



SOFIEMYR KUNSTGRESSARENA

Geoteknisk rapport forprosjekt

November 2025

24488

No. utg.	Dato	Utført	Kontrollert	Godkjent
01	18.06.2025	NAD	GÖB	GÖB
02	31.08.2025	GÖB	GÖB	GÖB
03	24.11.2025	NAD	GÖB	GÖB
04	13.03.2026	TM	HRH	EGB

Revisjon fire innfører oppdatert situasjonsplan samt endringer i parkeringsbeskrivelse i kapittel 5.8.3.

Utført for:



Utført av:

map
arkitekter

Drammensveien 130, 0277 Oslo
www.mapark.no

VSO CONSULTING

Furusethgata 5, 2050 Jessheim
www.vso.no



Guðríðarstígur 2-4, 113 Reykjavík
www.lota.is

Myrra
hljóðstofa

Tjarnargötu 4, 101 Reykjavík
www.myrra.is



Innholdsfortegnelse

1	Generelt	3
1.1	Innledning	3
1.2	Planlagt tiltak	6
2	Krav til sikkerhet	8
2.1	Generelt	8
2.2	Konsekvensklasse, pålitelighetsklasse og geoteknisk kategori	9
2.3	Tiltaksklasse	10
2.4	Partialfaktorer	11
2.5	Prosjekterings- og utførelseskontroll	11
3	Terreng og Grunnforhold	11
3.1	Terreng	11
3.2	Løsmasse	13
3.2.1	<i>Infiltrasjonsevne</i>	14
3.3	Berggrunn	15
3.4	Eksisterende grunnundersøkelser	16
3.4.1	<i>Grunnforhold for fotavtrykket av planlagt bebyggelse</i>	19
4	Sikkerhet mot naturpåkjenninger	20
4.1	Flom	20
4.2	Skred i bratt terreng	20
4.3	Områdestabilitet/kvikkleire	20
5	Byggetekniske anbefalinger	22
5.1	Frostfri dybde	22
5.2	Utgraving i løsmasse	22
5.3	Sprenging og rystelseskraft	22
5.4	Fundamenterings- og setningsforhold	22
5.4.1	<i>Tillatt grunntrykk fundamenter på sprengsteinsfylling</i>	23
5.4.2	<i>Pelefundering</i>	23
5.5	Generelle fyllinger	24
5.6	Opptak av horisontale laster og jordtrykk	24
5.7	Grunntype jordskjelv	24
5.8	Parkeringsplasser	26
5.8.1	<i>Prøvegraving</i>	26
5.8.2	<i>Anbefalt metode for oppbygging</i>	27
5.8.3	<i>Dimensjonering av oppbygging</i>	28

1 Generelt

1.1 Innledning

VSO Consulting har på oppdrag for Nordre Follo kommune (kontaktperson: Milton Anibal Reimundo) laget notat på tomt Gnr./Bnr./Fnr 249/3/2 Sofiemyr kunstgress i Nordre Follo kommune i forbindelse med oppføring av ny garderobe bygg og tribune anlegg på tomten.

Følgende notat er utarbeidet som et premissnotat med prosjekteringsforutsetninger for geoteknisk og bergteknisk prosjektering i forbindelse med utbygging på tomten.

Kart av området er vist på bilde 1.1. Historiske flyfoto er vist på bilde 1.2 - 1.5.



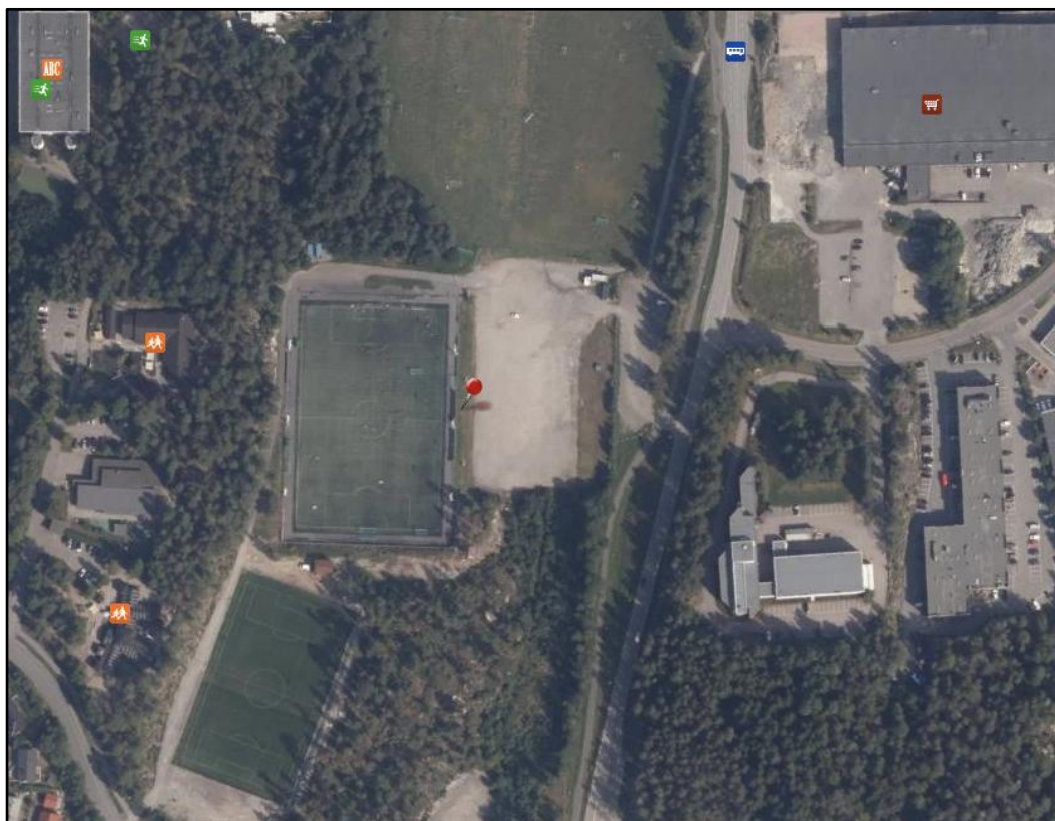
Bilde 1.1 Kart av området med markert plassering av tomt. Kilde: <https://kart.finn.no/>



Bilde 1.2 Flyfoto av området året 1978. Kilde: www.kart.finn.no

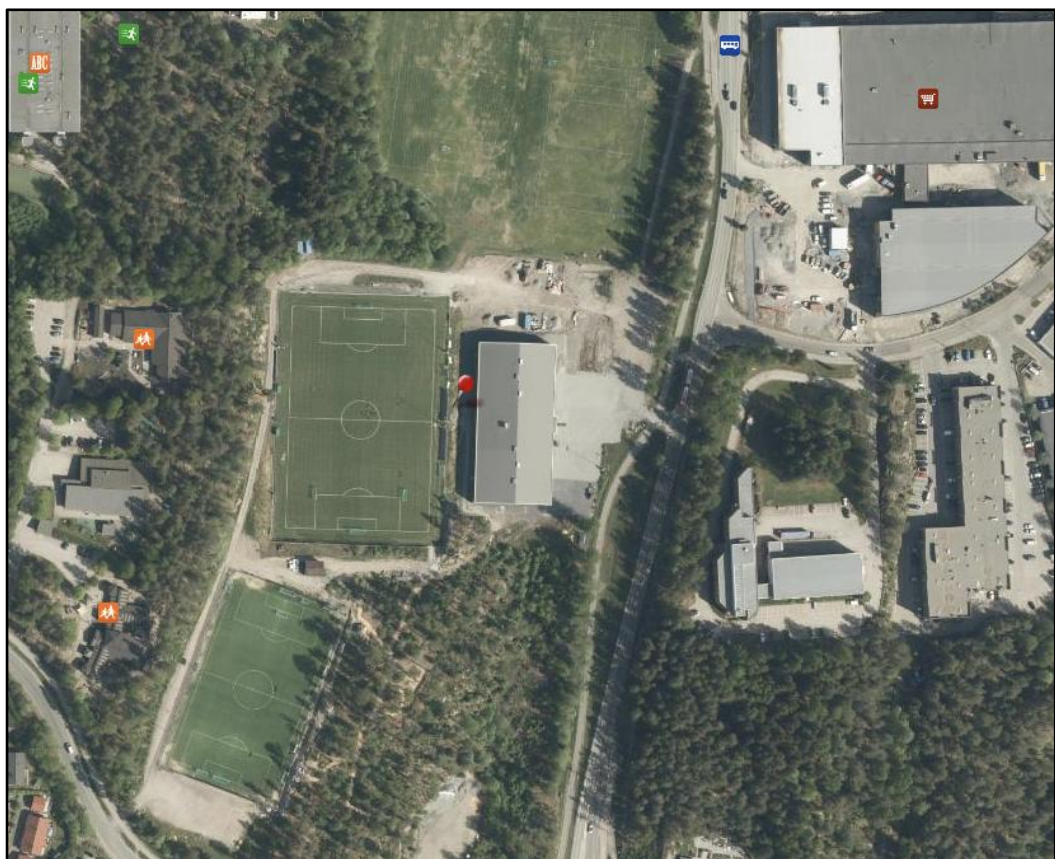


Bilde 1.3 Flyfoto av området året 1987. Kilde: www.kart.finn.no



Bilde 1.4

Flyfoto av området året 2022. Kilde: www.kart.finn.no



Bilde 1.5

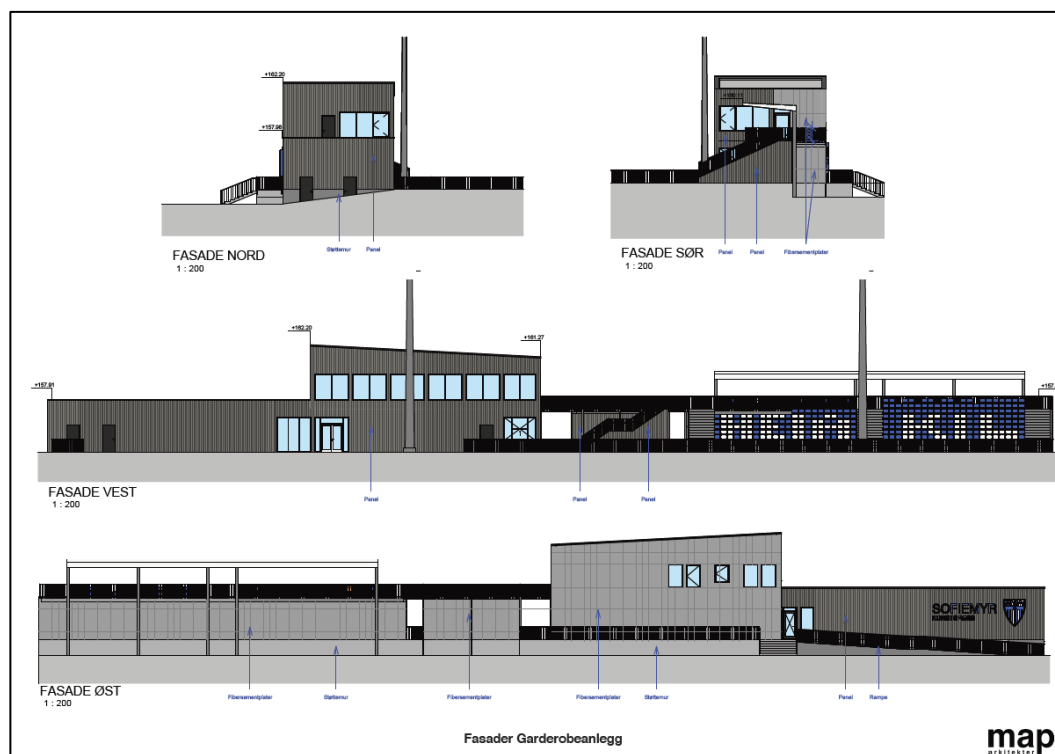
Flyfoto av området året 2024. Kilde: www.kart.finn.no

