
Oppdragsgiver: Constructa Entreprenør AS
Oppdrag: 528038 – Sjølivet Florvåg - Utvendig VA-anlegg
Del:
Dato: 2012-06-27
Skrevet av: Fabian Tapia
Kvalitetskontroll: Håvard Knotten

528034 – STORAVATNETS UTLØPSSTRUKTUR BEREGNING

INNHold

1	Innledning.....	1
2	Eksisterende situasjon	2
3	Tiltak	3
3.1	Grunnlag og forutsetninger.....	3
3.2	Vilkår	3
3.3	Arrangement	4
4	Beregninger.....	5
4.1	Dimensjonerende vannføring.....	6
4.2	Utløpssystem	8
5	Analyser av resultater og konsekvenser	8

1 INNLEDNING

Storavatn ligger nord-øst for byggetomt for Framo Sjølivet (FS). I forbindelse med utbygging av FS og oppgradering av fylkesvei 563 vil det bli noe utfylling i Storavatnet. I tillegg vil utbyggingen for FS ligge lavere enn vannstand i Storavatnet, og det er derfor viktig å ha god kontroll med flomvannstand i vannet slik at ikke vann lekker inn på FS område via veifyllinger. Vi har derfor sett på dagens situasjon og nedslagsfelt for å vurdere nødvendige tiltak som hindrer at dette kan skje. En oversvømmelse av FS vil ikke kunne skje, for terreng og vei mot dette området vil ligge høyere enn gangvei ved utløpet av Storavatnet.

Vi har beregnet vannmengder og dimensjon på ny terskel for å sikre at nedbørsfeltets avrenning mot Storavatn ikke medfører skader på FS' eiendom, fylkesvei 563 eller andre tilstøtende anlegg rundt vannet. Normalvannstand vil opprettholdes på dagens nivå, mens flomvannstand vil bli liggende lavere enn det som er tilfelle i dag.

2 EKSISTERENDE SITUASJON

Utløp fra vannet er i sørenden, og det er her en åpen kanal som munner ut i elv som går videre til sjøen like nedenfor. I tillegg til dette utløpet er det i demning i syd-vestre ende av vannet 2 stk. tappeluker som ikke lenger er i bruk og vil bli faset ut i forbindelse med utbyggingen for FS. Lukene er gamle og må sikres/forsegles permanent. I tillegg vil det bli støpt ny betongvegg på tørrside av eksisterende demning, og eventuelt lekkasjevann fra gamle luker vil bli stoppet av den nye vegg. Det er ingen tegn på at gammel demning har vært oversvømt.

Dagens kanal vil ikke ha tilstrekkelig kapasitet til at flomvannstand ikke stiger høyere enn ønskelig etter utbygging. Topografi rundt vannet er bratt fjell på østsiden, og på vestsiden av vannet er det veifylling for fylkesvei 563. En høy flomvannstand i dag gjør derfor ikke noen skade på omgivelsene, men dette vil være uheldig etter utbygging av FS og den nye gangveien som planlegges langs vestsiden av vannet. Den planlagte gangvei rundt vannet ligger lavere enn fylkesvei og atkomstvei til FS.

Normalvannstand ligger i dag på +8,75, og formål er å dimensjonere en ny terskel ut i fra at flomvannstand ikke skal overstige +9,50.



Eksisterende utløpskanal med bredde 1,4 meter

I nordenden av vannet er det et innløp med ledningsdimensjon Ø 1400 millimeter, som lenger oppe går over i en åpen kanal. Mesteparten av avrenningen til Storavatnet kommer gjennom dette systemet.



Åpen kanal oppstrøms Storavatnet .



Overvannsrør Ø = 1,4 m. oppstrøms Storavatnet.

3 TILTAK

3.1 Grunnlag og forutsetninger

Prosjektet til FS hører inn under næringsdrift område uten samfunnsskrittiske strukturer som er kategorisert som sikkerhetsklasse F2 i henhold til det aktuelle kravet beskrevet i styringsdokument¹ og fastsetter en dimensjonerende 200 års flom gjentaksintervall.

3.2 Vilkår

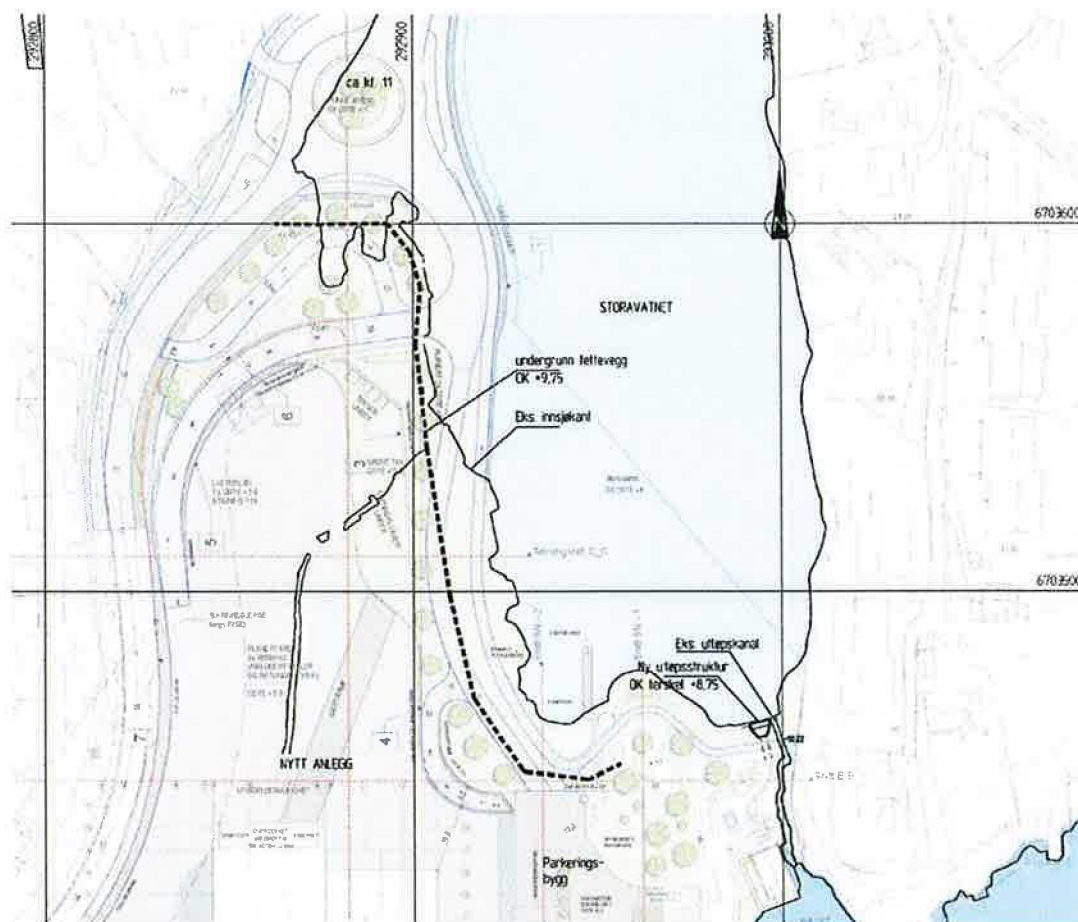
En tettevegg er planlagt langs vannets vestre side for å sikre mot lekkasjer ned mot det nye anlegget til FS. OK vegg er fastsatt til kt. +9,80.

Nåværende normalvannstand skal opprettholdes og beregnet flomvannstand skal aldri overstige +9,30, dette gir en sikkerhetsmargin på 0,50 m.

Fylkesveien og atkomstvei til FS ligger på ca. kt. +11,00

Terrang rundt vannet ligger over kote +10,22 med laveste område ved eksisterende utløpskanal. Dette vil bli opprettholdt, slik at dette fungerer som et kontrollert nødoverløp i tilfelle man skulle få en vannstandheving utover det prosjekterte, dersom utløp tilstoppes.

¹ NVE-Retningslinjer for planlegging og utbygging i fareområder ved vassdrag (rev. 2009)



Figur 1, Oversiktskart

3.3 Arrangement

Hensikten med å dimensjonere en ny terskel er at flomvannstand ikke skal overstige kote +9,30. I de følgende beregningene har vi dimensjonert for en maksimal vannstand ca. kote +9,30, mens tettevegg i fylling ligger på kote +9,80. Således ligger det inne en sikkerhetsmargin på 50 cm. før man kan risikere lekkasjer gjennom fylling ned mot FS.

Det er valgt å benytte en terskel i utløpsarrangementet, med sidevanger som går over i betongrør under gangvei. Utløpsarrangementet er vist i figur 2.

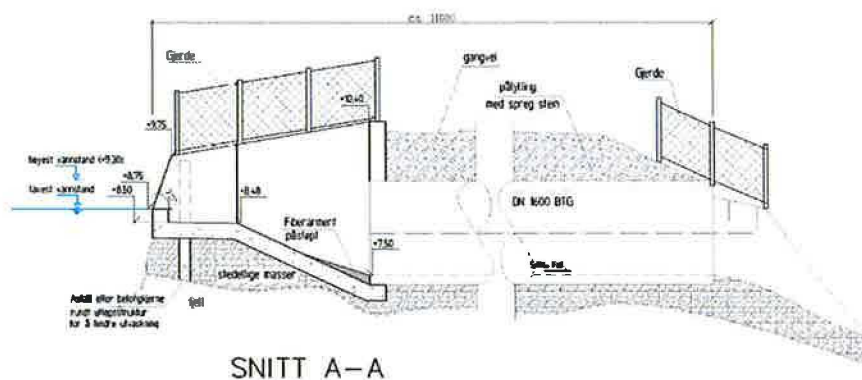
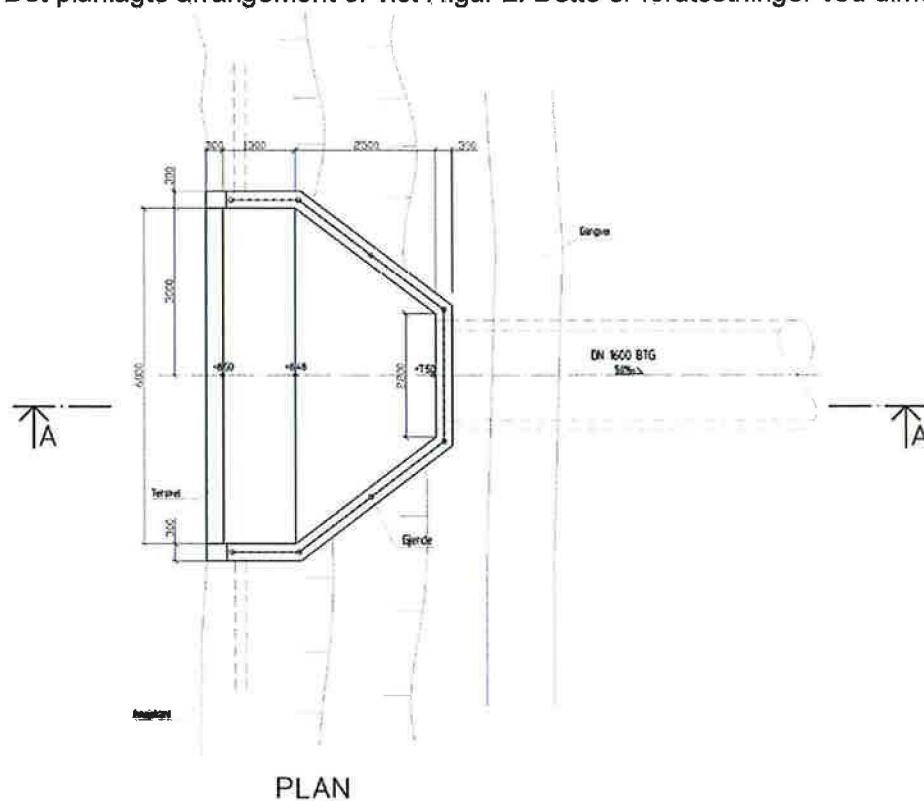
Utløpsarrangementet vil bli bygget i betong og det må tettes mot fjell for å unngå erosjon rundt utløpsarrangementet.

