

STATENS BYGGE- OG
EIENDOMSDIREKTORAT

7236*28.4.81

Statens Bygge- og
Eiendomsdirektorat

NTH - Elektroteknisk avdeling og
Elektrisitetsforsyningens Forsk-
ningsinstitutt.

Grunnundersøkelser for tilbygg.

o.3493

1. april 1981

boks 2

Innhold.

1. Sammendrag.
2. Orientering.
3. Tidligere undersøkelser.
4. Markarbeid.
5. Laboratoriearbeid.
6. Grunnforhold.
7. Stabilitet av skråninger.
8. Fundamenteringsforhold.
9. Konklusjon.

Bilag.

1. Situasjonsplan m/boringer, M = 1:200
2. Profil I m/boringer
3. Profil II m/boringer
4. Profil III m/boringer
5. Profil IV m/boringer
6. Profil V m/boringer
7. Borprofil, hull A
8. Borprofil, hull B
9. Borprofil, hull C
10. Borprofil, hull E
11. Borprofil, hull F
12. Ødometerforsøk, lab.nr. 07, 09 og 16
13. Ødometerforsøk, lab.nr. 28, 31 og 33
14. Ødometerforsøk, lab.nr. 59, 62 og 66
15. Ødometerforsøk, lab.nr. 49 og 52
16. Treaksialforsøk, lab.nr. 08
17. Treaksialforsøk, lab.nr. 17
18. Treaksialforsøk, lab.nr. 28
19. Treaksialforsøk, lab.nr. 31
20. Treaksialforsøk, lab.nr. 34
21. Stabilitetsberegninger, profil IV
22. Tillatt såletrykk for overslagsberegninger

Tillegg.

- I. Markundersøkelser
- II. Laboratorieundersøkelser
- III. Spesielle undersøkelser

1. SAMMENDRAG.

Fra Statens Bygge- og Eiendomsdirektorat er vi anmodet om grunnundersøkelse og geoteknisk bistand ved utvidelser av bygninger for Elektroteknisk avdeling og Elektrisitetsforsyningens Forskningsinstitutt ved NTH.

Grunnforholdene i området består for det meste av relativt fast masse de øverste meter, delvis fyllmasse. Ned til 9 - 12 m er løs eller middels fast silt dominerende, med en del leire- og finsandlag. Videre i dybden synes grunnen relativt fast, bestående av sand og silt. Fra ca. 25 m dybde er det registrert fast leire.

Poretrykksmålinger viser et øvre grunnvannsnivå på ca. kt. 45, trolig noe varierende over året. På ca. kt. 36 - 38 synes grunnen drenert, med et nytt grunnvannspeil i denne dybde.

Det er tidligere angitt en byggelinje 15 m fra skråningstopp. Iflg. ark. Bergersens utbyggingsforslag vil nytt auditorium ved Elektro og tilbygg for EFI komme nærmere skråningen enn dette. Stabilitetsvurderinger viser at disse prosjekter likevel kan gjennomføres som planlagt, dog under forutsetning av utførelse med kjeller.

Tidligere bygg ved Elektro og EFI er direkte fundamentert, og det er ikke avdekket forhold nå som generelt tilsier en annen fundamenteringsmåte for nye byggetrinn.

Riktignok ansees hel fundamentplate aktuell for minst et par av byggene, mens friksjonsspeler bare antas å komme på tale i helt spesielle tilfeller.

I bilag 22 er det satt opp diagram over tillatt såletrykk i bruddgrensetilstanden. Som øvre grense er foreslått 200 kN/m^2 .

Det ventes relativt små setninger for de lave bygg, mens det for bygg i 4 - 5 etasjer må forutsettes kontrollberegning av setninger og setningsdifferenser før det tas endelig beslutning om fundamenteringsmåte.

I alle fall må det forventes noe setningsdifferenser mellom nye og eldre bygg samt mellom tyngre og lettere bebyggelse.

