

Oppdragsgiver: Elkem ASA Bremanger smelteverk
Oppdragsnr.: 52501983 Dokumentnr.: 52501983-RIG-01

Til: Elkem ASA Bremanger smelteverk v/ Thomas Sætren
Fra: Norconsult Norge AS v/ Egil A. Behrens
Sted, dato: Trondheim / 2025-06-18
Kopi til: Rambøll Norge AS v/ Anja Otterstrøm (RIB)

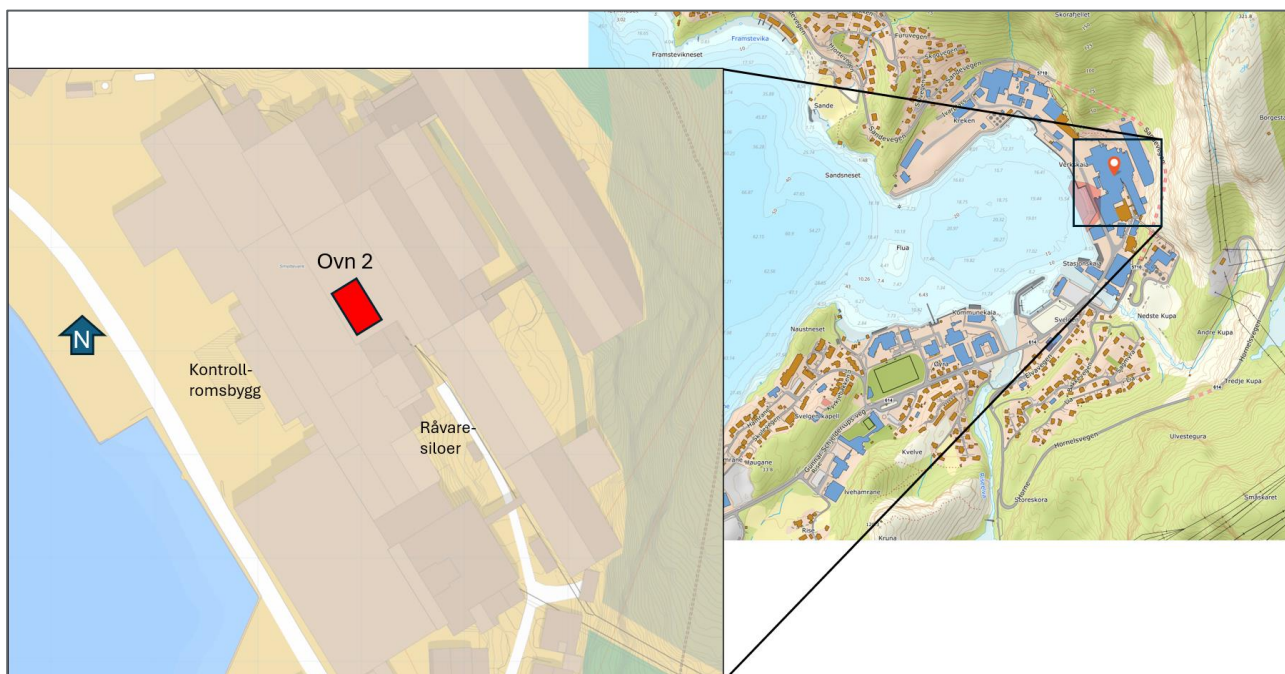
Elkem Bremanger – forsterkninger på ovn 2 – geoteknisk prosjekteringsnotat

1 Innledning

Elkem Bremanger smelteverk har engasjert Norconsult for geoteknisk prosjektering ifbm. forsterkninger på ovn 2 ved smelteverket i Svelgen. Rambøll er byggteknisk rådgiver (RIB) i prosjektet. Prosjektet går ut på å forsterke bærekonstruksjon i stål rundt selve smelteovnen, men ikke selve fundamenteringen av ovnen. Forsterkningsbjelkene som er prosjektert av RIB, gir en liten økning av laster på noen av fundamentene. Dette notatet oppsummerer geotekniske vurderinger / prosjektering, som knytter seg til fundamentenes bæreevne.

Det planlegges også tilsvarende forsterkninger i bærekonstruksjonen rundt ovn 4 som er like nordvest for ovn 2. Mange av vurderingene for ovn 2 vil antakelig være delvis relevante også for ovn 4.

Plasseringen av ovn 2 på smelteverket er vist i Figur 1. Kontrollromsbygg og råvaresiloer er også markert omtrentlig inn, da grunnundersøkelser fra disse benyttes i vurderingen.

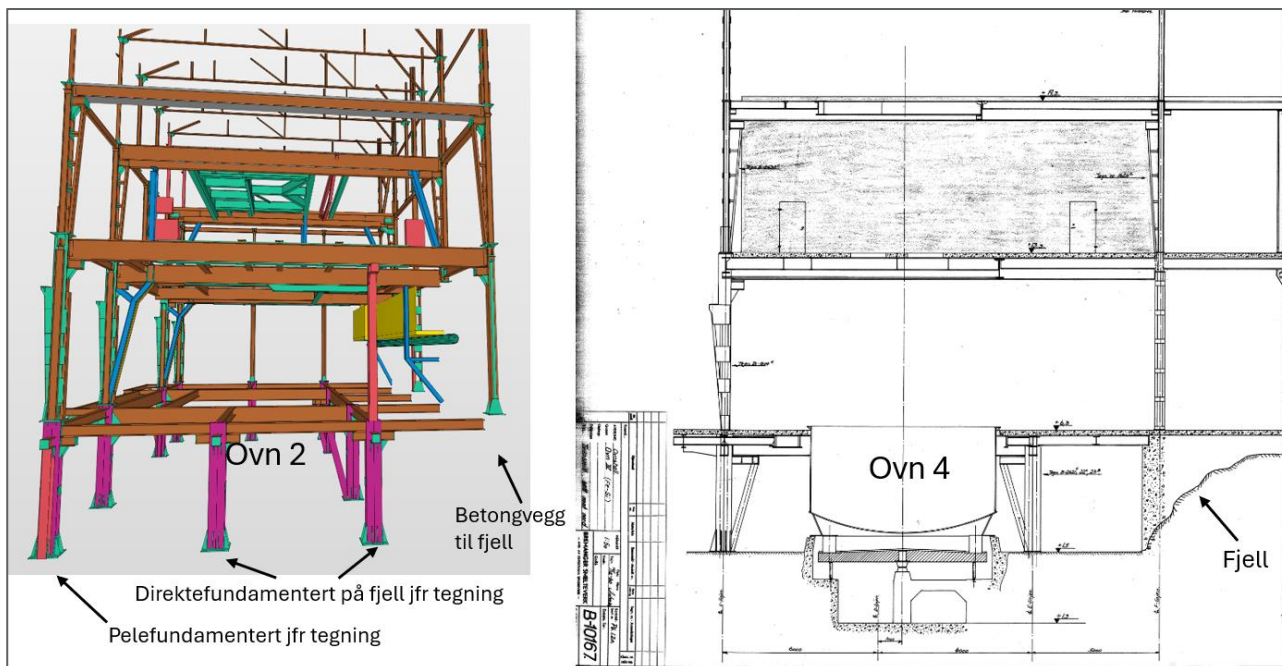


Figur 1: Oversiktskart over plassering av ovn 2 på smelteverket.

