



Høgskulen
på Vestlandet

BACHELOROPPGAVE

Bruddgrensekontroll i Baneveien 16

Ultimate Limit State Control in

Baneveien 16

Frida Arefjord, Elise Digernes

Adrian Halvorsen

Byggingeniør Bachelor

Fakultet for ingeniør- og naturvitenskap

Veileder: Ørjan Fyllingen

Innleveringsdato: 30.05.2022

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 det avsluttende arbeidet på bachelorgraden vår ved Høgskulen på Vestlandet, under Institutt for Bygg og Landmåling. Oppgaven omfatter 20 studiepoeng, og er utarbeidet av Frida Arefjord, Elise Digernes og Adrian Halvorsen.

Frida og Elise har valgt studieretningen prosjekt- og byggeledelse med konstruksjonsteknikk, mens Adrian har valgt studieretningen konstruksjonsteknikk. Vi har alle fullført studieemnene stål- og betongkonstruksjoner, noe som har gitt oss en bedre forståelse for ingeniørfaget og har vært til stor hjelp ved denne oppgaven.

Oppgaven er gitt av LAB Entreprenør AS, som presenterte ulike problemstillinger som vi kunne velge mellom. Oppgaven om Baneveien 16 vekket størst interesse, dermed ble den oppgaven valgt. Vi hadde fritt spillerom til å utforme problemstillingen slik vi ville.

I løpet av oppgaven ønsket vi å oppnå en bedre forståelse innen betong og hvordan materialet påvirkes av ulike påkjenninger. Det ble valgt å bruke Robot og OS-prog som hjelp til beregningene som ble gjort for hånd.

Vi ønsker å takke veileder Ørjan Fyllingen ved Høgskulen på Vestlandet, LAB Entreprenør AS og spesielt Vegard Eik og Runar Handegard hos LAB. Vi vil også rette en stor takk til Jan Husebø, Svein-Rune Kleppe og Trond Einar Martinsen, for å ha stilt opp og hjulpet oss med utfordringer innen konstruksjon og Robot.

Bergen, 30. mai 2022



Frida Arefjord



Elise Digernes



Adrian Halvorsen

Sammendrag

Formålet med denne oppgaven er å redegjøre for om 2. etasje i Baneveien 16 vil overholde planlagte bruksendringer i de to øverste etasjene, samt en ekstra etasje. Bæresystemet for denne etasjen skal kontrolleres i bruddgrense og vurdere om det innfrir kravene i dagens standarder. Det skal også komme med eventuelle tiltak. Problemstillingen blir dermed som følger:

«Bruddgrensekontroll av eksisterende bygg i andre etasje med hensyn til endringer i byggets øvre etasjer»

Det eksisterende bæresystemet består av sammenstøpte dekker hvor bæresystemet består av betong, noe som også vil bli brukt i det nye påbygget. Bruddgrensekontrollen utføres i henhold til Eurokoder og Norsk Standard. Beregningene er gjort for hånd i Mathcad, med hjelp av OS-prog og Robot.

Bygget blir utsatt for vind- og snølaster, i form av horisontale og vertikale laster. Både gamle og nye plantegninger samt gamle beregninger, er brukt til å finne mål på konstruksjonsdeler og armeringsforhold som er brukt i bygget. Denne informasjonen ble benyttet i beregningene. Alle laster ble lagt inn i Robot for å finne de verste lasttilfellene for den enkelte stripe.

I den første delen av oppgaven ble lastene bygget blir utsatt for beregnet. I oppgaven er tankemåte og beregningsgang presentert. Videre er lastfordelingen ned til 2. etasje beregnet ved hjelp av stripemetoden, før en videre kontroll av kapasitet for de enkelte elementene vurderes.

Det forutsettes at leser har grunnleggende forståelse for fagterminologi og begreper som er benyttet i oppgaven.

Abstract

The purpose of this assignment is to evaluate whether the second floor in Baneveien 16 will withstand planned changes of use in the two upper floors, as well as an additional floor. The load-bearing system on this floor will be assessed at the breaking point and see if it satisfies the current standard and requirements. Any eventual measures will be taken. The problem is thus as follows:

“Ultimate limit state assessment of the existing building in the second floor due to changes in upper stories”

The existing support system consists of cast-in-situ decks where the support system is comprised of concrete, which will also be used in the new extension of the building. The ultimate limit assessment is performed in accordance with Eurocodes and Norwegian Standards. The calculations are done by hand in Mathcad, with the help of OS-prog and Robot.

The building is exposed to wind and snow loads, in the form of horizontal and vertical loads. Both old and new floor plans, as well as old calculations, have been used to find measurements of construction elements and reinforcement conditions used in the building. This information is used as a basis in the calculations. All loads were transferred into Robot to find the worst load cases for each strip.

In the first part of the assignment, the loads have been calculated to which the building is exposed to. Our thought- and calculation process is presented in the report. Furthermore, it has been done calculations on load distributions through the building to the second floor with the use of the strip method. Lastly an evaluation of the concrete elements has been finalized. The assignment is written under the assumption that the reader has fundamental understanding of engineering terminology used in the assignment.

Innholdsfortegnelse

Forord	II
Sammendrag	III
Abstract	IV
Innholdsfortegnelse	V
Figurliste	IX
Tabelliste	X
Formel liste	XI
Symboler	XIII
1 Innledning	1
1.1 Om Baneveien 16	1
1.2 Oppdragsgiver	2
1.3 Problemstilling	2
1.4 Avgrensninger	2
2 Teori	3
2.1 Plan og bygningsloven.....	3
2.2 Teknisk forskrift.....	3
2.3 Eurokoder.....	4
2.4 Aksielle krefter	5
2.5 Skjærkrefter	5
2.6 Krefter fra moment	7
2.7 Teori søyler.....	7
2.7.1 Slank søyle	7
2.7.2 Knekk lengder	8
2.8 Materialer	9

2.8.1 Om stål.....	10
2.8.2 Om betong.....	10
2.8.3 Betongbjelker	11
2.8.4 Betongsøyler.....	11
2.8.5 Betongvegger.....	12
2.8.6 Betongplater	12
2.9 Teori stripemetoden	15
2.9.1 Stripemetoden.....	16
2.10 Bruddlinjeteori	16
2.11 Elementmetoden	17
2.12 Grensetilstander	17
2.12.1 Bruddgrensetilstand	18
2.12.2 Bruksgrensetilstand	19
2.12.3 Ulykkesgrensetilstand.....	20
2.13 Digitale verktøy	20
3 Metode.....	22
3.1 Klassifisering.....	22
3.2 Laster.....	22
3.2.1 Permanente later.....	22
3.2.2 Variable laster.....	23
3.2.3 Vindlast	23
3.2.4 Snølast	28
3.2.5 Punktlast	30
3.2.6 Brann.....	30
3.3 Inndeling.....	31

3.4 Fordeling av laster.....	33
3.4.1 Fordeling av laster på vegg.....	33
3.4.2 Veggfuger.....	34
3.4.3 Hensyn til lastintensiteter	34
3.5 Dekke.....	35
3.6 Søyler.....	36
3.7 Vegger	37
3.8 Bjelker	37
3.9 Metode for bygget	37
3.10 Metode for 10. etasje	38
3.11 Metode for etasje 8 og 9.....	38
3.12 Metode for etasje 7	40
3.13 Metode for etasje 2 til etasje 6.....	40
4 Resultater og tiltak.....	42
4.1 Lastoverføringer i vegger	42
4.2 Lastoverføringer til søyler	43
4.3 Plater	44
4.4 Resultat Etasje 2.....	47
4.4.1 Søyler	47
4.4.2 Vegger	48
4.4.3 Bjelker	48
4.5 Gjennomlokking	49
4.6 Brann	50
4.7 Tiltak.....	52
4.7.1 FRP forsterkning	52

4.7.2 Stålplateforsterkning	53
4.7.3 Tiltak mot brann	53
5 Drøfting	55
6 Konklusjon	57
Referanser	58

Figurliste

Figur 1: Visjonering av Baneveien 16 ved ferdigstillelse.[1]	1
Figur 2: Illustrerer en snittet bjelke med påførte laster. [7]	6
Figur 3: Knekkformer og tilhørende knekk lengder [8].....	8
Figur 4: Formfaktorer for tak	26
Figur 5: Formfaktor for vertikale vegger (EC1-4)	27
Figur 6: Vind- og snøsoner i 10 etasje	29
Figur 7: Vind- og snøsoner i 9. etasje	30
Figur 8: Viser inndelingen av striper og vegger i etasje 10	31
Figur 9: Viser inndelingen av striper og vegger i etasje 8 og 9	32
Figur 10: Viser inndeling av striper og vegger i etasje 2 –7	33
Figur 11: Viser lastintensitet det må tas hensyn til over vegg 1 etasje 10	35
Figur 12: Jevnt fordelte laster på stripe 4 i etasje 8.....	39
Figur 13: Oversikt over de ulike platene i etasje 2.....	47
Figur 14: Kritisk kontrollsnitt for belastede flater nær eller ved kant eller hjørne EC2	49
Figur 15: Viser anbefalte verdier for β [8].....	50
Figur 16: Viser bruddfastheten til ulike FRP materialer [30]	52
Figur 17: Forsterkning av sirkulære søyler ved hjelp av FRP bånd [31]	53

Tabelliste

Tabell 1: Oversikt over anvendte eurokoder	4
Tabell 2: Betongens karakteristiske trykkfasthet, f_{ck} . [9]	9
Tabell 3: Armeringens karakteristiske flytegrense, f_{yk} . [9]	9
Tabell 4: Bøyemomenter og nedbøyning for fritt opplagt rektangelplate, $\nu = 0$	14
Tabell 5: Kombinasjoner og lastfaktorer for bruddgrensetilstand fra EC0.....	19
Tabell 6: Dimensjonerende verdier for bruksgrense fra EC0.....	19
Tabell 7: Tabell NA.A1.1 ψ faktorer for kontor og boliger etter EC1-1	22
Tabell 8: Viser ulike nyttelaster for kontor, leilighet og balkong.....	23
Tabell 9: Viser terrengruhetskategorier og tilhørende parametere etter EC1-4	24
Tabell 10: Forskjellige vindsoner med formfaktor, overtrykk og qkast for tak	26
Tabell 11: Oversikt over forskjellige vindsoner med formfaktor, overtrykk og qkast for vegger	28
Tabell 12: Viser ulike parametre for beregning av snølast [24].....	28
Tabell 13: Viser de jevnt fordelte lastene som har blitt brukt.....	36
Tabell 14: Laster på vegger i kN/m	42
Tabell 15: Laster på søyler	43
Tabell 16: Laster på søyler i hjørnet i de ulike etasjene i kN	44
Tabell 17: Momenter og kapasitet i kNm inndelt i plater.....	45
Tabell 18: Skjærpåkjenninger og kapasiteter for plater	45
Tabell 19: Moment i hjørne i x- og y-retning	46
Tabell 20: Kontroll av søyler.....	48
Tabell 21: Brannmotstand for etasjeskiller og bærende konstruksjon for forskjellige brannklasser [26].....	51

Formel liste

Formel 1: Aksiell spenning	5
Formel 2: Gjennomsnittlig skjærspenning	5
Formel 3: Varierende skjærspenning i tverrsnittet.....	5
Formel 4: Bøyepening	7
Formel 5: Trykkapasitet for betongvegger	12
Formel 6: Tverrsnittets strekkapasitet.....	12
Formel 7: Nodedeformasjon	17
Formel 8: Egenlast med hensyn på tykkelse, bredde og egenvekt.....	22
Formel 9: Basisvindhastighet	24
Formel 10: Vindkasthastighet	24
Formel 11: Vindlast på fasadevegger.....	27
Formel 12: Karakteristisk snølast	28
Formel 13: Last per løpemeter vegg	34
Formel 14: Beregning av avstand til punktlast	35
Formel 15: Slankhetsgrense.....	36
Formel 16: Normalisert slankhet	36
Formel 17: Eksentrisiteten fra 2. ordens effekter.....	36
Formel 18: Moment	37
Formel 19: Nødvendig armeringsareal	37
Formel 20: Opplagerreaksjon på vegg	38
Formel 21: Punktlastforhold i etasje 9.....	39
Formel 22: Dimensjonerende skjærkapasitet.....	41

Formel 23: Minste dimensjonerende skjærkapasitet.....	41
Formel 24: Momentkapasitet for dekker og plater	41
Formel 25: Skjærkapasitet for skjærarmerte betongelementer	41
Formel 26: Total last I etasje 2	43
Formel 27: Kontrollsnitt 0	49
Formel 28: Kontrollsnitt 1	49
Formel 29: Minste dimensjonerende skjærpåkjenning.....	49
Formel 30: Beregning av utnyttelsesgrad for søyler og vegger	51

Symboler

Teori

A	Areal
A_s	Tverrsnittets armeringsareal
b	Bredde
E	Materialets egenvekt
e	Eksentrisitet
f_{cd}	Betongens dimensjonerende trykkfasthet
f_{ck}	Betongens karakteristiske trykkfasthet
f_{yd}	Armeringens dimensjonerende flytespenning
f_{yk}	Armeringens karakteristiske flytegrense
G	Kraft fra egenlast
I	Annet arealmoment
L	Lengde
M	Moment
N	Aksiallast
$NR_{d,c}$	Betongens dimensjonerende trykkapasitet
$NR_{d,t}$	Betongens dimensjonerende strekkfasthet
Q	Statisk arealmoment
q	Jevnt fordelt last
t	Tykkelse
y	Avstand fra nøytralakse
σ	Spenning
γ_s	Materialfaktor stål
τ	Skjærspenning
η_{fi}	Justeringsfaktor for utnyttelsesgrad av vegger og søyler
μ_{fi}	Utnyttelsesgrad for vegger og søyler under brann
\mathbb{F}	Kraftmatrise
\mathbb{K}	Stivhetsmatrise
\mathbb{r}	Deformasjonsmatrise

Bruddgrensetilstand

ULS	Ultimate Limit State (Bruddgrensetilstand)
EQU	«Tap av statisk likevekt for en konstruksjon eller enhver del av den, betraktet som stivt legeme»
STR	«Brudd eller for store deformasjoner i konstruksjonen eller konstruksjonsdelene, medregnet fundamenter, peler, kjellervegger osv, der byggematerialenes fasthet er av betydning»
GEO	«Brudd eller for store deformasjoner i grunnen, der fastheten i jord eller berg er av betydning for å sikre kapasiteten»
FAT	«Utmattingsbrudd i konstruksjonen eller konstruksjonsdelene»
UPL	«Tap av likevekt i konstruksjonen eller i grunnen forårsaket av oppløft på grunn av vanntrykk (oppdrift) eller andre vertikale laster»
HYD	«Hydraulisk grunnbrudd, indre erosjon og kanaldannelse i grunnen forårsaket av hydrauliske gradienter»

