteristics of saturated remolded clay due to swelling, 土質工学会論文報告集, 16(1), 45 - 58
- 3) 石原研而(2001) : 土質力学第 2 版, 184 - 187, 丸善
- 4) 高山 昌照・藤川武信・岡部為信・東 孝寛(1986) : 膨張および再圧密による飽和粘土の剪断強度の変化, 農土論集, 121, 47 - 56
- 5) 村岡嘉邦(1978) : 沖積粘土の圧密・膨張における強度について, 昭和 53 年度農業土木学会大会講演会講演要旨集, 362 - 363
- 6) 運輸省港湾局監修(1989) : 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 178, (社) 日本港湾協会

6. 斜面の安定

6.1 斜面崩壊にともなう強度の低下とその回復¹⁾

既設水路に杭柵工をほどこし、斜面肩とその背後に1.5 m の盛土を行い、試験水路は完成した。上
 載荷重に変化のないまま2か月経過した後、比較的長期間にわたって多量の降雨があった後に水路斜
 面は崩壊した。当地区の粘土層は、液性指数 1.6~2.0, せん断強さ 0.9~1.8 tf/m², 鋭敏比 20~
 40 の有明粘土である。土質詳細図とすべり破壊前
 後における水路断面を図6.1(1), (2)に示している。

斜面完成時における盛土材は $S_r=85\%$, $\gamma_t=1.76\text{tf/m}^3$, $C_u=0.9\text{tf/m}^2$, $\phi_u=6.5^\circ$, 斜面崩壊後の盛
 土材は $S_r=96\%$, $\gamma_t=1.81\text{tf/m}^3$, $C_u=0.6\text{tf/m}^2$, $\phi_u=0^\circ$ であった。この盛土材の飽和度の上昇に伴
 う C , ϕ の低下と単位重量の増加によって、安全率
 は 1.14 から 1.04 に減少した。

図6.1(3)は、推定すべり面およびその上下地点に
 おいて、シンウォールサンプリングを行った試料の
 一軸圧縮試験結果である。すべり破壊前の粘土層の
 せん断強さ ($S_u = q_u/2$) と深さ (z) の関係を見
 ると、 S_u は z の増大とともに直線的に増加してい
 る。しかし、 $z=-4.5\sim-4.8\text{m}$ におけるすべり直後、1
 か月経過後の S_u はこの傾向と異なり低い値を示
 している。すべり直後の S_u はすべり破壊前の S_u の
 5/10~6/10である。すべり破壊断面をそのまま放置
 し、1, 8, 13か月経過後に同一地点においてサン
 プリングを行い、強度の測定をおこな
 った。すべり面付近の S_u の変化は表6.1
 のようである。強度増加は有効上載荷
 重とすべり後の圧密降伏応力との差に
 基づく圧密圧力によるものと推定され
 る。

また、図6.1(3)に示したすべり直後
 におけるひずみ ϵ_t , 変形係数 E_{50} の深
 さ方向の変化から、すべり面付近では
 粘土の骨格構造に大きな乱れがあり、
 上方にいくに従いその乱れが少なくな
 っている。一方、すべり面より下にお
 いては粘土の骨組構造の乱れは比較的
 少ないことがわかる。

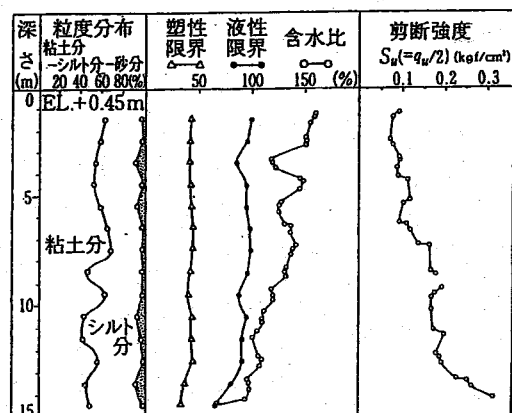


図 6.1(1) 土質詳細図

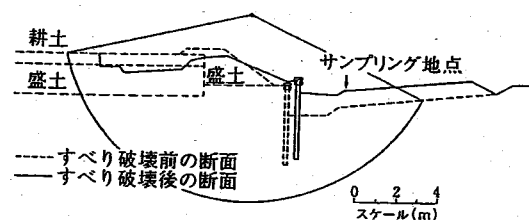


図 6.1(2) 水路斜面のすべり

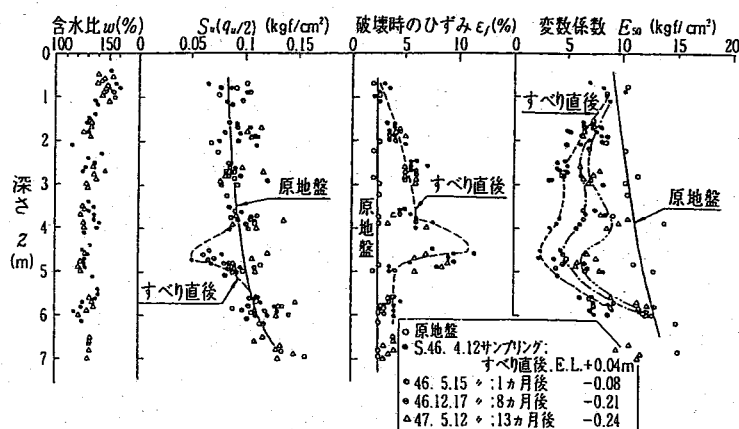


図 6.1(3) すべり破壊地点の一軸圧縮試験結果

表 6.1 すべり面付近粘土の強度の推移

	$S_u = q_u/2$ (tf/m ²)
すべり破壊前	0.9 ~ 1.2 (1.05)
すべり破壊直後	0.52
1 か月経過後	0.62 ~ 0.68 (0.65)
8 か月経過後	0.72 ~ 0.86 (0.84)
13 か月経過後	0.9 ~ 1.10 (1.0)

$z=4.7\text{m}$, () : 代表値

6.2 強度異方性地盤における水路斜面の安定

佐賀県佐賀郡川副町の用水路建設現場において、掘削水路斜面にすべり崩壊が発生した。崩壊は掘削完了直後であり、粘土の吸水膨張に伴う強度低下は生じていないとし、崩壊地点の土質調査結果に基づいて、強度異方性を考慮する場合としない場合について $\phi_u=0$ 法による安定解析 (Fellenius 法) を行った¹⁾。安定解析の方法と解析結果を以下に述べる。

5.2.3 項で述べたように有明粘土の非排水せん断強度 S_u は、せん断面の角度 α 、せん断方向の違いにより変化する。一面せん断試験から求まるせん断面の角度が α のときの非排水せん断強度 $S_{u\alpha}$ は、式 6.2(1) を用いて表すことができる^{1), 2)}。

$$S_{u\alpha} = S_{u0} (a \sin^2 \alpha + b \sin 2\alpha + 1) \quad 6.2(1)$$

ここに、 a, b : 強度異方性パターンを規定するパラメーター、 S_{u0} : $\alpha=0^\circ$ のときの S_u (水平せん断強度) である。式 6.2(1) においては、せん断面の角度 α がプラス (+) のときが主働せん断、マイナス (-) のときが受働せん断を表す。また、一面せん断試験における $\alpha = f$ (f は破壊角 (5.2.3 項参照)) のときの主働せん断強度または一軸・三軸圧縮試験における鉛直供試体のせん断強度を S_{uA} 、一面せん断試験における $\alpha = 90^\circ - f$ のときの受働せん断強度または一軸・三軸圧縮試験における水平供試体のせん断強度を S_{uP} とすると、水平せん断強度 S_{u0} とパラメーター a, b は、それぞれ $S_{u0} = S_{uA} \cos^2 f + S_{uP} \sin^2 f$, $a = -(S_{uA} - S_{uP}) \cos 2f / S_{u0}$, $b = 0.5(S_{uA} - S_{uP}) \sin 2f / S_{u0}$ のように表すことができる。

有明粘土の場合、図 5.2.3(1) に示すように試料の採取地点に関係なく、試料土の示す強度異方性パターンは同じであり、異方性の大きさも深さによる変動はあるが採取地点による違いは比較的小さい (図 5.2.3(4) 参照)。そこで、安定解析においては、B 試料 (採取地: 佐賀県杵島郡江北町) について的一面せん断試験結果から求めた S_{u0} に対する平均的な強度比に、式 6.2(1) を最小二乗近似して求めた強度異方性パラメーター ($a=0.09$, $b=0.24$)¹⁾ を使用した (図 6.2(1) 参照)。

安定解析では、非排水せん断強度 S_u として一軸圧縮試験から求めた非排水せん断強度 $c_u (=q_u/2, q_u$: 一軸圧縮強度) を使用した。有明粘土の場合、一軸圧縮試験における破壊角 f は約 60° であるから、 c_u が一面せん断試験におけるせん断面の角度 α が 60° で主働せん断の場合のせん断強度 S_{u60A} に対応すると考え、地盤が等方的に c_u に等しい強度を有するケース (1) ($a=0, b=0$) と、 c_u の異方性を 1.2m 以深で考慮するケース (2) ($a=0.09, b=0.24$) について解析を行った。図 6.2(2) は安定解析結果である。掘削深さは 3.2m、斜面の傾斜角は 30° であり、斜面肩の道路にはトラックなどの走行荷重として 1tf/m^2 の等分布荷重を与えている。安全率 F_s は、等方性地盤として解析したケース (1) のとき $F_s=1.11$ 、異方性地盤として解析したケース (2) のとき $F_s=0.95$ となり、強度異方性を考慮した方が安全率は 15% ほど小さくなった。両ケースの解析から求めた臨界円はほぼ一致し、斜面先破壊を示している。掘削斜面のすべりは斜面先破壊がひきがねであると想定されることから、解析結果はすべり崩壊 (破壊) の実状を比較的良好に説明している。

ここに示した安定解析例のように、有明粘土の非排水せん断強度の異方性が斜面の安定解析結果へ及ぼす影響はかなり大きい。しかしながら、 $c_u (=q_u/2)$ を非排水せん断強度 S_u とする現行の $\phi_u=0$ 解析法

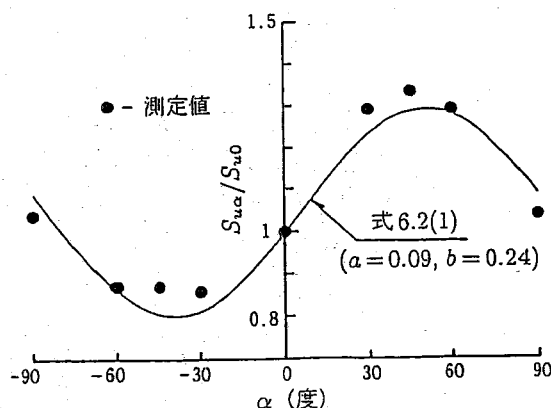


図 6.2(1) B 試料の強度異方性

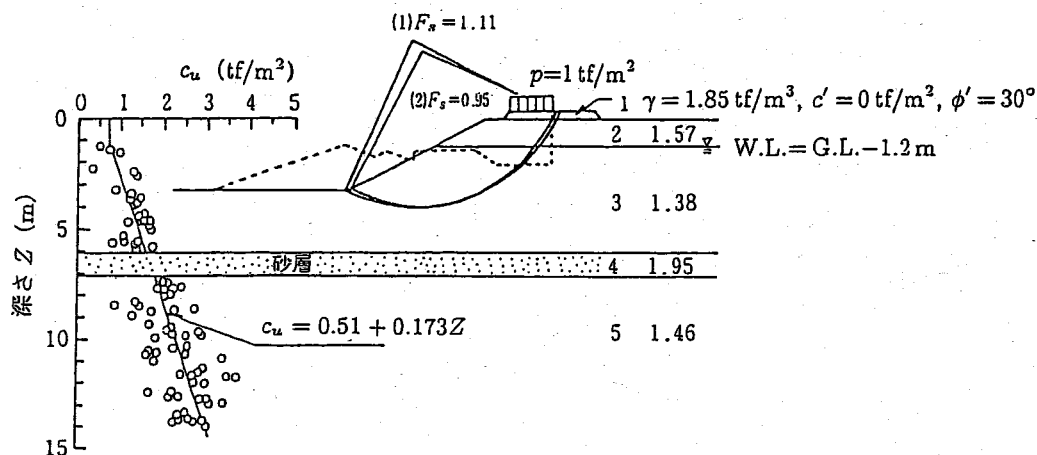


図 6.2(2) 水路斜面の安定解析結果

は、強度異方性をも含む各種の要因（試料の乱れ、時間効果など）が、互いに打ち消しあった釣り合いの上に成り立った実用的解析法である³⁾。実際のすべり破壊を説明するために、強度異方性のみを安定解析に取り入れることは、強度特性全体に対する配慮に欠けることにもなりうる。安定解析に強度異方性を考慮するに際しては、非排水せん断強度に関連する様々な要因とともに総合的に考慮すべきである。

6.3 地盤改良による水路斜面の安定

有明海沿岸平野部においては、圃場整備に伴う水路の整理統合に際して、水路の管理水位を田面より1m下げたうえに貯水機能を具備するため、水深2~3mの水路が建設されてきた。最近においては、この水路に防災機能をもたせるための改修が実施されている。

有明粘土表層のせん断強さは $0.3 \sim 0.7 \text{ tf/m}^2$ であり、単位重量は $1.3 \sim 1.4 \text{ tf/m}^3$ であるから、最大掘削深は1.3~2.8mである。斜面肩は道路として利用されるので素堀り水路では安定を保つことができない。従来から、2m以上の水路の掘削に際しては、図6.3(1)のように斜面先に杭柵を設ける、あるいは斜面内に松杭を打設するなどの対策がとられてきた。しかし、掘削中に、あるいは水路完成直後や2~3週間経過後に斜面崩壊が発生する事例も多く見られた。

対策として、①鉛直排水工による地盤改良、②鋼矢板腹起こし切り梁工法、③石灰による安定処理、④セメント系固化材による地盤改良等が実施された。現在は、③、④の地盤改良が多く用いられている。

図6.3(1)~(4)は藤川¹⁾が1987年にとりまとめた佐賀県白石平野における水路断面の変遷であり、次のように報告されている。「当地区の干拓地区内粘土は単位重量 $\gamma_t = 1.4 (\text{tf/m}^3)$ 、せん断強さ $S_u = 0.25 + 0.10z (\text{tf/m}^2)$ （ここに、 z : m）である。水路幅も広く、水路の斜面肩が道路になるため水深2mの水路でも素堀では、斜面の安定を保つことはできない。(2)の断面においては、田面側の杭柵に傾き

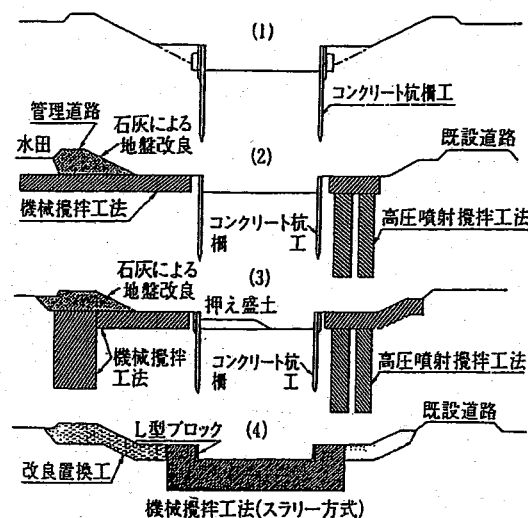


図 6.3(1) 佐賀県白石平野における水路断面の変遷

が生じた。(3)の断面では、水路完成後道路側の田面からすべりが発生した。(4)の断面は水路底と側壁を地盤改良し、掘削改良土で斜面を形成したもので、相当の実績を上げている。現在では、法面が安定していることからL型ブロックの保護工を取り除いている。当地区の粘土地盤の改良強度は4~5(tf/m²)である。既設道路下の改良は高圧噴射攪拌工法で行い、他の部分は機械攪拌工法(スラリー方式)によっている。」

水路底の全面改良は底生成物の生息に支障をきたすため、最近では、全面改良は避けられる方向にある。やむ終えず全面改良が行われた場合には、改良された水路底の上に現地土を15cm以上覆土することが行われている。覆土の効果は、改良後の生物調査によって認められている。

現在における水路の問題点は、常時湛水面上の斜面崩壊である。水面上の斜面には柱状、板状の乾燥亀裂が発達し、波打ち際において侵食が発達している。この侵食によって水際の斜面は削られて鉛直になり、道路の幅員が減少するとともに、水底に泥土が厚く堆積している。

このような現象は現地土の斜面、地盤改良の行われた斜面に関わらずに発生している。特に単純斜面において顕著である。対策の一つとしては、水路を複断面とし、常時湛水面下を木柵あるいはコンクリート柵工等で保護するとともに水平小段と上段の斜面を植生で保護する方法が採用されている。また、基礎地盤の安定性に問題がある場合には、地盤改良とコンクリート製品の組合せによって下段部斜面の安定を図り水平小段と上段の斜面には植生を利用する方法がとられている。

引用文献

6.1 斜面崩壊にともなう強度の低下とその回復

- 1) 高山昌照(1995): 農業土木と軟弱地盤対策—有明粘土地帯における軟弱地盤対策—, 農土誌 63(6), 57-64

6.2 強度異方性地盤における水路斜面の安定

- 1) 藤川武信, 高山昌照, 東 孝寛(1987): 強度異方性を考慮に入れた有明粘土斜面の安定解析, 西日本工業大学地盤工学研究所報告, 第3号, 11-18
- 2) 東 孝寛, 高山昌照(1985): 有明粘土の強度異方性, 農業土木学会論文集, 第119号, 39-47
- 3) *N* 値および *c*・ ϕ 編集委員会編(1992): *N* 値および *c*・ ϕ —考え方と利用法—, 土質工学会, 115-123

6.3 地盤改良による水路斜面の安定

- 1) 藤川正隆(1987): 軟弱地盤における水路工事の経緯と現在の施工法について, 第68回農土学会九州支部講演集, 117-120

7. まとめ

有明粘土は、液性限界が高く、自然含水比は液性限界以上であり、鋭敏比も高く、わが国を代表する軟弱粘土である。有明粘土が軟弱である原因は主要粘土鉱物がスメクタイトであることにある。

有明粘土地盤に盛土を行うと、沈下量は大きく、その沈下は長い期間にわたって継続する。干拓堤防を保全するための嵩上げにおいては、施工期間の間に沈下の大方が終了するように鉛直排水工法等の利用を考えて頂きたいものである。

新たな水路の建設、既存水路の補修の段階で斜面崩壊が発生する場合もある。調査・設計・施工の各段階において、有明粘土は鋭敏比の高い軟弱粘土であることを認識して欲しい。

本文においては、佐賀平野の生成過程と有明粘土の土質工学的性質について紹介した。しかし、未解決の問題も山積している。有明粘土に関わりのある方々と協力して問題点の解明に努めたいと考えている。

