

Tekniske planer for Vann og Avløp

Laget av
Hobaib Raza (279037)
Mohammed Mostafa (271509)
Jasanth Santhakuma (259165)



Innholdsfortegnelse

1. Innledning	3
2. Forutsetninger for beregninger	4
2.1 Eksisterende forhold	4
2.2 Regulerings forhold	5
2.3 Antakelser	6
3. Beregninger	7
3.1 Overvann	7
Avrenningskoeffisienter	7
Videreført mengde	9
Dimensjonerende overvannsmengde basert på nedbørsdata	9
Volum inn	9
Volum ut	10
Beregning av fordrøyningsvolum	10
Regnbedsberegning	12
Dimensjonering av overvannsledning	13
Oppsummering av overvannsverdier	14
3.2 Vann	15
Dimensjonerende vannforbruk	15
Tilgjengelig trykk fra magasin til området	16
Tilgjengelig trykk fra området og innover	18
Dimensjonering av vannledning	21
Oppsummering av vannverdier	22
3.3 Spillvann	24
Dimensjonerende vannforbruk	24
Spillvannsmengde for selvrens	24
Dimensjonering av spillvannsledning	25
Oppsummering av spillvann	26
4. Oppsummering	27
4.1 Ledningsdimensjoner og stikkledninger.....	29
5. Konklusjon	30
5.1 Kjellerløsning	30
6. Referanseliste	31

1. Innledning

Prosjektarbeidet er gjennomført av Hobaib Raza, Mohammad Mostafa og Jasanth Santhakumar, og omhandler prosjektering av vann og avløpssystemet for eiendommene ved Vistnesveien 24 og 26 i Randaberg kommune. Reguleringsplanen for området er vedtatt, og dermed er neste steg i byggeprosessen å utarbeide tekniske planer for vann og avløpsinfrastrukturen.

Utbyggingsområdet BB1 er planlagt utviklet med to leilighetsbygg på tre etasjer, med totalt 16 boenheter. Område BB2 vil bestå av ett leilighetsbygg på tre etasjer, med totalt 10 boenheter. I område BK1 planlegges det oppført sju rekkehus på tre etasjer (se.T.4).

Formålet med prosjektet er å utvikle et funksjonelt vann og avløpssystem (VA system) som oppfyller kommunale krav og tekniske forutsetninger. Dette innebærer å vurdere vannforsyningen fra høydebassensenget på Varen, utføre beregninger for dimensjonering av ledningsnettet, og sikre en optimal løsning for avløpshåndtering. I tillegg skal relevante kartdata og digitale modeller tas i bruk for å tilrettelegge for nøyaktig prosjektering.



Figur F.1: Utheving av planområdet.

2. Forutsetninger for beregninger

2.1 Eksisterende forhold

Området innad planavgrensningen er i dag karakterisert av åpne jordbruksarealer og tydelig grøntstruktur, med noe eneboligbebyggelse. Bebyggelsen befinner seg hovedsakelig langs eksisterende veger i øst og sør, og omfattes i hovedsak av frittliggende eneboliger med tilhørende hageareal og garasjer. Den store delen av området fremstår som udyrket mark eller som restareal fra tidligere eller pågående jordbruksdrift.

Områdene i sør og vest består i hovedsak av drevne jordbruksfelt, mens nord og øst karakteriseres av etablert boligbebyggelse. Området har en klar overgang mellom landbruk og tettbebyggelse. Før-situasjonen er illustrert i figuren nedenfor (se F.2), og bygger på tolkning av flyfoto og tilgjengelig kartgrunnlag.



Figur F.2: Flyfoto av området før utbyggelse.

Reguleringsformål	Areal=A
Bolig	636,7m ²
Jordbruk	3516,7m ²
Veg	507m ²
Grønnstruktur	4051,31 m ²
Totalt	8711,71m²

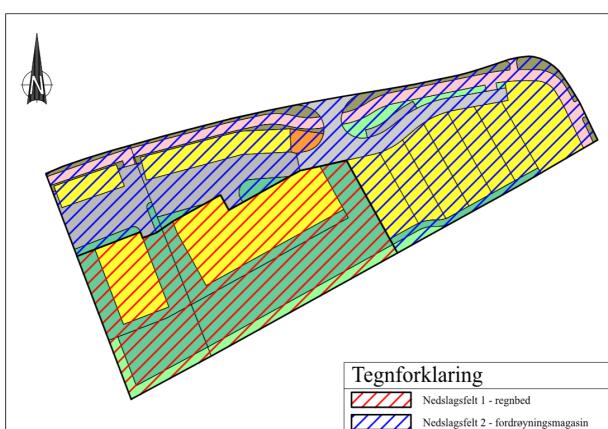
Tabell T.1: Total areal på området før utbyggelse.

2.2 Reguleringsforhold

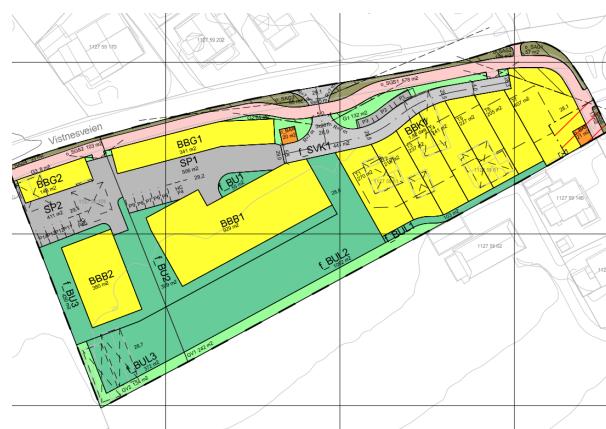
Det planlagte reguleringsituasjonen innebærer en betydelig økning i boligbebyggelsen og andelen harde flater, noe som reduserer naturlig infiltrasjon av overvann til grunnen. For å håndtere dette på en effektiv måte, er området inndelt i to soner med ulike overvannsløsninger: en rød sone og en blå sone. Dette samsvarer med kravene i oppgavebeskrivelsen, som krever en beskrivelse av hvordan overvann fanges og ledes til ulike fordrøyningstiltak.

I rød sone, som hovedsakelig omfatter arealer nær boligblokkene, etableres det regnbed som lokal infiltrasjonsløsning. Regnbedene skal fange opp overvannet, forsinke avrenningen og infiltrere vannet ned i grunnen. I blå sone, som dekker øvrige arealer med høyere andel harde flater som veier og parkering, ledes overvannet mot et dimensjonert fordrøyningsmagasin. Magasinet vil fungere som midlertidig oppbevaring av overvannet før kontrollert videreføring til kommunalt ledningsnett.

Ved å dele området i rød og blå sone oppnås en mer presis dimensjonering av overvannstiltakene, hvor infiltrasjonskapasitet og avrenningsforhold tilpasses lokale forhold. Dette sikrer både en optimal utnyttelse av arealet og en bærekraftig håndtering av overvann i tråd med tekniske og miljømessige krav



Figur F.3: Soneinndeling for overvannshåndtering. Regnbed for rød sone og fordrøyningsmagasin for blå sone.



Figur F.4: Reguleringsplan av området.

Areal for **rød sone**, etter situasjon:

Reguleringsformål	Areal
Grønnstruktur (vegetasjon)	376 m ²
Bolig	1309m ²
Uteoppholdsareal/Lekerplass	2183m ²
Totalt	3868 m²

Tabell T.2: Total areal rød sone ettersituasjon.

Areal for blå sone, etter situasjon:

Reguleringsformål	Areal
Bolig	1802m ²
Gang og sykkelvei	681 m ²
Grønnstruktur (vegetasjon)	196 m ²
Uteoppholdsareal/Lekeplass	158 m ²
Garasje	490 m ²
Veggrunn-/annen grøntareal	280 m ²
Kjøreveg, Parkering	1403 m ²
Totalt	5009 m²

Tabell T.3: Total areal blå sone ettersituasjon.

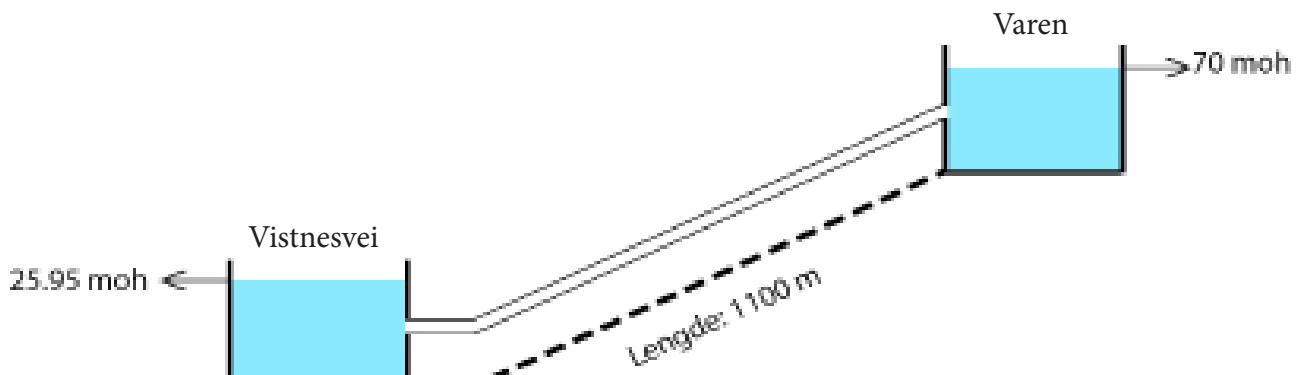
2.3 Antakelser

Høydebasseng som vannsystemet skal forsynes av er høydebasssenget på Varen, som ligger øst for området.

Oppgavebeskrivelsen angir at hele ledningsnettet fra høydebasssenget til området har samme dimensjon og materiale, av hensyn til forenkling. Det tildelte terrenget i denne oppgaven antas å tilsvare det planerte kartet etter fullført bygging. Videre er følgende informasjon om bygningene oppgitt:

Felt	Antall boenheter	Etasjer	Antall bygg	Kote topp golv 1.etg
BBB1	16	3	2	+31,1
BBB2	10	3	1	+31,1
BK1	7	3	7	+29,5

Tabell T.4: Oversikt over antallboenheter og på området.



Figur F.5: Forenklet diagram over vanntilføringen fra høydebasssenget til området.

3. Beregninger

3.1 Overvann

Felt	Antall mennesker pr type bolig	Antall boliger	Mennesker i blokk/rekkehus	Totalt
BBB1 (Leilighetsblokk)	2,62	16	41,92	42
BBB2 (Leilighetsblokk)	2,62	10	26,2	26
BK1	3,98	7	27.86	28
Totalt antall mennesker			95.98	96

Tabell T.5: Antall beboere i området.

Avrenningskoeffisienter Før situasjon

Areal= A	Koeffisient = φ
Bolig = 636,7m ²	0.7
Grønn. Lek = 4051,31 m ²	0.4
Jordbruk = 3516,7m ²	0.4
Veg = 507m ²	0.9
Totalt = 8711,71m² = 0.8711 ha	0.45

Tabell T.6: Avtrenningskoeffesient før situasjon

$$\varphi_{før} = \frac{636.7m^2 \cdot 0.7}{8711.71m^2} + \frac{4051.31m^2 \cdot 0.4}{8711.71m^2} + \frac{3516.7 \cdot 0.4}{8711.71m^2} + \frac{507m^2 \cdot 0.9}{8711.71m^2} = 0.451 = \underline{\underline{0.45}}$$

Verdiene for nedbørsintensitet (I) hentet fra VA normens retningslinjer for overvannshåndtering (VA-norm 2023).

$$Q_{før} = \varphi_{før} \cdot A \cdot I = 0.451 \cdot 0.8711 \cdot 140 = 55.00 \frac{l}{s}$$

Etter situasjon Rød sone

Areal= A	Koeffisient = φ
Grønnstruktur (vegetasjon) = 376 m ²	0.4
Bolig = 1309m ²	0.7
Uteoppholdsareal/Lekeplass= 2183m ²	0.4
Totalt= 3868 m² = 0.3868 ha	0.5

Tabell T.7: Avtrenningskoeffesient etter situasjon rød sone.

$$\varphi_{etter\ rød\ sone} = \frac{376m^2 \cdot 0.4}{3868m^2} + \frac{1309m^2 \cdot 0.7}{3868m^2} + \frac{2183m^2 \cdot 0.4}{3868m^2} = 0.501 = \underline{\underline{0.5}}$$

$$Q_{etter} = \varphi_{etter} \cdot A \cdot I \cdot k = 0.501 \cdot 0.3868 \cdot 208.7 \cdot 1.2 = 48.53 \frac{l}{s}$$

Verdiene for nedbørsintensitet (I) og klimafaktor (k) er hentet fra VA normens retningsslinjer for overvannshåndtering (VA-norm 2023).