Vindlast

C_{alt}	Nivåfaktor
C_{dir}	Retningsfaktor
C_{prob}	Sannsynlighetsfaktor
C_{season}	Årstidsfaktor
I_v	Turbulensintensitet
k_p	Topofaktor
$q_p(z)$	Vindhastighetstrykk
v_b	Basisvindhastighet
$v_{b,0}$	Referansevindhastighet
v_m	Stedsvindhastighet
ρ	Lufttetthet
z_b	Ruhetslengde

Snølast

C_e	Eksponeringskoeffisient
C_t	Termisk koeffisient
S_k	Karakteristisk snølast
$S_{k,0}$	Områdets referansesnølast
μ_i	Formfaktor

Metode

A_c	Betongens tverrsnittsareal
A_{sw}	Skjærarmringens tverrsnittsareal
$A\varphi$	Faktor som tar hensyn til effektivt kryptall
b_w	Platebredde
CRd, c	Justeringsfaktor for skjør for uarmerte betongelementer
d	Avstand fra ytterkant tverrsnitt til senter strekksone
θ	Vinkel
Med	Dimensjonerende moment
MRd	Dimensjonerende momentkapasitet
s	Senteravstand
VRd	Dimensjonerende skjærkapasitet
Vrd, c	Dimensjonerende skjærkapasitet
x	Avstand til nøytralaksen fra trykkrand
z	Betongens indre momentarm
Ψ	Beregningsfaktor for last
$\lambda n \lim$	Slankhetsgrense
v_{min}	Justeringsfaktor for skjærkapasitet
ρ_L	Justeringsfaktor for skjærkapasitet

Gjennomlokking

d	Effektiv diameter
K	Justeringsfaktor for gjennomlokking
V_{Ed}	Påført skjærkraft
$V_{Ed,0}$	Skjærspenning ved søylekant
$V_{Ed,1}$	Skjærspenning ved kontrollsnitt 1
V_{min}	Minste skjærkapasitet
V_{Rdc}	Dimensjonerende kapasitet for skjærkraft
$V_{Rd,max}$	Dimensjonerende skjærkapasitet for gjennomlokking
β	Justeringsfaktor for gjennomlokking
u_0	Lengde av søylens omkrets
u_1	Lengden av det kritiske kontrollsnittets omkrets
ν	Justeringsfaktor for gjennomlokking
ρ_L	Justeringsfaktor for gjennomlokking

1 Innledning

1.1 Om Baneveien 16

Baneveien 16 har siden bygningsfasen i 1963 vært planlagt for kontorlokaler. Bygget har vært driftet som et kontorbygg frem til byggesaken i 2019. Der ble det søkt om omgjøring til hotell [1]. Bygget fra 1963 er 5962 kvadratmeter [2], og består i dag av 9 etasjer med kjeller, som inkluderer tilfluktsrom fra sivilforsvaret. LAB Eiendom og EGD Property planlegger å rehabilitere bygget for kafé/butikk på gateplan, kontorlokaler fra 2. til 8. etasje og leiligheter i de to øverste etasjene. Kjelleren skal brukes til treningsrom samt teknisk rom.



Figur 1: Visjonering av Baneveien 16 ved ferdigstillelse. [1]

1.2 Oppdragsgiver

Oppgaven er utarbeidet i samarbeid med LAB entreprenør. LAB har siden 1998 levert over 500 prosjekter, og regnes som en av de ledende byggentreprenørene på Vestlandet [3]. LAB har bistått med tegninger av bærende konstruksjon, tidligere beregninger og diverse informasjon om bygget.

1.3 Problemstilling

Problemstillingen er basert på rivning av de to øverste etasjen, med tenkt påbygg på 3 etasjer og hvordan dette vil påvirke konstruksjonen i 2. etasje. Dermed blir problemstillingen som følger:

«Bruddgrensekontroll av eksisterende bygg i andre etasje med hensyn til endringer i byggets øvre etasjer»

1.4 Avgrensninger

Oppgaven avgrenses til beregning av bruddgrensetilstand i søyler, dekker, vegger og bjelker i byggets 2. etasje. Avgrensningen ble gjort ettersom bæresystemet i 1. etasje og kjelleren er utformet på annen måte enn etasje 2 og oppover. Valget om å avgrense til beregning av bruddgrensetilstand ble gjort på grunnlag av at behovet for ulykkestilstandsvurdering forfaller og krav til bruksgrensestilstand bestemmes i det enkelte prosjektet. LAB entreprenør har ikke spesifisert hvilke krav til nedbøyning, vibrasjoner og riss som er ønskelig. Bruksgrensevurdering anses dermed ikke som nødvendig på dette stadiet i prosjektet.

De opprinnelige beregningene mottatt av LAB, ble gjort av Einar Helmers Olsen AS. Der er det benyttet en dimensjonerende nyttelast på 2kN/m^2 som er et avvik fra dagens krav om karakteristisk nyttelast på 3kN/m^2 . For eksisterende plan kan en beregne med økt nyttelast på 125% i bruddgrensetilstand. Dette innebærer at bygget muligens ikke vil anses som forsvarlig konstruert i dag. Videre har det blitt gjort vurderinger på planutformingen i de øvre etasjene.

2 Teori

2.1 Plan og bygningsloven

Plan og bygningsloven bestemmer hvordan areal skal benyttes og reguleres. Loven gjelder aktiviteter og virksomheter som er knyttet til fast eiendom. Reglene i loven skal sørge for at bygg- og anleggsprosjekt har forsvarlig utførelse og kontroll. [4]

2.2 Teknisk forskrift

Byggteknisk forskrift viser til tekniske krav som et byggverk minimum må ha for å kunne oppføres lovlig i Norge. Forskriften gir flere funksjonskrav om hva som kreves av en bygning. TEK 17 viser til Norsk standard og SINTEFS Byggforskserie som nyttige verktøy for å lage et godt byggverk. [5]

I følge byggteknisk forskrift §7-1 (1) er det et krav til at “byggverk skal plasseres, prosjekteres og utføres slik at byggverk, byggegrunn og tilstøtende terreng ikke utsettes for fare for skade eller vesentlig ulempe som følge av tiltaket”. Dette medfører at vindlast og snølast må medregnes som variable laster av hensyn forskriften i tillegg til tilstrekkelig branndimensjonering.

2.3 Eurokoder

Eurokoder er en felles serie av europeisk standarder og består av 10 eurokoder. Alle eurokodene i dag blir ansett som Norsk Standard. Standardene benyttes for dokumentasjon av konstruksjoners sikkerhet i forhold til byggeforskriftens krav. Den virker som en veileder på hvordan en kan innfri krav i TEK17. [6]

Tabell 1: Oversikt over anvendte eurokoder

Betegnelsen	Tittel	Forkortelse
NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016	Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner	EC0
NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2019	Eurokode 1: Laster på konstruksjoner Del 1-1: Allmenne laster – Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger	EC1-1
NS-EN 1991-1-3:2003+A1:2015+NA:2018	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+A1+NA	Eurokode 2 Prosjektering av betongkonstruksjoner Del1-1: Allmenne regler og regler for bygninger	EC2
NS-EN 1998-3:2005+NA:2013	Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning Del 3: Vurdering og forsterkning av eksisterende bygninger	EC8

2.4 Aksielle krefter

Aksielle krefter er krefter som påføres ortogonalt på tverrsnittets flate. Dette vil føre til en spenning vinkelrett på flaten som kan beregnes etter formel 1. Aksiell spenning virker sammen med bøyespenninger og en må da summere eller subtrahere om de virker samhandlende eller motvirkende. Søylar og vegger i konstruksjoner er spesielt utsatt for spenninger fra aksielle krefter. For betong må det tas hensyn til at kapasiteten for strekkspenning er vesentlig mindre enn kapasiteten for trykkspenning. For armert betong kan en ta hensyn ved å vurdere kapasiteten til armeringsstålet.

$$\sigma = \frac{N}{A}$$

Formel 1: Aksiell spenning

2.5 Skjærkrefter

Skjærkraft eller skjærkrefter kan defineres som en kraft som virker på et materiale der kraften virker i en retning, og en indre kraft virker i motsatt retning. [7] Materialer som påvirkes av skjærkrefter vil bli påkjent av en skjærspenning på flere måter. Gjennomsnittlig skjærspenning over en flate utsatt for skjærkraft kan beregnes etter formel 2. Skjærspenningen langs en linje vinkelrett på skjærkraften kan uttrykkes ved formel 3, denne formelen tar hensyn til at skjærspenning er varierende i tverrsnittet.

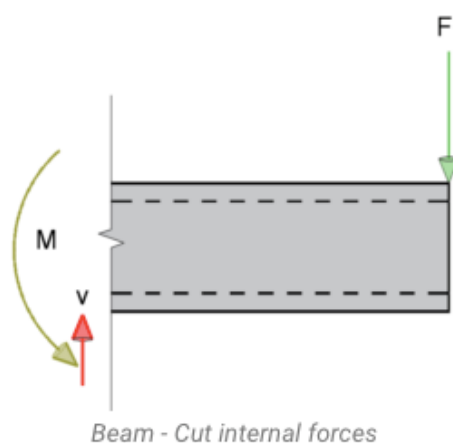
$$\tau = \frac{V}{A}$$

Formel 2: Gjennomsnittlig skjærspenning

$$\tau = \frac{V \cdot Q}{I \cdot t}$$

Formel 3: Varierende skjærspenning i tverrsnittet

Skjærspenning er spenninger parallelt med tverrsnittet som forsøker å dele tverrsnittet på tvers av lengderetningen. Spenning fra torsjonsmoment er en skjærspenning og kan bidra til brudd i tverrsnittet fra skjær. For betongkonstruksjoner armeres det i vertikal retning og det vil da dannes en fagverksmodell inni tverrsnittet. Det må vurderes om tverrsnittet har kapasitet for en skrå trykkdiagonal i tillegg til om det er nok bøyler i vertikal retning for å oppta skjærkreftene. Betongplater er vanligvis ikke skjærarmerte utenom i nærheten av større punktlaster slik som over eller under søyler. Skjærkreftene er ofte store i nærheten av opplagere og kan da gi en tilleggs kraft i lengdearmeringen som gjør at en kan forskyve momentkurven en avstand ut i feltet. Dette medfører at armering over støtte må videreføres lengre ut i feltet enn momentkurven tilsier. [8]



Figur 2: Illustrerer en snittet bjelke med påførte laster. [7]

2.6 Krefter fra moment

Moment regnes som kraft*arm og betegnes med enheten Nm. En får moment i konstruksjoner dersom en last påføres med en eksentrisitet. Krefter med høyere eksentrisitet vil føre til høyere moment. Moment fører til bøyepeninger. Bøyepeningen fordeles over et tverrsnitt slik at det blir trykk på ene siden av nøytralaksen og strekk på andre siden av nøytralaksen. Et generelt tverrsnitt utsatt for moment vil ha en bøyepening utregnet etter formel 4. Ettersom betong har forskjellig trykk- og strekkfasthet, må det armeres i strekksonen og ofte i trykksonen. Momenter inntreffer også som andre ordens effekter.

$$\sigma = \frac{M \cdot y}{I}$$

Formel 4: Bøyepening

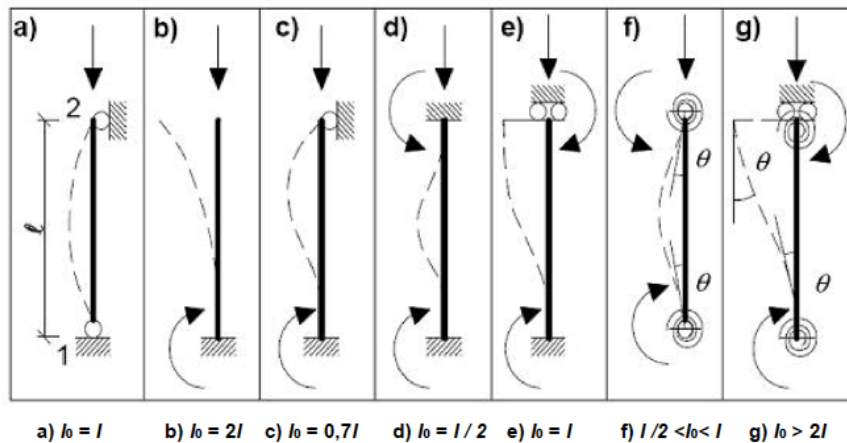
2.7 Teori søyler

2.7.1 Slank søyle

For søyler vil slankheten være avgjørende for om det er nødvendig å ta hensyn til 2. ordens moment. Dersom en søyle defineres som slank skal en enten redusere kapasiteten eller påføre ytterligere moment.

2.7.2 Knekk lengder

I følge EC2 er det nødvendig å definere søylens effektive lengde for, kalt knekk lengde. Knekk lengden er “en lengde som brukes for å ta hensyn til utbøyningskurvens form” [8]. Under vises et utdrag fra EC2 som illustrerer forskjellige knekkingsformer og tilhørende knekk lengder. Knekk lengdene er avhengig av randbetingelsene og søylens faktiske lengde.



Figur 3: Knekkformer og tilhørende knekk lengder [8]

Søylene i det eksisterende bæresystemet er kontinuerlig gjennomgående. Dette forutsetter at søylene aldri vil være helt fastholdt til dekke. Konservativt vurderes dermed søylene som leddet, og vil da få en knekk lengde lik $1 \cdot L$.

2.8 Materialer

All bærende konstruksjon er armert betong, der betongen har kvalitet B250 som tilsvarer dagens B16. Armeringsstålet er av kvalitet CSF40, dette er kamstål med en karakteristisk flytegrense på 400MPa.

Tabell 2: Betongens karakteristiske trykkfasthet, f_{ck} . [9]

Tabell 2.1.2 Betongens karakteristiske trykkfasthet, f_{ck}

Byggeår	NS 427 (av 1939)	NS 427A (av 1962)	NS 3473 (1973-2003)	NS 3473 (2003-2010)		NS-EN 1992-1-1 (NA 3.1.2)	
	Betong- kvalitet	Betong- kvalitet	Fasthets- klasse	Fasthets- klasse	f_{cn} (N/mm ²)	Fasthets- klasse	f_{ck} (N/mm ²)
Før 1920	C-betong	B 200	C 15	B 10	11,2	B 12	12
1920-1945	B-betong	B 250	C 20	B 16	14,0	B 16	16
Etter 1945	A-betong	B 300	C 25	B 20	16,8	B 20	20
		B 350	C 30	B 25	20,3	B 25	25
		B 400	C 35	B 28	22,4	B 28	28
		B 450	C 40	B 32	25,2	B 32	32
		B 600	C 45	B 35	27,3	B 35	35
			C 55	B 45	34,3	B 45	45

Tabell 3: Armeringens karakteristiske flytegrense, f_{yk} . [9]

Tabell 2.1.3 Armeringens karakteristiske flytegrense, f_{yk}

Armeringstype	Armeringskvalitet	Diameter (mm)	f_{yk} (N/mm ²)
Glattstål	St. 37	8-32	230
Kamstål	Ks 40 og Ks 40 S	8-20	400
		25-32	380
	Ks 50 og Ks 50 S	8-16	500
		20-32	480
	Ks 60 og Ks 60 S	8-16	600
	K 400 S og K400 TS	8-32	400
	K500 S og K500 TS	8-32	500
	K500 TE	8-32	500
	B500C	8-32	500

2.8.1 Om stål

Stål er legeringer laget hovedsakelig av jern og karbon, og kan i tillegg inneholde andre enkeltelementer. Fordelen med stål er at det er flere måter å oppnå ønskelige egenskaper, der tilsettelsen av andre elementer også kan ha innvirkning [10].