En overgang mellom terskelen og røret er nødvendig for å minske falltapet og sikre en god hydraulisk utforming.

Det nye utløpsarrangementet har mye større hydraulisk kapasitet for å unngå at flomvannstand stiger så høyt som den kan gjøre i dag.

Over utløpsarrangement vil det bli etablert en gangvei med sikringsgjærde på begge sider.

Det planlagte arrangement er vist i figur 2. Dette er forutsetninger ved dimensjonering



Figur 2, plan og snitt av utløpsarrangement

4 BEREGNINGER

Beregningene er utført i to deler:

- Beregning av vannføring (m³/s) ut i fra nedslagsfelt
- Beregning av utløpsystemet som omfatter terskel og kanal.

Beregning av utløpsarrangement (figur 2) tar utgangspunkt i en utløpsvannføring fra Storavatnet på ca. 4 m³/s.

Terskelen skal fungere med fritt utløp i alle situasjoner, og terskelens vannføringskurve skal styre avløpet fra Storavatnet (vannmengde og vannstand).

Terskel har de følgende data:

Terskel overkantnivå: +8,75

Terskelens effektive lengde: 6,0

4.1 Dimensjonerende vannføring

Det aktuelle nedbørsfeltet (117,3Ha) er kategorisert som lite, og derfor er det et betydelig usikkerhetsnivå i beregningene. Det er benyttet forskjellige beregningsmetoder for å kontrollere disse opp mot hverandre.

Det er ikke tilgjengelig avløpsdata for det vurderte nedbørsfeltet eller fra et annet felt med lignende hydrauliske forhold som kan brukes for å lage en flomfrekvensanalyse, derfor det er brukt en nedbørs- avløpsmodell kontrollert mot regionale formler og den rasjonelle metoden.

Følgende fellesdata foreligger:

Nedbørsfelt areal:

Nedbørsfelt arealer	
Område type	Areal m ²
Bebyggd	234996
SamferdselsOmråde	29077
VannflateGenerell	59871
Myr	10811
Gjøslet beite	27935
Barskog	163253
Blandingsskog	125529
Lauvskog	251686
Grunnendt mark	269777
SUM	1172935

Areal som har avrenning gjennom rør oppstrøms Storavatnet: A1=1086000m² (108,6 Ha)

Resten (8,7Ha) blir hentet lokalt på innsjøen kant (A2).

Storavanet:

Areal: 3,45 Ha

Lagerkurve [m³]: $V = 33000 + 3900 \cdot H^{0,7}$

Start vannstand: +8,75

Nedbør:

Gjentintervall: 200 år

IVF kurver: Sandsli målestasjon (Bergen)

Fordelingfaktor: 90%

Klimaendring faktor: 30% ekstra

Feltets grense og arealstatistikker er vist i vedlegg 1

4.1.1 Nedbør-avløpsmodell

EPA SWMM er brukt for å beregne flomvannføringen fra en nedbør-avløpsmodell. Resultatene er vist i vedlegg 2.

Et sammendrag av disse følger under:

NEDBØR SITUASJON	Nedbørintensitet P (l/s.Ha)	maksimal utløpsvannføring Q _{utløp} (l/s)	maks. vannstand H (m)	maks. avrenning fra A1 Q1 (l/s)	maks. avrenning fra A2 Q2 (l/s)
v=90min T=200år	69,72	2275	9,11	3693	595
v=120min T=200år	62,14	2715	9,16	3700	535
v=180min T=200år	52,64	3200	9,21	3750	452
v=360min T=200år	35,92	3245	9,22	3264	307

Fra dette framkommer at den dimensjonerende situasjon er 180 min nedbør med 200 år gjentaksintervall.

4.1.2 Regionale formler

Selv om denne metoden er brukt for avrenning av større felter (50-100km²), blir den her brukt som referanse for å kontrollere nedbørs-avløpsmodellens tilløpsresultater.

Storavatnet ligger i Askøy kommune og derfor tilsvarer en årsflomregion type K2.

Data for middelavrenning ble hentet fra NVEs informasjonssystem (REGINE).

Det er kun beregnet tilløpsvannføring til Storavatnet, fordi vannet har en stor dempingeffekt på tilløpsvannmengden, derfor er det ikke fornuftig å beregne utløpsvannføringsverdien gjennom denne metoden. Som konsekvens kan vi kun sammenligne resultatet med total avrennings verdi ($Q_{innløp}$) fra nedbørs-avløpsmodell.

Data og beregninger ligger i vedlegg 3. Resultatet er gjengitt under:

Total avrenning:

$Q_{innløp} = 4245 \text{ l/s}$ for en $T=200\text{år}$

4.1.3 Rasjonell metode

Denne metode passer ikke helt i det aktuelle tilfellet fordi avrenningsarealet er større enn det areal metoden er beregnet for (<50ha). Resultatet kan likevel brukes som referanse eller sammenligning med de andre metoder.

For å bruke denne metoden ble konsentrasjonstiden av feltet og den tilsvarende nedbørintensitet først bestemt.

Rasjonell metode tar ikke hensyn til dempingeffekt av innsjøen, så den beregnede verdien tilsvarer total tilløpsvannføring. Beregning er vist i vedlegg 4, og resultater er gjengitt under:

Total avrenning:

$Q_{innløp} = 4059 \text{ l/s}$ for et nedbørintensitet som tilsvarer til $v=160\text{min}$ og $T=200\text{år}$.

4.2 Utløpssystem

Utløpssystem omfatter terskel og kanal. Det er utført beregning for hver nedbør situasjon (nedbør-avløpsmodell) som er vist i vedlegg 5.

Beregningen brukes til å bestemme terskelen vannføringskoeffisienter. Verdiene ble brukt i EPA SWMM modellen for å finne vannprofilen.

5 ANALYSER AV RESULTATER OG KONSEKVENSER

Et sammendrag av resultatene følger under

Metode	Dimesjonerende situasjon	Nedbørintensitet P l/s.Ha (mm/t)	maks. vannstand H (m)	maksimal utløpsvannføring Q _{utløp} (l/s)	maks. avrenning Q _{innløp} (l/s)
Nedbør- avløpsmodell	v=360min T=200år	35,92 (12,93)	9,22	3245	3571*
Regional formel	1døgn nedbør T=200år	-	-	-	4245
Rasjonell metode	v=160min T=200år	57,33 (20,64)	-	-	4059

(*) verdien tilsvarer maksimal avrenning for en v=360min. Den største beregnede avrenning er 4288l/s som tilsvarer til en v=90min, se 3.1.1

Regional formelens resultat som tilsvarer et døgns nedbør har ikke den laveste verdi som forventet, det betyr at den antatte momentanfaktoren var litt for høyt.

Selv om den rasjonelle metodens resultat er mellom de verdiene som tilsvarer v=180min og v=360min av nedbør-avløpsmodellen, situasjon som avviker med antagelsene for rasjonell resultat (v=160min.), forskjellen er marginal, og derfor er resultatet vurdert som nyttig.

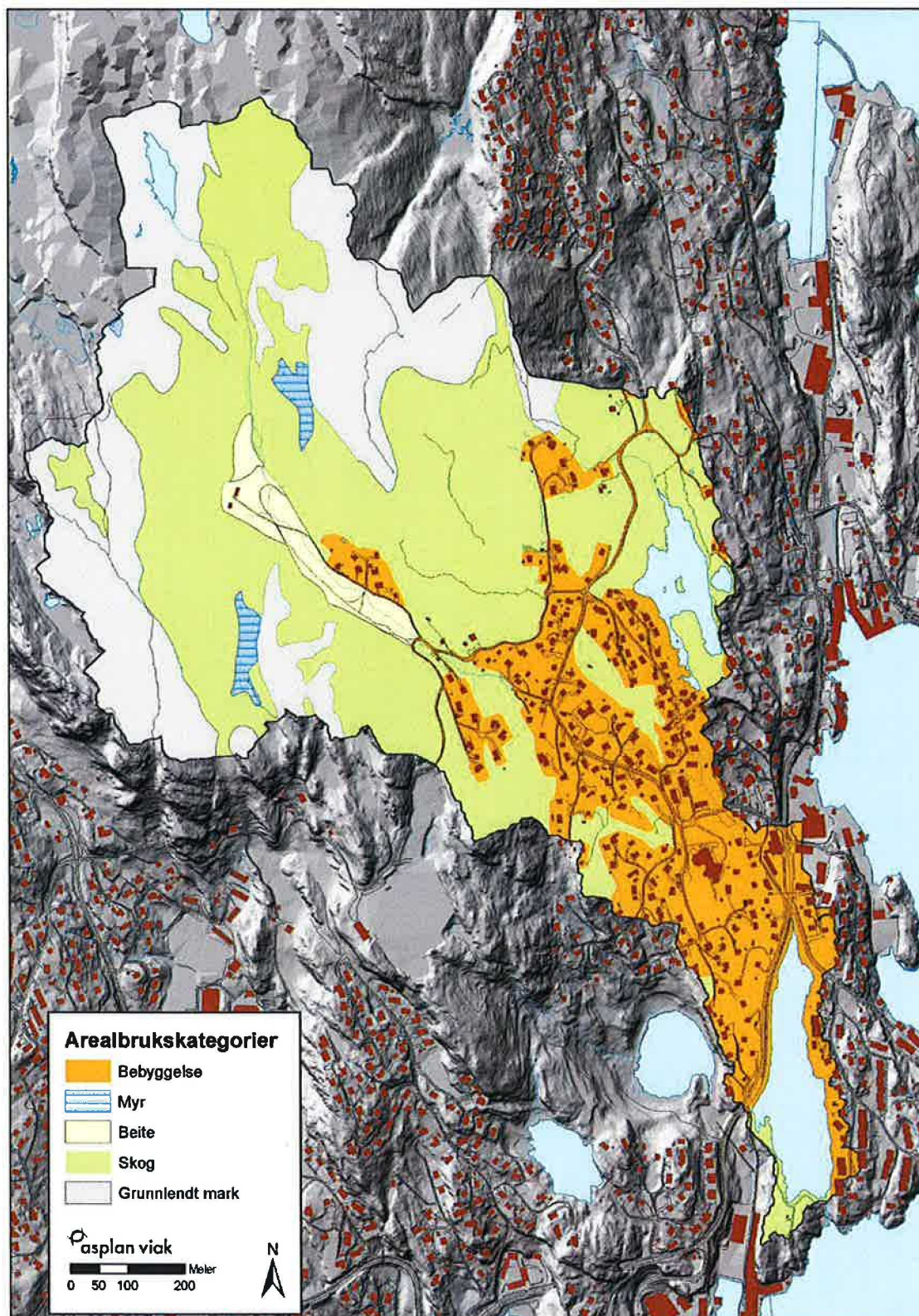
Resultatene er overensstemmende, så nedbørs-avløpsmodellen kan gjøres gyldig (maks. avrenning 4288 l/s for en v=360 min.).