Oppdragsgiver: Elkem ASA Bremanger smelteverk
Oppdragsnr.: 52501983 Dokumentnr.: 52501983-RIG-01

2 Prosjektert tiltak

Prosjektert tiltak innebærer små endringer i bærekonstruksjon. Utsnitt fra RIBs 3D-modell (Figur 2, Ref. 3) viser nye bjelker/søyler i blå farge. Øvrige bjelker/søyler er eksisterende konstruksjon.



Figur 2: Vertikalsnitt av konstruksjonen. Til venstre utsnitt av 3D-modell ovn 2 (Rambøll), blå bjelker er planlagte. Til høyre tilsvarende utsnitt fra tegning B-10167, tverrsnitt ved naboliggende ovn 4 sett mot nord, 14/12-1960.

Det er ikke planlagt nye fundamenter, dvs. alle laster bæres av eksisterende fundamenter.

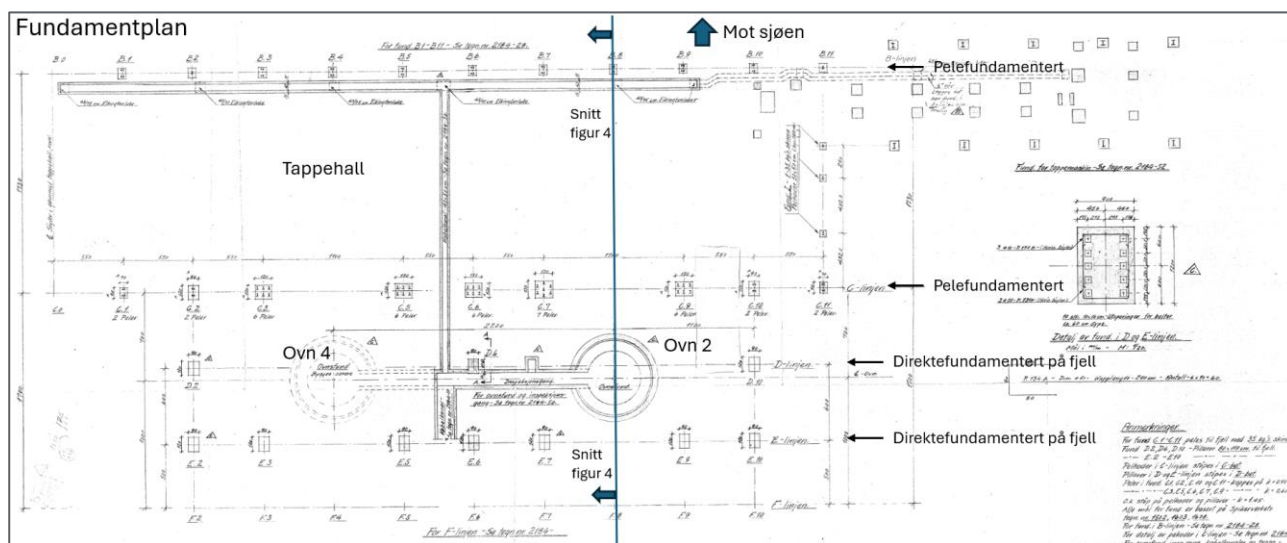
3 Fundamentering og grunnforhold

Ovnskonstruksjonen ble prosjektert og oppført cirka år 1955. Et utsnitt fra fundamentplanen (tegning fra H. Eeg-Henriksen A/S i 1955) er vist i Figur 3. Fundamentplanen kan sammenholdes med vertikalsnittet i Figur 4.

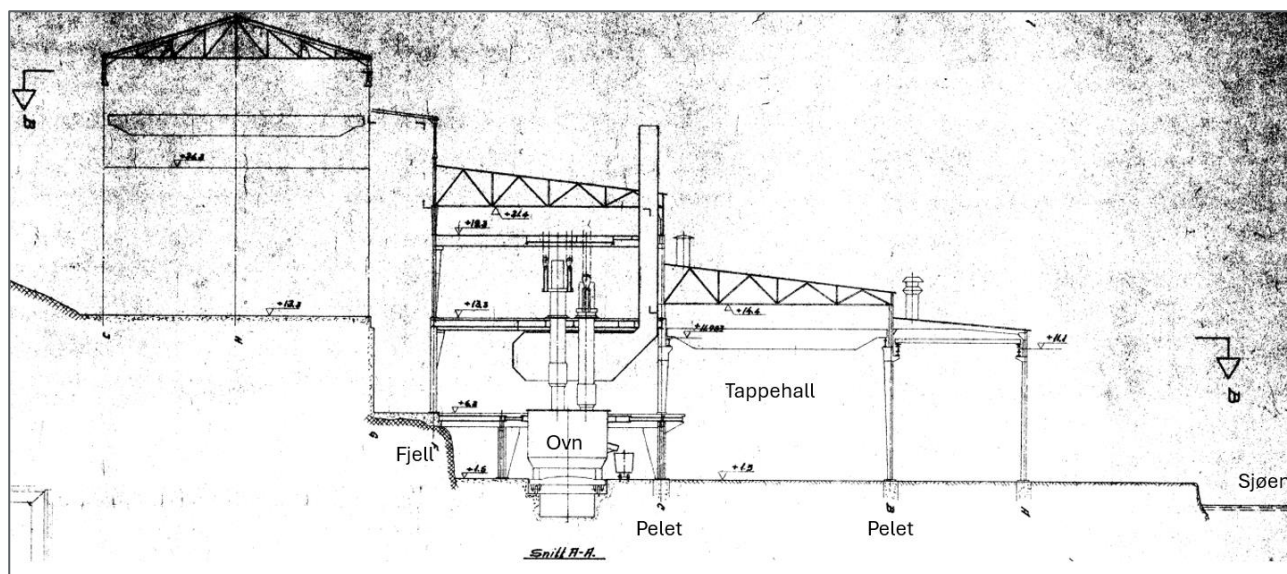
Fundamentplanen viser at de østligste fundamentaksene skal være fundamentert direkte på fjell, mens fundamentakser lenger vest (mot sjøen) skal være fundamentert på vertikale stålpeler til fjell. Det ble prosjektert med jernbaneskinner 35 kg/m som stålpeler.

