



Høgskulen
på Vestlandet

BACHELOROPPGAVE

Dimensjonering av gymsal og
svømmehall

Design of a gymnasium and a swimming
facility

Lena Eiane

Ole Martin Andersen

Thomas Sæther Berge

Byggingeniør

Institutt for byggfag

Veileder: Jan Bernt Husebø

25.05.20

Jeg bekrefter at arbeidet er selvstendig utarbeidet, og at referanser/kildehenvisninger til alle kilder som er brukt i arbeidet er oppgitt, jf. *Forskrift om studium og eksamen ved Høgskulen på Vestlandet, § 12-1.*

Forord

Denne oppgaven er skrevet av Lena Eiane, Ole Martin Andersen og Thomas Sæther Berge ved fakultetet for ingeniør- og naturvitenskap (FIN). Oppgaven er gitt av Skala Rådgivende Ingeniører AS, og tar for seg dimensjonering av betong- og stålkonstruksjoner.

I arbeidet med denne oppgaven har vi fått bruk for ulike fag vi har hatt i løpet av de siste tre årene, blant annet bygningskonstruksjoner, betongkonstruksjoner, stålkonstruksjoner, geoteknikk og bygningsfysikk. Det er utført befarings på byggeområdet, og arbeidet er blitt gjort i form av individuelt arbeid og i gruppe. Vi har i tillegg tilegnet oss ny kunnskap, deriblant om programmet Ove Sletten, svingninger, jordskjelvkriterier, og fått en bedre forståelse for konstruksjonsfagene og programmene Revit og Robot.

Vi ønsker å rette en stor takk til Karsten K. Skadal, fra SKALA Rådgivende Ingeniører AS, for tildeling av følgende oppgave og for god oppfølging. Videre ønsker vi å takke Jan Bernt Husebø og Jon Halvar Eiane for veiledning gjennom oppgaven.

Bergen, mai 2020

Lena Eiane

Lena Eiane

Ole Martin Andersen

Ole Martin Andersen

Thomas Sæther Berge

Thomas Sæther Berge

Sammendrag

Oppgaven er gitt av SKALA Rådgivende Ingeniører AS og omhandler dimensjonering av et bygg ved Hunstad skole i Bergen. Bygget skal brukes til svømmehall og gymsal. Ifølge en tilstandsanalyse gjort av Multiconsult i 2019, ble det fastslått at eksisterende bygg med tilhørende fundament, burde rives og erstattes med nybygg. Nybygget består av en gymsal i stål og svømmehall i betong.

Bygget ligger i en skråning og vil få jordtrykk på to av veggene. Det er tatt hensyn til at bygget har svømmebasseng, og aktivitet fra gymsal gir behov for vurdering av svingninger. Videre har vi variable laster som nyttelast, snø og vind, og ulykkeslastene jordskjelv og brannbelastning.

For å oppnå et optimalisert resultat for bæresystemet, ses det på ulike løsninger i dimensjoneringen av konstruksjonsdelene. Det er tatt utgangspunkt i en 3D-modell av bæresystemet til bygget, men gjort egne vurderinger. Det er blant annet sett på ulike løsninger for etasjeskille, der plasstøpt dekke med betongbjelker under er valgt. Videre er plasseringen til stålbjelkene, som går på langs og stiver av bygget, endret for å gi bedre overføring av krefter. Antall stålsøyler er endret for å gi symmetri og spare stål, og antall betongsøyler er endret for enklere beregning.

Ettersom det skal dimensjoneres konstruksjonsdeler i en svømmehall, er det tatt hensyn til miljøpåkjenninger som gir strengere krav til overdekning og betongkvalitet. Bygget har i tillegg store spenn, og må bli dimensjonert deretter. Første etasje har bæresystem av betong og andre etasje har bæresystem av stål, dimensjoneringskapittelet er dermed delt inn i stål og betong. I stål er det dimensjonert vindkryss, bjelker, fagverk og søyler, ved bruk av håndberegninger og programmet Robot. I betong er det dimensjonert dekke, bjelker, søyler, vegger og fundament, ved bruk av håndberegninger og programmet Ove Sletten.

Summary

The project was given to us by Skala and deals with the design of one of the buildings at Hunstad School in Bergen. The building will be used as a swimming facility and a gymnasium. According to a condition report conducted by Multiconsult in 2019, it was concluded that one of the best solutions is to demolish the current building, including its foundations, and replace it with a new building. The new building consists of a gymnasium constructed in steel, and a swimming hall constructed in concrete.

The building is situated in a small hillside, which creates pressure from the earth that will act on two of the building walls as a permanent load. It is taken into consideration that the building contains a swimming pool, and the activities performed in the gymnasium can give fluctuations. Furthermore, there are variable loads like snow, wind and live loads, and accidental loads like earthquakes and fire.

To get an optimal load bearing structural system, different solutions for the structural parts has been considered. The starting point for the design process is a 3D-model file of the buildings load bearing system. We have done our own assessments on the model. Some things that has been looked at is different solutions for the floor, where an onsite concrete slab with supporting concrete beams is chosen. The placement of the steel beams that stiffens the building has been moved for better transferring forces. The number of steel columns is changed to get symmetry and reduce the use of steel. The number of concrete columns is also changed for easier calculations

Since the design of different constructional parts is taking place near a swimming pool, one must consider stricter criteria to the concrete quality and structural covering. The building has quite a large span and must be designed accordingly. The first floor has a load bearing system constructed in concrete, and the second floor is designed in steel. Due to that, the design chapters are divided into concrete and steel. Structural parts that has been designed in the steel chapter are wind braces, beams, trusses, and columns. They are mainly calculated by hand or with the program Robot. For the concrete section, structural parts like columns, beams, foundation, and concrete slab has been designed using hand calculations and the program Ove Sletten.

Innholdsfortegnelse

1	Introduksjon	1
1.1	Innledning	1
1.2	Problemstilling	2
1.3	Avgrensninger	2
1.4	Krav til prosjektering og utførelse.....	3
1.5	Definisjoner.....	3
2	Prosjektinformasjon.....	4
2.1	Nåværende situasjon.....	4
2.2	Beliggenhet	5
2.3	Prosjektet	6
3	Laster.....	8
3.1	Permanente laster	8
3.1.1	Egenlast på tak	9
3.1.2	Last fra svømmebasseng.....	9
3.1.3	Jordtrykk.....	11
3.2	Variable laster.....	13
3.2.1	Nyttelast	13
3.2.1.1	Svingninger	13
3.2.2	Snølast.....	14
3.2.3	Vindlast	15
3.3	Ulykkeslaster.....	22
3.3.1	Jordskjelv.....	22
3.3.2	Brannbelastning.....	24
4	Bygningsmaterialer	25
4.1	Stål	25
4.2	Betong	26
4.2.1	Hulldekke	27
4.2.2	Plasstøpt dekke.....	27
5	Programvare	28
5.1	Robot.....	28
5.2	Ove Sletten.....	29
6	Dimensjonering.....	30
6.1	Stål	30

6.1.1	Tak.....	30
6.1.2	Vindkryss.....	32
6.1.3	Bjelker.....	34
6.1.3.1	Bjelker på langside.....	34
6.1.3.2	Bjelker på kortside.....	35
6.1.4	Fagverk.....	39
6.1.5	Søyler.....	49
6.1.5.1	Søyler på langside.....	50
6.1.5.2	Søyler på kortside.....	51
6.1.6	Basseng.....	53
6.1.7	Branndimensjonering.....	54
6.2	Betong.....	55
6.2.1	Dekke.....	55
6.2.2	Bjelker.....	64
6.2.3	Søyler.....	69
6.2.4	Vegger.....	71
6.2.5	Fundament.....	75
7	Drøfting.....	77
8	Konklusjon.....	79
9	Litteraturliste.....	80
10	Vedlegg.....	82

Figurliste

Figur 1	Situasjonsplan [2]	1
Figur 2:	Bygget som står i dag, eget foto	4
Figur 3:	Bygget markert som rødt [2]	5
Figur 4:	Solibrimodell av hele prosjektet	6
Figur 5:	Oppriss med lengder	6
Figur 6:	Snitt langsida av bygget	7
Figur 7:	Snitt kortsida av bygget	7
Figur 8:	Basseng sett ovenfra	9
Figur 9:	Basseng sett fra siden	10
Figur 10:	Vertikallast fra basseng	10
Figur 11:	Solibrimodell med jord	11
Figur 12:	Bygget sett ovenfra med jordtrykk	12
Figur 13:	Bygget sett fra siden med jordtrykk mot langvegg	12
Figur 14:	Byggets sidevegger og hva de er rettet mot	15
Figur 15:	Tabell NA.4.1 [16]	16
Figur 16:	Tabell V.1 [16]	16
Figur 17:	Definisjon av soner for vegger, figur 7.5 [16]	18
Figur 18:	Definisjon av soner for tak, figur 7.6 [16]	19
Figur 19:	Berggrunnens akselerasjon NA.3(901) [17]	22
Figur 20:	Skjerm bilde av ROBOT	28
Figur 21:	Skjerm bilde av Ove Sletten BTSnitt	29
Figur 22:	Bygget illustrert i Revit	30
Figur 23:	Bygget sett ovenfra, vinkryss på kortsidene markert som X	32
Figur 24:	Bilde sett fra siden	32
Figur 25:	Langsgående bjelker markert i blått	34
Figur 26:	Illustrasjon av kreftene	35
Figur 27:	Momentdiagram fra Robot	36
Figur 28:	Skjærkraftdiagram fra Robot	36
Figur 29:	Nedbøyning av bjelke i Robot	38
Figur 30:	Fagverksmodell med stavnummerering i Robot	39
Figur 31:	Maks trykk i overgurt og maks strekk i undergurt for modell i Robot	40
Figur 32:	Trykk i stav 207 og strekk i stav 106, utsnitt av modell i Robot	41
Figur 33:	Opp tredende moment for stav 207 og 106, utsnitt av modell i Robot	41
Figur 34:	Opp tredende skjær i stav 207 og 106, utsnitt av modell i Robot	42

Figur 35: Stav 300, stag som er påkjent av mest strekk, utsnitt av modell i Robot	45
Figur 36: Stav 301, stag som er påkjent av mest trykk, utsnitt av modell i Robot	46
Figur 37 Nedbøying for fagverk i Robot	47
Figur 38: Illustrasjon av søyler i Revit.....	49
Figur 39: Aksiallastdiagram for 6.10b med snø som dimensjonerende	51
Figur 40: Aksiallastdiagram for 6.10b med vind som dimensjonerende	51
Figur 41: Momentdiagram for 6.10b med vind fra siden som dimensjonerende	52
Figur 42: Original løsning av dekke	56
Figur 43: Spennvidde for hulldekke.....	57
Figur 44: Hulldekke HD420 [34].....	58
Figur 45: Egenfrekvens for hulldekke [14].....	58
Figur 46: Ny løsning av dekke.....	59
Figur 47: Armeringstegning av dekke	62
Figur 48: Omriss og opplegg av dekke	63
Figur 49: Bjelke med opplegg.....	64
Figur 50: Armering i bjelke over støtte.....	65
Figur 51: Armering i bjelke i felt	65
Figur 52: Armeringstegning bjelke	65
Figur 53: Bjelke med spennkabler	68
Figur 54: Last i søyle fra flatedekkeberegning	70
Figur 55: Armeringstegning for søyle i svømmehall	70
Figur 56: Armeringstegning for søyle i kjeller	70
Figur 57: Betongvegger med nummerering	71

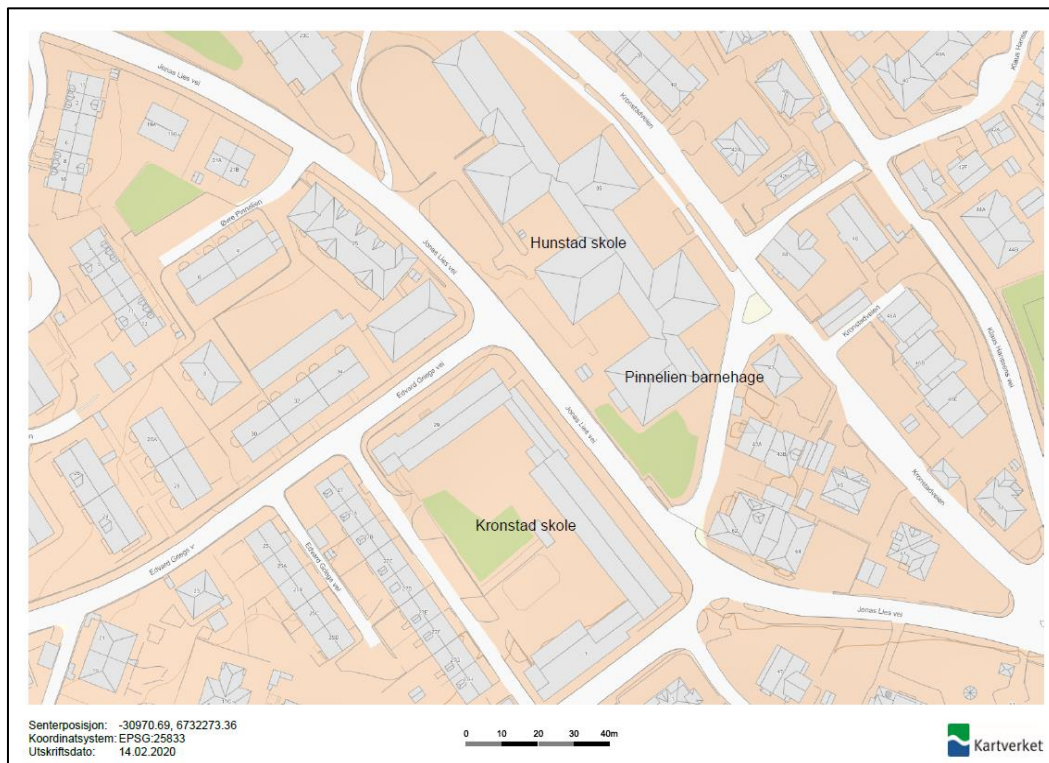
Tabeller

Tabell 1: Dimensjoneringsgrunnlag [3]	3
Tabell 2: Bruddgrense [3]	8
Tabell 3: Tyngdetetthet til noen materialer [6]	8
Tabell 4: Spenninger	11
Tabell 5: Opptredende vindkasthastighetstrykket mot byggets fire vegger	17
Tabell 6: Formfaktorer for vegger	18
Tabell 7: Formfaktorer for tak	19
Tabell 8: Betongkvalitet og overdekning	26
Tabell 9: Maks nedoverrettet last	31
Tabell 10: Maks oppadrettet last	31
Tabell 11: Bruksgrensefaktorer	38

1 Introduksjon

1.1 Innledning

Kronstad og Hunstad skole skal totalrehabiliteres og bli til Kronstad oppveksttun. Som det fremkommer av Bergen kommunes prosjektplan [1], ligger de to skolebyggene adskilt på hver sin side av Jonas Lies vei. Planen er at disse byggene skal kobles sammen med en gangbru som skal gå over veien.



Figur 1 Situasjonsplan [2]

Oppgaven er gitt av SKALA Rådgivende Ingeniører AS, som videre kalles Skala. Prosjektet omfatter nybygg av en svømmehall og en gymsal som tilhører Hunstad skole. Det skal gjøres beregninger på bæresystemet av bygget. Full detaljprosjektering av hele bygget vil være for omfattende for en bacheloroppgave. Det er derfor gjort en vurdering om hvilke konstruksjonsdeler som er mest essensielle å utføre beregninger for. Det er blitt tatt utgangspunkt i en digital 3D-modell av bygget, laget av Skala.

1.2 Problemstilling

Denne oppgaven tar for seg dimensjonering av bæresystemet til den nye svømmehallen og gymsalen til Kronstad oppvekstun. Bæresystemet må tåle belastningene til bygget og det må bli tatt hensyn til større miljøbelastning fra svømmehall. Videre vil det bli sett på valg av materialer og konstruksjonsdeler for å optimalisere bæresystemet.

1.3 Avgrensninger

Bygget for svømmehall og gymsal er stort med mange ulike elementer. Flere av elementene har tilnærmet lik last på grunn av symmetri. Oppgaven tar derfor bare for seg konstruksjonsdelene med størst belastning. Det er også deler av bygget som ikke er vurdert, som stålsøyler i kjelleren, gulv mot grunn og noen av fundamentene. Bæresystem i tre er ikke vurdert grundig som et alternativ. Tre ville uansett være et krevende materiale å bruke med så store spenn og høydebegrensning, men kunne vært et alternativ for noen av konstruksjonsdelene.

Det er i stor grad regnet leddede forbindelser som representerer en forenkling i noen tilfeller, og knutepunkt er i liten grad detaljberegnet. Med seismisk last er det ikke gjort en fullstendig beregning. Et annet tema det er valgt å ikke se på er velting. Bygget har bare to etasjer i tillegg til en teknisk kjeller, der første etasje er av betong. Dermed vil bygget ha tilstrekkelig kapasitet mot velt. Utmatting er ikke vurdert, da dette ikke anses nødvendig med en normal konstruksjon.

1.4 Krav til prosjektering og utførelse

Det er benyttet standarden “Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner” [3] for å fastsette dimensjoneringsgrunnlaget til bygget.

Konsekvensklasse	CC2	Tabell NA.A1(902)
Pålitelighetsklasse	RC2	Tabell NA.A1(901)
Dimensjonerende brukstid	50år	Tabell 2.1
Kontrollklasse for prosjektering	PKK2	Tabell NA.A1(902)
Utførelseskontroll	UKK2	Tabell NA.A1(903)

Tabell 1: Dimensjoneringsgrunnlag [3]

Det er foreløpig i prosjektet ikke satt spesifikke nedbøyningskrav, men det kan komme etter hvert som det blir samarbeid med leverandører. Generelle nedbøyningskrav for bruksgrense-tilstand vil bli lagt til grunn for dimensjonering:

Bjelke L/250

Dekke L/250

1.5 Definisjoner

NS - Norsk Standard

NS-EN - Norsk standard, Eurokode

SLS - Bruksgrense (Serviceability limit state)

ULS - Bruddgrense (Ultimate limit state)

OK - Overkant

UK – Underkant

Ø – Diameter for kamstål

c – Senteravstand på armering

2 Prosjektinformasjon

2.1 Nåværende situasjon

Hunstad skole ble ferdigstilt i 1973 [4]. Bygget oppgaven omhandler, blir brukt som gymsal og svømmehall og er en del av et større byggeprosjekt som skal bli til Kronstad oppvekststun. Det nåværende bygget har plasstøpt betong som etasjeskiller og gulv mot grunn.

Multiconsult vurderte i 2019 løsninger for å rehabilitere svømmehallen og gymsalen, for å undersøke om en kunne ta vare på deler av bygget. Etter å ha utført en tilstandsanalyse ble det konkludert med at man heller burde satse på nybygg. Tilstandsanalysen sier blant annet at “Bygget anses å være lite energiøkonomisk, samt har store kuldebroer som medfører nedsatt komfort og kondensproblematikk. Det er lekkasjer i overgang ved dekke som påvirker yttervegg” [5, s. 1]. Det er et nesten 50 år gammelt bygg med flere problemer som hadde krevd kostbare tiltak. Et helt nytt bygg ble dermed vurdert av Multiconsult til å være den mest kostoptimale løsningen.

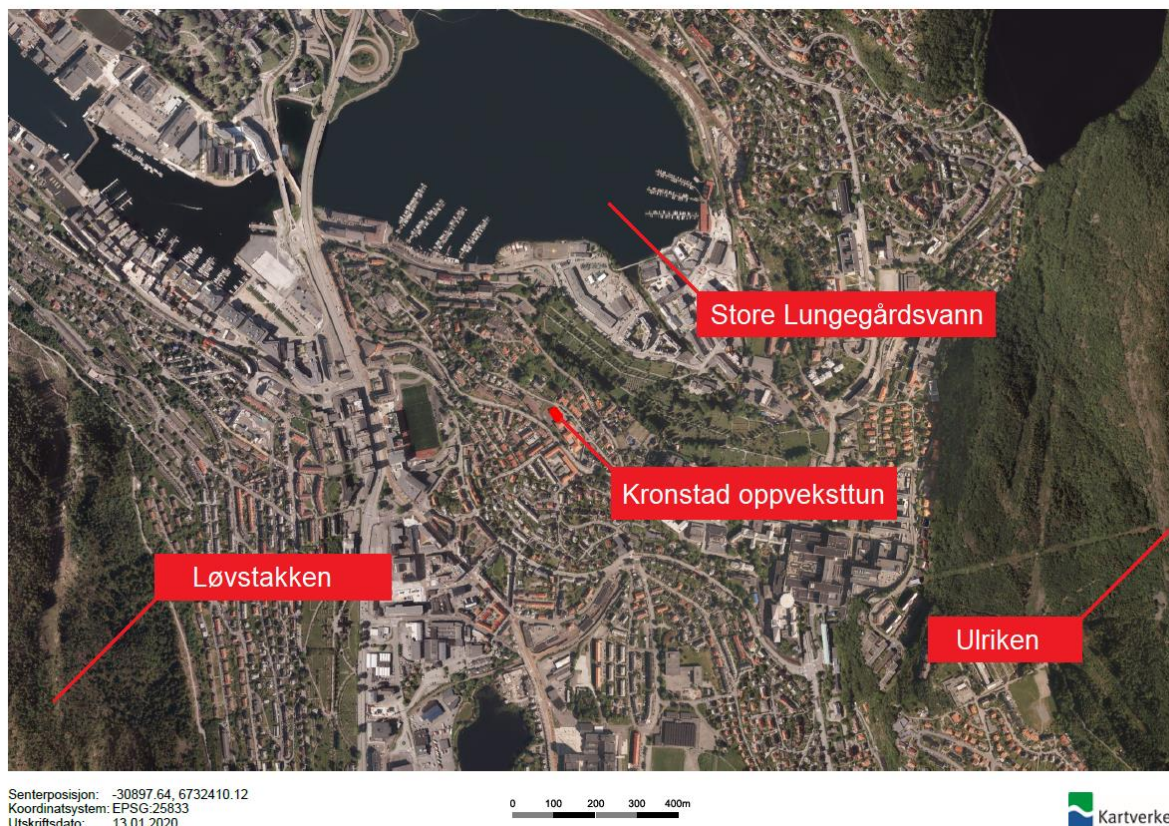
Det er gode grunnforhold, da grunnen under bygget er av fjell. Det nye bygget skal bli større, derfor må fundamentene forskyves på ene langsiden og legges dypere ned. Dermed blir det bygd nye fundamenter, istedenfor å beholde de gamle fundamentene.



Figur 2: Bygget som står i dag, eget foto

2.2 Beliggenhet

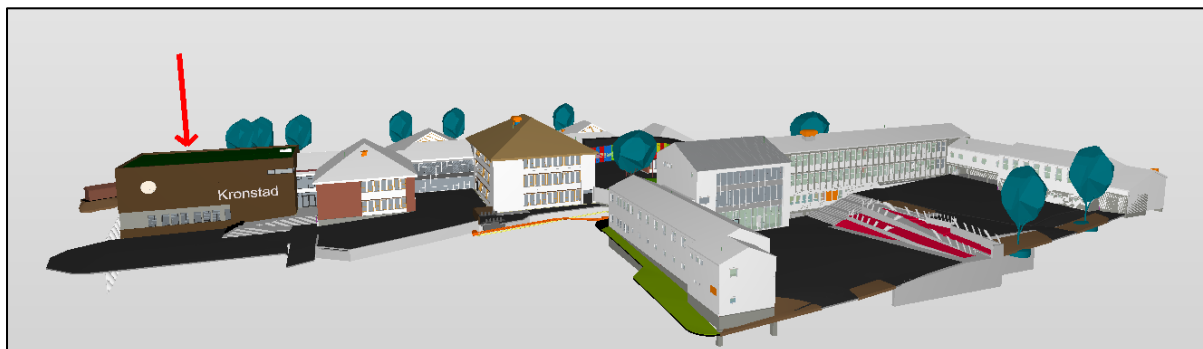
Bygget ligger i et boligområde på Kronstad, sør for Bergen sentrum og Store Lungegårdsvann. Ulriken ligger øst, og Løvsstakken ligger vest for Kronstad. Nærområdet består av boliger, en Kiwi butikk og Møllendal Gravplass. Beliggenhet er viktig ved beregning av vindlast.



Figur 3: Bygget markert som rødt [2]

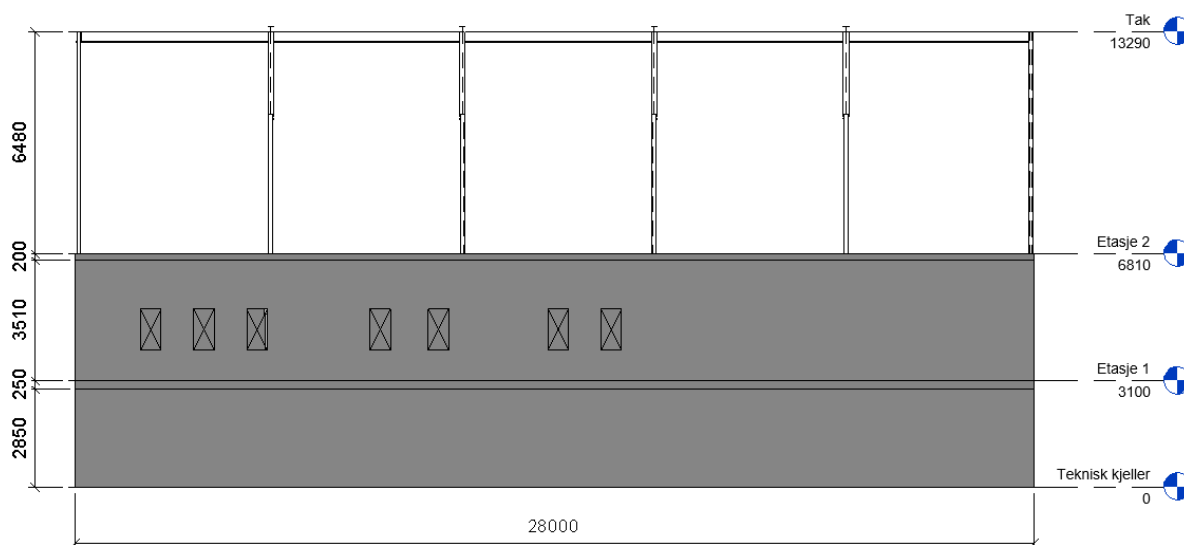
2.3 Prosjektet

I Figur 4 vises den digitale 3D-modellen gitt av Skala. Modellen vises i Solibri, som er et visualiseringsverktøy. Det aktuelle bygget ligger helt til venstre, markert med en rød pil. Noen av byggene skal bli tatt vare på og rehabiliteres. Det er tre bygg i dette prosjektet som skal rives og bygges på nytt, i tillegg til en ny gangbro. Bygget med svømmehall og gymsal er ett av de som skal bygges nytt.

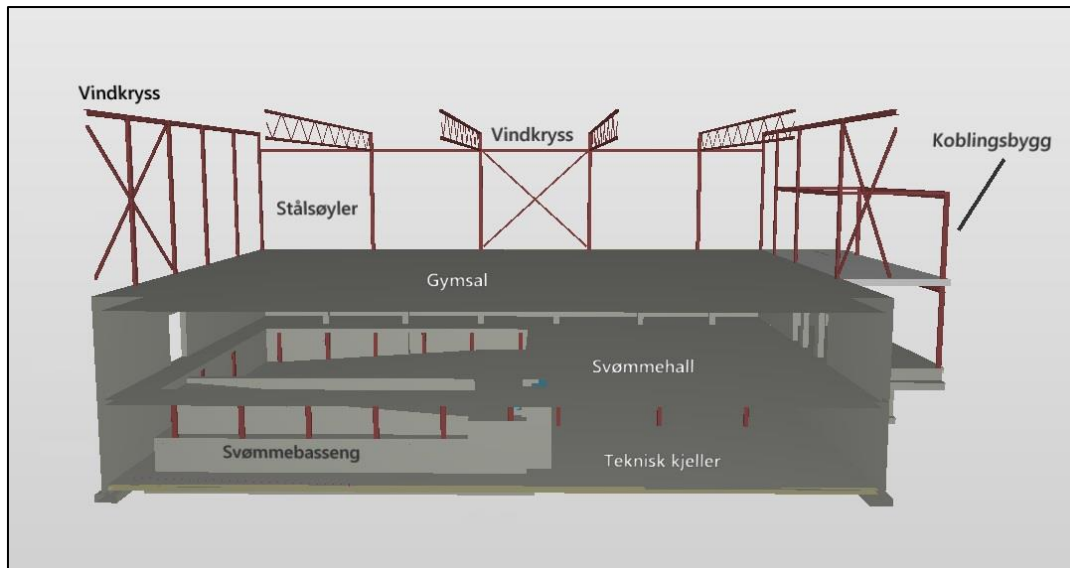


Figur 4: Solibrimodell av hele prosjektet

Bygget består av to etasjer og en teknisk kjeller. Gymsalen ligger i øverste etasje og i første etasje ligger svømmehallen. Den øverste etasjen består av stålelementer, mens svømmehallen og den tekniske kjelleren for det meste utføres i betong. Oppriss av bygget med lengder vises i Figur 5, og bæresystemet fra Skala vises i 3D-modellen i Figur 6 og Figur 7.

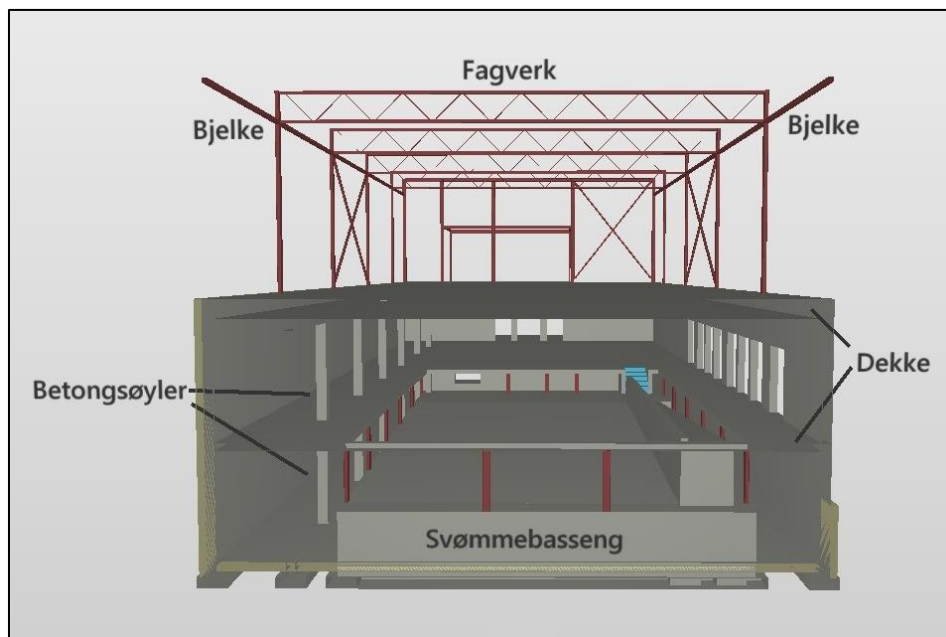


Figur 5: Oppriss med lengder



Figur 6: Snitt langsida av bygget

Bygget kobles sammen med resten av skolen med koblingsbygget som vises i Figur 6. I denne oppgaven er det valgt å se bort fra koblingsbygget i beregninger. Alle beregninger har tatt utgangspunkt i bæresystemet i 3D-modellen, men det er gjort egne vurderinger med hensikt i å optimalisere bygget.



Figur 7: Snitt kortside av bygget

3 Laster

Permanente laster: egenlast og jordtrykk

Variierende laster: nyttelast, snølast og vindlast

Ulykkeslaster: jordskjelv, brannbelastning

Dimensjonerings situasjon	Permanente laster	Dominerende variabel last	Andre variable laster
Ligning 6.10a	1,35/1.0	$1,5\Psi_0$	$1,5\Psi_0$
Ligning 6.10b	1,2/1.0	1,5	$1,5\Psi_0$

Tabell 2: Bruddgrense [3]

Ψ_0 - faktor for bygninger, settes lik 0,7 for nyttelast i kategori C, tabell NA.A1.1 [3]

3.1 Permanente laster

Permanente laster er konstante laster som ikke varierer. De ulike materialene har en egenvekt per kubikkmeter, som vist i Tabell 3. Bygget består av betong- og stålkonstruksjoner. Det vil i tillegg være last fra vannet i svømmebassenget og fra jorden på siden av bygget.

Materialer	Tyngdetetthet, γ [kN/m ³]
Stål	78
Armert Betong	25
Vann	10
Sprengstein	19

Tabell 3: Tyngdetetthet til noen materialer [6]

Egenvekten til stålelementer er relativt liten da stål har god kapasitet i forhold til tverrsnitt, mens egenvekten til armert betong vil ha større betydning. For å finne egenvekten må man vite tykkelsen eller størrelse på tverrsnittet, noe man får etter å ha utført beregninger. Det er mulig å forhåndsdimensjonere for å finne en tilnærmet egenvekt. I denne oppgaven er egenvekten til de ulike konstruksjonsdelene funnet i dimensjoneringsdelen. Taket er bestemt på forhånd av Skala og egenvekten er som angitt i lastkapittelet.

3.1.1 Egenlast på tak

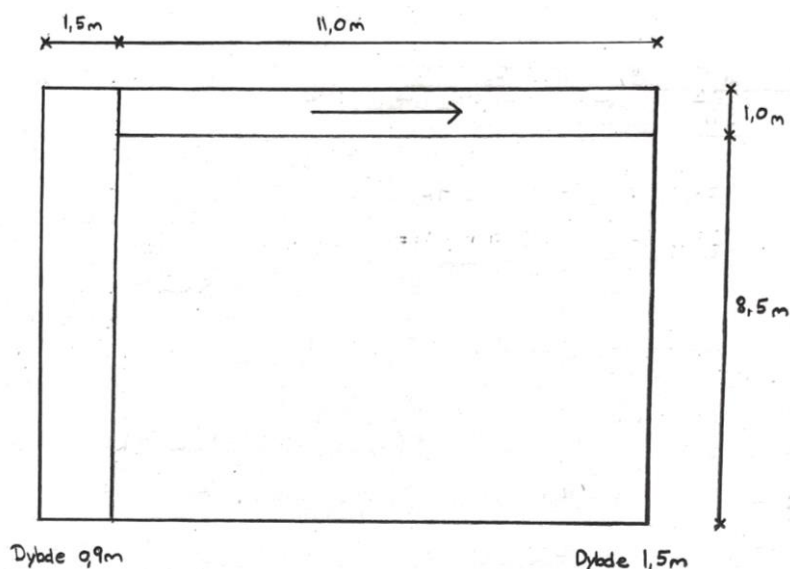
Det er bestemt av Skala å benytte et kompakt ståltak, med isolasjon, tekking og sedum på stålplatene. Lastene for dette er funnet på Byggforsk. Velger å bruke mineralull istedenfor polystyren. Mineralull er litt tyngre og dyrere enn polystyren, men er mer miljøvennlig og brannsikkert[7].

Sedum: $0,9 \text{ kN/m}^2$ [8]

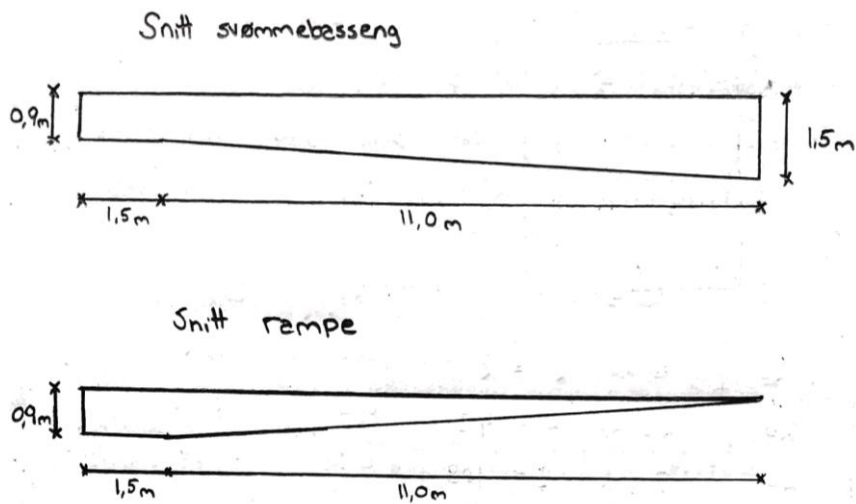
Egenvekt ståltak med 350 mm mineralull: $0,7 \text{ kN/m}^2$ [6]

3.1.2 Last fra svømmebasseng

Svømmehallen er i første etasje, og bassenget ligger over gulv på grunn. Det er bestemt av Skala å bruke et stålbaseng. De vertikale kreftene fra bassenget føres derfor direkte til gulv mot grunn som går til fundament. Et basseng vil gi store laster på grunn av vekten til alt vannet. Bassenget består av hovedbassenget og en rampe på siden for rullestolbrukere, se Figur 8.



Figur 8: Basseng sett ovenfra



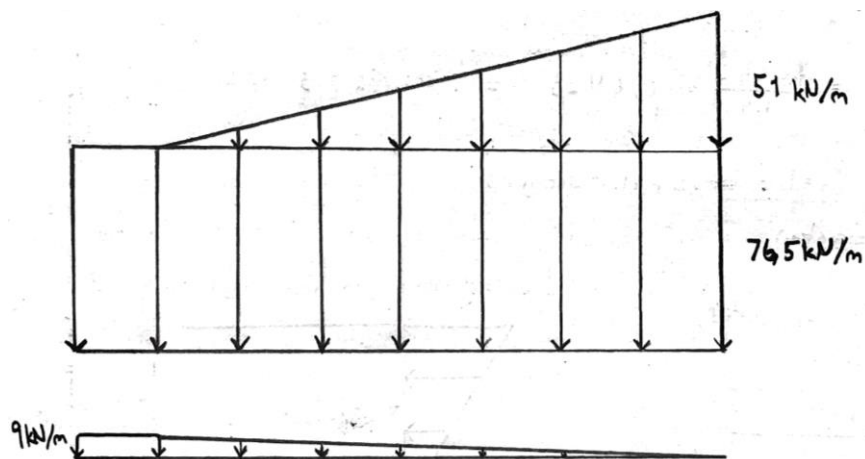
Figur 9: Basseng sett fra siden

Dybden i svømmebassenget øker jevnt og gir dermed rektangel- og trekantlast.
 Dybde varierer fra 0,9 m til 1,5 m.

Jevnt fordelt last: $0,9 \text{ m} * 8,5 \text{ m} * 10 \text{ kN/m}^3 = 76,5 \text{ kN/m}$

Trekantlast: $(1,5 - 0,9) \text{ m} * 8,5 \text{ m} * 10 \text{ kN/m}^3 = 51 \text{ kN/m}$

Last fra vann i rampe: $0,9 \text{ m} * 1,0 \text{ m} * 10 \text{ kN/m}^3 = 9 \text{ kN/m}$

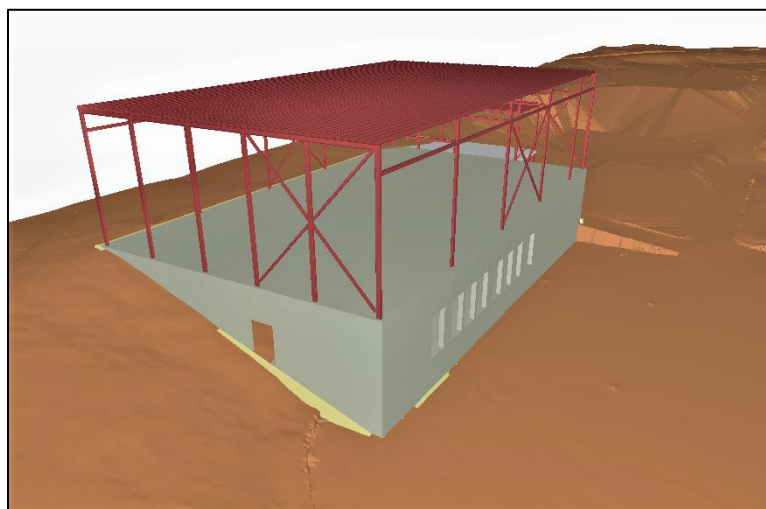


Figur 10: Vertikallast fra basseng

Vannet gir horisontale krefter til veggene rundt bassenget. Veggene får en trekantlast siden vanntrykket øker med dybden. På det dypeste, som er 1,5 m, blir vanntrykket på veggene 15 kN/m^2 . Veggene i andre ende er 0,9 m dyp og får vanntrykket 9 kN/m^2 . Veggene på langsiden har varierende dybde på vannet, og derfor varierende vanntrykk.

3.1.3 Jordtrykk

Bygget ligger i en skråning og vil få jordtrykk på den ene kortsiden og langsiden av bygget. Jordtrykk fordeles som en trekantlast, siden trykket økes med dybden. Jorden skrår ved kortsiden av bygget, og fordeles som en trekantlast også i lengderetningen til bygget. Figur 11 viser det nåværende bygget plassert i en skråning. På oversiden av bakken ligger parkeringsplassen til skolen. Velger derfor 5 kN/m^2 som terrenglast, etter tabell 6.8 [9].



Figur 11: Solibrimodell med jord

Multiconsult lagde en rapport for bygningsfysiske premisser for svømmehallen i 2019, som sier blant annet at jorden skal dreneres og det derfor ikke kommer vanntrykk mot veggen fra grunnvannet [10, s 40]. Ser dermed bort fra grunnvannet ved beregning av jordtrykk. Dersom bygget ikke skal bevege seg horisontalt, vil man ha hviletrykkstilstand. Hviletrykk kommer fra jorden som et horisontaltrykk. Resultantkraften F_0 virker per meter i lengderetning av veggen [11, s. 12-14].

Ut fra gamle tegninger, vist i Vedlegg 1, går jorden opp til kote 47,3. Tabell 4 viser spenningene fra jorden som virker på langsiden og enden av kortsiden med mest jordtrykk. Spenningen vil gå tilnærmet lineært ned til 0 på andre siden av veggen på kortsiden.

Kote	Z [m]	Tyngdetetthet [γ]	σ_z [kN/ m ²]	K_0	σ_x [kN/m ²]
47.3	0	19	5,0	0,42	2,1
45	2,3	19	48,7	0,42	20,2
42	5,3	19	105,7	0,42	43,9

Tabell 4: Spenninger

Hviletrykkskoeffisienten K_0 - forhold mellom vertikal- og horisontalspenninger.

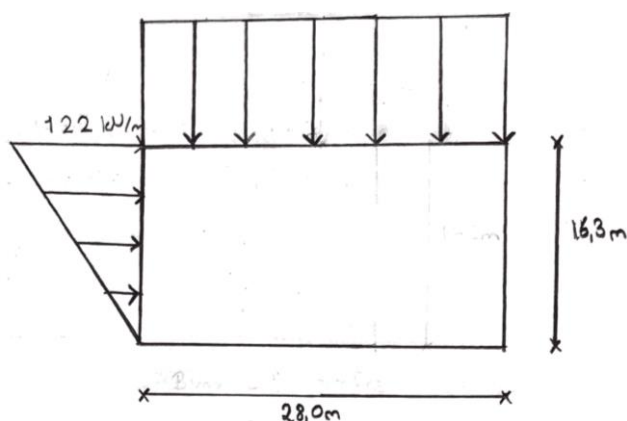
Det vil bli fylt inntil betongveggen med sprengstein og gir dermed en friksjonsvinkel $\Phi = 42^\circ$ og tyngdetetthet lik 19 kN/m^3 .

$$K_0 = 1 - \sin \rho \quad (5.6) [11]$$

$$\tan \rho = \frac{\tan(\Phi)}{\gamma_m} \Rightarrow K_0 = 0,42 \quad (4.25) [12]$$

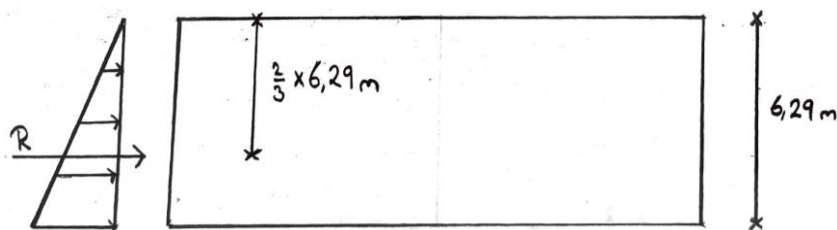
$$\gamma_m = 1,25 \text{ materialkoeffisient [13]}$$

Den største hvilekraften blir lik arealet til σ_x spenningene. Resulterende hvilekraft er 122 kN/m $2/3$ fra topp på veggen, se Vedlegg 2. Lasten på veggene er illustrert på Figur 12. Den ene langsiden vil få jordtrykk som linjelast med 122 kN/m på hele veggen. Kortsiden får en varierende linjelast med 122 kN/m som maks last. Det er forutsatt at grunnen dreneres, og at det derfor ikke kommer vanntrykk på veggen.



Figur 12: Bygget sett ovenfra med jordtrykk

Figur 13 viser lastens fordeling nedover veggen på langsiden. Jordtrykk gir en trekantlast der resultantkraften virker $2/3$ fra topp. Lastfordelingen er lik på kortsiden, bortsett fra at lasten reduseres. Resultantkraft blir bare brukt dersom det skal gjøres en forenklet beregning for hånd, siden reell last fra jorden er en trekantlast.



Figur 13: Bygget sett fra siden med jordtrykk mot langvegg

3.2 Variable laster

3.2.1 Nyttelast

Nyttelasten inngår i variable laster, og blir definert ut ifra hvilken brukskategori bygget er regulert for. Retningslinjer for beregning av nyttelaster er gitt i standarden *Laster på konstruksjoner, Del 1-1* [9].

Gymsal og svømmehall er steder med mulighet for fysisk aktivitet og havner under kriteriene til kategori C4.

Brukskategori C4

Tabell NA.6.1 [9]

Jevnt fordelt last $q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$

Tabell NA.6.2 [9]

3.2.1.1 Svingninger

I en gymsal kan det oppstå rytmisk bevegelse som aerobic som gir dynamisk påkjenning og vibrasjoner. Etasjeskillet ligger under en gymsal og svingninger må derfor analyseres. Egenfrekvensen til etasjeskillet bør være høyere enn det dobbelte av høyeste lastfrekvens. For aerobic er frekvensen lik 1,8-3,4 Hz, tabell 2.1 [14].

3.2.2 Snølast

Retningslinjer for beregning av snølast finner man i standarden *Laster på konstruksjoner, Del 1-3* [15]. Formelen for beregning av karakteristisk snølast er:

$$S = \mu_1 * c_e * c_t * S_k \quad 5.2(3)a [15]$$

Snølastens formfaktor μ_1 er gitt i 6.2(2) [15] for flatt tak lik 0,8 dersom lokale forhold ikke tilsier noe annet. μ_1 settes derfor i dette tilfelle lik 0,8.

Eksponeringskoeffisienten C_e antas lik 1,0, siden bygget ligger i område med normal topografi, etter tabell 5.1 [15]. Bygget er ikke omringet av høyere trær og bygg, det er heller ikke helt flatt rundt bygget.

Den termiske koeffisienten C_t kan redusere snølasten på tak med høy temperatur, etter 5.2(8) [15]. I vårt tilfelle er $C_t = 1,0$, siden det ikke er spesielt høy varmegjennomgang på taket.

Verdier for Bergen kommune:

Tabell NA.4.1(901) [15]

$$S_{k,0} = 2,0 \text{ kN/m}^2$$

$$H_g = 150 \text{ m}$$

$$\Delta S_k = 0,5 \text{ kN/m}^2$$

Høyde over havet: 47 m, se Vedlegg 3.

$$H < H_g, \text{ dermed blir } S_k = S_{k,0} = 2,0 \text{ kN/m}^2$$

NA.4.1(1) [15]

$$S = 0,8 * 1,0 * 1,0 * 2,0 \text{ kN/m}^2 = 1,6 \text{ kN/m}^2$$

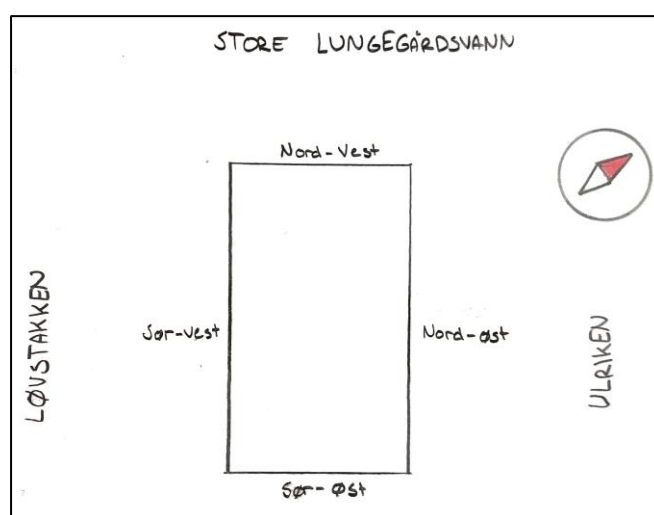
Den karakteristiske snølasten er 1,6 kN/m² og jevnt fordelt over hele taket, siden taket ikke ligger nær høyere bygg som kan gi ras eller snøfonning.

3.2.3 Vindlast

Retningslinjer for beregning av vindlaster finner en i standarden *Laster på konstruksjoner, Del 1-4* [16]. For å beregne dimensjonerende vindlast er det nødvendig å gjøre en vurdering av topografien til byggeområdet, formfaktorer og opptredende trykk. Vurderingen vil bli gjort både for vegger og tak. Vindretningene som gir dominerende maksimal vindlast benyttes videre som dimensjonerende vindlast for konstruksjonen.

Vurdering av topografi

Byggeområdet befinner seg på Kronstad, et område med sammenhengende småhusbebyggelse. Geografien for byggeområdet tilsvarer dermed kategori III, se Figur 15. Nord for byggeområdet ligger Store Lungegårdsvann, som gir vind mot nordvestlig rettet vegg. Store Lungegårdsvann er en våg og utgjør liten hindring for vind. En våg kan ikke defineres som et "åpent opprørt hav". Derimot er Store Lungegårdsvann et åpent område uten



Figur 14: Byggets sidevegger og hva de er rettet mot

hindringer for vind, og settes dermed til kategori I. Øst for byggeområdet ligger Ulriken, et fjell med noe skogvekst i bunn, men for det meste bratte fjellsider. Ulriken settes dermed til terrengruhetskategori II, og gir vind mot nordøstlig rettet vegg. Sørvest for byggeområdet ligger Løvstakken, som settes til samme kategori som Ulriken; kategori II. For sørøstlig retning måles det til et område med spredte trær. Området settes til terrengruhetskategori II.

Tabell NA.4.1 – Terrengruhetskategorier og tilhørende parametere

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

Figur 15: Tabell NA.4.1 [16]

I vindstandarden defineres det at avstanden fra et område til et annet må være mindre enn 10 km for at overgangsfaktoren skal gjelde for vindkasthastighetstrykket, se Figur 16. Byggeområdet ligger 25 km fra åpent hav. Dermed er det ikke nødvendig å finne overgangsfaktoren fra sone III til sone 0 ettersom avstanden er for stor til at overgangsfaktoren skal ha innvirkning på vindkasthastighetstrykket. Videre er byggeområdet 0,95 km fra Ulriken, 2,3 km fra Løvstakken og 0,5 km fra Store Lungegårdsvann.

Tabell V.1 – Verdier av overgangssonefaktor k_3 i ligning V.1

a) For positive n (vindretning fra glatt til ru sone)

Δn_{BA}	X_B km															
	0,5				2,5				5,0				10,0			
	A sone				A sone				A sone				A sone			
	0	I	II	III	0	I	II	III	0	I	II	III	0	I	II	III
1	1,15	1,15	1,10	1,10	1,05	1,05	1,00	1,05	1,05	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
2	1,30	1,25	1,25	-	1,10	1,05	1,05	-	1,05	1,00	1,00	-	1,00	1,00	1,00	-
3	1,45	1,40	-	-	1,15	1,10	-	-	1,05	1,00	-	-	1,00	1,00	-	-
4	1,65	-	-	-	1,15	-	-	-	1,05	-	-	-	1,00	-	-	-

Figur 16: Tabell V.1 [16]

Vindkasthastighetstrykk

Ettersom vinden kan komme fra ulike retninger, vil det være hensiktsmessig å beregne vindkasthastighetstrykket for alle sidene til bygget. Før en beregner vindkasthastighetstrykket bør en undersøke om en kan benytte forenklet metode. Byggeområdet ligger 47 moh. med svakt hellende terreng omkring, se Vedlegg 3. Dermed er det grunnlag til å se bort ifra om ås eller en markant skråning kan ha innvirkning på vindkasthastighetstrykket. Ifølge NA.4.3.3 (901.2) [16] settes derfor $k_1 = 1,0$, og gjelder vind fra nordvest og sørøst. Tilliggende bratte terreng kan ha innvirkning på vindkasthastighetstrykket. Etter NA.4.3.3 (901.4) [16] defineres terreng som bratt om det har fall større enn 30° . Det vil bli benyttet en forenklet kontroll av fall for Ulriken og Løvestakken.

Ut ifra kontrollen har Løvestakken et gjennomsnittlig fall på 14° , se Vedlegg 4. Dermed vil en kunne benytte forenklet metode for sørvestlig vindretning. Ulriken har et gjennomsnittlig fall på 32° , se Vedlegg 5, og regnes derfor som bratt terreng. Om en ser til figur NA.4 (901.5) [16] befinner byggeområdet seg innenfor radiusen for hva Ulriken påvirker, se Vedlegg 6. Derfor vil det bli benyttet en mer omfattende metode for beregning av vindkasthastighetstrykk for vind fra nordøst.

Referansevindhastighet $v_{b,0} = 26$ m/s, se tabell NA.4(901.1) [16]

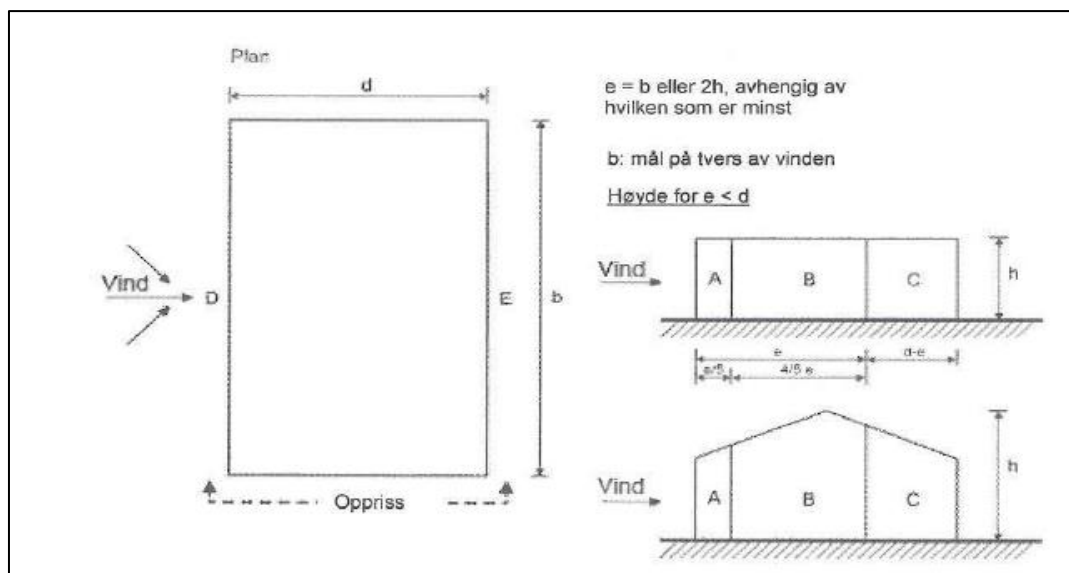
Vind	Terrengkategori	Δn_{BA}	x_b [km]	k_3	$q_{p0}(z)$ [kN/m ²]	$q_p(z)$ [kN/m ²]
Nordøst	III - II	1	0,95	1,09	-	1,0
Nordvest	III - I	2	0,5	1,25	0,87	1,09
Sørvest	III - II	1	2,3	1,01	0,87	0,88
Sørøst	III-II	1	3	1	0,87	0,87

Tabell 5: Opptrædende vindkasthastighetstrykket mot byggets fire vegger

Beregninger for $q_p(z)$ for nordøstlig vind finnes i Vedlegg 7.

Formfaktorer for vegger

Formfaktorer for vegger bestemmes etter tabell 7.1 [16], og vurderinger for faktorer gjøres for byggets fire sider. Veggene deles inn i ulike soner, se Figur 17. Verdiene d , b og e vil variere etter hvilken vindretning en gjør vurderinger for.



Figur 17: Definisjon av soner for vegger, figur 7.5 [16]

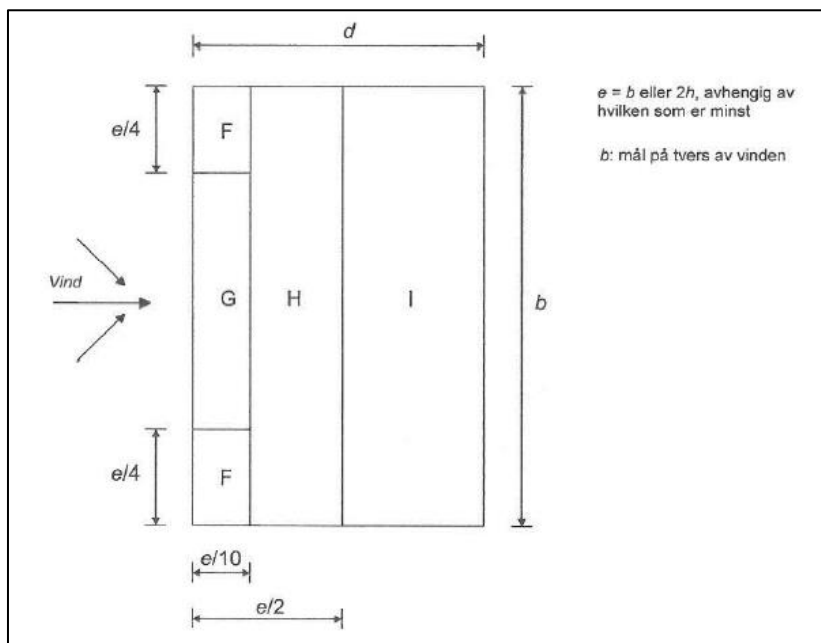
I tabell 7.1 [16] er formfaktorene definert etter veggens forhold mellom høyde (h) og lengde (d) parallelt med vindretningen, der det er gitt verdier for formfaktorer med $\frac{h}{d} = \{5, 1, < 0,25\}$. Ifølge 7.2.2 (3) [16] kan lineær interpolasjon benyttes for mellomliggende h/d -forhold. Gjeldende formfaktorer for vegger for de ulike vindretningene er gitt i Tabell 6.

Vind	d [m]	b [m]	e [m]	h/d	$C_{pe,A}$	$C_{pe,B}$	$C_{pe,C}$	$C_{pe,D}$	$C_{pe,E}$
Nordøst	16,3	28,2	14,5	0,44	-1,2	-0,8	-0,5	0,73	-0,35
Nordvest	28,2	16,3	16,3	0,51	-1,2	-0,8	-0,5	0,73	-0,37
Sørvest	16,3	28,2	28,2	0,89	-1,2	-0,8	-0,5	0,79	-0,47
Sørøst	28,2	16,3	16,3	0,51	-1,2	-0,8	-0,5	0,73	-0,37

Tabell 6: Formfaktorer for vegger

Formfaktor for tak

Formfaktorer for tak bestemmes etter tabell 7.2 [16], der det skilles mellom ulike taktyper; tak med skarp takavslutning, tak med parapet, tak med krum takavslutning og tak med skrå/rett takavslutning. Taket deles inn i ulike soner, se Figur 18. Verdiene d , b og e vil variere etter hvilken vindretning en gjør vurderinger for.



Figur 18: Definisjon av soner for tak, figur 7.6 [16]

Det aktuelle bygget har parapet med høyde $h_p = 0,22$ m. For h_p/h -forhold lavere enn 0,025, er verdier for taktypen “skarp takavslutning” blitt valgt konservativt. Formfaktorer for de ulike vindretningene er gitt i Tabell 7.

Vind	h_p [m]	h [m]	h_p/h	$C_{pe,F}$	$C_{pe,G}$	$C_{pe,H}$	$C_{pe,I}$
Nordøst	0,22	7,25	0,03	-1,56	-1,06	-0,7	+/-0,2
Nordvest	0,22	14,44	0,02	-1,8	-1,2	-0,7	+/-0,2
Sørvest	0,22	14,44	0,02	-1,8	-1,2	-0,7	+/-0,2
Sørøst	0,22	14,44	0,02	-1,8	-1,2	-0,7	+/-0,2

Tabell 7: Formfaktorer for tak

Ettersom det kan oppstå løft på tak, vil det være aktuelt å undersøke følgende for en vindlast med gjennomsnittlig formfaktor for overtrykk. Finner hvor mye hver formfaktor utgjør av takets areal med hensyn på vindretning som gir dimensjonerende vindlast - nordvest:

$$A_F = 2 * \frac{e}{10} * \frac{e}{4} = 13,3 \text{ m}^2 \quad A_G = \left(e - 2 * \frac{e}{4} \right) * \frac{e}{10} = 13,3 \text{ m}^2$$

$$A_H = \left(\frac{e}{2} - \frac{e}{10} \right) * e = 106,3 \text{ m}^2 \quad A_I = \left(d - \frac{e}{2} \right) * e = 326,8 \text{ m}^2$$

$$A_{tot} = A_F + A_G + A_H + A_I = 459,7 \text{ m}^2$$

Gjennomsnittlig formfaktor:

$$C_{pe.gjennomsnitt} = \frac{C_{pe,F} * A_F + C_{pe,G} * A_G + C_{pe,H} * A_H + C_{pe,I} * A_I}{A_{tot}} = -0,39$$

Innvendige trykkoeffisienter

Ettersom det ikke er blitt gitt tilstrekkelig data om plassering av åpninger, settes trykkoeffisientene lik verdiene gitt i 7.2.9 (5), merknad 2 [16] til sikker side:

$$\text{Overtrykk: } C_{pi,o} = +0,2$$

$$\text{Undertrykk: } C_{pi,u} = -0,3$$

Verdiene benyttes for både vegger og tak.

Maksimale vindlaster

Vegger:

Om en ser til formfaktorene, har en større verdier ved tilfellet med vind fra sørvest, men om en ser til vindkasthastighetstrykket, vil en få størst total vindlast med vind fra nordøst. For overtrykk benyttes formfaktoren A, og for undertrykk formfaktor D.

$$\text{Overtrykk: } (|C_{pe,A}| + |C_{pi,o}|) * q_p(z) = 1,53 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Undertrykk: } (|C_{pe,D}| + |C_{pi,u}|) * q_p(z) = 1,13 \text{ kN/m}^2$$

Tak:

For maksimal vindlast på tak, vil kombinasjonen av vindkasthastighetstrykket fra nordvest og dets tilhørende formfaktorer gi størst vindlast. Benytter gjennomsnittlig formfaktor for overtrykk. For undertrykket benyttes formfaktor I.

$$\text{Overtrykk: } (|C_{pe,gjennomsnitt}| + |C_{pi,o}|) * q_p(z) = 0,64 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Undertrykk: } (|C_{pe,I}| + |C_{pi,u}|) * q_p(z) = 0,54 \text{ kN/m}^2$$

3.3 Ulykkeslaster

3.3.1 Jordskjelv

Norge er et lavseismisk område og man kan dermed unngå å regne på jordskjelv dersom ett av utelatelteskriteriene er oppfylt etter standarden *prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning Del 1* [17].

Kriterium 1

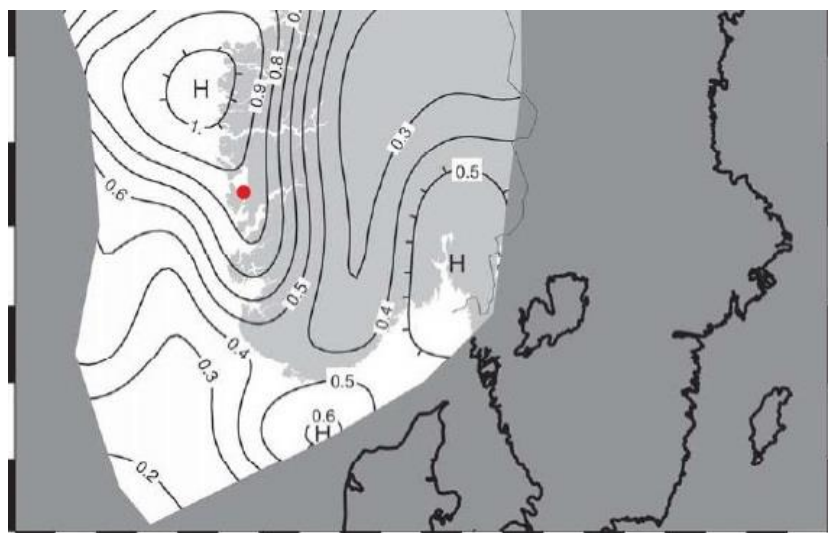
For bygg i seismisk klasse I, kan en se bort fra jordskjelvdimensjonering. Kronstad oppveksttun er et skolebygg og havner i seismisk klasse III, ifølge Tabell NA.4(902) [17]. Kriterium 1 er dermed ikke oppfylt i henhold til NA.3.2.1(5)P [17].

Kriterium 2

Kriterium 2 omhandler lav seismisitet. Seismisiteten blir målt etter grunnforhold og geografisk plassering.

$$a_g = \gamma_1(0,8 * a_{g40Hz}) * S \leq 0,49 \text{ m/s}^2 \quad \text{NA.3.2.1(5)P [17]}$$

A_{g40Hz} er spissverdien for berggrunnens akselerasjon og bestemmes ut ifra Figur 19 seismiske soner i det sørlige Norge. Om bygget ligger mellom isokurvene på kartet, kan en interpolere mellom dem.



Figur 19: Berggrunnens akselerasjon NA.3(901) [17]

Fra Figur 19, ser man at bygget ligger mellom kurvene 0,8 og 0,9.

$$a_{g40HZ} = 0,85 \text{ m/s}^2.$$

Bygget er i seismisk klasse III, dette gir $\gamma_1 = 1,4$

Tabell NA.4(901) [17]

Verdiene for S , T_B , T_C og T_D bestemmes ut ifra grunntype. I dette tilfelle er det fast fjell med mindre enn 5 m overliggende svakere materialer [18, s 8]. Dette gir grunntype A, ut ifra Tabell NA.3.1 [17].

Grunntype A gir disse verdiene:

Tabell NA.3.3. [17]

$$S = 1,0$$

$$T_B = 0,1$$

$$T_C = 0,2$$

$$T_D = 1,7$$

$$a_g = \gamma_1(0,8 * a_{g40HZ}) * S = 0,952 \text{ m/s}^2 > 0,49 \text{ m/s}^2 \text{ kriteriet er ikke oppfylt.}$$

Kriterium 3

Kriterium 3 omhandler byggets utforming og stivheten til bygget. Dersom $S_d(T)$ er mindre enn en grenseverdi vil kriteriet være oppfylt.

$$S_d(T) < 0,05 * g = 0,49 \text{ m/s}^2$$

NA.3.2.1(5)P [17]

T_1 er byggets første egensvingeperiode og kan beregnes med uttrykket $T_1 = C_t * H^{3/4}$, gitt i punkt 4.3.3.2.2(3) [17], for bygninger med høyde opptil 40 m.

C_t settes til henholdsvis:

[19]

- 0,085 for momentstive stålrammer
- 0,075 for momentstive betongrammer
- 0,050 for andre konstruksjoner (veggskiver)

Bygget består av plasstøpte betongvegger i teknisk kjeller og 1. etasje. Dermed antas det at kjelleren er avstivet, slik at høyden "H" regnes fra overkant kjeller. Høyden blir 10,2 m, velger også verdien 0,050 for veggskiver.

$T_1 = 0,050 * H^{\frac{3}{4}} = 0,285s \rightarrow T_C < T_1 < T_D$. Benytter formel (3.15) [17] for $S_d(T)$.

$S_d(T) = \frac{1,11m}{s^2} > 0,49 m/s^2$ kriteriet er ikke oppfylt, prøver med mer nøyaktig C_t .

$$C_t = 0,075/\sqrt{AC} \quad 4.3.3.2.2(4) [17]$$

Regner ut skjærvegger i X og Y retning. Lengde av skjærveggene kan ikke overskride $0,9 * H$ i henhold til 4.3.3.2.2(4) [17].

$$A_x = A_y = 2,318 \rightarrow Ct = 0,075/\sqrt{2,318} = 0,049$$

$$T_1 = 0,049 * H^{\frac{3}{4}} = 0,279 s$$

$S_d(0,28) = \frac{1,13m}{s^2} > 0,49 m/s^2 \rightarrow$ kriteriet er fremdeles ikke oppfylt

Mer detaljert beregning finnes i Vedlegg 8.

Ingen av kriteriene er oppfylt, og videre beregning er dermed nødvendig. Det vil ikke bli gjort i denne oppgaven, som en avgrensning. På grunn av at bygget er bygget på fjell og bare er 2-3 etasjer stort, med lett tak-konstruksjon, vil manglende jordskjelsberegning anses å ikke gi vesentlige endringer i de vurderinger, valg og analyser som er gjort.