1.2 Planlagt tiltak

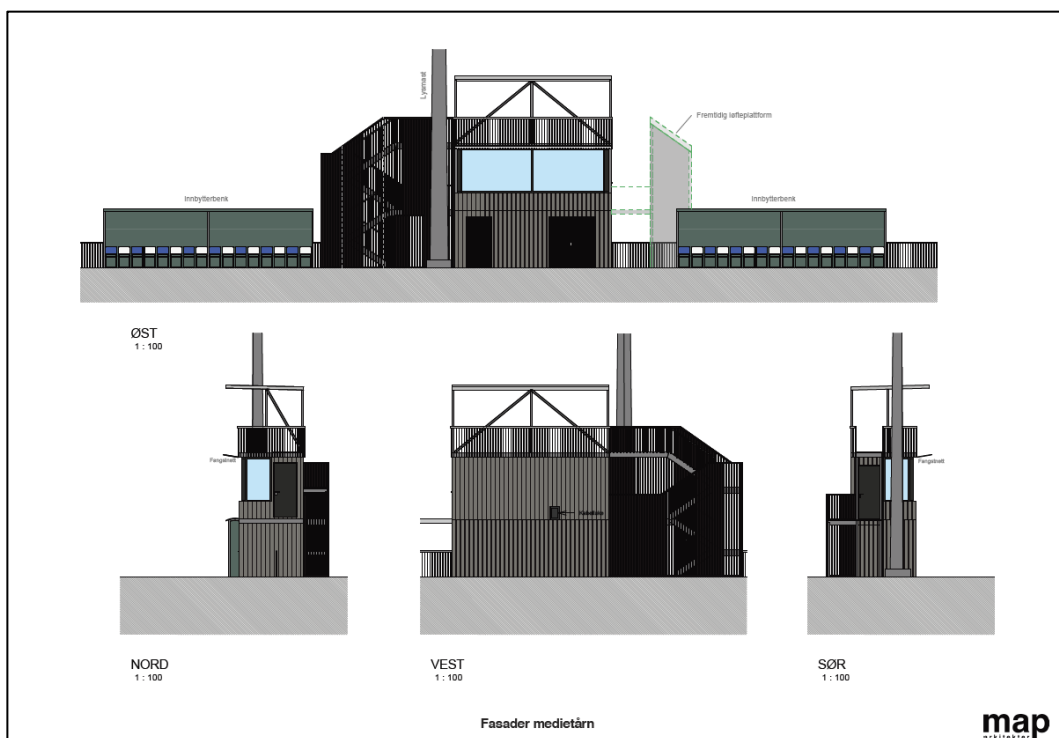
Det er planlagt oppføring av et medietårn, garderobebygg, tribuner, samt mindre opparbeidelse av utomhusarealer. Situasjonsplan er vist på bilde 1.6. Illustrasjoner av planlagt bebyggelse. Plan- og fasadtegning av planlagt bygget er vist på bilde 1.7 – 1.10.



Bilde 1. 6 Situasjonsplan som viser plassering av planlagt tiltak. Kilde: MAP Arkitekter AS



Bilde 1. 7 Fasader garderobeanlegg. Kilde: MAP Arkitekter AS



Bilde 1. 8 Fasader medietårn. Kilde: MAP Arkitekter AS



Bilde 1. 9 Fugleperspektiv av planlagt tiltak. Kilde: MAP Arkitekter AS

Generelt vil geotekniske- og bergtekniske problemstillinger hovedsakelig gjelde:

- Vurdering av områdestabilitet iht. NVE veileder 2019
- Vurderinger knyttet til grunnarbeider
- Fundamentering av bebyggelse
- Sprengning, pigging og evt. bergsikring
- Oppbygging av utomhus arealer

2 Krav til sikkerhet

2.1 Generelt

Gjeldende regelverk og standarder som legges til grunn for er oppsummert nedenfor:

- NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 (Eurokode 0)
- NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2020 (Eurokode 7 - del 1)
- NS-EN 1997-2:2007+NA:2008 (Eurokode 7 - del 2)
- NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2021 (Eurokode 8 - del 1)
- NS 8141:2022
- Byggeteknisk forskrift: TEK 17
- Byggesaksforskriften: SAK 10
- Statens vegvesen (SVV), Vegnormal N200 Vegbygging, 2024
- Statens vegvesen (SVV), Håndbok N-V220 Geoteknikk i vegbygging, 2025
- Statens vegvesen (SVV), Håndbok N-V221 Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger, 2025
- NVEs veileder 1/2019 – Sikkerhet mot kvikkleireskred, desember 2020
- Arbeidstilsynet, Forskrift om graving og avstiving av grøfter, des 2021



2.2 Konsekvensklasse, pålitelighetsklasse og geoteknisk kategori

Byggeteknisk forskrift: TEK 17, NS-EN 1990 og NS-EN 1997-1 deler inn i følgende konsekvensklasser for geoteknisk prosjektering:

Konsekvens-klasse (CC)	Beskrivelse	Eksempel – type bygning
CC1	Liten konsekvens i form av tap av menneskeliv, eller små eller uvesentlige økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser	Landbruksbygninger der mennesker vanligvis ikke oppholder seg (f.eks. lagerbygninger), drivhus
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)
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)

Prosjektet anses være i konsekvensklasse CC3. Pålitelighetsklasse er bestemt fra følgende tabell (tabell NA.A1(901) i NS-EN 1990:2002 + NA:2008).

Veiledende eksempler for klassifisering av byggverk, konstruksjoner og konstruksjonsdeler	Pålitelighetsklasse (CC/RC)			
	1	2	3	4
Atomreaktor, lager for radioaktiv 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, kjøpesentere, forsamlingslokaler, osv.)		(x)	x	
Kai- og havneanlegg		x	(x)	
Tårn, master, skorsteiner, siloer		x	(x)	
Industrianlegg		x	(x)	
Kontor- og foretningsbygg, skoler, institusjonsbygg, boligbygg, osv.		x	(x)	
Fiskerihavner og –anlegg	(x)	x		
Landbruksbygg	x	(x)		
Feste av kledninger, takteking og lignende komponenter	x	(x)		
Grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg ved enkle og oversiktlige grunnforhold ¹⁾	x	(x)		
Snåhus, 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 område og byggverk.

Pålitelighetsklasse settes til klasse RC3 i samsvar med SAK10.



Når det gjelder krav til prosjektering av geotekniske prosjekter angir NS-EN 1997-1:2004+NA:2008 tre ulike kategorier. Dette prosjektet er i Geoteknisk kategori 2 som er beskrevet her nedenfor

Geoteknisk kategori 2: bør omfatte konvensjonelle typer konstruksjoner og fundamenter uten unormale risikoer eller vanskelige grunn- og belastningsforhold og hvor prosjekteringen baseres på kvantitative geotekniske data og analyser og rutinemessige prosedyrer som sikrer at grunnleggende krav blir oppfylt.

Tabell 1 Definisjon av Geoteknisk Kategori

Pålitelighetsklasse	Vanskelighetsgrad		
	Lav	Middels	Høy
CC/RC 1	1	1	2
CC/RC 2	1	2	2/3
CC/RC 3	2	2/3	3
CC/RC 4*	*	*	*

* Vurderes særskilt

Det er valgt Geoteknisk kategori 2 ettersom grunnforholdene er ukomplisert og oversiktlige og det finnes godt grunnlag for dimensjonering.

2.3

Tiltaksklasse

Valg av tiltaksklasse følger § 9-4 i «Byggesaksforskriften (SAK 10)». Se utklipp nedenfor fra SAK 10. Ut fra dette er prosjektet plassert i Tiltaksklasse 3.

Kapittel 9 Foretak og tiltaksklasser

§ 9-4. Oppdeling i tiltaksklasser

[Innledning til veiledning § 9-4](#) ▾

Tiltaksklasse 1 omfatter, uavhengig av funksjon og fagområde, tiltak eller oppgaver av liten kompleksitet og vanskelighetsgrad, og der mangler eller feil ved tiltaket fører til mindre konsekvenser for helse, miljø og sikkerhet.

[Veiledning til første ledd](#) ▾

Tiltaksklasse 2 omfatter, uavhengig av funksjon og fagområde, tiltak eller oppgaver av

a) liten kompleksitet og vanskelighetsgrad, men der mangler eller feil kan føre til middels til store konsekvenser for helse, miljø og sikkerhet, eller

b) middels kompleksitet og vanskelighetsgrad, men der mangler eller feil kan føre til små til middels konsekvenser for helse, miljø og sikkerhet.

[Veiledning til andre ledd](#) ▾

Tiltaksklasse 3 omfatter, uavhengig av funksjon og fagområde, tiltak eller oppgaver av

a) middels kompleksitet og vanskelighetsgrad, men der mangler eller feil kan føre til store konsekvenser for helse, miljø og sikkerhet, eller

b) stor kompleksitet og vanskelighetsgrad.

[Veiledning til tredje ledd](#) ▾

NB. Vi gjør oppmerksom at dette er foreløpig vurdering av tiltaksklasse. Ansvarlig prosjekterende må utføre ytterlige vurderinger, bestemme og bli ansvarlig for valg av prosjekteringsklasser.

2.4 Partialfaktorer

I henhold til NS-EN 1997-1 er partialfaktor $\gamma_\phi = 1,25$ for drenert skjærfasthet av jorden og $\gamma_{cu} = 1,4$ for udrenert skjærfasthet av jorden.

2.5 Prosjekterings- og utførelseskontroll

NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 gir videre føringer for krav til prosjekteringskontrollklasse (PKK) avhengig av pålitelighetsklasse. Plan og bygningsloven (PBL) og Byggesaksforskriften (SAK10) krever i tillegg kontroll i henhold til tiltaksklasse.

