



Studiedag

Journée d'étude

SEDIMENTTRANSPORT

TRANSPORT DE SEDIMENTS

Heverlee, 03.03.1992

Katholieke Universiteit Leuven

Arenbergkasteel

Sprekers en deelnemers - Studiedag "Sedimenttransport"

3 maart 1992

Sprekers :

Berlamont J., Laboratorium voor Hydraulica, K.U.Leuven

De Smedt F., Dienst Hydrologie, V.U.B.

Huygens M., Laboratorium voor Hydraulica, Gent

Kabir M.R., Laboratorium voor Hydraulica, K.U.Leuven

Perrusquia G., University of Göteborg, Sweden

Sas M., I.M.D.C.

Toorman E., Laboratorium voor Hydraulica, K.U.Leuven

Torfs H., Laboratorium voor Hydraulica, K.U.Leuven

Verbanck M., U.L.B.

Zech Y., U.C.L.

Deelnemers :

Abderrahim D., FSA/GC, U.C.L.

Ansion J.P., Laboratoire de Recherches Hydrauliques, Châtelet

Belmans H., Antwerpse Zeehavendienst

Bornauw Mieke, Laboratorium voor Hydraulica, K.U.Leuven

Borremans F., Onbevaarbare Waterlopen

Brumagne D., CIBE

Bulckaen D., Tractebel

Bunte K., Laboratorium voor Experimentele Geomorfologie, K.U.Leuven

Claessens J., Antwerpse Zeehavendienst

Dammans J., Onbevaarbare Waterlopen

De Roeck G., Departement Bouwkunde, K.U.Leuven

De Brauer D., ABOS

Diels F., Aquafin

Duhoux, industrieel ingenieur, Londerzeel

Dumon G., Dienst der Kusthaven

Duthoi R., Gentse Zeehavendienst
El Zeir M., Laboratorium voor Hydraulica, K.U.Leuven
Engels J., Waterbouwkundig Laboratorium, Borgerhout
Fronteau Ch., Dienst Hydrologie, V.U.B.
Fuamba M., Laboratorium voor Hydraulica, K.U.Leuven
Goderis W., Landelijke Waterdienst
Heylen J., Ministerie van de Vlaamse Gemeenschap
Hiver J.M., Laboratoire de Recherches Hydrauliques, Châtelet
Houben J., BMM
Huysentruyt H., Laboratorium voor Hydraulica, K.U.Leuven
Kerstens P., Dienst Tijgebonden Waterwegen
Libbrecht D., N.V. Belconsulting
Lukanda M., GC, U.C.L.
Malherbe B., N.V. Haecon
Monbaliu J., Laboratorium voor Hydraulica, K.U.Leuven
Moonen L., K.U.Leuven
Peters J.J., Dienst Hydrologie, V.U.B.
Poesen J., Fysische en Regionale Geografie, K.U.Leuven
Quiroga M., Laboratorium voor Hydraulica, K.U.Leuven
Ratinckx P., Laboratorium voor Hydraulica, K.U.Leuven
Sillen X., FSA/GC, U.C.L.
Smets E., Waterbouwkundig Laboratorium, Borgerhout
Standaert P., Dredging International
Sterling A., Ponts et Chaussées
Tito L., Laboratorium voor Hydraulica, Gent
Van der Beken A., Dienst Hydrologie, V.U.B.
Van den Bosch L., Laboratorium voor Hydraulica, K.U.Leuven
Van Hoegaerden P., K.U.Leuven
Van Poucke L., Laboratorium voor Hydraulica, Gent
Van Zundert W., K.U.Leuven
Verhoeven R., Laboratorium voor Hydraulica, Gent
Verslype H., Gentse Zeehavendienst
Yu J., Laboratorium voor Hydraulica, Leuven

- 9.00 u. : **Onthaal - Accueil**
- 9.30 u. : Inleiding - Introduction
Prof. J. Berlamont, K.U.Leuven
- 9.50 u. : Bed load transport in storm sewers
Dr. G. Perrusquia, Göteborg, Sweden
- 10.20 u. : **Koffie - Pause café**
- 10.50 u. : Erosiegedrag van mengsels cohesieve, niet-cohesieve sedimenten
ir. H. Torfs, K.U.Leuven
- 11.10 u. : Aperçus du comportement des sédiments en collecteur d'assainissement unitaire
ir. M. Verbanck, U.L.B.
- 11.30 u. : De rol van de sliblaag in cohesief sedimenttransport
ir. E. Toorman, K.U.Leuven
- 12.00 u. : **Lunch aangeboden door het N.F.W.O.
Lunch offert par le F.N.R.S.**
- 14.00 u. : Sediment transport in unsteady flow
M. R. Kabir, M.Eng., K.U.Leuven
- 14.20 u. : Instabilité sédimentologique de rivières Amazoniennes
Prof. Y. Zech, U.C.L.
- 14.40 u. : Simulatie van sedimenttransport in het reservoir van de Assoeandam
Prof. F. De Smedt, V.U.B.
- 15.00 u. : **Koffie - Pause café**
- 15.30 u. : Sedimenttransportmetingen in de Schelde : een noodzaak ... een uitdaging
ir. M. Sas, I.M.D.C.
- 15.50 u. : Sedimenttransport langs de Belgische kust
ir. M. Huygens, R.U.G.
- 16.30 u. : Receptie aangeboden door de Laboratoria voor Hydraulica van de Universiteit Gent en de K.U.Leuven

Réception offerte par les Laboratoires d'Hydraulique de l'Université Gent et de la K.U.Leuven

Sediment mechanics

an introduction: identification of research needs

Prof. J. Berlamont
K.U. Leuven

The study of erosion, sedimentation and transport of sediments is of particular interest to civil engineers for the prediction of natural and antropogenic changes of river morphology and shore lines, the design of dredged mud deposits, the estimation of the lifetime of reservoirs or the prediction of pollutants concentration at combined sewer outfalls.

Before one can build a mathematical model to simulate the above mentioned processes, the different relevant mechanisms must be well understood and quantified. Unfortunately this is not yet the case and empirism still largely prevails.

Initiation of motion

Every one is familiar with the concepts of critical velocity or critical shear stress for the initiation of sediment motion, which go back to Hjulstrom and Shields (1936) respectively. This deterministic approach is however no longer valid when non uniform sediments are considered (stochastic process of armouring (Gessler 1965)), or for mixtures of cohesive and non cohesive materials. The picture becomes still more complicated when the effect of fluidization of the bed by wave action has to be taken into account. The experimental determination of "critical conditions" for the initiation of sediment motion is further hindered by the fact that it is very hard to decide from visual observations or from measurements which conditions exactly correspond to the beginning of erosion.

Transport of sediments

An impressive arsenal of different empirical or semi-empirical formulas is available. Starting from du Boys (1879), one can mention Meyer Peter (1934), the pioneer work of Einstein (1934), the modern formulas of Engelund Hansen (1967), Yang (1972), Ackers and White (1972), and the recent work by Van Rijn (1982) and Ackers and White (1991). It is interesting to note that the most recent formulas again are largely empirical and disregard the subtle theories of Einstein, Kalinske and others, and the separation of roughness and transport prediction. Different well established theories often yield results that differ from each other by orders of magnitude. It is certainly not settled which formula gives the best results under all circumstances. Major, largely still unsolved remaining problems are:

- formulas all give transport capacities, not necessarily actual sediment transport rates;
- in unsteady flow conditions, the use of the classical sediment transport formulas may give completely wrong results;
- it is hard to include the diversity of sediment characteristics into one or a few comprehensive parameters. In fact, both the size distribution of the sediments (on the bed and in suspension), and the flow characteristics (turbulence) are essentially stochastic variables.
- comprehensive measurements in nature are difficult, expensive and probably inaccurate. In many cases measurements can be carried out only in a very restricted number of locations at the same time.
- all formulas, and consequently the models, are essentially one dimensional, whilst the interaction of the flow and sediment movement has most often a three dimensional character.

Sedimentation

As in the case of erosion, critical values of the velocity or the shear stress are used to decide whether sediments of a certain size will settle down or stay into suspension. This of course, is a very rough description of a phenomenon that has essentially to do with turbulence. Sedimentation rates are determined either by (hundred) settling theories or by applying the continuity equation (difference of sediment transport (capacity!) in successive cross sections). Once the sediment has arrived on the bed it starts to consolidate, especially when it contains an important fine fraction. For the correct modelling of consolidation, "closure equations" for the permeability and the effective stresses are needed.

Modelling morphological changes

Modelling "vertical" changes of the bed i.e. erosion and sedimentation is done by integrating Exner's equation (continuity eq. for the bed) in one or two (horizontal) dimensions. Although the three dimensional character of the flow field and turbulence are controlling sediment transport processes, most often the flow field data which are supplied to the transport model are 1 or 2 dimensional and turbulence is only accounted for in a simplified way. When attempting to model "horizontal" morphological changes e.g. changes in the width of the river, meandering or braiding behaviour of rivers, it becomes obvious that there is an equation missing. Supplementing the hydraulic and transport equations with a so called "regime" equation (interrelation between the different geometric parameters of a river) may solve the problem. Although a lot of criticism has been addressed to the "regime theory" (1895), the modern trend is back to regime equations (e.g. Julien, 1984), which are now based on large databases and extensive computer processing. The new concept of "entropy" (maximum entropy, minimum rate of energy dissipation) provides a theoretical backing for the existence of regime equations (Lamberti, 1988).

Scales

Many of the problems encountered in the modelling of sediment transport originate from the fact that we have to deal with quite different space and time scales at the same moment: Most often we are interested in long term predictions (typically : decades) of changes over long river reaches (typically : kilometers), while the mechanisms that affect erosion and sedimentation have typical length scales of centimeters (Kolmogoroff length scale of turbulence) and time scales of seconds. The combination of large scales and small scales and fast and slow processes results in a badly conditioned system.

In view of the many uncertainties, and deficiencies of our knowledge on one hand, and the importance (and costs) of the related practical engineering problems on the other hand, it is to be expected that a lot of research efforts are devoted to sediment mechanics. Very modestly, part of this work is also carried out in Belgium at our Universities who joined efforts in an interuniversity research program on "erosion, sedimentation and resuspension of partly cohesive and partly non cohesive sediments, in particular in unsteady flow conditions". Besides this, several other research projects are going on: some are supported by governmental or international agencies, and some by the EEC in the framework of the MAST program.

The results of this research obtained so far, will be presented and discussed at this workshop.

STUDY DAY ON SEDIMENT TRANSPORT
3 March, 1992
Katholieke Universiteit te Leuven, Heverlee, Belgium

SEDIMENT TRANSPORT IN SEWER PIPES IN STREAM TRACTION
An Experimental Study

G. S. Perrusquía

Department of Hydraulics
Chalmers University of Technology
S-412 96 Göteborg, Sweden

ABSTRACT

An experimental study of the transport of sediment in a part-full pipe was carried out in a concrete pipe. Different sand sizes, sediment bed thicknesses and pipe slopes were tested. The experiments were confined to bed load transport. The purpose of this study was to analyze the flow conditions that characterize the stream traction in pipe channels and their relationship to sediment transport rate, flow resistance and bedform dimensions. Three procedures used in this kind of experimental study were tested and found valid: 1) the vertical **velocity distribution** near the sediment bed can be described by the velocity-defect law, 2) the **side wall elimination** procedure can be used to compute the hydraulic radius of the sediment bed, and 3) the **critical shear stress** of the sediment particles can be obtained by using Shield's diagram. A procedure for **flow resistance** prediction, which can be used as a design method for pipe channels, was proposed. This procedure showed similar tendencies to those of the methods of Lau for ripples and Engelund-Hansen for dunes. A relationship to estimate **bedload transport**, based on dimensional analysis, was proposed. This relationship is expressed in terms of both flow and particle parameters as well as geometric factors. Five available equations for bedload transport computation were used for comparison with the proposed relationship. The equations in which transport is exclusively a function of shear stress, gave better estimates than the equations which are based on the excess shear. Both the procedure for flow resistance prediction and the relationship for bedload transport estimation can be used in the analysis of **storm sewer** systems. Further experimental work is recommended before these methodologies can be fully incorporated in a simulation model for storm sewers.

KEYWORDS

Bedforms; Bedload; Critical shear; Flow resistance; Pipe channels; Sediment transport; Side wall; Storm sewers; Stream traction.

INTRODUCTION

In recent years, attention has focussed on studying the complicated storm sewer systems that cities have developed. The problems in such systems are similar to those present in surface river systems. The main difference is that storm sewers are man-made and a major problem is to design the system in such a way that both water and sediment are transported satisfactorily. In the mid 1970's and early 1980's several experimental studies, intended to solve the problem of deposition and accumulation of sediment in sewers, were undertaken around the world. Various methods were suggested for the design of self-cleansing sewers. The accumulation of sediment in storm sewers is still a major problem. Low flows

accompanied by mild hydraulic gradients cause deposition. This situation deteriorates until more or less permanent sediment beds build up along the pipe's invert. Depending on the flow conditions the sediment bed may be either plane or with associated bedforms. At the same time, the flow conditions are closely related to the bed resistance which in turn depends on the type of bedforms. The problem is then the interaction of the flow and the alluvial bed. This situation has not been sufficiently investigated in the past and the state of knowledge is rather vague despite the vast amount of information on sewers.

The hydraulic section of a part-full pipe with a sediment bed is that of a modified, truncated circular open channel which may produce certain shape effects. Also, alluvial channels are often considered to be wide with no side-wall influence. In contrast, pipes with sediment often have small channel width/flow depth ratios and the side walls may affect the flow process. Therefore, there is a need for more information to answer the above mentioned uncertainties regarding transportation of sediment particles in stream traction.

In two earlier studies, the author investigated flow resistance in part-full pipes with stable, plane sediment beds (Perrusquía et al, 1986), and flow resistance and bedform dimensions in pipes with movable sediment beds (Perrusquía, 1988). However, transport rates were not measured at that stage and flow resistance could not be verified other than by using the available methods applicable to alluvial channels. The present study reports a series of experiments in which flow resistance, bedform dimensions and transport rate have been measured.

An experimental study on the transport of sediment in a part-full sewer, or pipe channel, was carried out at the Department of Hydraulics, Chalmers University of Technology, Göteborg, Sweden (Chalmers series). Experiments were confined to bedload, or stream traction, transport. Uniform sediment sizes were used. The sediment bed was either plane where sediment was stationary or transported or with bedforms where sediment was transported. Fig. 1 shows an illustration for the case of movable bedforms.

The purpose of this paper is to analyze the flow conditions that characterize the stream traction in pipe channels and their relationship to sediment transport rate and flow resistance. To the author's knowledge this is the first attempt to study the sediment transport in a part-full pipe with a permanently deposited alluvial bed. Two complementary series of experiments were carried out by the author at the Department of River Engineering, Hydraulics Research Ltd. (Wallingford series) and at the Hydraulics Laboratory of the Department of Civil Engineering, The University of Newcastle upon Tyne (Newcastle series), both in England.

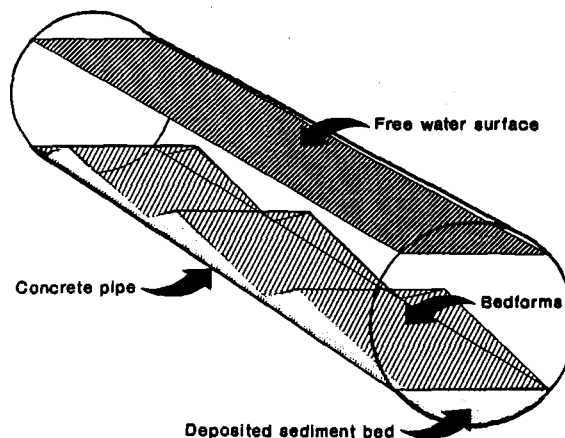


Fig. 1. Illustration of stream traction in pipe channels.

PART-FULL PIPES WITH A DEPOSITED SEDIMENT BED

Velocity Distribution

To determine flow resistance on sediment beds, knowledge of the shear stress over the boundary is required. Shear stress can in turn be defined by assuming that the velocity distribution follows a logarithmic law. Bedforms are said to be related to the type of flow; ripples occur if the flow is hydraulically smooth, dunes occur if the flow is hydraulically rough (Engelund and Fredsøe, 1982). In the experiments reported in this paper, bedforms were identified in both the transitional and hydraulically rough flow regimes, i.e. in both the transitional region from ripples to dunes and in the region where dunes definitely occur.

The equation used in the present study for the average velocity in a vertical profile is that attributed to Einstein (Simons and Şentürk, 1977) and Keulegan (Whiting and Dietrich, 1990):

$$\frac{V}{u_*} = 5.75 \log \left[10^{(B/5.75)} \left[\frac{R_b}{2.5 k_b} \right] \right] \quad \text{transitional} \quad (1)$$

$$\frac{V}{u_*} = 5.75 \log \left[12 \frac{R_b}{k_b} \right] \quad \text{rough} \quad (2)$$

V = mean flow velocity.

$u_* = \sqrt{\tau_b / \rho}$ = shear velocity.

τ_b = shear stress.

ρ = density of water.

B = roughness function which has a value of 8.5 for hydraulically rough flow.

R_b = hydraulic radius corresponding to the sediment bed.

k_b = equivalent sand roughness of the bed.

Equations (1) and (2) are suitable for wide open channels. However, they can be applied to pipe channels, considering the latter to be analogous to open channels, since only the hydraulic properties of the sediment bed are taken into account. In the present study, the assumption that the velocity distribution follows a logarithmic law was tested. Vertical velocity profiles were measured at the centerline and compared with the corresponding velocity-defect relationship which can be expressed as:

$$\frac{u_{\max} - u}{u_*} = 5.75 \log \left[\frac{y_{\max}}{y} \right] \quad (3)$$

u = local flow velocity at a height y above the sediment bed.

The agreement was found to be acceptable and the result is shown in Fig. 2, which corresponds to run 48. This means that a logarithmic velocity distribution can be assumed near the sediment bed.

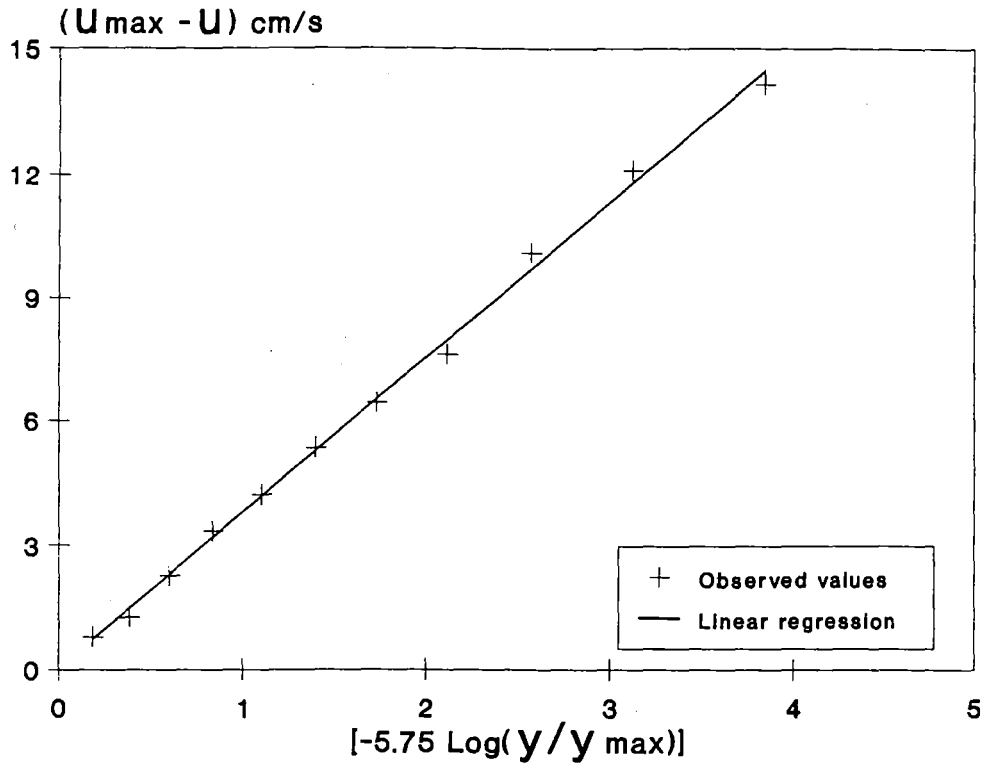


Fig. 2. Logarithmic velocity distribution through the centerline for run 48.

Side wall elimination

The boundaries of the cross sections investigated in the present study are the side walls of the pipe and the sediment bed. The cross sections cannot be regarded as wide as is often the case for alluvial channels. Therefore, the properties of the sediment bed should be computed separately from those of the side walls. The procedures used in the present study to determine the hydraulic radius of the sediment bed were those suggested by Einstein (1942) and Vanoni-Brooks (1957). The former uses Manning's equation while the latter uses Darcy Weisbach's equation. These elimination procedures are based on the assumption that the cross section can be divided into two subsections; one related to the sediment bed and the other to the side walls. Each of these subsections are assumed to have the same average velocity and hydraulic gradient. In this study, the assumption that the side wall elimination procedure can be applied even to narrow channels was tested. The value of shear velocity was identified as the slope of the line produced by the logarithmic velocity distribution according to Eq. (3) and Fig. 2. Bed shear stresses were computed from the expression:

$$\tau_b = u_*^2 \rho \quad (4)$$

u_* = shear velocity.

The hydraulic radius of the bed, R_b , was determined from the bed shear stress in the form:

$$\tau_b = \rho g R_b S \quad (5)$$

g = acceleration due to gravity.

S = energy gradient.

This experimental value of R_b was finally compared with that from the elimination procedure and good agreement between these two values was found. Both the measured and calculated bed shear stresses at the crest for run 58 are plotted in Fig. 3. The average value of the measured shear stress was 1.75 N/m^2 , which can be compared with 1.65 N/m^2 , the mean value obtained using the side wall elimination procedure.

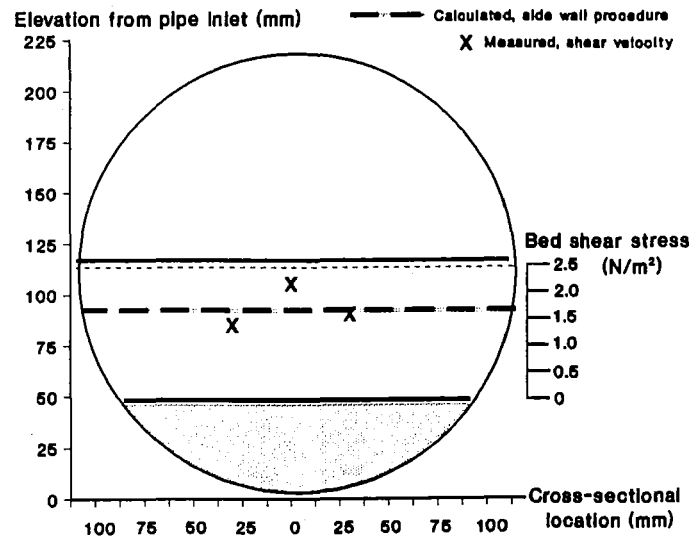


Fig. 3. Bed shear stress distribution for run 58.

Critical shear stress

The critical shear stress was determined using the experimental data. The rate of sediment transport as volumetric concentration in parts per million, C_v , was measured and plotted against its corresponding dimensionless bed shear stress, Θ_b , expressed as:

$$\Theta_b = \frac{\tau_b / \rho}{g(s-1)D_{50}} = \frac{R_b S}{(s-1)D_{50}} \quad (6)$$

Θ_b = dimensionless bed shear stress

$s = \rho_s / \rho$ = relative density of the sediment

ρ_s = density of sediment.

The volumetric concentration, C_v , can be plotted against the dimensionless bed shear stress, Θ_b , to find the critical value for the dimensionless bed shear stress, Θ_c , where the value of C_v is 1 ppm (arbitrarily selected). Critical shear stresses were found to be in the vicinity of Shields' curve.

EXPERIMENTAL STUDIES

The experiments were conducted in a 23 m long, 225 mm diameter concrete pipe. The pipe was placed on a supporting frame and its gradient kept constant for each particular run. The sediment was laid along the invert of the pipe and was then levelled off forming a sediment bed of uniform thickness on a 5 m long test reach in the middle of the pipe's length. There was a 3 m long false floor at each end of the test reach having the same thickness as the loose sediment bed. The test rig had recirculating facilities between two tanks, a supply tank

and a collecting tank, with a downstream control tail gate at the end of the pipe. An in-line turbine flow meter was installed along the return pipe upstream of the supply tank's inlet. Four piezometers were positioned: two on the false floor and two on the loose bed. A point gauge was mounted on a carriage which in turn was placed on rails. An electromagnetic vibrator to supply sediment into the pipe and a sediment trap were located on top of the upstream false floor and just downstream of the test reach, respectively. Each run started with a plane, levelled bed. The sediment used for the experiments was uniformly- graded sand. Two different sizes were tested: $D_{50} = 0.9$ mm and $D_{50} = 2.5$ mm. Both sands were quartz with a relative density, $s = 2.65$. Once uniform flow conditions had been achieved, flow discharge rates, flow depths, flow velocities, sediment supply rates and sediment transport rates were measured.

FUNCTIONAL RELATIONSHIP FOR SEDIMENT TRANSPORT

Dimensional analysis was used to define the variables and the functional relationships that govern stream traction in pipe channels. The characteristic parameters that define sediment transport in this kind of flow are: flow depth (Y), energy gradient (S), acceleration due to gravity (g), fluid density (ρ), dynamic viscosity (μ), sediment density (ρ_s), sediment size (D_{50}), sediment bed thickness (t), pipe diameter (D), and pipe roughness (k_w). The roughness of the sediment bed (k_b), can be described as a function of some of the characteristic parameters. Its determination is part of an iterative procedure which is described in detail in Perrusquía (1991). Some of these 10 parameters can be replaced by others which in turn are expressed in terms of the original ones. The new set of characteristic parameters consists of: flow depth (Y), acceleration due to gravity (g), fluid density (ρ), kinematic viscosity (ν), sediment density (ρ_s), sediment size (D_{50}), shear velocity (u_*), sediment bed thickness (t), pipe diameter (D), and pipe roughness (k_w).

The dimensionless version of the transport function is given by the " π -theorem" of the theory of dimensions as:

$$\Phi_b = f_1(\Theta_b, D_*, s, Z, Y_r, t_r, k_r) \quad (7)$$

$$\Phi_b = \text{transport parameter} = \frac{q_b}{\sqrt{g(s-1)D_{50}^3}}; q_b = \text{sediment transport rate per unit width.}$$

The dimensionless variables are:

$$\Theta_b = \text{dimensionless bed shear stress} = \frac{R_b S}{(s-1)D_{50}}.$$

$$D_* = \text{particle number} = \left[\frac{g(s-1)}{\nu^2} \right]^{1/3} D_{50}.$$

$$s = \text{relative density} = \frac{\rho_s}{\rho}.$$

$$Z = \text{relative grain size} = \frac{D_{50}}{Y}.$$

$$Y_r = \text{relative flow depth} = \frac{Y}{D}.$$

$$t_r = \text{relative bed thickness} = \frac{t}{D}.$$

$$k_r = \text{relative pipe roughness} = \frac{D_{50}}{k_w}.$$

The functional relationship expressed in Eq. (7) was used to analyze the transport of sediment in pipe channels with a deposited bed. The influence that these dimensionless variables have on sediment transport was investigated using multiple regression analysis.

Sediment transport supply in the Wallingford series was made using a different technique from that used in the other two series (Chalmers and Newcastle). The sediment was not supplied by a feeder but recirculated by a slurry pump. It is possible that the so called "equilibrium condition" had not been achieved by the time transport rates were recorded. Further, the experimental range was very limited which resulted in small transport rate variations. Therefore, it was decided to exclude the Wallingford series from the present analysis.

ANALYSIS OF EXPERIMENTAL RESULTS

The data reported in this paper belong to the Chalmers series. The data from both the Wallingford and Newcastle series have been published earlier by the author (Perrusquía, 1990). The experimental data range is summarized in Table 1. The proposed equation which contains the parameters that describe sediment transport for the present conditions has the form:

$$\Phi_b = 46 \times 10^3 \Theta_b^{2.9} D_*^{-1.2} D_{50}^{0.7} D^{-0.7} t_r^{-0.62} \quad (9)$$

TABLE 1 Range of the Experimental Data

Run No.	Pipe Slope S	Sand Size D ₅₀ (mm)	Sand Bed Thickness t (mm)	Flow Depth Y (mm)	Flow Discharge Q (l/s)
1-10	2x10 ⁻³	0.90	90	20-89	0.49-7.50
11-19	3x10 ⁻³	"	"	18-100	0.83-10.7
20-27	4x10 ⁻³	"	"	15-65	0.81-7.0
28-36	"	2.50	"	40-104	3.0-11.0
37-43	5x10 ⁻³	"	"	29-89	3.0-11.0
44-47	"	"	45	44-115	4.35-16.1
48-50	4x10 ⁻³	"	"	52-84	4.50-10.5
51-53	6x10 ⁻³	"	"	42-90	4.15-12.1
54-56	2x10 ⁻³	0.90	"	65-107	5.95-12.2
57-58	3x10 ⁻³	"	"	50-68	4.37-7.33

The significance of two variables, namely s and k_r, was found to be almost negligible. Also, Eq. (9) has been simplified and therefore Z and Y_r do not appear explicitly. The value of the adjusted coefficient of determination was 0.85. In Fig. 4, the comparison between the experimentally determined and the analytically calculated transport parameters shows a rather good agreement. Almost ninety percent of the predictions are within the $\pm 50\%$ deviation of the observed values.

CONCLUSIONS AND RECOMMENDATIONS FOR FUTURE WORK

In summary, Eq. (9) is considered to give good estimates of sediment transport in pipe channels. A few considerations should be made:

- 1) The equation is applicable to the experimental range corresponding to both the Chalmers and Newcastle series.

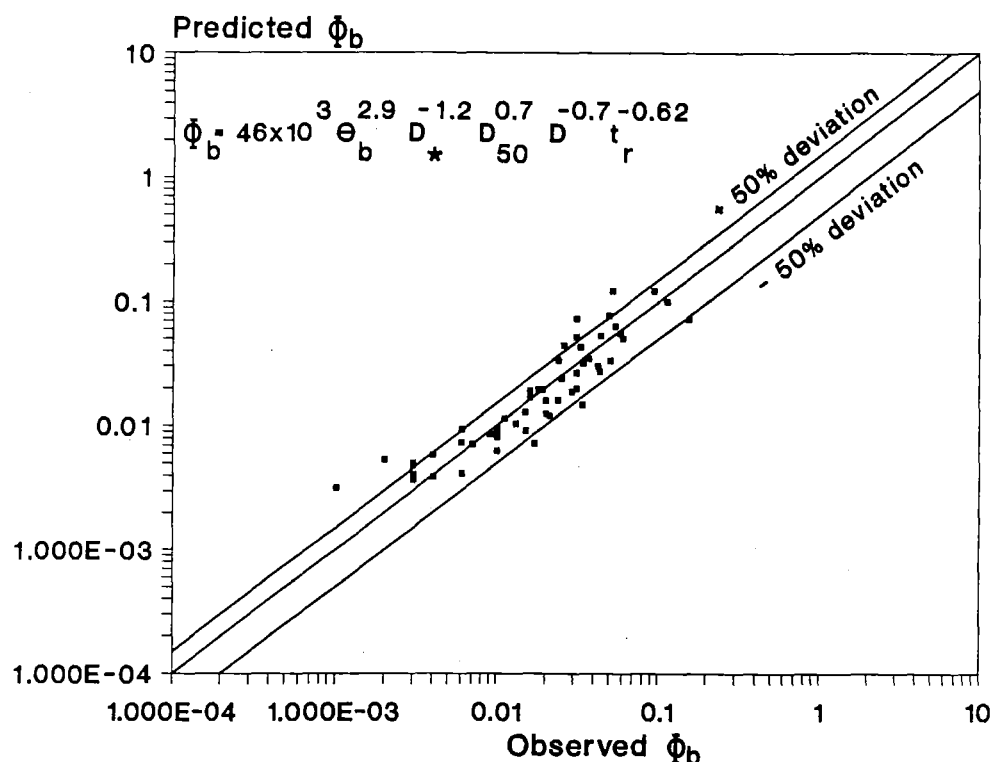


Fig. 4. Predicted versus observed sediment transport using Eq. (9).

- 2) The equation represents a first attempt to compute bedload transport in storm sewers and the difference between predicted and observed values is acceptable.
- 3) Further experimental work is recommended for other conditions, i.e. larger pipe diameters and different levels of sediment, before these methodologies can be fully incorporated in a simulation model for storm sewers.

ACKNOWLEDGEMENT

Financial support for this work was provided by the Swedish Council for Building Research.

REFERENCES

- Einstein, H. (1942). Formulas for the transportation of bed load. *T., ASCE*, 107, pp 561-597.
- Engelund, F. and Fredsøe, J. (1982). Hydraulic theory of alluvial rivers. *Advances in Hydroscience*, Vol. 13, Academic Press, pp 187-215.
- Perrusquía, G. (1988). *Part-full flow in pipes with a sediment bed*. Chalmers University of Technology, Department of Hydraulics, Report A:17, Göteborg, Sweden.
- Perrusquía, G. (1990). *Sediment in sewers. Research leaves in England*. Chalmers Univ. of Technology, Department of Hydraulics, Report B:52, Göteborg, Sweden.
- Perrusquía, G. (1991). *Bedload transport in storm sewers*. Chalmers University of Technology, Department of Hydraulics, Report A:22, Göteborg, Sweden.
- Perrusquía, G., Lyngfelt, S. and Sjöberg, A. (1986). *Flödeskapacitet hos avloppsledningar*. Chalmers Univ. of Technology, Dept. of Hydr., Report B:48, Göteborg, Sweden.
- Simons, D. and Şentürk, F. (1977). *Sediment Transport Technology*. Water Resources Publications, Colorado, USA.
- Vanoni, V. and Brooks, N. (1957). *Laboratory studies of the roughness and suspended load of alluvial channels*. Calif. Inst. of Technology, Report E-68, USA.
- Whiting, P. and Dietrich, W. (1990). Boundary shear stress and roughness over mobile alluvial beds. *Jour. of Hydr. Engng. ASCE*, Vol. 116, No. 12, pp 1495-1511.

Erosiegedrag van mengsels cohesieve, niet-cohesieve sedimenten.

Ir. Hilde Torfs
Wetenschappelijk medewerker
Katholieke Universiteit Leuven

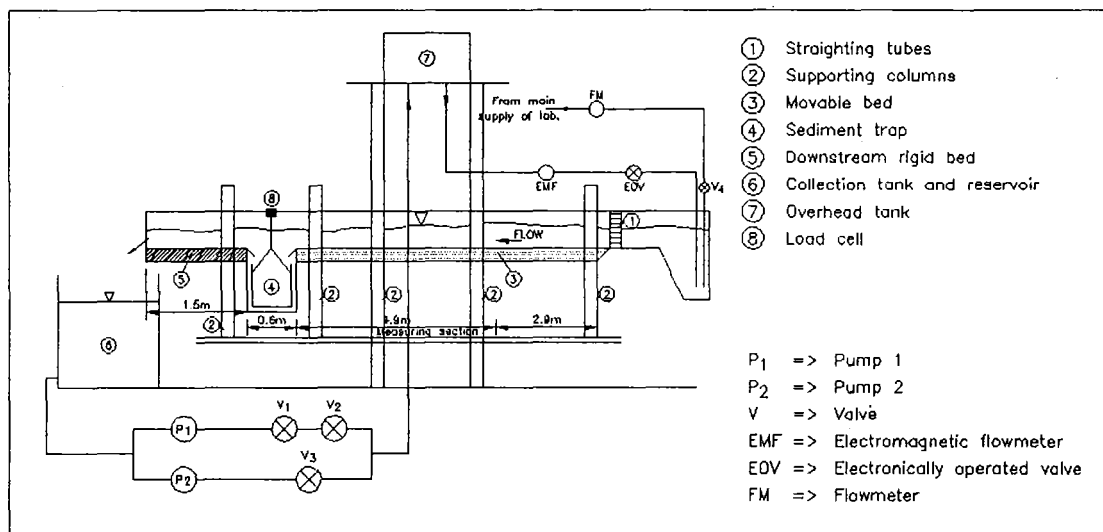
INLEIDING.

In een interuniversitair F.K.F.O.-project wordt de "Erosie, sedimentatie en resuspensie van gedeeltelijk cohesieve, gedeeltelijk niet-cohesieve sedimenten, in het bijzonder in het geval van niet-stationair regime" bestudeerd. Vijf Belgische universiteiten (Katholieke Universiteit Leuven, Université Catholique de Louvain, Université de Liège, Universiteit Gent en Vrije Universiteit Brussel) werken samen in dit onderzoek dat naast een uitgebreid literatuuronderzoek zowel laboratoriumwerk (in Châtelet, Gent, Leuven, Louvain-la-Neuve en Luik) als metingen in situ (in de rioleringen te Brussel en te Louvain-la-Neuve, op de Schelde te Temse) omvat.

Zowel voor cohesieve materialen als voor niet-cohesieve materialen zijn er tegenwoordig verscheidene modellen ontwikkeld. De studie van mengsels is daarentegen nog maar in een beginstadium. Mengsels cohesieve, niet-cohesieve materialen worden o.a. aangetroffen op de bodem van de Noordzee, in bepaalde rivieren en estuaria en in rioleringsnetten. Al deze aspecten komen in dit onderzoeksproject aan bod.

PROEFOPSTELLING EN EXPERIMENTEN.

In het Laboratorium voor Hydraulica te Leuven werd een rechthoekige stroomgoot met veranderlijke helling gebouwd (zie figuur 1).



Figuur 1 : Proefopstelling.

Gedurende een jaar werden een hele reeks experimenten uitgevoerd met mengsels gaande van 100% klei tot 100% zand. Een mengsel aangemaakt door het mechanisch mengen van zand, klei en water

wordt gekarakteriseerd door de samenstelling (% fines, d.i. de gewichtsfractie sediment kleiner dan $63 \mu\text{m}$, bepaald door nat zeven), het watergehalte, de densiteit van het bed en de consolidatietijd (d.i. de tijd tussen het aanbrengen van het bed en het begin van een experiment). Per bodemmateriaal werden een vijftal proeven van $\pm$ een uur uitgevoerd met toenemend debiet. Daarbij werd telkens debiet, waterhoogte, snelheidsprofiel, concentratie aan suspensiemateriaal en bodemtransport opgemeten.