3.3.2 Brannbelastning

Bygget er et toetasjes skolebygg og havner derfor i brannklasse 1 [20]. Antar at den tekniske kjelleren ikke er en tellende etasje, da det ikke er et oppholdsrom. Brannklasse 1 gir klasse R30 for bærende bygningsdeler. Det betyr at konstruksjonen må holde seg inntakt 30 min i en brann før den kollapse. Uisolerte stålkonstruksjoner har vanligvis ikke tilstrekkelig brannmotstand i lenger enn 15 min [21], avhengig av utnyttelsen og eksponert areal.

For betongkonstruksjonene må det legges tilstrekkelig med overdekning for å beskytte armeringsjernet mot brann. For brannkrav R30 og bredde på betongkonstruksjonsdelene på over 200 mm, er krav for minste overdekning lik 10 mm [22]. Overdekning benyttet er 50 mm, og betongkonstruksjonene tilfredsstillter dermed brannkrav.

4 Bygningsmaterialer

4.1 Stål

Stål er et viktig konstruksjonsmateriale på grunn av sin høye styrke. Materialet er samtidig veldig gunstig når det gjelder formbarhet, sveisbarhet og pris [23]. Det er et homogent materiale og derfor beregningsmessig enklere enn armert betong. Det gjør at man har god kontroll på materiale og dets egenskaper.

Stål er valgt som konstruksjonsmateriale til gymsalen, som bjelker og fagverk under taket, søyler og vindkryss i veggene. S355 er en av de vanligste ståltypene i dag, og brukes i dimensjonering av stålkonstruksjonene i bygget. Stålet har flytespenning på 355 N/mm^2 , og kvaliteten er god nok for dette prosjektet. En fordel med å velge en masseprodusert ståltipe er at det er enklere å bestille inn, i motsetning til mindre brukte ståltyper.

4.2 Betong

Betong skal brukes i delen med svømmehall. Det er et materiale med god fuktfordelende evne og vil dermed være gunstig å bruke der det er høy fuktbelastning [24]. Klor og vann gjør at det er større fare for korrosjon og man må gjøre korrosjonsbeskyttende tiltak. Blant annet må man bruke stor overdekning i betongen og riktig betongkvalitet.

Tabell 8 viser nødvendig overdekning og fasthetsklasse for betongkonstruksjonene i bygget. Eksponeringsklasser er hentet fra tabell 4.1 [25], overdekning til fundament er hentet fra 4.4.1.3(4) [25] og for resten av betongkonstruksjonene er det brukt overdekning fra tabell NA.4.4N [25]. Betong i direkte kontakt med svømmehallen ligger i eksponeringsklasse XD3: korrosjon fremkalt av klorider som ikke stammer fra sjøvann. Det er antatt ulik eksponeringsklasse for etasjeskille og resten av konstruksjonsdelene i svømmehallen, på grunn av mindre sannsynlighet for sprut av bassengvann til etasjeskille.

Bygningsdel	Eksponeringsklasse	c_{min} [mm] for 50 års levetid - kamstål	Minste bestandighetsklasse	Nominell overdekning c_{nom} [mm]	Fasthetsklasse
Innvendige søyler, bjelker, vegger og dekker	XD3	40	M40	50	B45
Etasjeskiller mot svømmehall	XD1	40	M45	50	B45
Etasjeskiller mot gymsal	XC1	15	M60	25	B45
Fundament	XC2	40	M60	50	B30

Tabell 8: Betongkvalitet og overdekning

4.2.1 Hulldekke

Hulldekker er forspente betongelementer med hull gjennom hele dekke i langsgående retning. Hullene gjør at hulldekke får en egenvekt tilnærmet 55-60% av et kompakt betongdekke av samme tykkelse [26]. Hulldekker er normalt brukt til dekker, tak i kontorer, forretningsbygg, boliger, skoler og sykehus. Dekkene blir som oftest prefabrikkert i en bredde på 1200 mm hvor tykkelsen kan variere fra 200-500 mm [26]. Det er som oftest 100 mm minimums oppleggslengde for dekker med tykkelse opp til 290 mm. For tykkelser større enn 290 mm kreves oppleggslengde på 150 mm [26].

Fordelen med hulldekker er at de har lange spennvidder med liten byggehøyde. I tillegg reduseres byggetiden kraftig i forhold til plasstøpte dekker. Ulempen med å velge hulldekke er at miljøbelastningene fra svømmehallen gir høyere krav til overdekning, og vanlige hulldekker har for liten overdekning. Hulldekker vil man aldri få lufttette siden de inneholder store hull, og man har ikke kontroll på eventuell forvitring i kanalene.

4.2.2 Plasstøpt dekke

Plasstøpt dekke blir støpt på stedet, ved bruk av forskaling i materialer som tre, stål eller plast. Ulempen med hensyn til nødvendig riggområde på byggeplassen, er at forskalingen krever mer plass, men det må være plass til kraner både ved installering av prefabrikkerte og plasstøpte dekker.

Fordel med å velge plasstøpt dekke er at det er mer fleksibelt med tanke på form og utsparinger. Man kan endre form underveis og tilpasse etter forholdene [27]. Plasstøpte dekker vil derimot gi lenger byggetid, siden dekke ikke kommer ferdig laget slik som hulldekker.

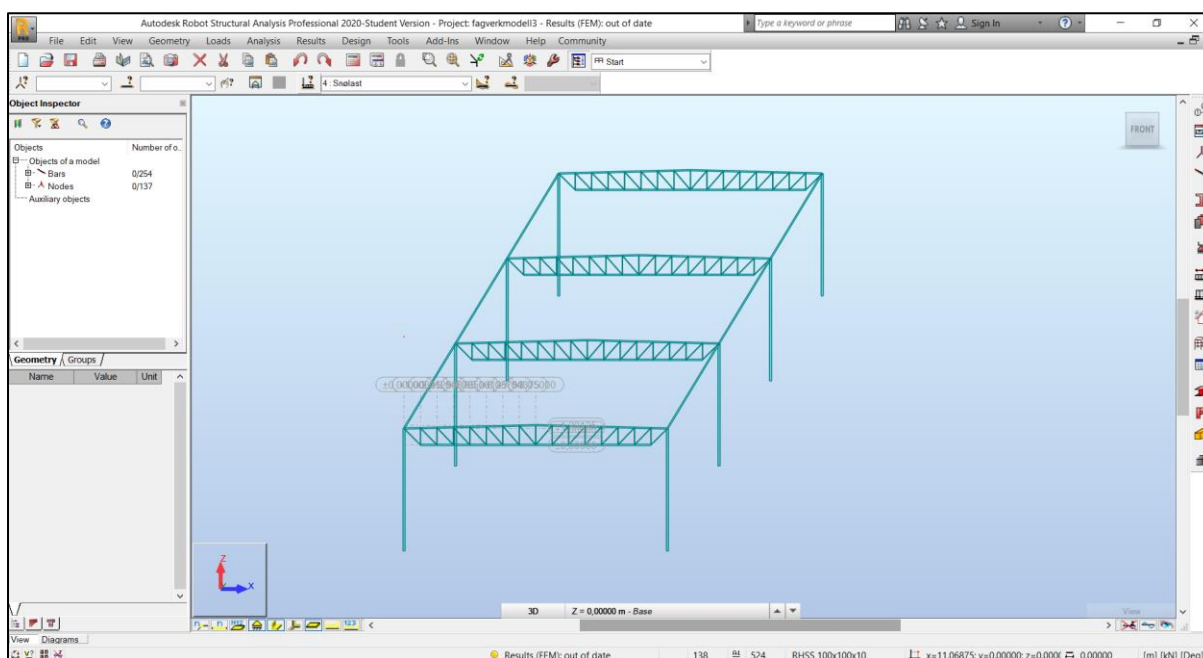
På grunn av miljøbelastningene man får av svømmehallen, anbefaler Multiconsult i rapporten å bruke plasstøpt betong [10, s. 29]. Dette fordi plasstøpt betong er lettere å få lufttett, og er dermed mer fuktsikkert, da det hindrer fuktig luft i å trenge inn i betongen og kondensere.

5 Programvare

Bygget består av både betong- og stålkonstruksjoner. Det er gjort en blanding av håndberegninger og dimensjonering i beregningsprogram for å finne laster og passende profiler. Beregninger gjort for hånd er ført inn i Mathcad Prime 3.0 og ligger som vedlegg.

5.1 Robot

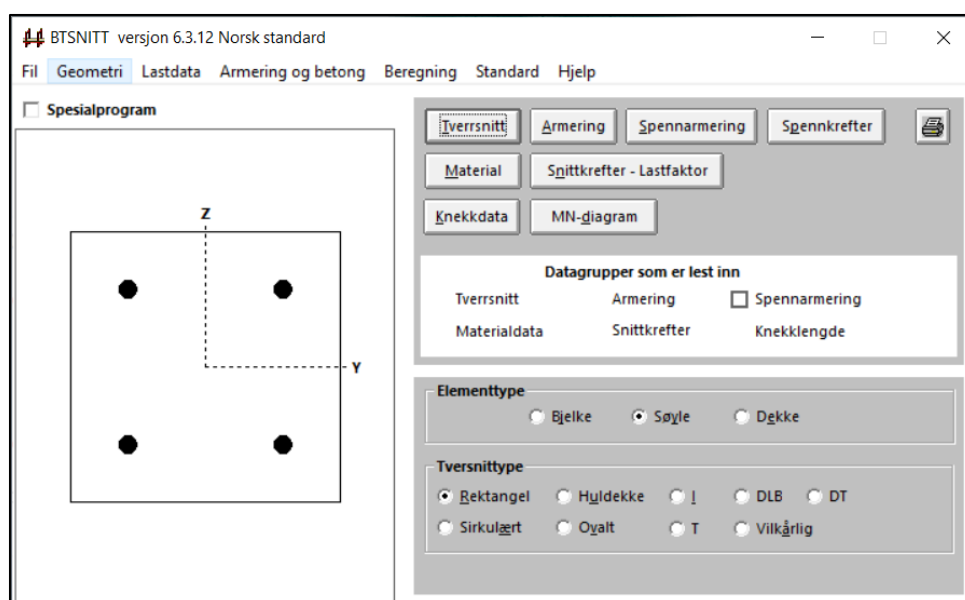
For stålkonstruksjonene er det brukt beregningsprogrammet Robot. Robot er et analyseprogram der man kan modellere og kontrollere konstruksjonsdeler. Programmet lar en utføre analyser for ulike materialer, derav stål og betong, og følger retningslinjer i eurokodene. Robot kan brukes for store og komplekse bygninger, men er i denne oppgaven bare brukt for enkelte elementer. Programmet er brukt hovedsakelig for å finne moment, skjær og aksiallast i konstruksjonsdelene, i tillegg til nedbøyning.



Figur 20: Skjerm bilde av ROBOT

5.2 Ove Sletten

For delene av konstruksjonen som er av betong, er det brukt en programvarepakke laget av ingeniøren Ove Sletten, laget for betongkonstruksjoner. Programvarepakken blir omtalt som Ove Sletten. Det er flere programmer som brukes for ulike konstruksjonsdeler, og programmene følger eurokodene. BTSnitt er brukt for betongsøyler og vegger, og K-bjelke er brukt for bjelkene og for enveisdekke. For de resterende to dekkene er det brukt Flatedekke. Ove Sletten er benyttet til å dimensjonere noen av konstruksjonsdelene, blant annet dekkene, og for andre konstruksjonsdeler er det brukt som kontroll av håndberegningene.



Figur 21: Skjerm bilde av Ove Sletten BTSnitt

2020 versjon av Ove Sletten

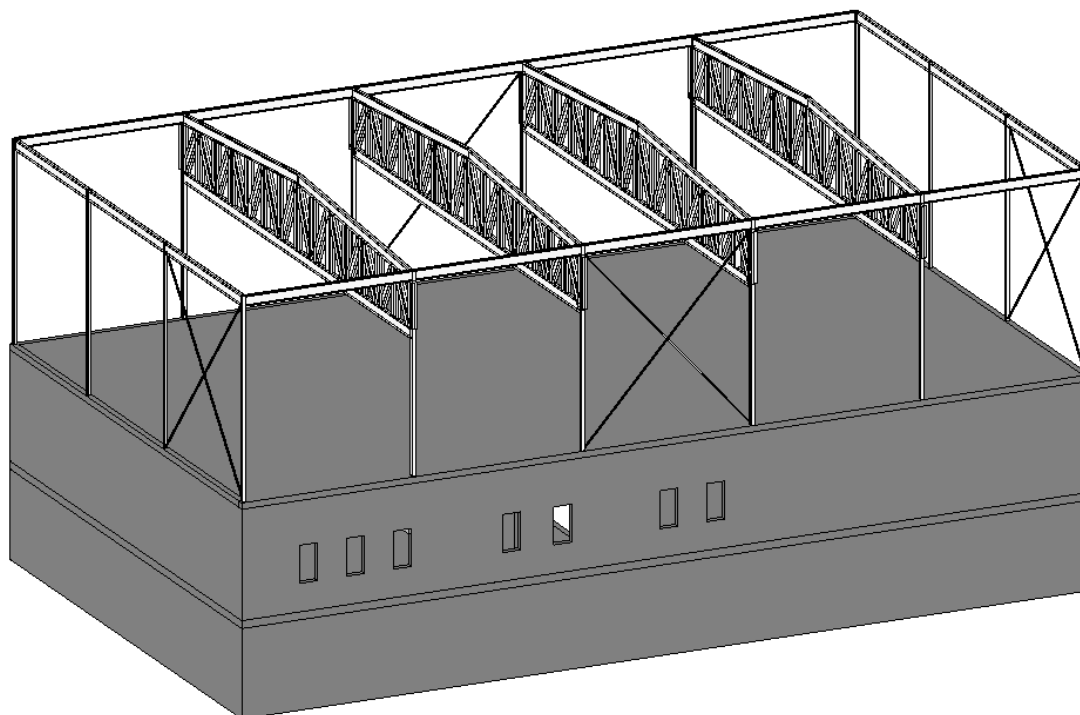
BTSnitt versjon 6.3.12

K-Bjelke versjon 6.3.7

Flatedekke versjon 6.3.7

6 Dimensjonering

Dimensjoneringskapittelet er delt inn i stål og betong, og dimensjoneringen er startet fra toppen av bygget. Dette på grunn av at lastene fordeler seg nedover i konstruksjonen. Gymsalen som er i øverste etasje, består bare av stål, mens etasjene under for det meste er av betong.



Figur 22: Bygget illustrert i Revit

6.1 Stål

Stålkonstruksjoner dimensjoneres etter *Prosjektering av stålkonstruksjoner, Del 1-1* [28].

6.1.1 Tak

Det er planlagt flatt tak på bygget. Ifølge SINTEF Byggforsk bør flate tak ha en helning på minst 1:40 for å unngå oppsamling av vann, som kan føre til skader [29].

Last på tak:

Egenvekt: $1,6 \text{ kN/m}^2$

Snø: $1,6 \text{ kN/m}^2$

Maksimal vindlast: $0,54 \text{ kN/m}^2$ eller $-0,64 \text{ kN/m}^2$

Last	q (kN/m ²)	6.10a	q _{Ed} (kN/m ²)	6.10b	q _{Ed} (kN/m ²)
Egenvekt	1,6	1,35	2,16	1,2	1,92
Snø	1,6	1,05	1,68	1,5	2,4
Vind	0,54	0,9	0,49	0,9	0,49
SUM			4,33		4,81

Tabell 9: Maks nedoverrettet last

Maks nedoverrettet last på tak er 4,81 kN/m² etter 6.10b. Det er tatt med vindlast på tak som nedoverrettet last. Dette er ikke nødvendig, da det er usannsynlig at taket utsettes for maksimal snølast i tillegg til maksimal vindlast.

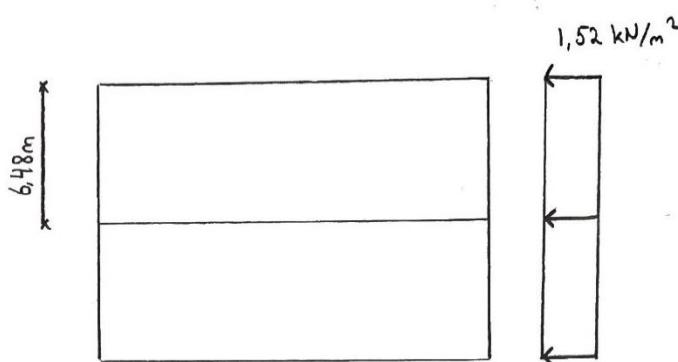
Last	q (kN/m ²)	6.10a	q _{Ed} (kN/m ²)	6.10b	q _{Ed} (kN/m ²)
Egenvekt	0,7	1,0	0,7	1,0	0,7
Snø	1,6	0	0	0	0
Vind	-0,64	0,9	-0,58	1,5	-0,96
SUM			0,12		-0,26

Tabell 10: Maks oppadrettet last

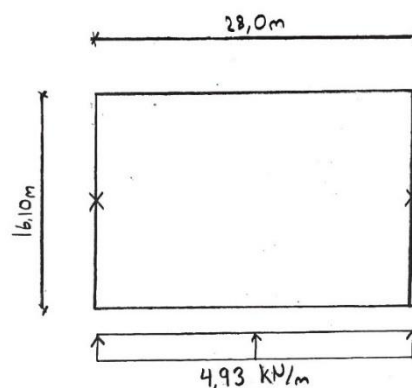
Det er konservativt ikke tatt med sedum i egenvekten til tak. Maks oppadrettet last blir 0.26 kN/m², det vil dermed være løft på tak. Siden første etasje er av betong, vil ikke løft bli dimensjonerende for fundament, da betongen har en stor egenvekt. Det må derimot bli tatt hensyn til ved innfestning av stålsøyler, spesielt ved vindkryssene og innfestning av takplatene til stålkonstruksjonen. I tillegg vil det føre til moment som gir trykk i fagverkets undergurt, noe som gjør at dimensjonering for knekking av undergurten bør ses på. Følgende blir tatt hensyn til ved dimensjonering av fagverk.

6.1.2 Vindkryss

Det er et vindkryss på hver side av bygget, til sammen fire vindkryss. Vind mot langside gir strekk i vindkryss på kortsidene, og vind mot kortside gir strekk i vindkryss på langsidene. Det er beregnet for at kun en av diagonalene tar last i form av strekk, avhengig av hvilken retning vinden kommer fra. Slanke profiler tåler lite trykk. Derfor er det sett bort fra trykklast i beregninger og fastsatt at all lasten kommer i den ene skråstaven som strekk. Da vil ikke tverrsnittsklasse ha noe betydning, og det er ikke beregnet tverrsnittsklasse for profilene. Maks vindlast på vegg er $1,5 \text{ kN/m}^2$. Bruker konservativt denne vindlasten på alle sider. Halvparten av vindlasten som treffer øverste etasje vil gå til taket og blir dermed fordelt på to vindkryss.



Figur 24: Bilde sett fra siden



Figur 23: Bygget sett ovenfra, vindkryss på kortsidene markert som X

Det er gunstig dersom vinkelen på vindkryssene er 45 grader. Avstanden mellom søylene på kortsiden er 5,4 m og avstanden mellom søylene på langsiden er 5,6 m. Vinkelen blir da 50 grader på kortsidene og 49 grader på langsidene, som vurderes som akseptabelt.

Skråstav på kortside

Vindlasten på 4,9 kN/m fordeles på vindkryssene på kortsidene og overfører en last på 69 kN til vindkryssene. Lasten treffer horisontalt, og blir tatt opp av strekkdiagonalen. Finner nødvendig tverrsnitt på skråstaven på kortside ved å benytte (6.6) [28]:

$$q_{vind} * \frac{28m}{2} = 69 \text{ kN}$$

$$\Sigma F_x = F * \cos(50^\circ) - 69 \text{ kN} = 0$$

$$F = 108 \text{ kN}$$

$$A = \frac{N_{Rd} * Y_{M0}}{f_y} = 319 \text{ mm}^2$$

Skråstav på langside

På langsidene får vindkryssene en last på 40 kN, som blir tatt opp i strekkdiagonalen. Finner nødvendig tverrsnitt på skråstaven på langside ved å benytte (6.6) [28]:

$$q_{vind} * \frac{16.1m}{2} = 40 \text{ kN}$$

$$\Sigma F_x = F * \cos(49^\circ) - 40 \text{ kN}$$

$$F = 61 \text{ kN}$$

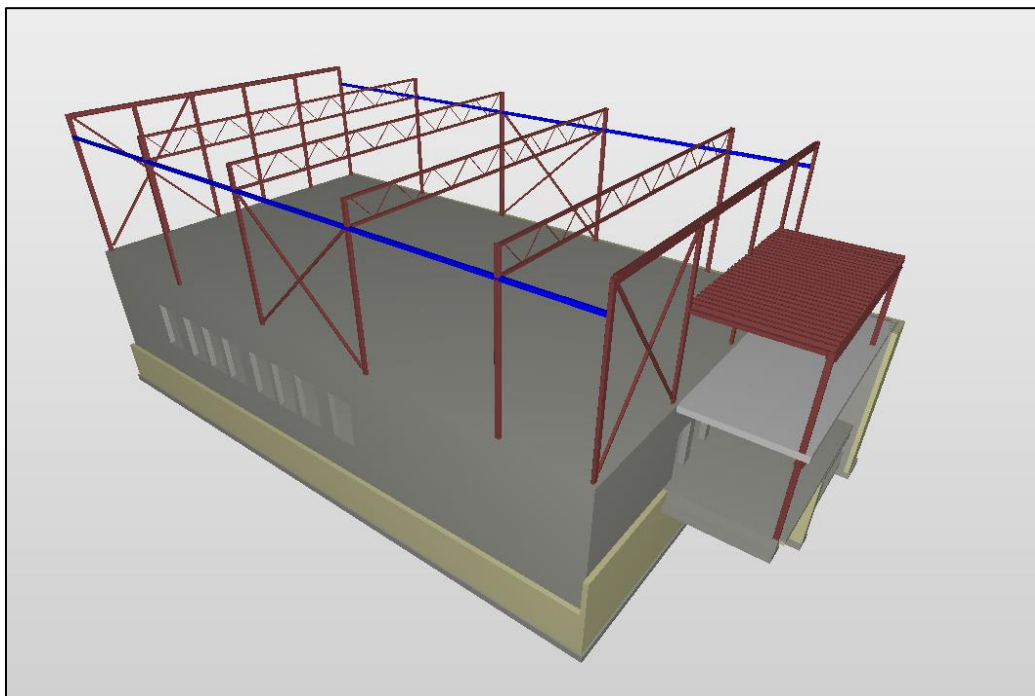
$$A = \frac{N_{Rd} * Y_{M0}}{f_y} = 179 \text{ mm}^2$$

Minste tverrsnittsareal for skråstav på kortside er 319 mm² og 179 mm² på langside. For utfyllende utregninger, se Vedlegg 9. Passende profil er hulprofilet 40x40x2,6 eller L-profilet 40x40x5. Ved å bruke samme profil for alle vindkryssene vil det sørge for enklere sammenstillingsprosess. Kan eventuelt bruke L-profilet 30x30x4 på langsidene, men det er ikke mye stål å spare på dette. Velger å bruke HUP 40x40x4 på alle vindkryssene. Velger en tykkelse på 4 mm da 2,6 mm er lite, og ikke en normal lagervare på Norsk Stål AS [30], som er Norges ledende leverandør på stål og metaller.

6.1.3 Bjelker

6.1.3.1 Bjelker på langside

De langsgående bjelkene i 3D-modellen er modellert inn under fagverkene. Dette vil gi ugunstig lastoverføring fra tak til bjelke. Bjelkene skal stive av takkonstruksjonen slik at taket blir en stiv plate som kan overføre vindlasten videre ned til vindkryssene. Taket bør være innfestet mellom fagverkene. Bjelkene, slik de er i modellen i Figur 25, vil ikke stive av taket like effektivt, og taket mangler noe å festes i. Dersom det kommer vind fra kortsiden vil det ikke være noe som avstiver fagverkene og hindrer dem fra å vippe. Ved å feste bjelkene i toppen av fagverkene, hindres fagverkene i å vippe. Derfor er det valgt å plassere bjelkene på toppen av fagverkene og rett under takplatene.

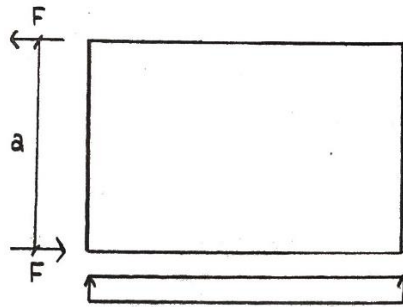


Figur 25: Langsgående bjelker markert i blått

Bjelkene på langsiden vil få randstreck fra vindlasten. Momentet fra vindlasten vil tilsvare et kraftpar, illustrert i Figur 26, der bjelkene har en arm på 16,1 m. Bruker dette for å finne kraftparet som er strekk/trykk- kreftene i bjelken:

$$M = \frac{ql^2}{8} = F * a \rightarrow F = \frac{ql^2}{8a}$$
$$F = \frac{4,9kN/m * (28m)^2}{8 * 16.1m} = 30 kN$$

Vindlasten er 4,9 kN/m og fordeles over lengden på bjelkene som er 28 m. Kraften F tilsvarer strekk- og trykkraften N_{Ed} som virker i bjelkene, og er 30 kN.



Figur 26: Illustrasjon av kreftene

Bruker kraften F til å finne nødvendig tverrsnitt etter formel (6.6) [28]:

$$A = \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M0}}{f_{yd}} = 88,7 \text{ mm}^2$$

Får et nødvendig tverrsnitt på 88,7 mm², og profilet HUP 80x80x3.6 er tilstrekkelig. Tverrsnittsklassen bestemmes med Tabell 5.2 [28] og har betydning for kapasiteten til profilet. Klassifiseringen tilsier om beregningen kan utføres elastisk eller plastisk, og om tverrsnittet må reduseres i beregningen. Ved beregning av aksiallast vil det ikke være forskjell på klasse 1, 2 og 3. Dette siden aksialspenningen er lik i hele tverrsnittet, og det kan oppstå flyt i hele tverrsnittet. Derimot ved beregning av spenninger fra moment vil det oppstå flyt kun i ytterste fiber ved elastisk beregning. Ved å bruke et profil i tverrsnittsklasse 4 må tverrsnittet reduseres. HUP 80x80x3.6 ligger i tverrsnittsklasse 1, beregnet i Vedlegg 10.

Den ene bjelken vil komme i trykk og den andre i strekk, og derfor må en ta hensyn til knekking. Avstand mellom søylene og de fagverkene er 5,6 m, som er brukt som knekk lengde til bjelkene. Figur 6.4 [28] gir reduksjonsfaktor $\chi = 0,17$. Finner kapasitet til profilet med hensyn til knekking etter formel (6.47) [28]:

$$N_{b,Rd} = \frac{A \cdot f_y \cdot \chi}{\gamma_{M0}} = 63 \text{ kN}$$

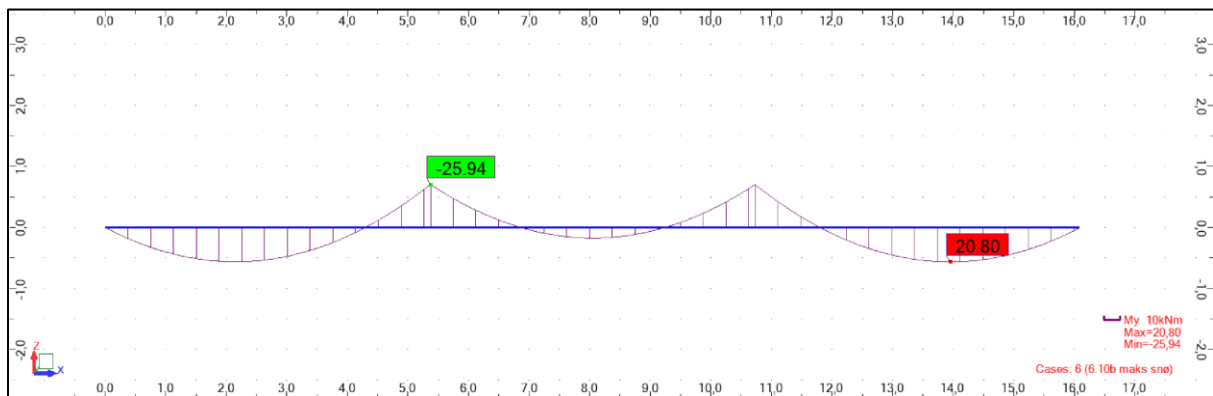
Profilets kapasitet for aksiallast er 63 kN, som er større enn den opptredende kraften på 30 kN, og er dermed et passende profil. Det vil ikke være relevant å beregne for vipping, da hulprofiler ikke er følsomme for vipping etter 6.3.2.1 (2) [28]. Se Vedlegg 10 for utregninger.

Det er en bjelke på hver ende av bygget med fire søyler som opplegg. Bjelkene får last fra snø og egenvekt av tak, med lastbredde 2,8 m. Det er benyttet resultater fra robot, i tillegg til håndberegninger.

$$\text{Last fra snø: } 1,6 \text{ kN/m}^2 * 2,8 \text{ m} = 4,48 \text{ kN/m}$$

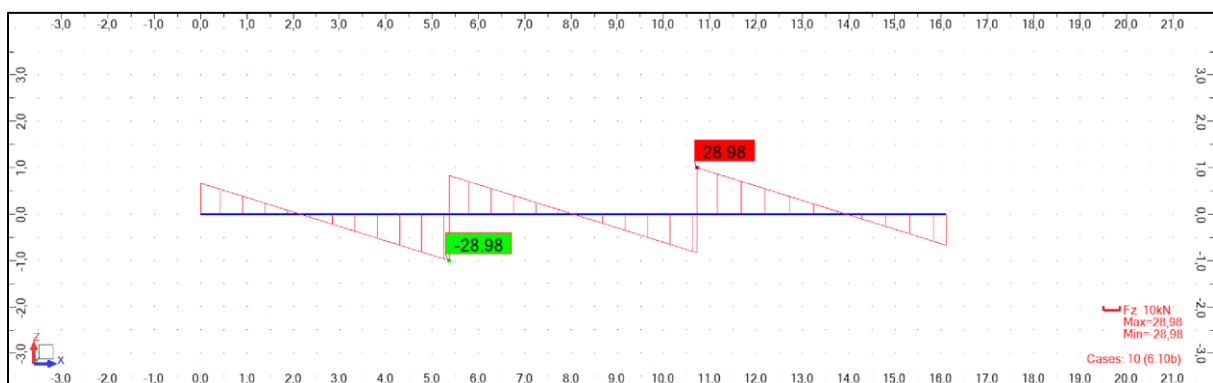
$$\text{Egenvekt fra tak: } 1,6 \text{ kN/m}^2 * 2,8 \text{ m} = 4,48 \text{ kN/m}$$

Den dimensjonerende bruddgrenselasten er etter 6.10b fra Tabell 2.



Figur 27: Momentdiagram fra Robot

Maks moment i bruddgrense på bjelken er $M_{Ed} = 25,9 \text{ kNm}$



Figur 28: Skjærkraftdiagram fra Robot

Maks skjærkraft i bruddgrense på bjelken er $V_{Ed} = 29,0 \text{ kN}$

Bruker (6.13) [28] for å finne nødvendig tverrsnitt for momentet:

$$M_{CRd} = \frac{W * f_y}{\gamma_{M0}} \rightarrow W = \frac{M_{CRd} * \gamma_{M0}}{f_y} = 7,627 * 10^4 \text{ mm}^3$$

Skjærkraft er funnet fra (6.18) [28]:

$$V_{plRd} = \frac{A_v * \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}} = 197,3 \text{ kN}, \quad \frac{V_{Ed}}{V_{plRd}} = 0,15$$

Profilets skjærkraftkapasitet er 15% utnyttet. Kombinasjon av skjær og moment er derfor ikke nødvendig etter 6.2.10(3) [28], siden utnyttelsen er under 50%.

Profilet HE140A har nødvendig elastisk motstandsmoment W etter beregning med maks moment. Profilet ligger i tverrsnittsklasse 1, kunne dermed benyttet plastisk beregning. Det er funnet kritisk vippemoment fra NS3473 og kontrollert profilet for vipping etter 6.3.2.3 [28]:

$$M_{cr} = c_1 \left(\frac{\pi}{k * L} \right)^2 * EI_z \left(\sqrt{\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 * \frac{I_w}{I_z} + \left(\frac{k * L}{\pi} \right)^2 * \frac{G * I_T}{E * I_z} + (c_2 * Z_g)^2} - c_2 * Z_g \right) = 43 \text{ kNm}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_y * f_y}{M_{cr}}} = 1,13$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta * \lambda_{LT}^2}} = 0,623$$

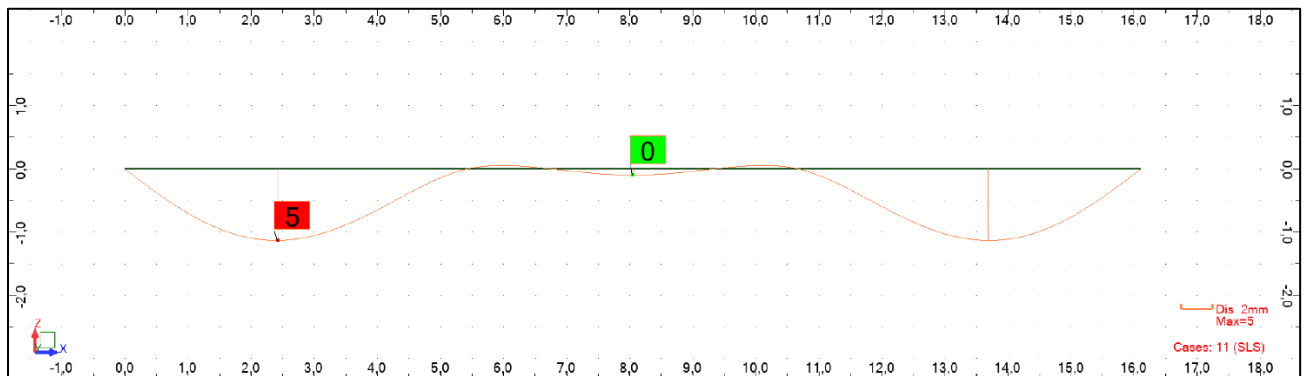
$$M_{CRd,ny} = M_{CRd} * \chi_{LT} = 32,6 \text{ kNm} > M_{ED} = 25,9 \text{ kNm}$$

Ved å benytte stivere i hvert opplegg vil profilet holde for vipping, for utregninger se Vedlegg 11.

I bruksgrense er det brukt lastkombinasjonen tilnærmet permanent.

Lastkombinasjon	Permanente laster	Dominerende variabel last	Andre variable laster
Tilnærmet permanent	1,0	$1,0 * \Psi_2$	$1,0 * \Psi_2$
Snø som dominerende	1,0	0,2	0

Tabell 11: Bruksgrensefaktorer



Figur 29: Nedbøyning av bjelke i Robot

Nedbøyning fra Robot: 5 mm

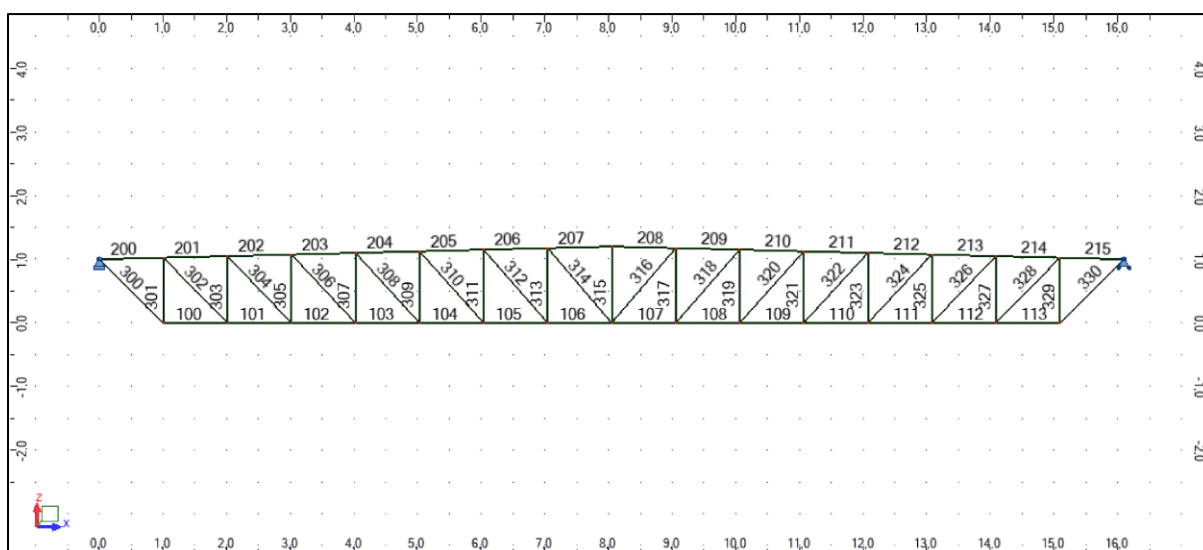
Maks tillatt nedbøyning er $\frac{L}{250} = 21,6 \text{ mm}$

Nedbøyningen er mindre enn kravet og bjelken er ok i bruksgrense.

6.1.4 Fagverk

Fagverket spenner på tvers av bygget og er en konstruksjon med ulike stålprofiler, bestående av flere staver som sammen danner triangler. Stavene kan fordeles inn i tre grupper; staver i overgurt, staver i undergurt, og stavene imellom over- og undergurt, kalt stag. Stagene er leddet i begge ender slik at de kun belastes med aksiallast og ikke med moment eller skjærkrefter. I praksis befinner stag seg imellom å være leddet og å være kontinuerlige, noe som bør tas hensyn til ved en nøyere vurdering. Ved at stagene er belastet med kun aksiallast oppnås en gunstig utnyttelse av stålet.

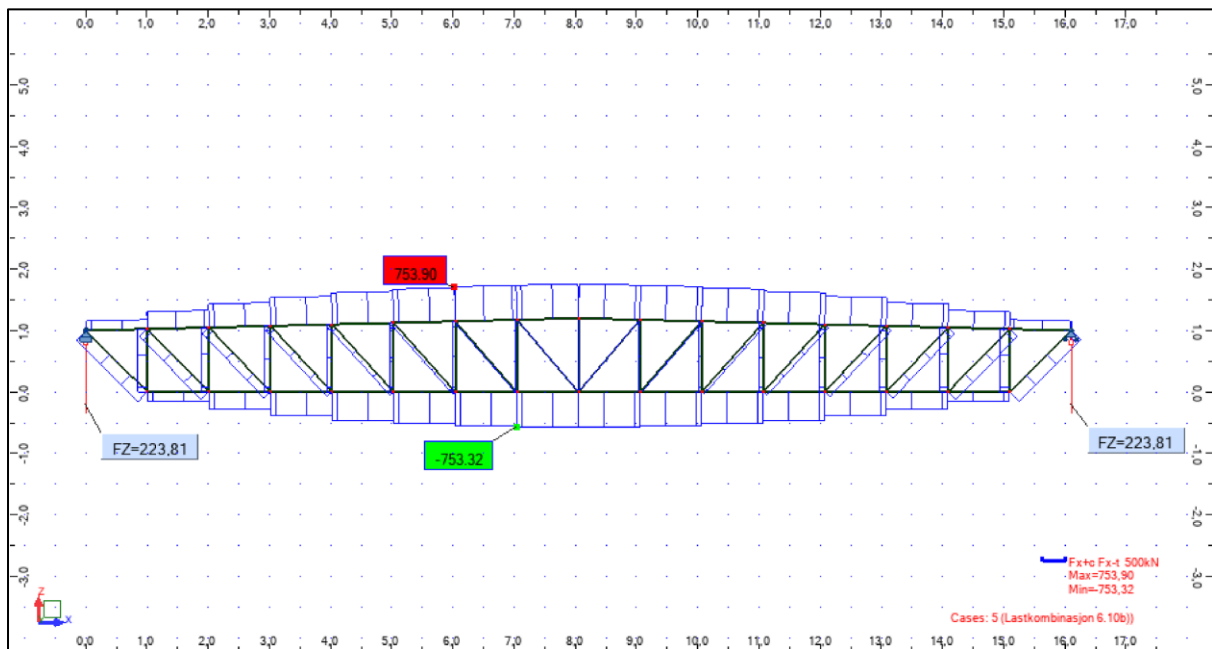
Ut ifra 3D-modellen er fagverket modellert uten helning i overgurten. Som nevnt i kapittel 6.1.1 om tak, bør tak ha en helning på 1:40 for å sikre god avrenning og unngå oppsamling av vann [29]. Dermed bør fagverket ha en helning i overgurt på 1:40. Vinkelen for skråstagnene øker fra ytterste skråstag fram til skråstagnene ved midten av fagverket, fra 45° til 50° . Antall staver i et fagverk og fagverkets geometri er avgjørende for skråstagnenes vinkel, men en ønsker at skråstagnene befinner seg i nærheten av 45° for å oppnå jevn belastning utover stavene. Fagverket er dimensjonert i beregnings- og modelleringsprogrammet Robot, og beregningene fra Robot, bortsett fra kontroll i bruksgrense, er kontrollert manuelt. Kontroll av staver i fagverket kan forenklet utføres for stavene med høyst utnyttelse, ettersom fagverket og lastene er symmetriske. Verdier fra Robot blir benyttet i oppgaven. Videre er det sett bort ifra beregning og dimensjonering av forbindelser imellom stavene.



Figur 30: Fagverksmodell med stavnummerering i Robot

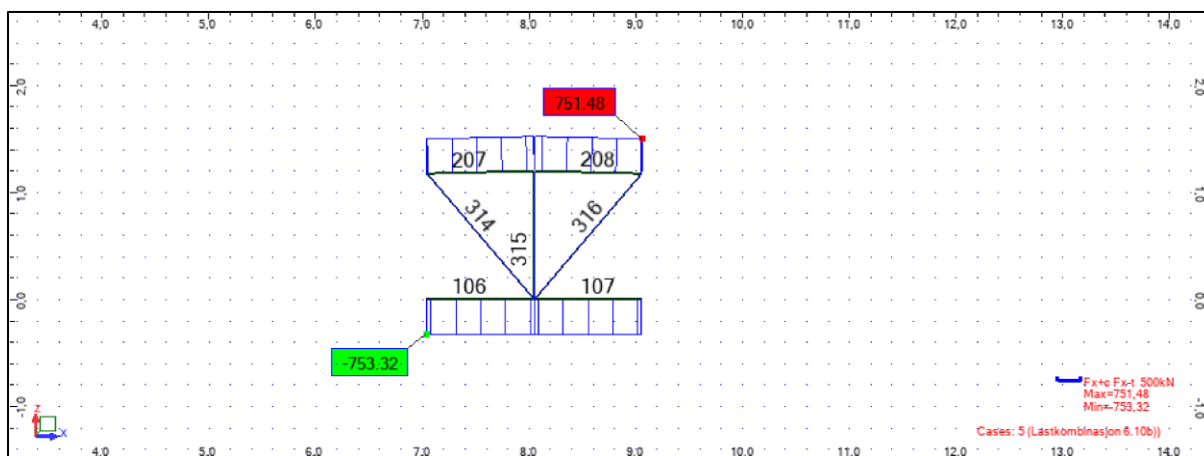
Det er planlagt at det skal spenne fire fagverk på tvers av bygget, med lik avstand fra hverandre. En kunne sett på en løsning for takkonstruksjonen med tre fagverk, for å spare stål. Med hensyn til symmetri vil lastbredden mellom fagverkene være 7 m. Med tre fagverk blir det færre søyler på langsidene av bygget, og søylene vil få større last ettersom lastbredden mellom fagverkene blir større. Derfor kan det være aktuelt å øke tverrsnittet for søylene på langsidene. Videre vil vindkryssene endres, deriblant ved at stavene i vindkryssene på langsiden blir lengre og at vinkelen for stavene vil endres. En mulig løsning er å benytte en ekstra søyle på langsidene for å redusere lengden på vindkryssene.

Dimensjonerer for en takkonstruksjon med fire fagverk. Lastbredden fagverkene skal dimensjoneres for er 5,6 m. Spennvidden for fagverket er 16,1 m, og den totale høyden er 1,2 m. Lastene som virker på fagverket er snølast, vindlast og egenlasten fra taket i tillegg til fagverkets egenlast.

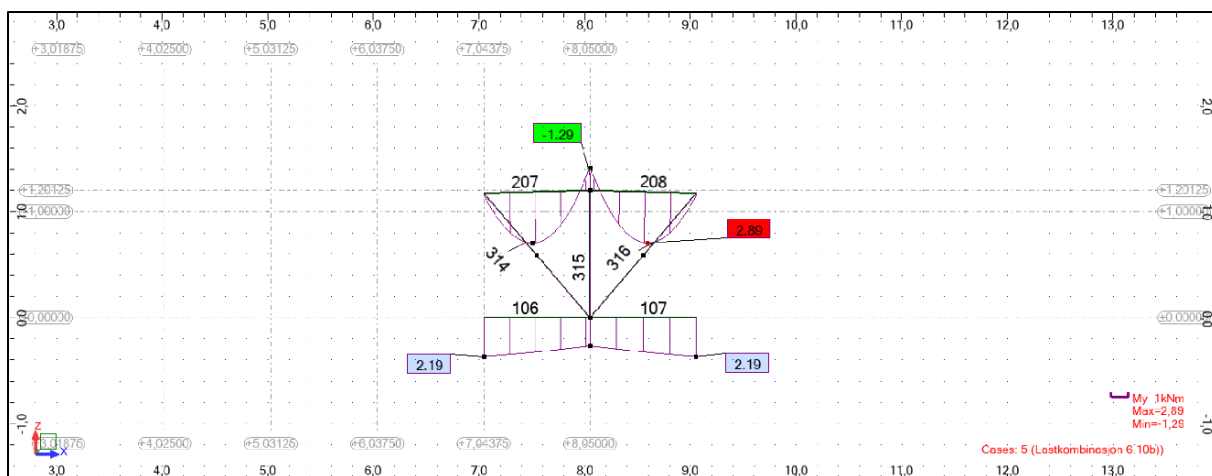


Figur 31: Maks trykk i overgurt og maks strekk i undergurt for modell i Robot

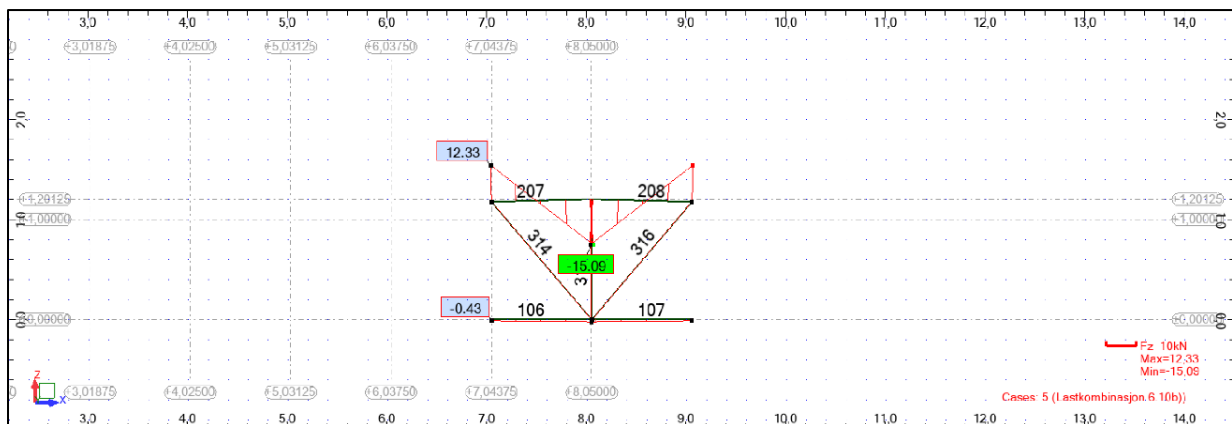
Ifølge Figur 31 oppstår det mest aksiallast i overgurt, i nærheten av midten av fagverket. Som en forenkling blir det sett på aksiallast i midten av fagverket. Derfor kan en anta at enkelte gurtstaver ved midten vil ha høyst utnyttelse og være dimensjonerende for både over- og undergurt. Aksiallasten fordeler seg som trykk i overgurt og strekk i undergurt, og det vil oppstå moment lokalt i gurtstavene. Grunnet knekking, kombinasjonen av trykk og moment, vil staver i overgurt få høyere utnyttelse enn staver i undergurt. Før stavene kontrolleres blir det utført en forhåndsdimensjonering for å fastsette hvilke stålprofiler som kan være passende. Kontrollerer dermed stav 207 i overgurt, og i tillegg stav 106 i undergurt. For stag vil det oppstå mest aksiallast ved opplegg; kontrollerer stav 300. Videre veksler stagen fra å være utsatt for strekk og trykk, fra og med stav 300. Ettersom stav 301 er utsatt for trykk, bør den kontrolleres på grunnlag av reduksjon i kapasitet fra knekking. I tillegg vil nedbøying bli kontrollert, og det vil bli sett på om en eventuelt behøver å avstive fagverkene gitt overtrykk skulle være dimensjonerende last.



Figur 32: Trykk i stav 207 og strekk i stav 106, utsnitt av modell i Robot



Figur 33: Opptrødende moment for stav 207 og 106, utsnitt av modell i Robot



Figur 34: Opptrepende skjær i stav 207 og 106, utsnitt av modell i Robot

Utfører først en forhåndsdimensjonering for å finne et passende profil for over- og undergurt. Jevnt fordelt last i bruddgrensetilstand, se Tabell 9, med hensyn til lastbredden settes til $q_{tot} = 26,9 \text{ kN/m}^2$.

Behandler fagverket forenklet som en rett bjelke med jevnt fordelte laster. Opptrepende krefter for forhåndsdimensjonering:

$$\text{Skjær: } V_{Ed} = 216,8 \text{ kN}$$

$$\text{Moment: } M_{Ed} = 872,7 \text{ kNm}$$

$$\text{Aksiallast ved bruk av kraftpar: } N_{Ed} = 726,5 \text{ kN}$$

Etter 6.2.3/6.2.4 [28] tilsvarer den dimensjonerende aksiallasten et minimum tverrsnittsareal på $2,15 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$. Det betyr at minste tverrsnitt en kan benytte for gitt last er HUP 100x100x6,3, med et tverrsnittsareal på $2,34 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$. Siden det oppstår trykk i overgurtene som gir knekking, og en har en kombinasjon av trykk og moment lokalt i overgurtstavene, velges det konservativt et større tverrsnittsareal. Prøver dermed med HUP 100x100x10, med et tverrsnittsareal på $3,55 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$, for både overgurt og undergurt. Tverrsnitt klassifiseres etter tabell 5.2 [28]. HUP 100x100x10 kan settes til tverrsnittsklasse 1 for hele profilet, og plastiske kapasitetsanalyser kan benyttes. Se Vedlegg 12 for nærmere utføring av klassifisering.

Kontrollerer stav 207, først uten hensyn til knekking, og senere med knekking og kombinasjon av trykk og moment.

Kontroll for trykk etter 6.2.4 [28]:

Dimensjonerende trykk: $N_{Ed} = 751,5 \text{ kN}$

Kapasitet: $N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 1200 \text{ kN}$

Utnyttelse: $\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = 0,63 < 1,0$

Kontroll for moment etter 6.2.5 [28]:

Dimensjonerende moment: $M_{Ed} = 2,9 \text{ kNm}$

Kapasitet: $M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 40,2 \text{ kNm}$

Utnyttelse: $\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} = 0,07 < 1,0$

Kontroll for skjær etter 6.2.6 [28]:

Dimensjonerende skjær: $V_{Ed} = 15,1 \text{ kN}$

Kapasitet: $V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 390,4 \text{ kN}$

Utnyttelse: $\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = 0,04 < 1,0$

Etter 6.2.10 (3) [28] bør moment- og aksiallastkapasiteten beregnes med en redusert flytegrense om V_{Ed} er større enn 50% av $V_{pl,Rd}$, gitt en har kombinasjon av aksiallast, moment og skjær. For stav 207 er V_{Ed} mindre enn 50% av $V_{pl,Rd}$, og det er ikke behov for å redusere kapasiteter. Legger forenklet sammen utnyttelser for trykk og moment, og får en total utnyttelse på 70%. Ser tilstrekkelig ut foreløpig.

Kontrollerer stav 207 for knekking og kombinasjonen av knekking, moment og trykk. 6.3.1.2 [28] gir en reduksjonsfaktoren $\chi = 0,962$ for både y- og z-aksen for tverrsnittet. Trykkkapasiteten utnyttes med 65% ved kun knekking etter 6.3.1.1[28]. 6.3.3 (4) [28] gir utnyttelser for staver utsatt for kombinert moment og trykk, med hensyn til knekking:

$$\text{Uttrykk (6.61): } \frac{N_{Ed}}{\frac{x_y \cdot N_{RK}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} * \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{X_{LT} * \frac{M_{y,RK}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} * \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,RK}}{\gamma_{M1}}} = 0,72 < 1,0$$

$$\text{Uttrykk (6.62): } \frac{N_{Ed}}{\frac{x_z \cdot N_{RK}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} * \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{X_{LT} * \frac{M_{y,RK}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} * \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,RK}}{\gamma_{M1}}} = 0,70 < 1,0$$

Overgurten har god kapasitet.

Kontrollerer stav 106 i undergurt. Kontroll for strekk etter 6.2.3 [28]:

Dimensjonerende strekk: $N_{Ed} = 753,3 \text{ kN}$

Kapasitet: $N_{t,Rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{M0}} = 1200 \text{ kN}$

Utnyttelse $\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} = 0,63 < 1,0$

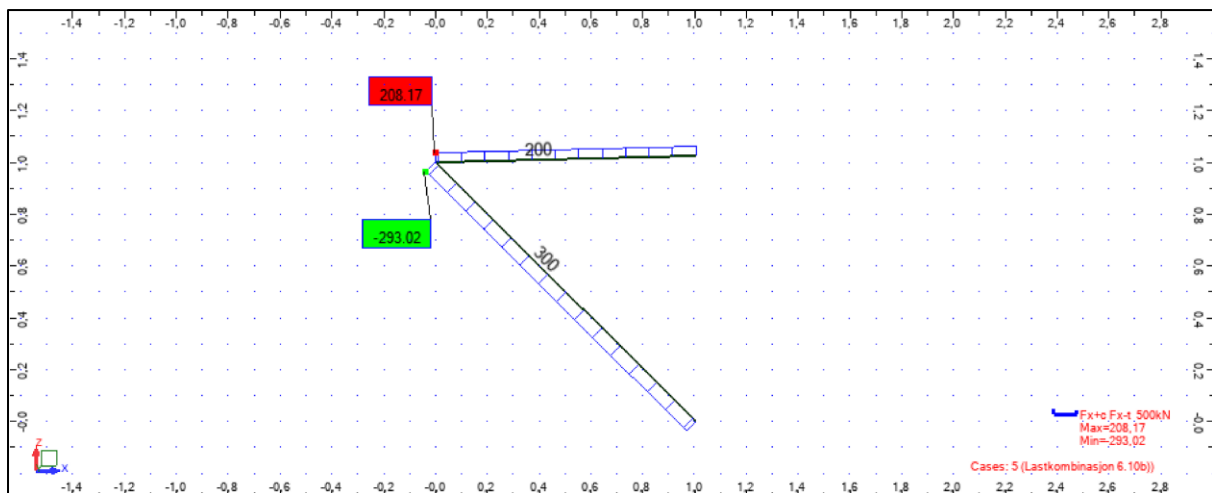
Kontroll for moment etter 6.2.5 [28]:

Dimensjonerende moment: $M_{Ed} = 2,2 \text{ kNm}$

Kapasitet: $M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} * f_y}{\gamma_{M0}} = 40,2 \text{ kNm}$

Utnyttelse: $\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} = 0,05 < 1,0$

Skjær er tilnærmet lik null i undergurt, og kontrolleres ikke for stav 106. Kontrollene hver for seg viser at undergurten har god kapasitet med gitt tverrsnitt. Etter 6.2.9.1 [28] kontrolleres kombinasjonen av moment og aksiallast. Legger forenklet sammen utnyttelser for strekk og moment, og får en total utnyttelse på 68%. Undergurten har god kapasitet, og profilet HUP 100x100x10 er et passende profil for både over- og undergurt. Se nærmere utledninger i Vedlegg 12.



Figur 35: Stav 300, stag som er påkjent av mest strekk, utsnitt av modell i Robot

Utfører en forhåndsdimensjonering for å finne et passende profil for stag.

Vinkel skråstag: $\alpha = 45^\circ$

Vinkel overgurt: $\beta = 1,43^\circ$

$$\Sigma F_y = 0; \quad V_{Ed} - Q_{tot} * \frac{L_{200}}{2} - s_{300} * \sin(45^\circ) - s_{200} * \sin(1,43^\circ) = 0$$

$$\Sigma F_x = 0; \quad s_{300} * \cos(45^\circ) - s_{200} * \cos(1,43^\circ) = 0$$

$$s_{200} = 198,4 \text{ kN}$$

$$s_{300} = 280,5 \text{ kN}$$

Etter 6.2.3 [28] tilsvarende minste tverrsnittsareal $861,3 \text{ mm}^2$. Ønsker å sikre god kraftoverføring mellom gurt og stag. Behøver et tverrsnitt der en av sidene har lengden 100 mm. Profilet må dermed være minst HUP 100x50x3,2. Prøver med HUP 100x50x3,2 for både skrå og rette stag. Tverrsnitt klassifiseres etter tabell 5.2 [28]. HUP 100x50x3,2 kan settes til tverrsnittsklasse 2 for hele profilet, og en kan benytte plastiske kapasitetsanalyser. Se Vedlegg 12 for nærmere utføring av klassifisering.

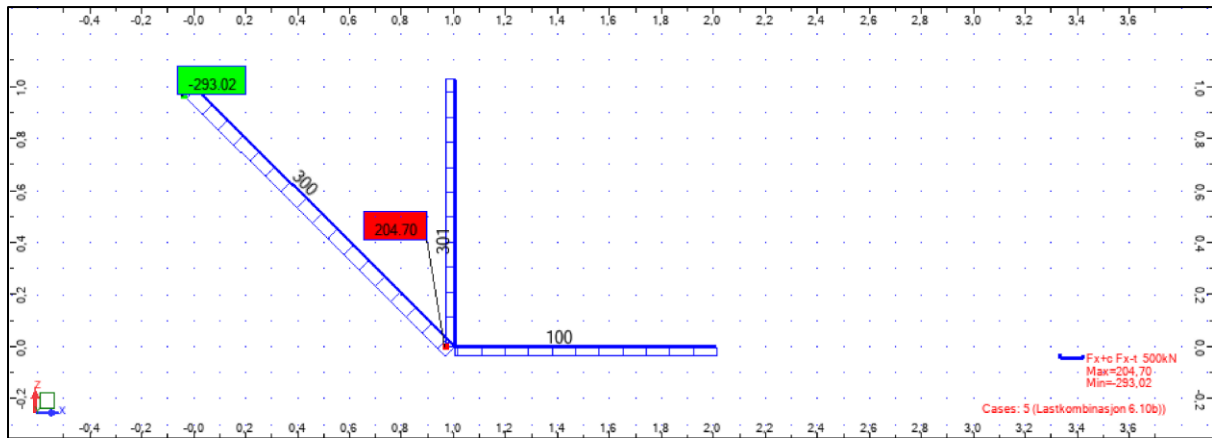
Kontrollerer stav 300 for strekk etter 6.2.3:

Dimensjonerende strekk: $N_{Ed} = 293,0 \text{ kN}$

$$\text{Kapasitet: } N_{t,Rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{M0}} = 309,0 \text{ kN}$$

$$\text{Utnyttelse: } \frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} = 0,95 < 1,0$$

Stav 300 har god kapasitet.



Figur 36: Stav 301, stag som er påkjent av mest trykk, utsnitt av modell i Robot

Benytter samme tverrsnitt for stav 301, med lik tverrsnittsklasse, som for stav 300. Kontrollerer stav 301 med hensyn til knekking etter 6.3.1.1 [28]. 6.3.1.2 [28] gir reduksjonsfaktorene $\chi = 0,958$ for y-aksen og $\chi = 0,868$ for z-aksen.

Dimensjonerende trykk: $N_{Ed} = 204,7 \text{ kN}$

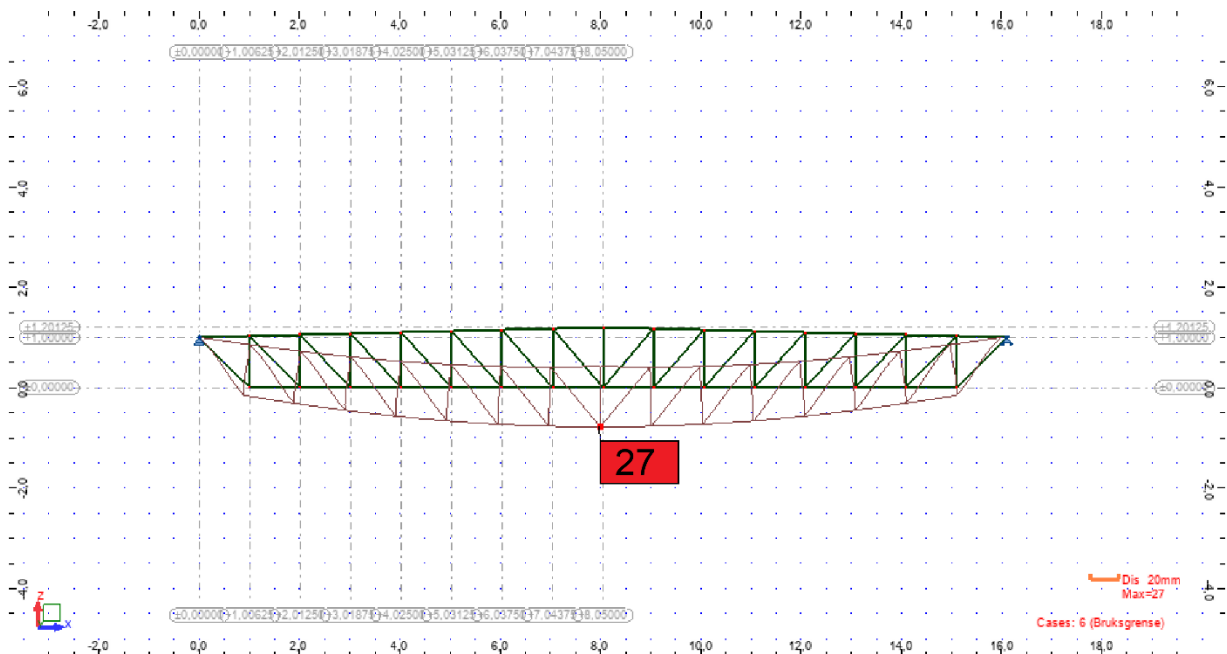
Kapasitet y-aksen: $N_{b,Rd} = \frac{x \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 296,2 \text{ kN}$

Utnyttelse y-aksen: $\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = 0,69 < 1,0$

Kapasitet z-aksen: $N_{b,Rd} = \frac{x \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 268,3 \text{ kN}$

Utnyttelse z-aksen: $\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = 0,76 < 1,0$

Stav 301 har god kapasitet. Stålprofilen HUP 100x50x3,2 er derfor et passende profil for både skrå og rette stag.



Figur 37 Nedbøying for fagverk i Robot

Gjør en enkel kontroll for nedbøying i bruksgrense for tilnærmet permanente laster, se Tabell 11. Maks nedbøying ut ifra Robot: $\delta = 27 \text{ mm}$, se Figur 37.

$$\text{Krav til nedbøying: } \frac{l}{250} = 64,4 \text{ mm}$$

Nedbøyingen er lavere enn kravet.

Etter Tabell 10 vil taket få løft, ettersom vinden kan være den dominerende lasten. Ønsker å finne kritisk knekk lengde for undergurten i fagverket for å vurdere om det er nødvendig med avstivning. Dimensjonerende bruddlast ved løft på tak, med vekt fra fagverk:

$$q_{tot, \text{løft}} = -0,96 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * L_b + 3 * 0,28 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 1,0 + 0,7 * L_b * 1,0 = -0,62 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Moment: } M_{Ed} = -20,0 \text{ kNm}$$

$$\text{Aksiallast ved bruk av kraftpar: } N_{par} = -16,6 \text{ kN}$$

$$\text{Kritisk knekk lengde for undergurt: } l_{cr} = \sqrt{\frac{\pi^2 * E * I}{N_{par}}} = 24,3 \text{ m}$$

Kritisk knekk lengde er større enn fagverkets spennvidde, og det pekes til at det ikke er behov for avstivning av undergurt gitt overtrykk skulle gi dimensjonerende last. Viser i tillegg ved beregning av stabiliserende kraft etter 5.3.3 [28] at det ikke er behov for avstivning:

Har fire fagverk som skal avstives. Det vil si at $m = 4$.

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 * \left(1 + \frac{1}{m}\right)} = 0,791$$

$$e_0 = \alpha_m * \frac{L_{avstiver}}{500} = 0,009 \text{ m}$$

$$q_d = \Sigma N_{Ed} * 8 * \frac{e_0}{L_{avstiver}^2} = 0,15 \text{ kN/m}$$

Lengde for stav i undergurt er 14 m, men behandler fagverket forenklet som en rett bjelke.

Lengden som benyttes er $L = 16 \text{ m}$.

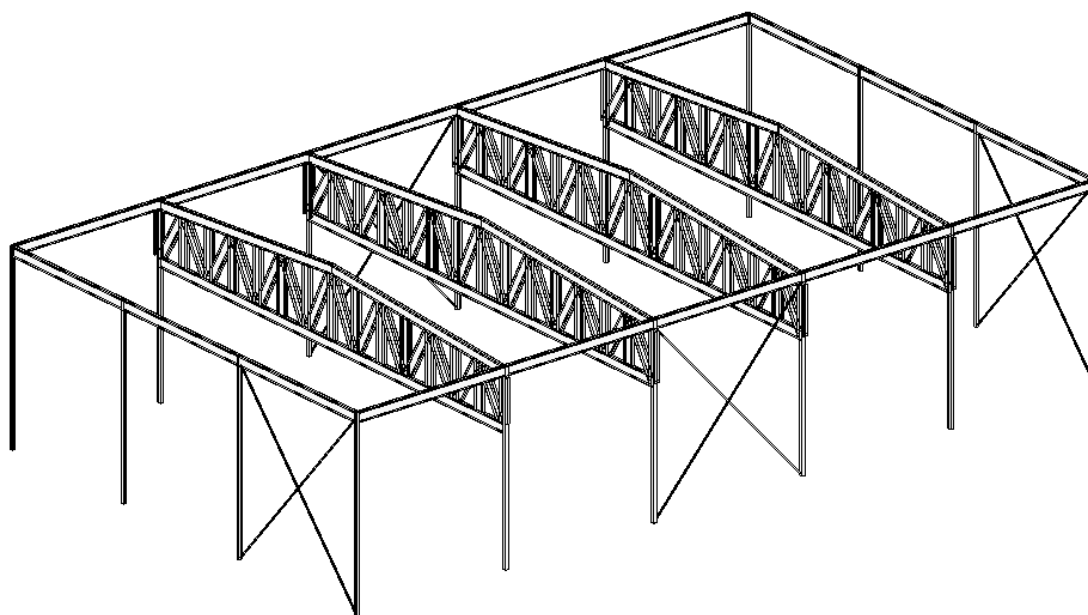
Stabiliserende kraft i avstivende staver: $F = q_d * \frac{L}{2} = 1,21 \text{ kN}$

Knekk lengden er større enn fagverkets spennvidde, og stabiliserende kraft er ubetydelig liten. Om en skulle avstivet fagverket, kunne en avstivet med to staver – et antall som korresponderer med søylene på kortsidene. Stavene burde være innspent i hver ende i søylene for å sikre at de utsettes for strekk. Ettersom stabiliserende kraft er ubetydelig liten, kan en se bort ifra avstiving. Det er derfor ikke behov for å avstive undergurten.

6.1.5 Søyler

I øverste etasje er det stålsøyler som viderefører lasten fra taket. Stålsøyler kan dimensjoneres med et mindre tverrsnitt enn en betongsøyle med samme last, siden stål har høy styrke i forhold til tverrsnitt. Dette er gunstig når søylene skal skjules i ytterveggene. Søylene tar opp trykk, og knekking er derfor relevant. Søylene kan i vårt tilfelle knekke om begge akser, og da kan hulprofil være et passende alternativ, siden kvadratiske hulprofil har like akser.

Ifølge 3D-modellen er det ulik avstand mellom søylene, med 6 søyler på begge langsidene, 5 søyler på den ene kortsiden, og 6 søyler på den andre kortsiden, se Figur 5 og Figur 6. Veggplater spenner ofte mellom 5 og 6 m. Derfor kan det holde med kun 4 søyler på kortsidene, med lik avstand mellom hver søyle. Avstanden mellom søylene på kortsidene blir dermed 5,4 m. Å redusere antallet søyler vil være hensiktsmessig for å spare stål, forutsatt at antallet søyler har kapasitet for opptredende laster. For langsidene er det vurdert å ha lik avstand mellom søylene. Dermed er avstanden mellom søylene på langsidene 5,6 m. Med like avstander oppnås symmetri, noe som kan forenkle beregninger. Se Figur 38 for følgende løsning.