Blå sone

Areal= A	Koeffisient = φ
Bolig = 1802m ²	0.7
Gang og sykkelvei = 681 m ²	0.75
Grønnstruktur (vegetasjon) = 196 m ²	0.4
Uteoppholdsareal/Lekeplass = 158 m ²	0.4
Garasje = 490 m ²	0.7
Veggrunn-/annen grøntareal = 280 m ²	0.4
Kjøreveg, Parkering = 1403 m ²	0.75
Totalt= 5009m² = 0.5009 ha	0.68

Tabell T.8: Avtrenningskoeffesient etter situasjon blå sone.

$$\varphi_{etter\ blå\ sone} = \frac{1802m^2 \cdot 0.7}{5009m^2} + \frac{681m^2 \cdot 0.75}{5009m^2} + \frac{196m^2 \cdot 0.4}{5009m^2} + \frac{158m^2 \cdot 0.4}{5009m^2} + \frac{490m^2 \cdot 0.7}{5009m^2} +$$

$$\frac{280m^2 \cdot 0.4}{5009m^2} + \frac{1403m^2 \cdot 0.75}{5009m^2} = 0.682 = \underline{\underline{0.68}}$$

$$Q_{etter} = \varphi_{etter} \cdot A \cdot I \cdot k = 0.682 \cdot 0.5009 \cdot 208.7 \cdot 1.2 = 85.55 \frac{l}{s}$$

Verdiene for nedbørsintensitet (I) og klimafaktor (k) er hentet fra VA normens retningslinjer for overvannshåndtering (VA-norm 2023).

Videreført mengde

$$I_{før} = 140 \frac{l}{s \cdot ha}$$

$$Q_{v\ total} = Q_{før} = A \cdot I_{før} \cdot \varphi_{før} = 0.8711 \text{ ha} \cdot 140 \frac{l}{s \cdot ha} \cdot 0.45 = 54.81 l / s$$

Verdiene for nedbørsintensitet (I) er hentet fra VA normens retningslinjer for overvannshåndtering (VA-norm 2023).

Dimensjonerende overvannsmengde basert på nedbørsdata.

$$L_i = 203.2 \frac{l}{s \cdot a}, K = \text{Klimafaktor} = 1.2$$

Verdiene for nedbørsintensitet (I) og klimafaktor (k) er hentet fra VA normens retningslinjer for overvannshåndtering (VA-norm 2023).

$$Q_{dim\ rød\ sone} = A \cdot l_i \cdot \varphi \cdot K = 0.3868ha \cdot 203,2 \frac{l}{s \cdot ha} \cdot 0,5 \cdot 1,2 = 47,2 \frac{l}{s}$$

$$Q_{dim\ blå\ sone} = A \cdot l_i \cdot \varphi \cdot K = 0.5009ha \cdot 203,2 \frac{l}{s \cdot ha} \cdot 0,68 \cdot 1,2 = 83,1 \frac{l}{s}$$

$$Q_{dim\ total} = A \cdot l_i \cdot \varphi \cdot K = 0.8877ha \cdot 203,2 \frac{l}{s \cdot ha} \cdot 0,6 \cdot 1,2 = 129.87 \frac{l}{s}$$

Volum inn

$$V_{inn.i} = Q_{dim.i} \cdot t_i$$

$$t_i = 10 \text{ min}$$

$$V_{inn\ rød\ sone} = 47.2 \frac{l}{s} \cdot 10 \text{ min} \cdot \frac{60s \text{ min}}{1000 \frac{l}{m^3}} = 28.32 m^3$$

$$V_{inn\ blå\ sone} = 83.1 \frac{l}{s} \cdot 10 \text{ min} \cdot \frac{60s \text{ min}}{1000 \frac{l}{m^3}} = 49.86 m^3$$

$$V_{inn\ total} = 129.87 \frac{l}{s} \cdot 10 \text{ min} \cdot \frac{60s \text{ min}}{1000 \frac{l}{m^3}} = 77.92 m^3$$

Volum ut

$$V_{ut,i} = Q_{v,i} \cdot \frac{(t_i + t_c)}{2}, t_c = 10 \text{ min}$$

$$Q_v = Q_{før} = A I_{før} \varphi_{før} = 0.87 \cdot 140 \cdot 0.45 = 54.81$$

Verdiene for nedbørsintensitet (I) er hentet fra VA normens retningslinjer for overvannshåndtering (VA-norm 2023). $A_{før}$ er arealet til område før situasjon og $\varphi_{før}$ er koeffisienten før situasjon, dette ble utregnet tidligere i oppgaven.

$$V_{ut \text{ total sone}} = 54.81 \frac{l}{s} \cdot \frac{(10 \text{ min} + 10 \text{ min})}{2} \cdot \frac{60 \text{ s/min}}{1000 \frac{l}{m^3}} = 49.32 m^3$$

Beregning av fordrøyningsvolum

$$\begin{aligned} V_i &= V_{inn,i} - V_{ut,i} \\ V_{total} &= 77.92 \text{ } m^3 - 49.46 \text{ } m^3 = 28.46 \text{ } m^3 \end{aligned}$$

Valg av verdier:

Ved beregning av fordrøyningsvolum er det valgt å benytte V_{total} i stedet for $V_{blå}$. Dette valget er gjort fordi en isolert beregning basert på kun den blå sonen ville medført store avvik i volumanslaget. I tillegg er det lagt vekt på at fordrøyningsmagasinet skal dimensjoneres for å håndtere overvann fra hele planområdet, slik at anlegget har tilstrekkelig kapasitet ved store nedbørsmengder.

Tabellen nedenfor (T.9) illustrerer beregning av fordrøyningsvolum for overvann ved varierende regnvarigheter og intensiteter. Målet er å finne hvor mye vann som må oppbevares midlertidig for å hindre overbelastning av avløpssystemet.

Beregningene er bygger på innkommende tilrenning (Q_v) og utløpskapasitet (Q_{dim}), som bestemmer netto fordrøyningsbehov (V_i) for ulik varighet. Maksimalt behov oppstår ved 120 minutters regn, med et volum på 56,42 m^3 , som dermed blir dimensjonerende for fordrøyningsanlegget.

Nedbør	Varighet (min)	Q_v	Q_dim	V_inn	V_ut	V_i
490,00	1	13,50	200.28	12.02	0.81	11.21
423,50	2	13,50	173.1	20.77	1.62	19.15
372,80	3	13,50	152.38	27.43	2.43	25.0
296,20	5	13,50	121.07	36.32	4.05	32.27
203,2	10	13,50	83.05	49.83	8.1	41.73
164,20	13	13,50	67.11	52.35	10.53	41.82
156,00	15	13,50	63.76	57.39	12.15	45.24
122,80	20	13,50	50.19	60.23	16.2	44.03
110,5	25	13.5	45.17	67.75	20.25	47.5
86,00	45	13,50	35.15	63.27	24.3	38.97
70,10	60	13,50	28.65	77.36	36.45	40.91
54,30	90	13,50	22.19	79.9	48.6	31.3
52,20	120	13,50	21.34	153.62	97.2	56.42
39,30	180	13,50	16.06	173.48	145.8	27.68
20,4	360	13,50	8.34	180.1	291.6	-111.5

Tabell T.9: Oppsummering av beregninger av vannmenger.

$$V_{max} = 56,42 \text{ m}^3$$

Nedbørsmengden er størst ved 120 min.

Betongrør med en indre diameter på 2 meter blir valgt som rør for magasinet. Hvert rør kommer i bruddstykker på 2.25

$$L = \frac{V_{max}}{A} = \frac{56.42}{\frac{\pi}{4} \cdot 2^2} = 17.96 \text{ m} \approx 19.96 \text{ m}$$

Dette betyr at det trengs 9 betongrør. Det er også en mulighet å redusere antall rør med en større diameter, men utover i denne prosjektoppgaven blir det brukt en diameter på 2000 mm.

Regnbedsberegning

$$A_{RB.rød\ sone} = \frac{A \cdot \varphi_{tter.rød\ sone} \cdot I_i \cdot K}{h_{maks} + K_h \cdot t_i}$$

$$37,6\ mm, 120\ min = \frac{5009\ m^2 \cdot 0.68 \cdot 0.0376 \cdot 1.2}{0.2 + 0.1 \cdot 2} = 385.505\ m^2 \Rightarrow 384,21\ m^2$$

(Avvik skyldes avrundig på mellomregninger. Korrigert verdi er 384,21 m² som tidligere regnet ut).

Rengnbedet er beregnet til 384.21 m²

Vi har antatt at regnbedet skal kunne ta imot og infiltrere alt overvannet ned i grunnen. Det betyr at vi ikke trenger å koble det til andre rør eller renseanlegg.

Tabellen nedenfor (T.10) viser beregning av nødvendig regnbedareal for ulike nedbørhendelser, med varierende varighet og intensitet. Formålet er å dimensjonere et regnbed som håndterer overvann lokalt.

Arealbehovet er beregnet ut fra nedbørsmengde, varighet, avrenning areal, infiltrasjonsevne og lagringsdybde. Maksimalt behov oppstår ved 37.6 mm nedbør over 120 minutter, med et areal på 384.21 m², som utgjør den dimensjonerende situasjonen.

Nedbør (mm)	Varighet (min)	Regnbed areal (m ²)
2.9	1	58.78
5.1	2	102.52
6.7	3	133.59
8.9	5	174.61
12.2	10	230.15
14.8	15	268.86
18.7	20	327.57
22.1	30	361.32
23.2	45	344.82
25.2	60	343.34
29.3	90	342.17
37.6	120	384.21
42.4	180	346.61
44.1	360	225.31

Tabell T.10: Beregnet regnbedareal (m²) nødvendig for å infiltrere totalnedbør (mm).

Bestemmelse av rørdimensjoner og materialtype

Vi bruker colebrook-whites formel:

$$Q_{max} = -6.95 \log \left(\frac{0.74}{D_i \cdot \sqrt{D_i \cdot I \cdot 10^6}} + \frac{k}{3.71 \cdot D_i} \right) D_i \cdot \sqrt{D_i \cdot I}$$

I-verdien er hentet fra Novapoint-filen og brukt i dimensjoneringen av overvannsledningen.

$$I = 0.01$$

Det forutsettes at den valgte ruhetskoeffisienten (som vanligvis varierer mellom 0,3 og 1,0 for betongrør) er representativ for forholdene i anlegget.

Med betong rør blir k-verdien = 0.001

Rørdimensjon Ø300

$$Q_{maks} = -6.95 \cdot \log \left(\frac{0.74}{0.3 \cdot \sqrt{(0.3 \cdot 0.01 \cdot 10^6)}} + \frac{0.001}{3.71 \cdot 0.3} \right) \cdot 0.3^2 \sqrt{(0.3 \cdot 0.01)} = 103.64 \frac{l}{s}$$

Rørdimensjon Ø400

$$Q_{maks} = -6.95 \cdot \log \left(\frac{0.74}{0.4 \cdot \sqrt{0.4 \cdot 0.01} \cdot 10^6} + \frac{0.001}{3.71 \cdot 0.4} \right) 0.4^2 \cdot \sqrt{0.4 \cdot 0.01} = 221 \frac{l}{s}$$

$$Q_{maks} > Q_{dim.totalt} = 221 \frac{l}{s} > 129.87 \frac{l}{s}$$

Valg av rørdimensjon:

Ettersom betongrør med Ø350 ikke er tilgjengelig på markedet, er det nødvendig å bruke nærmeste standardstørrelse, som er Ø400. Denne avrundingen gir en god sikkerhetsmargin. Med dette utgangspunktet betraktes røret å ha tilstrekkelig kapasitet, uten risiko for underdimensjonering. Rør typen på OV blir Ø400 Betong.

