



STATSBYGG

Samlokalisering av Havforskningsinstituttet og Fiskeridirektoratet

Geotekniske prosjekteringsforutsetninger

2025-03-31

1003450-GEO-001-20250331





Med mindre annet er skriftlig avtalt, tilhører alle rettigheter til dette dokument **WSP Norge AS**.

Innholdet – eller deler av det – må ikke benyttes til andre formål eller av andre enn det som fremgår av avtalen. WSP Norge har intet ansvar hvis dokumentet benyttes i strid med forutsetningene. Med mindre det er avtalt at dokumentet kan kopieres, kan dokumentet ikke kopieres uten tillatelse fra WSP Norge.

RAPPORT

Oppdragsnavn:	Samlokalisering av Havforskningsinstituttet og Fiskeridirektoratet		
Oppdragsgiver:	Statsbygg	Utført av:	Isak Hågensen
Kontaktperson:	Erik Johansen		Simon Gerlach
Emne:	Geotekniske prosjekteringsforutsetninger		
Dokumentkode:	1003450-GEO-001-20250331		
Ansvarlig enhet:	GEO		Torjus Lømo Ellingsen
Tilgjengelighet:	Åpen	Dato:	31.01.2025

SAMMENDRAG:

WSP Norge AS er engasjert av Statsbygg for geotekniske vurderinger i forbindelse med forprosjektet av nybygget til Havforskningsinstituttet og Fiskeridirektoratet. Bygget skal plasseres på tomt A2 Dokken ved Jekteviken i Bergen Kommune. Dette dokumentet redegjør for de overordnede geotekniske premissene for byggeprosjektet.

Grunnforholdene i tiltaksområdet består av et topplag med fyllmasser av sand og grus over steinfylling og stedvis morene over berg. I borpunkter på tomten varierer dybde til berg mellom 3,7 og 21,1 meter under terreng.

Basert på kunnskap om planlagt utbygging og kartlagte grunnforhold, er det foreslått følgende kategorier og klassifiseringer i henhold til relevante standarder og forskrifter:

- Geoteknisk kategori: 2
- Pålitelighetsklasse: 2
- Tiltaksklasse geoteknikk: 2
- Prosjekteringskontrollklasse og utførelseskontrollklasse: 2
- Grunntype: E
- Seismisk klasse: II

Det forutsettes at bygget skal fundamenteres på spissbærende stålkjernepeler til berg. For utgraving av kjelleretasje forutsettes det at det etableres en avstivet byggegrop som er vanntett. Det tilrås en løsning med boret rørsputt og innvendig avstivning basert på forholdene på utbyggingsområdet.

REV.	DATO	BESKRIVELSE	UTARBEIDET AV	KONTROLLERT AV
0.0	31.03.2025	Geotekniske prosjekteringsforutsetninger	Isak Hågensen, Simon Gerlach og Torjus Lømo Ellingsen	Lars Jørgen Hole

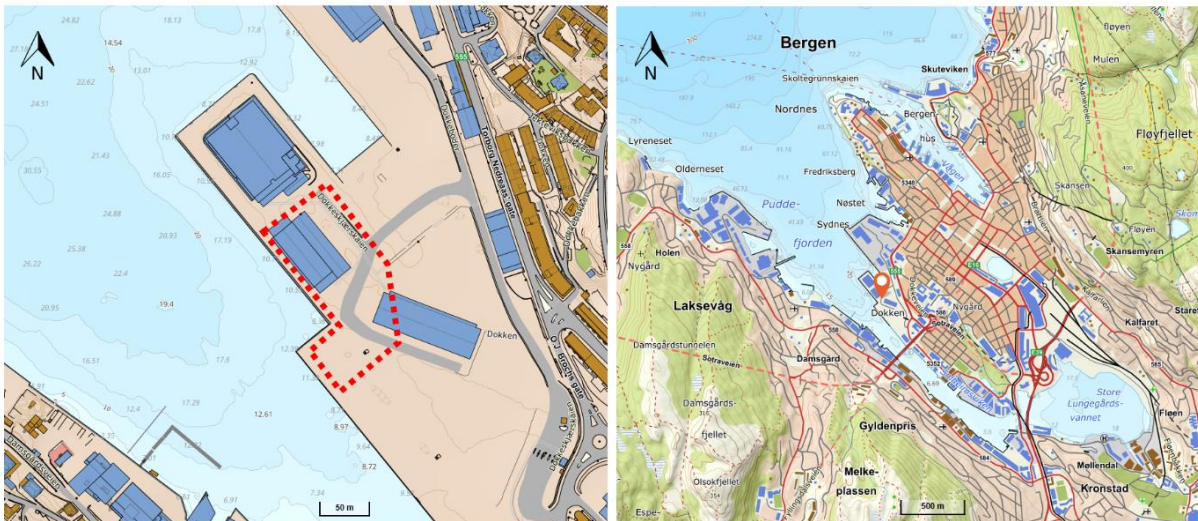
INNHALDSFORTEGNELSE

1.	INNLEDNING	5
1.1.	Beskrivelse av tiltaket.....	5
2.	GRUNNLAG FOR GEOTEKNISK VURDERING	7
3.	TERRENG OG GRUNNFORHOLD	7
3.1.	Topografi	7
3.2.	Grunnforhold	8
3.3.	Grunnvann	9
4.	GEOTEKNISKE PROSJEKTERINGSFORUTSETNINGER	10
4.1.	Regelverk og klassifiseringer	10
5.	GEOTEKNISK VURDERING	11
5.1.	Seismisk påvirkning	11
5.2.	Partialfaktorer.....	11
5.3.	Jordprofil og geotekniske parametere	12
5.4.	Stabilitet	12
5.5.	Fundamentering.....	13
5.6.	Etablering av byggegrop.....	14
5.7.	Jordtrykk.....	14
5.8.	Frostsikring	15
5.9.	Komprimering	15
5.10.	Kontrollplan	15
6.	INGENIØRGEOLOGISK VURDERING	15
6.1.	Vannhåndtering	15
6.2.	Berguttak	16
6.3.	Vibrasjoner	17
7.	REFERANSER	18
	VEDLEGG A – GEOTEKNISKE PROSJEKTERINGSFORUTSETNINGER	21
	VEDLEGG B – PRINSIPPSKISSER AVSTIVET BYGGEGROP	22

1. INNLEDNING

Dette dokumentet redegjør for de overordnede geotekniske premissene for byggeprosjektet Samlokalisering av Havforskningsinstituttet og Fiskeridirektoratet. Dokumentet går gjennom grunnlag for videre detaljprosjektering, belyser relevante geotekniske og ingeniørgeologiske problemstillinger og viser til hvilke geotekniske vurderinger som er gjort i forprosjektet. Oversiktskart over tomt og utbyggingsområdet er presentert i figur 1.

Geotekniske grunnundersøkelser i området med tilhørende datarapporter er tidligere utført av Norconsult i 2021 og Multiconsult i 2023 (revidert i 2024) /2/, /3/, /4/, /5/. Samtlige høyder og koter nevnt i dette notatet refererer til høydesystemet NN2000.

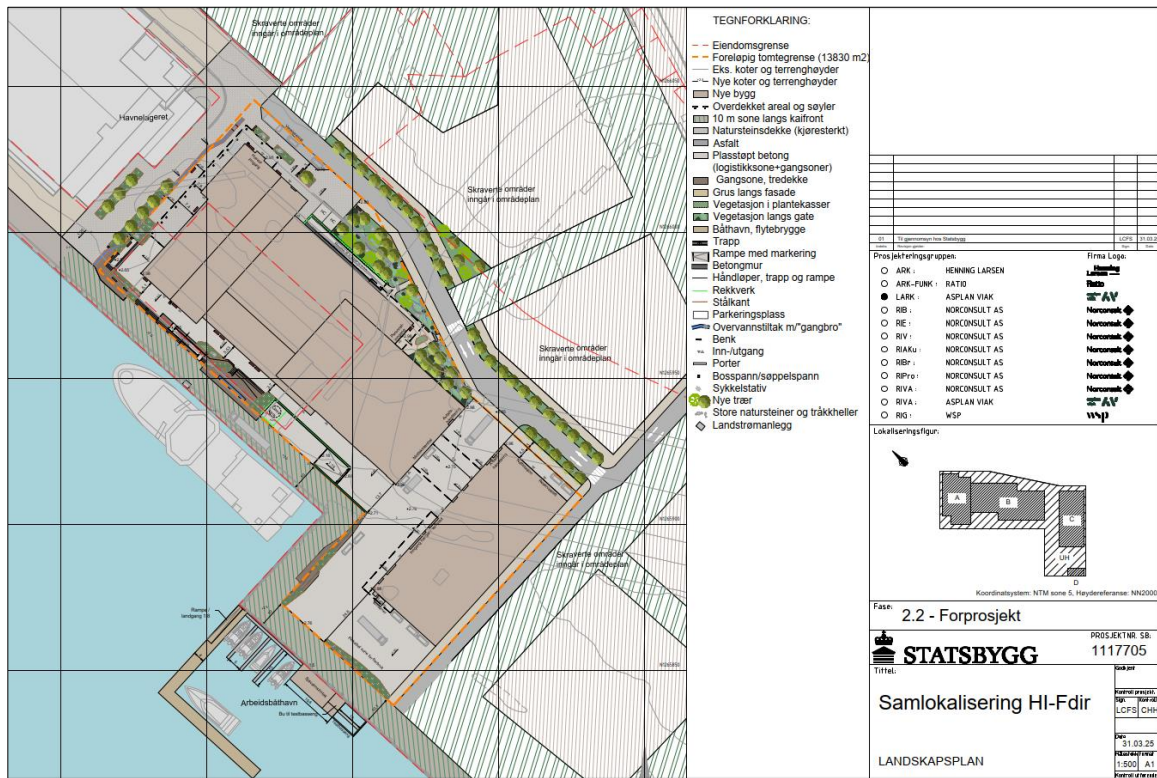


Figur 1: Oversiktskart /1/. Tiltaksområdet er markert med rød stipling.

