# *Projektering af Stigsborghus*

***Diplomafgangsprojekt***

Aalborg Universitet

Kateryna Pylypiuk Jensen & Louise Støvring Jensen

**Vejleder:** Christian Frier

Bygge- og Anlægskonstruktion


10. januar 2024

**Institut for Byggeri & Anlæg**
Thomas Mannsvej 23
9000 Aalborg
http://www.build.aau.dk

**Titel:**

Projektering af Stigsborghus

**Projekt:**

Diplomafgangsprojekt

**Projektperiode:**

Oktober 2023 - januar 2024

**Deltagere:**

Kateryna Pylypiuk Jensen
Louise Støvring Jensen

**Vejledere:**

Christian Frier

**Sidetal:** 146
**Afsluttet:** 10. januar 2024

**Synopsis**

Dette afgangsprojekt har til formål at projektere byggeriet *Stigborghus*. Rapporten opbygges efter SBi-anvisningen 271, og har til formål at dokumentere de statiske beregninger. Rapporten opdeles i tre primære dele, som tager udgangspunkt i SBi 271.

I den første del A1.1. lægges grundlaget for de efterfølgende beregninger. Her er materialeparametre og grundlæggende laster fremstillet.

De statiske beregninger opstilles på baggrund af konstruktionsgrundlaget i A2.1. Her undersøges vertikal og horisontal lastnedføring i konstruktionen. Yderligere undersøges stabiliteten og robustheden, som er dimensionsgivende for konstruktionen.

Afslutningsvis fremstilles de relevante tegninger for bygningen i A3.1. Her ses et overblik over projektetbygningen nr. 4.

*Rapportens indhold er frit tilgængeligt, men offentliggørelse (med kildeangivelse) må kun ske efter aftale med forfatterne.*

# Forord

Denne rapport er et afgangsprojekt på 15 ECTS point, som er udarbejdet af Kateryna Pylypiuk Jensen og Louise Støvring Jensen. Projektet tager udgangspunkt i projekteringen af byggeriet "*Stigsborghus*", hvor der fokuseres på bygningens konstruktioner. Til projektet udleveres en arkitekt-model af Stigsborghus, som er udleveret af **Rambøll** og bygherre **A. Enggaard A/S**. Arkitekt-modellen er udleveret som en *Revit-fil*, hvor der udtages diverse tegninger, som løbende anvendes i rapporten.

Der rettes en tak til Rambøll og A. Enggaard A/S for det udleveret materiale, samt en tak til projektets vejleder Christian Frier.

## Læsevejledning

Rapporten opdeles i tre primære dele: A1.1 Konstruktionsgrundlag for bygværket, A2.1 Statiske beregninger for bygværket og A3.1 Konstruktionstegninger. Opbygningen af de tre primære dele følger SBi-anvisningen 271. I starten af hver kapitel refereres der til de gældende eurocodes og normer, der anvendes i det enkelte kapitel.

## Kildehenvisning

Gennem projektet anvendes Harvard-metoden til at henvise til kilder. Harvard-metoden angiver kilden med (Navn, År). Afslutningsvis findes litteraturlisten med de anvendte kilder. Figurer, tabeller og ligninger nummereres efter hvilket kapitel disse tilhører. Til hver figur og tabel er der tilhørende forklarende tekst. Henvisninger til figurer, tabeller og ligninger sker løbende i teksten.

## Underskrifter

Kateryna Pylypiuk Jensen

Louise Støvring Jensen

**10. januar 2024**

Dato

# Abstract

This graduation project contains the design of the *Stigsborghus*'s construction. Stigsborghus is a five-story residential building located in the Danish city of Nørresunby, close to the city Aalborg in northern Jutland. Stigsborghus is divided into five sections, with this project focusing on the construction of building no. 4. The five sections are statically independent of each other. The construction of the building is made using precast concrete. The projekt follows the guidelines of SBi (*The dansih governments building research institute*), specifically no. 271, aiming to document the structual calculations. The projekt is divided into three parts.

In the first part, A1.1 establishes the basis for later calculations related to the building and its construction. The relevant Eurocodes (*European Standards*) are used to present the loads and material parameters. The loads on the building include permanent and vaiable loads. This involves the self-weight of the construction, imposed, snow, wind, and seismic loads.

In the second part, A2.1 presents the static calculations. This part examines vertical and horizontal load distribution, where the loads are distributed to the stabilizing walls. Additionally, stability and robustness are investigated. The stabillity of the building is determined by horizontal loads, while the robustness is based on vertical loads. Furthermore, the load-bearing capacity of the deck between the stories is calculated. The used methode follows the Danish national annex of the second eurocode, which process concrete construktions. The calculations are based on the structural basis established in the first part, A1.1.

The relevant technical drawings for the building are presented in the final part, A3.1. This part provides an overview of the project building no. 4.

# Indholdsfortegnelse

**Forord** **iii**
Læsevejledning . . . iii
Kildehenvisning . . . iii

**Abstract** **iv**

**Indledning** **2**

**Problemformulering** **3**
Afgrænsning . . . 3

## A1.1 Konstruktionsgrundlag - bygværk 5

**1 Bygværk** **5**
1.1 Bygværkets art og anvendelse . . . 5
1.2 Konstruktionens art, anvendelse og opbygning . . . 5
1.3 Konstruktionsafsnit . . . 6
1.4 Udførelse . . . 6

**2 Grundlag** **7**
2.1 Normer og standarder . . . 7
2.2 Konsekvensklasse og konstruktionsklasse . . . 7
2.3 Sikkerhed . . . 7
2.4 IKT-Værktøjer . . . 8

**3 Forundersøgelser** **9**
3.1 Grunden og lokale forhold . . . 9
3.2 Geotekniske forhold . . . 9
3.3 Eksisterende konstruktioner . . . 9
3.4 Tilstødende påtænkte bygværker . . . 9

**4 Konstruktioner** **10**
4.1 Statisk virkemåde . . . 10

4.2 Anvendelses- og funktionskrav . . . 12
4.3 Robusthed . . . 13
4.4 Levetid . . . 16

**5 Konstruktionsmaterialer 17**
5.1 Beton . . . 17
5.2 Slap armering . . . 18

**6 Laster 19**
6.1 Lastkombinationer . . . 19
6.2 Lasttilfælde . . . 21
6.3 Permanente laster . . . 21
6.4 Nyttelast . . . 25
6.5 Naturlaster . . . 25
6.6 Seismisk last . . . 42

**A2.1 Statiske beregninger - bygværk 46**

**7 Lastnedføring 46**
7.1 Lodret lastnedføring . . . 46
7.2 Vandret lastnedføring . . . 54

**8 Stabilitet 75**
8.1 Væltning . . . 76
8.2 Trykzonebrud . . . 80
8.3 Glidning . . . 81

**9 Robusthed 84**
9.1 Periferi-trækforbindelser . . . 85
9.2 Forankringslængder og stødlængder . . . 87
9.3 Interne trækforbindelser . . . 90
9.4 Vandrette trækforbindelser . . . 93
9.5 Lodrette trækforbindelser . . . 97

**10 Stringermetoden 99**
10.1 Grundlag . . . 99
10.2 Forskydningsspændinger . . . 108
10.3 Stringerkræfter . . . 115

**11 Armeringsplan 128**

**A3.1 Konstruktionstegninger** **131**

**12 Tegningsoversigt** **131**

12.1 Plantegning - Stuen . . . 132
12.2 Plantegning - 1. sal . . . 133
12.3 Plantegning - 2. sal . . . 134
12.4 Plantegning - 3. sal . . . 135
12.5 Plantegning - 4. sal . . . 136
12.6 Opstalt - Facade nord . . . 137
12.7 Opstalt - Facade syd . . . 138
12.8 Opstalt - Facade øst . . . 139
12.9 Opstalt - Facade vest . . . 140
12.10Snit . . . 141

**Konklusion** **143**

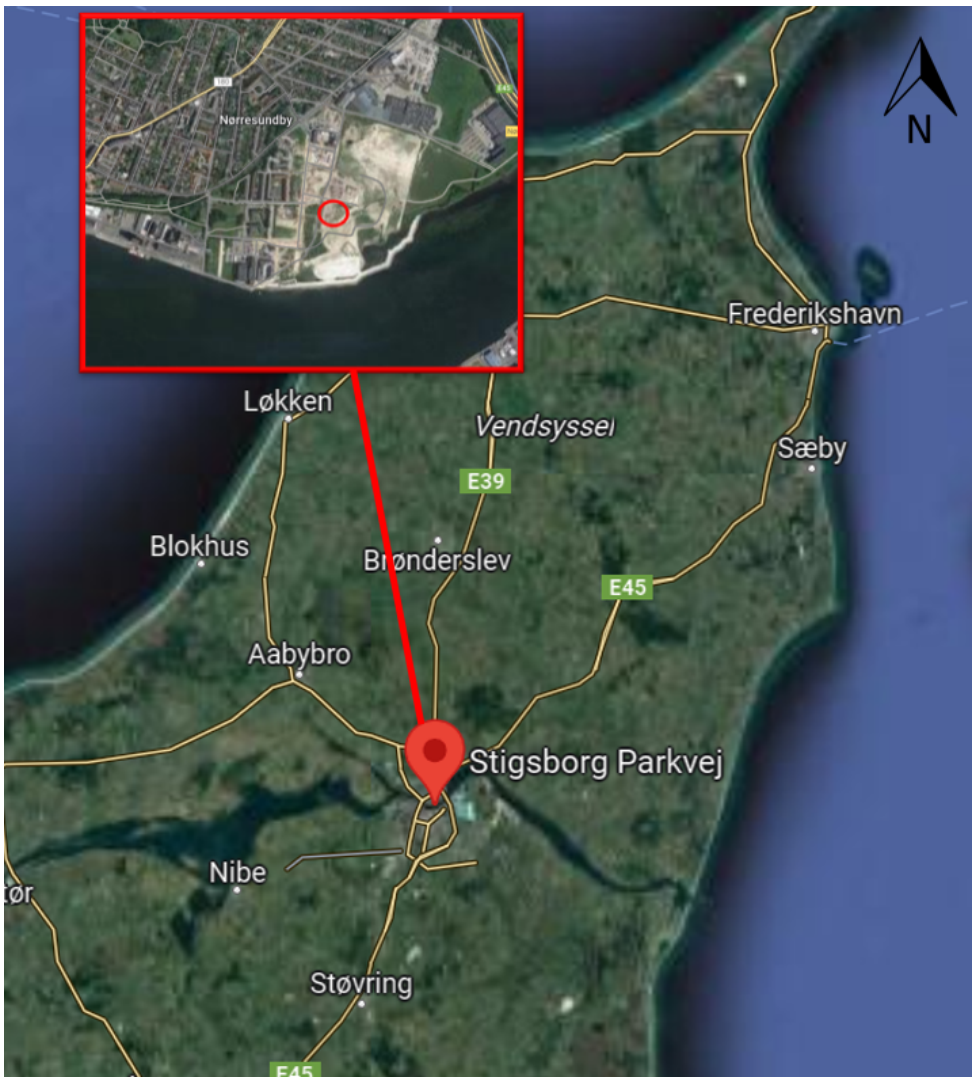
**Referencer** **145**

**Litteratur** **145**

# Indledning

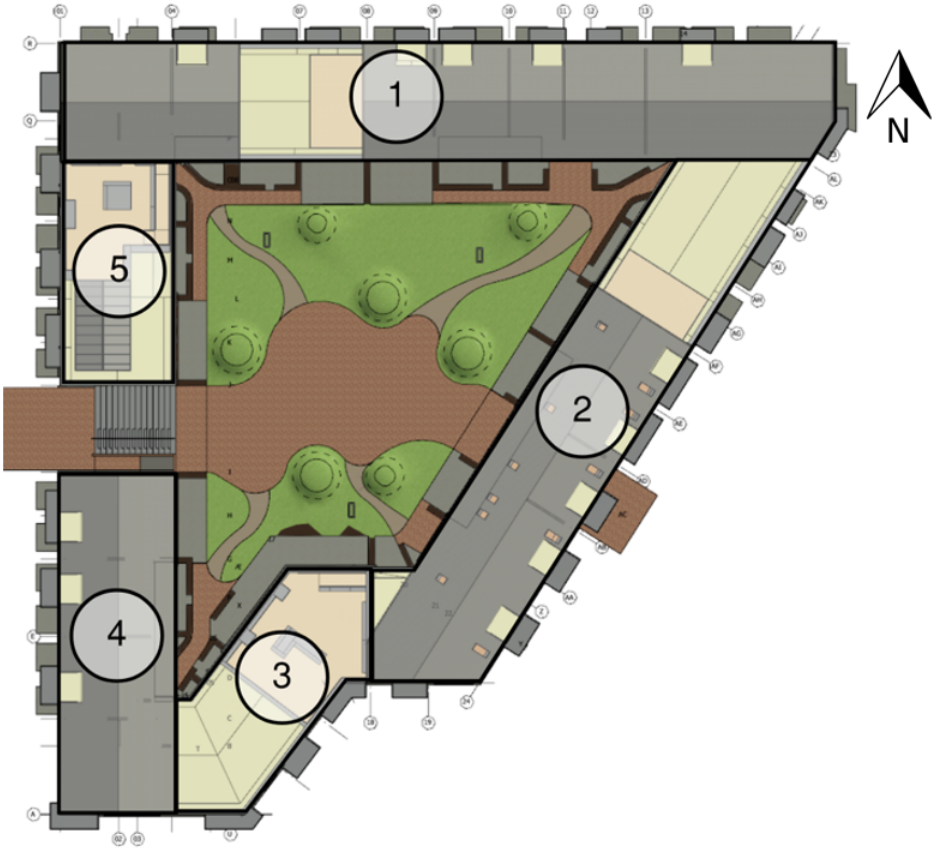
Dette projekt omhandler projekteringen af Stigsborgshus, som befinder sig på *Stigborg Parkvej* i Nørresundby nær Aalborg.

Stigsborghus er et beton elementbyggeri på 4-5 etager, der anvendes til almene boliger. Den geografiske placering af projektbygningen fremgår af Figur 0.1




***Figur 0.1.*** Geografisk placering af projektbyggeriet i Nørresundby. (Google)

Projektbygningen opdeles i fem sektioner, som vist på Figur 0.2. Det nærværende projekt tager udgangspunkt i bygning nummer 4. De fem sektioner er statisk uafhængige af hinanden.




***Figur 0.2.*** Opdeling af projektbygning.

Bygning nr. 4 har et grundareal på ca. $440m^2$. Projektbygningen er i alt på 4 etager, hvor 25 lejligheder er fordelt ud på etagerne. Stueetagens indretning er anderledes end de øvrige etager, hvilket beskrives yderligere i de efterfølgende kapitler. Bygning nr. 4 er et traditionelt betonelementbyggeri, hvor de bærende vægge og etagedæk er udført af præfabrikerede betonelementer. Tagkonstruktionen er udført som et saddeltag i træ. Der henvises til kapitel 12, hvor tegningsmaterialet fra arkitekt-modellen er præsenteret.

# Problemformulering

På baggrund af det udleverede tegningsmateriale og projektforudsætninger, opstilles følgende problemformulering:

"*Hvordan eftervises den globale stabilitet og robusthed i bygning nummer 4, samt hvordan eftervises udvalgte konstruktionselementer iht. gældende eurocodes og nationale annekser.*"

For at besvare problemformuleringen, bliver følgende emner uddybet:

- Lodret lastnedføring igennem betonvægge og videre til fundamenter.
- Vandret lastnedføring gennem dækskiverne og videre til de stabiliserende vægge
- Overordnet stabilitet og robusthed
- Eftervisning af dækskivernes bæreevne

## Afgrænsning

Da det er studierelateret projekt, bliver der afgrænset fra følgende:

- Der udarbejdes ikke statisk projektredegørelse, kontrolplaner og kontrolrapporter
- Der arbejdes ikke med konstruktioner under terræn og fundering
- Der redegøres ikke for brand og brandsmæssige foranstaltninger
- Bæreevnen af altaner og svalegange eftervises ikke
- Bæreevnen af lette skillevægge af porebeton eftervises ikke
- Lasternes påvirkning på terrændækket i vandret lastnedføring
- Påvirkningen fra karnapperne på 4. sal i tagkonstruktionen
- Indvendig vindlast
- Lastpåvirkning fra trappeskakten
- I stabilitetsberegningerne undersøges kun den bærelinje, der antages at være kritisk
- Der undersøges kun et lasttilfælde i de løbende beregninger gennem projektet
- Geometriske imperfektioner
- Dimensionering af hammerhovedeudsparinger
- Vægelementernes bæreevne

# A1.1 Konstruktionsgrundlag - bygværk

# 1 | Bygværk

## 1.1 Bygværkets art og anvendelse

Bygværket er et nybyggeri og omfatter opførelsen af et betonelementbyggeri, der anvendes til boliger. Bygningens grundarealet er ca. 440 $m^2$.

## 1.2 Konstruktionens art, anvendelse og opbygning

Konstruktionen kan karakteriseres som simpelt etagebyggeri med en overskuelig lodret og vandret lastnedføring. Der er stor erfaring med konstruktionstypen i Danmark. Konstruktionen betegnes derfor som traditionel.

Konstruktionen er opbygget af bærende yder- og indervægge lavet af præfabrikerede betonelementer. Ydervæggene består af sandwichelementer, som udføres både af beton-beton og beton-tegl. Saddeltaget er opbygget af trægitterspær, der hviler på facaderne. Tagbeklædningen er udført af stålplader. Snittet af bygningen set fra vest fremgår af Figur 1.1.

***Figur 1.1.*** Snit af bygningen set fra vest.

## 1.3 Konstruktionsafsnit

For at opnå en specifik forståelse af de enkelte bygningsdele, bliver nærværende bygværk inddelt i konstruktionsafsnit, som fremgår af Tabel 1.1.

***Tabel 1.1.*** Opdeling af bygværk i konstruktionsafsnit.

| Konstruktionsafsnit | Bygningsdel | Konsekvensklasse/konstruktionsklasse |
|---|---|---|
| Betonelement | Huldæk | CC3/KK3 |
| Sandwichelementer | Væg | CC3/KK3 |
| Tagkonstruktion | Spær | CC2/KK2 |

## 1.4 Udførelse

Byggeriet udføres som traditionelt elementtbyggeri med sandwichelementer, huldæk og betonvægge. Lette skillevægge udføres af porebeton. Fundamenter og terrændæk udføres som in-situ støbte betonkonstruktioner. Altaner udføres som lette stålrammer, der forbindes til sandwichelements bagmur med stålbeslag.

# 2 | Grundlag

## 2.1 Normer og standarder

Projektet udføres efter gældende normer i Tabel 2.1.

***Tabel 2.1.*** Normer og standarter.

| | |
|---|---|
| Eurocode 0 - DS/EN 1990 | Projekteringsgrundlag for bærende konstruktioner |
| Eurocode 1 - DS/EN 1991 | Last på bærende konstruktioner |
| Eurocode 2 - DS/EN 1992 | Betonkonstruktioner |
| Eurocode 3 - DS/EN 1993 | Stålkonstruktioner |

Bøgerne i Tabel 2.2 anvendes til efterfølgende beregninger.

***Tabel 2.2.*** Anvendte bøger til efterfølgende beregninger.

| | |
|---|---|
| Bygningsberegninger | 3. udgave, 2022 |
| Stålkonstruktioner efter DS/EN 1993 | 3. udgave, 2022 |
| Betonkonstruktioner efter DS/EN 1992-1-1 | 3. udgave, 2019 |
| Teknisk Ståbi | 25. udgave, 2020 |

## 2.2 Konsekvensklasse og konstruktionsklasse

Bygværket anvendes til boliger og benyttes til ophold af personer, hvilket indebærer en høj risiko af tab af menneskeliv ved svigt i konstruktionen. Bygningen er udført i flere etage, hvor højden til gulvet i øverste etage er 14 meter over terræn, derfor henføres der til konsekvensklasse CC3. (Dansk Standard, 2021b)

Indplaceringen i konstruktionsklassen sker på baggrund af erfaringen med konstruktionstypen, samt kompleksiteten af lastnedføringen gennem konstruktionen til fundamentet. Da bygværket henregnes til konsekvensklasse CC3, indplaceres den i konstruktionsklasse KK3. Derfor indplaceres nærværende byggeri i konstruktionsklasse KK3, selvom byggeriet fastsættes som værende traditionelt, da der er stor erfaring med betonelementbyggeri i Danmark. (jf. Bygningsreglementet §485 – 489, (Social- og Boligstyrrelsen)).

## 2.3 Sikkerhed

Bygværket er henført til konsekvensklasse CC3, hvilket medfører sikkerhedsfaktoren, $K_{FI} = 1,1$. (Dansk Standard, 2021b)

## 2.4 IKT-Værktøjer

Der benyttes følgende programmer til udregning af lodret og vandret lastnedføring, samt stabilitet og robusthed:

- Excel - Matematisk regneark til numeriske beregninger.
- Maple - Matematisk program til numeriske beregninger.

Skitser og detaljer optegnes i følgende programmer:

- Revit 2022 - BIM-program (Building Information Modeling) til 2D- og 3D-modellering og -visualisering af bygninger.
- AutoCad - Computer Aided Design program til 2D- og 3D-modellering.

# 3 | Forundersøgelser

## 3.1 Grunden og lokale forhold

Grunden er placeret på matrikel Nørresundby Markjorder 1fu i Nørresundby, ca. 200 meter fra Limfjorden. Grunden er omfattet af lokalplan nr. 1-2-118, hvilken deler området op i tre etaper. Bygværket tilhører etape I, som forudsættes at blive bebygget i perioden 2018-2028. Lokalplanen fastsætter rammerne for byudviklingen i området, herunder skole, børnehave samt plads til 2.000 nye boliger. Hertil kommer erhverv, butikker, plejehjem og parker. (Aalborg Kommune, 2020)

## 3.2 Geotekniske forhold

Der afgrænses fra geotekniske forhold, samt fundering i nærværende projekt.

## 3.3 Eksisterende konstruktioner

Der er tale om et nybyggeri. Der er derfor ingen eksisterende konstruktioner på byggegrunden.

## 3.4 Tilstødende påtænkte bygværker

Da Stigsborghus består af fem sammensatte bygninger, som vist på Figur 0.2, vil der forekomme tilstødende bygninger. Da de fem sammensatte bygninger er statiske uafhængige af hinanden, vurderes det, at de kun har minimal indflydelse på projektbygningen. Der tages derfor ikke yderligere hensyn hertil.

# 4 | Konstruktioner

## 4.1 Statisk virkemåde

I det følgende afsnit beskrives principperne og de bygningsdele, der indgår i den lodrette og vandrette lastnedføring. Den egentlig beregning foretages i del A2.1.

### 4.1.1 Bærende system

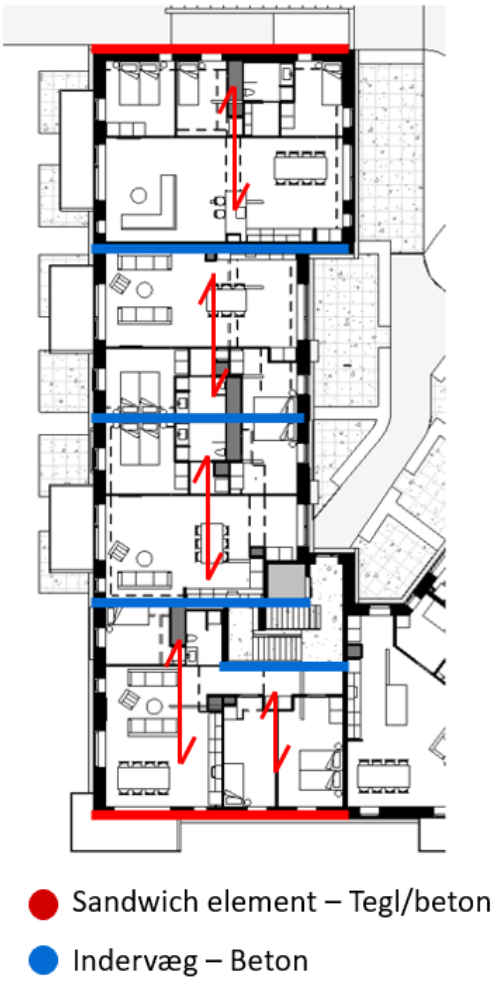
Det lodrette bærende bygværkssystem består af bærelinjer i gavlene samt bærende tværvægge af betonelementer. Mellem bærelinjerne spænder præfabrikerede huldækelementer. Gitterspæret bæres af facadernes betonvægge.

De bærende gavl- og tværvægge er gennemgående på alle etager og viderefører lodret last til fundamenterne.

Placeringen af gitterspærene fremgår af Figur 4.1.

***Figur 4.1.*** Placering af gitterspærene.

Bærelinjer samt angivelse af spændretningen af huldæk, fremgår af Figur 4.2




***Figur 4.2.*** Bærende gavl- og tværvægge, samt spændretningen af huldækkene.

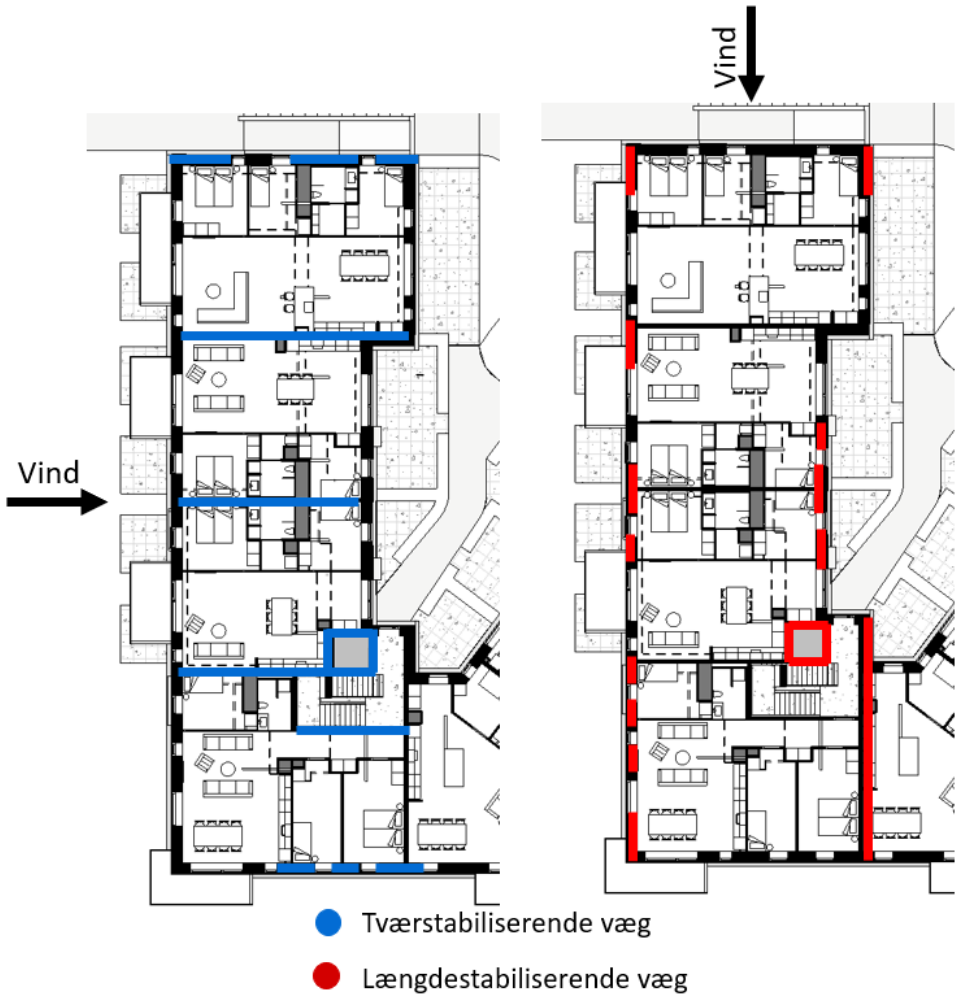
### 4.1.2 Stabiliserende system

Den vandrette last på bygningen består af enten vind- eller seismisk last.

Den vandrette last på facaderne overføres via tagskiver og dækskiver til henholdsvis tværstabiliserende yder- og indervægge, som er gennemgående på alle etager. Disse overfører den vandrette vindlast til fundamentet.