Valg av betongrør for overvann:

Betongrør er valgt for overvannsledninger fordi de har høy styrke og stabilitet, og tåler store ytre belastninger fra jordtrykk og trafikk. De er svært bestandige mot kjemisk påvirkning og har lang levetid, noe som gjør dem godt egnet for overvannssystemer som håndterer varierende vannmengder og belastninger. Betongrør er også tunge, noe som reduserer risikoen for oppdrift ved høye grunnvannsforhold. I tillegg er betong et naturlig materiale med lav miljøpåvirkning sammenlignet med enkelte plastmaterialer.

Oppsummering av overvannverdier

$\varphi_{før}$	0.45
$\varphi_{etter.rød sone}$	0.50
$\varphi_{etter.blå sone}$	0.68
$Q_{v.total}$	87 l/s
$Q_{dim,rød sone, etter}$	47.2 l/s
$Q_{dim,blå sone, etter}$	83.1 l/s
$A_{regnbed}$	384.21 m ²
$D_{overvann}$	400 mm

Tabell T.11: Oppsummering av overvannsverdier.

3.2 Vann

Dimensjonerende vannforbruk

$$Q_{dim.VL} = Q_{max.h.VL} = \frac{P \cdot Q_h \cdot f_{max} \cdot k_{max}}{24 \cdot 60 \cdot 60} + Q_{brann} + Q_{lekk+sikkerhet}$$

$$P = Personenheter = 96$$

$$Q_h = Forbruk\ husholdning, 200$$

$$f_{max} = Maksimal\ døgnfaktor = 2$$

$$k_{max} = Maksimal\ timefaktor = 2.5$$

$$Q_{brann} = Brannvannsmengde = 50$$

$$Q_{lekk+sikkerhet} = settes\ ofte\ til\ 32 - 35\% \ av\ Q_{dim.VL}$$

For beregning av dimensjonerende vannforbruk er det tatt utgangspunkt i antall beboere i område (se. T.5), og anbefalt normtall for vannforbruk er hentet fra vannverksregisteret (folkehelseinstituttet, rapport fra vannverksregistret, 2014). Både maksimal døgnfaktor og timefaktor er hentet fra VA/Miljø blad (Va/miljø-blad, 2021). I henhold til teknisk forskrift til PBL er veiledende brannvannsmengde på 20 l/s for småhusbebyggelse og 50 l/s for øvrig bebyggelse. I vårt område har vi valgt å bruke 50 l/s på ettersom at vi har variert bebyggelse i område (Ødegaard, 2014, s. 158).

Læreboken viser til at gjennomsnitt lekkasjeprosent i vannledningsnettet er 32% (Ødegaard, 2014, s. 155). I tillegg har vi valgt å inkludere et sikkerhetstillegg for å ta høyde for fremtidige usikkerheter og variasjoner i forbruk. På bakgrunn av dette har vi lagt til et samlet tillegg for lekkasje og sikkerhet på 32-35% av dimensjonerende vannmengde (Qdim). I videre beregninger har vi valgt å bruke 35%.

$$Q_{dim.VL} = Q_{max.VL} = \frac{96 \cdot 200 \cdot 2 \cdot 2.5}{86400} + \left(\frac{96 \cdot 200 \cdot 2 \cdot 2.5}{86400} + 50 \right) \cdot 0.35 = 19.00 \frac{l}{s}$$

Tilgjengelig trykk fra magasin til området

Z ₁	25.95 m
Z ₂	70 m
P ₂	0 Pa
Diameter	400 mm / 0.4 m
ρ	1000 $\frac{kg}{m^3}$

Tabell T.12: Oversikt over verdier som blir brukt i formelen

Høydeverdiene Z₁ og Z₂ er hentet fra henholdsvis Novapoint-prosjektet og oppgavebeskrivelsen.

Ved dimensjoneringen er det forutsatt at eksisterende ledningsnett har en diameter på 400 mm, selv om det ikke foreligger detaljerte data for hele traséen. Det er sannsynlig at ledningsdimensjonene varierer og at enkelte strekk har mindre dimensjoner enn antatt. Valget om å legge til grunn en diameter på 400 mm er gjort for å inkludere en sikkerhetsmargin, og dermed redusere risikoen for underdimensjonering av ledningsnettet.

$$\frac{P_1}{\rho g} + \frac{v_1^2}{2g} + z_1 = \frac{P_2}{\rho g} + \frac{v_2^2}{2g} + z_2 + h_{tap}$$

$$h_{tap} = h_s + h_f$$

$$h_s = k_s \cdot \frac{v^2}{2g}$$

$$h_f = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{v^2}{2g}$$

$Q = A_1 \cdot v_1 = A_2 \cdot v_2$, for kontinuerlige rør

$$A = \frac{\pi}{4} \cdot 0.4^2 = \frac{\pi}{25} m^2 \approx 0.12566 m^2$$

$$Q = \frac{\pi}{4} \cdot v_1 = \frac{\pi}{4} \cdot v_2 \rightarrow v_1 = v_2 = v$$

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{0.01900 \frac{m^3}{s}}{0.12566} = 0.1512 \frac{m}{s}$$

$$h_f = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g}$$

$$h_s = k_s \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g}$$

Finne k_s :

Basert på tabell 3.3 i Vann- og avløpsteknikk finner vi at tapskoeffisienten for “T-kryss hvor strømlinjen går rett gjennom” er angitt til 0,2 (Ødegaard, 2014, s. 74).

Finne f :
 $\frac{k}{D}$

Gjennom bruk av formelen, $\frac{k}{D}$ kan vi finne friksjonskoeffisienten. Som blir:

$$\frac{1 \text{ mm}}{400 \text{ mm}}$$

$$\frac{1 \text{ mm}}{400 \text{ mm}} = 0.0025, \text{ fra Moody diagrammet er verdien } 0.02.$$

$$h_s = 0.2 \cdot \frac{\left(0.1512 \frac{m}{s}\right)^2}{2 \cdot 9.81 \frac{m}{s^2}} = 0.2 \cdot \frac{0.03204}{19.62} = 0.000233 \text{ m}$$

$$h_f = 0.02 \cdot \frac{1100}{0.4} \cdot \frac{\left(0.1512 \frac{m}{s}\right)^2}{2 \cdot 9.81 \frac{m}{s^2}} = 0.02 \cdot 2750 \cdot 0.001633 = 0.064075 \text{ m}$$

$$h_{tap} = h_s + h_f = 0.000233 + 0.064075 = 0.06431 \text{ m}$$

Ettersom P_2 er 0, løser vi likningen for å finne P_1 .

$$\frac{P_1}{\rho g} + z_1 = z_2 + h_{tap}$$

$$\frac{P_1}{1000 \frac{kg}{m^3} \cdot 9.81 \frac{m}{s^2}} + 25.95 = 70m + 0.06431$$

$$P_1 = 432932 \text{ Pa} \approx 44.13 \text{ mVs}$$

Tilgjengelig trykk fra området og innover

Både Z1 og Z2 er innhentet fra Novapoint-filen

Z ₁	25.95 m
Z ₂	27.95 m
P ₁	432932 Pa
Ytre diameter	180mm / 0.18 m
Indre diameter	163,6 mm

Tabell T.13: Oversikt over verdier som blir brukt i formelen

$$\text{SDR11} = \frac{D}{11} = \frac{180 \text{ mm}}{11} = 16.3636 \dots \approx 16.4 \text{ mm}$$

$$D_{innvendig} = 180\text{mm} - 16.4\text{mm} = 163.6 \text{ mm}$$

Valgt materiale i Novapoint tilsvarer trykklasse PN12.5 for rør med SDR 11 og en vegtykkelse på 18,2 mm. Klassifiseringen er basert på produsentinformasjon fra Pipelife, hvor det legges til grunn en designfaktor på 1,6 (Pipelife, u.å., s. 6).

$$\frac{P_1}{\rho g} + \frac{v_1^2}{2g} + z_1 = \frac{P_2}{\rho g} + \frac{v_2^2}{2g} + z_2 + h_{tap}$$

$$h_{tap} = h_s + h_f$$

$$h_s = k_s \cdot \frac{v^2}{2g}$$

$$h_f = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{v^2}{2g}$$

$Q = A_1 \cdot v_1 = A_2 \cdot v_2$, for kontinuerlige rør

$$A = \frac{\pi}{4} \cdot 0.1636^2 \approx 0.02102 \text{ m}^2$$

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{0.019 \frac{m^3}{s}}{0.02102} = 0.904 \frac{m}{s}$$

$$h_f = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g}$$

$$h_s = k_s \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g}$$

Finne k_s :

Basert på tabell 3.3 i Vann- og avløpsteknikk finner vi at tapskoeffisienten for “T-kryss hvor strømlinjen går rett gjennom” er angitt til 0,2 (Ødegaard, 2014, s. 74).

Finne f :

Gjennom bruk av formelen, $\frac{k}{D}$ kan vi finne friksjonskoeffisienten. Som blir:

$$\frac{1 \text{ mm}}{163,6 \text{ mm}}$$

$\frac{1 \text{ mm}}{163,6 \text{ mm}} = 0.00624$, fra Moody diagrammet er verdien 0.031.

$$h_s = 0.2 \cdot \frac{\left(0.904 \frac{m}{s}\right)^2}{2 \cdot 9.81 \frac{m}{s^2}} = 0.2 \cdot \frac{0.817}{19.62} = 0.00833 \text{ m}$$

$$h_f = 0.031 \cdot \frac{194.1}{0.1636} \cdot \frac{\left(0.904 \frac{m}{s}\right)^2}{2 \cdot 9.81 \frac{m}{s^2}} = 1.532 \text{ m}$$

$$h_{tap} = h_s + h_f = 0.00833 + 1.358 = 1.540 \text{ m}$$

$$\frac{P_1}{\rho g} + z_1 = \frac{P_2}{\rho g} + z_2 + h_{tap}$$

$$\frac{432932}{1000 \frac{kg}{m^3} \cdot 9.81 \frac{m}{s^2}} + 25.95 = \frac{P_2}{1000 \cdot 9.81} + 27.95 + 1.540$$

$$\frac{P_2}{9810} = 70.08 - 29.49$$

$$P_2 = 40.59 \times 9810 = 398188 Pa \approx 40.59 \text{ mVs}$$

Dimensjonering av vannledning

$$Q_{max} = -6.95 \log \left(\frac{0.74}{D_i \sqrt{D_i I} \cdot 10^6} + \frac{k}{3.71 D_i} \right) D_i^2 \sqrt{D_i I}$$

$$I = \frac{P_1 + z_1 - P_2 - z_2}{L} = \frac{44.13 + 27.95 - 40.59 - 25.95}{194.1} = \frac{5.54}{194.1} \approx 0.02855$$

Verdiene brukt i formelen overfor er hentet fra Novapoint, og hentet fra utregningene overfor.

Med PE-plast blir k-verdien 0.005

Det er valgt plastrør (PE) som materiale for vannledning. I henhold til Vann- og avløpsteknikk (Ødegaard, 2014, s. 71) benyttes da en ruhetsverdi på $k=0.005$ mm

$$19.00 \frac{l}{s} = -6.95 \log \left(\frac{0.74}{D_i \sqrt{D_i \cdot 0.02855} \cdot 10^6} + \frac{0.005}{3.71 \cdot D_i} \right) D_i^2 \sqrt{D_i \cdot 0.02855}$$

$$D_i = 0.1392m = 139.2 \text{ mm} \approx 160 \text{ mm}$$

Valg av rør dimensjon:

Siden den beregnede verdien gjelder for indre diameter, og plastrør vanligvis spesifiseres etter utvendig diameter, velger vi den nærmeste trygge oppjusteringen til 160 mm.

