



Universitetet
i Stavanger

DET TEKNISK-NATURVITENSKAPELIGE FAKULTET

BACHELOROPPGAVE

Studieprogram/spesialisering:

Konstruksjonsteknikk

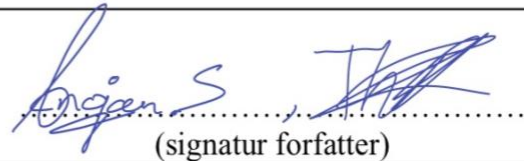
Vårsemesteret, 2021

Åpen / ~~Konfidensiell~~

Forfatter:

Anojan Shanmugam

Thishant Ketheesparan


(signatur forfatter)

Fagansvarlig og Veileder:

Nirosha D. Adasooriya.

Tittel på bacheloroppgaven:

Brannsikkerhet på armerte betongkonstruksjoner

Engelsk tittel:

Fire safety on reinforced concrete structures

Studiepoeng:

20

Emneord:

Brannsikkerhet

Armert Betong

Sap200

Stavanger Lufthavns parkeringshus

Sidetall: *74*.....

+ vedlegg/annet: *21*.....

Stavanger, *15.05.2021*.....

dato/år



Universitetet i Stavanger

Teknisk naturvitenskapelige fakultet

Bacheloroppgave våren 2021

Brannsikkerhet på armerte betongkonstruksjoner

Anojan Shanmugam

Thishant Ketheesparan

Forord

Denne bacheloroppgaven er et selvstendig litteraturstudium utarbeidet av Anojan Shanmugam og Thishant Ketheesparan ved Institutt for maskin, bygg og materialteknologi for det teknisk-naturvitenskapelige fakultet ved Universitetet i Stavanger våren 2021. Bacheloroppgaven utgjør 20 studiepoeng, og er innenfor studieretningen konstruksjonsteknikk. Vi har valgt en oppgave som er utarbeidet av UiS ved hjelp av veileder Nirosha D. Adasooriya.

Vi utretter en stor takk til vår veileder, Nirosha D. Adasooriya, som har gitt oss utmerket oppfølging og vært svært behjelpelig gjennom vår utarbeidelse av litteraturstudiet. Vi vil også rette en stor takk til Universitetet i Stavanger for tilgang på gode ressurser som Byggforsk og programvaren SAP2000.

Vi har nå vært preget av viruset Covid-19 i mer enn et år. Dette har satt begrensninger på laboratoriet-tilgangen og vi fikk ikke løst oppgaven på ønsket måte. Dermed har oppgaven blitt mer teoretisk med henvisninger til eksperimenter utført av andre, som dog er relativt like de vi hadde sett for oss å gjennomføre. Det har dog latt seg løse, og vi har fått tak i resultatene vi var ute etter som har supplementert oppgaven godt.

Sammendrag

Det hender at betongbygg tar fyr iblant. Til tross for at betong i seg selv ikke kan ta fyr, vil armeringen bli svekket og kan i verste fall kollapse.

Hensikten med denne oppgaven er å se på hva som vil skje med armert betong under en brann og hvilke konsekvenser dette kan gi. Oppgaven tar for seg kalkulasjoner på hvordan vi kan optimalisere en konstruksjon som ble utsatt for store brannskader. Vi har tatt utgangspunkt i brannen i parkeringshuset på Stavanger lufthavn på Sola den 7. januar 2020 hvor bygget kollapset. Med dette har vi valgt å designe 3 armerte betongelementer; bjelker, dekker og søyler. Disse elementene har vi designet slik at hvert element vil motstå brannen som oppsto på Stavanger lufthavn.

Resultatene vi fikk fra kalkulasjonene vi har designet sjekket vi inn i FEM-programvaren SAP2000. Her kan vi sjekke alt fra om elementene vi har designet kan motsto selvlaster, nyttelast og tyngdelaster som bli påført på bygget som gir som indikasjon på om konstruksjonen står. I SAP2000 er det mulig å se på hva som vil skje med elementene hvis de er påført høy varme på elementene og gir oss en analyse på strukturer som gjør at vi kan optimalisere byggelementene.

Abstract

It is possible for concrete structures to catch on fire on occasion. Even if concrete itself cannot be ignited, the reinforcements can weaken due to fire and in the worst-case scenario, cause the structure to collapse.

The main intention of this thesis is to observe what will happen to the reinforced concrete during a fire, how to calculate the fire resistance, as well as the resulting consequences. The thesis will utilize calculations to determine how a structure subjected to fire could perform better. In this case, the Sola Airport parking house fire that occurred on the 7th of January in 2020 will be used for this study. We designed three elements: beams, columns, and slabs. These elements were designed to be able to withstand the fire that occurred.

The designed elements were used to proof check through the FEM-software SAP2000. The SAP2000 software was used to determine if the created elements would be able to withstand the self-weight, imposed load, different forces, and fire loads.

Innholdsfortegnelse

FORORD	III
SAMMENDRAG	IV
ABSTRACT	V
FIGUR-LISTE	VIII
TABELL LISTE	IX
KALKULASJONSLISTE	IX
1 INNLEDNING	1
1.1 BAKGRUNN	1
1.2 PROBLEMBESKRIVELSE.....	2
1.3 BEGRENŚINGER.....	2
2 TEORI	3
2.1 INTRODUKSJON	3
2.2 MATERIALER	4
2.2.1 Betong	4
2.2.2 Sammensetning.....	5
2.2.3 Armert Betong	5
2.2.4 Tilsetningsstoffer.....	6
2.3 BETONG UNDER BRANN	6
2.3.1 Avskalling.....	7
2.3.1.1 Vanninnhold	7
2.3.1.2 Betongporøsitet og permeabilitet	7
2.3.1.3 Spenningsforhold.....	8
2.3.1.4 Aggregater	8
2.3.2 Armeringsstål under brann.....	8
2.3.3 Skjær.....	9
2.3.4 Bindingen mellom betong og armering.....	10
2.4 BETONG ETTER BRANN	11
2.4.1 Herding	12
2.4.2 Forstørre forsterkede snitt	12
2.4.3 Stålinnpakningsmetoden.....	12
2.4.4 Fiber-reinforced polymers, (FRP)	14
2.5 BETONGELEMENTER	15
2.5.1 Bjelker	15
2.5.1.1 SMA	17
2.5.1.2 Bruk av SMA på strukturer	18
2.5.1.3 SMA utregning.....	20
2.5.1.4 Bøyestivhet	23
2.5.2 Dekker.....	24
2.5.3 Søyler:	30
3 KALKULASJONER	34
3.1 SØYLE:.....	34
3.2 BJELKE.....	38
3.3 DEKKER	44
4 SAP2000	49
4.1 MODELLERING.....	50
4.1.1 Definere materialer.....	50
4.1.2 Seksjonsegenskaper.....	51

4.1.3 Areal seksjoner.....	54
4.1.4 Lastmønster.....	55
4.1.5 Last på byggelementer	56
4.1.6 Temperatur.....	58
4.2 ANALYSE	60
4.2.1 Last påført på bygget	62
4.2.2 Bygget før temperaturendring.....	62
4.2.3 Høye temperaturer som påvirker bygget	63
5 CASE	64
5.1 PARKERINGSHUSETS SAMMENSETTING.....	64
5.2 KONSEKVENSER AV BRANNEN	65
5.3 SIKKERHETSBarrierer.....	66
5.4 SAMMENLIGNING	66
6 DISKUSJON	68
7 KONKLUSJON.....	70
8 BIBLIOGRAFI	72
9 VEDLEGG.....	74

Figur-liste

Figur 1. Brannstatistikk i Norge, Sverige og Danmark (3)	3
Figur 2. Relativ fasthet på armeringsstål [2]	9
Figur 3. Eksempel på tverrsnitt av uttrekksprøven (19)	10
Figur 4. Eksempel på tverrsnitt av testprøve for bjelke enden (19)	11
Figur 5. Påføring av FRP (22)	14
Figur 6. Formhukommelses effekt på SMA (26)	17
Figur 7 Gjennomsnittlig betongstyrke brukt i 500 ° C isothermisk metode (17)	18
Figur 8. isothermisk profil for to forskjellige tverrsnitt under 90 minutter i brann (25)	19
Figur 9. Likevekt av en betongblokk armert med både stål og SMA. (17)	22
Figur 10. Resultatet av analyse av betongbjelke med og uten SMA.	24
Figur 11. Temperatur til armeringsstål	27
Figur 12. Forhold mellom betongkompresjonsstyrke ved forhøyede temperaturer	28
Figur 13. Brannmotstand for testede armerte søyler fra litteratur (29)	32
Figur 14. Brannmotstand for testede armerte søyler fra litteratur (29)	33
Figur 15. 3D visning av modellen	49
Figur 16. Material valg	51
Figur 17. Definere element	51
Figur 18. Valg av material og form	52
Figur 19. Størrelsesbestemmelse av betongen	52
Figur 20. bestemmelse av armering	53
Figur 21. Definere dekker	54
Figur 22. Størrelsesbestemmelse av betong dekkeren	54
Figur 23. Definere lastemønster	55
Figur 24. X-Z Plan der høyden Z=3.5m	56
Figur 25. Definere last for spesifikt område	57
Figur 26. Definere last på dekkeren	57
Figur 27. Definere temperatur last	58
Figur 28. Definere temperatur last på dekkeren	59
Figur 29. 2D visning av betongrammesjekken (Feilet)	60
Figur 30. 2D visning av betongrammesjekken (Godkjent)	61
Figur 31. Definert lastemønster av bygget	62
Figur 32. Fugleperspektiv over Stavanger Lufthavn Parkeringshus (3)	65

Tabell liste

<i>Tabell 1. Nivåklassifisering av brannskadet betong [22]</i>	13
<i>Tabell 2. Eksponeringsklasser [25]</i>	15
<i>Tabell 3. Brannklasser for bjelker [26]</i>	16
<i>Tabell 4. Resultater fra eksperiment [28]</i>	23
<i>Tabell 5. Brannmotstand for dekker (6)</i>	25
<i>Tabell 6. Brannmotstand til armert dekker. Dybde 12cm og spennvidde 3m [32]</i>	29
<i>Tabell 7. Brannmotstand til armert dekker. Dybde 17cm og spennvidde 7m [32]</i>	30
<i>Tabell 8. Brannklassifisering [26]</i>	38
<i>Tabell 9. Brannklassifisering av bjelker [26]</i>	44
<i>Tabell 10. Bøyemoment og defleksjon av bjelker på et enkelt opplager [15]</i>	46
<i>Tabell 11. brannmotstand for dekker (6)</i>	48
<i>Tabell 12. Forsøk på tverrsnitt kombinasjoner av søyler</i>	61
<i>Tabell 13. Krefter før temperaturendring</i>	60
<i>Tabell 14. Krefter etter temperaturendring (fra Vedlegg 1-11)</i>	63

Kalkulasjonsliste

<i>Kalkulasjon 1 Søyler</i>	34
<i>Kalkulasjon 2 Bjelker</i>	38
<i>Kalkulasjon 3 Dekker</i>	44

Nomenklatur

a_{g40Hz}	Berggrunnens akselerasjon
a_{gR}	Referansespissverdier for berggrunnens akselerasjon
α_n	Etasjereduksjonsfaktoren
$A_{influence}$	Påvirket areal
$A_{influence,wind}$	Påvirket areal av vindlast
$A_{lch,max}, A_{lcs,max}, A_{lmh,max}, A_{lms,max},$	Det maksimale armeringsarealet tillatt
$A_{tch,max}, A_{tch,max}, A_{tms,max}$	
$A_{lch,min}, A_{lcs,min}, A_{lmh,min}, A_{lms,min},$	Minimum armeringsarealet
$A_{tch,min}, A_{tcs,min}, A_{tms,min}$	
$A_{lch,prov}, A_{lcs,prov}, A_{lmh,prov}, A_{lms,prov},$	Armeringsarealet
$A_{tch,prov}, A_{tch,prov}, A_{tms,prov}$	
$A_{lch,req}, A_{lcs,req}, A_{lmh,req}, A_{lms,req},$	Det nødvendige armeringsarealet for stål
$A_{tch,req}, A_{tch,req}, A_{tms,req}$	
A_s	Armeringsarealet
$A_{s,min}$	Minimum areal
$A_{v7}, A_{v6}, A_{v5}, A_{v4}, A_{v3}, A_{v2}, A_{v1}$	Areal av stang
β	Faktor som brukes for å finne skjærkraft og er lik 1.15
b	Bredden til komposittdেকে
b_t	Bredden til spenningssonen
c_{alt}	Faktor for vindøkning
ΔC_{dev}	Grense for avvik
c_{dir}	Retningsfaktor
c_e	Eksponeringsfaktor
c_{min}	Den minste overdekning som er tillatt
$c_{min,b}$	Stangdiameteren, er lik 10 mm
$c_{min,dur}$	Minste overdekning som følge av miljøpåvirkninger
C_{nom}	Overdekning for armering og spennarmering
$c_o(z)$	Terrengformfaktor

$c_r(z)$	Ruhetsfaktor
c_{season}	Årstidsfaktor
c_t	Den termiske koeffisient
$c_7, c_6, c_5, c_4, c_3, c_2, c_1$	Dybde til nøytralaksen
d	Effektiv dybde
d_{New}	Den nye effektive dybden
d_L	Effektiv dybde (longitudinal)
D_l	Egenlasten for komposittdekke
L_l	Nyttelasten for komposittdekke
D_s	Skivetykkelse
D_p	Se C.2
d_T	Effektiv dybde (transverse)
F_b	Verdi for den horisontale skjærkraften
F_1	1.0 for flatdekke
F_2	1.0 for flatdekke
F_3	
f_{ctm}	Hoved strekk styrke
f_{cd}	Dimensjonerende betongtrykkfasthet
f_{ck}	Betongens karakteristiske sylindertykkfasthet 28døgn
f_{yd}	Armeringens dimensjonerende flytegrense
f_{yk}	Armeringens karakteristiske flytegrense
G_k	Egenlast
$G_{k7}, G_{k6}, G_{k5}, G_{k4}, G_{k3}, G_{k2}, G_{k1}$	Egenlast betongplater
h	Høyde stålprofiler
H	Høyde til en bygning
H_g	Høydegrense
$h_{w7}, h_{w6}, h_{w5}, h_{w4}, h_{w3}, h_{w2}, h_{w1}$	Høyde til skjærveggene
$I_v(z)$	Turbulensintensitet
k	Faktor som brukes for å finne dimensjonerende kapasitet for skjærkraft
k_l	Turbulensfaktoren
k_p	Toppfaktor
k_{virk}	Faktor som brukes for å finne $\Delta S_{z,max}$
l	Lengde

L_H	Er halv ås- eller bakkelengde målt i nivået $0,5H$
L_O	Horisontal lengde fra åsens høyeste punkt
l_w	Lengde av skjærveggene
$M_{cd,L}$	Bøyningsarmering i longitudinal
$M_{c,Rd}$	Moment kapasitet
$M_{cd,T}$	Bøyningsarmering på tvers
M_{max}	Maksimum bøyning
M_{min}	Minimum bøyning
M_{ULS}	Bøyning med hensyn til bruddgrensetilstanden
$M_{u,crit}$	
$M_{u7}, M_{u6}, M_{u5}, M_{u4}, M_{u3}, M_{u2}, M_{u1}$	Momentene ved grunnen
n	Koeffisient for å finne grunnverdi
$n_7, n_6, n_5, n_4, n_3, n_2, n_1$	Antall etasjer
$N_{u7}, N_{u6}, N_{u5}, N_{u4}, N_{u3}, N_{u2}, N_{u1}$	Den aksiale belastningen
ρ	Luftens densitet som er lik 24 kN/m^3
ρ	Det nødvendige strekkarmeringsforholdet
$\rho_l, \rho_{lx}, \rho_{ly}$	Faktor som brukes for å finne dimensjonerende kapasitet for skjærkraft
ρ_o	Referansearmeringsforholdet
q	Konstruksjonsfaktoren
q_d	
Q_k	Nyttelast
$q_{p7}, q_{p6}, q_{p5}, q_{p4}, q_{p3}, q_{p2}, q_{p1}$	Vindbelastningen
r	Radius stålprofil
R_c	Betongmotstanden
R_s	Stålmotstanden
S	Fundamentfaktoren
S_f	Distribusjonsfaktor av bøyning
S_k	Snølast
s_k	Karakteristisk verdi for snølast på mark
s_{ko}	Grunnverdi
ΔS_k	Koeffisient for snø

$\Delta S_{z,max}$	Avstand mellom stangdiameterne
$S_{lch}, S_{lcs}, S_{lmh}, S_{lms}, S_{tch}, S_{tcs}, S_{tms}$	Den maksimale tillatte avstanden mellom stangdiameterne
$S_{lch,max}, S_{lcs,max}, S_{lmh,max}, S_{lms,max}, S_{tch,max}, S_{tsh,max}, S_{tms,max}$	Egenlast for skjærveggene
$SWW_7, SWW_6, SWW_5, SWW_4, SWW_3, SWW_2, SWW_1$	Arealmoment om y-aksen
S_y	Egenperioden til bygget
T	Tykkelse til skjærveggene
$t_7, t_6, t_5, t_4, t_3, t_2, t_1$	Faktor som brukes for å finne skjærkraft
u_o	Faktor som brukes for å finne skjærkraft
u_1	Fasthetsreduksjonsfaktor
v	Basisvindhastighet
V_b	Referansevindhastighet
$v_{b,0}$	Skjærkraften
V_{Ed}	Stedsvindhastighet
$V_m(z)$	Stedsvindhastigheten $V_m(z)$ beregnet ved hjelp av terrengparametere for område A
$V_{m,A}$	Stedsvindhastigheten $V_m(z)$ beregnet ved hjelp av terrengparametere for område B
$V_{m,B}$	Den dimensjonerende kapasitet for skjærkraft for en konstruksjonsdel uten skjærarmering
$V_{Rd,c}$	Den dimensjonerende verdi av skjærkraften som kan opptas av skjærarmeringen ved flytning
$V_{Rd,max}$	Skjærkraften ved bunnen av veggen
$V_{u7}, V_{u6}, V_{u5}, V_{u4}, V_{u3}, V_{u2}, V_{u1}$	Betong vekten
W_c	Komposittdekke vekten
W_d	Vindlast
W_k	Horisontal avstand (positiv i vindretning)
x	Distansen til massesenter
y	Seismisk klasse
γ_1	Høyde over terrengnivået
z	Ruhetslengden
z_0	Lever arm
$Z_{lch}, Z_{lcs}, Z_{lmh}, Z_{lms}, Z_{tch}, Z_{tcs}, Z_{tms}$	

ϕ	Reduksjonsfaktor for torsjon og skjærkraft som ettes lik 0,75
λ	Verdi som er lik 1,0 for normal betong
μ_i	Formfaktor for snølast
Ψ_0	Lastfaktor
$\Psi_{0(\text{snø})}$	Lastfaktor for snø
$\Psi_{0(\text{vind})}$	Lastfaktor for vind

Hentet fra NS-1992 [1]

1 Innledning

1.1 Bakgrunn

Bakgrunnen med denne oppgaven er å se på brannsikkerheten til armert betong under brann. Dette er fordi brann i bygg kan gi fatale konsekvenser og store økonomiske problemer. Sikkerhet kan vi definere som en tilstand der vi vil unngå uønskede situasjoner eller unngå frykten for fare. En prioritet for alle konstruksjoner som blir bygget i dag er å oppnå god sikkerhet. Sikkerhet er det som trygger et menneskeliv fra farer slik som brann. Ettersom verden og teknologien utvikler seg er det viktig at sikkerhetsgrunnlagene rundt det å bygge et bygg er oppdatert til dages standard. Det er viktig å legge frem løsninger og stille seg kritisk til arbeid slik at sikkerheten alltid er god, og dermed beskytte menneskeliv og infrastruktur på best mulig måte. [2]

Brann i konstruksjoner kan medføre store konsekvenser i form av tap av menneskeliv eller økonomiske tap. Derfor er brannsikkerhet en viktig del av designfasen, og valg av materialfasen. Hvilke typer materialer som blir brukt for å bygge konstruksjoner, er en viktig avgjørelse med tanke på sikkerhet og økonomi.

Det har i løpet av årene blitt mer og mer fokus på å være bærekraftig og andelen av el-biler i Norge har blitt større med tiden. El-bilene er et riktig steg mot en mer bærekraftig verden, men det forekommer en stor brannfare med disse bilene. Dette er ikke tatt i betraktning i standardene vi benytter oss av, og det trengs dermed en oppdatering i sikkerhetskravene til et parkeringshus. Oppgaven belyser også forskjellige måter å regne ut brannmotstand for forskjellige armerte betongelementer.

1.2 Problembeskrivelse

Hensikten med denne oppgaven er å analysere og designe et fiktivt, forsvarlig parkeringshus, og sammenligne det med Stavanger lufthavn sitt parkeringshus som brant ned. Dette gjøres ved å sammenligne kalkulasjoner som har blitt gjennomført på tre byggelementer; søyler, dekker og bjelker. For å velge en bedre løsning, enn hva som ble gjort i Stavanger lufthavns parkeringshus, må vi se på hva som skjer med betong under brann, hva vi kan gjøre med betong etter brann og i tiltak for å øke brannsikkerheten på byggelementene.

Brannklasser og last er blitt regnet ut ved hjelp av norske standarder og eurokoder. Vi bruker også FEM-programmet SAP2000 for å teste og designe de tre betongelementene vi har benyttet.

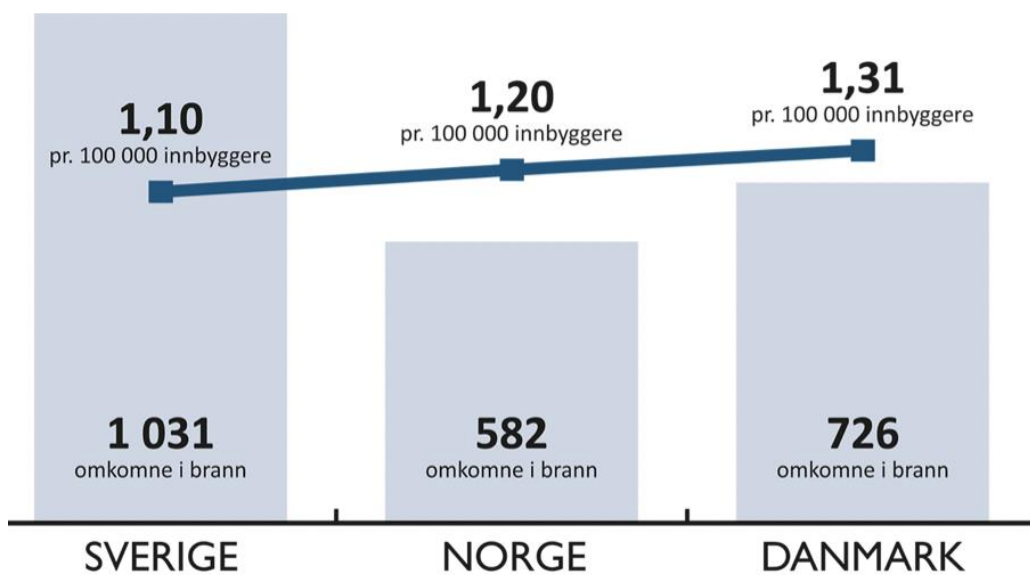
1.3 Begrensinger

Bygningen vi designet ut ifra våre kalkulasjoner har sine begrensinger i forhold til Stavanger lufthavns parkeringshus. Bygget vi designet er ikke dimensjonert likt som parkeringshuset på lufthavnen. Vi har begrenset oss til å lage et mindre bygg som ikke inkluderer flere etasjer, dette er fordi vårt hovedfokus er brannsikkerheten i betong. Vi har heller ikke inkludert grunnen som bygget står på i våre kalkulasjoner i SAP2000.

2 Teori

2.1 Introduksjon

Brann er en av de farligste skadene som kan ramme bygg i Norge. Statistikken tilsier at det brenner omtrent 3000 ganger i året, ved norske bygninger sett fra tidsrommet 2018-2020 [3]. Vi er i dag usatt for flere uforutsigbare årsaker til brann, dette er fordi vi tar med oss flere og flere gjenstander som er brannfarlige i både bygg og boliger. I Norge dør 1,20 personer per 100 000 av brann. Sverige som har tettere bebygde områder og langt flere mennesker, har færre dødsfall per 100 000 innbygger og ligger bedre an enn oss. Norge og Skandinavia har bedret seg sammenlignet med årene før, men målet er å forhindre at menneskeliv går tapt. Det er en vanskelig og lang kamp, men det er mulig å forbedre brannvernet i Norge. [4]



Figur 1. Brannstatistikk i Norge, Sverige og Danmark [4]

Ifølge statistikken er de fleste årsakene til brann i dag knyttet til menneskelige feil. Det er derfor nødvendig å ruste oss selv for mulige brannutbrudd, og å være klar over konsekvensene en brann kan ha på både liv og bygninger. Ved å forbedre brannsikkerhet for bygningen er vi stand til å beskytte samt sikre både menneskeliv og eiendom i større grad. [3]

I dag er de fleste, samt største bygningene laget av armert betong. Armert betong er en av de beste byggematerialene som blir brukt i dag. Det er et materiale som er fleksibelt på grunnlag av sine gode egenskaper. Armert betong er ikke bare sterkt under kompresjon og spenning, det er også et materiale som ikke er tennbart. Betong anses også som det beste materialet et bygg kan være laget av i forbindelse med brann. Selve betongen vil ikke brenne, og det skal i tillegg mye til for at bygningen kollapse. Sammenlignet med bygninger laget av trematerialer, så vil betong overleve flere typer branner. Det betyr dog ikke at armert betong ikke vil bli skadet eller påvirket av brannen. Det er mange eksempler på at store betongbygg rundt omkring i verden har kollapse eller fått betydelige store skader.

I Stavanger lufthavns parkeringshus begynte det brått å brenne i en av bilene som sto parkert der. Bygget var delt opp i tre deler der byggetrinn 1 og 2 var konstruert med armert betong og byggetrinn 3 laget av stål. Brannen spredde seg raskt, og det endte med at en del av bygget kollapse. Alle menneskene fikk riktignok evakuert i tide, og ingen ble skadet i prosessen. Til tross for at betong ikke er et brennbart materiale, så kan fremdeles brann gjøre skade på selve materialet. Betongen kan få skader som for eksempel, sprekker og avskalling som vil påvirke styrken i betongen. Dette kan få store økonomiske konsekvenser for private eiere, forsikringsselskaper og myndighetene.

