

NOTAT

OPPDAG	10261699-01: VOLDSMINDE BARNEHAGE	DOKUMENTKODE	10261699-RIB-NOT-001
EMNE	Konstruksjonsteknikk. Skisseprosjekt	TILGJENGELIGHET	Åpen
OPPDRAAGSGIVER	Trondheim Kommune	OPPDRAAGSLEDER	Hanne Ingrid Ringen
KONTAKTPERSON	Line Gjerde Syltern	SAKSBEHANDLER	Hanne Ingrid Ringen
KOPI		ANSVARLIG ENHET	10234022 Konstruksjonsteknikk Midt

SAMMENDRAG

Trondheim kommune vurderer å bygge 1-2 ekstra etasjer og to tilbygg på Voldsminde barnehage. Bygget består i dag av 2 etasjer og kjeller, med et offentlig og et privat tilfluktsrom i kjelleren. De overliggende etasjene skal romme dagens barnehage og et planlagt kommunalt nærsenter. Innledende lastberegninger viser at en ekstra 4. etasje vil kunne kreve forsterkningstiltak i grunnen samt stedvise forsterkningstiltak på bærekonstruksjoner både i kjeller og overbygg. I tillegg vil utbyggingen kunne medføre en økning i brannklasse for bygget, noe som gjør at en betydelig mengde hovedbærende elementer må brannbeskyttes. Utbygging av en ekstra 4. etasje er derfor vurdert til å være uhensiktsmessig kostbart å utføre.

Innledende geotekniske beregninger og vurderinger viser at planlagte påbyggingstiltak bør begrenses til en tilleggsbelastning på 10kN/m² på eksisterende bunnplate. Dette tilsvarer tilleggslasten man får ved en delvis utbygging av ny 3. etasje, med lette trekonstruksjoner.

I en forprosjektfase må planløsning og prinsipper bestemmes ut fra nærmere undersøkelse av geotekniske forhold og mer pålitelig lastnedregning for nye konstruksjoner. Eksisterende betongkonstruksjoner bør lab-testes mht. trykkmotstand. I tillegg bør det utføres detaljerte beregninger av eksisterende konstruksjoners kapasitet, brannmotstand og restlevetid, samt dimensjonering av nye konstruksjoner.

Nye konstruksjoner prosjekteres i henhold til gjeldende krav i PBL, TEK 17 og norske last- og dimensjoneringsstandarder. Bygget forutsettes plassert i tiltaksklasse 2 og pålitelighetsklasse 2. Grunntypen er antatt til å være type S2, og bygget vurderes for seismisk klasse IIIa/II, dvs. det vurderes nærmere i en forprosjektfase om bygget må dimensjoneres for jordskjelv.

Dagens fundamentering er direkte på løsmasser med hel bunnplate, delvis i full tykkelse og delvis med ribber/bjelker som avstiver plata. Eventuelle tilbygg påregnes utført på samme måte, med kompensert fundamentering på hel bunnplate, og med bæresystem som er uavhengig av eksisterende konstruksjoner.

Generelt legges det opp til å gjenbruke mest mulig av eksisterende konstruksjoner, samt bruk av lette trekonstruksjoner i nybygde deler. Trapperom, heissjakt og eventuelt tekniske sjakter utføres generelt i plasstøpt betong for å sikre byggets globale stabilitet.

Taket foreslås som en varm konstruksjon med trebjelkelag (Masonite I-bjelker eller limtrebjelker).

01	22.11.2024	Vurderinger i sammendrag mht. ekstra 4. etasje.	HIR	BjHam	BjHam
00	13.11.2024	Utsendt	HIR	BjHam	BjHam
REV.	DATO	BESKRIVELSE	UTARBEIDET AV	KONTROLLERT AV	GODKJENT AV