Valg av materiale:

Vi har valgt PE (polyetylen) rør til vannledningen fordi materialet har høy styrke, er fleksibelt, korrosjonsbestandig og tåler både høyt trykk og jordbevegelser godt. PE-rør har lang levetid, er motstandsdyktige mot kjemikalier, og er spesielt godt egnet for drikkevannssystemer på grunn av sin hygieniske sikkerhet.

Ved bruk av SDR11 og et rør med utvendig diameter på 160 mm, får vi en godstykke på omtrent 13.2 mm, som gir en indre diameter på cirka 133.6 mm, noe som tilfredsstiller kravet om minimum $D_i=160$ mm med god margin og sikkerhetsfaktor.

Oppsummering av vannverdier

Vannmagasin til området

$Q_{dim,VL}$	19.00 l/s
$D_{vannbasseng til området}$	0.4m
$V_{vannbasseng til området}$	0.1512 m/s
$h_{s,vannbasseng til området}$	0.000233 m
h_f	0.064075 m
h_{tap}	0.06431 m
P_1	432932 Pa \approx 44.13 mVs
Z_1	25.95 m
Z_2	70 m

Tabell T.14: Verdier vannmagasin til området.

Start område til slutt området

$Q_{dim,VL}$	19.00 l/s
D_i	139.2 mm \approx 160 mm
$V_{start område til slutt område}$	0.904 $\frac{m}{s}$
$h_{s,vannbasseng til området}$	0.00833 m
h_f	1.532 m
h_{tap}	1.540 m
P_2	398188Pa \approx 40.59 mVs
Z_1	25.95 m
Z_2	27.95 m

Tabell T.15: Verdier startområde til slutt området.

Dimensjonering av vannledning

D_i	160 mm
I	0.02855
P_2	40.59 mVs
$K - verdien$	0.005

Tabell T.16: Verdier dimensjonering av vannledning

P1 og P2:

P1- og P2-verdiene er fastsatt fordi vannet føres til et fellesanlegg, hvorfra det videre distribueres gjennom stikkledninger inn til de enkelte boligene. Valgene er gjort i samsvar med kravene i Randaberg kommunes VA-norm for fellesanlegg (P1) og stikkledningsanlegg (P2).

3.3 Spillvann

Spillvann er avløpsvann som har blitt brukt til forskjellige formål, som blant annet til å lage mat, dusje vaske eller som avløp. Etter at vannet har blitt brukt, kan det inneholde skitt, kjemikalier eller bakterier, og dermed kan det ikke drikkes eller brukes på samme måte som det ville gjort med rent vann. Spillvann må derfor behandles før det kan eventuelt slippes ut i naturen eller gjenbrukes.

Dimensjonerende vannforbruk

$$Q_{dim,SP} = \frac{P * Q_h * f_{max} * k_{max}}{24 * 60 * 60} + Q_{inf} + Q_a$$

$$P = Personenheter = 96$$

$$Q_h = Forbruk\ husholdning, 200$$

$$f_{max} = Maksimal\ døgnfaktor = 2$$

$$k_{max} = Maksimal\ timefaktor = 2.5$$

$$Q_{dim,SP} = Q_{max,SP} = \frac{96 \cdot 200 \cdot 2 \cdot 2.5}{24 \cdot 60 \cdot 60} = \frac{96000}{86400} = 1.111\ l/s$$

$$Q_{dim,SP} = Q_{max,SP} = \underline{\underline{1.111\ l/s}}$$

Spillvannsmengde for selvrens

$$Q_{dim,SP} = \frac{P \cdot Q_h \cdot f_{max} \cdot k_{max}}{24 \cdot 60 \cdot 60}$$

$$Q_{selvrens.VL} = \frac{96 \cdot 200 \cdot 2 \cdot 2.5}{24 \cdot 60 \cdot 60} = \underline{\underline{1.111\ l/s}}$$

Dimensjonering av spillvannsledning

$$Q_{max} = -6.95 \log \left(\frac{0.74}{D_i \cdot \sqrt{D_i \cdot I \cdot 10^6}} + \frac{k}{3.71 \cdot D_i} \right) D_i \cdot \sqrt{D_i \cdot I}$$

PP-rør er valgt grunnet høy slagstyrke, fleksibilitet og kjemikalieresistens. Det tåler høyere temperaturer enn PVC og er mer miljøvennlig. Selv om PP har lav teoretisk ruhet, brukes en ruhetsverdi på 0,5 mm i nettberegninger pga. bend og kummer (Ødegaard, 2014, s. 71).

Med PP-plast blir k-verdien 0.005.

$$I = \frac{P_1 + Z_1 - P_2 - Z_2}{L}, \text{ fra prosjekteringen i novapoint ble det}\\ \text{på forhånd valgt 10\%}$$

$$1.1111 = -6.95 \log \left(\frac{0.74}{D_i \sqrt{D_i \cdot 0.1} \cdot 10^6} + \frac{0.005}{3.71 \cdot D_i} \right) D_i^2 \sqrt{D_i \cdot 0.1}$$

$$D_i = 0.175m \approx 200 \text{ mm}$$

Valg av dimensjon:

Randaberg kommunes VA-norm angir 150 mm som minste innvendige dimensjon for spillvannsledninger. Vi ønsket å benytte Ø175 mm, men da dette ikke finnes som standard dimensjon for PP-rør, har vi valgt å runde opp til Ø200 mm PP-rør for å gi tilstrekkelig kapasitet og sikkerhetsmargin i tråd med vanlig praksis. Derfor brukes Ø200 mm til prosjekteringen videre. Rørtype for spillvann blir Ø200 PP. Denne avrundingen gir en god sikkerhetsmargin og følger etablert praksis.

Valg av spillvannledning materiale:

Det ble brukt PP-rør (polypropylen) for spillvannsleddene. PP-rør har høy slagstyrke, stor fleksibilitet og tåler høyere temperaturer enn PVC, noe som gir en mer robust og driftssikker løsning over tid. Den gode kjemikalieresistensen og lave ruheten gjør PP godt egnet for spillvannstransport, og reduserer risiko for skader ved eventuelle grunnsetninger.

Selv om PVC generelt har en noe lavere materialkostnad enn PP, vil den økte robustheten og levetiden til PP-rør gi en bedre totaløkonomi for prosjektet. Bruk av PP-rør vil dermed redusere fremtidige vedlikeholds kostnader, som er viktig for å oppfylle kravene om fornuftige tekniske og økonomiske valg.

Oppsummering av spillvann

$Q_{selvrens.VL}$	$1.1111 \frac{l}{s}$
D_i	$0.175m \approx 175 mm$

Tabell T.17: Oppsummering av Spillvann.

4. Oppsummering

Overvann

$\varphi_{før}$	0.45
$\varphi_{etter.rød sone}$	0.50
$\varphi_{etter.blå sone}$	0.68
$Q_{v.total}$	87 l/s
$Q_{dim,rød sone, etter}$	47.2 l/s
$Q_{dim,blå sone, etter}$	83.1 l/s
$A_{regnbed}$	384.21 m ²
$D_{overvann}$	350/400 mm

Tabell T.18: Oppsummering av overvannsverdier.

Vann

Vannmagasin til området

$Q_{dim,VL}$	19.00 l/s
$D_{vannbasseng til området}$	0.4m
$V_{vannbasseng til området}$	0.1512 m/s
$h_{s,vannbasseng til området}$	0.000233 m
h_f	0.064075 m
h_{tap}	0.06431 m
P_1	432932 Pa \approx 44.13 mVs
z_1	25.95 m
z_2	70 m

Tabell T.19: Oppsummering av vann verdier, (vannmagasin til området)

Start område til slutt område

$Q_{dim,VL}$	19.00 l/s
D_i	139.2 mm \approx 160 mm
$V_{start\ område\ til\ slutt\ område}$	0.904 $\frac{m}{s}$
$h_{s,vannbasseng\ til\ området}$	0.00833 m
h_f	1.532 m
h_{tap}	1.540 m
P_2	398188 Pa \approx 40.59 mVs
Z_1	25.95 m
Z_2	27.95 m

Tabell T.20: Oppsummering av vann verdier, (start område til slutt område)

Dimensjonering av vannledning

D_i	160 mm
I	0.02855
P_2	40.59 mVs
$K -$ verdien	0.005

Tabell T.21: Oppsummering av vann verdier, (dimensjonering av vannledning)

Spillvann

$Q_{selvrens.VL}$	1.1111 $\frac{l}{s}$
D_i	0.175m \approx 175 mm

Tabell T.22: Oppsummering av Spillvann.

4.1 Ledningsdimensjoner og stikkledninger

Material og dimesjonsvalg for stikkledniger er fastsatt i samsvar med VA-normer for Randaberg kommune (VA-norm, 2024).

Spillvann (SP) og overvann (VA):

Det benyttet polypropylen (PP) plastrør med diameter Ø125 i fellessystemet og Ø110 i separatsystemet. PP-rør er valgt på grunn av høy slagstyrke, fleksibilitet og kjemikalieresistens, som gir en robust løsning med lang levetid. PP er også godt egnet for å tåle setninger i grunnen, i tråd med kravene til funksjonalitet og driftssikkerhet for private stikkledninger (VA-norm, 2024).

Vannledningsnettet (VL):

Det er dimensjonert med PE-100, hvor fellessystemet har Ø63, og separatsystemet Ø32. PE-100 rør er valgt fordi de har høy styrke, stor fleksibilitet og motstand mot korrosjon og mekanisk belastning, noe som er viktig i transportsystemer for drikkevann (VA-norm, 2024).

Hovedledningsnettet:

Hovedledningsnettet omfatter videre en vannledning (VL) i PE100 med Ø160, en overvannsledning (OV) i betong (BTG) med Ø400, og en spillvannsledning (SP) i PP med Ø160.

- Betongrør er valgt for overvann på grunn av høy mekanisk styrke, stor vekt (som reduserer oppdrift), og god kjemikalieresistens, i samsvar med krav til dimensjonering av hovedledningsnett (VA-norm, 2024).

- For spillvannsledning (SP) er det valgt PP-rør (polypropylen), som gir høy slagstyrke, fleksibilitet og god kjemikalieresistens. Valget av PP gir også god langsiktig økonomi på grunn av redusert risiko for skader, reparasjoner og oppfyller kravene til et driftssikkert spillvannssystem. (VA-norm, 2024).

5. Konklusjon

Det er gjort enkelte forutsetninger i beregningene som ikke nødvendigvis fullt ut reflekterer den faktiske situasjonen. Spesielt gjelder dette forutsetningen om at regnbedet skal kunne håndtere og infiltrere alt overvann direkte til grunnen, uten behov for ytterligere tiltak. Videre er det antatt at vannledningen fra høydebassensenget til planområdet har en konstant diameter på 400 mm, selv om detaljert informasjon om hele traséen ikke foreligger. Denne antagelsen er gjort for å inkludere en sikkerhetsmargin og sikre at ledningen dimensjoneres tilstrekkelig. Til tross for disse forutsetningene vurderes beregningsresultatene å være teoretisk tilstrekkelige for å oppfylle de nødvendige kravene til funksjonalitet og kapasitet.

5.1 Kjellerløsning

Første etasje for samtlige rekkehus er kote +29,5. Antatt kjellerhøyde er på 3 meter. Tilknytningspunktet på ledningsnettet skal være på minimum 0,9 meter lavere enn laveste sluk i bolig. Tilknytningspunktet på traseen kan derfor ikke ha kote høyere enn +25,6. Tilkoblingspunktet på rekkehus (BBK1) er lavere enn +25,6. Det kan derfor konkluderes med at alle rekkehus har mulighet for kjeller med kjellerdybde på 3 meter. Dette er fordi ledningsnettet ligger høyest ved BBK1 og synker gradvis i retning BBB2.