2.2 Materialer

2.2.1 Betong

Betong har over lang tid vært et populært materiale innenfor byggebransjen på grunn av sine egenskaper. Betong består av tre grunnleggende komponenter; vann, tilslag og sement. Tilslag kan blant annet være sand, stein eller grus. Kombinasjonen av disse komponentene gjør at betong er et billig og lett vedlikeholdt materiale. Av den grunn er betong det mest brukte byggematerialet i verden. [5]

2.2.2 Sammensetning

Betong er som nevnt laget av tre grunnleggende hovedkomponenter; vann, sement og tilslag. Vann og sement blandet sammen utgjør det som kalles sementlim. Sementlim er det som fyller hulrommene og binder tilslaget. Som tilslag brukes enten sand og knust stein eller sand og singel [6]. Hvor mye av hver komponent avhenger av formålet til betongen. Generelt er det viktig å unngå glatte og runde overflater på grusen eller kornet i tilslaget. Dette er for å få en blanding som er pakket tettest mulig sammen, og i tillegg hindre at tilslaget skal skli fra hverandre. I betongblandingen er det mulig å tilsette tilsetningsstoffer ettersom hvilke egenskaper man er ute etter. Disse egenskapene kan for eksempel gjøre betongen frostsikker, plastiserende, lettere bearbeidelig og øke vannstanden i blandingen. Bruken av tilsetningsstoffer kan likevel være utfordrende, da altfor store mengder av stoffene kan ha motvirkende effekt. [6] [7]

Det finnes to måter å blande betong på, hvor komponentene i betongen plasseres i roterende blandemaskiner. Den ene er en fri falls-blander som roterer i en horisontal akse, og er lagd for enkelt støpningsarbeid. Den andre måten er en tvangsblender som roterer i en vertikal akse, og som blir brukt i store produksjonsfabrikker for betong. Sistnevnte metode krever tid, men resulterer i en mer homogen betong. Etter blanding blir betongen plassert i støpeformer der eventuelt armeringsstål er installert og montert. [7]

2.2.3 Armert Betong

Armert betong er sammensatt med stål i form av kabler eller stenger. Dette hjelper betongen til å ta imot overføringen av opptrenede krefter. Betong fungerer dårlig i spenning, men i kompresjon fungerer den godt. Ved å støpe betong rundt armeringsjern av stål løser vi dette problemet. Når betongen stivner rundt stengene, får vi et nytt komposittmateriale. Denne løsningen fungerer i både spenning og kompresjon. Betongen motstår trykk og gir trykkfasthet, mens stålet motstår bøyning og strekkpåkjenninger. [8]

Det er mulig å bruke mange ulike materialer som armering, men generelt bruker vi stål da det har evnen til å reagere på kulden og varmen likt. Stålet strekker seg og utvider seg omtrent

likt som selve betongen. Det vil si at betongen unngår å sprekke da det reagerer omtrent likt, i forhold til andre materialer. Det betyr dog ikke at stål er det eneste materialet som brukes, da det også er mulig å bruke plast ved noen tilfeller [8]

2.2.4 Tilsetningsstoffer

Tilleggsstoffer som tidligere beskrevet, er stoffer som preger betongen ut ifra formålet til betongens bruk. Tilsetningsstoffer kan komme i pulverform eller flytende form, og kan tilsettes på produksjonsstedet eller på arbeidsstedet. Det finnes to typer tilsetningsstoffer, kjemisk tilsetningsstoffer og mineralisk tilsetningsstoffer. Tilleggsstoffer kan kontrollere innholdet og herdingen, øke betongens levetid og finne løsninger til betongen slik at den tåler uforutsigbare situasjoner. Stoffene kan være med på å redusere byggets kostnader med tanke på holdbarhet, beskyttelse mot andre fuktighets skader og å sikre en god kvalitet for betongblandingen [8], [6].

2.3 Betong under brann

Betongbygninger er bedre rustet for brann enn bygninger som består av andre materialer slik som tre og stål. Et stort antall av armerte betongbygninger som har vært utsatt for brann har blitt reparert og tatt i bruk igjen [9]. Betong er ikke brennbart og har lav termisk ledenevne. Sement gjennomgår en endotermisk reaksjon da den blir opphetet som igjen fører til redusert temperatur i et brannutsatt bygg. Betong har en tendens til å forbli stillestående under en brann, med betongdekkeren som beskytter stålet med den kalde kjernen som fortsetter å bære lasten. Når et armert betongbygg er utsatt for brann, vil temperaturen i både betong og stål øke, dette fører til økt deformasjon og mulig feiling. Derfor er det viktig med riktig mengde last og støtteforhold. De fleste betongbygninger reagerer på denne måten. Det vil dog ikke si at armerte betongbygg er fullstendig brannsikre. Brann har hatt katastrofale konsekvenser i armerte betongbygg tidligere, som i Papaioannou i 1986 og Berto & Tomina i 1988 [10]. Det er også observert at når betongbygg faller er det sjeldent grunnet svakheter i betongen, men heller evnen til å absorbere store tilførte termiske deformasjoner i horisontale retninger, som kan skape skjærkraft og knekk i vegger og søyler. [11]

2.3.1 Avskalling

Det er vanskelig å forstå seg på avskalling ettersom det er flere forskjellige faktorer som spiller inn, dette fører til at det blir uforutsigbar oppførsel. I noen tilfeller er grunnen til avskalling valg av aggregater, men de fleste gangene er avskalling knyttet til sementpastaens oppførsel. Det er generelt akseptert at avskalling oftest finner sted når vanddampen forsvinner fra sementen. Vi har hovedsakelig tre typer avskalling: overflateskalling der betong flaker på opptil 25mm, avbrukket hjørner, dette skjer etter en lengre periode med brann med oppvarming fra flere sider, og eksplosiv avskalling. Dette forekommer når temperaturen på betongen stiger både kraftig og raskt, og er en farlig form for avskalling. Den siste formen er usannsynlig, men fremdeles en mulighet og derfor er vi nødt til å regne med den. Den beste økonomiske løsningen for betongsammensetningen for å motvirke avskalling blir og bruke polypropylen fibre i betong sammensetningen. Dette motvirker avskalling grunnet smeltepunktet til stoffet er såpass høyt at det smelter når betongen blir utsatt for brann. Det øker porøsiteten ved å dekke igjen hullene vanddampen kan komme seg ut av, som beskrevet av Kodur [12]. Stålfibre lagt til i blandingen vil redusere sannsynligheten til avskalling ved å øke bruddstyrken til betongen, men dette er dyrere enn å tilsette polypropylen fibre. [13]

2.3.1.1 Vanninnhold

Det er mer sannsynlig at det oppstår avskalling i betong med høyt vanninnhold. Dette er fordi en av de mulige faktorene til avskalling er fuktighetsblokker [14]. Dette er et område i betongen der fuktighet er stengt inne i et hulrom, som blir til damp, noe som krever større plass. Dette vil føre til kraftig damptrykk som igjen fører til avskalling på betongen. Det er nå mer akseptert at det er den kritiske isoterme for poretrykk, bygd opp av høyt damptrykk nær overflaten, som skaper spenningsbrudd i betongen grunnet fuktighetsblokker. [14] Dersom fuktighetsgraden er mindre enn 3% vil det ikke oppstå avskalling i henhold til EN1992-1-2. [15]

2.3.1.2 Betongporøsitet og permeabilitet

Porøsitet er volumet av tomrommene i betongen, mens permeabilitet er raten til strømmen til fuktigheten under press. Fuktigheten som beveger seg mellom disse tomrommene må være forbundet med hverandre og ha en bestemt størrelse. Avbrutte porer, og porer med trang

inngang kan føre til ujevn strøm. I en modnet, herdet og bra proporsjonert betong, vil det være lav permabilitet, til tross for at det er høy porøsitet noen steder. Betong som er mer porøs har større sannsynlighet for å være mer permeabel.

En mer porøs betong, og derav en med høyere permabilitet, vil tillate spredning av vandamptrykket, og dermed slippe ut alle krefter som kunne oppstått. Det vi sitter igjen med da er betong som er branndyktig, men ikke med en særlig lang varighet. Det har blitt belyst at det er en kombinasjon av fuktinnhold og permeabilitet som er kritisk. Verdien av vanninnholdet er definert ut ifra det innledende vanninnholdet på 80kg/m^3 . [16]

2.3.1.3 Spenningsforhold

Fra observasjoner av tidligere brannhendelser har vi sett at avskallingen kan oppstå hyppigere under steder der betongtverrsnittet er komprimert. Dette kan delvis forklares ved at under steder med komprimert spenning, kan ikke sprekker åpne opp for å slippe ut intern trykk. Dette betyr ikke at det ikke oppstår avskalling der det er finnes spenningssprekker, men heller at det er mer sannsynlig at det vil oppstå under steder der det er utsatt for kompresjon. [16]

2.3.1.4 Aggregater

Tidligere erfaringer viser at det aggregatet som mest sannsynlig vil skape avskalling er kiselholdige aggregater, kalkstein har mindre sannsynlighet for avskalling. Dette har noe med den grunnleggende porøsiteten å gjøre ettersom kiselholdige aggregater er ugjennomtrengelig sammenlignet med de andre aggregatene, i tillegg til fuktighetstransporten som oppstår gjennom mørtel matrisen. Det har i senere tid kommet bevis på at kalkstein og lettvekts aggregater kan være problematisk, spesielt i nystøpte betongstrukturer der porestrukturen til aggregatet kan gi utilsiktet lagring av fuktighet. [17]

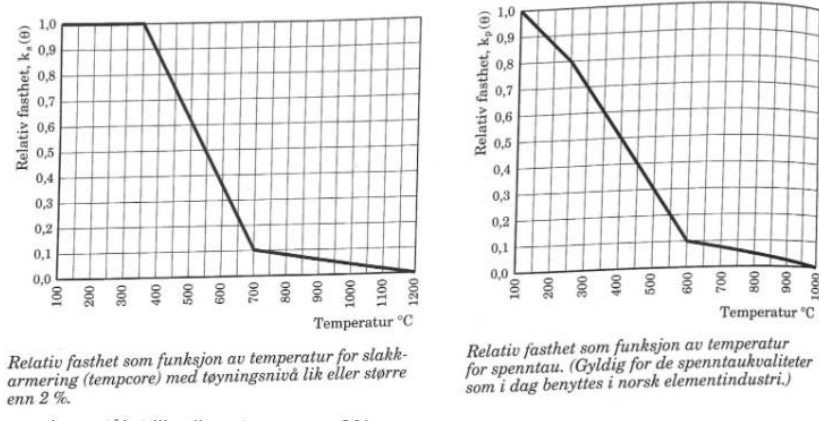
2.3.2 Armeringsstål under brann

Stål har ikke like god brannmotstand som betong. Ved høy temperaturer mister varmvalset stål sin markante flytegrense. For både varmvalset stål og kaldtrukket forspent stål vil tøyningen bestemme spenningen ved høye temperaturer. Begrepet temperaturavhengig fasthet vil derfor måtte referere seg til et tøyings-nivå.

Stål karakteristisk fasthet F_{sk} kan uttrykkes ved hjelp av faktoren $K_s(\theta)$ som følger:

$$f_{sk}(\theta) = K_s(\theta) \times d_{f_{sk}(20^\circ\text{C})}$$

I Figur 2 er $K_s(\theta)$ vist som en funksjon av temperatur θ , med antatt tøying i armeringsstålet lik eller større enn 2%.



Figur 2. Relativ fasthet på armeringsstål [2]

Tilsvarende gjelder for spenntau:

$$f_{pk}(\theta) = K_p(\theta) \times d_{f_{pk}(20^\circ\text{C})}$$

For spenntau angir eurokode 2 [15] et forløp for $K_p(\theta)$ som funksjon av temperaturen θ som vist i Figur 2. Av figurene fremstår det at relativ fasthet lik 0.6 opprettholdes ved henholdsvis 500°C for slakkarmering (tempcore stål) og 350°C for spenntau. Forholdet 0.6 er det som normalt antas mellom laste effekter i branntilstanden og bruddgrensetilstanden. Vi kommer tilbake til dette under kalkulasjoner og betongelementer. [18]

2.3.3 Skjær

For enkeltstøttede eller fortsettlig armert betong er skjærkraften et sjeldent problem.

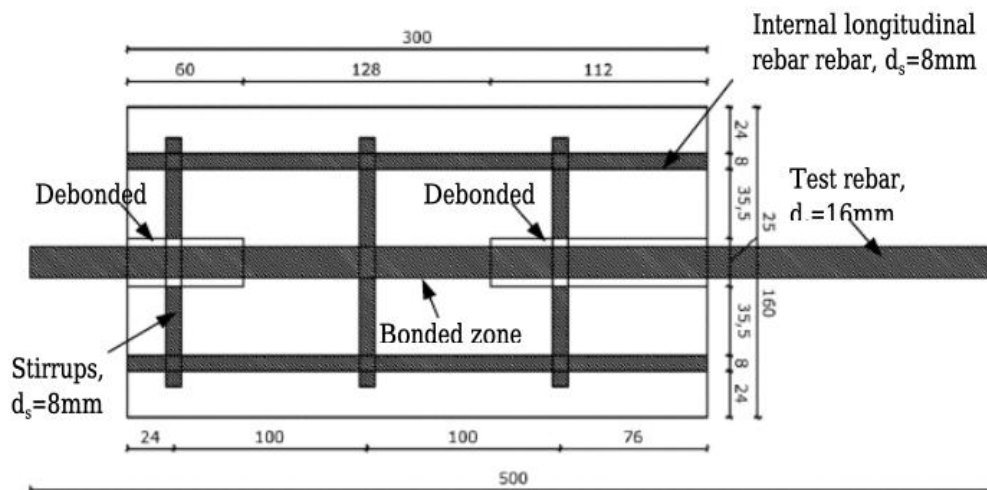
Bobrowski og Bardhan-Roy [19] indikerte at den kritiske seksjonen for skjær var mellom $1,14L$ og $2L$ fra støtten, der L er spennlengden. Skjærkraften er usannsynlig å være i den kritiske sonen i tradisjonelt forhåndsstøpt, forhåndsstresset betonggulv enheter gitt at de forhåndsstøpte elementene er begrenset til å oppføre seg som en membran ved å være tilstrekkelig knyttet til planet på gulvet. Testene utført av Lennon tok utgangspunktet i en naturlig brann, som varte i omtrent en time, der det ikke oppstod noe form for avskalling. [19]

2.3.4 Bindingen mellom betong og armering

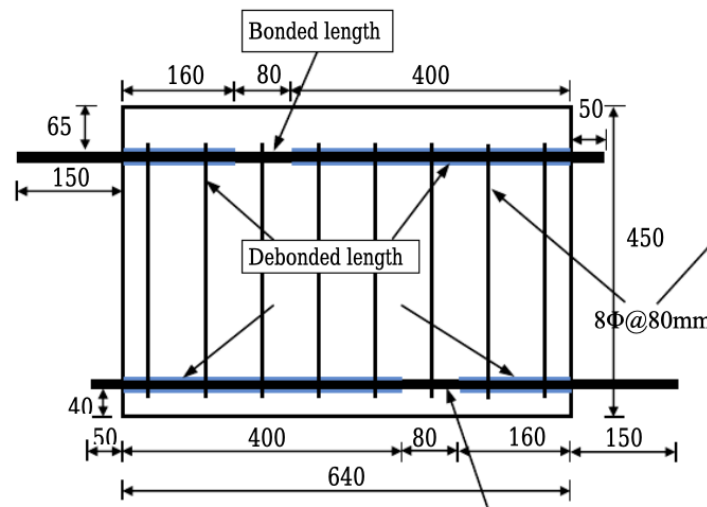
Bindingen mellom betong og armering spiller en viktig rolle i strukturen til betongen. Det har også mye å si i henhold til kompresjonsegenskapene og spenningsoverføring i betongen.

Under brann kan bindingskreftene mellom armering og betong bli redusert betraktelig. Vi kan teste bindingstyrken ved to typer tester, Standard uttrekksprøver som er utsatt for langsom oppvarming og testprøver med bjelke-ende som er utsatt for «ISO 834-fire». Disse testene gir en beskrivelse av som vil skje med bindingen mellom armeringen og betongen. Når den armerte betongen er påført last, øker spenningen mellom betongen og armeringen.

Kapasiteten til spenningens grensesnitt begynner å forverre seg etter en bestemt mengde med last, og dette blir igjen forverret når høyere temperaturer nås [20]. Den raske temperaturendringen som skjer under brann, gjør at det forekommer en nedbryting av materialet i bindingsområdet, dette kan resultere i betongskader. Betongskader kan påvirke betongkonstruksjonens lastekapasitet eller fleksibilitet betydelig. [20] [21]



Figur 3. Eksempel på tverrsnitt av uttrekksprøven [21]



Figur 4. Eksempel på tverrsnitt av testprøve for bjelke enden [21]

2.4 Betong etter brann

De fleste betongkonstruksjoner blir ikke ødelagt i brann, og en av de største fordelene med betong er at konstruksjonene kan repareres og dermed minimere eventuelle ulemper og kostnader. Bæreevnen til betong beholdes i stor grad både under og etter en brann. Av disse grunnene er ofte alt som kreves en enkel opprydding. En enkel og rask reparasjon samt rehabilitering er viktige faktorer for å minimere tap av virksomhet etter en større brann. Det er noe som foretrekkes fremfor rivning og gjenoppbygging. [22]

Betong i brann gjennomgår kjemiske og fysiske endringer som fører til svekkelse i materialegenskapene. Det som skiller betong fra andre byggematerialer som stål og tre er at i etterkant av en brann er det mulig å kurere og fikse skadene som er blitt gjort på betongen. Ettersom hvert branntilfelle er ulikt, er det vanskelig å finne en universell løsning som kan kurere og reparere skadene. Det finnes derimot flere forskjellige metoder som vil redde et betongelement og man må velge metode ut ifra skadeomfanget.

Etter en brann må de ødelagte komponentene repareres så raskt som mulig. En metode etter brann er å erstatte de ødelagte komponentene med ny fersk betong. De siste årene har fiberarmerte polymer (*fiber-reinforced polymers, FRP*) blitt brukt til å forsterke betongen i større grad. Det er knyttet store økonomiske kostnader som arbeidskraft og materialer for reparasjoner til de to metodene. Det er vist noen studier på at i etterkant av en brann er det

mulig å reparere betongen ved hjelp av herding eller gjenherding. Denne metoden er en mer økonomisk og miljøvennlig måte å reparere betongen på, men ved store skader er ikke teknikken særlig egnet. [22] [23]

2.4.1 Herding

I det betongen har kjølt seg ned, kan en starte herdingen og kureringen. Utvinningen etter at herdingsprosessen har startet, gir et resultat av at betongen dehydratiseres. Dette er reksjonen mellom den dehydrerte betongen og vannet. Det er flere forskjellige måter gjøre dette på, som kan kategoriseres i 3 deler: 1) Ved å fukte betongen i vann over tid. 2) Fukte betongen like etter brannen, og deretter la det tørke i luft med en viss humiditet i luften. 3) La den stå og kjøle seg ned, deretter la den stå og fukte seg i et fuktig luftrom. [23] [22]

Disse metodene er vanskelig å utføre når det kommer til store konstruksjoner, men det er vist at ved betongprøver kan betongen som har gått igjennom store temperaturendringer repareres. Betongen sin styrke, og elastisitetsstyrke går tilbake til den opprinnelige styrken som betongen hadde før brannen. [23] [22]

2.4.2 Forstørre forsterkede snitt

Forstørre forsterkede snitt er en forsterkningsmetode som øker snittsområdet for å forbedre den ultimate fjærkrafts kapasiteten, stabileten og stivheten. Denne måten å reparere betong på er brukt for å reparere og forsterke broer som har slitasjeskader eller betongkonstruksjoner som har vært utsatt for brann. Denne typen metode utvider elementet, som gjør at det reduserer arealet i området. Det er en enkel og lønnsom metode som har blitt vanlig å bruke de siste årene. Forskning utført av Wang Lu ved Nanjin Tech University [22] viser til at denne metoden forsterker betongen mer enn den opprinnelige lastkapasiteten.

2.4.3 Stålinnpakkingsmetoden

Stålinnpakkingsmetoden går ut på å gjenopprette styrken til betongelementet som er skadet etter brannen. Metoden baserer seg på å pakke inn betongen i stål med stålplater og rør. Disse blir enten plassert i hjørnet eller på overflaten av betongen med sement eller epoxy resin.

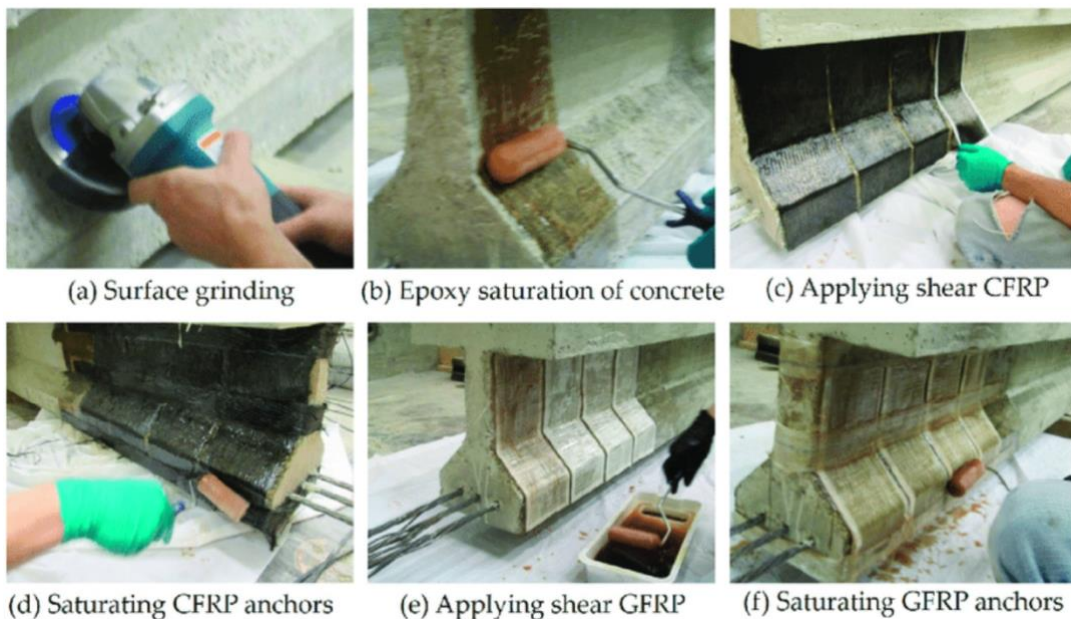
Denne metoden å reparere på avhenger av hvor stor skaden på betongen er. Brannskaden på betongen ut ifra tidligere forskning og skader kan rangeres som i tabellen under. Helt frem til nivå 3 er det mulig å bruke stålinnpakkingsmetoden. I nivå 4 er skadene for omfattende til at stålet kan redde konstruksjonen. Stålinnpakkingsmetoden er mer økonomisk lønnsom enn flere av repareringsmetodene. Ifølge forskning fra Wang og Su, kommer det frem at betong som blir utsatt for brannskader og reparert med stålplater, klarer å gjenopprette omtrent 72% av den opprinnelige stryken. [22] [23]

Tabell 1. Nivåklassifisering av brannskadet betong [22]

Skade Nivå	Nivå 1	Nivå 2	Nivå 3	Nivå 4
Grad av skade	Mild	Moderat	Skadelig	Farlig/ødelagt
Betong temperaturen	< 400	400 til 500	600 til 700	≥ 700
Langsgående armerings temperatur	< 100	< 300	350 til 400	400 til 500
Skade situasjon	Ingen store forandringer	Dimensjonsgrense når maks	Dimensjonsgrense øker med 1 til 3 ganger	Ut av plan Deformasjon

2.4.4 Fiber-reinforced polymers, (FRP)

Repareringsmetoden Fiber-reinforced-polymers går ut på pakke inn de skadede betongelementene. Materialet har gode egenskaper som styrker styrkeforholdet til betongen og har gode anti-korrosjonsevner. Materialet er en slags duk som kan “rulles ut” rundt betongelementet. Prosessen for hvordan denne metoden foregår vises i Figuren 5. Dette materialet er et komposittmateriale som er laget av polymermatrise, forsterket med fibre. Fibrene er som regel karbon fiber, glass, aramid og basalt. Materialet gir god støtte for betongen, og det er vist at det styrker fjærkrafts kapasiteten, duktiliteten og stivheten for elementet. Betongelementer som er pakket inn i FRP viser seg å ha god brannmotstand selv etter at den har blitt utsatt for brannskader. Dette gjør at elementene som blir reparert på denne måten vil fungere relativt normalt igjen. [22]



Figur 5. Påføring av FRP [24]

2.5 Betongelementer

Et betongbygg er bygd opp av flere elementer slik som søyler, dekkere og bjelker. Hver av disse elementene har forskjellige metoder å regne ut brannmotstand på. Her skal vi utdype oss i forskjellige beregningsmetoder, og noen armerings metoder som ser lovende ut i henhold til brannsikkerhet.

2.5.1 Bjelker

Bjelkene som er designet i oppgaven er laget i henhold til norsk standard. Det er valgt ut en type betong og armeringsstål, samt eksponeringsklasser.

Vi har valgt å benytte oss av B35 betong og b500nc armeringsstål. Disse typene er veldig vanlige og brukes mye i byggebransjen. Når det kommer til valg av eksponeringsklasser kan vi benytte oss av Tabell 2.

Tabell 2. Eksponeringsklasser [25]

2 Korrosjon framkalt av karbonatisering		
XC1	Tørt eller permanent vått	Betong inne i bygninger med lav luftfuktighet Betong som permanent er neddykket i vann
XC2	Vått, sjelden tørt	Betongoverflater i kontakt med vann over lengre tid Fundamenter
XC3	Moderat fuktighet	Betong inne i bygninger med moderat eller høy luftfuktighet Utvendige konstruksjoner som er beskyttet mot regn
XC4	Vekselvis vått og tørt	Betongoverflater i kontakt med vann, som ikke er i eksponeringsklasse XC2

Bjolkene vi skal benytte oss av i det fiktive parkeringshuset er utsatt for moderat til høy luftfuktighet. Derfor vil det være hensiktsmessig å velge eksponeringsklasse XC3. Deretter må det tas tester for å sikre at bjolkene tåler lasten som de er utsatt for. Hovedfokuset er å konstruere et branndyktig bygg. Det velges derfor et tverrsnitt på bjolkene som er litt større enn vanlig, med 500mm x700mm og et rektangulært tverrsnitt.

For brannmotstanden så er armerings dybden vital. Dette er avstanden fra armeringen til overflaten av betongen. Avstandene er regnet ut i [kalkulasjon 2](#). Der kommer vi frem til 38mm. Ut ifra Tabell 3 ser vi at bjelken klarer å motstå brann i 90 minutter grunnet $A_s = A = 38\text{mm}$ og $b_{min} = 500$.

Tabell 3. Brannklasser for bjelker [26]

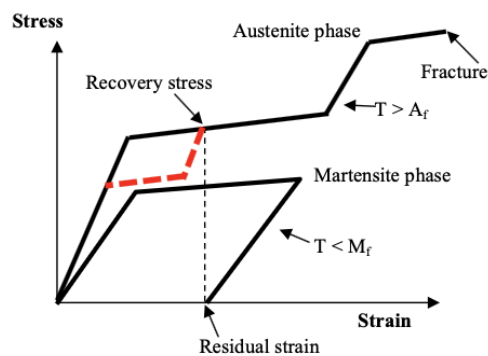
Standard brann-motstand		Minste dimensjoner (mm)			
		$a_s = a + 10$ ¹⁾			$a_s = a$
R 30 (A 30)	b_{min}	80	120	160	200
	a	25	15 ²⁾	10 ²⁾	10 ²⁾
R 60 (A 60)	b_{min}	120	160	200	300
	a	40	35	30	25
R 90 (A 90)	b_{min}	150	200	250	400
	a	55	45	40	35
R 120 (A 120)	b_{min}	200	240	300	500
	a	65	55	50	45
R 180 (A 180)	b_{min}	240	300	400	600
	a	80	70	65	60
R 240 (A 240)	b_{min}	280	350	500	700
	a	90	80	75	70

2.5.1.1 SMA

Grunnet omstendighetene med den pågående pandemien har vi ikke hatt tilgang til et laboratorium der vi kunne ha støpt og utført tester på en fysisk bjelke. Dermed har vi benyttet oss av informasjon fra et tidligere eksperiment utført av Bill Wong ved Universitet i Monash [27]. I dette eksperimentet testes effekten av å bruke en formhukommelseslegering istedenfor b500nc som vi har brukt under designingen av bjelken vår. Denne armeringen kalles for SMA forkortet. SMA har to forskjellige faser, den ene fasen nås under høy temperatur, mens den andre nås under lav temperatur. Under lav temperatur oppfører den seg som de fleste duktile metaller. Grunnen til at SMA er interessant, er på grunn av det som skjer under høy temperatur. Dette oppnås ved ca. 40-60 grader. Da utvikles det to distinkte egenskaper; superelastisitet og formhukommelse.

Super-elastisitet er gjenoppretningen av mye press i høytemperaturfasen under mekanisk lastning, og avlastning under isotermiske omstendigheter. Under lasteprosessen vil SMA i høytemperaturfasen bli transformert til løsnet martensitt i en bærende transformasjon. Denne transformasjonen er hovedsakelig opprettholdt i et relativt konstant stress-nivå, til et sekundært strekk forekommer. Når lasten blir fjernet kan presset gjenopprettes.

