

NORSK INSTITUTT FOR VANNFORSKNING
BLINDERN.

Kloakkrenseanlegg for Hågenstadfeltet
i
Nedre Eiker kommune.

0 - 183.

Saksbehandler: siv.ing. T. Simensen.
Februar 1961.

INNHold.

INNLEDNING	Side	3.
VALG AV ANLEGGSTYPE	"	4.
Type I: Oksydasjonsdam	"	4.
Type II: Døgnlufter.	"	4.
GENERELL BESKRIVELSE AV ANLEGG	"	5.
DIMENSJONERING AV ANLEGG	"	6.
A. Regnvannsoverløp	"	6.
B. Venturikanal	"	7.
C. Luftetank	"	8.
D. Sedimenteringstank	"	9.
E. Mamutpumpe for tilbake føring av slam.	"	9.
F. Lagringstank for slam	"	10.

INNLEDNING.

Hågenstadvfeltet som nå er under utbygging for ca. 90 leiligheter, har Herstrømbukta som en naturlig resipient for kloakkvann. Kloakkvann og overvann fra feltet skal føres frem til resipienten i en 18" hovedledning. Denne ledningen er imidlertid tenkt, i tillegg til selve Hågenstadvfeltet, å skulle betjene nordenførliggende bebyggelse, idet hovedledningen er lagt helt opp til kum ved det øst-vest-gående bekkeløpet på feltets nordside. Dette bekkeløpet er allerede på nåværende tidspunkt sterkt belastet med kloakkvann, og det er derfor planlagt et overløp i bekken slik at dennes lavvannsføring blir tilført hovedledningen. Vannføringen i bekken er målt av Nedre Eiker kommunes ingeniørvesen i juni 1960 under en tørrværsperiode hvor alt bekkevannet ble oppgitt å bestå av kloakkvann fra den omkringliggende bebyggelsen.

Ifølge disse målinger som viste et midlere avløp på ca. 12 l/min, vil man, ved å anta et vannforbruk på 100 l/ind.døgn kunne beregne antall mennesker som idag slipper kloakkvannet sitt i bekkeløpet til 175. Regner vi så med at Hågenstadvfeltets 90 leiligheter vil medføre en kloakkvannsbelastning fra 350 mennesker, vil man etter en full utbygging av dette feltet tilføre Herstrømbukta kloakkvann fra 525 mennesker i det konsentrerte utslippet gjennom den nedlagt 18" hovedledning.

Ved den bebyggelse som senere kan komme på tale i området er det funnet riktig å fastsette en fremtidig befolkningssmengde på 750 mennesker som skal kunne betjenes av denne hovedledningen.

Herstrømbukta er en kanalformig avsnøring av Dramselva som ved midlere og lavvassføring i hovedvassdraget bare har forbindelse med dette i den ene enden. Vannet i bukten er derfor stillestående og, som det fremgår av vår uttalelse av 9/6-1959, preget av bekketiløp til bukten. Ved utslipp av kloakkvann i denne bukten er det derfor helt nødvendig at dette renses best mulig, ellers vil bukten kunne få kloakkvannspreg. Ved å underkaste kloakkvannet full biologisk rensning skulle forholdene estetisk sett i Herstrømbukta bli tilfredsstillende. En viss begroing vil finne sted, men det er usikkert om denne vil bli nevneverdig større enn den er idag

idet det bakenforliggende felt gjennom lengre tid har sluppet sitt avfallsvann via bekken ned i Herstrømbukta.

VALG AV ANLEGGSTYPE.

For å kunne gjennomføre en tilfredsstillende biologisk rensning av kloakkvann fra 750 mennesker, innenfor en rimelig økonomisk ramme, har valget stått mellom to ulike anleggstyper.

Type I: Oksydasjonsdam. Dette anlegget bygger på en metode som ble utarbeidet av Dr. Pasveer i Holland i 1956 og som siden har blitt mye benyttet i Holland, Tyskland og Sverige. Anlegget arbeider etter samme prinsipp som et konvensjonelt aktivslamanlegg, men gir vannet en mye lengre oppholdstid (2-3 døgn), og man unngår i størst mulig utstrekning større kostbare betongkonstruksjoner. Av denne grunn vil anlegget nødvendigvis kreve et relativt stort og flatt byggeområde.