Stål har vanligvis svært høy strekk- og trykkapasitet. Flytegrensen kan variere mellom 100-1500MPa avhengig av produksjonsmetodene [10]. Stål kan i tillegg bearbeides på arbeidsplass eller bestilles med ferdig kapping og bøyning.

Vanlig sirkulært armeringsstål i Norge er B500B eller B500C og har en karakteristisk flytegrense på opptil 500MPa. Armeringsstål brukes til å ta opp indre strekkrefter i betong.

2.8.2 Om betong

Betong egner seg til opptak av trykkrefter der trykkfastheten ofte oppnår 50MPa, videre er strekkfastheten tilnærmet 10% av trykkfastheten [8]. Skjærkapasiteten for betong er tilsvarende strekkapasiteten, dette medfører at betong bør armeres der det oppstår skjær eller strekk.

Betong herdes fra det blir støpt, dette medfører at det endrer fasong over tid som omtales som kryp og svinn. Disse endringene påvirker deformasjonsgraden til konstruksjonsdelen og det må tas hensyn til disse både ved bruks- og bruddgrense.

Betong har lang levetid og vedlikeholdskostnadene er lave. Som materiale er betong fleksibelt i støpningsfasen ettersom den kan støpes i flere ulike fasonger. Betong er også slitesterkt og brannhemmende [11].

2.8.3 Betongbjelker

Baneveien 16 har to betongbjelker som spenner fra vegg 1 til vegg 8 innvendig i etasje 2-7 med et spenn på 6,2 meter illustrert i vedlegg C. Bjelkenes mål er på 300x450mm. I etasje 8-10 spenner bjelkene fra vegg 1 til vegg 2 med et spenn på 9,6 meter. I tillegg til egenvekt av bjelken vil de bære nyttelast og egenlast i spennet fra dekkene i etasjen over. Dette betraktes som en jevnt fordelt last over bjelken. Lasten som er påført bjelkene tas opp i veggene der hver vegg vil bære halvparten av lasten.

Bjelkenes geometri tillater innstøping av bøyer som det må tas hensyn til for beregning av skjærkapasitet.

Momentkapasiteten til betongbjelker beregnes i forhold til den indre momentarmen mellom trykksone- og strekksonearmeringens tyngdepunkt. En bruker den totale armeringsmengden i grunnlaget for beregningen.

2.8.4 Betongsøyler

Bygget har søyler langs fasaden mot vei, i tillegg til 4 søyler vendt mot bygård. Søylerne har en høyde på 2,7 meter, hvor søyler fra 2-7 etasje er plassert sentrisk over hverandre, som vist i vedlegg C. Dette vil redusere risikoen for gjennomlokking i dekkene.

For Baneveien 16 er innspenningsgraden ukjent for de forskjellige betongelementene, fordi søylerne er støpt sammen med dekkene. En kan derfor anse søylerne som delvis innspente, noe som fører til en forminsknet knekk lengde.

Søyler vil aldri være geometrisk helt rette. Det blir tatt stilling til geometriske avvik på ulike måter, avhengig av materialtypen. For betongsøyler skal en påføre et økt moment som blir beregnet ut ifra aksiallasten på søylen. I tillegg finnes det et minstekrav på denne eksentrisiteten.

Videre kan en beregne om det er behov for påføring av en eksentrisitet på grunn av 2. ordens effekter. Søyler kategoriseres som slank dersom de er over en beregnet slankhetsgrense.

Slankhetsgrensen avhenger av variabler som høyde, kryp, knekk lengder med flere. Det endelige momentet som påføres søylen vil være summen av det opprinnelige momentet, moment fra geometrisk avvik og moment på grunn av 2. ordens effekter. 2. ordens effekter kan føre til behov for høyere påført moment, dersom momentet øker kontinuerlig, vil ikke søylen ha kapasitet.

2.8.5 Betongvegger

Baneveien 16 har flere bærende vegger for det statiske systemet i de forskjellige etasjene. Betongveggers trykkapasitet skal beregnes etter EC2 kapittel 12.6.1 og formel 5. Der b regnes per løpemeter vegg. Strekkapasiteten beregnes med vertikalarmeringens dimensjonerende flytespenning, gitt ved formel 6. Betongvegger kan overskride slankhetsgrensen om en akse.

$$NRd, c = fcd \cdot b \cdot t \cdot \left(1 - \frac{2e}{t}\right)$$

Formel 5: Trykkapasitet for betongvegger

$$NRd, t = fyd \cdot As$$

Formel 6: Tverrsnittets strekkapasitet

2.8.6 Betongplater

Alle plan bærer et betongdekke, inkludert øverste etasje der taket regnes som et 200mm tykt betongdekke.

Betongplater bærer last i x -og y-retning, avhengig av forholdet mellom lastspennene. Dette kommer av at platen har nedbøyning i begge retninger, men må ha lik nedbøyning midt på spennene. Vinkelendringen θ må derfor være større enn vinkelen φ for det korte spennet for å få lik nedbøyning. Dette medfører at momentet og dermed mer av lasten må bæres i den korteste retningen. I realiteten behøves en lineær elastisk metode der også torsjonsmomentet tas med for å få en fullstendig korrekt løsning. For generelle former behøves beregningsprogram som tar i bruk elementmetoden [12].

Hvor mye last som bæres i hver retning for en del ulike lengdeforhold finnes i tabell 4 hentet fra Svein Ivar Sørensen's "Betongkonstruksjoner", der det antas tverrkontraksjonstall=0. I tabellen kan en se at et spennviddeforhold på 2-1 for en jevnt fordelt last fører til at bøyemomentets toppunkt vil ha verdien $\frac{1}{10,4} qL_{kort}^2$ kNm. Dersom en beregner det korteste spennet for å bære all last i en retning vil verdien til bøyemomentets toppunkt være $\frac{1}{8} qL_{kort}^2$. Dette gir en overvurdering av momentet på 30%. Tilsvarende for et spennviddeforhold på 3-1 vil bøyemomentets toppunkt ha verdien $\frac{1}{8,5} qL_{kort}^2$ som gir en overvurdering på 6,25% [12].

Tabell 4: Bøyemomenter og nedbøyning for fritt opplagt rektangelplate, $\nu = 0$

L_y/L_x	Moment		Nedbøyning
	$M_x = qL_x^2/\alpha$	$M_y = qL_x^2/\beta$	$w = \gamma \cdot qL_x^4/Eh^3$
	α	β	γ
1.0	27.2	27.2	0.0485
1.1	22.4	27.8	0.058
1.2	19.1	29.0	0.0675
1.3	16.8	30.8	0.0765
1.4	15.0	32.3	0.0845
1.5	13.7	34.7	0.0925
1.6	12.7	36.1	0.0995
1.7	11.9	37.3	0.106
1.8	11.3	38.5	0.112
1.9	10.8	39.4	0.117
2.0	10.4	40.3	0.122
3.0	8.5	49.2	0.147
4.0	8.1	66.7	0.154
5.0	8	77.0	0.156
∞	8	∞	0.156

Basert på disse forholdene kan en med god nøyaktighet beregne plater med spennviddeforhold 3-1 eller høyere som enveisbærende i korteste lengderetning. For Baneveien 16 innebærer dette at alle beregninger er gjort til sikker side, men det vil ikke være mulig å beregne reaksjonskrefter korrekt uten kjennskap til om armering tillater momentoverføring i begge retninger.

Betongdekkers moment- og skjærkapasitet beregnes og vurderes i x- og y-retning hver for seg, der det er mulig å anta momentoverføring i begge retninger.

2.9 Teori stripemetoden

Stripemetoden presentert av Arne Hillerborg i 1956 "Jamviktsteori for armerade betongplattor" beskriver en metode for å dele plater inn i enveisbærende betongstriper. Metoden baserer seg på inndeling av striper som er avgrenset av linjer der det er null skjærkrefter, dette minner om bruddlinjeteori, men forenklet til rektangulære striper istedenfor eksempelvis diagonale fra hjørner [12].

Det blir valgt en løsning der momentet i xy-retning = 0 slik at moment blir tatt opp i enten x-retning, y-retning eller en kombinasjon, avhengig av armeringen. Dette betyr at en ser bort fra torsjonsvridning i plater. Dersom armeringen er lagt slik at fordelingen er 1 vil all lasten bæres i en stripe i x-retning, tilsvarende 0 for all last i y-retning. Velges fordeling = 1 betyr det at dekket ikke har armering i y-retning. Velger man en fordeling = 0,5 vil en få halve lasten fordelt i x-retning og halve lasten fordelt i y-retning.

Stripemetoden er en nedre grensem metode som muliggjør en enklere beregning av kraftfordeling til moment, skjær og opplagerkrefter, på bekostning av utallige mulig kombinasjoner av striper. Metoden gir enten overdimensjonert- eller korrekt bruddlast. [13]

2.9.1 Stripemetoden

Ifølge EC1-1 kapittel 5.3.1 (5) kan dekker som er belastet hovedsakelig med jevnt fordelte laster anses å være en enveisplate. Dette gjelder dersom platen har to frie sidekanter eller forholdet mellom korteste og lengste spennvidde er større enn 2. Dette gir grunnlaget for muligheten til å dele betongdekket i Baneveien 16 inn i striper.

Betongplater som er opplagt direkte på søyler omtales som et flatdekke. Flatdekker bør etter EC2 tillegg I 1.1 beregnes ved hjelp av en bjelkeristmodell, en elementmetodemodell, en flytelinjemodell eller en ekvivalent ramme. Ved hjelp av ekvivalente rammer deler enn lastbredden mellom søyler inn i mindre striper, og fordeler momentet på disse. [12]

Betongdekkene i Baneveien 16 er sammenstøpt og hviler på dragere, søyler og vegger. Det kan dermed argumenteres for at dekkene ikke kan omtales som flatdekker, og trenger derfor ikke å beregnes ved hjelp av modellene nevnt over. Ved hjørnet er det flere søyler per m² dekke, dermed benyttes elementmetoden i beregningene for å tilfredsstille EC2 tillegg I 1.1.

2.10 Bruddlinjeteori

For å vurdere lastfordelingen blir det ofte brukt bruddlinjeteori. Bruddlinjeteori er utviklet av K.W. Johansen og angir en øvre grense for bruddlast i plater. Ved bruken av bruddlinjeteori vil en få en riktig eller for høy bruddlast. Bruker en bruddlinjeteori uten klare randbetingelser og bruddmekanismer vil det være i strid med teknisk forskrift. [12]

Bruken av bruddlinjeteori på dekker med forskjellige (spesielt asymmetriske) lengder og randbetingelser vil være utfordrende. Metoden blir dermed ikke brukt i beregningene.

2.11 Elementmetoden

Elementmetoden fungerer ved at en deler opp kompliserte systemer i elementer som møtes i flere punkt omtalt som noder. Nodene har forskjellige frihetsgrader slik som forflytning i x- eller y-retning. Ved hjelp av beregninger av forflytninger kan en videre beregne spenning i de enkelte nodene. Noen av nodene vil ha kjente frihetsgrader, for eksempel ved randbetingelsene. En kan da regne seg fra node til node gjennom elementene til hele systemet er bestemt. Elementmetoden fungerer på samme måte som matrisestatikk, bare ved hjelp av større matriser. En kan beregne forflytningen til noden ved hjelp av innsetting av krefter og stivheter i matriser. Forflytningene kan beregnes etter formel 7. [14]

Elementmetoden skiller seg fra elastisitetsteorien ved at elementene har en kjent størrelse og egenskapene bestemmes numerisk istedenfor infinitesimale elementer som beregnes ved hjelp av differensiallikninger. For å øke nøyaktigheten av de numeriske beregningene i elementmetoden, kan en ta i bruk flere mindre element med former som passer til det enkelte systemet. Eksempelvis er trekantelementer mer egnet for avrundede kanter. [14]

Elementmetoden har blitt brukt for å beregne opplagerreaksjonene til stripene og hjørnene i Baneveien 16, i Robot. Armeringen for hjørnet er kjent både i x- og y-retning og det er dermed ønskelig å beregne så nøyaktig som mulig.

$$\mathbf{r} = \mathbf{F} \cdot \mathbf{K}^{-1}$$

Formel 7: Nodedeformasjon

2.12 Grensetilstander

Grensetilstander omhandler situasjonen konstruksjonen skal kontrolleres for. Dette betyr at en konstruksjon må dimensjoneres etter bruddgrensetilstand, bruksgrensetilstand og ulykkesgrensetilstand. I denne oppgaven er fokuset på bruddgrensetilstand.

2.12.1 Bruddgrensetilstand

Bruddgrensetilstander er tilstander som har betydning for menneskers og konstruksjoners sikkerhet. [15] Utrengninger i bruddgrensetilstand beregnes basert på hva som gir mest ugunstig forhold for konstruksjonen. Bruddgrensetilstand eller ULS består av flere ulike sett som kan beregnes. Settet EQU brukes ifølge EC0 for å beregne tap av statisk likevekt for en konstruksjon. Settet STR brukes for å beregne brudd eller for store deformasjoner i konstruksjonen.

I tillegg til EQU og STR beregnes også GEO i bruddgrense, ettersom dette gjelder brudd og deformasjoner i grunnen. Beregningene i vedlegg A tar for seg kontroller fra taket ned til 2. etasje, og dermed er ikke GEO relevant.

Fra EC0 er utmattingsbrudd eller FAT gjeldende der en har repeterende lastsykluser som påføres opptil flere millioner ganger. For bygningskonstruksjoner gjelder dette der en har større maskiner som påfører repeterende laster, eller der vind forårsaker svingninger på konstruksjonen. Eksempelvis på utstikkende konstruksjonsdeler på tvers av vinden. Baneveien 16 har ikke maskiner som påfører repeterende laster og heller ikke mulighet for svingninger påført av vind, utmattingsbrudd er derfor usannsynlig.

Det finnes flere sett slik som UPL og HYD, men dette er heller ikke av interesse ettersom konstruksjonen ikke er utsatt for vanntrykk eller hydraulikk [15].