Formhukommelseeffekten kan bli forklart av Figur 6. Der «martensite phase» er lavtemperaturfasen og «austenite phase» er høytemperaturfasen. For temperaturer under M_f vil SMA oppføre seg som stål. En gjenværende belastning kan bli oppnådd når SMA er overlastet og deretter avlastet. Om deformasjonen blir begrenset samtidig som temperaturen stiger over A_f for en full høytemperaturfase, kan en gjenoppretnings-stress bli oppnådd. Om begrensingen blir fjernet, vil materialet gå tilbake til sin opprinnelige form som følger den stiplede linjen på Figur 6. Dette er hvordan formhukommelsen fungerer.



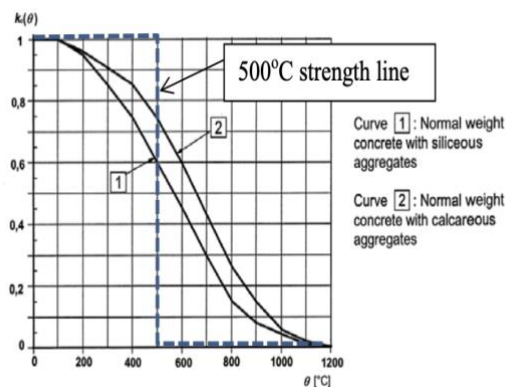
Figur 6. Formhukommelses effekt på SMA [28]

2.5.1.2 Bruk av SMA på strukturer

I de to siste tiårene har bruken av SMA i bygg økt betraktelig. Bruken av SMA-aktivator som spjeld for vibrasjonskontroll av bruer har nå blitt en realitet [28]. Dette gjøres ved at en forhåndsbelastet SMA-stang blir varmet opp av elektrisk strøm slik at når det blir oppdaget overflødig vibrasjon på brua, vil det generere en trekkende kraft som demper dette.

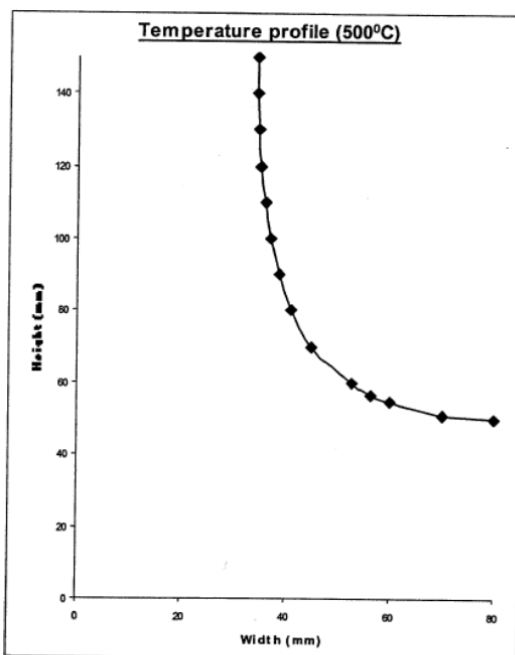
Sprekker i betongstrukturer kan bli kontrollert ved å varme opp SMA-kablene inni betongelementene, slik det ble demonstrert av Sakai [27]. Hun brukte oppvarmet SMA armering for å styrke broen når tyngre last ble oppdaget.

Betongstyrken under høye temperaturer varierer avhengig av hvilke typer aggregat som blir brukt. I EC2 [15], vil stress-belastningsforholdet av betong under kompresjon være gitt. Når disse forholdene er brukbare kan man bruke mer avanserte kalkulasjoner slik som «Finite Element Analysis». Kalkuleringen av kapasitet og stivhet av betongområdet er begrenset, spesielt når elastisitetsmodulen ikke er oppgitt. På en annen side, vil EC2 tillate bruk av «reduert område metoden» for kalkulering under høyere temperaturer. Denne metoden for kalkulasjon behøver ikke egenskapene til betongen under høye temperaturer, og er ganske nære den isoterme metoden for 500 ° C. Det antas at det ikke bidrar for bæreevnen til bjelken, mens det gjenværende tverrsnittet går tilbake til sin opprinnelige stivelse og styrke under romtemperatur slik det er avbildet i Figur 7.

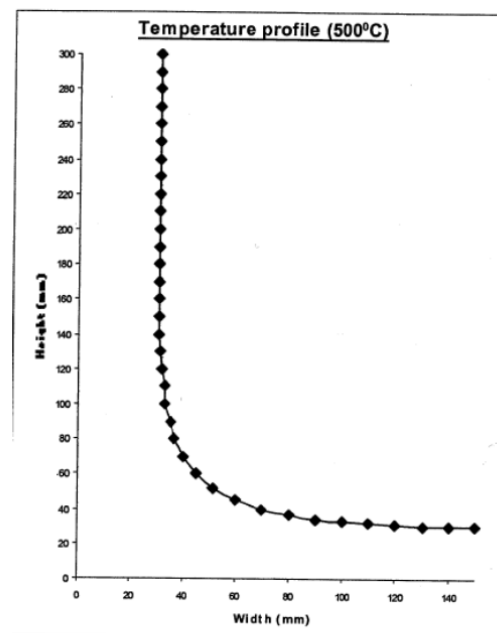


Figur 7 Gjennomsnittlig betongstyrke brukt i 500 ° C isoterme metode [19]

EC2 gir en rekke forskjellige temperaturprofiler for forskjellige størrelser av betongbjelker med brannmotstandsklasser fra 30 minutter til 240 minutter i vanlig brann. For mellombjelker kan vi interpolere verdiene for å oppnå den isotermiske konturen på 500° C. I eksperimentet vi har tatt utgangspunkt i, har de benyttet seg av et regneark på et dataprogram for å interpolere verdiene sine [27]. De har brukt to forskjellige tverrsnitt av en betongbjelke og utsatte det for en temperatur på 500 grader. Tverrsnittene var på 160mm x 300mm og 300mm x 600mm. De var utsatt for denne temperaturen i 90 minutter. Resultatet er vist i Figur 8.



(a) 160mm x 300mm section



(b) 300mm x 600mm section

Figur 8. isotermisk profil for to forskjellige tverrsnitt under 90 minutter i brann [27]

På grunnlag av metoden som ble valgt over med redusert område, vil framgangsmåten for å kalkulere bøyekapasiteten til bjelken under brann være som følgende:

- Fastslå isoterme for 500°C for den spesifikke branneksponeeringstilstanden
- Fastslå det reduserte området ved å ekskludere betongen med temperatur større enn 500°C isoterme.

- Fastslå temperaturen til armeringsstålet. Temperaturen forskjellige steder i armeringsstålet kan bli fastslått ved enten å interpolere eller ved og for eksempel bruke Wickström metoden [29] .
- Fastslå den reduserte styrken til armeringsstålet. Noen av armeringsstengene kan havne på utsiden av det reduserte tverrsnittet.
- Tradisjonell utregning kan bli brukt for å finne det reduserte tverrsnittet for bøyningsskapiteten til bjelken. Strekkfastheten blir sett bort ifra.

2.5.1.3 SMA utregning

Verdiene til NiTi SMA kan variere med en rekke faktorer som spiller inn, blant annet den kjemiske sammensetningen, produseringsprosessen, oppvarmingen og lastehistorikken. Oppvarmingen kan påvirke faseformasjonen som nevnt tidligere, noe som i ettertid kan påvirke de termiskmekaniske egenskapene til SMA [30]. Vi benytter oss av restitusjonsstresset $F_{yt,SMA}$ generert av begrenset SMA kabler mens det blir oppvarmet, noe som kan bli regnet ut fra denne formelen:

$$F_{yt,SMA} = -7.159 t^5 + 120.3 t^4 - 690.5 t^2 + 140 t^2 - 298.7 t + 243.5 \quad (A)$$

Hvor t er $T_{sma}/100$ og T_{sma} er temperaturen i SMA. Den tilsvarende formelen for elastisitetsmodulen, E_{SMA} er som følgende:

$$E_{SMA} = 648.4 t^4 - 6742 t^3 + 12791 t^2 + 26783 t + 14269 \quad (B)$$

I den foreslåtte oppskriften til en betongbjelke, kan et hybriddesign være slik at både stål og SMA kan bli brukt som armeringer. Dette kommer av at under romtemperatur kan de sterke verdiene til stål gjøre opp for de svakere SMA stengene, mens i høyere temperatur vil styrken til SMAen gjøre opp for det svakere stålet.

Betongoppskriften er basert på forskriften i NS1992 [31] for sprukket seksjon. For rektangulært tverrsnitt med bredde b , effektiv dybde d , og stål og SMA som armering kan bøyningmomentkapasiteten bli avledet som:

$$M_u = (A_s f_{SY} + A_{SMA} \sigma_{SMA}) d \left(1 - \frac{1}{2\alpha_2} \frac{p_1 f_{SY} + p_2 \sigma_{SMA}}{f'c} \right)$$

Der

$$\sigma_{Sma} = \epsilon_{SMA} E_{SMA} \leq F_{yt,SMA}$$

$$\epsilon_{SMA} = \epsilon_c \frac{1-k}{k}$$

ϵ_c = Den ultimate belastningen på betong

A_s = Stålareal

F_{sy} = Yield stress av stål

A_{SMA} = SMA Areal

σ_{Sma} = Stress av SMA

P_1 = Stålareal forhold av tverrsnittet

P_2 = SMA areal forhold av tverrsnittet

F_c' = Karakteristisk styrke til betong

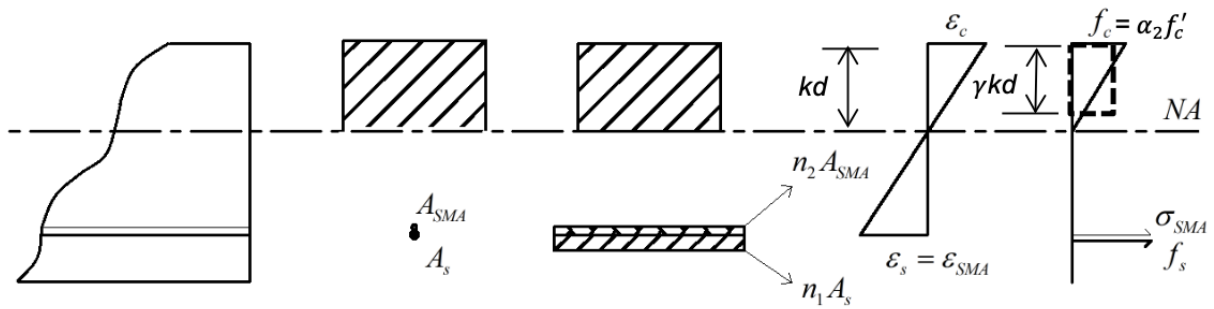
Under høye temperaturer vil SMA dominere genereringen av krefter i tverrsnittet (4), derfor kan vi bruke disse verdiene:

$$\alpha_2 = -24.62 \times 10^3 \epsilon_c^2 + 94.05 \epsilon_c + 0.84$$

$$\gamma = -5867 \epsilon_c^2 + 116.4 \epsilon_c + 0.54$$

Lokasjon av den nøytrale aksen

Vi kan kalkulere fram lokasjonen til den nøytrale aksen ved å ta likevekten i tverrsnittet til betraktning, som vist i Figur 9.



Figur 9. Likevekt av en betongblokk armert med både stål og SMA. [19]

Vi kan benytte oss av disse formlene for å finne den nøytrale aksen:

$$n_1 = \frac{E_s}{E_c}$$

$$n_2 = \frac{E_{SMA}}{E_c}$$

$$p_1 = \frac{A_s}{bd}$$

$$p_2 = \frac{A_{SMA}}{bd}$$

E_c = Elastisitetsmodulen til betong

E_s = Elastisitetsmodulen til stål

Om vi løser følgende ligninger for k kan vi finne den nøytrale aksen:

$$\frac{k^2}{2} + (n_1 p_1 + n_2 p_2)k - (n_1 p_1 + n_2 p_2) = 0 \quad \text{der} \quad \sigma_{SMA} < f_{yt,SMA}$$

Eller

$$\frac{k^2}{2} + (n_1 p_1 + q p_2)k - (n_1 p_1) = 0 \quad \text{der} \quad \sigma_{SMA} = f_{yt,SMA}$$

$$\text{Hvor } q = \frac{f_{yt,SMA}}{\alpha_2 f'_c}$$

2.5.1.4 Bøyestivhet

Defleksjonen til bjelken avhenger av stivheten EI til seksjonen. Ved å bruke den transformerte seksjonsmetoden, kan elastisitetsmodulen bli erstattet med E_c , og bytte ut I med en effektiv verdi I_{ef} innenfor rekkevidden

$$I_{cr} < I_{ef} < I_g$$

Hvor I_g er brutto treghetsmomentet til den ikke-sprukkede betongseksjonen, mens I_{cr} er treghetsmomentet til en full oppsprukken bjelkeseksjon. Formelen for å kalkulere det effektive treghetsmomentet (I_{ef}) er som følgende:

$$I_{ef} = I_{cr} + (I_g - I_{cr}) \left(\frac{M_{cr}}{M_s} \right)^3 \leq I_{ef,max}$$

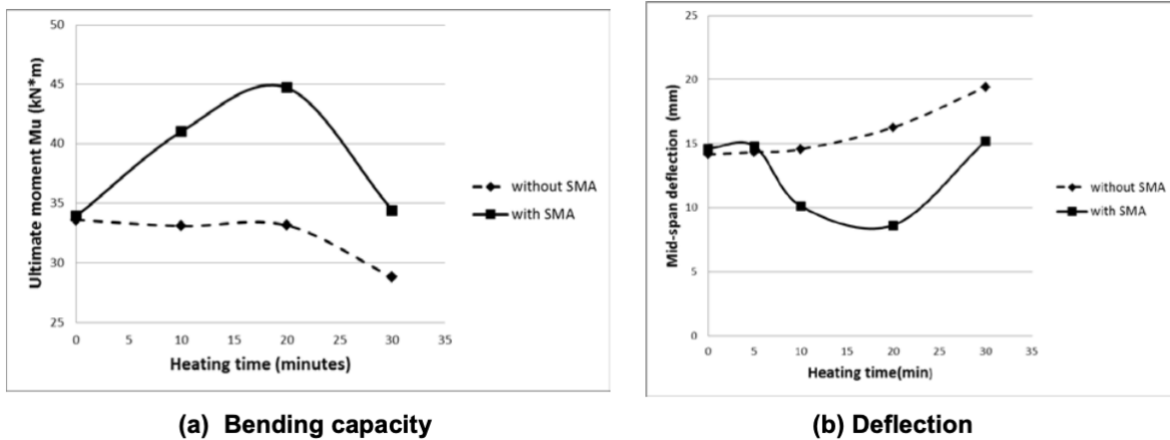
Hvor M_s , M_{cr} og $I_{ef,max}$ er definert i ns1992, for et rektangulært tverrsnitt med både stål og SMA;

$$I_{cr} = \frac{bd^3}{12} [4k^3 + 12(n_1p_1 + n_2p_2)(1 - k)^2]$$

I eksperimentet utført av Bill Wong ved Monash University, tar han for seg en enkeltstøttet betongbjelke som er armert av både stål og SMA som er utsatt for et tresidet brannangrep med standard brann (5). Det totale stålarealet er på 320mm^2 der SMAet er 59mm^2 . Tverrsnittet ligger på $180\text{mm} \times 250\text{mm}$. Den karakteristiske styrken til betongen er 25MPa og strekkgrensen til stålet ligger på 500MPa . Han utfører en test der variasjonene til begge bøyningmomentkapasitetene og avbøyningene midt i spennet under en last på 20kN blir testet. De sammenligner en bjelke med SMA og en uten SMA. Begge bjelkene blir utsatt for brann i 30 minutter og resultatet er vist i Tabell 4 og Figur 10.

Tabell 4. Resultater fra eksperiment [28]

Time(min)	M_u without SMA (kNm)	Deflection without SMA (mm)	M_u with SMA (kNm)	Deflection with SMA (mm)
0	33.6	14.2	33.9	14.6
20	33.1	16.1	44.7	7.9
30	28.8	19.4	34.4	15.6



Figur 10. Resultatet av analyse av betongbjelke med og uten SMA. [27]

Ut ifra resultatene fra eksperimentet kan vi konkludere med at de unike karakteristiske egenskapene til SMA gjør at bjelken kan opprettholde kapasiteten og redusere defleksjon i bjelken. Kun en liten mengde SMA var nok til å se hvor store forskjellene var under brann. Det kan se ut til at den nye normalen i betongsammensetningen vil inneholde en liten mengde SMA i framtiden. [27]

2.5.2 Dekker

Dekker er en betongplate vi legger på bjelkene som kan fungerer som en etasjeskiller, gulv og tak. I denne oppgaven blir dekkerene grunnlaget for gulvet og taket i parkeringshuset. Vi har valgt en tykkelse på 250mm, slik at det skal klare å motstå brann. Vi har gjort kalkulasjonene til denne dekkeren på [kalkulasjon 3](#). Tverrsnittstørrelsen er viktig for brannmotstanden og vi har regnet ut og designet en dekker med en høy brannklasse.

Tabell 5. Brannmotstand for dekker (6)

Brannmotstand	Dekketykkelse, h_s mm	Armeringsdybde, a (mm) ¹⁾		
		Enveisplater	Toveisplater	
			$l_y/l_x^{(2)} \leq 1,5$	$1,5 < l_y/l_x^{(2)} \leq 2$
REI 30	60	10 ³⁾	10 ³⁾	10 ³⁾
REI 60	80	20	10 ³⁾	15 ³⁾
REI 90	100	30	15 ³⁾	20
REI 120	120	40	20	25
REI 180	150	55	30	40
REI 240	175	65	40	50

Dekkeren vår har en tykkelse på 250mm og fra Tabell 5 ser vi at vi oppnår REI 240, grunnet dekketykkelsen vår, og at dekkeren vår er en toveisplate der $\frac{l_y}{l_x} \leq 1.5$. Det vil si at dekkeren tåler 240 minutter under standard brann. Minste dekketykkelse for REI 240 er 175 mm, tykkelsen som vi har valgt er dermed bredere enn hva den egentlig hadde trengt å være for å tåle 240 minutter i brann. Dette er lite økonomisk, og tykkelsen kunne blitt satt noe ned. Metoden vi brukte ovenfor der vi regnet ut brannklassen, kalles for den tabullerte data metoden.

En annen metode som kan benyttes ved brannsikkerhet til dekkere kalles Branz metoden , der vi ser på brannmotstanden til armerte dekker og bjelker. Denne metoden går ut på om bøyningmomentkapasiteten til dekkeren er større, eller lik, det maksimale bøyningmomentet til slaben , $M_{\theta}^+ \geq M_a$, vil dekkeren ha den nødvendige brannmotstanden. Dersom bøyningmomentkapasiteten til dekkeren er mindre enn det maksimale bøyningmomentet, vil ikke de nødvendige kravene være oppfylt for den oppgitte brannmotstandsperioden.

Bøyningmomentkapasiteten av dekke-tverrsnittet kan regnes ut slik:

$$M_{\theta}^{+} = A_s * f_{y\theta} * \left(d_{\theta} - \frac{a_{\theta}}{2} \right)$$

Hvor

M_{θ}^{+} = Bøyningmomentkapasiteten til tverrsnittet av dekkeren

A_s = Tverrsnittarealet til armeringsstålet

$f_{y\theta}$ = Flytespenningen til armeringsstålet under temperaturen θ .

d_{θ} = Bredden til kompresjonsstressblokken (1m for dekker)

a_{θ} = Dybden til kompresjonsstressblokken

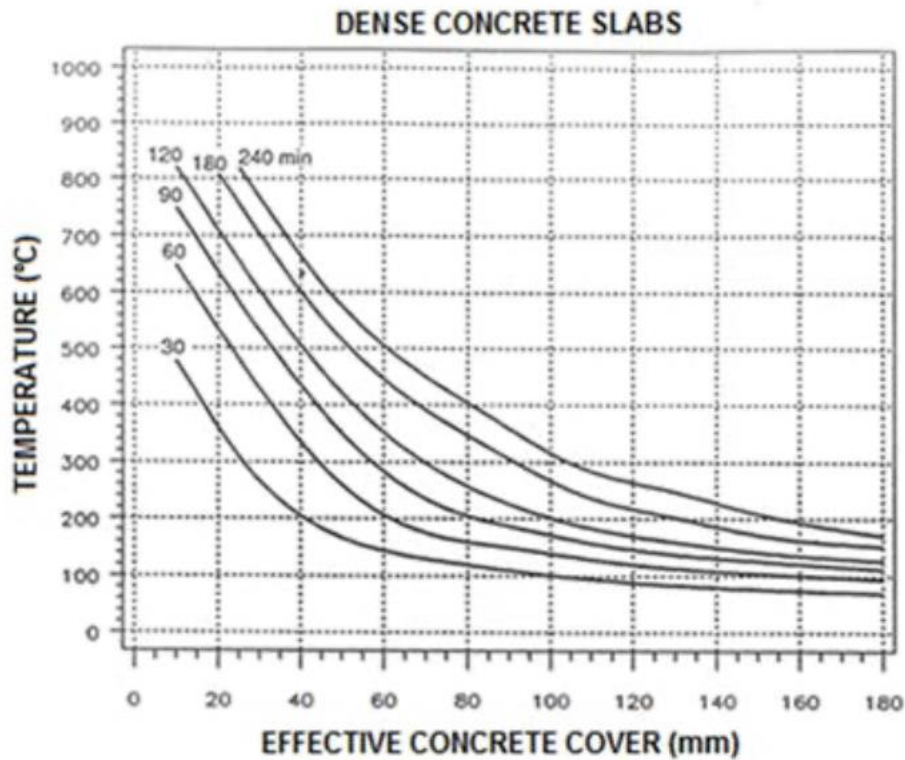
Basert på den nominelle temperaturen til stålet, kan flytespenningen til armeringsstålet under høyere temperaturer bli funnet ved hjelp av ligningen under:

$$\frac{f_{y\theta}}{f_{y(20^{\circ}\text{C})}} = 1 \quad \text{når } \theta \leq 250^{\circ}\text{C}$$

Eller;

$$\frac{f_{y\theta}}{f_{y(20^{\circ}\text{C})}} = 1,53 - \frac{\theta}{470} \quad \text{når } \theta > 250^{\circ}\text{C}$$

Begge metodene for å fastslå brannmotstanden antar at temperaturen til betongen og stålet er identiske på samme sted. Dermed kan diagrammet i Figur 11 bli brukt til å fastslå temperaturen til betong og den nominelle ståltemperaturen.



Figur 11. Temperatur til armeringsstål [32]

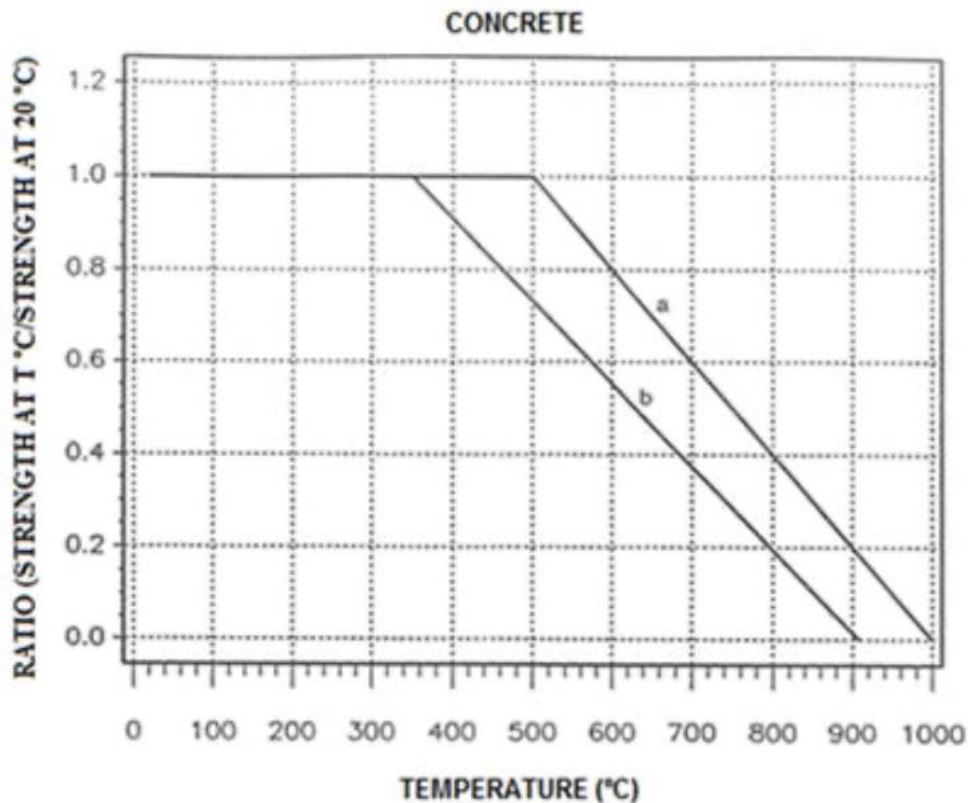
Siden komprimeringssiden til dekkeren ikke er utsatt for brann, vil bredden til kompresjonsblokken være på 1m for dekkere. Dybden til blokka a_{θ} er:

$$a_{\theta} = \frac{A_s * f_{y\theta}}{0.85 * f'_{c\theta} * d_{\theta}}$$

Hvor

$f'_{c\theta}$ = Redusert kompresjonsstyrke til betong i temperatur θ

For å finne betongstyrken under høyere temperaturer kan vi benytte oss av Figur 12, der graf 'a' er for normalvekt betong mens graf 'b' er for lettvekt betong.



Figur 12. Forhold mellom betongkompresjonsstyrke ved forhøyede temperaturer [22]

Sikkerhetskoeffisient settes ut ifra hvilken hensikt bygget har. Denne oppgaven tar for seg et parkeringshus, koeffisienten settes derfor til 0.4 ut ifra NS1992-1-2 [1]. Dermed blir dimensjonerende lastvirkninger under branntilstander:

$$W = 1,0 * g + \gamma_p * p$$

Hvor:

W - Dimensjonerende lastvirkninger på dekkeren

g - Permanent lastvirkning på dekkeren

γ_p - Sikkerhetsfaktor

p - Variabel lastvirkning på dekkeren

Deretter finner vi det maksimale bøyningmomentet til dekkeren ved å bruke ligningen:

$$M_a = \frac{w * l^2}{8}$$

Hvor

M_a -Maksimal bøyningmoment på dekker

w -Dimensjonerende lastvirkninger på dekkeren

l -Spennvidde til dekkeren

Grunnet den pågående pandemien, har vi ikke utført eksperimenter og henviser dermed til et eksperiment utført av Dzidlic [32]. Forsøket tar for seg hvilke av metodene som er mest presise, og om begge metodene er forsvarlige å bruke. Det blir brukt dekkere med spennvidde på 3 m, 5 m og 7 m. Dybden på disse var 12 cm, 15 cm og 17 cm. Dekkerene ble designet ut ifra BAS EN1992-1-1:2017 [33]. De har regnet med at egenvekten til dekkeren ligger på 1.5 kN/m² mens den variable lasten ligger på 2kN/m². Det ble brukt betongklasser c20/25, c30/37 og C40/50. Betongoverdekket varierte også med 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5 og 3 cm. Armeringsstålet de brukte var B500A og kan sammenligne med B500NC som det brukes mye av i Norge. Dekkerene ble utsatt for en standard brann i henhold til ISO 834-1 (9).

