



# Kurland sykehjem

---

## **RIG01 – Fagrapport geoteknikk, ny heissjakt**

Sarpsborg kommune  
Dato: 22. juni 2026

| Rev.nr. | Dato       | Beskrivelse   |
|---------|------------|---------------|
| 00      | 22-06-2026 | Første utgave |

|               |
|---------------|
| Utarbeidet av |
| MAAG          |

|               |
|---------------|
| Verifisert av |
| ABC           |

|             |
|-------------|
| Godkjent av |
| MBAK        |

# Innhold

|           |                                               |           |
|-----------|-----------------------------------------------|-----------|
| <b>1.</b> | <b>Innledning.....</b>                        | <b>4</b>  |
| 1.1.      | Bakgrunn.....                                 | 4         |
| 1.2.      | Rapportens innhold .....                      | 4         |
| 1.3.      | Dagens forhold.....                           | 4         |
| 1.4.      | Planlagt tiltak .....                         | 5         |
| <b>2.</b> | <b>Myndighetskrav og forutsetninger .....</b> | <b>9</b>  |
| 2.1.      | Overordnet.....                               | 9         |
| 2.2.      | Laster og partialkoeffisienter .....          | 10        |
| 2.2.1.    | Laster .....                                  | 10        |
| 2.2.1.1.  | Laster konstruksjon .....                     | 10        |
| 2.2.1.2.  | Laster heis .....                             | 11        |
| 2.2.1.3.  | Oppdrift .....                                | 11        |
| 2.2.1.4.  | Øvrige laster .....                           | 12        |
| 2.2.2.    | Partialkoeffisienter .....                    | 12        |
| 2.3.      | Dimensjonerende brukstid .....                | 13        |
| 2.4.      | Kvalitetssystem .....                         | 13        |
| <b>3.</b> | <b>Topografi og grunnforhold.....</b>         | <b>14</b> |
| 3.1.      | Topografi .....                               | 14        |
| 3.2.      | Kvartærgeologi.....                           | 14        |
| 3.3.      | Hydrogeologiske forhold .....                 | 15        |
| 3.4.      | Grunnundersøkelser .....                      | 15        |
| 3.4.1.    | Tidligere undersøkelser .....                 | 15        |
| 3.4.2.    | Prosjektspesifikke .....                      | 17        |
| 3.5.      | Geotekniske designforutsetninger .....        | 17        |
| <b>4.</b> | <b>Naturfare.....</b>                         | <b>18</b> |
| 4.1.      | Flom, stormflo og skred i bratt terreng ..... | 18        |
| 4.2.      | Områdestabilitet .....                        | 18        |
| 4.2.1.    | Faresoner i området .....                     | 18        |
| 4.2.2.    | Marin grense .....                            | 19        |
| 4.2.3.    | Terrengavgrensing.....                        | 20        |
| <b>5.</b> | <b>Geotekniske vurderinger .....</b>          | <b>23</b> |
| 5.1.      | Peler .....                                   | 23        |
| 5.1.1.    | Kapasitet og knekking, stålkjernepeler.....   | 23        |
| 5.1.2.    | Utførelse.....                                | 23        |
| 5.2.      | Utgraving .....                               | 23        |
| 5.2.1.    | Forutsetninger og geometri.....               | 23        |
| 5.2.2.    | Spunt .....                                   | 24        |
| 5.2.3.    | Anleggstekniske forhold .....                 | 25        |
| 5.3.      | Nedgravd søppelcontainer .....                | 26        |
| <b>6.</b> | <b>Videre arbeider .....</b>                  | <b>27</b> |
| <b>7.</b> | <b>Referanser .....</b>                       | <b>28</b> |

## 1. Innledning

### 1.1. Bakgrunn

Eksisterende Kurland Sykehjem skal ha etablert ny heis og nedgravd søppelkontainer på utsiden av eksisterende bygg ved Per Gyntveien 13 i Sarpsborg kommune.

NIRAS Norge AS er engasjert som RIG på prosjektet av Sarpsborg kommune via. inngått rammeavtale for å bidra til funksjonsbeskrivelse/anbudsgrunnlag for utførelse.

Se Figur 1.1 for plassering av planlagt tiltak.



Figur 1.1: Oversiktskart

### 1.2. Rapportens innhold

Denne rapporten inneholder vurderinger knyttet til områdestabilitet iht. NVE sin kvikkleireveileder [1] samt geotekniske vurderinger knyttet til fundamentering og utgraving for tiltaket samt risiko for skader på eksisterende bygg på forprosjektnivå.

### 1.3. Dagens forhold

Dagens sykehjem ble oppført på 1970-tallet og har fire etasjer pluss kjeller med nedkjøringsrampe til parkering. Bygget er fundamentert på rammede betongpeler til berg eller morene [2]. Gulv er etablert som gulv på grunn, og ikke som en frittstående bunnplate iht. anbudsrapporten.

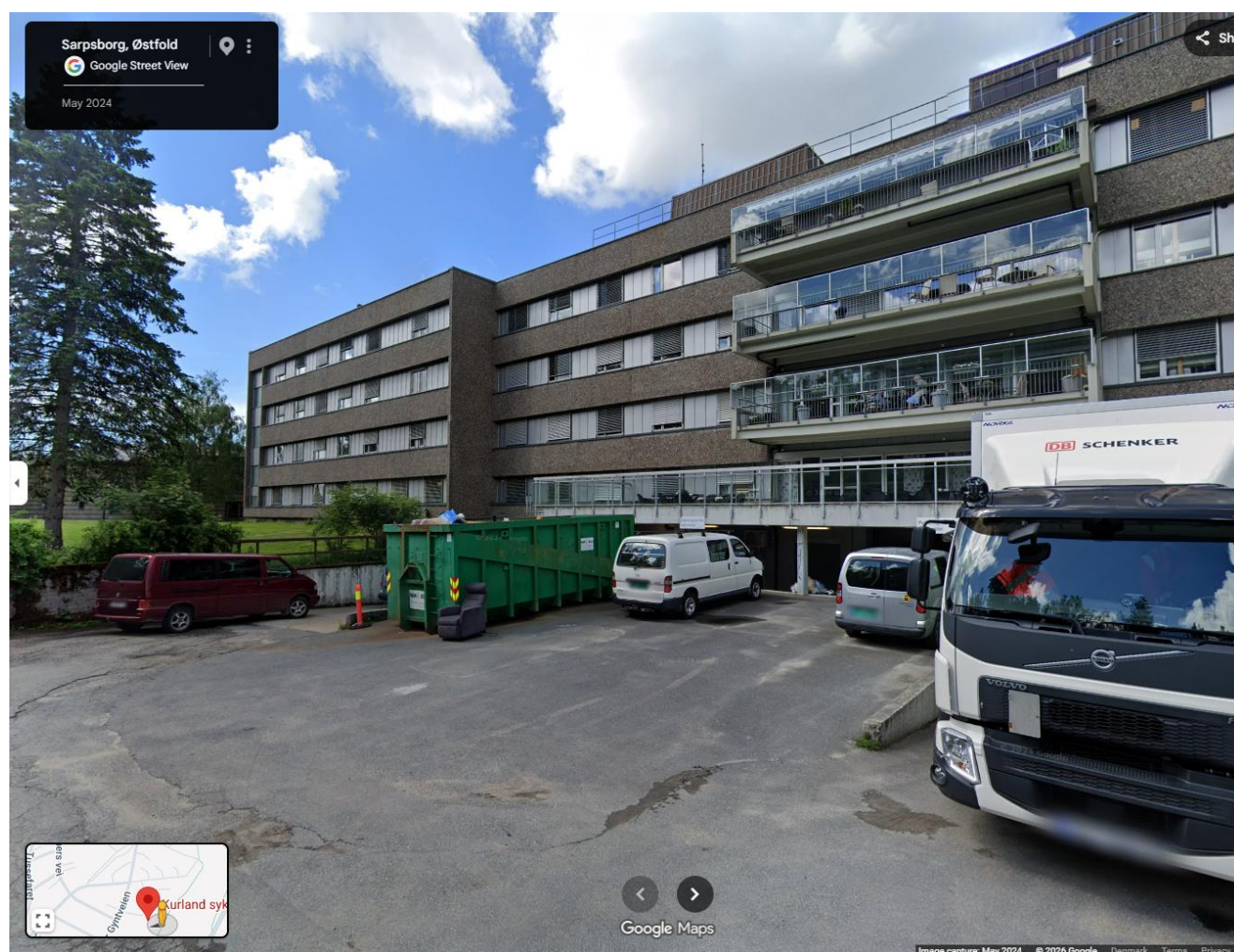
Basert på tegninger av planlagt tiltak fra RIB ligger ferdig gulv i dagens kjeller på kote +36,874 [3] mens terrenget rundt ligger på rundt kote +39 til +40.

Det er beskrevet at det skal etableres drenasje av lcodren langs yttervegger [2].

#### 1.4. Planlagt tiltak

Det er planlagt å etablere ny heissjakt på utsiden av eksisterende bygg. Sjakten skal plasseres på østlig side av dagens bygg, sør for eksisterende balkonger. Balkong i 1. etasje skal fjernes eller utspares ved heissjakt. Se Figur 1.2 for bilde av dagens fasade der ny heissjakt skal etableres.