Tabell 5 viser forskjellig bruk av partiellfaktormetoden. Mest ugunstige kombinasjon skal tas i bruk ved beregning.

Tabell 5: Kombinasjoner og lastfaktorer for bruddgrensetilstand fra ECO

Dimensjonerings situasjon	Permanente laster		Dominerende variable laster	Andre variable laster
	Ugunstig	Gunstig		
EQU Global Likevekt (Sett A)	1.2	0.9	1.5	1.5 Ψ_0
STR/GEO Kapasitet (Sett B) L. 6.10a	1.35	1.0	1.5 Ψ_0	1.5 Ψ_0
STR/GEO Kapasitet (Sett B) L. 6.10b	1.2	1.0	1.5	1.5 Ψ_0

2.12.2 Bruksgrensetilstand

Bruksgrensetilstander er tilstander som har en betydning for konstruksjonens funksjonsdyktighet ved normal bruk. Den har også betydning for menneskers komfort og konstruksjonens utseende [15]. Kriterier knyttes til deformasjoner slik som nedbøyning og knekking samt vibrasjoner.

Tabell 6: Dimensjonerende verdier for bruksgrense fra ECO

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

2.12.3 Ulykkesgrensetilstand

Ulykkesgrensetilstand omfatter påvirkninger fra støt, seismiske påvirkninger og eksplosjon etter EC0. Eksplosjonsfaren for dette kontorbygget ansees som minimal ettersom gass og kjemikalier ikke skal anvendes i bygningen. For Baneveien 16 vil støt omfatte kollisjon mellom trafikk og bygning,

Bygningen ligger ved et trafikkkryss, der veiene har en øvre fartsgrense på 30km/t, dette innebærer at veiledende påkjenning etter EC1-7 ved støt fra trafikk er 500kN. Beregningene omhandler 2. etasje. Sannsynligheten for støt anses som minimal og det vurderes derfor ikke å dimensjonere for støt.

I EC8 heter det at "Forsterkning av eksisterende konstruksjon som ikke har vært utsatt for jordskjelvskade kan avgrenses til å gjelde ved endringer eller påbygg som endrer lastvirkningen og/eller bæreevnen i en slik grad at sannsynligheten for sammenbrudd ved jordskjelv øker betydelig dersom konstruksjonen ikke forsterkes". Baneveien 16 har ikke vært utsatt for jordskjelvskade tidligere. Det anses ikke som at påbygget av en ekstra etasje, samt bærende yttersøyler i etasje 8-9 vil påvirke konstruksjoner slik at sannsynlighet for sammenbrudd øker betraktelig. Det behøves dermed ikke forsterkning eller vurdering av forsterkning etter EC8.

2.13 Digitale verktøy

Det har blitt brukt 3 ulike digitale verktøy ved utregning av Baneveien 16.

Robot Structural Analysis

Robot er en programvare for bygningslastanalyse som bekrefter regeloverholdelse og bruker BIM-integrerte arbeidsflyter for å utveksle data med designprogrammet Revit. [16] Programmet er blitt brukt som et verktøy til å finne skjær- og momentkrefter i dekkene og hjørnet, i tillegg til opplagerreaksjoner på vegger, søyler og dragere. Programmet har blitt brukt som et supplement til håndberegningene ført i Mathcad.

PTC Mathcad Express Prime 8.0.0.0

MathCAD er en programvare hvor en kan utføre, dokumentere og dele beregninger [17]. Programvaren er et brukervennlig og godt verktøy for systematisering av beregninger. Programmet er også med på å effektivisere håndberegningene ved at en har mulighet til å endre verdier på ulike variabler, og deretter blir dokumentet umiddelbart oppdatert.

OS-prog

Sivilingeniør Ove Sletten har utviklet dataprogrammer for dimensjonering av bygningskonstruksjoner [18]. Programmene er enkle å bruke og gir nøyaktige beregninger [19]. Programmet leveres av Sletten Byggdata, og betegnes som OS-prog. Programmet er blitt benyttet for å beregne snø- og vindlast [18].

3 Metode

3.1 Klassifisering

Bygningen i Baneveien 16 klassifiseres i EC0. Etasje 2 til 8 er klassifisert som kontorareal, mens etasje 9 og 10 er klassifisert som innendørs bostedsareal med tilhørende ψ faktorer. I tabell 7 kan en se tilhørende Ψ faktorer for Baneveien 16. Etasje 2-8 skal bære en jevnt fordelt last på 3kN/m^2 . De to øverste planene får redusert kravet til 2kN/m^2 . Alle etasjene skal overholde kravet til en vilkårlig plassert punktlast på 2kN . I tabell 8 angis nyttelastverdier som brukes.

Tabell 7: Tabell NA.A1.1 ψ faktorer for kontor og boliger etter EC1-1

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

3.2 Laster

I denne oppgaven vil lastene begrenses til egenlast til betongelementene, krav til nyttelast for kontor og leiligheter i tillegg til snø- og vindlast.

3.2.1 Permanente later

Konstruksjonens egenlast blir klassifisert som permanente påvirkninger [20]. Her tas det hensyn til egenlast fra bærende elementer slik som dekke, vegg, søyler, bjelker og tak. Egenlasten er beregnet ved hjelp av formel 8.

$$G = t \cdot b \cdot E$$

Formel 8: Egenlast med hensyn på tykkelse, bredde og egenvekt

Det eksisterende bygget består av plater med en tykkelse på henholdsvis 200, 160 og 100 mm. I de tre øverste etasjene i bygget er dekket definert med en tykkelse på 200 mm.

3.2.2 Variable laster

Variable laster varierer med tiden under drift, eller opptrer som midlertidige belastninger under bygging. Variable laster kan deles inn i undergruppene bruksavhengige laster, deformasjonslaster og miljølaster. [21]

Nyttelast

Nyttelast defineres som laster som oppstår når byggverket er i bruk. Karakteristiske nyttelaster er gitt i tab. NA.6.2 i EC1-1, med brukskategorier definert i tab. NA.6.1. [20]. I tidligere beregninger fra 1961 beregnes nyttelast på dekker med en verdi på 2kN/m^2 i forhold til dagens karakteristiske krav på 3kN/m^2 for etasjene med kontorareal og 4kN/m^2 på balkongarealene.

Tabell 8: Viser ulike nyttelaster for kontor, leilighet og balkong

Kategori B - Kontor	3.0
Kategori A – Gulv	2.0
Kategori A – Balkonger og verandaer	4.0

3.2.3 Vindlast

Vindlasten er utregnet i OS Prog. Baneveien 16 ligger like ved Sentralbadet i nærheten av Bergen havn. Referansevindhastigheten $V_{b,0}$ er oppgitt som 26 m/s i tabell NA.4(901.1) i EC1-4. Basisvindhastigheten (V_b) er gitt i formel 9. I formel 9 settes C_{dir} , C_{season} , C_{alt} og C_{prob} til en verdi lik 1. Denne bestemmelsen er en forenkling til sikker side ettersom det ikke tas hensyn til årstid, at vinden kan endre retning, sannsynligheten for vindhastigheten og høydegrensener.

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot c_{alt} \cdot c_{prob} \cdot v_{b,0}$$

Formel 9: Basisvindhastighet

Topografifaktoren er avhengig av byggets plassering i forhold til nærliggende topper og helningsvinkel på fjellsiden. Baneveien 16 ligger ikke nærheten av fjell eller på toppen av en ås. Det er dermed ikke nødvendig å ta hensyn til topografifaktorer. I EC1-4 NA4.3.3(901.1) står det *“Terrengformfaktoren og turbulensfaktoren styrer påvirkningene fra terreng på stedsvindhastigheten, turbulensintensiteten og vindhastighetstrykket”*, men ettersom det ikke er noe topografieffekt settes topografifaktor (C_0) og turbulensfaktor (K_t) lik 1.

Terrengruhetskategorien bestemmes ut ifra hvordan ruheten i området rundt bygget er. Det er et mål på hvor skjermet en konstruksjon er for vind med tanke på nærliggende bygninger, trær og andre konstruksjoner. Kategoriene er nummerert fra 0-IV der kategori 0 er åpent opprørt hav og kategori IV er byområder med høye bygninger eller granskogområder [22]. Baneveien 16 ligger i et kystnært område med strandsoner uten trær eller busker og havner dermed i kategori I.

Tabell 9: Viser terrengruhetskategorier og tilhørende parametere etter EC1-4

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

Vindkasthastigheten beregnes etter formel 10.

$$q_p(z) = 0,5\rho \cdot v_m^2(z)[1 + 2k_p I_v(z)]$$

Formel 10: Vindkasthastighet

Formfaktorer

Vindkasthastigheten vil variere ut ifra utformingen av bygningen. For et punkt på overflaten betyr positivt vindtrykk et trykk i retning normalt inn mot flaten, og negativt vindtrykk er trykk i retning normalt ut fra flaten, også kalt sug [23].

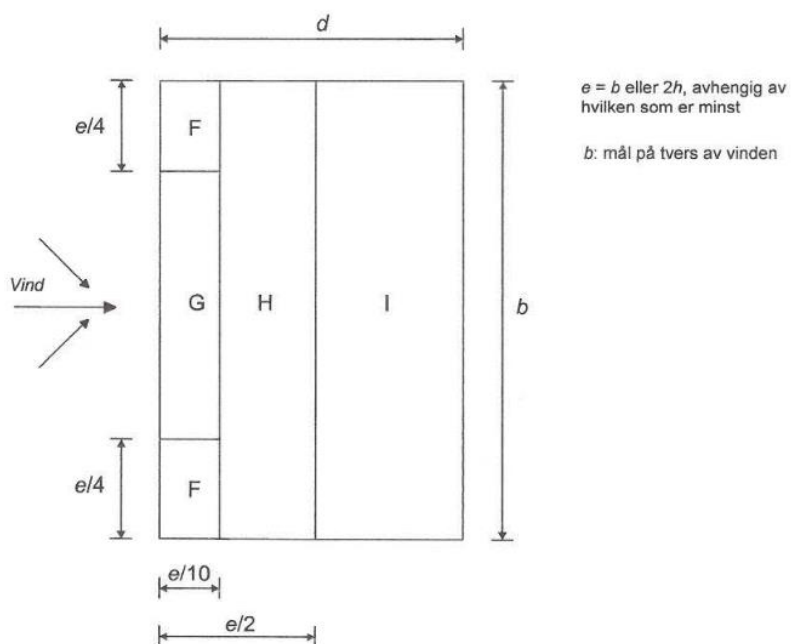
Tak

Utvendig formfaktor for et tak angir hvordan vinden fordeler seg [23]. Formfaktorene varierer gjennom bygget. Verdiene på formfaktorene kan variere i alle striper der sone I kan bidra med trykk eller sug på taket. For å gi den mest påkjennende lastmuligheten for konstruksjonen i plan 2 innebærer det så mye last som mulig i etasjene over. Arealet av sone I blir derfor valgt til å bli den dimensjonerende faktoren for hvilken retning vinden skal komme fra. Som en forenkling velges sone G, der sone F egentlig er. Valget er til sikker side, ettersom sug anses som gunstig for plan 2. I figur 4 kan en se en oversikt over formfaktorer for flate tak.

I tillegg til formfaktorer skal det tas hensyn til innvendig undertrykk eller overtrykk på taket. Det innvendige trykket summeres til den totale lasten for vind. For å skape høyest mulig last i søyler og vegger i plan 2 antas det undertrykk ved taket. Den totale vindlasten kan beregnes etter formel 10.

$$q_{vind} = ((q_{kast} \cdot formfaktor) + (q_{kast} \cdot undertrykk)) \cdot \text{Stripebredde}$$

Formel 10: Total vindlast



Figur 4: Formfaktorer for tak

Tabell 10: Forskjellige vindsoner med formfaktor, overtrykk og q_{kast} for tak

Sone	q_{kast}	Formfaktor	Overtrykk
I	1,55	0,2	0,2
H	1,55	-0,7	0,2
G	1,55	-1,1	0,2

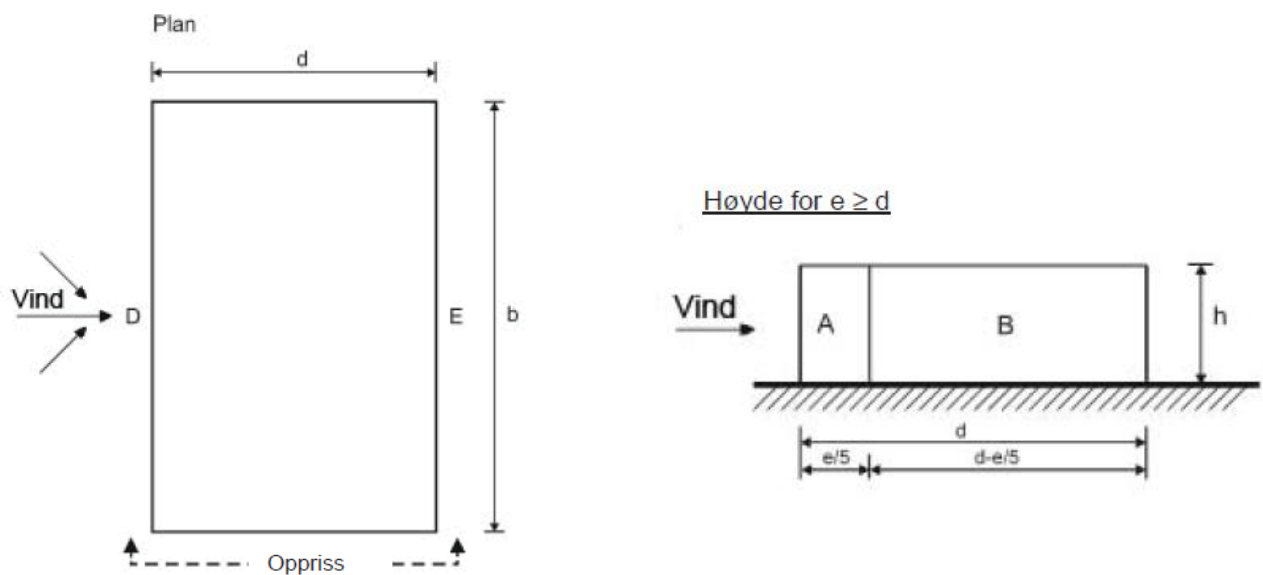
Vegger og søyler i etasje 2

Vindlast på innvendige vegger skaper moment avhengig av lastsonen, som en forenkling blir vindlasten i etasje 3-10 neglisjert, som er beregnet i vedlegg A. Forenklingen ble gjort for å ikke skape moment i vegger og søyler i lastoverføringsberegningene.