6. Referanseliste

VA-norm. (2023). Vedlegg 9: Overvannshåndtering. Hentet fra <https://va-norm.no/content/uploads/2023/09/Vedlegg-9-Overvannshandtering.pdf>

VA/Miljø-blad. (2021). Bregning av dimensjonerende avløpsmengder. VA/Miljø-blad nr 49. Hentet fra Beregning av dimensjonerende avløpsmengder : VA-Miljø

Ødegaard, H. (red.). Vann og avløpsteknikk. Norsk vann.

Folkehelseinstituttet. (2014). Vannforsyning i Norge – kvalitet og forvaltning: VA rapport 122. Hentet fra Microsoft Word - Vreg 2011 komplet_endelig.docx

Pipelife. (u.å). PE trykkrør. Hentet fra <https://www.pipelife.no/content/dam/pipelife/norway/market-general/brochures/vmt/tradisjonell-va/pe-trykkr%C3%B8r/PE%20trykkr%C3%B8r.pdf>

6.1 Figur liste

Figurer som ikke er nevnt nedenfor er utarbeidet selv

Figur 1: Kommunekart. (2021). Randaberg kommune [flyfoto]. Hentet fra <https://kommunekart.com/>

Figur 2: Kommunekart. (2017). Randaberg–Rennesøy–Strand [flyfoto]. Hentet fra <https://kommunekart.com/klient/sola/kart>

Figur 3: Hentet fra PRO002-VA25-vedlegg-prosjektoppgave-24-01-2025.pdf, prosjektbeskrivelse tilgjengelig på Canvas.

Figur 4: Arealplaner.no. (u.å.). Arealplaner for Randaberg kommune. Hentet fra <https://www.arealplaner.no/1127/arealplaner/127>

Vann og Avløp

Del 2 - Tekniske planer

Laget av
Hobaib Raza (279037)
Mohammed Mostafa (271509)
Jasanth Santhakuma (259165)



Innholdsfortegnelse

Tegningsoversikt.....	3
Prosjektert VA:.....	4
Eksisterende VA	4
Flomveier	4
Brannvannsdekning	4
Grøftesnitt	4
Fordrøyningsmagasin	4
Tilkobling til bolig for stikkledning	4
Plan og profiltegning	5
Kumskisser	5

Tegningsoversikt

Tegningsnavn	T e g n i n g nummer	Målestokk	Ark størrelse	Dato
Oversnittstegning	001	1:500	A3	01.05.2025
Eksisterende VA	002	1:500	A3	01.05.2025
Flomveier	003	1:500	A3	01.05.2025
Brannvannsdekning	004	1:500	A3	01.05.2025
Generell grøftesnitt	005	1:500	A3	01.05.2025
Grøftesnitt av VL 160	006	1:20	A3	01.05.2025
Fordrøyningsmagasin terreng snitt	007	1:20	A3	01.05.2025
Snitt stikk bolig	008	1:20	A3	01.05.2025
Genrell regnbed snitt	009	1:20	A3	01.05.2025
Plan og profiltegning	010	1:500	A3	01.05.2025
Kumskisser	011	1:	A3	01.05.2025

Prosjektert VA

VA-anlegget, som vist i tegning 001, er prosjektert med i forhold til eksisterende ledningsnett og planlagt med hensyn til terreng og funksjonalitet. Ledningstraseene er implementert så nærmee terrenghøyden som mulig, og fallforholdene mellom kummene er jevnt fordelt for å sørge for god drift. For trykkfrie ledninger er det sikret selvrenging ved å prosjektere med fall som er større enn 10 %. Valg av rørmaterialer og dimensjoner er forklart i del 1.

Eksisterende VA:

Eksisterende VA ledninger fremgår av tegning 002. Tilkobling til nye ledningsnett skjer i nord og øst, noe som resulterer i et funkjonelt ringnett. På grunn av eksisterende ledningsdybder er også de nye spillvanns og overvannsledningene lagt tilsvarende dypt.

Flomveier:

Flomveiene er illustrert med piler som viser vannets naturlige avrenningsretning i henhold til terrenghøydene. Overflatevannet ledes i hovedsak mot nord og nordøst, slik det fremgår av tegning 003.

Brannvannsdekning:

Tegning 004 viser brannvannsdekning i området. Den viser røde sirkler med en radius på 50 meter, som illustrerer rekkevidden til brannslanger fra tilknytningspunktene på vannledningsnettet. Den planlagte dekningen vurderes som tilfredsstillende for hele utbyggingsområdet. I henhold til Randaberg kommunes VA-norm skal avstanden mellom brannkummer ikke overstige 100 meter, ettersom maksimalt tillatt slangeutlegg er 50 meter.

Grøftesnitt:

Grøftesnittene omfatter både et generelt snitt for ledningstraseen og et detaljert snitt av vannledning (VL 160). Utførelsen er i samsvar med minimumskravene angitt i VA/Miljø-blad nr. 6. Tegning 005 viser de relevante snittene.

Fordrøyningsmagasin:

Skisse av fordrøyningsmagasin er vist i tegning 007 som viser hvordan overvann fordrøyes og deretter slippes kontrollert inn på hovedledningsnettet. Dimensjoneringen er basert på beregninger presentert i del 1.

Tilkobling til bolig for stikkledninger:

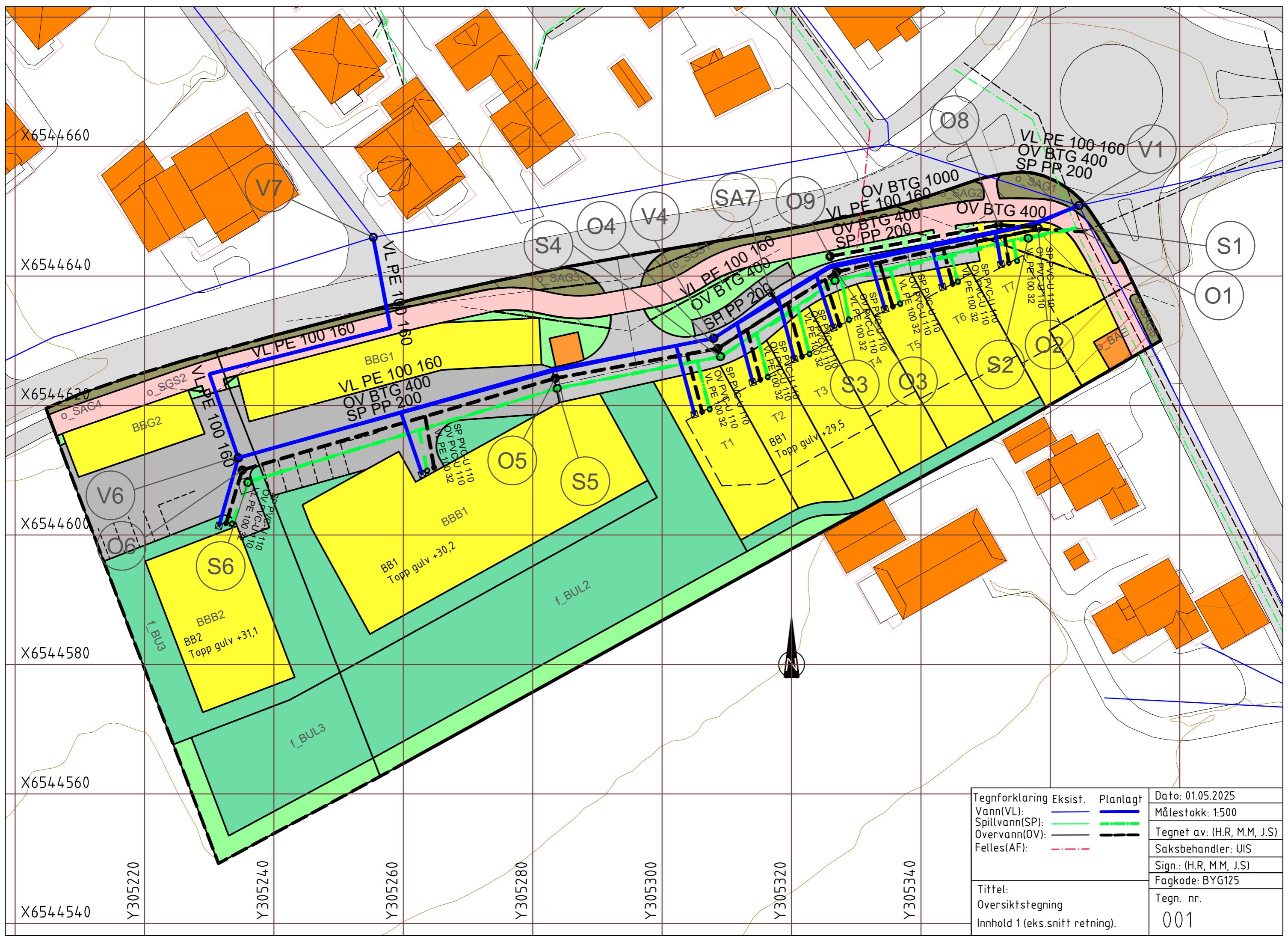
Det er prosjektert egne stikkledninger til både blokker og rekkehus. Valg av materialer og dimensjoner er nærmere omtalt i del 1. Løsninger for tilknytning til eventuelle kjelleretasjer er også illustrert der. Tegning 008 viser relevante snitt.

Plan og profiltegning:

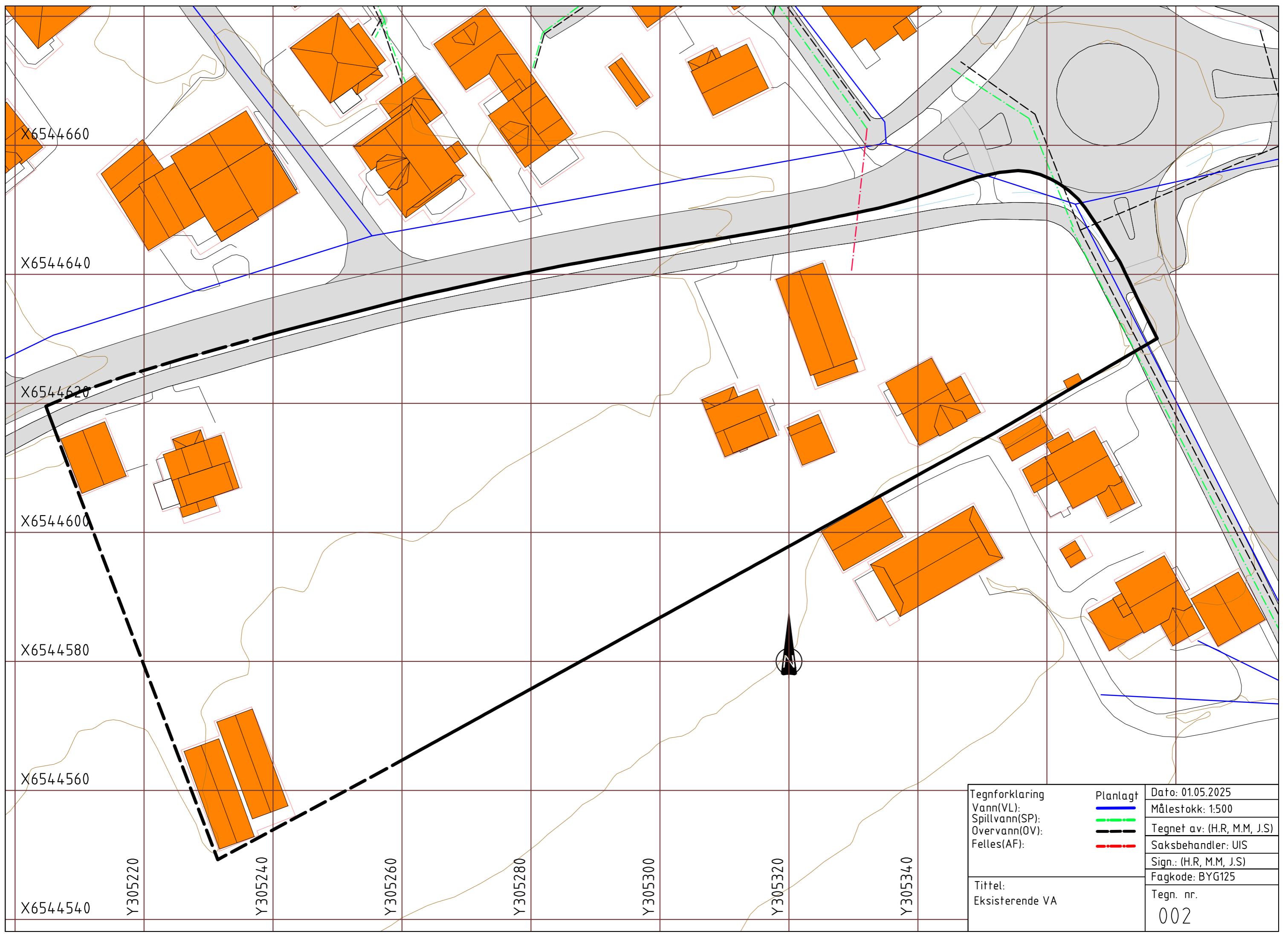
Plan- og profiltegningene gir en samlet oversikt over ledningsanlegget. Lengdeprofilene viser traséens utstrekning, avstander mellom kummene, fallforhold samt tilkoblingspunkter for stikkledninger. Dette er vist i tegning 010.