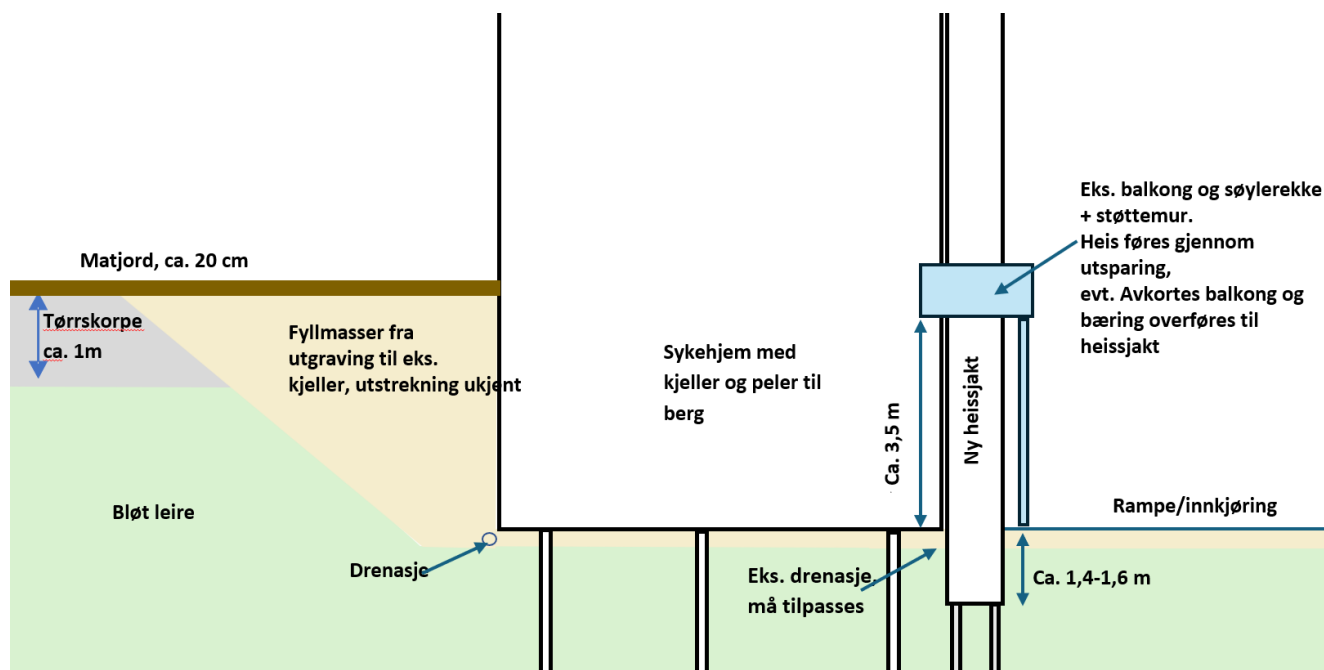
Det skal i tillegg etableres nedgravd søppelkontainer sammen med heissjakt.



Figur 1.2: Utklipp fra Google Street View, hentet ut mai 2026, bilde tatt mai 2024. Tiltak er planlagt på sørsiden (venstre på bildet) av dagens balkonger.

Iht. oversendte tegning er planlagt nivå for ferdig gulv 1,4 meter under dagens kjellergulv, tilsvarende kote +35,474. Det er dialog med en heisleverandør, som trenger ca. 1,6 meter, men det vurderes ikke at de 20 cm. Utgjør en stor forskjell i vurderingene siden det vurderes at det er behov for en spuntet grop uansett (se kap. 5.2).

Figur 1.3 viser en prinsippskisse med snitt gjennom eks. sykehjem og planlagt heissjakt.



Figur 1.3: Skjematisk fremstilling/tverrsnitt gjennom eks. sykehjem og heissjakt.

Etter avklaringer i møte 12.03.2026 der RIB (HR Prosjekt), RIG (NIRAS), byggherre (Sarpsborg kommune) og rådgiver, heis (Heisconsult) deltok ble det avklart at det, i tillegg kan legges til grunn 20-30 cm for bunnplate og isolering, tilsvarende et nødvendig traunivå på rundt kote +35,1.

Figur 1.4 viser geometri av heissjakt. NIRAS har ikke fått detaljerte informasjoner om søppelkontainer, men det forutsettes at utgravingen blir samme nivå, eller grunnere enn det som er nødvendig for heissjakten. Frihøyde under eksisterende altan er ca. 3,5 m.

Figur 1.5 viser utklipp fra plantegning i 1. etasje med heissjakt og eks. altan fra skisseprosjekt. [4]. Røde mål er tatt av RIG på PDF. Altan bjelken hviler på søyler og en veggskive. Søylene er støpt inn i støttemuren til plassen foran sykehjemmet. NIRAS er ikke kjent med hvordan disse er fundamentert. Det er snakk om å sløyfe den del av altanen som går sør om heissjakten, siden denne i praksis blir utilgjengelig. Dersom dette blir aktuelt vurderes det som hensiktsmessig at lastene fra altanen overføres til heissjakten og tas opp av disse. Se Figur 1.6 for bilde av forholdene under eksisterende altan.





Figur 1.6: Bilde av situasjon under altan, med eks. bygg/fasade til venstre og søylerekke som bærer dagens altan til høyre.

## 2. Myndighetskrav og forutsetninger

### 2.1. Overordnet

Gjeldende norsk regelverk legges til grunn for den geotekniske vurderingene:

Byggteknisk forskrift (TEK17) [5] til Plan- og bygningsloven (PBL) stiller krav til sikkerhet mot flom og stormflo (§7.2), sikkerhet mot skred (§7.3) og konstruksjonssikkerhet (§10.2).

Ved prosjektering vurderes det generelt at følgende forutsetninger må legges til grunn for prosjekteringen:

Sikkerhetsklasse **F2** for flom og stormflo (TEK17, PBL) [5], [6]

Sikkerhetsklasse **S2** for skred (TEK17, PBL) [5], [6]

Geoteknisk kategori **GK1 - GK2** (Eurokode 7) [7]

Konsekvensklasse/pålitelighetsklasse **CC2/RC2** (Eurokode 0) [8]

Tiltaksklasse 2 (SAK10 [9] §9.4)

Utvidet prosjekterings- og utførelseskontroll iht. **PKK2/UKK2** (Eurokode 0) [8]

Dimensjonerende brukstid på **50 år**

Stabilitet knyttet til utgraving samt konstruksjonsmessig integritet og permanent fundamentering forutsettes ivarettatt ved prosjektering etter Eurokode-systemet (NS-EN).

#### Sikkerhetsklasse for flom og stormflo:

Planlagte byggverk plasseres i **sikkerhetsklasse F2**. I henhold til beskrivelsen i TEK17 omfatter F2 de fleste byggverk beregnet for personopphold. De økonomiske konsekvensene ved skader på byggverket kan være store, men kritiske samfunnsfunksjoner settes ikke ut av spill. Største nominelle årlige sannsynlighet for F2 er 1/200.

#### Sikkerhetsklasse for skred:

Planlagte byggverk plasseres i **sikkerhetsklasse S2**. I henhold til beskrivelsen i TEK17 omfatter S2 de fleste byggverk beregnet for personopphold. S2 omfatter også byggverk der det er middels økonomiske eller andre samfunnsmessige konsekvenser. Største nominelle årlige sannsynlighet for S2 er 1/1000.

#### Geoteknisk kategori:

Konvensjonelle typer konstruksjoner og fundamenter uten unormale risikoer eller vanskelige grunn- eller belastningsforhold plasseres i **geotekniske kategori 2**. Dette omfatter eksempelvis sålefundamentering, pelefundamentering, vegger og andre støttekonstruksjoner som holder igjen jord eller vann, utgravinger, brupilarer og landkar samt fyllinger og jordarbeider.

Ovenstående inndeling på geoteknisk kategori tar utgangspunkt i beskrivelsene i NS-EN 1997-1 [7] kap. 2.1 pkt. 14-21.

#### Konsekvensklasse:

Konsekvensen av bruddutvikling innenfor prosjektområdet vurderes til **konsekvensklasse 2 (CC2)**. Jfr. Euro-kode 0 (1990) [8] tabell NA.A1(901) vil type arbeider som utgraving og pelefundamentering falle under konsekvensklasse 2.

#### Pålitelighetsklasse:

Pålitelighetsklasse settes lik konsekvensklasse, tilsvarende **pålitelighetsklasse 2 (RC2)**. I henhold til tabell NA.A1(901) i NS-EN 1990 [8] omfatter RC2 Grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunns anlegg ved enkle og oversiktlige grunnforhold.

#### Kontrollklasse:

Pålitelighetsklasse 2 (RC2) medfører krav om **utvidet prosjekterings- og utførelseskontroll** svarende til **(PKK2/UKK2)**.

Det vises til nærmere beskrivelse i NS-EN 1990 [8] kap. «NA.A1.3.1(903) Prosjekteringskontroll» samt kap. «NA.A1.3.1(904) Utførelseskontroll».

#### Dimensjonerende brukstid:

Dette har ikke blitt avklart i prosjektet, men det forutsettes dimensjonerende brukstid på 50 år for heissjakt og søppelcontainer.

## **2.2. Laster og partialkoeffisienter**

Alle laster er foreløpige og vil avhenge av valgte løsninger. Dermed må entreprenør gjøre egen dimensjonering, og nedenstående er utelukkende for å danne grunnlag for kalkyle/vurderinger.