Type II: Døgnbeluftere. Denne anleggstypen er i likhet med oksydasjonsdammene et aktivslamanlegg, men arbeider med lengre oppholdstid enn det konvensjonelle (1 døgn). I motsetning til den konstruktive oppbygningen av en oksydasjonsdam blir døgnbelufteren bygget som en kompakt betongkonstruksjon. Dette innebærer således at plassbehovet presses ned til et minimum. Slike anlegg har i stor utstrekning vært benyttet i USA i løpet av de siste 5 årene og har i den senere tid blitt tatt i bruk under europeiske forhold.

Felles for begge disse anleggstypene er at de gir vannet en lang oppholdstid samt at slamkonsentrasjonen i selve oksydasjonsenheten er stor. Begge disse faktorene gjør anleggene egnet til å tjene små befolkningsgrupper da kloakkvannstilløpet under slike forhold vil være gjenstand for store variasjoner i såvel vann- som slam-mengde.

Sett på bakgrunn av de områdene som står til rådighet på Hågenstadfeltet for bygging av et kloakkrensianlegg, har vi funnet det vanskelig å få plasert en oksydasjonsdam på en hensiktsmessig måte da plassbehovet er noe for stort, og vi har derfor blitt stående ved en døgnbelufter som en mer egnet konstruksjon.

GENERELL BESKRIVELSE AV ANLEGG.

Anlegget er tenkt plasert som vist på situasjonsplan (tegn.nr.18303).

18" ledning fører vannet fra nåværende kloakkum beliggende lengst syd på feltet og frem til renseanlegg. I tilslutning til selve renseanlegget anordnes det et regnvannsoverløp hvorfra regnvannet føres direkte i resipienten mens kloakkvannet ledes i kanal inn til renseanlegget. Et grunnriss av anlegget er vist på tegn.nr. 18300. Fra regnvannsoverløpet passerer kloakkvannet en venturikanal for måling av vannføring og deretter en varegrind som skal tjene til fjerning av større partikulære forurensninger. Umiddelbart på nedstrømsiden av varegrinden løper vannet inn i selve oksydasjons-enheten som er en betongtank på 100 m^3 . I denmetanken har vannet en oppholdstid på ca. 1 døgn og blir luftet kontinuerlig i løpet av denne tiden. Luftningen tjener som oksygenforsyning til mikroorganismer under deres nedbrytningsprosesser av det løste og suspenderte organiske stoffet i kloakkvannet. Luften tilføres vannet gjennom perforerte rør som er lagt på et bestemt dyp langs tankens ene langside.

Lufttilførselen vil medføre en kontinuerlig omveltning av hele vannmassen og hindre at slam avsettes på bunnen av tanken. Etter et døgns oppholdstid i tanken passerer vannet et utløpsrør nær bunnen, inn til en spissbunnet sedimenteringstank hvor det passerer nedfra og opp. Slammet vil her synke til bunnen mens vannet renner inn i overløpsrenner på overflaten og føres derfra som rensset vann ut i resipienten.

Slammet som skilles fra vannet i sedimenteringstanken blir pumpet opp fra bunnen ved hjelp av en mamutpumpe som arbeider kontinuerlig.

Ved en enkel reguleringsinnretning i forbindelse med pumpen kan det pumpede slammet fordeles etter behov i to ledninger hvorved en del kan føres tilbake til innløpsvannet mens den andre delen, det såkaldt overskuddsslammet føres til en egen lagringstank, beliggende ved siden av sedimenteringstanken. Slammet vil, når det tilføres lagringstanken, inneholde store mengder med vann som må skilles ut ved en sekundær sedimentering i denne tanken. Dette vannet føres inn i

oksydasjonsenheten igjen gjennom et H-rør.

Trykklufta som tilføres oksydasjonstanken og mamutpumpen komprimeres ved hjelp av et vifteaggregat som er plasert på betonggulv mellom innløpet og lagringstanken.