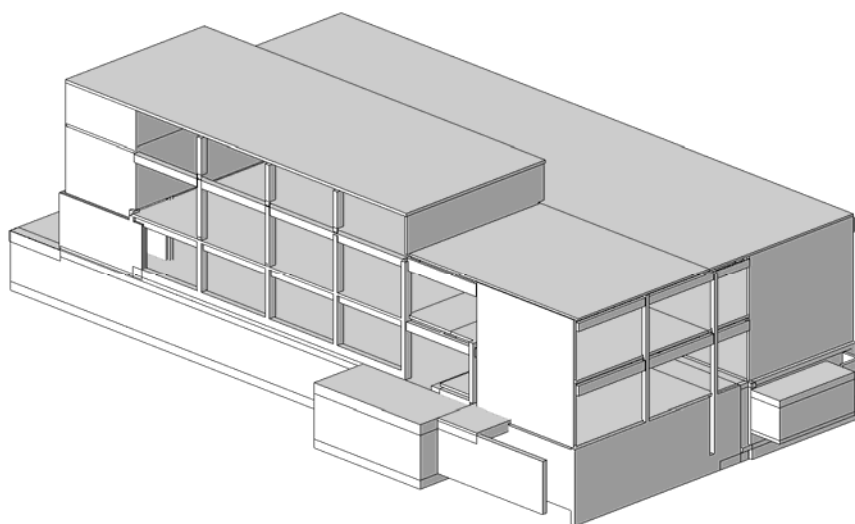
Innholdsfortegnelse

1	Bakgrunn.....	3
2	Myndighetskrav	3
3	Grunnforhold	4
4	Geoteknisk vurdering av setninger som følge av tilleggsbelastning	5
5	Materialer	6
6	Statisk beregningsmodell.....	6
7	Konstruksjoner.....	6
7.1	21 Grunn og fundamenter	8
7.2	22 Bæresystemer	8
7.3	23 Yttervegger	8
7.4	24 Innervegger	9
7.5	25 Dekker	9
7.6	26 Yttertak.....	9
7.7	28 Trapper mm.....	9
7.8	Tilfluktsrom	9
8	Brannmotstand for eksisterende konstruksjoner.....	11
9	Mulighet for påbygg med en ekstra 4. etasje.....	11

1 Bakgrunn

Bygget ble opprinnelig oppført som Lademoen skole, og sto ferdig i 1963 men ble senere nedlagt. I 1993 ble bygget tatt i bruk av blant annet Voldsminde barnehage. Bygget har plasstøpt kjeller og overbygg med skjelettkonstruksjon av plasstøpte dekker, søyler og bjelker. Bygget er avstivet med plasstøpte betongvegger. Kjelleretasjen inneholder et offentlig tilfluktsrom, et privat tilfluktsrom og tilhørende korridorer og sluser. Overbygget er 2 etasjer, med gymsal i øverste etasje som har høyere takhøyde enn omkringliggende tak.

Dette notatet beskriver fundamentering og bærende konstruksjoner i forbindelse med planlagte ombyggingstiltak.



Figur 1: Eksisterende bæresystem

2 Myndighetskrav

Gjeldende teknisk forskrift for nye konstruksjoner forutsettes å være TEK 17.

Bygget klassifiseres som barnehage, i pålitelighetsklasse 2 (CC/RC2) iht. NS-EN 1990:2002/NA:2016, kapittel NA.A1.3.1(901) Tabell NA.A1(901).

I henhold til forskrift om byggesak (byggesakforskriften) §9-3 og §9-4 kan da denne konstruksjonen, på bakgrunn av valgt pålitelighetsklasse, kategoriseres i tiltaksklasse 2, og det benyttes Prosjekteringskontrollklasse «PKK2» for prosjektering iht. NS-EN 1990, Tabell NA.A1(902)

Dimensjonerende levetid for nye konstruksjoner er satt til 50 år.

I hht. NS-EN 1998-1-:2004/NA:2008, tabell NA.4 (902) plasseres bygget i seismisk klasse IIIa, men kan også vurderes plassert i klasse II, avhengig av risiko og konsekvens. Dette må vurderes nærmere i en forprosjektfase. En forenklet vurdering med seismisk klasse II i kombinasjon med grunntype S2 og dybde 35-60 meter til berg, se pkt. 3, medfører at utelateseskriteriet for jordskjelv er tilfredsstilt, og at dimensjonering med hensyn til seismiske laster kan utelates. Videre vurderinger av grunnforhold og seismiske parametere må gjøres i forprosjektfasen. Jordskjelvdimensjonering er ikke hensyntatt i videre vurderinger i skisseprosjekt.

Tilfluktsrom

Gjeldende forskrift for tilfluktsrom ved byggeår var 1948-forskriften, utarbeidet av Sivilforsvaret. Eksisterende tegninger viser at byggets private tilfluktsrom er dimensjonert etter dette. Det offentlige er derimot overdimensjonert ift. anbefalingene i 1948-forskriften. Det er derfor avholdt møte med sivilforsvaret for å få noen retningslinjer for forhold tilknyttet tilfluktsrommene i forbindelse med ombyggingstiltak.