I henhold til kapittel NA.A1.3.1, tabell NA.A1 (902), tabell NA.A1 (903), PBL, § 24 og SAK 10, § 14, gir dette at det for kontroll av geoteknisk prosjektering kan forutsettes:

Pålitelighetsklasse, CC/RC 3 → PKK3 / UKK3

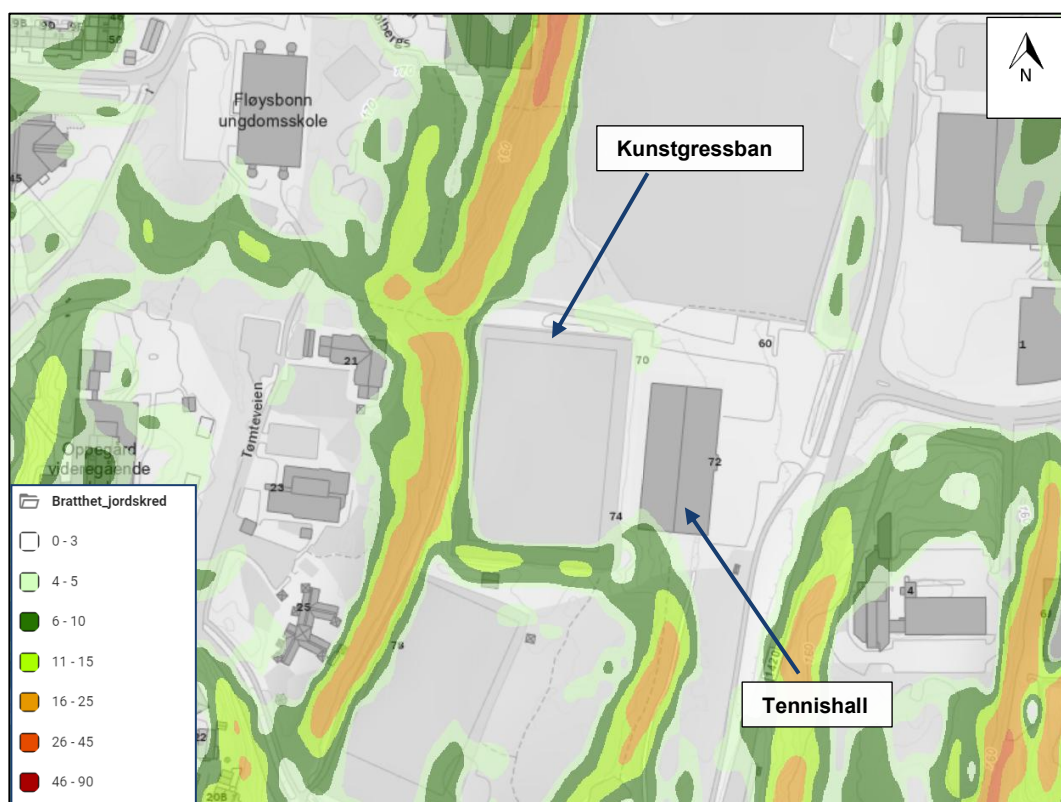
Valg av prosjekterings- og utførelseskontrollklasse		Krav til kontrollform		
Pålitelighets- og utførelsesklasse	Minste prosjekteringskontrollklasse	Egenkontroll (DSL 1/IL1)	Intern systematisk kontroll (DSL 2/IL2)	Utvidet kontroll (DSL 3/IL3)
1	PKK 1/UKK1	Kreves	Kreves ikke	Kreves ikke
2	PKK2/UKK2	Kreves	Kreves	Kreves
3	PKK3/UKK3	Kreves	Kreves	Kreves
4	Skal spesifiseres/UKK3, eventuelt med tilleggsbestemmelser	Kreves	Kreves	Kreves

Prosjekteringskontrollklasse 3 krever *egenkontroll* (DSL 1), intern systematisk kontroll (DSL 2) og i tillegg *utvidet kontroll* (DSL 3), dvs. uavhengig kontroll utført av annen organisasjon enn den som har utført prosjekteringen.

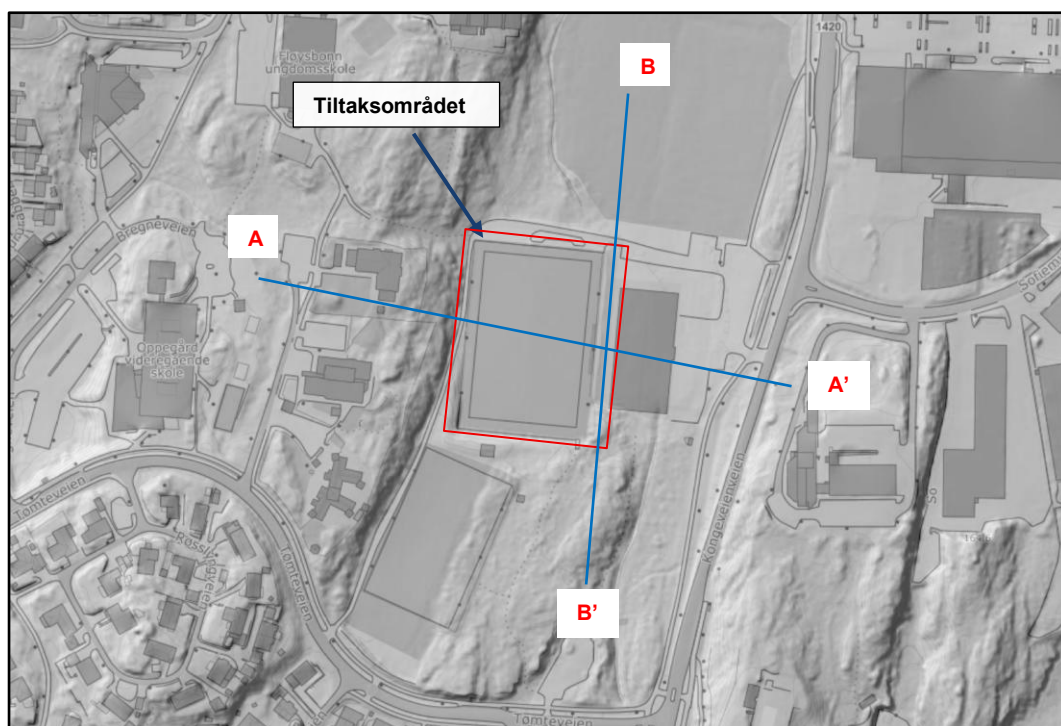
3 Terreng og Grunnforhold

3.1 Terreng

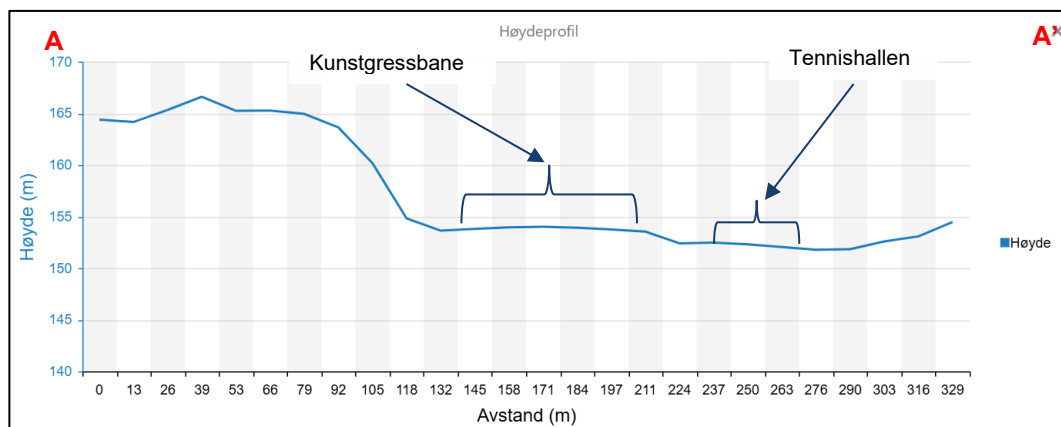
Tiltaksområdet består hovedsakelig av en kunstgressbane og tennishall som er en del av et større idrettsområde på Sofiemyr. Vest for tennishallen stiger terrenget ca. 1 m opp til en etablert kunstgressbane. Mellom kunstgressbanen og tennishallen skal det etableres tribune- og garderobe anlegg. Mot sør ligger det et skogs- og myrområde. Like vest for kunstgressbanen er det registrert berg i dagen. Terrenghøydene i området varierer mellom 151 og 155 moh.



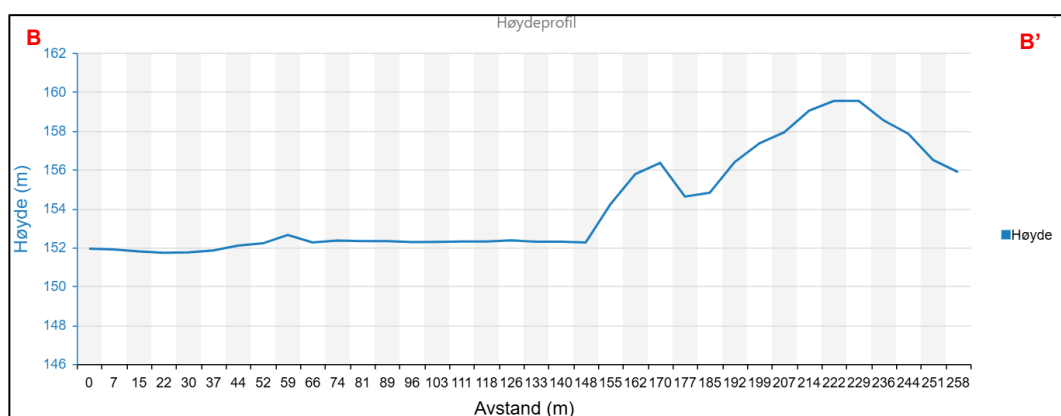
Bilde 3.1 Bratthetsanalyse av terrenget i området. Kilde: <https://temakart.nve.no/tema/bratthet>



Bilde 3.2 Lidar bilde av tiltaksområdet som viser flatt områder og steder med fjellknauser. Kilde: <https://hoydedata.no/LaserInnsyn2/>



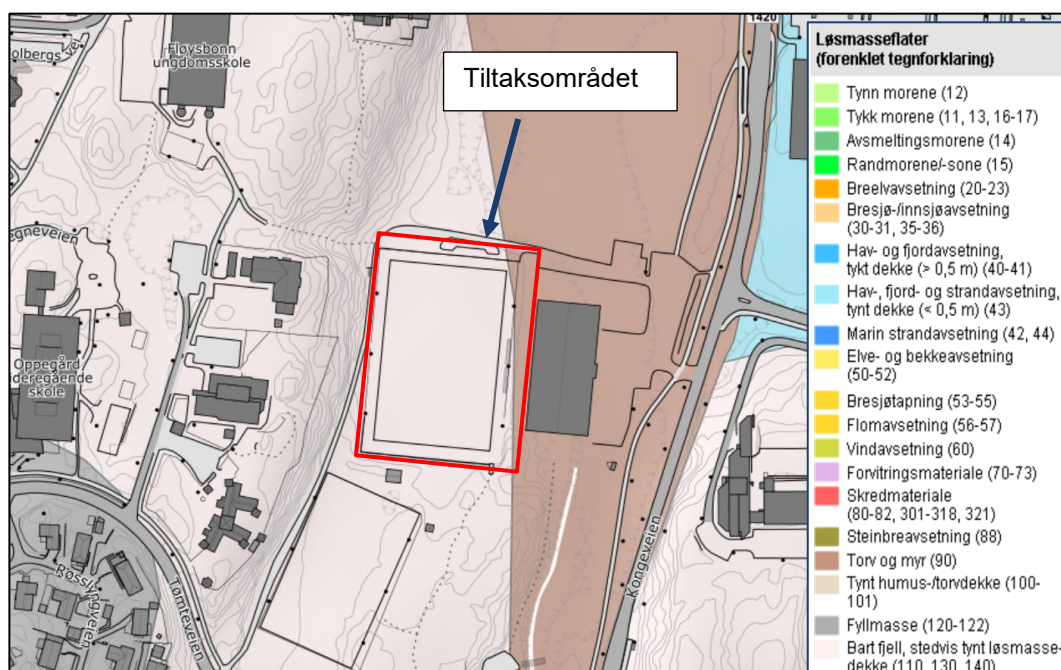
Bilde 3.3 Lengdesnitt, vest-øst; <https://atlas.nve.no/Html5Viewer/index.html?viewer=nveatlas#>



Bilde 3.4 Lengdesnitt, nord-sør; <https://atlas.nve.no/Html5Viewer/index.html?viewer=nveatlas#>

