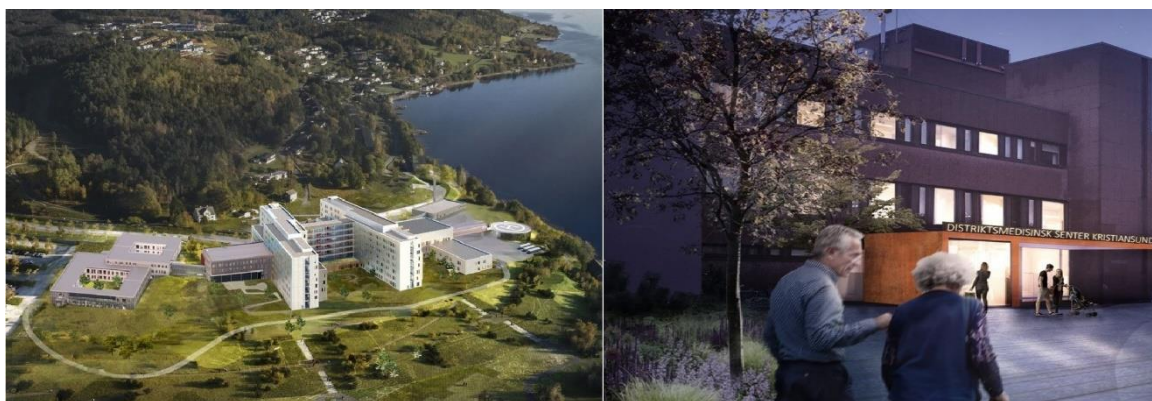


Prosjekt:

Sjukehuset Nordmøre og Romsdal

Tittel:

Designbasis



Kontraktor/leverandørs logo: SKANSKA COWI		Bygg nr: 1200	Etasje nr.: 00	Systemgr.: 200	Antall sider: Side 1 av 37	
Prosjekt: SNR	Utgivernr: 8303	Fag: B	Dok.type: NO	Løpenr.: 0001	Rev.nr.: 02	Status: G

02	Detaljprosjekt	27.11.20	TENI	KIBS	TENI
01	UAK lastnedregning vertikallaster, kapittel 4.1-4.4	25.09.20	TOTA	KIBS	TENI
Rev.	Beskrivelse	Rev. Dato	Utarbeidet	Kontroll	Godkjent

Kontrollskjema

Utfører – Bekreftelse av egenkontroll før utsendelse av kvalitetssikring til andre

GJELDER	Utsendelse UAK. Kapittel 4.1-4.4 er kontrollert.	REVISJON	01
UTFØRT AV	TOTA	EK GJENNOMFØRT	<input checked="" type="checkbox"/>

Utfylles av *utførende*

FRA	TOTA	DATO	25.09.20	TIL (SK)	KIBS	FRIST FOR RESPONS	25.09.20
SUPPLERENDE OPPLYSNINGER – eventuell tilleggsmåling nødvendig for SK Se kommentarer i teksten							
DOKUMENT(ER) SOM SKAL KONTROLLERES							
Dokumentnummer		Versjon	Filtype	Beskrivelse			

Utfylles av *sidemannskontrollør (SK)*

HENVISNING - dokument/sidetail	MERKNADER - eller henvisning til dokument med merknader
SIGNATUR KIBS 25.09.20	

Utfylles av *utførende*

MERKNADER INNARBEIDET	
<input type="checkbox"/> Ja	<input type="checkbox"/> Nei
<input type="checkbox"/> Ja	<input type="checkbox"/> Nei
<input type="checkbox"/> Ja	<input type="checkbox"/> Nei
SIGNATUR TOTA 25.09.20	

Sidemannskontroll

Godkjent

Innhold

1	Innledning.....	5
1.1	Rapportstruktur.....	5
2	Forutsetninger.....	6
2.1	Pålitelighets/konsekvensklasse.....	6
2.2	Prosjekteringskontroll.....	9
2.3	Utførelseskontroll.....	10
2.4	Utførelsesklasser.....	11
2.4.1	Utførelsesklasse betong.....	11
2.4.2	Utførelsesklasse stål.....	11
2.5	Dimensjonerende brukstid.....	11
2.6	Miljøpåvirkninger.....	12
2.6.1	Frost.....	12
2.6.2	Kjemisk belastning.....	12
2.6.3	Mekanisk belastning.....	12
2.7	Grunnforhold.....	12
3	Materialer.....	12
3.1	Betong.....	12
3.1.1	Materialfaktorer betong.....	12
3.1.2	Fasthetsklasser betong.....	13
3.1.3	Eksponeeringsklasser.....	14
3.1.4	Bestandighetsklasser.....	15
3.1.5	Kloridklasse.....	15
3.1.6	Overdekning.....	15
3.2	Armering.....	16
3.3	Konstruksjonsstål.....	16
3.3.1	Korrosivitetskategori.....	16
3.3.2	Miljø stål.....	17
3.4	Tre.....	17
4	Belastninger.....	19
4.1	Egenlast.....	19
4.2	Påført egenlast.....	19
4.3	Nyttelast.....	20

4.4	Snølaster.....	26
4.4.1	Snøopphoping	26
4.5	Vindlaster	27
4.6	Skjevstillingslast.....	28
4.7	Ulykkeslaster	28
4.8	Laster fra seismisk påvirkning	29
4.8.1	Seismiske fuger	31
4.9	Laster på konstruksjoner ved brann	33
4.10	Spesielle belastninger – Helikopter, stråling, lyd, vibrasjoner og opphengt utstyr	33
4.11	Krav til overkapasitet i konstruksjonene.....	34
4.12	Forberedelse for påbygging	34
5	Grensetilstander	34
6	Referanser	36

1 Innledning

Notatet er ment som et underlag for de prosjekterende med hensyn til å kunne hente ut omforente designforutsetninger og parametere, og for å sikre en enhetlig forståelse og underlag for prosjekteringen for nytt sykehus på Hjelset.

Notatet angir typisk hvilke laster og lastkombinasjoner som skal legges til grunn, materialer med materialparametere, sikkerhetsfaktorer, grensetilstander i dimensjoneringen, kriterier for maks. nedbøyninger/forskyvninger, klimaklasser etc.

Ovennevnte er typiske inngangsparametere som danner grunnlag for beregningene av bæresystemene og fundamenteringen i prosjektet.

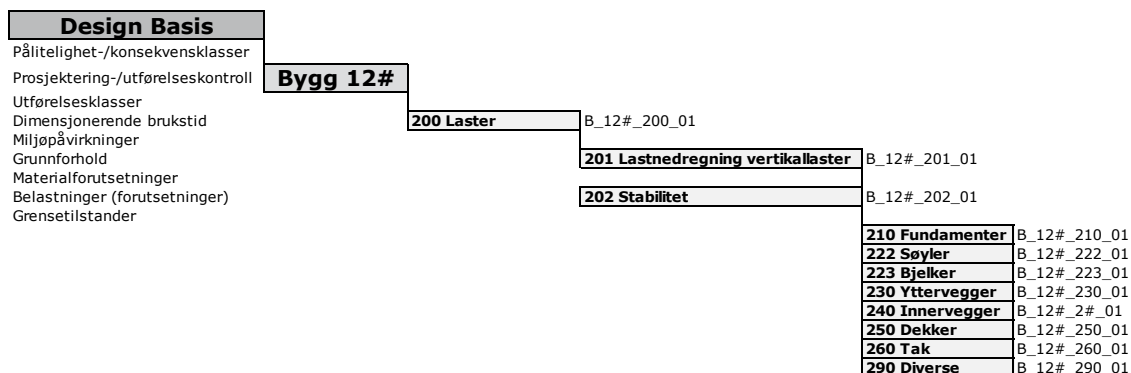
Gjeldende Norsk Standard legges til grunn. Der denne rapporten angir spesielle krav som er strengere gjelder disse foran Norsk Standard. Eventuelle avvik fra Norsk Standard kommenteres særskilt.



Figur 1.1 Situasjonsplan - Nytt sykehus på Hjelset

1.1 Rapportstruktur

Figuren nedenfor gir en oversikt over struktur og navngiving for underliggende beregningsrapporter.



2 Forutsetninger

2.1 Pålitelighets/konsekvensklasse

Hensikten med inndeling i pålitelighetsklasser er å sikre at byggverk er konstruert med et riktig nivå av kvalitetskontroll i prosjektering og utførelse. Pålitelighetsklassene kan utledes på grunnlag av bygningstype, byggehøyde (antall etasjer), gulvareal per etasje og store menneskeansamlinger.

Ulike deler av et byggverk kan tilhøre ulike pålitelighetsklasser med bakgrunn i at brudd i bygningsdelene vil gi ulike økonomiske og samfunnsmessige konsekvenser.

Pålitelighets/konsekvensklasser defineres for hele byggverk, en del av bygget eller en spesifikk bygningsdetalj - En konstruksjon, eller en del av den, kan med andre ord bestå av komponenter med forskjellige konsekvensklasser.

Tillegg B i NS-EN 1990, [1], gir retningslinjer for valg av konsekvensklasser der formålet er pålitelighetsdifferensiering. Se for øvrig NS-EN 1090-2, [10], tillegg B.

Tabell NA.A1(901) – Veiledende eksempler for klassifisering av byggverk, konstruksjoner og konstruksjonsdeler

Veiledende eksempler for klassifisering av byggverk, konstruksjoner og konstruksjonsdeler	Pålitelighetsklasse ²⁾ (CC/RC)			
	1	2	3	4
Atomreaktorer, lager for radioaktivt avfall				x
Dammer			x	(x)
Marine konstruksjoner for petroleumsindustrien			x	(x)
Grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg i kompliserte tilfeller ¹⁾		(x)	x	(x)
Veg- og jernbanebruer			x	
Byggverk med store ansamlinger av mennesker (tribuner, kinosaler, sportshaller, kjøpesentre, forsamlingslokaler, osv.)		(x)	x	
Kai- og havneanlegg		x	(x)	
Tårn, master, skorsteiner, siloer		x	(x)	
Industrianlegg		x	(x)	
Kontor- og forretningsbygg, skoler, institusjonsbygg, boligbygg osv.		x	(x)	
Oppdreftsanlegg		x	(x)	
Landbruksbygg	(x)	x		
Feste av kledninger, taktekking og lignende komponenter	x	(x)		
Grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg ved enkle og oversiktlige grunnforhold ¹⁾	x	(x)		
Småhus, rekkehus, mindre lagerhus osv.	x			
Kaier og fortøyningsanlegg for sport og fritid	x			

¹⁾ Ved vurdering av pålitelighetsklasse for grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg skal det også tas hensyn til omkringliggende områder og byggverk.
²⁾ Kryss uten parentes angir normalt valg av pålitelighetsklasse.