Den høyeste vannstand (+9,22) ligger lavere enn den antatte grensen (+9,30) som betyr at terskelen kan optimeres. Beregningen av optimalisering sammen med det endelige forslag er vist i vedlegg 6. Terskelen skal være 5m lang og det tilsvarende beregnede maksimale vannstands nivået i vannet settes til kote +9,27.

VEDLEGG 1

Nedbørsfelt kart og statistikker

Nedbørsfelt areal



VEDLEGG 1

Nedbørsfelt kart og statistikker

Nedbørsfelt arealer

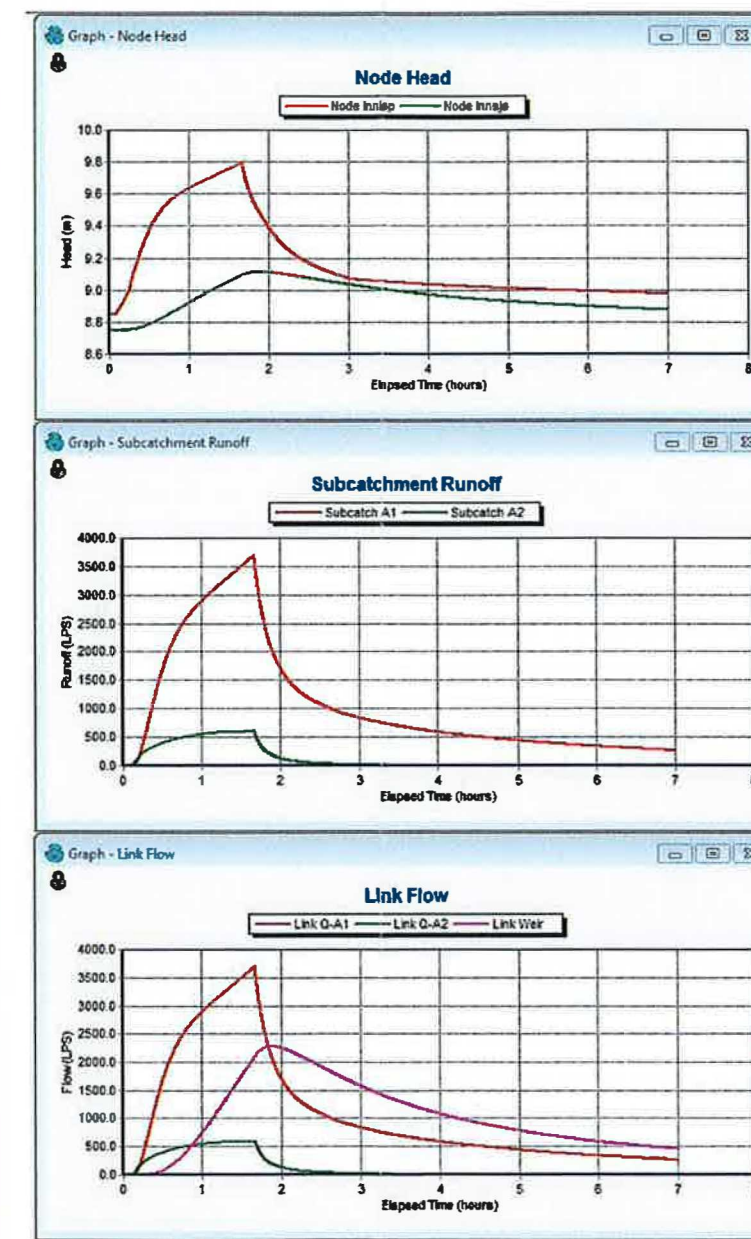
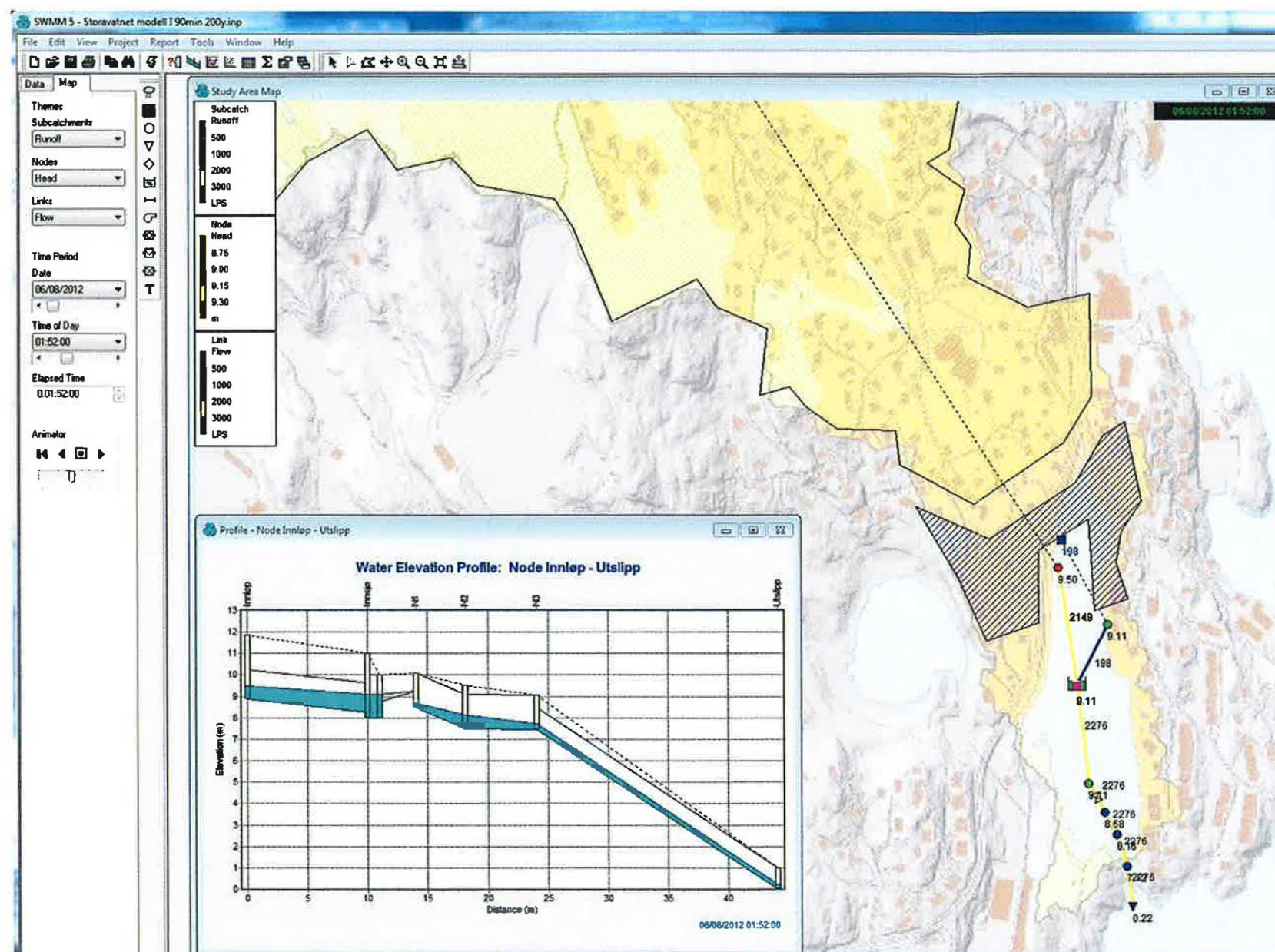
Område type	Areal m ²
Bebyggd	234996
SamferdselsOmråde	29077
VannflateGenerell	59871
Myr	10811
Gjødslet beite	27935
Barskog	163253
Blandingsskog	125529
Lauvskog	251686
Grunnlendt mark	269777
SUM	1172935

VURDERING FLOMVANNFØRING GJENNOM UTLØPSSTRUKTUREN I STORAVATNET

RESULTATER EPA SWMM MODELLERING

NEDBØRSSITUASJON: Varighet: 90min

Gjentaintervall: 200år



Resultater:

Qinnløp maks. 3693/s+595l/s

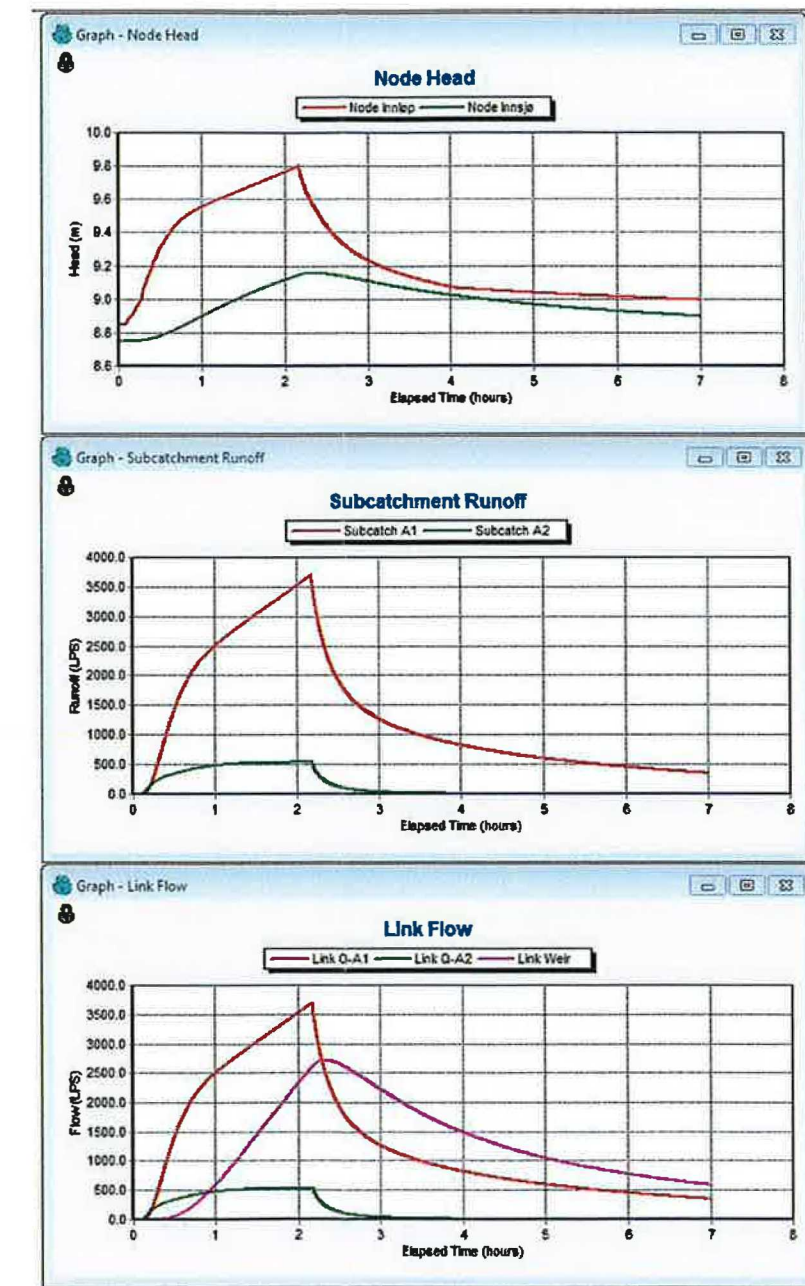
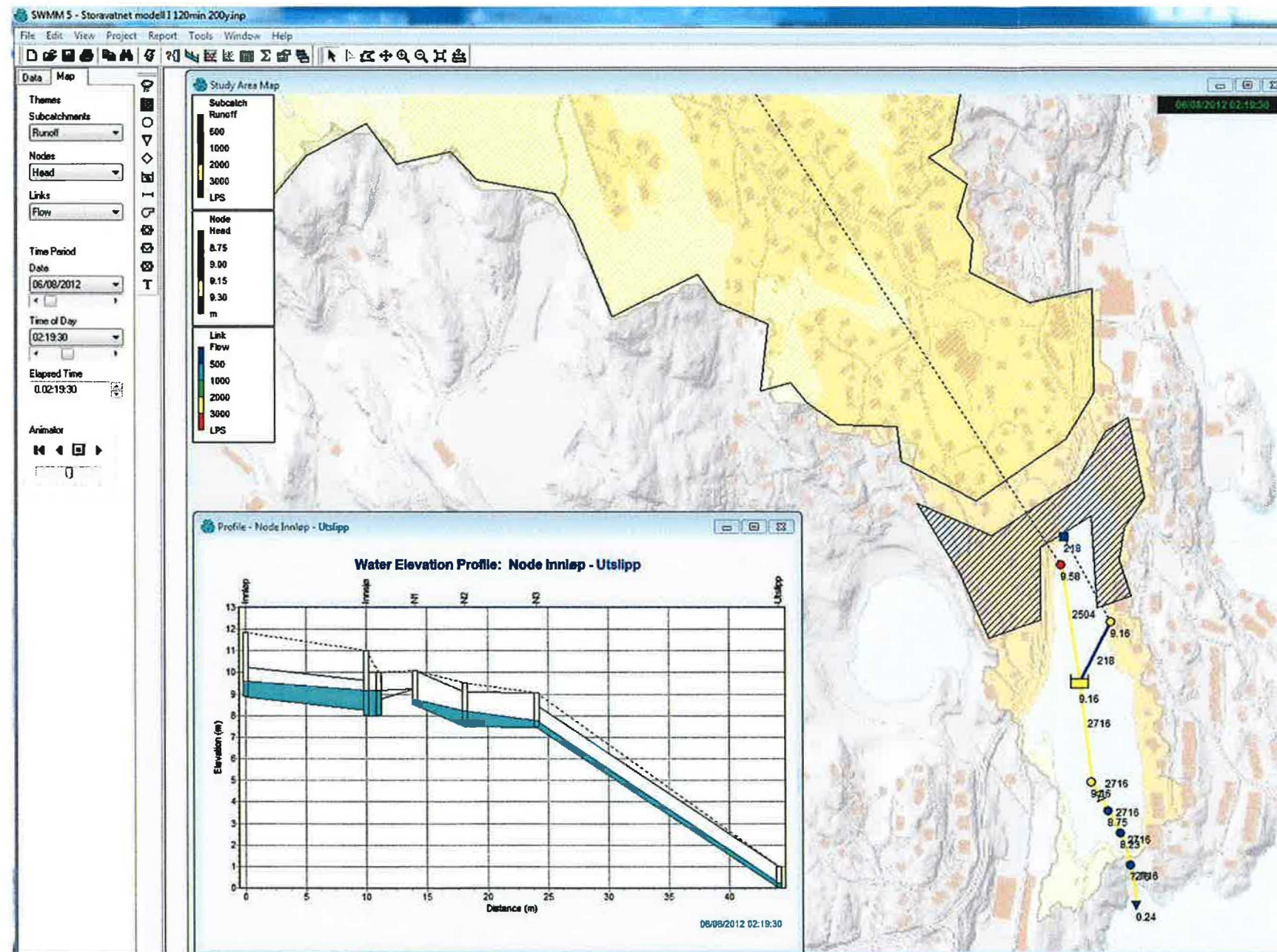
Qutløp max 2275 l/s

Høyeste vannstad på innsjø: +9,11moh

VURDERING FLOMVANNFØRING GJENNOM UTLØPSSTRUKTUREN I STORAVATNET

RESULTATER EPA SWMM MODELLERING

NEDBØRSSITUASJON: Varighet: 120min
Gjentaintervall: 200år



Resultater:

Qinnløp maks. 3700/s+535l/s

Qutløp max 2715 l/s

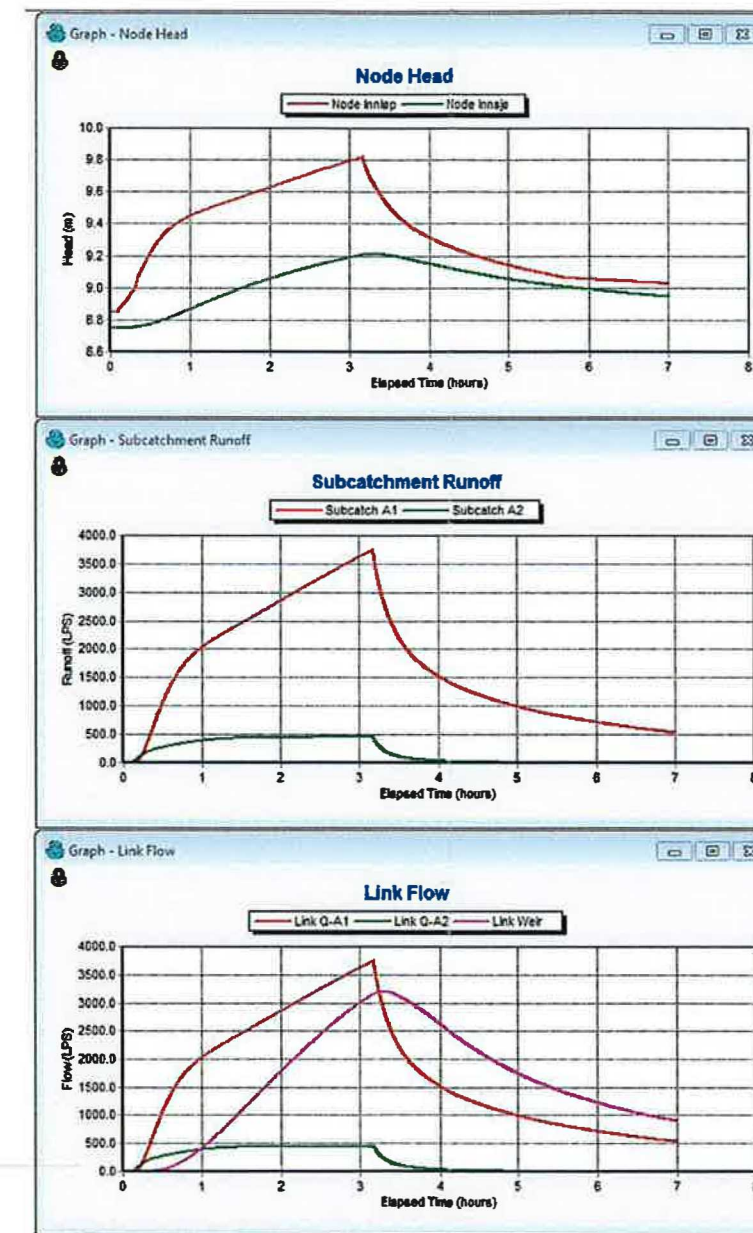
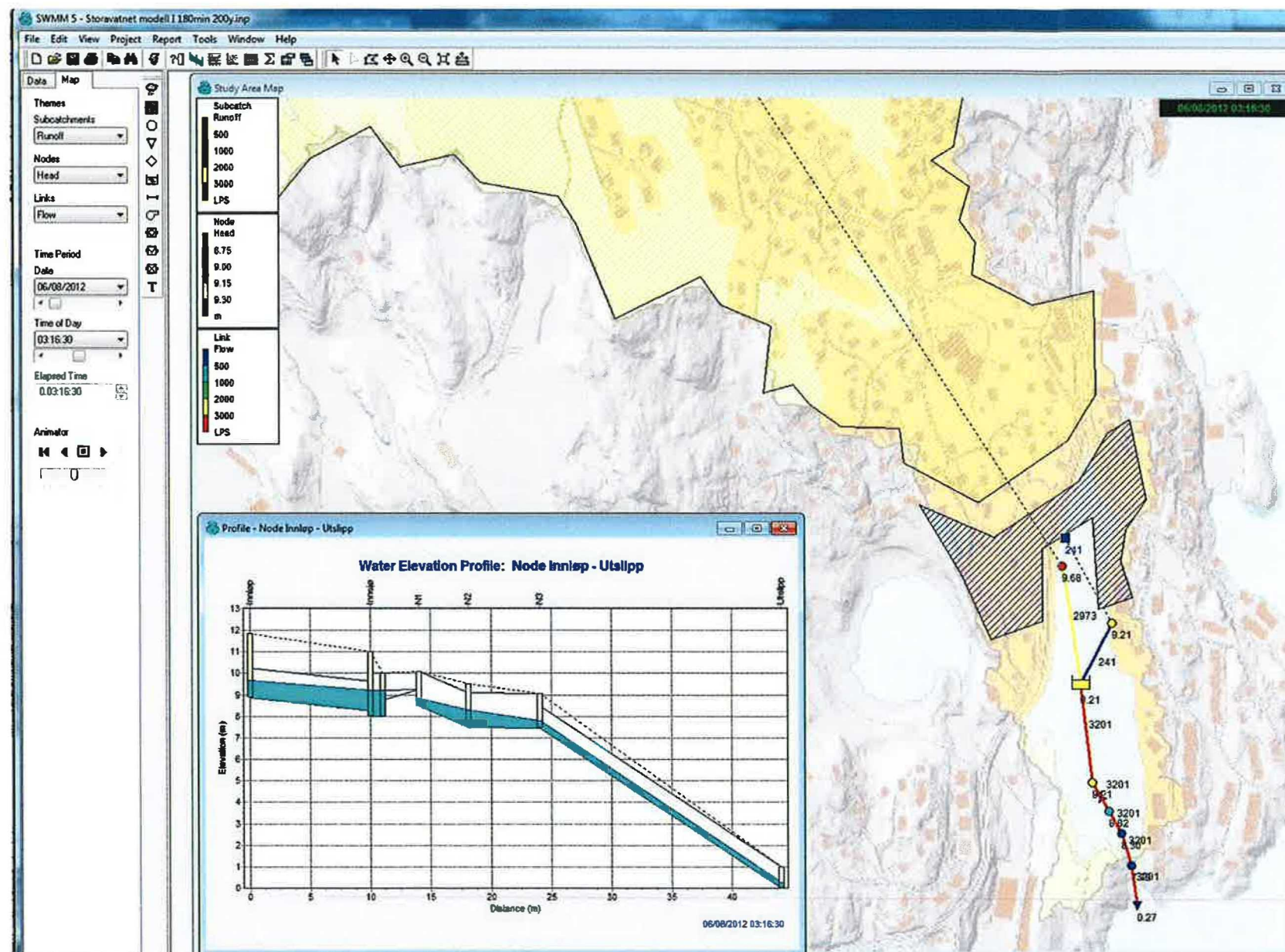
Høyeste vannstad på innsjø: +9,16moh