### **2.2.1. Laster**

#### *2.2.1.1. Laster konstruksjon*

RIB har per epost 12.03.2026 opplyst at det kan forutsette nedenstående vertikale laster fra konstruksjon samt nyttelast (personlast):

| <Wall Schedule>    |          |          |              |
|--------------------|----------|----------|--------------|
| A                  | B        | C        | D            |
| Type               | Volume   | Comments | Vekt         |
| IV - 200 mm betong | 16.03 m³ | Akse 1   | 40067.46 kg  |
| IV - 200 mm betong | 11.98 m³ | Akse 2   | 29958.40 kg  |
| IV - 200 mm betong | 17.3 m³  | Akse 3   | 43253.64 kg  |
| IV - 200 mm betong | 6.58 m³  | Akse A   | 16458.00 kg  |
| IV - 200 mm betong | 13.9 m³  | Akse B   | 34758.66 kg  |
| Grand total: 27    | 65.8 m³  |          | 164496.16 kg |

Figur 1 viser egenlast fra vegger i de enkelte akser

Dekke bunn heissjakt:  $3,13 \text{ m}^3 \cdot 2500 \text{ kg/m}^3 = 7830 \text{ kg}$ .  
Dekke i kjeller:  $3,53 \text{ m}^3 \cdot 2500 \text{ kg/m}^3 = 8820 \text{ kg}$ .  
Dekke i plan 1:  $2,35 \text{ m}^3 \cdot 2500 \text{ kg/m}^3 = 5875 \text{ kg}$ .  
Dekke i plan 2:  $2,35 \text{ m}^3 \cdot 2500 \text{ kg/m}^3 = 5875 \text{ kg}$ .  
Dekke i plan 3:  $2,35 \text{ m}^3 \cdot 2500 \text{ kg/m}^3 = 5875 \text{ kg}$ .  
Dekke i plan 4:  $2,35 \text{ m}^3 \cdot 2500 \text{ kg/m}^3 = 5875 \text{ kg}$ .  
Tak over heissjakt:  $2,10 \text{ m}^3 \cdot 2500 \text{ kg/m}^3 = 5220 \text{ kg}$ .

**Total last fra dekker på peler: 45370kg**

**Total last fra personlast på peler=  $11,8 \text{ m}^2 \times 300 \text{ pr. m}^2 \times 5 \text{ etasjer} = 17700 \text{ kg}$ .**

I tillegg kommer last fra heis.

Figur 2.1: Utklipp av epost fra RIB 12.03.2026 med oversikt over laster/egenvekter samt nyttelast.

Totalt sett blir dette en egenvekt av konstruksjonen på 2058 kN og en karakteristisk nyttelast fra personopp- hold på 445 kN.

Etter dialog med RIB kan det forutsettes at horisontale laster er neglisjerbare. Siden heissjakten er planlagt kob- let konstruktivt til eksisterende bygg forutsettes eventuelle horisontallaster tatt opp her.

#### 2.2.1.2. Laster heis

Rådgiver, heis har per epost 05.05.2026 oppgitt laster for representativ heis. Det er opplyst at lastene er å anse som øvre grense for det som anses som realistisk. I sum utgjør alle lastene en karakteristisk last på ca. 500 kN inkludert nyttelast på 2050 kg.

Dvs. egenvekt konstruksjon utgjør størstedelen (rundt 480 kN) mens karakteristisk nyttelast er ca. 20 kN.

#### 2.2.1.3. Oppdrift

Det må forutsettes grunnvannstand omtrent i nivå med dagens drenering, som er omtrent i nivå med kjeller- gulv. Heissjakten må derfor dimensjoneres for oppdrift. Basert på nåværende lastoverslag vurderes dette som realistisk, men det må ivaretas også dersom det velges en lettere konstruksjonsløsning.

#### 2.2.1.4. Øvrige laster

Det er, per nå, ikke avklart om de sørligste 2-3 m av dagens plan 1 altan, som etter etablering av heisen blir tilnærmet utilgjengelig. Dersom det besluttes at denne sløyfes og last overføres til heissjakt må laster for dette tas med i dimensjonering av peler.

#### 2.2.2. Partialkoeffisienter

Stålkjerpeler skal dimensjoneres etter føringer gitt i Peleveiledningen [10] kap. 12.7.

Det benyttes  $\gamma_{MO} = 1,05$  som partialfaktor for stål.

Grunnet mistanke om skrått berg (se kap. 3.4.2) foreslås reduksjonsfaktor,  $f_a = 0,85$ .

Stabilitet av geotekniske konstruksjoner der styrken av jord er dominerende vil bli behandlet i grensetilstand GEO i henhold til NS-EN 1997-1 [7].

Dimensjoneringsmetode 3 benyttes for alt annen geoteknisk dimensjonering enn peler. For peler benyttes metode 2 jf. ref. NS-EN 1997-1 [7], NA.2.4.7.3.4.1.

For geotekniske laster i dimensjoneringsmetode 2 benyttes sett B i henhold til NA.A1.2(B) i NS-EN 1990 [8] som gir følgende faktorer:

| Påvirkning      |          |            | Sett |      |
|-----------------|----------|------------|------|------|
|                 |          |            |      | A1   |
| (Ligning 6.10a) |          |            |      |      |
| Permanent       | Ugunstig | $\gamma_G$ |      | 1,35 |
|                 | Gunstig  |            |      | 1    |
| Variable        | Ugunstig | $\gamma_Q$ |      | 1,5  |
|                 | Gunstig  |            |      | 0    |
| (Ligning 6.10b) |          |            |      |      |
| Permanent       | Ugunstig | $\gamma_G$ |      | 1,2  |
|                 | Grunstig |            |      | 1    |
| Variable        | Ugunstig | $\gamma_Q$ |      | 1,5  |
|                 | Gunstig  |            |      | 0    |

For dimensjoneringsmetode 3 benyttes partialfaktorer iht. Tabell A1.2(C) i [8], dvs

| Påvirkning     |          |            | Sett |
|----------------|----------|------------|------|
|                |          |            | C    |
| Perma-<br>nent | Ugunstig | $\gamma_G$ | 1    |
|                | Gunstig  |            | 1    |
| Variable       | Ugunstig | $\gamma_Q$ | 1,3  |
|                | Gunstig  |            | 0    |

### 2.3. Dimensjonerende brukstid

Det forutsettes dimensjonerende brukstid på 50 år for vanlige konstruksjoner iht. Tabell 2.1 i EC0 [8].

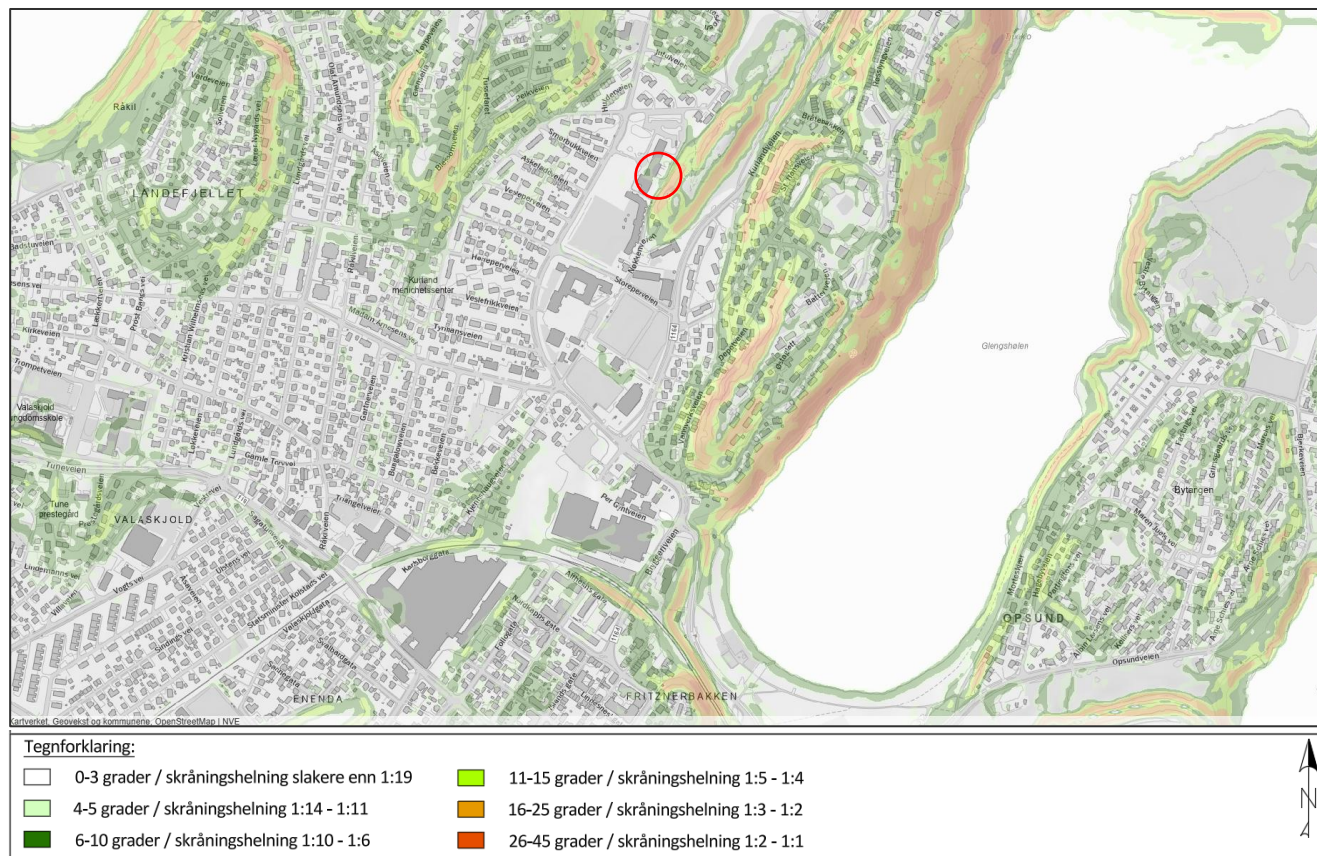
### 2.4. Kvalitetssystem

NS-EN 1990, ref. [8], krever at ved prosjektering av konstruksjoner i pålitelighetsklasse 2, 3 og 4 skal et kvalitetssystem benyttes, og at dette systemet skal tilfredsstillе NS-EN ISO 9000-serien for konstruksjoner i pålitelighetsklasse 4. NIRAS Norge AS sitt system tilfredsstiller sistnevnte, og kravet er ivaretatt.