Tabell 2.1 Valg av pålitelighets/konsekvensklasser [1]

Tabell A.1 – Kategorier av bygg i konsekvensklasser

Konsekvens-klasse	Eksempel på kategorier for type og bruk av bygninger
1	Eneboliger som ikke overskrider fire etasjer. Landbruksbygninger. Bygninger som mennesker sjelden går inn i, forutsatt at ingen deler av bygningen ligger nærmere en annen bygning eller områder der folk ferdes, enn en avstand 1,5 ganger bygningshøyden.
2a Gruppe for små konsekvenser	Eneboliger med fem etasjer. Hoteller med høyst fire etasjer. Leiegårder, boligblokker og andre boligbygg som ikke overskrider fire etasjer. Kontorbygninger med høyst fire etasjer. Industribygninger som ikke overskrider tre etasjer. Handelslokaler med høyst tre etasjer, der hver etasje har mindre enn 1 000 m ² gulvareal. Undervisningsbygninger med én etasje. Alle bygninger som ikke overskrider to etasjer, med adgang for offentligheten, og der hver etasje ikke har mer enn 2000 m ² gulvareal.
2b Gruppe for store konsekvenser	Hoteller, leiegårder, boligblokker og andre boligbygg med flere enn fire etasjer, men som ikke overskrider 15 etasjer. Undervisningsbygninger med flere enn én etasje, men som ikke overskrider 15 etasjer. Handelslokaler høyere enn tre etasjer, men som ikke overskrider 15 etasjer. Sykehus med høyst tre etasjer. Kontorbygninger med mer enn fire etasjer, men som ikke overskrider 15 etasjer. Alle bygninger med adgang for offentligheten, der gulvarealet i hver etasje er større enn 2000 m ² , men ikke overskrider 5000 m ² . Parkeringshus som ikke overskrider seks etasjer.
3	Alle bygninger definert ovenfor som konsekvensklasse 2 for små eller store konsekvenser som overskrider grensene for areal og antall etasjer. Alle bygninger som er offentlig tilgjengelig for et stort antall mennesker. Stadion med plass til mer enn 5 000 tilskuere. Bygninger som inneholder farlige stoffer og/eller prosesser.

Tabell 2.2 Kategorier av bygg i konsekvensklasser, NS-EN 1991-1-7 [35].

Tabell B1 – Definisjon av konsekvensklasser

Konsekvens-klasse	Beskrivelse	Eksempler på bygg og anlegg
CC3	Stor konsekvens i form av tap av menneskeliv, eller svært store økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser	Tribuner, offentlige bygninger der konsekvensene av brudd er store (f.eks. en konserthall)
CC2	Middels stor konsekvens i form av tap av menneskeliv, betydelige økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser	Boliger og kontorbygg, offentlige bygninger der konsekvensene av brudd er betydelige (f.eks. et kontorbygg)
CC1	Liten konsekvens i form av tap av menneskeliv og små eller uvesentlige økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser	Landbruksbygninger der mennesker vanligvis ikke oppholder seg (f.eks. lagerbygninger), drivhus

Tabell 2.3 Definisjon av pålitelighets/konsekvensklasser [1]

Tabellene 2.1 og 2.3 er hentet fra NS-EN 1990 [1], mens tabell 2.2 er hentet fra

NS-EN 1991-1-7 [35]. Tabellene er retningsgivende ved valg av pålitelighets- og konsekvensklasser for sykehusbyggene.

Sykehusbyggene er generelt vurdert å havne i pålitelighetsklasse CC/RC 3.

Følgende bygningsdeler legges til CC/RC 2:

- Tekniske rom på tak
- Forsyningsentral (1290)
- Helipad (1280)
- Psykiatribygget (1240)
- Gangbro mot psykiatri

2.2 Prosjekteringskontroll

Retningslinjer mht. krav til prosjekteringskontroll og tilhørende kontrollnivå er gitt i pålitelighetsstandarden NS-EN-1990, [1]. Kfr. nedenstående tabeller 2.4 og 2.5

Tabell NA.A1(902) – Valg av prosjekteringskontrollklasse og krav til kontrollform ved prosjektering

Valg av prosjekteringskontrollklasse		Krav til kontrollform		
Pålitelighetsklasse	Minste prosjekteringskontrollklasse	Egenkontroll (DSL 1) ¹⁾	Intern systematisk kontroll (DSL 2) ¹⁾	Utvidet kontroll (DSL 3) ¹⁾
1	PKK1 ²⁾	kreves	kreves ikke	kreves ikke
2	PKK2 ²⁾	kreves	kreves	kreves
3	PKK3	kreves	kreves	kreves
4	Skal spesifiseres	kreves	kreves	kreves

¹⁾ Se punkt B4 (informativt tillegg B) for betegnelsen DSL.
²⁾ Det kan velges høyere prosjekteringskontrollklasse.

Tabell 2.4 Krav til grad av prosjekteringskontroll, [1]

Tabell B4 – Prosjekteringskontrollnivåer (DSL)

Prosjekteringskontrollklasser	Betegnelse	Anbefalte minstekrav for kontroll av beregninger, tegninger og spesifikasjoner
DSL3 knyttet til RC3	Utvidet kontroll	Kontroll ved tredjepart: Kontroll utført av en annen organisasjon enn den som har foretatt prosjekteringen.
DSL2 knyttet til RC2	Normal kontroll	Kontroll ved andre personer enn dem som opprinnelig hadde ansvaret, og i henhold til organisasjonens prosedyrer.
DSL1 knyttet til RC1	Normal kontroll	Egenkontroll: Kontroll utført av personen som har utført prosjekteringen.

Tabell 2.5 Prosjekteringskontroll - Minstekrav, [1]

Bygningsdeler i pålitelighetsklasse RC/CC3 utløser krav om prosjekteringskontrollklasse PKK3, DSL3 og utvidet kontroll.

Bygningsdeler i pålitelighetsklasse RC/CC2 utløser krav om prosjekteringskontrollklasse PKK2, DSL2 og normal kontroll.

2.3 Utførelseskontroll

I tabellene 2.6 og 2.7 er grad av påkrevd utførelseskontroll og tilhørende kontroll-nivå definert mht. retningslinjer gitt i pålitelighetsstandarden NS-EN-1990, [1].

Tabell NA.A1(903) – Valg av utførelseskontrollklasse og krav til kontrollform ved utførelse

Valg av utførelses-kontrollklasse		Krav til kontrollform		
Pålitelighets-klasse	Minste utførelses-kontrollklasse	Egenkontroll (IL 1) ¹⁾	Intern systematisk kontroll (IL 2) ¹⁾	Utvidet kontroll (IL 3) ¹⁾
1	UKK1 ²⁾	kreves	kreves ikke	kreves ikke
2	UKK2 ²⁾	kreves	kreves	kreves
3	UKK3	kreves	kreves	kreves
4	UKK3, eventuelt med tilleggbestemmelser	kreves	kreves	kreves

¹⁾ Se punkt B5 (informativt tillegg B) for betegnelse IL.
²⁾ Det kan velges høyere utførelseskontrollklasse.

Tabell 2.6 Utførelseskontroll – Krav til kontrollform, [1]

Tabell B5 – Utførelseskontrollform (IL)

Kontrollform	Betegnelse	Krav
IL3 knyttet til RC3	Utvidet kontroll	Kontroll ved tredjepart
IL2 knyttet til RC2	Normal kontroll	Kontroll i samsvar med organisasjonens prosedyrer
IL1 knyttet til RC1	Normal kontroll	Egenkontroll

Tabell 2.7 Krav til grad av utførelseskontroll, [1]

Bygningsdeler i pålitelighetsklasse RC/CC3 utløser krav om utførelses-kontrollklasse UKK3 og kontrollform IL3.

Bygningsdeler i pålitelighetsklasse RC/CC2 utløser krav om utførelses-kontrollklasse UKK2 og kontrollform IL2.

2.4 Utførelsesklasser

2.4.1 Utførelsesklasse betong

Utførelsesklasse for betongkonstruksjoner er gitt i NS-EN 13670 [9]
Bygningsdeler i pålitelighetsklasse RC/CC3 legges i utførelsesklasse 3.

Bygningsdeler i pålitelighetsklasse RC/CC2 legges i utførelsesklasse 2.

2.4.2 Utførelsesklasse stål

Brukskategori velges fra NS-EN 1090-2, Tabell B.1 [10].

Brukskategori settes til: SC1

Produksjonskategori velges fra NS-EN 1090-2, Tabell B.2 [10].

Produksjonskategori settes til: PC2

Ut fra brukskategori og produksjonskategori iht. overstående samt pålitelighetsklasse RC/CC2 og RC/CC3, kan utførelsesklasse tas fra NS-EN 1090-2, Tabell B.3 [10], eller alternativt fra nedenstående tabell hentet fra [6].

NA.C.2.2 Valg av utførelsesklasse

NA.C.2.2(3) Utførelsesklasse velges basert på pålitelighetsklasse (RC) som gitt i tabell NA.C.1.

Tabell NA.C.1 – Valg av utførelsesklasse (EXC)

Pålitelighetsklasse (RC)	Last	
	Statisk, kvasistatisk eller seismisk DCL ^a	Utmatting ^b eller seismisk DCM eller DCH ^a
RC3	EXC3 ^c	EXC3 ^c
RC2	EXC2	EXC3
RC1	EXC1	EXC2

^a Seismisk duktiliteetsklasse er definert i NS-EN 1998-1: Lav = DCL; Middels = DCM; Høy = DCH.
^b Se NS-EN 1993-1-9.
^c EXC4 kan angis for konstruksjoner med ekstreme konsekvenser ved brudd.

Tabell 2.7 Krav til grad av utførelseskontroll, [6]

Bygningsdeler i pålitelighetsklasse RC/CC3 legges i utførelsesklasse EXC3.

Bygningsdeler i pålitelighetsklasse RC/CC2 legges i utførelsesklasse EXC2.

2.5 Dimensjonerende brukstid

Dimensjonerende brukstid er basert på NS-EN 1990, Tabell 2.1. Forkonstruksjoner benyttes veiledende brukstid 50 år.

2.6 Miljøpåvirkninger

Konstruksjonene er utsatt for følgende miljøpåvirkninger

2.6.1 Frost

Alle konstruksjoner som ikke er oppvarmet eller isolerte er utsatt for frost. På Hjelset vil så å si alle bærende elementene være på varm side av klimaskallet og det vil dermed ikke være noe problem. Der det ikke er tilfelle, vil dette sikres ved valg av rett type materialer/materialegenskaper. Ved for eksempel utvendige kjøreplater som er utsatt for nedbør og frost, vil det bli spesifisert en frostsikker betong. Er dekket under tak, og kun utsettes for frost, trengs dette ikke.

2.6.2 Kjemisk belastning

Hjelset er valgt definert som kystnært og er dermed utsatt for luftbårne klorider som stammer fra sjøvann. Kjøreplater/betongdekker kan utsettes for avisingsmidler.