Bilag 22 kan også anvendes til forhåndsoverslag av eksisterende fundamenteres bæreevne, som vil bli svekket ved evt. utgravning på siden.

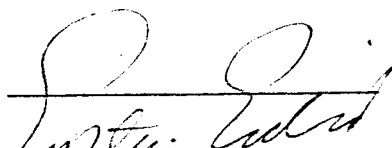
Ved utgravning inntil og under eksisterende fundamenter må det påregnes oppstøtting med forankret/avstivet spunt, evt. seksjonsvis understøp. Forankring av grunnmur og fundamenter kan også komme på tale.

Ved spunting inntil eksisterende fundamenter vil det oppstå ulemper i form av støy og vibrasjoner i bestående bygg og setninger p.g.a. markvibrasjonene.

De fremlagte vurderinger er av generell karakter. Det forutsettes derfor relativt omfattende geoteknisk detaljprosjektering i samarbeide med arkitekt og andre konsulenter før endelige utførelsesmåter velges.

Geot. må engasjeres - Del av prosj. gruppen.

OTTAR KUMMEJEJE


Eystein Enlid


Trond Gilde

2. ORIENTERING.

Etter anmodning fra Statens Bygge- og Eiendomsdirektorat i brev av 21. januar 1981, ref. OD/AT K 21245/80, har vi utført grunnundersøkelser i forbindelse med planlagte utvidelser ved Elektroteknisk seksjon, NTH og Elektrisitetsforsyningens Forskningsinstitutt.

Undersøkelsens omfang er basert på et utbyggingsforslag fra arkitekt Bergersen, og omfatter tilbygg til akustisk laboratorium (kjelleretasje), auditorium (kjelleretasje) i tilknytning til blokk A og B, samt studentgarderober/vrimlehall (1 etasje + kjeller) mellom blokk M og A. Videre er vist et høyere tilbygg mellom blokk A og gamle elektro, og betydelige utvidelser ved EFI med inntil 5 etasjer. Tilbyggene til gamle elektro og EFI forbindes med en kjelleretasje.

Ved fundamentering av tilbyggene vil det bli aktuelt å grave ned mot, muligens også lavere enn fundamentnivå for eksisterende bygg. I denne forbindelse har vi vurdert bæreevnen for eksisterende fundamenter.

Det er tidligere gitt en byggelinje fram mot Gløshaugens vestskråninger 15 m innenfor skråningstopp. Det prosjekterte auditorium samt nordvestlige del av tilbygg til EFI vil stikke utenfor denne byggelinje, og vi har derfor vurdert stabiliteten av skråningene i disse områdene på nytt.

3. TIDLIGERE UNDERSØKELSER.

Det er tidligere utført en rekke grunnundersøkelser i området, delvis av Norges Geotekniske Institutt (NGI), delvis av Siviling. Kummeneje. En fullstendig oversikt over disse undersøkelsene er gitt i vårt brev til SBED av 8. des. 1980.

En del av undersøkelsene er tatt med i denne rapporten. Dette gjelder boringer fra NGI's oppdrag o.268, o.268-4.2 og o.268-4.3, og fra Kummenejes oppdrag o.70-2. Borpunktene plassering er vist på oversiktskartet, bilag 1, og boreresultatene er trukket inn i profilene, bilag 2 - 6.

4. MARKARBEID.

Markarbeidet er utført i tidsrommet 20. januar - 20. februar 1981 under ledelse av markarbeidsleder F. Rasmussen og boreformann J. Hagemo. Arbeidet er utført med hydraulisk drevet beltegående borerigg.

Det er utført 7 dreietrykksonderinger med registrering av nødvendig nedpressingskraft for å holde en gitt nedpressingshastighet av boret ved en normert rotasjonshastighet. I spesielt faste masser hvor rotasjonshastigheten er øket, er dette angitt på kraft - dybdiagrammet. Største bore-dybde er 40,80 m i pkt. B.

Fra hull A, B, C, E og F er det tatt opp til sammen 6 representative og 60 uforstyrrede prøver med NGI 54 mm sylinderprøvetaker. Største prøvetakingsdybde er 29,80 m i pkt. C.