なお、本文は重力単位と SI 単位が混在している。新旧の原稿をとりまとめた結果である。ご容赦頂きたい。

白石平野における地盤沈下対策

佐賀県武雄農林事務所 田中利磨

1 はじめに

地盤沈下とは、私たちが生活している土地が知らず知らずのうちに沈んでいくという現象である。しかし、地盤沈下は地震や台風のように直接的にそして短時間に被害を及ぼすものではない。そのため、地盤沈下による被害は人々に認識されにくい現象であるが、長い時間をかけて道路や河川、水路などの公共施設をはじめとして、農地、農業用施設、家屋などに被害を与えつづけるものである。

白石平野は、その基礎地盤が有明粘土というきわめて軟弱な地質であったこと、また上水道・農業用水の水源を地下水に依存していたことから、全国でも有数の地盤沈下地帯となっており、現在も沈下が進行している。

また、白石平野はその大半が、干拓で造成された低平地であるため、高潮や洪水などの被害を蒙ってきたが、地盤沈下の進行によって、さらにそれらの災害に対する危険性が増大している。

そこで、佐賀県では、関係機関と連携し、嘉瀬川ダム(国土交通省)や筑後川下流土地改良事業(農林水産省)などの地下水に代わる水源開発事業を推進し、すでに地盤沈下により機能低下を来した農業用施設の機能復旧や被害を受けた道路、堤防などの公共施設の復旧のための事業を実施している。ここでは、白石平野の地盤沈下とその対策について報告することとしたい。

2 白石平野の成り立ち

白石平野は、有明海の最奥部西岸に位置し、約50,000haに及ぶ佐賀平野の一部をなしている。白石平野を含む有明海沿岸の平野は筑後川をはじめ六角川、嘉瀬川など数十の河川と最大6mにもおよぶ有明海の干満による堆積作用により自然陸化が進行したものである。

また、自然陸化のほか鎌倉時代には人工の干拓が行われた形跡があり、以降、室町、戦国時代と干拓が行われてきた。しかし、その技術も低く資本投入も少なかったことから、干潟に簡単な盛土を行う程度の干拓であった。このため、戦国時代末期(1600年)までの白石平野の生成は自然陸化に負うところが大きい。

しかし、江戸時代になり佐嘉藩が殖産政策として六府方^{ろふかた}を設置し、直接干拓事業に資本と労力を投入したことや豪農などが行う民営干拓事業を保護したことから、干拓による陸化が急速に進むこととなる。

また、干拓堤防の築造にも技術的進歩がみられ、石垣などを用い50ha～60haの大面积干拓を行った跡が現在も残っている。(新地、新開、搦、籠などの地名は当時の新田である)



*補説1・・・佐嘉藩は関ヶ原の戦いに際し石田三成を大将とする西軍に加担したため、日光東照宮の造営、

島原の乱での財政的負担が強いられ、その後は長崎港警護の負担が求められていた。

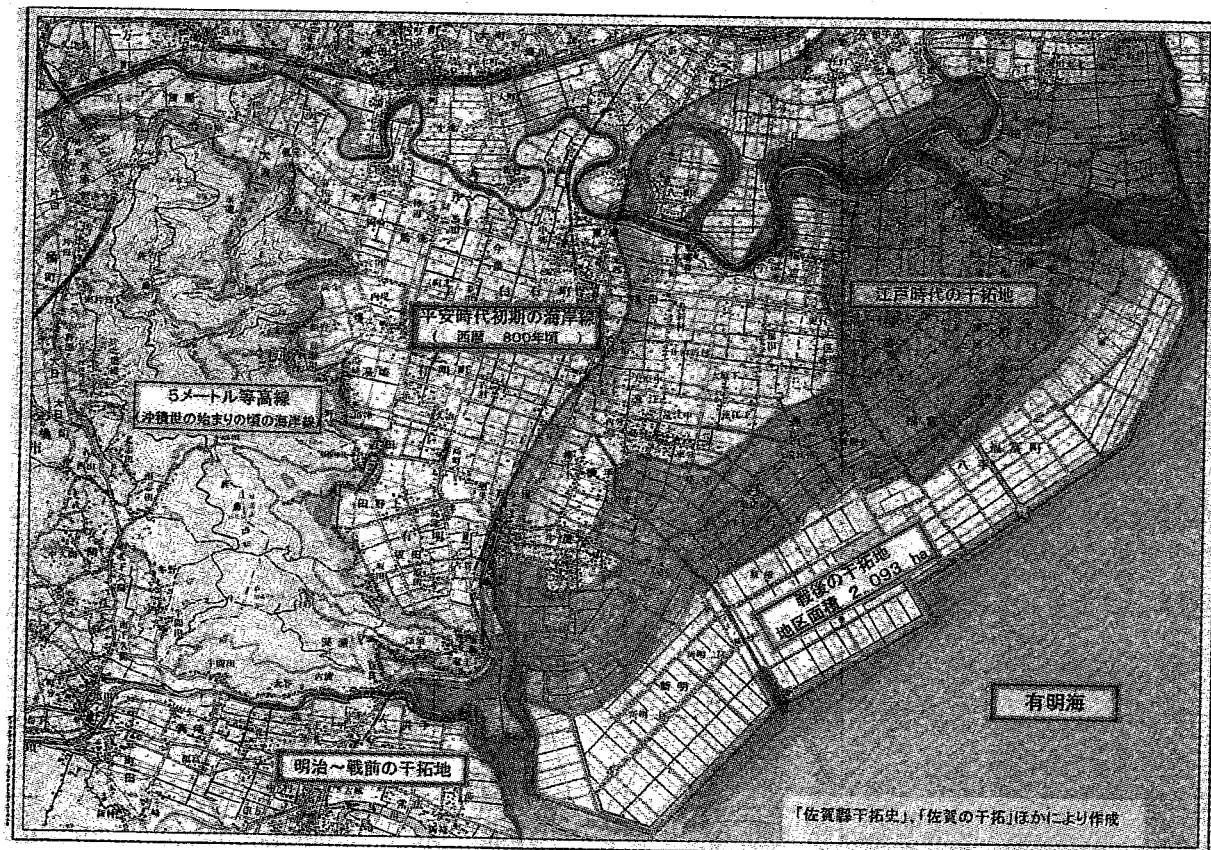
また、岡崎城主であった田中吉政が石田三成を捕縛した功により柳川藩主として赴任してきて、筑後川右岸の下田・芦塚地域、浮島地域、道海島地域を領有してしまった。このため、佐嘉藩の財政

が逼迫してしまい新田開墾、干拓、殖産に力を入れる事となる。

*補説2・・・六府方とは、尚書の六府に由来し 其の一山方、里山方 其の二牧方 其の三陶器方 其の四搦方 其の五貸付方 其の六講方 の6部局に分かれその中の搦方が干拓事業の監督・指導を担当していた。

明治時代以降になると、明治新政府の殖産興業政策と地主制度が認められたことで民営事業を中心に資本が投下された。昭和になってからは、干拓の技術も進歩し国の施策によって国営・県営としておこなわれるようになり、戦後は干拓事業の最盛期をむかえ、佐賀県だけで18地区が施工されている。そのうち白石平野では5地区が実施され、その地区面積は2,093haにも及ぶ。

図一1 白石平野の海岸線の変遷と干拓の進展



3 白石平野の農業用水確保の歴史

白石平野約10,000haのうち約5,000haは人工の干拓により造成された平野であり、背後の杵島山系が浅く水源として利用できる河川は少なく、農業用水は谷川の流水や山麓部の湧水群(代表的湧水池として「縫ノ池」がある)を利用していた。

しかし、農業用水は不足し度重なる旱魃により収穫皆無という被害にたびたびみまわれることとなる。このため、戦国時代末期から溜池の築造がはじまり、江戸時代になると干拓事業を推進するとともに農業用水確保のための溜池の築造に着手することとなる。

白石平野の農業用水確保のために築造された主要溜池は次のとおりである。

・嘉瀬川溜池

天正年間(1573～1519)須古呂主竜造寺信周^{のぶかね}の築造によるもので、明治、大正と改修を行い昭和33～34年に県営事業で堤塘嵩上げなどを行い現在にいたっている。

有効貯水量 361千m³ 須古土地改良区 受益面積475ha 組合員数413人

・永池溜池

寛永年間(1624～1642)に佐嘉藩家老成富兵庫茂安により築造されたもので、内の堤、中の堤、下の堤の3段溜池となっている。その後、干拓事業による農地の増加に伴う用水量の増加などで数度に亘る堤塘嵩上げ工事が行われているが、明治、昭和に台風の集中豪雨などにより2度の堤塘決壊を起こし下流側に甚大な被害を及ぼしている。このため、県営事業などで堤体補強などの工事を行い現在にいたっている。

有効貯水量 1,531千m³(内の堤、中の堤、下の堤)杵島土地改良区 受益面積1,992ha 組合員数1,835人

・梅ノ木谷溜池

享保～明和年間(1720～1768)に佐嘉藩の築造によるもので、天神前溜池、泉溜池、梅の木谷溜池の3段溜池となっていた。戦後昭和24年に最上段に新堤溜池を築造し、現在4段の溜池となっている。

有効貯水量 686千m³(天神前溜池、泉溜池、梅ノ木谷溜池、新堤溜池) 有明町土地改良区 受益面積644ha 組合員数742人

・焼米溜池

寛政年間(1799～1803)に佐嘉藩主鍋島治茂の治世に多久呂主多久茂鄰に築造させたもので、昭和初期堤塘嵩上げ工事を実施しているが、昭和48年から県営事業で取水施設、堤塘補強などの工事を実施して現在にいたっている。

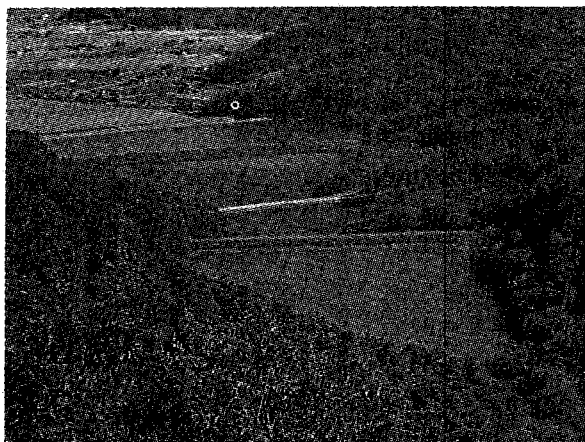
有効貯水量1,054千m³ 焼米土地改良区 受益面積775ha 組合員数844人

・朝日溜池(白石溜池)

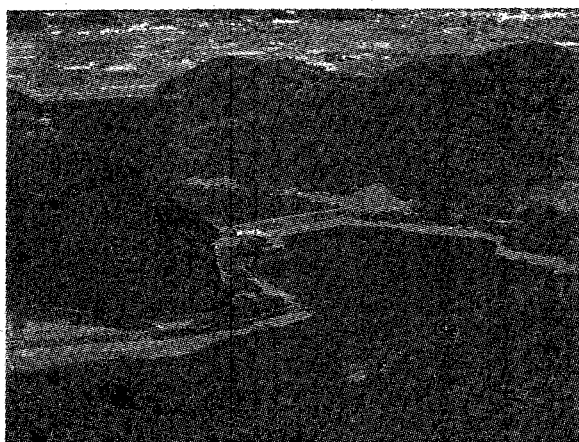
昭和15年から昭和19年まで県営白石北部用水改良事業により造成され、現在にいたっている。

有効貯水量 1,200千m³ 杵島土地改良区 受益面積1,992ha 組合員数1,835人

また、溜池の築造などによる農業用水の確保だけではなく、営農面での用水確保にも努められてきた。その方法とは「高畦(とうね)」と呼ばれる栽培方法である。裏作期間中の天水確保のために作物の畦間に水を貯め、代掻用水に利用するものである。作物としては、ソラマメ、エンドウ、菜種、麦が主であったが、収穫量は非常に少なく自家消費のための作付けであった。このことは、裏作を犠牲にして故意に湿田にしてまでも稲作の用水確保が図られていたことを示している。



梅ノ木谷溜池



永池溜池

4 白石平野の地下水開発

白石平野は、全国でも有数の穀倉地帯であるが、地形的要因などにより水源に乏しく慢性的な用水不足地域である。このため、江戸時代から農業用水の確保をどうするかというのが大きな課題であった。溜池の築造、地域内での用水路(クリーク)の建設、高畦栽培(圃場内用水貯留)など天水(雨水)をいかに無駄にせず、有効に利用するかということで努力されてきた。

しかし、自然陸化と佐嘉藩の殖産政策による干拓事業、明治以降の民間資本を導入しての干拓事業そして戦後の食料増産のための国策としての干拓事業により年々農地が拡大した。これが、さらに農業用水不足をもたらすこととなった。

このため、昭和初期から福富町海岸地域の干拓地区内で地下水を水源として利用するようになり、特に昭和14年の大旱魃を契機として地下水利用が進展し、昭和20年頃までには白石町、有明町の海岸地域全体に地下水利用がみられるようになる。さらに戦後になるとこれまでの牛・馬に代わって耕運機が導入され、農業の近代化、省力化の切り札として急速に普及していった。

ところが、耕運機の普及に伴い白石平野伝統の高畦栽培が姿を消していくこととなる。(冬季乾田化していないと耕運機がめり込んでしまい動けなく)そのため益々用水不足が深刻化することとなった。

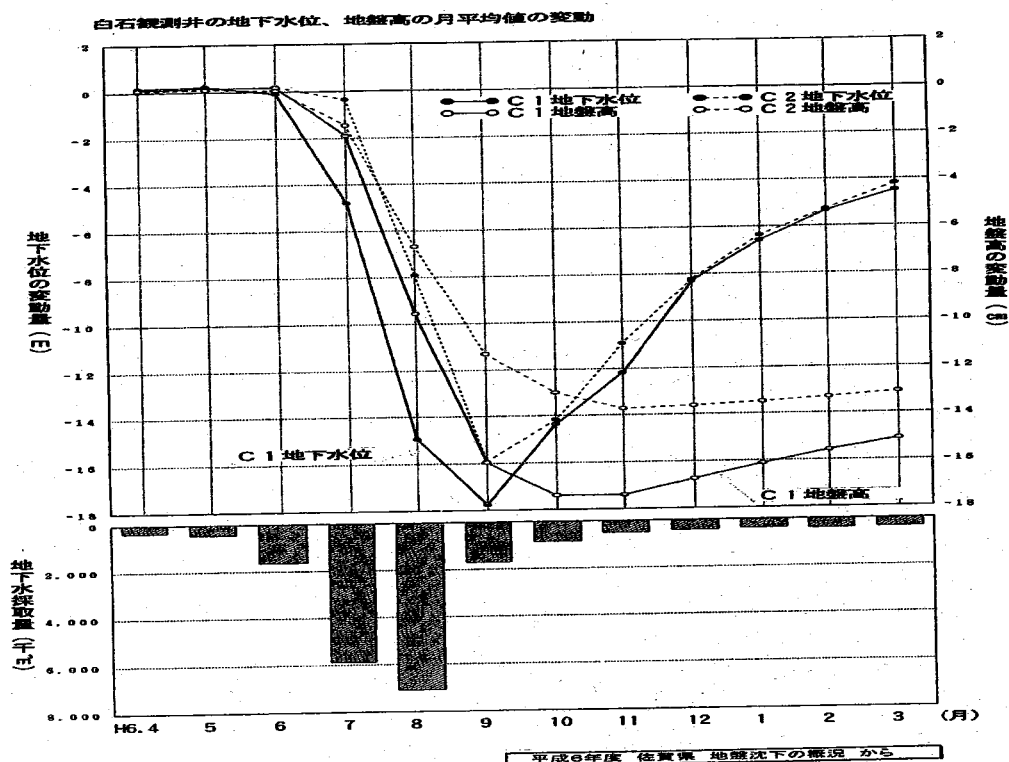
また、昭和30年代になり水中ポンプが開発されこれにより深層地下水の利用が可能となったため、地下水利用に拍車がかかるようになった。



5 地下水利用と地下水位の低下

白石平野は、農業用水確保のため高畦湛水が行われていたこともあり、地下水位が相当高く昭和初期の井戸では満潮時には自噴する井戸があったといわれている。しかし、昭和10年以降の深井戸による地下水利用が増加するにつれて徐々に地下水位が低下を始め、昭和33年の旱魃時には過剰汲み上げにより山麓部で4m、中間部で5m、海岸沿いで6mにまで低下した。

平成6年 白石観測井の地下水位、地盤高の月平均値の変動



*補説3...地下水位低下と井戸揚水機の改修

昭和初期に設置された揚水機は7psのヒューガルポンプ、昭和10年以降は10psのボアホールポンプとなったが、昭和30年以降には30psの水中ポンプというように、約30年の間に3回も取り替えられている。箇所によっては、2台に増設してある所もあった。これは地下水位低下による機種変更であり、ポンプの耐用年数期限内であるにもかかわらず改修を余儀なくされたことによるものであり、井戸の掘り替え、高出力ポンプへの交換などの再投資とメンテナンス、電気料金などの維持管理費の増大を招くものであった。

6 地盤沈下の発生と沈下による被害

白石平野は、10,000haからなる沖積平野で、その北部および西部は山地に囲まれ南部及び東部は有明海に面した沖積層である。その層は青灰色の粘土、またはシルト質粘土で一般に有明粘土層と呼ばれるきわめて

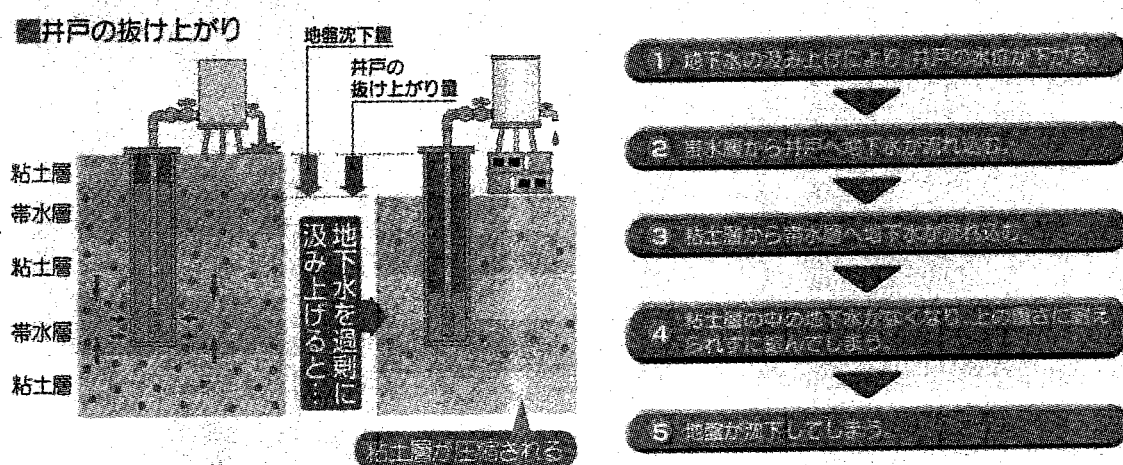
軟弱な層であり、その層厚は28mにも達し、平均20m程度である。その下層には砂、石礫、火山灰の互層からなる洪積層で層厚約200m程度である。