2.6.3 Mekanisk belastning

Helt marginalt med unntak av belastning på eventuelle kjøreplater. Med riktig betongkvalitet vil dette ikke være noe problem. Dimensjonering av skjøter og ytterkanter utføres i samråd med leverandører.

2.7 Grunnforhold

Se eget notat fra geotekniker NOT-RIG-001

3 Materialer

Følgende materialer er benyttet i prosjektet.

3.1 Betong

Betong i henhold til NS-EN 206-1 [25].

Riktig betongresept og herdeforhold, slik som tildekking og vanning, er viktig for å sikre at kravene til f.eks. maks. rissvidder blir ivaretatt. Ved ugunstige værforhold, som sol, varme og vind, kan det også bli behov for å dekke til under utstøpningen, før avtrekking og glatting, for å hindre plastisk svinn. Utover dette er planlegging av støpeskjøter, støpetapper, utforming av fuger, armeringsføring og armeringsmengder/armeringsdiametre av betydning.

Entreprenør og prosjekterende må i fellesskap utarbeide kravspesifikasjoner og prosedyrer for å sikre en god utførelse og resultat. Det samme gjelder for planlegging av støpeavsnitt, fuger etc.

3.1.1 Materialfaktorer betong

NS-EN 1992-1-1, Tabell 2.1N [5]

Materialfaktor bruddgrense, γ_c :	1,5
Materialfaktor bruksgrense, γ_c :	1,0
Materialfaktor ulykkesgrense, γ_c :	1,2

3.1.2 Fasthetsklasser betong

Det brukes følgende fastheter i prosjektet:

Konstruksjonsdel	Klasse
Generelt	B35 (B45 ved behov)

Tabell 3.1 Fasthetsklasser

Fasthetsverdier er gitt i NS-EN 1992-1-1, tabell 3.1 [5].

Materialparametere	B35	B45
Karakteristisk sylindertykkfasthet, f_{ck} (MPa)	35	45
Middelverdi sylindertykkfasthet, f_{cm} (MPa)	43	53
Middelverdi aksialtrekkfasthet, f_{ctm} (MPa)	3,2	3,8
Aksialtrekkfasthet, $f_{ctk, 0,05}$ (MPa)	2,2	2,7
Aksialtrekkfasthet, $f_{ctk, 0,95}$ (MPa)	4,2	4,9
Elastisitetsmodul, E_{cm} (GPa)	34	36
Bruddgrense		
Dimensjonerende trykkfasthet $f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c$ (3.15) $\alpha_{cc} = 0,85$	19,83	25,5
Dimensjonerende strekkfasthet $f_{ctd} = \alpha_{ct} \times f_{ctk, 0,05} / \gamma_c$ (3.16) $\alpha_{ct} = 0,85$	1,25	1,53
Temperaturutvidelseskoeffisient $\alpha = 10 \times 10^{-6}/K$		

Tabell 3.2: Materialparametere betong

3.1.3 Eksponeringsklasser

Eksponeringsklasser er klassifisert i NS-EN 1992-1-1, tabell 4.1 [5].

Miljøpåvirkninger i prosjektet gir følgende eksponeringsklasser:

Konstruksjonsdel	Miljø	Eksp. klasse
Fundamenter og vegger under terreng	Vått, sjelden tørt	XC2
Vegger, søyler og dekker inne	Tørt	XC0
Vegger og søyler ute (vertikale betongflater)	Moderat vannmetting, utsatt for regn og frost. Luftbårne klorider.	XF1, XS1
Vegger, dekker og søyler ute under tak	Utsatt for frost. Luftbårne klorider.	XC3, XS1
Horisontale betongoverflater utsatt for regn og frost	Høy vannmetning, uten avisningsmidler	XC4, XS1, XF3
Horisontale betongoverflater utsatt for regn og frost	Høy vannmetning, med avisningsmidler	XD3, XF2
Betong utsatt for frost og sprut som inneholder klorider	Vekselvis vått og tørt, frost, med avisningsmidler.	XD3, XF2

Tabell 3.3 Eksponeringsklasser

3.1.4 Bestandighetsklasser

Basert på eksponeringsklasser gir NS-EN 1992-1-1, minsteverdier for bestandighetsklasse i pkt. NA4.4.1.2(5) [5]. Basert på eksponeringsklasser og krav til tetthet brukes følgende bestandighetsklasser:

Konstruksjonsdel	Bestandighetsklasse	Min. fasthetsklasse
Fundamenter og vegger under terreng	M60	B25
Betong inne	M60	B25
Betong ute generelt	M45	B35
Horisontale betongflater ute utsatt for regn og frost, med avisningsmidler	MF40	B45
Betong utsatt for frost og sprut som inneholder klorider	MF40	B45

Tabell 3.4 Bestandighetsklasser

3.1.5 Kloridklasse

NS-EN 1992-1-1 pkt. NA4.4.1.2(5) [5] gir følgende kloridklasse:

Generelt: Cl 0,40

Betong i kloridrikt miljø: Cl 0,10

Betong i kontakt med spennarmering: Cl 0,10.

3.1.6 Overdekning

Krav til overdekning basert på bestandighet er gitt i "NS-EN 1992-1-1, Tabell NA.4.4N [5].

Overdekning konstruksjoner støpt mot grunn eller andre ujevne overflater er gitt i punkt 4.4.1.3 (4).

Velger min. 50 mm, dvs. for avrettet underlag.

Objekt	Nominell	+/- toleranse	Minimum
Fundamenter - underkant	75 mm	+/- 10 mm	65 mm
Fundamenter – sider/overkant	50 mm	+/- 10 mm	40 mm
Dekker og søyler inne	25 mm	+/- 10 mm	15 mm
Generelt vegger inne	25 mm	+/- 10 mm	15 mm
Generelt konstruksjoner ute	50 mm	+/- 10 mm	40 mm
Plater ute utsatt for regn og frost, med avisningsmidler	50 mm	+/- 10 mm	40 mm

Tabell 3.5 Overdekning

3.2 Armering

Armering i henhold til NS 3576-3 [26].

Materialfaktorer armering iht. NS-EN 1992-1-1, Tabell 2.1N [5].

Armering – Dimensjonerende flytespenning			
Dimensjonerende grensetilstand	Flytegrense, f_y	Materialkoeffisient γ_s	Dimensjonerende flytespenning, f_{yd}
Bruksgrense	500 MPa	1,0	500 MPa
Bruddgrense	500 MPa	1,15	435 MPa
Ulykkessituasjon	500 MPa	1,0	500 MPa

Tabell 3.6 **Armering**

Kravet til minimumsarmering er gitt i NS-EN 1992-1-1 [5].

3.3 Konstruksjonsstål

Konstruksjonsstål i henhold til NS-EN 1090-2 [13], pkt. NA.6.1.

Materialfaktorer i henhold til NS-EN 1993-1-1 [6]

Materialfaktor bruddgrense generelt, γ_{M0-M1} : 1,05

Materialfaktor bruddgrense knutepunkter, γ_{M2} : 1,25

Kald- eller varmvalset konstruksjonsstål med min. kvalitet S355J2 skal benyttes ute, og min. S355JO inne. Kvaliteten er bestemt ut fra krav gitt i NS-EN 1993-1-10 [33] med utgangspunkt i min. utetemperatur -20 °C (NS-EN 1991-1-5 [34]).

Karakteristiske verdier	S355JO/J2	S420JO/J2
Karakteristisk flytespenning, f_{yk}	355 MPa	420 MPa
Karakteristisk strekkspenning, f_{uk}	470 MPa	520 MPa
Elastisitetsmodul E	210 GPa	210 GPa
Temperaturutvidelseskoeffisient α	$12 \times 10^{-6}/K$	$12 \times 10^{-6}/K$
Bruddgrense	S355JO/J2	S420JO/J2
Dimensjonerende flytegrense $\gamma_{M0-M1}=1,05$ $f_{yd} = f_y / 1,05$	338 MPa	400 MPa
Dimensjonerende flytegrense $\gamma_{M2}=1,25$ $f_{yd} = 355 / 1,25$	284 MPa	

Tabell 3.7 Materialparameter stål, $t \leq 50$ mm

3.3.1 Korrosivitetskategori

Overflatebehandling av stålkonstruksjoner skal tilfredsstillende de prosjektrelaterte korrosivitetskategorier gitt nedenfor.

Innvendige arbeider: Korrosivitetskategori: C1

Utvendige arbeider: Korrosivitetskategori: C4 Høy

Det skal i tillegg vurderes om det er spesielle elementer eller knutepunkt som krever høyere grad av beskyttelse.

Bærende stålkonstruksjoner ute skal leveres varmforsinket i samsvar

NS-EN ISO 1461 [28] og med en belegtykkelse på min. 60 μm .

Korrosivitets-kategorier	Utendørs	Innendørs
C1 Meget lav		Oppvarmede bygninger med ren atmosfære
C2 Lav	Atmosfære med liten eller ingen grad av forurensing. Landatmosfære.	Uoppvarmede bygninger. Kondens kan forekomme. Lager, sportshaller.
C3 Middels	By og industriatmosfære, moderat forurenset med svovel. Kystklima, lite salt	Produksjonslokaler, høy fuktighet. For eksempel næringsmiddelbedrifter, vaskerier, bryggerier.
C4 Høy	Industri og kyststrøk med moderat saltinnhold.	Kjemiske bedrifter, svømmebasseng, skipsverft, båtbyggerier
C5-I Meget høy (Industri)	Industri og kyststrøk med høy fuktighet og aggressiv atmosfære	Bygninger med nesten konstant kondensasjon og sterkt forurenset atmosfære
C5-M Meget høy (Marin)	Kyst og havstrøk med høyt saltinnhold	Bygninger med nesten konstant kondensasjon og sterkt forurenset atmosfære

Tabell 3.8 Korrosivitetsklasser iht. NS-EN ISO 9223:2012

Holdbarhetsklasse H iht NS-EN ISO 12944-1.

3.3.2 Miljø stål

Armeringsstål: Produseres av 100% resirkulert materiale.

Konstruksjonsstål:

- Varmvalsede og åpne profiler - minimum 85% resirkuleringsgrad.
- Hulprofiler og plater - minimum 11% resirkuleringsgrad

3.4 Tre

Konstruksjonstrevirke i henhold til NS-EN 14081-1 [29], fasthetsklasser iht.

NS-EN 338 [30].

Dimensjoneringen vil bli utført i overensstemmelse med NS-EN 1995-1-1

(Eurokode 5) [31].

Det vises til beregningsdokumentet for parametere som benyttes i dimensjoneringen, slik som styrkeklasse, lastvarighet, fuktinnhold og partialfaktor for materialegenskap.