Figur 38: Illustrasjon av søyler i Revit

6.1.5.1 Søyler på langside

Opplagerkreftene til fagverkene er 223,8 kN. Kraften føres ned til søylene som en trykkraft og det må tas hensyn til knekking. I tillegg får søylene moment fra vindlasten som treffer veggskivene. Det er benyttet formel (6.61) og (6.62) [28] på HUP 160x160x8 med kombinasjon av moment og trykk. Profilet er i tverrsnittsklasse 1, og det er benyttet elastisk metode for beregning av moment. Det er formel (6.61) som ga høyest verdi:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + k_{yy} \left(\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \right) = 0,96 < 1$$

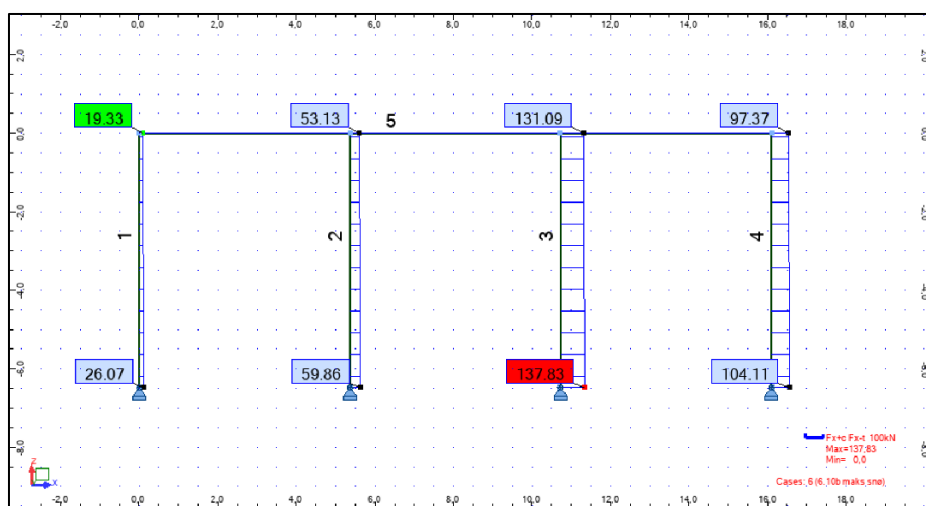
Profilet er akkurat innenfor kravet, og for søylene som holder vindkrysset må dermed tverrsnittet økes, da de får en ekstra aksiallast fra vinden. Skråstaven i vindkrysset fører lasten på 90,6 kN til søylene som 68,4 kN, og total aksiallast på søylene ved vindkrysset blir 301,4 kN. Momentet på søylene kommer fra vindlasten mot kortsiden, mens lasten fra vindkryssene kommer fra vind mot langside. Det kommer ikke maks vindlast i begge retninger samtidig, og man kunne dermed redusert lastene noe. Det er konservativt ikke redusert lastene, det må uansett benyttes et større profil da utnyttelsen på de andre søylene var stor. Det er beregnet på HUP 160x160x10 etter formel (6.61) [28]:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + k_{yy} \left(\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \right) = 0,92 < 1$$

Profilet HUP 160x160x10 er tilstrekkelig for søylene ved vindkryssene. Siden HUP 160x160x8 er i tverrsnittsklasse 1, vil også HUP 160x160x10 være i samme tverrsnittsklasse. Dette siden førstnevnte er slankere. Det er i tillegg en fordel at begge profilene er like store utvendig, da det blir enklere å legge kledning og yttervegg på søylene. Se Vedlegg 13 for utregninger.

6.1.5.2 Søyler på kortside

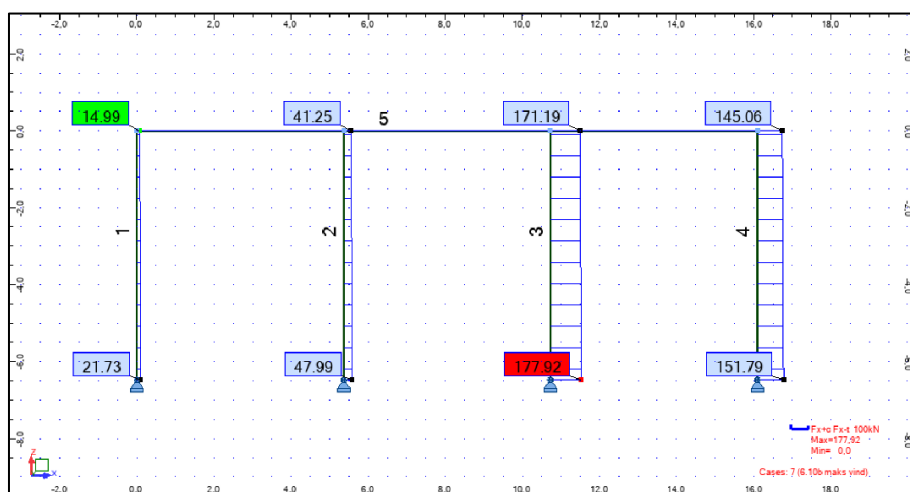
Beregningene er gjort i Robot med fire søyler og en avstand på 5,4 m. Det er tre lastkombinasjoner for bruddgrense til søylene. Første er 6.10a som ikke er dimensjonerende i dette tilfellet. 6.10b med snølast som dimensjonerende ga størst aksiallast i søyle 1 og 2. 6.10b med vind som dimensjonerende ga størst aksiallast i søyle 3 og 4. Søyle 3 og 4 får større aksiallast enn søyle 1 og 2 på grunn av vindkrysset, som ikke er modellert inn, men lagt inn som punktlaster.



Figur 39: Aksiallastdiagram for 6.10b med snø som dimensjonerende

Maks aksiallast i bruddgrense i søyle 1 er $N_{Ed} = 26,1 \text{ kN}$

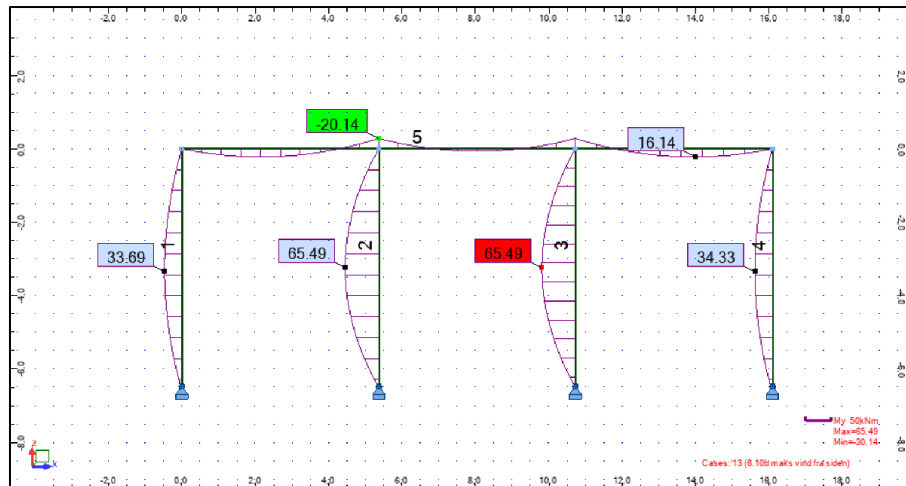
Maks aksiallast i bruddgrense i søyle 2 er $N_{Ed} = 59,9 \text{ kN}$



Figur 40: Aksiallastdiagram for 6.10b med vind som dimensjonerende

Maks aksiallast i bruddgrense i søyle 3 er $N_{Ed} = 177,9 \text{ kN}$

Maks aksiallast i bruddgrense i søyle 4 er $N_{Ed} = 151,8 \text{ kN}$



Figur 41: Momentdiagram for 6.10b med vind fra siden som dimensjonerende

Maks moment i bruddgrense i søyle 2 og 3 er $M_{Ed} = 65,5 \text{ kNm}$

Dimensjonerer søyle 3 i Vedlegg 14, siden denne har størst lastpåkjenninger. Som nevnt i 6.1.5.1 vil det ikke komme maks vind mot to retninger samtidig, og det er derfor ikke nødvendig å kombinere maks aksiallast med maks moment. Det er beregnet på profil HUP 160x160x10. Først er det benyttet lastfaktorene som gir størst moment, og kombinert moment og aksiallast etter formel (6.61) [28]:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + k_{yy} \left(\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \right) = 0,92 < 1$$

Profilen holder for maks moment. Det er beregnet med samme profil med å benytte lastfaktorer som gir størst aksiallast, og kombinere moment og aksiallast etter formel (6.61) [28]:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + k_{yy} \left(\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \right) = 0,67 < 1$$

Profilen holder for søyle 3, og dermed også for 1, 2 og 4, ettersom de har mindre last. Man kan i tillegg regne på hver enkelt søyle og bruke profil med mindre tykkelse på de andre søylene. Da vil man spare stål og fordelen med å bare endre tykkelsen er at profilene fortsatt har likt utvendig tverrsnitt, det vil dermed ikke endre utformingen av bygget. Ulempen med å velge ulike tverrsnitt er at det øker sannsynligheten for feilplassering under sammenstilling av bygget. Totalt for begge kortsidene er det 8 søyler, og en løsning der en ønsker å spare stål vil ha liten gevinst. Velger derfor forenklet å bruke HUP 160x160x10 for alle søylene.

6.1.6 Basseng

Bassenget skal være av stål. Et basseng kan ha større variasjoner i temperatur enn konstruksjonsdelene rundt, på grunn av endring i temperaturen til vannet eller dersom vannet må byttes ut. Temperaturendringen kan få bassenget til å utvide seg og krympe igjen. Dersom bassenget er støpt godt sammen med nærliggende konstruksjonsdeler, som dekke, vil bassenget kunne overføre tvangskrefter når bassenget deformeres. Dette er noe som kan føre til riss og sprekker i betongen, og man ønsker dermed å hindre dette. Med hensyn til temperaturendringen er det viktig å utforme bassenget slik at det har rom for å deformere seg. Lengdeutvidelseskoeffisienten til stål er 10^{-5} K^{-1} [31], og finner da at lengdeendring per grad:

$$\Delta L = \alpha * L * \Delta T = 10^{-5} \text{ K}^{-1} * 12,5 \text{ m} * 1 \text{ K} = 0,125 \text{ mm} [31]$$

En lengdeendring per grad på 0,125 mm betyr at dersom man antar en temperaturendring på 20 grader, vil lengdeendringen være 2,5 mm. Hver ende vil deformere seg rundt 1,25 mm. En løsning er å lage noen millimeter med fugemasse rundt bassenget.

Bassenget står på gulv mot grunn. Lasten fra bassenget vil dermed gå ned til fundament, og konstruksjonsdelene rundt blir ikke påvirket. Dimensjonering av bassenget vil bli gjort av leverandøren, eller i samarbeid med en leverandør. Lastene fra bassenget er funnet i kapittel 3.1.2, med unntak fra egenlast av selve stålbassenget med tilhørende rør. Utover det er det ikke gjort videre beregninger på bassenget i denne oppgaven.

6.1.7 Branndimensjonering

Stålkonstruksjoner holder ikke lenge i en brann uten isolering. Det er gjort en forenklet beregning på bjelkene på kortsiden for å undersøke om de holder i 30 min uten beskyttelse. Det er benyttet standarden *Prosjektering av stålkonstruksjoner - Del 1-2* [32]. Momentkapasitet i en brann er beregnet forenklet ved å bruke materialfaktor for brann som er lik 1,0. Maks moment på bjelken i ulykkessituasjon er 11,9 kNm.

$$M_{y.Rd.fi} = \frac{W_y * f_y}{\gamma_{Mfi}} = 55,0 \text{ kNm}$$

$$\mu_0 = \frac{M_{y.Ed.fi}}{M_{y.Rd.fi}} = 0.22$$

Utnyttelsesgraden μ_0 gir en kritisk temperatur på 711 grader i tabell 4.1 [32]. Dersom temperaturen i stålet er mindre enn den kritiske temperaturen etter 30 min, trenger ikke bjelken noe form for brannbeskyttelse. For å finne temperaturen i stålet etter 30 min, er det nødvendig å vite $\frac{A_m}{V}$ forholdet til profilet:

$$\frac{A_m}{V} = 260 \frac{1}{m}$$

Temperaturen i stålkonstruksjonen etter 30 min er 840 grader for nærmeste ugunstige $\frac{A_m}{V}$ forhold, som er $350 \frac{1}{m}$, vist i figur 11.6 [21]. Bjelken som uisolert vil etter figur 11.6 [21] holde i underkant av 15 min, og trenger derfor isolasjon eller annen beskyttelse, se Vedlegg 15 for beregninger. $\frac{A_m}{V}$ forholdet sier noe om hvor mye av stålet som er eksponert for brannen. Det er konservativt antatt at hele bjelken er eksponert, men deler av bjelken vil sannsynligvis være dekket av vegger. I tillegg er det brukt $\frac{A_m}{V}$ forhold på 350, som er høyere enn beregnet, og det er brukt en forenklet metode. Det er mulig å beregne mer nøyaktig dersom det er ønskelig å slippe å brannisolere konstruksjonsdelene.

Dersom brannisolering er nødvendig, og det er antatt at profilene er eksponert fra alle kanter, vil det være tilstrekkelig med 20 mm Conlit 150 på alle konstruksjonsdelene av stål, se Vedlegg 16.

6.2 Betong

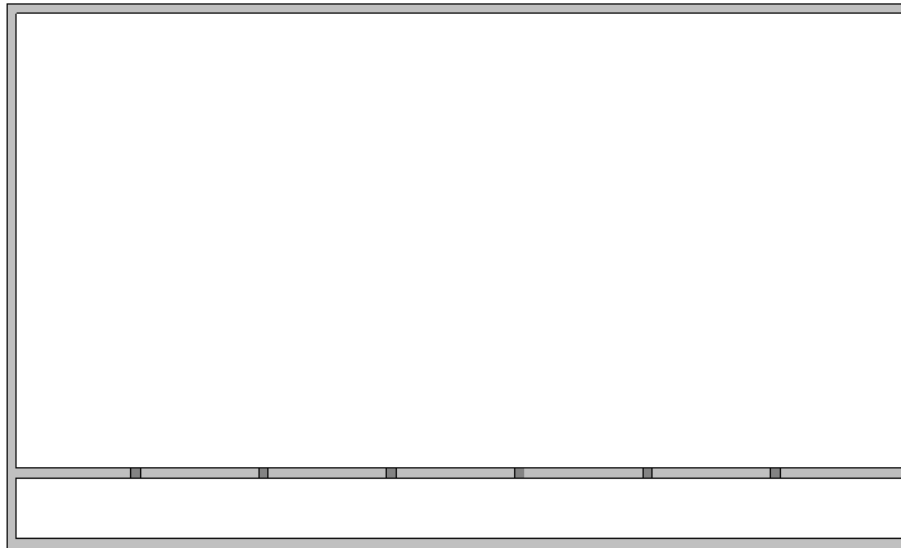
Betongkonstruksjoner dimensjoneres etter *Prosjektering av betongkonstruksjoner, Del 1-1* [25].

6.2.1 Dekke

Det er først gjort beregninger for dekket mellom svømmehall og gymsalen. Dekket har et stort spenn, og det er ikke mulig å plassere søyler fritt ettersom dekket ligger over en svømmehall. Dermed er det begrenset med løsninger for bæresystemet for dekket. Svømmehallen øker også krav for overdekning, og gymsalen kan gi svingninger. Størrelsen på dekket er 28 x 16,1 m. Det er i denne oppgaven sett på ulike alternativer for dekket, og følgende er vurdert opp mot hverandre. Programmet Ove Sletten er benyttet for beregninger av plastøpte alternativer, og for hulldekke er det benyttet diagram. Det er bare alternativet som er vurdert som beste løsning det er regnet videre på.

For dekket i svømmehallen er det brukt Flatedekke i Ove Sletten. Dekket i svømmehallen er beregningsmessig mindre krevende med hensyn til spennvidde, og det er dermed ikke sett på flere alternativer.

Alternativ 1: Original løsning med 520 mm tykt dekke.



Figur 42: Original løsning av dekke

$$\text{Tillatt nedbøyning: } \frac{L}{250} = \frac{14000\text{mm}}{250} = 56 \text{ mm}$$

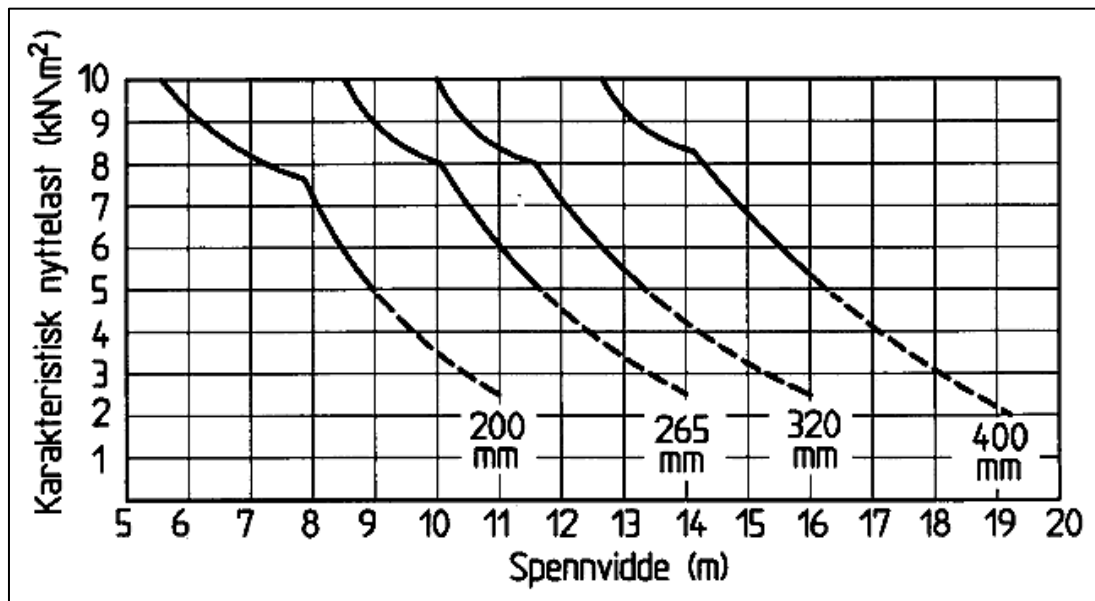
Nedbøyning med fritt opplagte vegger: 72 mm

Nedbøyning med fast innspenne vegger: 44 mm

Figur 42 viser den originale løsningen som vist i 3D-modellen. Dekket støttes av fire betongvegger, seks betongsøyler og en betongbjelke på langs. Det er benyttet Flatedekke i Ove Sletten for å beregne nedbøyningen. 14 m er et stort spenn for et plasstøpt dekke, og gir stor nedbøyning. I Ove Sletten må det defineres om oppleggene er fast innspent eller fritt opplagt. Det vil i virkeligheten ikke være mulig å få 100% fast innspent, og veggene vil dermed være en mellomting av fast innspent og fritt opplagt. Nedbøyningen kommer på 72 mm dersom veggene til sikker side er satt som fritt opplagt. Det er ikke innenfor kravet. Med fast innspent blir nedbøyningen 44 mm, som er mindre enn kravet, men er ikke en sikker vurdering. Se Vedlegg 17 for beregninger i Ove Sletten.

Spennarmert stedstøpt betong kan øke strekk-kapasiteten til dekke, og redusere nødvendig tykkelse. Ved spennvidder på over 6 m vil spennkabler være et økonomisk alternativ [33], men er ikke sett på i denne oppgaven.

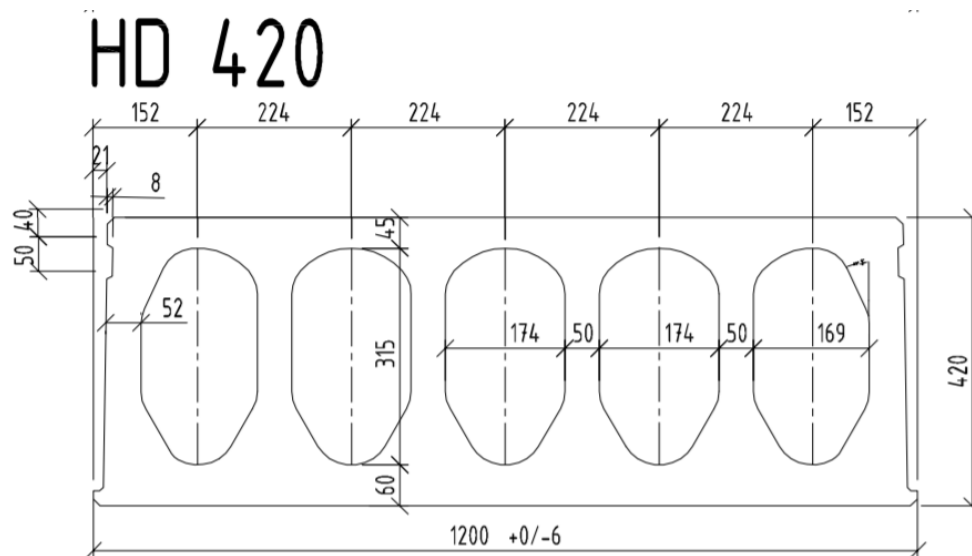
Alternativ 2: Original løsning med hulldekke



Figur 43: Spennvidde for hulldekke

Alternativ 2 har likt bæresystem som alternativ 1, men med hulldekke istedenfor plasstøpt betong. Det er mulig å dimensjonere hulldekke i beregningsprogram eller å bruke diagrammer. Her er det valgt å bruke diagram for å finne nødvendig tykkelse når spennvidden og nyttelast er kjent. Bæresystemet gir en spennvidde på 14 m, og nyttelasten er 5 kN/m^2 . Diagrammet gir dermed at et 400 mm betongdekke holder. Det vil være en godkjent løsning med hensyn til nedbøyningskravet, men krav til overdekning vil ikke kunne overholdes med et vanlig 400 mm hulldekke.

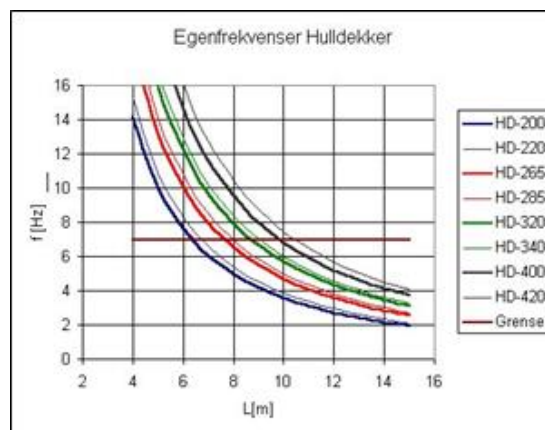
Alternativ 3: Original løsning med HD420 hulldekke



Figur 44: Hulldekke HD420 [34]

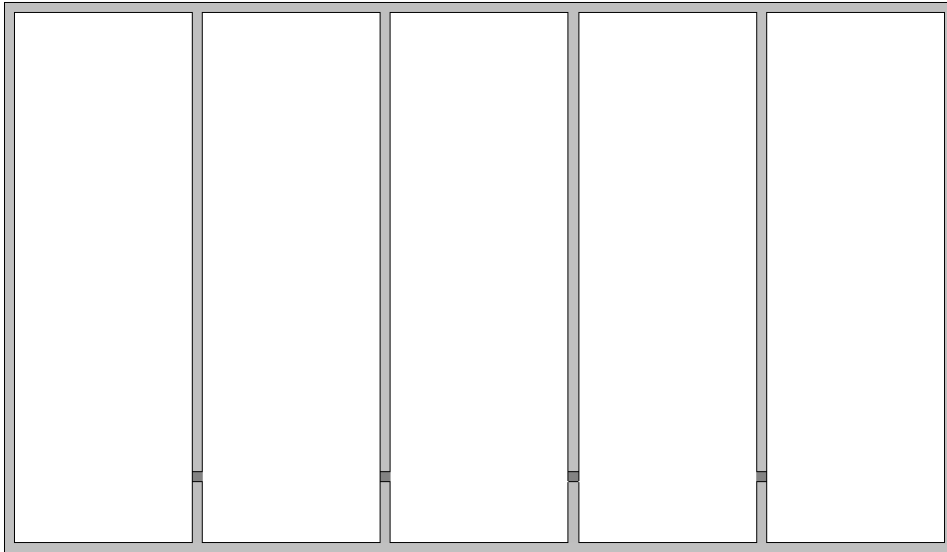
Et annet alternativ er et HD420 dekke. Det er et hulldekke med et lag av plastøpt betong på undersiden. Det er 60 mm på undersiden istedenfor 40 mm som i HD400. Hulldekke kan brukes med et spenn på maksimalt 17 m [35], som er større enn spennvidden på 14 m. Det ekstra laget med plastøpt betong vil være med å hindre fuktig luft å trenge gjennom betongen, og gir større overdekning. Dermed er denne løsningen bedre for miljøpåkjenningene enn det alternativ 2 er.

HD420 overholder krav til spennvidde og overdekning, men ikke for svingninger. Et HD420 har en egenfrekvens på mer enn 4 Hz for et spenn på 14 m, illustrert i Figur 45 [14]. Dette er ikke tilstrekkelig når aerobic kan gi en frekvens på 3.4 Hz. Egenfrekvensen bør være dobbelt så stor som frekvensen fra aktivitet som for eksempel aerobic [14].



Figur 45: Egenfrekvens for hulldekke [14]

Alternativ 4: Bjelker på tvers med 200 mm dekke



Figur 46: Ny løsning av dekke

$$\text{Tillatt nedbøyning: } \frac{5600\text{mm}}{250} = 22 \text{ mm}$$

Nedbøyning: 18 mm

Dekket støttes av veggene, fire søyler og fire bjelker. Forskjellen på denne løsningen og den originale løsningen, er at det er fire bjelker på tvers istedenfor en bjelke på langs, og 4 søyler istedenfor 6. Med dette bæresystemet er det valgt et tynnere dekke på 200 mm. Her er spennvidden 5,6 m, som er kortere enn ved den originale løsningen, og tillatt nedbøyning er derfor mindre, se Vedlegg 18 for beregninger i Ove Sletten.

Det er et enveis dekke og det er benyttet K-bjelke i Ove Sletten for å finne nedbøyning. Bjelkene som går på tvers vil ha en spennvidde på 14 m, og får en større nedbøyning. Når bjelkene bøyes ned, vil også dekket bøyes ned, men dersom nedbøyningen av bjelkene er innenfor kravet, vil dette være en mulig løsning.

Ved alternativ 4 vil man spare mye betong i forhold til alternativ 1. Et anslag viser at man sparer 132 m³ betong ved å velge et tynnere dekke med bjelker under, se Vedlegg 19. Armering for bjelkene er dyrere enn for dekket. Anslaget vurderer kun mengde spart betong, ikke totale kostnader. Det vil likevel lønne seg å velge alternativ 4, da man bruker mindre enn halvparten av betongen som trengs for det tykkere dekket.

Alternativ 1 og 2 overholder ikke alle krav, og ses bort ifra som alternativer. Alternativ 3 og 4 kan være mulige løsninger for dekket. Det er fordeler og ulemper ved begge løsningene. En fordel med å bruke plasstøpt betong er at det er tyngre og stivere enn et hulldekke, noe som er gunstig hvis det oppstår svingninger. Et hulldekke svinger mer, og Figur 45 viser at et HD420 ikke er tilstrekkelig for å overholde kravet for svingninger. Over hulldekket i gymsalen må det legges påstøpt. Det kan øke stivheten til hulldekket, men dersom det fremdeles ikke er innenfor kravene for svingninger, må det benyttes et tykkere hulldekke.

En ulempe med alternativ 4 er at bjelkene må være veldig høye, noe som tar litt av høyden i svømmehallen. Bjelkene må være minst 1050 mm høye dersom det benyttes slakkarmert. Krav til høyde under tak i en svømmehall vil variere etter størrelsen på bassenget, med hensyn til eventuelle stupebrett. Svømmebassenget i det aktuelle bygget er ikke stort, og bare 1,5 m ved det dypeste. Det vil dermed ikke være stupebrett i svømmehallen. Kravet for minste takhøyde er 2,4 m i en vanlig bolig [36]. Høyde under tak i svømmehallen er 3,51 m, og under bjelkene er den 2,46 m.

Det er videre valgt alternativ 4, plasstøpt dekke med bjelker under. Det er dermed ikke sett på nødvendig hulldekke med hensyn til svingninger. Alternativ 4 overholder krav for nedbøyning og overdekning. Videre er det sett på krav for svingninger av dekke med bjelker under.

Svingninger

Løsningen som er valgt er et plasstøpt dekke med bjelker under. Dermed er det viktig å kontrollere egenfrekvensen til både etasjeskillet og bjelkene. For etasjeskille er det benyttet formel for plate med sidekanter ved beregning av egenfrekvens. Verdiene i formelen kommer av materialet som er brukt, hvilken type innfestning dekket har, geometri og masse. Dekket er konservativt regnet som fritt opplagt. Det er benyttet formel 3.6 [14]:

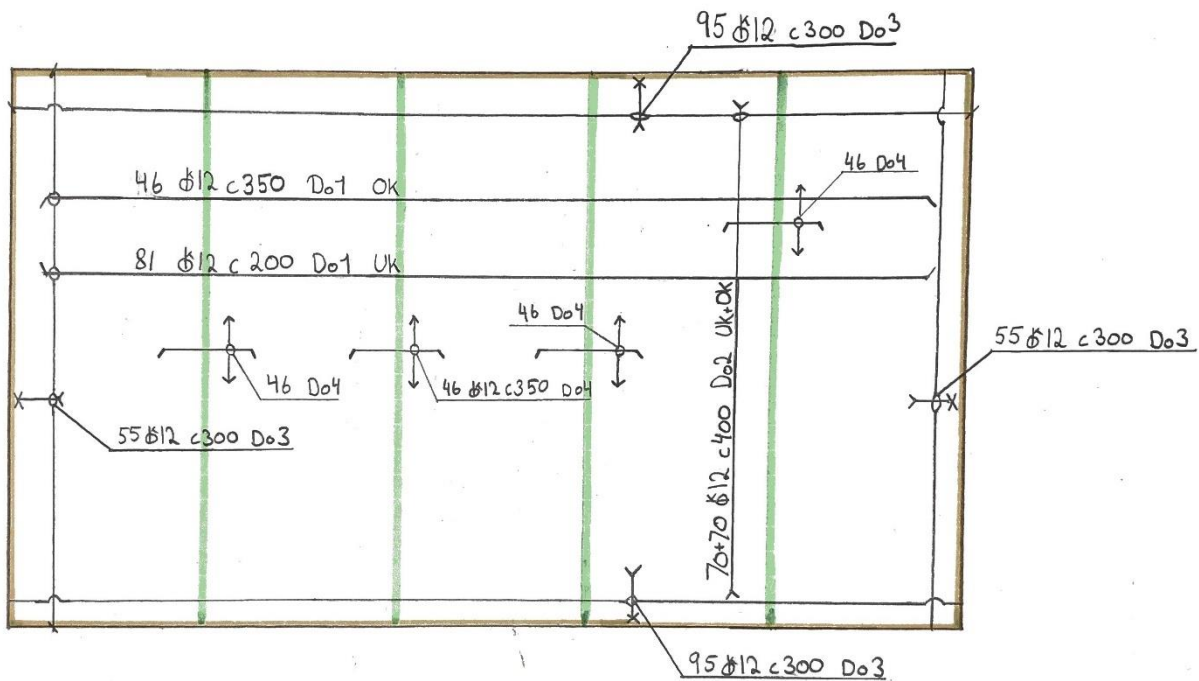
$$\frac{\varphi_n}{a^2} * \sqrt{\frac{E * t^3}{\mu * 12 * (1 - \nu^2)}} = 75 \text{ Hz}$$

For beregning av egenfrekvens på bjelkene er det benyttet formel for fritt opplagt bjelke med ett spenn, selv om bjelkene har tre opplegg. To av oppleggene er nær hverandre og det er benyttet det lengste spennet. Bjelkene er fast i dekket over, som T-bjelker, og er dermed stivere enn beregnet. Egenfrekvensen er derfor regnet konservativt. I formel for egenfrekvens til bjelkene, er det tatt hensyn til last som kan gi svingninger. Det er antatt en last fra 40 personer som veier 70 kg hver. Det er benyttet formel 3.4 [14]:

$$\frac{2}{\pi} * \sqrt{\frac{3 * E * I}{l^3 * (m + 0,5 * m_b)}} = 7,6 \text{ Hz}$$

Egenfrekvensen til bjelke og dekket bør være minst dobbelt så stor som frekvensen lasten gir. Frekvensen fra aerobic, som kan oppstå i en gymsal, kan være opptil 3.4 Hz. Både dekket og bjelkene under overholder kravet. Det er dermed ikke nødvendig å regne mer nøyaktig på svingninger for bjelkene. Beregninger er gjort i Vedlegg 20.

Hovedarmeringen er funnet i Ove Sletten. Minste tillatte senteravstand fra Ove Sletten er i underkant 205 mm og i overkant 180 mm, se Vedlegg 18. Det er benyttet Ø12 c350 som hovedarmering i overkant, i tillegg til ekstra armering over støtte, som tilsvarer Ø12 c175 over støtte. Armeringen over støtte er to meter lang, som er tilstrekkelig da støttemomentet halveres nærmere enn en meter fra støtten. For tverrarmering er det brukt minst 20% av hovedarmering ifølge 9.3.1.1 [25]. Betongbjelkene under dekket er markert med grønt og veggene er markert med oransje i armeringstegningen i Figur 47. Bøyeliste for etasjeskillet ligger i Vedlegg 21.



Figur 47: Armeringstegning av dekke

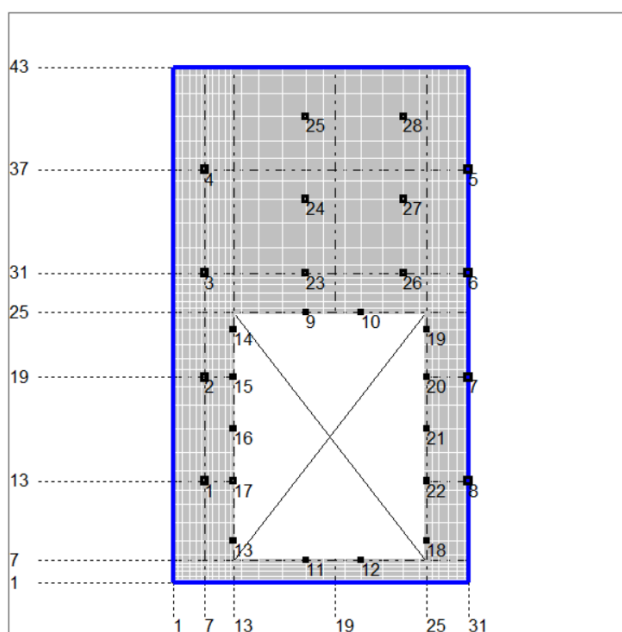
Dekke i svømmehall

Dekket i svømmehallen har en utsparring for bassenget. En slik utforming gjør det utfordrende å bruke hulldekke, mens plasstøpt er mer fleksibelt ved utsparringer. Spennvidden er mindre enn for dekket mellom gymsal og svømmehall, og det er ikke begrenset med hvor en kan plassere søyler, siden etasjen under er en teknisk kjeller. Kortere spenn og miljøkrav fra svømmehall gir også grunnlag til å velge plasstøpt betong.

Figur 48 viser dekket med omriss og opplegg. Dekket støttes av fire betongvegger og søyler av betong og stål. Det er plassert søyler for å gi liten nedbøyning. Beregningene er gjort i Flatedekke i Ove Sletten i Vedlegg 22. Ved å plassere søyler vist i Figur 48, får dekket en nedbøyning på 7 mm.

$$\text{Tillatt nedbøyning: } \frac{5256\text{mm}}{250} = 21\text{ mm} > 7\text{ mm}$$

Nedbøyningen er godt innenfor kravet. På grunn av utformingen kan det være større risiko for riss i betongen. Riss kan komme av at betongen krymper, og det oppstår strekk i hjørnene rundt bassenget. For å unngå riss kan det legges ekstra armering på skrå i hjørnene.



Figur 48: Omriss og opplegg av dekke

6.2.2 Bjelker

Ved å velge alternativ 4 som bæresystem for dekket mellom svømmehall og gymsal, får man fire bjelker på tvers. Bjelkene har tre opplegg; veggene på langsiden i tillegg til fire søyler, se Figur 49. Spennvidden på bjelkene er 14 m. Siden dekket spenner 5,6 m mellom hver bjelke, får bjelkene en lastbredde på 5,6 m. Alle beregningene er gjort for hånd i Vedlegg 23.



Figur 49: Bjelke med opplegg

Bruddgrense

Opplagerkreftene i bjelken går ned til veggene i R1 og R3, og søyle i R2. Det er i Vedlegg 23 brukt statikkformler fra Byggforsk [37] for å beregne opplagerkreftene:

$$R1 = -961 \text{ kN}$$

$$R2 = 1928 \text{ kN}$$

$$R3 = 505 \text{ kN}$$

Bjelken får et støttemoment over R2, som gir maksimalt strekk i overkant, og et feltmoment mellom R2 og R3, som gir maksimalt strekk i underkant:

$$M_{\text{støtte}} = 2025 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{felt}} = 1747 \text{ kNm}$$

Med $M_{\text{støtte}}$ som dimensjonerende moment, er det regnet ut minimum tverrsnitt på profilet. Et tverrsnitt på 400x1050 mm er tilstrekkelig. I tillegg får bjelkene en effektiv flensbredde fra dekket. Effektiv flensbredde varierer på bjelken, med minste på 1056 mm.

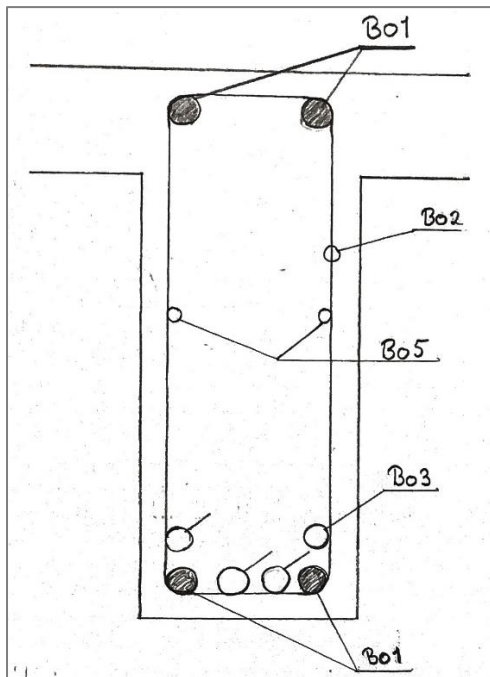
Det er benyttet maks moment for å finne nødvendig armering i strekksonen, og det er beregnet på Ø32 som hovedarmering. Flens er brukt over felt for å øke kapasiteten, og brukt for armering over støtte ved å benytte armering fra dekke. Formel (6.9) og (6.8) [25] er benyttet for å kontrollere tverrsnittets skjærkapasitet og nødvendig senteravstand for skjærarmeringen:

$$A_{S_{felt}} = \frac{M_{felt}}{f_{yd} * z} = 4784 \text{ mm}^2 \rightarrow \frac{A_s}{804 \text{ mm}^2} \approx 6$$

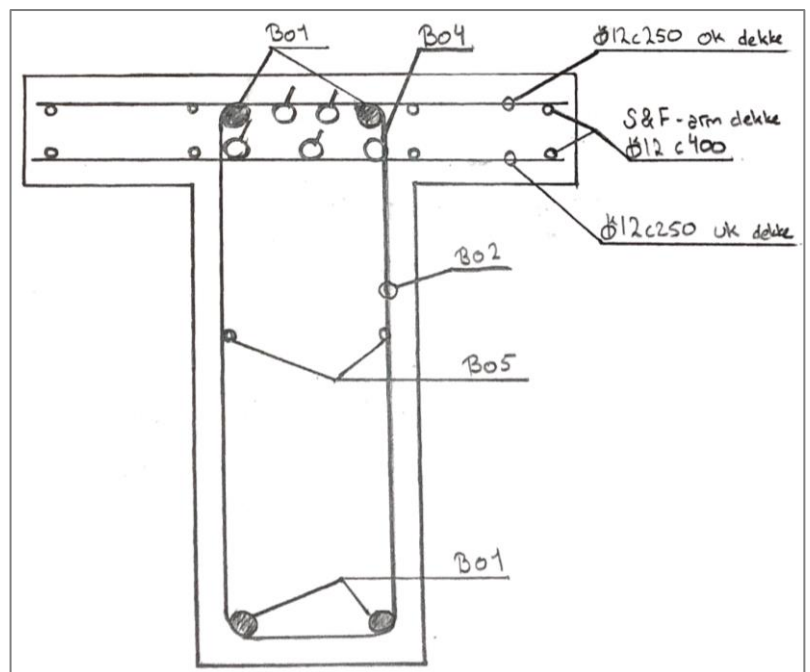
$$A_{S_{støtte}} = \frac{M_{støtte}}{f_{yd} * z} = 5722 \text{ mm}^2 \rightarrow \frac{A_s - 597 \text{ mm}^2}{804 \text{ mm}^2} \approx 7$$

$$V_{Rdmax} = \alpha_{cw} * b * z * v_1 * f_{cd} * \frac{1}{\cot(\varphi) + \tan(\varphi)} = 1401 \text{ kN} > V_{Ed} = 1157 \text{ kN}$$

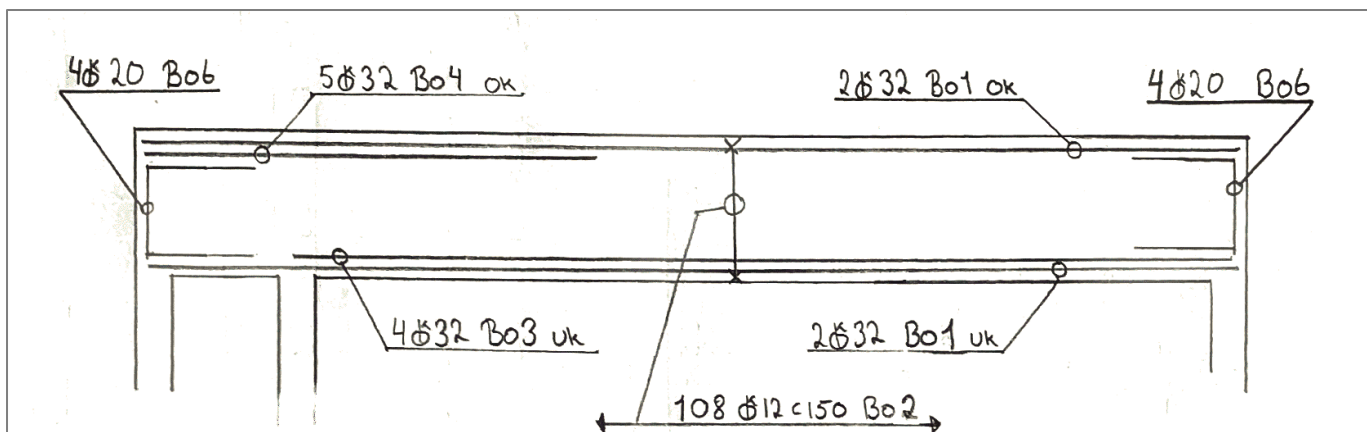
$$S_{max} = \frac{A_{sw}}{V_{Ed}} * z * f_{ywd} * \cot(\alpha) = 175 \text{ mm}$$



Figur 51: Armering i bjelke i felt



Figur 50: Armering i bjelke over støtte



Figur 52: Armeringstegning bjelke

Nødvendig armering i felt er 6 Ø32 i UK, og i OK er det brukt 2 Ø32, som er større enn minimumsarmeringen. Tilsvarende med 2 Ø32 i trykksone over støtte. Nødvendig armering i OK over støtte er 7 Ø32. Det er brukt armering fra dekke med en effektiv flensbredde på 1056 mm over støtte. Som skjærarmering er det benyttet Ø12 c150, med en vinkel på 21,8 grader.

Det er benyttet punkt 8.4.2 [25] for beregning av nødvendig endeforankring i bjelken, og forankringslengde:

$$L_{bd,OK} = \frac{\sigma_{sd} * 32mm}{4 * f_{bdOK}} = 1,44 m$$

Forankringskraft ved opplegg 1: $\Delta F_{td} = V_1 * 0,5 * \cot(21,8^\circ) = 1201 kN$

$$\Delta F_{td} - S_{RD,UK} = 499 kN$$

Forankringskraft ved opplegg 2: $\Delta F_{td} = V_3 * 0,5 * \cot(21,8^\circ) = 988 kN$

$$\beta_2 * 6 * 804 mm^2 * f_{yd} = 524 kN$$

Forankringslengden ble størst i OK, bruker 1,45 m for både UK og OK. Det er nødvendig med nesten like mye forankring på hvert opplegg, og 4 Ø20 er tilstrekkelig. Legger forankringen mellom OK og UK armeringen, illustrert i Figur 52 som B06. Har dermed ett forankringsjern innenfor hvert hovedjern. Beregningene er gjort i Vedlegg 23, og bøyeliste for bjelkene er i Vedlegg 24. Dordiameter for forankringsjern er funnet med formel (8.1) [25]:

$$\varphi_{m,min} = \frac{F_{bt} * \left(\frac{1}{a_b} + \frac{1}{2 * \emptyset} \right)}{f_{cd}} = 201 mm$$

Får en dordiameter på 201 mm, velger å bruke 200 mm som dordiameter for forankringen.

Bruksgrense

Kryptallet er beregnet med formler, kunne forenklet valgt å bruke figur 3.1 [25], men siden bjelkene er i en svømmehall, vil ikke den relative luftfuktigheten samsvare med figurene. Det er i rapporten fra Multiconsult anbefalt å holde luftfuktigheten til 55% [10, s. 16], bruker derfor det i beregningen. Kryptall er beregnet etter formel (B.2) [25]:

$$\varphi_{egen} = \varphi_{RH} * \beta_{fcm} * \beta_{t0,egen} = 1,9$$

$$\varphi_{nytte} = \varphi_{RH} * \beta_{fcm} * \beta_{t0,nytte} = 1,4$$

Det er antatt at forskalingen blir tatt bort etter 10 dager, og at nyttelasten virker etter 40 dager. Derfor blir kryptallet ulikt for egenvekt og nyttelast. Kryptallene er brukt i beregning av nedbøyning og for risskontroll.

$$\text{Tillatt nedbøyning: } \frac{L}{250} = \frac{14000mm}{250} = 57 \text{ mm}$$

Nedbøyning: 63 mm

Nedbøyning etter forskaling med overhøyde: 23 mm

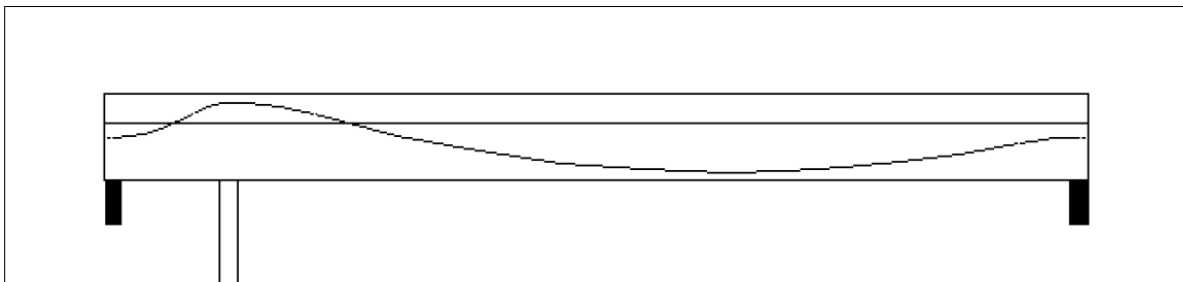
Bjelkene har et spenn på 14 m og får dermed en stor nedbøyning. Nedbøyningen er innenfor kravene dersom det forskales med en overhøyde på 40 mm, som er mindre enn nedbøyning grunnet egenlast, se Vedlegg 23. Det vil ikke være nedbøyning fra svinn, ettersom det er tilstrekkelig armering i både UK og OK av tverrsnittet, da trykksonearmeringen er minst like stor som minimumsarmering. Rissvidden Wk er beregnet etter formel (7.8) [25]:

$$Wk = S_{rmax} * (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 0,292 \text{ mm} < 0,3 * kc = 0,375 \text{ mm}$$

Beregninger viser at bjelken er tilstrekkelig for riss da rissvidden er mindre enn $0,3 * kc$.

Bjelken er også beregnet i Ove Sletten i Vedlegg 25. På grunn av det ene opplegget som kommer i strekk, er det nødvendig med ekstra skjøtarmering mellom bjelke og vegg. Derfor regnes bjelken som fast innspent. I håndberegningene er det forenklet regnet bjelken som fritt opplagt. Beregningene i Ove Sletten har oppleggene som fast innspent, og verdiene samsvarer derfor ikke med håndberegningene. Nedbøyningen for fast innspent bjelke blir 25 mm, som er betydelig mindre enn ved fritt opplagt.

Etter beregning av betongbjelkene er det vurdert at slakkarmert ikke er en ideell løsning. Bjelkene får en høyde på 1050 mm, som går 850 mm under dekke. Bjelkehøyden reduserer takhøyden betraktelig. Dermed er det gjort en vurdering på spennarmerte bjelker i Vedlegg 26. Ved store spenn for dekke er det aktuelt å benytte bjelker under, armert med spennarmering [33]. Kabela plasseres etter momentdiagrammet til bjelken vist i Figur 53, for å motvirke den ytre lasten. Beregningen på K-bjelke er gjort av IGANG Totalentreprenør. Ved å benytte spennarmering reduseres høyden på tverrsnittet. Bredden må økes for å gi plass til spennarmeringen, men høyden kan reduseres til 600 mm. Bjelkene går bare 400 mm under taket og svømmehallen får en takhøyde på 3,1 m.



Figur 53: Bjelke med spennkabler

6.2.3 Søyler

Betongsøylene som støtter opp under betongbjelkene i svømmehallen, blir påført en aksiallast $N_{Ed} = 1928$ kN fra bjelkene. Søylene har et tverrsnitt på 300x300 mm og er 2,7 m høye i 3D-modellen. Det er utført en beregning i Vedlegg 27 for å finne nødvendig armering, og deretter kontrollere om søylene er slanke. Det er antatt at søylene ikke blir påført noe moment, men det må tas hensyn til minimums eksentrisitet e_0 som gir moment M_{Ed1} .

$$e_0 = \max \left(20 \text{ mm}, \frac{h}{30} \right) \quad 6.1(4) [25]$$

$$M_{Ed1} = N_{Ed} * e_0 = 39,2 \text{ kNm.}$$

Velger 4 Ø25 jern, ett i hvert hjørne: $A_s = 1964 \text{ mm}^2 > A_{smin} = 1055 \text{ mm}^2$

Slankhetsberegning: $\lambda n = 21,4 > \lambda n_{lim} = 13$ NA.5.8.3.1(1).

Søylen er slank, og det må dimensjoneres for 2.ordens moment:

$$M_{Ed2} = N_{Ed} * e_2 = 24,6 \text{ kNm.}$$

$$M_{Ed} = M_{Ed1} + M_{Ed2} = 63,8 \text{ kNm}$$

$$\frac{h'}{h} = 0,52 \quad m = 0,09 \quad n = 0,85$$

Bruker mn-diagram $\frac{h'}{h} = 0,6 \rightarrow w = 0,1$, velger her å se på $w = 0,15$ fordi mn-diagrammet er valgt til usikker side.

$$\frac{w * f_{cd} * A_c}{f_{yd}} = 791,4 \text{ mm}^2 < 2 * \text{Ø}25 = 981,7 \text{ mm}^2$$

Søylens tverrsnitt med valgt armering har kapasitet nok for gitt aksiallast og moment. Se Vedlegg 28 for mn-diagram laget i BTSnitt.

Søylene fortsetter videre ned til den tekniske kjelleren. I tillegg til lasten $N_{Ed} = 1928 \text{ kN}$, får søylene last fra dekke i svømmehallen vist i Figur 54. Søylene har et tverrsnitt på $400 \times 400 \text{ mm}$ og en høyde på $2,9 \text{ m}$. Se Vedlegg 29 for håndberegninger.

	Perm. last	Var. last 1	Var. last 2	Var. last 3	Var. last 4	Var. last 5
N (kN)	141,7	113,4	55,3	58,1	26,4	87

Figur 54: Last i søyle fra flatedekkeberging

6.10b gir dimensjonerende aksiallast fra dekke i svømmehallen på $347,3 \text{ kN}$.

$$N_{Ed,tot} = 1928 \text{ kN} + 347,3 \text{ kN} = 2275,3 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,1} = N_{Ed,tot} * e_0 = 45,5 \text{ kNm}$$

Velger 4 Ø25 jern, ett i hvert hjørne: $A_s = 1964 \text{ mm}^2 > A_{smin} = 1877 \text{ mm}^2$

Slankhetsberegning: $\lambda n = 15,4 > \lambda n_{lim} = 12,8$

NA.5.8.3.1(1).

Søylen er slank, og det må dimensjoneres for 2.ordens moment:

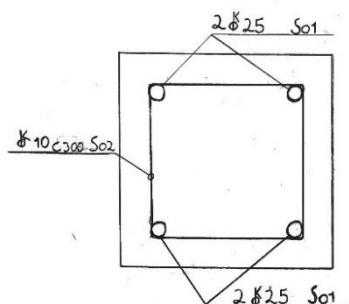
$$M_{Ed2} = N_{Ed} * e_2 = 34,2 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = M_{Ed2} + M_{Ed1} = 79,7 \text{ kNm}$$

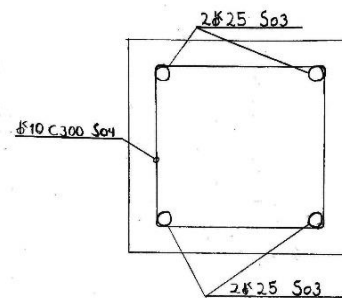
$$\frac{h'}{h} = 0,64 \quad m = 0,05 \quad n = 0,6$$

$$\text{Mn-diagram } \frac{h'}{h} = 0,6 \rightarrow w = 0$$

Søylen har god nok kapasitet. 4 Ø25 er tilstrekkelig armering for søylen over og under dekke. Armeringstegningene er vist i Figur 55 og Figur 56. Det legges inn 2 ekstra bøyler i topp og i bunn av søylen for å motvirke spaltestrekk 9.5.3(4)(i) [25]. Se Vedlegg 30 for bøyeliste.



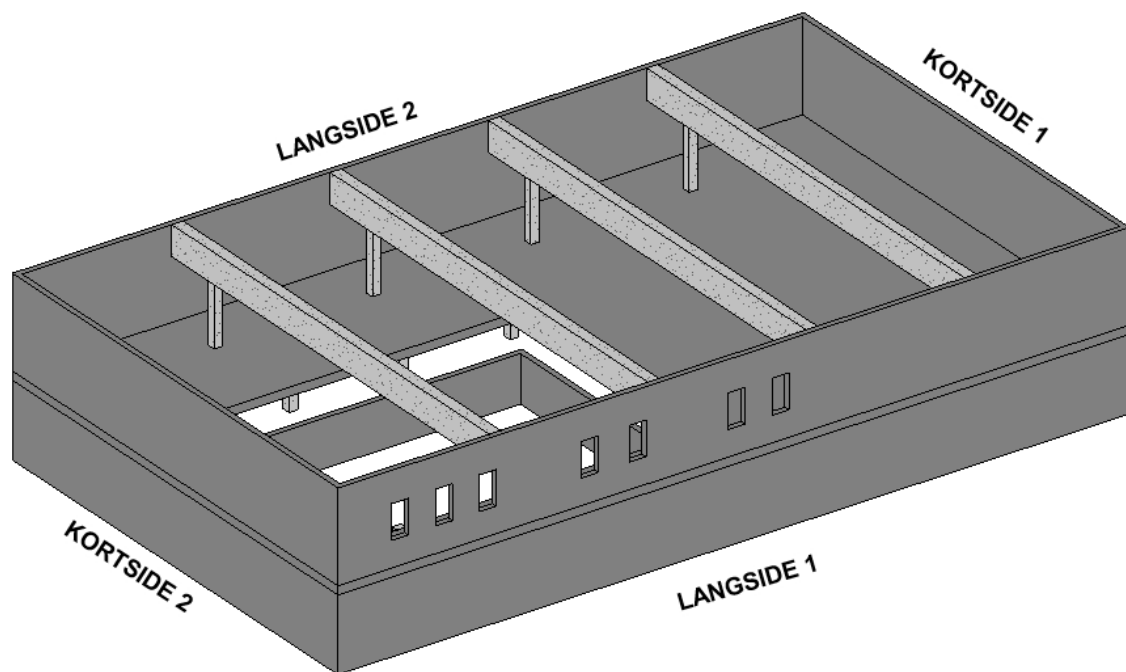
Figur 55: Armeringstegning for søyle i svømmehall



Figur 56: Armeringstegning for søyle i kjeller

6.2.4 Vegger

Det er fire betongvegger over to etasjer, som illustrert i Figur 57. Alle veggene blir påkjent av ulike laster, på grunn av jordtrykket mot kortside- og langside 2. I tillegg er det betongsøyler bare på den ene siden, som gjør at last fra dekke ikke fordeles symmetrisk. Langsidene er 28 m og kortsidene er 16.1 m.



Figur 57: Betongvegger med nummerering

Langside 1

Veggen blir belastet med stålsøyler fra øverste etasje, betongbjelkene under dekke og vindlast. Bjelkene og søylene treffer veggen i samme punkt. Tykkelsen for bjelkene er 400 mm og det vil bli laget en pilaster på veggen der bjelkene kommer inn, som kommer 150 mm ut fra veggen. Bjelkene vil dermed treffe et tverrsnitt av veggen på 400 x 400 mm. Siden veggen er kontinuerlig, kunne man regnet på et større tverrsnitt, men er konservativt regnet på et tverrsnitt på 400 x 400 mm.

Minimumsarmering for søyle, beregnet i Vedlegg 31, er tilstrekkelig for søyletverrsnittet. Minimumsarmeringen er 1600 mm^2 , og det er dermed nok med 4 Ø25. Søylene er kontrollert i Ove Sletten i Vedlegg 32, og bøylearmering Ø12 c200 er tilstrekkelig som skjærarmering. Resten av veggen blir armert med minimumsarmering for vegg funnet i Vedlegg 33.

Horisontalarmering begge sider: Ø12 c400

Vertikalarmering begge sider: Ø12 c200

Kortside 1

Kortside 1 belastes med aksiallast fra søyler i øverste etasje og fra dekker, og en jevnt fordelt last fra vind. Lastene er ikke betydelig store, og benytter minimumsarmering, se Vedlegg 33. For vertikalarmering brukes Ø12 c200 og for horisontalarmering brukes Ø12 c400.

Langside 2

Langside 2 er hovedsakelig påkjent med last som gir bøyning ut av planet. Hele veggen får jordtrykk som en trapeslast på siden av bygget. Det er brukt BTSnitt i Ove Sletten for beregningene, se Vedlegg 34. I 3D-modellen er veggene 250 mm tykke. Jordtrykket øker med dybden, og kjellerveggen får større belastning enn veggen for første etasje. Veggtykkelsen i kjeller økes dermed til 300 mm. Det er konservativt ikke tatt med aksiallasten til veggen i beregningene på BTSnitt, siden aksiallasten er en strekklast.

Nødvendig armering for første etasje:

Vertikalarmering: Ø12 c210, horisontalarmering: Ø12 c200

Nødvendig armering for kjeller:

Vertikalarmering: Ø12 c210, horisontalarmering: Ø12 c165

Aksiallasten til veggen er 977 kN og er en strekklast fra bjelkene under dekket. For at bjelkene ikke skal bøyes opp må det armeres i overgangen mellom vegg og bjelke. Det er brukt 435 N/mm² som kapasitet for jern for å finne kapasiteten til Ø20 jern, og brukt dette for å finne antall Ø20 jern som er nødvendig som skjøtarmring:

$$314 \text{ mm}^2 * 435 \text{ N/mm}^2 = 125,6 \text{ kN}$$

$$\frac{977 \text{ kN}}{126 \text{ kN}} = 7,2$$

Ett Ø20 jern har en kapasitet på 125,6 kN, og for å ta strekklasten kreves det 8 Ø20 jern. Det er bare plass til to jern i overkant av bjelken, på grunn av hovedarmeringen. De resterende seks jernene plasseres derfor i flensbredden, se Vedlegg 35. Det legges tre på hver side av bjelken, mellom armeringen til dekket. Resten av dekke får skjøtarmring på Ø12 c300, som foreslått i Ove Sletten. Forankringslengden på skjøtarmringen blir 1,8 m etter formel (8.10):

$$l_0 = \alpha_1 * \alpha_2 * \alpha_3 * \alpha_5 * \alpha_6 * l_{brqd} = 1,8 \text{ m}$$

Kortside 2

Kortside 2 er belastet av horisontale laster fra jordtrykk og vind, og vertikale laster fra dekker og stålsøyler. Jorden heller langs med veggen, og opptrer som en trapeslast som varierer i veggens lengderetning. En kunne dimensjonert veggen med hensyn til jordens helning og dermed avtrappet armeringen, men dimensjonerer veggen forenklet for en jevnt fordelt trapeslast fra jordtrykket. Veggen er hovedsakelig belastet med horisontale laster, som gir bøyning ut av planet. Tykkelsen på veggen er satt til 250 mm, og veggen er dimensjonert i BTSnitt i Ove Sletten, se Vedlegg 36. Følgende armering er benyttet for både inner- og ytterkant av vegg:

Nødvendig armering for vegg i første etasje og i kjeller:

Vertikalarmering: Ø12 c125, horisontalarmering: Ø12 c200

Vegg i kjeller er mest utsatt for knekking der jordtrykket er størst. Dermed kan det være aktuelt å undersøke om kombinasjonen av moment og aksiallast er virksom. Utfører en forenklet kontroll for et område med størst trykk:

$$\left(\sigma_{\text{opptredende}} = 0,34 \frac{N}{\text{mm}^2}\right) < \left(\sigma_{\text{tillatt}} = 7,65 \frac{N}{\text{mm}^2}\right)$$

Opptredende trykkspenning er mindre enn tillatt trykkspenning, og kombinasjonen av moment og aksialkraft er ikke virksom, se Vedlegg 37 for beregninger. Det er tilstrekkelig med nødvendig armering beregnet i Ove Sletten.

6.2.5 Fundament

Det utføres en dimensjonering for fundament under søyle og under vegg på langside 1. I beregningene er det forenklet brukt en bæreevne på jorden $\sigma = 400 \text{ kN/m}^2$ for sprengrstein over fast fjell.

Fundament under betongsøyle

Under innvendige betongsøyer er det benyttet et kvadratisk søylefundament. I 3D-modellen var det originalt 6 søyer fordelt på et stripefundament. Det er endret til 4 søyer med betydelig større last per søyle. Søylefundament under hver enkelt søyle er derfor en bedre løsning. Den totale aksiallasten medregnet vekt av jord og fundament er $N_{Ed,tot} = 2440 \text{ kN}$. Ut ifra lasten settes bredden og lengden til 2,52 m for fundamentet. Kontrollerer total last på fundamentet hvor tverrsnittet er redusert med $B_0 = B - 2 * \Delta B = 2,52 \text{ m} - 2 * 20 \text{ mm}$ (7.14) [11].

$$\frac{N_{Ed,tot}}{(2,48 \times 2,52) \text{ m}^2} = 390 \text{ N/m}^2 < 400 \text{ kN/m}^2 \quad (7.11) [11]$$

Ved dimensjonering av fundament kan det være hensiktsmessig å unngå å skjærarmere, forbeholdt at betongen har kapasitet for oppredende laster. Høyden av fundamentet kan økes, og dermed unngår en å skjærarmere. Hensikten med dette er at arbeidskraften for innlegging av skjærarmering i fundament ikke er kostnadseffektivt. Skjærkraftkapasiteten i et søylefundament bør påvises ved kontrollsnitt som er innenfor $2d$ fra søylens kant, hvor d er den effektive tverrsnittshøyden 6.4.4(2) [25].

$$\text{Kontroll ved søylekant: } \frac{V_{Ed0}}{V_{Rdmax}} = 0,91 < 1,0$$

$$\text{Kontroll } 1d \text{ fra søylekant: } \frac{V_{Ed1}}{V_{Rd1}} = 0,97 < 1,0$$

$$\text{Kontroll } 1.5d \text{ fra søylekant: } \frac{V_{Ed2}}{V_{Rd2}} = 0,78 < 1,0$$

Ut ifra beregningen gjort i Vedlegg 38, har fundamentet tilstrekkelig skjærkapasitet og trenger ikke å skjærarmeres, dersom fundamentet har en høyde på 570 mm. For moment som oppstår er det lagt inn $\text{Ø}16 \text{ c}150$ i begge retninger i UK, og $\text{Ø}12 \text{ c}150$ i OK.

Fundament under langsidedvegg 1

Lastene fra bjelkene og stålsøylene treffer et tverrsnitt på 400x400 mm i veggen. Under tverrsnittet er det regnet på et søylefundament, resten av veggen er regnet som stripefundament. Ut fra beregninger gjort i Vedlegg 39 blir $B = L = 1,3$ m. Kontrollerer last på fundamentet:

$$\frac{N_{Edtot}}{(1,26 \times 1,3)m^2} = 365 \text{ kN/m}^2 < 400 \text{ kN/m}^2$$

Det er også her gjort en vurdering av skjærkapasitet ved søylekant og i to kontrollsnitt som er henholdsvis 1d og 2d fra søylekanten. Ønsker å unngå skjærarmering og benytter en høyde på fundamentet på 250 mm. Videre kontrolleres fundamentets skjærkapasitet:

$$\text{Kontrollsnitt ved søylekant: } \frac{V_{Ed0}}{V_{Rdmax}} = 0,61 < 1,0$$

$$\text{Kontrollsnitt 1d fra søylekant: } \frac{V_{Ed1}}{V_{Rd1}} = 0,75 < 1,0$$

$$\text{Kontrollsnitt 2d fra søylekant: } \frac{V_{Ed2}}{V_{Rd2}} = 0,52 < 1,0$$

Det er ikke behov for skjærarmering etter beregninger gjort i Vedlegg 38. Armering for moment som oppstår er henholdsvis Ø12 c150 i UK og Ø10 c250 i OK.

Videre er det regnet på et stripefundament for resten av veggen i Vedlegg 40. Da lastene hovedsakelig er tatt opp via søyletversnittet i veggen, kan det antas at aksiallasten på stripefundamentet tilsvarer egenvekt på vegg, samt egenvekt og nyttelast fra dekke i svømmehallen. Bredden og armeringen til fundamentet kan reduseres da lasten er betydelig mindre, slik kan man spare betong og ikke overdimensjonere. En fordel med å beholde samme bredde er at det forenkler arbeidet på byggeplassen. Det er derfor valgt å beholde bredden på 1,3 m, men armeringen kan trappes ned til Ø10 c200 i begge retninger i UK og Ø10 c250 OK.

7 Drøfting

Valg av bæresystem er gjort med utgangspunkt i 3D-modellen laget av Skala. 3D-modellen er en foreløpig modell av hvordan bygget skal dimensjoneres, med forbehold om endring. Det er gjort flere endringer av bæresystemet i denne oppgaven, for å få det beste bæresystemet. Det er ulike grunner til endringene, både etter hvilken løsning som fungerer best, og etter hva som gjør det enklest å regne på.

Antall stålsøyler i gymsalen er endret. Det er valgt i oppgaven å ha stålsøylene slik at det er lik avstand mellom dem. Dette gir enklere beregning, da alle søylene får lik lastbredde. Det er også redusert antall søyler på kortsidene, siden det ikke er nødvendig med like kort avstand mellom søylene, slik det er modellert i 3D-modellen. Ved å redusere antall søyler vil man spare stål, og det blir også mer symmetrisk da det blir like mange søyler på begge kortsidene. Symmetri gjør beregningen enklere.

Det er også endret på antall betongsøyler i svømmehallen. Betongbjelkene under dekke hviler på betongsøylene, og overfører en stor trykklast til den ene veggen på langsiden. Ved å bare bruke fire betongbjelker, vil de kunne treffe samme punkt av veggen som stålsøylene i gymsalen. Det gjør beregningen av veggen enklere, ved at veggen bare får fire punktlaster. Det er modellert inn seks betongsøyler i 3D-modellen, men er redusert til fire for enklere beregning av veggen.

En annen beslutning som er viktig i startfasen av et byggeprosjekt, er om det skal benyttes plasstøpt dekke eller hulldekke. Pris, tid og overholdelse av krav vil være viktige elementer i en slik vurdering. Hulldekke vil ta mindre tid og vil enklere klare å overholde nedbøyningskravet ved store spenn. Et plasstøpt dekke vil ikke kunne brukes over like store spenn som et hulldekke. Derimot vil et plasstøpt dekke være mer fleksibelt med eventuelle utsparinger og enklere å støpe etter miljøkrav fra svømmehall. Det er nødvendig å gjøre noe med den lange spennvidden, for dekke mellom svømmehall og gymsal, dersom plasstøpt skal være et alternativ. Det er i denne oppgaven sett på en løsning med plasstøpt dekke som etasjeskille med bjelker under dekket, noe som reduserer spennvidden for dekket.

Takhøyde er viktig for luftkvalitet, belysning og generelt romfølelsen. Ønsket takhøyde varierer fra prosjekt til prosjekt, da det er mange faktorer som spiller inn. Det er ofte ønskelig med stor takhøyde, men det er begrenset hvor stor den kan settes, da reguleringsplaner kan sette grenser for dette. Arkitekten for dette prosjektet ønsker en takhøyde på over 3 m i svømmehallen. Ved å benytte plaststøpt med bjelker på undersiden, blir takhøyden i dette prosjektet innenfor arkitektens ønsker, men høyden under bjelkene er mindre. Det er mulig å lage utsparinger i bjelkene for føring av elektro og ventilasjon, og det vil derfor ikke bygges lenger ned i rommet. Høyden under bjelkene er fortsatt mindre enn ønsket fra arkitekt og det må gjøres en vurdering om det er tilstrekkelig. En mulig løsning er å benytte etterspente spenntau i bjelkene, som reduserer tverrsnittshøyden.

