



Høgskulen
på Vestlandet

BACHELOROPPGAVE

Dimensjonering av Moxy Bergen

Dimensioning of Moxy Bergen

**Hans-Martin I. Steinsvik, Mathias F. Wie,
Vegard Vinje**

Bacheloroppgave i bygg

Institutt for byggfag

Veileder: Jan Bernt Husebø

Innleveringsdato: 19.05.21

Jeg bekrefter at arbeidet er selvstendig utarbeidet, og at referanser/kildehenvisninger til alle

kilder som er brukt i arbeidet er oppgitt, jf. Forskrift om studium og eksamen ved Høgskulen på Vestlandet, § 12-1.

Forord:

Våren 2021 startet vi for fullt vårt avsluttende emne ved den 3-årige bachelorutdanningen for bygg-ingeniører ved Høgskulen på Vestlandet. Denne oppgaven er et samarbeid mellom Hans-Martin I. Steinsvik, Mathias F. Wie og Vegard Vinje som henholdsvis har valgt studieretningene konstruksjonsteknikk og prosjekt & byggeledelse.

De siste 3 årene har vi, gjennom disse to studieretningene fordypet oss i konstruksjons-, anleggs- og geotekniske fag.

Denne oppgaven er vårt avsluttende arbeid på studiet. Etter dette skilles våre veier, hvor noen av oss tar fatt på videre ingeniørutdanning, mens andre går direkte ut i arbeidslivet.

Oppgaveteksten og aktuelle temaer er gitt av ingeniørfirma Smidt & Ingebrigtsen AS, som vi har samarbeidet med gjennom våren. Oppgaven tar for seg relevante temaer for de ulike studieretningene vi har valgt.

Vi ønsker å takke Smidt & Ingebrigtsen for et godt samarbeid og gode ideer til utformingen av aktuelle temaer i oppgaven. Spesielt vil vi takke Tore Johan Smidt og Vidar Folke Skogseide som har gitt oss god oppfølging og svart på spørsmål via mail og ZOOM. Januar 2020 tok Tore oss med på befaringsreise før hotellet var klart for overlevering. Dette gav oss en god forståelse for hotellets kvaliteter, og gjorde det enklere å visualisere mulige løsninger under arbeid med oppgaven.

Sammendrag:

Denne oppgaven omhandler dimensjoneringen av Moxy Bergen, et nytt hotell i Bergen, som sto klart for åpning tidlig i mai 2021. Dimensjoneringen omfatter i hovedsak det bærende systemet bestående av betong og noe stål. Bæresystemet er valgt og dimensjonert av oss, og baserer seg på arkitekttegningene fra Paal Kahrs Arkitekter AS. Gjennom arbeidet med oppgaven har vi valgt ut relevante materialer og løsninger for å kunne bygge hotellet på den måten arkitekten har ønsket. Ettersom gruppen består av elever fra ulike studieretninger har vi i tillegg valgt å dimensjonere geotekniske løsninger i og rundt hotellet. Dette har gjort at oppgaven består seg av ulike undertemaer innenfor dimensjonering, og at vi får vist frem en større del av kompetansen vi har tilegnet oss gjennom studiet.

Oppgaven består av ulike deler som dekker både; teori, materialer, lastberegninger, dimensjonering av bæresystem, stabilitetsberegninger, dimensjonering av tilhørende kaifront og en vurdering av hotellets plassering med tanke på fremtidig havnivåstigning.

Beregningene er gjort ut fra de forkunnskapene vi har tilegnet oss gjennom ulike fag, og er utført etter Norsk Standard og kravene i Eurokodene for tilhørende kapittel, samt de nasjonale tilleggene. Foruten om dette har vi fått gode råd og veiledning både fra Smidt & Ingebrigtsen AS, og vår veileder Jan Bernt Husebø. Arbeidet med beregningene er i all hovedsak gjort med håndberegninger, og sammenlignet med resultater fra Ove Sletten programmer og Robot.

Oppgaven er skrevet på en måte som gjør at det vil være nyttig for leseren å ha forkunnskaper innen ingeniørfag for å få en full forståelse av innholdet. Dette på grunn av ulike ingeniørtekniske begreper og tolkninger.

Abstract:

This bachelor thesis deals with parts of the dimensioning of Moxy Bergen. Moxy is a new hotel in Solheimsviken, which was ready for opening in May 2021. The dimensioning mainly contains the load-bearing system consisting of concrete and steel. The support system is dimensioned by us and is based on the architect's drawings we received from Smidt & Ingebrigtsen.

On the basis of these drawings, we selected relevant materials and solutions to be able to build the hotel in the way the architect has wanted. As our group consists of students from different fields of study, we have also chosen to dimension geotechnical solutions for the hotel. This means that the thesis consists of a wider range of sub-themes within dimensioning, and that we get to show a larger part of the competence we have acquired through the study.

The assignment consists of different parts that cover; theory, description of the chosen materials, load calculations, dimensioning of the load-bearing system, stability calculations, dimensioning of the associated stone wall by the water and an assessment of the hotel's location with a consideration to the future sea level rise.

The calculations are based on the prior knowledge we have acquired through various subjects and are performed according to Norwegian standards and the requirements in the Eurocodes for the corresponding chapter, as well as the national additions.

In addition to this, we have received good advice and guidance from both Smidt & Ingebrigtsen, and our supervisor Jan Bernt Husebø. The work with the calculations is mainly done by hand calculations and compared with results from the Ove Sletten programs and Robot.

The thesis is written in a language that makes it useful for the reader to have prior knowledge in engineering to get a full understanding of the content. This is due to various engineering concepts and interpretations.

Figurliste:

Figur 1 Rød markør viser Solheimsviken, Bergen [2].	11
Figur 2 Rød ring markerer området i Solheimsviken hvor Moxy Bergen er plassert. Bildet er tatt før bygging [7].	11
Figur 3 Inndeling av etasjer Moxy Bergen, med tilhørende etasjenavn.	12
Figur 4 Fasade Nord-Øst [1].	13
Figur 5 Fasade Sør-Vest [1].	13
Figur 6 Fasade Sør-Øst [1].	13
Figur 7 Fasade Nord-Vest [1].	13
Figur 8 Betongfasthet ved temperaturøkning [5, Bind B, punkt 3.4].	19
Figur 9 Sammenheng luftlydisolasjon og flatemasse [15].	20
Figur 10 Flankeoverføring [4].	20
Figur 11 Ground Floor [1].	32
Figur 12 2nd Floor [1].	32
Figur 13 Tabellen over viser nyttelast for de ulike klassene [10].	33
Figur 14 Områder hvor det oppstår fonning i tillegg til statisk snølast [1].	34
Figur 15 Totale snølast tak.	35
Figur 16 Totale snølast terrasse.	36
Figur 17 Overgangssone fra Moxy til Nordnes [34].	38
Figur 18 Høydeprofil fra Ulriken til Moxy [6].	38
Figur 19 Luftmotstanden gjenstander med samme tverrsnitt, men forskjellig form møter ved lik bevegelse [3].	39
Figur 20 Viser hvordan den buede formen er forenklet til en firkant [1].	39
Figur 21 Soner for vegg, vindretning Nordvest nedre del.	39
Figur 22 Soner for vegg, vindretning Nordvest øvre del.	40
Figur 23 Soner for vegg, vindretning Sørvest nedre del.	40
Figur 24 Soner for vegg, vindretning Sørvest øvre del.	40
Figur 25 Soner for tak, vindretning Nordvest.	41
Figur 26 Soner for tak, vindretning Sørvest.	41
Figur 27 Oversikt over jordskjelv (markert oransje) i Norge fra 1987-2017 [36].	42
Figur 28 Valgt plassering av bærende innervegger i betong markert med rødt, 1st Floor [1].	45
Figur 29 Plassering av bærende søyler markert med grønn/gul, bærende vegger markert i rød, Ground Floor [1].	45
Figur 30 Spennvidde mellom bærende vegger [1].	46
Figur 31 Spennvidde mellom bærende vegg, 2 hotellrom, sett fra siden [1].	46
Figur 32 Momentfordeling etasjeskiller, leddet.	47
Figur 33 Momentfordeling etasjeskiller, fast innspent.	47
Figur 34 Normal lengde av armering i dekket [40].	48
Figur 35 Etasjeskiller 1st Floor, opplagt på søyler.	49
Figur 36 Lastfordeling etasjer.	50
Figur 37 Bærende innervegg, lastbredde [1].	51
Figur 38 Stavmodell bærende vegg 1st Floor.	53
Figur 39 Ground Floor, akser og plassering av bærende vegger og søyler [1].	54
Figur 40 Søyler A-15 markert med rødt, avstand mellom søyler [1].	55
Figur 41 Tenkt måte og legge armeringen [43].	55
Figur 42 Søyler B-15 markert med rødt, avstand mellom søyler [1].	56

Figur 43 Tenkt måte å legge armeringen på i de sirkulære søylene [33].....	56
Figur 44 Rød ring markerer søyleområde i Ground Floor med større spennvidde [1].	57
Figur 45 Rød ring markerer bjelkeområdet for de øvrige etasjene [1].....	58
Figur 46 Horisontale vindlast som linjelast på hver etasjeskiller.....	60
Figur 47 Viser x- og y-retning [1].	61
Figur 48 Fordeling av skjevstillingslaster.	62
Figur 49 Etasjeskiller Ground Floor.....	63
Figur 50 Etasjeskiller øvrige etasjer.	63
Figur 51 Plassering sjakter Ground Floor.....	63
Figur 52 Bilde av ferdig kaifront bygget i natursteins [48].	68
Figur 53: Viser et prinsippsnitt av steinfyllingen mot vannet [1].....	69
Figur 54 Natursteinsmur ved bygging av Moxy Bergen [48].....	70
Figur 55: Viser en oversikt over beregnet havstigning i ulike kommuner på Vestlandet [52, s.7].	74
Figur 56 Bildet viser hvordan høydene i Bergensområdet skal nedjusteres med omtrent 10cm ved omregning til NN2000 [53].	75
Figur 57 Planlagt kotehøyde for Ground Floor [1].....	75

Formel liste:

Formel 1 Formfaktor fonning.	35
Formel 2 Basisvindhastighet.....	37
Formel 3 For bjelke leddet i begge ender med jevnt fordelt last.	59

Tabell liste:

Tabell 1 Lydegenskaper etasjeskiller betong [2].....	21
Tabell 2 Lydegenskaper for betongvegg [12].....	21
Tabell 3 Bruddgrense- dimensjonerende verdier.....	27
Tabell 4 Bruddgrense med ulykkes last- dimensjonerende verdier.....	27
Tabell 5 Bruksgrense- dimensjonerende verdier.....	27
Tabell 6 Egenvekt søyler.....	28
Tabell 7 Egenvekt bærende vegger.....	29
Tabell 8 Egenvekt yttervegger.....	29
Tabell 9 Egenvekt ikke bærende innervegger.....	29
Tabell 10 Egenvekt bærende vegger.....	29
Tabell 11 Egenvekt ikke bærende vegger.....	30
Tabell 12 Egenvekt yttervegger.....	30
Tabell 13 Egenvekt etasjeskiller 1st Floor.....	30
Tabell 14 Egenvekt himling.....	30
Tabell 15 Egenvekt sjakter.....	31
Tabell 16 Egenvekt prefabrikkerte bad.....	31
Tabell 17 Egenvekt etasjeskiller 2nd - 5th Floor.....	31
Tabell 18 Egenvekt tak.....	31
Tabell 19 Snølast tak.....	36
Tabell 20 Snølast terrasse.....	36
Tabell 21 Faktorer basisvindhastighet.....	37
Tabell 22 Soner for vegg, vindretning Nordvest nedre del.....	39
Tabell 23 Soner for vegg, vindretning Nordvest øvre del.....	40
Tabell 24 Soner for vegg, vindretning Sørvest nedre del.....	40
Tabell 25 Soner for vegg, vindretning Sørvest øvre del.....	40
Tabell 26 Soner for tak, vindretning Nordvest.....	41
Tabell 27 Soner for tak, vindretning Sørvest.....	41
Tabell 28 Innvendig vindtrykk.....	41
Tabell 29 Utelatelseskriterier jordskjelv.....	43
Tabell 30 Laster som påvirker etasjeskillerne [28].....	46
Tabell 31 Valgt armering for dekke 2nd-5th Floor.....	49
Tabell 32 Dimensjonerende laster på de bærende veggene pr etasje.....	51
Tabell 33 Formler for utregning av m og n.....	52
Tabell 34 Armering i bærende vegg.....	52
Tabell 35 Armeringstversnitt.....	53
Tabell 36 Armering søyle A-15.....	55
Tabell 37 Armering søyle B-15.....	56
Tabell 38 Skjevstillingslast og skjevstillingslast per vegg.....	64
Tabell 39 Opp tredende krefter på sjaktene.....	65
Tabell 40 Dimensjonerende skjærkraft og moment.....	65
Tabell 41 Havnivåstigning 50 og 100 års perspektiv etter høydereferansesystemet NN1954.....	76

Innholdsfortegnelse

Forord:	2
Sammendrag:	3
Abstract:	4
Figurliste:	5
Formel liste:	6
Tabell liste:	7
1 Innledning	11
1.1 Prosjektbeskrivelse.....	11
1.2 Problemstilling	15
1.3 Avgrensinger i oppgaven.....	15
1.4 Metode.....	16
1.4.1 Veiledning.....	16
1.4.2 Kildekritikk	16
1.4.3 Programvare	17
1.4.3.1 PTC MathCad Express Prime 3.0	17
1.4.3.2 OS-program	17
1.4.3.3 AutoCAD	17
1.5 BREEAM	17
2 Materialer	18
2.1 Betong.....	18
2.1.1 Brann	19
2.1.2 Lyd	20
2.1.3 Miljø.....	22
2.1.3.1 Gjenbruk av betong.....	22
2.2 Stål	23
2.2.1 Generelt om stål	23
2.2.2 Brann	24
2.2.4 Stål i miljøperspektiv	24
2.2.5 Armeringsstål.....	25
3 Lastberegninger	26
3.1 Grensetilstander.....	26
3.2 Lastkombinasjoner	27
3.3 Permanente laster.....	28
3.3.1 Egenlast	28
3.3.1.1 Ground Floor	28
3.3.1.2 Øvrige etasjer	29
3.4 Variable laster.....	32
3.4.1 Nyttelast	32

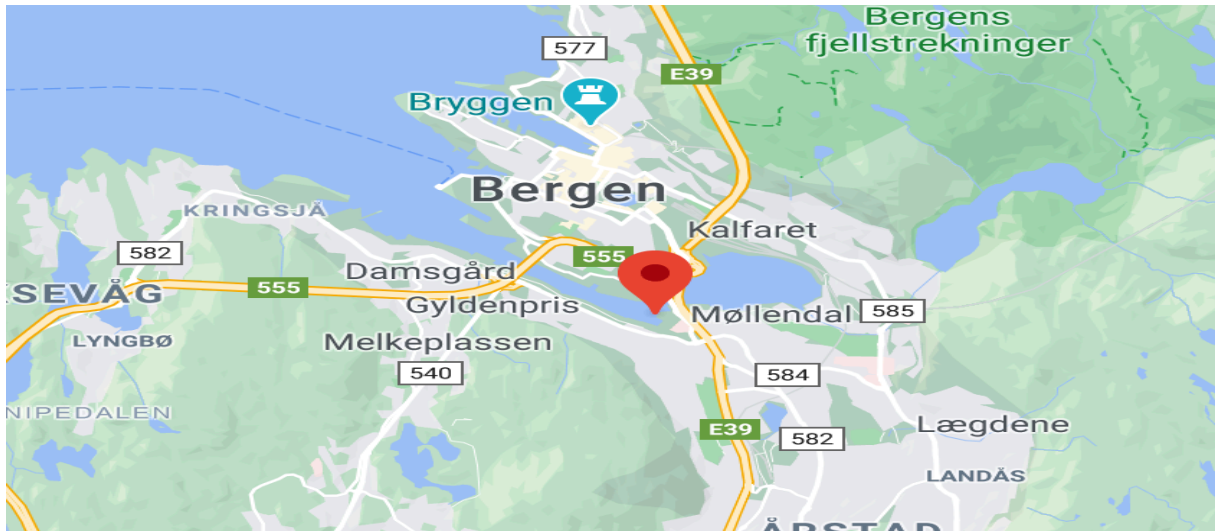
3.4.2 Snølast	34
3.4.2.1 Snølast tak	35
3.4.2.2 Snølast terrasse	36
3.4.3 Vindlast	37
3.4.3.1 Formfaktor vind	39
3.4.3.2 Vindlast på vegger	39
3.5.2.3 Vindlast på tak	41
3.5.3.3 Innvendig vindtrykk	41
3.4.4 Seismisk last	42
4 Dimensjonering.....	44
4.1 Forutsetninger for dimensjonering.....	44
4.2 Bæresystem.....	44
4.2.1 1st Floor og øvrige etasjer	45
4.2.2 Ground Floor.....	45
4.3 Dimensjonering 1st Floor og øvrige etasjer	46
4.3.1 Etasjeskillere	46
4.3.2 Bærende innervegger	49
4.3.2.1 Bærende innervegger 2nd-5th Floor	50
4.3.2.2 Bærende innervegger 1st Floor	52
4.4 Dimensjonering Ground Floor	54
4.4.1 Søyler i Ground Floor	54
4.4.1.1 Søyler A-15.....	54
4.4.1.2 Søyler B-15.....	56
4.5 Stålbjelke.....	57
4.5.1 Opptredende krefter på stålbjelken	58
4.5.2 Valg av stålprofil	58
5. Stabilitetsberegning.....	59
5.1 Vertikal og horisontal vindlast	59
5.2 Skjevstillingslaster.....	61
5.3 Avstivning.....	62
6 Fundament og grunntrykk.....	66
6.1 Innledning	66
6.2 Fundamentering.....	66
6.3 Grunntrykk	67
7. Dimensjonering av natursteinsmur ved kaifront.....	68
7.1 Natursteinsmurer	69
7.2 Dimensjonering	70
7.2.1 Jordtrykk	70
7.2.2 Vanntrykk.....	70
7.2.3 Krefter fra bølger og tidevann	71
7.2.4 Geonett.....	71
7.2.5 Fremgangsmåte for dimensjonering	71
7.3 Resultater etter dimensjonering av natursteinsmur	72

8 Vurdering av fremtidig havnivåstigning.....	73
8.1 Havnivåstigning	73
8.2 Landheving.....	74
8.3 Stigning i Bergen	74
8.4 Konklusjon kotehøyde	75
9 Konklusjon	76
Referanseliste:.....	77
Vedlegg:	80

1 Innledning

1.1 Prosjektbeskrivelse

Denne oppgaven tar for seg hotellet Moxy Bergen som ligger ved sjøfronten i Solheimsviken. Moxy Bergen er et konsepthotell som inngår i Marriottkjeden, og er en del av prosjektet «nye» Solheimsviken [7]. Moxy Bergen er plassert like ved søndre hovedinnfartsåre til Bergen og er vendt mot Damsgårdssundet.



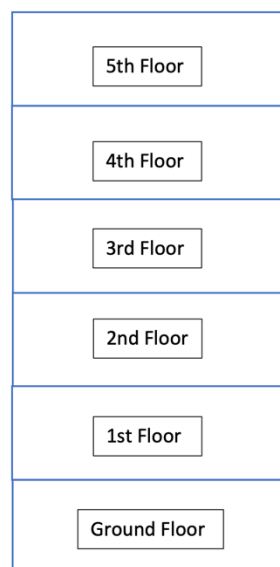
Figur 1 Rød markør viser Solheimsviken, Bergen [2].



Figur 2 Rød ring markerer området i Solheimsviken hvor Moxy Bergen er plassert. Bildet er tatt før bygging [7].

Som nevnt over inngår Moxy Bergen i Marriottkjeden og er en del av prosjektet «nye» Solheimsviken. Marriott er verdens største hotellselskap [8] og har nå valgt å ta satsningen sin til Bergen. Prosjektet «nye» Solheimsviken er konsernet GC Rieber Eiendom sin visjon om ytterligere vekst i Solheimsviken. De ønsker å tilrettelegge området for å tiltrekke de mest fremtidsrettede selskapene innen finans- og teknologimiljøet, hvor utbyggingen av Moxy Bergen og Skipet har hatt en viktig rolle [7]. Skipet er nabobygget til Moxy Bergen og er det første og største næringsbygget i Bergen som er bygd av massivtre [9].

Marriot er et amerikansk firma, og etasjenavene på de 6 etasjene til Moxy Bergen bærer preg av dette. Nederste etasje kalles Ground Floor, og her finner man resepsjons- og lobbyfunksjoner for hotellet, samt restaurant/serveringsarealer som ikke drives av hotellet. Videre består etasjen av ulike servicefunksjoner og tekniske rom. Videre nummerering av etasjene er som følger: 1st Floor, 2nd Floor, 3rd Floor, 4th Floor og 5th Floor.



Figur 3 Inndeling av etasjer Moxy Bergen, med tilhørende etasjenavn.

I overliggende plan er det 199 hotellrom fordelt på de ulike etasjene. Rommene er pent, men forholdsvis enkelt innredet. Marriott har ønsket å skape et nyskapende, men rimelig overnattingssted tett på Bergen sentrum.

Figur 4-7 viser tegninger av byggets planlagte fasade.



Figur 4 Fasade Nord-Øst [1].



Figur 5 Fasade Sør-Vest [1].



Figur 6 Fasade Sør-Øst [1].



Figur 7 Fasade Nord-Vest [1].

Da vi fikk utdelt oppgaven fra Smidt & Ingebrigtsen rett før nyttår, inviterte de oss ut til sine kontorer for å møtes. Der fikk vi utdelt oppgaveteksten og tegninger fra arkitekten.

På dette oppstartsmøtet hadde de laget klar en alternativ oppgavebeskrivelse. Denne inneholdt aktuelle temaer de mente kunne være relevante å ha med i oppgaven.

Følgende liste ble gitt som aktuelle temaer fra Smidt & Ingebrigtsen:

1. Gjennomgang av laststandardene (Eurocode) og definering av aktuelle laster. (Egenlaster, nyttelaster, vindlast og snølast.) Eventuelt også last fra jordskjelv.
2. Utarbeidelse av forslag til statisk system. (Vegger, søyler, bjelker)
3. Stabilitetsberegning av bygget.
4. Dimensjonering av de avstivende veggene som omkranser kjernen i aksene 16 – 20 / C-F2
5. Utarbeidelse av tegning av de avstivende veggene som omkranser kjernen i aksene 16 – 20 / C-F2 med formtegning, armeringstegning og bøyelister.
6. Beregning av tillatt grunntrykk. Det forutsettes normal sprengsteinsfylling.
7. Dimensjonering av fundament under de avstivende veggene som omkranser kjernen i aksene 16 – 20 / C-F2. Utarbeidelse av formtegning og armeringstegning for fundamentene.
8. Dimensjonering av kaifront med store natursteiner.
9. Gjør en vurdering av fremtidig havnivåstigning i et 50-års og et 100 års perspektiv. Kom med en anbefaling på hvilken kotehøyde gulvet i Ground Floor bør ha for å unngå oversvømmelse.