Met al deze gegevens die rechtstreeks door de computer in een bestand worden opgeslagen, kan men zich een eerste beeld vormen van het gedrag van deze mengsels.

RESULTATEN.

Drie types mengsels kunnen worden onderscheiden.

1. Niet-cohesieve mengsels : %fines < 7%

Deze mengsels gedragen zich zoals zand. Bij een toenemend debiet wordt de kleine hoeveelheid klei uit de bovenste laag uitgespoeld en gaat in suspensie. Er blijven zandribbels over die op het gemengde bed voortbewegen. Het blijkt mogelijk het transport van deze mengsels met zandtransportformules te modelleren.

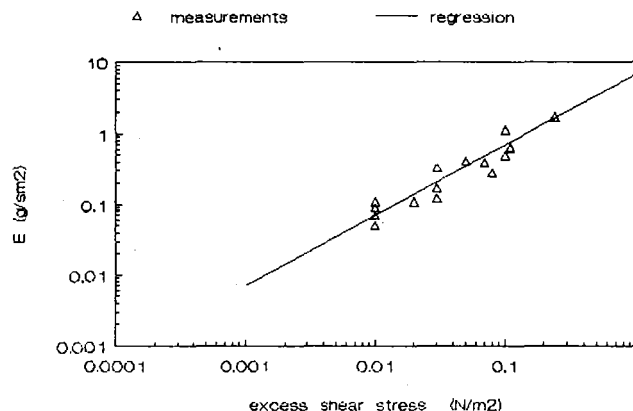
2. Cohesieve mengsels : %fines > 13%

Men heeft hier te doen met een cohesief materiaal. Bij een toenemend debiet ontstaat massa-erosie: hele plakken, kruimels worden laagje voor laagje uit de bodem losgerukt en getransporteerd. Afhankelijk van het watergehalte van het bedmateriaal zal dit voornamelijk als bodem- of als suspensietransport gebeuren.

Steeds veroorzaakt de erosie een langsgroef ongeveer in het midden van de dwarsdoorsnede en dit over de volledige lengte van het sedimentbed. Het qua samenstelling uniforme bedmateriaal vertoont een gelaagde structuur. Uit figuur 2 blijkt dat een klassieke transportformule voor cohesief materiaal kan toegepast worden op de meetresultaten.

$$E = \frac{dm}{dt} = 0.007(\tau - \tau_{cr})$$

met	E	dm/dt, 'erosion rate' (g/m^2)
	τ	bodemschuifspanning (N/m^2)
	τ_{cr}	kritische schuifspanning (N/m^2)



Figuur 2 : Erosie i.f.v. schuifspanning.

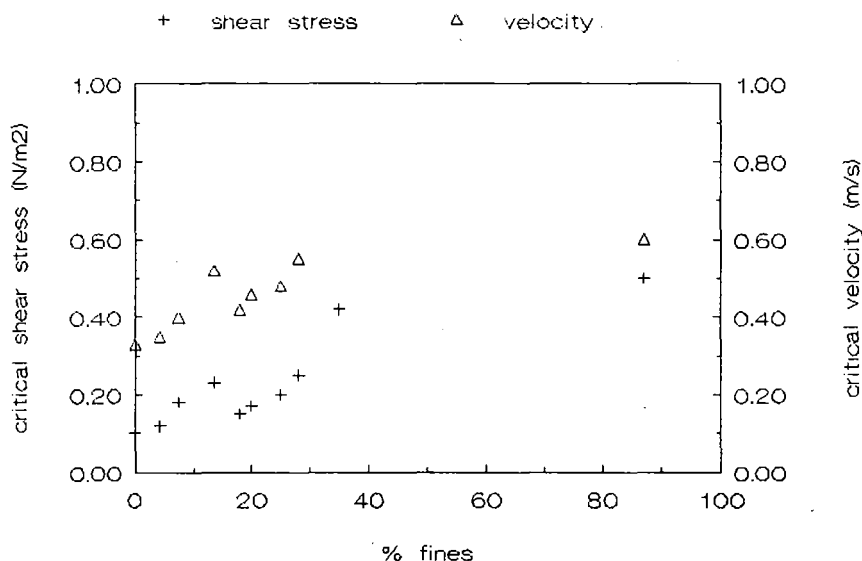
3. Overgangsg gebied : $7\% < \% \text{ fines} < 13\%$

Hier is de situatie minder duidelijk. Het erosiepatroon is zeer grillig. Er ontstaat geen groef, er vormen zich geen ribbels, maar erosie veroorzaakt een ongelijkmatige daling van het bedniveau over het gehele sedimentoppervlak. De erosie ontstaat bij de kleinste debieten rond onregelmatigheden in het bed, het gaat hier weer om massa-erosie die zowel bodem- als suspensietransport veroorzaakt.

BESLUITEN.

Het is duidelijk dat naargelang de mengselsamenstelling er zich drie types onderscheiden met een verschillend erosiegedrag. Het gedrag van de cohesieve mengsels en van de niet-cohesieve mengsels valt goed te verklaren met de theorieën die hieromtrent in de literatuur te vinden zijn. Het erosiegedrag van het derde type mengsels dient nog verder te worden onderzocht alvorens conclusies kunnen getrokken worden.

Voor alle mengsels is in figuur 3 de invloed van het percentage cohesief materiaal ($\% \text{ fines}$) op de weerstand tegen erosie, uitgedrukt door de kritische schuifspanning of de kritische snelheid weergegeven. Voor zand werd in de experimenten de waarden uit het Shields- of Hjulstrom-diagramma teruggevonden.



Figuur 3 : Invloed van $\% \text{ fines}$ op erosieweerstand.

Welke rol de beddensiteit, het watergehalte en de consolidatietijd in deze processen spelen, zal na de volgende reeks proeven duidelijker moeten worden. Ook zal dan door het gebruik van een ander type zand en klei kunnen nagegaan worden in hoeverre de fysische en chemische eigenschappen van deze materialen een rol spelen.

In samenwerking met de andere universiteiten zal moeten blijken welke de rol is van de dwarsdoorsnede en in hoeverre de in het labo waargenomen fenomenen overeenkomen met wat er in situ gebeurt.

M. Verbanck

Université Libre de Bruxelles
Traitement des Eaux et Pollution (CP 208)
Boulevard du Triomphe - 1050 Bruxelles

1. Problématique générale

Les efforts actuels de réduction des rejets ponctuels dans les eaux de surface (directive CEE sur le traitement des eaux municipales ¹, nouveaux décrets régionaux sur les déversements industriels,...) vont à terme laisser mieux voir l'ampleur des pollutions diffuses, qu'il s'agisse de la pollution générée par les pratiques agricoles ou de celle provoquée en ville par le ruissellement d'eaux pluviales fortement chargées.

La pollution des déversements d'orage urbains est déterminée dans une très large mesure par des mécanismes sédimentaires, se produisant tant sur les surfaces imperméabilisées de nos villes que dans les conduites d'assainissement elles-mêmes. En effet, ainsi que des études antérieures l'ont montré ², l'essentiel de la pollution générée dans les agglomérations (matière organique, métaux lourds, etc...) est en fait étroitement lié à la phase particulaire. C'est donc le comportement des matières en suspension (mécanismes de dépôt, érosion, floculation, etc...) en amont des sites de rejet qui, d'une façon générale, conditionnera l'acuité des effets sur le milieu récepteur.

A cet aspect environnemental vient s'ajouter un aspect opérationnel aux implications économiques considérables. Dans un pays comme le nôtre, de nombreux réseaux d'égouttage ont été construits à une époque où il était difficilement envisageable de résoudre le problème des faibles pentes topographiques par un relevage mécanique systématique des eaux. En privilégiant ainsi l'évacuation purement gravitaire d'eaux aussi chargées que les eaux urbaines, on aboutit dans les zones sans forte dénivellation à la constitution de dépôts plus ou moins persistants dans les égouts publics et les collecteurs. Ceci occasionne alors aux exploitants - communes, intercommunales,... - des frais importants pour le curage régulier de ces ouvrages.

Cette problématique des sédiments d'égout a fait l'objet à Bruxelles d'un examen relativement détaillé, dans le cadre d'un important projet visant à l'optimisation de la gestion des eaux de crue (bassin d'épuration Nord), supporté par le Ministre de la Politique de l'Eau pour la Région de Bruxelles-Capitale.

Dans le centre de la ville, les collecteurs principaux, construits au siècle dernier dans le lit même de la Senne, présentent des pentes très faibles (trois dix-millièmes environ) et de nombreuses connexions (déversoirs d'orage) avec les pertuis voûtés de la rivière. Au kilomètre 2.25, le Grand Emissaire de Bruxelles (d'une longueur totale de 5.5 km) reçoit en rive droite le collecteur du Maelbeek, qui est caractérisé par de très fortes pentes.

Il découle de cette configuration spécifique du réseau et du contexte historique général que l'un et l'autre des aspects évoqués ci-dessus (aspect environnemental et aspect opérationnel de la sédimentation) se présentent de façon particulièrement critique dans le bassin-versant considéré. Une description plus complète de ce bassin a été présentée précédemment³, dans un document ayant trait spécifiquement à la charge en matières en suspension du premier flot des eaux d'orage.

2. Synthèse des principaux résultats d'observation

2.1. Suivi des dépôts dans le Collecteur Emissaire

Le profil longitudinal d'accumulation des dépôts sur les 6 km de l'Emissaire présente une très grande reproductibilité dans le temps. C'est toujours dans les mêmes tronçons que la cunette du collecteur est fortement encrassée (ex. tronçon 0-0.4 km), ou à l'opposé est quasi exempte de dépôts (aux alentours du kilomètre 3).

Les figures 1 et 2 donnent de premières indications sur les processus d'accumulation de sédiments dans cet ouvrage. La période de juin 86 à janvier 87, pendant laquelle il n'y a pas eu de curage, est particulièrement intéressante. Le volume total des dépôts (calculé pour toute la longueur du collecteur) augmente de façon continue, aussi bien par temps sec que par temps de pluie. L'examen détaillé du tronçon juste à l'amont du débouché du Maelbeek (input n° 2) montre qu'indépendamment de tout événement pluvieux, les sédiments progressent vers l'aval sous la forme d'un front se déplaçant à une vitesse moyenne de 2 à 3 m/j (constitution de dunes). Il s'agit manifestement d'un processus de charriage des sédiments (bed-load), qu'il faudra mettre en relation avec les caractéristiques granulométriques de ces dépôts (voir point 2.2. ci-après).

La partie gauche de la figure 2 indique également que pour ce tronçon, on aboutit au bout d'un certain temps à une stationnarité de la hauteur de sédiment, qui va culminer vers 25-30 cm, ce qui doit s'expliquer par l'établissement de nouvelles conditions hydrodynamiques locales.

A noter que ces 25-30 cm correspondent au tiers environ du niveau moyen de l'écoulement de temps sec dans le collecteur : complémentaires aux effets de friction (rugosité des sédiments, présence de dunes...), les envasements devront donc impérativement être pris en compte lors de la modélisation hydraulique détaillée d'un tel ouvrage, en particulier pour ce qui concerne les conditions d'écoulement de temps sec.

Comme l'indique la figure 1, le processus d'accumulation par bed-load est régulier (l'augmentation des dépôts est de l'ordre de 0.15 kg matière sèche par jour et par mètre de collecteur), mais sera beaucoup plus rapide sous l'influence d'une longue pluie d'hiver (65.5 mm en deux jours). Cette intensification du processus de charriage est bien mise en évidence à la figure 3 : l'augmentation du niveau des dépôts lors de la pluie du 14-15 septembre 1986 s'accompagne d'une nette progression vers l'aval de

toute une série de pics d'accumulation de sédiments. On remarquera en revanche qu'au droit du débouché du Maelbeek (partie droite de la figure 2), il se produit une érosion marquée, mais qui reste très locale.

L'influence du curage par wagon-vanne sur le volume total de dépôt est, paradoxalement, assez limitée : il a en effet été mis en évidence que le profil d'accumulation se reconstitue rapidement après le passage du wagon en une section (au bout de deux à trois mois environ, c-à-d en général avant que le curage de toute la longueur de l'émissaire ne soit terminé). Ce n'est que lors d'une crue extrêmement violente (14 septembre 1988, voir fig. 1) que le profil en long du collecteur est affecté dans sa totalité. Comme le montre la figure 4, l'érosion dans ce cas est manifeste, avec une hauteur moyenne de dépôt de 19 cm avant, et de 12 cm après l'orage. On a calculé qu'environ 300 tonnes de matière sèche avaient ainsi été brutalement évacuées à la rivière via les différents déversoirs d'orage ⁴. Il a cependant été montré que l'impact environnemental de tels événements était assez limité, en raison notamment de la nature des dépôts des collecteurs à grande section (voir ci-après).

2.2. Caractérisation physico-chimique des sédiments

Les prélèvements réalisés en de nombreux points du réseau d'égouts ont montré qu'environ 70 % des dépôts accumulés présentent une médiane granulométrique comprise entre 125 et 1000 microns, et que la teneur en matière organique reste généralement basse (voir synthèse des résultats d'analyse aux figures 5 et 6).

En réalité, si on ne considère que les dépôts prélevés dans le lit de sédiments des collecteurs visitables, qui sont en fait entièrement recouverts (au moins quelques heures par jour) par un écoulement d'eau usée, la gamme est encore beaucoup plus étroite. A titre d'exemple, la figure 7 donne les caractéristiques granulométriques des dépôts de cunette de l'Emissaire : il s'agit de sables moyens à grossiers (d_{50} de 200 à 500 μm), pauvres en matière organique (généralement moins de 5 %), et présentant un remarquable grano-classement. L'absence de matériel plus grossier s'explique très vraisemblablement par le haut degré de sélectivité des bouches-avaloirs à siphon typiques de la Ville de Bruxelles.

De cette composition du lit de sédiment, on peut déjà inférer que l'essentiel des dépôts de cunette dans les collecteurs visitables résulte d'apports par temps de pluie : en effet, les campagnes de mesure menées en parallèle sur la composition des suspensions ont montré que les MES transportées par temps sec dans les collecteurs sont quasi exclusivement composées de matière organique (70 à 85 % de perte au feu à 550°C), et sont d'une granulométrie fine (d_{50} = 30 à 40 μm).

Par ailleurs, lorsqu'on examine les distributions granulométriques des échantillons de fond présentés sous forme d'histogrammes (et non plus de courbes cumulatives), on constate une coupure nette entre 90 et 125 μm : l'allure de la distribution granulométrique est tout à fait différente selon que l'on se situe au-delà ou en deçà de 125 μm . Cette distinction se marque également au niveau de la teneur en matière organique, qui est manifestement associée préférentiellement aux particules fines.

Si l'on ajoute à ces observations la présence relevée sur les banquettes d'échantillons à la granulométrie plus fine ($d_{50} = 100 \mu\text{m}$), on en vient assez logiquement à invoquer un processus de tri granulométrique affectant le lit de fond. Il est très vraisemblable en effet que par suite de la présence permanente d'un écoulement d'eau usée au-dessus du lit de fond, le dépôt soit lessivé par élutriation et les particules fines entraînées dans le courant. Celles-ci seraient d'ailleurs emportées d'autant plus facilement que leur association avec la matière organique les rend plus légères. A l'inverse, ce processus d'élutriation ne s'exercerait pas sur des zones protégées telles que les banquettes latérales des collecteurs. Lors de crues importantes et prolongées, il peut survenir, notamment au cours de la vidange lente du réseau à la décrue, des phases où les vitesses d'écoulement tombent très bas (jusqu'à des valeurs nulles). Dans de telles circonstances, les solides doivent décanter massivement dans tout le réseau, y compris au fond des cunettes de collecteurs. Les campagnes d'échantillonnages dans le réseau ne peuvent quant à elles intervenir que plusieurs jours plus tard, quand on est revenu à la situation de temps sec, c'est-à-dire lorsque les particules fines des cunettes ont déjà été exposées à l'effet de réentraînement par le courant. Ce n'est pas le cas des zones non soumises à un écoulement permanent, et on explique ainsi la finesse relative des boues prélevées sur les banquettes.

Il faut rappeler cependant que les observations ci-dessus ne sont valables que pour les collecteurs de forte section, drainant un bassin déjà assez étendu ; il nous paraît exclu de les généraliser à l'ensemble des plus petites conduites d'amont, dans lesquelles l'eau usée peut circuler en serpentant entre des amas de boues fortement chargées, et qui peuvent se trouver à sec pendant une bonne partie de la nuit.

3. Discussion et conclusion

- a) Le processus d'élutriation-lessivage évoqué ci-dessus a pour conséquence de diminuer le potentiel de pollution que représentent les dépôts de cunette : comme nous l'avons indiqué, la matière organique est essentiellement associée aux particules fines, inférieures à 125 microns. De plus, il existe une grande stabilité dans le temps des profils d'accumulation dans les cunettes et on n'enregistre une diminution significative que lors de crues exceptionnellement violentes (sur cinq années de mesure dans l'émissaire, seuls 2 ou 3 cas d'érosion notables ont été relevés). On peut ainsi considérer qu'en règle générale, les collecteurs principaux ne constituent pas les sources de solides trouvés en suspension lors des crues, et ceci est bien illustré par la différence des distributions granulométriques présentée à la figure 8. Les dépôts de cunettes ont un faible impact environnemental : il s'agit principalement de sables et de graviers, et par suite de cette granularité la mobilité de ces dépôts est très réduite. Ils ne franchiront que très rarement les seuils des déversoirs d'orage.
- b) En première approche, l'essentiel du problème environnemental est donc lié aux solides de plus fine granulométrie qui seront transportés en suspension vraie dans la colonne d'eau (sous forme de wash-load et suspended-load), et non pas ceux transportés par bed-load. Pour les raisons évoquées ci-dessus, les stocks de tels solides fins se situent principalement dans des structures en amont des collecteurs visitables : égouts publics, avaloirs de rue, les diverses surfaces du bassin-versant urbain, etc. C'est donc principalement à ce niveau que devraient s'exercer les efforts d'entretien.

En ce qui concerne les bouches-avaloirs, véritables laissés-pour-compte de l'assainissement urbain, il n'est pas rare que les gestionnaires des voiries et les exploitants des égouts se rejettent mutuellement la responsabilité de leur gestion. Il ne fait pourtant aucun doute qu'une combinaison appropriée du degré de sélectivité des bouches et de la fréquence de leur vidange résout une part considérable des problèmes posés, tant au niveau de la lutte contre les surcharges hydrauliques que de la protection de l'environnement.

- c) Les observations réalisées impliquent également que les pratiques de curage des collecteurs de forte section ne résolvent pas grand chose du point de vue de la protection de l'environnement. On a vu par ailleurs que, dans le cas du wagon-vanne, l'effet de rétablissement de la complète capacité hydraulique des ouvrages est bien éphémère. Cependant, avant de diagnostiquer qu'il s'agit là d'un travail bien trop pénible en regard du résultat atteint, il faut prendre en considération les conséquences éventuelles d'une diminution des fréquences de curage sur les possibilités ultérieures de remobiliser les dépôts (risques d'induration et de "prise en masse" des sédiments). Cette question est actuellement à l'étude à l'étranger.

Au niveau de la recherche d'alternatives au curage pour le site bruxellois, on peut également abandonner à présent l'idée initiale de réaliser de nuit dans les axes principaux, des chasses hydrauliques au moyen de pompes d'eau de Senne (soutien d'étiage nocturne). Il est exclu en effet d'atteindre de cette façon des gradients suffisants pour mobiliser les engravements de fond de cunette.

- d) En revanche, l'identification des mécanismes de charriage des sédiments régissant l'accumulation des dépôts de cunette pourrait à notre sens redonner vigueur aux chambres à sable fonctionnant sur le principe du piège à bed-load (plutôt que de chambres de décantation).

De tels ouvrages seraient judicieusement implantés là où un collecteur à forte pente se déverse dans un intercepteur (dans le cas de Bruxelles, de telles conditions sont bien entendu idéalement rencontrées à la confluence Maelbeek - Emissaire).

Bibliographie

1. Council Directive 91/271/EEC of 21 May 1991 concerning urban waste water treatment. Official Journal of the European Communities, No L 135/40, 30 May 1991.
2. Sartor J.D. & Boyd G.B. (1972). - Water pollution of street surface contaminants. Environmental Protection Technology series, US EPA R2-72-081, Cincinnati.
3. Verbanck M., Vanderborcht J.P., Wollast P., Steinhauer M., Wollast R. (1991) - Charges polluantes par temps sec et par temps de pluie : exemple du réseau unitaire Maelbeek-Emissaire de Bruxelles. In Les fluctuations de débit dans les réseaux de collecte unitaire, leur mesure et leur incidence sur le rendement de l'épuration, Séminaire comité belge IAWPRC, Bruxelles, 22 mai 1991, pp. 1-14.
4. Verbanck M. (1990) - Sewer sediment and its relation with the quality characteristics of combined sewer flows. Water Science and Technology, **22**, 10/11, 247-257.

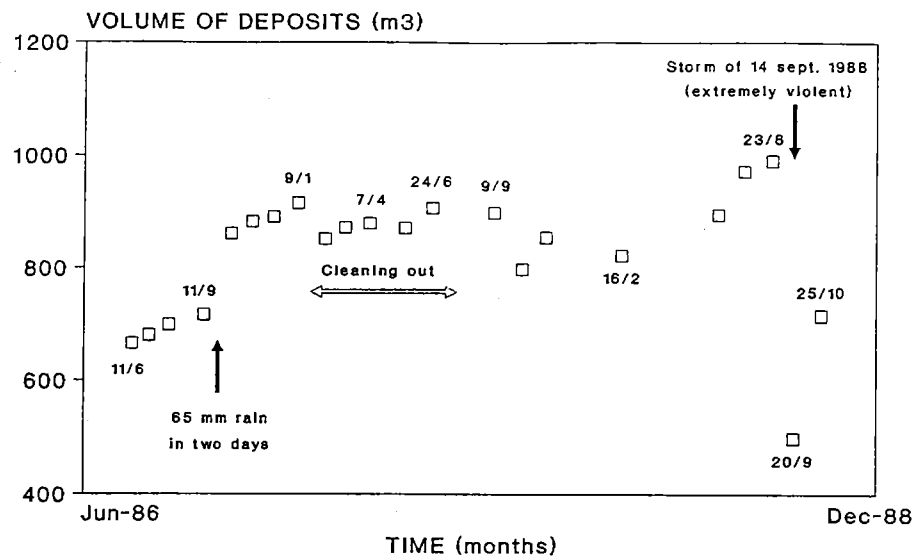


Figure 1.

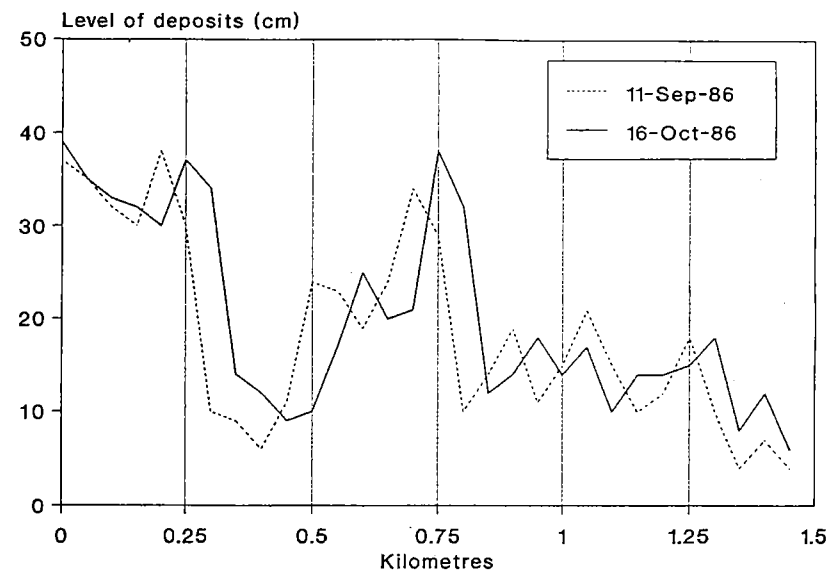


Figure 3.

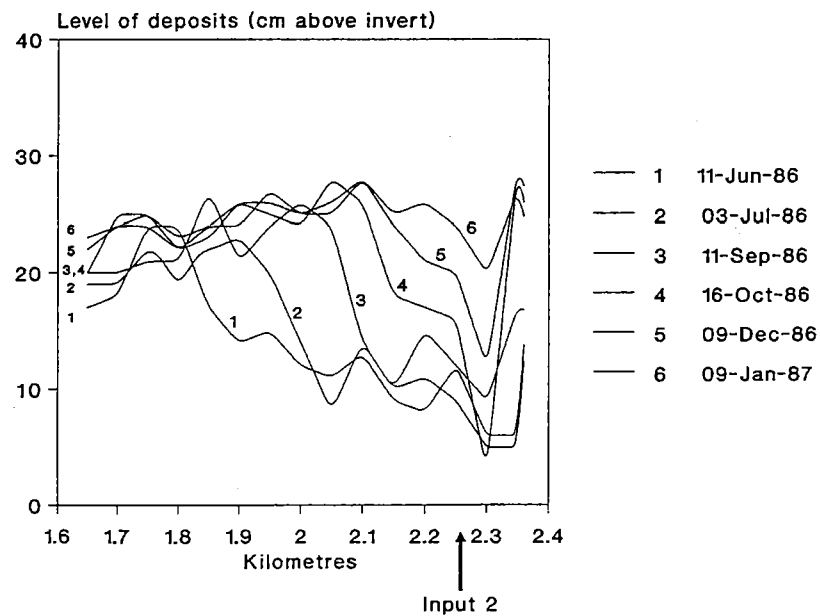


Figure 2.

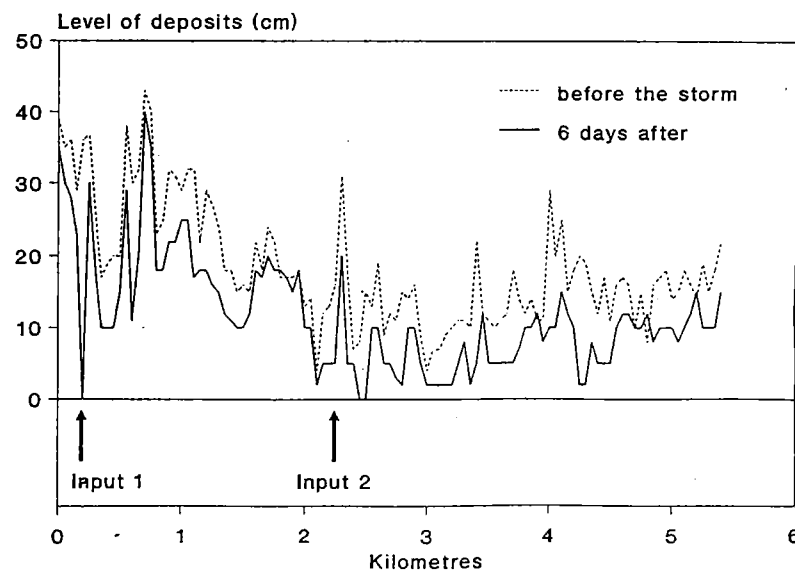


Figure 4. Influence of a very intense storm event (14-Sep-88).

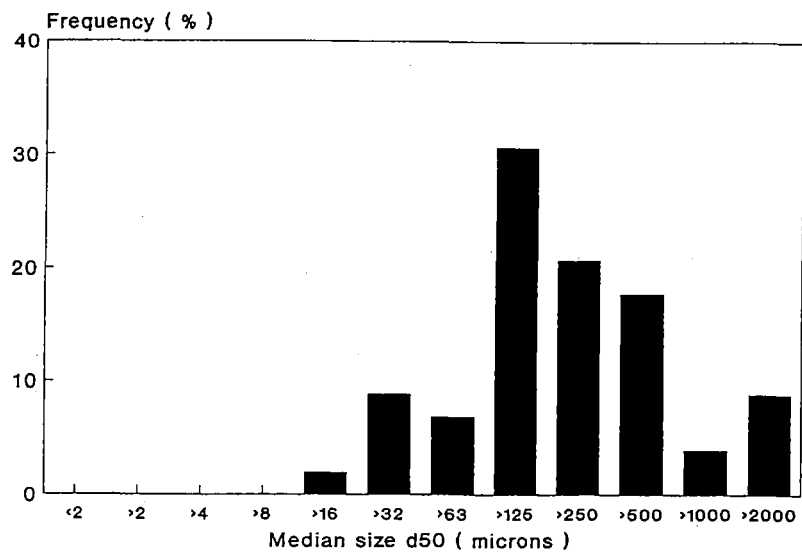


Figure 5. Histogram - Granulometric sizes

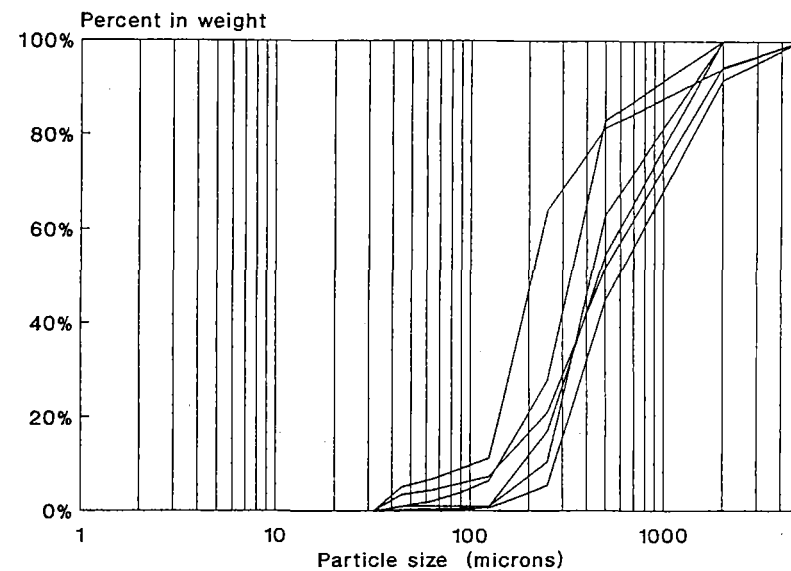


Figure 7. Size distribution of invert deposits in Brussels Main Trunk Sewer

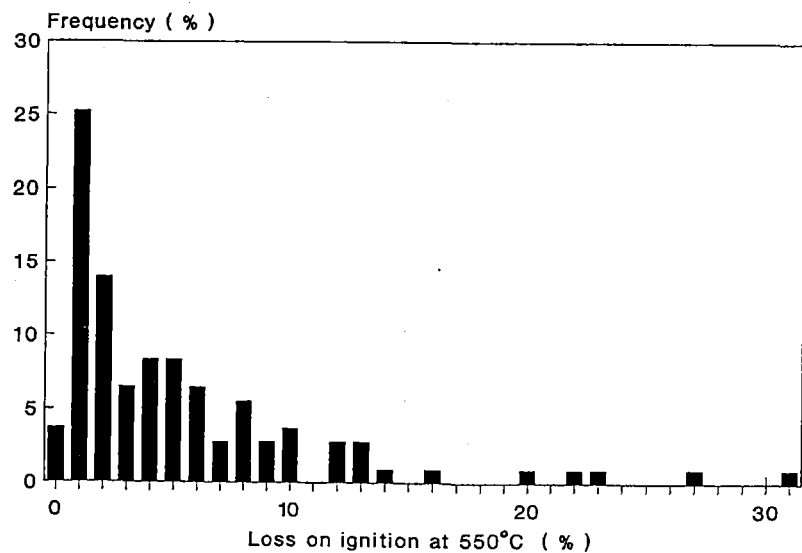


Figure 6. Histogram - Organic contents

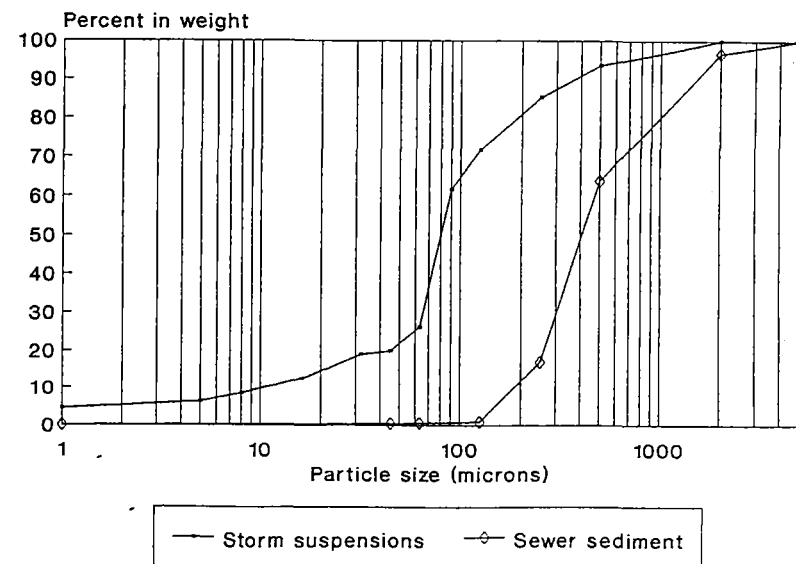


Figure 8.

THE ROLE OF THE MUD LAYER IN COHESIVE SEDIMENT TRANSPORT

Erik Toorman

Research Assistant
of the Belgian National Fund for Scientific Research
Hydraulics Laboratory, K.U.Leuven

Mud in estuaries

An estuary is the furthest downstream end of a river where it enters the sea. Estuarine muds are distinctly different from other muds. Much of the sediment found in an estuary has been carried there by the river as suspended material. Since the larger particles settle easier, only the smallest particles will reach the estuary. Therefore estuarine mud has often a very large fraction of fine sediment with $d < 60 \mu\text{m}$ (silts and clay). Fractions larger than sand are seldom present. Therefore, estuarine sediment is predominantly cohesive. *Estuarine mud can be defined as a natural mixture of water, cohesive sediment (clay minerals, non-clay minerals, organic matter) and a small sand and silt fraction.*

Aggregation

The cohesive fraction consists of colloidal particles ($d < 2 \mu\text{m}$). Suspended particles are subjected to hydrodynamic, thermodynamic and interparticle forces and gravity. When colloidal particles, like clay, collide due to hydrodynamic forces (fluid shear flow or differential settling) or thermodynamic forces (Brownian motion) they may coagulate as a result of interparticle forces (van der Waals attractive force and attractive or repulsive electrostatic forces as a result of the electric double-layer structure of plate-like clay particles) to form aggregates. Aggregates may coagulate to form weak flocs. Flocculation of clay particles is affected by ambient fluid properties (in particular salinity, pH and redox potential Eh), mineralogy and organic matter.

The presence of ions in the neighbourhood of colloidal particles changes the net attractive forces. This is of great importance in estuaries where fresh and salt water are mixed. Laboratory investigations show that sea salt (a mixture of salts; prevalent ions are: Na^+ , Ca^{2+} and Mg^{2+}) concentrations in the range 0.1-0.3% strongly increase the flocculation, by making the basic clay particles more cohesive. The flocculation rates do not change significantly at higher salt concentrations. Aggregates and flocs in a saline environment are different in size (smaller) and structure (more compact) compared to those formed in fresh water. This results in a higher erosion resistance of the mud layer.

However, some researchers report that salt flocculation plays a minor or no role in estuaries. The flocculation of

suspended cohesive sediment is thought to be the result of organisms (mostly bacteria), producing organic matter, that clogs particles into (pseudo)faeces or attach them to mucus.

Organic matter changes the surface (electrical) properties of sediment particles, by forming a film, which has a significant impact on the coagulation of sediment particles. It tends to increase the cation exchange capacity. The effect of organic matter on coagulation decreases with increasing salinity. Attempts to correlate organic content to geotechnical properties have been made.

Another factor is the change in mineralogical composition that may occur downstream along the estuary (e.g. kaolinite flocculates faster than illite). The cation exchange capacity (CEC) is an important property of clay minerals, which quantifies their potential to exchange certain ions between the interlayer region of the clay mineral and the ambient fluid. Salinity, sodium absorption ratio ($SAR = a$ parameter expressing the relative abundance of the three main salt ions in sea water) and CEC are used to determine the net interparticle force for cohesive sediment particles in water.

Biological activity

Biological activity in the mud layer has an important influence on the structure of the mud layer. Some animals play an active role in the sediment transport by locally changing the topography and ejecting sediment into the water. This process is called *bioturbation*. The activity of microorganisms results generally in the strengthening of the soil. The effect of microorganisms on the erodibility of cohesive sediment is an increase of the erosion resistance. However, the activity of anaerobic bacteria may lead to gas formation which weakens the soil locally.

Sedimentation

In estuaries, the mud layer sometimes shows clearly a sublayer structure, which is probably a result of tidal action. Such a layered bed has a great flow resistance. Therefore it is important to know the density profile and structure of a mud bed in order to take into account the spatial variability of the resistance to flow and to erosion of the layer.

Suspended particles settle when gravity dominates. Consequently, the vertical distribution of the concentration will change. The settling is hindered increasingly when the suspension becomes more dense, which is caused by interparticle forces, collision, and the upward flow of displaced water. Weak flocs are broken up into smaller, stronger flocs and aggregates as a result. Hindered settling starts at a concentration of approximately 10 g/l. Initially a fluid mud layer will form on the bottom.

When the concentration exceeds a certain value, the gel point, the flocs of plate-like shaped clay particles, due to interparticle forces, may form a 3-D continuous card-house structure (a gel), giving the material a true yield stress. Under

its own weight this structure may further collapse. The mud layer behaves then as a consolidating saturated soil. As long as the structure is collapsing under its own weight, pore water will flow, creating an excess pressure, which reduces the actual load carried by the structure, which is called the effective stress. Hence, the measurement of the effective stress provides information on the structural state of the mud layer.

Fluidization and liquefaction

Fluidization and liquefaction have the inverse effect of consolidation on the structure of a mud layer: the structure is broken and the mud behaves as a dense suspension. Fluidization can be caused by pore water flow, as a result of increased pore water pressure (e.g. by wave action). Liquefaction is the breaking of the structure when a shear stress, larger than the yield stress, is applied. This can happen due to a current over the mud layer surface, which may result in surface or bulk erosion, or due to forced mud flow. Fluidization and liquefaction decrease the flow and erosion resistance of the mud. The resistance to liquefaction and fluidization increases with consolidation time.