Det er gjort forenklete vurderinger i oppgaven. Ved beregning av jordtrykket er det tatt utgangspunkt i en gammel tegning som viser at toppen av jorden ligger på kote 47,3. Fra befaring og 3D-modellen er det antatt at jorden skrår lineært ned til bunnen av bygget. En annen forenkling som er gjort er ved beregning av betongbjelkene. På grunn av den ekstra armeringen som er lagt inn i overgangen mellom vegg og bjelke/dekke, vil bjelkene være fast innspent. Siden beregningene er gjort for hånd er det regnet som fritt opplagt, og beregningene vil dermed ikke være helt korrekte. Det er også benyttet et beregningsprogram for å kontrollere svarene, og avvikene kommer av at bjelkene i beregningsprogrammet er fast innspent. Det er videre brukt konservative forenklinger i beregning av svingninger. Både dekke og bjelkene var innenfor kravet for svingninger, og en mer nøyaktig beregning er dermed ikke nødvendig.

8 Konklusjon

Denne oppgaven tar for seg dimensjonering og valg av bæresystem for en gymsal og svømmehall. For å kunne gjøre beregninger har det vært nødvendig å finne lastene som opptrer i konstruksjonen. Lastene er brukt for å finne nødvendige dimensjoner for brudd- og bruksgrense. Knutepunkt er regnet som leddet og alle profilene og dimensjonene som er valgt vil klare påkjenningene fra lastene. Det er brukt en kombinasjon av håndberegninger og beregningsprogrammer som Ove Sletten og Robot. Flere av resultatene fra håndberegninger er kontrollert mot beregningsprogram, og gir tilnærmet like svar. Programmene gir som regel et mer nøyaktig svar, mens med håndberegninger er det regnet mer konservativt. Håndberegninger er også mer tidkrevende, derfor er noen beregninger bare gjort på beregningsprogram, som beregning av dekke.

Bæresystemet som er valgt i denne oppgaven likner på bæresystemet i 3D-modellen, som det er tatt utgangspunkt i. Noen endringer er gjort basert på egne vurderinger og alle valgte profiler er beregnet ut ifra belastningene. For stålprofiler er det for det meste valgt hulprofil, da hulprofil gir god kraftoverføring i fagverk uten å benytte stivere og aksene er mer like når det kommer til knekking om begge aksene. For etasjeskille er det valgt plasstøpt betong, støttet opp med betongbjelker på undersiden. Både løsning med plasstøpt dekke og et hulldekke med ekstra overdekning ville vært mulige alternativer som etasjeskille.

Kostnader er ikke vurdert i denne oppgaven, bortsett fra et anslag på mengde betong brukt for etasjeskille. Ved å velge et tynnere dekke med betongbjelker under, vil man spare mye betong, i motsetning til å bruke et tykkere dekke uten bjelker. Prisen på armert betong vil variere om det er bjelker eller et dekke, da armeringen for bjelke er mer kostbart. Det er vurdert at mengde betong reduseres så mye, at det vil lønne seg å velge alternativet med bjelker under.

9 Litteraturliste

- [1] O. H. Målsnes, «Byggeprosjekt - Kronstad oppveksttun,» 2019. [Online]. Tilgjengelig: <https://www.bergen.kommune.no/hvaskjer/tema/vi-bygger-bergen/byggeprosjekter/skolebygg/byggeprosjekt-kronstad-oppveksttun>, Hentet: 14.02.20.
- [2] «Kartverket,». Tilgjengelig: <https://norgeskart.no>, Hentet: 13.01.20.
- [3] *Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*, NS-EN 1990:2002+NA:2016, 2016. Tilgjengelig, Hentet: 13.01.20.
- [4] ABO, «Hunstad og Kronstad skole,» 2017. [Online]. Tilgjengelig: https://www.bergen.kommune.no/bk/multimedia/archive/00327/Kulturminnedokument_327633a.pdf, Hentet: 13.01.20.
- [5] Multiconsult, «Tilstandsanalyse svømmehall,» 2019. Vedlegg.
- [6] M. K. Silseth, «Egenlaster for bygningsmaterialer, byggevarer og bygningsdeler,» 2013. [Online]. Tilgjengelig: https://www.byggforsk.no/dokument/215/egenlaster_for_bygningsmaterialer_byggevarer_og_bygningsdeler, Hentet: 14.02.20.
- [7] V. Bokalders, «Isolasjonsmaterialer A-Å,» 2019. [Online]. Tilgjengelig: <https://www.byggogbevar.no/enok/artikler/isolasjonsmaterialer-a-%C3%A5>, Hentet: 06.04.20.
- [8] K. Noreng, «Sedumtak,» 2013. [Online]. Tilgjengelig: <https://www.byggforsk-no.galanga.hvl.no/dokument/4093/sedumtak>, Hentet: 28.03.20.
- [9] *Laster på konstruksjoner - Tetthet, egenvekt, nyttelaster i bygninger*, NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008, 2008. Tilgjengelig, Hentet: 15.01.20.
- [10] Multiconsult, «Bygningsfysiske premisser for svømmehallen,» 2019. Vedlegg.
- [11] O. R. Aarhaug, *Geoteknikk og fundamenteringslære* : 2. Rud: NKI-forl., 1984.
- [12] O. R. Aarhaug, *Geoteknikk og fundamenteringslære* : 1. Trondheim: NKI, 1984.
- [13] Multiconsult, «Innledende vurdering bæreevne,» 2019. Vedlegg.
- [14] Betongelementforeningen, «Svingninger av betongelementer,» [Online]. Tilgjengelig: <https://www.betongelement.no/siteassets/dokumenter/svingningavbetongelementer.pdf>, Hentet: 25.04.20.
- [15] *Laster på konstruksjoner - Snølaster*, NS-EN 1991-1-3:2003+NA:2008, 2008. Tilgjengelig, Hentet: 15.01.20.
- [16] *Laster på konstruksjoner - Vindlaster*, NS-EN 1991-1-4:2005/NA:2009, 2009. Tilgjengelig, Hentet: 15.01.20.
- [17] *Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning*, NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2014, 2014. Tilgjengelig, Hentet: 17.02.20.
- [18] Multiconsult, «Geoteeknisk og bergteknisk premissdokument,» 2019. Vedlegg.
- [19] Ø. Løset, H. Lurèn og L. Vinje, *Betongelementboken*, 2011. [Online]. Tilgjengelig: https://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BookH.asp?isSearch=0&lilD=322&DocumentId=BindH/H3/3_2_2.pdf&BookId=H, Hentet: 05.03.20
- [20] J. C. Krohn, «Oversikt over krav og løsninger ved brannteknisk prosjektering av bygninger,» 2017. [Online]. Tilgjengelig: https://www.byggforsk-no.galanga.hvl.no/dokument/3307/oversikt_over_krav_og_loesninger_ved_brannteknikk_prosjektering_av_bygninger, Hentet: 08.05.20.
- [21] B. Aasen og Norconsult, *Stål Håndbok Del 3:2010*, 3. utg. Oslo, 2010.
- [22] J. C. Krohn, «Brannmotstand for bjelker og søyler av betong, mur og tre,» 2009. [Online]. Tilgjengelig: https://www.byggforsk-no.galanga.hvl.no/dokument/1540/brannmotstand_for_bjelker_og_soyler_av_betong_mur_og_tre#i22, Hentet: 09.05.20.
- [23] N. Christensen og A. A. Næss, «stål,» 2019. [Online]. Tilgjengelig: https://snl.no/st%C3%A5l#-Egenskaper_og_anvendelser, Hentet: 29.01.20.

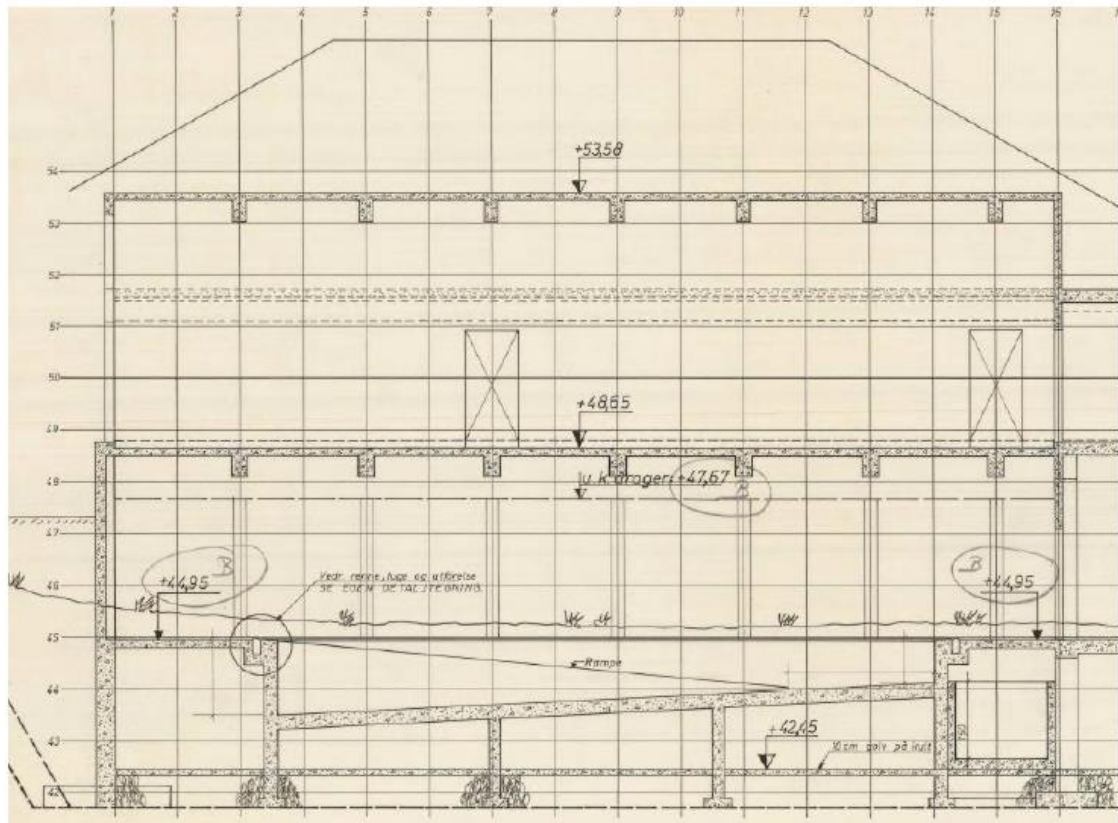
- [24] S. Alexander, *Betongelementboken*, 1995. [Online]. Tilgjengelig: https://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BookA.asp?isSearch=0&lilD=62&DocumentId=BindA/Del_2/A6/6_2_Fordeler.pdf&BookId=A, Hentet: 02.02.20
- [25] *Prosjektering av betongkonstruksjoner*, NS-EN 1992-1-1;2004+NA:2008, 2008. Tilgjengelig, Hentet: 09.04.20.
- [26] J. C. Krohn, «Dekker av betong- og lettbetongelementer,» 1996. [Online]. Tilgjengelig: https://www.byggforsk.no/dokument/346/dekker_av_betong_og_lettbetongelementer, Hentet: 24.01.20.
- [27] Norsk Fabrikkbetongforening, «Fordeler ved plasstøpte løsninger i bygg,» [Online]. Tilgjengelig: https://fabeko.no/assets/Fordeler_plasstopte_loesninger.pdf, Hentet: 29.01.20.
- [28] *Prosjektering av stålkonstruksjoner*, NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015, 2015. Tilgjengelig, Hentet: 17.04.20.
- [29] T. Ramstad og J. E. Thommesen, «Takformer, taktyper og oppbygning,» 2018. [Online]. Tilgjengelig: https://www.byggforsk.no/dokument/381/takformer_taktyper_og_oppbygning, Hentet: 11.03.20.
- [30] Norsk Stål, «Hulprofiler: 2,» [Online]. Tilgjengelig: <https://www.norskstaal.no/produkter/hulprofiler?Width=%5B40%5D&H%C3%B8yde=%5B40%5D&Thickness=%5B4%5D>, Hentet: 19.05.20.
- [31] K. Hofstad, «utvidelseskoeffisient,» 2018. [Online]. Tilgjengelig: <https://snl.no/utvidelseskoeffisient>, Hentet: 18.04.20.
- [32] *Brannteknisk dimensjonering*, NS-EN 1993-1-2:2005+NA:2009, 2009. Tilgjengelig, Hentet: 08.05.20.
- [33] Spenneteknikk, «BBR VT CONA Single spenntausystem,» [Online]. Tilgjengelig: <http://new.spennteknikk.no/wp-content/uploads/2018/05/BBR-VT-CONA-Single-spenntausystem-24022011.pdf>, Hentet: 23.05.20.
- [34] Nobi, 2016. [Online]. Tilgjengelig: <https://www.nobi.no/wp/wp-content/uploads/2016/01/Tverrsnitt-Hulldekke-NOBI.pdf>, Hentet: 03.04.20.
- [35] Helgeland Betong, «Foretaksstandard for hulldekke,» 2019. [Online]. Tilgjengelig: <http://kvalitet.ocem.no/docs/pub/DOK03041.pdf>, Hentet: 03.04.20.
- [36] Direktoratet for byggkvalitet, «Byggteknisk forskrift (TEK17) med veiledning,» 2017. [Online]. Tilgjengelig: <https://dibk.no/byggereglene/byggteknisk-forskrift-tek17/12/ii/12-7/>, Hentet: 01.05.20.
- [37] H. Einstabland, «Statikkformler for bjelker,» 2019. [Online]. Tilgjengelig: https://www.byggforsk.no/dokument/183/statikkformler_for_bjelker, Hentet: 30.03.20.

10 Vedlegg

Vedlegg 1: Gammel tegning av bygget.....	84
Vedlegg 2: Jordtrykk - håndberegninger	85
Vedlegg 3: Høyde over havet	86
Vedlegg 4: Vinkel Løvestakken	87
Vedlegg 5: Vinkel Ulriken.....	87
Vedlegg 6: Innvirkningsområde for Ulriken.....	88
Vedlegg 7: Vindlast - håndberegninger	89
Vedlegg 8: Jordskjelv - håndberegninger	97
Vedlegg 9: Vindkryss - håndberegninger	99
Vedlegg 10: Bjelker langsida – håndberegninger	100
Vedlegg 11: Bjelker kortsida - håndberegninger	102
Vedlegg 12: Fagverk - håndberegninger.....	105
Vedlegg 13: Søyler langsida - håndberegninger	115
Vedlegg 14: Søyler kortsida - håndberegninger	118
Vedlegg 15: Branndimensjonering - håndberegninger	120
Vedlegg 16: Brannbeskyttelse	121
Vedlegg 17: 520 mm dekke – Ove Sletten	124
Vedlegg 18: 200 mm dekke – Ove Sletten	126
Vedlegg 19: Vekt av dekke - håndberegninger.....	134
Vedlegg 20: Svingninger - håndberegninger	135
Vedlegg 21: Bøyeliste for dekke.....	136
Vedlegg 22: 250 mm dekke svømmehall - Ove sletten	137
Vedlegg 23: Betongbjelke - håndberegninger	150
Vedlegg 24: Bøyeliste for bjelke	165
Vedlegg 25: Betongbjelke – Ove Sletten.....	166
Vedlegg 26: Spennarmering betongbjelke - Ove Sletten.....	173
Vedlegg 27: Betongsøyale – håndberegninger	181
Vedlegg 28: mn-diagram for betongsøyale – Ove Sletten.....	187
Vedlegg 29: Betongsøyale i kjeller – håndberegninger	188
Vedlegg 30: Bøyeliste for betongsøyler.....	194
Vedlegg 31: Vegg langsida 1- håndberegninger.....	195
Vedlegg 32: Vegg langsida 1 - Ove Sletten.....	197
Vedlegg 33: Minimumsarmering vegg - håndberegninger	199

Vedlegg 34: Vegg langsida 2 – Ove Sletten	200
Vedlegg 35: Skjøtarmering i vegg langsida 2 - håndberegninger	202
Vedlegg 36: Vegg kortside 2 - Ove Sletten	204
Vedlegg 37: Vegg kortside 2 - håndberegninger	206
Vedlegg 38: Søyelfundament - håndberegninger.....	208
Vedlegg 39: Søyelfundament under vegg - håndberegninger.....	215
Vedlegg 40: Stripefundament under vegg – håndberegninger.....	223

Vedlegg 1: Gammel tegning av bygget



Gammel håndtegnning av bygget. RIB tegning "snitt XVIII" [5]

Vedlegg 2: Jordtrykk - håndberegninger

Jordtrykk er beregnet etter bøkene Geoteknikk og fundamenteringslære 1 og 2 [11] [12]

$$\varphi := 42^\circ$$

Friksjonsvinkel til sprengstein

$$\gamma_m := 1.25$$

Materialkoeffisient [13]

$$\tan \rho := \frac{\tan(\varphi)}{\gamma_m} = 0.72 \quad (4.25)$$

$$\text{atan}(\tan \rho) = 35.766 \text{ deg}$$

$$k_0 := 1 - \sin(35.766^\circ) = 0.416$$

Hviletrykkskoeffisienten

(5.6)

$$q_k := 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Terrenglast

$$\gamma := 19 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Tyngdetetthet til sprengstein

σ_z :

$$\sigma_{z1} := 0 \text{ m} \cdot \gamma + q_k = 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

σ_x :

$$\sigma_{x1} := \sigma_{z1} \cdot k_0 = 2.078 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{z2} := 2.3 \text{ m} \cdot \gamma + q_k = 48.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{x2} := \sigma_{z2} \cdot k_0 = 20.236 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

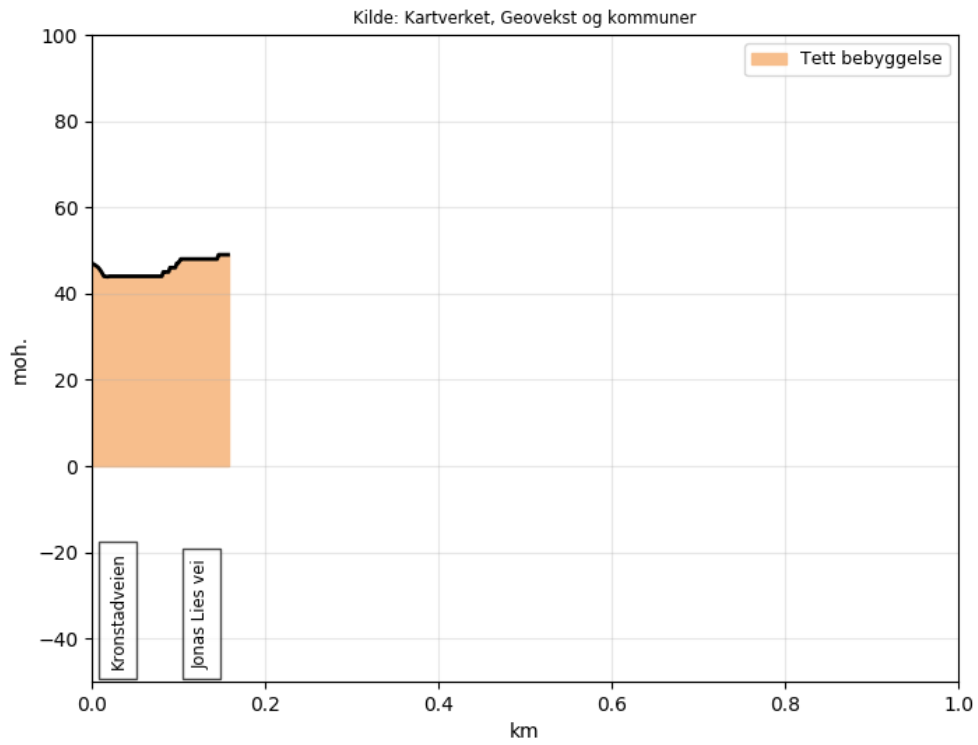
$$\sigma_{z3} := 5.3 \text{ m} \cdot \gamma + q_k = 105.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{x3} := \sigma_{z3} \cdot k_0 = 43.921 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

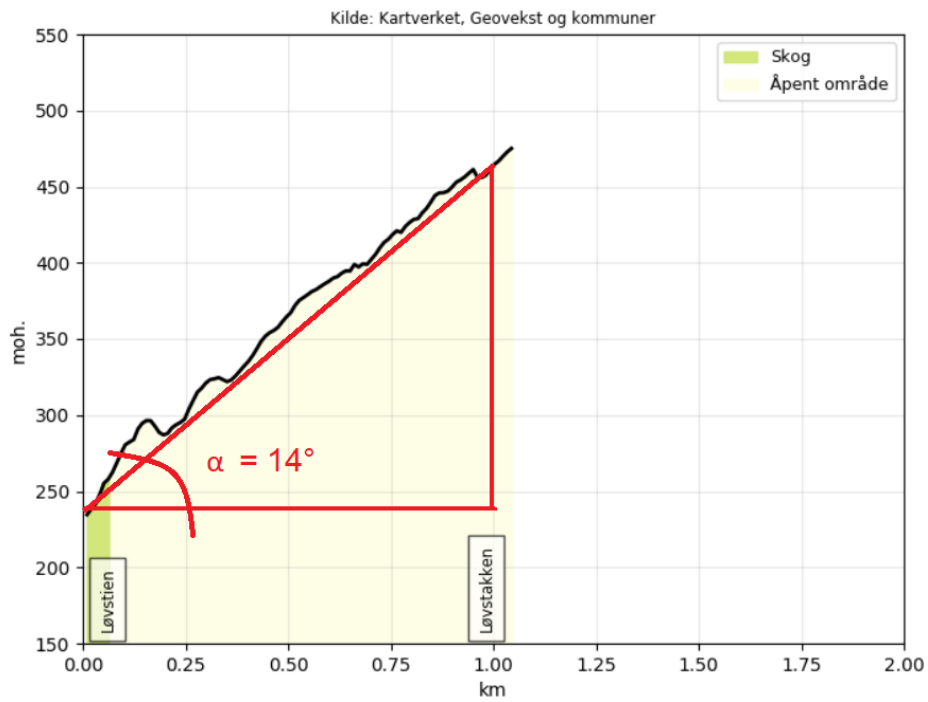
Hvilekraft:

$$\sigma_{x1} \cdot 5.3 \text{ m} + (\sigma_{x3} - \sigma_{x1}) \cdot 5.3 \text{ m} \cdot 0.5 = 121.896 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

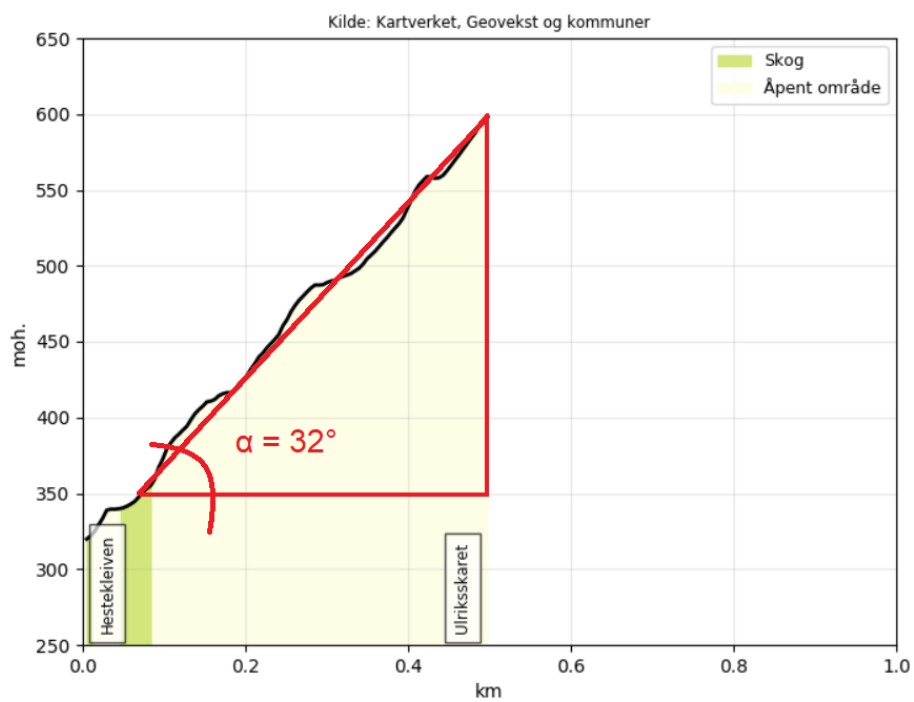
Vedlegg 3: Høyde over havet



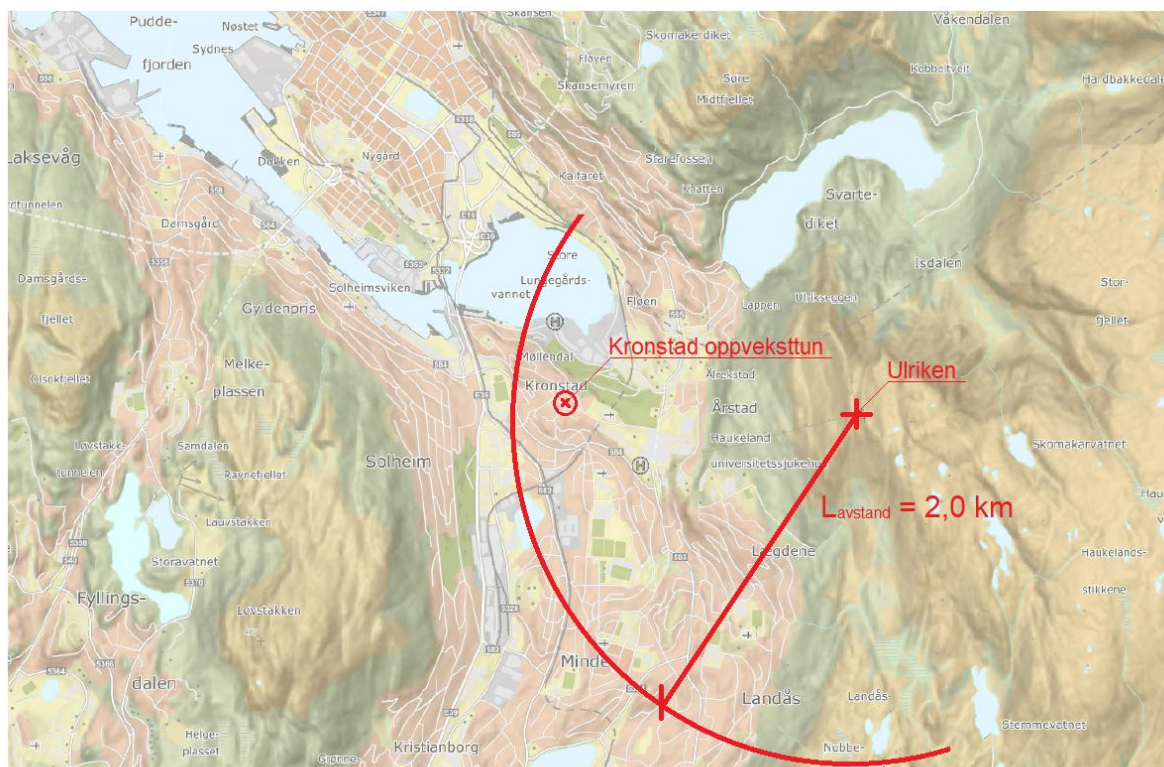
Vedlegg 4: Vinkel Løvstakken



Vedlegg 5: Vinkel Ulriken



Vedlegg 6: Innvirkningsområde for Ulriken



Senterposisjon: -30777.5, 6732335.77
Koordinatsystem: EPSG:25833
Utskriftsdato: 05.05.2020

0 200 400 600 800m

Kartverket

Vedlegg 7: Vindlast - håndberegninger

Vindlaster etter NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009

Vindkasthastighetstrykk

$$V_{b,0} := 26 \frac{m}{s} \quad \text{Tabell NA.4 (901.1)}$$

Terrengkategori for byggeområdet: III Tabell NA.4.1

Overtrykk: $C_{pi,o} := 0.2$ NS 7.2.9, merknad 2

Undertrykk: $C_{pi,u} := -0.3$

Nordøst:

Terrengkategori for Ulriken: II NA.4.3.3(901.4)

Avstand fra byggeområdet til Ulriken: $X_B := 0.95 \text{ km}$

$$\Delta n_{BA} := 3 - 2 = 1 \quad \text{V.6}$$

Interpolerer mellom avstandene 2.5 km og 0.5 km for å finne overgangsfaktor:

$$k_3 := 1.10 + (1.05 - 1.10) \cdot \left(\frac{0.95 - 0.5}{2.5 - 0.5} \right) = 1.089 \quad \text{Tabell V.1, a)}$$

Kontrollerer helning av Ulriken: NA.4.3.3 (901.4)

$$H_{topp} := 600 \text{ m} \quad H_{bunn} := 350 \text{ m} \quad l := 400 \text{ m}$$

$$\alpha_{Ulriken} := \text{atan} \left(\frac{H_{topp} - H_{bunn}}{l} \right) = 32.005 \text{ deg} \Rightarrow \text{Bratt terreng}$$

Avstand til Ulriken:

$$l_{avstand} := 950 \text{ m} \quad r_{Ulriken} := 8 \cdot (H_{topp} - H_{bunn}) = 2000 \text{ m} \quad \text{Figur NA.4 (901.5)}$$

$$l_{avstand} < r_{Ulriken}$$

Konklusjon: Terrenget er bratt, og byggeområdet er innenfor radiusen som vind fra Ulriken påvirker. Forenklet metode kan ikke benyttes for nordøstlig vindretning.

Finner vindkasthastighetstrykk:

NA.4.5

Antar bygg ikke har skjerming fra topp: $C_0 := 0.9$
 $k_I := 1.75$

Figur NA.4 (901.5)

Høyde av vegg vendt mot nordøst: $z := 7.3 \text{ m}$

$z_{0.III} := 0.3 \text{ m}$

$z_{0.II} := 0.05 \text{ m}$

Tabell NA.4.1

$z_{min} := 8 \text{ m}$

$\rho := 1.25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$

Bernoulli

$k_p := 3.5$

$$I_v := \frac{k_I}{C_0 \cdot \ln\left(\frac{z}{z_{0.III}}\right)} = 0.609 \quad (4.7)$$

$$k_r := 0.19 \cdot \left(\frac{z_{0.III}}{z_{0.II}}\right)^{0.07} = 0.215 \quad (4.5)$$

$$C_{r.zmin} := k_r \cdot \ln\left(\frac{z_{min}}{z_{0.III}}\right) = 0.707 \quad (4.4)$$

$$z_{min} > z \Rightarrow C_r := C_{r.zmin}$$

$$V_{m.z} := C_r \cdot C_0 \cdot V_{b,0} = 16.549 \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad (4.3)$$

$$q_b := 0.5 \cdot \rho \cdot V_{m.z}^2 = 171.164 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \quad (4.10)$$

$$q_{p.N\emptyset} := ((1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v) \cdot q_b) \cdot k_3 = 0.981 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (\text{NA.4.8})$$

Nordvest:

Terrengkategori for Lille Lungegårdsvann: I

Tabell NA.4.1

Høyde av vegg vendt mot nordvest: $z := 14.44 \text{ m}$

Avstand fra byggeområdet til Lille Lungegårdsvann: $X_B := 0.5 \text{ km}$

$$\Delta n_{BA} := 3 - 1 = 2$$

V.6

$$k_3 := 1.25$$

Tabell V.1, a)

*Siden som mottar vind fra nordvest befinner seg i en skråning, benytter full høyde for vegg til sikker side.

$$q_{p,0} := 0.87 \frac{kN}{m^2}$$

Figur V.1, c)

$$q_{p,NV} := q_{p,0} \cdot k_3 = 1.088 \frac{kN}{m^2}$$

(NA.4.8)

Sørvest:

Terrengkategori for Løvestakken: II

Tabell NA.4.1

Høyde av vegg vendt mot sørvest: $z := 14.44 \text{ m}$

Avstand fra byggeområdet til Løvestakken: $X_B := 2.3 \text{ km}$

$$\Delta n_{BA} := 3 - 2 = 1$$

V.6

Interpolerer mellom avstandene 2.5 km og 0.5 km for å finne overgangsfaktor:

$$k_3 := 1.1 + (1.0 - 1.1) \cdot \left(\frac{2.3 - 0.5}{2.5 - 0.5} \right) = 1.01$$

Tabell V.1, a)

Kontrollerer helning av Løvstakken:

NA.4.3.3 (901.4)

$$H_{topp} := 475 \text{ m} \quad H_{bunn} := 225 \text{ m} \quad l := 1000 \text{ m}$$

$$\alpha_{L\ddot{o}vstakken} := \text{atan}\left(\frac{H_{topp} - H_{bunn}}{l}\right) = 14.036 \text{ deg} \Rightarrow \text{Ikke bratt terreng}$$

Konklusjon: Terrenget er ikke bratt, forenklet metode kan benyttes for sørvestlig vindretning.

$$q_{p,0} := 0.87 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Figur V.1, c)

$$q_{p,SV} := q_{p,0} \cdot k_3 = 0.879 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

(NA.4.8)

Sørøst:

Terrengkategori for område med spredte trær: II

Tabell NA.4.1

Høyde av vegg vendt mot sørøst: $z := 14.44 \text{ m}$

Avstand fra byggeområdet til område med spredte trær: $X_B := 3 \text{ km}$

$$\Delta n_{BA} := 3 - 2 = 1$$

V.6

Interpolerer mellom avstandene 5 km og 2.5 km for å finne overgangsfaktor:

$$k_3 := 1.0 + (1.0 - 1.0) \cdot \left(\frac{3 - 2.5}{5 - 2.5}\right) = 1$$

Tabell V.1, a)

$$q_{p,0} := 0.87 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Figur V.1, c)

$$q_{p,S\ddot{o}} := q_{p,0} \cdot k_3 = 0.87 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

(NA.4.8)

Formfaktor vegger

Tabell 7.1

Nordøst:

$$h := 7.25 \text{ m} \quad d := 16.3 \text{ m} \quad b := 28.2 \text{ m} \quad e := \min(b, 2 \cdot h) = 14.5 \text{ m}$$

$$\frac{h}{d} = 0.445 \quad e < d \quad \Rightarrow \text{Har sone A, B og C}$$

$$C_{pe.A} := -1.2 \quad C_{pe.B} := -0.8 \quad C_{pe.C} := -0.5$$

$$C_{pe.D.NØ} := 0.7 + (0.8 - 0.7) \cdot \left(\frac{0.44 - 0.25}{1 - 0.25} \right) = 0.725$$

$$C_{pe.E.NØ} := -0.3 + (-0.5 - (-0.3)) \cdot \left(\frac{0.44 - 0.25}{1 - 0.25} \right) = -0.351$$

$$l_A := \frac{e}{5} = 2.9 \text{ m} \quad l_B := \frac{4}{5} \cdot e = 11.6 \text{ m} \quad l_C := d - e = 1.8 \text{ m}$$

Figur 7.5

Nordvest:

$$h := 14.44 \text{ m} \quad d := 28.2 \text{ m} \quad b := 16.3 \text{ m} \quad e := \min(b, 2 \cdot h) = 16.3 \text{ m}$$

$$\frac{h}{d} = 0.512 \quad e < d \quad \Rightarrow \text{Har sone A, B og C}$$

$$C_{pe.A} := -1.2 \quad C_{pe.B} := -0.8 \quad C_{pe.C} := -0.5$$

$$C_{pe.D.NV} := 0.7 + (0.8 - 0.7) \cdot \left(\frac{0.51 - 0.25}{1 - 0.25} \right) = 0.735$$

$$C_{pe.E.NV} := -0.3 + (-0.5 - (-0.3)) \cdot \left(\frac{0.51 - 0.25}{1 - 0.25} \right) = -0.369$$

$$l_A := \frac{e}{5} = 3.26 \text{ m} \quad l_B := \frac{4}{5} \cdot e = 13.04 \text{ m} \quad l_C := d - e = 11.9 \text{ m}$$

Figur 7.5

Sørvest:

$$h := 14.44 \text{ m} \quad d := 16.3 \text{ m} \quad b := 28.2 \text{ m} \quad e := \min(b, 2 \cdot h) = 28.2 \text{ m}$$

$$\frac{h}{d} = 0.886 \quad e > d \quad \Rightarrow \text{Har ikke sone C}$$

$$C_{pe.A} := -1.2 \quad C_{pe.B} := -0.8$$

$$C_{pe.D.SV} := 0.7 + (0.8 - 0.7) \cdot \left(\frac{0.89 - 0.25}{1 - 0.25} \right) = 0.785$$

$$C_{pe.E.SV} := -0.3 + (-0.5 - (-0.3)) \cdot \left(\frac{0.89 - 0.25}{1 - 0.25} \right) = -0.471$$

$$l_A := \frac{e}{5} = 5.64 \text{ m} \quad l_B := d - \frac{e}{5} = 10.66 \text{ m}$$

Figur 7.5

Sørøst:

$$h := 14.44 \text{ m} \quad d := 28.2 \text{ m} \quad b := 16.3 \text{ m} \quad e := \min(b, 2 \cdot h) = 16.3 \text{ m}$$

$$\frac{h}{d} = 0.512 \quad e < d \quad \Rightarrow \text{Har sone A, B og C}$$

$$C_{pe.A} := -1.2 \quad C_{pe.B} := -0.8 \quad C_{pe.C} := -0.5$$

$$C_{pe.D.SØ} := 0.7 + (0.8 - 0.7) \cdot \left(\frac{0.51 - 0.25}{1 - 0.25} \right) = 0.735$$

$$C_{pe.E.SØ} := -0.3 + (-0.5 - (-0.3)) \cdot \left(\frac{0.51 - 0.25}{1 - 0.25} \right) = -0.369$$

$$l_A := \frac{e}{5} = 3.26 \text{ m} \quad l_B := \frac{4}{5} \cdot e = 13.04 \text{ m} \quad l_C := d - e = 11.9 \text{ m}$$

Figur 7.5

Formfaktor tak

Tabell 7.2

Høyde parapet: $h_p := 0.22 \text{ m}$

$$\frac{h_p}{h} \geq 0.025 \quad \Rightarrow \text{Med parapet}$$

$$\frac{h_p}{h} < 0.025 \quad \Rightarrow \text{Skarp takavslutning}$$

Nordøst:

$$h := 7.25 \text{ m} \quad \frac{h_p}{h} = 0.03 > 0.025 \Rightarrow \text{Med parapet}$$

$$C_{pe.F.NØ} := -1.4 + (-1.6 - (-1.4)) \cdot \left(\frac{0.03 - 0.05}{0.025 - 0.05} \right) = -1.56$$

$$C_{pe.G.NØ} := -0.9 + (-1.1 - (-0.9)) \cdot \left(\frac{0.03 - 0.05}{0.025 - 0.05} \right) = -1.06$$

$$C_{pe.H} := -0.7 \quad C_{pe.I1} := 0.2 \quad C_{pe.I2} := -0.2$$

Nordvest:

$$h := 14.44 \text{ m} \quad \frac{h_p}{h} = 0.015 < 0.025 \Rightarrow \text{Skarp takavslutning}$$

$$d := 28.2 \text{ m} \quad b = e \quad e := 16.3 \text{ m}$$

$$C_{pe.F} := -1.8 \quad C_{pe.G} := -1.2 \quad C_{pe.H} := -0.7 \quad C_{pe.I1} := 0.2 \quad C_{pe.I2} := -0.2$$

Finner en gjennomsnittlig formfaktor som benyttes for dimensjonering for løft på tak:

$$A_F := 2 \cdot \frac{e}{10} \cdot \frac{e}{4} = 13.285 \text{ m}^2 \quad A_G := \left(e - 2 \cdot \frac{e}{4} \right) \cdot \frac{e}{10} = 13.285 \text{ m}^2$$

$$A_H := \left(\frac{e}{2} - \frac{e}{10} \right) \cdot e = 106.276 \text{ m}^2 \quad A_I := \left(d - \frac{e}{2} \right) \cdot e = 326.815 \text{ m}^2$$

$$A_{tot} := A_F + A_G + A_H + A_I = 459.66 \text{ m}^2$$

$$C_{pe.gjennomsnitt} := \frac{C_{pe.F} \cdot A_F + C_{pe.G} \cdot A_G + C_{pe.H} \cdot A_H + C_{pe.I2} \cdot A_I}{A_{tot}} = -0.391$$

Sørvest:

$$h := 14.44 \text{ m} \quad \frac{h_p}{h} = 0.015 < 0.025 \Rightarrow \text{Skarp takavslutning}$$

$$C_{pe.F} := -1.8 \quad C_{pe.G} := -1.2 \quad C_{pe.H} := -0.7 \quad C_{pe.I1} := 0.2 \quad C_{pe.I2} := -0.2$$

Sørøst:

$$h := 14.44 \text{ m} \quad \frac{h_p}{h} = 0.015 < 0.025 \Rightarrow \text{Skarp takavslutning}$$

$$C_{pe.F} := -1.8 \quad C_{pe.G} := -1.2 \quad C_{pe.H} := -0.7 \quad C_{pe.I1} := 0.2 \quad C_{pe.I2} := -0.2$$

Maksimale vindlaster

For vegger:

$$\text{Overtrykk: } q_{p,max.o} := (|C_{pe.A}| + |C_{pi.o}|) \cdot q_{p,NV} = 1.523 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Undertrykk: } q_{p,max.u} := (|C_{pe.D,NV}| + |C_{pi.u}|) \cdot q_{p,NV} = 1.125 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

For tak:

$$\text{Overtrykk: } q_{p,max.o} := (|C_{pe.gjennomsnitt}| + |C_{pi.o}|) \cdot q_{p,NV} = 0.642 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Undertrykk: } q_{p,max.u} := (|C_{pe.I2}| + |C_{pi.u}|) \cdot q_{p,NV} = 0.544 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Vedlegg 8: Jordskjelv – håndberegninger

Jordskjelv utelatelseskriterium etter NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2014

Kriterium 2

Bygget er et skolebygg og havner i seismisk klasse III Tabell NA.4(902)

Fra Multiconsults Geoteknisk og bergteknisk premissdokument [18], er det mindre enn 5 m løsmasser over fast fjell og det benyttes grunntype A Tabell NA.3.1

Faktorer

$S := 1.0$ $T_B := 0.1 \text{ s}$ $T_C := 0.2 \text{ s}$ $T_D := 1.7 \text{ s}$ Tabell NA.3.3

$\gamma_1 := 1.4$ KL III Tabell NA.4(901)

$a_{g40HZ} := 0.80 \frac{m}{s^2} + 0.05 \frac{m}{s^2} = 0.85 \frac{m}{s^2}$ Fig NA.3(901)

$a_{gR} := (0.8 \cdot a_{g40HZ}) = 0.68 \frac{m}{s^2}$ NA.3.2.1

$a_g := \gamma_1 \cdot a_{gR} = 0.952 \frac{m}{s^2} > 0.05 g = 0.49 \frac{m}{s^2}$ NA.3.2.1(5)P

Kriterium 2 er ikke oppfylt

Kriterium 3

Dimensjoner på skjærvegg i bygningen fra 3D-modell

$$H := 10.2 \text{ m} \quad \text{høyde over stiv kjeller} \quad 4.3.3.2.2(3)$$

$$l_{wi} := 0.9 \cdot H = 9.18 \text{ m} \quad b_i := 0.25 \text{ m} \quad A_i := l_{wi} \cdot b_i$$

$$A_{ix} := A_i \cdot \left(0.2 + \left(\frac{l_{wi}}{H} \right)^2 \right) = 2.318 \text{ m}^2 \quad (4.8)$$

$$A_{iy} := A_{ix} = 2.318 \text{ m}^2$$

Bygningens første svingetids periode

$$q := 1.5 \quad \text{Konstruksjonsfaktor i DCL} \quad 5.3.3$$

$$C_t := 0.050 \quad T_1 := C_t \cdot 10.2^{\frac{3}{4}} \cdot s = 0.29 \text{ s} \quad (4.6)$$

$$T_C = 0.2 \text{ s} < T_1 = 0.29 \text{ s} < T_D = 1.7 \text{ s}$$

$$\text{Benytter formel 3.15 for } S_d(T) \quad (3.15)$$

$$S_d(T) := a_g \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C}{T_1} = 1.11 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} > 0.05 \cdot g = 0.49 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \quad \text{NA.3.2.1(5)P}$$

Prøver en mer nøyaktig C_t

$$C_t := \frac{0.075}{\sqrt[2]{A_{ix}}} = 0.049 \frac{1}{\text{m}} \quad (4.7)$$

$$T_1 := C_t \cdot 10.2^{\frac{3}{4}} \cdot \text{m} \cdot \text{s} = 0.28 \text{ s}$$

$$S_d(T) := a_g \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C}{T_1} = 1.13 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} > 0.05 \cdot g = 0.49 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

Kriteriet 3 er ikke oppfylt

Vedlegg 9: Vindkryss – håndberegninger

Beregninger er gjort etter NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015

Halvparten av vindlasten går til taket: $q := 1.52 \frac{kN}{m^2} \cdot \frac{6.48 m}{2} = 4.925 \frac{kN}{m}$

$$f_y := 355 \frac{N}{mm^2} \quad \gamma_{M0} := 1.05$$

Kortside

Den horisontale og vertikale avstanden mellom vindkryssene: $L_{hor} := 5.4 m \quad L_{ver} := 6.48 m$

Lasten fordeles på to vindkryss: $F_1 := q \cdot \frac{28.0 m}{2} = 68.947 kN$

Vinkel på skråstav: $\phi_1 := \text{atan}\left(\frac{L_{ver}}{L_{hor}}\right) = 50.194 deg$

Last på skråstav: $N_{ED1} := \frac{F_1}{\cos(\phi_1)} = 107.699 kN$

Nødvendig dimensjon på skråstav: $A_1 := \frac{N_{ED1} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = 318.546 mm^2 \quad (6.6)$

Langside

Den horisontale og vertikale avstanden mellom vindkryssene: $L_{hor} := 5.6 m \quad L_{ver} := 6.48 m$

Last på vindkryss: $F_2 := q \cdot \frac{(16.10 m)}{2} = 39.645 kN$

Vinkel på skråstav: $\phi_2 := \text{atan}\left(\frac{L_{ver}}{L_{hor}}\right) = 49.167 deg$

Last på skråstav: $N_{ED2} := \frac{F_2}{\cos(\phi_2)} = 60.631 kN$

Nødvendig dimensjon skråstav: $A_2 := \frac{N_{ED2} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = 179.332 mm^2 \quad (6.6)$

Vedlegg 10: Bjelker langsida – håndberegninger

Beregninger er gjort etter NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015

$$M = \frac{ql^2}{8} = F \cdot a \Rightarrow F = \frac{ql^2}{8a} \quad \text{Formel brukt for å finne strekk- og trykkraft}$$

$$q := 1.52 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot \frac{6.48 \text{ m}}{2} = 4.925 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad l := 28 \text{ m}$$

$$a := 16.1 \text{ m}$$

Armen til kraftparet er avstanden mellom bjelkene

$$N_{ED} := \frac{q \cdot l^2}{8 \cdot a} = 29.977 \text{ kN}$$

$$f_{yd} := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \gamma_{M0} := 1.05$$

$$A_{n\ddot{o}d} := \frac{N_{ED} \cdot \gamma_{M0}}{f_{yd}} = 88.664 \text{ mm}^2 \quad \text{N\ddot{o}dvendig tverrsnitt uten knekking} \quad (6.10)$$

Tverrsnittsklasse for HUP 80x80x3.6

$$t := 3.6 \text{ mm} \quad c := 80 \text{ mm} - 2 \cdot t = 72.8 \text{ mm}$$

$$\varepsilon := 0.81 \quad \text{For 355 st\dd{a}l}$$

$$\frac{c}{t \cdot \varepsilon} = 24.966 < 33 \Rightarrow \text{Tverrsnittsklasse 1}$$

Tabell 5.2

Kapasitet etter knekking

$$L_{cr} := 5.6 \text{ m} \quad i := 31.1 \text{ mm} \quad \varepsilon := 0.81$$

$$\lambda := \frac{L_{cr}}{i \cdot 93.9 \varepsilon} = 2.367 \Rightarrow \chi := 0.17$$

(6.50)
Figur 6.4

$$A := 1.09 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

$$N_{bRD} := \frac{A \cdot f_{yd}}{\gamma_{M0}} \cdot \chi = 62.649 \text{ kN} > N_{ED} \quad (6.47)$$

Nedbøyning

Beregner nedbøyning for egenvekt

$$\gamma := 78 \frac{kN}{m^3} \quad \text{Tyngdetetthet til stål}$$

$$E := 2.1 \cdot 10^5 \frac{N}{mm^2} \quad I := 1.06 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$g_k := A \cdot \gamma = 0.085 \frac{kN}{m} \quad \text{Egenvekt til bjelken}$$

$$\frac{Lcr}{250} = 22.4 \text{ mm} \quad \text{Tillatt nedbøyning}$$

$$\delta := \frac{5}{384} \cdot \frac{g_k \cdot Lcr^4}{E \cdot I} = 4.891 \text{ mm} < 22 \text{ mm}$$

Nedbøyningen er innenfor kravet

Vedlegg 11: Bjelker kortside – håndberegninger

Beregninger er gjort etter NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015

Minste W for det opptredende momentet

$$\gamma_{M0} := 1.05 \quad f_y := 355 \frac{N}{mm^2} \quad M_{ED} := 25.94 \text{ kN} \cdot m$$

$$W := \frac{M_{ED} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = (7.672 \cdot 10^4) \text{ mm}^3 \quad (6.13)$$

$$\text{HE140A: } W_y := 15.5 \cdot 10^4 \text{ mm}^3$$

Tverrsnittsklasse

Tabell 5.2

Steg:

$$c := 133 \text{ mm} - 2 \cdot 8.5 \text{ mm} - 2 \cdot 12 \text{ mm} = 92 \text{ mm}$$

$$t := 5.5 \text{ mm} \quad \varepsilon := 0.81$$

$$\frac{c}{t \cdot \varepsilon} = 20.651 < 33 \quad \text{Tverrsnittsklasse 1}$$

Er til sikker side å regne steget som utsatt for trykk

Flens:

$$c := \frac{140 \text{ mm}}{2} - \frac{5.5 \text{ mm}}{2} - 12 \text{ mm} = 55.25 \text{ mm}$$

$$t := 8.5 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t \cdot \varepsilon} = 8.025 < 9 \quad \text{Tverrsnittsklasse 1}$$

Hele profilet er i tverrsnittsklasse 1

Maks skjærkraft for profilet

Siden profilet er i tverrsnittsklasse 1 kan skjærkraftkapasitet regnes plastisk

$$V_{ED} := 28.98 \text{ kN}$$

$$A := 3.14 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 \quad bt_f := 140 \text{ mm} \cdot 8.5 \text{ mm} = (1.19 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$t_w := 5.5 \text{ mm} \quad t_f := 8.5 \text{ mm} \quad r := 12 \text{ mm}$$

$$A_v := A - 2 bt_f + (t_w + 2 r) t_f = (1.011 \cdot 10^3) \text{ mm}^2 \quad 6.2.6(3) \text{ j)}$$

$$h_w := 133 \text{ mm} - 2 \cdot 8.5 \text{ mm} = 116 \text{ mm} \quad \eta := 1.0 \quad \eta \text{ settes lik 1, til sikker side}$$

$$\eta \cdot h_w \cdot t_w = 638 \text{ mm}^2 < A_v$$

$$V_{pIRd} := \frac{A_v \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} = 197.298 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$\frac{V_{ED}}{V_{pIRd}} = 0.147 < 0.5 \quad \text{Flytegrensen må ikke reduseres i kombinasjon av moment og aksialkraft} \quad 6.2.10 (3)$$

Kapasitet etter vipping

6.3.2.3 For valsede profiler

Verdier for beregning av M_{cr} :

$$k := 1.0 \quad c_1 := 1.13 \quad c_2 := 0.46 \quad \text{Tosidig gaffellagring} \quad \text{Tabell B.4}$$

$$k_w := 1.0 \quad \text{Ingen spesielle tiltak for å sikre hvelvingsforhindring i endene.}$$

$$z_g := \frac{133 \text{ mm}}{2} = 66.5 \text{ mm} \quad \text{Positiv verdi siden lastangrepspunktet peker mot skjærsenter. Bidrar til vipping.}$$

$$L := 16.10 \text{ m} \quad \text{Dersom det bare er gaffellagring i endene.}$$

$$G := 81000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Tabellverdier:

$$I_w := 15.06 \cdot 10^9 \text{ mm}^6 \quad I_z := 3.89 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \quad E := 210000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$I_T := 81.6 \cdot 10^3 \text{ mm}^4 \quad \text{NS 3472}$$

$$M_{cr} := c_1 \cdot \left(\frac{\pi}{k \cdot L} \right)^2 \cdot E \cdot I_z \cdot \left(\sqrt{\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \left(\frac{k \cdot L}{\pi} \right)^2 \cdot \frac{G \cdot I_T}{E \cdot I_z} + (c_2 \cdot z_g)^2} - c_2 \cdot z_g \right) = 15.309 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\lambda_{LT} := \sqrt[2]{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} = 1.896 \quad 6.3.2.2(1)$$

$$\lambda_{LT0} := 0.4 \quad \beta := 0.75 \quad 6.3.2.3(1)$$

$$\frac{h}{b} = \frac{133 \text{ mm}}{140 \text{ mm}} = 0.95 < 2 \Rightarrow \text{knekkurve b} \quad \text{Tabell 6.5}$$

$$\alpha_{LT} := 0.34 \quad \text{Tabell 6.3}$$

$$\phi_{LT} := 0.5 \left(1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - \lambda_{LT0}) + \beta \cdot \lambda_{LT}^2 \right) = 2.102$$

$$\chi_{LT} := \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \beta \cdot \lambda_{LT}^2}} = 0.293 \quad (6.57)$$

$$\chi_{LT} < 1.0 \quad \chi_{LT} < \frac{1}{\lambda_{LT}^2} = 0.278$$

$$\gamma_{M1} := 1.05$$

$$M_{bRd} := \chi_{LT} \cdot W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 15.346 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (6.55)$$

$M_{bRd} < M_{ED} \Rightarrow$ Går ikke, må legge inn stivere

Med stivere i hvert opplegg blir $L := 5.4 \text{ m}$

$$M_{cr} := c_1 \cdot \left(\frac{\pi}{k \cdot L} \right)^2 \cdot E \cdot I_z \cdot \left(\sqrt{\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \left(\frac{k \cdot L}{\pi} \right)^2 \cdot \frac{G \cdot I_T}{E \cdot I_z} + (c_2 \cdot z_g)^2} - c_2 \cdot z_g \right) = 43.384 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\lambda_{LT} := \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} = 1.126$$

$$\phi_{LT} := 0.5 \left(1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - \lambda_{LT0}) + \beta \cdot \lambda_{LT}^2 \right) = 1.099$$

$$\chi_{LT} := \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \beta \cdot \lambda_{LT}^2}} = 0.623$$

$$\chi_{LT} < 1 \quad \chi_{LT} < \frac{1}{\lambda_{LT}^2} = 0.788$$

$$M_{bRdNY} := \chi_{LT} \cdot W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 32.636 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_{ED}$$

Vedlegg 12: Fagverk – håndberegninger

Dimensjonerer fagverk etter NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015

Lastbredde: $l_b := 5.6 \text{ m}$ Spennvidde: $l := 16.1 \text{ m}$ $l_{stav.gurt} := 1.006 \text{ m}$

$h_{fagverk} := 1.2 \text{ m}$

Stålkvalitet: S355 Flytespenning: $f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Partialfaktorer: $\gamma_{M0} := 1.05$ $\gamma_{M1} := 1.05$ NA.6.1

Bruddgrenselaster etter 6.10b):

Egenvekt - ståltak/m 350 mineralull: $g_{k.staltak} := 0.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot l_b \cdot 1.2 = 4.704 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Egenvekt - sedumtak: $g_{k.sedumtak} := 0.9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot l_b \cdot 1.2 = 6.048 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Vindlast: $q_k := 0.544 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot l_b \cdot 0.9 = 2.742 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Snølast: $s_k := 1.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot l_b \cdot 1.5 = 13.44 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Total last: $q_{tot} := g_{k.staltak} + g_{k.sedumtak} + q_k + s_k = 26.934 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Forhåndsdimensjonering der fagverket behandles forenklet som en rett bjelke med jevnt fordelte laster:

Skjær: $V_{Ed.for} := q_{tot} \cdot \frac{l}{2} = 216.817 \text{ kN}$

Moment: $M_{Ed.for} := q_{tot} \cdot \frac{l^2}{8} = 872.687 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Kraftpar: $N_{par} := \frac{M_{Ed.for}}{h_{fagverk}} = 727.24 \text{ kN}$

$N_{Rd} = N_{par} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m,0}} \Rightarrow A_1 := N_{par} \cdot \frac{\gamma_{M0}}{f_y} = 2150.99 \text{ mm}^2$ (6.6)

Må minst ha HUP 100x100x6,3 i over-og undergurt ved midten av fagverket med tanke på opptredende trykk/strekk-kraft. Ettersom en kan ha kombinasjon av moment og trykk/strekk, er det hensiktsmessig å ha et profil med god kapasitet. Prøver HUP 100x100x10 for både overgurt og undergurt.

Oppstår mest aksialkraft i overgurt, i nærheten av midten. Dimensjonerer forenklet for krefter i midten av fagverket. Stav 207 er mest påkjent i overgurt, og stav 106 er mest påkjent i undergurt. Benytter dimensjonerende krefter fra Robot:

Skjærkraft/opplagerkraft: $V_{Ed} := 223.81 \text{ kN}$

Dimensjonerende krefter i overgurt:

Trykk: $N_{Ed.207} := 753.32 \text{ kN}$

Lokalt feltmoment: $M_{Ed.207} := 2.89 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Lokalt støttemoment: $M_{Ed.stotte.207} := -1.29 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Lokal skjærkraft: $V_{Ed.207} := 15.09 \text{ kN}$

Dimensjonerende krefter i undergurt:

Strekk: $N_{Ed.106} := 751.48 \text{ kN}$

Lokalt moment: $M_{Ed.106} := 2.19 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Lokal skjærkraft: $V_{Ed.106} := 0.43 \text{ kN} \sim 0 \text{ kN}$

Finner tverrsnittsklasse for HUP 100x100x10:

Tabell 5.2

$h := 100 \text{ mm}$ $b := 100 \text{ mm}$ $t := 10 \text{ mm}$

Profil&Formler
tab. 1.4

$A := 3.55 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$ $W_{pl} := 119 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$

$i := 36.5 \text{ mm}$ $\varepsilon := 0.81$

$c := h - 2 \cdot t = 80 \text{ mm}$

Tverrsnittsdelt utsatt for trykk:

$\frac{c}{t} \leq 33 \cdot \varepsilon \Rightarrow \frac{c}{t \cdot \varepsilon} = 9.877 < 33 \Rightarrow \text{Tv.kl 1}$

Tverrsnittsdelt utsatt for bøyning:

$\frac{c}{t} \leq 72 \cdot \varepsilon \Rightarrow \frac{c}{t \cdot \varepsilon} = 9.877 < 72 \Rightarrow \text{Tv.kl 1}$

Kan dermed dimensjonere med hensyn til plastisk kapasitet.

Kontrollerer stav 207 for trykk, moment, og skjær, kombinasjon av laster, og knekking:

$$A_v := 2 \cdot h \cdot t = 2000 \text{ mm}^2$$

$$\text{Trykkkapasitet: } N_{c.Rd} := \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 1200.238 \text{ kN} \quad (6.10)$$

$$\text{Utnyttelse: } \frac{N_{Ed.207}}{N_{c.Rd}} = 0.628 < 1.0 \Rightarrow \text{ok!} \quad (6.9)$$

$$\text{Momentkapasitet: } M_{c.Rd} := \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 40.233 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (6.13)$$

$$\text{Utnyttelse: } \frac{M_{Ed.207}}{M_{c.Rd}} = 0.072 < 1.0 \Rightarrow \text{ok!} \quad (6.12)$$

$$\text{Skjærkapasitet: } V_{pl.Rd} := \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = 390.399 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$\text{Utnyttelse: } \frac{V_{Ed.207}}{V_{pl.Rd}} = 0.039 < 1.0 \Rightarrow \text{ok!} \quad (6.17)$$

Skjær er mindre enn 50% av skjærkapasitet, og vil dermed ikke ha innvikrning på momentkapasiteten etter 6.2.10 (3).

Kapasitet for kombinasjon av bøyning og trykk:

$$\frac{N_{Ed.207}}{N_{c.Rd}} + \frac{M_{Ed.207}}{M_{c.Rd}} = 0.699 < 1.0 \Rightarrow \text{ok!}$$

Profilen har like akser, og vil dermed ha lik relativ slankhet for begge akser.
Kontrollerer stav 207 for knekking etter 6.3.1.2:

$$l_{cr.207} := 1.01 \text{ m}$$

$$\text{Slankhetsverdi: } \lambda_1 := 93.9 \cdot \varepsilon = 76.059$$

$$\text{Relativ slankhet: } \lambda := \frac{l_{cr.207}}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 0.364 \quad (6.50)$$

Har et kvadratisk hulprofil. Antar varmformet => Har knekkurve a Tabell 6.2

Imperfeksjonsfaktor: $\alpha := 0.21$ Tabell 6.1

$$\phi := 0.5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\lambda - 0.2) + \lambda^2) = 0.583$$

$$\chi := \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} = 0.962 < 1.0 \quad (6.48)$$

$$\text{Knekkapasitet: } N_{b.Rd} := \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 1154.719 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\text{Utnyttelse: } \frac{N_{Ed.207}}{N_{b.Rd}} = 0.652 < 1.0 \Rightarrow \text{ok!} \quad (6.46)$$

Kontrollerer stav 207 for kombinasjon av trykk og moment etter 6.3.3 (4):

HUP er et hulprofil, og er ikke følsomt for vipping: $\chi_{LT} := 1.0$

$$W_{pl} := 119 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$N_{RK} := f_y \cdot A = 1260.25 \text{ kN}$$

$$M_{yRK} := f_y \cdot W_{pl} = 42.245 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



Tabell 6.7

$$\alpha_s := \frac{M_{Ed.207}}{M_{Ed.stotte.207}} = -2.24 < -1.0 \Rightarrow \alpha_s := -1.0 \quad \text{Tabell B.3}$$

$$\psi := 0 \Rightarrow C_{my} := 0.1 - 0.8 \cdot \alpha_s = 0.9 > 0.4 \Rightarrow \text{ok!} \quad \text{Tabell B.1}$$

$$\lambda < 1.0 \quad \Rightarrow \quad k_{yy} := C_{my} \cdot \left(1 + (\lambda - 0.2) \cdot \frac{N_{Ed.207}}{\chi \cdot \frac{N_{RK}}{\gamma_{M1}}} \right) = 0.996 \quad \text{Tabell B.1}$$

$$\frac{N_{Ed.207}}{\chi \cdot N_{RK}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{Ed.207}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{yRK}}{\gamma_{M1}}} = 0.724 < 1.0 \Rightarrow \text{ok!} \quad (6.61)$$

$$k_{zy} := 0.6 \cdot k_{yy} = 0.598 \quad \text{Tabell B.1}$$

$$\frac{N_{Ed.207}}{\chi \cdot N_{RK}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{Ed.207}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{yRK}}{\gamma_{M1}}} = 0.695 < 1.0 \Rightarrow \text{ok!} \quad (6.62)$$

Overgurt har god kapasitet.

Kontrollerer stav 106 for strekk, moment og kombinasjon av lastene:

$$\text{Strekkapasitet:} \quad N_{t.Rd} := \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 1200.238 \text{ kN} \quad (6.6)$$

$$\text{Utnyttelse:} \quad \frac{N_{Ed.106}}{N_{t.Rd}} = 0.626 < 1.0 \Rightarrow \text{ok!} \quad (6.5)$$

$$\text{Momentkapasitet:} \quad M_{c.RD} := \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 40.233 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (6.13)$$

$$\text{Utnyttelse:} \quad \frac{M_{Ed.106}}{M_{c.Rd}} = 0.054 < 1.0 \Rightarrow \text{ok!} \quad (6.12)$$

Kontrollerer ikke skjærkapasitet for stav 106 ettersom skjær er tilnærmet lik 0 i undergurt. Skjær vil ikke ha innvirkning på momentkapasitet etter 6.2.10(3).

Kapasitet for kombinasjon av bøyning og strekk:

$$\frac{N_{Ed.106}}{N_{t.Rd}} + \frac{M_{Ed.106}}{M_{c.Rd}} = 0.681 < 1.0 \Rightarrow \text{ok!}$$

Undergurt har god kapasitet.

Undersøker stag. Behandler stag forenklet som leddet. Stag er derfor kun belastet med aksiale krefter. Stav 300 vil få størst belastning i form av strekk. En må i tillegg kontrollere stav 301 for trykk og for knekking. Utfører forhåndsdimensjonering for å finne passende profil for stag:

Stav 300:

$$\text{Vinkel skråstag: } \operatorname{atan}\left(\frac{1}{1}\right) = 45^\circ$$

$$\text{Vinkel gurt: } \operatorname{atan}\left(\frac{1}{40}\right) = 1.432^\circ$$

$$\Sigma F_y = 0 ; \quad V_{Ed,for} - q_{tot} \cdot \frac{l}{2} - s_{300} \cdot \sin(45^\circ) - s_{200} \cdot \sin(1.432^\circ) = 0$$

$$s_{300} = \frac{V_{Ed,for} - q_{tot} \cdot \frac{l}{2} - s_{200} \cdot \sin(1.432^\circ)}{\sin(45^\circ)}$$

$$\Sigma F_x = 0 ; \quad s_{300} \cdot \cos(45^\circ) - s_{200} \cdot \cos(1.432^\circ) = 0$$

$$s_{200} := \frac{\left(V_{Ed,for} - q_{tot} \cdot \frac{l_{stav,gurt}}{2}\right) \cdot \cos(45^\circ)}{\sin(1.432^\circ) \cdot \cos(45^\circ) + \cos(1.432^\circ) \cdot \sin(45^\circ)} = 198.374 \text{ kN}$$

$$s_{300} := \frac{|s_{200}| \cdot \cos(1.432^\circ)}{\cos(45^\circ)} = 280.455 \text{ kN}$$

$$N_{t.Rd.300} = s_{300} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow A_{min.300} := \frac{s_{300} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = 829.515 \text{ mm}^2 \quad (6.6)$$

Stav 301:

$$\Sigma F_y = 0 ; \quad s_{300} \cdot \sin(45^\circ) - s_{301} = 0$$

$$s_{301} := s_{300} \cdot \sin(45^\circ) = 198.312 \text{ kN}$$

$$N_{c.Rd.301} = s_{301} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow A_{min.301} := \frac{s_{301} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = 586.556 \text{ mm}^2 \quad (6.10)$$

For å sikre god kraftoverføring mellom gurt og stag er det gunstig at stagets profil har en side med lengde 100mm. Må i tillegg ta hensyn til knekking for stav 301. HUP 100x50x3,2 har et tverrsnitt på 914mm². Prøver derfor med HUP 100x50x3,2. Benytter dimensjonerende krefter fra Robot:

Strekk i stav 300: $N_{Ed.300} := 293.02 \text{ kN}$

Trykk i stav 301: $N_{Ed.301} := 204.70 \text{ kN}$

Finner tverrsnittsklasse for HUP 100x50x3,2:

Tabell 5.2

$$\begin{aligned}
 h &:= 100 \text{ mm} & b &:= 50 \text{ mm} & t &:= 3.2 \text{ mm} \\
 A &:= 0.914 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 & W_{pl,y} &:= 29.2 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \\
 W_{pl,z} &:= 17.9 \text{ mm}^3 & i_y &:= 35.8 \text{ mm} & i_z &:= 20.7 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Profil&Formler
tab. 1.5

$$c := h - 2 \cdot t = 93.6 \text{ mm}$$

Tverrsnittsdelt utsatt for trykk:

$$\frac{c}{t \cdot \varepsilon} = 36.111 < 38 \Rightarrow \text{Tv.kl 2}$$

Kan derfor dimensjonere med hensyn til plastisk kapasitet.

Kontrollerer stav 300 for strekk:

$$\text{Strekkkapasitet: } N_{t,Rd} := \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 309.019 \text{ kN} \quad (6.6)$$

$$\text{Utnyttelse: } \frac{N_{Ed.300}}{N_{t,Rd}} = 0.948 < 1.0 \Rightarrow \text{ok!} \quad (6.5)$$

Stav 300 sin strekkkapasitet er ok.

Kontrollerer stav 301 for trykk og knekking:

Knekk lengde: $l_{cr,301} := 1.03 \text{ m}$

Trykkkapasitet: $N_{c,Rd} := \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 309.019 \text{ kN}$ (6.10)

Utnyttelse: $\frac{N_{Ed,301}}{N_{c,Rd}} = 0.662 < 1.0 \Rightarrow \text{ok!}$ (6.9)

Stav 301 har god kapasitet for kun trykk.

