



Høgskulen  
på Vestlandet

# BACHELOROPPGAVE

«The Vault» byggetrinn 2

«The Vault» 2nd stage of construction

**Helene M. Kvalsund og Emilie K. Vabø**

Byggingeniør

Fakultet for ingeniør- og naturvitenskap/Institutt for byggfag

Veileder: Ingvild Haktorson, HVL

Innleveringsdato: 22.05.2019

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, § 10.

# Forord

Denne oppgaven er skrevet i forbindelse med avsluttende bacheloroppgave i studieretningen byggingeniør ved Høgskulen på Vestlandet, våren 2019 i samarbeid med Sweco. For å komme frem til problemstillingen startet vi høsten 2018 å søke ulike aktører for å finne en samarbeidsbedrift.

Vi fikk tilbud om oppgave hos Sweco Bergen som omhandlet bygging i Longyearbyen. Dette syntes vi virket interessant, lærerikt og utfordrende. Oppgaven var passende for vår studieretning, konstruksjonsteknikk. Sammen utviklet vi en problemstilling.

Vi vil med dette takke Sweco for godt samarbeid, og en spesiell takk for støtten vi fikk for å kunne utføre en befaring. Vi vil også takke vår eksterne veileder Kathinka G. Martinsen og de ansatte på hotellet *The Vault* for gjestfriheten og godt samarbeid.

Fra institutt for byggfag ønsker vi å takke veileder Ingvild Haktorson for gode og nyttige tilbakemeldinger. Vi vil også rette en ekstra takk til Trond Einar Martinsen for god veiledning og hjelp.

# Sammendrag

Denne bacheloroppgaven omhandler prosjektering av tilbygget til hotellet *The Vault* i Longyearbyen på Svalbard. Oppgaven inneholder valg av fundamenteringsmetode, valg av bæresystem og dimensjonering av den bærende konstruksjonen.

På grunn av det kalde klimaet på Svalbard fundamenteres byggene noe ulikt fra resten av Norge. De ulike metodene tas her til betraktning, og under befaring i Longyearbyen ble flere inspisert. Det ble tatt hensyn til klimaendringer, byggeskikk, vedlikehold og transport/lokasjon ved drøfting av de forskjellige fundamenteringsmetodene. Etter drøfting ble stålpeler vurdert som mest gunstig i dette tilfellet, og ble dermed brukt videre i dimensjoneringen.

Som grunnlag til oppgaven ble det mottatt preliminnære arkitekttegninger. Lastene er relativt store, og det legges derfor til grunn at det blir brukt betongdekker, stålbjelker og stålsøyler. Hensyn som tas under valg av bæresystem legger stor vekt på å beholde de åpne arealene og det arkitektoniske, samtidig som det tas hensyn til lastene. Det ble utarbeidet flere forskjellige utkast av bæresystem, med tre hovedforslag. Disse ble nøye vurdert, og tilslutt ble det valgt et system med store spenn og en skråbjelke som skaper store laster og lav resonansfrekvens.

Alle beregninger for hele bygget er gjort i Excel, der flere er kontrollert i OS-prog og for hånd. På grunn av forskjellige laster løses pelingen på ulike måter, inkludert skråpeler. Horisontalavstivningen tas av de to sjaktene i bygget, som igjen fører kreftene ned til peler. På grunn av manglende kartlegging av seismiske soner og høy antatt grunnakselerasjon er det vanskelig å komme under utelatelseskriteriene for jordskjelvberegning.

Gjennom vårt arbeid med oppgaven har vi kommet frem til en løsning bestående av betongelementer, stålbjelker, stålsøyler og peler. De arkitektoniske utformingene ble bevart uten vesentlige endringer.

# Summary

This bachelor thesis concerns the planning of the extension to the *The Vault* hotel in Longyearbyen on Svalbard. The project contains the choice of foundation method, choice of supporting system and dimensioning of the bearing structure.

Because of the cold climate, the buildings are founded some way different than elsewhere in Norway. The different methods are considered in this project, and during an inspection in Longyearbyen, several of these various foundations were observed. The climate change, traditional architecture, maintenance and transport/location are taken into consideration when the different foundation methods are discussed. After discussion, steel piles are considered as the most advantageous in this project and is therefore used in the dimensioning.

We received an early draft of the architectural drawing of the building as a basis for the task. The loads acting on the building are relatively large, and it is therefore assumed that concrete slabs, steel beams and steel columns should be used. The considerations taken into account during the selection of the carrier system place great emphasis on keeping the spaces open and the architectural design, while at the same time managing the large loads. Several different drafts were made, with three main proposals. These were carefully considered, and a final system was chosen with large spans and a slanted beam, which creates large loads and low resonance frequency.

All the calculations are done in Excel and several of the calculations are controlled in OS-prog and by hand. Because of the different loadings, the piles are solved with different exchanges in the building. The bracing in horizontal plane is taken by the two shafts in the building, which again leads the force down through the piles. Due to the lack of mapping of seismic zones and high assumed ground acceleration, it is difficult to meet the criteria of exclusion when it comes to earthquake calculations.

Through our process with this project we have reached a pleasing solution, consisting of concrete slabs, beams and columns of steel and piles. The architectural design is kept without significant changes.

# Innholdsfortegnelse

Forord.....	II
Sammendrag .....	III
Summary .....	IV
Innholdsfortegnelse.....	V
Tabelliste.....	VIII
Figurliste .....	X
1 Innledning.....	1
1.1 Bakgrunn .....	1
1.2 Oppgavedefinisjon .....	3
1.3 Historie.....	4
1.4 The Vault.....	5
1.5 Metode.....	5
1.5.1 Befaring.....	6
1.5.2 Beregninger.....	6
2 Fagkunnskap.....	7
2.1 Direktefundamentering med varme fundament.....	7
2.2 Frysefundamentering.....	7
2.3 Direktefundamentering på punkt og sålefundamentering.....	7
2.4 Multipoint foundation .....	8
2.5 Pelar.....	9
2.6 Ventilert fylling .....	11
3 Beregninger .....	12
3.1 Begrunnelse for valg av fundamenteringsmetode.....	12
3.2 Begrunnelse for valg av bæresystem.....	20
3.2.1 Utkast 1 .....	20
3.2.2 Utkast 2 .....	21
3.2.3 Utkast 3 .....	22
3.2.4 Valg av bæresystem .....	23
3.3 Beregning av valgt bæresystem.....	25
3.3.1 Laster.....	25
3.3.2 Dekker.....	28
3.3.3 Bjelker.....	29

3.3.4	Søyler .....	31
3.3.5	Fundament.....	31
3.3.6	Horisontalavstivning – sjakter .....	32
3.4	Horisontalskiver .....	33
3.5	Jordskjelvkontroll.....	34
4	Resultat .....	35
4.1	Laster.....	35
4.1.1	Snølast.....	35
4.1.2	Vindlast.....	36
4.2	Dekker .....	37
4.3	Bjelker .....	39
4.4	Søyler .....	42
4.5	Fundament.....	44
4.5.1	Pel 1 .....	44
4.5.2	Pel 2 og 3 .....	46
4.5.3	Pel 4 .....	52
4.5.4	Peleplan.....	56
4.5.5	Eksentrisitet.....	58
4.6	Sjakter.....	59
4.6.1	Horisontalavstivning .....	59
4.6.2	Peler .....	67
4.7	Jordskjelv .....	69
4.8	Modellert bæresystem .....	70
5	Diskusjon.....	71
6	Konklusjon.....	72
7	Videre arbeid .....	73
8	Referanser.....	74
9	Muntlige referanser.....	77
10	Vedlegg.....	78
10.1	Excel.....	78
10.1.1	Nyttelaster .....	78
10.1.2	Hulldekker.....	80
10.1.3	Svingning .....	83

10.1.4	Hatteprofiler .....	84
10.1.5	Bjelker .....	88
10.1.6	Skråbjelke .....	98
10.1.7	Søyler .....	103
10.1.8	Oppgitt pel-kapasitet .....	106
10.1.9	Peler .....	107
10.1.10	Strekk Pel .....	111
10.1.11	Boltet forbindelse .....	113
10.1.12	Horisontalavstivning .....	114
10.1.13	Jordskjelv .....	117
10.2	OS-prog .....	118
10.2.1	Skråbjelke .....	118
10.2.2	Horisontalavstivning .....	134
10.2.3	Last inn på sjakt .....	149

# Tabelliste

Tabell 1-1: Standarder.....	6
Tabell 3-1: Oppsummering av fundamenteringsmetoder .....	19
Tabell 3-2: Karakteristiske egenlaster .....	26
Tabell 3-3: Nytelastkategorier .....	26
Tabell 4-1: Dimensjonerende laster .....	35
Tabell 4-2: Resultat snølast.....	35
Tabell 4-3: Interpolering K3 .....	36
Tabell 4-4: Resultat forenklet vindlast.....	36
Tabell 4-5: Resultat forenklet fallvind.....	37
Tabell 4-6: Resultat fullstendig vindlastberegning.....	37
Tabell 4-7: Kontroll kapasitet dekke over grunn .....	38
Tabell 4-8: Kontroll kapasitet dekke over 3. Etg.....	38
Tabell 4-9: Resultat svingning .....	39
Tabell 4-10: Kontroll kapasitet bjelke 1 .....	40
Tabell 4-11: Kontroll kapasitet skråbjelke.....	40
Tabell 4-12: Kontroll kapasitet bjelke 3 over 3. etg .....	41
Tabell 4-13: Kontroll kapasitet skråbjelke over 3. etg.....	42
Tabell 4-14: Kontroll kapasitet søyle 1 .....	43
Tabell 4-15: Kontroll kapasitet søyle 2.....	43
Tabell 4-16: Kontroll kapasitet søyle 3.....	44
Tabell 4-17: Last ned i pel 1 .....	45
Tabell 4-18: Kontroll kapasitet av ramme ved pel 1.....	45
Tabell 4-19: Last ned i pel 2 .....	46
Tabell 4-20: Last ned i pel 3 .....	46



Tabell 4-21: Vindlast i retning nord/sør.....	47
Tabell 4-22: Beregning av antall pelebukker for vindretning nord/sør .....	47
Tabell 4-23: Strekk i skråpel, pelebukk i retning nord/sør .....	48
Tabell 4-24: Vindlast i retning øst .....	49
Tabell 4-25: Beregning av antall pelebukker for vindretning øst .....	49
Tabell 4-26: Strekk i skråpel, pelebukk i retning øst.....	49
Tabell 4-27: Vindlast i retning vest .....	50
Tabell 4-28: Beregning av antall pelebukker for vindretning vest .....	51
Tabell 4-29: Strekk i skråpel, pelebukk i retning vest .....	51
Tabell 4-30: Kontroll om vertikalpeler kan ta noe horisontallast .....	52
Tabell 4-31: Resultat last og antall peler i pel 4 .....	52
Tabell 4-32: Kapasitet utvekslingsramme .....	53
Tabell 4-33: Hullkantrykk bolteforbindelse utveksling.....	54
Tabell 4-34: Eksentrisitet.....	58
Tabell 4-35: Total vindlast retning øst/vest .....	60
Tabell 4-36: Total vindlast retning nord/sør .....	60
Tabell 4-37: Laster horisontalt på bygget .....	62
Tabell 4-38: Moment- og skjørkrefter fra V-skive .....	62
Tabell 4-39: Kontroll strekk og trykk i peler under skive 1 .....	65
Tabell 4-40: Kontroll strekk og trykk i peler under skive 2 .....	66
Tabell 4-41: Utnyttelse av peler under skive 1 .....	68
Tabell 4-42: Utnyttelse av peler under skive 2 .....	68
Tabell 4-43: Skjærkraft fundamentnivå .....	69

# Figurliste

Figur 1-1: Kart over Longyearbyen [3] .....	1
Figur 1-2: Illustrasjon av permafrost, laget av E. Vabø.....	2
Figur 1-3: Utflukt i Longyearbyen, foto: privat.....	3
Figur 1-4: Tidslinje over Svalbards historie, foto: E. Vabø.....	4
Figur 1-5: The Vault utvendig og innvendig, foto: E. Vabø.....	5
Figur 2-1: Illustrasjon frysefundamentering, laget av E. Vabø .....	7
Figur 2-2: Sålefundamentering under Svalbardhallen, foto: E. Vabø .....	8
Figur 2-3: MPF under Brakke 5, foto: H. Kvalsund.....	8
Figur 2-4: Nye trepeler under turistinformasjonen, foto: E. Vabø .....	9
Figur 2-5: Stålpeler under The Vault, foto: H. Kvalsund .....	10
Figur 2-6: Illustrasjon av ventilert fylling, laget av E. Vabø.....	11
Figur 3-1: Sysselmannsgården, foto: H. Kvalsund .....	12
Figur 3-2: Baksiden av det gamle sykehuset, foto: E. Vabø.....	13
Figur 3-3: Svalbardbutikken, foto: E. Vabø.....	13
Figur 3-4: Sålefundamentering under Funken Lodge, foto: E. Vabø .....	14
Figur 3-5: MPF under brakke 5, foto: H. Kvalsund.....	15
Figur 3-6: Råtne trepeler under Svalbard kirke (t.v.) og Brakke 7 (t.h.), foto: E. Vabø.....	16
Figur 3-7: Betongskader på låven og råteskade i trepelene, foto: E. Vabø .....	16
Figur 3-8: Rust på stålpel, foto: H. Kvalsund .....	17
Figur 3-9: Ettermontert stålpel på Funken Lodge, foto: E. Vabø .....	17
Figur 3-10: Ettermontert stålpel i knust hjørne på Sysselmannsgården, foto: E. Vabø.....	18
Figur 3-11: Utkast 1 .....	20
Figur 3-12: Utkast 2 .....	21
Figur 3-13: Utkast 3 .....	22

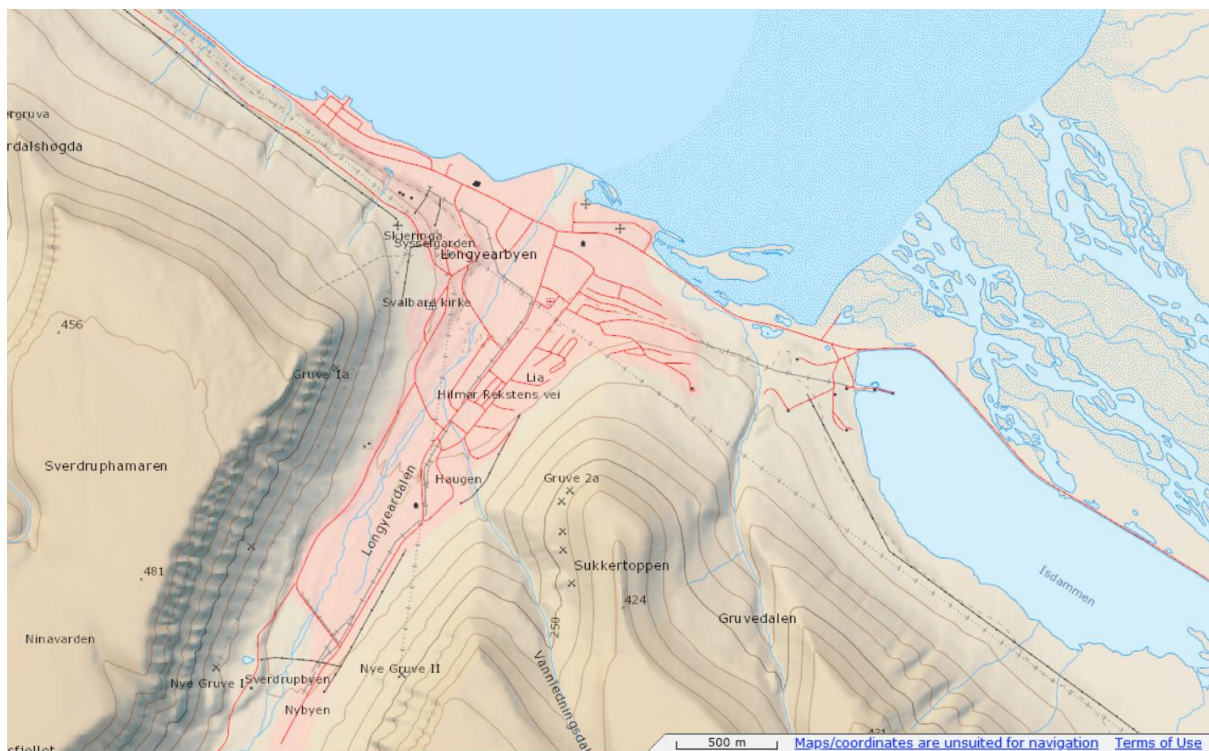
Figur 3-14: Utkast 3.1 .....	24
Figur 3-15: Navngiving.....	25
Figur 3-16: Avstand og høydekurver til Sukkertoppen .....	27
Figur 3-17: Avstand og høydekurver Platåberget.....	27
Figur 3-18: Lastsituasjon skråbjelke, laget av H. Kvalsund .....	29
Figur 3-19: Summerte laster skråbjelke, laget av H Kvalsund .....	29
Figur 3-20: Punktlaster skråbjelke, laget av H. Kvalsund .....	30
Figur 3-21: Jevnt fordelt last skråbjelke, laget av H. Kvalsund.....	30
Figur 3-22: HEB-ramme og HUP-peler, foto: E. Vabø.....	32
Figur 3-23: Modellering i V-skive .....	33
Figur 4-1: Snøsituasjon på tak, foto: E. Vabø.....	36
Figur 4-2: Kapasitet til HD265 [36].....	38
Figur 4-3: Illustrasjon av utveksling i ramme for pel 1, laget av E. Vabø.....	45
Figur 4-4: Illustrasjon pelebukk, laget av H. Kvalsund .....	46
Figur 4-5: Illustrasjon av forholdet mellom strekk, vind og antall peler i retning nord/sør ....	48
Figur 4-6: Illustrasjon av forholdet mellom strekk, vind og antall peler i retning øst.....	50
Figur 4-7: Illustrasjon av forholdet mellom strekk, vind og antall peler i retning øst.....	51
Figur 4-8: Illustrasjon utveksling av 4 peler, laget av H. Kvalsund .....	53
Figur 4-9: Illustrasjon av sveist forbindelse av utvekslingen, laget av E. Vabø.....	54
Figur 4-10: Illustrasjon av moment i flens sveist forbindelse.....	55
Figur 4-11: Peleplan, laget i Revit .....	56
Figur 4-12: Peleplan i 3D, laget i Revit .....	57
Figur 4-13: Illustrasjon av eksentrisitet, laget av H. Kvalsund.....	58
Figur 4-14: Illustrasjon av "soft storey", laget av E. Vabø .....	59
Figur 4-15: Illustrasjon av vindlast fra øst, fra V-skive.....	60

Figur 4-16: Illustrasjon av vindlast fra nord, fra V-skive .....	61
Figur 4-17: Benyttet etasjehøyde, laget av E. Vabø .....	61
Figur 4-18: Moment skapt av vind på skive, laget av E. Vabø.....	63
Figur 4-19: Navngiving av sider og hjørner, laget av E. Vabø.....	63
Figur 4-20: Illustrasjon av lastinnføring i skivene, laget av E. Vabø .....	64
Figur 4-21: Illustrasjon av fyllmasse under sjakt, laget av E. Vabø.....	67
Figur 4-22: 3D-modell av bæresystem, laget i Revit.....	70
Figur 4-23: 3D-modell av bæresystem, laget i Revit.....	70

# 1 Innledning

## 1.1 Bakgrunn

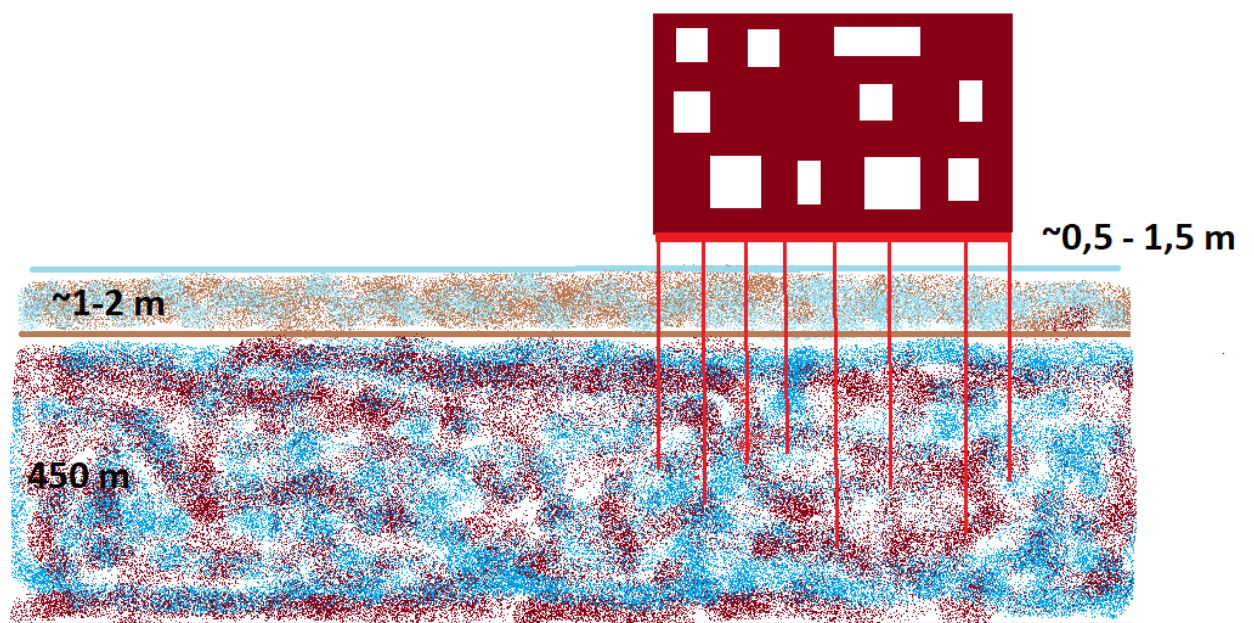
Longyearbyen befinner seg på Svalbard omtrent 78° nord [1]. Rundt 60% av landet har isdekke, og under 10% har vegetasjon [1]. I Longyearbyen er det lite nedbør, men mye vind om vinteren og tåke om sommeren [2]. Årsmiddeltemperaturen ligger mellom -8 og -2°C [1]. Lavest målte temperatur var -46°C og den høyeste var over 20°C, begge på Svalbard lufthavn [2]. Figur 1-1 viser kart over Longyearbyen.



Figur 1-1: Kart over Longyearbyen [3]

Det finnes et permafrostlag som går ned til cirka 400 m i fjellområdene og 150 m nær havnivå [4]. Om sommeren tiner omlag 1 m av det øverste jordsmonnet. Store deler av Longyearbyen er bygget på gammel elveavsetning [5, p. 7]. Dette gjør det vanskeligere å bygge der, sammenlignet med et tilsvarende område med fast fjell [1]. I tillegg står hele byen på et jordsmonn med permafrost, derfor er de fleste bygg fundamentert med lufting eller kjølesystemer. Det finnes noen unntak på dette, der byggene er fundamentert direkte på grunn.

Definisjonen av permafrost er et jordsmonn som gjennom en toårsperiode ikke har vært utsatt for temperaturer over frysepunktet [6]. Permafrosten i Longyearbyen fører til utfordringer når det gjelder selve byggingen [1]. Det er opp gjennom tidene blitt brukt ulike fundamenteringsmetoder, der noen er bedre og mer utbredt enn andre. Noen av de brukte metodene er peling, frysefundamentering, direktefundamentering på punkt eller sålefundamentering, direktefundamentering med varme fundamenter, ventilert fylling og multipoint foundation [7]. Figur 1-2 er en illustrasjon av lufting under et bygg på peler, fundamentert i permafrost.



Figur 1-2: Illustrasjon av permafrost, laget av E. Vabø

## 1.2 Oppgavedefinisjon

Formålet med denne oppgaven er å prosjektere et tilbygg til hotellet *The Vault* som ligger i Longyearbyen, der man tar hensyn til andre forhold enn ellers i Norge. I denne oppgaven skal det settes opp et gunstig bæresystem som passer overens med både arkitekttegninger og fundamenteringsmetode. Videre skal dette systemet beregnes. Tilbygget sees på som et frittstående bygg.



*Figur 1-3: Utflukt i Longyearbyen, foto: privat*

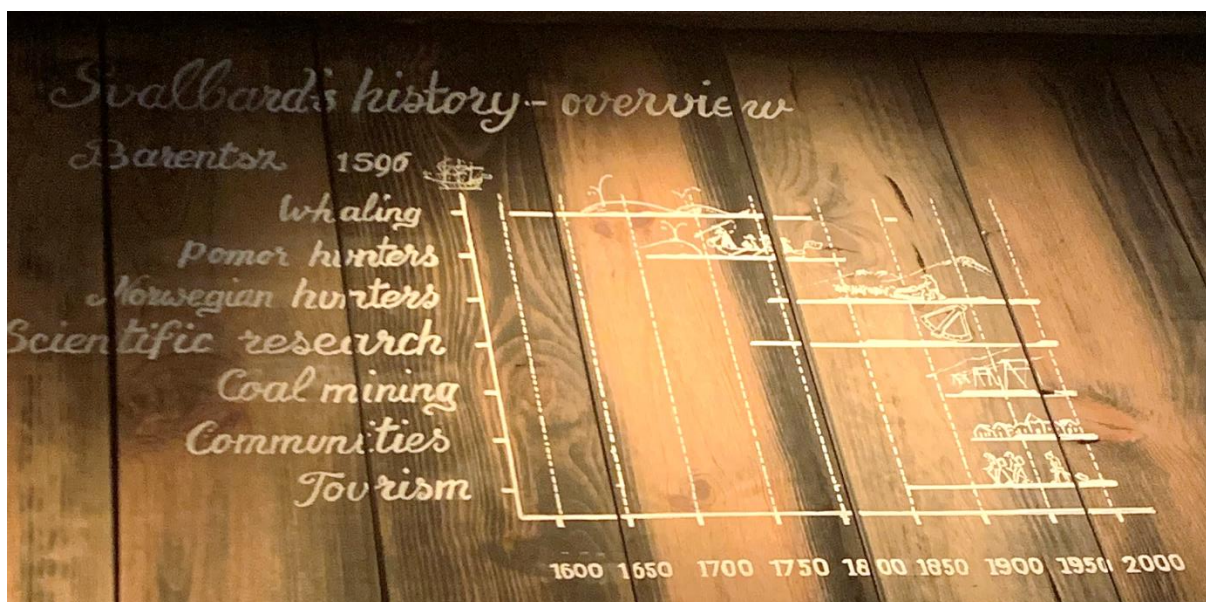
### 1.3 Historie

På slutten av 1500-tallet ble Svalbard oppdaget ved en tilfeldighet av Willem Barentsz [8]. Fra tidlig på 1600-tallet ble det systematisk jaktet på hval rundt øygruppen [8]. Svalbard ble mer og mer kjent, og dette økte jakten, turismen, polarekspedisjoner og den geologiske kartleggingen, som igjen økte interessen for øygruppen [9]. Dette gjorde at kulldriften skjøt fart på starten av 1900-tallet [10].

På 70-tallet endret Longyearbyen karakter. Store Norske Spitsbergen Kulkompani kom i krise og den norske staten måtte overta omtrent alt av aksjer, og det var ikke lenger akseptabelt at byen var en bedriftsby [11].

På 80-tallet slet Store Norske Spitsbergen Kulkompani igjen da det ble krise i kulldriften. Longyearbyen trengte å diversifisere og det ble derfor satt i gang tiltak for å utvikle lønnsomme næringer, som turisme, handel og service. Tiltakene veide mer enn opp for nedgangen i kulldriften, og antall innbyggere i Longyearbyen fordoblet seg nesten på ti til tolv år [11].

Dette har resultert i et eksotisk og mangfoldig samfunn og reisemål, med over 30 000 besøkende hvert år. Hotellnæringen har dermed skutt fart og i Longyearbyen finnes det flere forskjellige alternativer, blant annet Svalbard Hotell *The Vault* [12]. Figur 1-4 viser en tidslinje over den historiske utviklingen.



Figur 1-4: Tidslinje over Svalbards historie, foto: E. Vabø



## 1.4 The Vault

*The Vault* er et nytt hotell på Svalbard som ble ferdig 1. Februar 2018 [13]. Hotellet har tre etasjer og et grunnareal på rundt 380 m<sup>2</sup>. Det er et relativt lite hotell med totalt 35 rom inkludert en liten spisesal. Det ligger sentralt i Longerbymen, nær Svalbardbutikken og Lompensenteret. Hotellet er fundamentert på stålpeler og er hovedsakelig bygget i tre. Dette hotellet er et av flere i kjeden Svalbard Hotell. Selskapet ønsker seg en felles administrasjon samtidig som det er et ønske å øke antall hotellrom, og vil derfor bygge på *The Vault* [II]. Figur 1-5 viser det eksisterende hotellet.



Figur 1-5: *The Vault* utvendig og innvendig, foto: E. Vabø

## 1.5 Metode

For å innhente informasjon til oppgaven, ble det utført en befaring i samarbeid med *Sweco*. I tillegg til dette er det hentet informasjon fra allerede eksisterende rapporter. Beregningene er utført etter norsk standard, byggforsk og tabeller. De fleste av bildene er tatt selv, og illustrasjonene er laget i Paint, Geogebra og Excel. I tillegg er det gjort en modellering av det bærende systemet i Autodesk Revit. Tabell 1-1 viser en oversikt over ulike standarder som er benyttet.

<b>STANDARD</b>	<b>HERETTER</b>
NS-EN 1990:2002+NA:2008	Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner
NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008	Allmenne laster
NS-EN 1991-1-3:2003+A1:2015+NA:2018	Snølaststandard
NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009	Vindlaststandard
NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008	Betongstandard
NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015	Stålstandard
NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009	Knutepunkter og forbindelser
NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2014	Jordskjelvstandard

Tabell 1-1: Standarder

### 1.5.1 Befaring

I Longyearbyen ble det gjennomført noen møter med veileder fra *Sweco* og personalet på hotellet *The Vault*. Gjennom disse møtene samt befaring ble det innhentet informasjon om de ulike fundamenteringsmetodene og utfordringene ved å bygge på Svalbard. Det ble gjort en omvisning i byen der flere ulike bygg og fundamenteringsmetoder ble observert. I tillegg til dette ble en omvisning på *The Vault* gjennomført, der ulike utfordringer og ønsker ble diskutert. Observasjonene gjort gjennom befaringen benyttes ved valg av fundamenteringsmetode og bæresystem.

### 1.5.2 Beregninger

Det ble utformet egne Excel-ark for alle beregningene. Regnearkene er knyttet til hverandre og på denne måten vil endringene henge sammen i de ulike beregningene der dette er relevant. I tillegg ble beregningene kontrollert for hånd og i beregningsprogrammene til Ove Sletten, heretter OS-prog. OS-prog er utviklet for dimensjonering av betongkonstruksjoner av Sletten Byggdata AS [14]. Programmene «K-bjelke» og «V-skive» ble benyttet. K-bjelke dimensjonerer kontinuerlige betongbjelker og dekker. V-skive benyttes for å beregne fordelingen av krefter i byggets avstivning [15].

## 2 Fagkunnskap

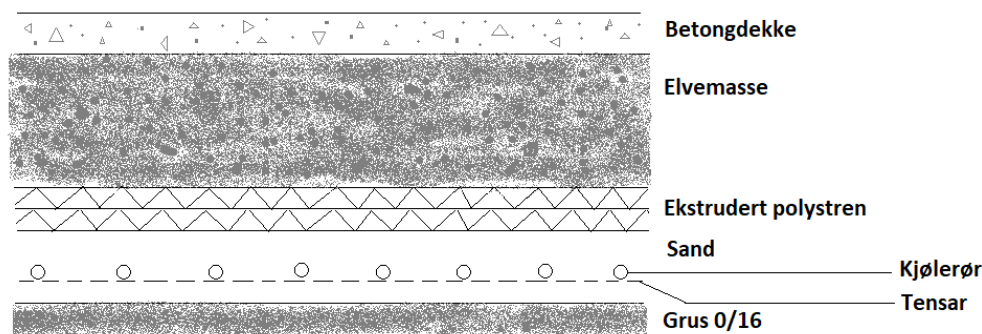
For å kunne vurdere de ulike fundamenteringsmetodene og deretter finne et bæresystem til bygget, blir det gått inn på de ulike fundamenteringsmetodene som er nevnt i kapittel 1.1 *Bakgrunn*.

### 2.1 Direktefundamentering med varme fundament

Direktefundamentering med varme fundament er en varm kjeller fundamentert direkte på grunn. Dette er mye brukt ellers i Norge, men på grunn av permafrosten kan det gi store setningsskader på bygg i Longyearbyen [16, p. 8].

### 2.2 Frysefundamentering

Frysefundamentering blir brukt der det er strenge krav til setninger. Denne metoden blir utført ved hjelp av kunstig kjøling. Et kjølerør legges i enten sand eller betong, og videre fundamenteres bygningen på dette. Dette gjør at man kan holde grunnen frossen [16, p. 11]. Figur 2-1 illustrerer frysefundamentering med kjølerør i sand.



Figur 2-1: Illustrasjon frysefundamentering, laget av E. Vabø

### 2.3 Direktefundamentering på punkt og sålefundamentering

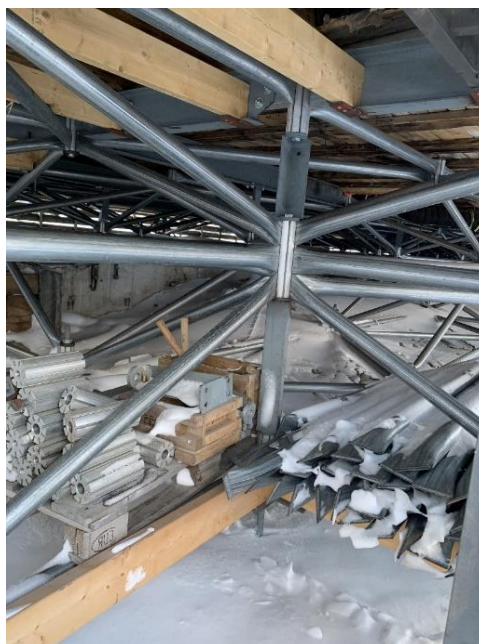
Direktefundamentering på punkt og sålefundamentering har vært en mye brukt metode [16, pp. 11-12]. Fundamentene blir plassert under det aktive laget og bygget løftes over bakken som ved peling, som vist på figur 2-2. Forskjellen mellom dette og peling er at det blir vertikalspenninger ved underkant fundament, som vil mobilisere skjærfastheten i jorden. Fryseheft vil derfor ikke være den dimensjonerende setningshastigheten [16, pp. 11-12].



*Figur 2-2: Sålefundamentering under Svalbardhallen, foto: E. Vabø*

## 2.4 Multipoint foundation

Multipoint Foundation (heretter MPF) er en ramme med mange knutepunkt, bestående av stål og aluminium, plassert direkte mot terrenget, som vist i figur 2-3. Ettersom grunnen er i bevegelse kan knutepunktene justeres, slik at bæringen ivaretas [16, p. 14]. Dette systemet kommer fra Canada, der de klimatiske forholdene kan sammenlignes med forholdene i Longyearbyen [17].



*Figur 2-3: MPF under Brakke 5, foto: H. Kvalsund*

## 2.5 Pelers

Pelers har blitt brukt siden 1980-tallet og er den vanligste fundamenteringsmetoden på Svalbard. Pelene borres ned i permafrosten og bygget heves over bakken for å hindre tining av grunnen, se figur 1-2. Om dette ikke gjøres kan oppvarmingen av bygget øke dybden på det aktive laget, og videre kan det føre til større setninger [7]. Det aktive laget regnes som den delen av overflaten som har temperatursvingninger over og under 0°C [18, p. 363]. Permafrosten har lav bæreevne og høy kryphastighet, dette på grunn av høy salinitet [16, p. 10]. Med andre ord vil setningshastigheten bli påvirket av det høye saltinnholdet i permafrosten.

Setninger og forskyvninger kan oppstå av flere grunner, blant annet komprimering av frossen grunn som et resultat av påførte laster, tining av permafrost, frostheving og forskyvning på grunn av jordtrykk [19]. Ved å bygge på pelers kan dette unngås da pelene gir lufting mellom bygget og bakken. Dette er særegent for bygging på permafrost, da man ellers i Norge ofte bygger på betongfundament direkte på fjell eller stein. All lasten til bygget må derfor føres ned på en stålramme for å deretter kunne føre kreftene ned i pelene. Historisk er korte trepelers på rundt seks meter mest benyttet. I nyere tider prosjekteres de fleste bygg på stålpelers, selv om noen fortsatt bygges på trepelers [1]. Se figur 2-4.



Figur 2-4: Nye trepelers under turistinformasjonen, foto: E. Vabø

Under møte med veileder i Sweco fremkommer det at pelene som normalt benyttes er HUP140x140x8 eller HEA/HEB i stål [I]. Dette ble observert under befaringen, se figur 2-5. Som nevnt tidligere ble trepeler ofte benyttet, noe byen bærer preg av. På grunn av råteskadene som kan oppstå i tre kan det være mer gunstig å benytte stål i flere tilfeller. Før i tiden var den generelle oppfatningen at tre ikke kunne råtne på grunn av det kalde klimaet på Svalbard [20]. I ettertid har dette vist seg å være feil.

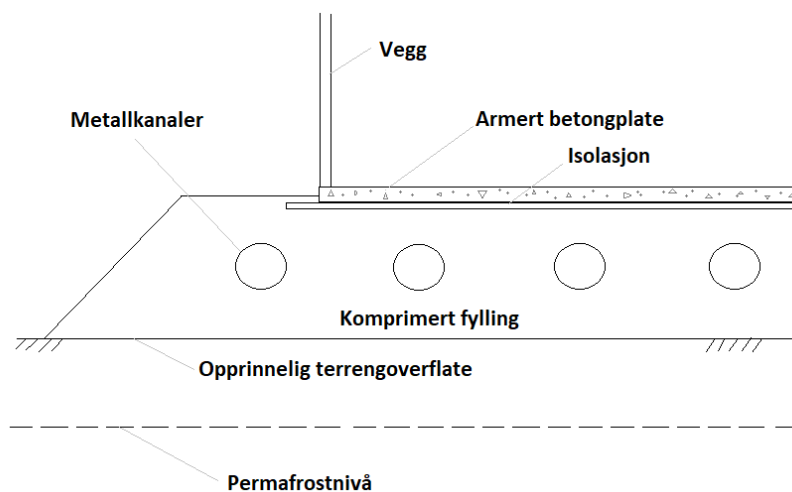


*Figur 2-5: Stålpeler under The Vault, foto: H. Kvalsund*

For å minimere tining av permafrosten bør pelene stå mer enn 0,5-1 m over bakken [16, p. 7]. Ved bruk av stålpeler kan det i fremtiden åpnes opp for innlagt kjøling i pelene [16, p. 3]. Pelene er også avhengig av permafrosten, da prinsippet går ut på å borre dype hull ned til enten fjell eller så dype at pelene regnes innsente i frosten [I].

## 2.6 Ventilert fylling

Ventilert fylling er et alternativ til lufting under bygg. Dette er en fylling med luftkanaler slik at den kalde luften får sirkulere og skape et kuldemagasin, som illustrert på figur 2-6. Sirkulasjonen av den kalde luften foregår om vinteren og kanalene stenges om sommeren, for å beholde den kalde luften og forhindre tining av permafrosten [16, p. 13].



Figur 2-6: Illustrasjon av ventilert fylling, laget av E. Vabø

## 3 Beregninger

### 3.1 Begrunnelse for valg av fundamenteringsmetode

På grunn av permafrosten byr fundamenteringsmetodene på ulike utfordringer. Dette vurderes for å kunne velge den mest gunstige løsningen for tilbygget av *The Vault*. Det er både fordeler og ulemper med de ulike metodene. I tabell 3-1 finnes en oppsummering av de ulike egenskapene.

Direktefundamentering utgår da det gir stor fare for tining av grunnen og øking av det aktive laget. Eksempler på bygninger med denne type fundamentering er det gamle sykehuset i Longyearbyen, Funken Lodge og Sysselmannsgården. Funken Lodge og Sysselmannsgården har blitt refundamentert med stålkjernepeler. Figur 3-1 viser deler av Sysselmannsgården.



*Figur 3-1: Sysselmannsgården, foto: H. Kvalsund*

Det gamle sykehuset ble de siste årene benyttet som leiligheter, og i 2016 var skadene på bygget så omfattende at det ble evakuert. Beboerne fikk 2 timer på å forlate bygningen [21]. Dette på grunnlag av en tilstandsrapport fra Multiconsult som konkluderte med at bygget var for usikkert til å bo i [22]. Bygget er fortsatt avsperrert. Gjennom befaringen med veileder ble det observert store og omfattende skader på bygningen. Det er store sprekker tvers gjennom betongveggene med en vinkel på 45 grader, og noen vinduer kan ikke lukkes på grunn av deformasjoner. Se figur 3-2.





*Figur 3-2: Baksiden av det gamle sykehuset, foto: E. Vabø*

Frysefundamentering kan være en god metode dersom det er strenge setningskrav. Systemet hindrer tining av permafrosten, men krever vedlikehold og tilsyn [16, p. 11]. Dersom det oppstår en teknisk feil og kjøleelementene slås av, vil det fungere som et direktefundament mot grunn. Et eksempel på dette er Bergmesterboligen, der kjøleelementene ble avslått ved strømbrudd, og bygget fikk setningsskader som følge av tining av permafrosten [16, p. 11]. Eksempler på bygninger som er fundamentert med denne metoden er Svalbardbutikken og Kulturhuset, se figur 3-3. Grunnet behov for kontinuerlig vedlikehold og energitilskudd, ble det valgt å gå bort fra metoden.



*Figur 3-3: Svalbardbutikken, foto: E. Vabø*

Sålefundamentering er en metode som krever mye betong. Dette er utfordrende på Svalbard, da det ikke eksisterer betongblandeverk. Det kreves i tillegg utgraving av permafrosten, noe som er krevende og kan føre til tining av det aktive laget. Det må dermed påses at grunnen fryser igjen [16, pp. 11-12]. Eksempler på bygg som benytter denne metoden er Svalbardhallen og deler av Funken Lodge, se figur 3-4. Fundamenteringsmetoden tar store laster, men på grunn av høye kostnader og at metoden er tidkrevende, ble denne valgt bort.



*Figur 3-4: Sålefundamentering under Funken Lodge, foto: E. Vabø*

MPF krever vedlikehold av knutepunktene da de skal justeres minst en gang i året. Systemet er benyttet i Brakke 5 i Nybyen, som vist på figur 3-5. Denne brakken sto opprinnelig på trepeler, men på grunn av råteskader har MPF blitt ettermontert [I]. Denne metoden kan bare benyttes på små og lette bygg, og kan dermed ikke benyttes på tilbygget til *The Vault* [16, p. 14].



*Figur 3-5: MPF under brakke 5, foto: H. Kvalsund*

Hovedproblemet med trepeler er faren for råteskade. Dette oppstår enklere i fuktige miljøer og ved temperatursvingninger [23]. Ved det eksisterende hotellet er det observert pingoer [II]. Det oppstår ved at grunnvannet trenger opp mot overflaten som et resultat av et kunstig trykk og etterlater et kjegleformet landskap [24]. Dette viser at det er vann i grunnen, og trepeler er dermed ikke et gunstig valg.

De tradisjonelle korte pelene byr på problem da det lettere kan oppstå frostjekking [16, p. 10]. Frostjekking kommer av at det aktive laget fryser og “jekker” pelene opp av bakken. Dette forekommer om høsten og vinteren når kuldegradene stiger, og gir bevegelse i bygget som kan føre til setningsskader [16, p. 10]. Trepeler er blant annet benyttet i en av brakkene i Nybyen. Her ble det observert råtne trepeler som ble støttet opp av ettermonterte lekter. Råteskader er også påvist i pelene på Svalbard kirke [16, p. 18]. Figur 3-6 viser trepelene under Brakke 7 og Svalbard kirke.



*Figur 3-6: Råte trepeler under Svalbard kirke (t.v.) og Brakke 7 (t.h.), foto: E. Vabø*

På befaring ble det også observert en låve med tydelige setningsskader på betongen som trolig kommer av råte i trepelene og lite lufting mellom grunn og bygg. Se figur 3-7.



*Figur 3-7: Betongskader på låven og råteskade i trepelene, foto: E. Vabø*

Stålpeler er en utbredt metode i Longyearbyen, med mulighet for å legge inn kjøling ved behov [16, p. 32]. Det kreves lite vedlikehold, men kan ruste dersom tiltak utelates, se figur 3-8.



*Figur 3-8: Rust på stålpel, foto: H. Kvalsund*

Gjennom befaring kunne man se flere refundamenterte bygg der ettermonterte stålkjernepeler er benyttet. Dette var med på å underbygge valget av fundamentering. Funken Lodge har blitt pelet på den delen av bygget som var direktefundamentert. Bygget består nå av en kombinasjon av frysefundament og peler. Pelene er monterte både på ut- og innsiden av veggen, og består av en boltet plate og runde peler, se figur 3-9. Platen er boltet fast til grunnmuren og pelene er sveist på platen, som fører til at bolteforbindelsen er dimensjonerende [1].



*Figur 3-9: Ettermontert stålpel på Funken Lodge, foto: E. Vabø*

Sysselmannsgården er også refundamentert med stålpeler, som vist på figur 3-10. Ordinært var bygget direktefundamentert, noe som ga store skader. Bygget består av to bygninger inntil hverandre. Skadene ble først observert da det oppstod en glippe mellom disse, og betongdelen begynte å helle og ble knust i hjørnet. Bygget er vernet, noe som gjorde at det ved første peling ikke fikk montert peler på innsiden av grunnmuren. Det viste seg at skadene i kjelleren var verre enn først antatt, og bygget måtte peles enda en gang. Denne gangen ble det også satt peler på innsiden [1].



*Figur 3-10: Ettermontert stålpel i knust hjørne på Sysselmannsgården, foto: E. Vabø*

Ventilert fylling krever en del vedlikehold og tilsyn, spesielt i årstidsskiftene mellom vinter og sommer da ventilene må stenges. Siden metoden bare er benyttet i Svea og ikke i Longyearbyen, velges det å se bort fra denne [16, p. 13].

## Oppsummering av de ulike fundamenteringsmetodene:

Fundamenteringsmetode	Positivt	Negativt
Direkte fundamentering	<ul style="list-style-type: none"> <li>• God kunnskap om metoden</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Krever fersk betong</li> <li>• Tiner permafrosten</li> </ul>
Frysefundamentering	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Lite setningsskader</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Krever vedlikehold</li> <li>• Avhengig av strøm</li> </ul>
Sålefundamentering	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Tåler store laster</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Krever fersk betong</li> <li>• Utgraving av permafrost</li> </ul>
MPF	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Enkelt system</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Tåler lite last</li> <li>• Vedlikehold</li> </ul>
Trepeler	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Mye utbredt</li> <li>• Billigere</li> <li>• Relativt enkelt</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Råtefare</li> <li>• Korte pelers</li> <li>• Krever boring i grunnen</li> </ul>
Stålpeler	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Kan legge inn kjøling</li> <li>• Mye utbredt</li> <li>• Billigere</li> <li>• Relativt enkelt</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Utfordrende ved store laster</li> <li>• Krever boring i grunnen</li> <li>• Kan ruste</li> </ul>
Ventilert fylling	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Relativt enkelt prinsipp</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Lite utbredt</li> <li>• Vedlikehold</li> </ul>

Tabell 3-1: Oppsummering av fundamenteringsmetoder

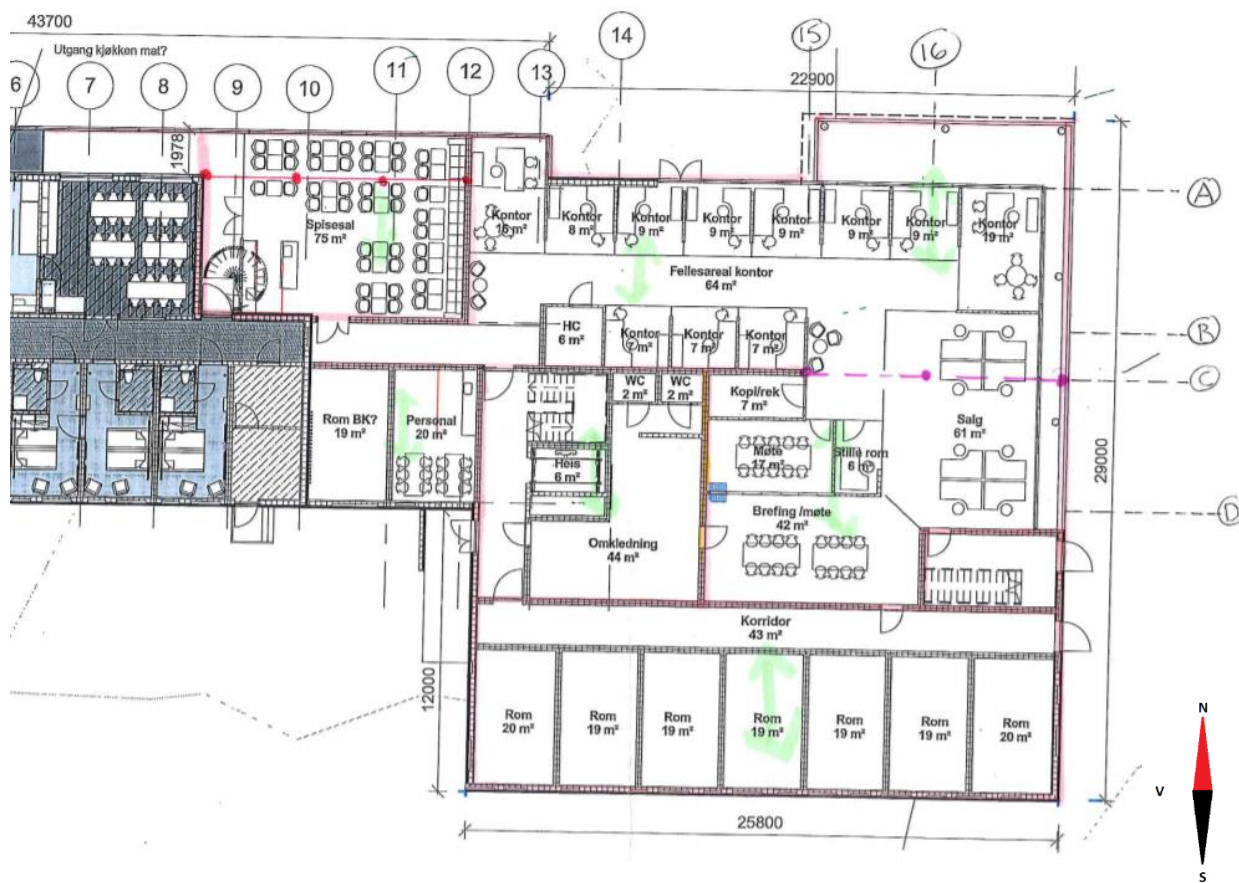
På grunnlag av vurderingene velges stålpeler som fundamenteringsmetode i denne oppgaven. Bygget bør fundamenteres dypest mulig for å unngå store skader, da det er bevegelse i grunnen.

