

Dimensjonering av bæresystem i betong

Design of Load Bearing Structure in Concrete

Trondheim Mai 2022

Navn studenter:

Ina Kjelland

Julie Andrea Tellefsen Waaler

Intern veileder:

Arne Mathias Selberg

Ekstern veileder:

Bjørnar Melby

Prosjektnr:

2022 - 17

Rapporten er ÅPEN



Fakultet for ingeniørvitenskap
Institutt for konstruksjonsteknikk

Rapporten er ÅPEN

Problemdefinering, prosjektbeskrivelse og resultatmål

I bacheloroppgaven skal gruppen se på prosjektet «Privaten Sannan» i Steinkjer. Bygget består av 30 leiligheter, og skal bygges i 4 etasjer med underetasje på bakkenivå. Leilighetskomplekset skal bygges av plasstøpte blokker av betong. Gruppen skal se spesielt på de kritiske delene av bygget, og dimensjonere blant annet søyler, dekker, vegger og fundament. For å dimensjonere disse elementene må gruppen først bestemme seg for et statisk system og definere hvilke laster som vil påvirke de forskjellige konstruksjonsdelene.

Målet med oppgaven er å dimensjonere de kritiske konstruksjonsdelene i bygget. Gruppen ønsker å finne ut hvor mye bygget og de ulike komponentene tåler, og hva slags dimensjon de må ha. Gruppen ønsker å presentere en løsning som vil gi bygget tilstrekkelig styrke og fasthet, uten å bruke unødvendig mye materiale. Dette oppnås ved å dimensjonere etter Eurokode 2, og gjøre det så nøyaktig som mulig slik at bæresystemet ikke vil bli overdimensjonert. I tillegg til å skrive oppgaven må gruppen i løpet av arbeidsperioden utføre ulike leveranser, derunder forprosjekt, avtale, artikkel og plakat. Forprosjektet skal presenteres for intern og ekstern veileder. Til slutt, den 20. mai, skal bacheloroppgaven leveres og presenteres muntlig. Bacheloroppgaven skal være gruppens løsning for prosjektering av «Privaten Sannan» for den eksterne bedriften Norsk Konstruksjonsrådgivning AS.

Stikkord fra prosjektet:

Betong, stål, statikk, tverrsnitt, kapasitet, nedbøyning, dimensjonering, riss, svinn, kryp, oppspenning, bjelke, dekke, søyle, fundament, vegg, skjær, moment, aksialkraft

Forord

Denne bacheloroppgaven er skrevet av to studenter ved Institutt for konstruksjonsteknikk ved Fakultet for ingeniørvitenskap ved Norges teknisk-vitenskapelige universitet (NTNU) i Trondheim. Oppgaven er skrevet våren 2022 og utgjør de siste 20 poengene av den treårige Byggingeniør-utdanningen ved NTNU.

Gruppen kom i kontakt med firmaet Norsk Konstruksjonsrådgivning AS (NOKR) gjennom intern veileder ved NTNU. De kom med forslag til en dimensjoneringsoppgave som gruppen fant interessant. Oppgaven åpnet opp for utvikling og mer kunnskap om dimensjonering av betong, samtidig som gruppen fikk tatt i bruk kunnskap som var tilegnet i løpet av bachelorutdanningen i et reelt prosjekt.

Fra gruppen fikk oppgaven høsten 2021 og frem til endelig levering av bacheloroppgave, har gruppen tilegnet seg ny kunnskap om dimensjonering av bæresystemer i betong. Gruppen har gjennom oppgaven fått større forståelse for hvordan statikken i et bæresystem er bygd opp og hvor mye de ulike betongkomponentene tåler.

Det rettes en stor takk til vår interne veileder, universitetslektor Siv.ing Arne Mathias Selberg, for mye god hjelp og veiledning. Gruppen ønsker også å takke vår eksterne veileder i NOKR, Bjørnar Melby, for å ha tatt seg tid til å veilede gruppen, og alltid være tilgjengelig for spørsmål og råd.

Takk også til medstudenter ved Konstruksjonsteknikk som har bidratt med gode innspill og givende diskusjoner i løpet av oppgaveskrivingen.

Trondheim, 20. mai 2022

Ina Kjelland

Ina Kjelland

Julie A.T. Waaler

Julie Andrea Tellefsen Waaler

Sammendrag

Betong er verdens mest brukte byggemateriale. Det er mye brukt ettersom den har mange bruksområder og lang levetid. Betong tåler store trykkrefter, men tåler så godt som ingen strekk. Konstruksjoner av betong er derfor avhengige av armering i stål som tar opp strekk.

Denne bacheloroppgaven tar for seg dimensjonering av et bæresystem i betong. Oppgaven tar utgangspunkt i leilighetskomplekset «Privaten Sannan» i Steinkjer, prosjektert av Norsk Konstruksjonsrådgivning AS. Hensikten med oppgaven er å dimensjonere og kontrollere de ulike delene av et bæresystem, herunder dekke, vegg, søyle, bjelke og fundament. Det er også diskutert hvordan det kan brukes mindre materiale.

Gruppen valgte først statisk modell, for så å finne de opptredende lastene. Den statiske modellen består av rammekonstruksjoner med momentfrie hjørner. Tverrsnitt og lengder er hentet fra tegninger som gruppen fikk fra ekstern bedrift. Lastene som er tatt hensyn til i dimensjoneringen er egenlast, nyttelest, snølast og vindlast.

Alle konstruksjonsdelene er dimensjonert i brudd- og bruksgrensetilstand. I bruksgrense er nedbøyning, kryp, svinn, relaksasjon, riss og spenninger kontrollert. I bruddgrense er moment-, skjær- og aksialkapasitet, samt forankring og heft kontrollert. Dekket i bæresystemet er spennarmert, og kontrolleres på andre vilkår enn slakkarmerte konstruksjonskomponenter.

I diskusjonen har gruppen gjort rede for valgene som er tatt, og hva som kunne blitt gjort annerledes. Det er også diskutert mulige tiltak for å spare materiale i bæresystemet.

Dimensjoneringen resulterte i at oppgitte tverrsnitt var tilstrekkelige for å ta opp beregnede laster. Alle konstruksjonsdeler, med unntak av bjelken, kan armeres med minste armeringsmengde etter Eurokode 2. De fleste kontroller var innenfor krav, men armeringsspenningen i dekket var høyere enn tillatt.

Alle antagelser i beregningen er konservative, og det ble konkludert med at det er mulig å redusere armeringsmengde i betongen.

Abstract

Concrete is the worlds most used building material. It is used due to its utilization and long lifespan. Concrete can withstand large compressive forces, but almost no tension. Concrete constructions are therefore dependent on reinforcement that withstand tension.

This Bachelor's thesis addresses the design of a load-bearing structure of concrete. The thesis is based on the apartment building "Privaten Sannan" in Steinkjer, designed by Norsk Kontruksjonsrådgivning AS. The purpose of this thesis is to design and control the different load-bearing elements. It is also discussed how to cut back on materials.

The group first chose a static model, and then found the occurring loads. The static model consists of frameworks without bending moments in the corners. Cross-sections and spans are taken from drawings provided to the group by the external company. The loads included in the design are self-weight and loads because of service, snow, and wind.

The construction elements are designed for both Ultimate Limit State and Serviceability Limit State. For the Serviceability Limit State deflection, creep, shrinkage, cracks and stresses are controlled. For the Ultimate Limit State bending moment, shear, and axial capacity, along with the anchorage, are controlled. The slab contains post-tensioned reinforcement, which should be controlled based on other terms than the normal reinforcement.

In the discussion the group has accounted for the choices made, and what could have been done differently. The various measures to save material in the load-bearing structure are also discussed.

The result of the design was that the cross-sections were sufficient to accommodate the calculated loads. All structural parts, except the beam, can be reinforced with the minimum amount of reinforcement according to Eurocode 2. All the controls apart from the slab were within the requirements. The stress in the reinforcement in the slab was higher than permitted.

All assumptions in the calculation are conservative, and it was concluded that it is possible to reduce the amount of reinforcement in the concrete.

Innholdsfortegnelse

Problemdefinering, prosjektbeskrivelse og resultatmål.....	iii
Forord.....	v
Sammendrag	vii
Abstract.....	ix
Innholdsfortegnelse	xi
Innledning	1
1.1 Oppgavebeskrivelse	1
1.2 NOKR	2
1.3 Framgangsmåte.....	2
1.4 Avgrensninger	3
1.5 Struktur.....	3
2 Teori.....	4
2.1 Regelverk	4
2.1.1 Lov og forskrift	4
2.1.2 Norsk standard	5
2.1.3 Byggforskserien	6
2.2 Betong	7
2.2.1 Generelt	7
2.2.2 Sammensetning og fremstilling	7
2.2.3 Støping og forskaling.....	8
2.2.4 Betongkvalitet	8
2.2.5 Nedbøyning	9
2.2.6 Kryp og svinn.....	9
2.2.7 Riss	10

2.2.8 Spenningsbegrensning.....	10
2.3 Armeringsstål	11
2.3.1 Generelt	11
2.3.2 Overdekning	12
2.3.3 Spennstål.....	12
2.4 Konstruksjonskomponenter og statisk system.....	13
2.4.1 Statisk system.....	13
2.4.2 Bjelke	13
2.4.3 Søyلة.....	14
2.4.4 Ramme	15
2.4.5 Fundament.....	15
2.4.6 Etasjeskiller /dekke.....	16
2.4.7 Fagverk.....	16
2.5 Laster.....	17
2.5.1 Nyttelaster.....	17
2.5.2 Egenlaster.....	17
2.5.3 Snølast.....	17
2.5.4 Vindlast	17
2.6 Programvare.....	18
2.6.1 Ove Sletten	18
2.6.2 Mathcad	18
3 Metode.....	19
3.1 Valg av mål.....	19
3.2 Valg av statisk modell	19
3.3 Laster.....	19
3.4 Dimensjoneringen	20
3.5 Bruddgrense og bruksgrense	20
3.6 Fremvisning av resultat.....	20

4 Dimensjoneringsgrunnlag	21
4.1 Statikken.....	21
4.1.1 Hele bygget.....	21
4.1.2 Dekke	22
4.1.3 Vegg.....	22
4.1.4 Søyle i parkeringskjeller	24
4.1.4 Sylindriske søyler	25
4.1.5 Bjelke	25
4.1.6 Fundament.....	26
4.2 Tverrsnitt	26
4.3 Materialelegenskaper	27
4.3.1 Betong.....	27
4.3.2 Stålegenskaper.....	28
4.3.2 Spennstålegenskaper.....	28
4.4 Armering.....	29
4.4.1 Lengdearmering	29
4.4.2 Tverrarmering	30
4.4.3 Skjærarmering	30
4.5 Laster.....	31
4.5.1 Nyttelaster.....	31
4.5.2 Karakteristiske egenlaster	32
4.5.3 Snølast.....	32
4.5.4 Vindlast	32
4.5.5 Lastkombinasjoner og lastkoeffisienter.....	33
4.6 Oppspenning.....	34
4.7 Skjærvegger.....	34
4.8 Knekking.....	35
5 Resultat.....	36

5.1 Dimensjonerende laster.....	36
5.2 Dekke	37
5.2.1 Armering	37
5.2.2 Momentkapasitet	37
5.2.3 Skjærkapasitet.....	38
5.2.4 Kontroll av oppspenningstilstanden	38
5.2.5 Heft og forankring av armering.....	39
5.2.6 Tap av spennkraft.....	40
5.2.7 Risskontroll	41
5.2.8 Nedbøyning av dekket.....	41
5.3 Vegg	42
5.3.1 Bærevegg	42
5.3.2 Skjærvegger	43
5.4 Søyle	44
5.4.1 Søyle i parkeringskjeller	44
5.4.2 Sirkulære søyler.....	45
5.5 Bjelke.....	46
5.5.1 Armering	46
5.5.2 Momentkapasitet	47
5.5.3 Skjærkapasitet.....	47
5.5.4 Heft og forankring av armering.....	48
5.5.5 Nedbøyning	48
5.6 Søylefundament.....	49
6 Diskusjon	50
6.1 Statisk system	50
6.2 Laster.....	51
6.3 Dekke	52
6.3.1 Armering	52

6.3.2 Kapasitet.....	52
6.3.3 Oppspenningstilstand.....	53
6.3.4 Langtids effekter	54
6.4 Bærevegg.....	55
6.5 Skjærvegg.....	56
6.6 Søyle i parkeringskjeller.....	57
6.7 Sirkulære søyler.....	58
6.8 Bjelke.....	59
6.9 Søyelfundament.....	61
7 Konklusjon	63
8 Refleksjon	64
9 Figurliste	65
10 Tabelliste	66
11 Referanseliste.....	68
12 Vedleggsliste	72

Innledning

1.1 Oppgavebeskrivelse

Hensikten med oppgaven er å dimensjonere et bæresystem i betong. Bæresystemet skal i sin helhet bestå av armert betong. I oppgaven skal de bærende elementene i bygningen dimensjoneres for største lastpåkjenning. Oppgaven tar for seg konstruksjonselementene dekke, vegg, søyle, bjelke og fundament. Disse elementene må kontrolleres for de dimensjonerende lastene som opptrer. Gruppen vil bestemme det statiske systemet til bæresystemet, og deretter regne ut de dimensjonerende lastene. Det er ønskelig å ikke overdimensjonere bæresystemet, da stål og betong både er kostbart og skadelig for miljøet. Samtidig er det viktigste at konstruksjonen får tilstrekkelig styrke og stivhet. Dimensjonene i konstruksjonen er i utgangspunktet bestemt på forhånd, men gruppen må kontrollere at disse er tilstrekkelige. Dersom dimensjoneringen ikke går opp, må det gis forslag til endringer.

Prosjektet «Privaten Sannan» ligger i Steinkjer og består av 4 etasjer. Det er Norsk Konstruksjonsrådgivning AS som har prosjektert bygget som skal stå ferdig høsten 2022. Bygget består av både plattendecker og oppspente konstruksjonsdeler (1). Alle konstruksjonsdelene skal ha armering og denne må kontrolleres. Det skal kontrolleres kapasitet og styrke både i betongen og i armeringsjernene.

1.2 NOKR

Norsk Konstruksjonsrådgivning AS, forkortet NOKR, er et uavhengig rådgivende ingeniørfirma innen byggeteknikk. Firmaet ble etablert våren 2019 og holder til i Verdal. Firmaet har bred erfaring med prosjektering av de fleste typer bygg, og kan tilby byggeteknisk rådgiving for alle faser i et byggeprosjekt (2).

Oppgaven er gruppens løsning for prosjektering av «Privaten Sannan» for den eksterne bedriften, NOKR. Daglig leder, Bjørnar Melby, har vært behjelpelig med veiledning gjennom hele perioden. Bjørnar har fungert som ekstern veileder for oppgaven, og har bidratt med å besvare spørsmål gruppen har hatt. Terskelen for å stille spørsmål har vært lav, og han har vært lett tilgjengelig under oppgaveskrivingen.

1.3 Framgangsmåte

Dimensjoneringen gjøres ved å først velge et statisk system, og deretter bestemme laster for det valgte systemet. Mål for bygget ble gitt i tegninger fra NOKR. Når statikken og lastene er bestemt, skal konstruksjonsdelene dimensjoneres hver for seg. Konstruksjonsdelene skal dimensjoneres for brudd- og bruksgrenstilstand. Beregningene gjøres i Mathcad, og resultatet legges inn i oppgaven.

1.4 Avgrensninger

Underveis i oppgaven er det blitt diskutert interessante problemstillinger og temaer som kunne vært aktuelt å ta med. På grunn av tidsbegrensning og oppgavens omfang har gruppen vært nødt til å sette noen avgrensninger.

Gruppen har kun sett på de mest kritiske konstruksjonsdelene, altså der hvor de dimensjonerende lastene har vært størst. Det kunne vært aktuelt å se på dekket under en sportsbod, da nyttelasten i sportsboden er betydelig større enn i boligareal.

Gruppen har blitt enig med intern veileder om å gjøre alle beregninger for hånd, men at programmet Focus Konstruksjon fra Focus Software AS kan brukes til kontroll. Dette har imidlertid gruppen valgt å ikke gjøre. Mathcad har blitt brukt til å gjøre utregninger, og vi har ansett sjansen for å gjøre mulige regnefeil som liten når det brukes.

Gruppen ønsket i utgangspunktet å dimensjonere bæresystemet med minst mulig material. Dette innebærer at gruppen måtte sett på løsninger som gjorde at armeringsmengden ble mindre. Dette har ikke blitt gjort, men gruppen har forsøkt å beregne så korrekt som mulig slik at det ikke legges inn mer armering enn nødvendig. Gruppen har også sett på hva som kunne redusert materialbruken under kapittel 6: Diskusjon.

Det er sett bort fra torsjon for dimensjonering av bjelke. For knekking er det kun sett på teoretisk kritisk knekklast, også kalt Eulerlast. Søylene kunne vært kontrollert for lastvirkning etter 2. ordens teori med material- og stabilitetsbrudd.

1.5 Struktur

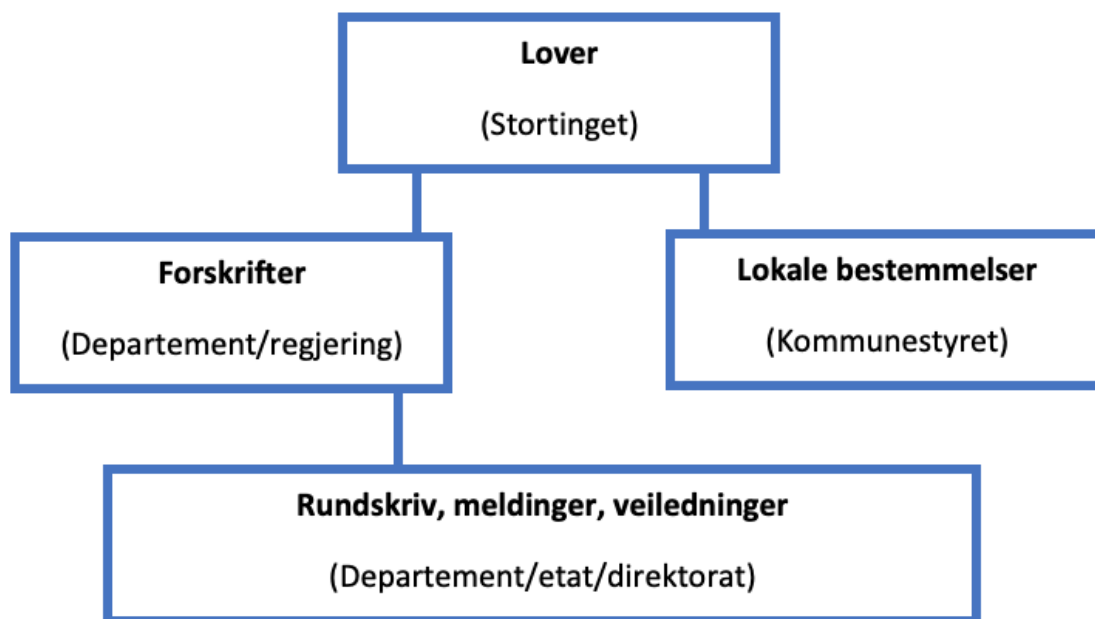
Oppgaven består av en hoveddel og en vedleggsdel. Første del av hoveddelen tar for seg all teori og alle metoder som er brukt til å løse oppgaven. I siste del av hoveddelen er resultatet presentert og diskutert. I vedleggsdelen foreligger alle beregninger i strukturert rekkefølge. I vedlegget ligger også tegninger som er brukt som beregningsgrunnlag.