Vi tar utgangspunkt i at fundamenteringen ble gjort som prosjektert ettersom vi ikke har indikasjoner på noe annet. Eventuelle rammeprotokoller for pelingen er ikke kjent for oss. Vi ser det som svært sannsynlig at pelene har nådd fjell eller meget faste masser ettersom RIB har opplyst at det ikke er tegn til setninger på fundamenter eller gulv per i dag.

Oppdragsgiver: Elkem ASA Bremanger smelteverk
Oppdragsnr.: 52501983 Dokumentnr.: 52501983-RIG-01



Figur 3: Utsnitt fra fundamentplan, tegning 2184-39.C Fabrikkanlegget - tappehall, ovnshus, fundamenter B, C, D og E-linjen, H. Eeg-Henriksen A/S, 6/8-1955. Kommentarer påført av Norconsult.



Figur 4: Snitt gjennom ovn 2, sett fra nord. (Utsnitt fra tegning over elektriske anlegg – lysanlegg for ovnshall/tappehall, 1955). Kommentarer/stor tekst påført av Norconsult.

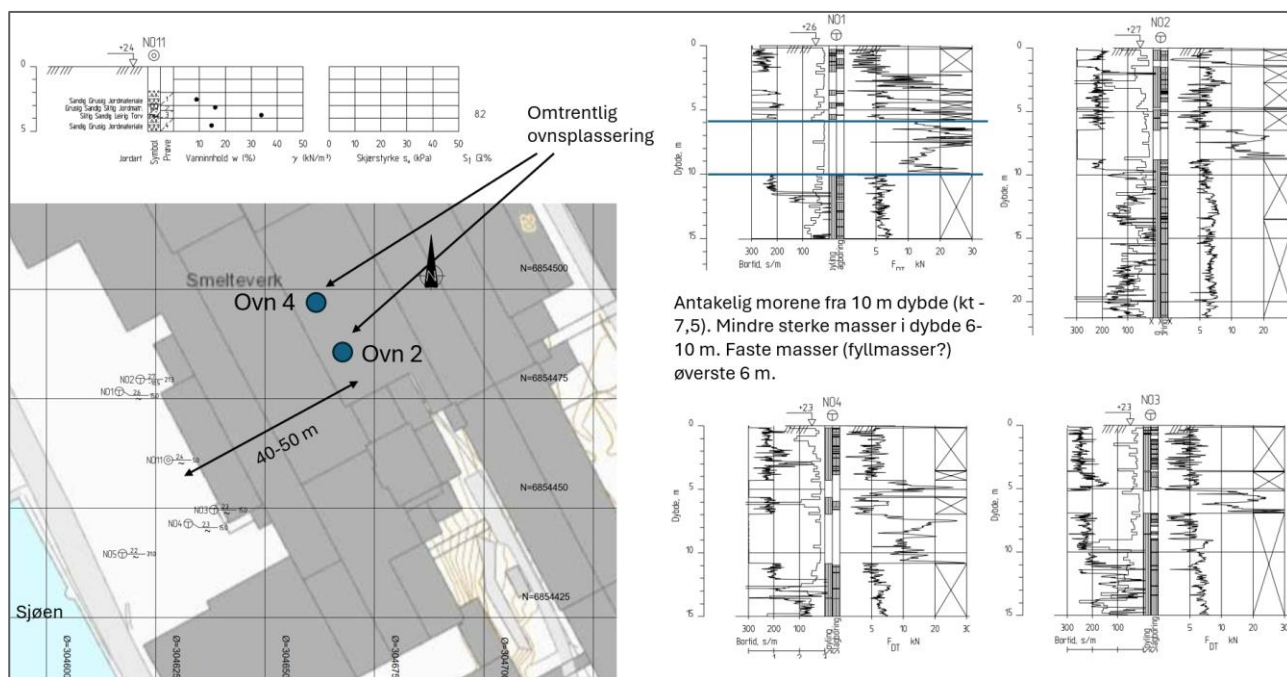
Vi kjenner ikke til om det er gjort geotekniske grunnundersøkelser ved ovnene. Derimot kjenner vi grunnforholdene ved kontrollromsbygget 40-50 m sydvest for ovnene (Ref. 1), samt ved råvaresiloer cirka 50-70 m sydøst for ovnene (Ref. 2). Utsnitt av sonderingsprofiler ved kontrollromsbygget er vist i Figur 5, mens utsnitt av sonderinger ved råvaresiloer er vist i Figur 6.

Ved råvaresiloene viser sonderingene meget faste løsmasser, antatt dominert av sand/grus eller morenemasser (blandet silt, sand, grus og stein). Ved kontrollromsbygget er det sannsynligvis morenemasser fra 10 m dybde. Overliggende masser er noe mindre faste og er sannsynligvis dominert av silt, sand og grus.