For vindlast i etasje 2 benyttes innvending overtrykk, i tillegg til den tilhørende formfaktoren for området som multipliseres med vindkasthastighetstrykket over lastarealet. Vindlasten plasseres som en punktlast ved opplager i Robot. Vindlast på fasadevegger kan beregnes etter formel 11.

$$q_{vind} = ((q_{kast} \cdot \text{formfaktor}) + (q_{kast} \cdot \text{overtrykk})) \cdot \text{etasjehøyde} \cdot \text{stripebredde}$$

Formel 11: Vindlast på fasadevegger



Figur 5: Formfaktor for vertikale vegger (EC1-4)

Tabell 11: Oversikt over forskjellige vindsoner med formfaktor, overtrykk og qkast for vegger

Sone	q_{kast}	Formfaktor	Overtrykk
A	1,55	1,2	0,2
B	1,55	0,8	0,2
D	1,55	-0,8	0,2

3.2.4 Snølast

Snølaster klassifiseres som variable laster som beregnes ut ifra EC1-3. Fra tab. NA.4.1(901) ser en at referanse snølast i Bergen er 2,0 kN/m². Bygget ligger under høydegrensen på 150m, som betyr at det ikke må tas stilling til takhøyden.

Videre beregninger har blitt gjort i beregningsprogrammet Lastberegning fra Ove Sletten. Bygget har et flatt tak og ingen høyereliggende bygninger rundt, en vil derfor ikke få ras eller snødrivere. Den termiske faktoren for taket blir bestemt til 1 på grunn av at det ikke er brukt materialer med spesielt høy varmekonduktivitet, eksempelvis glass på taket.

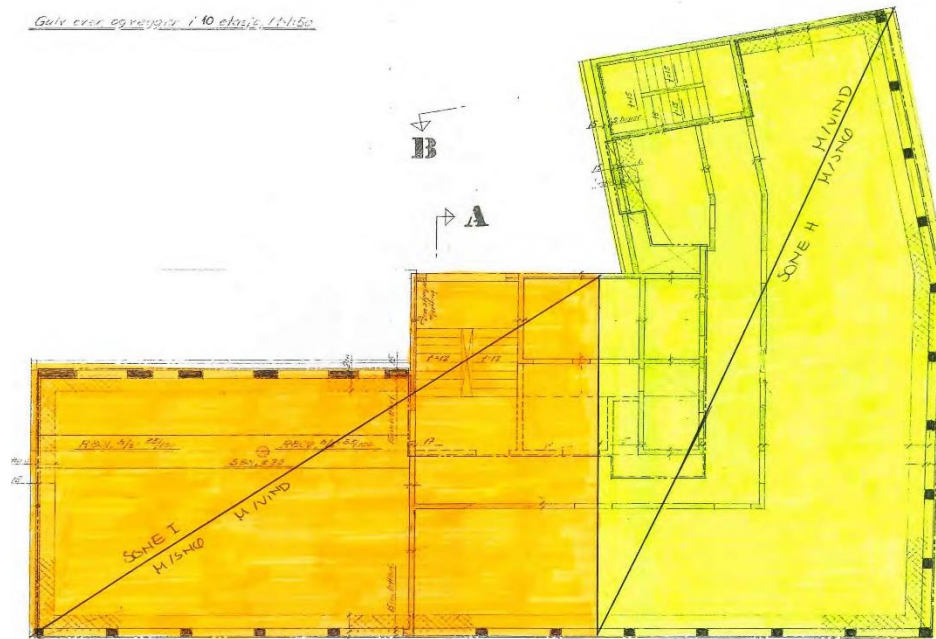
$$S_k = S_{k,0} \cdot \mu_i \cdot C_t \cdot C_e$$

Formel 12: Karakteristisk snølast

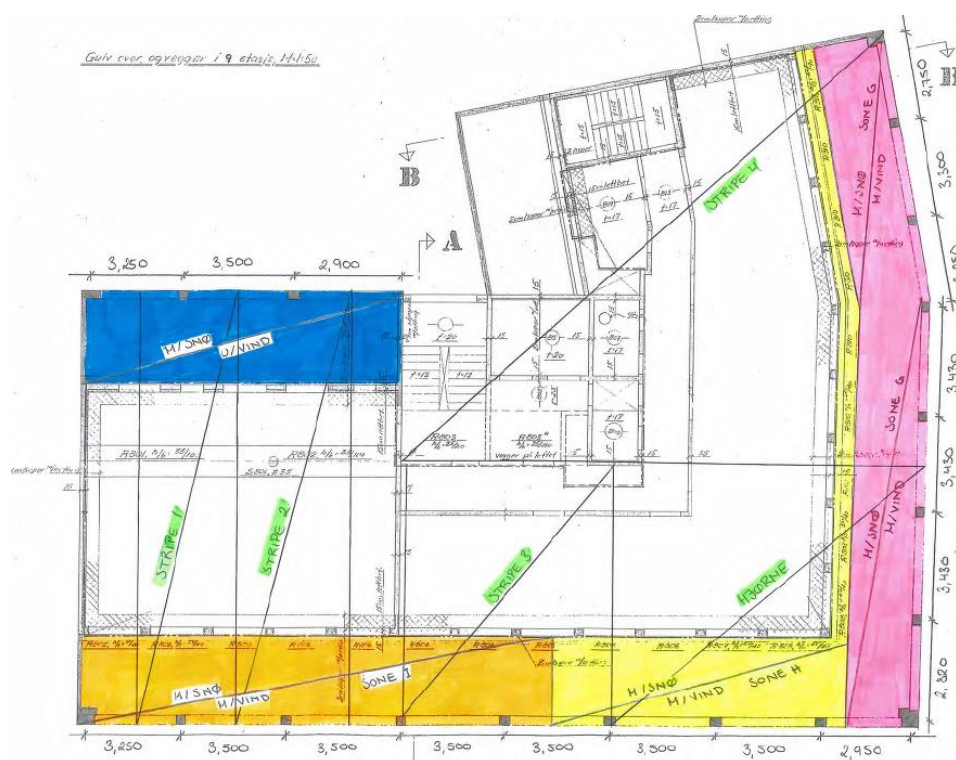
Tabell 12: Viser ulike parametre for beregning av snølast [24]

Parametre		
Karakteristisk snølast	$S_{k,0}$	2.0
Formfaktor	μ_i	0.8
Termisk koeffisient	C_t	1.0
Eksponeringskoeffisient	C_e	0.8
$S_k = 1.28 \text{ kN/m}^2$		

Dimensjoneringen skal forutsette at snø kan legge seg på taket i mange forskjellige former etter EC1-3 (5.1). Det vil ikke være en risiko for snøfonning eller endring av den termiske faktoren i Baneveien 16. En kan dermed beregne snølast som en jevnt fordelt last. Ettersom bygget vil være like høyt som andre nærliggende bygninger og det ikke er nærliggende terreng som vil skjerme for vind kan eksponeringskoeffisienten $C_e = 0,8$ benyttes.



Figur 6: Vind- og snøsoner i 10 etasje



Figur 7: Vind- og snøsoner i 9. etasje

3.2.5 Punktlast

Etter EC1-1 tabell NA 6.1 og NA 6.2 vil en vilkårlig plassert punktlast på 4kN føre til mindre moment, skjær og opplagerreaksjoner enn for jevnt fordelte laster. En kan da utelukke å dimensjonere etter punktlast.

Materialbrudd slik som gjennomlokking er derimot mer interessant, men ettersom søylene i kant og hjørne av dekket bærer mye mer last enn 4kN vil dette føre til større sjanse for gjennomlokking selv om tverrsnittet er større.

3.2.6 Brann

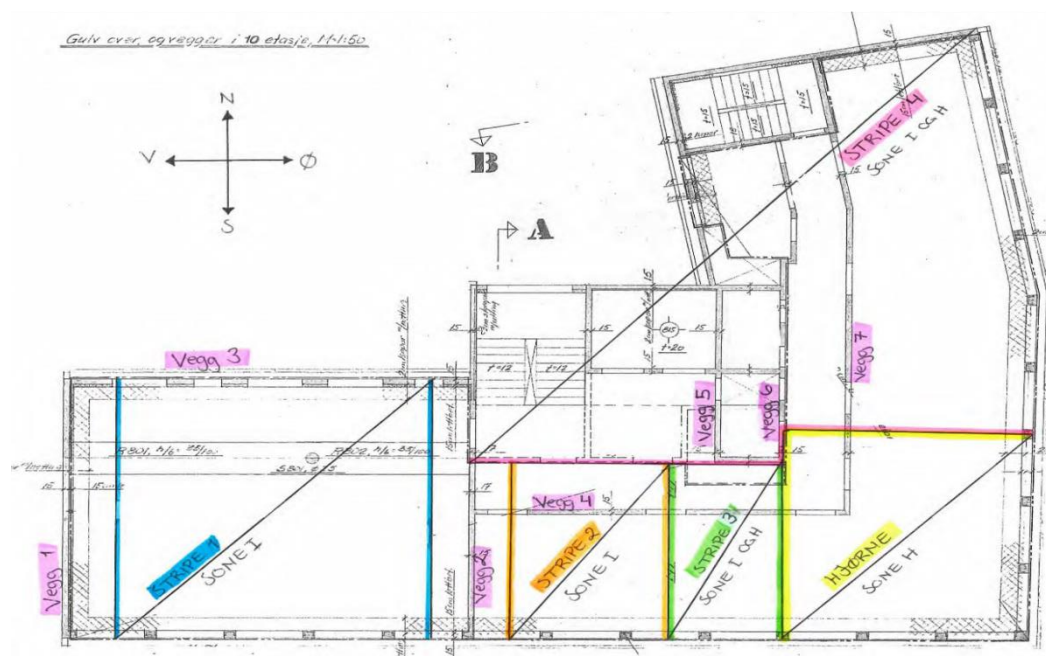
Når det dimensjoneres og prosjekteres stilles det krav til brannprosjektering. Den viktigste grunnen til at man brannprosjekterer er for å hindre tap av liv ved en eventuell brann. Brannprosjektering gjøres også med tanke på å begrense de materielle tapene en brann kan påføre selve bygget, og bygningene rundt [25].

Generelt blir betong sett på som en av de beste konstruksjonsmaterialene med tanke på brannmotstand [26].

For brannteknisk dimensjonering må det tas hensyn til endringer i både kapasiteter og laster. Forenklet antas bærende konstruksjoners kapasitet ved brann til å være tilstrekkelig dersom den overholder bruddgrensekontroll, i tillegg til å ha nødvendig geometriske krav i henhold til EC2-2. Geometriske krav omhandler tykkelse på konstruksjonen og armeringsdybden målt i avstand til senter armering.

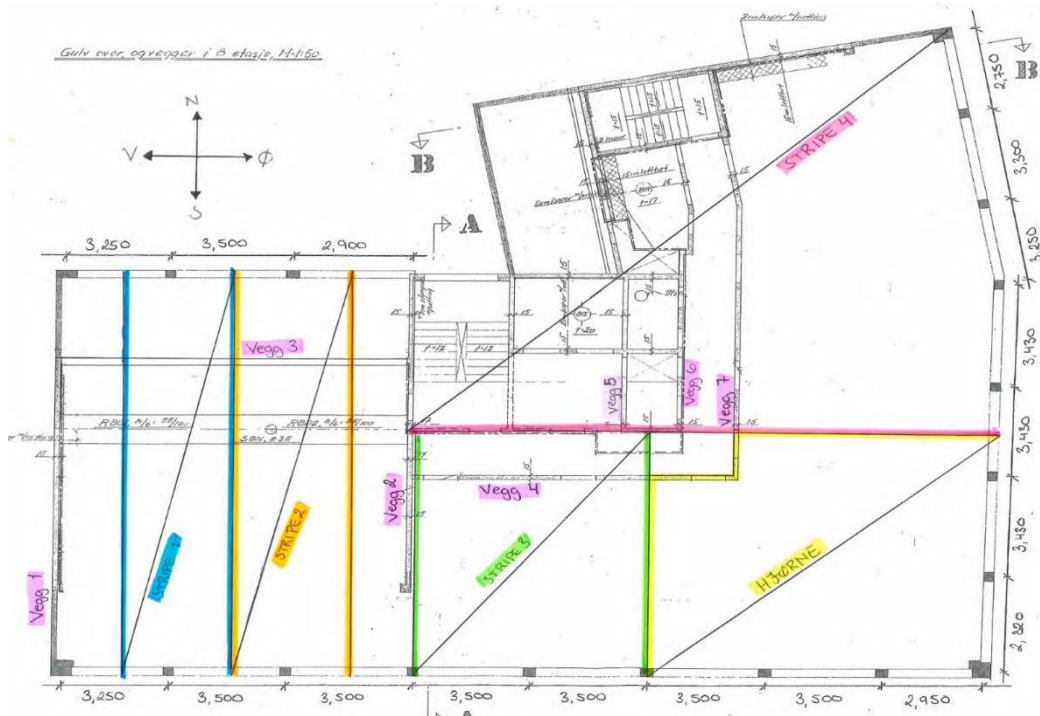
3.3 Inndeling

Det er blitt valgt å dele de ulike etasjene i fire forskjellige striper. I figur 8-10 ser en inndelingen av platestriper. Stripene vil ligge innenfor grensen til de forskjellige betongplatene. Som tidligere nevnt er alle platene støpt sammen til et dekke. Inndelingen i plater vil bli brukt for å få oversikt over hvor på dekket armeringen ligger.



Figur 8: Viser inndelingen av striper og vegger i etasje 10

De fem sonene i planet er henholdsvis stripe 1, stripe 2, stripe 3, stripe 4 og hjørne. En kan se at stripe 1 ligger til venstre i bygget og er markert i blått. Til høyre for dette vil en finne stripe 2, stripe 3, hjørnet og stripe 4. Disse er markert i forskjellige farger, og en vil tydelig se at stripe 1-3 varierer ut ifra hvilken etasje en står i. Området ved trappen forenkles til å påføre lik påkjenning på vegg 2 som ved stripe 4 gjennom drageren.



Figur 9: Viser inndelingen av striper og vegger i etasje 8 og 9



Figur 10: Viser inndeling av striper og vegger i etasje 2 –7

3.4 Fordeling av laster

Avstanden c/c mellom søyler anvendes som bredden til en stripe. Ved hjelp av den nevnte bredden kan vi finne opplagerreaksjonene til hver enkelt søyle. For å få korrekt moment/skjær og opplagerreaksjon på vegger på tvers av stripebredden må reaksjonene divideres på bredden til stripen i etterkant.

3.4.1 Fordeling av laster på vegg

Vegger som har lengderetningen ortogonalt på stripelengden regnes som å bære opplagerreaksjonen innenfor den gjeldende stripebredden. Vegger med lengderetning parallelt med stripelengden vil bære dekket og tilhørende laster til begynnelsen av neste stripeområde, et eksempel er vegg 1 i figur 10.