Tabell 6. Brannmotstand til armert dekker. Dybde 12cm og spennvidde 3m [32]

FIRE RESISTANCE OF SLAB						
depth 12 cm, span 3 m, C 30/37						
$q_{Ed} = 9.075 \text{ kN/m}^2$						
Concrete cover (cm)	a_s (cm)	$M_{Ed,fi}$ (kNm/m')	Reinforcement	Bar diameter (mm)	EN 1992-1-2 Tabulated data	BRANZ TRS
0.5	0.825	7.14	R 221	6.5	R ₀	0 min
1.0	1.275		R 238	5.5	R 30	30 min
1.5	1.850		R 257	7.0	R 30	30 min
2.0	2.350		R 257	7.0	R 60	60 min
2.5	2.800		R 283	6.0	R 60	60 min
3.0	3.325		R 332	6.5	R 90	90 min

Tabell 7. Brannmotstand til armert dekker. Dybde 17cm og spennvidde 7m [32]

FIRE RESISTANCE OF SLAB depth 17 cm, span 7 m, C 30/37 $q_{Ed} = 10.76 \text{ kN/m}^2$						
Concrete cover (cm)	a_s (cm)	$M_{Ed,fi}$ (kNm/m')	Reinforcement	Bar diameter (mm)	EN 1992-1-2 Tabulated data	BRANZ TRS
0.5	1.10	46.12	R 1130	12	R 30	30 min
1.0	1.60		R 1130	12	R 30	30 min
1.5	2.20		R 1130	12	R 60	30 min
2.0	2.70		Ø14/12,5 cm	14	R 60	60 min
2.5	3.20		Ø14/12,5 cm	14	R 90	60 min
3.0	3.70		Ø14/10 cm	14	R 90	90 min

Resultatene fra forsøket utført av Dzidic i 2018 viser at metodene har ganske lik brannmotstand, med en maksvariasjon på 30 minutter. Det viser seg også at betongoverdekningen har mer å si for brannmotstanden enn betongklassen.

2.5.3 Søyler:

Det er godt kjent at betong er en av byggematerialene med best brannmotstand. Dette gjør det derimot ikke helt brann sikkert. Når store laster er påregnet under en stor temperaturøkning vil det gå på bekostning av bæreevnen til betongen. I [kalkulasjon 1](#), har vi benyttet oss av tabullert data metoden for å regne ut hvor lenge søylen vår kan stå i brann før eventuelle deformeringer eller brudd. Her kom vi fram til R120. Den tabullerte metoden vi benyttet oss av innebærer en spesifikk last. Lasten som er overveiende på søylen er aksialkraften og momenter som innebærer kraft. Under brannen vil de mekaniske egenskapene til betongen endre seg betydelig etter en temperatur på 440°C til 540°C grader. Ved slike temperaturer vil kryptøyning og temperaturindusert flyktig tøyning forekomme. Dette resulterer i redusert stivhet i søylen og minimerer brannmotstandstiden. Kalkuleringsmetoden har i hovedsak vært å ekstrapolere materialverdiene under økte temperaturer. 500°C isotermetoden og sonemetoden er begge kalkuleringsmetoder som er nevnt i eurokoden, som kan bli benyttet for å regne ut lastbæreevnen. Begge metodene er indirekte brukt til å regne ut

brannmotstanden til armert betongsøyler. Metodene for å finne brannmotstanden er hovedsakelig basert på søylegeometrien, betongdekktykkelsen og avlukkete egenskaper. [34]

Første metoden nevnt i EN-1992-1-2 [15] benytter seg av verdier fra tidligere erfaringer og regresjonsmodeller. Disse baserer seg på eksperimentelle resultater og tilhørende aksialkraft, last, komprimeringsstyrke til blant annet betongdekkeren, kjernearealet, effektiv lengde og tvangskrefter. Det er basert på en empirisk og et teoretisk arbeid utarbeidet av Franssen et al [35]. I den andre metoden nevnt i EN-1992-1-2:2004, vil den ultimate lastekapasiteten være bestemt numerisk og basert på tiden til brannen. Formelen er som følger:

$$R = 120 \left[\frac{R_{nfi} + R_a + R_b + R_l + R_n}{120} \right]^{18}$$

Kodur og Raut Metoden [34]:

$$R = C * t \left[8 * k_{sh} * k_{cp} * \{30 - (S_R + 5) * (L_R - 0.2)\} \right]^{0.94}$$

Kodur og Raut metoden er en fortsettelse fra R-formelen nevnt ovenfor og utviklet av de samme personene som kom fram til R-formelen. Den er utviklet empirisk fra litteratur, tester og numeriske metoder. Dette er en mer omfattende ligning ettersom vi inkluderer effekten til aggregatstypen og avskalling til betongdekket.

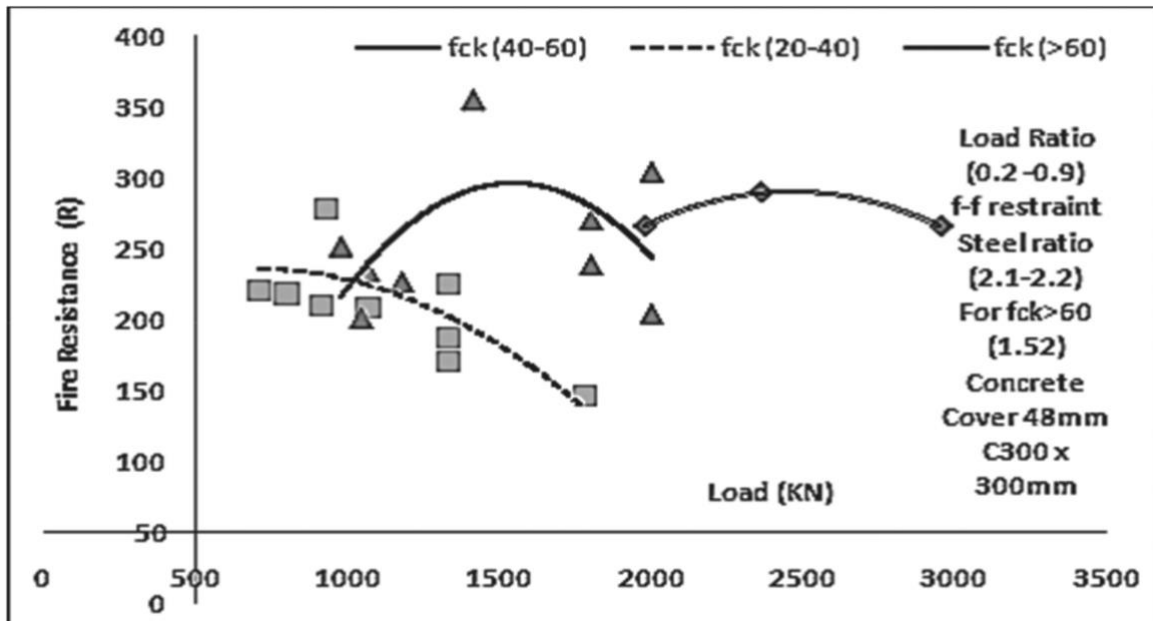
k_{sh} er faktoren som avhenger av gjennomtrengeligheten til betongen, den totale eksentrisiteten på grunn av brann, last og slankhetsgraden til søylen.

k_{cp} er faktoren som avhenger av betongdekket og andelen av armeringsstål.

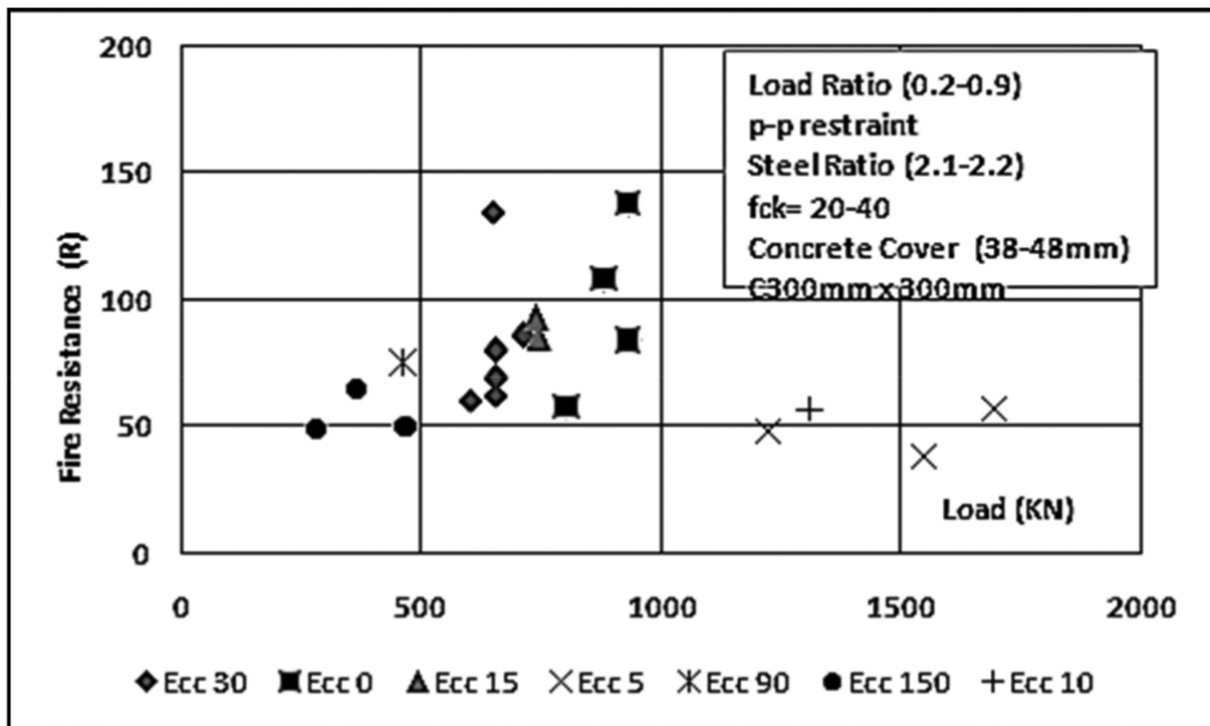
S_R Er slankhetsgrads forhold

L_R Er lastforhold

Det er gjort en rekke analyser av armerte betongsøyleeksperimenter under brann. Alle søylene har rektangulære tverrsnitt og er analysert da de er utsatt for brann. Det er viktige eksperimentelle parametere og deres innflytelse på brannmotstand slik vi ser på Figur 13 og 14, som forekommer under brann.



Figur 13. Brannmotstand for testede armerte søyler fra litteratur [9]



Figur 14. Brannmotstand for testede armerte søyler fra litteratur [9]

Som sagt tidligere er brannmotstanden til armerte søyler avhengig av flere faktorer. Analytiske ligninger er generelt enten konservative eller usikre estimater av brannmotstand. Eksperimentelle resultater viser høy grad av variasjon under bestemmelse av brannmotstandsdyktighet [34]. Avskalling er også en begrensende faktor under brannmotstand og det avhenger hovedsakelig av gjennomtrengeligheten, aksialkraft og brannscenarioet. Tverrarming spiller både en positiv og negativ rolle under brannsikkerheten. Teoretiske metoder klarer ikke å forutsi hvor eller når avskalling skjer. Det må fortsettes å studeres på tverrarmings søyler slik at man i større grad kan forstå hvordan og hvorfor avskalling oppstår.

3 Kalkulasjoner

Vi har designet en modell av et parkeringshus slik vi ville ha konstruert bygget, for å motstå en brann på best mulige måte. Vi har brukt verdier og fulgt Norsk Standard sin oppskrift for design av betongelementer. [1]

Kalkulasjon 1 Søyler:

3.1 Søyler:

Tverrsnitt:

500x600

$\gamma_c = 1.5$

$F_{ck} = 35 \text{ MPa}$

$$F_{cd} = \frac{0.85 * F_{ck}}{1.5} = 19.8 \text{ kN}$$

$$F_{yd} = \frac{500}{1.15} = 434.8 \text{ kN}$$

Betong A_c :

$b = 600\text{mm}$

$h = 500\text{mm}$

$$A_c = b * h = 0.3\text{m}$$

$N_{ED} = 1700\text{kN}$

$$A_{s,min1} = \min \left[\frac{0.5 * N_{ED}}{F_{yd}}, 0.2 * A_c * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \right] = 1.0 * 10^3 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = \text{Maks} [A_{s,min1}, 0.01 * A_c] = 3 * 10^3 \text{ mm}$$

$$A_{20} = 314\text{mm}^2$$

$$4 * A_{20} = 1256 * 10^3$$

$$L = 6\text{m}$$

$$L_0 = 6m$$

$$I = \frac{1}{12} * b * h^3 = (9 * 10^8)mm^4$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A_c}}$$

$$\lambda = \frac{L_0}{i} = 41.57$$

Kalkulasjon av normalisert slankhetsgrad:

$$k_a = 1$$

$$n = \frac{N_{ED}}{f_{cd} * A_c} = 0.286$$

$$w = \frac{f_{yd} * 4 * A_{20}}{f_{cd} * A_c} = 0.112$$

$$\lambda_n = \lambda \left(\frac{n}{1 + 2 * k_a * w} \right)^{\frac{1}{2}} = 20.09$$

$$M_{01} = 20mm * N_{ED} = 34kNm$$

$$M_{02} = M_{01}$$

$$r_m = \frac{M_{01}}{M_{02}} = 1$$

$$\varphi = 2.2$$

$$M_{0EQP} = 20mm * 575 = 11.5kN * mm$$

$$M_{0,ED} = M_{01}$$

$$\varphi_{eff} = \varphi \frac{M_{0EQP}}{M_{0ED}} = 0.71$$

$$A_\varphi = \text{Min} \left(\frac{1.25}{1 + 0.2 * \varphi_{eff}}, 1 \right) = 1$$

$$\lambda_{nlim} = 13 * (2 - r_m) * A_\varphi = 13$$

$$\lambda_n > \lambda_{nlim}$$

Slank søyle, tar andre ordens effekt til betraktning

$$e_i = \frac{L_0}{600} = 10mm$$

$$M_i = N_{ED} * e_i = 17kn * m$$

$$M_{0,ED1} = \text{Max}[0.6 * M_{02} + 0.4 * M_{01}, 0.4 * M_{02}]$$

$$M_{0,ED} = 34kNm$$

$$M_2:$$

$$n_u = 1 + w = 1.112$$

$$n_{bal} = 0.4$$

$$k_r = \min \left[\frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}}, 1 \right] = 1$$

$$\beta = 0.35 + \frac{f_{ck}}{200MPa} - \frac{\lambda}{150} = 0.247$$

$$K_\phi = \text{Maks} [1 + \phi_{eff} * \beta, 1] = 1.182$$

$$C_{nom} = 25mm$$

$$\emptyset_L = 20mm$$

$$\emptyset_S = 8mm$$

$$d = h - C_{nom} - \emptyset_S - \frac{\emptyset_L}{2} = 0.457m$$

$$\epsilon_{yd} = 2.17 * 10^{-3}$$

$$r_0 = \frac{0.45 * d}{\epsilon_{yd}} = 94.769m$$

$$r = \frac{r_0}{k_\phi * k_r} = 80.124 m$$

$$e_2 = \frac{1}{r} * \frac{L_0^2}{10} = 0.045m$$

$$M_2 = e_2 * N_{ED} = 76.381kNm$$

$$M_{ED} = M_{0ED} + M_i + M_2 = 127.381kNm$$

$$e_{min} = \text{Maks} \left[\frac{h}{30}, 20mm \right] = 20mm$$

$$M_{min} = e_{min} * N_{ED} = 34kNm$$

$$m = \frac{M_{ED}}{f_{cd} * A_c * h} = 0.428$$

$$n = \frac{N_{ED}}{f_{cd} * A_c} = 0.286$$

$$h' = h - 2 * C_{nom} - 2 * \emptyset_S - \emptyset_L = 0.414m$$

$$\frac{h'}{h} = 0.828$$

$$w = 0.112$$

$$A_s = \frac{W * f_{cd} A_c}{f_{yd}} = 1.53 * 10^3 mm^2$$

For å finne brannmotstanden til søylen:

Egenvekt:

$$g_k = 12.86kN/mm^2$$

Nyttelast:

Category A: 2kN/m^2 (From NS1992)

Snølast:

$$S = \mu_l * C_e * C_k * S_k = 1.2\text{kN/m}$$

Find $\sigma_{s,fi}$:

$$\sigma_{s,fi} = \frac{E_{d,fi} * f_{yk} * A_{s,required}}{E_d * \gamma_s * A_{s,provided}}$$

$$\sigma_{s,fi} = \frac{n_{d,fi} * f_{yk} * A_{s,required}}{E_d * \gamma_s * A_{s,provided}}$$

$$N_d = \gamma_g * G_k + \gamma_Q * Q_k + Q_2 \gamma * S_k = 20.721 \text{ kN}$$

$$N_{ED,fi} = \gamma_g * G_k + \gamma_{Q1} * Q_k + \gamma_{Q2} * S_k = 14.1 \text{ kN}$$

$$A_{s,required} = 1530\text{mm}^2$$

$$A_{s,provided} = \frac{4 * \pi * 25^2}{4} = 1964\text{mm}^2$$

$$f_{yk} = 500\text{MPa}$$

$$\sigma_{s,fi} = \frac{n_{d,fi} * f_{yk} * A_{s,required}}{E_d * \gamma_s * A_{s,provided}}$$

$$\sigma_{s,fi} = 209.23\text{N/m}^2$$

$$k_s(\theta_{cr}) = \frac{\sigma_{s,fi}}{f_{yk}} = 0.42$$

$$\theta_{cr} = 580^\circ$$

$$a = c + \emptyset_b + \frac{\emptyset}{2} = 47,5\text{mm}$$

Tabell 8. Brannklassifisering [26]

Minste tverrsnittsbreder, b_{\min} , og armeringsdybde, a , for betongsøyler med krav til brannmotstand

Standard brannmotstand	Minste tverrsnittsbredde b_{\min} / armeringsdybde a (mm)		
	Ekspionert på mer enn én side		Ekspionert på én side
	$\mu_{fi} = 0,5$	$\mu_{fi} = 0,7$	$\mu_{fi} = 0,7$
R 30 (A 30)	150/10 ¹⁾	150/10 ¹⁾	100/10 ¹⁾
R 60 (A 60)	180/10 ¹⁾	200/10 ¹⁾	120/10 ¹⁾
R 90 (A 90)	210/10 ¹⁾	240/35	140/10 ¹⁾
R 120 (A 120)	250/40	280/40	160/45
R 180 (A 180)	320/50	360/50	200/60
R 240 (A 240)	400/50	450/50	300/60

$$\frac{A_s}{A_c} = 5.1 \cdot 10^{-3}$$

Fra Tabell 8:

R120

Kalkulasjon 2 Bjelker

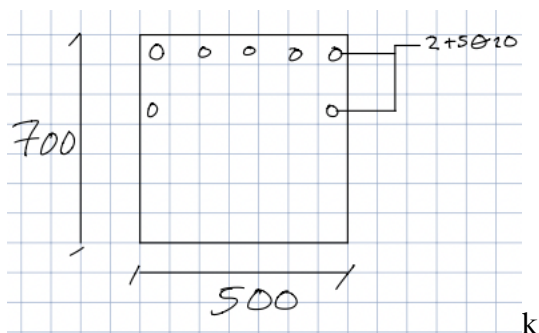
3.2 Bjelke

Ekspioneringsklasse: XC3

Betong Klasse: B35

Design livstid: 50 år

Stål type B500NC



Karakteristisk permanent last:

$$25 \text{ kN/m} \cdot 0,5 \text{ m} \cdot 0,7 \text{ m}$$

$$= 8,75 \text{ kN/m}$$

variabel last:

kategori xc3 vil si 4kN/m^2

$$Q_k = 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 0,7$$

$$Q_k = 3,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{ED} = \frac{(1,2 * G_k + 1,5Q_k)}{8}$$

$$C_{nom} = 25$$

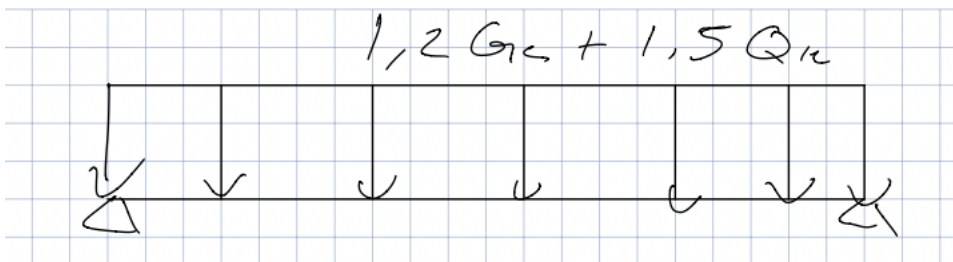
$$\theta_s = 8\text{mm}$$

$$W_{ed1} = 1,2 * G_k + 1,5Q_k$$

$$W_{ed2} = 1,35 * G_k + (1,5Q_k * \psi_0)$$

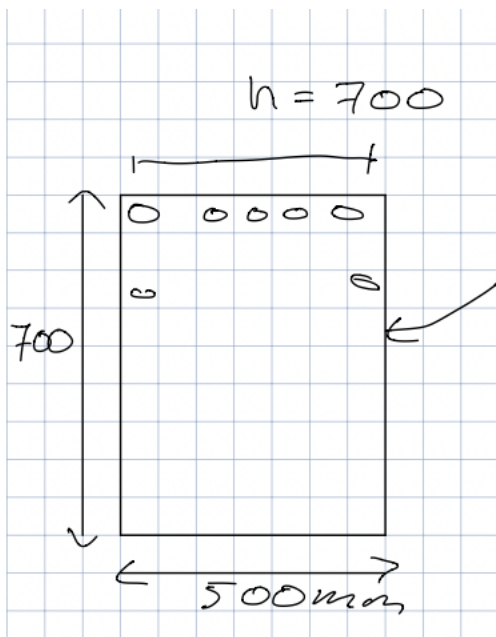
$$W_{ed1} = 15,75 \text{ kN/m}$$

$$W_{ed2} = 15,48 \text{ kN/m}$$



$$M_{ED} = \frac{(\gamma_G G_k + \gamma_Q * Q_k)L^2}{8}$$

$$M_{ED} = 159,69 \text{ kN} * \text{m}$$



$$\boxed{\varnothing_s = 8}$$

$$C_{minb} = \max(\theta_s, 10\text{mm})$$

$$C_{minb} = 10\text{mm}$$

$$C_{mindur} = 25\text{mm}$$

$$C_{min1} = \text{Max}(C_{min}, C_{mindur}, 10)$$

$$C_{min1} = 25$$

$$\Delta dev = 10\text{mm}$$

$$C_{nom} = C_{min1} + \Delta dev$$

$$C_{nom} = 35\text{mm}$$

$$\phi_z = 20\text{mm}$$

$$C_{minb} = \max(\phi_l, 10\text{mm})$$

$$C_{min2} = \max(C_{minb}, C_{mindur}, 10\text{mm})$$

$$C_{min2} = 25\text{mm}$$

$$C_{nom2} = C_{min2} + \Delta dev$$

$$C_{nomS} = C_{nom} - \phi_s$$

$$C_{nomS} = 27mm$$

$$C_{nom} = \text{Max}(C_{nomS}, C_{nom2})$$

$$C_{nom} = 35mm$$

$$a_v = \text{max}(1,5\theta_L, 20)$$

$$a_v = 30mm$$

$$a_v \leq 32mm$$

$$a_v = 30mm$$

$$d_1 = h - C_{nom} - \theta_s - \theta_l - a_v - \frac{\theta_l}{2}$$

$$d_1 = 597mm$$

$$d_2 = 647mm$$

$$d = \frac{(d_2 * 2) + (d_1 * 5)}{7}$$

$$d = 0,633m$$

Betong:

$$A_{20} = 314mm$$

$$F_{ck} = 30MPa$$

$$\alpha_{cc} = 0,85$$

$$\gamma_c = 1,5$$

$$A_s = A_{20} * 7 = 2198mm^2$$

$$x = \frac{f_{yd} * A_s}{0,8 * b * f_{cd}} = 140,54 \text{ mm}$$

$$0,617xd = 0,39 \quad x < 0,617d$$

Brann klassifisering ved bruk av tabulert data metoden:

$$\sigma_{s,fi} = \frac{E_{d,fi} * f_{yk} * A_{s,required}}{E_d * \gamma_s * A_{s,provided}}$$

$$E_{d,fi} \Rightarrow M_{d,fi}$$

$$E = M_d$$

$$\sigma_{s,fi} = \frac{M_{d,fi} * f_{yk} * A_{s,required}}{M_d * \gamma_s * A_{s,provided}}$$

$$M_{d,fi} = \frac{q_{d,fi} * L^2}{8}$$

$$q_{d,fi} = \gamma_g g_k + \gamma_q q_k$$

$$q_{d,fi} = g_k + q_k * \psi_1 \text{ mm}$$

$$Q_k = 3,5$$

$$G_k = 8,75$$

$$Q_k * 0,7 + G_k = 11,2 \text{ kN/m}$$

$$q_{d,fi} = 11,2 \text{ kN/m}$$

$$M_{d,fi} = \frac{11,2 * 9^2}{8} = 113,4 \text{ kNm}$$

$$M_d = \frac{q_d * l^2}{8}$$

$$q_{d1} = \gamma_G g_k + \gamma_{q1} q_k$$

$$q_{d1} = 15,5 \text{ kn/m}$$

eller

$$q_{d2} = \gamma_G g_k + \gamma_{q1} q_{k1}$$

$$q_{d2} = 15,75 \text{ kn/m}$$

$$q_d = \max(q_{d1}, q_{d2})$$

$$q_d = 15,75 \text{ kn/m}$$

$$M_d = \frac{15,75 * q^2}{8}$$

$$M_d = 159,47$$

$$A_{s,required} = 2198 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,provided} = 7 * A_{20} = 2199,11 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{s,fi} = \frac{E_{d,fi} * f_{yk} * A_{s,required}}{E_d * \gamma_s * A_{s,provided}}$$

$$\sigma_{s,fi} = 309,2 \text{ MPa}$$

$$k_s \theta_{cr} = \frac{\sigma_{s,fi}}{f_{yk}} = 0,61$$

Fra Figure 5,1 in NS-EN-1997-1 [15]

$$\theta_{cr} = 510^\circ\text{C}$$

$$A_1 = C + \phi_s + \frac{\phi}{2}$$

$$A_1 = 38 \text{ mm}$$

Tabell 9. Brannklassifisering av bjelker [26]

Minste bjelkebredder, b_{\min} , og armeringsdybder, a eller a_m , for rektangulære bjelker av betong, forutsatt armering B500C

Standard brann-motstand		Minste dimensjoner (mm)			
		$a_s = a + 10^1$			$a_s = a$
R 30 (A 30)	b_{\min}	80	120	160	200
	a	25	15 ²⁾	10 ²⁾	10 ²⁾
R 60 (A 60)	b_{\min}	120	160	200	300
	a	40	35	30	25
R 90 (A 90)	b_{\min}	150	200	250	400
	a	55	45	40	35
R 120 (A 120)	b_{\min}	200	240	300	500
	a	65	55	50	45
R 180 (A 180)	b_{\min}	240	300	400	600
	a	80	70	65	60
R 240 (A 240)	b_{\min}	280	350	500	700
	a	90	80	75	70

Fra Tabell 9 blir dette en R90 bjelke, grunnet størrelsen på a som er 38mm og betongdekketykkelsen som er 500mm.

Kalkulasjon 3 Dekker

3.3 Dekker

Exposure class :XC3

Concrete class: B35

Design life: 50 years

Steel type B500NC

Thyness: 250mm

R/F diameter ϕ : 25mm

Concrete cover:

$$C_{nom} = C_{min} + \Delta C_{dev}$$

$$C_{min} = \max(C_{min,b}, C_{mindur}, 10\text{mm})$$

$$C_{min} = 40\text{mm}$$

$$C_{nom} = 40 + 10 = 50\text{mm}$$

$$d_x = 250 - 50 - \frac{25}{2} = 187,5\text{mm}$$

$$d_y = 187,5 - 25 = 162,5\text{mm}$$

Material properties:

$$F_{ck} = 35\text{MPa}$$

$$\gamma_c = 1,5$$

$$f_{cd} = \frac{0,85 \cdot 35}{1,5} = 19,8\text{MPa}$$

Load Calculation:

Egenvekt:

$$q_f = p \cdot h \cdot 1,2 = 7,5\text{kN}$$

Nyttelast:

$$q_f = q_{10} \cdot 1,5 = 6\text{k} \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

$$q_{ed} = 1,2 \cdot 25 \cdot 0,25 + 1,5 \cdot 4 = 13,5\text{k} \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

$$\frac{L_y}{L_x} = 1$$

Tabell 10. Bøyemoment og defleksjon av bjelker på et enkelt opplager [15]

L_y/L_x	Bending moment		Deflection
	$M_x = qL_x^2/\alpha$	$M_y = qL_x^2/\beta$	$w = \gamma \cdot qL_x^4/Eh^3$
	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

$$\alpha = 27,2$$

$$M_{Ed_x} = \frac{q_{ed} \cdot L^2 \cdot \alpha}{\alpha} = 40.2k \frac{N}{m^2}$$

$$M_{ed_y} = 40.2k \frac{N}{m^2}$$

$$(M_{cd})_x = 0.293 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_x^2 = 204kNm$$

$(M_{cd})_x > M_{Ed_x}$ -> No compression, R/F is needed

Lever arm Z_x :

$$1 - 0.18 \cdot \frac{40.2}{204} = 0.964$$

$$z = 0.95 \cdot d_x = 178mm$$

R/F area:

$$\text{Required } (A_s)_x = \frac{M_{ed_x}}{z_x \cdot f_{yd}} = 519mm^2$$

Spacing s :

$$s = \frac{A_{25}}{A_s} = 236mm$$

$\phi 25c230uk$

$$(A_s)_{y,provided} = \frac{A_{25} * 1000}{230} = 213$$

$$A_{s,min} = \frac{0.26 * f_{ctm} * b_f * d}{F_{yk}} = 312 \frac{mm^2}{m}$$

$$0.0013 b_f d_x = 243,75$$

$$A_{s,min} > 0.0013 b_f d$$

Ok.