DIMENSJONERING AV ANLEGG.

A. Regnvannsoverløp:

Vi forutsetter

- | | |
|--|--------------------|
| 1. samlet areal som samtidig fører vann til overløpet | = 6 ha |
| 2. regnintensitet | = 150 l/sek·ha |
| 3. avløpskoeffisient | = 0,3 |
| 4. fall på 18" hovedledning frem til renseanlegg | = $7\frac{1}{2}$ ‰ |
| 5. en spesifikk vannmengde | = 125 l/ind.·d. |
| 6. maks. vannføring som kan ledes inn på renseanlegg = 3 x midlere tørrvannsføring (750 x 125 x 3/86400) | = 3,3 l/sek. |

For å redusere konstruksjonens størrelse benytter vi en anordning med gjennomløpskum for regnvannet og bunnrenne for tilløpet til renseanlegget.

Hovedledningen vil fullt kunne føre 270 l/sek. Det maksimale tilløpet til renseanlegg utgjør således $3,3 \times 100/270 = 1,22$ % av ledningens kapasitet. Dette gir en fyllingshøyde i hovedledningen på 8% av ledningsdiameteren, altså $45 \times 0,08 = 3,6$ cm. Vannhastigheten ved fullt rør er 1,7 m/sek. hvilket gir en hastighet ved 8% fyllingshøyde = $0,41 \times 1,7 = 0,7$ m/sek. Hastighetsenergien er da $0,7^2/2 \times 9,81 = 0,025$ m.

Bunnrennen leges med et trekanttverrsnitt og bøyes av i 90° vinkel for løpet inn til renseanlegget. Grunnet avbøyningen vil vannoverflaten danne en helningsvinkel med horisontalplanet slik at trekantrennen må dimensjoneres med en overhøyde som er bestemt av vannhastigheten og krumningsradius. Overhøyden kan bestemmes av formelen

$$\Delta h = \frac{c^2}{2gr_y^2 \cdot r_i} (r_y^2 - r_i^2)$$

hvor C er en faktor som kan bestemmes av formelen

$$C = \frac{v_m (r_y - r_i)}{\ln\left(\frac{r_y}{r_i}\right)} \quad \text{og vi får da}$$

$$\Delta h = \frac{v_m^2 (r_y - r_i)^2 \cdot (r_y^2 - r_i^2)}{2 g r_y^2 \cdot r_i^2 \left(\ln \frac{r_y}{r_i}\right)^2}$$

I denne formelen er

r_y = vannflatens ytterradius

r_i = " indre radius

v_m = midlere vannhastighet i trekantterrsnittet.

Vannflatens bredde beregner vi ved hjelp av Manning-Strickler formelen

$$Q = K \cdot R^{2/3} \cdot F \cdot J^{1/2}$$

Med $K = 85$, $R = \frac{F}{P}$ og $J = 7,5 \text{ ‰}$ får vi

$$0,0033 = 85 \cdot \left(\frac{b}{\sqrt{52}}\right)^{2/3} \cdot \frac{b^2}{6} \sqrt{\frac{7,5}{1000}} \quad b = 0,178 \text{ m}$$

Med $Q = F \times v_m$ er $v_m = 0,623 \text{ m/sek.}$

Ved å velge $r_i = 60 \text{ cm}$ er

$$r_y = r_i + b = 60 + 17,8 = 77,8 \text{ cm og}$$

$$\Delta h = \frac{62,3^2 (77,8 - 60)^2 (77,8^2 - 60^2)}{1962 \cdot 77,8^2 \cdot 60^2 \left(\ln \frac{77,8}{60}\right)^2} \approx 1 \text{ cm}$$

Når rennens sideflater har et fall $1:1\frac{1}{2}$ blir den totale toppbredde
 $2 \cdot 1,5 + 17,8 \approx 21 \text{ cm.}$ (Se tegn. nr. 18300 og 18301).