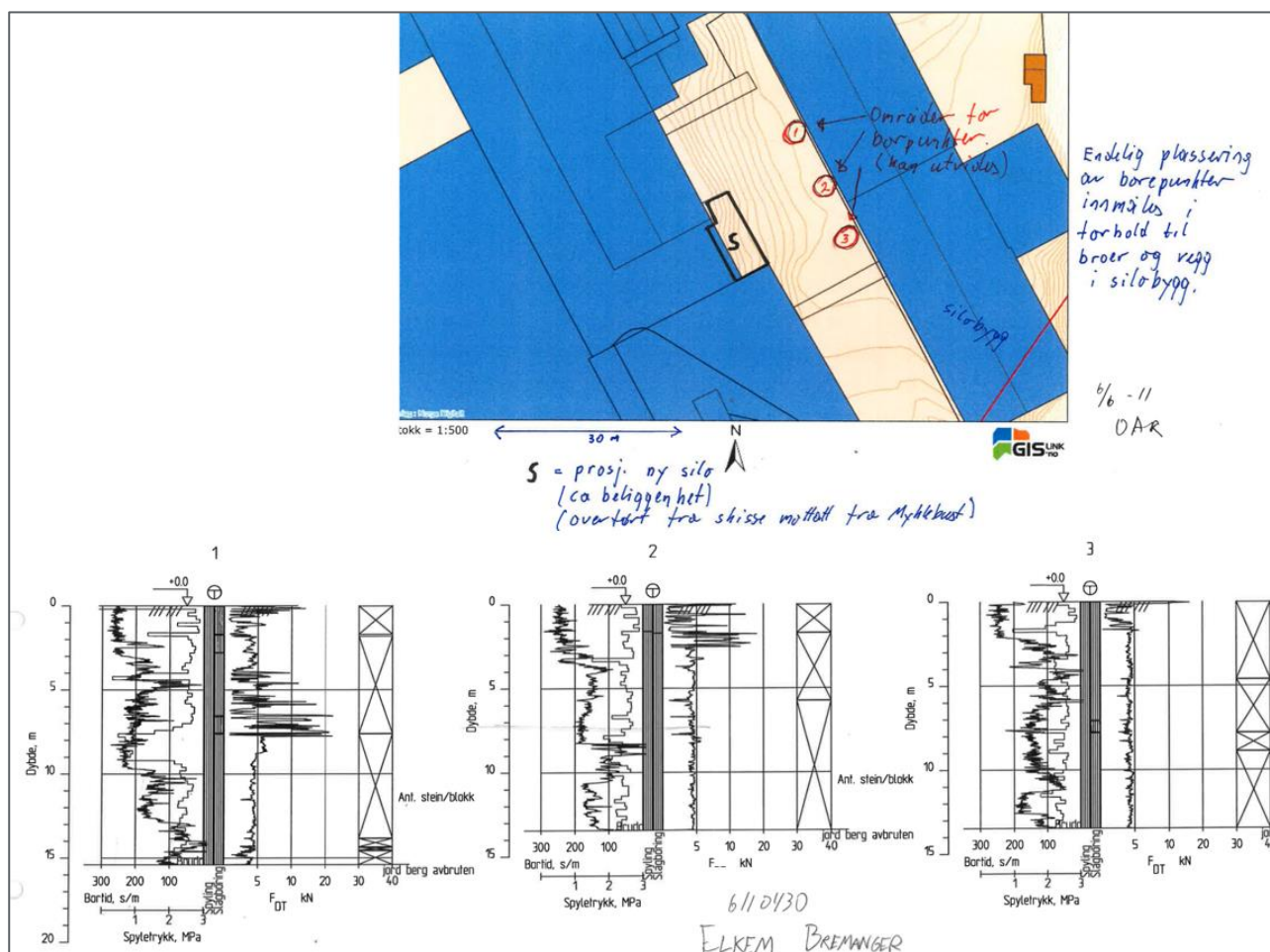
Oppdragsgiver: Elkem ASA Bremanger smelteverk
Oppdragsnr.: 52501983 Dokumentnr.: 52501983-RIG-01

Grovt løsmassekart fra NGU (1:250 000) indikerer at det er morenemasser opp til terreng øst for smelteverket (der det ikke er fjell i dagen), og dette samsvarer bra med de tidligere grunnundersøkelsene ved råvaresiloene.

Ut i sjøen syd for verkskaia er det gytje/dy på sjøbunnen og underliggende fastere masser. Det er tegn til at løsmassene er dårlige på sjøbunnen og i sjøkanten der det er fylt ut i tidligere sjø, men undersøkelsene viser raskt bedre løsmasser inn mot kontrollromsbygget som ligger innenfor sjøkanten på flyfoto fra 1950-tallet. Vi mener derfor det er overveiende sannsynlig at løsmassene ved ovn 2 (og 4) er fast sand/grus og/eller morenemasser.



Figur 5: Utsnitt av sonderingsprofiler fra grunnundersøkelser 40-50 m sydvest for ovnene.



Figur 6: Utsnitt av sonderingsprofiler fra grunnundersøkelser ved råvaresiloer sydøst for ovnene. (Kotenivå for topp sonderinger +0,0 er ikke riktig, men skal være cirka +14.)

4 Regelverk og prosjekteringsforutsetninger

4.1 Krav til konstruksjonssikkerhet / fundamentering

Prosjektet går ut på tiltak/forsterkninger av bærekonstruksjon i eksisterende bygning. Tiltak på eksisterende byggverk skal i utgangspunktet følge dagens byggtekniske forskrift (TEK17). For vesentlig endring eller vesentlig reparasjon (i motsetning til hovedombygging) gjelder imidlertid bare de kravene i TEK17 som anses relevante for arbeidene og den delen av bygningen som berøres.

Vi anser planlagte forsterkninger som vesentlig endring/reparasjon, men ikke hovedombygging, da eksisterende bærekonstruksjon beholdes og gjøres sterkere. Planlagte forsterkninger går imidlertid ut over det som kan anses som vedlikehold etter vår oppfatning. Fundamenteringen er relevant for bærekonstruksjonen over, da svikt i fundamenteringen nødvendigvis vil gi svikt i konstruksjonen for øvrig. Fundamenteringen må derfor vurderes opp mot dagens TEK17.

For å oppfylle krav til konstruksjonssikkerhet i TEK17 benytter vi prosjekteringsstandardene i NS-EN 1990-serien, som er en preakseptert løsning.

4.2 Klassifisering iht. regelverk

I henhold til prosjekteringsstandardene, samt Byggesaksforskriften (SAK10), mener vi at følgende klassifisering er aktuell (Tabell 1):

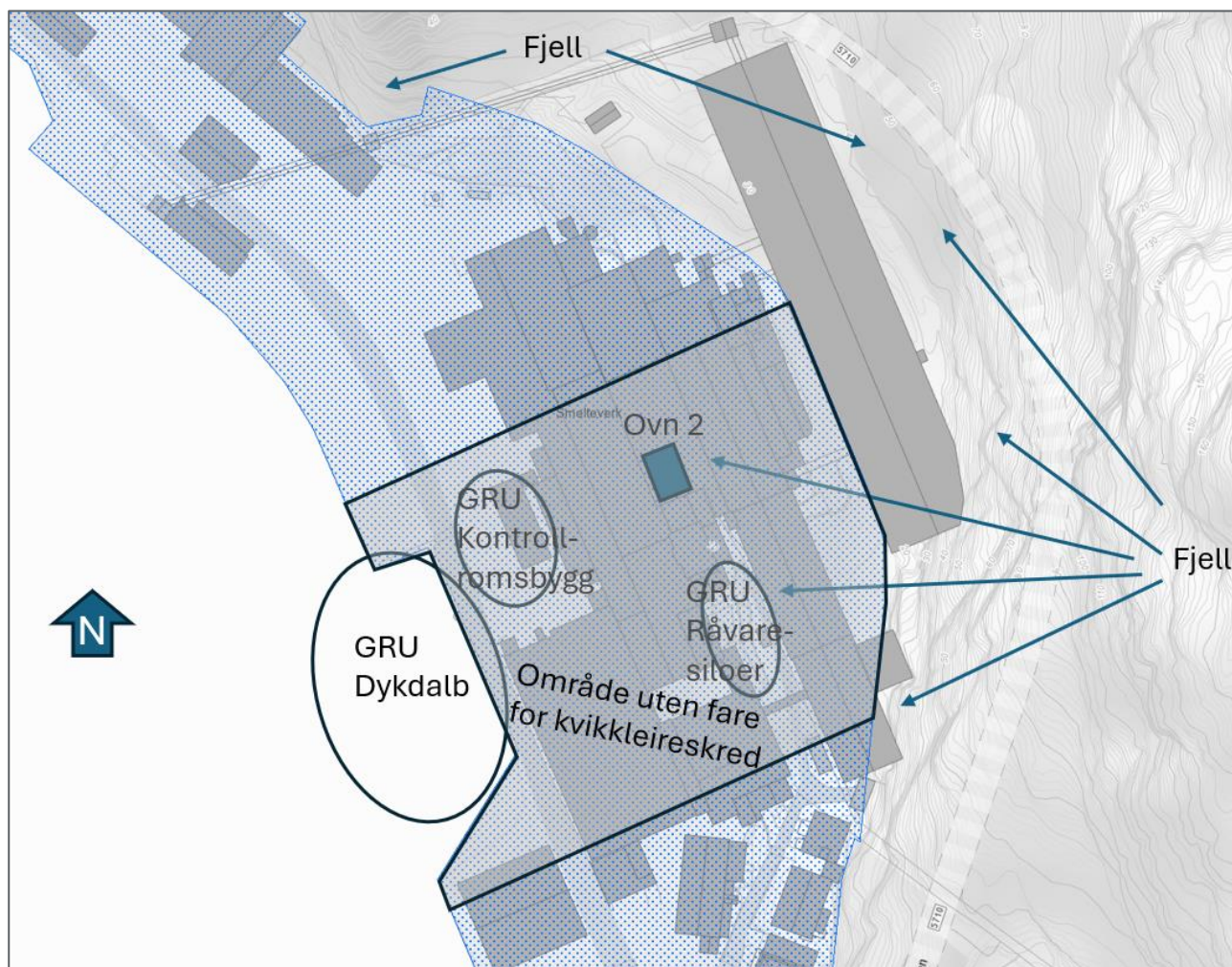
Tabell 1: Klassifisering iht. gjeldende regelverk