Fluid mud

Having a certain density, higher than the critical value corresponding to the gel point, the mud layer can thus behave as a saturated soil or as a fluid. As a fluid it is a viscoplastic thixotropic material with a yield stress. As a soil it can be attributed viscoelastic properties. Hence, *fluid mud can be defined as a high concentration cohesive sediment suspension, with a sediment volume fraction above the gel point.* Values for the critical sediment volume fraction at which a cohesive sediment suspension forms a gel range from 0.01-0.08.

Since a concentration cannot be used to characterize fluid mud, another parameter, related to structure, should be used. The effective stress may be a suitable parameter, but there has not been sufficient research to support this proposal. The effective stress may also be a characteristic parameter for the erosion resistance, the low shear rheology and the consolidation behaviour of cohesive sediment. Currently there is not enough known about which parameters determine the effective stress. Effective stress is found to change with time, even if no density variation occurs.

Density profiles of the bottom of estuaries show often the existence of fluid mud layers. The interface between water and fluid mud, also called *lutocline* (any zone of high gradient in suspended solids concentration), is often very distinct. The fluid mud layer in estuaries can be identified roughly by echosounding. High frequency sound waves are reflected on interfaces between layers where there are high density gradients. The higher frequency (210 kHz) penetrates deeper and is reflected on what is assumed to be the bed, an older consolidated mud layer. The lower frequency (10-30 kHz) is reflected by the mud-water interface. The interface between fluid mud and the bed is often less clearly visible in density profiles, which makes the

definition of the bed not evident.

Erosion and deposition

The sediment transport processes must be viewed in terms of the forces on particles in an estuary, which are: gravity, turbulent dispersion (stochastic hydrodynamic forces, i.e. drag and lift), and interparticle forces near the bottom. A mud layer may be formed by deposition. When the flow is strong enough, the particles will be kept in suspension by turbulent diffusion. When the current creates a shear force over the mud layer surface, high enough to break locally some structure, particles may be lifted up from the surface by the lift force as a result of the velocity gradient (surface erosion) or even bulk erosion may occur if the layer has been fluidized. The erosion rate depends on the strength of the mud layer structure.

Gravity currents

In a stable stratified medium, i.e. a layer of high density below a layer of low density, any slope in the interface will cause a gravity induced horizontal pressure gradient, resulting from the density difference between the two layers. This may result in a gravity current, i.e. the flow of the bottom layer as soon as bottom friction and eventually a material yield stress is exceeded.

Settling of cohesive sediment on slopes does create a density current, as is known from laboratory tests. This is the only mechanism that could explain the discrepancies between predicted and observed mud layer formation in numerical models. When a cloud of sediment, e.g. as a result of bulk erosion, settles, a density current will develop, which will even flow over a flat bottom as a result of the density gradient.

Fluidization of a consolidated mud layer is believed to be caused not only by earthquakes but also, more frequently, by the wave induced oscillating pressure field acting on the bed. Once fluidized, the material can relatively easily be eroded and resuspended or start flowing, even without resuspension, when on a sloped bottom. This can explain the sudden occurrence of large fluid mud layers after storms. This mechanism is believed to be the main cause of the high accumulation of mud, especially after storm events, near the entrance of the main lock in the harbour of Zeebrugge.

Resuspension of a mud bed due to turbulent flow induced erosion can create a dilute fluid mud layer with a distinct lutocline, a turbidity layer, because the turbulence is damped increasingly as a result of the interparticle forces when the water is laden by the sediment. This process, sometimes also called fluidization, occurs in estuaries, even those free from wind-driven waves.

Both mechanisms that generate density currents, fluidization and settling on a sloped bottom, are believed to play an important role in the transport of mud, since there is no other possibility to explain its rapid displacement in estuaries. Density currents have hardly ever been observed in situ.

Rheology of estuarine mud

A study of the rheology of mud is important for the prediction of cohesive sediment transport. The viscosity of concentrated cohesive sediment suspensions is so high that viscous stresses can no longer be neglected compared with turbulent stresses. A rheological model is needed in order to predict transport by mud flow. The yield stress is related to the erosion resistance of mud. It is also an important parameter to determine the navigability in a waterway with a mud layer.

The flow behaviour of a cohesive suspension can be explained in terms of its structural changes. When the material is sheared, the structure is broken and the material is liquefied. As a fluid, mud behaves as a viscoplastic, shear thinning material. Increasing the shear rate results in the further break-up of floc clusters into individual flocs, and finally weak flocs into smaller strong flocs or aggregates. The increasing mobility of particles, becoming increasingly smaller, and release of water, previously immobilized in the pores of flocs, can explain the shear thinning behaviour. The Coulomb forces play an important role in the increase of the internal friction. This can be explained by the repulsive forces of equally charged particles, which try to keep the particles as far as possible from one another. Flow will force particles out of their equilibrium positions and move against the electric fields of neighbouring particles. By increasing the shear rate the interparticle forces are more and more dominated by hydrodynamic forces such that at high shear rates the differential viscosity becomes independent on the shear rate. Non-spherical particles may be reorientated and aligned in the direction of the flow when Brownian motion is dominated by the flow induced motion. This contributes to the shear thinning behaviour of fluid mud.

The increase of viscosity in the low shear rate range is explained by assuming that flocs group again into clusters (floc aggregates) which may ultimately, when the material comes to a rest, form a new network that extends to the wall (structural recovery). Immobilization of water molecules in the pores of flocs may also explain the increasing viscosity. The increase with concentration of the viscosity of a suspension can be explained by the increasing collision frequency resulting in higher interparticle friction and increasing aggregation.

Conclusion

The mud layer plays an important role in the transport of cohesive sediment in estuaries. The structure of the mud layer determines its erodibility. When fluidized by waves, or liquefied by a bottom shear stress, or forming a dilute (eventually turbidity) layer when settling on an inclined bottom, it may flow as a gravity current, by which rapid displacement of cohesive sediment can occur.

Characterization of the fluid mud layer requires knowledge of the settling, consolidation and rheological behaviour of cohesive sediment.

SEDIMENT TRANSPORT IN UNSTEADY FLOWS

M. R. Kabir

Graduate student

Hydraulic laboratory

Catholic University of Leuven

de Croylaan 2, Heverlee 3001, Belgium.

INTRODUCTION

So far almost all sediment transport investigations were made for steady flow. In the recent years the problem of sediment transport in unsteady flows has attracted many researchers because of its importance specially in a relatively steep slopes. In a steep natural rivers, intensive sediment transport rates occur in a flash flood of short duration and also it may occur only few times in a year. In such a case high quantity of sediment transport is due to the unsteady flow. In the present work sediment transport for 27 different hydrographs each repeated for 5 times were recorded in three different channel bed slopes (total $27 \times 5 \times 3 = 405$ hydrographs). Each hydrograph having characteristics of base flow, h_b , total period, DT , peak height, h_p , was passed over an erodible bed slope, S and a given sediment size d_{50} (Fig.1). The size distribution of the sediment used may be seen in Fig.2.

Several available empirical equations (developed for steady flow condition) were used to calculate the sediment transport. Laboratory observed sediment transport due to unsteady flows were compared with the calculated sediment transport using empirical equations. The comparison shows discrepancies in between the laboratory observations due to unsteady flows and the sediment transport calculated using the empirical equations.

Considering the aforesaid facts, an attempts has been made to develop a functional relationship of unsteady transport with different characteristics parameters.

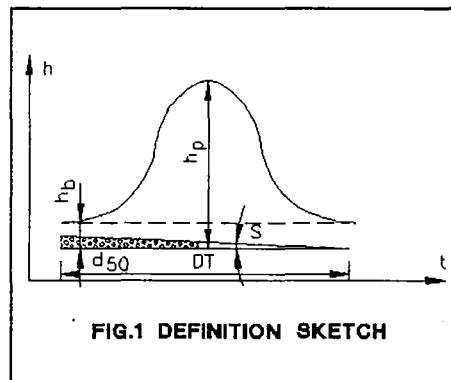


FIG.1 DEFINITION SKETCH

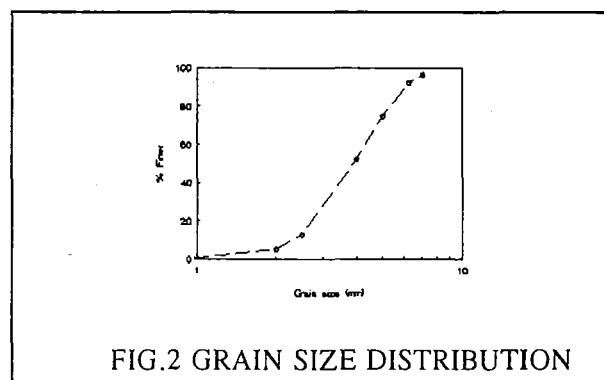


FIG.2 GRAIN SIZE DISTRIBUTION

EXPERIMENTS

The experiments were conducted in the 9m long 0.40m wide and 0.40m deep tilting flume in the Hydraulics Laboratory of the Catholic University of leuven. The size distribution of the sediment used may be seen in Fig.2. The details of the experimental setup can be seen in Fig.3.

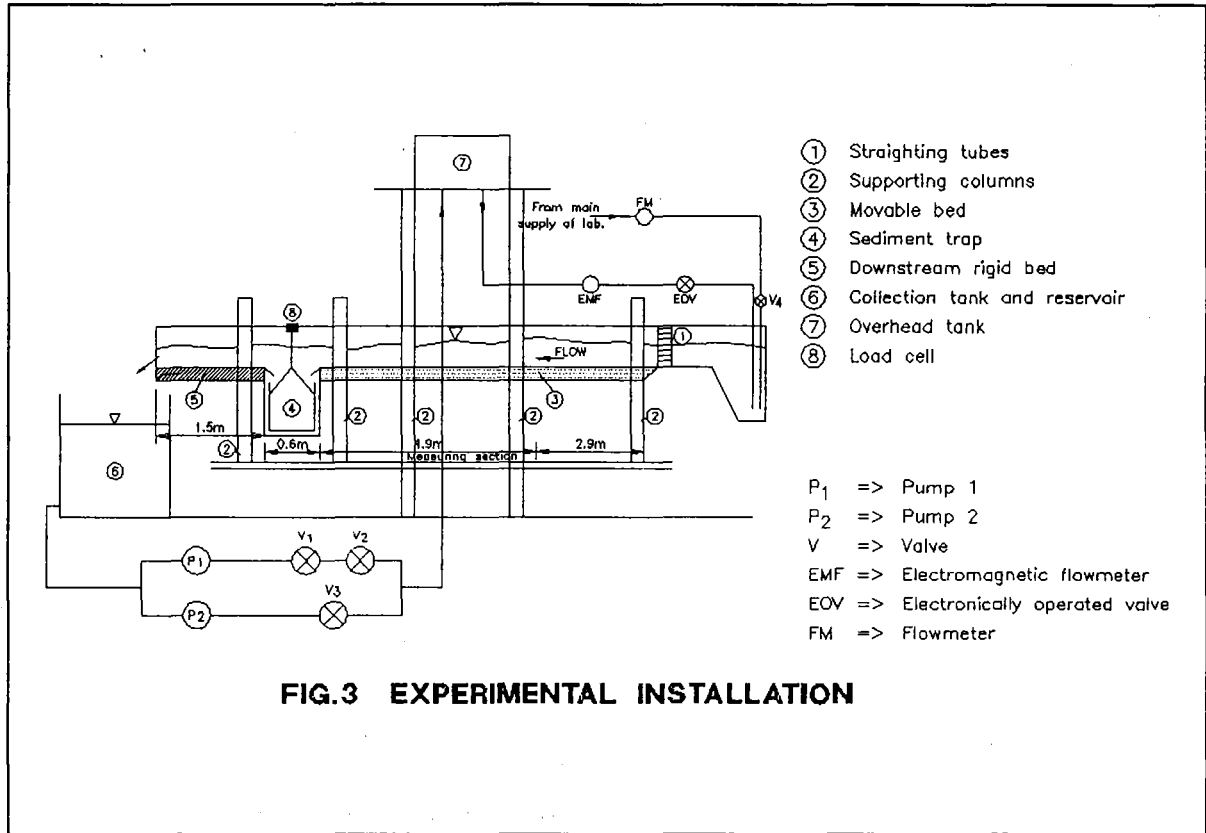


FIG.3 EXPERIMENTAL INSTALLATION

DATA ANALYSIS AND RESULTS:

To compare with the experimental data empirical steady flow equation were calibrated according to the steady flow sediment transport observed by the author in the laboratory. Values of constants α and β for the relation of form $Q_{std} = \alpha (h)^\beta$ and the calibrated factor (CF) for empirical equations may be seen as follows:

Slope	$Q_{std} = \alpha (h)^\beta$			Yang C. T.		Meyer-Peter	
	Q(l/s)	α	β	Q(l/s)	CF	Q(l/s)	CF
0.00789	<=35	0.001787	4.7374	<25	0.2135	<25	4.13
				>=25 and		>=25 and	
				<30	0.3835	<35	5.88
				>=30	0.5512	>=35	8.09

After calibration of the empirical equations instantaneous sediment transport rate was calculated for individual case and compared with the observed unsteady sediment transport. In all cases discrepancies between observed and calculated values were seen. Some typical results are shown in Fig.4.

AN ATTEMPT TO DEVELOP A SEDIMENT TRANSPORT EQUATION FOR UNSTEADY FLOWS:

Sediment transport rate depends on the flow conditions, fluid and sediment characteristics in a particular hydraulic section. The Buckingham π -theorem has been used to obtain the dimensionless parameters which were used to develop the expression. The characteristic parameters which were considered to be involved in this physical process are listed below with their symbol and dimensions.

PARAMETERS	SYMBOL	DIMENSIONS
Flow and hydrograph:		
Water depth	h	[L]
Base flow	h_b	[L]
Peak flow	h_p	[L]
Rate of water level change	dh/dt	[LT ⁻¹]
Time period	DT	[T]
Slope	S	[LL ⁻¹]
Acceleration due to gravity	g	[LT ⁻²]
Fluid:		
Water density	ρ	[ML ⁻³]
Sediment:		
Mean size	d_{50}	[L]
Sediment density	ρ_s	[ML ⁻³]
Transport rate	Q_{uns}	[ML ⁻¹ T ⁻¹]

The sediment transport rate per unit width, Q_{uns} may be written in a functional relation as follows

$$F[Q_{uns}, h, h_b, h_p, \frac{\delta h}{\delta t}, DT, S, g, \rho, \rho_s, d_{50}] = 0 \quad (1)$$

Where, F is a function. Using eight independent dimensionless parameters obtained through Buckingham π -theorem the sediment transport functional relation may expressed as

$$\frac{Q_{uns}}{(\frac{\delta h}{\delta t}) \cdot \rho_s \cdot DT} = F \left[\frac{u_*^2 \cdot h_p \cdot DT}{h_b \cdot d_{50} \cdot \frac{\delta h}{\delta t}} \right] \quad (2)$$

where, u_* = friction velocity for uniform flow ($=\sqrt{gYS}$).

A non-dimensional parameter $[(u_*^2 DT)/(dh/dt h_p)]$ has been identified as a hydrograph parameter (HYDP).

Equation (2) may be written as

$$Q_{uns} = F \left[\frac{(u_* \cdot DT)^2 \cdot h_p \cdot \rho_s}{h_b \cdot d_{50}} \cdot \frac{\delta h}{\delta t} \right] \quad (3)$$

At any instantaneous time

$$Q_{uns}(i) = F[C(i)] \quad (4)$$

where,

$$C(i) = \frac{[u_*(i).DT]^2 . h_p . \rho_s}{h_b . d_{50}} . \frac{\delta h(i)}{\delta t}$$

From the experimental observation the equation (4) can be solved better by polynomial adjustment in second degree i.e.,

$$C(i) = a_0 + a_1 Q_{ws}(i) + a_2 Q_{ws}(i)^2 \quad (5)$$

Therefore,

$$Q_{ws}(i) = -\frac{a_1}{2a_2} + \frac{1}{2a_2} \left[a_1^2 - 4(a_0 - C(i).a_2) \right]^{1/2} \quad (6)$$

After substituting C[i] in equation (6), sediment transport in unsteady flow equation may be written as,

$$Q_{ws}(i) = -\frac{a_1}{2a_2} + \frac{1}{2a_2} \left[a_1^2 - 4 \left(a_0 - \frac{(u_*(i).DT)^2 . h_p . \rho_s}{h_b . d_{50}} \frac{\delta h(i)}{\delta t} \right) . a_2 \right]^{1/2} \quad (7)$$

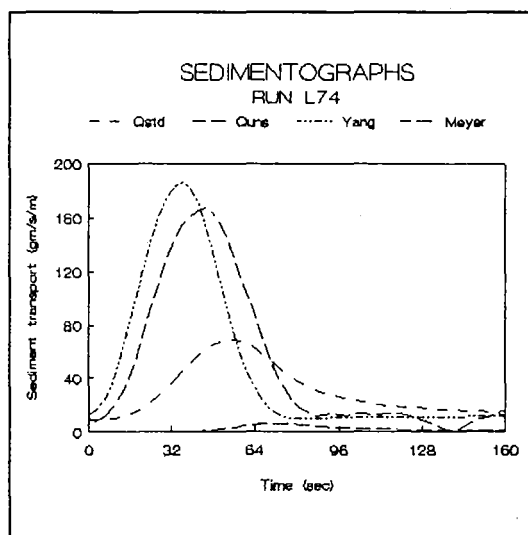
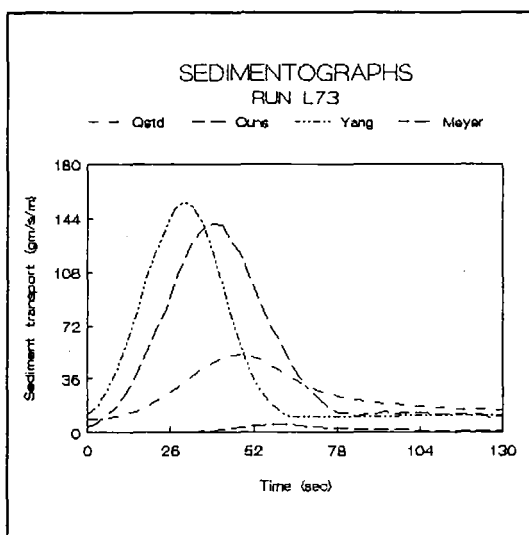
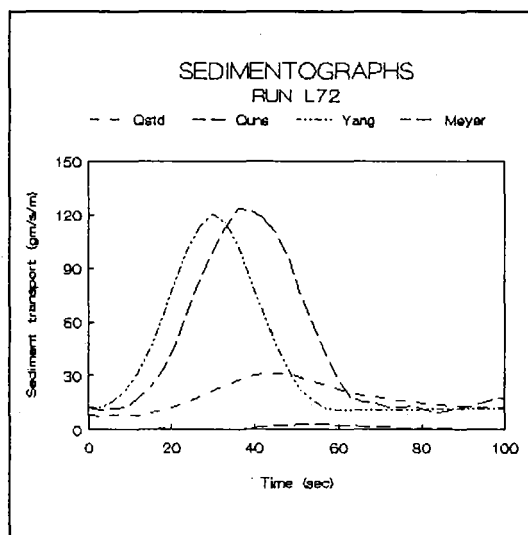
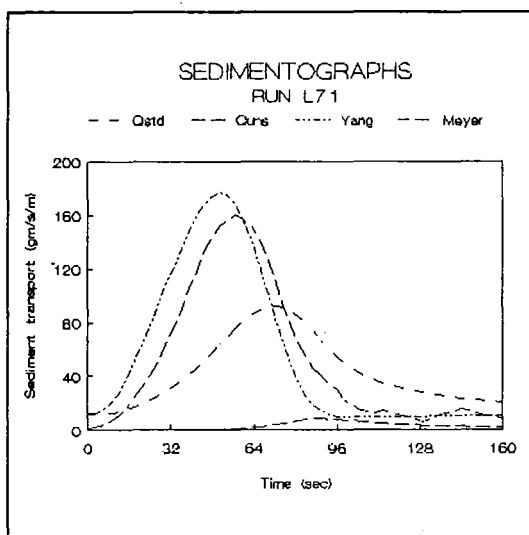
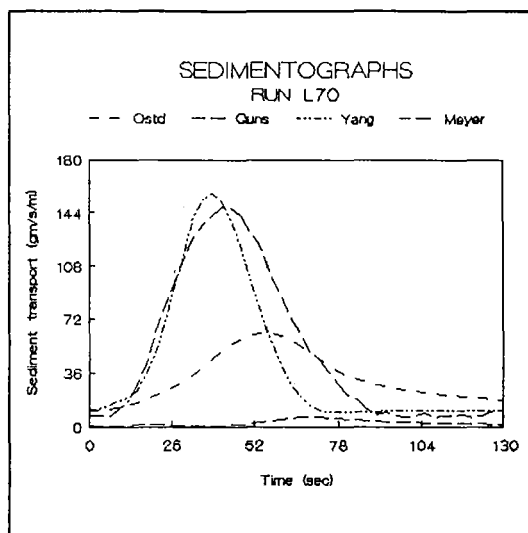
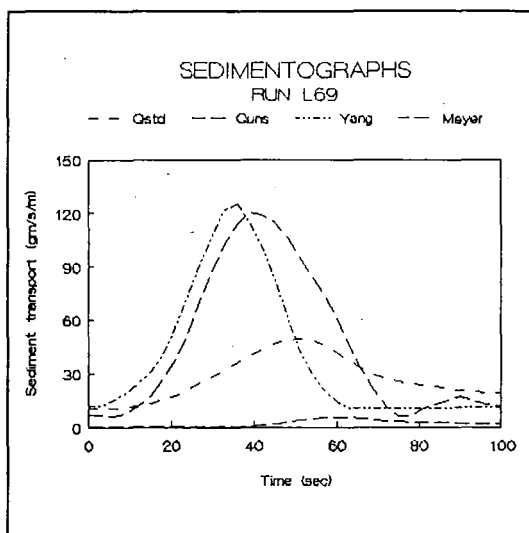


FIG.4 LAB DATA COMPARED WITH DIFFERENT EMPIRICAL EQUATIONS

INSTABILITE DES RIVIERES AMAZONIENNES

ETUDE DE CAS : PROJET DE PUERTO MAMORECILLO SUR L'ICHILO-MAMORE (BOLIVIE)

Yves ZECH

Université Catholique de Louvain

1. INTRODUCTION

Le problème de la stabilité des rivières alluviales a toujours fasciné l'ingénieur hydraulicien. D'une part, la notion même de stabilité globale d'une rivière est une des plus délicates à définir et à développer. D'autre part, les conséquences pratiques d'une approche correcte du problème sont de la plus haute importance : pas d'exploitation fluviale sans travaux fluviaux, et pas de travaux fluviaux sans une connaissance suffisante des paramètres de stabilité du cours d'eau.

La stabilité des rivières alluviales a d'ailleurs fait l'objet de nombreuses publications : les travaux fondamentaux de Lacey (1930), de Lane (1955), de Leopold (1957), de Shen (1971) sont centrés sur ce sujet, et de nombreux articles apportent chaque jour de nouvelles perspectives à cette approche.

Parmi les différents types morphologiques de rivières, les affluents de l'Amazone constituent un champ particulier d'investigation : les problèmes de stabilité y sont souvent aigus et les explications classiques ne suffisent pas toujours. De plus, ces rivières constituent souvent un réseau remarquable de voies de transport fluvial, dans un environnement où la construction et l'entretien d'autres types de moyens de communication (routes, chemin de fer) sont pénibles et coûteux.

Le présent exposé rend compte de notre expérience d'un cas particulièrement délicat et intéressant : le projet de construction du port fluvial de Puerto Mamorecillo sur le Río Ichilo-Mamore en Bolivie.

Depuis de nombreuses années, le bassin de l'Ichilo-Mamore en Bolivie amazonienne est utilisé à des fins de navigation fluviale.

Sous l'impulsion d'autorités locales, et avec l'appui de divers organismes de coopération, principalement belges, plusieurs projets d'amélioration de la navigabilité furent mis sur pied.

De nombreuses missions et études ont été menées sur les caractéristiques de la rivière et sur les aménagements susceptibles d'améliorer la navigabilité sans mettre en péril la stabilité à long terme de la rivière (Harrison, 1942 ; Merlin, 1955 ; Delire, 1963 ; Rens, 1971 ; Dubois, 1975 ; bureau S.E.G.E.S., 1977 ; Sterling, Lederer, Bochkoltz, 1978 ; etc...).

Parallèlement, des études boliviennes, spécialement celle de l'ingénieur Rojas dans le cadre de Organización de los Estados Americanos (1985), se penchaient sur la problématique générale du transport de la Bolivie et conduisaient à des propositions concrètes pour l'aménagement de zones portuaires à Trinidad et Guyaramerin.

Actuellement, le projet, étendu à tout le bassin versant amazonien bolivien, fait toujours l'objet d'une collaboration entre l'AGCD belge, sous la direction scientifique de Monsieur J. Demoen, Directeur Général du Ministère belge des Travaux Publics, et le SEMENA (Servicio de mejoramiento de la navegación amazónica). Plusieurs Universités belges sont en outre impliquées dans ce projet, entre autre par le biais de l'Université de Cochabamba, dont le laboratoire d'hydraulique est soutenu par la conférence interuniversitaire des Universités flamandes.

Le projet de Puerto Mamorecillo ne fait pas partie des projets de coopération belgo-boliviens. Néanmoins, du point de vue de sa problématique et des solutions qui peuvent être envisagées, il est très représentatif des difficultés locales.

Nous tenterons de montrer à travers cet exemple particulier qu'un important travail d'investigation reste à mener, et que les solutions techniques que l'on peut apporter aux difficultés dues à l'instabilité fondamentale de la rivière doivent encore souvent être empreintes de modestie.

2. LE CONTEXTE DU PROJET

2.1. Le Río Ichilo-Mamore

Le Río Ichilo, qui prend le nom de Mamorecillo au confluent avec le Chapare et de Mamore à partir de celui du Río Grande, constitue un axe de transport fluvial de première importance pour les provinces du Beni, de Santa Cruz et de Cochabamba. La figure 1 indique la situation générale du Mamore dans le bassin amazonien.

La Bolivie se compose de deux parties : d'une part, la montagne et les hauts-plateaux (Andes et altiplano), d'autre part la plaine

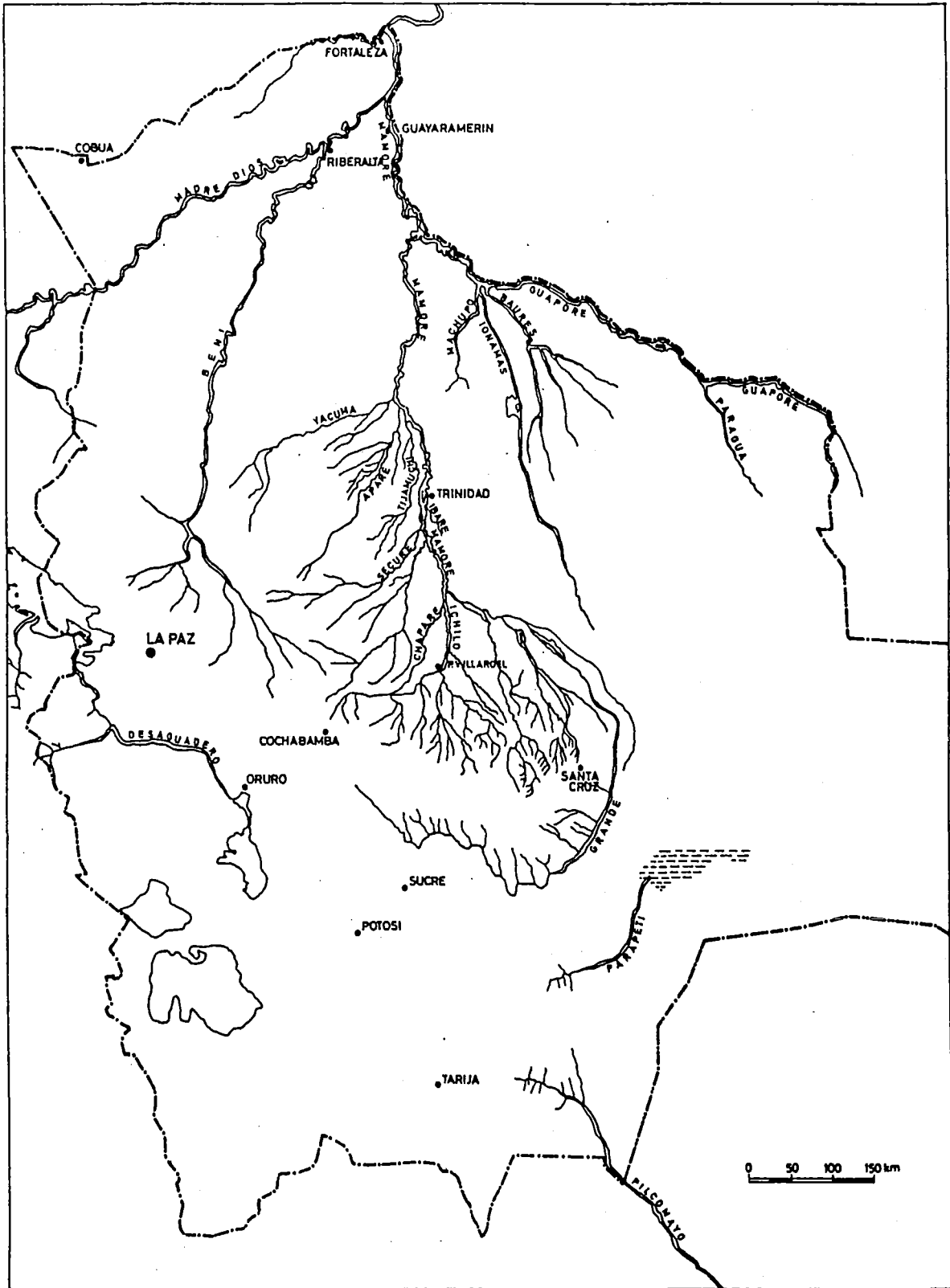


Figure 2 - Le Mamore en Bolivie

Le Río Ichilo est un des trois affluents importants qui convergent, avec le Río Chapare et le Río Grande (ou Guapay), pour former le Mamore. Le tableau I reprend les caractéristiques des bassins versants tributaires d'après Taborga (1965). Le tableau II indique quelques débits moyens significatifs (Hidrografia Naval, Instituto Geográfico Militar, 1985).

Rivière	Aire bassin	Longueur axiale	Largeur moyenne	Périmètre bassin	Facteur forme	Précipit. annuelles
Ichilo	16185	207	78	532	0.377	2223
Chapare	8140	224	36	522	0.161	2158
Grande	124193	468	265	1990	0.566	959

Tableau I - Caractéristiques des sous-bassins du Mamore

Rivière	Station	Débit moyen m ³ /s
Ichilo	Puerto Grether	185
	700 m amont Boca del Chapare	475
Mamore	Camiaico	1421
	Puerto Ganadero	2258
	Guyaramerin	10032

Tableau II - Débits moyens

Du point de vue géologique, les sources du Río Ichilo et des autres affluents du Mamore appartiennent à la zone andine et sub-andine : les roches sont des psammites, des schistes argileux, des ardoises, des quartzites, des calcaires, et des conglomérats. Les pentes sont importantes, et les coefficients de ruissellement élevés, si bien qu'une érosion importante se manifeste, les sédiments se déposant au pied des pentes.

La région du Pie de Montaña (cénozoïque et tertiaire) correspond à la transition du régime torrentiel au régime fluvial. On y observe une importante quantité de sédiments en suspension et une forte turbidité.

Les terrains de la Llanura Beniana qui suit, sont quaternaires de type alluvionnaire : loess, argiles, limons et sables en constituent le sol.

A l'aval, au confluent du Río Itenez, le bouclier brésilien (Escudo Brasileno) fait sentir ses effets : cette région de quartzites, de schistes et d'intrusions de granodiorites est moins érodible et le Río Itenez présente une eau plus claire que les autres affluents; par contre, des rapides (cachuelas) sont fréquents rendant la

navigation difficile ou même impossible (par exemple sur le Río Madeira de Guyaramerin à Porto Velho).

2.2. Le projet de port de Mamorecillo

En 1987, dans le cadre de la Commission mixte boliviano-argentine un projet de liaison ferroviaire entre Santa Cruz et Trinidad fut mis en chantier. Des difficultés techniques de grande ampleur furent rencontrées peu avant le passage de la frontière entre les provinces, si bien qu'il a semblé plus sage, dans une première phase, d'infléchir la ligne vers l'ouest, et de la raccorder au système fluvial par un terminal ferroviaire. Ce terminal se situerait juste à l'amont du confluent avec le río Chapare (boca del Chapare), en rive droite, là où le río Ichilo prend le nom de Mamorecillo avant de devenir le Mamore. Ce projet portuaire a été baptisé Puerto Mamorecillo.

Le projet du port de Puerto Mamorecillo se situe dans un contexte difficile sous un double aspect : d'une part les données générales et locales sont très lacunaires, et, d'autre part, les quelques observations relatives au site du futur port font craindre une instabilité morphologique du fleuve au droit des sections concernées. Toute solution devra tenir compte du caractère précaire des données et des difficultés du terrain. Les solutions techniques les plus souples, permettant des adaptations et des modifications, auront donc la préférence.

3. ETUDE DE FAISABILITE

3.1. Données hydrologiques

Les données hydrologiques sont celles qui posent les problèmes les plus délicats. Les mesures sont peu nombreuses et surtout présentent rarement une continuité suffisante. Le tableau III donne une idée des mesures limnimétriques disponibles, dont seules les mesures brésiliennes présentent une certaine continuité. Il faut y ajouter sept jaugeages dont quatre au droit de Puerto Mamorecillo. Malheureusement, aucun de ces jaugeages n'a été réalisé pour des débits supérieurs à 3500 m³/s.

3.2. Données topographiques et hydrographiques

Le problème le plus crucial pour la connaissance de l'Ichilo-Mamore est l'établissement du profil en long du lit (thalweg) de la rivière. Les emplacements et les altitudes des différentes sections varient de plusieurs mètres suivant diverses sources. Déduire les pentes moyennes de ces données est une opération délicate : le tableau IV résume quelques valeurs, soit tirées de la littérature, soit calculées. On conclut que les valeurs sont très disparates, ce qui ne facilite pas leur utilisation.

Stations	Années Source	Nombre de mois complets															
		70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85
Ichilo-Mamore																	
Gujara-Mirin (BR)	ME	4	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	8	
Guyaramerin (BOL)	HN							12									
Camiaco	HN											2	2	3	2	2	
Puerto Ganadero	IN														9	10	
Recta Muyurina	CE																2
Puerto Villarroel	HN								4	8	1	9	2		2		

Sources : HN = Hidrografia Naval CE = CEPIMA
 ME = Ministerio Minas y Energía del Brasil
 IN = Rapport Rojas-INTERNAVE pour l'OEA (1985)

Tableau III - Données limnigraphiques disponibles

Source	P.Villar.	B.Chapare	B.Secure	P.Varador	Guyaramerin
Taborga	0.050 X---0.026---X				
Rodriguez	X---0.030---X X-----0.007-----X				
Merlin (cit. Sterling)	0.060 X-----0.015-----X	0.030			
Hidrog.Naval (moyennes tous les 20 km)	X---0.055---X X-----0.059-----X	X---0.066---X	X---0.044---X		
Recalcul H.Nav. (tous les points)	X---0.054---X X-----0.059-----X	X---0.061---X	X---0.054---X		
Calcul minimum	X---0.032---X X---0.027---X X-----0.050-----X X-----0.038-----X X---0.061---X X-----0.067-----X X-----0.045-----X	X---0.027---X	X---0.122---X	X---0.039---X	
maximum		X---0.034---X	X---0.173---X	X---0.041---X	

Tableau IV - Pentes de fond suivant diverses sources (en mm/km)

3.3. Données géotechniques

Quelques données éparses existent dans les différents rapports (rapports SEGES et Rojas-INTERNAVE), et dans l'ouvrage de Taborga. Des échantillons de Puerto Villarroel (mission SEGES, 1977) indiquent une couche superficielle de 4.20 à 12.80 m de limon argileux, peu consistante et très compressible. A Puerto Varador, la rive droite (celle du port), présente une couche de 1 à 1.50 m d'argile à forte teneur en matières organiques sur des lentilles d'argile et de limon sableux déposés lors des décrues du fleuve : cette rive, qui est la rive concave, est soumise à un double mécanisme d'érosion :

- affouillement de la berge et approfondissement du chenal lors de la crue ;
- éboulement des berges argileuses mal drainées au moment de la descente rapide des eaux.

La rive gauche, convexe, reçoit au contraire les dépôts sablonneux de la décrue. Ces données géotechniques nous donnent un premier aperçu de la nature des sols dans la zone comprise entre Puerto Villarroel et Trinidad, et donc aussi à Mamorecillo.

Pour le site même de Mamorecillo, CORDECRUZ (1982) a fait réaliser en 1982 une campagne d'essais géotechniques, dont certains résultats sont synthétisés dans le tableau V. Les résultats sont assez homogènes et indiquent une couche de limon peu ou non plastique, de 4 à 7 mètres d'épaisseur, et recouvrant du sable fin. Ce sol est de mauvaise qualité : même le sable présente un enfoncement de 45 cm pour un nombre relativement faible de coups à l'essai C.B.R. exécuté sur un moule de 2100 cm³.

Lieu	Profond.	Nbre coups	% hum.	Granulom. % inf.			Atterberg		
				2mm	420 μ	74 μ	LL	LP	IP
Port :	0.00-5.00		36.7	100	100	100	--	--	NP
Forage 1	5.00-5.45	3	31.5	100	100	100	--	--	NP
	6.00-6.45	4	sat.	100	100	94	--	--	NP
	7.05-7.50	10	sat.	100	100	40	--	--	NP
RG en face du port	0.00-1.20		38.9	100	100	100	40	29	11
	1.20-4.00		30.6	100	100	100	30	25	5
1er méandre amont RG	0.00-1.00		40.0	100	100	100	38	30	8
	1.00-1.40		53.2	100	100	100	48	33	15
	1.40-4.00		44.6	100	100	100	31	21	10

Tableau V - Caractéristiques géotechniques de forages (CORDECRUZ, 1982)

3.4. Données sédimentologiques

Le tableau VI tente de résumer des résultats obtenus par Taborga (1965), et d'autres obtenus par l'analyse de 14 échantillons ramenés

de diverses missions du Ministère belge des Travaux Publics pour la zone de Puerto Mamorecillo.