B. Venturikanal:

Venturikanalen kan dimensjoneres etter formelen:

$$Q = f \cdot b_2 \cdot h^{3/2}$$

hvor f er en funksjon av forholdet $s = \frac{b_2}{b_1}$

Q = vannføring i m^3/sek .

b_1 = kanalbredde ovenfor innsnevring i m.

b_2 = " ved " "

h = vannhøyde ovenfor innsnevring.

Vi velger $b_1 = 0,16$ m og $b_2 = 0,08$ m hvilket gir $f = 1,82$ og beregner h for den maksimale vannføring $Q = 0,0033$ m^3/sek .

$$h^{3/2} = \frac{0,0033}{1,82 \cdot 0,08} \quad h = 0,08 \text{ m.}$$

Overgangslengden fra bredt til smalt tverrsnitt kan beregnes av formelen

$$L = 80 - 100 \cdot s = 80 - 100 \cdot 0,5 = 30 \text{ cm.}$$

mens utgangen fra innsnevringen er $2,5 \cdot L = 75$ cm.

Innsnevringens lengden settes lik 10 cm. (Se tegn.nr. 18300 og 18301).

C. Luftetank:

Vi forutsetter at den prosessmessige belastning ikke skal overstige 450 g $\text{BOF}_5/\text{m}^3 \cdot \text{d}$. og at kloakkvannet bør ha en midlere oppholdstid på ca. 24 timer.

Med 750 mennesker, 60 g $\text{BOF}_5/\text{ind.d.}$ og 125 l/ind.d. blir luftetankens volum

$$\frac{750 \text{ ind.} \cdot 60 \text{ g } \text{BOF}_5/\text{ind.d.}}{450 \text{ g } \text{BOF}_5/\text{m}^3 \cdot \text{d}} = 98 \text{ m}^3$$

og oppholdstiden

$$\frac{98 \text{ m}^3 \cdot 1000}{750 \text{ ind.} \cdot 125 \text{ l/ind.d.}} \approx 1 \text{ døgn}$$

Vi velger et tankvolum = 100 m^3 .

Kaller vi tankens bredde og dybde for henholdsvis B og D målt i meter kan et gunstig forhold mellom disse, for å oppnå tilfredsstillende hydrauliske betingelser i tanken, uttrykkes som

$$D = 0,375 \cdot B + 1,145 \quad (1)$$

Setter vi tankens lengde = 10 m vil

$$B \cdot D = 100/10 = 10 \text{ m}^2 \quad (2)$$

Løser vi så disse to likningene får vi

$$D = 2,6 \text{ m og } B = 3,85 \text{ m.}$$

For å unngå slamavsetninger i bunnen av tanken bør ikke vannhastigheten noe sted i luftningsvolumet være mindre enn ca. 50 cm/sek. Dette medfører en tilført luftmengde = $0,75 \text{ m}^3/\text{min}$. pr. m. tanklengde. Det totale luftbehovet blir da $10 \cdot 0,75 = 7,5 \text{ m}^3/\text{min}$.

Det er her regnet med perforerte rør med hulldiameter = 3 mm ved 1,6 m neddykning.

Ved å bruke perforerte rør \varnothing 50 mm vil det maksimale trykktapet være 12,5 cm. I tillegg til dette kommer trykktapet i innblåsningshullene som for 3 mm hulldiameter vil beløpe seg til 10 cm når hvert hull skal befordre 8 l/min. Hver 1m perforert rør må derfor ha ca. 90 hull.

Vifteaggregat må således levere $7,5 \text{ m}^3/\text{min}$ under et trykk av minst $1,6 + 0,125 + 0,1 = 1,825 \text{ m}$. (Se tegn. nr. 18300 og 18301).

D. Sedimenteringstank:

Den maksimale volumetriske timebelastningen er $3,3 \text{ l/sek.} = 11,7 \text{ m}^3/\text{time}$.

For et såvidt sterkt oksydert slam som man vil ha i dette anlegget kan man tillate seg å sette den maksimale oppstigningshastigheten til $3,5 \text{ m/time}$. Dette gir oss en nødvendig tankeoverflate

$$= \frac{11,7 \text{ m}^3/\text{time}}{3,5 \text{ m/time}} = 3,35 \text{ m}^2$$

Tanken støpes med spissbunn og den får overflatemålene $2 \cdot 1,75 \text{ m}$. (Se tegn. nr. 18300, 18301, 18302).