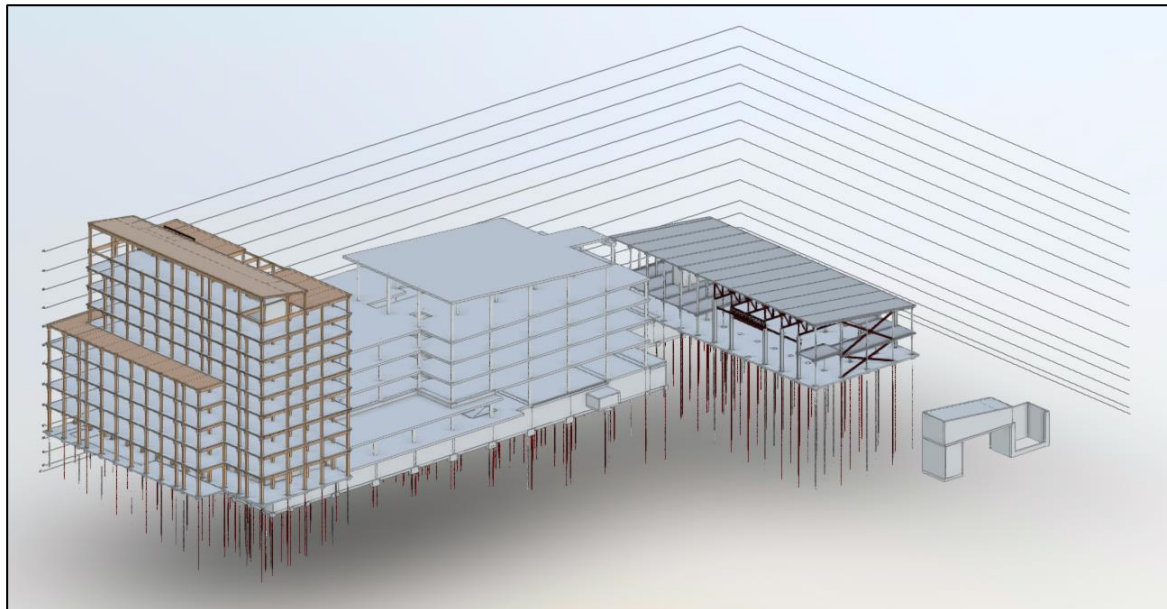
1.1. BESKRIVELSE AV TILTAKET

Havforskningsinstituttet og Fiskeridirektoratet skal samlokaliseres i et nytt bygg på Dokken i Bergen. Bygget skal plasseres i direkte nærhet til kai og er planlagt å ha en størrelse på 40 000 m² BYA. Bygget skal huse blant annet kontorer, laboratorium og hangar. Eiendommen og det tilstøtende området benyttes i dag som container havn. På sikt skal området transformeres til en ny attraktiv bydel i Bergen, bestående både av næringsvirksomhet og boliger.

Situasjonsplan av tiltaket er presentert i figur 2. Utklipp av bygningsmodell er presentert i figur 3. Nybygget forutsettes fundamentert både på stålkjernepeler til berg og direkte på berg.



Figur 2: Landskapsplan utarbeidet av Asplan Viak (utsnitt fra tegning L 001, datert 31.03.25, rev01)



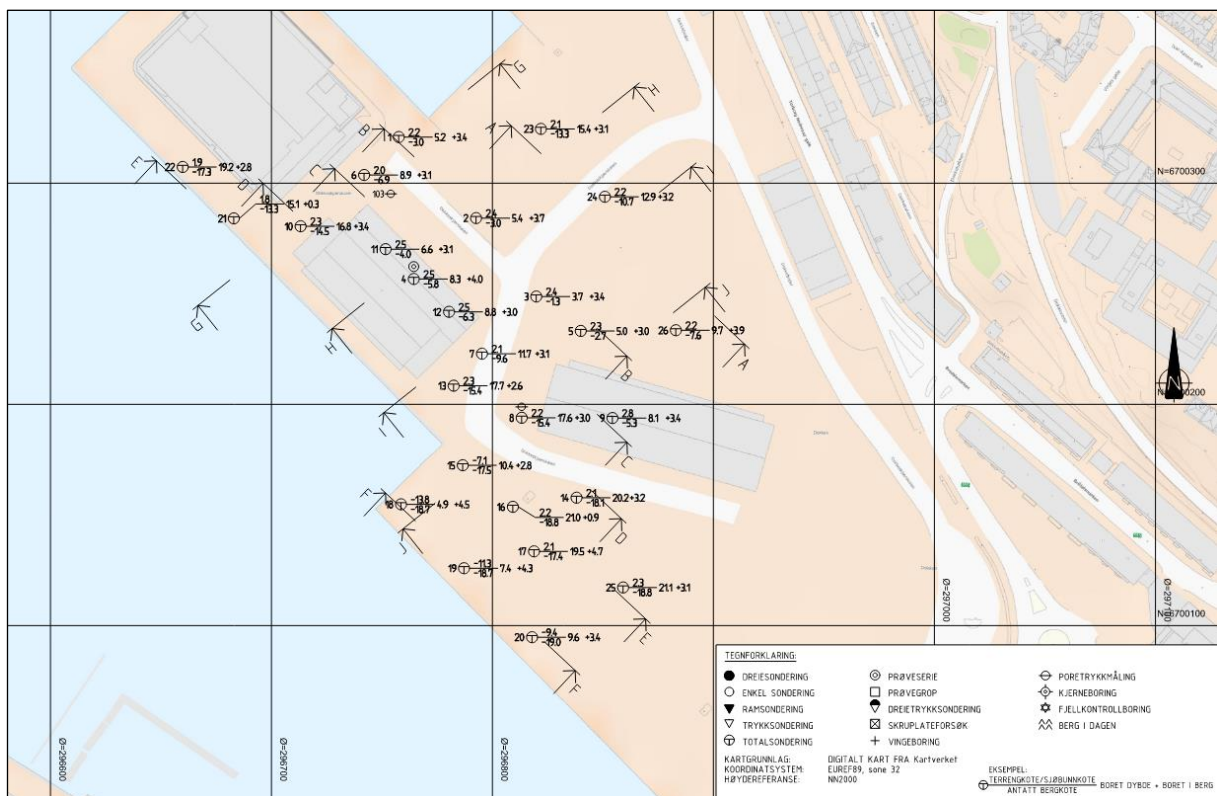
Figur 3: Utklipp av versjon 8 av RIB modell (3D IFC modell) utarbeidet av Norconsult. Datert 09.02.25.

2. GRUNNLAG FOR GEOTEKNISK VURDERING

Tidligere geotekniske og miljøtekniske grunnundersøkelser utført i forbindelse med tiltaket er dokumentert i følgende rapporter:

- Multiconsult, 2007. *Bunn- og grunnundersøkelser /2/*.
- Multiconsult, 2013. *Jekteviken – Grunnundersøkelser /3/*.
- Norconsult 2021. *Dokken og Jekteviken. Datarapport – Geotekniske grunnundersøkelser /4/*.
- Multiconsult, 2024. *Samlokalisering Havforskningsinstituttet og Fiskeridirektoratet. Datarapport – Geotekniske grunnundersøkelser /5/*.
- Rambøll, 2024. *Havforskningsinstituttet og Fiskeridirektoratet Tiltaksplan for forurenset grunn. Miljøtekniske grunnundersøkelse /6/*.

Oversikt over utførte boringer i 2023 er vist i figur 4. For detaljert beskrivelse av grunnforholdene henvises det til de geotekniske datarapportene. De geotekniske vurderingene med hensyn til grunnforholdene på tiltaksområdet er basert på alle utførte grunnundersøkelser.



Figur 4: Geotekniske grunnundersøkelser utført av Multiconsult i 2023 (utklipp av Multiconsult tegning RIG-TEG-001 Rev01 datert 31.07.2024 /5/).

3. TERRENG OG GRUNNFORHOLD

3.1. TOPOGRAFI

Tiltaksområdet er relativt flatt og ligger mellom kote +1,8 og +2,8 /7/. Området grenser mot Puddefjorden i sør og vest, og mot havne- og industriområder på Dokken i nord og øst.

3.2. GRUNNFORHOLD

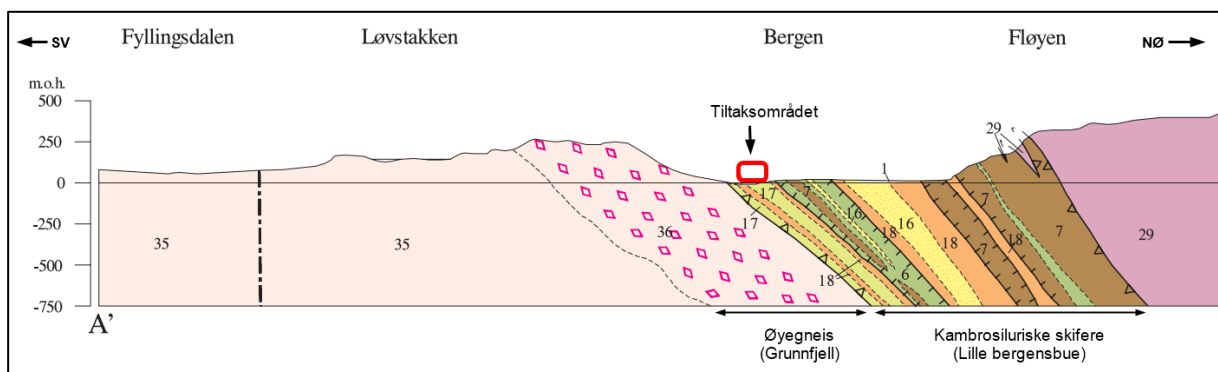
3.2.1. LØSMASSER

Løsmasser i området består ifølge Norges Geologiske Undersøkelse (NGU) av leire, silt, sand, grus og fyllmasser /8/. Geotekniske undersøkelser viser at løsmassene generelt består av et topplag med grus, sand og silt, over antatt steinfylling, stedvis også morene i dybden over berg /4/, /5/. Det er utviklet en modell av bergoverflaten med utgangspunkt i de geotekniske grunnundersøkelser som ble gjennomført i 2023 /5/. Bergdybden i de utførte borpunktene varierer mellom 3,7 og 21,1 meter med gjennomsnittsdyp på 12 meter. Modellen er bygd opp på interpolering mellom borpunktene slik at det er usikkerheter om lokale variasjoner. Det antas at berg kan ligge grunnere i enkelte områder, da området opprinnelig bestod av to skjær før det ble fylt ut. Generelt er bergdybden mindre i den nordlige og nordøstlige delen av tiltaksområdet sammenlignet med de sørlige delene.

Området har vært utfyllt siden andre halvdel av 1800-tallet, og de seneste utfyllinger har foregått i flere etapper i periodene 1970-1980, 1994 og 2009-2015 /6/. Området har gjennom årenes løp stadig blitt fylt ut med fyllinger i sjø og eldre utfyllinger ble betraktet som avfallsdeponier. Miljøundersøkelser har påvist forurensning på eiendommen. Det kan ikke utelukkes at løsmassene består av industriavfall, husholdningsavfall og bygningsavfall /5/.

3.2.2. BERGGRUNN

Berggrunnen på eiendommen består er kambrosiluriske skifere som utgjør den lille bergensbuen som tilhører hovedenheten Hardangerfjorddekkekomplekset. Mot sør-vest fra tiltaksområdet grenser de kambrosiluriske skifere mot øyegneis som utgjør grunnfjellet, se Figur 5. Kontakten antas å være en skyveforkasting mellom hovedenhetene Øygardskomplekset og Hardangerfjorddekkekomplekset /26/.