2 Teori

2.1 Regelverk

2.1.1 Lov og forskrift

Lov om planlegging og byggesaksbehandling, også kalt plan- og bygningsloven, er den viktigste loven for bygge- og anleggsvirksomheten. Hvordan landets arealer skal brukes og reguleres bestemmes av plan- og bygningsloven, og den skal fremme bærekraftig utvikling for arealbruk og bebyggelse. I tillegg til plan- og bygningsloven er det ulike forskrifter som må følges, blant annet Byggteknisk forskrift (TEK17) og Byggesaksforskriften (SAK) (3). Disse forskriftene utfyller plan- og bygningsloven. Forskriftene gir både funksjonskrav, stiller tekniske krav og utdyper byggesaksbehandlingsprosessen. Figur 1 viser hvordan lover, forskrifter, lokale bestemmelser og veiledninger er rangert (4).



Figur 1: Rangering av lov, forskrift, lokale bestemmelser og veiledninger

2.1.2 Norsk standard

Standard Norge utvikler og forvalter standarder i Norge. De er Norges medlem i den europeiske standardiseringsorganisasjonen (CEN) og den internasjonale standardiseringsorganisasjonen (ISO). Dermed sikrer de at norske interesser blir ivaretatt i utarbeidelsen av internasjonale standarder. Standard Norge gir ut Norsk standard som de eneste i Norge (5).

Eurokoder er en serie standarder for prosjekteringen av byggverk og dokumentasjon av produkters bæreevne/styrke til konstruksjonsformål. Eurokodene er felles europeisk standard og brukes under planlegging, prosjektering, utførelse og verifikasjon av bygg- og anleggskonstruksjoner. Det finnes 10 ulike eurokoder som alle i dag er blitt Norsk Standard, hvor den første betegnes NS-EN 1990, den neste NS-EN 1991, helt opp til NS-EN 1999. Hver eurokode er inndelt i flere underdeler, og hele serien består totalt av 58 deler. Alle eurokodene har også et nasjonalt tillegg (NA) på slutten, som tar for seg nasjonale bestemmelser. Reglene i TEK og plan- og bygningsloven kan anses som oppfylt dersom metoder er benyttet og utført i henhold til Norsk Standard og eurokodene (6). De aktuelle Eurokodene for oppgaven er listet opp nedenfor.

NS-EN 1990 – Eurokode 0: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner

NS-EN 1991 – Eurokode 1: Laster på konstruksjon

NS-EN 1992 – Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner

2.1.3 Byggforskserien

Byggforskserien kan brukes til prosjektering, utførelse og forvaltning av bygninger, og gir dokumenterte løsninger og anbefalinger. Løsningene oppfyller kravene i Byggteknisk forskrift (TEK) og andre lover og forskrifter, men er ikke lovverk. Byggforskserien er brukt i bygg- og anleggsbransjen som rettesnor for god byggeskikk og håndverksmessig utførelse. Direktoratet for byggekvalitet (DiBK) anbefaler å bruke Byggforskserien til dokumentasjon, underlag for kontrollplaner og sjekklister, samt til generell kompetanseutvikling. Serien baserer seg på SINTEFs kunnskap fra forskning og utvikling, materialprøver, produktsertifisering, teknisk godkjenning og byggeskadesaker, i tillegg til erfaringsgrunnlag fra byggenæringen (7).

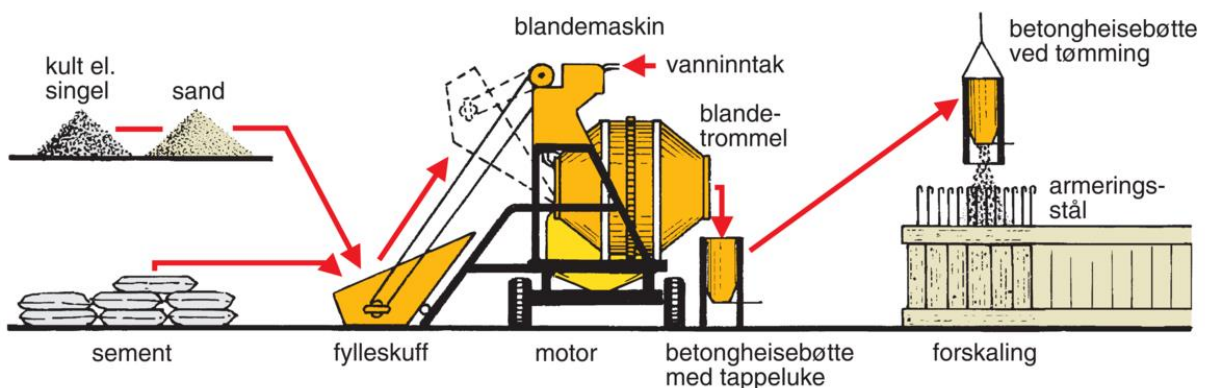
2.2 Betong

2.2.1 Generelt

Betong er et byggemateriale som består av sement og vann blandet sammen, med tilslag av sand- og steinmaterialer. Sementen får en kjemisk reaksjon i kontakt med vannet som gjør at massen stivner og etter hvert oppnår betydelig styrke (8). Betong er verdens mest brukte byggemateriale og brukes i en rekke ulike bygningsprodukter. Teknikken for å lage betong er flere tusen år gammel, men blir kontinuerlig videreutviklet for å oppnå bedre funksjonalitet (9). Betong kan enten plasstøpes eller prefabrikeres. Plasstøpt betong vil si at betongen støpes og herder der den skal brukes, mens prefabrikkert betong lages ferdig på forhånd før den fraktes dit den skal brukes. Betong kan brukes til konstruksjonselementer som broer, dammer, rør, søyler, bjelker, vegger og dekker (8).

2.2.2 Sammensetning og fremstilling

Vann og sement lager noe som kalles for sementlim, som fyller ut hulrom mellom tilslaget. Tilslaget kan være sand og singel eller sand og pukkk (8). Sementlimet, sammen med tilslaget, kan blandes i roterende blandemaskiner. På større byggeplasser er det ofte sentrale blande- og proporsjoneringsverk, slik at betongen kan fraktes fra blandestedet til de ulike delene av byggeplassen med for eksempel kran. Det finnes også betongfabrikker som kan levere fersk betong til byggeplasser i sitt område (8). Figur 2 illustrerer hvordan et blandeverk for en middels stor byggeplass kan se ut.



Figur 2: Blandeverk for en middels stor byggeplass (Store Norske Leksikon, 2019)

2.2.3 Støping og forskaling

Fersk betong plasseres i støpeformer med eventuell armering allerede plassert. Når betongen er plassert, må den bearbeides slik at den pakker seg tett sammen og fyller støpeformen helt. Dette er for å hindre at betongen får sprekker og hull når den er ferdig herdet. I herdeperioden er det viktig at betongen holdes fuktig og varm slik at ikke den kjemiske reaksjonen mellom vannet og sementen stopper opp. Støpeformen, også kalt forskalingen, kan bygges etter behov, eller det kan brukes prefabrikkerte forskalingslemmer. Utforming av en veggforskaling kan ses i Figur 3.



Figur 3: Veggforskaling på byggeplass. Foto: algeco.no

2.2.4 Betongkvalitet

Betong kommer i ulike kvaliteter og med ulike egenskaper. Trykkfastheten til herdet betong sier noe om kvaliteten på betongen. Trykkfasthet er den trykklasten betongen skal tåle, og måles i N/mm^2 . Andre forhold som vanntetthet, frostbestandighet og slitestyrke må også tas hensyn til ved kvalitetssetting av betong (8). Fasthetsklassene vi bruker i Norge, og som er angitt i Eurokoden, går fra B12 til B90, hvor for eksempel B20 angir en trykkfasthet på 20 N/mm^2 (EC2, tabell 3.1). I tillegg til fasthetsklasser, deles betong inn i bestandighetsklasser og eksponeringsklasser. Disse definerer egenskapene som den aktuelle betongen må tilfredsstillе, basert på miljøet den skal benyttes i (10).

2.2.5 Nedbøyning

En betongkonstruksjon får nedbøyning på grunn av laster den utsettes for. Nedbøyningsbegrensinger er en av de tre vanligste bruksgrensetilstandene (EC2, 7.1). Deformasjonen skal ikke være slik at den påvirker dens tiltenkte funksjon eller utseende på en ugunstig måte, og heller ikke overskride det som er akseptabelt for tilstøtende elementer (EC2, 7.4.1, (1) og (3)). Nedbøyningen skal ikke overskride $L/250$, der L er spennvidden. Overhøyde kan brukes for å kompensere for deler av eller hele nedbøyningen, men overhøyden bør likevel ikke overskride $L/250$ (EC2, 7.4.1.(4)). For å regne ut nedbøyninger i en konstruksjon kan enhetslastmetoden benyttes. Enhetslastmetoden benytter prinsipp om virtuelt arbeid, hvor en virtuell enhetslast plasseres på samme plass og i samme retning som nedbøyningen på et statisk system.

2.2.6 Kryp og svinn

Kryp er en tidsavhengig deformasjon i et materiale på grunn av ytre belastning og er sammensatt av forsinket elastisk deformasjon, i tillegg til plastisk deformasjon som ikke går tilbake etter avlastning (11). Betongens kryp og svinn avhenger av omgivelsenes fuktighet, konstruksjonsdelens tvernsnittdimensjon og sammensetningen til betongen (EC2 3.1.4 (1)). Krypningens størrelse angis ved et kryptall som avhenger av de foregående faktorene, i tillegg til betongens alder ved belastningstidspunkt.

Svinn, også kalt svinntøyning, er en tidsavhengig deformasjon i et materiale på grunn av uttørking. Uttørking av betong fører til at den krymper, og denne krympingen kalles svinn. I motsetning til kryptøyning er ikke svinn avhengig av lastnivå.

2.2.7 Riss

Om det oppstår volumendringer i ung betong, kan det oppstå riss og i verste fall sprekkdannelser i betongen. Disse kan trekke til seg vann og gjøre at armeringen begynner å ruste, i tillegg til at det påvirker utseendet til betongen (11). Figur 4 hvordan riss påvirker utseendet i en betongvegg på Studentersamfundet. Opprissing skal begrenses slik at det ikke skader konstruksjonens funksjon eller bestandighet, eller gir et uakseptabelt utseende (EC2 7.3.1 (1)). Riss er vanlig i konstruksjoner som utsettes for bøyning, skjær, torsjon og strekk. Det finnes grenseverdier for hvor stor beregningsmessig rissvidde en konstruksjon kan ha i Eurokode 2.



Figur 4: Riss i betongvegg på Studentersamfundet. Foto: Julie Waaler

2.2.8 Spenningsbegrensning

For å unngå riss i lengderetning, stilles det krav til begrensning av trykkspenning i betongen (EC2, 7.2). Riss i lengderetning kan oppstå dersom spenningsnivået for den karakteristiske lastkombinasjonen overskrider en kritisk verdi. Det stilles også krav til strekkspenninger i armeringen for å begrense in-elastic tøyning, uakseptabel opprissing eller deformasjon.

2.3 Armeringsstål

2.3.1 Generelt

Stål er en legering av jern og karbon, og benyttes i mange konstruksjoner på grunn av sin høye strekkstyrke og moderate kostnad. Stål brukes som armering i de fleste betongkonstruksjoner, som stålstendere i bindingsvegger og til andre konstruktive og dekorative formål (13). Armeringsstål legges inn i betong for å ta opp strekkrefter. Betong tar høyt trykk, men tåler så godt som ingen strekkpåkjenning. Armeringsjern legges inn i den delen av konstruksjonen som blir utsatt for strekk (14). I tillegg til armeringsstål i form av stenger finnes det armering laget av ståltrådnetting og glassfiber. Figur 5 og 6 viser hvordan armering i form av stenger og netting kan se ut. Armeringsstålet som legges inn i betongen må forankres i begge ender og forankringen er kun effektiv i trykksonen av tverrsnittet. Det kan også brukes armeringsstål for å ta opp trykkpåkjenninger. Siden betongen selv kan ta store trykkpåkjenninger, brukes trykkarmering først og fremst om det er ønskelig å holde dimensjonene på betongen nede (15). Stålet finnes i to kvaliteter, B500B og B500C, hvor 500 er den karakteristiske verdien for flytegrense i N/mm^2 og bokstaven bak angir duktilitetsklasse (14).



Figur 5: Armeringsjern. Foto: efco.no



Figur 6: Armeringsnett. Foto: obsbygg.no

2.3.2 Overdekning

Betongen brukes for å beskytte armeringsstålet mot korrosjon. Derfor stilles det minstekrav til betongoverdekning mellom armering og betongoverflaten. Kravet til overdekning avhenger av miljøpåvirkninger, eksponeringsklasse og konstruksjonsklasse.

2.3.3 Spennstål

Spennstål er stål som er spent opp og lagt i betongen for å øke strekkstyrken i betongen. Oppspenning kan gjøres før eller etter stålet er lagt i betongen. Spennstål brukes primært for å holde dimensjonene på betongen nede, samtidig som man beholder strekkapasiteten i betongen (16). Virkningen av oppspenningen inkluderes i det beregnede indre momentet og aksialkraft (EC2, 5.10.1 (3)).

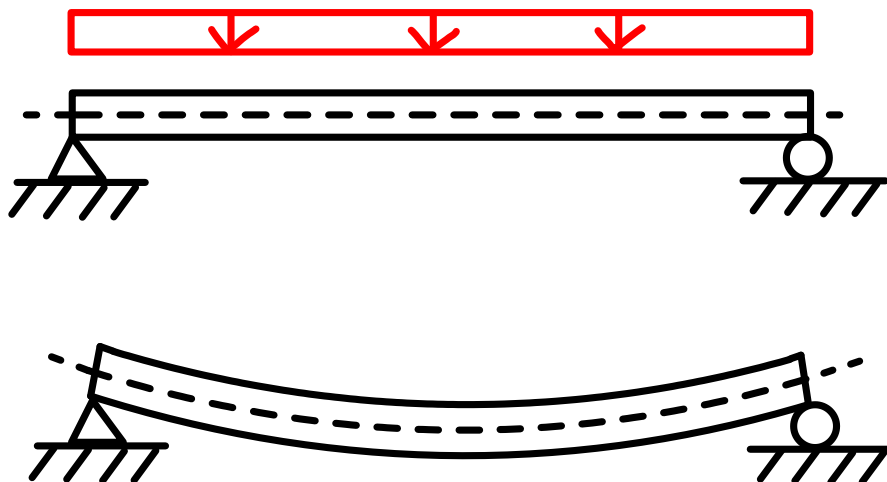
2.4 Konstruksjonskomponenter og statisk system

2.4.1 Statisk system

Et statisk system er en modell som illustrerer hvordan bæresystemet er tenkt, med lengder og opplagerbetingelser. Bæresystemet er bestemt ut ifra hvilke komponenter som er bærende i konstruksjonen. Bærende konstruksjonskomponenter må dimensjoneres så de tåler kreftene som virker på konstruksjonen. En konstruksjon er satt sammen av ulike komponenter (17). Sammen kan komponentene utgjøre for eksempel bygninger, bruer eller tunneler. I slike konstruksjoner vil noen av komponentene være bærende og andre ikke.

2.4.2 Bjelke

Bjelker er vanligvis bærende i konstruksjoner, og er ofte brukt under gulv, i bjelkelag, tak eller dekker (18). Bjelker kan ha ulik form på tverrsnittet, avhengig av materiale og funksjon. Bjelker er som regel horisontalt bærende, og har moment og skjærkraft som indre snittkrefter. Verdiene for moment, skjærkraft og nedbøyning avhenger av bjelkes utforming. Figur 7 viser en fritt opplagt bjelke med jevnt fordelt last, og hvordan den bøyes.



Figur 7: Fritt opplagt bjelke som bøyes ned under jevnt fordelt last.

2.4.3 Søyle

En søyle er en frittstående, vertikal bygningsdel. Søylenes oppgave er primært å ta opp og overføre trykk, men kan også ta opp bøyningmomenter. Tverrsnittet til en søyle kan være kvadratisk, rektangulært eller sirkulært. Søylenes er vanligvis laget av armert betong, og bærer en bjelke, en drager eller i noen tilfeller et dekke (19). Figur 8 viser en sirkulær søyle som bærer svalgangen over.