Kumskisser:

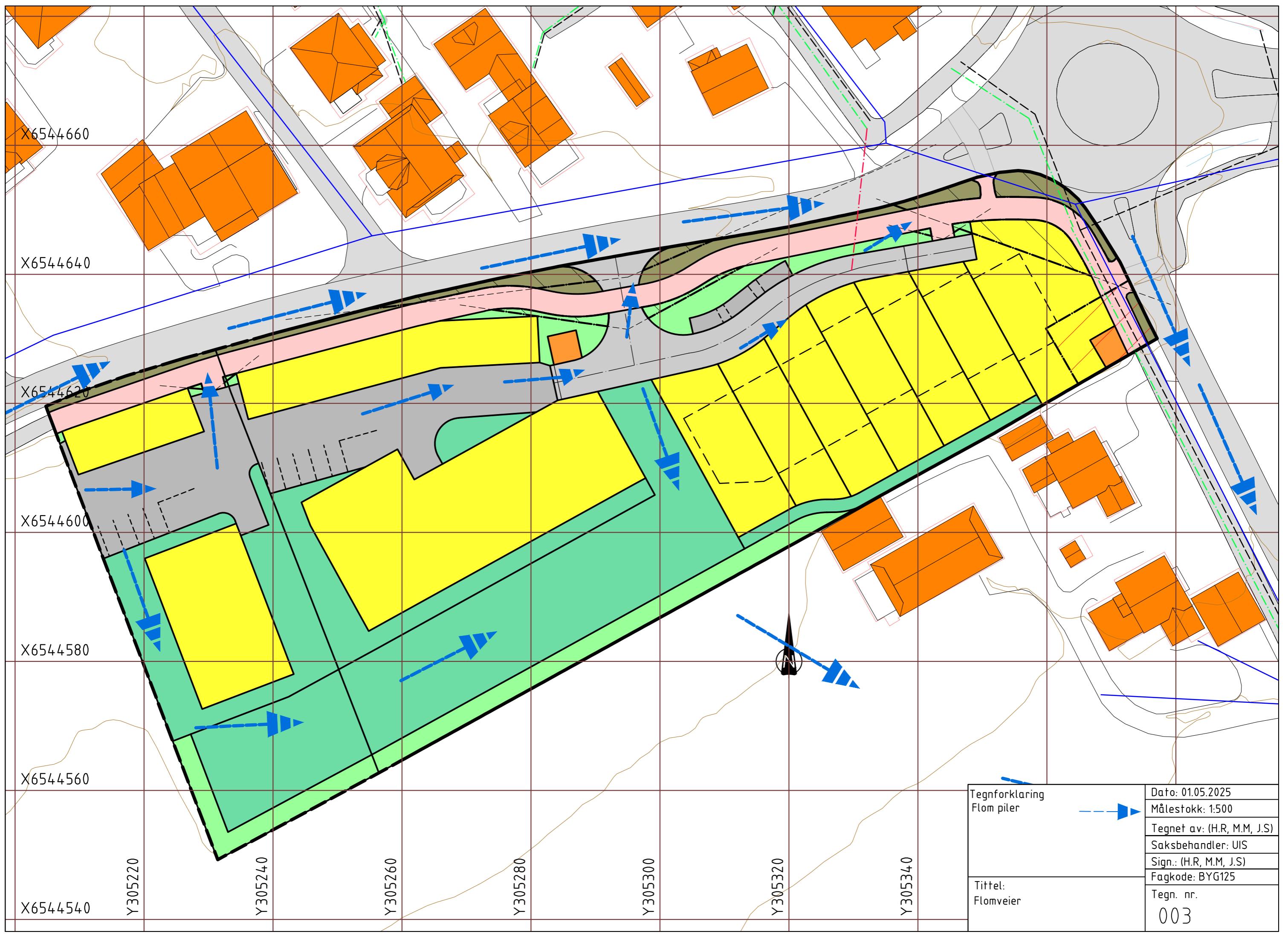
Kumskissene viser oppbygningen av kummene samt inn- og utgående ledninger. Tabellene angir korrekte dimensjoner, men skissene er ikke revidert og kan derfor inneholde avvik.

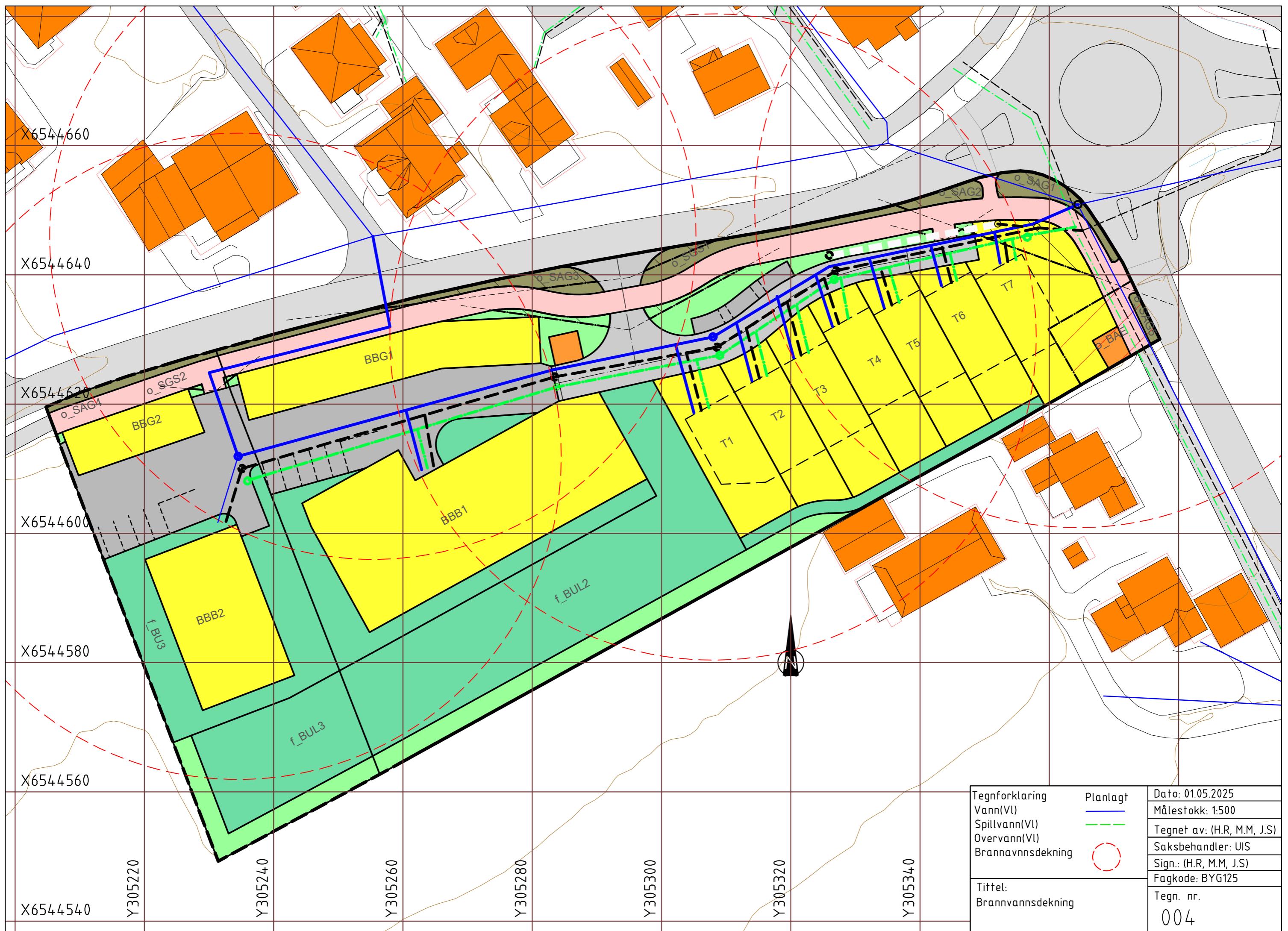


Tegnforklaring Eksist.	Planlagt	Dato: 01.05.2025
Vann(VL):	— — — —	Målestokk: 1:500
Spillvann(SP):	— — — —	Tegnet av: (H.R, M.M, J.S)
Overvann(OV):	— — — —	Saksbehandler: UIS
Felles(AF):	— — — —	Sign.: (H.R, M.M, J.S)
Tittel:		Fagkode: BYG125
Oversiktstegning		Tegn. nr.
Innhold 1 (eks.snitt retning).		001

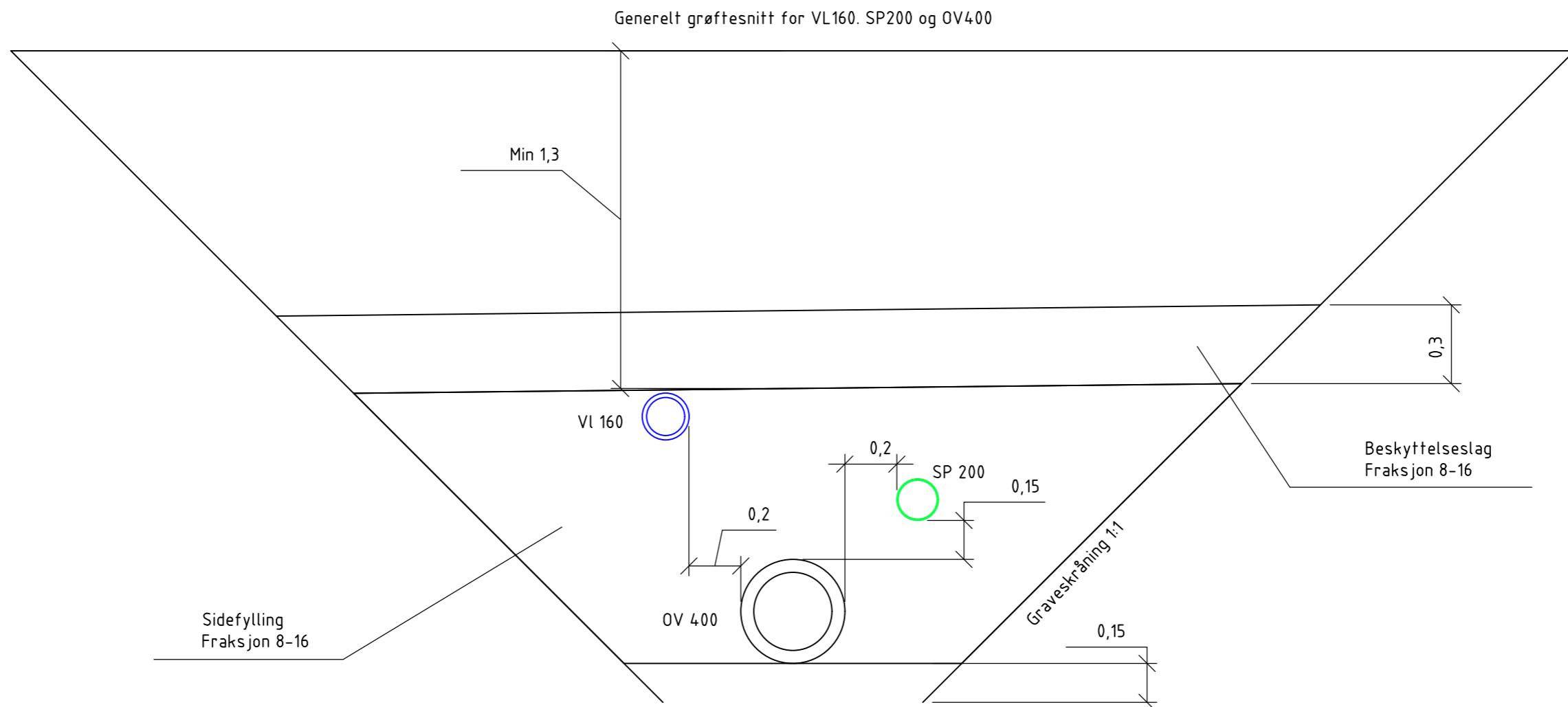


Tegnforklaring	Planlagt	Date: 01.05.2025
Vann(VL):		Målestokk: 1:500
Spillvann(SP):		Tegnet av: (H.R, M.M, J.S)
Overvann(OV):		Saksbehandler: UIS
Felles(AF):		Sign.: (H.R, M.M, J.S)
Tittel:		Fagkode: BYG125
Eksisterende VA		Tegn. nr.
		002