### 3. Topografi og grunnforhold

#### 3.1. Topografi

Dagens Kurland Sykehjem ligger på en flate på rundt kote +39 til +40. Umiddelbart mot øst ligger en bergrygg som reiser seg til kote +56. Mot sør faller terrenget svært slakt (rundt 1:100). Mot nord og vest er et høydedrag på inntil ca. kote +75. Se Figur 3.1 for bratthetskart over området.



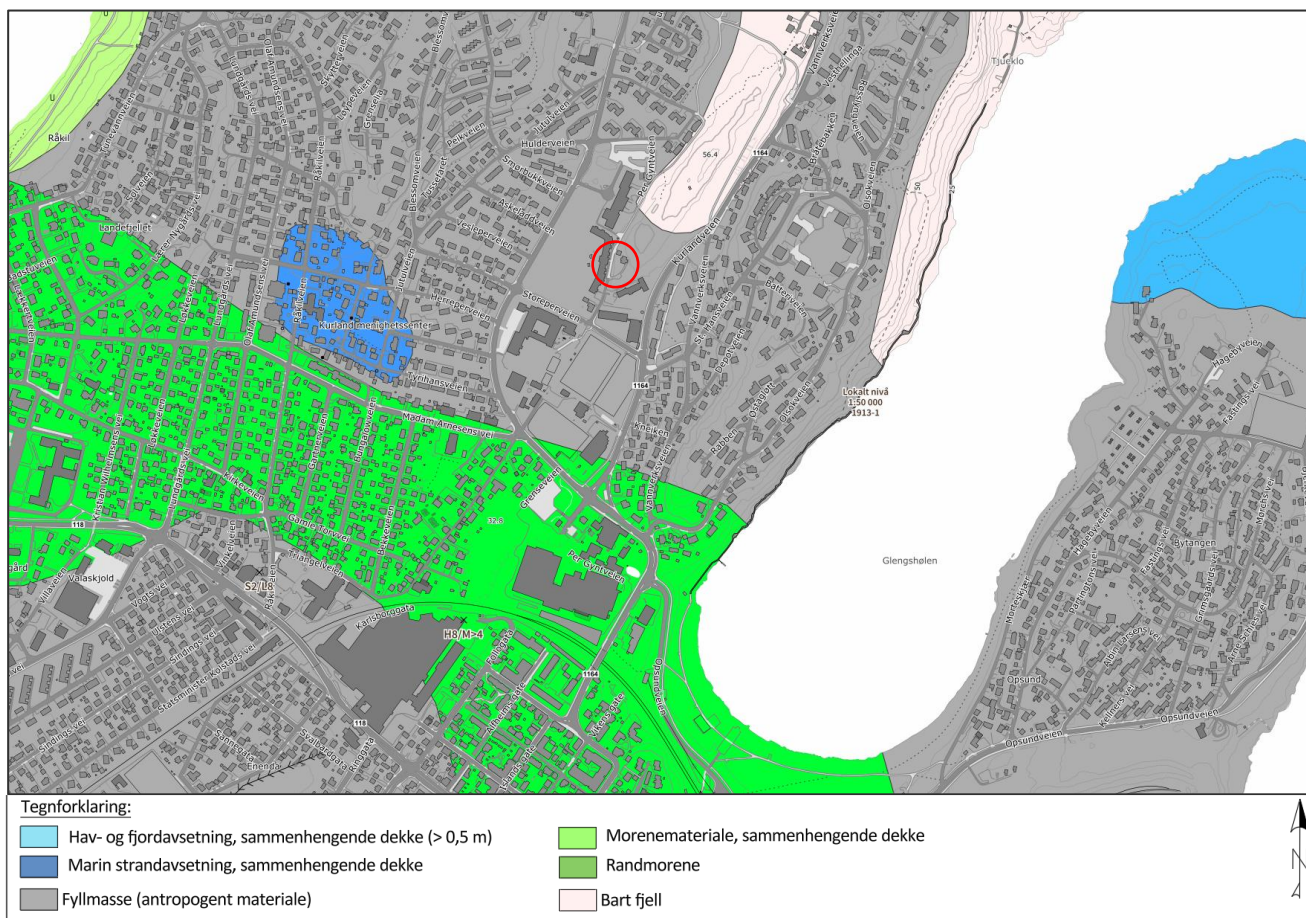
Figur 3.1: Bratthetskart for området. Tiltak merket med rødt. Kilde: NVE Atlas.

#### 3.2. Kvartærgeologi

NGU sitt kvartærgeologiske kart, Figur 2-1, viser at tiltaksområdet er kartlagt som fyllmasser, mens det mot sør er morenemateriale (Raet) og øst er fjell i dagen. Det er i tillegg kartlagt marine avsetninger flere steder i området.

Kvartærgeologiske kart kan gi en indikasjon på hvilke løsmasser en kan forvente å treffe på, men gir begrenset informasjon om lagdeling og mektighet. Andre typer løsmasser kan befinne seg under avsetningene som er vist i kvartærgeologiske kart.

Prosjektområdet ligger i sin helhet under marin grense (MG) på rundt kote +40 og det vil derfor være potensielle for forekomster av sprøbruddmateriale/kvikkleire med dybden.



Figur 3.2: Kvartærgeologisk kart over området for planlagte tiltak. Rød sirkel indikerer tiltaket. Kilde: NGU.

### 3.3. Hydrogeologiske forhold

Det er ikke installert prosjektspesifikke poretryksmålere. GRANADA-databasen viser 15 energibrønner boret rett øst for bygget, helt i sør. Disse har heller ikke relevante grunnvannsdata.

I undersøkelsen for dagens nordlige bygg ble det installert poretryksmåler med spiss ca. 3,4 m u.t., tilsvarende kote +35,4 (antatt NN1954, tilsvarende ca. +35,6 i NN2000) ved byggets sørvestlige hjørne [2] [12]. Denne måler grunnvannstand i terreng, tilsvarende kote +38,8 (antatt NN1954, tilsvarende ca. 39,0 i NN2000).

I undersøkelse utført i 2022 ble det installert hydraulisk poretryksmåler med spiss 5 m u.t., tilsvarende kote +34,5. Denne er avlest en gang, ca. 5 uker etter installasjon og viste poretrykk tilsvarende kote +38,2 ved antatt hydrostatisk poretrykk.

Det må antas at dagens grunnvann er drenert min. ned til nivå for kjellergulv og rampe i nærheten av eksisterende bygg, tilsvarende ca. kote +36,8.

### 3.4. Grunnundersøkelser

#### 3.4.1. Tidligere undersøkelser

NIRAS har klart å identifisere noen tidligere utførte grunnundersøkelser med relevans for prosjektet. Tabell 3.1 oppsummerer referansene. Under er hver referanse og resultater av undersøkelsene presentert. I tillegg til nedensående er det boret energibrønner øst for sørenden av dagens bygg i 2010 av Båsum Boring der dyp til fjell

er angitt, men der dybdene varierer mye og ikke stemmer med bildet fra øvrige undersøkelser. Disse har derfor blitt sett bort ifra.

Tabell 3.1 Gjennomgåtte rapporter i utarbeidelsen av geoteknisk grunnlagsdata

| Nr.  | Prosjektnavn/dokument    | Tittel, Utarbeidet av: Årstall                                                                         |
|------|--------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| [12] | 13076 Grunnundersøkelser | Sarpsborg sykehjem, Kurland. Borplan m.m.<br>NOTEBY 1973                                               |
| [2]  | 13076 Anbudsrapport      | Sarpsborg sykehjem, Kurland. Grunnundersøkelser og geoteknisk vurdering. Anbudsrapport.<br>NOTEBY 1974 |
| [13] | 22409 Rapport nr. 1      | 100666-0001 GU Kurland Sykehjem.<br>Løvlien Georåd, 2022                                               |

[12] og [2] er de geotekniske undersøkelser og prosjektering for anbudsgrunnlag til dagens sykehjem. Det har blitt boret 14 fjellkontrollboringer, tatt opp 2 uforstyrrede prøveserier og installert en poretrykksmåler.

Fjellkotekart og fjellkontrollboring 11 indikerer fjell på rundt kote +15 ved tiltaket. Under er oppsummering av undersøkelsene fra rapporten.