I de samme punkter er poretrykket i grunnen målt ved nedsetting av piezometre. Det er benyttet elektriske piezometre i pkt. A, C og E, og det er foretatt avlesning med 3 m intervaller inntil 18 m dybde. I pkt. B og F er det anvendt hydraulisk piezometre, og disse er avlest med de samme intervaller inntil 15 m dybde. I pkt. B har en mistet avlesningen i 9 m dybde, da grunnen trolig ble drenert i denne dybde i forbindelse med prøvetakingen.

Innmåling og nivellement av borpunkter er utført av oss. Utgangspunkt for nivellement er topp kum nr. 7 med høyde 48,20 m, beliggende nord for EFI's kontorfløy, se tegn. nr. H-30-10, anl. 917 fra siviling. Kr. Gjettum.

Borpunktene plassering er vist på situasjonsplanen, bilag 1, og boreresultatene er gitt i profilene, bilag 2 - 6.

Markarbeidets utførelse er nærmere beskrevet i tillegg I bak i rapporten.

5. LABORATORIEARBEID.

De opptatte prøver er analysert ved vårt laboratorium i Trondheim.

Prøvene er her beskrevet og klassifisert, og det er utført rutinemessig bestemmelse av vanninnhold og romvekt. For de mest finkornige materialer er udrenert skjærstyrke bestemt ved konusforsøk i uforstyrret og omrørt tilstand, og herav sensitiviteten som forholdet mellom disse verdier. Udrenert skjærstyrke er også målt ved enaksiale trykkforsøk på uforstyrrede prøver. Resultatet av rutineundersøkelsene er vist i borprofilene, bilag 7 - 11.

For å klarlegge grunnens setningsegenskaper (kompressibilitet) er det på i alt 11 prøver utført konsolideringsforsøk i ødometer. Resultatet av forsøkene er vist i bilag 12 - 15.

Rutineanalyser og ødometerforsøk er nærmere beskrevet i tillegg II bak i rapporten.

For å bestemme grunnens skjærstyrke på effektivspenningsbasis er det utført i alt 5 serier med udrenerte treaksiale trykkforsøk, en fra hvert av hullene A og B, og tre serier på prøver fra hull C. Resultatet av forsøkene er vist i

bilag 16 - 20. Forsøksmetoden er nærmere beskrevet i tillegg III bak i rapporten.

6. GRUNNFORHOLD.

Elektro- og EFI-blokkene ligger nordvest på Gløshaug-plataet.

Terrengnivået i området varierer fra kt. 46,1 ved akustisk laboratorium til ca. kt. 47,0 ved auditorium og mellombygg ved elektroblokk A, og stiger videre til kt. 48,2 ved EFI. Skråningen utenfor plataet mot sørvest har gjennomsnittlig helning ca. 1:3 - 1:4 ned mot plataet ved Klæbuveien på ca. kt. 21. Skråningene er noe brattere øverst, ca. 1:2 - 1:2,5.

Dreietrykksonderingene (unntatt E og F) viser relativt stor motstand de øverste 2 - 3 m. Videre viser samtlige sonderinger løst lagret masse ned til 9 - 12 m under terreng. Ved dette nivå er det ved de fleste boringer registrert en tydelig overgang til fastere grunn, dog med enkelte bløtere partier.

Prøvetakingene viser noenlunde tilsvarende grunnforhold som ved tidligere undersøkelser. De øvre, relativt faste lag synes for en del å være fyllmasse bestående av noe humusholdige lag av sand og silt. Leire forekommer også i fyllmassen. I de øvre faste lag er det også funnet originale sand- og siltavsetninger.

De bløtere avsetninger ned til 9 - 12 m dybde synes i hovedsak å bestå av silt, lagdelt med lag av såvel finsand som leire. Enkelte av leirlagene virker noe sensitive, dvs. leira mister mye av sin fasthet ved store deformasjoner eller omrøring.

