



Høgskulen
på Vestlandet

BACHELOROPPGAVE

Kontroll av eksisterende bygg og dimensjonering
av påbygg

Control of existing building and dimensioning of
extension

Karoline Rage

Katrine Kolbjørnsen

Byggingeniør Bachelor

Fakultet for ingeniør- og naturvitenskap

Veileder Guzel Shamsutdinova

21. mai 2021

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

Denne oppgaven er vårt avsluttende arbeid på bachelorgraden ved Høgskulen på Vestlandet, under Institutt for bygg og landmåling. Den omfatter 20 studiepoeng, og er utarbeidet av Karoline Rage og Katrine Kolbjørnsen vårsemesteret 2021.

Begge har valgt studieretning konstruksjonsteknikk innenfor byggingeniør studiet. Høsten 2020 fullførte vi emnene betong-, stål- og trekonstruksjoner. Dette ga oss en betydningsfull fordypning i konstruksjonsfagene, med fokus på de ulike materialene til dimensjonering av bæresystem. Vi ønsket derfor å skrive en oppgave som omhandler dimensjonering av en konstruksjon, der bæresystemet er i fokus.

Oppgaven er gitt av NODE, som presenterte en unik oppgave som trigget vår interesse. Bygningen som ble presentert var et vernet, sylindrisk bygg fra 60-tallet. Denne skulle rehabiliteres, samt dimensjoneres for påbygg av to nye etasjer. I løpet av våre tre år på studiet har vi verken utført kontroll av eksisterende bygg, eller dimensjonering av sylindriske bygg. Dette er kunnskap vi anser som relevant i jobbsammenheng, og besluttet dermed å ta denne utfordringen. NODE satte ingen avgrensning for oppgaven, og vi stod fritt til å forme problemstillingen.

Underveis ønsket vi å oppnå en bedre forståelse av hvordan enkelte bærende element dimensjoneres for påførte laster. Dermed ble det besluttet å ikke benytte beregningsprogram, som FEM-design. Valget var strategisk, og skulle sikre en bedre kontroll over de ulike beregningene som skulle bli utført.

Vi ønsker å takke veileder Guzel Shamsutdinova ved Høgskulen på Vestlandet, og Even Zachariassen Høyland ved NODE Rådgivende Ingeniører. Vi vil rette en spesiell takk til Trond Einar Martinsen, for å alltid stille opp og hjelpe oss med konstruksjonsmessige utfordringer og vurderinger.

Bergen, mai 2021

Karoline Rage
Karoline Rage

Katrine Kolbjørnsen
Katrine Kolbjørnsen

Sammendrag

Formålet med oppgaven er å redegjøre hvorvidt den eksisterende bygningen vil holde planlagt påbygg. Påbygget skal dimensjoneres, og det eksisterende bæresystemet skal kontrolleres for økt belastning. Problemstillingen som tas for seg er dermed: *Kontroll av eksisterende bygg og dimensjonering av påbygg.*

Tradisjonelle lastpåkjenninger, som egen-, nytte, snø og vindlast, blir bestemt. Utover de tradisjonelle lastene vurderes seismiske laster og skjevstilling. En fundamental seismisk vurdering gjennomføres. Skjevstillingen betraktes ved en økning av vindlasten.

Det eksisterende bæresystemet, bestående av stål og betong, videreføres i påbygget. Dette er basert på NODEs foreslåtte løsning. Bæresystemet dimensjoneres i henhold til Eurokoder og Norsk Standard. Beregningene utføres i hovedsak ved håndberegninger i Mathcad, med kontrollberegning i OS Prog.

Videre foretas kontroll av det eksisterende bæresystemet. Hoveddelen av økte vertikallaster påvirker eksisterende søyler, mens økte horisontallaster påvirker avstivningssystemet. Derfor fokuseres kontrollen på disse to bæreelementene.

Avstivningssystemet kontrolleres for NODEs foreslåtte system. Dette er bestående av eksisterende trappesjakt, samt to nye trappesjakter. Eksisterende trappesjakt kontrolleres, ved avlastning av de to nye, i V-skive. Basert på evalueringen, må det foretas en nærmere vurdering av fundament og grunnforhold. Informasjon om det geotekniske er altså avgjørende for hvorvidt den eksisterende trappesjakten holder. I tillegg foreslås et eventuelt tiltak til avstivningssystemet.

Søylenes utnyttelse beregnes både før og etter påbygging. Beregningene utføres ved håndberegninger, med kontroll i OS Prog. Basert på økt utnyttelse og søylenes alder, vurderes ulike former for forsterkning. Videre legges det frem et forslag til valg av forsterkningsmetode, samt beregning og vurdering av anbefalt forsterkningsmengde.

Rapporten forutsetter at leseren har grunnleggende forståelse og kompetanse for begrep og fagterminologi benyttet.

Abstract

The purpose of the thesis is to explain whether the existing building will hold the extension. The extension must be dimensioned, and the existing load-bearing system must be checked for increased load. The issue addressed is thus: *Control of existing building and dimensioning of extensions*.

Traditional loads, such as self-load, payload, snow load and wind load, are determined. In addition to the traditional loads, seismic loads and geometric deviation are considered. A fundamental seismic assessment is carried out. The geometric deviation is considered by an increase in the wind load.

The existing load-bearing system, consisting of steel and concrete, will be continued in the extension. This is based on NODE's proposed solution. The load-bearing system is dimensioned in accordance with Eurocodes and Norwegian Standards. The calculations are mainly performed by hand calculations in Mathcad, with control calculations in OS Prog.

Furthermore, the existing load-bearing system is checked. The increased vertical loads mainly affect the existing columns, while the increased horizontal loads affect the bracing system. Therefore, the control is focused on these two elements.

NODE's proposed bracing system is being checked. This consists of existing stairwells, as well as two new stairwells. Existing stairwell is checked, after it is relieved by the two new braces in V-disc. Based on the evaluation it is necessary to take a closer assessment of the foundation and ground conditions. Information about the geotechnical is decisive for whether the existing stairwell holds. In addition, a possible measure for the bracing system is proposed.

The utilization of the columns is calculated both before and after the extension. The calculations are performed by hand calculations, with control in OS Prog. Based on increased utilization and the age of the columns, various forms of reinforcement are considered. Furthermore, a proposal is submitted for the choice of reinforcing methods, as well as calculation and assessment of the recommended reinforcement quantity.

The report assumes that the reader has basic understanding and competence in terms and subject terminology used.

Innholdsfortegnelse

Forord	II
Sammendrag	III
Abstract	IV
Innholdsfortegnelse	V
Figurliste	VIII
Tabelliste	XI
Formelliste	XIII
1 Innledning	1
1.1 Om Kanalveien 90	1
1.2 Oppdragsgiver og bakgrunnsmateriale.....	2
1.3 Problemstilling	2
1.4 Avgrensninger	3
2 Teori	4
2.1 Materialer	4
2.1.1 Grunnleggende om betong	4
2.1.2 Grunnleggende om stål	6
2.2 Eurokoder.....	7
2.3 Teknisk forskrift.....	8
2.4 Laster.....	8
2.5 Grensetilstander	9
2.5.1 Bruddgrensetilstand	10
2.5.2 Bruksgrensetilstand.....	10
2.5.3 Utmattingsgrensetilstand.....	11
2.5.4 Ulykkesgrensetilstand	11
2.6 Digitale verktøy	12

3	Metode	14
3.1	Klassifisering og grunnlag for beregninger	14
3.2	Laster og lastberegninger	15
3.2.1	Egenlast	15
3.2.2	Nyttelast	15
3.2.3	Snølast	16
3.2.4	Skjevstilling	17
3.2.5	Vindlast	18
3.2.6	Seismisk last	22
3.2.7	Oppsummering av laster	28
3.3	Dimensjonering	29
3.3.1	Dimensjonerende lasttilstand	29
3.3.2	Betongelementer	29
3.3.3	Dekke	32
3.3.4	Bjelker	34
3.4	Ulykkesgrensetilstand	40
3.4.1	Brann	40
3.4.2	Branndimensjonering for betong	42
3.4.3	Branndimensjonering for stål	43
4	Analyse og drøfting.....	44
4.1	Kontroll horisontal avstiving	45
4.1.1	Vertikale skiver	46
4.2	Kontroll søyler	52
4.2.1	Knekk lengde	52
4.2.2	Slank søyle	53
4.2.3	Eksentrisitet om akser	54
4.2.4	Moment- og aksialkraftkapasitet	55
4.2.5	Kombinert virkning	56
4.3	Rotundens eksisterende søyler	57
4.3.1	Sammenligning	58

4.4	Forsterkning	60
4.4.1	Innborede stålsøyler.....	60
4.4.2	Karbonfiberduk.....	61
4.4.3	Beregningsprogram for CarboDur.....	62
5	Konklusjon	66
6	Forslag til videre arbeid	67
7	Referanser.....	68

Figurliste

Figur 1: Illustrasjon av nye Kanalveien 90.....	1
Figur 2: Gangbru.....	3
Figur 3: Betong på byggeplass [14]	5
Figur 4: Stål på byggeplass [19].....	6
Figur 5: Vindlast på bygg	17
Figur 6: Vindretningene som vurderes	18
Figur 7: Utklipp fra høydedata og definerte helningsgrader	19
Figur 8: Trykkfordeling for sirkulære sylindere [36]	20
Figur 9: Soneinndeling i OS Prog Lastberegning	21
Figur 10: Jordskjelvutsatte områder i Norge [41]	22
Figur 11: Løsmasser i området [43]	23
Figur 12: Illustrasjon av dekket	32
Figur 13: Momentkontroll dekket.....	32
Figur 14: Risskontroll dekket.....	33
Figur 15: Betongbjelkenes lastfordeling	34
Figur 16: Betongbjelke 1 med påført last.....	35
Figur 17: Momentkontroll betongbjelke 1.....	35
Figur 18: Betongbjelke 2 med påført last.....	36
Figur 19: Momentdiagram for maksimum- og minimum moment i bruddgrensetilstand.....	36
Figur 20: Betongbjelke 3 med påført last.....	37

Figur 21: Momentkontroll for betongbjelke 3	37
Figur 22: Dimensjonerende stålbjelker, samt deres lastfordeling.....	38
Figur 23: Resultater fra Rockwool beregningsprogram	43
Figur 24: Rotundens avstivningssystem, fra plan 3 hentet fra Solibri	45
Figur 25: Rotundens avstivningssystem fra OS Prog, V-skive, avbildet av plan 3.....	46
Figur 26: Kraftfordelingen av global stabilitet over flere etasjer [59]	47
Figur 27: Skiver som bidrar til avstiving for lastkombinasjon 2	48
Figur 28: Kraftfordeling skive nr. 8, side nr. 2	48
Figur 29: Kraftfordeling skive nr. 8, side nr. 4.....	48
Figur 30: Foreslått løsning for Rotundens avstivningssystem	50
Figur 31: Kraftfordeling på skive nr. 8, side nr. 2, ved foreslått løsning	50
Figur 32: Kraftfordeling på skive nr. 8, side nr. 2, ved foreslått løsning	50
Figur 33: Utdrag fra beregninger i BT-snitt	51
Figur 34: Knekkformer og tilhørende effektiv beregningslengde.....	52
Figur 35: Rotunden, med de fire søylene som blir kontrollert markert i rødt.....	57
Figur 36: Forsterkningsmetode, innborede stålsøyler.....	60
Figur 37: Sika Carbodur kompositt – forsterkningsystem [63].....	61
Figur 38: Søyلة illustrert med to lag SikaWrap 231 - 30 cm.....	63
Figur 39: Diagram for søyle 1.Y og 1.I med to lag SikaWrap	63
Figur 40: Diagram for søyle 2.Y med to lag SikaWrap.....	63
Figur 41: Søyلة illustrert med to lag SikaWrap 231 - 30 cm.....	64

Figur 42: Diagram for søyle 1.I og 1.Y med ti lag SikaWrap 65

Figur 43: Diagram for søyle 2.Y med ti lag SikaWrap 65

Tabelliste

Tabell 1: Oversikt over benyttede Eurokoder.....	7
Tabell 2: Verdier for Ψ -faktorer for bygninger	9
Tabell 3: Kombinasjoner og lastfaktorer for bruddgrensetilstand	10
Tabell 4: Lastfaktorer for bruksgrensetilstand.....	10
Tabell 5: Lastfaktorer for ulykkesgrensetilstand.....	11
Tabell 6: Grunnlag for prosjektering.....	14
Tabell 7: Kombinasjonsfaktor	14
Tabell 8: Verdier for nyttelastkategori B og C3.....	15
Tabell 9: Snølast [32].....	16
Tabell 10: Justeringsfaktor for referansevindhastigheten.....	18
Tabell 11: Terrengruhetskategorier og tilhørende parametere	19
Tabell 12: Vindlaster på bygningen.....	21
Tabell 13: Grunntyper	24
Tabell 14: Veiledende tabell ved valg av seismisk klasse	25
Tabell 15: Verdier for parametere som beskriver de anbefalte elastiske responspektrene [42]	25
Tabell 16: Utelatelseskriterier for seismisk beregning etter EC8. Rød fremstiller ikke godkjent, grønn fremstiller godkjent	26
Tabell 17: Utelatelseskriterier for seismisk beregning etter NORSAR. Rød fremstiller ikke godkjent, grønn fremstiller godkjent	26
Tabell 18: Reduserte verdier for spissverdi for berggrunnens akselerasjon fra NORSAR.....	27

Tabell 19: Karakteristiske flatelaster påført Rotunden.....	28
Tabell 20: Nedbøyning beregnet i K-bjelke.....	33
Tabell 21: <i>Oversikt over beregnet armering i dekket</i>	33
Tabell 22: Oversikt over bruddgrensekontroll.....	39
Tabell 23: Risikoklasser	40
Tabell 24: Brannklasser	41
Tabell 25: Bærende bygningsdelers brannmotstand avhengig av brannklasse	41
Tabell 26: Brannmotstand for de ulike betongelementene	42
Tabell 27: Overslagsberegninger av skive 8.....	49
Tabell 28: Forklaring av variabler benyttet i formel 7	53
Tabell 29: Beskrivelse av variabler benyttet i formel 8	54
Tabell 30: Oversikt armeringsmengde etter minimumsregler i NS 3473 [9.4.1].....	58
Tabell 31: Søylenes beregnede utnyttelser før og etter påbygget.....	58
Tabell 32: Armeringskontroll etter NS-EN 1992	59
Tabell 33: Oversikt over påførte karakteristiske laster.....	62
Tabell 34: Beregnede utnyttelse med og uten to lag forsterkning.....	64
Tabell 35: Beregnede utnyttelse med og uten ti lag forsterkning.....	65

Formelliste

Formel 1: Snølast.....	16
Formel 2: Basisvindhastighet	18
Formel 3: Vindkasthastighet	20
Formel 4: Reynolds-tall	21
Formel 5: Seismisk unnlatesekontroll 2	27
Formel 6: Seismisk unnlatesekontroll 3	27
Formel 7: Relativ slankhet.....	54
Formel 8: 2. ordens eksentrisitet	55
Formel 9: Total momentpåkjenning	55
Formel 10: Momentkapasitet	56
Formel 11: Aksialkraftkapasitet	56

1 Innledning

1.1 Om Kanalveien 90

I 2015 ble Kanalveien 90 solgt for 190 millioner til BOB og NLA Høgskolens eiendomsselskap, med overtakelse i 2018. Kanalveien 90 består av to bygg med omtrent 16 000 m² bygningsmasse totalt. BOB sin plan for området er å bygge ca. 200 nye boliger, i tillegg til skolelokaler for NLA Høgskolen [1]. Dette skal samlet tilsvare 39 000 m² bygningsmasse [2]. NLA's nye campus innebærer en total rehabilitering og utbygging av NRKs tidligere lokaler, herav Rotunden. Rotunden, illustrert til høyre på figur 1, er planlagt ferdig i 2023. Skolens målsetting er å bli en av Norges smarteste og mest heldigitale studiebygg. For å nå dette målet, har de inngått en avtale med IT-selskapet Atea [3].



Figur 1: Illustrasjon av nye Kanalveien 90

Lars Jønsson AS har fått kontrakt som totalentreprenør for Rotunden av NLA. NODE ga tilbud til Lars Jønsson på prosjektering, og fikk jobben basert på pris og kompetanse. NLA bruker B+B arkitekter AS for utforming av den nye bygningen, og Norconsult som landskapsarkitekter.

1.2 Oppdragsgiver og bakgrunnsmateriale

Oppgaven er gitt av NODE Rådgivende Ingeniører AS, avdeling Bergen. NODE har i forkant utarbeidet notater og antagelser som anvendes i oppgaven. Det er bestemt at Rotundens fremtidige bruksområde defineres som kontor. Rotunden er identifisert som verneverdig. Dette betyr at det verken kan gjøres vesentlige endringer innvendig eller utvendig. Dermed videreføres påbyggets bæresystem likt som det eksisterende.

Det er planlagt to nye trappesjakter. Sjaktene har formål som rømningstrapp og skal benyttes til avstiving. Videre forutsettes lett gulvoppbygging i alle etasjer, som ikke skal overskride 100 kg/m². Betongdekket er ikke inkludert i denne vekten.

Rotunden ble bygget på 60-tallet med to etasjer. Sent på 70-tallet ble det bygget på en tredje etasje. Daværende byggherre opplyser om at det ble tilrettelagt for mulighet om påbygging av ytterligere to etasjer.

1.3 Problemstilling

Problemstillingen baseres på påbyggingen av to nye etasjer på Rotunden. Hensikten er å undersøke hvorvidt det eksisterende bæresystemet tåler påbyggingen. Dermed blir problemstillingen følgende:

«Kontroll av eksisterende bygg og dimensjonering av påbygg.»

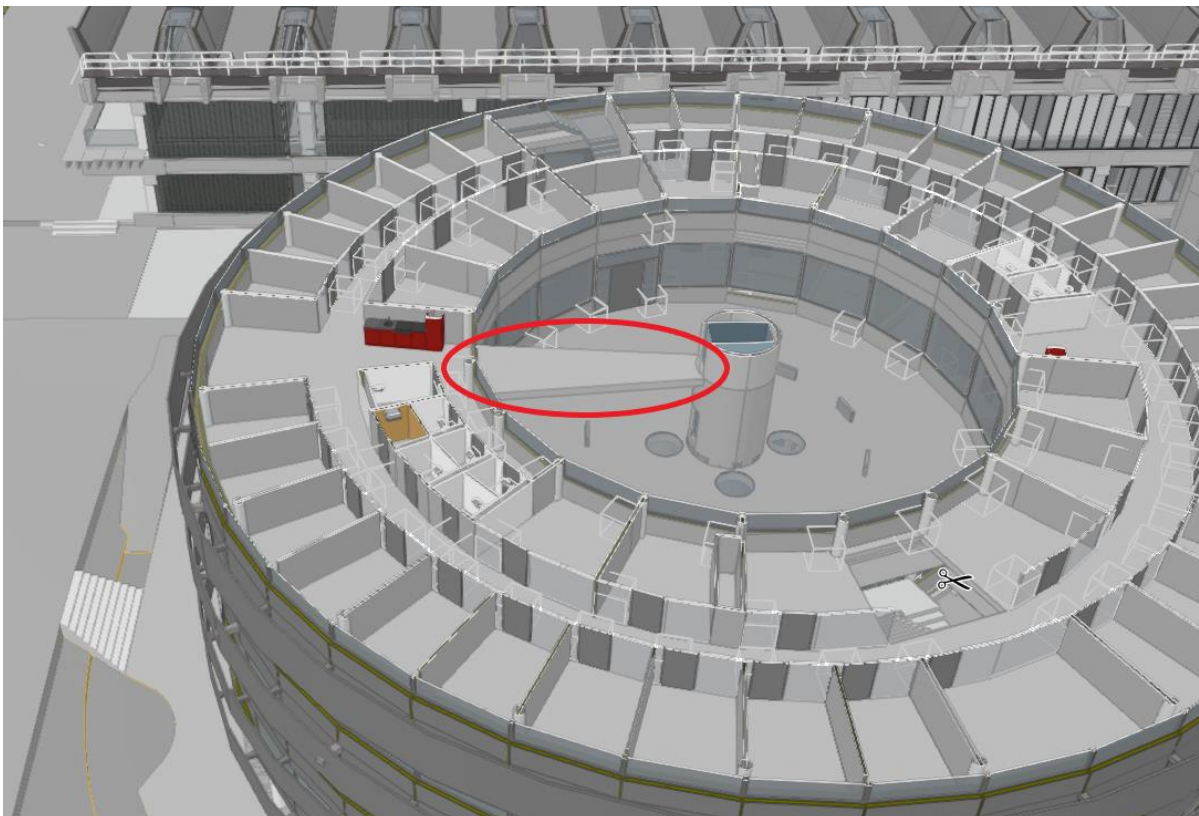
1.4 Avgrensninger

Utarbeidelsen av rapporten er begrenset med en gitt tidsramme. For å kunne gjennomføre innen gitt tidsramme, er det nødvendig å avgrense omfanget. Det er derfor antatt følgende:

- Fundamentering og grunnforhold har tilstrekkelig kapasitet. Det utføres ingen geoteknisk vurdering.
- Glasskuppelen har tilstrekkelig kapasitet.
- Utsparingene på avstivningen neglisjeres.

Rotundens bæresystem er gjentagende sirkulært. Basert på dette avgrenses beregningene til å kun kontrollere en av hver betongbjelke-, stålbjelke- og søylevariant.

På et senere tidspunkt, ble det bestemt at det skulle dimensjoneres en gangbru i Rotunden. Denne skulle gå fra nest øverste plan, over til heisen i senter, som illustrert på figur 2. Ettersom bestemmelsen ble utført etter at arbeidet med rapporten var i gang, neglisjeres gangbroen.



Figur 2: Gangbru

2 Teori

2.1 Materialer

Rotundens geometri bør tas hensyn til ved bestemmelse av materialer. Materialene baseres på det eksisterende bæresystemet. Det besluttes derfor å fortsette med betong og stål. Videre beskrives materialene, og deres egenskaper.

2.1.1 Grunnleggende om betong

Mennesker har i flere tusen år brukt betong som et konstruksjonsmateriale i hele verden. Materialet har blitt kontinuerlig videreutviklet til det man kjenner i dag [4]. Det ansees som det viktigste og mest brukte byggematerialet, som brukes omtrent dobbelt så mye som andre byggematerialer til sammen [5].