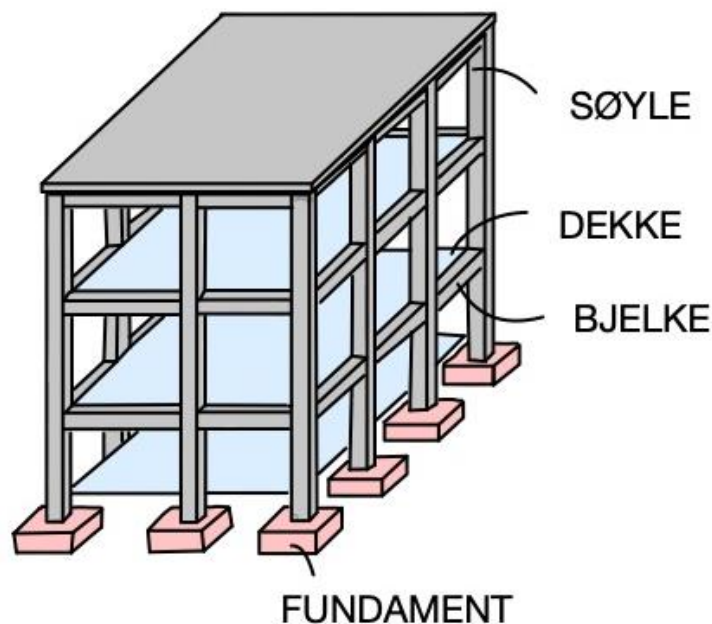
Figur 8: Sirkulær søyle på byggeplass i Steinkjer. Foto: Ina Kjelland

2.4.4 Ramme

En ramme består av søyler og bjelker satt sammen til en konstruksjon i 2D eller 3D. På grunn av at bjelkene her står i vertikal og horisontal retning, vil en ramme i tillegg til moment og skjærkraft også få normalkraft. I en ramme er hjørnene momentstivt forbundet (20).

2.4.5 Fundament

Fundament er den delen av et byggverk som overfører vekten av konstruksjonen og de ytre lastene som konstruksjonen utsettes for, ned i grunnen. Figur 9 viser hvordan en konstruksjon kan være bygd opp med fundamenter, dekker, søyler og bjelker. Fundamenter kan utføres på ulike måter, avhengig av grunnen under konstruksjonen. Ved gode grunnforhold, for eksempel på fjell, fast sand, grus eller hard leire, brukes direkte fundamentering. Vekten fra bygget føres gjennom vegger eller søyler ned på søylefundamenter som består av armert eller uarmert betong. Fundamentene skal ha tilstrekkelig bæreevne og uttrykkes som et trykk. Bæreevnen avhenger av lasttype, jordartens styrke og utformingen til fundamentet (21).



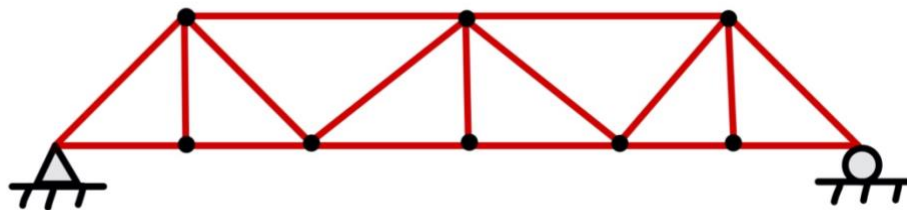
Figur 9: Typisk rammekonstruksjon med fundamenter, dekke, søyler og bjelker.

2.4.6 Etasjeskiller /dekke

Etasjeskiller er en bygningsdel som skal skille mellom to etasjer, og kan bygges av tre eller betong. Etasjeskillere av tre kalles bjelkelag, mens en etasjeskiller av betong kalles et dekke (22). Betongdekker kommer i ulike typer, avhengig av ønsket funksjon i konstruksjonen. Noen av de ulike typene er plattendekker, massive betongdekker og hulldekker. Betongdekker kan være oppspent på forhånd eller i ettertid, eller ikke spent opp i det hele tatt. Et betongdekke kan også legges direkte på grunnen.

2.4.7 Fagverk

Fagverk er en konstruksjon som kun er bygd opp av aksialstaver. Aksialstaver er komponenter som kun tar trykk og strekk, og ikke bøyemoment og skjærkraft. Fagverk er bygget opp av staver i trekkanter, med momentfrie ledd i alle knutepunkt (23). Fagverk har høy bæreevne i forhold til vekt på grunn av sine forholdsvis tynne og lange staver. De brukes derfor ofte ved store spennvidder, for eksempel i broer eller takkonstruksjoner (24). Figur 10 viser en statisk modell for et typisk fagverk.



Figur 10: Statisk modell for et typisk fagverk.

2.5 Laster

2.5.1 Nyttelaster

Nyttelaster på byggverk er laster som oppstår under bruk. Nyttelaster omfatter verdier som personers normale bruk, møbler og bevegelige gjenstander, kjøretøy og situasjoner som sjeldent forventes å oppstå (EC1 del 1-1, 6.1(1)). Nyttelastene i NS-EN 1991 1-1 er angitt som jevnt fordelte laster eller punktlaster, eller kombinasjoner av disse. Arealer som benyttes til formål med ulike lastkategorier skal dimensjoneres med hensyn på det mest ugunstige lasttilfellet. Nyttelaster som virker samtidig som andre variable påvirkninger i dimensjonerende situasjoner kan betraktes som en enkelt påvirkning (EC1 del 1-1, 3.3.1(1) og (2)).

2.5.2 Egenlaster

Egenlasten for byggverk omfatter konstruksjonen og ikke-bærende deler medregnet faste permanente installasjoner og tyngden av jord og ballast. Egenlast for byggverk bør i de fleste tilfeller angis ved en enkel karakteristisk verdi og beregnes på grunnlag av nominelle dimensjoner og de karakteristiske verdiene for tettheten (EC1 – del 1-1, 5.1 (1) og (2)) (25).

2.5.3 Snølast

Snølasten er den vekten konstruksjonen utsettes for på grunn av snø. Snølasten fastsettes på bakgrunn av hvilken kommune bygningen er plassert i, høyden over havet på byggested, takutformingen til bygget og bygningens geometri der det er tak i flere nivåer (26).

2.5.4 Vindlast

Vindlasten er den vekten konstruksjonen utsettes for på grunn av vind. Vindlasten fastsettes på bakgrunn av hvilken kommune bygningen er plassert i, topografien i minst 10 km radius rundt byggestedet, takutformingen og bygningens plassering i forhold til andre bygninger (27).

2.6 Programvare

2.6.1 Ove Sletten

Ove Sletten er en programvare fra Focus Software og brukes for å regne på betongkonstruksjoner. Ove Sletten består av en serie selvstendige program, herunder BTSnitt, E-bjelke, K-bjelke, V-skive, Flatedekker og Lastberegning. Programmet legger til grunn gjeldene norske standarder, og gir all nødvendig informasjon for å dokumentere beregninger (28).

2.6.2 Mathcad

Mathcad er et beregningsprogram for matematikk som brukes av ingeniører og forskere. Programvaren inneholder noen elementer fra et algebrasystem, men med vekt på brukervennlighet. Mathcad husker verdier og benevninger, og er hensiktsmessig å bruke til utregninger som skal endres på underveis (29).

3 Metode

3.1 Valg av mål

Gruppen fikk i januar tilsendt relevante tegninger av ekstern veileder i Norsk Konstruksjonsrådgivning AS, Bjørnar Melby. Tegningene inneholder arbeidstegning for dekker, snitt for høyder over dekker, detaljtegninger av konstruksjonselementer og fundamentplan. Mål for tverrsnitt og lengder på komponenter tas direkte fra tegningene. Der det er ulike mål for samme komponent vil det velges de verdier som gir mest konservativ løsning.

3.2 Valg av statisk modell

For å kunne dimensjonere bæresystemet er det nødvendig å bestemme en statisk modell. Dette må bestemmes med tanke på hva som gir mest konservativ løsning, da beregningen bør gjøres for verst tenkelig tilfelle. De statiske modellene for de ulike delene av bæresystemet presenteres i dimensjoneringsgrunnlag. Det skal komme tydelig frem hvordan det statiske systemet er utformet for å dimensjonere den gitte konstruksjonsdelen. Dette vil vises med figurer og illustrasjoner som gruppen vil tegne underveis i oppgaven. Illustrasjonene skal vise opplagerbetingelser, lengder og laster som virker på elementet. Disse vil også presenteres i dimensjoneringsgrunnlaget.

3.3 Laster

Etter at det statiske systemet er bestemt, må de ulike lastene i bygget bestemmes. For nytte- og egenlaster gjøres dette ved hjelp av Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-1. Snø- og vindlast blir regnet ut i Ove Sletten Lastberegning. Deretter må det bestemmes hvilke laster som virker på de ulike komponentene, og hvordan disse komponentene påvirkes. Dette gjøres i dimensjoneringsgrunnlaget. Stålkonstruksjoner: profiler og formler ble brukt til å regne på lastene ned i hvert element.

3.4 Dimensjoneringen

Alle komponentene i bæresystemet dimensjoneres hver for seg etter at lastene er bestemt. Først kontrolleres de for bruddgrensetilstand, deretter kontrolleres alle begrensningene i bruksgrensetilstand. Dimensjoneringen blir gjort ut ifra Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner. Betongkonstruksjoner – beregning og dimensjonering etter Eurocode 2 av Svein Ivar Sørensen blir brukt for oppklaring og utledning av det som står i Eurokoden. Beregningene blir gjort for hånd, før de føres inn i beregningsprogrammet Mathcad. Dette gjøres for å lett endre på variabler og holde god orden på utregninger. Selve dimensjoneringen skjer i Mathcad, men resultatet av disse beregningene vil fremvises under kapittel 5: Resultat.

3.5 Bruddgrense og bruksgrense

I bruddgrensetilstanden skal konstruksjonen sjekkes for moment-, skjær- og aksialkapasitet. Det kan også være hensiktsmessig å kontrollere konstruksjonsdelene for heft og forankring. Dersom ikke bæresystemet har god nok styrke eller kapasitet i bruddgrensetilstanden, må endringer gjøres på utforming av tverrsnitt eller laster slik at systemet får tilstrekkelig kapasitet mot brudd. I bruksgrensetilstanden skal tidsavhengige faktorer som kryp, svinn, relaksasjon, riss og nedbøyning sjekkes. I tillegg må spenningsbegrensningene kontrolleres i bruksgrensetilstand.

3.6 Fremvisning av resultat

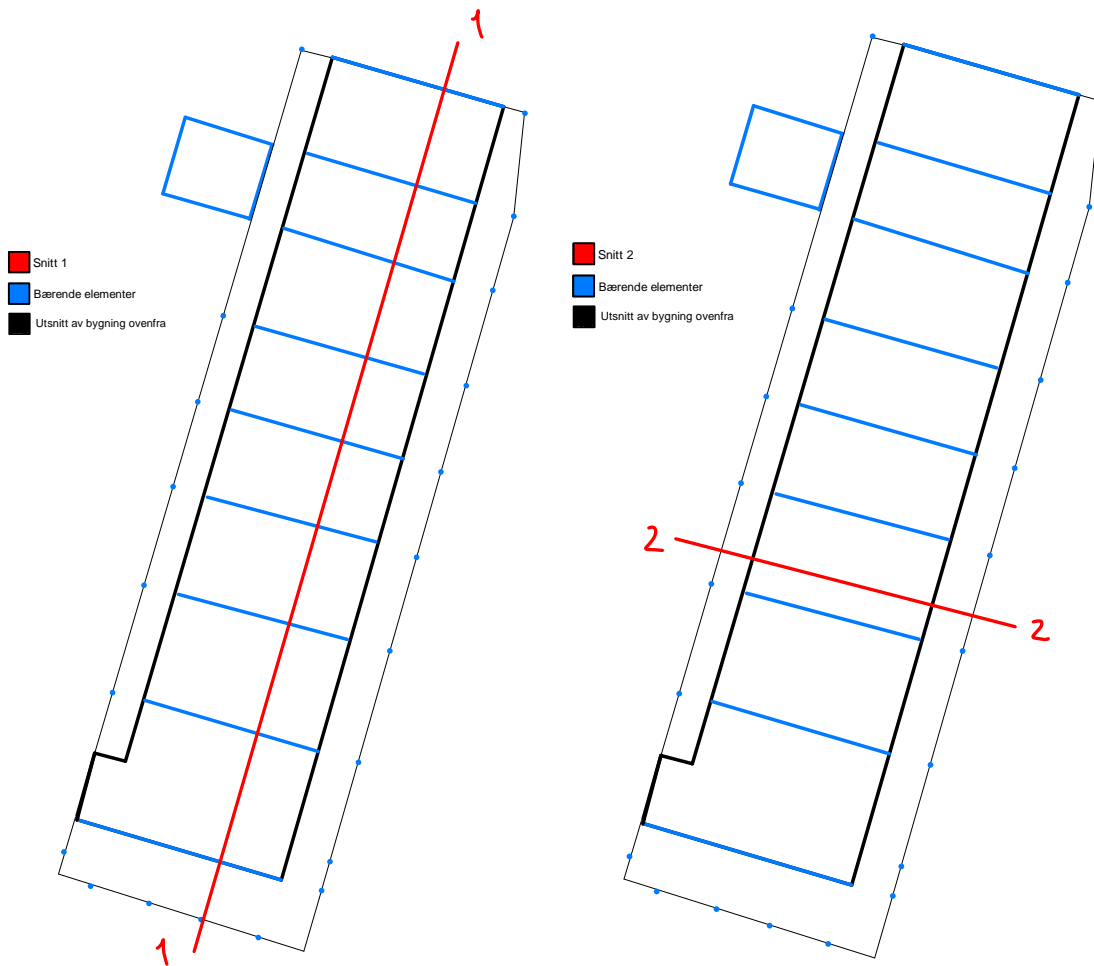
Utregninger legges ved som vedlegg fra Mathcad. Det vil derfor være hensiktsmessig med ryddige og oversiktlige Mathcad-filer, slik at det er lett å se hva som er blitt gjort. Resultater av kontroller og armeringsmengder limes inn i oppgaven. For å vise hvordan armering er lagt i de ulike delene av bæresystemet, blir det satt inn figurer og illustrasjoner under kapittel 5: Resultat.

4 Dimensjoneringsgrunnlag

4.1 Statikken

4.1.1 Hele bygget

Det statiske systemet for hele bygget vil bestå av rammekonstruksjoner som er fritt opplagt i hjørnene. Illustrasjonene nedenfor viser bygget sett ovenfra i en vilkårlig etasje. Det som er tegnet i blått viser bærende elementer i form av vegger og søyler. Ved å ta et snitt gjennom langsiden, og et gjennom kortsiden av bygningen, vil det statiske systemet kunne ses fra to akser. Figur 11 og 12 viser hvor i bygget snittene er tatt. Snitt 1 og snitt 2 kan ses på vedlegg C.

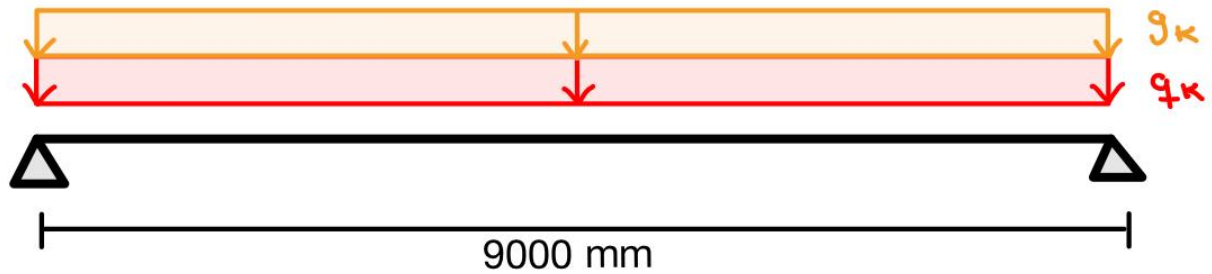


Figur 11: Statisk system, Snitt 1

Figur 12: Statisk system, Snitt 2

4.1.2 Dekke

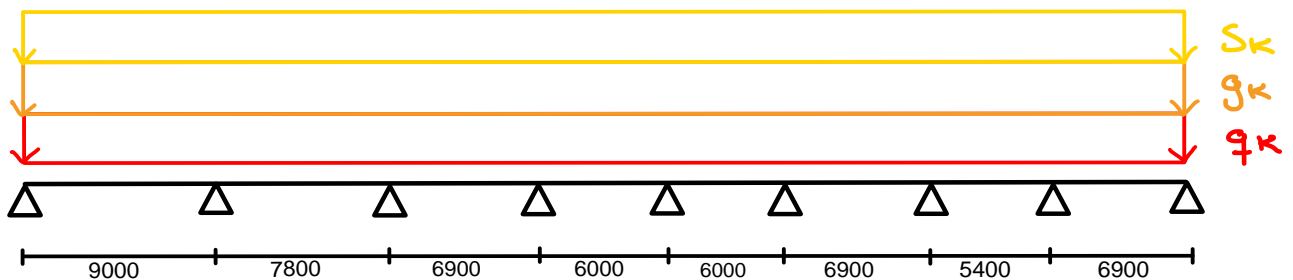
Dekket dimensjoneres som en fritt opplagt bjelke pålastet med egenlast og nyttelast. Dekkene festes i veggene, noe som gjør at hvert dekke kun trenger å bære vekt fra én etasje. Den statiske modellen for dekket er vist i Figur 11.



Figur 11: Statisk modell for dekke.

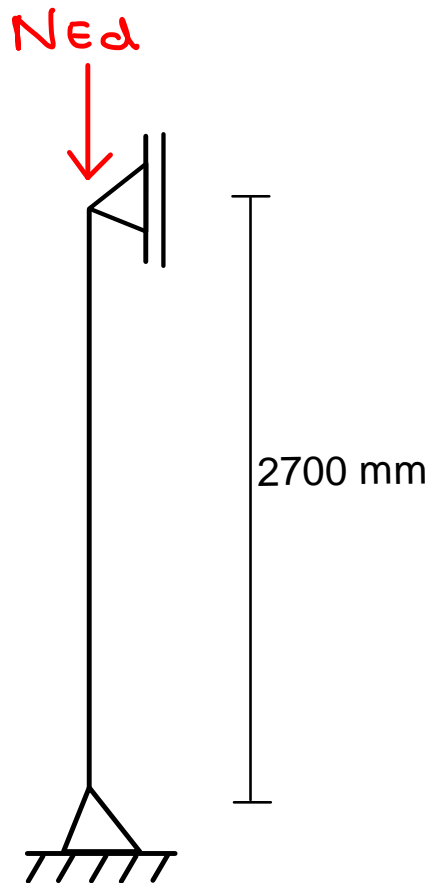
4.1.3 Vegg

For å dimensjonere bærevegger ses det på kreftene som overføres fra dekket på langsiden og ned i veggene. Alle målene er i mm. Bæreveggene skal bære last fra alle øvrige dekker og deres tilhørende nyttelast, i tillegg til snølast. Dekket ses på fra langsiden og anses som en bjelke. En vegg vil deretter dimensjoneres ut ifra den største opplagerkraften. Figur 12 viser den statiske modellen for dekket for dimensjonering av vegg.