1.2 Problemstilling

Hovedhensikten med vår oppgave er å identifisere og dimensjonere det bærende systemet for Moxy Bergen. Hotellet består i all hovedsak av betong, hvor både vegger, søyler og dekker er dimensjonert av oss, ved hjelp av arkitekttegningene. Det ønskes å presisere at disse tegningene var det eneste grunnlaget som var tilgjengelig for å løse oppgaven, og at dimensjonering og materialvalg i selg selv derfor har vært en stor oppgave.

Det er også valgt å dimensjonere muren ved kaifronten til hotellet, samt gjøre en vurdering av plasseringen av hotellet i forhold til fremtidig havnivåstigning.

1.3 Avgrensinger i oppgaven

Underveis i oppgaven er det gjort noen forenklinger og avgrensinger for å begrense omfanget og tilpasse det til bacheloroppgaven.

1. Det legges til grunn at fundamentene er utført på en slik at de har en tilstrekkelig kapasitet.
2. Ved beregning av vindkrefter er det gjort forenklinger ved å regne på konstruksjonen som et rektangel. Dette vil også gjøre at man havner på sikker side ettersom vindkraften på et rett hjørne vil være større enn på et avrundet. Beskrevet i kapittel 3.5.2 – Vindlast.
3. Ved dimensjonering for jordskjelv velges det å se på utelatelseskriteriene selv om bæringen for Ground Floor og øvrige etasjer ikke er helt like.
4. Teknisk rom på tak er ikke dimensjonert.

1.4 Metode

Under arbeidet med oppgaven er det brukt ulike ressurser for å gi oppgaven best mulig kvalitet. Ulike programvarer, håndberegninger, veiledning og forkunnskaper er brukt for å dimensjonere Moxy Bergen. De mest sentrale standardene som er brukt i oppgaven er:

- Eurokode 0, Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner
- Eurokode 1, Laster på konstruksjoner
- Eurokode 2, Prosjektering av betongkonstruksjoner
- Eurokode 3, Prosjektering av stålkonstruksjoner
- Eurokode 7, Geoteknisk prosjektering
- Eurokode 8, Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning

1.4.1 Veiledning

Etter at vi startet arbeidet med bacheloroppgaven, har vi jevnlig hatt kontakt med vår veileder fra HVL, Jan Bernt Husebø. Gjennom disse veiledningstimen har vi diskutert innholdet i oppgaven, ulike vinklinger og fått gode tips der vi har vært usikre. Utenom dette har veileder vært behjelpelig ved å svare på mailer og meldinger på Canvas.

Kontaktpersonene ved Smidt & Ingebrigtsen AS har gitt oss god hjelp over mail, og både forklarte og stilte gode spørsmål på møte over ZOOM.

Vi har også kontaktet andre lærere ved HVL da vi har hatt spørsmål innenfor deres fagfelt.

1.4.2 Kildekritikk

Gjennom ulike deler av oppgaven har det vært nødvendig å hente informasjon om materialeegenskaper og beregningsmetoder fra ulike standarder, eurokoder, fagbøker og lignende. Det vil gjennom hele oppgaven legges vekt på å bruke relevante kilder av god kvalitet. Det er også lagt vekt på å sjekke at de brukte standardene er oppdaterte, og vi har unngått å bruke gamle fagbøker så langt det lar seg gjøre.

1.4.3 Programvare

Mesteparten av beregningene er gjort for hånd. Det er også benyttet ulike programmer for å føre inn beregningene, og videre kontrollert disse.

1.4.3.1 PTC MathCad Express Prime 3.0

MathCad er et program som brukes som regneark og egner seg til håndberegninger. Programmet er en avansert kalkulator, hvor man kan føre inn alt fra enkle regnestykker til kompliserte funksjoner. I denne oppgaven er MathCad brukt for å lage oversiktlige regneark hvor beregningene blir presentert.

1.4.3.2 OS-program

OS-programmene er levert av Sletten byggdata. Sletten programmene er en samling av beregningsprogram for betongkonstruksjoner. I oppgaven er programmet lastberegninger og V-skive brukt. Lastberegninger ble brukt for å kvalitetssikre håndberegningene av vindlast, hvor programmet bruker formfaktorene som er angitt i NS-EN 1991-1-4 [10]. V-skive er brukt i kapittelet om avstivning for å regne på heis- og trappesjaktene.

1.4.3.3 AutoCAD

AutoCAD er verktøy for dataassistert konstruksjon (DAK), og brukes for å lage tegninger av konstruksjoner i 2D og 3D. AutoCAD er brukt i oppgaven for å jobbe med arkitekttegningene til bygget digitalt.

1.5 BREEAM

Klima og miljø blir stadig et mer aktuelt tema innenfor bygge- og anleggsbransjen. For å motivere bedrifter til å bygge på en mer bærekraftig måte er det utviklet ulike miljøsertifiserings verktøy, hvor et av disse er BREEAM-sertifiseringen. I Norge er BREEAM-NOR den norske tilpassingen av BREEAM systemet, og er det mest brukte sertifiseringsverktøyet for bærekraftige bygg i Norge [11].

Systemet BREEAM-NOR er bygget opp slik at sertifikatene deles ut i ulike klasser. Disse går fra klassen Pass som er den laveste, til Outstanding som er best.

Ved planlegging og bygging av Moxy Bergen hadde Smidt & Ingebrigtsen som mål å nå opp i kategorien Very Good. Dette målet nådde de, og bygget ble til slutt sertifisert i klassen Excellent som ligger et nivå høyere. Ut fra bygg alliansens liste over BREEAM-sertifiserte prosjekter i Norge kan man se at Moxy Bergen er det første hotellprosjektet som når klassen Excellent [12].

Dette viser at Moxy Bergen har kvaliteter som strekker seg godt utover minstekravene i byggeforskriften, og at prosjektet er bygget på en bærekraftig måte.

2 Materialer

Gjennom dette kapittelet presenteres de ulike bygningsmaterialene som er brukt ved byggingen av Moxy Bergen. Bygget består hovedsakelig av plasstøpt betong, men har også enkelte stålbjelker. Det tekniske rommet på taket har bærende konstruksjon av stål.

Ytterveggene ble levert som ferdige moduler bestående av tre med vinduer, og store deler av fasaden i Ground Floor består av store glassflater. Det er valgt å ikke gå dypere inn på de ferdige modulene eller glassflatene ettersom de ikke fungerer som bærende elementer i konstruksjonen.

2.1 Betong

I dette kapittelet blir det gjort rede for bygningsmaterialet betong. Som nevnt tidligere består store deler av bærekonstruksjonen til Moxy Bergen av betong. I dette kapittelet blir det derfor gått gjennom egenskapene til betong når det kommer til brann, lyd og miljø.

Betong er et produkt sammensatt av vann, sement og tilslag av sand- og steinmaterialer. Når vann og sement blandes oppstår en kjemisk reaksjon som gjør at massen stivner. Denne stive massen kalles for betong og kan oppnå betydelig høy styrke [13].

Som nevnt over kan betong oppnå betydelig høy styrke, men denne styrken kan i hovedsak kun stå imot trykklast. Betong tåler store trykklast i forhold til andre materialer som stål og tre, men har dårlige egenskaper for å stå imot strekklast. For å stå imot strekklastene må det legges inn ståljern i betongen. Dette blir kalt armert betong [14]. Armert betong fungerer ved at betongen og armeringen sammen brukes for å virke mot de opptredende kreftene. Armeringen opptar strekkpåkjenningen slik at armert betong kan brukes i deler av konstruksjoner hvor uarmert betong ikke ville vært tilstrekkelig [14].

Betong kommer både som plasstøpte konstruksjoner som man ofte finner i broer, kaier og bygninger, men kan også komme som prefabrikkerte elementer som søyler, bjelker, vegger og dekker [14].

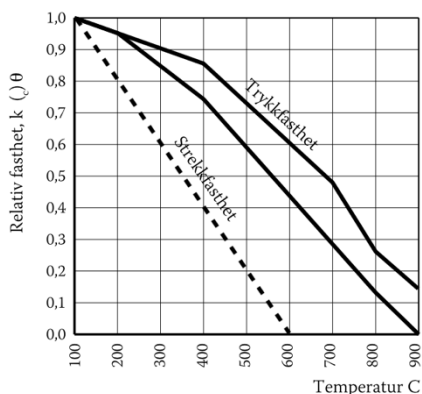
2.1.1 Brann

Hotell blir definert som overnattingsted ved undersøkelse av risikogruppe. Overnattingsted havner innenfor risikogruppe 6, ettersom Moxy Bergen er et 6 etasjers bygg fører dette til at brannklasse 3 blir gjeldende. Når en skal dimensjonere bærende hovedsystem for bygninger i brannklasse 3, er kravet at konstruksjonen må kunne opprettholde tilfredsstillende bæreevne og stabilitet gjennom et fullstendig brannforløp [5, Bind B, s.15].

Betong blir sett på som det beste konstruksjonsmateriale når det gjelder brannmotstand. Grunnen til dette er at betongen har svært god evne til å absorbere varme og virker selvisolerende ved temperaturpåvirking. Vanninnholdet i betong vil virke forsinkende på temperaturøkningen, dette er fordi vann krever varme i form av energi for at det skal kunne fordampe [5, Bind B, s.18].

Under enkelte omstendigheter vil betong likevel virke dårlig i tilfelle brann. Ved hurtig oppvarming, høye betongspenninger og ved små tverrsnitts dimensjoner kan det oppstå fare for eksplosiv avskalling. Eksplosiv avskalling er spesielt kritisk for fersk betong med høy fuktighet som er under et år gammelt [5, Bind B, s.24, punkt 3.4].

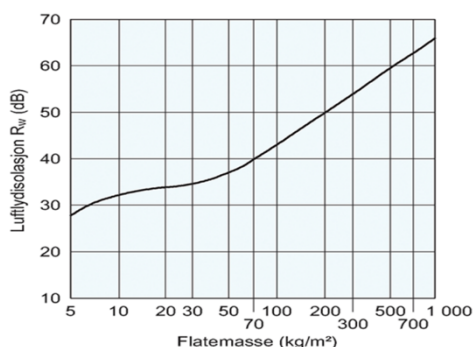
Figur 8 viser betongs relative fasthet som funksjon av temperaturen. Nederste kurve for trykkfasthets gjelder for kvartsholdig tilslag, mens den øverste er for kalkholdig tilslag. En kan se at ved 600 grader celsius vil trykkfastheten synke med henholdsvis 55% og 40%.



Figur 8 Betongfasthet ved temperaturøkning [5, Bind B, punkt 3.4].

Ved å overholde retningslinjene for brannteknisk dimensjonering erfarer man at betongbygninger har evnen til å forbli stående gjennom hele brannforløpet. Dette til tross for reduksjonen av trykkfastheten ved høye temperaturer [5, Bind B]. Ved brannklasse 3 er det derfor svært viktig at retningslinjene for brannteknisk dimensjonering blir overholdt.

2.1.2 Lyd



Figur 9 Sammenheng luftlydisolasjon og flatemasse [15].

Figur 9 viser sammenhengen mellom luftlydisolasjon og flatemasse for massive konstruksjoner. Figuren viser at det trengs høye flatemasser for å oppnå god lydisolasjon. Det er derfor ikke uvanlig å bruke ekstra konstruksjon som flytende gulv eller nedfôret himling i tillegg til den bærende konstruksjonen. Lydisolasjonen til etasjeskillerne i betong blir derfor avhengig av flatemassen til betongen, og jo større denne er jo bedre er lydisolasjonen [15].

For å regne på lydegenskapene til etasjeskillerne er det brukt tabell 52 og 57 i SINTEF sin rapport for *Lydisolerende, tunge etasjeskiller. Konstruksjonseksempler – 522.514* [4]. Det må ved beregning av lydegenskaper tas hensyn til grad av flankeoverføring. Flankeoverføring finner man ved bruk av figur 8 tabell 433 fra SINTEF 522.514, som er definert ut fra bæresystemet, spennvidde og opplagsbetingelse [4]. Ut fra figur 10 har etasjeskillerne middels grad av flankeoverføring grunnet spennvidde på 6.8m mellom bærende vegger.

Grad av flankeoverføring	Betingelser/kriterier
Liten	Store spenn (> 8 m) over flere enn to rom Opplagg på søyle/drager Lette, utfyllende skillevegger Yttervegger av bindingsverk, splittet ved dekkene
Middels	Middels spenn (5–7 m) over to rom Opplagg på massiv vegg eller søyle/drager Lette eller massive skillevegger Yttervegger av bindingsverk, delvis splittet ved dekkene
Stor	Små spenn (< 5 m) over ett rom Opplagg på massive veggskiver Massive skillevegger Yttervegger av bindingsverk, delvis gjennomgående

Figur 10 Flankeoverføring [4].

I tabell 1 vises forventet lydisolasjonsverdi til etasjeskillerne med middels grad av flankeoverføring. Den forventede lydisolasjonsverdien blir målt opp mot kravet for lydisolasjon, og det blir vurdert om etasjeskillerne i betong oppfyller kravet. I tabell 1 ser man at etasjeskillerne på 260mm med 20mm avretting og teppebelegg oppfyller kravene for luftlydisolasjon og trinnlydnivå for overnattingssted i klasse B [15].

Lydegenskaper etasjeskiller i betong (plasstøpt)		
Sjikt	Luftlydisolasjon $R'_w + C_{50-5000}$	Trinnlydnivå $L'_{n,w} + C_{1,50-2500}$
260 mm betong + 20 mm avretting	60 dB	68 dB
Teppebelegg	(-3+4) dB	(-27-2) dB
Sum	61 dB	39 dB
Krav	≥ 55 dB	≤ 53 dB
Vurdering	OK	OK

Tabell 1 Lydegenskaper etasjeskiller betong [2].

I tabell 2 vises forventet lydisolasjonsverdi til betongveggene med middels grad av flankeoverføring. Det blir brukt feltmålt verdi for 200mm betongvegg som er 54-56 dB, og siden betongveggen er 220mm blir 56 dB benyttet grunnet bedre lydisolasjon. Den forventede lydisolasjonsverdien blir målt opp mot kravet for lydisolasjon, og det kommer frem at betongveggene i seg selv har gode nok lydegenskaper til å tilfredsstille kravene.

Lydegenskaper betongvegg (plasstøpt)	
Sjikt	Luftlydisolasjon $R'_w + C_{50-5000}$
220 mm betong	56 + (-2) dB
Sum	54 dB
Krav	≥ 52 dB
Vurdering	OK

Tabell 2 Lydegenskaper for betongvegg [12].

2.1.3 Miljø

Betong er det vanligste byggemateriale på grunn av sine egenskaper som fleksibilitet og styrke, noe som gjør at det blir brukt store mengder betong på verdensbasis [16].

Som nevnt tidligere består betong av sement, vann og tilslag av sand/-steinmateriale [14]. Sement er hovedkomponenten og ser man på verdens totale sementproduksjonen i 2016 var den på 4.2 milliarder tonn. Det er anslått at fem prosent av det globale CO₂-utslippet kommer fra sementindustrien [16].

Sement blir laget ved at man brenner kalkstein sammen med andre materialer som kvarts og skifer. Under brenningen av kalkstein starter en kjemisk prosess som kalles kalsinering, hvor CO₂ brennes bort fra kalksteinen. Det er kalsineringsprosessen som står bak mesteparten av utslippene fra sementindustrien, resten kommer fra oppvarming av ovnene og under transport. Kalkstein har sin opprinnelse fra koraller og bløtdyr som levde i havet, som har gjennom mange år blitt sammenpressede og forsteinede. Dette har resultert i kalkstein, som er satt sammen av karbon fra dyrene og oksygen. Derfor slipper kalkstein ut store mengder CO₂ når det brennes opp [16]. Den brente kalksteinen blir kalt klinker, og sement produseres ved å male klinker til fint mel [17].

En metode som blir brukt for å redusere CO₂-utslippene ved produksjon av sement er å erstatte deler av klinkerne med andre materialer. Eksempler på dette er silikastøv, kalksteinspulver eller naturlige pozzolaner. Hvilke materialer man bruker for å erstatte deler av klinkerne med avhenger av tilgjengelighet, mengde og pris [16].

2.1.3.1 Gjenbruk av betong

Betong som er brukt i bygninger eller andre typer konstruksjoner kan etter å ha fullført sin primære oppgave bli sendt til resirkulering. Betongen kan da bli gjenbrukt i ubundet bruk eller sementbundet bruk. Ubundet bruk vil si at betongen blir knust og brukt som løst tilslag, mens sementbundet bruk vil si at betongen brukes i nye sementbaserte produkter [18].

Før prosessen med resirkulering av betong starter, må betongen sendes til knuseverk eller bli knust på stedet på større bygge- og anleggsprosjekter. Dette blir gjort på bakgrunn av informasjon om opprinnelse og krav om kontroll og kartlegging av miljøgifter i betongen. Deretter blir armeringsstålet fjernet og betongen knuses og brukes videre dersom den ikke er forurenset av ytre påvirkninger under sin levetid [18].

Betongavfallet kan da erstatte pukk i bygningsprosjekter som etablering av nye veier, parkeringsplasser, støyvoller og rehabilitering av terreng etter gravearbeid. Betongmassene som blir brukt som pukk må være egnet til det nye bruket og må stå i forhold til behovet for massen, samtidig som det ikke må være i strid med forurensingsforbudet, jf. Forurensingsloven § 7 [19].

2.2 Stål

Stål er et av de mest brukte materialene innenfor byggenæringen, en av de viktigste grunnene til dette er materialets høye styrke. Styrken gjør at stål kan brukes der man har behov for store spennvidder, noe som gjør at man kan skape store åpne romløsninger [20, s. 13].

I dagens byggebransje er det stort fokus på å bygge på en bærekraftig måte. Her har stål den store fordel at det kan smeltes om og brukes på nytt. Det blir sett nærmere på miljøaspektene ved bruk av stål som byggemateriale i et senere delkapittel.

Moxy Bergen består av lite stål. Grunnen til at dette kapittelet likevel blir tatt med er på grunn av ståldrageren som går fra akse F2 til akse I langs akse 15. Se vedlegg A.2 og A.3 for plassering.

2.2.1 Generelt om stål

For bygningsformål er det i all hovedsak varmvalset konstruksjonsstål som benyttes. Normalt leveres konstruksjonsstål etter NS-EN 10025, NS-EN 10113 og NS-EN 10137 [21].

Denne typen stål består hovedsakelig av jern med opp til 0,2% karbon. Stålet kan også inneholde legeringer av fosfor, svovel, nitrogen, mangan og silisium. Tilleggsstoffene blir brukt for å gi stålet de egenskapene som er ønskelig for gitt prosjekt. Hvordan stålet har blitt termomekanisk bearbeidet har også mye å si for egenskapene [21, s. 134].

Her i Norge er det typene S355, S420 og S460 som er mest brukt. Bokstaven S viser at stålet er konstruksjonsstål, og tallene angir flytespenningen til stålet i N/mm².

Selv om stål er et sterkt materiale, har det likevel svakheter. Svakheter som skyldes oppvarming, vil bli nærmere beskrevet i neste delkapittel. Korrosjon er viktig å tenke på da man dimensjonerer i stål. Korrosjon, eller dannelse av rust vil være skadelig for materialet, og kan svekke styrken betydelig, eller i verste fall ødelegge stålet helt. Det er derfor viktig at stålet bygges inn tørt, eller blir behandlet på en måte som gjør at det ikke korroderer.

2.2.2 Brann

Stål er et materiale som ikke brenner. Det som likevel er utfordringen, er at stål blir svakere etter hvert som temperaturen stiger. Det ikke snakk om typiske temperatursvingninger i luften, men temperaturer nærmere 400-500 grader Celsius som skal til før stålet begynner å miste bæreevnen sin. Det er derfor svært viktig å sikre mot høye temperaturer fra brann, ved å f.eks. isolere mot varme.

Bygg blir som nevnt i betongkapittelet delt opp i ulike risiko- og brannklasser. For hotellet i denne oppgaven må det bærende systemet i betong kunne tåle et fullt brannforløp. Selv om mesteparten av bæresystemet er i betong, må også ståldragene tåle dette for å opprettholde sikkerheten. I oppgaven er stålbjelkene dimensjonert, men den branntekniske dimensjoneringen må gjøres av rådgivende ingeniør for brann.

2.2.4 Stål i miljøperspektiv

Det kan diskuteres om stål er et miljøvennlig materiale. Det er nemlig svært energikrevende å lage stål, men dette kan forsvares med at stålet har lang levetid. Det kan derfor være interessant å se på mulighetene for å gjenbruke stålkonstruksjoner fra tidligere prosjekter når man skal bygge nytt [22].

Det vanligste er likevel at stål sendes til gjenvinningsstasjoner og resirkuleres, slik at det kan brukes på nytt i andre sammenhenger [23].

Gjennom emnet ING 101-1 20V - Teknologiledelse, økonomi og nyskaping, jobbet bachelorgruppen vår med en semesteroppgave som omhandlet gjenbruk av byggematerialer. Oppgaven ble skrevet i samarbeid med to andre studenter som ikke er med på bachelorgruppen.

Under dette kurset satt vi oss godt inn i hvordan konstruksjoner som ståldragere og betongelementer kunne brukes på nytt, istedenfor å resirkuleres. Å fysisk ta med seg konstruksjonsdeler i stål har mye mindre negative miljøpåvirkninger enn det å produsere nye. Likevel blir dette sjelden gjort. Den største grunnen til dette er økonomien, det å lokalisere, demontere, teste styrken, frakte og så montere opp igjen blir økonomisk ugunstig. Det finnes likevel eksempler på bygg som har benyttet gjenbruk av stål [24].

2.2.5 Armeringsstål

Som nevnt under delkapittelet om betong brukes det stålstenger i betongen for å stå imot strekklastene som virker på elementet. Disse stålstengene kalles for armeringsjern og har primært som hovedoppgave å ta opp strekklast. Armeringsstål kan leveres i flere former slik som rette stenger, bøylor, preformede bøylor og som armeringsnett. Det finnes flere typer armeringsstål, men størstedelen av armering som blir brukt i dag er kamstål. Kamstål kan man få levert med to forskjellige kvaliteter, B500B og B500C. Tallet 500 angir den karakteriske flytegrensen til stålet oppgitt i N/mm² og bokstaven etter tallet angir hvilken duktilitetsklasse stålet ligger i [25].

Flytegrense en grenseverdi som forteller hvor stor belastning metaller eller legeringer kan stå imot før det oppstår en plastisk deformasjon. Når et metall eller legering passerer flytegrensen og får en plastisk deformasjon blir det en varig fasongendring på materialet [26]. Duktiliteten brukes som et mål på materialet sin formbarhet, det vil si evnen materiale har til og deformeres uten at det oppstår brudd [27].