3.2 Løsmasse

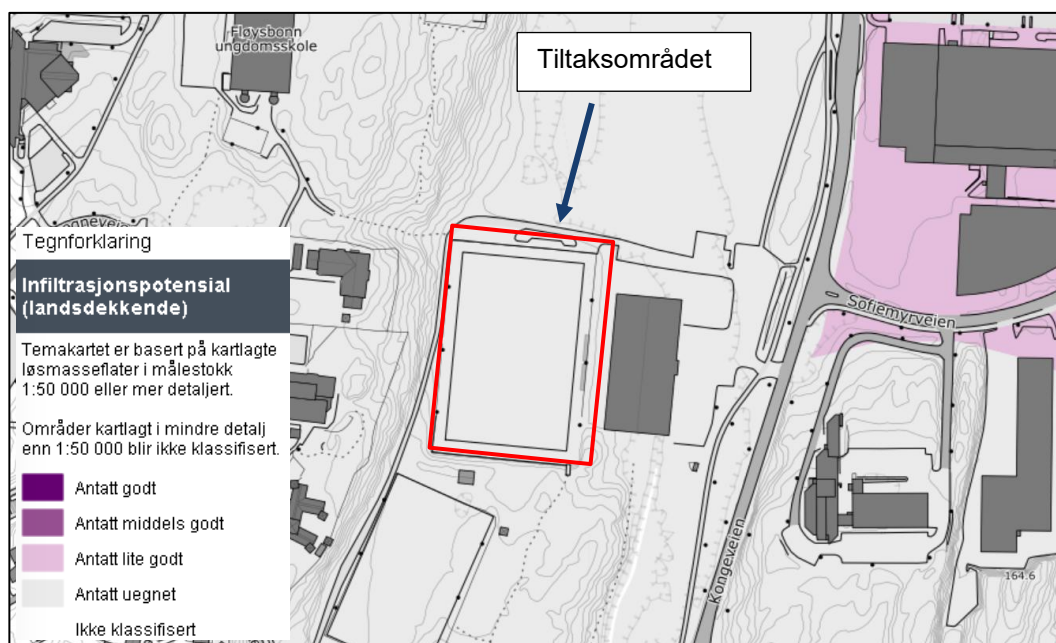
Ifølge Nasjonal løsmasse database, finnes tomten i et område bart fjell, og torv og myr. I nærheten er det registrerte fyllmasse (antropogent materiale) og usammenhengende eller tynt dekke Hav-, fjord- og strandavsetning over bart fjell (se bilde 3.5)



Bilde 3.5 Kart over løsmasser i området. På tiltaksområdet er det registrert bart fjell og myr/torv.
Kilde: www.geo.ngu.no/kart/losmasse/

3.2.1 Infiltrasjonsevne

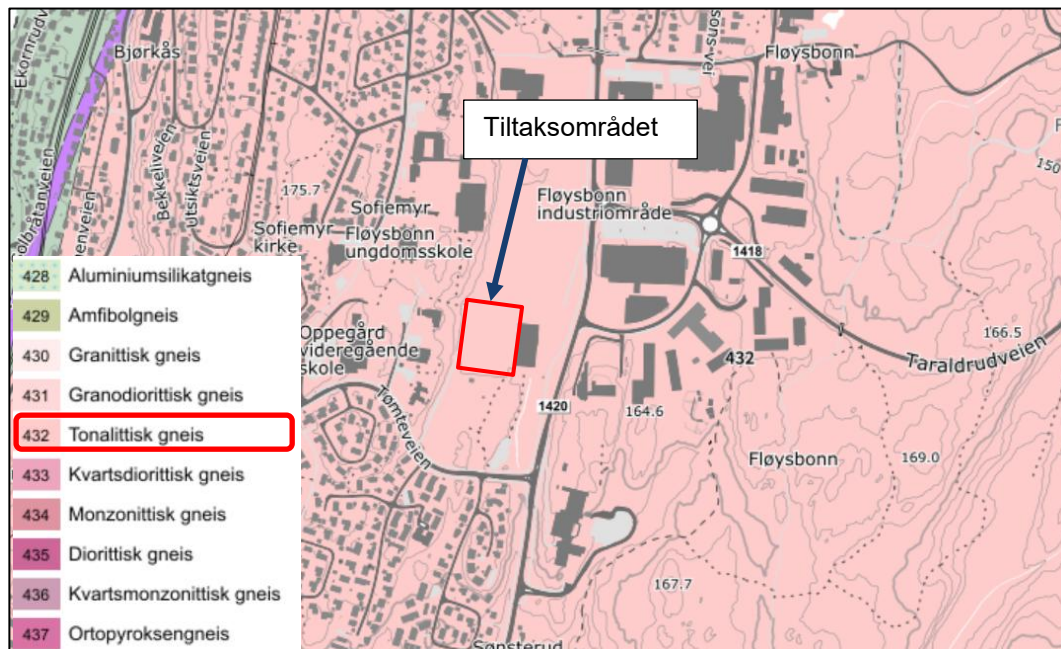
Infiltrasjonspotensial er vurdert antatt uegnet i tiltaksområdet, se bilde 3.6. Kornfordeling, permeabilitet og terrengforhold indikerer meget dårlig eller ikke infiltrasjonspotensiale. Eventuelle infiltrasjonsskapasitet skal i stor grad styres av oppsprekking i bergmassen.



Bilde 3.6 Infiltrasjonsevne på tomten er registrert som uegnet ifølge kartgrunnlag. Kilde: https://geo.ngu.no/kart/losmasse_mobil/

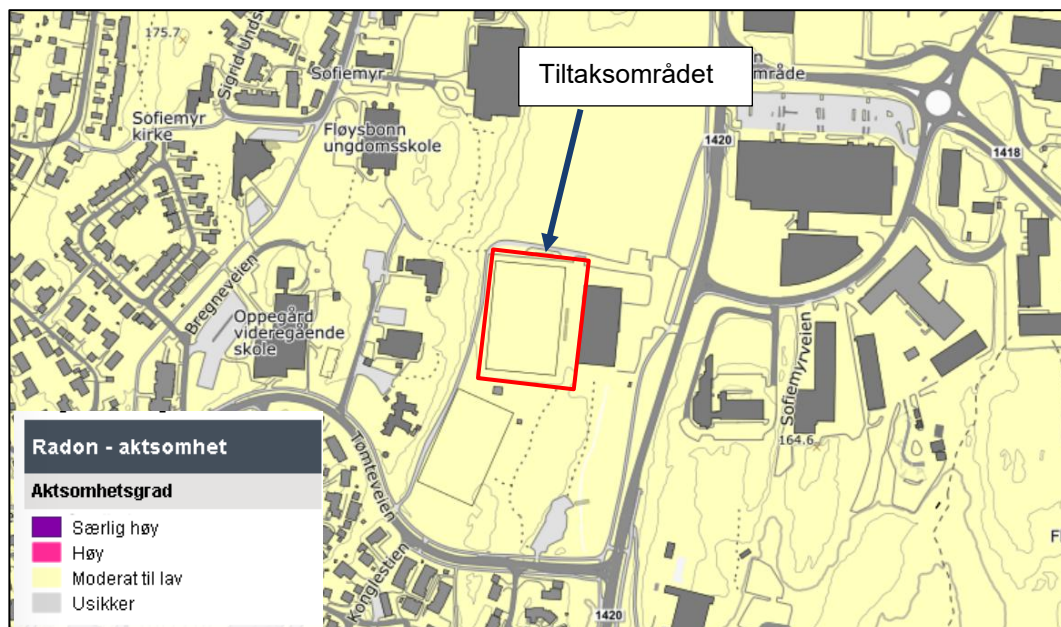
3.3 Berggrunn

Bilde 3.7 viser type av fjell i Nasjonal berggrunndatabase¹ i området er registret som: Tonalittisk gneis, grå, middels- til grovkornet.



Bilde 3.7 Kart som viser dokumentert berggrunn; Granittisk gneis. Kilde: <http://geo.ngu.no/kart/berggrunn>

Ifølge informasjon fra Nasjonal aktsomhetskart³, er radon aktsomhetsgrad for tomten moderat til lav, se bilde 3.8.



Bilde 3.8 Kart som viser radon aktsomhet i området; moderat til lavt radon aktsomhetsgrad. Kilde: <http://geo.ngu.no/kart/radon/>

¹ <http://geo.ngu.no/kart/berggrunn/>

³ https://geo.ngu.no/kart/radon_mobil/



Ifølge Byggeteknisk forskrift TEK10 skal bygning prosjekteres og utføres med radonforebyggende tiltak slik at innstrømming av radon fra grunn begrenses. Radonkonsentrasjonen i inneluft skal ikke overstige 200 Bq/m³. For å oppnå dette for aktuelle bygg må følgende krav minst være oppfylt.

- Bygning skal ha radonsperre mot grunnen.
- Bygning skal tilrettelegges for egnet tiltak i byggegrunn som kan aktiveres når radonkonsentrasjon i inneluft overstiger 100 Bq/m³.

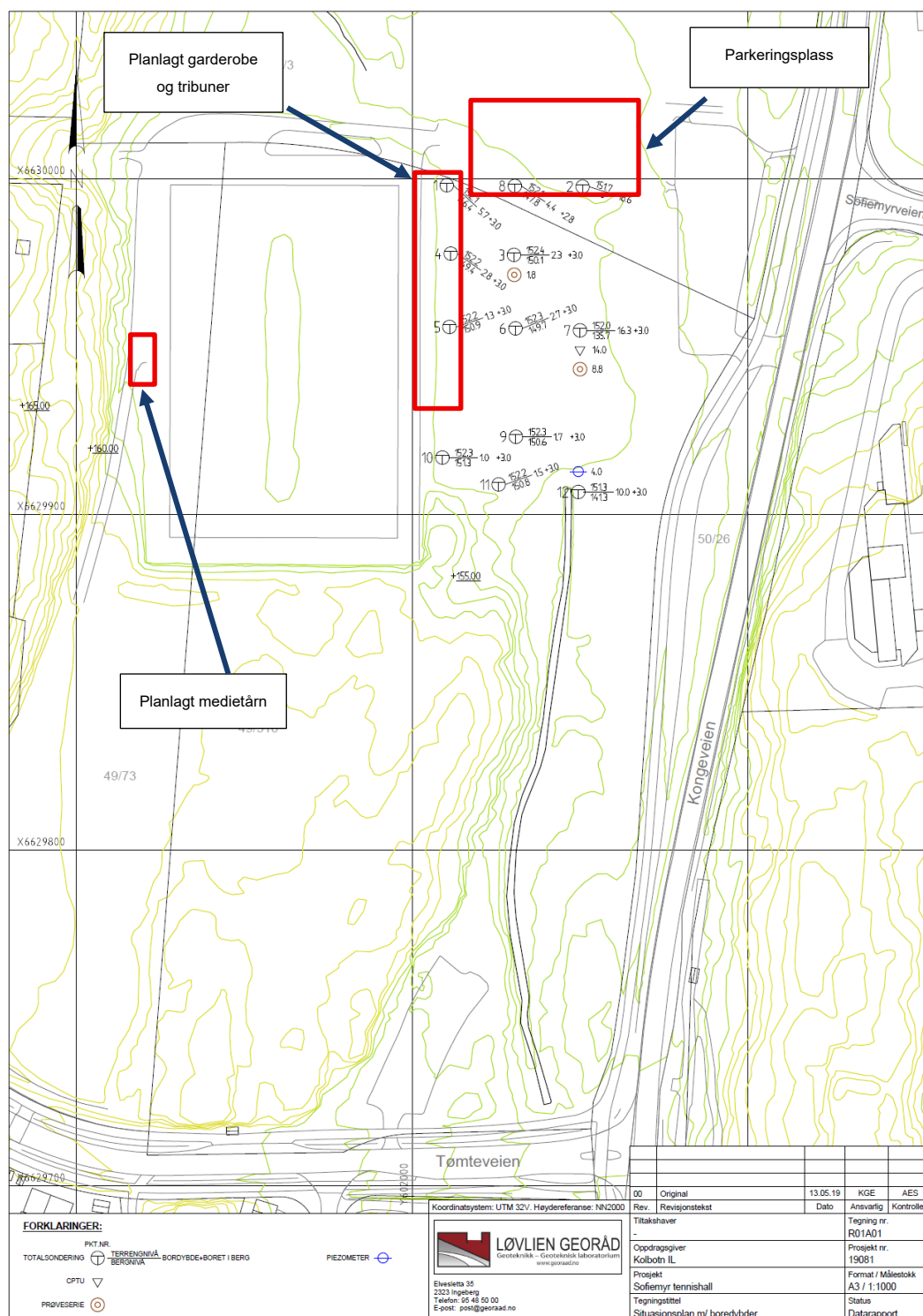
3.4 Eksisterende grunnundersøkelser

Det er tidligere utførte grunnundersøkelser i tiltaksområdet i forbindelse med utbygging av tennishallen. Undersøkelsene ble utført av Løvlien Georåd i mai 2019 og omfattet 12 totalsonderinger, 1 trykksondering, 2 prøveserier og installering av 1 poretrykksmåler. Disse har ikke blitt registrerte i NADAG, men har blitt oversendt til VSO av byggherren. Resultatene av undersøkelsene er oppsummert i denne rapporten. For fullstendig resultater og gjennomgang av grunnforholdene i tiltaksområdet, henvises til følgende rapport:

Referanse [1] Sofiemyr tennishall, Oppegård kommune. Geoteknisk datarapport 19081 nr. 1. Utarbeidet av Løvlien Georåd, 27.05.2019.