Klassifisering	Begrunnelse
Pålitelighetsklasse (NS-EN 1990): Pålitelighetsklasse 1: CC/RC1	Tabell NA.A1 (901) angir veiledende eksempler på plassering av byggverk, konstruksjoner og konstruksjonsdeler i pålitelighetsklasser (CC/RC) 1-4. Det planlegges ingen grave- eller fundamenteringsarbeider ut over peleinspeksjon. Grunnforholdene i området er gode (faste masser). Grunnforholdene er middels godt kartlagte gjennom tidligere utførte grunnundersøkelser. Konsekvensen av eventuelle feil vil kun ramme konstruksjonen lokalt. Følgelig velges pålitelighetsklasse 1.
Kontrollklasse – prosjektering og utførelse, (NS-EN 1990): PKK1/UKK1	Krav til prosjekteringskontroll og utførelseskontroll fastsettes ut fra henholdsvis Tabell NA.A1(902) og Tabell NA.A1 (903), samt Tabell NA.A.4. Pålitelighetsklasse 1 medfører minst kontrollklasse PKK1 for prosjektering og UKK1 for utførelse. For PKK1 og UKK1 er det ikke krav om tredjepartskontroll (utvidet kontroll).
Tiltaksklasse for geoteknisk prosjektering (SAK10 § 9-4): Tiltaksklasse 1	I forbindelse med byggesak vil det være nødvendig å fastsette tiltaksklasse, bl.a. for geoteknisk prosjektering. På grunn av den faglig sett enkle prosjekteringen, lav kompleksitet, minimale tiltak og relativt små konsekvenser ved feil siden stabilitetsbrudd/bæreevnebrudd ventes å begrense seg til den lokale konstruksjonen, mener vi at tiltaksklasse 1 iht. SAK10 vil bli aktuell for geoteknisk prosjektering. Det er dermed ikke obligatorisk uavhengig kontroll ifbm. byggesak med mindre kommunen krever det spesifikt.
Geoteknisk kategori (NS-EN 1997-1) Geoteknisk kategori: 2	Ut fra tiltakets lave kompleksitet, pelefundamentering og de kartlagte grunnforholdene bestående av faste masser, anser vi geoteknisk kategori 2 i henhold til Eurokode 7 (NS-EN 1997-1) å være aktuell. Det må utføres tradisjonelle geotekniske beregninger/vurderinger.
Seismisk klasse (NS-EN 1998-1) Seismisk klasse: 1	Planlagte forsterkningstiltak er gunstig for sikkerhet mot jordskjelv og gjelder konstruksjon som ikke er samfunnsskritisk i en jordskjelvsituasjon. Personoppholdet ved konstruksjonen vil være lite. Følgelig velges seismisk klasse 1. Dimensjonering mot jordskjelvkrefter kan dermed utgå.

4.3 Sikkerhet mot naturfarer

Store deler av smelteverket er innenfor aktsomhetsområde for snøskred og steinsprang, deriblant også ovnsområdet. Det er imidlertid gjort en mer konkret skredfarevurdering som viser at ovnsområdet er innenfor faresone for snøskred / skred i bratt terreng med 5000 års gjentakintervall, men utenfor faresone med 1000 års (og 100 års) gjentakintervall (ref. NVEs kart). Planlagt tiltak tilfaller skredsikkerhetsklasse S1 og følgelig er sikkerheten mot skred i bratt terreng (deriblant snøskred og steinsprang) tilstrekkelig.

Smelteverksområdet er også innenfor aktsomhetsområde for kvikkleireskred. Tidligere grunnundersøkelser ved kontrollromsbygget samt ved råvaresiloene avkrefter kvikkleireforekomster disse stedene. Ovenforliggende terreng (i øst) er en bratt fjellside. Mellom kontrollromsbygget og råvaresiloene og ovnsområdet er det tilnærmet flatt. Følgelig er det ingen risiko for kvikkleireskred ved ovnsområdet eller nærliggende deler av smelteverket. Område uten fare meldes inn til NVEs kart, jfr. figuren under (Figur 7). Naboliggende aktsomhetsområde i nordvest og syd er sannsynligvis også uten reell fare, men dette har vi ikke grunnlag til å si sikkert per nå, og er ikke relevant for tiltaket.



Figur 7: Utsnitt av NVEs aktsomhetskart for kvikkleireskred, med våre påtegninger av tidl. grunnundersøkelser, utvalgte punkter med fjell i dagen og område uten reell fare som meldes inn.

Ovnsområdet ligger ikke innenfor aktsomhetsområde for flom, og er også utenfor sone for 200 års stormflo i år 2100 (dvs. med klimapåslag).