I møte med Sivilforsvaret 24.10.24, ble følgende prinsipper nevnt av sivilforsvarets fagansvarlige for tilfluktsrom:

Balansert verneevne

«Sivilbeskyttelsesloven § 21 sier at DSB (Sivilforsvaret) skal godkjenne bygningsmessige forhold som har betydning for tilfluktsrommets verneevne.

Sivilforsvaret kan kreve at gjeldende forskrift følges ved bygningsmessige endringer. Dette må vurderes og søkes om i det enkelte tilfelle.

Generelt skal ikke verneevnen (beskyttelsesgraden) reduseres vesentlig som følge av bygningsmessige endringer. Det vil si at Sivilforsvaret tar hensyn til at tilfluktsrommet skal ha balansert beskyttelse. Nye begrensingsvegger må dermed bygges med samme verneevne som eksisterende begrensingsvegger, selv om disse er dimensjoner sterkere enn det som angis anbefalt i forskriften.»

De to tilfluktsrommene må følgelig vurderes hver for seg med hensyn til å gi balansert verneevne i forhold til eksisterende konstruksjoner.

Trykkbelastning/eksplosjonslast

I følge eksisterende tegninger er det offentlige tilfl.rommet dimensjonert for å stå imot en trykkbelastning på 300kpa. Ingen av forskriftene krever en slik motstand for tilfluktsrom som ikke er bygget i fjell, og det vil derfor ikke kreves at dette tas hensyn til. For det offentlige tilfluktsrommet er det derfor kravet om «balansert verneevne» som blir dimensjonerende ved ombyggingstiltak.

Raslast

«Sivilforsvaret krever kun at tilfluktsrommet skal tåle dimensjonerende sjokktrykk etter 1948-forskriften, derav krav til betongtykkelser og armering. Men dette tilfluktsrom skal, i likhet med gjeldende forskrifter, også motstå ras fra overliggende etasjer. Sivilforsvaret vil ikke kreve at eksisterende tilfluktsrom forsterkes med hensyn til gjeldende forskriftskrav, men ved større ombygging over tilfluktsrommet som medfører vesentlig høyere raslast, krever Sivilforsvaret at raslast i veileder til forskrift av 1995 benyttes (formelen i punkt 5.4.16 er feil, og formelen fra forskrift av 1976 anvendes, se punkt 5.4.16).»

Anbefalingene i 1948-forskriften som gjelder raslast ansees ikke som gode nok i forbindelse med ombyggingstiltak på overbygget. Sivilforsvaret forventer følgelig at raslast beregnes ut fra formel angitt i 1976-forskriften.

3 Grunnforhold

Foreliggende geotekniske rapport (10258533-RIG-NOT-001 rev0) vedrørende geotekniske alternativer for utbygging av barnehagen angir at det er påvist bløte masser (bløt/sensitiv/kvikkleire) i praktisk talt hele dybden ned til 16 meter hvor prøvetakingen var avsluttet. Det er boret

ned til 20 meter flere steder, og opptil 40 meter dybde mot Mellomveien uten at det er påvist berg i området. Det må imidlertid utføres en nærmere undersøkelse av tomta slik at tillatt grunntrykk, telefarlighet, seismiske parametere og grunnvannsstand blir klarlagt.

Dårlige grunnforhold krever kompensert fundamentering for tilbygg, enten med kjeller eller ved masseutskifting til lette masser.

4 Geoteknisk vurdering av setninger som følge av tilleggsbelastning

Det er utført geoteknisk vurdering av setninger som følge av tilleggsbelastning på eksisterende konstruksjon ved Mellomvegen 5/ Voldsminde barnehage.

Tidligere geotekniske vurderinger for bygget i rapport O.147 fra 1962 er gjennomgått.

Setningsvurderingene i rapporten begrenser seg til betraktninger rundt at bygget oppføres kompensert, og at det vil bli små setninger som følge av rebelastning av leira. Det er derfor ikke innhentet setningsparametere i forbindelse med undersøkelsene før oppføring av bygget. Multiconsult har gjort grunnundersøkelser i forbindelse med oppføring av midlertidig kirkebygg på nabotomta. Grunnundersøkelsene inkluderer blant annet 2 ødometerforsøk. Forsøkene er presentert i rapport 413525-1

Basert på rapport O.147 og parametere innhentet i rapport 413525-1, er det utført innledende vurderinger av setninger som følge av tilleggsbelastning. Setningsoverslag viser at tilleggsbelastning på 10-15 kN/m² i et område på ca. 20x20 meter vil gi deformasjoner i størrelsesorden 3-5 cm.