## 3.2 Begrunnelse for valg av bæresystem

Det ble utarbeidet flere ulike utkast av mulige bæresystemer, som raskt ble komprimert til tre alternativ. Disse måtte grundig vurderes, før en endelig løsning ble valgt. Byggets 1. etasje består i hovedsak av åpne kontorareal, spisesal og hotellrom. 2. og 3. etasje består av hotellrom og våtrom og på taket uteareal med bar. Dette ga store laster som resulterte i noen utfordringer ved valg av bæresystem.

### 3.2.1 Utkast 1

I akse A plasseres det søyler cirka 1,8 meter inn i spisesalen ettersom spisesalen er utstikkende i forhold til de andre etasjene, da disse ender langs akse A. Dette hemmer eventuell middagsservering i spisesalen. I akse C er det plassert en bjelke opplagt på tre søyler midt i det åpne kontorarealet. Spennretningen for hulldekkene er langs tallaksene. Søyler låser planløsningen og kan dermed begrense bruken i fremtiden. Se figur 3-11 for illustrasjon av bæresystemet.



Figur 3-11: Utkast 1

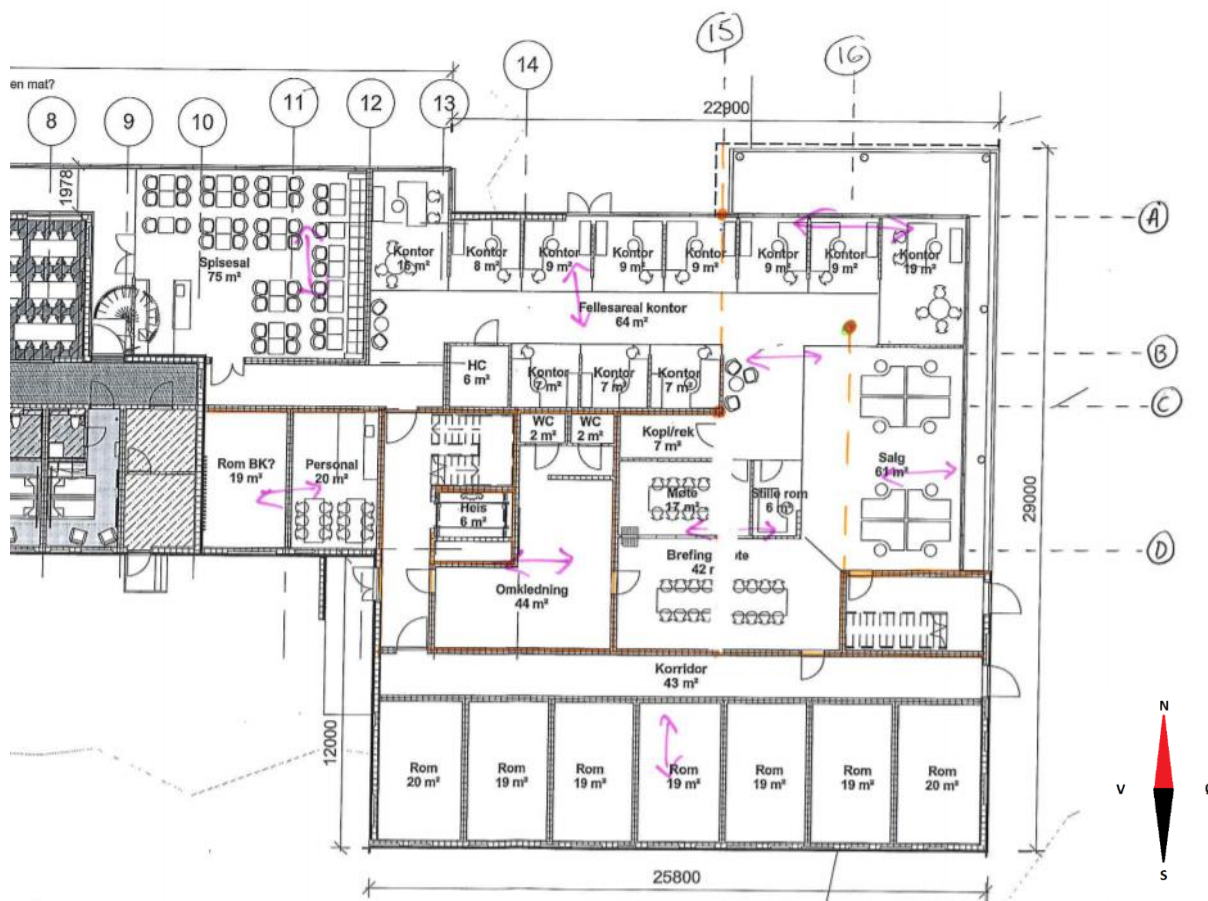


### 3.2.2 Utkast 2

I akse A/15 plasseres en søyle med en bjelke som spenner over til akse C/15. I akse B/16 blir det plassert en opphengt søyle. Bjelken spenner fra den vestlige delen av trappesjakten i akse D+/16 og til søylen. Dette vil gi en lang bjelke på ti meter, noe som er utfordrende med tanke på bygging, og at det gir store laster i dekke over andre etasje. Fordelen med dette er at kontorlandskapet forblir åpent i motsetning til utkast 1. Spennlengden mellom søylene kan resultere i store laster på pelene. Det må vurderes å sette inn flere søyler i dette utkastet, noe som kan ødelegge den åpne løsningen.

Spennretningen er langs bokstavaksene i omkleddnings- og personalrom samt i kontorarealet, med unntak av den nordvestlige delen der den er langs tallaksene. De resterende er langs tallaksene. Se figur 3-12 for illustrasjon av bæresystemet.

Det er i dette utkastet ikke tatt hensyn til ulikheten i etasjene over spisesalen, og det vil bli nødvendig med søyler.

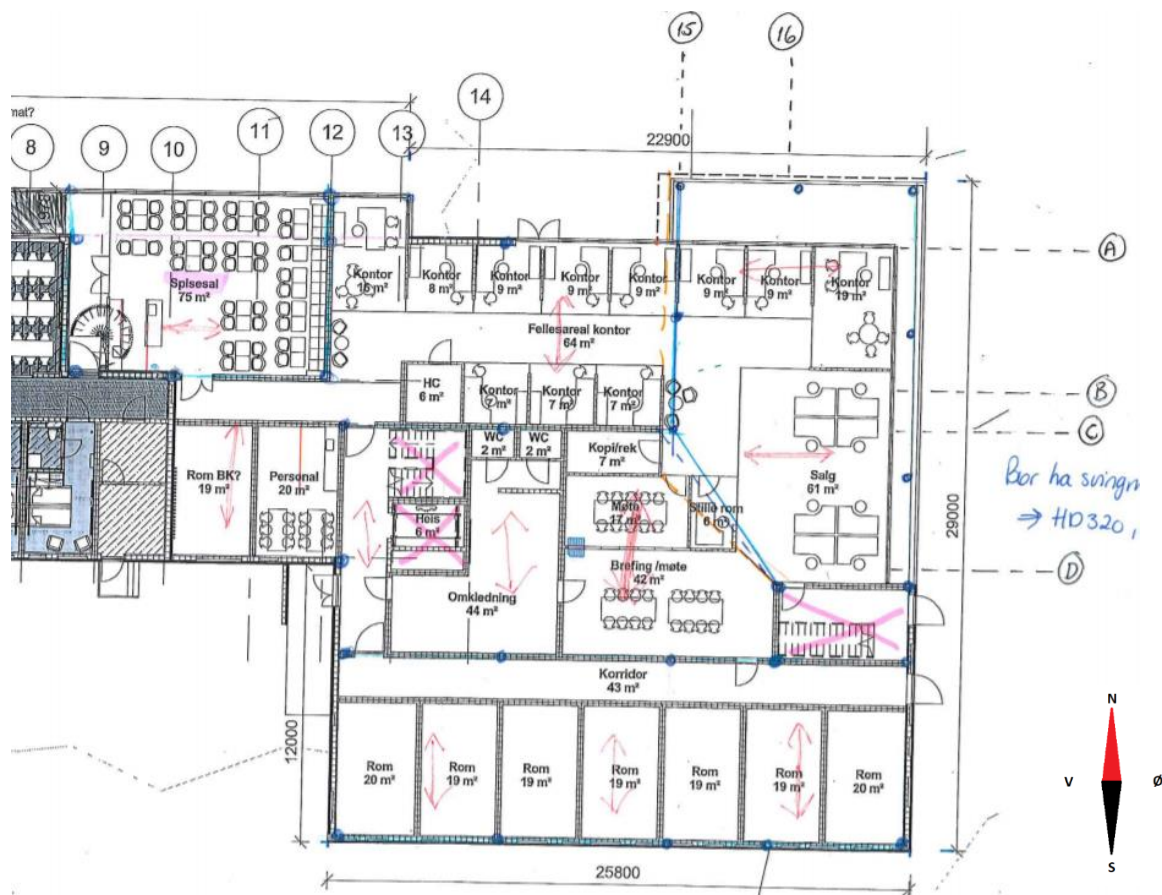


Figur 3-12: Utkast 2

### 3.2.3 Utkast 3

I dette utkastet er det lagt vekt på å beholde estetikken og den arkitektoniske utformingen, ved minst mulig bruk av synlige søyler. De nødvendige søylene blir dermed plassert i eller tett inntil vegger. I akse C forlenges veggen med 0,5 m slik at en søyle kan plasseres i C/15. Denne søylen står på linje med en søyle som plasseres mellom akse A og B, og en bjelke spenner mellom disse. I tillegg legges det inn en skråbjelke fra trappesjakten i akse D<sup>+</sup>/16 og over til søylen i C/15. Dette fører til at søylen plassert i akse C/15 tar last fra tre bjelker, som kan gi utfordringer ved bruk av bare en vanlig pel. For å unngå søyler i spisesal langs akse 12, flyttes veggen med 0,4 m mot akse 11. Dette på grunn av at veggen i overliggende etasjer er plasserte på denne måten, og det ikke ønskes å ta av hotellrommenes areal. Se figur 3-13 for en illustrasjon av bæresystemet.

Spennretning for hulldekkene er langs tallaksene, bortsett fra ved spisesal og den østlige delen som spenner langs bokstavaksene.



Figur 3-13: Utkast 3

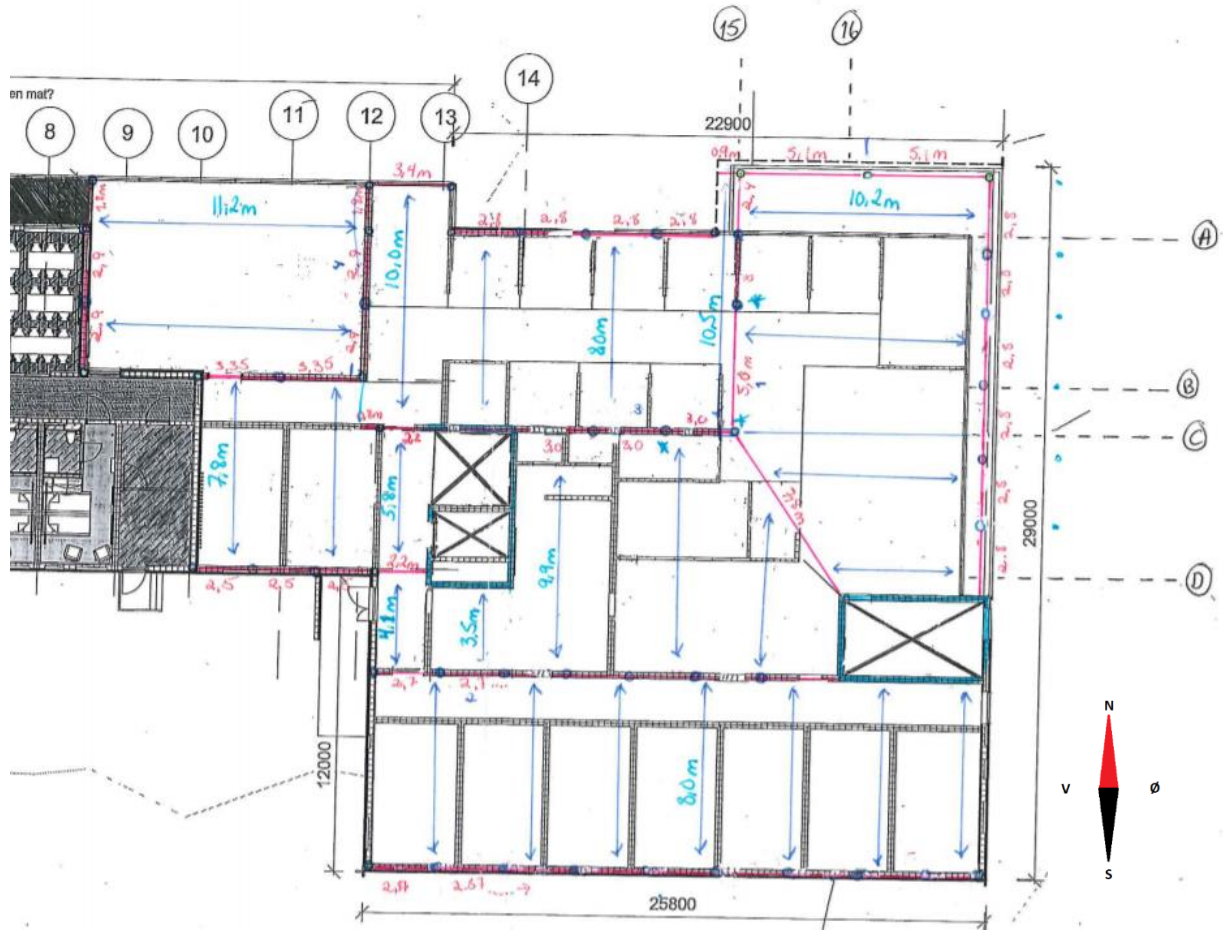
### 3.2.4 Valg av bæresystem

Under møte med veileder i Sweco fremkommer løsningen de mest trolig ender opp med. Denne løsningen er delvis lik utkast 1 med søyler i spisesal, akse A, og i kontorlandskap [I]. Dette vil trolig være den enkleste metoden å gjennomføre med tanke på lastnedføring, da lasten blir jevnt fordelt til pelene. Denne løsningen vil ifølge en personlig meddelelse fra veileder, muligens være den mest økonomiske på grunnlag av kortere spenn som gjør at mindre hulldekkedimensjoner kan benyttes. I tillegg er det et enkelt system å utføre, og byggetiden og materialbruken vil trolig bli mindre enn med utkast 3 [I]. Ulempen vil være de synlige søylene i spisesalen og kontorlandskapet.

Utkast 3 vil gi en mer estetisk løsning. Utfordringen med dette utkastet er at det kommer mye last i akse C/15. Resultatet av dette kan være at pelen må oppdimensjoneres eller antall peler må oppjusteres, da søylene tåler mer last enn pelene.

Under befaringen ble det også gjennomført et møte med personalet på *The Vault*. De ulike utkastene ble diskutert, med mest vekt på utkast 1 og 3, da disse virket mest ideelle. Utkast 3 ble omtalt som mest estetisk og gunstig for beregnet bruk i forhold til utkast 1 som muligens ville blitt en billigere løsning, men mindre funksjonell. Ifølge personalet ville søylene i spisesalen ikke vært problematiske i forbindelse med frokostservering, da de hadde fremmet privatliv. Derimot er det ikke helt avklart om den nye spisesalen skal benyttes som restaurant på kvelden. Da ville søylene i utkast 1 være til stor ulempe [II].

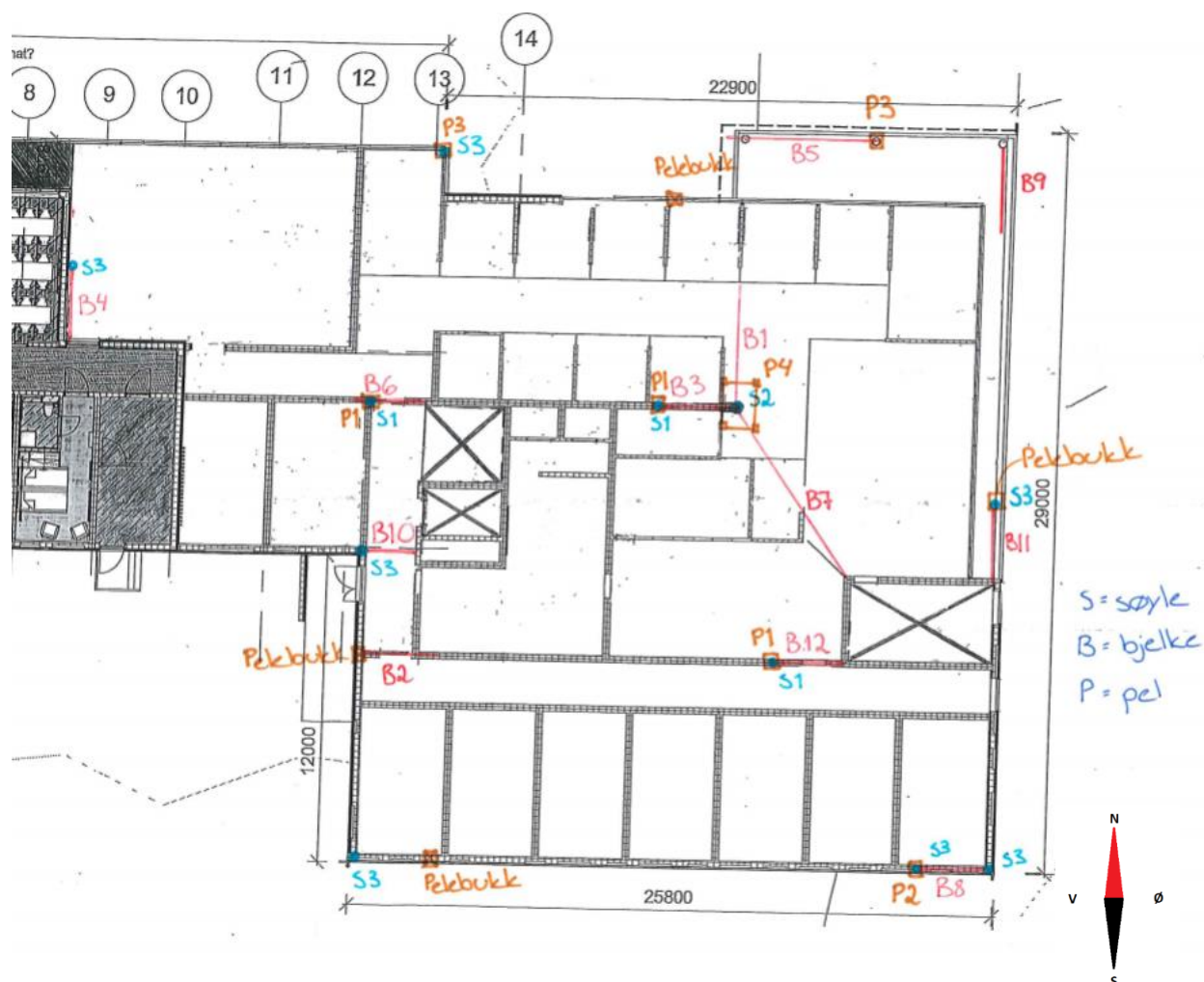
For å bevare den ønskede åpne løsningen, er det utkast 3 som blir valgt i denne oppgaven. Her blir søyler i de åpne arealene unngått. Ideelt sett bruker Sweco rundt 3 m mellom pelene [I]. Etter nøyere utarbeiding av utkastet ble flere søyler plassert, se utkast 3.1 figur 3-14. Alle søyler settes med cirka 3 m avstand for å prøve å unngå en utveksling i rammen mellom søyler og peler. Kreftene vil da kunne gå direkte i pel.



Figur 3-14: Utkast 3.1

### 3.3 Beregning av valgt bæresystem

Utvalgte bjelker, søyler og peler er navngitte som i figur 3-15, til en veiledning. Disse navnene benyttes videre i oppgaven.



Figur 3-15: Navngiving

#### 3.3.1 Laster

Egenlastene av bygget består av vekten fra hulldekkene, tak, vegger, himling, summing og tekniske føringer med mer. Egenvekten av hulldekkene ble hentet på Norelement sine nettsider [25]. Den påførte egenlasten ble estimert i de ulike etasjene, og vises i tabell 3-2.

HD265	3,88	kN/m <sup>2</sup>
HD320	4,21	kN/m <sup>2</sup>
Påført egenlast: himling, summing...	1,5	kN/m <sup>2</sup>
Påført egenlast: Takkonstruksjoner	3	kN/m <sup>2</sup>

Tabell 3-2: Karakteristiske egenlaster

For å finne nyttelast ble det sett på de ulike nyttelastkategoriene. Siden det er kontorareal i første etasje og takterrasse i fjerde, anses kategori C3 som passende. I arealene til andre og tredje etasje er det hotellrom og våtrom, som passer kategori B. Dette ga de dominerende nyttelastene som er vist i tabell 3-3, funnet i tabell NA 6.1 og tabell NA 6.2 i *Allmenne laster*.

Etasje	Kategori	Dominerende last	
Dekke over grunn	C3	5,00	kN/m <sup>2</sup>
Dekke over 1. etg.	B	3,00	kN/m <sup>2</sup>
Dekke over 2. etg.	B	3,00	kN/m <sup>2</sup>
Dekke over 3. etg.	C3	5,00	kN/m <sup>2</sup>

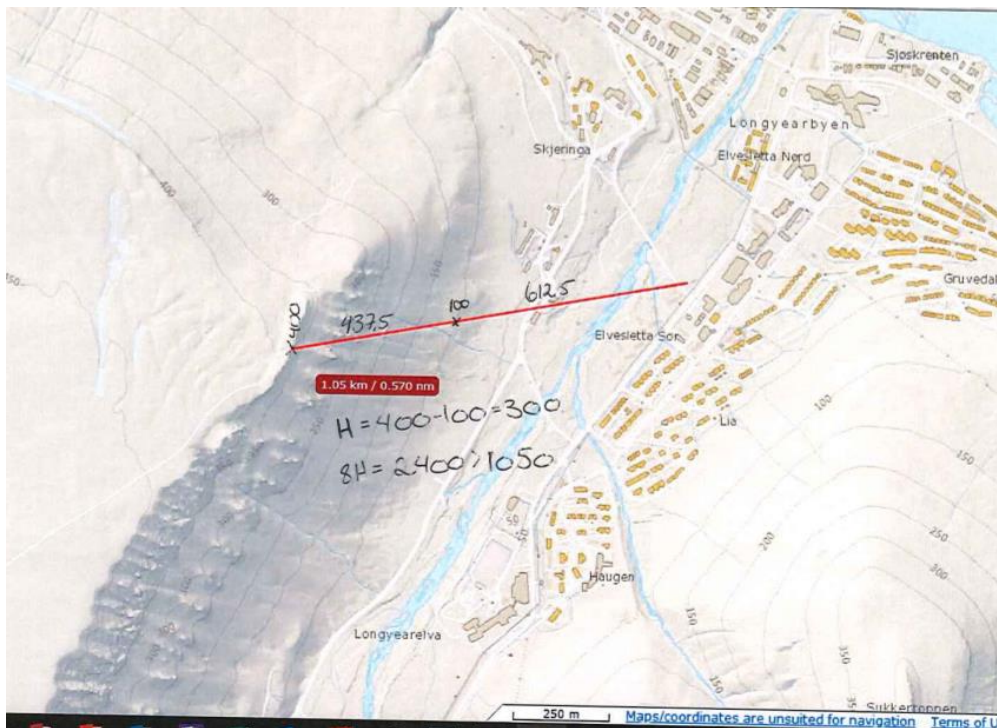
Tabell 3-3: Nyttelastkategorier

De ulike variable nyttelastene som virker på bygget i vertikal- og horisontalretning er snø og vind. Snølasten ble beregnet etter *Snølaststandard*. Eksponeringskoeffisienten og den termiske koeffisienten blir til sikker side satt lik 1. Her kunne man vurdert å sette eksponeringskoeffisienten lik 0,8 på grunn av mye vind. Dette velges derimot ikke, da det er vanskelig å vurdere hvor mye som skal til for å kategorisere byggeplassen som et åpent terreng med eksponering på alle sider uten hindring. Snølastens formfaktor,  $\mu$ , blir satt lik 0,8 som er anbefalt verdi etter NA 5.3.1(3).  $\Delta Sk$ ,  $Sk_0$  og  $H_g$  er funnet i tabell NA.4.1(901). Siden  $H$  er 25 meter og  $H_g$  er 150 meter blir  $n$  lik 0, og  $Sk$  blir lik  $Sk_0$ .

På grunn av kjente store vindlaster på Svalbard, der  $V_{b0} = 30\text{m/s}$ , er det kontrollert både vind fra havområdet sone 0 til I, og fallvind fra Platåberget og Sukkertoppen sone II til I. Dette ble kontrollert ved hjelp av *Vindlaststandard*. Fallvinden fra fjellene blir dimensjonerende siden overgangssonefaktoren  $K_3$  blir lik for begge utfallene.  $K_3$  finnes i tabell V.1. På grunn av en faktisk avstand på 1 km mellom sonene interpoleres det mellom 0,5 og 2,5 km for et mest mulig nøyaktig resultat. For å finne avstanden mellom sonene og høydekurvene ble *TopoSvalbard* benyttet [26]. Se figur 3-16 og 3-17.



Figur 3-16: Avstand og høydekurver til Sukkertoppen



Figur 3-17: Avstand og høydekurver Platåberget

### 3.3.2 Dekker

For dette hotellet er det valgt å benytte betongelementer på grunnlag av store spenn og laster. I tillegg er det enkelt å frakte da Svalbard ikke har betongblandeverk. I dekke over grunn, første og andre etasje er det benyttet HD265, og i dekke over tredje etasje HD320. Hulldekket økes i dekke over tredje etasje på grunn av høy nyttelast og økt påført egenlast som kommer av lette takkonstruksjoner, som følge av en bar og uteareal. Det anses derfor som nødvendig å øke dette på grunn av svingninger. Dette dekke benyttes også som et tungt tak.

For den største spennlengden av hulldekkene er kapasiteten i alle etasjene kontrollert opp mot betongelementboken [27]. Det er i tillegg regnet ut skjærkrefter for alle spennlengder i brudd- og bruksgrense. Dette fordi skjærkreftene til hulldekket er størst ved opplegg, og vil da bli den jevnt fordelte lasten som virker på bjelken. Skjærkreftene er dermed benyttet videre i de andre Excel-arkene der bjelkene blir beregnet.

Svingning blir målt i resonansfrekvens og er beregnet etter betongelementboka. Korreksjonsfaktorene kommer fra tabell C 1.8. Formelen for å beregne vibrasjoner er avhengig av spennlengde, oppleggsforhold, dynamisk E-modul, treghetsmoment og en jevnt fordelt masse [28]. For å finne den jevnt fordelte massen må en se på påført egenlast og egenlast av dekket. Den påførte egenlasten kommer av tak, vegger, tekniske føringer, himlinger, med mer. Nyttelasten inngår ikke i beregning av svingninger. Resonansfrekvensen vil øke ved høyere grad av innspenning og stivhet. Det vil si at jo mer innspent og stivere dekket er, desto bedre demper det vibrasjonene. Resonansfrekvensen er kontrollert for hulldekket med den største spennlengden i alle etasjene.

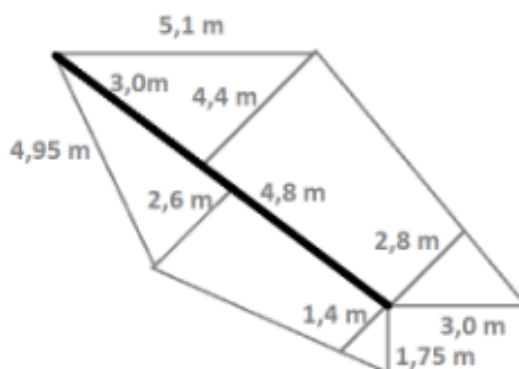


### 3.3.3 Bjelker

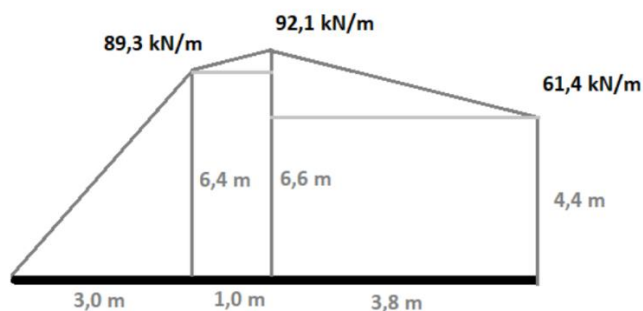
På grunn av at hulldekker benyttes vil det være mest estetisk å anvende hatteprofil for å beholde takhøyden, uten synlige bjelker. Hatteprofilene er beregnet i Excel og linket til bjelke-arkene, slik at man enkelt kan justere dimensjonene for å se hvordan dette for eksempel påvirker eventuelle nedbøyninger, momenter og skjærkrefter. Dette gjør at man enkelt kan tilpasse bjelkene etter spenn og last i etasjene. For eksempel passer «Hatteprofil 2» sine kapasiteter over ens med kravene i «skråbjelke over grunn», «skråbjelke over 1.etg» og «skråbjelke over 2 etg.», mens «Hatteprofil 1» benyttes i «bjelke 1» i alle etasjer.

I bjelkearket er dimensjonerende bjelker beregnet ut fra hatteprofil-arket, noe som gjør at de oppfyller momentkapasitet, skjærkapasitet og nedbøyningskrav. MED og VEd beregnes med lasten i bruddgrense, mens nedbøyningen regnes i bruksgrense.

Skråbjelkene får lastene fra hulldekkene inn på skrått, og får dermed en trapesformet last fra begge sider, se figur 3-18. Skrålastene summeres til en last, vist på figur 3-19. Dette gjøres ved å finne summen av lengden i punktene, og multiplisere med lasten som virker per kvadrat i etasjen.

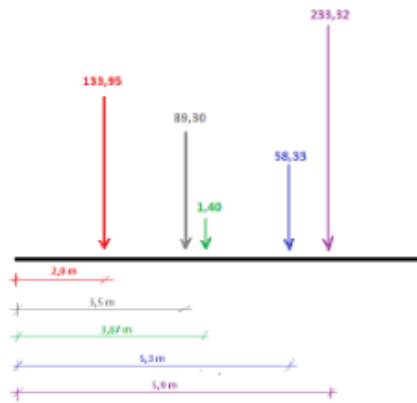


Figur 3-18: Lastsituasjon skråbjelke, laget av H. Kvalsund

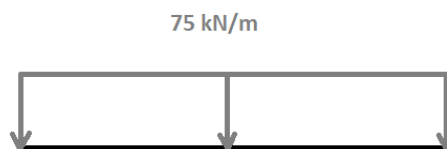


Figur 3-19: Summerte laster skråbjelke, laget av H. Kvalsund

Skrålastene beregnes deretter både som punktlaster og en jevnt fordelt last, se figur 3-20 og 3-21. I tillegg blir det gjort en kontroll av trapeslast i OS-prog for å vurdere resultatene fra de ulike beregningsmetodene.



Figur 3-20: Punktlaster skråbjelke, laget av H. Kvalsund



Figur 3-21: Jevnt fordelt last skråbjelke, laget av H. Kvalsund

Utkragerne, «bjelke 5» og «bjelke 6», er beregnet ved hjelp av formler fra byggforsksblad 421.051, der disse bjelkene regnes kontinuerlige over en søyle før utkraging [29]. Den ene har bare last på utkrager, mens den andre har både i felt og på utkraging. Dette utgjør forskjellen i formlene.

For å unngå ensidige hatteprofil med bare en flens vurderes IPE-profil i ytterkant mot kledning, dersom det kan skjules i veggene.

### 3.3.4 Søyler

Det er valgt en løsning med relativt liten dimensjon på søylene og liten avstand mellom dem. Her kunne det blitt vurdert å øke dimensjonen og avstanden, men dette gjøres ikke i et forsøk på å oppnå at pelene kan stå rett under søylene. På denne måten går kreftene rett i pelene og utveksles ikke i rammen. Dette siden pelene ikke tåler like mye som søylene, og bør derfor plasseres tettere. Etter et overslag ser man at det kan bli vanskelig med bare en pel under hver søyle, og ulike tiltak må derfor vurderes under nøyere beregning. Søylene blir regnet kontinuerlige alle andre plasser enn der det er utkraget bjelke, der vil bjelken være kontinuerlig. Søylene blir kontrollerte for trykk alene og for kombinasjon av trykk og bøyning etter *Stålstandard*. Søylene får en knekk lengde lik etasjehøyden på 3 m. Søylene som får last fra skråbjelken og to andre bjelker, blir kontrollert. I tillegg kontrolleres en generell søyle midt i bygget, som får last fra to bjelker som igjen har last fra hulldekke på begge sider. Dette vil være de søylene som er hardest belastet.

### 3.3.5 Fundament

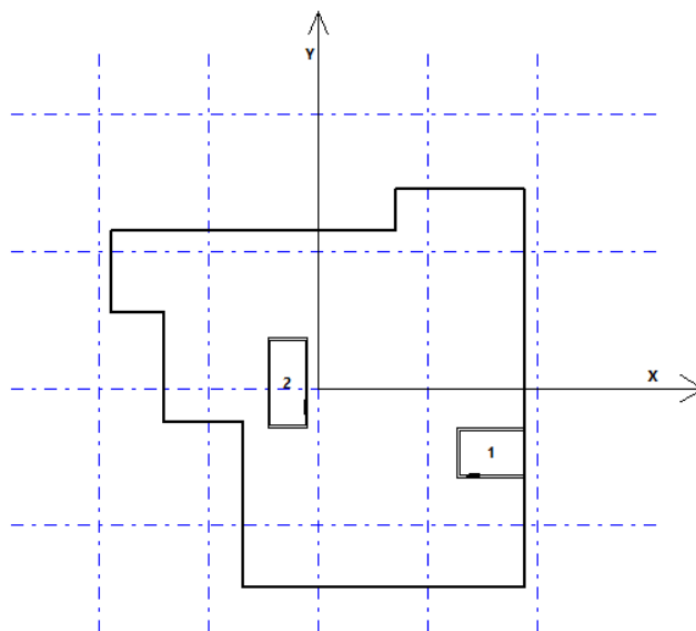
Fundamentet består av en HEB-ramme og HUP-peler, se figur 3-22. Det blir beregnet last på fire ulike plasser i bygget, der to av de er i ytterkant for en kontroll av pelelengden. Den tredje er midt i bygget med mye last, og til slutt blir det kontrollert under søylene i akse C/15 som har mest last. Lasten blir sammenlignet med oppgitt kapasitet til pelene. Dersom lastene er for store må ulike tiltak vurderes. Pelene må også ta vindlast, så kapasiteten må være god nok til både vertikale og horisontale laster. Tiltak for å løse dette kan være utveksling i rammen eller to skråpeler per søyle for å bedre kapasiteten. Rammen må også kontrolleres for skjær- og momentkapasitet.



*Figur 3-22: HEB-ramme og HUP-peler, foto: E. Vabø*

### 3.3.6 Horisontalavstivning – sjakter

Det er vindlast og jordskjelv som virker horisontalt på bygget. For å avstive bygget horisontalt for vind sjekkes det om de to trappe- og heissjaktene i betong kan ta denne avstivningen. På grunn av momentet skapt av vinden må sjaktene peles i hjørnene. Momentet gjør at pelene tar krefter som trykk på den ene siden og strekk i den andre, med mindre egenlasten fra bygget er stor nok til at begge pelene får trykk. Pelene motstår begrenset strekkbelastning. Ved tilfeller der styrken til pelene er under kravet, må det iverksettes tiltak [I]. Beregningene gjøres i OS-prog V-skive, og kontrolleres i Excel. På figur 3-23 vises bygget modellert i V-skive, med sjakt 1 og 2.



Figur 3-23: Modellering i V-skive

### 3.4 Horisontalskiver

I dekke over første, andre og tredje etasje føres vindlasten fra fasaden inn på dekket og videre inn på sjaktene. Dekket betraktes som en høy bjelke med oppleggspunkt i sjaktene. På grunn av at bygget er tilnærmet kvadratisk og sjaktene gunstig plassert, kan det benyttes strekkbånd i ytterkant på alle sidene. Bjelkene i ytterkant vil fungere som strekkbånd når de forbindes kontinuerlig, og der det ikke er bjelker kan det støpes ut en kanal i hulldekket med armering.

I dekke over grunn må horisontallasten føres til pelebukkene, og et eget system må her etableres.

### 3.5 Jordskjelvkontroll

I Norge måles det jevnlig jordskjelv med styrke rundt 3 på Richters skala, men jordskjelv på over 5 forekommer [30]. I 2008 ble det målt et jordskjelv i Storfjorden utenfor Svalbard på 6,2 på Richters skala [31]. Dette var lenge det høyest målte jordskjelvet i Norge. Etter dette har det blitt målt flere store skjelv på Svalbard og Jan Mayen. På Svalbard har det blant annet blitt målt ett i 2016 på 5,3 [32], i 2017 på 4,5 [33] og i 2018 på 4,5 [34]. I 2018 ble det målt et skjelv på 6,8, 120 km nordvest for Jan Mayen [35]. Andre store jordskjelv i Norge, på Norges fastland, er høyest målt til 5,8 på Lurøy i Nordland i 1819 [31].

På Norges fastland er det en del av dimensjoneringen å prosjektere for jordskjelv. I flere tilfeller klarer man å komme innunder ett eller flere utelatelseskriterier, ofte på grunn av de lave seismiske sonene. På Svalbard er ikke de seismiske sonene kartlagt, men man går utfra en jordakselerasjon på  $1,05 \text{ m/s}^2$ , noe som er relativt høyt [I]. Likevel prosjekteres det sjelden for jordskjelv på Svalbard på grunn av at det prosjekteres for store vindlaster [I]. Det velges likevel i denne oppgaven å undersøke om man kommer under utelatelseskriteriene etter *Jordskjelvstandard*.

Det første kriteriet går ut på seismisk klasse, og man oppfyller dette dersom en er i klasse I. Det andre kriteriet går ut på at jordakselerasjonen,  $a_g$ , multiplisert med en forsterkningsfaktor,  $S$ , skal være mindre enn  $0,49 \text{ m/s}^2$ . Det tredje kriteriet er oppfylt dersom dimensjoneringsspektrumet,  $S_d(T)$ , er mindre enn  $0,49 \text{ m/s}^2$ . Det siste kriteriet går ut på at skjærkraften ved fundamentnivå fra jordskjelv skal være mindre enn vindlasten pluss skjevstillingslasten inkludert lastfaktorer.

## 4 Resultat

### 4.1 Laster

Tabell 4-1 viser de beregnede totallastene etter ligning 6.10b i tabell NA.A1.2(B) i *Grunnlag for prosjektering*. Resultatet viser høye laster, spesielt dekke over tredje etasje der lasten er noe over 19 kN/m<sup>2</sup>. Det brukes her HD320 i stedet for HD265. De ulike fullstendige beregningene av nytteaster ligger i vedlegg 10.1.1 *Nyttelaster*. I fast nytteast inngår nytteastkategoriene og i varierende inngår snø.

Etasje	Kategori	Egenlast	Nyttelast fast	Nyttelast varierende	Dim. last	
Dekke over grunn	C3	5,38	5,00	0,00	<b>13,956</b>	kN/m <sup>2</sup>
Dekke over 1. etg.	B	5,38	3,00	0,00	<b>10,956</b>	kN/m <sup>2</sup>
Dekke over 2. etg.	B	5,38	3,00	0,00	<b>10,956</b>	kN/m <sup>2</sup>
Dekke over 3. etg.	C3	7,21	5,00	2,80	<b>19,092</b>	kN/m <sup>2</sup>

Tabell 4-1: Dimensjonerende laster

De dimensjonerende lastene blir brukt videre til å beregne hulldekkene i bruddgrense. For å beregne i bruksgrense blir egenlast og nytteast uten lastfaktorer benyttet. De avgjørende resultatene vil være fra dekke over grunn og dekke over tredje etasje, siden det er her lastene er størst.

#### 4.1.1 Snølast

Resultatet av snølasten vises i tabell 4-2. Den blir noe høy da det til sikker side ikke tas hensyn til mye vind. Figur 4-1 illustrerer at man kunne vurdert eksponeringsfaktor på 0,8, da man ser lite snø på takene. Dette velges likevel ikke, da vinden kan variere.

Snølast		
$S=S_k*\mu*C_e*C_t$		
S	<b>2,80</b>	kN/m <sup>2</sup>

Tabell 4-2: Resultat snølast



Figur 4-1: Snøsituasjon på tak, foto: E. Vabø

#### 4.1.2 Vindlast

For vindlast vurderes resultatene for de ulike beregnede metodene og tilfellene, og resultatene blir nokså like. På bakgrunn av interpoleringen settes  $K_3$  til 1,13, se tabell 4-3.

$k_{30,5}$	1,15	0,50 km til sone I
$k_{32,5}$	1,05	2,50 km til sone I
$k_3$	<b>1,13</b>	1,00 km til sone I, Faktisk avstand

Tabell 4-3: Interpolering  $K_3$

Ved bruk av forenklet metode fra sone 0 til I blir vindlasten  $1,9 \text{ kN/m}^2$ , vist i tabell 4-4.

Vind fra sone 0 til I			
Forenklet	$q_p(z)$	$q_{p0}(z) \cdot K_3$	
	$q_p(z)$	<b>1912,50</b>	$\text{N/m}^2$

Tabell 4-4: Resultat forenklet vindlast

Det samme resultatet oppstår ved forenklet formel for fallvind, se tabell 4-5, siden verdien for  $K_3$  blir identisk.



<b>Vindlast</b>				
Fallvind pga. Sukkertoppen og Platåberget				
Forenklet	qp(z)	qp0(z)*K3	<b>1 912,50</b>	N/m <sup>2</sup>

Tabell 4-5: Resultat forenklet fallvind

Ved fullstendig beregning blir den rett over 2 kN/m<sup>2</sup>. Forskjellen er dermed liten. Se tabell 4-6.

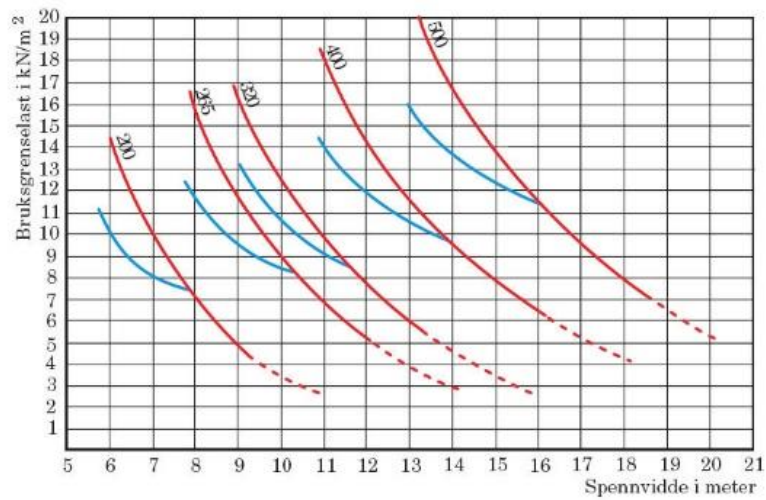
<b>Vindlast</b>					
Fallvind pga. Sukkertoppen og Platåberget					
qp(z)=[1+7*Iv(z)]*0,5*ρ*Vm <sup>2</sup> (z)*k3					
qp(z)	<b>2 006,38</b>	N/m <sup>2</sup>	~	<b>2,00</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>

Tabell 4-6: Resultat fullstendig vindlastberegning

## 4.2 Dekker

I vedlegg 10.1.2 *Hulldekker* er det fullstendige beregninger for hulldekkene i alle etasjene.

I dekke over grunn ser man ut fra betongelementboken at kapasiteten for påførte laster til HD265 med spennvidde 10,8 m er 7 kN/m<sup>2</sup>, som vist på figur 4-2 [36]. Ut fra påførte laster, vist i tabell 4-7, er dette over dimensjonert last på 6 kN/m<sup>2</sup>, og er dermed innenfor kravene. Dette vil si at kapasiteten til hulldekket er tilfredsstillende i dekke over grunn, første og andre etasje Dette fordi det er større laster i dekke over grunn enn de to andre dekkene. Det er i utgangspunktet hulldekkeleverandør som har kontroll på kapasiteten til dekkene, men dette er en grei forhåndskontroll.



Figur 4-2: Kapasitet til HD265 [36]

<b>Kontroll kapasitet</b>	der g er påført egenlast og p er nyttelast (bruksgrense)		
	g	1,50	kN/m <sup>2</sup>
	p	5,00	kN/m <sup>2</sup>
Kontroll	0,75g+p	<b>6,13</b>	kN/m <sup>2</sup>

Tabell 4-7: Kontroll kapasitet dekke over grunn

Resultatet for beregningene for dekke over tredje etasje er vist i tabell 4-8. Her er det en påført last på 10 kN/m<sup>2</sup>. Kapasiteten til HD320 for en spennvidde på 10,8 m er rett over 10 kN/m<sup>2</sup> og innenfor kravene.

<b>Kontroll kapasitet</b>	der g er påført egenlast og p er nyttelast (bruksgrense)		
	g	3	kN/m <sup>2</sup>
	p	7,80	kN/m <sup>2</sup>
Kontroll	0,75g+p	<b>10,05</b>	kN/m <sup>2</sup>

Tabell 4-8: Kontroll kapasitet dekke over 3. Etg.

Hulldekkene ble også kontrollerte for svingninger som vurderes etter menneskelig komfort og konstruksjonens påkjenninger [37, p. 4]. Det er ingen direkte krav om minimum resonansfrekvens, men anbefalte verdier fra betongelementboken sier at den bør være over 4 Hz for kontorer og 5,5 Hz for boliger [38]. Ut fra tabell 4-9 ser man at resonansfrekvensen her blir rett over 4 Hz. Helst burde resonansfrekvensen vært noe høyere, med tanke på at dette er et hotell også og ikke bare kontorer. Dette utgjør ingen fare for konstruksjonen, men kan ved pulserende last svinge noe. Tiltak for å høyne resonansfrekvensen dersom dette anses som nødvendig, er å øke hulldekkedimensjonen til HD320. En kan også gi oppleggene for hulldekkene noe innspenning, spesielt der hulldekkene har samme spennretning på hver side av bjelken. Fullstendige utregninger for svingning finnes i vedlegg 10.1.3 *Svingninger*.

<b>Svingning</b>	$(\pi/(2*L^2))*\sqrt{(EI/mb)}$	<b>4,12</b>	Hz	Dekke over grunn
------------------	--------------------------------	-------------	----	------------------

Tabell 4-9: Resultat svingning

### 4.3 Bjelker

På grunn av varierende laster og spennlengder som virker på bjelkene, brukes ulike dimensjoner på hatteprofilene. De benyttede dimensjonene er hentet fra *Stålbyggnadsinstituttet* [39]. Lastene som virker på bjelkene er størst i *bjelker over 3. etg.* Det er ikke oppgitt noen krav fra prosjektet på nedbøyning, i denne oppgaven brukes det et krav på L/250 da dette er et anbefalt krav i *Betongstandard*. Alle nedbøyninger kontrolleres også opp mot L/300, da dette er det strengeste kravet anbefalt i andre materialstandarder. Se fullstendige utregninger for hatteprofil i vedlegg 10.1.4 *Hatteprofil* og for bjelkene i vedlegg 10.1.5 *Bjelker*.