Figur 5: Berggrunnsprofil gjennom Bergen sentrum med omtrentlig plassering av tiltaksområdet. Profilene går 900m SØ for tiltaksområdet, men vurderes å være representativt. Figur er modifisert etter Fossen, H. & Ragnhildstveit J. 2008: Berggrunnskart Bergen 1115 I, M 1:50 000 /26/)

I januar-februar 2025 ble det utført 7 kjerneboringer og 3 vanntapsmåling på området med tilhørende datarapport /27/. I datarapporten er bergprøvene logget etter Q-metoden. Berggrunnen i dybde 0-10 m består i hovedsak av glimmerskifer, amfibolitt og gneis. En oppsummering av sentrale bergartsparemetere er presentert i tabell 2. Bergmassekvaliteten vurderes til å være god, og berggrunnen fremstår som massiv med enkelte sprekker og sprekkesett. Berggrunnen innehar enkelte

vannførende sprekker på 0,5-1 cm. 2 av 7 prøver har kjernetap som kan vurderes å være svakhetssoner. Alle prøvene har soner med oppsprekking/knusningssoner. Datarapport for kjerneboring og vanntapsmålinger gir en nærmere beskrivelse av berggrunnen /27/.

Tabell 1: Bergartsparemetere fra kjernelogging.

Parameter	RQD	Jn	Jr	Ja
Gjennomsnittsverdi	67	4.1	2	1.5
Beste	100	2	4	0.75
Dårligste	15	12	1	4

Bergblotning av glimmerskifer 430m SØ for tiltaksområdet har blitt undersøkt, se Figur 6. Følgende målinger (fallretning/fall) er gjort av bergblotning:

- Foliasjon: 038 / 40
- Sprekkesett 1: 218 / 62
- Sprekkesett 2: 128 / 62



Figur 6: Bergblotning SØ for tiltaksområdet har blitt undersøkt.

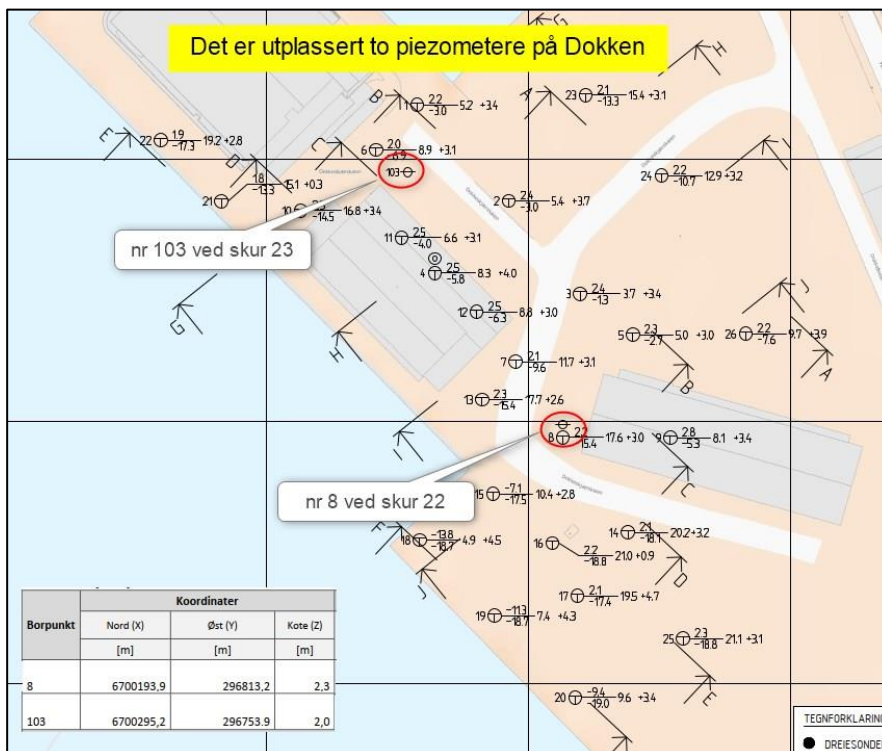
3.3. GRUNNVANN

Det er installert to piezometere på området med spiss henholdsvis 5,5 og 6,0 m under terreng, som er vist i figur 7. Piezometere er av typen vibrerende væier uten minne og leses av manuelt. Om de ikke blir skadet skal disse kunne være operative i mange år, og måle grunnvannsendringen i hele forløpet før utgraving av byggegropen. Piezometere har blitt avlest to ganger i forprosjektet, henholdsvis av Multiconsult ved installering og av WSP, se Tabell 2.

Tabell 2: Avlesning av piezometer

PZ	Kote	Dato	Dybde til vann under terreng (m)
Nr 8	2,3 moh	13.12.23 (klokkeslett ikke oppgitt)	-2,5
		18.10.24 (kl 11:00)	-1,5
Nr 103	2,0 moh	13.12.23 (klokkeslett ikke oppgitt)	-1,3
		18.10.24 (kl 11:00)	-1,2

PZ avlesninger antyder at grunnvannet ligger på havnivå og varierer med tidevannet. Det er ingen tidligere registrering av grunnvann på området fra Nasjonal grunnvannsdatabase /10/.



Figur 7: Oversikt over utplasserte piezometere på området. Figur er modifisert etter Multiconsult tegning RIG-TEG-001 Rev01 datert 31.07.2024 /5/.

4. GEOTEKNISKE PROSJEKTERINGSFORUTSETNINGER

I denne seksjonen følger en kort oppsummering av de geotekniske prosjekteringsforutsetningene basert på tilgjengelig underlag. Endelig klassifisering fastsettes under detaljprosjektering. Vedlegg A illustrerer og beskriver valg av kategorier og klassifiseringer iht. gjeldende regelverk. I tillegg beskrives konstruksjonssikkerhet, kvalitetssystem, dimensjoneringsmetoder, stormflo og andre relevante forutsetninger ytterligere. Vedlegget er benyttet for å gjøre foreliggende rapport mer oversiktlig.

4.1. REGELVERK OG KLASIFISERINGER

For den geotekniske prosjekteringen skal følgende lovverk og standarder legges til grunn:

- Byggteknisk forskrift (TEK17) (jf. /11/)

- Byggesaksforskriften (SAK 10) (jf. /12/)
- Eurokode 0 (jf. /13/)
- Eurokode 7 del 1 (jf. /14/) og del 2 (jf. /15/)
- Eurokode 8 (jf. /16/)

Kontroll av geoteknisk prosjektering og utførelse skal gjøres iht. regler i Eurokode 0 og byggesaksforskriften (SAK10, § 14-2). Basert på kunnskap om planlagt nybygg og kartlagte grunnforhold, er følgende kategorier og klassifiseringer valgt for tiltaket:

- Geoteknisk kategori: 2
- Pålitelighets- og konsekvensklasse CC/RC: 2
- Tiltaksklasse geoteknikk: 2
- Prosjekterings- og utførelseskontrollklasse PKK/UKK: 2
- Grunntype: E
- Seismisk klasse: II

5. GEOTEKNISK VURDERING

5.1. SEISMISK PÅVIRKNING

Spissverdien for berggrunnens akselerasjon i Bergen er $a_{gR}=0,55 \text{ m/s}^2$ iht. Tabell NA.3.2 (907) i Eurokode 8 /16/. Seismisk faktor settes til $\gamma_1=1,00$ for seismisk klasse II utfra Tabell NA.4(901). Den dimensjonerende grunnakselerasjon kan etterfølgende beregnes som:

$$a_g = \gamma_1 * a_{gR} = 1,00 * 0,55 = 0,55 \text{ m/s}^2$$

I henhold til NA.3.2.1(5) for konstruksjoner i seismisk klasse I-IIIa kan dimensjonering for seismisk påvirkning utelates når grunntype er A-E og grunnakselerasjon tilfredsstillende $a_g \leq 0,30 \text{ m/s}^2$. Dimensjonerende grunnakselerasjon er beregnet til $0,55 \text{ m/s}^2$ som ligger utenfor utelatelses kriteriet. Konstruksjonen må dimensjoneres for seismisk påvirkning. Det gjøres oppmerksom på at dette er veiledende verdier og en ny vurdering må gjøres i detaljfase.

5.2. PARTIALFAKTORER

Følgende partial- og materialfaktorer vil bli brukt ved prosjektering av lokalstabilitet og fundamentering iht. Eurokode 7 /14/ og Statens Vegvesens håndbok V220 /17/:

- Effektivspenningsanalyser: 1,25
- Totalspenningsanalyser: 1,4

Det forutsettes at planområdet består av antatt sand, grus og morene som oppfører seg drenert og beregninger utføres med effektivspenningsanalyse. Udrenert skjærfasthet (totalspenningsanalyse) er vurdert som ikke relevant i dette tilfellet.

5.3. JORDPROFIL OG GEOTEKNISKE PARAMETERE

Grunnforholdene består av et topplag med sand og grus, over antatt steinfylling, stedvis også morene. Tolket dybde til berg varierer mellom 3,7 og 21,1 meter under terreng, men er generelt mindre i nordre deler av området enn søndre. Det forutsettes, basert på totalsonderingsprofiler og poseprøver, at fyllmassene på tomten består av grove og godt drenerende friksjonsmasser. Det er konservativt valgt sand som grunnlag for geotekniske parametere. De anbefalte verdiene til tyngdetettheten og styrkeparametere (friksjonsvinkel og attraksjon) er hentet fra Statens Vegvesens Håndbok V220 /17/ og oppsummert i tabell 3.

Tabell 3: Karakteristiske geotekniske parametere basert på resultatene fra grunnundersøkelser og erfaringsverdier.

Lag	Tyngdetetthet γ (kN/m ³)	Friksjonsvinkel ϕ (°)	Kohesjon c' (kPa)
Fyllmasser (Sand, grus og stein)	19	38	0

5.4. STABILITET

5.4.1. OMRÅDESTABILITET

Kapittel 3.2 i NVEs veileder 1/2019 beskriver prosedyren for utredning av områdestabilitet /18/. Prosedyren er delt inn i to hoveddeler med totalt 11 punkter (trinn). Del 1 består av tre trinn for avklaring av aktsomhetsområder for områdeskred, mens del 2 er en trinnvis utredning av eventuelle faresoner. Dersom det kommer frem av del 1 at det aktuelle området befinner seg utenfor aktsomhetsområder for områdeskred kan prosedyren avsluttes uten videre utredning. En oppsummering av NVE prosedyren del 1 (steg 1-5) er gitt i Tabell 4.

Andre skredtyper er ikke aktuell for eiendommen.

Tabell 4: Gjennomgang av prosedyre i NVE-veileder 1/2019 (steg 1-5) /18/.

	Trinn	Oversikt	Kommentar
DEL 1: Aktsomhetsområder	1	Undersøk om det finnes registrerte faresoner (kvikkleiresoner) i området.	<i>Det er ingen registrerte kvikkleiresoner i området.</i>
	2	Avgrens områder med mulig marin leire.	<i>Planområdet ligger under marin grense. Løsmassene i området er kartlagt i grovere målestokk enn 1:50 000. Mulighet for marin leire kan derfor ikke bestemmes basert på kartgrunnlaget.</i>
	3	Avgrens områder med terreng som kan være utsatt for områdeskred. a) Terreng som kan inngå i løsnemråde for skred. b) Terreng som kan inngå i utløpsområde for skred.	<i>a) Tiltaksområdet er tilnærmet flatt med unntak av en marbakke i vest som har skråningshøyde (i løsmasser) over 5 m og er brattere enn 1:20. b) Planområdet ligger ikke innenfor utløpsområdet til andre aktsomhetsområder eller faresoner.</i>

DEL 2: Utredning av faresoner	4	Bestem tiltakskategori.	<i>Planlagt tiltak omfatter et næringsbygg som medfører større personopphold. Tiltaket er satt til tiltakskategori K4.</i>
	5	Gjennomgang av grunnlag – identifikasjon av kritiske skråninger og mulig løsneområde.	<i>Tidligere grunnundersøkelser har ikke påvist sprøbruddsmateriale eller kvikkleire.</i>
Konklusjon: Med bakgrunn i gjennomgang av tilgjengelig kartgrunnlag, grunnundersøkelser og laboratorieundersøkelser er det dokumentert at det ikke er påvist sprøbruddsmateriale eller kvikkleire i tiltaksområdet. Områdestabiliteten er ivarettatt iht. TEK17 § 7-3 og utredningen kan avsluttes i steg 5.			