Knekking om y-akse:

Slankhetsverdi: $\lambda_1 := 93.9 \cdot \varepsilon = 76.059$

Relativ slankhet: $\lambda := \frac{l_{cr,301}}{i_y} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 0.378$ (6.50)

Har et rektangulært hulprofil. Antar varmformet => Har knekkurve a Tabell 6.2

Imperfeksjonsfaktor: $\alpha := 0.21$ Tabell 6.1

$$\phi := 0.5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\lambda - 0.2) + \lambda^2) = 0.59$$

$$\chi := \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} = 0.958 < 1.0 \quad (6.48)$$

Knekkapasitet y-akse: $N_{b,Rd} := \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 296.169 \text{ kN}$ (6.47)

Utnyttelse y-akse: $\frac{N_{Ed,301}}{N_{b,Rd}} = 0.691 < 1.0 \Rightarrow \text{ok!}$

Knekking om z-akse:

$$\text{Slankhetsverdi: } \lambda_1 := 93.9 \cdot \varepsilon = 76.059$$

$$\text{Relativ slankhet: } \lambda := \frac{l_{cr.301}}{i_z} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 0.654 \quad (6.50)$$

Har et rektangulært hulprofil. Antar varmformet => Har knekkurve a Tabell 6.2

Imperfeksjonsfaktor: $\alpha := 0.21$ Tabell 6.1

$$\phi := 0.5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\lambda - 0.2) + \lambda^2) = 0.762$$

$$\chi := \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} = 0.868 < 1.0 \quad (6.48)$$

$$\text{Knekkapasitet z-akse: } N_{b.Rd} := \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 268.296 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\text{Utnyttelse z-akse: } \frac{N_{Ed.301}}{N_{b.Rd}} = 0.763 < 1.0 \Rightarrow \text{ok!} \quad (6.46)$$

Stav 301 har god kapasitet. Dermed har fagverket god kapasitet for gitte laster.

Ettersom det kan oppstå løft på tak gitt at overtrykk er dominerende last, vil det være behov for å avstive undergurten i fagverket. Finner antall staver det er behov for å kunne avstive fagverket ved å finne kritisk knekk lengde.

Bruddgrenselaster(6.10b) - gitt at vind er dimensjonerende og at snø ikke er tilstede, og konservativt sett bort i fra sedumtak:

$$g_{k.staltak} := 0.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot l_b \cdot 1.0 = 3.92 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_{k.fagverk} := 28 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \cdot 10 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot 3 \cdot 1.0 = 0.84 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_k := -0.64 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot l_b \cdot 1.5 = -5.376 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{tot} := g_{k.staltak} + g_{k.fagverk} + q_k = -0.616 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Dimensjonerende moment:

$$M_{Ed} := \frac{q_{tot} \cdot l^2}{8} = -19.959 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Dimensjonerende aksiallast:

$$N_{par} := \frac{M_{Ed}}{h_{fagverk}} = -16.633 \text{ kN}$$

Kritisk knekkengde for undergurt:

$$E := 2.1 \cdot 10^5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad I := 4.74 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$l_{cr} := \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{|N_{par}|}} = 24.303 \text{ m} > 5.4 \text{ m} \Rightarrow \text{ok!}$$

} Profiler&Formler
tab. 4.1

Kritisk knekkengde gir at undergurt ikke har behov for avstivning, ettersom fagverkets spennvidde er 16,1 m. Kontrollerer stabiliserende kraft etter 5.3.3 for å understreke at det ikke er behov for avstivning.

Har fire fagverk som skal avstives => $m := 4$

Avstivende stav er fast innspent i begge ender: $l_{avstivning} := 5.6 \text{ m}$

$$\alpha_m := \sqrt{0.5 \cdot \left(1 + \frac{1}{m}\right)} = 0.791$$

$$e_0 := \alpha_m \cdot \frac{l_{avstivning}}{500} = 0.009 \text{ m} \quad (5.12)$$

$$q_d = \sum N_{Ed} \cdot 8 \cdot \frac{e_0}{l^2} \quad q_d := 4 \cdot |N_{par}| \cdot 8 \cdot \frac{e_0}{l_{avstivning}^2} = 0.15 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (5.13)$$

Lengde av undergurt er 14m, men ser forenklet på lengden av undergurt som hele lengden av fagverket.

Stabiliserende kraft i avstivende staver: $F := q_d \cdot \frac{l}{2} = 1.21 \text{ kN}$

Kraften er forsvinnende liten. Ikke behov for avstivning.

Vedlegg 13: Søyler langsida - håndberegninger

Beregninger er gjort etter NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015

Profilets aksiallast og knekkklengde:

$$N_{ED} := 223.8 \text{ kN} \quad L_{cr} := 6.48 \text{ m} \quad l := L_{cr}$$

Tverrsnittsklasse for RHSS 160x160x8.0

$c := 160 \text{ mm} - 2 \cdot 8.0 \text{ mm} = 144 \text{ mm}$ Tar til sikker side ikke med radius i profilet ved beregning av c .

$$t := 8.0 \text{ mm} \quad \varepsilon := 0.81$$

$$\frac{c}{t \cdot \varepsilon} = 22.222 < 33 \quad \text{Profilet er i tverrsnittsklasse 1} \quad \text{Tabell 5.2}$$

Beregning av profil 160x160x8.0

$$\gamma_{M0} := 1.05 \quad f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad i := 61.6 \text{ mm} \quad A := 4.70 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

Varmformet hulprofil gir kurve a for reduksjonsfaktor Tabell 6.2

$$\lambda := \frac{L_{cr}}{i \cdot 93.9 \varepsilon} = 1.383 \quad \Rightarrow \quad \chi := 0.43 \quad (6.50), \text{ Figur 6.4}$$

$$N_{bRd} := \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 683.29 \text{ kN} \quad (6.47)$$

Utnyttelsesgrad: $\frac{N_{ED}}{N_{bRd}} = 0.328$ Profilet er 33% utnyttet i trykk

$q_{vind} := 1.53 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 5.6 \text{ m} = 8.568 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ Profilet får moment fra vindlasten som treffer veggskivene

$M_{ED} := \frac{q_{vind} \cdot l^2}{8} \cdot 0.9 = 40.475 \text{ kN} \cdot \text{m}$ Velger lastfaktor 0.9 da aksialkraften, som kommer fra opplageren til fagverket, allerede har benyttet 1.5 for snø og 0.9 for vind. Vinden fra siden kan være dimensjonerende og bør bli sjekket ved en mer nøyaktig beregning.

$$W := 226 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$M_{RD} := \frac{W \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 76.41 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (6.13)$$

Utnyttelsesgrad: $\frac{M_{ED}}{M_{RD}} = 0.53$ Profilet er 53% utnyttet for moment

$$\frac{N_{ED}}{N_{bRd}} + \frac{M_{ED}}{M_{RD}} = 0.857 < 1 \quad (6.2)$$

$$V_{ED} := \frac{q_{wind} \cdot l}{2} = 27.76 \text{ kN}$$

$$A_v := 160 \text{ mm} \cdot 2 \cdot 8.0 \text{ mm} = (2.56 \cdot 10^3) \text{ mm}^2 \quad \text{Forenklet beregning av } A_v$$

$$V_{plRd} := \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3}} = 524.696 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$\frac{V_{ED}}{V_{plRd}} = 0.053 \quad \text{Trenger ikke å redusere flytegrensen ved beregning av moment, siden utnyttelsen av skjær er mindre enn 0.5.} \quad (6.45)$$

Det er benyttet plastisk skjærkapasitetsformel og elastisk formel for moment. Siden de ikke skal kombineres er det ok

Profilen er utsatt for trykk og moment, må kombinere disse ved å benytte (6.61) og (6.62)

$$M_{støtte} := 0 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \alpha_h := \frac{M_{støtte}}{M_{ED}} = 0 \quad \text{Tabell B.3}$$

$$C_{my} := 0.95 + 0.05 \cdot \alpha_h = 0.95$$

$$k_{yy} := \min \left(C_{my} \cdot \left(1 + (\lambda - 0.2) \cdot \frac{N_{ED}}{N_{bRd}} \right), C_{my} \cdot \left(1 + 0.8 \cdot \frac{N_{ED}}{N_{bRd}} \right) \right) = 1.199 \quad \text{Tabell B.1}$$

$$k_{zy} := 0.6 \cdot k_{yy} = 0.719 \quad \chi_{LT} := 1 \quad \text{Hulprofil vipper ikke}$$

$$\frac{N_{ED}}{N_{bRd}} + k_{yy} \cdot \left(\frac{M_{ED}}{\chi_{LT} \cdot M_{RD}} \right) = 0.963 < 1.0 \quad (6.61)$$

$$(6.62)$$

$$\frac{N_{ED}}{N_{bRd}} + k_{zy} \cdot \left(\frac{M_{ED}}{\chi_{LT} \cdot M_{RD}} \right) = 0.709 < 1.0$$

Beregning av profil 160x160x10 (søyler ved vindkryss)

Søylene ved vindkryss får en større last, prøver derfor med et større profil. Siden profilet brukt for de andre søylene er i tverrsnittsklasse 1, vil dette profilet også være i tverrsnittsklasse 1, da det andre profilet er slankere

Ekstra last fra vindkryss: $F := 90.63 \text{ kN} \cdot \sin(49^\circ) = 68.399 \text{ kN}$

Sum last på søyle: $N_{ED2} := N_{ED} + F = 292.199 \text{ kN}$

$i := 60.6 \text{ mm}$ $A := 4.35 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$

$$\lambda := \frac{Lcr}{i \cdot 93.9 \text{ } \varepsilon} = 1.406 \quad \Rightarrow \quad \chi := 0.41 \quad (6.50), \text{ Figur 6.4}$$

$$N_{bRd} := \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 602.993 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{ED}}{N_{bRd}} = 0.371 \quad \text{Profilet er 37\% utnyttet i trykk}$$

$W := 269 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$

$$M_{RD} := \frac{W \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 90.948 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (6.13)$$

$$\frac{M_{ED}}{M_{RD}} = 0.445 \quad \text{Profilet er 45\% utnyttet for moment}$$

$$\frac{N_{ED}}{N_{bRd}} + \frac{M_{ED}}{M_{RD}} = 0.816 < 1 \quad (6.2)$$

$$k_{yy} := \min \left(C_{my} \cdot \left(1 + (\lambda - 0.2) \cdot \frac{N_{ED}}{N_{bRd}} \right), C_{my} \cdot \left(1 + 0.8 \cdot \frac{N_{ED}}{N_{bRd}} \right) \right) = 1.232 \quad \text{Tabell B.1}$$

$k_{zy} := 0.6 \cdot k_{yy} = 0.739$

$$\frac{N_{ED}}{N_{bRd}} + k_{yy} \cdot \left(\frac{M_{ED}}{\chi_{LT} \cdot M_{RD}} \right) = 0.919 < 1.0 \quad (6.61)$$

$$\frac{N_{ED}}{N_{bRd}} + k_{zy} \cdot \left(\frac{M_{ED}}{\chi_{LT} \cdot M_{RD}} \right) = 0.7 < 1.0 \quad (6.62)$$

Vedlegg 14: Søyler kortside – håndberegninger

Beregninger er gjort etter NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015

$$L_{cr} := 6.48 \text{ m} \quad l := L_{cr}$$

$$M_{ED} := 65.49 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Maks moment}$$

$$N_{ED} := 125.93 \text{ kN} \quad \text{Aksiallast med lastfaktorer som gir maks moment}$$

$$f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \gamma_{M0} := 1.05$$

$$W := \frac{M_{ED} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = (1.937 \cdot 10^5) \text{ mm}^3 \quad \text{Nødvendig W med maks moment, for å finne profil å regne videre på}$$

Profil RHSS 160x160x10 har elastisk motstandsmoment som er tilstrekkelig for maks moment

Tverrsnittsklasse for 160x160x10

$$\varepsilon := 0.81 \quad t := 10 \text{ mm} \quad c := 160 \text{ mm} - 2 \cdot t = 140 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t \cdot \varepsilon} = 17.284 < 33 \quad \text{Tverrsnittsklasse 1}$$

Tabell 5.2

Beregning av profil 160x160x10

$$i := 60.6 \text{ mm} \quad A := 5.85 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

Varmeformet hulprofil gir kuve a for reduksjonsfaktor

Tabell 6.2

$$\lambda := \frac{L_{cr}}{i \cdot 93.9 \varepsilon} = 1.406 \quad \Rightarrow \quad \chi := 0.42$$

(6.50)

$$N_{bRd} := \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 830.7 \text{ kN}$$

(6.47)

$$\text{Utnyttelsesgrad} \quad \frac{N_{ED}}{N_{bRd}} = 0.152 \quad \text{Profilen er 15\% utnyttet for trykk}$$

$$W := 269 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$M_{RD} := \frac{W \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 90.948 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Utnyttelsesgrad} \quad \frac{M_{ED}}{M_{RD}} = 0.72$$

Profilen er 72% utnyttet for moment

$$\frac{N_{ED}}{N_{bRd}} + \frac{M_{ED}}{M_{RD}} = 0.872 < 1 \quad (6.2)$$

$$M_{støtte} := 0 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \alpha_h := \frac{M_{støtte}}{M_{ED}} = 0$$

Tabell B.3

$$C_{my} := 0.95 + 0.05 \cdot \alpha_h = 0.95$$

$$k_{yy} := \min \left(C_{my} \cdot \left(1 + (\lambda - 0.2) \cdot \frac{N_{ED}}{N_{bRd}} \right), C_{my} \cdot \left(1 + 0.8 \cdot \frac{N_{ED}}{N_{bRd}} \right) \right) = 1.065 \quad \text{Tabell B.1}$$

$$k_{zy} := 0.6 \cdot k_{yy} = 0.639 \quad \chi_{LT} := 1 \quad \text{Hulprofil vipper ikke}$$

$$\frac{N_{ED}}{N_{bRd}} + k_{yy} \cdot \left(\frac{M_{ED}}{\chi_{LT} \cdot M_{RD}} \right) = 0.919 < 1.0 \quad (6.61)$$

$$(6.62)$$

$$\frac{N_{ED}}{N_{bRd}} + k_{zy} \cdot \left(\frac{M_{ED}}{\chi_{LT} \cdot M_{RD}} \right) = 0.612 < 1.0$$

Prøver med maks aksiallast:

$$N_{ED} := 177.92 \text{ kN}$$

$$q_{vind} := 1.53 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 5.4 \text{ m} = 8.262 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{ED} := \frac{q_{vind} \cdot l^2}{8} \cdot 0.9 = 39.029 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment fra vindlast med 0.9 som lastfaktor

$$\frac{N_{ED}}{N_{bRd}} + k_{yy} \cdot \left(\frac{M_{ED}}{\chi_{LT} \cdot M_{RD}} \right) = 0.671 < 1.0 \quad (6.61)$$

Vedlegg 15: Branndimensjonering – håndberegninger

Beregninger er gjort etter NS-EN 1993-1-2:2005+NA:2009

Dimensjonerende moment for brann er en ulykkeslast med lastfaktorer til ulykkeslast, funnet i ROBOT filen for bjelken

$$M_{yEdfi} := 11.91 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$W_y := 155 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \quad f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \gamma_{Mfi} := 1.0$$

$$M_{yRdfi} := \frac{W_y \cdot f_y}{\gamma_{Mfi}} = 55.025 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_0 := \frac{M_{yEdfi}}{M_{yRdfi}} = 0.216 \quad \Rightarrow \text{Gir } \theta_{cr} = 711^\circ$$

Tabell 4.1

Finner temperatur i stål etter 30 min ved å bruke forenklet tabell:

$$O := 140 \text{ mm} \cdot 2 + 133 \text{ mm} \cdot 2 + (140 \text{ mm} - 5.5 \text{ mm}) \cdot 2 = 815 \text{ mm}$$

$$A := 3.14 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

$$\frac{Am}{V} = \frac{O}{A} = 259.554 \frac{1}{\text{m}}$$

Tabell 4.2

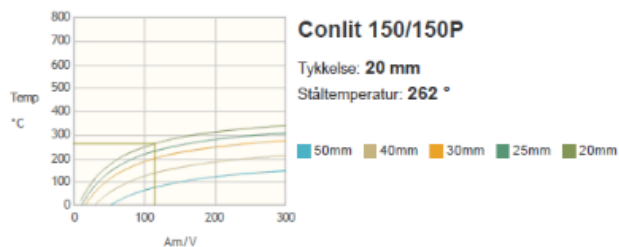
$$\text{Velger } \frac{Am}{V} = 350 \Rightarrow \text{temperatur etter 30 min er } 840^\circ$$

$\theta_{cr} < 840^\circ$ Det er nødvendig med brannisolasjon

Vedlegg 16: Brannbeskyttelse



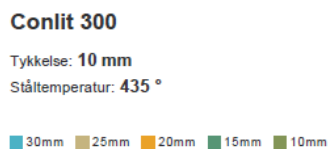
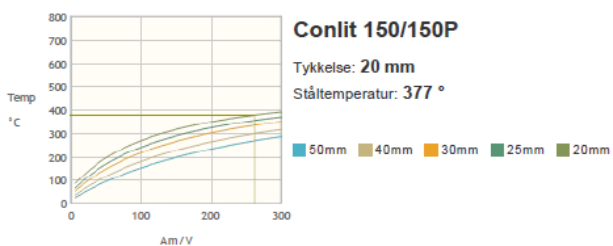
Prosjektnavn	Kronstad oppveksttun
--------------	----------------------



Festemetode	Klebemetode (Conlit 150)
Brannklasse	R30
Maks. stålteperatur	500
Am/V	115
Profil	HUP Kvadrat
Dimensjon	100 : 100 x 100 x 10
Antall sider	4-sidig

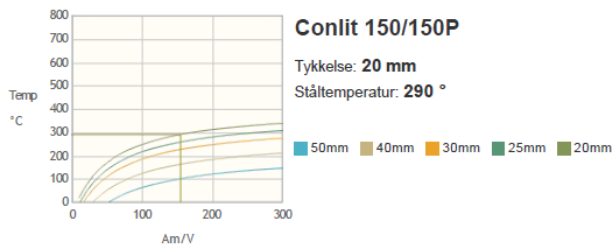


Prosjektnavn	Kronstad oppveksttun
--------------	----------------------



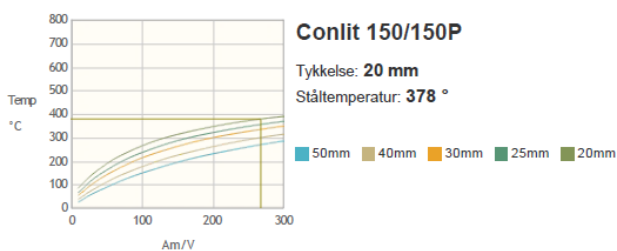
Festemetode	Sveisemetode (Conlit 150 og 300)
Brannklasse	R30
Maks. stålteperatur	500
Am/V	264
Profil	HUP Kvadrat
Dimensjon	100 : 100 x 100 x 4
Antall sider	4-sidig

Prosjektnavn	Kronstad oppveksttun
--------------	----------------------



Festemetode	Klebmetode (Conlit 150)
Brannklasse	R30
Maks. ståltemperatur	500
Am/V	155
Profil	HE-A
Dimensjon	180 : 171 x 180
Antall sider	4 sider

Prosjektnavn	Kronstad oppveksttun
--------------	----------------------



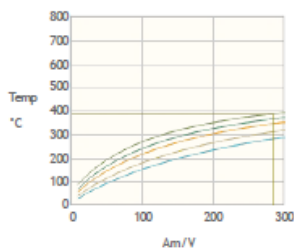
Conlit 300
Tykkelse: **10 mm**
Ståltemperatur: **436 °**

30mm 25mm 20mm 15mm 10mm

Festemetode	Sveisemetode (Conlit 150 og 300)
Brannklasse	R30
Maks. ståltemperatur	500
Am/V	268
Profil	HUP Rekt
Dimensjon	100 : 100 x 50 x 4
Antall sider	4-sidig

Prosjektnavn

Kronstad oppveksttun



Conlit 150/150P

Tykkelse: 20 mm
Ståltemperatur: 385 °

■ 50mm ■ 40mm ■ 30mm ■ 25mm ■ 20mm

Conlit 300

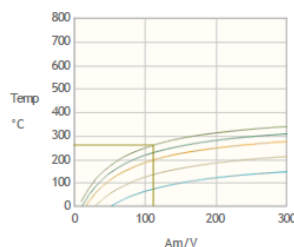
Tykkelse: 10 mm
Ståltemperatur: 444 °

■ 30mm ■ 25mm ■ 20mm ■ 15mm ■ 10mm

Festemetode	Sveisemetode (Conlit 150 og 300)
Brannklasse	R30
Maks. ståltemperatur	500
Am/V	286
Profil	HUP Kvadrat
Dimensjon	40 : 40 x 40 x 4
Antall sider	4-sidig

Prosjektnavn

Kronstad oppveksttun



Conlit 150/150P

Tykkelse: 20 mm
Ståltemperatur: 259 °

■ 50mm ■ 40mm ■ 30mm ■ 25mm ■ 20mm

Festemetode	Klebemetode (Conlit 150)
Brannklasse	R30
Maks. ståltemperatur	500
Am/V	112
Profil	HUP Kvadrat
Dimensjon	120 : 120 x 120 x 10
Antall sider	4-sidig

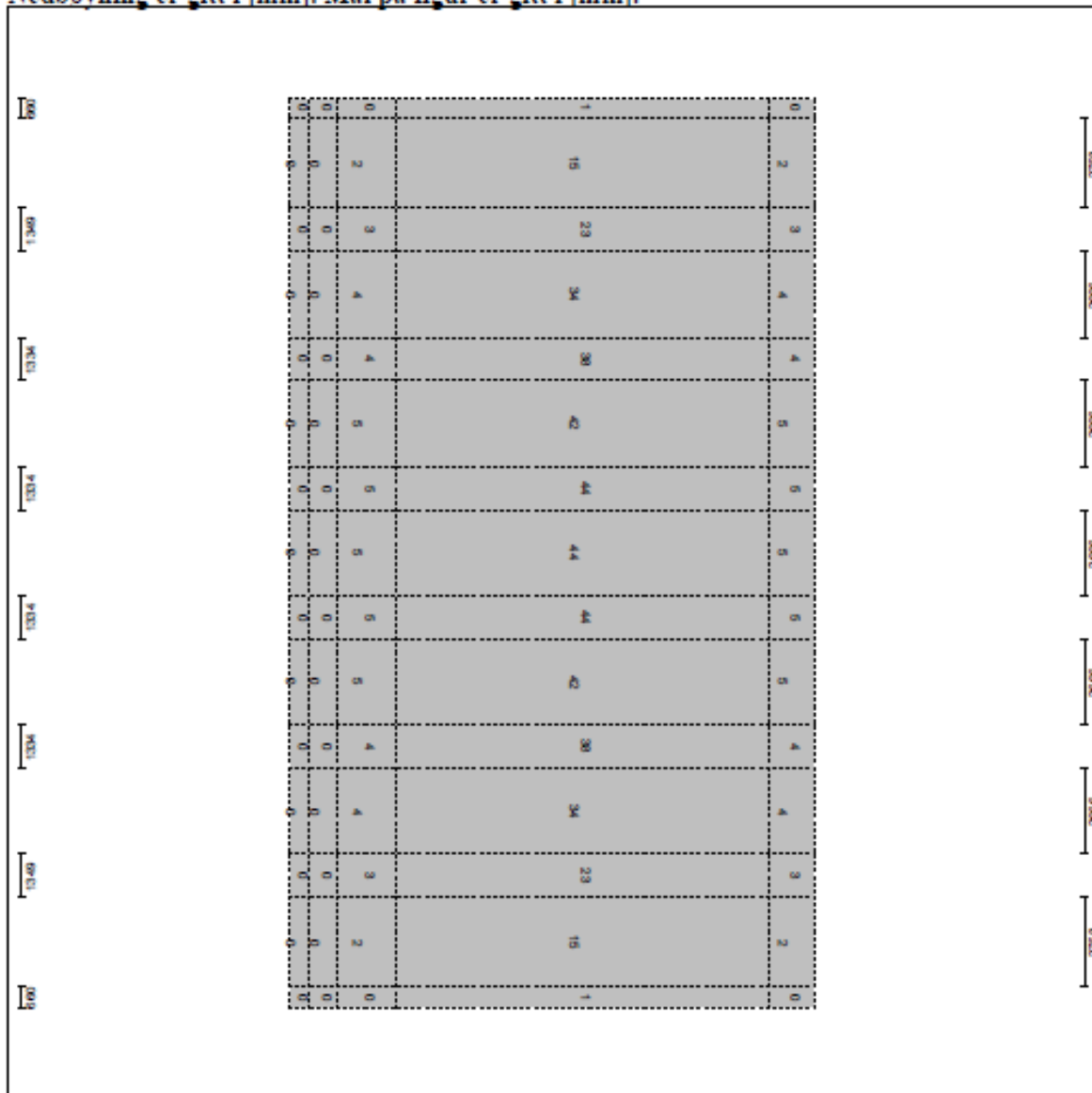
Vedlegg 17: 520 mm dekke – Ove Sletten

Nedbøyning med fast innspennte vegger:

Tittel Dekke_fast innspent_t=520mm			Side 7
Prosjekt Kronstad oppvekstun	Ordre	Sign	Dato 04-05-2020

10. Nedbøyning

Nedbøyning er gitt i [mm]. Mål på figur er gitt i [mm].



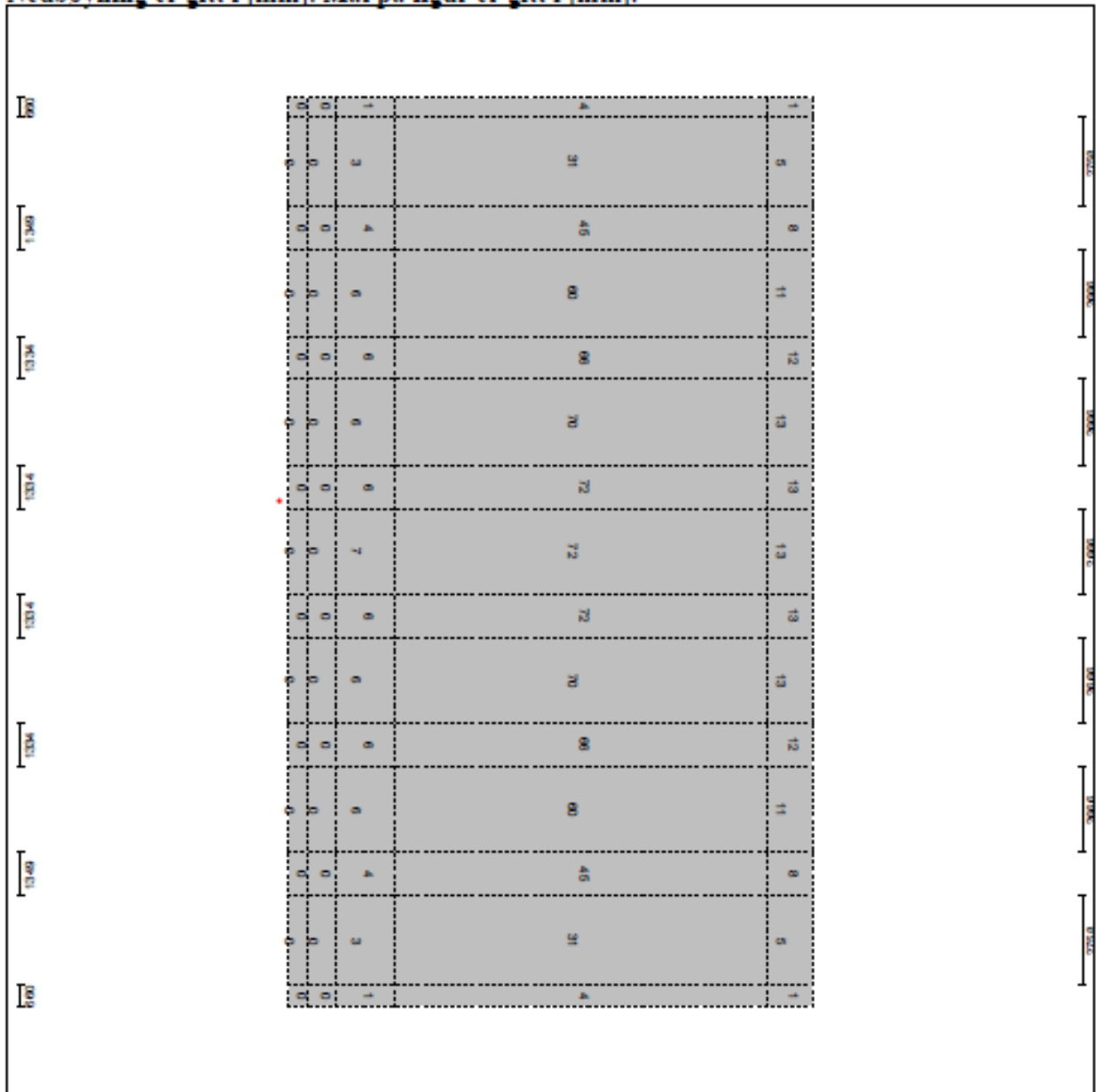
Permanent last + Maks. variabel last

Nedbøyning med fritt opplagte vegger:

Tittel Dekke_fritt opplagt_t=520mm		Side 7	
Prosjekt Kronstad oppvekstun	Ordre	Sign	Dato 05-05-2020

10. Nedbøyning

Nedbøyning er gitt i [mm]. Mål på figur er gitt i [mm].



Permanent last + Maks. variabel last

Vedlegg 18: 200 mm dekke – Ove Sletten

Dekke t=200

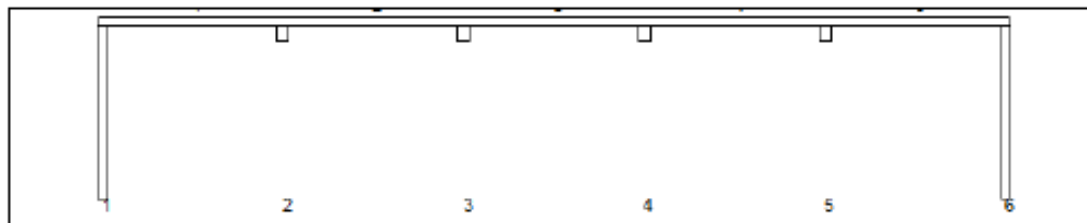
Titel Dekke_t=200			Side 1
Prosjekt Kronstad oppvekstun	Ordre	Sign	Date 05-05-2020

Dataprogram: K-Bjelke versjon 6.3.7 Laget av sivilingeniør Ove Sletten
Beregningene er basert på NS-EN 1992-1-1:2004 + NA:2008 og NS-EN 1990:2002

INNHOOLD

- 1.0 Figur med feltnummer og oppleggsnummer
- 1.1 Spennvidder og tverrsnittdata
- 1.2 Søylar og oppleggspunkt
- 1.3 Lastdata og Lastfaktorer
- 1.4 Materialdata
- 2.1 Momentdiagrammer
- 2.2 Skjærkraftdiagrammer
- 3.1 Armering i felt og ved opplegg
- 3.2 Forankringslengde
- 3.3 Forankringsarmering i underkant ved endeopplegg
- 3.4 Minimumsarmering
- 4.1 Momentkapasitetskurver (armeringens utnyttelsesgrad)
- 4.2 Skjærarmering
- 4.3 Risskontroll
- 4.4 Nedbøyning
- 5.1 Oppleggskrefter i bruksgrensetilstand
- 5.2 Oppleggskrefter i bruddgrensetilstand

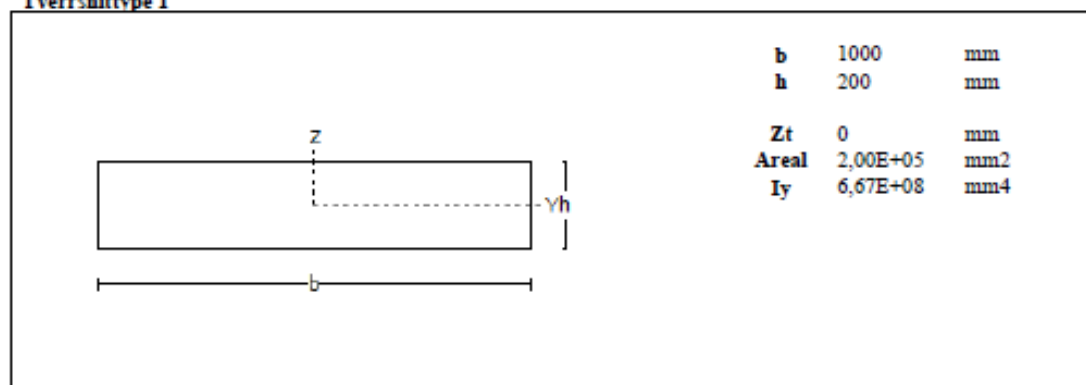
1.0 DEKKE MED 6 OPPLEGGSPUNKTER



1.1 SPENNVIDDER [mm], OG TVERRSNITTYPEN

Felt nr	v.utkr.	1	2	3	4	5	h.utkr.
Spennvidde	100	5600	5600	5600	5600	5600	100
Tverrsnitttype	1	1	1	1	1	1	1

Tverrsnitttype 1

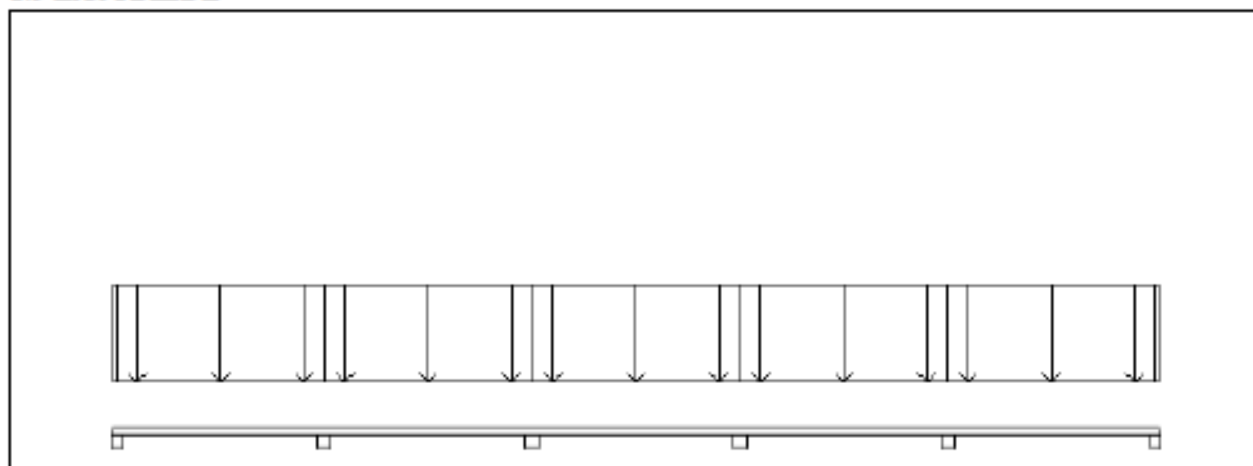


Titel Dekke_r=200			Side 2
Prosjekt Kronstad oppvekstun	Ordre	Sign	Date 05-05-2020

1.2 SOYLER OG OPPLGGSPUNKT [mm]

Opplegg nr	Søyler på bjelkens underside				Søyler på bjelkens overside			
	kode	lengde	h/diameter	b(tverretm)	kode	lengde	h/diameter	b(tverretm)
1	Rektangel	3510	300	1000				
2	Fri		400					
3	Fri		400					
4	Fri		400					
5	Fri		400					
6	Rektangel	3510	250	1000				

1.3 LASTBILDE



Lastfaktorer

	Nedbøyning	Risskontroll	Bruddgrense	PSL-Faktor Kategori C : foramlingslokaler , moterom Krav maks.nedbøyning Konstruksjoner der det pga bruk eller utstyr stilles krav
Permanent last	1,00	1,00	1,20	
Variabel last	0,70	0,60	1,50	

Pålitelighetsklasse: 2 Bjelkens romvekt: 2500 kg/m³

Jevnt fordelt last (kN/m)

Felt nr	Egenvekt	Permanent last	Variabel last
1	5,00	2,50	5,00
2	5,00	2,50	5,00
3	5,00	2,50	5,00
4	5,00	2,50	5,00
5	5,00	2,50	5,00

Titel Dekke_t=200			Side 3
Prosjekt Kronstad oppvekstun	Ordre	Sign	Dato 05-05-2020

1.4 MATERIALDATA

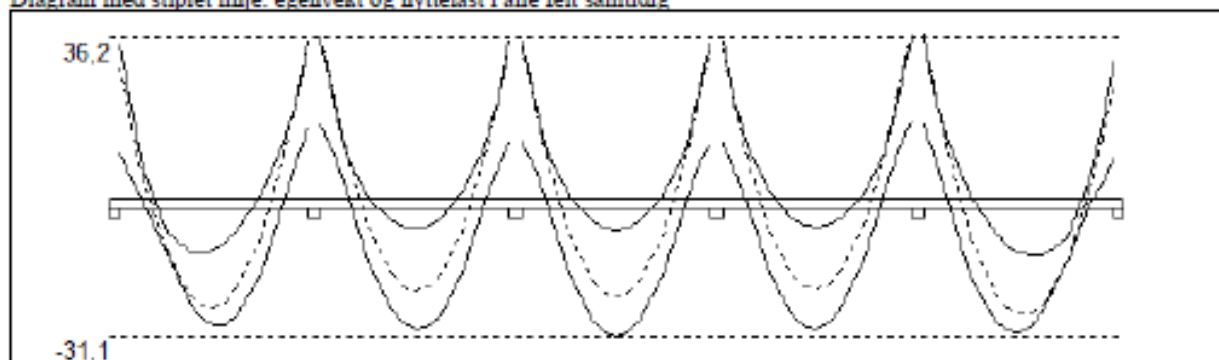
Korreksjonsfaktor for Emodul pga tilslag	1	Eksponeeringsklasse	XD1	XD1
Materialkoeffisient betong	1,5	Lite korrosjonsømfintlig armering		
Materialkoeffisient stål	1,15	Dimensjonerende levetid		50
Betongkvalitet	B45 (C45/55)			
Tilslagets spesifikke tyngde (kg/m ³)	2400			
Sement i fasthetsklasse (R / N / S)	N	Min. overdekning	uk	ok
Armering flytegrense	500	Min krav	40	40
Bøyleflytegrense	500	Toleransekrav +/-	10	10
Relativ fuktighet %	40	Min. nominell overdekning	50	50
Betongens alder ved pålastning (døgn)	28			
Effektiv høyde, h ₀ (EN 1992-1-1 3.1.4(5))	167			
Største tilslagsstørrelse, dg(mm)	22	Kryptall, FI 28_5000		1,84
Korttids Emodul, E _{cm}	36300	Svinnøying, FI 0_28		-0,00015
Trykkfasthet, f _{cd}	25,5	Svinnøying, FI 28_5000		-0,00032
Middel verdi av strekkfasthet, f _{ctm}	3,8			
Strekkfasthet, f _{ctd}	1,51			

NA.6.2.2(1) Følgende krav til tilslag i betongen er oppfylt:

1. Største tilslag etter NS-EN 12620: D_{max} = 16 mm (D = 22 mm)
2. Det grove tilslaget >= 50% av total tilslagsmengde
3. Grovt tilslag skal ikke være av kalkstein eller stein med tilsvarende lav fasthet

2.1 MOMENTDIAGRAMMER FOR MAKS OG MIN MOMENT I BRUDDGRENSETILSTAND, MED NYTTELAST I UGUNSTIGE FELT

Diagram med stiplet linje: egenvekt og nyttelest i alle felt samtidig



Største negative feltmomenter (strekk i uk)(kNm)

Felt	Bruksgrense		Bruddgrense	
	Mg	Mg+Mp	Mg	Mg+Mp
1	-11,1	-18,1	-13,3	-28,3
2	-9,4	-17,8	-11,3	-29,3
3	-10,0	-18,9	-12,0	-31,1
4	-9,3	-17,7	-11,1	-29,1
5	-11,8	-19,2	-14,1	-30,1

Mg: permanent last Mp: variabel last

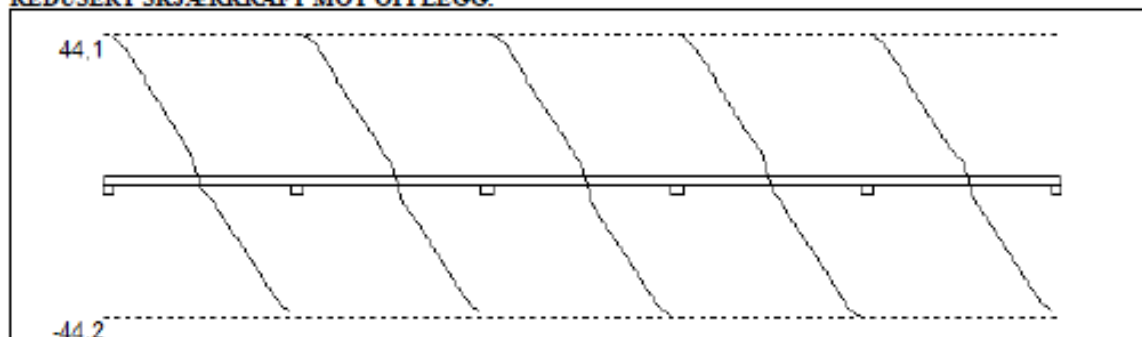
Største positive momenter ved kant av opplegg (kNm)

Opplegg	Bruksgrense		Bruddgrense	
	Mg	Mg+Mp	Mg	Mg+Mp
1	13,2	21,8	15,8	34,3
2	16,4	25,5	19,7	35,4
3	15,4	25,2	18,5	35,4
4	15,3	25,0	18,3	35,3
5	16,9	26,2	20,2	36,2
6	11,9	19,7	14,3	30,9

Titel Dekke_r=200			Side 4
Prosjekt Kronstad oppvekstun	Ordre	Sign	Date 05-05-2020

2.2 SKJÆRKRAFTDIAGRAM I BRUDDGRENSETILSTAND

MED NYTTELAST I UGUNSTIGSTE FELT.
REDUSERT SKJÆRKRAFT MOT OPPLGG.



Største skjærkraft i bruddgrensetilstand (kN)

Opplegg	Venstre side av opplegg		Høyre side av opplegg	
	Vgamma	Vredusert	Vgamma	Vredusert
1			45,5	43,2
2	-45,5	-43,2	46,3	44,0
3	-45,6	-43,2	46,4	44,0
4	-46,3	-43,9	45,4	43,1
5	-46,6	-44,2	46,4	44,1
6	-44,9	-42,6		

3.1 ARMERING I FELT OG VED OPPLGG

Kantavstand er avstand fra senter av armering til underkant eller overkant

Toleranseavvik for overdekning: +/- 10 mm

Feltarmering i underkant og overkant

	Felt	Lag	Kantavstand	cc(mm)	Diameter	Overdekning
uk	1	1	58	225	12	50
uk	2	1	58	220	12	50
uk	3	1	58	210	12	50
uk	4	1	58	220	12	50
uk	5	1	58	215	12	50
ingen feltarmering i overkant						

Overkantarmring ved opplegg

Opplegg	Lag	Kantavstand	cc(mm)	Diameter	Overdekning
1	1	58	190	12	50
2	1	58	180	12	50
3	1	58	180	12	50
4	1	58	185	12	50
5	1	58	180	12	50
6	1	58	210	12	50

3.2 FORANKRINGSLENGDE OG AVKORTING AV ARMERING

Forutsetning vedr. forankringslengde: Maks. halvparten av armeringen i felt eller over opplegg kan bli avkortet

D: armeringsdiameter

Forankringslengde i underkant: 23 x D Forankringslengde i overkant: 23 x D

Kapasitetskurvene for moment, (M/Md), kan benyttes til å avkorte armering. Det er tatt hensyn til skjærkraftbidrag

Forskyv endepunktene minst 3xD forbi teoretisk punkt (toleranseavvik)

M/Md for uk viser statistisk nødvendig andel av beregnet feltarmering i uk

M/Md for ok viser statistisk nødvendig andel av beregnet overkantarmring ved opplegg

Titel Dekke_t=200			Side 5
Prosjekt Kronstad oppvekstun	Ordre	Sign	Dato 05-05-2020

M/Md for ok midt i felt kan eventuelt vise nødvendig andel av beregnet feltarmering i ok

3.3 FORANKRINGSARMERING (bøyler) I UNDERKANT VED ENDEOPPLEGG

Det forutsettes at feltarmeringen i underkant av endefelt avsluttes som rette stenger, 50 mm fra bjelkeende

Opplegg nr 1

Det trengs ikke forankringsbøyler.

Opplegg nr 6

Det trengs ikke forankringsbøyler.

3.4 MINIMUMSARMERING (mm²) Det er regnet med minst 2 stenger inn over opplegg

Felt nr	Uk-venstre opplegg	Uk-høyre opplegg	Underkant i felt	Overkant i felt
1	304	304	304	0
2	304	304	304	0
3	304	304	304	0
4	304	304	304	0
5	304	304	304	0

Konstruksjonsregler, krav i EN 1992-1-1

Punkt 9.3.1.1 (3) Største senteravstand mellom stenger, smaks

* I områder med maksimal moment eller punktlaster:

Smaks = 2 h <= 250 mm for hovedarmering

Smaks = 3 h <= 400 mm for fordelingsarmeringen

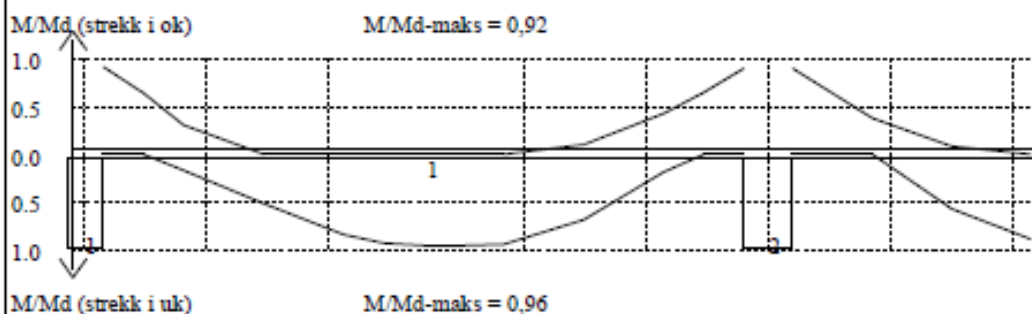
* Andre områder:

Smaks = 3 h <= 400 mm for hovedarmeringen

Smaks = 3.5 h <= 450 mm for fordelingsarmeringen

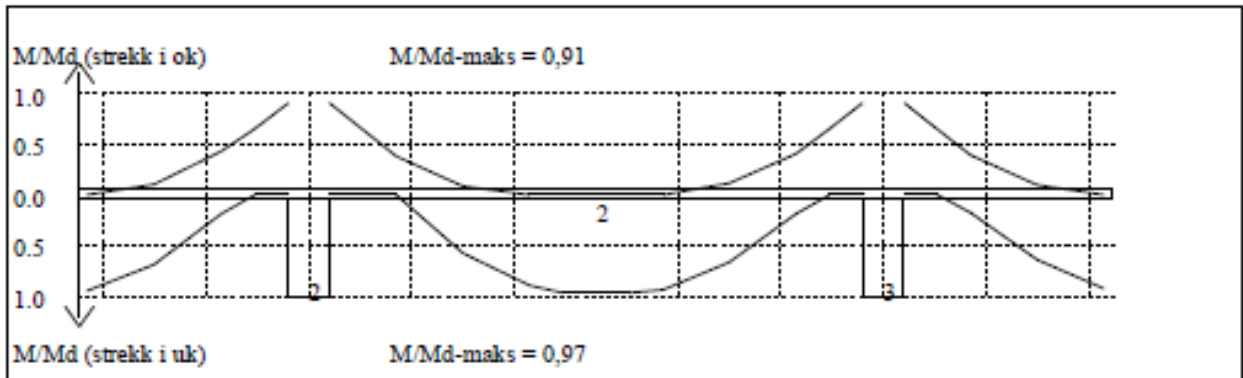
Se også punkt 9.3.1.2 Armering i plater nær opplegg, og punkt 9.3.1.4 Armering ved frie kanter

4.1 MOMENTKONTROLL

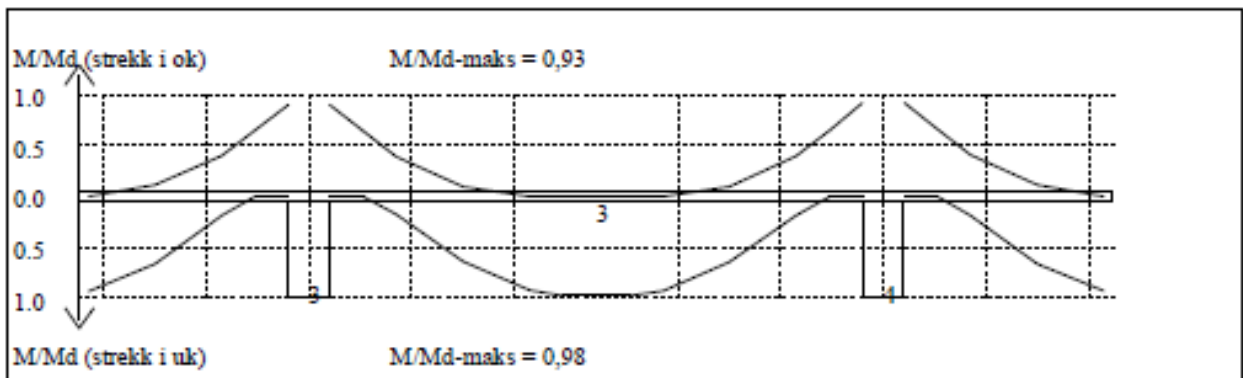


Momentkontroll for felt nr 1 Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m

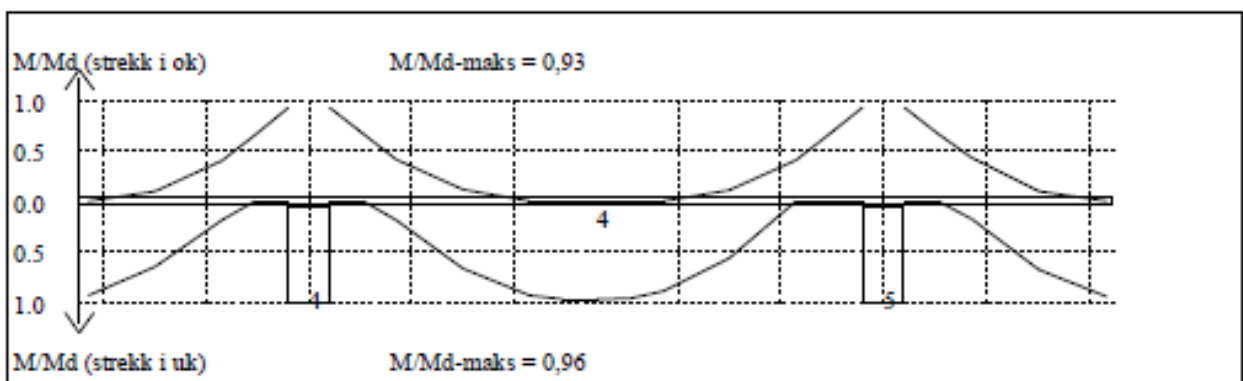
Titel Dekke $t=200$			Side 6
Prosjekt Kronstad oppvekstun	Ordre	Sign	Date 05-05-2020



Momentkontroll for felt nr 2 Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m

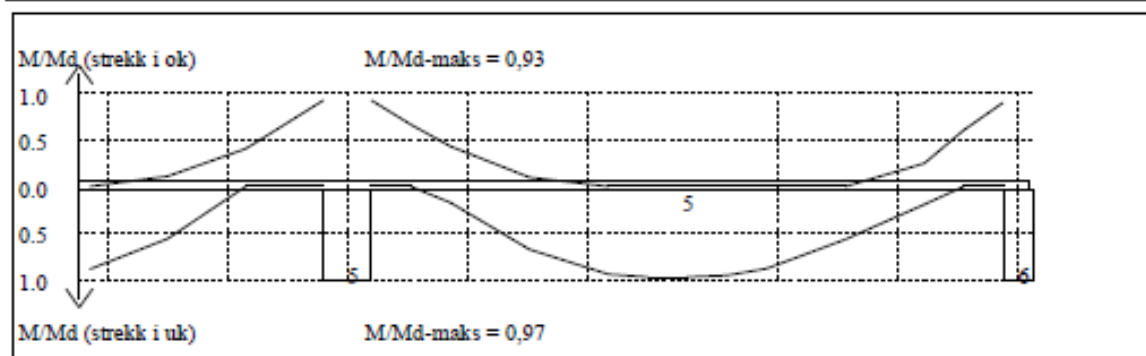


Momentkontroll for felt nr 3 Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m



Momentkontroll for felt nr 4 Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m

Titel Dekke_r=200			Side 7
Prosjekt Kronstad oppvekstun	Ordre	Sign	Date 05-05-2020



Momentkontroll for felt nr 5 Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m

4.2 SKJÆRARMERING

Skjærarmering i felt nr 1

Maks. statisk nødvendig skjærarmering = 0 mm²/m

Skjærarmering i felt nr 2

Maks. statisk nødvendig skjærarmering = 0 mm²/m

Skjærarmering i felt nr 3

Maks. statisk nødvendig skjærarmering = 0 mm²/m

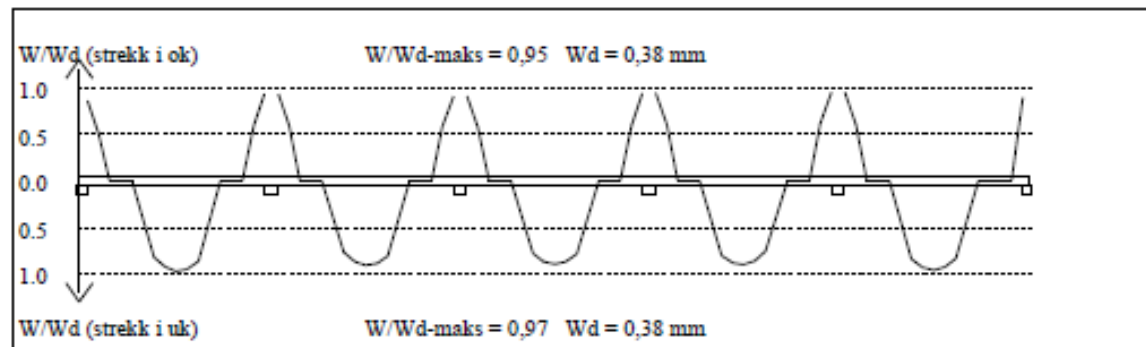
Skjærarmering i felt nr 4

Maks. statisk nødvendig skjærarmering = 0 mm²/m

Skjærarmering i felt nr 5

Maks. statisk nødvendig skjærarmering = 0 mm²/m

4.3 RISSKONTROLL



4.4 NEDBOYNINGER I BRUKSGRENSE TILSTAND (mm)

Felt	Permanent last		Permanent + variabel last (lang tid)	
	Kort tid	Lang tid	Nyttelast i alle felt	Nyttelast i betraktet felt
1	1	9	12	13
2	1	2	3	4
3	1	4	6	7
4	1	2	2	3
5	4	13	17	18

Titel Dekke_r=200			Side 8
Prosjekt Kronstad oppvekstun	Ordre	Sign	Dato 05-05-2020

5.1 OPLEGGSKREFTER I BRUKSGRENSETILSTAND (kN og kNm) (alle lastfaktorer = 1)

Ng,Mg: fra egenvekt. Np,Mp: fra nyttelast

Oppleggs- punkt	Permanent last i alle felt				Variabel last i alle felt				Variabel last i ett felt ved siden av oppleggspunkt			
	Ng (kN)		Mg (kNm)		Np (kN)		Mp (kNm)		Variabel last i venstre felt		Variabel last i høyre felt	
	Ng	Mg	Np	Mp	Np	Mp	Np	Mp	Np	Mp	Np	Mp
1	-21.0	16.12	-14.0	10.75							-15.2	13.64
2	-43.0	0.00	-28.6	0.00	-14.3	0.00			-16.3	0.00		
3	-41.8	0.00	-27.9	0.00	-15.8	0.00			-15.9	0.00		
4	-41.7	0.00	-27.8	0.00	-15.9	0.00			-15.8	0.00		
5	-43.5	0.00	-29.0	0.00	-16.2	0.00			-14.8	0.00		
6	-20.6	-14.28	-13.7	-9.52	-14.9	-12.09						

5.2 OPLEGGSKREFTER I BRUDDGRENSETILSTAND (kN og kNm)

Ng,Mg: fra egenvekt. Np,Mp: fra nyttelast

Oppleggs- punkt	Permanent last i alle felt				Variabel last i alle felt				Variabel last i ett felt ved siden av oppleggspunkt			
	Ng (kN)		Mg (kNm)		Np (kN)		Mp (kNm)		Variabel last i venstre felt		Variabel last i høyre felt	
	Ng	Mg	Np	Mp	Np	Mp	Np	Mp	Np	Mp	Np	Mp
1	-25.2	19.34	-21.0	16.12							-22.8	20.46
2	-51.6	0.00	-43.0	0.00	-21.5	0.00			-24.4	0.00		
3	-50.2	0.00	-41.8	0.00	-23.7	0.00			-23.8	0.00		
4	-50.0	0.00	-41.7	0.00	-23.8	0.00			-23.7	0.00		
5	-52.2	0.00	-43.5	0.00	-24.3	0.00			-22.2	0.00		
6	-24.7	-17.14	-20.6	-14.28	-22.3	-18.13						

Vedlegg 19: Vekt av dekke - håndberegninger

520 mm dekke

Dekke $520 \text{ mm} \cdot 16.1 \text{ m} \cdot 28 \text{ m} = 234.416 \text{ m}^3$

To ekstra søyler $300 \text{ mm} \cdot 300 \text{ mm} \cdot 3.51 \text{ m} = 0.316 \text{ m}^3$

1 bjelke på langs $850 \text{ mm} \cdot 400 \text{ mm} \cdot 28 \text{ m} = 9.52 \text{ m}^3$

Sum $234.416 \text{ m}^3 + 0.316 \text{ m}^3 + 9.52 \text{ m}^3 = 244.252 \text{ m}^3$

200 mm dekke

Dekke $200 \text{ mm} \cdot 16.1 \text{ m} \cdot 28 \text{ m} = 90.16 \text{ m}^3$

4 bjelker på tvers $850 \text{ mm} \cdot 400 \text{ mm} \cdot 16.1 \text{ m} \cdot 4 = 21.896 \text{ m}^3$

Sum $90.16 \text{ m}^3 + 21.896 \text{ m}^3 = 112.056 \text{ m}^3$

$$244.252 \text{ m}^3 - 112.056 \text{ m}^3 = 132.196 \text{ m}^3$$

Vedlegg 20: Svingninger – håndberegninger

Beregninger er gjort etter Betongelementforeningen [14]

Eigenfrekvens for dekke:

$$E := 36000 \frac{N}{mm^2} \quad t := 200 \text{ mm}$$

$$\mu := 2500 \frac{kg}{m^3} \cdot 0.2 \text{ m} = 500 \frac{kg}{m^2}$$

$$a := 16.10 \text{ m} \quad b := 5.6 \text{ m} \quad \gamma := \frac{a}{b} = 2.875$$

$v := 0.2$ Poissons tall, lik 0.2 for betong

$$\varphi_{11} := 1.57 \cdot (1 + \gamma^2) = 14.547 \quad \varphi_{21} := 6.28 (1 + 0.25 \cdot \gamma^2) = 19.257$$

$$\varphi_{12} := 1.57 \cdot (1 + 4 \gamma^2) = 53.478 \quad \varphi_n := \varphi_{11} + \varphi_{21} + \varphi_{12} = 87.282$$

$$\frac{\varphi_n}{a^2} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot t^3}{\mu \cdot 12 \cdot (1 - v^2)}} = 75.294 \text{ Hz} \quad \text{(formel 3.6)}$$

Eigenfrekvens for bjelke:

$$b := 400 \text{ mm} \quad h := 1050 \text{ mm} \quad I := \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 = (3.859 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

$$m_b := 2500 \frac{kg}{m^3} \cdot b \cdot h = (1.05 \cdot 10^3) \frac{kg}{m} \quad E := 36000 \frac{N}{mm^2}$$

$$l := 14.17 \text{ m}$$

$$m_b := 2500 \frac{kg}{m^3} \cdot b \cdot h \cdot l = (1.488 \cdot 10^4) \text{ kg}$$


Hele bjelken er 16,1m lang, men formelen er for en fritt opplagt bjelke, velger derfor l lik det lengste spennet

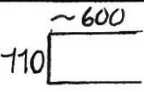
$$m := 40 \cdot 70 \text{ kg} = (2.8 \cdot 10^3) \text{ kg}$$

Antar at det er 40 stk som veier 70kg

$$\frac{2}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{3 \cdot E \cdot I}{l^3 \cdot (m + 0.5 \cdot m_b)}} = 7.614 \text{ Hz} \quad \text{(formel 3.4)}$$

Vedlegg 21: Bøyeliste for dekke

Bøyeliste		Prosjekt nr	Utbildet av	Utbildet dato
Konstruktør		Prosjekt	Kronstad oppvekstun	
		Tegning nr.	Revisjon	
		Skisse-mål 1 mm, ytterkant	Bøyeliste nr.	
Dokument nr.	Stålkvalitet			D1
	B500NC			

Posnr.	Diam. (mm)	Antall	Lengde (mm)	Skisse (mm)	Sum Lengde (m)	Dord (mm)	Merknad	Rev. Dato	
D01	12	423	12000	<u>12000</u>	5076		Løpometer Omfer: 600mm Vekt: kg 4508		
D02	12	196	12000	<u>12000</u>	2352		Løpometer Omfer: 600mm Vekt: kg 2089		
D03	12	300	1310	~ 600 	393	50	Vekt: kg 349		
D04	12	184	2000	<u>2000</u>	368		Vekt: kg 327		
							Vekt: kg		
							Vekt: kg		
							Vekt: kg		
							Vekt: kg		
							Vekt: kg		
							Vekt: kg		
Sum lengde (m)			8	10	12	16	20	25	32
Sum vekt (kg)					8189				
					7273				

Juni 16, Juni 2008 KL: 09.08

Vedlegg 22: 250 mm dekke svømmehall - Ove sletten

Titel Dekke svømmehall_t=250			Side 1
Prosjekt Kronstad oppveksttun	Ordnr	Sign	Dato 19-05-2020

1. Modulnett

Alle akser i x-retning

Hoved-akse	Akse nr (i)	Y-verdi (mm)	Stripebredde
1	1	100	200
	2	266	132
	3	463	263
	4	726	263
	5	989	263
	6	1186	132
2	7	1320	136
	8	1636	497
	9	2381	994
	10	3375	994
	11	4369	994
	12	5114	497
3	13	5600	476
	14	6161	646
	15	7130	1292
	16	8422	1292
	17	9714	1292
	18	10683	646
4	19	11200	389
	20	11594	399
	21	12192	797
	22	12989	797
	23	13786	797
	24	14384	399
5	25	14700	233
	26	14933	233
	27	15283	467
	28	15750	467
	29	16217	467
	30	16567	233
6	31	16800	233
	32	17240	647
	33	18211	1294
	34	19506	1294
	35	20800	1294
	36	21771	647
7	37	22400	611
	38	23024	637
	39	23979	1274
	40	25253	1274
	41	26526	1274
	42	27482	637
8	43	27900	200

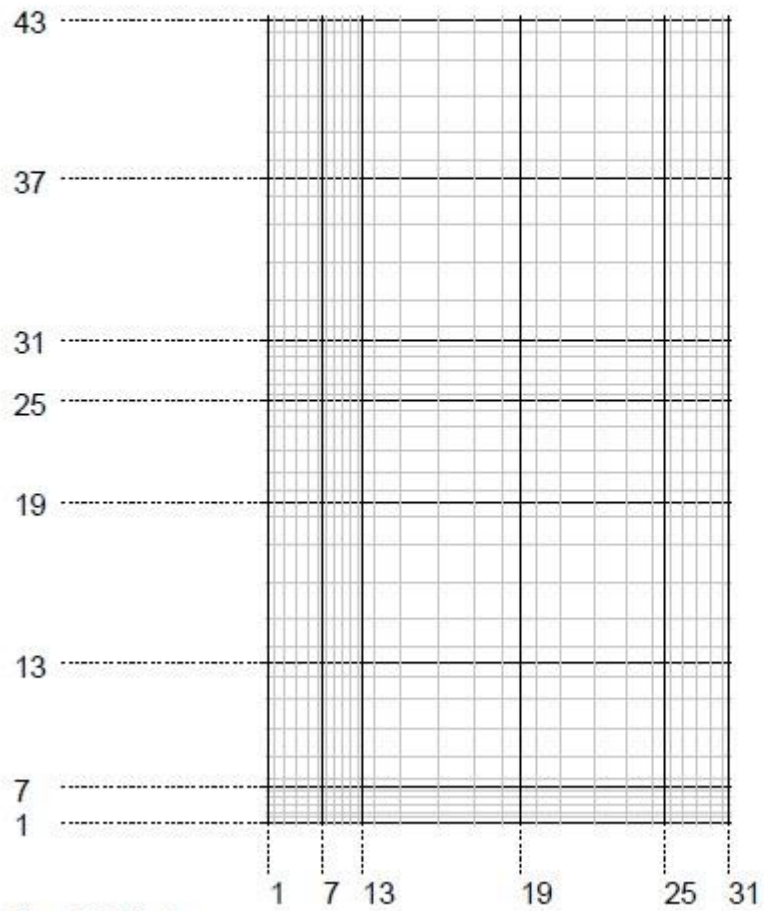
Alle akser i y-retning

Hoved-akse	Akser nr (i)	X-verdi (mm)	Stripebredde
1	1	100	200
	2	306	212
	3	624	424
	4	1048	424
	5	1471	424
	6	1789	212
2	7	1970	150
	8	2120	150
	9	2345	300
	10	2645	300
	11	2945	300
	12	3170	150
3	13	3320	150
	14	3714	638
	15	4672	1277
	16	5949	1277
	17	7226	1277
	18	8184	638
4	19	8780	554
	20	9344	574
	21	10204	1147
	22	11352	1147
	23	12499	1147
	24	13359	574
5	25	13770	248
	26	14019	251
	27	14395	502
	28	14897	502
	29	15398	502
	30	15775	251
6	31	16000	200

Utkragere (modulnett)

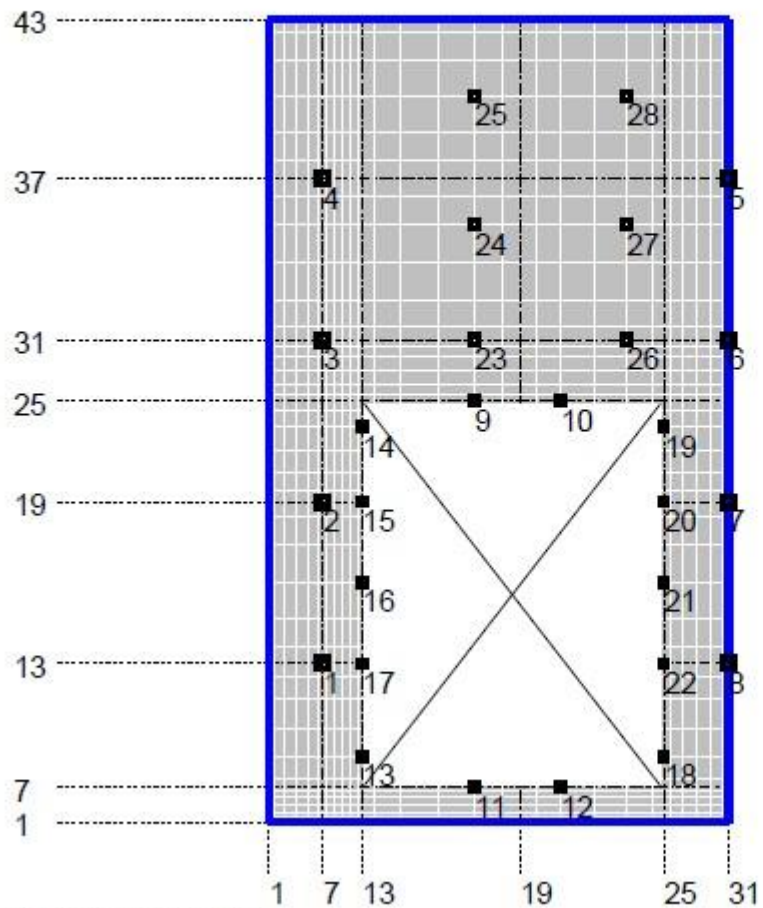
	Utkraging (mm)
Ovre kant	100
Nedre kant	100
Venstre kant	100
Høyre kant	100

Tittel Dekke svømmehall_t=250		Side 2	
Prosjekt Kronstad oppvekstun	Orde	Sign	Dato 19-05-2020



Figur: Modulnett

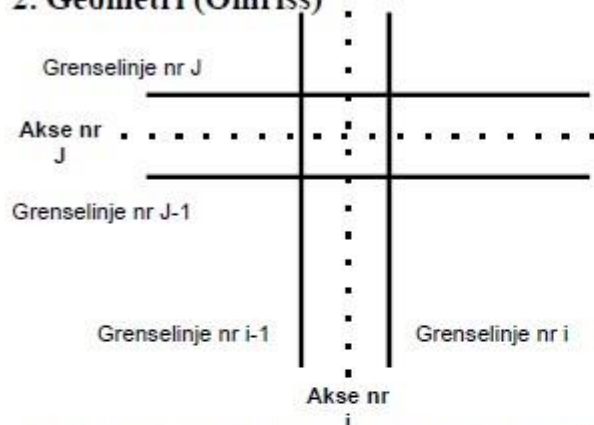
Tittel Dekke svømmehall_t=250		Side 3	
Prosjekt Kronstad oppvekststun	Ordre	Sign	Dato 19-05-2020



Figur: Omriss og opplegg

Titel Dekke svømmehall_t=250			Side 4
Prosjekt Kronstad oppveksttun	Ordrer	Sign	Dato 19-05-2020

2. Geometri (Omriss)



Punktene i geometrien er plassert i grensene mellom dekkestriper.