«Hatteprofil 1» er benyttet i «bjelke 1» i alle etasjer. I *bjelker over 3. etg.* blir det en utnyttelse av momentkapasiteten på 97%. Utnyttelsen av skjærkapasiteten er 50%, som er tilfredsstillende. Nedbøyningen blir 15,6 mm, som er under det strengeste kravet på L/300. Se tabell 4-10 for resultater.

<b>Bjelke 1</b>					
MEd	$qL^2/8$	304,28	kNm		
VEd	$qL/2$	243,42	kN		
MRd		314,38	kNm	Utnyttelse	<b>97%</b>
VRd		488,00	kNm	Utnyttelse	<b>50%</b>
Nedbøyning	$5/384 * qL^4/EI$	15,64	mm		
L/300		16,67	mm		

Tabell 4-10: Kontroll kapasitet bjelke 1

«Hatteprofil 2» er benyttet i skråbjelken i *bjelker over grunn* og *bjelker over 1. og 2. etg.* Her er det lastene fra *bjelker over grunn* som vil være størst og vist i tabellene. Denne bjelken er kontrollert både i Excel og OS-prog. Resultatene som blir benyttet videre er fra OS-prog, og for fullstendige beregninger se vedlegg 10.2.1 *Skråbjelke*. Fullstendig beregning i Excel finnes i vedlegg 10.1.6 *Skråbjelke*. Utnyttelsen av moment i bjelker over grunn vil være 81% og av skjær 57%. Nedbøyningen vil bli 35 mm, noe som er over L/300. Siden denne bjelken har en lengde på 7,8 m, legges det inn en overhøyde på bjelken lik nedbøyningen av egenvekten. Dette er beregnet i OS-prog, og gir en overhøyde på 22 mm. Nedbøyningen vil da bli 13 mm. Tabell 4-11 viser resultatene av denne utregningen.

<b>Bjelke 7 - skrå</b>				
MEd	570,38	kNm		
MEd OSprog	599,00	kNm		
VEd	290,95	kN		
VEd OSprog	290,00	kN		
MRd	740,39	kNm	Utnyttelse	<b>81%</b>
VRd	507,52	kN	Utnyttelse	<b>57%</b>
Nedb.	34,92	mm		
Nedb. OSProg	<b>35,00</b>	mm		
L/300	<b>26,00</b>	mm		
Overhøyde	22	mm	Endelig nedb.	<b>13 mm</b>

Tabell 4-11: Kontroll kapasitet skråbjelke

«Hatteprofil 3» er benyttet i «bjelke 2», «bjelke 3», «bjelke 4», «bjelke 5», «bjelke 6», «bjelke 8» og «bjelke 9» i alle etasjer. Høyest utnyttelse har «bjelke 3» i *bjelker over 3. etg.* Her blir utnyttelsen av moment og skjær henholdsvis 86% og 53%. Her ser man at bjelken er godt utnyttet med tanke på momentkapasitet. Nedbøyningen vil være liten, 4,74 mm, men det velges ikke å justere til mindre dimensjon på grunn av tilfredsstillende utnyttelse ellers. Se tabell 4-12.

<b>Bjelke 3</b>			
qbrudd	170,87	kN/m	
qbruks egen	64,53	kN/m	
qbruks nytte	44,75	kN/m	
MEd	192,23	kNm	
VEd	256,31	kN	
MRd	224,47	kNm	Utnyttelse <b>86%</b>
VRd	488,00	kN	Utnyttelse <b>53%</b>
Nedb.	<b>4,74</b>	mm	

Tabell 4-12: Kontroll kapasitet bjelke 3 over 3. etg

«Hatteprofil 4» er benyttet i skråbjelken i *bjelker over 3. etg.* Her blir det høy utnyttelse av moment med 101%, utnyttelsen av skjær er også noe høy med 78%. Dette er elastisk kapasitetsutnyttelse, men den plastiske kapasiteten vil være noe høyere. Dette gjør at det kan hentes inn noe ekstra kapasitet og resultatet er derfor tilfredsstillende. Nedbøyningen blir 49 mm. Her kan det også velges en overhøyde på bjelken lik nedbøyningen fra egenlasten på 22 mm. Nedbøyningen blir da 27mm, noe som er innenfor kravet på L/250. Se tabell 4-13.

<b>Bjelke 7 - skrå</b>				
MEd	798,53	kNm		
MEd OSprog	814,00	kNm		
VEd	398,21	kN		
VEd OSprog	395,00	kN		
MRd	807,54	kNm	Utnyttelse	<b>101%</b>
VRd	507,52	kN	Utnyttelse	<b>78%</b>
Nedb.	44,96	mm		
Nedb. OSProg	<b>49,00</b>	mm		
L/250	<b>31,2</b>	mm		
Overhøyde	22	mm	Endelig nedb.	<b>27mm</b>

Tabell 4-13: Kontroll kapasitet skråbjelke over 3. etg

I ytterkant er det ikke behov for hatteprofil, da for eksempel en IPE-bjelke kan skjules i veggen og ikke kommer synlig ned i rom under. På denne måten unngås det ensidig hatteprofil med en flens, og det kan sveises fast bolter i toppflens på bjelkene slik at dekkene kan festes. Kledningen kan enkelt festes i bjelkene. Beregningene for dette finnes i vedlegg 10.1.5 *Bjelker*.

#### 4.4 Søyler

Søylene ble først kontrollerte for trykk alene, deretter for kombinasjonen av bøyning og trykk. Fullstendig utregning finnes i vedlegg 10.1.7 *Søyler*. Søylene som benyttes er HUP140x140x8 i ytterkant, HUP250x250x10 for den søylen som tar mest last, og HUP160x160x10 for de resterende.

Søyle 1 får en kapasitetsutnyttelse på 64% for trykk og 86% for bøyning og trykk, som vist i tabell 4-14. Søylen har tilstrekkelig kapasitet.

<b>Søyle 1</b>	HUP160x160x10		
NEd		1 100,96	kN
<b>Trykk alene</b>			
NcRd	$f_y \cdot A / \gamma_{M0}$	1 977,86	kN
NbRd	$\chi \cdot N_{cRd}$	1 722,42	kN
n	NEd/NbRd	<b>64</b>	%
<b>Bøyning og trykk</b>			
MyEd	NEd*e	22,02	kNm
MyRk	$W \cdot f_y / \gamma_{M1}$	90,95	kNm
m	MEd/MRd	24	%
m+n	formel (6.2) NS 1993-1-1	88	%
Bøyning og trykk	$NEd / (\chi \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}) + k_{yy} \cdot MyEd / (\chi_{LT} \cdot MyRk / \gamma_{M1})$	<b>86</b>	%

Tabell 4-14: Kontroll kapasitet søyle 1

Søyle 2 får en kapasitetsutnyttelse på 63% for trykk og 78% for bøyning og trykk, se tabell 4-15.

<b>Søyle 2</b>	HUP250x250x10		
NEd		1 926,28	kN
<b>Trykk alene</b>			
NcRd	$f_y \cdot A / \gamma_{M0}$	3 195,00	kN
NbRd	$\chi \cdot N_{cRd}$	3 041,49	kN
n	NEd/NbRd	<b>63</b>	%
<b>Bøyning og trykk</b>			
MyEd	NEd*e	38,53	kNm
MyRk	$W \cdot f_y / \gamma_{M1}$	242,75	kNm
m	MEd/MRd	16	%
m+n	formel (6.2) NS 1993-1-1	79	%
Bøyning og trykk	$NEd / (\chi \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}) + k_{yy} \cdot MyEd / (\chi_{LT} \cdot MyRk / \gamma_{M1})$	<b>78</b>	%

Tabell 4-15: Kontroll kapasitet søyle 2

Søyle 3 vil få en kapasitetsutnyttelse på 41% for trykk og 55% for kombinasjonen av bøyning og trykk, vist i tabell 4-16. Søyle 3 blir benyttet i ytterkant, og vil dermed ha mindre laster og lavere utnyttelse enn de andre.

<b>Søyle 3</b>	HUP140x140x8		
NEd		470,73	kN
<b>Trykk alene</b>			
NcRd	$f_y \cdot A / \gamma_{M0}$	1 396,33	kN
NbRd	$\chi \cdot N_{cRd}$	1 159,68	kN
n	NEd/NbRd	<b>41</b>	%
<b>Bøyning og trykk</b>			
MyEd	NEd*e	9,41	kNm
MyRk	$W \cdot f_y / \gamma_{M1}$	56,80	kNm
m	MEd/MRd	17	%
m+n	formel (6.2) NS 1993-1-1	57	%
Bøyning og trykk	$NEd / (\chi \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}) + k_{yy} \cdot MyEd / (\chi_{LT} \cdot MyRk / \gamma_{M1})$	<b>55</b>	%

Tabell 4-16: Kontroll kapasitet søyle 3

## 4.5 Fundament

Bruddgrenselastene for pelene er oppgitt fra veileder i *Sweco [I]*. Lastene er avhengig av pel lengden, og jo lengre pel desto høyere bruddgrenselast. De oppgitte pelekapasitetene vises i vedlegg 10.1.8 *Oppgitt pel-kapasitet*, og alle beregninger for pelene i vedlegg 10.1.9 *Peler*.

Lastene ned på pelene kommer fra rammen. Rammen tar last fra søylene, som igjen tar last fra bjelkene og dekkene. På grunn av store laster, blir det her brukt tre ulike metoder for å føre lastene ned i pelene. I tillegg må det tas høyde for den horisontale vindlasten. Dette blir gjort ved å benytte pelebukker.

### 4.5.1 Pel 1

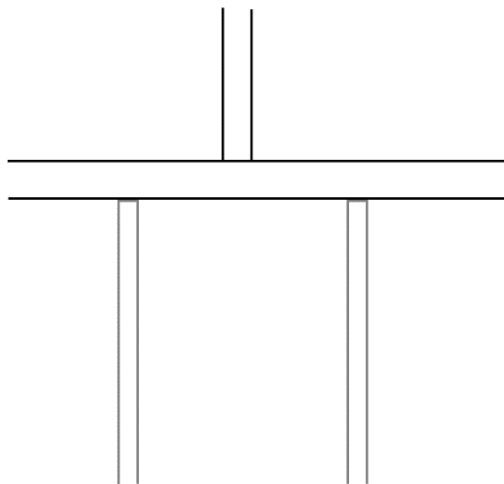
Pel 1 blir benyttet under alle søyler som ikke er i yttervegger, med unntak av pelingen under søyle 2. Utfra tabell 4-17 ser man at lasten under søylen er 1480 kN. Det blir derfor vanskelig å føre last rett i pel uavhengig av pelens lengde.



<b>Pel 1</b>	140x140x8				
Ned			<b>1475,68</b>	kN	
<b>Bruker to peler, avstand 0,6 m</b>	NEd, per pel	NEd/2	737,84	kN	→ 18 m pel

Tabell 4-17: Last ned i pel 1

Det trengs derfor to peler med lengde på 18 m per søyle og en avstand på 0,6 m mellom dem, illustrert på figur 4-3. Dette ut fra personlig meddelelser fra ekstern og intern veileder som sier at avstanden minimum kan være 0,5 m eller diameter multiplisert med tre [I]. Dette for at de benyttede jordtrykkarealene ikke skal overlappe. Det blir da en utveksling i rammen, som også må kontrolleres.



Figur 4-3: Illustrasjon av utveksling i ramme for pel 1, laget av E. Vabø

Kontrollen av rammen vises i tabell 4-18. På grunn av stor utnyttelse av skjærkapasitet, benyttes HE400B. Skjærkapasitetsutnyttelsen blir da 80%. Dette vil være den dimensjonerende utnyttelsen da maks momentet blir lavt i forhold til kapasiteten.

<b>Kontroll ramme HE400B</b>						
	VEd	NEd/2	737,84	kN		
	VRd	$(h-2*tf)*tw*fy/(\sqrt{3}*\gamma M0)$	927,59	kN	Utnyttelse	<b>80%</b>
	MEd	NEd*L/4	221,35	kNm		
	MRd	$Wy*fy/\gamma M0$	973,71	kNm	Utnyttelse	<b>23%</b>

Tabell 4-18: Kontroll kapasitet av ramme ved pel 1

#### 4.5.2 Pel 2 og 3

Som vist i resultatet for søyler er det minst last i ytterkant. Pel 2 og Pel 3 benyttes derfor her, se tabell 4-19 og 4-20. Her blir lastene så lave at de kan gå rett i pel uten utveksling i rammen. Det behøves da en pelelengde på 16 m.

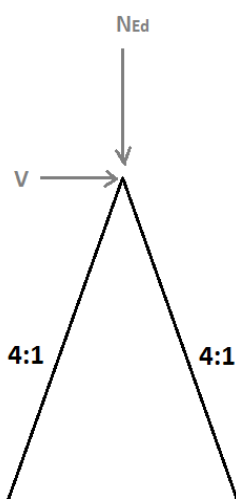
<b>Pel 2</b>	HUP140x140x8			
NEd	<b>564,99</b>	kN	< 717,92kN	→ 16 m pel

Tabell 4-19: Last ned i pel 2

<b>Pel 3</b>	HUP140x140x8			
NEd	<b>615,55</b>	kN	< 717,92 kN	→ 16 m pel

Tabell 4-20: Last ned i pel 3

På grunn av lavere utnyttelse i pelene i ytterkant, velges det at disse skal ta horisontallasten ved hjelp av pelebukker. Pelebukkene er to skråstilte peler som tar last både fra bygget og fra vind. Se figur 4-4. Vindlasten alene vil gi strekk i ene pelen og trykk i den andre, men på grunn av at vindretningen kan snu må kapasiteten til pelene være like. Det må derfor vurderes for trykk og strekk i pelene. Se vedlegg 10.1.10 *Strekk pel* for fullstendig kontroll av strekk i skråpelene.



Figur 4-4: Illustrasjon pelebukk, laget av H. Kvalsund

## Nord og Sør

Vindlasten som skal fordeles blir størst på nord- og sørsiden, siden det er her bygget har størst vindlastareal på henholdsvis trykk- og sugside. For utregning av trykk og sug på veggene, sone D og E, benyttes utvendig formfaktor  $C_{pe10}$ . Disse summeres i dette tilfellet ettersom belastede lastarealer på trykk- og sugside er like. Resultatet for dette vises i tabell 4-21.

Nord/Sør			
V	$q_p(z) \cdot (D+E) \cdot L_F \cdot H \cdot B$	<b>1739,64</b>	kN

Tabell 4-21: Vindlast i retning nord/sør

På nord- og sør-siden er det behov for pelebukker i tillegg til at det er en pel per søyle der dette ikke benyttes. Se tabell 4-22 for beregning av antall pelebukker på grunn av trykk. Dersom man regner med 10 pelebukker, 5 på hver side, tar hver pelebukk en vindlast på 175 kN. Ut fra resultatet ser man da at totallast i hver skråpel er 665 kN, og en pelelengde på 16 m er tilstrekkelig. Det er god kapasitet for trykklasten.

<b>Nord og sør</b>					
V i hver pelebukk		<b>175</b>	kN		→ trenger 10 pelebukker
Vertikallast i hver skråpel	NEd/2	315,47	kN		
Horisontallast i hver skråpel	V*4/2	350	kN		
Tot.last i hver skråpel		<b>665,47</b>	kN	< <b>717 kN</b>	→ 16 m pel

Tabell 4-22: Beregning av antall pelebukker for vindretning nord/sør

Vertikalpeler tar begrenset med strekk, men skråpeler tar noe [I]. For å beregne strekk ser man på lavest mulig last fra bygget. Dette vil være vindlasten multiplisert med en lastfaktor på 1,5 og egenlasten med en lastfaktor på 0,9. Ut fra beregningene ser man at det er lavest egenlaster på Pel 3. Til sikker side blir derfor denne pelen benyttet for kontroll av strekk, uavhengig av hvilken vindretning som kontrolleres. Derfor blir bruksgrenseverdiene fra egenlast for Pel 3 benyttet for å finne lavest NEd.

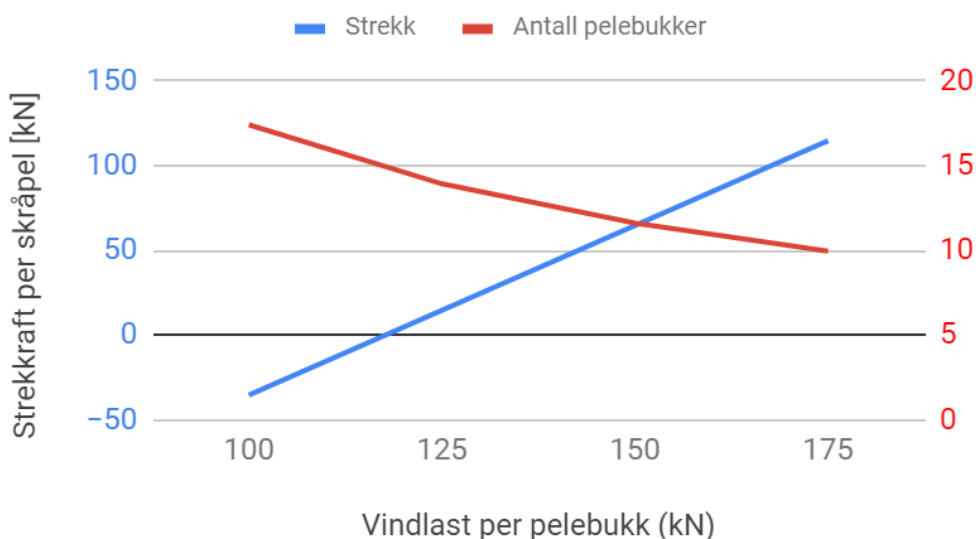
Størrelsen på vindlasten i hver skråpel er avhengig av hvor mange pelebukker man har. Jo flere pelebukker, desto mindre last per skråpel. Dersom man benytter 14 bukker i nord og sør, slik at hver tar en vindlast på 125 kN, får hver skråpel en aksiallast på 250 kN i tillegg til egenlasten. Skråpelene har et fall på 4:1, se figur 4-4, og vindlasten som blir tatt opp i skråpelene er dermed vindlasten multiplisert med fire og dividert på to, ettersom den går i to peler. Dersom denne lasten er større enn egenlast multiplisert med lastfaktoren er det strekk i pelen. Disse beregningene vises i tabell 4-23.

Strekk i skråpel (minst last i pel 3)	G	261,52	kN	
	LF	0,9		
	V	250	kN	
	V-G*0,9	<b>14,63</b>	kN	strekk

Tabell 4-23: Strekk i skråpel, pelebukk i retning nord/sør

Hvor mye strekk en skråpel tar må vurderes av en geotekniker, da det er vanskelig å si noe om kapasiteten til en pel med tanke på permafrosten. Forholdet mellom strekk, vindlast og antall peler er vist i figur 4-5. Den venstreaksen viser strekk-kraft per skråpel, høyreaksen viser antall pelebukker og horisontalaksen viser vindlast per pelebukk. Ut fra grafene ser man at dersom pelene tar mindre strekk enn forventet kan antall pelebukker økes, og vindlast per bukk blir mindre. Det er dermed strekk som blir dimensjonerende for antall pelebukker.

Forhold mellom strekk, vind og antall peler (Nord og sør)



Figur 4-5: Illustrasjon av forholdet mellom strekk, vind og antall peler i retning nord/sør

## Øst

I øst regnes det med trykk fra vindlasten, sone D, da dette gir høyest last og er til sikker side, se tabell 4-24.

Øst			
V	$q_p(z) \cdot D \cdot L_F \cdot H \cdot B$	<b>889,14</b>	kN

Tabell 4-24: Vindlast i retning øst

Det er da en litt lavere horisontallast som skal fordeles i pelebukkene, enn i nord og sør. For trykk kan hver pelebukk ta en vindlast på 175 kN, noe som tilsier at det er behov for 5 pelebukker. Hver pel i bukken får en totallast på 660 kN, noe som tilsvarer en lengde på 16 m, se tabell 4-25.

Øst					
V i hver pelebukk		<b>175</b>	kN		→ trenger 5 pelebukker
Vertikallast i hver skråpel	NEd/2	307,78	kN		
Horisontallast i hver skråpel	V*4/2	350			
Tot.last i hver skråpel		<b>657,78</b>	kN	< 717 kN	→ 16 m pel

Tabell 4-25: Beregning av antall pelebukker for vindretning øst

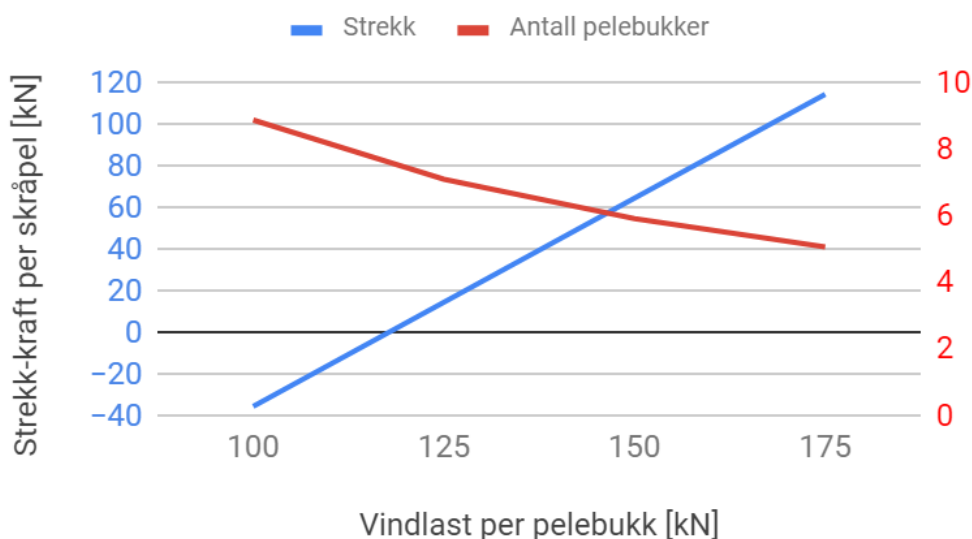
Det kontrolleres for strekk, og dersom hver pelebukk tar en vindlast på 150 kN, får den ene skråpelen strekk på 65 kN, se tabell 4-26. Dette vil gi 6 pelebukker på denne siden av bygget. Resultatet må vurderes av geotekniker. Om pelen ikke tar dette i strekk, kan flere pelebukker benyttes.

Strekk	G	261,52	kN	
	LF	0,9		
	V	300	kN	
	V-G*0,9	<b>64,63</b>	kN	Strekk

Tabell 4-26: Strekk i skråpel, pelebukk i retning øst

Man ser at det er strekk i pelene som er dimensjonerende, og det er ut fra dette antall pelebukker velges. Forholdet mellom antall peler, vindlast og strekk i hver skråpel er fremlagt i figur 4-6.

Forhold mellom strekk, vind og antall peler (Øst)



Figur 4-6: Illustrasjon av forholdet mellom strekk, vind og antall peler i retning øst

## Vest

I vest settes det ingen skråpeler der det eksisterende bygget står. Dersom dette rives må det iverksettes tiltak, som for eksempel skråpeler. Siden tilbygget er større enn det eksisterende, må det beregnes for skråpeler i de delene som ikke blir dekket av eksisterende bygg. Bredden på disse delene er totalt 15 m, noe som gjør at vindlasten blir mindre. Til sikker side benyttes sone E for denne siden, for at summen av øst og vest skal bli størst med hensyn på trykk og sug. Resultatet er vist i tabell 4-27.

Vest			
V	$q_p(z) \cdot D \cdot L_F \cdot H \cdot B$	<b>226,80</b>	kN

Tabell 4-27: Vindlast i retning vest

Hver pelebukk i vest kan ta en vindlast på 150 kN, og får da et trykk på 615 kN. Dette tilsvarer en pelelengde på 16 m, se tabell 4-28.

Vest					
V i hver pelebukk		<b>150</b>	kN		→trenger 2 pelebukker
Vertikallast i hver skråpel	NEd/2	315,47	kN		
Horisontallast i hver skråpel	V*4/2	300	kN		
Tot.last i hver skråpel		<b>615,47</b>	kN	< 717 kN	→16 m pel

Tabell 4-28: Beregning av antall pelebukker for vindretning vest

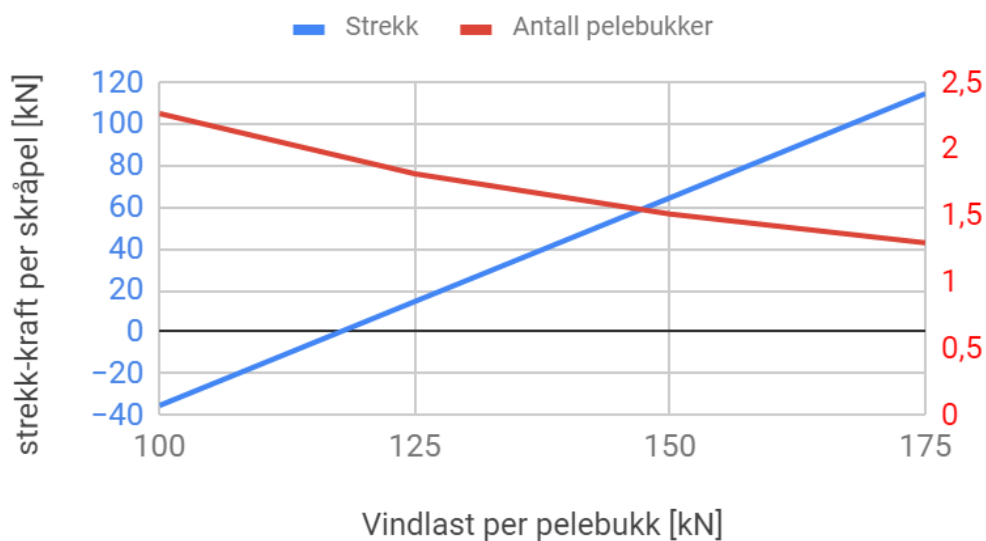
Pelebukkene kontrolleres også for strekk, tabell 4-29. For en vindlast på 150 kN per pelebukk, blir det strekk på 65 kN på en skråpel. Dette gir 2 pelebukker.

Strekk	G	261,52	kN	
	LF	0,9		
	V	300	kN	
	V-G*0,9	<b>64,63</b>	kN	strekk

Tabell 4-29: Strekk i skråpel, pelebukk i retning vest

Dersom skråpelen ikke kan ta så mye strekk, kan man sette inn flere pelebukker. Forholdet er illustrert på figur 4-7.

Forholdet mellom strekk, vind og antall peler (Vest)



Figur 4-7: Illustrasjon av forholdet mellom strekk, vind og antall peler i retning øst

Det ble også gjort en vurdering om vertikalpelene kan ta noe av horisontallasten, gjennom et overslag av gjennomsnittsutnyttelsen. Dette ble gjort ved å beregne utnyttelsen for hver pel-type, og telle opp antall vertikalpeler som ble benyttet av varianten. Videre ble den gjennomsnittlige utnyttelse på 83% benyttet til å beregne gjenstående kapasitet av pelene, som videre ble brukt til å finne momentkapasiteten.

For å finne vindlasten,  $F$ , som hver pel kan ta, ble formelen for moment snudd om. Det ble brukt en arm på 3 m, som er antatt lengde fra angrepspunktet til vindlasten og ned til pelen regnes fast innspent. Denne lengden er noe usikker, da det er geotekniker som må vurdere når den regnes fast innspent. Forhåndsdimensjoneringen blir gjort ved hjelp av et overslag for å kontrollere om det vil være noe tilgjengelig kapasitet til å ta vindlasten. Fullstendig utregning finnes i vedlegg 10.1.9 *Peler*, og resultatet vises i tabell 4-30.

Hver pel har bare kapasitet til å ta 3 kN, og totalt tar alle vertikalpelerne 147 kN av vindlasten. Dette vil ikke være tilstrekkelig til å kunne gå ned på antall pelebukker, og nøyere beregning vurderes ikke som nødvendig.

Gj.utnyttelse i %	antall*utnyttelse/sum antall		83%		
F	MRd/a	<b>3,28</b>	kN per pel	<b>147,43</b>	kN tot

Tabell 4-30: Kontroll om vertikalpeler kan ta noe horisontallast

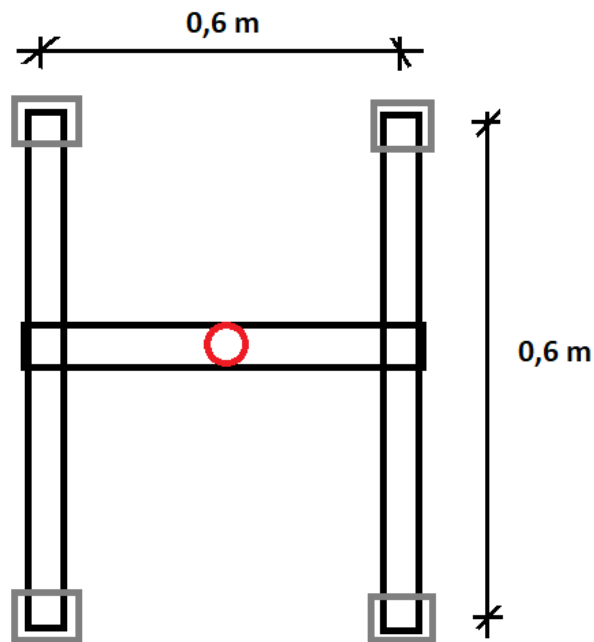
#### 4.5.3 Pel 4

Pel 4 benyttes under søylen med mest last. Her er lastene så store at det er behov for en utveksling for å kunne benytte HUP140x140x8. Det kunne muligens blitt benyttet større peler, men det kan da by på utfordringer med utstyret tilgjengelig på Svalbard. Total trykkraft fra søylen er 2582 kN, dette gjør at det er behov for fire HUP140x140x8 peler på 16 m, vist i tabell 4-31. En illustrasjon av løsningen vises på figur 4-8.

<b>Pel 4</b>	140x140x8		
NEd	<b>2 581,58</b>	kN	
Antall peler nødvendig:	3,60	→ 4 peler	→ 16 m

Tabell 4-31: Resultat last og antall peler i pel 4





Figur 4-8: Illustrasjon utveksling av 4 peler, laget av H. Kvalsund

For at ikke arealet av jordtrykket som blir benyttet per pel skal berøre hverandre, bør det være en minimumsavstand på 0,5 m mellom pelene [I]. Utvekslingsrammen utformes kvadratisk med 0,6 m mellom hver pel, med en pel i hvert hjørne. Kraften fra søylen kommer ned på en bjelke i midten, som fordeler kreftene ut i to nye bjelker. I denne utvekslingen vil det kreve en forbindelse mellom horisontalbjelken og de to vertikalbjelkene. I dette tilfellet blir skjærkraften dimensjonerende, med en utnyttelse på 91%, og det vil bli nødvendig med HE500B som utvekslingsbjelker, se tabell 4-32.

Utvekslingsbjelker	HE500B					
Bjelke 1	L		0,60	m		
	MEd	PL/4	387,24	kNm		
	MRd	$f_y \cdot W_y / \gamma M_0$	1450,43	kNm	Utnyttelse	<b>27%</b>
	VEd	P/2	1290,79	kN		
	VRd	$A_v \cdot f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma M_0)$	1415,20	kN	Utnyttelse	<b>91%</b>
Bjelke 2	VEd	P/2	645,39	kN		→ 16 m pel

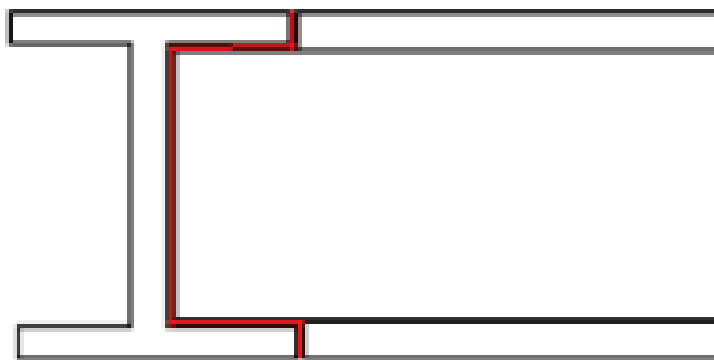
Tabell 4-32: Kapasitet utvekslingsramme

For å kunne benytte en boltet forbindelse kreves det et større profil enn ved sveising. Dette fordi det er behov for plass til flere store bolter, og må da ta hensyn til blant annet grunnmaterialet, utrivning og avskjæring etter *Knutepunkter og forbindelser*. Det er vanskelig å oppnå en stor nok skjærkapasitet i denne forbindelsen. En boltet forbindelse vil også opptre som en mer leddet forbindelse i forhold til en sveist forbindelse. Som vist i tabell 4-33 ser man allerede ved utregning av hullkanttrykk at det er vanskelig å oppnå tilstrekkelig kapasitet. Utnyttelsen på 166% ved bruk av 6 bolter presser plassen i et HE550B profil, og er i tillegg ikke mulig å gjennomføre med tanke på overutnyttet kapasitet. Bolter velges derfor bort, da det ikke er mulig å øke antall bolter eller boltestørrelse med tanke på plass. Utregningene for dette finnes i vedlegg 10.1.11 *Boltet forbindelse*.

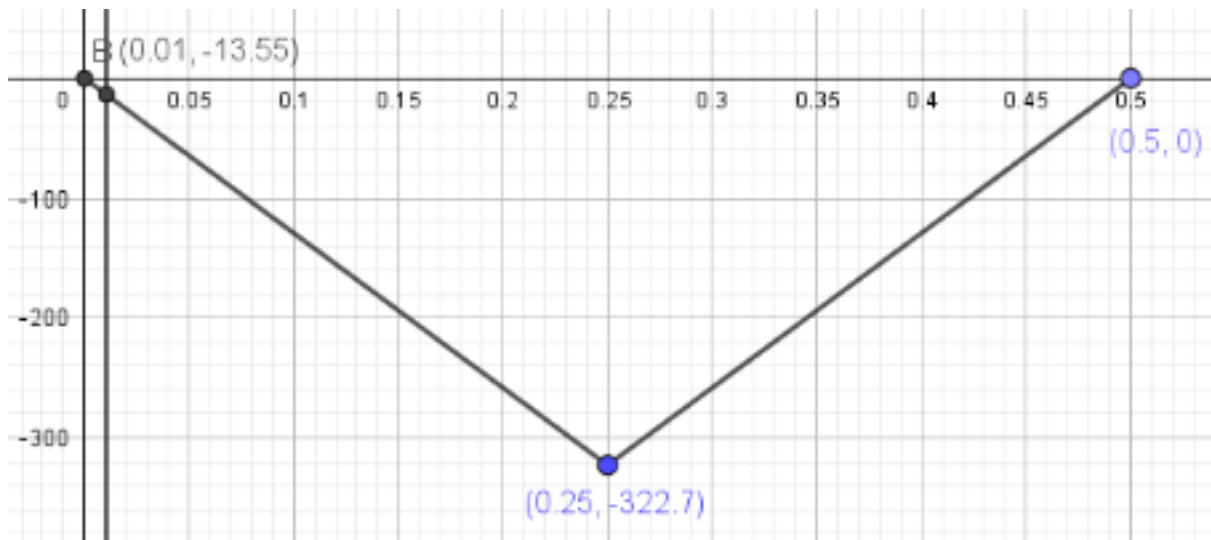
Hullkanttrykk						
FvEd		1290,79	kN	2	snitt	
FbRd	$k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$	129,24	kN	utnyttelse	<b>166%</b>	→ ikke ok

Tabell 4-33: Hullkanttrykk bolteforbindelse utveksling

Mest gunstig i dette tilfellet vil være å sveise denne utvekslingen på et verksted på forhånd. Dette er gunstig fordi utvekslingen er så liten i størrelse. Da kan flensene på den horisontale bjelken fjernes ett lite stykke inn slik at bjelkene passer sammen og kan sveises hele veien, vist på figur 4-9. Sveisene rundt stegene må da ta skjærkreftene, i tillegg vil det opptre et lite moment 10,5 mm fra teoretisk opplegg under steg på vertikalbjelkene. Sveiste flenser vil kunne ta dette momentet. Momentet er beregnet, og illustrert i figur 4-10, og vil ha en verdi på 14 kNm. Fullstendig beregninger for sveist løsning finnes i vedlegg 10.1.9 *Peler*.



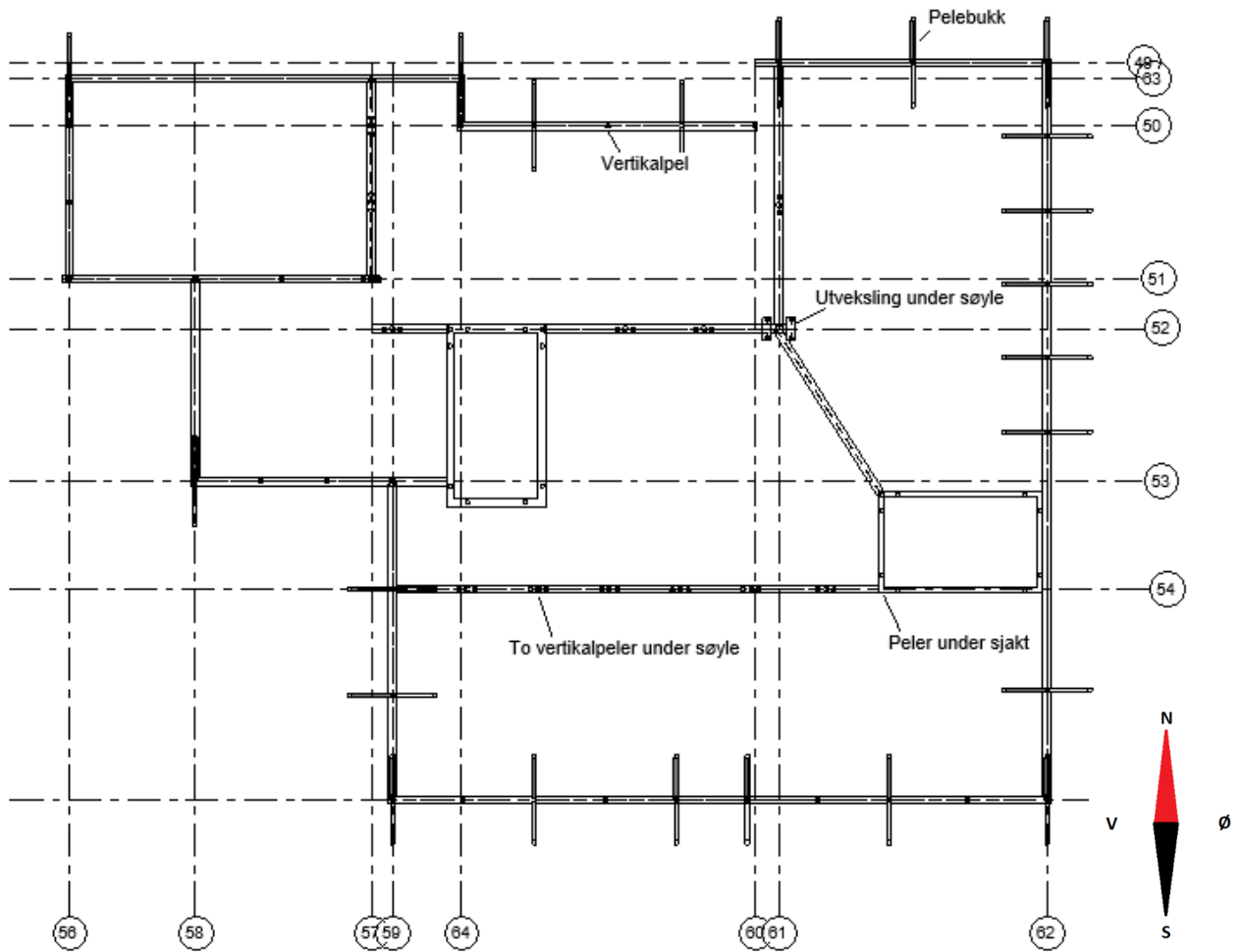
Figur 4-9: Illustrasjon av sveist forbindelse av utvekslingen, laget av E. Vabø



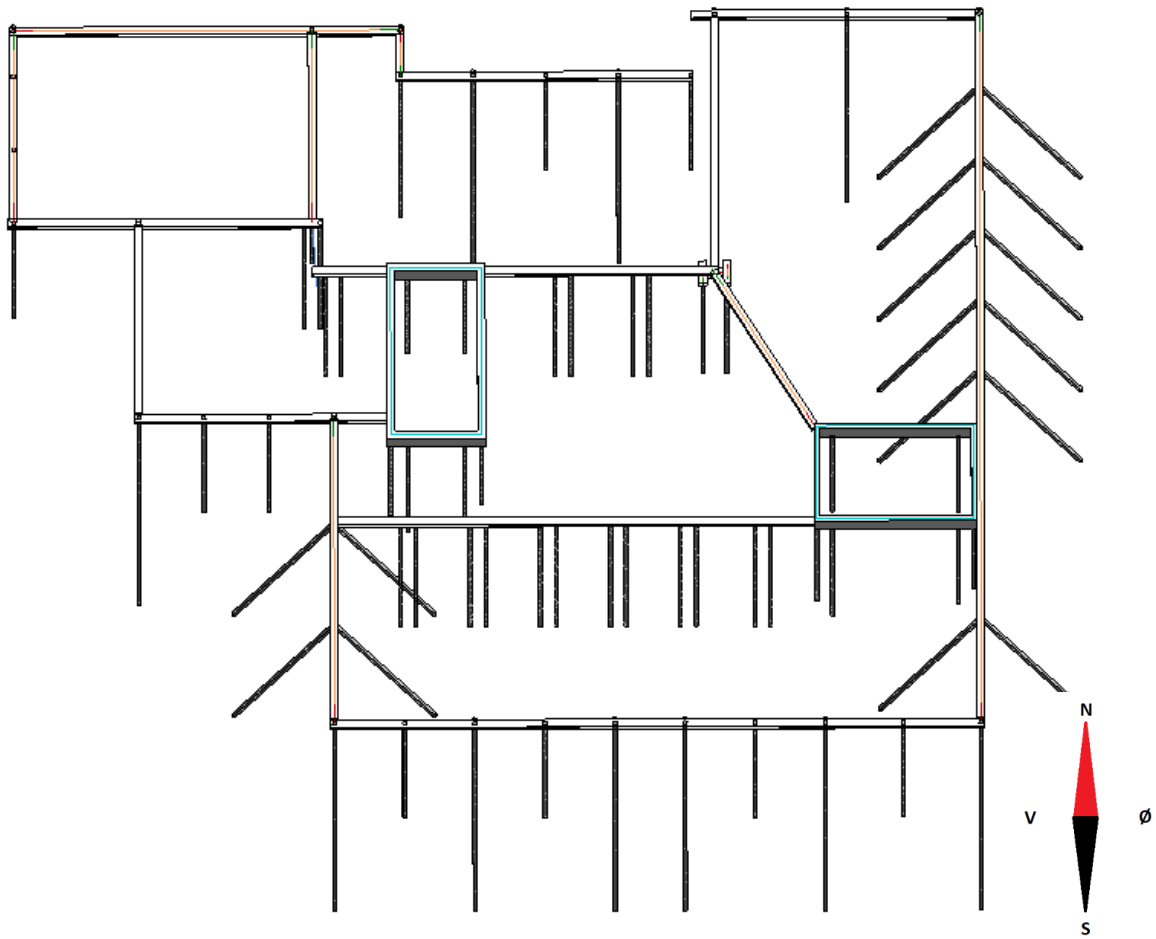
Figur 4-10: Illustrasjon av moment i flens sveist forbindelse

#### 4.5.4 Peleplan

Figur 4-11 og 4-12 viser et forslag til peleplan der antall peler og metode er beregnet i kapittel 4.5 *Fundament* er benyttet.



Figur 4-11: Peleplan, laget i Revit



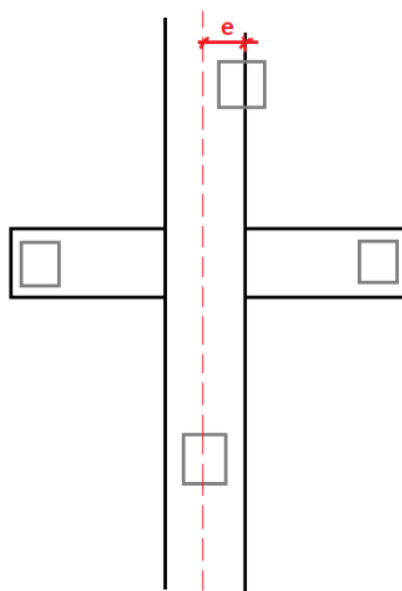
*Figur 4-12: Peleplan i 3D, laget i Revit*

#### 4.5.5 Eksentrisitet

De fleste pelene er høyt utnyttet på trykk. Dette gjør at dersom de får et moment på grunn av en eksentrisitet på tvers vil det være nødvendig med tiltak. I pel 1 kan det bare være en eksentrisitet på tvers av rammen på 15 mm, da vil utnyttelsen av pelen være på 99,67 %. Se tabell 4-34 og vedlegg 10.1.9 *Peler* for fullstendig beregning. Dersom denne eksentrisiteten blir overskredet under bygging kan et tiltak være som vist på figur 4-13. Det sveises da en bjelke i underkant på tvers av rammen på over en halv meter med en pel i hver ende. Dermed blir lasten fordelt på alle fire pelene, og kapasiteten blir ikke overskredet. Sveisen i denne forbindelsen må kontrolleres og det må benyttes stivere under søylen.

Eksentrisitet pel 1		
m+n=1,0	99,67%	
e	15	mm

Tabell 4-34: Eksentrisitet

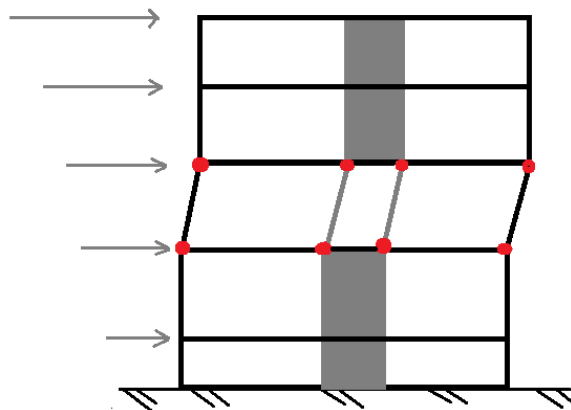


Figur 4-13: Illustrasjon av eksentrisitet, laget av H. Kvalsund

## 4.6 Sjakter

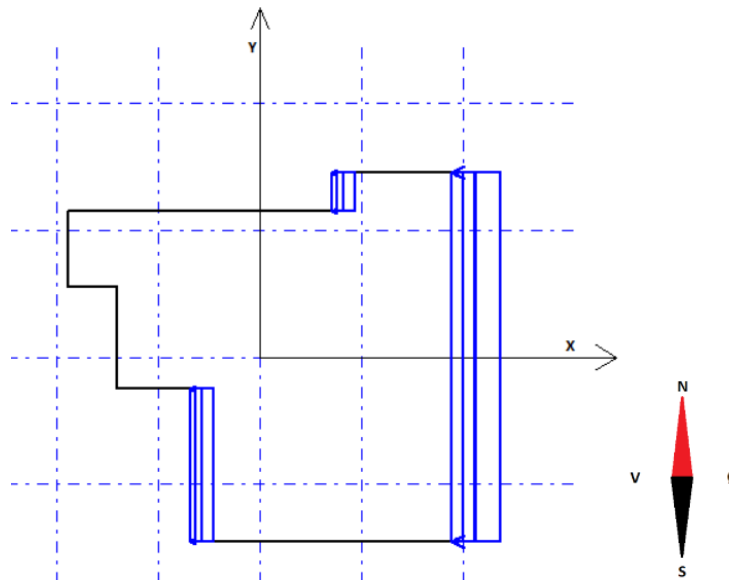
### 4.6.1 Horisontalavstivning

Det er tidligere beregnet pelebukker for å ta horisontallasten fra vinden, men bygget må også kontrolleres for horisontalforskyvning. På grunn av at det er to betongsjakter i bygget regnes det med at disse kan benyttes til avstivning. De er kontinuerlige uten store utsparinger i alle etasjer og gjør at bygget ikke får en «soft storey», se illustrasjon 4-14. Det kontrolleres derfor videre om pelene under sjaktene får vesentlig strekk, da disse som nevnt tidligere ikke har stor strekk-kapasitet.



Figur 4-14: Illustrasjon av "soft storey", laget av E. Vabø

På grunn av det eksisterende bygget vil vindlasten fra nord/sør eller øst være dimensjonerende. Dette siden det eksisterende bygget vil gi ly til det nye på store deler av vestdelen, dersom vindretningen er fra vest. Ved beregning av vindlast fra øst vil det gi trykk på østsiden og sug på delene som ikke ligger i ly av det eksisterende bygget på vestsiden, se figur 4-15.