VURDERING FLOMVANNFØRING GJENNOM UTLØPSSTRUKTUREN I STORAVATNET

RESULTATER EPA SWMM MODELLERING

NEDBØRSSITUASJON: Varighet: 180min

Gjentaintervall: 200år



Resultater:

Qinnløp maks. 3750 l/s + 452 l/s

Qutløp max 3200 l/s

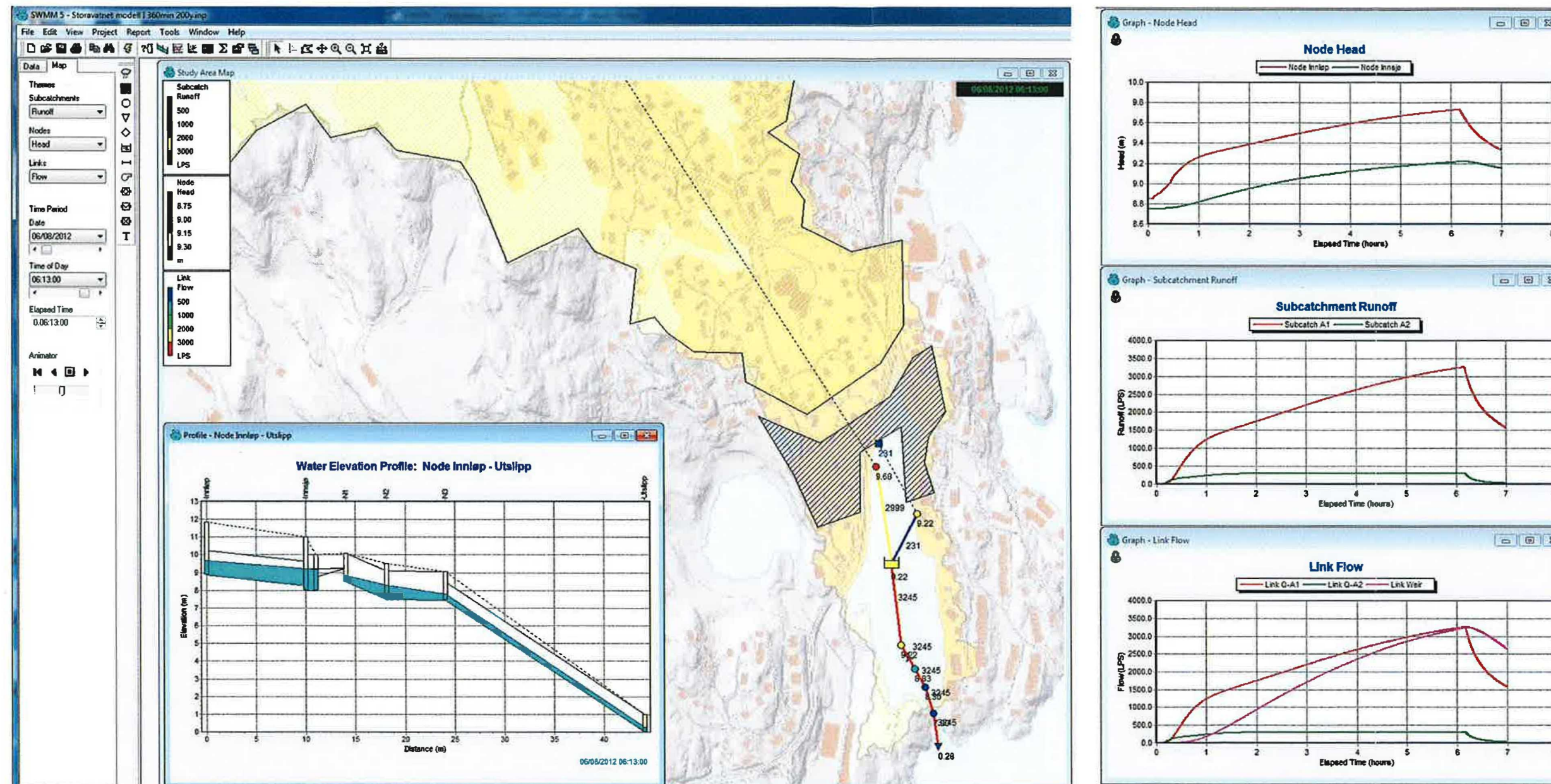
Høyeste vannstad på innsjø: +9,21 moh

VURDERING FLOMVANNFØRING GJENNOM UTLØPSSTRUKTUREN I STORAVATNET

RESULTATER EPA SWMM MODELLERING

NEDBØRSSITUASJON: Varighet: 360min

Gjentaintervall: 200år



Resultater:

Qinnløp maks. 3264 l/s+307 l/s

Qutløp max 3245 l/s

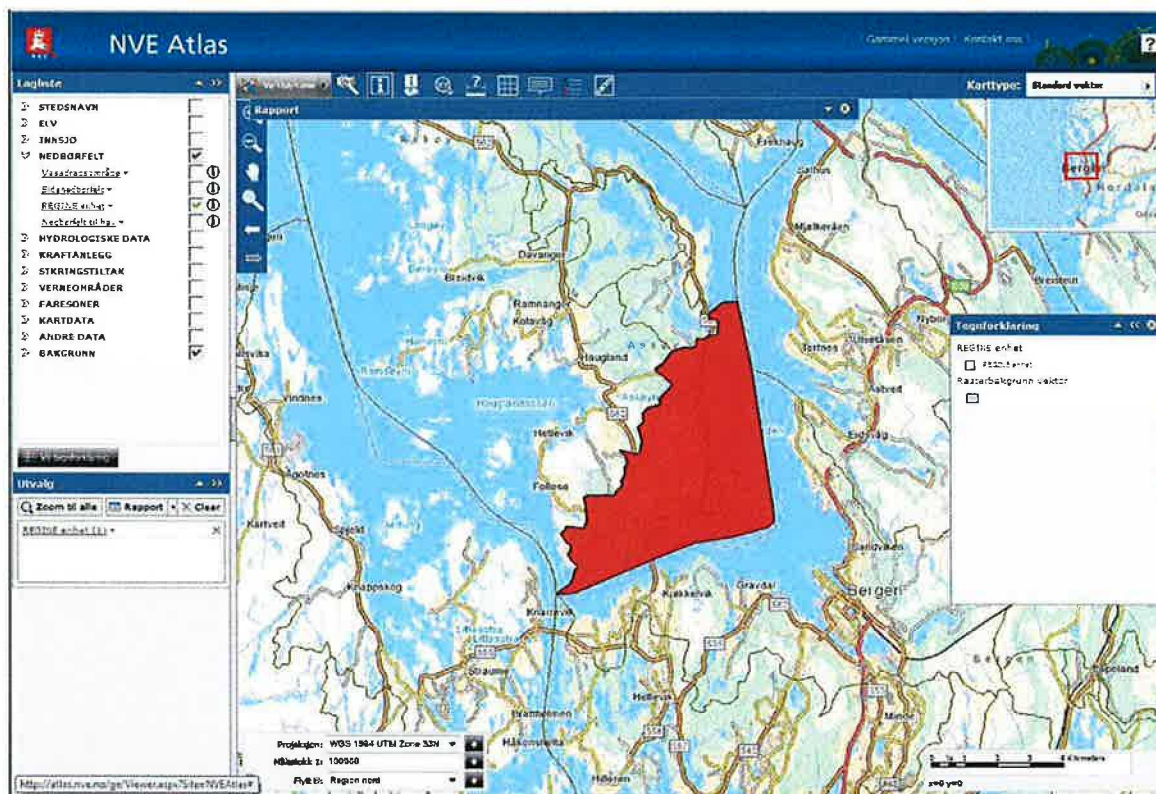
Høyeste vannstad på innsjø: +9,22 moh

VEDLEGG 3

Flomberegning – Regional formel metode

Nedbørsfelt data

Midlere spesifikt årsavløp



Rapport	
REGIØN enhet	
Zoom til geobjekt Legg til utvalg	
Geobjekt: 059.32	
Geobjektdetaljer	
VASSDRAGSNUMMER	059.32
LOKALNAVN	
VASSDRAGSNR NEDBØRSFELT	
NAVN	KYSTFELT
ELVEHIERARK	ASKØYA OG HOLSENØYA
AREAL ENHET	34,85 km ²
TILSIG ENHET	31,02 mill m ³ /år
AREAL TOTALT	0,00 km ²
TILSIG TOTALT	0,00 mill m ³ /år
AVRENNING 6190	66,19 l/s pr km ²
AVRENNING 3060	48,96 l/s pr km ²
STREKNING FRA	UTLØP AV ELV FRA HOPSVATNET I BYFJORDEN
STREKNING TIL	HJELTANESSET
SHAPE_Length	29062,2277057517