Figur 12: Statisk modell for dekke for dimensjonering av vegg.

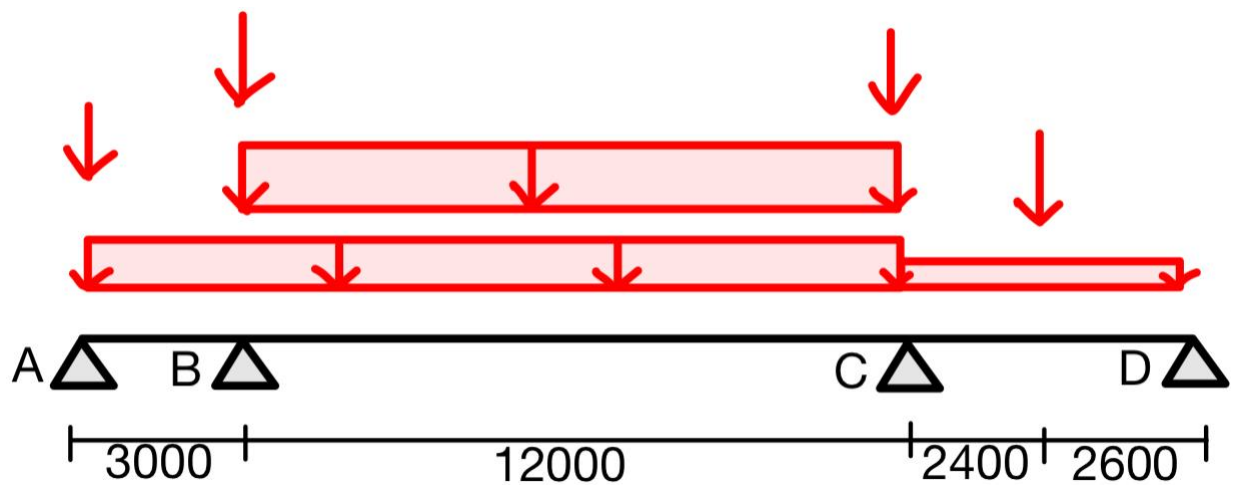
Veggen dimensjoneres som en søyle som er fritt opplagt nede og med glidelager i toppen, for å få mest konservativ løsning. Veggen belastes med en vertikal kraft i toppen. Statisk modell for søyle med vertikal kraft er illustrert i Figur 13. For å dimensjonere veggen som en søyle regnes det med en meter innover, det vil si at høyden i tverrsnittet blir en meter.



Figur 13: Statisk modell for vegger og søyler.

4.1.4 Søyle i parkeringskjeller

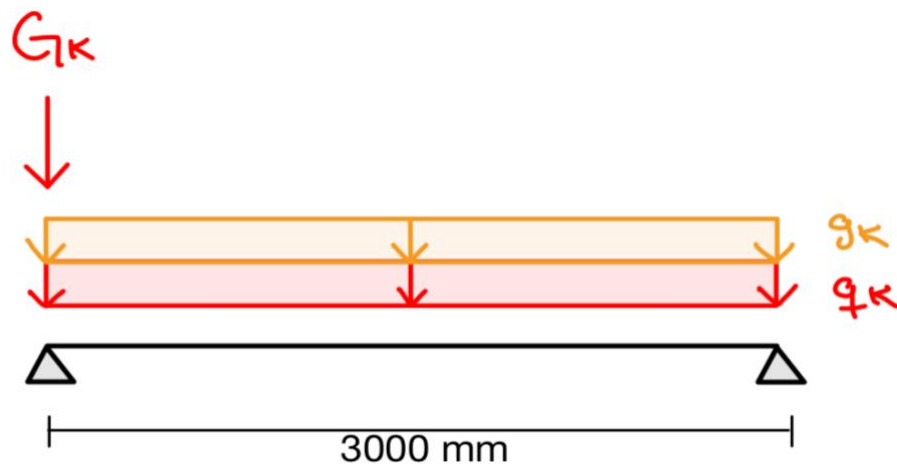
Søylene i parkeringskjeller skal dimensjoneres for å ta all last fra dekker, inkludert egenlast, snølast og nyttelast, samt egenvekt fra veggene og søylene over. Lastene regnes ut ved å se på dekket fra kortsiden. Det er brukt samme statiske modell for denne søylen som for søylen i Figur 13. Opplagerkraften som oppstår i opplager C tilsvarer kraften som går videre ned i søylen som en punktlast. Figur 14 viser statisk modell for dimensjonering av søylen i parkeringskjeller.



Figur 14: Statisk modell for dekke for dimensjonering av søyle i parkeringskjeller.

4.1.4 Sylindriske søyler

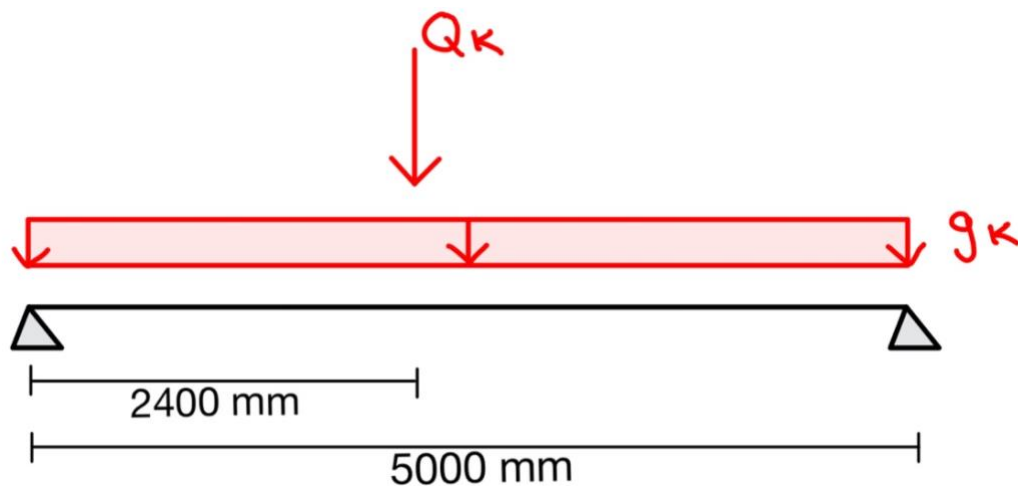
De sylindriske søylene på utsiden av bygget dimensjoneres for å ta opp egenvekt og nyttelast fra svalgang, og punktlasten fra søylene over. Det er brukt samme statiske modell for denne søylen som for søylen i Figur 13. Statisk modell for svalgangen er vist i Figur 15.



Figur 15: Statisk modell for svalgang for dimensjonering av sylindriske søyler.

4.1.5 Bjelke

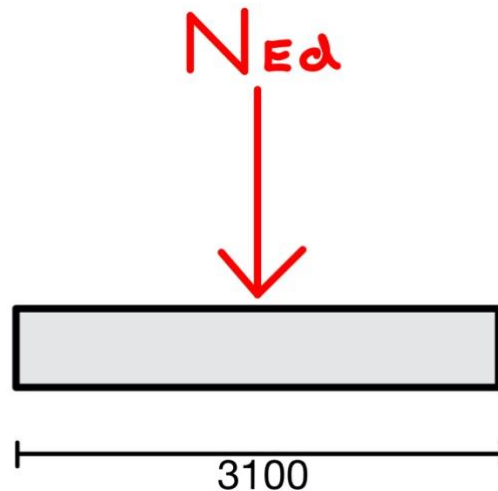
Bjelken i parkeringskjelleren dimensjoneres for å tåle nyttelast og egenlast fra alle svalgangene over, i tillegg til vekten fra de sylindriske søylene over. Statisk modell for bjelke er vist i Figur 16.



Figur 16: Statisk modell for bjelke.

4.1.6 Fundament

Fundamentet skal ta opp kreftene fra søylen over og føre dem ned i grunnen. Kraftene på fundamentet vil derfor bli de samme som for søylen i parkeringskjeller. Statisk modell er vist i Figur 17.



Figur 17: Statisk modell for fundament.

4.2 Tverrsnitt

I beregningene er det brukt dimensjoner oppgitt i Tabell 1 for de ulike tverrsnittene. Illustrasjon av tverrsnittene kan ses i vedlegg D.

Tabell 1: Tverrsnitt brukt i dimensjonering.

	Bredde [mm]	Høyde [mm]
Dekke	1000	260
Vegg	200	1000
Firkantet søyle	300	500
Rund søyle	250	250
Bjelke	400	300
Fundament	3100	3100

4.3 Materialegenskaper

4.3.1 Betong

Betongen i vegger, søyler, bjelker og dekker innendørs har fasthetsklasse B30. Dekket i parkeringskjeller, svalganger og terrasser har fasthetsklasse B35. Disse er oppgitt på arbeidstegningene. Overdekningen innvendig er oppgitt til $C_{nom} = 25$ mm, mens utvendig overdekning skal være $C_{nom} = 35$ mm. I tabell NA2.1N i Eurokode 2 er situasjonen «Vedvarende og forbigående» brukt for bestemmelse av materialfaktor for brudd. I Tabell 2 er det oppgitt ulike betongegenskaper som brukes i dimensjoneringen.

Tabell 2: Materialegenskaper for betong.

	B30	B35
Materialfaktor bruddgrense, γ_c	1,5 (EC2 tab. NA.2.1N)	1,5 (EC2 tab. NA.2.1N)
Lastkoeffisient, α_{cc}	0,85 (EC2 NA.3.1.6)	0,85 (EC2 NA.3.1.6)
Tyngdetetthet armert betong, γ	25 kN/m ³	25 kN/m ³
Midlere E-modul, E_{cm}	33 000 N/mm ²	34 000 N/mm ²
Overdekning, C_{nom}	25 mm	35 mm
Karakteristisk trykkfasthet, f_{ck}	30 N/mm ² (EC2, tab. 3.1)	35 N/mm ² (EC2, tab. 3.1)
Dimensjonerende trykkfasthet, f_{cd}	17 N/mm ² ($\alpha_{cc} \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$)	19,83 N/mm ² ($\alpha_{cc} \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$)
Tøyning, ϵ_{cu}	0,0035 (EC2, tab. 3.1)	0,0035 (EC2, tab. 3.1)
Middelverdi strekkfasthet 28 dager, f_{ctm}	2,9 N/mm ²	3,2 N/mm ²
Karakteristisk strekkfasthet med 5% sannsynlighet for underskridelse, $f_{ctk,0.05}$	2,0 N/mm ²	2,2 N/mm ²
Maksimal trykkspenning, $\sigma_c \leq 0,6f_{ck}$	18 N/mm ²	21 N/mm ²

4.3.2 Stålegenskaper

Flytegrensen til stål forteller hvor mye belastning stålet tåler før det oppstår synlige plastiske deformasjoner på grunn av strekk (30). Det er oppgitt på tegninger at armeringsstålet er i klasse B500C, noe som betyr at det er i duktiltetsklasse C og flytegrensen er på 500 N/mm². Det er oppgitt ulike materialegenskaper for armeringsstålet brukt i dimensjoneringen i Tabell 3.

Tabell 3: Materialegenskaper for stål.

	B500NC
Karakteristisk flytegrense, f_{yk}	500 N/mm ²
Dimensjonerende flytegrense, f_{yd}	434 N/mm ² ($\frac{f_{ck}}{\gamma_s}$)
Materialfaktor bruddgrense, γ_s	1,15 (EC2, tab. NA.2.1N)
E-modul, E_s	210 000 N/mm ²
Maksimal spenning, $\sigma_s \leq 0,8f_{yk}$	400 N/mm ²

4.3.2 Spennstålegenskaper

Spennarmert stål har større strekkfasthet enn vanlig armeringsstål. Dette fordi det er kaldtrukket og ikke varmvalset (14). For spennstålkvaliteten brukt i oppgaven er dimensjonerende strekkfasthet lik 1348 N/mm². Verdien ligger vanligvis mellom 1300 og 1400 N/mm². Det er oppgitt ulike materialegenskaper for spennarmering brukt i dimensjoneringen i Tabell 4.

Tabell 4: Materialegenskaper for spennarmering.

	Spennarmering
Karakteristisk strekkfasthet, f_{pk}	1700 N/mm ² (valgt)
0,1 % strekkgrense, $f_{p0,1k}$	1550 N/mm ² (valgt)
Dimensjonerende strekkfasthet, f_{pd}	1348 N/mm ² ($\frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s}$)
Materialfaktor bruddgrense, γ_s	1,15 (EC2, tab. NA.2.1N)
E-modul, E_p	195 000 N/mm ²

4.4 Armering

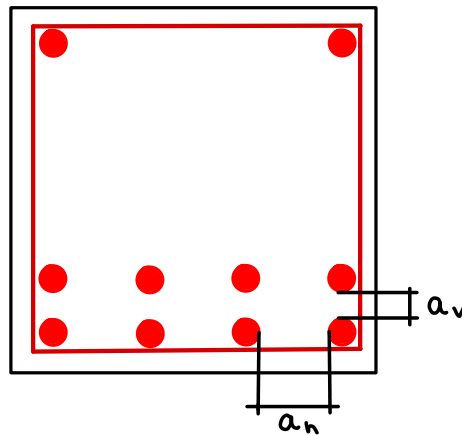
4.4.1 Lengdearmering

For lengdearmering skal det brukes armeringsjern med diameter lik 16 mm. Dette er oppgitt av ekstern veileder. Lengdearmering skal legges parallelt med konstruksjonens lengderetning. Eurokode 2 har krav til minste og største tillatte armeringsmengde i lengderetning for vegger, dekker, søyler og bjelker.

Når tverrsnitt utformes med beregnede armeringsmengder, er det krav til avstand mellom armeringsstenger. Figur 18 viser utforming av et tverrsnitt med armering. Minstekravet til fri avstand mellom stenger skal være den største verdien av $k_1 \times$ stangdiameter ϕ , største tilslagsstørrelse $d_g + k_2$, eller 20 mm (EC2, 8.2(2)). Største tilslagsstørrelse er valgt til 16 mm og stangdiameter er 16 mm. Verdiene for k_1 og k_2 er gitt av det nasjonale tillegget. Fra NA 8.2 er k_1 lik 2 mm for armering i samme lag og 1,5 mm for armering i ulike lag, mens k_2 er 5 mm. Dette gir følgende krav til verdier for a_h og a_v :

$$a_h = 32 \text{ mm}$$

$$a_v = 24 \text{ mm}$$



Figur 18: Prinsipptegning for tverrsnitt med armering.

4.4.2 Tverrarmering

Tverrarmering legges rundt lengdearmeringen i søyler og vegger. Tverrarmeringens diameter skal ikke være mindre enn 6 mm eller en fjerdedel av lengdearmeringens diameter (EC2, 9.5.3(1)). Bøylene med tverrarmering skal legges i hele høyden på søylen eller veggen, med en maksimal senteravstand etter Eurokode 2.

4.4.3 Skjærarmering

Skjærarmering legges i betongen i form av bøyer og skal ta opp skjærkrefter der det er beregningsmessig behov for det. Det er kun aktuelt med skjærarmering i konstruksjonsdeler som er utsatt for skjærkraft. Dersom det ikke er beregningsmessig behov, bør det legges inn en minste skjærarmeringsmengde (EC2, NA9.2.2). For skjærarmering er det valgt bøyer med diameter lik 8 mm i dimensjoneringen. De ulike diametere som er brukt for armering i dimensjonering er listet opp i Tabell 5.

Tabell 5: Armeringsdiameter.

	Diameter, ϕ [mm]
Lengdearmering	16
Skjærarmering	8
Tverrarmering	6

4.5 Laster

4.5.1 Nyttelaster

Karakteristiske verdier for nyttelaster er hentet fra tabell NA6.2 i Eurokode 2. Det er tatt utgangspunkt i kategori A fra tabell NA6.1. Kategori A omfatter arealer for inneaktiviteter og hjemmeaktiviteter. For sportsboder i 1. og 2. etasje er karakteristiske verdier for nyttelaster definert i tabell NA6.4, hvor det er tatt utgangspunkt i kategori E1 fra tabell 6.3. Kategori E1 omfatter arealet som er tilgjengelige for akkumulering av gods, medregnet atkomstkostnader. For parkeringskjeller hentes nyttelaster fra tabell NA6.8 og kategori F. De karakteristiske nyttelastene er listet opp i Tabell 6.

Tabell 6: Karakteristiske nyttelaster.

	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN/m ²]
Gulv	2,0	2,0
Trapper	3,0	2,0
Balkonger	4,0	2,0
Parkeringskjeller	2,5	20,0
Sportsboder	7,5	7,0

4.5.2 Karakteristiske egenlaster

Egenlasten for ulike konstruksjonskomponenter er avhengig av konstruksjonens tyngdetetthet og tverrsnitt. Tyngdetettheten for armert betong er gitt i Byggforsk og er lik 25 kN/m^3 (25). De relevante tverrsnittene for dimensjoneringen av bæresystemet er oppgitt i kap. 4.1. Alle karakteristiske egenlaster er regnet ut i vedlegg E og gjengitt i Tabell 7.

Tabell 7: Karakteristiske egenlaster.

	Egenlast
$g_{k, \text{dekke}}$	6,5 kN/m
$g_{k, \text{vegg}}$	5 kN/m
$G_{k, \text{sirkulær søyle}}$	3,313 kN
$G_{k, \text{firkantet søyle}}$	10,125 kN
$g_{k, \text{bjelke}}$	3 kN/m
$g_{k, \text{fundament}}$	77,5 kN/m ²

4.5.3 Snølast

Snølasten er hentet fra lastberegningsprogrammet Ove Sletten fra Focus Software. Inputverdier i denne utregningen var; Trøndelag fylke, Steinkjer kommune og takets geometri. Utregning kan ses i vedlegg E. Fra programmet kan karakteristisk snølast leses av til:

$$S_k = 3,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

4.5.4 Vindlast

Vindlasten er i likhet med snølasten hentet ut fra lastberegningsprogrammet Ove Sletten fra Focus Software. Den tar utgangspunkt i ingen topografisk påvirkning og innvendig vindlast for over- og undertrykk. Inputverdier i denne utregningen følger av Tabell 8. Vedlegg E viser utregningen for vindlast. Karakteristisk vindlast i kast kan leses av til:

$$q_{k, \text{kast}} = 1,15 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Tabell 8: Inputverdier for vindlastberegninger i Ove Sletten

	Input
Høyde	14 090 m
L1 (kortsiden)	20 000 m
L2 (langside)	61 800 m
Fylke	Nord-Trøndelag
Kommune	Steinkjer
Høyde over havet	22 m
Terrengruhetskategori	III

4.5.5 Lastkombinasjoner og lastkoeffisienter

Verdier for Ψ -faktorer for bygninger er hentet fra tabell NA.A1.1 i NS-EN 1990. Det er brukt kategori A: innendørs bostedarealer for nytteaster, se Tabell 9. Bruddgrensetilstander dimensjoneres etter dimensjonerende verdier for laster (STR/GEO). Lastkoeffisientene det dimensjoneres med videre er gitt av ligning 6.10b i Tabell 10.