*«Fjellkontrollboringene viser at det går en renne i fjellet i nord-nordøstligretning under bygget. Dybdene til fjell er her av størrelsesorden 30 - 35 m. Fra bunnen av dyprennen stiger fjellet meget bratt på i vestlig retning opp til en fjellrygg i 10 - 20 m dybde. I østlig retning stiger fjellet på til fjell i dagen like øst for Bekkefareet.*

*Fjellkontrollboringene indikerer at dyprennen er fylt med morenemasser. Morenen består antagelig av alle fraksjoner fra silt til sand, grus, stein og blokker. Borsynken tyder på at morenen har økende fasthet ned mot fjell. Løsmassene over morenen er bløt leire, til dels kvikkleire. Prøveserie I som er tatt i byggets sydlige del og den tidligere opptatte prøveserien av Haukelid indikerer at løsmassene over morenelaget er noenlunde ensartede og kan karakteriseres på følgende måte:*

*Øverst er det ca. 20 cm matjord og ca. 1,0 m med svakt utviklet tørrskorpeleire. Derunder er det bløt leire tildels kvikkleire ned til morenelaget. Leirens udrenerte skjærfasthet er av størrelsesorden 1.5 til 2 Mp/m<sup>2</sup> (15-20 kPa) Leiren er meget sensitiv og mister størsteparten av sin fasthet ved omrøring. Vanninnholdet i leiren er 40 - 55% hvilket indikerer høy til meget høy kompressibilitet. Dette er tidligere konstatert ved ødometerforsøk utført av Ing. Haukelid.*

*Grunnvannstanden ligger omtrent i terengoverflaten.»*

[13] er geotekniske undersøkelser knyttet til etablering av ny, delvis nedgravd søppelcontainer øst for norden- den av dagens sykehjem.

*«Det er utført 1 totalsondering, 1 prøveserie med opptak av 5 poseprøver og installert 1 poretrykksmåler. De registrerte løsmassene består av et topplag av tørrskorpeleire ned til ca. 1 m under terreng. Videre påtreffes leire med lav bormotstand. Leirlaget er noe humusholdig og inneholder sandkorn i den øvre meteren. Sonderingen ble*

avsluttet i løsmasser i dybde ca. 5 m. Det er påvist forekomster av kvikkleire ( $sr \leq 0,33 \text{ kN/m}^2$ ) i dybdeintervallet 3,5–4,5 m i borpunktet.»

### 3.4.2. Prosjektspesifikke

NIRAS har satt opp undersøkelsesomfang for prosjektspesifikke grunnundersøkelser. Mesta har utført feltarbeidet og Løvlien Georåd har analysert prøver og utarbeidet datarapport [14].

Undersøkelsene er oppsummert slik:

«Utførte undersøkelser indikerer at grunnen består av et ca. 0,5–1 m tykt topplag av antatte fyllmasser av ukjent løsmassesammensetning. Videre påtreffes ca. 14–15 m leire over ca. 2–3 m antatte friksjonsmasser eller antatt morene over antatt berg. Sonderingene indikerer et drenerende lag av antatt silt/sand i leirlaget fra ca. 9,8–10,5 m dybde. Prøveopptak indikerer humusblandet materiale fra 0,5–2,8 m og 10–10,8 m dybde i punkt N01, og fra 1–2 m dybde i punkt N02.

Leiren karakteriseres som meget bløt med høy sensitivitet. Det er påvist forekomster av sprøbruddmateriale og kvikkleire i opptatte prøver.

Det er boret til berg i punkt N01 og i antatt berg i punkt N02. Dybde til berg og antatt berg er tolket til hhv. 17,4 m og 16,8 m.»

Borelogg og dialog med borleder under utførelse indikerer skrått fjell. I borpunkt N02 var det ikke mulig å få til full innboring i fjell pga. skrått fjell. Under er angitt borleders tekst fra borelogg:

«**N02 TOT** 0,0–1,0 sand, grus. 1,0–14,6 silt, leire. 14,6–16,8 skrått fjell. 16,8–17,2 fjell. **Stoppkod 94. Bara 40cm i fjell.**

**N01 TOT** 0,0–0,2 betong. 0,2–14,0 silt, leire. 14,0–17,4 skrått fjell... 17,4–20,4 fjell. **Stoppkod 94.»**

## 3.5. Geotekniske designforutsetninger

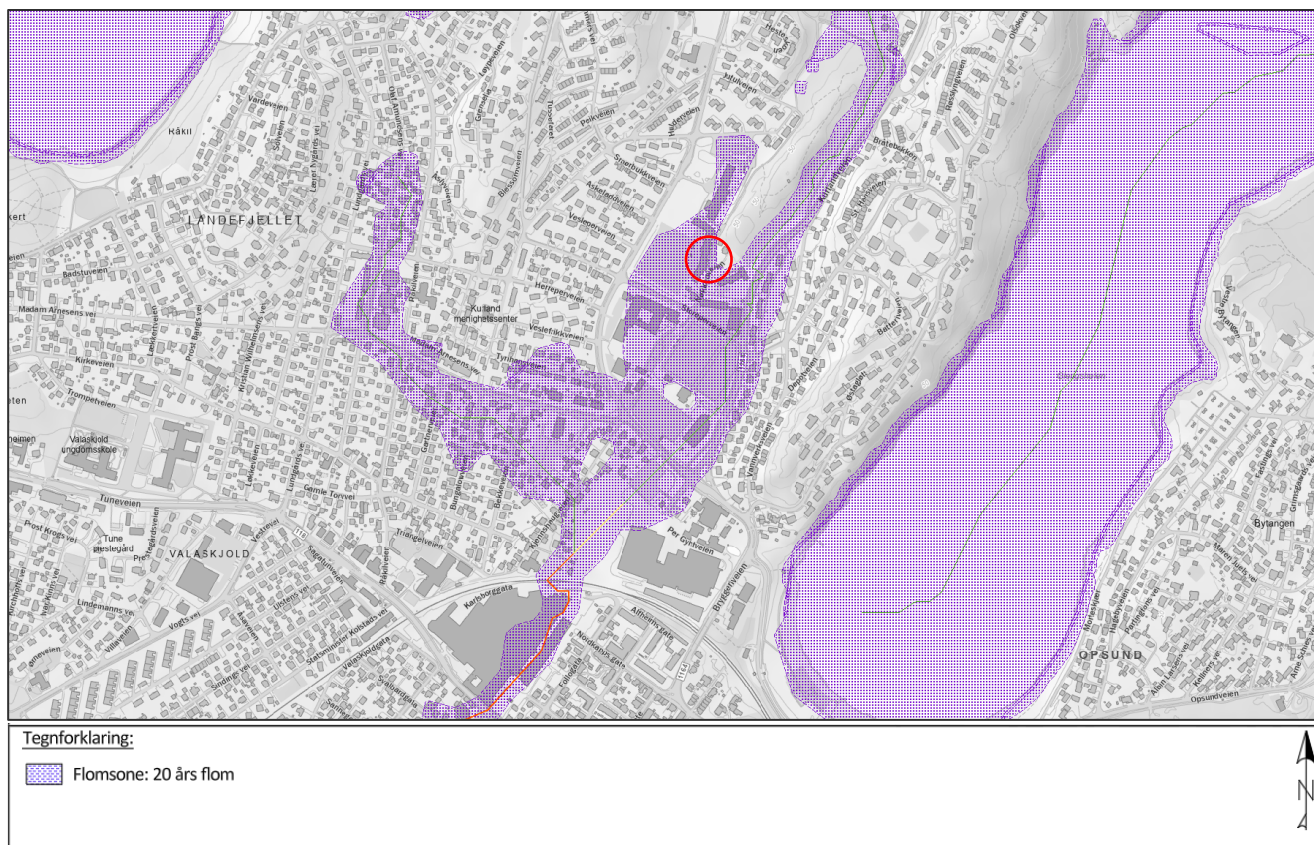
Basert på utførte undersøkelser må det generelt forventes en lagdeling som består av ca. 20 cm matjord, 1 m tørrskorpeleire og under det bløt, stedvis kvikkleire. Ifm. Bygging av dagens sykehjem har tørrskorpeleiren blitt gravd bort og ved rampen viser undersøkelsene at den bløte leiren starter umiddelbart under asfalt og underbygning.

## 4. Naturfare

### 4.1. Flom, stormflo og skred i bratt terreng

Tiltaket ligger innenfor aktsomhetsområde for flom, se Figur 4.1. Det er ikke gjort ytterligere vurdering av flomfare.

Tiltaket ligger ikke innenfor aktsomhetsområder for stormflo eller skred i bratt terreng.



Figur 4.1: Flomsonekart, tiltak vist med rød sirkel. Kilde: [www.atlas.nve.no](http://www.atlas.nve.no).