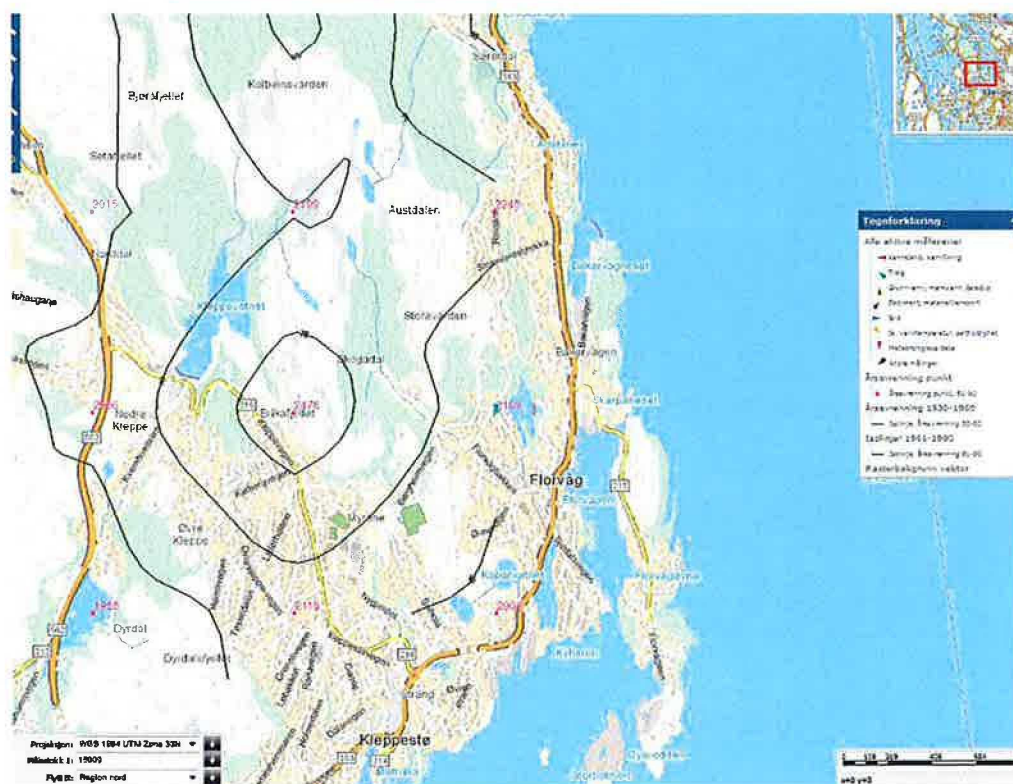
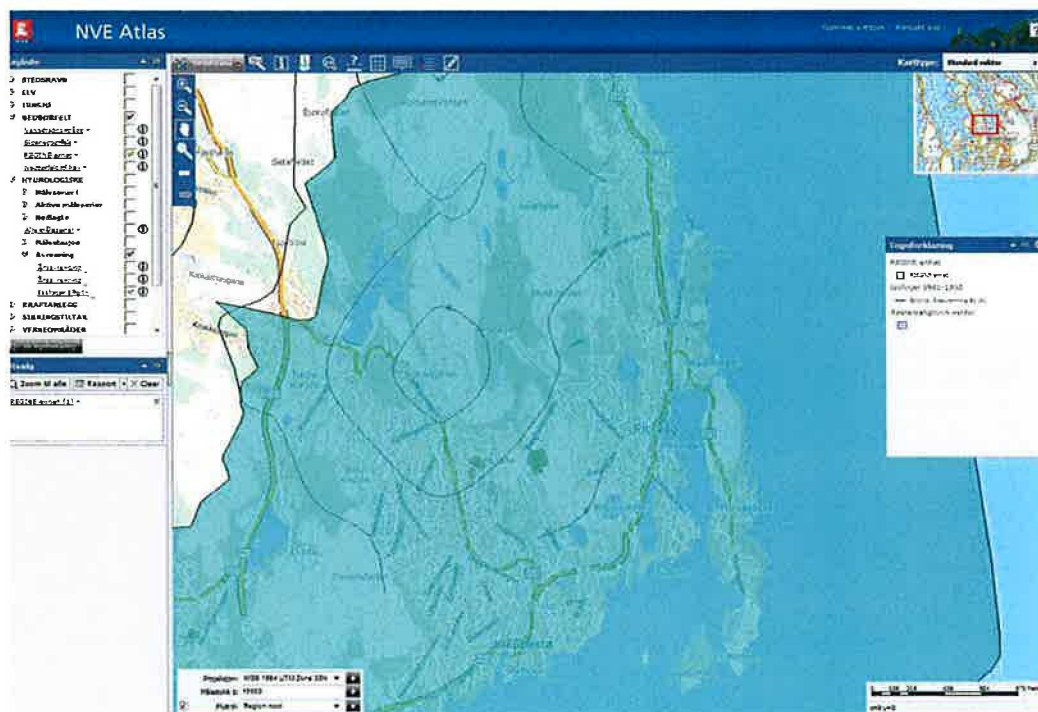
Flomberegning – Regional formel metode

528038 – Sjølivet Florvåg – utvendig VA-anlegg

VEDLEGG 3

Nedbørsfelt data

Midlere årsnedbør



Flom beregning - regionale flom formler

Oppdragsnr: 528038

20.06.2012 Fabian Tapia

Oppdragsnavn: Sjølivet Florvåg - Utvendig VA-anlegg

Beskrivelse: Vurdering av flomvanføring gjennom utløpskanalen av Storavatnet

Dimensjoneringsforutsetninger			Sammenfatning	
A	Nedbøsfelt areal:	1.173 km ²	T	gjentaintervall
q _N	Midlere spesifikt årsavlop:	70 l/s.km ²		
P _N	Midlere årsnedbør:	2120 mm		
A _{SE}	Effektiv sjøporsent:	0.46 %		
A _{SF}	Snau fjellporsent:	35.5 %		
L _F	Fellaksens lengde	2.08 Km		
S _T	Hovedelvas gradient	85.7 m/Km	Q _{innløp}	Beregnet tilløpsflom (momentanform)
H _L	Relieff-forhold	48.91 m/Km		
				200 år
				4244.7 l/s

Region K2/bre
 $\ln(q_M) = 1,1524 \times \ln(q_N) - 0,0463 \times A_{SE} + 1,57$
 $\ln(q_M) = 6.44$
 $q_M = 629.3 \text{ l/s.Km}^2$
 $Q_M = 738.2 \text{ l/s}$

Faktorer	Q ₅ /Q _M	Q ₁₀ /Q _M	Q ₂₅ /Q _M	Q ₅₀ /Q _M	Q ₁₀₀ /Q _M	Q ₂₀₀ /Q _M	Q ₅₀₀ /Q _M	Q ₁₀₀₀ /Q _M
Verdier	1.2	1.4	1.6	1.9	2.1	2.3	2.5	2.7

Døgnmiddelflom

T 200 år
 $Q_{200} = 1697.9 \text{ l/s.Km}^2$

Momentanflom

forhold $Q_{mom}/Q_{degn} = 2.5$ For vårfloreg.: 1.55 For høstfloreg.: 2.09
 $Q_{mom} = 4244.7 \text{ l/s.Km}^2$

Regionale flomfrekvenstabell fra NVE 1997: Regional flomfrekvensanalyse for norske vassdrag

		Q ₅ /Q _M	Q ₁₀ /Q _M	Q ₂₅ /Q _M	Q ₅₀ /Q _M	Q ₁₀₀ /Q _M	Q ₂₀₀ /Q _M	Q ₅₀₀ /Q _M	Q ₁₀₀₀ /Q _M
1	H1	1.3	1.6	1.80	2.20	2.50	2.80	3.20	3.50
2	H2	1.3	1.6	2.00	2.40	2.70	3.00	3.60	3.90
3	H3	1.3	1.7	2.00	2.60	3.00	3.40	4.20	4.70
4	K2/bre	1.2	1.4	1.80	1.90	2.10	2.30	2.50	2.70
5	K1	1.2	1.4	1.70	2.00	2.20	2.40	2.70	3.00
6	V1	1.2	1.4	1.60	1.90	2.10	2.30	2.50	2.70
7	V2	1.2	1.4	1.50	1.70	1.90	2.00	2.20	2.30
8	V3	1.2	1.4	1.80	1.80	2.00	2.20	2.40	2.50
9	V4	1.3	1.5	1.80	2.10	2.30	2.60	2.90	3.10

Data
 Middleverdier
 Resultater

VEDLEGG 4 RASJONELL FORMEL METODE

KONSENTASJONSTID

$$T_{tl} = \frac{K_u}{I^{0.4}} \cdot \frac{n \cdot L}{S^{1/2}} \cdot 0.6$$

T _{tl}	konsentrasjonstid (min)	138.29
n	Mannings ruhetkoeff	0.2
L	Lengde m	2030
I	nedbørsintensitet (mm/h)	20.639
S	fall på overflate (m/m)	0.0857
K _u	empirisk koeffisient 6.92	