3 Lastberegninger

3.1 Grensetilstander

Grensetilstander dimensjoneres etter partialkoeffisientmetoden, hvor det kontrolleres om lastvirkningene overskrider motstanden. Her skiller det mellom brudd-, ulykkes- og bruksgrensetilstand. Partialkoeffisientmetoden går ut på at en benytter partialkoeffisienter for å kompensere mot usikkerhet knyttet til materialet og lastens virkning [21, s. 26]. Ulike bygg har forskjellige pålitelighetsklasser, der type bygg og driftsområde bestemmer klassen. Det er bestemt at Moxy Bergen tilhører konsekvensklasse CC3 grunnet «stor konsekvens i form av menneskeliv, eller svært store økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser» [10]. Forskjellen mellom de ulike grensetilstandene er sannsynligheten for at de ulike situasjonen påtreffer. Under bruksgrense er sannsynligheten større enn for brudd- og ulykkesgrensetilstandene. En dimensjonerer derfor konstruksjonens bæreevne i bruddgrensetilstand, mens funksjonsevnen dimensjoneres i bruksgrensetilstand.

Bruddgrense er knyttet til sammenbrudd og svikt i konstruksjonen. Underpunkt av bruddgrensetilstand er ulykkesgrensetilstand som omhandler å dimensjonere konstruksjonen for spesielle tilfeller som brann, jordskjelv, skred, eksplosjoner og kollisjoner. Bruksgrensetilstand omhandler funksjonsdyktigheten til bygget, dette vil si at konsekvensene som inngår i bruksgrense påvirker funksjonaliteten. Altså er de typiske lastene det dimensjoneres for i bruksgrensetilstand lavere enn for bruddgrense, men opptrer hyppigere. Dette kommer av lastkombinasjonene som er vist i tabell 3, 4 og 5.

3.2 Lastkombinasjoner

Tabellene under er kombinasjoner av Tab NA. A1.2(A,B,C) fra NS-EN 1990:2002+A1 :2005+NA:2016 [28].

Bruddgrense-dimensjonerende verdier:

Dimensjoneringsituasjon	Permanente laster	Dominerende variable last	Andre variable laster
EQU Global likevekt	1.2/0.9	1.5	1.5 Ψ_0
STR/GEO Kapasitet	1.35/1.0	1.5 Ψ_0	1.5 Ψ_0
	1.2/1.0	1.5	1.5 Ψ_0
STR/GEO Sikkerhet mot brudd i grunnen	1.0	1.3	1.3 Ψ_0

Tabell 3 Bruddgrense- dimensjonerende verdier.

Bruddgrense med ulykkes last- dimensjonerende verdier:

Dimensjoneringsituasjon	Permanente laster	Dominerende variabel last	Andre variable laster	Ulykkes laster
Ulykkesituasjon	1.0	1.0 Ψ_1	1.0 Ψ_2	1.0
Seismisk situasjon	1.0	1.0 Ψ_2	1.0 Ψ_2	1.0

Tabell 4 Bruddgrense med ulykkeslast- dimensjonerende verdier.

Bruksgrense- dimensjonerende verdier:

Lastkombinasjoner som skal påvises	Permanente laster	Dominerende variabel last	Andre variable laster
Karakteristisk	1.0	1.0	1.0 Ψ_0
Ofte forekommende	1.0	1.0 Ψ_1	1.0 Ψ_2
Tilnærmet permanent	1.0	1.0 Ψ_2	1.0 Ψ_2

Tabell 5 Bruksgrense- dimensjonerende verdier.

De ulike tabellene over viser hvordan en skal summere lasttilfellene i de ulike tilstandene, der en dimensjonerer for den verste lastkombinasjonen. Ψ -faktorene avhenger av hvilke typer bygg/konstruksjon en har. For hoteller er det kategori C3 fra tab. NA 6.1 som gjelder, noe som gir følgende verdier: $\Psi_0=0.7$, $\Psi_1=0.7$, $\Psi_2=0.6$.

3.3 Permanente laster

Permanente laster er laster fra konstruksjonens egenvekt og andre faste installasjoner. I denne oppgaven blir derfor de permanente lastene egenvekt fra tak, etasjeskiller og andre elementer som bærende vegger, himling og prefabrikkerte bad.

3.3.1 Egenlast

Beregninger og antagelser som omhandler egenvekt er gjort ved å benytte SINTEF Byggforsk sin anvisning 471.031 - *Egenlaster for bygningsmaterialer, byggevarer og bygningsdeler* [29]. Ved bruk av arkitekttegningene er det gjort antagelser for å beregne egenvekten for de ulike bygningsdelene. Ground Floor og 1st Floor er de eneste etasjene som skiller seg ut fra de resterende etasjene. Ground Floor har et større areal og de bærende elementene er søyler. 1st Floor har samme bærende konstruksjon som de øvrige etasjene, men etasjeskilleren har et større areal grunnet terrassen/sedumtaket.

3.3.1.1 Ground Floor

Ground Floor har søyler som bærende konstruksjon. I Ground Floor finnes det fem forskjellige søyledimensjoner, hvor to av de er kvadratiske og tre er sirkulære. Søylene som er valgt å dimensjonere i Ground Floor er kvadratiske søyler med tverrsnitt 400x400mm, og sirkulære søyler med diameter 550mm. Disse blir henholdsvis kalt for A-15 og B-15 i dimensjonerings kapittelet etter deres plassering i aksesystemet. Tabell 6 til 9 viser egenvektene for Ground Floor. Snitt av Ground Floor finnes i vedlegg A.2.

Søyer			
Materialtype	Dimensjoner [mm]	Antall	Egenvekt [kN]
Betong (kvadratisk)	400x400	35	658
Betong (kvadratisk)	150x150	10	26.4
Betong (sirkulær)	550 (diameter)	7	195.4
Betong (sirkulær)	400 (diameter)	6	88.6
Betong (sirkulær)	200 (diameter)	10	36.9

Tabell 6 Egenvekt søyler.

Bærende innervegger				
Materialtype	Tykkelse [mm]	Lengde [m]	Høyde [m]	Egenvekt [kN]
Betong	220mm	20.2	6.5	722.2
Betong	250mm	123.2	6.5	5*10 ³

Tabell 7 Egenvekt bærende vegger.

Yttervegger					
Materialtype	Tykkelse	Tyngdetetthet [kN/m ³]	Høyde [m]	Egenvekt [kN]	Egenvekt med karmen [kN]
Glass	2 lag 4mm	25	3.7	136.9	150

Tabell 8 Egenvekt yttervegger.

Ikke bærende innervegger				
Materialtype	Lengde [m]	Høyde [m]	Tyngdetetthet [kN/m]	Egenvekt [kN]
Tre	300	4.7	0.7	987

Tabell 9 Egenvekt ikke bærende innervegger.

3.3.1.2 Øvrige etasjer

De øvrige etasjene er like utenom at etasjeskillerne i 1st floor har større areal grunnet terrasse/sedumtak. Et sedumtak er en type lette grønne tak, og består av vannsamlende planter [30].

Videre i de øvrige etasjene finner man bærende innervegger, ikke bærende vegger, prefabrikkerte baderomsmoduler, sjakter, himling og tak. I tabellene 10-18 er egenvekten til elementene ført opp. Snitt av 1st Floor finnes i vedlegg A.3.

Bærende vegger							
Materialtype	Tykkelse (mm)	Lengde [m]	Høyde [m]	Antall	Tyngdetetthet [kN/m ³]	Egenvekt [kN/m ²]	Egenvekt [kN]
Betong	220	6	2.7	21	25	5.5	1.9*10 ³

Tabell 10 Egenvekt bærende vegger.

Ikke bærende vegger						
Materialtype	Lengde [m]	Høyde [m]	Tyngdetetthet [kN/m ²]	Antall	Egenvekt [kN/m ²]	Egenvekt [kN]
Lydisolerende vegger med stålprofiler	5.7	2.7	0.6	16	9.2	147.7

Tabell 11 Egenvekt ikke bærende vegger.

Yttervegger				
Materialtype	Lengde [m]	Høyde [m]	Tyngdetetthet [kN/m ³]	Egenvekt [kN]
Trevegg med vindu	193.5	2.7	0.6 (vegg) +25 (glass)	3.4*10 ³

Tabell 12 Egenvekt yttervegger.

Etasjeskiller 1st Floor med terrasse					
Materialtype	Tykkelse [mm]	Areal [m ²]	Tyngdetetthet [kN/m ³]	Egenvekt [kN/m ²]	Egenvekt [kN]
Betong	260	2.2*10 ³	25	6.5	1.5*10 ⁴

Tabell 13 Egenvekt etasjeskiller 1st Floor.

Himling			
Materialtype	Tyngdetetthet [kN/m ²]	Areal [m ²]	Egenvekt [kN]
Systembasert på skinner	0.04	972.3	38.9

Tabell 14 Egenvekt himling.

Sjakter						
Materialtype	Tykkelse [mm]	Høyde [m]	Lengde (Sjakt 1) [m]	Lengde (Sjakt 2) [m]	Tyngdetetthet [kN/m ³]	Egenvekt [kN]
Betong	220	24	26.7	48	25 + 6kN/m ² (trapp)	10*10 ³

Tabell 15 Egenvekt sjakter.

Prefabrikkerte baderomsmoduler					
Type	Vekt [kg/m ²]	Tyngdeakselerasjon [m/s ²]	Antall	Areal [m ²]	Egenvekt [kN]
Baderomsmoduler	700	9.81	35 Bad 3 HC Bad 1 Trapes bad	3 7.4 5.7	923.4

Tabell 16 Egenvekt prefabrikkerte bad.

Etasjeskiller 2nd – 5th Floor					
Materialtype	Tykkelse [mm]	Areal [m ²]	Tyngdetetthet [kN/m ³]	Egenvekt [kN/m ²]	Egenvekt [kN]
Betong	260	1.3*10 ³	25	6.5	8.2*10 ³

Tabell 17 Egenvekt etasjeskiller 2nd - 5th Floor.

Tak			
Materialtype	Tyngdetetthet [kN/m ²]	Areal [m ²]	Egenvekt [kN]
Betongdekket med innstøpte plastkuler	4.6	1.3*10 ³	5.7*10 ³

Tabell 18 Egenvekt tak.

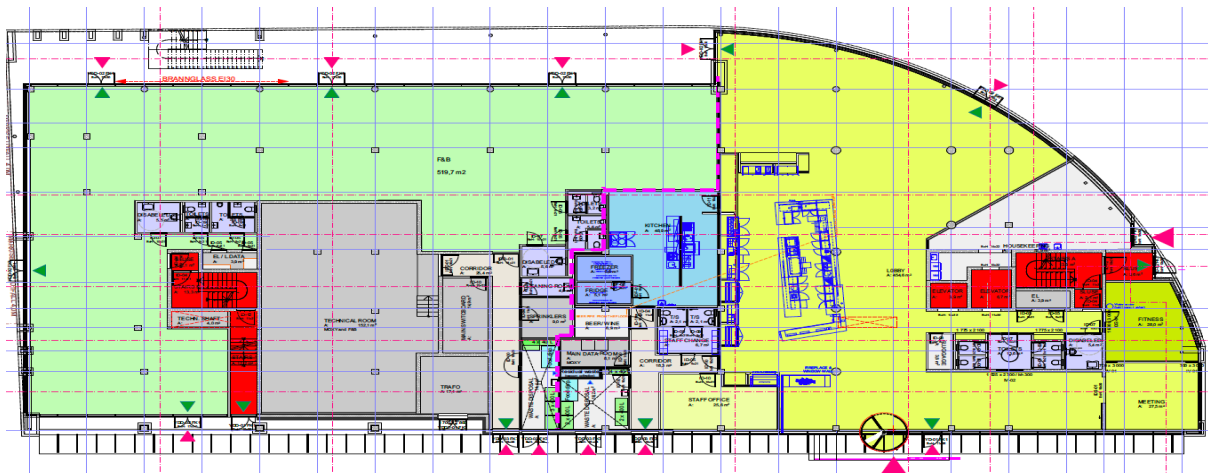
3.4 Variable laster

Variable laster defineres som "last som varierer med tiden". Det vil si at nyttelest, snølast, vindlast og seismisk last er variable laster [31]. Nyttelasten er bestemt ut fra tabell NA.6.1 (NS-EN 1991-1-1:2002/NA:2008) som gir en bestemt nyttelest etter hvilken type konstruksjon en har. Videre i kapittelet beregnes snølast, vindlast og seismisk last som virker på bygget.

3.4.1 Nyttelast

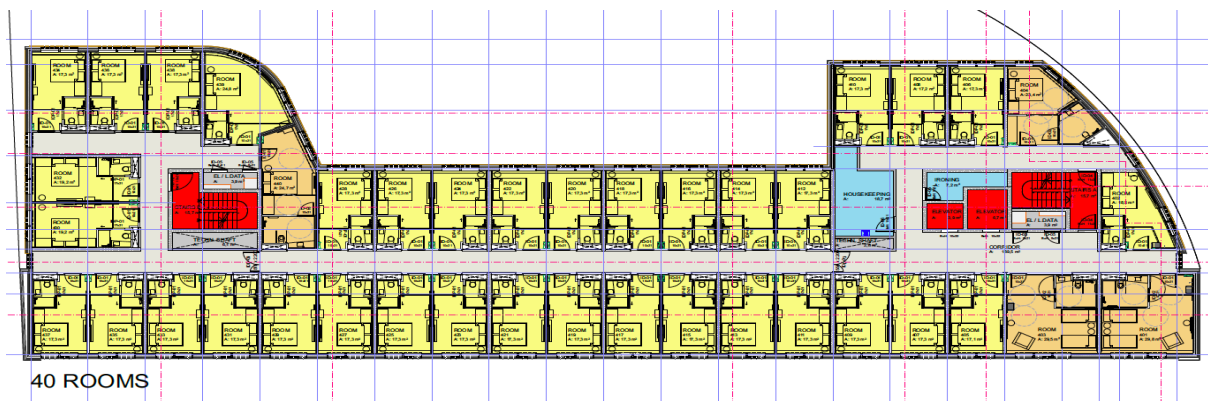
Nyttelast er valgt ut fra NS-EN 1991-1-1 Allmenne laster – Tetthet, egenvekt, nyttelest i bygninger. «For fastsettelse av nyttelest bør gulv- og takområder i bygningen deles inn i underkategorier i henhold til bruk» [10, 6.1 (3)].

Moxy Bergen består av to hovedtyper etasjer. Ground Floor på bunn består av lobby, møterom, kjøkken med tilhørende kjøle og fryserom, treningsrom og møterom.



Figur 11 Ground Floor [1].

De resterende etasjene består hovedsakelig av hotellrom med tilhørende ganger og bøttekott. De fem øverste etasjene er identiske, og nyttelestene i disse etasjene vil derfor bli like.



Figur 12 2nd Floor [1].

Fra tabell 6.1 – Brukskategorier, defineres Moxy Bergen under kategori C3: «Arealer uten hindringer for personer i bevegelse, f.eks. arealer i museer, utstillingsrom osv., og administrasjonsbygg, hoteller, sykehus og jernbanestasjoner.» [10]

Videre fra tabell 6.2 – Nyttelast på gulv, balkonger og trapper i bygninger, hentes følgende verdier ut for nyttelast.[10]

Kategorier for belastede områder	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Kategori A		
– Gulv	1,5 til <u>2,0</u>	<u>2,0</u> til 3,0
– Trapper	<u>2,0</u> til 4,0	<u>2,0</u> til 4,0
– Balkonger	<u>2,5</u> til 4,0	<u>2,0</u> til 3,0
Kategori B	2,0 til <u>3,0</u>	1,5 til <u>4,5</u>
Kategori C		
– C1	2,0 til <u>3,0</u>	3,0 til <u>4,0</u>
– C2	3,0 til <u>4,0</u>	2,5 til 7,0 (<u>4,0</u>)
– C3	3,0 til <u>5,0</u>	4,0 til 7,0
– C4	4,5 til <u>5,0</u>	3,5 til <u>7,0</u>
– C5	<u>5,0</u> til 7,5	3,5 til <u>4,5</u>
Kategori D		
– D1	<u>4,0</u> til 5,0	3,5 til 7,0 (<u>4,0</u>)
– D2	4,0 til <u>5,0</u>	3,5 til <u>7,0</u>

Figur 13 Tabellen over viser nyttelast for de ulike klassene [10].

Ut fra tabellen velges den høyeste verdien for $q_k=5,0$ [kN/m²]. Den største verdien velges for å være på sikker side.

Ut fra NA.6.3.1.2 (11) kan man gange inn en etasjereduksjonsfaktor for bygg med flere etasjer. Det er i denne oppgaven valgt å gjøre konservative lastberegninger, og reduksjonsfaktoren er derfor ikke tatt med i beregningene.

3.4.2 Snølast

Snølasten på bygget er beregnet ved bruk av Norsk standard: NS-EN 1991-1-1: 2003+NA: 2008. Ved beregning av snølast er det kontrollert to områder. Det første området er selve taket til bygget og det andre området er terrassen/sedumtaket som ligger i samme høyde som 1st Floor. For å finne snølasten beregnes først den karakteriske snølasten før ulike formfaktorer legges til.

Bygget er plassert med en avstand fra nærliggende bygg slik at det ikke er fare for at snø kan falle ned på taket. Det trengs derfor ikke å bli tatt hensyn til dette i videre beregning. Det må i beregningen tas hensyn til statisk snølast og snøfonning. Fonning oppstår når snø fraktes fra høyereliggende punkt ved hjelp av vinden.



Figur 14 Områder hvor det oppstår fonning i tillegg til statisk snølast [1].

Den karakteriske snølasten S_k er lik grunnverdien S_{k0} . Grunnen til dette er at høyden over havet H for Moxy Bergen er lavere enn høydegrensen H_g . S_{k0} hentes ut fra tabell NA.4.1(901), og settes lik 2.0 kN/m^2 . Ved videre beregning av snølast må det tas hensyn til ulike koeffisienter. Disse koeffisientene er C_e , C_t og μ_1 . C_e er eksponeringskoeffisienten og bestemmes etter hvordan topografien påvirker hvordan snøen legger seg på bygget. Siden bygget ikke ligger «betydelig lavere enn terrenget omkring» blir denne koeffisienten satt lik 1.0 . Taket på bygget består av materialer med normale varmeisolerendeegenskaper og derfor settes den termiske koeffisienten C_t lik 1.0 [32].

Formfaktorene for snø varierer ut fra formen på byggets tak og omgivelsene rundt. μ_1 er en formfaktor som bestemmes ut fra vinkelen på taket og μ_s er formfaktor som skyldes ras fra høyereliggende byggverk i området. Taket på hotellet konkluderes som flatt grunnet lav helning, og μ_1 settes derfor lik 0.8 . Hotellet er ikke utsatt for ras fra høyereliggende byggverk og en kan derfor se bort fra formfaktoren μ_s .

Siden det er konkludert at taket er flatt og det ikke er noen parapeter kan man se vekk fra formfaktorer som er knyttet til snødriver på taket og på terrassen/sedumtaket.

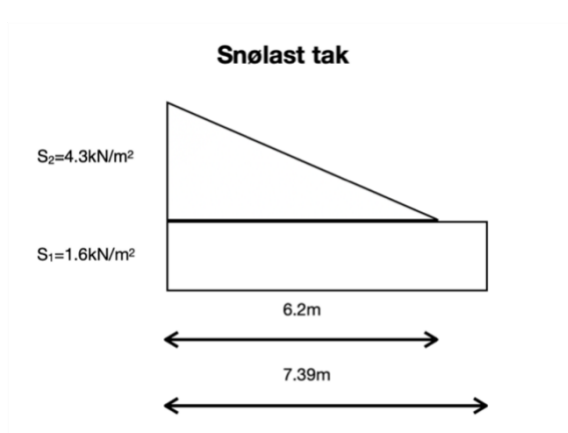
3.4.2.1 Snølast tak

Ved å legge sammen den karakteristiske snølasten, koeffisientene og formfaktorene for taket og terrassen/sedumtaket, blir snølasten S_1 lik 1.6 kN/m^2 . S_1 virker som en jevnt fordelt last over taket og terrassen/sedumtaket. På taket er det et teknisk rom som vil virke som et høyereliggende byggverk og man må derfor ta hensyn til ras og fonning av snø i tillegg til S_1 . Siden taket på det tekniske rommet er flatt, kan man se bort fra formfaktoren grunnet ras, og sette μ_s lik 0. Det må tas hensyn til fonning av snø som oppstår grunnet vind, og da benyttes μ_w . Fonning er avhengig av det tekniske rommet sin lengde, takets lengde og høydeforskjellen fra taket på hotellet til tak på teknisk rom. Formel 1 viser formfaktor μ_w .

$$\mu_w = \frac{(b_1 + b_2)}{2h} \leq \frac{\gamma h}{S_k}$$

Formel 1 Formfaktor fonning.

Formfaktoren μ_w beregnes til å være lik 2.15. Snølasten nærmest det tekniske rommet, S_2 , blir 4.3 kN/m^2 . Den jevnt fordelte lasten S_1 utgjør sammen med lasten fra fonningen S_2 , den totale snølasten. S_2 er en trekantlast og strekker seg 6.2m fra veggen til teknisk rom. Se figur 15. Videre blir beregningen forenklet, og dette gjøres ved å gjøre om trekantlasten til en jevnt fordelt last over hele taket. S_{total} blir da funnet ved å legge sammen middelveien av trekantlasten sammen med S_1 . S_{total} blir lik 2.15 kN/m^2 og ligger som en jevnt fordelt snølast over hele taket. Se tabell 19 for snølastverdier som virker på taket.



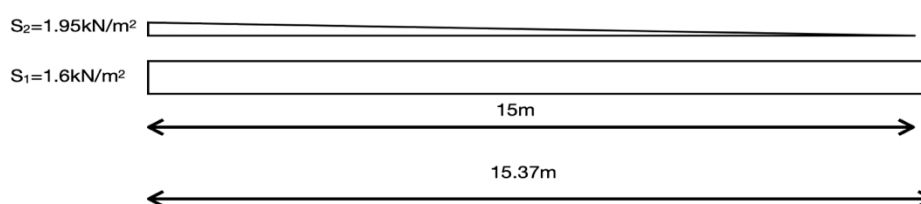
Figur 15 Totale snølast tak.

Snølast tak		
Snølast	Område	Verdi
S_1	Tak, terrasse og tak tekniskrom	1.6 kN/m ²
S_2	Tak	4.3 kN/m ²
S_{total}	Tak	2.15 kN/m ²

Tabell 19 Snølast tak.

3.4.2.2 Snølast terrasse

Den karakteristiske snølasten S_1 lik 1.6 kN/m² virker både på taket og terrassen. En kan se bort fra ras fra taket siden dette er konkludert som flatt, men det må likevel tas hensyn til fonning. Formel 1 brukes også for fonning på terrassen. S_2 er en trekantlast som strekker seg 15m fra veggen på hotellet. Se figur 16. Siden S_2 kun er 0.3 kN/m² større enn S_1 settes S_{total} til 1.9 kN/m² for å forenkle beregningen videre.