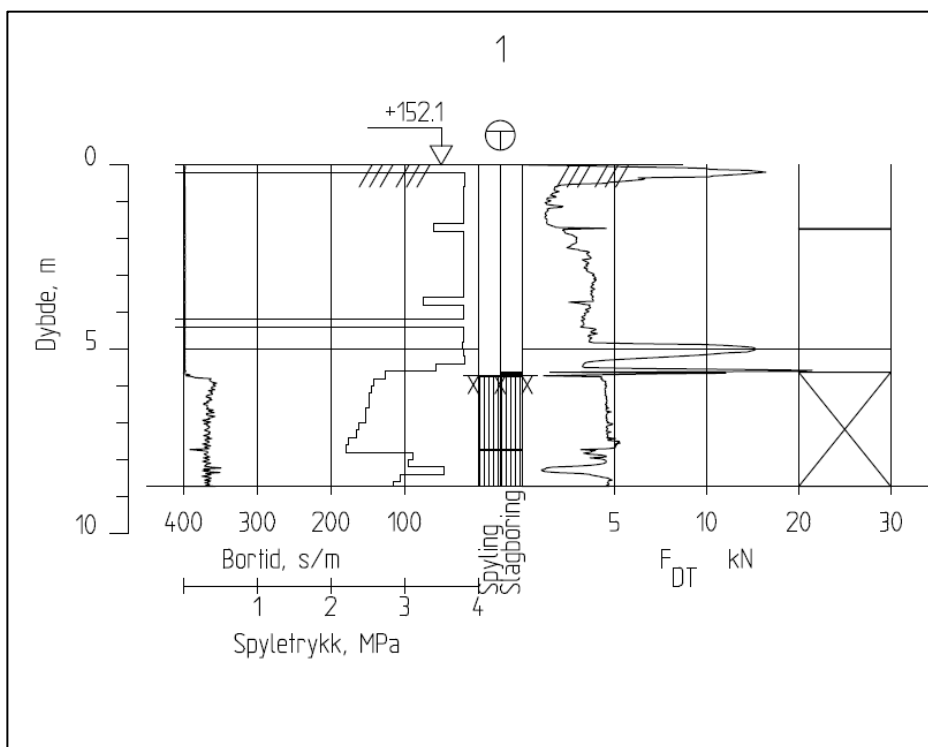
Undersøkelser viser varierende dybder til berg (ca. 1 – 16 m) i området med fallende berghelning mot øst og nord. Under topplaget av grus og sand, ligger det på store deler av det undersøkte området et lag av torv, bark, røtter og annet organisk materiale med mektighet fra ca. 1 m i borpunkt 3 til ca. 5 m i borpunkt 7 (se bilde 3.9). Under torvlaget indikeres det ved borpunkt 1, 2, 7, 8 og 12 et lag med bløt leire med mektighet fra ca. 1 m i borpunkt 8 til ca. 9 m i borpunkt 7. På 8 – 9 m dybde i borpunkt 7 er det registrert kvikkleire og leire med sprøbruddegenskaper.

Prøver tatt av torvlaget indikerer et vanninnhold i området 140 – 900 %. Romvekten er målt fra 9,6 til 10,0 kN/m³. Boringene indikerer at det ligger et fast lag av antatt sand og grus over berg. Grunnvannstand ble målt på 0,9 m under terrengoverflate på kote 150,5 moh i borpunkt 12.

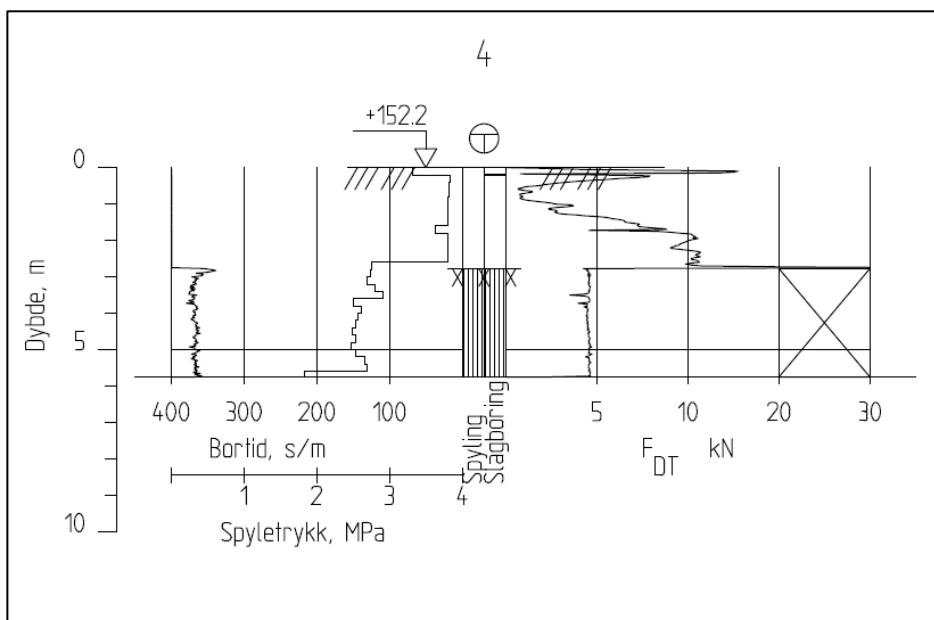


Bilde 3.9 Utførte grunnundersøkelser. Kilde: Referanse [1]

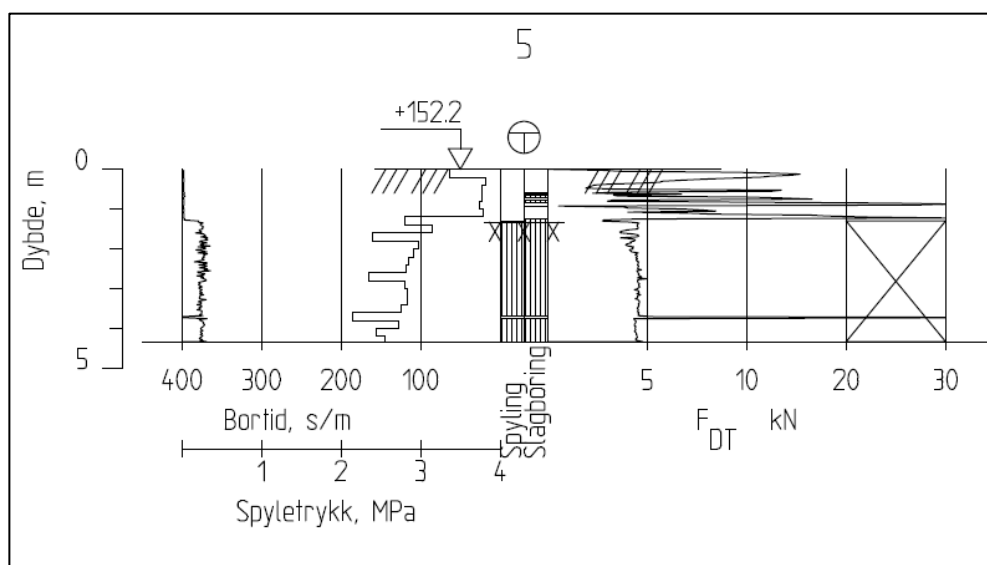
Borpunktene som er mest aktuelle for grunnarbeid ifm. etablering av tribuner og garderobe bygg er punkt 1, 4 og 5 (se plassering på bilde 3,9 og borprofilene på bilde 3.10 – 3.12).



Bilde 3.10 Totalsondering i borpunkt 1. Kilde: Referanse [1]



Bilde 3.11 Totalsondering i borpunkt 4. Kilde: Referanse [1]



Bilde 3.112 Totalsondering i borpunkt 5. Kilde: Referanse [1]

3.4.1 Grunnforhold for fotavtrykket av planlagt bebyggelse

Basert på tilgjengelige informasjon fra offentlige databaser, befaring og foreliggende undersøkelse er grunnforhold på fotavtrykket av planlagt bebyggelse nærmere oppsummert som følgende

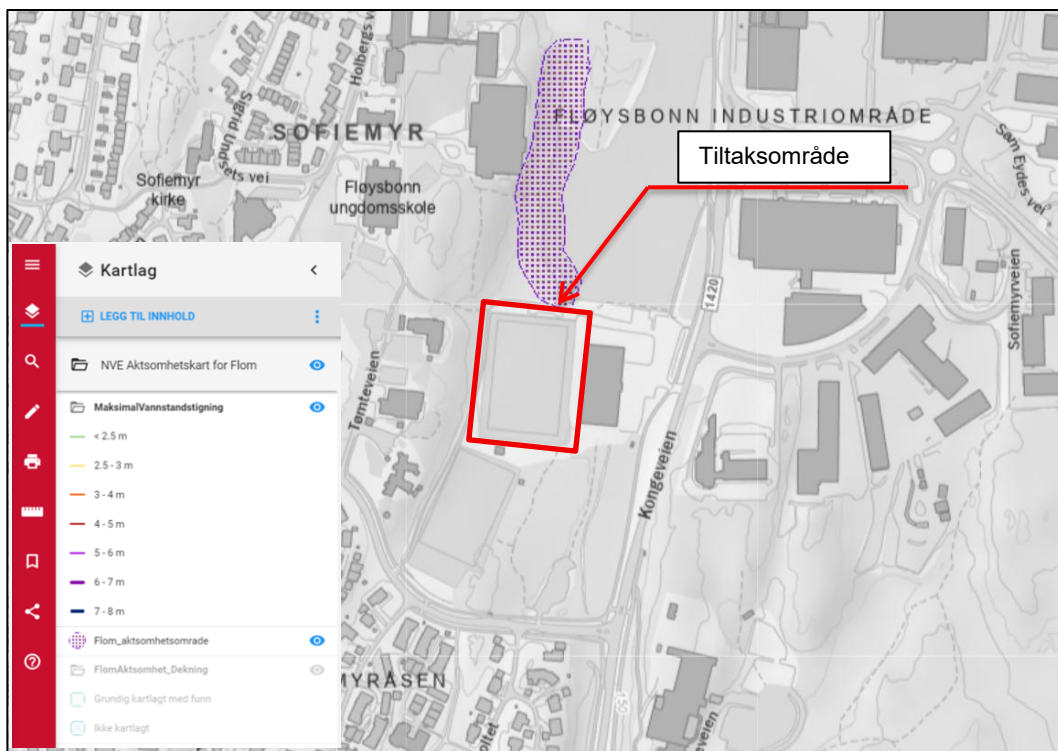
- 0 til 1 – 2,8 m: Sand og grus
 - Friksjonsvinkel er estimert 35° ut fra håndbok V220.
 - Romvekt er estimert 18 kN/m³.
- Fra 1 – 5 m: Torv
 - Romvekt er målt på 9,6 – 10 kN/m³.
 - Torven klassifiseres som H2 – H6 iht. von Post skala.
 - Vanninnhold er målt på 140 – 900%
- Fjelldybde varierer fra ca. 1 – 5,7 m
 - Type fjell er tonalittisk gneis
 - Tyngdetetthet er estimert 27 kN/m³.
- Grunnvannstand er målt på kote +150,5 moh

4 Sikkerhet mot naturpåkjenninger

I henhold til TEK 17 §7-1(1) skal byggverk plasseres, prosjekteres og utføres slik at det oppnås tilfredsstillende sikkerhet mot skade eller vesentlig ulempe fra naturpåkjenninger (flom, stormflo og skred). Fare for naturpåkjenninger er sjekket mot NVE Atlas (www.nve.no).