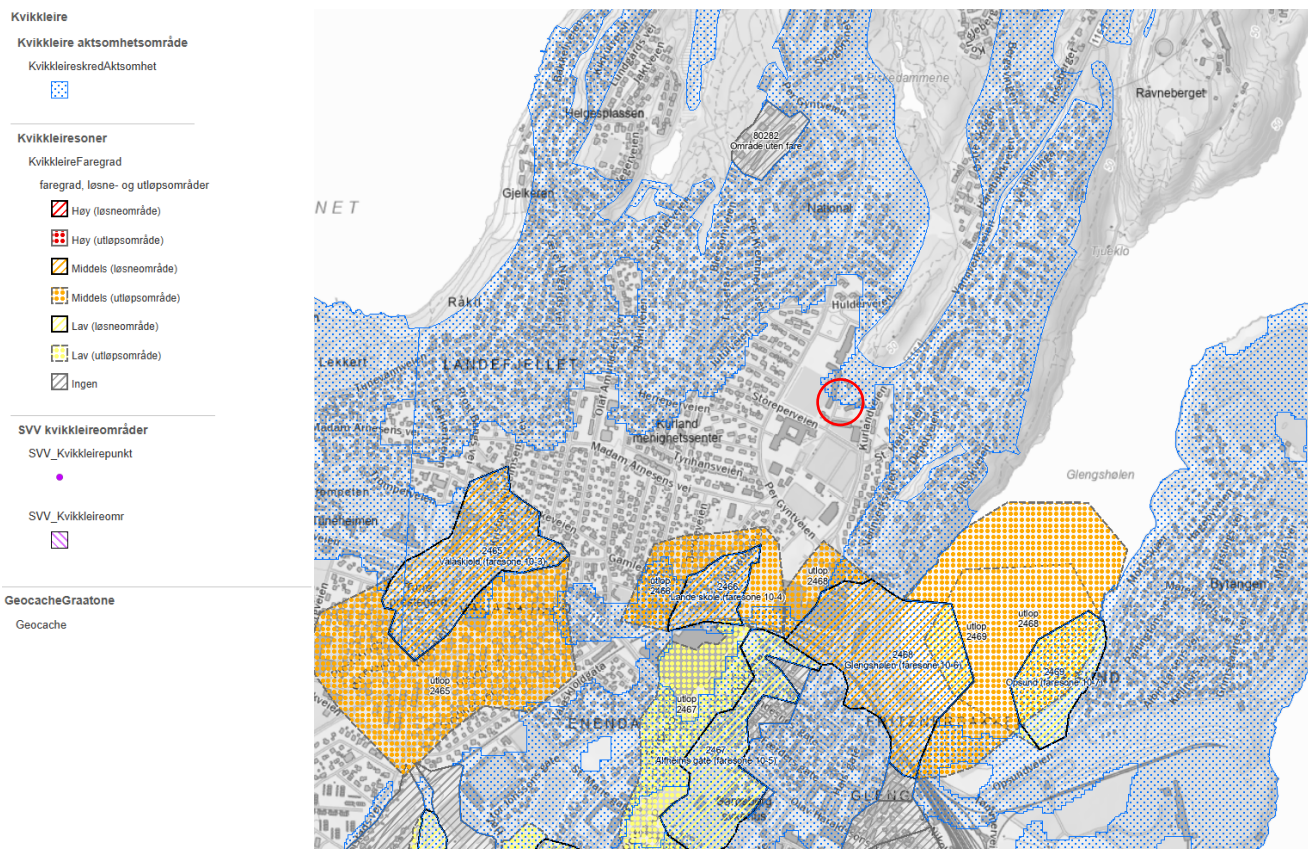
### 4.2. Områdestabilitet

Det er utført vurderinger av området med tanke på områdestabilitet iht. NVE veileder 1/2019 [1]. Stegene som fremgår i prosedyren for utredning av områdeskredfare som fremkommer av tabell 3.1 i NVEs veileder 1/2019 [1] er fulgt for analyse av områdeskredfaren for det planlagte tiltaket.

#### 4.2.1. Faresoner i området

Steg nr. 1 i prosedyren er å undersøke om det finnes registrerte faresoner (kvikkleiresoner) i området.

Det er benyttet NVE Atlas (temakart) for å undersøke om det tidligere er registrert faresoner (kvikkleiresoner) i nærheten av prosjektområdet. Figur 4.2 viser at det fra tidligere ikke er kartlagt noen faresone eller kvikkleire punkt for prosjektområdet, men tiltaket ligger på kanten av aktsomhetsområde for kvikkleireskred. Nærmeste faresoner er sonene 2466 Lande Skole og 2468 Glenshølen samt utløpsområdene fra disse. Begge ligger ca. 500 m mot sør og har faregrad «middels».



Figur 4.2 Tidligere kartlagte løsneområder og kvikkleire i området rundt det planlagte tiltaket (merket med rød sirkel). Kilde: [www.atlas.nve.no](http://www.atlas.nve.no)

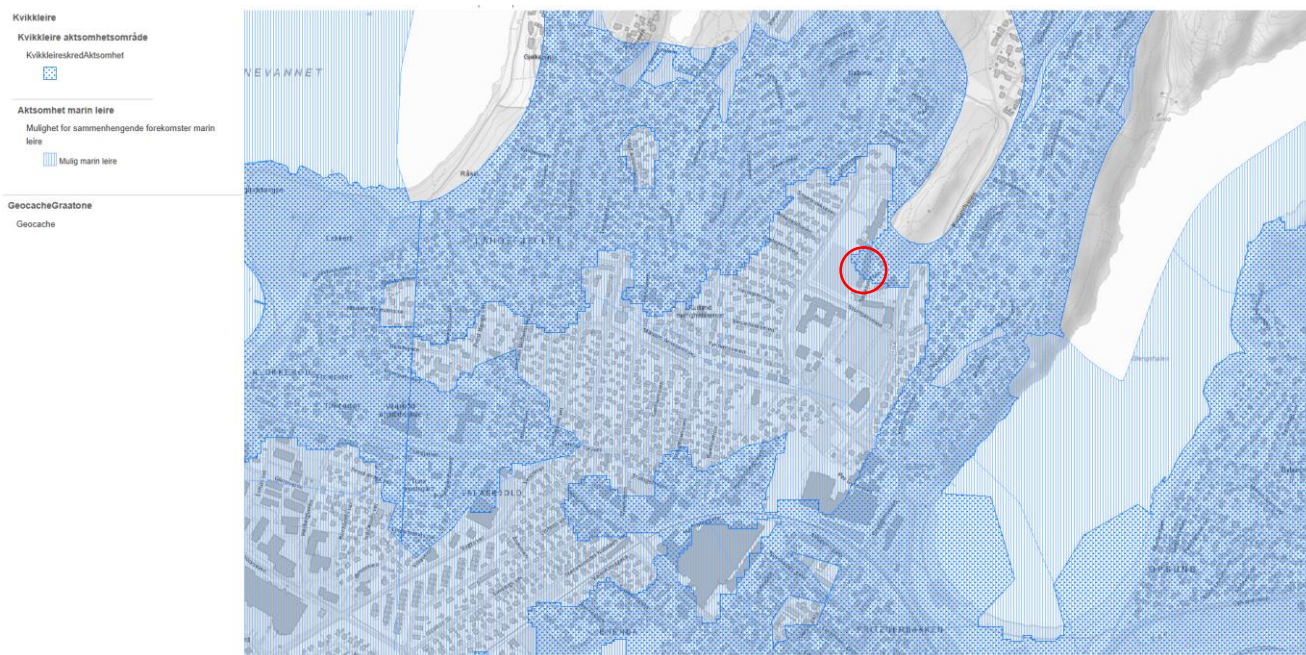
#### 4.2.2. Marin grense

Steg nr. 2 i prosedyren er å avgrense områder med mulig marin leire. Dette fordi arealer som er under marin grense kan brukes som et generelt aktsomhetsområde for områdeskred.

Områdeskred kan oppstå i områder med sammenhengende marin leire og dette er områder under marin grense. Det er derfor sett på temakartet «Mulighet for marin leire» (MML) til NGU. Dette kartet er benyttet som et grunnlag for aktsomhetsområde for hvor det kan finnes kvikkleire/sprøbruddmateriale.

Den marine grensen (MG) i området er på rundt kote +190. Prosjektområdet befinner seg helhetlig under marin grense på ca. kote +40.

Som det fremgår av NGU sitt MML kart i Figur 4.3 ligger tiltaket helhetlig i område med mulig marin leire.



Figur 4.3 NGU sitt kart over sannsynlighet for marine avsetninger i grunnen. Kilde: [www.atlas.nve.no](http://www.atlas.nve.no)

Det er dermed en fare for at det kan utløses områdeskred i prosjektområdet og utredningen fortsetter til prosedyresteg 3.

#### 4.2.3. Terrengavgrensning

I prosedyren er steg nr. 3 å avgrense områder med terreng som kan være utsatt for områdeskred. De følgende terrengkriteriene skal legges til grunn for å tegne aktsomhetsområder:

a) Terreng som kan inngå i løsneområdet for et skred:

- Total skråningshøyde (i løsmasser) over 5 m, eller
- Jevnt hellende terreng brattere enn 1:20 og høydeforskjell over 5 m

Aktsomhetsområder ligger innenfor 20 x skråningshøyden, målt fra bunn av skråning.

b) Terreng som kan inngå i utløpsområdet for skred

- 3 x lengden til løsneområdets lengde
- Utløpssone som allerede er kartlagt (NVEs temakart)