Figur 4-15: Illustrasjon av vindlast fra øst, fra V-skive

Vindlasten på østveggen blir arealet av veggen multiplisert med vindlast per kvadratmeter, lastfaktor på 1,5 og utvendig formfaktor for trykk. Dette adderes med det belastede arealet av vestveggen, multiplisert med vindlast per kvadratmeter, lastfaktor på 1,5 og utvendig formfaktor for sug. Dette gir en total skjærkraft på 1116 kN, se tabell 4-35. Beregningene for vindlastene i de ulike retningene er gjort i kapittel 4.5.2 *Pel 2 og 3* og summerte her.

Øst		Vest		Total skjærkraft	
889,14	kN	226,80	kN	<b>1115,94</b>	kN

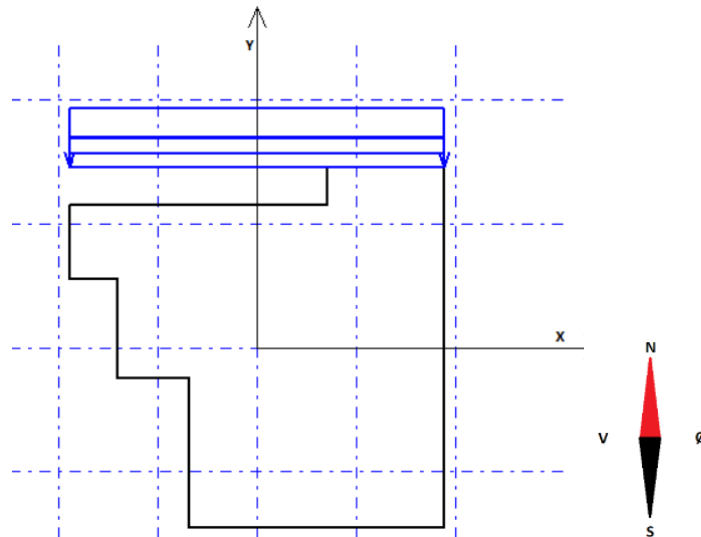
Tabell 4-35: Total vindlast retning øst/vest

Dersom vinden kommer fra nord eller sør vil arealet på begge sider være likt. Dette gjør at utvendig formfaktor for sone D og E adderes, som også beregnet i kapittel 4.5.2 *Pel 2 og 3*. Den totale skjærkraften blir da 1740 kN, som vises i tabell 4-36 og figur 4-16.

Nord/Sør	Total skjærkraft	
	<b>1739,64</b>	kN

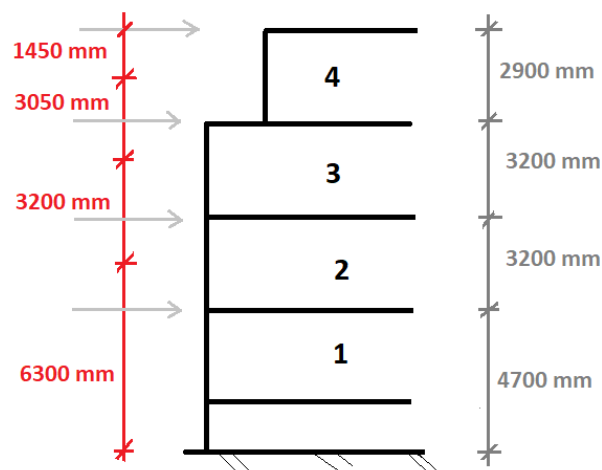
Tabell 4-36: Total vindlast retning nord/sør





Figur 4-16: Illustrasjon av vindlast fra nord, fra V-skive

I V-skive hentes momentene per side i skivene for å finne kreftene pelene må ta opp. Pelene må ta egenlasten fra sjakten addert med egenvekten av lastnedføringen, begge multiplisert med en lastfaktor på 0,9, samt momentet skapt av vinden som gir strekk-kraft i det ene hjørnet og trykk-kraft i det andre. Det ble satt på laster fra både nord/sør og øst, da de som nevnt vil være dimensjonerende. Kraftene på etasjene føres via dekkene inn til sjakten, som illustrert på figur 4-17.



Figur 4-17: Benyttet etasjehøyde, laget av E. Vabø

Kraftoverføringen gjør at lastene som virker horisontalt på bygget blir forskjellige etter etasjehøydene. Lasten blir da vindlasten på  $2,0 \text{ kN/m}^2$ , som regnet i kapittel 4.1.2 Vindlast, multiplisert med utvendig formfaktor og opptredende etasjehøyde. Se tabell 4-37 for laster fra nord/sør, og lastene i øst og vest med vind fra øst.

	Nord/sør [kN/m]	Øst [kN/m]	Vest [kN/m]
Dekke	$V \cdot C_{pe} \cdot h$	$V \cdot C_{pe} \cdot h$	$V \cdot C_{pe} \cdot h$
1	<b>13,73</b>	<b>9,20</b>	<b>4,54</b>
2	<b>6,98</b>	<b>4,67</b>	<b>2,30</b>
3	<b>6,65</b>	<b>4,45</b>	<b>2,20</b>
4	<b>3,16</b>	<b>2,12</b>	<b>1,04</b>

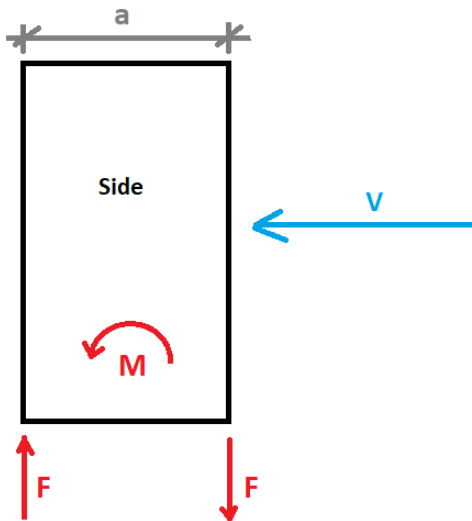
Tabell 4-37: Laster horisontalt på bygget

Dette legges inn i V-skive som last for hver etasje. Det lages ett lasttilfelle for vind fra nord/sør og ett tilfelle fra øst. Det brukes en lastfaktor på 1,5. Se vedlegg 10.2.2 *Horisontalavstivning* for fullstendig V-skivefil. Skjær- og momentkrefter for alle lasttilfeller er hentet fra V-skive, og vises i tabell 4-38. Skjærkreftene ble sammenlignet med vindlastene i de ulike retningene som en kontroll fra Excel, se tabell 4-35 og 4-36. Se vedlegg 10.1.12 *Horisontalavstivning* for fullstendig utregning av de kontrollerte vindlastene.

Nord-Sør	side	V	M
<b>Skive 1</b>	2	126	999
	4	175	1242
sum			<b>2241</b>
<b>Skive 2</b>	1	682	5433
	3	749	5827
sum		<b>1732</b>	<b>11260</b>
<b>Øst-Vest</b>			
<b>Skive 1</b>	1	351	2887
	3	385	3222
sum			<b>6109</b>
<b>Skive 2</b>	2	203	1401
	4	176	1183
sum		<b>1115</b>	<b>2584</b>

Tabell 4-38: Moment- og skjørkrefter fra V-skive

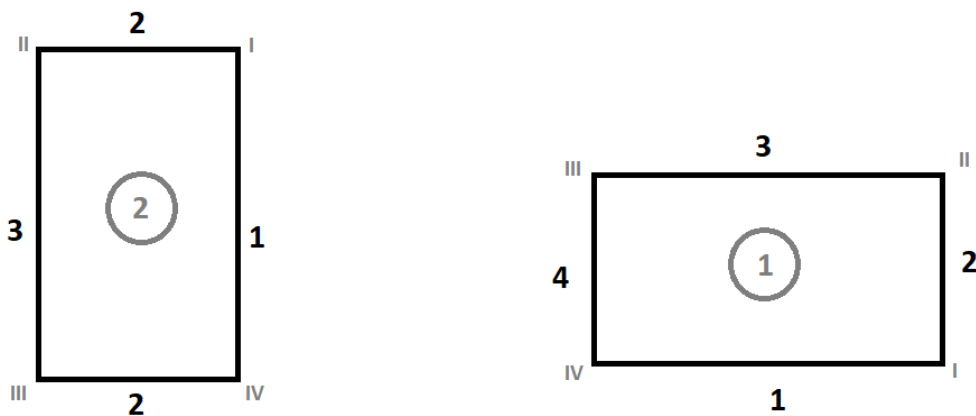
Videre deles momentet for de aktuelle sidene på lengden av den tilhørende siden (armen) for å få kraften ( $F$ ) som gir strekk og trykk i pelene. Se figur 4-18.



Figur 4-18: Moment skapt av vind på skive, laget av E. Vabø

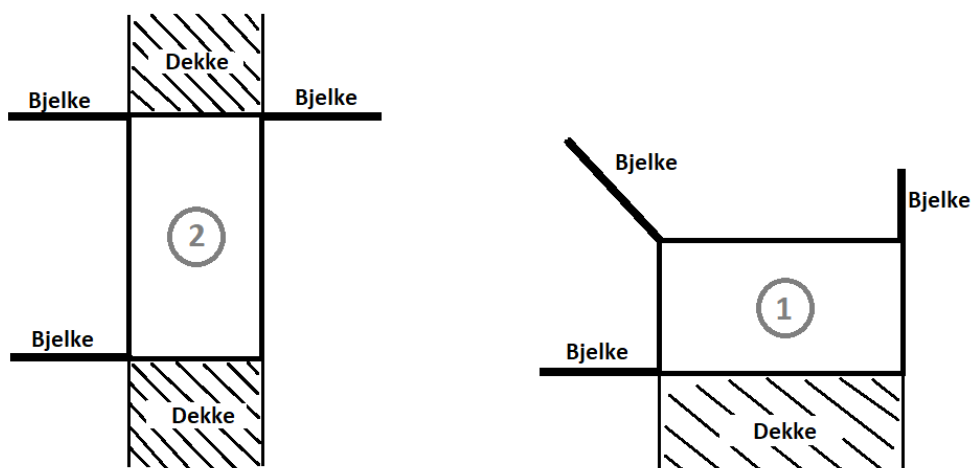
Deretter summeres disse kreftene med egenlasten og lasten fra bygget for å sjekke hvor mange peler det trengs og om noen peler får strekk. Dersom noen peler får vesentlig mye strekk, må det iverksettes tiltak. Tiltak kan være å sette last på pelene, fylle bunnen av sjakten med fyllmasse eller eventuelt øke tykkelsen på sjakten for å få større egenvekt.

Når pelene ble kontrollerte for strekk ble sjaktene, sidene og hjørnene nummererte som på figur 4-19.



Figur 4-19: Navngiving av sider og hjørner, laget av E. Vabø

For å finne lavest mulig last fra bygget ned på pelene (under sjakten), ble det benyttet en lastfaktor på 0,9 for egenlast og 0 for nyttelast etter tabell NA.A1.2(A) i *Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*. Alle lastene som er opplagt på sjaktene tas med i beregningen, dette innebærer en kombinasjon av dekker og bjelker, illustrert på figur 4-20. For bjelker ble skjærkraften ved opplegg benyttet, og for hulldekkene ble skjærkraften per løpemeter multiplisert med lengden den virket på og dividert på to. Dette blir dividert på to siden det er hjørnene i sjakten som fører lasten ned på pelene. Beregningene for lastene på sjaktene finnes i vedlegg 10.1.12 *Horisontalavstivning*. «Bjelke 7», «bjelke 11» og «bjelke 12» er kontrollerte i K-bjelke-programmet og finnes i vedlegg 10.2.1 *Skråbjelke* og 10.2.3 *Last inn på sjakt*. For «bjelke 11» og «bjelke 12» ble det i bruksgrense benyttet en lastfaktor på 1,0 for egenlast, og 0,1 for nyttelast. Dette siden man i K-bjelke ikke får velge lastfaktoren til å være 0. Dette vil gi en neglisjerbar forskjell i resultatet. Lastfaktoren på 1,0 benyttes for å gi karakteristiske laster som videre føres inn i Excel-arket og da multipliseres med lastfaktor på 0,9.



Figur 4-20: Illustrasjon av lastinnføring i skivene, laget av E. Vabø

## Sjakt 1

Summen av kreftene som virker på de ulike hjørnene ble sammenlignet med kraften  $F$ , som er beregnet fra momentet som vinden skaper. For eksempel så blir hjørne I og IV sammenlignet med kraften  $F$  fra side 1. Dersom kreftene i hjørnet er mindre enn kraften som oppstår blir det strekk i pelen. Ut fra tabell 4-39 ser man at det blir strekk i to av hjørnene for sjakt 1, begge for vindretningen øst-vest.

For side 1 blir det strekk i hjørne I. Kraften F på denne siden kommer av vindretningen øst/vest. Det er for disse vindretningene kontrollert konservativt med sone D på østsiden og sone E på vestsiden uavhengig av om vinden kommer fra øst eller vest. Dette siden faktoren for trykk (0,73) er større enn faktoren for sug (0,36), og lengden på bygget i øst er lenger enn i vest på grunn av det eksisterende bygget som hindrer vind. Det blir da kontrollert for den størst mulige lasten fra begge sider. Vind fra øst gir strekk i pelen under hjørne I og trykk i hjørne IV, se figur 4-16. Snur man vindretningen blir det fare for strekk i hjørne IV og trykk i hjørne I. Siden hjørne IV får trykk for en større last, vil det heller ikke bli strekk ved å snu vindretningen siden det er regnet konservativt. Se fullstendige beregninger i vedlegg 10.1.12 *Horisontalavstivning*.

For side 3 blir det samme resultat som for side 1, med strekk i hjørne II. Det blir også her kontrollert konservativt slik som beskrevet over, og man får ikke mer problemer med strekk dersom vindretningen snur.

Siden strekkraften maks blir 137 kN, vurderes tiltaket til å sette på ekstra vekt. Tykkelsen som blir benyttet for sjakten er på 200 mm. Det kan likevel bli gjort en vurdering i forhold til pris om en heller skal øke betongtykkelsen i sjakten med 100 mm. Det vil da ikke bli problem med strekk.

<b>Side 1</b>		
Hjørne I	28 kN	<b>Strekk</b>
Hjørne IV	-160 kN	Trykk
<b>Side 2</b>		
Hjørne I	-160 kN	Trykk
Hjørne II	-105 kN	Trykk
<b>Side 3</b>		
Hjørne II	137 kN	<b>Strekk</b>
Hjørne III	-244 kN	Trykk
<b>Side 4</b>		
Hjørne III	-418 kN	Trykk
Hjørne IV	-281 kN	Trykk

Tabell 4-39: Kontroll strekk og trykk i peler under skive 1

## Sjakt 2

Sjakt 2 tar litt større vindlast siden den er plassert nesten sentrisk i bygget. Det blir da problemer med strekk i tre av hjørnene, se figur 4-40. Betongtykkelsen som er benyttet er 300 mm. Om man skulle benyttet lik tykkelse som i sjakt 1, ville det blitt strekk i alle pelene. Derfor velges det å øke tykkelsen for å minske strekket i pelene. Eventuelt kunne man beholdt tykkelsen på 200 mm og lagt inn mer vekt. Det kan også vurderes å øke tykkelsen enda mer, men de ulike tiltakene vil være en diskusjon om pris.

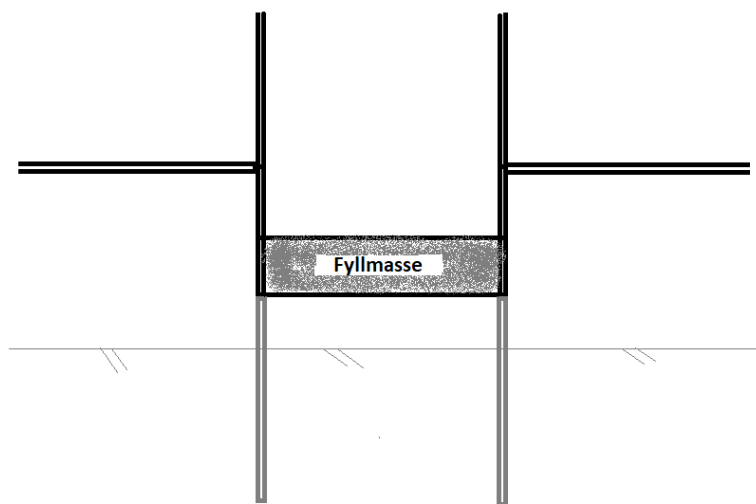
For vindretningene øst/vest er det ingen sider som får strekk i denne sjakten. Dette kommer av at sjakt 2 er vridd 90 grader i forhold til sjakt 1 og momentarmen blir større for denne vindretningen i sjakt 2. Større arm gir lavere vindkraft i pelen.

For vindretningen nord/sør får side 1 og 3 strekk, siden armen her blir mindre enn i sjakt 1. Det blir da strekk i hjørne II, III og IV, og det er nødvendig med ekstra vekt. Maksimalt strekk blir her på 309 kN før ekstra belastning av pel og oppstår ved hjørne IV, side 1.

<b>Side 1</b>		
hjørne I	-58 kN	Trykk
hjørne IV	309 kN	<b>Strekk</b>
<b>Side 2</b>		
hjørne I	-492 kN	Trykk
hjørne II	-368 kN	Trykk
<b>Side 3</b>		
Hjørne II	125 kN	<b>Strekk</b>
Hjørne III	255 kN	<b>Strekk</b>
<b>Side 4</b>		
hjørne III	-300 kN	Trykk
hjørne IV	-185 kN	Trykk

Tabell 4-40: Kontroll strekk og trykk i peler under skive 2

Et tiltak for å unngå strekk i pelene kan være å sette ekstra vekt på alle pelene ved å fylle bunnen av sjakten med fyllmasse, se figur 4-21. Dersom det er behov for mye vekt, kan volumet av fyllmassen føre til at bunnen av sjakten kommer for nær grunnen. Dette kan føre til økning av det aktive laget, som videre kan gi setningsskader. Eventuelt kan man øke vekten ned på en enkelt pel ved å benytte lodd eller fyllmasse avgrenset i det aktuelle hjørnet, men dette kommer an på hvor mye strekk det er i pelene. Dersom det er mye strekk er det utfordrende å sette ekstra vekt i hver enkelt pel. På grunn av store strekk-krefter i pelene, bør tiltak vurderes i samarbeid med geotekniker.



Figur 4-21: Illustrasjon av fyllmasse under sjakt, laget av E. Vabø

#### 4.6.2 Peler

Det må kontrolleres for antall peler under sjaktene. Disse blir beregnet ut fra lastene som går inn på sjakten som nevnt i kapittel 4.6.1 *Horisontalavstivning*. For å få mest mulig ugunstige laster må det benyttes lastfaktorer etter ligning 6.10b i *Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*. For egenlast blir det her 1,2 og for nyttelast 1,5. For fullstendig beregning av disse se vedlegg 10.1.12 *Horisontalavstivning*.

## Sjakt 1

I tabell 4-41 vises en oversikt over totallaster på hvert av hjørnene, samt en påført tilleggslast som kommer på grunn av faren for strekk i hver pel. Det bør vurderes om en heller skal øke betongtykkelsen i sjakten eller iverksett andre tiltak for å minimere strekk. I utregningene nedenfor er den benyttede tilleggslasten den lasten som mangler i hvert hjørne for å unngå strekk i pel. Summen av totallastene og tilleggslastene brukes for å finne antall peler det er behov for i hvert hjørne for å kunne ta trykket. Alle lastene er oppgitt i kN. Maksimalt trykk, 1525 kN, oppstår i hjørne III. Her behøves det tre peler på 14 m. I hjørne I og II holder det med to peler på 14 m, og i hjørne IV er det behov for to peler på 16 m.

kN		Hjørne 1	Hjørne 2	Hjørne 3	Hjørne 4
Sum last	egenlast betong + sum last hjørner	777,91	604,2	1525,2	1213,91
Påført tilleggslast		50	150		
Sum trykk		<b>827,91</b>	<b>754,20</b>	<b>1525,20</b>	<b>1213,91</b>
Antall peler		2 *14m	2*14m	3*14m	2*16
Kapasitet peler		<b>1089,98</b>	<b>1089,98</b>	<b>1634,97</b>	<b>1435,84</b>
Utnyttelse		<b>76%</b>	<b>69%</b>	<b>93%</b>	<b>85%</b>

Tabell 4-41: Utnyttelse av peler under skive 1

## Sjakt 2

For sjakt to blir det størst laster ved hjørne I og II, der begge er over 1500 kN. Tre peler på 14 m kan benyttes her. For hjørne III holder det med to peler på 16 m, og for hjørne IV to peler på 14 meter. Dette er vist i tabell 4-42. Det må gjøres en vurdering av geotekniker om nødvendig påført egenlast med tanke på strekk i pelene. Det blir i denne beregningen tatt høyde for en påført egenlast under hvert enkelt hjørne.

kN		Hjørne 1	Hjørne 2	Hjørne 3	Hjørne 4
Sum last	egenlast betong + sum last hjørner	1531,35	1 398,48	870,18	570,92
Påført tilleggslast			150	300	350
Sum trykk		<b>1531,35</b>	<b>1 548,48</b>	<b>1170,18</b>	<b>920,92</b>
Antall peler		3*14m	3*14m	2*16m	2*14m
Kapasitet peler		<b>1634,97</b>	<b>1634,97</b>	<b>1435,84</b>	<b>1089,98</b>
Utnyttelse		<b>94%</b>	<b>95%</b>	<b>81%</b>	<b>84%</b>

Tabell 4-42: Utnyttelse av peler under skive 2



## 4.7 Jordskjelv

For å kontrollere om bygget kommer under utelatelseskriteriene gjennomgås disse. Dersom dette er tilfelle anses ikke en fullstendig jordskjelvdimensjonering som nødvendig. Fullstendige beregninger finnes i vedlegg 10.1.13 *Jordskjelv*.

Det første kriteriet utgår da bygget faller under «kontorer, forretningsbygg og boligbygg», og blir dermed i seismisk klasse II.

Det andre kriteriet utgår også da jordakselerasjonen  $a_g$  er  $1,05 \text{ m/s}^2$  og forsterkningsfaktoren  $S$  er lik 1,0 eller større [I]. Summen  $a_g$  multiplisert med  $S$  blir dermed større enn  $0,49 \text{ m/s}^2$ .

Det tredje kriteriet utgår da resultatet av dimensjoneringspektrumet blir  $0,97 \text{ m/s}^2$  og ikke under  $0,49 \text{ m/s}^2$ .

For det fjerde kriteriet neglisjeres skjevstillingslasten, og skjærkraft ved fundamentnivå fra jordskjelv beregnes. Vind er beregnet tidligere og benyttes her. I tabell 4-43 ser man resultatet. Skjærkraft ved fundamentnivå fra jordskjelv er mye større enn fra vind, og man kommer ikke under utelatelseskriteriene.

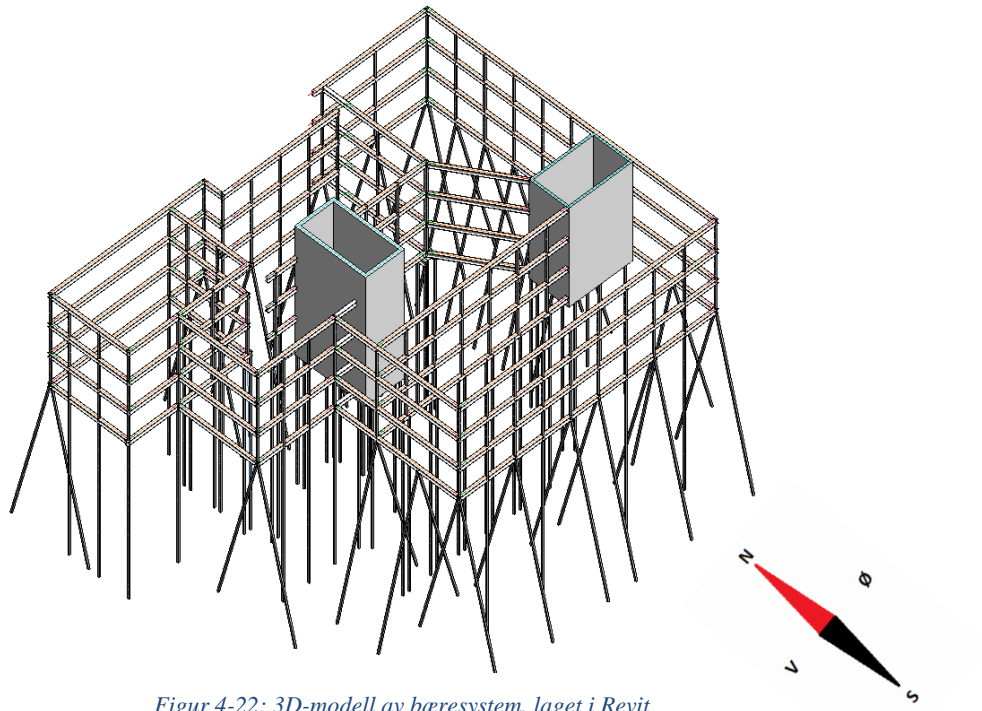
$F_b = m \cdot S_d(T) \cdot \lambda$	<b>2 582,38</b>	kN	>>	vind	<b>1115</b>	kN
--------------------------------------	-----------------	----	----	------	-------------	----

Tabell 4-43: Skjærkraft fundamentnivå

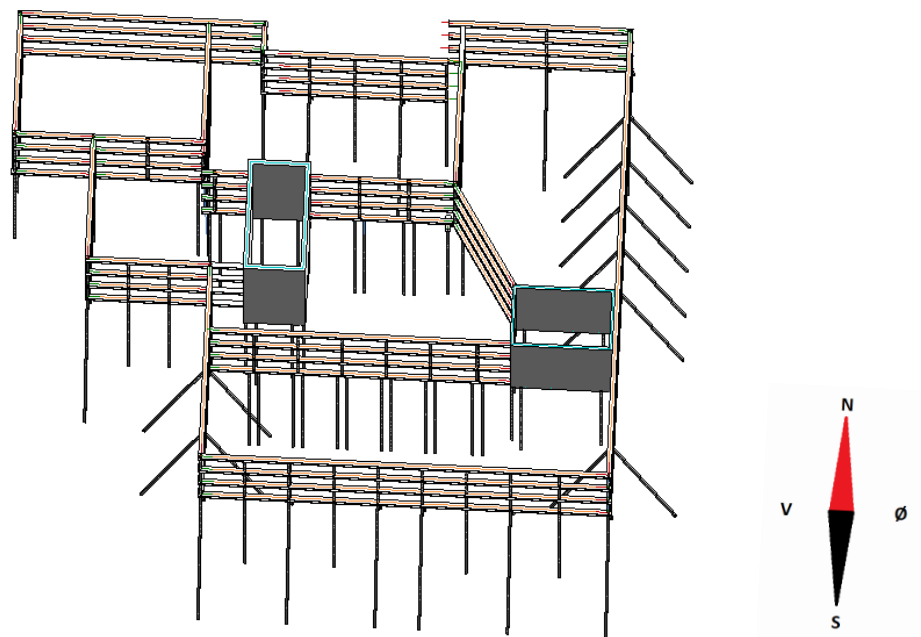
Med dette ser man at bygget ikke kommer under utelatelseskriteriene, og en fullstendig modal respons-spektrum analyse er å anse som nødvendig. Problemet med jordskjelvberegning på Svalbard er derimot mangelen på kartlegging av seismisk sone. Derfor antas beregningene som er gjort her konservative med hensyn på jordakselerasjonen.

## 4.8 Modellert bæresystem

Det valgte bæresystemet ble modellert i Revit og utklipp vises på figur 4-22 og 4-23. For denne oppgaven ble dette resultatet bestående av stålbejler, stålsøyler, pelebukker og vertikalpeler.



*Figur 4-22: 3D-modell av bæresystem, laget i Revit*



*Figur 4-23: 3D-modell av bæresystem, laget i Revit*

## 5 Diskusjon

### **Bæresystem**

Ut fra de tre hovedforslagene hadde utkast 1 vært det enkleste for utførelsen og beregningene, men det minst gunstige for bruken av bygget. Utkast 2 hadde mest sannsynlig gitt mer arbeid i utførelsen og muligens under prosjekteringen, på grunn av den opphengte søylen. Dersom man hadde fått samarbeidet med arkitekten ved behandling av utkast 3 hadde dette blitt mer gunstig fra RIB sin side, da arkitekten muligens kunne gått med på enkelte kompromisser og dermed gjort bygget enklere. Dette hadde antagelig blitt den beste løsningen for byggherre.

### **Fundamentering**

Pelingsen ble noe komplisert og kunne med fordel blitt enklere å utføre og beregne. Dette fordi lastene ble noe større enn først antatt. På grunn av manglende betongblandeverk vil pris påvirke om det er mer gunstig å benytte sålefundament. Frysefundament kunne også vært en aktuell løsning. Dette gir lite setningsskader, men med hensyn på vedlikehold og tekniske feil ses dette på som mindre gunstig enn peler og sålefundament.

Resultatene er tilfredsstillende selv om det i noen konstruksjonsdeler er krevende. Det er likevel gode løsninger som har blitt benyttet tidligere i bygg på Svalbard, også som forsterkning av eksisterende bygg der enklere løsninger har vist seg lite holdbare.

## 6 Konklusjon

Gjennom denne oppgaven ble det prosjektert et tilbygg til hotellet *The Vault*. Siden arkitektløsningene ble beholdt, var bæresystemet en utfordring. Store spenn og laster ga ikke store problemer med selve bygget, men gjorde det utfordrende med tanke på fundamenteringen. Her skal det i tillegg til de store lastene tas hensyn til permafrost, mye snø og sterk vind.

Med tanke på permafrosten er fundamenteringen og hvordan lasten føres ned til grunnen utfordrende. Dette ble løst ved å benytte pelebukker og utvekslinger i rammen for å ha god kapasitet til å føre lasten videre.

Dersom de ulike løsningene for strekk i pel blir vurdert av geotekniker er resultatene tilfredsstillende. Tilbygget kan da bygges som her prosjektert bestående av betongelementer, stålbejelker, stålsøyler og peler. De arkitektoniske utformingene ble bevart uten vesentlige endringer.

## 7 Videre arbeid

Videre i prosjektet bør de valgte løsningene diskuteres med arkitekt og byggherre. Alle detaljer bør detaljprosjekteres og løsninger for innfestninger bør vurderes. Kraftoverføringen mellom underkant sjakt og bort til skråpel-systemet må bestemmes. En prisvurdering av de ulike fundamenteringsmetodene og bæresystemene kan drøftes og vurderes med byggherre.

Ut fra vurderinger gjort i dette prosjektet bør det utføres en fullstendig modal respons-spektrum analyse med hensyn på jordskjelv.

Til ettertanke kan det være gunstig å ta hensyn til lastnedføring i skivene tidligere i prosessen eller ved valg av bæresystem og spennretning på hulldekkene. Dette siden de små spennene gir lite laster, og kan gi problemer ved horisontalavstivningen og strekk i peler. Denne utfordringen bør diskuteres videre med geotekniker som kan vurdere strekk-kapasiteten.

## 8 Referanser

- [1] S. Barr, «Svalbard,» 12 04 2019. [Internett]. Available: <https://snl.no/Svalbard>. [Funnet 09 05 2019].
- [2] P. Dannevig, «Klima på Svalbard,» 24 09 2018. [Internett]. Available: [https://snl.no/Klima\\_p%C3%A5\\_Svalbard](https://snl.no/Klima_p%C3%A5_Svalbard). [Funnet 09 05 2019].
- [3] Norsk Polarinstitut, «TopoSvalbard,» [Internett]. Available: <https://toposvalbard.npolar.no/>. [Funnet 10 01 2019].
- [4] K. Lilleøren, «Permafrost,» 30 04 2019. [Internett]. Available: <https://snl.no/permafrost>. [Funnet 09 05 2019].
- [5] T. E. A. I. J. L. Rongved, «Forventede klimaendringers langsiktige konsekvenser for bygging og forvaltning på Svalbard,» 01 12 2017. [Internett]. Available: <https://www.statsbygg.no/files/samfunnsansvar/fou/IAS2171ByggingogForvaltningSvalbarddeIrapp3A01.pdf>. [Funnet 14 01 2019].
- [6] K. Lilleøren, «permafrost - Store norske leksikon,» 12 12 2018. [Internett]. Available: <https://snl.no/permafrost>. [Funnet 18 04 2019].
- [7] R. Setså, «Å bygge på permafrost,» 28 11 2018. [Internett]. Available: <http://geoforskning.no/nyheter/grunnforskning/1918-a-bygge-pa-permafrost>. [Funnet 09 01 2019].
- [8] T. B. Arlov, «Oppdagelsen - Svalbard Museum,» [Internett]. Available: <https://svalbardmuseum.no/no/kultur-og-historie/oppdagelsen/>. [Funnet 09 01 2019].
- [9] G. J. V. Evjen, «Gruvesamfunn - Svalbard Museum,» [Internett]. Available: <https://svalbardmuseum.no/no/kultur-og-historie/gruvesamfunn/>. [Funnet 09 01 2019].
- [10] T. B. A. Evjen, «Longyearbyen - Svalbard Museum,» [Internett]. Available: <https://svalbardmuseum.no/no/kultur-og-historie/gruvesamfunn/longyearbyen/>. [Funnet 09 01 2019].
- [11] T. B. Arlov, «Moderne tider - Svalbard Museum,» [Internett]. Available: <https://svalbardmuseum.no/no/kultur-og-historie/moderne-tider/>. [Funnet 09 01 2019].
- [12] T. Eliassen, «Turisme idag - Svalbard Museum,» [Internett]. Available: <https://svalbardmuseum.no/no/kultur-og-historie/turisme/>. [Funnet 09 01 2019].
- [13] Visit Svalbard, «Svalbard Hotell | The Vault,» [Internett]. Available: <https://www.visitsvalbard.com/overnatting/svalbard-hotell-the-vault-p3593413>. [Funnet 18 04 2019].
- [14] Sletten Byggdata AS, «Sivilingeniør Ove Sletten,» [Internett]. Available: <http://www.ove-sletten.no/index.htm>. [Funnet 10 05 2019].
- [15] Sletten Byggdata, «Sivilingeniør Ove Sletten,» [Internett]. Available: <http://www.ove-sletten.no/programmer.htm>. [Funnet 10 05 2019].
- [16] INSTANES AS, «Forventede klimaendringers langsiktige konsekvenser for bygging og forvaltning på Svalbard, delrapport 3,» 01 12 2017. [Internett]. Available: <https://www.statsbygg.no/files/samfunnsansvar/fou/IAS2171ByggingogForvaltningSvalbarddeIrapp3A01.pdf>. [Funnet 07 02 2019].
- [17] «Foundation Testimonials - Multipoint Foundations,» [Internett]. Available: <http://multipoint-foundations.com/testimonials.html>. [Funnet 05 02 2019].

- [18] B. L. O. B. Andersland, *Frozen Ground Engineering*, 2nd Edition, John Wiley & Sons, Inc, 2004.
- [19] A. R. K. G. M. A. Sinitsyn, «Fundamentering med peler i Longyearbyen,» [Internett]. Available: <https://www.sysselmannen.no/globalassets/svalbards-miljovernfond-dokument/prosjekter/rapporter/2017/14-119-fundamentering-med-trepeler-i-longyearbyen.pdf>. [Funnet 09 02 2019].
- [20] A. F. M. N. J. Mattsson, «Wood-decaying fungi in protected buildings and structures on Svalbard,» 2010. [Internett]. Available: [https://www.sysselmannen.no/globalassets/svalbards-miljovernfond-dokument/prosjekter/rapporter/wood-decaying\\_fungi\\_at\\_svalbard\\_-\\_agarica\\_29\\_ze98l.pdf](https://www.sysselmannen.no/globalassets/svalbards-miljovernfond-dokument/prosjekter/rapporter/wood-decaying_fungi_at_svalbard_-_agarica_29_ze98l.pdf). [Funnet 18 04 2019].
- [21] T. Brandeggen, «Beboere evakueres på Svalbard - fare for bygningskollaps,» 18 02 2016. [Internett]. Available: <https://www.tv2.no/a/8054532/>. [Funnet 07 02 2019].
- [22] K. A. L.-T. Leif Harald Fredheim, «Tilstandsvurdering Gamle Sykehuset LYB,» Multiconsult, 2016.
- [23] Mycoteam AS og Riksantikvaren, «Råteskader,» 22 03 2019. [Internett]. Available: <https://www.byggogbevar.no/pusse-opp/brann/artikler/raateskader>. [Funnet 15 05 2019].
- [24] Norsk Polarinstittutt, «Unike polare landskapsformer,» 01 01 2018. [Internett]. Available: [https://www.npolar.no/tema/polare-landskapsformer/?fbclid=IwAR25Syv1L2Djsh2RKta4W8\\_I74i8xMktSYRXCjLt1JcmOMpFgpIt0MfBvzk#toggle-id-3](https://www.npolar.no/tema/polare-landskapsformer/?fbclid=IwAR25Syv1L2Djsh2RKta4W8_I74i8xMktSYRXCjLt1JcmOMpFgpIt0MfBvzk#toggle-id-3). [Funnet 23 04 2019].
- [25] Nor Element, «Hulldekke | Nor Element,» 2017. [Internett]. Available: [http://www.norelement.no/?page\\_id=82](http://www.norelement.no/?page_id=82). [Funnet 18 02 2019].
- [26] Norsk Polarinstittutt, «TopoSvalbard,» [Internett]. Available: <https://toposvalbard.npolar.no/>. [Funnet 13 02 2019].
- [27] Betongelementforeningen , «Betongelementboken,» [Internett]. Available: <http://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/default.html>. [Funnet 06 05 2019].
- [28] Betongelementforeningen, «Bind C - elementer og knutepunkter,» 2013. [Internett]. Available: [http://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BookC.asp?isSearch=0&liID=143&DocumentId=BindC/Del\\_1/C1/1\\_4\\_3.pdf&BookId=C](http://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BookC.asp?isSearch=0&liID=143&DocumentId=BindC/Del_1/C1/1_4_3.pdf&BookId=C). [Funnet 23 03 2019].
- [29] Sintef, «Statikkformler for bjelker,» [Internett]. Available: [https://www-byggforsk-no.galanga.hvl.no/dokument/183/statikkformler\\_for\\_bjelker?fbclid=IwAR1aCG93LuU0MQDOiM\\_ofQ7\\_dJhu7p3yDVvGMgXqHKpw8RM7v4bb8g20oX4](https://www-byggforsk-no.galanga.hvl.no/dokument/183/statikkformler_for_bjelker?fbclid=IwAR1aCG93LuU0MQDOiM_ofQ7_dJhu7p3yDVvGMgXqHKpw8RM7v4bb8g20oX4). [Funnet 24 03 2019].
- [30] Norsar, «Finn jordskjelv,» [Internett]. Available: [https://www.jordskjelv.no/finnjordskjelv/?fbclid=IwAR3zIUHnOi1drXSy1TxQeBgQbo1Fg7eQ0X07PdIYgzIxNrgiTayB6\\_XcSc](https://www.jordskjelv.no/finnjordskjelv/?fbclid=IwAR3zIUHnOi1drXSy1TxQeBgQbo1Fg7eQ0X07PdIYgzIxNrgiTayB6_XcSc). [Funnet 09 05 2019].
- [31] «Historiens bulder - jordskjelv.no,» NORSAR, [Internett]. Available: <https://www.jordskjelv.no/historiens-bulder/category1024.html>. [Funnet 01 05 2019].
- [32] E. Palm, «Jordskjelv på Svalbard,» Svalbardposten, 29 03 2016. [Internett]. Available: <https://svalbardposten.no/nyheter/jordskjelv-pa-svalbard/19.7012>. [Funnet 01 05 2019].
- [33] «Jordskjelv på Svalbard - Nyheter - NRK,» NRK, 16 07 2017. [Internett]. Available: <https://www.nrk.no/nyheter/jordskjelv-pa-svalbard-1.13604328>. [Funnet 01 05 2019].
- [34] NKR, «Jordskjelv ved Svalbard - Nyheter - NRK,» NRK, 19 11 2018. [Internett]. Available: <https://www.nrk.no/nyheter/jordskjelv-ved-svalbard-1.14300517>. [Funnet 01 05 2019].

- [35] «jordskjelv.no,» NORSAR, 09 11 2018. [Internett]. Available: <https://www.jordskjelv.no/jordskjelv/meldinger/kraftig-jordskjelv-ved-jan-mayen-9-november-2018-article1713-851.html>. [Funnet 01 05 2019].
- [36] Betongelementforeningen, «Bind A - bygging med betongelementer,» 2010. [Internett]. Available: [http://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BookA.asp?isSearch=0&liID=71&DocumentId=BindA/Del\\_2/A7/7\\_1\\_Forspente\\_hulldekker.pdf&BookId=A](http://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BookA.asp?isSearch=0&liID=71&DocumentId=BindA/Del_2/A7/7_1_Forspente_hulldekker.pdf&BookId=A). [Funnet 03 03 2019].
- [37] Betongelementforeningen, «Svingninger av betongelementer,» 01 2005. [Internett]. Available: <https://www.betongelement.no/siteassets/dokumenter/svingningavbetongelementer.pdf> Det . [Funnet 26 03 2019].
- [38] Betongelementforeningen, «Vibrasjonskilder,» 2013. [Internett]. Available: [http://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BookC.asp?isSearch=0&liID=141&DocumentId=BindC/Del\\_1/C1/1\\_4\\_1.pdf&BookId=C](http://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BookC.asp?isSearch=0&liID=141&DocumentId=BindC/Del_1/C1/1_4_1.pdf&BookId=C). [Funnet 20 03 2019].
- [39] Skanska stålteknik AB, «Stålbyggnadsfakta,» [Internett]. Available: <http://stalbyggnadsinstituttet.se/uploads/source/files/HSQ-balken.pdf> . [Funnet 04 04 2019].
- [40] K. Prestvold, «Hvalfangst - Svalbard Museum,» [Internett]. Available: <https://svalbardmuseum.no/no/kultur-og-historie/hvalfangst/>. [Funnet 09 01 2019].
- [41] P. K. R. L. Kovacs, «Pomorene - Svalbard Museum,» [Internett]. Available: <https://svalbardmuseum.no/no/kultur-og-historie/pomorene/>. [Funnet 09 01 2019].
- [42] M. A. H. J. Valen, «Pelsjegerliv - Svalbard Museum,» [Internett]. Available: <https://svalbardmuseum.no/no/kultur-og-historie/pelsjegerliv/>. [Funnet 09 01 2019].
- [43] «2. verdenskrig - Svalbard Museum,» [Internett]. Available: <https://svalbardmuseum.no/no/kultur-og-historie/krigen/>. [Funnet 09 01 2019].
- [44] Norsk Polarinstitutt, «Svalbard - Norsk Polarinstitutt,» [Internett]. Available: <https://npolar.no/no/arktis/svalbard/>. [Funnet 09 01 2019].
- [45] Norsk Polarinstitutt, «Svalbard - Norsk Polarinstitutt,» [Internett]. Available: <http://www.npolar.no/no/arktis/svalbard/>. [Funnet 09 01 2019].
- [46] A. P. J. Ihlebæk, «Historisk jordskjelv på Svalbard - Aftenposten,» Aftenposten, 21 02 2008. [Internett]. Available: <https://www.aftenposten.no/norge/i/O3doA/Historisk-jordskjelv-pa-Svalbard>. [Funnet 01 05 2019].
- [47] K. Martinsen, Interviewee, [Intervju].



## 9 Muntlige referanser

[I] Kathinka G. Martinsen, prosjektingeniør Sweco [personlig meddelelse]

[II] Resepsjonssjef på hotellet «The Vault» [personlig meddelelse]

# 10 Vedlegg

## 10.1 Excel

Excel-dokumentet er levert som en egen fil, og utklipp fra denne finnes her.