Betong benyttes i både plasstøpte konstruksjoner som dammer, broer, oljeplattformer og bygninger, og i prefabrikkerte betongelementer som søyler, bjelker og dekkelementer [6]. Den tradisjonelle måten å bygge på er ved bruk av plasstøpt betong, altså betongkonstruksjoner som blir støpt på stedet. Denne metoden utnytter forskalingsformer der det bindes armering i formene, som deretter fylles med ferdig betong. Prefabrikkert betong på sin side, er en metode hvor det støpes og prefabrikeres betong på fabrikk. Etter ferdig prefabrikkert, transporteres betongelementene til byggeplass hvor de monteres [7].

Foruten om at betong er et estetisk vakkert og formbart byggemateriale, finnes det flere fordeler med dette. Materialet bidrar til effektive byggeprosesser, er svært slitesterk, brannhemmende og har lave vedlikeholdskostnader [5]. Det egner seg godt for trykkrefter, men trenger armering for å motstå høye strekkrefter. Betong har lenge blitt omtalt for sitt høye CO₂-utslipp, men med riktig utførelse kan betong produseres med vesentlig lavere utslipp [8].

Sement er en av hovedingrediensene i betongens bindemiddel. Betong består av omtrent 70-80 % pukk og sand. Resterende 20-30 % er bindemiddelet bestående av vann og sement, også kalt sementpasta [9]. Sementpastaens blandingsforhold bestemmer betongens egenskaper og styrke [10].

Betongens omtalte CO₂-utslipp er hovedsakelig knyttet til produksjonen av sement, der sementen står for 90 % av utslippene [11]. Det er kalsineringen, en kjemisk prosess som brenner CO₂ bort fra kalksteinen, som er grunnen til disse høye utslippene. For hvert tonn sement en produserer, slipper en ut cirka ½ tonn CO₂ bare knyttet til kalsineringen. I tillegg kommer det utslipp knyttet til forbrenningen av drivstoff og finmaling av klinkerkulene av kalk. En kan redusere CO₂-utslippene drastisk ved å erstatte deler av massen til klinkerkulene med andre materialer enn kalk. Dette kan være materialer som slagg, flygeaske og silikastøv [12]. Ved å tilsette for store mengder av andre materialer, kan det påvirke egenskapene og kvaliteten til sementen. En bør ta hensyn til dette i vurderingen av materialer [13].

I Rotunden er det bestemt at plasstøpt betong er det mest gunstige alternativet. Denne avgjørelsen baseres på Rotundens geometri og korte spennvidder. Prefabrikkerte elementer må eventuelt skråskjæres. Elementene er da vanskeligere å transportere og heise. Det blir en del etterarbeid i form av påstøp og fugestøp, samt mye unødvendig søppel. Dermed velges det å plasstøpe. Plasstøpt betong benyttes i form av søyler, bjelker og dekke.



Figur 3: Betong på byggeplass [14]

2.1.2 Grunnleggende om stål

Jern revolusjonerte verdens utvikling for flere tusen år siden, og ble brukt som forbindelser i tre- og steinkonstruksjoner. Etter hvert ble karbon tilsatt, som forbedret egenskapene til det som nå kalles stål. Materialet revolusjonerte igjen da det ble anvendt i brobygging og som bærekonstruksjon, samt at metoder som sveising og klinking ble tatt i bruk. Dette ble grunnlaget for en massiv bruk av stål [15].

Som konstruksjonsmateriale har stål vesentlige fortrinn sammenlignet med andre materialer. Stål har stor bæreevne i forhold til egen vekt, og har god tilpasningsevne med dens mulighet til å bli produsert i mindre dimensjoner. Ved bruk av simple og presise forbindelser, som bolter, sveis og nagler, kan det enkelt utformes varierte bærekonstruksjoner med store spennvidder av stål. Dette kan medføre kortere byggetid, som igjen gir lavere byggekostnader [16]. Grunnet sine materielle egenskaper, som god strekkfasthet og holdbarhet, er stål kanskje det viktigste konstruksjonsmaterialet i verden [17].

Tross stålets gode holdbarhet kan det forekomme korrosjon, også kjent som rust. Dette oppstår dersom stålet ikke blir beskyttet mot de ulike typene korrosjon som kan oppstå, som ved direkte kontakt med fuktighet og luft.

Brann svekker kapasiteten til stål. Materialet brenner ikke, men det deformeres ved 100 °C. Stålets kapasitet halveres ved omtrent 400 °C, og går til brudd ved 600 °C [18].

Det er ønskelig at taket i Rotunden skal være relativt lett, men likevel ha stor bæreevne. Dermed faller valget på stål i takets bæresystem. Fra forprosjektet er det bestemt IPE400 profil.



Figur 4: Stål på byggeplass [19]

2.2 Eurokoder

Grunnlaget for dimensjonering av konstruksjoner er gitt av Eurokode-programmet. Eurokoder er en felles europeisk serie, bestående av ti forskjellige Eurokoder samt nasjonale tillegg. Nasjonalt tillegg er en del som åpner for nasjonale prosjekteringsbestemmelser, og angir norske parametere for særegne klimatiske og geografiske forhold. Eurokodene blir anvendt for prosjektering av byggverk, samt dokumentasjon av produkters bæreevne og styrke til ulike konstruksjonsformål [20]. Standard Norge er medlem i Den europeiske standardiseringsorganisasjonen (CEN). Medlemmene er forpliktet til å implementere alle europeiske standarder og fastsette dem som Norsk Standard. Dette skal bidra til åpenhet om nasjonalt arbeidsprogram for standarder, samt forhindre mulig dobbeltarbeid og handelsbarrierer [21].

All planlegging og prosjektering er utført i henhold til Eurokoder og Norsk Standard, med nasjonale tillegg. Tabell 1 viser en oversikt over anvendte Eurokoder.

Betegnelse	Tittel	Forkortelse
NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016	Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner	EC
NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008	Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-1: Allmenne laster - Tetthet, egenvekt, nyttelaster i bygninger	EC1-1
NS-EN 1991-1-3:2003+NA:2008	Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-3: Allmenne laster - Snølaster	EC1-3
NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009	Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-4: Allmenne laster - Vindlaster	EC1-4
NS-EN 1991-1-7:2006+NA:2008	Eurokode 1: Laster på konstruksjoner – Del 1-7: Allmenne laster – Ulykkeslaster	EC1-7
NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008	Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger	EC2
NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015	Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger	EC3
NS-EN 1993-1-2:2005+NA:2009	Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner – Del 1-2: Brannteknisk dimensjonering	EC3-1
NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2014	Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger	EC8

Tabell 1: Oversikt over benyttede Eurokoder

2.3 Teknisk forskrift

Byggteknisk forskrift gir en utdypning av tekniske krav til utføring og utforming av byggverk i Norge. Forskriften setter krav til minimum mengde egenskaper en bygning skal ha for å lovlig kunne føres opp i landet, og samtidig følge Plan- og bygningsloven. I forskriften gis mange av reglene som funksjonskrav. Det vil si at det settes krav og en viss standard for funksjonene som kreves i en bygning, ovenfor konkrete standardiserte løsninger. For å oppnå tilstrekkelig gode byggverk, viser TEK17 til Norsk Standard og SINTEFs Byggforskserie som nyttige verktøy i prosessen [22].

2.4 Laster

Ved prosjektering av konstruksjoner må det tas hensyn til laster og lastkombinasjoner. EC1-1 skiller mellom permanente og variable laster.

Permanente laster er laster som opptrer gjennom hele konstruksjonens levetid. Disse lastene defineres i hovedsak som egenlaster på konstruksjonen. Variable laster er derimot laster som opptrer midlertidig eller varierende. Konstruksjonens nyttelast skal klassifiseres som en variabel last etter EC1-1.

Ifølge Byggteknisk forskrift kommer det frem at «byggverk skal plasseres, prosjekteres og utføres slik at det oppnås tilfredsstillende sikkerhet mot skade eller vesentlig ulempe fra naturpåkjenninger» [23]. Dette gir grunnlag til at snø- og vindlast må vurderes som variable laster ved prosjektering.

2.5 Grensetilstander

Grensetilstander er «tilstander som definerer grensene for når konstruksjonen ikke lenger oppfyller fastsatte dimensjoneringskriterier.» [24].

Ved prosjektering av konstruksjoner skal «det påvises at ingen relevante grensetilstander overskrides for noen av de relevante dimensjonerende situasjoner når dimensjonerende verdier for laster, lastvirkninger og kapasiteter er benyttet i beregningsmodellene.» [24]

Grensetilstandene deles inn i fire tilstander; brudd-, bruks-, utmattings- og ulykkesgrensetilstand. Alle fire tilstandene må kontrolleres for konstruksjonen, før den kan vurderes som sikker for bruk.

Hver grensetilstand benytter lastfaktorer ved dimensjonering. For å kontrollere at relevante grensetilstander ikke overskrides, benyttes partialfaktormetoden. Partialfaktoren tar hensyn til mulige ugunstige avvik mellom lastens verdi og de representative verdiene for gjeldende grensetilstand. Kombinasjon av laster og partialfaktor varierer mellom de ulike grensetilstandene. Partialfaktorene er avhengig av konstruksjonens bruksområde og lasttype. Faktorene vil variere i henhold til tabell 2.

Last	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Nyttelastkategorier i bygninger (se NS-EN 1991-1-1):			
Kategori A: boliger	0,7	0,5	0,3
Kategori B: kontorer	0,7	0,5	0,3
Kategori C: forsamlingslokaler, møterom	0,7	0,7	0,6
Kategori D: butikker	0,7	0,7	0,6
Kategori E: lager	1,0	0,9	0,8
Kategori F: trafikk- og parkeringsarealer for små kjøretøyer (kjøretøyvekt \leq 30kN og høyst 8 seter utenom førersete)	0,7	0,7	0,6
Kategori G: trafikk- og parkeringsarealer for mellomstore kjøretøyer, 30kN < kjøretøyvekt \leq 160kN på to akslinger	0,7	0,5	0,3
Kategori H: tak	0	0	0
Snølaster (se NS-EN 1991-1-3)	0,7 ¹⁾	0,5 ¹⁾	0,2 ¹⁾
Vindlaster (se NS-EN 1991-1-4)	0,6 ¹⁾	0,2 ¹⁾	0 ¹⁾
Temperatur (ikke brann) i bygninger (se NS-EN 1991-1-5)	0,6 ¹⁾	0,5 ¹⁾	0 ¹⁾
¹⁾ Eventuell modifisering for ulike geografiske områder kan kreves av lokale myndigheter			

Tabell 2: Verdier for Ψ -faktorer for bygninger

2.5.1 Bruddgrensetilstand

Bruddgrensetilstand defineres etter EC som grensetilstander knyttet til sammenbrudd eller andre former for konstruksjonssvikt [24]. Dette innebærer hvor stor belastning en konstruksjon skal motstå før brudd. Lastfaktorer tilhørende bruddgrense, skal gi kriterier som bevarer konstruksjonens og menneskets sikkerhet.

For en generell kontroll av brudd i en konstruksjon, definerer EC enten 6.10a eller 6.10b som dimensjonerende [24]. For kombinasjon 6.10a betraktes egenvekten som dominerende, og tilegnes dermed størst lastfaktor. Kombinasjon 6.10b benyttes dersom variable laster gir størst utslag, og lastfaktorene fordeles deretter. For valg av kombinasjon er det viktig å bruke den mest ugunstige kombinasjonen. Kombinasjoner og lastfaktorer vises i tabell 3.

Dimensjonerende situasjon	Permanente laster		Dominerende variabel last	Øvrige variable laster
	Ugunstig	Gunstig		
Global likevekt (Sett A)	1.2	0.9	1.5	1.5 ψ_0
Kapasitet (Sett B) 6.10a	1.35	1.0	1.5 ψ_0	1.5 ψ_0
Kapasitet (Sett B) 6.10b	1.2	1.0	1.5	1.5 ψ_0

Tabell 3: Kombinasjoner og lastfaktorer for bruddgrensetilstand

2.5.2 Bruksgrensetilstand

Bruksgrensetilstand defineres som tilstander med betydning for konstruksjonens funksjonsdyktighet ved normal bruk [24]. Grensetilstanden har betydning for menneskets komfort og konstruksjonens utseende. Dette blir kontrollert ved ulike krav til nedbøyning, egenfrekvens og riss på konstruksjonen. I denne tilstanden brukes karakteristiske laster med lastfaktorer i henhold til tabell 4. Lastfaktorene deles inn i lastkombinasjonene «*karakteristisk*», «*ofte forekommende*» og «*tilnærmet permanent*». Faktorene tar hensyn til den reduserte sannsynligheten for at de variable lastene opptrer permanent på konstruksjonen.

Lastkombinasjoner	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_1
Tilnærmet permanent	1.0	1.0 ψ_2	1.0 ψ_2

Tabell 4: Lastfaktorer for bruksgrensetilstand

2.5.3 Utmattingsgrensetilstand

Utmattning defineres som svikt i konstruksjonen på grunn av gjentagende belastning over konstruksjonens levetid [25]. Ved prosjektering av konstruksjoner «*der antallet lastvariasjoner eller virkninger av vibrasjoner kan forårsake utmatting, bør det utarbeides en modell for beregning av utmattingslast.*» [26]. Dimensjonering av utmatting er normalt ikke nødvendig for bygninger, med mindre en har forhold som nevnt i EC3, punkt [4.(4)B]. Utelatelsen av utmatting i bygninger kommer av relativt lav forekomst av lastvekslinger.

Grunnet Rotundens bruksområde, antas det en relativ lav forekomst av lastvekslinger. Dermed kommer bygningen inn under utelatelse av dimensjonering for utmatting.

2.5.4 Ulykkesgrensetilstand

Ulykkesgrensetilstand dimensjoneres i henhold til EC1-7, EC3-1 og EC8, der påkjørsel, innvendige eksplosjoner, brann og jordskjelv er aktuelt.

Rotunden er omringet av boligområde, hvor det er relativ lav forekomst av større kjøretøy. Mindre kjøretøy antas å ha så lav fart og masse, at eventuelle påkjørsler påfører minimal skade på søylene. Gass skal verken brennes eller benyttes i Rotunden, dermed neglisjeres eksplosjon som mulig ulykkeslast.

Brann vurderes og dimensjoneres i kapittel 3.4. Jordskjelv, definert som seismisk last, vurderes nærmere i kapittel 3.2.6. Kombinasjoner og lastfaktorer vises i tabell 5.

Dimensjonerings situasjon	Permanente laster	Dominerende variabel last	Andre variable laster	Ulykkeslaster
Ulykkes situasjon	1.0	$1.0\psi_1$	$1.0\psi_2$	1.0
Seismisk situasjon	1.0	$1.0\psi_1$	$1.0\psi_2$	1.0

Tabell 5: Lastfaktorer for ulykkesgrensetilstand

2.6 Digitale verktøy

Alle beregninger og kalkulasjoner baseres på Norsk Standard. Videre presenteres og beskrives benyttede digitale verktøy.

Microsoft Excel

Excel er et regnearkprogram som benyttes til å opprette tabeller, beregne og analysere data. Programmet er levert av Microsoft og er en del av de fleste Microsoft Office pakkene [27].

Excel er benyttet til å utforme tabeller, som presenterer viktig informasjon og resultater.

PTC Mathcad Express Prime 3.0

Mathcad er en dataprogramvare som kan utføre, analysere, dokumentere og enkelt dele beregninger [28]. Programmet bruker standard matematiske notasjoner, samtidig som det har et enkelt brukergrensesnitt.

Beregningsprogrammet brukes til ulike håndberegninger. Beregningene er strukturerte, oversiktlige, og det er lett å kontrollere og gjennomføre endringer underveis.

OS Prog

Ove Slettens programmer, herav OS Prog, er en samling av beregningsprogram for dimensjonering av konstruksjoner. Ved beregninger benyttes programmene Lastberegning, BT-snitt, K-bjelke og V-skive.

Lastberegning benyttes til beregning av snø- og vindlast med formfaktorer i henhold til EC1-3 og EC1-4. BT-snitt benyttes ved overslagsberegning av knekking på avstivningen, samt kontrollberegning av søyler. K-bjelke er et dimensjoneringsprogram av kontinuerlig betongbjelke eller betongdekke, som benyttes til å kontrollere armering, nedbøyning og riss etter EC2. V-skive beregner kraftfordelingen i vertikale skiver og tar hensyn til horisontale laster. Vertikale skiver benyttes som avstiving i bygningen, og dimensjoneres for påvirkning av seismiske laster og vindlast.

Det utføres i hovedsak håndberegninger, der OS Prog stort sett benyttes til sammenligning og kontroll av resultater [29].

Beregningsprogram for CarboDur

Beregningsprogrammet for CarboDur benyttes for karbonfiberarmerte konstruksjoner. Dette programmet skal bistå med beregning av nødvendige dimensjoner på karbonfiberarmeringen, for å forsterke konstruksjonen. Dimensjonene bestemmer karbonfiberarmeringens bøyefasthet og skjærfasthet [30].

Programmet benyttes til å beregne forsterkningen til de eksisterende søylene.

3 Metode

3.1 Klassifisering og grunnlag for beregninger

Det er utarbeidet et grunnlag for prosjektering i henhold til EC. Dette er den overordnede standarden for hele Eurokode-serien [31]. Grunnlaget beskriver prosjektering og verifikasjon av konstruksjoner, samt fastsetter prinsipper og krav til konstruksjoners pålitelighet.

Bygningen klassifiseres i henhold til EC. Rotunden defineres som kontorbygg, med en antatt dimensjonerende brukstid på 50 år. Dermed kommer bygningen inn under brukstidkategori fire, som gjelder for bygningskonstruksjoner og vanlige konstruksjoner. Videre må det defineres en pålitelighetsklasse. EC har en tabell med ulike klassifiseringer av bygninger, der kontor kommer inn under pålitelighetsklasse to.

Avhengig av lokasjonen til en konstruksjon, og dens formål, vil konstruksjonen bli utsatt for ulike former for laster. Lastene beregnes ved håndberegninger og digitale verktøy, i henhold til Norsk Standard.

I tabell 6 er det angitt brukstidkategori, pålitelighetsklasse og ulike typer lastkombinasjoner for videre beregninger. Seismisk klasse bestemmes under kapittel 3.2.6 *Seismisk last*.

Grunnlag for prosjektering		NS-EN 1990
Brukstidkategori	Klasse 4	Tabell 2.1
Pålitelighetsklasse	Klasse 2	Tabell NA.A1(901)
Lastkombinasjoner	Bruddgrense: 6.10a og 6.10b	Punkt NA.A1.2.1(2)
	Bruksgrense: 6.14a til 6.16b	Punkt NA.A1.2.1(3)

Tabell 6: Grunnlag for prosjektering

Hver last og medfølgende lastfaktor blir i EC tildelt ulike kombinasjonsfaktorer, vist i tabell 7.

NS-EN 1990: Punkt NA.A1.2.2, Tabell NA.A1.1.1. Kombinasjonsfaktor			
Laster	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Nyttelast (B)	0.7	0.5	0.3
Snølast	0.7	0.5	0.2
Vindlast	0.6	0.2	0
Egenlast	<i>Lastfaktor inneholder ikke kombinasjonsfaktor</i>		

Tabell 7: Kombinasjonsfaktor

3.2 Laster og lastberegninger

3.2.1 Egenlast

Konstruksjonens egenlast klassifiseres som permanent last. Permanente laster defineres som laster som påvirker konstruksjonen konstant gjennom hele dens levetid [26]. Her tas det hensyn til egenlast fra dekker, tak, kuppel og annen ekstra vekt.

I eksisterende bygg inneholder alle plan et betongdekke med tykkelse på 15 cm. Beregningene for hver etasje blir dermed tilsvarende. Etter påbygg av de to nye etasjene, blir det gjennomført en endring i plan 3. Indre dekkesirkel støpes med en tykkelse på 20 cm. Dette må betraktes ved beregning av dekkets egenvekt.

Det beregnes egenvekt for to ulike tak, ett for det eksisterende og ett for den nye bygningen. Taket på eksisterende bygg antas å være et betongdekke på 15 cm, siden det ble planlagt mulighet for påbyggelse av to nye etasjer. Taket for den nye bygningen skal bestå av takplater på den ytre sirkelen, og en glasskuppel i senter. For utfyllende beregninger av egenvekt, se vedlegg A1.

3.2.2 Nyttelast

I EC1-1 tabell NA.6.1. defineres de ulike nyttelastkategoriene etter konstruksjonens formål. Rotunden er definert som kontorbygg, og faller dermed inn under nyttelastkategori B. For etasjeskillerne blir den karakteristiske nyttelastverdien satt til 3.0 kN/m^2 . Verdiene er hentet fra EC1-1 tabell NA.6.2 og vist i tabell 8.

Kategorier for belastede områder	qk [kN/m ²]
Kategori B: Kontorareal	3.0
Kategori C3: Ankomstareal i offentlig bygg	5.0

Tabell 8: Verdier for nyttelastkategori B og C3

Plan 1 ble tidligere dimensjonert som ankomstareal i offentlig bygg, som tilsvarer en nyttelastverdi på 5.0 kN/m^2 . Denne nyttelasten påvirker ikke søyleberegningene, ettersom det er søylene i plan 1, 2 og 3 som kontrolleres. Nyttelastverdien benyttes derfor ikke i videre beregninger.

3.2.3 Snølast

Snølasten beregnes i henhold til EC1-3. Den karakteristiske snølasten for Bergen kommune er gitt i tabell NA.4.1(901) som 2.0 kN/m². Området ligger omtrent 25 moh., som er mindre enn høydegrensen på 150 m gitt i tabell NA.4.1(901). Ifølge EC1-3 vil den karakteristiske snølasten dermed ikke få et lasttillegg grunnet høyde.

Snølasten vil bli påvirket av formfaktorer, avhengig av takets utforming. Midt på taket er det plassert en glasskuppel. For å ta hensyn til denne, betraktes den som et nærliggende høyere bygg. Ved beregning av snølast på taket benyttes derfor formfaktorer for tak som grenser til høyere bygg. På grunn av kuppelens geometri blir begge formfaktorene, μ_1 og μ_2 , satt som 0.8. Ettersom formfaktorene er like, betraktes taket som flatt.

For beregning av snølasten på taket vil det være koeffisienter som kan øke eller redusere snølastens verdi. Koeffisientene kalles eksponerings- og termisk koeffisient. Eksponeringskoeffisienten er avhengig av om bygningen blir utsatt for mye vind, som kan blåse snøen av taket. Lite vind gir en høyere faktor enn om det blir utsatt for mye vind [32]. Det antas at Rotunden ikke blir utsatt for nok vind til at snøen blir blåst av taket, som gir en koeffisient på 1.0 ifølge EC1-3, [5.2(7)]. Den termiske koeffisienten kan bli redusert ved varmegjennomgang på tynne, transparente tak [32]. Det forutsettes at dette ikke er tilfellet for Rotunden, som gir en koeffisient på 1.0.