Lieu	Confluent	P. kilom. Mapa dir.	D ₅₀ mm	Valeur douteuse
Puerto Villarroel		0	0.001/0.056	?
	Chimore	18		
8 km av. Chimore		26	0.227	
50 km av. Chimore		68	0.063	
Am. Chore (fond)		?	0.291	?
Boca Chore	Chore	141	0.034	?
77 km am. Chapare		213	0.104	
36 km am. Chapare		254	0.025	?
3 km am. Chapare		287	0.061	
	Chapare	290		
1 km av. Chapare		291	0.041	?
8 km av. Chapare		298	0.118	
2 km am. Grande		317	0.078	
	Grande	319		

Tableau VI - Synthèse des données sédimentologiques

Ce tableau permet de se rendre compte aisément de certaines faiblesses des données. En effet, il serait conforme à la logique de trouver des diamètres décroissant de l'amont vers l'aval (loi d'usure de Sternberg), du moins entre les confluent importants, ceux-ci pouvant amener dans la rivière principale des granulats de diamètre différent. On constate que, à ce point de vue, plusieurs valeurs du tableau sont douteuses. Le diamètre médian des granulats à Puerto Villarroel est tout à fait différent suivant les sources. Les diamètres au droit du confluent du Río Chore et au km 254 rompent la décroissance régulière des échantillons environnants. Le diamètre ne peut augmenter entre le km 291 et le km 298. Les incohérences observées peuvent avoir plusieurs origines : manipulation incorrecte des échantillons, quantité trop faible de ceux-ci (de 48 à 120 g), erreur d'identification, ou plus simplement hétérogénéité des sédiments dans les sections de mesures (par exemple entre la rive convexe et la rive concave d'une courbe). Les données sédimentologiques devront donc, elles aussi, être manipulées avec prudence.

3.5. Stabilité sédimentologique du site de Puerto Mamorecillo

Deux points de vue seront abordés dans ce chapitre : celui de la stabilité sédimentologique locale, à partir de la granulométrie des sédiments au droit du site, et celui de la stabilité plus générale en plan des environs du site envisagé.

3.5.1. Stabilité locale du site

La stabilité locale nécessite la connaissance des conditions

hydrauliques au droit du site : pente, rugosité, débits maximum et minimum, et aussi de la granulométrie des sédiments.

Pour vérifier la stabilité locale du site de Puerto Mamorecillo, il convient de caractériser la force tractrice de l'écoulement. Cette force est définie de la manière suivante :

$$\tau = \gamma \cdot R_h \cdot S_f \quad (1)$$

où τ est la force tractrice en N/m^2 , γ le poids volumique (celui de l'eau vaut $9784 N/m^2$ à la latitude de Puerto Mamorecillo, du moins pour une eau pure), R_h le rayon hydraulique ($R_h = A/P$, rapport de l'aire mouillée au périmètre mouillé) qui peut être remplacé par la profondeur h pour les rivières de grande largeur et de profondeur peu variable, S_f est la pente hydraulique ou pente de la ligne de charge : elle est souvent remplacée par la pente de fond S_0 , à condition que l'écoulement soit proche d'un écoulement uniforme. Il importe donc de caractériser l'écoulement, ce qui nécessite la connaissance de la pente de fond et de la rugosité du lit de la rivière.

Au regard du tableau IV, il semble raisonnable d'adopter une valeur de pente de fond S_0 de l'ordre de $0.054 m/km$ (0.000054). Quant à la valeur de la rugosité, CORDECRUZ (1982) propose une valeur du coefficient n de Manning de 0.055 , calculée par la méthode de Cowan. D'autre part, on calcule la pente hydraulique S_f à partir de la généralisation de la formule de Manning à l'écoulement graduellement varié :

$$S_f = \frac{Q^2 \cdot n^2}{A^2 \cdot R_h^{4/3}} \quad (2)$$

Le tableau VII indique les valeurs de forces tractrices τ calculées à l'aide des formules (1) et (2) pour les quatre jaugeages réalisés à Puerto Mamorecillo en 1982, 1986 et 1987.

Date	Débit Q m ³ /s	Profondeur h m	Aire A m ²	Rayon hyd. R _h m	Pente hyd. S _f	F.tractr. τ N/m ²
24.07.82	377	5.88	976	4.41	0.000062	2.69
28.08.86	1157	7.50	1195	4.51	0.000381	16.79
28.11.86	1172	8.13	1282	4.94	0.000301	14.52
01.02.87	2566	14.24	2144	8.00	0.000271	21.20

Tableau VII - Calcul de la force tractrice

Pour caractériser la propension à l'érosion des quatre situations décrites, nous devons comparer la force tractrice obtenue à la force tractrice critique τ_c de début d'érosion. De manière plus précise, on

calcule les paramètres de Shields de l'écoulement :

$$X = \frac{V_* \cdot D}{\nu} \quad (3)$$

$$Y = \frac{\tau}{(\rho_s - \rho) \cdot g \cdot D} \quad (4)$$

où les paramètres sont les suivants :

ρ_s = masse volumique des sédiments (en moyenne 2700 kg/m³)

ρ = masse volumique de l'eau (1000 kg/m³)

g = accélération de la pesanteur (9.784 m/s²)

D = diamètre des grains (souvent D_{50})

ν = viscosité cinématique (0.000001 m²/s)

τ = force tractrice (N/m²)

V_* = vitesse d'arrachement = $\sqrt{\tau/\rho}$

X = nombre de Reynolds étoilé (Re_*) caractérisant la viscosité

Y = nombre de Shields caractérisant l'érosion

Le tableau VIII résume le calcul de X et Y moyennant le choix du diamètre $D_{50} = 0.061$ mm proposé par Taborga (1965).

Date	Force tractrice τ N/m ²	Vitesse arrachement V_* m/s	Paramètre viscosité X	Paramètre arrachement Y
24.07.82	2.69	0.052	3.164	2.651
28.08.86	16.79	0.130	7.904	16.548
28.11.86	14.52	0.120	7.350	14.311
01.02.87	21.20	0.146	8.882	20.895

Tableau VIII - Calcul des paramètres de Shields

Les valeurs de X indiquent que, à cause de la finesse des grains, la turbulence n'est pas garantie : on se situe dans la zone de transition entre un comportement visqueux et un comportement turbulent (voir figure 3 où la courbe de Shields représente en principe le lieu des points où l'érosion apparaît). Quant aux valeurs de Y , elles sont très supérieures aux limites d'érosion, même pour les débits les plus faibles.

Ces conclusions sont encore renforcées si on les applique aux deux échantillons prélevés en rive gauche le 11 août 1987. La force tractrice τ calculée varie entre 14 et 21 N/mm², correspondant à des valeurs des paramètres de Shields tout à fait en dehors du champ d'application du diagramme ($X < 0.3$, $Y > 100$ pour atteindre même 872 !).

Notons que pour des argiles compactes, on peut considérer une

$$\tau = \frac{\tau}{(\rho_s - \rho) \cdot g \cdot D}$$

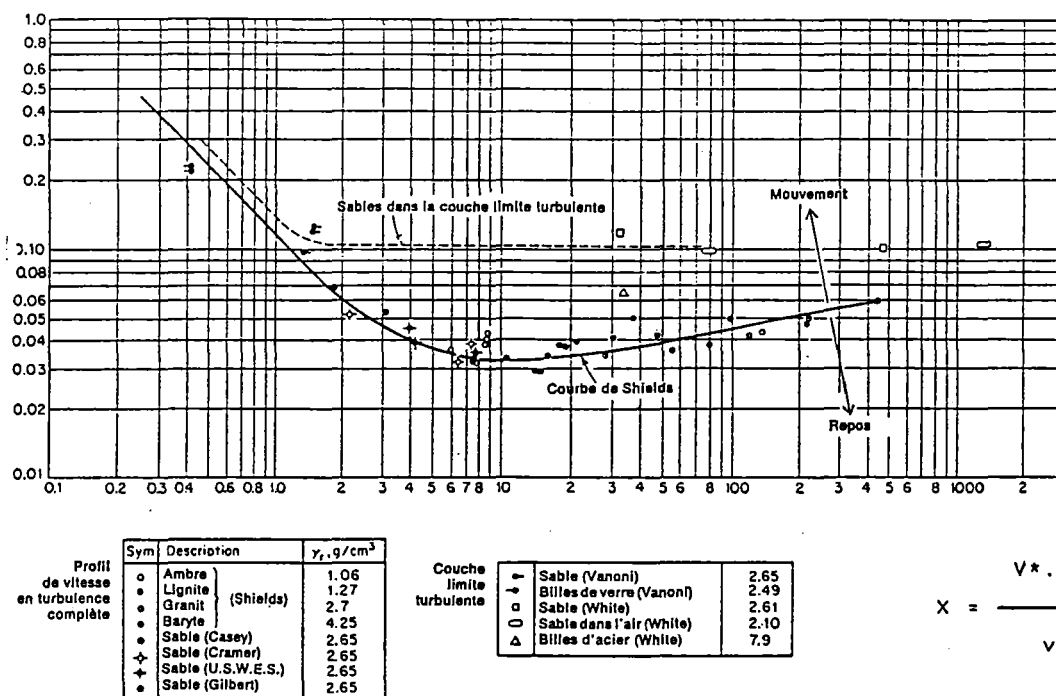


Figure 3 - Diagramme de Shields

force tractrice limite de l'ordre de 6 (pour un indice de vide de 1.2 à 0.6) à 14 N/m² (pour un indice de vide de 0.6 à 0.3), d'après les tableaux de l'U.S.Bureau of Reclamation. Ces valeurs sont un peu inférieures à celles qui ont été calculées pour trois des jaugeages. On en conclut que la stabilité de la berge est certainement menacée, d'autant que la pente de celle-ci est relativement raide : une érosion de la partie immergée provoque l'écroulement de la partie émergée.

On peut conclure des considérations qui précèdent que la stabilité locale du site est faible : le débit solide — que l'on ne pourrait calculer qu'en possession de données sédimentologiques plus fiables — est important et, à cause de la présence du confluent immédiatement à l'aval, l'équilibre entre sédiments entrants et sortants dans le bief de Puerto Mamorecillo ne peut être garanti.

3.5.2 Stabilité globale du site

Nous dirons que le site est globalement stable, si l'emplacement qui est proposé pour le port présente de bonnes chances de ne pas voir se modifier le tracé en plan de la rivière et le profil en long de

celle-ci. C'est principalement l'observation des cartes et des observations par satellites (malheureusement indisponibles en l'occurrence) qui permet d'étudier et de comprendre le mécanisme de l'évolution de la rivière. La figure 4 représente la zone d'implantation du port : elle est adaptée d'un photoplan établi par CORDECRUZ en 1983.

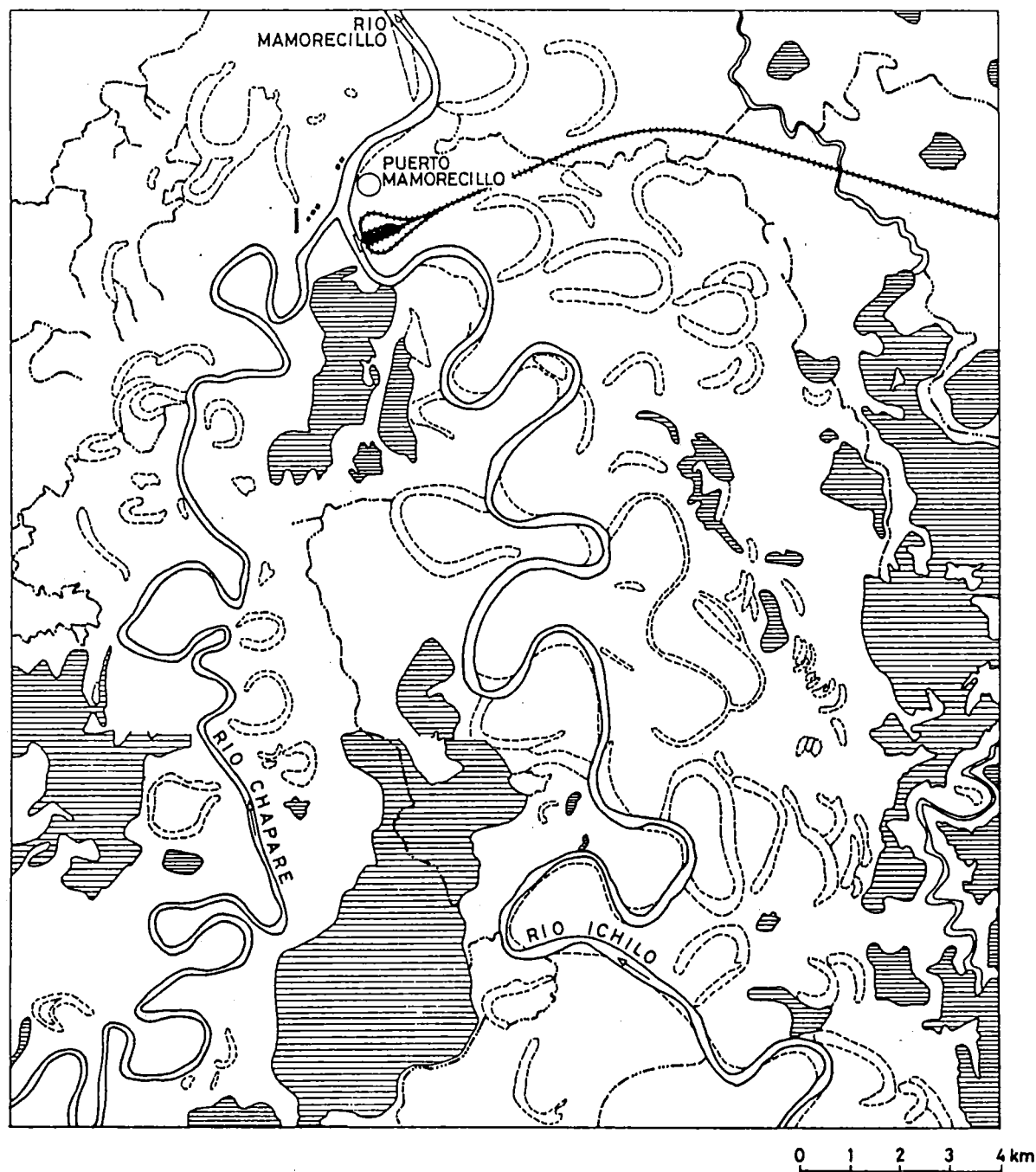


Figure 4 - Environs de Puerto Mamorecillo (CORDECRUZ, 1983)

On observe que le Río Ichilo et, dans une moindre mesure, le Río Chapare divaguent vers l'ouest, par érosion régressive de leur rive gauche. Le tracé de 1983 indique que le méandre à l'amont du futur port était en train de se court-circuiter en un "corte". Ce "corte" était complètement formé en 1987. D'autre part, l'ensemble de la zone est inondé en période de crue.

L'évolution générale du plan du site est illustrée par la figure 5.

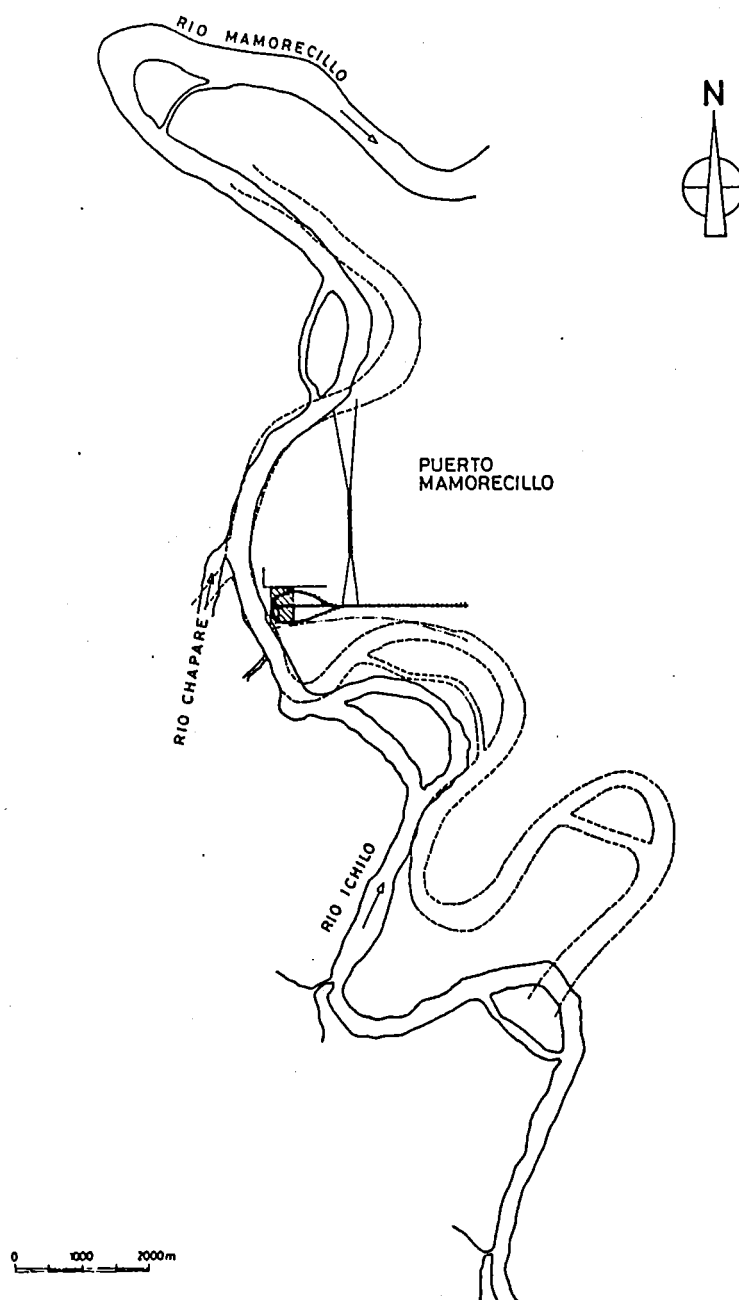


Figure 5 - Evolution du site de 1975 à 1985

De l'examen de cette figure, se dégagent les tendances suivantes :

- Le site proche du port semble relativement stable en plan.
- Le méandre immédiatement à l'amont du site est cependant en train de se modifier : il se déplace vers l'ouest, comme l'ensemble de la rivière, mais surtout le "corte" (corte Peroqui) remplace progressivement le tracé ancien, et l'augmentation de pente qui en résulte n'est pas stable. Le tracé doit s'allonger à nouveau pour retrouver un équilibre.
- Le champ de vitesse, juste en amont du site, forme un vaste tourbillon, qui creuse progressivement la rive gauche, créant ainsi l'amorce nécessaire à la formation du nouveau méandre qui pourrait s'attaquer à la rive en face du port.

En principe, en hydraulique fluviale, un tronçon rectiligne dans une rivière à méandres est peu stable. Nous constatons cependant que le site choisi pour Puerto Mamorecillo échappe partiellement à cette règle : sa forme s'est peu modifiée ces dix dernières années. Ceci s'explique par le "point dur" que constitue le confluent du Chapare et de l'Ichilo, qui bloque la progression de ce dernier vers l'ouest.

On peut cependant craindre, en constatant l'évolution du méandre amont et la modification de l'angle de confluence, que cette stabilité ne soit menacée par la recherche d'un nouvel équilibre. En conclusion, il nous semblerait téméraire de prévoir des installations fixes lourdes à Puerto Mamorecillo. Si le site en soi est plutôt bien choisi, il conviendra de l'équiper d'infrastructures légères et, si possible, amovibles, pour faire face à toute évolution de la rivière à l'avenir.

4. ESQUISSES DE SOLUTION

En fait, la construction d'un quai lourd permettant l'approche des rames de chemin de fer, ne peut être envisagée dans le contexte technique (instabilité du cours de la rivière) et économique du projet.

Une solution plus légère, plus économique et plus souple pourrait consister en la construction d'une rampe d'accès, qui a l'avantage de s'adapter à n'importe quelle variation du niveau du plan d'eau. On pourrait s'inspirer des rampes en béton adoptées pour les terminaux de transport du calcaire aux ports de Barreirinha et de Manaus, au Brésil (BABADOPULOS et al., 1985) ou des rampes de Pucallpa sur le Río Uyacali au Pérou (FITZPATRICK et al., 1985).

Le cas du port de Pucallpa sur le Río Uyacali est proche de celui qui nous concerne. Le site de Pucallpa est instable. De plus, les données hydrologiques, hydrographiques et sédimentologiques font défaut, si bien qu'une prévision précise de l'évolution de la morphologie de la rivière s'avère impossible. Les auteurs du projet prirent le parti d'adopter une infrastructure souple qui puisse être

modifiée sans trop de difficultés, par exemple après 5 années d'exploitation. La solution d'un ponton flottant fut donc choisie, ponton relié à la rive par un pont d'accès lui-même flottant et articulé. Dans leur rapport du Congrès de Bruxelles, FITZPATRICK et al. (1985) examinent les différentes possibilités de ponton flottant et de ponts d'accès à celui-ci. Parmi quatre solutions, à Pucallpa, le choix s'est porté sur un accès constitué de ponts flottants courts interconnectés, menant à un ponton flottant ancré à distance de la rive.

Le trafic attendu à Mamorecillo ne justifie pas un investissement aussi considérable, du moins dans l'immédiat. Nous avons donc tenté d'imaginer des solutions encore plus légères, qui tiennent compte des conditions locales du futur port. La plus réaliste de ces solutions est schématisée à la figure 6. (Zech, 1988)

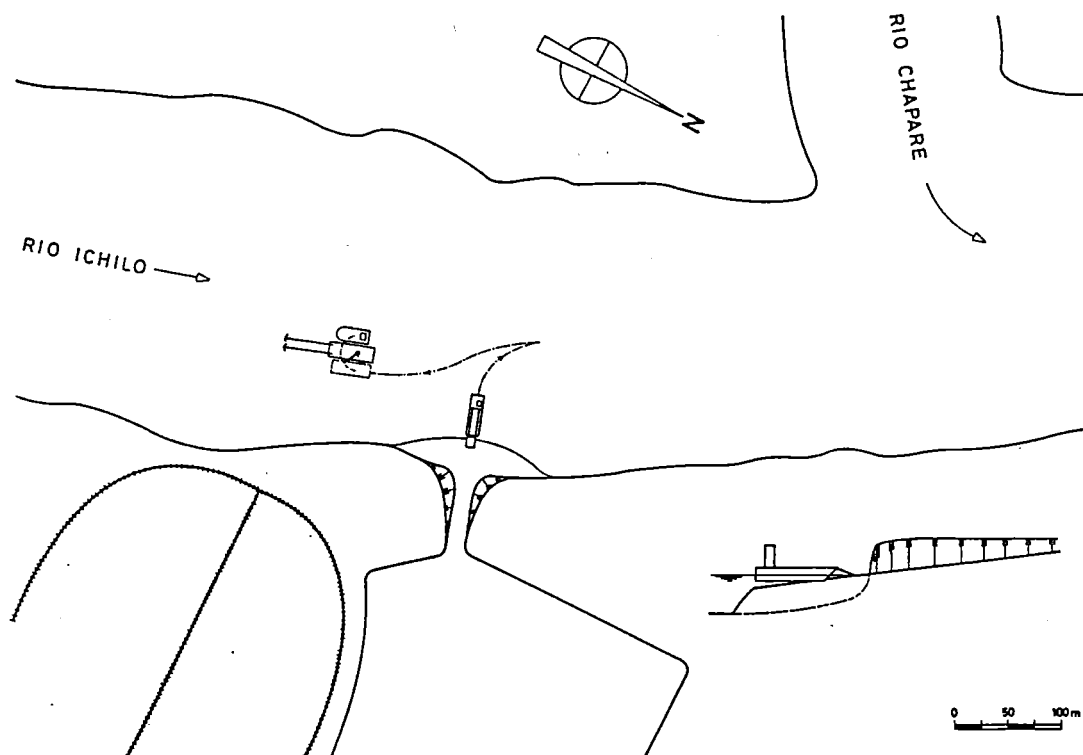


Figure 6 - Ponton flottant et bac de transbordement

Cette solution se base sur l'utilisation d'un engin de transbordement léger, inspiré du rapport du groupe de travail "Développement des terminaux maritimes modernes" de l'Association Permanente des Congrès de Navigation AIPCN (1987), et adapté aux conditions de trafic de Puerto Mamorecillo. La figure 7 donne un schéma de ce que pourrait être un tel transbordeur automoteur (Van Frachen, 1987).

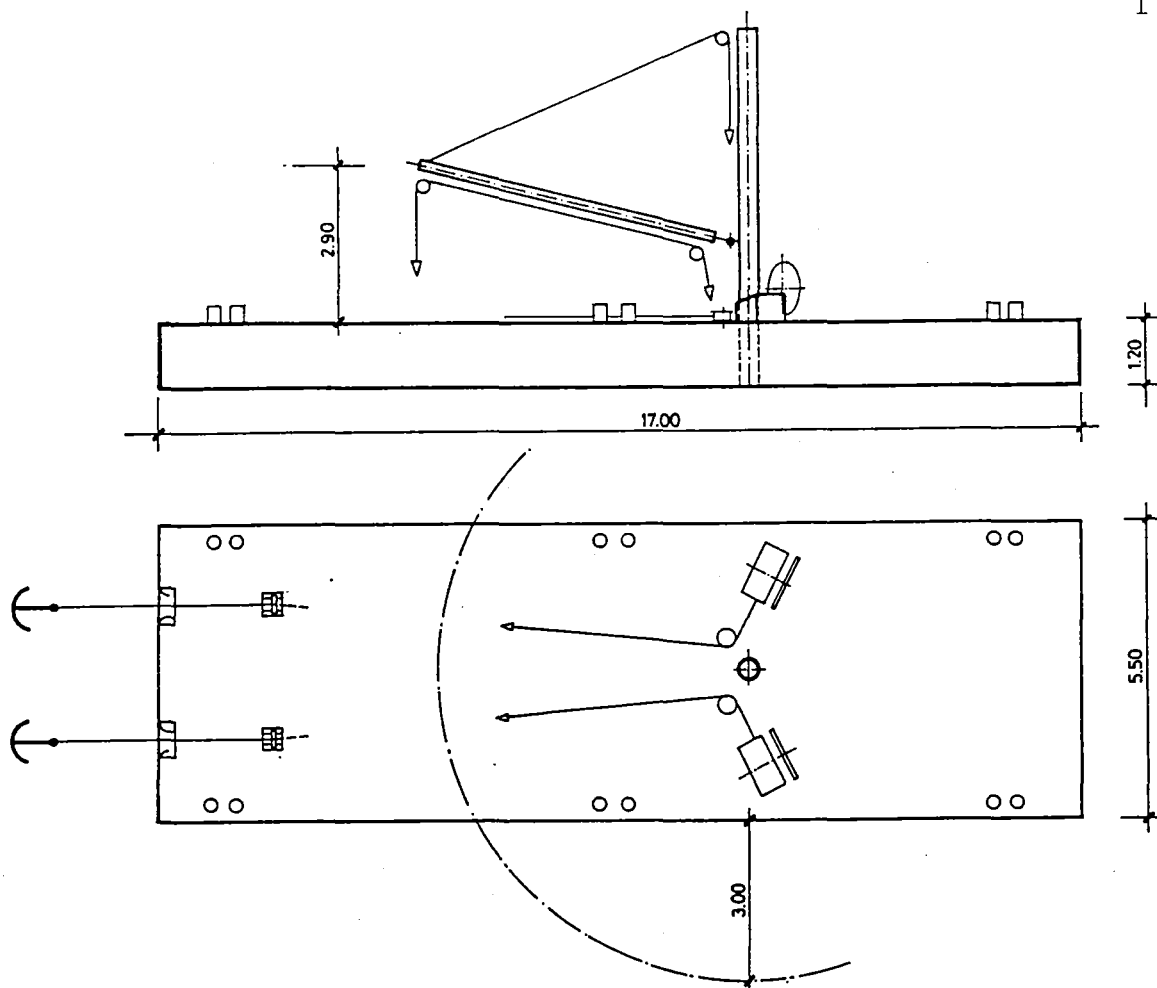


Figure 7 - Esquisse d'un ponton-grue flottant

Une telle solution peut paraître compliquée du point de vue de l'exploitation, mais elle réunit un grand nombre d'avantages :

- Elle est totalement amovible : si le cours de la rivière se modifie, il suffit de déplacer le ponton flottant et de reconstruire une simple rampe d'accès légère.
- Le bac de transbordement est automoteur et peut servir aux déplacements du ponton flottant.
- Elle se prête à un marnage important sans grande difficulté.
- Elle n'exige aucune qualité particulière du sol des rives.
- L'encombrement du dispositif est minime.
- La solution envisagée ne perturbe nullement le cours naturel de la rivière, qui ne risque donc pas de réagir intempestivement et, éventuellement, irréversiblement.
- Tous les éléments portuaires peuvent être construits dans un chantier naval.
- En cas de croissance du trafic, il suffit d'ajouter un second bac transbordeur ou même un second ponton flottant.
- Si le développement du port justifie le passage à une solution fixe, le ponton flottant pourra être récupéré sans difficulté.

5. CONCLUSION

Le fleuve Ichilo-Mamore offre une navigabilité relativement bonne à peu près partout, mais les caractéristiques morphologiques de la rivière rendent l'implantation d'un site portuaire permanent difficile, sinon impossible. Comme un certain nombre d'affluents de l'Amazonie, l'Ichilo-Mamore coule dans une plaine alluviale à très faible pente et charrie beaucoup de sédiments : le tracé en méandres de la rivière présente donc une instabilité en plan très significative.

Par ailleurs, les données hydrologiques, topographiques, hydrographiques et sédimentologiques font défaut : les périodes d'observations sont courtes et disparates, entre autres, à cause de la difficulté de maintenance des instruments de mesures dans des conditions de climat difficile et d'isolement extrême, si bien qu'il est en général impossible de déduire des valeurs moyennes fiables.

Aussi bien du point de vue local que global, le site de Puerto Mamorecillo ne peut être considéré comme stable à moyen terme, même si le passé récent semble montrer un comportement relativement meilleur du site choisi par rapport aux sections voisines.

Vu l'extrême instabilité de la rivière, et la modicité des moyens disponibles eu égard au trafic prévisible, c'est finalement une solution simple et souple que nous préconisons dans l'état actuel de notre information. Un ponton-grue flottant servirait d'aire de manutention des charges entre le bateau et un chariot élévateur embarqué sur un bac transbordeur, semblable aux bacs traversiers ordinaires.

Une conclusion plus générale pourrait être que les théories classiques de l'hydraulique fluviale ne sont pas à même d'expliquer complètement le comportement d'une rivière amazonienne instable. Ce domaine de recherche constitue donc un défi passionnant pour l'avenir.

6. REFERENCES

- Association Internationale Permanente des Congrès de Navigation (1987), "Développement des terminaux maritimes modernes", Rapport d'un groupe de travail du Comité Technique Permanent II, Bruxelles
- BABADOPULOS J.L., BALAU J.A.C., STANDERSKI N.B. (1985), "Study of integrated barge Convoys for the Amazon Region. Application to a Calcareous Rock Transportation Problem", Proc. 26th International Navigation Congress, Section I, Subject 3, pp. 15-35, Brussels
- BAUWENS C. (1981), "Etude des rivières à méandres et application à l'amélioration de la navigabilité du Río Mamore", Mémoire de fin d'études, Université Libre de Bruxelles
- BOURGES J., CORTES J., HOORELBECKE R. (1987), "Etude des débits du Mamore à Guyaramerin", PHICAB - ORSTOM, La Paz

- CEPIMA (1985), "Río Ichilo-Mamore. Levantamiento Direccional", Trinidad
- CORDECRUZ (1982), "Estudio de suelos para Puerto Mamorecillo", Informe del laboratorio de suelos
- DUBOIS V. (1975), "Rapport de la mission d'avril 1975 en Bolivie", Charleroi
- FITZPATRICK J.B., TANNER R.G., TSINKER G.P. (1985), "Alluvial Rivers and their impact on layout and design of dock facilities", Proc. 26th International Navigation Congress, Section I, Subject 5, pp. 27-38, Brussels
- Hidrografía Naval (1981), "Estudio de suelos de la Boca del Río Ichilo", Informe pp. 63-65
- JANSSEN P.P., VAN BENDEGOM L., VAN DEN BERG J., DE VRIES M., ZANEN A. (1979), "Principles of River Engineering", Pitman, London
- LACEY G. (1930), "Stable channels in alluvium", Min. Proc. Inst. Civil Engineering, Volume 229
- LANE E.W. (1955), "Design of stable channels", Trans. ASCE, volume 120, pp. 1234-1279
- LEOPOLD L.B., WOLMAN M.G. (1957), "River patterns, braided, meandering and straight", U.S. Geological Survey professional paper 282-B
- MERLIN M. (1955), "La navigation fluviale en Bolivie. Le bassin hydrographique de l'Ichilo-Mamore", Organisation des Nations-Unies
- ROJAS M.V. (1985), "Estudio de factibilidad técnica, económica y financiera de los puertos de Guyaramerin y Trinidad", Internave, Organización de los Estados Americanos
- Servicio de Hidrografía Naval, Instituto Geográfico Militar (1985), "Memoria explicativa del Mapa Hidrográfico", La Paz
- Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (1981), "Mapa de isoyetas de Bolivia", La Paz
- SHEN H.W. (1971), éd., "River Mechanics", Fort Collins, Colorado
- SEGES s.a., GIREC s.a. (1977), "Bolivie : Amélioration des conditions de navigation sur le Río Mamore", Administration Générale de la Coopération au Développement, Bruxelles
- STERLING A., LEDERER A., BOCHKOLTZ F. (1978), "Bolivia : Mejoramiento de la navegabilidad en los Ríos Ichilo y Mamore", Informe de la misión de reidentificación, Bruselas
- TABORGA J.T. (1965), "El transporte fluvial en Bolivia. Cuenca de los Ríos Ichilo y Mamore", Comando de la Fuerza naval boliviana, Servicio de hidrografía naval
- VAN FRACHEN T. (1987), "Port flottant CEPIMA : Ponton-grue 3 tonnes à 3 mètres hors-bordé ; Ferry pour camion 15 tonnes", Esquisses d'avant-projet, Bruxelles
- ZECH Y. (1988), "Puerto Mamorecillo. Factibilidad según la hidráulica fluvial. Esquemas de implantación general", Universidad Católica de Lovaina, Louvain-la-Neuve

**SIMULATIE VAN SEDIMENTTRANSPORT
IN HET RESERVOIR VAN DE ASSOEOANDAM**

Prof. Dr.ir. F. DE SMEDT
Dienst Hydrologie - VUB

Een eenvoudig model werd ontwikkeld voor de simulatie van het sedimenttransport in het reservoir van de Assoeandam op de rivier de Nijl, Egypte. Dit werk kaderde in een MSc.thesis van T.M. Abd El Aziz, student van het Interuniversity Postgraduate Programme in Hydrology (IUPHY). De basisgegevens waren beperkt evenals de tijdsduur, zodat dit werk dient beschouwd te worden als slechts een eerste stap in de analyse van het probleem, met inherente tekortkomingen en mogelijk te ver doorgedreven vereenvoudigen.