5.4.2. LOKALSTABILITET

Lokalstabilitet er avgrenset til utgraving av kjeller og VA-anlegg. Gravearbeider skal utføres i henhold til kapittel 21 om gravearbeid i Arbeidstilsynets Forskrift om utførelse av arbeid /19/. Med hensyn til grunnforholdene kan det benyttes graveskråninger med helning 1:1,5 i fyllmassene over grunnvannstanden, ned til ca. 2,5 m dybde. Brattere skråninger kan vurderes i samråd med geotekniker for groper/grøfter med mindre dybde som skal stå åpen over en kort tid. Ved utgraving av byggegrøp under grunnvannstanden forutsettes det behov for vanntette støttekonstruksjoner (jf. Seksjon 5.6).

Utgraving og håndtering av forurensede masser må vurderes basert på omfang og dybde som beskrevet i prosjektets tiltaksplan. Det kan være behov for utgraving ved og under vann uten bruk av støttekonstruksjoner. I dette tilfelle må det vurderes slakere graveskråninger (f.eks. med helning 1:2 eller slakere) for å hindre ustabile forhold.

Det vil være behov for uttak av berg på nordøstlige delen av tomten der kote av kjellergulv ligger under registrert bergkote. Det vil være behov for ingeniørgeologisk prosjektering, og arbeid med berguttak skal følges opp av ingeniørgeolog i byggefase for å ivareta stabilitet av bergskjæringer.

5.5. FUNDAMENTERING

Bygget forutsettes fundamentert delvis på stålkjernepeler til berg og delvis direkte på berg. Stålkjernepeler er primært borede, spissbærende peler som etableres ved at et foringsrør bores gjennom løsmasser og inn i fast berg /20/. Peleveiledningen anbefaler innboringslengde av foringsrør minimum 0,5-1 m inn i godt berg. For pelene som skal ta strekklast må forankringslengden i berg beregnes.

Dimensjonerende lastvirkning F_d skal være mindre enn pelens dimensjonerende bæreevne og installert kapasitet i bruddgrense- og ulykkestilstanden, samt seismisk påvirkning. Det forutsettes at bergets bæreevne ikke er dimensjonerende basert på typisk høy trykkfasthet. Peletverrsnittets dimensjonerende kapasitet bestemmes ut fra pelematerialet (flytespenningen for stål, areal av peletverrsnittet og en partialfaktor for materialegenskap), og installert kapasitet beregnes ved å multiplisere dimensjonerende kapasitet med en reduksjonsfaktor f_a . En oversikt over installert trykkapasitet for stålkjernepeler med reduksjonsfaktor på 0,9 (gunstige forhold) er vist i tabell 5. Peler som i tillegg blir utsatt for moment og/eller skjærkraft må også kontrolleres for den aktuelle kombinerte belastningen.

Det forutsettes at prosjektering, utførelse og kontroll av pelearbeider gjennomføres iht. Eurokode 7 /14/og Peleveiledningen /20/. Problemstillinger knyttet til fundamentering på peler er gjennomgått i Vedlegg A. Vedrørende bygningslaster forholder RIG seg til lastinput fra RIB.

Tabell 5: Installert trykkapasitet N_i for stålkjernepel med forskjellige diametere med reduksjonsfaktor $f_o = 0,9$. Tabellen er hentet fra peleveilederen 2019 /20/.

Diameter stålkjerne [mm]	Minimum flytegrense R_{eH} [N/mm ²]	Installert trykkapasitet N_i [kN]
90	315	1718
100	315	2121
120	295	2860
130	295	3356
150	295	4468
180	285	6216
200	285	7674
220	275	8960

5.6. ETABLERING AV BYGGEGROP

Det forutsettes utgraving ned til 6 m under terreng for etablering av kjelleretasje, der underkant av kjellergulv ligger på ca. kote -3,5. Basert på plassering av nybygg, grunnforholdene og grunnvann forutsettes det bruk av midlertidige støttekonstruksjoner for etablering av byggegropen. Det er vurdert at en løsning med boret rørsputt (Ø406 eller Ø610) er mest hensiktsmessig da fyllmassene vurderes å ikke være egnet til ramming av spunt. Rørene med spuntlås bores gjennom løsmasser inn i berg og støpes ut. Tetting av spunt-låser og mellom rørsputt og berg ved jet-injeksjon må vurderes for å sikre en vanntett byggegrop.

Hvis det skal fjernes berg under spuntfoten må rørsputten sikres med skrålbolter eller dybler. Videre skal det etableres en berghylle mellom spunt og bergskjæring i henhold til retningslinjer i Peleveilederen /20/. Alternativt kan rørsputten bores til nivå under graveplanum /21/.

Det vil være behov for avstivning med innvendige stivere eller utvendig med stag. Det vurderes at innvendig avstivning er den mest egnede løsningen med tanke på eksisterende kai og byggverk rundt byggegropa, samt risiko for vanninntrenging langs stag og gjennom hull i spuntveggen. Ulempen med innvendig avstivning er hindring av arbeidene i byggegropa og konflikt mellom bygg og avstivning. Vedlegg B inkluderer en prinsippskisse av de forskjellige løsninger tilknyttet til avstivning. Endelig løsning av avstivet byggegrop må bestemmes og detaljprosjekteres av ansvarlig geotekniker (RIG).

5.7. JORDTRYKK

Jordtrykk mot kjellerveggen vurderes basert på horisontalspenninger i jorda som beregnes ut fra effektive vertikalspenninger og jordtrykkskoeffisienter. For stive konstruksjoner hvor det ikke er forventet relativbevegelse mellom konstruksjonen og grunnen, benyttes det hviletrykkskoeffisient K_0 i

beregninger. Det antas at det skal tilbakefylles med grove friksjonsmasser bak kjellervegger. Følgende verdier er vurdert på nåværende tidspunkt og gitt til RIB for bruk i forprosjekt.

Med friksjonsvinkel $\phi = 38^\circ$ (grus) kan det benyttes følgende jordtrykkskoeffisienter:

- Bruddgrensetilstand: $K_0 = 0,47$
- Bruksgrensetilstand: $K_0 = 0,38$

Dersom det skal anvendes andre type løsmasser bak kjellerveggen bør anbefaling av jordtrykkskoeffisienter oppdateres. Videre vurderinger og beregninger skal utføres av geotekniker etter behov til detaljprosjektering og avklares nærmere med RIB.

5.8. FROSTSIKRING

Stedlige løsmasser i tiltaksområdet ligger i telefarlighetsklasse T2 og T3 (litt telefarlig og middels telefarlig) basert på kornfordelingsanalyser fra utførte grunnundersøkelser /4/, /5/. Frostsikring ved telefarlige masser må være ivaretatt. Ved eventuelt vinterarbeid må det sørges for tilstrekkelig frostsikring av grunnen under- og bak alle konstruksjoner.

5.9. KOMPRIMERING

Komprimering skal tas hensyn til der det er relevant. Alle masser som legges ut, enten som følge av masseutskifting eller oppfylling, skal komprimeres i henhold til NS 3458 (Komprimering – Krav og utførelse) /24/.

5.10. KONTROLLPLAN

Prosjekt vurdert under geoteknisk kategori 2 medfører krav om plan for kontroll og overvåkning for geotekniske arbeider. Endelig kontrollplan utarbeides under detaljprosjektering og fastlegges før oppstart av byggefasen. Ansvarlig entreprenør må følge opp og fylle ut kontrollplanen underveis i arbeidene. Entreprenør skal også utarbeide egne kontrollplaner i henhold til sine kvalitetssikringssystemer.

6. INGENIØRGEOLOGISK VURDERING

6.1. VANNHÅNDTERING

En relativt vanntett byggegrop er en forutsetning for byggeprosjektet ettersom traubunn skal etableres under grunnvannsnivå. Det vurderes at grunnvann kan lekke inn i byggegropen gjennom sprekker i berggrunn og fyllmasser, langs med spunt og i overgangen mellom spunt og berggrunn.

Det er utført kjerneboringer og vanntapsmålinger av berggrunnen på området /27/. Datarapport fra prøvene indikerer at berggrunnen generelt har en god og massiv kvalitet, men det er påpekt svakhetssoner og vannførende sprekker i dybde 0-10m under bergoverflaten. I 0-5 m i borpunkt 5 er det hentet opp glimmerskifer i øvre del og øyegneis i nedre del med kjernetap mellom de ulike bergartene. Det vurderes at det er boret gjennom skyveforkastingen mellom hovedenhetene Øygardskomplekset og Hardangerfjorddekkekomplekset. Det ble i tillegg utført vanntapsmåling i

borpunkt 5 som ga en Lugeon verdi på 4,78. Ut fra foliasjon til omkringliggende berg og Figur 5 kan man forvente at denne forkastningen går skrått innover under tiltaksområdet. Forkastningssonen er ikke observert i de andre borpunktene.

Det har blitt gjennomført totalt 3 vanntapsmålinger på tiltaksområdet for å gi et inntrykk av permeabiliteten til berggrunnen. Testene har gitt Lugeon-verdiene: 4.78, 2.22 og 1.67 /27/. En Lugeon verdi mellom 1 og 5 klassifiseres som lav og gir indirekte en vurdering av at berget har smale sprekker og lav permeabilitet /25/.

Sprekker, svakhetssoner og forkastninger i berggrunnen kan føre vann inn i byggegropen. Injeksjon i berggrunn må vurderes i detaljprosjekteringen, samt hvordan øvrig lekkasjer i byggegropen kan hindres. Videre må det vurderes hva som er et akseptabelt nivå for vannlensing. Det er kartlagt forurensning i løsmassene, det må derfor tas høyde for å rense vannet som pumpes ut.

6.2. BERGUTTAK

6.2.1. SIKRING AV BERG

Utførelsen av berguttak vil påvirke det endelige sikringsbehovet. Det er derfor viktig at berguttak blir utført skånsomt mot det gjenstående berget, og har en god kontur. Bergskjæringer skal renskes, utført som maskinell rensk og/eller spettrensk. Generelt anbefales det at ustabile blokker renskes ned fremfor å sikres. Etter dette vurderes endelig behov for permanent og/eller midlertidig bergsikring av ingeniørgeolog.