4 Belastninger

4.1 Egenlast

Følgende forutsetninger er lagt til grunn [2]:

Egenlast av armert betong	25,0 kN/m ³
Hulldekker HD320	4,0 kN/m ² (verdi tatt fra Spenncon)
Hulldekker HD200 med 20mm påstøp	3,0 kN/m ²

4.2 Påført egenlast

I tillegg til egenlast av dekkekonstruksjonen er det regnet med følgende påførte egenlaste:

Påstøp: Generelt ikke påstøp, ved eventuelle arealer med påstøp så beregnes lastene etter prosjektert løsning

Generelt

- Avretting, himlinger, gulvbelegg, delevegger og generelle VVS- tekniske og elektrotekniske installasjoner: 1,5 kN/m²

Betongtak:

- Egenvekt av isolasjon, himling og tekking på tak: 1,0 kN/m²
- Takterrasser betongheller eller lignende: 2,5 kN/m²

TRP-tak

- Egenvekt av TRP, isolasjon og tekking, sekundærstål: 0,7 kN/m²
- Installasjoner/himling: 0,5 kN/m²

Fasader:

- Generelle fasader: 1,0 kN/m²
- Fasader teknisk rom: 0,6 kN/m²
-

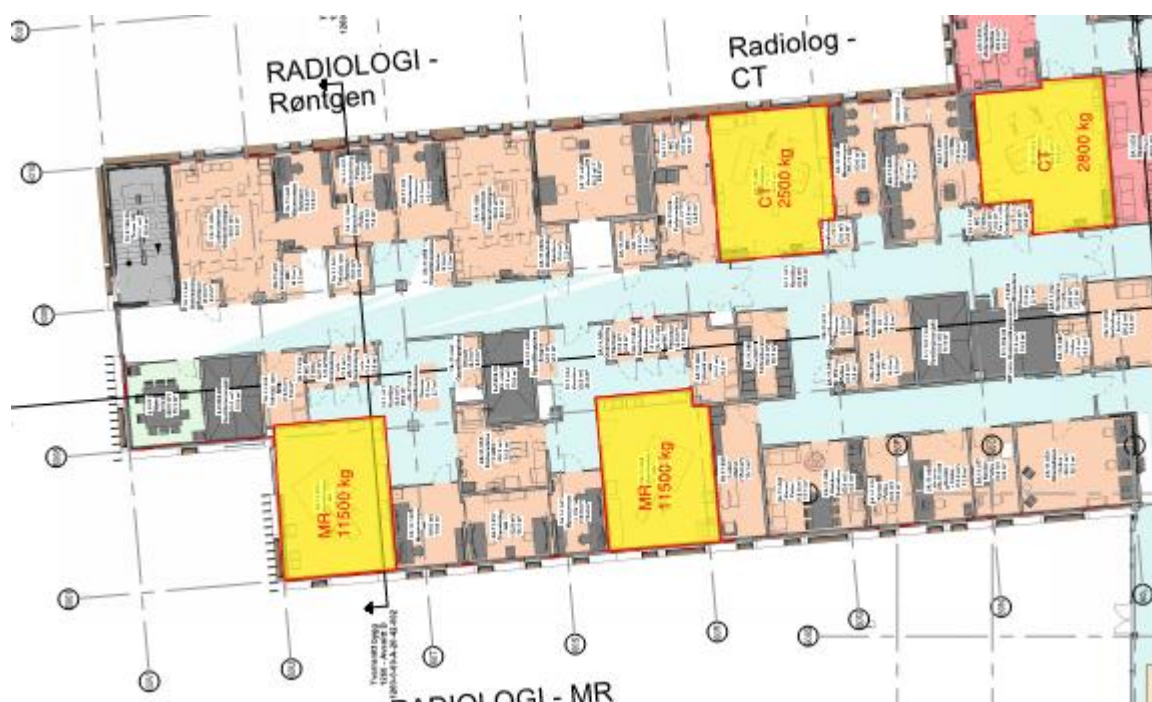
- Oppfylling på dekke over plan 1 bygg 1260 mot nord. 1,0 m fylling. 20 kN/m²

4.3 Nyttelast

Følgende forutsetninger er lagt til grunn [2]:

- Se lastplaner for somatikk-bygget lenger nede
- Nyttelast for psykiatribygget 3,0 kN/m²
- Nyttelast for spesielt tungt utstyr som MR og kompaktarkiv: *Utstyrsavhengig, og må vurderes for hvert enkelt tilfelle. Lasten er valgt lik 6 kN/m² i forprosjektet*
- Det skal tas hensyn til krefter fra blant annet operasjonsentraler og annet som henges opp i underkant dekke. Omfang er foreløpig uklart.
- Traforom dimensjoneres for vekt av trafo med vekt 5 tonn fordelt på fire punkt (0,82m x 0,82m).
- I forprosjektet dimensjoneres dekke for MR med vekt 11500 kg fordelt å på fire punkt med avstand 1,0 m x 1,0 m. Det skal i tillegg tas høyde for vekten av skjerming i vegger mot omkringliggende rom. Inn og uttransport gjennom åpning i fasade og fram til rom. Dekke under MR skal dimensjoneres tilstrekkelig stivt med hensyn til vibrasjoner.
- Gulv på grunn ved nødstrømsaggregat i forsyningsentral dimensjoneres for aggregat med mål lxb=6,0 m x 2,5 m og vekt 14000 kg. I samme rom som nødstrømsaggregat vil det stå en dagtank med vekt 5000 kg.

Plassering av MR og CT bygg 1260 plan 02



Apotek og LAB, Nyttelast apotek

Aksene 5007-5009/50K-50N, må dimensjoneres med nyttelast 5 kN/m², dvs ca 510 kg/m²

Egenvekt på disse automatene er ofte opptil 430 kg/m², selv om varelast her utgjør lite i tillegg

Trafikklast:

I HUS 1290 dekke over avfallshall må dimensjoneres for trafikklast. Arealet dimensjoneres iht NS-EN 1991-1-1 NA.6.3.3.2 kategori G, men punkt og aksellast økes slik brannbil og busser kan få tilkomst. (Belastning fra aktuell brannbil der mottatt fra Molde Brannvesen). Det skal skiltes for maks belastning på dekket. I samme areal vil det være begrensninger for ansamling av snø i forbindelse med snørydding.

Trafikklast 1:

- Jevnt fordelt last: 5,0 kN/m²
- Akseltrykk: 115 kN
- Boggitrykk: 160 kN
- Punktbelastning støttebein: 190 kN
- Totalvekt brannbil: 265 kN

Trafikklast 2:

- Kategori G (NS-EN 1991-1-1)
- Jevnt fordelt last: 5,0 kN/m²
- Aksellast Qk 90 kN

Trafikklast 3:

- Kategori F (NS-EN 1991-1-1)
- Jevnt fordelt last: 2,5 kN/m²
- Aksellast Qk 20 kN

Trafikklast 4:

- Henvises til NA-rundskriv 2015/07 – Trafikklast i håndbok N400

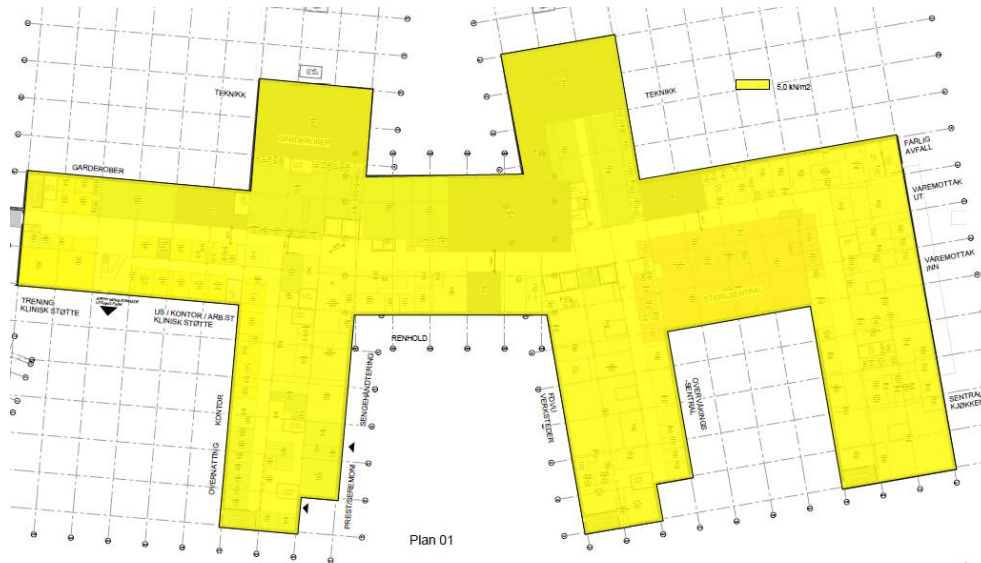
Nedenfor vises en oppsummering av påførte laster i form av lastkart:

Lastkoder

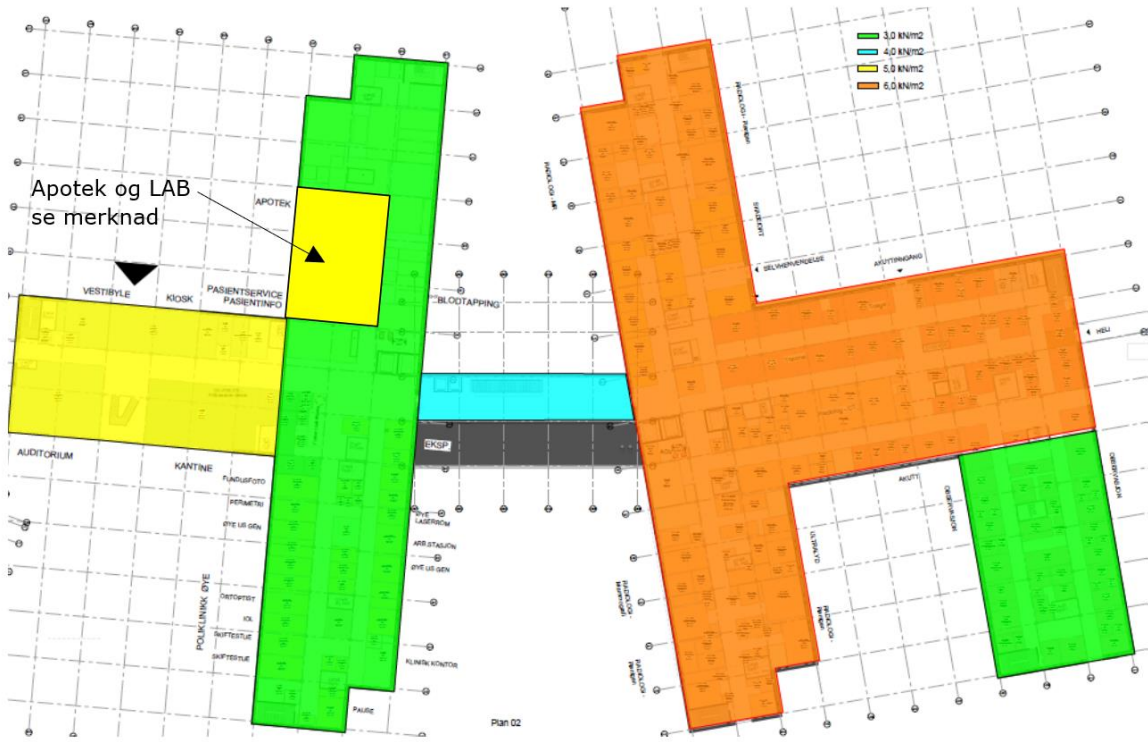
- 3,0 kN/m²
- 4,0 kN/m²
- 5,0 kN/m²
- 6,0 kN/m²