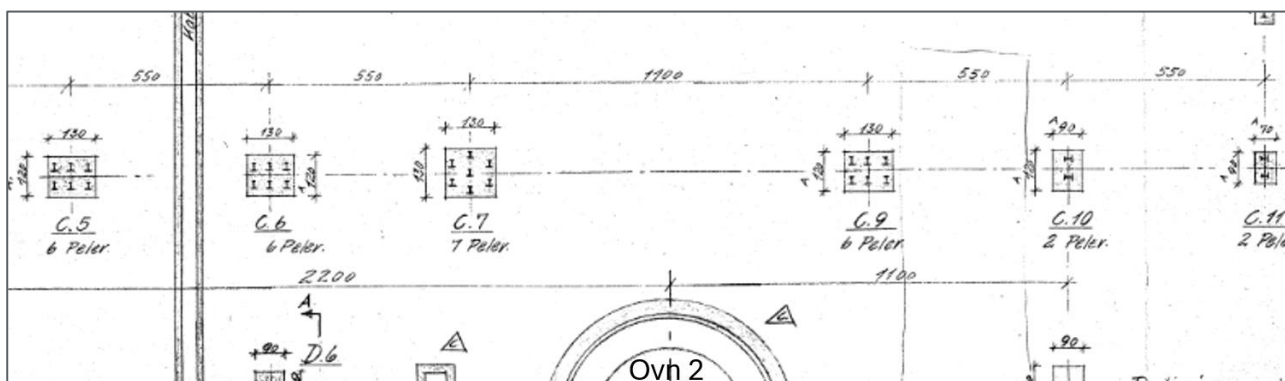
Planlagte tiltak i ovnsområdet (ovn 2) har følgelig tilstrekkelig sikkerhet mot naturfarer iht. TEK17 §7.

5 Laster på fundamenter

Beregnete laster på fundamentene er oversendt fra RIB (Rambøll) 29. april 2025, både laster før og etter planlagt tiltak. Det er lasten i aksene C, D, E og F som endres fra akse 6 til 10. Av disse er det kun akse C som iht. tegning er pelefundamentert, mens aksene (linjene) D, E og F er direkte på fjell.

Forsterkningene som planlegges i bærekonstruksjonen gir litt lastøkning på noen av fundamentene. Dette er imidlertid snakk om kun noen få prosent økning. For akse C er det estimert 1,4% lastreduksjon i fundament C6, 3,3% reduksjon i C7, 3,1% økning i C9 og 2,5% økning i C10. (C8 eksisterer ikke).

Fundamentet i aksekryss C9 har den største lasten blant de pelede fundamentene, og den største lasten per pel. Dimensjonerende last er av RIB beregnet til 4887 kN etter forsterkningstiltak (mot tidligere 4738 kN). I tillegg kommer vekt av pelehode på cirka 50 kN. Fundamentet står på 6 peler (se Figur 8), det vil si at dimensjonerende last er 815 kN per pel pluss snaut 10 kN fra pelehode, dvs 825 kN.



Figur 8: Utsnitt av fundamentplan/pelehoder ved ovn 2 (akse/linje C).

Ytre horisontallaster (vind) vil ikke øke som følge av tiltaket. RIB har opplyst at det ikke er horisontallaster av betydning på de aktuelle fundamentene som får endret vertikallast.

6 Bæreevne / kapasitet av peler

6.1 Trykkapasitet

Hver pel har et opprinnelig tverrsnittsareal 4550 mm² iht. tverrsnittsopplysninger fra BaneNORs tekniske regelverk.

Styrkeklassen for pelene er ikke kjent. RIB har opplyst at store deler av bærekonstruksjonen over er bygget med stålqualität S235, dvs karakteristisk flytespenning 235 MPa. Pelene (jernbaneskiner) har sannsynligvis minst like høy flytespenning, dvs 235 MPa legges til grunn.

Med denne styrkeklassen og materialfaktor 1,05 for stål, beregnes trykkapasiteten til 1019 kN.

Peler rammet ned i faste løsmasser blir gjerne bøyd/krumme og dette vil redusere kapasiteten noe. Det er vanlig å bestemme installert kapasitet som 0,9 ganger trykkapasiteten ved gode rammeforhold. Dette virker forsvarlig her ettersom pelene har et relativt kraftig/kompakt tverrsnitt med relativt god torsjonskapasitet og bøyestivhet om begge akser. Installert kapasitet er da 917 kN. Valget av reduksjonsfaktor 0,9 kan anses noe ikke-konservativ i lys av den manglende dokumentasjonen på pelearbeidene og pelenes retthet før installasjon, men tilnærmingen av styrkeklassen er konservativ og total kapasitetsvurdering bør da samlet sett være tilstrekkelig konservativ.

Vi ser ingen grunn til å frykte at kapasiteten ved pelespiss mot fjell er svekket over tid.

6.2 Trykkapasitet med hensyn til knekning

Grunnundersøkelser både vest for ovnen (kontrollrommet cirka 50 m unna) og grunnundersøkelser ved råvaresiloer cirka 50 m syd for ovnen viser faste masser hovedsakelig av sand, grus og morenemasser. Løsmassekartet indikerer at det er morenemasser øst for smelteverket. Følgelig kan vi regne med at pelene er rammet gjennom noe fyllmasser øverst, og gjennom underliggende stedlige masser som i all hovedsak ventes å være morenemasser. Slike masser gir god sidestøtte for pelene, og knekkapasiteten vil være større enn trykkapasiteten. Dvs at knekning ikke vil være aktuelt.

Opprinnelig kapasitet kan derfor regnes som 917 kN per pel (dimensjonerende). Største dimensjonerende last etter forsterkningen er cirka 825 kN. Opprinnelig pelekapasitet er større enn lasten, dvs tilstrekkelig. Det er imidlertid ikke rom for mer enn cirka 100 kN svekkelse over tid.