Figur 16 Total snølast terrasse.

Snølast terrasse		
Snølast	Område	Verdi
S_1	Tak, terrasse og tak tekniskrom	1.6 kN/m ²
S_2	Terrasse	1.95 kN/m ²
S_{total}	Terrasse	1.9 kN/m ²

Tabell 20 Snølast terrasse.

3.4.3 Vindlast

Beregninger og antagelser om vindlast er hentet fra Norsk Standard NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009 [33]. Beregningene er gjort for hånd samt kontrollert gjennom OS-programmet lastberegninger. Ved bruk av standard er det regnet ut vindhastighetstrykket ved hjelp av formfaktorer, terrengruhetsfaktor og topografi. Verdien for vindhastighetstrykket er brukt videre for å bestemme lastpåvirkningene vinden har på bygget.

Referansevindhastigheten i Bergen er: $V_{b,0} = 26$ m/s. Basisvindhastigheten er gitt ved:

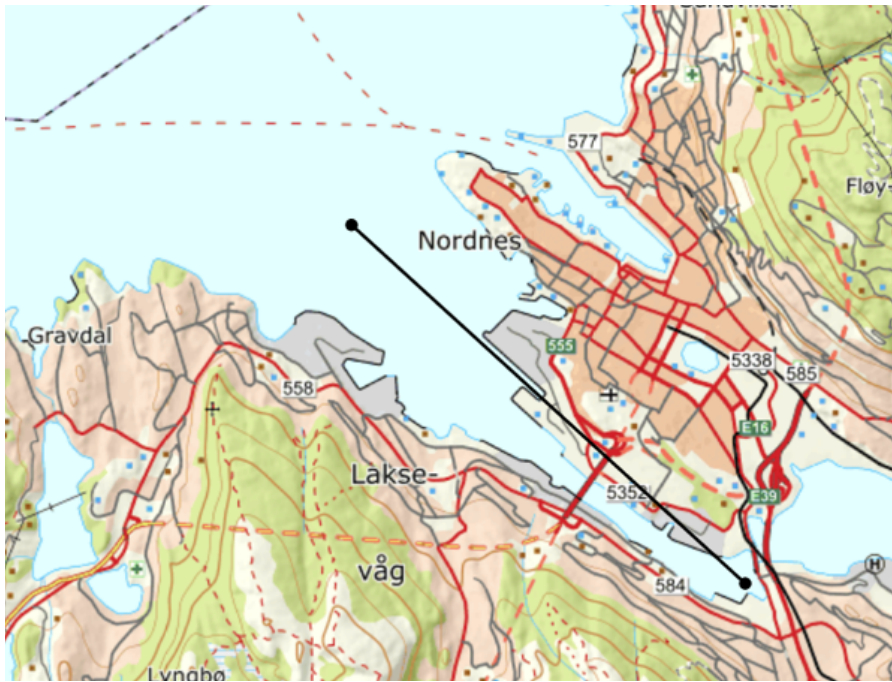
$$v_b = C_{dir} * C_{season} * C_{alt} * C_{prob} * v_{b,0}$$

Formel 2 Basisvindhastighet.

Faktor	Type	Grunnlag	Verdi
C_{dir}	Retningsfaktor	Mest ugunstig vindretning fra Nordvest	1.0
C_{season}	Årstidsfaktor	Dimensjonerer for hele året	1.0
C_{alt}	Nivåfaktor	Under tregrensenivå H_0	1.0
C_{prob}	Returperiodefaktor	50 år returperiode	1.0

Tabell 21 Faktorer basisvindhastighet.

På grunnlag av kapittel NA.4.3.2 ble terrengruhetsfaktoren bestemt. Ut fra tabell NA.4.1 plasseres Moxy Bergen i terrengruhetskategori 1. «Kystnær, opprørt sjø. Åpne vidder og strandsoner uten trær eller busker.» [33]. På grunn av at store deler av nærliggende område er sjø, er det beregnet en overgangssone fra kategori 1 til 0 med en avstand på 3 km målt fra Moxy Bergen til ytterst på Nordnes. Overgangssone fra Moxy Bergen til Nordnes er vist i figur 17.



Figur 17 Overgangssone fra Moxy til Nordnes [34].

Topografieeffekter avhenger av byggets plassering i forhold til nærliggende topper og helningsvinkelen på fjellsiden. Moxy Bergen ligger mellom Ulriken og Løvestakken. I beregningene av topografieeffekter er det kun tatt hensyn til Ulriken. Ved hjelp av høydeprofiler er det beregnet at helningsvinkelen fra Ulriken til Moxy Bergen er på over 30 grader. Dette fører til at det må tas hensyn til terrengformfaktor, der $C_0=0.9$ og $K_1=1.75$. Disse faktorene har innvirkning på turbulensintensiteten som er:

$$I_v(z) = 0.2.$$

Videre beregnes stedsvindhastigheten $V_m(z)$ som er:

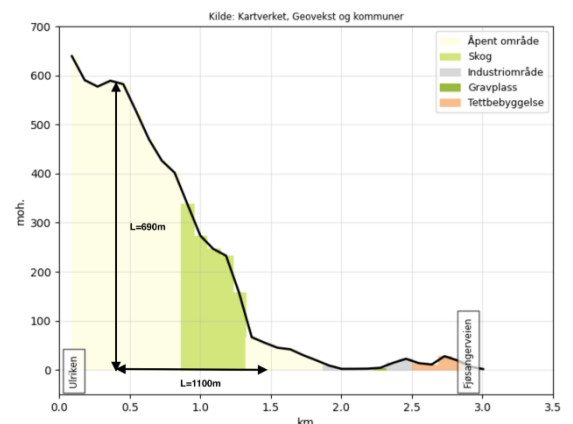
$$V_m(z) = 31.4 \frac{m}{s}$$

I tillegg til beregning av stedsvindhastighetstrykket $q_{mz} = 0.6 \frac{kN}{m^2}$.

Resultatet av beregningene gir vindkasthastighetstrykket $q_{pz} = 1.7 \frac{kN}{m^2}$.

Kontrollen som er utført i OS-programmet lastberegninger gir tilsvarende resultater, der OS gir

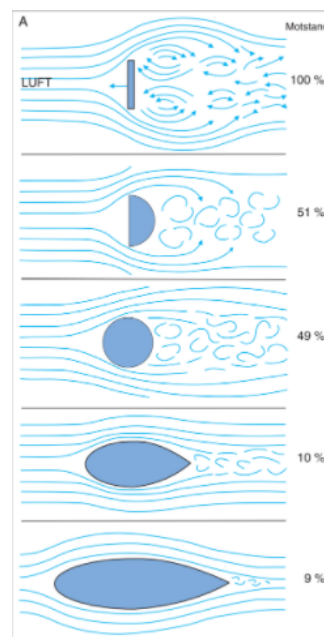
$$Q_{k\text{kast}} = 1.64 \frac{kN}{m^2}$$



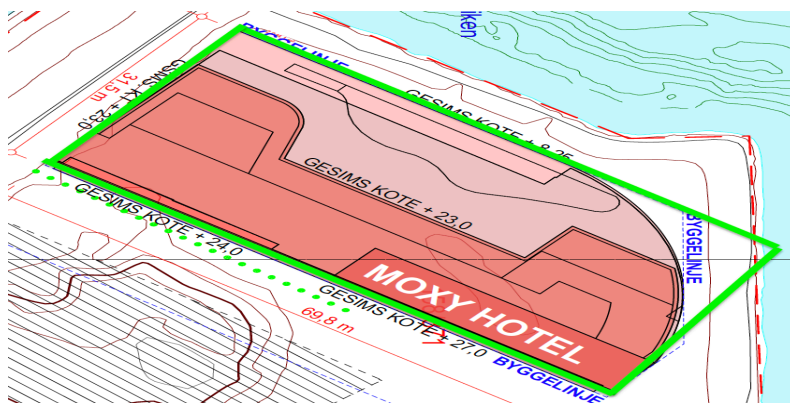
Figur 18 Høydeprofil fra Ulriken til Moxy [6].

3.4.3.1 Formfaktor vind

Vindtrykket på de ulike bygningsdelene avhenger av formen på tak og vegger. Ved Moxy Bergen er det valgt å dele opp veggene i øvre og nedre del. Dette kommer av at dybden/bredden i Ground Floor er ulik de øvrige etasjene. Veggene som er vendt mot Nordvest er buede. For å være på sikker side ble veggene likevel regnet som rett, altså som om at byggets utforming var som en firkant, se figur 20. Dette vil være til sikker side, ettersom man vil få større sug på sideveggen når hjørnet har skarp avslutning. Det er vist i figur 19 hvordan de ulike utformingene påvirker suget fra vindkraften. Den øverste delen av figuren viser at skarpe avslutninger vil gi mest sug, mens figurene under viser hvordan suget minker med de ulike formene. Videre i beregningene er taket sett på som en flate.



Figur 19 Luftmotstanden gjenstander med samme tverrsnitt, men forskjellig form møter ved lik bevegelse [3].

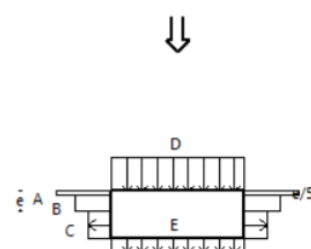


Figur 20 Viser hvordan den buede formen er forenklet til en firkant [1].

3.4.3.2 Vindlast på vegger

Vindlast Nord-vest nedre del		
Sone	Formfaktor	Vindkraft[kN/m ²]
A	-1.2	-2.1
B	-0.8	-1.4
C	-0.5	-0.9
D	0.7	1.2
E	-0.3	-0.5

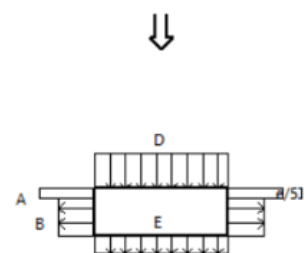
Tabell 22 Soner for vegg, vindretning Nordvest nedre del.



Figur 21 Soner for vegg, vindretning Nordvest nedre del.

Vindlast Nordvest øvre del		
Sone	Formfaktor	Vindkraft[kN/m ²]
A	-1.2	-2.1
B	-0.8	-1.4
D	0.76	1.3
E	-0.421	-0.7

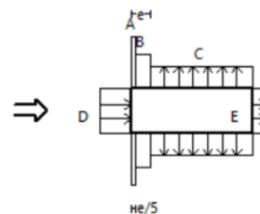
Tabell 23 Soner for vegg, vindretning Nordvest øvre del.



Figur 22 Soner for vegg, vindretning Nordvest øvre del.

Vindlast Sørvest nedre del		
Sone	Formfaktor	Vindkraft[kN/m ²]
A	-1.2	-2.1
B	-0.8	-1.4
C	-0.5	-0.9
D	0.7	1.2
E	-0.3	-0.5

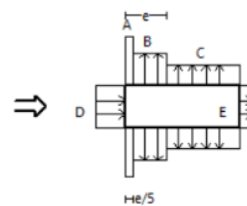
Tabell 24 Soner for vegg, vindretning Sørvest nedre del.



Figur 23 Soner for vegg, vindretning Sørvest nedre del.

Vindlast Sørvest øvre del		
Sone	Formfaktor	Vindkraft[kN/m ²]
A	-1.2	-2.1
B	-0.8	-1.4
D	0.76	1.3
E	-0.421	-0.7

Tabell 25 Soner for vegg, vindretning Sørvest øvre del.

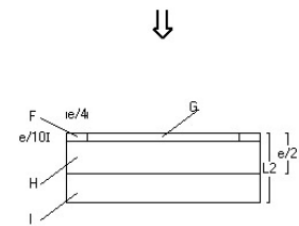


Figur 24 Soner for vegg, vindretning Sørvest øvre del.

3.5.2.3 Vindlast på tak

Vindlast Nordvest		
Sone	Formfaktor	Vindkraft[kN/m ²]
F	-1.8	-3.1
G	-1.2	-2.1
H	-0.7	-1.2
I	+/-0.2	+/-0.3

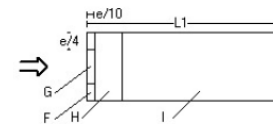
Tabell 26 Soner for tak, vindretning Nordvest.



Figur 25 Soner for tak, vindretning Nordvest.

Vindlast Sørvest		
Sone	Formfaktor	Vindkraft[kN/m ²]
F	-1.8	-3.1
G	-1.2	-2.1
H	-0.7	-1.2
I	+/-0.2	+/-0.3

Tabell 27 Soner for tak, vindretning Sørvest.



Figur 26 Soner for tak, vindretning Sørvest.

3.5.3.3 Innvendig vindtrykk

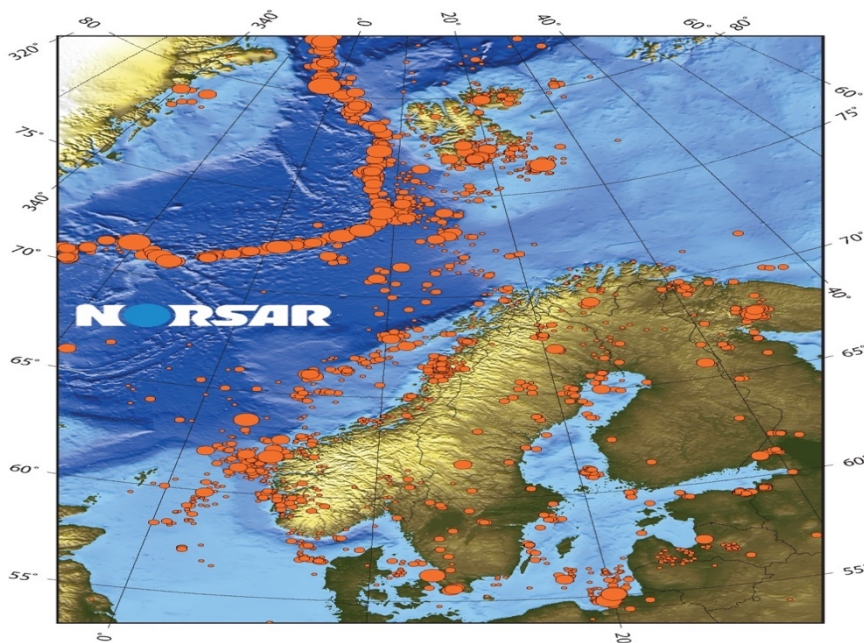
	Undertrykk	Overtrykk
Formfaktor	-0.3	0.2
Innvendig last [kN/m ²]	-0.5	0.3

Tabell 28 Innvendig vindtrykk.

3.4.4 Seismisk last

I Norge blir det registrert jordskjelv hver eneste dag. De fleste av disse skjer i de tilhørende havområdene, og kan derfor ikke kjennes til lands [35].

Ved dimensjonering av bygninger i Norge, var det frem til år 2005 ikke vanlig å ta hensyn til jordskjelv. Siden den gang har lovverket blitt endret, og dimensjonering for jordskjelv er i dag en viktig del av dimensjoneringen for et bygg. Laster fra jordskjelv dimensjoneres etter Eurokode 8 [37].



Figur 27 Oversikt over jordskjelv (markert oransje) i Norge fra 1987-2017 [36].

Norge er å regne som et lavseismisk område [38], noe som etter standarden gir mulighet for å unnlate å ta hensyn til de seismiske kreftene. For at man skal kunne gjøre dette må minst et av de fem utelatelseskriteriene fra NA i samme standard være oppfylt.

Disse utelatelseskriteriene kan brukes ved bygg som i stor grad har samme symmetri og lik bæring oppover gjennom etasjene. For Moxy Bergen skiller de bærende konstruksjonene i Ground Floor seg ut fra de øvrige etasjene. For å forenkle dette kapittelet er det valgt å se på bæringen som lik i alle etasjene. På den måten kan utelatelseskriteriene legges til grunn og man kan regne på disse.

Ut fra informasjon som er gitt fra Smidt & Ingebrigtsen er hotellet fundamentert på sprengsteinsfylling, gitt i vedlegg I. Derfor velges det å kategorisere området under grunntype A etter NA.3.1. Verdien for seismisk faktor settes til 1.0 på grunn av at bygget faller innenfor kategorien for seismisk klasse 2.

Videre finnes verdien for a_{g40Hz} fra tabell NA.3(901) som i dette tilfelle settes til 0.9. Her vil reell verdi ligge mellom 0.8 og 0.9. I disse beregningene blir 0.9 brukt for å være på sikker side.

Ut fra disse verdiene er det regnet på utelatelseskriterie 1. Krav 2 og 3 sjekkes opp mot tekstdelen i Eurokode 8.

For utelatelseskriterie 4 beregner man verdien for T1 ved bruk av formelen i 4.3.3.2.2(3). Følgende formel ble brukt: $T_1 = C_t \cdot H^{3/4}$, hvor C_t settes til 0.075 og H er høyden fra topp fundament til topp bygning. Denne verdien ble videre brukt for å velge riktig formel for $S_d(T)$ under 3.2.2.5(4) P.

Et sammendrag av utelatelseskriteriene kan sees i tabell 29. Fullstendige beregninger av utelatelseskriteriene kan sees i vedlegg B.4.

Kriterier for utelatelse av seismiske krefter				
	Krav:	Krav i Eurokode:	Resultater:	Godkjent/Ikke godkjent
1.	Beregninger kan utelates for områder med svært lav seismisk aktivitet. $a_g S < 0.05g = 0.49m/s^2$	EUROKODE 8 S. 186	$a_g S = (1 \cdot 0.8 \cdot 0.9) \cdot 1 = 0.72m/s^2$	
2.	Kreves ikke for seismisk klasse I.	EUROKODE 8 S. 187, NA.3.2.1(5)P	Moxy hotell havner i seismisk klasse 2 etter NA.4(902)	
3.	Bygget er en lett trekonstruksjon	EUROKODE 8 S. 186	Moxy hotell er ikke en lett trekonstruksjon	
4.	Beregninger kan utelates hvis $S_d(T) < 0.49m/s^2$ med konstruksjonsfaktor $q \leq 1.5$.	EUROKODE 8 S. 186 NA.3.2.1(5)P	$S_d(T) =$ 0.32 ved $q=1.5$ 0.48 ved $q=1.0$	Videre beregning av seismiske laster er derfor ikke nødvendig.
5.	Beregninger kan utelates dersom dimensjonerende seismisk lastkombinasjon er mindre en kraftpåkjenning fra vind og skjevstilling.	EUROKODE 8 S. 56 4.4.1(2)	Ikke beregnet ettersom krav 4 er oppfylt.	Ikke beregnet ettersom krav 4 er oppfylt.

Tabell 29 Utelatelseskriterier jordskjelv.

Det er valgt å ikke utføre videre beregninger da krav 4 er oppfylt. Dimensjoneringen for jordskjelv er et svært viktig punkt, og dette er noe som burde sees nærmere på ved bygging. Da spesielt med tanke på forenklingen som er gjort i dette kapittelet for å bruke utelatelseskriteriene.

4 Dimensjonering

4.1 Forutsetninger for dimensjonering

Arkitekttegningene er brukt som utgangspunkt for å identifisere bæresystemet og dimensjonere Moxy Bergen. Det er i tillegg brukt følgende Eurokoder:

- Eurokode 0, Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner
- Eurokode 1, Laster på konstruksjoner
- Eurokode 2, Prosjektering av betongkonstruksjoner
- Eurokode 3, Prosjektering av stålkonstruksjoner

Moxy Bergen sine bærende vegger, søyler og dekker er i hovedsak av plaststøpt betong. Langs fasaden finnes det stålsøyler og bjelker, og det tekniske rommet på taket har bærende konstruksjon av stål. I dette kapitlet vil det kun bli sett på de bærende elementene i betong, og stålbjelkene som befinner seg i alle etasjene. Det vil ikke bli gjort beregninger av stålsøylene og det tekniske rommet på taket.

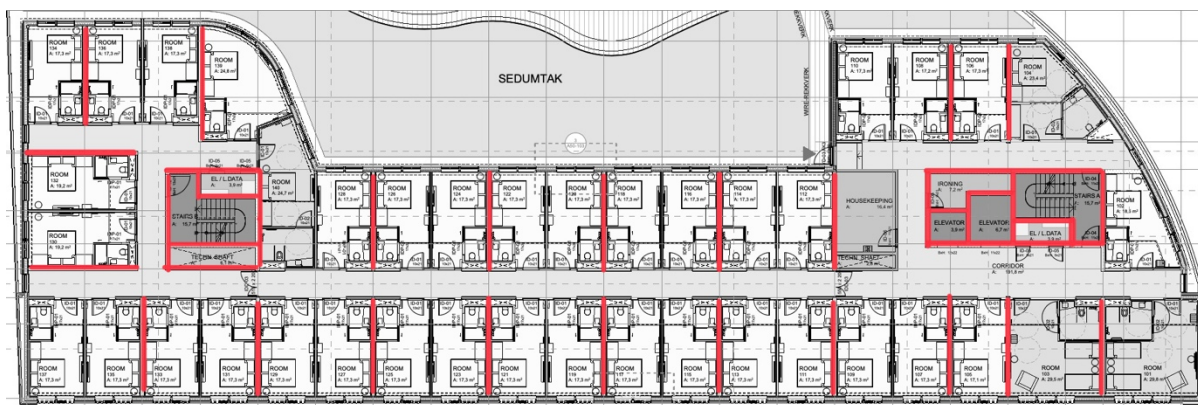
4.2 Bæresystem

Grunnlaget for dimensjoneringen er «NS-EN 1990: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner». «Dette er den overordnede standarden for hele Eurokode-serien. Den fastsetter prinsipper og krav til konstruksjoners pålitelighet» [28]. I tillegg er «NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008: Prosjektering av betongkonstruksjoner» [39] grunnlag for dimensjonering av betongkonstruksjonene. Under kapitlet grensetilstander er pålitelighetsklassen satt til CC3 ettersom Moxy Bergen er et hotell. Brukscategori for hoteller er C3, som gir nyttelast på 5 kN/m². Videre er det valgt B35 betong og eksponeringsklasse XC1.

I dette kapitlet blir dimensjoneringen av det bærende systemet til Moxy Bergen presentert. Det bærende systemet består av plaststøpt betong, noe som er gunstig med tanke på å oppnå krav til brann og akustikk. Det må kontrolleres om de ulike betongelementene tåler lastene som opptrer. Hvis elementene har god nok kapasitet kan dimensjonene reduseres, og motsatt dersom elementene har for dårlig kapasitet.

4.2.1 1st Floor og øvrige etasjer

1st Floor og de øvrige etasjene er like og har symmetri oppover. Unntaket er at 1st floor har terrasse/sedumtak i tillegg. For etasjene over 1st Floor er det de bærende veggene som er opplagene til etasjeskillerne.



Figur 28 Valgt plassering av bærende innvegger i betong markert med rødt, 1st Floor [1].