Lastkart

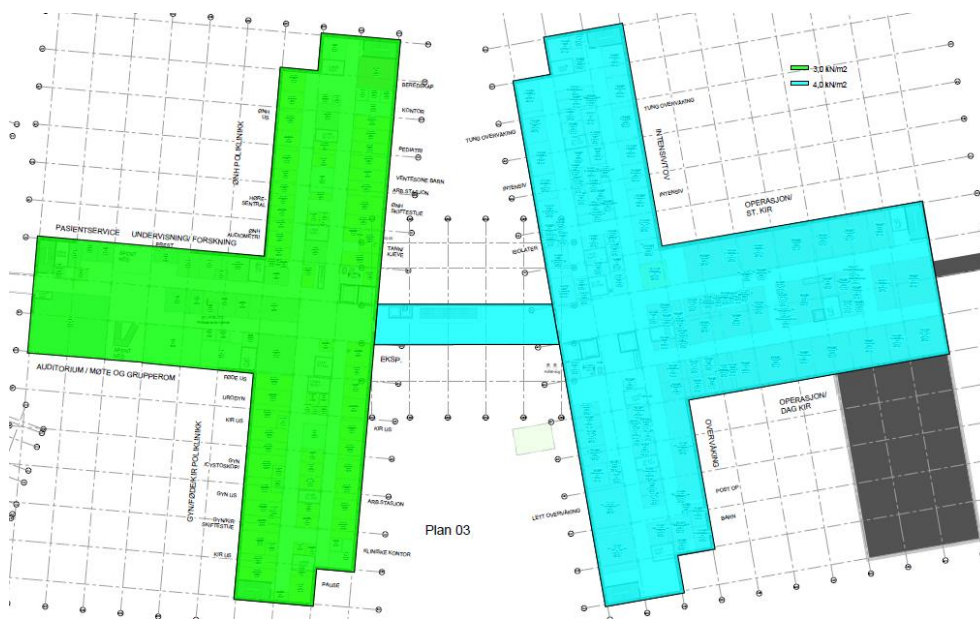
Plan 01



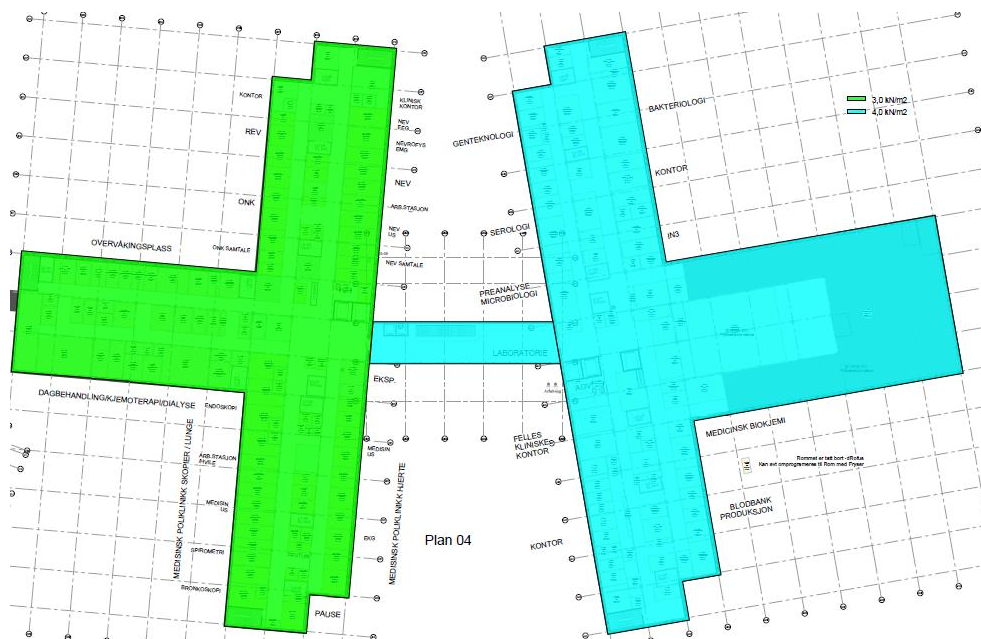
Plan 02



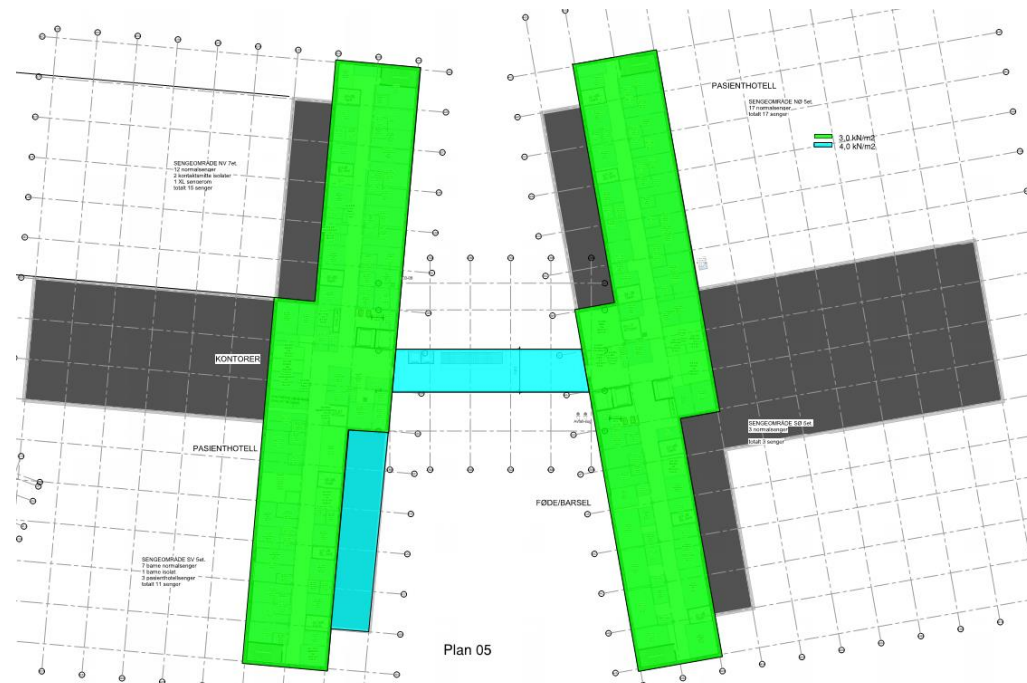
Plan 03



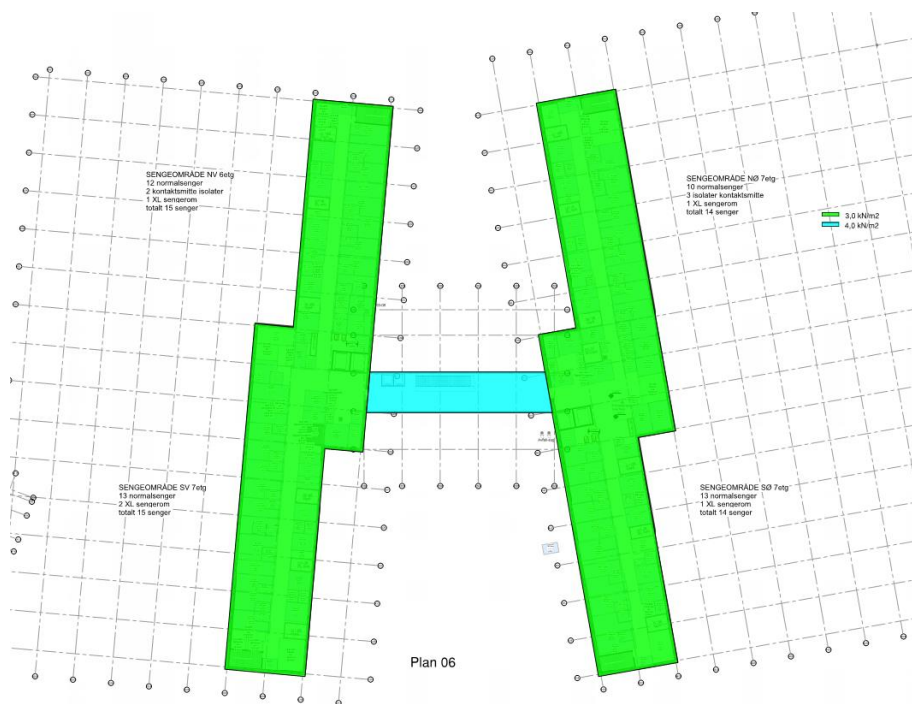
Plan 04



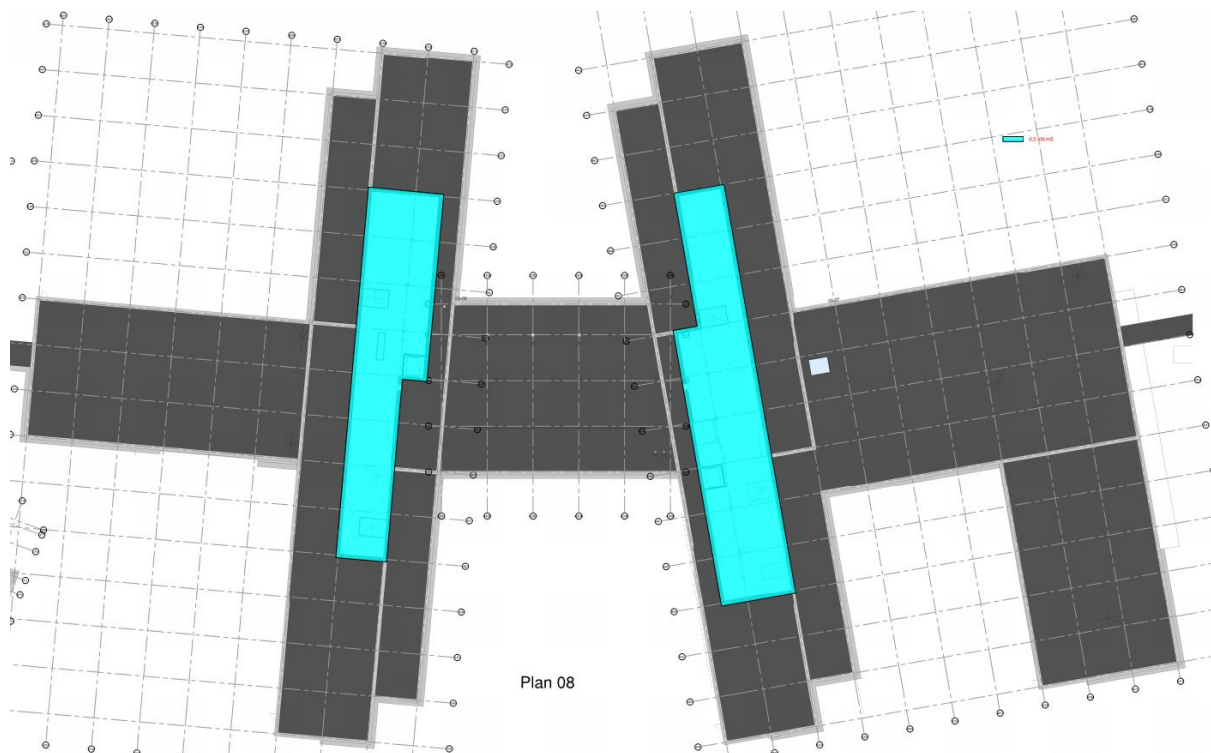
Plan 05



Plan 06 og 07



Plan 08



4.4 Snølast

Ut fra laststandard NS-EN-1991-1-3 Snølaster [3] er følgende forutsetninger lagt til grunn:

- Snølast på mark s_k 3,5kN/m²

For å få dimensjonerende snølast må snølast på mark kombineres med formfaktor iht. [3].