6.3 Korrosjon

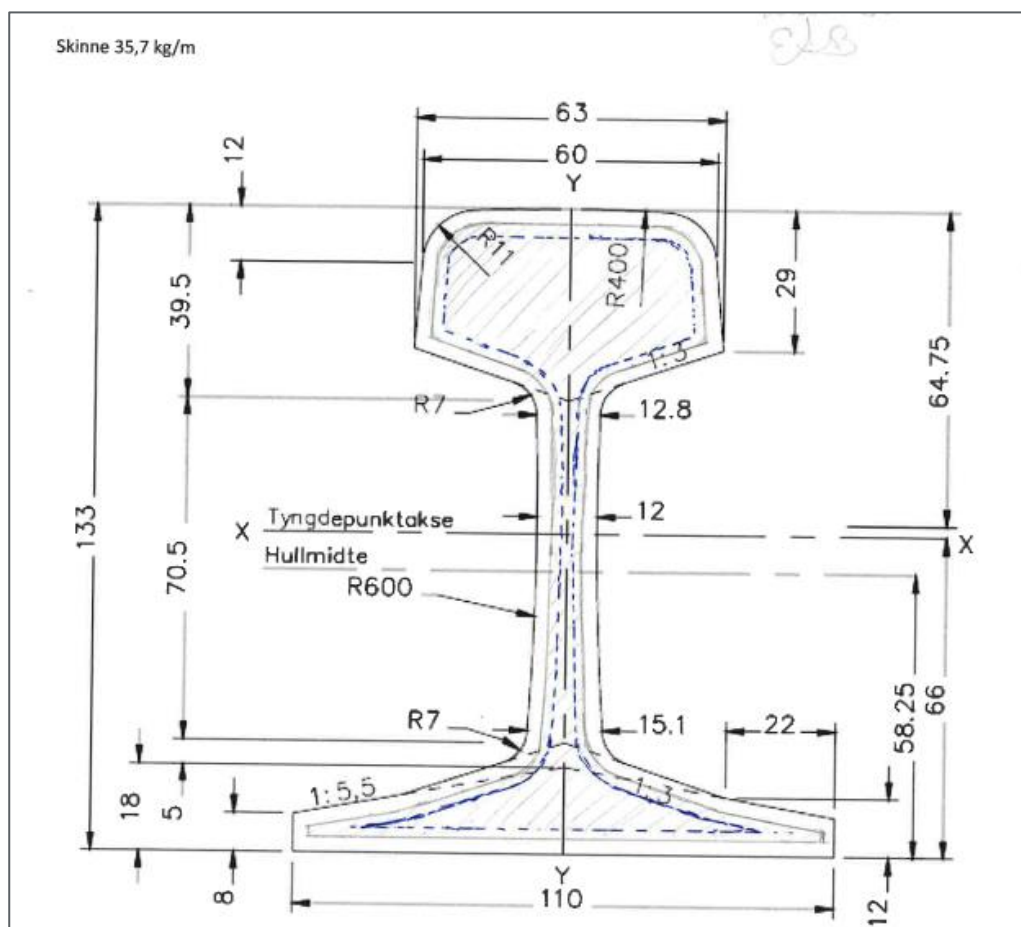
Pelene fra cirka år 1955 er nå 70 år gamle. Grunnvannstanden i massene ved ovnen antas å korrespondere med tidevannet / middelvannstanden eller være noe høyere pga tilsig av vann fra høyereliggende terreng øst for smelteverket.

Korrosjonshastigheten på pelene vil være avhengig av mange faktorer, blant annet grovheten av massene (oksygentilgang), saltinnholdet i grunnvannet og ev. forurensning i massene. Pelens kapasitet vil være bestemt av det høydenivået der korrosjonen er størst, det vil si der peletverrsnittet er mest svekket. Dette nivået vil typisk være omtrent ved grunnvannstanden.

Peleveiledningen 2019 anslår at man i komprimerte fyllinger kan ha opp mot 4 mm tverrsnittstap fra korrosjon (på alle sider) i løpet av 100 år. I naturlige løsmasser vil korrosjonshastigheten være noe mindre. Peler (stål) i fritt vann eller nær fritt vann /sjø kan korrodere mer. De aktuelle pelene er cirka 50 m fra sjøen og vi mener at 4 mm tverrsnittstap ila. 100 år kan være et greit anslag for korrosjonen. Imidlertid er dette et grovt anslag med stor usikkerhet.

Pelens alder tilsier at tverrsnittet i det verste nivået (antatt ved grunnvannstanden i fyllmasser) kan være svekket 3 mm på alle sider. Dersom bygget nå forsterkes for 50 års gjenværende levetid, kan tverrsnittet om 50 år være svekket anslagsvis 5 mm på alle sider. En slik svekkelse vil gjøre at steget i jernbaneskinneprofilene knapt henger sammen, siden opprinnelig godstykkelse var 12 mm. En opptegning av opprinnelig og svekket peletverrsnitt er vist i Figur 9.

Oppdragsgiver: Elkem ASA Bremanger smelteverk
Oppdragsnr.: 52501983 Dokumentnr.: 52501983-RIG-01



Figur 9: Skinnetverrsnitt for jernbaneskinne 35,7 kg/m, fra BaneNORs nettsider. Redusert tverrsnitt etter 75 år og 125 år skissert med hhv. blyantstrek og blå stiple pennestrek. Mål i mm.

Forutsatt korrosjonshastighet 4 mm/100 år og stålkvalitet S235, fås følgende kapasiteter av opprinnelig og korroderte peletverrsnitt:

- Opprinnelig (ukorrodert): 917 kN dimensjonerende (installert) kapasitet (100%)
- Nå (år 2025-2030): 605 kN dimensjonerende (installert) kapasitet (66% av opprinnelig)
- Om 50-55 år: 403 kN dimensjonerende (installert) kapasitet (44% av opprinnelig)

Det vil si at en slik korrosjonshastighet gir betydelig svekkelse av tverrsnittskapasiteten over 75-125 år.

7 Samlet kapasitet av peler og pelehode

Pelehodene (betongfundamentene i toppen av pelegruppen for hvert fundament) har utstrekning i planet og dybde til underkant som følger (jfr. fundamenttegning 2184-39C, H. Eeg-Henriksen A/S 1955):

- Pelehode med 2 peler: B=0,9 m, L=1,2 m, D=1,15 m
- Pelehode med 6 peler: B=1,2 m, L=1,3 m, D=1,15 m
- Pelehode med 7 peler: B=L=1,3 m, D=1,15 m

Løsmassene under pelehodet vil kunne bære deler av lastene som om pelehodet var et sålefundament, og dette vil utgjøre et tillegg til pelenes kapasitet.

Oppdragsgiver: Elkem ASA Bremanger smelteverk
Oppdragsnr.: 52501983 Dokumentnr.: 52501983-RIG-01

Forutsatt fyllmasser av kvalitet tilsvarende grus eller morenemasser under pelehodene, anslås styrkeverdier lik 35 grader friksjonsvinkel, attraksjon 5 kPa, tyngdetetthet 19 kN/m³ tørt (på siden av pelehode) og 9 kN/m³ vått (under pelehode).

Med krav om materialfaktor 1,25 iht NS-EN 1997-1 fås dimensjonerende sålebæreevne lik 548 kPa for 6-pels pelehode, tilsvarende 855 kN dimensjonerende kapasitet fra løsmassene under pelehodet. Med noe tøffere styrkevurdering (bedre masser, friksjonsvinkel 38 grader), fås til sammenligning 1203 kN dimensjonerende sålekapasitet.