Maximum R/F area:

$$(A_{x,max})_x = 0.04 A_c = 7500 mm$$

$$S_{n,max} = \min(250, 2h) = 250 mm$$

Minimum R/F area for y-direction:

$$(A_{s,min})_a = 0.26 * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} * 1000 * 162,5 = 270 \frac{mm^2}{m}$$

$$0.0013 b_f d_y = 270 \frac{mm^2}{m}$$

$$(A_{s,min})_a > 0.0013 b_f d_y$$

$$(M_{cd})_y = 0.293 * f_{cd} * b_f * d_y^2 = 153 kNm$$

$$(M_{cd})_y > (M_{ed})_y \text{ No compression, R/F is needed}$$

Lever arm Z_y

$$Z_y = 1 - 0.18 \frac{M_{ed,y}}{M_{cd,y}} = 0.195 * d_y = 154,4 mm$$

$$(A_s)_g = \frac{(M_{ed})_y}{Z_y * f_{yd}} = 599 \frac{mm^2}{m}$$

$$(A_s)_y = 270.4 mm^2 < 599 mm^2$$

$$(A_s)_y = 599 mm^2$$

avstand s:

$$s = \frac{A_{25}}{(A_s)_y} = 819 \text{ mm}$$

maksimum avstand s=600mm

$\phi 25c600uk$

Brannmotstand ved tabullerte data metoden:

$$A_1 = C + \phi_h + \frac{\phi}{2} = 47,5 \text{ mm}$$

Tabell 11. brannmotstand for dekker (6)

Brannmotstand	Dekketykkelse, h_s mm	Armeringsdybde, a (mm) ¹⁾		
		Enveisplater	Toveisplater	
			$l_y/l_x^2 \leq 1,5$	$1,5 < l_y/l_x^2 \leq 2$
REI 30	60	10 ³⁾	10 ³⁾	10 ³⁾
REI 60	80	20	10 ³⁾	15 ³⁾
REI 90	100	30	15 ³⁾	20
REI 120	120	40	20	25
REI 180	150	55	30	40
REI 240	175	65	40	50

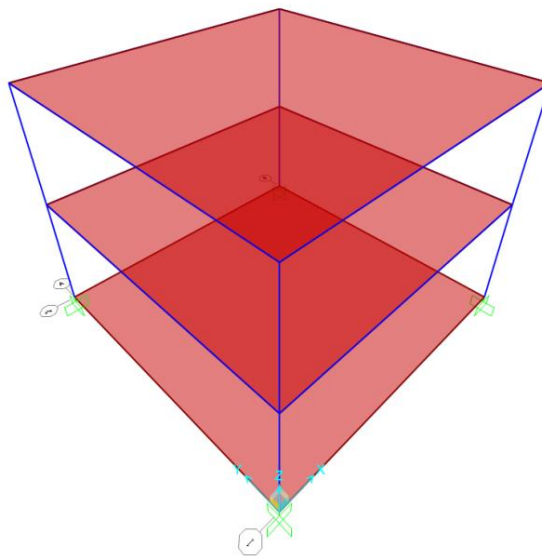
Fra Tabell 11: REI 240, grunnet dekketykkelsen og toveisplate der $\frac{l_y}{l_x^2} \leq 1.5$.

4 Sap2000

I dette kapitlet har vi valgt å bruke programvaren Sap2000, som er et program som gir muligheten til å modulere, analysere og designe strukturelle system slik at vi kan se hva som skjer med bygget under høye temperaturer. Programmet gir en analyse av blant annet skjæring, torsjon, moment, bøyning og temperatur. Her kan vi implementere bjelkene, dekkene og søylene vi har designet, og konstruere bygget med disse byggelementene.

Sap2000 brukes til å finne ut om disse byggelementene er mulig å konstruere med.

Parkeringshuset som er designet er 9 meter i bredden, 9 meter i legenden og 7 meter høyt med 2 etasjer. Denne modellen skal brukes videre i casestudiet for å sammenligne bygget som vi designer, mot parkeringshuset som brant på Stavanger lufthavn. Med programmet kan vi til en viss grad realisere om parkeringshuset vi har designet kan konstrueres, og om det ville holdt ut i en storbrann.



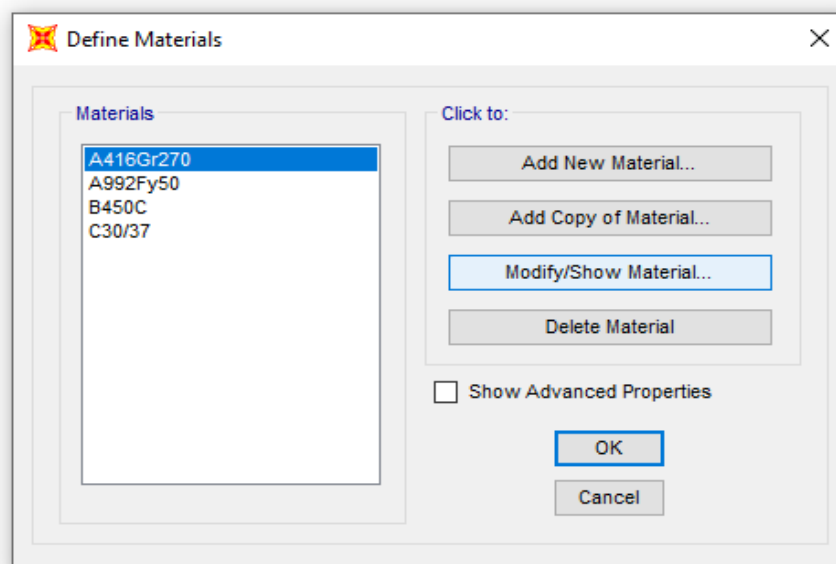
Figur 15. 3D visning av modellen

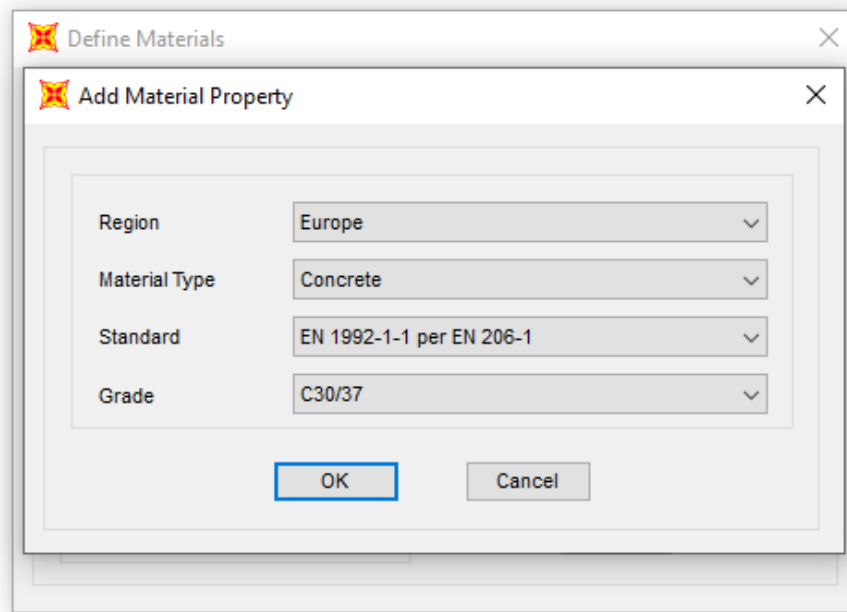
4.1 Modellering

I dette delkapittelet skal vi gå inn på hvordan modulering i sap2000 fungerer. Her beskrives metoden som ble brukt for å konstruere bygget. Vi starter med å gjøre oss kjent med de felles metodene for å designe et bygg, etterfulgt av å gå i detalj på temperaturlast.

4.1.1 Definere materialer

Materialene en trenger for å bygge med, er allerede lagt inn i sap2000. Det som må identifiseres videre er materialstykket, ut ifra hvilket land bygget skal konstrueres i. Da vil man få opp de riktige materialene som blir brukt i det gitte landet. Dette gjøres ved å trykke inn på «define materials». Her velger vi videre «legg til nye materialer», da vil det komme opp et nytt vindu. I dette vinduet får vi opp region, materialtype, standard og styrke. Her velges Europa som region, dette på bakgrunn av at Norge ikke er en av regionene, og har ingen standard som er tilgjengelig inne i sap2000. Deretter velges betong som materialtype, etterfulgt av hvilken standard som brukes i Norge. Helt til slutt velges stryken til betongen.

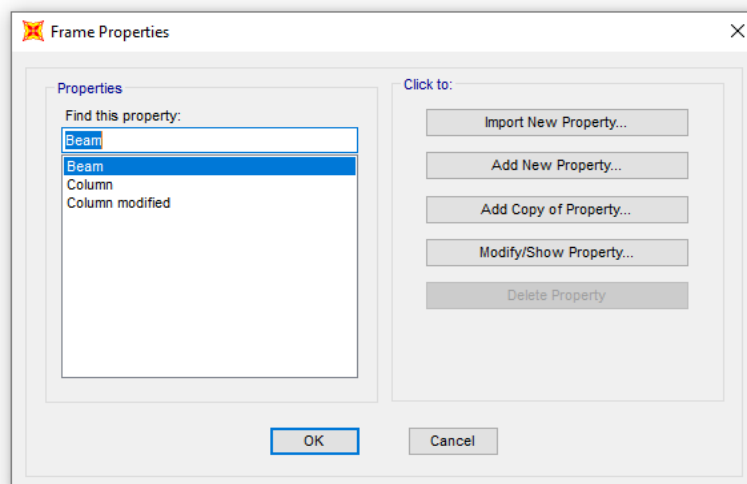




Figur 16. Material valg

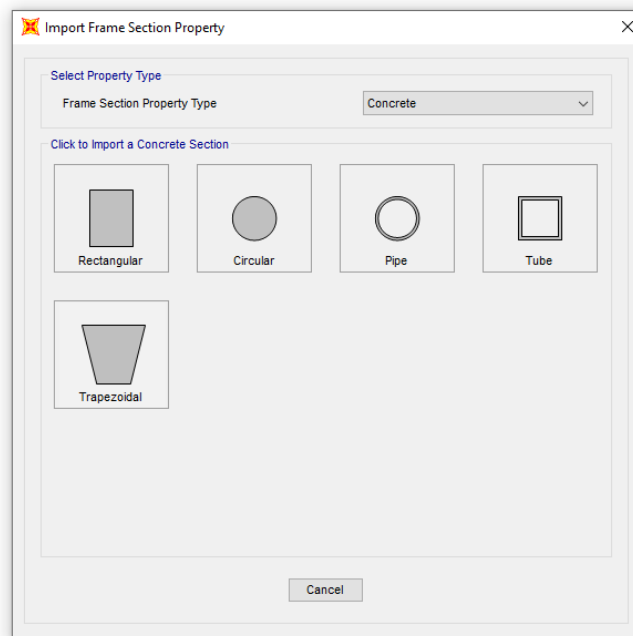
4.1.2 Seksjonsegenskaper

Etter å ha valgt ut materialene, er det nødvendig å definere søylene, bjelkene og dekker i «ramme egenskapene». Dette gjøres ved å klikke seg inn på «define», og videre inn på «section properties» hvor vi finner «frame sections». Her legges det til ny «property».



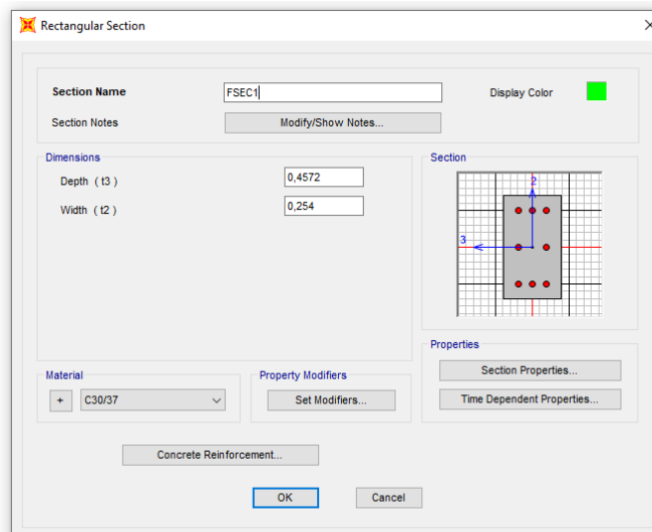
Figur 17. Definere element

I vinduet som er avbildet nedenfor skal det velges en profil avhengig av materialet som er valgt. Ulike profiler dukker opp ut ifra hvordan tverrsnittet skal være. Her velges betong og rektangulært profil. Et nytt vindu skal deretter komme opp.



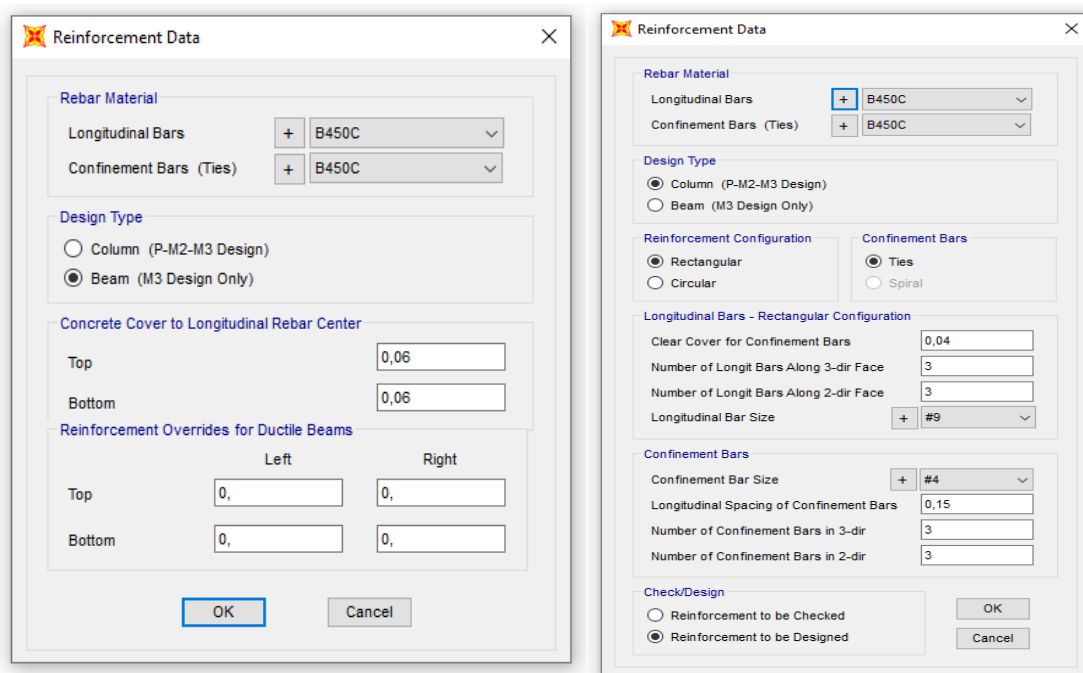
Figur 18. Valg av material og form

Her skal tverrsnittet til betongtypen som blir designet defineres. Det legges inn navn på profilen, deretter settes dybden og bredden inn for tverrsnittet. Ettersom det er armert betong som blir designet er det mulig å legge inn armeringen ved å trykke på «betong armering».



Figur 19. Størrelsesbestemmelse av betongen

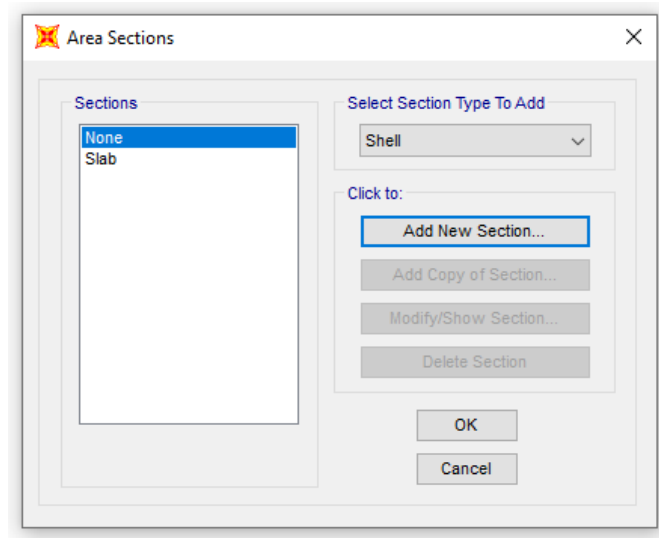
Styrken på de langsgående stengene og innsperingsstengene velges ut ifra hvilket byggeelement som designes. Dersom en velger bjelke, settes avstanden på armeringsstålet fra starten av betong tverrsnittet til stålet og bunn av tverrsnittet til stålet. Dersom en velger søyle, settes det inn avstand fra enden av betongen til starten av stengene. Antall armeringer som er nødvendig velges ut ifra tverrsnittet. Størrelsen til stengene velges deretter. For omsluttende armeringsstenger («confinement bars»), velger en størrelse på stengene, videre antall stenger og avstanden i mellomrommet.



Figur 20. bestemmelse av armering

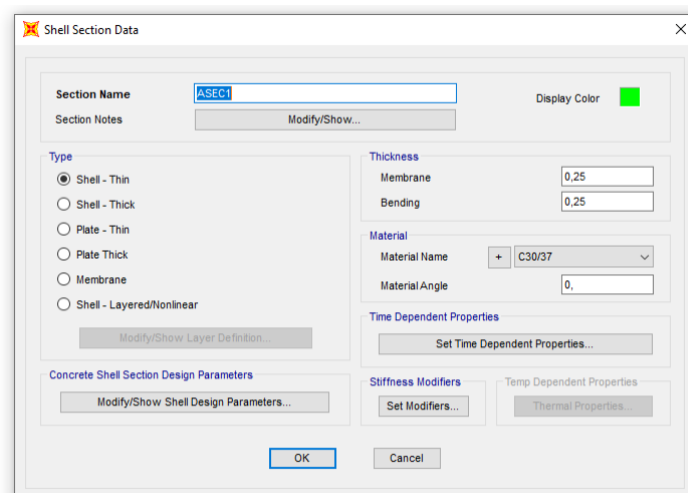
4.1.3 Areal seksjoner

Etter å ha fullført bjelkekne og søylene, starter en med å designe dekker. Dette gjøres ved å klikke inn på «define» og videre velge «Area sections». Deretter trykker en på «Add new section», hvor et nytt vindu dukker opp.



Figur 21. Definere dekker

Her velges navnet til dekker, og hvilken type dekker en ønsker å designe. Deretter defineres tykkelsen på dekker.

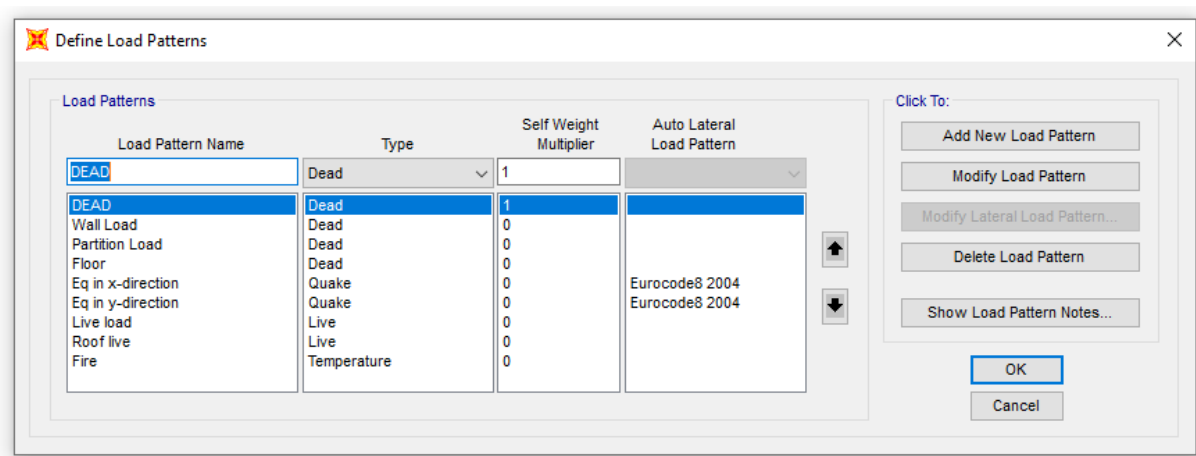


Figur 22. Størrelsesbestemmelse av betong dekkeren

4.1.4 Lastmønster

Her skal det velges en last som påvirker strukturen vi har designet slik som egenvekt og nyttelast. Det velges et bestemt sett med krefter, forskyvninger og andre effekter som påvirker strukturen. Lasten eller belastning som vi er ute etter å få analyse på legges inn. Det kan være alt fra temperatur, død last, egenvekt, vind etc. som klassifiserer belastningen og initierer den tilknyttede til beregningsprosessen. Mange ulike lastmønstre kan legges inn.

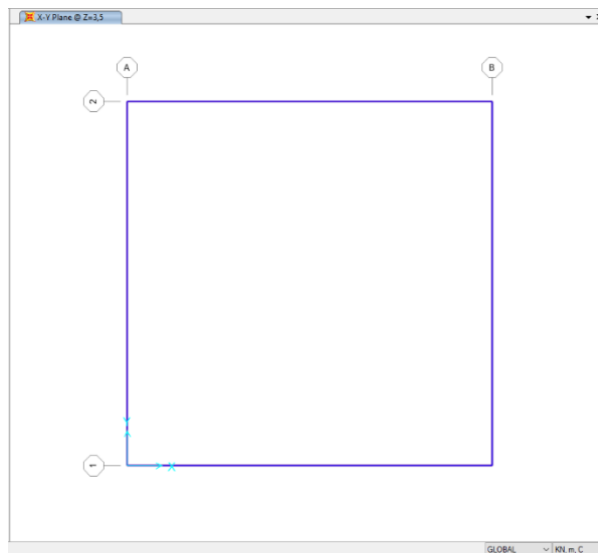
For å legge inn lastmønster, klikker vi oss først inn på «define» → «Load patterns». Det er viktig å velge hvilken type last en er ute etter, i tillegg til av navnet på lasten som skal defineres føres inn. Bildet under viser et eksempel på forskjellige typer last, og ulike last som er definert. Det er viktig at egenvekt-faktoren er satt til 0 for alle andre enn egenvekten («Dead load»). For noen typer last vises det hvilken standard som skal følges, for eksempel for jordskjelv-faktoren som er lagt inn. Når last-typen er lagt inn, klikker en på «OK», og nå kan last på strukturen legges inn.



Figur 23. Definere lastemønster

4.1.5 Last på byggelementer

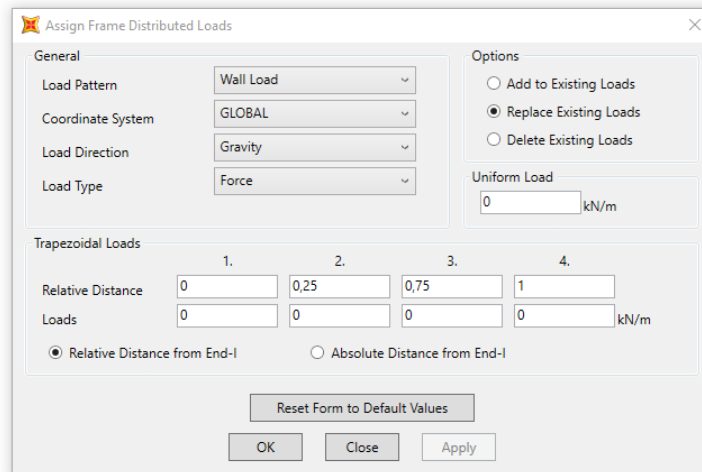
For å ta i bruk lastmønstrene vi har laget over, må vi sette inn hver last som tilhører riktig byggelement. På bildet overfor ser vi at det finnes mange forskjellige last-typer som påvirker strukturen, men disse hører til ulike elementer. Vi starter med å markere byggelementet som skal påføres en last. I bildet nedenfor kan vi se xz-planet av bjelkene i andre etasje. Alle bjelkene skal markeres. Deretter trykker vi oss inn på «assign» → «Frame loads» → «Distributed ...»



Figur 24. X-Z Plan der høyden Z=3.5m

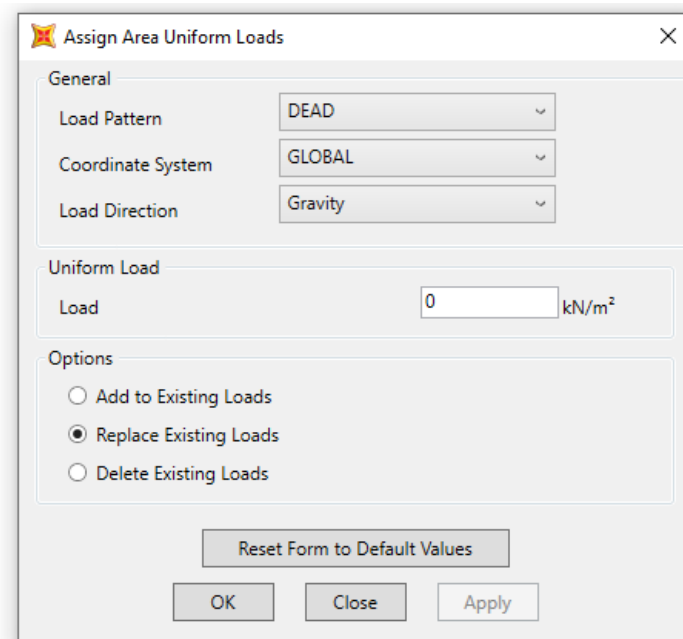
Da kommer det opp et vindu som vist på bildet nedenfor. Bildet viser at det er en vegglast som skal påvirke bjelkene. Her føres det inn «uniform load» på veggen. Dette kalkulerer man på denne måten;

→ Densitet(betong) x (Tykkelsen av veggen) x (Etasjehøyden- dybden til bjelken).



Figur 25. Definere last for spesifikt område

Prosessen for å påføre last på dekker gjøres på en annen måte sammenlignet med for eksempel bjelken. Først skal dekker elementene markeres, deretter klikker vi inn på «define» → «assign» → «Area loads» → «uniform shell...» Vinduet som kommer opp er vist på bildet under. Her kan vi velge mellom lastemønstrene som ble definert tidligere. Videre settes det inn hvor mye last som skal påføres. Etter at alle kreftene og lastene er påført bygget, kan analysen av bygget starte.