I pkt. A og B er det funnet sand i dybden, mens den fastere grunn i dybden i de øvrige borpunkter for det meste består av silt.

I pkt. C er det fra 26 m dybde funnet fast og lite sensitiv leire. Leiras sensitivitet synes å øke i dybden.

Ved tidligere prøvetakinger inne på plataet er det funnet tilsvarende grunnforhold, med vekslende lag av sand og silt. Framover i skråningen (profil V, bilag 6, boringer fra NGI) synes disse sand- og siltmassene å være dekket av et sandlag med noe brattere helning enn skråningen.

Ødometerforsøk på en rekke prøver av den løst lagrede silten under framtidig fundamentnivå viser for det meste middels kompressibelt materiale. Med antatt parabolisk spenningsmodul $M = m \sqrt{p' \cdot p_a}$, ligger modultallet m for det meste i området 50 - 70. Kompressibiliteten avhenger for en stor del av siltens innhold av leirlag. Et forsøk på et av disse leirlagene (lab.nr. 52, bilag 15) viser betydelig større kompressibilitet enn i den øvrige silt.

Resultatene fra treaksialforsøkene avhenger også i stor grad av leirinnholdet i silten. Fire forsøk på den løst lagrede silten (bilag 16 - 19) viser effektive skjærstyrkeparametere varierende i området attraksjon $a = 0 - 20 \text{ kN/m}^2$ og friksjon $\text{tg } \phi = 0,50 - 0,67$. Ved en sammenstilling av forsøkene er en kommet til følgende representative verdier for vurdering av stabilitet og bæreevne:

$$a = 10 \text{ kN/m}^2, \quad \text{tg } \phi = 0,58.$$

Et forsøk på den faste massen i dybden (bilag 20) viser at en her kan regne med attraksjon $a = 0$ og friksjon $\text{tg } \phi = 0,70$.

Så vel nye som tidligere utførte poretrykksmålinger gir grunn til å anta et øvre grunnvannsnivå på ca. ~~kt. 45 - 46~~, noe varierende med årstidene. Poretrykket synes å øke tilnærmet hydrostatisk i silten ned mot ca. kt. 40, 6 - 7 meter under platået, for deretter å avta mot null ned mot overgangen til fastere, og for en del også grovere masse på ca. kt. 36 - 38. Null-linja for poretrykk faller trolig noe av framover i skråningen. Videre i dybden antas igjen tilnærmet hydrostatisk poretrykksøkning, i skråningsfoten trolig noe høyere p.g.a. oppadrettet grunnvannstrøm.

For nærmere detaljer vedrørende grunnforholdene henvises det til rapportens bilag.

7. STABILITET AV SKRÅNINGER.

Ved de tidligere undersøkelser og stabilitetsvurderinger (NGI, o.268 og O. Kummeneje, o.573) er det foreslått en byggelinje 15 m innenfor skråningstopp.

Etter de foreløpige planer fra arkitekt Bergersen vil denne byggelinjen overskrides ved auditorium vest for blokk A, og ved nordvestre hjørne av tilbygg til EFI.

På grunnlag av de foreliggende undersøkelser har vi vurdert disse deler av prosjektet som følger.

Auditorium.

Avstanden fra hjørne ut til skråningstopp (kt. 46,5) er ca. 9 m.

Ved 2 m utgraving til kt. 45 vil bygget gi ubetydelige tilleggslaster på grunnen. Videre gir poretrykksmålingen i pkt. A grunnlag for å anta noe dypere øvre grunnvannstand enn tidligere.

De tidligere stabilitetsberegninger er gjort i et profil utenfor EFI. Profil II ved auditoriet viser noe slakere terrenghelning øverst i skråningen.

På dette grunnlag finner vi det således akseptabelt ut fra stabilitetshensyn å oppføre auditoriet som planlagt. Ytterligere overskridelser av byggegrensen bør imidlertid ikke gjøres uten at stabiliteten er nøyere vurdert.