En oversikt over faktorene som påvirker takets snølast, og den beregnede snølasten er gitt i tabell 9. Formel for beregning av snølasten er gitt i formel 1. Snølastrapporten fra OS Prog kan ses i vedlegg A2, samt håndberegninger i vedlegg A1.

$$S_k = S_{k,0} * \mu_i * C_t * C_e$$

Formel 1: Snølast

Parametere for snølast, $S_{k,0} \rightarrow S_k$		
Eksponeringskoeffisient	C_e	1.0
Termisk koeffisient	C_t	1.0
Formfaktor	μ_i	0.8
Høydetillegg	$\pm \Delta S_k$	0.0 kN/m ²
$S_k = 1.6 \text{ kN/m}^2$		

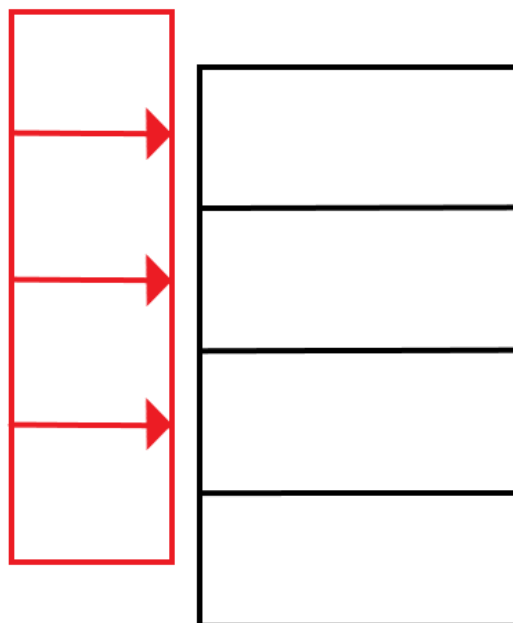
Tabell 9: Snølast [32]

3.2.4 Skjevstilling

Skjevstilling defineres som geometrisk avvik, som er avvik i konstruksjonens geometri og i plassering av lastene. I en konstruksjonsanalyse skal dette tas hensyn til for de ulike konstruksjonsdelene eller den samlede konstruksjonen [33].

Rotundens sylindriske form minimerer sannsynligheten for systematisk feilplassering av søylene, sammenlignet med et kvadratisk bygg. Utformingen til bygningen krever at oppmålingen må gjennomføres fra ulike posisjoner, som sikrer en mer nøyaktig og presis plassering for søylene.

Erfaringsmessige tall indikerer at 10 % økning på vindkasthastighetstrykket tilsvarer en tilnærmet verdi for skjevstillingslasten. Lasten kan forenklet beregnes som 0.5 % av alle vertikale laster i en kombinasjon med vindlast [34]. I vedlegg A3 beregnes overslagsberegninger for skjevstilling i henhold til NS 3490:2004, [9.3.4(3)]. Beregningene viser en overskridelse på 18 %, som er 8 % mer enn forventet. De ekstra 8 % kompenseres for ved å øke virkningen av vindlasten. Dette gjøres ved å flytte vindlasten en halv etasje opp, som resulterer i større belastning på bygningen. En generell visualisering av dette er vist på figur 5. Dermed er det tilstrekkelig å øke vindkasthastighetstrykket med 10 % for å ta hensyn til skjevstillingslasten.



Figur 5: Vindlast på bygg

3.2.5 Vindlast

Vindlast er en variabel naturlast og beregnes etter EC1-4. Lasten tar utgangspunkt i basisvindhastighet, terrengruhet og terrengform. Beregninger er utført ved håndberegninger, og kontrollert i OS Prog.

Rotunden er plassert på Minde i Bergen. Referansevindhastigheten, V_{b0} , for Bergen er gitt i EC1-4, tabell NA.4(901.1), som 26 m/s. Basisvindhastigheten er gitt i formel 2. Denne kan settes lik referansevindhastigheten dersom det ikke er grunnlag for justering etter NA 4.2(2). C-faktorene vurderes lik 1.0, vist i tabell 10.

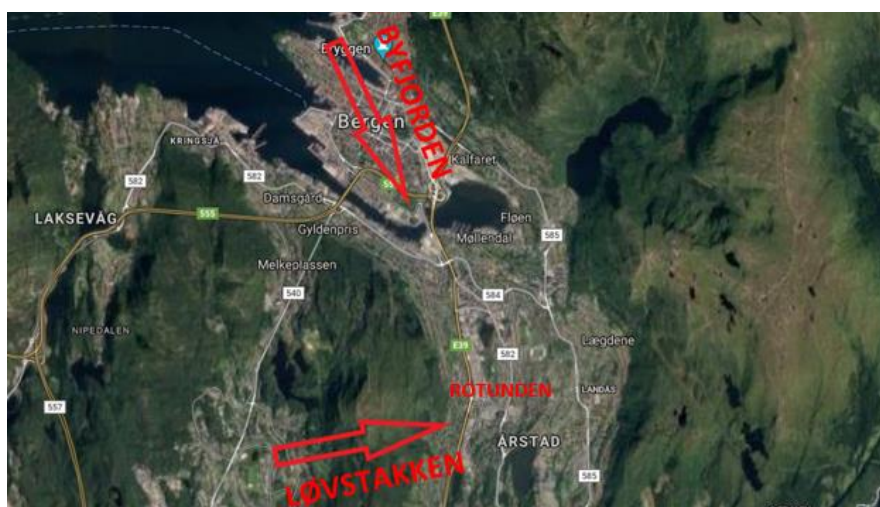
$$v_b = C_{dir} * C_{season} * C_{prob} * C_{alt} * V_{b,0}$$

Formel 2: Basisvindhastighet

Faktor	Type	Grunnlag	Verdi
Cdir	Retningsfaktor	Mest ugunstig vindretning	1.0
Cseason	Årstidsfaktor	Dimensjoneres for hele året	1.0
Cprob	Returfaktor	Returperiode 50 år	1.0
Calt	Nivåfaktor	Under tregrensenivå - Ingen økning	1.0

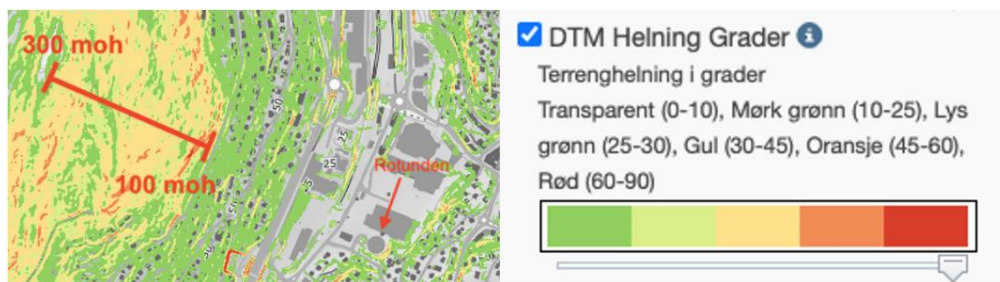
Tabell 10: Justeringsfaktor for referansevindhastigheten

Vind kan forekomme fra ulike retninger. For Rotunden vurderes vind fra retning Løvsbakken og Byfjorden. Vindretningene illustreres med piler på figur 6. Den som resulterer i største vindkasthastighet benyttes i videre beregninger.



Figur 6: Vindretningene som vurderes

Byggested som grenser til nærliggende fjell eller skråninger med en vinkel på minst 30° , skal ta hensyn til økning av stedsvindhastigheten, **V_m**. Grunnet Rotundens plassering mellom Ulriken og Løvstakken må det tas hensyn til topografieffekter. Da Løvstakken ligger nærmest byggestedet, bestemmes topografien ut ifra dette. Som vist på figur 7, har områder markert med gult en helningsgrad på $30-45^\circ$ [35]. Det kommer frem at store deler av Løvstakkens skråning er markert med gult. Basert på dette bestemmes parameterne **CO** og **KI**, og settes lik 0.9 og 1.75 etter EC1-4, figur NA.4(901.5).



Figur 7: Utklipp fra høydedata og definerte helningsgrader

Terrengruhetskategorien defineres etter områdets ruhet, og er gitt fra kategorinummer 0 til IV [36]. Rotunden er i et område med småhusbebyggelse, med et innslag av industribygg, som holder til kategorinummer III. Rotundens plassering i nærheten av Løvstakken, utgjør terrengruhetskategori II for byggestedet med vind fra retning Løvstakken. Dette kommer av at det alltid skal velges kategori II ved beregning av vindkastøkning for bratt terreng, ifølge EC1-4, NA.4.3.3(901.4). Med bestemte terrengruhetskategorier følger det med tilhørende parametere vist i tabell 11.

Kategorinummer	Terrengruhetskategori	k_r	z_0 (m)	z_{min} (m)
0	Åpent opprørt hav	0,16	0,003	2
I	Kystnær, opprørt sjø. Åpne vidder og strandsoner uten trær eller busker	0,17	0,01	2
II	Landbruksområde, område med spredte små bygninger eller trær	0,19	0,05	4
III	Sammenhengende småhusbebyggelse, industriområder eller skogsområder	0,22	0,3	8
IV	Byområde der minst 15 % av arealet er dekket med bygninger og deres gjennomsnittlige høyde overskrider 15 m. Barskogområder	0,24	1,0	16

Tabell 11: Terrengruhetskategorier og tilhørende parametere

I tillegg til området Rotunden er plassert i, blir vindlasten også påvirket av nærliggende landskap. For å ta dette i betraktning beregnes det en overgangssonefaktor, K_3 . Faktoren tar hensyn til vesentlig endring av terrengruheten innenfor en avstand på 10 km fra byggestedet [36]. Rotunden er lokalisert omtrent 2 km fra byfjorden, definert som terrengruhetskategori I. Overgangssonefaktoren beregnes deretter, og blir bestemt lik 1.1. På baksiden av Løvstakken finner man Fyllingsdalen, som defineres til terrengruhetskategori III. Fyllingsdalen ligger omtrent 1.5 km fra Rotunden. Overgangssonefaktoren for denne vindretningen bestemmes lik 0.95.

Vindkasthastigheten beregnes etter formel 3. Basert på beregninger av de to vindretningene, benyttes vindkasthastigheten fra vindretning Løvstakken på 1.4 kN/m^2 videre. For utfyllende håndberegninger se vedlegg A1. Kontrollberegninger fra vindlastrapporten i OS Prog kan ses i vedlegg A4.

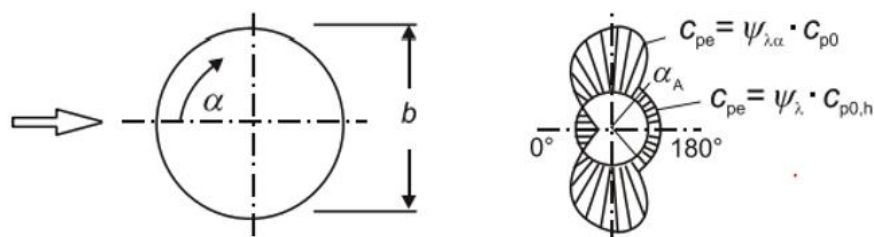
$$q_{kast} = [1 + 2 * k_p * I_v] * q_m * K_3 = 1.4 \text{ kN/m}^2$$

Formel 3: Vindkasthastighet

Kontrollberegningene i OS Prog gir et noe lavere vindkasthastighetstrykk. Dette er fordi beregningsprogrammet ikke tar hensyn til kombinasjonen av overgangssonefaktor og turbulensøkning.

Formfaktorer

Vindtrykket på bygningens overflate er avhengig av dets utforming. Rotunden har en sirkulær geometri, definert i EC1-4 som polygonal geometri, og formfaktor bestemmes deretter. Prinsippskisse som angir trykkulikheter for et polygonalt bygg, er gitt i figur 8.



Figur 8: Trykkfordeling for sirkulære sylindere [36]

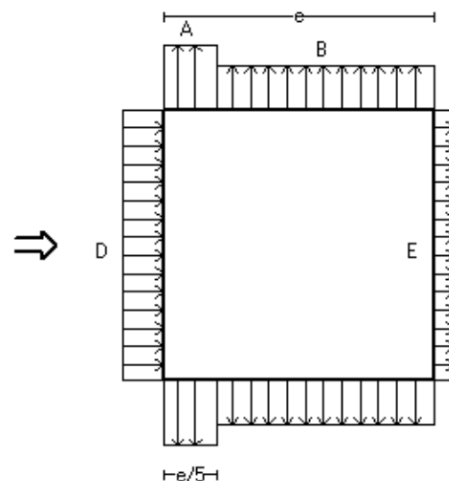
Global formfaktor for en polygonal geometri avhenger av Reynolds-tall. Tallet beregnes etter formel 4, i henhold til EC1-4.

$$Re = \frac{b \cdot v_{ze}}{v} = 1.275 \cdot 10^8$$

Formel 4: Reynolds-tall

Reynolds-tallets høye verdi tilsvarer, etter EC1-4 tabell 7.11, at Rotunden kan betraktes som en firkantet klosse. Til tross for dette blir konstruksjonen behandlet som en sylinder, og det velges å konservativt sette global formfaktor etter en 10-kant, lik 1.3. Global formfaktor omhandler hele konstruksjonens stabilitet.

Formfaktorene på ytterveggene defineres etter et sirkulært bygg, illustrert på figur 8. Kontrollberegningene utført i OS Prog tar forenklet utgangspunkt i et kvadratisk bygg, og sonene deles inn deretter. Sone *f* i tabell 12 tilsvarer D+E, som påvirker bygningens stabilitet. Sone *e* tilsvarer A og B, definert som lokale soner, vist på figur 9. Konservativt brukes sone A over hele ytterveggen, da den gir størst utslag.



Figur 9: Soneinndeling i OS Prog Lastberegning

Utvendige formfaktorer vil angi trykkfordeling på fasaden og taket. En oversikt over de ulike faktorene og tilhørende beregnet vindkraft er gitt i tabell 12. Lastverdiene gitt i tabellen defineres med fortegn. Fortegnet indikerer trykk eller sug, der sug defineres med et negativt fortegn.

qkast = 1.4 kN/m ²					
Utvendig vindlast yttervegger			Utvendig vindlast tak		
Sone	Formfaktor	Last [kN/m ²]	Sone	Formfaktor	Last [kN/m ²]
f	1,3	1,816	F	1,80	- 2,515
e	1,5	2,096	G	1,20	- 1,676
			H	0,70	- 0,978
			I	0,20	0,279

Tabell 12: Vindlaster på bygningen

3.2.6 Seismisk last

Bygninger kan bli utsatt for seismiske laster, som jordskjelv, uansett geografisk plassering. Jordskjelv oppstår ved et plutselig brudd i jordskorpen som utløser en rekke elastiske bølger. Bølgene merkes som rystelser av bakken, der rystelsenes størrelse varierer. Intensiteten på rystelsene er kraftigst ved jordskjelvets sentrum, og avtar med avstand fra sentrum [37].

I Nord-Europa er Norge det området som opplever flest jordskjelv i dag, men er likevel ikke veldig utsatt. Skjelvet som har vakt mest oppsikt skjedde sør for Oslo i 1904, med en styrke på 5.4 på Richterskalaen [38]. Til tross for at ingen av de tidligere skjelvene har hatt en styrke på over 6, har det likevel oppstått skader [39]. Richterskalaen er en logaritmisk skala, basert på rystelsenes utslag, som karakteriserer styrken av jordskjelvet [40].



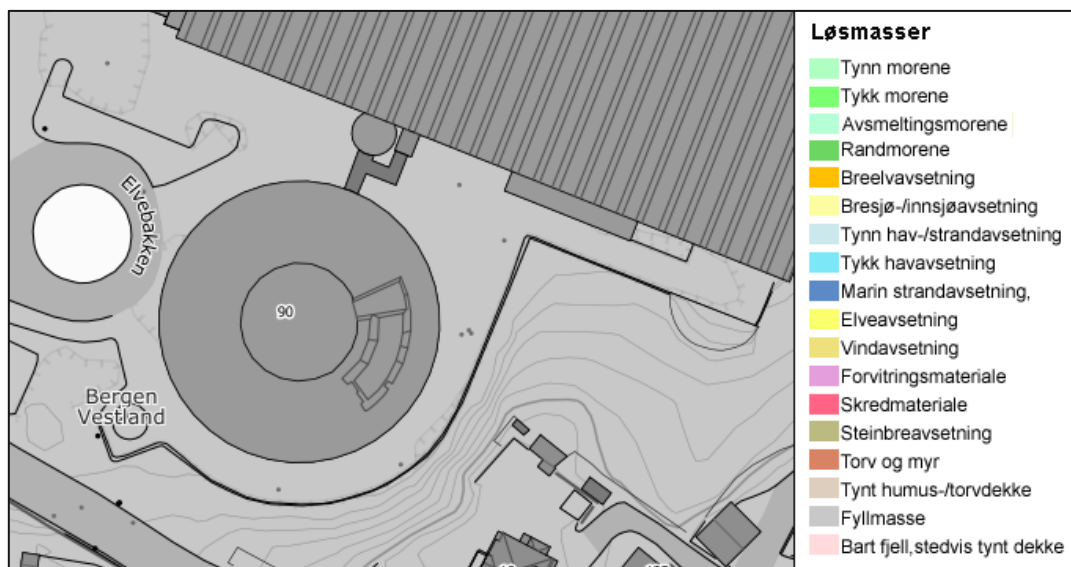
Figur 10: Jordskjelvutsatte områder i Norge [41]

Som vist på figur 10 er det områder i Norge som er mer utsatt for jordskjelv enn andre. Rotunden ligger innenfor den røde sirkelen som markerer område 2. Dette betyr at bygningen ligger i et område med større sannsynlighet for jordskjelv. Jordskjelv må tas i betraktning under prosjekteringsfasen, da bygningen kan måtte dimensjoneres for seismisk laster.

Jordskjelvdimensjonering

Seismisk påvirkning beregnes i henhold til EC8. Den legger føring for utførelse og resultat av dimensjoneringen. Formålet er å sikre at menneskeliv beskyttes og at skadeomfanget begrenses [42].

En betydningsfull faktor for jordskjelvdimensjonering er bestemmelse av grunntype. Basert på informasjon hentet fra Norges Geologiske Undersøkelser (NGU), består hele området av fyllmasser, se figur 11.



Figur 11: Løsmasser i området [43]

Boringer gjennomført av Multiconsult viser kun én boring med bergnivå større enn 5 meter. Gjennomsnittlig dybde til berg rundt Rotunden er målt til 2.14 meter, ifølge Multiconsult sin senior rådgiver i Geoteknikk. Dette gir grunnlag til å anta *grunntype A* i henhold til EC8, se tabell 13.

Grunntype	Beskrivelse av stratigrafisk profil	Parametere		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (slag/30cm)	c_u (kPa)
A	Fjell eller fjell-liknende geologisk formasjon, medregnet høyst 5 m svakere materiale på overflaten.	> 800	–	–
B	Avleiringer av svært fast sand eller grus eller svært stiv leire, med en tykkelse på flere titalls meter, kjennetegnet ved en gradvis økning av mekaniske egenskaper med dybden.	360 – 800	> 50	> 250
C	Dype avleiringer av fast eller middels fast sand eller grus eller stiv leire med en tykkelse fra et titalls meter til flere hundre meter.	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Avleiringer av løs til middels fast kohesjonsløs jord (med eller uten enkelte myke kohesjonslag) eller av hovedsakelig myk til fast kohesjonsjord.	< 180	< 15	< 70
E	En grunnprofil som består av et alluviumlag i overflaten med v_s -verdier av type C eller D og en tykkelse som varierer mellom ca. 5 m og 20 m, over et stivere materiale med $v_s > 800$ m/s.			
S_1	Avleiringer som består av eller inneholder et lag med en tykkelse på minst 10 m av bløt leire/silt med høy plastisitetsindeks ($PI > 40$) og høyt vanninnhold.	< 100 (indikativ)	–	10 - 20
S_2	Avleiringer av jord som kan gå over i flytefase (liquefaction), sensitive leirer eller annen grunnprofil som ikke er med i typene A – E eller S_1 .			

Tabell 13: Grunntyper

For jordskjelvdimensjonering er det nødvendig å definere bygningens seismiske klasse. Bygninger klassifiseres i fire seismiske klasser avhengig av konsekvens av sammenbrudd [42]. Rotunden dimensjoneres som kontorbygg, og faller dermed inn under *seismisk klasse II*, vist i tabell 14. De fire seismiske klassene kjennetegnes ved ulike seismiske faktorer gitt i EC8, tabell NA.4(901). For *seismisk klasse II* defineres seismisk faktor som 1.0.

Byggverk	I	II	III	IV
Byggverk der konsekvensene av sammenbrudd er særlig store				X ¹⁾
Viktig infrastruktur: sykehus, brannstasjoner, redningsentraler, kraftforsyning og lignende			(X)	X
Høye bygninger, mer enn 15 etasjer		(X)	X	
Jernbanebruer ²⁾			X	(X)
Veg- og gangbruer ²⁾		(X)	X	(X)
Byggverk med store ansamlinger av mennesker (tribuner, kinosaler, sportshaller, kjøpesentre, forsamlingslokaler osv.)		(X)	X	
Kaier og havneanlegg		X	(X)	
Landbaserte akvakulturanlegg for fisk		X	(X)	
Tårn, master, skorsteiner, siloer	(X)	X	(X)	
Industrianlegg		X	(X)	
Skoler og institusjonsbygg		(X)	X	
Kontorer, forretningsbygg og boligbygg		X	(X)	
Småhus, rekkehus, bygg i én etasje, mindre lagerhus osv.	X	(X)		
Støttemurer med høyde lavere enn 3 m langs vegger i klasse II ³⁾	X	(X)		
Kulverter	X	(X)	(X)	
Landbruksbygg	(X)			
Kaier og fortøyningsanlegg for sport og fritid	(X)			
¹⁾ For byggverk der konsekvensene av sammenbrudd er særlig store, for eksempel ved atomreaktorer og lagringsanlegg for radioaktivt avfall, store dammer og marine konstruksjoner bør jordskjelvriskoen vurderes spesielt, eventuelt basert på en risikoanalyse. Lagertanker for flytende gass og store hydrokarbonførende rørledninger over land er behandlet i NA til NS-EN 1998-4. ²⁾ Se veiledende tabell for valg av seismisk klasse for bruer i NA til NS-EN 1998-2. ³⁾ For støttemurer langs jernbane, støttemurer langs vegger med høyde over 3 m og støttemurer langs viktige veier (klasse III) benyttes samme seismiske klasse som for vegen eller jernbanen				

Tabell 14: Veiledende tabell ved valg av seismisk klasse

Avhengig av valg av grunntype, defineres parametere som beskriver de anbefalte elastiske responsspektrene i henhold til EC8, tabell NA.3.3. Dette er verdier av periode og grunnforholdenes forsterkningsfaktor, som bestemmer knekkpunktene for responsspektrene brukt i Norge [42]. For grunntype A er verdiene markert i rødt i tabell 15.