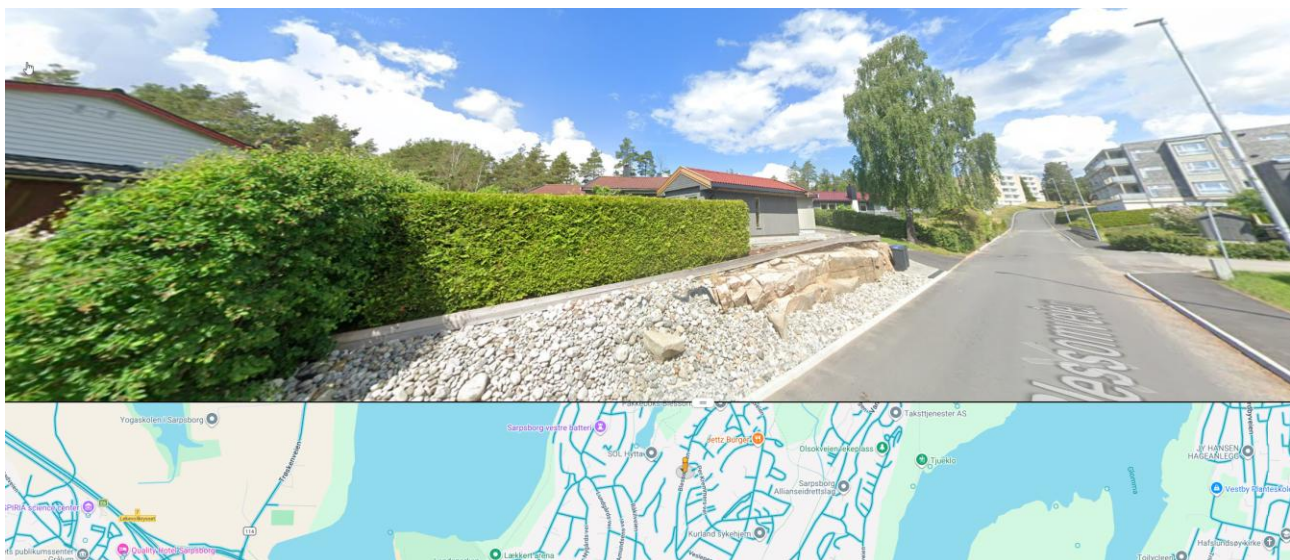
Ifølge terrengkriteriene (over) kan områder være utsatt for områdeskred hvis terrenghelningen er brattere enn 1:20, ca. 3 grader. Figur 3.1 viser området rundt de planlagte tiltak som har brattere terrenghelning enn 3 grader.

Selve tiltaket ligger på et tilnærmet flatt platå og vurderes ikke å være en del av et mulig løsneområde.

Mot både øst, nord og vest er det terreng som faller innenfor terrengkriteriene, der et kvikkleireskred potensielt ville kunne ramme tiltaket. For alle disse høydedragene sees tydelig berg i dagen på flyfoto, Google Street View m.m. Se Figur 4.4, Figur 4.5 og Figur 4.6 for eksempler. Det er dermed ikke fare for områdeskred fra disse områdene, som vil kunne ramme tiltaket. Utredningen avsluttes dermed på steg 3.



Figur 4.4: Bilde fra Google Street View [15] av høydedrag umiddelbart øst for tiltaket. Områder med synlig berg i dagen er uthevet med rødt.



Figur 4.5: Bilde fra Google Street View [15] av foten av høydedrag nordvest for tiltaket med synlig berg i dagen.



Figur 4.6: Bilde fra Google Street View [15] av foten av høydedrag nord for tiltaket med synlig berg i dagen.

Siden utredningen avsluttes på steg 3 er ikke vurderingene underlagt krav om uavhengig kvalitetssikring iht. NVE sin side med spørsmål og svar [16]

## 5. Geotekniske vurderinger

Det må gjøres en vurdering av anleggsrekkefølge på spunt og peler i forhold til valgte dimensjoner, tilgjengelig utstyr m.m.

### 5.1. Pelers

Heissjakten forutsettes fundamentert på borede stålkjernepeler til berg. Pelene skal fungere som trykkelers og ha tilstrekkelig kapasitet til å ta opp opptredende laster med tilhørende partialkoeffisienter. Foreløpige overslagslaster er presentert i kap. 2.2.

#### 5.1.1. Kapasitet og knekking, stålkjernepeler

Kapasitet for stålkjernepelene fastsettes som laveste verdi av installert kapasitet,  $N_i$  og dimensjonerende knekkkapasitet,  $R_{k,d}$ . Det vurderes at knekkkapasitet umiddelbart vil være dimensjonerende med de stedlige grunnforhold og slanke stålkjernepeler, men prosjekterende må gjøre en egen vurdering.

Installert kapasitet  $N_i$  regnes som  $N_i = f_a \cdot N_{c,Rd}$  der  $N_{c,Rd} = \frac{f_y \cdot A}{\gamma_{Mo}}$ .

Grunnet skrått berg og morene anbefales å bruke reduksjonsfaktor  $f_a = 0,85$ .

Knekkkapasitet  $R_{k,d}$  regnes iht. [10] kap. 4.4. Siden laster på pelene i all hovedsak utgjøres av egenvekt benyttes langtidskapasitet for jordens reaksjonsmodul  $C$ , dvs.  $C = 50 \cdot \bar{c}_{u,d}$  der  $\bar{c}_{u,d}$  er leirens midlere karakteristiske udrenerte DSS skjærfasthet over knekk lengden.

Siden det er risiko for skrått berg må det gjøres en konkret vurdering av nødvendig innboringsslengde selv om det er snakk om trykkelers. Det vises til Peleveiledningen kap. 12.7.1 [10]

#### 5.1.2. Anleggstekniske forhold og utførelse

På grunn av den svært bløte leire i området må installasjon av stålkjernepeler gjøres med vandrevet senkhammer med sentrisk boresystem og ringborkrone. Spyletrykk må begrenses til absolutt minimum for å redusere risiko for omrøring av sensitiv leire.

Pelerør skal holdes vannfylt under boring. Det bør vurderes bruk av støttevæske under boring.

Etter boring utføres vanntapskontroll i min. 8 timer.

## 5.2. Utgraving

### 5.2.1. Forutsetninger og geometri

Plan for dekke i bunn heissjakt er antatt 1,4 m under plan for dagens dekke over kjeller (potensielt 1,6 m for en enkelt heisleverandør). I tillegg antas det ca. 0,5 m for bunnplate og isolasjon (se Figur 1.4). Dvs. traubunn skal etableres rundt 1,9-2,1 m under overkant dagens gulv.

NIRAS er ikke kjent med oppbygging av eksisterende gulvkonstruksjon utover at det i geoteknisk prosjektering er beskrevet gulv på grunn på et min. 25 cm gruslag, eventuelt 20 cm for isolerte gulv [2].

For å etablere bunn heissjakt er det nødvendig å undergrave eksisterende gulvkonstruksjon med estimert 1,5 m. Fra dagens fasade til ytterkant heissjakt er det horisontalt 1370 mm, se Figur 1.4. Inkludert 100 mm isolasjon etterlater det totalt 1270 mm plass fra eksisterende fasade til ytterkant heiskonstruksjon. Dersom det i tillegg er behov for ca. 1 m forskalling etterlater det rundt 270 mm til å ta opp en høydeforskjell på rundt 2 m.

Det, i kombinasjon med at eksisterende konstruksjon har gulv på grunn, og dermed ikke er frittstående på pelen, gjør at det vurderes som nødvendig med en spuntet grop for å etablere heissjakten.

På siden lengst bort fra eksisterende fasade er ytterkant av dagens altan. Denne hviler på søyler langsmed fasaden og en veggskive mot sør. Søylerne er i tillegg støpt inn i støttemur som holder igjen masser på utsiden av bygget. Avstand fra ytterkant isolasjon til søylerekke/mur er ca. 300 mm, se Figur 1.5.

### **5.2.2. Spunt**

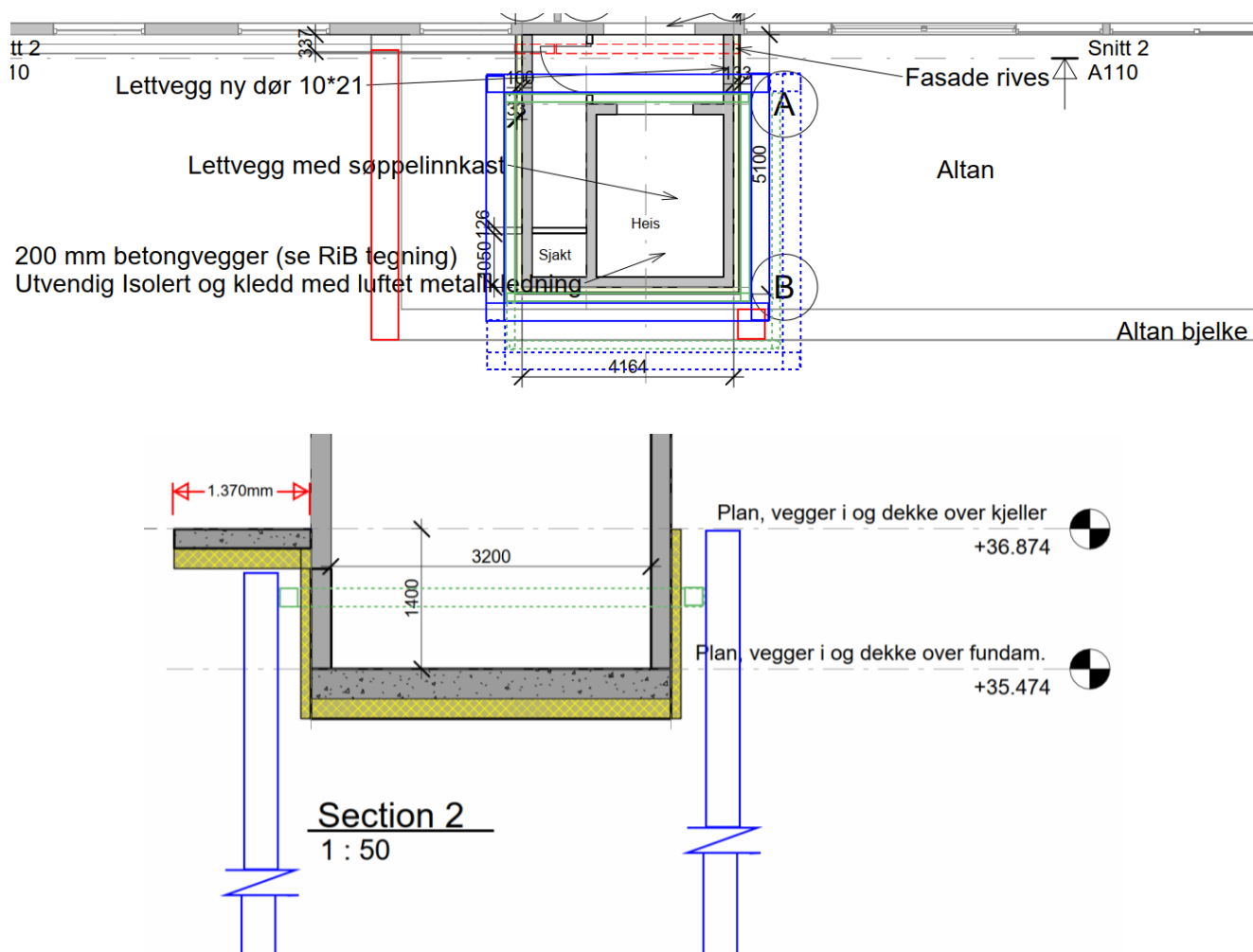
Iht. ovenstående er det i størrelsesorden 1,2 m plass fra eks. fasade til isolasjon for heisgrube. Dette etterlater lite plass til forskalling dersom det også skal være plass til spunt. Derfor anbefales det at det legges til grunn ensidig forskalling og støp mot spunten, i hvert fall inn mot eksisterende bygg. Det må legges til grunn tilstrekkelige toleranser, dersom det skulle oppstå deformasjoner i spunten ved utgraving for å sikre plass til isolasjon m.m.