### 10.1.1 Nyttelaster

Etasje	Kategori	Dominerende last	Varierende last
dekke over grunn	C3	5,00 kN/m <sup>2</sup>	0,00 kN/m <sup>2</sup>
dekke over 1 etg	B	3,00 kN/m <sup>2</sup>	0,00 kN/m <sup>2</sup>
dekke over 2 etg	B	3,00 kN/m <sup>2</sup>	0,00 kN/m <sup>2</sup>
dekke over 3 etg	C3	5,00 kN/m <sup>2</sup>	snø 2,80 kN/m <sup>2</sup>

**Horisontallast** Vind 2 006,38 N/m<sup>2</sup> ~ 2,00 kN/m<sup>2</sup>

#### Snølast

$$S = S_k \cdot \mu \cdot C_e \cdot C_t$$

$$S_k = S_{k0} + n \cdot \Delta S_k$$

$S_{k0}$	3,50 kN/m <sup>2</sup>	tab. NA.4.1
$h$	25,00 moh	
$h_g$	150,00 m	
$n$	-1,25 $h_g > h \rightarrow S_k = S_{NA.4.1(1)}$	
$C_e$	1,00	
$C_t$	1,00	
$\Delta S_k$	1,00 kN/m <sup>2</sup>	
$\mu$	0,80	tab 5.2
$S_k$	3,50 kN/m <sup>2</sup>	
$S$	2,80 kN/m <sup>2</sup>	

## Vindlast

Fallvind pga. Sukkertoppen og Platåberget

	$v_{b0}$	30,00 m/s				
	$z$	14,00 m				
	$q_{p0}(z)$	1 700,00 N/m <sup>2</sup>	avlest tabell			
	$k_{z,0.5}$	1,15	0,50 km	Avstand til sone I	1,00 km	faktisk avstand
	$k_{z,2.5}$	1,05	2,50 km	Avstand til sone I		
	$k_z$	1,13				

Forenklet  $q_p(z)$   $q_{p0}(z) \cdot k_z$  1 912,50 N/m<sup>2</sup> ~ 2,00 kN/m<sup>2</sup>

Vanlig Sone II

$z_0$	0,05 m
$k_r$	0,19
$z_{min}$	4,00 m

$$(4.7) \quad z_{min} < z \quad l_v z = k_i / (c_{0z} \cdot \ln(z/z_0))$$

NA 4.3.3(901.4)

$\alpha = \tan^{-1}(H/L)$		
$H$	250,00 m	vist på kart
$L$	428,00 m	vist på kart
$\alpha$	0,53 rad	
$\alpha$	30,29 grader	

NA.4.3.3(901.5)

$30 < \alpha < 40$	grader
$k_i$	1,75
$c_0(z)$	0,90
$l_v z$	0,35

4.3

$$4.3.1 \quad v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_{b0}$$

$$4.3.2 \quad c_r(z) = k_r \cdot \ln(z/z_0)$$

$$4.5 \quad q_p(z) = [1 + 7 \cdot 0,345] \cdot 0,5 \cdot \rho \cdot v_m(z)^2 \cdot k_z$$

$\rho$	1,25 kg/m <sup>3</sup>
$c_r(z)$	1,07
$v_m(z)$	28,91
$q_p(z)$	2 006,38 N/m <sup>2</sup> ~ 2,00 kN/m <sup>2</sup>

Vind fra sone 0 til I

Forenklet	$q_p(z)$	$q_{p0}(z) \cdot k_z$				
	$k_{z,0.5}$	1,15	0,50 km	Avstand til sone I	1,00 km	faktisk avstand
	$k_{z,2.5}$	1,05	2,50 km	Avstand til sone I		
	$k_z$	1,13				
	$q_{p0}(z)$	1700 N/m <sup>2</sup>				
	$q_p(z)$	1,9125 kN/m <sup>2</sup>				

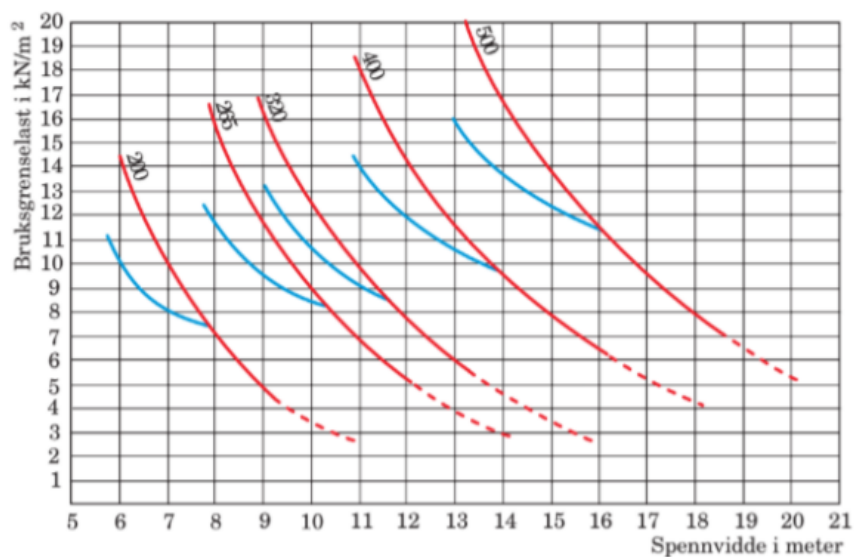
## 10.1.2Huldekker

### Dekke over grunn

Spennlengde	10,80 m	<b>Bruddgrenselast</b>	13,96 kN/m <sup>2</sup>
Lastbredde	1,20 m	<b>Bruksgrenselast</b>	10,38 kN/m <sup>2</sup>
Løpement (lm)	1,00 m	<b>Egenlast</b>	5,38 kN/m <sup>2</sup>
I (HD265)	1,52E+09 mm <sup>4</sup>	<b>Nyttelast</b>	5,00 kN/m <sup>2</sup>
E	4,00E+04 N/mm <sup>2</sup>		
Maks mom.	qL <sup>2</sup> /8	203,48 kN	<b>244,17 kNm</b>
Maks. skjær.	qL/2	75,36 kN/m	<b>90,43 kN</b>
Resonansfrekvens HD265	10,8	4,12 Hz	

Lengde hulldekke	Skjær pr. lm brudd	Skjær pr. lm bruks.	skjær pr. lm egen	skjær pr. lm nytte
10,80	75,36	56,05	29,05	27,00
10,50	73,27	54,50	28,25	26,25
9,90	69,08	51,38	26,63	24,75
10,00	69,78	51,90	26,90	25,00
8,00	55,82	41,52	21,52	20,00
4,10	28,61	21,28	11,03	10,25
3,50	24,42	18,17	9,42	8,75
7,80	54,43	40,48	20,98	19,50
5,80	40,47	30,10	15,60	14,50
10,20	71,18	52,94	27,44	25,50

<b>Kontroll kapasitet</b>	der g er påført egenlast og p er nyttelast (bruksgrense)	
	g	1,50 kN/m <sup>2</sup>
	p	5,00 kN/m <sup>2</sup>
Kontroll	0,75g+p	6,13 kN/m <sup>2</sup>



## Dekke over 1. etg. og 2. etg.

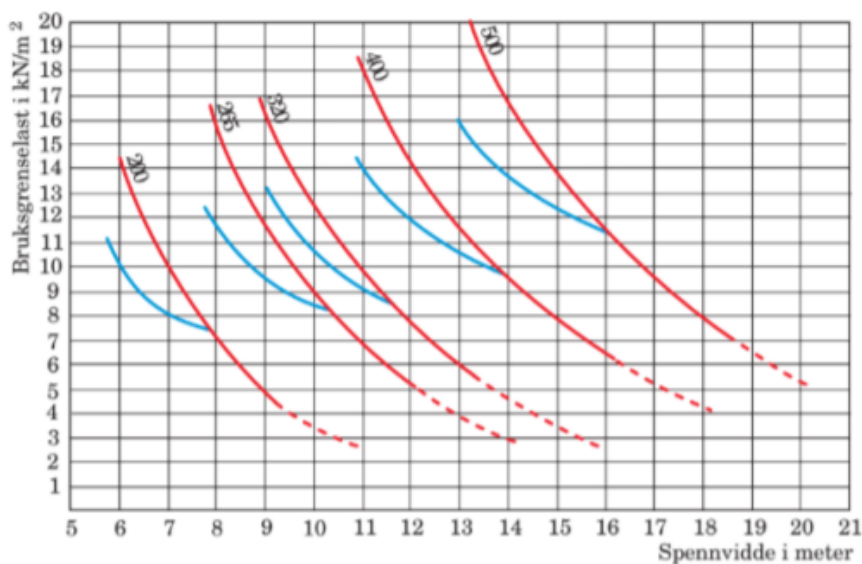
Spennlengde	10,80 m	<b>Bruddgrenselast</b>	10,96 kN/m <sup>2</sup>
Lastbredde	1,20 m	<b>Bruksgrenselast</b>	8,38 kN/m <sup>2</sup>
Løpemeter (lm)	1,00 m	<b>Egenlast</b>	5,38 kN/m <sup>2</sup>
I (HD265)	1,52E+09 mm <sup>4</sup>	<b>Nyttelast</b>	3,00 kN/m <sup>2</sup>
E	4,00E+04 N/mm <sup>2</sup>		

Maks mom.	$qL^2/8$	159,74 kN	<b>191,69 kNm</b>
Maks. skjær.	$qL/2$	59,16 kN/m	<b>70,99 kN</b>
Resonansfrekvens HD265	10,8	4,12 Hz	

Lengde hulldekke	Skjær pr. lm brudd.	Skjær pr. lm bruks.	skjær pr. lm egen	skjær pr. lm nytte
10,80	59,16	45,25	29,05	16,20
10,50	57,52	44,00	28,25	15,75
9,90	54,23	41,48	26,63	14,85
10,00	54,78	41,90	26,90	15,00
8,00	43,82	33,52	21,52	12,00
4,10	22,46	17,18	11,03	6,15
3,50	19,17	14,67	9,42	5,25
7,80	42,73	32,68	20,98	11,70
5,80	31,77	24,30	15,60	8,70
10,20	55,88	42,74	27,44	15,30

**Kontroll kapasitet** der g er påført egenlast og p er nyttelast (bruksgrense)

	g	1,50 kN/m <sup>2</sup>
	p	3,00 kN/m <sup>2</sup>
Kontroll	0,75g+p	4,13 kN/m <sup>2</sup>



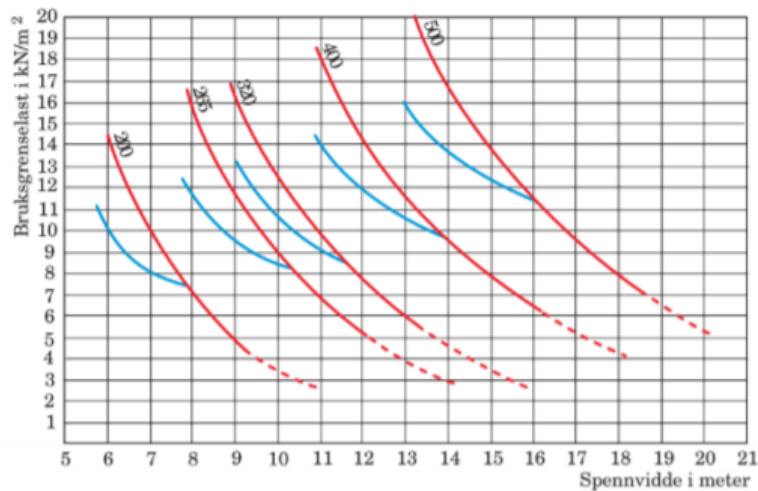
### Dekke over 3. etg.

Spennlengde	10,80 m	<b>Bruddgrenselast</b>	19,09 kN/m <sup>2</sup>
Lastbredde	1,20 m	<b>Bruksgrenselast</b>	12,21 kN/m <sup>2</sup>
Løpemeter (lm)	1,00 m	<b>Egenlast</b>	7,21 kN/m <sup>2</sup>
I (HD265)	1,52E+09 mm <sup>4</sup>	<b>Nyttelast</b>	5,00 kN/m <sup>2</sup>
E	4,00E+04 N/mm <sup>2</sup>		
Maks mom.	$qL^2/8$	278,36 kN	<b>334,03 kNm</b>
Maks. skjær.	$qL/2$	103,10 kN /m	<b>123,72 kN</b>
Resonansfrekvens HD320 10,8		4,47 Hz	

Lengde hulldekke	Skjær pr. lm brudd.	Skjær pr. lm bruks.	skjær pr. lm egen	skjær pr. lm nytte
10,80	103,10	65,93	38,93	27,00
10,50	100,23	64,10	37,85	26,25
9,90	94,51	60,44	35,69	24,75
10,00	95,46	61,05	36,05	25,00
8,00	76,37	48,84	28,84	20,00
4,10	39,14	25,03	14,78	10,25
3,50	33,41	21,37	12,62	8,75
7,80	74,46	47,62	28,12	19,50
5,80	55,37	35,41	20,91	14,50
10,20	97,37	62,27	36,77	25,50




**Kontroll kapasitet** der g er påført egenlast og p er nyttelast (bruksgrense)

	g	3,00 kN/m <sup>2</sup>
	p	7,80 kN/m <sup>2</sup>
Kontroll	0,75g+p	10,05 kN/m <sup>2</sup>



## 10.1.3 Svingning

### Oppleggsforhold

nr.		faktor
1,00		1,00
2,00		1,56
3,00		2,27
4,00		0,36

E-modul	E	4,00E+04 N/mm <sup>2</sup>	(dynamisk E-modul)
Tregghetsmoment		1,51E+09 mm <sup>4</sup>	
Påført egenvekt	pg	1,50 kN/m <sup>2</sup>	
Egenvekt	g	3,88 kN/m <sup>2</sup>	
Lastbredde	lb	1,20 m	
Lengde	L	10,80 m	
mb	(pg+g)*100*lb	645,60 kg/m	
Oppleggsforhold	nr.	1,00	

**Svingning**  $(\pi/(2*L^2))*\sqrt{EI/mb}$  **4,12 Hz** **Dekke over grunn**

E-modul	E	4,00E+04 N/mm <sup>2</sup>
Tregghetsmoment		1,51E+09 mm <sup>4</sup>
Påført egenvekt	pg	1,50 kN/m <sup>2</sup>
Egenvekt	g	3,88 kN/m <sup>2</sup>
Lastbredde	lb	1,20 m
Lengde	L	10,80 m
mb	(pg+g)*100*lb	645,60 kg/m
Oppleggsforhold	nr.	1,00

**Svingning**  $(\pi/(2*L^2))*\sqrt{EI/mb}$  **4,12 Hz** **Dekke over 1.etg og 2.etg**

E-modul	E	4,00E+04 N/mm <sup>2</sup>
Tregghetsmoment		2,38E+09 mm <sup>4</sup>
Påført egenvekt	pg	3,00 kN/m <sup>2</sup>
Egenvekt	g	4,21 kN/m <sup>2</sup>
Lastbredde	lb	1,20 m
Lengde	L	10,80 m
mb	(pg+g)*100*lb	865,20 kg/m
Oppleggsforhold	nr.	1,00

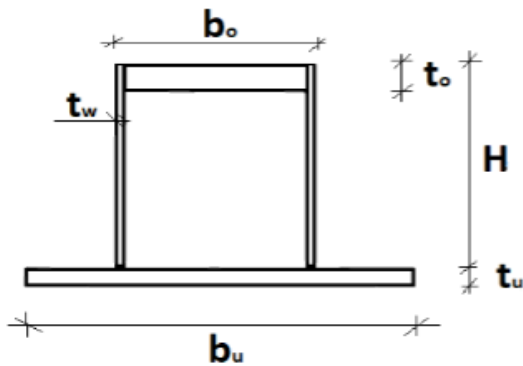
**Svingning**  $(\pi/(2*L^2))*\sqrt{EI/mb}$  **4,47 Hz** **Dekke over 3.etg**

Formler hentet fra:

[http://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BookC.asp?isSearch=0&liID=143&DocumentId=BindC/Del\\_1/C1/1\\_4\\_3.pdf&BookId=C](http://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BookC.asp?isSearch=0&liID=143&DocumentId=BindC/Del_1/C1/1_4_3.pdf&BookId=C)

## 10.1.4 Hatteprofiler

### Hatteprofil-bjelke



#### Hatteprofil 1

Overflens	$b_o \times t_o$	300,00	x	12,00
underflens	$b_u \times t_u$	550,00	x	10,00
Stegtykkelse	$t_w$	5,00		
Høyde steg	$H$	240,00	mm	
Total bjelkehøyde	$H_{tot}$	250,00	mm	
Tverrsnittsareal	$A$	11 380,00	mm <sup>2</sup>	
Tyngdepunkt målt fra uk. Tverrsnitt	$Z_{tp}$	104,45	mm	
Treghetsmoment	$I_y$	1,35E+08	mm <sup>4</sup>	
Elastisk motstandsmoment	$W_o$	9,30E+05	mm <sup>3</sup>	
	$W_u$	1,30E+06	mm <sup>3</sup>	
E-modul	$E$	2,10E+05	N/mm <sup>2</sup>	
Stålsort	$S$	355		
Plastisk momentkapasitet	$M_{d^*}$			
Elastisk momentkapasitet	$M_d$	3,14E+08	Nmm	
Skjærkapasitet	$V_d$	4,88E+05	N	
Flens overkant	$c_o$	290,00		
	$c/t_o$	24,17		
	$(c/t_o)/E$	29,70		
Flens underkant	$c_u$	125,00		
	$c/t_u$	12,50		
	$(c/t_u)/E$	15,36		
Steg	$c$	228,00		
	$c/t_w$	45,60		
	$(c/t_w)/E$	56,05		



## Mellomregninger

Areal flens OK	Ao	3 480,00 mm <sup>2</sup>
Areal flens UK	Au	5 500,00 mm <sup>2</sup>
Areal steg	Aw	1 200,00 mm <sup>2</sup>
tpok til uk underflens	z1	244,00 mm
tpw til uk underflens	z2	130,00 mm
tpuk til uk underflens	z3	5,00 mm

Epsilon  $\epsilon$  0,81

Benyttet i:  
bjelke 1 - bjelke over grunn  
bjelke 1 - bjelke over 1. etg og 2 etg  
bjelke 1 - bjelke over 3.etg

## Hatteprofil 2

Overflens	bo x to	300,00	x	35,00
underflens	bu x tu	550,00	x	20,00
Stegtykkelse	tw	5,00		
Høyde steg	H	240,00	mm	
Total bjelkehøyde	Htot	260,00	mm	
Tverrsnittsareal	A	23 550,00	mm <sup>2</sup>	
Tyngdepunkt målt fra uk. Tverrsnitt	Ztp	123,46	mm	
Tregghetsmoment	Iy	2,99E+08	mm <sup>4</sup>	
Elastisk motstandsmoment	Wo	2,19E+06	mm <sup>3</sup>	
	Wu	2,42E+06	mm <sup>3</sup>	
E-modul	E	2,10E+05	N/mm <sup>2</sup>	
Stålsort	S	355		
Elastisk momentkapasitet	Md	7,40E+08	Nmm	
Skjærkapasitet	Vd	5,08E+05	N	
Flens overkant	co	290,00		
	c/to	8,29		
	(c/to)/E	10,18		
Flens underkant	cu	125,00		
	c/tu	6,25		
	(c/tu)/E	7,68		
Steg	c	205,00		
	c/tw	41,00		
	(c/tw)/E	50,39		

## Mellomregninger

Areal flens OK	Ao	10 150,00 mm <sup>2</sup>
Areal flens UK	Au	11 000,00 mm <sup>2</sup>
Areal steg	Aw	1 200,00 mm <sup>2</sup>
tpok til uk underflens	z1	242,50 mm
tpw til uk underflens	z2	140,00 mm
tpuk til uk underflens	z3	10,00 mm
Epsilon	ε	0,81

Benyttet i: skråbjelke - bjelke over grunn  
skråbjelke - bjelke over 1. og 2. etg

## Hatteprofil 3

Overflens	bo x to	200,00	x	12,00
underflens	bu x tu	450,00	x	10,00
Stegtykkelse	tw	5,00		
Høyde steg	H	240,00	mm	
Total bjelkehøyde	Htot	250,00	mm	
Tverrsnittsareal	A	9 180,00	mm <sup>2</sup>	
Tyngdepunkt målt fra uk. Tverrsnitt	Ztp	97,04	mm	
Treghetsmoment	Iy	1,02E+08	mm <sup>4</sup>	
Elastisk motstandsmoment	Wo	6,64E+05	mm <sup>3</sup>	
	Wu	1,05E+06	mm <sup>3</sup>	
E-modul	E	2,10E+05	N/mm <sup>2</sup>	
Stålsort	S	355		
Elastisk momentkapasitet	Md	2,24E+08	Nmm	
Skjærkapasitet	Vd	4,88E+05	N	
Flens overkant	co	190,00		
	c/to	15,83		
	(c/to)/ε	19,46		
Flens underkant	cu	125,00		
	c/tu	12,50		
	(c/tu)/ε	15,36		
Steg	c	228,00		
	c/tw	45,60		
	(c/tw)/ε	56,05		

## Mellomregninger

Areal flens OK	Ao	2 280,00 mm <sup>2</sup>
Areal flens UK	Au	4 500,00 mm <sup>2</sup>
Areal steg	Aw	1 200,00 mm <sup>2</sup>
tpok til uk underflens	z1	244,00 mm
tpw til uk underflens	z2	130,00 mm
tpuk til uk underflens	z3	5,00 mm

Epsilon  $\epsilon$  0,81

Benyttet i: Bjelke 2, 3, 4, 5, 6, 8, 9 - bjelke over grunn  
Bjelke 2, 3, 4, 5, 6, 8, 9 - bjelke over 1. og 2. etg.  
Bjelke 2, 3, 4, 5, 6, 8, 9 - bjelke over 3. etg

## Hatteprofil 4

Overflens	bo x to	300,00	x	40,00
underflens	bu x tu	550,00	x	20,00
Stegtykkelse	tw	5,00		
Høyde steg	H	240,00	mm	
Total bjelkehøyde	Htot	260,00	mm	
Tverrsnittsareal	A	25 000,00	mm <sup>2</sup>	
Tyngdepunkt målt fra uk. Tverrsnitt	Ztp	129,20	mm	
Tregghetsmoment	Iy	3,12E+08	mm <sup>4</sup>	
Elastisk motstandsmoment	Wo	2,39E+06	mm <sup>3</sup>	
	Wu	2,42E+06	mm <sup>3</sup>	
E-modul	E	2,10E+05	N/mm <sup>2</sup>	
Stålsort	S	355		
Elastisk momentkapasitet	Md	8,08E+08	Nmm	
Skjærkapasitet	Vd	5,08E+05	N	
Flens overkant	co	290,00		
	c/to	7,25		
	(c/to)/ $\epsilon$	8,91		
Flens underkant	cu	125,00		
	c/tu	6,25		
	(c/tu)/ $\epsilon$	7,68		
Steg	c	200,00		
	c/tw	40,00		
	(c/tw)/ $\epsilon$	49,16		

## Mellomregninger

Areal flens OK	Ao	11 600,00 mm <sup>2</sup>
Areal flens UK	Au	11 000,00 mm <sup>2</sup>
Areal steg	Aw	1 200,00 mm <sup>2</sup>
tpok til uk underflens	z1	240,00 mm
tpw til uk underflens	z2	140,00 mm
tpuk til uk underflens	z3	10,00 mm

Epsilon  $\epsilon$  0,81

Benyttet i: skråbjelke - bjelke over 3. etg.

## 10.1.5 Bjelker

### Bjelker over grunn

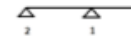
<b>Bjelke 1</b>			
L		5,00 m	
qbrudd		71,18 kN/m	
qbruks egen		27,44 kN/m	
qbruks nytte		25,50 kN/m	
MEd	$qL^2/8$		222,42 kNm
VEd	$qL/2$		177,94 kN
Nedbøyning	$5/384 * qL^4/EI$		12,97 mm
<b>Bjelke 2</b>			
L		2,70 m	
qbrudd		124,91 kN/m	
qbruks egen		48,15 kN/m	
qbruks nytte		44,75 kN/m	
MEd		113,82 kNm	
VEd		168,62 kN	
Nedb.		2,58 mm	
<b>Bjelke 3</b>			
L		3,00 m	
qbrudd		124,91 kN/m	
qbruks egen		48,15 kN/m	
qbruks nytte		44,75 kN/m	
MEd		140,52 kNm	
VEd		187,36 kN	
VEd bruks		139,35 kN	
VEd bruks egen		72,23 kN	
Nedb.		3,93 mm	
<b>Bjelke 4</b>			
L		2,90 m	
qbrudd		75,36 kN/m	
qbruks egen		29,05 kN/m	
qbruks nytte		27,00 kN/m	
MEd		79,22 kNm	
VEd		109,28 kN	
Nedb.		2,07 mm	

**Bjelke 5 - utkrag**

L tot	6,00 m	Lutkrag	0,90 m
L felt	5,10 m		
qbrudd	73,27 kN/m		
qbruks egen	28,25 kN/m		
q bruks nytte	26,25 kN/m		
MEd	$qL^2/2$	29,67 kNm (OK)	
VEd	qL	65,94 kN	
Nedb. felt	$0,03208 \cdot q \cdot L^2 \cdot a^2 / EI$	1,48 mm	Overhøyde -1,48
Nedb. utkrag	$qa^3(4L+3a)/(24EI)$	1,53 mm	

**Bjelke 6 - utkrag**

L tot	3 000,00 mm	Lutkrag	800,00 mm
L felt	2 200,00 mm	x	1 100,00 mm
qbrudd	110,25 kN/m	y=a=Lutkrag	
qbruks egen	42,50 kN/m		
qbruks nytte	39,50 kN/m		
MEd felt maks	$q(L+a)^2(L-a)^2/(8L^2)$	50,23 kNm (UK)	
MEd opplager v	$qa^2/2$	35,28 kNm (OK)	
VEd 1	$q(L^2+a^2)/(2L) + qa$	225,52 kN	
VEd 2 brudd	$q(L^2-a^2)/(2L)$	153,62 kN	
VEd 2 bruks	$q(L^2-a^2)/(2L)$	78,27 kN	
VEd 2 bruks eger	$q(L^2-a^2)/(2L)$	40,57 kN	
Nedb. felt	$qx \cdot (L^4 - 2L^2x^2 + lx^3 - 2a^2L^2 + 2a^2x^2)/(24EIL)$	0,00 mm	
Nedb. utkrag	$qy \cdot (4a^2L - L^3 + 6a^2y - 4ay^2 + y^3)/(24EI)$	-0,38 mm	

**Bjelke 7 - skrå**

MEd	570,38 kNm		
MEd OSprog	599,00 kNm		
VEd	290,95 kN		
VEd OSprog	290,00 kN		
MRd	740,39 kNm	utnyttelse	0,81
VRd	507,52 kN	utnyttelse	0,57
Nedb.	34,92 mm		
Nedb. OSProg	35,00 mm		
L/300	26,00 mm		
L/250	31,20 mm		

**Bjelke 8**

L	2,87 m
qbrudd	55,82 kN/m
qbruks egen	21,52 kN/m
qbruks nytte	20,00 kN/m
MEd	57,48 kNm
VEd	80,11 kN
VEd bruks egen	30,88 kN
Nedb.	1,47 mm

**Bjelke 9**

L	2,80 m
qbrudd	55,82 kN/m
qbruks egen	21,52 kN/m
qbruks nytte	20,00 kN/m
MEd	54,71 kNm
VEd	78,15 kN
Ved bruks egen	30,13 kN
Nedb.	1,33 mm

**Bjelke 10**

L	2,20 m
qbrudd	69,08 kN/m
qbruks egen	26,63 kN/m
qbruks nytte	24,75 kN/m
MEd	41,79 kNm
VEd	75,99 kN
VEd bruks	56,52 kN
VEd bruks	29,29 kN
Nedb.	0,63 mm

## Bjelker over 1. etg. og 2. etg.

### Bjelke 1

L	5,00 m	
qbrudd	55,88 kN/m	
qbruks egen	27,44 kN/m	
qbruks nytte	15,30 kN/m	
MEd	$qL^2/8$	174,61 kNm
VEd	$qL/2$	139,69 kN
Nedbøyning	$5/384 * qL^4/EI$	10,92 mm

### Bjelke 2

L	2,70 m	
qbrudd	98,06 kN/m	
qbruks egen	48,15 kN/m	
qbruks nytte	26,85 kN/m	
MEd	89,35 kNm	
VEd	132,38 kN	
Nedb.	2,17 mm	

### Bjelke 3

L	3,00 m	
qbrudd	98,06 kN/m	
qbruks egen	48,15 kN/m	
qbruks nytte	26,85 kN/m	
MEd	110,31 kNm	
VEd	147,08 kN	
VEd bruks	112,50 kN	
VEd bruks egen	72,23 kN	
Nedb.	3,31 mm	

### Bjelke 4

L	2,90 m	
qbrudd	59,16 kN/m	
qbruks egen	29,05 kN/m	
qbruks nytte	16,20 kN/m	
MEd	62,19 kNm	
VEd	85,79 kN	
Nedb.	1,74 mm	

**Bjelke 5 - utkrag**

L tot	6,00 m	Lutkrag	0,90 m
L felt	5,10 m		
qbrudd	57,52 kN/m		
qbruks egen	28,25 kN/m		
q bruks nytte	15,75 kN/m		
MEd	$qL^2/2$	23,30 kNm (OK)	
VEd	$qL$	51,77 kN	
Nedb. felt	$0,03208 \cdot q \cdot L^2 \cdot a^2 / EI$	1,24 mm	Overhøyde -1,24 mm
Nedb. utkrag	$qa^2(4L+3a)/(24EI)$	1,29 mm	

**Bjelke 6 - utkrag**

L tot	3 000,00 mm	Lutkrag	800,00 mm
L felt	2 200,00 mm	x	1 100,00 mm
qbrudd	86,55 kN/m	y=a=Lutkrag	
qbruks egen	42,50 kN/m		
qbruks nytte	23,70 kN/m		
MEd felt maks	$q(L+a)^2(L-a)^2/(8L^2)$	39,43 kNm (UK)	
MEd opplager v	$qa^2/2$	27,70 kNm (OK)	
VEd 1	$q(L^2+a^2)/(2L) + qa$	177,04 kN	
VEd 2 brudd	$q(L^2-a^2)/(2L)$	120,60 kN	
VEd 2 bruks	$q(L^2-a^2)/(2L)$	63,19 kN	
VEd 2 bruks eger	$q(L^2-a^2)/(2L)$	40,57 kN	
Nedb. felt	$qx \cdot (L^4 - 2L^2x^2 + ix^3 - 2a^2L^2)$	0,00 mm	
Nedb. utkrag	$qy \cdot (4a^2L - L^2 + 6a^2y - 4ay^2)$	-0,32 mm	

**Bjelke 7 - skrå**

MEd	456,30 kNm		
MEd OSprog	473,00 kNm		
VEd	228,40 kN		
VEd OSprog	229,00 kN		
MRd	740,39 kNm	utnyttelse	0,64
VRd	507,52 kN	utnyttelse	0,45
Nedb.	29,55 mm		
Nedb. OSProg	28,00 mm		

**Bjelke 8**

L	2,87 m
qbrudd	43,82 kN/m
qbruks egen	21,52 kN/m
qbruks nytte	12,00 kN/m
MEd	45,12 kNm
VEd	62,89 kN
VEd bruks egen	30,88 kN
Nedb.	1,24 mm



**Bjelke 9**

L	2,80 m
qbrudd	43,82 kN/m
qbruks egen	21,52 kN/m
qbruks nytte	12,00 kN/m
MEd	42,95 kNm
VEd	61,35 kN
VEd bruks egen	30,13 kN
Nedb.	1,12 mm

**Bjelke 10**

L	2,20 m
qbrudd	54,23 kN/m
qbruks egen	26,63 kN/m
qbruks nytte	14,85 kN/m
MEd	32,81 kNm
VEd	59,66 kN
VEd bruks	45,63 kN
VEd bruks egen	29,29 kN
Nedb.	0,53 mm

## Bjelker over 3. etg.

### Bjelke 1

L	5,00 m			
qbrudd	97,37 kN/m			
qbruks egen	36,77 kN/m			
qbruks nytte	25,50 kN/m			
MEd	qL <sup>2</sup> /8	304,28 kNm		
VEd	qL/2	243,42 kN		
MRd	314,38 kNm		utnyttelse	0,97
VRd	488,00 kN		utnyttelse	0,50
Nedbøyning	5/384 * qL <sup>4</sup> /EI	15,64 mm		
L/300		16,67 mm		

### Bjelke 2

L	2,70 m			
qbrudd	170,87 kN/m			
qbruks egen	64,53 kN/m			
qbruks nytte	44,75 kN/m			
MEd	155,71 kNm			
VEd	230,68 kN			
MRd	224,47 kNm		utnyttelse	0,69
VRd	488,00 kN		utnyttelse	0,47
Nedb.	3,11 mm			

### Bjelke 3

L	3,00 m			
qbrudd	170,87 kN/m			
qbruks egen	64,53 kN/m			
qbruks nytte	44,75 kN/m			
MEd	192,23 kNm			
VEd	256,31 kN			
VEd bruks	163,92 kN			
VEd bruks egen	96,79 kN			
MRd	224,47 kNm		utnyttelse	0,86
VRd	488,00 kN		utnyttelse	0,53
Nedb.	4,74 mm			

**Bjelke 4**

L	2,90 m
qbrudd	103,10 kN/m
qbruks egen	38,93 kN/m
qbruks nytte	27,00 kN/m
MEd	108,38 kNm
VEd	149,49 kN

MRd	224,47 kNm	utnyttelse	0,48
VRd	488,00 kN	utnyttelse	0,31

Nedb. 2,50 mm

**Bjelke 5 - utkrag**

L tot	6,00 m	Lutkrag	0,90 m
L flet	5,10 m		
qbrudd	100,23 kN/m		
qbruks egen	37,85 kN/m		
q bruks nytte	26,25 kN/m		
MEd	$qL^2/2$	40,59 kNm (OK)	
VEd	$qL$	90,21 kN	

MRd	224,47 kNm	utnyttelse	0,18
VRd	488,00 kN	utnyttelse	0,18

Nedb. felt  $0,03208 \cdot q \cdot L^2 \cdot a^2 / EI$  1,78 mm -1,78 mm  
 Nedb. utkrag  $qa^3(4L+3a)/(24EI)$  1,85 mm

**Bjelke 6 - utkrag**

L tot	3 000,00 mm	Lutkrag	800,00 mm
L felt	2 200,00 mm	x	1 100,00 mm
qbrudd	150,83 kN/m	y=a=Lutkrag	
qbruks egen	56,96 kN/m		
qbruks nytte	39,50 kN/m		
MEd felt maks	$q(L+a)^2(L-a)^2/(8L^2)$	68,71 kNm (UK)	
MEd opplager v	$qa^2/2$	48,26 kNm (OK)	
VEd 1	$q(L^2+a^2)/(2L) + qa$	308,51 kN	
VEd 2 brudd	$q(L^2-a^2)/(2L)$	210,15 kN	
VEd 2 bruks	$q(L^2-a^2)/(2L)$	92,07 kN	
VEd 2 bruks eger	$q(L^2-a^2)/(2L)$	54,37 kN	
MRd		224,47 kNm	utnyttelse 0,22
VRd		488,00 kN	utnyttelse 0,63
Nedb. felt	$qx^*(L^4-2L^2x^2+lx^3-2a^2L^2)$	0,00 mm	
Nedb. utkrag	$qy^*(4a^2L-L^3+6a^2y-4ay)$	-0,46 mm	

**Bjelke 7 - skrå**

MEd	798,53 kNm		
MEd OSprog	814,00 kNm		
VEd	398,21 kN		
VEd OSprog	395,00 kN		
MRd	807,54 kNm	utnyttelse	1,01
VRd	507,52 kN	utnyttelse	0,78
Nedb.	44,96 mm		
Nedb. OSProg	49,00 mm		
L/300	26,00 mm		
L/250	31,20 mm		

**Bjelke 8**

L	2,87 m		
qbrudd	76,37 kN/m		
qbruks egen	28,84 kN/m		
qbruks nytte	20,00 kN/m		
MEd	78,63 kNm		
VEd	109,59 kN		
VEd bruks egen	41,39 kN		
MRd	224,47 kNm	utnyttelse	0,35
VRd	488,00 kN	utnyttelse	0,22
Nedb.	1,77 mm		

**Bjelke 9**

L	2,80 m		
qbrudd	76,37 kN/m		
qbruks egen	28,84 kN/m		
qbruks nytte	20,00 kN/m		
MEd	74,84 kNm		
VEd	106,92 kN		
VEd bruks egen	40,38 kN		
MRd	224,47 kNm	utnyttelse	0,33
VRd	488,00 kN	utnyttelse	0,22
Nedb.	1,61 mm		

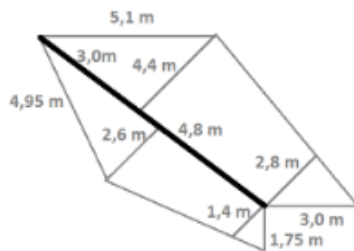
**Bjelke 10**

L	2,20 m
qbrudd	94,51 kN/m
qbruks egen	35,69 kN/m
qbruks nytte	24,75 kN/m
MEd	57,18 kNm
VEd	103,96 kN
VEd bruks	66,48 kN
VEd bruks egen	39,26 kN
Nedb.	0,76 mm

**I-profil i yttervegg**

L	2,87 m
IPE 200	
E	2,10E+05 N/mm <sup>2</sup>
I	1,94E+07 mm <sup>4</sup>
Nedb.	9,29 mm
L/300	9,57 mm
L	2,80 m
IPE 200	
E	2,10E+05 N/mm <sup>2</sup>
I	1,94E+07 mm <sup>4</sup>
Nedb.	8,42 mm
L/300	9,33 mm

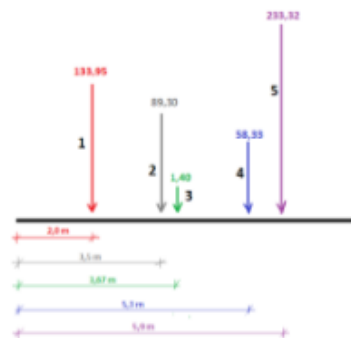
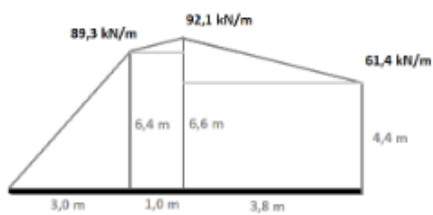
## 10.1.6 Skråbjelke



**Bjelke over grunn**

Totalbjelkelengde  
qbrudd

7,8 m  
13,96 kN/m



**Punktlast**

1	133,95 kN
2	89,30 kN
3	1,40 kN
4	58,33 kN
5	233,32 kN

	Avstand V
1	2,00 m
2	3,50 m
3	3,67 m
4	5,27 m
5	5,90 m

	Avstand H
1	5,80 m
2	4,30 m
3	4,13 m
4	2,53 m
5	1,90 m

<b>Krefter ved:</b>		<b>Skjær</b>	<b>Mom.</b>
Opplegg V		225,35 kN	450,71 kNm
	1	91,40 kN	137,11 kNm
	2	2,10 kN	0,35 kNm
	3	0,70 kN	1,13 kNm
	4	-57,63 kN	-36,50 kNm
	5	-290,95 kN	-552,80 kNm
Opplegg H		290,95 kN	0,00 kNm

**Maks mom.** 589,29 kNm

Skjærkraft V	Pb/L	225,35 kN
Skjærkraft opplegg V OSprog		231,00 kN
Skjærkraft H	Pa/L	290,95 kN
Skjærkraft opplegg H OSprog		290,00 kN
Moment metode 1	krefter som punktlast	589,29 kNm
Moment metode 2	$qL^2/8$	570,38 kNm
Moment metode 3	OS-prog	599,00 kNm

Last som jevnt fordelt last q 75,00 kN/m

**Nedbøyning punktlast**  $1/48 \cdot PL^3/EI \cdot (3\alpha - 4\alpha^3)$   
 $\alpha = \text{Avstand } V/L$

	Punktlast bruks egen	Punktlast bruks nytte
1	51,60	48,00 kN
2	34,40	32,00 kN
3	0,55	0,50 kN
4	22,40	20,90 kN
5	90,10	83,60 kN

<b>Nedbøyning bruks</b>	Egen	Nytte
1	5,70	3,71 mm
2	5,33	3,47 mm
3	0,09	0,05 mm
4	2,80	1,83 mm
5	7,63	4,96 mm
<b>Sum</b>	21,56	14,03 mm

qbruks jevnt fordelt last 28,00 25,00 kN/m

**Nedbøyning punktlast** 35,58 mm  
**nedbøyning jevnt fordelt last** 34,92 mm  
**Nedbøyning OS-prog** 35,00 mm





<b>Nedbøyning punktlast</b>	$1/48 \cdot PL^3/EI \cdot (3\alpha - 4\alpha^2)$	
	$\alpha = \text{Avstand } V/L$	
	Punktlast bruks egen	Punktlast bruks nytte
1	51,60	28,80
2	34,40	19,20
3	0,55	0,30
4	22,40	12,54
5	90,10	50,16
<b>Nedbøyning bruks</b>	Egen	Nytte
1	5,70	2,23 mm
2	5,33	2,08 mm
3	0,09	0,03 mm
4	2,80	1,10 mm
5	7,63	2,97 mm
<b>Sum</b>	21,56	8,42 mm
<b>qbruks jevnt fordelt last</b>	28,00	15,00 kN/m
<b>Nedbøyning punktlastmetode</b>	29,97 mm	
<b>Nedbøyning jevnt fordelt last</b>	29,55 mm	
<b>Nedb. OSprog</b>	28,00 mm	
<b>Bjelke over 3.etg</b>	Totalbjelkelengde	7,80 m
	qbrudd	19,09 kN/m
<b>Punktlast</b>		
1	183,30 kN	
2	122,20 kN	
3	1,95 kN	
4	79,99 kN	
5	319,20 kN	
	<b>Avstand V</b>	<b>Avstand H</b>
1	2,00 m	5,80 m
2	3,50 m	4,30 m
3	3,67 m	4,13 m
4	5,27 m	2,53 m
5	5,90 m	1,90 m

<b>Krefter ved:</b>		<b>Skjær</b>	<b>Mom.</b>
Opplegg V		308,43 kN	616,87 kNm
	1	125,13 kN	187,70 kNm
	2	2,93 kN	0,49 kNm
	3	0,98 kN	1,57 kNm
	4	-79,01 kN	-50,04 kNm
	5	-398,21 kN	-756,59 kNm
Opplegg H		398,21 kN	0,00 kNm

**Maks mom.** 806,63 kNm

Skjærkraft V	Pb/L	308,43 kN
Skjærkraft opplager V OS-prog		313,00 kN
Skjærkraft H	Pa/L	398,21 kN
Skjærkraft opplager H OS-prog		395,00 kN
Moment metode 1	krefter som punktlast	806,63 kNm
Moment metode 2	qL <sup>2</sup> /8	798,53 kNm
Moment metode 3	OS-prog	814,00 kNm

Last som jevnt fordelt last q 105,00 kN/m

**Nedbøyning punktlast**  $1/48 \cdot PL^3/EI \cdot (3\alpha - 4\alpha^3)$   
 $\alpha = \text{Avstand V}$

Punktlast bruks egen punktlast bruks nytte · punktlast bruks nytte var.

1	69,20	48,00	26,90 kN
2	46,10	32,00	17,90 kN
3	0,74	0,50	0,28 kN
4	30,00	20,90	11,70 kN
5	120,70	83,60	46,80 kN

<b>Nedbøyning</b>	egen	nytte	
1	7,65	5,50 mm	
2	7,15	5,14 mm	
3	0,12	0,08 mm	
4	3,75	2,71 mm	
5	10,23	7,34 mm	
<b>sum</b>	<b>28,89</b>	<b>20,76 mm</b>	

qbruks jevnt fordelt last 34,00 26,00 15,00 kN/m

Nedbøyning punktlastmetode	49,65 mm
Nedbøyning jevnt fordelt last	44,96 mm
nedbøyning OS-prog	49,00 mm

## 10.1.7 Søyler

<b>Søyle 1</b>	160x160x10	
dekke over 3		512,62 kN
dekke over 2		294,17 kN
dekke over 1		294,17 kN
dekke over grunn		
NEd		1 100,96 kN
f <sub>y</sub>		355,00 N/mm <sup>2</sup>
A		5 850,00 mm <sup>2</sup>
γ <sub>M0</sub>		1,05
γ <sub>M1</sub>		1,05
<b>Trykk alene - knekk</b>		
N <sub>cRd</sub>	f <sub>y</sub> *A/γ <sub>M0</sub>	1 977,86 kN
L <sub>cr</sub>		3 000,00 mm
i		60,60 mm
ε	√(235/f <sub>y</sub> )	0,81
λ <sub>1</sub>	93,9*ε	76,40
λ	L <sub>cr</sub> /(i*λ <sub>1</sub> )	0,65
α	tab. 6.2 NS1993-1-1	0,21
φ	0,5[1+α(λ-0,2)+λ <sup>2</sup> ]	0,76
χ	1/(φ+√(φ <sup>2</sup> -λ <sup>2</sup> ))	0,87
N <sub>bRd</sub>	χ*N <sub>cRd</sub>	1 722,42 kN
n	NEd/N <sub>bRd</sub>	0,64
<b>Bøyning og trykk</b>		
e		20,00 mm
W		269 000,00 mm <sup>3</sup>
C <sub>my</sub>	tab. B.3	0,60
k <sub>yy</sub>	C <sub>my</sub> (1+0,6*λ*NEd/(χ*N <sub>Rk</sub> /γ <sub>M1</sub> )) < C <sub>my</sub> *(1+0,6*NEd/(χ*N <sub>Rk</sub> /γ <sub>M1</sub> ))	0,76 0,84
k <sub>zy</sub>	0,8*k <sub>yy</sub>	0,00 jfr. tillegg B NS 1993-1-1
χ <sub>LT</sub>		1,00
M <sub>yEd</sub>	NEd*e	22,02 kNm
M <sub>yRk</sub>	W*f <sub>y</sub> /γ <sub>M1</sub>	90,95 kNm
m	MEd/M <sub>Rd</sub>	0,24
m+n	formel (6.2) NS 1993-1-1	0,88
Bøyning og trykk	NEd/(χ*N <sub>Rk</sub> /γ <sub>M1</sub> )+k <sub>yy</sub> *M <sub>yEd</sub> /(χ <sub>LT</sub> *M <sub>yRk</sub> /γ <sub>M1</sub> )	0,86

<b>Søyle 2</b>	250x250x10	
dekke over 3		894,73 kN
dekke over 2		515,77 kN
dekke over 1		515,77 kN
dekke over grunn		
NEd		1 926,28 kN
fy		355,00 N/mm <sup>2</sup>
A		9 450,00 mm <sup>2</sup>
γM0		1,05
γM1		1,05
<b>Trykk alene - knekk</b>		
NcRd	fy*A/γM0	3 195,00 kN
Lcr		3 000,00 mm
i		97,40 mm
ε	v(235/fy)	0,81
λ1	93,9*ε	76,40
λ	Lcr/(i*λ1)	0,40
α	tab. 6.2 NS1993-1-1	0,21
φ	0,5[1+α(λ-0,2)+λ <sup>2</sup> ]	0,60
χ	1/(φ+v(φ <sup>2</sup> -λ <sup>2</sup> ))	0,95
NbRd	χ*NcRd	3 041,49 kN
n	NEd/NbRd	0,63
<b>Bøyning og trykk</b>		
e		20,00 mm
W		718 000,00 mm <sup>3</sup>
Cmy	tab. B.3	0,60
kyy	Cmy(1+0,6*λ*NEd/(χ*NRk/γM1))	0,70
	< Cmy*(1+0,6*NEd/(χ*NRk/γM1))	0,84
kzy	0,8*kyy	0,00 jfr. tillegg B NS 1993-1-1
χLT		1,00
MyEd	NEd*e	38,53 kNm
MyRk	W*fy/γM1	242,75 kNm
m	MEd/MRd	0,16
m+n	formel (6.2) NS 1993-1-1	0,79
Bøyning og trykk	NEd/(χ*NRk/γM1)+kyy*MyEd/(χLT*MyRk/γM1)	0,78

**Søyle 3** 140x140x8

dekke over 3	219,18 kN
dekke over 2	125,77 kN
dekke over 1	125,77 kN
dekke over grunn	
NEd	470,73 kN

fy	355,00 N/mm <sup>2</sup>
A	4 130,00 mm <sup>2</sup>
γM0	1,05
γM1	1,05

**Trykk alene - knekk**

NcRd	$f_y \cdot A / \gamma_{M0}$	1 396,33 kN
Lcr		3 000,00 mm
i		53,40 mm
ε	$\sqrt{235/f_y}$	0,81
λ1	$93,9 \cdot \epsilon$	76,40
λ	$L_{cr} / (i \cdot \lambda_1)$	0,74
α	tab. 6.2 NS1993-1-1	0,21
φ	$0,5[1 + \alpha(\lambda - 0,2) + \lambda^2]$	0,83
χ	$1 / (\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2})$	0,83
NbRd	$\chi \cdot N_{cRd}$	1 159,68 kN
n	NEd/NbRd	0,41

**Bøyning og trykk**

e		20,00 mm
W		168 000,00 mm <sup>3</sup>
Cmy	tab. B.3	0,60
kyy	$C_{my}(1 + 0,6 \cdot \lambda \cdot N_{Ed} / (\chi \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}))$ < $C_{my}(1 + 0,6 \cdot N_{Ed} / (\chi \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}))$	0,71 0,75
kzy	$0,8 \cdot k_{yy}$	0,00 jfr. tillegg B NS 1993-1-1
χLT		1,00
MyEd	NEd·e	9,41 kNm
MyRk	$W \cdot f_y / \gamma_{M1}$	56,80 kNm
m	MEd/MRd	0,17
m+n	formel (6.2) NS 1993-1-1	0,57
Bøyning og trykk	$N_{Ed} / (\chi \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{yEd} / (\chi_{LT} \cdot M_{yRk} / \gamma_{M1})$	0,55

## 10.1.8 Oppgitt pel-kapasitet

### Opgitt tålt trykk

Pelelengde	Hulldiameter	Bruksgrense	Bruddgrense
12	254	162,19	392,64 kN
14	254	216,02	544,99 kN
16	254	272,8	717,92 kN
18	254	333,2	920,16 kN
19	254	391,55	937,2 kN
20	254	417,98	937,2 kN

## 10.1.9Peler

<b>Pel 1</b>	140x140x8		
dekke over 3		512,62 kN	
dekke over 2		294,17 kN	
dekke over 1		294,17 kN	
dekke over grunn		374,72 kN	
NEd		1 475,68 kN	
<b>Braker to peler, avstand 0,6 m</b>	NEd, per pel	NEd/2	737,84 kN --> 18 m pel
<b>Kontroll ramme (HE400B)</b>	$\gamma_{M1}$		1,05
	$f_y$		355,00 N/mm <sup>2</sup>
	$t_f$		24,00 mm
	$t_w$		13,50 mm
	$h$		400,00 mm
	$W_y$		2 880 000,00 mm <sup>3</sup>
	$L$		0,60 m
	VEd	NEd/2	737,84 kN
	VRd	$(h-2*t_f)*t_w*f_y/(\sqrt{3}*\gamma_{M0})$	927,59 kN
	MEd	NEd*L/4	221,35 kNm
	MRd	$W_y*f_y/\gamma_{M0}$	973,71 kNm
<b>Eksentrisitet pel 1</b>			
$m+n=1,0$		1,00	
$m=MEd/MRd$	$MRd= f_y*W_y/\gamma_{M0}$		56,80 kNm
$f_y$		355,00 N/mm <sup>2</sup>	
$\gamma_{M0}$		1,05	
$W_y$		168 000,00 mm <sup>3</sup>	
$e$		15,00 mm	
$m$		0,19	
$n$		0,80	
$MEd=e*NEd$		11,07 kNm	
<b>Opgitt tålt trykk</b>			
<b>Pelelengde</b>	<b>Hulldiameter</b>	<b>Bruksgrense</b>	<b>Bruddgrense</b>
	12,00	254,00	162,19 392,64 kN
	14,00	254,00	216,02 544,99 kN
	16,00	254,00	272,80 717,92 kN
	18,00	254,00	333,20 920,16 kN
	19,00	254,00	391,55 937,20 kN
	20,00	254,00	417,98 937,20 kN
<b>Pel 2</b>	140x140x8		brukslaster
dekke over 3		219,18 kN	82,77 kN
dekke over 2		125,77 kN	61,76 kN
dekke over 1		125,77 kN	61,76 kN
dekke over grunn		160,21 kN	61,76 kN
NEd		630,94 kN	268,06 kN

<b>Pel 3</b>	140x140x8		brukslaster
dekke over 3		213,83 kN	80,75 kN
dekke over 2		122,71 kN	60,26 kN
dekke over 1		122,71 kN	60,26 kN
dekke over grunn		156,31 kN	60,26 kN
NEd		615,55 kN	261,52 kN
<b>Pelebukk (to skråpeler)</b>			
<b>Nord/Sør</b>		<b>Maks last i pel 2</b>	
D	Cpe10	0,73	
E	Cpe10	0,36	
LF		1,50	
H		14,00 m	
B		38,00 m	
V	$qp(z)*(D+E)*LF*H*B$	1 739,64 kN	
			13,92
V i hver pelebukk		125,00 kN	--> 14 pelebukk
Vertikallast i hver skråpel	NEd/2	315,47 kN	
Horisontallast i hver skråpel	V*4/2	250,00 kN	
Tot.last i hver skråpel		565,47 kN	< 717 kN
			--> 16 m pel
Strekk i skråpel	G	261,52 kN	
(minst last i pel 3)	LF	0,90	
	V	250,00 kN	
Strekk	V-G*0,9	14,63 kN	strekk
<b>Øst</b>			
D	Cpe10	0,73	
LF		1,50	
H		14,00 m	
B		29,00 m	
V	$qp(z)*D*LF*H*B$	889,14 kN	
			5,93
V i hver pelebukk		150,00 kN	--> 6 pelebukk
Vertikallast i hver skråpel	NEd/2	315,47 kN	
Horisontallast i hver skråpel	V*4/2	300,00 kN	
Tot.last i hver skråpel		615,47 kN	< 717 kN
			--> 16 m pel
Strekk	G	261,52 kN	
	LF	0,90	
	V	300,00 kN	
	V-G*0,9	64,63 kN	strekk