Het model werd ééndimensionaal opgevat en steunt op volgende ver-gelijkingen:

- behoud van watervolume

$$\frac{\delta A}{\delta t} + \frac{\delta Q}{\delta x} = q$$

met A de doorsnede, Q het debiet, q de sluitingsterm, t de tijd en x de stromingsrichting. Fig. 1 geeft de variatie van het waterpeil in het reservoir volgens de netto waterinput, voor de periode 1964 tot 1988;

- stromingsvergelijking, die afgezwakt werd tot zijn eenvoudigste vorm, nl. de Chezy vergelijking

$$Q = AC(h\frac{\delta z}{\delta x})^{1/2}$$

met C de Chezy coefficient, h de waterdiepte en z het absoluut waterpeil. Fig.2 toont enkele berekende en waargenomen profielen in het reservoir;

- massabehoud van sediment

$$r\frac{\delta y}{\delta t} + \frac{\delta L}{\delta x} = 0$$

met r de droge schijnbare densiteit van het sediment bij depositie, y het absoluut bodempeil en L de sediment massa-lading per éénheidsbreedte;

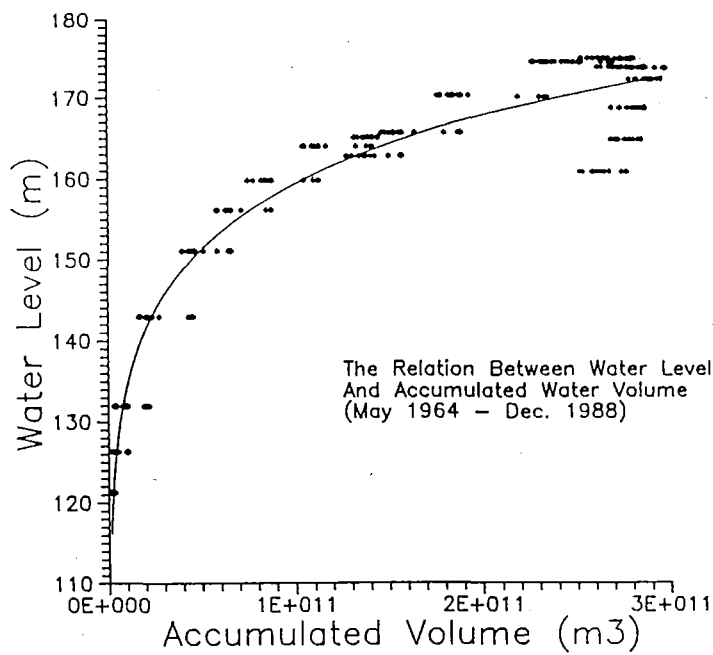


FIG. 1

FIG. 2

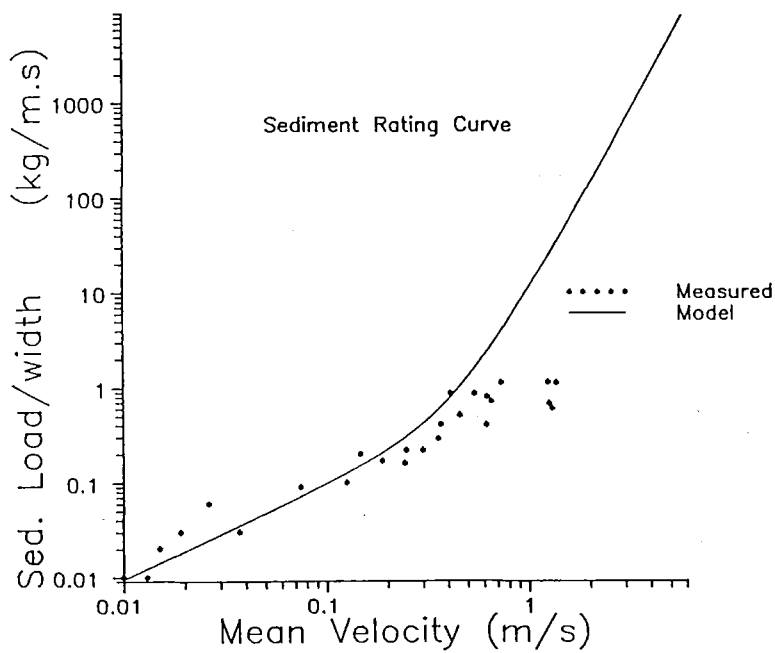
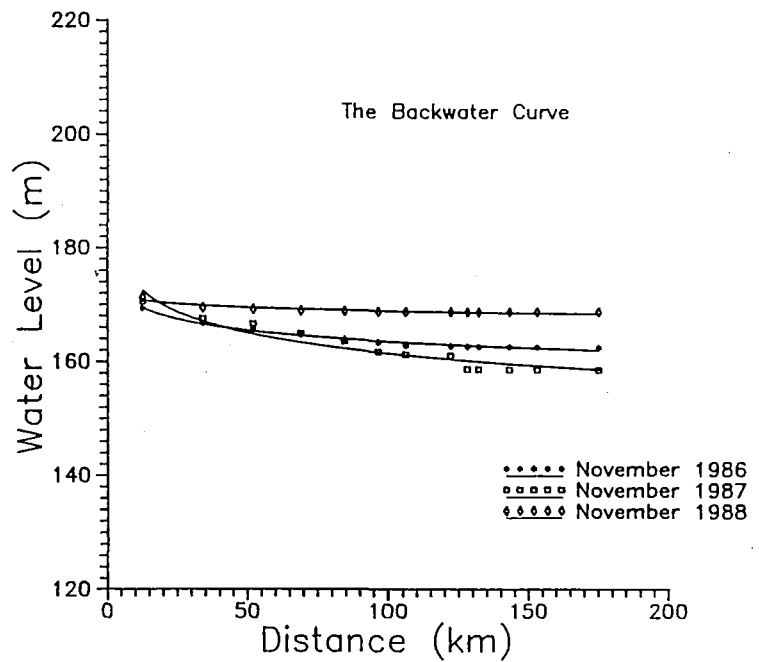


FIG. 3

- beweging van sediment; hiervoor werd een eenvoudige empirische relatie opgesteld in functie van de gemiddelde stromingssnelheid v

$$L = av + bv^3 + cv^4$$

Fig. 3 geeft deze relatie tesamen met enkele meetresultaten bekomen in 1987 en 1988;

- consolidatie van de bodem

$$\frac{\delta r}{\delta t} = \frac{R - r}{T}$$

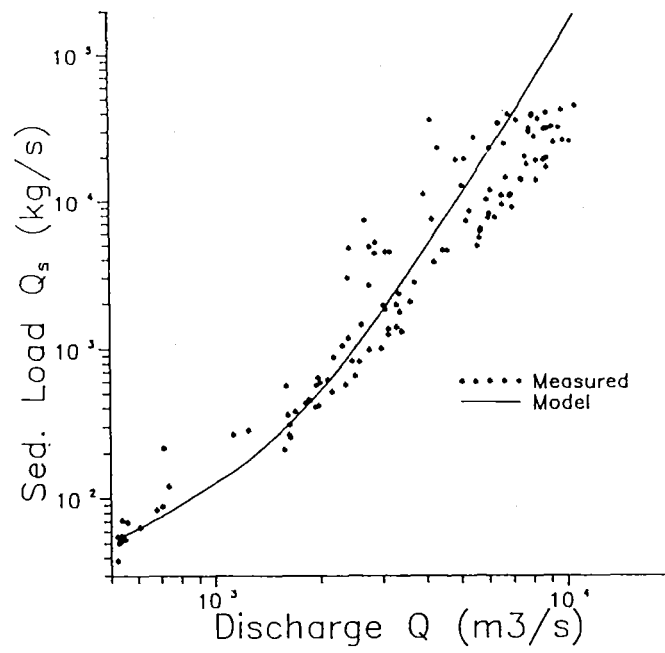
met R de maximaal mogelijke droge schijnbare densiteit en T een karakteristiek consolidatietijd.

Als randvoorwaarden werd, voor de periode 1964 tot 1988, gebruik gemaakt van het waterpeil aan de dam, het maandelijks gemiddelde instromend debiet, en een sediment-ijkingskurve : totale sediment flux Q_s in functie van het binnenkomende waterdebiet Q . Deze relatie wordt gegeven in Fig.4 tesamen met de metingen.

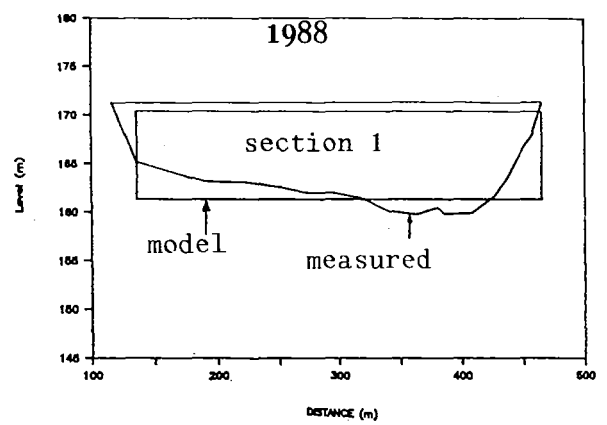
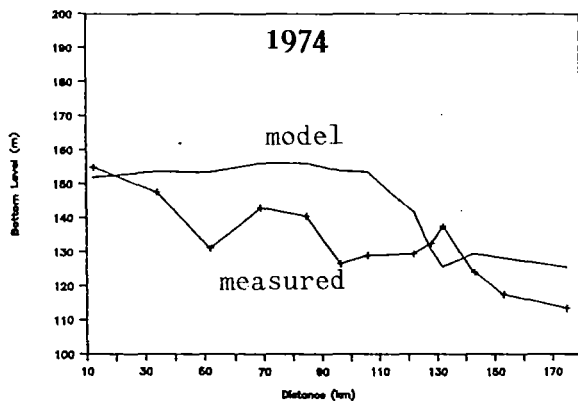
De vergelijkingen werden opgelost door middel van een eindige differentie-model, op een PC. Er werden slechts 13 segmenten beschouwd met lengtes in de grootte orde van 20 km. De tijdstappen werden aangepast volgens de stabiliteit.

De resultaten komen redelijk overeen met de waarnemingen. Figuur 5 geeft de berekende en waargenomen bodemprofielen in 1973 en 1988. Figuur 6 toont enige gesimuleerde en waargenomen secties in 1988.

FIG. 4



BED SHAPE



BED SHAPE

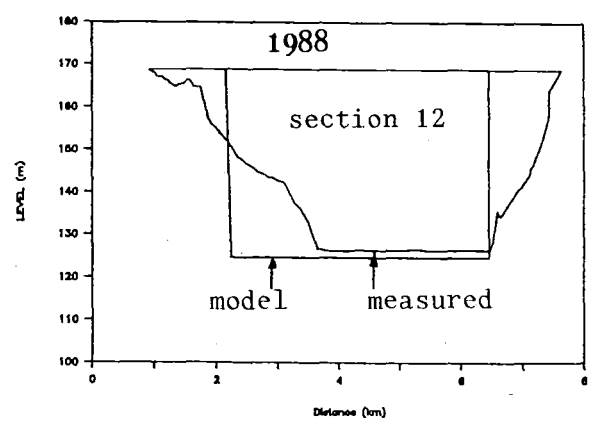
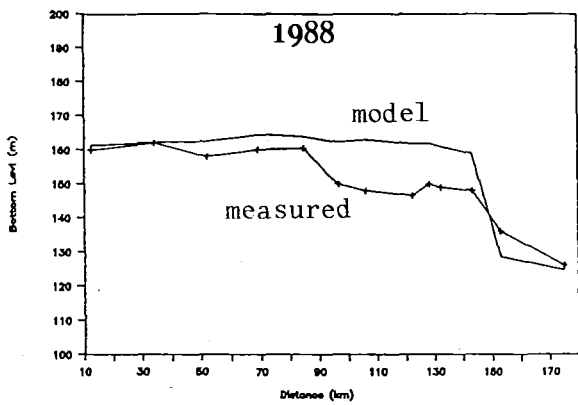


FIG. 5

FIG. 6

STUDIEDAG SEDIMENTTRANSPORT
SEDIMENTTRANSPORTMETINGEN
IN DE SCHELDE

I.H.P. - KU Leuven Permanente Vorming

3 maart 1992

INTERNATIONAL MARINE & DREDGING CONSULTANTS

Wilrijkstraat 37-45 B2140 Antwerpen - België

Tel : +32.3.271.00.16 Fax : +32.3.235.67.11 Telex : 71849 IMDC



SEDIMENTTRANSPORTMETINGEN IN DE SCHELDE

M. SAS

International Marine & Dredging Consultants N.V.
Wilrijkstraat 37-45 bus 4
2140 Borgerhout

1

INLEIDING

Sinds zijn ontstaan heeft International Marine and Dredging Consultants zich toegelegd op het adviseren van baggerprojecten en het uitvoeren van studies in de maritieme sector. Vanuit het bewustzijn dat louter empirische kennis niet kan volstaan om de invloed van baggerwerken en maritieme constructies op het natuurlijk milieu te voorspellen, heeft IMDC zich gespecialiseerd in het op punt stellen van mathematische modellen, die toelaten de realiteit te simuleren. Hierbij wordt steeds uitgegaan van de basisfilosofie dat de eerste stap die nodig is om tot goede simulaties te komen erin bestaat voldoende metingen in situ uit te voeren.

Zo werd het aanslibbingsmechanisme in de toegangsgeul naar de Kallosluis bestudeerd om diverse 'low cost' technieken voor onderhoudsbaggerwerken te evalueren. De milieu-impact van de berging van slib in onderwatercellen werd geanalyseerd door het simuleren van de grondwaterhuishouding in het havengebied op linkeroever en het transport van polluenten via het grondwater. Voor de toegangsgeul van de Berendrechtssluis werd een uitgebreide meetcampagne uitgevoerd om het aanslibbingsmechanisme vast te stellen (zie resp. lit. /1.8/-/1.10/).

Voor de Liefkenshoek tunnel werd IMDC door de Tijdelijke Vereniging De Meyer - Van Laere - Betonac belast met het morfologisch onderzoek van de sleuf (zie lit. /1.1/ t.e.m. /1.7/). Dit onderzoek omvatte het uitvoeren van stroom- en sedimentmetingen voor de start der baggerwerken, het berekenen van de sedimentatie in de sleuf met behulp van 2D-modellen voor getij, slib- en zandtransport en tenslotte het opvolgen van de sedimentatie in de sleuf tijdens de bagger- en afzinkwerken van de tunnel.

Meer recent werd IMDC tesamen met het Waterbouwkundig Laboratorium te Borgerhout belast met het hydraulisch-morfologisch onderzoek i.v.m. de bouw van een tweede containerkaai langs de Schelde (zie lit. /1.11/).

In het kader van deze morfologisch onderzoeken werden diverse sedimenttransportmetingen uitgevoerd over het volledig getij, bij spring- en doodtij, over de volledige breedte van de Schelde, in de sleuf of bij normale waterdiepten. Daarnaast werden continue metingen uitgevoerd over meerdere maanden. Hiertoe werd gebruik gemaakt van recente technologische ontwikkelingen inzake meettechnieken voor sedimenttransport, meer bepaald werd een evaluatie gemaakt van bestaande instrumenten om slib- en zandtransport te meten en werd nagegaan op welke wijze ogenblikkelijke fluctuaties en periodieke variaties konden ingeschat worden.

In deze tekst zullen de verschillende meettechnieken toegelicht worden : gebruik van turbiditeitsmeters, van Akoestische Zandtransportmeter en van Slibmonitor. Daarnaast zal ingegaan worden op de variabiliteit van de gemeten grootheden en zal het verband tussen getij-amplitude, snelheid en sedimentconcentratie worden besproken.

2 DE NOODZAAK VAN METINGEN

2.1 ALGEMENE PRINCIPES INZAKE ONDERZOEK EN RAMING VAN DE SEDIMENTATIE IN EEN ESTUARIUM

De complexiteit van het sedimentregime in een estuarium noodzaakt elke ontwerper tot een grondige analyse van de stromingen en de aard en hoeveelheid van de sedimenten. Betrouwbare prognoses inzake sedimentatie in een sleuf of langsheen een kaaimuur zijn slechts mogelijk wanneer voorafgaandelijk een voldoende kwantitatieve kennis bestaat van het estuarien sediment en al zijn eigenschappen. Het effect van de menselijke ingreep op het stromingspatroon kan berekend worden met behulp van een 2-dimensionaal mathematisch model, zoals het FINEL model voor Liefkenshoek en de containerkaai ten noorden van de Zandvlietsluis - zie lit. /1.3/ en /2.1/) (fig. 1) of kan gesimuleerd worden in een hydraulisch fysisch model zoals datgene van de sleuf in het Waterbouwkundig Laboratorium te Borgerhout. Zodra inzicht bekomen is in het hydraulisch gedrag, kan dan de sedimentatie berekend worden. Van uitermate groot belang blijft evenwel het feit dat elk rekenschema, fysisch of mathematisch model moet geijkt worden en dat de betrouwbaarheid dient nagegaan te worden op basis van in situ metingen.

2.2 BESCHIKBARE GEGEVENS INZAKE SEDIMENTTRANSPORT IN DE SCHELDE

Tijdens de evaluatie van de beschikbare gegevens voor de Liefkenshoektunnel werd duidelijk dat er een grondige kennis was van het hydraulisch regime van de Schelde, met voldoende gegevens om een hydraulisch model af te ijken (zie ondermeer lit. /2.2./ en /2.3/).

Met betrekking tot het sedimenttransport bleek er een tekort aan gegevens. Er is geen continue registratie van het slibtransport in de Schelde, noch wat betreft langsprofielen noch inzake dwarsverdeling, noch op het vlak van variaties in de tijd in vaste meetstations. De gegevens beperkten zich voor de omgeving van Liefkenshoek tot één 13-uursmeting (28 april 1987), gedurende dewelke er in één meetpunt turbiditeit werd gemeten (zie lit. /2.2/). Aangezien tijdens de vloed een aantal meetwaarden ontbraken, werd op 16 mei 1988 gedurende één vloedfase in één meetpunt de turbiditeit en het sedimentgehalte over de verticaal gemeten. Voor Oosterweel, naar aanleiding van de studie van de stormvloedkering, waren gegevens ter beschikking uit een meetcampagne die uitgevoerd werd door Hydraulics Research (zie lit. /2.4/). Ter hoogte van de Drempel van Zandvliet werden recent stroom- en sedimentmetingen uitgevoerd door het Studieconsortium IMDC-WL Borgerhout (zie lit. /2.5/) die een aanvulling vormen bij de gegevens die verzameld werden ter hoogte van de toegangsgoed Zandvliet-Berendrecht (zie lit. /1.10/).

Inzake zandtransport waren er nauwelijks gegevens te vinden. Enkel gedurende de aanvullende meting van 16 mei 1988 werd de zandconcentratie gemeten in één meetpunt, in een beperkt aantal punten over de verticaal.

Deze uiterst beperkte serie gegevens leidde ertoe dat het ééndimensionaal model voor de berekening van de aanzanding in de sleuf moeilijk kon gecalibreerd worden. De ijkparameters dienden zeer sterk af te wijken van de gebruikelijke waarden. Nochtans kon niet worden gezegd of deze afwijking inherent is aan het bodemmateriaal ter hoogte van Liefkenshoek (een zand/slib mengsel), of dat de afwijking te wijten was aan de kwali-

teit van de beschikbare meetgegevens.

2.3 BESCHIKBARE MEETTECHNIKEN

Gezien het gebrek aan gegevens werd nagegaan of het mogelijk was de onzekerheid over de te verwachten sedimentatie te reduceren door het uitvoeren van een aantal metingen in situ. Deze metingen dienden tevens een antwoord te geven op de gelijktijdige aanwezigheid van zand en slib in suspensie. Hiertoe werd een evaluatie gemaakt van de voorwaarden, waaraan dergelijke metingen dienden te voldoen, met daaraan gekoppeld een evaluatie van de beschikbare meettechnieken.

Inzake beschikbare meettechnieken voor het meten van sediment in suspensie bleek al vlog dat onderscheid kon gemaakt worden tussen vier grote klassen van meettechnieken (zie lit. /2.6/ en /2.7/) :

1. het vullen van flessen op de gewenste diepte
2. het oppompen van water/sediment monsters
3. het oppompen van monsters en in situ scheiden van water en sediment (fig. 2)
4. directe meting van de sedimentconcentratie

De derde techniek kon niet gebruikt worden omwille van het gelijktijdig voorkomen van slib en zand, zodat elk pomp-filter systeem colmateert. De eerste twee methoden vergen een uitgebreide labo-analyse en zijn bijgevolg kost- en arbeidsintensief en tijdrovend. Daarom werd geopteerd voor directe meting van de sedimentconcentratie.

2.3.1 Toestellen voor zandpartikels

Omwille van de keuze om een directe meting van de sedimentconcentratie uit te voeren, bleven slechts twee types van meetapparaten over : de AKOESTISCHE ZANDTRANSPORTMETER (zie lit. /2.8/) en de IMPACT METER (zie lit. /2.9/), waarbij geopteerd werd voor de AZTM omwille van praktische overwegingen.

De IMPACT METER is gebaseerd op het principe van momentumtransfer. De hoge dichtheid van de zandpartikels bezorgt de partikels een extra momentum t.o.v het water waardoor zij de neiging hebben op de transducent te botsen. Door de botsing wordt een deel van het momentum overgebracht naar een piezo-electrisch keramisch element dat op zijn beurt een elektrisch signaal produceert. Het uitgangssignaal telt het aantal botsingen, dat afhankelijk is van de massa, de snelheid en de invalshoek van de partikels. Een apart instrument is nodig om de snelheid te meten.

De AKOESTISCHE ZANDTRANSPORTMETER (AZTM) is gebaseerd op de verstrooiing van ultrasone energie door zwevende zanddeeltjes. Hieruit kunnen gelijktijdig en continu de concentratie en de snelheid van deze zanddeeltjes bepaald worden. Het transport wordt hieruit berekend langs elektronische weg. De AZTM is optimaal ontworpen voor toepassingen waarbij de diameter van de zandkorrels ligt tussen 80 en 210 μm . Versturende invloeden van bijvoorbeeld slib zijn verwaarloosbaar (zie lit. /2.10/). De AZTM (fig. 3) omvat enerzijds de drie transducenten voor het zandtransport en anderzijds een kompas voor de bepaling van de stroomrichting, een drukopnemer voor de dieptemeting en een echolood voor het meten van de hoogte boven de bodem. Zonder in te gaan op de details, kan het principe van de meting als volgt worden samengevat :

1. door meting van de intensiteit van de verstrooiing van akoestische energie en de intensiteit van de transmissiebundel wordt de concentratie van het aanwezige zand bepaald (het bekomen signaal is lineair met de zandconcentratie, onafhankelijk van de slibconcentratie en nagenoeg onafhankelijk van de eigenschappen van het water).
2. de bepaling van de snelheid van de zanddeeltjes is gebaseerd op het Doppler-principe : wanneer deeltjes zich bewegen t.o.v. het systeem zender/ontvanger, heeft het ontvangen signaal een frequentie welke iets afwijkt van de zenderfrequentie.

2.3.2 Toestellen voor slibconcentratie

De elementaire methoden (zoals fles of pompsystemen) zijn uiteraard bruikbaar voor het bepalen van de slibconcentratie, maar de analyse van de monsters vergt een arbeidsintensieve filtering en droging. Meer gevorderde technieken maken gebruik van de rechtstreekse meting van de slibconcentratie, zoals turbiditeitsmeters, die na calibratie een directe omrekening van de gemeten lichtabsorptie naar slibconcentratie mogelijk maken. De meeste van deze toestellen hebben wel het nadeel dat ze gevoelig zijn voor het omgevingslicht, voor verontreiniging van de sensoren en voor fluctuaties in de turbiditeit van het water.

De belangrijkste turbiditeitsmeters werden door het WL-Delft getest (Partech, Eurcontrol, Metrawatt en Monitek) (zie lit. /2.7/). De meeste toestellen hebben een goede lineariteit, maar zijn gevoelig voor het verlopen van het nulpunt. Het effectieve meetbereik ligt hierdoor tussen 100 en 1000 tot 3000 mg/l. De turbiditeitsmeters blijken ongevoelig voor zandpartikels.

3 DE METINGEN VOOR DE BAGGERWERKEN VAN DE LIEFKENSHOEKTUNNEL

3.1 ALGEMENE BESCHOUWINGEN

Bij het analyseren van de grootheden resulterend uit de vroegere stroom- en sedimentmeting en meer specifiek van het sediment in suspensie, bleek duidelijk het dynamisch karakter van de Schelde, waardoor de sedimentconcentratie in een welbepaald punt, op een willekeurig tijdstip in het getij afhankelijk is van :

1. de lokaal geërodeerde hoeveelheid sediment, die door turbulentie diffundeert in de verticaal
2. de hoeveelheid sediment die uitzakt vanuit hogere lagen in de verticaal
3. de hoeveelheid suspensiemateriaal die door de stroming meegevoerd wordt

Bovendien variëren deze concentraties gedurende het getij, gedurende de cyclus van springtij naar doodtij, over de breedte en de waterdiepte. Dergelijke fluctuaties in de sedimentconcentraties werden reeds herhaaldelijk aangetoond. Ondermeer door Hydraulics Research werden voor de Thames ogenblikkelijke variaties t.o.v. de gemiddelde concentratie gerapporteerd welke $\pm 22\%$ bedragen (zie lit. /3.1/).

Daarom werd tijdens het morfologisch onderzoek, voorafgaand aan de baggerwerken, geopteerd voor het uitvoeren van een langdurige stroom- en sedimentmeting ter hoogte van de steiger van Liefkenshoek. Daarnaast werd een 13-uursmeting uitgevoerd in de as van de tunnel. Gedurende deze meting werd vanop drie meetschepen met behulp van een akoestische zand-

transportmeter (AZTM) en een turbiditeitsmeter (type Partech) het zand- en slibgehalte gemeten. Gelijktijdig werden twee verticaalmetingen uitgevoerd in de directe omgeving van de sleuf : één af- en één opwaarts van de tunnelas. De bekomen meetgegevens werden gebruikt om het hydraulisch twee-dimensionaal model te calibreren, evenals het slib- en het zandtransportmodel, resp. TRASIL en ZANDLIEF2D.

3.2 DE 13-UURSMETING VAN 25/01/89

3.2.1 Beschrijving van de meting

De metingen werden uitgevoerd van kentering hoogwater over laagwater tot kentering hoogwater, gedurende een gemiddeld springtij.

Het meetschema kan als volgt worden samengevat :

- elke 20 minuten werd de verticaal gemeten op vaste begintijden
- er werd gemeten in de verticaal op volgende dieptes :
 - 1/2m, 1m en 2m boven de bodem
 - 1/3 en 2/3 van de waterdiepte
 - 1m onder het wateroppervlak
- 3 controlemonsters voor de AZTM werden genomen tijdens de vloed en de eb, door gebruik te maken van een pompfiltersysteem
- voor de turbiditeitsmeter werd 1 ijkmonster genomen per verticaal

3.2.2 Meetresultaten

De gemeten zandconcentraties en de daaruit afgeleide zandtransporten zijn voor de drie instrumenten gecorrigeerd op basis van de ijklijnen. De Partech-turbiditeiten zijn uitgezet tegen de hoeveelheden slib uit de genomen monsters. Daaruit werden ijklijnen geconstrueerd waaruit slibconcentraties en slibtransporten berekend werden.

Enkele van de aldus bekomen meetresultaten zijn weergegeven in figuur 4.1 en 4.2. In de volgende tabel wordt een samenvattend overzicht gegeven van de meest karakteristieke snelheden, zand- en slibconcentraties.

Meetpunt Tunnelsectie		1 3/4	2 5/5	3 6/6		
Diepte (m)	HW	16.2	15.4	14.1		
	LW	10.0	9.7	8.5		
Max. snelheid (m/s)	EB	0.89	1.04	1.21		
	VLOED	1.31	1.49	1.32		
Max. gemiddelde zandconcentratie (mg/l)	EB	109	152	90		
	VLOED	110	218	217		
Max. bodemzandcon- centratie (mg/l)	EB	300	500	380		
	VLOED	1100	720	780		
Meetpunt Tunnelsectie		1 3/4	2 5/5	3 6/6	4 AFW	5 OPW
Max. gemiddelde slibconcentratie (mg/l)	EB	281	332	271	365	347
	VLOED	567	414	689	361	>1250
Max. bodemslibcon- centratie (mg/l)	EB	408	738	357	1100	>1250
	VLOED	1200	892	1246	737	>1250

3.3 LANGDURIGE STROOM-EN SEDIMENTMETING

3.3.1 Beschrijving van de meting

De metingen vonden plaats van 08/02/89 tot 25/05/89. Gedurende deze periode werden 8 doodtij-springtij cycli bemonsterd. Gedurende de meetcampagne werden zowel een Akoestische Zandtransportmeter als een Slibmonitor ingezet om het zand- en slibtransport in de omgeving van de Liefkenshoektunnel te meten (fig. 5.1 en 5.2).

De Slibmonitor werd speciaal voor deze opstelling ontwikkeld en maakt gebruik van de meest recente technische ontwikkelingen van onderwatermetingen. De Slibmonitor meet de temperatuur en de conductiviteit van het water en de turbiditeit op 2 verschillende dieptes. De gemeten grootheden worden opgeslagen in een waterdichte klok en na het ophalen van het meettoestel doorgestuurd naar een personal computer.

Het meetschema kan als volgt worden samengevat :

- elke 10 minuten worden de verschillende grootheden gemeten op vaste begintijden
- voor de AZTM wordt gemeten gedurende 5 minuten met een sample rate van 2 metingen per seconde. Van deze 600 metingen worden de ongeldige meetwaarden geëlimineerd, waarna het gemiddelde en de standaardafwijking worden bepaald en opgeslagen. Alle grootheden worden gemeten op 1m boven de bodem. De sensoren bevinden zich op een diepte van 13.15m-TAW (bodempeil 14.15m-TAW).
- voor de Slibmonitor worden 24 metingen uitgevoerd gedurende 4 minuten. Vervolgens wordt een gemiddelde waarde bepaald en opgeslagen voor verwerking. De turbiditeitsondes bevinden zich op respectievelijk 1m en 3m boven de bodem, de temperatuur- en conductiviteitssonde op 3.5m boven de bodem (bodempeil 11m-TAW).

3.3.2 Meetresultaten

Alle gemeten grootheden werden samengevoegd in een databestand dat moest toelaten dagrapporten te maken. De meetresultaten werden per dag weergegeven (zie fig. 6). Daarnaast werden de onderscheiden grootheden per cyclus doodtij-springtij-doodtij uitgetekend (zie fig. 7).

Uit een visuele beoordeling van de bekomen grafieken volgt een duidelijke variatie van de maximale snelheid met de amplitude van het getij, gekoppeld aan een toename van de zandconcentratie rond springtij. De slibconcentratie is minder sterk gekoppeld aan de doodtij-springtij cyclus, wat ook kan gezegd worden van de saliniteit.

Ook werden getijgemiddelde waarden berekend voor respectievelijk vloed en eb, resulterend in 204 getijgemiddelde observaties. Deze zijn uitgetekend in fig. 8 en samengebracht in onderstaande tabel waarbij het gemiddelde (μ) en de spreiding (σ) voor de volledige meetreeks zijn aangegeven.

Karakteristiek		Vloed		Eb	
		μ	σ	μ	σ
Snelheid	[cm/s]	51.8	6.0	17.2	4.4
Slibconcentratie	[mg/l]	242	140	174	111
Zandconcentratie	[mg/l]	8.1	11.5	6.6	9.3
Temperatuur	[°C]	11.2	3.4	11.1	3.4
Saliniteit	[g/l]	4.92	1.46	5.18	1.59
Amplitude	[m]	4.99	0.79	4.99	0.76

De gemiddelde amplitude die aldus berekend werd (4.99m) komt goed overeen met de amplitude van het gemiddeld getij van de periode 1971-1980 (4.93m) in Liefkenshoek. Deze geringe toename van de amplitude volgt de tendens van stijgende getijvariatiën welke de afgelopen decennia is vastgesteld. Gezien de gemiddelde waarden zo goed overeenstemmen kunnen de gemeten grootheden als representatief beschouwd worden voor het hydraulisch, morfologisch regime ter hoogte van Liefkenshoek.

4 ANALYSE VAN DE MEETRESULTATEN

Het doel van deze analyse is na te gaan hoe de gemeten grootheden variëren gedurende het getij, gedurende de cyclus van springtij naar doodtij, over de breedte, de waterdiepte en ogenblikkelijk.

4.1 OGENBLIKKELIJKE SPREIDING

Tijdens de 13-uursmeting werden de slib- en zandconcentraties om de 20 minuten en op elke meetdiepte in de vertikaal bemonsterd gedurende 120 seconden met een tusseninterval van 0.5 seconden in de meetpunten 1, 2 en 3. Vervolgens werden uit de 240 meetwaarden van de bemonsteringsperiode het gemiddelde (μ) en de spreiding (σ) bepaald. Voor de slibconcentratie worden de bekomen variaties (σ/μ), uitgedrukt in % van het gemiddelde in het meetpunt 0.5m boven de bodem hieronder samengevat : enerzijds wordt de gemiddelde variatie over de ± 30 metingen van de volledige meetreeks weergegeven, anderzijds de maximale variatie welke in de reeks werd opgemeten.

Meetpunt Tunnelsectie	Variatie σ/μ [%]	1 34	2 55	3 66
Slibconcentratie (bodem + 0.5m)	gemid.	4.6	6.3	6.0
	max	24.9	41.1	27.0
	spreiding	7.0	7.0	7.6

Uit deze tabel kan worden afgeleid dat een ogenblikkelijke aflezing van de slibconcentratie op basis van de turbiditeitsmeter een afwijking kan geven van gemiddeld 6% en gaande tot 25 à 40 %.

4.2 VARIATIE GEDURENDE HET GETIJ

De stroom- en sedimentkarakteristieken variëren onmiskenbaar gedurende het getij. Het kwantificeren van deze variaties en het vastleggen van de onderlinge verbanden blijft evenwel een moeilijke opgave, en de resulterende verbanden en wetmatigheden zullen steeds vatbaar blijven voor verbetering. Deze verbeteringen zijn nochtans slechts mogelijk naarmate meer homogene meetgegevens verzameld worden. Voor de 13-uursmeting van 25/01/89 wordt de variatie van de dieptegemiddelde snelheid, slib- en zandconcentratie weergegeven in fig. 4.1 en 4.2, terwijl in onderstaande tabel het gemiddelde en het maximum van de gemeten grootheden respectievelijk tijdens eb en vloed worden samengevat.

Meetpunt Tunnelsectie		1 34	2 55	3 66	4 AFW	5 OPW
Gem. snelheid [m/s]	EB-gem	.70	.81	.86	.60	.87
	max	.89	1.04	1.21	.92	1.32
	VL-gem	.81	.77	.73	.77	.74
	max	1.31	1.49	1.32	1.22	1.27
Gem. slibconc. [mg/l]	EB-gem	231	223	182	259	88
	max	281	332	271	365	347
	VL-gem	415	236	323	269	644
	max	580	414	689	361	>1250
Gem. zandconc. [mg/l]	EB-gem	55	78	43	-	-
	max	109	152	90	-	-
	VL-gem	43	77	74	-	-
	max	110	218	217	-	-

Ook gedurende de langdurige meting werd getracht om de variatie gedurende het getij te kunnen kwantificeren. Daartoe werden alle waarnemingen ingedeeld in klassen van 10 minuten t.o.v. hoogwater. Voor elke klasse werd vervolgens het gemiddelde, de spreiding, het minimum en het maximum van de snelheid, de slibconcentratie en de zandconcentratie bepaald. Dergelijke berekingen werden niet uitgevoerd voor de saliniteit en de temperatuur omwille van de langdurige variaties waarop de getijvariaties gesuperponeerd zijn. De bekomen resultaten zijn weergegeven in fig. 9.1, 9.2 en 9.3.

De snelheid vertoont een piek ongeveer 45 minuten voor hoogwater (tijdens de vloed), terwijl gedurende de eb de snelheid ongeveer een factor 3 kleiner is, vrij blokvormig is en slechts een geringe piek vertoont ongeveer 2u30 na hoogwater. De slibconcentratie vertoont een dubbel maximum tijdens de vloed (3u respectievelijk 0u30 voor hoogwater), en een even sterk maximum 2u30 na hoogwater. Tijdens de kenteringen is de slibconcentratie niet maximaal. De zandconcentratie vertoont drie pieken die samenvallen met het versnellend gedeelte van het getij (3u en 0u30 voor HW en 2u30 na HW).

4.3 VARIATIE OVER DE DWARSSECTIE

De gemeten grootheden variëren over de dwarssectie : tijdens de vloed is het effect van de bocht ter hoogte van Liefkenshoek duidelijk merkbaar. Ter illustratie worden in figuur 10.1 en 10.2 de snelheid en de zandconcentratie uitgezet voor de 3 meetpunten. Hieruit blijkt dat de eb meer uitgesproken onder de rechteroever stroomt en de vloed meer onder de linkeroever. Het slib is vrij homogeen verspreid tijdens de eb (weliswaar met een lichte verhoging van de slibconcentratie van rechter-naar linker-oever toe. De gemeten zandconcentratie is gedurende het volledige getij het grootst in het midden van de Schelde met een opvallende kleine concentratie onder de linkeroever tijdens de vloed en langs rechteroever gedurende de eb. Rekening houdend met de bijhorende snelheden vertaalt dit zich in een beperkt zandtransport onder de linkeroever en een uitgesproken transport in het midden van de Schelde.

4.4 VARIATIE VAN DE SNELHEID OVER DE VERTIKAAL

Bij een nadere evaluatie van de snelheids- en concentratievertikalen (zie fig. 11) valt op dat tijdens eb en vloed de snelheidsvertikalen vervormd zijn. Aan het oppervlak is een zeewaartse component en aan de bodem een landwaartse component waarneembaar. Dit veroorzaakt bij de bodem tijdens vloed een verhoogde en tijdens eb een verlaagde snelheidsgradiënt t.o.v. de theoretische logaritmische snelheidsvertikaal. Dit is in overeenstemming met de ook tijdens de meting van 28 april 1987 geconstateerde dichtheidsinvloed. Uitgaande van een theoretische (logaritmische) snelheidsvertikaal kan de verhouding berekend worden tussen de oppervlaktesnelheid en de vertikaalgemiddelde snelheid :

$$v_{\text{opp}} / v_{\text{gem}} \approx 1.11$$

In onderstaande tabel wordt deze verhouding uitgerekend voor de verschillende meetpunten, waaruit het gemiddelde gedurende eb en vloed berekend is, gekoppeld aan de procentuele afwijking t.o.v. het theoretisch logaritmisch profiel.

Meetpunt		1	afw. [%]	2	afw. [%]	3	afw. [%]
Vopp / vgem	EB	1.24	+12	1.20	+8	1.22	+10
	VL	0.90	-18	0.92	-17	1.17	+5

De invloed van dit gewijzigd snelheidsprofiel op de bodemschuifspanning resulteert in een gewijzigde verdeling van de zandconcentratie. Tijdens de eb is de concentratievertikaal driehoekiger d.w.z. bovenin voller in vergelijking met de vloed waarbij vooral bij de bodem sterk gepiekt is.

4.5 VARIATIE MET DE GETIJAMPLITUDE

In de grafieken in fig. 6, 7 en 8 werd reeds geïllustreerd dat de verschillende karakteristieken variëren gedurende de cyclus doodtij-springtij-doodtij. Deze koppeling aan de getijamplitude werd verder onderzocht door de getijgemiddelde gegevens uit §3.2.2 te groeperen volgens dood-, gemiddeld en springtij, en voor elk van deze groepen opnieuw het gemiddelde (μ) en de spreiding (σ) te bepalen.

Karakteristiek		Vloed μ σ		Eb μ σ	
DOODTIJ					
Snelheid	[cm/s]	46.4	5.6	15.8	5.5
Slibconcentratie	[mg/l]	126	66	100	57
Zandconcentratie	[mg/l]	1.5	2.2	0.9	2.2
Saliniteit	[g/l]	4.75	1.59	4.96	1.79
GEMIDDELD GETIJ					
Snelheid	[cm/s]	52.4	4.8	17.6	3.8
Slibconcentratie	[mg/l]	272	115	180	94
Zandconcentratie	[mg/l]	8.6	12.2	6.2	6.7
Saliniteit	[g/l]	5.06	1.38	5.33	1.57
SPRINGTIJ					
Snelheid	[cm/s]	55.7	4.4	17.7	4.0
Slibconcentratie	[mg/l]	311	165	242	136
Zandconcentratie	[mg/l]	13.4	12.6	12.4	12.8
Saliniteit	[g/l]	4.87	1.49	5.12	1.40

Opvallend hierin is dat de snelheid nagenoeg op dezelfde wijze varieert als de getijamplitude, terwijl slib- en zandconcentratie sterker verminderen tijdens doodtij en in grotere mate toenemen tijdens springtij.

5

BESLUITEN EN AANBEVELINGEN

Vooraleer "werken" te kunnen ontwerpen of uitvoeren, is het nodig de huidige toestand nauwkeurig te kennen en de wetten te kennen die toelaten de invloed van een menselijke ingreep (indijking, baggerwerken, normalisatie, kanalisatie...) te voorspellen.

Gezien de enorme investeringen die zulke werken vergen, is een zorgvuldige studie aangewezen.