På yttersiden må spuntplassering tilpasses eksisterende søylerekke og mur. Det kan bli nødvendig å fjerne deler av muren, enten midlertidig eller permanent inkl. midlertidige støttetiltak, eksempelvis soldater.

Plassering av spunt må uansett tilpasses stedlige forhold.

Detaljprosjektering vil gi nødvendige spuntdimensjoner, men typiske relevante spuntprofiler bygger 3-400 mm. I tillegg kommer behov for innvendig avstiving, for eksempel med HEB-profiler i størrelsesorden 140-200 mm. Figur 5.1 viser mulige plasseringer av spunt, for illustrasjons skyld. Når plassering og størrelse av eventuell søpelcontainer er avklart må spuntplassering også tilpasses denne.

Ifm. Detaljprosjektering må det også gjøres en vurdering av risiko for deformasjoner, med tanke på risiko for skade på eksisterende konstruksjoner.



Figur 5.1: Skisse med mulige spuntplasseringer. Plan øverst og snitt nederst. Dimensjoner og nivåer må detaljprosjekteres. Rød er antatt eksisterende veggskive og søyle, blå er spunt som bygger ca. 350mm og grønn er innvendig avstivning ca. 180-200 mm. Stiplede linjer er mulige tilpasninger for søyle og mur.

### 5.2.3. Anleggstekniske forhold og utførelse

Det vurderes at tradisjonell profilspunt er mest relevant. På samme måte som for pelene er det snakk om bløt, sensitiv leire, og det anbefales å benytte installasjonsmetode som medfører minst mulig omrøring av leiren.

Detaljprosjektering vil gi nødvendige dimensjoner av spunt, men for å få tilstrekkelig plass kan det eksempelvis legges til grunn at spunt brukes som ensidig forskalling. Dette vil medføre litt større betongmengder, men vil spare mye plass til forskalling.

Det må tas en avgjørelse med hva som skal skje med de siste ca. 8 m av eksisterende altan. Dersom byggherre ønsker å bevare denne må det gjøres nødvendige anleggstekniske tiltak for å sikre denne, både i midlertidig og permanent fase.

Spunt- og plearbeider kommer til å skje i et område med begrenset frihøyde. Det kan bli nødvendig med liten stålkjernerigg (beregnet til kjellere) og spunt må forutsettes installert med lett utstyr, i korte seksjoner som skjøtes løpende.

Eksisterende drensforhold rundt bygget er ikke kjent utenom at det skal ligge lcodren. Det er viktig at drensforhold ivaretas/reetableres etter anleggsarbeidene.

Grunnvannstand må antas å ligge relativt terrengnært/i nivå med eksisterende drenering. Det må derfor forutsettes behov for grunnvannshåndtering under utgraving.

### **5.3. Nedgravd søppelcontainer**

Per nå foreligger det ikke konkret informasjon om vekt, geometri eller ønsket dybde for søppelcontaineren. Dette må derfor ivaretas i videre prosjektering. Nedenstående er viktige ting som skal følges opp.

Spuntløsning må tilpasses utgraving for søppelcontaineren i tillegg til heissjakten.

Det antas at lastene fra søppelcontaineren er beskjedne og at bæreevne ikke er en utfordring.

Eventuelle setningsgivende laster antas å være mer enn kompensert ved de massene som fjernes, sånn at setninger ikke ansees som en utfordring.

Det anbefales at bunn/utgraving ikke plasseres dypere enn nødvendig utgraving for heissjakt for å minimere utgravingen.

Som for heissjakten må søppelcontaineren dimensjoneres for oppdrift. Denne antas å være en vesentlig lettere konstruksjon enn heissjakten, slik at det kan bli aktuelt med tiltak for å sikre mot oppdrift (for eksempel i form av støp av tynge bunnplate, som kobles til containeren, strekkpeler eller lignende)

## 6. Videre arbeider

Det må avklares hva som skal skje med eksisterende altan og spuntløsning må tilpasses dette valget.

Dimensjoner/laster/forutsetninger for både heissjakt og søppelcontainer må avklares og løsninger må detaljprosjekteres basert på disse.

Prosjekterende må vurdere om omfang av undersøkelser er tilstrekkelig.

Detaljprosjekteringen vurderes å være underlagt krav om uavhengig kontroll i kontrollklasse 2 iht. SAK10.

## 7. Referanser

- [1] NVE Veileder 1/2019, Sikkerhet mot kvikkleireskred, NVE, 2020.
- [2] NOTEBY, »Sarpsborg Sykehjem, Kurland. Grunnundersøkelser og geoteknisk vurdering. Anbudsrapport.,« 1974.
- [3] HR Prosjekt AS, *Ny heis på Kurland sykehjem, Plan og snitt som viser heissjakt*, 05.03.2026.
- [4] HR Prosjekt AS, *A102 Kurland Sykehjem ny heis, 1 etg, skisseprosjekt*, 13.02.2026.
- [5] Veiledning om tekniske krav til byggverk (TEK 17), Kommunal og moderniseringsdepartementet, 2017.
- [6] LOV 2008-06-27 nr. 71 - Lov om planlegging og byggesaksbehandling (Plan- og bygningsloven), Kommunal og moderniseringsdepartementet, 2008.
- [7] Eurokode 7 NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2025, Geoteknisk prosjektering, Del 1: Allmenne regler, Standard Norge.
- [8] »Eurokode 0 NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA2016, Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner,« Standard Norge.
- [9] »Byggesaksforskriften (SAK10) med veiledning,« Direktoratet for byggkvalitet, 2011. [Online]. Available: <https://www.dibk.no/regelverk/sak>. [Senest hentet eller vist den 2024].
- [10] Norsk Geoteknisk Forening (NGF), *Peleveiledningen*, 2019.
- [11] NOTEBY, »Sarpsborg sykehjem, Kurland. Borplan.,« 1973.
- [12] Løvlien Georåd, »100666-0001 GU Kurland Sykehjem,« 2022.
- [13] Løvlien Georåd, »Kurland Sykehjem - heissjakt, Sarpsborg kommune. Geoteknisk datarapport 260323-RIG-D-01,« 2026.
- [14] Google, »Google Street View,« [Online]. Available: [https://www.google.com/maps/@59.296935,11.1133728,3a,75y,162.49h,93.79t/data=!3m10!1e1!3m8!1shRdan3dqyDwMhxS6JixVQ!2e0!6shttps:%2F%2Fstreetviewpixels-pa.googleapis.com%2Fv1%2Fthumbnail%3Fcb\\_client%3Dmaps\\_sv.tactile%26w%3D900%26h%3D600%26pitch%3D-3.792700](https://www.google.com/maps/@59.296935,11.1133728,3a,75y,162.49h,93.79t/data=!3m10!1e1!3m8!1shRdan3dqyDwMhxS6JixVQ!2e0!6shttps:%2F%2Fstreetviewpixels-pa.googleapis.com%2Fv1%2Fthumbnail%3Fcb_client%3Dmaps_sv.tactile%26w%3D900%26h%3D600%26pitch%3D-3.792700). [Senest hentet eller vist den 07 05 2026].
- [15] NVE, »Spørsmål og svar om kvikkleireveilederen,« 04 12 2025. [Online]. Available: <https://www.nve.no/om-nve/spoer-nve/om-kvikkleire/spoersmaal-og-svar-om-kvikkleireveilederen/>. [Senest hentet eller vist den 07 05 2026].
- [16] Eurokode 0 NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016, Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner, Standard Norge.