Grunntype	S	TB(s)	TC(s)	TD(s)
A	1.0	0.10	0.20	1.7
B	1.3	0.10	0.25	1.5
C	1.4	0.10	0.30	1.5
D	1.55	0.15	0.40	1.6
E	1.65	0.10	0.30	1.4

Tabell 15: Verdier for parametere som beskriver de anbefalte elastiske responsspektrene [42]

Utelatelseskriterium

Norge er et lavseismisk område, og EC8 gir derfor en mulighet til å utelate jordskjelvdimensjonering [44]. Det finnes fire utelatelseskriterier, som i kronologisk rekkefølge skal kontrolleres. For å falle inn under utelatelsen må ett av de fire kriteriene oppfylles.

Fullstendig beregning av utelatelseskriteriene, illustrert i tabell 16 og 17, kan ses i vedlegg A5 og A6.

Utelatelseskriterium				
Kriterier	Beskrivelse	Referanse	Begrunnelse	Godkjent
1.	Seismisk klasse I	NA. 3.2.1	Klasse II	X
2.	Svært lav seismisitet	NA 3.2.1(5)P	Grunntype A Dim. Grunnakselerasjon	X
3.	Dimensjonerende spektrum	NA 3.2.1(5)P	Dim. Spektre	✓
4.	Størrelse på krefter	Pkt. 4.4.1(2)	Krav 3 er oppfylt	Ikke vurdert

*Tabell 16: Utelatelseskriterier for seismisk beregning etter EC8.
Rød fremstiller ikke godkjent, grønn fremstiller godkjent*

Tabell 16 viser en oversikt over utelatelseskriteriene etter gammel akselerasjonsverdi. Bestemmelse av spissverdi for berggrunnens akselerasjon er gjort i henhold til EC8, figur NA.3(901). EC8 sier at for byggesteder lokalisert mellom isokurver for akselerasjonsverdi, kan det interpoleres. Rotunden er plassert mellom kurve 0.8 og 0.9. Det velges å ikke interpolere og benyttes dermed isokurve 0.8, som er nærmest Minde.

Utelatelseskriterium				
Kriterier	Beskrivelse	Referanse	Begrunnelse	Godkjent
1.	Seismisk klasse I	NA. 3.2.1	Klasse II	X
2.	Svært lav seismisitet	NA 3.2.1(5)P	Grunntype A Dim. Grunnakselerasjon	✓
3.	Dimensjonerende spektrum	NA 3.2.1(5)P	Krav 2 er oppfylt	Ikke vurdert
4.	Størrelse på krefter	Pkt. 4.4.1(2)	Krav 2 er oppfylt	Ikke vurdert

*Tabell 17: Utelatelseskriterier for seismisk beregning etter NORSAR.
Rød fremstiller ikke godkjent, grønn fremstiller godkjent*

Tabell 17 viser en oversikt over utelatelseskriteriene etter ny akselerasjonsverdi. Seismisk data er hentet fra rapporten «NORSAR Oppdaterte seismiske sonekart», vist i tabell 18, der verdiene for Bergen vil være gjeldende [44].

Område	EK 8 a_{gR} [m/s ²]	Redusert verdi a_{gR} [m/s ²]	Endring
Oslo	0.44	0.29	-35 %
Bergen	0.72	0.50	-31 %
Trondheim	0.30	0.07	-76 %
Tromsø	0.28	0.10	-64 %

Tabell 18: Reduserte verdier for spissverdi for berggrunnens akselerasjon fra NORSAR

1. Konstruksjonstype

Ifølge EC8 kan seismisk dimensjonering utelates for konstruksjoner i *seismisk klasse I*. Rotunden er definert som *seismisk klasse II*. Kriteriet er ikke oppfylt.

2. Svært lav seismisitet

Ved å påvise en lav nok seismisitet, vil videre påvisning av seismiske laster ikke være nødvendig. Følgende krav gitt i formel 5 må oppfylles etter EC8, NA.3.2.1(5).

$$a_g * S < 0.05 * g = 0.49 \text{ m/s}^2$$

Formel 5: Seismisk unnlateskontroll 2

Konstruksjonen overholder ikke kravet for svært lav seismisitet med gammel spissverdi. Dermed er videre påvisning av seismisk last nødvendig. Kravet om lav seismisitet med ny spissverdi oppfylles, og videre beregninger kan avsluttes.

3. Dimensjonerende spektrum

Det dimensjonerende spekteret defineres for de horisontale komponentene av den seismiske påvirkningen. EC8 NA.3.2.1(5) bestemmer at påvisning av seismisk last unngås dersom følgende krav, vist i formel 6, er oppfylt.

$$S_d(t) < 0.05 * g = \frac{0.49m}{s^2}$$

Formel 6: Seismisk unnlateskontroll 3

Konstruksjonen overholder dette kravet med gammel spissverdi for berggrunnens akselerasjon. Videre påvisning av seismisk last er ikke nødvendig.

3.2.7 Oppsummering av laster

En oversikt over karakteristiske flatelaster påført Rotunden er gitt i tabell 19.

Type last	Navn på last	Verdi [kN/m ²]
Egenlast	Egenlast dekke	4.658
	Egenlast tak eksisterende	4.658
	Egenlast tak nytt bygg	1.62
	Egenlast kuppel	1.15
Nyttelast	Kontorareal	3.0
Andre variable laster	Snølast	1.6
	Vindlast	1.4

Tabell 19: Karakteristiske flatelaster påført Rotunden

3.3 Dimensjonering

Det utføres en dimensjonering av påbygget. Dimensjoneringen skal gi grunnlag for hvorvidt det eksisterende bæresystem har kapasitet til å holde påbygget.

3.3.1 Dimensjonerende lasttilstand

Som følge av EC, tabell NA.A1.2(A), fastsettes dimensjonerende lastbilde etter hvilken av ligning 6.10a og 6.10b som gir mest ugunstig lasttilfelle i bruddgrense. Rotunden er en konstruksjon med relativt liten egenvekt, hvor kravet «*nyttelast* > 0.33 * *egenvekt*» overholdes. Dette betyr at lastkombinering etter ligning 6.10b er utslagsgivende. Denne lastkombinasjonen benyttes videre ved beregning i bruddgrense.

3.3.2 Betongelementer

Generelt

Alle betongelementer i påbyggets bæresystem dimensjoneres med en betongkvalitet lik B35. Armeringskvaliteten som benyttes er bestemt til B500NC. Denne armeringskvaliteten har en dimensjonerende flytegrense på 435 N/mm².

Hovedarmering

Hovedarmering skal motstå påførte momentkrefter i et betongelement. Et tverrsnitt deles inn i to teoretiske deler, der den ene siden tar trykkrefter og motsatt side tar strekkrefter. Betong har som nevnt ikke god kapasitet ved påkjenning av strekkrefter. Basert på dette legges hovedarmering i lengderetning, hvor det oppstår strekk. Dersom det skulle være nødvendig, er det mulig å legge inn armeringsjern for å øke trykkapasiteten. Hovedarmeringens plassering varierer ofte mellom tverrsnittets overkant (OK) og underkant (UK). Det foretrekkes å ha et underarmert tverrsnitt, som betyr at armeringen flyter før betongen i trykksone går til brudd [45]. Tverrsnittet får dermed en seigere bruddmekanisme. I tillegg gis det forvarsel om brudd, i form av rissdannelse på betongen.

Skjærarmering

I tilfeller der dimensjonerende skjærkraft er større enn skjærkraftkapasitet, er det nødvendig med skjærarmering. Tverrsnittet må da tilføres nødvendig armeringsmengde, slik at kapasiteten overskrider dimensjonerende kraft. Faktorer som påvirker skjærkapasiteten til tverrsnittet er geometri, betongfasthet, hovedarmering, tilslag og lastplassering.

Forankring

Hovedarmeringen må forankres tilstrekkelig til å motstå påkjenningene den utsettes for. Jernet sikres med en forankringslengde, som er lengden jernet går forbi teoretisk opplegg. Forankringens kapasitet er produktet av forankringslengden, heftfastheten til jernet og strekkfastheten til betongen. Heftfasthet tilsier hvor godt jernet er «festet» i betongen. Strekkfastheten er avhengige av gode eller dårlige utstøpningsforhold og diameter på jernet.

Dersom forankringskraften ikke er tilstrekkelig, må det legges forankringsbøyer som skal ta de resterende kreftene. For å unngå riss og avskalling er det nødvendig med tilstrekkelig forankring [33].

Rissviddekontroll

Betongelementene i Rotunden befinner seg i eksponeringsklasse XC3, som kontrolleres i lasttilfelle «ofte forekommende». Basert på eksponeringsklassen kan maksimalt tillat og opptredende rissvidde, beregnes ved hjelp av EC2 og tverrsnittsdata.

Kryp er avhengig av omgivelsens fuktighet, konstruksjonsdelens tverrsnitts dimensjoner, tid for avlastning og betongens sammensetning [33]. Dette er en vesentlig del av rissviddeberegningen. Kryp er en tidsavhengig egenskap ved betong, der det oppstår en deformasjon i materialet grunnet en ytre belastning [46]. Det anbefales sementtype R, som har de beste egenskapene for å motvirke dette. Sementtypen har en større styrke i starten enn de andre sementtypene.

Nedbøyning

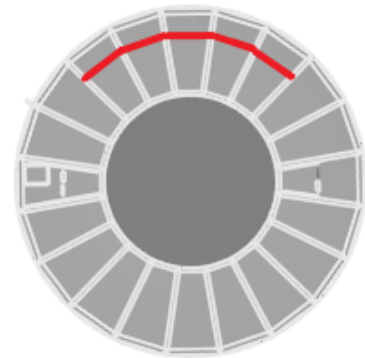
Nedbøyning kontrolleres i lasttilfellet «*ofte forekommende*». EC2 stiller krav til maks nedbøyning. Kravet er definert som spennvidde dividert med 250. Ved en overskridelse bør det utføres tiltak. Forslag til mulige tiltak er å støpe med overhøyde, øke armeringsmengde, endre tverrsnitt eller forbedre betongkvalitet [33].

Svinn- og fordelingsarmering

Svinn- og fordelingsarmering skal fordele krefter og motvirke deformasjoner som oppstår ved svinn.

3.3.3 Dekke

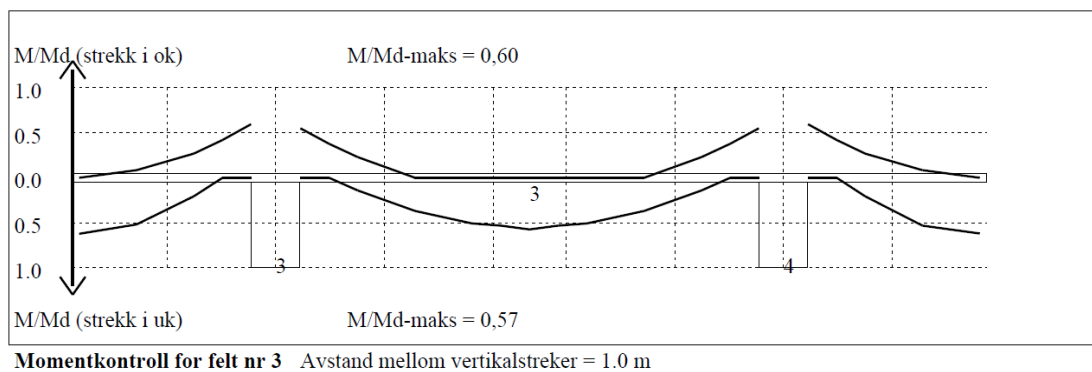
Dekket i Rotunden er plasstøpt. I beregningene betraktes det dermed som et kontinuerlig dekke. Forenklet beregnes det på en dekkestripe, med tykkelse 150 mm og bredde 1 m. Spennvidden blir konservativt satt som middelverdien av inner- og ytterbjelkens spenn. Dermed blir dekkestripens spennvidde på 4.67 m.



Figur 12: Illustrasjon av dekket

For beregning av dekket benyttes Ove Slettens program, K-bjelke, vist i vedlegg B1. Dekkestripen beregnes som en bjelke med jevnt fordelt last. Programmet beregner lastene i bruks- og bruddgrense. Dette gir resultater innen utnyttelse, nedbøyning og riss. Dekkestripen fordeles over fem felt, som illustrert i rødt på figur 12. I beregningene tas det utgangspunkt i midterste felt, som gir resultater tilnærmet lik et kontinuerlig dekke.

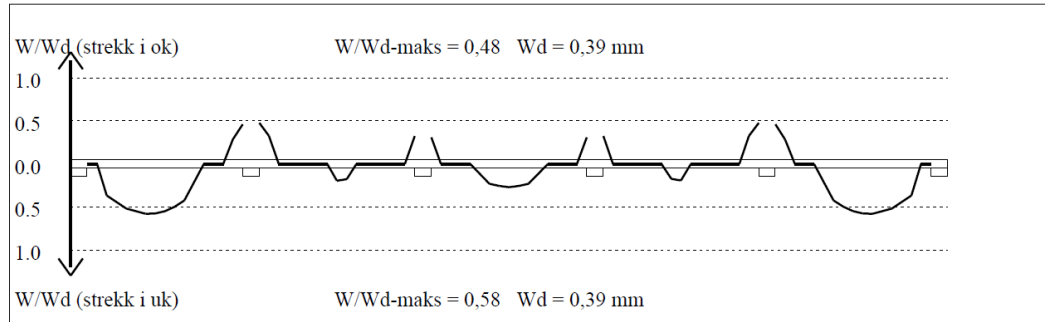
Beregningene gir dimensjonerende moment over støtte på 13.9 kNm, som tilsvarer en utnyttelse på 60 %. I felt oppstår et moment på 14.1 kNm, som fører til en utnyttelse på 57 %. Momentenes utnyttelser illustreres på figur 13.



Figur 13: Momentkontroll dekket

I bruksgrense beregnes nedbøyning og riss på tverrsnittet. Som illustrert på figur 14 har dekket to krav, w_d , til riss som må oppfylles. Kravene gjelder over støtte og i felt. Begge må ha verdier på under 0.39 for at kontrollen skal være OK. Resultatet viser verdier for riss i felt 3. w/w_d blir beregnet til 0.32 ved opplegg, og 0.27 i felt. Krav til riss er dermed oppfylt.

4.3 RISSKONTROLL



Figur 14: Risskontroll dekket

Kravet for nedbøyning tilsvarer 18.7 mm for dekket. Dekket oppnår størst nedbøyning ved permanent + variabel last over lang tid, der nyttefasten ugunstig er plassert i felt 3. Ved belastningen oppstår det en nedbøyning på 10 mm, som vist i tabell 20. Kravet for nedbøyning er oppfylt.

	Permanent last		Permanent + variabel last (lang tid)	
	Kort tid [mm]	Lang tid [mm]	Nyttefast i alle felt [mm]	Nyttefast i betraktet felt [mm]
Felt 3	1	7	9	10

Tabell 20: Nedbøyning beregnet i K-bjelke

I dekket kan det legges armeringsjern eller armeringsnett. Ved bruk av armeringsjern, bør en ta hensyn til dekketykkelsen på 150 mm. Erfaring viser at armeringsjernene ikke bør legges med større avstand enn tykkelsen på dekket. Armeringsnett kan være en effektiv metode å legge jern på, og gir mindre risiko for feilleggelse.

Det anbefales å bruke $\varnothing 10$ C150 #UK+OK eller armeringsnett K503 #UK+OK. $\varnothing 10$ C150 blir benyttet i dekket. Ved bruk av denne armeringen må det også legges svinn- og fordelingsarmering. Hovedarmeringen har tilstrekkelig kapasitet til å motstå kreftene, og det behøves ikke forankringsarmering.

Dimensjonerende skjærkraft, på 23.4 kN, er liten sammenlignet med dekkets skjærkraftkapasitet. Det er dermed ikke behov for skjærarmering i dekket.

	Underkant	Overkant
Felt	$\varnothing 10$ C150	$\varnothing 10$ C150
Støtte	$\varnothing 10$ C150	$\varnothing 10$ C150

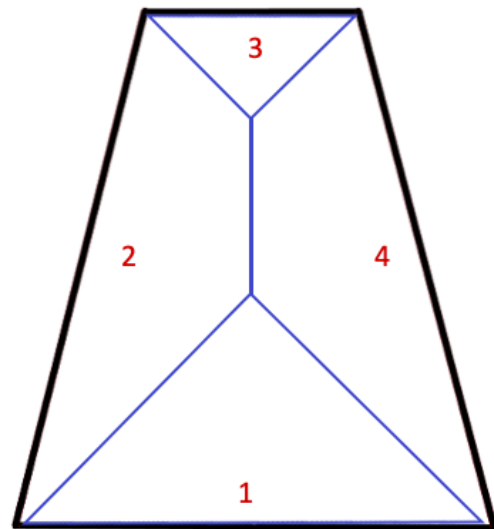
Tabell 21: Oversikt over beregnet armering i dekket

3.3.4 Bjelker

Påbyggets bæresystem skal bestå av totalt 120 bjelker. 60 av bjelkene er av stål, og vil benyttes som bæresystem for taket. De resterende 60 bjelkene er av armert betong, og skal fungere bærende for dekket. Det skal videre gjennomgås viktige komponenter som gjelder for dimensjonering av disse bjelkene.

Betongbjelker

I Rotunden benyttes det tre ulike bjelkedimensjoner. Hver bjelke beregnes med mest ugunstige tverrsnittskrefter, som danner et grunnlag for nødvendig armeringsmengde. Figur 15 illustrerer bjelkene i svart, med nummerering. Bjelkenes lastfordeling er markert med blått.



Figur 15: Betongbjelkenes lastfordeling

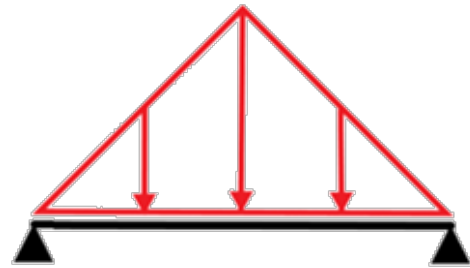
Bjelke 1 og 3 er utdrag fra kontinuerlige bjelker. Det benyttes OS Prog ved beregning. I programmet defineres de to bjelkene med fem felt, hvor det fokuseres på midterste felt. Dette vil gi tilnærmet riktige verdier som for en kontinuerlig bjelke. Bjelke 2 og 4 har samme spennvidde og lastfordeling. Dette fører til samme beregninger, og dimensjoneringen betrakter derfor kun bjelke 2.

Det forutsettes en sementtype R for alle betongbjelkene. Denne sementtypen er bestemt for å minimere muligheten for kryp. Grunnet den lange spennvidden til betongbjelke 2, er det essensielt å unngå kryp.

Bjelkene må armeres for skjærkreftene de utsettes for. Det dannes trykk- og strekksoner etter hvordan det armeres. Skjærarmering legges ofte i form av bøylar. Vanligvis plasseres bøylene vertikalt på tvers av bjelkens lengderetning. De legges med en viss senteravstand, for å oppnå ønsket effekt. Sammen med strekkarmeringen og betongens trykksone, dannes et internt fagverk i bjelken.

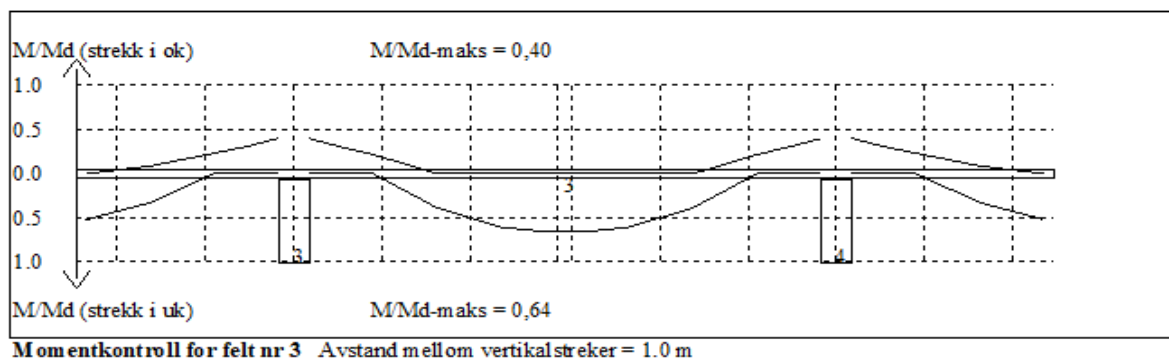
Betongbjelke 1

Det nye bæresystemet består av totalt 20 bjelker med dimensjon 250 x 650 mm. Bjelkene har spennvidde 6.15 m, med maks lastbredde på 3.075 m. Lasten fordeles som en trekant, illustrert på figur 16. Systemet strekker seg rundt hele bygningen, hvilket betyr at bjelken er kontinuerlig.



Figur 16: Betongbjelke 1 med påført last

Figur 17 presenterer et utdrag av resultatene fra beregningene utført i OS Prog. Utdraget viser beregningsmessig utnyttelse av momentkapasiteten i felt og over støtte.



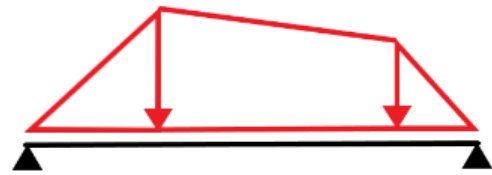
Figur 17: Momentkontroll betongbjelke 1

Basert på beregninger utført i Mathcad, blir hovedarmeringen bestemt til 2Ø20 i UK og OK. Til bøylearmering benyttes det Ø8, som legges med en senteravstand på 75 mm. Denne senteravstanden blir bestemt basert på armeringen i dekket.

Fra beregningene fremgår det at bjelken overholder krav til minimumsarmering, riss, nedbøyning og kapasitet i henhold til EC2. Detaljerte beregninger kan ses i vedlegg B2. Kontroll av beregningene, gjennomført i K-bjelke, kan ses i vedlegg B3.