Om spunt ikke går ned til traubunn forutsettes det, som nevnt i Seksjon 5.6, at det etableres en rensket berghylle mellom spunt og berguttak på minimum 1,5 m i henhold til Byggegrøpveiledningen 2019 /20/. Det må vurderes totalstabilitet og lokalstabilitet av bergskjæring, type sikringsmidler, dimensjonering og mengder av sikring, samt grunnvann og tetting av grunnvannslekkasjer. Det skal utarbeides en kontur på bergmassen som er hensiktsmessig for videre arbeider.

6.2.2. FØR BERGUTTAK

Før berguttak kan starte må følgende punkter gjennomføres:

- Gjennomføre bygningsbesiktigelse og kartlegge tilhørende fundamenteringsforhold for nærliggende bygninger og konstruksjoner.
- Installering av vibrasjonsmålere på nærliggende bygninger og konstruksjoner.
- Ingeniørgeologisk kartlegging av bergoverflate når løsmassene er avgravd.
- Utarbeide program for setningsmåling på eksisterende bygg (før avgraving av løsmasser).

6.2.3. UNDER/ETTER BERGUTTAK

Berguttak må stedlig kontrolleres av ingeniørgeolog før andre arbeider kan starte i byggegrop.

Følgende punkter skal kontrolleres:

- Bergstabilitet
- Behov for rensk og bergsikring
- Innlekkasje av vann

6.3. VIBRASJONER

Det forutsettes at berguttaket utføres med bruk av sprengning og eventuelt pigging. Grunnarbeid med berguttak kan forårsake kraftige rystelser og vibrasjoner som kan påvirke nærliggende byggverk. Tiltak som for eksempel sømboring vil være aktuelt for å redusere vibrasjoner, etablere en fin kontur i byggegrop og redusere risiko for berg utfall.

Veiledende grenseverdier for vibrasjoner fra bygge- og anleggsvirksomhet må derfor fastsettes i henhold til NS 8141-1 /22/. Grenseverdiene avhenger av fundamentering til de nærliggende byggverkene, type byggverk, materiale og avstand til vibrasjonskilde. Dersom det blir registrert høyere vibrasjoner enn veiledende vibrasjonsgrense må det gjøres tiltak.

Det er utført foreløpig beregning av grenseverdier for sprengning og pigging i berg med tanke på avstand til nærliggende byggverk (10-100 m) som er antatt fundamentert på løsmasser (sand og grus). Ut fra beregningen anbefales det at foreløpig grenseverdi for nærmeste byggverk settes til maksimalt 25,0 mm/s for sprengning og 7,5 mm/s for pigging og komprimeringsarbeid. Det bemerkes at veiledende vibrasjonsgrense bør omvurderes hvis besiktigelsen avdekker andre forhold enn antatt.

Nærliggende bygninger skal besiktiges og tilstanden rapporteres iht. NS 8141-4 /23/ før anleggsarbeidene igangsettes, og det skal monteres vibrasjonsmålere på bygningskonstruksjoner. Det anbefales at naboer varsles i god tid før sprengningen starter med informasjon om virkninger fra sprengningsarbeidene og tidspunkter for sprengning.

7. REFERANSER

- /1/ Kartverket, 2024. *Norgeskart*. Hentet fra <https://www.norgeskart.no/>
- /2/ Multiconsult, 2007. *Bunn- og grunnundersøkelser*. Oppdrag-/Rapportnr.: 611373/2. Bergen og Omland havnevesen. Datert 2. mai 2007.
- /3/ Multiconsult, 2013. *Jekteviken – Grunnundersøkelser*. Oppdrag-/Rapportnr.:614587-01. Bossnett AS. Datert 6. mai 2013.
- /4/ Norconsult, 2021. *Dokken og Jekteviken*. Datarapport – Geotekniske grunnundersøkelser. Dokumentnr: RIG-R01 versjon J01. Datert: 07.04.2021.
- /5/ Multiconsult, 2024. *Samlokalisering Havforskningsinstituttet og Fiskeridirektoratet*. Datarapport – Geotekniske grunnundersøkelser. Dokumentkode: 10252488-01-RIG-RAP-001 Revisjon 01. Revidert: 09.08.2024
- /6/ Rambøll, 2024. *Havforskningsinstituttet og Fiskeridirektoratet Tiltaksplan for forurenset grunn*. Miljøteknisk grunnundersøkelse. Dokumentnr: M-rap-001. Datert 01.12.2024.
- /7/ Kartverket, 2025. *Høydedata*. Hentet fra <https://hoydedata.no/LaserInnsyn2/>
- /8/ Norges Geologiske Undersøkelse (NGU), 2024. *Løsmasser – Nasjonal løsmassedatabase* (https://geo.ngu.no/kart/losmasse_mobil/). Undersøkt: mars 2025
- /9/ NGU, 2025. *Berggrunn – Nasjonal berggrunnsdatabase* (https://geo.ngu.no/kart/berggrunn_mobil/). Undersøkt: mars 2025
- /10/ NGU, 2025. *GRANADA – Nasjonal grunnvannsdatabase* (https://geo.ngu.no/kart/granada_mobil/) Undersøkt: mars 2025.
- /11/ Byggeteknisk forskrift (TEK 17), 2018. *Forskrift om tekniske krav til byggverk*. FOR-2017-06-19-840. Sist endret: 1.1.2024.
- /12/ Byggesaksforskriften (SAK10), 2010. *Forskrift om byggesak*. FOR-2010-03-26-488. Sist endret: 01.01.2020.
- /13/ Standard Norge, 1990. *Eurokode 0: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*. NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016.
- /14/ Standard Norge, 1997. *Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering – Del 1: Allmenne regler*. NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2016.
- /15/ Standard Norge, 1997. *Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering – Del 2: Regler basert på grunnundersøkelser og laboratorieprøver*. NS-EN 1997-2:2007+NA:2008.
- /16/ Standard Norge, 1998. *Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning. Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger*. NS-EN 1998-1:2004 + A1:2013 + NA:2021.
- /17/ Statens Vegvesen, 2025. *Geoteknikk i vegbygging*. Håndbok N-V220:2025. Sist oppdatert 2025.02.10.
- /18/ Norges Vassdrags- og Energidirektorat, 2020. *Sikkerhet mot kvikkleireskred – Vurdering av områdestabilitet ved arealplanlegging og utbygging i områder med kvikkleire og andre jordarter med sprøbruddegenskaper (NVE veileder 1/2019)*.
- /19/ Arbeidstilsynet. *Forskrift om utførelse av arbeid*. FOR-2011-12-06-1357. Sist endret: 18.1.2024.
- /20/ Norges Geotekniske Forening, 2019. *Peleveiledningen 2019*.
- /21/ Norges Geotekniske Forening, 2019. *Byggegruppveiledningen 2019*.
- /22/ Standard Norge, 2022. *Vibrasjoner og støt. Veiledende grenseverdier for bygge- og anleggsvirksomhet, bergverk og trafikk. Del 1: Virkning av vibrasjoner og lufttrykkstøt på byggverk, inkludert tunneler og bergrom*. NS 8141-1:2022

- /23/ Standard Norge, 2022. *Vibrasjoner og støt. Veiledende grenseverdier for bygge- og anleggsvirksomhet, bergverk og trafikk. Del 4: Retningslinjer for besiktigelse av byggverk og eiendom før bygge- eller anleggsstart. NS 8141-4:2021*
- /24/ Standard Norge, 2004. *Komprimering – Krav og utførelse. NS3458:2004*
- /25/ Quiñones-Rozo, C. (2010). *Lugeon test interpretation*
- /26/ Fossen, H. & Ragnhildstveit J. 2008: *Berggrunnskart Bergen 1115 I, M 1:50 000*
- /27/ WSP 2025. *Datarapport for kjerneboring Dokken. Dokumentkode 1010271-GEO-001-20250318*

WSP Norge AS

X

Utarbeidet av

X

Godkjent av



VEDLEGG A – GEOTEKNISKE PROSJEKTERINGSFORUTSETNINGER

PROSJEKTERINGSFORUTSETNINGER

1003450 – Havforskningsinstituttet og Fiskeridirektoratet – Prosjekteringsforutsetninger

Innhold

Regelverk.....	2
Geotekniske problemstillinger	2
TEK17 §7 – Sikkerhet mot naturpåkjenninger	2
Tek17 §10 – Konstruksjonssikkerhet	3
Geoteknisk kategori	3
Konsekvens- og pålitelighetsklasse.....	4
Tiltaksklasse iht. BPL	5
Kvalitetssystem	5
Prosjekterings- og utførelseskontroll.....	5
Bruddgrensetilstander	6
Dimensjoneringsmetode.....	6
Partialfaktorer, påvirkninger/lastvirkninger (A).....	6
Partialfaktorer grunnens egenskaper (M)	7
Partialfaktorer grunnens motstand (R).....	7
Grunntype	8
Seismisk klasse	9
Referanser	10

REGELVERK

Gjeldende regelverk legges til grunn for geoteknisk prosjektering av Nybygg for Havforskningsinstituttet (HI) og Fiskeridirektoratet (FDir) ved Dokken i Bergen:

- SAK10 /1/
- TEK17 /2/
- NS-EN 1990:2002 + A1:2005 + NA:2016 (Eurokode 0) /3/
- NS-EN 1991-1-1:2002 + NA:2019 (Eurokode 1) /4/
- NS-EN 1997-1:2004 + A1:2013 + NA 2016 (Eurokode 7) /5/, /6/
- NS-EN 1998-1:2004 + A1:2012 + NA:2020 (Eurokode 8) /7/

Aktuelle veiledere og håndbøker brukt i prosjekteringen er nevnt under:

- Statens vegvesen håndbok V220 (Geoteknikk i vegbygging) /8/
- Peleveiledningen fra NGF /9/
- Byggegropveiledningen fra NGF /10/

GEOTEKNISKE PROBLEMSTILLINGER

Det forutsettes at bygg fundamenteres på spissbærende peler til berg. Utbyggingen er planlagt med et kjellernivå og et bygg på 4-5 etasjer. Følgende problemstillinger må vurderes videre i detaljfase:

Problemstillinger knyttet til fundamentering:

- Bæreevnebrudd i pelefundamentet
- Løfting eller utilstrekkelig strekkmotstand i pelefundamentet
- Brudd i selve pelen ved trykk, strekk, bøyning, knekking eller skjær
- Kombinert brudd i grunnen og konstruksjonen
- Jordtrykk mot støtte- og kjellervegger
- Uakseptable vibrasjoner
- For stor lateral bevegelse (jordskjelv)

Problemstillinger knyttet til etablering av byggegroppen:

- Horisontaltrykk mot støttekonstruksjonen, og opptak av kreftene (avstivning)
- Opprettholde vannrett byggegrop
- Håndtering og deponering av forurensede masser

TEK17 §7 – SIKKERHET MOT NATURPÅKJENNINGER

I henhold til TEK 17 § 7 /2/ skal byggverk plasseres, prosjekteres og utføres slik at det oppnås tilfredsstillende sikkerhet mot skade eller vesentlig ulempe fra naturpåkjenninger (flom, stormflo, og skred).