Den vandrette last på gavlene overføres via dækskiver til de længdestabiliserende yder- og indervægge, og overføres videre til fundamentet.

Af Figur 4.3 fremgår angivelsen af stabiliserende vægelementer ved vandret lastpåvirkning.




***Figur 4.3.*** Skitsering af stabiliserende vægge ved vandret lastpåvirkning.

## 4.2 Anvendelses- og funktionskrav

I det følgende afsnit beskrives krav for konstruktionens anvendelighed og funktion. Kravene opstilles på baggrund diverse standarter og normer, der er angivet i tabellerne.

### 4.2.1 Deformationskrav

Deformationskriterierne til bygningsdelene er angivet i Tabel 4.1, der resulterer af påvirkningen fra mekaniske laster.

***Tabel 4.1.*** Deformationskrav for bygningsdele af beton.(Dansk Standard, 2021a)

| Bygningsdelt | Deformationstype | Grænseværdi |
|---|---|---|
| Dæk | Lodret nedbøjning | 1/500 af spændvidden |
| Væg | Vandret udbøjning | 1/300 af etagehøjden |

### 4.2.2 Revnevidder for betonkonstruktioner

Konstruktionens levetid skal sikres, når den udsættes for kemiske og fysiske betingelser, der afhænger af miljøforholdene, som konstruktionen befinder sig i. Miljøpåvirkningen fører til revnedannelse, hvilket skal begrænses i anvendelsesgrænsetilstand. Revner i betonen kan betyde forringet beskyttelse af armeringen, hvorfor revneviddekravene er knyttet til eksponeringsklasserne. Jo mere aggressiv miljøpåvirkning på konstruktion, jo større er kravene til revnevidder for at sikre tilstrækkelig beskyttelse af armeringen. Kravene til maksimale revnevidder er angivet i Tabel 4.2.

***Tabel 4.2.*** Anbefalede maksimale værdier af beregnede revnevidder.(Dansk Standard, 2021a)

| Eksponeringsklasser | Slap armering |
|---|---|
| XD1, XS1, XS2 | 0,3 mm |
| XC2, XC3, XC4 | 0,4 mm |

For eksponeringsklasserne X0 og XC1 stilles der ikke nogen krav til revnevidder, da de ikke har indflydelse på bygningens levetid. Dog skal der tages hensyn til bygningsdelenes udseende.

## 4.3 Robusthed

Iht. DS/EN 1990 Eurocode 0: *Projekteringsgrundlag for bærende konstruktioner* samt dens nationale anneks, skal konstruktionerne udføres robuste overfor utilsigtet påvirkninger. (Dansk Standard, 2021b), (Trafik-, Bygge- og Boligstyrelsen, 2021b)

Konstruktionen defineres som robust:

- når de sikkerhedsmæssige afgørende dele af konstruktionen kun er lidt følsomme over for utilsigtet påvirkninger og defekter, eller
- når der ikke sker et omfattende svigt af konstruktionen, hvis en begrænset del af konstruktionen svigter.

Utilsigtede påvirkninger og defekter på konstruktionen er:

- uforudsete lastvirkninger
- utilsigtede afvigelser mellem konstruktionens faktiske virkemåde og de anvendte beregningsmodeller
- utilsigtede afvigelser mellem det udførte projekt og projektmateriale
- uforudsete geometriske imperfektioner
- uforudsete sætninger
- uforudsete nedbrydninger.

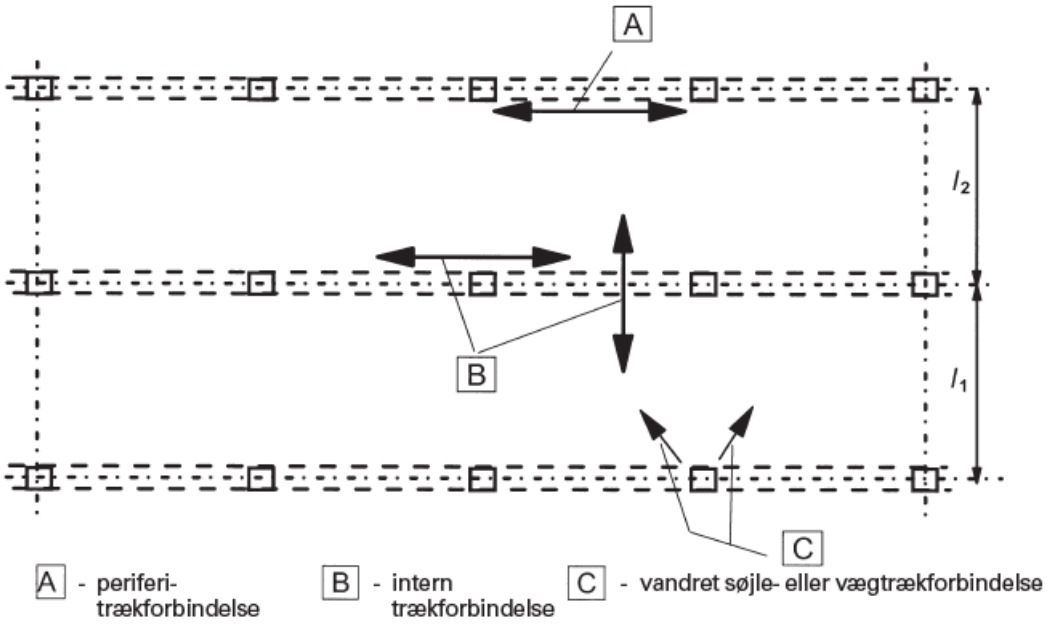
En forøget robusthed kan i visse tilfælde medvirke til at formindske konsekvenserne af eventuelle grove fejl. Der stilles krav til dokumentationen af robustheden for konstruktionerne i konsekvensklasse CC3, hvor der skal udarbejdes en teknisk-faglig redegørelse. I redegørelsen skal det eftervises, om nøgleelementer i konstruktionen er lidt

følsomme over for utilsigtede påvirkninger og defekter, eller om der ikke sker et omfattende svigt af konstruktionen, hvis en begrænset del af den svigter, dvs. bortfald af et element. (Trafik-, Bygge- og Boligstyrelsen, 2021b)

### 4.3.1 Trækforbindelser

Det er angivet i Eurocode 2, at robusthedskravet for traditionelt betonbyggeri med sammenhængende væg- og dækskiver kan opfyldes ved at implementere trækforbindelsessystemer af armering. Denne armering skal forhindre progressiv sammenstyrtning i tilfælde af lokalt svigt. Trækforbindelser betragtes som et minimumskrav i hht. robusthed, men udgør ikke et supplement til armering, der kræves ved konstruktionsanalyse.

For at overholde kravene til robusthedsarmeringen, defineres typerne af trækforbindelser i systemet på Figur 4.4.




***Figur 4.4.*** Trækforbindelser mod ulykkeslaster. (Dansk Standard, 2021a)

I det efterfølgende afsnit opstilles kravene til trækforbindelserne i hht. DS/EN 1992-1-1 Eurocode 2: Betonkonstruktioner. Beregningerne af trækforbindelserne udføres i del A2.1.

**Periferi-trækforbindelser**

Ved hvert dæk- og tagniveau bør der være en effektiv kontinuert periferi-trækforbindelse inden for 1,2 m fra randen, som bør kunne optage en trækkraft $F_{tie,per}$ i Ligning 4.1.

$$F_{tie,per} = l_i \cdot q_1 \geq Q_2 \tag{4.1}$$

Hvor:

| | |
|---|---|
| $F_{tie,per}$ | Trækforbindelsens kraft $[kN]$ |
| $l_i$ | Længden af sidste fag [m] |
| $q_1$ | Linjelast i enderne $[kN/m]$ |
| $Q_2$ | Anvendes ikke i Danmark $[kN]$ |

Linjelasten $q_1$ sættes til 15 $kN/m$ for bygninger i en høj konsekvensklasse. Yderligere skal trækkraften $F_{tie,per}$ have en minimumskarakteristisk værdi på 80 $kN$, når bygningen er i en høj konsekvensklasse.

**Interne trækforbindelser - fugearmering**

De interne trækforbindelser bør anvendes på hvert dæk- og tagniveau i to retninger, som er vinkelret på hinanden. De bør være kontinuerte over hele deres længde og skal være forankret til periferi-trækforbindelser i hver ende.

Minimumskraften for interne trækforbindelser bestemmes ved Ligning 4.2.

$$F_{tie} = q_3 \cdot \frac{(l_1 + l_2)}{2} \tag{4.2}$$

Hvor:

| | |
|---|---|
| $F_{tie}$ | Trækforbindelsens kraft $[kN]$ |
| $q_3$ | Linjelast $[kN/m]$ |
| $l_1$ | Spændvidden [m] |
| $l_2$ | Spændvidden [m] |

Linjelasten $q_3$ sættes til 30 $kN/m$, når bygningen er i en høj konsekvensklasse. Yderligere skal trækkraften $F_{tie}$ have en minimumskarakteristisk værdi på 80 $kN$, når bygningen er i en høj konsekvensklasse.

**Vandrette trækforbindelser**

For at sikre sammenhæng mellem dæk- og vægskiver langs dækskivernes rande skal der udføres vandrette trækforbindelser. Dette gælder for vægge langs bygnings rand og for stabiliserende vægge. I høj konsekvensklasse sættes værdien af trækkraften til $f_{tie,fac} = 30\ kN/m$ i både toppen og bunden af væggen.

**Lodrette trækforbindelser**

I vægskivebygninger på fem etager bør der være lodrette trækforbindelser i væggene for at begrænse skaden ved sammenstyrtning af en etage i tilfælde af et pludseligt bortfald af en væg på den underliggende etage. Disse trækforbindelser bør være en del af et brosystem, som spænder over det beskadigede område.

For vægge, der er dimensioneret som nøgleelementer, vil lodrette kontinuerte trækforbindelser være tilstrækkelige, såfremt de kan optage trækkræfterne på $30kN/m$.

## 4.4 Levetid

Bygningens forventede levetid fastsættes til 50 år, da projektbygningen karakteriseres som almindelig konstruktion. (Dansk Standard, 2021b)

# 5 | Konstruktionsmaterialer

## 5.1 Beton

Ved eftervisning af betonelementer anvendes partialkoefficienter, der fremgår af Tabel 5.1.

***Tabel 5.1.*** Partialkoefficienter for betonkonstruktioner af præfabrikerede betonelementer. (Trafik-, Bygge- og Boligstyrelsen, 2021a)

| Partialkoefficienter i brudgrænsetilstande ved vedvarende og midlertidige dimensioneringstilstande | |
|---|---|
| Betons trykstyrke og E-modul i armeret beton | $\gamma_c = 1{,}40$ $\gamma_0\gamma_3$ |
| Betons trækstyrke | $\gamma_c = 1{,}60$ $\gamma_0\gamma_3$ |
| Slap armerings styrke | $\gamma_s = 1{,}20$ $\gamma_0\gamma_3$ |
| Skærpet kontrolklasse | $\gamma_3 = 0{,}95$ |

Af Tabel 5.2 fremgår beskrivelsen af de anvendte eksponeringsklasser til betonkonstruktioner.

***Tabel 5.2.*** Eksponeringsklasser for beton, der blev anvendt i projektet

| Betegnelse | Beskrivelse | Konstruktionsdel |
|---|---|---|
| X0 | Ingen risiko for korrosion eller påvirkning | Facadens bagmur, skillevæg, huldæk |
| XC4 | Korrosion forårsaget af karbonatisering - cyklisk vådt og tørt miljø | Facadens formur |
| XS1 | Korrosion forårsaget af chlorid fra havvand - udsat for luftbåret salt, men ikke direkte i kontakt med havvand | Facadens formur |
| XF2 | Korrosion forårsaget moderat vandmætning med tøsalt | Facadens formur |

Eksponeringsklasser blev bestemt på baggrund af miljøet, som konstruktionen befinder sig i. De indvendige konstruktiondele er i tørre, opvarmede omgivelser, og der er ingen risiko for korrosion. Facadens formur er defineret som XC4 i et cyklisk vådt og tørt miljø, da den er udvendig, XS1, idet der findes luftbårne chlorider fra havneområdet nær bygningen, og afslutningsvis XF2, idet der er risiko for moderat vandmætning grundet regn i kombination med chlorider fra luften.

Afhængigt af miljøpåvirkningen er der fastsat et minimumsdæklag og -styrke for at sikre, at armeringen er beskyttet. Se Tabel 5.3 (Trafik-, Bygge- og Boligstyrelsen, 2021a).

***Tabel 5.3.*** Miljøpåvirkninger med tilhørende parametre der anvendes i projektet.

| Miljøpåvirkning | Minimumsdæklag $c_{min}$ | Minimumsstyrke $f_{ck}$ |
|---|---|---|
| Passiv (P) | 10 mm | Intet krav |
| Aggressiv (A) | 30 mm | 35 MPa |

I Tabel 5.4 er der angivet beton konstruktionsdele, samt materialeegenskaber, der anvendes i det nærværende projekt.

***Tabel 5.4.*** Materialeegenskaber for anvendte beton konstruktionsdelene. (Trafik-, Bygge- og Boligstyrelsen, 2021a)

| Bygningsdel | Trykstyrke | Eksponeringsklasse | Miljøpåvirkning | Dæklæg, min. |
|---|---|---|---|---|
| | [MPa] | [-] | [-] | [mm] |
| Betonelementer: | | | | |
| Facade, forplade | 35 | XC4, XS1, XF2 | A | 30 |
| Facade, bagplade | 35 | X0 | P | 10 |
| Indvendig væg | 35 | X0 | P | 10 |
| Huldæk | 35 | X0 | P | 10 |
| Montage: | | | | |
| Understøbning | 35[1)] | X0 | P | 10 |
| Lodrette vægfuger | 35[1)] | X0 | P | 10 |
| Fugebeton, dæk | 35 | X0 | P | 10 |
| [1)] Min. trykstyrke for fuld udnyttelse af samlinger. (CRH Concrete, 2020) | | | | |

I Tabel 5.5 er materialeparametrene for betonstyrken C35 angivet, der anvendes i det nærværende projekt.

***Tabel 5.5.*** Materialeparametre for beton C35. Aflæst i tabel 5.3.3.1 i Teknisk Ståbi. (Jensen, 2020)

| Materialeparametre | Betegnelse | C35 |
|---|---|---|
| Betonens trykstyrken | $f_{ck}$ | $35\ MPa$ |
| Karakteristisk trækstyrke ved 5% fraktil | $f_{ctk}$ | $1,9\ MPa$ |
| Effektivitetskoefficient | $v_v$ | $0,58$ |
| Armeret betons regningsmæssige trykstyrke | $f_{cd}$ | $21,2\ MPa$ |

Der er et tolerancekrav iht. placeringen af armering under støbning. Ved skærpet kontrolomfang tillægges der 5 $mm$ til minimumsdæklaget. (Trafik-, Bygge- og Boligstyrelsen, 2021a)

## 5.2 Slap armering

Armeringen, der anvendes i betonelementerne, skal have tilstrækkelig sejhed, som defineres ved forholdet mellem trækstyrken og flydespændingen. (Dansk Standard, 2021a)

I Tabel 5.6 er materialeparametrene for armeringsstålet angivet, der anvendes i det nærværende projekt.

***Tabel 5.6.*** Armeringsstålets materialeparametre.

| Type af armering | Karakteristisk flydespænding $f_{yk}$ |
|---|---|
| Y | $550\ MPa$ |

# 6 | Laster

I følgende kapitel bliver lasternes påvirkning på bygværket undersøgt, herunder naturlaster, permanente laster og seismiske laster.

## 6.1 Lastkombinationer

I følgende afsnit bliver der taget udgangspunkt i DS/EN 1990 FU:2021 (Dansk Standard, 2021b). Der er tidligere blevet fastlagt en konsekvensklasse til CC3, hvilket resulterer i en $K_{FI}$-faktor på $1,1$.
I brudgrænsetilstand anvendes Ligning 6.10a og Ligning 6.10b.

$$E_d = G_{k,sup} \cdot 1,2 \cdot K_{FI} \quad " + " \quad G_{k,inf} \cdot 1,0 \cdot P \tag{6.10a}$$

$$\begin{aligned} E_d = G_{k,sup} \cdot 1,0 \cdot K_{FI} \quad " + " \quad P \quad " + " \quad 1,5 \cdot Q_{k,dom} \cdot K_{FI} \\ " + " \quad \sum_{i=1}(1,5 \cdot Q_{k,i} \cdot K_{FI} \cdot \psi_{0,i}) \end{aligned} \tag{6.10b}$$

Med gunstige permanente laster anvendes Ligning 6.10b.

$$\begin{aligned} E_d = G_{k,inf} \cdot 0,9 \quad " + " \quad P \quad " + " \quad 1,5 \cdot Q_{k,dom} \cdot K_{FI} \\ " + " \quad \sum_{i=1}(1,5 \cdot Q_{k,i} \cdot K_{FI} \cdot \psi_{0,i}) \end{aligned} \tag{6.10b}$$

I den seismisk dimensionstilfælde anvendes Ligning 6.12b.

$$\begin{aligned} E_d = G_{k,sup} \cdot 1,0 \cdot K_{FI} \quad " + " \quad G_{k,inf} \cdot 1,0 \quad " + " \quad P \quad " + " \quad A_{Ed} \\ " + " \quad \sum_{i=1}(Q_{k,i} \cdot \psi_{2,i}) \end{aligned} \tag{6.12b}$$

Hvor:

| | |
|---|---|
| $E_d$ | Regningsmæssig værdi af lasten |
| ”+” | Kombineres med |
| $P$ | Forspændingslast |
| $G_{sup}$ | Ugunstig permanentlast |
| $G_{inf}$ | Gunstig permanentlast |
| $Q_{k,dom}$ | Dominerende variablelast |
| $Q_{k,i}$ | Ikke-dominerende variablelast |
| $A_{Ed}$ | Seismisk last |
| $\psi_{0,i}$ | Karakteristisk kombinationskoefficient |
| $\psi_{2,i}$ | Kvasipermanent kombinationskoefficient |

I anvendelsesgrænsetilstand undersøges en karakteristisk, hyppig og kvasipermanent kombination. De nævnte kombinationer er opstillet nedenfor.
Karakteristisk kombination:

$$E_d = \sum G_k \;\; ”+” \;\; P \;\; ”+” \;\; Q_{k,1} \;\; ”+” \;\; \sum_{i=1}(\psi_{0,i} \cdot Q_{K,i}) \tag{6.14b}$$

Hyppig kombination:

$$E_d = \sum G_k \;\; ”+” \;\; P \;\; ”+” \;\; \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} \;\; ”+” \;\; \sum_{i=1}(\psi_{2,i} \cdot Q_{K,i}) \tag{6.15b}$$

Kvasipermanent kombination:

$$E_d = \sum G_k \;\; ”+” \;\; P \;\; ”+” \;\; \sum_{i=1}(\psi_{2,i} \cdot Q_{K,i}) \tag{6.16b}$$

Hvor:

| | |
|---|---|
| $E_d$ | Regningsmæssig værdi af lasten |
| ”+” | Kombineres med |
| $P$ | Forspændingslast |
| $G_k$ | Permanentlast |
| $Q_{k,1}$ | Dominerende variablelast |
| $Q_{k,i}$ | Ikke-dominerende variablelast |
| $\psi_{0,i}$ | Karakteristisk kombinationskoefficient |
| $\psi_{1,i}$ | Hyppig kombinationskoefficient |
| $\psi_{2,i}$ | Kvasipermanent kombinationskoefficient |

De anvendte kombinationskoefficienter er opstillet i Tabel 6.1.

***Tabel 6.1.*** Kombinationskoefficienter. Udklip af tabel A1.1 i DS/EN 1990 DK NA:2021 (Trafik-, Bygge- og Boligstyrelsen, 2021b)

| Lasttype | Karakteristisk $\psi_0$ | Hyppig $\psi_1$ | Kvasipermanent $\psi_2$ |
|---|---|---|---|
| **Nyttelast i bygninger** | | | |
| Kategori A - Bolig | $0,5$ | $0,3$ | $0,2$ |
| **Snelast** | | | |
| Ved kombination med dominerende vindlast | 0 | 0 | 0 |
| Elleres | $0,3$ | $0,2$ | 0 |
| **Vindlast** | | | |
| Ved kombination med dominerende Nyttelast kategori E | $0,6$ | $0,2$ | 0 |
| Ellers | $0,3$ | $0,2$ | 0 |

## 6.2 Lasttilfælde

Lastkombinationerne, der anvendes i det videregående projekt, er opstillet i Tabel 6.2.

***Tabel 6.2.*** Lastkombinationer.

| Navn | Dominerende last | Vindretning | Tyngde generelt Ugunstig | Tyngde generelt Gunstig | Nyttelast | Snelast | Vindlast |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Brudgrænsetilstand | | | | | | | |
| STR 1.1 | Egenlast | Alle | $1,2 \cdot K_{FI}$ | $1,0$ | 0 | 0 | 0 |
| STR 2.1 | Nyttelast | Nord | $1,0 \cdot K_{FI}$ | $0,9$ | $1,5 \cdot K_{FI}$ | $1,5 \cdot \psi_0 \cdot K_{FI}$ | $1,5 \cdot \psi_0 \cdot K_{FI}$ |
| STR 2.2 | | Syd | $1,0 \cdot K_{FI}$ | $0,9$ | $1,5 \cdot K_{FI}$ | $1,5 \cdot \psi_0 \cdot K_{FI}$ | $1,5 \cdot \psi_0 \cdot K_{FI}$ |
| STR 2.3 | | Øst | $1,0 \cdot K_{FI}$ | $0,9$ | $1,5 \cdot K_{FI}$ | $1,5 \cdot \psi_0 \cdot K_{FI}$ | $1,5 \cdot \psi_0 \cdot K_{FI}$ |
| STR 2.4 | | Vest | $1,0 \cdot K_{FI}$ | $0,9$ | $1,5 \cdot K_{FI}$ | $1,5 \cdot \psi_0 \cdot K_{FI}$ | $1,5 \cdot \psi_0 \cdot K_{FI}$ |
| STR 2.5 | Snelast | Nord | $1,0 \cdot K_{FI}$ | $0,9$ | $1,5 \cdot \psi_0 \cdot K_{FI}$ | $1,5 \cdot K_{FI}$ | $1,5 \cdot \psi_0 \cdot K_{FI}$ |
| STR 2.6 | | Syd | $1,0 \cdot K_{FI}$ | $0,9$ | $1,5 \cdot \psi_0 \cdot K_{FI}$ | $1,5 \cdot K_{FI}$ | $1,5 \cdot \psi_0 \cdot K_{FI}$ |
| STR 2.7 | | Øst | $1,0 \cdot K_{FI}$ | $0,9$ | $1,5 \cdot \psi_0 \cdot K_{FI}$ | $1,5 \cdot K_{FI}$ | $1,5 \cdot \psi_0 \cdot K_{FI}$ |
| STR 2.8 | | Vest | $1,0 \cdot K_{FI}$ | $0,9$ | $1,5 \cdot \psi_0 \cdot K_{FI}$ | $1,5 \cdot K_{FI}$ | $1,5 \cdot \psi_0 \cdot K_{FI}$ |
| STR 2.9 | Vindlast | Nord | $1,0 \cdot K_{FI}$ | $0,9$ | $1,5 \cdot \psi_0 \cdot K_{FI}$ | $1,5 \cdot \psi_0 \cdot K_{FI}$ | $1,5 \cdot K_{FI}$ |
| STR 2.10 | | Syd | $1,0 \cdot K_{FI}$ | $0,9$ | $1,5 \cdot \psi_0 \cdot K_{FI}$ | $1,5 \cdot \psi_0 \cdot K_{FI}$ | $1,5 \cdot K_{FI}$ |
| STR 2.11 | | Øst | $1,0 \cdot K_{FI}$ | $0,9$ | $1,5 \cdot \psi_0 \cdot K_{FI}$ | $1,5 \cdot \psi_0 \cdot K_{FI}$ | $1,5 \cdot K_{FI}$ |
| STR 2.12 | | Vest | $1,0 \cdot K_{FI}$ | $0,9$ | $1,5 \cdot \psi_0 \cdot K_{FI}$ | $1,5 \cdot \psi_0 \cdot K_{FI}$ | $1,5 \cdot K_{FI}$ |
| Seismisk tilfælde | | | | | | | |
| SEI 1.1 | Nyttelast | Alle | $1,0$ | $1,0$ | $\psi_2$ | 0 | 0 |
| Anvendelsesgrænsetilstand | | | | | | | |
| SLS 1.1 | Nyttelast | Alle | $1,0$ | $1,0$ | $1,0$ | $\psi_0$ | $\psi_0$ |
| SLS 1.2 | Snelast | Alle | $1,0$ | $1,0$ | $\psi_0$ | $1,0$ | $\psi_0$ |
| SLS 1.3 | Vindlast | Alle | $1,0$ | $1,0$ | $\psi_0$ | $\psi_0$ | $1,0$ |
| SLS 1.4 | Nyttelast | Alle | $1,0$ | $1,0$ | $\psi_1$ | $\psi_2$ | $\psi_2$ |
| SLS 1.5 | Snelast | Alle | $1,0$ | $1,0$ | $\psi_2$ | $\psi_1$ | $\psi_2$ |
| SLS 1.6 | Vindlast | Alle | $1,0$ | $1,0$ | $\psi_2$ | $\psi_2$ | $\psi_1$ |
| SLS 1.7 | Nyttelast | Alle | $1,0$ | $1,0$ | $\psi_2$ | $\psi_2$ | $\psi_2$ |

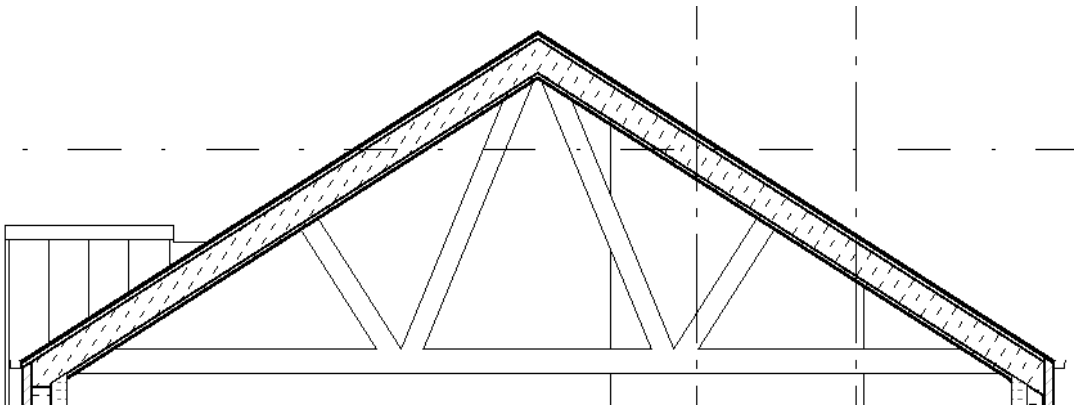
## 6.3 Permanente laster

Permanente laster fremgår som egenvægten af de aktuelle materialer og konstruktionsdele. De anvendte specifikke tyngder fremgår af Teknisk Ståbi, kapitel 11.2 Materialedata, såfremt ikke andet er angivet. (Jensen, 2020)

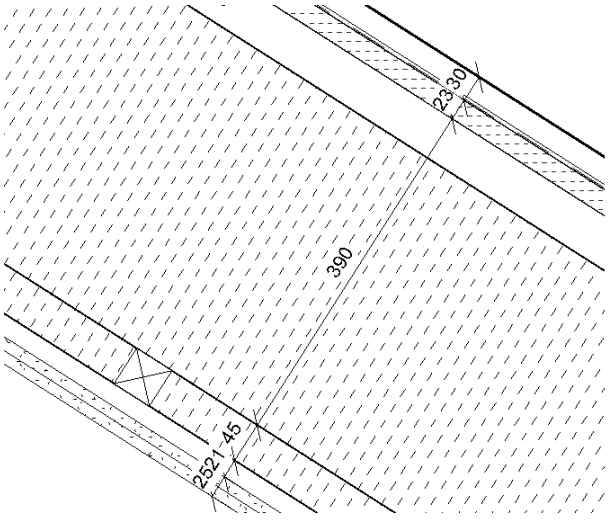
Der anvendes følgende densitet for armeret beton:

- Beton, armeret - 25, 0 $kN/m^2$

Af de følgende figurer og tabeller fremgår opbygningen af tagkonstruktionen, etagedækket samt yder- og indvendige vægge med angivelse af materialer og materialets lastspecifikationer.