昭和初期には洪積層の上部6m前後の粗砂、中砂の層から採水していたが、塩水化が激しく利用不能になってしまい、現在は砂、石礫の互層である100mから200mの層を主要な地下水源として利用されている。

*補説4・・・地盤沈下発生メカニズム

地下には多量の地下水が貯留されている。その地下水は雨水や河川、水路などから地下に浸透することで供給されている。しかし、この供給量以上に地下水を汲み上げると地下水位が低下し、上の土層の荷重より粘土層中の水が帯水層に流れ込み地盤を支えていた間隙水圧が低下してしまい、粘土層が収縮してしまい、その結果地盤沈下が発生する。

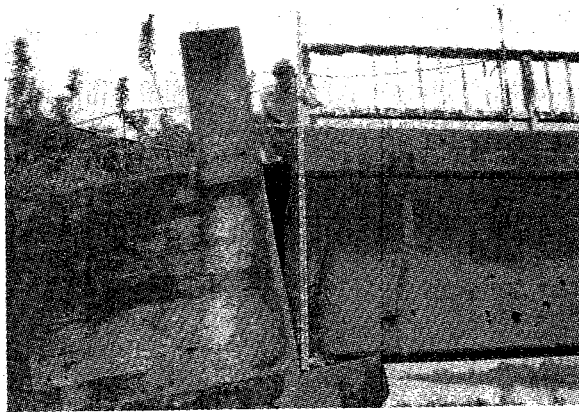
地盤沈下発生メカニズム



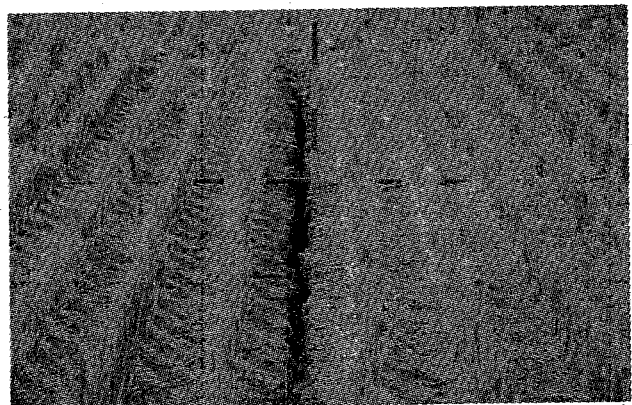
石平野では農業用水確保のため昭和初期から地下水に依存し、井戸が枯れる度により深く、より強力なポンプを数多く設置してきた。そのため、昭和29年頃から地下水位の低下、湧水の枯渇、続いて地盤沈下の発生が生じてきた。さらに、昭和33年以来再三の旱魃に対応するため深井戸の増設がおこなわれ地下水が過剰に汲み上げられた。その結果急速に地盤沈下が進行し大きいところでは、現在までに120cm以上の沈下量を示す地域もある。

地盤沈下は深井戸を中心にほぼ同心円状に沈下現象を起こしている。このため、水路や構造物が不等沈下を起こし、基礎杭を打った制水門や排水樋門、暗渠は「抜け上がり現象」を起こして著しい送水障害、排水障害を起こしている。もともと自然陸化と人工の干拓で出来た地域であるため平野部全体が低平であり地形勾配が緩やか(1/5,000~1/10,000)であるため排水条件が悪かった上に地盤沈下が発生したことにより、少しの雨でも湛水被害を蒙るようになっている。

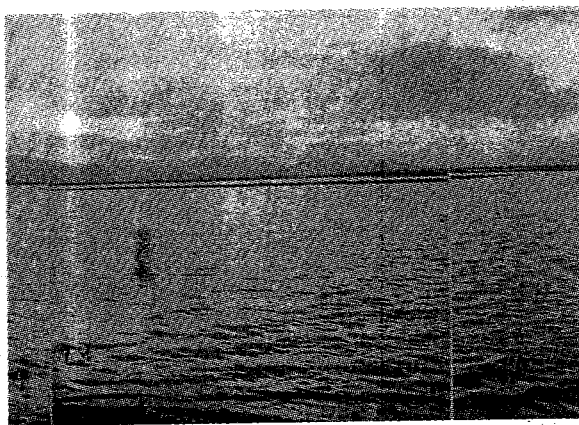
また、幹線水路の沈下や各種構造物の抜け上がりにより既存水源(溜池)からの送水に時間がかかり末端受益地の地下水依存度を高めている状況である。その他海岸堤防、溜池、道路、住宅などの地盤沈下による被害発生は白石平野全体の多岐にわたり、住民生活や生産活動に大きな影響を与えている。



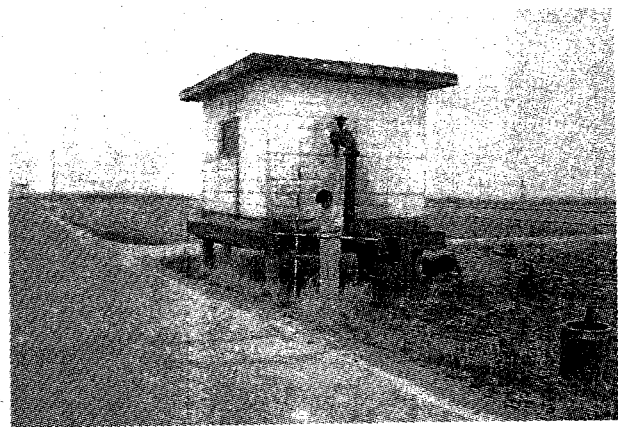
橋台が不等沈下を起こし通行不能になった橋梁



地下水の過剰汲み上げで亀裂が発生した水田

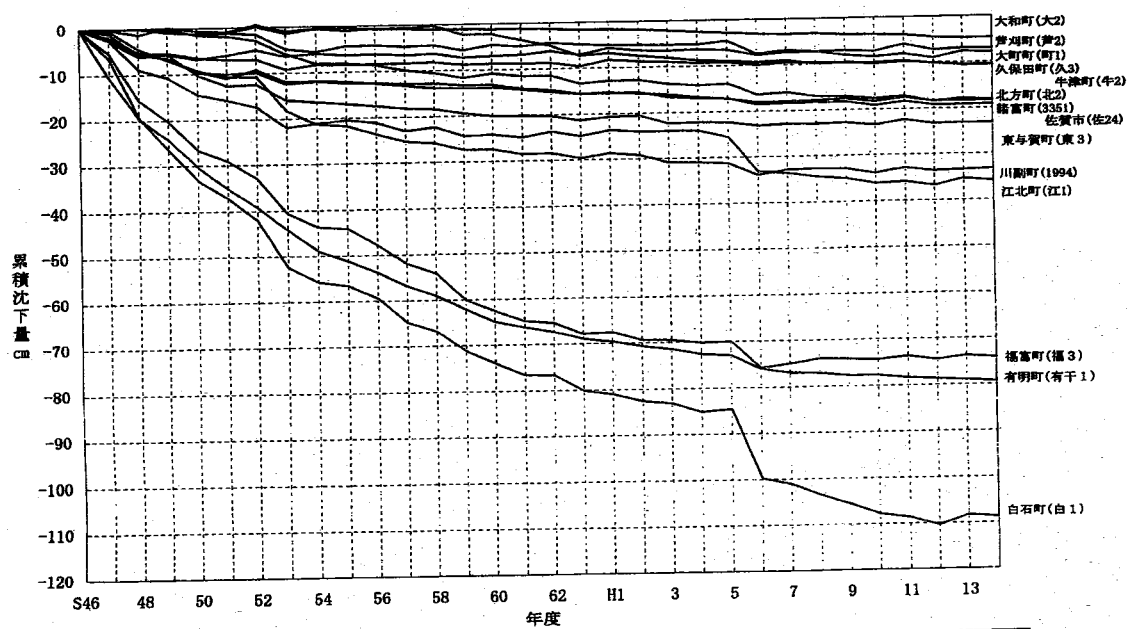


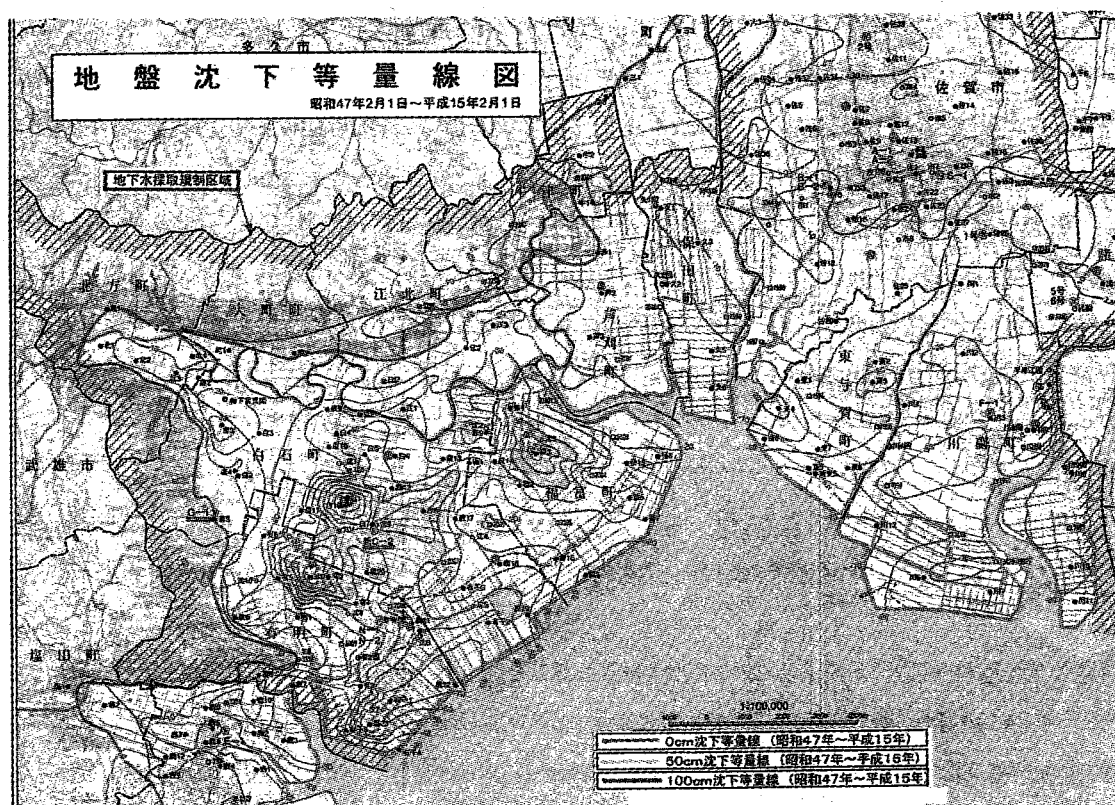
地盤沈下により排水不良となり湛水している水田



地盤沈下により抜け上がったポンプ場

図1 代表的な水準点における沈下量の経年変化





* 補説5・・・地盤沈下による社会資本の損失

「佐賀大学低平地防災センター編」低平地研究 No. 8 August 1999(佐賀平野の地盤沈下と社会資本損失)によれば、地下水利用は、地域社会に大きな影響を与えているが、一方では農業生産や住民生活を支えている。地盤沈下などの地下水利用による影響をマイナスと考えてみた場合、農業生産性の確保や地域住民の生活、企業の生産活動はプラスといえる。

まずプラスとしての農業粗生産額(白石町、福富町、有明町の3町で)は年間約180億円で、生産農業所得は約90億円である。また、地下水は、水道用水、工業用水としても利用されているが、水道用水として年間約12億円の経済的利益を与えていると考えられることから、白石平野地区における農業及び水道用水としての地下水揚水は、毎年約100億円の程度の生産性(経済的利益)を与えているといえる。

次にマイナスとしての社会資本損失については、1972年から1998年の26年間で126Km²の面積が、平均27cm沈下したことで、2,100億円の社会資本損失額があると試算されている。これを年平均社会資本損失額に換算すると約80億円となり、経済的利益と経済的損失を比較してみれば分かるように地盤沈下が白石平野にいか

白石平野での社会資本損失の概算

評価対象期間(1972年～1998年(26年間))

評価対象地域	沈下面積	平均沈下量	社会資本損失額	年平均社会資本損失額
白石平野	126 Km ²	27 cm	2,100 億円	80 億円

7 地盤沈下防止のための諸施策

昭和42年(1967年)公害対策基本法が制定され、公害とは「事業活動その他の人の活動にともなって生じる相当範囲にわたる、大気汚染、水質汚濁、土壌汚染、騒音、振動、地盤沈下(鉱物の採取のための土地の掘削によるものを除く)、悪臭によって人の健康または生活環境にかかわる被害が生ずることをいう」(典型7公害)と定義され、国及び地方公共団体は国民の健康を保護するとともに生活環境を保全するための所要の対策を講じることとされた。この趣旨を踏まえて、昭和50年から「地盤沈下対策事業」が創設され、土地改良法に基づいて所要の対策を講じることとなった。

また、昭和45年(1970年)11月いわゆる公害国会(第64回国会)において事業者の基準遵守の指導権限を全面的に地方に委譲し、上乗せ規制の規定を明確化することで地方自治体の権限が強化された。佐賀県では昭和45年「佐賀県公害防止条例」を制定し、さらに昭和49年公害防止条例を改正し地盤沈下につながる地下水採取を規制することとし、揚水機の吐出口の断面積の合計が21㎡を超える揚水施設等を設置している事業所に対して地下水採取量の報告を義務づけ、地下水採取量を調査している。平成9年には「佐賀県環境基本条例」を公布し、観測・調査を引き続き行い地下水位の低下に伴う注意報や警報を出して地下水利用の指導を行っている。

一方、国では地盤沈下防止等対策を総合的に推進するため、「筑後・佐賀平野地盤沈下等 防止対策要綱」を昭和60年4月に閣議決定し、平成7年に一部改正した。その要綱のなかでは、関係機関と協力し、地下水採取目標値を設定し、その達成のための規制、地盤沈下等の観測・調査、代替水源の確保・供給及び地盤沈下による被害の復旧等に関する措置を講じることとされている。

さらに平成16年度には、関係地方公共団体及び専門家からなる「筑後・佐賀平野地盤沈下等 防止対策評価検討委員会」で対策などの評価を行うとともに、今後の地盤沈下対策のあり方について検討がなされているところである。

地盤沈下防止に対する諸施策

観測・調査	地盤沈下量の観測	水準測量
	地下水位の変動の観測	観測井調査
	地下水採取量調査	観測井調査 地下水利用実態調査 佐賀県環境基本条例
地盤沈下防止	地下水採取規制 水源転換対策	佐賀県環境基本条例 ダムなどの建設 土地改良事業 水道事業
	地下水利用の削減・合理化	
被害復旧等	地盤沈下被害の復旧	地盤沈下対策事業等
	湛水災害の防止	河川改修事業等

8 県営地盤沈下対策事業「白石平野地区」の概要

(1) 経過

県営地盤沈下対策事業「白石平野地区」は、昭和50年に採択され、地盤沈下により機能低下を来した水路・溜池・橋梁などの農業用施設の改修を実施することとし、平成元年度に第1回目の計画変更を行い事業量・事業費の改定を行うとともに、「国営筑後川下流土地改良事業」の関連事業としての位置づけをおこない、国営導水路により嘉瀬川ダムから白石平野まで送水された農業用水を、末端圃場(20ha)まで配水するために必要な用水路の改修・新設(水源転換)を行うこととした。

しかし、地下水に代わる水源転換の対策が進んでいないことから、依然として地盤沈下が進行し湛水被害等が発生している。このため平成12年度に、排水機場・排水樋門の新設・改修を主な内容とする第2回目の計画変更を行い、地盤沈下が発生する以前の旧況までの効用の回復を行う事業を実施している。

(2) 事業内容

1) 水源転換

水源を地下水から地表水に転換するために必要な用水路などの施設を新設・改修。

2) 機能復旧

地盤沈下により機能が低下した農業用施設(機能低下率30%以上)を従前の機能まで回復する工事。

(ア) 不等沈下により通水能力が低下した用排水路の新設・改修。

(イ) 不等沈下により堤体に被害をうけ堤体が沈下してしまい漏水が著しく、放置すれば決壊の恐れのある溜池の復旧。

(ウ) 橋台・橋脚などの抜けあがりのため通行不能になった橋梁の復旧。

(エ) 地盤沈下により湛水被害を受ける農地を従前の状態に戻すために必要な排水路・排水機場など排水施設の新設・改修

(3) 受益面積

(単位:ha)

町 名		北方町	大町町	白石町	福富町	有明町	計
面 積	水 田	220. 4	145. 6	2, 766. 2	990. 7	1, 504. 6	5, 627. 5
	畑	—	—	66. 6	375. 7	73. 7	516. 0
	計	220. 4	145. 6	2, 832. 8	1, 366. 4	1, 578. 3	6, 143. 5

(4) 事業量・実施状況

区 分	工 種	全体事業量	平成15年度まで	平成16年度以降
水源転換	用排水路	L= 25, 731m	L= 17, 759m	L= 7, 972m
	揚水機場工	N= 25箇所	N= 25箇所	
機能復旧	用水路工	L= 18, 672m	L= 12, 932m	L= 5, 740m
	用排水路工	L= 132, 018m	L= 129, 442m	L= 2, 576m
	排水樋門工	N= 2箇所	N= 2箇所	

機能復旧	溜池工	N= 1箇所	N= 1箇所	N= 5箇所 N= 1箇所
	橋梁工	N= 4箇所	N= 4箇所	
	貯水池工	N= 1箇所	N= 1箇所	
	排水機場工	N= 6箇所	N= 1箇所	
	調整池工	N= 1箇所		