Samlet kapasitet for 6-pels fundamenter blir dermed:

- Opprinnelig: $917 \text{ kN} \cdot 6 + 855 \text{ kN} = 6357 \text{ kN}$ (vesentlig større enn lasten i C9 på $4887 \text{ kN} + 50 \text{ kN} = 4937 \text{ kN}$)
- Nå (år 2025-2030): $605 \text{ kN} \cdot 6 + 855 \text{ kN} = 4485 \text{ kN}$ (nesten som lasten i C9, cirka 91 % av lasten)
- Om 50-55 år: $403 \text{ kN} \cdot 6 + 855 \text{ kN} = 3273 \text{ kN}$ (kun 66 % av lasten i C9)

Oppsummert vil løsmassene under pelehodet kunne ta over cirka 15-25% av lasten, dvs det er begrenset hvor mye grunntrykk under pelehodet vil kunne avlaste peler som svekkes med tiden.

8 Konklusjon

Det er stor usikkerhet rundt hvor mye pelene er korrodert hittil. Et anslag basert på erfaringstall fra Peleveledningen tilsier at tverrsnittet på det verste partiet (antakelig i nivå med middelvann/grunnvannstand) kan være innsnevret med 3 mm langs hele overflaten. I så fall er trykkapasiteten redusert til 2/3 av opprinnelig kapasitet. Denne svekkede kapasiteten pluss kapasitet direkte fra pelehodet blir samlet sett omtrent som lasten. I så fall har man ikke noe rom for korrosjonen som vil skje i årene fremover.

Dersom pelene er mindre korrodert enn estimatet fra Peleveledningen 2019 tilsier, vil bæreevnen for fundamentene være tilstrekkelig.

Dersom pelene er korrodert som estimert, vil bæreevnen nå være litt under dagens krav til sikkerhetsfaktorer (spesielt for aksekryss C9) og vil bli ytterligere svekket i årene som kommer.

Dersom pelene mot formodning er enda mer korrodert enn estimatet tilsier, kan bæreevnen være nær bruddsituasjon. Nær bruddsituasjon vil det oppstå noe deformasjon og siden det ikke er observert synlige deformasjoner, er det høyst sannsynlig ikke noen overhengende fare per nå. Situasjonen kan imidlertid bli verre ila. Årene som kommer ettersom korrosjonen ventes å fortsette i samme hastighet som før.

Konklusjonen avhenger altså av pelenes tilstand. Vi mener derfor at det er behov for å kartlegge pelenes tilstand. Vi anbefaler at dette gjøres ved å frigrave en av de minst utnyttede pelegruppene (f. eks. fundament C11) ned omtrentlig til middelvannstanden/grunnvannstanden. Det gjøres målinger av tverrsnittet på pelene og bores noen tynne hull gjennom steget i peleprofilene for å måle godstykkelsen. På denne måten stikkprøvekontrolleres korrosjonen hittil og det er sannsynlig at korrosjonen er nokså jevn på de forskjellige pelene i området. Hull bør bores i forskjellige høyder for å kartlegge evt. variasjon i korrosjonen.

Basert på stikkprøvemålingene av pelene gjøres oppdaterte kapasitetsberegninger tilsvarende de som er presentert her. Vi ser det som sannsynlig at pelene er i bedre stand enn de grove anslagene tilsier, men det er like fullt viktig å få dette bekreftet eller avkreftet.

Fundamenter som står direkte på fjell ventes ikke å være vesentlig svekket med tiden og ut fra tegningene av fundamentenes utstrekning er det stor bæreevnemargin på disse i utgangspunktet.

Oppdragsgiver: Elkem ASA Bremanger smelteverk
Oppdragsnr.: 52501983 Dokumentnr.: 52501983-RIG-01

Vi vil understreke at lastøkningen på fundamentene i forbindelse med de planlagte forsterkningstiltakene er minimal og for enkelte fundament er det snakk om en lastreduksjon snarere enn en lastøkning. Utfordringen med mulig korroderte/svekkede peler og behovet for å kartlegge dette bør fra et faglig ståsted vurderes like viktig både om forsterkningene i konstruksjonen utføres eller ikke. Dette til tross for at det er de byggesaksppliktige forsterkningstiltakene som bringer kapasiteten av pelene på dagsordenen. Usikkerheten i pelenes tilstand bør ikke være noe argument for å la være å gjøre planlagte forsterkningstiltak.

9 Restrisiko

Vi har gjennomført en fareidentifikasjon av tekniske løsninger i vårt oppdrag. Risiko er søkt redusert så langt som mulig gjennom tekniske valg i oppdraget.

Per nå er restrisiko innen geoteknikk/fundamentering i all hovedsak knyttet til grad av korrosjon på stålpelene fra 1950-tallet. Vi mener at dette må undersøkes nærmere ved stikkprøveinspeksjon i felt (frigraving av øvre del av enkelte peler). En frigraving vil også kunne gi en indikasjon på om fundamentene for øvrig er bygget som prosjektert (som forutsatt).

For øvrig er det en viss usikkerhet rundt styrken/fastheten av pelene, men vi har forutsatt nokså forsiktig styrke og kommet frem til at det er tilstrekkelig såfremt korrosjonen er begrenset. Vi ser ikke annen restrisiko knyttet til geotekniske forhold ifbm. tiltaket.

10 Referanser

Ref. 1: Geoteknisk datarapport fra grunnundersøkelser for nytt felles kontrollrom Elkem Bremanger, utarbeidet av Norconsult, dokumentnr 5203427-RIG-R01 J01, datert 2020-06-08

Ref. 2: Utskrift av sonderinger for Råvaresiloer og deres plassering, mottatt fra Rambøll, datert juni 2011

Ref. 3: 3D-konstruksjonsmodell for ovn 2, ifc-fil utarbeidet av Rambøll Norge AS, mottatt 2025-03-25

Ref. 4: Beregnede laster på fundamenter ved ovn 2, oversendt fra Rambøll Norge AS i e-post datert 2025-04-29

Ref. 5: Ovnshall, ovn 4, Tverrsnittstegning, sett mot nord, datert 14/12-1960, tegning B-10167

Ref. 6: Fabrikanlegget - tappehall, ovnshus - Fundamenter B, C, D og E-linjen, utarbeidet av H. Eeg-Henriksen A/S, tegning 2184-39C, datert 6/8-1955

Ref. 7: Fabrikanlegget - ovnshus - Detalj av pelhoder i C-linjen, utarbeidet av H. Eeg-Henriksen A/S, tegning 2184-40A, datert 20/6-1955

Revisjon	Dato	Beskrivelse	Utarbeidet	Fagkontrollert	Godkjent
1	2025-06-18	Ferdig prosjekteringsnotat.	Egil A. Behrens	Christofer Klevsjø	Egil A. Behrens

Dette dokumentet er utarbeidet av Norconsult som del av det oppdraget som dokumentet omhandler. Opphavsretten tilhører Norconsult. Dokumentet må bare benyttes til det formål som oppdragsavtalen beskriver, og må ikke kopieres eller gjøres tilgjengelig på annen måte eller i større utstrekning enn formålet tilsier.