4.1 Flom

Tiltaket ligger like utenfor et registrert aktsomhetsområde for flom (se bilde 3.1).



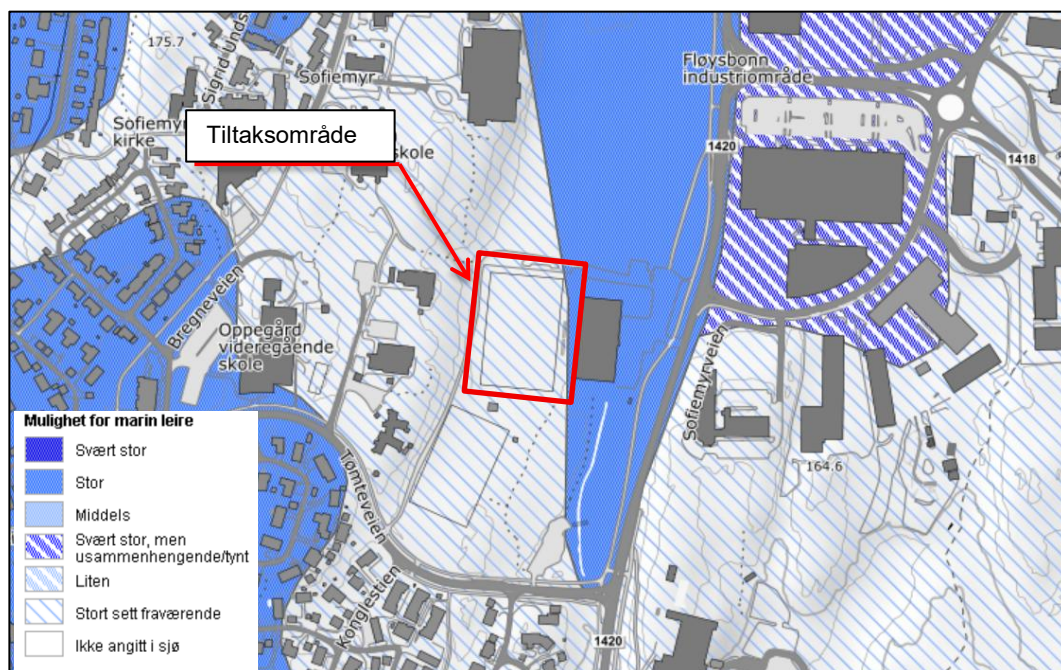
Bilde 3.1 Kart fra skrednett.no, som viser at tomten ligger utenfor aktsomhetsområdet for flom. Kilde: www.skrednett.no

4.2 Skred i bratt terreng

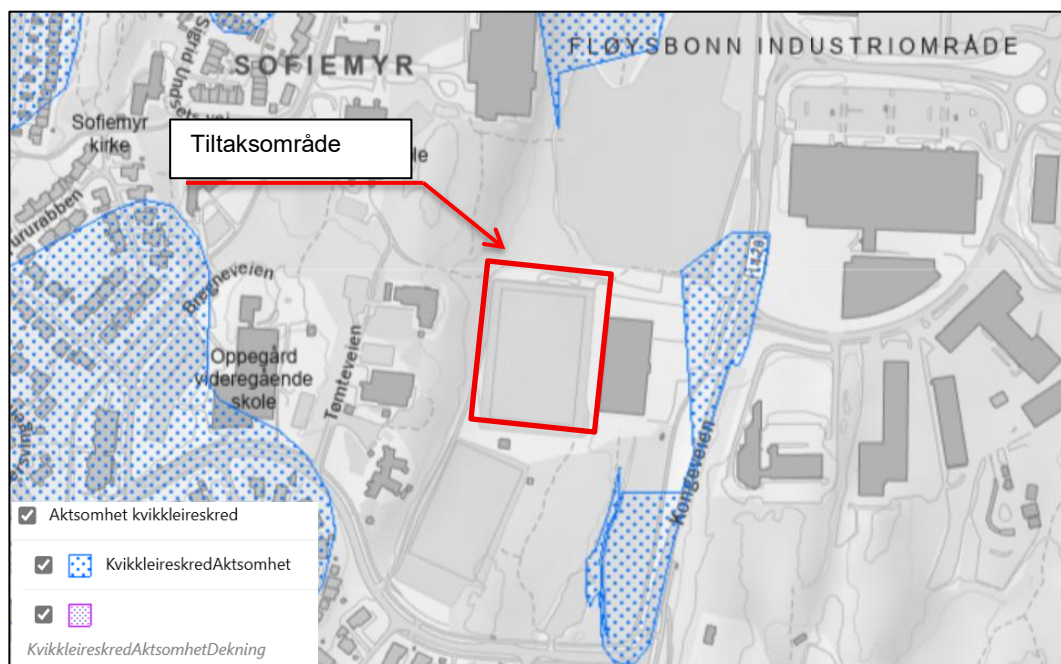
Tiltaket ligger ikke innenfor aktsomhetsområde eller registrerte faresoner for skred i bratt terreng. Videre er det ikke registrert noen skred hendelser i nærheten av tiltaksområdet.

4.3 Områdestabilitet/kvikkleire

Tiltaksområdet ligger under marin grense. Tomten er delvis innenfor områder der det stort sett finnes aldri marin leire, og delvis i området med stor mulighet for å finne marin leire (se bilde 4.2). Det er uansett utenfor aktsomhetsområde for kvikkleire skred ifølge kartgrunnlaget fra Norges vassdrags- og energidirektorat (se bilde 4.3).



Bilde 4.2 Kart fra NGU. «Mulighet for marine leire» Kilde: www.geo.ngu.no



Bilde 4.3 Tiltaksområdet ligger utenfor aktsomhetsområde for kvikkleireskred. Kilde: <https://atlas.nve.no/Html5Viewer/index.html?viewer=nveatlas#>

Det er tidligere gjort en utredning av områdeskredfare av Løvlien Georåd ifm. planlegging og etablering av tennishallen. Sikkerhet mot områdeskred ble funnet tilfredsstillende og er gjeldende for planlagt tiltak. Det henvises til følgende dokument for ytterligere informasjon om utredningen:

Referanse [2]

Sofiemyr tennishall, 19081 Notat RIG03. Utredning av områdestabilitet. Utarbeidet av Løvlien Georåd, 27.05.2019.



5 Byggetekniske anbefalinger

5.1 Frostfri dybde

Ifølge dokument 451.021 fra Byggforskserien «Klimadata for termisk dimensjonering og frostsikring» er frostfri dybde i Nordre Follo kommune 1,6 m. Fundamenter må derfor plasseres på minimum 1,6 m dybde eller det må brukes isolerende tiltak. Dersom det er benyttet isolasjonsplater for konstruksjonene må isolasjonsplatene har tilstrekkelig langtids trykk styrke i relasjon til permanent last. Ledninger må også plasseres på frostfri dybde eller må det brukes isolerende tiltak.

5.2 Utgraving i løsmasse

På grunn av veldig varierende dybde til fjell da antas det best å dele opp bygningene, og fundamenter delvis på peler og delvis på sprengsteinfylling direkte over berg. Bygningene består av modullbygg så det bør være enkelt å dele dem opp.

Dybde til fjell under bygningen lengst mot nord, ligger rundt 5,7m, utgravning med tilhørende graveskråninger undergraver eksisterende bygninger/Tennishall og fotballbane. Derfor antas det mest gunstig å fundamenter disse byggningsmoduler med peler.

Alle løsmasse under bygningen mot sør, og tribunen der fjellet ligger 1 – 2,5 m dybde fra overflaten (ca. 151 – 149,5 moh) skal graves ned til fjelloverflate. Dagens terreng ligger rundt 152 moh til 154moh (fotballbane). Det er viktig at fotballbane blir ikke berørt ved utgravingene pga. kabler og andre installasjoner i grunnen.

Lokal stabilitet for utgravninger ivaretas med graveskråninger 1:1,5 eller slakere.

På grunn av liten avstand mot Tennishallen, må utgravningen utføres seksjonsvis.

Mulig må entreprenør vurdere noe form av støtte konstruksjoner ved utgravningen

5.3 Sprenging og rystelseskrav

Tiltaksområdet mot sør består av fjell i dagen, men gulvkote av planlagt bygg ligger godt del høyere enn dagens terreng (henvises til ARK tegninger for gulvkoter). Derfor blir det begrenset behov for pigging av fjell.

Ved behov for pigging skal NS8141-1:2022 følges, dvs. grenseverdier for rystelser, tilstandsvurdering, arbeidstid osv.

5.4 Fundamenterings- og setningsforhold

Grunnforholdene på tomten er relativt komplisert. Torv, sensitiv leire og høy grunnvannstand, samt varierende bergoverflate.

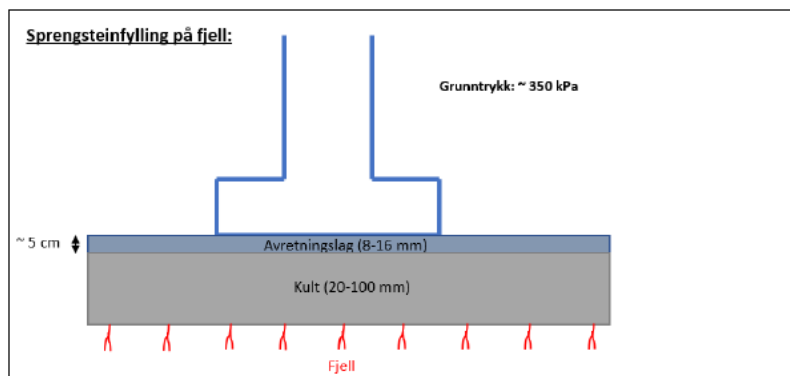
Alle torv materiale under bygningsdel A må masse utskiftes før fundamentering. Tribunene og Bygningen skal fundamenteres på sprengsteinsfylling på fjell

Direkte fundamentering av tribunebygg og garderobebygg på sprengsteinsfylling vurderes som en bra løsning.