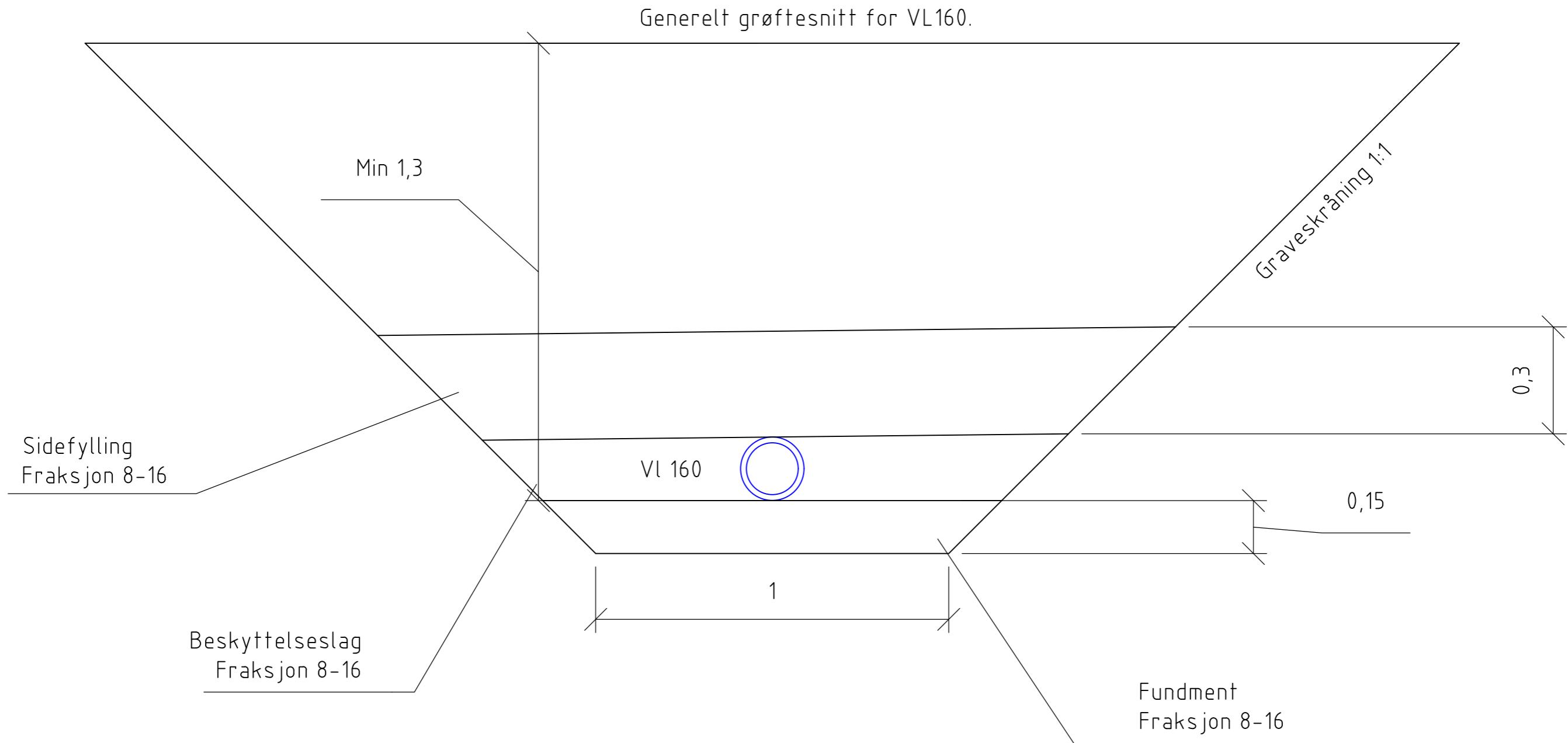




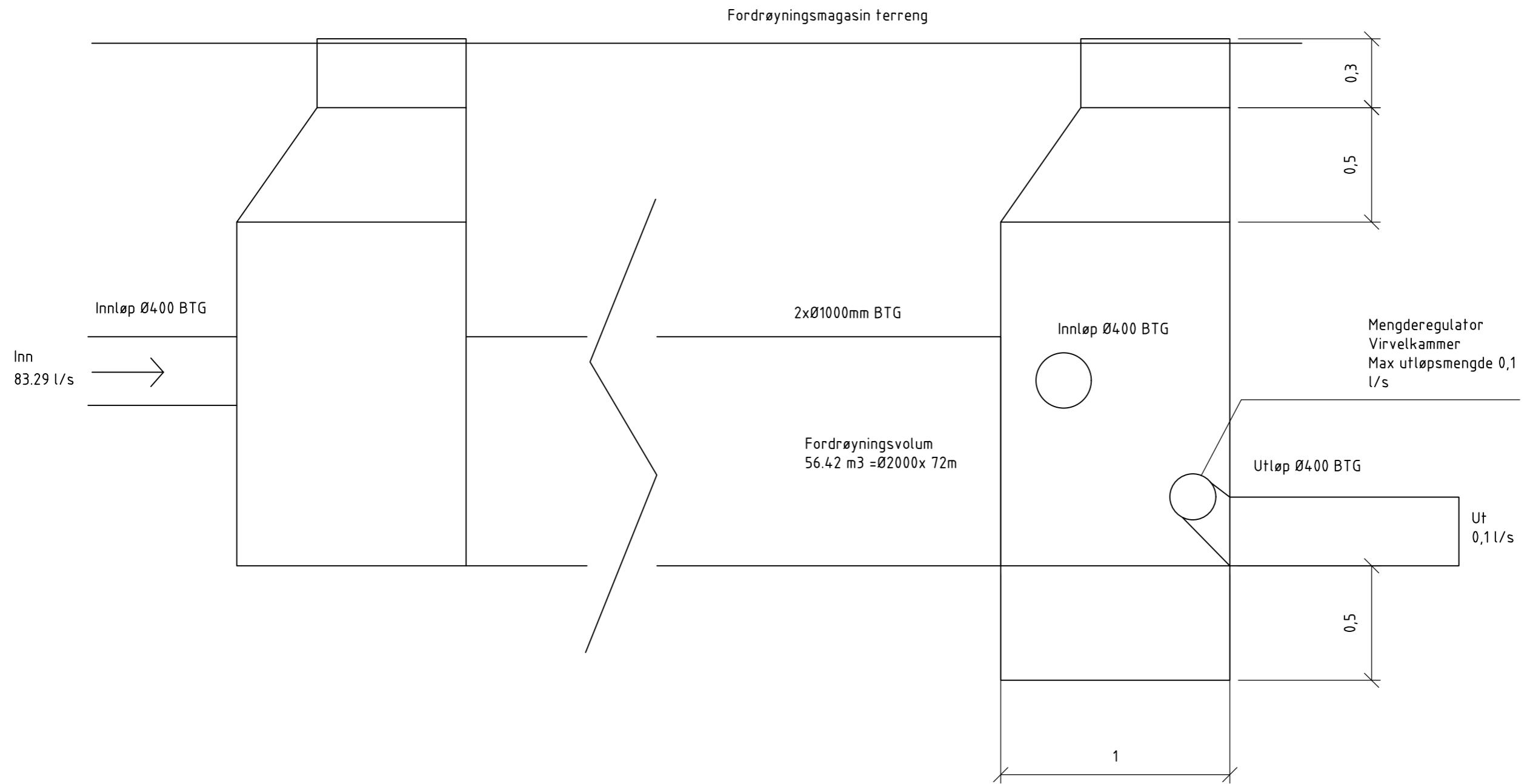
Tegnforklaring	Planlagt	Date: 01.05.2025
Vann(VL)		Målestokk: 1:500
Spillvann(VL)		Tegnet av: (H.R, M.M, J.S)
Overvann(VL)		Saksbehandler: UIS
Brannavnnssdekning		Sign.: (H.R, M.M, J.S)
		Fagkode: BYG125
		Tegn. nr.
		004



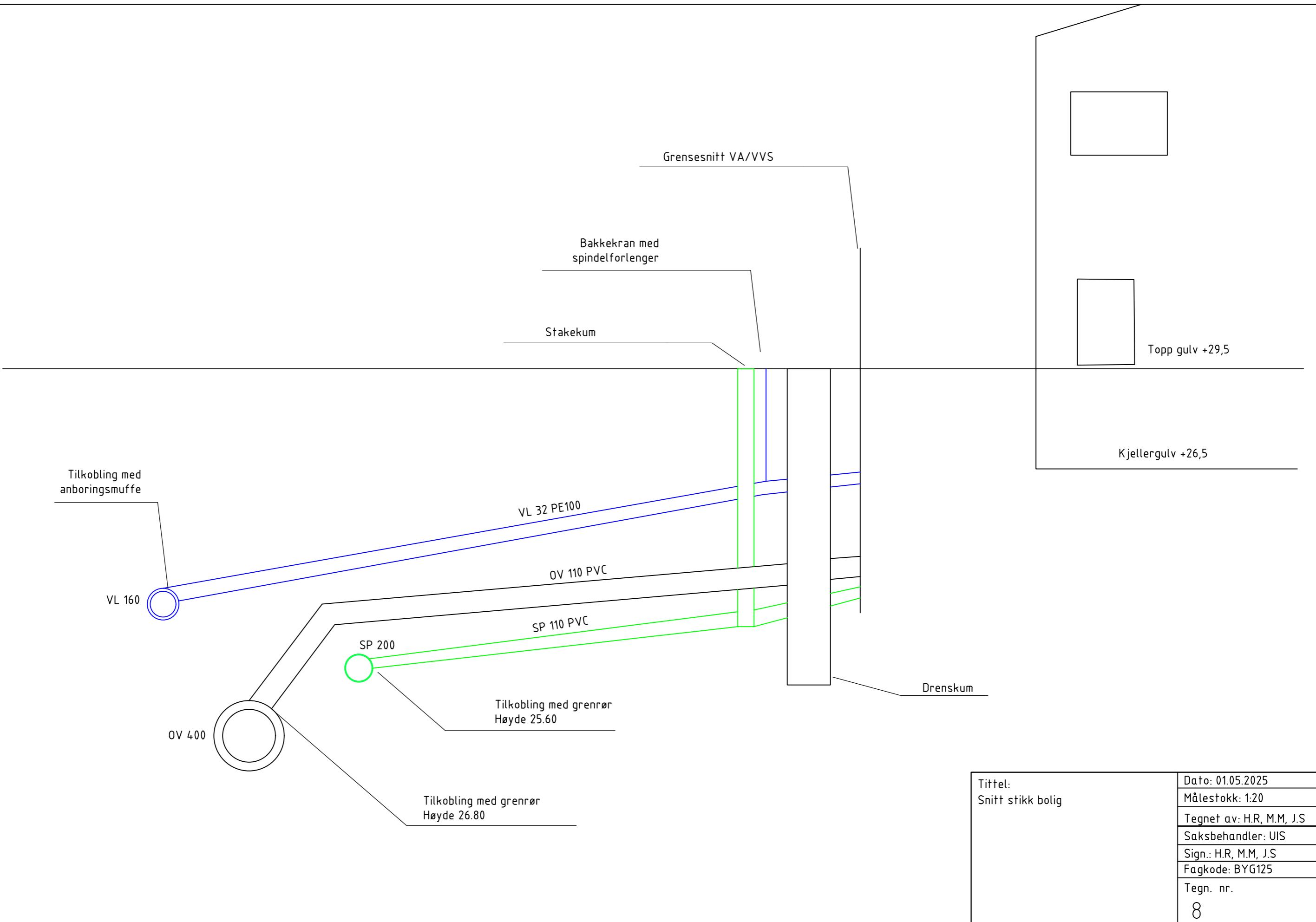
Tittel:	Dato: 01.05.2025
Generell grøftesnitt	Målestokk: 1:20
	Tegnet av: H.R, M.M, J.S
	Saksbehandler: UIS
	Sign.: H.R, M.M, J.S
	Fagkode: BYG125
	Tegn. nr.
	5