Waterloop- en Waterbouwkunde
Prof. dr. ir. J. Berlamont

Het morfologisch onderzoek dat werd uitgevoerd in het kader van de studie en de opvolging van belangrijke werken in de Schelde zijn een noodzaak om dergelijke projecten met gunstig resultaat te kunnen verwezenlijken. Meer specifiek kan worden gesteld dat **mathematische modellen een belangrijk instrument** zijn in het bestuderen van verschillende opties voor de bouw van de constructie en voor het inschatten van een aantal risico's. Een uitermate belangrijke voorwaarde hiertoe is dat deze modellen moeten **afgeijkt** worden en gevalideerd worden op basis van **voldoende en kwalitatief hoogstaande gegevens**. Ter illustratie wordt aangehaald dat de schaarste aan gegevens met betrekking tot het sedimentregime in de Schelde ter hoogte van Liefkenshoek werd omgezet in een stevig gevuld dossier, bestaande uit niet minder dan 11 stroom- en sedimentmetingen en een langdurige meting van snelheid, zand- en slibconcentratie en saliniteit.

In een ruimer kader wordt benadrukt dat de gemeten stroom- en sedimentgegevens uitnodigen tot een verdere analyse. Van even groot belang is de zorg om de kwaliteit van ons leefmilieu, een zuivere kennis van de slibproblematiek i.v.m. de Waterverdragen met Nederland en i.v.m. de internationale bepalingen inzake de bescherming van de Noordzee tegen toenemende verontreinigingsdruk. Een nauwkeurige inventarisatie van de slibtransporten in de Schelde is hierbij van primordiaal belang. Voorwaarde daartoe blijft evenwel dat de nodige middelen worden vrijgemaakt om de gestarte meetreeks aan te vullen met een serie continue metingen van slib- en milieutechnische parameters op diverse plaatsen langsheen de Schelde.

6 DANKWOORD

De aangehaalde gegevens werden verzameld en geanalyseerd in opdracht van de T.V. De Meyer - Van Laere - Betonac, welke ook instemde met de publicatie ervan. IMDC dankt de verantwoordelijke ingenieurs van de Tijdelijke Vereniging, van de Projectleiding en het Bestuur der Waterwegen en alle medewerkers van de Natte Werkgroep ad hoc voor de stimulerende discussies tijdens de talrijke vergaderingen.

Literatuurlijst

- 1.1 Stabiliteitsberekening van het talud voor een sleuf in de Schelde.
IMDC.
Rapport 118-88.02.01.
- 1.2 Tunnel Liefkenshoek, Onderzoek betreffende de morfologische factoren.
IMDC.
Rapport 130-88.09.03.
- 1.3 Tunnel Liefkenshoek, Onderzoek betreffende de morfologische factoren (2D).
Deelrapport 1 en samenvatting.
IMDC.
Rapport 132-89.04.04, 132-89.04.05.
- 1.4 Tunnel Liefkenshoek, Onderzoek betreffende de morfologische factoren (2D).
Stroom- en sedimentmeting van 25/01/89.
IMDC.
Rapport 138-89.10.01, 138-89.10.02.
- 1.5 Tunnel Liefkenshoek, Onderzoek betreffende de morfologische factoren (2D).
Langdurige stroom- en sedimentmeting.
IMDC.
Rapport 138-89.11.06.
- 1.6 Tunnel Liefkenshoek, Onderzoek betreffende de morfologische factoren (2D).
Analyse stroom- en sedimentmetingen.
IMDC.
Rapport 138-90.11.05.
- 1.7 Tunnel Liefkenshoek, Opvolging der bagger- en aanvulwerkzaamheden,
Wetenschappelijk Onderzoek. Eindrapport.
IMDC.
Rapport 142-91.05.01.
- 1.8 Optimalisatie van de onderhoudsbaggerwerken in de toegangseul tot de
Kallosluis. Eindrapport.
IMDC.
Rapport 906-88.01.02.
- 1.9 Gecontroleerde capping onder het Doeldok. Eindrapport.
IMDC.
Rapport 119-90.02.01.
- 1.10 Toegangseul Zandvliet - Berendrecht. Meetcampagne t.b.v. de Baggerwer-

- ken.
IMDC.
Rapport 922-90.03.02.
- 1.11 Containerkaai Noord. Hydraulisch onderzoek. Eindrapport.
IMDC.
Rapport 1146-91.12.06.
- 2.1 Twedimensionaal numeriek stromingsmodel van het Continentaal Plat van de Noordzee.
D. Moelans, R. De Bruyn.
28-hy-10, 1986.
- 2.2 Zeeschelde, stroomsnelheids- en debietmetingen Liefkenshoek, 28 april 1987.
Ministerie van Openbare Werken, Bestuur der Waterwegen, Antwerpse Zeediensten.
Verslag nr. AZ.87.3, november 1987.
- 2.3 Stroomdrijvingen - Drempel van Lillo,
10 juni 1987 - vloed, 17-18 juni 1987 - eb.
Ministerie van Openbare Werken, Bestuur der Waterwegen, Antwerpse Zeediensten.
Verslag nr. C3.9460.
- 2.4 River Scheldt Surge Barrier, Study of estuary sediments.
Hydraulics Research.
Report EX 928, 1980.
- 2.5 Containerkaai Noord. Hydraulisch en sedimentologisch onderzoek. Deelrapporten 1a, 1b, 2a, 2b. Stroom- en sedimentmetingen van 27/09/90 en 04/10/90.
Studieconsortium IMDC-WLB.
Rapporten 1166.92.01.02-05.
- 2.6 Sternberg R.W., Instrumentation for estuarine research, Journ. of Geophysical Res., Vol. 94., No. C10, pp 14289-14301, 1989.
- 2.7 Van Rijn L.C., Schaafsma A.S., Evaluation of measuring instruments for suspended sediment, Int. Conf. on measuring Techniques of Hydraulics Phenomena in Offshore, Coastal & Inland Waters, London, 1986.
- 2.8 Schaafsma A.S., der Kinderen W.J.G.J., Ultrasonic instruments for the continuous measurement of suspended sand transport, Measuring Techniques in Hydraulic Research, Delft, 1985.
- 2.9 Salkield A.P., Legood G.P. and Soulsby R.L., Impact sensor for measuring suspended sand concentration, Conf. on Electronics for Ocean Technology, Birmingham, 1981.
- 2.10 Akoestische Zandtransportmeter, type AZTM-1, Handboek, Waterloopkundig Laboratorium, Delft, 1983.
- 3.1 Burt T.N., Stevenson J.R., Monitoring cohesive sediment transport in estuaries, Int. Conf. on measuring Techniques of Hydraulics Phenomena in Offshore, Coastal & Inland Waters, London, 1986.

MESH VAN HET VOLLEDIG MODELGEBIED
MET INBEGRIIP VAN DE INSTEKEN ONDER DE OEVERS

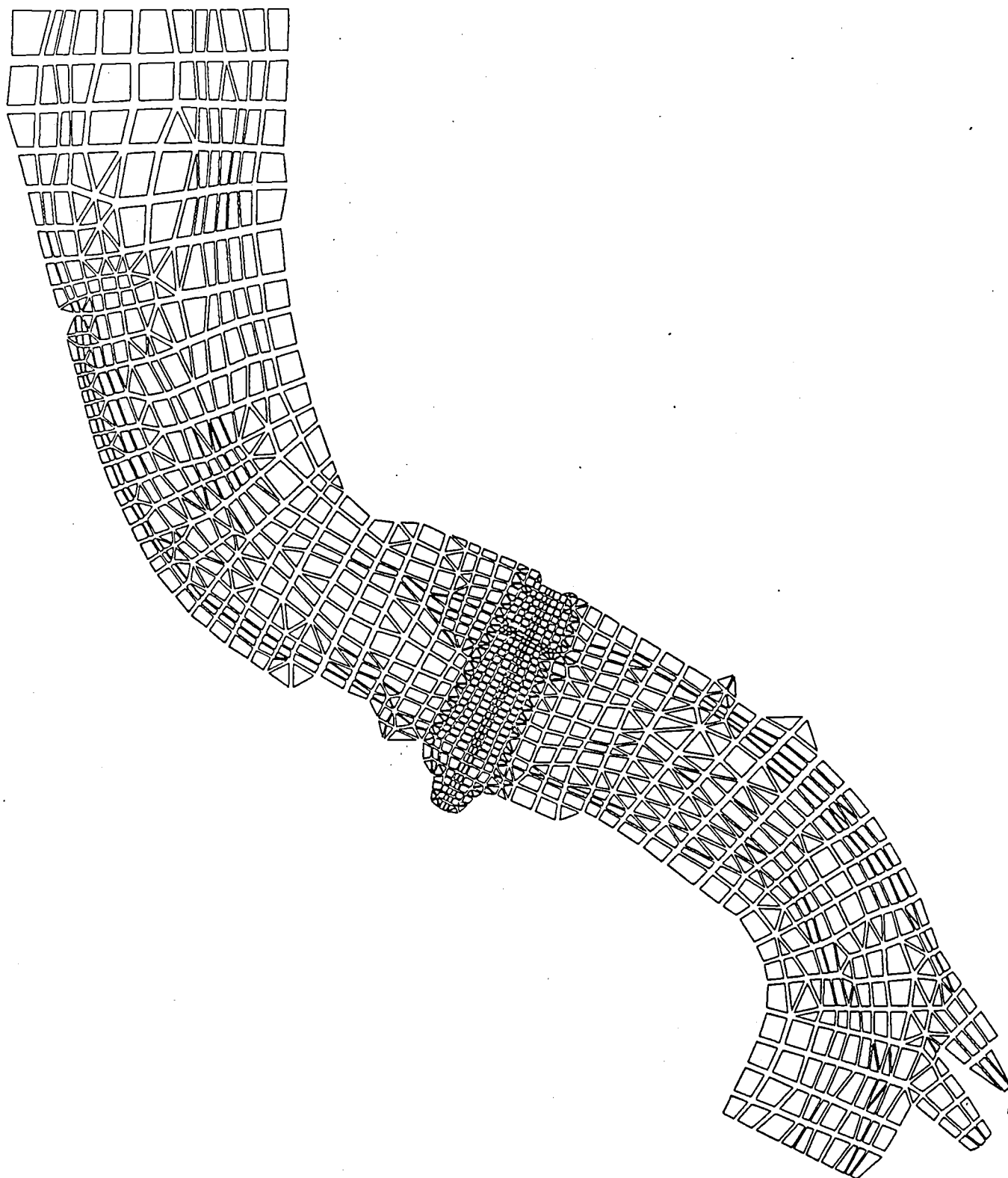


FIG. 1

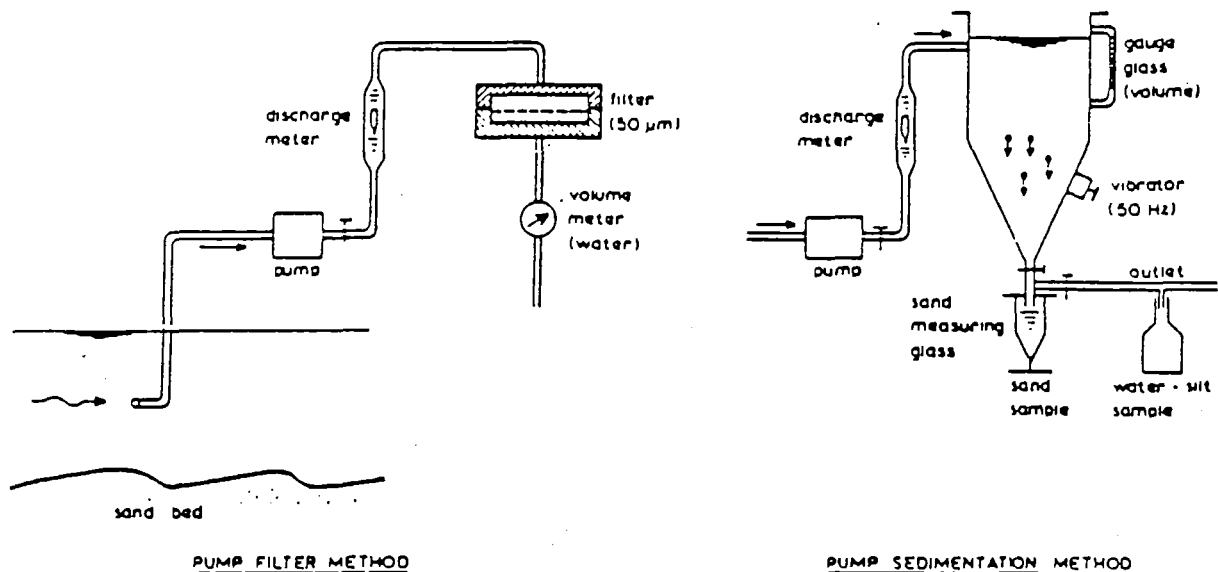


FIG. 2 POMPSYSTEMEN VOOR GESUSPENDEERD SEDIMENT

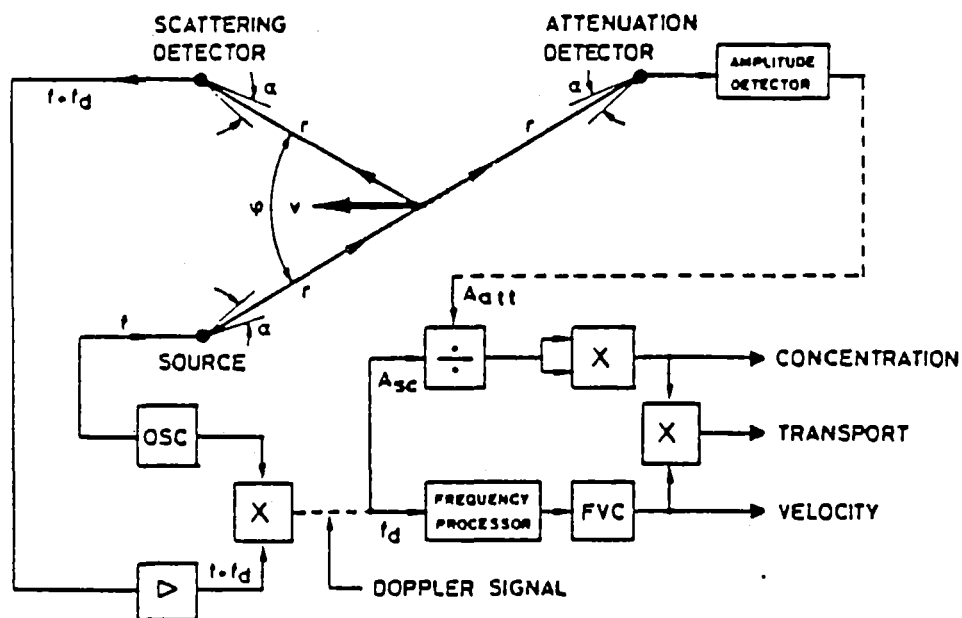


FIG. 3 MEETPRINCIPE VAN DE AZTM

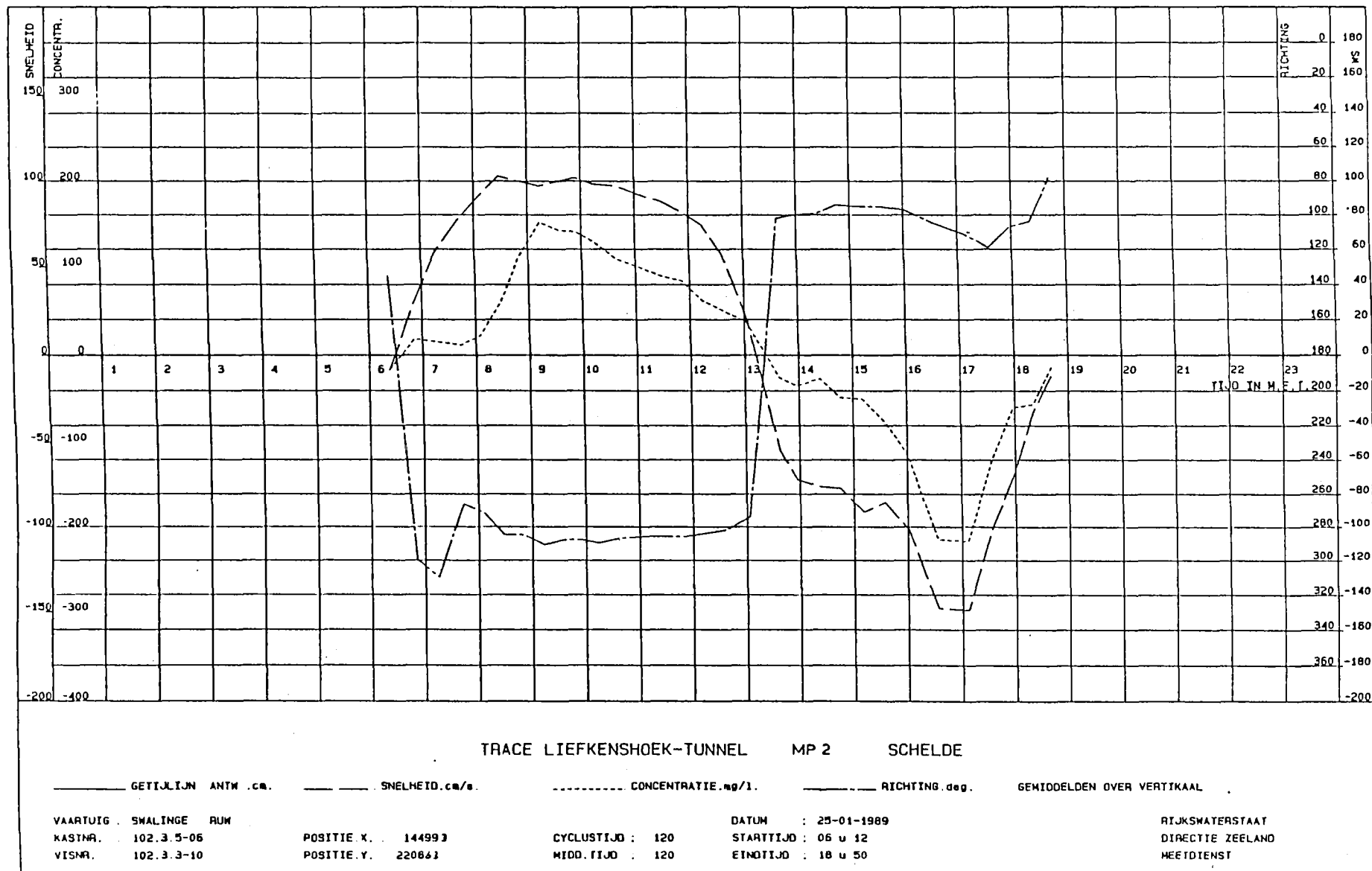


FIG. 4.1

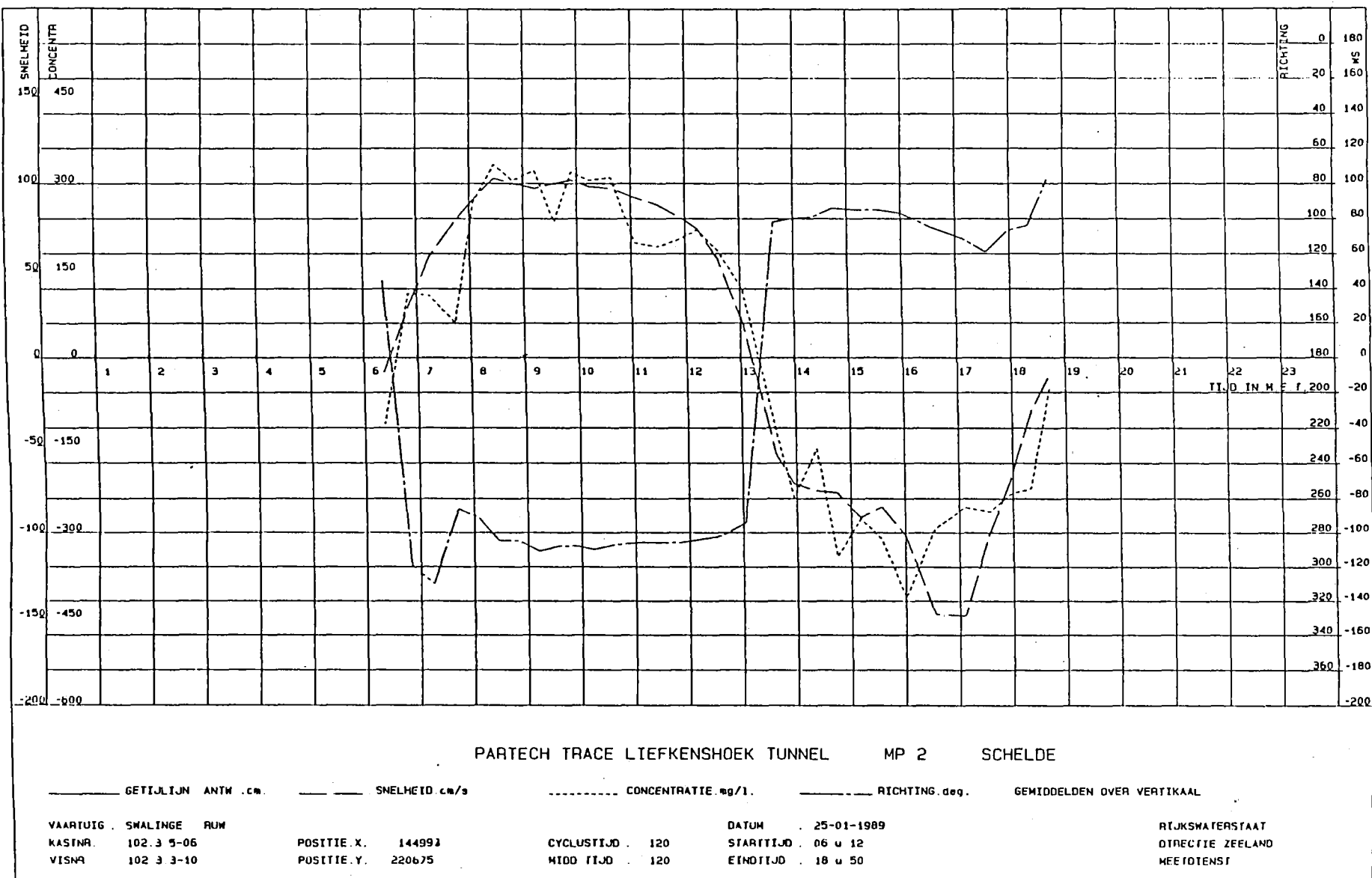


FIG. 4.2

AKOESTISCHE ZANDTRANSPORTMETER

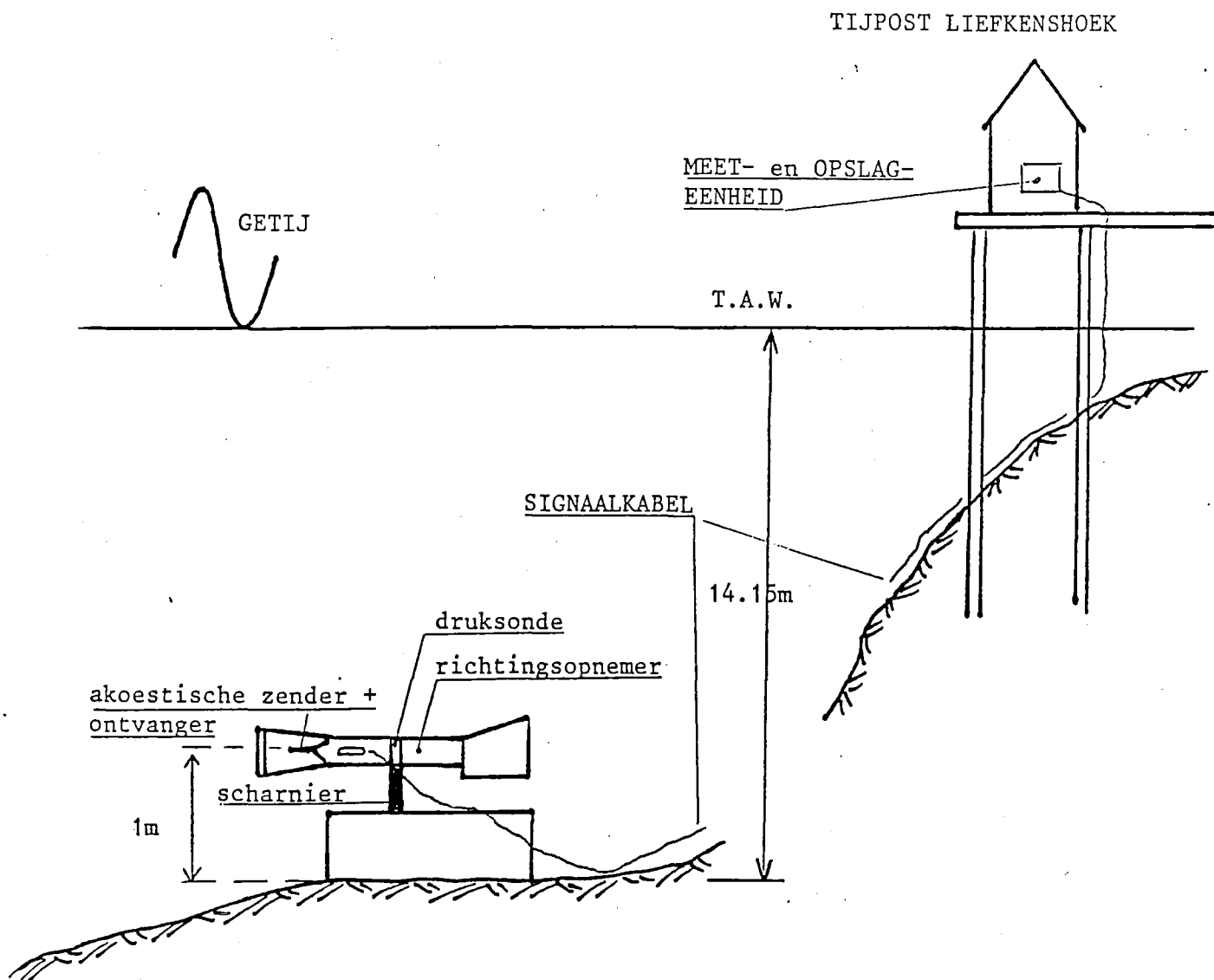


FIG. 5.1

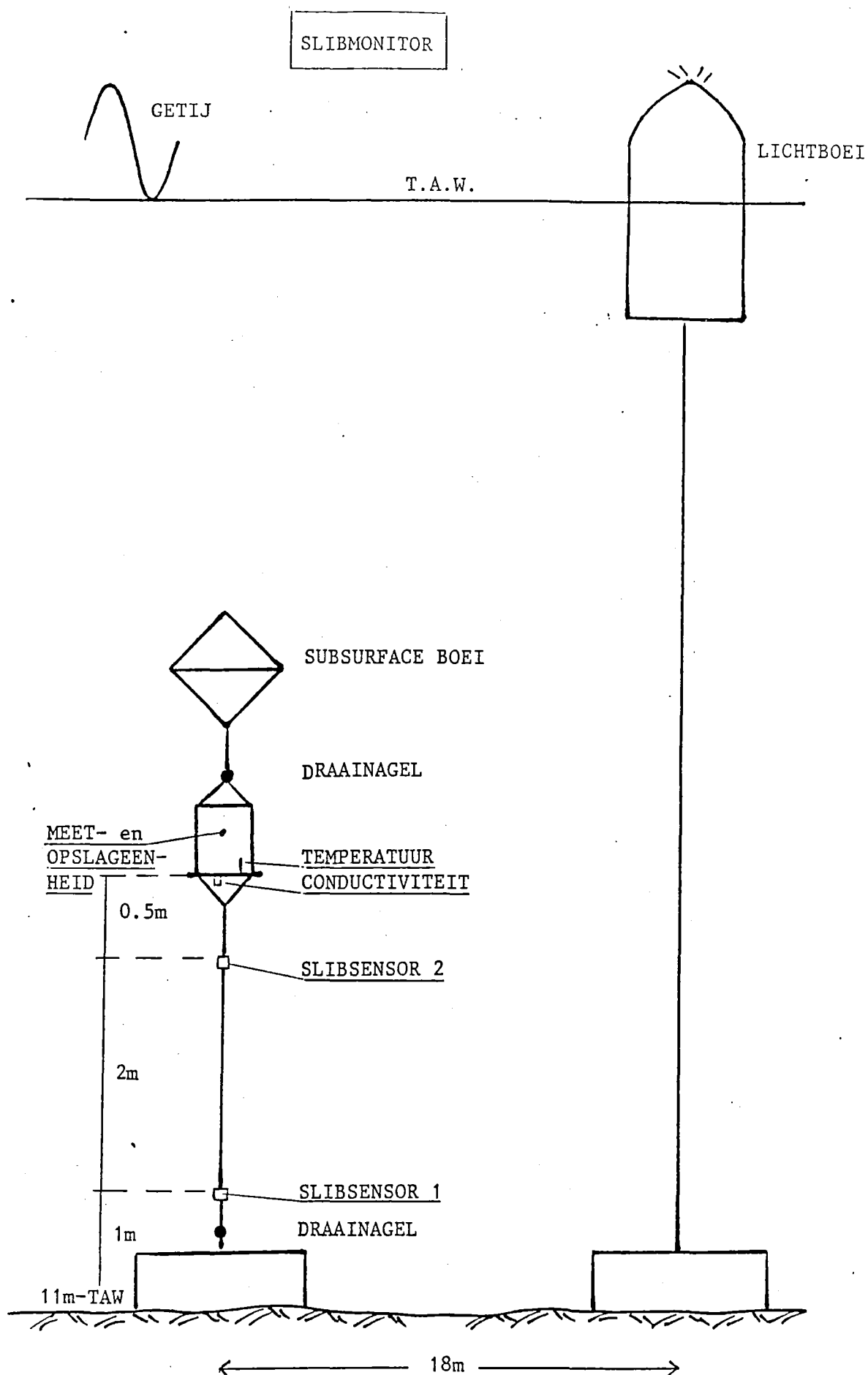


FIG. 5.2

STROOM- EN SEDIMENTMETING 08/03/89

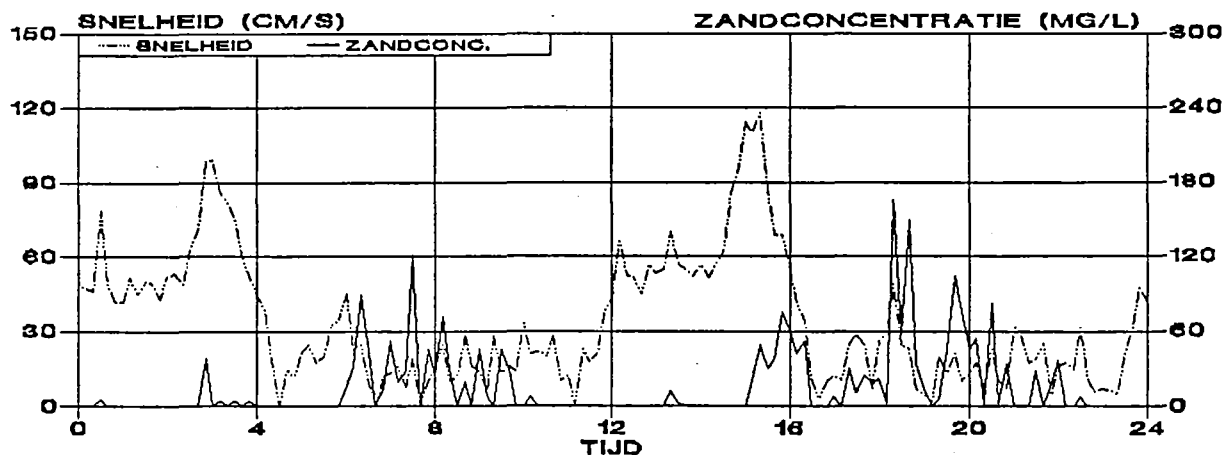
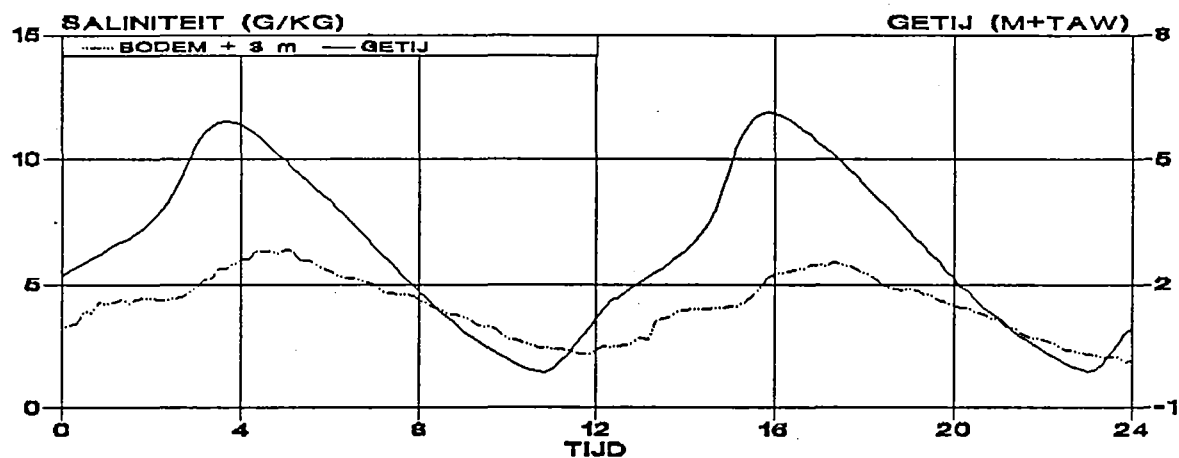
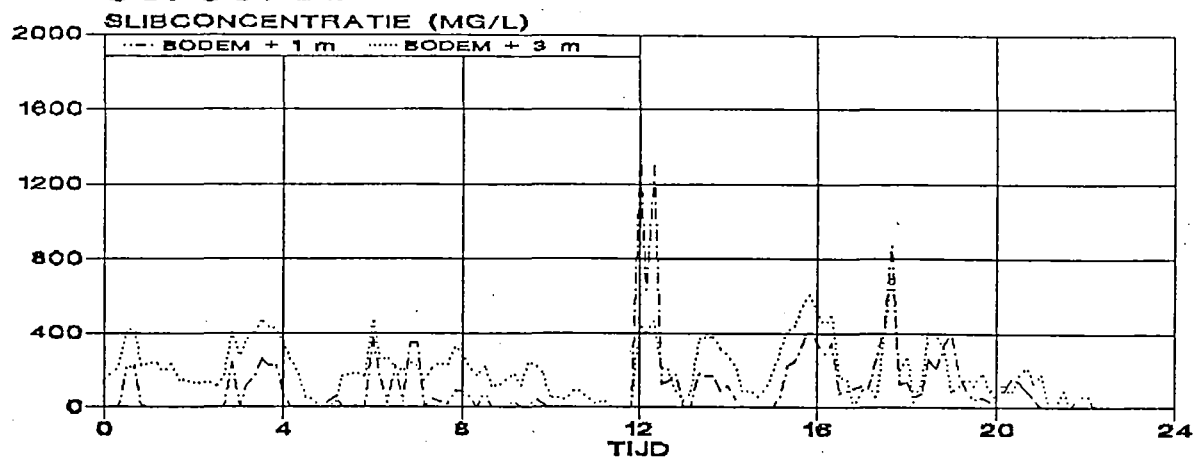
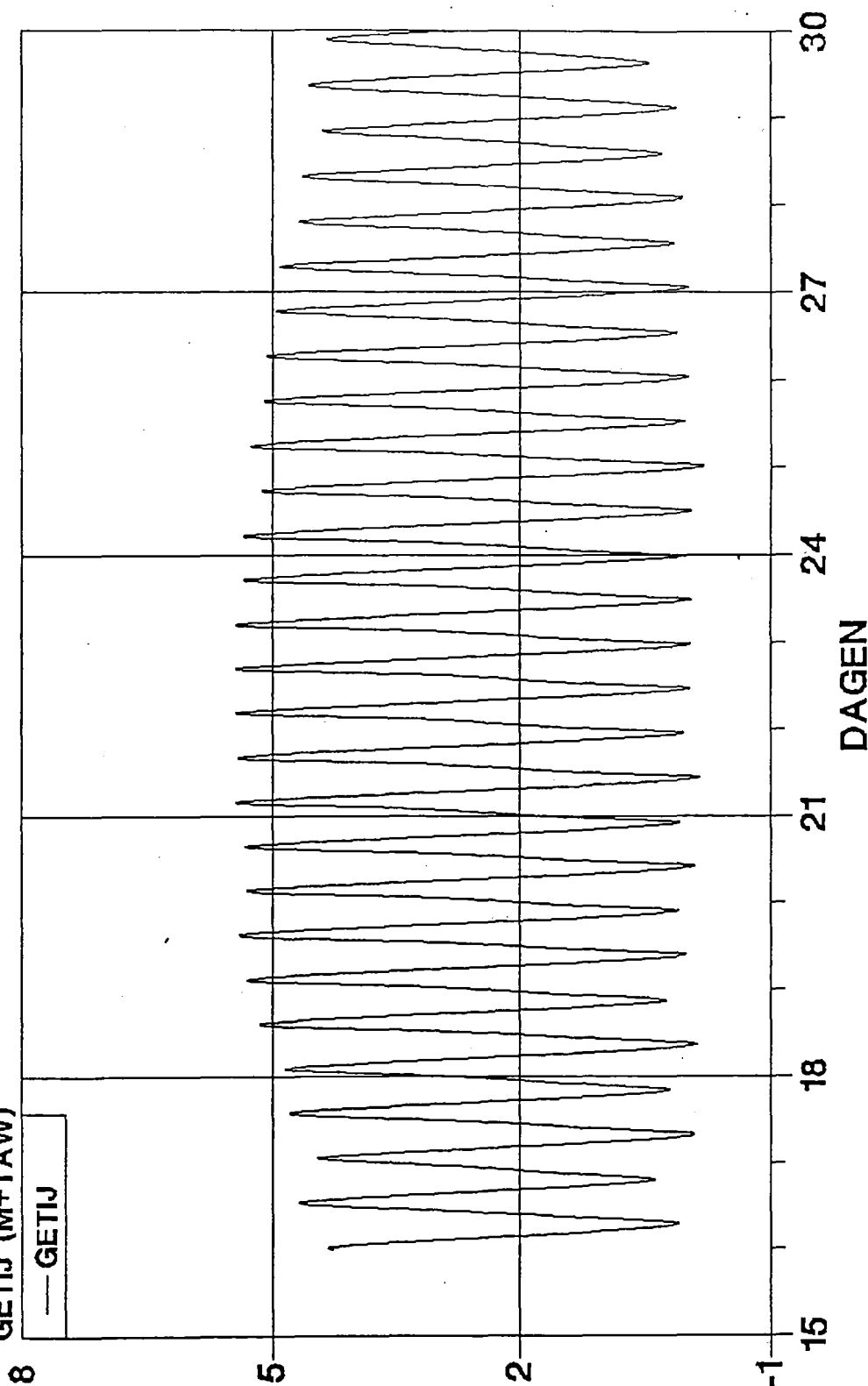