Eks: Dekkestripe for aksennr i=1 har grenselinje 0 (venstre side) og grenselinje 1 (høyre side)

Punkt	Koordinat		Grenselinje	
	X (mm)	Y (mm)	i	j
1	0	28000	0	43
2	0	0	0	0
3	16100	0	31	0
4	16100	28000	31	43

3. Utsparing

	1. Hjørne (grenselinje)		2. Hjørne (grenselinje)	
	i1 : X1 (mm)	j1 : Y1 (mm)	i2 : X2 (mm)	j2 : Y2 (mm)
1	13 : 3406	7 : 1388	24 : 13646	24 : 14583

4. Dekketykkelse

Dekketykkelse (mm) : 250

Titel Dekke svømmehall_t=250		Side 5	
Prosjekt Kronstad oppveksttun	Ordnr	Sign	Dato 19-05-2020

5. Materialdata

Korreksjonsfaktor for Emodul pga tilslag	1	Eksponeeringsklasser	XD2	XD2
Materialkoeffisient betong	1,5	Lite korrosjonsømfintlig armering		
Materialkoeffisient stål	1,15	Dimensjonerende levetid		50
Betongkvalitet	B45 (C45/55)			
Densitet (kg/m ³)	2400	Min. overdekning (mm)	uk	ok
Sement i fasthetsklasse (R / N / S)	N	Min. krav	40	40
Armering flytegrense	500	Toleranse	10	10
Bøyler flytegrense	500	Min. nominell overdekning	50	50
Relativ fuktighet %	70			
Betongens alder ved pålastning (døgn)	28			
Effektiv høyde, h ₀ (EN 1992-1-1 3.1.4(5))	250			
Største tilslagsstørrelse, d _g (mm)	22			
Korttids Emodul (sekantverdi), E _{cm}	36300			
Trykkfasthet, f _{cd}	25,5	Kryptall, FI 28_5000		1,36
Middel verdi av strekkfasthet, f _{ctm}	3,8	Svinntøyning, FI 0_28		-0,00009
Strekkfasthet, f _{ctd}	1,51	Svinntøyning, FI 28_5000		-0,00023

NA.6.2.2(1) Folgende krav til tilslag i betongen er oppfylt:

1. Største tilslag etter NS-EN 12620: D_{max}=16 mm
2. Det grove tilslaget >=50% av total tilslagsmengde
3. Grovt tilslag skal ikke være av kalkstein eller stein med tilsvarende lav fasthet

6. Søyletyper og plassering

Data for søyletyper

S. Type nr:	Tverrsnitt	Dimensjoner (mm)	Lengde (mm)
1	Rektangulær	b=400 h=400	2900
2	Rektangulær	b=300 h=300	2900
3	Rektangulær	b=250 h=250	2900

Tittel Dekke svømmehall_t=250			Side 6
Prosjekt Kronstad oppvekstun	Ordnr	Sign	Dato 19-05-2020

Søyleplassering

Nr	Søyle type nr:		i (akse)	j (akse)	X (mm)	Y (mm)
	Under	Over				
1	1	0	7	13	1970	5600
2	1	0	7	19	1970	11200
3	1	0	7	31	1970	16800
4	1	0	7	37	1970	22400
5	1	0	31	37	16000	22400
6	1	0	31	31	16000	16800
7	1	0	31	19	16000	11200
8	1	0	31	13	16000	5600
9	3	0	17	25	7226	14700
10	3	0	21	25	10204	14700
11	3	0	17	7	7226	1320
12	3	0	21	7	10204	1320
13	3	0	13	9	3320	2381
14	3	0	13	23	3320	13786
15	3	0	13	19	3320	11200
16	3	0	13	16	3320	8422
17	3	0	13	13	3320	5600
18	3	0	25	9	13770	2381
19	3	0	25	23	13770	13786
20	3	0	25	19	13770	11200
21	3	0	25	16	13770	8422
22	3	0	25	13	13770	5600
23	2	0	17	31	7226	16800
24	2	0	17	35	7226	20800
25	2	0	17	40	7226	25253
26	2	0	23	31	12499	16800
27	2	0	23	35	12499	20800
28	2	0	23	40	12499	25253

7. Vegger

Vegger i X-retning							
Nr	j1 (akse)	i1 (akse)	i2 (akse)	Tykkelse	Høyde	Side	Tilkn. Dekke-Vegg
1	43	1	31	250	2900	Under	Fritt
2	1	1	31	250	2900	Under	Fritt

Vegger i Y-retning							
Nr	i1 (akse)	j1 (akse)	j2 (akse)	Tykkelse	Høyde	Side	Tilkn. Dekke-Vegg
3	31	1	43	250	2900	Under	Fritt
4	1	1	43	250	2900	Under	Fritt

8. Lastdata

Pålitelighetsklasse :2

	Nedbøyning	Risskontroll	Bruddgrense
Permanent last, G	1,00	1,00	1,20
Variabel last, P	0,70	0,60	1,50

PSI-Faktor Kategori C : forsamlingslokaler , moterom

Krav maks.nedbøyning Konstruksjoner der det pga bruk eller utstyr stilles krav

8.1 Feltlaster

Permanent last:0 kN/m²

Variabel last:5 kN/m²

Titel Dekke svømmehall_t=250			Side 7
Prosjekt Kronstad oppvekstun	Orde	Sign	Dato 19-05-2020

Egenvekt

I tillegg til angitte laster, beregner programmet i tillegg lastvirkning pga egenvekten til dekke og bjelke(r).

Egenvekten er lagt til under beregningen og er ikke angitt spesielt

Dekkets romvekt er: 2500 kg/m³

9. Armeringsdata

	Armeringsdiameter (mm)		Overdekning	Ytterste lag
	X-retning	Y-retning		
Overkant	16	16	50	Y - retning
Underkant	12	12	50	Y - retning

Toleransekrav: Se pkt 4.Materialdata

Konstruksjonsregler, krav i EN 1992-1-1

Punkt 9.3.1.1 (3) Største senteravstand mellom stenger, smaks

* I områder med maksimal moment eller punktlaster:

Smaks = 2 h <= 250 mm for hovedarmering

Smaks = 3 h <= 400 mm for fordelingsarmeringen

* Andre områder:

Smaks = 3 h <= 400 mm for hovedarmeringen

Smaks = 3.5 h <= 450 mm for fordelingsarmeringen

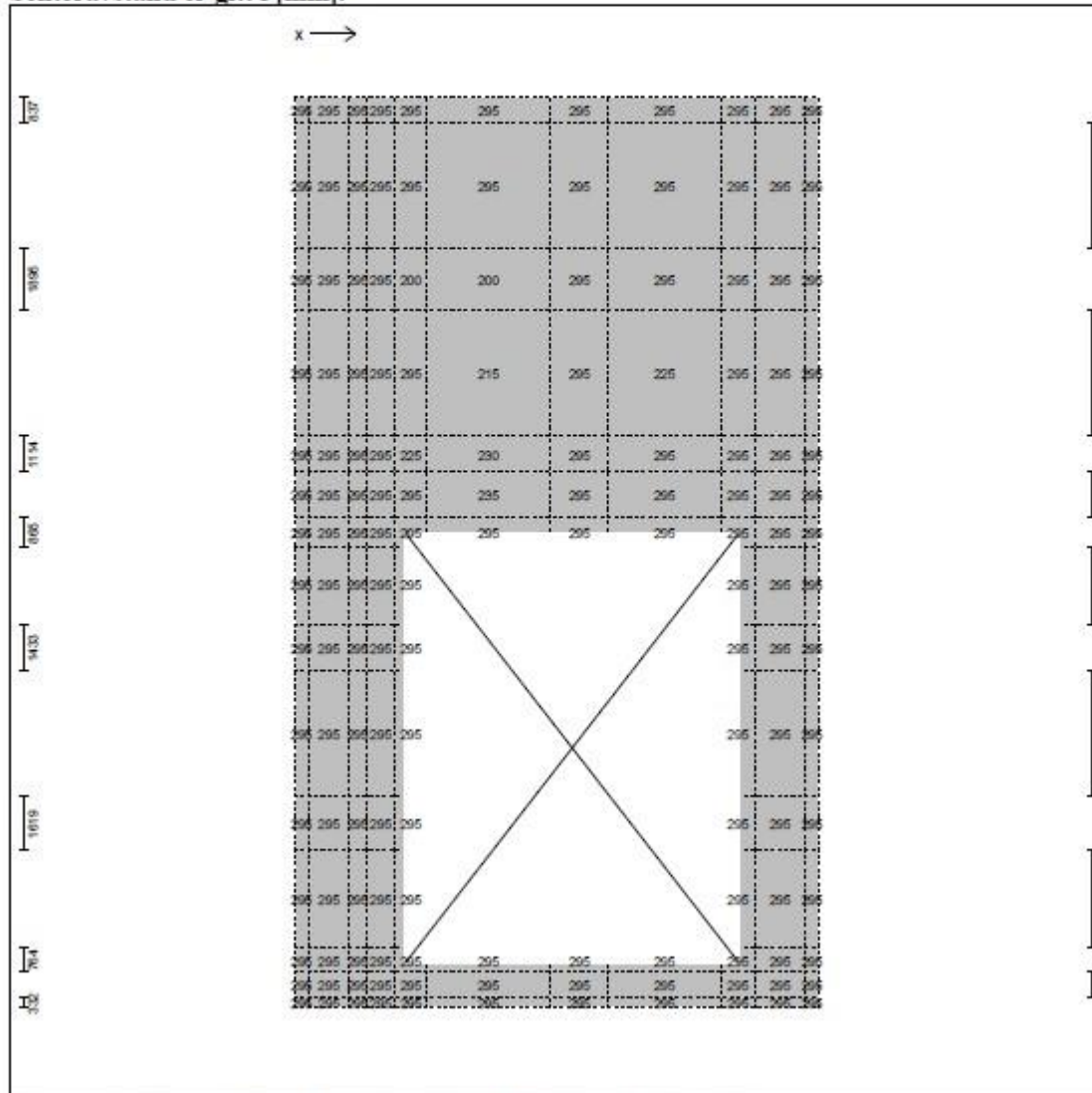
Se også punkt 9.3.1.2 Armering i plater nær opplegg, og punkt 9.3.1.4 Armering ved frie kanter

Titel Dekke svømmehall_t=250		Side 8
Prosjekt Kronstad oppvekststun	Ordnr	Sign 19-05-2020

10. Senteravstand for Armering

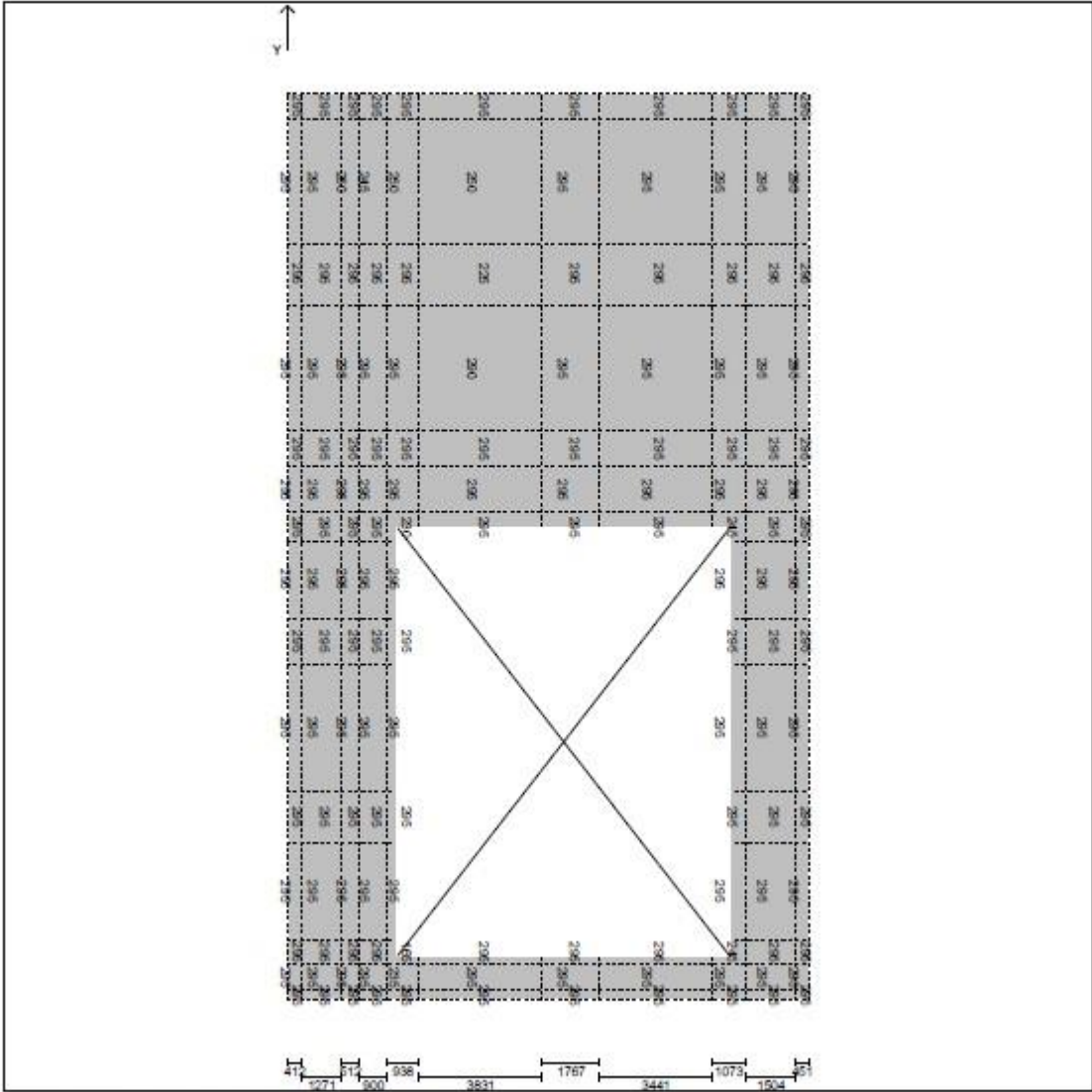
Krav til senteravstand må kontrolleres. Se punkt 9. Armeringsdata

Senteravstand er gitt i [mm].



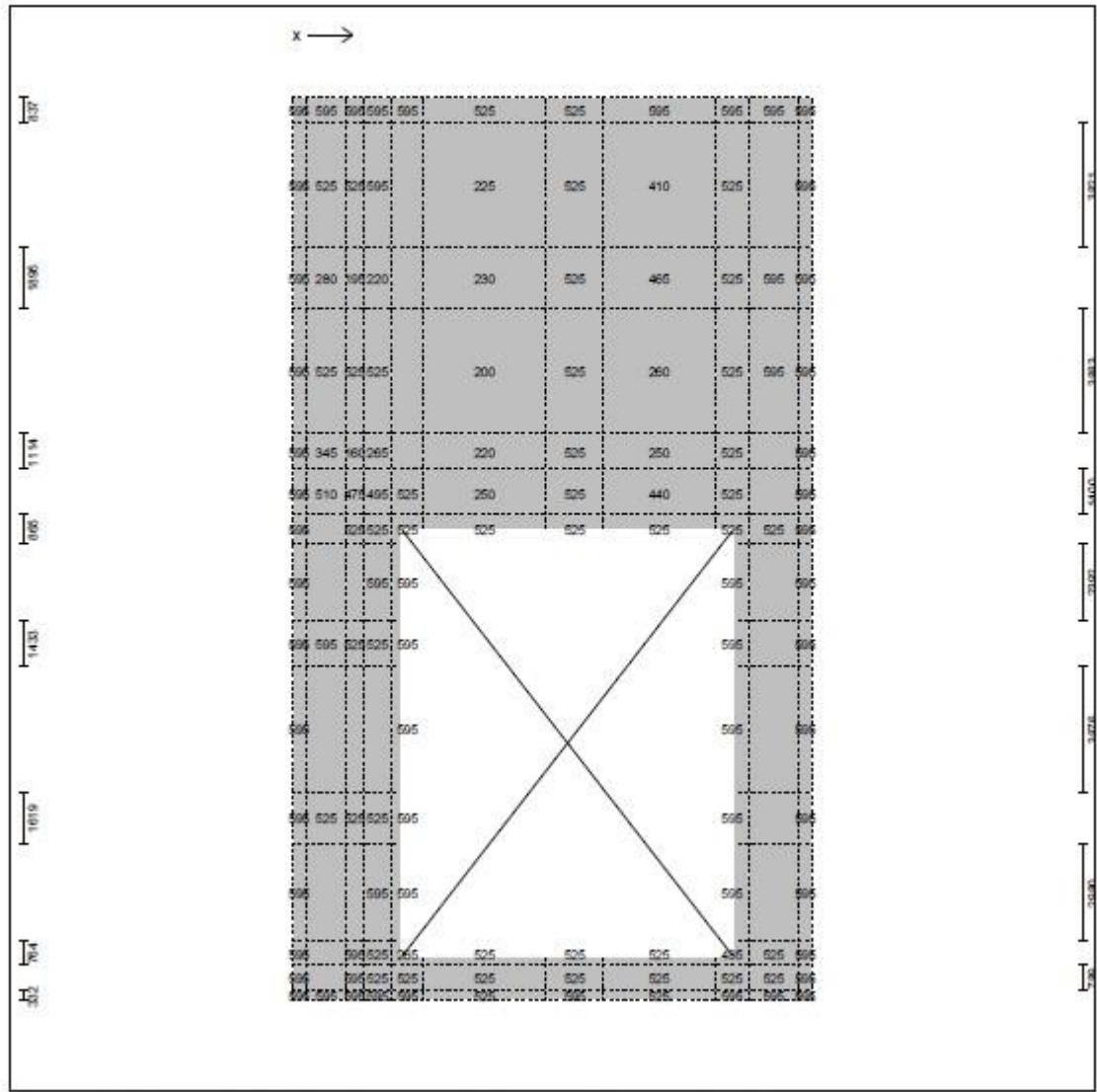
Senteravstand for Armering i X-retning, underkant. Armeringsdiameter=12 mm

Titel Dekke svømmehall_t=250		Side 9
Prosjekt Kronstad oppveksttun	Ordnr	Sign 19-05-2020



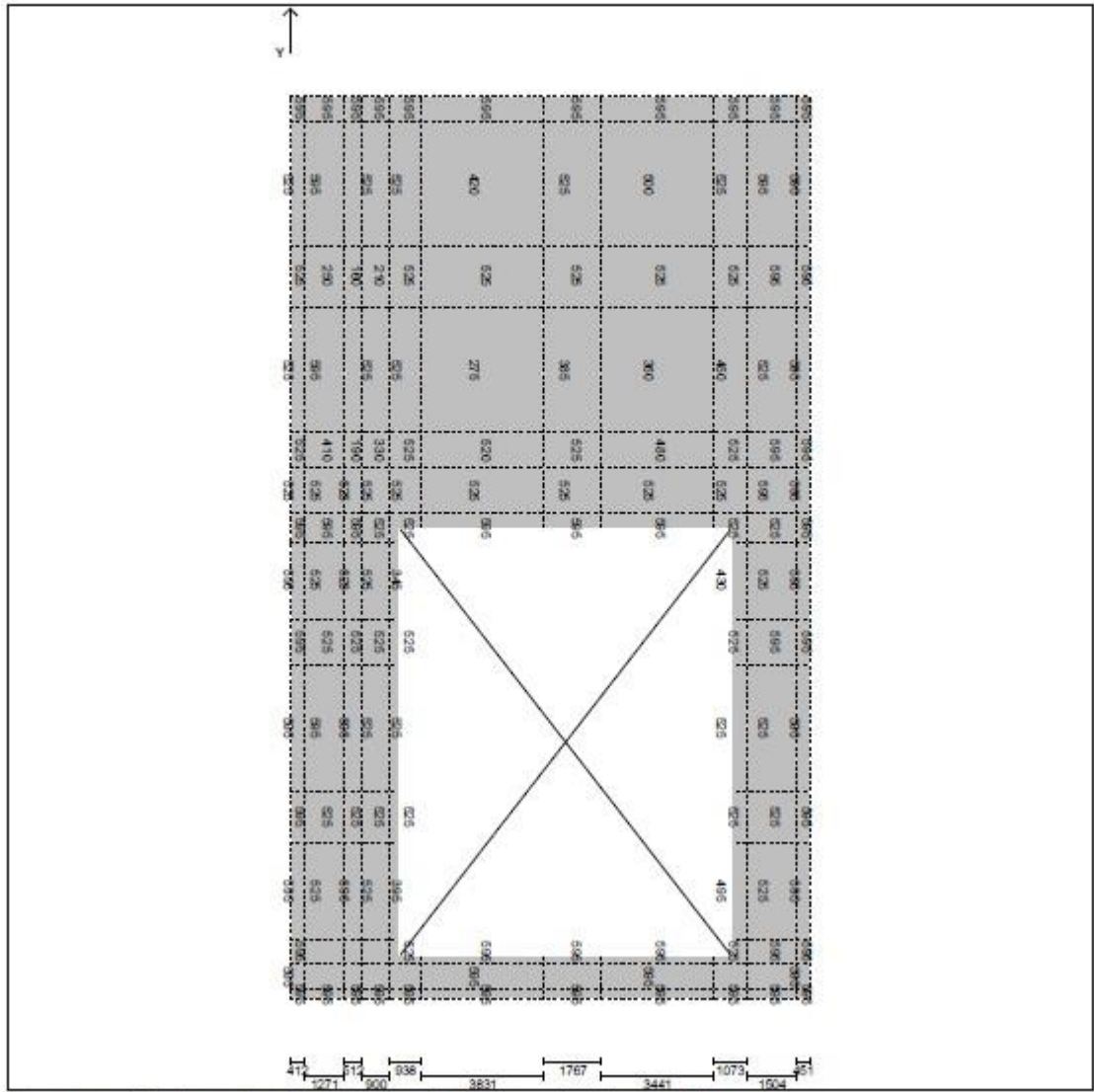
Senteravstand for Armering i Y-retning, underkant. Armeringsdiameter=12 mm

Tittel Dekke svømmehall_t=250		Side 10	
Prosjekt Kronstad oppveksttun	Ordre	Sign	Dato 19-05-2020



Senteravstand for Armering i X-retning, overkant. Armeringsdiameter=16 mm

Tittel Dekke svømmehall_t=250		Side 11	
Prosjekt Kronstad oppvekstun	Ordre	Sign	Dato 19-05-2020

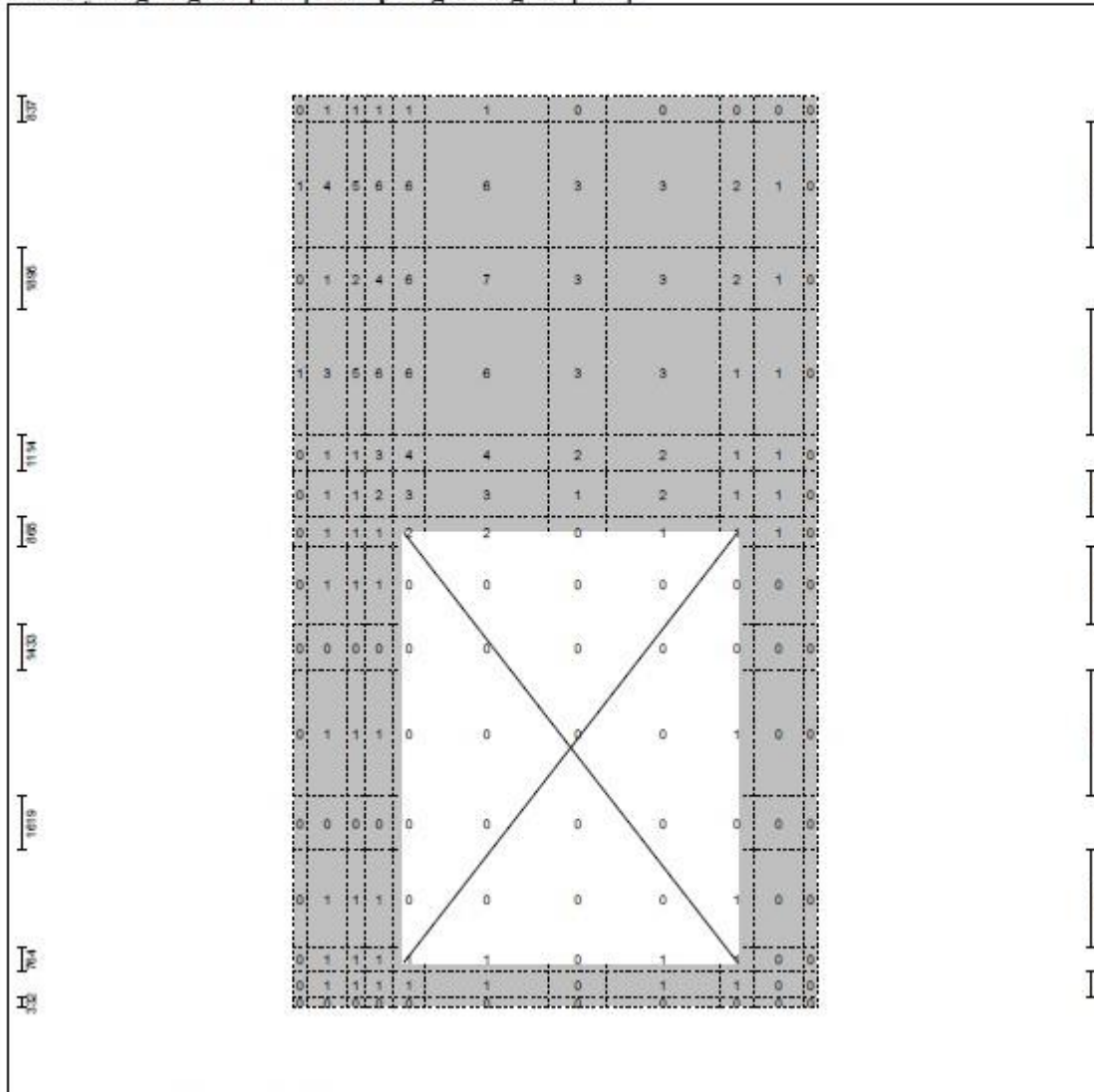


Senteravstand for Armering i Y-retning, overkant. Armeringsdiameter=16 mm

Titel Dekke svømmehall_t=250		Side 12	
Prosjekt Kronstad oppvekstun	Orde	Sign	Dato 19-05-2020

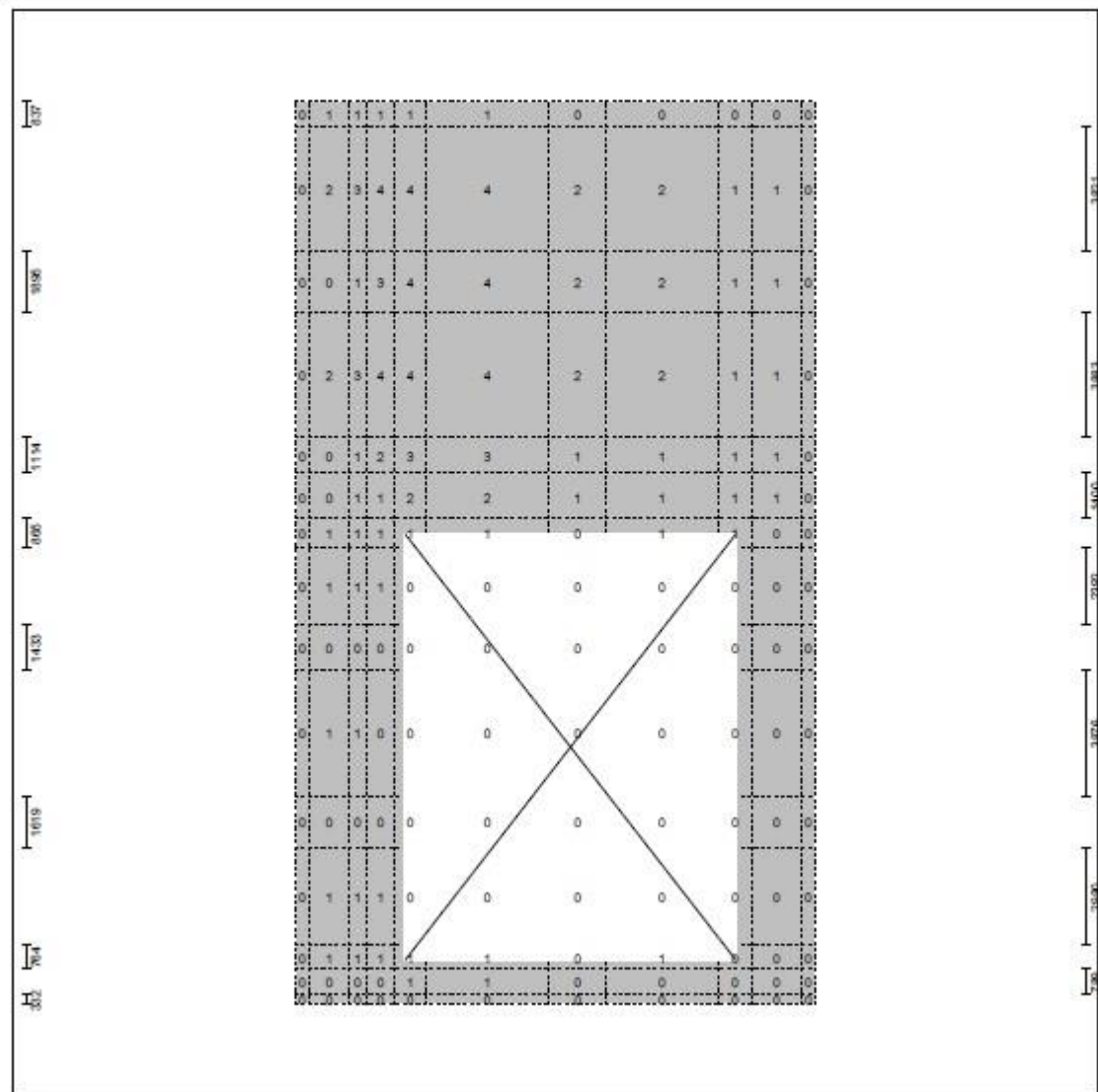
11. Nedbøyning

Nedbøyning er gitt i [mm]. Mål på figur er gitt i [mm].



Permanent last + Maks. variabel last

Titel Dekke svømmehall_t=250		Side 13	
Prosjekt Kronstad oppveksttun	Ordrer	Sign	Dato 19-05-2020



Permanent last

Vedlegg 23: Betongbjelke - håndberegninger

Beregninger er gjort etter NS-EN 1992-1-1:2004+A1:2014+NA:2018

Last på bjelke

Egenlast fra dekke: $25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0.2 \text{ m} \cdot 5.6 \text{ m} = 28 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Tynnpuus: $0.02 \text{ m} \cdot 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 5.6 \text{ m} = 2.688 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Egenlast bjelke: $25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0.4 \text{ m} \cdot 1.05 \text{ m} = 10.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Sum egenlast: $g_k := 28 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 2.688 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 10.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 41.188 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

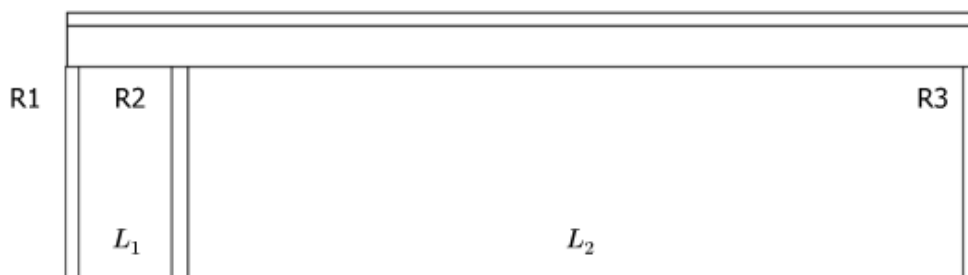
Nyttelast: $p_k := 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 5.6 \text{ m} = 28 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Bruddgrenselaster:

6.10a $q_{EDa} := g_k \cdot 1.35 + p_k \cdot 1.05 = 85.004 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

6.10b $q_{EDb} := g_k \cdot 1.2 + p_k \cdot 1.5 = 91.426 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Opplagerreaksjoner, moment og skjær



$L_1 := 1.93 \text{ m}$

$L_2 := 14.17 \text{ m}$

$$M_{støtte} := \frac{q_{EDb} \cdot L_2^3 + q_{EDb} \cdot L_1^3}{8 \cdot (L_1 + L_2)} = 2024.685 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Kilde [37]

$$R_1 := \frac{-M_{støtte}}{L_1} + \frac{q_{EDb} \cdot L_1}{2} = -960.834 \text{ kN}$$

$$R_3 := \frac{-M_{støtte}}{L_2} + \frac{q_{EDb} \cdot L_2}{2} = 504.865 \text{ kN}$$

$$R_2 := q_{EDb} \cdot L_1 + q_{EDb} \cdot L_2 - R_1 - R_3 = 1927.921 \text{ kN}$$

$$M_{felt} := \frac{q_{EDb} \cdot L_2^2}{8} - \frac{\left(\frac{g_k \cdot 1.2 \cdot L_2^3 + g_k \cdot 1.2 \cdot L_1^3}{8 \cdot (L_1 + L_2)} \right)}{2} = 1747.373 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Feltmomentet er beregnet forenklet med å regne som fritt opplagt bjelke, og trekket fra støttemomentet som kommer fra egenvekten. Nyttelasten er bare i felt L2, det vil komme støttemoment fra nyttelasten også, men den er forenklet og til sikker side ikke tatt med.

$$V_1 := R_1 = -960.834 \text{ kN}$$

$$V_2 := q_{EDb} \cdot L_1 - R_1 = 1137.285 \text{ kN}$$

$$V_3 := q_{EDb} \cdot L_2 - R_3 = 790.636 \text{ kN}$$

$$V_4 := R_3 = 504.865 \text{ kN}$$

$$V_{ED} := V_2 = 1137.285 \text{ kN}$$

Nødvendig høyde på tverrsnitt

$$\alpha_{cc} := 0.85$$

NA3.1.6(1)P

$$f_{ck} := 45 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Betongkvalitet B45

$$\gamma_c := 1.5$$

Tabell 2.1N

$$f_{cd} := \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 25.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

(3.15)

$$b := 400 \text{ mm}$$

Velger som bredde på bjelke

$$d_{nød} := \sqrt[2]{\frac{M_{støtte}}{0.275 \cdot f_{cd} \cdot b}} = 849.596 \text{ mm}$$

Prøver med et tverrsnitt på 400 x 1050

Overdekning: $c := 50 \text{ mm}$

Vertikalavstand mellom jernene:

$$\text{Maks } \left\{ \begin{array}{l} k_1 \cdot k_{am} = 1 \cdot 32 \text{ mm} \\ dg \cdot k_2 = 16 \text{ mm} + 5 \text{ mm} \\ 20 \text{ mm} \end{array} \right\} A_v := 32 \text{ mm} \quad 8.2 (2)$$

d dersom det er to lag med armering:

$$d := 1050 \text{ mm} - c - 12 \text{ mm} - 32 \text{ mm} - \frac{A_v}{2} = 940 \text{ mm} > d_{nød}$$

I bruddgrense ville det vært tilstrekkelig med et tverrsnitt på 400x1000, men dette holdt ikke i bruksgrense, og må derfor bruke tverrsnitt 400x1050

Flensbredde

Tykk eller tynn flens

$$t := 200 \text{ mm}$$

Tykkelse dekke

$$t < 0.33 \cdot d = 310.2 \text{ mm}$$

=> Tynn flens



Ved beregning av flensbredde har bjelken 3 felt.

5.3.2.1(2)

$$b_{eff} = \Sigma b_{effi} + b_w \leq b \quad (5.7)$$

$$1. \quad b_{effi} \leq b_i \quad (5.7b)$$

$$2. \quad b_{effi} < 0.2 \cdot L_0 \quad (5.7a)$$

$$3. \quad b_{effi} < 0.2 \cdot b_i + 0.1 \cdot L_0$$

Det er lik tilgjengelig flensbredde på begge sider av bjelken, og det er derfor bare regnet ut b_{eff1}

Felt 1

$$L_0 := 0.85 \cdot L_1 = 1.641 \text{ m}$$

$$1. \quad b_{eff1} \leq b_1 := 2 \text{ m}$$

$$2. \quad b_{eff1} < 0.2 \cdot L_0 = 0.328 \text{ m}$$

$$3. \quad b_{eff1} < 0.2 \cdot b_1 + 0.1 \cdot L_0 = 0.564 \text{ m}$$



$$b_{eff1} := 0.328 \text{ m}$$

$$b_{eff} := 2 \cdot b_{eff1} + 400 \text{ mm} = 1.056 \text{ m}$$

Felt 2

$$L_0 := 0.15 \cdot (L_1 + L_2) = 2.415 \text{ m}$$

$$1. \quad b_{eff1} \leq b_1 := 2 \text{ m}$$

$$2. \quad b_{eff1} < 0.2 \cdot L_0 = 0.483 \text{ m}$$

$$3. \quad b_{eff1} < 0.2 \cdot b_1 + 0.1 \cdot L_0 = 0.642 \text{ m}$$



$$b_{eff1} := 0.483 \text{ m}$$

$$b_{eff} := 2 \cdot b_{eff1} + 400 \text{ mm} = 1.366 \text{ m}$$

Felt 3

$$L_0 := 0.85 \cdot L_2 = 12.045 \text{ m}$$

$$\left. \begin{array}{l} 1. \quad b_{eff1} \leq b_1 := 2 \text{ m} \\ 2. \quad b_{eff1} < 0.2 \cdot L_0 = 2.409 \text{ m} \\ 3. \quad b_{eff1} < 0.2 \cdot b_1 + 0.1 \cdot L_0 = 1.604 \text{ m} \end{array} \right\} b_{eff1} := 1.604 \text{ m}$$

$$b_{eff} := 2 \cdot b_{eff1} + 400 \text{ mm} = 3.608 \text{ m}$$

Flensbredden varierer etter hvilket felt man ser på. Det er til sikker side å velge minste flensbredde på 1.056m på hele bjelken. Det er over støtte man vil få mest nytte av flensbredden, da det er strekk i overkant og man kan bruke armeringen fra dekke.

Armering

Nødvendig armering i felt

Regner først på et rektangulært tverrsnitt

$$M_{RD} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 = 2478.498 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\left(1 - 0.17 \cdot \frac{M_{felt}}{M_{RD}}\right) = 0.88 < 0.95 \quad z := \left(1 - 0.17 \cdot \frac{M_{felt}}{M_{RD}}\right) \cdot d = 827.339 \text{ mm}$$

$$f_{yk} := 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad 3.2.2$$

2.4.2.4

$$\gamma_s := 1.15$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.783 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad 3.2.7$$

$$A_s := \frac{M_{felt}}{f_{yd} \cdot z} = 4857.693 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_s}{804 \text{ mm}^2} = 6.042$$

Kunne brukt 6 jern, men beregner bjelken som en T-bjelke, for å se om det øker kapasiteten.

$$A_s := \frac{M_{felt}}{f_{yd} \cdot \left(d - \frac{t}{2}\right)} = 4784.474 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_s}{804 \text{ mm}^2} = 5.951 \approx 6 \quad 6 \text{ } \emptyset 32 \text{ er tilstrekkelig}$$

Sjekker om det er plass til 4 i bredden:

$$b - 2 \cdot c - 12 \text{ mm} \cdot 2 - 32 \text{ mm} \cdot 4 - 3 \cdot A_v = 52 \text{ mm} > 0 \quad \text{Det er plass til 4 i bredden}$$

$$6 \cdot 804 \text{ mm}^2 = 4824 \text{ mm}^2 > A_s$$

$$f_{ctm} := 3.8 \frac{N}{\text{mm}^2} \quad \text{For B45} \quad \text{Tabell 3.1}$$

$$A_{s_{min}} := \max\left(0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d, 0.0013 \cdot b \cdot d\right) = 742.976 \text{ mm}^2 \quad (9.1N)$$

$$A_s > A_{s_{min}}$$

To lag med 4 + 2 $\emptyset 32$ er tilstrekkelig som armering i strekksonen

Velger armering i trykksonen minst lik minimumsarmering

$$2 \cdot 804 \text{ mm} = 1608 \text{ mm} > A_{s_{min}}$$

Nødvendig armering over støtte

$$1 - 0.17 \cdot \frac{M_{støtte}}{M_{RD}} = 0.861 < 0.95 \quad z := \left(1 - 0.17 \cdot \frac{M_{støtte}}{M_{RD}}\right) \cdot d = 809.459 \text{ mm}$$

$$A_s := \frac{M_{støtte}}{f_{yd} \cdot z} = 5752.945 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_s}{804 \text{ mm}^2} = 7.155 \approx 8$$

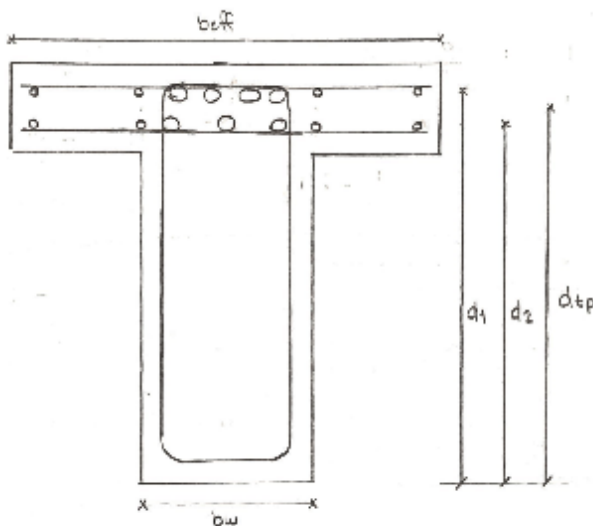
Ser om S&F armeringen i dekke kan benyttes, og redusere antall nødvendig jern i bjelken.
Bruker til sikker side flensbredde lik 1.056m

To lag med kam 12 c400:

$$113 \text{ mm}^2 \cdot \frac{1056 \text{ mm}}{400 \text{ mm}} \cdot 2 = 596.64 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_s - 596.64 \text{ mm}^2}{804 \text{ mm}^2} = 6.413 \approx 7$$

Regner ny d , med å ta med armeringen i dekke



Fra armering i dekke

$$d_1 := 1050 \text{ mm} - 50 \text{ mm} - 12 \text{ mm} - \frac{12}{2} \text{ mm} = 982 \text{ mm}$$

$$d_2 := 850 \text{ mm} + 50 \text{ mm} + 12 \text{ mm} + \frac{12}{2} \text{ mm} = 918 \text{ mm}$$

Fra armering i bjelke

$$d_3 := 1050 \text{ mm} - 50 \text{ mm} - 12 \text{ mm} - \frac{32}{2} \text{ mm} = 972 \text{ mm}$$

$$d_4 := 1050 \text{ mm} - 50 \text{ mm} - 12 \text{ mm} - 32 \text{ mm} - A_v - \frac{32}{2} \text{ mm} = 908 \text{ mm}$$

$$d_{tp} := \frac{4 \cdot 804 \text{ mm}^2 \cdot d_3 + 3 \cdot 804 \text{ mm}^2 \cdot d_4 + \frac{596.64 \text{ mm}^2}{2} \cdot d_1 + \frac{596.64 \text{ mm}^2}{2} \cdot d_2}{7 \cdot 804 \text{ mm}^2 + 596.64 \text{ mm}^2} = 945.092 \text{ mm}$$

$$z_{ny} := \left(1 - 0.17 \cdot \frac{M_{støtte}}{M_{RD}}\right) \cdot d_{tp} = 813.844 \text{ mm}$$

$$A_{s_{ny}} := \frac{M_{støtte}}{f_{yd} \cdot z_{ny}} = 5721.951 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{s_{ny}} - 596.64 \text{ mm}^2}{804 \text{ mm}^2} = 6.375 \approx 7$$

$$A_{s_{innlagt}} := 7 \cdot 804 \text{ mm}^2 + 596.64 \text{ mm}^2 = 6224.64 \text{ mm}^2 > A_{s_{ny}}$$

Sjekker minimumsarmering:

$$A_{s_{min}} := \max\left(0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d, 0.0013 \cdot b \cdot d_{tp}\right) = 742.976 \text{ mm}^2 < A_s \quad (9.1N)$$

7 Ø32 + S&F armering fra dekke er tilstrekkelig som armering i strekksonen

$$\text{Armering i trykksonen: } 2 \cdot 804 \text{ mm} = 1608 \text{ mm} > A_{s_{min}}$$

Nødvendig skjærarmering

$$\alpha_{cw} := 1.0$$

Uten forspenning/aksialtrykk

$$f_{ck} := 45$$

$$v_1 := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0.492$$

$$\phi := 21.8^\circ$$

Prøver først med vinkel $\phi = 21.8^\circ$

$$V_{Rdmax} := \alpha_{cw} \cdot b \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot \frac{1}{\cot(\phi) + \tan(\phi)} = 1400.683 \text{ kN} \quad (6.9)$$

$$V_{Rdmax} > V_{ED}$$

Vinkel $\phi = 21.8^\circ$ er ok

$$A_{sw} := 2 \cdot 113 \text{ mm}^2$$

$$f_{ywd} := f_{yd}$$

$$S_{max} := \frac{A_{sw}}{V_{ED}} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot(\phi) = 174.855 \text{ mm} \quad (6.8)$$

Minimumsarmering

$$\rho_{wmin} := \frac{0.08 \cdot \sqrt[2]{45}}{500} = 0.001 \quad (9.5N)$$

$$S_{max} := \frac{A_{sw}}{\rho_{wmin} \cdot b} = 526.408 \text{ mm}$$

$$h' := d - c - 12 \text{ mm} - \frac{32 \text{ mm}}{2} = 862 \text{ mm}$$

$$S_{max} := 0.6 \cdot h' = 517.2 \text{ mm}$$

Bruker Ø12 c150 som skjærarmering

$$\frac{16100 \text{ mm}}{150 \text{ mm}} = 107.333$$

Nødvendig med 108 bøylor

Forankring

$$\begin{array}{ll} \eta_{1UK} := 1.0 & \eta_{1OK} := 0.7 \\ \eta_2 := 1.0 & \text{for } \emptyset \leq 32 \end{array} \quad \begin{array}{l} \text{Ved gode forhold vil } \eta_1 \text{ være lik 1.0, mens} \\ \text{i mindre gode forhold vil den være 0,7} \end{array} \quad 8.4.2(2)$$

$$\alpha_{ct} := 0.85$$

$$f_{ctk0.05} := 2.7 \frac{N}{\text{mm}^2} \quad \text{For B45 Tabell 3.1}$$

$$f_{ctd} := \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk0.05}}{\gamma_c} = 1.53 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$f_{bdUK} := 2.25 \cdot \eta_{1UK} \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 3.443 \frac{N}{\text{mm}^2} \quad (8.2)$$

$$f_{bdOK} := 2.25 \cdot \eta_{1OK} \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2.41 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{sd} := f_{yd} = 434.783 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$L_{bdUK} := \frac{\sigma_{sd} \cdot 32 \text{ mm}}{4 \cdot f_{bdUK}} = 1.01 \text{ m} \quad \frac{L_{bdUK}}{32 \text{ mm}} = 31.575 \quad (8.3)$$

$$L_{bdOK} := \frac{\sigma_{sd} \cdot 32 \text{ mm}}{4 \cdot f_{bdOK}} = 1.443 \text{ m} \quad \frac{L_{bdOK}}{32 \text{ mm}} = 45.107$$

$$\beta_1 := 0.15 \quad \beta_2 := 0.25$$

Forankring ved opplegg R1:

$$\Delta Ftd := \|V_1\| \cdot 0.5 \cdot \cot(21.8^\circ) = 1201.128 \text{ kN}$$

$$S_{RD_UK} := \frac{4 \cdot f_{bdUK} \cdot L_{bdUK}}{32 \text{ mm}} \cdot 2 \cdot 807 \text{ mm}^2 = 701.739 \text{ kN} < \Delta Ftd$$

$$S_{RD_OK} := \frac{4 \cdot f_{bdOK} \cdot L_{bdOK}}{32 \text{ mm}} \cdot 7 \cdot 807 \text{ mm}^2 = 2456.087 \text{ kN} > \Delta Ftd$$

$$\Delta Ftd - S_{RD_UK} = 499.389 \text{ kN}$$

Bør dimensjoneres i UK etter minst $\beta_1 \cdot M_{felt}$ men er ikke noe særlig feltmoment i felt L1

$$\beta_2 \cdot 435 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 2 \cdot 802 \text{ mm}^2 = 174.435 \text{ kN}$$

$$4 \text{ } \emptyset 20 \quad 435 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 314 \text{ mm}^2 \cdot 4 = 546.36 \text{ kN} > 520 \text{ kN}$$

Forankring ved opplegg R3:

$$\Delta Ftd := 0.5 \cdot V_3 \cdot \cot(21.8^\circ) = 988.365 \text{ kN}$$

$$S_{RD_UK} := \frac{4 \cdot f_{bdUK} \cdot L_{bdUK}}{32 \text{ mm}} \cdot 6 \cdot 804 \text{ mm}^2 = 2097.391 \text{ kN} > \Delta Ftd$$

$$S_{RD_OK} := \frac{4 \cdot f_{bdOK} \cdot L_{bdOK}}{32 \text{ mm}} \cdot 2 \cdot 804 \text{ mm}^2 = 699.13 \text{ kN} < \Delta Ftd$$

$$\Delta Ftd - S_{RD_OK} = 289.235 \text{ kN}$$

$$\beta_1 \cdot M_{felt} = 262.106 \text{ m} \cdot \text{kN} \quad \text{UK} \quad 9.2.1.2$$

$$\beta_2 \cdot 6 \cdot 804 \text{ mm}^2 \cdot f_{yd} = 524.348 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

$$4 \text{ } \emptyset 20 \quad 435 \frac{N}{mm^2} \cdot 314 \text{ } mm^2 \cdot 4 = 546.36 \text{ } kN > 524.3 \text{ } kN$$

Bruker 4 $\emptyset 20$ som forankringsjern ved begge opplegg. Får ett forankringsjern per jern i bjelke

Dordiameter

8.1(3)

$$F_{bt} := 435 \frac{N}{mm^2} \cdot 113 \text{ } mm^2 = 49.155 \text{ } kN$$

Strekraften i bruddgrense

$$a_b := \frac{32 \text{ } mm}{2} = 16 \text{ } mm$$

Halve avstanden mellom armeringsjern

$$\emptyset := 12 \text{ } mm$$

Diameter på armeringsjern for forankringen

$$\phi_{min} := \frac{F_{bt} \cdot \left(\frac{1}{a_b} + \frac{1}{2 \cdot \emptyset} \right)}{f_{cd}} = 200.797 \text{ } mm \quad (8.1)$$

Bruker dordiameter på 200mm

Bruksgrense SLS

Kryptall

$$h := 1050 \text{ } mm \quad h_0 := \frac{2 \cdot b \cdot h}{b + 2 \cdot (h - 200 \text{ } mm)} = 400 \text{ } mm$$

$$f_{cm} := 45 + 8 = 53$$

$$\alpha_1 := \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.7} = 0.748 \quad \alpha_2 := \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.2} = 0.92 \quad (B.8c)$$

$$\beta_{f_{cm}} := \frac{16.8}{\sqrt[2]{f_{cm}}} = 2.308 \quad (B.4)$$

$$RH := 55 \quad h_0 := 0.4$$

$$\varphi_{RH} := \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 + \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right) \cdot \alpha_2 = 1.291 \quad (\text{B3.b})$$

Antar at forskalingen tas av etter 10 dager

$$\alpha := -1$$

$$t_{0T} := 10$$

Standard sement

$$t_0 := t_{0T} \cdot \left(\frac{9}{2 + t_{0T}^{1.2}} + 1 \right)^\alpha = 6.648 \geq 0.5 \quad (\text{B.9})$$

$$\beta_{t_0} := \frac{1}{0.1 + t_0^{0.2}} = 0.641 \quad (\text{B.5})$$

$$\varphi_1 := \varphi_{RH} \cdot \beta_{fcm} \cdot \beta_{t_0} = 1.908 \quad (\text{B.2})$$

$$\beta(t, t_0) := 1 \quad \text{For } t = \infty$$

$$\varphi(t, t_0) := \varphi_1 \cdot \beta(t, t_0)$$

Antar at nyttelasten kommer på etter 40 dager

$$t_{0T} := 40$$

$$t_0 := t_{0T} \cdot \left(\frac{9}{2 + t_{0T}^{1.2}} + 1 \right)^\alpha = 36.197$$

$$\beta_{t_0} := \frac{1}{0.1 + t_0^{0.2}} = 0.465$$

$$\varphi_2 := \varphi_{RH} \cdot \beta_{fcm} \cdot \beta_{t_0} = 1.385$$

Midlere E-modul

$$\text{Egenlast} \quad q_1 := g_k = 41.188 \frac{kN}{m}$$

$$\text{Nyttelast langtidsandel} \quad \psi_2 := 0.6$$

$$q_2 := p_k \cdot \psi_2 = 16.8 \frac{kN}{m}$$

$$\text{Nyttelast korttidsandel} \quad \psi_1 := 0.7$$

$$q_3 := p_k \cdot (\psi_1 - \psi_2) = 2.8 \frac{kN}{m}$$

$$E_{cm} := 36000 \frac{N}{mm^2}$$

Tabell 3.1

$$E_1 := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_1} = (1.238 \cdot 10^4) \frac{N}{mm^2}$$

E-modul for egenlast

$$E_2 := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_2} = (1.509 \cdot 10^4) \frac{N}{mm^2}$$

E-modul for langtidsandel av nyttelast

$$E_3 := E_{cm}$$

E-modul for korttidsandel av nyttelast

$$\Sigma q := q_1 + q_2 + q_3 = 60.788 \frac{kN}{m} \quad q_{sls} := \Sigma q$$

$$E_{middel} := \frac{\Sigma q}{\frac{q_1}{E_1} + \frac{q_2}{E_2} + \frac{q_3}{E_3}} = (1.345 \cdot 10^4) \frac{N}{mm^2}$$

$$E_c := E_{middel} \quad E_s := 200000 \frac{N}{mm^2}$$

Risset stivhet

$$A_s := 9 \cdot 801 \text{ mm}^2 = 7209 \text{ mm}^2$$

$$r_1 := \frac{E_s}{E_c} \cdot \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.285 \quad \alpha := \sqrt[2]{r_1^2 + 2 \cdot r_1} - r_1 = 0.522$$

$$I_c := \frac{1}{2} \alpha^2 \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \cdot b \cdot d^3 = (3.739 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

$$EI := E_c \cdot I_c = (5.03 \cdot 10^{14}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

$$L := 14.17 \text{ m}$$

$$\delta := \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{sls} \cdot L^4}{EI} = 63.44 \text{ mm} \quad \text{Deformasjon på grunn av laster}$$

$$\delta_{egen} := \frac{5}{384} \cdot \frac{q_1 \cdot L^4}{EI} = 42.985 \text{ mm} \quad \text{Deformasjon på grunn av egenlast}$$

Har ikke nedbøyning fra svinn siden armering i trykksone er minst lik minimum armering. Da blir total deformasjon lik deformasjon på grunn av laster.

$$\text{Krav til nedbøyning: } \frac{L}{250} = 56.68 \text{ mm}$$

Nedbøyningen er ikke i henhold til kravet, kan forskalle med overhøyde på maks nedbøyningen som skyldes egenlast

$$\delta - 40 \text{ mm} = 23.44 \text{ mm}$$

Da vil nedbøyningen være innenfor kravet.

Risskontroll

$$E_s := 200000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad E_c := E_{\text{middel}}$$

$$A_s := 8 \cdot 804 \text{ mm}^2 = 6432 \text{ mm}^2$$

Innlagt armering i felt

$$r_1 := \frac{E_s}{E_c} \cdot \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.254$$

$$\alpha := \sqrt[2]{r_1^2 + 2 \cdot r_1} - r_1 = 0.503$$

$$M_{sls} := \frac{q_{sls} \cdot L_2^3 + q_{sls} \cdot L_1^3}{8 \cdot (L_1 + L_2)} = 1346.194 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_s := \frac{M_{sls}}{\left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \cdot d \cdot A_s} = 267.491 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$k_t := 0.4 \quad \text{For langvarig belastning} \quad 7.3.4(2)$$

$$f_{cteff} := f_{ctm}$$

$$h_{ceff} := \min\left(2.5 \cdot (h - d), \frac{h - \alpha \cdot d}{3}, \frac{h}{2}\right) = 192.442 \text{ mm} \quad \text{Figur 7.1}$$

$$A_{ceff} := b \cdot h_{ceff} = (7.698 \cdot 10^4) \text{ mm}^2 \quad 7.3.2(3)$$

$$\rho_{peff} := \frac{A_s}{A_{ceff}} = 0.084 \quad \text{Uten spennarmering} \quad (7.10)$$

$$\varepsilon_{sm_ecm} := \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{cteff}}{\rho_{peff}} \cdot (1 + \alpha \cdot \rho_{peff})}{E_s} = 0.001 > 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 8.025 \cdot 10^{-4} \quad (7.9)$$

Teoretisk avstand mellom riss

$$5 \cdot \left(c + \frac{32 \text{ mm}}{2}\right) = 330 \text{ mm}$$

Vi har senteravstand < 330mm => Må bruke formel (7.11)

$$k_1 := 0.8 \quad \text{Kamstål}$$

$$k_2 := 0.5 \quad \text{Profilen er utsatt for bøyning}$$

$$k_3 := 3.4 \quad k_4 := 0.425 \quad \text{Anbefalte verdier 7.3.4(3)}$$

$$S_{rmax} := k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{32 \text{ mm}}{\rho_{peff}} = 235.105 \text{ mm} \quad (7.11)$$

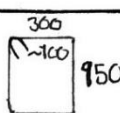
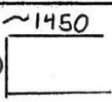
$$Wk := S_{rmax} \cdot (\varepsilon_{sm_ecm}) = 0.292 \text{ mm} \quad (7.8)$$

$$kc := \frac{c}{40} = 1.25 \text{ mm} < 1.3$$

$$Wk < 0.3 \cdot kc = 0.375 \text{ mm} \quad \text{Bielken er OK for riss}$$

Vedlegg 24: Bøyeliste for bjelke

Bøyeliste		Prosjekt nr	Utarbeidet av	Utarbeidet dato
Konstruktør		Prosjekt Kronstad oppveksttun		Kontrollert dato
		Tegning nr.		Revisjon
		Skisse-mål i mm, ytterkant		Bøyeliste nr. B1
Dokument nr.	Stålkvalitet B500NC			

Posnr.	Diam. (mm)	Antall	Lengde (mm)	Skisse (mm)	Sum Lengde (m)	Dord (mm)	Merknad	Rev. Dato	
B01	32	6	12000	<u>12000</u>	72		Løpometer omfar: 600mm Vekt: kg 455		
B02	12	108	2700		292		Vekt: kg 260		
B03	32	5	12000	<u>12000</u>	60		Løpometer omfar: 600mm Vekt: kg 379		
B04	32	5	6700	<u>6700</u>	34		Vekt: kg 215		
B05	12	3	12000	<u>12000</u>	36		Løpometer omfar: 600mm Vekt: kg 32		
B06	20	8	3350	<u>~1450</u> 950 	27	200	Vekt: kg 67		
							Vekt: kg		
							Vekt: kg		
							Vekt: kg		
							Vekt: kg		
Sum lengde (m)			§8	§10	328 §12	§16	27 §20	§25	166 §32
Sum vekt (kg)					292		67		1049

Juni 16. Juni 2009 KL: 09.06

Vedlegg 25: Betongbjelke – Ove Sletten

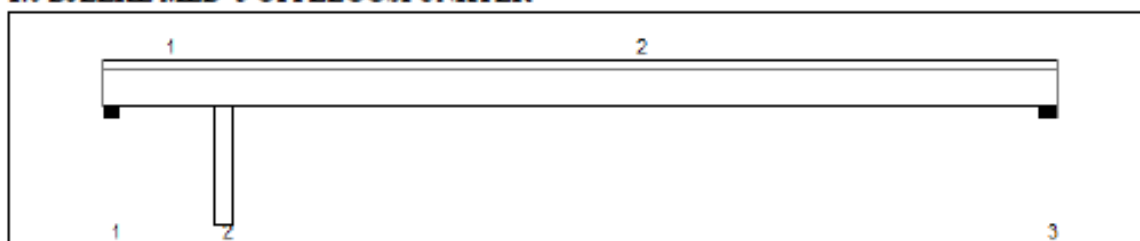
Titel Bjelke			Side 1
Prosjekt Kronstad Oppvekstun	Ordre	Sign	Dato 22-05-2020

Dataprogram: K-Bjelke versjon 6.3.7 Laget av sivilingeniør Ove Sletten
Beregningene er basert på NS-EN 1992-1-1:2004 + NA:2008 og NS-EN 1990:2002

INNHold

- 1.0 Figur med feltnummer og oppleggsnummer
- 1.1 Spennvidder og tverrsnittdata
- 1.2 Søyer og oppleggspunkt
- 1.3 Lastdata og Lastfaktorer
- 1.4 Materialdata
- 2.1 Momentdiagrammer
- 2.2 Skjærkraftdiagrammer
- 3.1 Armering i felt og ved opplegg
- 3.2 Forankringslengde
- 3.3 Forankringsarmering i underkant ved endeopplegg
- 3.4 Minimumsarmering
- 4.1 Momentkapasitetskurver (armeringens utnyttelsesgrad)
- 4.2 Skjærarmering
- 4.3 Risskontroll
- 4.4 Nedbøyning
- 5.1 Oppleggskrefter i bruksgrensetilstand
- 5.2 Oppleggskrefter i bruddgrensetilstand

1.0 BJELKE MED 3 OPPLEGGSPUNKTER



1.1 SPENNVIDDER [mm], OG TVERRSNITTYPEN

Felt nr	v.utkr.	1	2	h.utkr.
Spennvidde	150	1930	14170	150
Tverrsnitttype	1	1	1	1

Tverrsnitttype 1

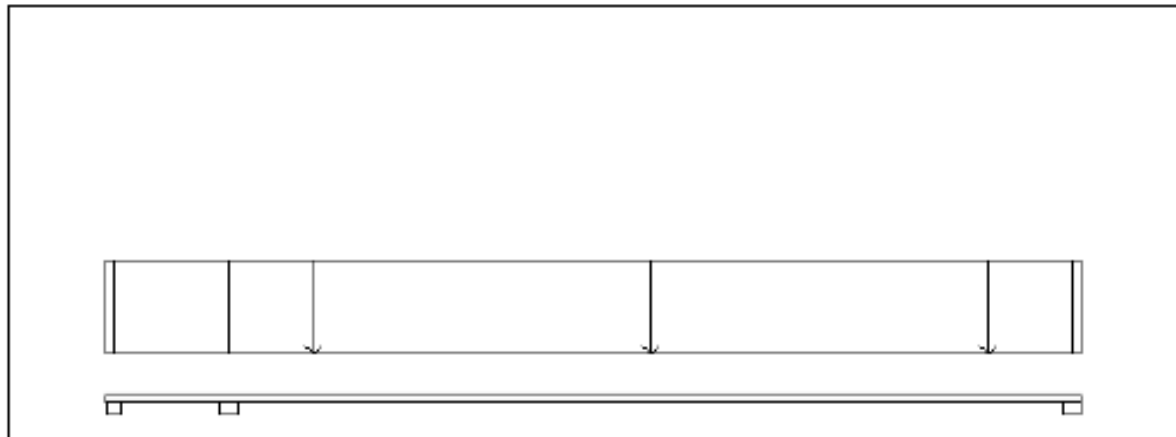
	b	400	mm
	b1	135	mm
	b2	135	mm
	h	1050	mm
	t1	200	mm
	t2	0	mm
	Zt	573	mm
	Areal	4,74E+05	mm ²
	Iy	4,74E+10	mm ⁴

Titel Bjelke			Side 2
Prosjekt Kronstad Oppvekstun	Ordre	Sign	Dato 22-05-2020

1.2 SOYLER OG OPPLEGGSPUNKT [mm]

Opplegg nr	Søyler på bjelkens underside				Søyler på bjelkens overside			
	kode	lengde	h/diameter	b(tverretu)	kode	lengde	h/diameter	b(tverretu)
1	Innspent		250					
2	Rektangel	2700	300	300				
3	Innspent		300					

1.3 LASTBILDE



Lastfaktorer

	Nedboying	Risskontroll	Brudderense	PSI-Faktor Kategori C : forsamlingslokaler , motorrom Krav maks.nedboying Konstruksjoner med alminnelige brukskrav eller estetiske krav
Permanent last	1,00	1,00	1,20	
Variabel last	0,60	0,60	1,50	

Pålitelighetsklasse: 2 Bjelkens romvekt: 2500 kg/m³

Jevnt fordelt last (kN/m)

Felt nr	Egenvekt	Permanent last	Variabel last
1	11,85	29,34	28,00
2	11,85	29,34	28,00

1.4 MATERIALDATA

Korreksjonsfaktor for Emodul pga tilslag	1	Eksponeringsklasse	XD2	XC2
Materialkoeffisient betong	1,5	Lite korrosjonsomfintlig armering		
Materialkoeffisient stål	1,15	Dimensjonerende levetid		50
Betongkvalitet	B45 (C45/55)			
Tilslagets spesifikke tyngde (kg/m ³)	2400			
Sement i fasthetsklasse (R / N / S)	N	Min. overdekning	ok	ok
Armering flytegrense	500	Min krav	40	25
Boylere flytegrense	500	Toleransekrav +/-	10	10
Relativ fuktighet %	40	Min. nominell overdekning	50	35
Betongens alder ved pålastning (døgn)	28			
Effektiv høyde, h ₀ (EN 1992-1-1 3.1.4(5))	276			
største tilslagsstørrelse, d _g (mm)	22	Kryptall, FI 28_5000		1,69
Korttids Emodul, E _{cm}	36300	Svinntøyning, FI 0_28		-0,0001
Trykkfasthet, f _{cd}	25,5	Svinntøyning, FI 28_5000		-0,00031
Middel verdi av strekkfasthet, f _{ctm}	3,8			
Strekkfasthet, f _{ctd}	1,51			

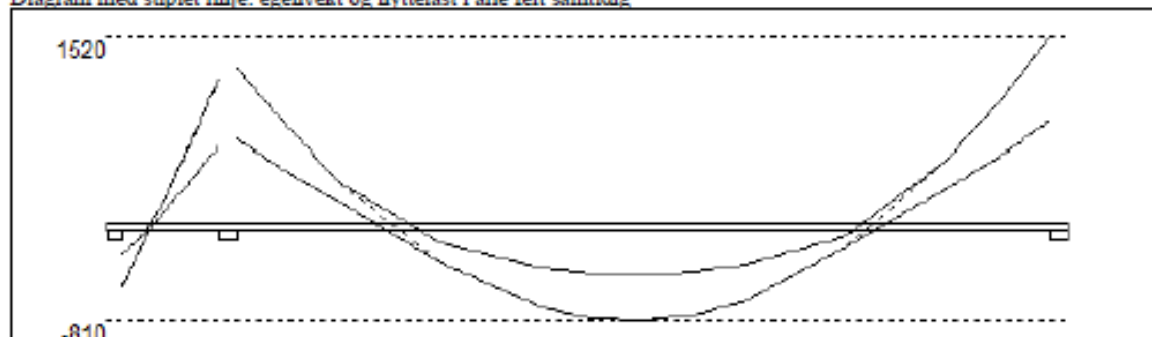
NA.6.2.2(1) Følgende krav til tilslag i betongen er oppfylt:

1. Største tilslag etter NS-EN 12620: D_{max} = 16 mm (D = 22 mm)
2. Det grove tilslaget >= 50% av total tilslagsmengde
3. Grovt tilslag skal ikke være av kalkstein eller stein med tilsvarende lav fasthet

Titel Bjelke			Side 3
Prosjekt Kronstad Oppveksthus	Ordre	Sign	Dato 22-05-2020

2.1 MOMENTDIAGRAMMER FOR MAKS OG MIN MOMENT I BRUDDGRENSETILSTAND, MED NYTTELAST I UGUNSTIGE FELT

Diagram med stiplet linje: egenvekt og nyttelast i alle felt samtidig



Største negative feltmomenter (strekk i uk)(kNm)

Felt	Bruksgrense		Bruddgrense	
	Mg	Mg+Mp	Mg	Mg+Mp
1	-230	-328	-276	-523
2	-365	-514	-438	-810

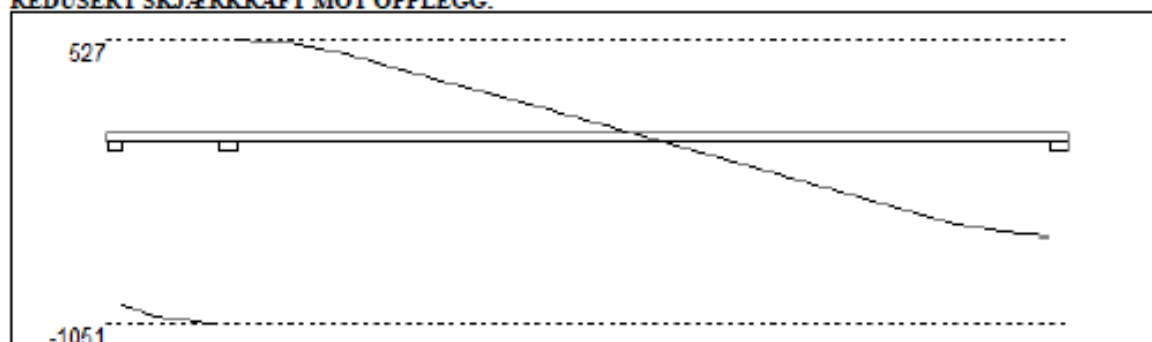
Mg: permanent last Mp: variabel last

Største positive momenter ved kant av opplegg (kNm)

Opplegg	Bruksgrense		Bruddgrense	
	Mg	Mg+Mp	Mg	Mg+Mp
1	0	0	0	0
2	566	797	680	1257
3	685	964	822	1520

2.2 SKJÆRKRAFTDIAGRAM I BRUDDGRENSETILSTAND

MED NYTTELAST I UGUNSTIGSTE FELT.
REDUSERT SKJÆRKRAFT MOT OPPLGG.