Ettersom bunnplata er hel og stiv vil ikke delen av bygget som belastes kunne deformeres uavhengig av resten av bygget. Det forventes derfor at tilleggsbelastningen vil fordeles over et større område. Som følge av dette kan lastkonsentrasjonen bli noe lavere og setningene vil kunne bli mindre. Det forventes at setningene er størst i sør der tilleggsbelastningen kommer, og avtar gradvis lenger nord der eksisterende konstruksjon ikke skal belastes ytterligere.

I setningsberegningene er det forutsatt at leira er konsolidert for eksisterende bygningslastlaster og at tilleggslastene er såpass lave at de ikke overstiger prekonsolideringsspenningen. De to ødometerforsøkene som er utført viser nokså samsvarende resultater, men det er noe usikkerhet forbundet med parameterne som kan tolkes av forsøkene, spesielt for spenningsmodul i overkonsolidert område (Moc). Det må utføres supplerende undersøkelser i videre prosjektfaser for å verifisere parametere som ligger til grunn for utførte setningsvurderinger.

Oppsummering av setningsvurderinger:

Med dagens kunnskap om grunnens egenskaper og forutsetninger angitt over anbefales det at setningsgivende tilleggsbelastninger begrenses til 10 kN/m². Det forutsettes at mer nøyaktige og stedsspesifikke data innhentes for verifisering i neste prosjektfaser.

Snø-, vind-, nytte-, og egenlaster beregnes og kombineres i henhold til gjeldende standarder, og disse vil bli nærmere beskrevet en forprosjektfase. Generell nyttelast i undervisnings-/kontorarealer er i hht. NS-EN 1991-1-1 lik 3,0 kN/m², samt 0,5kN/m² for lettvegger. Generell snølast på mark i området er i hht. NS-EN 1991-1-3 lik 3,5 kN/m².

5 Materialer

Det er planlagt å bruke lette trekonstruksjoner for påbygget etasje og for deler av tilbygg over terrengnivå. Plasstøpte konstruksjoner i kjeller/under terrengnivå kan utføres i lavkarbonbetong og med resirkulert stål i armering.

Forenklet lastnedregning viser at påbygg i tyngre konstruksjoner, som hulldekker eller plasstøpte dekker, vil gi overskridelse av anbefalt grense for setningsgivende tilleggsbelastninger.

6 Statisk beregningsmodell

Alle fasader skal generelt fordele ytre naturlast (vind) til horisontale skiver (dekke og tak). De horisontale skivene får også horisontale laster fra skjevstilling. Disse skivene omfordeler horisontale laster til vertikalt avstivende komponenter som betongvegger og vindkryss i stål eller tre. Derfra føres kreftene ned til fundamentnivået. Bygget har noen avstivende vegger i betong opp til plan 3. Vindkryss kan plasseres direkte over disse og benyttes for avstiving av ny 3. etasje, der det er mulig.

Slik planløsning foreligger fra skisseprosjekt blir ikke bygget tilstrekkelig avstivet i øverste etasje uten ekstra tiltak. I neste fase må det bestemmes hvordan avstiving gjøres der man ikke har kontakt med avstivende vegg i underliggende etasjer, på grunn av inntrukken fasade. Dette kan gjøres med nytt vindkryss i plan 3, direkte overliggende nye vindkryss i som boltes fast i eksisterende søyler i plan 2, for å føre last fra plan 3 og ned i dekket over plan 1, videre til avstivende betongvegg i plan 1 og ned til bunnplate via denne.

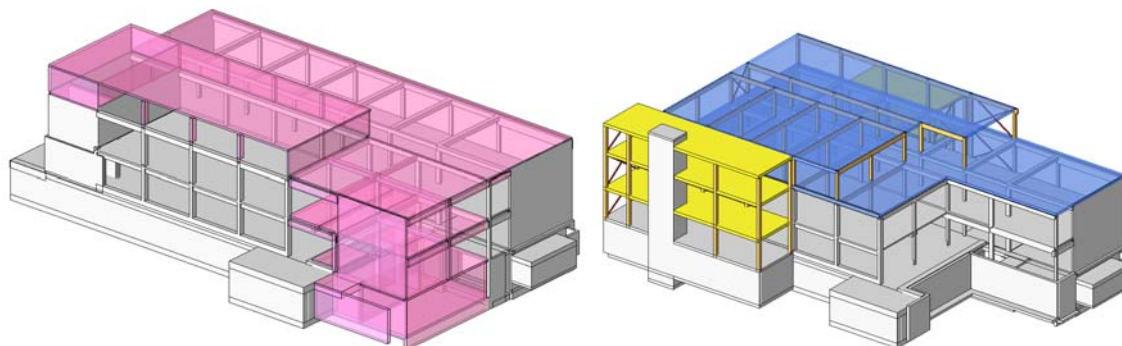
Vertikale laster (egen-, nytte- og snølast) føres ned til fundamentnivå via bjelker, søyler og veggskiver.