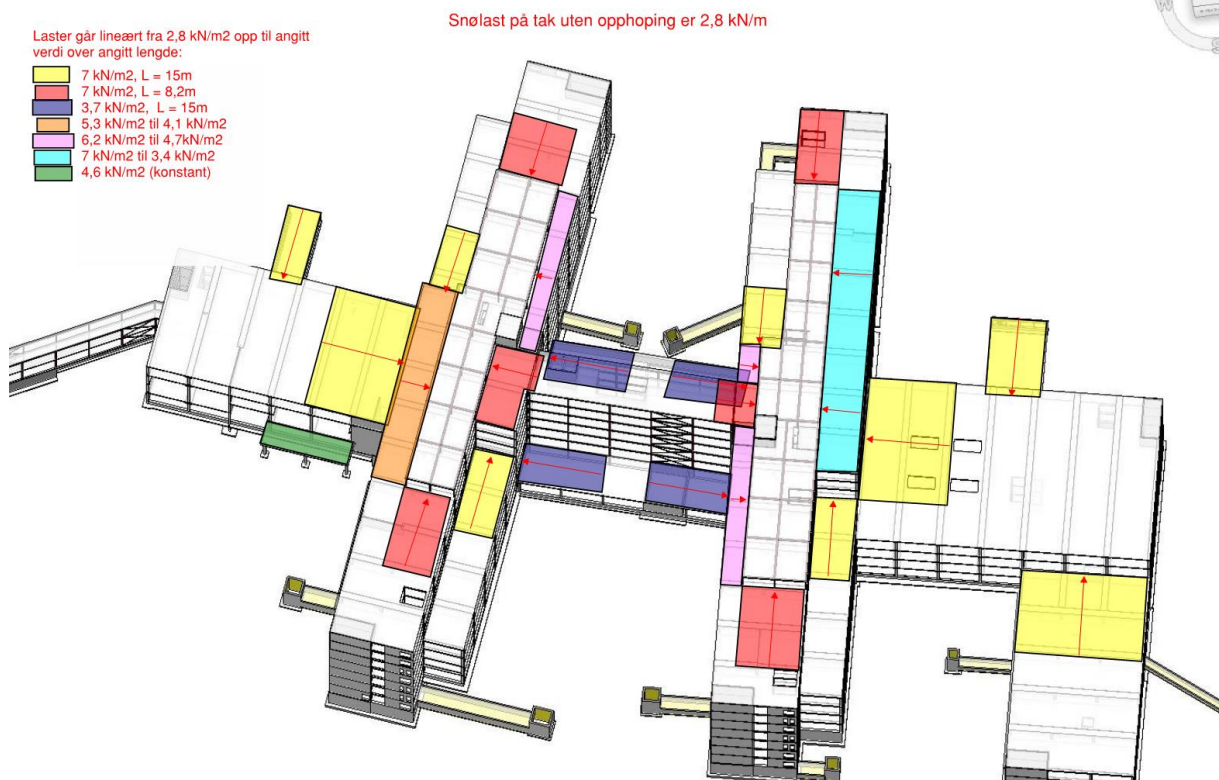
Tabell 5.2 NS-EN 1991-1-3:2008 Formfaktor 0-30 grader = 0,8

Snølast på tak (Nivå 7) 2,8 kN/m²

4.4.1 Snøopphoping

Figur og lastkart nedenfor viser last "snøopphoping". De ulike områdene er beregnet iht. NS-EN 1991-1-3. Basert på lokal kunnskap og tomtas beliggenhet settes en maksimalverdi for snølast på taket lik 7,0 kN/m². Dette tilsvarer 1,5-2,0 m med våt snø.

Dette medfører at sykehuset i sine driftsinstruksjoner må ivareta dette forholdet.

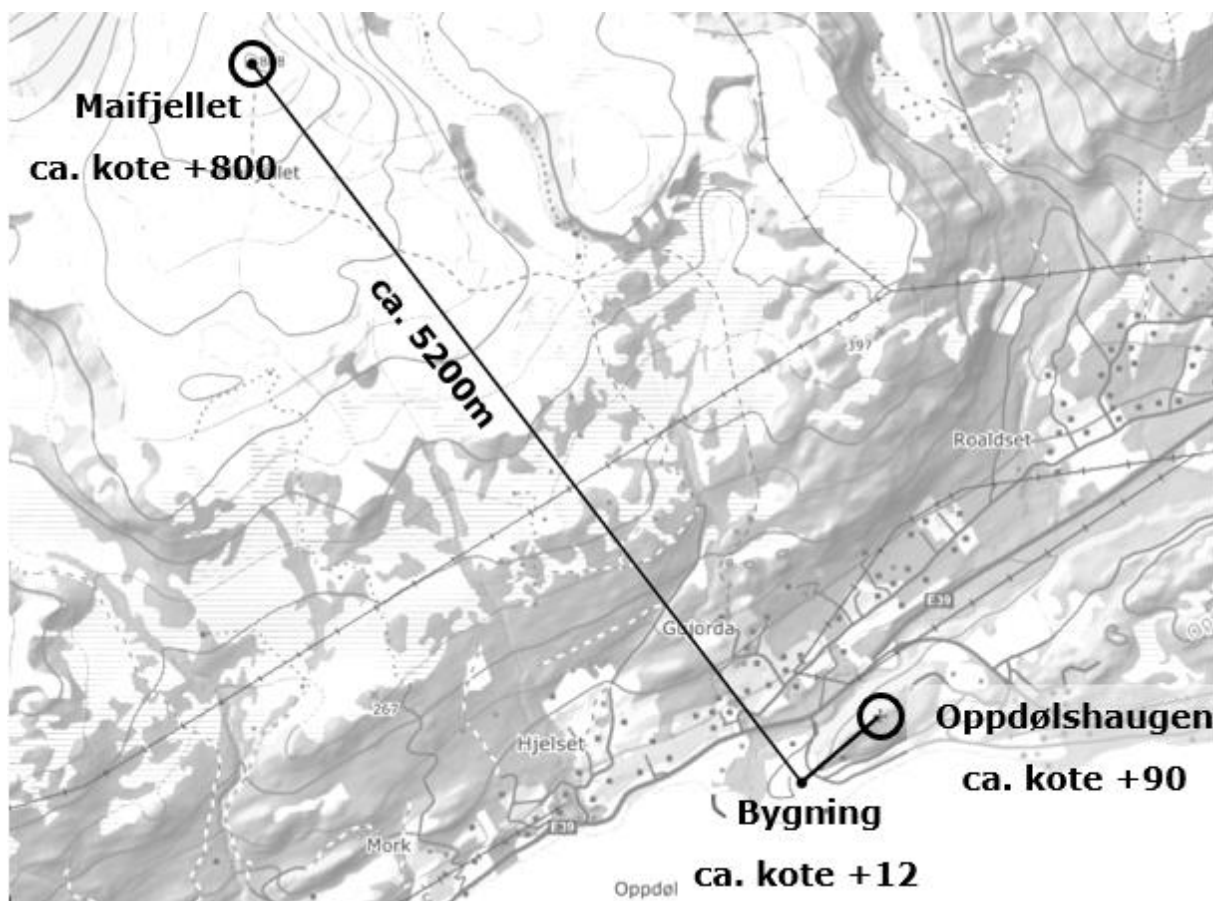


4.5 Vindlaster

Ut fra laststandard NS-EN-1991-1-4 Vindlaster [4] er følgende forutsetninger lagt til grunn:

Vindlast er her beregnet for to høyder på bygningene, hhv. 10 m og 30 m:

- Referansehastighet $V_{REF} = 29$ m/s
- Terrenkategori I



FIGUR 1 SYKEHUSET ER Plassert ca. 600m fra oppdølshaugen og ca. 5200m fra maifjellet

Basert på Figur 1 benyttes ingen topografisk påvirkning.

Ved å ta utgangspunkt i disse parameterne beregnes karakteristisk vindhastighetstrykk til:

- Vindkasthastighetstrykk for høyde på bygg lik 10 m $Q_{kast} = 1,73$ kN/m²
- Vindkasthastighetstrykk for høyde på bygg lik 30 m $Q_{kast} = 1,95$ kN/m²

For å få dimensjonerende vindlast, må vindkasthastighetstrykk kombineres med formfaktor i henhold til [4]. Formfaktoren avhenger av flere geometriske forhold. Dette utredes i underliggende beregningsrapporter vedrørende laster for hvert enkelt bygg.

4.6 Skjevstillingslast

Ved beregning av skjevstillingslaster skal det tas utgangspunkt i geometriske avvik som oppstår under produksjon og montasje av konstruksjoner (typiske avvik pga. toleranser). Skjevstillingsverdiene hentes fra betongstandarden [5], og stålstandarden [6].