Intensitet

I _{teor}	nedbørsintensitet målstasjon(mm/h)	17.64	(160min/200år)
	fordeling faktor	90 %	
	klima endring faktor	30 %	
I	design nedbørsintensitet (mm/h)	20.639	

Avrenning

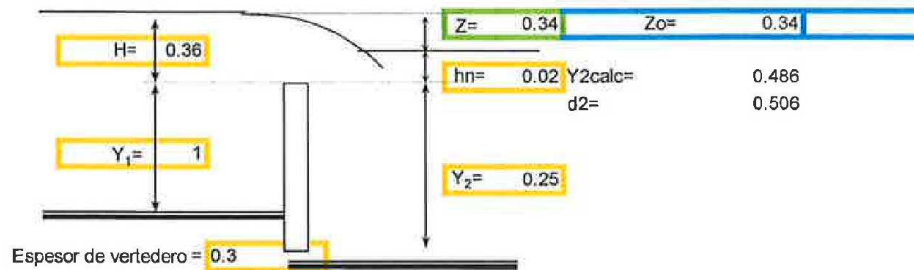
$$Q = C \cdot I \cdot A$$

C	avrenningskoeffesient			
	for overflate type 1	C ₁	0.8	Fjell
	for overflate type 2	C ₂	0.45	Skog
	for overflate type 3	C ₃	0.95	Veier
	for overflate type 3	C ₄	0.6	Bebygd
	for overflate type 3	C ₅	1	Vann
A	Areal (Ha)			
	med overflate type 1	A ₁	26.98	Fjell
	med overflate type 2	A ₂	57.38	Skog
	med overflate type 3	A ₃	2.91	Veier
	med overflate type 3	A ₃	23.5	Bebygd
	med overflate type 3	A ₃	6.53	Vann
		C _E	0.6036	
		A _T	117.3	
Q	Avrenning (l/s)		4038.9	

VEDLEGG 5

COEFICIENTES

Con contracción:
 Ancho del canal de aproximación (B)=
 Ancho del vertedero (b) =



Restrictions:	Francis si	Hegly si	SIAS no	Selected Methodes SIAS	no
u =	0.61615076	0.58654827	0.58987192	0.98987192	0.98987192
		Bazin	Villemonte	Bazin	1
Submergence correction:	S = Descarga libre Descarga libre			Bazin	1
Weir's thickness correction:	e/h = 0.83333333	$\epsilon_1 =$	0.922	0.922	0.922

Case 1 $Q = f(Y, H, h_n)$
 $Q =$

Case 2 $H = f(Q, Y, h_n)$
 $Q =$ m³/s
 $H =$ OK

Snitt 3 (rør inngang)

Q m³/s
 Bunnrør kt. moh
 Diameter (DN) m
 Fall (I₃) ‰
 Dybde (Y₃) m

Falltap i overgang (hf)

Vannhast. Rør (V3) m/s
 Vannhast. Inngang overg (V2) m/s (påregnelig)

hf m

Inngang bredde (B2) m
 Innganggunn kt. moh
 A2 m²
 Y2 m
 Kt2 (beregn fra V2) moh
 Kt2 (beregn fra hf) moh

0.169

Konklusjon:

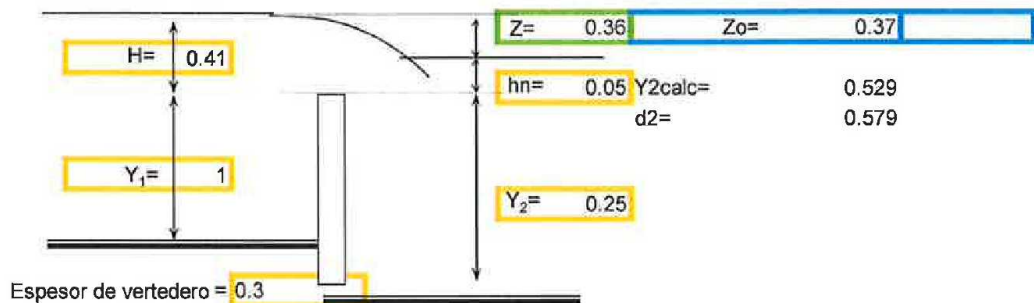
Vannet flømmer fritt på overgangen (DH > hf geometrisk høydeforskell er større enn falltapet)

Kt terskel moh
 Kt innsjø moh

VEDLEGG 5

COEFICIENTES

Con contracción:
 Ancho del canal de aproximación (B)=
 Ancho del vertedero (b) =



Restrictions:	Francis si	Hegly si	SIAS no	Selected Methodes no
u =	0.61521211	0.58544668	0.58873697	SIAS 0.58873697
Submergence correction:	S = Descarga libre	Descarga libre	Bazin	Cd = M . S = 1.73851944
Weir's tickness correction:	e/h = 0.73170732	e1 = 0.95283333		0.95283333

Case 1 $Q = f(Y, H, h_n)$

Q =

Case 2 $H = f(Q, Y, h_n)$

Q = m³/s
 H = OK

Snitt 3 (rør inngang)

Q m³/s
 Bunnrør kt. moh
 Diameter (DN) m
 Fall (I₃) ‰
 Dybde (Y₃) m

Falltap i overgang (hf)

Vannhast. Rør (V3) m/s
 Vannhast. Inngang overg (V2) m/s (påregnelig)

hf m

Inngang bredde (B2) m
 Innganggunn kt. moh
 A2 m²
 Y2 m
 Kt2 (beregnet fra V2) moh
 Kt2 (beregnet fra Hf) moh
 0.097

Konklusjon:

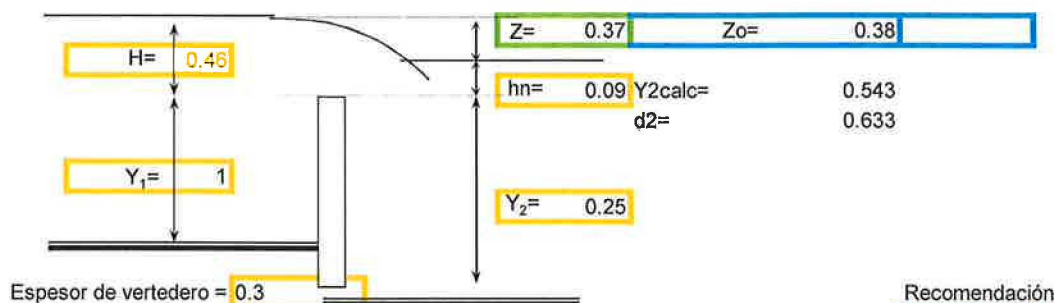
Vannet flømmer fritt på overgangen (DH>hf geometrisk høydeforskell er større enn falltapet)

Kt terskel moh
 Kt innsjø moh

VEDLEGG 5

COEFICIENTES

Con contracción:
 Ancho del canal de aproximación (B)=
 Ancho del vertedero (b) =



Restricciones: Francis si Hegly si SIAS no Selección no
 u = 0.61428062 0.58465129 0.58785171 SIAS 0.58785171
 Bazin Villemonte Cd = M . S = 1.7359053
 Sumergencia S = Descarga libre Descarga libre Bazin 1
 Pared gruesa e/h = 0.65217391 ε1 = 1 1

Caso 1 Q = f (calados)

Caudal calculado Q =

Caso 2 H = f (Q,calados)

Q = m3/s
 H = Correcto

Snitt 3 (rør inngang)

Q m3/s
 Bunnrør kt. moh
 Diameter (DN) m
 Fall (I3) ‰
 Dybde (Y3) m

Falltap i overgang (hf)

Vannhast. Rør (V3) m/s
 Vannhast. Inngang overg (V2) m/s (påregnelig)

hf m

Inngang bredde (B2) m
 Innganggunn kt moh
 A2 m2
 Y2 m
 Kt2 (beregn fra V2) moh
 Kt2 (beregn fra Hf) moh

0.024

Konklusjon:

Vannet flømmer fritt på overgangen (DH>hf geometrisk høydeforskell er større enn falltapet)

Kt terskel moh
 Kt innsjø moh

VEDLEGG 5

COEFICIENTES

Con contracción: si
 Ancho del canal de aproximación (B)= 24
 Ancho del vertedero (b) = 6

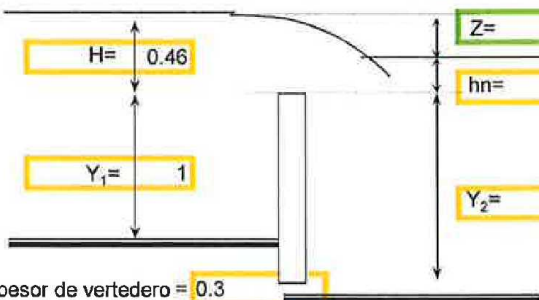


Diagram showing water levels and dimensions for a weir structure. Key values include $H=0.46$, $Y_1=1$, $Y_2=0.25$, $h_n=0.09$, $d_2=0.633$, $Z=0.37$, $Z_o=0.38$, and $\text{Espesor de vertedero}=0.3$.