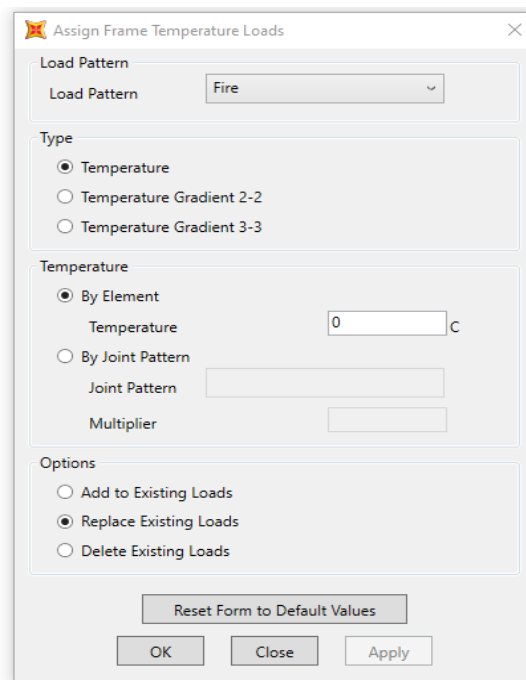


Figur 26. Definere last på dekkeren

4.1.6 Temperatur

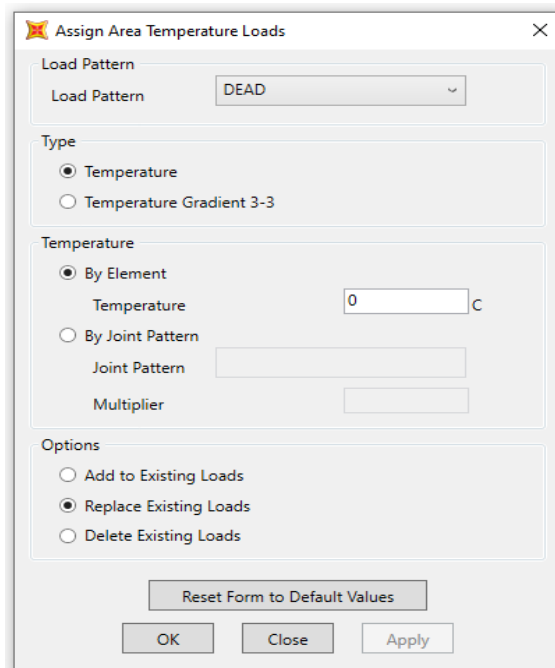
Sap2000 har «load» funksjoner som kan utsette bjelkene, søylene og dekker for høy temperatur. Vi får ut en analyse på hva som skjer med elementene i momentet, skjærkraft, fjærkraft og torsjon.

Vi starter med å markere alle bjelkene og søylene. Deretter trykker vi på «assign» → «frame loads» → «temperature». Det skal deretter komme opp et vindu som vist på bildet nedenfor. Ved å endre på gradene, kan vi se hvordan de ulike byggeelementene vil oppføre seg til gradene som er satt.



Figur 27. Definere temperatur last

Ved å klikke inn på «Assign» → «Area loads» → «Temperature(All)» kan vi sette en varme «load» på dekkerne, på samme måte som for bjelkene og søylene ovenfor.



Assign Area Temperature Loads

Load Pattern
Load Pattern: DEAD

Type
 Temperature
 Temperature Gradient 3-3

Temperature
 By Element
Temperature: 0 C
 By Joint Pattern
Joint Pattern:
Multiplier:

Options
 Add to Existing Loads
 Replace Existing Loads
 Delete Existing Loads

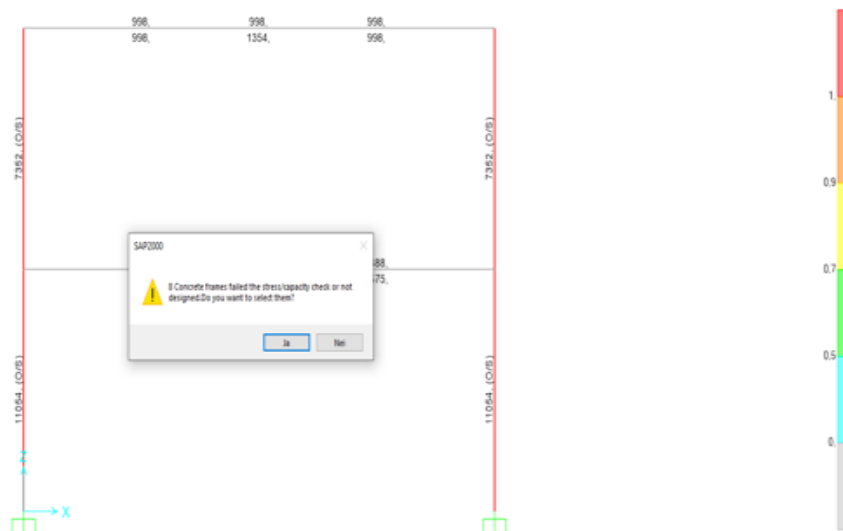
Reset Form to Default Values

OK Close Apply

Figur 28. Definere temperatur last på dekkeren

4.2 Analyse

Dette delkapittelet tar for seg analysen av byggeelementene som har blitt påvirket av høye og ekstreme grader. Her ble det oppdaget at søylene ikke hadde god nok bæreevne. Søylene vi opprinnelig designet ser ikke ut til å klare og stå. På Figur 29 ser man at søylene er markert med rødt, det indikerer at de ikke er godkjente. Fargekoden til høyre viser hvor mye spenning som er påført på elementene. Grått er mest ønskelig, og betyr at elementet ikke er påvirket, mens rød indikerer at elementet er kritisk påvirket. Figuren viser også en sjekk som ble gjort på betongrammen. Sjekken går ut på å undersøke om betongrammen kan bære spenningen som blir påført. Det er en type dimensjoneringsstest, hvor alle 8 søylene feilet. Bjelkene fra kalkulasjonene er i grå sone, det vil si at betongbjelken ikke vil feile, men faktisk tåle den påførte spenningen. Se Figur 29.

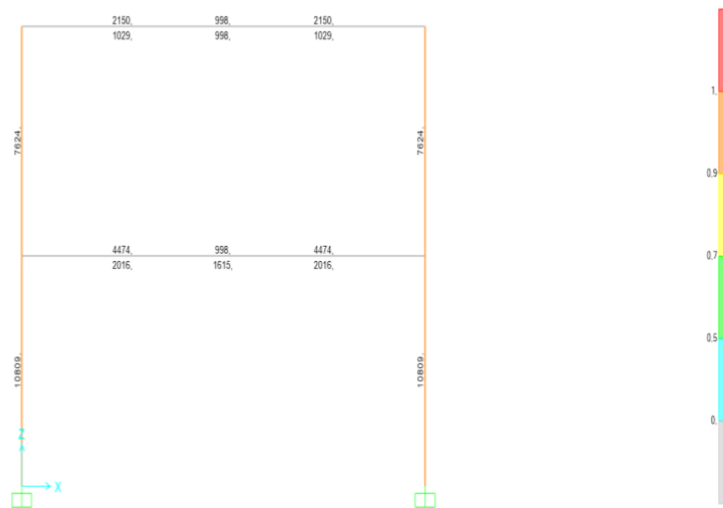


Figur 29. 2D visning av betongrammesjekken (Feilet)

På grunn av at søylene feilet under den første analysen, var det nødvendig å korrigere de ved å endre på tverrsnittet. Hvilke tverrsnitt som fungerer, er listet i Tabell 12.

Forsøk	Tverrsnitt for søyle	Dimensjonerings og spennings test
1	350x350	Feilet!
2	400x400	Feilet!
3	500x500	Feilet!
4	600x500	Godkjent!
5	600x700	Godkjent!

Tabell 12. Forsøk på tverrsnitt kombinasjoner av søyler

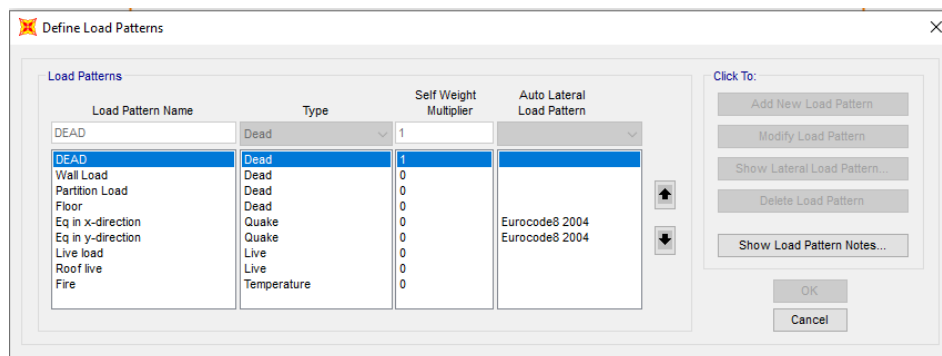


Figur 30. 2D visning av betongrammesjekken (Godkjent)

Figur 30 viser resultatet etter endring til et tverrsnitt på 600x500 for betongen. Tverrsnittet på 600x700 er også godkjent. Dette tverrsnittet ville tålt større påkjenninger og vært mer brannsikkert. Et mindre tverrsnitt vil likevel være mer økonomisk lønnsomt, derfor velges et mindre tverrsnitt som også er bærende tåler de kreftene som er tenkt påført.

4.2.1 Last påført på bygget

Det ble opprettet et lastmønster som er last og krefter som bærer på byggingen. Her er egenlast («Dead») inkludert som beregner med egenvekten på bygget. Nyttelasten («Live load») blir påvirket av mennesker og biler som en faktor. Det antas at vind er en stor pådriver for spredning av brann, det ble derfor satt opp vegger i andre etasje for å forhindre dette problemet. Bildet nedenfor viser nyttelast for gulv («Roof live») slik at det er mulig å legge til betongplater eller eventuelt flis som gulv. Den øverste dekkeren i bygningen anses som taket, på denne dekkeren er det derfor inkludert nyttelast for tak.



Figur 31. Definert lastemønster av bygget

4.2.2 Bygget før temperaturendring

Det ble først gjennomført en analyse som tok for seg hvordan bygget ble påvirket av egenlast uten at det ble påført varme. Resultatene for de høyeste verdiene fra momentet, skjærkraften, fjærkraften og torsjonen er gitt i Tabell 13. Tallene gir et bilde på hvordan bygget står før en brann, vi kan dermed gå tilbake å sammenligne hvor bygget feilet.

	Høyeste kraft xz-plan	Høyeste kraft yz-plan
Moment	164.21KNm	105.92KNm
Skjærkraft	99.07KNm	98.13KNm
Fjærkraft	-462.99KNm	-46.54KNm
Torsjon	42.92KNm	43.85KNm

Tabell 13. Krefter før temperaturendring

4.2.3 Høye temperaturer som påvirker bygget

Tabellen nedenfor viser de høyeste verdiene etter at det er påført varme på alle byggeelementene. De gir en indikasjon på hvordan den armerte betongen vil oppføre seg under en brann. Allerede etter 200° er fjærkraften på et unormalt høyt nivå. Tabellen viser at for hver gang gradene øker, når bygget kritisk last som over tid vil føre til at bygget feiler/kollapser. Ved måling av brann er tidsfaktoren viktigst, dette kan ikke måles i sap2000.

Tabell 14. Krefter etter temperaturendring (fra Vedlegg 1-11)

Grader (C)	Moment	Skjærkraft	Fjærkraft	Torsjon
200°	364,18KNm	182.15KNm	16937KNm	19,1KNm
500°	931KNm	453KNm	42319KNm	57,73KNm
1000°	1866,82KNm	910.77KNm	84685KNm	95.51KNm
1500°	2800,23KNm	1366KNm	127028KNm	143,26KNm

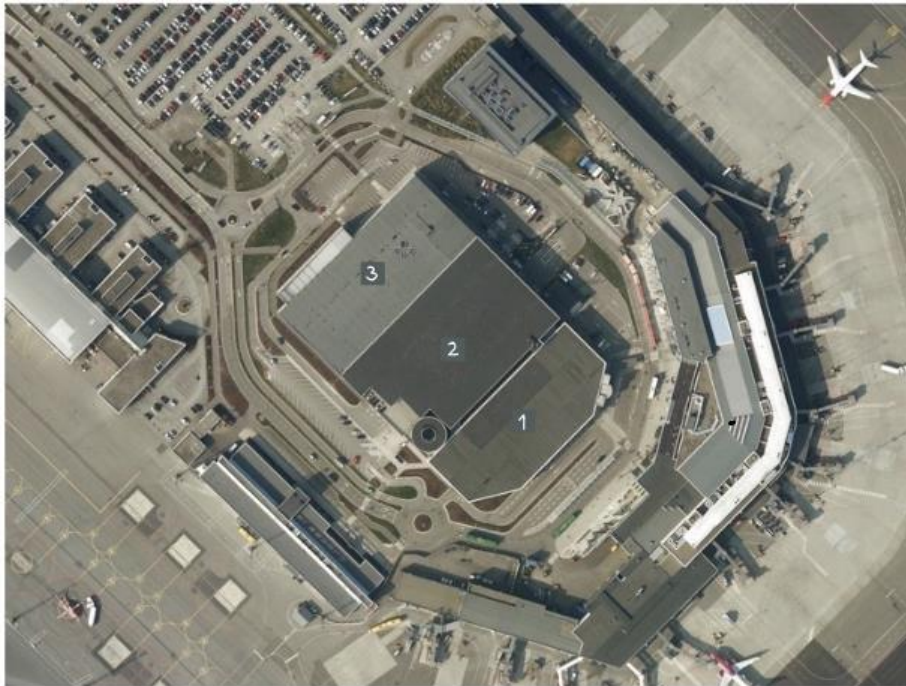
5 Case

Det er ikke mange tilfeller i Norge hvor brann har forårsaket store skader eller kollaps i store armerte betongkonstruksjoner. På ettermiddagen den 07.01.2020 begynte det å brenne i en bil. Bilen var parkert i et av parkeringshusene ved Stavanger lufthavn. Nødetatene fikk melding om brannen kl. 15.33 som sendte et mannskap til stedet. Bilbrannen hadde utviklet seg raskt da mannskapet ankom stedet, og det var nå flere biler som brant. Situasjonen oppskalerte seg raskt og flere ressurser var nødvendig for å få kontroll på brannen. [36]

I tidspunktet da brannen startet, var det parkert omtrent 1600 biler fordelt på 3 byggetrinn i parkeringshuset. Parkeringshuset har en maksimal kapasitet på 3000 biler. Det vil si at det er store arealer å håndtere for brannmannskapet. På grunn av den raske spredningen, utviklet det seg store mengder røyk som eksponert bilene inne i parkeringshuset. Røyken påvirket også andre næringer i området som måtte stenge og evakueres. [37]

5.1 Parkeringshusets sammensetting

Parkeringshuset er delt inn i 3 byggetrinn, der hvert trinn er bygget i ulike år. I 1991 sto det første parkeringshuset klart, byggetrinn 1. Det besto av betongelementer som bjelker, søyler og dekker. Bygget ble utført av Block Berge Bygg som opplyste at brannmotstanden på bygget tilsvarte R60. Det andre byggetrinnet sto klart til bruk i 2011, og besto av betongelementer med stål som avstivningsfagverk. Det ble først planlagt at byggetrinn 2 skulle bestå av søyler og bjelker med brannmotstand på R10 og R15. Det ble senere avgjort at bedre motstand var nødvendig. Ifølge Spenncon som utførte dette byggetrinnet, ble det designet søyler med brannmotstand R180 til slutt [38]. Det siste byggetrinnet sto klart i 2014. Bygget besto av stål som hovedelement, og dekkementene var laget av stål og betong. Brannmotstanden på søylene i dette bygget var R15 og bjelkene var R10. Bildet nedenfor viser en oversikt over byggetrinnene til parkeringshuset. [36] [37]



Figur 32. Fugleperspektiv over Stavanger Lufthavn Parkeringshus [4]

5.2 Konsekvenser av brannen

Brannspredningen førte til at store deler av byggetrinn 2 og nesten hele byggetrinn 3 sto i flammer på et tidspunkt. Byggetrinn 3 hadde en brannmostand på R10 og R15, det var ikke egnet for brannen som oppsto. På grunn av brannens høye temperaturer og parkeringshusets mange elementer, ble det vanskelig å slukke brannen. Bygget var både lavt og tett bygd, som de fleste andre parkeringshus i Norge. Dette fører til at brannvesenet har vanskeligheter med å komme til overalt. I parkeringshus er det til tider mange biler som står parkert tett, det fører til at brannen sprer seg lettere. [36] [37]

Biler er generelt veldig brannfarlige på grunn av drivstoffet. Når diesel og bensin først brenner, kan det nå mange hundre grader og brenne i flere timer. Når 1500 biler står samlet på et sted uten riktig brannsikkerhet oppstår det katastrofale konsekvenser. Dette var tilfellet i Stavanger lufthavns parkeringshus i 2020. Brannen hadde blitt så stor at 200-300 biler sto i flammer. Brannen var vanskelig å slukke til riktig tid, byggelementene ble dermed påvirket i stor grad. Som tidligere beskrevet, var mange av bjelkene og søylene i byggetrinn 3 av brannklasse R15 og R10. Det betyr at disse byggelementene er ment for å holde ut i 10 og 15 minutter før de feiler. Det er kritisk for brannen som oppsto i parkeringshuset, da den varte fra

kl:15.25 til kl:14.33 to dager senere. Dette er veldig lenge med tanke på hvordan bygget har blitt designet og konstruert til å holde ut i en eventuell brann. Byggetrinn 3 kollapset 1 time og 56 minutter etter at brannen oppsto. [36] [37]

5.3 Sikkerhetsbarrierer

Byggets sikkerhetsbarrierer består av et nettverk som kan hindre brannens utvikling. Dette var noen som manglet på Stavanger lufthavns parkeringshus. Automatiske brannanleggssystemer, som varsler og detekterer eventuelle brannfarlige stasjoner, er med på å innfri gode sikkerhetsbarrierer. Et eksempel på å forbedre byggets sikkerhetsbarrierer vil være å dele opp bygget i seksjoner for å forhindre at brannen sprer seg. Slukningsmetoder som sprinkelanlegg og brannslukningsapparater som er lett tilgjengelig er eksempler på andre sikkerhetsbarrierer. Dersom det skulle oppstå en brann er det viktig å ha skikkelige røykslukkere som kan slippe ut de farlige gassene som oppstår.

5.4 Sammenligning

Den 7. januar 2020 stod parkeringshuset på Stavanger lufthavn i brann. Dette skyldtes en bil som hadde tatt fyr hvor brannen hadde spredt seg til flere biler som var parkert i parkeringshuset. Det var ingen mennesker som ble skadet under hendelsen, men det økonomiske omfanget var stort. Dette er et bygg som har plassering nært et kritisk knutepunkt i norsk infrastruktur. Det er mange mennesker som ferdes rundt og ved dette parkeringshuset, og konsekvensene av brannen kunne vært enda større. Det er visse krav som stilles til et parkeringshus som ikke har blitt fulgt i dette tilfellet [3].

Det er stadig flere el-biler og gassbiler som kommer på markedet, dette er biler som er mer brannfarlig enn tradisjonelle bensin- og diesel biler [39]. Når el-biler brenner slippes det ut farlige gasser [40]. Denne utviklingen er ikke tatt i betraktning under utviklingen av den Norske Standarden når regelverket for brann i parkeringshuset er utarbeidet. Standarden kunne dermed trenge en oppdatering. Det vil i fremtiden kun bli trangere parkeringshus rundt storbyene og en mulighet kan være å ha biler parkert tett inntil hverandre både i lengden og høyden. En slik løsning vil trenge mange aktive sikkerhetsbarrierer for å forhindre katastrofale branner. Parkeringshuset på Stavanger lufthavn manglet slike sikkerhetsbarrierer.

Et eksempel på en slik sikkerhetsbarriere er automatiske brannslukkingssystemer som vil kvele brannen før den rekker å få utviklet seg. Problemet når du ikke har et slikt system er at man er avhengig av mennesker for å få varslet brannen.

Vi har designet en mindre modell av et parkeringshus for å sammenligne hvordan bygget kunne blitt konstruert og dermed kommet bedre ut av brannsituasjonen. Det største problemet for parkeringshuset var at brannmotstanden var lav grunnet at konstruksjonen inneholdt store mengder stål. Dette er et materiale som ikke har like stor motstand mot brann slik som betong, og derfor valgte vi betong som vårt hovedmateriale. Vi har R90 på bjelkene, REI 240 på dekkeren, og R120 på søylene. Hovedmålet vårt var at bygget skulle prestere under brann, derfor har vi høye verdier på brannmotstanden. Dette er positivt sikkerhetsmessig, men kan bli en økonomisk utfordring.

Økonomi er viktig å tenke på når en skal designe et bygg. Vi har tatt dette til betraktning etter designperioden. Brannmotstand settes hovedsakelig ut ifra betongtykkelsen og betongdekkeren ned til armeringen, og desto større dette er, desto dyrere vil det bli. Vi tenker at en motstand på R90 kunne vært forsvarlig, samtidig som økonomisk til en viss grad. På Stavanger lufthavn var brannmotstanden på betongelementene henholdsvis R10 for bjelker og R15 for søyler. Dette er grunnet den lave brannmotstanden til stål. Som beskrevet i teoridelen er det mange måter å sikre armert betongen slik at den holder ut enda lenger under brann, slik som bruk av SMA-stenger i armeringen. Problemet med parkeringshuset var at bygget ikke kun inneholdt armert betong, men også stål. I vår modell har vi inkludert aktive sikkerhetsbarrierer som fanger opp brann i tidlig fase og slukker det før det rekker å utvikle seg slik som det gjorde på Stavanger lufthavn. Det kan hende at de som bygde parkeringshuset har spart økonomiske midler ved å benytte stål til deler av bygget, men det har uten tvil blitt et dyrere alternativ etter den katastrofale brannen. Modellen vi har designet kan ha virket økonomisk utfordrende til å begynne med, men den er såpass brannsikker at det er et billigere alternativ om det først oppstår en brann.

6 Diskusjon

Det er viktig å velge riktig materiale for et bygg. Et godt eksempel på dette er situasjonen som oppsto på Stavanger lufthavn som førte til at deler av bygget kollapset. Parkeringshuset på Stavanger lufthavn bestod av tre deler. Den første delen bestod av armert betong, den andre bestod av både armert betong og stål, mens den tredje bestod kun av stål. Brannen fant sted i den tredje delen av bygget. Dermed er valg av materialer viktig for byggets sikkerhet og brannmotstand. Årsaken til valg av materialer i parkeringshuset kan være økonomisk begrunnet, men slik situasjonen har utviklet seg, ville det vært billigere og bygget med armert betong i stedet for stål.

Fordelen med å bruke betong er at det er mulig å reparere skadene uten at man trenger å rive ned eller bytte ut byggeelementene, men dette kommer helt an på skadene på betongen. Som nevnt i teoridelen er det flere metoder å reparere betong på, og ut ifra skadene kan man velge alternativet som er mest lønnsomt.

Ut ifra beregningene vi har lagt frem, er det mulig å se en korrelasjon mellom betongtykkelsen og brannmotstand. Betongtykkelsen er avstanden fra betongen til armeringen. Det er mange mulige måter å forsterke brannmotstanden på, og med tiden vil det forventes at det kommer flere. Vi har nevnt SMA som en av måtene å forsterke brannmotstanden på. Stål har ikke like bra brannmotstand som betong fordi materialet lett blir deformert under opphetede temperaturer. Derfor er bruk av SMA i armeringsstålet, en måte å øke brannmotstanden på. Ulempen ved bruk av SMA, er at det er varmet opp til en høy temperatur slik at den tåler denne temperaturen og får minimalt med deformasjon. Problemet oppstår når temperaturen overstiger den forhåndsoppvarmede temperaturen SMA-et ble varmet opp til, da vil armeringen feile, slik vi ser i Figur 6. Når man tenker brann sikkerhet så er en SMA og stål blanding utvilsomt den beste armeringen. Bæreevnen til SMA-et er derimot mindre enn for vanlig stål armering. Det er flere faktorer som spiller inn når man velger armeringstype enn kun brannmotstand, det er dermed viktig å ta en helhetsvurdering før en bestemmer seg for armeringsmateriale.

Byggetrinn 2 ble som byggetrinn 3 planlagt å konstruere med stål og en brannklasse på R10-15. Etter hvert fant Spenncon ut, som konstruerte byggetrinn 2, at de trengte ytterligere sikkerhet og beskyttelse for parkeringen. De gikk dermed fra en løsning på R10-15 til R180. [37] Differansen er veldig stor mellom brannklassen som først var tenkt og brannklassen som ble valgt til slutt. Dette ser vi på som forundringsverdig. Det at byggetrinn 3 ble bygget på den måten, 3 år senere og med så lave brannklasser, mener vi at ikke burde vært lovlig. Dette er på grunn av fare for sikkerheten hvis en brann skulle oppstå. Det at retningslinjene og standardene viser til at det å bygge med søyler og bjelker i ganske lave brannklasser er lov, ser vi på som bekymringsverdig. Som nevnt er teknologien kommet langt i dag, og det er langt flere brannfarlige gjenstander i norske hjem i dag. Med farlige gjenstander menes det ikke bare elbiler, hydrogenbiler og vanlig bensin-biler, det kan også være små gjenstander som mobiler, nettbrett, smartklokker og høyteknologiske bilnøkler etc. Når disse gjenstandene først brenner, kan de brenne lenge og forårsake store skader.

I dagens marked har økonomi ganske mye å si for kontraktutdelingene til byggeprosjekter. Dermed vil det være store konkurranser og de som tilbyr den laveste prisen vil som oftest få kontrakten. Derfor blir det vanskelig å benytte dyr armert betong for å bygge et parkeringshus, dersom et annet firma tilbyr samme bygg, men med kun stål. Det er regler de må forholde seg til, men som vi har skrevet tidligere kan disse være utdatert med tanke på dagens situasjoner med brennbare elbiler og trangere parkeringer [41]. Bygget vi har designet og kalkulert har en høy brannklasse som er veldig positivt for brannsikkerheten til bygget. Men med en gang brannklassene øker betyr det at elementene koster mer. Økonomisk sett blir det dyrere jo høyere opp i brannklasser en går grunnet at tverrsnittet til elementene vil øke. Dette gjør det vanskelig økonomisk å tilfredsstille partene i en byggeprosess, fordi kostnader ofte vektlegges i mange av avgjørelsene i et prosjekt.

7 Konklusjon

Vi har sett på forskjellige måter å regne ut brannmotstanden på for armert betong og vi kan konkludere med at det enkleste og mest oversiktlige vil være den tabullerte metoden. Dette er metoden vi har brukt for å fastslå motstanden i betongen vi har designet til vår fiktive modell. Oppgaven har tatt for seg flere forskjellige metoder å regne ut brannmotstand på under delkapittelet betongelementer. Det var en maksimal differanse på brannklassene fra de forskjellige metodene på 75 minutter. Det har også blitt sett på eksperimenter som tester disse elementene med variasjon i brannklassene, der så vi at den tabullerte metoden hadde den mest presise brannmotstanden. Dermed kan vi konkludere med at denne metoden er enklest og mest presis.

Sikkerheten og reaksjonen til armert betong under forhøyede temperaturer er diskutert i oppgaven. Vår hovedoppgave i dette litteraturstudiet er hvordan parkeringshuset på Stavanger Lufthavn kunne prestert bedre. Vi designet en fiktiv modell ved hjelp av egen regning og programvaren SAP2000, slik vi mener at parkeringshuset kunne vært bygd. Betongen som ble designet for den fiktive modellen har en brannklasse på R90, det vil si at betongen svekkes betraktelig etter 90 minutter, men ikke slik som stål reagerer under brann. Etter 90 minutter, er sannsynligheten for deformasjon og knekking høy. Sannsynligheten for kollaps derimot er ganske liten for armerte betongbygg slik vi har nevnt tidligere i oppgaven. Dermed er muligheten for at bygget kunne blitt restaurert etter brannen stor, ettersom det mest sannsynlig vil stå etter en brann. Det er verdt å vite at dette kun er sannsynlighet, men man kan ikke være sikker før det er testet. De økonomiske konsekvensene av brannen kunne blitt endret drastisk dersom brannskadene kunne blitt restaurert om det var et armert betongbygg med tilstrekkelig brannmotstand og aktive sikkerhetsbarrierer slik vi har beskrevet i oppgaven.