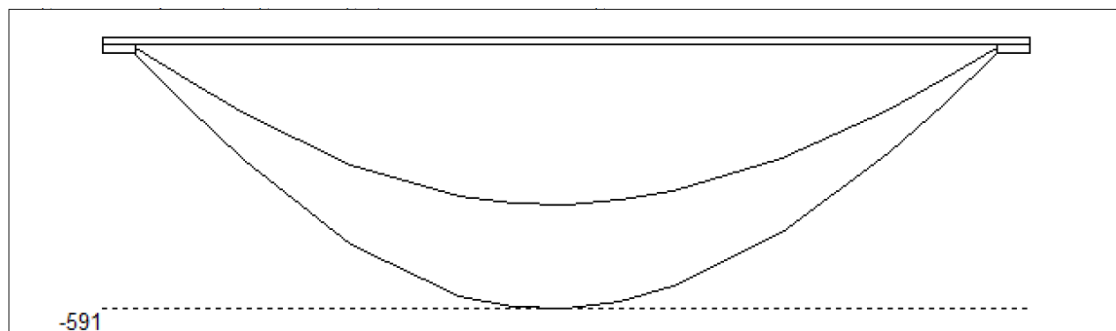
Betongbjelke 2

Det finnes 20 betongbjelker med dimensjon 550 x 450 mm i det nye bæresystemet. Disse bjelkene har den lengste spennvidden, som er på 9.45 m. Lastbredden er varierende langs bjelken, og resulterer i lastfordelingen illustrert på figur 18.



Figur 18: Betongbjelke 2 med påført last

Bjelken betraktes som fritt opplagt på søylene. Basert på dette og bjelkens spennvidde, beregnes feltmomentet til 590 kNm i Mathcad. Figur 19 fremstiller bjelkens momentdiagram i bruddgrense, hentet fra OS Prog. Momentverdien gir grunnlag for beregnet armeringsmengde, som tilsvarer ett lag 5Ø25 i UK og 2Ø25 i OK.



Figur 19: Momentdiagram for maksimum- og minimum moment i bruddgrensetilstand

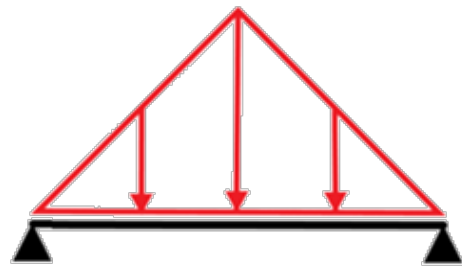
Grunnet den store momentpåkjeningen, vurderes forankring av jernene. Beregningene resulterer i en kraft på 182 kN, som det må forankres for. Basert på denne kraften bestemmes forankringsjernene til 4Ø12. Den påførte skjærkraften er mindre enn bjelkens beregnede skjærkraftkapasitet. Betongen har dermed tilstrekkelig kapasitet til å ta trykkrefter i trykkdiagonalen. Likevel velges det å benytte Ø8 bøylor, som legges med en senteravstand på 150 mm.

Bjelkens nedbøyning må kontrolleres basert på dens lange spennvidde. Nedbøyningen beregnes til 36 mm. Med ett krav på 37.8 mm, betraktes kravet for nedbøyning som oppfylt.

Resultater av beregninger viser også at krav til minimumsarmering, forankring, rissvidde og kapasitet er oppfylt i henhold til EC2. Detaljerte beregninger kan ses i vedlegg B4. Kontrollberegninger i K-bjelke er fremstilt i vedlegg B5.

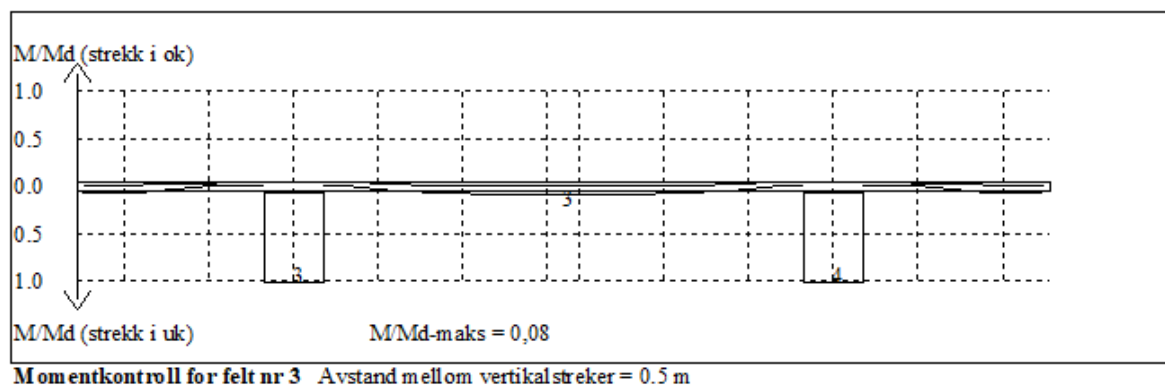
Betongbjelke 3

De resterende 20 betongbjelkene, er av dimensjon 350 x 450 mm. Bjelkenes spennvidde er på 3.19 m, som er bæresystemets korteste. Disse bjelkene har største lastbredde på 1.075 m og har en trekantformet lastfordeling, illustrert på figur 20. Dette er et utdrag fra den kontinuerlige og sirkulære bjelken, som går rundt hele bygningen. Beregningene for betongbjelke 3 er tilsvarende som for betongbjelke 1.



Figur 20: Betongbjelke 3 med påført last

Figur 21 presenterer et utdrag av resultatene fra beregningene utført i OS Prog. Utdraget fremstiller beregningsmessig utnyttelse av momentkapasiteten i felt og over støtte.



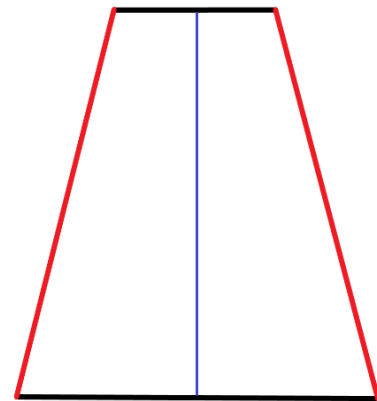
Figur 21: Momentkontroll for betongbjelke 3

Basert på beregninger armeres betongbjelke 3 med hovedarmering 2Ø20 i OK og UK, samt bøylearmering Ø8. Bøylearmeringens senteravstand bestemmes lik 75 mm, slik at den samsvarer med dekkets senteravstand.

Det kommer frem fra beregninger utført i Mathcad at bjelken overholder krav til minimumsarmering, rissvidde, nedbøyning og kapasitet i henhold til EC2. Detaljerte beregninger kan ses i vedlegg B6. Kontrollberegning utført i K-bjelke, presenteres i vedlegg B7.

Stålbjelker

Rotundens nye tak er planlagt dimensjonert med IPE400 stålbjelker, samt stålplater. Stålplatene plasseres på tvers av bjelkene, som gir et enveis spenn. Dette resulterer i en lastfordeling som illustrert i blått på figur 22. Grunnet lastfordelingen er stålbjelkene på 9.45 m, markert i rødt, dimensjonerende. Beregningene for den dimensjonerende bjelken er vist i vedlegg C1.



Figur 22: Dimensjonerende stålbjelker, samt deres lastfordeling

Skjærknekking er OK, ettersom at IPE400-profil oppfyller slankhetskravet for S355 [47]. Siden profilet ikke utsettes for aksiallast, neglisjeres knekking. Profilets trykkflens er fastholdt mot vipping ved all nedadrettet kraft. For oppadrettet kraft er profilets trykkflens ikke fastholdt mot vipping. Kombinasjonen av vindsug på oversiden av taket og innvendig overtrykk, utgjør den oppadrettede kraften. Kraften er mindre enn takets egenlast, og er dermed neglisjerbar. Bjelken vipper ikke.

Profilets tverrsnittsklasse må kontrolleres. Konservativt kontrolleres både flens og steg for trykk. Profilets flens kommer i tverrsnittsklasse 1, mens steget kommer i tverrsnittsklasse 4. Dette medfører at stegets areal må reduseres ved plateknekking. Reduksjonen forårsaker en usymmetrisk trykk- og strekksone. Den usymmetriske trykk- og strekkfordelingen, resulterer i ujevn spenningsfordeling i tverrsnittet. Spenningsfordelingen medfører to ulike motstandsmoment. Det minste motstandsmomentet er dimensjonerende, og benyttes i videre beregninger.

Tabell 22 fremstiller resultat av kontroller utført i bruddgrense. Skjærkraftkapasitetens utnyttelse er lavere enn 50 %. Dette medfører ingen innvirkning på den kombinerte virkningen av moment- og aksialkraft.

Kontroll bruddgrense					
	Skjærkraft	Moment	Skjærknekking	Knekking	Vipping
Dimensjonerende krefter	124.9 kN	269.9 kNm	-	-	-
Kapasitet	595.2 kN	340.8 kNm	-	-	-
Utnyttelse	0.21	0.79	OK	Ikke relevant	OK

Tabell 22: Oversikt over bruddgrensekontroll

Ved beregning av nedbøyning, anvendes det to konservative beslutninger. Første beslutning er at lastbredden regnes som middelveiden av bjelkens to lastbredder. Den andre beslutningen er at den påførte kraften betraktes som jevnt fordelt. Ifølge Byggforsk, *blad 520.226 avsnitt 223*, er kravet for nedbøyning godkjent dersom det ikke overstiger spennvidde dividert på 200. Kravet for bjelken beregnes til 47.3 mm. Bjelkens faktiske nedbøyning beregnes til 44.8 mm i felt, og kravet er dermed oppfylt.

Bjelkens lange spennvidde medfører en relativ stor nedbøyning. Dermed bør det utføres en helning på taket, for å unngå vannansamlinger. Eventuelt kan det vurderes en økning av profilets tverrsnitt.

3.4 Ulykkesgrensetilstand

3.4.1 Brann

Ved prosjektering og dimensjonering av bygninger stilles det ulike krav til brannprosjektering. Brannprosjektering er den nødvendige brannsikringen som må gjøres i og rundt bygningen. Den viktigste grunnen til at man brannsikrer, er for å forhindre tap av menneskeliv. Samtidig forsøkes det å begrense de materielle skadene som oppstår på selve bygningen, og bygningene rundt [48]. Bygninger må dimensjoneres slik at de har tilstrekkelig bæreevne og stabilitet i en bestemt tid etter påbegynt brann.

I en brannprosjektering er det fire faktorer som bestemmer omfanget av tiltakene som må iverksettes, for at bygningen skal betegnes som brannsikret. Faktorene er risikoklasse, brannklasse, antall etasjer og tiltaksklasse. Det fokuseres på tiltak og faktorer knyttet til bæresystemet i bygningen.

Risikoklasse

En bygnings risikoklasse vurderes etter hvor store konsekvenser og skader en mulig brann kan utgjøre på menneskeliv, helse og byggverk, ifølge TEK17 §11-2. Det finnes seks ulike risikoklasser, som alle har ulike krav til videre branndimensjonerende tiltak, presentert i tabell 23 [49]. Rotunden, definert som kontor, kommer inn under risikoklasse 2.

Risikoklasser	Byggverk kun beregnet for sporadisk personopphold	Personer i byggverk kjenner rømningsforhold, herunder rømningsveier, og kan bringe seg selv i sikkerhet	Byggverk beregnet for overnatting	Forutsatt bruk av byggverk medfører liten brannfare
1	Ja	Ja	Nei	Ja
2	Ja/Nei	Ja	Nei	Nei
3	Nei	Ja	Nei	Ja
4	Nei	Ja	Ja	Ja
5	Nei	Nei	Nei	Ja
6	Nei	Nei	Ja	Ja

Tabell 23: Risikoklasser

Brannklasse

Rotundens brannklasse defineres ut fra hvor stor konsekvens en brann utgjør for menneskeliv, helse, samfunnsmessige interesser og miljø. Faktorene som påvirker graden av konsekvens som oppstår, er bygningens størrelse, planløsning og antall personer [50].

Basert på definert risikoklasse og byggets fem etasjer, bestemmes Rotunden til å være i *brannklasse 3*. Tabell 24 viser at bygg i *brannklasse 3* defineres med en **stor** konsekvens for bygningen ved en brann [50].

Konsekvens	Liten	Middels	Stor	Særlig stor
Brannklasse	1	2	3	4

Tabell 24: Brannklasser

Bæreevne og stabilitet ved brann

«Hovedformålet med å stille branntekniske krav til bærende konstruksjoner er å oppnå en tilstrekkelig bæreevne og stabilitet til å motstå en forventet brannpåkjenning slik at byggverket ikke styrter sammen under brann, men bevarer sin stabilitet og bæreevne i nødvendig tid for rømning, redning og slokking.» [51].

Rotunden skal ifølge tabell 25 ha tilstrekkelig bæreevne og stabilitet i minimum 90 minutter etter påbegynt brann, grunnet plasseringen i *brannklasse 3*. Innen denne tiden skal all rømning, redning og slokking bli gjennomført i en stabil og bærende bygning.

Bygningsdel	1	2	3
Bærende hovedsystem	R 30	R 60	R 90 A2-s1, d0
	[B 30]	[B 60]	[A 90]

Tabell 25: Bærende bygningsdelers brannmotstand avhengig av brannklasse

3.4.2 Branndimensjonering for betong

Betong blir sett på som det beste konstruksjonsmaterialet når det kommer til brannmotstand. Brannmotstand defineres som den tiden i minutter en bygningsdel motstår opphetning, og ivaretar de egenskapene som kreves av den under en brann. Denne motstanden kommer av betongens egenskap til å absorbere varme, og dens evne til å virke selvisolerende ved påvirkning av temperatur. Erfaring har vist at bygg som er inndelt i etasjer, ofte har tilstrekkelig brannmotstand sammenlignet med hallbygninger. Etasjebygg overlever hele brannforløpet, inkludert avkjølingsfasen, mens industribygg kan falle sammen ved for høy brannbelastning [52].

Konstruksjonselementene har ulike krav knyttet til hvilken funksjon og oppgave de har i konstruksjonen. Delene det blir satt krav til i forhold til bæresystem er bærende funksjon **R**, integritet **E** og isolerende funksjon **I**. Kombinert, **REI**, stilles det krav til blant annet bærende brannskillevegger- og dekker [53].

Tabell 26 presenterer brannmotstandene til de ulike elementene av betong i Rotunden. All data er sammenlignet med kravene som fremgår i Byggforskseriens blader 520.321 [54], 520.322 [55] og 520.323 [56]. Det kommer frem i tabell 26 at alle bærende konstruksjonselementer i Rotunden har tilstrekkelig stabilitet og bæreevne, 90 minutter etter påbegynt brann. Det vil derfor ikke være nødvendig å gjennomføre ytterlige beregninger for de bærende elementene i betong.

	Tykkelse / Armeringsdybde [mm]	Brannmotstand
Dekker	150	REI 180
	200	REI 240
Vegger	150	REI 90
	200	REI 180
Søyler	350	R120
Bjelker	250 / 65	R120
	450 / 65	R180
	350 / 65	R120

Tabell 26: Brannmotstand for de ulike betongelementene

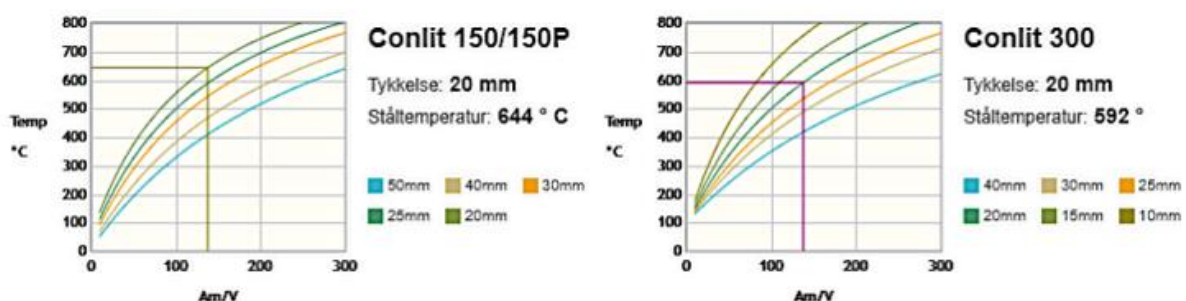
3.4.3 Branndimensjonering for stål

Stål har dårlige branntekniske egenskaper, når det utsettes for relativt høye temperaturer. Ved en temperatur på ca. 400 °C, halveres den bærende kapasiteten til stålet. Dersom en stålkonstruksjon står ubeskyttet, vil den normalt ikke oppnå en brannmotstand på mer enn 10 til 15 minutter. Dette tilfredsstiller ikke kravet på R90, som Rotunden må oppfylle.

Stålbjelkene i bæresystemet må isoleres for brann, slik at kravet for brannmotstand blir overholdt. For å kunne beregne nødvendig isolasjon, må først dimensjonerende moment og momentkapasitet beregnes i ulykkestilstand, som vist i vedlegg C1. Deretter regnes bjelkens utnyttelse. Ifølge EC3-1, tabell 4.1, gir denne utnyttelsen en kritisk ståltemperatur på 654 °C for stålbjelken. Den kritiske ståltemperaturen brukes videre til å avgjøre nødvendig tykkelse på isolasjonen til bjelken.

Bjelkene isoleres med Conlit isolasjon, på alle fire sider. Isolasjonen festes med sveisemetoden. Beregningene for nødvendig tykkelse på isolasjon utføres i Rockwools beregningsprogram for Conlit brannsikring, se resultat på figur 23. Programmet tar hensyn til brannklasse, profil, eksponering og kritisk ståltemperatur i beregningene. Resultatet viser at stålbjelkene overholder kravet på R90, dersom de isoleres med 20 mm Conlit 150 eller 300.

Grafene er hentet fra beregninger utført i Rockwools dimensjoneringskalkulator for Conlit brannsikring [57]. Detaljert beregning for Conlit brannsikring kan ses i vedlegg D1.



Figur 23: Resultater fra Rockwool beregningsprogram

4 Analyse og drøfting

Eksisterende konstruksjon må analyseres for påbygg av nye etasjer. Basert på konstruksjonens byggetid må betongkvalitet og armeringens flytespenning bestemmes deretter. Grunnet mangel på tegninger av plan 1 og 2, er det nødvendig å ta noen konservative vurderinger.

Basert på tegninger fra prosjekter utført i samme tidsrom, antas betongkvaliteten å være B25.

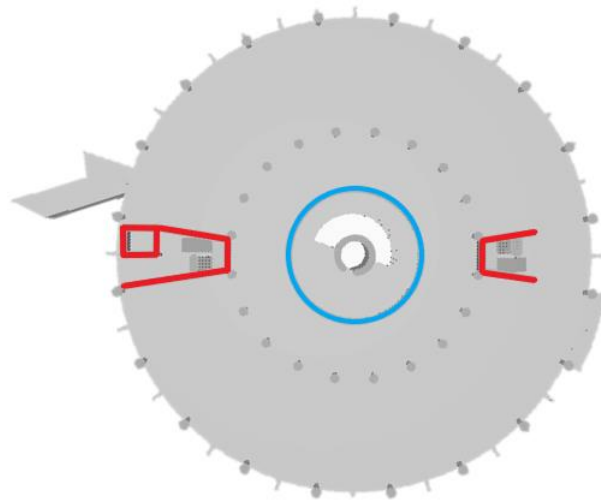
Det kommer frem av statens vegvesens håndbok R412 at «*dersom stålqualität ikke er kjent for bruer bygget senere enn 1920, antas St 37*» [58]. Til tross for at Rotunden ikke er en bru, er det sannsynlig at det ble benyttet armeringsstål av denne kvaliteten, eller lavere. Denne typen armeringsstål har en flytegrense på 235 N/mm^2 . For betongelementene i den eksisterende delen av konstruksjonen, vurderes denne ståltypen som benyttet.

4.1 Kontroll horisontal avstiving

Konstruksjonens totale stabilitet er essensiell å ivareta. Stabilitet knyttes til virkninger av konstruksjonens forskyvninger. En konstruksjon er stabil når hver konstruksjonsdel er i stabil likevekt, og kan motstå påførte krefter [59]. For å sikre stabilitet benyttes det såkalte avstivningssystemer, som innspenne søyler, ramme-, skive- og kombinasjonssystemer.

Avstivningssystemer benyttes først og fremst til å ivareta de horisontale kreftene på en sikker og hensiktsmessig måte. Dette gjøres ved å føre de horisontale kreftene ned i grunnen. Det er vindlasten som er hovedkilden til horisontalkreftene. I tillegg kan en konstruksjon påvirkes av horisontalkrefter fra skjevstilling og seismiske laster [26].

Ved prosjekteringen av Rotunden benyttes skivesystemer som avstivningssystem, basert på NODEs forslag til avstiving. Avstivningssystemet er vist på figur 24. Det er tre gjennomgående trappesjakter med vegger av betong. Grunnet betongens gode trykkfasthet, egnest dette godt som avstivingsmateriale. Eksisterende trappesjakt er markert med blått, og de to nye trappesjaktene er markert med rødt. Den eksisterende

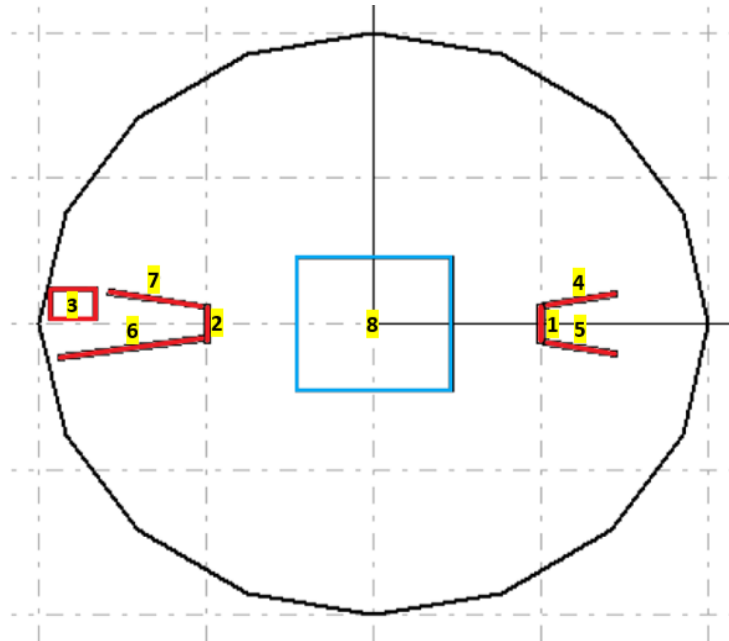


Figur 24: Rotundens avstivningssystem, fra plan 3
hentet fra Solibri

sjakten strekker seg fra fundamentnivå til plan 3. Den nye sjakten til høyre strekker seg fra plan 3 til 5, mens den til venstre strekker seg fra fundamentnivå til plan 5. Bygningens globale stabilitet beregnes for vindlast, samt skjevstilling. For stabilitetsberegning vil vertikallaster bidra til å stabilisere bygningen. Disse blir dermed ikke tatt stilling til i videre beregninger for avstiving i konstruksjonen.