Nedbøyningskravet for dekker settes generelt til $L/250$. For eksisterende dekker over plan 1 må man kanskje akseptere noe større nedbøyning på grunn av sig i konstruksjonene og eventuell ekstra belastning fra ny gulvoppbygging.

7 Konstruksjoner

Påbygg

Planen er å rive konstruksjoner fra tak og ned til og med dekket over plan 2. Bjelker og søyler i plan 2 ønskes bevart, dersom de har tilstrekkelig konstruktiv styrke. En ny søylerad etableres i gymsalen, plassert over eksisterende søyler i plan 1. Dekket over plan 2 reetableres med trebjelkelag og en ekstra etasje bygges over, med samme bærelinjer/bærepunkter som i plan 2.



Figur 2: Konstruksjoner som rives til venstre, markert i rosa; ned til og med dekket over plan 2, samt nordøstre hjørne. Konstruksjoner etter ombyggingstiltak til høyre; ny 3. etasje og ny søylerad i gymsal, samt to nye tilbygg med 2-3 etasjer og kjeller.

Forenklete kontrollberegninger viser foreløpig ingen behov for forsterkningstiltak for søyler eller bjelker, men dette må detaljberegnes i neste fase.

Innledende lastnedregninger med én ekstra etasje i lette trekonstruksjoner gir tilleggsbelastning på 10-11 kN/m², og er helt i grenseland for anbefalt grenseverdi mht. til setningsutfordringer, som nevnt i kap. 4. Konstruksjoner i offentlig tilfluktsrom er forventet å ha tilstrekkelig kapasitet til ekstra etasje, ettersom det er overdimensjonert for en ekstra trykkbelastning som ikke trenger å hensyntas. Konstruksjoner/vegger for privat tilfluktsrom må kontrollberegnes med ekstra belastning fra ny etasje, men det er forventet at dette er ok pga. veggens robusthet/tykkelse. Bunnplate må også kontrollberegnes med nye laster når planløsning for overbygget er bestemt.

I tillegg bør det utføres labtesting av betongfasthet for ulike komponenter (bjelker, søyler, vegger og bunnplate) i forbindelse med rivingsarbeid, for å kontrollere at betongen faktisk har den forventede fastheten. Det bør også gjøres en vurdering av restlevetid for de eksisterende betongkonstruksjonene.

Rivesnitt mot nordøst:

Nordøstlig hjørne av bygget rives for å gi plass til VA-ledning i grunnen og ny gangvei som skal koble sammen Mellomveien med Lademoens Kirkeallé. I kjeller legges rivesnitt i akse C og mellom akse VI og VII, som tilsvarer at vi bevarer vegg mot offentlig tilfluktsrom. Det er ikke ønskelig å endre på bærekonstruksjonen, og med dette redusere verneevnen, til det offentlige tilfluktsrommet. Sluser utenfor akse E anbefales derfor også bevart.

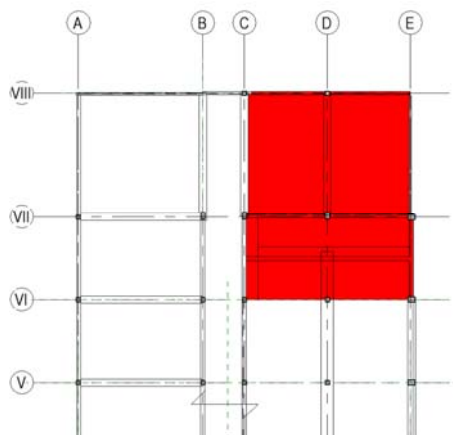
Langs rivesnittet er det planlagt etablering av nye betongvegger, som skal sørge for enten å ivareta laster fra jordtrykk, forankring av armering fra eksisterende konstruksjoner og/eller å bevare balansert verneevne for det private tilfluktsrommet. I neste faser må de nye veggene dimensjoneres ut fra ulike krav som stilles for både jordtrykk og balansert verneevne.



Figur 3: Rivesnitt kjeller. Rødmarkerte konstruksjoner skal rives og grønmarkerte er nye plasstøpte betongvegger.