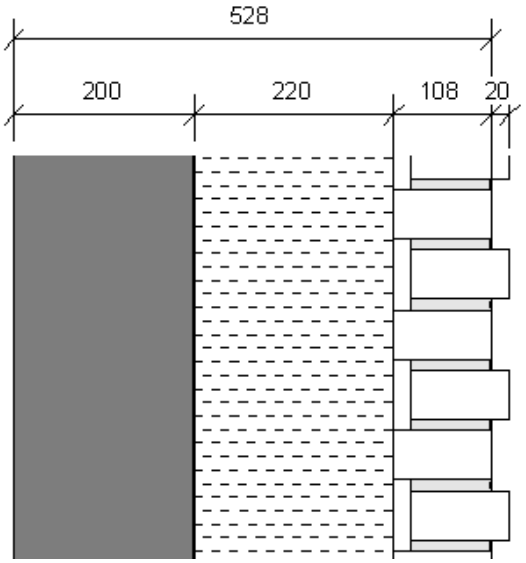
***Figur 6.1.*** Gitterspærrets opbygning.




***Figur 6.2.*** Snit af tagkonstruktionen.

***Tabel 6.3.*** Lastspecifikation for egenvægt af tagkonstruktionen.

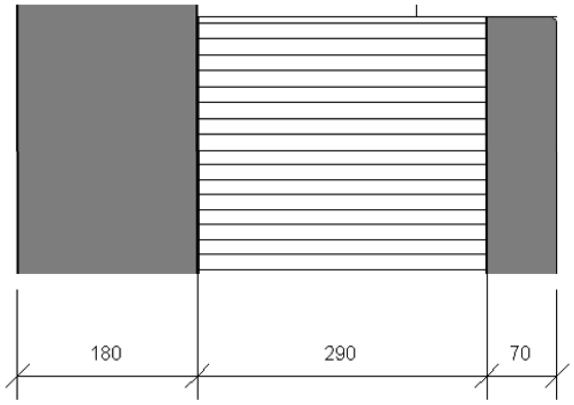
| Permanent last | Bundet | Fri | Enhed |
|---|---|---|---|
| Stålbeklædning, 30mm | | 0,07 | $kN/m^2$ |
| Tagkrydsfiner, 22 mm | 0,13 | | $kN/m^2$ |
| Spær, 390 mm | 0,10 | | $kN/m^2$ |
| Mineraluld, 50 mm | | 0,05 | $kN/m^2$ |
| Forskalling, 22 mm | | 0,05 | $kN/m^2$ |
| Gipsplader, 25 mm | | 0,20 | $kN/m^2$ |
| I alt (taghældning 35°) | 0,73 | | $kN/m^2$ |




***Figur 6.3.*** Snit af ydervæg - tegl/beton.

***Tabel 6.4.*** Lastspecifikation for egenvægt af ydervæg - tegl/beton.

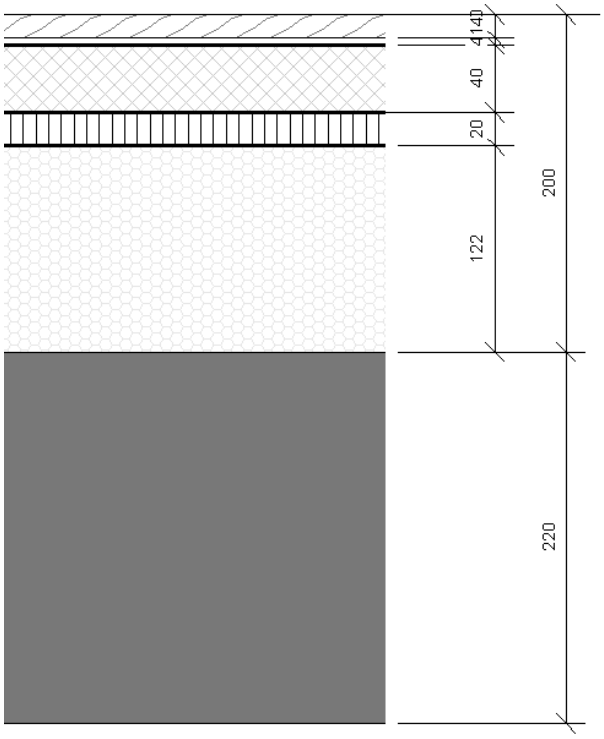
| Permanent last | Bundet | Fri | Enhed |
|---|---|---|---|
| Tegl, 108 mm | | 1,84 | $kN/m^2$ |
| Mineraluld, 220 mm | | 0,06 | $kN/m^2$ |
| Betonbagmur, 200 mm | 4,80 | | $kN/m^2$ |
| I alt | 6,22 | | $kN/m^2$ |




***Figur 6.4.*** Snit af ydervæg - beton/beton.

***Tabel 6.5.*** Lastspecifikation for egenvægt af ydervæg - beton/beton.

| Permanent last | Bundet | Fri | Enhed |
|---|---|---|---|
| Beton, formur, 70 mm | | 1,68 | $kN/m^2$ |
| Mineraluld, 220 mm | | 0,06 | $kN/m^2$ |
| Betonbagmur, 180 mm | 4,32 | | $kN/m^2$ |
| I alt | 6,06 | | $kN/m^2$ |




***Figur 6.5.*** Snit af etagedæk.

***Tabel 6.6.*** Lastspecifikation for egenvægt af etagedæk.

| Permanent last | Bundet | Fri | Enhed |
|---|---|---|---|
| Lamelplankegulv, egetræ, 14 mm [1]) | | 0,10 | $kN/m^2$ |
| Slidlag, beton, 40 mm | | 0,09 | $kN/m^2$ |
| Thermotec, 122 mm [2]) | | 0,25 | $kN/m^2$ |
| Knopplader, 20 mm [3]) | | 0,05 | $kN/m^2$ |
| Huldæk, beton, 220 mm | 3,28 | | $kN/m^2$ |
| I alt | 3,77 | | $kN/m^2$ |
| [1]) (Jensen, 2020)<br>[2]) (Smart Gulv, 2018b)<br>[3]) (Smart Gulv, 2018a) | | | |

***Tabel 6.7.*** Lastspecifikation for egenvægt af indvendige væg.

| Permanent last | Bundet | Fri | Enhed |
|---|---|---|---|
| Betonvæg, 200 mm | 4,80 | | $kN/m^2$ |
| I alt | 4,80 | | $kN/m^2$ |

## 6.4 Nyttelast

Nyttelaster defineres på baggrund af den enkelte bygnings rumanvendelse. Nyttelaster betragtes som variable frie laster og kan aflæses i Tabel 6.8.

***Tabel 6.8.*** Nyttelaster. Udklip af tabel 6.2 i DS/EN 1991-1-1 DK NA:2013 (Energi styrelsen, 2013).

| Kategorier | $q_k$ $[kN/m^2]$ | $Q_k$ $[kN]$ |
|---|---|---|
| Kategori A - Bolig | | |
| - A1 bolig og lokale adgangsveje | $1,5$ | $2,0$ |
| - A4 trapper | $3,0$ | $2,0$ |
| - A5 Balkoner | $2,5$ | $2,0$ |

Ved flere etager med samme anvendelse indføres etagereduktionsfaktoren $\alpha_n$, hvilket betyder, at det ikke er alle etager, der er fuld belastet på samme tid. Etagereduktionsfaktoren beregnes i Ligning 6.1.

$$\alpha_n = \frac{1 + (n-1) \cdot \psi_0}{n} \tag{6.1}$$

Hvor:

| | |
|---|---|
| $\alpha_n$ | Etagereduktionsfaktoren $[-]$ |
| $n$ | Antal etager ($n > 1$) over den belastede element fra samme kategori $[-]$ |
| $\psi_0$ | Lastreduktionsfaktor iht. DS/EN 1990 $[-]$ |

Af Tabel 6.9 fremgår de beregnede etagereduktionsfaktorerne.

***Tabel 6.9.*** Oversigt over etagereduktionsfaktoren for hver etage.

| Niveau | Etagereduktionsfaktor, $\alpha_n$ |
|---|---|
| 5 | 1 |
| 4 | 0,75 |
| 3 | 0,67 |
| 2 | 0,63 |

## 6.5 Naturlaster

I følgende afsnit undersøges påvirkningen af naturlasterne på bygning nr. 4. Her bliver sne- og vindlaster undersøgt.

### 6.5.1 Snelast

I følgende afsnit tages der udgangspunkt i DS/EN 1991-1-3 (Dansk Standard, 2007a).

Snelasten beregnes som en variabel bunden last og bestemmes ud fra konstruktionens geometri og placering. Den karakteristiske snelast tager udgangspunkt i Ligning 6.2.

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \tag{6.2}$$

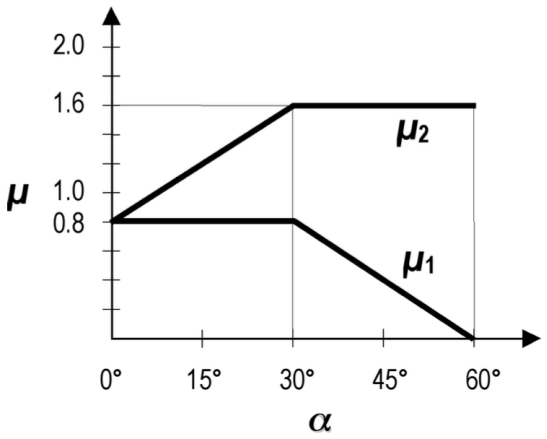
Hvor:

| | |
|---|---|
| $s$ | Karakteristisk snelast $[kN/m^2]$ |
| $\mu_i$ | Formfaktor $[-]$ |
| $C_e$ | Beliggenhedsfaktor $[-]$ |
| $C_t$ | Den termiske faktor $[-]$ |
| $s_k$ | Den karakteristiske terrænværdi $[kN/m^2]$ |

Formfaktoren $\mu_i$ tager udgangspunkt i tagets udformning og udgør summen af to formfaktorer, $\mu_1$ og $\mu_2$.

$$\mu_i = \mu_1 + \mu_2 \tag{6.3}$$

Taget på bygning nr. 4 er formet som et pulttag med en hældning på 35°. Formfaktorerne tager udgangspunkt i Figur 6.6.




***Figur 6.6.*** Formfaktorer for snelasten. (Dansk Standard, 2007a)

***Tabel 6.10.*** Formfaktorer for snelasten. (Dansk Standard, 2007a)

| Taghældning $\alpha$ | $30° < \alpha < 60°$ |
|---|---|
| $\mu_1$ | $0,8(60-\alpha)/30$ |
| $\mu_2$ | $1,6$ |

Formfaktoren $\mu_1$ tager udgangspunkt i formlen fra Tabel 6.10. Her er $\alpha$ taghældningen, som i dette tilfælde er 35°.

$$\mu_1 = \frac{0,8 \cdot (60-\alpha)}{30} = 0,67$$

Formfaktoren $\mu_2$ er aflæst i Tabel 6.10 til $1,6$. Det antages, at der ikke er snefangere på taget, og derfor bliver den samlede formfaktor $\mu_i$ som følgende:

$$\mu_i = \mu_1 + \mu_2 = 2.27$$

Eksponeringsfaktoren for snelasten tager udgangspunkt i omgivelsernes topografi samt konstruktionens størrelse. Eksponeringsfaktoren bestemmes ved Ligning 6.4.

$$C_e = C_{top} \cdot C_s \tag{6.4}$$

Hvor:

| | |
|---|---|
| $C_e$ | Eksponeringsfaktor $[-]$ |
| $C_{top}$ | Topografifaktor $[-]$ |
| $C_s$ | Størrelsesfaktor $[-]$ |

Topografifaktoren tager udgangspunkt i Tabel 6.11 og sættes til $1,0$, da området bliver bebygget i samme højde som Stigsborghus.

***Tabel 6.11.*** Omgivelsernes topografi. (Trafik-, Bygge- og Boligstyrelsen, 2015)

| Topografi | $C_{top}$ |
|---|---|
| Vindblæst | $0,8$ |
| Normal | $1,0$ |
| Afskærmet | $1,25$ |

Størrelsesfaktoren $C_s$ afhænger af forholdet mellem højden og længden af bygningen. Her antages det konservativt, at bygning nr. 4 er rektangulær med højden $h = 21,71\ m$ og længden $l = 35,81\ m$.

For vindblæst og normal topografi bestemmes størrelsesfaktoren ud fra Ligning 6.5, når $2h > l$.

$$C_s = 1,0 \tag{6.5}$$

Da forholdet $2h > l$ overholdes, sættes $C_s = 1,0$.

Eksponeringsfaktoren bliver derfor bestemt til:

$$C_s = 1,0 \cdot 1,0 = 1,0$$

Den termiske faktor $C_t$ sættes til $1,0$, da der ikke sker smeltning fra tagfladen. Den

karakteristiske terrænværdi sættes til $1,0\ kN/m^2$. (Trafik-, Bygge- og Boligstyrelsen, 2015)

For at få en opsummering af de ovenstående værdier ses Tabel 6.12.

***Tabel 6.12.*** Opsummering af ovenstående værdier.

| Betegnelse | Værdi | Enhed |
|---|---|---|
| $\mu_i$ | 2,27 | – |
| $C_e$ | 1,0 | – |
| $C_t$ | 1,0 | – |
| $s_k$ | 1,0 | $kN/m^2$ |

Med ovenstående værdier bliver den karakteristiske snelast bestemt til følgende:

$$s = 2,27\ kN/m^2$$

## 6.5.2 Vindlast

I følgende afsnit tages der udgangspunkt i DS/EN 1991-1-4 (Dansk Standard, 2007b). Vindlasten beregnes som en variabel bunden last, og bestemmer vindens påvirkning på bygningen i forskellige retninger.

### 6.5.2.1 Basisvindhastigheden

Basisvindhastigheden beregnes ud fra Ligning 6.6. Basisvindhastigheden beskriver den gennemsnitlige vindhastighed over en 10-minutters periode samt i 10 meters højde over terræn.

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} \tag{6.6}$$

Hvor:

| | |
|---|---|
| $v_b$ | Basisvindhastigheden i 10 $m$ højde over terræn af kategori II $[m/s]$ |
| $c_{dir}$ | Retningsfaktor [-] |
| $c_{season}$ | Årstidsfaktor [-] |

Retningsfaktoren varierer i forhold til vindens retning og tager udgangspunkt i tabel 1a "Retningsfaktorens kvadrat $c_{dir}^2$"i DS/EN 1991-1-4 DK NA:2015. Her fastlægges en retningsfaktor $c_{dir} = 1,0$ med vind fra vest. For nord, syd og øst aflæses retningsfaktoren til $\sqrt{0,8}$.

Årstidsfaktoren varierer i forhold til månederne i løbet af et år. Da konstruktionen er permanent, sættes årstidsfaktoren til $1,0$.

Grundværdien for basisvindhastigheden sættes iht. DS/EN 1991-1-4 DK NA:2015 til 24 $m/s$, da bygningen ligger uden for randzonerne. (Energi styrelsen, 2015)

Med ovenstående værdier bliver basisvindhastigheden derfor som følgende for de forskellige vindretninger:

Med vind fra vest:

$$v_b = 24\ m/s$$

Med vind fra nord, syd og øst:

$$v_b = 21,47\ m/s$$

#### 6.5.2.2 Middelvind

Vindhastigheden varierer over bygningens højden over terræn, (z), og afhænger af terrænets ruhed, orografi samt basisvindhastigheden, som tidligere er beregnet i sektion 6.5.2.1. Middelvindhastigheden ved en specifik højde tager udgangspunkt i Ligning 6.7.

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b \tag{6.7}$$

Hvor:

| | |
|---|---|
| $v_m(z)$ | Middelvindhastighed $[m/s]$ |
| $c_r(z)$ | Ruhedsfaktor [-] |
| $c_0(z)$ | Orografifaktor [-] |
| $v_b$ | Basisvindhastighed $[m/s]$ |

Orografifaktoren $c_0(z)$ sættes til $1,0$ iht. DS/EN 1991-1-4 (Dansk Standard, 2007b).

Ruhedsfaktoren tager udgangspunkt i ligning 6.8.

Hvor $z_{min} \leq z \leq z_{max}$:

$$c_r(z) = k_r \cdot ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \tag{6.8}$$

Hvor:

| | |
|---|---|
| $c_r(z)$ | Ruhedsfaktoren [-] |
| $z_0$ | Ruhedslængden [m] |
| $k_r$ | Terrænfaktor, som er afhængig af ruhedslængden $z_0$ [-] |
| $z_{min}$ | Minimumhøjden [m] |
| $z_{max}$ | Er fastsat til $200m$ iht. DS/EN 1991-1-4 |

Terrænfaktoren bestemmes ud fra Ligning 6.9.

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} \tag{6.9}$$

Hvor:

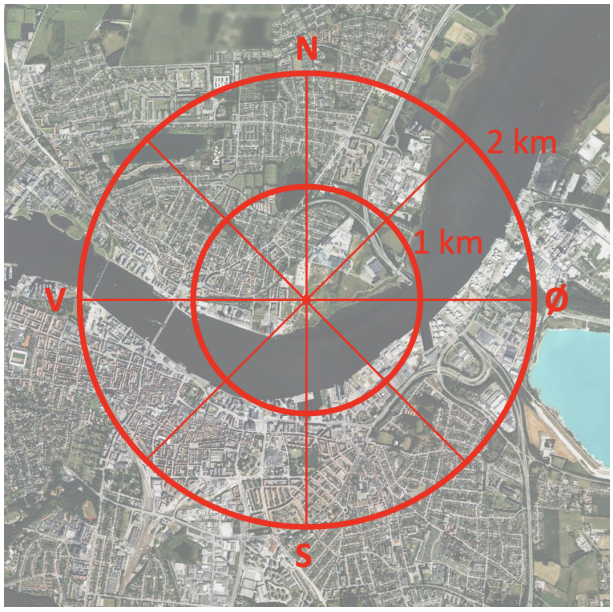
| | |
|---|---|
| $k_r$ | Terrænfaktor [-] |
| $z_0$ | Ruhedslængden [m] |
| $z_{0,II}$ | Ruhedslængden i terrænkatagori II [m] |

Terrænkategorier samt terrænparametre aflæses i tabel 4.1 på Figur 6.7.

| Terrænkategori | | $z_0$ m | $z_{min}$ m |
|---|---|---|---|
| 0 | Hav- eller kystområde eksponeret til åbent hav | 0,003 | 1 |
| I | Søer eller fladt og vandret område uden væsentlig vegetation og uden forhindringer | 0,01 | 1 |
| II | Område med lav vegetation som fx græs og enkelte forhindringer (træer, bygninger) med indbyrdes afstande på mindst 20 gange forhindringens højde | 0,05 | 2 |
| III | Område med regelmæssig vegetation eller bebyggelse eller med enkeltvise forhindringer med afstande på højst 20 gange forhindringens højde (som fx landsbyer, forstadsområder, permanent skov) | 0,3 | 5 |
| IV | Område, hvor mindst 15 % af overfladen er dækket med bygninger, hvis gennemsnitshøjde er over 15 m. | 1,0 | 10 |
| NOTE – Terrænkategorierne er illustreret i A.1. | | | |

***Figur 6.7.*** Terrænkategorier og terrænparametre. Udklip af tabel 4.1 i DS/EN 1991-1-4 (Dansk Standard, 2007b).

Iht. DS/EN 1991-1-4 DK NA:2015 (Energi styrelsen, 2015) skal der anvendes den mest glatte terrænkategori for konstruktioner nær et ruhedsskifte. Som det ses på Figur 6.8 ligger Stigsborghus mindre end 2 $km$ fra limfjorden, som er i terrænkategori I. Derudover ligger Stigsborghus mindre end 1 $km$ fra områder med terrænkategori III.




***Figur 6.8.*** Placering af Stigsborghus i forhold til terrænkategorier.

Den mest glatte terrænkategori benyttes for hver vindretning, og fastlægges i Tabel 6.13.

***Tabel 6.13.*** Terrænkategorier for hver vindretning.

| Vindretning | Terrænkategori |
|---|---|
| Nord | III |
| Syd | I |
| Øst | I |
| Vest | I |

Med en konstruktionshøjde på $h = 21,71\ m$ bestemmes ruhed- og terrænfaktoren for hver vindretning. De ovenstående værdier er opsummeret i Tabel 6.14.

***Tabel 6.14.*** Opsummering af ruhed- og terrænfaktoren for hver vindretning.

| Vindretning | Ruhedsfaktor $c_r(z)$ | Terrænfaktor $k_r$ |
|---|---|---|
| Nord | $0,92$ | $0,22$ |
| Syd | $1,30$ | $0,17$ |
| Øst | $1,30$ | $0,17$ |
| Vest | $1,30$ | $0,17$ |

Med de kendte ruhed- og terrænfaktorer bestemmes middelvindhastigheden for hver vindretning. Resultaterne er opsummeret i Tabel 6.15.

***Tabel 6.15.*** Resultater af middelvindhastigheden for hver vindretning.

| Vindretning | Middelvindhastighed |
|---|---|
| Nord | $22,13$ m/s |
| Syd | $31,30$ m/s |
| Øst | $31,30$ m/s |
| Vest | $28,00$ m/s |

Da der ikke opføres bygninger i området, som er store eller væsentligt højere end det nye byområde i Nørresundby, bliver der ikke yderligere undesøgt vindens betydning heraf.

#### 6.5.2.3 Vindens turbulens

Turbulensintensiteten $I_v(z)$ varierer over højden af konstruktionen og afhænger af spredningen af turbulensen $\sigma_v$ samt middelvindhastigheden $v_m(z)$. Turbulensintensiteten tager udgangspunkt i Ligning 6.10.

Hvor $z_{min} \leq z \leq z_{max}$:

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} \tag{6.10}$$

Hvor:

| | |
|---|---|
| $I_v(z)$ | Turbulensintensiteten [-] |
| $\sigma_v$ | Spredningen $[m/s]$ |
| $v_m(z)$ | Middelvindhastighed $[m/s]$ |

Spredningen af turbulensen $\sigma_v$ tager udgangspunkt i Ligning 6.11.

$$\sigma_v = k_r \cdot v_b \cdot k_I \tag{6.11}$$

Hvor:

| | |
|---|---|
| $\sigma_v$ | Spredningen $[m/s]$ |
| $k_r$ | Terrænfaktor [-] |
| $v_b$ | Basisvindhastighed $[m/s]$ |
| $k_I$ | Turbulensfaktor [-] |

Terrænfaktoren er tidligere bestemt i Ligning 6.9, basisvindhastigheden er tidligere bestemt i Ligning 6.6 og turbulensfaktoren sættes til $1,0$ iht. DS/EN 1991-1-4 DK NA:2015 (Energi styrelsen, 2015).

Med ovenstående værdier bestemmes spredningen og turbulensintensiteten for hver vindretning. Reference punktet sættes til konstruktionenshøjden $z = h = 21,71\ m$. Resultaterne er opsummeret i Tabel 6.16.

***Tabel 6.16.*** Resultater af spredningen og turbulensintensiteten for hver vindretning.

| Vindretning | Spredningen | Turbulensintensiteten |
|---|---|---|
| Nord | $5,17$ m/s | $0,23$ |
| Syd | $4,07$ m/s | $0,13$ |
| Øst | $4,07$ m/s | $0,13$ |
| Vest | $3,64$ m/s | $0,13$ |

#### 6.5.2.4 Peakhastighedstryk

Peakhastighedstrykket, $q_p$, varierer over konstruktionshøjden og afhænger af turbulensintensiteten, $I_v(z)$, samt middelvindhastigheden, $v_m(z)$. Peakhastighedstrykket tager udgangspunkt i Ligning 6.12.

$$q_p(z) = (1 + 7 \cdot I_v(z)) \cdot 1/2 \cdot \rho \cdot v_m^2(z) \tag{6.12}$$

Hvor:

| | |
|---|---|
| $q_p$ | Peakhastighedstrykket $[kN/m^2]$ |
| $I_v(z)$ | Turbulensintensiteten [-] |
| $\rho$ | Luftens densitet $[kg/m^3]$ |
| $v_m(z)$ | Middelvindhastighed [m/s] |

Turbulensintensiteten er tidligere bestemt i Ligning 6.10, middelvindhastigheden er tidligere bestemt i Ligning 6.7 og luftens densitet sættes til $1,25\ kg/m^3$ iht. DS/EN 1991-1-4 DK NA:2015 (Energi styrelsen, 2015).

Med de ovenstående værdier bestemmes peakhastighedstrykket for hver vindretning. Reference punktet sættes til konstruktionenshøjden $z = h = 21,71\ m$. Resultaterne er opsummeret i Tabel 6.17.

***Tabel 6.17.*** Resultater af peakhastighedstrykket for hver vindretning.

| Vindretning | Peakhastighedstrykket |
|---|---|
| Nord | $0,81\ kN/m^2$ |
| Syd | $1,17\ kN/m^2$ |
| Øst | $1,17\ kN/m^2$ |
| Vest | $0,94\ kN/m^2$ |

#### 6.5.2.5 Vindtrykket på udvendige overflader

I følgende afsnit bestemmes vindtrykket på de udvendige overflader, såsom facader og tagoverflader. Vindtrykket tager udgangspunkt i Ligning 6.13.

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} \tag{6.13}$$

Hvor:

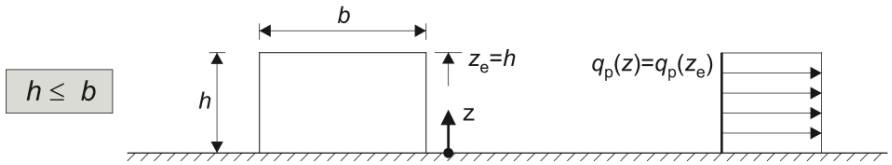
| | |
|---|---|
| $w_e$ | Vindtrykket $[kN/m^2]$ |
| $q_p(z_e)$ | Peakhastighedstrykket $[kN/m^2]$ |
| $z_e$ | Referencehøjden for trykket [m] |
| $c_{pe}$ | Formfaktor [m/s] |

Peakhastighedstrykket er tidligere bestemt i sektion 6.5.2.4.

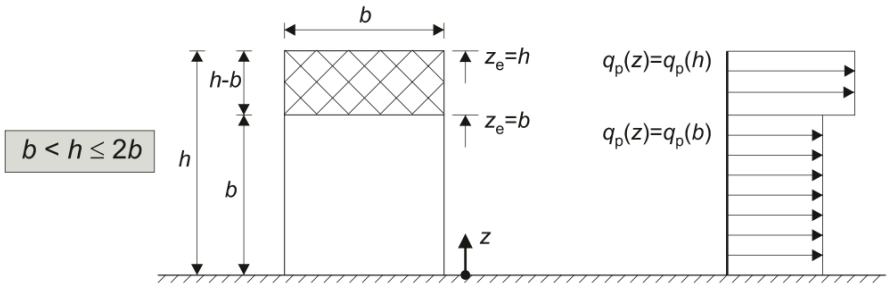
**Vindtryk på ydervægge**

Vindtrykket bestemmes for bygning nr. 4's facader og tager udgangspunkt i Ligning 6.13.

Referencehøjden i peakhastighedstrykket bestemmes ud fra principskitserne på Figur 6.9 og Figur 6.10.




***Figur 6.9.*** Principskitse af referencehøjden og vindens påvirkning.




***Figur 6.10.*** Principskitse af referencehøjden og vindens påvirkning varierende over højden.

Peakhastighedstrykket bestemmes iht. Ligning 6.12 med referencehøjden, $z_e$. Gavlene af bygningen tager udgangspunkt i principskitsen på Figur 6.10, da $b < h < 2b$.

$$12,21m < 21,71m < 24,43m$$

Det giver to referencehøjder samt to peakhastighedstryk på gavlen, der varierer over højden af bygningen. Resultaterne for peakhastighedstrykket for vindretningerne nord og syd, som påvirker gavlene af bygningen, fremgår af Tabel 6.18.