Tiltaket ligger utenfor aktsomhetsområde for flom samt stormflo i dag, men innenfor et område som er utsatt for 200-års stormflo i år 2100 /11/. I henhold til TEK17 § 7-2 skal det fastsettes sikkerhetsklasse for flom og stormflo. Tiltaket plasseres i sikkerhetsklasse F2 som inkluderer bl.a. kontorbygg og industribygg. Det er tidligere utført en beregning av nødvendige høyder for

flomsikring ved utbygging i Dokken med hensyn til bølger og stormflo /12/. Sikkerhet mot stormflo og risikoreduserende tiltak bør vurderes videre av fagkyndige i detaljprosjekteringen slik at sikkerhetskravene oppfylles.

Topografien i området er flatt, og grunnforholdene består av grove masser over berg med løsmassemekthet som varierer mellom 3,7 og 21 meter i dybden. Det har blitt utført flere grunnundersøkelser i området, og det har ikke blitt påvist marin leire, kvikkleire eller leire med sprøbruddegenskaper i området. Områdestabiliteten er derfor ivaretatt iht. TEK17 § 7-3.

Ifølge NVEs aktsomhetskart ligger det aktuelle området utenfor naturpåkjenningssone (jord- og flomskred, snøskred, steinsprang og steinskred). Byggverket plasseres ikke i et fareområde for skred i bratt terreng. Faren for skred i bratt terreng er ivaretatt iht. TEK17 § 7-3.

Det konkluderes at det planlagte prosjektet tilfredsstillende overnevnte krav for «Sikkerhet mot naturfare» gjengitt i TEK17 §7 dersom sikkerhet mot stormflo vurderes/utredes iht. TEK17 § 7-2 under detaljprosjektering.

TEK17 §10 – KONSTRUKSJONSSIKKERHET

Iht. TEK17 § 10.1 vil forskriftens minstekrav til personlig- og materiell sikkerhet være oppfylt dersom det benyttes metoder og utførelse etter Norsk Standard (Eurokoder).

TEK17 § 10.2 angir følgende:

«Grunnleggende krav til byggverkets mekaniske motstandsevne og stabilitet, herunder grunnforhold og sikringstiltak under utførelse i endelig tilstand, kan oppfylles ved prosjektering av konstruksjoner etter Norsk Standard NS-EN 1990 (Eurokode 0): Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner og underliggende standarder i serien NS-EN 1991 til -1999, med tilhørende nasjonale tillegg.»

I veiledning til TEK17 står det:

«Forskriftens krav er oppfylt dersom det benyttes metoder og utførelse etter Norsk Standard. Korrekt bruk av prosjekteringsstandardene gir samlet det nivået som tilsvarer det sikkerhetsnivået som er akseptert av myndighetene.»

Ved å benytte standarder (Eurokoder) som angitt vil TEK17 § 10 være ivaretatt.

GEOTEKNISK KATEGORI

Eurokode 7 /5/ stiller krav til prosjektering ut fra tre ulike geotekniske kategorier. Valg av kategori gjøres ut fra standardens punkt 2.1. «Krav til prosjektering».

Prosjektet inneholder prosjektering av nybygg inntil 4-5 etasjer med kjeller. Det kan være noe utfordrende prosjektering ved konstruksjon av byggegrop under havnivå i forbindelse med å hindre vanninntrengning. Selve fundamenteringen er på spissbærende peler til berg som regnes som konvensjonelle konstruksjoner – **geoteknisk kategori 2** er derfor valgt. Denne kategorien omfatter konvensjonelle typer konstruksjoner og fundamenter uten unormal risiko eller vanskelige grunn- eller belastningsforhold.

KONSEKVENNS- OG PÅLITELIGHETSKLASSE

I samsvar med Eurokode 0 /3/ skal konsekvens og pålitelighetsklasse (CC/RC) velges for tiltaket. Tabell NA.A1 (901) gir veiledende eksempler for klassifisering av byggverk og konstruksjoner. Det skilles blant annet mellom kompliserte og enkle grunn- og fundamenteringsarbeid.

Det er vurdert at grunnforholdene er oversiktlige og godt dokumenterte, og at de forventede tiltakene og arbeidene er kjente. Tiltaket er plassert under «Kontor- og forretningsbygg, skoler, institusjonsbygg, boligbygg, osv.». **Konsekvens- og pålitelighetsklasse (CC/RC) 2** er valgt for tiltakene, som beskrevet i tabell 1 og tabell 2.

Tabell 1: Klassifisering av pålitelighetsklasse /3/

Veiledende eksempler for klassifisering av byggverk, konstruksjoner og konstruksjonsdeler	Pålitelighetsklasse ²⁾ (CC/RC)			
	1	2	3	4
Atomreaktorer, lager for radioaktivt avfall				x
Dammer			x	(x)
Marine konstruksjoner for petroleumsindustrien			x	(x)
Grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg i kompliserte tilfeller ¹⁾		(x)	x	(x)
Veg- og jernbanebruer			x	
Byggverk med store ansamlinger av mennesker (tribuner, kinosaler, sportshaller, kjøpesentre, forsamlingslokaler, osv.)		(x)	x	
Kai- og havneanlegg		x	(x)	
Tårn, master, skorsteiner, siloer		x	(x)	
Industrianlegg		x	(x)	
Kontor- og forretningsbygg, skoler, institusjonsbygg, boligbygg osv.		x	(x)	
Oppdrettsanlegg		x	(x)	
Landbruksbygg	(x)	x		
Feste av kledninger, taktekking og lignende komponenter	x	(x)		
Grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg ved enkle og oversiktlige grunnforhold ¹⁾	x	(x)		
Småhus, rekkehus, mindre lagerhus osv.	x			
Kaier og fortøyningsanlegg for sport og fritid	x			

¹⁾ Ved vurdering av pålitelighetsklasse for grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg skal det også tas hensyn til omkringliggende områder og byggverk.
²⁾ Kryss uten parentes angir normalt valg av pålitelighetsklasse.

Tabell 2: Definisjon av konsekvensklasser /3/

Konsekvens-klasse	Beskrivelse	Eksempler på bygg og anlegg
CC3	Stor konsekvens i form av tap av menneskeliv, eller svært store økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser	Tribuner, offentlige bygninger der konsekvensene av brudd er store (f.eks. en konserthall)
CC2	Middels stor konsekvens i form av tap av menneskeliv, betydelige økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser	Boliger og kontorbygg, offentlige bygninger der konsekvensene av brudd er betydelige (f.eks. et kontorbygg)
CC1	Liten konsekvens i form av tap av menneskeliv og små eller uvesentlige økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser	Landbruksbygninger der mennesker vanligvis ikke oppholder seg (f.eks. lagerbygninger), drivhus

TILTAKSKLASSE IHT. BPL

Følgende kriterier gjelder for prosjektet:

- Fundamentering med oversiktlige grunnforhold, men innhold og dybder til berg er usikkert i noen områder.
- Metode for fastleggelse av grunnforhold er godt utviklet.
- Pålitelighetsklasse 2.

Iht. SAK10 §9-3 «fastsettelse av tiltaksklasser» vurderes prosjektet å tilhøre **Tiltaksklasse 2** for geotekniske arbeider.

Plassering av tiltaket i tiltaksklasse 2 medfører krav til kontroll av prosjektering av uavhengig foretak iht. SAK10 § 14-2 og -7.

KVALITETSSYSTEM

Eurokode 0 krever at ved prosjektering av konstruksjoner i pålitelighetsklasse 2, 3 og 4 skal et kvalitetssystem være tilgjengelig, og at dette systemet skal tilfredsstillere NS-EN ISO 9000-serien for konstruksjoner i pålitelighetsklasse 4.

PROSJEKTERINGS- OG UTFØRELSESKONTROLL

I samsvar med Eurokode 0 skal tiltaket plasseres i prosjekterings- og utførelseskontrollklasse avhengig av pålitelighetsklasse i tabell NA.A1 (902) og NA.A1 (903) i standarden. Pålitelighetsklasse 2 er valgt, som medfører at tiltaket plasseres i prosjekterings- og utførelseskontrollklasse **PKK2/UKK2**.

Iht. til Eurokode 0 skal kontroll i PKK2 og UKK2 begrenses til egenkontroll og intern systematisk kontroll (sidemannskontroll) som gjennomføres og dokumenteres av det prosjekterende foretaket. Kontrollpunkter er gjengitt i tabell 3 og tabell 4. Plan- og bygningsloven (BPL) krever imidlertid at punkter i TEK §14-2 og -7 også kontrolleres.

Tabell 3: Valg av prosjekteringskontrollklasse /3/

Valg av prosjekteringskontrollklasse		Krav til kontrollform		
Pålitelighetsklasse	Minste prosjekteringskontrollklasse	Egenkontroll (DSL 1) ¹⁾	Intern systematisk kontroll (DSL 2) ¹⁾	Utvidet kontroll (DSL 3) ¹⁾
1	PKK1 ²⁾	kreves	kreves ikke	kreves ikke
2	PKK2 ²⁾	kreves	kreves	kreves
3	PKK3	kreves	kreves	kreves
4	Skal spesifiseres	kreves	kreves	kreves

¹⁾ Se punkt B4 (informativt tillegg B) for betegnelsen DSL.
²⁾ Det kan velges høyere prosjekteringskontrollklasse.

Tabell 4: Valg av utførelseskontrollklasse /3/

Valg av utførelseskontrollklasse		Krav til kontrollform		
Pålitelighetsklasse	Minste utførelseskontrollklasse	Egenkontroll (IL 1) ¹⁾	Intern systematisk kontroll (IL 2) ¹⁾	Utvidet kontroll (IL 3) ¹⁾
1	UKK1 ²⁾	kreves	kreves ikke	kreves ikke
2	UKK2 ²⁾	kreves	kreves	kreves
3	UKK3	kreves	kreves	kreves
4	UKK3, eventuelt med tilleggbestemmelser	kreves	kreves	kreves

¹⁾ Se punkt B5 (informativt tillegg B) for betegnelse IL.
²⁾ Det kan velges høyere utførelseskontrollklasse.

BRUDDGRENSETILSTANDER

Følgende bruddgrensetilstander er aktuelle for geoteknisk design i prosjektet, hentet fra Eurokode 0:

STR: Svikt eller for stor deformasjon i konstruksjon eller bærende deler, medregner f.eks. fundamenter, peler eller kjellervegger, der konstruksjonsmaterialenes fasthet gir et betydelig bidrag til motstanden.

$$Ed \leq Rd$$

GEO: Svikt eller for stor deformasjon i grunnen, der fastheten av jord eller berg gir et betydelig bidrag til motstanden.

$$Ed \leq Rd$$

Eurokoden åpner for bruk av både strengere og mildere verdier for partialfaktorer enn de som er anbefalt i tillegg A eller Nasjonalt tillegg (NA).

DIMENSJONERINGSMETODE

Eurokode 7 beskriver tre ulike dimensjoneringsmetoder for hvorledes forholdet mellom dimensjonerende lastvirkning og dimensjonerende motstand skal avveies. I henhold til NA.2.4.7.1 i Eurokode 7 benyttes ved geoteknisk prosjektering i Norge metode 3 med unntak av prosjektering av peler hvor metode 2 benyttes.