Etter å ha konstatert spennet til en last på en vegg, multipliseres denne lasten med en fordelingsfaktor. Denne fordelingsfaktoren skal ha en verdi mellom 0-1. En beregner fordelingsfaktoren ved å dividere lastspennet på veggens faktiske lengde. Dette gjøres for å estimere hvor stor andel av veggen den enkelte lasten opptar. Fordelingsfaktorene til en vegg skal kunne summeres til en verdi av 1. I vedlegget er disse faktorene notert som en gresk bokstav.

3.4.2 Veggfuger

Alle vegger som møtes, møtes med en vinkel $\theta = 90^\circ$, dette fører til at fordelingen av laster mellom veggene vil være diagonalt med en vinkel $\theta = 45^\circ$ ut fra hjørnet mellom veggene. I beregningene blir det utført en forenkling av møtende vegger. Veggene vil bære halvparten av sin egen last og halvparten av den andre veggens last. Hvor nær hjørnet denne fordelingen begynner, avhenger av avstanden til andre striper i den enkelte situasjonen.

3.4.3 Hensyn til lastintensiteter

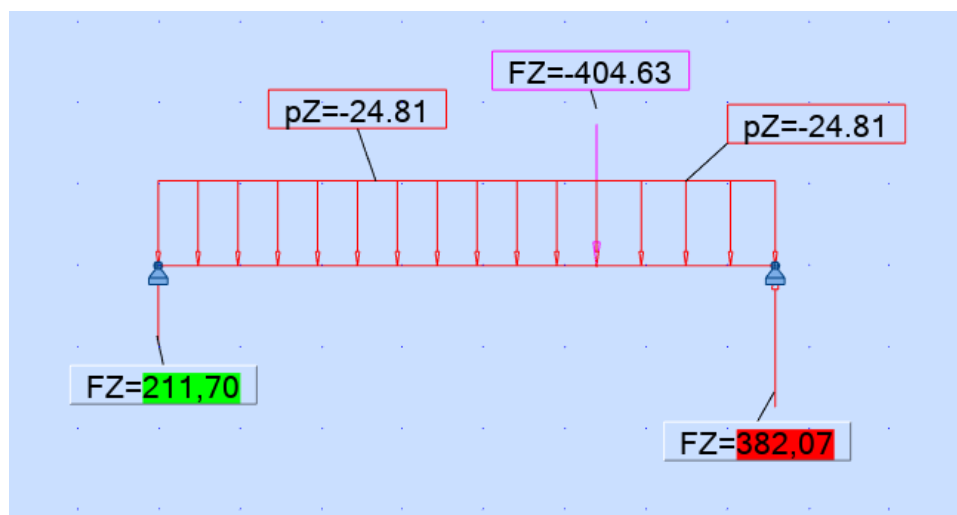
Vegger vil bære forskjellige laster i forskjellige områder avhengig av lastfordelingen. Det tas hensyn til at de indre kreftene i veggene vil være varierende. Det finnes forskjellige måter å ta hensyn til dette på. Metoden som blir brukt i beregningene er å plassere veggene fritt opplagt på to opplagere. Opplagerreaksjonene blir regnet som om veggen var en bjelke på de to nevnte opplagene. Videre beregnes tyngdepunktet til veggen ved hjelp av formel 14. Ligningen løses så for x . Den effektive lengden av veggen kan da reduseres til å være det dobbelte av avstanden fra tyngdepunktet til opplageren som bærer mest last. En ny last per løpemetere kan beregnes etter formel 13. Et eksempel i Robot er gitt i figur 11.

$$Q_{vegg} = \left((q_1 \cdot \text{andel}_1) + \dots + (q_n \cdot \text{andel}_n) \right) \cdot \frac{\text{vegglengde}}{\text{redusertlengde}} + \frac{\text{punktlast}_n}{\text{redusertlengde}}$$

Formel 13: Last per løpemetere vegg

$$\sum M a := P \cdot (L - x) - (B \cdot L) = 0$$

Formel 14: Beregning av avstand til punktlast



Figur 11: Viser lastintensitet det må tas hensyn til over vegg 1 etasje 10

3.5 Dekke

Dekket i Baneveien 16 er plaststøpt som betyr av dekkene kan betraktes som kontinuerlige. Dekkene har en varierende tykkelse mellom 100-200mm i 2. - 7. etasje, og fra 8. - 10. etasje har dekkene en tykkelse på 200mm. Lastbredden er bestemt som middelveiden av inner- og yttersøylens spenn. Lastbredden er varierende ut ifra hvilken stripe en står i.

Hver stripe blir beregnet som bjelker med jevnt fordelte laster og punktlaster. De blir modellert i Robot, hvor veggene og søylene er opplagere.

Tabell 13: Viser de jevnt fordelte lastene som har blitt brukt

Tykkelse på dekke	Egenlast inkl. lastfaktor	Nyttelast inkl. lastfaktor	Total last
	1.2	1.5	
100 mm	3 kN/m	4.5 kN/m	7.5 kN/m
160 mm	4.8 kN/m	4.5 kN/m	9.3 kN/m
200 mm	6 kN/m	4.5 kN/m	10.5 kN/m

3.6 Søyler

Søylens slankhetsgrense må estimeres og vurderes mot den normaliserte slankheten til den aktuelle søylen. Søylens slankhetsgrense beregnes etter formel 15. Den normaliserte slankheten beregnes etter formel 16 der λ er geometrisk slankhet beregnet som knekkengde dividert på treghetsradius. Videre er ka og ω justeringsfaktorer som tar hensyn til armerings plassering i tverrsnitt og armeringskapasiteten.

Om søylen er slank beregnes deretter eksentrisiteten fra 2. ordens effekter etter formel 17 der $1/r$ er krumningen til søylen. Videre beregnes endelig moment etter formel 18, og en kan da fra NM diagram i EC2 estimere w og vurdere armering fra formel 19.

$$\lambda n_{lim} = 13 \cdot A\phi$$

Formel 15: Slankhetsgrense

$$\lambda n = \lambda \cdot \sqrt{\frac{n}{1 + 2 \cdot ka \cdot \omega}}$$

Formel 16: Normalisert slankhet

$$e_2 = \frac{\frac{1}{r} \cdot l_0^2}{10}$$

Formel 17: Eksentrisiteten fra 2. ordens effekter

$$Med = m1 + n \cdot e1 + n \cdot e2$$

Formel 18: Moment

$$As = As' = \frac{w \cdot fcd \cdot AC}{fyd}$$

Formel 19: Nødvendig armeringsareal

3.7 Vegger

For veggene vurderes knusningskapasitet basert på betongkvalitet og tverrsnittsareal per løpemeter vegg. Moment på vegger neglisjeres i 3-10 etasje.

3.8 Bjelker

Momentkapasitet for bjelker beregnes slik som for dekker, men med faktisk bredde istedenfor per breddemeter. For bjelker kan skjærkrefter opptas i bøylearmering beregnet etter formel 25, i tillegg må armering overholde geometrikrav i henhold til bestemmelser gitt i EC2.

3.9 Metode for bygget

Det ble dimensjonert et alternativt bæresystem i byggets 8-9 etasje med fasade søyler i balkongområdet illustrert i figur 7. Avgjørelsen ble bestemt med hensyn til manglende modell og plantegninger for planlagt utforming av etasje 8-10. Etasje 10 beholder bæresystemet fra tidligere loftsetasje.

3.10 Metode for 10. etasje

Stripebredden i 10. etasje er på 2 meter som er avstand c/c mellom søylene i figur 8. Denne etasjen inneholder vindlaster beregnet i vedlegg A, for sone I og Sone H markert i figur 6. Innenfor stripe 2 og stripe 4 vil det være en overgang mellom vindsonene. Metoden brukt for å ta hensyn til dette er å beregne hvor stor andel av en stripe den enkelte vindsonen opptar. Ut ifra denne andelen blir lasten fordelt, og dette blir gjort i stripe 3.

Egenlaster og nyttelaster for 10. etasje er framstilt i tabell 13, med betongdekker på 200 mm. Snølasten er definert i tabell 12. Opplagerreaksjon pr. løpemeter vegg vinkelrett på stripen beregnes etter formel 20. Det er en betongbjelke som spenner mellom vegg 1 og 2, og dette bidrar med en punktlast direkte på veggene.

$$q_1 = \frac{\text{opplagerreaksjon}}{\text{stripebredde}}$$

Formel 20 Opplagerreaksjon på vegg

Som en forenkling blir veggene og søylene i øvre høyre hjørne i alle etasjer bestemt til å bære en tilsvarende last slik som i stripe 4. Ettersom nytte- og egenlast er lik og spennet er mindre, har det blitt bestemt å ikke vurdere området. Vegg 3 som vist i figur 8 anses som ikke fuget med vegg 1 og 2. Det blir derfor ingen lastfordeling mellom vegg 1, 2 og 3.

3.11 Metode for etasje 8 og 9

Etasje 9 er større enn etasje 10. Dette er fordi etasje 9 har blitt trukket ut, og får en balkong som strekker seg langs fasaden. Den får også en balkong ut mot bygården. Langs ytterkanten av balkongene er det søyler som ligger direkte over søylene i etasje 8. Søylene i etasje 8 er plassert slik at senteret er midt mellom vegg søylene i etasje 2-7. Dette har blitt gjort for å fordele lastene likt mellom søylene i de underliggende etasjene.

I figur 9 ser man at stripebredden er varierende, dette er på grunn av senteravstand mellom søylene er varierende. I etasje 9 tas det hensyn til punktlaster fra bærende yttersøyler i etasje 10. Punktlastene fra søylene blir plassert på dekket over etasje 9. Hver stripe vil bære en andel av denne punktlasten avhengig av avstanden fra punktlasten til senter søyle i etasje 9. Punktlastene kan beregnes etter formel 21.

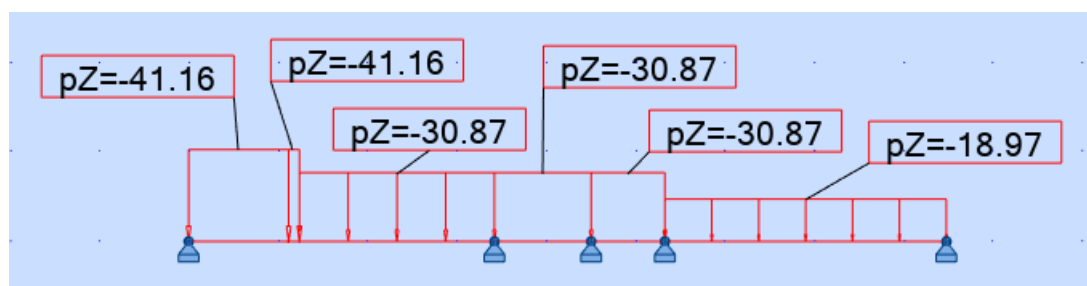
$$punktlast = 1 - \left(\frac{avstand}{stripebredde} \right)$$

Formel 21: Punktlastforhold i etasje 9

Balkongene i etasje 9 er markert med ulike farger i figur 7. Hver farge representerer en vindzone og en snøzone. Dekket markert i blått bærer ikke vindlast. Dette er fordi balkongen er plassert på baksiden av bygget og er vendt ut mot bygård. Her er balkongen innkapslet av høyere bygninger fra alle sider, noe som medfører at balkongen ikke blir utsatt for vindlast. På grunn av dette har det bare blitt beregnet med nyttelast for balkong og snølast i dette området. Balkongen langs fasaden i etasje 9 har blitt beregnet med nyttelast for balkong, snø- og vindlast.

Bæresystemet i etasje 8 er likt som i etasje 9. Inndelingen av striper og nyttelast er derfor den samme. Etasje 8 blir ikke utsatt for punktlaster, slik som etasje 9.

Hjørnene modelleres i Robot med nøyaktig plassering av vindsoner, søyler og vegger. Punktlastene fra etasje 10 blir inkludert i beregningen av hjørnet i etasje 9. Hjørnet i etasje 8 vil ha samme dimensjoner som i etasje 9, men blir bare beregnet med egen- og nyttelast for balkong og tilsvarende for innvendig last.



Figur 12: Jevnt fordelte laster på stripe 4 i etasje 8

3.12 Metode for etasje 7

Etasje 7 har likt bæresystem som etasje 2-6, yttersøylene påføres halve punktlasten fra den nærliggende fasadesøylen i 8. etasje. På grunn av dette kan det oppstå gjennomlokking eller skjærbrudd, ettersom oppgaven omhandler bruddgrensekapasitet i andre etasje ses det bort fra dette. Dekkene i 7. etasje har ulik tykkelse, de varierer mellom 200, 160 og 100 millimeter.

Det vil ikke være balkong i etasje 7, og bruksarealet er kontorer. Dekkene vil derfor ikke bli utsatt for en varierende nyttelast.

Veggene i etasje 7 er plassert sentrisk under veggene i etasjen over, med unntak av nye tilførte vegger. Som en kan se i vedlegg C er vegg 2 kortere i lengderetning i etasje 7 enn i etasjene over. På grunn av at etasje 7 beregnes med lastoverføring fra 8-10 etasje fører det til en stor økning i last på søyler og dekket over vegg 2 i 7. etasje.

3.13 Metode for etasje 2 til etasje 6

Bæresystemet og lastene fra etasje 2 til 6 er like. De er plassert sentrisk under bæresystemet i etasje 7. Etasjene er identiske, dermed har opplagerreaksjonen blitt beregnet en gang. De har så blitt multiplisert med antall etasjer. En kan med dette anslå lastoverføringen til 2. etasje. Den overførte lasten til 2. etasje adderes så med lasten fra etasje 7.

Søyler og vegger i etasje 2 blir utsatt for en kombinasjon av vindlaster på yttervegger, sentrisk plasserte laster som er overført fra etasjene over, last fra dekker, nyttelaster og egenlast.

I tillegg til opplagerreaksjoner blir indre krefter vurdert. Kraftene ble beregnet med en vilkårlig plassering av nyttelaster i felt, for å finne en størst mulig skjær- og momentpåkjenning. For å vurdere kapasiteten til dekket benyttes formel 22 og formel 23 for å estimere skjærkapasitet. Momentkapasiteten blir beregnet etter formel 24. Dersom platen oppnår en skjærkraft Ved større enn $VR_{d,c} = \max\{VR_{d,c}, VR_{d,min}\}$ vil det være fare for skjærbrudd. Dersom platen er utsatt for et større moment enn MR_d vil det ikke være kapasitet.

$$V_{rd,c} = CR_{d,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_L \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot b_w \cdot d$$

Formel 22: Dimensjonerende skjærkapasitet

$$V_{Rd,cmin} = v_{min} \cdot b_w \cdot d$$

Formel 23: Minste dimensjonerende skjærkapasitet

$$MRd = 0,8 \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} \cdot \left(d - \frac{0,8x}{2} \right)$$

Formel 24: Momentkapasitet for dekker og plater

$$V_{Rd} = \frac{a_{sw} \cdot z \cdot f_{yd} \cdot 2,5}{s}$$

Formel 25: Skjærkapasitet for skjærarmerte betongelementer

4 Resultater og tiltak

4.1 Lastoverføringer i vegger

Taket, veggene og søylene i etasje 9 og 10 vil utsettes for en større påkjenning enn de andre etasjene på grunn av snø- og vindlaster. Tabell 14 gjengir resultatene for vegger fra vedlegg A. En kan se at det er vegg 8 som utsettes for høyest trykk, i motsetning til vegg 6 som utsettes for mest strekk.