E. Mamutpumpe for tilbakeføring av slam:

Luften tilføres pumperøret 1,5 m under vannoverflaten, løftehøyden settes til 0,6 m og den maksimale pumpekapasiteten skal være $10 \text{ m}^3/\text{time}$ (altså $2\frac{1}{2}$ x midlere tørrvannsføring som tilføres anlegget). Den relative luftmengden $n = \frac{Q_1}{Q_v}$ kan tilnærmet beregnes av formelen

$$n = \frac{H}{C \log \frac{S+10,3}{10,3}}$$

hvor H = løftehøyde i m.

S = dyp for luftinnblåsning i m.

C = en faktor som varierer med ulike verdier av

$$\frac{S}{H} \left(\frac{S}{H} = \frac{1,5}{0,6} = 2,5 \text{ gir } C = 14,5 \right)$$

$$n = \frac{0,6}{14,5 \log \frac{11,8}{10,3}} = 0,7 \frac{\text{m}^3 \text{ luft}}{\text{m}^3 \text{ vann}}$$

Det maksimale luftbehovet er da $10 \cdot 0,7 = 7 \text{ m}^3/\text{time}$.

Vi beregner dimensjonen på stigerøret for en hastighet av veske-luftblandingen = 3 m/sek.

$$\text{Rørtverrsnittet } A = \frac{17 \text{ m}^3/\text{time}}{3600 \cdot 3 \text{ m/sek}} = 0,0016 \text{ m}^2$$

hvilket gir $D = 45 \text{ mm}$.

Vi velger 2" rør.

Trykkluftsrørets indre diameter bestemmes av likningen:

$$d = 2,7 \sqrt[5]{\frac{L \cdot Q^2}{\Delta m (S+10)}} \text{ mm}$$

hvor L = rørets lengde i m

Δm = trykktap i atm (0,01 atm)

$$d = 2,7 \sqrt[5]{\frac{5 \cdot 49}{0,01 \cdot 11,5}} = 12,5 \text{ mm}$$

Vi velger 3/4" ledning. (Se tegn. nr. 18302)

F. Lagringstank for slam.

Antar vi at slammengden som skal fjernes fra anlegget er 36 g tørrstoff pr døgn og individ, blir den totale mengden

$$\frac{750 \text{ ind.} \cdot 36 \text{ g/ind.d.}}{1000} = 27 \text{ kg tørrstoff/døgn.}$$

Med en slamindeks på 30 - 40 ml/g får vi

$$\frac{100 \text{ ml}}{35 \text{ ml/g}} = 3 \text{ g tørrstoff pr. 100 ml.}$$

altså et tørrstoffinnhold på ca. 3%. Dette vil da gi oss en daglig slammengde på $\frac{100}{3} \cdot 27 = 900$ liter.

Dette er volumet etter 1 - 1½ times sedimentering, mens vi må kunne regne med at det reduseres betydelig etter noen døgns lagring.

Beregner vi med 14 dagers lagring og at volumet reduseres til det halve i løpet av denne tiden, må lagringstankens volum være

$$(0,9/2) \cdot 14 \approx 6,5 \text{ m}^3.$$

Hvis vannet i luftetanken inneholder 4 g tørrstoff pr liter vil det pr døgn føres

$$\frac{36 \text{ g/ind. d} \cdot 750 \text{ ind.}}{4 \text{ g/l} \cdot 1000} = 6,75 \text{ m}^3$$

vann inn i lagringstanken for å gi den beregnede mengden med overskuddsslam.

$$\text{D.v.s.: } \frac{6,75 \text{ m}^3/\text{d}}{24 \cdot 10 \text{ m}^3/\text{time}} \cdot 100 = 2,8 \% \text{ av mamutpumpens kapasitet.}$$

(Se tegn. nr. 18300 og 18301).