(5) 工期

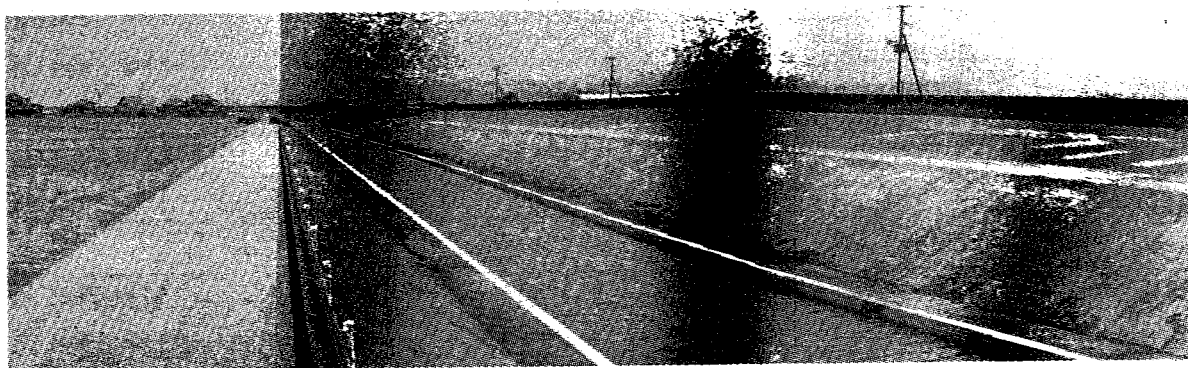
昭和51年度 ～ 平成23年度

9 関連事業

名 称	事 業 名	事 業 主 体	工 期
嘉瀬川ダム	嘉瀬川ダム建設事業	国土交通省	昭和48～平成23
導水事業	国営筑後川下流土地改良事業	農林水産省	昭和51～平成23
	国営筑後川下流白石土地改良事業	農林水産省	昭和55～平成12
	国営筑後川下流白石平野土地改良事業	農林水産省	平成12～平成23
基幹排水施設	国営筑後川下流白石土地改良事業	農林水産省	昭和55～平成2



地盤沈下により機能低下した水路



機能復旧した水路

9 各種施策による効果

白石平野の地下水利用は、農業用水にとどまらず水道用水・工業用水にも利用されてきた、その利用量は農業用水として年平均約250万m³～280万m³、上・工水として約370万m³～400万m³が揚水されていた。このため、上・工水の地下水から地表水への水源転換として佐賀西部広域水道企業団(1市7町1企業団)による嘉瀬川からの供給が、平成13年4月から開始され、平成13年度の上・工水の揚水量が8万m³にとどまった。

また、筑後川下流土地改良事業による有明排水路、地盤沈下対策事業や圃場整備事業などによる用排水路の築造による地区内貯留能力の向上(昭和50年当時の貯留能力約50万m³ 平成12年時点230万m³)。

県単独事業の地域間調整円滑化対策事業(県内中山間地域の転作目標面積を再配分し、中山間地域の水稲生産の確保をはかり、平坦地域の転作作物の生産促進を図る事業、白石平野で約40haを実施。)、セタコシヒカリの作付け推進による水需要の平準化などにより農業用水の地下水利用量の減少がもたらされ、平成13年度の農業用水として187万m³の揚水にとどまったこと等により、平成14年4月には昭和33年以降枯渇していた白石町川津「縫ノ池」の湧水が約40年ぶりに復活した。

湧水が復活した「縫ノ池」では、地区住民による「縫ノ池湧水会」が結成され池の清掃作業が定期的に行われるようになった。また、湧水は厚生労働省の「おいしい水」の基準をみたし、汚染物質やカビ臭などないことが水質検査で確認されたことから、湧水を使った茶会が開催されたり、湧水を使ったオリジナル焼酎を発売したりと新しいコミュニティが形成されている



「縫ノ池」の清掃作業



「縫ノ池」で開催された茶会

10 今後の課題

このように、地盤沈下を防止し、農業用水の安定供給を図るため、特定多目的ダムである嘉瀬川ダムに農業用水を確保し「国営筑後川下流土地改良事業」により造成された施設により白石平野に導水し、「地盤沈下対策事業」や「圃場整備事業」などで整備した施設により用水不足と排水不良を解消し、地域の生活基盤・生産基盤に影響を及ぼす地下水から地表水への転換を図り、農業生産性の向上と農業経営の安定化を図ることとしている。

しかしながら、現在は白石平野の農業用水は主に溜池及び地区内のクリークと地下水に依存し、反復利用することで用水が賄われている。このような農業用水の利用の実態に加えて生活雑排水の流入が水質悪化の原因となっている。平成6年から平成11年のかんがい期に白石平野地区内23地点で行った水質調査結果によれば、農林水産省が定める農業(水稲)用水質基準(T-N(全窒素)1mg/l)を超える濃度が観測されている。

福富町下区地区(平成7年)

水質項目	採水日	No, 1	No, 2	No, 3	No, 4
T-N mg/l	7月24日	3.00	3.30	2.00	2.70
	8月16日	1.60	1.50	2.30	3.00
	9月5日	2.40	3.20	3.20	2.60

また、農業用水を地下水から嘉瀬川ダムに水源を転換した場合、用水の反復利用の減少とダムからの送水による希釈効果によりある程度の水質改善効果が期待できるが、地域のクリークの配置状況、水路規模などについて見てみると、集落内の水路は規模が小さく流量も少ないことから水質改善効果があまり見込めない区域もある。また、各町では農業集落排水事業、公共下水道事業、合併処理浄化槽設置事業などが行われているが、白石平野地区6町での汚水処理人口普及率は30%弱に留まっている。今後、地下水に代わる用水の確保とともに水質の確保のための汚水処理事業の白石平野全域での実施が必要であると考えている。

汚水処理人口普及状況(平成16年3月31日現在)

町名	人口	処理人口	普及率(%)	町名	人口	処理人口	普及率(%)
北方町	8,767	2,379	27.1	白石町	13,522	1,509	11.2
大町町	8,295	1,674	20.2	福富町	5,665	3,204	57.3
江北町	9,758	4,815	49.3	有明町	8,944	2,250	25.2
				合計	54,95	15,873	28.9

11 おわりに

近年、農地及び農業用施設の持つ多面的機能として国土の保全(土壌浸食防止、洪水防止機能など災害防止機能)、水源涵養、自然環境の保全、良好な景観の形成、文化の伝承、地域社会の活性化などが挙げられているが、白石平野の地盤沈下対策が公害防止対策に留まることなく、多様な地形、多様な農産物、山裾に点在する歴史遺産など豊かな地域資源を活用して経済的発展、文化的発展、社会的発展など農村地域の活性化を図れるよう国営筑後川下流土地改良事業はじめ、地盤沈下対策事業など農業農村整備事業の推進を図っていききたいと考えている。

最後に、本報告を作成するにあたり資料の提供をいただいた関係機関、関係者の方に深く謝意を表します。

参考文献

- 1 佐賀縣干拓史
- 2 佐賀県の干拓
- 3 佐賀県 環境保全の概況
- 4 佐賀県土地改良史
- 5 「佐賀大学低平地防災センター編」低平地研究 No. 8 August 1999
(佐賀平野の地盤沈下と社会資本損失)

「低平地の排水対策－海岸保全事業七浦地区フラッシュ対策」

佐賀県鹿島農林事務所 森田敏夫

1. はじめに

有明海沿岸地域においては、干潟の発達に伴う排水樋門のミオ筋閉塞等による背後地の排水不良が大きな課題となっている。この対策としてはミオ筋の確保が有効と考えられ、その一手法である「フラッシュ対策」の有効性を把握するため、佐賀県では平成10年度から県営海岸保全事業七浦地区（図-1）の浜樋門で試験施設による実証に取り組んだ。その結果、フラッシュ対策施設によるミオ筋維持の有効性が確認されたのでここに紹介する。

2. 干潟排水対策の必要性

2.1 有明海の現状

有明海は、九州西部に位置し、福岡、佐賀、長崎、熊本の4県に囲まれる約1,700km²の内海である。干満の差は5m以上（我が国最大）で、干潮時には海岸線から5～7kmの沖合まで干潟となって露出する。佐賀県が位置する湾奥部の住ノ江地点では、最大で6mを超える日本一の干満差が観測されている。

湾奥部には、こうした潮汐や地形の影響を受けた潮流が存在しており、筑後川をはじめ嘉瀬川、六角川等の大小河川から運び込まれた土砂が、この潮流によって運搬され湾奥部全体の沿岸域に堆積し、広大な干潟を形成している。

浮泥の堆積は、地域によって異なるが、多いところでは年間5cm以上も堆積が生じている。この自然界の旺盛な造陸活動によって、海岸堤防の前面に年々堆積する浮泥は、やがて小潮の満潮時にも水没せず露出する程になり、背後地は次第に排水不良となってしまふ。このような状況を打開するため再び干拓を前面に行い、農地造成とともにこれらの問題を解決してきた。

有明海では、堤防に囲まれたひとまとまりの水田が鱗のように並んで次々と海に向かって付け足されており、「50年に1干拓」という言葉が言い伝えられているとおり、干拓適地というより干拓はむしろ宿命的なものと一般に認識されている。

佐賀平野では、面積5万haのうち、実に1万7千haが人工的に造成された干拓地であり、干拓によって図-3に示すような鋸状の地形となり、平地の高さより満潮位が高くなっている。

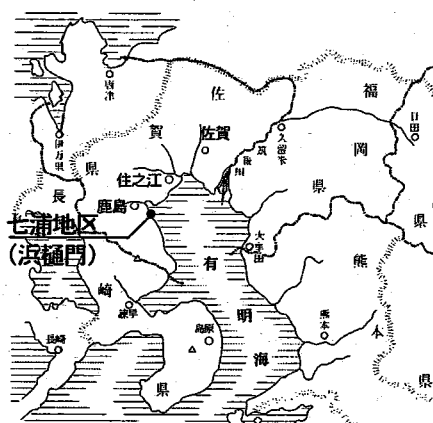


図-1 七浦地区位置図

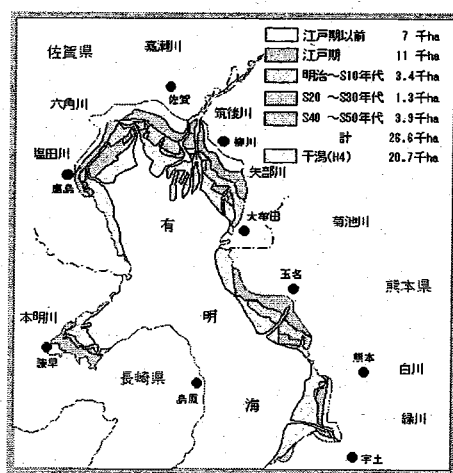


図-2 干拓の歴史

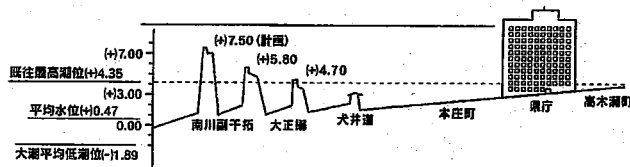


図-3 潮位と堤防と平野の高さ

2.2 有明海沿岸地域における対策の必要性

有明海沿岸地域における干潟は、現在も自然に発達し続けているため、ミオ筋の埋没や干潟の標高が堤防内の背後地より高くなる現象が生じた結果、

① 樋門の自然排水能力の低下や開閉の支障（閉塞樋門2ヵ所：七浦地区、福富地区）

② 堤防内の背後農地における排水不良や出水時の湛水被害

等が大きな問題となっている。

このような状況を踏まえ、干潟の発達による背後農地の排水障害を解消するための有効な排水対策手法の検討を行う必要があった。

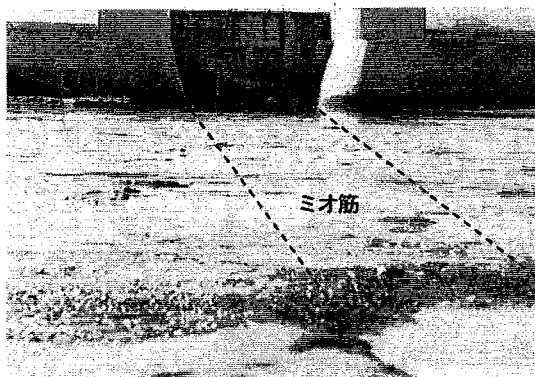


写真-1 浜樋門ミオの堆積状況（樋門前面）

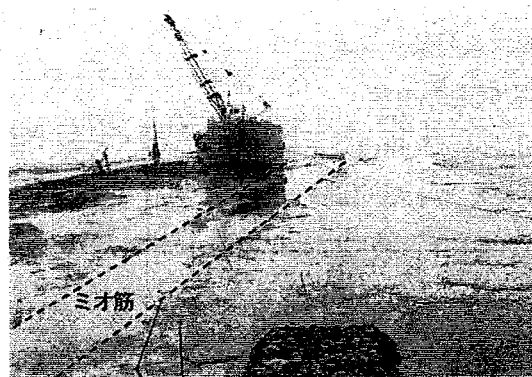


写真-2 浜樋門ミオの維持管理状況（浚渫）

3. 干潟排水対策の調査・検討経緯

干潟排水対策は、平成6年～平成9年度に九州農政局有明海岸保全事業所による排水対策調査・検討、平成10年～平成14年度に佐賀県による試験施設の計画、設計、施工、観測を行っている。以下に、調査・検討の経緯を示す。

(1) 干潟排水対策調査検討委員会：九州農政局 有明海岸保全事業所

年度	調査・検討項目	調査・検討結果
H6	有明海、八代海の現状把握	・問題点の整理、干潟の類型化（泥干潟、砂干潟） ・対策の方向性：泥干潟ではフラッシュを主とした対策が有効
H7	泥干潟の対策調査	・有明（白石）樋門での調査計画検討
H8		・七浦干拓浜樋門（フラッシュ対策実施地区^{*)}での調査、観測：ミオの堆積、フラッシュ効果、フラッシュ時の流況、土質調査等 ・室内実験：侵食メカニズムの把握（潟土含水比と限界流速の関係、流速・含水比・侵食量の関係）
H9		・フラッシュ対策施設計画手法（シミュレーション手法）の策定 ・干潟（泥干潟）排水対策手法技術指針（案）の作成

^{*)}七浦干拓浜樋門では、既存海岸保全施設（潮遊池、樋門）を利用し、管理人によるゲート操作でミオ筋維持を行っていた。

(2)干潟排水（フラッシュ対策）検討委員会：佐賀県

年度	調査・検討項目	調査・検討結果
H10	フラッシュ対策施設の 計画・設計 フラッシュ対策施設工事	・対策工設置場所、構造：海側に設置、1重鋼矢板締切（4方締切） ・タイドプール規模：天端高 TP.1.5m、締切面積1,000 m² ・ゲート構造、操作方法：浮体式転倒ゲート、天文潮を用いた無人 力自動操作 ・タイドプールからミオへの流れの模型実験：ミオの偏流を軽減す る導水路形状の確認、導水路下流端の合流工形状の決定 ・タイドプール締切工設置
H11	フラッシュ対策施設工事 観測計画 フラッシュ効果の確認調査	・タイドプール締切工、ゲート工、操作室、附帯工設置 ・観測計画書の作成 ・タイドプール面積1000 m²、水深1.5mでの確認調査 ・ゲート調整、ミオ断面整形
H12	フラッシュ効果の確認調査	・CASE. I (H12.3～H13.4)：タイドプール面積1000 m²、水深1.0m ・タイドプール面積を600 m²に変更(H13.7) ・CASE. II (H13.8～H13.11)：タイドプール面積600 m²、水深1.5m ・CASE. III (H13.12～H14.9)：タイドプール面積600 m²、水深0.8m - 結果：CASE. I、IIではミオ断面を維持、CASE. IIIでは堆積傾向 ・ミオの堆積厚さは5cm/日 ・シミュレーションによるフラッシュ効果と現地観測結果が一致 ・対策施設計画案
H13	面積変更工事	
H14	堆積状況調査 施設規模の確認 他地区への適用	

4. フラッシュ対策施設

4.1 海岸保全事業 七浦地区の概要

県営海岸保全事業七浦地区は、佐賀県鹿島市に県が施工した代行干拓七浦地区（昭和21～49年竣工、面積130ha）の堤防整備（堤防延長L=2,979m）を昭和50年度より現在まで行っている地区である。背後農地の地形は約1/1000勾配、標高は(±)0.0m～(+)1.0mの低平地帯で、水田、畑として土地利用がなされている。

この干拓地の排水樋門は、当初、干拓地区内の最も地盤標高の低い場所に設置されていた（七浦樋門）。しかし、樋門前面に潟土が堆積し樋門としての機能を果たさなくなったため、昭和56年に新しい樋門（浜樋門）が設置された。この新しい樋門は、沖合約140mに河川のミオ筋があり、このミオ筋と樋門の間を人工ミオで接続し排水を行っている。

この樋門でのミオ筋維持方法は、当初浚渫を行い維持していたが、維持管理費の問題から樋門前面に堆積した浮泥を以下の方法で排除して、自然排水がスムーズに行われるようにしていた。

- ① 潮遊池にフラッシュ用の水が豊富にある場合は、干潮時に樋門ゲートを開けて堆積した浮泥をフラッシュして排除する。

- ② 貯留量が少ない場合は、大潮の上げ潮時に樋門ゲートを開けて海水を潮遊池に流入させ、潮遊池が満水になった時に樋門ゲートを閉め地区内に一時貯留する。次の干潮時にゲートを開けて樋門前面に堆積した浮泥をフラッシュして排除する。

なお、この方法は、大潮から大潮の間（約15日間）に1～3回、上げ潮から次の干潮までのほぼ6時間毎のゲート操作により行われ、多大な維持管理労力が強いられていた。

4.2 フラッシュ対策施設（試験施設）の概要

(1) 試験施設の概要

七浦地区のフラッシュ対策施設（試験施設）は、海岸堤防前面に鋼矢板で囲んだタイドプールを設置し、満潮時に貯留した海水を干潮時に放流（フラッシュ）することによって、樋門のミオ筋に堆積した潟土を除去するものである。

施設の全景を写真-3、施設概要を図-4に示す。



写真-3 フラッシュ施設全景
(フラッシュ状況、手前が浜樋門ミオ)

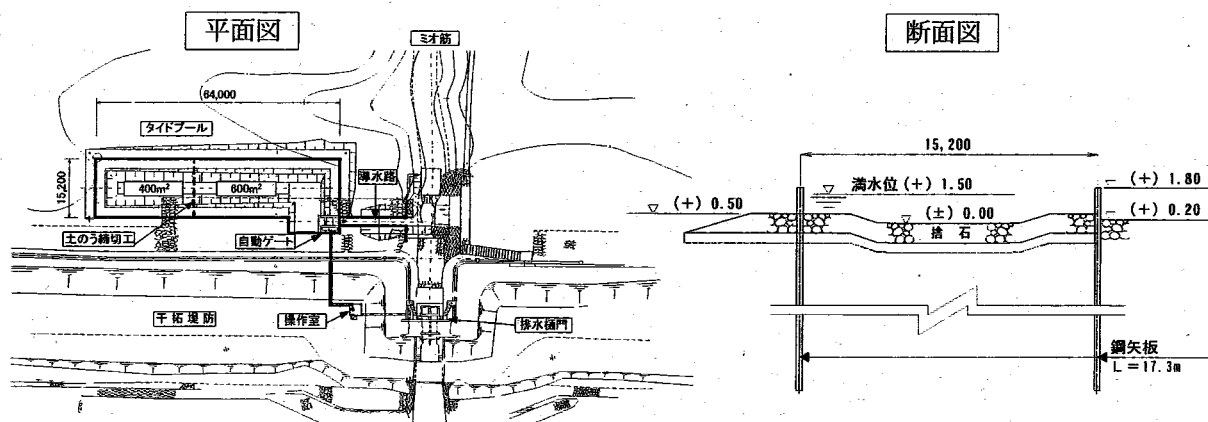


図-4 フラッシュ対策施設の計画図

○タイドプール 面積 $1,000 \text{ m}^2$ (幅 $15.2 \text{ m} \times$ 延長 $64.0 \text{ m} = 972.8 \text{ m}^2$, $4.0 \text{ m} \times 8.3 \text{ m} = 33.2 \text{ m}^2$)