Tabell 9: Ψ -faktorer.

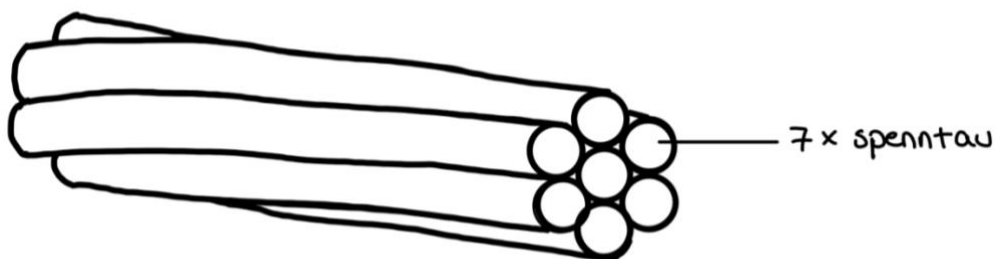
	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Kategori A: innendørs bostedsarealer	0,7	0,5	0,3

Tabell 10: Lastkoeffisienter.

Vedvarende og dimensjonerende situasjoner	Permanente laster		Dominerende variabel last	Øvrige variable laster
	Ugunstig	Gunstig		
Ligning 6.10a	$1,35 \cdot G$	$1,00 \cdot G$	$1,5 \cdot 0,7 \cdot Q$	$1,5 \cdot 0,7 \cdot Q_1$
Ligning 6.10b	$1,35 \cdot 0,89 \cdot G$ $= 1,2 \cdot G$	$1,00 \cdot G$	$1,5 \cdot Q$	$1,5 \cdot 0,7 \cdot Q_1$ $= 1,05 \cdot Q_1$

4.6 Oppspenning

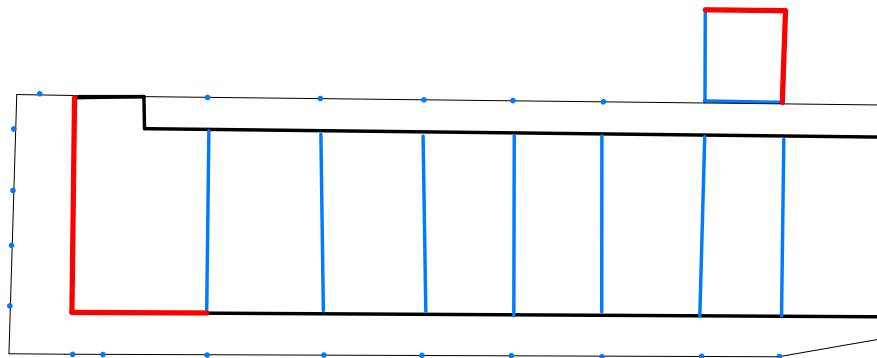
Dekket er den eneste konstruksjonsdelen i bæresystemet som er oppspent. Dekket er oppspent med en spennkraft på 120 kN. Denne kraften føres gjennom 14 spenntau fordelt på to spennkabler. Hver spennkabel består av syv spenntau, og skal derfor overføre 840 kN. Et spenntau har diameter på 11,3 mm, dette tilsvarer et areal på 100 mm² per spenntau. Total spennarmeringsmengde i tverrsnittet blir da 1400 mm². Figur 19 illustrerer en spennkabel bestående av syv spenntau.



Figur 19: Illustrasjon av spennkabel.

4.7 Skjærvegger

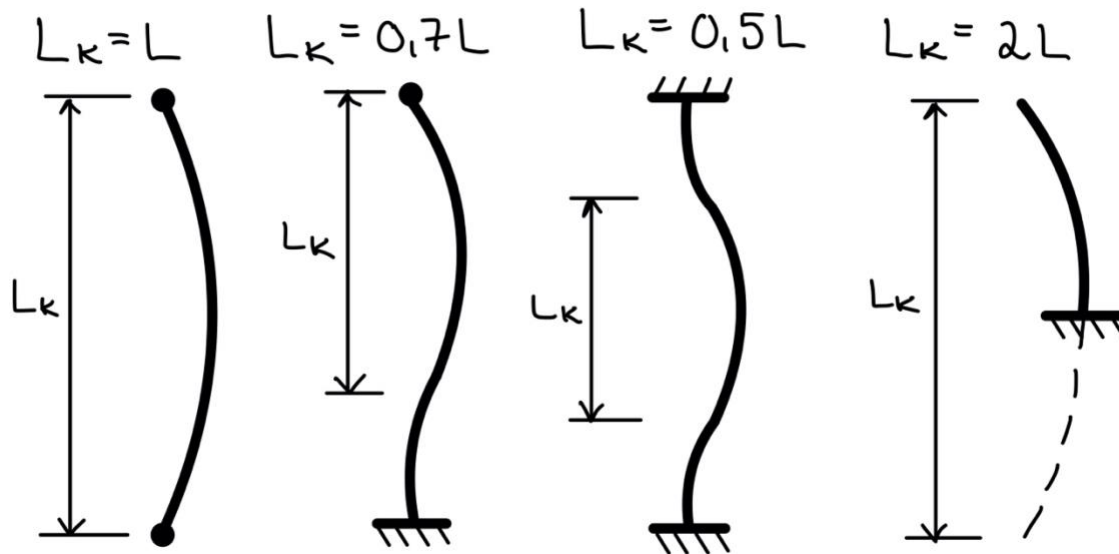
Skjærvegger skal avstive bygget mot horisontale laster. Bygget dimensjoneres med avstivning i heis- og trappesjakt, og i yttervegger i andre enden av bygget. Figur 20 illustrerer hvor det er tenkt at skjærveggene kan være. Mål og tegninger for skjærvegger finnes i vedlegg G.3.



Figur 20: Illustrasjon av avstivning i bygget.

4.8 Knekking

Dersom en søyle blir utsatt for store trykkrefter kan den knekke ut. Knekking er sterkt uønsket, og søylen bør derfor kontrolleres for dette. Det kontrolleres for elastisk knekking ved hjelp av Eulers formel for knekklast. Knekk lengden til søylene er lik den faktiske lengden når søylen er fritt opplagt i begge ender, se Figur 21 for knekk lengder for søyler.



Figur 21: Knekk lengder for søyler.

5 Resultat

5.1 Dimensjonerende laster

I Tabell 11 er de dimensjonerende lastene oppgitt for hver konstruksjonsdel. Verdiene er beregnet ut ifra de lastkombinasjoner og koeffisienter som er oppgitt i dimensjoneringsgrunnlag. Utregningen av de dimensjonerende lastene finnes øverst i dimensjoneringsvedlegget til hver konstruksjonsdel.

Tabell 11: Dimensjonerende laster for hver konstruksjonsdel.

	Dimensjonerende last
Dekke	$Q_{d,dekke} = 10,8 \text{ kN/m}^2$
Vegg	$Q_{d,vegg} = 407,216 \text{ kN}$
Sirkulær søyle	$Q_{d,sirkulær søyle} = 208,498 \text{ kN}$
Søyle i parkeringskjeller	$Q_{d,firkantet søyle} = 2196 \text{ kN}$
Bjelke	$Q_{d,bjelke} = 11,4 \text{ kN/m}^2$ $Q_{d,bjelke} = 115,248 \text{ kN}$
Fundament	$Q_{d,fundament} = 2196 \text{ kN}$

5.2 Dekke

5.2.1 Armering

Tabell 12 viser arealet av armeringen som er lagt inn i det forspente dekket, samt arealet for balansert armering i dekket. Tverrsnittet med plassering av armering vises i vedlegg F.3. Arealet for balansert armering brukes for å sjekke at det ikke er lagt inn for mye spennarmering i dekket. Ved å sammenligne mengden spennarmering med mengde balansert armering for tverrsnittet kan det sikres at armeringen flyter. Ettersom arealet av spennarmering er mindre enn arealet av balansert spennarmering i dekket, indikerer dette at spennarmeringen flyter.

Tabell 12: Armeringsmengde i dekket.

	Areal [mm ²]
Spennarmering	1400
Balansert spennarmering	1884
Strekkarmering	1407

5.2.2 Momentkapasitet

Momentkapasiteten forteller hvor stort moment dekket kan utsettes for uten at det går i brudd. Som lest fra Tabell 13 er det tilstrekkelig momentkapasitet, ettersom opptredende moment er lavere enn kapasiteten til tverrsnittet.

Tabell 13: Moment i dekket.

	[kNm]
Opptredende moment, M_{Ed}	109,35
Momentkapasitet, M_{Rd}	309,18

5.2.3 Skjærkapasitet

En annen viktig kontroll av dekket er om det har tilstrekkelig skjærkapasitet. For å sjekke dette må verdiene for dimensjonerende skjærkraftkapasitet og dimensjonerende skjærkraft ved opplagerne sammenlignes. Den dimensjonerende skjærkraften kan erstattes av den reduserte skjærkraften. Det stilles krav til minsteverdi knyttet til hovedstrekbrudd. Ettersom minsteverdien er større enn dimensjonerende skjærkraftkapasitet, blir minsteverdien for hovedstrekbrudd dimensjonerende. Ved å sammenligne skjærkraftkapasiteten med den reduserte skjærkraften i dekket, dannes det grunnlag for å bekrefte at skjærkapasiteten er tilstrekkelig stor. Siden dette er tilfellet, er det ikke beregningsmessig behov for skjærarmering i tverrsnittet. Resultatene som omhandler skjærkapasitet, er vist i Tabell 14.

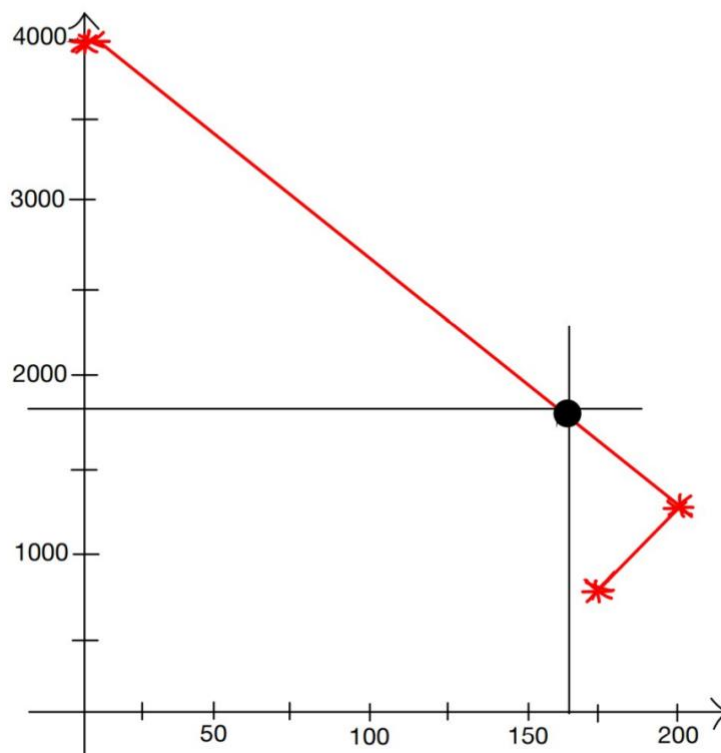
Tabell 14: Skjærkraft i dekket.

	Kraft [kN]
Dimensjonerende skjærkraft, V_{Ed}	48,6
Redusert skjærkraft, $V_{Ed,red}$	46,23
Dimensjonerende skjærkraftkapasitet, $V_{Rd,c}$	152,86
Minsteverdi for hovedstrekbrudd, $V_{Rd,c,min}$	226,8

5.2.4 Kontroll av oppspenningstilstanden

Resultatet for kontroll av oppspenningstilstanden i Figur 22 viser at lasten akkurat ligger innenfor kapasitetskurven. Momentet dekket er utsatt for i oppspenningstilstanden er på 165 kNm og aksialkraften 1848 kN, dette er visualisert som et sort punkt på Figur 22. Utregning av dette punktet, samt punktene med utgangspunkt i de tre ulike tøyningstilstandene som utgjør kapasitetskurven, ligger i vedlegg F.2.

Tegnet opp M-N-diagram for de gitte verdier



Figur 22: m-n diagram for dekket.

5.2.5 Heft og forankring av armering

Dimensjonerende hefffasthet skal være stor nok for å unngå forankringsbrudd. Hefffastheten og dimensjonerende spenning i armeringen brukes til å regne ut forankringslengden. Minstekravet for forankringslengde er lengre enn utregnet lengde, så da brukes denne. Det betyr at det ikke er behov for å bøye armeringen i endene for å få tilstrekkelig forankringslengde i dekket. Resultater er vist i Tabell 15.

Tabell 15: Resultater fra heft og forankring i dekket.

Dimensjonerende hefffasthet, f_{bd}	2,55 MPa
Dimensjonerende armeringsspenning, σ_{sd}	41,6 MPa
Forankringslengde, L_{BD}	65,3 mm
Minste forankringslengde, $L_{b.min}$	160 mm

5.2.6 Tap av spennkraft

Første beregning i bruksgrensetilstanden er tapet av spennkraft i dekket. I spennarmert betong forekommer det naturlige tap av spennkraft, noe som vil redusere den avleste jekkraften noe. Armeringen er utsatt for tøyingsdifferanse i form av låsetap og friksjonstap. Tapene er vist i Tabell 16.

Tabell 16: Resultater fra tap av spennkraft i dekket.

	Tap [kN]	Prosentvistap [%]
Låsetap	163,3	9,72
Friksjonstap, ende		2,5
Friksjonstap, midt		1,7

Det forekommer også tap av spennkraft grunnet de tidsavhengige tapene kryp, svinn og relaksasjon. Spennstål utsatt for kontinuerlig tøyning over lang tid får et spenningsfall, og kalles relaksasjon. Bidraget fra hvert av disse tidsavhengige tapene og deres totale innvirkning på tap av spennkraft kan leses av i Tabell 17.

Tabell 17: Kryp, svinn og relaksasjon i dekket.

	Spenningsfall [MPa]	Prosentvis tap [%]
Kryp	-122,05	8,974
Svinn	-63,359	4,659
Relaksasjon	-82,643	6,077
Totalt	268,052	19,71

5.2.7 Risskontroll

Den forenkla rissviddekontrollen er basert på armeringsspenningen i dekket. Denne sammenlignes med tillatte spenningsverdier lest av fra tabeller. Armeringsspenningen sammenlignes med den laveste avleste tillatte spenningen. I denne oppgaven ligger rissviddekravet på grensen til å være tilfredsstillt, men armeringsspenningen er noe større. Resultatet kan ses i Tabell 18.

Tabell 18: Armeringsspenning, risskontroll av dekket.

	Spenning [MPa]
Armeringsspenning, σ_s	201
Tillat armeringsspenning grunnet $\varnothing 16$, $\sigma_{s,\text{tillatt}}$	200
Tillat armeringsspenning grunnet s150, $\sigma_{s,\text{tillatt}}$	200

5.2.8 Nedbøyning av dekket

Nedbøyning av dekket forekommer grunnet korttidslaster og langtidslaster, og er en kontroll i bruksgrensetilstand. Nedbøyningen er regnet ut og kontrollert i et snitt midt på bjelken. I Tabell 19 er det vist at nedbøyningen bjelken er utsatt for er innenfor kravet i Eurokoden.

Tabell 19: Nedbøyning i dekket.

	Nedbøyning [mm]
Korttidslaster, δ_{II}	15,156
Langtidslaster, δ_{tot}	25,57
Maks tillatt, δ_{maks}	36

5.3 Vegg

5.3.1 Bærevegg

Den dimensjonerende lengdearmeringen i vegg bestemmes av minstekravet, da utregnet armering overskrider maksverdien. Minstekravet tilfredsstilles av 10 armeringsjern med diameter på 16 mm, som er godt innenfor makskravet for lengdearmering. Verdier for armeringsmengde for vegg kommer frem i Tabell 20. Aksialkraftkapasiteten til vegg med gitt armeringsmengde er tilfredsstilt da opptredende aksialkraft er lavere. Verdier for armeringsmengde kontrolleres ved at opptredende moment fra lasteksentrisitet kontrolleres opp mot m-n-diagram. Den avleste verdien for mekanisk armeringsforhold virker ikke inn på lengdearmeringen i vegg, og 10 armeringsjern er da godkjent ifølge kontrollen.

Tabell 20: Armering i vegg.

	Areal [mm ²]
Minstekrav til armering, $A_{s,min.krav}$	2000
Faktisk armering, $A_{s,faktisk}$	2011
Makskrav til armering, $A_{s,max.krav}$	16000
Tverrarmering, A_{tverr}	153,9

Det gjennomføres også kapasitetskontroll for opptredende aksialkraft i vegg. Aksialkraften vegg er belastet med er godt innenfor kapasiteten, og vegg klarer dermed å ta opp lasten uten å gjennomføre ekstra tiltak. Vegg, som er dimensjonert som søyle, kontrolleres for knekking. Knekklasten er betraktelig høyere enn aksialkraften, dette betyr at vegg ikke knekker. Resultatene for kontrollen er presentert i Tabell 21.

Tabell 21: Aksialkraft i vegg.