Tabell 14: Laster på vegger i kN/m

Vegg nr.	Etasje					Totalt
	10	9	8	7	2-6	
1	109,44	95,23	74,38	323,45	45,28	551,98
2	89,34	106,99	91,86	338,57	65,46	665,89
3	10,15	-20,01	-8,745	17,706	60,305	319,23
4	65,45	107,943	80,07	366,34	101,51	873,87
5	123,89	41,61	63,89	315,52	98,29	806,96
6	-43,39	-26,42	-21,52	-47,34	-29,26	-193,66
7	75,22	113,46	87,59	376,14	110,81	930,14
8	-	-	-	208,51	208,51	1251,05

4.2 Lastoverføringer til søyler

Lastoverføringene til søyler i etasje 2-10 er gitt i tabell 15 og 16. En kan se at fasadesøyle i 3-2, type 2 søyle vest og strekksøyle i hjørnet bør kontrolleres. Den totale lasten for søyler nevnt i tabell 15 kan beregnes etter formel 26.

Tabell 15: Laster på søyler

Sone	Etasje					Totalt
	10	9	8	7	6-2	
1	75,48	214,48	133,75	237,18	63,59	555,13
2	58,29	219,69	132,05	237,18	63,59	555,13
3	55,04	166,18	116,32	-	-	-
3-1	-	-	-	200,154	58,9	494,654
3-2	-	-	-	575,62	58,9	870,12
4	59,07	161,25	111,08	201,65	62,49	514,1
Type 2 vest	-	90,83	75,22	124,255	41,23	330,405
Type 2 øst	-	82,29	71,81	118,28	41,23	324,43

$$Total = \frac{etasje9 + etasje8}{2} + 6 \cdot etasje2$$

Formel 26: Total last i etasje 2

Tabell 16: Laster på søyler i hjørnet i de ulike etasjene i kN

Etasje	Last i strekksøyle	Last i trykksøyle
9	-23,38	138,83
8	-11,56	114,14
7	-58,64	180,59
2	-13,72	55,31
Sum	-127,24	457,14

Søylelastene i etasje 7 er medregnet laster fra overliggende etasjer. For å summere lastene kan en multiplisere lasten i 2. etasje med 5 og addere lasten i 7. etasje. Trykksøylen i hjørnet er den søylen i hjørnet som blir utsatt for mest trykk last. Den er ikke dimensjonerende ettersom fasadesøyler i resten av bygget er utsatt for mer last.

4.3 Plater

I tabellene under ser man en oversikt over moment- og skjærkapasitet for dekket i etasje 2, og en ser moment- og skjærkraften som dekket blir utsatt for. Fra tabellene er det platene 202, 208, 210 og 211 som ikke har god nok kapasitet for moment. Felles for disse platene er at de har en tykkelse på 100mm og spennlengden er lav. Det må utføres tiltak.

Tabell 17: Momenter og kapasitet i kNm inndelt i plater

Plate nr.	Tykkelse (mm)	Moment M_{Ed} (kNm)	Strekkkapasitet M_{Rd} (kNm)
201	200	35,43	57,2
202	100	39,09	12,13
203	160	25,43	35,27
207	200	34,81	42,15
208	100	40,6	15,34
209	200	41,91	49,63
210	100	19,9	5,76
211	100	29,76	5,76
Drager	350	25,0	226,8

Tabell 18: Skjærpåkjenninger og kapasiteter for plater

Dekke nr.	Tykkelse (mm)	Skjær V_{Ed} (kN)	Skjærkapasitet $V_{Rd,c}$ (kN)
201	200	37,82	68,7
202	100	22,42	33,468
203	160	28,20	52,86
207	200	37,84	68,20
208	100	24,40	38,16
209	200	43,16	72,48
210	100	40,80	42,01
211	100	35,36	30,09

Skjærkapasiteten til alle plater utenom plate 211 beregnes til å være tilstrekkelig for lastkombinasjonen som gir høyest skjærkraft. For plate 211 er kapasiteten overskridet med en verdi på 5kN. Det kan vurderes å støpe voute nær opplegg for å øke tykkelsen til platen.

En kan se i tabell 19 at hjørnet har kapasitet for momentet det utsettes for.

Tabell 19: Moment i hjørne i x- og y-retning

Hjørne	M_{Ed} (kNm)	M_{Rd} (kNm)
x-retning	79	130,883
y-retning	77	130,883



Figur 13: Oversikt over de ulike platene i etasje 2

4.4 Resultat Etasje 2

4.4.1 Søylar

Fra tabell 15 og 16 kan en konkludere med at det er tre søylar der kapasiteten må beregnes. For type 2 søylar vil det ikke være mulig å beregne kapasitet ettersom armeringen er ukjent. Armeringen til strekksøylene baseres på antakelsen om at søylen er armert likt som fasadesøylene med en overdekning på 20mm.

Sone 3-2 fasadesøylen utsettes for den største trykkraften på 870,12kN, knusningskapasiteten er på 1305kN som tyder på god kapasitet før moment påføres. Slankhetsgrensen for søylen om begge akser blir beregnet til 13 og den normaliserte slankheten er >13 om begge akser. Basert på moment, eksentrisitet fra geometriske avvik og 2. ordens effekter, er den nødvendige armeringen 408mm². Det er dermed kapasitet på fasadesøylen.

For type 2 søyler er knusningskapasiteten 408 kN og den utsettes for en trykklast på 330kN som antyder god kapasitet. Søylen utsettes i tillegg for et lite moment på 11kNm som vist i vedlegg A

Strekksøylen i hjørnet har ikke kapasitet, ettersom den nødvendige armeringen er mer enn det dobbelte av den faktiske armeringen. Armeringsmengden i strekksøylen er en antatt verdi, dersom det viser seg at armeringen er over 1834mm² vil det være kapasitet, ellers må det utføres tiltak.

Tabell 20: Kontroll av søyler

Søyle	N _{Ed}	N _{Rd}	M _{Ed}	A _s	A _{s,nød}
Strekksøyle	-127,24 kN	-257,359 kN	79 kNm	804,248 mm ²	1833,769mm ²
Trykksøyle	870,12kN	1305 kN	55,147kNm	804,248mm ²	408mm ²

4.4.2 Vegger

På grunn av ukjent armering i alle vegger kan det bare beregnes et estimat på kapasitet for trykk. Det er ikke mulig å estimere strekkapasitet for vegg 6 uten en nærmere undersøkelse på anleggsområdet. Vegg 8 har ren knusningskapasitet på 1360kN som antyder god kapasitet.

4.4.3 Bjelker

Bjelkene har kapasitet for brudd bortsatt fra moment i UK på bjelke 201, her overskrides kapasiteten med 52kNm. En kunne tatt i bruk karbonfiberbånd for å hente inn kapasitet, eller reist søyler i spennet og dermed redusert reaksjonskreftene både på dekkene og bjelkene.

4.5 Gjennomlokking

Hvis en lokal skjærkraft pr. lengdeenhet rundt en konsentrert last blir for høy kan det oppstå gjennomlokking. Eksempler på dette er plater og flatdekker som er direkte opplagt på søyler eller hvis det er konsentrerte laster som virker på et lite areal, A_{LOAD} . [12]

I Baneveien 16 er dekket direkte opplagt på søyler og dermed sjekkes det for gjennomlokking ved kantsøyle. Gjennomlokkingskontrollering utføres ved en vurdering av muligheten for gjennomlokking ved hjelp av to kontrollsnitt. Formel 27 blir brukt ved kontroll av søylekant i form av kontrollsnitt 0. β blir bestemt ut fra figur 15, ettersom momentet er lik null. Kontrollen gjøres for å vurdere om det er fare for trykkbrudd i søylen [12]. Kontrollsnitt 1 gjennomføres for å sjekke om det er behov for skjærarmering i søylen.

$$V_{Ed,0} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_0 \cdot d} \leq V_{Rd,max} = 0,4 \cdot v \cdot f_{cd}$$

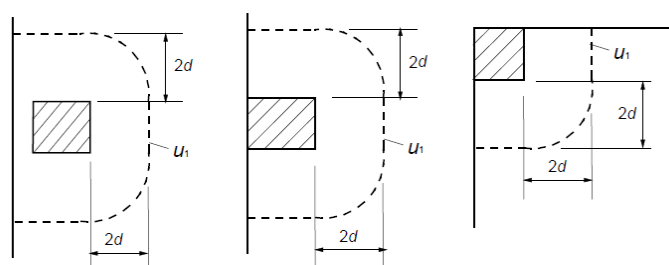
Formel 27: Kontrollsnitt 0

$$V_{Ed,1} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_1 \cdot d} \leq V_{Rdc} = C_{Rdc} \cdot K(100 \cdot \rho_L \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}}$$

Formel 28: Kontrollsnitt 1

$$V_{Ed} > V_{min} = 0,035 \cdot K^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{f_{ck}}$$

Formel 29: Minste dimensjonerende skjærpåkjenning



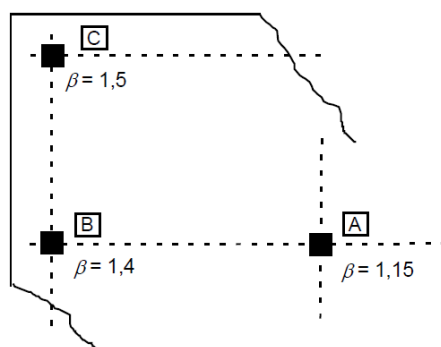
Figur 14: Kritisk kontrollsnitt for belastede flater nær eller ved kant eller hjørne EC2

Fra vedlegg A er $V_{Rdc} > V_{Ed}$, noe som tyder på at det ikke er nødvendig å skjærarmere.

A – Innvendig søyle

B – Kantsøyle

C - Hjørnesøyle



Figur 15: Viser anbefalte verdier for β [8]

4.6 Brann

For brannteknisk kontroll anvendes NS 3472 som et alternativ for EC2-2 og suppleres med krav til brannmotstand i minutt fra betongelementboka. Baneveien 16 er over 5 etasjer høyt som fører til at bygget vil ligge under brannklasse 3 etter tabell 21, uavhengig av risikoklassen til bygget. Dette medfører at bærende konstruksjonsdeler som vegger, bjelker og søyler må overholde kravet R90 og etasjeskiller (dekker) må overholde kravet R60, som er henholdsvis 90- og 60 minutters brannmotstand [27].

Kravet for 60 minutters brannmotstand for kontinuerlige plater er 60mm tykkelse og 10mm armeringsdybde. Alle plater er ≥ 100 mm med en overdekning på 20mm, dette betyr at dekker overholder krav for brann med forenkling beskrevet i kapittel 3.2.6, dersom bruddgrensekapasitet er tilfredsstillende. For platene 211, 210, 208 og 202 må tiltak som beskrevet i kapittel 4.7 utføres.

For bjelker er kravet 90 minutters brannmotstand som tidligere nevnt. For fritt opplagte bjelker med en bredde høyere enn 250mm (300mm i etasje 2) må armeringsdybden være minimum 40mm. Med en overdekning på 20mm, bøyetykkelse på 10mm og armeringstykkelse på 25mm vil armeringsdybden være på 42,5mm som er tilstrekkelig. Det må utføres tiltak på bjelke 1 beskrevet i kapittel 4.7 for å overholde momentkapasitet.

For vegger og søyler må utnyttelsesgrad bestemmes først. Det gjøres ved formel 30 der η_{fi} er antatt til 0,7 til sikker side. Videre er $\gamma_{s,brudd}$ 1,15 og $\gamma_{s,brann}$, dette betyr at utnyttelsesgraden for vegger og søyler er 0,56.

Armeringen i veggene er ukjent, som fører til at en må videre undersøke om kravene overholdes. Veggene på 150mm er derimot for tynn dersom den er eksponert for brann på begge sider. Dette gjelder vegg 2, 5 og 8.

Trykksøyler i fasaden er bare eksponert på en side og må derfor minimum være 140mm tykk med en armeringsdybde på 10mm. Type 1 søyler overholder kravet, men for type 2 søyler er armeringsdybden ukjent.

For strekkkomponenter er minimumskravene 400mm tykkelse og 45mm armeringsdybde [27]. Tykkelsen overholdes for strekksøylen i hjørnet, men med antakelsen om 20mm armeringsdybde, vil dybden ikke være tilstrekkelig. En må i tillegg utføre tiltak for å overholde kapasitet beskrevet i kapittel 4.7. Vegg 6 overholder ikke krav om tykkelse og armeringsdybden er ukjent.

Tabell 21: Brannmotstand for etasjeskillere og bærende konstruksjon for forskjellige brannklasser [26].

Bygningsdel	Brannklasse (BKL)		
	1	2	3
Bærende hovedsystem: Bjelker, horisontale og vertikale avstivende konstruksjoner, søyler, bærende vegger og fasader.	R 30	R 60	R 90/A2-s1, d0*
Sekundære bærende bygningsdeler: Etasjeskillere, og tak som ikke er en del av hovedbæresystem eller stabiliserende, påhengsvegger og fasader.	R 30	R 60	R 60/A2-s1,d0

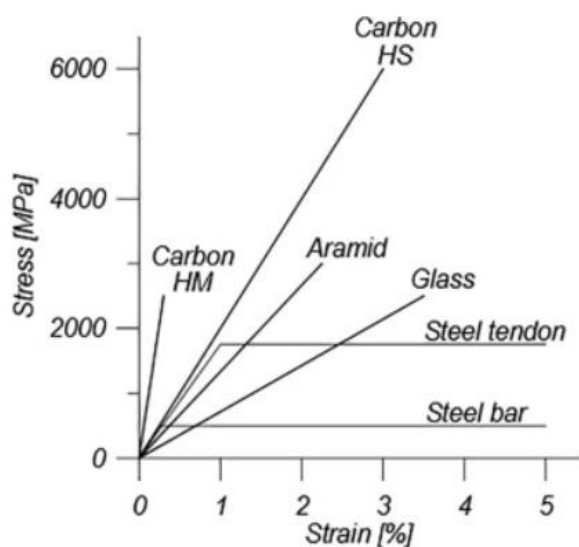
$$\mu_{fi} = \eta_{fi} \cdot \frac{\gamma_{s,brann}}{\gamma_{s,brudd}}$$

Formel 30: Beregning av utnyttelsesgrad for søyler og vegger

4.7 Tiltak

4.7.1 FRP forsterkning

Fiberforsterket plast er et komposittmateriale bestående hovedsakelig av fibre laget av glass, karbon, aramid eller basalt. I tillegg er det også tilsetninger av harpiks og tilsetningsstoffer. Ut ifra figur 16 ser en at FRP produkter har mange forskjellige bruddfastheter som varierer mellom 1600MPa til 3400MPa avhengig av materialvalget [28]. [29] Karbonfiberbånd har den desidert høyeste bruddfastheten. FRP kan brukes til å styrke aksialkapasitet i søyler og skjær- og momentkapasitet i bjelker og dekker.