4.1.1 Vertikale skiver

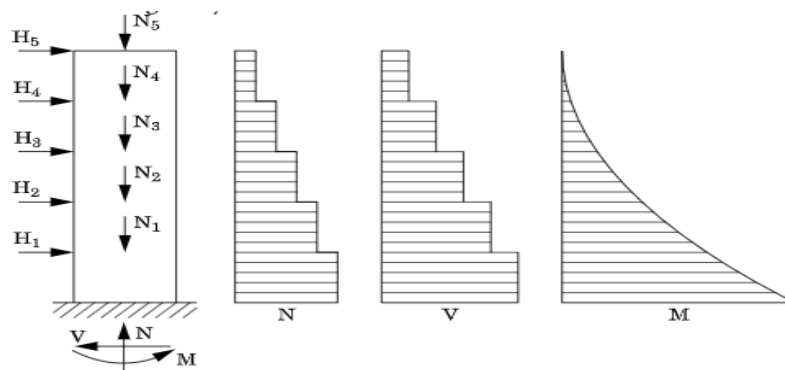
Stabilitetsberegning av Rotunden utføres i V-skive, med overslagsberegninger i Mathcad for kontroll. V-skive gir oversiktlige resultater om skivekrefter og dimensjonerende laster.



Figur 25: Rotundens avstivningssystem fra OS Prog, V-skive, avbildet av plan 3

I V-skive defineres konstruksjonens geometri i et modulnett. Alle tre trappesjaktene angis som skivedata med nummer i programmet, vist på figur 25. Grunnet mangel på valg av geometri på avstiverne, blir den sirkulære avstivningssjaktet lagt inn som et kvadrat. For å gjøre det mest mulig virkelighetsnært, beregnes størrelsen på kvadratet ut ifra stivheten til den sirkulære geometrien. Elastisitetsmodulen settes konservativt til 20 000 MPa. Dette basert på konstruksjonens alder, og at betongkvaliteten sannsynligvis var lavere på den tiden.

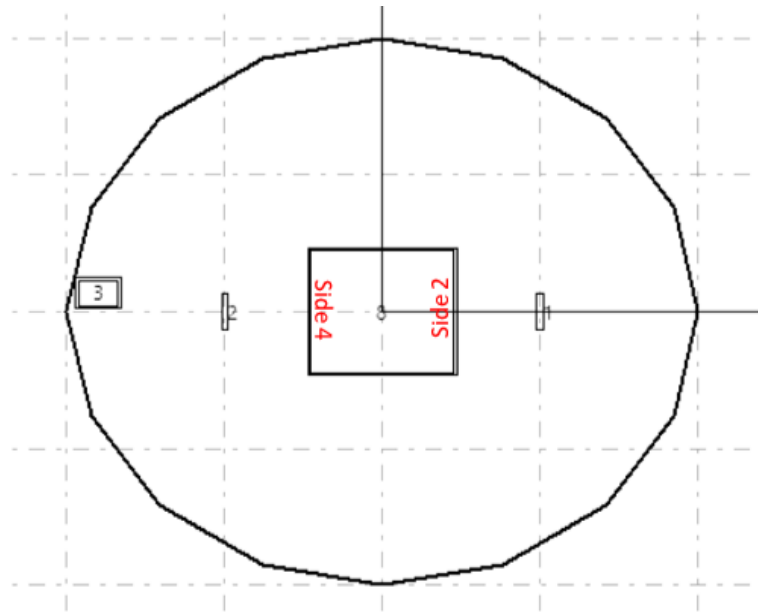
Konstruksjonen deles inn i to aksesystem, x- og y-retning. Horisontallasten legges inn som lasttilfelle i de to aksesystemene. Kraften treffer konstruksjonens yttervegger som flatelast. Flatelasten føres videre inn som stripelast i etasjeskillerne. Etasjeskillerne overfører kreftene videre til de vertikale sjaktene, som fører kreftene ned til fundamentnivå. Figur 26 illustrerer snittkreftene i en avstivende sjakt, som blir påført horisontale laster fra etasjeskillerne.



Figur 26: Kraftfordelingen av global stabilitet over flere etasjer [59]

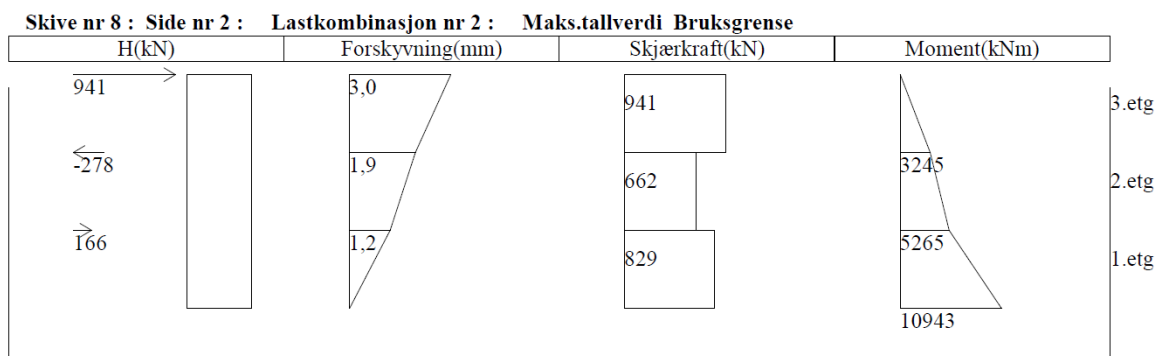
I den eksisterende delen av Rotunden virker den sirkulære, gjennomgående trappesjakten, herav skive 8, som avstivende. Skive 8 har en stor stivhet. Grunnet den store stivheten antas det at skive 8 vil ta hoveddelen av kreftene. For dimensjonering av de to nye etasjene betyr dette at skive 8 må kontrolleres. Kontrollen skal gi en indikasjon på hvorvidt sjakten vil holde den horisontale kraften.

Skivenes plassering er avgjørende for avstiving av konstruksjonen. For skive 8 er last fra y -retning, herav lastkombinasjon 2, dimensjonerende. Dette er grunnet de nye skivenes plassering. På figur 27 illustreres skivene i plan 3, som bidrar til avstiving for lastkombinasjon 2. Skive 1, 2 og vertikalsidene i skive 3, vil fungere som avlastning for side 2 og 4 i skive 8. I tillegg er det kun skive 2 og 3 som er gjennomgående i hele bygningen. I x -retning, herav lastkombinasjon 1, fungerer skive 4, 5, 6, 7 og horisontalsidene i skive 3, som avlastning for skive 8. Skive 4-7 er betydelig større enn skive 1 og 2. På grunnlag av dette argumenteres det for at lastkombinasjon 2, som nevnt, er dimensjonerende.

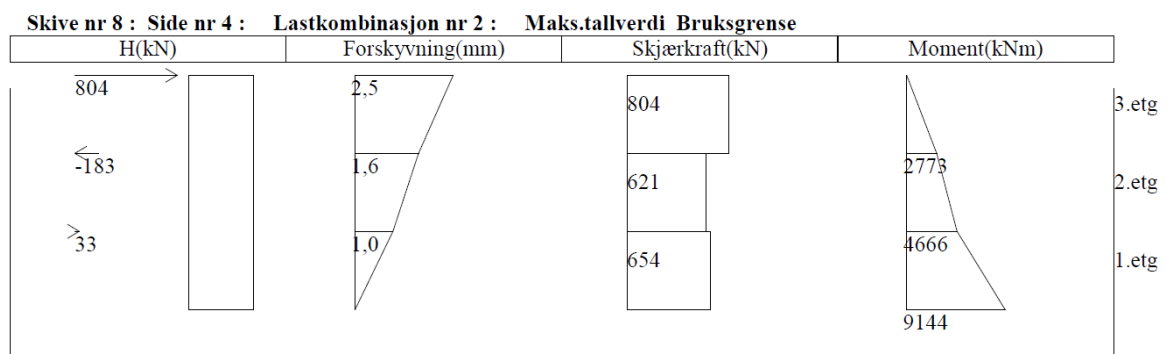


Figur 27: Skiver som bidrar til avstiving for lastkombinasjon 2

Figur 28 og 29 viser utdrag fra vedlegg E1, avstivingsberegninger i V-skive. Dette er resultater for skive 8, side 2 og 4, fra beregninger i bruksgrense med lastkombinasjon 2. Resultatene viser dimensjonerende krefter påført på skiven i hver etasje, samt tilhørende dimensjonerende forskyvning, skjærkraft og moment.



Figur 28: Kraftfordeling skive nr. 8, side nr. 2



Figur 29: Kraftfordeling skive nr. 8, side nr. 4

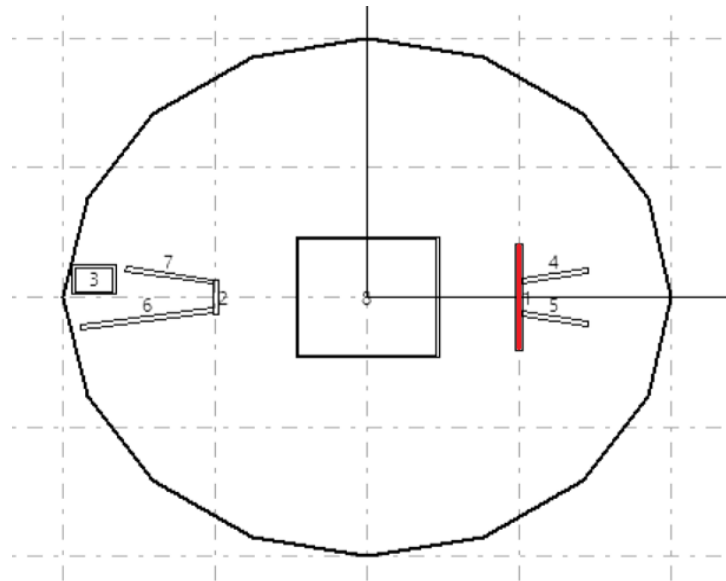
For å bestemme kapasiteten til skive 8 beregnes stiverens egenvekt, samt den permanente lasten skiven bærer fra dekkene. En avstivers kapasitet avhenger av at hele stiveren er i trykk. Momentet i skive 8, påført av horisontalkraften, danner et kraftpar i bunn. Kraftparet består av både en strekk- og trykkraft. For å kontrollere at stiveren motstår momentet fra horisontallasten, må egenvekten være større enn påført strekkraft.

Tabell 27 viser resultater fra overslagsberegninger av skive 8, utført i Mathcad. Detaljerte beregninger av resultatene kan ses i vedlegg E2. Den totale permanente lasten til skive 8 beregnes til 26 750 kNm. Summen av påført moment fra horisontalkraft i de belastede sidene på stiveren er 30 130 kNm. Dette gir en utnyttelse på 1.127.

	Bruksgrense [kN]	Lastfaktor γ_f	Bruddgrense [kN]	Momentkapasitet [kNm]	Utnyttelse
Permanent last	5236	0.9	4863	26 750	
	Bruksgrense [kNm]	Lastfaktor γ_f	Bruddgrense [kNm]	Sum moment [kNm]	1.127
Side 2	10943	1.5	16 410	30 130	
Side 4	9144	1.5	13 720		

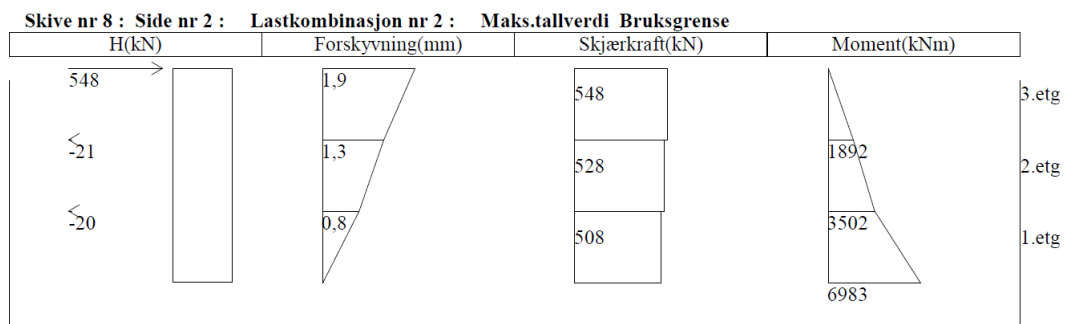
Tabell 27: Overslagsberegninger av skive 8

Med en utnyttelse på over 100 % på den eksisterende avstivingsjakten, må det vurderes en ny løsning. Det er nødvendig å avlaste skive 8. Dette kan gjøres ved å dimensjonere skive 1 tre ganger lengre. I tillegg kan skive 1 vurderes gjennomgående fra fundamentnivå til plan 5. Figur 30 illustrerer den foreslåtte løsningen med en gjennomgående, lengre avstivende vegg for skive 1, markert med rødt.

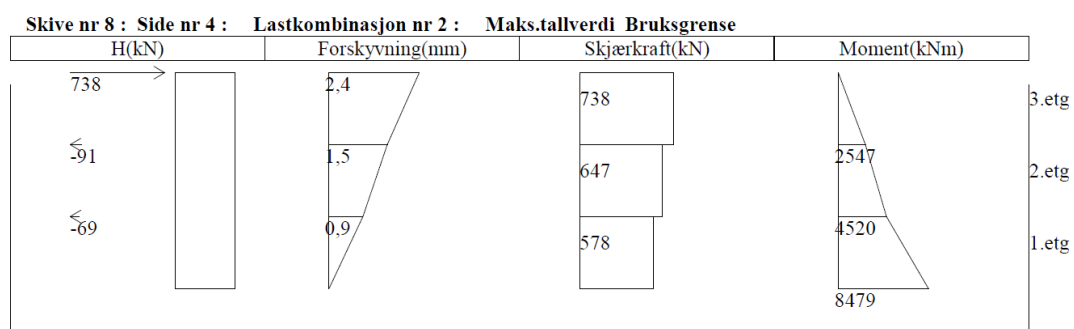


Figur 30: Foreslått løsning for Rotundens avstivingsystem

Figur 31 og 32 er utdrag fra vedlegg E3, beregninger av foreslått løsning i V-skive. Det kommer frem fra figur 31 at skive 8, side 2, blir betraktelig avlastet. Figur 32 viser at også skive 8, side 4, er noe avlastet. Basert på momentene og kapasiteten til skive 8, beregnes utnyttelsen til **0.87**. Til tross for høy utnyttelse, antas løsningen å gi tilstrekkelig kapasitet. Denne antagelsen tas på grunnlag av den konservative, stabiliserende egenvekten. I beregningene av egenvekten er fundamentets egenvekt samt overliggende masser, ikke medtatt.



Figur 31: Kraftfordeling på skive nr. 8, side nr. 2, ved foreslått løsning



Figur 32: Kraftfordeling på skive nr. 8, side nr. 2, ved foreslått løsning

Dersom det er ønskelig å beholde den første løsningen på avstivingsystemet, er det nødvendig med mer informasjon om fundamenteringen. Denne kontrollen påviser at skive 8 trenger mer vekt. Det er nødvendig at fundamentet har høy nok vekt, slik at stiveren tar strekkraftene. I tillegg bør fundamentet være plassert i gode masser. Det er altså avgjørende at fundamentet påvises som godt forankret.

Store trykkrefter blir påført i skive 8, fra momentet, og dermed bør knekking kontrolleres. Det utføres overslagsberegninger for hånd og i BT-snitt for å utelukke knekking. Ved bruk av formel for motstandsmomentet til en hul sirkel, kan spenningene i skive 8 beregnes. Det påførte momentet i skiven, hentet fra V-skive, divideres på motstandsmomentet. Dette resulterer i en spenning på 2.14 N/mm². Detaljerte spenningsberegninger er presentert i vedlegg E2.

Momentkontroll. Lasttilfelle nr 1		Risskontroll. Lasttilfelle nr 1	
N	-321,0	N	-64,2
MY inkl. geom.avvik	0,6	MY inkl. geom.avvik	0,0
MZ inkl. geom.avvik	6,1	MZ inkl. geom.avvik	0,0
MY_tillegg (utbøyning)	0,0	MY_tillegg (utbøyning)	0,0
MZ_tillegg (utbøyning)	0,3	MZ_tillegg (utbøyning)	0,0
MY/MZ/ MYd,MZd	0,24	senteravstand	200
SigmaC min	-3,30	SigmaS maks	0
SigmaS maks	0,00	SigmaS/ Sigma-tillatt	0,00

Figur 33: Utdrag fra beregninger i BT-snitt

Figur 33 er et utdrag fra rapporten til knekkingsberegningene utført i BT-snitt. Hele rapporten kan ses i vedlegg E4. Beregningene er forenklet utført for et rektangulært tverrsnitt, på 1 x 0.15 m, som knekker om svak akse. Dette anses som konservativt grunnet avstiverens sirkulære geometri. Geometrien fører til at tverrsnittet i realiteten er delvis fastholdt om denne aksene. Det blir lagt inn armering mindre enn minimumsarmeringen, til sikker side. Dette fordi det er usikkert hva som var minimumsarmering på den tiden. Armeringen som legges inn er Ø10 C200. Fra beregningene bestemmes utnyttelsen til 0.24, og knekking er ikke et problem for skive 8.

4.2 Kontroll søyler

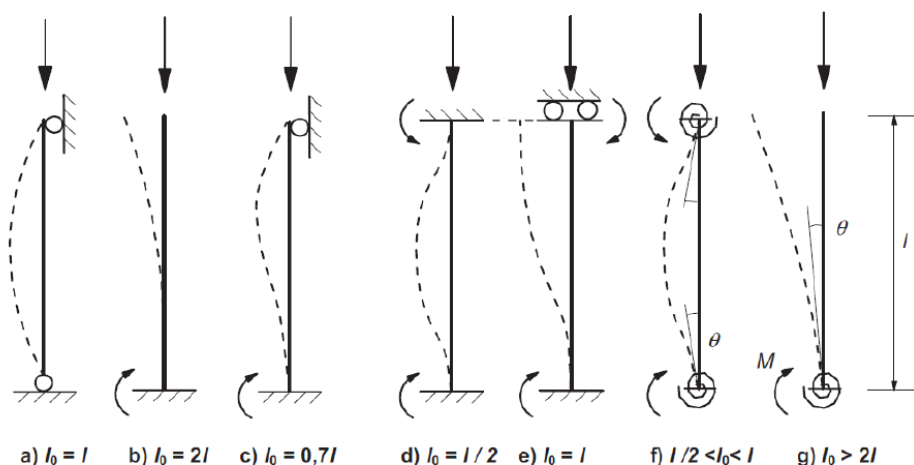
Rotundens eksisterende bæresystem består av 42 gjennomgående søyler, der alle er av betong. Det er disse søylene som bærer hoveddelen av de økte vertikallastene. De mest ugunstige søylene skal evalueres etter påbygg. I tillegg skal det gjennomgås viktige komponenter for dimensjonering og kontroll av betongsøyler.

Ved påbygg på en eksisterende konstruksjon, vil lasten på søylene økes vesentlig. Denne endringen må evalueres og søylene må kontrolleres. For å kontrollere utføres dimensjoneringsberegninger basert på nye verdier av egenvekt og nyttelast.

Beregninger viser at søylene i påbygget kun behøver minimumsarmering, dersom diameteren er tilsvarende eksisterende søyler. Dermed utføres det ikke en dimensjonering av søylene i påbygget.

4.2.1 Knekk lengde

Det er nødvendig å definere en søyles effektive lengde, kalt knekk lengde [33]. Dette er «en lengde som brukes for å ta hensyn til utbøyningskurvens form» [33]. Figur 34 viser et utdrag fra EC2, med knekkformer og tilhørende effektiv beregningslengde for enkeltstående konstruksjonsdeler.



Figur 34: Knekkformer og tilhørende effektiv beregningslengde

Søylene i Rotundens eksisterende bæresystem er kontinuerlig gjennomgående. Disse forutsettes å aldri være helt fastholdt til fundament eller bjelke. Dermed vurderes søylene konservativt leddet til både bjelker og fundament. Dette gjøres med en forutsetning om et uforskyvelig system, på bakgrunn av konstruksjonens avstiving. Konservativt bestemmes søylenes knekk lengde lik $1 \cdot L$. Alle søylene vil ha like betingelser om tverrsnittets x- og y-akse, som medfører lik knekk lengde i begge retninger.

4.2.2 Slank søyle

Det er nødvendig å bestemme om en søyle er slank eller ikke. Dette for å avgjøre hvorvidt 2.ordens momenter skal tas hensyn til i videre beregninger.

For å bestemme om en søyle er slank, er det hensiktsmessig å utføre en overordnet forhåndsdimensjonering. Dette gjøres for å gi et overslag på hvilken armering som må inngå i tverrsnittet. Basert på mangel av armeringstegninger, er det ikke grunnlag til å anta armering høyere enn den tidens gjeldende minimumskrav.

Valgt armering blir inkludert i variabler presentert i tabell 28. Dette er variabler benyttet til å beregne tverrsnittets slankhetskriterie. Søylenes symmetriske, sirkulære tverrsnitt medfører tilsvarende slankhetskriterie om begge akser.

Symbol	Beskrivelse	NS-EN 1992
λ	Geometrisk slankhet	[5.8.3.2(1)]
n	Relativ aksialkraft	[NA.5.8.3.1(1)]
ka	Forhold mellom treghetsradien til betong og armering	[NA.5.8.3.1(1)]
ω	Mekanisk armeringsforhold	[5.8.8.3(3)]
$A\varphi$	Variabel basert på kryptall	[NA.5.8.3.1(1)]

Tabell 28: Forklaring av variabler benyttet i formel 7

Det effektive kryptallet settes forenklet lik 1.25, som kan antas konservativt for det endelige kryptallet på 2.2. Det effektive kryptallet er den eneste variabelen inkludert i beregning av $A\varphi$. Resterende variabler, definert i tabell 28, baseres på forholdstall mellom relative parametere internt i tverrsnittet.

$$\lambda n = \frac{\lambda^* \sqrt{\frac{n}{1+2*ka*\omega}}}{A\varphi}$$

Formel 7: Relativ slankhet

Resultat av formel 7 bestemmer hvorvidt søylen er slank eller ikke. Dersom resultatet er over 13, anses søylen som slank og 2.ordens momenter må betraktes.