	Kraft [kN]
Opptredende aksialkraft, N_{Ed}	407
Aksialkraftkapasitet, N_{Rd}	4238
Kritisk knekklast, N_{kr}	29780

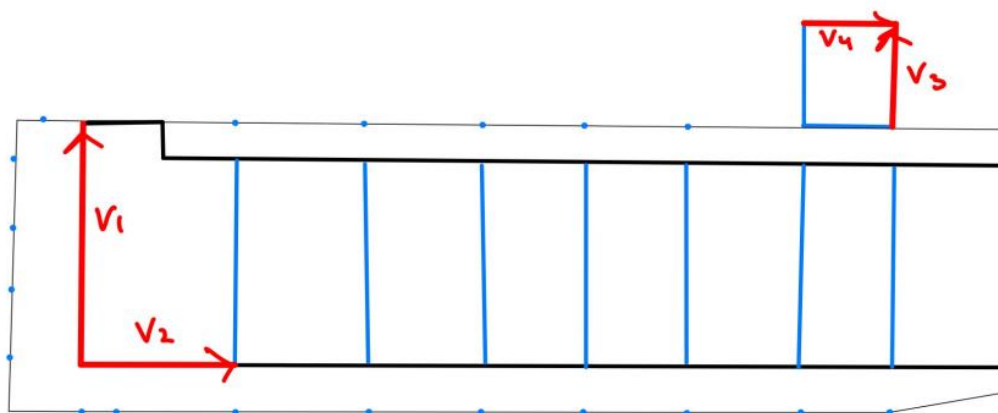
Noen av veggene i bygget er heissjakter belastet med vindlast. Disse veggene vil få eksakt samme aksialkraft som resten av bæreveggene i bygget. Det fører til at de også får samme armeringsmengder som gitt i Tabell 20, og samme aksialkraftkapasitet som i Tabell 21. I motsetning til resten av veggene er det antatt en vindlast på veggene i heissjakten som bidrar til økt moment. Momentet er såpass lite at det ikke påvirker armeringsmengden, og minstearmering vil bli dimensjonerende slik som i resten av veggene i bygget.

5.3.2 Skjærvegger

Valgt avstivningssystem med skjærvegger sikrer global stabilitet. Skjærkraften veggene må ta er regnet ut fra hvor stor vindlast bygget er utsatt for. Kraften veggene må ta opp vises i Tabell 22 og kreftene er tegnet opp på Figur 23.

Tabell 22: Krefter i skjærvegger.

Vegg	Kraft [kN]
V_{y1}	31,2
V_{y3}	39,8
V_{x2}	11,4
V_{x4}	12,3



Figur 23: Illustrasjon av skjærvegger og krefter i avstivningssystem,

5.4 Søyle

5.4.1 Søyle i parkeringskjeller

Den mest utsatte søylen i parkeringskjelleren er kontrollert i bruddgrensetilstand. Selve søylen er armert med minstearming i lengderetning, og toppen er dimensjonert som en søyletopp med tverrarming som tar opp strekk fra last normalt ned i søylen. Som vist i Tabell 23 er strekkapasiteten større enn opptredende kraft i horisontalretning, som viser at søylen tåler opptredende vertikal kraft. Knekklasten til søylen er regnet ut for knekking om svak akse. Resultatet indikerer at søylen ikke knekker.

Tabell 23: Krefter i søyletopp i parkeringskjeller.

	Intensitet [kN]
Aksialkraft, N_{Ed}	2196
Kritisk knekklast, N_{kr}	50260
Horisontalkraft, $N_{Ed,horisontal}$	799
Strekkapasitet, F_{Rdu}	908

Bøylearmingeringen er beregnet med utgangspunkt i kreftene i søylen, og skal derfor ha tilstrekkelig areal for å ta opp strekkraften i søyletoppen. Utreignet lengdearming tilsier at det er tilstrekkelig med 8 armeringsjern i lengderetning. Denne armeringsmengden tilfredsstiller både minstekrav og makskrav for lengdearming i søyle. Armeringsmengden er vist i Tabell 24. Søyletoppen med endelig lengdearming og tverrarming er vist i vedlegg H.3.

Tabell 24: Armeringsmengde i søyle i parkeringskjeller.

Armering	Areal [mm ²]
Faktisk lengdearming, $A_{s,faktisk}$	1608
Minste lengdearming, $A_{s,min.krav}$	1500
Maks lengdearming, $A_{s,max}$	12000
Bøylearming, A_s	704

5.4.2 Sirkulære søyler

Nødvendig utregnet armering for denne søylen er for liten sammenlignet med minstekravet. Minstearmering blir derfor dimensjonerende for søylen. For å tilfredsstille dette kravet brukes 4 armeringsjern som lengdearmering. Det brukes 4 armeringsjern for å oppnå symmetri i tverrsnittet. Det er utført samme kontroll som for bærevegg, hvor avlest verdi for mekanisk armeringsforhold ikke påvirker armeringsmengden. Minstearmering blir dimensjonerende for tverrsnittet. Det er lagt inn 14 armeringsjern med 6 mm diameter for å dekke behovet for tverrarmering. Armeringsmengden er vist i Tabell 25.

Tabell 25: Armeringsmengde i sirkulær søyle.

	Areal [mm ²]
Nødvendig armering, A_s	488
Minstearmering, $A_{s,min}$	491
Faktisk armering, $A_{s,faktisk}$	804
Tverrarmering, $A_{s,tverr}$	396

Ettersom søylen er belastet med en aksial kraft, må kapasiteten til søylen kontrolleres. Søylen har tilstrekkelig kapasitet da denne verdien er større enn verdien for den opptredende lasten. Søylen er også kontrollert for knekking, knekklasten er mye høyere enn påført last og søylen vil derfor ikke knekke. Resultatene er vist i Tabell 26.

Tabell 26: Aksialkraft i sirkulær søyle.

	Kraft [kN]
Aksial kraft, N_{Ed}	209
Kapasitet, N_{Rd}	1307
Kritisk knekklast, N_{kr}	8826

5.5 Bjelke

5.5.1 Armering

Tverrsnittet dimensjoneres som normalarmert med fullt utnyttet trykksone og det er behov for 10 armeringsjern som strekkarmering i tverrsnittet. Beregninger viser at det er behov for trykkarmering, denne tilfredsstilles av 2 armeringsjern. Det kontrolleres at trykkarmeringen flyter, noe den gjør. Armeringsmengden lagt inn i tverrsnittet er innenfor grenseverdiene for største og minste armering. Det er ikke beregningsmessig behov for skjærarmering ettersom bjelken har tilstrekkelig kapasitet, så kravet for minste armering følges. Armering og tøyning er vist i henholdsvis Tabell 27 og Tabell 28.

Tabell 27: Armering i bjelke.

	Areal [mm ²]
Strekkarmering, $A_{s.faktisk}$	2011
Trykkarmering, $A_{s.trykk.faktisk}$	402
Minstekrav, $A_{s.min}$	1200
Makskrav, $A_{s.max}$	4800
Skjærarmering, $A_{s.w.faktisk}$	100

Tabell 28: Tøyning i armering i bjelke.

Opptredende, $\epsilon_{s.trykk}$	0,002941
Kapasitet, ϵ_{yd}	0,00206

5.5.2 Momentkapasitet

For bjelken i parkeringskjelleren vil størst moment forekomme i et snitt 2400 mm fra opplager A, ettersom bjelken er belastet med en jevnt fordelt last og en punktlast som ikke er sentrisk plassert. Tverrsnittet har ikke tilstrekkelig momentkapasitet, det vil derfor være behov for trykkarmering. Resultatet er vist i Tabell 29.

Tabell 29: Moment i bjelke.

	Moment [kNm]
Momentkapasitet, M_{Rd}	157,2
Opptredende moment, M_{Ed}	179,3
Differanse, ΔM_{Ed}	22,3

5.5.3 Skjærkapasitet

Bjelken får ulik skjærkraft i de to opplagrene. Den største kraften er ved opplager A, som blir den dimensjonerende skjærkraften for bjelken. Som vist i Tabell 30 er den reduserte skjærkraften lavere en kapasiteten til bjelken, noe som indikerer at bjelken alene klarer å ta opptredende skjærkraften. Ved å legge inn minstearmering for skjær øker skjærkapasiteten til bjelken. Denne kapasitetsøkningen gjør at bjelken tåler skjærkraften den utsettes for.

Tabell 30: Skjærkraft i bjelke.

	[kN]
Skjærkapasitet, $V_{Rd.c}$	88,7
Opptredende skjær, V_{Ed}	88,4
Redusert skjær, $V_{Ed.red}$	85,6
Maks skjærkapasitet, $V_{Rd.max}$	283

5.5.4 Heft og forankring av armering

Dimensjonerende heftfasthet for bjelken er den samme som dimensjonerende fasthet for dekket. Utreignet forankringslengde er noe høyere, men fortsatt kortere enn minste forankringslengde. Den minste forankringslengden brukes, og det er ikke behov for å bøye armeringen for å få tilstrekkelig forankringslengde i bjelken. Resultater fra utregningen er vist i Tabell 31.

Tabell 31: Resultat fra heft og forankring i bjelke.

Dimensjonerende heftfasthet, f_{bd}	2,55 MPa
Dimensjonerende armeringsspenning, σ_{sd}	53 MPa
Forankringslengde, L_{BD}	83 mm
Minste forankringslengde, $L_{b.min}$	160 mm

5.5.5 Nedbøyning

Det er foretatt nedbøyningskontroll i bjelkens kritiske snitt. Den totale nedbøyningen er summen av nedbøyning grunnet den jevnt fordelte lasten og nedbøyning fra punktlasten. Som lest fra Tabell 32 overskrider ikke den totale nedbøyningen største tillatt nedbøyning.

Tabell 32: Nedbøyning i bjelke.

	Nedbøyning [mm]
Nedbøyning, w	13,2
Maks akseptert nedbøyning, w_{max}	20

5.6 Søylefundament

Fundamentet under den kritiske søylen i parkeringskjelleren er kontrollert i bruddgrensetilstand for breddekrav, momentkapasitet og skjærkapasitet. Som presentert i tabellen under kommer det frem at søylen oppfyller kravet for minste bredde, og moment- og skjærkapasiteten er tilstrekkelig store. Nødvendig armeringsmengde i fundamentet er 8 armeringsjern med diameter på 16 mm, med tilstrekkelig forankringslengden slik at det ikke er nødvendig å bøye dem opp i endene. Kontroll av fundamentet er vist i Tabell 33.

Tabell 33: Kontroll av fundament.

	Opptredende	Krav
Fundamentbredde	3100 mm	2343 mm
Moment	$M_{Ed.1} = 392 \text{ kNm}$	$M_{Rd} = 6437 \text{ kNm}$
Forankringslengde	$L_{bd} = 274 \text{ mm}$	$x = 350 \text{ mm}$
Skjær	$V_{Ed.1} = 952 \text{ kN}$	$V_{Rd.max} = 3126 \text{ kN}$

Fundamentet er også kontrollert for gjennomlokking. Kolonnen helt til høyre i Tabell 34 viser forholdet mellom skjærspenning og skjærespenningskapasiteten til fundamentet i en gitt avstand fra søylen. Om dette tallet er lavere enn 1,0 indikerer dette at fundamentet ikke har tilstrekkelig gjennomlokkingskapasitet. For det valgte fundamentet er gjennomlokkingskapasiteten tilstrekkelig ettersom den laveste utnyttelsen ligger på omtrent 1,5. Tegningsgrunnlaget for utregningen finnes i vedlegg H.3 og resultater fra kontrollen vises i Tabell 34.

Tabell 34: Resultater fra kontroll av gjennomlokking i fundament.

Avstand fra søyle	u_i [mm]	A_i [m ²]	$V_{Ed.red}$ [kN]	W_i [m ²]	β	V_{Ed} [N/mm ²]	$V_{R.dc}$ [N/mm ²]	$V_{R.dc}/V_{Ed}$
0.5d	3513	0,928	1841	1,157	1,323	1,138	1,74	1,528
1.0d	5426	2,29	1320	2,861	1,282	0,512	0,87	1,699
1.5d	7340	4,233	576,8	5,307	1,47	0,19	0,58	3,058

6 Diskusjon

6.1 Statisk system

For å kunne dimensjonere bæresystemet var det først nødvendig å bestemme et statisk system. Bakgrunnen for valget var at det er hensiktsmessig å velge et statisk system som gir mest konservativ løsning. Det ble derfor valgt å se på konstruksjonen som fritt opplagt i alle knutepunkt. Dette fører til at største opptredende moment forekommer midt på elementet, mens momentet ved opplagere blir lik null. Når maksimalt moment forekommer midt på, gir det strengest krav til armeringsmengder og kapasitet. Dette er blant annet fordi nedbøyning blir størst midt i spennet, mens nedbøyning ved opplager ikke forekommer. Kritisk last ut ifra Eulers formel for knekking blir mindre når endene ikke er fast innspent, noe som også gir en mer konservativ løsning. I tillegg til argumentet om konservativ løsning, er det også et argument at det er lettere å regne på fritt opplagte konstruksjonselementer enn fast innspennte. Ved å se på endene som fritt opplagte vil ikke momentene overføres videre til etasjene nedover. Hvert element kan derfor regnes hver for seg, uten å ta hensyn til overført moment.

Bygget er konstruert med dekke over fundament, og det statiske systemet som er valgt vil derfor ikke samsvare fullstendig med virkeligheten. I virkeligheten vil betongdekket ligge rett på fundament. For vår modell er fundamentene sett på som opplagere for dekket, men fundamentene i seg selv er dimensjonert som et fritt opplagt element. Dette er kun gjort for at den statiske modellen skal fungere regneteknisk.

Lengdene på konstruksjonsdelene ble valgt direkte ut ifra tegninger. For høydene på søyler og vegg ble det valgt å bruke 2,7 m for å forenkle beregninger, selv om høyden varierer litt i de ulike etasjene. Det ble valgt å ikke bruke effektiv lengde, da reell lengde gir mer konservativ løsning. Dersom effektiv lengde hadde vært brukt, kunne det ført til noe lavere opptredende skjær- og momentkraft. Dette kunne ført til at armeringsmengder ble optimalisert, og ville med det vært en måte å spare material på.

6.2 Laster

Som nevnt i dimensjoneringsgrunnlag, er nyttelaster hentet fra Eurokode 1, del 1-1. Her er det brukt verdier fra Nasjonalt tillegg, som angir nyttelast ut ifra hva slags belastet område som skal beregnes. Tabell 6.2 angir et intervall av verdier som kan brukes, mens Nasjonalt tillegg avgrensner hvilke verdier som skal brukes i Norge.

Egenlastene er regnet ut ifra oppgitte tverrsnitt på tegninger. For tverrsnittene er det blitt gjort antagelser og forenklinger for å kunne gjennomføre videre beregninger. Der tverrsnittshøyden varierer er det brukt en fast verdi for å forenkle beregninger. Svalgangens tverrsnittshøyde varierer fra 235 til 260 mm, og her er det valgt å bruke 260 mm i beregninger. Denne brukes fordi det gir størst egenvekt, og dermed strengere krav til kapasitet. Samtidig vil et tverrsnitt med mindre høyde føre til mindre plass til armering. Det kunne derfor vært kontrollert at tverrsnittet med lavest høyde også har plass til beregnet armeringsmengde, men dette ble ikke gjort.

Egenlastene for søylene er regnet ut som punktlaster. Tverrsnittsarealet og høyden på søylen er lagt til grunn for å finne den totale vekten av søylen i kN. For dekket, bjelken og veggen er egenlastene regnet i kN/m. For fundamentet er det regnet ut egenlast per kvadratmeter for å forenkle videre beregninger, det vil si kN/m².

Vindlasten og snølasten er bestemt med Ove Sletten Lastberegning. Dette kunne også blitt gjort for hånd, men for å spare tid ble lastberegningsprogrammet brukt. Det er kun sett på snølast på flatt tak, og ikke tatt hensyn til snølast på grunn av overheng eller ujevnheter i snølasten på grunn av vind.

6.3 Dekke

Det er valgt å følge dimensjoneringsregler for bjelke ved dimensjoneringen av dekket. Bredden av bjelkene ble satt til én meter, slik at alle benevningene for resultatene oppgis i kraft per meter dekke. Målet med dimensjoneringen var å kontrollere oppgitt tverrsnitt.

6.3.1 Armering

Dekket er dimensjonert med både etteroppspent armering i parabelform og normal strekkarmering. Det var hensiktsmessig å legge inn spennarmering i dekket ettersom tverrsnittet er relativt slankt, samtidig som spennarmeringen reduserer strekkspenninger i bruksgrensetilstand. For å dimensjonere dekket måtte det først velges mengde spennarmering. Det ble valgt på grunnlag av hva som har blitt undervist i forelesning om fornuftig mengde spennarmering per meter dekke. Da den karakteristiske fastheten ikke var oppgitt ble det antatt en fasthet som ligger innenfor det vanlige spennet mellom 1700 MPa og 2000 MPa. For å sikre at spennarmeringen fløyt ble det foretatt en kontroll av mengden balansert armering. Mengden var større enn mengden spennarmering, noe som forsikret om at spennarmeringen fløyt.

I spennarmeringen er det gjort en antagelse om at spenningstapet er inkludert i kraften oppgitt av NOKR. Det ble likevel regnet på oppspenningstapet med utgangspunkt i oppgitt kraft. Denne beregningen ble ikke brukt videre i oppgaven, men er lagt ved som vedlegg for å vise forståelse for hvorfor tapet oppstår og hvordan det eventuelt kan regnes ut.

6.3.2 Kapasitet

Momentkapasiteten til dekket og opptredende moment ble regnet ut, og disse ble sammenlignet for å kontrollere om det var behov for trykkarmering. Det ble ikke lagt inn trykkarmering i dekket. Det var ønskelig å ta opp trykkreftene med betong fremfor stål, da dette er mer økonomisk. Fordelen med å ta opp trykkrefter med armeringsstål er at det gir muligheter for å nedskalere tverrsnittet. Om dimensjonen til tverrsnittet ikke hadde vært tilstrekkelig, kunne det ha blitt vurdert om noen av trykkreftene skulle bli tatt opp med stål.

Den siste armeringsmengden som ble sjekket var skjærarmeringen. Resultatet viste at det ikke var beregningsmessig behov for å legge inn skjærarmering, men da det er et minstekrav til skjærarmering i bjelker ble det tatt en beslutning om å legge dette inn. Det er ikke krav om skjærarmering i dekker, men siden det i oppgaven er dimensjonert som en bjelke må disse reglene følges. Det kan heller ikke med sikkerhet sies at det ikke hadde vært behov for skjærarmering om det hadde blitt regnet på som dekke da dette ikke er kontrollert.