I dimensjoneringsmetode 3 brukes partialfaktorer på påvirkninger eller på lastvirkninger fra konstruksjonen (A1) eller geotekniske laster (A2) og på grunnens fasthetsparametere (M2).

I dimensjoneringsmetode 2 brukes partialfaktorer påvirkninger eller på lastvirkninger fra konstruksjonen (A1) og på grunnens motstand for pelefundamentering (R2). Verdiene av partikalfaktorer avhenger av type peler og bestemmes iht. NA.A.3.3.2.

PARTIALFAKTORER, PÅVIRKNINGER/LASTVIRKNINGER (A)

For konstruksjonslaster benyttes partialfaktorer i henhold til Tabell NA.A1.2(B) i Eurokode 0.

For geotekniske laster benyttes partialfaktorer i henhold til Tabell NA.A1.2(C) i Eurokode 0.

PARTIALFAKTORER GRUNNENS EGENSKAPER (M)

Gjeldene partialfaktorer for jordparametere (friksjonsvinkel, kohesjon, udrenert skjærfasthet og tyngdetetthet) fra sett M2 etter dimensjoneringsmetode 3 er presentert i tabell 5.

Tabell 5: Partialfaktorer for jordparametere /5/

Jordparameter	Symbol	Sett ^{b, c}	
		M1	M2
Friksjonsvinkel ^a	γ_{ϕ}	1,0	1,25
Effektiv kohesjon	γ_c	1,0	1,25
Udrenert skjærfasthet	γ_{cu}	1,0	1,4
Enaksial fasthet	γ_{qu}	1,0	1,4
Tyngdetetthet	γ_t	1,0	1,0

a Denne partialfaktoren gjelder for $\tan \phi$.

b Der det er mer ugunstig, skal karakteristisk styrke av jord multipliseres med partialfaktoren.

c Partialfaktoren økes ut over ovenstående verdier når faren for progressiv bruddutvikling i sprøbruddmaterialer anses å være til stede.

d Ved stabilitetsanalyse av en skråning uten prosjektert tiltak vil det være tilfeller der en for større områder kan ha en lavere beregnet sikkerhetsfaktor enn partialfaktoren i tabellen. Med større områder menes et område som kan rase ut, som er større enn området det planlagte tiltaket dekker, hvis det går et initialskred. Dersom sikringstiltak for å oppnå stabilitet i henhold til verdier i tabellen ikke er praktisk gjennomførbare eller utløser uforholdsmessige inngrep, kan det vurderes om det er forsvarlig å legge til grunn et prinsipp om prosentvis forbedring for området i stedet for krav til gjeldende partialfaktor.

En slik vurdering skal minst inneholde dokumentasjon av følgende:

- omfang av sikringstiltak;
- robusthet mot uventet lastendring;
- robusthet som ivaretar modellusikkerhet;
- mulige konsekvenser av brudd;
- mulige samfunnsmessige konsekvenser av at et planlagt tiltak ikke blir gjennomført.

Vurderingen skal kontrolleres av et uavhengig foretak før videre prosjektering av tiltaket utføres.

Hvis vurderingen tilsier at prosentvis forbedring kan brukes for et større område, skal det gjennomføres utvidet kontroll av prosjekteringen (PKK3) og utførelse (UKK3) i henhold til pålitelighetsklasse 3 (se nasjonalt tillegg til NS-EN 1990).

Forut for en slik vurdering forutsettes det at

- topografi er godt kartlagt og dokumentert;
- grunnforholdene og fasthetsegenskapene er tilstrekkelig kartlagt og dokumentert med hensyn til eventuell variasjon;
- det prosjekterte tiltakets anleggstekniske gjennomførbarhet er vurdert og dokumentert.

Prosentvis forbedring av stabilitet skal kun gjøres med topografiske tiltak, eventuelt kombinert med masseutskifting til lettere masser.

PARTIALFAKTORER GRUNNENS MOTSTAND (R)

Partialfaktorene for motstand for borede peler etter dimensjoneringsmetode 2 er gitt i NA.A.6 og presentert i tabell 6.

Tabell 6: Partialfaktorer for motstand γ_R for borede peler

Motstand	Symbol	Sett
		R2
Spissmotstand	γ_b	1,3
Sidefriksjon (trykkpel)	γ_s	1,3
Total bæreevne (trykkpel)	γ_t	1,3
Sidefriksjon for strekkpel	γ_{st}	1,4

a Pelen dimensjoneres i henhold til prosjekteringsstandarden for det aktuelle pelematerialet. Ved dimensjonering av pelen skal det tas hensyn til at ujevne grunnforhold som for eksempel blokker av berg eller lagdelt eller sterkt skrånende berg, kan påføre pelen en krumning som reduserer dens bæreevne. Typiske reduksjonsfaktorer er fra 0,6 til 0,9. Ytterligere veiledning finnes i peleveiledningen.

GRUNNTYPE

Grunnforholdene består av sandige, grusige masser og steinfylling med tykkelse som varierer mellom 3,7 og 21 m over berg. I henhold til Eurokode 8 tabell NA3.1 er grunnforholdene under og rundt fremtidige boligbygg vurdert til **Grunntype E**.

Grunntype E er en forhåndsdefinert grunntype, og beskrivelse er gjengitt i tabell 7.

Tabell 7: Grunntyper /7/

Grunn- type	Beskrivelse av stratigrafisk profil	Parametere ^{b)c)}		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (slag/ 30cm)	c_u (kPa)
A ^{a)}	Fjell eller fjell-liknende geologisk formasjon, medregnet høyst 5 m svakere materiale på overflaten.	> 800	-	-
B	Avleiringer av svært fast sand eller grus eller svært stiv leire, med en tykkelse på flere titalls meter, kjennetegnet ved en gradvis økning av mekaniske egenskaper med dybden.	360 – 800	> 50	> 250
C	Dype avleiringer av fast eller middels fast sand eller grus eller stiv leire med en tykkelse fra et titalls meter til flere hundre meter.	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Avleiringer av løs til middels fast kohesjonsløs jord (med eller uten enkelte myke kohesjonslag) eller av hovedsakelig myk til fast kohesjonsjord.	120 – 180	10 - 15	30 – 70
E ^{d)}	Et grunnprofil som består av et alluviumlag i overflaten med v_s -verdier av type C eller D og en tykkelse som varierer mellom ca. 5 m og 20 m, over et stivere materiale med $v_s > 800$ m/s.			
S ₁	Avleiringer som består av eller inneholder et lag med en tykkelse på minst 10 m av bløt leire/silt med høy plastisitetsindeks (PI > 40) og høyt vanninnhold.	> 100	-	10-20
S ₂	Avleiringer av jord som kan gå over i flytefase (liquefaction), sensitive leirer eller annen grunnprofil som ikke er med i typene A – E eller S ₁ .			

a Hvis minst 75 % av konstruksjonen står på fjell og resten på løsmasser, og konstruksjonen står på ett kontinuerlig fundament (platefundament), kan grunntype A benyttes.

b Valget av grunntype kan være basert på enten $v_{s,30}$, N_{SPT} eller c_u , $v_{s,30}$ anses som den mest aktuelle parameteren å benytte.

c Der det er tvil om hvilken jordtype som skal velges, velges den mest ugunstige.

d Ved bestemmelse av grunntype E kan følgende alternative beskrivelse benyttes: Et jordprofil bestående av et overflatelag med $v_{s,30}$ - verdier av type C eller D og tykkelse varierende mellom ca. 5 m og 20 m over et underliggende stivere materiale med $v_{s,30} > 500$ m/s.

SEISMISK KLASSE

Veiledende valg av seismisk klasse er vist i tabell NA.4(902) i Eurokode 8 (jf. tabell 8). Det vurderes at tiltaket tilhører **seismisk klasse II**.

Tabell 8: Valg av seismisk klasse /7/

Byggverk	I	II	IIIa	IIIb	IV
Byggverk der konsekvensene av sammenbrudd er særlig store					x
Viktig infrastruktur: sykehus, brannstasjoner, redningssentraler, kraftforsyning og lignende			(x)	x	
Industrianlegg ^{a)}		x	x		
Tårn, skorsteiner, siloer	(x)	x			
Kaier og havneanlegg ^{b)}	x	(x)			
Støttemurer, nedgravde konstruksjoner, geotekniske konstruksjoner ^{c)}	x	(x)			
Byggverk med store, og vedvarende, ansamlinger av mennesker og som ofte er i bruk: kjøpesentre, konferanselokaler, kinosaler, kulturelle institusjoner			x		
Byggverk med store, men sjeldne, ansamlinger av mennesker: tribuner, sportshaller		x			
Byggverk med små, men vedvarende, ansamlinger av mennesker og som ofte er i bruk: idrettsbygg		x			
Skoler og institusjonsbygg		(x)	x		
Kontorer, forretningsbygg, hotell og boligbygg		x			
Småhus, rekkehus, mindre lagerhus	x				
Landbruksbygg ^{d)}	x				
Kaier og fortøyningsanlegg for sport og fritid	x				
<p>MERKNAD Kryss uten parentes angir normalt valg av seismisk klasse.</p> <p>a Der det er fare for stor skade på miljø og/eller biomangfold bør klasse IIIa velges.</p> <p>b Der havneanlegg er en del av industrianlegg må disse vurderes også som industrianlegg</p> <p>c Der bortfall av konstruksjoner påvirker stabiliteten til en konstruksjon med høyere konsekvensklasse må tilsvarende høyere konsekvensklasse vurderes. Konstruksjoner som bidrar til stabilitet langs vei og spor bør vurderes tilsvarende som bruer, se NS-EN 1998-2/NA.</p> <p>d Landbruksbygg med fare for stor skade på miljø bør vurderes som industribygg</p>					

REFERANSER

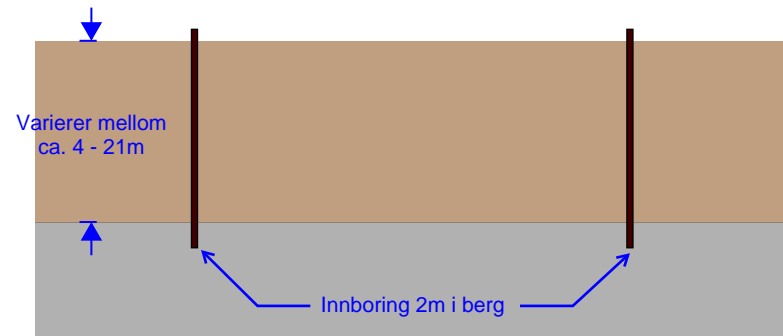
- /1/ Byggesaksforskriften (SAK10), 2010. *Forskrift om byggesak. FOR-2010-03-26-488. Sist endret: 01.01.2020.*
- /2/ Byggteknisk forskrift (TEK 17), 2018. *Forskrift om tekniske krav til byggverk. FOR-2017-06-19-840. Sist endret: 1.1.2024.*
- /3/ Standard Norge, 1990. *Eurokode 0: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner. NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016.*
- /4/ Standard Norge, 1991. *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner. NS-EN 1991-1-1:2002 +NA:2019.*
- /5/ Standard Norge, 1997. *Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering – Del 1: Allmenne regler. NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2016.*
- /6/ Standard Norge, 1997. *Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering – Del 2: Regler basert på grunnundersøkelser og laboratorieprøver. NS-EN 1997-2:2007+NA:2008.*
- /7/ Standard Norge, 1998. *Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning. Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger. NS-EN 1998-1:2004 + A1:2013 + NA:2021.*
- /8/ Statens Vegvesen, 2023. *Geoteknikk i vegbygging. Håndbok N-V220:2023.*
- /9/ Norsk Geoteknisk Forening (NGF), 2019. *Peleveiledningen 2019*
- /10/ Norsk Geoteknisk Forening (NGF), 2019. *Byggegrupveiledningen 2019*
- /11/ Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE), 2024. *NVE Atlas. Aktsomhetsområde for flom og stormflo.* Hentet fra <https://atlas.nve.no/Html5Viewer/index.html?viewer=nveatlas>
- /12/ Norconsult, 2021. *Bølger og stormflo ved utbygging i Dokken.* Oppdragsnummer: 5207625/114. Dokumentnummer 1. Datert 05.03.2021.