4.2.3 Eksentrisitet om akser

Dersom søylen defineres som slank, må det beregnes en eksentrisitet om aktuell akse. For symmetriske, sirkulære søyler er eksentrisiteten lik om begge akser. En søyles eksentrisitet kan beskrives som angrepspunktet for normalkraften.

Eksentrisiteten baseres på et forhold mellom en søyles krumning og knekk lengde. Det inngår flere faktorer og variabler i beregning av eksentrisiteten, som er beskrevet i tabell 29. Beregningen forutsetter at tverrsnitt og armering er symmetrisk om gitt akse.

Symbol	Beskrivelse	NS-EN 1992
d	Avstand fra toppen av trykksone til hovedarmeringens tyngdepunkt	[1.6]
f_{yd}	Armeringsstålets dimensjonerende flytespenning	[3.2.3]
E_s	Elastisitetsmodul stål	[3.2.7(4)]
ω	Mekanisk armeringsforhold	[5.8.8.3(3)]
n	Relativ aksialkraft	[NA.5.8.3.1(1)]
n_{bal}	Verdien av n med størst momentkapasitet	[5.8.8.3(3)]
f_{ck}	Betongens trykkfasthet	[3.1.3]
λ	Geometrisk slankhet	[5.8.3.2(1)]
φ_{eff}	Effektivt kryptall	[5.8.4]
C	Faktor som er avhengig av komningsfordelingen, ofte lik 10	[5.8.8.2(4)]
L_k	Knekk lengde	[5.8.3.2(2)]

Tabell 29: Beskrivelse av variabler benyttet i formel 8

Beregning av en søyles eksentrisitet utføres ved formel 8. Denne avhenger av variabler presentert i tabell 29. En søyles eksentrisitet, **e₂**, er et produkt av krumning og knekk lengde, som resulterer i et millimetermål.

$$e_2 = \frac{\min\left(\frac{(1+\omega)-n}{(1+\omega)-n_{bal}}, 1\right) \cdot \max\left(1 + \left(0.35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150}\right) \cdot \varphi_{eff,1}\right) \cdot \frac{f_{yd}}{E_s} \cdot \frac{1}{0.45 \cdot d}}{c} * Lk^2$$

Formel 8: 2. ordens eksentrisitet

I tillegg til beregnet eksentrisitet grunnet en søyles slankhet, må det tas hensyn til minimumseksentrisitet. Denne er avhengig av søylens diameter, men skal ikke være mindre enn 20 mm [33].

Eksentrisitet fungerer som en momentarm for normalkraft, og danner et 2. ordens moment. Dette beregnes som vist i det første leddet i formel 9. 2.ordens moment summert med beregnet bruddgrensemoment, **M0ed**, gir den totale momentpåkjenningen til søylen.

$$M_{ed} = N_{ed} * (e_{min} + e_2) + M_{0ed}$$

Formel 9: Total momentpåkjennelse

4.2.4 Moment- og aksialkraftkapasitet

En søyles momentkapasitet om hver akse, kan beregnes ved hjelp et såkalt mn-diagram. Dette er dimensjoneringsdiagrammer som benyttes for enkle overslagsberegninger av nødvendig armeringsmengde, momentkapasitet eller aksialkraftkapasitet. Diagrammene baseres på betongtverrsnitt, samt dimensjonerende materialfastheter og krefter.

Det finnes ulike mn-diagram basert på forholdet mellom **h'** og **h**, eller **D'** og **D** for sirkulære tverrsnitt. **D'** er avstanden mellom armeringens tyngdepunkt på hver side av nøytralaksen, mens **D** er den totale diameteren på tverrsnittet. Dette forholdet indikerer hvilket diagram som skal benyttes.

Mn-diagram består av et aksesystem, med en vertikal- og horisontalakse. Vertikalaksen indikerer den relative aksialkraften **n**, og den horisontale indikerer relativ momentkraft **m**. I tillegg består diagrammene av 11 grafer, som indikerer det mekaniske armeringsforholdet **ω**.

For å bestemme en søyles momentkapasitet settes en horisontal strek normalt ut fra vertikalaksen, avhengig av verdien til den relative aksialkraften. Deretter settes en vertikal strek ned fra krysningspunktet mellom horisontalstreken og grafen med aktuelt armeringsforhold. Som følge av dette kan man lese av variabelen **m** på den horisontale aksene.

Denne variabelen benyttes i formel 10 for å beregne søylens momentkapasitet. Aktuelle mn-diagram for Rotundens søyler er vedlagt i vedlegg F1 og F2.

$$M_{cd} = m * f_{cd} * A_c * D$$

Formel 10: Momentkapasitet

For at en søyle skal påvises med tilstrekkelig momentkapasitet, må resultatet av formel 10 være større enn den beregnede momentpåkjenningen i bruddgrense.

I tillegg til søylens momentkapasitet, er det essensielt å kontrollere aksialkraftkapasiteten. Tverrsnittets aksialkraftkapasitet bestemmes med formel 11.

$$N_{rd} = f_{cd} * A_c + f_{yd} * A_s$$

Formel 11: Aksialkraftkapasitet

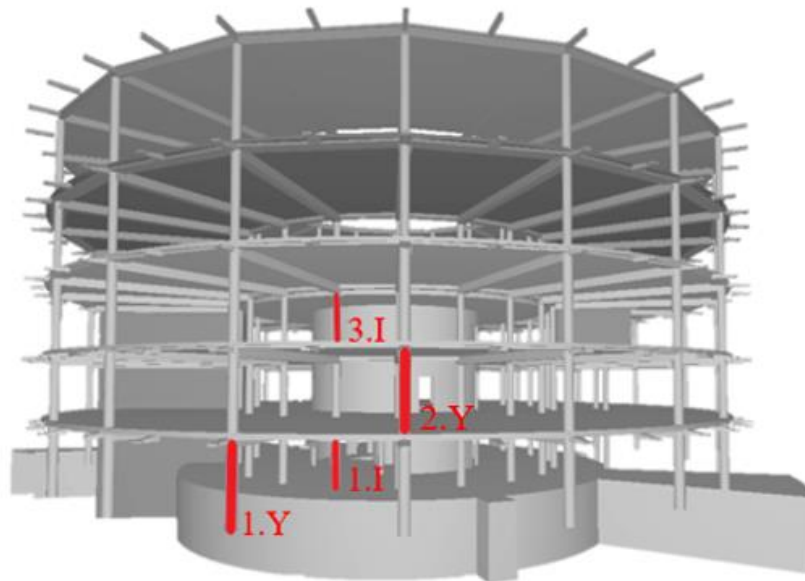
Variablene som inngår i formelen for aksialkraftkapasitet er betongtverrsnittets areal **A_c** , og armeringsarealet **A_s** . I tillegg er kapasiteten avhengig av dimensjonerende trykkfasthet for betongen, og flytegrense for armeringsjernet. For at aksialkraftkapasiteten skal påvises tilstrekkelig for en søyle, må resultatet av formel 11 være større enn beregnet trykkpåkjenning i bruddgrense.

4.2.5 Kombinert virkning

Trykkstaver kan bli påkjent av biaksial bøyning, som er samtidig bøyning om to hovedakser [33]. For trykkstaver med biaksial bøyning må det tas hensyn til kombinert virkning av kreftene, før valgt armering kan bekreftes. Alle søylene i Rotundens bæresystem har symmetrisk sirkulært tverrsnitt. Ettersom søylene i tillegg kun er momentpåkjent på grunn av trykkraftens eksentrisitet, vil det være samme momentpåkjenning om begge akser. For å likevel ta hensyn til kombinert virkning av biaksial bøyning, tas vektorsummen av momentene om aksene. Erfaringsmessig er dette til sikker side.

4.3 Rotundens eksisterende søyler

Basert på de ulike søylenes dimensjoner og plassering, vurderes søylenes gunstighet deretter. Fire ulike søyler fra bæresystemet, illustrert på figur 35, vurderes som mest ugunstig. Disse fire kontrolleres ved beregninger for hånd, og kontrollberegninger i OS Prog. Detaljerte håndberegninger kan ses i vedlegg F3 til F10, og kontrollberegning av dimensjonerende søyle i vedlegg F11.



Figur 35: Rotunden, med de fire søylene som blir kontrollert markert i rødt

På figur 35 er de aktuelle søylene markert med rødt, og navngitt etter plassering. Tallet indikerer hvilket plan søylen er plassert i, og bokstaven angir enten ytre (Y) eller indre (I) søyle.

Det eksisterer kun armeringstegninger for plan 3. Dermed kan det ikke vurderes mer armeringsmengde enn minimumsregler, etter den tidens standard, for søylene i plan 1 og 2. Da første delen av Rotunden ble bygget, var NS 427 (1939) gjeldende. Denne standarden har det ikke vært mulig å få rede på. I stedet velges det å ta utgangspunkt i påfølgende standard, NS 3473 (1973). Dette fordi bestemmelser om minimumsarmering i standarden sannsynligvis ikke avviker mye.

Tabell 30 viser en oversikt over beregnet armering for søylene i plan 1 og 2, samt gitt armering for søylene i plan 3. Dette er armeringen det må kontrolleres for.

	Hovedarmering	Armeringsmengde [mm ²]	Bøyer
Søyle 1.Y	6Ø20	1885	Ø8C170mm
Søyle 1.I	6Ø20	1885	Ø8C170mm
Søyle 2.Y	6Ø20	1885	Ø8C170mm
Søyle 3.I	9Ø20	2827	Ø8C100mm

Tabell 30: Oversikt armeringsmengde etter minimumsregler i NS 3473 [9.4.1]

Beregnet minimumsarmering for søylene i plan 2 tilsvarer 4Ø20, alternativt 7Ø16. Til tross for dette, antas det at disse søylene er dimensjonert og bygget med samme armering som søylene i plan 1. Denne antagelsen tas på grunnlag av at søylene i plan 1 og 2 ble bygget samtidig.

4.3.1 Sammenligning

For å få en oversikt over søylenes utnyttelse, utføres det beregninger for eksisterende, og for eksisterende inkludert påbygg. Fra beregningene skal det komme frem hvilken søyle som har høyest utnyttelse. Tabell 31 viser en oversikt over søylenes beregnede utnyttelser, hvor søyle 1.I fremstår som mest utnyttet.

	Eksisterende	Inkl. påbygg
Søyle 1.Y	44 %	65 %
Søyle 1.I	53 %	68 %
Søyle 2.Y	31 %	65 %
Søyle 3.I	28 %	63 %

Tabell 31: Søylenes beregnede utnyttelser før og etter påbygget

Alle søylene kan vurderes som OK, basert på teoretiske utnyttelser. Likevel bør det gjøres en vurdering angående en utnyttelse mellom 60 – 70 %. Med tanke på søylenes alder, kan både betong- og armeringskvaliteten være noe svekket. Denne svekkelsen bør tas i betraktning ved vurdering av hvorvidt utnyttelsen godtas eller ikke.

I tillegg til søylenes utnyttelse, må armeringsmengden vurderes etter påbygg av to nye plan. Betongstandarden har utviklet seg siden den gang, sammen med minimumsreglene for hovedarmering. Dette betyr at søylenes armering må kontrolleres opp mot dagens minimumsregler. Tabell 32 presenterer søylenes armeringsmengde og minimum armeringsmengde etter EC2.

Det kommer frem at både søyle **1.Y**, **1.I** og **2.Y** ikke har høy nok armeringsmengde. Basert på dette besluttes det at disse tre søylene har behov for forsterkning.

	Armeringsmengde	Minimumsregler etter NS-EN 1992	Vurdering
Søyle 1.Y	1885 mm ²	2870 mm ²	Ikke OK
Søyle 1.I	1885 mm ²	3021 mm ²	Ikke OK
Søyle 2.Y	1257 mm ²	2215 mm ²	Ikke OK
Søyle 3.I	2827 mm ²	1687 mm ²	OK

Tabell 32: Armeringskontroll etter NS-EN 1992

I bæresystemet er det totalt 40 del søyler med plassering og dimensjoner som **1.Y** og **2.Y**, samt 20 som **1.I**. Det betyr at totalt 60 søyler bør forsterkes.

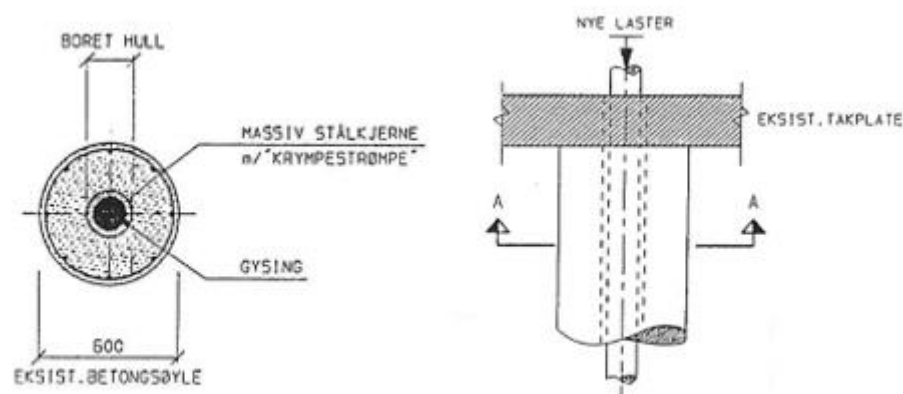
4.4 Forsterkning

Når det er behov for strukturell forsterkning for å øke søylenes bæreevne, må en passende analyse foretas. Det er flere ulike metoder for å oppnå forsterkning av søyler. Noen eksempler er å feste eksterne bånd eller øke dimensjonene på konstruksjonen. Valg av passende metode avhenger av prosjektparametere som konstruksjonstype, endringsmuligheter, kostnader og miljø, samt tilgangs- og vedlikeholdsmuligheter [61].

For valg av forsterkningsmetode på Rotundens søyler, må det tas hensyn til at det er et vernet bygg. Dette betyr at søylenes geometri ikke bør endres. Derav er det flere metoder som utgår.

4.4.1 Innborede stålsøyler

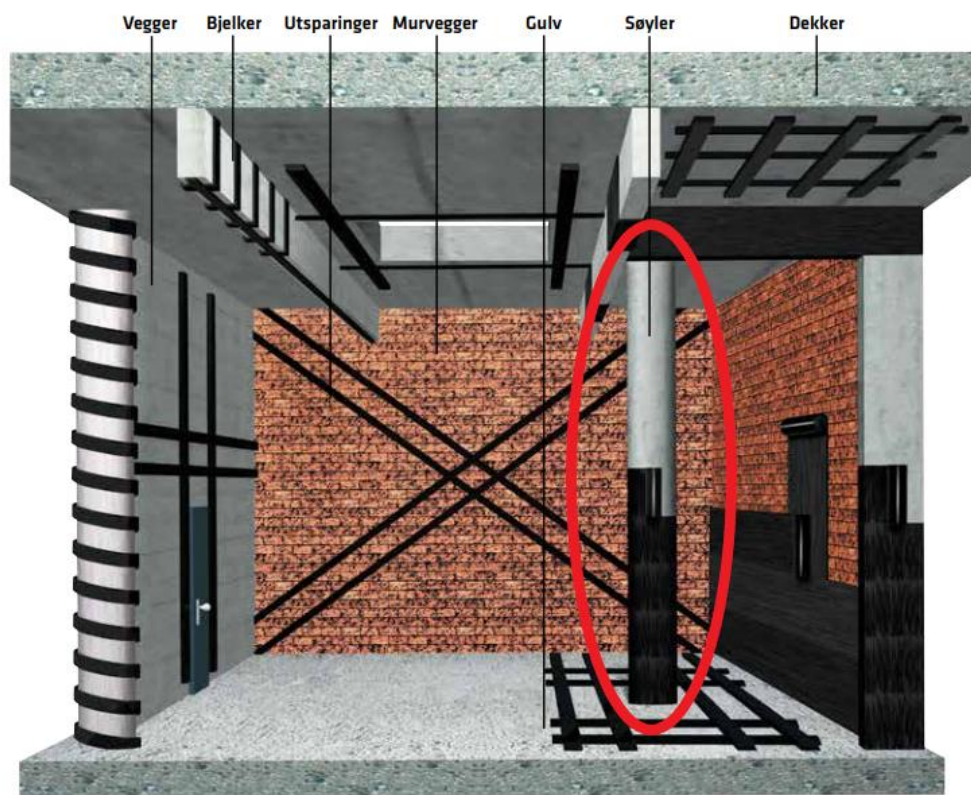
Blant aktuelle forsterkningsløsninger er innborede stålsøyler et alternativ, illustrert på figur 36. Denne løsningen fungerer ved å bore inn stålsøyler i kjernen av betongsøylene. Fordelen med denne forsterkningsmetoden er utelatelsen av søl og støv i lokalene, i tillegg endres ikke nåværende søyledimensjoner. Metoden utføres fra taknivå, som betyr at dekket og søylene må tåle den midlertidige, ekstra vekten fra riggen. Grunnet Rotundens tynne dekketykkelse, velges det å ikke gå for denne metoden.



Figur 36: Forsterkningsmetode, innborede stålsøyler

4.4.2 Karbonfiberduk

For Rotundens søyler er det fornuftig å bruke forsterkningen SikaWrap. SikaWrap er en enveis vevd karbonfiberduk, med høy styrke, utviklet til forsterkning av konstruksjoner [62]. Produktet tilhører Sika CarboDur forsterkningssystem, illustrert på figur 37, hvor SikaWrap er markert. Dette er en av flere produkter innenfor forsterkningssystemet. Karbonfiberduken egnes for blant annet armert betong, og bidrar til å øke aksial-, bøy- og skjærkraftkapasiteten. Dette gir økt styrke og duktilitet i søylene.



Figur 37: Sika Carbodur kompositt – forsterkningssystem [63]

Med karbonfiberdukens lave tykkelse blir ikke søylens geometri vesentlig endret. Duken kan enkelt skjules eller innpasses innenfor eksisterende lastbærende struktur. Den har lav vekt, og monteres relativt enkelt. Monteringens må utføres av utførende autorisert leverandør.

Karbonfiberduken kan fungere som erstatning til manglende armering. I tillegg til forsterkning av aksial-, skjær- og momentkraftkapasitet, bidrar duken til forsterkning for seismiske-, påkjørsel- og eksplosjonslaster. Til tross for at de tre sistnevnte ikke blir tatt i betraktning for Rotunden, anses det likevel som en fordel at duken forsterker for disse. Karbonfiberduken bidrar til å forbedre konstruksjonselementers levetid og holdbarhet. Dette er positivt for Rotundens eksisterende søyler, som dermed vil få fornyet både levetid og holdbarhet [64].

4.4.3 Beregningsprogram for CarboDur

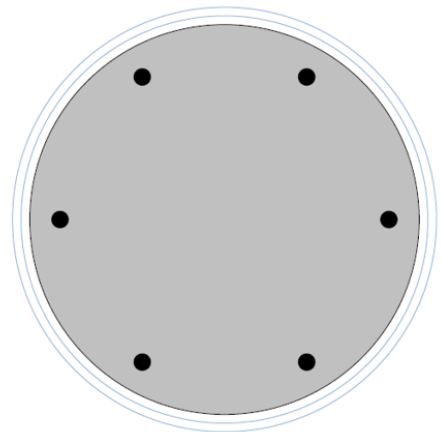
Sika Norge har utviklet et beregningsprogram for karbonfiberarmerte konstruksjoner. Programvaren beregner karbonfiberdukens nødvendige dimensjoner for å gi god nok forsterkning.

Beregningsprogrammet for CarboDur blir benyttet for dimensjonering av SikaWrap til Rotundens eksisterende søyler. Grunnet en beregnet utnyttelse mellom 60 – 70 % i søylene, manipuleres tallene i programmet. Dette gir minste nødvendige dimensjoner for karbonfiberduken. For å få det mest mulig virkelighetsnært, manipuleres tallene slik at egenlasten og nyttelasten likevel får det samme forholdet. Tabell 33 viser en oversikt over beregnet karakteristiske laster, og input-verdier til beregningsprogrammet.

	Søyle	Egenlast	Nyttelast	Forholdstall
Beregnet	Søyle 1.Y	494.1 kN	292.8 kN	0.59
Input		1140 kN	670 kN	0.59
Beregnet	Søyle 1.I	576.8 kN	156.8 kN	0.27
Input		1460 kN	400 kN	0.27
Beregnet	Søyle 2.Y	380.4 kN	219.6 kN	0.58
Input		945 kN	550 kN	0.58

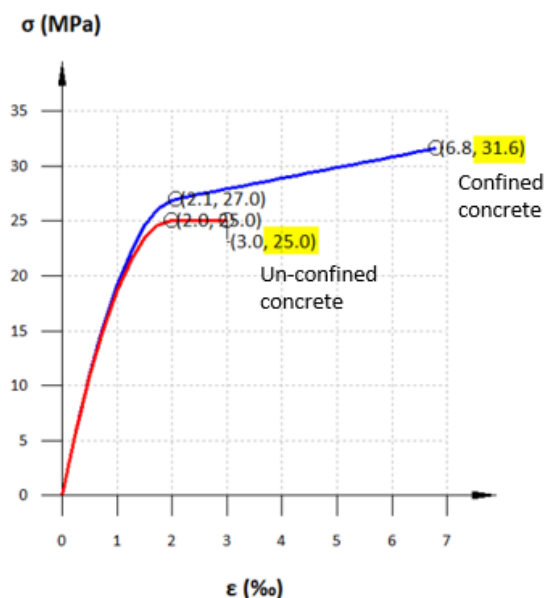
Tabell 33: Oversikt over påførte karakteristiske laster

Det blir først utført et forsøk på reduksjon av søylenes utnyttelse med minste SikaWrap mengde. Basert på de manipulererte inputverdiene i beregningsprogrammet, er minste mengde lik to lag SikaWrap 231C – 30 cm for alle tre søylene. Inputverdiene tilsvarer kreftene som gir søylene omtrent 100 % utnyttelse, med to lag SikaWrap. Illustrasjon av søyletverrsnitt, armeringsjern og to lag SikaWrap illustreres på figur 38.