Vest			
E	Cpe10	0,36	
LF		1,50	
H		14,00 m	
B		15,00 m	
V	qp(z)*D*LF*H*B	226,80 kN	
V i hver pelebukk		150,00 kN	1,51 --> 2 pelebukk
Vertikallast i hver skråpel	NEd/2	315,47 kN	
Horisontallast i hver skråpel	V*4/2	300,00 kN	
Tot.last i hver skråpel		615,47 kN	< 717 kN --> 16 m pel
Strekk	G	261,52 kN	
	LF	0,90	
	V	300,00 kN	
	V-G*0,9	64,63 kN	strekk
<b>Pel 4</b>			
	140x140x8		
dekke over 3		894,73 kN	
dekke over 2		515,77 kN	
dekke over 1		515,77 kN	
dekke over grunn		655,30 kN	
NEd		2 581,58 kN	
Antall peler nødvendig:	3,60	--> 4 peler	4,00 16 m
	n		0,90
Kontroll av utvekslingsbjelker			
HE500B	h		500,00 mm
	tf		28,00 mm
	tw		14,50 mm
	r		27,00 mm
	Wy		4 290 000,00 mm <sup>3</sup>
	fy		355,00 N/mm <sup>2</sup>
	γM0		1,05
Bjelke 1	L		0,60 m
	MEd	PL/4	387,24 kNm
	MRd	fy*Wy/γM0	1 450,43 kNm
	VEd	P/2	1 290,79 kN
	VRd	Av*fy/(√3*γMo)	1 415,20 kN
	Av	h*tw	7 250,00
Bjelke 2	VEd	P/2	645,39 kN

**Sveist løsning**

a på begge sider	7,00	
Lsveis	$(h-2*tw-2*r)*2$	834,00 mm
betaw		0,90 tab. 4.1
$\gamma M2$		1,25
$f_u$		490,00 N/mm <sup>2</sup>
$f_{vw}$	$(f_u/\sqrt{3})/(\text{betaw}*\gamma M2)$	251,47 N/mm <sup>2</sup>
$F_{wRd}$	$f_{vw}*a$	1 760,28 N/mm
$F_{Rd}$	$F_{wRd}*L_{sveis}$	1 468,07 kN
$F_{Ed}$		1 290,79 kN

$M_{Ed}$ snitt	$V_{Ed}*(tw/2+a/2)$	13,88 kNm
Lsveis moment	$t_f*4$	112,00 mm
$F_{Rd}$	$F_{wRd}*L_{sveis}$ mom.	197,15 kN
$M_{Rd}$ snitt	$F_{Rd}*b/2$	29,57 kNm

**Kontroll om vertikalepeler kan ta litt av vindlasten**

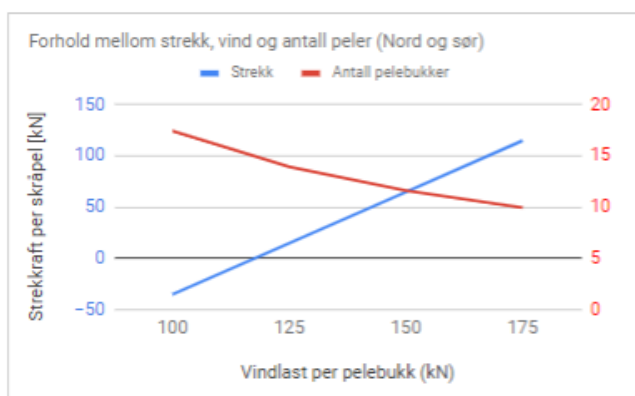
Pel	Antall	Trykk	Kapasitet	utnyttelse	
	1	30,00	737,84	920,16	80,19
	2 og 3	11,00	623,25	717,92	86,81
	4	4,00	645,39	717,92	89,90
sum antall		45,00			
gj.utnyttelse i %	antall*utnyttelse/sum antall			82,67	83,00 %
	gjenstående utnyttelse (gj.ut.)			0,17	
	$f_y$			355,00 N/mm <sup>2</sup>	
	$\gamma M$			1,05	
	$\sigma$	gj.ut.* $f_y/\gamma M$		57,48 N/mm <sup>2</sup>	
	$W$			171 000,00 mm <sup>3</sup>	
$M_{Rd}$	$\sigma*W$			9,83 kNm	
	a		3,00		
$M_{Ed}$	$F*a$				
$M_{Rd} > M_{Ed} = F*a$					
F	$M_{Rd}/a$		3,28 kN per pel		147,43 kN tot

## 10.1.10 Strekk pel

### Nord og sør

V i hver pelebukk		125 kN		-->14 pelebukk
Vertikallast i hver skråpel	$NEd/2$	315,4704 kN		
Horisontallast i hver skråpel	$V^*4/2$	250 kN		
Tot.last i hver skråpel		565,4704 kN		< 717 kN --> 16 m pel
Strekk i skråpel (minst last i pel 3)	G	261,52 kN		
	LF	0,9		
	V	250 kN		
	$V-G*0,9$	14,632 kN		strekk

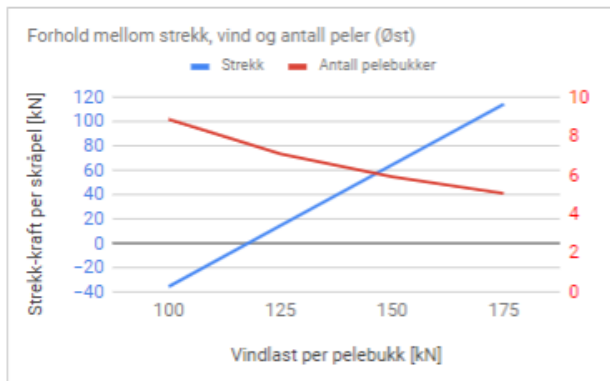
V	100	125	150	175
Strekk	-35,368	14,632	64,632	114,632
Antall pelebukker	17,3964	13,91712	11,5976	9,9408



### Øst

V i hver pelebukk		150 kN		--> 6 pelebukk
Vertikallast i hver skråpel	$NEd/2$	315,4704 kN		
Horisontallast i hver skråpel	$V^*4/2$	300 kN		
Tot.last i hver skråpel		615,4704 kN		< 717 kN --> 16 m pel
Strekk	G	261,52 kN		
	LF	0,9		
	V	300 kN		
	$V-G*0,9$	64,632 kN		strekk

V	100	125	150	175
Strekk	-35,368	14,632	64,632	114,632
Antall pelebukker	8,8914	7,11312	5,9276	5,0808

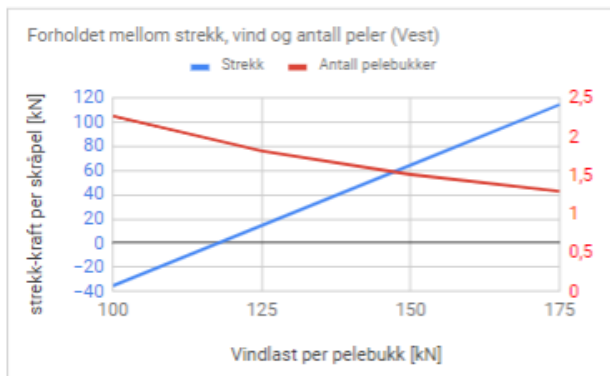


**Vest**

V i hver pelebukk 150 kN --> 2 pelebukk  
 Vertikallast i hver skråpel  $NEd/2$  315,4704 kN  
 Horisontallast i hver skråpel  $V^2/2$  300 kN  
 Tot.last i hver skråpel 615,4704 kN < 717 kN  
 --> 16 m pel

Strekk G 261,52 kN  
 LF 0,9  
 V 300 kN  
 $V-G*0,9$  64,632 kN strekk

	100	125	150	175
V				
Strekk	-35,368	14,632	64,632	114,632
Antall pelebukker	2,268	1,8144	1,512	1,296



## 10.1.11 Boltet forbindelse

### Kontroll bolteforbindelse

#### Avskjæringskapasitet

FvEd		1 290,79 kN		2,00 snitt
av		0,60		M36 8.8 bolt
As		353,00	mm	
fub		800,00	N/mm <sup>2</sup>	
yM2		1,25		
FvRd	$av \cdot fub \cdot A / yM2$		135,55 kN	
Antall bolter		4,76 ~		6,00 bolter --> 3 bolter per side

#### Hullkantrykk

fu		490,00	N/mm <sup>2</sup>	
e1		50,00	mm	min 1,2*d0 46,80 mm
p1		90,00	mm	min 2,2*d0 85,80 mm
d0		39,00	mm	
a b	$\min(fub/fu, e1/3d0, p1/(3d0)-1/4, 1)$		0,43	
k1	$\min(2,8 \cdot e2/d0-1,7, 1,4 \cdot p2/d0-1,7, 2,5)$		2,50	1,53
d		36,00	mm	
t		14,00	mm	10,00 mm laskeplater x2
FbRd	$k1 \cdot ab \cdot fu \cdot d \cdot t / yM2$		129,24 kN	1,66 --> ikke ok
	0,50 mm mellom laskeplate og flens			
Stiver		14,00	mm	
	3,00 bolter per side			

#### Grunnmateriale

NRd	$hred \cdot t \cdot fy / yM0$		1 410,53 kN
yM0		1,05	
hred	H-nbolt*d0		298,00 mm
VRdekv	$2/3 \cdot hred \cdot t \cdot fy / (yM0 \cdot \sqrt{3})$		542,91 kN
MRdekv	$Wekv \cdot fy / yM1$		70,06 kNm
Wekv	$1/6 \cdot t \cdot hred^2$		207 209,33 mm <sup>3</sup>
H		415,00	mm
fy		355,00	N/mm <sup>2</sup>
yM1		1,05	

#### Sveis stiver

a på begge sider		10,00	
Lsveis		688,00	
betaw		0,90	tab. 4.1
yM2		1,25	
fu		490,00	N/mm <sup>2</sup>
fvwd	$(fu/\sqrt{3}) / (betaw \cdot yM2)$		251,47 N/mm <sup>2</sup>
FwRd	$fvwd \cdot a$		2 514,68 N/mm
FRd	$FwRd \cdot Lsveis$		1 730,10 kN

## 10.1.12 Horisontalavstivning

Nord-Sør	side	a	V	M
Skive 1	2	3,60	126,00	999,00
	4	3,60	175,00	1 242,00
				<b>2 241,00</b>
Skive 2	1	6,60	682,00	5 433,00
	3	6,60	749,00	5 827,00
			<b>1 732,00</b>	<b>11 260,00</b>
<b>Øst-Vest</b>				
Skive 1	1	6,20	351,00	2 887,00
	3	6,20	385,00	3 222,00
				<b>6 109,00</b>
Skive 2	2	3,60	203,00	1 401,00
	4	3,60	176,00	1 183,00
			<b>1 115,00</b>	<b>2 584,00</b>

Dekke	Nord/sør [kN/m]	V*Cpe*h	Øst [kN/m]	Vest [kN/m]
			V*Cpe*h	V*Cpe*h
1		13,73	9,20	4,54
2		6,98	4,67	2,30
3		6,65	4,45	2,20
4		3,16	2,12	1,04

<b>Skive 1</b>	<b>Lastfaktor:</b>	<b>0,90</b>
densitet		25,00 kN/m <sup>3</sup>
tykkelse (t)		0,20 m
høyde (h)		13,00 m
b		3,60 m
l		6,20 m

		Hjørne I	Hjørne II	Hjørne III	Hjørne IV
bjelke 7 (K-bjelke)				529,80	
Dekke: 8 m	V*3,6/2	168,12			168,12
bjelke 11 (K-bjelke)			106,70		
bjelke 12 (K-bjelke)					209,00
sum kraft hjørner		168,12	106,70	529,80	377,12
egenlast betong	densitet*t*h*(b/2+h/2)	318,50	318,50	318,50	318,50
<b>Sum last</b>	<b>F*(LF=0,9)</b>	<b>437,96</b>	<b>382,68</b>	<b>763,47</b>	<b>626,06</b>
side 1	F=M/a	465,65			
		hjørne I < F	27,69 --> strekk		
		hjørne IV > F	-160,41 --> ok (trykk)		
side 2	F=M/a	277,50			
		hjørne I > F	-160,46 --> ok (trykk)		
		hjørne II > F	-105,18 --> ok (trykk)		
side 3	F=M/a	519,68			
		hjørne II < F	137,00 --> strekk		
		hjørne III > F	-243,79 --> ok (trykk)		
side 4	F=M/a	345,00			
		hjørne III > F	-418,47 --> ok (trykk)		
		hjørne IV > F	-281,06 --> ok (trykk)		

<b>Skive 2</b>	<b>Lastfaktor</b>		<b>0,90</b>				
densitet		25,00 kN/m <sup>3</sup>					
tykkelse (t)		0,30 m					
høyde (h)		13,00 m					
b		3,60 m					
l		6,60 m					
			Hjørne I	Hjørne II	Hjørne III	Hjørne IV	
bjelke 6				176,08			
bjelke 10					127,14		
bjelke 3			313,47				
Dekke: 8 m	V*3,6/2	168,12	168,12				
Dekke: 3,5 m					73,55	73,55	
sum kraft hjørner		481,59	344,20	200,69		73,55	
egenlast betong	densitet*t*h*(b/2+h/2)	497,25	497,25	497,25	497,25	497,25	
Sum last	F*(LF=0,9)	<b>880,96</b>	<b>757,31</b>	<b>628,15</b>		<b>513,72</b>	
side 1	F=M/a	823,18					
		hjørne I < F		-57,78 --> ok (trykk)			
		hjørne IV < F		309,46 --> strekk			
side 2	F=M/a	389,17					
		hjørne I > F		-491,79 --> ok (trykk)			
		hjørne II > F		-368,14 --> ok (trykk)			
side 3	F=M/a	882,88					
		hjørne II < F		125,57 --> ok (trykk)			
		hjørne III < F		254,73 --> strekk			
side 4	F=M/a	328,61					
		hjørne III > F		-299,54 --> ok (trykk)			
		hjørne IV > F		-185,11 --> ok (trykk)			
<b>Skive 1</b>	<b>Kontroll trykk</b>		<b>Lastfaktorer:</b>	<b>1,2 egen</b>	<b>1,5 nytte</b>		
densitet		25,00 kN/m <sup>3</sup>					
tykkelse (t)		0,20 m					
høyde (h)		13,00 m					
b		3,60 m					
l		6,20 m					
			Hjørne I	Hjørne II	Hjørne III	Hjørne IV	
bjelke 7 (K-bjelke)					1 143,00		
Dekke: 8 m	V*3,6/2	395,71	395,71			395,71	
bjelke 11 (K-bjelke)				222,00			
bjelke 12 (K-bjelke)						436,00	
sum kraft hjørner		395,71	222,00	1 143,00		831,71	
egenlast betong	densitet*t*h*(LF=1,2)*(b/2+h/2)	382,20	382,20	382,20	382,20	382,20	
Sum last	egenlast betong + sum last hjørner	777,91	604,20	1 525,20		1 213,91	
Påført tilleggslast		50,00	150,00				
<b>Sum trykk</b>		<b>827,91</b>	<b>754,20</b>	<b>1 525,20</b>		<b>1 213,91</b>	

Skive 2	Kontroll trykk	Lastfaktorer:	1,2 egen	1,5 nytte		
densitet		25,00 kN/m <sup>3</sup>				
tykkelse (t)		0,20 m				
høyde (h)		13,00 m				
b		3,60 m				
l		6,60 m				
			Hjørne I	Hjørne II	Hjørne III	Hjørne IV
bjelke 6 (K-bjelke)				604,96		
bjelke 10					299,26	
bjelke 3			737,84			
Dekke: 8 m	V*3,6/2		395,71	395,71		
Dekke: 3,5 m					173,12	173,12
sum kraft hjørner			1 133,55	1 000,68	472,38	173,12
egenlast betong	densitet*t*h*(LF=1,2)*(b/2+h/2)		397,80	397,80	397,80	397,80
Sum last	egenlast betong + sum last hjørner		1 531,35	1 398,48	870,18	570,92
Påført tilleggslast				150,00	300,00	350,00
<b>Sum trykk</b>			<b>1 531,35</b>	<b>1 548,48</b>	<b>1 170,18</b>	<b>920,92</b>



## 10.1.13 Jordskjelv

### Utelatelseskriterier

Grunntype	A	
S		1,00
ag		1,05
Tb(s)		0,10
Tc(s)		0,20
TD(s)		1,70
Ct		0,05
H		14,00
$T=Ct*H^{3/4}$		0,36
q		1,50
beta		0,20
A		1 015,00
antall etg		4,00

1) Seismisk klasse I Seismisk klasse II Nei

2)  $1.7 ag * S < 0,49 m/s^2$  1,05 >  $0,49=0,05*g$  Nei

3)  $Sd(T) < 0,49 m/s^2$

$Tc < T < TD \rightarrow$

$Sd(T)=ag*S^2*2,5/q*Tc/T$  >  $beta*ag$

$Sd(T)$  0,97 > 0,21

$Sd(T) = 0,49 m/s^2$  Nei

4)  $Fb < (1,5*vind + 1,05*skjev)*(gamma_{bruudd}/gamma_{DCL})$

$Fb=m*Sd(T)*lambda$

m:	g	4,00 kN	
	permanent nyttelast (g*0,3)	1,20 kN	
	lettvegger, himling, mm	1,50 kN	
	20% av maks snølast + egenl. t	0,89 kN	
		7,59 kN	
		773,70 kg/m <sup>2</sup>	3 141 223,24 kg
lambda = 0,85 hvis $T < 2Tc$		78 868,53 $\rightarrow$	lambda 0,85

Fb 2 582 377,57 N >> vind 1115 kN Ikke ok

2 582,38 kN

## 10.2 OS-prog

### 10.2.1 Skråbjelke

#### Skråbjelke dekke over grunn

Tittel			Side 1
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 06-05-2019

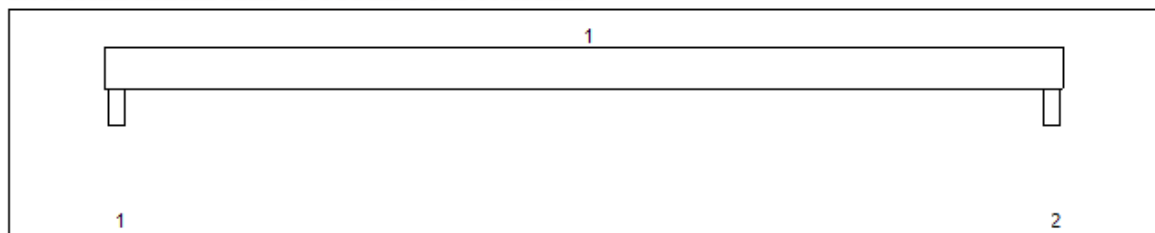
Dataprogram: K-Bjelke versjon 6.3.6 Laget av sivilingeniør Ove Sletten  
Beregningene er basert på NS-EN 1992-1-1:2004 + NA:2008 og NS-EN 1990:2002  
Data er lagret på fil: C:\Users\Emilie Kathrin Vabø\Documents\Bachelor V19\Skråbjelke dekke over grunn.kbj

#### INNHold

- 1.0 Figur med feltnummer og oppleggsnummer
- 1.1 Spennvidder og tverrsnittdata
- 1.2 Søylor og oppleggspunkt
- 1.3 Lastdata og Lastfaktorer
- 1.4 Materialdata
- 2.1 Momentdiagrammer
- 2.2 Skjærkraftdiagrammer
- 4.4 Nedbøyning
- 5.1 Oppleggskrefter i bruksgrensetilstand
- 5.2 Oppleggskrefter i bruddgrensetilstand

#### Statisk beregning uten dimensjonering

#### 1.0 STÅLBJELKE MED 2 OPPLEGGSPUNKTER



#### 1.1 SPENNVIDDER [mm], OG TVERRSNITTYPER

Felt nr	v.utkr.	1	h.utkr.
Spennvidde	100	7800	100
Tverrsnitttype	1	1	1

#### Tverrsnitttype 1

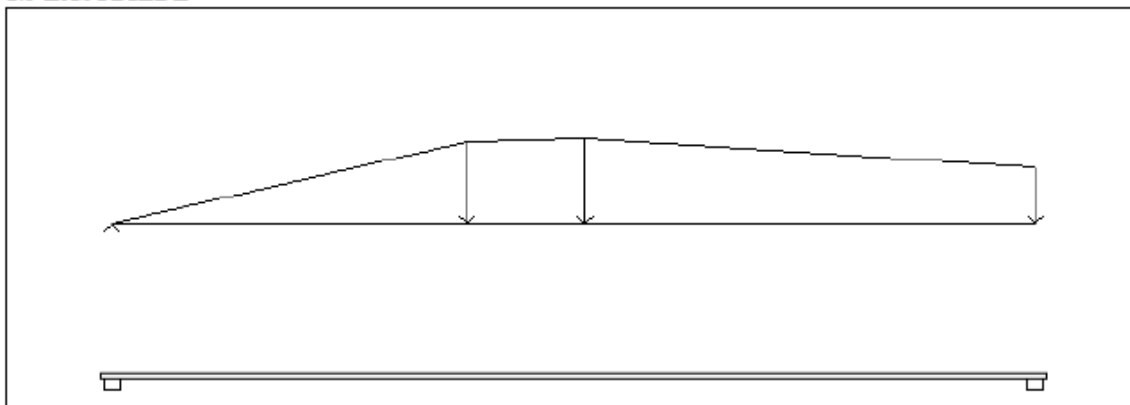
	HEB 320		
	h	320	mm
	b	300	mm
	Areal	1,61E+04	mm <sup>2</sup>
	I <sub>y</sub>	3,08E+08	mm <sup>4</sup>
	I <sub>z</sub>	9,24E+07	mm <sup>4</sup>

Tittel			Side 2
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 06-05-2019

### 1.2 SØYLER OG OPPLEGGSPUNKT [mm]

Opplegg nr	Søyler på bjelkens underside				Søyler på bjelkens overside			
	kode	lengde	h/diameter	b(tverretn)	kode	lengde	h/diameter	b(tverretn)
1	Fri		140					
2	Fri		140					

### 1.3 LASTBILDE



#### Lastfaktorer

	Nedbøyning	Risskontroll	Bruddgrense
Permanent last	1,00	1,00	1,20
Variabel last	0,70	0,70	1,50

**PSI-Faktor** Kategori C : forsamlingslokaler , motorrom  
**Krav maks.nedbøyning** Konstruksjoner der det pga bruk eller utstyr stilles krav

Pålitelighetsklasse: 2	Bjelkens romvekt: 7850 kg/m <sup>3</sup>
------------------------	--

#### Jevnt fordelt last (kN/m)

Felt nr	Egenvekt	Permanent last	Variabel last
1	1,27	0,00	0,00

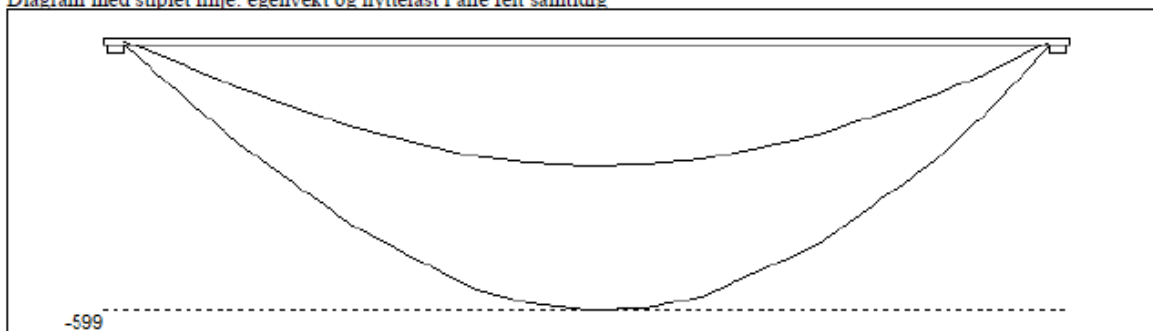
#### Trapeslaster (kN)

Permanent last i lastendepunkt		Variabel last i lastendepunkt		Avstand til feltende		Felt
g1 (kN/m)	g2 (kN/m)	p1 (kN/m)	p2 (kN/m)	x1 (mm)	x2 (mm)	nr
0,00	34,40	0,00	32,00	0	3000	1
34,40	35,50	32,00	33,00	3000	4000	1
35,50	23,70	33,00	22,00	4000	7800	1

Tittel			Side 3
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 06-05-2019

## 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	-236	-384	-283	-599

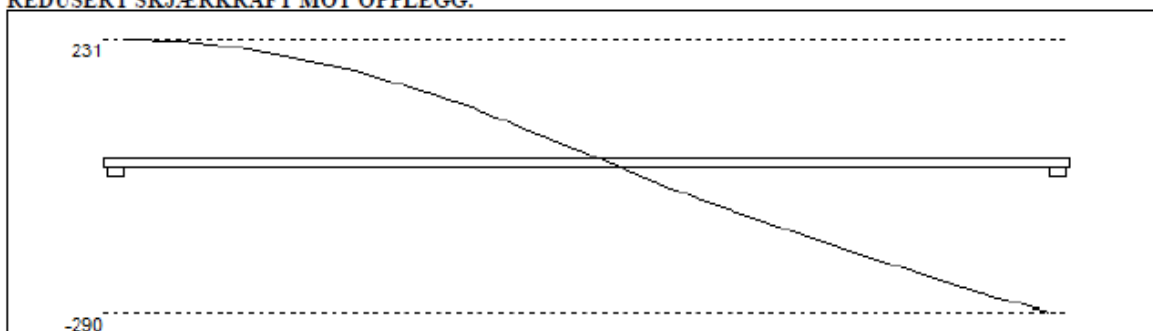
Mg: permanent last Mp: variabel last

Største positive momenter ved kant av opplegg (kNm)

Opplegg	Bruksgrense		Bruddgrense	
	Mg	Mg+Mp	Mg	Mg+Mp
1	0	0	0	0
2	0	0	0	0

## 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	Vgamma
1		231
2	-291	

## 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	22	22	35	35

Tittel			Side 4
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 06-05-2019

### 5.1 OPPLGGSKREFTER 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 (kN)	Mg (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)
1	-91.9	0.00	-80.8	0.00			-80.8	0.00
2	-117.2	0.00	-104.2	0.00	-104.2	0.00		

### 5.2 OPPLGGSKREFTER I BRUDDGRENSE TILSTAND (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 (kN)	Mg (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)
1	-110.3	0.00	-121.1	0.00			-121.1	0.00
2	-140.7	0.00	-156.4	0.00	-156.4	0.00		

## Skråbjelke dekke over 1. etg. og 2. etg

Tittel			Side 1
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 06-05-2019

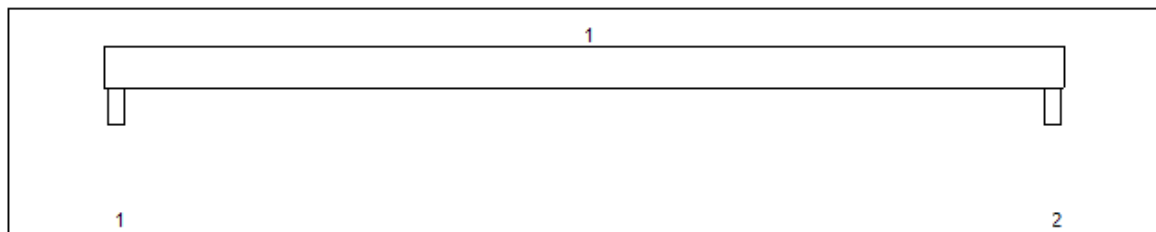
Dataprogram: K-Bjelke versjon 6.3.6 Laget av sivilingeniør Ove Sletten  
Beregningene er basert på NS-EN 1992-1-1:2004 + NA:2008 og NS-EN 1990:2002  
Data er lagret på fil: C:\Users\Emilie Kathrin Vabo\Documents\Bachelor V19\Skråbjelke dekke over 1.etg\_2.etg.kbj

### INNHold

- 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
- 4.4 Nedbøyning
- 5.1 Oppleggskrefter i bruksgrensetilstand
- 5.2 Oppleggskrefter i bruddgrensetilstand

### Statisk beregning uten dimensjonering

#### 1.0 STÅLBJELKE MED 2 OPPLEGGSPUNKTER



#### 1.1 SPENNVIDDER [mm], OG TVERRSNITTYPER

Felt nr	v.utkr.	1	h.utkr.
Spennvidde	100	7800	100
Tverrsnitttype	1	1	1

#### Tverrsnitttype 1

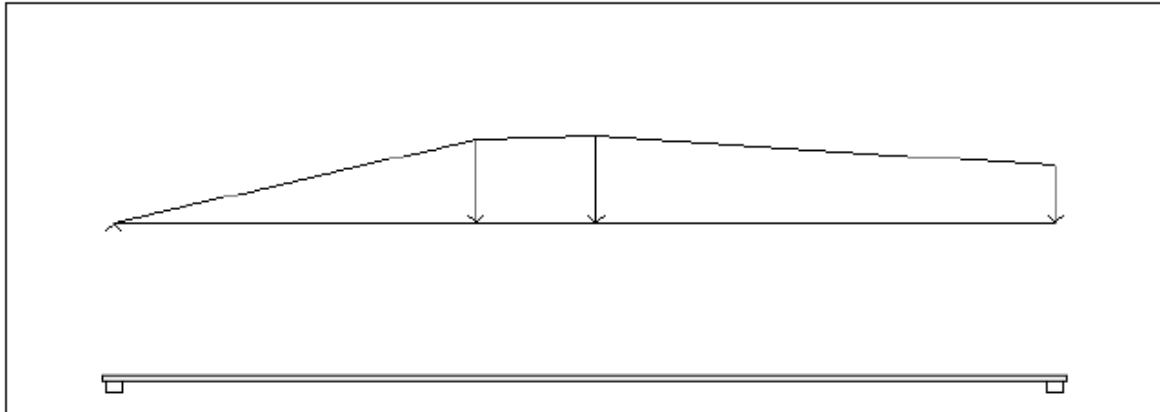
	<b>HEB 320</b>
h	320 mm
b	300 mm
Areal	1,61E+04 mm <sup>2</sup>
I <sub>y</sub>	3,08E+08 mm <sup>4</sup>
I <sub>z</sub>	9,24E+07 mm <sup>4</sup>

Tittel			Side 2
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 06-05-2019

## 1.2 SØYLER OG OPPLÈGGSPUNKT [mm]

Opplegg nr	Søyler på bjelkens underside				Søyler på bjelkens overside			
	kode	lengde	h/diameter	b(tverretn)	kode	lengde	h/diameter	b(tverretn)
1	Fri		140					
2	Fri		140					

## 1.3 LASTBILDE



### Lastfaktorer

	Nedbøyning	Risskontroll	Bruddgrense
Permanent last	1,00	1,00	1,20
Variabel last	0,50	0,50	1,50

PSI-Faktor Kategori B : kontorer  
 Krav maks.nedbøyning Konstruksjoner der det pga bruk eller utstyr stilles krav

Pålitelighetsklasse: 2	Bjelkens romvekt: 7850 kg/m <sup>3</sup>
------------------------	--

### Jevnt fordelt last (kN/m)

Felt nr	Egenvekt	Permanent last	Variabel last
1	1,27	0,00	0,00

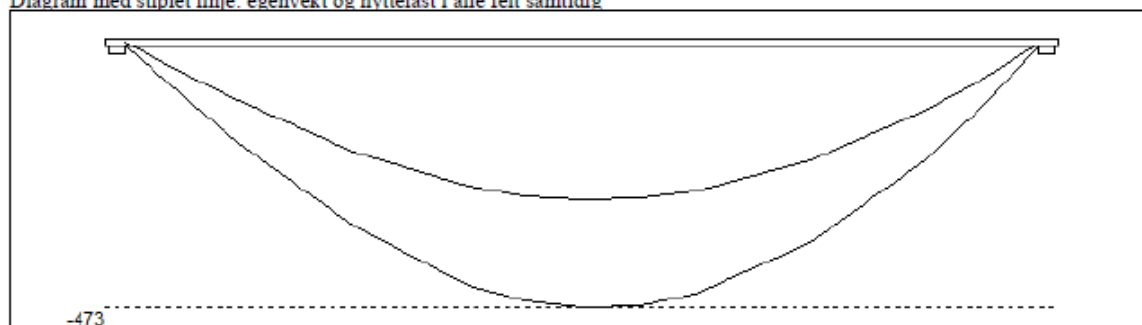
### Trapeslaster (kN)

Permanent last i lastendepunkt		Variabel last i lastendepunkt		Avstand til feltende		Felt
g1 (kN/m)	g2 (kN/m)	p1 (kN/m)	p2 (kN/m)	x1 (mm)	x2 (mm)	nr
0,00	34,40	0,00	19,20	0	3000	1
34,40	35,50	19,20	19,80	3000	4000	1
35,50	23,70	19,80	13,20	4000	7800	1

Tittel			Side 3
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 06-05-2019

## 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 (strek i uk)(kNm)

Felt	Bruksgrense		Bruddgrense	
	Mg	Mg+Mp	Mg	Mg+Mp
1	-236	-299	-283	-473

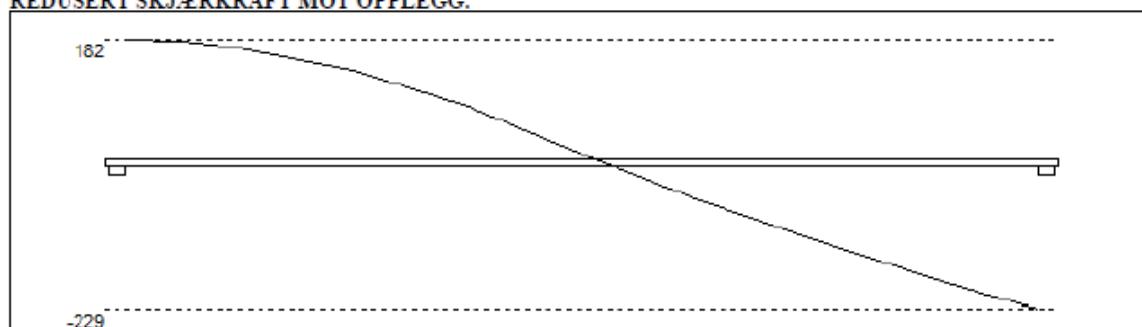
Mg: permanent last Mp: variabel last

Største positive momenter ved kant av opplegg (kNm)

Opplegg	Bruksgrense		Bruddgrense	
	Mg	Mg+Mp	Mg	Mg+Mp
1	0	0	0	0
2	0	0	0	0

## 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		Vgamma	
1			183	
2	-230			

## 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	22	22	28	28



Tittel			Side 4
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 06-05-2019

### 5.1 OPPLGGSKREFTER 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	-91.9	0.00	-48.5	0.00			-48.5	0.00
2	-117.2	0.00	-62.5	0.00	-62.5	0.00		

### 5.2 OPPLGGSKREFTER 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	-110.3	0.00	-72.7	0.00			-72.7	0.00
2	-140.7	0.00	-93.8	0.00	-93.8	0.00		

## Skråbjelke dekke over 3. etg. bruddgrense

Tittel			Side 1
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 06-05-2019

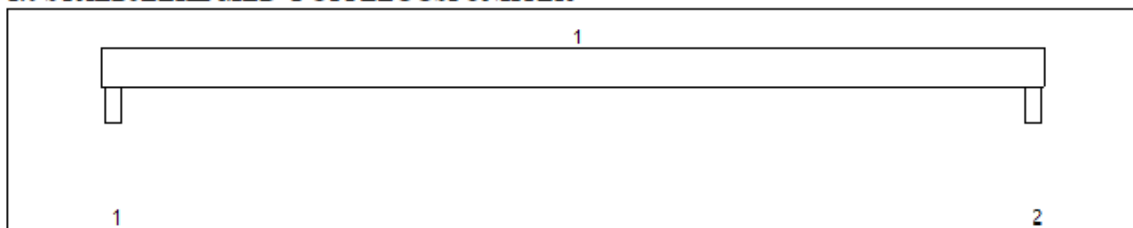
Dataprogram: K-Bjelke versjon 6.3.6 Laget av sivilingeniør Ove Sletten  
 Beregningene er basert på NS-EN 1992-1-1:2004 + NA:2008 og NS-EN 1990:2002  
 Data er lagret på fil: C:\Users\Emilie Kathrin Vabø\Documents\Bachelor V19\Skråbjelke dekke over 3. etg bruddg. (M og V).kbj

### INNHold

- 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
- 4.4 Nedboying
- 5.1 Oppleggskrefter i bruksgrensetilstand
- 5.2 Oppleggskrefter i bruddgrensetilstand

### Statisk beregning uten dimensjonering

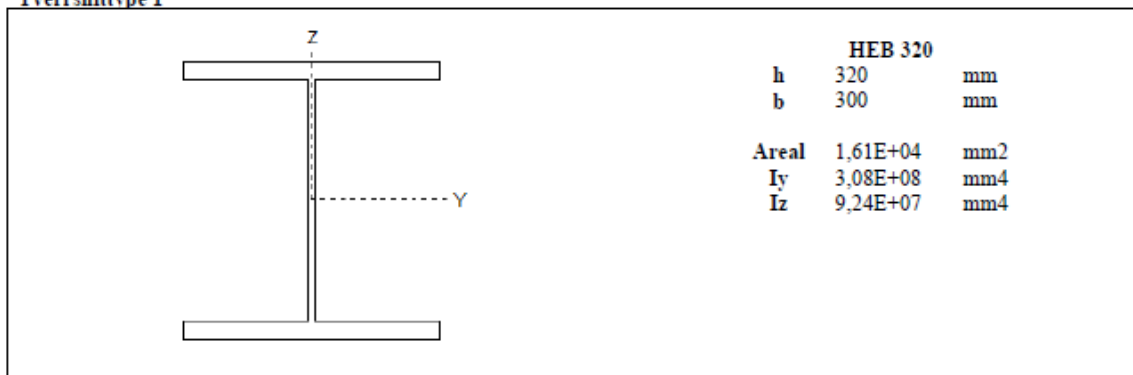
#### 1.0 STÅLBJELKE MED 2 OPPLEGGSPUNKTER



#### 1.1 SPENNVIDDER [mm], OG TVERRSNITTYPER

Felt nr	v.utkr.	1	h.utkr.
Spennvidde	100	7800	100
Tverrsnitttype	1	1	1

##### Tverrsnitttype 1

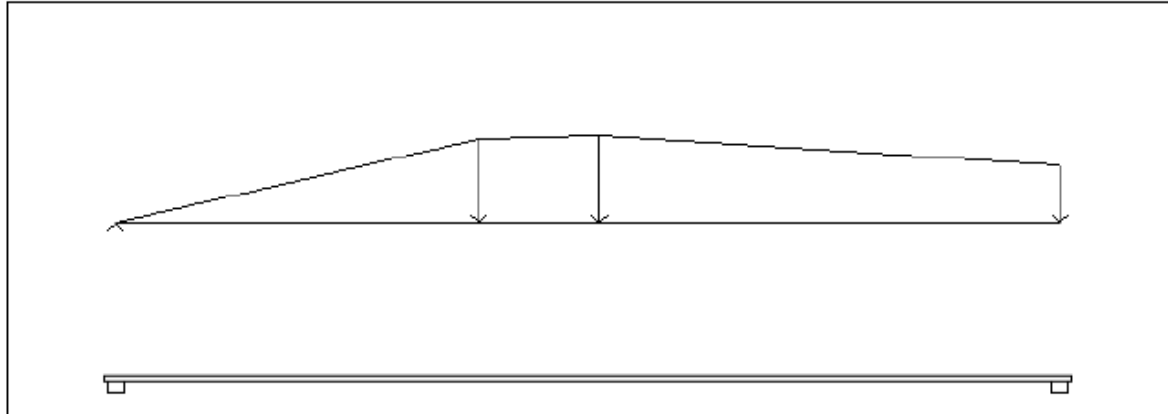


Tittel			Side 2
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 06-05-2019

### 1.2 SØYLER OG OPPLÈGGSPUNKT [mm]

Opplegg nr	Søyler på bjelkens underside				Søyler på bjelkens overside			
	kode	lengde	h/diameter	b(tverretn)	kode	lengde	h/diameter	b(tverretn)
1	Fri		140					
2	Fri		140					

### 1.3 LASTBILDE



#### Lastfaktorer (brukervalgte)

	Nedbøyning	Risskontroll	Bruddgrense
Permanent last	1,00	1,00	1,00
Variabel last	0,50	0,50	1,00

PSI-Faktor Kategori B : koutorer  
 Krav maks.nedbøyning Konstruksjoner der det pga bruk eller utstyr stilles krav

Pålitelighetsklasse: 2	Bjelkens romvekt: 7850 kg/m <sup>3</sup>
------------------------	--

#### Jevnt fordelt last (kN/m)

Felt nr	Egenvekt	Permanent last	Variabel last
1	1,27	0,00	0,00

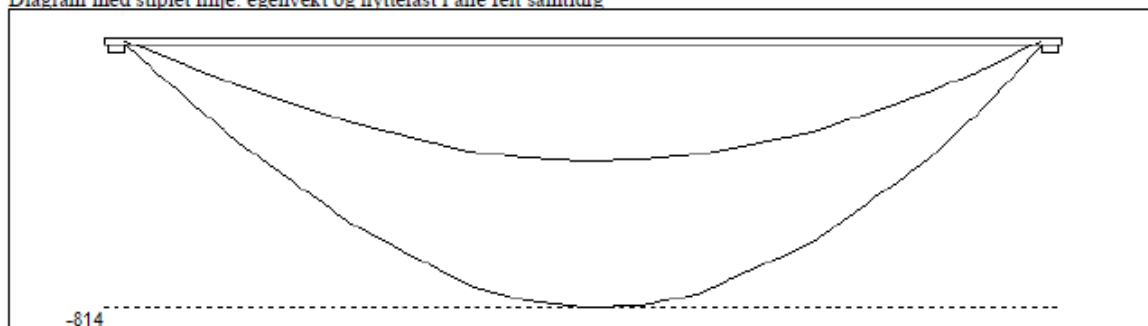
#### Trapeslaster (kN)

Permanent last i lastendepunkt		Variabel last i lastendepunkt		Avstand til feltende		Felt
g1 (kN/m)	g2 (kN/m)	p1 (kN/m)	p2 (kN/m)	x1 (mm)	x2 (mm)	nr
0,00	55,30	0,00	66,80	0	3000	1
55,30	57,10	66,80	68,90	3000	4000	1
57,10	38,00	68,90	45,90	4000	7800	1

Tittel			Side 3
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 06-05-2019

## 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 (strek i uk)(kNm)

Felt	Bruksgrense		Bruddgrense	
	Mg	Mg+Mp	Mg	Mg+Mp
1	-374	-594	-374	-814

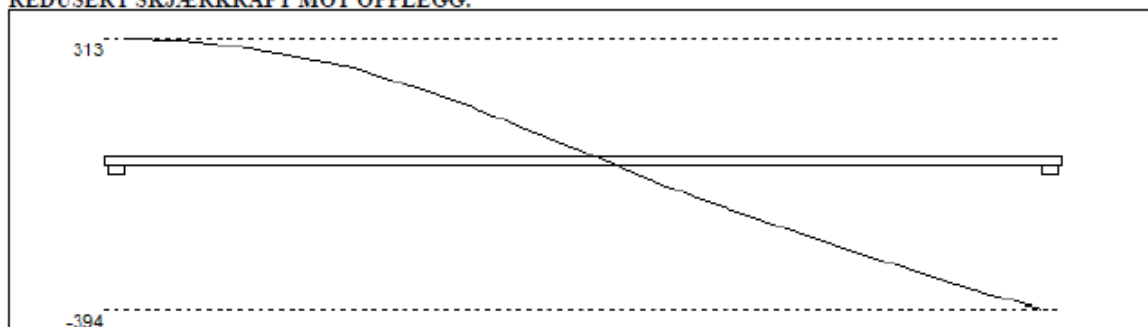
Mg: permanent last Mp: variabel last

Største positive momenter ved kant av opplegg (kNm)

Opplegg	Bruksgrense		Bruddgrense	
	Mg	Mg+Mp	Mg	Mg+Mp
1	0	0	0	0
2	0	0	0	0

## 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	Vgamma
1		313
2	-395	

## 4.4 NEDBØYNINGER I BRUKSGRENSETILSTAND (mm)

Felt	Permanent last		Permanent + variabel last (lang tid)	
	Kort tid	Lang tid	Nyttelast i alle felt	Nyttelast i betraktet felt
1	35	35	55	55

Tittel			Side 4
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 06-05-2019

### 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	-145	0.00	-169	0.00			-169	0.00
2	-185	0.00	-218	0.00	-218	0.00		

### 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	-145	0.00	-169	0.00			-169	0.00
2	-185	0.00	-218	0.00	-218	0.00		

## Skråbjelke dekke over 3. etg. bruksgrense

Tittel			Side 1
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 06-05-2019

Dataprogram: K-Bjelke versjon 6.3.6 Laget av sivilingeniør Ove Sletten

Beregningene er basert på NS-EN 1992-1-1:2004 + NA:2008 og NS-EN 1990:2002

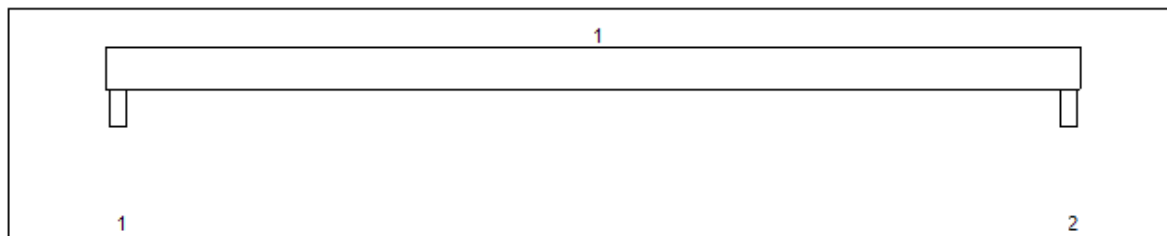
Data er lagret på fil: C:\Users\Emilie Kathrin Vabø\Documents\Bachelor V19\Skråbjelke dekke over 3. etg bruks. psi.kbj

### INNHold

- 1.0 Figur med feltnummer og oppleggsnummer
- 1.1 Spennvidder og tverrsnittdata
- 1.2 Søylor og oppleggspunkt
- 1.3 Lastdata og Lastfaktorer
- 1.4 Materialdata
- 2.1 Momentdiagrammer
- 2.2 Skjærkraftdiagrammer
- 4.4 Nedbøyning
- 5.1 Oppleggskrefter i bruksgrensetilstand
- 5.2 Oppleggskrefter i bruddgrensetilstand

### Statisk beregning uten dimensjonering

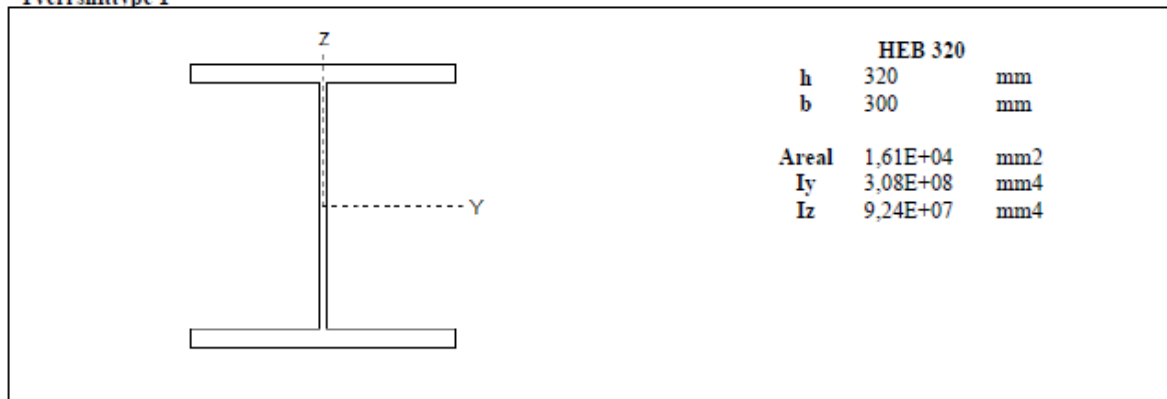
#### 1.0 STÅLBJELKE MED 2 OPPLEGGSPUNKTER



#### 1.1 SPENNVIDDER [mm], OG TVERRSNITTYPER

Felt nr	v.utkr.	1	h.utkr.
Spennvidde	100	7800	100
Tverrsnitttype	1	1	1

##### Tverrsnitttype 1

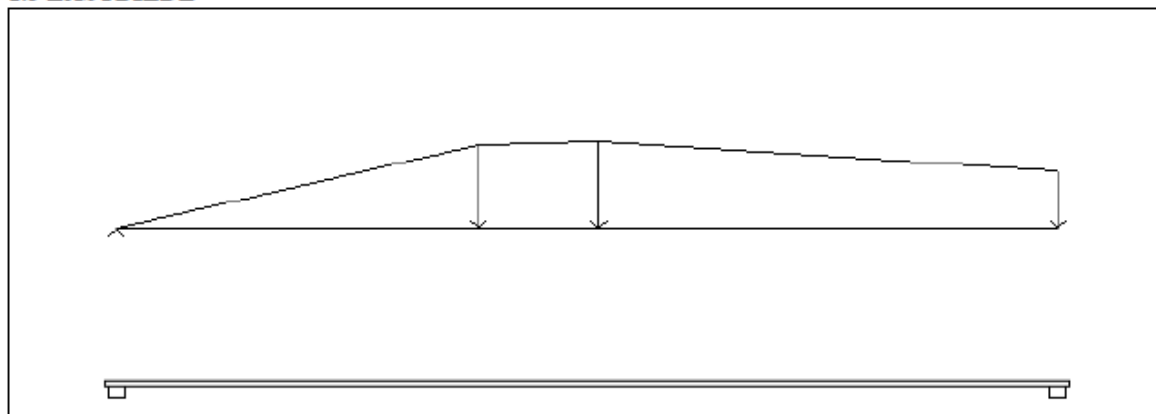


Tittel			Side 2
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 06-05-2019

## 1.2 SØYLER OG OPPLÈGGSPUNKT [mm]

Opplegg nr	Søyler på bjelkens underside				Søyler på bjelkens overside			
	kode	lengde	h/diameter	b(tverretn)	kode	lengde	h/diameter	b(tverretn)
1	Fri		140					
2	Fri		140					

## 1.3 LASTBILDE



### Lastfaktorer (brukervalgte)

	Nedbøyning	Risskontroll	Bruddgrense
Permanent last	1,00	1,00	1,00
Variabel last	1,00	0,50	1,00

PSI-Faktor Kategori B : kontor  
 Krav maks.nedbøyning Konstruksjoner der nedbøyning fører til skader

Pålitelighetsklasse: 2	Bjelkens romvekt: 7850 kg/m <sup>3</sup>
------------------------	--

### Jevnt fordelt last (kN/m)

Felt nr	Egenvekt	Permanent last	Variabel last
1	1,27	0,00	0,00

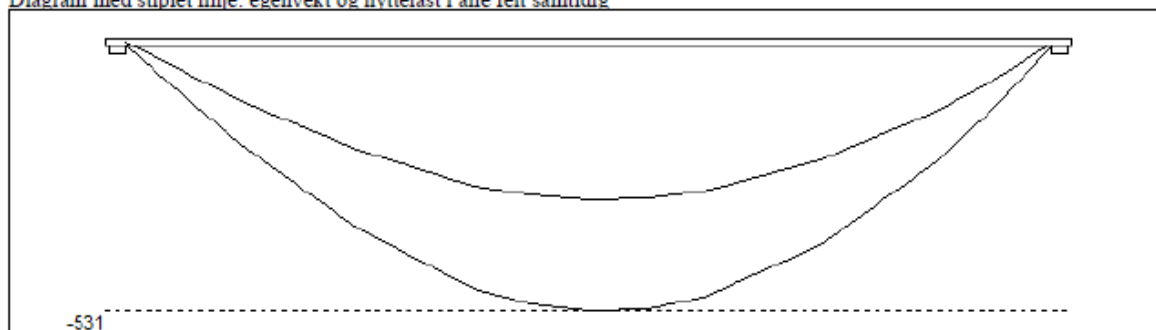
### Trapeslaster (kN)

Permanent last i lastendepunkt		Variabel last i lastendepunkt		Avstand til feltende		Felt
g1 (kN/m)	g2 (kN/m)	p1 (kN/m)	p2 (kN/m)	x1 (mm)	x2 (mm)	nr
0,00	46,10	0,00	33,10	0	3000	1
46,10	47,60	33,10	34,20	3000	4000	1
47,60	31,70	34,20	22,80	4000	7800	1

Tittel			Side 3
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 06-05-2019

## 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	-313	-531	-313	-531

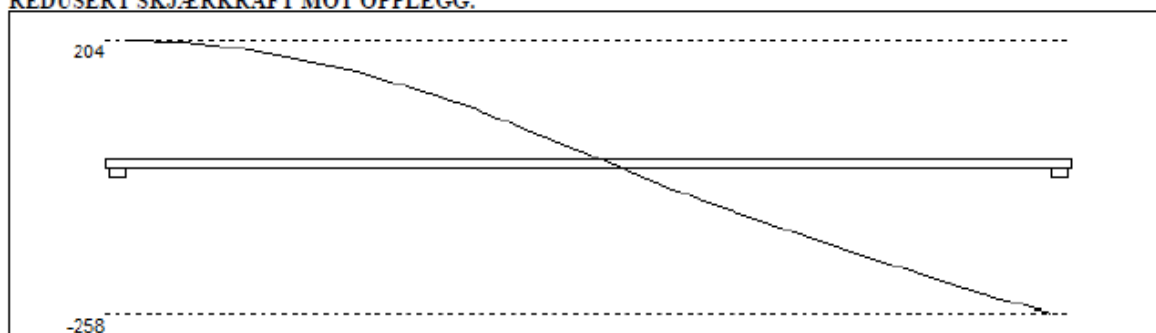
Mg: permanent last Mp: variabel last

Største positive momenter ved kant av opplegg (kNm)

Opplegg	Bruksgrense		Bruddgrense	
	Mg	Mg+Mp	Mg	Mg+Mp
1	0	0	0	0
2	0	0	0	0

## 2.2 SKJÆRKRAFTDIAGRAM I BRUDDGRENSETILSTAND

MED NYTTELAST I UGUNSTIGSTE FELT.  
REDUSERT SKJÆRKRAFT MOT OPPLÈGG.