For dekke over plan 1 og opp ligger eksisterende bærelinje i akse VI og VII. Rivesnitt flyttes derfor inn til akse VI for overbygget. Dette gjør at et lite område av dekket over offentlig tilfluktsrom, mellom akse VI og tilfluktsrommets yttervegg, blir liggende «åpent» under terreng. Vanligvis er det ikke ønskelig at tilfluktsrom ligger uten overbygg, men i dette tilfellet er det snakk om kun en liten andel av rommets totale areal, samt at det er dimensjonert for mer last enn hva som forventes i

noen av forskriftene. Det antas derfor at det i dette tilfellet er ok. I neste fase må dekket kontrollberegnes for jordlast og det må sendes en søknad til Sivilforsvaret/DSB hvor foreslåtte løsninger for kjeller/tilfluktsrommene presenteres.

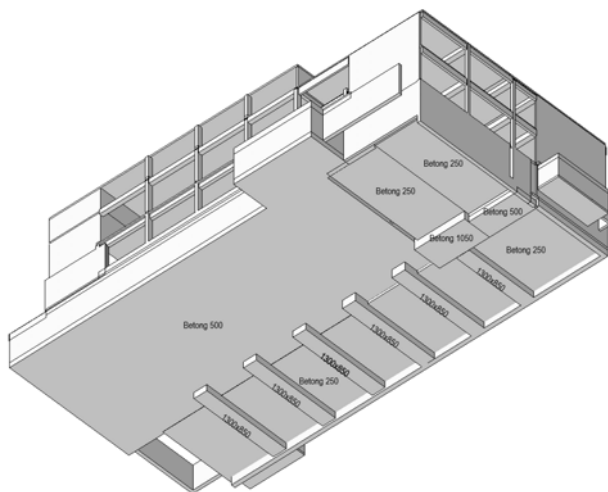


Figur 4: Rivesnitt for overbygg legges i akse C og VI, samsvarende med eksisterende bærelinjer.

7.1 21 Grunn og fundamenter

Grunnforholdene er beskrevet under foranstående punkt 3.

Bygget er fundamentert direkte med bunnplate på løsmasser og med kjeller for å kompensere for byggets vekt. Fundamenteringen av tilbygg forventes også utført direktefundamentert med hel bunnplate i plasstøpt betong.



Figur 5: Eksisterende fundamentering/bunnplate ihht. opprinnelige byggetegninger.

7.2 22 Bæresystemer

Søyler og bjelker for nybygde konstruksjoner er planlagt utført med lette konstruksjoner i tre. Søyletverrsnittene vil stort sett være kvadratiske.

Randbjelker (langs fasadene) og hoveddragere kan generelt utføres med limtrebjelke, sammen med øvrig bjelkelag som utgjør etasjeskille. Tak vil kunne utføres med lett-taks-elementer eller bjelkelag i tre. Nøvendige dimensjoner for nye konstruksjoner må beregnes i forprosjekt.

7.3 23 Yttervegger

Utføres generelt som ikkebærende, isolerte bindingsverksvegger i tre. Heisgrube og kjellervegger for tilbygg utføres i plasstøpt betong.

7.4 24 Innervegger

Heissjakt utføres i betong, som sammen med eksisterende betongvegger og vindkryss bidrar til byggets stabilitet. Øvrige innvendige vegger utføres generelt som ikke-bærende bindingsverksvegger i tre.

7.5 25 Dekker

Eksisterende takplan over gymsal og dekket over plan 2 rives.

Dekket over plan 1 er i plasstøpt betong med tykkelse 150-200mm. Det kan være behov for ekstra oppbygging over dekket på grunn av akustiske forhold. I arbeidsmøte med ARK, RIAku og RIBr, 09.10.24, ble det foreslått gulvoppbygging med 30mm avretting i betong, 50mm mineralull og 15mm parkett. Må konfereres med RIAku. Forenklete beregninger viser at den ekstra belastningen stedvis vil gi store nedbøyninger på dekket. Dette kan løses med nye underliggende tverrgående bjelker eller karbonforsterkning som limes på undersiden av dekket. I neste fase bør det undersøkes om det er mulig å løse de akustiske utfordringene med en lettere oppbygging. Hvis dette ikke er mulig så må det påregnes at det stedvis må gjøres forsterkningstiltak både på eksisterende dekker og bjelker over plan 1.

Generelt legges det opp til bruk av lette trekonstruksjoner for nye dekker over plan 2 og 3. Dekkene vil ha tykkelser avhengig av spennvidder og lydkrav.

Dekke over kjeller for tilbygg utføres i plasstøpt betong.