Tilbygg vest for EFI.

Søndre del av tilbygget ligger innenfor den tidligere foreslåtte byggelinje 15 m fra skråningstopp. Byggelinja overskrides fram mot tilbyggets nordvestre hjørne, hvor avstanden fram til skråningstopp (kt. 47,5) er ca. 9,5 m.

Det prosjekterte bygg i 5 etasjer + kjeller antas å gi en netto tilleggslast på grunnen omkring 30 kN/m^2 i gjennomsnitt over byggets grunnflate.

Den nevnte byggelinje på 15 m fra skråningstopp er satt på grunnlag av stabilitetsberegninger i et profil ca. 40 m fra tilbyggets nordvestre hjørne (NGI, o.268). Terrenghelningen øverst i skråningen i dette profilet er noe større enn i vårt profil IV ved nordvest-hjørnet, selv etter at det er foretatt utfylling i dette området. Videre har vi på grunnlag av de siste poretrykksmålinger antatt noe dypere grunnvannstand (maks. ca. kt. 45,5) enn ved NGI's beregninger.

Stabilitetsberegningene i profil IV (bilag 21) gir laveste sikkerhet $F = 1,39$ ved glideflater inn mot prosjektert bygg. Ved glideflater inn under bygget øker sikkerheten til $F = 1,50 - 1,70$. En har her tatt hensyn til tilleggslaster fra bygget, men ikke til evt. avlastning utenfor dette ved senking av terrenget til kt. 44,0 ved nordvestre hjørne. En slik avlastning vil bedre stabilitetsforholdene ytterligere.

Med den relativt gode kjennskap man etter hvert har fått til grunnforholdene i området, finner vi denne sikkerheten tilstrekkelig til å kunne gjennomføre utvidelsen av EFI ut mot vestskråningen som planlagt. Sikkerheten reduseres imidlertid raskt ved glideflater utover mot skråningen, og en må derfor ikke foreta utbygging ut over det som er foreslått av arkitekt Bergersen uten at det er vurdert stabilitetsforbedrende tiltak i området.

8. FUNDAMENTERINGSFORHOLD.

Generelt.

Tidligere byggetrinn ved elektroteknisk avd. og EFI er direkte fundamentert, bortsett fra en del av elektroblokk D med friksjonsspeler. Det er generelt anvendt såletrykk opp til 150 kN/m^2 (gml. lastberegning, bruksgrensetilstand).

Fundamenteringsforholdene ansees middels gode med hovedsakelig middels fast til løst lagret silt under fundamentnivå. Det synes generelt å ligge til rette for direkte fundamentering også for de nye byggetrinn. Vanligvis antas enkeltfundamenter å kunne anvendes, men bl.a. plasshensyn og setningsmessige årsaker kan medføre at plateløsninger eller friksjonsspeler må velges i spesielle tilfeller.

Bæreevnemessig kan det for enkeltfundamenter anvendes såletrykk i bruddgrensetilstanden i henhold til diagram i bilag 22. 200 kN/m^2 foreslås satt som øvre grense, men diagrammet er ikke gyldig ved store horisontalpåkjenninger ($\tau_h/\tau_v > 0,1$ el. $r > 0,25$).

Alle fundamenter må føres ned under evt. fyllmasser og ned i original grunn.

Eksisterende fundamenter vil få redusert bæreevne ved utgravning ned til og under disses fundamentnivå. For overslagsmessig kontrollberegning av eksisterende fundamenter ved utgravning kan også bilag 22 anvendes, men det vil utvilsomt være behov for nøyere kontroll i hvert enkelt konkret tilfelle.

På bakgrunn av de utførte ødometerforsøk kan forholdene ikke ansees spesielt vanskelige setningsmessig, og bortsett fra blokk B kjenner vi ikke til vesentlige setningsulempen på de eksisterende bygg. For blokk B menes imidlertid en vesentlig del av setningene å skyldes tele under fundamentene.