***Tabel 6.18.*** Peakhastighedstrykket på gavlene.

| Vindretning | Peakhastighedstryk | |
|---|---|---|
| | $q_p(h)$<br>$q_p(21,71\ m)$ | $q_p(b)$<br>$q_p(12,21\ m)$ |
| Nord | $0,65\ kN/m^2$ | $0,53\ kN/m^2$ |
| Syd | $0,94\ kN/m^2$ | $0,83\ kN/m^2$ |

Facaderne af bygningen tager udgangspunkt i principskitsen på Figur 6.9, da $h \leq b$.

$$17,12m \leq 35,81m$$

Resultaterne for peakhastighedstrykket for vindretningerne øst og vest, som påvirker facaderne af bygningen, fremgår af Tabel 6.18.

***Tabel 6.19.*** Peakhastighedstrykket på facaderne.

| Vindretning | Peakhastighedstryk $q_p(h)$<br>$q_p(17,21\ m)$ |
|---|---|
| Øst | $0,89\ kN/m^2$ |
| Vest | $1,12\ kN/m^2$ |

Formfaktorerne for udvendigt vindtryk afhænger af størrelsen på det vindbelastede areal. Da der undersøges globale formfaktorer, benyttes $c_{pr,10}$-værdierne fra tabel 7.1, angivet i DS/EN 1991-1-4, som ses på Figur 6.11.

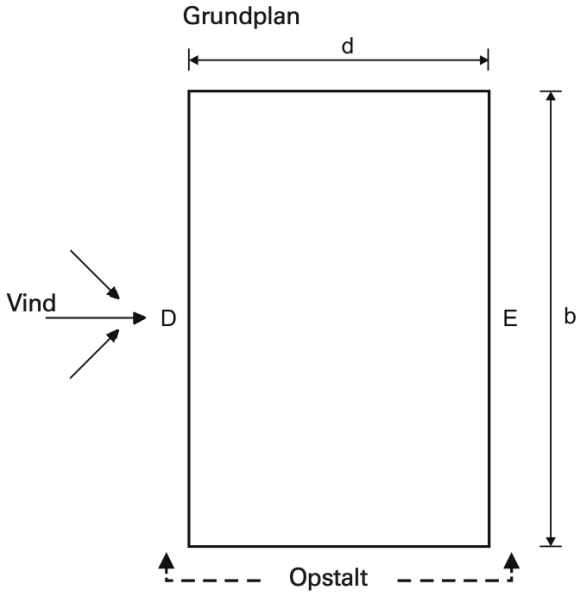
| Zone | A | | B | | C | | D | | E | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| *h/d* | $c_{pe,10}$ | $c_{pe,1}$ | $c_{pe,10}$ | $c_{pe,1}$ | $c_{pe,10}$ | $c_{pe,1}$ | $c_{pe,10}$ | $c_{pe,1}$ | $c_{pe,10}$ | $c_{pe,1}$ |
| 5 | -1,2 | -1,4 | -0,8 | -1,1 | -0,5 | | +0,8 | +1,0 | -0,7 | |
| 1 | -1,2 | -1,4 | -0,8 | -1,1 | -0,5 | | +0,8 | +1,0 | -0,5 | |
| ≤ 0,25 | -1,2 | -1,4 | -0,8 | -1,1 | -0,5 | | +0,7 | +1,0 | -0,3 | |

***Figur 6.11.*** Formfaktorer for udvendige vindtryk. Udklip af tabel 7.1 i DS/EN 1991-1-4 (Dansk Standard, 2007b)

Zonerne A, B, C, D og E beskriver vindtrykket på de udvendige vægge i forhold til vindens retning. Zonernes størrelse afhænger af parameteren $e$ og bygningens geometri, afhængig af vindens retning.

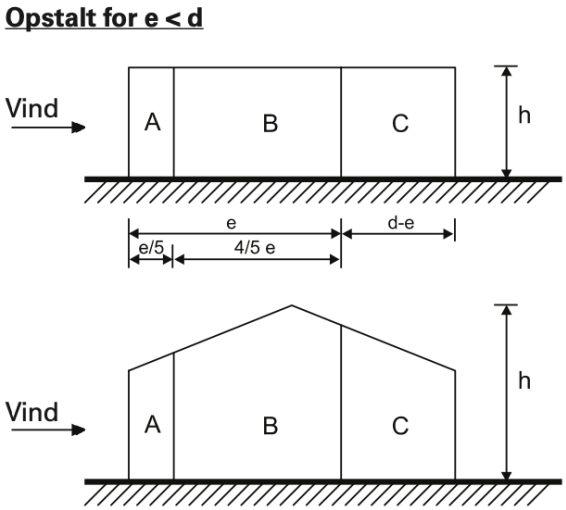
| | |
|---|---|
| $e$ | Den mindste værdi af b eller 2h $[m]$ |
| $h$ | Bygningens højde $[m]$ |
| $d$ | Bygningens dimension på langs af vinden $[m]$ |
| $b$ | Bygningens dimension på tværs af vinden $[m]$ |

Parametrene er illustreret på Figur 6.12.

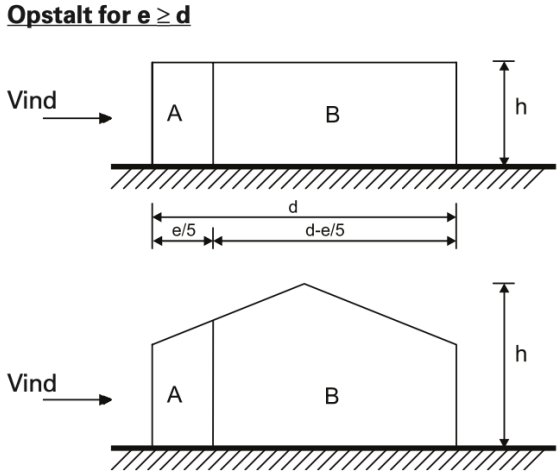



***Figur 6.12.*** Grundplanen over zonerne i forhold til vindretningen. Udklip af figur 7.5 i DS/EN 1991-1-4 (Dansk Standard, 2007b)

Zonerne opdeles yderligere i opstalter, hvor vinden virker parallel med opstalten. Zonernes størrelse afhænger af parameteren $e$'s størrelse i forhold til $d$ og er illustreret på Figur 6.13 og Figur 6.14.




***Figur 6.13.*** Opstalten med zonerne når $e < d$. Udklip af figur 7.5 i DS/EN 1991-1-4 (Dansk Standard, 2007b)



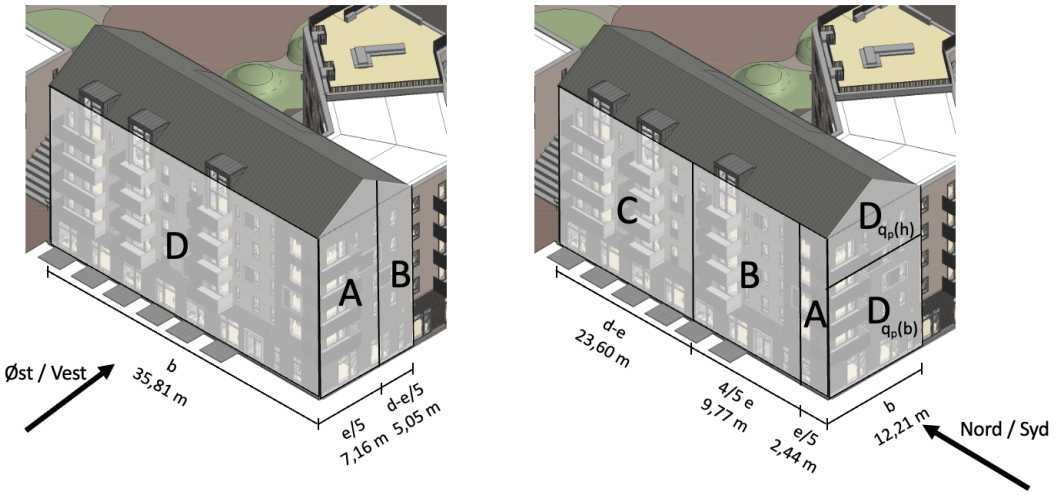

***Figur 6.14.*** Opstalten med zonerne når $e > d$. Udklip af figur 7.5 i DS/EN 1991-1-4 (Dansk Standard, 2007b)

Parameteren $e$ afhænger af væggens geometri. I Ligning 6.14 bestemmes parameteren $e$ for bygningens gavle, og i Ligning 6.15 bestemmes parameteren $e$ for bygningens facader.

$$e = min \begin{cases} b & = 12,21m \\ 2h & = 43,42m \end{cases} \tag{6.14}$$

$$e = min \begin{cases} b & = 35,81m \\ 2h & = 34,42m \end{cases} \tag{6.15}$$

Parameteren $e$ vælges iht. bygningens gavle $e = 12,21m$ og iht. bygningens facader $e = 35,81m$. På Figur 6.15 ses et overblik over zonefordelingen af bygningen med forskellige vindretninger.




***Figur 6.15.*** Zonefordelingen af vindlasten på bygningen

Iht. Figur 6.11 vælges der et $h/d$-forhold for gavlene og facaderne. Da $h/d$-forholdet ikke findes i tabellen, foretages der interpolation mellem formfaktorerne. De givne formfaktorer for hver vindretning fremgår af Tabel 6.20.

***Tabel 6.20.*** De givende formfaktorer i zonerne for hver vindretning. Positive formfaktorer giver tryk i zonen, mens negative formfaktorer giver sug i zonen.

| Vindretning | h/d | Zone | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | A | B | C | D | E |
| Nord | $0,61$ | $-1,2$ | $-0,8$ | $-0,50$ | $0,71$ | $-0,38$ |
| Syd | $0,61$ | $-1,2$ | $-0,8$ | $-0,50$ | $0,71$ | $-0,38$ |
| Øst | $1,78$ | $-1,2$ | $-0,8$ | $-0,50$ | $0,76$ | $-0,47$ |
| Vest | $1,78$ | $-1,2$ | $-0,8$ | $-0,50$ | $0,76$ | $-0,47$ |

Med de bestemte peakhastighedstryk for gavlene i Tabel 6.18 og de bestemte formfaktorer, bestemmes vindtrykket med vind fra nord og syd, som fremgår af Tabel 6.21. Referencehøjden for peaktasighedstrykket sættes til bygningshøjden i zone A, B, C og E iht. DS/EN 1991-1-4 DK NA: 2015. I trykzonen D varierer peakhastighedstrykket, som tidligere vist på Figur 6.10.

***Tabel 6.21.*** Vindtryk i de forskellige zoner med vind på gavlene.

| Vindretning | Peakhastighedstryk | Vindtryk $[kN/m^2]$ | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | A | B | C | D | E |
| Nord | $q_p(h)$<br>$q_p(b)$ | $-0,77$ | $-0,52$ | $-0,32$ | $0,46$<br>$0,38$ | $-0,24$ |
| Syd | $q_p(h)$<br>$q_p(b)$ | $-1,12$ | $-0,75$ | $-0,47$ | $0,67$<br>$0,59$ | $-0,35$ |

Med de bestemte peakhastighedstryk på gavlene og de bestemte formfaktorer, bestemmes vindtrykket med vind fra nord og syd, som fremgår af Tabel 6.22. Da peakhastighedstrykket ikke varierer, sættes referencehøjden til bygningshøjden $z = 17,21\ m$ i alle zoner.

***Tabel 6.22.*** Vindtryk i de forskellige zoner med vind på facaderne.

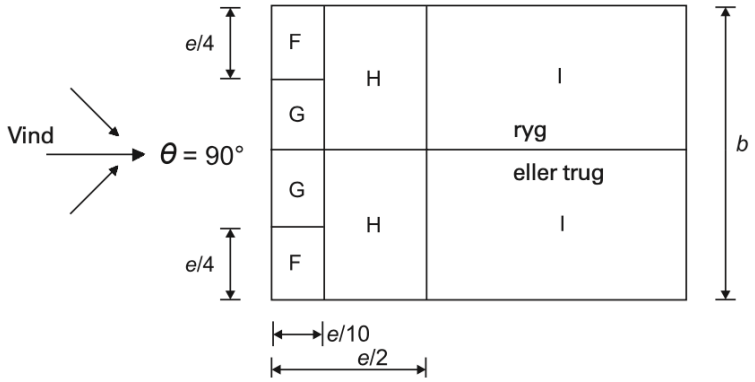
| Vindretning | Peakhastighedstryk | Vindtryk $[kN/m^2]$ | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | A | B | C | D | E |
| Øst | $q_p(h)$ | $-1,07$ | $-0,71$ | $-0,45$ | $0,68$ | $-0,42$ |
| Vest | $q_p(h)$ | $-1,34$ | $-0,89$ | $-0,56$ | $0,84$ | $-0,53$ |

**Vindtryk på taget**

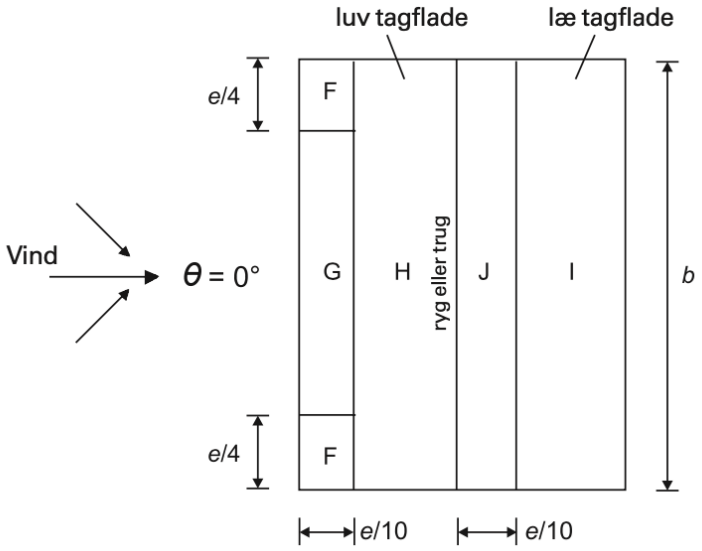
Vindtrykket på tagfladen bestemmes i senarier med forskellige vindretninger og tager udgangspunkt i Ligning 6.13.

Referencehøjden sættes til bygningshøjden iht. DS/EN 1991-1-4 DK NA:2015.

Tagfladerne inddeles i zonerne F, G, H, I og J, som er illustreret på Figur 6.16 og Figur 6.17. Zonerne varierer afhængigt af vindensretningen. På Figur 6.16 ses zonerne med vindretningen $\theta = 90°$, hvilket i dette tilfælde angiver vind fra nord og syd ind på gavlen. På Figur 6.17 ses zonerne med vindretningen $\theta = 0°$, hvilket i dette tilfælde angiver vind fra øst og vest ind på facaden.

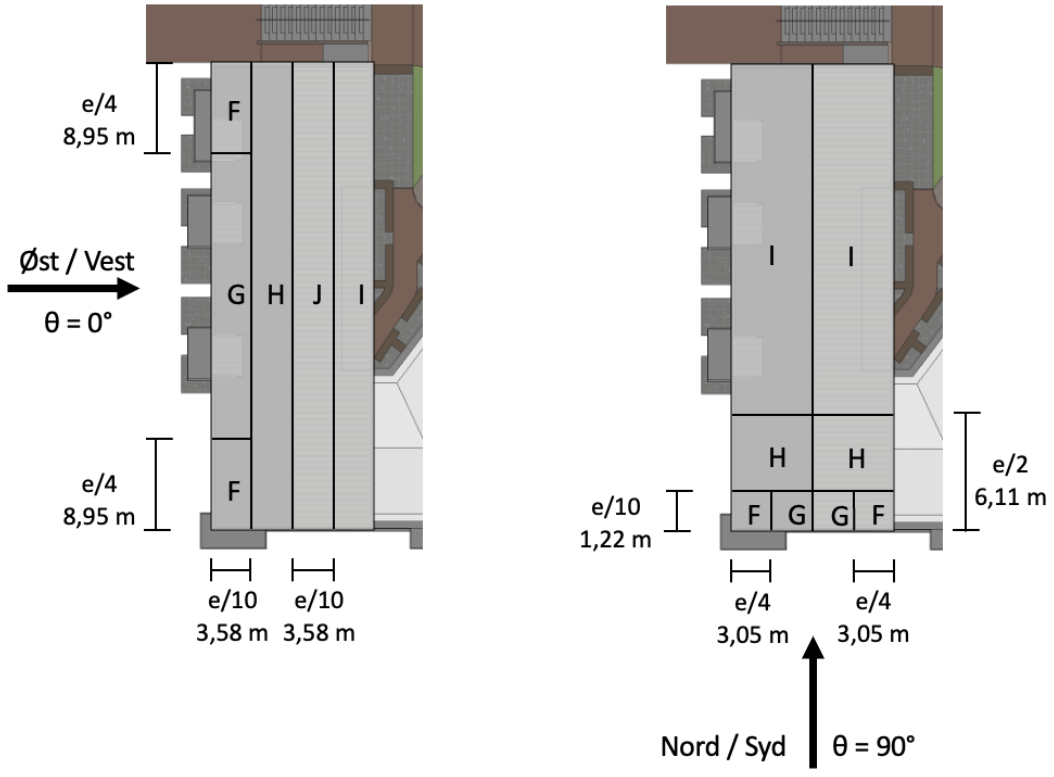



***Figur 6.16.*** Zoneinddeling af tagfladen med vind fra nord og syd.




***Figur 6.17.*** Zoneinddeling af tagfladen med vind fra øst og vest.

Parameteren $e$ afhænger af bygningens geometri. Parameteren $e$ blev tidligere bestemt i Ligning 6.14 og Ligning 6.15 til $e = 12,21\ m$ med vind fra nord og syd på gavlen, og $e = 35,81\ m$ med vind fra øst og vest på facaden. På Figur 6.18 ses et overblik af zoneinddelingen af taget med forskellige vindretninger.




***Figur 6.18.*** Zoneinddeling af vindlasten på taget.

Formfaktorerne for tagfladen afhænger af størrelsen på det vindbelastede areal. Der undersøges globale formfaktorer, og der benyttes derfor $c_{pi,10}$-værdierne fra tabel 7.4a og 7.4b, angivet i DS/EN 1991-1-4, som er opsummeret i Tabel 6.23 og Tabel 6.24 med relevante værdier. Da tagkonstruktionen har en hældning på $\alpha = 35°$ foretages der linært interpolation mellem formfaktorerne.

***Tabel 6.23.*** Formfaktorer for de forskellige zoner med vind fra nord og syd. Positive formfaktorer giver tryk i zonen, mens negative formfaktorer giver sug i zonen. Udklip af tabel 7.4b i DS/EN 1991-1-4 (Dansk Standard, 2007b).

| Taghældning | Zone | | | |
|---|---|---|---|---|
| | F | G | H | I |
| $\theta = 90°$ | | | | |
| 45° | $-1,1$ | $-1,4$ | $-0,9$ | $-0,5$ |
| 30° | $-1,1$ | $-1,4$ | $-0,8$ | $-0,5$ |
| 35° | $-1,1$ | $-1,4$ | $-0,83$ | $-0,5$ |

Med vindretningen $\theta = 0°$ oplyses både positive og negative formfaktorer for hver zone. Iht. DS/EN 1991-1-4 skal der undersøges 4 senarier, hvor de største eller mindste værdier skal benyttes i zone F, G og H, sammen med de største eller mindste værdier i zone I og J.

***Tabel 6.24.*** Formfaktorer for de forskellige zoner med vind fra øst og vest. Positive formfaktorer giver tryk i zonen, mens negative formfaktorer giver sug i zonen. Udklip af tabel 7.4a i DS/EN 1991-1-4 (Dansk Standard, 2007b).

| Taghældning | Zone | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | F | G | H | I | J |
| $\theta = 0°$ | | | | | |
| 45° | $0,7$<br>- | $0,7$<br>- | $0,6$<br>- | -<br>$-0,2$ | -<br>$-0,3$ |
| 30° | $0,7$<br>$-0,5$ | $0,7$<br>$-0,5$ | $0,4$<br>$-0,2$ | –<br>$-0,4$ | –<br>$-0,5$ |
| 35° | $0,7$<br>$-0,33$ | $0,7$<br>$-0,33$ | $0,47$<br>$-0,13$ | -<br>$-0,33$ | -<br>$-0,43$ |

Med de bestemte peakhastighedstryk, som tidligere er bestemt i Tabel 6.18 og Tabel 6.19, og de bestemte formfaktorer, bestemmes vindtrykket for tagkonstruktionen, der fremgår af Tabel 6.25.

***Tabel 6.25.*** Vindtryk i de forskellige zoner på tagkonstruktionen.

| Vindretning | Vindtryk $[kN/m^2]$ | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | F | G | H | I | J |
| $\theta = 90°$ | | | | | |
| Nord | $-0,89$ | $-1,13$ | $-0,67$ | $-0,40$ | - |
| Syd | $-1,29$ | $-1,64$ | $-0,98$ | $-0,59$ | - |
| $\theta = 0°$ | | | | | |
| Øst | $0,63$ | $0,63$ | $0,42$ | - | - |
| | $0,63$ | $0,63$ | $0,42$ | $-0,30$ | $-0,39$ |
| | $-0,30$ | $-0,30$ | $-0,12$ | - | - |
| | $-0,30$ | $-0,30$ | $-0,12$ | $-0,30$ | $-0,39$ |
| Vest | $0,78$ | $0,78$ | $0,52$ | - | - |
| | $0,78$ | $0,78$ | $0,52$ | $-0,37$ | $-0,48$ |
| | $-0,37$ | $-0,37$ | $-0,15$ | - | - |
| | $-0,37$ | $-0,37$ | $-0,15$ | $-0,37$ | $-0,48$ |

## 6.6 Seismisk last

I følgende afsnit tages der udgangspunkt i DS/EN 1998-1 DK NA:2020. (Trafik-, Bygge- og Boligstyrelsen, 2020).

Seismisk last afhænger af konstruktionens masse og opstår i forbindelse med jordskælv. Seismisk last undersøges ved Ligning 6.16.

$$F_{seis} = \left( \sum G_{kj} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,1} \cdot Q_{k,i} \right) \frac{a_{seis}}{g} \tag{6.16}$$

Hvor:

| | |
|---|---|
| $F_{seis}$ | Seismisk last $[kN]$ |
| $G_{kj}$ | Ugunstig permanentlast $[kN]$ |
| $\psi_{2,i}$ | Kvasipermanent kombinationskoefficient $[-]$ |
| $Q_{k,i}$ | Ikke-dominerende variablelast $[kN]$ |
| $a_{seis}$ | Seismisk forskysningsacceleration $[m/s^2]$ |
| $g$ | Tyngdeacceleration $[m/s^2]$ |

Den seismiske forskydningsacceleration bestemmes i Ligning 6.17.

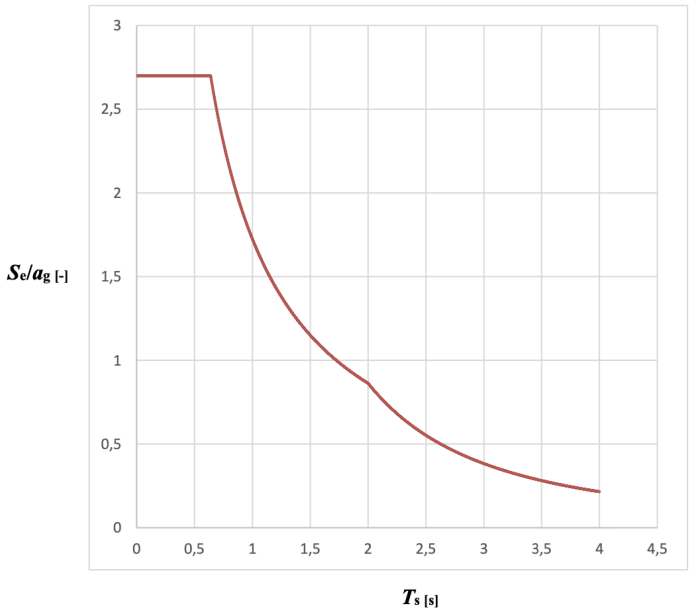
$$a_{seis} = \max \begin{cases} \frac{1}{q} k \cdot \left( \frac{S_e}{a_g} \right) a_g \cdot \gamma_I \\ 1,5\% \text{ af } g \end{cases} \tag{6.17}$$

Hvor:

| | |
|---|---|
| $a_{seis}$ | Seismisk forskysningsacceleration $[m/s^2]$ |
| $q$ | Tager hensyn til konstruktionens duktilitet [-] |
| $k$ | Tager hensyn til den seismiske last varierer over bygningshøjden [-] |
| $\left( \frac{S_e}{a_g} \right)$ | Horisontalt respons spektrum, som funktion af bygningens egensvingningsperiode [-], se Figur 6.19 |
| $a_g$ | Regningsmæssige grundacceleration $[m/s^2]$, se Figur 6.20 |
| $\gamma_I$ | Seismisk faktor [-] |

For at tage hensyn til konstruktionens duktilitet sættes $q = 1,5$. For at tage hensyn til den vandrette seismiske lastvariation over bygningshøjden sættes $k = 0,5$. Den seismiske faktor afhænger af konstruktionsklassen og sættes til $\gamma_I = 1,2$ for konstruktionsklassen CC3.

Den horisontale respons spektrum, som er en funktionen af bygningens egensvingningsperiode, fremgår af grafen på Figur 6.19.



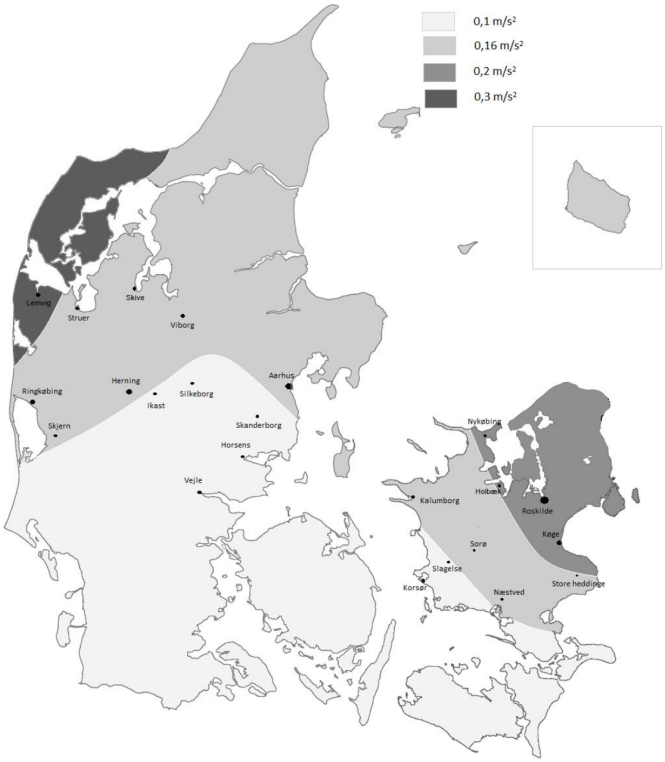

***Figur 6.19.*** $S_e/a_g$ som funktion af bygningens egensvingningsperiode $T_s$. Udlkip af figur D.1 i DS/EN 1998-1 DK NA:2020 (Trafik-, Bygge- og Boligstyrelsen, 2020).

For bygninger med flere etager kan egensvingningsperioden, $T_s$, omkring den svage akse udtrykkes, som vist i Ligning 6.18, hvor $h$ er bygningshøjden. I dette tilfælde forekommer svingningerne langs den svage akse på tværs af bygningen.

$$T_s = \frac{h}{60} \tag{6.18}$$

Med en bygningshøjde på $21,71\ m$ opnås en egensvingningsperiode på $T_s = 0,36\ s$. Med korte egensvingningsperioder aflæses $S_e/a_g$ til $2,7$ på Figur 6.19.

Den regningsmæssige grundacceleration afhænger af bygningens geografiske placering, og aflæses på Figur 6.20.




***Figur 6.20.*** Grundaccelerationen forskellige steder i Danmark. Udklip af figur D.2 i DS/EN 1998-1 DK NA:2020 (Trafik-, Bygge- og Boligstyrelsen, 2020).

Da bygningen er placeret nær Nørresundby i Nordjylland, aflæses den regningsmæssige grundacceleration til $a_g = 0,16\ m/s$.