7.6 26 Yttertak

Taket foreslås utført med trebjelkelag (Masonite I-bjelker eller limtrebjelker).

7.7 28 Trapper mm

Trappeløp og repos i tilbygg utføres med prefabrikkerte betongelementer.

Utvendige frittstående terrasser/verandaer utføres med eget frittstående bæresystem, fundamentert på samme nivå som bunnplate i kjeller, eller på utskiftede lette masser.

7.8 Tilfluktsrom

Balansert verneevne

Balansert verneevne oppnås med veggtykkelser, gulv/bunnplate og tak/dekke over i henhold til opprinnelige byggetegninger. Nye konstruksjoner må sørge for å opprettholde verneevnen ved ombygging.

Balansert verneevne kan, etter opprinnelige byggetegninger oppnås med:

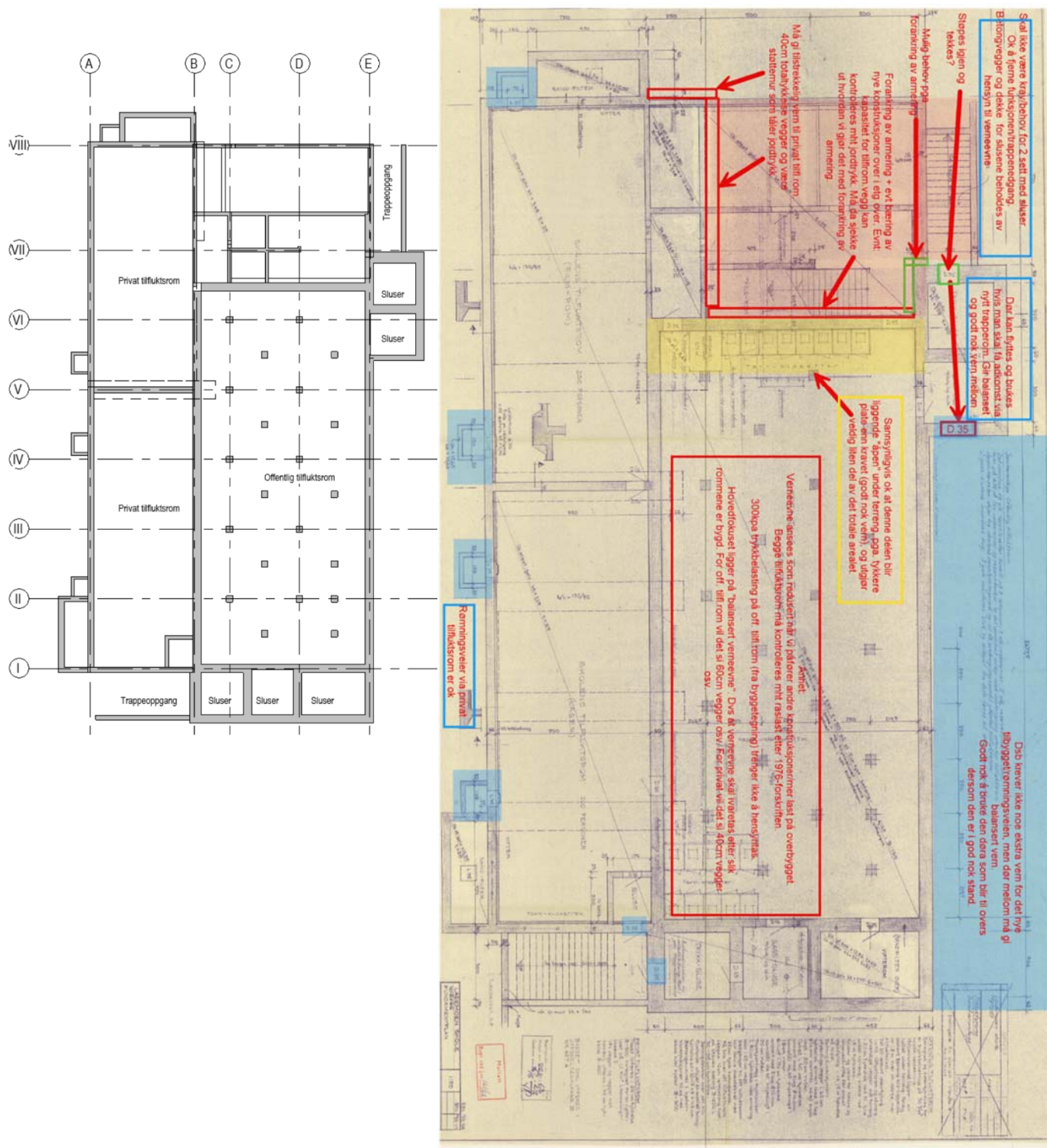
	Veggtykkelse [mm]	Gulv/bunnplate [mm]	Tak/dekke over [mm]
Privat tilfluktsrom	400	250	250
Offentlig tilfluktsrom	600	500	600

Tabell 1: Dimensjonerende tykkelser for konstruksjoner i tilfluktsrom, som blir dimensjonerende for balansert verneevne.