Bygningsdel B, hvor fjelloverflaten ligger på 4-6m dybde bør fundamenteres på peler, evt. med ringmur til å ta opp horisontal laster. Dagens terreng ligger i kote 152 – 153 moh, mens ferdig gulv kote ligger på 153,91 moh. Det skal derfor være behov for noe masseutskifting.

5.4.1 Tillatt grunntrykk fundamenter på sprengsteinsfylling

Delen av bygget skal fundamenteres på komprimert sprengstein fylling etter utgraving/sprenging (se bilde 5.1). For fundamentering på tynn fylling kan grunntrykk settes til ca. 350 kPa i bruddgrensetilstand (avhengig av dybde).



Bilde 5.1 Fundamenteringsprinsipp og tilbakefylte masser for fundamentering på sprengsteinsfylling.

Eventuelt fyllmasser over fjell må komprimeres i henhold til tabell 24 i «Byggforskserien 513.131 – Utlegging og komprimering av sprengsteinsfylling», se utklipp av tabellen herunder.

Tabell 24
Normal komprimering etter NS 3420 (95 % Standard Proctor)

Komprimeringsutstyr	Masse i kg eller statisk linjelast i kN/m*	Maks. lagtykkelse før komprimering m	Antall passeringer **	
			Normal komprimering	Lett komprimering
Vibrerende plate	200 – 500 kg over 500 kg	0,40 0,60	6 6	3 3
Vibrerende valse	30 – 45 kN/m over 45 kN/m	1,00 1,50	6 8	3 4
Statisk valse	minst 45 kN/m	0,40	6	3

* Tallet gjelder den vibrerende enheten.
** Tandemvals gir to passeringer pr. overfart.

Medie-tårnet forventes fundamenteres i sin helhet på tynn sprengstein fylling direkte over fjell.

5.4.2 Pelefundamentering

På grunn av dybde til fjell og organiske masser er det mest aktuelt at del av planlagt bygg fundamenteres på peler.

Spissbærende peler rammede/borede til fjell er sannsynlig den mest aktuelle fundamenteringsmetode i dette prosjektet, ettersom fjell har blitt registrert på ca. 5 m dybde under terreng og løsmasser til fjell består hovedsakelig av leire og torv. Pelenes geotekniske bæreevne må beregnes i henhold til NS-EN 1997. Erfaringsmessig har betongpeler lastkapasitet ca. 1000-1500 KN. Det anbefales dialog med en erfaren peleentreprenør om valg av peletype og installasjonsmetode mht. foreliggende



grunnforhold. Det anbefales at det bygges en helstøpt bunnplate på pelene for å fordele lastene effektivt.

Grunnvannstand er målt til kote + 150,5 moh, men kan forventes å være tidvis høyere på grunn av sesongvariasjoner i nedbør. Det derfor anbefales at det benyttes en vanntett bunnplate dersom det skal etableres et nedsenket rom.

Disse vurderinger gir kun indikasjoner på fundamentering, men er ikke formel prosjektering. Formel detaljprosjektering av fundamenter må utføres av ansvarlig prosjekterende i senere faser.

5.5 Generelle fyllinger

Siden planlagt gulvkote er i kote 153,91 moh, er det noe behov for fyllinger og heving av dagens terreng

Alle organiske masser i minimum øverste 1m skal fjernes for fundamentering av bygningene. Hvis stedlige masser består av finkornete masser, er tykk fiberduk eller geonett anbefalt mellom fylling (kult), nedenfor fundamenter, og stedlige masser.

Det finnes nyttig informasjon, erfaringsverdier og retningslinjer i noen standarder fra SINTEF:

- 513.131 Utlegging og komprimering av sprengsteinsfylling

5.6 Opptak av horisontale laster og jordtrykk

Horisontale laster skal tas opp av vegger ved hjelp av passivt jordtrykk. Tilbakefylte masser mot vegger må være drenerende og ikke-telefarlige i telefarlighetsklasse T1. Det bør etableres dreneringsledninger mot veggen. Det kan f.eks. brukes kult, pukk eller grus. Det kan også brukes lettemasser for å redusere jordtrykk. Ved bruk av lettemasser er det viktig at minste øverste 0,5 m laget av fyllingen utføres med pukk ettersom lettemasser har mindre tyngdetetthet enn vann. For beregning av jordtrykk på vegger kan følgende parametere brukes:

$$\varphi'_d = \tan^{-1} \left(\frac{\tan \varphi'_k}{\gamma_{\varphi'}} \right)$$

Dimensjonerende hvilejordtrykkskoeffisient i bruddgrensetilstand blir da:

$$K_{od} = 1 - \sin \varphi'_d$$

Dimensjonerende hvilejordtrykkskoeffisient i bruksgrensetilstand blir da:

$$K_{ok} = 1 - \sin \varphi'_k$$

Jordtrykk på vegger må beregnes med hvilejordtrykkskoeffisient.

5.7 Grunntype jordskjelv

I seksjon NA.3.1.2 i Eurokode 8, del 1 (NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2021) er veiledninger om identifisering av grunntyper med hensyn til jordskjelv. Ifølge tabell NA.3.1 fra denne koden (bilde 5.2 i denne rapporten) er anbefalt grunntype A.



Tabell NA.3.1 — Grunntyper				
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.				

Bilde 5.2

Tabell NA.3.1 fra NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2021

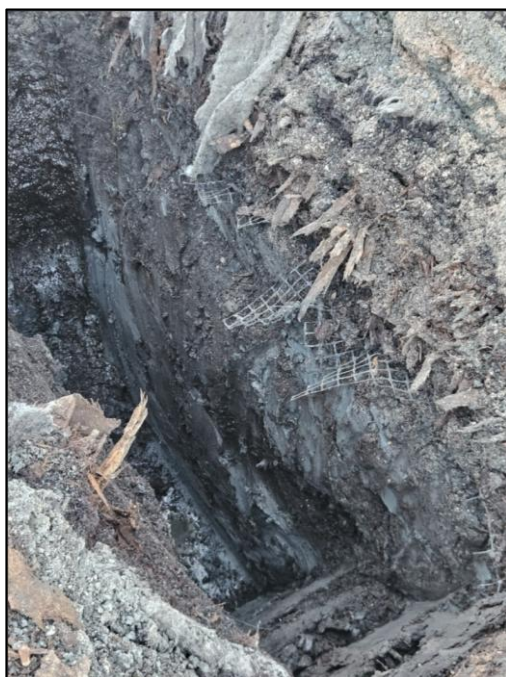
5.8 Parkeringsplasser

5.8.1 Prøvegraving

Det er planlagt etablering av en parkeringsplass nord for eksisterende tennishallen. I forbindelse med det ble det utført fire prøvesjakter i området. Det ble utført 4 prøvegravingene til ca. 2,5 – 3 m dybde.



Bilde 5.3 Plassering av prøvesjakter



Bilde 5.4 Hull A



Bilde 5.5 Hull B



Bilde 5.6 Hull C



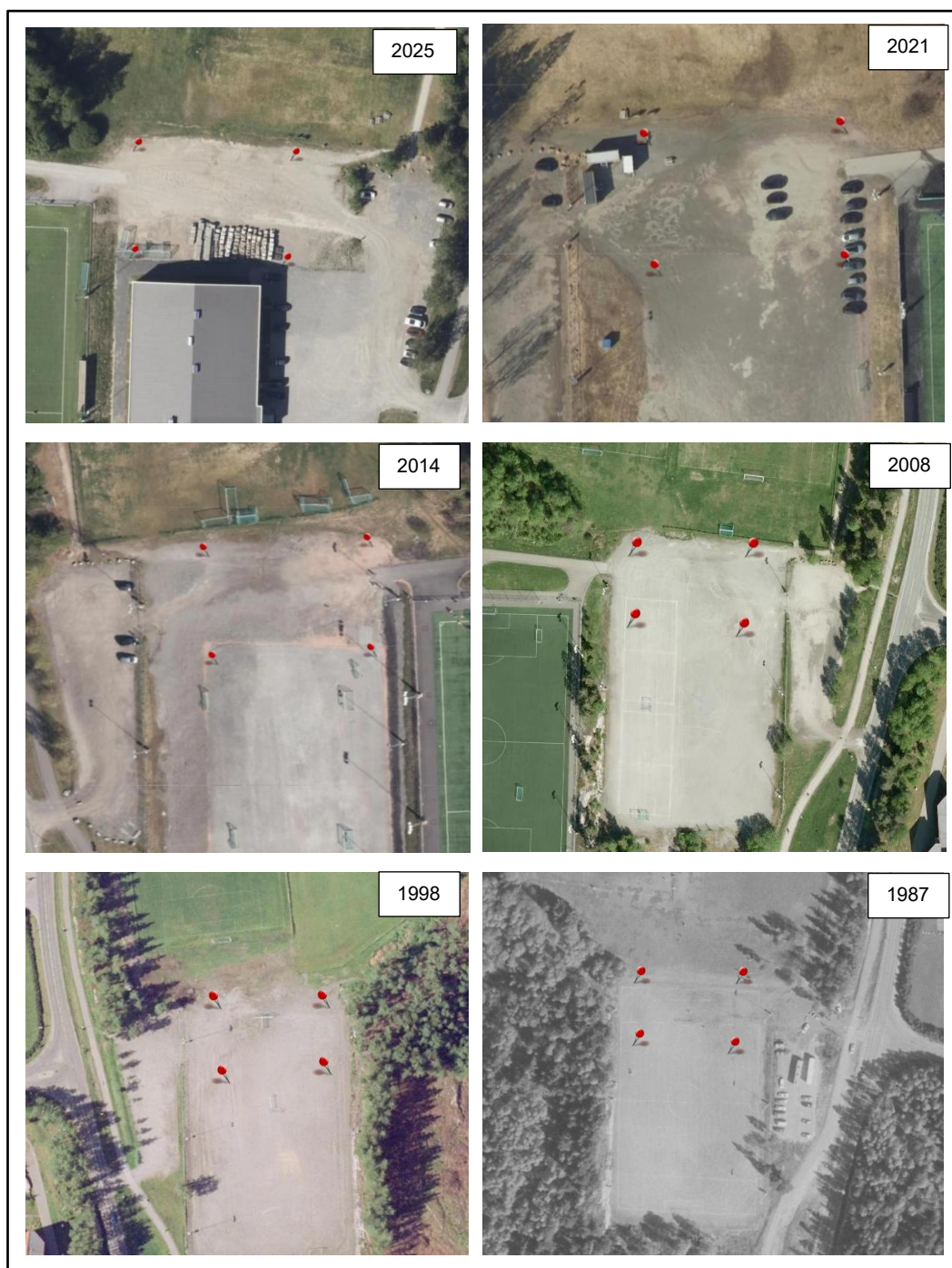
Bilde 5.7 Hull D

I hull A består jordprofilen av ca. 0,5 m topplag subus etterfulgt av ca. 0,8 m fyllmasser av trebark over middels fast leire ned til traubunn. Det er lagt et lag geonett mellom leiren og fyllmassene ovenfor. Prøvegravingene i hull B og C viste et topplag av fyllmasse (subus) på ca. 1,2 – 1,5 m tykt etterfulgt av torv ned til traubunn på ca. 3 m. Hull D viste samme jordprofil som fylling av subus i øverste 0,7 m etterfulgt av torv ned til traubunn på ca. 2,5 m.

5.8.2 **Anbefalt metode for oppbygging**

VSO Consulting har ikke kjennskap til når fyllingen blir lagt ut i området, men historiske flybilder viser at området hvor ny parkeringsplassen skal etableres har blitt tidligere opparbeidet som parkeringsplass (med grusdekke) og fotballbane fra minst 1987 (se bilde 5.8).