Med de ovenstående værdier bestemmes den seismiske forskydningsacceleration, $a_{seis}$.

$$a_{seis} = \max \begin{cases} 0,17\ m/s^2 \\ 0,15\ m/s^2 \end{cases}$$

Den seismiske forskydningsacceleration vælges til $a_{seis} = 0,17\ m/s^2$.

I det videregående projekt beregnes den seismiske last med udgangspunkt i Ligning 6.19.

$$F_{seis} = \left( \sum G_{kj} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,1} \cdot Q_{k,i} \right) \cdot 0,018 \tag{6.19}$$

# A2.1 Statiske beregninger - bygværk

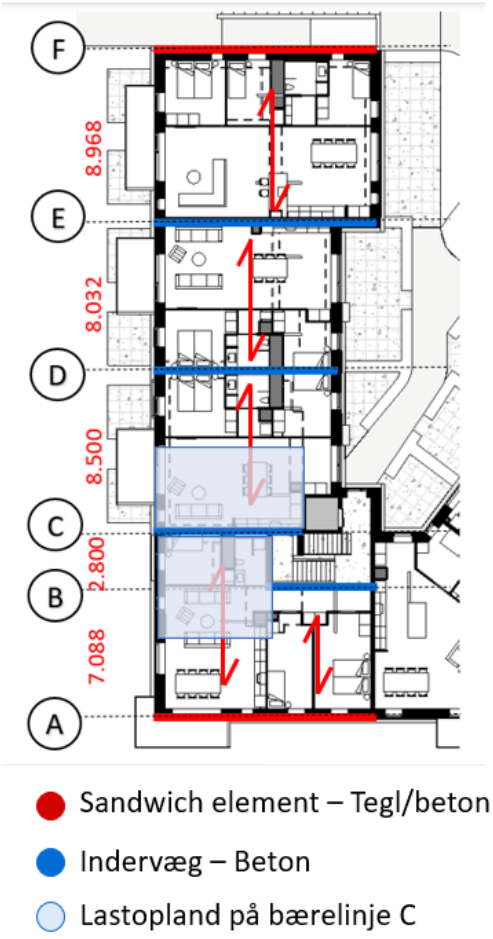
# 7 | Lastnedføring

I det følgende kapitel undersøges lasternes påvirkning gennem bygningen. Her undersøges der både for lodret- og vandret lastnedføring. Kapitellet tager udgangspunkt i bogen "*Bygningsberegninger*" (Jensen og Hansen, 2022).

## 7.1 Lodret lastnedføring

Den lodrette lastnedføring undesøges på baggrund af de tidligere opstillede laster og lastkombinationer, der er beskrevet i kapitel 6. Her afgrænses fra at undersøge flere lasttilfælde. Der undersøges derfor kun lasttilfældet STR 2.1 med dominerende nyttelast.

På Figur 7.1 defineres bærelinjerne med tilhørende lastopland. I efterfølgende beregninger undersøges den lodrette lastnedføring i bærelinje C. Her afgrænses der fra at undersøge lastpåvirkningen fra trappeskakten.




***Figur 7.1.*** Bærelinjer ved lodret lastnedføring.

Af Figur 7.2 fremgår det lodrette snit af bygningen med angivet bærelinjer set fra vest.

***Figur 7.2.*** Snit med angivet bærelinjer set fra vest.

Ved beregningen af den lodrette lastnedføring anvendes følgende karakteristiske fladelaster, som er angivet i Tabel 7.1. Da tagkonstruktionen videregiver laster til facadevæggene, begrænses lastnedføringen fra taget i undersøgelsen af bærelinje C, der ligger parallelt med gavlen og bærer etagedækkene.

***Tabel 7.1.*** Opsummering af permanente og variable laster, der påvirker konstruktionen.

| Konstruktionsdele | Bunden $[kN/m^2]$ | Fri $[kN/m^2]$ | I alt $[kN/m^2]$ |
|---|---|---|---|
| Etagedæk | $3,28$ | $0,49$ | $3,77$ |
| Indvendige vægge | $4,80$ | – | $4,80$ |
| Sandwich element - Tegl/beton | $4,80$ | $1,90$ | $6,70$ |
| Sandwich element - Beton/beton | $4,32$ | $1,74$ | $6,06$ |
| Nyttelast, bolig | – | $1,50$ | $1,50$ |

For at beregne egenlasten, der virker i hvert etagekryds, ganges egenlasten af etagedækkene med lastoplandet. Yderligere adderes egenlasten af væggen, som er ganget med væggens højde. De beregnede karakteristiske egenlaster for hele konstruktionen fremgår af Tabel 7.2.

***Tabel 7.2.*** Karakteristisk egenlast for hvert etagekryds.

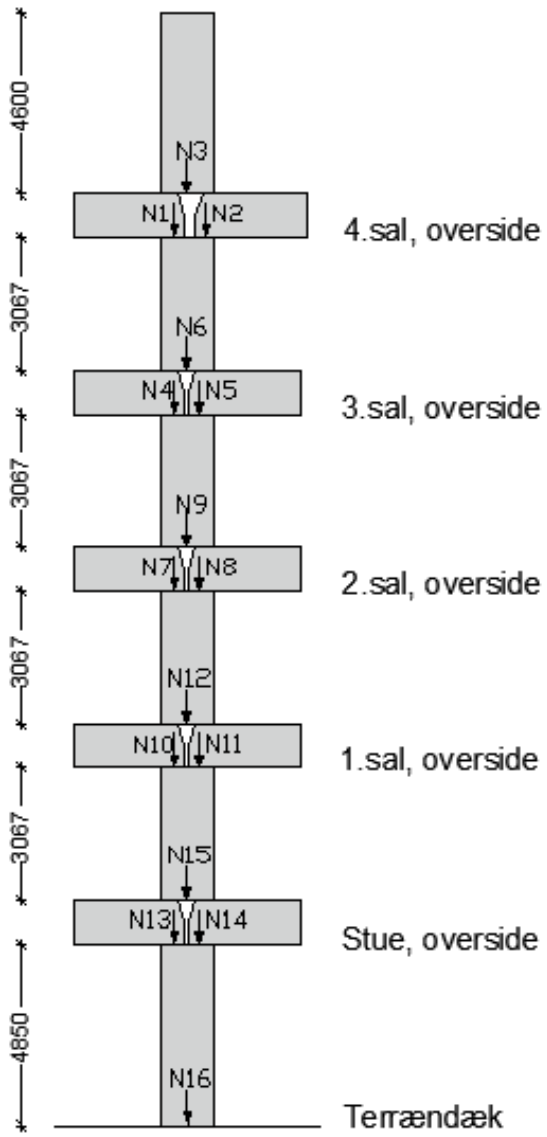
| Bærelinjer | | A | B | C | D | E | F |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Lastopland $[m]$ | | 4,95 | 3,55 | 9,20 | 8,27 | 8,50 | 4,49 |
| | Væg højde [m] | | | | | | |
| 4. sal, overside | 4,60 | 49,38 | 35,39 | 56,61 | 53,12 | 54,00 | 47,65 |
| 3. sal, overside | 3,07 | 39,11 | 28,04 | 49,26 | 45,76 | 46,65 | 37,39 |
| 2. sal, overside | 3,07 | 39,11 | 28,04 | 49,26 | 45,76 | 46,65 | 37,39 |
| 1. sal, overside | 3,07 | 39,11 | 28,04 | 49,26 | 45,76 | 46,65 | 37,39 |
| Stue, overside | 3,07 | 39,11 | 28,04 | 49,26 | 45,76 | 46,65 | 37,39 |
| Sokkel | 4,85 | 51,06 | 36,59 | 57,81 | 54,32 | 55,20 | 49,33 |
| Sum $[kN/m]$ | | 256,89 | 184,13 | 311,45 | 290,50 | 295,79 | 246,53 |

De karakteristiske egenlaster anvendes i de efterfølgende beregninger, hvor lastnedføringen undersøges for bærelinje C.

### 7.1.1 Beregningeksempel - lastnedføring på bærelinje C

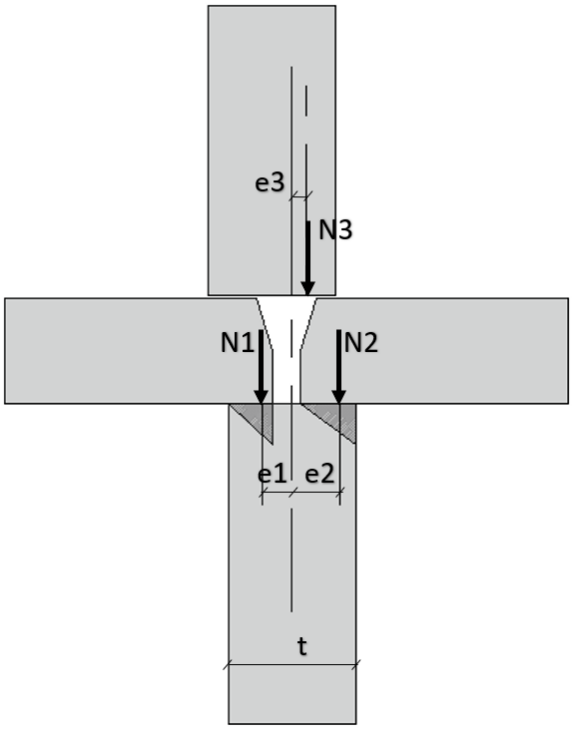
I det følgende afsnit gennemgås et eksempel på den lodrette lastnedføring på bærelinjen C med lastkombinationen STR 2.1 med dominerende nyttelast.

Af Figur 7.3 fremgår en skitse af etagekrydsene med bærende vægge og huldæk. Her angives normalkræfterne, der påvirker hvert etagekryds.




***Figur 7.3.*** Skitse af etagekrydsene i bærelinje C.

Når en væg belastes af lodrette laster i oversiden, angriber de hver især med en excentricitet, der er illustreret på Figur 7.4.




***Figur 7.4.*** Skitse af etagekryds samt kraftpåvirkning og excentriciteter.

Excentriciteterne bestemmes ved brug af de nævnte parametre, der fremgår af Tabel 7.3.

***Tabel 7.3.*** Etagekrydsenes parametre ved bærelinje C.

| Parametre | Beskrivelse | Mål $[mm]$ |
|---|---|---|
| Vægtykkelsen | $t$ | 200 |
| Tolerancen | $T$ | 20 |
| Basismål | $B$ | 90 |
| Kraftens minimum placering i trykzonen | $a_{min}$ | $26,67$ |
| Kraftens maksimum placering i trykzonen | $a_{maks}$ | $66,67$ |

Kræfterne fra etagedækkene angriber væggen 1/3 del inde i trykzonen. For at bestemme det mest kritiske tilfælde bestemmes $a_{min}$ og $a_{max}$ i Ligning 7.1 og 7.2.

$$a_{min} = \frac{1}{3} \cdot (B - \frac{1}{2} \cdot T) \tag{7.1}$$

$$a_{maks} = \frac{2}{3} \cdot (B + \frac{1}{2} \cdot T) \tag{7.2}$$

Hvor:

| | |
|---|---|
| $\alpha$ | Kraftens placering i trykzonen $[mm]$ |
| $B$ | Basismål $[mm]$ |
| $T$ | Tolerancen $[mm]$ |

Kræfternes excentriciteter bestemmes hermed i Ligning 7.3, 7.4 og 7.5.

$$e_1 = \frac{1}{2} \cdot t - a_{min} \tag{7.3}$$

$$e_2 = \frac{1}{2} \cdot t - a_{max} \tag{7.4}$$

$$e_3 = \frac{h}{200} \tag{7.5}$$

Hvor:

| | |
|---|---|
| $e$ | Excentriciteter $[mm]$ |
| $t$ | Vægtykkelsen $[mm]$ |
| $h$ | Etagehøjden $[mm]$ |
| $\alpha$ | Kraftens placering i trykzonen $[mm]$ |

De bestemte excentriciteter for hvert etagekryds fremgår af Tabel 7.4.

***Tabel 7.4.*** De beregnet excentriciteter for hvert etagekryds i bærelinje C.

| Etagekryds | $e_1$ $[mm]$ | $e_2$ $[mm]$ | $e_3$ $[mm]$ |
|---|---|---|---|
| 4. sal, overside | 73,33 | 33,33 | 23,00 |
| 3. sal, overside | 73,33 | 33,33 | 15,35 |
| 2. sal, overside | 73,33 | 33,33 | 15,35 |
| 1. sal, overside | 73,33 | 33,33 | 15,35 |
| Stue, overside | 73,33 | 33,33 | 24,25 |

For at finde den mest kritiske samlede excentricitet på hvert etagekryds, vælges det at placere den dominerende nyttelast kun på den ene side af det pågældende etagekryds. Dvs. at nyttelasten påføres på $N_1, N_4, N_7, N_{10}$ og $N_{13}$ som vist på Figur 7.3. Her anvendes nyttelasten uden etagereduktionsfaktor, da der bestemmes det mest kritiske tilfælde.

Som det fremgår af Figur 7.1, er lastoplandet fra etagedækkene på bærelinje C som følgende:

$$\frac{9,89\ m}{2} = 4,95\ m$$
$$\frac{8,50\ m}{2} = 4,25\ m$$

Lastoplandet anvendes til at beregne bidraget fra $N_1$ og $N_2$ på Figur 7.4.

For at beregne $N_1$ anvendes både egenlast og nyttelast. Der anvendes lastkombination STR 2.1 med dominerende nyttelast i efterfølgende beregninger.

$$N_1 = 3,76\ kN/m^2 \cdot 4,25\ m \cdot 1,0 \cdot 1,1 + 1,5\ kN/m^2 \cdot 4,25\ m \cdot 1,5 \cdot 1,1 = 28,08\ kN/m$$

For at beregne $N_2$ og $N_3$ anvendes kun egenlasten.

$$N_2 = 3,76\ kN/m^2 \cdot 4,95\ m \cdot 1,0 \cdot 1,1 = 20,43\ kN/m$$

$$N_3 = 4,80\ kN/m^2 \cdot 4,60\ m \cdot 1,0 \cdot 1,1 = 24,29\ kN/m$$

Den samlede lastpåbvirkning i hvert etagekryds tager udgangspunkt i Ligning 7.6 og er summen af de ovenstående etagekryds samt lastpåvirningen fra etagedækkene.

$$N_{top} = N_1 + N_2 + N_3 \tag{7.6}$$

Den samlede lastpåvirkning på oversiden af 4. sal i bærelinje C bliver derfor som følgende:

$$N_{top} = 28,08\ kN/m + 20,43\ kN/m + 24,29\ kN/m = 72,79\ kN/m$$

Den samlede lastpåvirkning, $N_{top}$, påvirker etagen under med en excentricitet. Den samlede excentricitet beregnes ved Ligning 7.7.

$$e_{top} = \frac{N_1 \cdot e_1 - N_2 \cdot e_2 + N_3 \cdot e_3}{N_{top}} \tag{7.7}$$

Den samlede excentricitet, $e_{top}$, på oversiden af 4. sal i bærelinje C bliver derfor som følgende:

$$e_{top} = \frac{28,08\ kN/m \cdot 73,33\ mm - 20,43\ kN/m \cdot 33,33\ mm + 24,29\ kN/m \cdot 23\ mm}{72,79\ kN/m}$$
$$= 26,60\ mm$$

Kræfter og excentriciteter for de resterende etagekryds beregnes ud fra samme fremgangsmåde. $N_{top}$ fra ovensiden af 4. sal føres ned til det nederste etagekryds. $N_6$ beregnes ved at addere $N_{top}$ med egenlast af væggen, der befinder sig på 3. sal. De beregnede resultater for de resterende etagekryds i bærelinje C fremgår af Tabel 7.5.

***Tabel 7.5.*** Normalkræfter og excentriciteter for alle etagekryds i bærelinje C.

| Etagekryds | Normalkraft | | $N_{top}$ | $e_{top}$ |
|---|---|---|---|---|
| | Betegnelse | $[kN/m]$ | $[kN/m]$ | $[mm]$ |
| 4. sal, overside | $N_1$ | 28,08 | 72,79 | 26,60 |
| | $N_2$ | 20,43 | | |
| | $N_3$ | 24,29 | | |
| 3. sal, overside | $N_4$ | 28,08 | 137,51 | 19,96 |
| | $N_5$ | 20,43 | | |
| | $N_6$ | 89,00 | | |
| 2. sal, overside | $N_7$ | 28,08 | 202,23 | 18,48 |
| | $N_8$ | 20,43 | | |
| | $N_9$ | 153,72 | | |
| 1. sal, overside | $N_{10}$ | 28,08 | 266,94 | 17,72 |
| | $N_{11}$ | 20,43 | | |
| | $N_{12}$ | 218,44 | | |
| Stuen, overside | $N_{13}$ | 28,08 | 331,66 | 17,26 |
| | $N_{14}$ | 20,43 | | |
| | $N_{15}$ | 283,15 | | |
| Total, terræn | $N_{16}$ | 308,76 | | |

De bestemte normalkræfter anvendes i efterfølgende stabilitetsberegninger i kapitel 8.

## 7.2 Vandret lastnedføring

I dette afsnit undersøges den vandrette påvirkning fra lasterne på bygningen. Her undersøges både vindlastens og den seismiske lasts påvirkning. Vindlasten er tidligere blevet bestemt i under-sektion 6.5.2. Den seismiske last tager udgangspunkt i konstruktionsdelenes egenlast, som blev beskrevet tidligere i sektion 6.3. I Tabel 7.6 ses en opsummering af konstruktionsdelenes egenlast.

***Tabel 7.6.*** Opsummering af egenlasterne for de forskellige konstruktionsdele.

| Konstruktionsdele | Bunden $[kN/m^2]$ | Fri $[kN/m^2]$ | I alt $[kN/m^2]$ |
|---|---|---|---|
| Tagkonstruktionen | $0,28$ | $0,45$ | $0,73$ |
| Etagedæk | $3,28$ | $0,49$ | $3,77$ |
| Indvendige vægge | $4,80$ | – | $4,80$ |
| Facade element - Tegl | $4,80$ | $1,90$ | $6,70$ |
| Sandwich element - Beton | $4,32$ | $1,74$ | $6,06$ |

Yderligere er nyttelasten blevet beskrevet tidligere i sektion 6.4 og opsummeret i Tabel 7.7.

***Tabel 7.7.*** Opsummering af nyttelasten.

| Kategori | $q_k$ $[kN/m^2]$ |
|---|---|
| A1 bolig og lokale adgangsveje | $1,5$ |

Den seismiske last omfatter egenlasten af facadeelementerne samt de indre vægge. Væggenes placering er ens for alle etager undtagen stueetagen, hvor indretningen afviger. På Figur 7.5 ses væggenes placering i stueetagen og 1. sal, hvor 1.sal også repræsenterer indretningen af de ovenstående etager.

***Figur 7.5.*** Oversigt over vægtypernes fordeling på etagerne.

Længderne af væggene er opstillet i Tabel 7.8.

***Tabel 7.8.*** Væggenes længder.

| Etage | Facade element - Tegl | Sandwich element - Beton | Indervæg - Beton | Total |
|---|---|---|---|---|
| Stuen | 57, 51 m | 29, 20 m | 103, 35 m | 190, 06 m |
| 1. sal | 66, 39 m | 20, 32 m | 49, 12 m | 135, 83 m |
| 2. sal | 66, 39 m | 20, 32 m | 49, 12 m | 135, 83 m |
| 3. sal | 66, 39 m | 20, 32 m | 49, 12 m | 135, 83 m |
| 4. sal | 66, 39 m | 20, 32 m | 49, 12 m | 135, 83 m |

Med de tidligere beskrevne egenlaster bestemmes den seismiske last for hver dækskive. Der undersøges påvirkningen af lasterne på bygningens dækskiver i forskellige retninger, både langs og på tværs af bygningen.

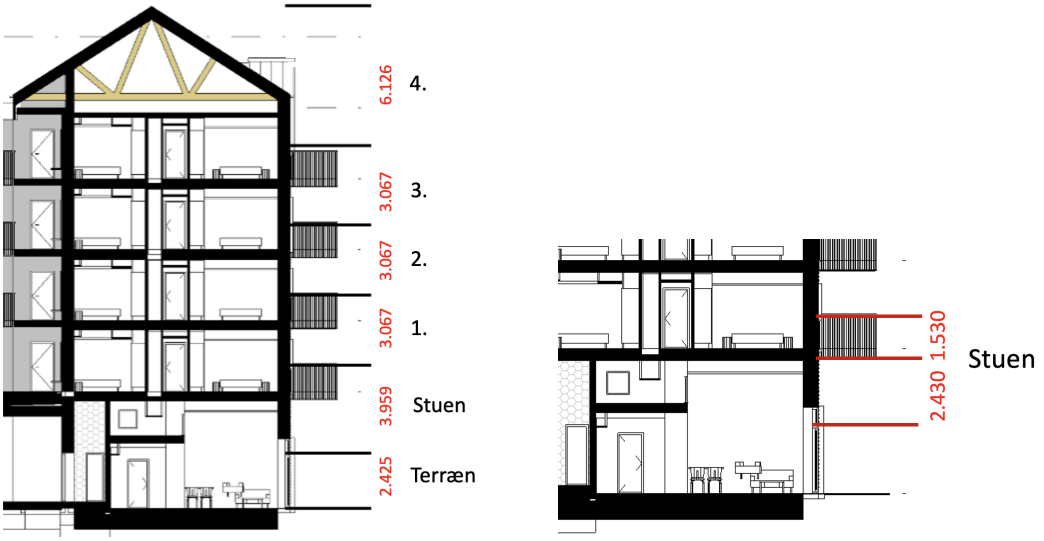
#### 7.2.0.1 Seismisk last

Den seismiske last er tidligere beskrevet i sektion 6.6 og afhænger af konstruktionsdelenes egenlast.

Egenlasten af etagedækkene er ens for alle dækskiver. Med bygningsbredden $b = 12, 21\ m$ og længden $l = 35, 81\ m$ bliver etagedækkets egenlast $1.642, 77\ kN$. Da der afgrænses fra karnapperne på 4. sal, beregnes etagedækket over 4.sal som gennemgående.

I den seismiske last bidrager væggene i bygningen til den samlede egenlast. Her ses der bort fra åbninger, såsom vinduer og døre. Væggene er tidligere beskrevet i dette afsnit

og følger det lodrette lastopland, som er vist på Figur 7.6a. Væggenes indretning er dog anderledes fra stueetagen og de resterende etager, hvilket giver et anderledes lastopland. På Figur 7.6b ses væggenes lodrette lastopland til dækskiven over stueetagen.




***(a)*** Lodret snit af gavlen set fra syd. Mål i $mm$.

***(b)*** Væggenes lodrette lastopland til dækskiven over stueetagen. Mål i $mm$.

***Figur 7.6.*** Lastopland til den seismiske last.

Væggenes egenlast, som bidrager til den seismiske last, er opsummeret i Tabel 7.9.

***Tabel 7.9.*** Egenlasten fra væggene.

| Dækskive | Lastopland $[m]$ | Facade - Tegl $[kN]$ | Facade - Beton $[kN]$ | Indervæg - Beton $[kN]$ | Total $[kN]$ |
|---|---|---|---|---|---|
| 4. | 6,13 | 869,48 | 188,79 | 546,81 | 1.605,08 |
| 3. | 3,07 | 1.363,71 | 377,69 | 723,15 | 2.464,56 |
| 2. | 3,07 | 1.363,71 | 377,69 | 723,15 | 2.464,56 |
| 1. | 3,07 | 1.363,71 | 377,69 | 723,15 | 2.464,56 |
| Stuen | 1,53<br>2,43 | 681,86<br>934,03 | 188,85<br>429,16 | 361,58<br>1.203,04 | 3.798,51 |

I den seismiske last bidrager nyttelasten sammen med egenlasten og tager udgangspunkt i Ligning 6.19, som tidligere er blevet bestemt i sektion 6.6. Nyttelasten fordeles ud på hver dækskive med en bredde på $b = 12,21\ m$ og en længde på $l = 35,81\ m$, hvilket giver et samlede areal på $A = 437,4\ m^2$. Egenlasten for væggene aflæses i Tabel 7.9.
Den regningsmæssige seismiske last tager udgangspunkt i lastkombination SEI 1.1, og fremgår af Tabel 7.10.

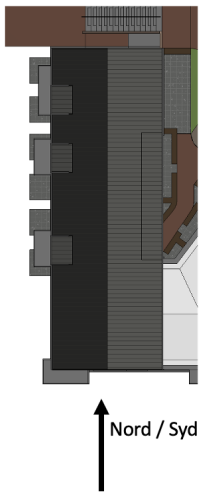
***Tabel 7.10.*** Den regningsmæssige seismiske last for hver dækskive.

| Dækskive | Egenlast $[kN]$ | | Nyttelast $[kN]$ | Regningsmæssige seismiske last $[kN]$ |
|---|---|---|---|---|
| | Etagedæk | Vægge | | |
| 4. | 1.642, 77 | 1.605, 08 | 656, 09 | 59, 48 |
| 3. | 1.642, 77 | 2.464, 56 | 656, 09 | 74, 62 |
| 2. | 1.642, 77 | 2.464, 56 | 656, 09 | 74, 62 |
| 1. | 1.642, 77 | 2.464, 56 | 656, 09 | 74, 62 |
| Stuen | 1.642, 77 | 3.798, 51 | 656, 09 | 98, 10 |

Den seismiske lastpåvirkning anvendes i nedenstående afsnit, hvor vindlasten og den seismiske last sammenlignes.

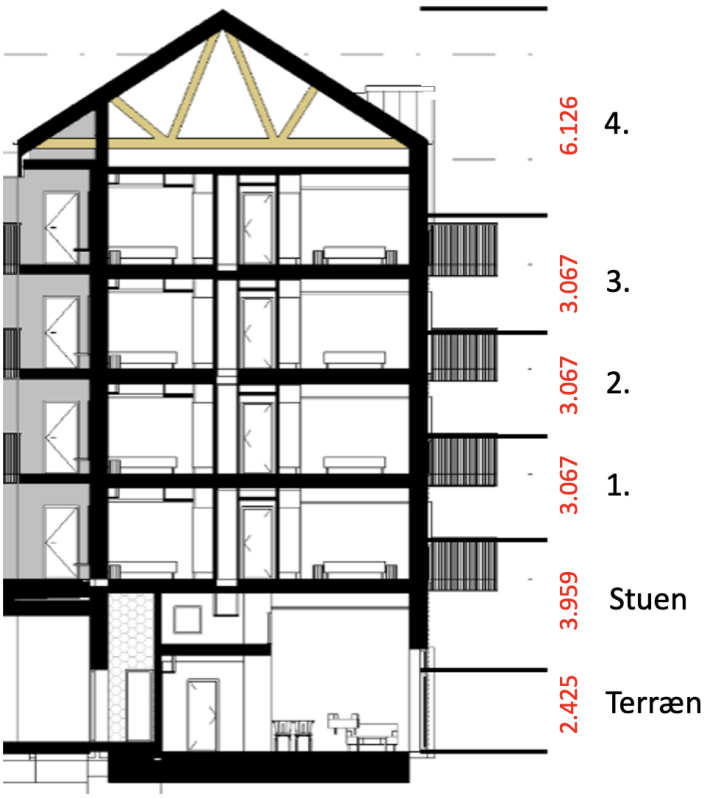
### 7.2.1 Vandret last langs bygningen

I dette afsnit undersøges de vandrette laster langs bygningen, som er vindlasten fra nord og syd samt den seismiske last.




***Figur 7.7.*** Vandret last langs bygningen, med vind fra nord og syd på gavlen.

For at bestemme de vandrette laster opdeles bygningen i lastopland for hver dækskive. På Figur 7.8 fremgår et lodret snit af gavlen set fra syd, hvor dækskiverne er illustreret. Det lodrette lastopland for hver dækskive er angivet i højre side af Figur 7.8. Det vandrette lastopland sættes til bygningsbredde $b = 12, 21\ m$.




***Figur 7.8.*** Lodret snit af gavlen set fra syd. Lastopland til hver dækskive er bestemt i højre side af figuren. Mål i $mm$.