4.2.2 Ground Floor

Ground Floor sitt bæresystem består i hovedsak av søyler som tidligere nevnt. I motsetning til de øvrige etasjene er det disse som vil virke som opplagere til etasjeskillerne og de bærende veggene i 1st Floor. Det finnes flere ulike typer tverrsnitt på søylene, og videre i kapittelet blir to av disse presentert og dimensjonert.



Figur 29 Plassering av bærende søyler markert med grønn/gul, bærende vegger markert i rødt, Ground Floor [1].

4.3 Dimensjonering 1st Floor og øvrige etasjer

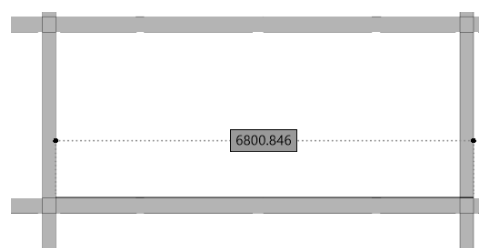
4.3.1 Etasjeskillere

Figuren til høyre viser avstanden mellom de bærende innerveggene i 1st Floor og øvrige etasjer. Etersom det er her spennvidden er størst, dimensjoneres dette sjiktet. Avstandene mellom de bærende veggene er lik, og maksimal spennvidde er på 6,8m.

Det er valgt å utføre dimensjoneringsberegningen manuelt samt å kontrollere i Robot. I Robot er det valgt å se på en mindre del av dekke i stedet for hele etasjen. Maks moment er beregnet med både leddet og fast innspenning. Leddet innspenning gir maksimalt feltmoment, mens fast innspenning gir maksimalt moment over støtte. Lastene som virker på etasjeskillerne er gitt i tabell 30.



Figur 30 Spennvidde mellom bærende vegger, sett ovenfra [1].

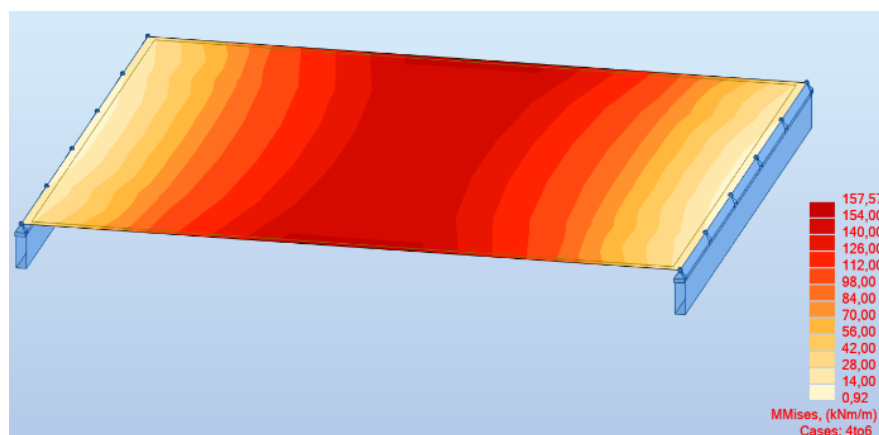


Figur 31 Spennvidde mellom bærende vegg, 2 hotellrom, sett fra siden [1].

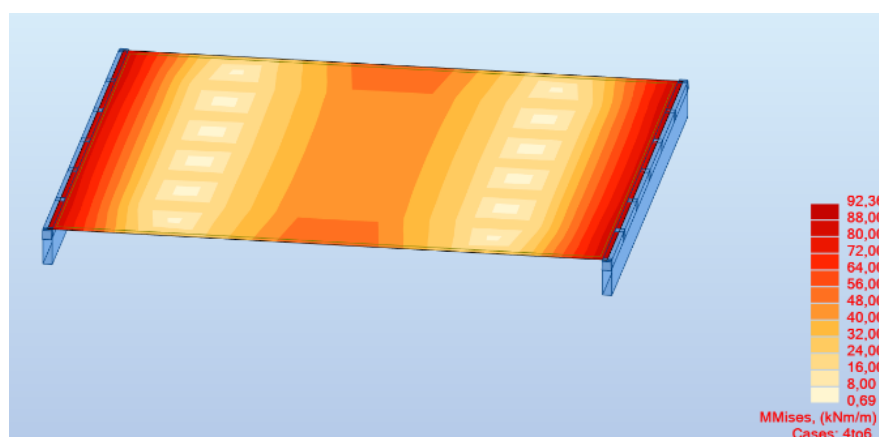
Laster	Verdi (karakteristisk)	Verdi (bruddgrense, 6.10b)
Egenvekt etasjeskiller	6.5 kN/m ²	7.8 kN/m ²
Himling	0.04 kN/m ²	0.048 kN/m ²
Egenvekt ikke bærende innervegg	0.6 kN/m ²	0.72 kN/m ²
Egenvekt prefabrikkerte baderomsmoduler	6.9 kN/m ²	8.3 kN/m ²
Nyttelast	5.0 kN/m ²	7.5 kN/m ²
Innvendig undertrykk	0.3 kN/m ²	0.315 kN/m ²

Tabell 30 Laster som påvirker etasjeskillerne [28].

Under dimensjoneringen blir det tatt utgangspunkt i det mest ugunstige lasttilfelle. For innvendige etasjeskillere vil det si alle nedadrettede laster samt innvendig undertrykk. I enkelte tilfeller eksempelvis for tak kan det mest ugunstige lasttilfelle være når det er sug på taket samt innvendig overtrykk. I det tilfelle vil man etter ligning 6.10a/b multiplisere de permanente lastene med 1.0 i stedet for 1.35/1.2 [28] . Dette vil gi lavere nedadrettet last.



Figur 32 Momentfordeling etasjeskiller i Robot, leddet innspenning.



Figur 33 Momentfordeling etasjeskiller i Robot, fast innspenning.

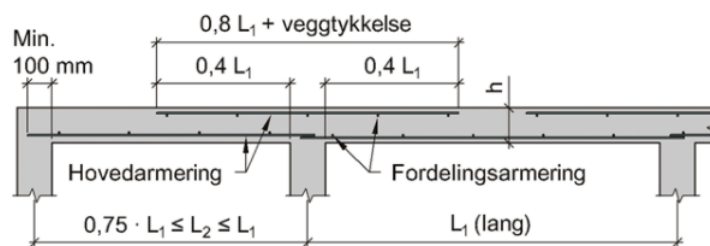
Figur 32 og 33 er modeller av etasjeskillerne i 2nd-5th Floor fra Robot som tilsvarer to hotellrom med opplegg fra de bærende innerveggene. Dimensjonene og lastene er lik i modellene over, kun innspenningen er ulik. Figurene viser hvordan momentet fordeler seg med ulike innspenninger, der mørkere rødfarge viser hvor momentet er størst. Ut ifra figurene og resultatene gir leddet innspenning maks feltmoment, mens fast innspenning gir maks moment over støttene.

Ved dimensjonering av betongkonstruksjoner tar man utgangspunkt i tykkelsen på etasjeskillerne og antar nødvendig armering. Det er valgt å sette tykkelsen på etasjeskillerne til 260mm, grunnen til dette er at tykkelsen opprettholder dimensjoneringskravene samtidig som det gir tilstrekkelig plass for armering. Videre i dimensjoneringen beregnes det ett opptredende moment for å så kontrollere

mot momentkapasiteten til dekke. Hvis det opptredende momentet er større en kapasiteten må en enten øke tykkelsen på dekke og/eller endre størrelsen på armeringen. Ettersom det er valgt en tykkelse på 260mm, og armering som i tabell 31, gir det en kapasitet som er større enn det opptredende momentet.

Lengdearmeringen i felt er dimensjonert etter maksimalt feltmoment når innspenningen er leddet. For lengdearmering over støtte er dekke beregnet som fast innspent.

Byggforsk anvisning 522.877 punkt 222 [40] viser at lengden på armering som ligger over støtte er $0.8 * L_1 + t_{vegg}$, der L_1 : er avstanden mellom veggene.



Figur 34 Normal lengde av armering i dekket [40].

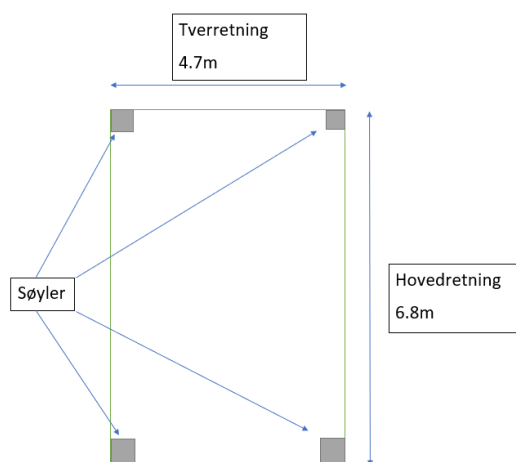
Grunnen til at det er behov for å legge inn svinn og fordelingsarmering er at «når betongen størkner og herdner, trekker den seg sammen (svinner). Det kan føre til sprekkdannelse...»[41, s.23]. Derfor må en alltid legge til svinn- og fordelingsarmering for å begrense sprekkdannelsen. Ut fra beregningene er det valgt å legge $\varnothing 12$ c300 som svinn- og fordelingsarmering.

Ved kontroll av skjærtrykkbrudd sammenligner man opptredende skjærkraft med skjærtrykkbruddkapasiteten. Beregningene viser at skjærkraft kapasiteten er større enn opptredende skjærkraft. Dette fører til at skjærarmering i dekke ikke er nødvendig. En av grunnen til at en ønsker å legge bøylor i dekke, er at man vil forhindre at armeringsstengene i trykksone knekker ut [41, s.21].

	Valgt armering	Valgt armeringsmengde	Min. armering
Armering over støtte (OK)	Ø16 c180	1117 mm ² /m	353 mm ² /m
Armering i felt (UK)	Ø20 c150	2093 mm ² /m	353 mm ² /m
Armering i felt (OK)	Ø12 c250	452 mm ² /m	--
Bøyler	Ø12 c300	--	--
Svinn og fordelingsarmering (UK)	Ø12 c250	452 mm ² /m	--

Tabell 31 Valgt armering for dekke 2nd-5th Floor.

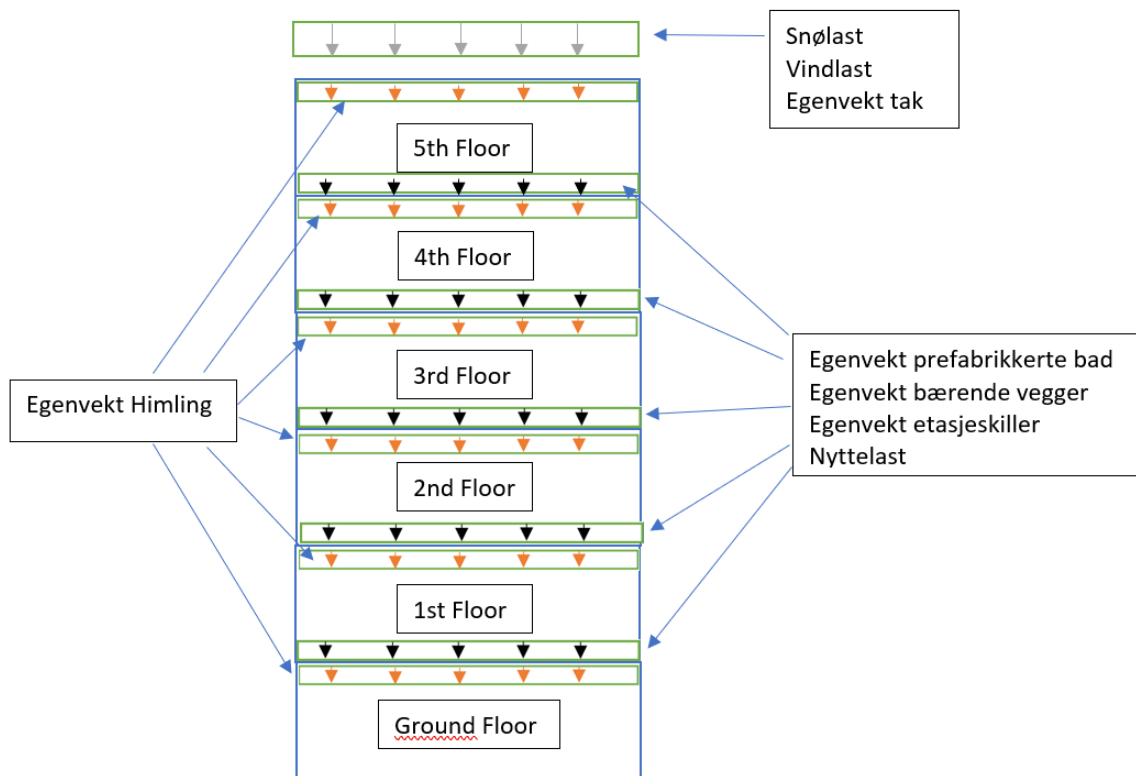
I motsetning til i de øvrige etasjene er etasjeskilleren i 1st Floor opplagt på søyler. Dette fører til at det blir et opptredende moment i både hovedretning og tverretning, slik som figur 35 viser. Fremgangsmåten for dimensjoneringen er lik som for de øvrige etasjer, ulikt blir at en dimensjonerer tverrarmering. Tverrarmeringen vil erstatte svinn og fordelingsarmeringen.



Figur 35 Etasjeskiller 1st Floor, opplagt på søyler.

4.3.2 Bærende innervegger

De bærende innerveggene tar opp kreftene som oppstår og fører de ned til grunnen. Derfor er plasseringen av de ulike veggene viktig. Plasseringen av veggene i 1st Floor og øvrige etasjer er lik, dermed går lastene direkte ned. Dimensjoneringen av de bærende veggene i 1st Floor er gjort ved bruk av stavmodeller, der veggene er opplagt på søylene i Ground Floor. I de øvrige etasjene er de bærende veggene dimensjonert ved å se på 1m bredde og regne disse likt som søyler. Ved beregning av søyler brukes kontaktflaten, denne settes lik veggens lengde. Deler av lastene veggene tar opp økes proporsjonalt nedover i etasjene. Unntaket her er snø- og vindlast i tillegg til egenvekt av taket, disse er lik. Dette er vist i figur 36.

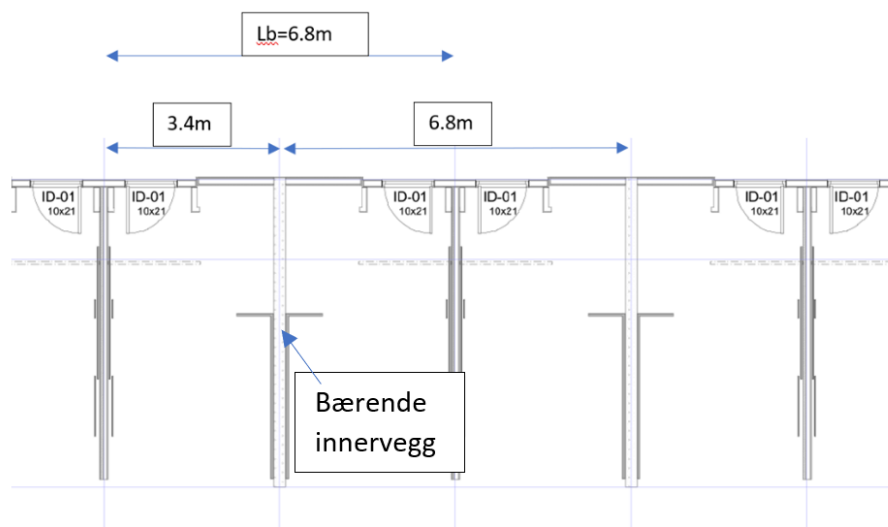


Figur 36 Lastfordeling etasjer.

4.3.2.1 Bærende innervegger 2nd-5th Floor

Ved dimensjoneringen av veggene i 2nd Floor og etasjene over, ble det valgt tykkelse på vegg og nødvendig størrelse på armeringsjern. Veggene behøver vertikalarming, horisontalarming og lengdearming. Siden veggene blir dimensjonert likt som søyler, må en bestemme knekk lengden. Konstruksjonen er plastøpt og det velges fast innspenning for veggene. Dette gir knekk lengde som er mindre en opprinnelig lengde. Videre må det kontrolleres om veggene er slanke eller ikke. Beregningene i vedlegg D viser at veggene i 3rd, 4th og 5th Floor ikke er slanke. Dette fører til at en må beregne det opptredende momentet med minimums eksentrisitet. I 2nd Floor er veggene slanke altså at $\lambda_n > \lambda_{n.lim}$. Dette fører til at det må tas hensyn til 2. ordens effekter. Det er til sikker side å summere $e_{min} + e_2 + e_i$, grunnet større eksentrisitet. Videre multipliseres eksentrisiteten med N_{Ed} .

Som nevnt over øker enkelte av lastene proporsjonalt mens resterende er lik, dette er vist i vedlegg D som omhandler bærende innervegger. I vedlegg D er lastene ganget med spennvidden 6.8m. Spennvidden er vist i figur 37.



Figur 37 Bærende innervegg, lastbredde [1].

Tabell 32 viser de dimensjonerende lastene som virker på de bærende veggene i hver etasje.

Etasje	Dimensjonerende last på en bærende vegg
5th Floor	80 kN/m
4th Floor	260 kN/m
3rd Floor	440 kN/m
2nd Floor	620 kN/m
1st Floor	800 kN/m
Ground Floor	980 kN/m

Tabell 32 Dimensjonerende laster på de bærende veggene pr etasje.

Videre må det bestemmes nødvendig armering for å ta opp strekkreftene. Dette blir kontrollert opp mot kravene til minimum- og maksimumarmering for veggene. Ved beregning av minimumarmering tas det hensyn til søylen/veggenes trykkflate samt fasthetsklasse for betongen. Minimumskravene er lik i alle etasjene, grunnet lik fasthetsklasse og trykkflate. Ettersom veggene i 2nd Floor er påvist slanke fører dette til at en må kontrollere kapasiteten ved å finne w i MN-diagram, ved bruk av m og n fra tabell 33. MN-diagram kan sees i vedlegg J.1. Resultatet fra MN-diagrammet viser at veggene som er slanke har nok kapasitet, som fører til at en kan benytte samme armering i 2nd- 5th Floor.

	Formel	Verdi
m	$m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} * A_c * t}$	0.026
n	$n = \frac{N_{Ed}}{f_{cd} * A_c}$	0.142

Tabell 33 Formler for utregning av m og n.

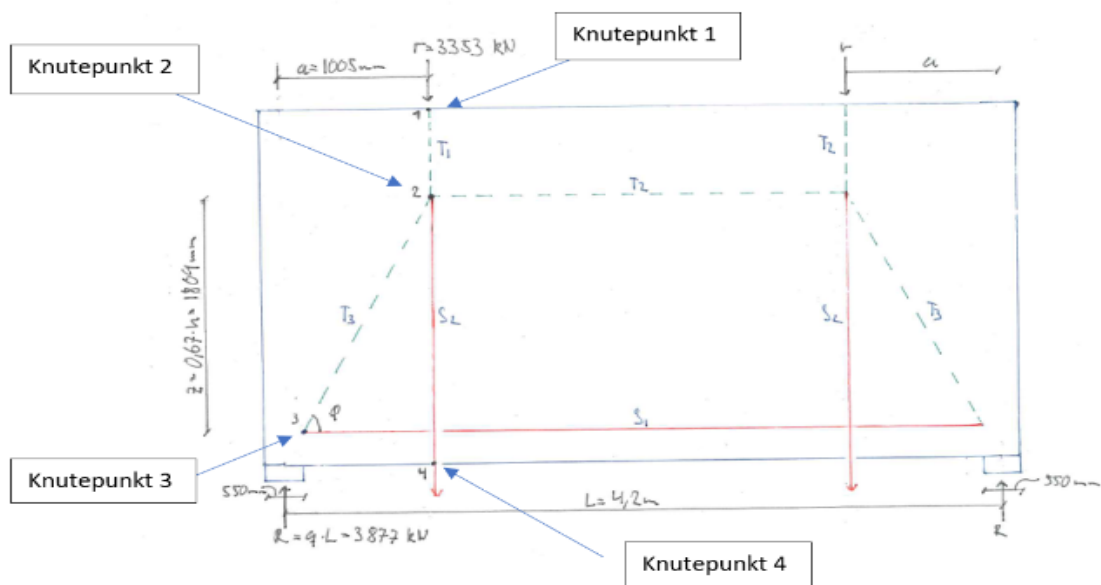
Tabell 34 viser valgt armering, samt kravene til maksimum- og minimumarmering for veggene.

	Valgt armering	Valgt armeringsmengde	Min. armering	Max. armering
Vertikalarmering	8 ø12/m	$A_{sv} = 904mm^2$	$440mm^2$	$8800mm^2$
Horisontalarmering	ø12 c260	$A_{sh} = 435mm^2$	$211.2mm^2$	--
Lengdearmering	ø12 c130	$A_s = 2347mm^2$	$2200mm^2$	--

Tabell 34 Armering i bærende vegg.

4.3.2.2 Bærende innervegger 1st Floor

De bærende veggene i 1st Floor er beregnet som fritt opplagte skiver. Her benyttes det stavmodeller for å skissere hvordan kreftene vil fordele seg i veggene. Det kan ikke benyttes samme fremgangsmåte som for de øvrige veggene, fordi veggene i 1st Floor er opplagt på søyler. Dette vil gi moment i underkant. Den jevnt fordelte lasten som har angrepspunkt i overkant vegg, er beregnet som punktlaster der $r = q * \frac{l}{2}$ og plasseringen er lik avstanden "a" fra ytterkantene som vist i figur 38. Den indre momentarmen "z" er gitt med $z = 0.62 * h$ [42, s.301]. Figur 38 er skisse av stavmodellen for bærende vegg. Figur 38 visualiserer hvordan kreftene i veggen virker. Rødt og grønt visualiserer henholdsvis strekk og trykk.



Figur 38 Stavmodell bærende vegg 1st Floor.