Armeringsmengder for konstruksjonene er oppgitt og tilgjengelig på opprinnelige armeringstegninger.

Raslast

Beregning av raslast etter 1976-forskriften gir en raslast på ca 50kN/m^2 , for 3 etasjer over kjeller. Det offentlige tilfluktsrommet er dimensjonert for en trykkbelastning på 300kN/m^2 og antas derfor å ha tilstrekkelig kapasitet for beregnet raslast. Kontrollberegning av dekket over privat tilfluktsrom viser at det sannsynligvis har litt for lite armering, og man må derfor påregne at selv om dekket ikke raser, så vil det kunne få skader ved full raslast i en ulykssituasjon. Dette er en situasjon som må behandles av sivilforsvaret, med hensyn til om hvorvidt dette kan aksepteres eller ikke. Det kan følgelig bli nødvendig med forsterkningstiltak av dekket.



Figur 6: Skisse over forhold som må ivaretas ved ombygging av/inntil tilfluktsrom i kjeller.

8 Brannmotstand for eksisterende konstruksjoner

En overordnet sammenligning av opprinnelige armeringstegninger mot krav i dagens standard viser at de fleste konstruksjonene tilfredsstiller krav til R60 og eller R90 brannmotstand. Tabell under viser en generell oppsummering av forventet brannmotstand for eksisterende konstruksjoner, ihht. NS 1992-1-2.

Betongkonstruksjoner	Tykkelser/bjelkebredde [mm]	Overdekning [mm]	Brannmotstand
Dekke over off. tilfl.rom	600	30	R120
Søyler off. tilfl.rom	450x450	30	R120
Vegger off. tilfl.rom	600	30	R120
Dekke over øvrig kjeller	250	15	R60/R90
Vegger generelt	150	15	R90
Dekke over plan 1	150-200	15	R60/R90
Søyler generelt	250x250	35	R60
Bjelker generelt	250-750	20	R60/R90

Tabell 2: Forventet brannmotstand for eksisterende konstruksjoner.

Generelt tilfredsstiller konstruksjonene i det offentlige tilfluktsrommet R120-kravene. Øvrige konstruksjoner tilfredsstiller generelt R60-kravene. Dette bør ettergås mer nøyaktig i et forprosjekt hvor planløsning er bestemt, og man har kontroll på utnyttelsesgraden/belastninggraden til de enkelte konstruksjonskomponentene i ulykkessituasjonen.

I henhold til info fra brannrådgiver i arbeidsmøte 09.10.24 plasseres bygget i brannklasse 2 ved påbygg med én etasje (4 etasjer), som medfører R60-krav til hovedbærende konstruksjoner. Ved påbygg med 2 etasjer, kan ikke kjeller være i bruk annet enn for lagring for å bevare bygget i brannklasse 2. Dersom kjeller skal være i bruk plasseres bygget i brannklasse 3 (5 etasjer), som medfører R90-krav. Følgelig vil det sannsynligvis være behov for noen beskyttende tiltak dersom det skal påbygges 2 nye etasjer.

9 Mulighet for påbygg med en ekstra 4. etasje

Byggherre ønsker en vurdering av muligheten for 2 etasjer påbygg, altså fra 2 til 4 etasjer overbygg. Innledende lastnedregninger viser at anbefalt grense for tilleggsbelastninger på bunnplata mht. setninger er nådd ved én ekstra etasje. I tillegg er kapasiteten for dekket over privat tilfluktsrom allerede oversteget med raslast fra 3 etasjer, og vil ikke kunne tåle last fra ytterligere en etasje. Ekstra last øker også sannsynligheten for at eksisterende søyler må forsterkes. Dette, sammen med økt krav til brannmotstand for eksisterende konstruksjoner antyder at det vil kreves mange ekstra, og potensielt kostbare, tiltak for å realisere en ekstra 4. etasje. Sammen med byggherre og arkitekt er derfor utbygging av en ekstra 4. etasje vurdert til å være uhensiktsmessig kostbart.