### Vindlast på gavlene

Den udvendige vindlast på gavlen er tidligere blevet beskrevet og bestemt i Tabel 6.21 i sektion 6.5.2.5. I Tabel 7.11 findes en opsummering heraf, hvor vindtrykket på gavlene er blevet bestemt.

***Tabel 7.11.*** En opsummering af Tabel 6.21. Vindtryk i de forskellige zoner med vind på gavlene.

| Vindretning | Peakhastighedstryk | Vindtryk $[kN/m^2]$ | |
|---|---|---|---|
| | | D | E |
| Nord | $q_p(h)$<br>$q_p(b)$ | $0,46$<br>$0,38$ | $-0,24$ |
| Syd | $q_p(h)$<br>$q_p(b)$ | $0,67$<br>$0,59$ | $-0,35$ |

Der afgrænses fra at undersøge vindlasten i zone A, B og C, da de elimineres med hinanden på hver side af bygningen.

Vindtrykket i Tabel 7.11 ganges med lastoplandet for hver dækskive. Den regningsmæssige vindlast på dækskiverne er angivet i Tabel 7.12, hvor lasttilfældet STR 2.10 med dominerende vind fra syd anvendes.

***Tabel 7.12.*** Vindlastens regningsmæssige lastpåvirkning på hver dækskive.

| Dækskive | Lastopland $[m^2]$ | Vindretning | Regningsmæssige vindlast $[kN]$ |
|---|---|---|---|
| 4. | $32,75$ | Syd | $78,65$ |
| 3. | $37,46$ | Syd | $62,99$ |
| 2. | $37,46$ | Syd | $62,99$ |
| 1. | $37,46$ | Syd | $62,99$ |
| Stuen | $48,35$ | Syd | $81,31$ |

Der afgrænses fra lastpåvirkningen på terrændækket og det medtages derfor ikke i beregningerne. I Tabel 7.13 er vindlasten og den seismiske lasts påvirkning opsummeret for de øvrige dækskiver.

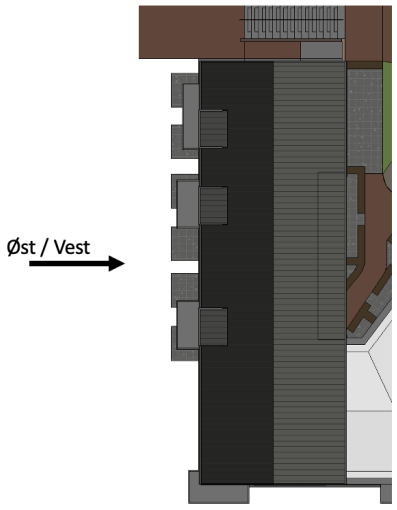
***Tabel 7.13.*** Opsummering af de regningsmæssige lasters påvirkning langs bygningen.

| Dækskive | Vindlast $[kN]$ | Seismisk last $[kN]$ | Kritisk last: |
|---|---|---|---|
| 4. sal | **78,66** | $59,48$ | Vindlast |
| 3. sal | $62,99$ | **74,62** | Seismisk last |
| 2. sal | $62,99$ | **74,62** | Seismisk last |
| 1. sal | $62,99$ | **74,62** | Seismisk last |
| Stuen | $81,31$ | **98,10** | Seismisk last |

De regningsmæssige laster anvendes til at bestemme det kritisk lasttilfælde, som bliver dimensionsgivende for efterfølgende beregninger.

### 7.2.2 Vandret last på tværs af bygningen

I dette afsnit bestemmes de vandrette laster på tværs af bygningen, som er vindlasten fra øst og vest samt den seismiske last.




***Figur 7.9.*** Vandret last på tværs bygningen, med vind fra øst og vest på facaden.

På Figur 7.10 ses et lodret snit af facaden set fra vest, hvor placeringen af dækskiverne er illustreret med tilhørende lastopland. Lastoplandet er angivet i højre side af figuren. Det vandrette lastopland sættes til bygningslængden $l = 35,81\ m$.

***Figur 7.10.*** Lodret snit af facaden set fra vest. Lastoplandet til hver dækskive er bestemt i højre side af figuren. Mål i $mm$.

### Vindlast på facaderne

Den udvendige vindlast på facaden er tidligere beskrevet og bestemt i Tabel 6.22 i sektion 6.5.2.5 . I Tabel 7.14 findes en opsummering heraf, hvor vindtrykket på facaden er blevet bestemt.

***Tabel 7.14.*** En opsummering af Tabel 6.22. Vindtryk i de forskellige zoner med vind på facaden.

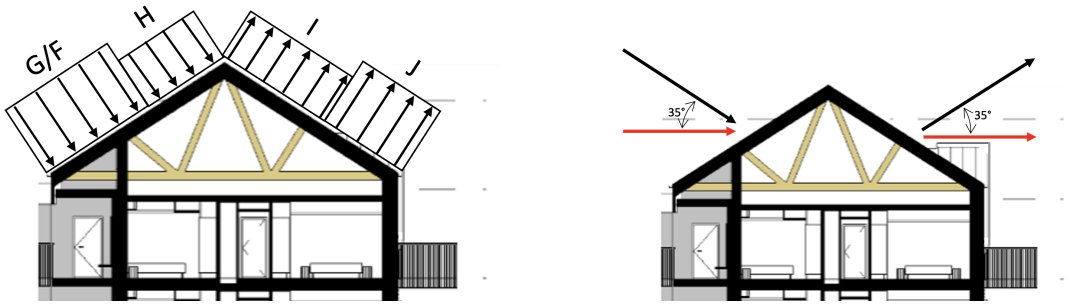
| Vindretning | Peakhastighedstryk | Vindtryk $[kN/m^2]$ | |
|---|---|---|---|
| | | D | E |
| Øst | $q_p(h)$ | $0,68$ | $-0,42$ |
| Vest | $q_p(h)$ | $0,84$ | $-0,53$ |

Tagkonstruktionen påvirkes af vinden fra øst og vest, og derfor inkluderes vindlasten på taget i beregningerne. Her adderes vindtrykket samt -suget for at opnå en samlede påvirkning på tværs af bygningen. Vindlasten på taget er tidligere bestemt i Tabel 6.25. I Tabel 7.15 findes en opsummering heraf. Her tages udgangspunkt i scenariet med størst tryk og sug, da tilfældet er mest kritisk.

***Tabel 7.15.*** En opsummering af Tabel 6.25. Vintryk i de forskellige zoner på taget.

| Vindretning | Vindtryk $[kN/m^2]$ | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | F | G | H | I | J |
| Øst | $0,63$ | $0,63$ | $0,42$ | $-0,30$ | $-0,39$ |
| Vest | $0,78$ | $0,78$ | $0,52$ | $-0,37$ | $-0,48$ |

Da vindlasten på taget påføres med en hældning, bliver vindlasten omregnet til en vandret last. På Figur 7.11b er vindlastens placering illusteret.




***(a)*** Vindlastens påvirkning på tagkonstruktionen.

***(b)*** Vindlastens oprindelige placering (sort). Vindlastens vandrette placering (rød).

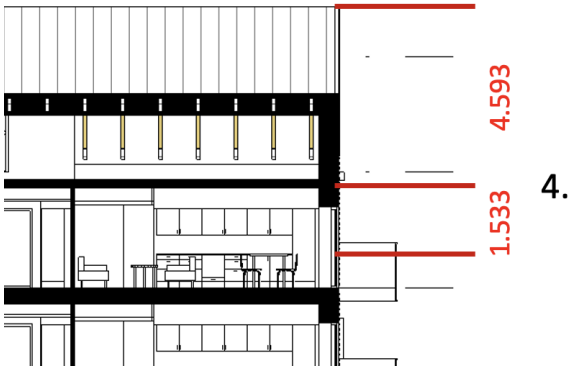
***Figur 7.11.*** Vindlastens påvirkning på tagkonstruktionen med vind fra øst og vest ind på facaderne.

Med en taghældning på $\alpha = 35°$ ganges vindlasten med $Sin(35°)$. Dette resulterer i et mindre vandret vindtryk på taget end angivet i Tabel 7.15. For at simplificere de efterfølgende beregninger medtages kun det største vindtryk og sug i zonerne på taget, derfor vælges zonerne F og J. I Tabel 7.16 ses de beregnede vindtryk og sug for hver vindretning.

***Tabel 7.16.*** De største vandrette vintryk og -sug på tagkonstruktionen beregnet med formfaktorerne for zone F og J.

| Vindretning | Vindtryk $[kN/m^2]$ | |
|---|---|---|
| | Tryk | Sug |
| Øst | $0,53$ | $-0,33$ |
| Vest | $0,66$ | $-0,41$ |

Vindtrykket på facaden samt taget ganges med lastoplandet for hver dækskive. Det lodrette lastopland er dog anderledes for dækskiven over 4. sal, som kan aflæses på Figur 7.12.




***Figur 7.12.*** Lodret lastopland til dækskiven over 4. sal.

Den regningsmæssige vindlast på dækskiverne er opstillet i Tabel 7.17, hvor lastkombinationen STR 2.12 med dominerende vind fra vest anvendes.

***Tabel 7.17.*** Vindlastens regningsmæssige lastpåvirkning på hver dækskive.

| Dækskive | Lastopland $[m^2]$ | Vindretning | Regningsmæssige vindlast $[kN]$ |
|---|---|---|---|
| 4. | $164,49$<br>$54,90$ | Vest | $481,59$<br>$5,51$ |
| 3. | $109,84$ | Vest | $248,95$ |
| 2. | $109,84$ | Vest | $248,95$ |
| 1. | $109,84$ | Vest | $248,95$ |
| Stuen | $141,79$ | Vest | $321,36$ |

Den seismiske last er tidligere beskrevet i sektion 7.2.0.1. Der afgrænses fra lastpåvirkningen på terrændækket og det medtages derfor ikke i beregningerne. I Tabel 7.18 er vindlasten og den seismiske lasts påvirkning på de øvrige dækskiver opsummeret.

***Tabel 7.18.*** Opsummering af lasternes påvirkning på tværs af bygningen.

| Dækskive | Vindlast $[kN]$ | Seismisk last $[kN]$ | Kritisk last: |
|---|---|---|---|
| 4. sal | **487,10** | $59,48$ | Vindlast |
| 3. sal | **248,95** | $74,62$ | Vindlast |
| 2. sal | **248,95** | $74,62$ | Vindlast |
| 1. sal | **248,95** | $74,62$ | Vindlast |
| Stuen | **321,36** | $98,10$ | Vindlast |

De regningsmæssige laster anvendes til at bestemme det kritisk lasttilfælde, som bliver dimensionsgivende for efterfølgende beregninger.

### 7.2.3 Opsummering

Iht. *Bygningsberegninger* skal de regningsmæssige laster inkl. de geometriske imperfektioner vurderes i forhold til hinanden. Der afgrænses fra at undersøge de geometriske imperfektioners påvirkning på bygningen. De regningsmæssige værdier for vindlasten og den seismiske last vurderes i forhold til hinanden. Vindlasten skal iht. *Bygningsberegninger* være større end 90% af den seismiske last (Jensen og Hansen, 2022). Derfor vurderes vindlasten til den dimenionsgivende last. I Tabel 7.19 fremgår et overblik over vindlasten på tværs og på langs af bygningen. Værdierne for vindlasten anvendes i efterfølgende beregninger.

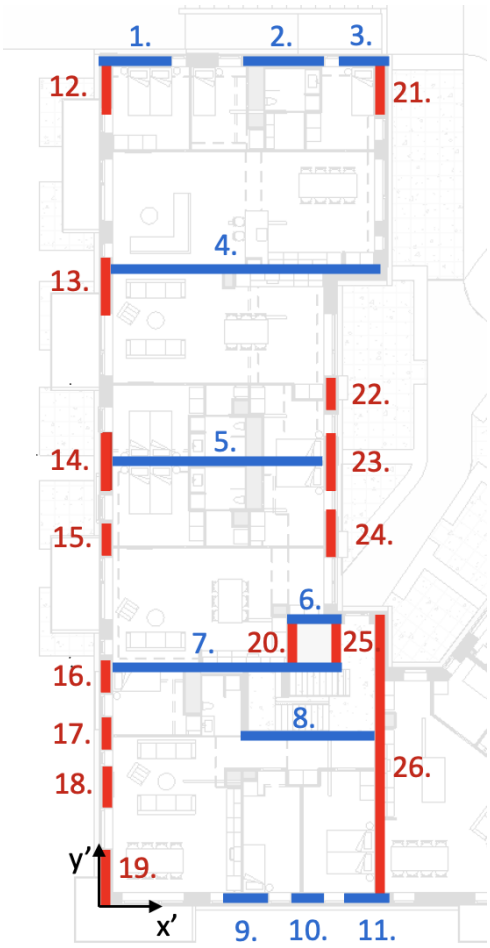
***Tabel 7.19.*** De kritiske regningsmæssige laster, der er dimensionsgivende i efterfølgende beregninger.

| Dækskive<br>$[-]$ | Vindlast<br>På langs af bygningen<br>$[kN]$ | Vindlast<br>På tværs af bygningen<br>$[kN]$ |
|---|---|---|
| 4. sal | $78,65$ | $487,10$ |
| 3. sal | $62,99$ | $248,95$ |
| 2. sal | $62,99$ | $248,95$ |
| 1. sal | $62,99$ | $248,95$ |
| Stuen | $81,31$ | $321,36$ |

I det efterfølgende afsnit undersøges de vandrette lasters påvirkning på de stabiliserende vægge i konstruktionen.

### 7.2.4 Lastfordeling på de stabiliserende vægge

I det ovenstående afsnit blev de mest kritiske vandrette laster bestemt. I dette afsnit undersøges lastpåvirkningen på de stabiliserende vægge i bygningen.
De vandrette laster fordeles efter elasticitetsteorien, som er beskrevet i bogen "Bygningsberegninger"(Jensen og Hansen, 2022). Ud fra fordelingen af de vandrette laster på de stabiliserende vægge, bestemmes lasternes påvirkning herpå. Bygningens stabiliserende vægge er illustreret på Figur 7.13, hvor det antages, at de stabiliserende vægge ikke er forbundet ved hjørnerne.




***Figur 7.13.*** Oversigt over bygningens stabiliserende vægge. Primære tværstabiliserende vægge (blå). Primære længdestabiliserende vægge (rød).

Som det fremgår af Figur 7.13, medtages ikke alle vægge som stabiliserende vægge. Det er kun vægfelter, der er gennemgående på alle etager, og har en betydende længde på minimum 1 $m$.

Væggenens placering opstilles i et koordinatsystem, med start og slut placering. I Tabel 7.20 fremgår en oversigt over væggenes placering i koordinatsystemet, samt de enkelte vægges længde, tykkelse, areal og inertimoment.

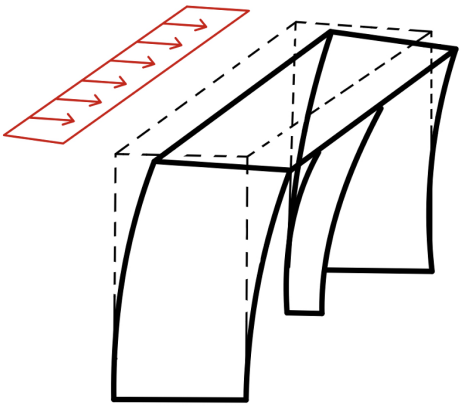
***Tabel 7.20.*** Placering af de stabiliserende vægge i koordinatsystemet samt væggens længde, tykkelse, areal og inertimoment.

| Væg nr. [−] | $x'_1$ [$m$] | $y'_1$ [$m$] | $x'_2$ [$m$] | $y'_2$ [$m$] | Længde [$m$] | Tykkelse [$m$] | Areal [$m^2$] | Inertimoment [$m^4$] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0,09 | 35,71 | 2,64 | 35,71 | 2,55 | 0,20 | 0,51 | 0,28 |
| 2 | 5,53 | 35,71 | 9,06 | 35,71 | 3,53 | 0,20 | 0,71 | 0,73 |
| 3 | 9,67 | 35,71 | 12,11 | 35,71 | 2,44 | 0,20 | 0,49 | 0,24 |
| 4 | 0,09 | 26,07 | 12,11 | 26,07 | 12,02 | 0,20 | 2,40 | 28,94 |
| 5 | 0,09 | 18,04 | 9,09 | 18,04 | 9,00 | 0,20 | 1,80 | 12,15 |
| 6 | 7,55 | 12,11 | 9,49 | 12,11 | 1,94 | 0,20 | 0,39 | 0,12 |
| 7 | 0,09 | 9,54 | 9,09 | 9,54 | 9,00 | 0,20 | 1,80 | 12,15 |
| 8 | 5,72 | 6,74 | 12,11 | 6,74 | 6,39 | 0,20 | 1,28 | 4,35 |
| 9 | 4,87 | 0,09 | 6,72 | 0,09 | 1,85 | 0,20 | 0,37 | 0,11 |
| 10 | 7,63 | 0,09 | 9,00 | 0,09 | 1,37 | 0,20 | 0,27 | 0,04 |
| 11 | 9,91 | 0,09 | 12,11 | 0,09 | 2,20 | 0,20 | 0,44 | 0,18 |
| 12 | 0,09 | 32,77 | 0,09 | 35,71 | 2,94 | 0,20 | 0,59 | 0,42 |
| 13 | 0,09 | 24,25 | 0,09 | 26,58 | 2,33 | 0,20 | 0,47 | 0,21 |
| 14 | 0,09 | 16,69 | 0,09 | 19,32 | 2,63 | 0,20 | 0,53 | 0,30 |
| 15 | 0,09 | 14,11 | 0,09 | 15,66 | 1,55 | 0,20 | 0,31 | 0,06 |
| 16 | 0,09 | 8,41 | 0,09 | 10,08 | 1,67 | 0,20 | 0,33 | 0,08 |
| 17 | 0,09 | 6,07 | 0,09 | 7,50 | 1,43 | 0,20 | 0,29 | 0,05 |
| 18 | 0,09 | 3,67 | 0,09 | 5,46 | 1,79 | 0,20 | 0,36 | 0,10 |
| 19 | 0,09 | 0,09 | 0,09 | 1,98 | 1,89 | 0,20 | 0,38 | 0,11 |
| 20 | 7,55 | 9,54 | 7,55 | 12,11 | 2,57 | 0,20 | 0,51 | 0,28 |
| 21 | 12,11 | 32,35 | 12,11 | 35,71 | 3,36 | 0,20 | 0,67 | 0,63 |
| 22 | 9,09 | 20,05 | 9,09 | 21,66 | 1,61 | 0,18 | 0,29 | 0,06 |
| 23 | 9,09 | 16,93 | 9,09 | 19,14 | 2,21 | 0,18 | 0,40 | 0,16 |
| 24 | 9,09 | 14,11 | 9,09 | 16,02 | 1,91 | 0,18 | 0,34 | 0,10 |
| 25 | 9,49 | 9,54 | 9,49 | 12,11 | 2,57 | 0,20 | 0,51 | 0,28 |
| 26 | 12,11 | 0,09 | 12,11 | 12,11 | 12,02 | 0,20 | 2,40 | 28,97 |

Væggenes stivhed over for de vandrette laster bestemmes i det efterfølgende afsnit.

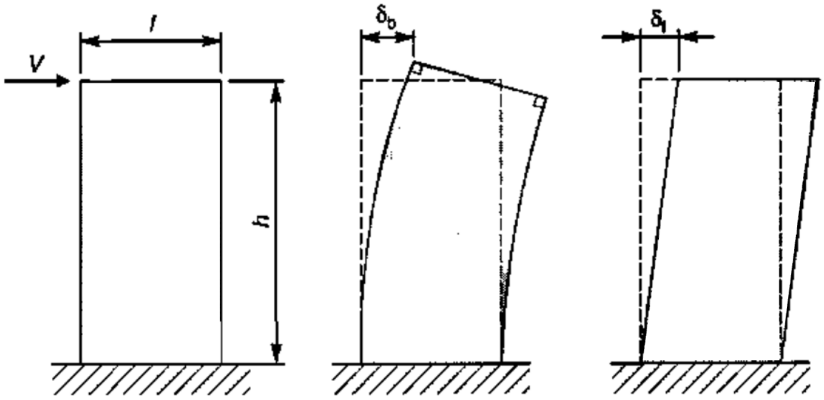
#### 7.2.4.1 Vægstivhed

De vandrette laster, som tidligere er blevet bestemt i sektion 7.2 fordeles proportionalt ud på vægskiverner. Den vandrette belastninger på vægskiverne er illustreret på Figur 7.14.



***Figur 7.14.*** Princip skitse af vandrette flytninger i vægunderstøtningerne grundet vandret lasttilfælde.

Når de vandrette laster fordeles efter elasticitetsteorien, antages dækskiven at være uendelig stiv, hvilket ikke giver anledning til deformationer i dækskiven. Vægskivernes statiske system er illustreret på Figur 7.15. Her betragtes vægskiverne som indspændte bjælker.




***Figur 7.15.*** Princip skitse af hhv. vandrette bøjningsflytninger $\delta_b$ samt forskydningsflytninger $\delta_f$ i vægunderstøtningerne. Udklip af figur 5.5 i Bygningsberegninger (Jensen og Hansen, 2022).

På Figur 7.15 ses, at den vandrette kraft, $V$, på vægskiven giver anledning til hhv. bøjnings- og forskydningsflytninger. Udbøjningen består af et bidrag fra både normalspændinger og forskydningsspændinger. I Ligning 7.8 bestemmes udbøjningen fra normalspændingerne (Jensen og Hansen, 2022).

$$\delta_b = \frac{1}{3}\frac{M}{E\ I}\ h^3 = \frac{1}{3}\frac{V\ h^3}{E\ I} \tag{7.8}$$

Hvor:

| | |
|---|---|
| $\delta_b$ | Udbøjningen fra normalspændingerne $[mm]$ |
| $M$ | Momentet i vægskiven $[Nmm]$ |
| $E$ | Elasticitetesmodulet af væggens materiale $[MPa]$ |
| $I$ | Væggens inertimoment $[mm^4]$ |
| $V$ | Lasten $[kN/m]$ |
| $h$ | Vægskivens højde $[mm]$ |

Ud fra Figur 7.14 konstateres det at alle vægskiver udsættes for den samme vandrette forskydning i vægtoppen. Da vægskiverne har samme materialeegenskaber varierer vægstivheden kun i forhold til inertimomentet.

I Ligning 7.9 bestemmes udbøjningen fra forskydningsspændingerne (Jensen og Hansen, 2022).

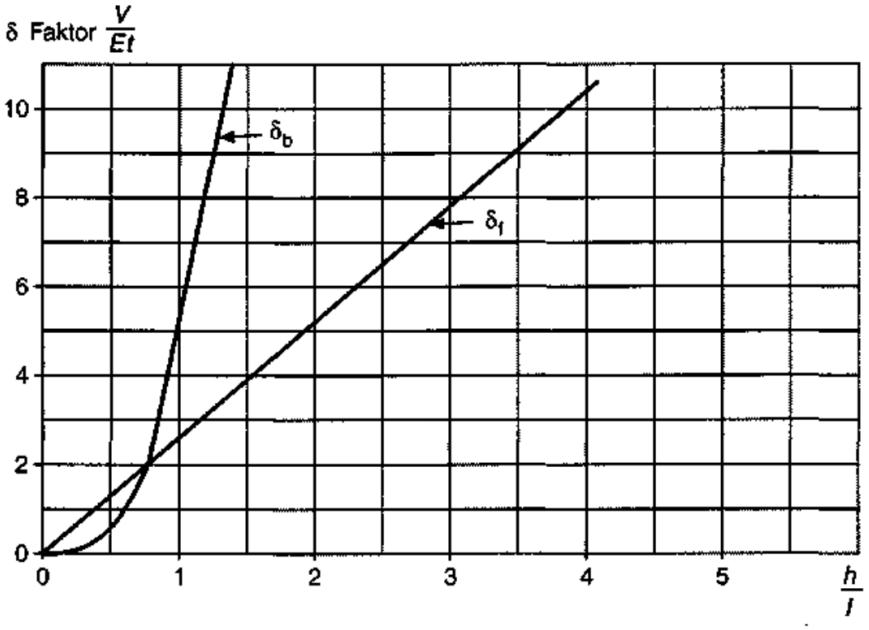
$$\delta_f = C \, \frac{V \; h}{G \; A_k} \tag{7.9}$$

Hvor:

| | |
|---|---|
| $\delta_f$ | Udbøjningen fra forskydningsspændingerne $[mm]$ |
| $C$ | En konstant, der afhænger af vægtværsnittets form [-] |
| $V$ | Lasten $[kN/m]$ |
| $G$ | Forskydningsmodeullet af væggens materiale $[MPa]$ |
| $A_k$ | Kropsarealet $[mm^2]$ |

I Ligning 7.9 vises det, at kropsarealet er den eneste faktor, der er konstant på tværs af væggene med samme højde og materialeegenskaber. Det konstateres derfor, at vægstivheden varierer i forhold til kropsarealet af vægskiverne.

På Figur 7.16 sammenlignes de to bidrag til udbøjningen af en rektangulær vægskive. Med varierende $h/l$-forhold, kan kurven på Figur 7.16 observeres.




***Figur 7.16.*** Bøjnings- og forskydningsudbøjninger afhængig af højde/længde forholdet. Udklip af figur 5.7 i Bygningsberegninger (Jensen og Hansen, 2022).

Det ses på Figur 7.16 at forskydningsdeformationerne vil være dominerende ved små $h/l$-forhold, mens bøjningsdeformationerne vil være dominerende ved store $h/l$-forhold.

I bygningen er væggenes højde markant større end væggenes længde. Dette skyldes, at væggene er gennemgående mellem etagerne, og væggens højde udgør derfor bygningshøjden. Dette medfører, at bøjningssdeformationerne vil være dominerende. Der konstateres ud fra Ligning 7.8, at vægstivheden kun varierer i forhold til inertimomentet. Derfor beregnes vægstivheden i efterfølgende beregninger ud fra inertimomentet af vægskivens stærke akse. I Tabel 7.21 opstilles væggenes stivheder. De tværstabiliserende vægge antages kun at være stive i x-aksens retning, og omvendt for de længdestabiliserende vægge, som kun er stive i y-aksens retning. Dette skyldes, at væggene kun optager kræfterne i væggens eget plan.