Videre tar man utgangspunkt i de ulike knutepunktene slik at man kan beregne kreftene i stavene. Dette fører til at en kan beregne nødvendig armeringstversnitt:

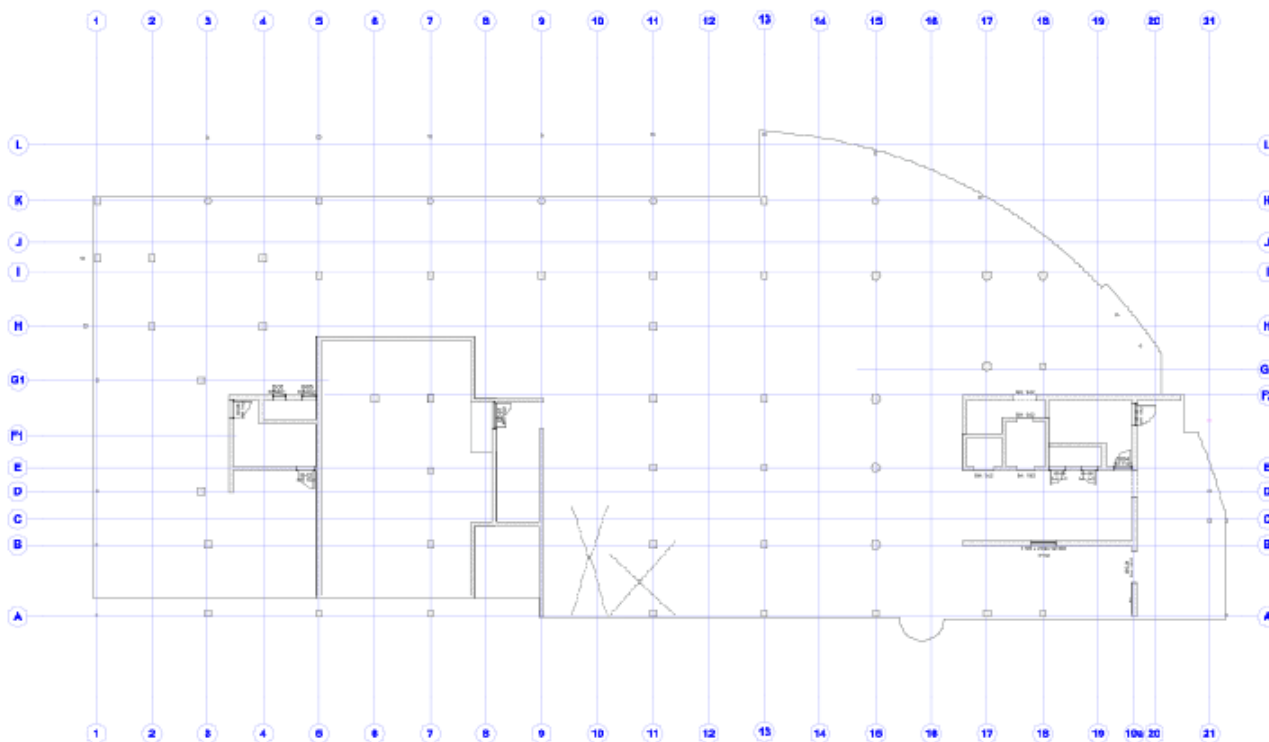
	Armeringstversnitt	
Horisontalarmering	4467 mm ²	Ø32 c180, fordelt fra bunn til 800mm over bunn
Vertikalarmering	1963 mm ²	Ø20 c160

Tabell 35 Armeringstversnitt.

I beregningene er det kontrollert for betongtrykkspenningene. Det blir her tatt utgangspunkt i kapasiteten til den valgte betongen som er B35 som gir $\sigma_{Rd,max} = 14.5 \text{ N/mm}^2$. For at ikke betongtrykkspenningene skal overstige kapasiteten er det valgt å øke tykkelsen på vegg til 430mm, i forhold til de øvrige veggene som har tykkelse lik 220mm.

4.4 Dimensjonering Ground Floor

4.4.1 Søyler i Ground Floor

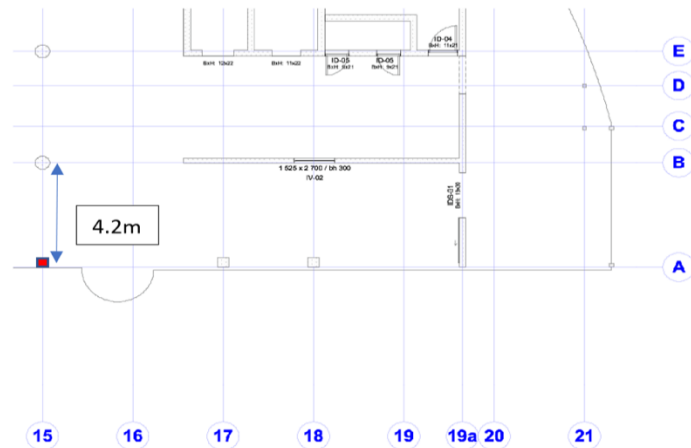


Figur 39 Ground Floor, akser og plassering av bærende vegger og søyler [1].

Figuren over viser de bærende sjiktene i Ground Floor som består av søyler, vegger og sjakter. Det er valgt søyler som bærende elementer i Ground Floor grunnet ønske mest mulig åpent areal til resepsjon og lobby. Funksjonen til søylene er å føre kreftene ned til grunnen.

4.4.1.1 Søyler A-15

Søylen som er plassert på akse A-15 er en kvadratisk søyle med mål 400x400mm og har en høyde på 4.7m. Det er valgt fast innspenning i topp og bunn, dette gir en reduksjon i kneklengde kontra opprinnelig lengde.



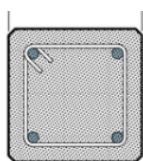
Figur 40 Søyler A-15 markert med rødt, avstand mellom søyler [1].

Figur 40 viser plasseringen av søyle A-15 samt lastbredden, som er: $L_b = \frac{4.2m}{2} = 2.1m$. Det blir kun tatt hensyn til lastbredden for søylen langs akse 15. Dette er fordi den opptredende lasten på bærende vegg i 1st Floor er dimensjonert med en lastbredde langs akse A. Videre må det kontrolleres om søylen er slank eller ikke. Beregningene i vedlegg E.1 viser at søylen er slank og en må kontrollere 2. ordens effekter. Videre i dimensjonering av moment med eksentrisk last, blir det tatt hensyn til minimumseksentrisiteten samt e_2 og e_i . Forholdstallet gitt av $b'/b=0.71$ fører til at MN-diagram 0,7 blir benyttet. Dette gir $w=0$. MN-diagrammet kan sees i vedlegg J.2.

Det er antatt lengdearmringing $\phi 25$ og bøyle $\phi 16$, for å så kontrollere minimumsarmeringen. Kontrollen førte til at lengdearmringingen må økes til $\phi 32$, som er vist i tabell 36. Figur 41 viser tenkt måte å legge armeringen.

	Valgt armering	Valgt armeringsmengde	Min. armering	Max. armering
Lengdearmringing	4 $\phi 32$	3217 mm ²	1600 mm ²	6400 mm ²
Bøyle	$\phi 16$ c400mm	--	--	--

Tabell 36 Armering søyle A-15.

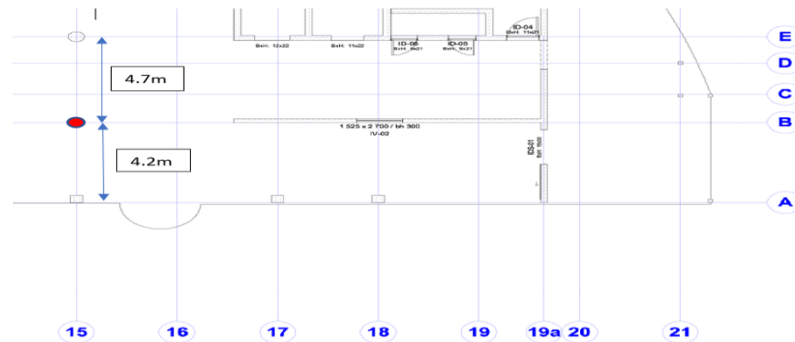


Figur 41 Viser tenkt måte å legge armeringen [43].

4.4.1.2 Søyale B-15

Søylen som er plassert på akse B-15 er en sirkulær søyle med diameter 550mm og har en høyde på 4.7m. Fremgangsmåten for dimensjoneringen av denne søylen er lik som for søyle A-15. Begge søylene har fast innspenning og er slanke, men søyle B-15 har større lastbredde som vist i figur 42.

Figur 42 viser spennvidden mellom søylen, hvor søyle B-15 har en spennvidde på $L_b = \frac{4.2m}{2} + \frac{4.7m}{2} = 4.47m$.

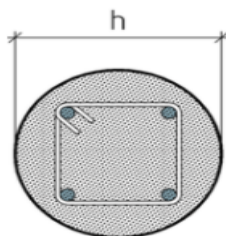


Figur 42 Søyale B-15 markert med rødt, avstand mellom søyler [1].

Videre dimensjonering blir lik som for søyle A-15. Søyale B-15 er som nevnt over slank, og det må tas hensyn til 2. ordens effekter. Ut fra dette finner man nødvendig armeringsmengde. Den nødvendige armeringsmengden er lavere enn kravet til minimumsarmering, dette fører til at en velger armering som er mellom minimum og maksimum armeringsmengde. Brukt armering i søyle B-15 er oppgitt i tabell 37, og figur 43 viser tenkt måte å legge armeringen.

	Valgt armering	Valgt armeringsmengde	Min. armering	Max. armering
Lengdearmering	4 ϕ 32	3217 mm ²	2376 mm ²	9503 mm ²
Bøyle	ϕ 16 c400mm	--	--	--

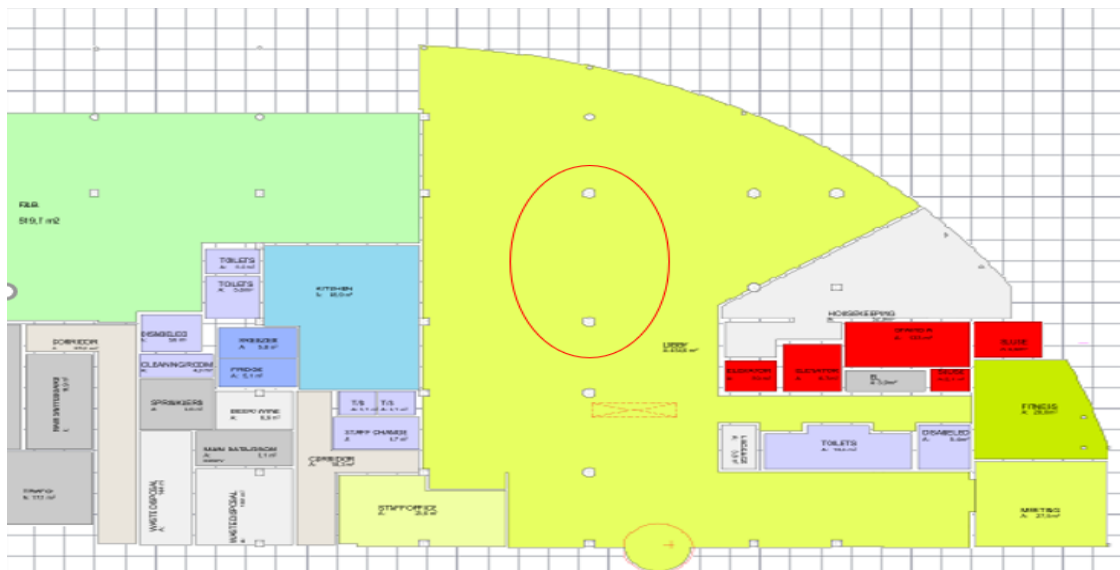
Tabell 37 Armering søyle B-15.



Figur 43 Tenkt måte å legge armeringen på i de sirkulære søylene [33].

4.5 Stålbjelke

Det er som tidligere nevnt et ønske om mest mulig åpent areal i Ground Floor, og det er derfor brukt søyler og ikke vegger som bærende konstruksjon. En av utfordringen med dette er at avstanden mellom søylene rundt resepsjonen er større enn for de resterende søylene. Dette fører til at spennvidden her er større en den som er dimensjonert for når det gjelder de bærende veggene. Det er derfor valgt å legge inn en stålbjelke mellom disse søylene og videre oppover i de øvrige etasjene.



Figur 44 Rød ring markerer søyleområde i Ground Floor med større spennvidde [1].

Det blir i vedlegg F.1 kun dimensjonert for stålbjelken som ligger i underkant av etasjeskillerne til 1st Floor. Denne bjelken vil få en større lastbredde grunnet terrassen som henger sammen med 1st Floor. Bjelkene som ligger i de øvrige etasjene, vil få denne lastbredden halvert da etasjeskillerne de bærer kun er på den ene siden av bjelken. I Figur 45 kan en se at det lastbredden til bjelkene i de øvrige etasjene blir kortere enn den som ligger i underkant av etasjeskillerne i 1st Floor.



Figur 45 Rød ring markerer bjelkeområdet for de øvrige etasjene [1].

4.5.1 Opptredende krefter på stålbjelken

For å finne de dimensjonerende kreftene som virker på stålbjelken ble alle kreftene som virker på etasjeskilleren i 1st Floor lagt sammen. På etasjeskilleren i 1st Floor virker egenvekt av etasjeskilleren, bærende vegger, innervegger, yttervegger, himling og prefabrikkerte baderomsmoduler. I tillegg til egenvekten virker nyttelasten til etasjen og snølasten på terrassen. Disse lastene ble slått sammen, ganget med halve lastbredden på 13.6m, og dette ble sjekket opp mot ligning 6.10a og 6.10b [28]. Den totale bruddlasten som virker på stålbjelken, er $Q=234.151$ kN/m.

For å finne det opptredende momentet som virker på stålbjelken ble den totale bruddlasten ganget med bjelkelengde som er 7.5m. Lengden til bjelken er valgt til 7.5m grunnet avstanden mellom søylene som er markert i figur 44. Det opptredende momentet på bjelken blir da, $M_{Ed}=1646$ kNm. For å velge passende stålprofil må motstandsmomentet beregnes. Motstandsmoment blir beregnet ved å dele det opptredende momentet med flytespenningen, som er satt til 355 N/mm². Dette deles med en materialfaktor på 1.05. Motstandsmomentet til bjelken blir da $W=4870 \cdot 10^3$ mm³.

4.5.2 Valg av stålprofil

Som nevnt over blir motstandsmomentet til bjelken $W=4870 \cdot 10^3$ mm³. Et passende profil blir derfor HEB 700 med motstandsmoment på $W=7340 \cdot 10^3$ mm³. HEB 700 er et profil som har mye større motstandsmoment enn nødvendig, dette er til sikker side ved at profilet også må stå imot forskyvning.

Det må i tillegg til momentkapasitet og forskyvning kontrolleres om det valgte stålprofil kan stå imot de opptredende skjærkreftene. Dette gjøres ved å bruke formelen for V_{Rd} gitt i Eurokode 3 ved punkt (6.18) [44].

Beregning av V_{Rd} ligger i vedlegg F.1. $V_{Rd}=2669$ kN noe som er betydelig større enn de opptredende skjærkreftene, $V_{Ed}=878$ kN.

Ved valg av stålbjelke må maksimalt krav til forskyvning bestemmes. Den maksimale forskyvningen bør ikke overskride $l/200$, og krav til maksimal forskyvning i denne oppgaven settes derfor til $l/400$ [45, punkt 242]. Forskyvningen på stålbjelken kan derfor ikke overskride $l/400=18.75$ mm. Stålbjelken er leddet i begge ender og blir påført en jevnt fordelt last. Dette gir formel:

$$w = \frac{5}{384} * \frac{q * l^4}{E * I}$$

Formel 3 For bjelke leddet i begge ender med jevnt fordelt last.

Formel for bjelke leddet i begge ender med jevnt fordelt last gir forskyvning $w=17.88$ mm. Dette er under kravet på $l/400=18.75$ mm. Det konkluderes derfor med at HEB 700 er et passende profil for å stå imot kreftene som oppstår. HEB 700 blir derfor brukt som stålprofil for alle stålbjelkene i hotellet.

5. Stabilitetsberegning

I dette kapittelet blir det foretatt en stabilitetsberegning av Moxy Bergen. Det er bærende dekker og vegger i betong som fungerer som stabiliserende elementer, men det vil i dette kapittelet kun bli sett på heis- og trappesjaktene. Grunnen til dette er at sjakter fungerer veldig godt som avstivende element, og fordi Ground Floor og de øvrige etasjene har ulik plassering og størrelse på de bærende søylene, veggene og dekkene. Kraftene det vil bli tatt hensyn til i den stabiliserende beregningen er de vertikale og horisontale vindlastene og skjevstillingslastene.

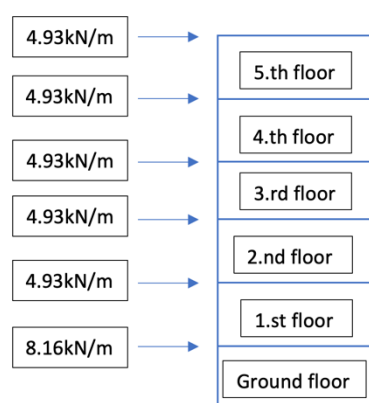
5.1 Vertikal og horisontal vindlast

Vindlasten som virker på bygget påvirker stabiliteten. Den vertikale vindlasten gir et bidrag til den totale kraften som virker vertikalt på bygget, og blir brukt for å regne ut skjevstillingslastene som virker på hver etasjeskiller. Den vertikale vindlasten blir beregnet ved å bruke vindkraften som virker på taket. Kraften som virker i sone I (trykk på tak) og innvendig overtrykk blir brukt videre og er hentet fra vedlegg B.3 om vindlast. Disse verdiene legges sammen og multipliseres videre med

arealet på taket slik en kan se i vedlegg G.1. En får da ut den vertikale vindkraften som virker på taket og som blir tatt med i den samlede beregningen i vedlegg G.2 for skjevstillingslaster.

I tillegg til den vertikale vindlasten må den horisontale vindkraften beregnes, dette gjøres for å kunne regne ut de opptredende kreftene på de avstivende sjaktene og forskyvningen sjaktene får. Under kapittelet om laster ble vindlast for vegger funnet for Nordvest-siden, da denne gav størst krefter. Ved beregning av vindlasten ble hotellet delt opp i øvre og nedre del. I beregningen for horisontale vindlaster ble vindlasten som virket på øvre del brukt for hele bygget, dette er til sikker side da kreftene som virket på øvre del var størst. Vind for sone D (trykk) og sone E (sug) ble brukt i beregning av horisontale vindlaster.

Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-4 Vindlaster punkt 7.2.2(3) sier at for konstruksjoner hvor krefter på lo- og leside (sone D og E) virker samtidig, kan reduksjon for korrelasjon være aktuelt [33, punkt 7.2.2(3)]. Det ble i beregning brukt reduksjon på 0.85 grunnet korrelasjon mellom lo- og leside. Den horisontale vindlasten ble da $q_{vk}=1.7\text{kN/m}^2$. Den horisontale vindlasten virker jevnt fordelt på bygget, og for å kunne regne på de avstivende sjaktene må den jevnt fordelte lasten deles opp i linjelaster som virker på etasjeskillerne. Den horisontale vindlasten blir multiplisert med etasjehøyden til hver etasje, 4.8m for Ground Floor og 2.9m for øvrige etasjer. I figur 46 kan en se fordelingen av den horisontale vindlasten som fungerer som linjelast på etasjeskillerne.

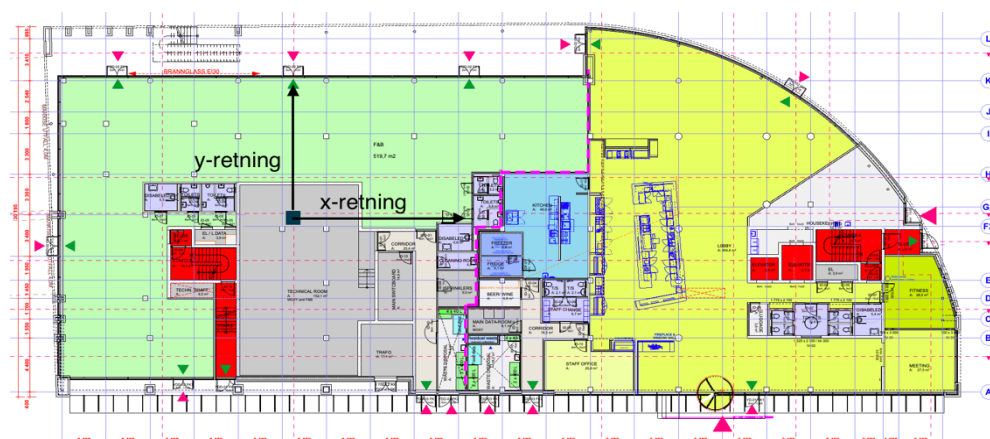


Figur 46 Horisontale vindlast som linjelast på hver etasjeskiller.

5.2 Skjevstillingslaster

Ved dimensjonering av Moxy Bergen må det tas hensyn til ugunstige virkninger av mulige avvik i konstruksjons geometri og plassering av lastene i de ulike konstruksjonsdelene. Det blir videre tatt hensyn til geometrisk avvik på Moxy Bergen i bruddgrensetilsand. Ved å finne det geometriske avviket kan man finne skjevstillingslastene som virker på det vertikale avstivningssystemet. Det vil i beregningen kun bli sett på de avstivende veggene i heis- og trappesjaktene som nevnt tidligere.

Heis- og trappesjaktene består av totalt 8 bærende vegger som strekker seg fra nederste til øverste etasje, med total høyde lik 24.2m. Fire av veggene ligger i x-retning, mens de resterende fire veggene ligger i y-retning. Det blir derfor beregnet helning for begge retningene.



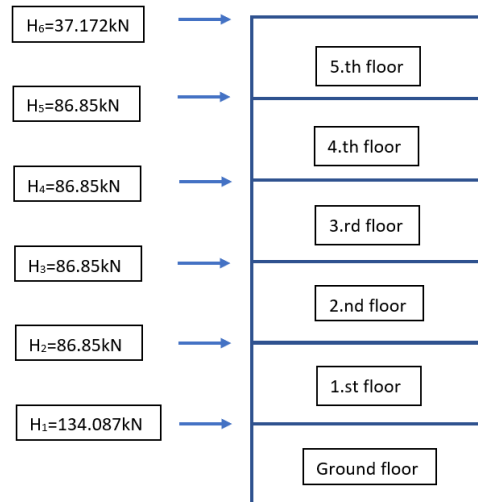
Figur 47 Viser x- og y-retning [1].

Helning er gitt i EC 2 ved: $\theta_i = \theta_0 * \alpha_h * \alpha_m$, [39, punkt (5.1)].

θ_i er satt sammen av en basisverdi + reduksjonsfaktor for høyde og antall konstruksjonsdeler. I vedlegg G.2 kommer det frem at helningen for begge retninger er 0.3%. Videre beregnes horisontalkreftene som kommer av skjevstillingen på de vertikale lastene. Horisontalkraften som virker på den vertikale avstivende skiven, er gitt i EC 2 ved:

$$H_i = \theta_i * (N_b - N_a), [39, punkt (5.4)].$$

$N_b - N_a$ er aksialkraften som er med å gi et bidrag til H_i og tilsvarer lasten som tilhører hver etasje. I figur 48 kan man se fordeling av skjevstillingslastene som virker på hver etasje etter beregningene i vedlegg G.2.



Figur 48 Fordeling av skjevstillingslaster.

Ved å gjennomføre en fullstendig beregning slik som det er gjort i vedlegg G.2 kan en se at kreftene blir kraftig redusert grunnet den lave helningen på 0.3 %. Skjevstillingslastene blir tatt med videre i kapittelet om avstivning, hvor disse legges til vindkraften for å regne forskyvning og opptredende moment og skjærkraft på heis- og trappesjaktene.