満水位 T.P. +1.5m、鋼矢板護岸 (L=17.3m、重防食加工 (ウレタンエラストマー)、止水剤 (水膨張性ゴム)、根固工 (捨石、厚さ 0.5m)

○自動ゲート 浮体式転倒ゲート (幅 2.0m、高さ 1.5m)

*本施設は試験施設であるため、タイドプール満水位、面積は、それぞれ TP. 1.5～0.8m、 $1000 \sim 600 \text{ m}^2$ に可変可能な構造としている。

- 導水路 延長16.8m、幅2.0m、鋼矢板護岸 (L=15.0~16.0m)、路床 (捨石、布団籠)
- 監視システム 水位計：2ヶ所 (樋門前：超音波式、タイドプール内：圧力式)、パソコン (操作室)：水位、ゲートの作動状況及び故障等の表示、記録

(2) 試験施設の施工概要 (平成10~11年度)

試験施設の施工概要を表-1に示す。

表-1 試験施設の施工概要

工事	施工概要
タイドプール工	台船上の40tクレーンにより鋼矢板打設 (L=17m)、根固工 (捨石) の施工を行った。 作業は潮間工事となり、鋼矢板打設は導材 (導枠) を設置して施工した。
ゲート工	ゲート躯体工、ゲート据付は二重締切によるドライ施工とした。
導水路工	タイドプール工の施工と同様。

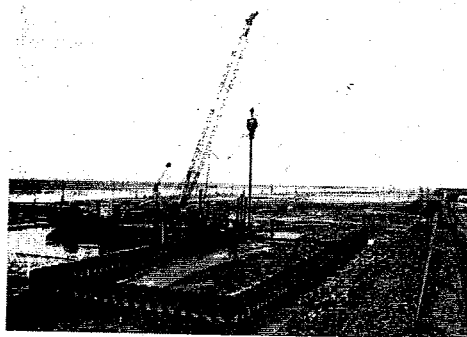


写真-4 鋼矢板打設状況

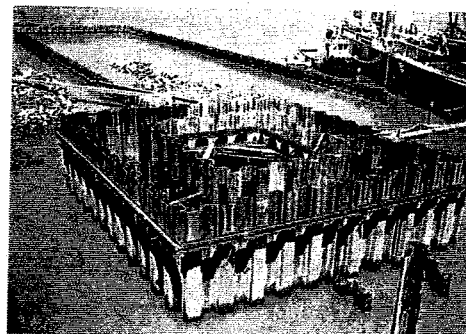


写真-5 ゲート部の締切状況

(3) フラッシュ対策及び試験施設の特徴

フラッシュ対策は、タイドプールを設置して上げ潮時に海水を流入させて一時貯留し、1日2回の干潮時にゲートを開扉してミオ筋に堆積した潟土を流水の掃流力で洗い流す (フラッシュ) 管理を行うことにより、ミオ筋を維持し自然排水能力を保持する排水対策手法である。この手法は、干潟の特性を考慮した以下の特徴を有する。

- ① 泥干潟は、微細粒子で形成され、常に粒子の巻上げ、沈降・堆積が繰り返されている。堆積した潟土は時間と共に強度が増加する。従って、頻繁にフラッシュが行える手法が有効である。
- ② 微細粒子は、毎潮ごと、ミオ筋全体に堆積する。従って、常にミオ筋全体を維持できる手法が必要である (特に樋門前面、本ミオ合流部を維持する必要がある)。
- ③ フラッシュ水は、有明海の干満差を利用して堤防外に設置したタイドプールへ貯留できる。
- ④ タイドプールに貯留したフラッシュ水を放流するゲートは、潮位の上昇に合わせて扉体の浮力で起立する浮体式転倒ゲートを用い、干潮時にタイマーを用いて転倒させる無人力自動運転である。

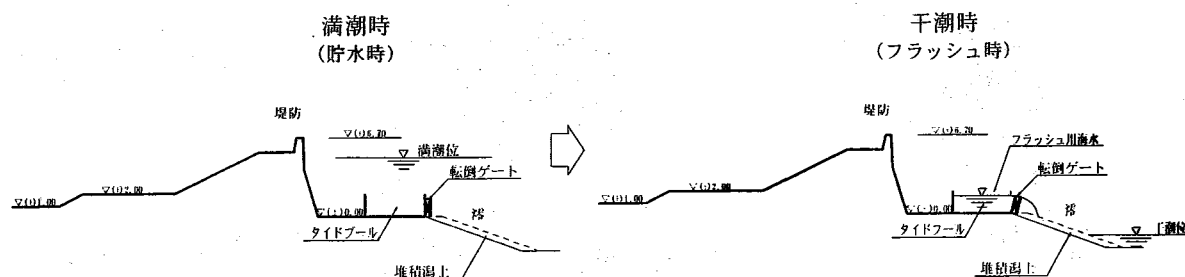


図-5 フラッシュ工法概要図

4.3 フラッシュ対策施設（試験施設）の計画・設計

4.3.1 タイドプールの検討

タイドプールは、以下の事項の検討を行い位置、規模等を決定した。

- (1) タイドプール位置：ゲートに不測の事態が生じて背後地への影響がないこと、背後地の排水管理に支障を与えないこと、対策効果を他地区へ応用しやすいことから堤外に設置した。
- (2) 締切形状：既設堤防への影響や漏水を考慮して四方を囲んだ形状とした。
- (3) タイドプール底高及び放流ゲートの敷高：現況干潟面標高と同じ T.P. (±) 0.0m とした。
- (4) タイドプール満水位：住之江港の潮汐資料から満潮位の低い小潮時を除き、頻繁にフラッシュを行える高さとして T.P. 1.0m、T.P. 1.5m に設定した^{*)}。

^{*)}タイドプール内の渦土堆積対策として SS 濃度の低い海水の表層水 (1.0m 以上) を流入させる。
フラッシュ用水を確保できない日数は、満水位 T.P. 1.5m の場合小潮時最大 6 日間。

- (5) タイドプール規模：現地をモデル化したシミュレーションによるフラッシュ効果の検討から、ミオ筋維持に必要なタイドプール規模 (満水位、面積) を決定した。

・満水位 T.P. 1.0m で面積 1,000 m²、満水位 T.P. 1.5m で面積 600 m²

表-2 検討諸元

項目	設定値	理由
排除する目標量 (ミオの堆積渦土量)	堆積厚 10cm 含水比 320% (1 回のフラッシュで除去する目標量の目安)	・現地観測 (干潟排水対策検討委員会) で、15 日間に 30cm 程度渦土が堆積。6 日で約 10cm と設定した。 ・含水比は、堆積渦土を用いた室内実験結果 (圧密 5 日後) からの含水比を $\omega=320\%$ とした。
下流水位条件	TP. (-) 1.4m : 小潮時 TP. (-) 2.0m : 大潮時	・小潮時、大潮時の干潮位、浜川ミオ合流点底標高 (T.P. (-) 2.0m)、から TP. (-) 1.4m、TP. (-) 2.0m に設定した。
ゲート幅	B=2.0m	・既設樋門のゲート断面 (B1.8m×h1.6m) と同程度にした。
シミュレーションによるフラッシュ状況のモデル化	$Er=0.07 \times (v - vc)^2$ ここに Er : 浸食量 (cm/s) v : 流速 (m/s) vc : 限界流速 (m/s) ^{*)}	・流速、含水比、侵食量の関係は、干潟排水対策検討委員会で検討された関係式を用いた。 ・ミオ内の流速は、水平方向と鉛直方向に対数分布則を適用した式を用いた。
施設規模の検討	堆積渦土が 1 回のフラッシュで 100% 排除可能な施設規模 (シミュレーション)	・堆積厚 10cm、含水比 320% の堆積渦土を 1 回のフラッシュで排除できる施設規模とした。

^{*)}含水比 ω と限界流速 vc の関係 $\omega=400\% \rightarrow vc=0.27\text{m/s}$ $\omega=350\% \rightarrow vc=0.41\text{m/s}$
 $\omega=300\% \rightarrow vc=0.65\text{m/s}$ $\omega=250\% \rightarrow vc=1.13\text{m/s}$

(6) 本施設は、フラッシュ対策の試験施設であり、タイドプール満水位、面積を変えた場合の観測を行うため、面積は $A=1,000\text{ m}^2$ から $A=600\text{ m}^2$ に可変（土のう締切工）、水深も $h=0.8\text{ m}\sim 1.5\text{ m}$ に可変（ストッパーによるゲート高変更）できる施設として設置した。

4.3.2 自動ゲートの検討

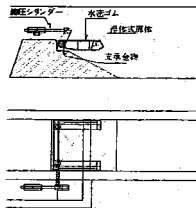
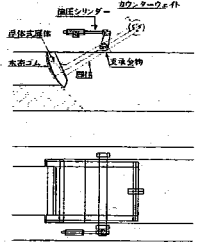
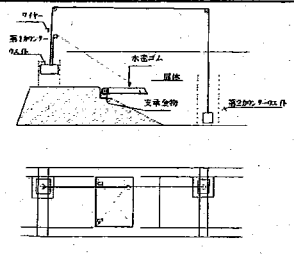
自動ゲートはタイドプールの放流口に設置し、満潮時に貯留した海水を干潮時にゲートを開扉し放流するもので、維持管理労力節減のため無人力自動運転とした。

自動ゲートの構造は、表-3のゲートについて比較検討した結果、施工実績があり波浪や濁土堆積の影響を受けにくい浮体式転倒ゲートを採用した。

また、ゲートを開扉させる方法は、タイマー式、水位検知式（フロート等）が考えられるが、作動の確実性、安定性から天文潮と連動したタイマー式とした。

ゲート操作には油圧ユニットを用い、操作盤に入力した天文潮から各干潮時刻の30分前に油圧回路を開放し、自重と水压で自動的にゲートを転倒させる方法を用いた。

表-3 ゲートの比較

浮体式転倒ゲート(採用案)	浮体式ラジアルゲート	自動転倒ゲート
- 水路底部の支承を中心として起伏するゲート。 - ゲート本体を箱型とし、浮力が発生する構造。 - 油圧回路の開閉によるゲート操作。	- 水路壁上部の支承を中心としたラジアルゲート。 - 脚柱、本体を箱型とし、浮力が発生する構造。 - 油圧回路の開閉によるゲート操作。	- 水路底部の支承を中心として起伏するゲート。 - タイドプール側と落側のカウンターウェイトのバランスでゲート作動。
- 潮位の上昇に合わせ、扉体が発生する浮力でゲートを起立。 - 起立後油圧ロック	- 潮位の上昇に合わせ、扉体が発生する浮力でゲートを起立。 - 起立後油圧ロック	潮位の上昇により、落側のカウンターウェイトが水中に没しゲート起立。
解放時は油圧シリンダーの回路を開放し、自重と水压で転倒。	解放時は油圧シリンダーの回路を開放し、自重で回転落下。	潮位の下降により、落側のカウンターウェイトが空中に出てゲート転倒。
		

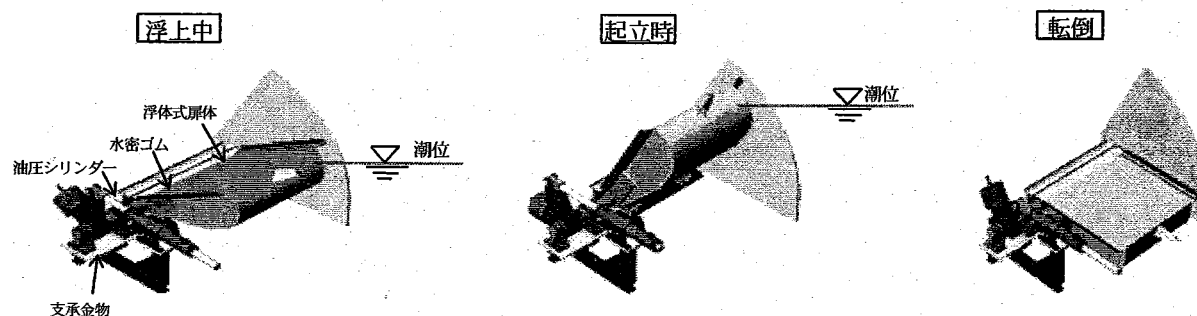


図-6 自動ゲート（浮体式転倒ゲート）作動のイメージ図

4.3.3 導水路部の形状検討

導水路部は、タイドプールの満水位が T.P. (+)1.5m、放流部のミオ筋標高が T.P. (-)1.4m程度となるため、最大 2.9mの落差での流れとなる。また、タイドプールを堤防と平行（ミオ筋と直角）に

設置するため、流行を変更しスムーズな流れでミオに流下させる必要がある。

導水路部の平面形状は、①ミオ筋方向に曲げる案、②ミオ筋直角方向に設置する案とで検討を行った。いずれの場合もフラッシュ時の流れが偏流を起こして現況のミオ筋を大きく変形させないように考慮する必要があり、上記計画案での流況を確認するため佐賀大学において水理模型実験を行った。

実験結果では、下記事項が明らかとなった。

- ① ミオ筋方向に曲げる案：大きな偏流が生じその対策が難しいこと、樋門からの距離が遠くなり樋門前面の渦土の除去ができず、別途対策が必要になる。
- ② ミオ筋直角方向に設置する案：①に比べて偏流が少ないこと、樋門前面の渦土の除去も期待できる。

上記より、導水路部の形状は、②ミオ筋直角方向に設置する案を採用した。

4.4 試験施設による調査・観測内容

フラッシュ対策施設の検証及び問題点の把握を行うため、試験施設のフラッシュ条件を変えたフラッシュ効果、施設の状況や稼働状況等の調査・観測を行った。

観測ケースは、施設計画時のシミュレーションにおいてミオ筋維持に必要な施設規模（CASE. I、CASE. II）及び、漏水、タイドプール内の渦土堆積等による機能低下を考慮した施設規模（CASE. III）を設定した（表-4）。

表-4 観測ケースごとのフラッシュ条件

観測ケース	タイドプール面積	タイドプール満水位	観測期間	備考
CASE. I	1,000m ²	T.P. 1.0m	H12. 3～H13. 4	ミオ維持が可能
CASE. II	600m ²	T.P. 1.5m	H13. 8～H13. 11	"
CASE. III	600m ²	T.P. 0.8m	H13. 12～H14. 9	ミオ維持が困難

主な観測項目及び内容を下記に示す。

(1) ミオ維持状況の確認

試験施設の設置による浜樋門ミオの維持状況の確認と、漁船の航路として利用されている浜川ミオへの影響について確認を行った。観測は、図-7に示す測点でミオ筋、樋門前面部の縦横断測量により行った。

(2) ミオの堆積状況

施設計画時に想定した対策施設で排除する目標量を確認するため、樋門ミオに堆積する渦土の厚さ、含水比の調査を行った。得られた結果と施設計画時に設定した目標量の比較を行った。

(3) フラッシュ状況の確認

ミオ筋、樋門前面部等の流況観測を行い、施設計画時のシミュレーション結果と比較し、計画手法の検証及び問題点の把握を行った。流況観測は、量水標、

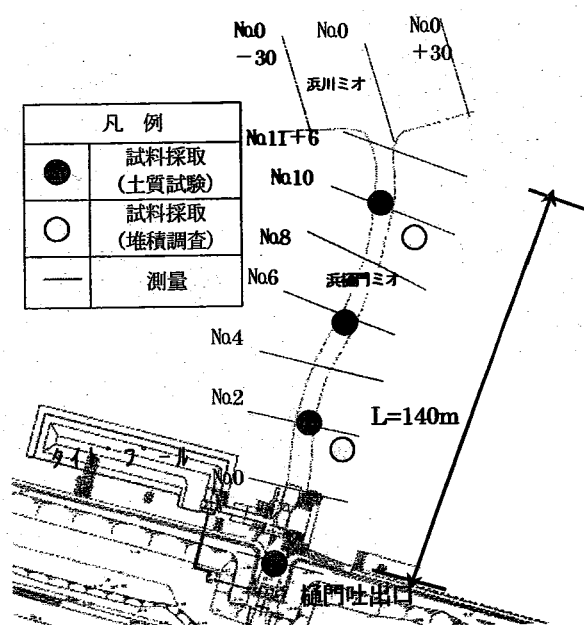


図-7 フラッシュ対策施設及び観測位置

流速計により水位、流速を計測した。

(4) タイドプールの堆積状況

タイドプール内に潟土が堆積することによって、当初計画時と比べてフラッシュ能力が低下することが考えられるため、タイドプール内の横断測量を行い潟土堆積状況、貯留能力の変化を把握した。

(5) 自動ゲートの稼働状況

自動ゲートが設定した転倒時刻（干潮時）に正常に転倒しているかどうかの把握を目的として調査を行った。調査方法は、タイドプール内水位記録、樋門前潮位記録から、水位の経時変化（用水貯留、転倒後の水位低下）を図化し、自動ゲート稼働状況の確認を行った。

(6) 施設の維持管理状況

操作室に設置されているパソコンに収録されている記録を収集し、施設の稼働状況の整理を行った。

4.5 観測結果

4.5.1 ミオ維持状況の確認

(1) 浜樋門ミオの調査結果

浜樋門ミオ維持状況の確認は、フラッシュ条件の違いによるミオ筋の断面変化を計測した。なお、流況観測で、フラッシュ時の最高水位がT.P. (-)1.0m程度であったため、これ以深のミオ断面積で整理を行った。

図-8 にフラッシュ条件ごとのミオ筋断面の経時変化を示す。

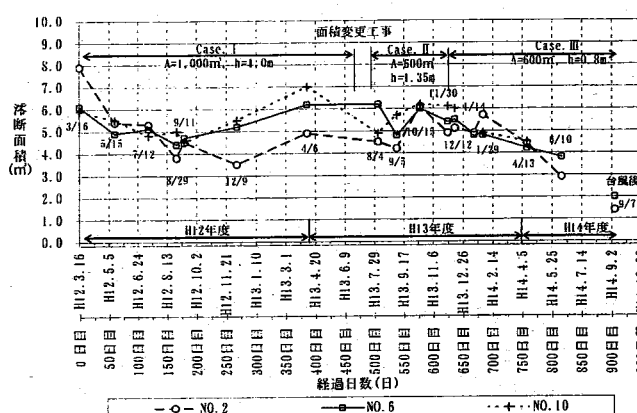


図-8 浜樋門ミオ断面積の経時変化

平成12年3月から平成12年8月までは、ミオ断面積が減少傾向にあったが、これはフラッシュ施設の施工時にミオ筋を掘削しており、掘削前の状態に近付いたものと考えられる。