Verdien for skjevstilling Θ er gitt i pkt. 5.2 i [5] og pkt. 5.3.2 i [6].

$$\Theta = \Theta_0 \alpha_h \alpha_m$$

der: $\Theta_0 = 1/200$
 $\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} \quad 2/3 \leq \alpha_h \leq 1$ (h er høyden av bygningen)

$$\alpha_m = \sqrt{0,5(1 + \frac{1}{m})} \quad (m \text{ er antall konstruksjonsdeler som bidrar, dvs antall søyler})$$

Dette gir for eksempel for behandlingsbygget: $h = 30$ m,

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{30}} = 0,37 \quad \text{min } 2/3 = 0,667$$

Antall søyler (grovt): 80 stk,

$$\alpha_m = \sqrt{0,5(1 + \frac{1}{139})} = 0,71 \quad \Theta = 1/200 \times 0,667 \times 0,71 = 0,0024 \text{ (0,24 \%)}.$$

For betongkonstruksjonene er typisk skjevstilling av vegger og søyler:

$$\Theta = 0,0024 \text{ (basert på toleranseklasse 1, svakeste klasse).}$$

For stålkonstruksjoner er typisk skjevstilling av søyler:

$$\Theta = 0,0024 \text{ (tilnærmet samme skjevstillingsformler som for betong).}$$

Horisontallast fra skjevstilling er lik vert. last $\times 0,0024$ (0,24 % av vertikallasten).

Helningsavviket legges på både egenlasten og nyttelasten.

Da størrelsen av skjevstillingen avhenger av høyde på bygg og antall vertikale konstruksjonsdeler (f. eks. søyler) vil faktoren kunne variere fra bygg til bygg.

For ett 2-etasjers bygg med til sammen 20 søyler vil $\Theta = 0,0024$.

For ett 1-etasjers bygg med til sammen 10 søyler vil $\Theta = 0,0025$.

Som vi ser er det marginal variasjon. Det velges å benytte $\Theta = 0,0024$ for alle byggene hva angår stabilitet/avstivning av hele bygget.

I beregningene blir lasten ført inn i den statiske modellen på samme måten som for vindlastene.

4.7 Ulykkeslaster

Ved ivaretagelse av ulykkeslaster benyttes;

NS-EN 1991-1-7 + NA
Eurokode 1: Laster på konstruksjoner
Del 1-7: Allmenne laster
Ulykkeslaster

med konsekvensklasser iht. kapittel 2.1. Ulykkeslastene behandles spesifikt i underliggende rapporter for hvert enkelt bygg.

Nettstasjon/Trafo:

Risikoen for kortslutning og ev. oljestøveksplasjon i nettstasjoner gjør at de kan klassifiseres som eksplosjonsfarlig område, jf. forskriften § 17 (Ref.2), og bør ha avlastningsflater/- åpninger, som er svekket i forhold til bygningskonstruksjonen for øvrig, og som skal fungere som trykkavlastning hvis eksplosjon inntreffer. Relevante REN Blad benyttes som grunnlag. Som prinsipp benyttes plasstøpte vegger/dekker (plattendekker) mot øvrige deler av bygningen og avlastning mot det fri.

Horisontal og vertikal sammenbinding:

Horisontal sammenbinding er ivaretatt der hvor det benyttes plasstøpte dekker med forskalingsdekker (platten). Vertikal sammenbinding kontrolleres iht. punkt A.6 i NS-EN 1991-1-7.

4.8 Laster fra seismisk påvirkning

For ivaretagelse av påvirkninger fra jordskjelv benyttes:

NS-EN 1998-4 + NA
Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning
Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger.

Med henvisning til Byggteknisk forskrift (TEK 17) §2-1(3) benyttes NORSARs digitale soneringskart (<https://www.norsar.no/soneringskart/>) for angivelse av seismisk grunnakselasjon. Se også vedlagte punktanalyse (RN.001.2019) og sammendrag (Report No. 19.008). Verdiene under er utklippt fra punktanalysen. Responsspekter iht. Eurokode 8 benyttes med $agR = 0,8 \cdot ag_{40Hz}$ fra NORSARS soneringskart.

Seismisk grunnakselerasjon, Berg, 5 % dempet

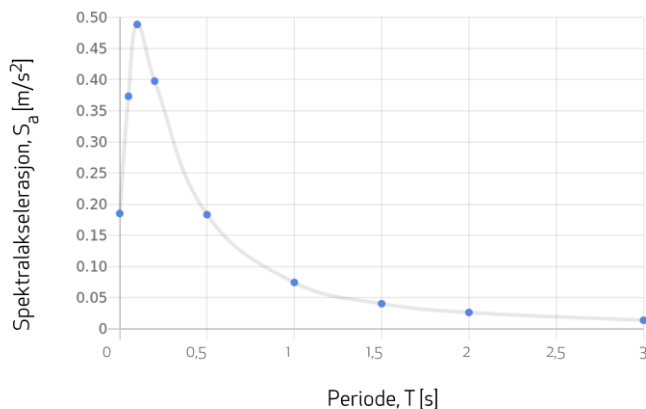
Dimensjonerende grunnakselerasjon er definert som:

$$a_g = \text{seismisk faktor} \cdot a_{gR} = \text{seismisk faktor} \cdot 0,8 \cdot a_{g40\text{Hz}}$$

Beregnet verdi for seismisk grunnakselerasjon a_{gR} : 0.1851 m/s²

Verdiene for horisontal seismisk akselerasjon (S_a), 5% dempet, er vist som funksjon av perioden T i tabellen og grafen (seismisk responspektrum). Eurokode 8 spektrum kan beregnes ut fra a_{gR} . Seismisk grunnakselerasjon er basert på berggrunn med $v_s=1200$ m/s og beregnet for returperiode av 475 år (overskridelsessannsynlighet på 10% over 50 år).

T[s]	S_a [m/s ²]
PGA	0.1851
0.05	0.3733
0.1	0.4888
0.2	0.3977
0.5	0.1832
1.0	0.0743
1.5	0.0403
2.0	0.0262
3.0	0.0137



Grunntype:

- Psykiatri (1240)
- Somatikk (1250, 1260, 1270)
- Helipad (1280)
- Teknisk sentral (1290)

se NOT-RIG-001

D

D*

D

D

*Ved pelefundamentering utføres egne vurderinger av RIG i samråd med RIB. Se underliggende rapporter vedrørende stabilitet.

Berggrunnens akselerasjon. a_{gR} :

0,1851 m/s²

Omregnet til Eurokodens $a_{g40\text{Hz}}$:

0,1851/0,8 = 0,2314 m/s²

Seismisk klasse:

Psykiatri (1240)

III

Gangbro mot psykiatri

III

Somatikk (1250, 1260, 1270)	IV
Helipad (1280)	III
Energisentral (1290)	III

Seismisk faktor:

Psykiatri (1240)	1,4
Gangbro mot psykiatri	1,4
Somatikk (1250, 1260, 1270)	2,0
Helipad (1280)	1,4
Teknisksentral (1290)	1,4

Konstruksjonsfaktor, q: 1,5 (DCL)

Utelatelse:

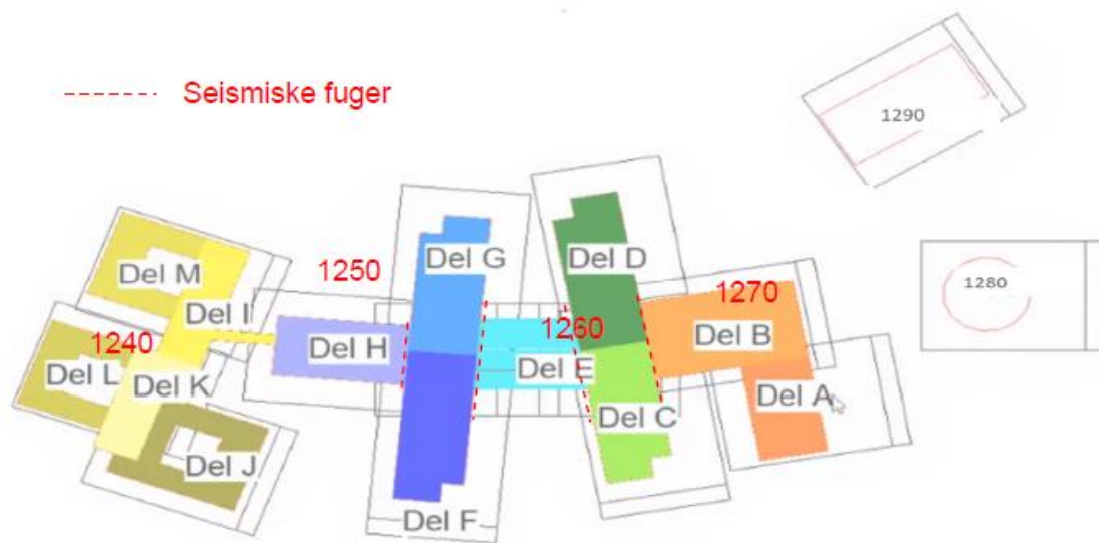
Psykiatri (1240)	$a_g S = (1,4 * 0,1851) * 1,55 = 0,402 < 0,49 \text{ m/s}^2$ – Ja
Gangbro mot psykiatri	$a_g S = (1,4 * 0,1851) * 1,55 = 0,402 < 0,49 \text{ m/s}^2$ – Ja
Somatikk (1250, 1260, 1270)	$a_g S = (2,0 * 0,1851) * 1,55 = 0,5738 < 0,49 \text{ m/s}^2$ - Nei
Helipad (1280)	$a_g S = (1,4 * 0,1851) * 1,55 = 0,402 < 0,49 \text{ m/s}^2$ - Ja
Teknisk sentral (1290)	$a_g S = (1,4 * 0,1851) * 1,55 = 0,402 < 0,49 \text{ m/s}^2$ - Ja

Forsterkningsfaktoren S ved pelefundamentering vurderes spesifikt for hver enkelt bygg eller del adskilt av seismiske fuger. Se underliggende rapporter vedrørende stabilitet.

Iht. NS-EN 1998-1-1 punkt NA.3.2.1 kreves ikke påvisning av tilstrekkelig sikkerhet for jordskjelv for byggene psykiatri (1240), Helipad (1280) og Teknisk sentral (1290).

4.8.1 Seismiske fuger

Plassering av seismiske fuger og dobbel vertikalbæring er vist i Figur 2. Minstekrav til fri bevegelse av fuger settes på grunnlag av beregnede deformasjoner. Se underliggende beregningsrapporter vedrørende stabilitet.



FIGUR 2 - SEISMISKE FUGER

Generelt skal følgende krav og opplysninger oppgis ved bestilling av fugeløsning:

Minstekrav til fri bevegelse:

Langs fugen: Eksempelvis 50mm

På tvers av fugen: Eksempelvis 50mm

Fuge skal innstalleres i: Eksempelvis "Plasstøpt dekke"

Lokalisering av fuge: Eksempelvis "Over terreng"

Klima: Eksempelvis "innvendig"

Vanntetthet: aktuelt vanntrykk angis

Brannkrav: angis

Lydkrav: angis

Ferdsel: Eksempelvis AGV, Personer, Sengetransport, med mer.

Utført fugebredde skal kontrollmåles før montering av fugeløsning

4.9 Laster på konstruksjoner ved brann

Forutsetninger for prosjektering av bærekonstruksjoner fremkommer i eget utarbeidet dokument:

NOT-RIBR-00-001 "Brannkonsept ASH Hjelset".