Setninger kan ellers ikke beregnes nøyaktig før belastninger foreligger, men til orientering kan oppgis noen beregningseksempler for brukslast 150 kN/m^2 :

Søylefund.	2 x 2 m :	$\delta = 3 \text{ cm}$
Søylefund.	3,5 x 4 m :	$\delta = 6 \text{ cm}$
Bankett	B = 0,8 m :	$\delta = 1 - 2 \text{ cm}$

For små belastninger sees at de beregningsmessige setninger er moderate. Ved større søylelaster, som kan bli aktuelle for de tyngre bygg, kan derimot setninger bli av større betydning. Det er derfor nødvendig å foreta kontrollberegning av setninger før en helt utelukker hel plate eller friksjonspeler ved store eller ujevne belastninger.

Mellom tilbygg og eksisterende bygg må det ellers legges fuger for å oppta setningsdifferenser. Det er likevel sannsynlig at eksisterende bygg dras noe med.

Med utgravning til kote +44 - +45 kan en komme ned under grunnvannstanden. Dette vil medføre utslakede grave-skråninger og bløt gyngende grunn, spesielt i perioder med sterk nedbør og høy grunnvannstand.

Ved undergraving av eksisterende fundamenter må det foretas sikring med avstivet eller bakforankret spunt, evt. med seksjonsvis understøp.

Ved spunting kan en forøvrig ikke unngå ulemper i form av rystelser og støy ved ramming. Erfaringsmessig kan det ventes rystelser med svingehastigheter av størrelsesorden 20 mm/sek. ved vanlig spuntvibrering. Også visse setninger må påregnes p.g.a. markvibrasjonene.

I bilag 1 er forøvrig u.k. fundamenter og o.k. laveste gulv angitt for de eksisterende bygg. Høydene er hentet fra fundamenttegninger fra siviling. Harboe og Leganger (Elektro) og siviling. F. G. Mørch (EFI). For gamle Elektro er opplysningene hentet fra NTH's arkiv.

Av bilag 1 skulle det i grove trekk fremgå hvor nabo-fundamenter undergraves ved utbygging iflg. ark. Bergersens tegninger av 01.03.76. (Kjellergulv kote +45).

I det følgende skal det gis en noe mer inngående vurdering av fundamentering og utgravning for de enkelte deler av prosjektet.

Akustisk laboratorium.

utgår

Med 1 etasje og kjeller ventes små fundamentlaster, og det burde kunne direkte fundamenteres uten fare for setninger av betydning.

Nabofundamenter inntil blokk C bør føres til samme dybde som de eksisterende fundamenter for å unngå fundamentering i tidligere oppgravde masser. Eksisterende fundamenter må imidlertid kontrollregnes først.

Auditorium.

Dette er også et lett bygg som forutsettes å kunne direkte fundamenteres.

Laveste gulv ligger i samme nivå som i nabobyggene blokk A og B og det antas fundamentering i tilsvarende nivå, dvs. undergraving kommer ikke på tale.

Kontrollberegning av bæreevne for eksisterende fundamenter ansees påkrevet.

Studentgarderober/vrimlehall.

Bygget er lett, 1 - 2 etasjer + kjeller, og det kan uten betenkeligheter anvendes direkte fundamentering.

Kjellergulv (+45) ligger 1,5 - 2,5 meter under laveste gulv i blokk M. Langs blokk M må det derfor foretas sikring av ytterveggbanketten ved forankret spunt eller evt. ved seksjonsvis understøp.

Detaljprosjektering av sikringsarbeider forutsettes utført senere.

Høyt mellombygg mellom Gamle Elektro og Elektroblokk A mot EFI.

Denne del planlegges i 5 etg. + kjeller, dvs. et tyngre bygg.

Bygget kan bæreevnemessig fundamenteres direkte på enkeltfundamenter. Imidlertid antas belastningene relativt høye, og det vil derfor være setningsmessig fordelaktig å anvende hel plate. For et såvidt smalt bygg antas dette å medføre relativt liten merkostnad, og en oppnår også enklere lastnedføring inntil nabofundamenter. Det synes derfor naturlig å vurdere en platefundamentering for denne del.