Største skjærkraft i bruddgrensetilstand (kN)

Opplegg	Venstre side av opplegg		Høyre side av opplegg	
	Vgamma	Vredusert	Vgamma	Vredusert
1			-988	-944
2	-1095	-1051	615	527
3	-653	-565		

3.1 ARMERING I FELT OG VED OPPLGG

Kantavstand er avstand fra senter av armering til underkant eller overkant

Toleranseavvik for overdekning: +/- 10 mm

Feltarmering i underkant og overkant

	Felt	Lag	Kantavstand	Antall	Diameter	Overdekning
uk	1	1	83	2	32	63
uk	2	1	83	3	32	63
ok	1	1	68	2	32	48
ok	2	1	68	2	32	48

Titel Bjelke		Side 4	
Prosjekt Kronstad Oppvekstun	Ordre	Sign	Dato 22-05-2020

Overkantarmering ved opplegg

Opplegg	Lag	Kantavstand	Antall	Diameter	Overdekning
1	1	68	2	32	48
2	1	68	5	32	48
3	1	68	5	32	48

3.2 FORANKRINGSLENGDE OG AVKORTING AV ARMERING

Forutsetning vedr. forankringslengde: Maks. halvparten av armeringen i felt eller over opplegg kan bli avkortet

D: armeringsdiameter

Forankringslengde i underkant: $28 \times D$ Forankringslengde i overkant: $42 \times D$

Kapasitetskurvene for moment, (M/Md), kan benyttes til å avkorte armering. Det er tatt hensyn til skjærkraftbidrag

Forskyv endepunktene minst $3 \times D$ forbi teoretisk punkt (toleranseavvik)

M/Md for uk viser statistisk nødvendig andel av beregnet feltarmering i uk

M/Md for ok viser statistisk nødvendig andel av beregnet overkantarmering ved opplegg

M/Md for ok midt i felt kan eventuelt vise nødvendig andel av beregnet feltarmering i ok

3.3 FORANKRINGSARMERING (bøyler) I UNDERKANT VED ENDEOPPLEGG

Det forutsettes at feltarmeringen i underkant av endefelt avsluttes som rette stenger, 50 mm fra bjelkeende

Opplegg nr 1

Nødvendig forankringsarmering = 892 mm². 6bøyler d 10, L=880 avstand til kant: 45 mm

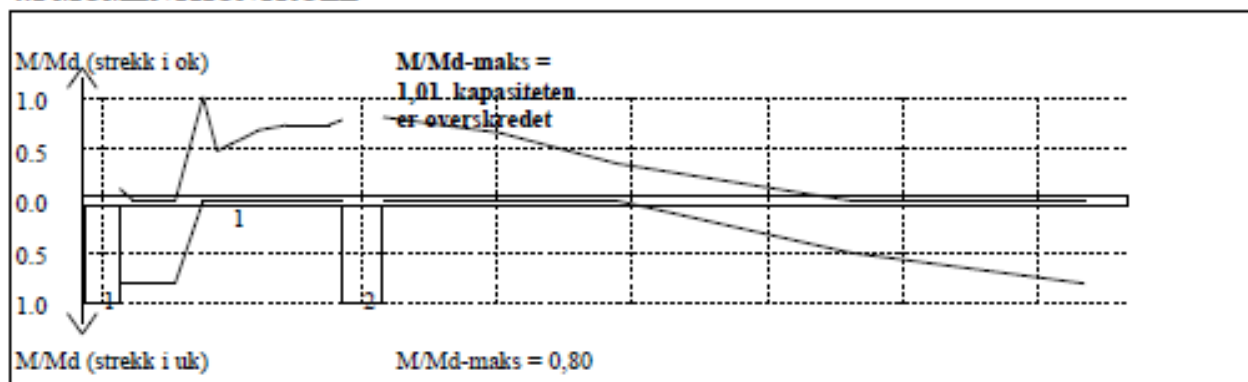
Opplegg nr 3

Det trengs ikke forankringsbøyler.

3.4 MINIMUMSARMERING (mm²) Det er regnet med minst 2 stenger inn over opplegg

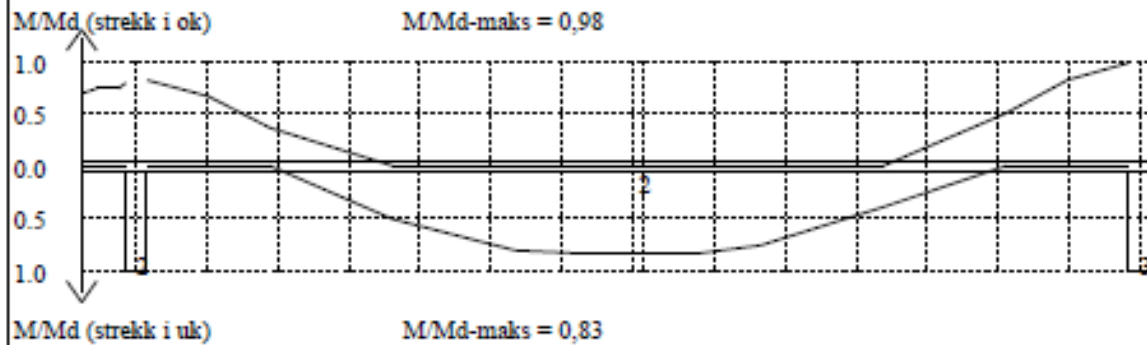
Felt nr	Uk-venstre opplegg	Uk-høyre opplegg	Underkant i felt	Overkant i felt
1	1608	1608	763	763
2	1608	1608	763	763

4.1 MOMENTKONTROLL



Momentkontroll for felt nr 1 Avstand mellom vertikallstreker = 1.0 m

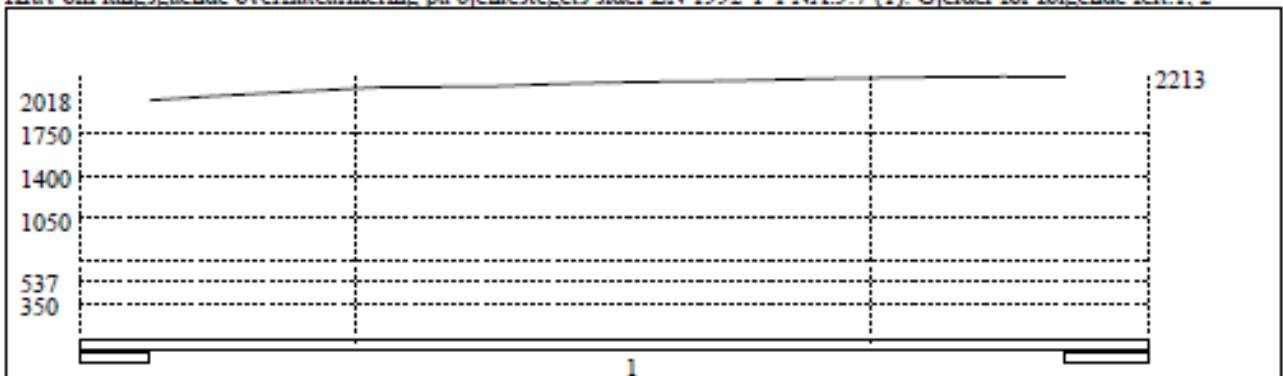
Tittel Bjelke			Side 5
Prosjekt Kronstad Oppveksthus	Ordre	Sign	Dato 22-05-2020



Momentkontroll for felt nr 2 Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m

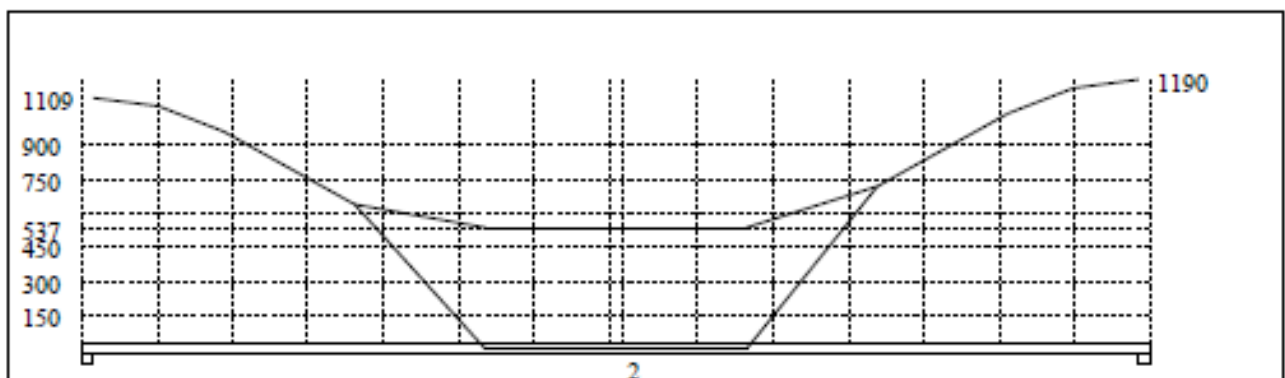
4.2 SKJÆRARMERING

Krav om langsående overflatearmering på bjelkestegets sider EN 1992-1-1 NA.9.7 (1). Gjelder for følgende felt: 1, 2



Minimum skjærarmering = 537 mm²/m Maks bøyleavstand = 539mm

Skjærarmering (mm²/m) for felt nr 1 Avstand mellom vertikalstreker = 0.5 m



Minimum skjærarmering = 537 mm²/m Maks bøyleavstand = 539mm

Skjærarmering (mm²/m) for felt nr 2 Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m

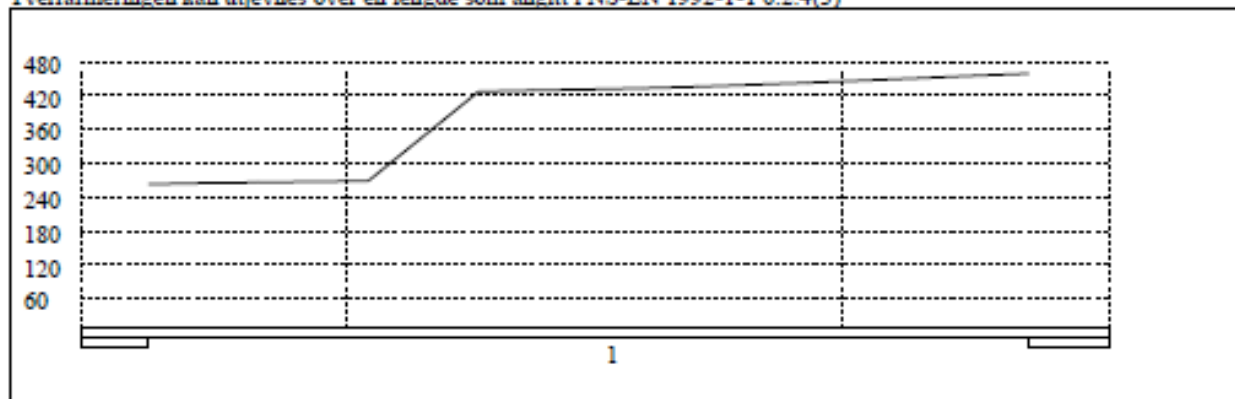
Titel Bjelke			Side 6
Prosjekt Kronstad Oppveksthus	Ordre	Sign	Dato 22-05-2020

4.2.1 Skjærarmering i tverretning mellom steg og flens

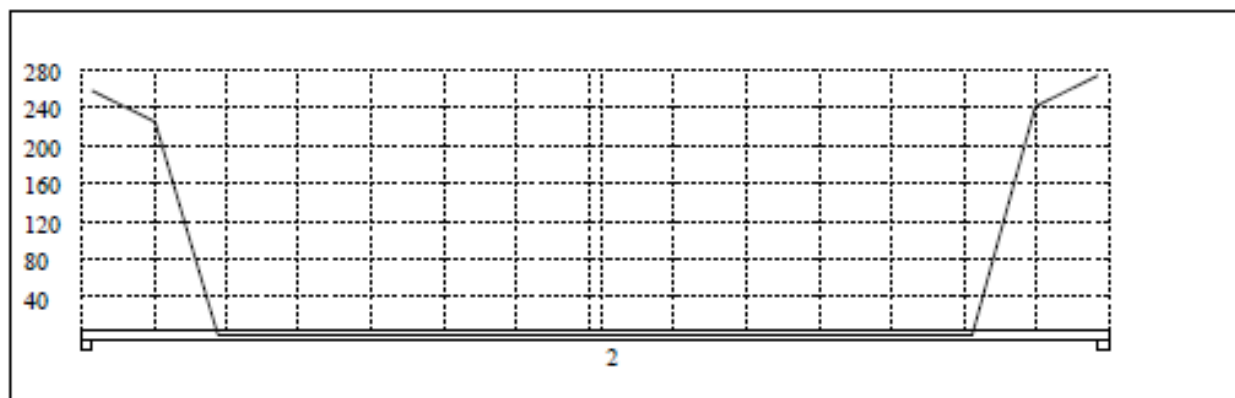
Kombinasjon av armering for skjær og bøyning: NS-EN 1992-1-1 6.2.4(5) og 6.2.4(2)

Største av: Armering for bøyning + halvparten av skjærarmeringen, hele skjærarmeringen, minimumsarmering

Tverrarmeringen kan utjevnes over en lengde som angitt i NS-EN 1992-1-1 6.2.4(3)

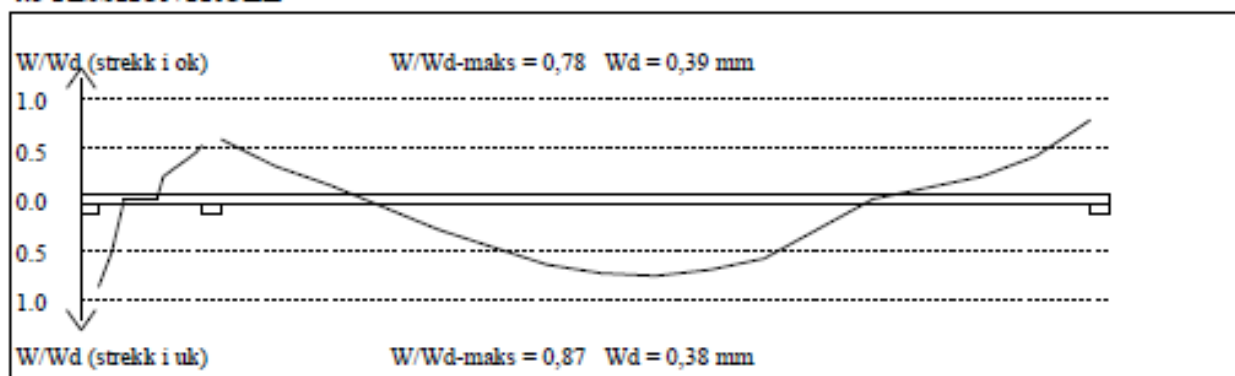


Skjærarmering i tverretning (mm^2/m) for felt nr 1 Avstand mellom vertikalstreker = 0.5 m



Skjærarmering i tverretning (mm^2/m) for felt nr 2 Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m

4.3 RISSKONTROLL



Titel Bjelke			Side 7
Prosjekt Kronstad Oppvekstun	Ordre	Sign	Dato 22-05-2020

4.4 NEDBOYNINGER I BRUKSGRENSETILSTAND (mm)

Felt	Permanent last		Permanent + variabel last (lang tid)	
	Kort tid	Lang tid	Nyttelast i alle felt	Nyttelast i betraktet felt
1	0	0	0	0
2	13	19	25	25

5.1 OPLEGGSKREFTER I BRUKSGRENSETILSTAND (kN og kNm) (alle lastfaktorer = 1)

Ng, Mg: fra egenvekt. Np, Mp: fra nyttelast

Oppleggs- punkt	Permanent last i alle felt				Variabel last i alle felt				Variabel last i ett felt ved siden av oppleggspunkt			
	Permanent last i alle felt		Variabel last i alle felt		Variabel last i venstre felt		Variabel last i høyre felt					
	Ng (kN)	Mg (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)				
1	414	-283.4	281	-192.6			-33	12.5				
2	-783	4.5	-532	3.1	-21	-0.1	-511	3.1				
3	-307	-729.0	-208	-495.6	-204	-496.4						

5.2 OPLEGGSKREFTER I BRUDDGRENSETILSTAND (kN og kNm)

Ng, Mg: fra egenvekt. Np, Mp: fra nyttelast

Oppleggs- punkt	Permanent last i alle felt				Variabel last i alle felt				Variabel last i ett felt ved siden av oppleggspunkt			
	Permanent last i alle felt		Variabel last i alle felt		Variabel last i venstre felt		Variabel last i høyre felt					
	Ng (kN)	Mg (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)				
1	496	-340.0	422	-288.9			-49	18.7				
2	-939	5.4	-798	4.6	-32	-0.1	-766	4.7				
3	-368	-874.8	-313	-743.4	-306	-744.6						

Vedlegg 26: Spennarmering betongbjelke - Ove Sletten

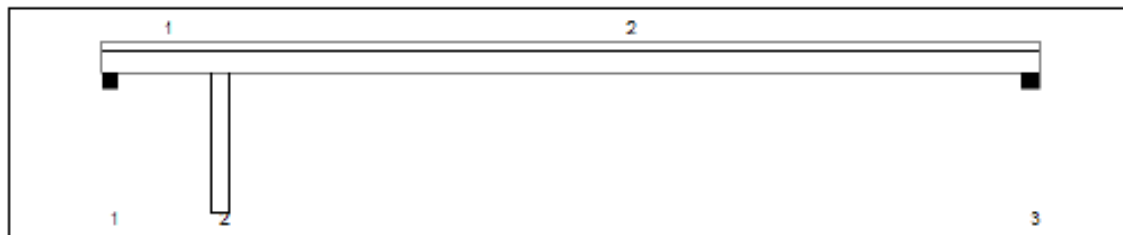
Titel Bjelke, spennarmert			Side 1
Prosjekt Kronstad Oppvekstun	Ordre	Sign	Dato 22-05-2020

Dataprogram: K-Bjelke versjon 6.3.7 Laget av sivilingeniør Ove Sletten
Beregningene er basert på NS-EN 1992-1-1:2004 + NA:2008 og NS-EN 1990:2002

INNHold

- 1.0 Figur med feltnummer og oppleggsnummer
- 1.1 Spennvidder og tverrsnittdata
- 1.2 Soylor og oppleggspunkt
- 1.3 Lastdata og Lastfaktorer
- 1.4 Materialdata
- 1.5 Etterspente kabler
- 2.1 Momentdiagrammer
- 2.2 Skjærkraftdiagrammer
- 3.1 Armering i felt og ved opplegg
- 3.2 Forankringslengde
- 3.3 Forankringsarmering i underkant ved endeopplegg
- 3.4 Minimumsarmering
- 4.1 Momentkapasitetskurver (armeringens utnyttelsesgrad)
- 4.2 Skjærarmering
- 4.3 Risskontroll
- 4.4 Nedbøyning
- 5.1 Oppleggskrefter i bruksgrensetilstand
- 5.2 Oppleggskrefter i bruddgrensetilstand

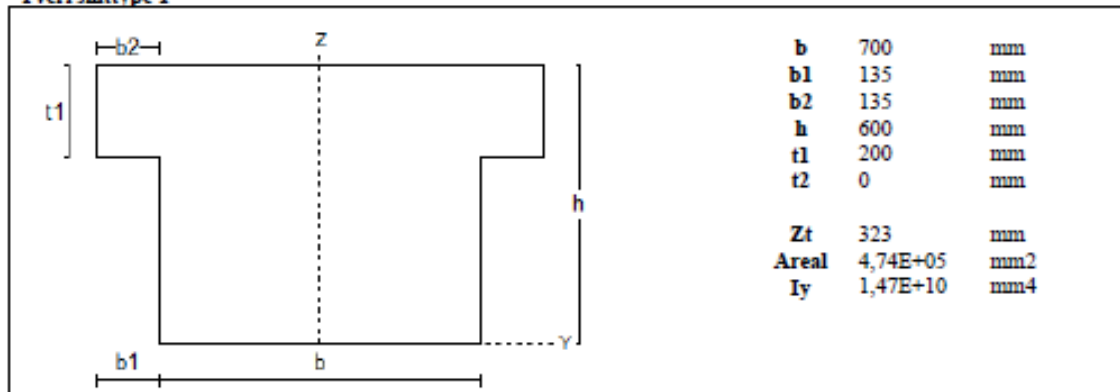
1.0 BJELKE MED 3 OPPLEGGSPUNKTER



1.1 SPENNVIDDER [mm], OG TVERRSNITTYPER

Felt nr	v.utkr.	1	2	h.utkr.
Spennvidde	150	1930	14170	150
Tverrsnitttype	1	1	1	1

Tverrsnitttype 1

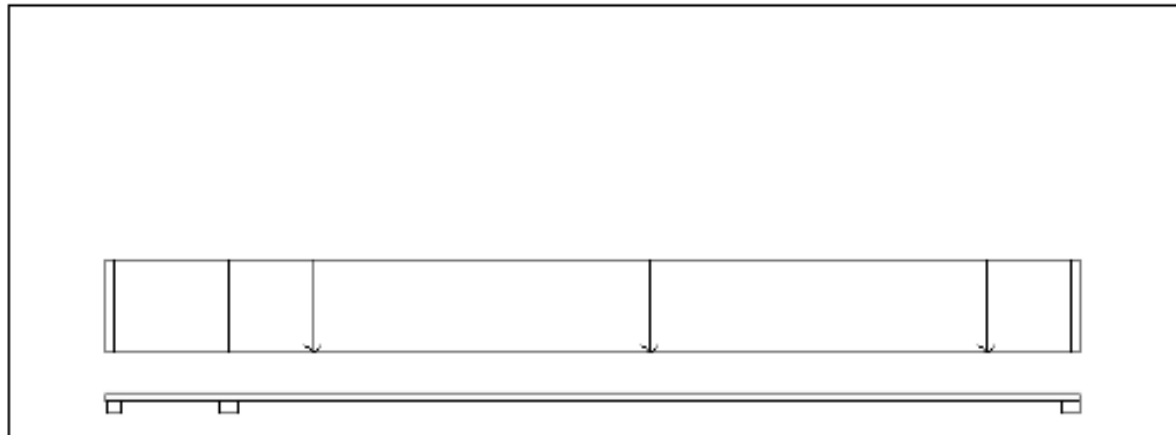


Titel Bjelke, spennarmert			Side 2
Prosjekt Kronstad Oppveksttun	Ordre	Sign	Dato 22-05-2020

1.2 SOYLER OG OPPLGGSPUNKT [mm]

Opplegg nr	Søyler på bjelkens underside				Søyler på bjelkens overside			
	kode	lengde	h/diameter	b(tverretu)	kode	lengde	h/diameter	b(tverretu)
1	Innspent		250					
2	Rektangel	2700	300	300				
3	Innspent		300					

1.3 LASTBILDE



Lastfaktorer

	Nedbøyning	Risskontroll	Bruddgrense
Permanent last	1,00	1,00	1,20
Variabel last	0,60	0,60	1,50

PSI-Faktor Kategori C : forsamlingslokaler , motorrom
 Krav maks.nedbøyning Konstruksjoner med alminnelige brukskrav eller estetiske krav

Pålitelighetsklasse: 2

Bjelkens romvekt: 2500 kg/m³

Jevnt fordelt last (kN/m)

Felt nr	Egenvekt	Permanent last	Variabel last
1	11,85	29,34	28,00
2	11,85	29,34	28,00

1.4 MATERIALDATA

Korreksjonsfaktor for Emodul pga tilslag	1	Eksponeeringsklasse	XD2	XC2
Materialkoeffisient betong	1,5	Lite korrosjonsømfintlig armering		
Materialkoeffisient stål	1,15	Dimensjonerende levetid		50
Betongkvalitet	B45 (C45/55)			
Tilslagetes spesifikke tyngde (kg/m ³)	2400			
Sement i fasthetsklasse (R / N / S)	N	Min. overdekning	uk	ok
Armering flytegrense	500	Min krav	40	25
Bøyler flytegrense	500	Toleransekrav +/-	10	10
Relativ fuktighet %	40	Min. nominell overdekning	50	35
Betongens alder ved pålastning (døgn)	28			
Effektiv høyde, h ₀ (EN 1992-1-1 3.1.4(5))	302			
Største tilslagsstørrelse, d _g (mm)	22	Kryptall, FI 28_5000		1,67
Korttids Emodul, E _{cm}	36300	Svinnøying, FI 0_28		-0,00009
Trykkfasthet, f _{cd}	25,5	Svinnøying, FI 28_5000		-0,00031
Middel verdi av strekkfasthet, f _{ctm}	3,8			
Strekkfasthet, f _{ctd}	1,51			

NA.6.2.2(1) Følgende krav til tilslag i betongen er oppfylt:

1. Største tilslag etter NS-EN 12620: D_{max} = 16 mm (D = 22 mm)
2. Det grove tilslaget >= 50% av total tilslagsmengde
3. Grovt tilslag skal ikke være av kalkstein eller stein med tilsvarende lav fasthet

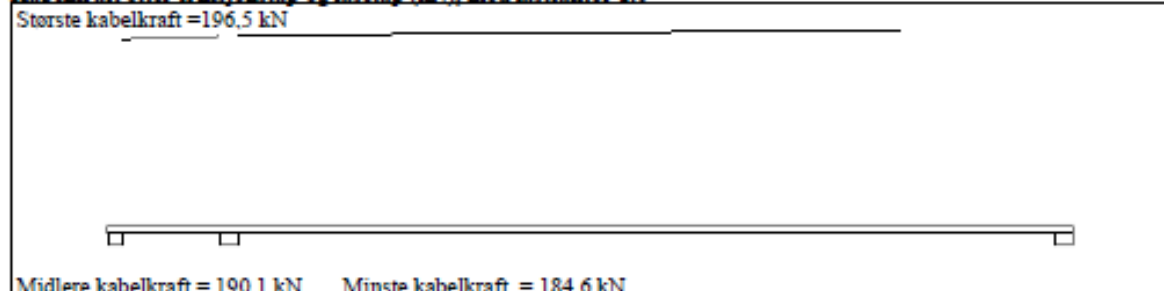
Tittel Bjelke, spennarmert			Side 3
Prosjekt Kronstad Oppvekstun	Ordre	Sign	Dato 22-05-2020

1.5 DATA FOR ETTERSPENTE KABLER

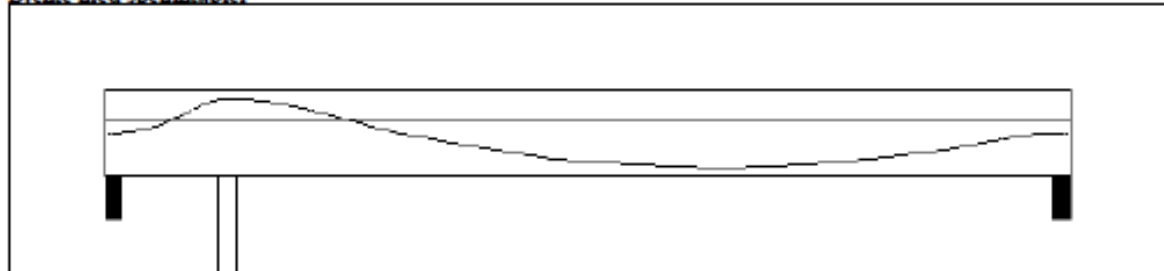
Avstand fra senter av kabel til ok / uk			
Opplegg	o(mm)	Felt	u(mm) L1/L
1	300	1	300 0,30
2	60	2	60 0,10
3	300		
v. ende	300		
h. ende	300		

Kabelrør: ytre diameter	19	mm
Kabelverrsnitt	150	mm ²
Spennkraft for låsetap	210	kN
Låsetap: Kabelforskyvning	5	mm
Antall spennkabler	8	
Friksjonskoeffisient	0,050	
E-modul	200000	N/mm ²
Flytespenning	1670	N/mm ²
Bjelkebredde / feltbredde	0,150	
Oppspenning i venstre ende		

Kabelkraft etter friksjonstap og låsetap (kN), med lastfaktor 1.0



Bjelke med spennkabler



Kabelkurver for alle felt.

x = avstand fra venstre ende i felt (mm)

y = avstand fra underkant av kabel til underkant av dekke eller bjelke (mm)

Felt nr 1

x:	0	100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000	1100	1200	1300	1400
y:	290	290	293	298	304	313	323	335	348	364	382	401	422	445	469

x:	1500	1600	1700	1800	1900
y:	490	506	518	526	529

Felt nr 2

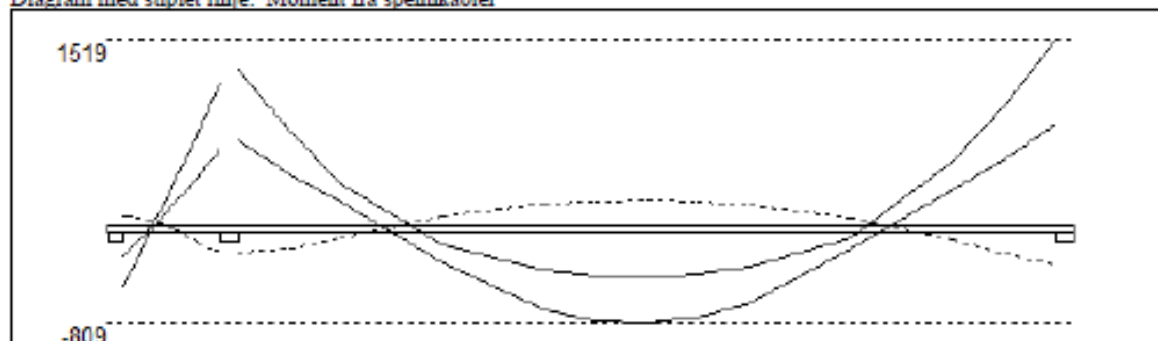
x:	0	500	1000	1500	2000	2500	3000	3500	4000	4500	5000	5500	6000	6500	7000
y:	530	519	489	438	383	332	286	243	205	171	141	115	94	77	64

x:	7500	8000	8500	9000	9500	10000	10500	11000	11500	12000	12500	13000	13500	14000
y:	55	50	50	54	62	74	90	111	135	164	198	235	271	288

Tittel Bjelke, spennarmert			Side 4
Prosjekt Kronstad Oppveksthus	Ordre	Sign	Dato 22-05-2020

2.1 MOMENTDIAGRAMMER FOR MAKS OG MIN MOMENT I BRUDDGRENSETILSTAND, MED NYTTELAST I UGUNSTIGE FELT

Diagram med stiplet linje: Moment fra spennkabler



Største negative feltmomenter (strekk i uk)(kNm)

Felt	Bruksgrense		Brudderense	
	Mg	Mg+Mp	Mg	Mg+Mp
1	-226	-324	-271	-515
2	-364	-513	-437	-809

Mg: permanent last Mp: variabel last

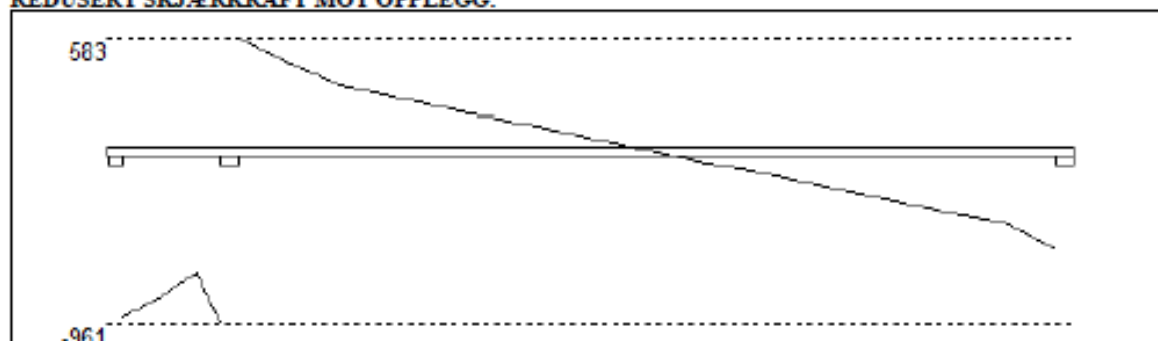
Største positive momenter ved kant av opplegg (kNm)

Opplegg	Bruksgrense		Brudderense	
	Mg	Mg+Mp	Mg	Mg+Mp
1	0	0	0	0
2	568	799	681	1260
3	684	963	821	1519

2.2 SKJÆRKRAFTDIAGRAM I BRUDDGRENSETILSTAND

MED NYTTELAST I UGUNSTIGSTE FELT.

REDUSERT SKJÆRKRAFT MOT OPPLGG.



Største skjærkraft i brudderensetilstand (kN)

Opplegg	Venstre side av opplegg		Høyre side av opplegg	
	Vgamma	Vredusert	Vgamma	Vredusert
1			-962	-918
2	-1005	-961	631	583
3	-599	-552		

3.1 ARMERING I FELT OG VED OPPLGG

Kantavstand er avstand fra senter av armering til underkant eller overkant

Toleranseavvik for overdekning: +/- 10 mm

Feltarmering i underkant og overkant

	Felt	Lag	Kantavstand	Antall	Diameter	Overdekning
uk	1	1	83	3	32	63
uk	2	1	83	4	32	63
ok	1	1	68	2	32	48
ok	2	1	68	2	32	48

Titel Bjelke, spennarmert			Side 5
Prosjekt Kronstad Oppvekstun	Ordre	Sign	Dato 22-05-2020

Overkantarmering ved opplegg

Opplegg	Lag	Kantavstand	Antall	Diameter	Overdekning
1	1	68	2	32	48
2	1	68	7	32	48
3	1	68	8	32	48

3.2 FORANKRINGSLENGDE OG AVKORTING AV ARMERING

Forutsetning vedr. forankringslengde: Maks. halvparten av armeringen i felt eller over opplegg kan bli avkortet

D: armeringsdiameter

Forankringslengde i underkant: $28 \times D$ Forankringslengde i overkant: $42 \times D$

Kapasitetskurvene for moment, (M/Md), kan benyttes til å avkorte armering. Det er tatt hensyn til skjærkraftbidrag

Forskyv endepunktene minst $3 \times D$ forbi teoretisk punkt (toleranseavvik)

M/Md for uk viser statistisk nødvendig andel av beregnet feltarmering i uk

M/Md for ok viser statistisk nødvendig andel av beregnet overkantarmering ved opplegg

M/Md for ok midt i felt kan eventuelt vise nødvendig andel av beregnet feltarmering i ok

3.3 FORANKRINGSARMERING (bøyler) I UNDERKANT VED ENDEOPPLEGG

Det forutsettes at feltarmeringen i underkant av endefelt avsluttes som rette stenger, 50 mm fra bjelkeende

Opplegg nr 1

Nødvendig forankringsarmering = 147 mm². 1 bøyler d 10, L=830 avstand til kant: 45 mm

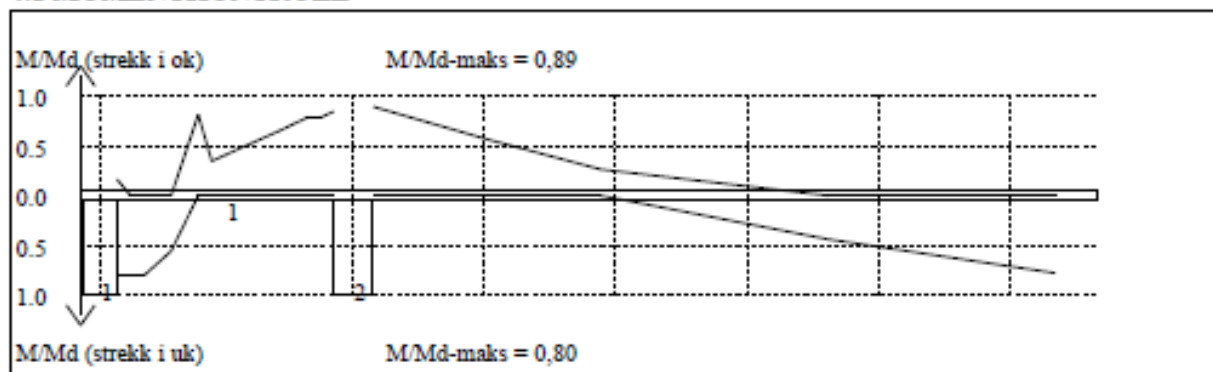
Opplegg nr 3

Det trengs ikke forankringsbøyler.

3.4 MINIMUMSARMERING (mm²) Det er regnet med minst 2 stenger inn over opplegg

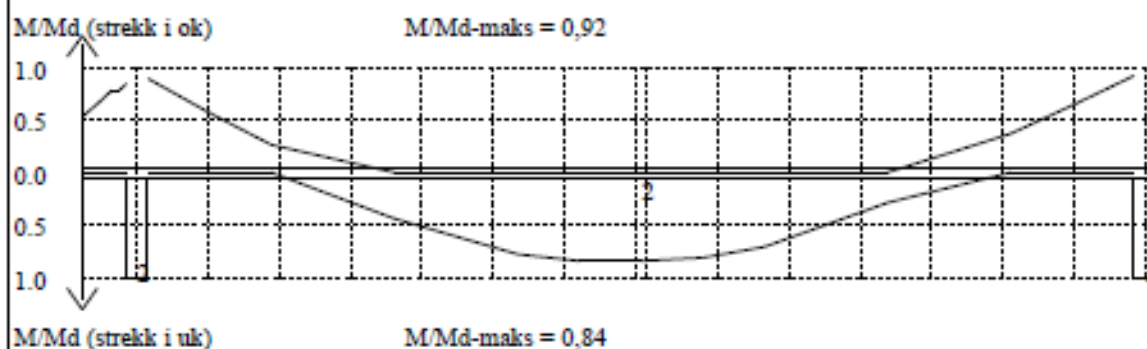
Felt nr	Uk-venstre opplegg	Uk-høyre opplegg	Underkant i felt	Overkant i felt
1	1608	1608	714	714
2	1657	1753	714	714

4.1 MOMENTKONTROLL



Momentkontroll for felt nr 1 Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m

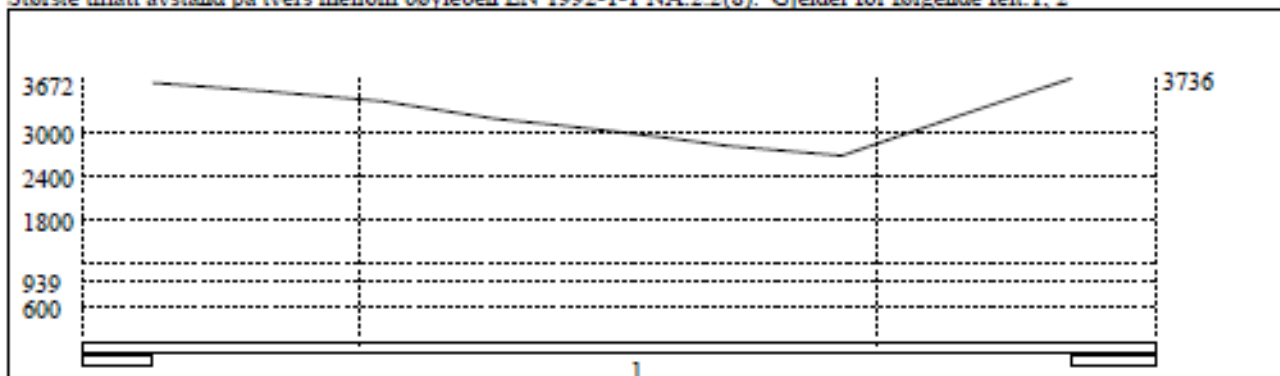
Titel Bjelke, spennarmert		Side 6	
Prosjekt Kronstad Oppvekstun	Ordre	Sign	Dato 22-05-2020



Momentkontroll for felt nr 2 Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m

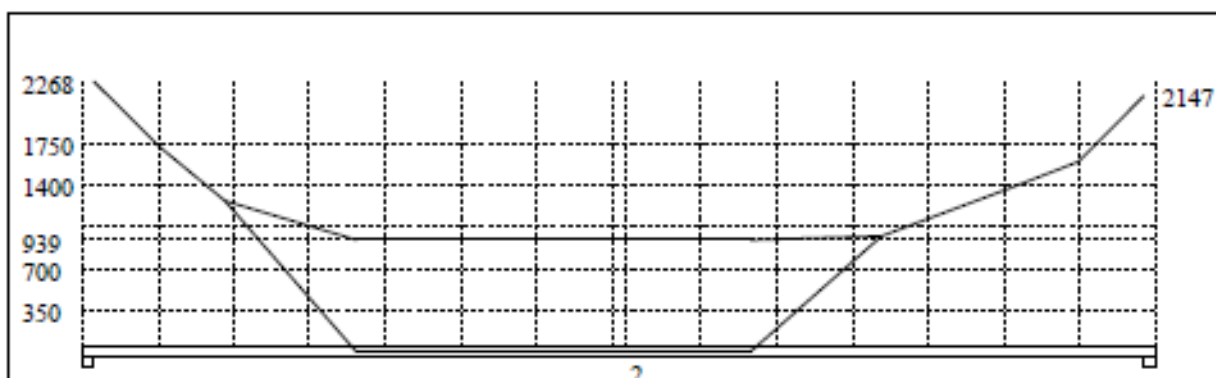
4.2 SKJÆRARMERING

Største tillatt avstand på tvers mellom boyleben EN 1992-1-1 NA.2.2(8). Gjelder for følgende felt: 1, 2



Minimum skjærarmering = 939 mm²/m Maks boyleavstand = 269mm

Skjærarmering (mm²/m) for felt nr 1 Avstand mellom vertikalstreker = 0.5 m



Minimum skjærarmering = 939 mm²/m Maks boyleavstand = 269mm

Skjærarmering (mm²/m) for felt nr 2 Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m

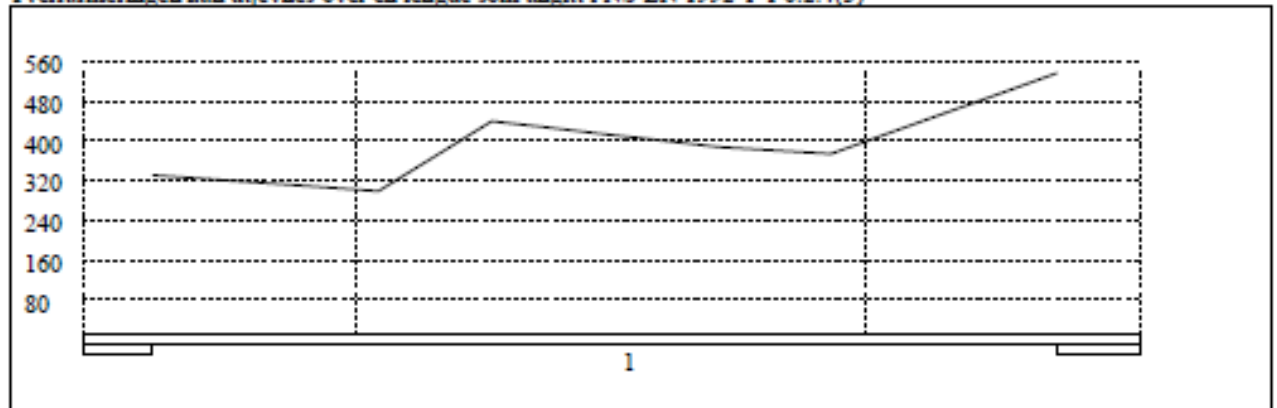
Titel Bjelke, spennarmert			Side 7
Prosjekt Kronstad Oppveksthus	Ordre	Sign	Date 22-05-2020

4.2.1 Skjærarmering i tverretning mellom steg og flens

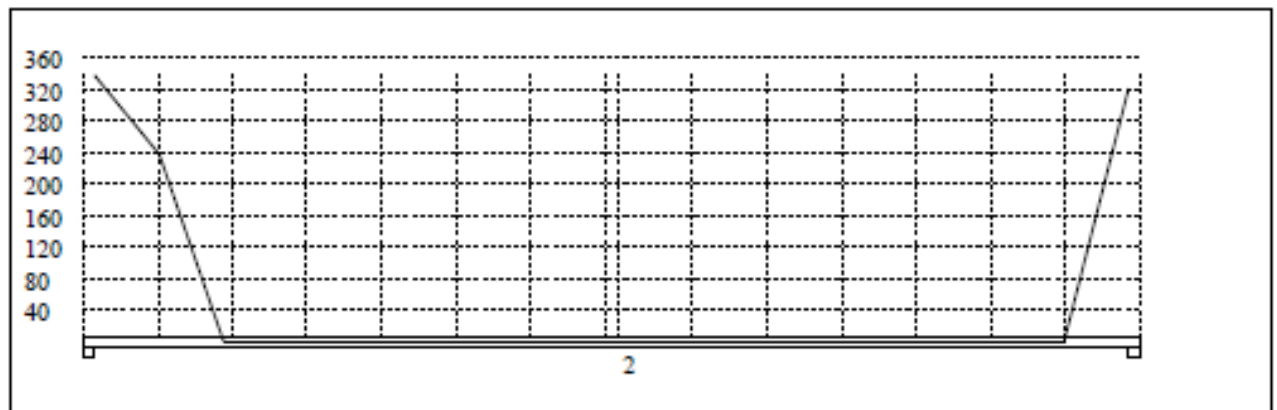
Kombinasjon av armering for skjær og bøyning: NS-EN 1992-1-1 6.2.4(5) og 6.2.4(2)

Største av: Armering for bøyning + halvparten av skjærarmeringen, hele skjærarmeringen, minimumsarmering

Tverrarmeringen kan utjevnes over en lengde som angitt i NS-EN 1992-1-1 6.2.4(3)

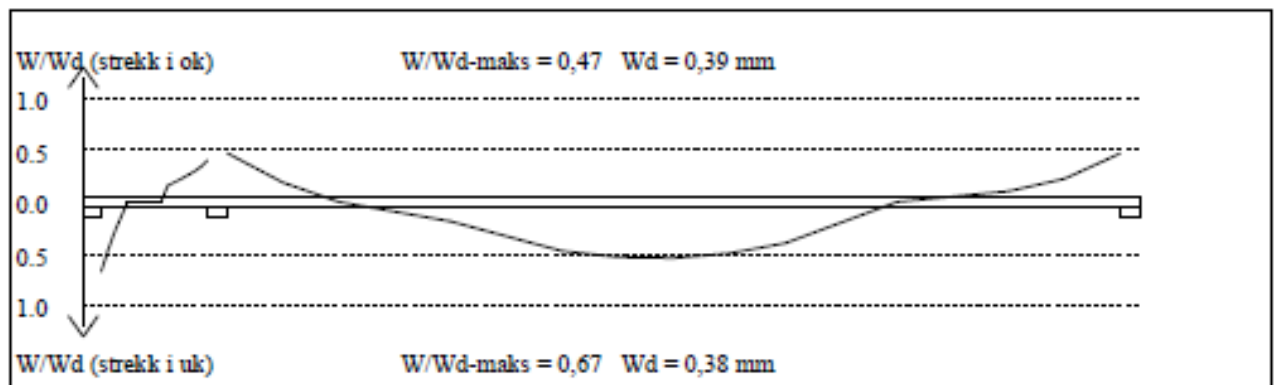


Skjærarmering i tverretning (mm²/m) for felt nr 1 Avstand mellom vertikalstreker = 0.5 m



Skjærarmering i tverretning (mm²/m) for felt nr 2 Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m

4.3 RISSKONTROLL



Titel Bjelke, spennarmert			Side 8
Prosjekt Kronstad Oppveksttun	Ordre	Sign	Dato 22-05-2020

4.4 NEDBOYNINGER I BRUKSGRENSETILSTAND (mm)

Felt	Permanent last		Permanent + variabel last (lang tid)	
	Kort tid	Lang tid	Nyttelast i alle felt	Nyttelast i betraktet felt
1	0	0	0	0
2	15	27	40	40

5.1 OPLEGGSKREFTER I BRUKSGRENSETILSTAND (kN og kNm) (alle lastfaktorer = 1)

Ng,Mg: fra egenvekt. Np,Mp: fra nyttelast

Oppleggs- punkt	Permanent last i alle felt		Variabel last i alle felt		Variabel last i ett felt ved siden av oppleggspunkt			
					Variabel last i venstre felt		Variabel last i høyre felt	
	Ng (kN)	Mg (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)
1	430	-244.0	277	-189.7			-33	12.4
2	-833	8.0	-528	9.8	-21	-0.2	-506	9.9
3	-272	-321.7	-208	-495.2	-204	-496.0		

5.2 OPLEGGSKREFTER I BRUDDGRENSETILSTAND (kN og kNm)

Ng,Mg: fra egenvekt. Np,Mp: fra nyttelast

Oppleggs- punkt	Permanent last i alle felt		Variabel last i alle felt		Variabel last i ett felt ved siden av oppleggspunkt			
					Variabel last i venstre felt		Variabel last i høyre felt	
	Ng (kN)	Mg (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)
1	517	-292.8	415	-284.5			-49	18.7
2	-1000	9.6	-791	14.6	-32	-0.3	-759	14.9
3	-327	-386.0	-312	-742.8	-306	-744.0		

Vedlegg 27: Betongsøyle – håndberegninger

Beregning gjort etter NS-EN 1992-1-1:2004+A1:2014+NA:2018

Eksponeringsklasse XD2

Betongkvalitet B45

Sementklasse S

$$f_{ck} := 45 \frac{N}{mm^2} \quad \text{Tab.3.1}$$

Søylens tverrsnitt og kneklengde

$$\gamma_c := 1.5 \quad \text{Tabell 2.1N}$$

$$h := 300 \text{ mm} \quad b := 300 \text{ mm}$$

B500NC

$$A_c := h \cdot b = 90000 \text{ mm}^2$$

$$f_{yd} := 435 \frac{N}{mm^2} \quad 3.2.7$$

$$l := 2.66 \text{ m} \quad l_0 := l$$

$$c_{nom} := 50 \text{ mm}$$

Tab NA.4.4N

$$\alpha_{cc} := 0.85$$

NA.3.1.6(1)P

$$f_{cd} := \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 25.5 \frac{N}{mm^2} \quad 3.1.6(1)P$$

Forhåndsdimensjonering

$$N_{Ed} := 1928 \text{ kN} \quad \text{Last fra bjelke i bruddgrense}$$

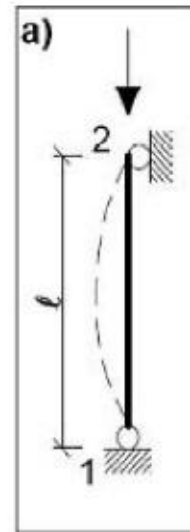
$$\sigma_c := \frac{N_{Ed}}{A_c} = 21.422 \frac{N}{mm^2} \quad \sigma_c < 25.5 \frac{N}{mm^2}$$

$$\frac{l_0}{400} \quad \text{Geometrisk avvik for enkeltstående konstruksjonsdeler} \quad 5.2(7)a)$$

$$e_0 := \max\left(\frac{h}{30}, 20 \text{ mm}\right) \quad \text{Minste aksenstrisitet} \quad 6.1(4)$$

$$M_{Ed1} := N_{Ed} \cdot \max\left(\frac{h}{30}, 20 \text{ mm}, \frac{l_0}{400}\right) = 38.56 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{0Ed} := M_{Ed1} \quad \text{1.ordens moment} \quad 5.8.8.2(1)$$



a) $l_0 = l$

Figur 5.7

Antar 4 Ø25 jern, et i hvert hjørne og Ø10 bøyer

$$\text{Ø}25 := \pi \cdot \left(\frac{25 \text{ mm}}{2} \right)^2 = 490.874 \text{ mm}^2$$

$$A_s := 4 \cdot \text{Ø}25 = 1963.495 \text{ mm}^2$$

$$n := \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \cdot A_c} = 0.84$$

w=0 for alle 'h/h i mn-diagram

$$m := \frac{M_{Ed1}}{f_{cd} \cdot A_c \cdot h} = 0.056$$

Ser om antatt Ø25 jern er større en minimumsarmeringen

$$\min \left(0.2 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}, 0.5 \cdot \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} \right) > 0.01 \cdot A_c \quad \text{NA.9.5.2}$$

$$\left. \begin{array}{l} 0.2 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 1055.172 \text{ mm}^2 \\ 0.5 \cdot \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} = 2216.092 \text{ mm}^2 \end{array} \right\} > 0.01 \cdot A_c = 900 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{min}} := 1055.172 \text{ mm}^2$$

4 Ø25 ser
fornuftig ut

$$A_s = 1963.495 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{max}} := 0.08 \cdot A_c = 7200 \text{ mm}^2$$

NA.9.5.2(3)

1.ordens moment for tilnærmet permanent last

M_{0Eqp} 1. ordens moment for "tilnærmet permanent last"

$\psi_2 := 0.6$ kategori C Tabell NA.A1.1 [3]

$\frac{l_0}{400}$ Medtas ikke i bruksgrense EC.5.2(3)

$$N_{Ed,bruks} := 868.8 \text{ kN} + (590.5 \text{ kN} \cdot \psi_2) = 1223.1 \text{ kN}$$

$$M_{0Eqp} := (N_{Ed,bruks} \cdot 20 \text{ mm}) = 24.462 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

M_{0Ed} 1. ordens moment for bruddgrense

$$M_{0Ed} = 38.56 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Tillegg B Kryp og svinntøyning

$t_0 := 10$ døgn for egenlasten $f_{cm} := 45 + 8 = 53$

$$\alpha_1 := \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.7} = 0.748 \quad \alpha_2 := \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.2} = 0.92 \quad (\text{B.8c})$$

Sementtype S gir $a := -1$ (B.9)

$$t_0 := 10 \cdot \left(\frac{9}{2 + 10^{1.2}} + 1\right)^a = 6.648$$

$$\beta_{t0} := \frac{1}{0.1 + t_0^{0.2}} = 0.641 \quad (\text{B.5})$$

$$\beta_{f_{cm}} := \frac{16.8}{\sqrt[2]{f_{cm}}} = 2.308 \quad (\text{B.4})$$

$$RH := 55 \quad h_0 := 150$$

For $f_{cm} > 35$ MPa

$$\varphi_{RH} := \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right) \cdot \alpha_2 = 1.503 \quad (\text{B.3b})$$

$$\varphi := \varphi_{RH} \cdot \beta_{fcm} \cdot \beta_{t0} = 2.223 \quad (\text{B.2})$$

$$\varphi_{ef} := \varphi \cdot \frac{M_{0Eqp}}{M_{0Ed}} = 1.41 \quad (\text{5.19})$$

Ser om søylen er slank

$$i := 0.29 \cdot h \quad Ka := 1.0$$

$$\lambda := \frac{l_0}{i} = 30.575 \quad 5.8.3.2$$

$$w := \frac{As \cdot f_{yd}}{f_{cd} \cdot A_c} = 0.372$$

w for virksom armering
= Astrykk+ Asstrek
altså 4 Ø25

$$A\varphi := \frac{1.25}{1 + 0.2 \cdot \varphi_{ef}} = 0.975 \quad \lambda_{lim} := 13 \cdot A\varphi \quad \text{NA. 5.13.bN}$$

$$\lambda_n := \lambda \cdot \sqrt{\frac{n}{1 + 2 \cdot Ka \cdot w}} = 21.218 > \lambda_{lim} = 12.675 \quad \text{NA.5.8.3.1(1)}$$

Søylen er slank og det må dimensjoneres for 2. ordens effekter

Beregning av 2. ordens momentet

$$M_{Ed2} = N_{Ed} \cdot e_2 \quad e_2 = \frac{1}{r} \cdot \frac{l_0^2}{c} \quad 5.8.8.2(3)$$

$$E_s := 200000 \frac{N}{mm^2} \quad c := 10 \quad 5.8.8.2(4)$$

$$\varnothing_{b\ddot{o}yle} := 10 \text{ mm} \quad \varnothing_{jern} := 25 \text{ mm} \quad \text{Valgt armering i s\dd{o}ylen}$$

$$d := h - c_{nom} - \varnothing_{b\ddot{o}yle} - \frac{\varnothing_{jern}}{2} = 227.5 \text{ mm} \quad \text{Effektiv h\dd{o}yde}$$

$$\varepsilon_{yd} := \frac{f_{yd}}{E_s} = 2.175 \cdot 10^{-3}$$

$$\frac{1}{r_0} = r_0 := \frac{\varepsilon_{yd}}{0.45 \cdot 227.5} = 2.125 \cdot 10^{-5}$$

$$n_{bal} := 0.4 \quad n_u := 1 + w = 1.372$$

$$K_r := \frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}} = 0.547 \quad 5.8.8.3(3)$$

$$\beta := 0.35 + \frac{45}{200} - \frac{\lambda}{150} = 0.371$$

$$K_\varphi := 1 + \beta \cdot \varphi_{ef} = 1.523 \quad 5.8.8.3(4)$$

$$\frac{1}{r} = r := K_r \cdot K_\varphi \cdot r_0 = 1.771 \cdot 10^{-5} \quad (5.34)$$

$$e_2 := r \cdot \frac{2660^2}{10} \cdot mm = 12.534 \text{ mm}$$

$$M_{Ed2} := N_{Ed} \cdot e_2 = 24.165 \text{ kN} \cdot m$$

$$M_{Ed} := M_{Ed1} + M_{Ed2} = 62.725 \text{ kN} \cdot m \quad (5.31)$$

Kontrollerer totalt moment i mn-diagram

$$m := \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot A_c \cdot h} = 0.091$$

$$h' := h - 2 \cdot (h - d) = 155 \text{ mm}$$

$$n = 0.84$$

$$\frac{h'}{h} = 0.517$$

Ser på $h'/h = 0.6$

Havner innenfor $w=10$. da
 $h'/h=0.6$ er til usikker side, ser
for $w=0.15$ til sikker side

$$w := 0.15$$

$$\frac{w \cdot f_{cd} \cdot A_c}{f_{yd}} = 791.379 \text{ mm}^2 < 2 \cdot \emptyset 25 = 981.748 \text{ mm}^2$$

4*Ø25 jern er tilstrekkelig

$$A_{s_{min}} = 1055.172 \text{ mm}^2 < A_s = 1963.495 \text{ mm}^2 < A_{s_{max}} = 7200 \text{ mm}^2$$

c/c bøyer

NA.9.5.3(3)

$$\min(15 \cdot \emptyset_{jern}, b, 400 \text{ mm}) = 300 \text{ mm}$$

Bruker bøyer Ø10 c300

Vedlegg 28: mn-diagram for betongsøyle – Ove Sletten

Titel Søyle_L=2660			Side 1
Prosjekt Kronstad oppveksttun	Osire	Sign	Dato 23-05-2020

Dataprogram: BTSNITT versjon 6.3.12 Laget av sivilingeniør Ove Sletten

Brukningsklasse basert på NS-EN 1992-1-1 og NS-EN 1990:2002 + NA:2008

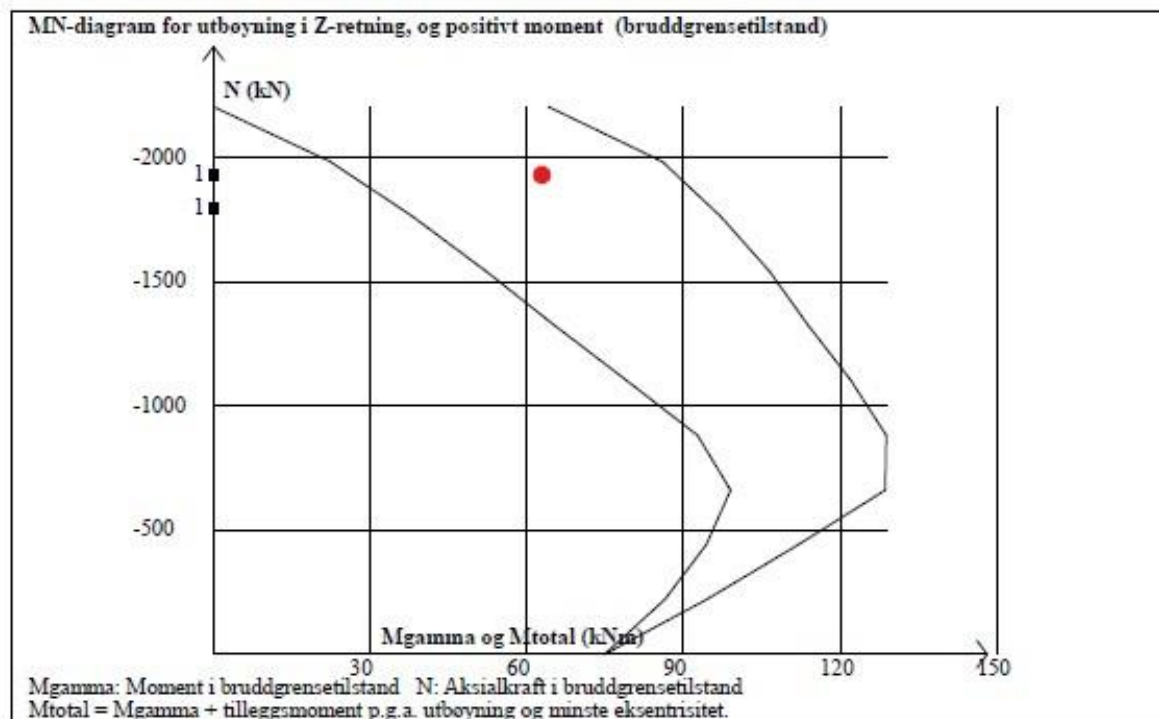
Knekk lengde i Z-retning	2660 mm	Knekk lengde i Y-retning	2660 mm
Geometrisk avvik i Z-retning	7 mm	Geometrisk avvik i Y-retning	7 mm
N-langtid/ N-total (for beregning av MN-diagram)			0,500
Største tillatte utbøyning i brukstilstand:	Knekk lengde / 250		

Pålitelighetsklasse: 2					
Lastfaktorer	Bruksgrense	Risskontroll	Bruddgrense B1	Bruddgrense B2	PSI-Faktor: Kategori C - Forsamlingslokale Krav maks nedbøyning: Bruk/utstyr stiller krav til nedbøyning
Permanent last (G)	1,00	1,00	1,35	1,20	
Variabel last (P)	0,70	0,60	1,05	1,50	

Snittkrefter. Lasttilfelle nr 1				Bruddgrensetilstand: totalt moment og utbøyning	
Permanent last		Variabel last		Totalt moment	Utbøyning
Mg_Y	0,0 kNm	Mp_Y	0,0 kNm	MY-total =38,6 kNm	Zretning: 2 mm
Mg_Z	0,0 kNm	Mp_Z	0,0 kNm	MZ-total =38,6 kNm	Yretning: -2 mm
Ng	-868,8 kN	Np	-590,5 kN		

Positiv moment-og kraftvektorer i Y og Z-retning. Positiv Mg_Y, Mp_Y gir strekk i ok

Dimensjonerende snittkrefter
Momentkontroll og risskontroll: Bidrag fra minste eksentrisitet medtas i MY og MZ.