NOT-RIBR-002 Kravspesifikasjon Brann Somatikk

For øvrig legges følgende dokument til grunn:

NS-EN 1991-1-2 + NA Eurokode 1: Laster på konstruksjoner Del 1-2: Allmenne laster. Laster på konstruksjoner ved brann

4.10 Spesielle belastninger – Helikopter, stråling, lyd, vibrasjoner og opphengt utstyr

Belastninger i forbindelse med inn- og utflyging av helikopter skal vurderes. Detaljer vurderes i underliggende rapporten vedrørende laster for hvert enkelt bygg.

Angitte krav til en konstruksjons oppførsel vil kunne sette begrensninger til hvor i et bygg visse funksjoner kan legges, og videre kunne bidra til en konflikt med generelle krav om tilpasningsdyktige bygg. Det skal kontrolleres at ikke uønsket strukturlyd og vibrasjoner fra utstyr og andre dynamiske lastvirkninger forplantes i konstruksjonen.

NS-EN 1990 setter krav til påvisning av grensetilstander som har betydning for blant annet menneskers komfort, herunder kontroll av vibrasjoner. Det vises til ISO-standard ISO 10137 for ytterligere veiledning. Påvisning skjer ved kontroll av konstruksjonens respons på en dynamisk last opp mot akseptkriterier gitt i standarden. For enkle dekkekonstruksjoner er det aktuelt å benytte nedre grenseverdier for dekkenes egenfrekvens som kriterium. Verdier er gitt i Betongelementhåndboken samt RIF-veileder for svingninger i konstruksjoner. Det kan være nødvendig med særskilte krav til konstruksjoner som huser spesielt ømtålig utstyr, og det er derfor viktig at man så tidlig som mulig skaffer til veie dimensjonerende grenseverdier for arealer med denne type utstyr.

Dynamiske lastvirkninger i bruddgrensetilstanden skal kontrolleres der det kan være aktuelt. Aktuelle områder kan f.eks. være konstruksjoner i forbindelse med helikopterlandingsplass.

Nedenfor er det listet opp et antall funksjoner som kan få driftsforstyrrelser på grunn av vibrasjoner:

- Elektronmikroskopi
- Veiing
- Produksjon av vevsnitt (også ultrasnitting)
- Fintfølende instrumenter (laser)
- Audiometri
- MR-utstyr
- Laboratorie-områder

Der følsomt utstyr skal plasseres skal konstruksjoner utformes tilstrekkelig stive/tunge. Det bør videre vurderes om det er behov for vibrasjonsisolering.

Byggeforskriftene og NS 8175 angir relevante krav og anbefalinger vedrørende lydforhold. Standardens klasse C skal tilfredsstilles.

Dersom det stilles krav til belastninger utover de generelle man finner i NS-EN 1991, skal disse vurderes mht. eventuelle fremtidige bruksendringer (Elastisitet).

Økonomiske følger av ønsket elastisitet må i så fall utredes.

For arealer med radiologifunksjoner skal følgende utredes:

- Skjerming av stråling mot omkringliggende arealer (også mot under- og overliggende etasje)
- Er det stilt krav til bruk av "ikke-magnetisk" armering i betongkonstruksjoner?
- Gjennomgående hylser i veggforskaling - Tetting i etterkant mht. strålefare?
- Stort kjølebehov kan gi behov for stort omfang av gjennomføringer i nærliggende bærende konstruksjoner.
- Store dekkebelastninger og strenge krav til deformasjoner og egenfrekvenser
- => Fokus på søyleavstander/spennvidder, dekketykkelse og etasjehøyde
- Nedsenkede partier – Påstøper med innstøpte tekniske føringer
- Transportåpninger, transportveier

Det skal tas hensyn til spesielt sykehusteknisk utstyr som skal festes inn i konstruksjonene. Blant annet kan det nevnes operasjonssentraler med utstyr på armer og laf-tak.

4.11 Krav til overkapasitet i konstruksjonene

Ved eventuell bruk av hulldekkeelementer og forspente plattendecker settes det som krav at dekkelementer minimum skal ha kapasitet til at det i ettertid skal kunne kuttes ett steg med spenntau.

4.12 Forberedelse for påbygging

Bæresystemet i bygg 1270 del A, lavbygget som i dag planlegges som et 2 etasjes bygg forberedes for 2 ekstra etasjer.

5 Grensetilstander

Bruddgrense:

Følgende bruddgrensetilstander skal påvises:

EQU, STR, GEO, FAT Se pkt 6.4.1 i [1].

Lastkombinasjoner skal være i samsvar med pkt. 6.4.3.2 til 6.4.3.4 i [1].

Se neste kapittel.

I bruddgrensetilstanden blir det kontrollert at dimensjonerende kapasitet (motstand) er større enn

påført lastpåvirkning (lastkombinasjon).

Bruksgrense:

Dimensjoneringskriteriene vil være begrensninger av deformasjoner mht. brukbarhetskrav, f. eks. maks. tillatt utbøyning og nedbøyning, nedbøyning av f.eks. dekkekonstruksjoner.

Det er også knyttet kriterier med tanke på skader som i vesentlig grad vil kunne påvirke konstruksjonens bestandighet, slik som for eksempel krav til maks tillatte rissvidder for betongkonstruksjonene. Krav til vanntetthet vil også kunne være aktuelt, og krav til vibrasjoner (3.4 [1] og A1.4.4 [1]).

Pkt. 3.4 i [1] gir ikke eksplisitte krav - Kun funksjonskrav.

- Utbøyning:

En ser her for seg utbøyning/svingning av bygget forårsaket av vind på fasadene. Maksimal utbøyning kan i henhold til vanlig bransjepraksis settes fra $h/500$ til $h/1000$, hvor h er høyden av bygget. Det skal for hvert bygg vurderes hvilken verdi som skal benyttes ut fra byggtipe, antall etasjer, avstivningssystem etc. For hus+base med høyde over terreng lik ca. 30 m (inkl. teknikk på taket) vil et krav til maks utbøyning på $h/700$ gi en utbøyning i toppen på $30000/700 = 43$ mm.

- Nedbøyning:

Tabell NA.A1 i pkt A1.4.2 i [1] gir noen brukbarhetskriterier/krav til begrensning i deformasjoner. For konstruksjoner med alminnelige brukskrav eller estetiske krav er anbefalt største tillatte nedbøyingsverdi $L/250 - L/300$. Dette vil kunne gjelde for det meste av rom med lette funksjoner og sengeposter. Ved fasader og der det er utstyr som stiller krav til begrensning i nedbøyninger, eller der nedbøyning fører til skader må strengere krav stilles. Her benyttes da "ofte forekommende verdi" og "karakteristisk verdi" av nyttelasten. Anbefalt største nedbøyning må således vurderes ut fra konsekvensene.

For betongdekker og betongbjelker kan Pkt. 7.4.1 i NS-EN 1992-1-1 [5] gi noen brukbarhetskriterier/krav til begrensning i deformasjoner. For konstruksjon "Prosjektering av betongkonstruksjoner" være en rettledning. Denne anbefaler maks nedbøyning $L/250$ generelt, og $L/500$ for nedbøyninger som kan skade tilstøtende deler av konstruksjonen.

- Riss/rissvidder:

1) Ikke væsketette konstruksjoner (kun krav til konstruksjonens bestandighet):

Maksimal tillatt rissvidde skal ikke overstige $w_{max}=0,30 \times k_c$ (mm) iht. Tabell NA.7.1N, NS-EN 1992-1-1 [5]. For K_c , se NA.901.

Dvs. $w_{max}=0,3 \times 50/40=0,38$ mm.

2) Vanntette konstruksjoner:

Dette er konstruksjoner som står med et permanent utvendig vanntrykk. Slik som f.eks. heisgrube under grunnvannsnivå.

6 Referanser

- [1] NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016
Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner.
- [2] NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008
Laster på konstruksjoner. Del 1-1.
Allmenne laster. Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger.
- [3] NS-EN 1991-1-3:2003+NA:2008
Laster på konstruksjoner. Del 1-3. Allmenne laster. Snølaster.
- [4] NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009
Laster på konstruksjoner. Del 1-1. Allmenne laster. Vindlaster.
- [5] NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008
Prosjektering av betongkonstruksjoner - Del 1-1:
Allmenne regler og regler for bygninger.
- [6] NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015
Prosjektering av stålkonstruksjoner - Del 1-1.
Allmenne regler og regler for bygninger.
- [7] NS-EN 1994-1-1:2004/AC:2009
Prosjektering av samvirkekonstruksjoner av stål og betong.
- [8] NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2014
Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning.
Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger.
- [9] NS-EN 13670:2009+NA:2010
Utførelse av betongkonstruksjoner. Allmenne regler.
- [10] NS-EN 1090-2:2008+A1:2011
Utførelse av stålkonstruksjoner. Allmenne regler og regler for bygninger.
- [11] NO-RIBR-00-001 Brannkonsept Forprosjekt SNR Hjelset
- [12] NO-RIG-001 Geoteknisk vurderingsrapport
- [13] Ikke i bruk
- [14] NOT-RIB-001 Designbasis
- [15] NOT-RIB-002 Konstruksjonsprinsipper for ASH
- [16] NOT-RIB-003 Global stabilitet og avstivning

- [17] NOT-RIBr-002 Kravspesifikasjon Brann Somatikk
- [18] Ikke i bruk
- [19] Ikke i bruk
- [20] NOT-RIAKU-00-003 Bygningsakustikk
- [21] NOT-RIBFy-20-001 Premissdokument Bygningsfysikk
- [22] NS-EN 206:2013 Betong. Spesifikasjon, egenskaper, fremstilling og samsvar
- [23] NS 3576-3: 2012 Armeringsstål, Mål og egenskaper, Del 3: Kamstål B500NC
- [24] NS-EN ISO 9223:2012 Korrosjon av metaller og legeringer. Atmosfærisk korrosivitet. Klassifisering, bestemmelse og vurdering
- [25] NS-EN ISO 1461: Varmforsinkede belegg på fabrikkerte jern- og stålprodukter. Spesifikasjoner og prøvingsmetoder
- [26] NS-EN 14081-1: Trekonstruksjoner. Styrkesortert konstruksjonstrevirke med rektangulært tverrsnitt. Del 1: Generelle krav
- [27] NS-EN 338: Konstruksjonstrevirke. Fasthetsklasser
- [28] NS-EN 1995-1-1 Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner. Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger
- [29] NS-EN 1992-3: Prosjektering av betongkonstruksjoner, del 3: Siloer og beholdere
- [30] NS-EN 1993-1-10: 2005 Prosjektering av stålkonstruksjoner, del 1-10: Materialets bruddseighet og egenskaper i tykkelsesretningen
- [31] NS-EN 1991-1-5 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner. Del 1-5: Allmenne laster. Termiske påvirkninger
- [32] NS-EN 1991-1-7:2006+NA:2008: Laster på konstruksjoner - Del 1-7: Allmenne laster - Ulykkeslaster