5.3 Avstivning

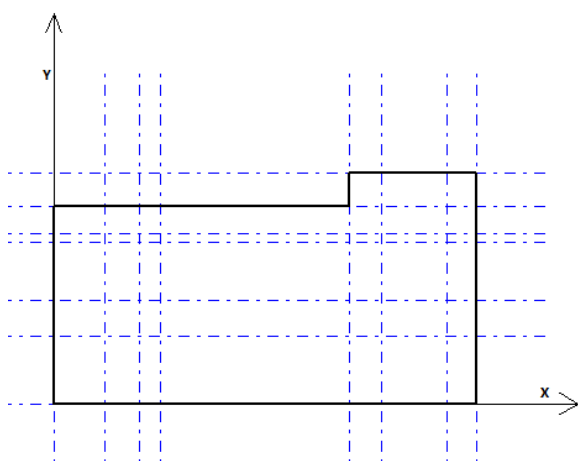
Etter at alle lastene på bygget er kartlagt er det viktig å gjøre en stabilitetsberegning av bygget. Dette gjøres for å sjekke om bygget og dets enkelte deler er i stabil likevekt og kan motstå de kreftene de blir utsatt for. Moxy Bergen er som tidligere nevnt bygd opp av bærende vegger og dekker i plaststøpt betong, i tillegg til heis- og trappesjakter med bærende betongvegger. Under dimensjoneringskapittelet ble det gjort beregninger for å se om de bærende betongelementene kunne stå imot de vertikale kreftene. Videre må det kontrolleres at betongelementene kan motstå de horisontale kreftene som oppstår på grunn av vindlast og skjevstilling.

For å finne ut om bygget kan motstå de horisontale kreftene fra vindlasten og skjevstilling må det gjennomføres en avstivningsberegning. Avstivningsberegningen finner man i vedlegg G.3. Når en ser på avstivning, kan vegg- og dekkekonstruksjoner deles inn i plater og skiver. Plater er når vegg- og dekkekonstruksjoner blir påført krefter som virker normalt på elementets plan. Skiver defineres som vegg- og dekkekonstruksjoner der kreftene virker i sitt eget plan. Ved valg av avstivende konstruksjon er det ønskelig at kreftene i størst mulig grad blir tatt opp ved skivevirkning.

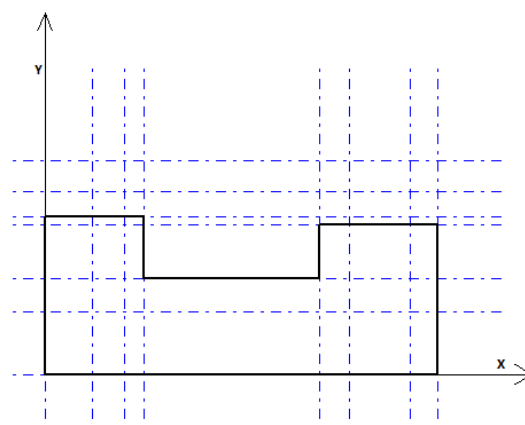
For å kunne oppnå et stabilt avstivningssystem må det minimum være 3 vertikale skiver. Heis- og trappesjaktene har 8 vertikale skiver med skiver i både x- og y-retning, noe som gjør systemet stabilt.

Avstivningsberegningen for den horisontale vindlasten som fungerer som linjelast på hver etasjeskiller gjøres i Ove Sletten programmet V-skive. V-skive gir enkle og oversiktlige resultater når det blir sett på avstivningssystem. Måten V-skive fungerer på er at man først setter opp de ulike etasjeskillerne som fungerer som horisontale stivere og videre settes sjaktene inn som vertikale avstivende skiver. Sjaktene deles inn i sjakt 1 og sjakt 2 grunnet ulik bredde på sjaktene, dette er vist i figur 51.

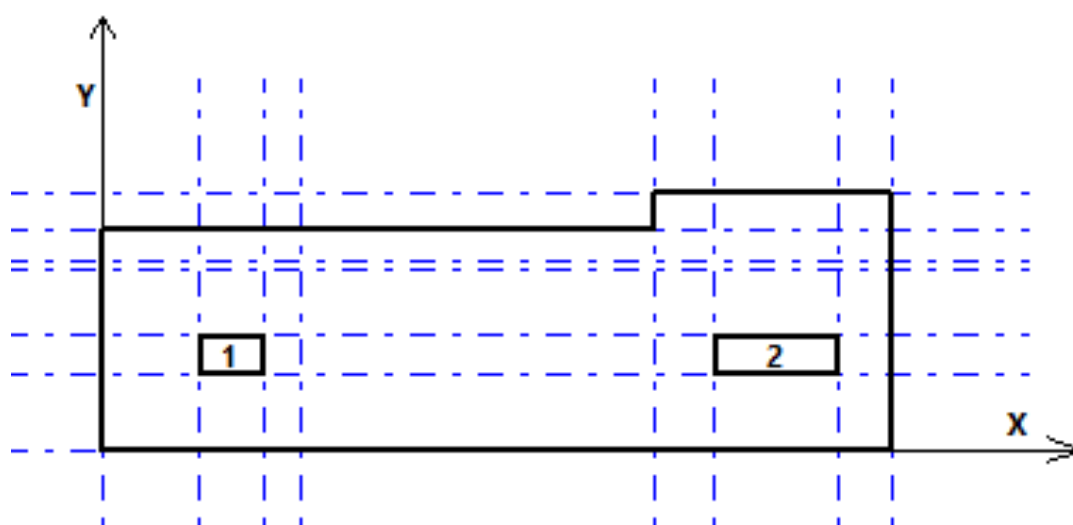
Modulnett som er ene verktøyknappen i V-skive, hvor en fører inn de ulike aksene i x- og y-retning, har sine begrensinger. Det er derfor gjort forenklinger i utformingen av etasjeskillerne for å få det tilnærmet likt den reelle formen. Figur 49 og 50 viser utformingen av etasjeskillerne, det er kun tatt med Ground Floor og 1st Floor da de øvrige etasjeskillerne er lik 1st Floor.



Figur 49 Etasjeskiller Ground Floor.



Figur 50 Etasjeskiller øvrige etasjer.



Figur 51 Plassering sjakter Ground Floor.

Det blir i beregningen videre kun tatt med egenvekt til sjaktene som vertikale laster. Egenvekten blir regnet ut av V-skive utfra dimensjonene som sjaktene har. Det legges ikke til egenvekt og nyttelast fra dekket, det er til sikker side ettersom dette ville ført til et større stabiliserende moment.

Ved å kjøre beregning på de vertikale skivene vil man kunne se forskyvningen på sjaktene, og finne de dimensjonerende kreftene som fundamentet til sjaktene må ta opp.

V-skive regner kun vindkraften som virker på hver etasjeskiller, for å finne de dimensjonerende skjærkreftene og momentene må skjevstillingslastene som virker som horisontale krefter beregnes.

Det er 8 bærende vegger, og kun 4 av disse vil virke i kraftens retning til enhver tid.

Skjevstillingslastene deles derfor på 4 vegger før de blir lagt sammen med resultatene fra V-skive.

Tabell 38 viser skjevstillingslasten, og kraften som virker på hver vegg. Tabell 39 viser de opptredende kreftene som virker på hver sjakt i hver etasje.

Dekke	Skjevstilling [kN][30]	Kraft hver vegg [kN]
5.th floor	37.172	9.293
4.th floor	86.85	21.713
3.rd floor	86.85	21.713
2.nd floor	86.85	21.713
1.st floor	86.85	21.713
Ground floor	134.087	33.522

Tabell 38 Skjevstillingslast og skjevstillingslast per vegg.

Opptredende krefter		
Dekke	Vindkraft [kN]	Skjevstilling per vegg [kN]
Sjakt 1		
5.th floor	86	9.293
4.th floor	86	21.713
3.rd floor	86	21.713
2.nd floor	86	21.713
1.st floor	229	21.713
Ground floor	143	33.522
Sjakt 2		
5.th floor	83	9.293
4.th floor	83	21.713
3.rd floor	83	21.713
2.nd floor	83	21.713
1.st floor	221	21.713
Ground floor	137	33.522

Tabell 39 Opptredende krefter på sjaktene.

Dimensjonerende krefter		
Dekke	Skjærkraft [kN]	Moment [kNm]
Sjakt 1		
5.th floor	95.293	276.35
4.th floor	203.006	865.067
3.rd floor	310.719	1.766*10 ³
2.nd floor	418.432	2.98*10 ³
1.st floor	669.145	4.92*10 ³
Ground floor	845.667	8.979*10 ³
Sjakt 2		
5.th floor	92.293	267.65
4.th floor	197.006	838.967
3.rd floor	301.719	1.714*10 ³
2.nd floor	406.432	2.893*10 ³
1.st floor	649.145	4.775*10 ³
Ground floor	819.667	8.71*10 ³

Tabell 40 Dimensjonerende skjærkraft og moment.

Tabell 40 viser at det dimensjonerende momentet i sjaktene ligger i Ground Floor i sjakt 1 og er på $M_{Ed} = 8.979 \cdot 10^3$ kNm. Det dimensjonerende momentet blir grunnlaget for dimensjonering av fundamentet til sjaktene.

6 Fundament og grunntrykk

6.1 Innledning

Fundamentering av en konstruksjon er noe av det viktigste som gjøres for å sikre at både byggingen og bruken skal kunne skje på en forsvarlig måte. Området i Solheimsviken hvor Moxy Bergen er bygget var tidligere et veletablert industriområde hvor det blant annet ble bygget skip. Området har siden 1985 blitt omdannet til et mer moderne bystrøk, og består i dag av kontorer og forretningslokaler for flere store selskaper [46].

Deler av området var tidligere dekket av vann, men består i dag av sprengsteinsfylling etter informasjonen som er gitt fra Smidt & Ingebrigtsen, se vedlegg I. De fortalte oss om hvordan de gikk frem for å komprimere området, og hvor steinfyllingen er hentet fra. Under grunnarbeidene ble det vurdert peling for fundamentene, men av ulike årsaker som f.eks. økonomi, ble det valgt å utføre en dypkomprimering for å forsterke grunnmassene. Dette ble gjort ved å bruke en kran som slapp et 25 tonns lodd ned på grunnmassene i et gitt rutemønster. Etter at dypkomprimeringen var gjennomført, ble det fraktet stein fra arbeidene ved bygging av ny avdeling på Haukeland til området i Solheimsviken.

Det er valgt å ta utgangspunkt i at det fundamenteres på normal sprengsteinfylling da tillatt grunntrykk vurderes. Grunnvannstanden i området settes til lik kotehøyde som havnivået. På grunn av dette blir det ikke nødvendig å hensyn til vanntrykk, selv om dette tidligere er gjort for bunnen av sjakten på kote +1,30 og bunnen av teknisk rom i kjeller på kote +1,80.

6.2 Fundamentering

Et av de aktuelle temaene fra Smidt & Ingebrigtsen gikk ut på å dimensjonere fundamentet til en av sjaktene, og beregne tillatt grunntrykk.

Gruppen har vært i snakk med både fagpersonell fra betongbransjen, samt en prosjekteringsleder hos NOBI. Ut fra informasjonen de gav, ble det konkludert med at det mest naturlige for dette tilfellet vil være å lage et plastøpt såle-/platefundament.

Dette er en type fundament som støpes som en hel plate mot grunnen, og må være dimensjonert til å kunne tåle både kraften og momentet fra resten av konstruksjonen. Dimensjoneringen av fundamentet er ikke gjort i denne oppgaven, men det er valgt å anta at løsningen likevel er gjennomførbart.

6.3 Grunntrykk

Beregning av tillatt grunntrykk er avhengig av flere faktorer, blant annet grunnforhold, sikkerhetsnivå, geometri av byggeplass og størrelsen og plasseringen av fundamentet. Krav til setninger og deformasjoner spiller også inn. Dette gjør at «tillatt grunntrykk» må vurderes for hvert enkelt prosjekt for å finnes nøyaktig. Etter en samtale med faglærer i geoteknikk ved HVL, fikk gruppen vite at tillatt grunntrykk ofte oppgis etter erfaringsmessige tall. Det er likevel valgt å bruke tall fra fagboken betongkonstruksjoner, som baserer seg på Eurokode 2 [42].

I denne boken finnes det tabeller for tillatt dimensjonerende grunntrykk, og for sprengstein er det oppgitt et tillatt grunntrykk på 400 kN/m^2 [42, s.438].

Utover dette ønskes det å poengtere viktigheten av å gjøre gode grunntrykksberegninger for å sikre at bygget ikke bli utsatt for setninger eller andre skader.

7. Dimensjonering av natursteinsmur ved kaifront

Ved kaifronten på nordvest-siden av hotellet skal det bygges en mur. Denne skal være med på å beskytte massene bak muren fra kreftene som virker da vannet stiger eller synker, samt kreftene som virker da bølger slår inn mot muren. Den skal også holde igjen massene bak muren, slik at massene ikke raser ut. Ved planlegging av slike murer er det viktig å velge riktig type mur etter bruken den skal utsettes for. Grunnforholdene spiller en stor rolle i valg av type mur. Hovedtypene kaifronter det skiller mellom er strandkaier, og pirer. Videre skiller man mellom massive kaier, og åpne [47].

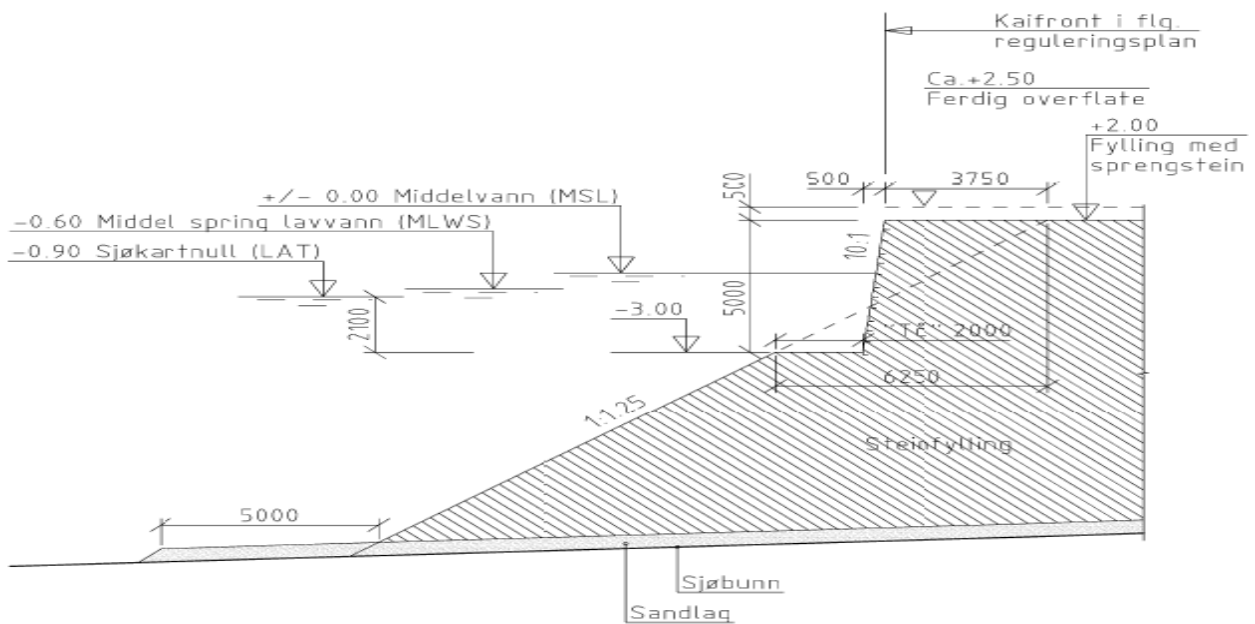
Langs kaifronten ved Moxy Bergen er det valgt å dimensjonere en støttemur av naturstein. Videre i dette kapittelet blir det derfor gått nærmere inn på natursteinsmurer, og dimensjoneringen av denne. Denne kaifronten dimensjoneres for at kun småbåter skal kunne legge til, slag og fortøyningskrefter fra større båter vil derfor ikke bli noe problem.



Figur 52 Bilde av ferdig kaifront bygget i natursteins [48].

7.1 Natursteinsmurer

Blokkemurer er et godt alternativ ved bygging av kaifronter. De kan bestå av natursteinsblokker, eller av støpte betongblokker. Natursteinsmurer belager seg på gravitasjonskreftene og står vanligvis av seg selv, det kreves derfor gode masser i fundamentet. I tilfellet ved Moxy Bergen er det som tidligere nevnt i oppgaven dypkomprimerte masser, med komprimert sprengsteinsfylling oppå. Dette er solid fundamentering og valget av natursteins mur er derfor naturlig.



Figur 53: Viser et prinsippnutt av steinfyllingen mot vannet [1].

Som vist i figur 53 er steinfyllingen utført slik at natursteinsmuren har et godt og flatt fundament å stå på. Muren bygges fra kote $-3,00$ og strekker seg opp til ca. kote $+2,00$. Det er anbefalt at denne typen mur har en liten helning bakover, og i dette tilfellet har muren helningen $10:1$, noe som passer godt for natursteinsmurer [47, s. 98]. Muren bør også bygges slik at den har en «tåstein» i fremkant av bunnen, for å forsikre om at muren har god støtte.

7.2 Dimensjonering



Figur 54 Natursteinsmur ved bygging av Moxy Bergen [48].

Dimensjonering av kaifronten belager seg på en normal dimensjonering av tørrmur. Det må i tillegg vurderes om kreftene fra vannet som både vil virke inn- og utover påvirker dimensjoneringen. Hovedregelen er at støttemurer er forskyvelige, og derfor dimensjoneres for aktivt jordtrykk.

7.2.1 Jordtrykk

Alle konstruksjoner plassert inntil fyllmasser blir utsatt for jordtrykk. På en mur som denne vil jordtrykket virke som en kraft utover mot sjøen, og øke etter hvert som man kommer lenger ned fra overflaten.

På baksiden av en uavstivet konstruksjon vil det som nevnt over virke et aktivt jordtrykk. Dette betyr at det er jorden som er den aktive parten, og gir et trykk mot støttekonstruksjonen.

7.2.2 Vanntrykk

På samme måte som at jorden har et trykk mot muren som presser denne utover, vil vannet ha et motvirkende trykk som presser den innover på en tett konstruksjon i vann. En mur av naturstein vil ikke være tett for vann, ettersom vannet enkelt vil trekke gjennom sprekke. Dette fører til at vanntrykket vil bli likt på begge sider og dermed utligne seg. Vanntrykk på utsiden av muren er derfor ikke beregnet for oppgaven.

7.2.3 Krefter fra bølger og tidevann

Innerst i Solheimsviken er det stort sett stille farvann. Plasseringen av hotellet gjør at verken sterke strømmer eller store bølger kommer inn til kaifronten ved Moxy. Det er derfor gjort en vurdering på at denne typen naturkrefter fra vannet ikke vil ha stor nok påvirkning på muren til å være relevante for beregningene. Det nevnes likevel kort hvilke type krefter dette er og hvordan de virker.

Fra vannet er det flere krefter som virker på muren. Variasjon av vannstanden på grunn av tidevannsforandringer vil ha innvirkninger på oppdriften som virker på både muren og massene bak. Kraftene fra bølger og strøm i vannet vil ha krefter som virker innover mot muren, samt gi krefter fra sug på vei ut igjen.

7.2.4 Geonett

For å øke bæreevnen kan det legges geonett i massene bak muren. Dette er en type armeringsnett som kiles mellom steinene i muren, og blir forankret flere meter inn i massene i bakkant. På den måten vil vekten av fyllmassene være med på å motvirke jordtrykket utover.

7.2.5 Fremgangsmåte for dimensjonering

Ved oppstart av dimensjoneringen ble det først valgt ut verdier for murens høyde og bredde. Om det senere skulle vise seg å være for store eller små verdier kunne disse justeres for å tilfredsstille kravene. Dimensjoneringsgangen fra Statens Vegvesens håndbok V220, kapittel 9.3.2. ble fulgt for å sikre riktig dimensjonering [49].

Videre ble lastene på massene bak muren, samt jordparameterne bestemt. Da alle parameter og nødvendige verdier var bestemt, startet beregningen av jordtrykket som virker på muren. Det ble foretatt en beregning av bæreevnen for å sjekke om denne var tilstrekkelig. Beregningene viste at bæreevnen ikke var tilstrekkelig, og det ble derfor bestemte å undersøke hvordan en kunne forsterke denne.

Det ble valgt å se på muligheten for å forsterke bæreevnen ved bruk av geonett. Geonettet som ble valgt var Tensar RE 120, dette har en dokumentert langtidsstyrke fra krypforsøk på 56.4 kN/m [50].

Gjennom fremgangsmåten i kapittel 16.8.1 i samme håndbok, ble det gjort et overslag på nødvendig armering. Beregninger for å sjekke glidning i lagene ble utført, og det ble gjort en ny bæreevne vurdering. Med nye verdier ble tilstrekkelig bæreevne nå oppnådd. I tillegg ble det gjort en vurdering av den indre stabiliteten, hvor det ble regnet ut hvor mange lag med geonett som trengtes.

Fullstendig utregning og fremgangsmåte finnes i vedlegg H.

7.3 Resultater etter dimensjonering av natursteinsmur

Gjennom beregningene som er gjort i vedlegg H, ser man at det vertikale grunntrykket kunne vært omtrent 80 kN/m^2 høyere. Selv om dette er en god margin, skal det nevnes at lastene fra strøm, bølger, slag og tidevann ikke er tatt med. For å være på sikker side er det derfor fornuftig å ha denne marginen for å dekke disse eventuelle kreftene.

Det ble konkludert med at en mur som denne, med armerte masser bak vil være fornuftig ettersom bæreevnen er tilstrekkelig og det gir muligheter for at småbåter skal legge til kai.

8 Vurdering av fremtidig havnivåstigning

Jordens havnivå endrer seg kontinuerlig og målinger viser at det globale nivået stiger sakte, men sikkert fra år til år. Norge har en langstrakt kyst, og i kommuner som Bergen med tilknytting til kysten vil det være nødvendig å ha havnivåstigning i bakhodet når man dimensjonerer.

Ved Moxy Bergen som ligger helt ved vannet i Solheimsviken vil det være naturlig å gjøre en vurdering av hvilken kotehøyde bygget skal stå på for å forhindre oversvømmelse.

8.1 Havnivåstigning

Gjennom målinger gjort i tidsperioden 1948 – 1998 fremstilte et forskerteam ledet av Sydney Levitus ved US National Oceanic and Atmospheric Administration en samling av målinger gjort i verdens dyphav. Denne samlingen viste oppvarminger helt ned til 1000 meters dybde, og viste at de par hundre øverste meterne hadde økt temperaturen med 0,3°. På grunn av hvordan vann utvider seg ved temperaturøkning tilsvarer denne økningen omtrent 25mm i verdenshavene. Dette er en mindre del av de ulike faktorene som gjør at havnivået stiger [51, s. 106].