平成12年8月から平成13年4月まではCase. I、平成13年8月から11月まではCase. IIにより観測を行っているが、観測時期によって変動はしているものの、両ケースとも4~6 m²の間で断面をほぼ維持している。

一方、平成13年12月以降はCase. IIIで観測を行ったところ、断面は減少（堆積）傾向を示している。

(2) 浜川ミオの調査結果

浜川ミオ断面の調査結果を図-9 に示す。平成14年9月の台風後を除けば、観測開始時より平成14年6月観測までTP. (-)1.7~(-)2.0m程度で推移し、変化は僅かである。

浜川ミオは、漁船の航路として利用されているが、フラッシュによる航路への影響は殆ど無いと考えられる。

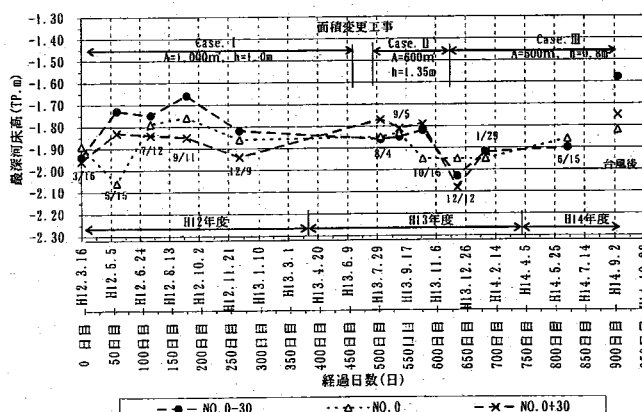


図-9 浜川ミオ最深河床高の経時変化

4.5.2 ミオの堆積状況

(1) ミオの堆積量調査

浜樋門ミオをフラッシュなし（排水樋門を閉扉、自動ゲートを倒した状態）の条件で20日間放置、及びその後1ヶ月通常のフラッシュ管理を行ったミオの河床高を図-10に示す。フラッシュなしでの堆積厚は、樋門前面水叩部は約1.0m、ミオの中流最深部で約1.0m、ミオの下流最深部で約0.6mであった。これは、単純平均するとミオの上・中流部で5.0cm/日、下流部で3.0cm/日程度堆積したことになる。

また、別途ミオ周辺に観測柵を設け短期間での堆積量調査を行った結果、平均で5cm/日の堆積量であった。

上記調査結果から、ミオの堆積量は5.0cm/日を採用することとした。

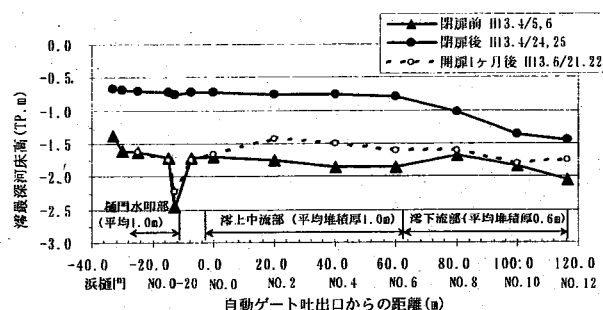


図-10 フラッシュなしでの20日間堆積状況

(2) 堆積渦土の含水比分布

ミオに堆積した渦土は、時間の経過と共に含水比が減少し、粘着力（せん断強度）が増加する。よって、フラッシュの検討を行う場合、鉛直方向の含水比分布を考慮した検討を行う必要がある。

堆積渦土の含水比分布は、図-7に示す位置において、8日間及び4日間に堆積した渦土を厚さ5.0cmごとに採取し、経過日数に伴う含水比分布を調査した。

調査結果から、経過日数に伴う含水比分布を図-11のように設定した。

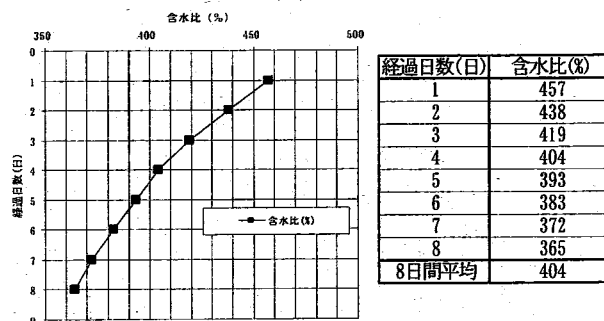


図-11 経過日数に伴う含水比分布図

(3) 施設計画時との比較

施設計画時の排除する目標量（堆積厚、含水比）、本調査結果の堆積状況を表-5に示す。浜樋門ミオの渦土堆積は、施設計画時に設定した目標量より厚く、高含水比で堆積していた。

表-5 施設計画時の想定目標量と調査結果の堆積状況

項目	①施設計画時の 想定目標量	②調査結果の堆積状況	①と②の比較
堆積厚さ	6日間で10cm程度	5cm/日（6日間で30cm）	施設計画時の想定より厚く堆積している
含水比	320%	370～500%程度で分布 (30cm：6日後で380%程度)	施設計画時の想定より高含水比である

4.5.3 フラッシュ状況の確認

(1) フラッシュ時の水位、流速

ミオ中央部No.6 地点の流況観測結果とシミュレーション結果との比較を図-12 に示す。図では、実線がシミュレーションによる計算結果を、○印等のプロットが観測値を示す。計算値は、各観測ケースのフラッシュ施設諸元、ミオ断面を用いて算定したものである。

観測した水位及び流速が計算値と多少異なるのは、ミオが軟弱で計測誤差が発生しやすい状況であり、観測データにばらつきが生じたためと思われるが、シミュレーション結果とほぼ同程度の値を観測したことから、同様の傾向を示しているものと考えられる。

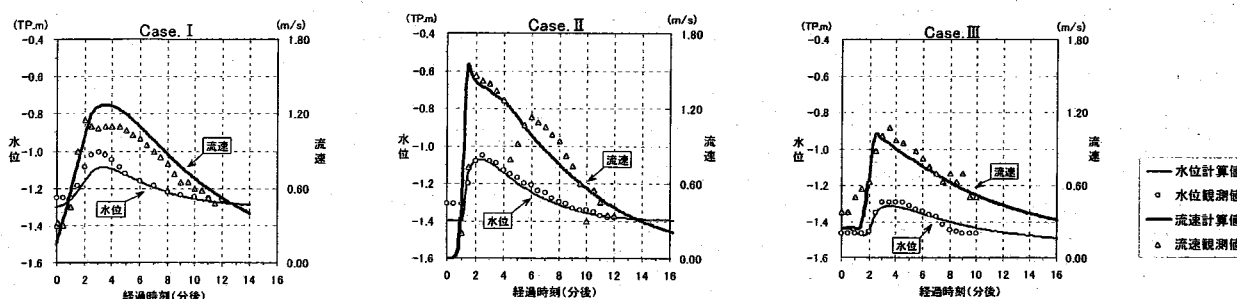


図-12 ミオ部水位・流速の変化 (No.6)

表-6 樋門ミオに対する施設計画時の想定事項と調査結果

観測 ケース名	施設計画時の想定事項		調査結果	
	樋門ミオ	流速の目安 (m/s)	ピーク流速 (m/s)	備考 (樋門ミオの維持状態)
CASE. I	タイドプールの面積 A=1,000 m ² 、満水位 T.P. 1.0m でのミオ筋維持の確認。	1.25 ~ 1.35	0.95 ~ 1.45	ミオ維持が図られている。
CASE. II	タイドプールの面積 A=600 m ² 、満水位 T.P. 1.5m でのミオ筋維持の確認。	1.5 ~ 1.8	1.2 ~ 1.6	ミオ維持が図られている。
CASE. III	タイドプールの面積 A=600 m ² 、満水位 T.P. 0.8m とフラッシュ力が低下した場合のミオ筋変化状況把握。	0.9 ~ 1.15	1.0 ~ 1.1	ミオの断面積が減少傾向(堆積傾向)を示す。

*流速の目安は、シミュレーション結果の NO.4~NO.10 地点のピーク流速を示す。

(2) フラッシュ効果の検証

当初、シミュレーションにより策定した施設計画は、これまで行ったミオの断面観測によるミオ維持状況の確認やフラッシュ時における水位、流速などの流況観測結果からその妥当性を検証した。

ミオを維持するために必要なフラッシュ施設の規模検討に当たり、今回得られた潟土の土質特性などの調査結果から排除する目標量を決定し、観測ケースごとにシミュレーションを行い、フラッシュ効果を検証する。今回のシミュレーションでは、浮泥堆積が多様な要因に左右され、大変複雑なメカニズムであることなどから、以下の項目により条件設定を行うものとする。

- ① 排除する目標量を「有効にフラッシュが行えない日数」から設定する*。
- ② 潟土の堆積は、5 cm/日とする。
- ③ 堆積潟土厚さ=日当たり堆積厚 (5 cm/日) × 有効にフラッシュが行えない日数とする。

④現地の有明粘土の含水比と自重圧密との関係は、経過日数に伴う含水比分布を用いる。

*)「有効にフラッシュが行えない日数」は、①タイドプールの満水条件、②樋門ミオの下流水位条件から決定する。

以上の全堆積量を「有効にフラッシュが行えない期間」を過ぎた翌日に、1日(2回のフラッシュ)で排除できた状態を100%フラッシュ完了とみなす(排除できれば長期間ミオを維持でき、排除できなければ堆積傾向を示すと考え)。

フラッシュ条件ごとのシミュレーション結果を表-7に示す。シミュレーション結果は、CASE. I及びCASE. IIでは、排除すべき目標量を2回のフラッシュにより排除できた。また、CASE. IIIでは、2回のフラッシュでは排除できず堆積渦土を残す結果となった。

以上のことは、これまで行ったミオ維持状況の観測結果からCASE. I及びIIではミオが維持され、CASE. IIIでは堆積傾向であったことと一致する結果であった。

表-7 検討ケース及び結果

観測ケース	タイドプール規模		排除する目標量		フラッシュ効果 目標量排除割合(%)	
	面積(m ²)	初期水位 (TP. m)	堆積厚 (cm)	含水比 分布(層)	1回目	2回目
CASE. I	1,000	1.0	30	6	66	100
CASE. II	600	1.5	35	7	56	100
CASE. III	600	0.8	25	5	41	88

*フラッシュ効果100%とは、2回のフラッシュで渦土を排除することをいう。

4.5.4 タイドプールの渦土堆積状況

タイドプールの渦土堆積量と貯留能力の経時変化を図-13に示す。渦土堆積量は、平成12年3月から平成13年8月までの約500日間に約300m³堆積した(平均堆積厚は、30cm程度)。面積変更工事後の約500日経過以降は堆積厚に大きな変化は見られず、ほぼ平衡状態になっている。これにより、タイドプールの貯水量もほぼ一定値で推移している。

この理由として、タイドプール内標高が周辺干潟面と同等になり、周辺と同様の堆積状況になっているためと考えられるが、メカニズムは不明点も多いことから今後の課題と考えている。

また、施設計画時のSS濃度が低い表層水(底から1m以上)を流入させる対策も効果があったと考えられる。

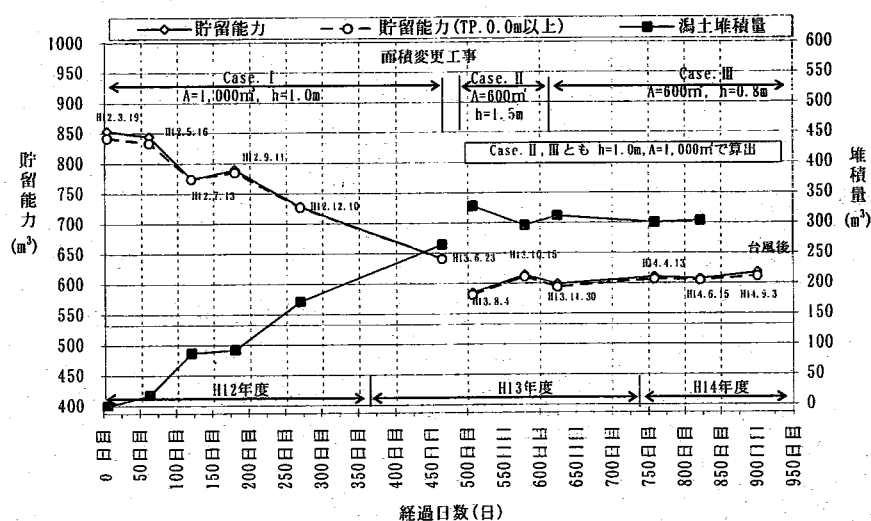


図-13 タイドプールの渦土堆積量と貯留能力の経時変化

4.6.5 自動ゲートの稼働状況

タイドプールの水位記録、樋門前潮位記録の水位変化を図-14に示す。タイドプールの水位変化は、潮位に応じて、自動ゲートによる用水貯留、転倒後の水位低下が干潮時ごとに把握できることから、自動ゲートは正常に作動していることが確認できた。

なお、小潮時は、自動ゲート天端高より潮位が低いことからタイドプールは満水にならないが、自動ゲート外側からの流入（片水密による）により不完全ながらフラッシュを行っている。

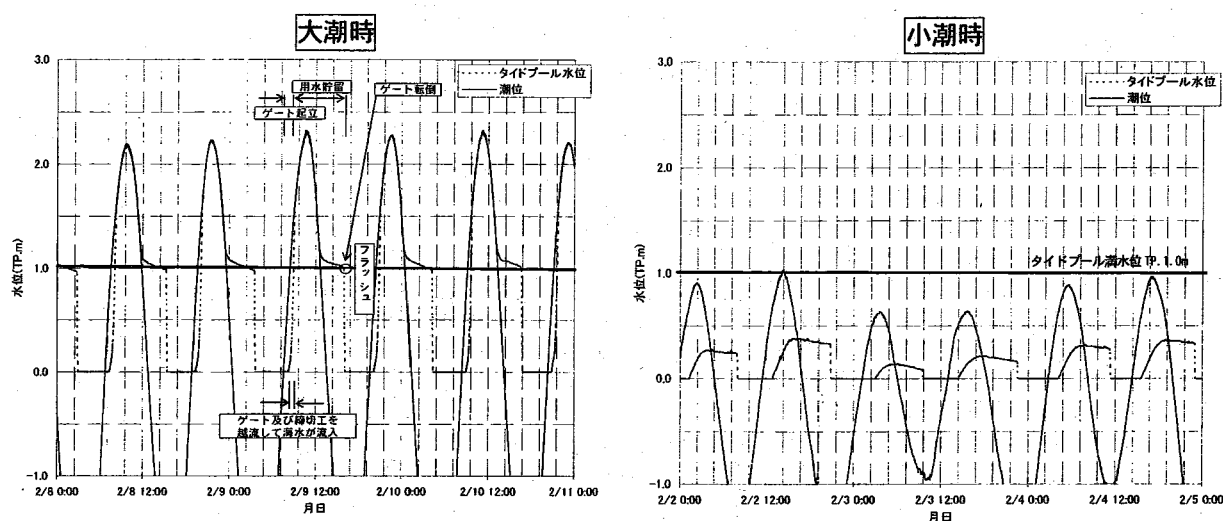


図-14 潮位の変化と自動ゲートの稼働状況 (Case. I 2001年)

4.5.6 施設の維持管理状況

ゲートの稼働状況、警報機（サイレン）の作動状況記録の整理を行った結果、ほぼ異常なく稼働していた。

また、操作室の電気料金は月平均 4,200 円であった。なお、操作室の電気設備は、制御盤、警報機、室内照明、換気扇等である。

4.6 観測結果のまとめ

フラッシュ対策施設の検証や問題点の把握を行うため、試験施設のフラッシュ条件を変えた 3 ケースで調査・観測を行った。今回の検証では、フラッシュ時のミオ筋の水位や流速、ミオ筋の維持状況において CASE. I 及び CASE. II ではミオが維持されるが、CASE. III ではミオが堆積傾向を示す結果であり、観測結果がシミュレーション結果と同様の傾向を示した。

これらのことから、他地区への適用に際し樋門ミオを維持していくために必要な施設規模は、今回と同様な前提条件を設定し、シミュレーションを行うことにより算定することが可能と考えられる。

また、タイドプールの堆積メカニズムは不明点も多いことから今後の課題であるが、平成 12 年 2 月の竣工から約 4 年 7 ヶ月を経て、施設も問題なく稼働しており、施設計画としても妥当であったと考えられる。

5. 他地区への適用

試験施設における調査、観測結果から、フラッシュ工法による樋門ミオ維持の有効性が確認された。また、本計画手法による干潟排水対策の妥当性が確認できたため、他地区への適用を行う場合の考え方、調査・計画項目、計画案について検討を行った。

5.1 他地区適用時の考え方

試験施設を設置した七浦干拓浜樋門のミオは、本ミオまで約 140m 程度、排水樋門は幅 1.8m×高さ 1.6m×2 連（敷高 TP. (-)1.2m）、ミオの断面も上幅 15m 程度と比較的小規模なミオであり、フラッシュ対策が有効と考えられる。

しかし、有明海沿岸地域では、樋門から本ミオまでの長さが 1 km 以上の地区やミオ断面が大きい地区、背後地の状況等地区によって異なっている。

例えば、ミオの延長が長くなると水面勾配が緩やかになり、ミオ維持に必要な流速を発生させるためには、施設規模を大きくするなど地区の状況に応じたフラッシュ対策施設の計画策定を行う必要がある。

5.2 フラッシュ対策施設の調査・計画

フラッシュ対策によりミオ筋維持を行う際には、地区によりミオの形状、潟土の堆積、掃流特性等が異なると考えられる。このため、最初のステップとして現状把握のために表-8 に示す項目の事前調査を行い、フラッシュ対策で必要となる施設規模の検討（貯水位と貯水面積の関係確認）を行う。次のステップとして、堤内案、堤外案についての比較案を作成し、最後に総合検討により計画案の決定を行う。その後、決定案の計画設計、実施設計を行い、事業実施となる。

表-8 調査・計画項目

調査項目	調査内容	計画内容
①ミオ形状	ミオ延長、縦断勾配、横断形状	ミオの縦横断計画
②潟土の土質特性	堆積状況 土質調査（含水比分布他）	排除する計画目標量（堆積厚、含水比分布）、含水比分布モデル
③樋門ミオの流況	既設樋門ミオの流況（流速）	フラッシュに必要な流速の目安
④潟土の掃流特性	掃流実験	潟土の掃流特性（流速、含水比、侵食量の関係）
⑤既存構造物等 （樋門、堤防等）	測量 既設構造物（樋門等）調査	フラッシュ対策施設（取水、貯留、放流施設）計画
⑥ミオ及び施設の維持管理	ミオ及び樋門の管理状況	ミオ及び施設の管理計画
⑦潮位	潮位（実測値、天文潮）	フラッシュ用水貯留高 有効にフラッシュが行えない期間 樋門ミオの下流水位（干潮位）