Dermed mener vi at betongelementene vi har designet ville gjort en bedre jobb. Dekkeren vi har designet hadde en ganske høy dybde som ville påført store materialkostnader som kunne vært unngått. Vi oppnådde en forsvarlig brannmotstand på alle elementer, der vår laveste brannmotstand, som var på bjelken vår, hadde tålt 75 minutter mer enn bjelken som ble brukt i selve parkeringshuset. Risikoen for kollaps av bygg reduseres kraftig når bygget består av armert betong kontra stål, og dette kunne gjort brannslukkingsjobben lettere for brannmannskapet. Dermed kan vi konkludere med at det beste byggematerialet for

parkeringshuset ville vært armert betong, med brannmotstand på minst R60 eller høyere. Stavanger lufthavn sitt tilhørende parkeringshus ble bygget i henhold til norsk standard som tillater R10 bjelker og søyler. Det er dermed mulig at standardene og regelverket for brannsikkerhet er utdatert til dagens parkeringsmodell, der plassen er trangere og bilene mer høyteknologiske og brannfarlige.

8 Bibliografi

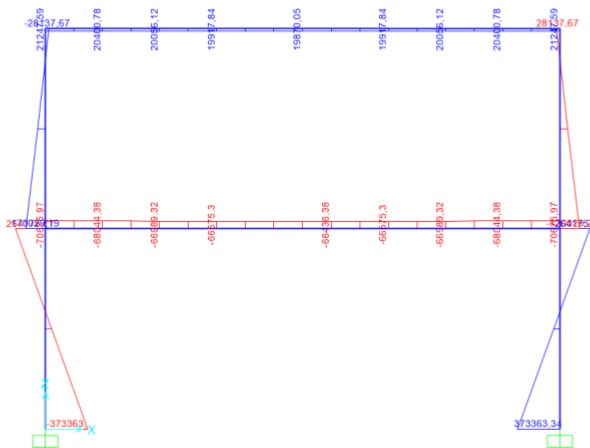
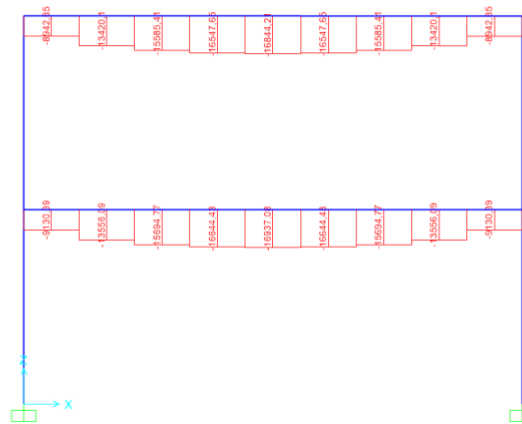
- [1] Norsk Standard, «NS-EN 1992 Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner,» 2004.
- [2] T. Aven, «Sikkerhet,» 26 November 2018. [Internett]. Available: <https://snl.no/sikkerhet>.
- [3] Direktoratet for samfunnssikkerhet og beredskap, «Brannstatistikk,» 16 Mars 2021. [Internett]. Available: <https://www.brannstatistikk.no/brus-ui/search>.
- [4] Norsk Brannvernforening, 24 April 2016. [Internett]. Available: <https://brannvernforeningen.no/nyheter/2016/04/farre-branndode-i-skandinavia/?fbclid=IwAR20b5OnNsslXORrCi5XJFZonfAIUi5TOyTrJb1rnnFlSBMncvMAqdkQlgw>.
- [5] J. V. Thue, «SNL,» 16 Juli 2019. [Internett]. Available: <https://snl.no/betong>.
- [6] J. V. Thue, «Betong,» 16 Juli 2019. [Internett]. Available: <https://snl.no/betong>.
- [7] Concrete Network, «Concretenetwork,» [Internett]. Available: <https://www.concretenetwork.com/concrete.html>.
- [8] N. R. Iyer, «Sciencedirect,» [Internett]. Available: <https://www.sciencedirect.com/topics/materials-science/reinforced-concrete>.
- [9] S. Buch, «Fire Resistance of Reinforced Concrete Columns:A Systematic Review,» Islamic University of Science and Technology, 2017.
- [10] B. Iwankiw, «Historical survey of multi story building collapse,» Hughes Associates, 2014.
- [11] X. Lu, «A Case Study on a Fire-Induced Collapse Accident of a Reinforced Concrete Frame-Supported Masonry Structure,» Tsinghua University, 2020.
- [12] V. R. Kodur, «Spalling in High Strength Concrete Exposed to Fire: Concerns, Causes, Critical Parameters and Cures,» Michigan State University, 2000.
- [13] C. Sullivan, «REPAIR SPALLING CONCRETE,» Concrete network, 2020.
- [14] R. J. McNamee, «Fire Spalling of Concrete: Theoretical and Experimental Studies,» Researchgate.net, 2013.
- [15] T. E. Union, «NS-1992-1-2,» The European Union, 2004.
- [16] J. C. d. I. Cruz, «Comparative study on porosity and permeability of conventional concrete and concrete with variable proportions of natural zeolite additions,» Ibervias Ingenieros, 2015.
- [17] M. Alexander, «Aggregates in concrete,» Taylor&Francis, 2005.
- [18] ZhaohuiHuang, «Modelling the bond between concrete and reinforcing steel in a fire,» Engineering Structures, 2010.
- [19] J. Purkiss, «Fire Safety Engineering,» Butterworth-Heinemann, 2007.
- [20] Z. Huang, J. K. Khalaf og M. F. Fan, «Analysis of bond-slip between concrete and steel bar in fire,» College of Engineering, Design and Physical Science, Brunel University, UB8 3PH, 2015.
- [21] A. ., J. b. Sharma, «BOND BETWEEN STEEL AND CONCRETE UNDER FIRE - FROM LABORATORY TESTS TO FIRE PERFORMANCE,» 2017.
- [22] J. Zhou og L. Wang, «Repair of Fire-Damaged Reinforced Concrete Members with Axial Load: A Review,» sustainability , Nanjing Tech University, 2019.
- [23] C.-S. Poon, . A. Salman, M. Anson og Y.-L. Wong, « Strength and durability recovery of fire-damaged concrete after post-fire-curing,» Pergamoen, Hong Kong Polytechnic University, 2001.

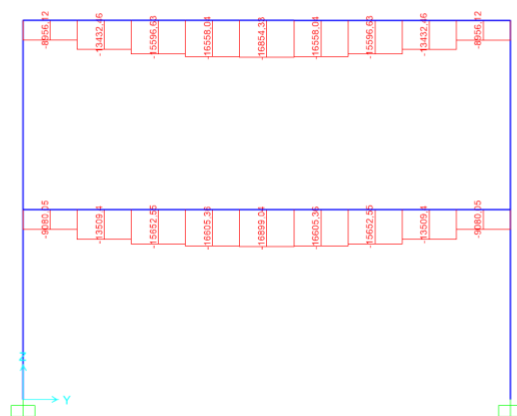
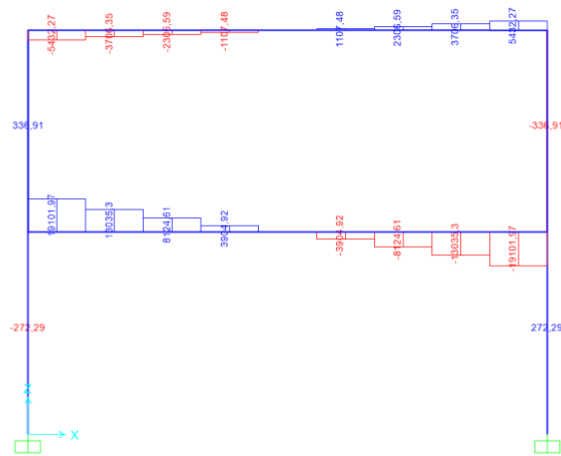
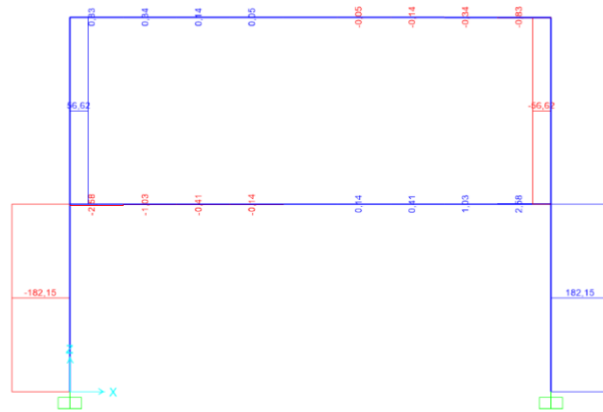
- [24] M. Frigione, 2018. [Internett]. Available: https://www.researchgate.net/figure/Example-of-application-of-CFRP-Carbon-Fiber-Reinforced-Polymer-and-GFRP-Glass-Fiber_fig3_323454974 .
- [25] Byggforsk, «Viktige parametere for prosjektering og utførelse av bestandige betongkonstruksjoner,» Byggforsk, 2004.
- [26] Byggforsk, «Brannmotstand for bjelker og søyler av betong, mur og tre,» Byggforsk, 2009.
- [27] B. Wong, «Inherent Fire Protection Design of Concrete Beams Using Shape Memory Alloys,» Monash University, 2013.
- [28] A. R. Khaloo, «APPLICATION OF SMA IN CONCRETE STRUCTURES,» University of Teheran, 2014.
- [29] U. Wickström, « Temperature Calculation in Fire Safety Engineering,» springer, 2016.
- [30] K. Jonnalagadda, «Local Displacements and Load Transfer in Shape Memory Alloy Composites,» Springer, 1997.
- [31] Norsk Standard, « NS 3901:2012,» 2012.
- [32] S. Dzidic, «FIRE RESISTANCE OF REINFORCED CONCRETE SLABS ACCORDING TO EC2 AND BRANZ TR8,» Book of Proceedings, 2018.
- [33] Bosnian Government, «BAS EN 1992-1-1:2006,» 2006.
- [34] F. Duprat, «Fire safety of reinforced concrete columns,» Aci structural journey, 2000.
- [35] A. I. I. Helmy, «Fire Protection of Reinforced Concrete Columns,» 2003.
- [36] . C. Sesseng, K. Storesund, M. Ragni F., O. A. Holmvaag og A. Steen-Hansen, «Evaluering av brann i parkeringshus på Stavanger lufthavn Sola 7. januar 2020,» RISE FIRE RESEARCH, SAFETY & TRANSPORT , Trondheim, 2020.
- [37] L. Grahl-Jacobsen, . K. Vik og E. Marita , «EVALUERING AV BRANNEN I PARKERINGSBUS Stavanger Lufthavn Sola,» sola, 2020.
- [38] R. Ramsdal, «Rapport: Parkeringshuset på Sola var prosjektert og bygget i strid med reglene,» TU, 2020.
- [39] O. Lazarenko, «Research on the fire hazards of cells in electric car batteries,» Lviv State University, 2018.
- [40] P. Neil, «Causes of an EV fire,» Airquality, 2020.
- [41] O. Fallah-Mehrjardi, «Charge Scheduling of Electric Vehicles in Smart Parking-Lot Under Future Demands Uncertainty,» IEEE, <https://ieeexplore.ieee.org/abstract/document/9112248>, 2020.
- [42] S.-Y. Fu og B. Lauke, «EFFECTS OF FIBER LENGTH AND FIBER ORIENTATION DISTRIBUTIONS ON THE TENSILE STRENGTH OF ELSEVIER PII: SO266.353%(96)00072-3 EFFECTS OF FIBER LENGTH AND FIBER ORIENTATION DISTRIBUTIONS ON THE TENSILE STRENGTH OF ELSEVIER,» 1996.
- [43] E. Nigro, «Fire resistance of concrete slabs reinforced with FRP bars. Part I: Experimental investigations on the mechanical behavior,» Composites part B: Engineering, 2011.

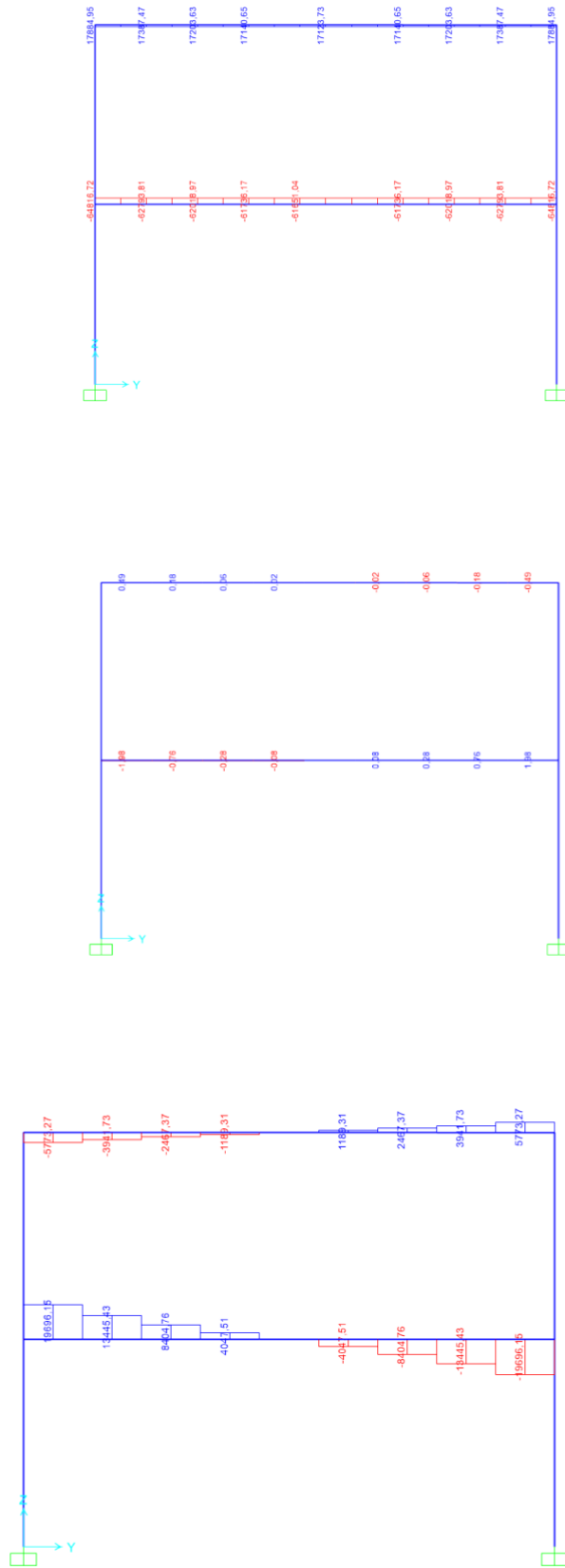
9 Vedlegg

<i>Vedlegg 1 Analyse i SAP2000 for elementer påført 200 grader</i>	<i>_____</i>	<i>A</i>
<i>Vedlegg 2 Analyse i SAP2000 for elementer påført 500 grader</i>	<i>_____</i>	<i>D</i>
<i>Vedlegg 3 Analyse i SAP2000 for elementer påført 1000 grader</i>	<i>_____</i>	<i>G</i>
<i>Vedlegg 4 Analyse i SAP2000 for elementer påført 1500 grader</i>	<i>_____</i>	<i>K</i>
<i>Vedlegg 5 Analyse i SAP2000 før det er påført varm</i>	<i>_____</i>	<i>O</i>
<i>Vedlegg 6 3D vining av SAP2000</i>	<i>_____</i>	<i>T</i>

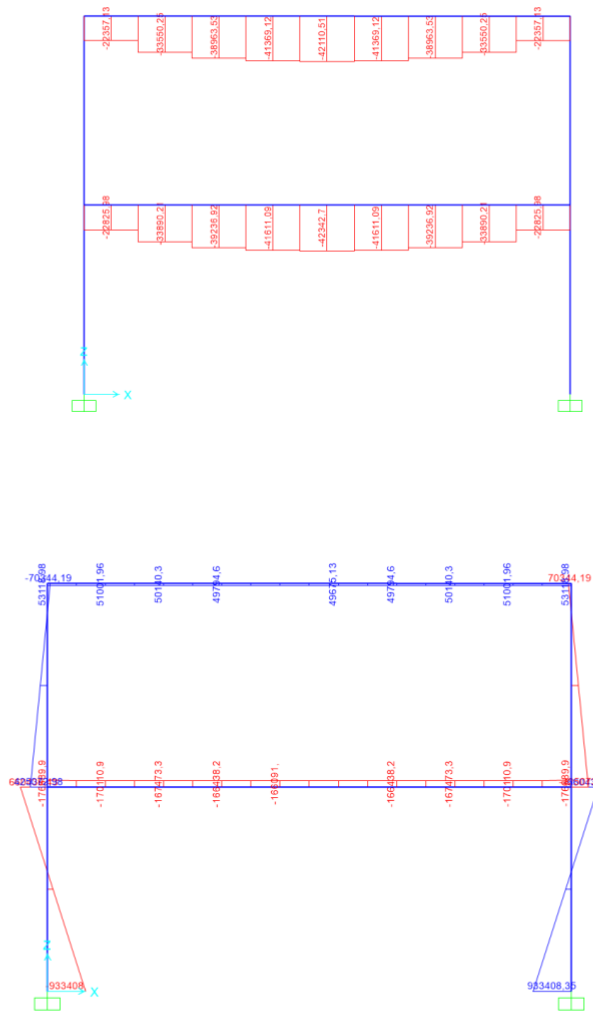
Vedlegg 1 Analyse i SAP2000 for elementer påført 200 grader

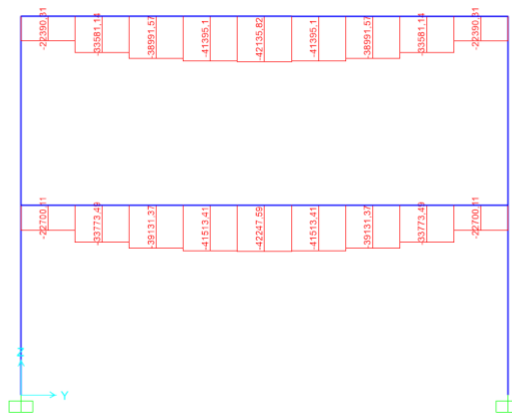
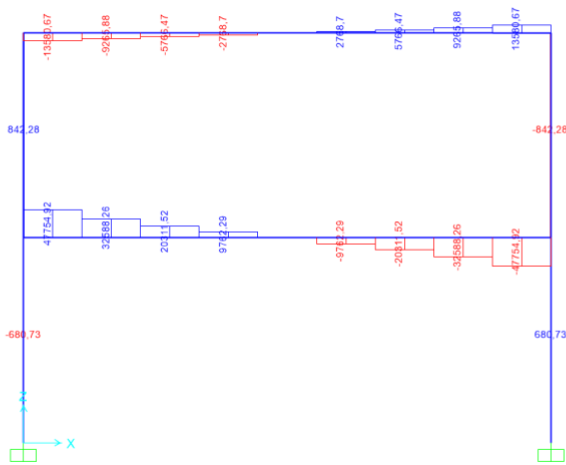
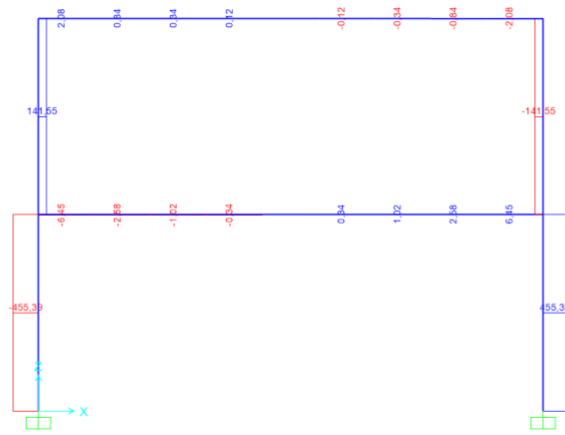


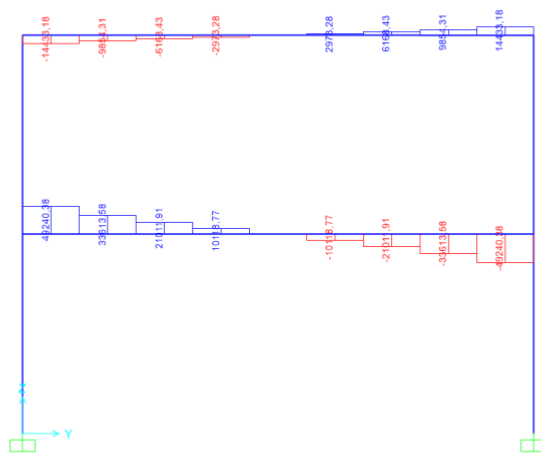
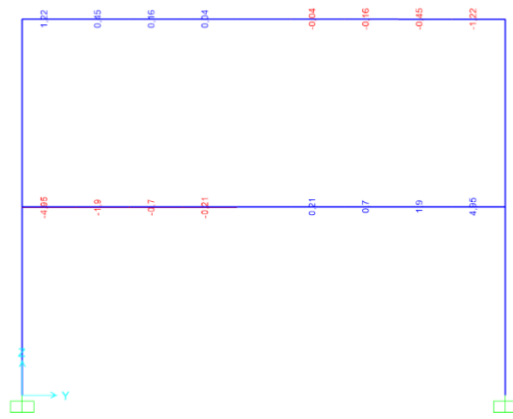
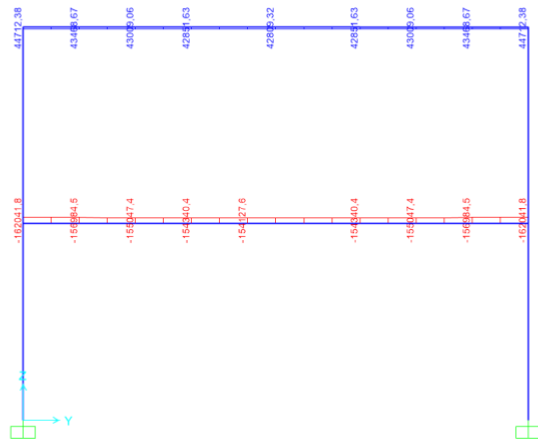




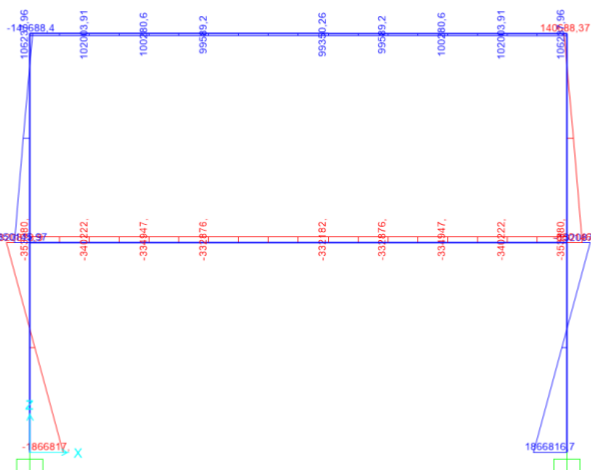
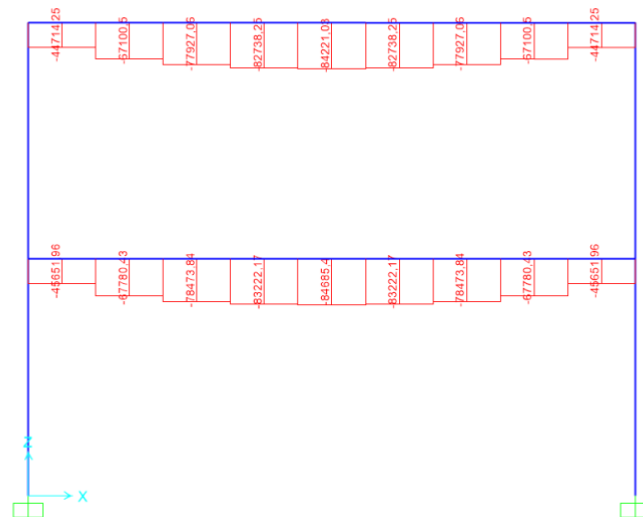
Vedlegg 2 Analyse i SAP2000 for elementer påført 500 grader

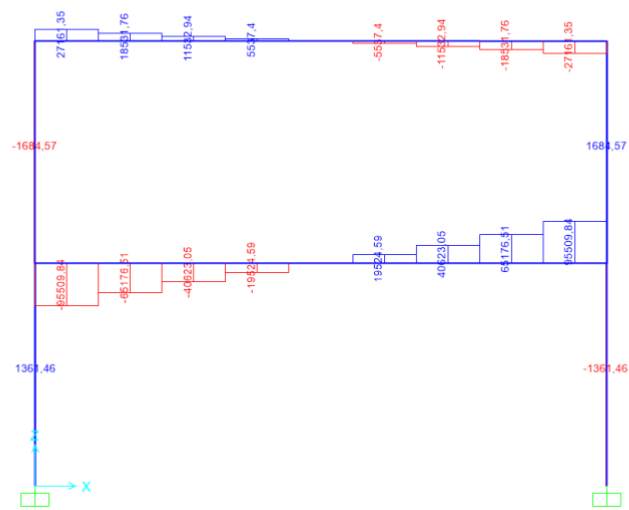
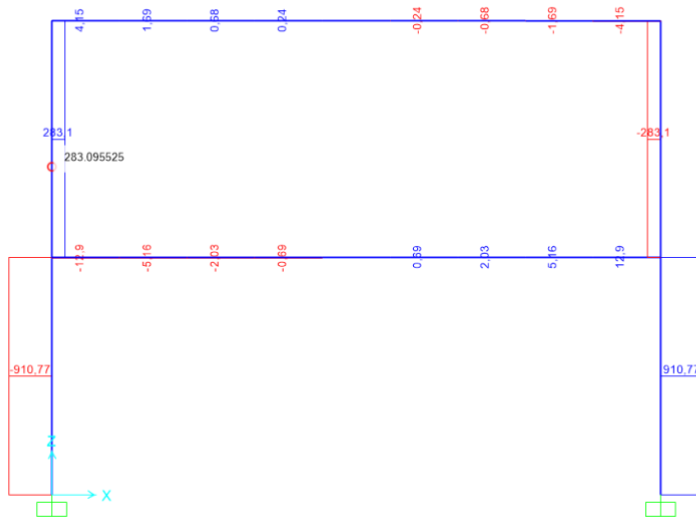