Som nevnt over er en av grunnen til havnivåendringene at selve temperaturen i havet stiger og vannet utvider seg. Det må i tillegg tas hensyn til at temperaturen ellers på kloden stiger.

Uavhengige team av forskere har gjort målinger som viser at lufttemperaturen har hatt en økning på ca. 0.7 grader Celsius gjennom de siste hundre årene. Gjennom de siste 150 årene har mennesker sluppet ut enorme mengder CO² og andre klimagasser. Disse gassene varmer i stor grad opp atmosfæren på jorden [51, s. 7].

En av konsekvensene som denne temperaturøkningen fører til er at iskapper og breer smelter. Dette er en av de store kildene til havnivåstigning.

Sammenhengen og summen av disse faktorene har tidligere blitt slått sammen for å sjekke verdiene opp mot den målte havnivåstigningen. Det som overrasket forskerne var at regnestykket ikke gikk opp, og at man hadde en ukjent faktor som gjorde at summen ble mindre enn den faktiske nivåstigningen. Dette er kjent som havnivågåten [51, s. 109-120].

Siden 2001 har forskere prøvd å finne ut hvor den resterende delen av stigningen kommer fra, og noen av teoriene omhandler ufullstendig datainnhenting og at bresmeltingen er større en antatt. Den siste av disse teoriene har de siste årene fått stadig mer støtte ettersom forskningen har blitt bedre [51, s. 109-120].

8.2 Landheving

Norge og Skandinavia har i tiden etter forrige istid hevet seg betydelig. Dette er på grunn av vektreduksjonen fra all isen som har smeltet bort. Landhevingen i Norge pågår fortsatt og det er gjort beregninger for å finne hastigheten. Landhevingen i Norge skjer stadig saktere, men ut fra beregningene som er gjort av hastigheten, kan man anta landhevingen for de neste 100 årene som konstante. På grunnlag av dette kan man regne ut landhevingen på 50 og 100 års perspektiv. Ved bergensområdet er hastigheten beregnet til omtrent 10cm på et hundreårs perspektiv [52].

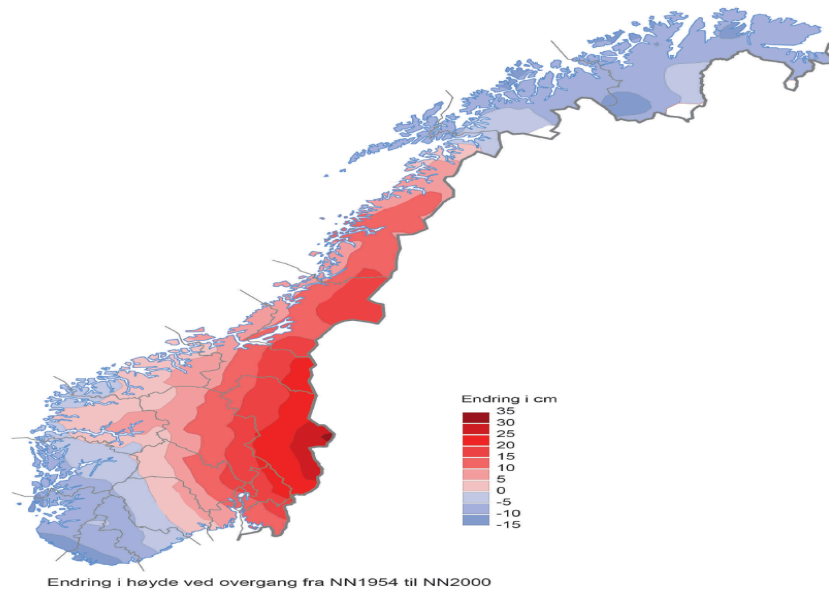
8.3 Stigning i Bergen

Gjennom bruk av figur 55 er det funnet forventet landheving og havstigning med usikkerhet og verdier for 100 års stormflo. Videre er disse verdiene bruk for å beregne en fornuftig kotehøyde for Ground Floor.

Kommunenr.	Kommune	Målepunkt	År 2050 relativt år 2000			År 2100 relativt år 2000		
			Landheving (cm)	Beregnet havstigning i cm (usikkerhet -8 til +14 cm)	100 års stormflo* relativt NN1954 (usikkerhet -8 til +14 cm)	Landheving (cm)	Beregnet havstigning i cm (usikkerhet -20 til +35 cm)	100 års stormflo* relativt NN1954 (usikkerhet -20 til +35 cm)
1265	Fedje	Fedje	9	22 (14 - 36)	186 (178 - 200)	18	72 (52 - 107)	241 (221 - 276)
1264	Austrheim	Fonnes	9	22 (14 - 36)	188 (180 - 202)	18	72 (52 - 107)	243 (223 - 278)
1266	Masfjorden	Solheim	10	22 (14 - 36)	188 (180 - 202)	19	71 (51 - 106)	243 (223 - 278)
1252	Modalen	Mo	9	22 (14 - 36)	187 (179 - 201)	19	72 (52 - 107)	241 (221 - 276)
1260	Radøy	Manger	9	22 (14 - 36)	185 (177 - 199)	18	72 (52 - 107)	240 (220 - 275)
1263	Lindås	Knarvik	9	23 (15 - 37)	186 (178 - 200)	17	73 (53 - 108)	241 (221 - 276)
1251	Vaksdal	Vaksdal	9	22 (14 - 36)	187 (179 - 201)	18	73 (53 - 108)	242 (222 - 277)
1235	Voss**	Bolstadøyri	9	22 (14 - 36)	187 (179 - 201)	18	73 (53 - 108)	242 (222 - 277)
1259	Øygarden	Tjeldstø	9	22 (14 - 36)	185 (177 - 199)	17	73 (53 - 108)	241 (221 - 276)
1256	Meland	Frekhaug	9	23 (15 - 37)	186 (178 - 200)	17	73 (53 - 108)	241 (221 - 276)
1253	Osterøy	Lonevåg	9	22 (14 - 36)	187 (179 - 201)	17	73 (53 - 108)	243 (223 - 278)
1246	Fjell	Straume	8	23 (15 - 37)	181 (173 - 195)	17	73 (53 - 108)	237 (217 - 272)
1247	Askøy	Kleppestø	8	23 (15 - 37)	186 (178 - 200)	17	73 (53 - 108)	241 (221 - 276)
1201	Bergen	Bergen	8	23 (15 - 37)	186 (178 - 200)	17	73 (53 - 108)	241 (221 - 276)
1242	Samnanger	Tysse	9	22 (14 - 36)	168 (160 - 182)	17	73 (53 - 108)	224 (204 - 259)

Figur 55: Viser en oversikt over beregnet havstigning i ulike kommuner på Vestlandet [52, s.7].

Figur 55 baserer seg på høydesystemet NN1954. Dette er det gamle høydesystemet som mellom 2011 til 2018 ble erstattet med høydesystemet NN2000. På grunn av at høydesystemet i denne perioden ble endret, vil det være nødvendig å regne om høydesystemet slik at de blir riktige i forhold til NN2000 [53].



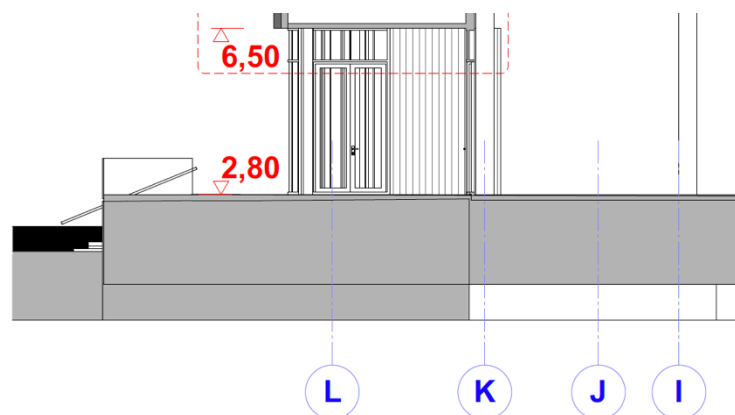
Figur 56 Bildet viser hvordan høydene i Bergensområdet skal nedjusteres med omtrent 10cm ved omregning til NN2000 [53].

8.4 Konklusjon kotehøyde

Ut fra tabell 41 ser man at forventet havnivåstigning på 50 og 100 års perspektiv ligger på henholdsvis 23 og 73 cm. På grunn av at bygget er plassert helt ved vannkanten vil det være naturlig å dimensjonere for stormflo for å forhindre unødvendige vannskader på hotellet.

For stormflo blir tallene $186\text{cm} \pm 14\text{cm}$ for 50 års perspektiv, og $241\text{cm} \pm 35\text{cm}$ på 100 års perspektiv. Det er valgt å bruke tallene fra NN1954 ettersom tabellen i figur 55 er utført etter dette systemet. Det vil likevel være naturlig å regne om disse tallene slik at de passer til NN2000 ved bygging av prosjekt.

Som vist i figur 57 ligger planlagt kotehøyde for Ground Floor på +2,80m.



Figur 57 Planlagt kotehøyde for Ground Floor [1].

Dette skal i utgangspunktet være godt nok, men ved stormflo kan man likevel forvente at havnivået i verste fall vil komme opp til kotehøyde +2,76m.

50 års perspektiv (-8 til +14)	50 års perspektiv stormflo (-8 til +14)	100 års perspektiv (-20 til +35)	100 års perspektiv stormflo (-20 til +35)
23 cm	186 cm	73cm	241cm

Tabell 41 Havnivåstigning 50 og 100 års perspektiv etter høydereferansesystemet NN1954.

Ut fra informasjonen tilegnet fra øvrige delkapitler kan det konkluderes med at plasseringen i henhold til stormflo på kote +2,80m er god nok. Gruppens vurdering er at det likevel ville vært fornuftig å velge kote +3,00 for å være på sikker side.

9 Konklusjon

Denne oppgaven tar for seg dimensjoneringen av Moxy Bergen. Formålet med oppgaven var å identifisere og dimensjonere det bærende systemet til Moxy Bergen og samtidig se på ulike geotekniske løsninger i byggeområdet. Gjennom arbeid med ulike Eurokoder og standarder har vi valgt ut passende løsninger for de ulike kapitelene. Dette har vært med på å skape et hotell som tilfredsstiller de ulike kravene innenfor trygghet, lyd og kvalitet.

Ved hjelp av arkitekttegningene har vi ha valgt ut relevante løsninger og materialer, for å så beregne de dimensjonerende kreftene som virker på hotellet.

Videre ble det bærende systemet valgt, og kapasiteten for samtlige løsninger ble kontrollert mot de opptredende kreftene. For å være på sikker side har vi gjennom hele oppgaven dimensjonert for verst tenkelig situasjon.

Beregningene er hovedsakelig gjort for hånd. Resultatene fra håndberegningene er sammenlignet med resultatene fra ulike programvarer. Disse resultatene ble tilnærmet like, noe som gjør at vi kan konkludere med at beregningene er riktig utført.

Deler av oppgaven vår kan være relevante for kommende byggeprosjekter. Enkelt av de konstruksjonstekniske løsningene, geotekniske løsningene og fremgangsmåtene kan ved senere anledninger brukes i andre prosjekter.

Arbeidet med bacheloroppgaven har vært lærerikt og har gitt oss god innsikt i hvordan det er å starte opp dimensjoneringsdelen av et byggeprosjekt. Det å samarbeide på tvers av de ulike studieretningene har vært svært nyttig, og har gjort at vi har lært mye fra hverandre.

Referanseliste:

- [1] P. J. K. A. AS, «Tegninger fra arkitekt Moxy Bergen,», 2021. Hentet: 10.12.20.
- [2] G. Maps, «Solheimsviken,» 2021. [Online]. Tilgjengelig: <https://www.google.com/maps/place/Solheimsviken/@60.3789818,5.2622595,12z/data=!4m5!3m4!1s0x463cf953afd0df89:0xbd18bf121e2cfeba!8m2!3d60.3789825!4d5.3323188>
- [3] E. J. Tandberg, Tor Halvor «aerodynamikk,» 2019. [Online]. Tilgjengelig: <https://snl.no/aerodynamikk>
- [4] S. Hveem, «Lydisolerende, tunge etasjeskillere. Konstruksjonseksempler,» SINTEF, 522.514 2015. Tilgjengelig: https://www.byggforsk.no/dokument/2566/lydisolerende_tunge_etasjeskillere_konstruksjonseksempler, Hentet:
- [5] Betongelementforeningen, «Betongelementboken på nett,» 1997. [Online]. Tilgjengelig: <https://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/default.html>, Hentet: 21.03.21.
- [6] u.-s. Norgeskart, [Online]. Tilgjengelig: <https://norgeskart.no/#!?project=norgeskart&layers=1002&zoom=12&lat=6732634.36&lon=-31388.78&sok=Middagsstaden&markerLat=6732145.126439881&markerLon=-28709.870534265738&panel=searchOptionsPanel>, Hentet: 10.02.2021.
- [7] G. Rieber, «Solheimsviken,» 2021. [Online]. Tilgjengelig: <https://skipet.gcrieber-eiendom.no/solheimsviken/>, Hentet: 09.05.21.
- [8] A. Klemsdal, «Trykket stemning på åpningsfesten,» 2020. [Online]. Tilgjengelig: <https://finansavisen.no/lordag/2020/08/21/7558283/verdens-storste-hotellselskap-har-apnet-163-nye-hoteller-i-ar>.
- [9] G. Rieber, «Skipet,» 2021. [Online]. Tilgjengelig: <https://www.gcrieber-eiendom.no/omraader/solheimsviken/skipet/>, Hentet: 09.05.21.
- [10] *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-1: Allmenne laster - Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger*, NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2019. Tilgjengelig: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=1015211>, Hentet: 25.02.21.
- [11] G. byggallianse, «Nysgjerrig på BREEAM-NOR?,» [Online]. Tilgjengelig: <https://byggalliansen.no/sertifisering/om-breeam/nysgjerrig-pa-breeam-nor/>
- [12] G. byggallianse, «BREEAM-prosjekter,».
- [13] J. V. Thue, «Betong,» 2019. [Online]. Tilgjengelig: <https://snl.no/betong>
- [14] J. V. Thue, «Armert betong,» 2019. [Online]. Tilgjengelig: https://snl.no/armert_betong, Hentet: 01.04.21.
- [15] S. Hveem, «Lydisolerende, tunge etasjeskillere,» SINTEF, 522.513 2015. Tilgjengelig: https://www.byggforsk.no/dokument/340/lydisolerende_tunge_etasjeskillere, Hentet:
- [16] Norcem, «Sementproduksjon og CO2,» [Online]. Tilgjengelig: <https://www.norcem.no/no/sementproduksjon-co2>, Hentet: 01.02.21.
- [17] N. Nesse, «Klinker (kuler),» 2017. [Online]. Tilgjengelig: https://snl.no/klinker_kuler, Hentet: 06.04.21.
- [18] N. b. miljøkomité, «Resirkulering og gjenbruk av betong,» 2018. Tilgjengelig: <https://betong.net/wp-content/uploads/7-web-Resirkulering-og-gjenbruk-av-betong.pdf>, Hentet: 03.04.21.
- [19] Miljødirektoratet, «Disponering av betong- og teglavfall,» 2019. [Online]. Tilgjengelig: <https://www.miljodirektoratet.no/globalassets/publikasjoner/M14/M14.pdf>, Hentet: 01.04.21.
- [20] J. Eie, *Stålkonstruksjoner*, 2. utg. Oslo: NKI Forlaget AS, 2010.
- [21] P. K. Larsen, *Konstruksjonsteknikk, Laster og bæresystemer*, 2. utg. Bergen: Fagbokforlaget Vimostad & Bjørke AS, 2008.

- [22] K. Sørnes *et al.*, «Anbefalinger ved ombruk av byggematerialer,» SINTEF Fag, Oslo, 2014. Tilgjengelig, Hentet:
- [23] SINTEF, «470.114 Byggevarer - egnethet for materialgjenvinning,», 2012. Tilgjengelig: https://www.byggforsk.no/dokument/4040/byggevarer_egnethet_for_materialgjenvinning, Hentet: 06.04.21.
- [24] E. Widenoja, K. Myhre, L. Kilvær, E. Widenoja og s. Norsk, *DP118 : ombruk av stål og tilknyttede byggematerialer*, Utgave 1.1. utg. Oslo: Norsk Stålforbund, 2018. [Online]. Tilgjengelig, Hentet:
- [25] J. V. Thue, «Armeringsstål,» 2019. [Online]. Tilgjengelig: <https://snl.no/armeringsstål>, Hentet: 29.04.21.
- [26] O. Lohne, «Flytegrense,» 2020. [Online]. Tilgjengelig: <https://snl.no/flytegrense>, Hentet: 29.04.21.
- [27] O. Lohne, «Duktilitet,» 2020. [Online]. Tilgjengelig: <https://snl.no/duktilitet>, Hentet: 29.04.21.
- [28] *Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*. Tilgjengelig: <https://www.standard.no/fagomrader/bygg-anlegg-og-eiendom/eurokoder1/ns-en-1990-grunnlag-for-prosjektering-av-konstruksjoner/>, Hentet: 15.04.21.
- [29] SINTEF, «471.031 Egenlaster for bygningsmaterialer, byggevarer og bygningsdeler,», 2013. Tilgjengelig: https://www.byggforsk.no/dokument/215/egenlaster_for_bygningsmaterialer_byggevarer_og_bygningsdeler, Hentet: 15.03.21.
- [30] K. Noreng og M. Kvalvik, «Unngå byggskader ved bygging av sedumtak,» 2013. [Online]. Tilgjengelig: https://www.sintef.no/globalassets/upload/byggforsk/fagartikler/byggfakta_12-2013.pdf, Hentet: 10.05.21.
- [31] P. Aune og P. K. Larsen, *Konstruksjonslære for bygningsingeniører*, Rev. utg. utg. Trondheim: Tapir, 1994.
- [32] *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner Del 1-3: Allmenne laster Snølaster*, NS-EN 1991-1-3:2003+NA:2008. Tilgjengelig: <https://www-standard-no.galanga.hvl.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=1004200>, Hentet:
- [33] *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-4: Allmenne laster - Vindlaster*, 2009. Tilgjengelig: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=392208>, Hentet: 11.03.21.
- [34] G. Maps. Tilgjengelig: <https://www.google.no/maps/place/Solheimsviken/@60.3789818,5.323564,15z/data=!3m1!4b1!4m5!3m4!1s0x463cf953afd0df89:0xbd18bf121e2cfeba!8m2!3d60.3789825!4d5.3323188?hl=no>
- [35] M. Gisvold Solberg, «Verken Stortinget, Slottet eller Rikshospitalet er dimensjonert for jordskjelv,» 2017. [Online]. Tilgjengelig: <https://www.tu.no/artikler/verken-stortinget-slottet-eller-rikshospitalet-er-dimensjonert-for-jordskjelv/382697>, Hentet: 18.03.21.
- [36] Norsar, «Historiens bulder,» [Online]. Tilgjengelig: <https://www.jordskjelv.no/om-jordskjelv/jordskjelv-i-norge/historiens-bulder/>, Hentet: 27.04.21.
- [37] *Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger*, NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2014. Tilgjengelig: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=696101>, Hentet: 18.03.21.
- [38] S. Norge, «NS-EN 1998 Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning,» 2020. [Online]. Tilgjengelig: <https://www.standard.no/en/sectors/bygg-anlegg-og-eiendom/eurokoder1/eurokode-8/>, Hentet: 27.04.21.

- [39] *Eurokode 2 : Prosjektering av betongkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger, NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2010*. Tilgjengelig: <https://www.standard.no/no/nettbutikk/produktkatalogen/produktpresentasjon/?ProductID=424306>, Hentet: 25.02.21.
- [40] T. M. Jensen, « 522.871 Betongdekke understøttet av vegger. Dimensjonering,» SINTEF, Byggforskserien, 2013. Tilgjengelig: https://www.byggforsk.no/dokument/344/betongdekke_understoettet_av_vegger_dimensjonering, Hentet:
- [41] E. Juliebø, *Armeringsboka*. Oslo: Universitetsforlaget, 1997.
- [42] S. I. Sørensen, *Betongkonstruksjoner : beregning og dimensjonering etter Eurocode 2*, 2. utg. utg. Trondheim: Akademika, 2013.
- [43] T. M. Jensen., « 520.234 Søyler av armert betong. Dimensjonering,». Byggforskserien: Byggforskserien, 2012. Hentet: 27.04.21.
- [44] *Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner, Del 1-1: Allmene regler og regler for bygninger*, 1993. Tilgjengelig: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=424308>, Hentet: 11.05.21.
- [45] SINTEF, «520.226 Stålbjelker for små spenn. Dimensjoneringstabeller,», 2018. Tilgjengelig: https://www-byggforsk-no.galanga.hvl.no/dokument/305/staalbjelker_for_smaa_spenn_dimensjoneringstabeller#relatedDocuments, Hentet: 11.05.21.
- [46] G. S. Hagen Hartvedt, Norvall, «Solheimsviken,» 2001. [Online]. Tilgjengelig: <https://www.bergenbyarkiv.no/bergenbyleksikon/arkiv/1425177>, Hentet: 16.03.2021.
- [47] J. Eie, *Havner og kaier : planlegging og bygging*, 1. utg., 2. oppl. utg. Bekkestua: NKI forl., 2000.
- [48] G. Hernborg, «Bilder av Moxy Bergen,». Hentet: 08.04.21.
- [49] *Geoteknikk i vegbygging V220*. Statens Vegvesen, 2018.
- [50] T. International, «The Properties and Performance of Tensar Uniaxial Geogrids,» 2005. [Online]. Tilgjengelig: http://somoconst.co.kr/products/download/tensar/PPT_Uniaxial_Geogrids_REgrid.pdf
- [51] R. Henson, D. Clark, E. Fredheim, J. Wesenberg og J. Lovelock, *Rough guide om klimaendringer* (The rough guide to climate change). Bekkestua: NKI forl., 2009.
- [52] K. Vasskog, H. Drange, A. Nesje og b. Norge Direktoratet for samfunnssikkerhet og, *Havnivåstigning : estimater av framtidig havnivåstigning i norske kystkommuner*, Rev. utg. utg.: DSB, 2009. [Online]. Tilgjengelig: <https://www.regjeringen.no/globalassets/upload/md/kampanje/klimatilpasning/bilder/bjerknessenteret/havnivaastigning-rapp.pdf>, Hentet:
- [53] Kartverket, «Slik bruker du NN2000,» [Online]. Tilgjengelig: <https://www.kartverket.no/tilands/posisjon/ta-i-bruk-nn2000>, Hentet: 05.05.21.

Vedlegg:

Vedlegg A – Bilder

Vedlegg B – Lastberegninger

Vedlegg C – Etasjeskillere

Vedlegg D – Bærende vegger

Vedlegg E – Søylar

Vedlegg F – Bjelker

Vedlegg G – Stabilitetsberegninger

Vedlegg H – Natursteinsmur

Vedlegg I – Informasjon om Moxy Bergen

Vedlegg J – MN-diagram