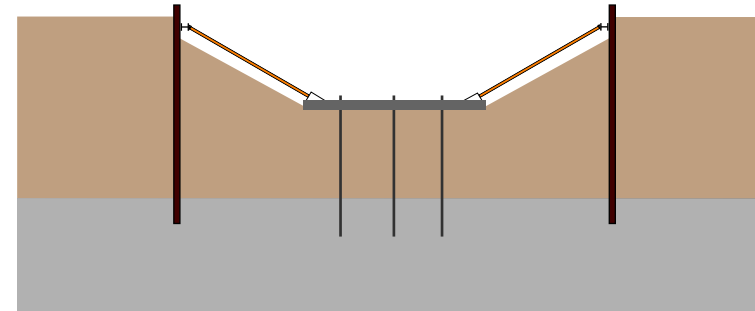
VEDLEGG B – PRINSIPPSKISSER AVSTIVET BYGGEGROP

Løsning 2: Innvendig avstivning

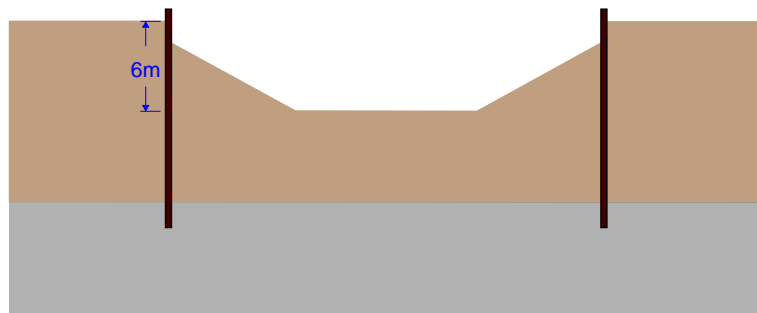
Fase 1: Boring av rørsput (Ø400 - Ø600)



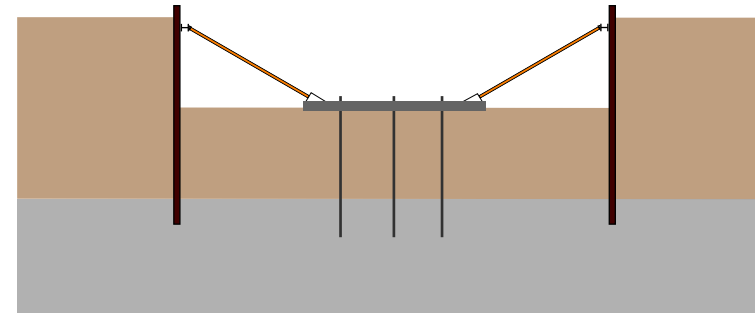
Fase 4: Etablering av skråstivere



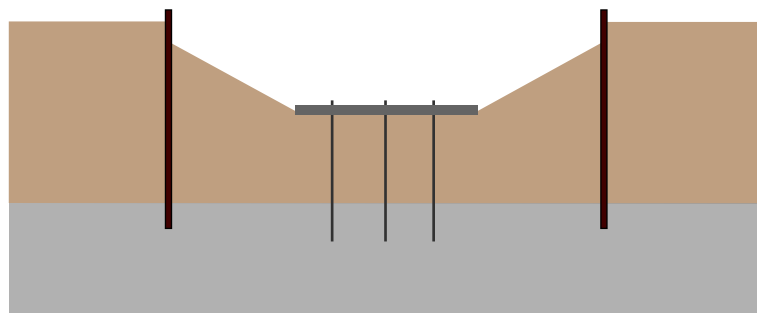
Fase 2: Lokal utgraving til traubunn i byggegrop



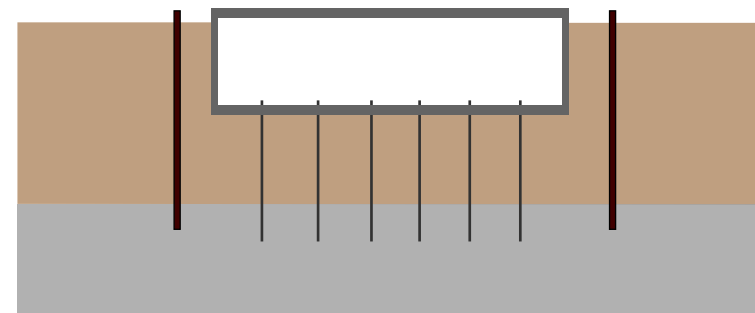
Fase 5: Utgraving av gjenstående løsmasser



Fase 3: Lokal peling og etablering av bunnplate



Fase 6: Gjenstående pele- og betongarbeider i kjeller, tilbakefylling og fjerning av stivere ift. løsning 1




Fordeler

- Antatt mer økonomisk enn horisontale stivere (løsning 1).
- Det kan brukes stivere av mindre dimensjoner (evt. H bjelker).
- Avstivningen kan gjenbrukes / selges

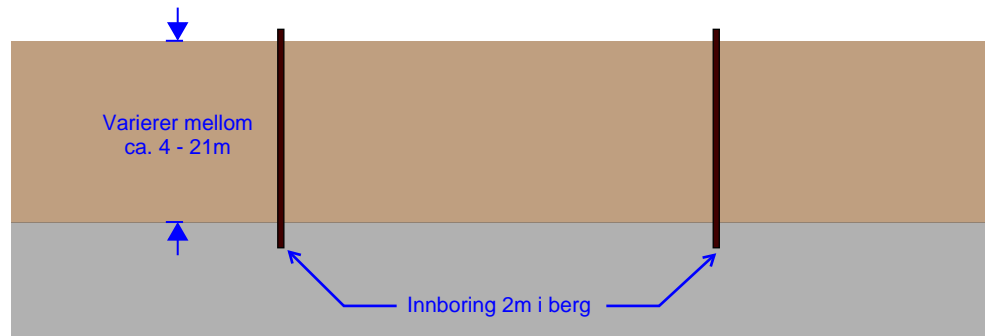
Ulemper

- Rekkefølgen er mindre fleksibel. Det må etableres bunnplate og skråstivere før det kan graves inn mot spuntveggen.
- Avstivningen kan være til hinder for arbeidene i byggegropa.

Rev.	Beskrivelse	Date	Tegn.	Kontr.	Godkj.
	Statsbygg Samlokalisering HI & FDir		RIG		A3
	Prinsippkisse byggegrop				NTS
	Side 2/3				
			Status	Konstr./Tegnet	Kontrollert
	Oppdragsnr.	Tegningsnr.	Utkast	SG	TE
	1003450	RIG-101			
	https://www.wsp.com/nb-no/				Rev.
					0

Løsning 3: Utvendig avstivning

Fase 1: Boring av rørsput (Ø400 - Ø600)



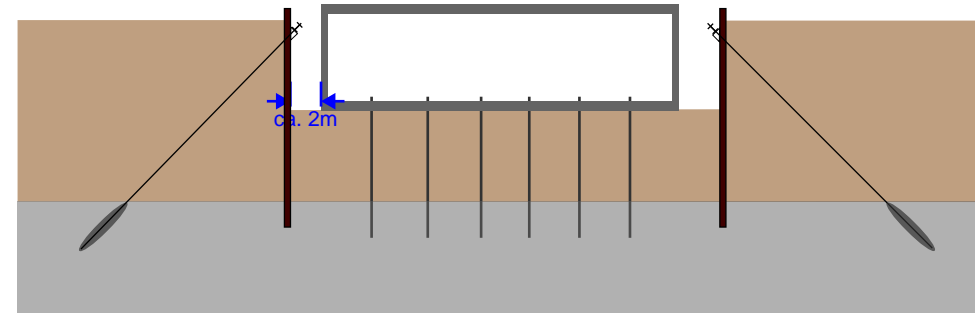
Fase 4: Utgraving til traubunn (antatt ned til 6m under terreng)



Fase 2: Utgraving til avstivningsnivå (ca. 1-2m under terreng)



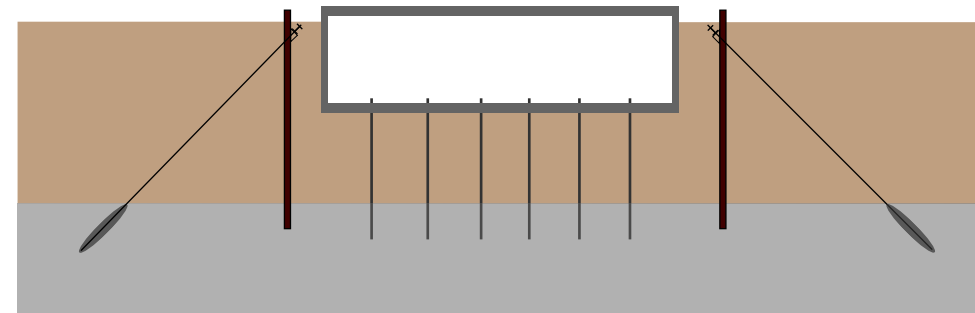
Fase 5: Peling og betongarbeider kjeller



Fase 3: Installasjon av puter og ankere



Fase 6: Tilbakefylling




Fordeler

- Ingen hindringer for anleggsarbeidene i byggegropa.

Ulemper

- Usikkerhet tilknyttet staglengde (dybde til berg) og antall stag. Kan være behov for 2 avstivningsnivåer.
- Risiko for vanninntrengning / lekkasje i byggegropa langs stag og gjennom hull i støtteveggen.
- Mer tidkrevende å installere stag enn å etablere innvendig avstivning.
- Stag vil være permanente og kan ikke gjenbrukes / selges.

Rev.	Beskrivelse	Date	Tegn.	Kontr.	Godkj.
	Statsbygg		RIG		A3
	Samlokalisering HI & FDir				15.01.2025
	Prinsippskisse byggegrop				Målestokk NTS
	Side 3/3				Koordinatsystem Høydesystem
		Status	Konstr./Tegnet	Kontrollert	Godkjent
	Utkast	SG	TE		
	Dokumentnr.	Tegningsnr.			Rev.
	1003450	RIG-101			0
	https://www.wsp.com/nb-no/				