Største skjærkraft i bruddgrensetilstand (kN)

Opplegg	Venstre side av opplegg	Høyre side av opplegg
	Vgamma	Vgamma
1		205
2	-258	

## 4.4 NEDBØYNINGER I BRUKSGRENSETILSTAND (mm)

Felt	Permanent last		Permanent + variabel last (lang tid)	
	Kort tid	Lang tid	Nyttelast i alle felt	Nyttelast i betraktet felt
1	29	29	49	49



Tittel			Side 4
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 06-05-2019

### 5.1 OPPLGGSKREFTER 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	
					Np (kN)	Mp (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)
1	-121	0,00	-84	0,00			-84	0,00
2	-155	0,00	-108	0,00	-108	0,00		

### 5.2 OPPLGGSKREFTER 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	
					Np (kN)	Mp (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)
1	-121	0,00	-84	0,00			-84	0,00
2	-155	0,00	-108	0,00	-108	0,00		

## 10.2.2 Horisontalavstivning

Tittel			Side 1
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 06-05-2019

Dataprogram: V-SKIVE versjon 6.1.10 Laget av sivilingeniør Ove Sletten

Data er lagret på fil: C:\Users\Emilie Kathrin Vabø\Documents\Bachelor V19\Vindavstivning.sk1-1.sk1

Beregning av forskyvninger er basert på Emodul = 25000 N/mm<sup>2</sup>

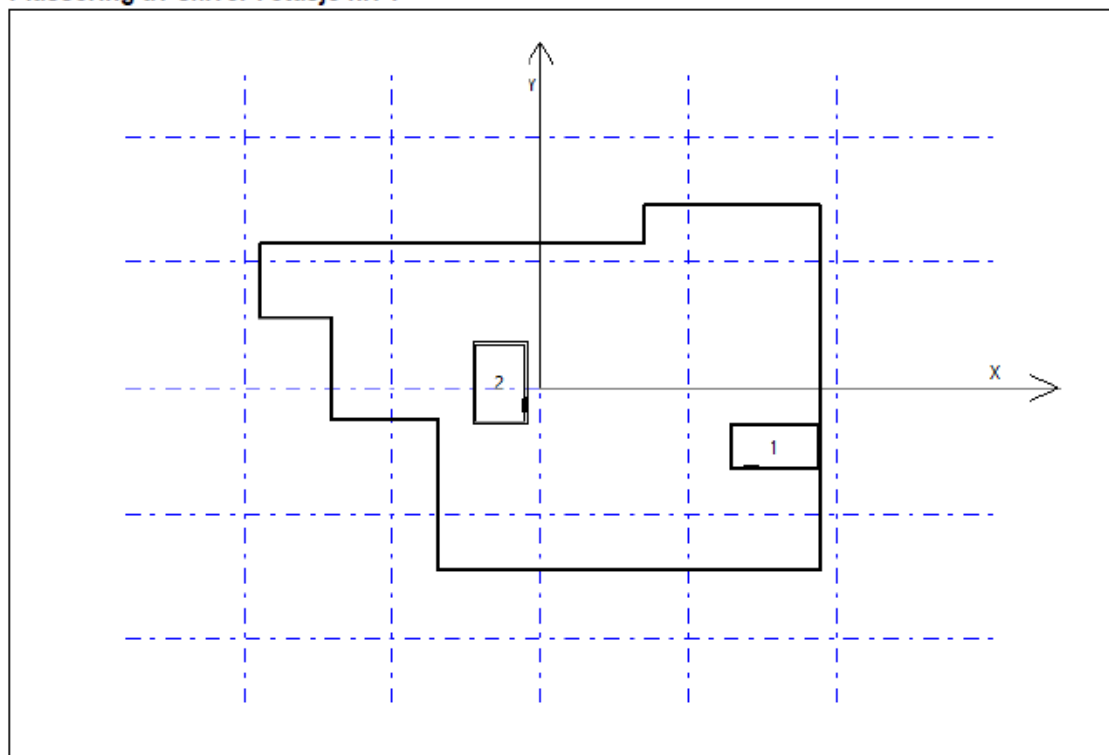
Stivhetsmatrise for veggskiver: Bjelkemodell er benyttet

Antall etasjer:	4
Antall skiver:	2
Antall lasttilfeller:	2
Antall lastkombinasjoner:	2
Antall utsparinger:	2

### Etasjehøyder

Etasje nr	Etasjehøyde
1	4700
2	3200
3	3200
4	2900

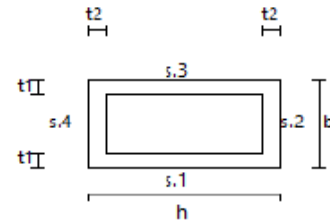
### Plassering av skiver i etasje nr. 1



Titel			Side 2
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 06-05-2019

### Skive nr 1

Posisjonsdata:		Etasje	b(mm)	h(mm)	t1(mm)	t2(mm)
x (mm)	15830	1	3600	6200	200	200
Y (mm)	-4700	2	3600	6200	200	200
V(grader)	0.0	3	3600	6200	200	200
Fra etasje	1	4	3600	6200	200	200
Til etasje	4					

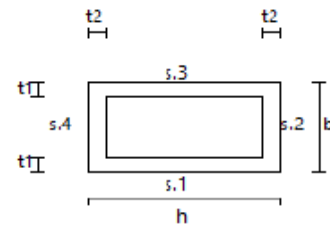


### Utsparinger

Etasje	Side	x(mm)	z(mm)	b(mm)	h(mm)
1	1	1000	1000	1000	1000

### Skive nr 2

Posisjonsdata:		Etasje	b(mm)	h(mm)	t1(mm)	t2(mm)
x (mm)	-2770	1	3600	6600	200	200
Y (mm)	400	2	3600	6600	200	200
V(grader)	90.0	3	3600	6600	200	200
Fra etasje	1	4	3600	6600	200	200
Til etasje	4					

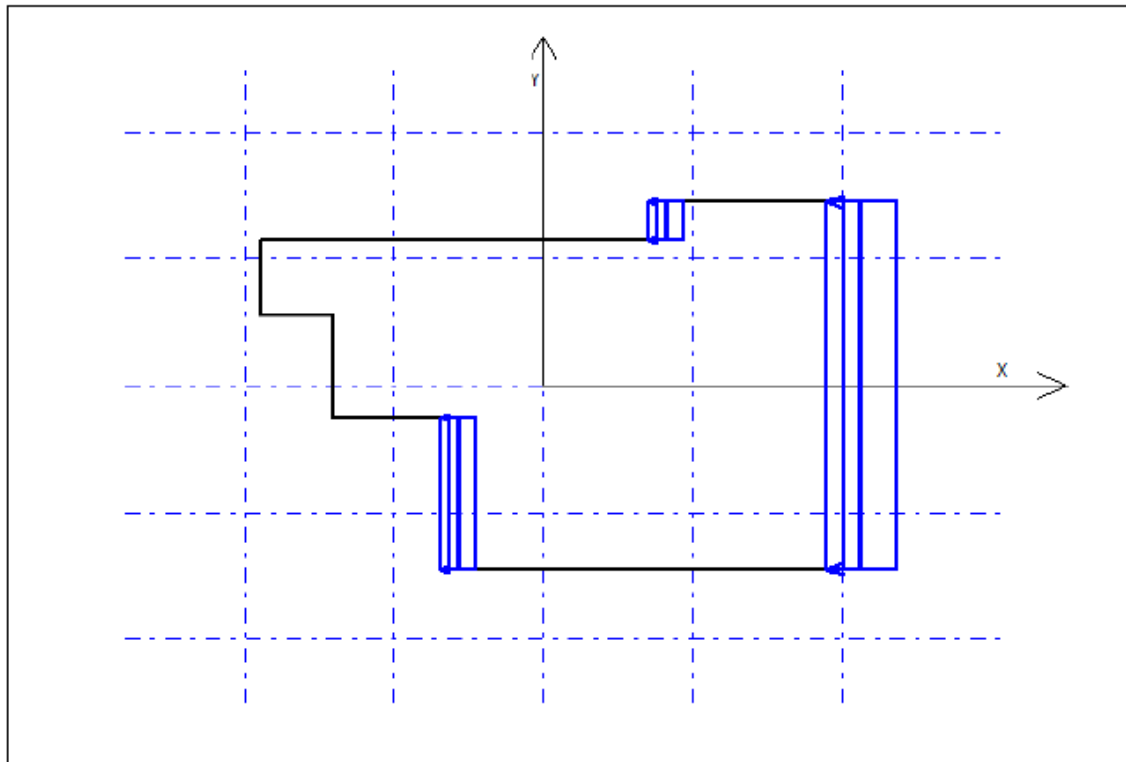


### Utsparinger

Etasje	Side	x(mm)	z(mm)	b(mm)	h(mm)
1	1	1000	1000	1000	1000

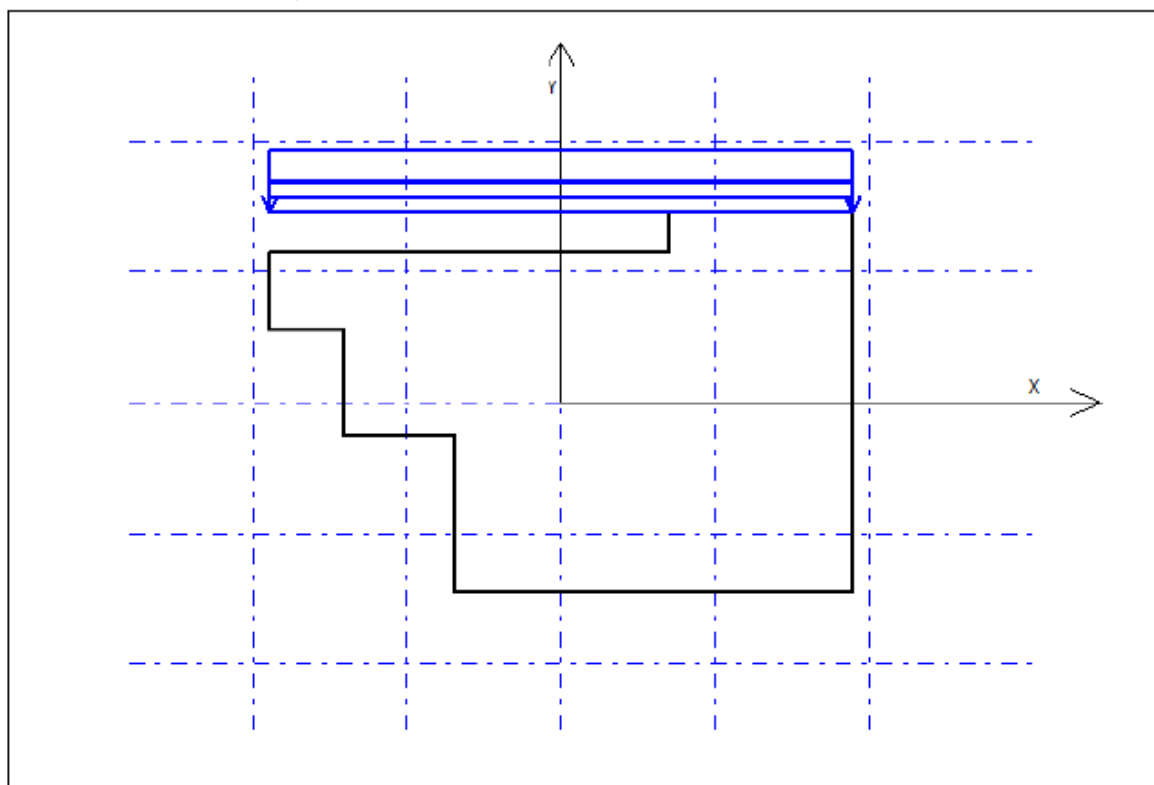
Titel		Side 3	
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 06-05-2019

**Lasttilfelle nr 1: Øst-Vest**



Tittel			Side 4
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 06-05-2019

### Lasttilfelle nr 2: Nord-Sør



### Lastdata for lasttilfelle nr 1: Ost-Vest

Retning	q(kN/m)	x1	x2	y1	y2	Fra etasje	Til etasje
X	-4.5	-6870	-6870	-14500	-2500	1	1
X	-2.3	-6870	-6870	-14500	-2500	2	2
X	-2.2	-6870	-6870	-14500	-2500	3	3
X	-1.0	-6870	-6870	-14500	-2500	4	4
X	-4.5	7070	7070	11500	14500	1	1
X	-2.3	7070	7070	11500	14500	2	2
X	-2.2	7070	7070	11500	14500	3	3
X	-1.0	7070	7070	11500	14500	4	4
X	-9.2	18930	18930	-14500	14500	1	1
X	-4.7	18930	18930	-14500	14500	2	2
X	-4.5	18930	18930	-14500	14500	3	3
X	-2.1	18930	18930	-14500	14500	4	4

### Lastdata for lasttilfelle nr 2: Nord-Sør

Retning	q(kN/m)	x1	x2	y1	y2	Fra etasje	Til etasje
Y	-13.7	-18930	18930	14500	14500	1	1
Y	-7.0	-18930	18930	14500	14500	2	2
Y	-6.7	-18930	18930	14500	14500	3	3
Y	-3.2	-18930	18900	14500	14500	4	4

Tittel			Side 5
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 06-05-2019

#### Lastkombinasjoner

Last-kombinasjon	Lasttilfelle nr	
	1	2
1	1	0
2	0	1

#### Lastfaktorer for horisontallast

Lasttilfelle	Bruksgrense	Bruddgrense
1 Øst-Vest	1	1,5
2 Nord-Sør	1	1,5

#### Påført vertikallast (kN)

Skive nr	over etasje nr 1		over etasje nr 2		over etasje nr 3		over etasje nr 4	
	egenvekt	nyttelast	egenvekt	nyttelast	egenvekt	nyttelast	egenvekt	nyttelast
1	0	0	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0	0	0

#### Lastfaktorer for vertikallast

	Bruksgrense	Bruddgrense
Egenvekt	1,00	1,20
Nyttelast	1,00	1,50

Egenvekt vertikalskiver: 2500 kg/m<sup>3</sup>

#### Beregningsresultater

##### Aksialkraft i skive nr 1 (kN)

Etapje nr	Bruksgrense			Bruddgrense		
	Egenvekt	Nyttelast	Totallast	Egenvekt	Nyttelast	Totallast
4	273	0	273	327	0	327
3	573	0	573	688	0	688
2	874	0	874	1049	0	1049
1	1311	0	1311	1573	0	1573

##### Aksialkraft i skive nr 2 (kN)

Etapje nr	Bruksgrense			Bruddgrense		
	Egenvekt	Nyttelast	Totallast	Egenvekt	Nyttelast	Totallast
4	284	0	284	341	0	341
3	598	0	598	717	0	717
2	911	0	911	1094	0	1094
1	1367	0	1367	1640	0	1640

##### Lastkombinasjon nr 1 Horisontale tilleggskrefter på grunn av utbøyning

Px(kN)	Pv(kN)	X(mm)	Y(mm)	Etapje nr	Skive nr
0,0	0,0	15830	-4700	4	1
0,0	0,0	15830	-4700	3	1
0,0	0,0	15830	-4700	2	1
0,0	0,0	15830	-4700	1	1
0,0	0,0	-2770	400	4	2
0,0	0,0	-2770	400	3	2
0,0	0,0	-2770	400	2	2
0,0	0,0	-2770	400	1	2

Tittel			Side 6
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 06-05-2019

**Lastkombinasjon nr 2 Horisontale tilleggskrefter på grunn av utbøyning**

Px(kN)	Py(kN)	X(mm)	Y(mm)	Etasje nr	Skive nr
0.0	0.0	15830	-4700	4	1
0.0	0.0	15830	-4700	3	1
0.0	0.0	15830	-4700	2	1
0.0	0.0	15830	-4700	1	1
0.0	0.0	-2770	400	4	2
0.0	0.0	-2770	400	3	2
0.0	0.0	-2770	400	2	2
0.0	0.0	-2770	400	1	2

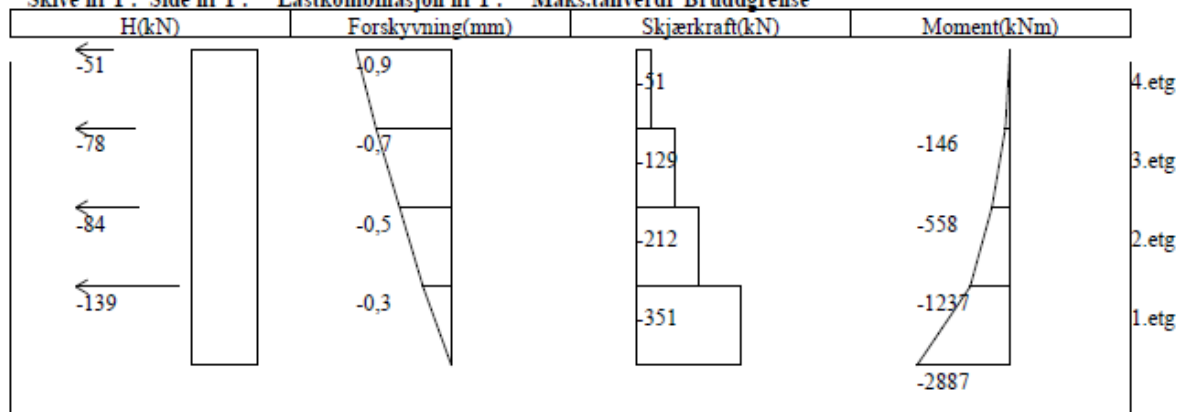
**Lastkombinasjon nr 1 Bruddgrense**

Etasje nr	Lastvektor			Forskyvningsvektor		
	Rx(kN)	Ry(kN)	Rz(kNm)	Vx(mm)	Vy(mm)	Vz(grader)
4	-115.6	0.0	-98.2	-1	0	0.0019
3	-243.1	0.0	-207.8	-1	0	0.0015
2	-255.2	0.0	-218.2	-1	0	0.0010
1	-502.2	0.0	-428.2	0	0	0.0005

**Lastkombinasjon nr 2 Bruddgrense**

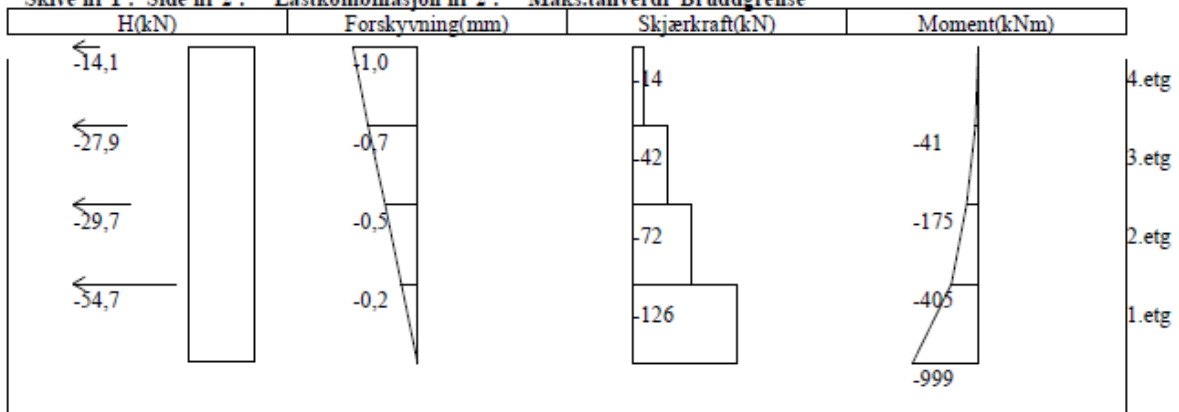
Etasje nr	Lastvektor			Forskyvningsvektor		
	Rx(kN)	Ry(kN)	Rz(kNm)	Vx(mm)	Vy(mm)	Vz(grader)
4	0.0	-179.3	2.5	0	-1	0.0015
3	0.0	-377.7	-0.4	0	-1	0.0013
2	0.0	-396.5	-0.3	0	-1	0.0010
1	0.0	-779.8	0.0	0	0	0.0007

**Skive nr 1 : Side nr 1 : Lastkombinasjon nr 1 : Maks.tallverdi Bruddgrense**

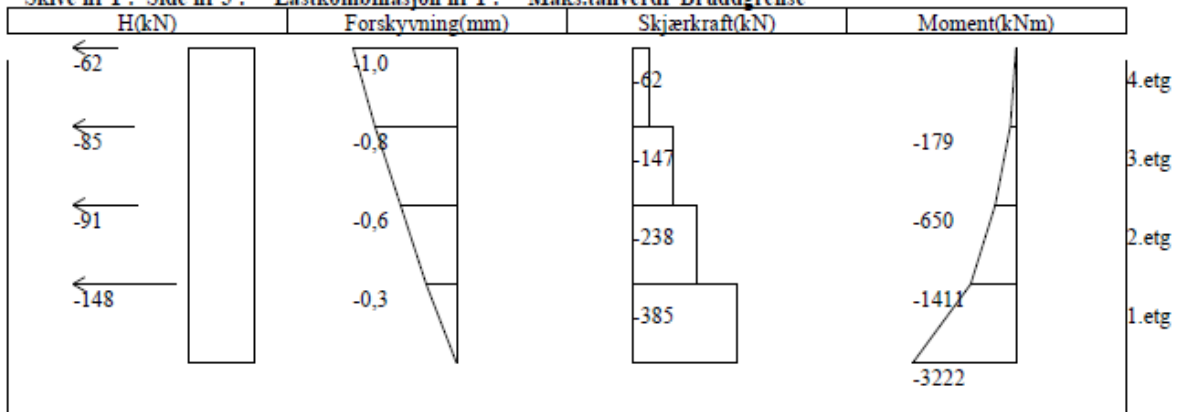


Tittel			Side 7
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 06-05-2019

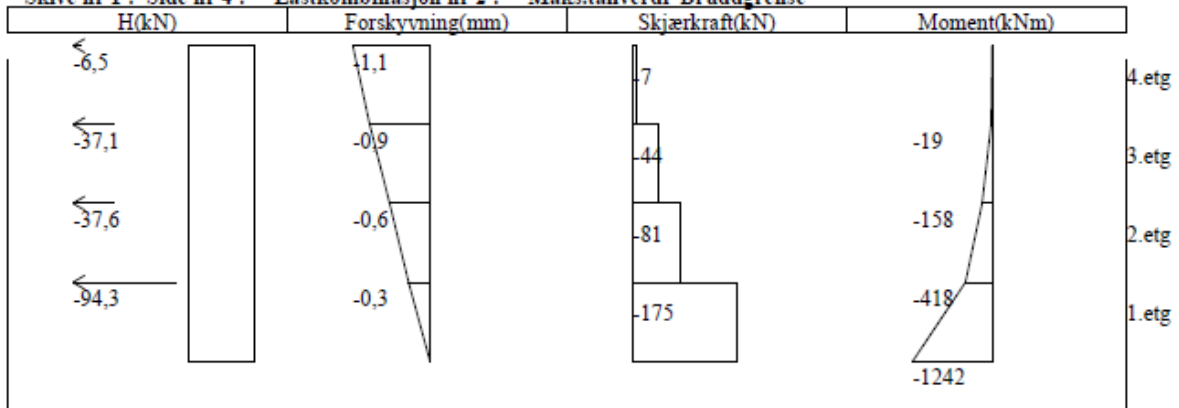
Skive nr 1 : Side nr 2 : Lastkombinasjon nr 2 : Maks.tallverdi Bruddgrense



Skive nr 1 : Side nr 3 : Lastkombinasjon nr 1 : Maks.tallverdi Bruddgrense



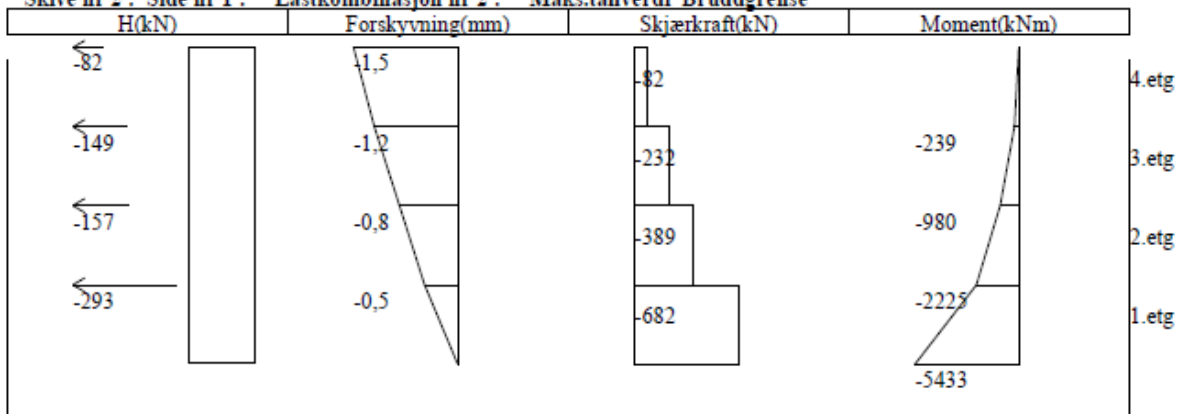
Skive nr 1 : Side nr 4 : Lastkombinasjon nr 2 : Maks.tallverdi Bruddgrense



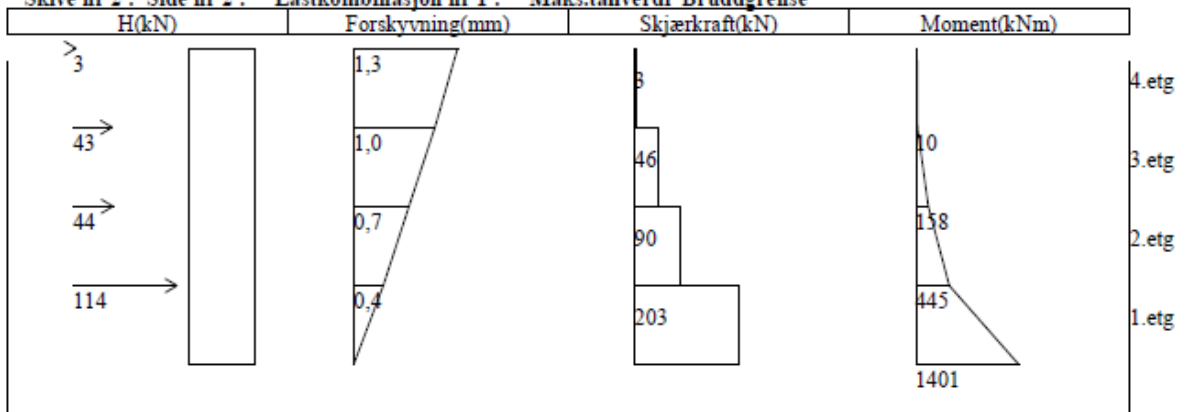


Titel			Side 8
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 06-05-2019

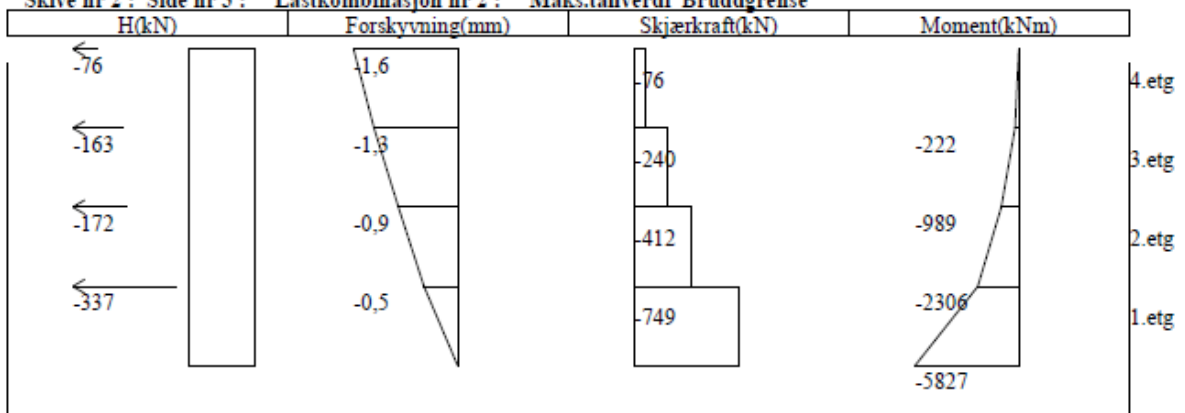
Skive nr 2 : Side nr 1 : Lastkombinasjon nr 2 : Maks.tallverdi Bruddgrense



Skive nr 2 : Side nr 2 : Lastkombinasjon nr 1 : Maks.tallverdi Bruddgrense

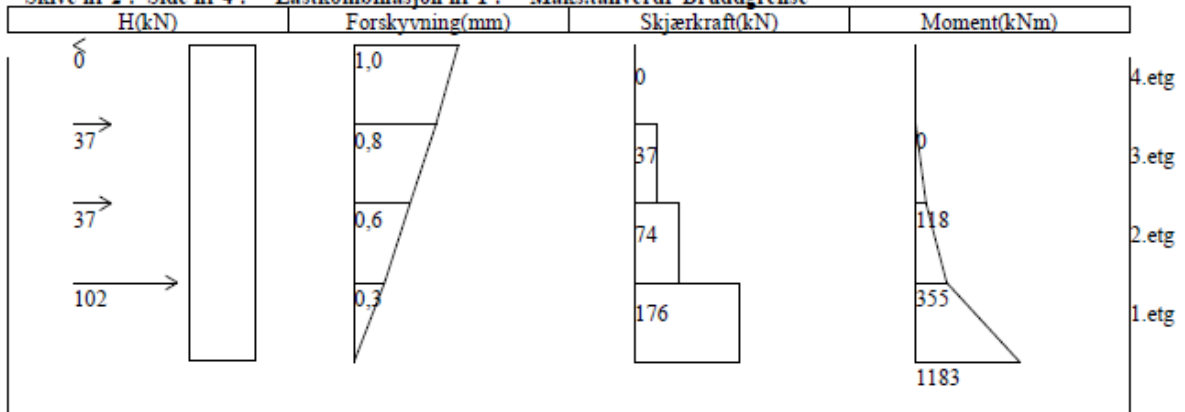


Skive nr 2 : Side nr 3 : Lastkombinasjon nr 2 : Maks.tallverdi Bruddgrense



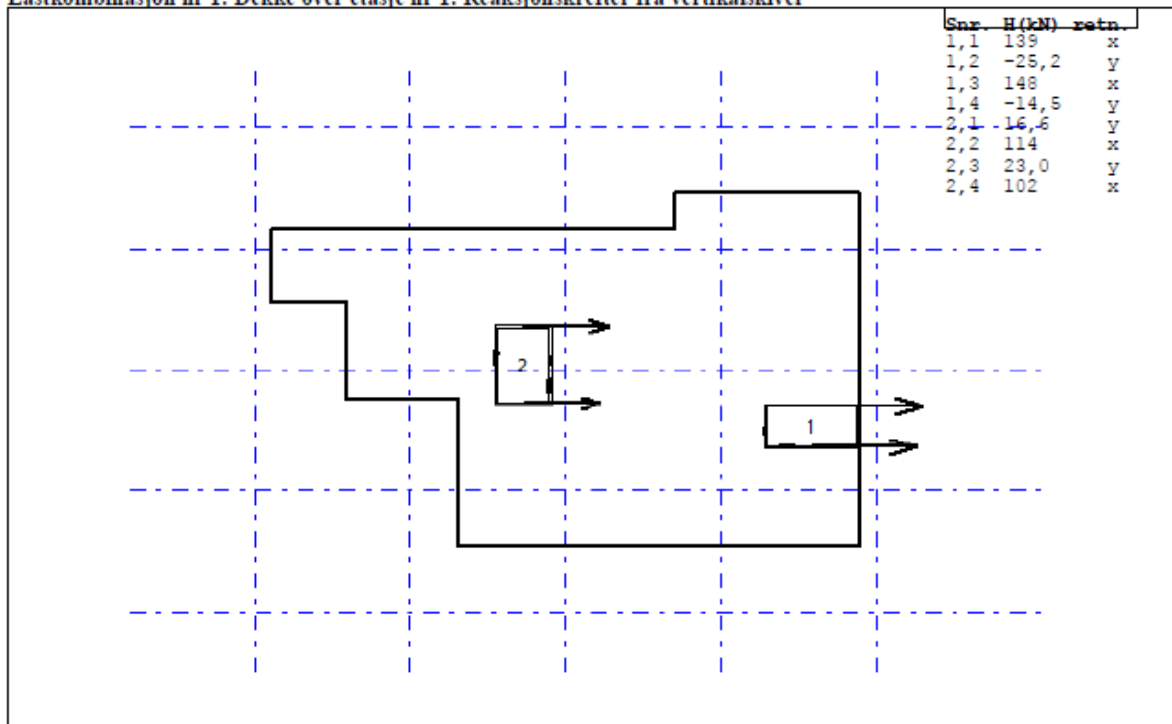
Tittel			Side 9
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 06-05-2019

Skive nr 2 : Side nr 4 : Lastkombinasjon nr 1 : Maks.tallverdi Bruddgrense



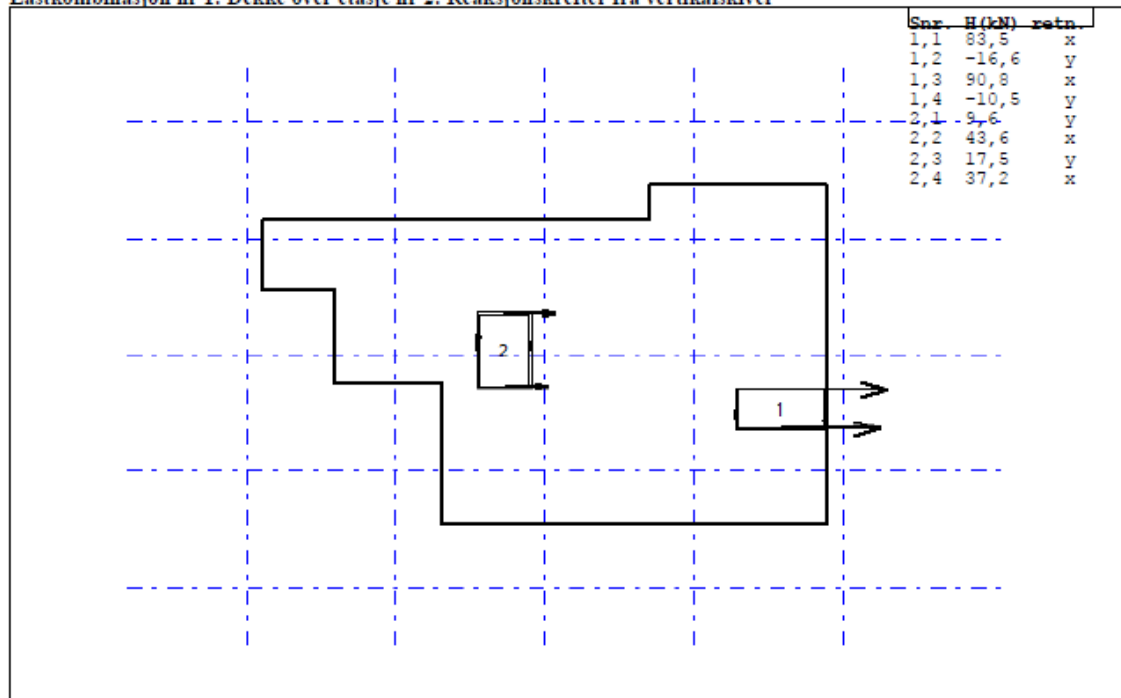
Maksimum og minimum snittkrefter for plane skiver

Lastkombinasjon nr 1: Dekke over etasje nr 1: Reaksjonskrefter fra vertikalskiver



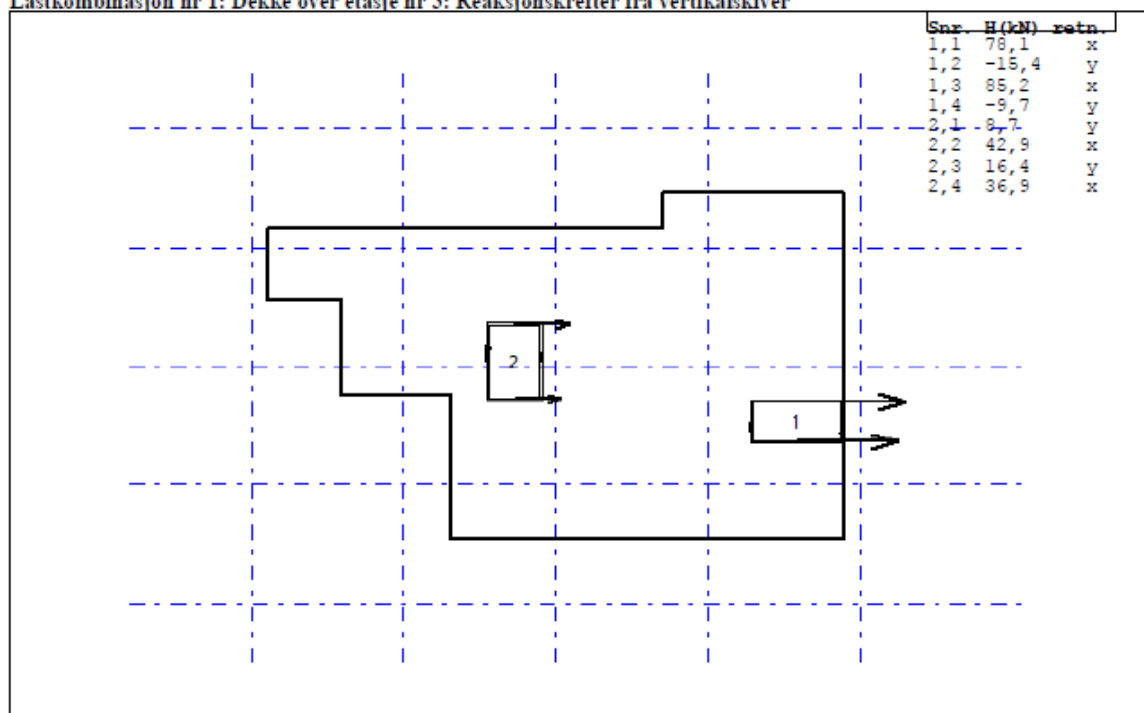
Tittel			Side 10
Prosjekt	Ordre	Sign	Date 06-05-2019

**Lastkombinasjon nr 1: Dekke over etasje nr 2: Reaksjonskrefter fra vertikalskiver**



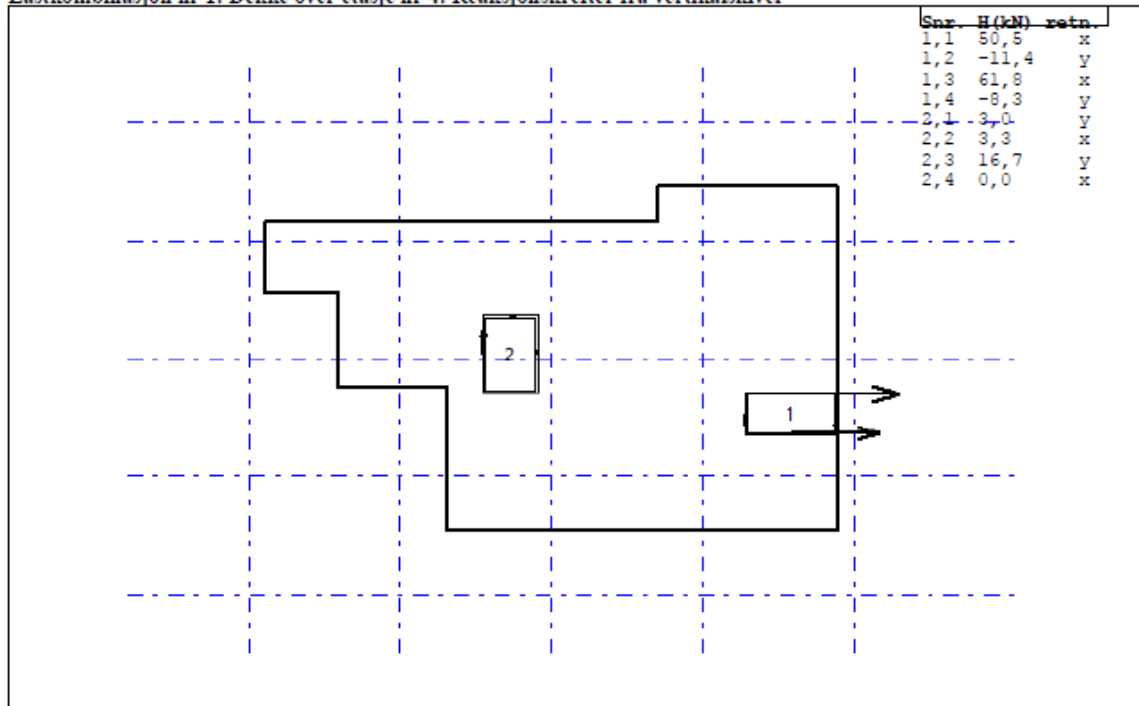
Tittel			Side 11
Prosjekt	Ordre	Sign	Date 06-05-2019

**Lastkombinasjon nr 1: Dekke over etasje nr 3: Reaksjonskrefter fra vertikalskiver**



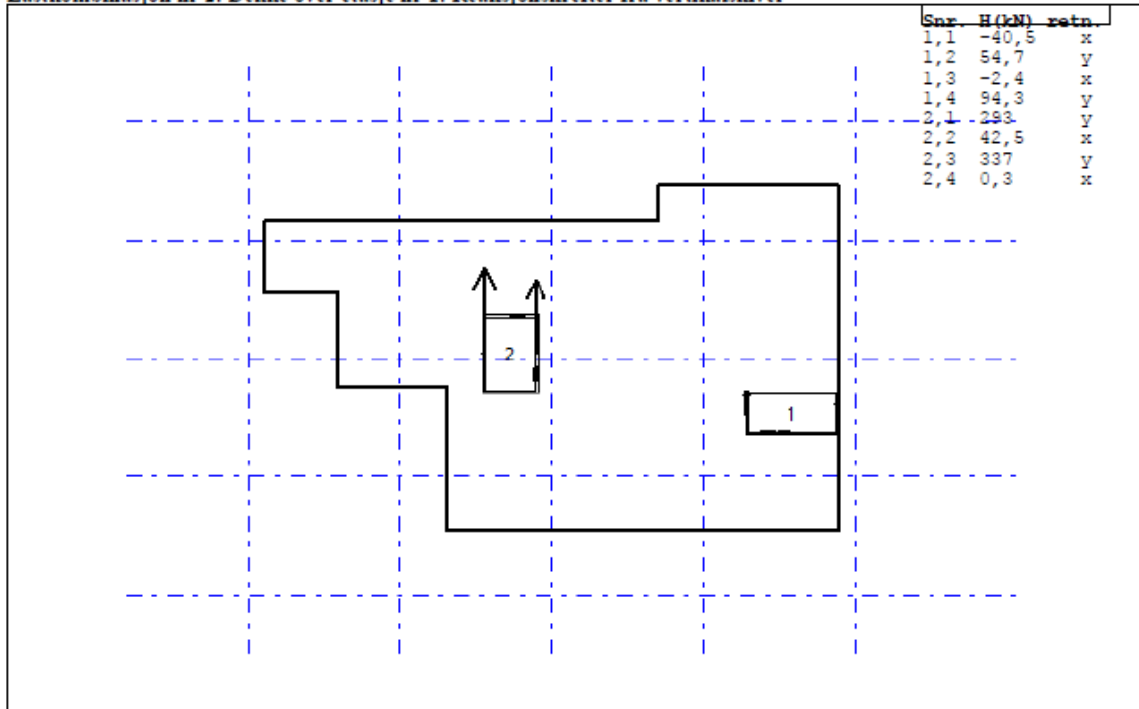
Tittel			Side 12
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 06-05-2019