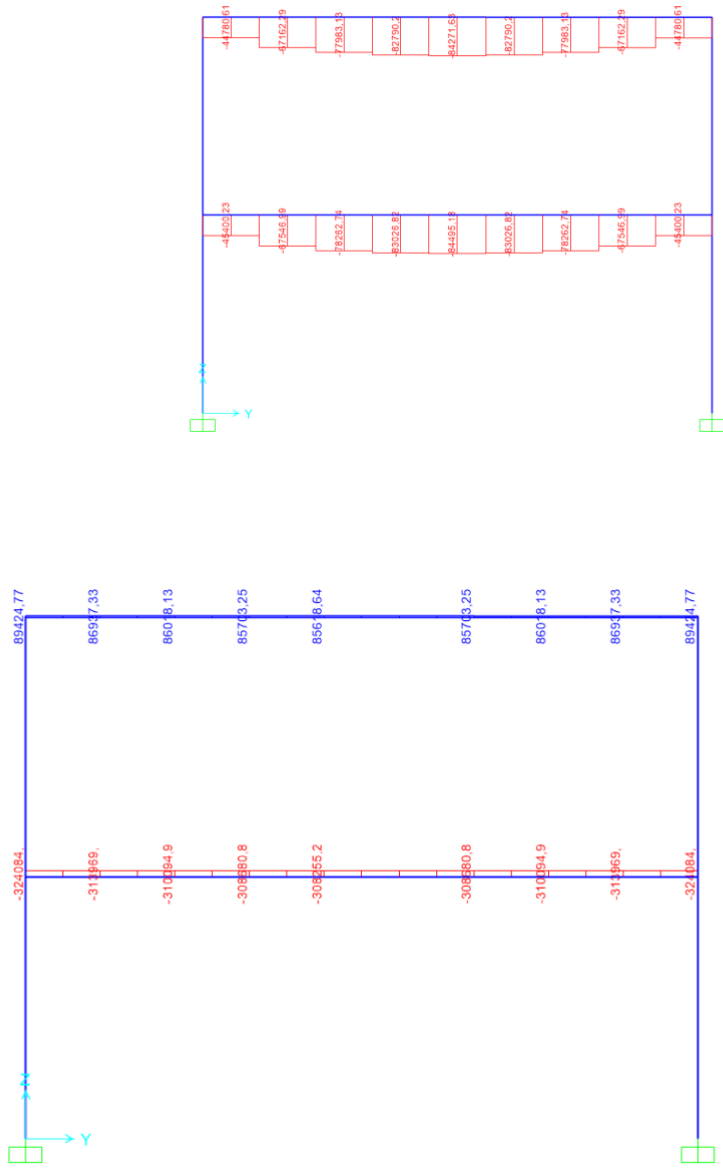


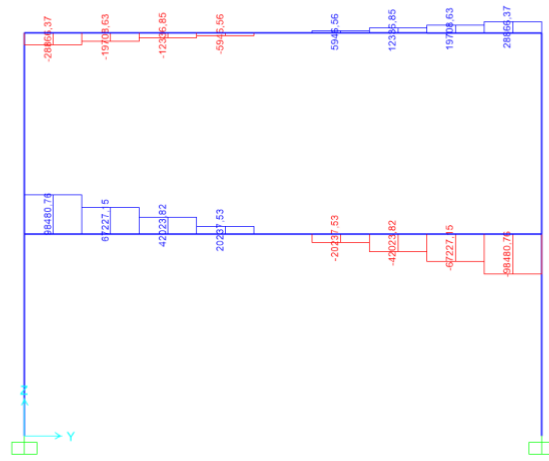
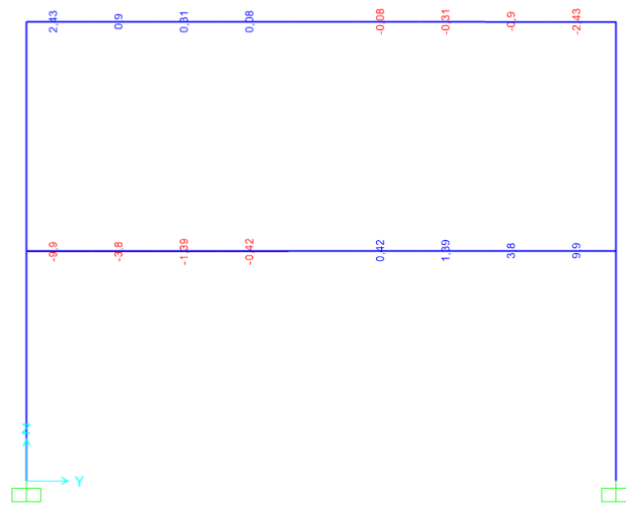


Vedlegg 3 Analyse i SAP2000 for elementer påført 1000 grader

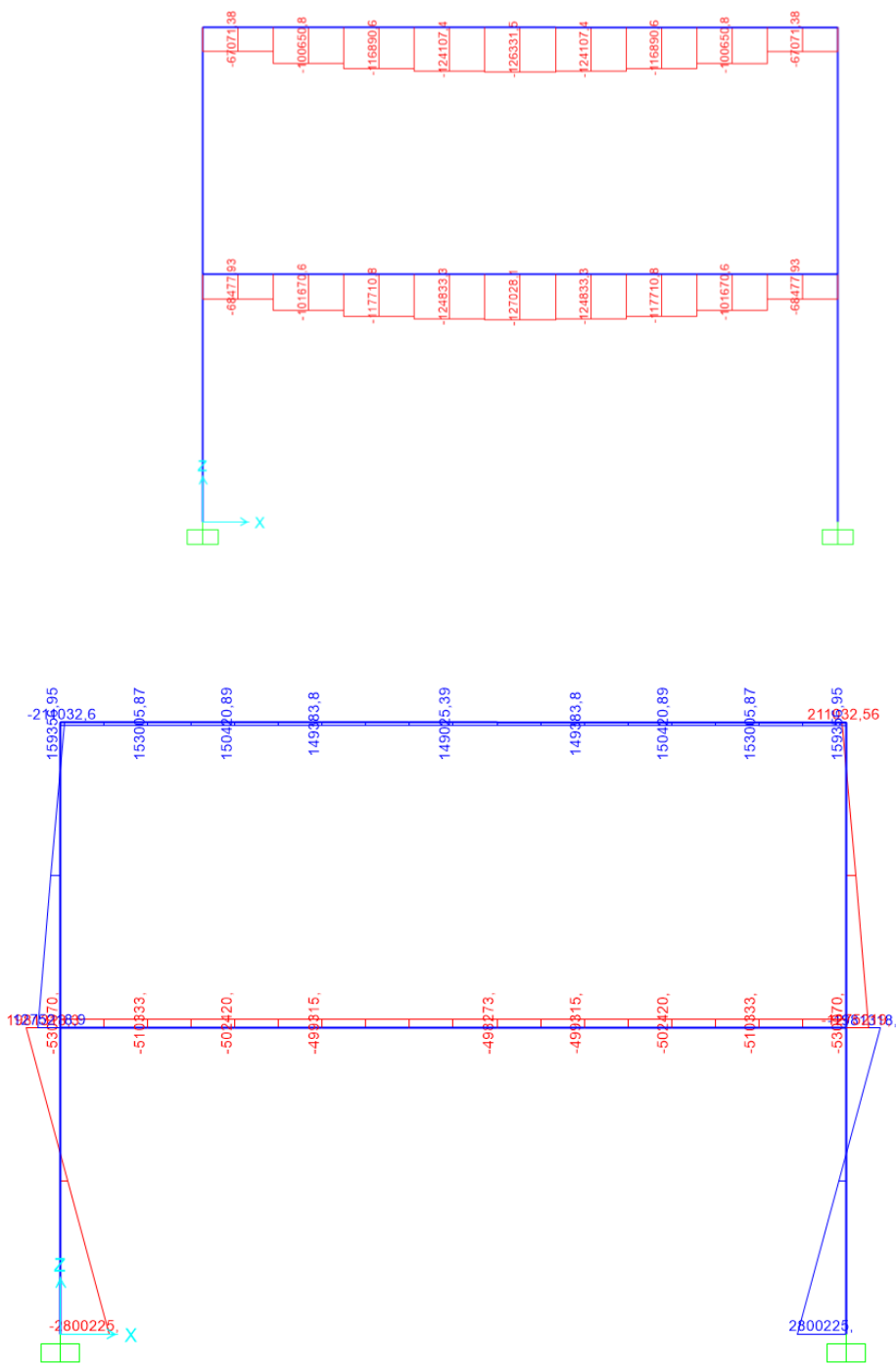


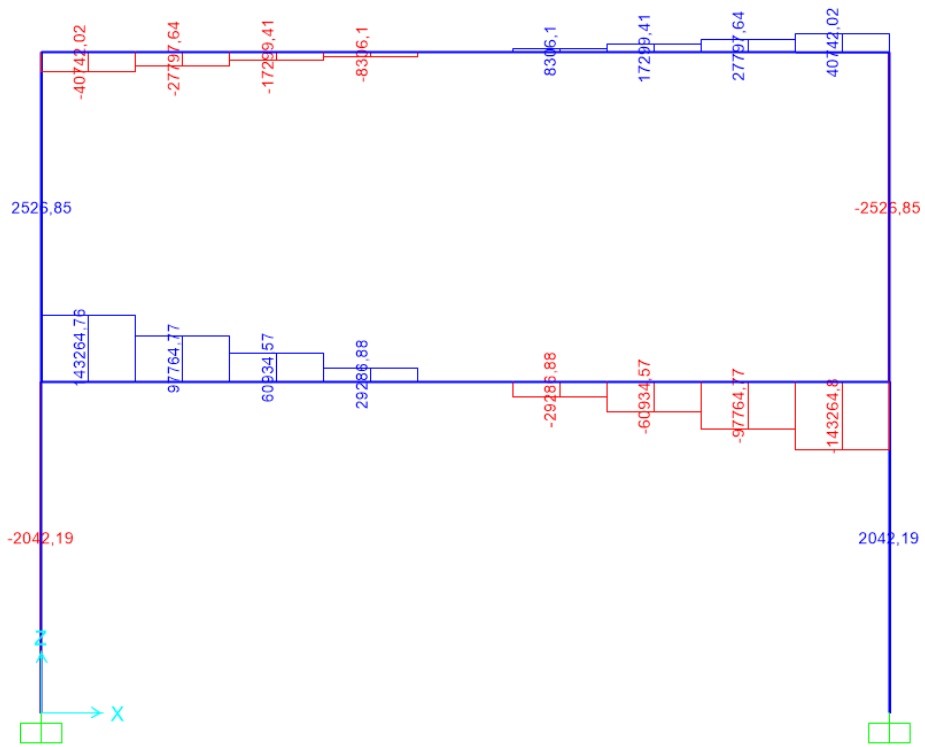
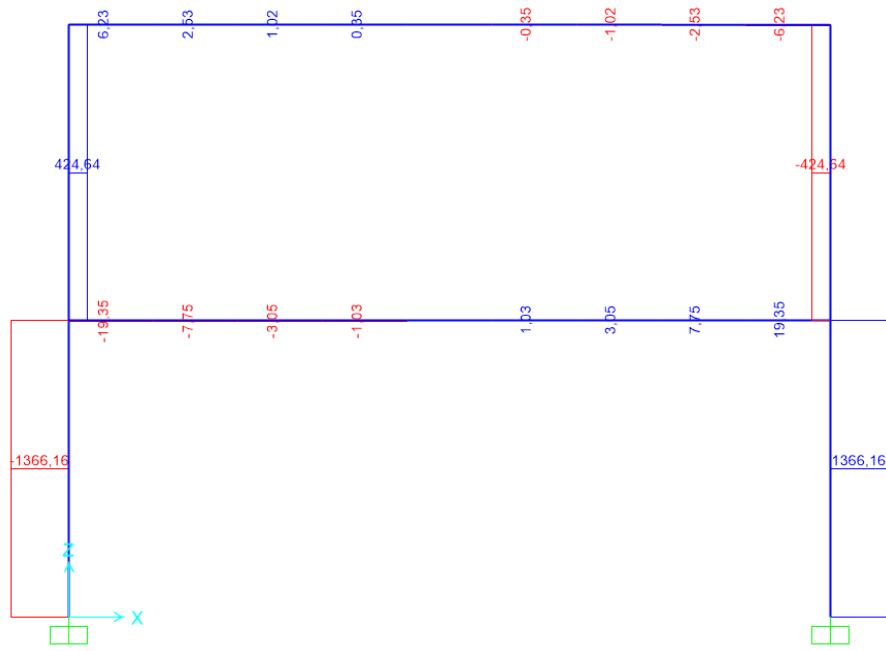


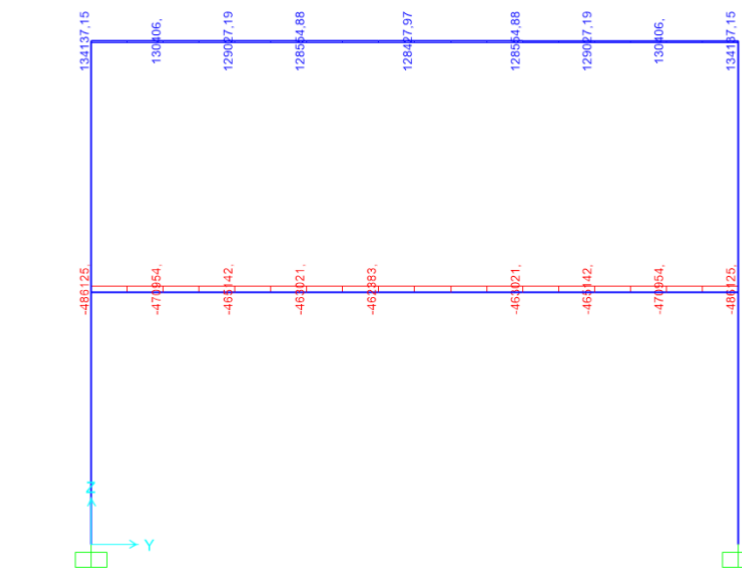
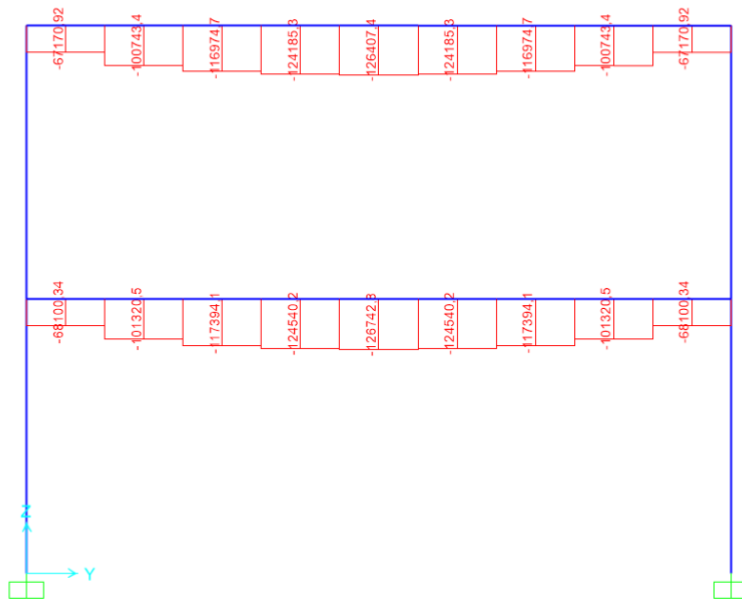


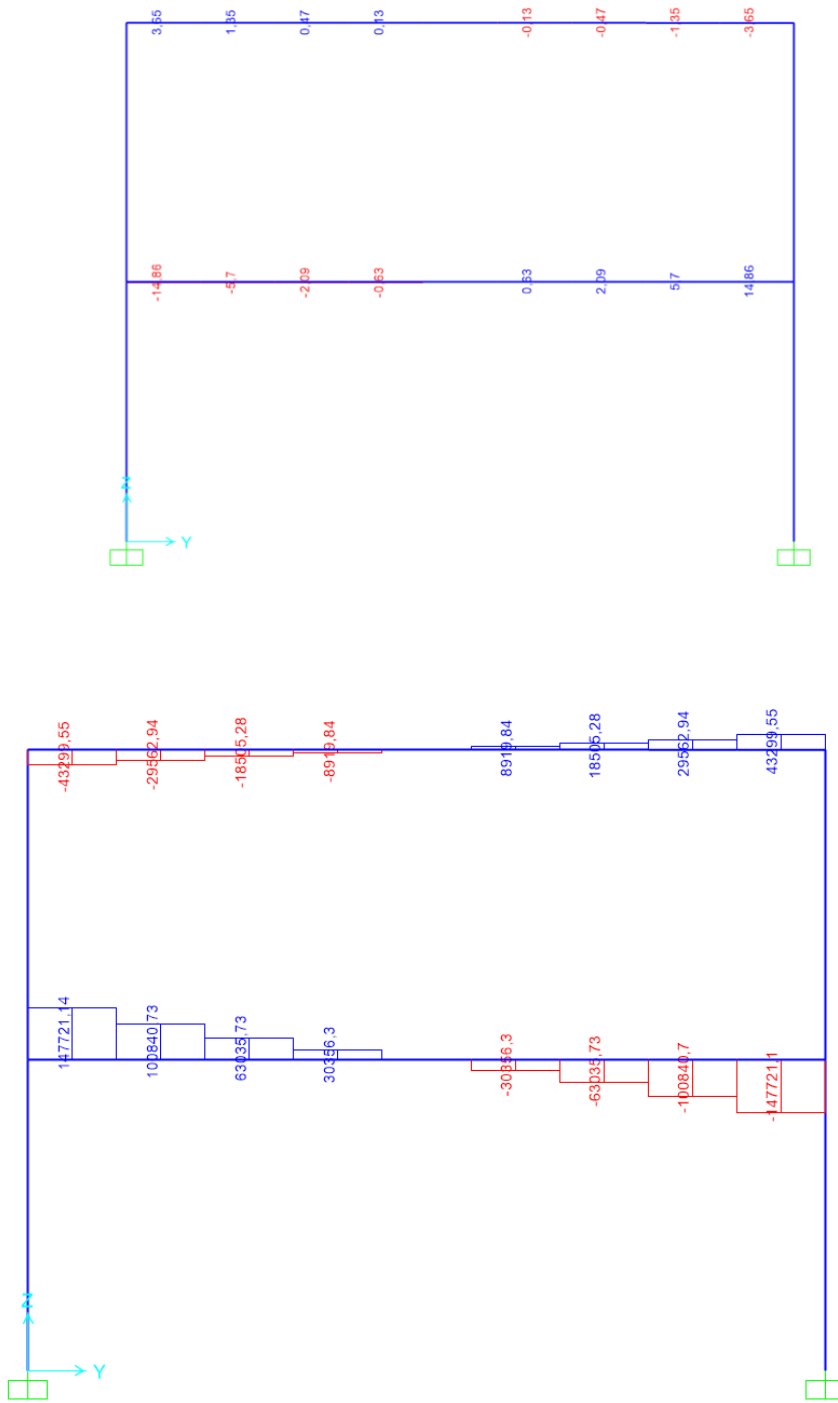


Vedlegg 4 Analyse i SAP2000 for elementer påført 1500 grader

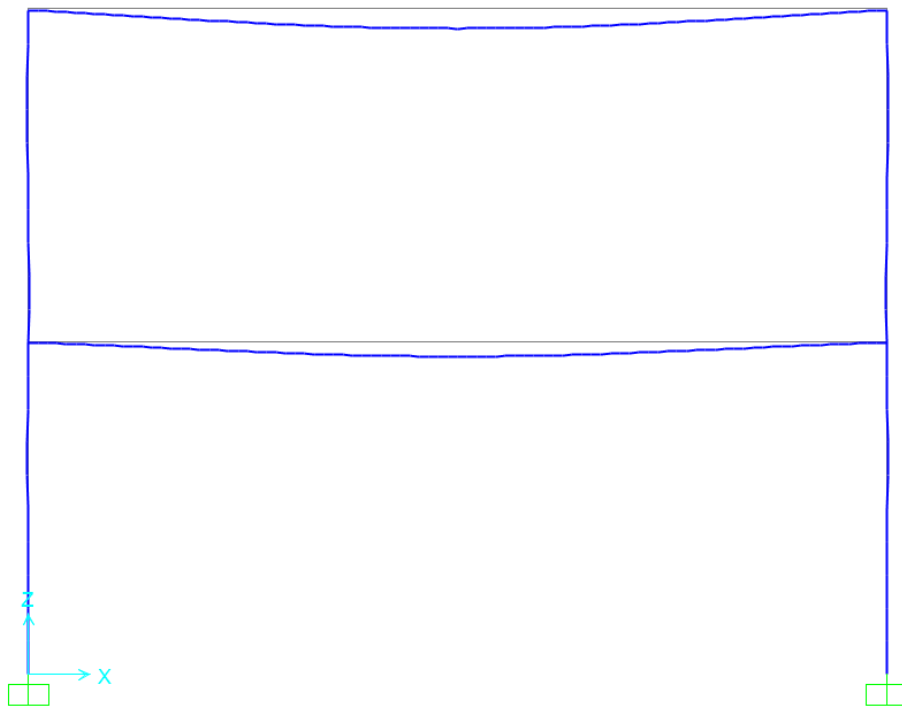
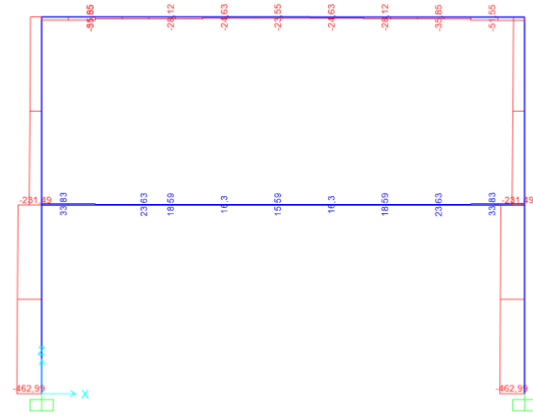


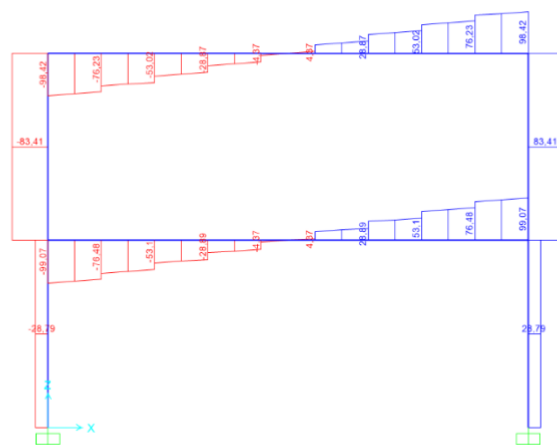
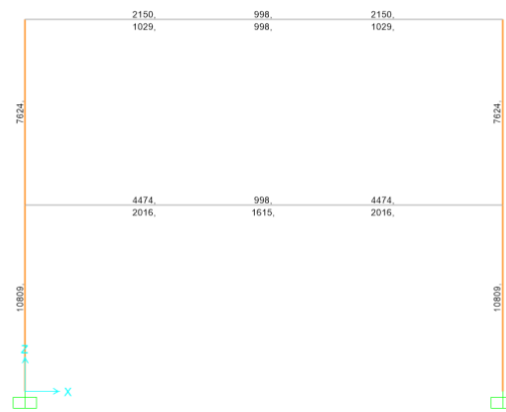
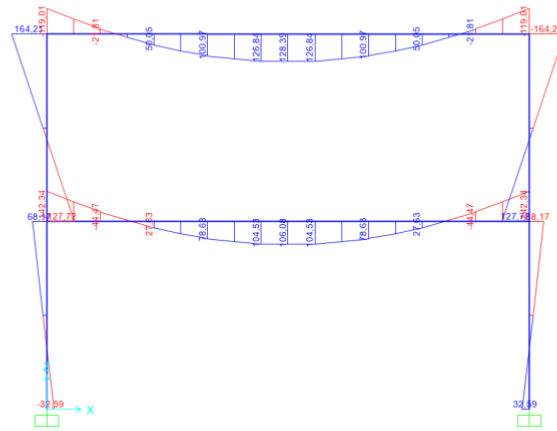


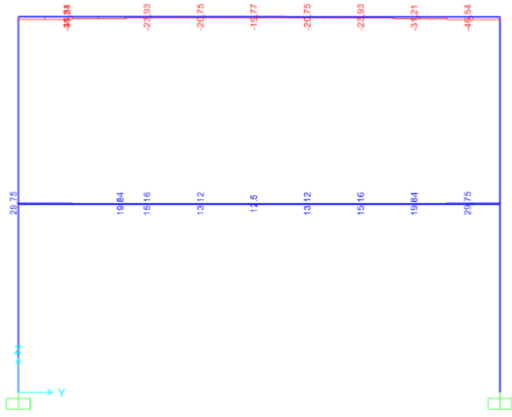
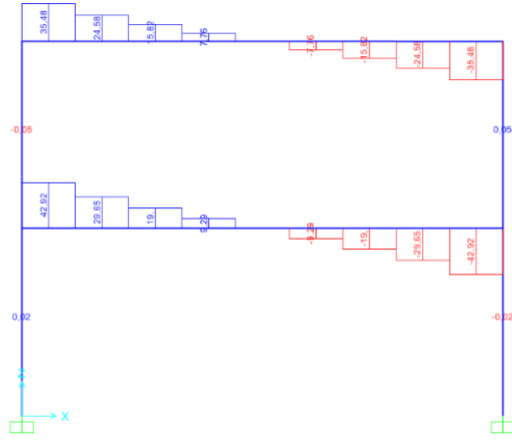


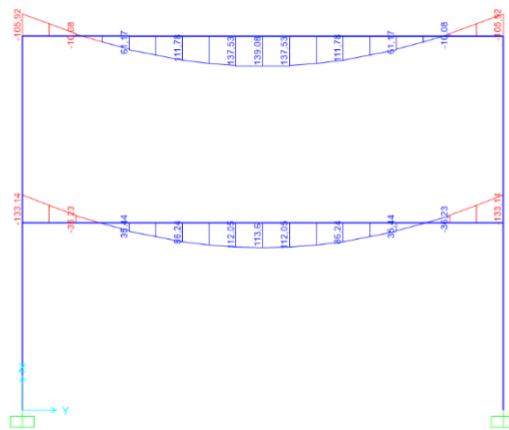
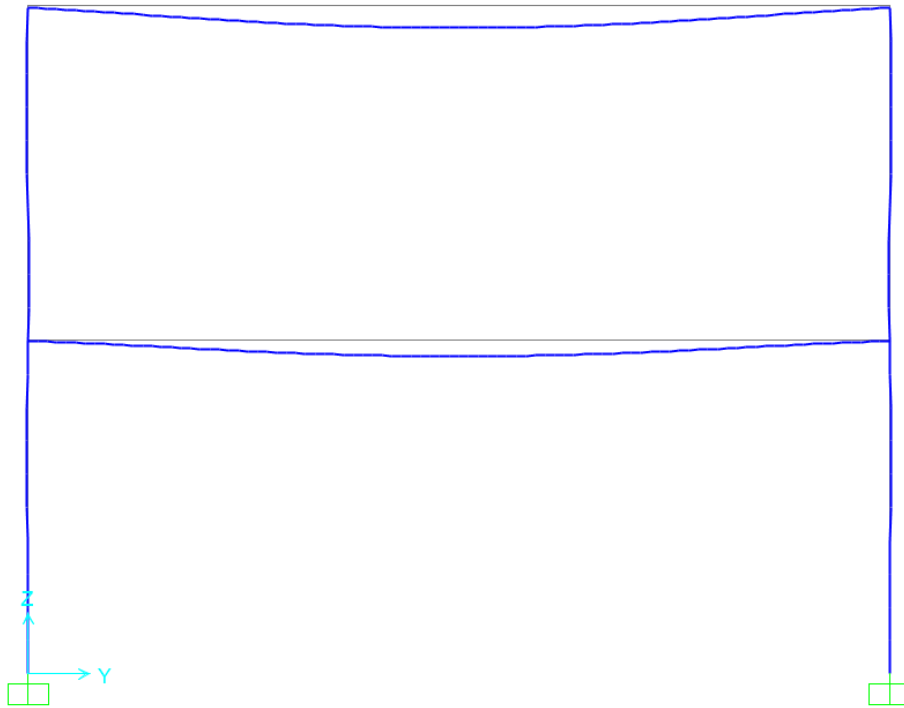


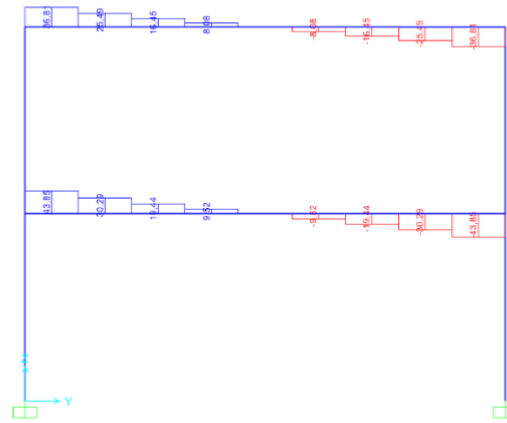
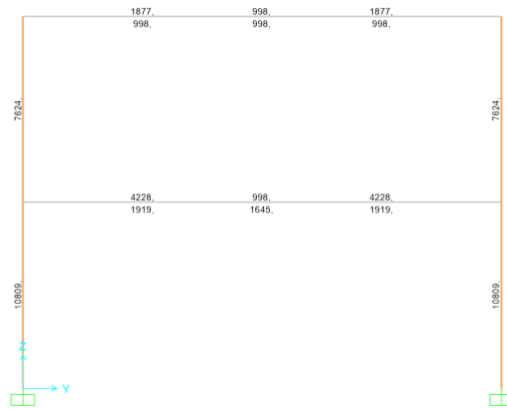
Vedlegg 5 Analyse i SAP2000 før det er påført varm











Vedlegg 6 3D vining av SAP2000