参考として、ミオ形状、土質特性、樋門敷高、本ミオ標高が七浦地区と同様と仮定して、ミオの延長が 2～4 倍になった場合の試算結果を図-15 に示す。

試算結果では、ミオ延長が長くなるほどフラッシュに必要なタイドプール面積は大きくなり、貯水

高に着目すると高いほどタイドプール面積が小さくなる。

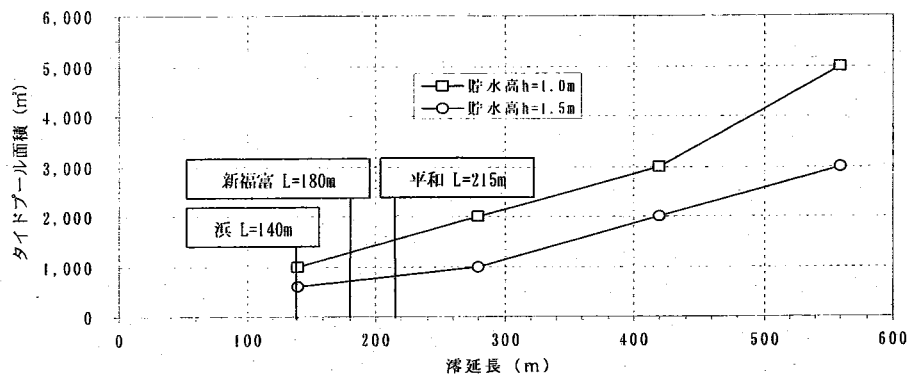


図-15 七浦地区の条件下での滞延長とフラッシュ施設規模の関係

5.3 フラッシュ対策施設の計画案

フラッシュ対策施設の計画案としては、貯留施設や放流施設を堤外に設ける場合（堤外案）、堤内に設ける場合（堤内案）が考えられる。堤内案、堤外案の対策施設計画案を表-9 に示す。フラッシュ対策施設の計画案作成に当っては、堤外案、堤内案の特徴に考慮して比較案を作成し、経済比較を含め総合検討を行うことが必要である。この際、干潟の特性や地区の状況に配慮した、より効果的で維持管理労力の少ない施設を計画していくことが望まれる。

表-9 対策施設計画の比較表

項目	堤外案	堤内案	
	1 案：堤外調整池案（本案）	2 案：堤内調整水槽案	3 案：堤内調整池案
概要図			
概要	- 七浦干拓浜樋門の現在のフラッシュ対策施設 - 既設堤防前面に調整池（タイドプール）を設置してフラッシュ水を貯留し、干潮時ごとのフラッシュによりミオ筋維持を行う。	1 案の対案として堤内にフラッシュ用水貯留施設を設置した計画案。 - 地区内排水用の樋門に取付樋管、調整水槽を設置し、地区内に海水を流入させてフラッシュ用水を貯留し、干潮時ごとのフラッシュによりミオ筋維持を行う。	2 案の貯留施設として既設の内部堤防が設置されている地区での計画案。 - 地区内排水用の樋門前に堤防に囲まれた調整池を設置し、地区内に海水を流入させてフラッシュ用水を貯留し、干潮時ごとのフラッシュによりミオ筋維持を行う。

*フラッシュ対策の補助工法としては、漁船等のスクリューによる潟土巻上げ等の併用も有効である。

6. あとがき

樋門ミオの上昇により自然排水能力の低下した地区では、機械排水による排水対策が行われてきた。

しかし、自然エネルギーを利用した排水が、経済性だけでなく環境面からも無理のない対策と考えられ、今回の無人力で自然エネルギーを利用したフラッシュ工法によるミオ筋維持対策は、干拓地の排水対策として今後ますます重要になってくると考えられる。

このため、本調査結果を踏まえ、他地区の実地施工により干拓地の排水対策に寄与することが期待される。

最後に、多大なるご尽力を頂いた「干潟排水対策（フラッシュ対策）検討委員会」の佐賀大学加藤教授を始め、各委員の皆様に深くお礼を申し上げます。

参考文献

- 1) 佐賀県干拓協会：佐賀県干拓史（1975）
- 2) 九州農政局有明海岸事業所：有明干拓史
- 3) 干潟排水対策調査検討委員会：平成9年度干潟排水対策調査検討委員会報告書（1997）
- 4) 加藤治：有明海沿岸域の開発と保全、農土誌、68(7)

低平地の地域資源を活かした地域活性化

佐賀バルーンフェスタ組織委員会 堤 正之

【大会概要】

- 大会名称 2004 佐賀インターナショナル・バルーンフェスタ
「第 20 回パシフィック・カップ」「2004 熱気球ジャパン・ホンダグランプリ第 4 戦」
「2004 SAGA シニアパイロット選手権」 「バルーンファンタジア 2004」
(同時開催) 「スカイレジャージャパン イン 佐賀」
- 主 催 佐賀バルーンフェスタ組織委員会
- 開催場所 嘉瀬川河川敷 並びに 佐賀平野一円
- 公 認 日本航空協会、日本気球連盟 (NKR)、熱気球グランプリ運営機構 (AirB)
- 開催期間 2004 年 11 月 2 日 (火) ～ 11 月 8 日 (月)
- 後 援 国土交通省 / 佐賀県 / 佐賀市 / 熱気球大会佐賀運営委員会 / 佐賀県教育委員会
佐賀市教育委員会 / 佐賀県観光連盟 / 佐賀商工会議所 / 佐賀観光協会 / 佐賀青年
会議所 / 佐賀県農業協同組合中央会 / 佐賀市農業協同組合 / 佐賀市中央農業協同
組合 / 佐賀市商店連盟 / 佐賀市旅館組合 / 佐賀観光旅館会 / 九州旅客鉄道株式会
社 / 佐賀県商工会連合会 / 諸富町 / 川副町 / 東与賀町 / 久保田町 / 大和町 /
小城町 / 三日月町 / 牛津町 / 芦刈町 / 江北町 / 福富町 / 白石町 / 佐賀市自治
会協議会 / 佐賀市地域婦人連絡協議会
- 協 賛 本田技研工業株式会社/株式会社トーヨー / 日本航空株式会社 / キリンビール株式
会社 / 株式会社ジェイティービー佐賀支店 / 株式会社伊藤園 / パイオニア株式会
社 / 大塚製薬(株) / コカコーラ・ウェストジャパン(株) / 佐賀地方法務局 / 佐賀労働
局 / 佐賀銀行株式会社 / 佐賀共栄銀行株式会社 他
- 協力団体 陸上自衛隊第 4 特科連隊佐賀市国際交流協会 他
- 参 加
パシフィック・カップ部門
(総合部門) 国内 53 チーム、国外 30 チーム / 機、14 ヶ国・地域
アメリカ、イギリス、オーストラリア、韓国、スロバキア、ドイツ、カナダ、
中国、ニュージーランド、ハンガリー、ベルギー、ポーランド、香港、日本
フェスタ部門 国内 4 チーム / 機、1 ヶ国
ファンファンカーニバル部門 (スペシャルシェイプト・バルーン)
15 チーム / 機、7 ヶ国
アメリカ、中国、ドイツ、カナダ、ベルギー、オランダ、日本
オフィシャル・バルーン 17 チーム / 機

(総計) 119 チーム / 機、16 ヶ国・地域 (日本含む)

アメリカ (6)、イギリス (2)、オーストラリア (2)、オランダ (1)、韓国 (4)、スロバキア (1)、ブラジル (1)、イタリア (1) ベルギー (1) 中国 (4)、ドイツ (3)、ニュージーランド (1)、ハンガリー (5)、ポーランド (5)、カナダ (1)、日本 (81)

() 内は参加気球数

(選手・役員) 総計 28ヶ国・地域

選手	(ボランティアクルーを含む)	約 700 名 (外国人 約 80 名)
役員		約 250 名 (外国人 約 60 名)
スタッフ		約 400 名

20 大会会場施設等

- a) ゼネラル・ブリーフィング メートプラザ佐賀 (佐賀勤労者総合福祉センター)
- b) タスク・ブリーフィング 嘉瀬川河川敷仮設テント会場
- c) 運営本部 嘉瀬川河川敷仮設プレハブ
- d) 競技本部 メートプラザ佐賀
- e) 競技飛行空域 嘉瀬川河川敷ローンチエリアを中心として東西約 39km、南北約 35km、飛行最高高度 4,000 フィート

【沿革】

この大会は、1978 年福岡県甘木市で開催された「バルーンフェスタ in 九州」という小さなバルーンミーティングが始まり。その後、1980 年から佐賀平野に会場を移して開催。

1984 年からは、国際大会に発展し、名称を「佐賀インターナショナル・バルーンフェスタ」と改め、現在に至る。1980 年からは、競技重視の大会運営を行い、1984 年の第 1 回熱気球日本選手権開催以降、同選手権をこれまでに 9 回開催。

また、毎年、国際大会として内外の一流選手を集め、延べ約 650 機 (3000 人) の外国人選手やクルーが参加。この大会の優勝者にはパシフィックカップが授与され、過去の優勝者はいずれも外国人でしたが、93 年、94 年、96 年、98 年は日本人がチャンピオンになった。

この間 1989 年に「第 9 回熱気球世界選手権」を開催。同選手権には 25 カ国・地域から約 132 機の熱気球が佐賀の空で世界チャンピオンの座をかけて華やかな空中戦を展開。

更に、翌年 1990 年には「第 1 回太平洋選手権」並びに「第 1 回レディース・ワールドカップ」を開催、これらの実績により、1994 年に開催された国際気球委員会で 1997 年「第 13 回熱気球世界選手権」の佐賀開催が認められる。

過去に、米国以外での世界選手権の複数開催はなく、世界の熱気球界において、アジア、日本の佐賀は最もメジャーな大会に認知された。

この間、観客動員数も増加の一途をたどり、熱気球ファンの拡大を図る意味で、様々なイベントを併催。1992 年から開催している「バルーン・ファンタジア」は、「どらえもん」など、キャラクター

を中心としたスペシャルシェイプト（変形）気球の祭典であり、近年は 15 機以上の世界の変形気球を集め、子供から大人まで楽しめるイベントに成長。

また、日没後の夕闇に熱気球を係留させ光の祭典を観ていただく夜間係留「ラ・モンゴルフィエ・ノクチューン」は、夜間にも拘らず日本最大規模 50 機の気球が醸し出す幻想的な美しさから、これだけを見に来るアベックや写真家に大人気のイベントです。

更に、身体に障害のある方々約 400 名を係留体験に招待する「ハートフルディ」。子供たちに間近で見て、触って、体験してもらうイベント「キッズディ」には、毎年 5000 名以上の子供たちが集まるまでになった。

2004 年大会で 25 周年を迎え、内容は更に多彩なものとなり、リピーターの多い、観客を飽きさせない大会となっている。

【大会の特徴】

佐賀インターナショナル・バルーンフェスタは、当初は熱気球愛好者のための世界一流の競技大会を目指すというコンセプトのもとに 1978 年よりスタートした。

よりレベルの高い競技運営を通して、誰もが楽しめ集まった観客にドラマティックな感動を与えると共に、熱気球（スカイスports）の存在を広く知らしめるという、スカイスportsとしての位置づけは 25 年目の現在においても何ら変わっていない。

同時に航空スポーツの振興のほかに国際交流、観光浮揚、官民一体となつての町おこし、ボランティアの育成、地域文化の醸成、子供たちの情操教育など色々な付加価値を持つようになってきた。

従って、会場の体制や期間中実施される様々なイベントについても、バルーンニストの為だけでなく、一般市民はもとより精神的身体的なハンディを持たれた方々や子供たちも楽しみ、体験できる場を提供しています。年間を通じて地域に話題を提供し、「熱気球のまち佐賀」といわれるまでになった。

今日まで成長した理由は種々あるが、

第一に熱気球そのもののもつイメージの特性として、間近で感じる圧倒的なスケールの大きさとは迫力、カラフルな明るさ、メルヘンチックな浮遊感、大空いっぱい広がるおおらかさなど他のスカイスportsには無い大人から子供までの心を捉えて離さない魅力にある。

また、本年は日本航空協会主催のスカイレジャージャパンも同時開催され、スカイスportsを一堂に集めた多彩なイベント構成となっている。

更には、運営委員会で憩いの広場（イベント、グルメ街）も併設し、誰もが楽しめるイベントが盛りだくさん組まれている。

第二に、地域の官民とバルーンニストが一体となって作り上げる運営課程のすばらしさであり、2 千名に及ぶ市民ボランティアが集う、市民参加型のイベントとして運営システムの完成度の高さにあると自負し

ます。当組織委員会自体もボランティアで構成されており、運営の健全性と柔軟さは行政当局はもとより、協賛企業、団体の皆様にも高く評価頂いている。また、地域振興運動のモデルとして数多くの表彰歴がある。

第三に佐賀平野の持つ天然のロケーションの良さが挙げられる。今日では、全国にバルーン大会は30箇所ほど開催されていますが、規模と観客動員は佐賀の大会が群を抜いている。世界的にも、毎年80万人の観客動員数は間違いなく最大規模であり、河川敷での大会はほとんど例がない。

【ロケーションの特徴】

それではなぜ佐賀がこのように盛会になったのかといえ

- ① 北に天山山脈、南に有明海という地勢で、温暖で風も少なく、穏やかな気象条件が熱気球の飛行に最適のコンディション。
- ② 天井川である一級河川嘉瀬川の広大な河川敷(幅 100m 延長2キロ以上)の河川敷を利用し、平坦なローンチエリア(競技離陸場所)並びに4000台以上の駐車場の確保が可能。また、土手は天然の観覧席として、抜群の見晴らしのよさを提供している。
- ③ 競技エリアは東は神埼郡から西は杵島郡までの河川敷ローンチエリアを中心として東西約39km、南北約35km、飛行最高高度 4,000 フィート余りを使用するが、この地域は稲作中心であり、ほぼ同じ時期に稲刈りが終了したあとは、広大な休耕田が広がり、離着陸地として確保できる。また、そのほとんどが基盤整理が終了しており、整然と完備された農道は、気球着陸時の回収に大変便利である。北海道や阿蘇地方など広大な敷地はあっても、これほど障害物がなく、道路が整備された地域はまれである。
また、熱気球競技のゴールは道路の交点に設定することが多く、基盤の目のように走った農道は、競技を行う上でも質の高い競技を設定できる。
- ③ 県都佐賀市中心街より車で 10 分ほどで観客、選手のアクセスが抜群である。県都の中心市街地の間近に平野が展開しており、スカイイベントの開催場所としては、アクセスや宿泊施設など利便性が良好である。
また、JR 長崎本線にはバルーン佐賀駅という臨時停車駅も設けられ、期間中15万人余りがJRを利用している。

参考資料 1 2003 佐賀インターナショナルバルーンフェスタ 実績 (2004 未集計)

観客動員数 合計 89 万 4 千人

		タスク	飛行気球数					観客動員数		
			競技気球	ファンファン	オフィシャル	フェスタ	総数	合計	日計累計	1980 年からの累計
28 (火)	AM	公式練習	10			1	11			
29 (水)	AM	公式練習	30			2	32	0		
	PM	公式練習					0	0	0	12,920,600
30 (木)	AM	#1, #2, #3	78	15	17	2	112	31,000		
	PM	#4	78	15	17	2	112	47,000	78,000	12,998,600
31 (金)	AM	#5, #6	78	15	17	2	112	36,000		
	PM	#7	78	15	17	2	112	53,000	89,000	13,087,600
1 (土)	AM	#8, #9	78	15	17	2	112	82,000		
	PM	#10	78	15	17	2	112	145,000	227,000	13,314,600
2 (日)	AM	天候不順のため中止					0	105,000		
	PM	天候不順のため中止					0			
		ラ・モンゴ・ルフィエ・ノクチューン					66	175,000	280,000	13,594,600
3 (月)	AM	#11	77	15	17	2	111	75,000		
	PM	キグ・ラブレース	59	7		6	72			
		ラ・モンゴ・ルフィエ・ノクチューン					44	145,000	220,000	13,814,600
4 (火)	AM	ファンフライト	7				7			

広報・宣伝

【取材申込件数】 71 件

テレビ、ラジオ…18 件 新聞、雑誌…15 件 その他 (社内報、ビデオ等) 38 件

【インターネット】

・インターネットアクセス件数実績 (大会期間中: 10 月 29 日～11 月 3 日)

全アクセス件数 4,123,043 件 (前年 3,873,275 件 対前年比 106%増)

I モードアクセス件数 56,041 件 (前年 37,259 件 対前年比 150%増)

URL <http://www.saganet.ne.jp/balloon> <http://www.netcom.gr.jp/balloon/>

観客対策 ◎バルーン関連イベント

【バルーン係留体験搭乗】

・搭乗者実績 (人)

	午前	午後	日計
10月30日	173	—	173
10月31日	0	28	28
11月1日	715	—	715
11月2日	688	—	688
11月3日	285	—	285
合計	1,861	28	1,889

【ラ・モンゴルフィエ・ノクチューン】夜間係留 機材協力：パイオニア株式会社

・日 時：11月2日（日）18：30～19：20（66機）

11月3日（月）18：30～19：10（44機）

【アクロバット飛行】 パイロット：岩崎 貴弘（ロック岩崎）

・日 時：11月1日（土）・2日（日）・3日（月）：各1回 計3回実施

・内 容：曲技飛行専用複葉機「ピッツ・スペシャル」の軽快機敏、且つ正確無比で芸術的なフライト「エアロパティックエアショー」を実施。

【バイクトライアル】 協力：本田技研工業株式会社

・日 時：11月2日（日）、3日（日）：各2回 計4回実施

・内 容：会場内の堤防階段と管理用道路アスファルト舗装部分を利用し、デモンストレーション専用のセクショントラックを使用してバイクトライアルを実施。

・デモンストレーションライダー： 藤波貴久、小林直樹

【ハートフルデー】

・日 時：10月30日（木）10：00～12：00 実施

・参 加：22団体、約400人

・内 容：障害を抱えている方々に係留体験、33名の方は車イスに乗ったまま係留を実施。

【キッズデー】

・日 時：10月31日（金）実施

・参 加：28団体、約5000人

・内 容：園児や児童を競技エリア内へ誘導しバルーンを楽しんでもらうほか、紙飛行機や記念撮影などのイベントを実施。

【バルーン茶会】

・日 時：11月1日（土）～3日（月）10：00～15：00

・場 所：バルーン会場本部エリア

・内 容：世界各地から来佐された方々が日本の伝統文化を体験。

【バルーンフェスタフォトコンテスト】

・撮影期間：10月30日（木）～11月3日（月・祝）

・応募締切：11月17日（月）必着

・発 表：12月8日（月）

・応募点数：171点（入賞：24点）

・入賞展示：12月8日（月）～14日（日）アイスクエアビル4階（予定）

【憩いの広場】

・期 間：10月30日（木）～11月3日（月）

・内 容：「遊ぶ・楽しむ・憩う」をコンセプトに、メディアゾーン、くつろぎ広場、インポートエリア、ふるさと物産エリア、佐賀うまかもん市場、イベントステージ、パブリックゾーン、プレイランドゾーンをそれぞれ作り、各種イベントを実施。また、コスモスロードや