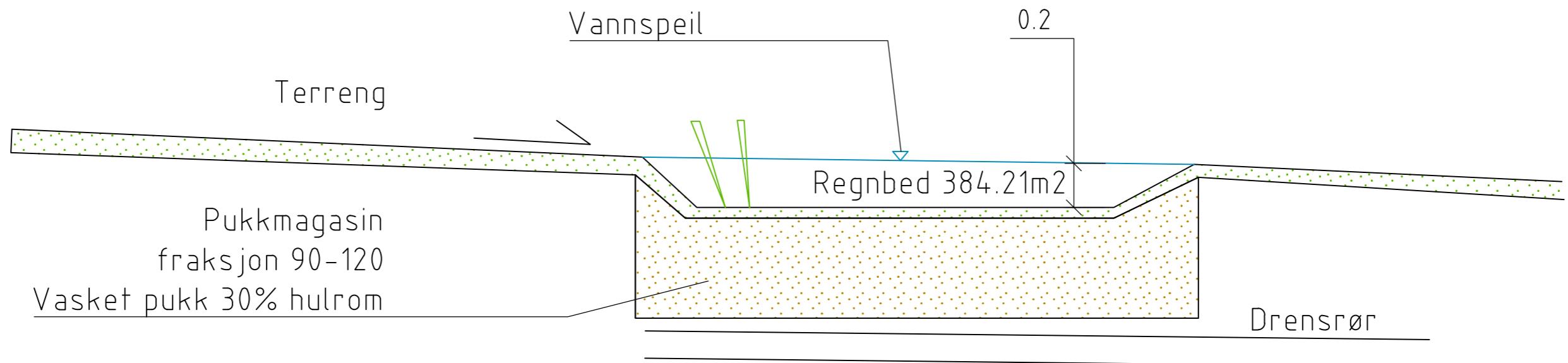
Tittel:	Dato: 01.05.2025
Grøftesnitt VL160	Målestokk: 1:20
	Tegnet av: H.R, M.M, J.S
	Saksbehandler: UIS
	Sign.: H.R, M.M, J.S
	Fagkode: BYG125
	Tegn. nr.
	6



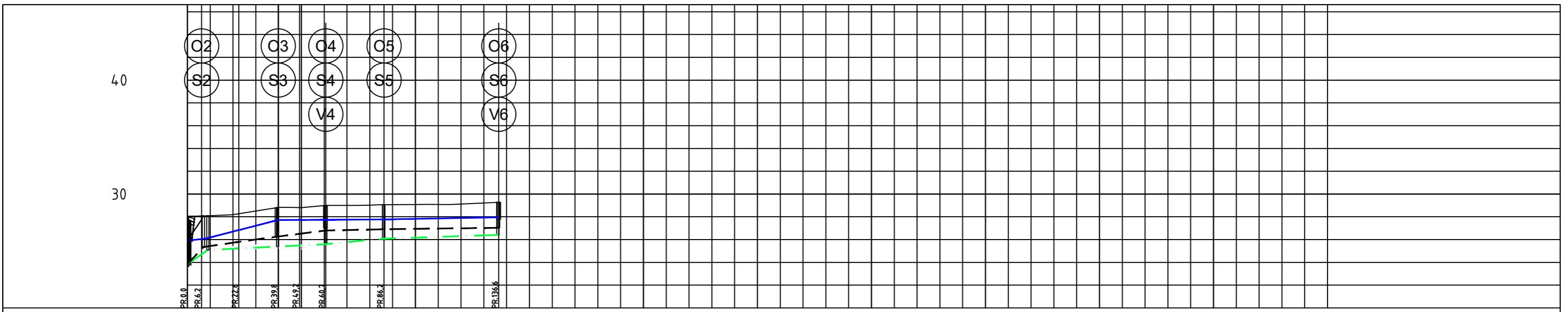
Tittel:	Dato: 01.05.2025
Fordrøyningsmagasin terreng snitt	Målestokk: 1:20
	Tegnet av: H.R, M.M, J.S
	Saksbehandler: UIS
	Sign.: H.R, M.M, J.S
	Fagkode: BYG125
	Tegn. nr.
	7



Tittel:	Dato: 01.05.2025
Målestokk:	1:20
Tegnet av:	H.R, M.M, J.S
Saksbehandler:	UIS
Sign.:	H.R, M.M, J.S
Fagkode:	BYG125
Tegn. nr.	8

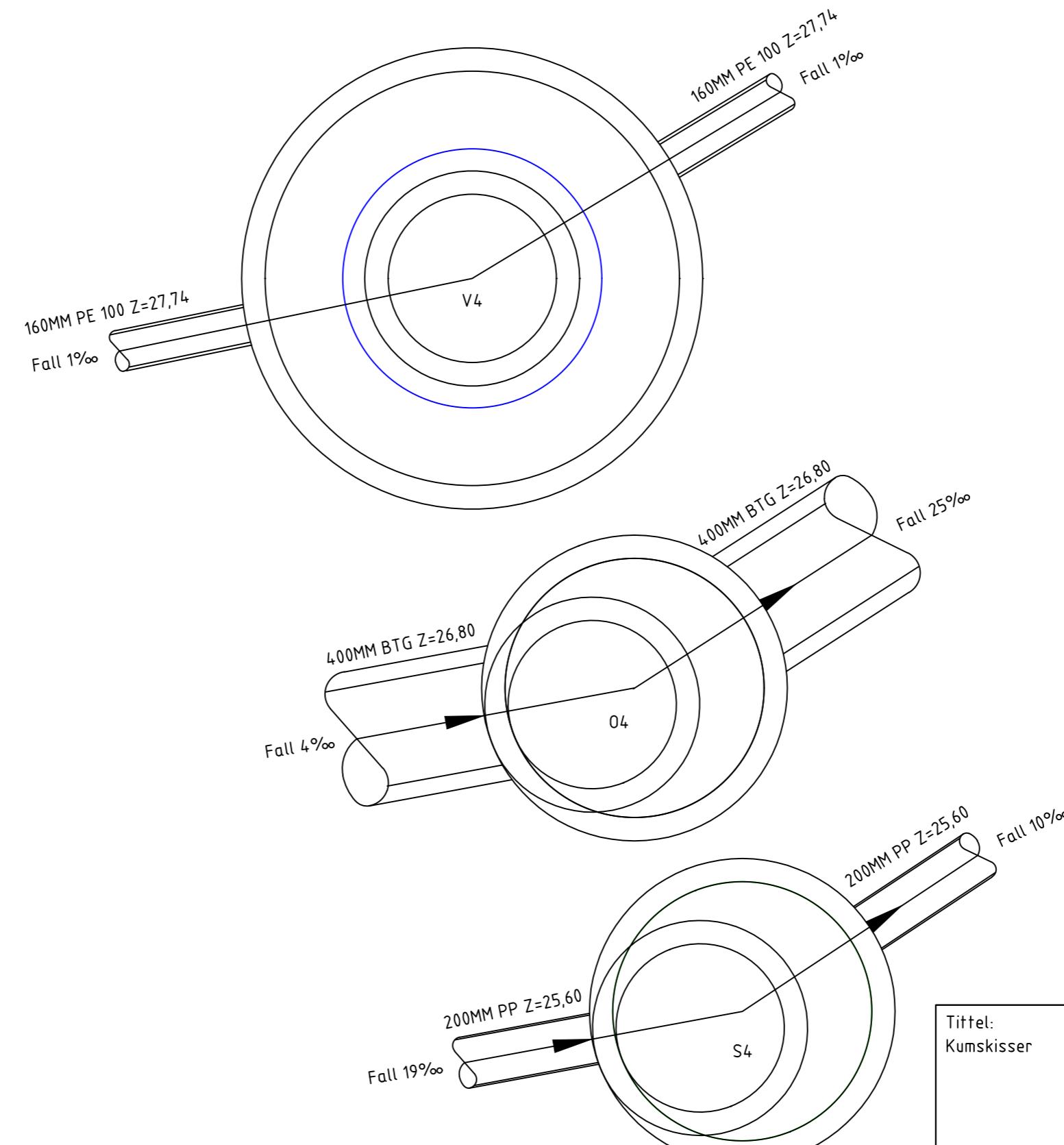


Tittel:	Dato: 01.05.2025
Generell regnbed snitt	Målestokk: 1:20
	Tegnet av: H.R, M.M, J.S
	Saksbehandler: UIS
	Sign.: H.R, M.M, J.S
	Fagkode: BYG125
	Tegn. nr.
	9



PROFIL NR.	0	50	100	150	200	250	300	350	400	450	500
Grunneier											
Markslag											
Grunforhold											
TERRENG H/TOPP VEGDEKKE	28,03	28,10	28,19	28,51	28,82	28,82	28,99	29,00	29,06	29,08	29,29
Hor. vinkelavstand i m	6,2	16,4	17,2	9,4	11,5	25,5					
Vannledning	Kumavstand i m	6,4	14,8	17,2	9,4	11,4	25,7	50,3			
	Fall i %	16,9	51,2	51,2	1,0	1,0	1,3	3,5			
	Kote utv. topp	25,74	26,83	27,73	27,74						
	Type og dim 160PE 10 PN125 SDR 11										
Spillvannsledning	Kumavstand i m	8,9	12,8	17,8	9,6	11,5	25,4	50,1			
	Fall i %	14,4	3	10,6	9,5	10,0	10,0	18,7	6,6		
	Kote innv. bunn	23,85	25,08	25,22	25,39	25,48	25,60	26,08			
	Type og dim										
Overvannsledning	Kumavstand i m	7,0	15,1	16,9	10,2	11,5	25,3	50,4			
	Fall i %	21,7	6	29,1	27,2	25,3	25,3	4,2	2,5		
	Kote innv. bunn	23,85	25,79	26,25	26,51	26,80	26,91	27,03			
	Type og dim										





Kum nr.	V4
Dimensjon:	1600MM
Materiale:	Betong
Høyde bunn innvendig:	27,04
Høyde topp kum:	28,99
Kum nr.	S4
Dimensjon:	1000MM
Materiale:	Betong
Høyde bunn innvendig:	25,60
Høyde topp kum:	28,94
Kum nr.	04
Dimensjon:	1000MM
Materiale:	Betong
Høyde bunn innvendig:	26,80
Høyde topp kum:	28,98

Tittel:	01.05.2025
Målestokk:	1:20
Tegnet av:	H.R, M.M, J.S
Saksbehandler:	UIS
Sign.:	H.R, M.M, J.S
Fagkode:	BYG125
Tegn. nr.:	011