Vedlegg 29: Betongsøyle i kjeller – håndberegninger

Beregninger er utført etter NS-EN 1992-1-1:2004+A1:2014+NA:2018

Eksponeringsklasse XD2

Betongkvalitet B45

Sementklasse S

$$f_{ck} := 45 \frac{N}{mm^2} \quad \text{Tab.3.1}$$

Søylens tverrsnitt og knekk lengde

$$\gamma_c := 1.5 \quad \text{Tabell 2.1N}$$

$$h := 400 \text{ mm} \quad b := 400 \text{ mm}$$

B500NC

$$A_c := h \cdot b = 160000 \text{ mm}^2$$

$$f_{yd} := 435 \frac{N}{mm^2} \quad 3.2.7$$

$$l := 2.850 \text{ m} \quad l_0 := l$$

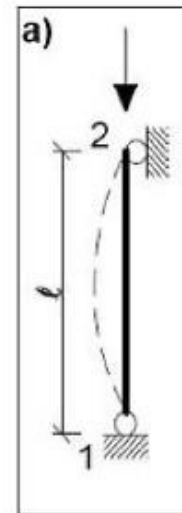
$$c_{nom} := 50 \text{ mm}$$

Tab NA.4.4N

$$\alpha_{cc} := 0.85$$

NA.3.1.6(1)P

$$f_{cd} := \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 25.5 \frac{N}{mm^2} \quad 3.1.6(1)P$$



a) $l_0 = l$

Figur 5.7

Lastbilde

$$N_{Ed} := 1928 \text{ kN} \quad \text{Last fra bjelke}$$

Last fra dekke i svømmehall, tatt fra beregning i Flatdekke

$$N_g := 141.7 \text{ kN} \quad N_q := 113.4 \text{ kN} \quad \text{Egen og nyttelast uten lastfaktor}$$

$$N_{g_s} := 2.66 \text{ m} \cdot (0.3 \text{ m})^2 \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 5.985 \text{ kN} \quad \text{Egenlast av søylen i svømmehall}$$

$$N_{Ed,dekke} := \max((N_g + N_{g_s}) \cdot 1.2 + N_q \cdot 1.5, (N_g + N_{g_s}) \cdot 1.35 + N_q \cdot 1.05) = 347.322 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,tot} := N_{Ed,dekke} + N_{Ed} = 2275.322 \text{ kN}$$

Forhåndsdimensjonering

$$\sigma_c := \frac{N_{Ed,tot}}{A_c} = 14.221 \frac{N}{mm^2} \quad \sigma_c < 25.5 \frac{N}{mm^2}$$

$$\frac{l_0}{400} \quad \text{Geometrisk avvik for enkeltstående konstruksjonsdeler} \quad 5.2(7)a)$$

$$e_0 := \max\left(\frac{h}{30}, 20 \text{ mm}\right) \quad \text{Minste aksenstrisitet} \quad 6.1(4)$$

$$M_{Ed1} := N_{Ed,tot} \cdot \max\left(\frac{h}{30}, 20 \text{ mm}, \frac{l_0}{400}\right) = 45.506 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{0Ed} := M_{Ed1}$$

5.8.8.2(1)

Antar 4 Ø25 jern, et i hvert hjørne og Ø10 bøyler

$$\text{Ø25} := \pi \cdot \left(\frac{25 \text{ mm}}{2}\right)^2 = 490.874 \text{ mm}^2$$

$$A_s := 4 \cdot \text{Ø25} = 1963.495 \text{ mm}^2$$

$$n := \frac{N_{Ed,tot}}{f_{cd} \cdot A_c} = 0.558$$

w=0 for alle 'h/h i mn-diagram

$$m := \frac{M_{Ed1}}{f_{cd} \cdot A_c \cdot h} = 0.028$$

Ser om antatt Ø25 jern er større en minimumsarmeringen

$$\min\left(0.2 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}, 0.5 \cdot \frac{N_{Ed,tot}}{f_{yd}}\right) > 0.01 \cdot A_c$$

NA.9.5.2

$$\left. \begin{array}{l} 0.2 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 1875.86 \text{ mm}^2 \\ 0.5 \cdot \frac{N_{Ed,tot}}{f_{yd}} = 2615.31 \text{ mm}^2 \end{array} \right\} > 0.01 \cdot A_c = 1600 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{min}} := 1875.86 \text{ mm}^2$$

4 Ø25 ser
fornuftig ut

$$A_s = 1963.5 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{max}} := 0.08 \cdot A_c = 12800 \text{ mm}^2$$

NA.9.5.2(3)

1.ordens moment for tilnærmet permanent last

$M_{0E_{qp}}$ 1. ordens moment for "tilnærmet permanent last"

$\psi_2 := 0.6$ kategori C Tabell NA.A1.1 [3]

$\frac{l_0}{400}$ Medtas ikke i bruksgrense 5.2(3)

$$N_{Ed,bruks} := 868.8 \text{ kN} + Ng + Ng_s + (590.5 \text{ kN} + Nq) \cdot \psi_2 = 1438.825 \text{ kN}$$

$$M_{0E_{qp}} := (N_{Ed,bruks} \cdot 20 \text{ mm}) = 28.777 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

M_{0Ed} 1. ordens moment for bruddgrense

$$M_{0Ed} = 45.506 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Tillegg B Kryp og svinntøyning

$$t_0 := 10 \text{ døgn for egenlasten} \quad f_{cm} := 45 + 8 = 53$$

$$\alpha_1 := \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.7} = 0.748 \quad \alpha_2 := \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.2} = 0.92 \quad (\text{B.8c})$$

$$\text{Sementtype S gir} \quad a := -1 \quad (\text{B.9})$$

$$t_0 := 10 \cdot \left(\frac{9}{2 + 10^{1.2}} + 1 \right)^a = 6.648$$

$$\beta_{t_0} := \frac{1}{0.1 + t_0^{0.2}} = 0.641 \quad (\text{B.5})$$

$$\beta_{f_{cm}} := \frac{16.8}{\sqrt[2]{f_{cm}}} = 2.308 \quad (\text{B.4})$$

$$RH := 55 \quad h_0 := 200$$

For $f_{cm} > 35$ MPa

$$\varphi_{RH} := \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right) \cdot \alpha_2 = 1.45 \quad (\text{B.3b})$$

$$\varphi := \varphi_{RH} \cdot \beta_{f_{cm}} \cdot \beta_{h_0} = 2.144 \quad (\text{B.2})$$

$$\varphi_{ef} := \varphi \cdot \frac{M_{0E_{qp}}}{M_{0Ed}} = 1.356 \quad (\text{5.19})$$

Ser om søylen er slank

$$i := 0.29 \cdot h \quad Ka := 1.0$$

$$\lambda := \frac{l_0}{i} = 24.569 \quad 5.8.3.2$$

$$w := \frac{A_s \cdot f_{yd}}{f_{cd} \cdot A_c} = 0.209 \quad \begin{array}{l} \text{w for virksam armering} \\ = \text{Astrykk} + \text{Asstrek} \\ \text{altså 4 } \varnothing 25 \end{array}$$

$$A\varphi := \frac{1.25}{1 + 0.2 \cdot \varphi_{ef}} = 0.983 \quad \lambda_{nlim} := 13 \cdot A\varphi \quad \text{NA. 5.13.bN}$$

$$\lambda_n := \lambda \cdot \sqrt{\frac{n}{1 + 2 \cdot Ka \cdot w}} = 15.404 > \lambda_{nlim} = 12.783 \quad \text{NA.5.8.3.1(1)}$$

Søylen er slank og det må dimensjoneres for 2. ordens effekter

Beregning av 2. ordens momentet

$$M_{Ed2} = N_{Ed.tot} \cdot e_2 \quad e_2 = \frac{1}{r} \cdot \frac{l_0^2}{c} \quad 5.8.8.2(3)$$

$$E_s := 200000 \frac{N}{mm^2} \quad c := 10 \quad 5.8.8.2(4)$$

$$\varnothing_{b\ddot{o}yle} := 10 \text{ mm} \quad \varnothing_{jern} := 25 \text{ mm} \quad \text{Valgt armering i s\dd{o}ylen}$$

$$d := h - c_{nom} - \varnothing_{b\ddot{o}yle} - \frac{\varnothing_{jern}}{2} = 327.5 \text{ mm} \quad \text{Effektiv h\dd{o}yde}$$

$$\varepsilon_{yd} := \frac{f_{yd}}{E_s} = 2.175 \cdot 10^{-3}$$

$$\frac{1}{r_0} = r_0 := \frac{\varepsilon_{yd}}{0.45 \cdot 327.5} = 1.476 \cdot 10^{-5}$$

$$n_{bal} := 0.4 \quad n_u := 1 + w = 1.209$$

$$K_r := \frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}} = 0.805 \quad 5.8.8.3(3)$$

$$\beta := 0.35 + \frac{45}{200} - \frac{\lambda}{150} = 0.411$$

$$K_\varphi := 1 + \beta \cdot \varphi_{ef} = 1.558 \quad 5.8.8.3(4)$$

$$\frac{1}{r} = r := K_r \cdot K_\varphi \cdot r_0 = 1.851 \cdot 10^{-5} \quad (5.34)$$

$$e_2 := r \cdot \frac{2850^2}{10} \cdot mm = 15.033 \text{ mm}$$

$$M_{Ed2} := N_{Ed.tot} \cdot e_2 = 34.21 \text{ kN} \cdot m$$

$$M_{Ed} := M_{Ed1} + M_{Ed2} = 79.71 \text{ kN} \cdot m \quad (5.31)$$

Sjekker totalt moment i mn-diagram

$$m := \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot A_c \cdot h} = 0.049$$

$$h' := h - 2 \cdot (h - d) = 255 \text{ mm}$$

$$n = 0.558$$

$$\frac{h'}{h} = 0.638$$

Ser på $h'/h = 0.6$ $w := 0$
Til sikker side

Verdiene er lave og mn-diagrammet gir ikke noe utslag,
valgt minimumsarmering er tilstrekkelig

$$A_{s_{min}} = 1875.86 \text{ mm}^2 < A_s = 1963.495 \text{ mm}^2 < A_{s_{max}} = 12800 \text{ mm}^2$$

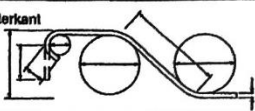
c/c bøyer

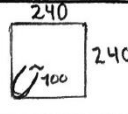
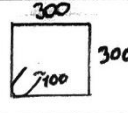
NA.9.5.3(3)

$$\min(15 \cdot \varnothing_{jern}, b, 400 \text{ mm}) = 375 \text{ mm}$$

Bruker bøyer Ø10 c300

Vedlegg 30: Bøyeliste for betongsøyler

Bøyeliste		Prosjekt nr	Utarbeidet av	Utarbeidet dato
Konstruktør		Prosjekt <i>Kronstad oppvekstun</i>		Kontrollert dato
		Tegning nr.		Revisjon
		Skisse-mål i mm, ytterkant		Bøyeliste nr.
Dokument nr.	Stålkvalitet B500NC			51

Posnr.	Diam. (mm)	Antall	Lengde (mm)	Skisse (mm)	Sum Lengde (m)	Dord (mm)	Merknad	Rev. Dato
S01	25	4	2660	<u>2660</u>	11.7		Vekt: kg 43.2	
S02	10	13	1160		16.1		Vekt: kg 9.0	
							Vekt: kg	
S03	25	4	2850	<u>2850</u>	12.1		Vekt: kg 47	
S04	10	14	1400		20		Vekt: kg 13.1	
							Vekt: kg	
							Vekt: kg	
							Vekt: kg	
							Vekt: kg	
Sum lengde (m)				36			23	
Sum vekt (kg)				23.5			90	

Juni 16. Juni 2008 KL: 08.06

Vedlegg 31: Vegg langsida 1- håndberegninger

Beregninger er gjort etter NS-EN 1992-1-1:2004+A1:2014+NA:2018

Last fra stålsøyle:

$$g_k := 77.95 \text{ kN} \quad S_{n\phi} := 72.13 \text{ kN} \quad Vind := 24.53 \text{ kN}$$

$$N_{Ed1} := g_k \cdot 1.2 + S_{n\phi} \cdot 1.05 + Vind \cdot 0.9 = 191.354 \text{ kN}$$

Last fra betongbjelke:

$$g_k := 260.08 \text{ kN} \quad p_k := 154.62 \text{ kN}$$

$$N_{Ed2} := g_k \cdot 1.2 + p_k \cdot 1.5 = 544.026 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} := N_{Ed1} + N_{Ed2} = 735.38 \text{ kN}$$

$$\text{Vindlast fra siden:} \quad 1.53 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 0.4 \text{ m} = 0.612 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{Ed} := \frac{0.612 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot (6.71 \text{ m})^2}{8} = 3.444 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$f_{cd} := 25.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad b := 400 \text{ mm} \quad h := 400 \text{ mm}$$

$$c := 50 \text{ mm} \quad d := h - c - \frac{25 \text{ mm}}{2} = 0.338 \text{ m}$$

$$h' := h - 2 \cdot (h - d) = 275 \text{ mm}$$

$$\frac{h'}{h} = 0.688$$

$$n := \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot h} = 0.18$$

$$m := \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot h \cdot h} = 0.002$$

$$\left. \begin{array}{l} n := \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot h} = 0.18 \\ m := \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot h \cdot h} = 0.002 \end{array} \right\} W := 0$$

Momentet er ikke stort nok til at mn-diagrammet har noe innvirkning

$$A_c := b \cdot h = (1.6 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

$$f_{yd} := 435 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

(NA.9.12N)

$$A_{smin} := \min\left(0.2 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}, 0.5 \cdot \frac{N_{Ed}}{f_{yd}}\right) = 845.264 \text{ mm}^2 < 0.01 \cdot A_c = 1600 \text{ mm}^2$$

$$A_{smin} := 1600 \text{ mm}^2$$

$$A_s := 4 \cdot 491 \text{ mm}^2 = 1964 \text{ mm}^2 > A_{smin}$$

Armering blir 4 Ø25, en i hvert hjørne

Vedlegg 32: Vegg langsida 1 - Ove Sletten

Tittel Soyle i vegg			Side 1
Prosjekt Kronstad oppvekstum	Ordnr	Sign	Dato 23-05-2020

Dataprogram: BTSNITT versjon 6.3.12 Laget av sivilingeniør Ove Sletten
Beregningene er basert på NS-EN 1992-1-1 og NS-EN 1990:2002 + NA:2008

Tverrsnitt			
	b	400	mm
	h	400	mm
	Zt	0	mm
	Yt	0	mm
	Areal	1,60E+05	mm ²
	Iy	2,13E+09	mm ⁴
	Iz	2,13E+09	mm ⁴
	Maks. bøyleavstand: 375 mm Spesielle krav: endesoner og seismisk Se NS-EN 1992-1-1 9.5.3 og NA.9.5.3(3) bøylearmering d12		

Armeringsdata, slakkarmering				
D (mm)	25	25	25	25
Y (mm)	115	115	-115	-115
Z (mm)	115	-115	115	-115

Materialdata			
Korreksjonsfakt. for Emodul pga tilslag	1,00	Eksponeeringsklasse	XD1
Materialfaktor betong	1,50	Lite korrosjonsømfintlig armering	
Materialfaktor stål	1,15	Dimensjonerende levetid 50 år	
Betongkvalitet	B45 (C 45/55)	Minimum overdekning	
Densitet kg/m ³	2400	Min. krav	40
Sement i fasthetsklasse	N	Toleranse	10
Armering flytegrense	500	Min. nominell overdekning	50
Skjærarmering flytegrense	500		
Relativ fuktighet	55%		
Betongens alder ved pålastning (døgn)	28		
Effektiv høyde, h ₀ (NS-EN 1992-1-1 (B.6))	200		
NA.6.2.2(1)Følgende krav til tilslag er oppfylt (1.Største tilslag etter NS-EN 12620 D<=16mm. 2.Det grove tilslaget<=50% av total tilslagsmengde. 3.Grovt tilslag skal ikke være av kalkstein eller stein med tilsvarende lav fasthet)			
Korttids Emodul, E _{cm}	36300	Kryptall, FI 0_28	1,25
Trykkfasthet, f _{cd}	25,5	Kryptall, FI 28_5000	1,59
Middelverdi av strekkfasthet, f _{ctm}	3,80	Svinntøyning, 0_28	-,00012
Strekkfasthet, f _{ctd}	1,51	Svinntøyning, 28_25000	-,00029

Titel Soyle i vegg			Side 2
Prosjekt Kronstad oppvekstum	Ordnr	Sign	Dato 23-05-2020

Knekningsdata

Knekk lengde i Z-retning	6710 mm	Knekk lengde i Y-retning	6710 mm
Geometrisk avvik i Z-retning	17 mm	Geometrisk avvik i Y-retning	17 mm
N-langtid/ N-total (for beregning av MN-diagram)			0,500
Største tillatte utføyning i brukstilstand:		Knekk lengde / 300	

Pålitelighetsklasse: 2

Lastfaktorer	Bruksgrense	Risskontroll	Bruddgrense B1	Bruddgrense B2	PSI-Faktor: Kategori C - Forsamlingslokale Krav maks.nedbøyning: Alminnelige bruks-/estetiske krav
Permanent last (G)	1,00	1,00	1,35	1,20	
Variabel last (P)	0,60	0,60	1,05	1,50	

Snittkrefter. Lasttilfelle nr 1

Permanent last		Variabel last	
Mg_Y	0,0 kNm	Mp_Y	0,0 kNm
Mg_Z	0,0 kNm	Mp_Z	3,4 kNm
Ng	-338,0 kN	Np	-251,3 kN

Positiv moment-og kraftvektorer i Y og Z-retning. Positiv Mg_Y, Mp_Y gir strekk i ok

Dimensjonerende snittkrefter

Momentkontroll og risskontroll: Bidrag fra minste eksentrisitet medtas i MY og MZ.

Vedlegg 33: Minimumsarmering vegg - håndberegninger

Beregninger er gjort etter NS-EN 1992-1-1:2004+A1:2014+NA:2018

Vertikalarmering

$$A_c := 250 \text{ mm} \cdot 1000 \text{ mm} = (2.5 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

$$A_{smin} := 0.002 A_c = 500 \text{ mm}^2 \quad 9.6.2(1)$$

$$A_{smax} := 0.04 A_c = (1 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

$$\text{Ø12 c200: } A_{sv} := 113 \text{ mm}^2 \cdot \frac{1000 \text{ mm}}{200 \text{ mm}} = 565 \text{ mm}^2 > A_{smin}$$

Horisontalarmering

$$\max(0.25 \cdot A_{sv}, 0.001 A_c) = 250 \text{ mm}^2 \quad 9.6.3(1)$$

$$A_{shmin} := 250 \text{ mm}^2$$

$$\text{Maks 400mm senteravstand} \quad 9.6.3(2)$$

$$\text{Ø12 c400: } A_{sh} := 113 \text{ mm}^2 \cdot \frac{1000 \text{ mm}}{400 \text{ mm}} = 282.5 \text{ mm}^2 > A_{shmin}$$

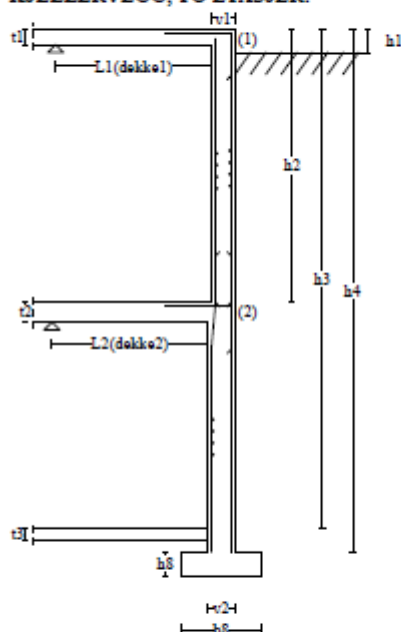
Vedlegg 34: Vegg langside 2 – Ove Sletten

Vegg langside 2

Tittel Vegg langside 2			Side 1
Prosjekt Kronstad oppvekstun	Ordre	Sign	Dato 12-05-2020

Dataprogram: BTSNITT versjon 6.3.12 Laget av sivilingeniør Ove Sletten
 Beregningene er basert på NS-EN 1992-1-1 og NS-EN 1990:2002 + NA:2008

KJELLERVEGG, TO ETASJER.



t1 =	200 mm
t2 =	250 mm
t3 =	150 mm
h1 =	300 mm
h2 =	3510 mm
h3 =	6410 mm
h4 =	6710 mm
h8 =	300 mm
L1 =	2000 mm
L2 =	2000 mm
v1 =	250 mm
v2 =	300 mm
b8 =	1000 mm

Vinkel på terreng mot kjeller:
 u = 0 grader

Armering	Nominell overdekning	
Veggarmoring (ik), vertikalretning *	ø 12 c 300 50 mm	Kjeller
Veggarmoring (ik), horisontalretning	ø 12 c 200 65 mm	
Veggarmoring (yk), vertikalretning *	ø 12 c 300 50 mm	
Veggarmoring (yk), horisontalretning	ø 12 c 200 65 mm	
Veggarmoring (ik), vertikalretning	ø 12 c 235 50 mm	Underkjeller
Veggarmoring (ik), horisontalretning	ø 12 c 165 65 mm	
Veggarmoring (yk), vertikalretning	ø 12 c 210 50 mm	
Veggarmoring (yk), horisontalretning	ø 12 c 165 65 mm	
Skjotarmoring, dekke1	ø 12 c 300 50 mm	
Skjotarmoring, dekke2	ø 12 c 300 50 mm	

Armering i bankett og dekke beregnes med egne moduler (ik): innerkant (yk): ytterkant(mot jord)
 (*) - Det er angitt en øvre grense for cc armering i vertikalretning.

Materialdata

Materialfaktor betong	1,50
Materialfaktor stål	1,15
Betongkvalitet	B45 (C 45/55)
Armering flytegrense	500
Skjærarmoring flytegrense	500
Eksponeringsklasse (ik)	XD1
Eksponeringsklasse (yk)	XD1
Relativ fuktighet	70%
Lite korrosjonsømfintlig armering	
Levetid	50 år

Grunnmasse

Jordtype: Sprengstein (Tilført)	
Egenvekt av jord:	19,0 kN/m3
Friksjonsvinkel:	42,0 grader

Lastdata og innspenning

Dekke 1: Variabel last	5,0 kN/m2
Dekke 1: Permanent last	35,0 kN/m2
Momentstiv forbindelse: dekke 1 :	JA
Dekke 2: Variabel last	5,0 kN/m2
Dekke 2: Permanent last	35,0 kN/m2
Momentstiv forbindelse: dekke 2 :	JA

Vertikallast i overkant vegg

Variabel last	maks: 0,0	min: 0,0	kN/m
Permanent last	maks: 0,0	min: 0,0	kN/m
Eksentrisk lastplassering (positiv utover)	0,0		mm

Nyttelast på terreng 5,0 kN/m2

Min. overdekning	(ik)	(yk)
Min. krav	40 mm	40 mm
Toleranse	10 mm	10 mm
Min. nominell overdekning	50 mm	50 mm

Tittel Vegg langside 2			Side 2
Prosjekt Kronstad oppvekstun	Ordnr	Sign	Dato 12-05-2020

Pålitelighetsklasse: 2					
Lastfaktorer	Bruksgrense	Risskontroll	Bruddgrense B1	Bruddgrense B2	PSI-Faktor:
Permanent last (G)	1,00	1,00	1,35	1,20	Kategori C - Forsamlingslokale
Variabel last (P)	0,60	0,60	1,05	1,50	Krav maks nedboying:
					Alminnelige bruks-/estetiske krav
Last på terreng	0,60	0,60	1,30		
Jordtrykk mot vegg	1,00	1,00	1,00		

Materialkoeffisient for jord (for friksjonsvinkel): 1,25

KONTROLL AV KJELLERVEGG

SNITT	Momentkapasitet			Skjærkapasitet				Risskontroll	
	N (kN)	M (kNm)	M/Md	Trykkbrudd V (kN)	Skjærstrekkbrudd V/Vccd	Vred	Vred/Vcd	w (mm)	w/wd
Vegg 1 ved dekke 1	-52,5	18,29	0,45	22,9	0,02	22,7	0,19	0,00	0,00
Vegg 1: maks feltmom.	-46,0	-19,68	0,49					0,15	0,41
Vegg 1 ved dekke 2	-56,9	25,78	0,62	-40,5	0,03	-34,4	0,29	0,21	0,55
Vegg 2 ved dekke 2	-97,3	45,63	0,64	74,5	0,04	66,7	0,46	0,36	0,97
Vegg 2: maks feltmom.	-103,1	-28,09	0,42					0,00	0,00
Vegg 2 ved kjellergulv	-154,8	10,66	0,14	-62,8	0,04	-48,7	0,33	0,00	0,00

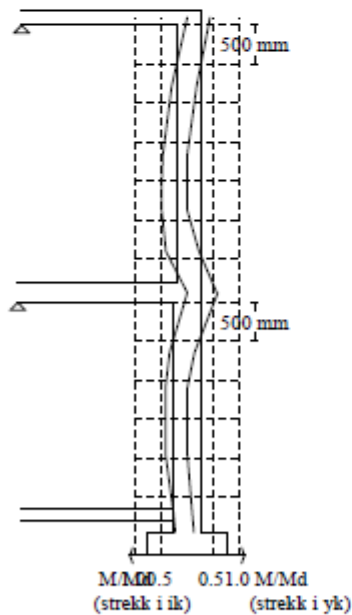
Jordtrykkskoeffisient: 0,46

Utboying vegg 1: -5 mm

Utboying vegg 2: -2 mm

Utboyingen er basert på samme nyttelastfaktor som for risskontroll, og spennvidden er regnet ned til kjellergulv

Momentkontroll



Last på veggbankett (uten lastfaktorer)

Egenvekt, Ng: -115,2 kN/m

Nyttelast, Np: -10 kN/m

Moment, Mg_z: -7,06 kNm/m

Horisontalkraft kan opptas av bankett eller kjellergulv.

Horisontalkraft, Vg_y: -56,4 kN/m MOT BANKETT

Horisontalkraft, Vg_y: -62,4 kN/m MOT KJELLERGULV

Vedlegg 35: Skjøtarmering i vegg langs side 2 – håndberegninger

Beregningene er gjort etter NS-EN 1992-1-1:2004+A1:2014+NA:2018

Armering til å ta strekk fra bjelke

$$N_{Ed} := 961 \text{ kN} \quad \text{Oppløftskraft fra bjelke}$$

$$Kap := 314 \text{ mm}^2 \cdot 435 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 136.59 \text{ kN} \quad \text{Kapasitet til } \varnothing 20 \text{ jern}$$

$$n := \frac{N_{Ed}}{Kap} = 7.036 \quad \text{Antall } \varnothing 20 \text{ per bjelke}$$

Kunne vært tilstrekkelig med 7 $\varnothing 20$ jern, men siden det ikke er plass til all skjøtarmeringen i bjelken, legges det 8 $\varnothing 20$ jern. Ved å legge 8 $\varnothing 20$ blir armeringen symmetrisk dersom det er plass til 2 $\varnothing 20$ i bjelken. Det er allerede 7 $\varnothing 32$ i overkant av bjelken ved enden.

Ser om det er plass til to $\varnothing 20$ jern i rad to i overkant av bjelken, mellom 3 $\varnothing 32$

$$b := 400 \text{ mm} \quad c := 50 \text{ mm} \quad A_v := 32 \text{ mm} \quad \varnothing := 32 \text{ mm}$$

$$b - 2 \cdot c - 2 \cdot 10 \text{ mm} - 3 \cdot \varnothing - 2 \cdot 20 \text{ mm} - 4 \cdot A_v = 16 \text{ mm} > 0$$

Det er plass til 2 $\varnothing 20$ i bjelken, legger derfor de resterende 6 $\varnothing 20$ i flensbredden. Resten av dekke kan ha en skjøtarmering på $\varnothing 12$ c300 som foreslått i Ove Sletten.

Forankringslengde

Finner verdiene for $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_5$ og α_6 i tabell 8.2:

$$\alpha_1 := 1.0 \quad \text{Stengene er i strekk og antar at de har en rett form}$$

$$a := \varnothing + A_v \cdot 2 = 96 \text{ mm} \quad c_1 := c$$

$$c_d := \min\left(\frac{a}{2}, c_1, c\right) = 48 \text{ mm}$$

$$\alpha_2 := 1 - 0.15 \frac{(c_d - \varnothing)}{\varnothing} = 0.925 \quad \begin{matrix} > 0.7 \\ < 1.0 \end{matrix}$$

$$\Sigma A_{st} := 2 \cdot 113 \text{ mm}^2 = 226 \text{ mm}^2 \quad A_s := 314 \text{ mm}^2 \quad \Sigma A_{stmin} := 0.25 \cdot A_s = 78.5 \text{ mm}^2$$

$$\lambda := \frac{(\Sigma A_{st} - \Sigma A_{stmin})}{A_s} = 0.47 \quad k := 0.05$$

Figur 8.4

$$\alpha_3 := 1 - k \cdot \lambda = 0.977$$

$$\alpha_5 := 1 \quad \text{Antar } \alpha_5 \text{ lik 1}$$

$$\alpha_6 := 1.4 \quad \text{Antar prosentandel stenger lik 50\%}$$

Tabell 8.3

$$l_{brgd} := 1.443 \text{ m} \quad \text{Beregnet i matchadark for betongbjelke}$$

$$l_0 := \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{brgd} = 1.825 \text{ m} \quad (8.10)$$

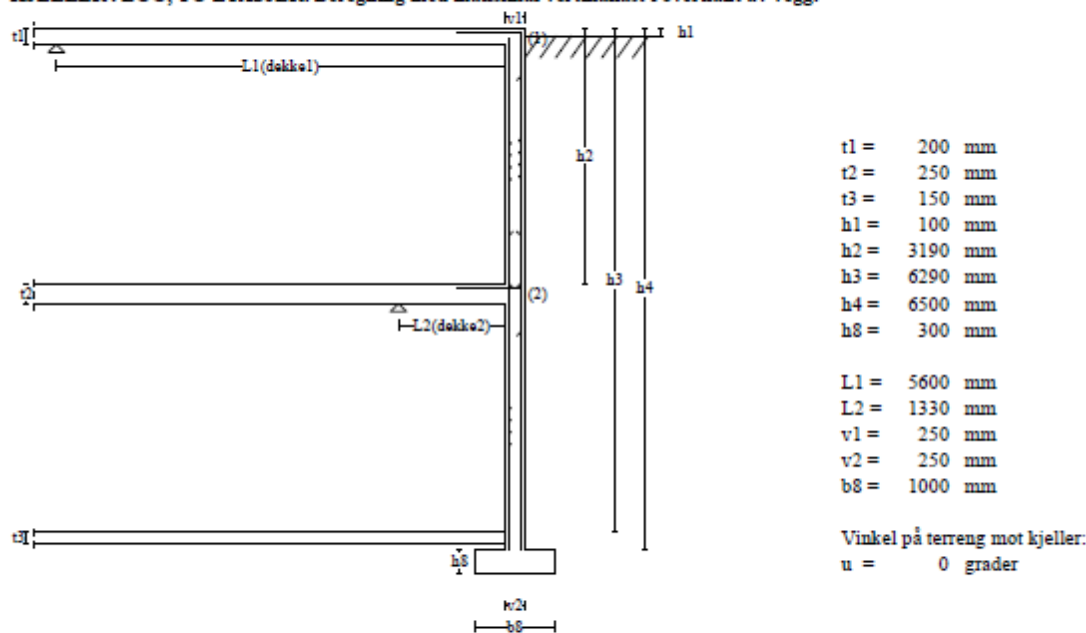
Får en omfaringslengde på 1.8m

Vedlegg 36: Vegg kortside 2 - Ove Sletten

Tittel Vegg kortside 2			Side 1
Prosjekt Kronstad oppvekstun	Ordre	Sign	Dato 23-05-2020

Dataprogram: BTSNITT versjon 6.3.12 Laget av sivilingeniør Ove Sletten
Beregningene er basert på NS-EN 1992-1-1 og NS-EN 1990:2002 + NA:2008

KJELLERVEGG, TO ETASJER. Beregning med maksimal vertikallast i overkant av vegg.



t1 =	200 mm
t2 =	250 mm
t3 =	150 mm
h1 =	100 mm
h2 =	3190 mm
h3 =	6290 mm
h4 =	6500 mm
h8 =	300 mm
L1 =	5600 mm
L2 =	1330 mm
v1 =	250 mm
v2 =	250 mm
b8 =	1000 mm

Vinkel på terreng mot kjeller:
u = 0 grader

Armering	Nominell overdekning		
Veggarmring (ik), vertikalretning	ø 12 c 300	50 mm	Kjeller
Veggarmring (ik), horisontalretning	ø 12 c 200	65 mm	
Veggarmring (yk), vertikalretning	ø 12 c 125	50 mm	Kjeller
Veggarmring (yk), horisontalretning	ø 12 c 200	65 mm	
Veggarmring (ik), vertikalretning	ø 12 c 300	50 mm	Underkjeller
Veggarmring (ik), horisontalretning	ø 12 c 200	65 mm	
Veggarmring (yk), vertikalretning	ø 12 c 300	50 mm	Underkjeller
Veggarmring (yk), horisontalretning	ø 12 c 200	65 mm	
Skjøtarmering, dekke1	ø 12 c 95	50 mm	
Skjøtarmering, dekke2	ø 12 c 185	50 mm	

Armering i bankett og dekke beregnes med egne moduler (ik): innerkant (yk): ytterkant(mot jord)

Materialdata

Materialfaktor betong	1,50
Materialfaktor stål	1,15
Betongkvalitet	B45 (C 45/55)
Armering flytegrense	500
Skjærarmring flytegrense	500
Eksponeeringsklasse (ik)	XD1
Eksponeeringsklasse (yk)	XD1
Relativ fuktighet 70%	
Lite korrosjonsomfindig armering	
Levetid 50 år	

Grunnmasse

Jordtype: Sprengstein (Tilført)	
Egenvekt av jord:	19,0 kN/m ³
Friksjonsvinkel:	42,0 grader

Lastdata og innspenning

Dekke 1: Variabel last	5,0 kN/m ²
Dekke 1: Permanent last	25,0 kN/m ²
Momentsliv forbindelse: dekke 1 :	JA
Dekke 2: Variabel last	5,0 kN/m ²
Dekke 2: Permanent last	25,0 kN/m ²
Momentsliv forbindelse: dekke 2 :	JA

Vertikallast i overkant vegg

Variabel last	maks: 20,0	min: 0,0	kN/m
Permanent last	maks: 1,6	min: 0,0	kN/m
Eksentrisk lastplassering (positiv utover)	0,0		mm
Nyttelast på terreng		5,0	kN/m ²

Tittel Vegg kortside 2			Side 2
Prosjekt Kronstad oppvekstun	Ordnr	Sign	Dato 23-05-2020

Pålitelighetsklasse: 2					
Lastfaktorer	Bruksgrense	Risskontroll	Bruddgrense B1	Bruddgrense B2	PSI-Faktor: Kategori C - Forsamlingslokale Krav maks. nedboying: Alminnelige bruks-/estetiske krav
Permanent last (G)	1,00	1,00	1,35	1,20	
Variabel last (P)	0,60	0,60	1,05	1,50	
Last på terreng	0,60	0,60	1,30		
Jordtrykk mot vegg	1,00	1,00	1,00		

Materialkoeffisient for jord (for friksjonsvinkel): 1,25

KONTROLL AV KJELLERVEGG

SNITT	Momentkapasitet			Skjærkapasitet				Risskontroll	
	N (kN)	M (kNm)	M/Md	Trykkbrudd V (kN)	Skjærstrekkbrudd V/V _{ccd}	Vred	Vred/V _{cd}	w (mm)	w/wd
Vegg 1 ved dekke 1	-136,9	84,19	0,95	48,8	0,04	48,2	0,36	0,34	0,90
Vegg 1: maks feltmom.	-111,6	-14,29	0,28					0,00	0,00
Vegg 1 ved dekke 2	-121,5	10,96	0,13	-14,7	0,01	-8,9	0,07	0,00	0,00
Vegg 2 ved dekke 2	-143,3	43,26	0,86	72,0	0,05	66,2	0,56	0,33	0,87
Vegg 2: maks feltmom.	-148,4	-33,86	0,66					0,21	0,57
Vegg 2 ved kjellergulv	-184,0	6,00	0,11	-66,8	0,05	-55,8	0,47	0,00	0,00

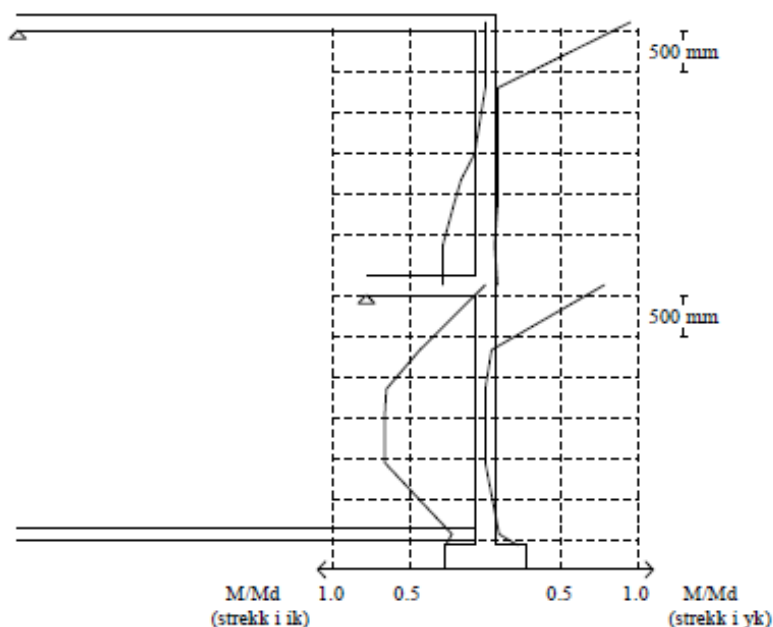
Jordtrykkskoeffisient: 0,46

Utboying vegg 1: -1 mm

Utboying vegg 2: -6 mm

Utboyingen er basert på samme nyttelastfaktor som for risskontroll, og spennvidden er regnet ned til kjellergulv

Momentkontroll



Last på veggbankett (uten lastfaktorer)

Egenvekt, Ng: -128,2 kN/m

Nyttelast, Np: -37,3 kN/m

Moment, Mg_z: -8,07 kNm/m

Horisontalkraft kan opptas av bankett eller kjellergulv.

Horisontalkraft, Vg_y: -59,4 kN/m MOT BANKETT

Horisontalkraft, Vg_y: -61,9 kN/m MOT KJELLERGULV

Vedlegg 37: Vegg kortside 2 – håndberegninger

Undersøker om kombinasjonen av moment og aksiallast er virksom.

Finner laster i bruddgrense for dekket i kjeller:

Lastbredde dekke: $l_b := 1 \text{ m}$

Lengde mellom dekket og opplager ved bassengkant: $l_{dkjeller} := 1.33 \text{ m}$

Tykkelse vegg: $h_{vegg} := 250 \text{ mm}$

Tykkelse dekket i kjeller: $t_{dekke2} := 250 \text{ mm}$

Egenlast dekket kjeller: $q_{dekke2} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot t_{dekke2} \cdot l_b \cdot 1.2 = 7.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Nyttelast dekket i kjeller: $p_{dekke2} := 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot l_b \cdot 1.5 = 7.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Opptredende trykk fra konstruksjonsdeler:

Trykk fra dekket i første etasje: $N_{Ed,dekke1} := 48 \text{ kN}$

Trykk fra stålsøyle der jordlast er størst: $N_{Ed,soyle} := 26.1 \text{ kN}$

Trykk fra dekket i kjeller: $N_{Ed,dekke2} := \frac{(q_{dekke2} + p_{dekke2}) \cdot l_{dkjeller}}{2} = 9.975 \text{ kN}$

Totalt trykk: $N_{Ed,tot} := N_{Ed,dekke1} + N_{Ed,dekke2} + N_{Ed,soyle} = 84.075 \text{ kN}$

Finner opptredende trykkspenning i vegg og kontrollerer om den er mindre enn tillatt trykkspenning i mn-diagram som gir virksomhet mellom aksiallast og moment:

$$c_{nom} := 50 \text{ mm} \quad \emptyset 12 := 12 \text{ mm} \quad f_{cd} := 25.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{yd} := 435 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$A_c := h_{vegg} \cdot 1000 \text{ mm} = (2.5 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

$$h' := h_{vegg} - 2 \cdot c_{nom} - \emptyset 12 = 138 \text{ mm}$$

$$\frac{h'}{h_{vegg}} = 0.552 \quad \Rightarrow \text{Vil være konservativt å runde ned, men har ikke diagram for } h'/h < 0.6. \text{ Benytter diagram for } h'/h = 0.6$$

$$\sigma_{opptredende} := \frac{N_{Ed,tot}}{A_c} = 0.336 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < \sigma_{tillatt} := 0.3 \cdot f_{cd} = 7.65 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Opptredende trykkspenning er mindre enn tillatt trykkspenning ved $n = 0.3$, og kombinasjonen av aksiallast og moment er ikke virksom. Holder med nødvendig armering.

Utfører en forenklet kontroll av at nødvendig armering holder, og at en ikke behøver å armere mer med hensyn til knekking:

$$\text{Nødvendig armering: } A_{s,nodv} := \frac{1000 \text{ mm}}{300 \text{ mm}} \cdot 113 \text{ mm}^2 = 376.667 \text{ mm}^2$$

$$\text{Moment fra BTSnitt } M_{Ed} := 33.86 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$n := \frac{N_{Ed,tot}}{f_{cd} \cdot A_c} = 0.013 \quad m := \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot A_c \cdot h_{vegg}} = 0.021$$

$$\text{Leser av fra mn-diagram for } h'/h = 0,6: \quad w := 0.025$$

$$A_{sknekk} := \frac{w \cdot f_{cd} \cdot A_c}{f_{yd}} = 366.379 \text{ mm}^2 < A_{s,nodv} = 376.667 \text{ mm}^2$$

Nødvendig armering er tilstrekkelig, og behøver ikke armere for virkning av aksiallast og moment.

Vedlegg 38: Søylefundament – håndberegninger

Beregninger gjort etter NS-EN 1992-1-1:2004+A1:2014+NA:2018 og Geoteknikk og fundamenteringslære 2 [9]

Faktorer

Betongkvalitet B30

B500NC

$$f_{ck} := 30 \frac{N}{mm^2} \quad \text{Tabell.3.1}$$

$$f_{yk} := 500 \frac{N}{mm^2} \quad 3.2.2$$

$$f_{ctm} := 2.9 \frac{N}{mm^2}$$

$$\gamma_s := 1.15 \quad \gamma_c := 1.5 \quad \text{Tabell 2.1N}$$

$$a_{cc} := 0.85$$

NA.3.1.6(1)P

$$f_{cd} := a_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 17 \frac{N}{mm^2}$$

3.1.6(1)P

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.8 \frac{N}{mm^2}$$

3.2.7

Overdekning for fundament på avrettet grunn

$$c_{dev} := 10 \text{ mm} \quad c_{nom} := 40 \text{ mm} + c_{dev} = 50 \text{ mm} \quad 4.4.1.3(4)$$

$$\sigma_{gd} := 400 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Tillatt bæreevne sprengstein over fjell}$$

$$h := 570 \text{ mm} \quad \text{Høyden som trengs for å unngå skjærarmering}$$

Lastbilde

$$N_{g_{søyle}} := 2.85 \text{ m} \cdot (0.4 \text{ m})^2 \cdot 25 \frac{kN}{m^3} \cdot 1.2 = 13.7 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} := 2275.3 \text{ kN} + N_{g_{søyle}} = 2289 \text{ kN} \quad \text{Aksialkraften i søylen i kjeller + egenvekten}$$

$$e_0 := \max\left(\frac{h}{30}, 20 \text{ mm}\right) = 0.02 \text{ m} \quad 6.1(4)$$

$$M_{Ed} := N_{Ed} \cdot e_0 = 45.78 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Forhåndsdimensjonering av bredden

$$b := \left(\frac{N_{Ed}}{\sigma_{gd}} \right)^{0.5} = 2.39 \text{ m} \quad \text{Prøver } b := 2.5 \text{ m} \quad (7.11)[11]$$

Kvadratisk fundament $b=l$

$$b := 2.5 \text{ m} \quad l := 2.5 \text{ m} \quad D := 300 \text{ mm} \quad \text{Høyde av jord over fundament fra 3D-modell}$$

$$p_{betong} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \text{Armert betong}$$

$$N_{Edfund} := h \cdot b \cdot l \cdot p_{betong} \cdot 1.2 = 106.9 \text{ kN} \quad \text{Egenvekt av fundament og jord} \\ *1.2 \text{ lastfaktor}$$

$$jord := 19 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot (b - 0.4 \text{ m}) \cdot (l - 0.4 \text{ m}) \cdot D \cdot 1.2 = 30.2 \text{ kN}$$

$$N_{Edtot} := N_{Edfund} + N_{Ed} + jord + N_{g_{søyle}} = 2439.7 \text{ kN}$$

$$b_{t0} := \left(\frac{N_{Edtot}}{\sigma_{gd}} \right)^{0.5} = 2.47 \text{ m}$$

$$b_{t0} + 2 \cdot e_0 = 2.51 \text{ m} \quad > \quad b := 2.5 \text{ m} \quad \text{antatt bredde ikke nok, øker til 2.52m}$$

$$b := 2.52 \text{ m} \quad l := 2.52 \text{ m} \quad b_0 := b - 2 \cdot e_0 = 2.48 \text{ m} \quad (7.14)[11]$$

Armering i UK Prøver med Ø16 jern

$$d := 570 \text{ mm} - c_{nom} - 16 \text{ mm} - \frac{16 \text{ mm}}{2} = 496 \text{ mm} \quad \text{effektiv høyde}$$

$$B_u := \frac{b - 0.4 \text{ m}}{2} = 1.06 \text{ m} \quad b_w := 1000 \text{ mm} \quad \text{regner for 1m lengde}$$

$$M_{Ed,UK} := \sigma_{gd} \cdot \frac{B_u^2 \cdot b_w}{2} = 224.7 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{bruker } \sigma_{gd} \text{ til} \\ \text{sikker side her}$$

$$M_{Rd} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot d^2 \cdot b_w = 1150.1 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Delvis utnyttet}$$

$$A_s := \frac{M_{Ed,UK}}{f_{yd} \cdot 0.95 \cdot d} = 1096.9 \text{ mm}^2 \quad \text{Nødvendig armering}$$

minimumsarmering

$$A_{smin} := \max\left(0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot bw \cdot d, 0.0013 \cdot bw \cdot d\right) = 748 \text{ mm}^2 \quad (\text{NA.9.1N})$$

Velger Ø16 c150

$$\emptyset 16 := \pi \cdot \left(\frac{16 \text{ mm}}{2}\right)^2 = 201.1 \text{ mm}^2$$

$$A_{sy} := \emptyset 16 \cdot \frac{1000 \text{ mm}}{150 \text{ mm}} = 1340.4 \text{ mm}^2$$

Bruker samme armering i tverretning

$$A_{sx} := \emptyset 16 \cdot \frac{1000 \text{ mm}}{150 \text{ mm}} = 1340.4 \text{ mm}^2$$

Armering i OK

$$N_{Edfund} + jord = 137.04 \text{ kN}$$

$$M_{Ed.OK} := (N_{Edfund} + jord) \cdot \frac{Bu^2}{2} \cdot \frac{1}{m} = 77 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$A_{sOK} := \frac{M_{Ed.OK}}{f_{yd} \cdot 0.95 \cdot d} = 375.8 \text{ mm}^2$$

Bruker minimums armering i OK

Bruker Ø12 c150

$$\emptyset 12 := \pi \cdot \left(\frac{12 \text{ mm}}{2}\right)^2 = 113.1 \text{ mm}^2$$

$$A_{s.OK} := \emptyset 12 \cdot \frac{1000 \text{ mm}}{150 \text{ mm}} = 754 \text{ mm}^2$$

Skjærkraft kontroll - gjennomlokking

Søylens tverrsnitt

$$\begin{aligned}c_1 &:= 400 \text{ mm} & d_y &:= h - c_{nom} - 16 \text{ mm} - \frac{16 \text{ mm}}{2} = 496 \text{ mm} \\c_2 &:= 400 \text{ mm} & d_x &:= h - c_{nom} - 16 \text{ mm} = 504 \text{ mm} \\ \frac{c_1}{c_2} &= 1 \quad k := 0.6 \quad \text{Tabell 6.1} & d_{eff} &:= \frac{d_y + d_x}{2} = 500 \text{ mm} \quad (6.32)\end{aligned}$$

$$K := \min\left(1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d_{eff}}}, 2\right) = 1.63$$

$$\rho_{lx} := \frac{Asx}{d_x \cdot bw} = 0.0027 \quad 6.4.4.(1)$$

$$\rho_{ly} := \frac{Asy}{d_y \cdot bw} = 0.0027$$

$$\rho := \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}} = 0.0027 < 0.02$$

$$k_2 := 0.15$$

$$C_{Rdc} := \frac{k_2}{\gamma_c} = 0.1 \quad \text{NA.6.4.4(1)}$$

$$V_{Rdc} := C_{Rdc} \cdot K \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot \left(\frac{N}{\text{mm}^2}\right)^{\frac{2}{3}} = 0.33 \frac{N}{\text{mm}^2} \quad (6.50)$$

$$V_{min} := 0.035 \cdot K^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} \cdot \left(\frac{N}{\text{mm}^2}\right)^{\frac{1}{2}} = 0.4 \frac{N}{\text{mm}^2} \quad (\text{NA.6.3N})$$

Kontroll ved søylekant

$$V_{Ed0} \leq V_{Rdmax} \quad 6.4.3(2a)$$

$$u_0 := 2 \cdot (c_1 + c_2) = 1600 \text{ mm}$$

$$w_0 := \frac{c_1^2}{2} + c_1 \cdot c_2 = (2.4 \cdot 10^5) \text{ mm}^2 \quad (6.41)$$

$$\beta_0 := 1 + k \cdot \frac{M_{Ed}}{N_{Edtot}} \cdot \frac{u_0}{w_0} = 1.075 \quad (6.39)$$

$$V_{Ed0} := \beta_0 \cdot \frac{N_{Edtot}}{u_0 \cdot d_{eff}} = 3.28 \frac{N}{\text{mm}^2} \quad (6.38)$$

$$v := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \frac{N}{\text{mm}^2}} \right) = 0.53 \quad (\text{NA.6.6N})$$

$$V_{Rdmax} := 0.4 \cdot v \cdot f_{cd} = 3.59 \frac{N}{\text{mm}^2} \quad \text{NA.6.4.5(3)}$$

$$\frac{V_{Ed0}}{V_{Rdmax}} = 0.913 < 1.0 \quad \text{OK}$$

Kontrollsnitt 1 - 1d fra søylekant

$$d_1 := 1 \cdot d_{eff} \quad \text{Avstand fra søylekant}$$

$$u_1 := 2 \cdot (c_1 + c_2) + 2 \pi \cdot d_1 = 4741.6 \text{ mm} \quad \text{omkrets av kontrollsnitt}$$

$$w_1 := \frac{c_1^2}{2} + c_1 \cdot c_2 + 2 \cdot c_2 \cdot d_1 + 4 \cdot d_1^2 + \pi \cdot d_1 \cdot c_1 = (2.3 \cdot 10^6) \text{ mm}^2 \quad (6.41)$$

Areal på kontrollsnitt

$$A_1 := \pi \cdot d_1^2 + c_1 \cdot c_2 + 2 \cdot (2 \cdot c_1 \cdot d_1) = (1.745 \cdot 10^6) \text{ mm}^2$$

Trykk fra grunnen i det aktuelle kontrollsnittet
minus fundamentets egenvekt

$$q_1 := \frac{N_{Edtot}}{b_0 \cdot b_0} = 396.67 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$Ng_{fund} := A_1 \cdot h \cdot 25 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 1.2 = 29.85 \text{ kN}$$

$$\Delta V_{Ed1} := q_1 \cdot A_1 = 692.353 \text{ kN} \quad \text{Grunntrykkreduksjon}$$

$$V_{Edrev1} := N_{Edtot} - \Delta V_{Ed1} + Ng_{fund} = 1777.2 \text{ kN} \quad (6.48)$$

$$V_{Ed1} := \frac{V_{Edrev1}}{u_1 \cdot d_{eff}} \cdot \left(1 + k \cdot \frac{M_{Ed}}{V_{Edrev1}} \cdot \frac{u_1}{w_1} \right) = 0.77 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (6.51)$$

$$V_{Rd1} := \max(V_{min}, V_{Rdc}) \cdot \frac{2 \cdot d_{eff}}{d_1} = 0.8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (6.50)$$

$$\frac{V_{Ed1}}{V_{Rd1}} = 0.97 < 1.0 \quad \text{OK}$$

Kontrollsnitt 2 - 1.5d fra søylekant

$$d_2 := 1.5 \cdot d_{eff} = 0.75 \text{ m} < Bu = 1.06 \text{ m}$$

$$u_2 := 2 \cdot (c_1 + c_2) + 2 \pi \cdot d_2 = 6312.39 \text{ mm}$$

$$w_2 := \frac{c_1^2}{2} + c_1 \cdot c_2 + 2 \cdot c_2 \cdot d_2 + 4 \cdot d_2^2 + \pi \cdot d_2 \cdot c_1 = (4 \cdot 10^6) \text{ mm}^2$$

$$A_2 := \pi \cdot d_2^2 + c_1 \cdot c_2 + 2 \cdot (2 \cdot c_1 \cdot d_2) = (3.13 \cdot 10^6) \text{ mm}^2$$

$$q_2 := \frac{N_{Edtot}}{b_0 \cdot l} = 390.377 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$Ng_{fund} := A_2 \cdot h \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 1.2 = 53.47 \text{ kN}$$

$$\Delta V_{Ed2} := q_2 \cdot A_2 = 1220.77 \text{ kN}$$

$$V_{Edrev2} := N_{Edtot} - \Delta V_{Ed2} + Ng_{fund} = 1272.41 \text{ kN}$$

$$V_{Ed2} := \frac{V_{Edrev2}}{u_2 \cdot d_{eff}} \cdot \left(1 + k \cdot \frac{M_{Ed}}{V_{Edrev2}} \cdot \frac{u_2}{w_2} \right) = 0.42 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$V_{Rd2} := V_{min} \cdot 2 \frac{d_{eff}}{d_2} = 0.53 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{V_{Ed2}}{V_{Rd2}} = 0.78 < 1.0 \quad \text{OK}$$

Vedlegg 39: Søylefundament under vegg - håndberegninger

Beregninger gjort etter NS-EN 1992-1-1:2004+A1:2014+NA:2018
og Geoteknikk og fundamenteringslære 2 [9]

Betongkvalitet B30

B500NC

$$f_{ck} := 30 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{yk} := 500 \frac{N}{mm^2} \quad 3.2.2$$

Tabell.3.1

$$f_{ctm} := 2.9 \frac{N}{mm^2}$$

$$\gamma_s := 1.15 \quad \gamma_c := 1.5 \quad \text{Tabell 2.1N}$$

$h := 250 \text{ mm}$ Høyde av fundament

$a_{cc} := 0.85$ NA.3.1.6(1)P

$$f_{cd} := a_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 17 \frac{N}{mm^2} \quad 3.1.6(1)P$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.783 \frac{N}{mm^2} \quad 3.2.7$$

$c_{dev} := 10 \text{ mm}$

$c_{nom} := 40 \text{ mm} + c_{dev} = 50 \text{ mm}$ 4.4.1.3(4)

$\sigma_{gd} := 400 \frac{kN}{m^2}$ Tillatt bæreevne sprengstein
over fjell

Egenvekt Nyttelast

$N_g := 260.1 \text{ kN}$ $N_q := 154.6 \text{ kN}$

$N_{Ed,b} := \max(N_g \cdot 1.35 + N_q \cdot 1.05, N_g \cdot 1.2 + N_q \cdot 1.5) = 544.02 \text{ kN}$

Last ned i søylen i vegg fra flatdekkeberegning

$N_{Ed,d} := 6 \text{ kN} \cdot 1.2 + 5.3 \text{ kN} \cdot 1.5 = 15.15 \text{ kN}$

$N_{Ed,rev} := N_{Ed,b} + N_{Ed,d} = 559.17 \text{ kN}$

Forhåndsdimensjonering av bredden

$$e_0 := \max\left(\frac{h}{30}, 20 \text{ mm}\right) = 20 \text{ mm} \quad 6.1(4)$$

$$b_0 := \left(\frac{N_{Ed,rev}}{\sigma_{gd}}\right)^{0.5} = 1.182 \text{ m} \quad \text{Prøver} \quad b := 1.3 \text{ m} \quad (7.11) [11]$$

$$\begin{array}{llll} b := 1.3 \text{ m} & l := 1.3 \text{ m} & D_i := 0.3 \text{ m} & \left. \begin{array}{l} \text{Høyder av jord over} \\ \text{fundament på utside} \\ \text{og innside av bygg} \\ \text{fra 3D-modell} \end{array} \right\} \\ & & D_u := 1.6 \text{ m} & \\ b_0 + 2 \cdot e_0 = 1.222 \text{ m} & & & \end{array}$$

$$B_u := \frac{b - 0.4 \text{ m}}{2} = 0.45 \text{ m} \quad L_u := \frac{l - 0.4 \text{ m}}{2} = 0.45 \text{ m}$$

$$p := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \text{Armert betong} \quad \gamma_s := 19 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \text{Sprengstein}$$

$$N_{Ed,fund} := h \cdot b \cdot l \cdot p \cdot 1.2 = 12.675 \text{ kN}$$

$$j_{ord_i} := \gamma_s \cdot D_i \cdot B_u \cdot l \cdot 1.2 = 4.001 \text{ kN} \quad \begin{array}{l} \text{Egenvekt av fundament og} \\ \text{jord * med lastfaktor 1.2} \end{array}$$

$$j_{ord_u} := \gamma_s \cdot D_u \cdot B_u \cdot l \cdot 1.2 = 21.341 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,tot} := N_{Ed,fund} + N_{Ed,rev} + j_{ord_i} + j_{ord_u} = 597.187 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} := N_{Ed,tot} \cdot e_0 = 11.944 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$b_{10} := \left(\frac{N_{Ed,tot}}{\sigma_{gd}}\right)^{0.5} = 1.222 \text{ m}$$

$$b_{10} + 2 \cdot e_0 = 1.262 \text{ m} < b = 1.3 \text{ m} \quad (7.14) [11]$$

Antatt bredde 1.3 m er tilstrekkelig

Moment i UK

$$d := h - c_{nom} - 12 \text{ mm} = 188 \text{ mm} \quad \text{antatt } \varnothing 12 \text{ armering}$$

$$bw := 1000 \text{ mm}$$

$$M_{Ed,UK} := \sigma_{gd} \cdot \frac{Bu^2 \cdot bw}{2} = 40.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot d^2 \cdot bw = 165.233 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$z := \left(1 - 0.17 \cdot \frac{M_{Ed,UK}}{M_{Rd}} \right) = 0.958 > 0.95 \quad z := 0.95$$

$$A_s := \frac{M_{Ed,UK}}{f_{yd} \cdot z \cdot d} = 521.557 \text{ mm}^2$$

$$A_{smin} := \max \left(0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot bw \cdot d, 0.0013 \cdot bw \cdot d \right) = 283.504 \text{ mm}^2 \quad (\text{NA.9.1N})$$

Prøver $\varnothing 12$ c200

$$\varnothing 12 := \pi \cdot \left(\frac{12 \text{ mm}}{2} \right)^2 = 113.097 \text{ mm}^2$$

$$A_{sy} := \varnothing 12 \cdot \frac{1000 \text{ mm}}{200 \text{ mm}} = 565.487 \text{ mm}^2$$

Bruker $\varnothing 12$ c200 på tvers også

$$A_{sx} := \varnothing 12 \cdot \frac{1000 \text{ mm}}{200 \text{ mm}} = 565.487 \text{ mm}^2$$

Skjærkapasitet

$$c_1 := 400 \text{ mm} \qquad d_y := h - c_{nom} - 12 \text{ mm} - \frac{12 \text{ mm}}{2} = 182 \text{ mm}$$

$$c_2 := 400 \text{ mm} \qquad d_z := h - c_{nom} - 12 \text{ mm} = 188 \text{ mm}$$

$$\frac{c_1}{c_2} = 1 \quad k := 0.6 \quad \text{Tabell 6.1} \qquad d_{eff} := \frac{d_y + d_z}{2} = 185 \text{ mm} \qquad (6.32)$$

$$K := \min\left(1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d}}, 2\right) = 2$$

$$\rho_{lx} := \frac{Asx}{d_z \cdot bw} = 0.00301$$

6.4.4(1)

$$\rho_{ly} := \frac{Asy}{d_y \cdot bw} = 0.00311$$

$$\rho := \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}} = 0.00306 < 0.02$$

$$k_2 := 0.15$$

$$C_{Rdc} := \frac{k_2}{\gamma_c} = 0.1$$

NA.6.4.4(1)

$$V_{Rdc} := C_{Rdc} \cdot K \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot \left(\frac{N}{\text{mm}^2}\right)^{\frac{2}{3}} = 0.419 \frac{N}{\text{mm}^2} \qquad (6.47)$$

$$V_{min} := 0.035 \cdot K^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} \cdot \left(\frac{N}{\text{mm}^2}\right)^{\frac{1}{2}} = 0.542 \frac{N}{\text{mm}^2} \qquad (\text{NA.6.3N})$$

Kontroll ved søylekant

$$V_{Ed0} \leq V_{Rd,max} \quad 6.4.3(2a)$$

$$u_0 := 2 \cdot (c_1 + c_2) = 1600 \text{ mm}$$

$$w_0 := \frac{c_1^2}{2} + c_1 \cdot c_2 = 240000 \text{ mm}^2 \quad (6.41)$$

$$\beta_0 := 1 + k \cdot \frac{M_{Ed}}{N_{Ed,tot}} \cdot \frac{u_0}{w_0} = 1.08 \quad (6.39)$$

$$V_{Ed,0} := \beta_0 \cdot \frac{N_{Ed,tot}}{u_0 \cdot d_{eff}} = 2.179 \frac{N}{\text{mm}^2} \quad (6.38)$$

$$v := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \frac{N}{\text{mm}^2}} \right) = 0.53 \quad (\text{NA.6.6N})$$

$$V_{Rd,max} := 0.4 \cdot v \cdot f_{cd} = 3.59 \frac{N}{\text{mm}^2} \quad \text{NA.6.4.5(3)}$$

$$\frac{V_{Ed,0}}{V_{Rd,max}} = 0.607 < 1.0 \quad \text{OK}$$

Kontrollsnitt 1 - 1d fra søylekant

$$d_1 := 1 \cdot d_{eff}$$

$$u_1 := 2 \cdot (c_1 + c_2) + 2 \cdot \pi \cdot d_1 = 2762.389 \text{ mm} \quad \text{Omkretsen av kontrollsnittet}$$

$$w_1 := \frac{c_1^2}{2} + c_1 \cdot c_2 + 2 \cdot c_2 \cdot d_1 + 4 \cdot d_1^2 + \pi \cdot d_1 \cdot c_1 = (7.57 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

Areal på kontrollsnitt 1

$$A_1 := \pi \cdot d_1^2 + c_1 \cdot c_2 + 2 \cdot (2 \cdot c_1 \cdot d_1) = (5.64 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

$$\beta_1 := 1 + k \cdot \frac{M_{Ed}}{N_{Ed,tot}} \cdot \frac{u_1}{w_1} = 1.044$$

Trykk fra grunnen

6.4.4(2)

$$q_1 := \frac{N_{Ed,tot}}{b \cdot l} = 353.365 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta V_{Ed,1} := q_1 \cdot A_1 = 199.129 \text{ kN}$$

$$Ng := A_1 \cdot h \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 3.522 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,rev1} := N_{Ed,tot} - \Delta V_{Ed,1} + Ng = 401.58 \text{ kN} \quad (6.48)$$

$$V_{Ed,1} := \frac{V_{Ed,rev1}}{u_1 \cdot d} \cdot \left(1 + k \cdot \frac{M_{Ed}}{V_{Ed,rev1}} \cdot \frac{u_1}{w_1} \right) = 0.824 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (6.51)$$

$$V_{Rd,1} := V_{min} \cdot \frac{2 \cdot d}{d_1} = 1.102 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (6.50)$$

$$\frac{V_{Ed,1}}{V_{Rd,1}} = 0.747 < 1.0 \quad \text{OK}$$

Kontrollschnitt 2 - 2d fra søylekant

$$d_2 := 2 \cdot d_{eff}$$

$$u_2 := 2 \cdot (c_1 + c_2) + 2 \pi \cdot d_2 = 3.925 \text{ m}$$

$$w_2 := \frac{c_1^2}{2} + c_1 \cdot c_2 + 2 \cdot c_2 \cdot d_2 + 4 \cdot d_2^2 + \pi \cdot d_2 \cdot c_1 = (1.55 \cdot 10^6) \text{ mm}^2$$

$$A_2 := \pi \cdot d_2^2 + c_1 \cdot c_2 + 2 \cdot (2 \cdot c_1 \cdot d_2) = (1.18 \cdot 10^6) \text{ mm}^2$$

$$\beta_2 := 1 + k \cdot \frac{M_{Ed}}{N_{Ed,tot}} \cdot \frac{u_2}{w_2} = 1.03$$

$$q_2 := \frac{N_{Ed,tot}}{b \cdot l} = 353.365 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$Ng := A_2 \cdot h \cdot 25 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 1.2 = 8.866 \text{ kN}$$

$$\Delta V_{Ed,2} := q_2 \cdot A_2 = 417.707 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,rev2} := N_{Ed,tot} - \Delta V_{Ed,2} + Ng = 188.345 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,2} := \frac{V_{Ed,rev2}}{u_2 \cdot d_{eff}} \cdot \left(1 + k \cdot \frac{M_{Ed}}{V_{Ed,rev2}} \cdot \frac{u_2}{w_2} \right) = 0.284 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$V_{Rd,2} := V_{min} \cdot 2 \cdot \frac{d}{d_2} = 0.551 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{V_{Ed,2}}{V_{Rd,2}} = 0.516 < 1.0 \quad \text{OK}$$

Armering i OK

Bruker verdien for $jord_u$ da denne er størst og egenvekt av fundamentet

$$M_{Ed.OK} := (jord_u + N_{Ed.fund}) \cdot \frac{Bu^2}{2} \cdot \frac{1}{m} = 3.444 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$A_{sOK} := \frac{M_{Ed.OK}}{f_{yd} \cdot 0.95 \cdot d} = 44.353 \text{ mm}^2$$

Bruker minimums armering i OK

$$A_{smin} = 283.504 \text{ mm}^2$$

$$\emptyset 10 := \pi \cdot \left(\frac{10 \text{ mm}}{2} \right)^2 = 78.54 \text{ mm}^2$$

$$\emptyset 10 \cdot \frac{1000 \text{ mm}}{250 \text{ mm}} = 314.159 \text{ mm}^2$$

Bruker Ø10 c250 i begge retninger i OK

Vedlegg 40: Stripefundament under vegg – håndberegninger

Beregninger gjort etter NS-EN 1992-1-1:2004+A1:2014+NA:2018
og Geoteknikk og fundamenteringslære 2 [9]

Betongkvalitet B30

B500NC

$$f_{ck} := 30 \frac{N}{mm^2} \quad \text{Tabell.3.1} \quad f_{yk} := 500 \frac{N}{mm^2} \quad 3.2.2$$

$$f_{ctm} := 2.9 \frac{N}{mm^2} \quad \gamma_c := 1.5 \quad \gamma_s := 1.15 \quad \text{Tabell 2.1N}$$

$$a_{cc} := 0.85 \quad \text{NA.3.1.6(1)P}$$

$$f_{cd} := a_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 17 \frac{N}{mm^2} \quad 3.1.6(1)P$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.783 \frac{N}{mm^2} \quad 3.2.7$$

$$c_{dev} := 10 \text{ mm}$$

$$c_{nom} := 40 \text{ mm} + c_{dev} = 50 \text{ mm} \quad 4.4.1.3(4)$$

$$\sigma_{gd} := 400 \frac{kN}{m^2} \quad bw := 1000 \text{ mm} \quad p_b := 25 \frac{kN}{m^3} \quad \text{armert betong}$$

Lastbilde

tykkelse vegg $t_v := 250 \text{ mm}$ høyde på fundament $h_f := 250 \text{ mm}$

$$N_{Ed,vegg} := p_b \cdot t_v \cdot 6.61 \text{ m} = 41.313 \frac{kN}{m}$$

Last fra dekke i svømmehall beregnet i flatdekke

$$g_k := 7.3 \frac{kN}{m} \quad q_k := 5.9 \frac{kN}{m}$$

$$6.10a \quad N_{Ed,a} := (N_{Ed,vegg} + g_k) \cdot 1.35 + q_k \cdot 1.05 = 71.822 \frac{kN}{m}$$

$$6.10b \quad N_{Ed,b} := (N_{Ed,vegg} + g_k) \cdot 1.2 + q_k \cdot 1.5 = 67.185 \frac{kN}{m}$$

$$N_{Ed} := \max(N_{Ed,a}, N_{Ed,b}) = 71.822 \frac{kN}{m}$$

$$e_0 := \max\left(\frac{t_v}{30}, 20 \text{ mm}\right) = 20 \text{ mm} \quad 6.1(4)$$

$$M_{Ed} := N_{Ed} \cdot e_0 \cdot bw = 1.436 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$b := \left(\frac{N_{Ed}}{\sigma_{gd}}\right) = 0.18 \text{ m} \quad \text{har} \quad b := 1.3 \text{ m}$$

$$Bu := \frac{b - 0.25 \text{ m}}{2} = 0.525 \text{ m}$$

$$D_i := 0.3 \text{ m}$$

$$D_u := 1.6 \text{ m}$$

} Høyder av jord over fundament på utside og innside av bygg fra 3D-modell

$$\gamma_s := 19 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \text{Sprengstein}$$

$$N_{Ed, fund} := h_f \cdot b \cdot p_b \cdot 1.2 = 9.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Egenvekt av fundament og jord * med lastfaktor 1.2

$$jord_i := \gamma_s \cdot D_i \cdot Bu \cdot 1.2 = 3.591 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$jord_u := \gamma_s \cdot D_u \cdot Bu \cdot 1.2 = 19.152 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$N_{Ed, tot} := (N_{Ed, fund} + N_{Ed} + jord_i + jord_u) \cdot bw = 104.315 \text{ kN}$$

$$b_{10} := \left(\frac{N_{Ed, tot}}{\sigma_{gd}}\right)^{0.5} = 0.511 \text{ m} < b = 1.3 \text{ m} \quad \text{Ok} \quad (7.11) [11]$$

$$b_0 := b - 2 \cdot e_0 = 1.26 \text{ m} \quad \text{Effektiv fundamentbredde pga eksentrisitet} \quad (7.14) [11]$$

Kontrollerer grunntrykk

$$\sigma_s := \frac{N_{Ed, tot}}{b_0 \cdot bw} = 82.79 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} < \sigma_{gd} = 400 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Dimensjonere for moment i UK

Antar Ø12 jern

$$M_{Ed,d} := \sigma_s \cdot \frac{B u^2 \cdot bw}{2} = 11.409 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad d := h_f - c_{nom} - 12 \text{ mm} = 188 \text{ mm}$$

$$M_{Rd} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot d^2 \cdot bw = 165.233 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$z := \left(1 - 0.17 \cdot \frac{M_{Ed,d}}{M_{Rd}} \right) = 0.988 > 0.95 \quad z := 0.95$$

$$A_{s_{nød}} := \frac{M_{Ed,d}}{f_{yd} \cdot z \cdot d} = 146.93 \text{ mm}^2$$

$$bw := 1000 \text{ mm}$$

$$A_{s_{min}} := \max \left(0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot bw \cdot d, 0.0013 \cdot bw \cdot d \right) = 283.504 \text{ mm}^2 \quad (\text{NA.9.1N})$$

Prøver Ø10 c200

$$\emptyset_{10} := \pi \cdot \left(\frac{10 \text{ mm}}{2} \right)^2 = 78.54 \text{ mm}^2$$

Bruker Ø10 c200 på tvers også

$$A_{sy} := \emptyset_{10} \cdot \frac{1000 \text{ mm}}{200 \text{ mm}} = 392.7 \text{ mm}^2$$

$$A_{sx} := \emptyset_{10} \cdot \frac{1000 \text{ mm}}{200 \text{ mm}} = 392.7 \text{ mm}^2$$

Forenklet rissvurdering

$$k_c := 1.0 \quad \text{til sikker side}$$

$$w_{max} := 0.3 \cdot k_c$$

Tabell NA.7.1N

$$\sigma_c := f_{yd} \cdot \frac{A_{s_{nød}}}{A_{sy}} = 162.676 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{c_{tillatt}} := 240 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad w_k := 0.3 \quad \text{c200}$$

Tabell 7.3N

Er godt under tillatt spenning i jernene, uten og regne for SLS, stopper her

Skjærkapasitet

$$d_y := h_f - c_{nom} - 12 \text{ mm} = 188 \text{ mm}$$

$$d_x := h_f - c_{nom} - \frac{12 \text{ mm}}{2} = 194 \text{ mm}$$

$$d_{eff} := \frac{d_y + d_x}{2} = 191 \text{ mm} \quad (6.32)$$

$$V_{Ed} := \sigma_s \cdot Bu \cdot bw = 43.465 \text{ kN} \quad \text{Skjærkraft pga spenning fra grunnen}$$

$$K := \min \left(1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d_{eff}}}, 2 \right) = 2 \quad 6.4.4.(1)$$

$$\rho_{lx} := \frac{As_y}{d_{eff} \cdot bw} = 0.00206$$

$$\rho_{ly} := \frac{As_y}{d_{eff} \cdot bw} = 0.00206$$

$$\rho := \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}} = 0.00206 < 0.02$$

$$k_2 := 0.15 \quad \text{Til sikker side} \quad \text{NA.6.2.2(1)}$$

$$C_{Rdc} := \frac{k_2}{\gamma_c} = 0.1 \quad 6.4.4(1)$$

$$V_{Rdc} := C_{Rdc} \cdot K \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot \left(\frac{N}{\text{mm}^2} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot bw \cdot d_{eff} = 70.056 \text{ kN} \quad (6.2a)$$

$$V_{min} := 0.035 \cdot K^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} \cdot \left(\frac{N}{\text{mm}^2} \right)^{\frac{1}{2}} \cdot bw \cdot d_{eff} = 103.564 \text{ kN} \quad (\text{NA.6.3N})$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rdc}} = 0.62 < 1.0 \quad \text{OK}$$

Kontroll av trykkbrudd ved søylekant

$$\nu := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \frac{N}{mm^2}} \right) = 0.528 \quad (\text{NA.6.6N})$$

$$V_{Ed} < 0.5 \cdot bw \cdot d_{eff} \cdot \nu \cdot f_{cd} \quad (6.5)$$

$$0.5 \cdot bw \cdot d_{eff} \cdot \nu \cdot f_{cd} = 857.208 \text{ kN} \quad \gg \quad V_{Ed} = 43.465 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

Moment i OK fundament

bruker $jord_u$ som har størst verdi. Ser at momentet blir mindre enn i UK, bruker minimumsarmering

$$M_{Ed.OK} := (jord_u + N_{Ed.fund}) \cdot \frac{Bu^2}{2} = 3.983 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Ø10 c250 i begge retninger