グルメ店33店舗、一般売店15店舗などイベント等を楽しみながらバルーンを観戦できる
快適な環境を提供。

◎ファンファンカーニバル（バルーンファンタジア）関連イベント

【ファンファン人気投票】

- ・日 時：10月30日（木）～11月3日（月・祝）
- ・応募箱：本部コンテナ、環境整備協力金ブース、バルーン情報センター、憩いの広場
- ・応募数：約30,000票

【ファンファンフォトコンテスト】

- ・撮影期間：10月30日（木）～11月3日（月・祝）
- 応募点数：95点（入賞：24点）

【シェイプドバルーンふれあい広場】

- ・期 間：10月30日（木）～11月3日（月・祝）
- ・場 所：ローンチサイトA～F
- ・内 容：シェイプドバルーンの一斉係留時の観客をローンチサイト内に入れ、バルーンと観客がふれあえる機会をつくった。

交 通 対 策

【シャトルバス】

- ・乗車人員

駐車場	1日（土）		2日（日）		3日（月）		合計	
	2,003	2,002	2,003	2,002	2,003	2,002	2,003	2,002
競馬場跡 低床公園	2,816	2,055	8,594	2,237	6,326	4,177	17,736	8,469
どん3の森	2,011	946	7,393	894	5,212	1,437	14,616	3,277
新栄小	1,310	1,848	2,564	1,829	2,038	3,636	5,912	7,313
合 計	6,137	4,849	18,551	4,960	13,576	9,250	38,264	19,059

【JR】

- ・バルーンさが駅乗降人員（延べ636本 内特急40本）

2003年					2002年				
日付	人員	午前	午後	夜留	日付	人員	午前	午後	夜留
10/31(木)	4,332人	○	○	なし	10/31(水)	2,289人	○	×	なし
11/ 1(金)	11,367人	○	○	なし	11/ 1(木)	6,945人	×	×	なし
11/ 2(土)	20,023人	○	○	なし	11/ 2(金)	15,989人	○	×	なし
11/ 3(日)	46,088人	×	×	○	11/ 3(土)	14,729人	×	×	×
11/ 4(月)	37,836人	○	○	○	11/ 4(日)	31,056人	○	×	○
合 計	119,646人					71,008人			

- ・JRフリー切符、記念切符

「佐賀バルーンフリーきっぷ」2,705枚販売（前年比295.3%）

※福岡85%、北九州11%、その他4%

「バルーンフェスタ記念乗車券」5,000枚完売

会場外のイベント

【ライトファンタジー点灯式／オープニングパレード／ストリートパーティ】

日 時：10月29日（水）18:00～21:00

場 所：シンボルロード、唐人町

内 容：バルーンフェスタのオープニングを飾るパレードを実施し、「着物で闊歩」などのパレード隊の協力により盛り上がりました。

【バルーンサテライト事業】

＜～時が刻んだ～懐かしの響き展＞

期 間：10月30日（木）～11月3日（月・祝）

場 所：恵比須ギャラリー 入場者：2,861名

内 容：アンティーク時計約50点、蓄音機5台などコレクションを展示。

＜佐賀城下秋の骨董市＞

期 間：11月1日（土）～11月3日（月・祝）

場 所：松原神社境内 来場者：29,725名

＜バルーン協力店＞ 協力店36店

各店舗で独自のサービス（記念品サービス、割引等）を実施。

＜バルーン会場と中心街を結ぶ循環バスを運行＞

期 間：10月30日（木）～11月3日（月・祝）

場 所：バルーン会場～中心街（唐人町、エスプラッツ、松原神社、佐賀玉屋）

【ライトファンタジー関連事業】

＜ストリートギャラリー＞

期 間：平成15年10月29日～平成16年1月12日 場 所：唐人町通り

内 容：ファンタジーコンパネアート、ショーウィンドウギャラリー

＜ストリート音楽会＞

『ストリート音楽会』 場 所：唐人町街角広場

『アマチュアミュージシャンのストリートライブ』

期 間：10月31日（金）～11月 2日（日）

【ザ・サンヤマチナイト】

日 時：11月1日（土）20:00～22:00 場 所：市民運動広場

内 容：選手・役員と市民の交流の場としてバルーンニストと直接触れ合えた。

参考資料 2 大会の歴史 / 大会開催規模

1978バルーン・フェスタ・イン九州 (開催地:甘木)	5 機	競技飛行なし
1979バルーン・フェスタ・イン九州 (開催地:甘木)	8 機	2 タスク
1980バルーン・フェスタ・イン九州	14 機	2 タスク 観客動員 3万人
1981バルーン・フェスタ・イン佐賀	18 機	4 タスク 観客動員 5万人
1982バルーン・フェスタ・イン佐賀	24 機	観客動員 8万人
1983バルーン・フェスタ・イン佐賀	34 機	8 タスク 観客動員 10万人
1984佐賀インターナショナル・バルーンフェスタ	49 機 (競技外 16)	7タスク
第1回パシフィック・カップ: 33 機 (国外 10機)	第1回日本選手権:23 機	観客動員 12万人
1985佐賀インターナショナル・バルーンフェスタ	50 機 (競技外 20)	8タスク
第2回パシフィック・カップ: 30 機 (国外 10機)	第2回日本選手権:25 機	観客動員 15万人
1986佐賀インターナショナル・バルーンフェスタ	83 機	8タスク
第3回パシフィック・カップ: 83 機 (国外 31機)	第3回日本選手権:52 機	観客動員 20万人
1987佐賀インターナショナル・バルーンフェスタ	76 機 (競技外 18)	8タスク
第4回パシフィック・カップ: 58 機 (国外 12機)	第4回日本選手権:46 機	観客動員 25万人
1988佐賀インターナショナル・バルーンフェスタ	92 機 (競技外 10)	11タスク
第5回パシフィック・カップ: 82 機 (国外 20機)	第5回日本選手権:62 機	観客動員 35万人
1989第9回佐賀熱気球世界選手権	132 機	
世界選手権: 102 機 (国外 94機)	18 タスク	観客動員 117万人
フェスタ (第6回パシフィック・カップ): 23 機 (国外 5機)	10 タスク	オフィシャル気球: 7 機
1990佐賀インターナショナル・バルーンフェスタ	85 機 (競技外 13)	12 タスク
第1回熱気球太平洋選手権: 50 機	(国外 17機)	
第7回パシフィック・カップ: 82 機	(国外 34機)	
第1回レディス・ワールドカップ: 22 機 (国外 13機)		観客動員80万人
1991佐賀インターナショナル・バルーンフェスタ	110 機 (競技外 12)	14 タスク
第8回パシフィック・カップ: 98 機	(国外 34機)	
第2回レディス・ワールドカップ: 17 機	(国外 7機)	
第8回日本選手権: 64 機		
フェスタ・オフィシャル気球: 12 機	(国外 3機)	観客動員89万人
1992佐賀インターナショナル・バルーンフェスタ	136 機 (競技外 24、19ヶ国・地域)	11 タスク
第9回パシフィック・カップ: 112 機	(国外 40機、16ヶ国・地域)	
第3回レディス・ワールドカップ: 14 機	(国外 7機、6ヶ国・地域)	
第9回日本選手権: 72 機		
バルーン・ファンタジア '92: 8 機	(国外 5機、5ヶ国・地域)	
フェスタ・オフィシャル気球: 16 機	(国外 3機、5ヶ国・地域)	観客動員 88万人

1993佐賀インターナショナル・バルーンフェスタ 136 機 (競技外 26、17ヶ国・地域) 13 タスク
 第11回パシフィック・カップ: 110 機 (国外 34機、15ヶ国・地域)
 第5回レディス・ワールドカップ: 12機 (国外 7機、6ヶ国・地域)
 第11回日本選手権: 76 機
 バルーン・ファンタジア '93: 8 機 (国外 7機、5ヶ国・地域)
 1993日本熱気球グランプリ最終戦: 18 機 (国外 3機、4ヶ国・地域) 観客動員 63万人

1994佐賀インターナショナル・バルーンフェスタ 120 機 (競技外 19、16ヶ国・地域) 17 タスク
 第11回パシフィック・カップ: 101 機 (国外 33機、14ヶ国・地域)
 第6回レディス・ワールドカップ: 10機 (国外 4機、6ヶ国・地域)
 第12回日本選手権: 68 機 1994日本熱気球グランプリ最終戦: 20 機
 バルーン・ファンタジア '94: 6 機 (国外 4機、4ヶ国・地域)
 フェスタ・オフィシャル気球: 13 機 (国外 1機、2ヶ国・地域) 観客動員 98万人

1995佐賀インターナショナル・バルーンフェスタ 121 機 (競技外 21、16ヶ国・地域) 10 タスク
 第12回パシフィック・カップ: 100 機 (国外 34機、15ヶ国・地域)
 第6回レディス・ワールドカップ: 13機 (国外 5機、6ヶ国・地域)
 バルーン・ファンタジア '95: 7 機 (国外 5機、4ヶ国・地域)
 1995熱気球ホンダグランプリ最終戦: 25 機 観客動員 81万人

1996佐賀インターナショナル・バルーンフェスタ 128機 (競技外23機、17ヶ国・地域) 10タスク
 第4回熱気球大太平洋選手権: 50機 (国外19機、8ヶ国・地域)
 第13回パシフィック・カップ: 105機 (国外39機、15ヶ国・地域)
 第7回レディス・ワールドカップ: 9機 (国外4機、5ヶ国・地域)
 1996熱気球ホンダグランプリ最終戦: 26機
 バルーン・ファンタジア '96: 7機 (国外 5機、5ヶ国・地域)
 フェスタ・オフィシャル気球: 16機 (国外2機、3ヶ国・地域) 観客動員88万人

1997第13回佐賀熱気球世界選手権 171機 (競技外57機、38ヶ国・地域) 21タスク
 第13回世界選手権: 114機 (国外110機、38ヶ国・地域)
 1997熱気球ホンダグランプリ最終戦: 20機 フェスタ・バルーン: 11機 (国外 6機)
 バルーン・ファンタジア '97: 13機 (国外 6機)
 オフィシャル・バルーン: 13機 観客動員 107.1万人

1998佐賀インターナショナル・バルーンフェスタ101機 (競技外23、12ヶ国・地域) 12タスク
 第14回パシフィック・カップ: 78機 (国外21機、10ヶ国・地域)
 第15回日本選手権: 57機
 1998熱気球ホンダグランプリ最終戦: 20機
 バルーン・ファンタジア '98: 10機 (国外5機、4ヶ国・地域)
 フェスタ・オフィシャル気球: 13機 観客動員 72万人

1999佐賀インターナショナル・バルーンフェスタ121機 (競技外23機、14ヶ国) 12タスク

第15回パシフィック・カップ：98機 (国外34機、13ヶ国)
 第16回日本選手権：64機
 1999熱気球ジャパン・ホンダグランプリ最終戦：20機
 バルーン・ファンタジア '99：9機 (国外4機、5ヶ国)
 フェスタ・オフィシャル気球：14機 観客動員 68万人
 2000佐賀インターナショナル・バルーンフェスタ110機 (競技外21機、13ヶ国)
 第16回パシフィック・カップ：89機 (国外30機、13ヶ国)
 第17回日本選手権：59機
 2000熱気球ジャパン・ホンダグランプリ第4戦：22機
 バルーン・ファンタジア2000：7機 (国外2機、3ヶ国)
 フェスタ・オフィシャル気球：14機 観客動員 76万人
 2001佐賀インターナショナル・バルーンフェスタ120機 (競技外29機、18ヶ国・地域)
 第17回パシフィック・カップ：91機 (国外34機、18ヶ国・地域)
 第18回日本選手権：57機
 2001熱気球ワールド・ホンダグランプリ第2戦：30機
 2001熱気球ジャパン・ホンダグランプリ第4戦：26機
 バルーン・ファンタジア2001：8機 (国外3機、3ヶ国)
 フェスタ・オフィシャル気球：21機 (国外2機、2ヶ国) 観客動員71.8万人
 2002佐賀インターナショナル・バルーンフェスタ110機 (競技外23機、14ヶ国・地域)
 第18回パシフィック・カップ：83機 (国外28機、13ヶ国・地域)
 第19回日本選手権：54機
 2002熱気球ジャパン・ホンダグラプリ第4戦：26機
 バルーン・ファンタジア：8機 (国外3機、3ヶ国)
 フェスタ・オフィシャル気球：15機 観客動員 59.6万人
 2003佐賀インターナショナル・バルーンフェスタ 112機 (競技外 32機、 15ヶ国・地域)
 第19回パシフィック・カップ： 77機 (国外 29機、 14ヶ国・地域)
 2003熱気球ジャパン・ホンダグラプリ第4戦： 機
 2003 S A G A シニアパイロット選手権： 12機
 ファンファンカーニバル： 15機 (国外 6機、 7ヶ国)
 フェスタ・オフィシャル気球： 19機 観客動員 89.4万人
 2004佐賀インターナショナル・バルーンフェスタ 119機 (競技外 機、 16ヶ国・地域)
 第20回パシフィック・カップ：82機 (国外29機、11ヶ国・地域)
 2004熱気球ジャパン・ホンダグラプリ第4戦
 2004 S A G A シニアパイロット選手権
 ファンファンカーニバル： 15機 (国外 7機、4ヶ国)
 フェスタ・オフィシャル気球： 22 機

農地保全研究部会研究集会のあゆみ

開催日	テーマ	開催地（後援県）
第1回（昭和55年6月13日）	農地保全と水食	草津市（滋賀県）
第2回（昭和56年6月12日）	農地保全の諸問題	草津市（滋賀県）
第3回（昭和57年7月22日）	農地保全，その対策と研究	山口市（山口県）
第4回（昭和58年7月21日）	農業生産環境保全の課題とその対策	鳥取市（鳥取県）
第5回（昭和59年7月19日）	風土と農地保全	鹿児島市（鹿児島県）
第6回（昭和60年7月18日）	災害と農地保全	松江市（島根県）
第7回（昭和61年7月17日）	土地生産力と農地保全	金沢市（石川県）
第8回（昭和62年7月16日）	農地造成における設計施工と保全	郡山市（福島県）
第9回（昭和63年7月25日）	特殊土地地帯における地力保全	山形市（山形県）
第10回（平成元年10月24日）	国土・農村空間の総合整備と農地保全	那覇市（沖縄県）
第11回（平成2年7月18日）	緑の大地に豊かな環境・農地保全の新たな展開	帯広市（北海道）
第12回（平成3年9月3日）	未来につなぐ豊かな大地	函館市（北海道）
第13回（平成4年9月9日）	豊かな環境の創造 急傾斜・火山灰地帯を新たに拓く	宮崎市（宮崎県）
第14回（平成5年9月8日）	自然環境の保全と活用ー火山灰土壌と地下水ー	熊本市（熊本県）
第15回（平成6年9月7日）	農業農村環境と水圏環境	中村市（高知県）
第16回（平成7年9月7日）	農地の保全と地すべり	池田町（徳島県）
第17回（平成8年11月14日）	農地および農道法面の保全	柳井市（山口県）
第18回（平成9年11月20日）	急傾斜地帯における農地の保全	尾道市（広島県）
第19回（平成10年10月29日）	源流地帯における農地の保全問題	岐阜市（岐阜県）
第20回（平成11年8月26日）	棚田地帯の保全と整備	長野市（長野県）
第21回（平成12年8月31日）	豊かで美しい地域環境を創るー農地保全の新たな展開ー	青森市（青森県）
第22回（平成13年9月6日）	湿地の活用・保全	秋田市（秋田県）
第23回（平成14年9月10日）	生態系に配慮した農地整備の新展開	鴨川市（千葉県）
第24回（平成15年9月9日）	農地整備・保全事業における農地の多面的機能について	長野市（長野県）
第25回（平成16年11月9日）	低平地における農地保全と地域資源の活用	佐賀市（佐賀県）

農業土木学会農地保全研究部会規約

(名称)

第1条 この部会は、農業土木学会農地保全研究部会と称する。

(目的)

第2条 この部会は、農地保全に関する基礎的研究と応用について総合的な研究、調査を支援するとともに、その進歩発展を期するものである。

(事業)

第3条 この部会は、その目的達成のために次の事業を行う。

- (1) 共同研究の奨励および調整
- (2) 研究集会および現地見学会の開催
- (3) 研究資料「農地保全の研究」部会誌の発行
- (4) その他必要な事項

(役員)

第4条 この部会に次の役員を置く。

- (1) 部会長 1名
- (2) 会計監査 1名
- (3) 幹事 原則として農地保全の調査研究に関わる試験研究・行政機関を代表する者

2 部会長は部会を代表する。

3 会計監査は部会予算の執行を監督し、検査する。

4 幹事は部会長を補佐し、部会の運営に当る。

5 部会長および会計監査の選出は幹事の互選とする。

6 部会長の任期は2年とし、再任を妨げない。

7 部会長は、研究集会および現地見学会の開催にあたり、役員に加えて集会幹事を委嘱することができる。

(幹事会)

第5条 この部会に幹事会を設け、規約、会務の審議および運営にあたる。

2 幹事会は、部会長および会計監査と幹事によって構成され、部会長が必要に応じて召集する。

3 幹事は部会の目的に沿って、部会運営上必要な企画、事業および広報などを担当する。

(会計)

第6条 この部会の経費は、農業土木学会の研究部会交付金および寄付金などによる。

2 会計年度は、毎年4月1日から翌年3月31日までとする。

(事務局)

第7条 この部会の事務局は、部会長の所属機関に置き、庶務および会計を担当する。

2 部会長は、事務局の職務を行うにあたり、事務局幹事を委嘱することができる。

附 則

この規約は昭和54年7月12日より発効する。

この規約は平成11年4月1日から実施する。

第 25 回農地保全研究部会 研究集会資料

農地保全の研究 第 25 号

平成 16 年 11 月 9 日

編集・発行者 農業土木学会農地保全研究部会

事務局 〒812-8581 福岡市東区箱崎 6-10-1

九州大学大学院農学研究院 土環境学研究室

Tel: 092-642-2920 Fax: 092-642-2921

E-mail: ohtsubo@bpes.kyushu-u.ac.jp