Restricciones: Francis si, Hegly si, SIAS no

$u = 0.61430659$ 0.58465129 0.58785171

Selección: SIAS, Bazin

Sumergencia: S = Descarga libre, Descarga libre

Pared gruesa: $e/h = 0.65217391$ $\epsilon_1 = 1$

Recomendación: 0

$Cd = M \cdot S = 1.7359053$

Caso 1 $Q = f(\text{calados})$

Caudal calculado $Q = 3.24948119$

Caso 2 $H = f(Q, \text{calados})$

$Q = 3.25$ m³/s

$H = 0.46004896$ Correcto

Snitt 3 (rør inngang)

$Q = 3.25$ m³/s
 Bunnrør kt. 7.5 moh
 Diameter (DN) 1.6 m
 Fall (I_3) 5 ‰
 Dybde (Y_3) 0.8 m

Falltap i overgang (hf)

Vannhast. Rør (V3) 3.21 m/s
 Vannhast. Inngang overg (V2) 1.6 m/s (påregnelig)

hf 0.513 m

Inngang bredde (B2) 6 m
 Innganggunn kt. 8.5 moh
 $A_2 = 2.031$ m²
 $Y_2 = 0.339$ m
 Kt_2 (beregn fra V2) 8.83854167 moh
 Kt_2 (beregn fra Hf) 8.8131157 moh

0.025

Konklusjon:

Vannet flømmer fritt på overgangen ($DH > h_f$ geometrisk høydeforskell er større enn falltapet)

Kt terskel 8.75 moh
 Kt innsjø 9.21 moh

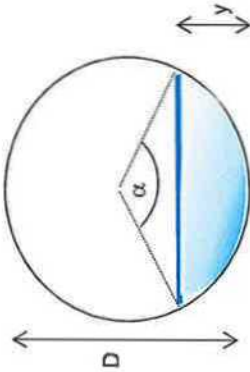
Flow through round section (Vanføring i rør)

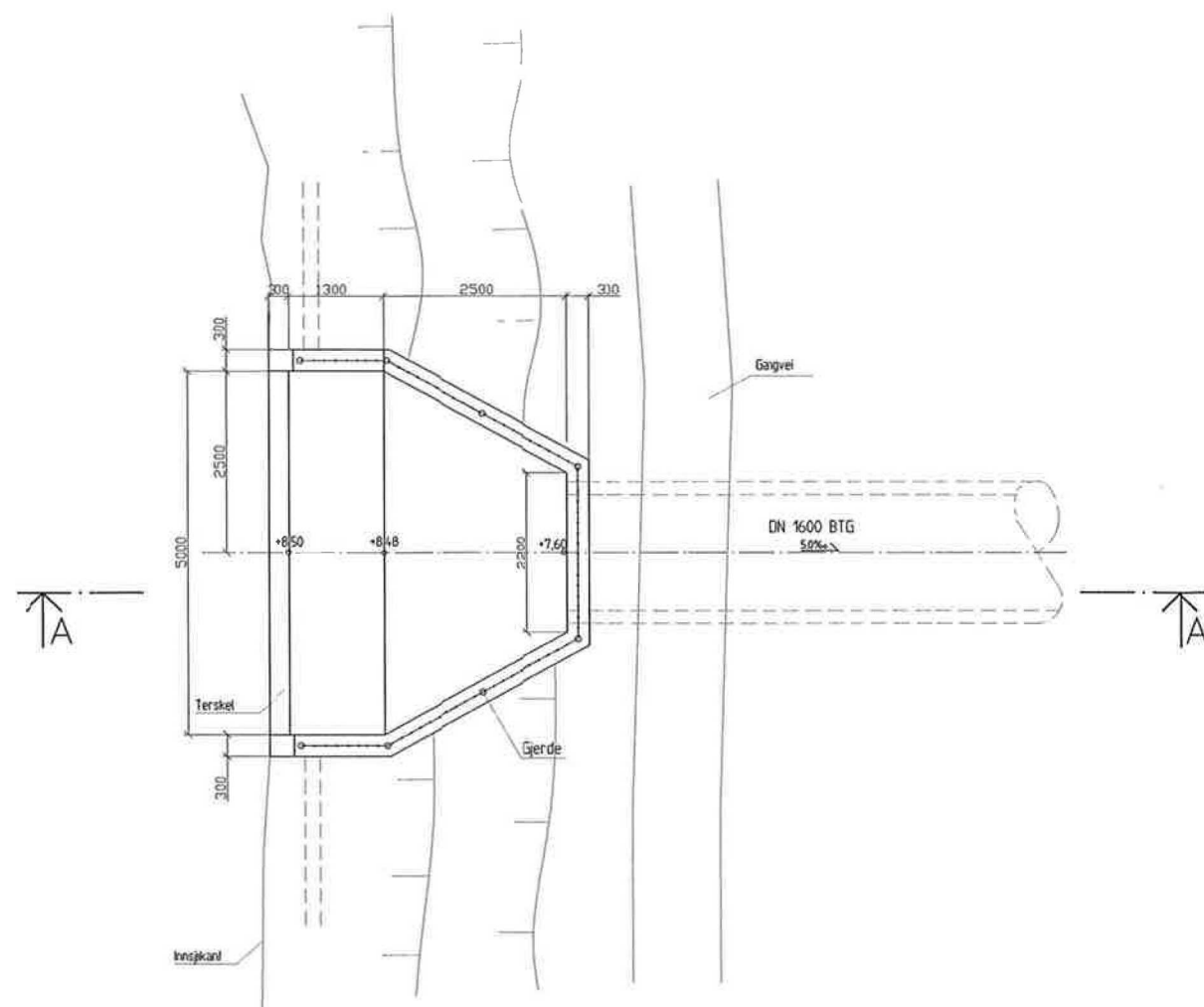
Q= m3/s
n = 0.012 mannings coeff.

D m	I slope	M.C.	α grad	A m ²	P m	y m	n (y/d)	γ -	Q _{LL} m ³ /s	Q m ³ /s	V m/s
1.6	0.0050	0.384	159.20	0.78	2.22	0.66	0.41	0.00	6.432	2.278	2.94
1.6	0.0050	0.461	169.30	0.89	2.36	0.73	0.45	0.00	6.432	2.722	3.07
1.6	0.0050	0.543	179.70	1.00	2.51	0.80	0.50	0.00	6.432	3.202	3.20
1.6	0.0050	0.551	180.70	1.01	2.52	0.80	0.50	0.00	6.432	3.249	3.21

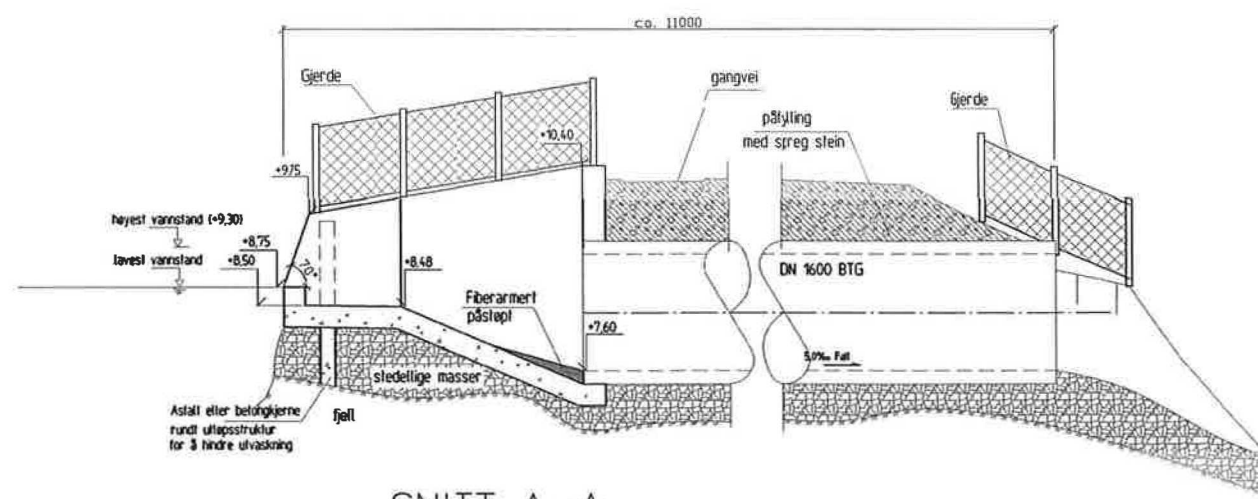
Merknad
Tilstand i utløp rør for P;T ₂₀₀ d ₉₀ *
Tilstand i utløp rør for P;T ₂₀₀ d ₁₂₀
Tilstand i utløp rør for P;T ₂₀₀ d ₁₆₀
Tilstand i utløp rør for P;T ₂₀₀ d ₃₆₀

(*) T: gjentintervall (years)
d: varighet (min.)





PLAN



SNITT A-A

Tegningsnummer: **BF - 001** Rev. 01-O

Rev.	Trakk.	Rev. dato	Kontrollert
01-O	Planlegging	26.05.12	TA

PLANLEGGING

Prosjekt: **SJØLIVET FLORVÅG**

Oppdragsnr.: **578038**

Utvendig VA-anlegg
Storvatnets utløpsstruktur
Formtegning

Oppdragsnr.: **578038** Type: **TA** Skala: **1:50/A1** Dato: **26.05.2012**

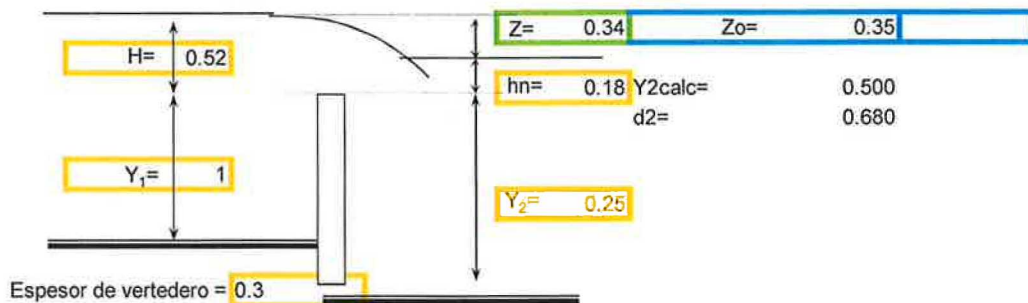
Tegn. nr.: **BF - 001** Rev.: **01-O**

VEDLEGG 6

OPTIMALISERING AV UTLØPSSTRUKTUR

COEFICIENTES

Con contracción: si
 Ancho del canal de aproximación (B)= 24
 Ancho del vertedero (b) = 5



Restrictions:	Francis si	Hegly si	SIAS no	Selected Methodes	no
$u =$	0.61074038	0.58137936	0.5863515	SIAS	0.5863515
Submergence correction:	S = Descarga libre		Bazin	Bazin	1
Weir's tickness correction:	$e/h =$	0.57692308	$\epsilon_1 =$	1	1

$C_d = M \cdot S = 1.73147523$

Case 1 $Q = f(Y, H, h_n)$

$Q =$ 3.24631981

Case 2 $H = f(Q, Y, h_n)$

$Q =$ 3.25 m³/s
 $H =$ 0.52039292 OK

Snitt 3 (rør inngang)

Q 3.25 m³/s
 Bunnrør kt. 7.6 moh
 Diameter (DN) 1.6 m
 Fall (l_3) 5 ‰
 Dybde (Y_3) 0.8 m

Falltap i overgang (hf)

Vannhast. Rør (V3) 3.21 m/s
 Vannhast. Inngang overg (V2) 1.5 m/s (påregnelig)

h_f 0.534 m

Inngang bredde (B2) 5 m
 Innganggunn kt 8.5 moh
 A_2 2.167 m²
 Y_2 0.433 m
 K_{t2} (beregnet fra V2) 8.93333333 moh
 K_{t2} (beregnet fra Hf) 8.93365596 moh
 0.000

Konklusjon:

Strømning på overgangen kontroller i røret

K_t terskel 8.75 moh
 K_t innsjø 9.27 moh