M.h.t. undergraving er forholdene gunstige mot Elektroblokk A, derimot mot blokk M og Gamle Elektro blir det betydelig utgravning under eksisterende gulv.

Gulv i eksisterende bygg i Gamle Elektro ligger ca. 2,5 meter over prosj. laveste gulv i nybygg, og utgravningen blir derfor relativt komplisert på dette parti. Det er imidlertid ikke tatt stilling til om sikring av nabobygg kan utføres ved understøp eller om en spuntløsning må velges. Forankring av grunnmurer kan bli nødvendig.

Tilbygg til EFI.

Den skisserte utbygging av EFI er meget omfattende med utvidelse av nåv. hallbygg, et smalt tilbygg i 5 etg. + kjeller mot skråningen og 4 og 5 etasjes bygg mot Elektro og Gamle Kjemi.

Hallene bør kunne fundamenteres direkte på søylefundamenter som tidligere. Sannsynligvis kan enkeltfundamenter også anvendes på de øvrige bygg, men det forutsettes nøyere setningsanalyser på basis av lastoppgaver før endelig valg. Videre vil det stedvis bli konflikt med utstikkende fundamenter på eksisterende bygg.

F.eks. i det smale tilbygg vest for høgspenthallen stikker søylefundamenter ca. 2 meter utenfor veggliv. En har visse muligheter for å føre ned lastene mellom de nåværende søylefundamenter. En mer nærliggende løsning er likevel å anvende hel plate trukket helt utenfor søylefundamentene. Kjellerarealet blir i alle tilfeller begrenset av søylefundamentene i hallen.

På østre del av kontorfløy og hall ligger laveste gulv på +45,40 og med prosjektert nytt kjellernivå +45 fås derfor noe undergraving. Ved å heve kjellerplanet i nybygget burde det være mulig å unngå undergraving på disse partier.

Før utbygging inntil vestre del, hvor gulvet ligger på +48,10, må det derimot påregnes spesielle tiltak for utgravning for tilbygg. Generelt bør det kunne utføres understøp under kontinuerlige banketter, mens spunting ansees nødvendig forbi søylefundamenter. Kontrollberegning av grunnmurer vil avgjøre om det er nødvendig å forankre disse.

Selve oppstøttingsløsningene må ellers sees i sammenheng med den konstruktive utforming av byggene og vi forutsetter derfor et samarbeide med byggeteknisk konsulent om de videre detaljer.

*Det foresykes
tilpassning
av søylefundamenter*

*er dette
praktisk
akseptabelt?*

Vi gjør ellers oppmerksom på at det i des. -55 ble målt høy grunnvannstand, k. +46,5, ved sydvestre hjørne av EFI. Det må derfor påregnes mulighet for høyt grunnvannspeil, selv om det ved målinger i sept. -55, mars -58 og mars -81 er registrert grunnvannstand under laveste gulv.

9. KONKLUSJON.

Stabiliteten av vestskråningene synes tilstrekkelig god til at prosjektet kan gjennomføres som planlagt.

Fundamenteringsforholdene er relativt gode, og det burde hovedsakelig kunne anvendes direkte fundamentering. Riktignok ansees hel plate aktuell for enkelte av de tyngre bygg, og friksjonsspeler kan også komme på tale i spesielle tilfeller.

Erfaringsmessig varierer det øvre grunnvannspeil relativt mye og i perioder, samt lokalt, er det mulighet for bløt, gyngende bunn i byggegrubene.

På flere steder må det foretas undergraving av eksisterende fundamenter og gulv. Det er på nåværende tidspunkt ikke funnet grunn til å gå inn på detaljering av løsninger, men stagforankret spunt og seksjonsvis understøp eller annen forsterkning må påregnes.

Geoteknisk detaljprosjektering av fundamentering og utgravning forutsettes utført senere i samarbeid med byggeteknisk konsulent.