6.3.3 Oppspenningstilstand

Ved oppspenningen av dekket er det ønskelig at spennarmering skal ligge i trykksonen. Det måtte foretas en kontroll av oppspenningstilstanden for å sjekke at dekket hadde tilstrekkelig kapasitet for moment og aksialkraft. To forutsetninger for disse beregningene var valg av relativ fuktighet og sementklasse. Disse verdiene var ikke oppgitt av veileder, så valget av disse ble tatt med bakgrunn i eksempeloppgaver i Betongkonstruksjoner av Sørensen. Antagelsen om den relative luftfuktigheten er basert på hva som er normalt inneklime i bygg over lengre tid (31).

For å lage et m-n-diagram ble det sett på tre tøyningstilstander for å regne ut punkter til kapasitetskurven for dekket. Det ble først gjennomført en kontroll av oppspenningstilstanden etter tre dager. Opptredende moment og aksialkraft lå langt utenfor kapasitetskurven, og faktorer måtte endres for å øke kapasiteten. Mulighetene som ble sett på var å endre tverrsnittet, armeringsmengden, oppspenningskraften eller tidspunktet dekket ble oppspent på. De første alternativene resulterte ikke i tilstrekkelig kapasitet. Til slutt ble det testet ut å påføre last etter fem dager, istedenfor tre, og da falt punktet akkurat på kapasitetskurven.

Med et punkt som lå på kapasitetskurven kunne tilstrekkelig kapasitet forsvares med at det ikke er rette linjer mellom punktene i diagrammet. Hadde diagrammet blitt laget med flere punkter ville kurven ha bøyet noe ut, slik at punktet hadde falt noe på innsiden av kurven. Når punktet ligger nære kurven har dekket meget god utnyttelse av tverrsnittet med tanke på kapasitet. For å være konservativ ville dette punktet til vanlig ha vært mye nærmere origo, og da ville ikke kapasiteten vært like godt utnyttet.

At punktet er helt på grensen i m-n-diagrammet kan forsvares med at det allerede er mange sikkerhetsfaktorer i regningen som leder frem til dette resultatet, i tillegg til at alle valg som er gjort er konservative. Hadde moment- og aksialkraft blitt regnet ut uten sikkerhetsfaktorer ville dette punktet flyttet seg inn mot origo. Kontrollen kunne derfor anses som godkjent og utnyttelsen av kapasiteten er optimalisert. En mulig grunn til at kapasiteten ikke var stor nok ved tre dagers kontroll kan være fordi dekket er dimensjonert som en bjelke. Disse to konstruksjonskomponentene har ulike konstruksjonsregler, og utfallet av kontrollen kunne vært annerledes om reglene for dekke hadde blitt fulgt.

6.3.4 Langtids effekter

Over lengre tid virker kryp, svinn og relaksasjon inn på de indre kreftene og spenningene i konstruksjonen. For beregning av kryp måtte antagelser om relativ luftfuktighet og tidspunkt for lastpåføring gjøres. For å regne ut kryptøyningen regnes det med en langtids E-modul for lastvirkninger som belaster konstruksjonen over tid. Relaksasjonstapet tar utgangspunkt i tapet etter 500 000 timer og lav relaksasjon, klasse 2. Når konstruksjoner utsettes for last ved ulike tidspunkt kan mye tid spares ved å bruke en midlere E-modul for lasttilfellene, og denne forenklingen er gjort i oppgaven. Fra beregningene av kryp viste det seg at tverrsnittet var opprisset.

Det er tillatt med små riss i betongkonstruksjoner, men ikke for store. Kontrollen av riss i oppgaven ligger akkurat på grensen til å være innenfor spenningskravet til lengdearmeringen. En mulig forklaring for at spenningen ligger på grensen av hva som er tillat er at det er foretatt en forenklet rissviddekontroll. Denne tar ikke hensyn til at det er spennarmering i dekket. Det er regnet videre med opprisset tverrsnitt når bøyestivheten er regnet ut. Tapene fra kryp, svinn og relaksasjon legges sammen, og brukes til å finne nedbøyningen i dekket.

6.4 Bærevegg

I oppgaven er det valgt å se på bæreveggene i bygget som mange søyler etter hverandre, slik at de sammen bærer samme last som den kontinuerlige veggen. Dimensjoneringen av veggen må derfor gjøres på samme måte som for en søyle. Det er valgt å dimensjonere vegg søylen som er utsatt for mest last, slik at det er garantert at ingen vegg søyler er underdimensjonert. Tverrsnittshøyden er valgt til en meter, slik at lastene som føres ned i veggen er de samme lastene som ville belastet veggen per meter. Den dimensjonerende trykkraften i veggen kommer fra størst opplagerkraft fra dekket og egenvekten av veggene. Lastene på dekket består av de tre dekkene over og deres nyttelast, samt snølasten. Den dimensjonerende aksialkraften er litt mindre enn det gruppen antok den skulle være, men det er tatt utgangspunkt i denne i videre beregning.

Den beregnede armeringsmengden i veggen var for stor, derfor ble minstearmering valgt. For å sjekke at armeringsmengden var tilstrekkelig ble aksialkapasiteten til søylen sjekket opp mot opptredende aksialkraft. I veggskiver er spenningsfordelingen annerledes enn i søyler, og reglene for armering er ikke de samme. Armeringsmengden ville ikke nødvendigvis blitt lik om søylen ble dimensjonert som en veggskive. Valgt metode i oppgaven sikrer likevel at det skal være tilstrekkelig kapasitet i veggene.

Armeringen i veggene ble også kontrollert for moment for eksentrisitet fra eventuell skjevstilling av den konsentrerte lasten på søylen. For å velge rett m-n-diagram ble forholdstallet mellom bredden og avstand til senter av armering regnet ut. Det er valgt å se på bredden istedenfor høyden da trykk- og strekksonen ligger langs med høyden. Dermed blir avstanden fra kanten til senter av armering målt langs bredden. Forholdstallet ble 0,205 og det ble valgt å se på tabellen for 0,25. Avlest fra tabellen ble tallet for det mekaniske armeringsforholdet lik null. Dette betyr at momentet ikke virker inn på armeringsmengden. Dette var forventet ettersom verdiene for m og n som er plottet inn i diagrammet var veldig små.

Heissjakten er dimensjonert etter samme prinsipp som bæreveggene, eneste forskjellen er at heissjakten har overdekning $C_{nom} = 35$ mm, og at veggene er utsatt for vindlast. Overdekningen er større ettersom veggene i heissjakten er i kontakt med uteklime. Vindlasten skaper et tilleggsmoment som må tas høyde for ved avlesning av m-n-diagram. Forholdstallet som danner grunnlag for valg av rett m-n-diagram ligger på 0,255. Dette tallet overstiger høyeste forholdstall for m-n-diagram som gruppen har tilgjengelig og det ble derfor valgt å bruke diagrammet for 0,25.

6.5 Skjærvegg

Skjærvegger skal ta opp de horisontale kreftene som bygget utsettes for, og gi hele bygget tilstrekkelig avstiving. Heis- og trappesjakter brukes erfaringsmessig ofte til avstivere, og det er også valgt for å oppnå tilstrekkelig avstiving i denne oppgaven. Denne sjakta ligger i den ene enden av bygget, derfor er det også bestemt at to av ytterveggene i den andre enden av bygget skal være avstivet. Dette avstivningssystemet sikrer at hele bygget er stivet opp.

Utrekningen av skjærveggene tar utgangspunkt i vindlasten. Det antas at denne vinden kommer fra to retninger; x- og y-retning. De jevnt fordelte vindlastene er gjort om til punktlaster for å kunne regne på skjærvegger. Disse er oppgitt som Q_x og Q_y og angir translasjonen. Formlene for utregning av skjærvegg er hentet fra formelsamling i emnet TKT4220 Betongkonstruksjoner 2. Disse skal kun brukes for statisk ubestemt system. I bygget er det valgt fire skjærvegger, men det er kun tre likevektslikninger. Det vil at det er statisk ubestemt.

For hver vegg er stivheten regnet ut ved å se på bøye- og skjærdeformasjon. K_b og K_s angir henholdsvis bøyestivhet og skjærstivhet. Den totale stivheten blir deretter brukt videre for å finne lokalt stivhetssenter og momentet rundt dette senteret. Stivhetssenteret og stivheten i hvert element brukes til å finne total rotasjonsstivhet i bygget.

Kraften som hver skjærvegg tar opp er en kombinasjon av translasjon fra vindlasten i x- og y-retning, og rotasjonen rundt stivhetssenteret. Verdiene for vegg nr. 2 og nr. 4 blir negative, grunnet at vindlasten virker i samme retning som kreftene er tegnet inn.

6.6 Søylen i parkeringskjeller

Søylen i parkeringskjelleren blir utsatt for betydelig aksialkraft fordi den tar opp laster fra store deler av bygget. En slik konsentrert last kan føre til store trykkspenninger i betongen. Søylen må dimensjoneres som en søyletopp, med armering for horisontale laster, for å unngå at søylen går i brudd. Det er valgt å dimensjonere søyletoppen med en metallplate mellom søylen og bjelken under dekket. Lasten som kommer ned i søylen vil gå gjennom denne. Dimensjonen på platen har gruppen antatt ut ifra hva som er brukt i eksempler i Betongkonstruksjoner av Sørensen. Om valget hadde falt på en større metallplate ville kraften fordelt seg over et større areal enn det den gjorde i denne oppgaven. En større plate hadde også ført til at lengden ned til største beregningsmessig fordelingsflate hadde blitt kortere, og det ville blitt mindre plass til tverrarmeringen i søyletoppen. Fra metallplaten som ble lagt inn kunne det velges mellom to ulike fordelingsflater grunnet eksentrisitet i to retninger. Valget av største beregningsmessig fordelingsflate falt på den minste av de to alternativene. Dette var det mest konservative valget. Vedlegg H.3 illustrerer de to alternativene.

Da strekkapasiteten i søyletoppen ble regnet ut var denne mye lavere enn aksiallasten i søylen. Ifølge Eurokoden skulle ikke aksiallasten overskride strekkapasiteten, men da dette ikke var tilfellet, startet en tankeprosess om hvordan disse henger sammen. Siden strekkapasiteten til søyletoppen tar krefter i horisontalt plan, og aksialkraften virker i et vertikalt plan er det ikke mulig å sammenligne disse kreftene. Det ble bestemt at aksialkraften kunne ganges med en faktor, slik at horisontallasten er en prosentdel av vertikallasten. I oppgaven er denne satt til 20%, det er observert 15%, men 20% ble valgt for å være konservativ. Med denne løsningen har betongsøylen tilstrekkelig strekkapasitet i søyletoppen, og den vil ikke gå i brudd.

Da lengdearmeringen ble regnet ut ble nødvendig armering mindre enn minstekravet, og minste armeringsmengde ble brukt. Det ble beregningsmessig behov for 7,5 armeringsjern og det ble derfor lagt inn 8 jern. Hadde det vært tilgang til andre dimensjoner, kunne antallet armeringsjern kommet nærmere et heltall og armeringen kunne blitt bedre utnyttet. Ved bedre utnyttelse ville det gitt muligheter for å spare material.

Det ble utført forenklet kontroll mot knekking av søylen. For søylen i parkeringskjelleren er kapasiteten mye større enn aksiallasten på søylen, og det er ingen fare for at søylen knekker. Det er derfor ikke regnet noe grundigere på dette.

6.7 Sirkulære søyler

For de sirkulære søylene er disse beregnet ganske likt som rektangulære søyler. Her kunne det ha blitt gjort noen ekstra beregninger som kun gjelder for sirkulære søyler, men det ble valgt å bruke samme fremgangsmåte som for rektangulære søyler. Det statiske systemet tar utgangspunkt i at søylene kun skal bære de øvrige søylene og svalgangene. Dette fører til en relativt liten trykkraft. Det er derfor gjort antagelse om at dimensjoneringen er god nok med de beregningene vi har gjort. På grunn av liten aksialkraft er det heller ikke regnet med søyletopp.

Minstekravet til armering vil være tilstrekkelig for søylen. Her er det lagt inn 4 jern når det egentlig kun var beregningsmessig behov for 2,4 jern. Grunnen til at det er lagt inn 4 jern og ikke 3, er på grunn av et ønske om å få et symmetrisk tverrsnitt. Dette gjør at det søylen har mye mer armering enn nødvendig. For å redusere material og optimalisere tverrsnittet burde dette vært unngått. Et alternativ kunne vært å redusere diameteren på armeringsjernene. Hadde det for eksempel vært brukt jern med diameter lik 14 mm, ville det blitt beregningsmessig behov for 3,2 jern. Dette kunne optimalisert utnyttelsen av armeringen.

Armeringen i søylen er lagt i en kvadratisk form, med 4 jern lagt symmetrisk og skjærbøyle rundt, se vedlegg H.6. Ved å legge armering i kvadratisk form holder armeringsmengden og tøyningene seg konstant gjennom hele tverrsnittet, noe som er gunstig for avlesning i m-n-diagram. Armering i sirkulær søyle kan også legges jevnt fordelt i en sirkel, men det kan da føre til unøyaktig avlesning i m-n-diagram på grunn av varierende tøyning og armeringsmengde.

Søylen ble kontrollert for aksialkapasitet, men ikke for momentkapasitet. Momentkapasitet ble ikke kontrollert da opptredende moment på grunn av eksentrisitet var veldig lite. Det mekaniske armeringsforholdet, w , ble lik 0 og det ble derfor benyttet minste armeringsmengde. Tverrarmering legges jevnt i hele søylen ut ifra en maksimal senteravstand på 200 mm. Tverrarmering legges i alle søyler for at betongen og armeringen skal samvirke. Kontroll av knekking ble gjort på samme måte som for de andre søylene.

6.8 Bjelke

I parkeringskjeller er bjelker lagt over søylene for å støtte opp under dekket. Bjelken dimensjoneres for en jevnt fordelt last og en punktlast. Den jevnt fordelte lasten består av egenlasten til bjelken og dekket over. Punktlasten består av egen- og nyttelast fra svalgangen, som går gjennom en sirkulær søyle med egenvekt og ned i bjelken. Det statiske systemet for bjelken kan ses i vedlegg I.1.

Deretter er opplagerkrefter regnet ut, og de gir grunnlag for dimensjonerende skjærkraft, som blir ved opplageren nærmest punktlasten. Størst moment blir rett under punktlasten. Det er brukt Stålkonstruksjoner: Profiler og tabeller til å regne på de to tilfellene med jevnt fordelt og punktlast hver for seg. Deretter er de lagt sammen for å finne dimensjonerende moment og skjær. Moment- og skjæradiagram kan ses i vedlegg I.3.

Bjelken ligger i det som er antatt å være en varm parkeringskjeller, siden flatene ut mot kald luft er isolert. Dette gjør at betong med fasthetsklasse B30 og overdekningskrav på $C_{nom} = 25$ mm kan benyttes. Dersom parkeringskjelleren viser seg å ikke være varm, og det burde vært brukt B35 med overdekning $C_{nom} = 35$ mm, ville nødvendig armeringsmengde blitt litt større. Ut ifra beregningene som er gjort er kravet 9,2 jern, det er derfor valgt 10 jern med diameter lik 16 mm. Det vil si at det trolig vil være nok armering selv om det viser seg at bjelken er i fasthetsklasse B35. Armeringen måtte legges i to lag for å få plass i tverrsnittet, men dette påvirket ikke den faktiske armeringsmengden som ble beregnet.

Den balanserte armeringsmengden ble mindre enn faktisk armeringsmengde. Derfor ble momentkapasitet regnet ut med utgangspunkt i et overarmert tverrsnitt. Momentkapasiteten ble beregnet til mindre enn opptredende moment og det var derfor nødvendig med trykkarmering i bjelken. Andre tiltak kunne blitt vurdert for å få tilstrekkelig kapasitet i bjelken. Dersom tverrsnittet hadde blitt større, ville trykkarealet også blitt større. Det kunne ført til at bjelken kunne fått tilstrekkelig kapasitet uten trykkarmering. Et annet alternativ kunne vært å øke fastheten til B35 for å se om det gjorde kapasiteten stor nok.

Etter at nødvendig trykkarmering var beregnet, ble flyt, skjærkraft og forankring kontrollert. Armeringen flyter, og det betyr at det oppstår riss i bjelken før betongen går til brudd, noe som er ønskelig. Med den opptredende skjærkraften ble det ikke beregningsmessig behov for skjærarmering, men det ble lagt inn to skjærbøyler på grunn av minstekrav. Nødvendig forankringslengde var større enn beregnet, og det er den som blir gjeldende for bjelken.

Det er beregnet opptredende nedbøyning i bjelken ut ifra gitte laster. Dette er gjort ved å se på nedbøyning fra jevnt fordelt last og punktlast hver for seg, og deretter legge de sammen. For nedbøyning på grunn av punktlast er beregningene forenklet ved å anta at lasten ligger midt på bjelken, selv om den egentlig ligger 100 mm til venstre for midten. Den samlede nedbøyningen er kontrollert mot maks nedbøyning, som resulterte i at nedbøyningene i bjelken var ok. Tidsaspektet og virkning av svinn har også innvirkning på nedbøyningen. Dette kunne vært aktuelt å se på for å kontrollere nedbøyningene mer nøyaktig, men gruppen har valgt å holde seg til formlene for nedbøyning som finnes i Stålkonstruksjoner: profiler og formler.

Risskontroll for bjelken viser at rissviddekravet for bjelken er tilfredsstillt. Siden nedbøyningen var innenfor kravet, var det å forvente at rissvidden også var ok. Den tillatte armeringsspenningen som beregningen er tatt utgangspunkt i, er hentet fra tabeller i Betongkonstruksjoner av Sørensen. I tabell 5.2 i del 1 blir største tillatte rissvidde bestemt til $0.3k_c$, der $k_c = 1$. I tabell 5.3 og 5.4 i del 1 brukes stangdiameter lik 16 mm, $w_k = 0.3$ og senteravstand lik 200 mm. Senteravstanden er regnet ut i forbindelse med skjærarmeringen. Gruppen har ikke regnet ut den faktiske rissvidden som oppstår.

6.9 Søylefundament

Da fundamentet ble dimensjonert ble det gjort en antagelse om at grunnen besto av grus/stein. Denne antagelsen var basert på observasjoner fra befaring, hvor det ble vitnet at det var utført sprengearbeid i berggrunnen. Dimensjonene på fundamentet var allerede satt, men for å være sikre på at fundamentet var bredt nok, ble det gjennomført en kontroll. Før kontroll av moment- og skjærkapasitet måtte verdier for α og θ velges, samt at det var ønskelig å se på kritisk snitt for å få mest mulig konservativt resultat. Vinklene α og θ ble valgt på grunnlag av informasjon i Betongkonstruksjoner av Sørensen. Kontrollen for moment- og skjærkapasitet resulterte i at fundamentet hadde tilstrekkelig kapasitet. Om grunnen under fundamentet er fjell, vil denne stive opp fundamentet så mye at fjellet vil ta opp kraften fra søylen uten at det oppstår noe skjær i søylefundamentet.