Figur 16: Viser bruddfastheten til ulike FRP materialer [30]

For å øke aksialkapasitet kan en kle inn den utsatte søylen med FRP bånd bestående av fiber som vist i figur 17. For at dette skal utføres på en tilfredsstillende måte bør søylen være sirkulær eller være avrundet ved hjørner. En kan kle inn søylen med flere lag for å øke kapasiteten ytterligere, ofte opp til 150% [30].



Figur 17: Forsterkning av sirkulære søyler ved hjelp av FRP bånd [31]

For å øke skjærkapasiteten til bjelker og søyler kan en enten kle hele bjelken inn ortogonalt med lengderetning slik som for søyler om mulig, eller en kan kle inn UK og sider.

Momentkapasitet for bjelker, dekker og søyler økes ved å feste FRP bånd i lengderetning på den utsatte flaten.

4.7.2 Stålplateforsterkning

Forsterkning av betongsøyler ved hjelp av stålplater er en mye brukt løsning for å øke kapasiteten til søyler. Dette gjøres ved at en kler den utsatte søylen inn i stålplater som festes ved gjennomgående bolter. Forsterkningen gir stor økning av stålareal under spenning i tillegg til å beskytte betongen mot forfall. Stålplateforsterkning er en eldre og mer velkjent metode enn FRP forsterkning, og er derfor en løsning en kan se mye til på forskjellige prosjekter [32].

4.7.3 Tiltak mot brann

I betongelementboka beskrives det tiltak som en kan utføre både for å øke brannmotstand og for å øke armeringsdybden. Det nevnes kalksementpuss, vermikulitt puss og mineralfiberpuss. Pusset øker armeringsdybden med 10mm for henholdsvis 15mm kalksementpuss og 4mm vermikulitt- og mineralfiberpuss.

Andre tiltak for å brannbeskytte betongelementene er å kle inn den utsatte delen i brannisolerende plater som limes på betongen.

Videre kan sprøytebetong sprøytes direkte på den utsatte konstruksjonen.

5 Drøfting

Fokuset i oppgaven har hovedsakelig vært å se på 2. etasje og om den holder med tanke på bruddgrensekontroll, og hvordan lastene fordeler seg i bygget. Utrekningene baserer seg på gamle og nye plantegninger mottatt av LAB, i tillegg til gamle beregninger. Vi hadde ikke informasjon om hvordan de nyere etasjene skulle bli, annet enn bruksformål og at det skal være balkong på fremsiden av bygget og ut mot bygård. Bruksformålet på taket er restaurant, leiligheter i de 3 øverste etasjene, og kontorer i resterende etasjer. Det ble bestemt at alle dekkene i de tre øverste etasjene skulle ha en tykkelse på 200mm. Videre måtte vi lage vårt eget bæresystem og etter å ha mottatt relevant informasjon antok vi at det nye bæresystemet ville bli plassert direkte oppå eksisterende bæresystem. Deretter valgte vi å prosjektere søyler slik at underliggende søyler bærer likt.

Rapporten har tatt utgangspunkt i stripemetoden. Det er verdt å merke seg at bruken av denne metoden og inndeling av striper er en måte å beregne ytre krefter på, og er ikke nødvendigvis riktig. Andre metoder og andre inndelinger kan gi mer nøyaktige resultater. For å estimere tilnærmet nøyaktige indre- samt reaksjonskrefter i vegger og søyler, kan og bør det tas i bruk en elementmetode analyse.

Det har vært behov for å ta i bruk en del antakelser i beregningene. Dette er i bakgrunn av mangel på armeringstegninger og nyere plantegninger for etasje 8–10. Som en forenkling ble det valgt å prosjektere etasje 8 og 9 like, dette gjør at søylene i etasje 8 og 9 står direkte over og under hverandre. Mangelen av armeringstegninger medfører nødvendige antakelser for plasseringer i tverrsnittet for den enkelte konstruksjonsdelen. Det bør utføres undersøkelser for å vurdere presisjonen av disse antakelsene.

Det gjøres oppmerksom på eventuell feilkilde grunnet avvik i mål på eldre plantegninger i forhold til nyere plantegninger. Det bør kontrolleres om spennvidder, veggtykkelser og andre mål i beregninger er korrekte. Videre bør fuger av vegger og innspenningsgrader undersøkes nærmere for å vurdere nøyaktigheten av disse antakelsene. Det bør også kontrolleres kapasitet i trappen og vurdere lastvirkningen på nærliggende vegger. Fordelingen av laster mellom fugede vegger kan beregnes mer nøyaktig ved hjelp av beregningsprogram, istedenfor en antakelse om at lasten fordeles likt. Området i nordøstre hjørnet bør også kontrolleres.

For å være til sikker side har vi gjennom oppgaven kontrollert for det mest ugunstige tilfellet.

6 Konklusjon

Denne oppgaven tar for seg utregninger i bruddgrensekontroll i Baneveien 16 og om 2. etasje i bygget vil bestå med tanke på bruksendringer og et nytt påbygg. De største utfordringene i oppgaven var mangel på armeringstegninger og ikke samsvarende plantegninger samt utførelse av FEM analyse.

Beregninger er gjort for hånd ved hjelp av Mathcad og Robot, og har vært til stor hjelp.

For å finne de nødvendige dimensjonene i bruddgrensetilstand, måtte vi redegjøre for lastene som opptrer i konstruksjonen. Fra resultatene ble det vurdert eventuelle tiltak.

I beregningene ble det beregnet at vegger sannsynligvis har tilstrekkelig kapasitet. Søylar i trykk opprettholder dagens krav, men søylene som er i strekk gjør ikke det.

Etter beregninger og drøfting konkluderer vi med at bygget i Baneveien 16 ikke vil gå til brudd i 2. etasje dersom det gjøres adekvate tiltak på dekke 202, 208, 210 og 211, strekksøylen og bjelke 1.

Det må utføres ytterligere undersøkelser for å bestemme armeringsforholdene i strekksøylen, søyler mot bygården nord i bygget i tillegg til vegger for å konkludere om det må iverksettes tiltak for å øke brann- eller bruddkapasitet.

Dersom tilfredsstillende tiltak utføres på de utsatte konstruksjonsdelene, vil Baneveien 16 ikke gå til brudd i byggets 2. etasje.

Oppgaven kan benyttes som en indikasjon på om 2. etasje vil overholde bruddgrensekontroll.

Referanser

- [1] Årdal T. EGD kjøper blokk i Bergen sentrum. Skal bygge high end-leiligheter på toppen. [Internett]. 2. september 2021 [oppdatert 17. november 2021; hentet 10. mai 2022]. Tilgjengelig fra: <https://www.estatevest.no/egd-kjoper-blokk-i-bergen-sentrum-skal-bygge-high-end-leiligheter-pa-toppen/>
- [2] EDG. Baneveien 16 [Internett]. [hentet 10. mai 2022]. Tilgjengelig fra: <https://egd.no/property-item/baneveien-16/>
- [3] LAB. Bergens ledende entreprenørselskap [Internett]. [hentet 6. mai 2022]. Tilgjengelig fra: <https://lab.no/om-oss/>
- [4] Plan- bygningsloven – pbl. 2008. Lov om planlegging og byggesaksbehandling (plan- og bygningsloven) m.v. av 2008-06-27 nr 71.
- [5] Direktoratet for byggkvalitet. Byggteknisk forskrift (TEK17) med veiledning. Direktoratet for byggkvalitet; 2017 [Oppdatert 15. september 2017. Hentet 25. jan 2022]. Tilgjengelig fra: <https://dibk.no/regelverk/byggteknisk-forskrift-tek17/>
- [6] Standard Norge. Eurokoder [Internett]. [hentet 25. jan 2022]. Tilgjengelig fra: <https://www.standard.no/fagomrader/bygg-anlegg-og-eiendom/eurokoder1/>
- [7] Civil's Guide. What is Shear Force [Internett]. [oppdatert 18. april 2022; hentet 5. mai 2022]. Tilgjengelig fra: <https://civilsguide.com/what-is-shear-force-in-beams/>
- [8] Standard Norge. NS-EN 1992-1-1:2004+A1+NA. Eurokode 2 Prosjektering av betongkonstruksjoner Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger. 30. juli 2021.
- [9] Vegdirektoratet. Bæreevneklassifisering av bruer, materialer. Håndbok V413. Statens Vegvesen; juli 2021.
- [10] Almar-Næss A, Christensen N, Solberg JK. stål. [Internett]. Store Norske Leksikon; 15. februar 2009 [oppdatert 3. mai; hentet 6. mai 2022]. Tilgjengelig fra: <https://snl.no/st%C3%A5l>

- [11] Kontrollrådet. Betongens historie [Internett]. [oppdatert 29. oktober 2020; hentet 25. jan 2022]. Tilgjengelig fra: <https://kontrollbetong.no/aktuelt/betongens-historie/>
- [12] Sørensen Ivar. Betongkonstruksjoner: Beregning og dimensjonering etter Eurocode 2. 2. utgave. Bergen: Vigmostad & Bjørke AS; 2010. 470s.
- [13] Bremseth JK. Plater og skiver i armert betong – dimensjonering og numerisk simulering [Internett]. NTNU; 2010 [Hentet: 29. mai 2022]. Tilgjengelig fra: <https://ntnuopen.ntnu.no/ntnu-xmlui/handle/11250/236588>
- [14] Bell Kolbein, Meyer R. elementmetoden [Internett]. Store norske leksikon; 2. oktober 2009 [oppdatert 7. november 2021; hentet 29. Mai 2022]. Tilgjengelig fra: <https://snl.no/elementmetoden>
- [15] Standard Norge. NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016. Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner. Mai 2016.
- [16] Autodesk. [Internett]. Autodesk; [oppdatert 2022; hentet 5. mai 2022]. Tilgjengelig fra: <https://www.autodesk.no/products/robot-structural-analysis/overview?term=1-YEAR&tab=subscription>
- [17] Alfasoft. MATHCAD PRIME [Internett]. Alfasoft. [hentet 4. Mai 2022]. Tilgjengelig fra: <https://www.alfasoft.com/no/produkter/matematikk/mathcad.html>
- [18] Ove Sletten. Sletten Byggdata [Internett]. Billingstad, Norge: Ove Sletten. [hentet 4. mai 2022]. Tilgjengelig fra: <https://www.ove-sletten.no/>
- [19] Focus Software. Program for betongdimensjonering [Internett]. [hentet 4. mai 2022]. Tilgjengelig fra: <https://www.focus.no/produkter/ove-sletten/>
- [20] Standard Norge. NS-EN 1991-1-1:2022+NA:2019. Eurokode 1: Laster på konstruksjoner Del 1-1: Allmenne laster Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger. Januar 2019.
- [21] Norges vassdrags- og energidirektorat. Retningslinje for laster og dimensjonering til §§ 4-1 og 4-2 i forskrift om sikkerhet og tilsyn med vassdragsanlegg. NVE; 2003. Utgave 1. Hentet fra: https://publikasjoner.nve.no/retningslinjer/2003/retningslinjer2003_01.pdf

[22] Standard Norge. NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009. Eurokode 1: Laster på konstruksjoner Del 1-4: Allmenne laster Vindlaster. Oktober 2009.

[23] Byggforskserien. Vindlast på bygninger. SINTEF; 2003. Hentet 6. mai 2022. Tilgjengelig fra:

https://www.byggforsk.no/dokument/3118/vindlaster_paa_bygninger?gclid=CjwKCAjwjtOTBhAvEiwASG4bCMsfbtOrnngZXIIQQRbjCZ54EYyYqc-n8buK3yv9qfLsrBmhBTzDLBoCL_wQAvD_BwE

[24] Standard Norge. NS-EN 1991-1-3:2003+A1:2015+NA:2018. Eurokode 1: Laster på konstruksjoner Del 1-3: Allmenne laster Snølaster. August 2018.

[25] Brannkonsult AS. BRANNPROSJEKTERING – ENKELT FORKLART [Internett]. [hentet 5. mai 2022]. Tilgjengelig fra:

https://brannkonsult.no/brannprosjektering/?gclid=EA1aIQobChMI4cfCcssHI9wIVNwWiAx3kZg5DEAAYAiAAEgLuqvD_BwE

[26] Betongelement foreningen. Betongelementboken; Bind D - Brannmotstand, bestandighet og tetting. [hentet 5. mai 2022]. Tilgjengelig fra:

https://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BookD.asp?isSearch=0&liID=D2&DocumentId=BindD/Del_1/D2/D2.pdf&BookId=D

[27] Standard Norge. NS 3473. Prosjektering av betongkonstruksjoner Beregnings- og konstruksjonsregler. 1998 [Internett]. [Hentet 29.05.2022]. Tilgjengelig fra:

<https://www.standard.no/no/nettbutikk/produktkatalogen/produktpresentasjon/?ProductID=133834>

[28] Prince-Lund Engineering, PLC. FRP Reinforcement for Structures [Internett]. [Hentet 29, mai 2022]. Tilgjengelig fra: <https://www.princelund.com/frp-reinforcement.html>

[29] Abood Imad, Hasan Kamalaldin, Jasim Mohammed, Odaa Sief. Properties evaluation of fiber reinforced polymers and their constituent materials used in structures – A review [Internett]. Irak: Sciencedirect; 27. Juli 2020 [oppdatert 9, april 2021; hentet 29. Mai 2022]. Tilgjengelig fra: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S2214785320357618>

[30] Dave Urmil, Sharma Sushil, Solanki Himat. FRP Wrapping for RC Columns with Varying Corner Radii [Internett]. India: Sciencedirect; 25. April 2013 [opdatert 25. April 2013; hentet 29.mai 2022]. Tilgjengelig fra:

<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1877705813000325>

[31] Hamakareem MI. Design of FRP Axial Strengthening of RCC Columns – ACI 440.2R-08. [Hentet 29. mai 2022]. Tilgjengelig fra: <https://theconstructor.org/structural-engg/frp-rcc-column-axial-strengthening/16683/>

[32] Naveed Anwar, Fawad Ahmed Najam. Steel Jacket [Internett]. India: Sciencedirect; 11. november 2016 [opdatert 11. november 2016; hentet 29. mai 2022]. Tilgjengelig fra:

<https://www.sciencedirect.com/topics/engineering/steel-jacket>