***Tabel 7.21.*** De stabiliserende vægges stivheder.

| Væg nr. [−] | $S_{ix}$ [−] | $S_{iy}$ [−] | $x'_i$ [$m$] | $y'_i$ [$m$] | $S_{ix}\ x'_i$ [$m$] | $S_{iy}\ y'_i$ [$m$] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | - | 0,28 | 1,37 | 35,71 | - | 9,87 |
| 2 | - | 0,73 | 7,30 | 35,71 | - | 26,14 |
| 3 | - | 0,24 | 10,894 | 35,71 | - | 8,62 |
| 4 | - | 28,94 | 6,10 | 26,07 | - | 754,63 |
| 5 | - | 12,15 | 4,59 | 18,04 | - | 219,19 |
| 6 | - | 0,12 | 8,52 | 12,11 | - | 1,47 |
| 7 | - | 12,15 | 4,59 | 9,54 | - | 115,91 |
| 8 | - | 4,35 | 8,92 | 6,74 | - | 29,31 |
| 9 | - | 0,11 | 5,80 | 0,09 | - | 0,01 |
| 10 | - | 0,04 | 8,32 | 0,09 | - | 0,00 |
| 11 | - | 0,18 | 11,01 | 0,09 | - | 0,02 |
| 12 | 0,42 | - | 0,09 | 34,24 | 0,04 | - |
| 13 | 0,21 | - | 0,09 | 25,42 | 0,02 | - |
| 14 | 0,30 | - | 0,09 | 18,01 | 0,03 | - |
| 15 | 0,06 | - | 0,09 | 14,89 | 0,01 | - |
| 16 | 0,08 | - | 0,09 | 9,25 | 0,01 | - |
| 17 | 0,05 | - | 0,09 | 6,79 | 0,00 | - |
| 18 | 0,10 | - | 0,09 | 4,57 | 0,01 | - |
| 19 | 0,11 | - | 0,09 | 1,04 | 0,01 | - |
| 20 | 0,28 | - | 7,55 | 10,83 | 2,14 | - |
| 21 | 0,63 | - | 12,11 | 34,03 | 7,64 | - |
| 22 | 0,06 | - | 9,09 | 20,86 | 0,57 | - |
| 23 | 0,16 | - | 9,09 | 18,04 | 1,47 | - |
| 24 | 0,10 | - | 9,09 | 15,07 | 0,95 | - |
| 25 | 0,28 | - | 9,49 | 10,83 | 2,69 | - |
| 26 | 28,97 | - | 12,11 | 6,10 | 350,78 | - |
| Total | 31,82 | 59,29 | | | 366,36 | 1.165,17 |

Med de ovenstående vægstivheder bestemmes forskydningscenteret. Forskydningscenteret betegnes som det punkt i den vandrette skive, hvor de eksterne kræfter skal passere for at undgå rotation. Forskydningscenteret afhænger af vægstivhederne for hver enkel væg samt væggens placering i koordinatsystemet. I Ligning 7.10 bestemmes forskydningscenterets x-koordinat.

$$x_F = \frac{\sum S_{ix}\ x'_i}{S_x} \tag{7.10}$$

Hvor:

| | |
|---|---|
| $x_F$ | Forskydningscenterets x-koordinat $[m]$ |
| $S_{ix}$ | Den enkeltes vægs stivhed i y-retningen $[-]$ |
| $x'_i$ | X-koordinaten for væggens midtpunkt $[m]$ |
| $S_x$ | Summen af væggenes stivheder i x-retningen $[-]$ |

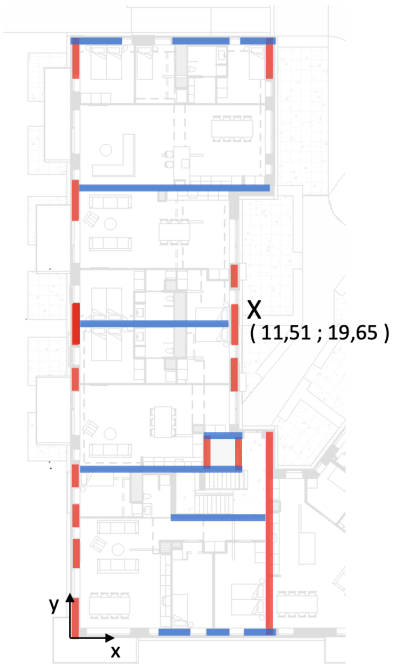
I Ligning 7.11 bestemmes forskydningscenterets y-koordinat.

$$y_F = \frac{\sum S_{iy}\ y'_i}{S_y} \tag{7.11}$$

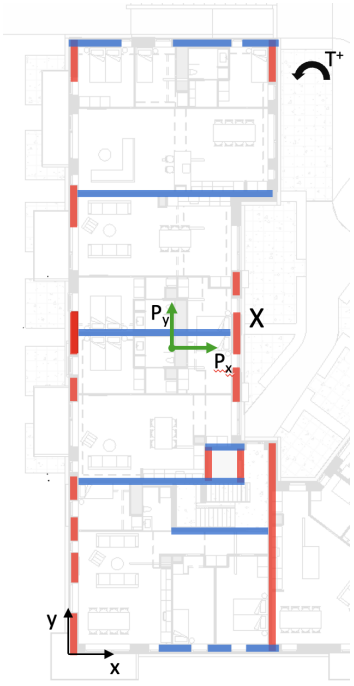
Hvor det samme gælder for Ligning 7.11 dog i y-aksens retning.

Med de ovenstående værdier fra Tabel 7.21 bestemmes forskydningscenteret til ( $x_F = 11,51\ m$ ; $y_F = 19,65\ m$ ) og er illustreret på Figur 7.17.

På Figur 7.18 ses forskydningscenteret i forhold til lasternes angreblinjer. Lasterne angriber den vandrette skive i midtpunktet ( $x = 6,06\ m$ ; $y = 17,86\ m$ ), som ligger forskudt fra forskydningscenteret. Dette medfører et vridende moment i skiven, som regnes positivt med drejning mod uret.




***Figur 7.17.*** Forskydningscenterets placering i koordinatsystemet.




***Figur 7.18.*** Lasternes angrebslinjer placeret i forhold til forskydningscenteret.

De stabiliserende vægge påvirkes af det vridende moment, $T$. Kræfterne i hver individuel væg virker i væggens længderetning, som enten er parallelt med x-aksen eller y-aksen. Her betegnes kræfterne i hver væg parallelt med x-aksen som $P_{ix}$, tilsvarende betegnes

kræfterne parallelt med y-aksen som $P_{iy}$. De ydre laster $P_x$ og $P_y$ bidrager begge til det vridende moment, som beskrives i Ligning 7.12.

$$T = -P_{iy}\ x_i + P_{ix}\ y_i \tag{7.12}$$

Hvor:

| | |
|---|---|
| $T$ | Vridende moment $[kNm]$ |
| $P_y$ | Ydre laster parallelle med y-aksen [kN] |
| $P_x$ | Ydre laster parallelle med x-aksen [kN] |
| $x_i$ | X-koordinat af angreblinjen for $P_y$ $[m]$ |
| $y_i$ | Y-koordinat af angreblinje for $P_x$ $[m]$ |

Koordinaterne $x_i$ og $y_i$ tager udgangspunkt i forskydningscentret. Det vridende moment for hver dækskive tager udgangspunkt i lasterne, som tidligere er blevet bestemt i sektion 7.2, hvor de ydre laster parallelle med y-aksen, $P_y$, og de ydre laster parallelle med x-aksen, $P_x$, er lig den mest kritiske last i bygningen. x- og y-koordinaterene $x_p$ og $y_p$ er afstanden mellem forskydningscenteret og lasternes angreblinje, som tidligere er blevet bestemt til ( $x'_p = 5,46\ m$; $y'_p = 1,80\ m$).

I Ligning 7.12 medtages lasterne på væggene i både x- og y-aksens retning. Der påsættes kun laster i x-aksens retning, da der undersøges for lasttilfældet STR 2.12 med dominerende vind fra vest. Der afgrænses fra at undersøge påvirkningen fra vind i zone A, B og C, da lasterne udgår med hinanden. Lasterne i y-aksens retning udgår derfor fra ligningen og $P_y$ sættes til $0,00\ kN$.

For dækskiven over 2. sal bliver det vridende moment, som følgende:

$$\begin{aligned} T_{2.sal} =& P_x \cdot y'_p \\ =& 248,95\ kN \cdot 1,80\ m = 447,47\ kNm \end{aligned}$$

Det vridende moment, der virker i hver dækskive, opstilles i Tabel 7.22.

***Tabel 7.22.*** Vridende moment $T$ for hver dækskive.

| Dækskive $[-]$ | $P_x$ $[kN]$ | $y'_p$ $[m]$ | $T$ $[kNm]$ |
|---|---|---|---|
| 4. sal | 487,10 | 1,80 | 875,51 |
| 3. sal | 248,95 | 1,80 | 447,47 |
| 2. sal | 248,95 | 1,80 | 447,47 |
| 1. sal | 248,95 | 1,80 | 447,47 |
| Stuen | 321,36 | 1,80 | 577,61 |

De vandrette laster samt det vridende moment, der påvirker dækskiven fordeles ud på vægunderstøtningerne. Ligning 7.13 bruges til fordelingen af laster til de tværstabiliserende vægge, mens Ligning 7.14 bruges til fordelingen af laster til de længdestabiliserende vægge.

$$P_{ix} = S_{iy} \left( \frac{P_x}{S_y} - \frac{T}{V} \, y_i \right) \tag{7.13}$$

$$P_{iy} = S_{ix} \left( \frac{P_y}{S_x} + \frac{T}{V} \, x_i \right) \tag{7.14}$$

Hvor:

| | |
|---|---|
| $P_{ix}$ | Den vandrette kræft i vægunderstøtningen parallel med x-aksen $[kN]$ |
| $P_{iy}$ | Den vandrette kræft i vægunderstøtningen parallel med y-aksen $[kN]$ |
| $S_{ix}$ | Vægstivheden for den enkelte væg $[-]$ |
| $S_{iy}$ | Vægstivheden for den enkelte væg $[-]$ |
| $P_x$ | Ydre last på dækskiven parallel med x-aksen $[kN]$ |
| $P_y$ | Ydre last på dækskiven parallel med y-aksen $[kN]$ |
| $S_x$ | Summen af alle vægstivhederne i y-aksens retning $[-]$ |
| $S_y$ | Summen af alle vægstivhederne i x-aksens retning $[-]$ |
| $T$ | Vridende moment $[kNm]$ |
| $V$ | Vridningsstivheden $[m^4]$ |
| $x_i$ | Afstanden mellem den enkelte væg og forskysningscenteret i x-retning $[m]$ |
| $y_i$ | Afstanden mellem den enkelte væg og forskysningscenteret i y-retning $[m]$ |

Vridningsstivheden, $V$, afhænger af væggenes stivhed samt afstanden til forskydningscenteret og tager udgangspunkt i Ligning 7.15.

$$V = \sum S_{ix} \; x_i^2 + \sum S_{iy} \; y_i^2 \tag{7.15}$$

I Tabel 7.23 ses et overblik over væggenes bidrag til vridningsstivheden.

***Tabel 7.23.*** De stabiliserende vægges bidrag til vridningsstivheden.

| Væg nr. [−] | $S_{ix}$ [−] | $S_{iy}$ [−] | $x_i$ [$m$] | $y_i$ [$m$] | $\sum S_{ix}\ x_i^2$ [$m^2$] | $\sum S_{iy}\ y_i^2$ [$m^2$] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | - | 0,28 | - | 16,06 | - | 71,26 |
| 2 | - | 0,73 | - | 16,06 | - | 188,71 |
| 3 | - | 0,24 | - | 16,06 | - | 62,27 |
| 4 | - | 28,94 | - | 6,42 | - | 1.192,84 |
| 5 | - | 12,15 | - | −1,61 | - | 31,59 |
| 6 | - | 0,12 | - | −7,54 | - | 6,92 |
| 7 | - | 12,15 | - | −10,11 | - | 1.242,46 |
| 8 | - | 4,35 | - | −12,91 | - | 725,04 |
| 9 | - | 0,11 | - | −19,56 | - | 40,25 |
| 10 | - | 0,04 | - | −19,56 | - | 16,33 |
| 11 | - | 0,18 | - | −19,56 | - | 67,73 |
| 12 | 0,42 | - | −11,42 | - | 55,14 | - |
| 13 | 0,21 | - | −11,42 | - | 27,43 | - |
| 14 | 0,30 | - | −11,42 | - | 39,47 | - |
| 15 | 0,06 | - | −11,42 | - | 8,07 | - |
| 16 | 0,08 | - | −11,42 | - | 10,09 | - |
| 17 | 0,05 | - | −11,42 | - | 6,33 | - |
| 18 | 0,10 | - | −11,42 | - | 12,43 | - |
| 19 | 0,11 | - | −11,42 | - | 14,68 | - |
| 20 | 0,28 | - | −3,96 | - | 4,46 | - |
| 21 | 0,63 | - | 0,60 | - | 0,23 | - |
| 22 | 0,06 | - | −2,42 | - | 0,37 | - |
| 23 | 0,16 | - | −2,42 | - | 0,95 | - |
| 24 | 0,10 | - | −2,42 | - | 0,61 | - |
| 25 | 0,28 | - | −2,02 | - | 1,16 | - |
| 26 | 28,97 | - | 0,60 | - | 10,35 | - |
| TOTAL | 31,82 | 59,29 | | | 191,76 | 3.645,40 |

Da de stabiliserende vægges placering er ens for alle etager, bliver vridninsstivheden hermed også ens for alle etager. Vridningsstivheden beregnes som følgende:

$$V = 191,76\ m^2 + 3.645,40\ m^2 = 3.837,16\ m^2$$

Lasterne fordeles nu ud på vægunderstøtningerne. Her undersøges eksempelvis den tværstabiliserende væg nr. 7, som tager udgangspunkt i Ligning 7.13.

$$P_{ix} = S_{iy} \cdot \left( \frac{P_x}{S_y} - \frac{T}{V} \, y_i \right)$$

$$P_{4.sal} = 12,15 \cdot \left( \frac{487,10 \; kN}{59,29} - \frac{875,51 \; kNm}{3.837,16 \; m^2} \cdot (-10,11 \; m) \right) = 127,85 \; kN$$

$$P_{3.sal} = 12,15 \cdot \left( \frac{248,95 \; kN}{59,29} - \frac{447,47 \; kNm}{3.837,16 \; m^2} \cdot (-10,11 \; m) \right) = 65,35 \; kN$$

$$P_{2.sal} = 12,15 \cdot \left( \frac{248,95 \; kN}{59,29} - \frac{447,47 \; kNm}{3.837,16 \; m^2} \cdot (-10,11 \; m) \right) = 65,35 \; kN$$

$$P_{1.sal} = 12,15 \cdot \left( \frac{248,95 \; kN}{59,29} - \frac{447,47 \; kNm}{3.837,16 \; m^2} \cdot (-10,11 \; m) \right) = 65,35 \; kN$$

$$P_{Stuen} = 12,15 \cdot \left( \frac{321,36 \; kN}{59,29} - \frac{577,61 \; kNm}{3.837,16 \; m^2} \cdot (-10,11 \; m) \right) = 84,35 \; kN$$

I Tabel 7.24 ses et overblik over lasternes fordeling på de øvrige stabiliserende vægge.

***Tabel 7.24.*** Fordeling af laster på de stabiliserende vægge. Værdierne er opgivet i $kN$.

| Væg nr. | Stuen | | 1. sal | | 2. sal | | 3. sal | | 4. sal | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | $P_{ix}$ | $P_{iy}$ | $P_{ix}$ | $P_{iy}$ | $P_{ix}$ | $P_{iy}$ | $P_{ix}$ | $P_{iy}$ | $P_{ix}$ | $P_{iy}$ |
| 1 | 0,83 | | 0,64 | | 0,64 | | 0,64 | | 1,26 | |
| 2 | 2,20 | | 1,70 | | 1,70 | | 1,70 | | 3,33 | |
| 3 | 0,73 | | 0,56 | | 0,56 | | 0,56 | | 1,10 | |
| 4 | 128,91 | | 99,87 | | 99,87 | | 99,87 | | 195,40 | |
| 5 | 68,80 | | 53,30 | | 53,30 | | 53,30 | | 104,29 | |
| 6 | 1,21 | | 0,62 | | 0,62 | | 0,62 | | 1,21 | |
| 7 | 84,35 | | 65,35 | | 65,35 | | 65,35 | | 127,85 | |
| 8 | 32,02 | | 24,81 | | 24,81 | | 24,81 | | 48,54 | |
| 9 | 0,88 | | 0,68 | | 0,68 | | 0,68 | | 1,33 | |
| 10 | 0,36 | | 0,28 | | 0,28 | | 0,28 | | 0,54 | |
| 11 | 1,48 | | 1,15 | | 1,15 | | 1,15 | | 2,24 | |
| 12 | | 0,73 | | 0,56 | | 0,56 | | 0,56 | | 1,10 |
| 13 | | 0,36 | | 0,28 | | 0,28 | | 0,28 | | 0,55 |
| 14 | | 0,52 | | 0,40 | | 0,40 | | 0,40 | | 0,79 |
| 15 | | 0,11 | | 0,08 | | 0,08 | | 0,08 | | 0,16 |
| 16 | | 0,13 | | 0,10 | | 0,10 | | 0,10 | | 0,20 |
| 17 | | 0,08 | | 0,06 | | 0,06 | | 0,06 | | 0,13 |
| 18 | | 0,16 | | 0,13 | | 0,13 | | 0,13 | | 0,25 |
| 19 | | 0,19 | | 0,15 | | 0,15 | | 0,15 | | 0,29 |
| 20 | | 0,17 | | 0,13 | | 0,13 | | 0,13 | | 0,26 |
| 21 | | −0,06 | | −0,04 | | −0,04 | | −0,04 | | −0,09 |
| 22 | | 0,02 | | 0,02 | | 0,02 | | 0,02 | | 0,03 |
| 23 | | 0,06 | | 0,05 | | 0,05 | | 0,05 | | 0,09 |
| 24 | | 0,04 | | 0,03 | | 0,03 | | 0,03 | | 0,06 |
| 25 | | 0,09 | | 0,07 | | 0,07 | | 0,07 | | 0,13 |
| 26 | | −2,61 | | −2,02 | | −2,02 | | −2,02 | | −3,95 |
| TOTAL | 321,36 | 0,00 | 248,95 | 0,00 | 248,95 | 0,00 | 248,95 | 0,00 | 487,10 | 0,00 |

For at kontrollere lastfordelingen til de stabiliserende vægge, bliver lasterfordelingen sammenlignet med de ydre laster, der påvirker bygningen. I sektion 7.2 blev de ydre laster på dækskiverne bestemt. I Tabel 7.25 ses en sammeligning af lastefordelingen i forhold til de ydre laster.

***Tabel 7.25.*** Sammenligning af lastfordelingen for hver dækskive, samt de ydre lasters påvirkning på dækskiverne. Værdierne er opgivet i $kN$.

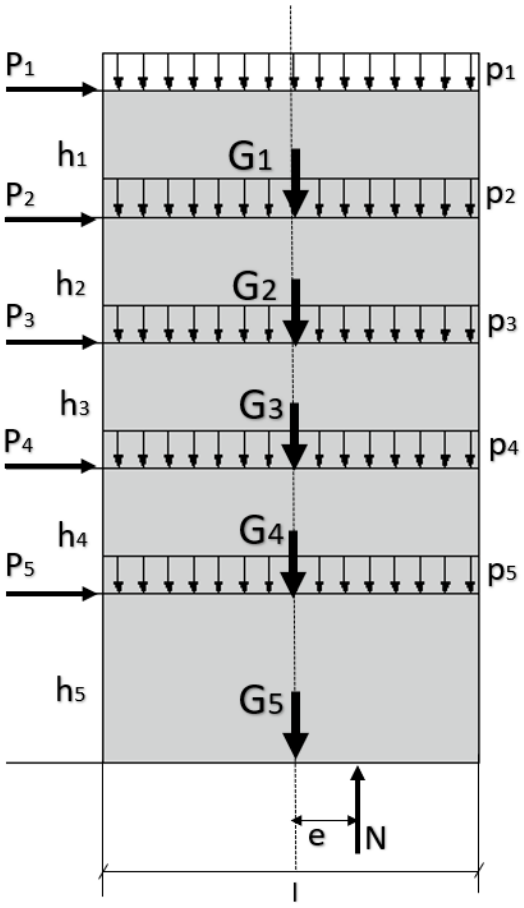
| Dækskive | Lastfordeling | | Ydre laster | |
|---|---|---|---|---|
| | $\sum P_{ix}$ | $\sum P_{iy}$ | $P_x$ | $P_y$ |
| 4. sal | $487,10$ | $0,00$ | $487,10$ | $0,00$ |
| 3. sal | $248,95$ | $0,00$ | $248,95$ | $0,00$ |
| 2. sal | $248,95$ | $0,00$ | $248,95$ | $0,00$ |
| 1. sal | $248,95$ | $0,00$ | $248,95$ | $0,00$ |
| Stuen | $321,36$ | $0,00$ | $321,36$ | $0,00$ |

Da den samlede lastfordeling på de stabiliserende vægge er lig de ydre laster, kan det konkluderes at de ydre laster på hver dækskive fordeles elastisk ud på de stabiliserende vægge. Kræfterne på hver stabiliserende væg anvendes i efterfølge beregninger.

# 8 | Stabilitet

I det følgende afsnit eftervises bygningens stabilitet. Dette indebærer en eftervisning af de stabiliserende vægge for vandrette belastninger, som blev bestemt i sektion 7.2. Yderligere eftervises bæreevnen for væltning, glidning og knusning i trykzonen. Beregningsmetoderne tager udgangspunkt i et revnet tværsnit, der eftervises efter de plastiske metoder, som er angivet i bogen "Bygningsberegninger"(Jensen og Hansen, 2022).

Af Figur 8.1 fremgår en skitse af væggens geometri samt lastpåvirningen, der indgår i stabilitetsberegningerne.




***Figur 8.1.*** Afstivende profil i form af enkelt væg med excentrisk normalkraft.

Væggens geometri opdeles i etager, hvor højden, $h_i$, er etagehøjden og længden, $l$, er væggens længde gennemgående for alle etager. Væggen belastes med en vandret last, $P_i$, samt en lodret stabiliserende last, $p_i$, på hver etage. I væggens tyngdepunkt virker væggens egenlast, $G_i$, for hver etage. I bunden virker tryknormalspændingens resultant, $N$, som påvirker med en excentricitet, $e$, fra væggens midte.

## 8.1 Væltning

For at sikre at vægelementerne ikke vælter grundet de vandrette laster ved væggens top, kontrolleres der for væltning ved at undersøge momentet ved væggens underkant. Væggen regnes som udgangspunkt uforankret, dog efter excentriciteterne er blevet bestemt, afgøres der om forankring er nødvendig. Resultanten, $N$, i trykzonen bestemmes ved vertikal ligevægt i Ligning 8.1.

$$\sum F_y = 0 = N - \sum G_i \ - \sum p_i \cdot l \tag{8.1}$$

Moment ligevægt bestemmes i Ligning 8.2.

$$\sum M = 0 \ kNm = \sum P_i \cdot h_i \tag{8.2}$$

Fra momentligevægten udledes excentriciteten i Ligning 8.3.

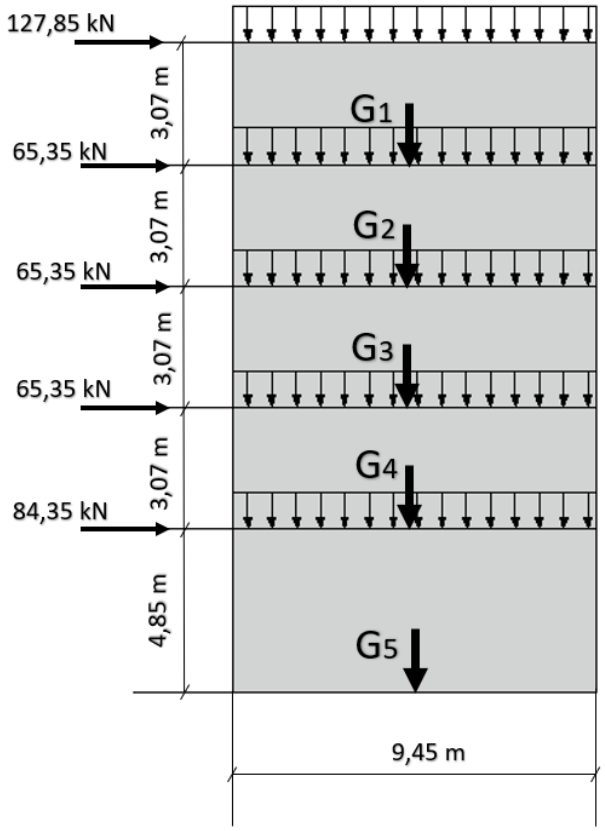
$$e = \frac{\sum P_i \cdot h_i}{N} = \frac{M}{N} \tag{8.3}$$

Hvis excentriciteten falder indenfor væggens længde, er væggen stabil overfor væltning og skal derfor ikke forankres. Bæreevnekriteriet defineres i Ligning 8.4.

$$e \leq 0,5 \cdot l \tag{8.4}$$

### 8.1.1 Beregningseksempel - væg nr. 7, bærelinje C

I det følgende afsnit gennemgås et eksempel for kontrol af væltning i væg nr. 7, der indgår i bærelinje C. Af Figur 8.2 fremgår geometrien af væggen samt laster herpå.




***Figur 8.2.*** Geometrien af væg nr. 7 samt laster og afstande.

Etagedækkets lastpåvirkning på bærelinje C ligger forskudt, grundet trappeskakten på den ene side af væggen. Der afgrænses fra at undersøge lastpåvirkningen fra trappeskakten, som fører til en resulterende kraft fra etagedækkene, der ligger forskudt til venstre for midten af væggen. Da der undersøges for væltning giver dette et mindre kritisk tilfælde. Etagedækkenes lastpåvirkning påføres derfor jævnt fordelt over hele væggens længde.

Der regnes med lastkombinationen STR 2.12, hvor egenlasten er til gunst. Der anvendes derfor $\gamma_G = 0,9$ som partialkoefficient for egenlasten.

Normalkraften i væggens underkant afhænger af lastpåvirkningen fra etagedækkene. Her bestemmes linjelasten på væggen ud fra lastoplandet af etagedækkene. Som tidligere beskrevet i sektion 7.1 blev lastoplandet på bærelinje C undersøgt. Her blev der anvendt $4,95\ m$ og $4,25\ m$. I Tabel 8.1 ses et overblik over konstruktions egenlaster, som anvendes i efterfølgende beregninger.

***Tabel 8.1.*** Opsummering af permanente og variable laster, der påvirker væggen.

| Konstruktionsdele | Bunden $[kN/m^2]$ | Fri $[kN/m^2]$ | I alt $[kN/m^2]$ |
|---|---|---|---|
| Etagedæk | $3,28$ | $0,49$ | $3,77$ |
| Indvendige vægge | $4,80$ | $-$ | $4,80$ |
| Nyttelast, bolig | $-$ | $1,50$ | $1,50$ |

Med de ovenstående laster samt lastopland bestemmes normalkræfterne gennem væggen i bærelinje C:

$$N_1 = 0,9 \cdot (3,76\ kN/m^2 \cdot 4,25\ m \cdot 9,45\ m + 3,76/m^2 \cdot 4,95\ m \cdot 9,45\ m + 4,80\ kN/m^2 \cdot 3,07\ m \cdot 9,45\ m) = 419,05\ kN$$

$$N_2 = 419,05\ kN + 0,9 \cdot (3,76\ kN/m^2 \cdot 4,25\ m \cdot 9,45\ m + 3,76\ kN/m^2 \cdot 4,95\ m \cdot 9,45\ m + 4,80\ kN/m^2 \cdot 3,07\ m \cdot 9,45\ m) = 838,10\ kN$$

$$N_3 = 838,10\ kN + 0,9 \cdot (3,76\ kN/m^2 \cdot 4,25\ m \cdot 9,45\ m + 3,76\ kN/m^2 \cdot 4,95\ m \cdot 9,45\ m + 4,80\ kN/m^2 \cdot 3,07\ m \cdot 9,45\ m) = 1257,14\ kN$$

$$N_4 = 1257,14kN + 0,9 \cdot (3,76kN/m^2 \cdot 4,25m \cdot 9,45m + 3,76kN/m^2 \cdot 4,95m \cdot 9,45m + 4,80kN/m^2 \cdot 3,07m \cdot 9,45m) = 1676,19kN$$

$$N_5 = 1676,19\ kN + 0,9 \cdot (3,76\ kN/m^2 \cdot 4,25\ m \cdot 9,45\ m + 3,76\ kN/m^2 \cdot 4,95\ m \cdot 9,45\ m + 4,80\ kN/m^2 \cdot 4,85\ m \cdot 9,45\ m) = 1874,18\ kN$$

Momentet der opstår af de vandrette laster i væggens underkant bestemmes. Her undersøges moment bidraget fra hver etage.

$$\begin{aligned} M_1 &= K_{FI} \cdot \gamma_Q \cdot P_1 \cdot h_1 \\ &= 1,5 \cdot 1,1 \cdot 127,85\ kN \cdot 3,07\ m \\ &= 647,62\ kNm \end{aligned}$$

$$
\begin{aligned}
M_2 &= M_1 + K_{FI} \cdot \gamma_Q \cdot (P_1 + P_2)h_2 \\
&= 647,62\ kNm + 1,5 \cdot 1,1 \cdot (127,85\ kN + 65,35\ kN) \cdot 3,07\ m \\
&= 1626,28\ kNm
\end{aligned}
$$

$$
\begin{aligned}
M_3 &= M_2 + K_{FI} \cdot \gamma_Q \cdot (P_1 + P_2 + P3)h_3 \\
&= 1626,28\ kNm + 1,5 \cdot 1,1 \cdot (127,85\ kN + 65,35\ kN + 65,35\ kN) \cdot 3,07\ m \\
&= 2935,96\ kNm
\end{aligned}
$$

$$
\begin{aligned}
M_4 &= M_3 + K_{FI} \cdot \gamma_Q \cdot (P_1 + P_2 + P3 + P4)h_4 \\
&= 2935,96\ kNm + 1,5 \cdot 1,1 \cdot (127,85\ kN + 65,35\ kN + 65,35\ kN + 65,35\ kN) \cdot 3,07\ m \\
&= 4576,68\ kNm
\end{aligned}
$$

$$
\begin{aligned}
M_5 &= M_4 + K_{FI} \cdot \gamma_Q \cdot (P_1 + P_2 + P3 + P4 + P5)h_5 \\
&= 4576,68\ kNm + 1,5 \cdot 1,1 \cdot (127,85\ kN + 65,35\ kN + 65,35\ kN + 65,35\ kN + 84,35\ kN) \cdot 3,07\ m \\
&= 7843,70\ kNm
\end{aligned}
$$

Med de bestemte momenter og normalkræfter for hver etage, bestemmes excentriciteterne. Her skal excentriciteten falde indenfor væggens længde, som fremgår af Ligning 8.4.

$$e_1 = \frac{M_1}{N_1} = \frac{647,62\ kNm}{419,05\ kN} = 1,55\ m \leq 4,72\ m \qquad \text{OK!}$$

$$e_2 = \frac{M_2}{N_2} = \frac{1626,28\ kNm}{838,09\ kN} = 1,94\ m \leq 4,72\ m \qquad \text{OK!}$$

$$e_3 = \frac{M_3}{N_3} = \frac{2935,96\ kNm}{1257,14\ kN} = 2,34\ m \leq 4,72\ m \qquad \text{OK!}$$

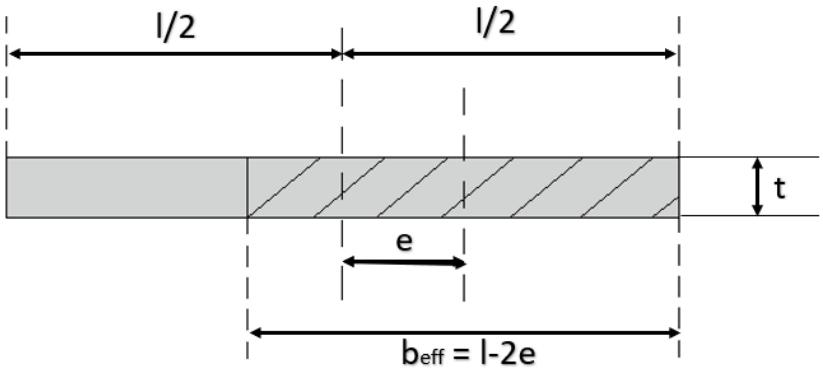
$$e_4 = \frac{M_4}{N_4} = \frac{4576,68\ kNm}{1676,19\ kN} = 2,73\ m \leq 4,72\ m \qquad \text{OK!}$$

$$e_5 = \frac{M_5}{N_5} = \frac{7843,70\ kNm}{1874,18\ kN} = 4,18\ m \leq 4,72\ m \qquad \text{OK!}$$

Ligning 8.4 overholdes i alle tilfælde, hvilket betyder at væggen er stabil overfor væltning på alle etager. Forankring af væggen er derfor ikke nødvendig.