Da det skulle gjennomføres gjennomløkkingskontroll av søylefundamentet oppstod det problemer med resultatene. Det ble gjennomført kontroll i avstandene $0.5d$, d , $1.5d$ og $2d$ fra søylen. I de tre første avstandene ble verdiene som forventet, men i avstand lengst fra søylen oppstod det negativ redusert skjærkraft. Første tanke var at det var en regneteknisk feil, men dette var tilsynelatende ikke problemet. Ettersom skalaen ikke stopper på null, men fortsetter nedover ble trolig resultatet negativt der det skulle ha vært null. I samråd med intern veileder ble det konkludert med at det ikke var noen skjærkraft i dette punktet, og at punktet ikke var representativt. Det ble tatt et valg om å fjerne dette resultatet for å ikke skape forvirring, da disse resultatene ikke vil ha noen betydning for kapasiteten til fundamentet.

Ettersom bredden av fundamentet er større enn kravet, at det antageligvis fjell under fundamentet. Verdien for skjær ble negativ i en avstand $2d$ fra søylen, og det tyder på at fundamentbredden trolig kunne vært redusert. For å si dette sikkert måtte ny bredde blitt valgt og nye beregninger gjennomført, men på grunnlag av beregningene i oppgaven ser det ut som om det hadde gått bra. Lasten som kommer ned i fundamentet ble regnet på som en konsentrert last, og ikke fordelt over hele tverrsnittet av søylen. Dette fører til at skjærkraften som regnes på er større enn reell skjærkraft, men ettersom dette gir konservativ løsning ble det valgt å gjøre det på denne måten. Fundamentet kan med sikkerhet sies å ha tilstrekkelig kapasitet for å ta opp lasten fra bygget.

7 Konklusjon

Gjennom oppgaven har gruppen kommet frem til at tverrsnittene på tegningene fra NOKR er tilstrekkelige. Alle tverrsnitt som er kontrollert tåler de belastningene som opptrer.

For alle konstruksjonsdeler utenom bjelken, er minste armeringsmengde tilstrekkelig, og dermed dimensjonerende. Det er kontrollert at alle konstruksjonsdeler er underarmert, slik at armeringen flyter. Mengden spennarmering i dekket er tilstrekkelig, og det er heller ikke lagt inn for mye spennarmering.

I bruddgrensetilstanden hadde bæresystemet tilstrekkelig moment-, skjær- og aksialkapasitet. Krav til heft og forankring i bruddgrense var også oppfylt. Momentkapasitet ved oppspenning av dekket er optimalisert, slik at kapasiteten er fullt utnyttet.

For kontroll i bruksgrensetilstand, var nesten alle konstruksjonselementer innenfor gitte krav. Armeringsspenningen i dekket var høyere enn tillatt ifølge risskontrollen. For bjelken er opptredende armeringsspenning innenfor hva som er tillatt og rissvidden er innenfor kravet. Resterende krav i bruksgrense i forhold til nedbøyning, kryp, svinn og relaksasjon er oppfylt. Spenningsbegrensningene er også kontrollert og innenfor kravet.

For å bruke mindre materiale har gruppen sett at det kan spares en del stål i armeringsmengder. Antall armeringsjern rundes alltid opp og gjør at alle tverrsnitt i realiteten blir overarmert. Ved å bruke armeringsjern med mindre diameter kan armeringsmengden i tverrsnittene optimaliseres. Bruk av effektive lengder i utregning fører til mindre moment- og skjærkraft, dette reduserer behovet for armering. For å spare mer armeringsstål kan også tverrsnittet utvides for å slippe å legge inn trykkarmering.

8 Refleksjon

Høsten 2021 startet forberedelsene til bacheloroppgaven, og gruppen ble dannet. Begge ønsket en oppgave som tok for seg et reelt bygg i betong, og som dekket mesteparten av pensumet gjennom tre år på studiet. Dannelsen av gruppen var derfor hensiktsmessig, og tilrettela for en god oppgave og godt samarbeid.

Gruppen erfarte tidlig at det var mer komplisert å dimensjonere et bæresystem enn først antatt. Gjennom byggingeniør-studiet har gruppen tilegnet seg kunnskap om statikk og dimensjonering av betong, men dimensjoneringen ble fort mer kompleks enn hva gruppen hadde vært innom tidligere. Det var derfor essensielt å tilegne seg ny kunnskap underveis i oppgaveskrivingen.

Samarbeidet i gruppen fungerte bra. Fra start fant gruppen ut av hvilke arbeidstider og metoder som passet for begge. Dette har bidratt til at moralen har vært god gjennom hele prosessen. Gruppen har jobbet sammen på NTNUs campus hver dag. Dette var praktisk da andre grupper og intern veileder hele tiden var i nærheten. Dette gjorde også at samarbeidet og kommunikasjonen fungerte bra.

Den største utfordringen med oppgaveskrivingen var å legge fra seg problemer gruppen ikke kom videre med underveis. Da gruppen møtte på nye utfordringer og satt seg fast, førte dette til at arbeidet tidvis stagnerte. Dette var spesielt utfordrende i perioden før påske. Disse arbeidsperiodene var veldig oppstykket, og det var lite tid til å rådføre seg med veiledere. Etter påske, da gruppen jobbet mer intensivt og hadde bedre tid, løste problemene seg ved at gruppen kunne komme på kontoret til veileder og spørre om hjelp fortløpende. Gruppen ble også flinkere til å ta egne valg og antagelser der det var behov for det.

Innleveringen av denne oppgaven markerer slutten på det treårige byggingeniør-studiet ved NTNU. Oppgaven har vært krevende, men samtidig gitt stort læringsutbytte. Gruppen er fornøyd med å kunne levere en oppgave som de er stolte av.

9 Figurliste

Figur 1: Rangering av lov, forskrift, lokale bestemmelser og veiledninger	4
Figur 2: Blandeverk for en middels stor byggeplass (Store Norske Leksikon, 2019)	7
Figur 3: Veggforskaling på byggeplass. Foto: algeco.no	8
Figur 4: Riss i betongvegg på Studentersamfundet. Foto: Julie Waaler	10
Figur 5: Armeringsjern. Foto: efco.no	11
Figur 6: Armeringsnett. Foto: obsbygg.no	11
Figur 7: Fritt opplagt bjelke som bøyes ned under jevnt fordelt last.	13
Figur 8: Sirkulær søyle på byggeplass i Steinkjer. Foto: Ina Kjelland	14
Figur 9: Typisk rammekonstruksjon med fundamenter, dekke, søyler og bjelker.	15
Figur 10: Statisk modell for et typisk fagverk.....	16
Figur 11: Statisk modell for dekke.....	22
Figur 12: Statisk modell for dekke for dimensjonering av vegg.	22
Figur 13: Statisk modell for vegger og søyler.	23
Figur 14: Statisk modell for dekke for dimensjonering av søyle i parkeringskjeller.....	24
Figur 15: Statisk modell for svalgang for dimensjonering av sylindriske søyler.	25
Figur 16: Statisk modell for bjelke.....	25
Figur 17: Statisk modell for fundament.	26
Figur 18: Prinsipptegning for tverrsnitt med armering.	29
Figur 19: Illustrasjon av spennkabel.	34
Figur 20: Illustrasjon av avstivning i bygget.	34
Figur 21: Knekk lengder for søyler.....	35
Figur 22: m-n diagram for dekket.....	39
Figur 23: Illustrasjon av skjærvegger og krefter i avstivningssystem,	43

10 Tabelliste

Tabell 1: Tverrsnitt brukt i dimensjonering.....	26
Tabell 2: Materialelegenskaper for betong.....	27
Tabell 3: Materialelegenskaper for stål.....	28
Tabell 4: Materialelegenskaper for spennarmering.....	28
Tabell 5: Armeringsdiameter.....	30
Tabell 6: Karakteristiske nyttelaster.....	31
Tabell 7: Karakteristiske egenlaster.....	32
Tabell 8: Inputverdier for vindlastberegninger i Ove Sletten.....	33
Tabell 9: Ψ -faktorer.....	33
Tabell 10: Lastkoeffisienter.....	33
Tabell 11: Dimensjonerende laster for hver konstruksjonsdel.....	36
Tabell 12: Armeringsmengde i dekket.....	37
Tabell 13: Moment i dekket.....	37
Tabell 14: Skjærkraft i dekket.....	38
Tabell 15: Resultater fra heft og forankring i dekket.....	39
Tabell 16: Resultater fra tap av spennkraft i dekket.....	40
Tabell 17: Kryp, svinn og relaksasjon i dekket.....	40
Tabell 18: Armeringsspenning, risskontroll av dekket.....	41
Tabell 19: Nedbøyning i dekket.....	41
Tabell 20: Armering i vegg.....	42
Tabell 21: Aksialkraft i vegg.....	42
Tabell 22: Krefter i skjærvegger.....	43
Tabell 23: Krefter i søyletopp i parkeringskjeller.....	44
Tabell 24: Armeringsmengde i søyle i parkeringskjeller.....	44
Tabell 25: Armeringsmengde i sirkulær søyle.....	45
Tabell 26: Aksialkraft i sirkulær søyle.....	45
Tabell 27: Armering i bjelke.....	46
Tabell 28: Tøyning i armering i bjelke.....	46
Tabell 29: Moment i bjelke.....	47
Tabell 30: Skjærkraft i bjelke.....	47

Tabell 31: Resultat fra heft og forankring i bjelke.	48
Tabell 32: Nedbøyning i bjelke.....	48
Tabell 33: Kontroll av fundament.	49
Tabell 34: Resultater fra kontroll av gjennomlokking i fundament.	49

11 Referanseliste

1. Privaten Sannan [Internett]. Norsk Konstruksjonsrådgivning AS. [sitert 11. mai 2022]. Tilgjengelig på: <https://nokr.no/prosjekter/privaten-sannan/>
2. Tjenester [Internett]. Norsk Konstruksjonsrådgivning AS. [sitert 13. mai 2022]. Tilgjengelig på: <https://nokr.no/tjenester/>
3. Direktoratet for byggkvalitet [Internett]. [sitert 21. april 2022]. Tilgjengelig på: <https://dibk.no/>
4. 240.005 Lover og regler for bygge- og anleggsnæringen - Byggforskserien [Internett]. [sitert 9. april 2022]. Tilgjengelig på: https://www.byggforsk.no/dokument/31/lover_og_regler_for_bygge_og_anleggsnaering_en
5. Standard Norge | standard.no [Internett]. [sitert 21. april 2022]. Tilgjengelig på: <https://www.standard.no/toppvalg/om-oss/standard-norge/>
6. Eurokoder | standard.no [Internett]. [sitert 21. april 2022]. Tilgjengelig på: <https://www.standard.no/fagomrader/bygg-anlegg-og-eiendom/eurokoder1/>
7. Hva er Byggforskserien - Byggforskserien [Internett]. [sitert 21. april 2022]. Tilgjengelig på: https://www.byggforsk.no/side/198/hva_er_byggforskserien
8. Thue JV. betong. I: Store norske leksikon [Internett]. 2019 [sitert 21. april 2022]. Tilgjengelig på: <http://snl.no/betong>
9. kirsti. Dette er betong [Internett]. Betongfokus. 2017 [sitert 21. april 2022]. Tilgjengelig på: <https://www.betongfokus.no/2017/06/29/dette-er-betong/>
10. Valg av riktig betongkvalitet - Betongsentrum.no [Internett]. [sitert 21. april 2022]. Tilgjengelig på: <https://www.betongsentrum.no/valg-av-riktig-betongkvalitet/>
11. kryp – konstruksjonsteknikk. I: Store norske leksikon [Internett]. 2021 [sitert 26. april 2022]. Tilgjengelig på: http://snl.no/kryp_-_konstruksjonsteknikk
12. Nytt fra SINTEF Byggforsk: Rissfrie konstruksjoner [Internett]. SINTEF. [sitert 6. mai 2022]. Tilgjengelig på: <https://www.sintef.no/publikasjoner/publikasjon/1635720/>

13. Konstruksjonsstål - Bygg og Bevar [Internett]. [sitert 26. april 2022]. Tilgjengelig på: <https://www.byggogbevar.no/enøk/groenne-materialvalg/konstruksjonsmaterialer/konstruksjonsstaa>
14. Thue JV. armeringsstål. I: Store norske leksikon [Internett]. 2019 [sitert 26. april 2022]. Tilgjengelig på: <http://snl.no/armeringsst%C3%A5l>
15. Thue JV. armert betong. I: Store norske leksikon [Internett]. 2019 [sitert 26. april 2022]. Tilgjengelig på: http://snl.no/armert_betong
16. spennbetong. I: Store norske leksikon [Internett]. 2019 [sitert 28. april 2022]. Tilgjengelig på: <http://snl.no/spennbetong>
17. Persvold AZ. konstruksjon. I: Store norske leksikon [Internett]. 2021 [sitert 30. april 2022]. Tilgjengelig på: <http://snl.no/konstruksjon>
18. bjelke. I: Store norske leksikon [Internett]. 2021 [sitert 30. april 2022]. Tilgjengelig på: <http://snl.no/bjelke>
19. Gunnarsjaa A. søyle. I: Store norske leksikon [Internett]. 2021 [sitert 1. mai 2022]. Tilgjengelig på: <http://snl.no/s%C3%B8yle>
20. Gunnarsjaa A. rammekonstruksjon. I: Store norske leksikon [Internett]. 2021 [sitert 1. mai 2022]. Tilgjengelig på: <http://snl.no/rammekonstruksjon>
21. Thue JV. fundament. I: Store norske leksikon [Internett]. 2019 [sitert 1. mai 2022]. Tilgjengelig på: <http://snl.no/fundament>
22. etasjeskiller. I: Store norske leksikon [Internett]. 2022 [sitert 1. mai 2022]. Tilgjengelig på: <http://snl.no/etasjeskiller>
23. MECCANICA, statikk og fasthetslære for ingeniører [Internett]. [sitert 1. mai 2022]. Tilgjengelig på: <http://meccanica.no/statikk/fagverk.html>
24. fagverk. I: Store norske leksikon [Internett]. 2019 [sitert 1. mai 2022]. Tilgjengelig på: <http://snl.no/fagverk>
25. 471.031 Egenlaster for bygningsmaterialer, byggevarer og bygningsdeler - Byggforskserien [Internett]. [sitert 2. mai 2022]. Tilgjengelig på:

https://www.byggforsk.no/dokument/215/egenlaster_for_bygningsmaterialer_byggevarer_og_bygningsdeler?version=5.0

26. 471.041 Snølast på tak. Dimensjonerende laster - Byggforskserien [Internett]. [sitert 2. mai 2022]. Tilgjengelig på:

https://www.byggforsk.no/dokument/216/snoelast_paa_tak_dimensjonerende_laster

27. 471.043 Vindlaster på bygninger - Byggforskserien [Internett]. [sitert 2. mai 2022]. Tilgjengelig på:

https://www.byggforsk.no/dokument/3118/vindlaster_paa_bygninger

28. Ove Sletten - Focus Software AS [Internett]. [sitert 6. mai 2022]. Tilgjengelig på: <https://www.focus.no/produkter/ove-sletten/>

29. Mathcad: Math Software for Engineering Calculations | Mathcad [Internett]. [sitert 6. mai 2022]. Tilgjengelig på: <https://www.mathcad.com>

30. Lohne O. flytegrense. I: Store norske leksikon [Internett]. 2020 [sitert 8. mai 2022]. Tilgjengelig på: <http://snl.no/flytegrense>

31. Luftfukt [Internett]. Anticimex. [sitert 12. mai 2022]. Tilgjengelig på: <https://www.anticimex.no/tips-bolig/ventilasjon-og-inneklima/luftfukt-i-boliger>

32. Sørensen SI. Betongkonstruksjoner. Beregning og dimensjonering etter Eurocode 2. 2.utg. Trondheim: Fagbokforlaget; 2013.

33. Larsen PK, Clausen AH, Aalberg A. Stålkonstruksjoner: Profiler og formler. 3. utg. Trondheim: Fagbokforlaget; 2003.

34. Standard Norge. Norsk Standard NS-EN 1992-1-1:2005+NA:2008. Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner. Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger [Internett]. Sted: Standard Norge; 2008 [hentet 10. januar 2022]. Tilgjengelig fra:

<https://www.standard.no>

35. Standard Norge. Norsk Standard NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2019. Eurokode 1: Laster på konstruksjoner. Del 1-1: Allmenne laster. Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger [Internett]. Sted: Standard Norge; 2019 [hentet 10. januar 2022]. Tilgjengelig fra: <https://www.standard.no>

36. Standard Norge. Norsk Standard NS-EN 1990:2002 + A1:2005+NA2016. Eurkode 0: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner [internett]. Sted: Standard Norge; 2016 [hentet 10. januar 2022]. Tilgjengelig fra: <https://www.standard.no>

12 Vedleggsliste

Vedlegg A: Artikkel

Vedlegg B: Plakat

Vedlegg C: Statisk system

Vedlegg D: Alle tverrsnitt

Vedlegg E: Laster

Vedlegg F: Dekket

F.1 Statisk system

F.2 Beregninger

F.3 Diagrammer, tverrsnitt og figurer

Vedlegg G: Vegg

G.1 Statisk system

G.2 Beregninger

F.3 Diagrammer, tverrsnitt og figurer

Vedlegg H: Søylar

H.1 Søyale i parkeringskjeller - Statisk system

H.2 Søyale i parkeringskjeller - Beregninger

H.3 Søyale i parkeringskjeller - Diagrammer, tverrsnitt og figurer

H.4 Sylindrisk søyle – Statisk system

H.5 Sylindrisk søyle – Beregninger

H.6 Sylindrisk søyle – Diagrammer, tverrsnitt og figurer

Vedlegg I: Bjelke

I.1 Statisk system

I.2 Beregninger

I.3 Diagrammer, tverrsnitt og figurer

Vedlegg J: Fundament

J.1 Statisk system

J.2 Beregninger

J.3 Diagrammer, tverrsnitt og figurer