**Lastkombinasjon nr 1: Dekke over etasje nr 4: Reaksjonskrefter fra vertikalskiver**



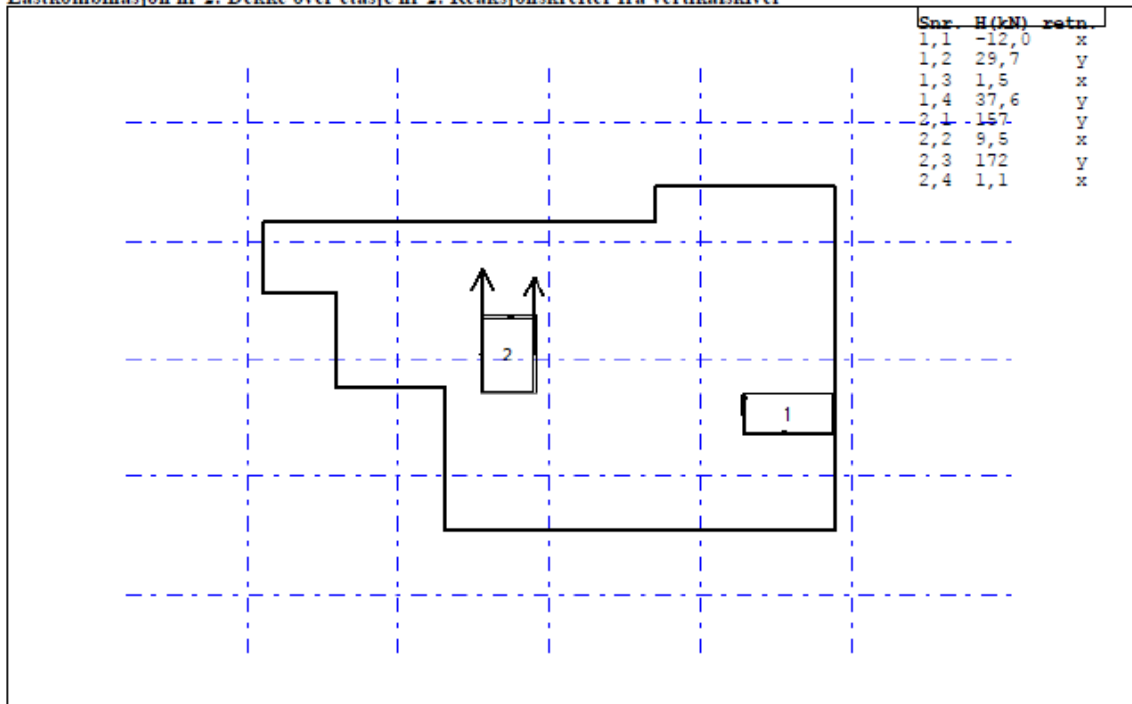
Titel			Side 13
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 06-05-2019

**Lastkombinasjon nr 2: Dekke over etasje nr 1: Reaksjonskrefter fra vertikalskiver**



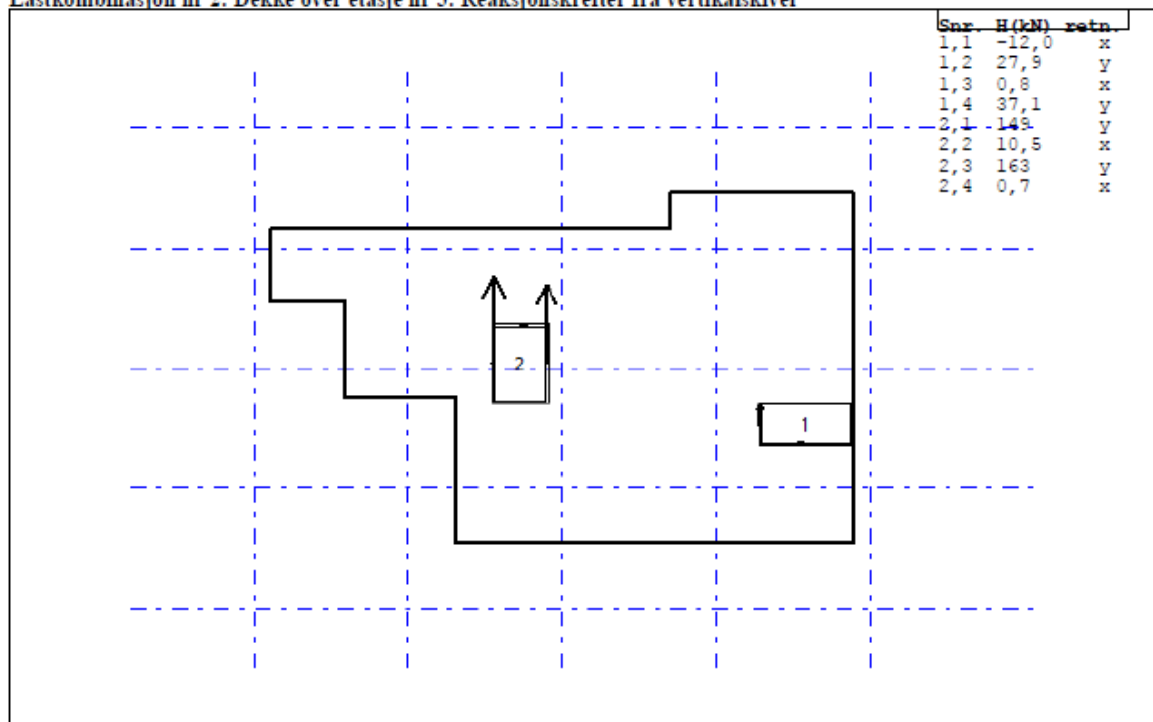
Titel			Side 14
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 06-05-2019

**Lastkombinasjon nr 2: Dekke over etasje nr 2: Reaksjonskrefter fra vertikalskiver**



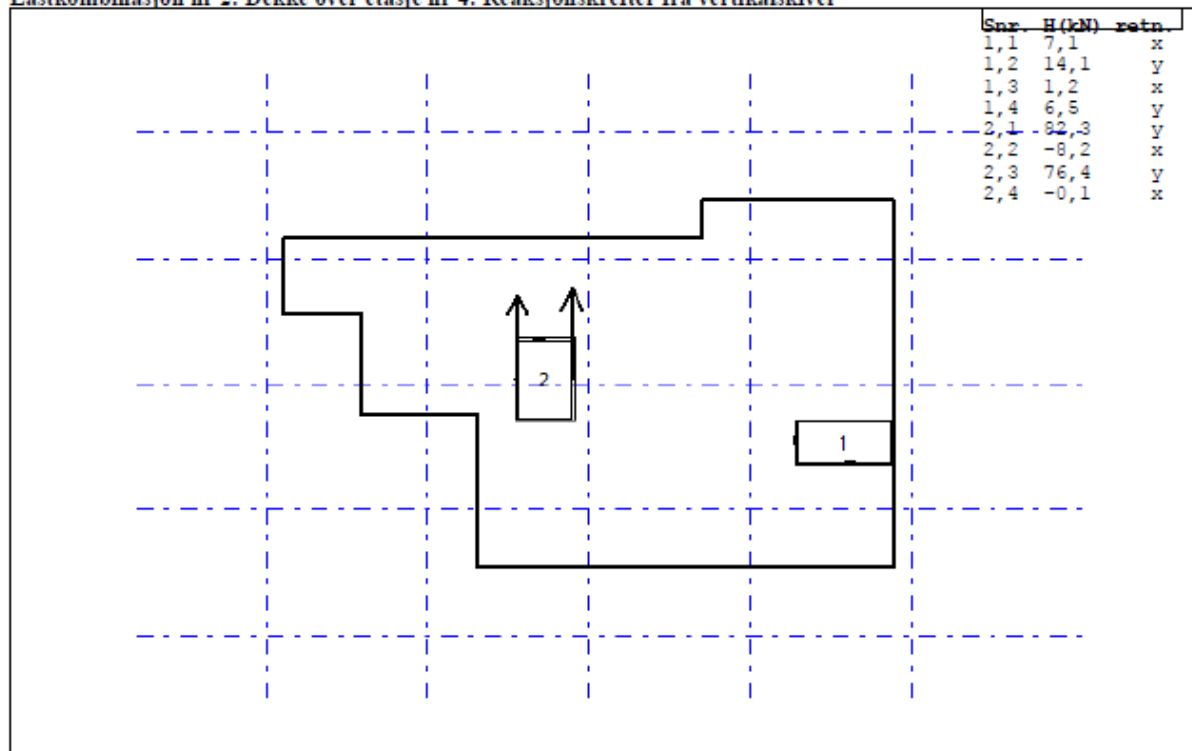
Tittel			Sida 15
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 06-05-2019

Lastkombinasjon nr 2: Dekke over etasje nr 3: Reaksjonskrefter fra vertikalskiver



Titel			Side 16
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 06-05-2019

Lastkombinasjon nr 2: Dekke over etasje nr 4: Reaksjonskrefter fra vertikalskiver



Maksimum snittkrefter i dekker

Dekke nr 1 Bruddgrense

Modullinjer i Y-retning			Modullinjer i X-retning		
X-koord. (mm)	Moment (kNm) Maks.tallverdi	Skjærkraft (kN) Maks.tallverdi	Y-koord. (mm)	Moment (kNm) Maks.tallverdi	Skjærkraft (kN) Maks.tallverdi
-10000	-821	-184	-10000	-209	-93
0	-1652	241	0	-1185	107
10000	1068	40	10000	-201	82

Dekke nr 2 Bruddgrense

Modullinjer i Y-retning			Modullinjer i X-retning		
X-koord. (mm)	Moment (kNm) Maks.tallverdi	Skjærkraft (kN) Maks.tallverdi	Y-koord. (mm)	Moment (kNm) Maks.tallverdi	Skjærkraft (kN) Maks.tallverdi
-10000	-417	-93	-10000	-106	-47
0	-892	131	0	-628	68
10000	631	27	10000	-102	42

Dekke nr 3 Bruddgrense

Modullinjer i Y-retning			Modullinjer i X-retning		
X-koord. (mm)	Moment (kNm) Maks.tallverdi	Skjærkraft (kN) Maks.tallverdi	Y-koord. (mm)	Moment (kNm) Maks.tallverdi	Skjærkraft (kN) Maks.tallverdi
-10000	-398	-89	-10000	-101	-45
0	-845	124	0	-595	64
10000	592	25	10000	-97	40

Titel		Side
		17
Prosjekt	Ordre	Sign
		Dato
		06-05-2019

**Dekke nr 4 Bruddgrense**

Modullinjer i Y-retning			Modullinjer i X-retning		
X-koord. (mm)	Moment (kNm) Maks.tallverdi	Skjærkraft (kN) Maks.tallverdi	Y-koord. (mm)	Moment (kNm) Maks.tallverdi	Skjærkraft (kN) Maks.tallverdi
-10000	-189	-42	-10000	-48	-21
0	-461	69	0	-313	47
10000	385	22	10000	-46	19



## 10.2.3 Last inn på sjakt

### Bjelke 11 bruksgrense

Tittel			Side 1
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 06-05-2019

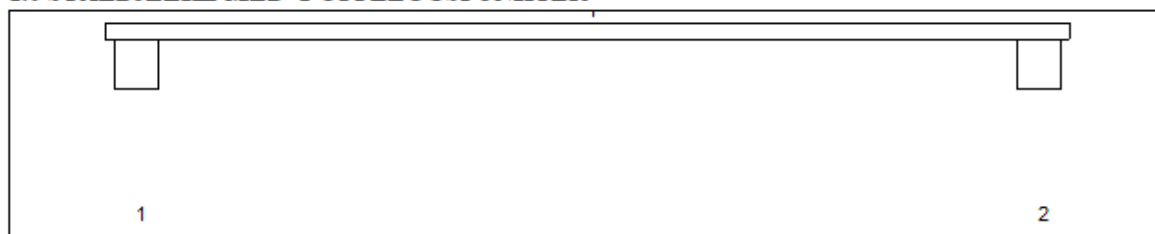
Dataprogram: K-Bjelke versjon 6.3.6 Laget av sivilingeniør Ove Sletten  
Beregningene er basert på NS-EN 1992-1-1:2004 + NA:2008 og NS-EN 1990:2002

#### INNHold

- 1.0 Figur med feltnummer og oppleggsnummer
- 1.1 Spennvidder og tverrsnittdata
- 1.2 Søylor og oppleggspunkt
- 1.3 Lastdata og Lastfaktorer
- 2.1 Momentdiagrammer
- 2.2 Skjærkraftdiagrammer
- 4.4 Nedbøyning
- 5.1 Oppleggskrefter i bruksgrensetilstand
- 5.2 Oppleggskrefter i bruddgrensetilstand

#### Statisk beregning uten dimensjonering

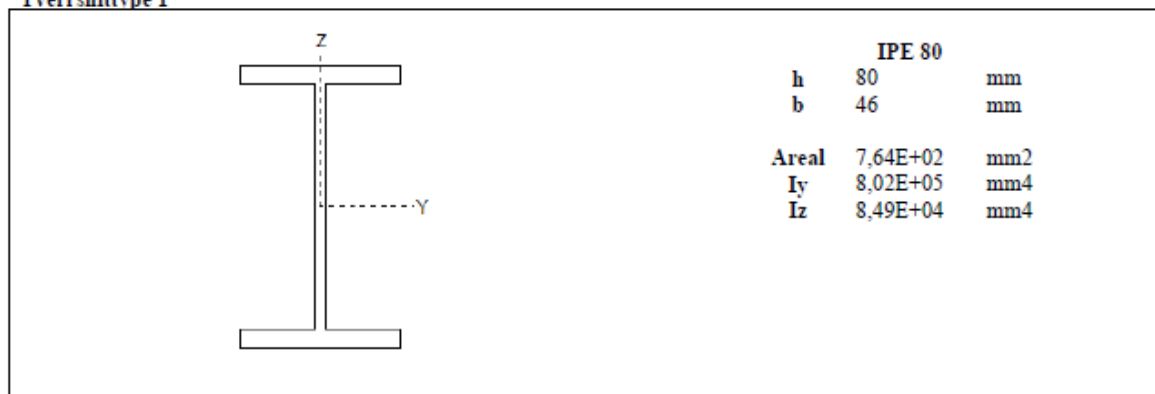
##### 1.0 STÅLBJELKE MED 2 OPPLEGGSPUNKTER



##### 1.1 SPENNVIDDER [mm], OG TVERRSNITTYPER

Felt nr	v.utkr.	l	h.utkr.
Spennvidde	100	2800	100
Tverrsnitttype	1	1	1

##### Tverrsnitttype 1

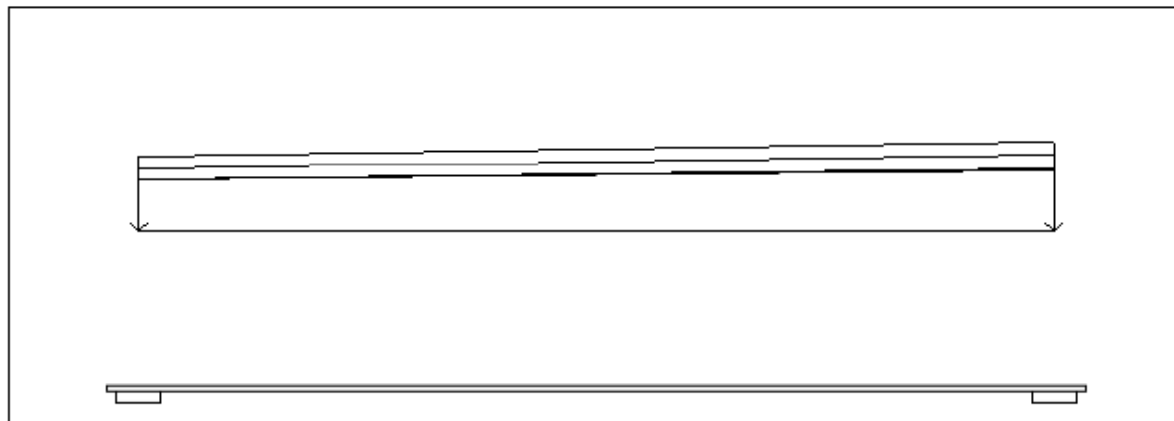


Tittel			Side 2
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 06-05-2019

### 1.2 SOYLER OG OPLEGGSPUNKT [mm]

Opplegg nr	Søyler på bjelkens underside				Søyler på bjelkens overside			
	kode	lengde	h/diameter	b(tverretm)	kode	lengde	h/diameter	b(tverretm)
1	Fri		140					
2	Fri		140					

### 1.3 LASTBILDE



#### Lastfaktorer (brukervalgte)

	Nedbøyning	Risskontroll	Bruddgrense
Permanent last	1,00	1,00	1,00
Variabel last	0,50	0,50	0,10

PSI-Faktor Kategori B : kontorer  
**Krav maks.nedbøyning** Konstruksjoner der det pga bruk eller utstyr stilles krav

Pålitelighetsklasse: 2

Bjelkens romvekt: 7850 kg/m<sup>3</sup>

#### Jevnt fordelt last (kN/m)

Felt nr	Egenvekt	Permanent last	Variabel last
1	0.06	0.00	0.00

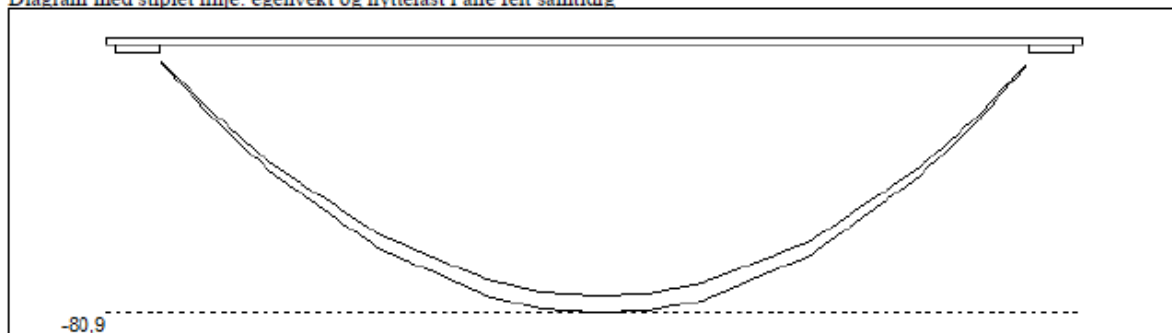
#### Trapeslaster (kN)

Permanent last i lastendepunkt		Variabel last i lastendepunkt		Avstand til feltende		Felt
g1 (kN/m)	g2 (kN/m)	p1 (kN/m)	p2 (kN/m)	x1 (mm)	x2 (mm)	nr
16,14	19,37	15,00	18,00	0	2800	1
16,14	19,37	9,00	10,80	0	2800	1
16,14	19,64	9,00	10,80	0	2800	1
21,63	25,96	15,00	18,00	0	2800	1

Tittel			Side 3
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 06-05-2019

## 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 (strek i uk)(kNm)

Felt	Bruksgrense		Bruddgrense	
	Mg	Mg+Mp	Mg	Mg+Mp
1	-75,7	-101,6	-75,7	-80,9

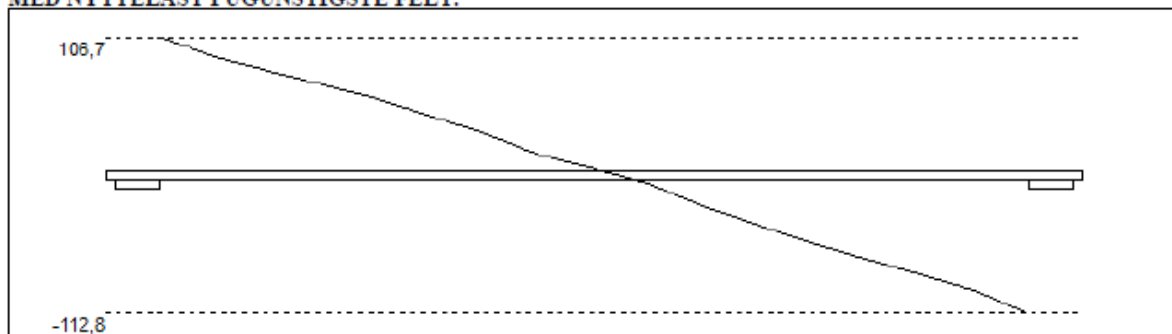
Mg: permanent last Mp: variabel last

Største positive momenter ved kant av opplegg (kNm)

Opplegg	Bruksgrense		Bruddgrense	
	Mg	Mg+Mp	Mg	Mg+Mp
1	0,0	0,0	0,0	0,0
2	0,0	0,0	0,0	0,0

## 2.2 SKJÆRKRAFTDIAGRAM I BRUDDGRENSETILSTAND

MED NYTTELAST I UGUNSTIGSTE FELT.



Største skjærkraft i bruddgrensetilstand (kN)

Opplegg	Venstre side av opplegg	Høyre side av opplegg
	Vgamma	Vgamma
1		106,7
2	-112,8	

## 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	336	336	450	450

Tittel			Side 4
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 06-05-2019

### 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	-104.8	0.00	-71.7	0.00			-71.7	0.00
2	-111.5	0.00	-76.2	0.00	-76.2	0.00		

### 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	-104.8	0.00	-7.2	0.00			-7.2	0.00
2	-111.5	0.00	-7.6	0.00	-7.6	0.00		

## Bjelke 11 bruddgrense

Titel			Side 1
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 06-05-2019

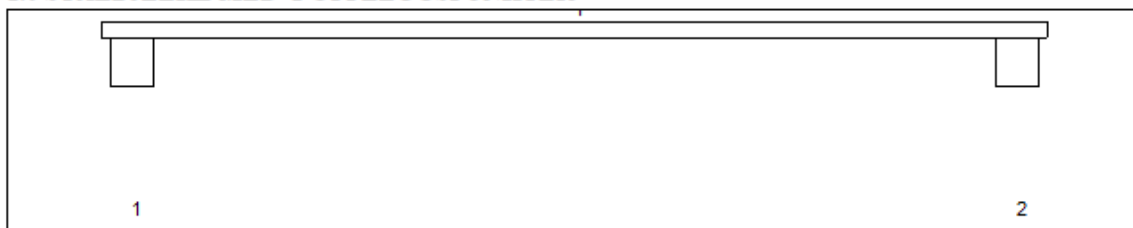
Dataprogram: K-Bjelke versjon 6.3.6 Laget av sivilingeniør Ove Sletten  
Beregningene er basert på NS-EN 1992-1-1:2004 + NA:2008 og NS-EN 1990:2002

### INNHold

- 1.0 Figur med feltnummer og oppleggnummer
- 1.1 Spennvidder og tverrsnittdata
- 1.2 Søyer og oppleggspunkt
- 1.3 Lastdata og Lastfaktorer
- 2.1 Momentdiagrammer
- 2.2 Skjærkraftdiagrammer
- 4.4 Nedbøyning
- 5.1 Oppleggskrefter i bruksgrensetilstand
- 5.2 Oppleggskrefter i bruddgrensetilstand

### Statisk beregning uten dimensjonering

#### 1.0 STÅLBJELKE MED 2 OPPLEGGSPUNKTER



#### 1.1 SPENNVIDDER [mm], OG TVERRSNITTYPEN

Felt nr	v.utkr.	1	h.utkr.
Spennvidde	100	2800	100
Tverrsnitttype	1	1	1

##### Tverrsnitttype 1

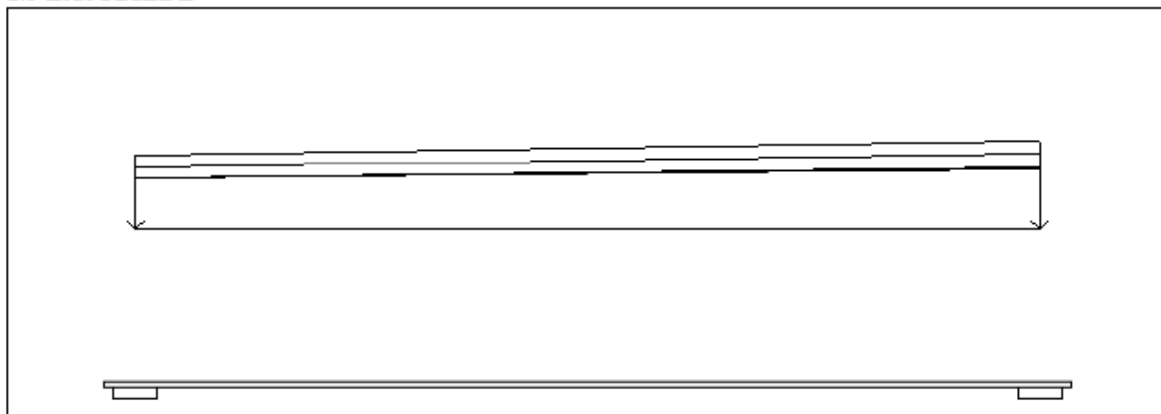
<p>A diagram of an IPE 80 beam cross-section. It shows a vertical I-beam with a dashed vertical line labeled 'z' and a dashed horizontal line labeled 'y'.</p>	<b>IPE 80</b>		
	h	80	mm
	b	46	mm
	Areal	7,64E+02	mm <sup>2</sup>
	I <sub>y</sub>	8,02E+05	mm <sup>4</sup>
I <sub>z</sub>	8,49E+04	mm <sup>4</sup>	

Tittel			Side 2
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 06-05-2019

## 1.2 SØYLER OG OPPLÈGGSPUNKT [mm]

Oppløgg nr	Søyler på bjelkens underside				Søyler på bjelkens overside			
	kode	lengde	h/diameter	b(tverretn)	kode	lengde	h/diameter	b(tverretn)
1	Fri		140					
2	Fri		140					

## 1.3 LASTBILDE



### Lastfaktorer (brukervalgte)

	Nedbøyning	Risskontroll	Bruddgrense
Permanent last	1,00	1,00	1,20
Variabel last	0,50	0,50	1,50

PSI-Faktor Kategori B : kontorer  
**Krav maks.nedbøyning** Konstruksjoner der det pga bruk eller utstyr stilles krav

Pålitelighetsklasse: 2	Bjelkens romvekt: 7850 kg/m <sup>3</sup>
------------------------	--

### Jevnt fordelt last (kN/m)

Felt nr	Egenvekt	Permanent last	Variabel last
1	0.06	0.00	0.00

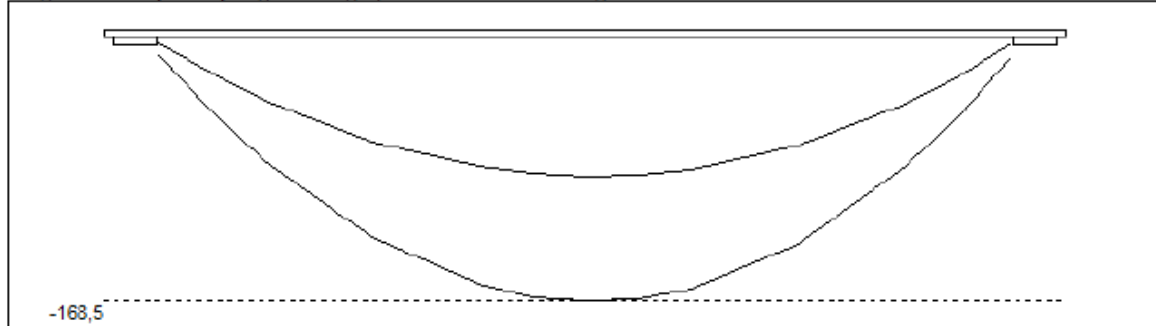
### Trapeslaster (kN)

Permanent last i lastendepunkt		Variabel last i lastendepunkt		Avstand til feltende		Felt
g1 (kN/m)	g2 (kN/m)	p1 (kN/m)	p2 (kN/m)	x1 (mm)	x2 (mm)	nr
16,14	19,37	15,00	18,00	0	2800	1
16,14	19,37	9,00	10,80	0	2800	1
16,14	19,64	9,00	10,80	0	2800	1
21,63	25,96	15,00	18,00	0	2800	1

Tittel			Side 3
Prosjekt	Ordre	Sign.	Dato 06-05-2019

## 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)

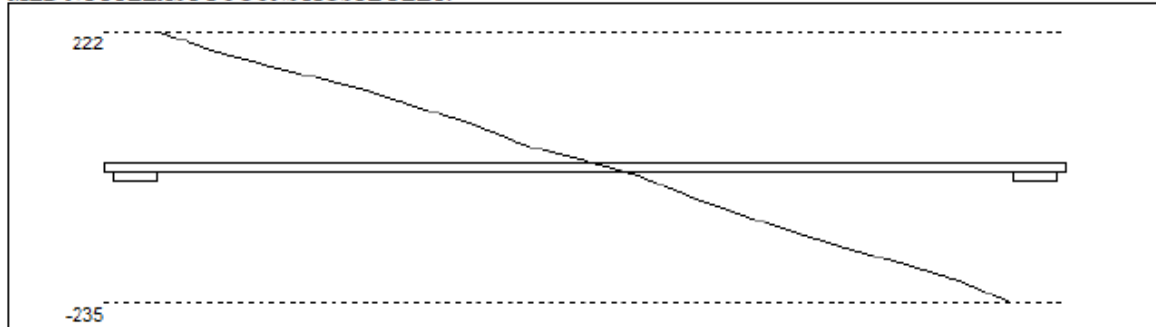
Felt	Bruksgrense		Bruddgrense	
	Mg	Mg+Mp	Mg	Mg+Mp
1	-75.7	-101.6	-90.8	-168.5

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	0,0	0,0
2	0,0	0,0	0,0	0,0

## 2.2 SKJÆRKRAFTDIAGRAM I BRUDDGRENSETILSTAND MED NYTTELAST I UGUNSTIGSTE FELT.



Største skjærkraft i bruddgrensetilstand (kN)

Opplegg	Venstre side av opplegg	Høyre side av opplegg
	Vgamma	Vgamma
1		222
2	-235	

## 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	336	336	450	450

Titel			Side 4
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 06-05-2019

### 5.1 OPPLGGSKREFTER 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	-104.8	0.00	-71.7	0.00			-71.7	0.00
2	-111.5	0.00	-76.2	0.00	-76.2	0.00		

### 5.2 OPPLGGSKREFTER 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	-125.8	0.00	-107.5	0.00			-107.5	0.00
2	-133.8	0.00	-114.2	0.00	-114.2	0.00		



## Bjelke 12 bruksgrense

Tittel			Side 1
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 06-05-2019

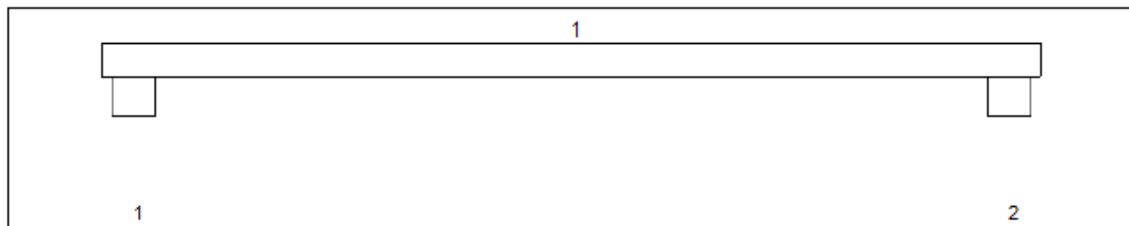
Dataprogram: K-Bjelke versjon 6.3.6 Laget av sivilingeniør Ove Sletten  
Beregningene er basert på NS-EN 1992-1-1:2004 + NA:2008 og NS-EN 1990:2002

### INNHold

- 1.0 Figur med feltnummer og oppleggsnummer
- 1.1 Spennvidder og tverrsnittdata
- 1.2 Søyer og oppleggspunkt
- 1.3 Lastdata og Lastfaktorer
- 2.1 Momentdiagrammer
- 2.2 Skjærkraftdiagrammer
- 4.4 Nedbøyning
- 5.1 Oppleggskrefter i bruksgrensetilstand
- 5.2 Oppleggskrefter i bruddgrensetilstand

### Statisk beregning uten dimensjonering

#### 1.0 STÅLBJELKE MED 2 OPPLEGGSPUNKTER



#### 1.1 SPENNVIDDER [mm], OG TVERRSNITTYPER

Felt nr	v utkr.	l	h utkr.
Spennvidde	100	2700	100
Tverrsnitttype	1	1	1

#### Tverrsnitttype 1

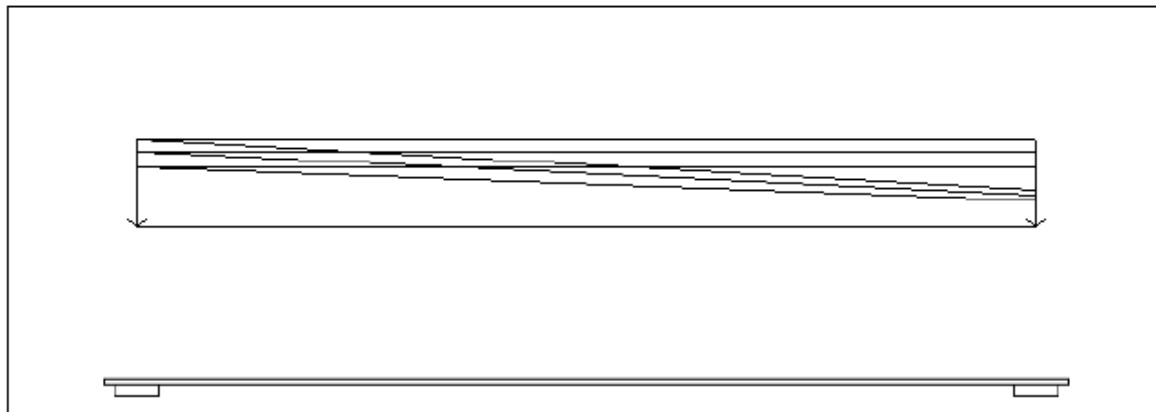
	<b>HEB 260</b>		
	<b>h</b>	260	mm
	<b>b</b>	260	mm
	<b>Areal</b>	1,18E+04	mm <sup>2</sup>
	<b>I<sub>y</sub></b>	1,49E+08	mm <sup>4</sup>
	<b>I<sub>z</sub></b>	5,13E+07	mm <sup>4</sup>

Tittel			Side 2
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 06-05-2019

### 1.2 SØYLER OG OPPLEGGSPUNKT [mm]

Opplegg nr	Søyler på bjelkens underside				Søyler på bjelkens overside			
	kode	lengde	h/diameter	b(tverretn)	kode	lengde	h/diameter	b(tverretn)
1	Fri		140					
2	Fri		140					

### 1.3 LASTBILDE



#### Lastfaktorer (brukervalgte)

	Nedbøyning	Risskontroll	Bruddgrense
Permanent last	1,00	1,00	1,00
Variabel last	0,50	0,50	0,10

PSI-Faktor Kategori B : kontorer  
**Krav maks.nedbøyning** Konstruksjoner der det pga bruk eller utstyr stilles krav

Pålitelighetsklasse: 2	Bjelkens romvekt: 7850 kg/m <sup>3</sup>
------------------------	--

#### Jevnt fordelt last (kN/m)

Felt nr	Egenvekt	Permanent last	Variabel last
1	0,93	0,00	0,00

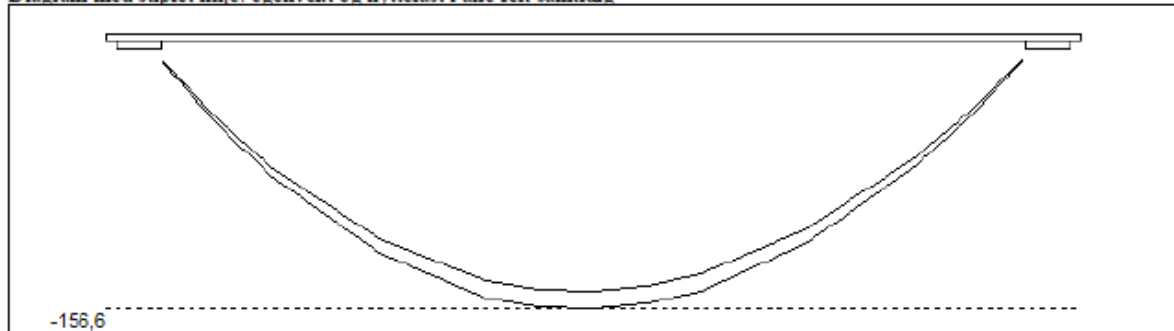
#### Trapeslaster (kN)

Permanent last i lastendepunkt		Variabel last i lastendepunkt		Avstand til feltende		Felt
g1 (kN/m)	g2 (kN/m)	p1 (kN/m)	p2 (kN/m)	x1 (mm)	x2 (mm)	nr
21,52	21,52	20,00	20,00	0	2700	1
21,52	9,15	20,00	8,50	0	2700	1
21,52	21,52	12,00	12,00	0	2700	1
21,52	9,15	12,00	5,10	0	2700	1
21,52	21,52	12,00	12,00	0	2700	1
21,52	9,15	12,00	5,10	0	2700	1
28,84	28,84	20,00	20,00	0	2700	1
28,84	12,26	20,00	8,50	0	2700	1

Tittel			Side 3
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 06-05-2019

## 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 (strek i uk)(kNm)

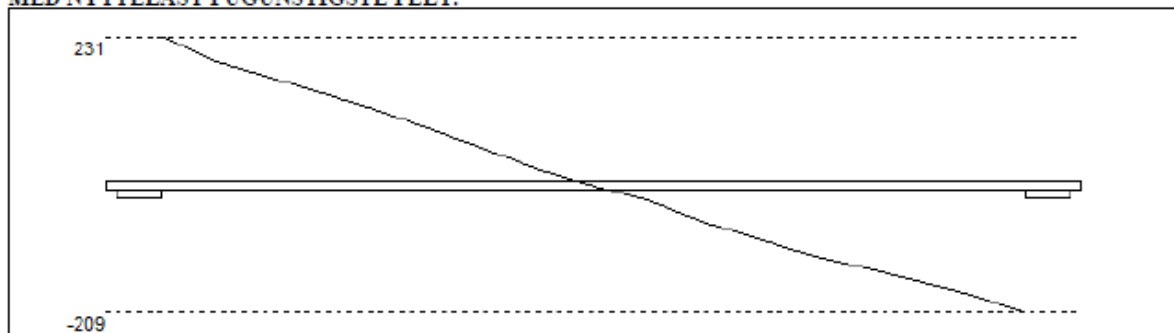
Felt	Bruksgrense		Bruddgrense	
	Mg	Mg+Mp	Mg	Mg+Mp
1	-146.6	-196.5	-146.6	-156.6

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	0,0	0,0
2	0,0	0,0	0,0	0,0

## 2.2 SKJÆRKRAFTDIAGRAM I BRUDDGRENSETILSTAND MED NYTTELAST I UGUNSTIGSTE FELT.



Største skjærkraft i bruddgrensetilstand (kN)

Opplegg	Venstre side av opplegg	Høyre side av opplegg
	Vgamma	Vgamma
1		231
2	-209	

## 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	3	3	4	4

Tittel			Side 4
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 06-05-2019

### 5.1 OPPLGGSKREFTER 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	-229	0,00	-156	0,00			-156	0,00
2	-205	0,00	-140	0,00	-140	0,00		

### 5.2 OPPLGGSKREFTER 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	-229	0,00	-16	0,00			-16	0,00
2	-205	0,00	-14	0,00	-14	0,00		

## Bjelke 12 bruddgrense

Titel			Side 1
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 06-05-2019

Dataprogram: K-Bjelke versjon 6.3.6 Laget av sivilingeniør Ove Sletten

Beregningene er basert på NS-EN 1992-1-1:2004 + NA:2008 og NS-EN 1990:2002

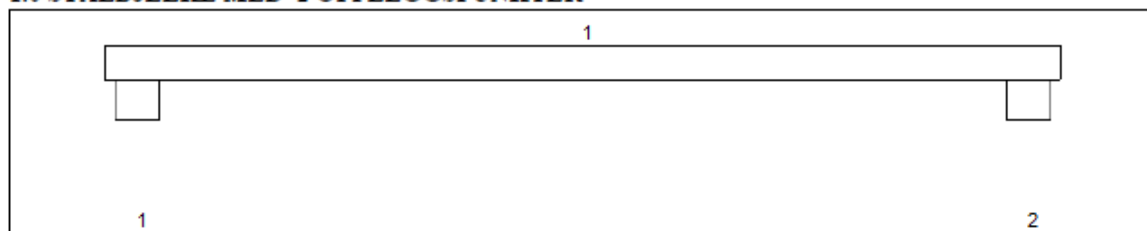
Data er lagret på fil: C:\Users\Emilie Kathrin Vabø\Documents\Bachelor V19\bjelke inn sjakt 1 fra skrå underkant.kbj

### INNHold

- 1.0 Figur med feltnummer og oppleggsnummer
- 1.1 Spennvidder og tverrsnittdata
- 1.2 Søylar og oppleggspunkt
- 1.3 Lastdata og Lastfaktorer
- 2.1 Momentdiagrammer
- 2.2 Skjærkraftdiagrammer
- 4.4 Nedbøyning
- 5.1 Oppleggskrefter i bruksgrensetilstand
- 5.2 Oppleggskrefter i bruddgrensetilstand

### Statisk beregning uten dimensjonering

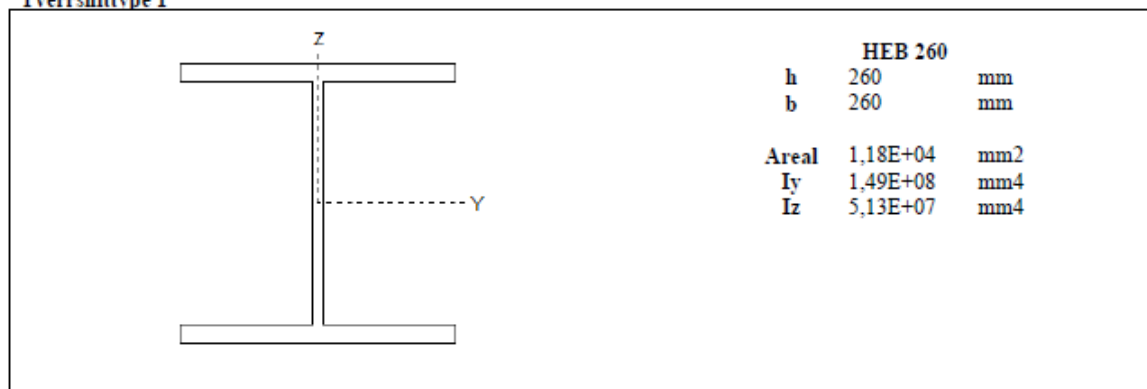
#### 1.0 STÅLBJELKE MED 2 OPPLEGGSPUNKTER



#### 1.1 SPENNVIDDER [mm], OG TVERRSNITTYPEN

Felt nr	v.utkr.	l	h.utkr.
Spennvidde	100	2700	100
Tverrsnitttype	1	1	1

##### Tverrsnitttype 1

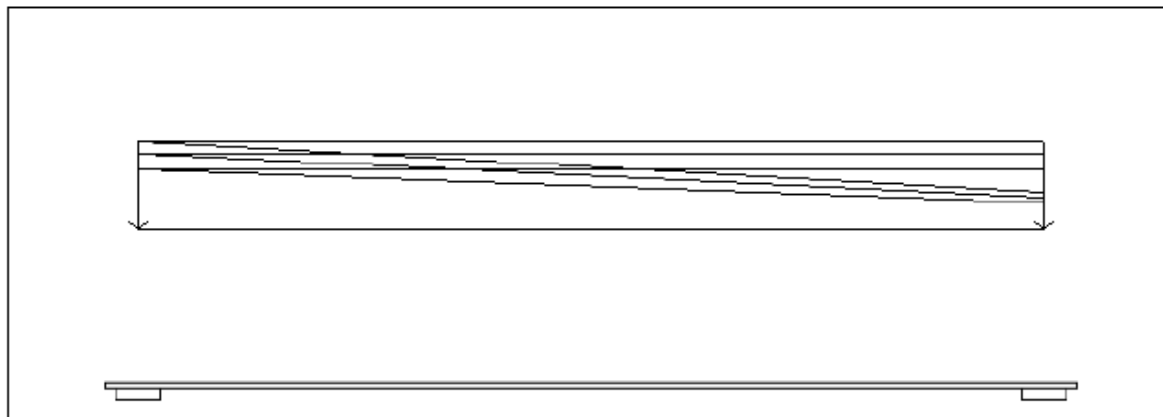


Tittel			Side 2
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 06-05-2019

## 1.2 SØYLER OG OPPLEGGSPUNKT [mm]

Opplegg nr	Søyler på bjelkens underside				Søyler på bjelkens overside			
	kode	lengde	h/diameter	b(tverretn)	kode	lengde	h/diameter	b(tverretn)
1	Fri		140					
2	Fri		140					

## 1.3 LASTBILDE



### Lastfaktorer (brukervalgte)

	Nedbøyning	Risskontroll	Bruddgrense
Permanent last	1,00	1,00	1,20
Variabel last	0,50	0,50	1,50

PSI-Faktor Kategori B : koutorer  
 Krav maks.nedbøyning Konstruksjoner der det pga bruk eller utstyr stilles krav

Pålitelighetsklasse: 2	Bjelkens romvekt: 7850 kg/m <sup>3</sup>
------------------------	--

### Jevnt fordelt last (kN/m)

Felt nr	Egenvekt	Permanent last	Variabel last
1	0,93	0,00	0,00

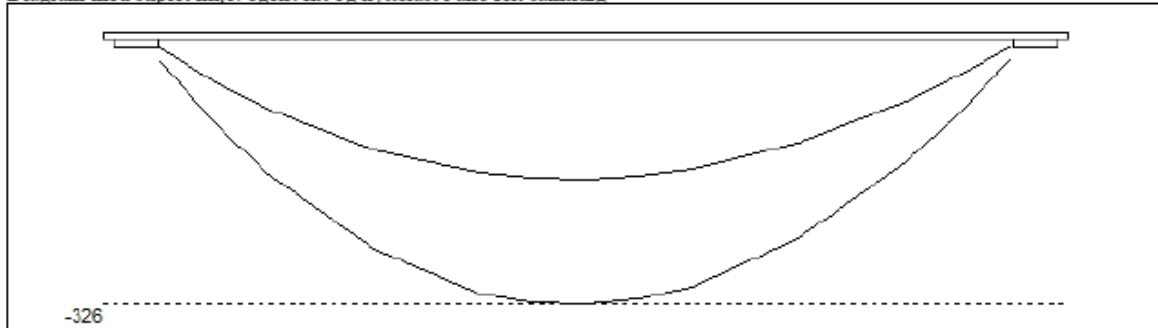
### Trapeslaster (kN)

Permanent last i lastendepunkt		Variabel last i lastendepunkt		Avstand til feltende		Felt
g1 (kN/m)	g2 (kN/m)	p1 (kN/m)	p2 (kN/m)	x1 (mm)	x2 (mm)	nr
21,52	21,52	20,00	20,00	0	2700	1
21,52	9,15	20,00	8,50	0	2700	1
21,52	21,52	12,00	12,00	0	2700	1
21,52	9,15	12,00	5,10	0	2700	1
21,52	21,52	12,00	12,00	0	2700	1
21,52	9,15	12,00	5,10	0	2700	1
28,84	28,84	20,00	20,00	0	2700	1
28,84	12,26	20,00	8,50	0	2700	1

Tittel			Side 3
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 06-05-2019

## 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 (strek i uk)(kNm)

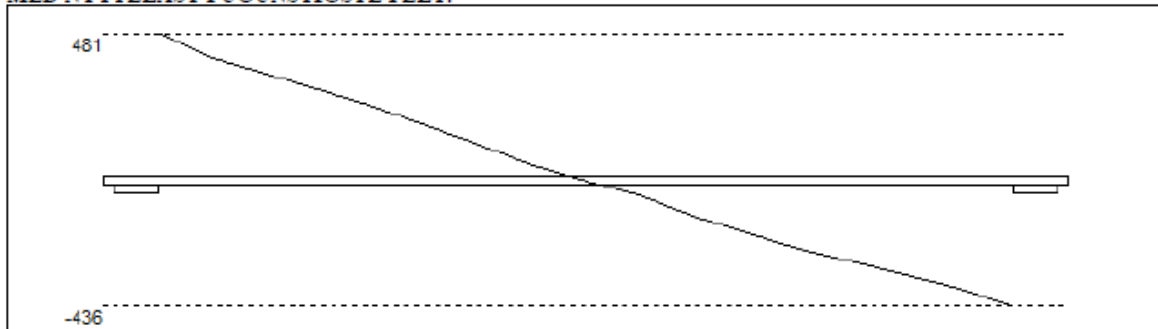
Felt	Bruksgrense		Bruddgrense	
	Mg	Mg+Mp	Mg	Mg+Mp
1	-147	-197	-176	-326

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	0	0	0	0

## 2.2 SKJÆRKRAFTDIAGRAM I BRUDDGRENSETILSTAND MED NYTTELAST I UGUNSTIGSTE FELT.



Største skjærkraft i bruddgrensetilstand (kN)

Opplegg	Venstre side av opplegg	Høyre side av opplegg
	Vgamma	Vgamma
1		481
2	-436	

## 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	3	3	4	4

Tittel			Side 4
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 06-05-2019

### 5.1 OPPLGGSKREFTER 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	-229	0,00	-156	0,00			-156	0,00
2	-205	0,00	-140	0,00	-140	0,00		

### 5.2 OPPLGGSKREFTER 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	-275	0,00	-234	0,00			-234	0,00
2	-246	0,00	-210	0,00	-210	0,00		