FIG. 6

STROOM- EN SEDIMENTMETING 16/04/89 TOT 29/04/89

GETIJ (M+TAW)

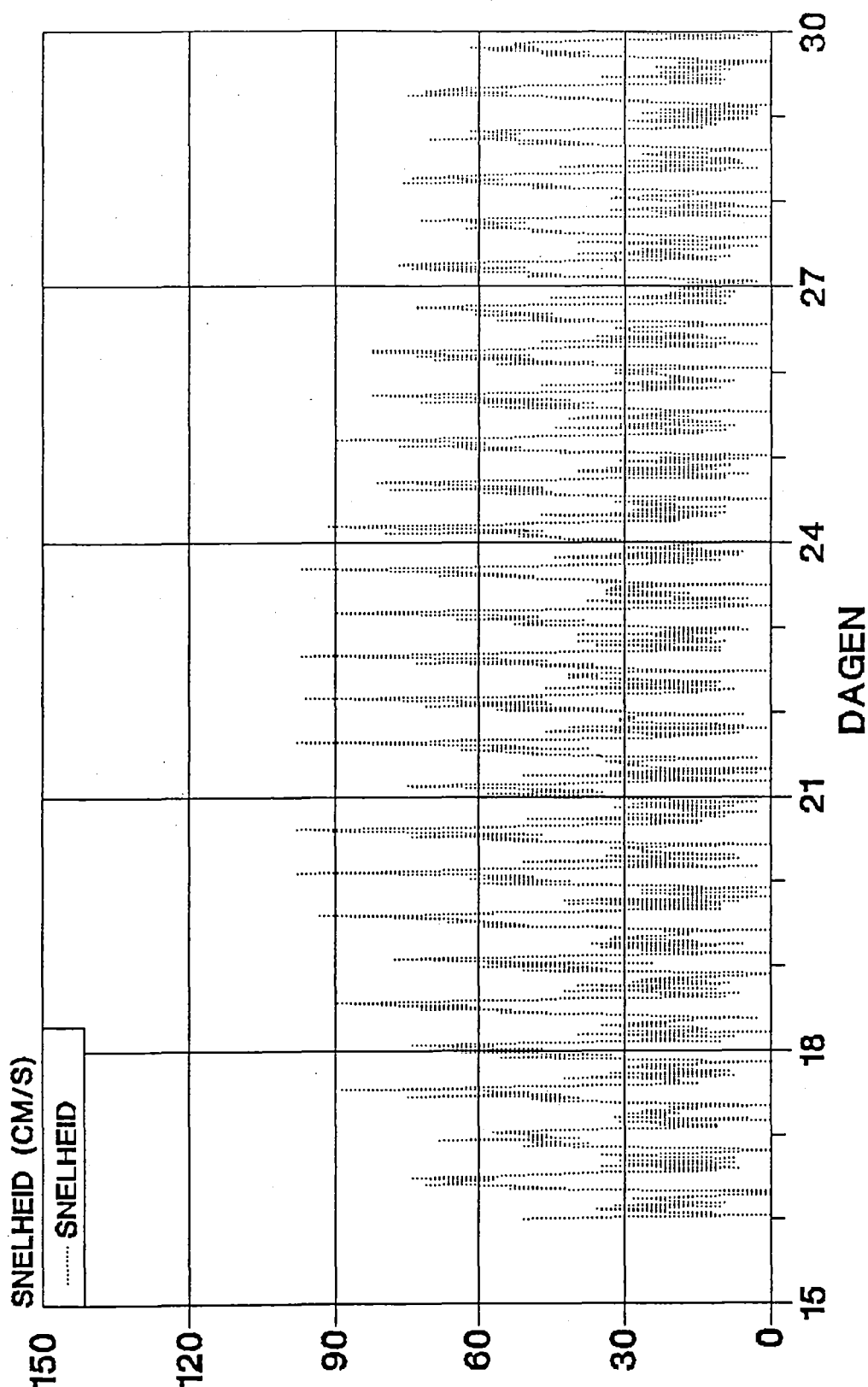
— GETIJ



23/04/89 17h11 : SPRINGTIJ

FIG. 7.1-

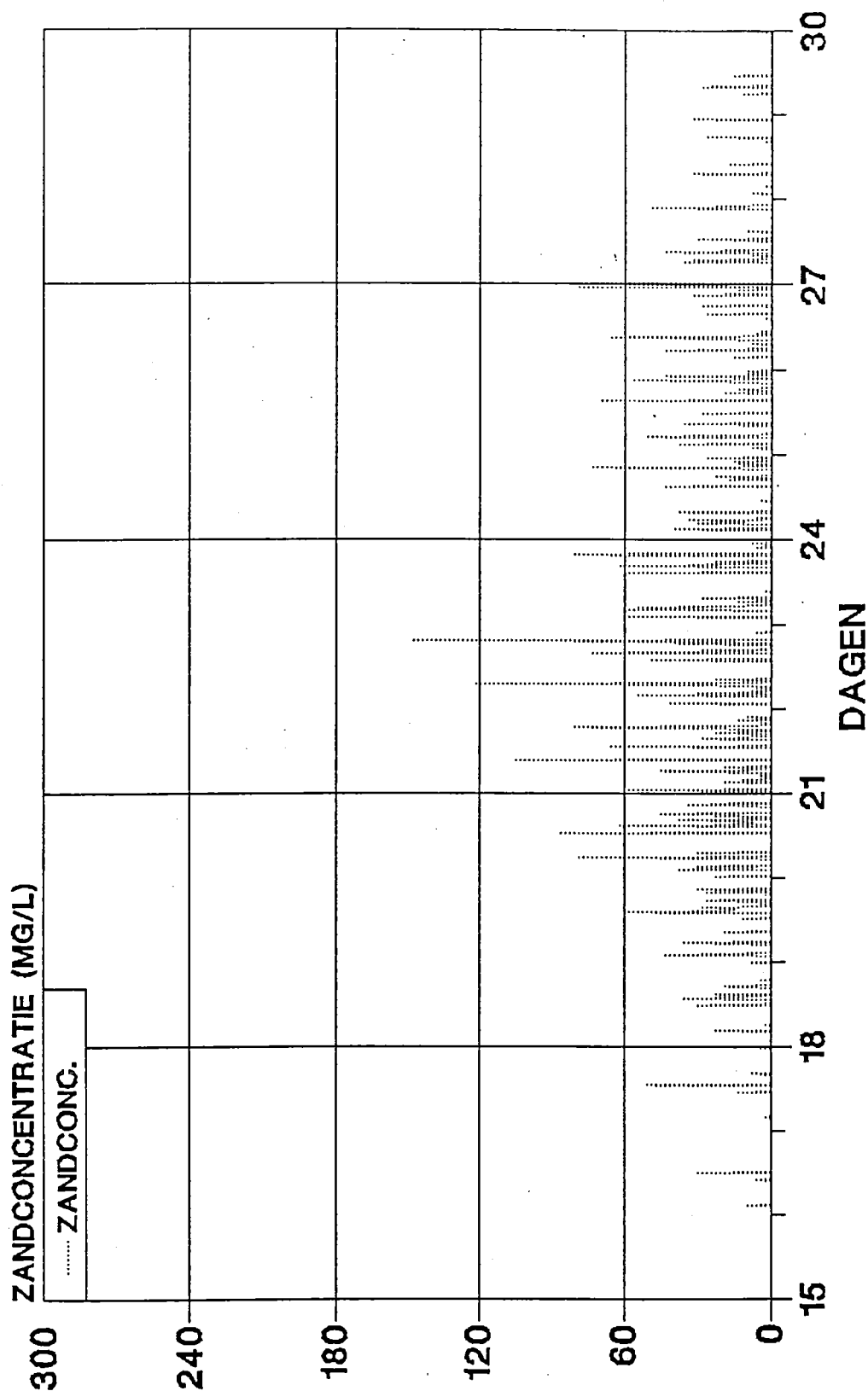
STROOM- EN SEDIMENTMETING 16/04/89 TOT 29/04/89



23/04/89 17h11 : SPRINGTIJ

FIG. 7.2

STROOM- EN SEDIMENTMETING 16/04/89 TOT 29/04/89



23/04/89 17h11 : SPRINGTIJ

FIG. 7.3

LIEFKENSHOEKTUNNEL
Morfologisch onderzoek

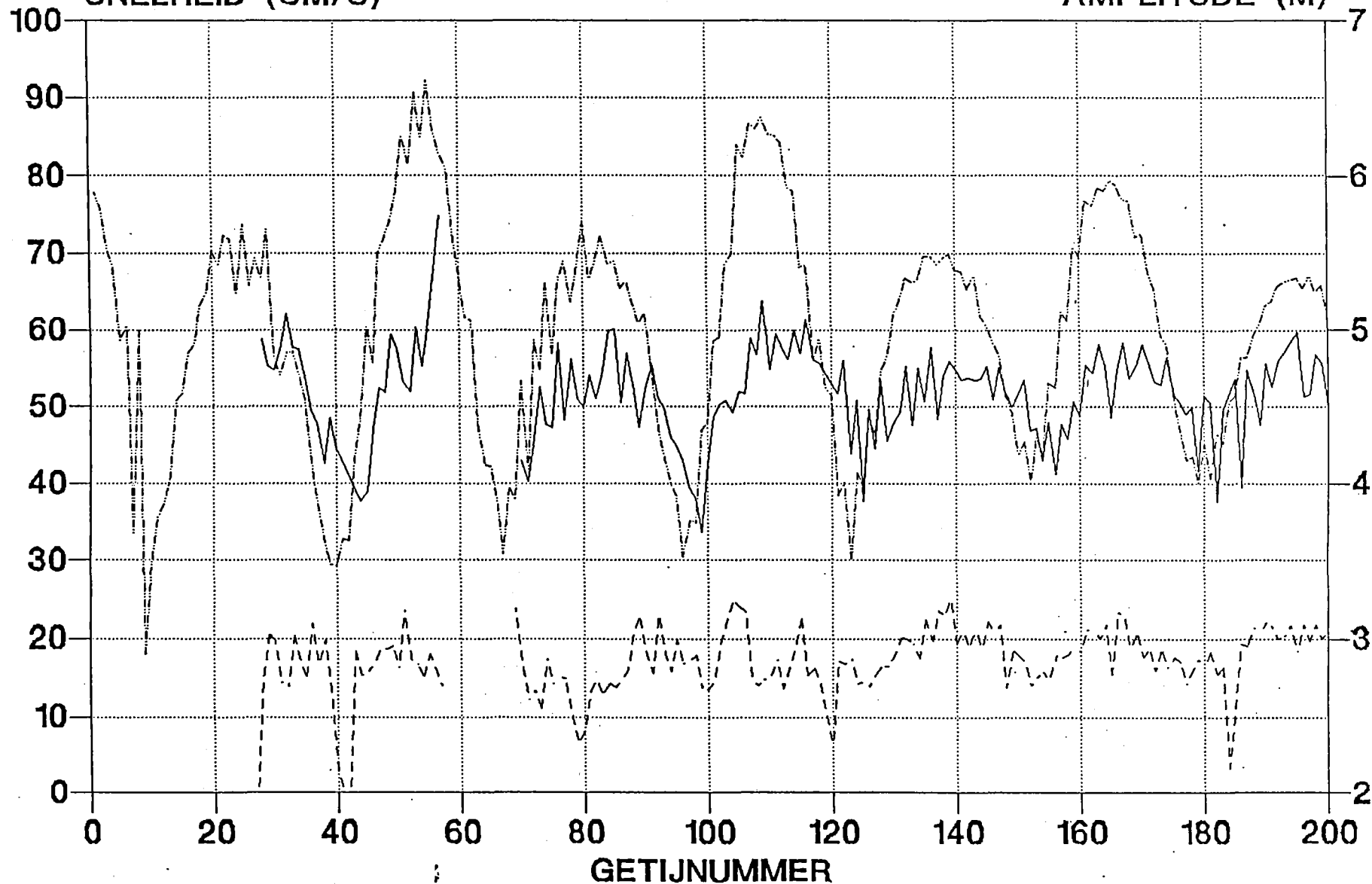
ANTWERPSE ZEEDIENSTEN

STROOM- EN SEDIMENTMETING

JANUARI '89 - MEI '89

SNELHEID (CM/S)

AMPLITUDE (M)



— VLOED

--- EB

... GEM. AMPL.

STROOM- EN SEDIMENTMETING

JANUARI '89 - MEI '89

ZANDCONCENTRATIE (MG/L)

AMPLITUDE (M)

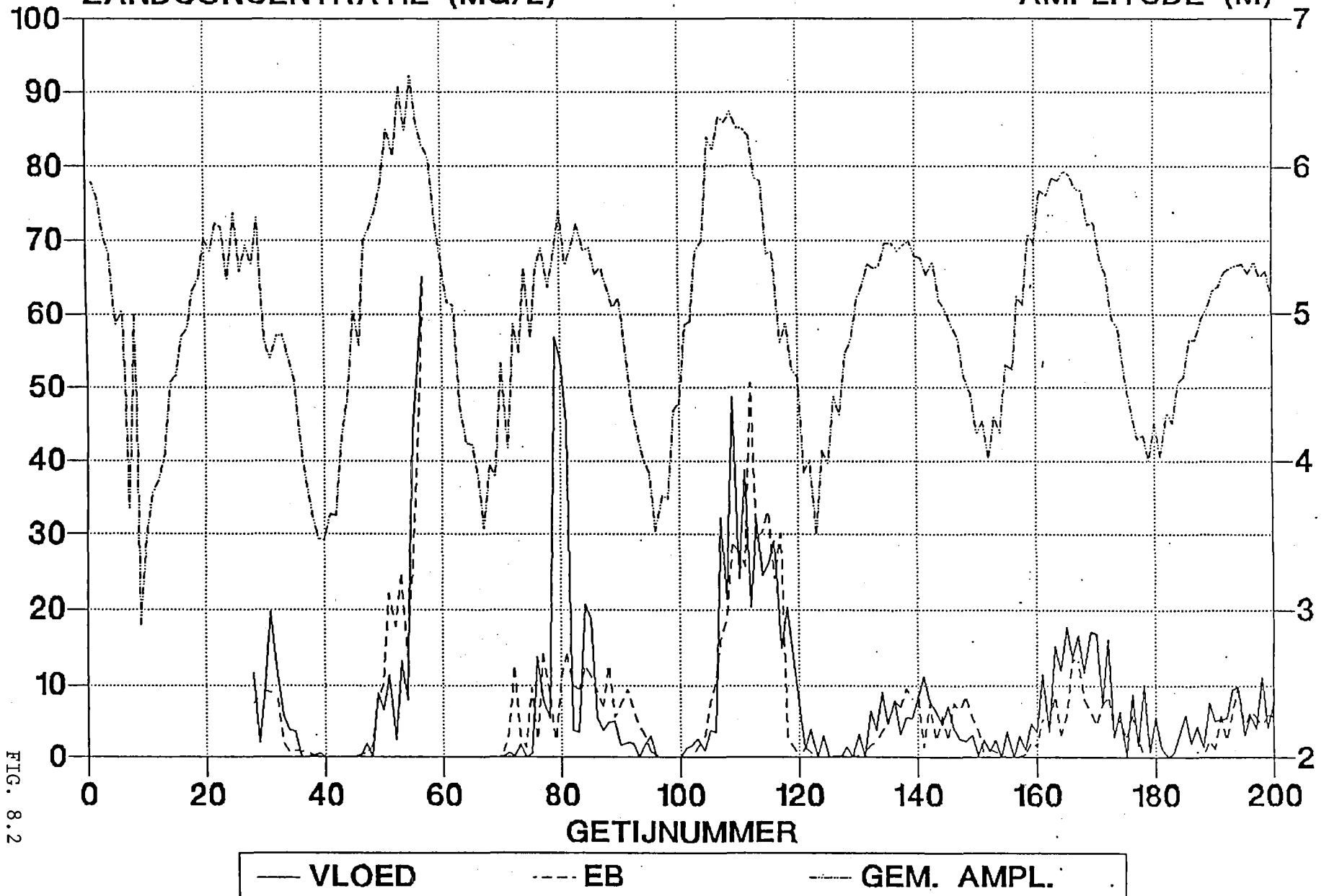


FIG. 8.2

STROOM- EN SEDIMENTMETING

JANUARI '89 - MEI '89

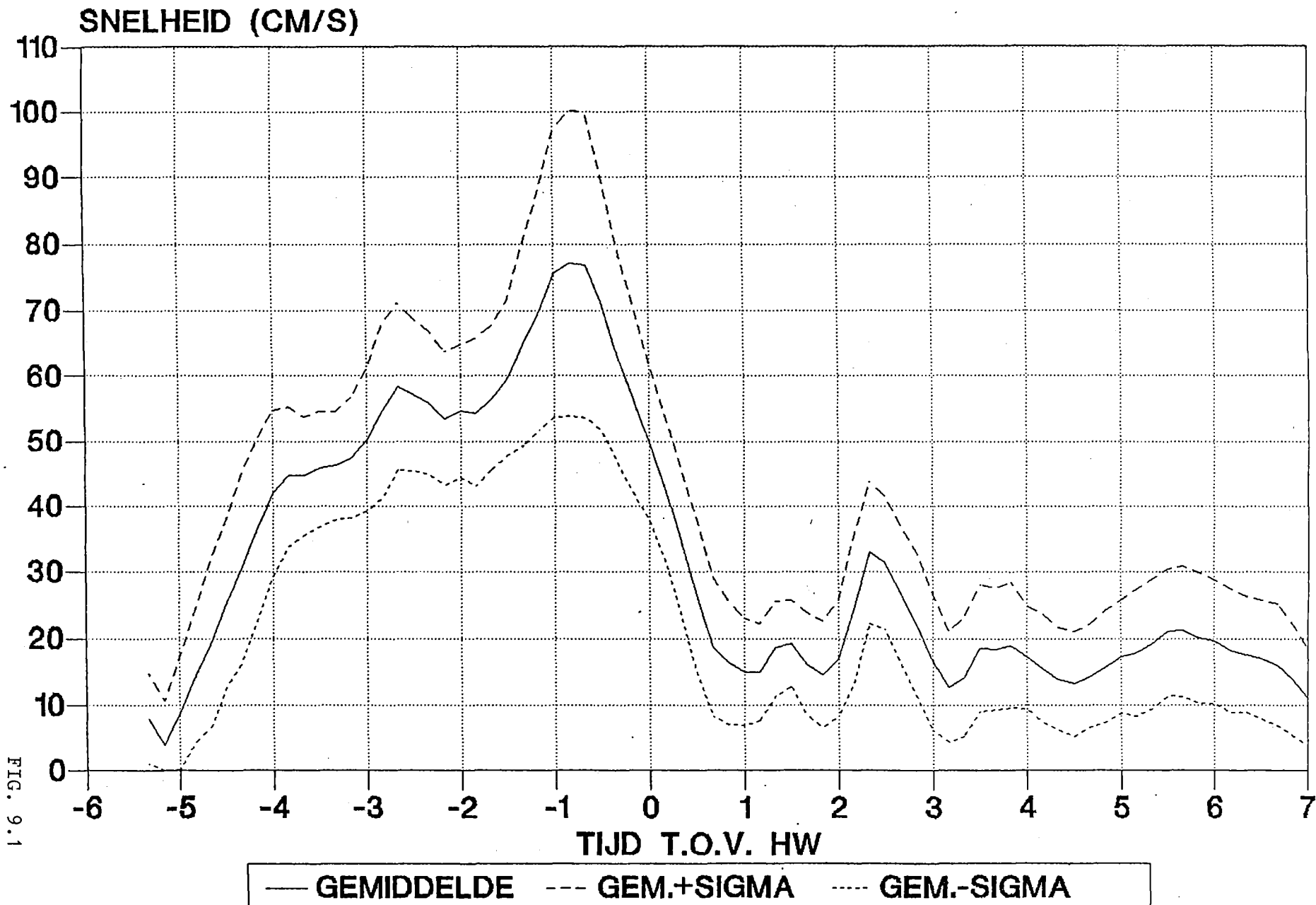


FIG. 9.1

STROOM- EN SEDIMENTMETING

JANUARI '89 - MEI '89

ZANDCONCENTRATIE (MG/L)

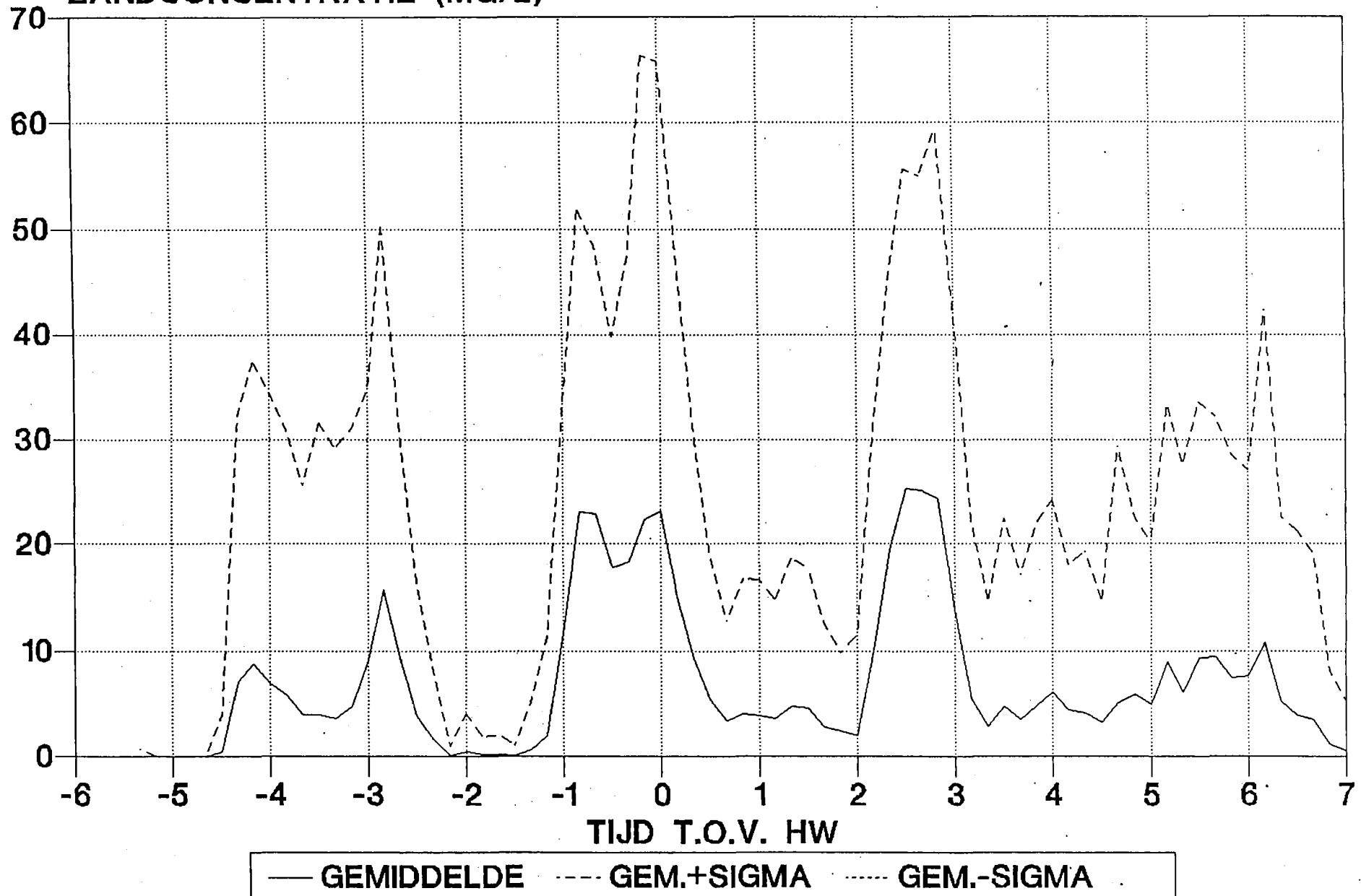


FIG. 9.2

LIEFKENSHOEKTUNNEL

Morfologisch onderzoek

STROOM- EN SEDIMENTMETING

JANUARI '89 - MEI '89

SLIBCONCENTRATIE (MG/L)

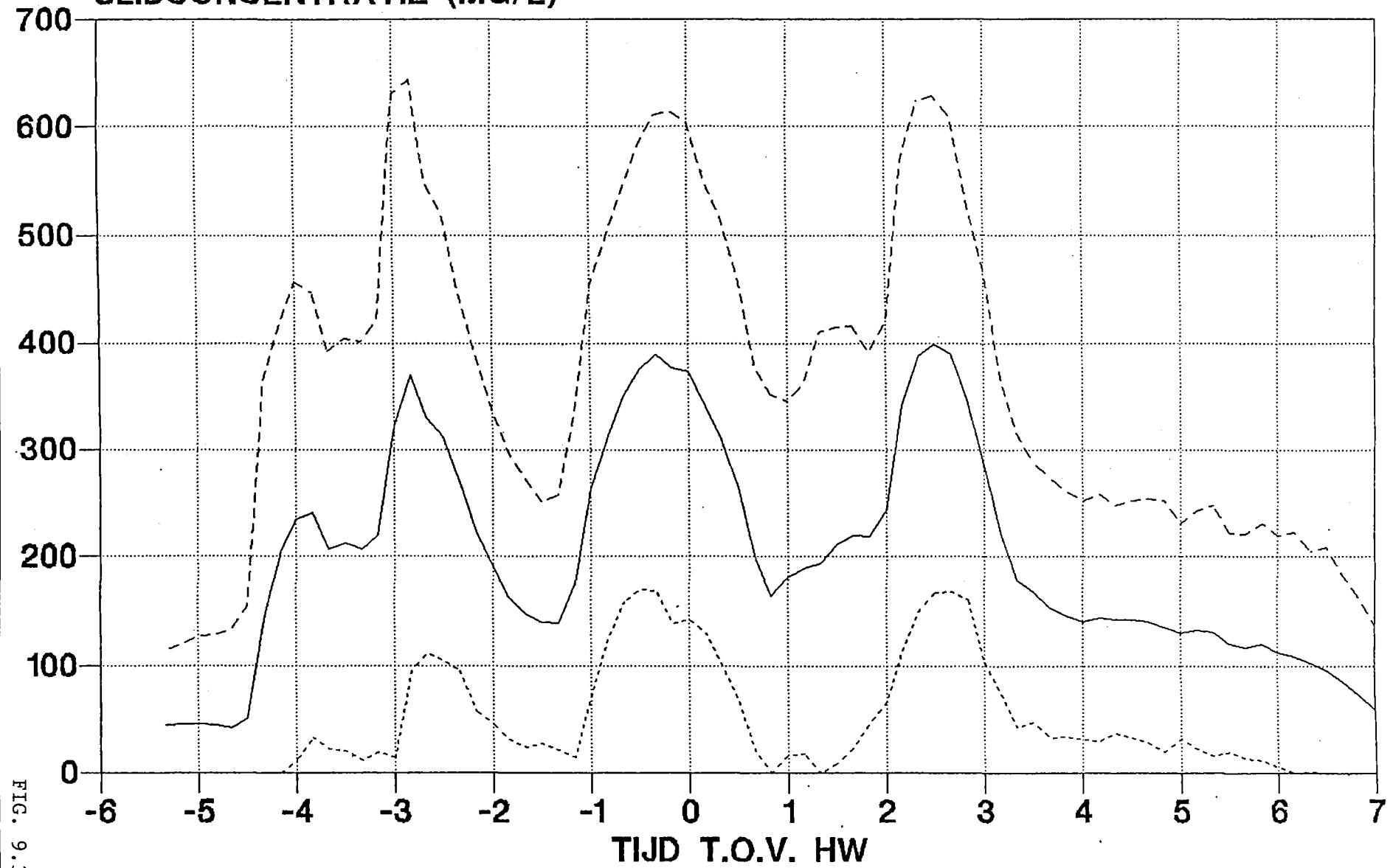


FIG. 9.3

— GEMIDDELDE --- GEM.+SIGMA GEM.-SIGMA

LIEFKENSHOEKTUNNEL : DATA ANALYSE
VARIATIE SNELHEID over DWARSSECTIE

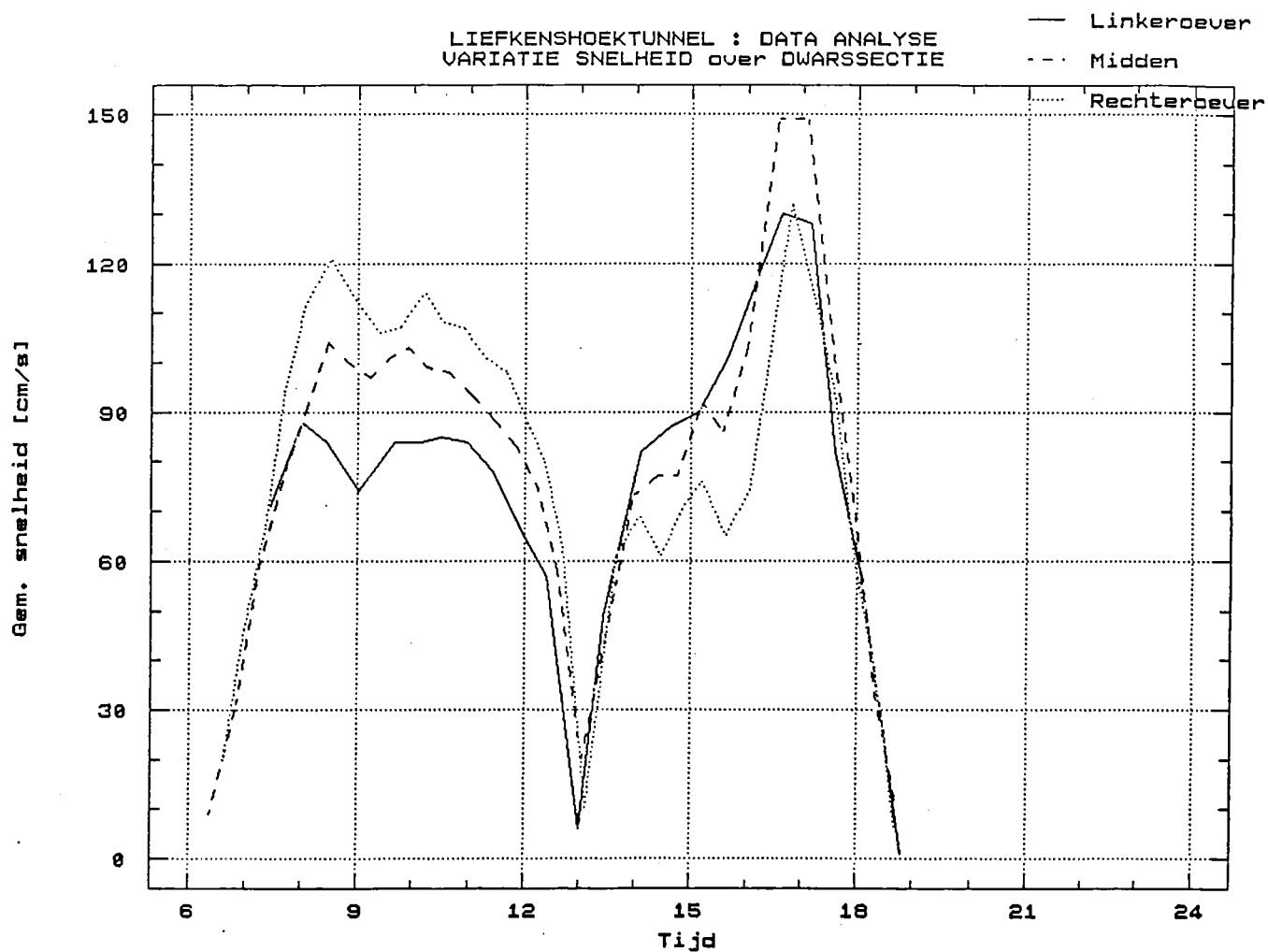


FIG. 10.1

LIEFKENSHOEKTUNNEL : DATA ANALYSE
VARIATIE ZANDCONC over DWARSSECTIE

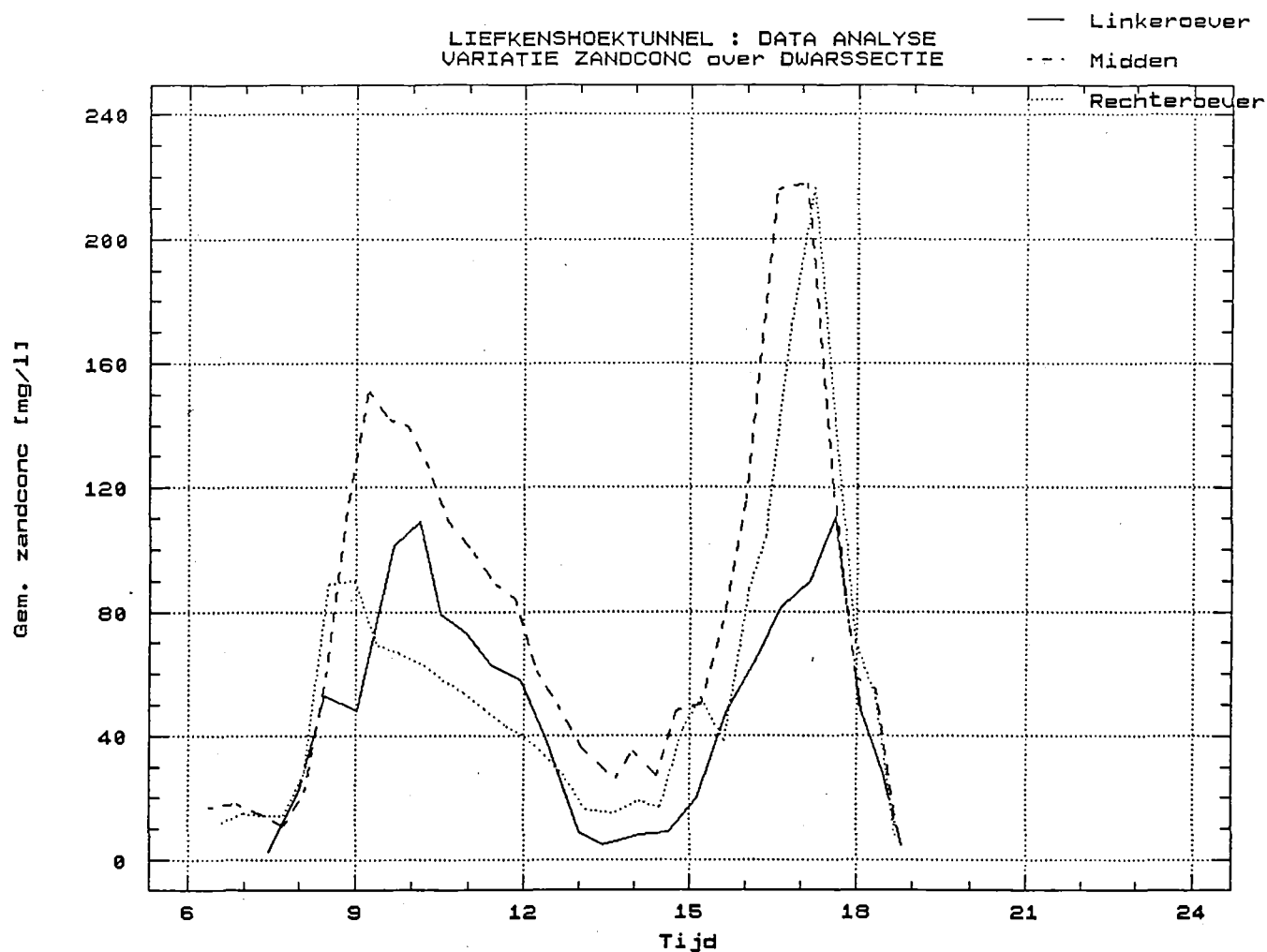
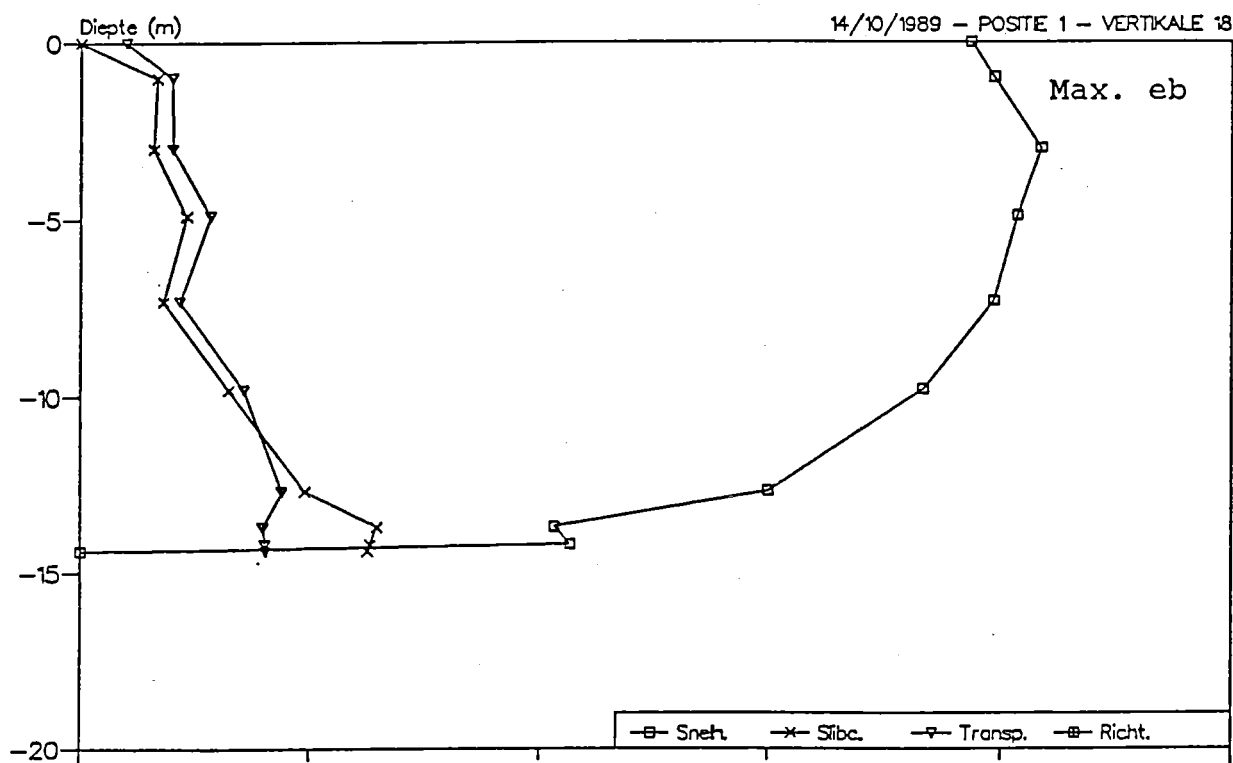
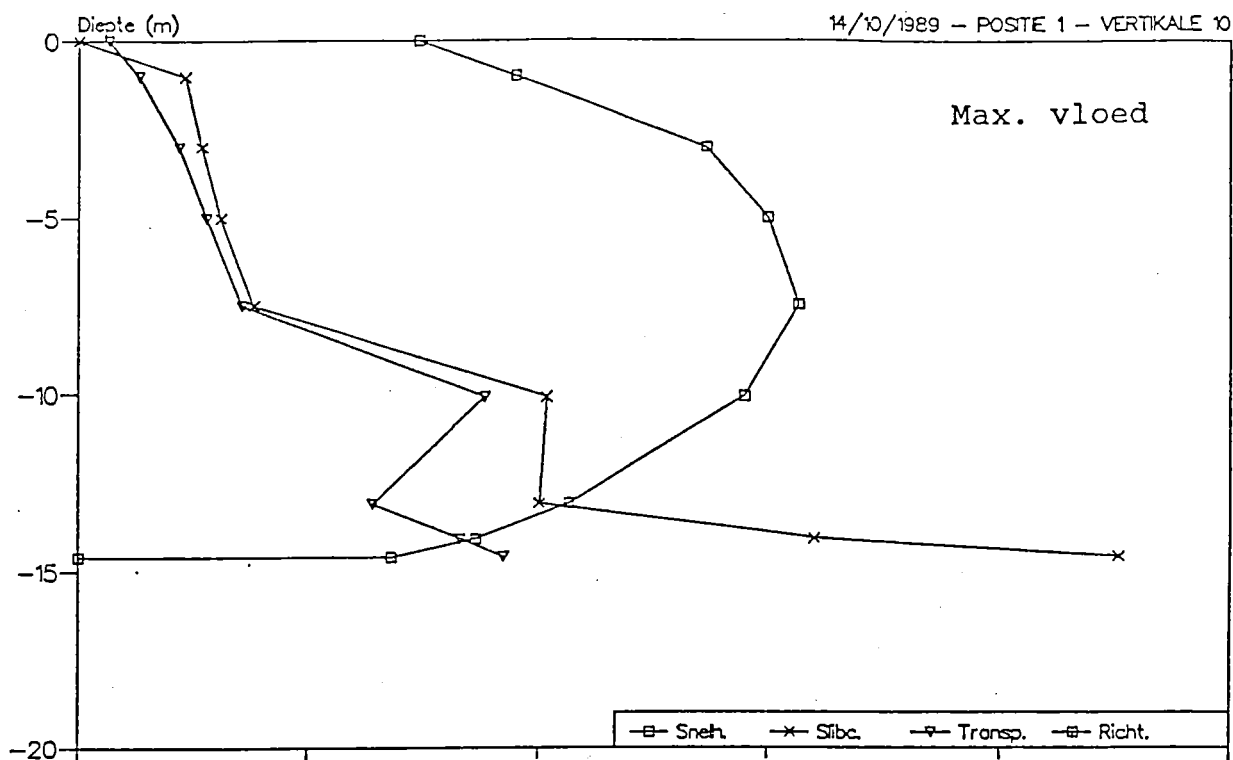


FIG. 10.2

Stroom- en sedimentmeting



Snelheid (0.00 - 150 m/s)
 Slibconcentratie (0 - 1500 mg/l)
 Transport (0 - 1500 g/ms)

Richting (0 - 360 gr.)