Tykkelsen på myra gjør at det ikke er lønnsomt å masseutskifte all myr før etablering av parkeringsplassen. Videre gir nye regelverk om miljøhensyn og minimalisering av avfall også tilleggsargumenter for å bruke metoder der myra får ligge i ro.



Bilde 5.8

Flyfoto av området fra 1987 – 2025. ca. omriss av parkeringsplasser er vist med røde pinner. Kilde: www.kart.finn.no

5.8.3 Dimensjonering og oppbygging

Eksisterende parkeringsareal nord for tennishallen har vært opparbeidet med grusdekke siden minst 1987 og har fungert tilfredsstillende for parkeringsformål. Det anbefales at parkeringsplassene i felt 2 og 3 (ref. figur 1.6) videreføres med dagens oppbygging uten asfalt.

Prøvegravingene viser at eksisterende fyllmasser av subus vurderes som homogene og bæredyktige med underliggende myr materiale. Derfor gjøres det oppmerksom på at underliggende torvmasser vil kunne medføre noe setninger over tid. Det må påregnes periodisk vedlikehold i form av høvling og etterfylling av grusmasser, tilsvarende det som

har vært praksis for området. Det anbefales at eksisterende grusdekke kontrolleres mot kravene i N200 tabell 3.5–1 til 3.5–3, og at det ved behov etterfylles med grusmasser for å opprettholde tilstrekkelig bæreevne for tung trafikk.

Det er en del argumenter som taler for å bevare dagens løsning utover det som er presisert nedenfor, som en setningsfri løsning. Miljømessig vil det mest hensiktsmessig at myra bør få ligge i ro og man kan slipper massetransport og mertransport til området som følge av asfaltering. Videre er grusdekke permeabelt og bidrar til lokal infiltrasjon/fordrøyning av overvann, noe som kan være positivt i et klima med stadig hyppigere kraftig nedbør. Dette er en parkeringsplass for et idrettsanlegg der bruksbelastningen er begrenset og intermitterende, noe grusdekke håndterer relativt godt.

Dersom det ønskes en mer setningsfri løsning med asfaltdekke for parkeringsplassen, anbefales større oppbyggingstiltak. Tykkelsen på myra gjør at det ikke er lønnsomt å masseutskifte all myr før etablering av parkeringsplassen. Videre gir nye regelverk om miljøhensyn og minimalisering av avfall også tilleggsargumenter for å bruke metoder der myra får ligge i ro.

Dagens fyllmasser av subus vurderes som homogene og bæredyktige, og det anbefales at parkeringsplassen etableres direkte på stedlige fyllingen. Følgende arbeidsgang er anbefalt:

- Planere eksisterende fylling
- Legg en fiberduk på planert fylling som separasjonslag
- Legg en høystyrke-geonett ovenfor fiberduk
 - En løsning med to geonett gir vanligvis en stivere konstruksjon enn med et enkelt nett. Det kan bidra til minst mulige setninger i myra
- Fyll opp med grov stein (kult 22 – 120 mm) som forsterkningslag i lag med komprimering
- Fyll opp med knust fjell (f.eks. 2/32) som bærelag i lag med komprimering
 - Legg en høystyrke-geonett mellom forsterkningslag og bærelaget
 - Geonettet kan evt. brettes opp og inn mellom forsterknings- og bærelag for å gi en ekstra sidestøtte i konstruksjonen
- Bygg fyllingen (bærelaget) 0,5–1,0 m høyere enn ferdig kote som midlertidig forbelastning
 - Sett opp setningsmåling (setningsplater + evt. poretrykksmåling) og følg utvikling.
 - Når setningshastigheten er liten nok (f.eks. < 5–10 mm/mnd) fjernes overskuddsfyllingen og overflaten finavrettes før asfalt.

Forslag til oppbygging av asfaltert/kjørbar områder er valgt etter veileder i Statens Vegvesens Håndbok N200, se bilde 5.9. Stedlige masser som består av torv og myr er estimert å ligge i telefarlighetsklasse T4, meget telefarlige og klassifiseres i bæreevnegruppe 7.



Krav 3.1.3.1—1 **SKAL** Gjeldende fra 05.07.2024

Klassifisering etter telefarlighetsklasser og bæreevnegrupper skal være i henhold til [tabell 3.1.3.1—1](#) og [tabell 3.1.3.1—2](#).

Tabell 3.1.3.1—1 — Inndeling av undergrunnen i telefarlighetsklasser

Telefarlighetsklasse	Masseprosent av materiale < 22,4 mm		
	< 2 µm	< 20 µm	< 200 µm
Ikke telefarlig T1		< 3	
Litt telefarlig T2		3 - 12	
Middels telefarlig T3	a	> 12	< 50
Meget telefarlig T4	< 40	> 12	> 50

a I tillegg regnes jordarter med mer enn 40 % < 2 µm som middels telefarlig T3.

Tabell 3.1.3.1—2 — Inndeling av undergrunn og isolasjonsmaterialer i bæreevnegrupper

Undergrunn	Bæreevnegruppe
Bergskjæring, steinfylling, T1	1
Grus, $C_u \geq 15$, T1	2
Grus, $C_u < 15$, T1	3
Bergskjæring, steinfylling, T2	3
Sand, $C_u \geq 15$, T1	3
Sand, $C_u < 15$, T1	4
Grus, sand, morene, T2	4
Grus, sand, morene, T3	5
Leire, silt, morene, T4	6
Myr	7
Lettklinker, skumglass	4
Ekstrudert polystyren (XPS)	4
Ekspandert polystyren (EPS-blokker)	6

MERKNAD Bergskjæring inkluderer dyp- eller grunnsprengning, se [kapittel 1.10.3](#).

Veiledning til kravet

Bæreevnegruppe 7 Myr inngår ikke i de forskjellige dimensjoneringsstabellene og behandles spesielt, se [V221 Grunnforsterkning, fyllinger og skrånninger \[11\]](#).

Bilde 5.9 Tabell 3.1.3.1 – 1 og 3.1.3.1 – 2 fra Statens Vegvesen Håndbok N200. Telefarlighets- og bæreevneklassifisering.

Tabell 3.5—1 — Dekketykkelser for parkeringsplasser og andre trafikkarealer med asfaltdekke (cm)

	Type anlegg		
	Parkeringsplass med lett trafikk	Parkeringsplass med tung trafikk	Andre trafikkarealer med tunge kjøretøy
Slitelag over bindlag	3,0 over 3,0 ^a	3,5 over 3,5	4,0 over 4,0

a Kan legges i ett lag ved bruk av Ag som øvre bærelag.

Tabell 3.5—2 — Bærelagstykkelser for parkeringsplasser og andre trafikkarealer med asfaltdekke (cm)

Bærelagsmateriale	Type anlegg		
	Parkeringsplass med lett trafikk	Parkeringsplass med tung trafikk	Andre trafikkarealer med tunge kjøretøy
Gjn	17	-	-
Gk	17	-	-
Fk	16	20	-
Ag over Ak/Fk	4 over 7	4 over 10	-
Ag over Ap	-	4 over 5	7 over 5
Ag	-	8	10

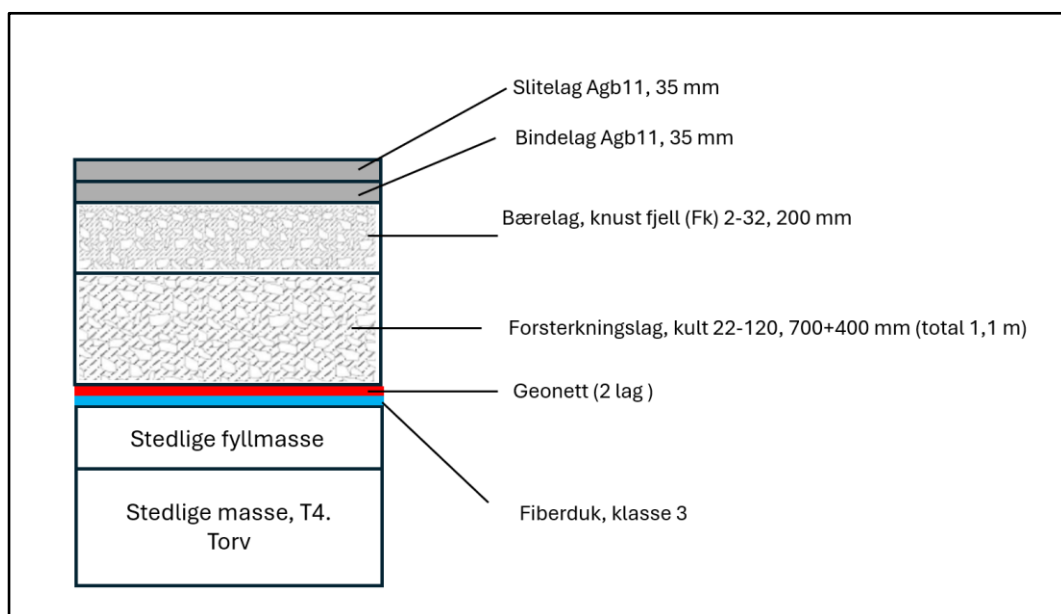


Tabell 3.5—3 — Tykkelse av forsterkningslag for parkeringsplasser og andre trafikkarealer med asfaltdekke (cm). Tykkelsen forutsetter lastfordelingskoeffisient $a = 1,0$.

Materialtype i grunnen	Bæreevne-gruppe	Type anlegg		
		Parkeringsplass med lett trafikk	Parkeringsplass med tung trafikk	Andre trafikk-arealer med tunge kjøretøy
Bergskjæring, steinfylling, T1	1	30	30	30
Grus $C_u \geq 15$, T1	2	30	30	30
Grus $C_u < 15$, T1	3	30	30	40
Sand $C_u \geq 15$, T1				
Bergskjæring, steinfylling, T2				
Sand $C_u < 15$, T1	4	30	40	60
Grus, sand, morene, T2				
Grus, sand, morene, T3	5	40	60	70
Silt, leire, T4, $c_u \geq 50$ kPa	6	50+10	70	80
Silt, leire, T4, $37,5 \leq c_u < 50$ kPa	6	50+10	70	80
Silt, leire, T4, $25 \leq c_u < 37,5$ kPa	6	50+30	70+10	80
Silt, leire, T4, $c_u < 25$ kPa	6	50+60	70+40	80+30
MERKNAD Tall med pluss foran angir økning av forsterkningslagstykkelsen knyttet til anleggstekniske forhold og gjelder kun der vegen bygges på svak undergrunn uten grunnforsterkning eller frostsikringslag. Gjennom særlige anleggstekniske tiltak, ev. bruk av armering, kan tykkelse tilsvarende det som står foran plusstegnet brukes. Se også kapittel 3.1.5 .				
MERKNAD Bergskjæring inkluderer dyp- eller grunnsprengning, se kapittel 1.10.3 .				
Veiledning til kravet				
Ved bruk av materialer med lastfordelingskoeffisient større enn 1,0, kan tykkelsen på forsterkningslaget endres tilsvarende, se kapittel 3.1.4.7 .				

Bilde 5.10 Tabell 3.5 – 1 til 3.5. – 3 fra Statens Vegvesen Håndbok N200. Telefarlighets- og bæreevneklassifisering.

Det anbefales 3,5+3,5 cm tykke stive asfaltdekketyper, ovenpå 20 cm lag av knust fjell (Fk) og 110 cm forsterkningslag for kjørbare områder/parkeringsplasser med tung trafikk. Snitt av forslag til oppbyggingen er vist på bilde 5.11.



Bilde 5.11

Prinsippsnitt, forslag til oppbygging av parkeringsplass med tung trafikk.