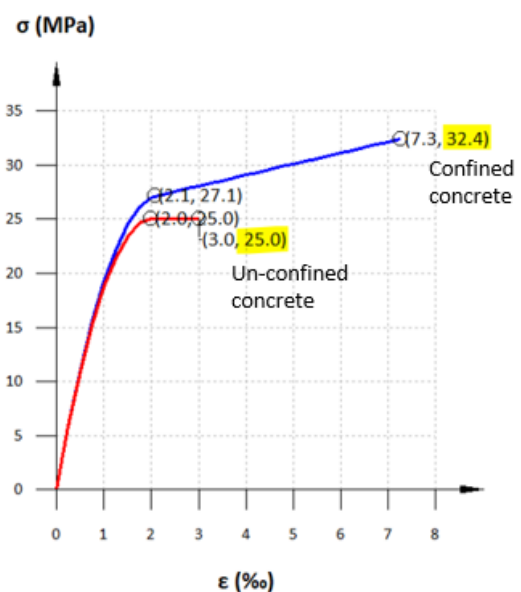


Figur 38: Søyلة illustrert med to lag SikaWrap 231 - 30 cm

Etter påført to lag, viser resultater fra beregningsprogrammet en økning i betongtrykkfastheten. Denne har en økning fra 25 MPa til rett over 30 MPa. Søyلة 1.Y og 1.I har samme tverrsnittstørrelse og armeringsmengde. Resultatet av det er like spenning- og tøyingsdiagram, som er illustrert på figur 39. Søyلة 2.Y derimot, med en mindre tverrsnittstørrelse, får et spenning- og tøyingsdiagram som illustrert på figur 40.



Figur 39: Diagram for søyلة 1.Y og 1.I med to lag SikaWrap



Figur 40: Diagram for søyلة 2.Y med to lag SikaWrap

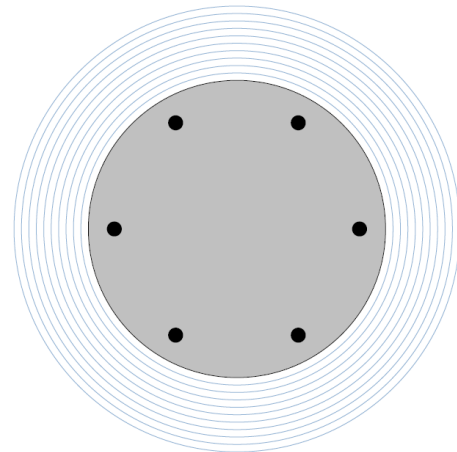
Basert på resultatene ser det ut til at beregningsprogrammet kun øker søylenes tillatte betongspenning. Ettersom det verken legges inn noen søylelengde eller knekk lengde i beregningsprogrammet, tyder det på at Sika ikke utfører en stabilitetsberegning av søylene. Derfor blir det utført beregninger av søylenes utnyttelse med ny betongspenning i Mathcad. Dette gjøres for å ta hensyn til stabiliteten.

Tabell 34 presenterer utnyttelsene både uten, og med forsterkningen. Det kommer frem at to lag SikaWrap 231C vil redusere utnyttelsen til søylene med 4 % - 8 %.

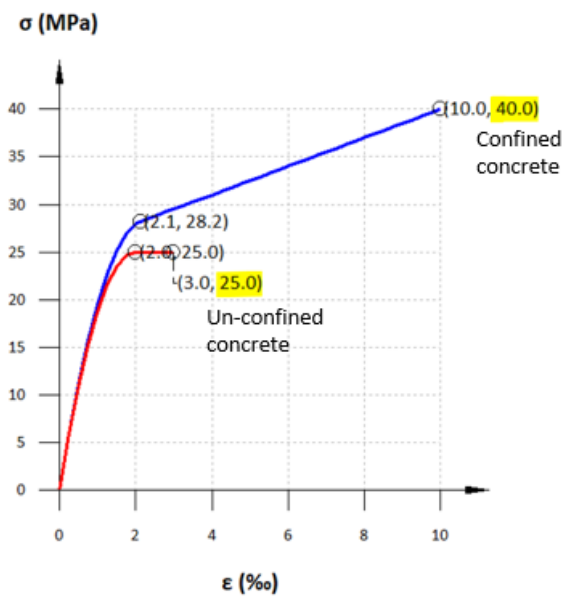
	Uten SikaWrap		2 lag SikaWrap		Differanse utnyttelse
	Betongkvalitet	Utnyttelse	Betongkvalitet	Utnyttelse	
Søyle 1.Y	B25	65 %	B30	57 %	8 %
Søyle 1.I	B25	68 %	B30	64 %	4 %
Søyle 2.Y	B25	65 %	B30	58 %	7 %

Tabell 34: Beregnede utnyttelse med og uten to lag forsterkning

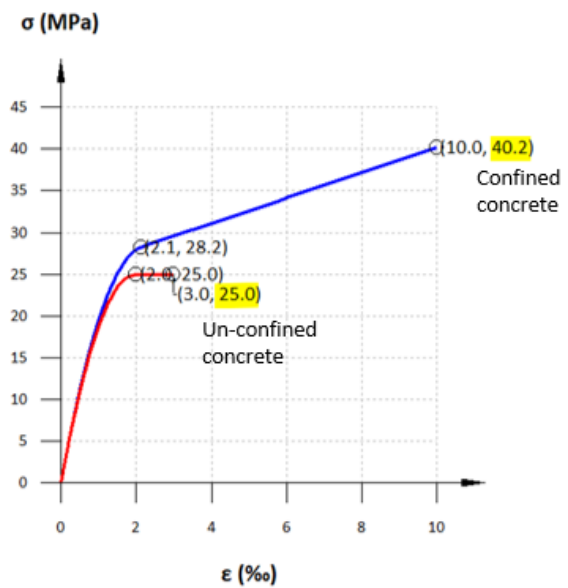
Av interesse vurderes også søylenes utnyttelse med maks antall lag forsterkning. Dette gjøres for å undersøke hvor mye utnyttelsen kan reduseres med SikaWrap 231C. Maks antall er ti lag, som illustrert på figur 41. Etter påført ti lag, viser resultatene en økning i betongtrykkfastheten til omtrent 40 MPa. Figur 42 presenterer nåværende spenning- og tøyingsdiagram for søyle 1.Y og 1.I, og figur 43 for søyle 2.Y.



Figur 41: Søyle illustrert med to lag SikaWrap 231 - 30 cm



Figur 42: Diagram for søyle 1.I og 1.Y med ti lag SikaWrap



Figur 43: Diagram for søyle 2.Y med ti lag SikaWrap

Basert på resultatene beregnes utnyttelsen på lik linje som med to lag. Tabell 35 presenterer utnyttelsen, etter påført ti lag SikaWrap, sammenlignet med søylene uten forsterkning. Det kommer frem at søylenes utnyttelse har en reduksjon på omtrent 20 %.

	Uten forsterkning		10 lag SikaWrap		Differanse utnyttelse
	Betongkvalitet	Utnyttelse	Betongkvalitet	Utnyttelse	
Søyle 1.Y	B25	65 %	B40	46 %	19 %
Søyle 1.I	B25	68 %	B40	48 %	20 %
Søyle 2.Y	B25	65 %	B40	46 %	19 %

Tabell 35: Beregnede utnyttelse med og uten ti lag forsterkning

Basert på både beregninger og vurderinger utført, anbefales det å kun benytte to lag SikaWrap 231C - 30 cm. Grunnlaget for dette er at de mest utsatte søylene kun utnyttes omtrent 70 % uten forsterkning. Forsterkningen anbefales basert på at den vil beskytte og konservere søylene bedre for fremtiden. For detaljerte beregninger, se vedlegg F12 til F17.

5 Konklusjon

Hensikten har vært å redegjøre hvorvidt Rotundens eksisterende bæresystem vil holde påbygget, samt utføre en dimensjonering av påbygget. Basert på resultater skulle det vurderes eventuelle endringer og forsterkninger.

Det er tatt hensyn til mulig inntreffende lastpåkjenninger. Utover de tradisjonelle lastene ble det gjort en vurdering av seismiske laster og skjevstilling. En fundamental seismisk vurdering ble utført, der Rotunden overholdt ett av utelatelseskriteriene. Dermed var det ikke nødvendig med påvisning av tilstrekkelig sikkerhet for seismiske laster. Det ble bestemt i henhold til NS 3490:2004, at skjevstilling skulle forenklet bli tatt hensyn til ved å tilføye konstruksjonen 10 % ekstra vindlast.

Rapporten har tatt utgangspunkt i NODEs foreslåtte bæresystem for påbygget. En dimensjonering av elementer i påbyggets bæresystem ble utført. Dimensjoneringen skulle kontrollere bestemte dimensjoner, med utgangspunkt i beregnede lastverdier. Bæresystemet har tilstrekkelig kapasitet og bæreevne, ifølge Eurokoder og Norsk Standard.

Grunnet stålbjelkenes lange spenn i taket, anbefales det enten en helning på taket eller økning av IPE profilet. Dette for å unngå stor nedbøyning, som kan resultere i vannansamlinger.

Rotundens foreslåtte avstivingsystem ble kontrollert for beregnede horisontallaster. Eksisterende trappesjakt ble dimensjonerende. Dermed måtte den kontrolleres etter avlastning fra de nye avstivende trappesjaktene. Beregninger ble utført i V-skive, hvor det kom frem en dimensjonerende utnyttelse på godt over 100 %. Dette ga grunnlag for at en ny løsning ble vurdert. Fremstilt løsning er å forlenge en bestemt avstiver. I tillegg foreslås det å la den bestemte avstiveren være gjennomgående fra fundamentnivå til plan 5. Forslått løsning resulterer i en godkjent utnyttelse på rett under 90 %.

Søylene i det eksisterende bæresystemet bærer hoveddelen av de økte vertikallastene. Disse ble kontrollert. Beregnet utnyttelse etter påbygg kom på rett under 70 %. Basert på søylenes alder, ble det likevel anbefalt å benytte forsterkning. Det konkluderes med en anbefaling om to lag SikaWrap rundt bestemte søyler i plan 1 og 2. En undersøkelse på søylenes reduserte utnyttelse etter påført SikaWrap ble utført. Det resulterte i en reduksjon på rundt 6 %.

6 Forslag til videre arbeid

Underveis er det tatt nødvendige antakelser for å ivareta tiltenkte rammer, samt å kunne vurdere eksisterende Rotunden. Et videre arbeid vil kunne øke rapportens omfang, der vurderinger og analyser blir redegjort ytterligere.

Aktuelle tema for prosjektet er utelatt av rapporten, og vil være av relevans for videreføring av arbeid. En ytterligere gjennomgang av detaljerte geotekniske undersøkelser av underliggende masser, samt dimensjonering av fundament er av interesse. Det blir tidlig utelukket fundamenteringsberegninger på grunnlag av mangel på informasjon. Disse beregningene ville vært essensielle for avstivingskapasiteten. Det er altså gunstig å foreta detaljerte undersøkelser av fundamenteringen som et videre arbeid.

Nye Rotunden blir dimensjonert med en glasskuppel, som inkluderer stålbjelker. Rapporten er avgrenset til å utelukke dimensjonering av denne. Likevel blir den tatt hensyn til ved å benytte dens egenlast som en permanent vertikallast. Videre arbeid vil kunne være å gjennomgå en ytterligere dimensjonering av glasskuppelen.

Gangbruen, som tidlig ble neglisjert, er gunstig å ta hensyn til i et videre arbeid.

Rotunden er, som gjennomgått i kapittel 3.2.6, lokalisert i et av Norges mest jordskjelvutsatte områder. Begrunnende valg er gjort om berggrunnens akselerasjonsverdi i henhold til EC8, som resulterte i et oppfylt utelatelseskriterie. Likevel kan det være hensiktsmessig å gjennomføre en detaljert og dyptgående seismisk analyse av bærekonstruksjonen. Dermed er det gunstig i et videre arbeid, å ta utgangspunkt i en konservativ spissverdi for berggrunnens akselerasjonsverdi.

7 Referanser

- [1] J. A. Fordal, «NRK-bygget på Minde solgt», *NRK*, sep. 11, 2015.
<https://www.nrk.no/informasjon/nrk-bygget-pa-minde-solgt-1.12546548> (åpnet feb. 17, 2021).
- [2] «NRK-MA2763/14E-Eiendomsmegler til salg av Kanalveien 90, Minde, Bergen».
<https://www.mercell.com/nb-no/anbud/45845470/nrk-ma276314e-eiendomsmegler-til-salg-av-kanalveien-90-minde-bergen-anbud.aspx> (åpnet feb. 17, 2021).
- [3] «NLA Høgskolen i Bergen inngår avtale med IT-selskap - sikter mot heldigitalt campus : Bygg.no - Byggeindustrien». <http://www.bygg.no/article/1442659> (åpnet feb. 17, 2021).
- [4] K. Skogseth, «Dette er betong», *BYGGUTENGRENSER*.
<https://www.byggutengrenser.no/2017/06/29/dette-er-betong/> (åpnet feb. 16, 2021).
- [5] «Betongens historie». <https://kontrollbetong.no/aktuelt/betongens-historie/> (åpnet feb. 16, 2021).
- [6] J. V. Thue, «betong», *Store norske leksikon*. jul. 16, 2019. Åpnet: feb. 16, 2021. [Online]. Tilgjengelig på: <http://snl.no/betong>
- [7] G. V. Hjelseng, «Plasstøpt vs. prefabrikkert betong», s. 100.
- [8] J. C. Sørli, «DEN MILJØMESSIGE VEKTSTANGA», s. 8.
- [9] «Betong», *Wikipedia*. mar. 22, 2021. Åpnet: apr. 24, 2021. [Online]. Tilgjengelig på: <https://no.wikipedia.org/w/index.php?title=Betong&oldid=21358076>
- [10] «Sementpasta», *Wikipedia*. sep. 26, 2018. Åpnet: apr. 24, 2021. [Online]. Tilgjengelig på: <https://no.wikipedia.org/w/index.php?title=Sementpasta&oldid=18859275>
- [11] «Betong er en del av klimaløsningen», *SINTEF*. <https://www.sintef.no/siste-nytt/2020/-betong-er-en-del-av-klimalosningen/> (åpnet mar. 17, 2021).
- [12] M. Maage *mfl.*, *Concrete Technology 1*. 2016.
- [13] «Sementproduksjon og CO2». <https://www.norcem.no/no/sementproduksjon-co2> (åpnet mar. 17, 2021).
- [14] «Farlig støv på byggeplasser – et felles ansvar | Norengros AS».
<https://www.norengros.no/farlig-stov-paa-byggeplasser> (åpnet mai 13, 2021).
- [15] «Stål som byggemateriale». <http://www.otec.no/produkter/staalkonstruksjon/info-om-staal/staal-som-byggemateriale> (åpnet feb. 16, 2021).
- [16] «Bygg i Stål | ABT BYGG AS». <https://www.abt.no/produkter/bygg-i-stal> (åpnet feb. 16, 2021).

- [17] «Total Materia - Steel Properties». <https://www.totalmateria.com/page.aspx?ID=SteelProperties&LN=NO>, (åpnet feb. 16, 2021).
- [18] L. Torjussen, «Stål som byggemateriale», 2016.
- [19] «Stål og betong vs massivtre». <https://nyheter.byggfakta.no/stal-og-betong-vs-massivtre-177763/nyhet.html> (åpnet mai 15, 2021).
- [20] «Eurokoder | standard.no». <https://www.standard.no/fagomrader/bygg-anlegg-og-eiendom/eurokoder1/> (åpnet mai 03, 2021).
- [21] «Regler for standardiseringsarbeid | standard.no». <https://www.standard.no/standardisering/hvordan-lages-standarder/regler-for-standardiseringsarbeid/> (åpnet mai 08, 2021).
- [22] Siri, «Direktoratet for byggkvalitet». <https://dibk.no/regelverk/byggteknisk-forskrift-tek17/> (åpnet apr. 24, 2021).
- [23] Siri, «Direktoratet for byggkvalitet». <https://dibk.no/regelverk/byggteknisk-forskrift-tek17/7/7-1/> (åpnet apr. 06, 2021).
- [24] «Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner». Norsk Standard, apr. 2002.
- [25] «Teori om utmatting». Høgskolen i Bergen, jan. 2016.
- [26] «Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-1: Allmenne laster - Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger». Norsk Standard, apr. 2002.
- [27] «Hva er Excel?». <https://secure.livechatinc.com/> (åpnet feb. 13, 2021).
- [28] «Mathcad Express Free Download | Mathcad». <https://www.mathcad.com/en/try-and-buy/mathcad-express-free-download> (åpnet mai 03, 2021).
- [29] «Ove Sletten - Focus Software AS». <https://www.focus.no/produkter/ove-sletten/> (åpnet apr. 07, 2021).
- [30] «Beregningsprogram for Carbodur». <https://nor.sika.com/no/losninger-innen-bygg/bygge/forsterkning-forankring/beregningsprogramforcarbodur.html> (åpnet apr. 07, 2021).
- [31] «NS-EN 1990 Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner | standard.no». <https://www.standard.no/fagomrader/bygg-anlegg-og-eiendom/eurokoder1/ns-en-1990-grunnlag-for-prosjektering-av-konstruksjoner/> (åpnet mar. 29, 2021).
- [32] «Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-3: Allmenne laster - Snølaster». Norsk Standard, apr. 2003.

- [33] «Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger». Norsk Standard, des. 2004.
- [34] «NS 3490 Prosjektering av konstruksjoner - Krav til pålitelighet». Norsk Standard, des. 2004.
- [35] «Høydedata». <https://hoydedata.no/LaserInnsyn/> (åpnet mar. 16, 2021).
- [36] «Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-4: Allmenne laster - Vindlaster». Norsk Standard, apr. 2005.
- [37] «Hva er et jordskjelv - jordskjelv.no». <https://www.jordskjelv.no/om-jordskjelv/hva-er-et-jordskjelv/> (åpnet mai 03, 2021).
- [38] «Historiens bulder - jordskjelv.no». <https://www.jordskjelv.no/om-jordskjelv/jordskjelv-i-norge/historiens-bulder/> (åpnet mai 03, 2021).
- [39] «Jordskjelv i Norge - jordskjelv.no». <https://www.jordskjelv.no/om-jordskjelv/jordskjelv-i-norge/> (åpnet mar. 30, 2021).
- [40] H. Fossen, «Richters skala», *Store norske leksikon*. jan. 21, 2020. Åpnet: apr. 29, 2021. [Online]. Tilgjengelig på: http://snl.no/Richters_skala
- [41] «Jordskjelv i Norge - jordskjelv.no». <https://www.jordskjelv.no/om-jordskjelv/jordskjelv-i-norge/> (åpnet feb. 09, 2021).
- [42] «Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger». Norsk Standard, des. 2004.
- [43] «Kart min kommune». <http://geo.ngu.no/kart/minkommune/?kommunenr=4601>, (åpnet feb. 09, 2021).
- [44] T. Kvarme, Å. Huseby, og N. E. Forsen, «NORSAR Oppdaterte seismiske sonekart», Multiconsult, mar. 2020. [Online]. Tilgjengelig på: <https://www.norsar.no/getfile.php/139593-1585573121/norsar.no/Services/soneringskart/Multiconsult-10216470-RIB-RAP-001.pdf>
- [45] T. Magnussen, «Analyse og dimensjonering av etteroppspent betongbru». jun. 2018.
- [46] «kryp – konstruksjonsteknikk», *Store norske leksikon*. jul. 16, 2019. Åpnet: apr. 29, 2021. [Online]. Tilgjengelig på: http://snl.no/kryp_-_konstruksjonsteknikk
- [47] N. Stålforbund, *Stål Håndbok*. 2012.
- [48] «Brannprosjektering og brannsikring - Vi hjelper deg - Brannkonsult AS». <https://brannkonsult.no/brannprosjektering/> (åpnet apr. 21, 2021).
- [49] Siri, «Direktoratet for byggkvalitet». <https://dibk.no/regelverk/byggteknisk-forskrift-tek17/11/i/11-2/> (åpnet apr. 08, 2021).

- [50] Siri, «Direktoratet for byggkvalitet». <https://dibk.no/regelverk/byggteknisk-forskrift-tek17/11/i/11-3/> (åpnet apr. 08, 2021).
- [51] Siri, «Direktoratet for byggkvalitet». <https://dibk.no/regelverk/byggteknisk-forskrift-tek17/11/ii/11-4/> (åpnet apr. 08, 2021).
- [52] «Betongelementboken - 2020». https://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BookD.asp?isSearch=0&liID=D2&DocumentId=BindD/Del_1/D2/D2.pdf&BookId=D (åpnet apr. 21, 2021).
- [53] «Betongelementboken - 2020». https://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BookD.asp?isSearch=0&liID=11&DocumentId=BindD/Del_1/D1/1_1.pdf&BookId=D (åpnet apr. 21, 2021).
- [54] «520.321 Brannmotstand for etasjeskillere av tre og betong - Byggforskserien». https://www.byggforsk.no/dokument/1538/brannmotstand_for_etasjeskillere_av_tre_og_betong (åpnet apr. 22, 2021).
- [55] «520.322 Brannmotstand for vegger av tre, mur og betong - Byggforskserien». https://www.byggforsk.no/dokument/1539/brannmotstand_for_vegger_av_tre_mur_og_betong#i612 (åpnet apr. 22, 2021).
- [56] «520.323 Brannmotstand for bjelker og søyler av betong, mur og tre - Byggforskserien». https://www.byggforsk.no/dokument/1540/brannmotstand_for_bjelker_og_soeyler_av_betong_mur_og_tre (åpnet apr. 22, 2021).
- [57] «CONLIT Brandsikring». <https://www.rockwool.no/teknisk-service/beregningsprogram/conlit-brannsikring/> (åpnet apr. 22, 2021).
- [58] «Bruklassifisering - Håndbok R412», Vegdirektoratet, 2014.
- [59] «Betongelementboken - 2020». https://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BookB.asp?isSearch=0&liID=81&DocumentId=BindB/Del_2/B8/8_1.pdf&BookId=B (åpnet apr. 21, 2021).
- [60] Norske limtreprodusenters forening, *Limtreboka*. 2015.
- [61] «Forsterkning og forankring». <https://nor.sika.com/no/losninger-innenbygg/bygge/forsterkning-forankring.html> (åpnet apr. 28, 2021).
- [62] Sika, «SikaWrap - 231 C», mai 2017. Åpnet: apr. 29, 2021. [Online]. Tilgjengelig på: https://nor.sika.com/content/dam/dms/no01/4/sikawrap_-231_c.pdf
- [63] Sika, «Forsterkning - Sika Carbodur og SikaWrap systemene», nov. 2018. Åpnet: apr. 29, 2021. [Online]. Tilgjengelig på: https://nor.sika.com/dms/getdocument.get/411379d7-2fde-324c-bba5-6f3dd2476ffe/KARBODUR_WEB.pdf

[64] «SikaWrap®-231 C». <https://nor.sika.com/no/losninger-innen-bygg/bygge/forsterkning-og-forankring/karbonfiberforsterkning/sikawrap-231-c.html> (åpnet apr. 28, 2021).