Plaats : LIEFKENSHOEK - POSITIE 1
 Datum : 14/10/89
 Vaartuig : SCHELDEWACHT

FIG. 11

MEASUREMENTS OF SEDIMENT TRANSPORT ALONG THE BELGIAN COAST

ir. M. HUYGENS - Prof. Dr. ir. R. VERHOEVEN
Hydraulics Laboratory - University of Ghent

ir. D. FRANSAER - ir. W. VAN DE VOORDE
Eurosense N.V. - Wemmel / Zeebrugge

1. ABSTRACT

Within the frame of some specific research programs along the eastern part of the Belgian Coast, last year some measuring campaigns were organised [5].

To get a proper idea about the sediment transport these in-situ measurements form a very handsome and adequate tool to collect interesting data about these quite complex phenomena. Several practical measuring devices are developed in order to make the experiments more accurate.

This document will give an overview of these recent realisations in practical sediment transport measurements.

2. INTRODUCTION

The Belgian North Sea Coast is protected by a natural defence system consisting of the under water beach, the effective beach and the dune formation. Under influence of waves, wind and tidal flows, the sand and the mud of these bottoms are transported permanently [6].

Coastal morphology continuously changes by the displacement of sediments. Systematic erosion in some regions along the coast can make these defensive formations to disappear. To guaranty the stability of the natural sea defense a systematic control on the evolution of the situation and the governing forces is necessary. The most appropriate way to verify these characteristics consists of in situ measurements during a complete tidal cycle.

3. MEASUREMENTS IN COASTAL REGIONS

In general, in situ measurements of sediment transport demand special focussing on the preparation and operation methodology to get proper results. The aggressive and rough conditions at sea add an extra dimension to practical arrangements for a measuring campaign along the coast. Special attention should be given to the measuring devices and methods used under these special measuring circumstances.

To compose a clear and complete view on the variation of the flow velocity U and sediment concentration C the measurements should be performed during at least one tidal cycle. Since along the Belgian Coast one tidal cycle lasts about 12 hours and 30 minutes, a measuring campaign of 13 hours is needed. As strong current is one of the main determining factors in the sediment transport, a period around spring tide is chosen.

During this period of minimum 13 hours, the flow velocity U and the sediment concentration C are measured simultaneously in some discrete locations at discrete moments.

Beside this general concept, three specific measuring methods can be distinguished :

- a. From a gauging vessel.
- b. With a measuring palisade.
- c. With a sampler bottle for bed load transport.

a. Measurements from a gauging vessel

At locations where the local water depth is more than 3 m, this measuring method is used. By means of a winch an hydrometric current meter of the propellor type and a suction mouth, both mounted on a streamlined ballast, are lowered from the hydrographic launch. A depth indicator on the winch shows the position of the measuring point.

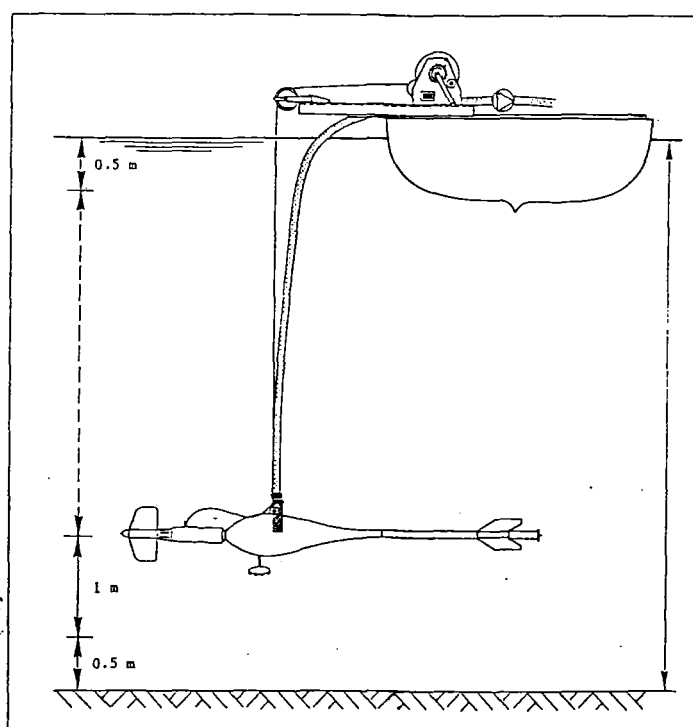


Figure 1 : Measurement from a vessel

To regard the instant sediment concentration, water samples are sucked up by a pump installed on deck of the vessel. The dimensions of the suction mouth, the transport conduits and the pump are chosen in such a way as to get a representative sediment sample. The suction velocity at the entrance is about 0.5 m/s; this value is in good accordance with the mean local water velocity. But, the transportation velocity in the flexible conduits is arranged to be about 1.6 m/s to avoid sedimentation during suction. Given the total suction length of the conduits and the mean velocity, a waiting period of about 30 s is needed to get a representative water sample.

By analysing the water sample, the sediment concentrations are retrieved in detail :

- the total concentration of sediment in suspension
- the concentration of the sandy fraction ($> 63 \mu\text{m}$)
- the concentration of mud ($< 63 \mu\text{m}$)
- the organic materials

This so-called **pump method** to measure sediment concentrations forms a variation of the traditional pump method. A comparative study with other sediment sampling technics shows the accuracy of this methodology [1]. By taking sediment samples in each measuring location on the verticale simultaneously with the water velocity registration, both the velocity profile and sediment concentration profile can be determined.

b. Measurements from a sampling palisade

In the nearshore zone, close to the coastline, waves are affecting too much the ship movements and thus the measurements. For this, a more efficient measuring technique is worked out. In order to get a clear view on the distribution of the sediment concentrations near the sea bottom, a special measuring device was developped at the Hydraulics Laboratory in cooperation with Eurosense N.V..

The sampling frame, placed on a triangular base, is about 1.60 m high and has five discrete measuring points where a water sample can be sucked up and two locations where the water velocity is measured by a propellor type current meter. Since the mean sediment transport appears near the sea bed, the suction points are situated respectively at 10 cm, 25 cm, 50 cm, 100 cm and 150 cm above the bottom to collect data for an optimum sediment concentration profile calculation; while the velocity registration is done at 37 and 125 cm above the bottom.

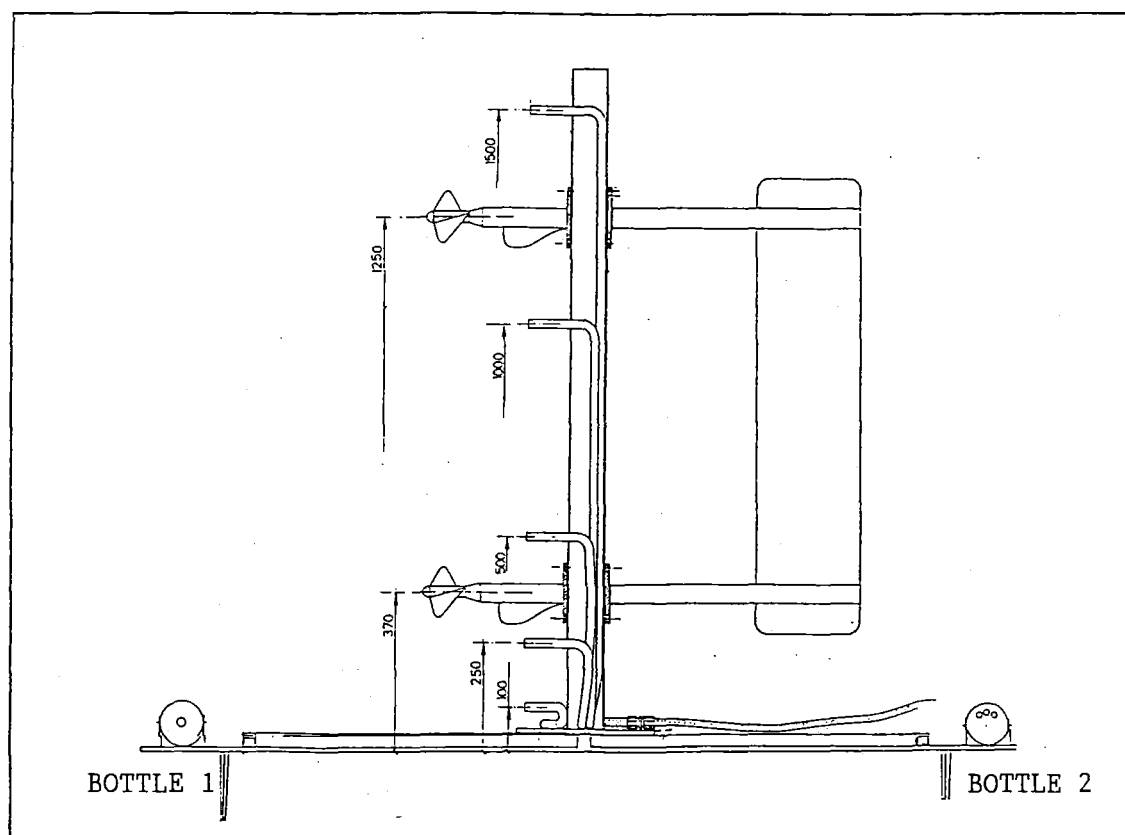


Figure 2 : The Sediment Palisade

The current meters are mounted on a rotating part with a tail piece, so they are always pointed in the flow direction. The opening of the five tap points is oriented perpendicular to the dominating flow direction (in practice parallel with the coastline). In the principal frame these five suction mouths are connected with flexible conduits which are moored on the sea bottom. The electric signal cables for the velocity registrations are fastened to these transportation conduits. For this, a special waterproof connection was designed.

At a certain distance from the free-standing palisade, these suction pipes are suspended on a location buoy from where the measurements can be done. Again, the same operational arrangements for the velocity and water sampling practice must be respected. So a waiting time of at least 40 s before sampling is needed to get a representative sediment concentration. By means of five parallel pumps the samples can be taken simultaneously; so the measurement is an instant record of the distribution of the sediment concentrations and water velocity over that vertical.

On the bottom plates of these palisade, two bed load samplers are mounted. The detailed description of these bottom bottles follows in the next section. This measuring device gives the operator the opportunity to get sediment measurements in shallow water in an easy and accurate way.

c. The Bottle Sampler for Bed Load

As mentioned in the previous paragraph, so-called Bottle Samplers are installed on the bottom plates of the palisade. These bed load transport measuring devices can also be used as an independent disposition, mounted on discrete bottom bases. The bottles are basically designed to measure the time integrated sediment transport near the sea bottom, the so-called bed load zone. The operation of the bottle is based on the **flow principle**. The local water current together with the entrained sediment transport in the bottom region, enters undisturbed the bottle through the intake nozzle. In the geometrical adapted body of the bottle by reducing the flow velocity, the sediment parts settle down, while the water current continues his way out through the back side tubes. At the outflow elbow pieces avoid the reverse flow to enter the bottle.

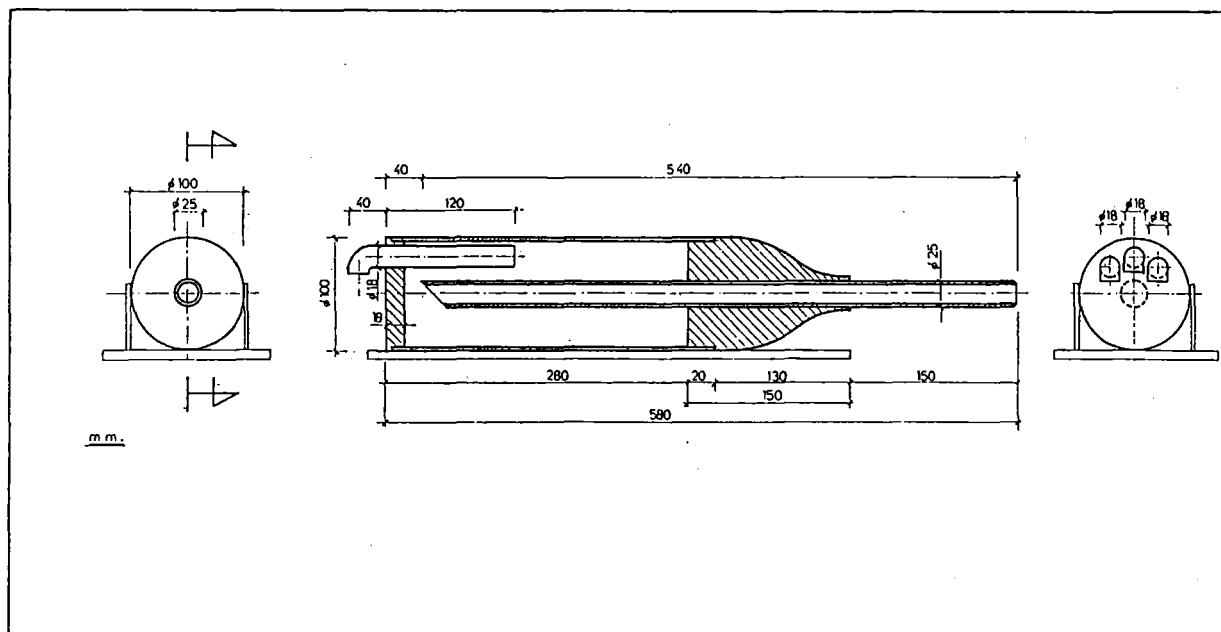


Figure 3 : The Bottle Sampler

By this, one collects a bottom sediment sample during e.g. 12 hours. Special attention should be paid to the start-up and stop operation of the measurement : the installation, the opening and closing with a plug and the recovering of the bottle demand a detailed instruction for the operator-diver.

A clear view on the characteristics of the bed load sediments and a quantitative idea on the amount of the transport near the sea bottom can be obtained from the analyses of the collected samples. By orientating the entrance nozzles of e.g. two bottles in opposite directions one can have a adequate distinction between offshore and onshore transport. At this moment, calibration, verification and comparative studies are worked out in further research. Anyhow, the main advantages of the instruments are its easy manageability and its low cost price.

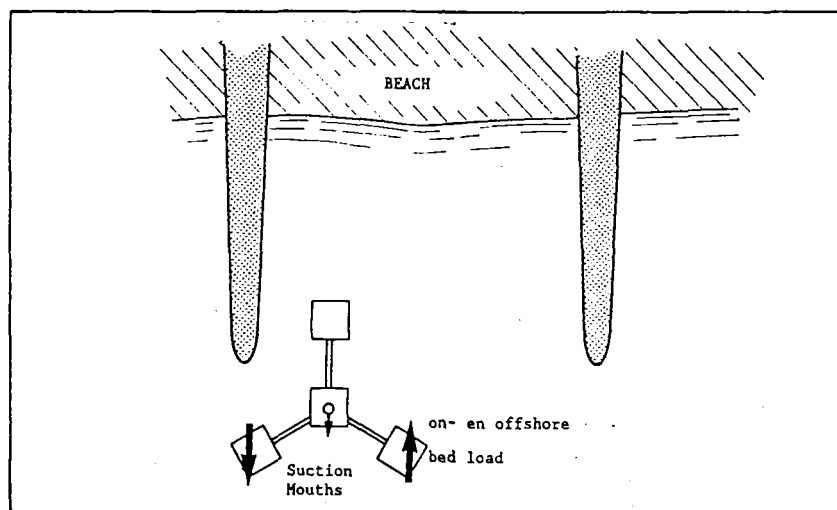


Figure 4 : Positioning of Bottle Sampler and Palisade

4. SOME ANALYTIC CONSIDERATIONS ABOUT THE MEASUREMENTS

First, a general impression of the measured data over a complete tidal cycle is discussed. As shown in figure 5 and 6, the water height h [m], the water velocity U [m/s] and the total sediment concentration C [g/l] as measured from a gauging vessel during two 13-hours measuring campaigns, follow the expected path. To obtain a characteristic parameter for the flow and sediment concentration over the vertical, the mean value over the water depth h is calculated.

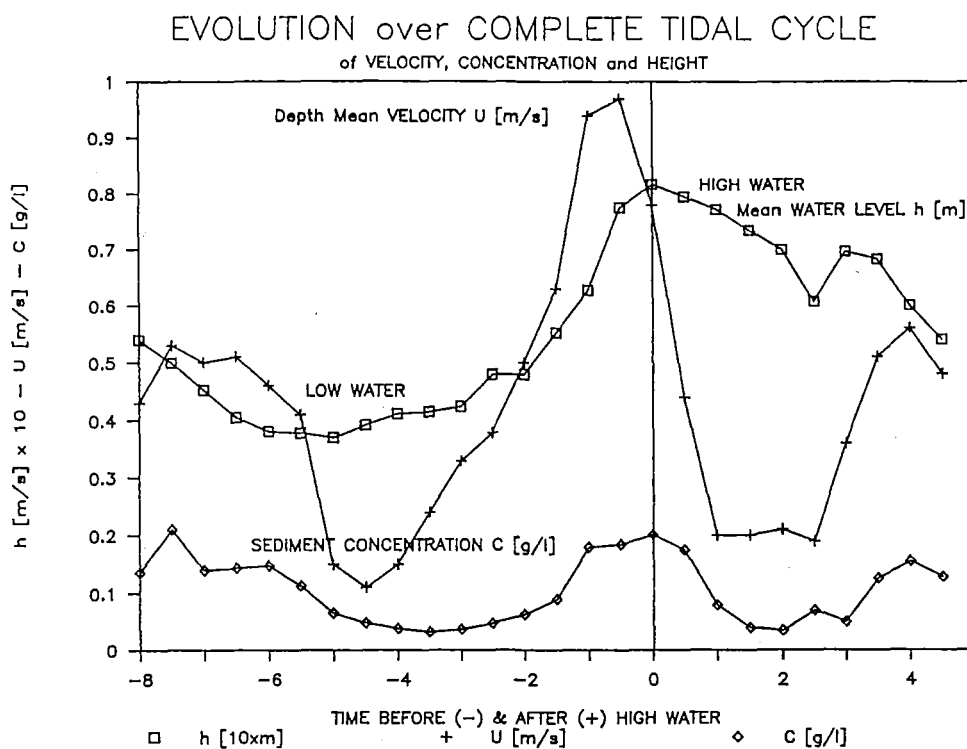


Figure 5 : Evolution over tidal cycle - Location Coast

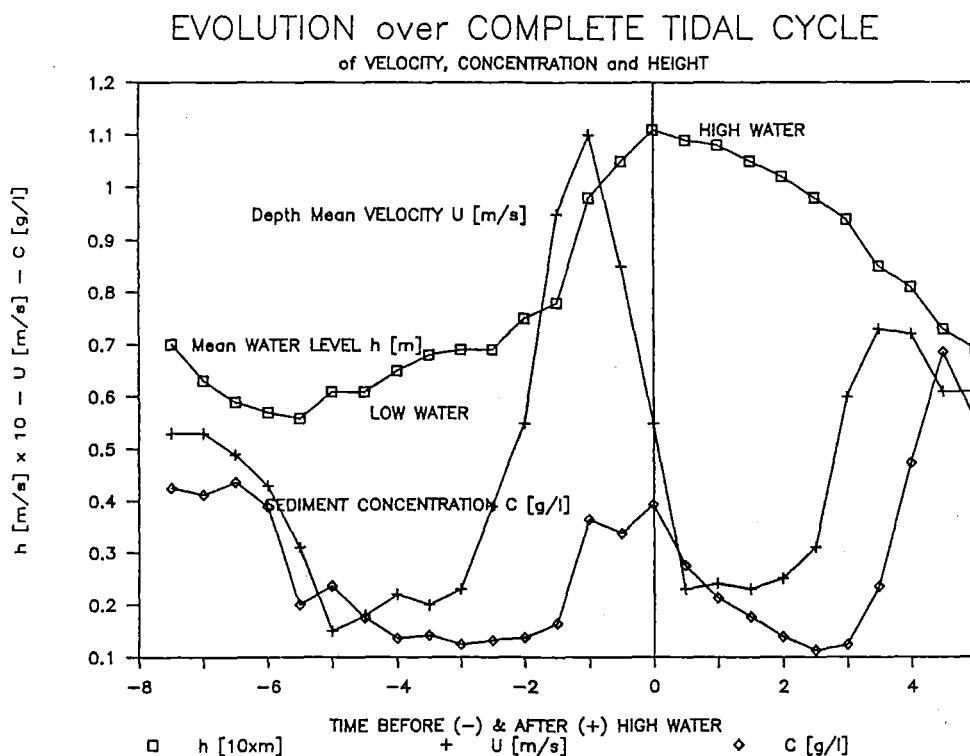


Figure 6 : Evolution over tidal cycle - Location Zwin Entrance

The water velocity U is maximal about 1 hour before high water or low water level. The value of U_{fl} by flood is from 1.5 till 2 times the maximum velocity near low water U_{lw} . The peak to this maximum value U_{fl} is much sharper under flood conditions, while for ebb this maximum velocity U_{lw} is reached after a flatter top. The water velocities reach their minimum values around slack tide, about 1 hour after low water and 2 hours after high water.

In the evolution of the mean total sediment concentration a general delay of about 1 hour to the velocity evolution can be seen. So the extreme values of the concentration are situated about one hour after the maximum/minimum velocities.

Secondly, a more detailed study on the velocity and sediment concentration profiles in one location is worked out. Some theoretical calculations are compared with the measurements in situ. For the calculation of the velocity profile over a vertical, the theoretical approach from Prandtl - von Karman was used. The mathematical formulation gives the variation of the water velocity with the height above the bottom :

$$U = \frac{u_*}{K} \times \ln (z/z_o)$$

with U	:	water velocity on height above sea bottom	[m/s]
K	:	von Karman constant = 0.4	
u_*	:	bottom friction velocity	[m/s]
z_o	:	height above bottom where the velocity becomes zero	[m]

This velocity profile, also called the logarithmic profile, is generally accepted to describe the vertical velocity evolution in coastal waters, where a combination of currents and wave-induced flows occurs [4].

After analysing the water samples, the total concentration of suspended sediments can be calculated in each measuring location. For every vertical position the sediment profile over the water depth can be calculated from the so-called Rouse-equation [2] :

$$C = C_a \times \left[\frac{h - z}{z} \times \frac{a}{h - a} \right]^S$$

where : C : total sediment concentration in suspension [g/l]
 z : height above the bottom [m]
 h : local water depth [m]
 C_a : concentration in the reference location at height a above bottom [g/l]
 S : suspension number = $\frac{w_s}{\beta \times K \times U_*}$

with w_s = precipitation velocity of suspended sediment [m/s]

$$\beta = 1 + 2 \times \left[\frac{w_s}{U_*} \right]^2 \approx 1$$

K = von Karman constant = 0.4

This equation, verified and used by Pacheco-Ceballos for coastal waters [3], assumes a parabolic variation of the fluid mixing coefficient ϵ_c over the water height, starting from a logarithmic velocity profile and a linear shear stress distribution.

The following figures 7, 8 and 9 show some results of the above described analytical approach to the measurements. These theoretical formulations are shown to be in very good agreement with the corresponding measurements in situ.

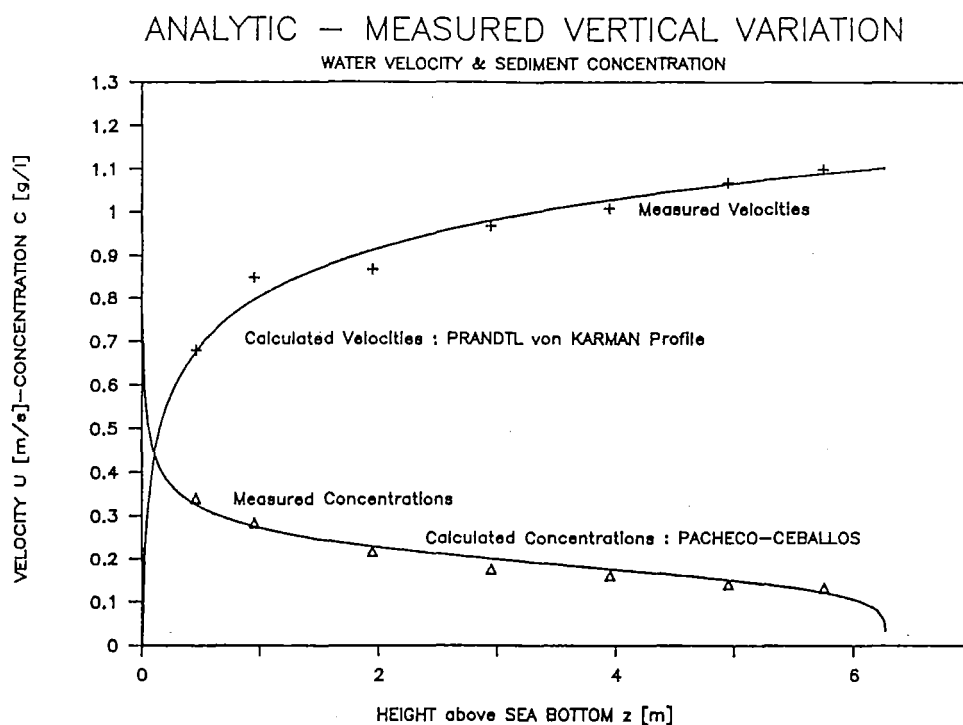


Figure 7 : Analytic - Measured Velocity and Concentration Profiles near High Water in location A

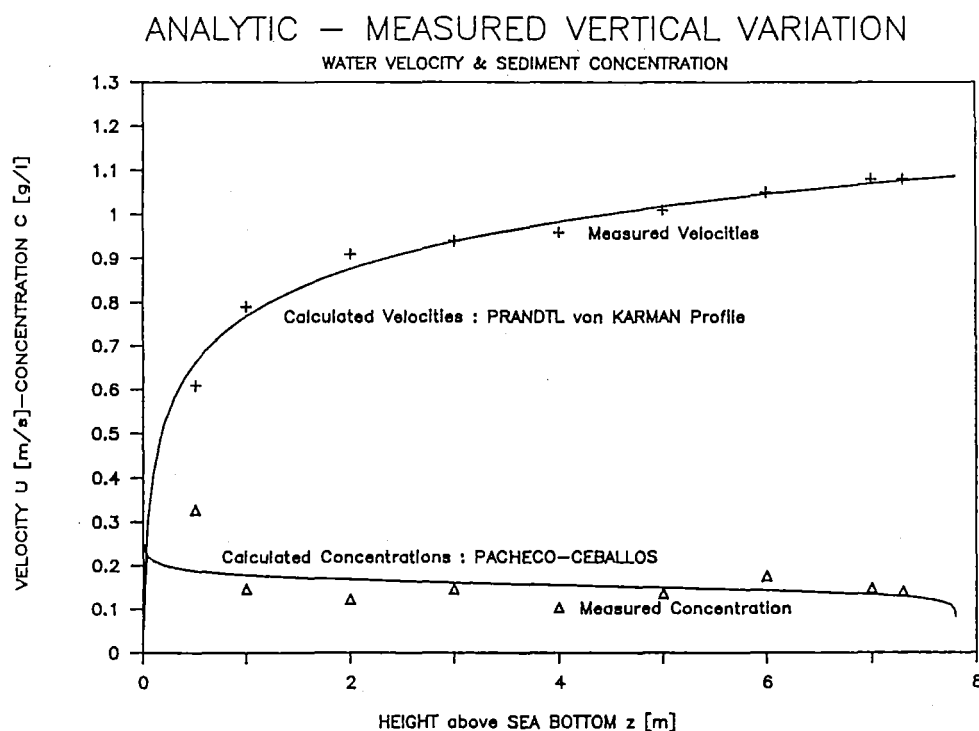


Figure 8 : Analytic - Measured Velocity and Concentration Profiles near High Water in location B

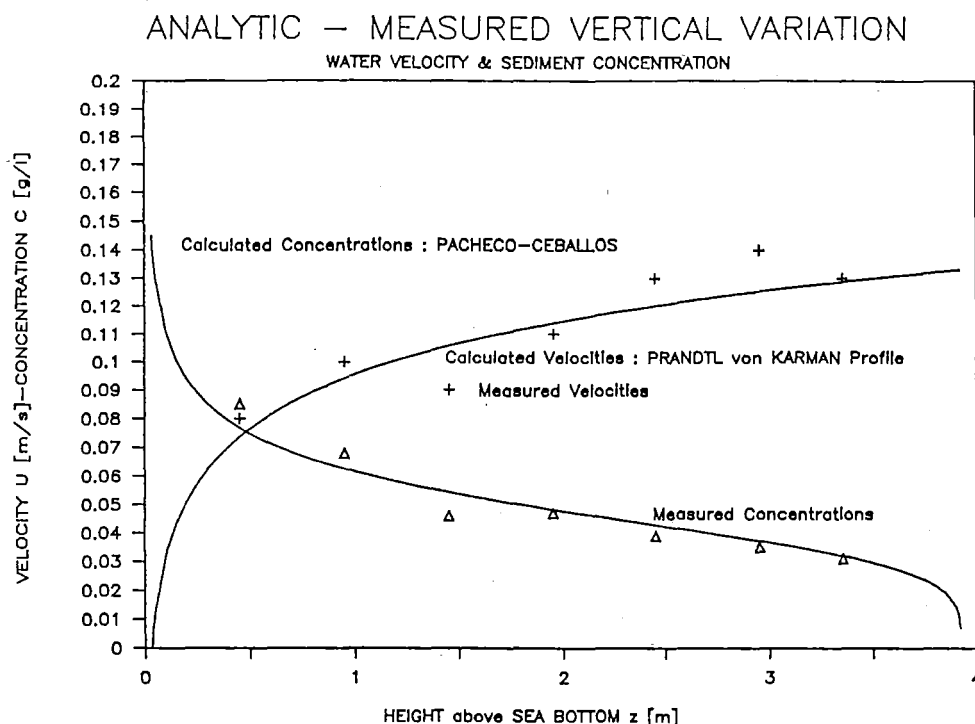


Figure 9 : Analytic - Measured Velocity and Concentration Profiles
around Slack Tide

Around slack tide, as shown in figure 9, the sediment concentration profile as well as the velocity distribution, is nearly constant over the water depth; while near high and low water the profiles have a more logarithmic aspect.

At low water, one can assume that the impact of water waves seems to have a greater influence, but this assumption isn't clearly distinguished from the measurements. Theoretically, the wave force can induce a great amount of sediment transport since in the rather small wave boundary layer the turbulence and the shear stress are very great. So, it's assumable that by lower water depths the influence of the water wave force decreases. Further measurements and laboratory experiments must verify these theories [4].

Once the analytic velocity distribution over the vertical is known, together with the sediment concentration profile, the total sediment transport amount can be calculated as the product of both these values. By this, a good idea of the sediment movements and/or properties over some locations can be achieved and verified.

5. CLOSURE

This paper gives a general view on some practical applications and operation modes for in situ measurements of sediment transport along our Belgian Coast. Practical measuring devices as the bottom sample bottles or the sediment sampling palisade are specially adapted instruments for measuring sediments under sea conditions. The analytical elaborations prove the accuracy of these measurements and suggests new developments for the near future.

6. REFERENCES

1. "A comparative study of the three methods for sediment transport measurements - the Bottle Sampler, the Pump Sampler and the XRB Van Dorn Sampler"
Verhoeven R., Verdonck P., Fransaer D. en Van Rensbergen J.; IAHR Instrumentation Workshop - Burlington, Ontario, Canada; Augustus 1989.
2. "Transports of Sediments : Analytical Solution"
Pacheco-Ceballos R.; Journal of Hydraulic Research vol. 27 nr. 4; 1989.
3. "Manual of Sediment Transport Measurements"
Van Rijn L.C.; Delft Hydraulics Laboratory; maart 1986.
4. "Handbook of Sediment Transport by Currents and Waves"
Van Rijn L.C.; Delft Hydraulics Report H 461; juni 1989.
5. "Evaluatiestudie - Stabilisatie van het Onderwaterstrand door middel van Vertikale Kunststofdoeken"
Bestuur der Waterwegen en van het Zeewezen - Dienst der Kust, Eurosense; voorjaar 1991.
6. "Beach protection as Part of the Harbour Extension at Zeebrugge"
P.P.L. Roovers, P. Kerckaert, A. Burgess, A. Noordam and P. De Candt; Inland & Maritime Waterways and Ports - PIANC vol. 5 section 2; XXV International Navigation Congress - Edinburgh 1981; Pergamon Press.

MEASUREMENTS OF SEDIMENT TRANSPORT ALONG THE BELGIAN COAST

SAMENVATTING : SEDIMENTTRANSPORTMETINGEN LANGS DE BELGISCHE KUST

In het kader van een uitgebreide onderzoeksoopdracht werden het afgelopen jaar langs de Belgische kust enkele in situ meetkampagnes georganiseerd. In deze bijdrage wordt kort een overzicht gegeven van de praktische verwezenlijkingen betreffende de sedimenttransport meetopstellingen. De introductie van een specifiek bemonsteringsstaketsel voor metingen in de surfzone en de ontwikkeling van een eenvoudige bemonsteringsfles voor bodemtransport schetsen de operationele mogelijkheden van een adequate meting op zee.

De theoretisch gefundeerde verwerking van de meetgegevens toont de akkuraatheid van de metingen aan. Zowel het logaritmisch Prandtl - von Karman snelheidsprofiel als de sedimentconcentratieverdeling volgens Rouse (Pacheco-Ceballos) blijken, binnen de voorziene meetfouten, in goede overeenstemming te zijn met de uitgevoerde metingen.

SYNTHESE : MESURES DU TRANSPORT DES SEDIMENTS LE LONG DE LA COTE BELGIQUE

Dans le cadre d'une mission de recherche extensive le long de la côte Belge, quelques campagnes de mesure ont été organisées l'année passée.

Cet article présente un sommaire des réalisations pratiques lors de ces campagnes, avec l'utilisation de plusieurs montages spécifiques. Par exemple, la fabrication d'un système à prises latérales multiples d'échantillons pour les mesures au voisinage de la plage et le développement d'une bouteille simple pour la mesure du charriage sur le fond de la mer donnent un aperçu sur des possibilités opérationnelles d'une mesure appropriée sur la mer.

Le traitement des données basé sur des lois théoriques confirme la précision des mesures. Aussi bien le profil logarithmique de la vitesse d'eau selon Prandtl-von Karman que la distribution de la concentration des sédiments en suspension selon Rouse (Pacheco-Ceballos) concordent, dans la marge de précision attendue, avec les mesures effectuées.