## 8.2 Trykzonebrud

Når der forekommer excentriciteter, som blev beregnet i det ovenstående afsnit, vil der opstå en trykzone i væggen, som undersøges i efterfølgende beregninger. Trykzonen er illustreret på Figur 8.3.




***Figur 8.3.*** Tværsnit af væggen, hvor trykzonen er markeret.

For at sikre at der ikke sker brud i trykzonen, bestemmes den resulterende spænding heri ved Ligning 8.5.

$$\sigma_{crit} = \frac{N}{A_{eff}} \tag{8.5}$$

Her er det effektive areal af trykzonen, $A_{eff}$, som bestemmes i Ligning 8.6.

$$A_{eff} = t \cdot b_{eff} \tag{8.6}$$

Her er den effektive bredde af trykzonen, $b_{eff}$, som bestemmes i Ligning 8.7.

$$b_{eff} = l - 2e \tag{8.7}$$

Hvor:

| | |
|---|---|
| $\sigma_{crit}$ | Den kritiske beton trykspænding $[MPa]$ |
| $N$ | Normalkraften $[kN]$ |
| $A_{eff}$ | Arealet af trykzone $[m^2]$ |
| $b_{eff}$ | Bredden af trykzone $[m]$ |
| $t$ | Tykkelsen af væggen $[m]$ |
| $l$ | Længden af væggen $[m]$ |

### 8.2.1 Beregningseksempel - væg nr. 7, bærelinje C

I det følgende afsnit gennemgås et eksempel for kontrol af knusning i trykzonen i væg nr. 7, der indgår i bærelinje C. For at bestemme den kritiske trykspænding i væggen anvendes væggens trykstyrke, $f_{ck} = 35MPa$.

$$\sigma_{crit} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{35MPa}{1,40} = 25MPa$$

Med udgangspunkt i de tidligere beregnede excentriciteter, bestemmes trykzonens bredde, areal og spænding for alle etager. Resultaterne heraf fremgår af Tabel 8.2.

***Tabel 8.2.*** Bredder, arealer og spændinger i trykzonen på hver etage.

| Væg | $e$ $[m]$ | $b$ $[m]$ | $t$ $[m]$ | $A$ $[m^2]$ | $\sigma_i$ $[MPa]$ |
|---|---|---|---|---|---|
| 4. sal | 1,55 | 6,36 | 0,20 | 1,27 | 0,33 |
| 3. sal | 1,94 | 5,57 | 0,20 | 1,11 | 0,75 |
| 2. sal | 2,34 | 4,77 | 0,20 | 0,95 | 1,32 |
| 1. sal | 2,73 | 3,99 | 0,20 | 0,79 | 2,10 |
| Stuen | 4,18 | 1,08 | 0,20 | 0,21 | 8,68 |

De beregnede spændinger overstiger ikke den kritisk spænding, og der er derfor ingen risiko for trykzonebrud i væg nr. 7.

## 8.3 Glidning

Der eftervises, at profilet ikke glider grundet de vandrette laster. Der antages at støbeskellet mellem væg og dækundersiden er glat. Forskydningsbæreevnen kontrolleres derfor ved Ligning 8.8.

$$V \leq 0,5 \cdot N \tag{8.8}$$

### 8.3.1 Beregningseksempel - væg nr. 7, bærelinje C

I det følgende afsnit gennemgås et eksempel for kontrol af glidning i væg nr. 7, der indgår i bærelinje C. Der bestemmes den regningsmæssige vandrette kraft ved profilets underside, som følgende:

$$\begin{aligned} V_1 &= K_{FI} \cdot \gamma_Q \cdot P_1 \\ &= 1,5 \cdot 1,1 \cdot 127,85\ kN \\ &= 210,95\ kN \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_2 &= K_{FI} \cdot \gamma_Q \cdot (P_1 + P_2) \\ &= 1,5 \cdot 1,1 \cdot (127,85\ kN + 65,35\ kN) \\ &= 318,78\ kN \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_3 &= K_{FI} \cdot \gamma_Q \cdot (P_1 + P_2 + P_3) \\ &= 1,5 \cdot 1,1 \cdot (127,85\ kN + 65,35\ kN + 65,35\ kN) \\ &= 426,60\ kN \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_4 &= K_{FI} \cdot \gamma_Q \cdot (P_1 + P_2 + P_3 + P_4) \\ &= 1,5 \cdot 1,1 \cdot (127,85\ kN + 65,35\ kN + 65,35\ kN + 65,35\ kN) \\ &= 534,44\ kN \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_5 &= K_{FI} \cdot \gamma_Q \cdot (P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5) \\ &= 1,5 \cdot 1,1 \cdot (127,85\ kN + 65,35\ kN + 65,35\ kN + 65,35\ kN + 84,35\ kN) \\ &= 673,61\ kN \end{aligned}$$

Med de bestemte forskydningskræfter kan væggen kontrolleres for glidning. Her skal Ligning 8.8 overholdes.

$$V_1 = 210,95\ kN < 0,5 \cdot N_1 = 209,52\ kN \qquad \text{IKKE OK!}$$

$$V_2 = 318,78\ kN < 0,5 \cdot N_2 = 419,04\ kN \qquad \text{OK!}$$

$$V_3 = 426,60\ kN < 0,5 \cdot N_1 = 628,57\ kN \qquad \text{OK!}$$

$$V_4 = 534,44\ kN < 0,5 \cdot N_4 = 838,09\ kN \qquad \text{OK!}$$

$$V_5 = 673,61\ kN < 0,5 \cdot N_5 = 937,10\ kN \qquad \text{OK!}$$

Forskydningsbæreevnen af støbeskellet er tilstrækkelige i væg nr. 7 fra stuen til 3. sal. På 4. sal er der risiko for glidning, og væggen skal derfor forankres. Dette kan gøres eksempelvis med et fodbeslag, der anvendes til vandret fastholdelse ud af væggens plan. Bæreevnen for hver fodbeslag er $5,7\ kN$ iht. CRH concrete (CRH Concrete A/S). Da den vandrette kraft overstiger betingelsen for glidningsbæreevne med 1 $kN$, vurderes det at anvendelsen af mindst ét beslag vil være tilstrækkelig.

# 9 | Robusthed

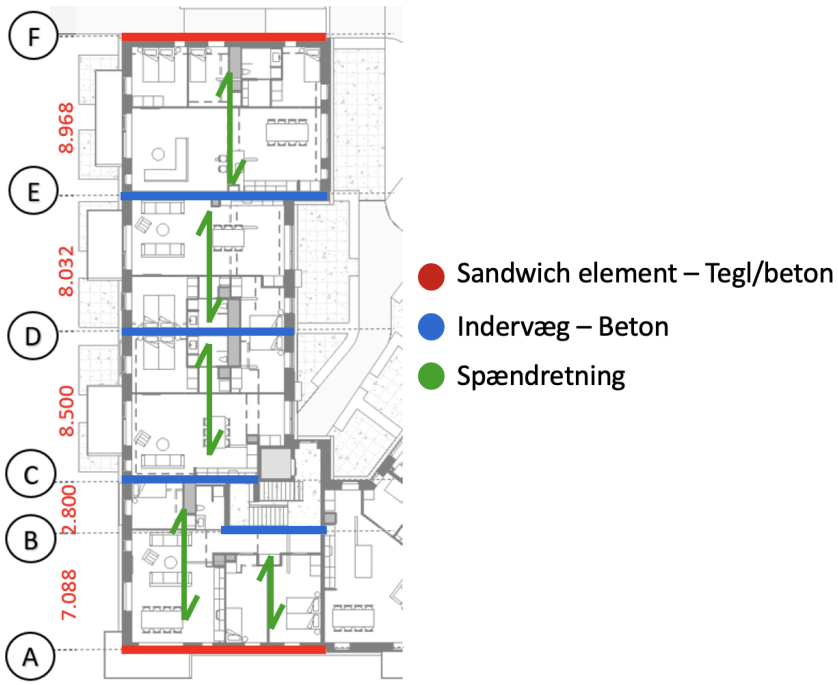
I dette kapitel undersøges robustheden af projektbygningen. Her tages der udgangspunkt i DS/EN 1992-1-1 FU:2021 (Dansk Standard, 2021a).

Kravene til robusthed i bygningen er tidligere beskrevet i sektion 4.3. Robusthedskravene sikrer bygningen mod eventuelle konsekvenser af grove fejl, dog må robusthedsberegningerne ikke betragtes som dimensionsgivende mod de grove fejl. Iht. DS/EN 1992-1-1 skal robusthedsberegningerne indeholde følgende:

- Periferi-trækforbindelser
- Interne trækforbindelser
- Vandrette søjle- eller vægtrækforbindelser
- Hvor det er nødvendigt, lodrette trækforbindelser, især i vægskiver i bygninger

I efterfølgende under-sektioner eftervises de nævnte punkter.

På Figur 9.1 ses spændretningen og spændvidden af huldækkene, der anvendes i efterfølgende beregninger. Her tages der udgangspunkt i dækskiven over 1.sal.




***Figur 9.1.*** Spændretningen og spændvidden af huldækkene i dækskiven over 1. sal.

I sektion 5.2 er materialeparametrene for armeringsstålet angivet. Her anvendes armeringsstål Y550, som har en karakteristisk flydespændning på $f_{yk} = 550\ MPa$.

## 9.1 Periferi-trækforbindelser

I denne under-sektion undersøges periferi-trækforbindelsen for huldækket over 1. sal, som er armeringen langs periferien, også kaldt randarmeringen. Armeringsstyrken beregnes i Ligning 9.1.

$$F_{tie,per} = l_i \cdot q_1 \geq Q_2 \tag{9.1}$$

Hvor:

| | |
|---|---|
| $F_{tie,per}$ | Trækforbindelsens kraft $[kN]$ |
| $l_i$ | Længden af sidste fag [m] |
| $q_1$ | Linjelast i enderne $[kN/m]$ |
| $Q_2$ | Anvendes ikke i Danmark $[kN]$ |

Iht. DS/EN 1992-1-1 DK:NA sættes linjelasten, $q_1$, til 15 $kN/m$, når bygningen er i en høj konsekvensklasse. Yderligere skal trækkraften, $F_{tie,per}$, minimum have en karakteristisk værdi på 80 $kN$, når bygningen er i en høj konsekvensklasse. (Trafik-, Bygge- og Boligstyrelsen, 2021a)

Med de nævnte betingelser omskrives Ligning 9.1 til følgende:

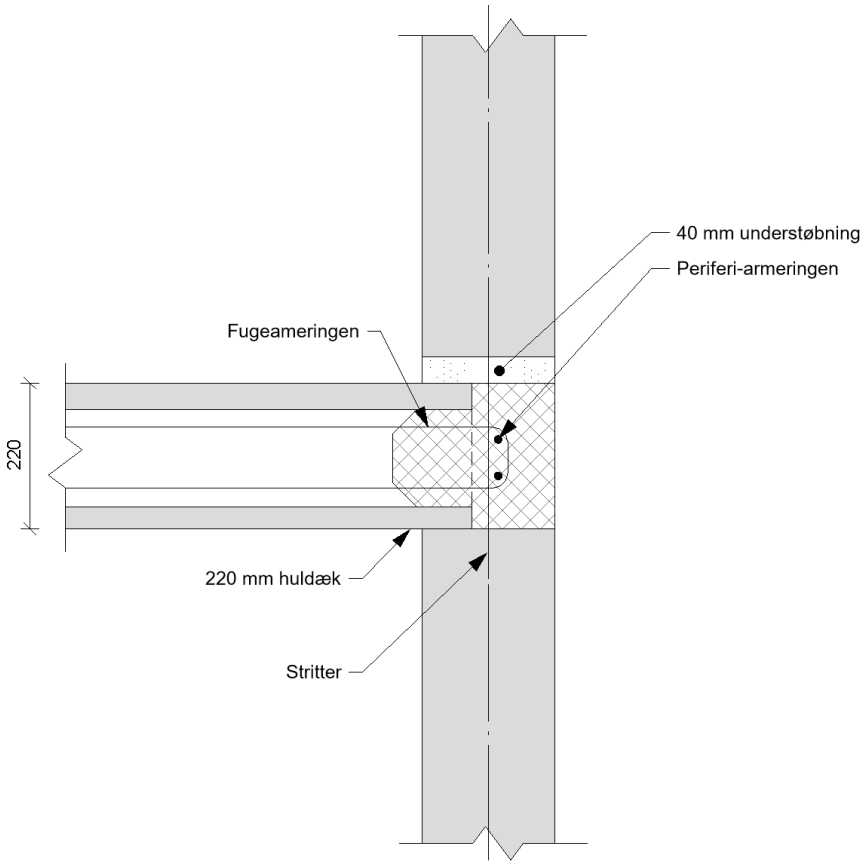
$$F_{tie,per} = maks \begin{cases} 15\ kN/m \cdot l_i \\ 80\ kN \end{cases} \tag{9.2}$$

I efterfølgende beregninger anvendes Ligning 9.2. Længden af det sidste fag, $l_i$, varierer i bygningen. I galvene, hvor dækskiverne hviler af med endevederlag på væggene varierer længden, $l_i$, og her medtages derfor længden af det sidste fag. I facaderne, hvor dækskiverne hviler af på væggene med sidevederlag fastsættes længden, $l_i$, til $1,2\ m$, som er huldækkets standard bredde. I Tabel 9.1 opstilles længden, $l_i$, og tilhørende trækforbindelser.

***Tabel 9.1.*** Oversigt over længden samt trækforbindelsens kraft for hver modullinje.

| Modullinje | $l_i$ $[m]$ | $F_{tie,per}$ $[kN]$ |
|---|---|---|
| A | $8,97$ | $134,52$ |
| F | $7,09$ | $106,32$ |
| Øvrige facader | $1,2$ | 80 |

Periferi-armeringens placering er illustreret på Figur 9.2.




***Figur 9.2.*** Placering af periferi-armeringen med to armeringsstænger.

I Ligning 9.3 bestemmes periferi-armeringens nødvendige areal, $A_s$.

$$A_s = \frac{F_{tie,per}}{f_{yd}} \tag{9.3}$$

Hvor:

| | |
|---|---|
| $A_s$ | Armeringsarealet $[mm^2]$ |
| $F_{tie,per}$ | Trækforbindelsens kraft $[kN]$ |
| $f_{yd}$ | Armeringsstålets regningsmæssige flydespænding $[MPa]$ |

Her anvendes armeringsstål med en karakteristiske flydespænding på $f_{yk} = 550\ MPa$. Med en paratialkoefficient på $1,2$ for slap armring, anvendes en regningsmæssig flydespænding på $458,33\ MPa$. Periferi-armeringens nødvendige areal dimensioneres efter den største trækforbindelse.

$$A_s = \frac{134,52\ kN}{458,33\ MPa} = 293,5\ mm^2$$

Yderligere undersøges den nødvendige armeringsstørrelse, hvor der anvendes 2 $Y16$ armeringsstænger.

$$2 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (16\ mm)^2 = 402\ mm^2$$

Med 2 $Y16$ armeringsstænger i periferien overholdes det nødvendige armeringsareal:

$$293,5\ mm^2 \leq 402\ mm^2 \qquad \text{OK!}$$

## 9.2 Forankringslængder og stødlængder

I dette afsnit tages der udgangspunkt i bogen "Beton konstruktioner"(Jensen, 2019), samt DS/EN 1992-1-1 FU:2021 (Dansk Standard, 2021a). Her undersøges armeringens forankrings- og stødlængde. For at bestemme forankringslængden bestemmes basisforankringslængden. Basisforankringslængden er længden, hvor armeringen overlapper hinanden, så betonen og armeringsstangen har fuld forankring. Den efterfølgende fremgangsmåde gælder ikke for glat armering og armeringstænger med en diameter større end 32 $mm$.

Basisforankringslængden bestemmes ved Ligning 9.4.

$$\frac{l_b}{\text{Ø}} = \frac{\frac{f_{yk}}{\gamma_s} \cdot \gamma_c}{9 \cdot f_{ctk}} \tag{9.4}$$

Hvor:

| | |
|---|---|
| $l_b$ | Forankringslængden $[m]$ |
| Ø | Armeringens diameter $[m]$ |
| $f_{yk}$ | Armeringens karakteristiske flydespændning $[MPa]$ |
| $\gamma_s$ | Partialkoefficient for armeringen [-] |
| $\gamma_c$ | Partialkoefficient for betonen [-] |
| $f_{ctk}$ | Karakteristisk trækstyrke ved 5% fraktil $[MPa]$ |

I ovenstående afsnit blev randarmeringsstængerne dimensioneret til Y16. I sektion 5.1 er betonens materialeparametre opstillet. Her benyttes en beton C35 med en karakteristisk trækstyrke ved en 5% fraktil på $f_{ctk} = 1,9\ MPa$ (Jensen, 2020).

Forholdet mellem forankringslængden og armeringens diameter er givet i Ligning 9.5.

$$\frac{l_b}{Ø} = \frac{\frac{550\ MPa}{1{,}2} \cdot 1{,}6}{9 \cdot 1{,}9\ MPa} = 42{,}9 \tag{9.5}$$

Basisforankringslængden bestemmes ved at multiplicere randarmeringens diameter med forholdet, som blev bestemt i Ligning 9.5. Basisforankringslængden beregnes som følgende:

$$l_b = Ø \cdot \frac{l_b}{Ø} = 16\ mm \cdot 42{,}9 = 0{,}98\ m$$

Der antages gode forankringsforhold for basisforankringslænden. Hvis armeringen ligger i dårlige forankringsforhold ganges der $0{,}7^{-1}$ på basisforankringslængden. Gode forankringsforhold forekommer i undersidearmeringen, når dækskiver udstøbes traditionelt, dvs. at der sikres en god vibrering i de enkelte lag. Dårlige forankringsforhold forekommer i oversidearmeringen, når dækskiver udstøbes med en tykkelse på 250 $mm$ eller derover. I projektbygningen er dækskiverne udstøbt med en tykkelse på 220 $mm$, og der antages derfor gode forankringsforhold for både underside- og oversidearmeringen. Forankringslænden er tidligere bestemt til $0{,}98\ m$.

Ud fra forankringslængden bestemmes stødlægnden, hvor stød overføres fra armeringsstang til armeringsstang. Dette sker normalt ved overlapningen af stængerne, hvor disse afløser hinanden. I Ligning 9.6 bestemmes stødlængden.

$$l_0 = l_b \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \tag{9.6}$$

Hvor:

| | |
|---|---|
| $l_0$ | Stødlængden $[m]$ |
| $l_b$ | Forankringslængden $[m]$ |
| $\alpha_1$ | Koefficient iht. stængernes form [-] |
| $\alpha_2$ | Koefficient iht. betonens dæklag [-] |
| $\alpha_3$ | Koefficient iht. tværarmering [-] |
| $\alpha_5$ | Koefficient iht. tværtryk [-] |
| $\alpha_6$ | Koefficient iht. stød i snittet [-] |

Koefficienterne aflæses i tabel 8.2 i DS/EN 1992-1-1 FU:2021 (Dansk Standard, 2021a), og koefficienterne $\alpha_1$, $\alpha_2$, $\alpha_3$, og $\alpha_5$ sættes konservativt til $1{,}0$. Koefficienten $\alpha_6$ sættes konservativt til $1{,}5$.

Med ovenstående værdier bestemmes stødlængden til følgende:

$$l_0 = 0,98\ m \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,5 = 1,47\ m$$

Iht. DS/EN 1992-1-1 FU:2021 skal stødlængden være større eller lig den minimale stødlængde $l_{0,min}$, som tager udgangspunkt i Ligning 9.7.

$$l_{0,min} = maks \begin{cases} 0,3 \cdot \alpha_6 \cdot l_b \\ 15 \cdot Ø \\ 200\ mm \end{cases} \tag{9.7}$$

Hvor:

| | |
|---|---|
| $l_{0,min}$ | Den minimale stødlængde $[m]$ |
| $l_b$ | Forankringslængden $[m]$ |
| $\alpha_6$ | Koefficient iht. stød i snittet [-] |
| $Ø$ | Armeringens diameter $[mm]$ |

Med en armeringsdiameter på 16 $mm$, og en forankringslængde på $0,98\ m$ bestemmes den minimale stødlængde til:

$$l_{0,min} = maks \begin{cases} 0,3 \cdot \alpha_6 \cdot l_b = 441\ mm \\ 15 \cdot Ø = 240\ mm \\ 200\ mm \end{cases} = 441\ mm$$

Med den minimale stødlængde overholdes betingelsen:

$$l_0 \geq l_{0,min}$$
$$1,47\ m \geq 441\ mm \qquad \text{OK!}$$

## 9.3 Interne trækforbindelser

De interne trækforbindelser, også kaldt fugearmering, skal iht. DS/EN 1992-1-1 ligge i to retninger, som er vinkelret på hindanden. Yderligere skal armeringen være kontinuert gennem dækskiven. De interne trækforbindelser forankres til enten periferi-armeringen eller forsætter som vandrette trækforbindelser til væggene. Den interne trækforbindelse beregnes i Ligning 9.8.

$$F_{tie} = q_3 \cdot \frac{(l_1 + l_2)}{2} \tag{9.8}$$

Hvor:

| | |
|---|---|
| $F_{tie}$ | Trækforbindelsens kraft $[kN]$ |
| $q_3$ | Linjelast $[kN/m]$ |
| $l_1$ | Spændvidden [m] |
| $l_2$ | Spændvidden [m] |

Iht. DS/EN 1992-1-1 DK:NA sættes linjelasten, $q_3$, til 30 $kN/m$, når bygningen er i en høj konsekvensklasse. Yderligere skal trækkraften, $F_{tie}$, minimum have en karakteristisk værdi på 80 $kN$, når bygningen er i en høj konsekvensklasse. (Trafik-, Bygge- og Boligstyrelsen, 2021a)

Med de nævnte betingelser fra DS/EN 1992-1-1, omskrives Ligning 9.8 til følgende:

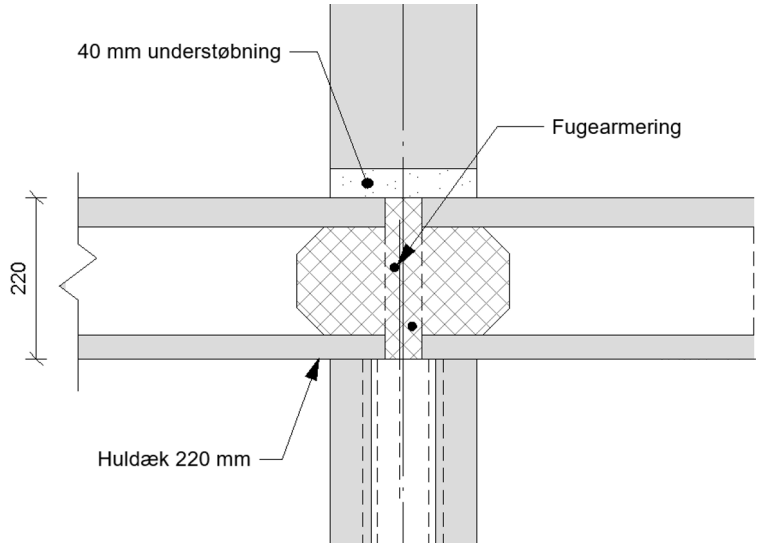
$$F_{tie} = maks \begin{cases} 15\ kN/m \cdot \frac{(l_1+l_2)}{2} \\ 80\ kN \end{cases} \tag{9.9}$$

I efterfølgende beregninger anvendes Ligning 9.9. Længderne, $l_1$ og $l_2$, er længden af dækskiven på hver side af fugearmeringen. Her undersøges den interne trækforbindelse ved bærelinje B til E og langs dækkene. Det er tidligere blevet beskrevet, at de interne trækforbindelser skal ligge i to retninger, og derfor undersøges fugearmeringen langs dækkene og væggene. Fugearmeringen langs væggene ligger parallelt med modullinjerne, mens fugearmeringen langs dækkene ligger parallelt med spændretningen af dækkene. Der opstilles længder og tilhørende trækforbindelser i Tabel 9.2.

***Tabel 9.2.*** Oversigt over længder samt trækforbindelsens kraft for hver modullinje.

| Modullinje | $l_1$ $[m]$ | $l_2$ $[m]$ | $F_{tie}$ $[kN]$ |
|---|---|---|---|
| Langs væggen | | | |
| B | $7,088$ | $2,800$ | $80$ |
| C | $8,500$ | $9,888$ | $137,91$ |
| D | $8,032$ | $8,500$ | $123,99$ |
| E | $8,968$ | $8,032$ | $127,5$ |
| Langs dækket | | | |
| Overordnet | $1,2$ | $1,2$ | $80$ |

Den interne trækforbindelses placering langs væggene er illustreret på Figur 9.3.




***Figur 9.3.*** Placering af fugearmeringen langs væggene.

I Ligning 9.10 bestemmes armeringens nødvendige areal.

$$A_s = \frac{F_{tie,per}}{f_{yd}} \tag{9.10}$$

Hvor:

| | |
|---|---|
| $A_s$ | Armeringsarealet $[mm^2]$ |
| $F_{tie}$ | Trækforbindelsens kraft $[kN]$ |
| $f_{yd}$ | Armeringsstålets regningsmæssige flydespænding $[MPa]$ |

Her anvendes armeringsstål med en karakteristiske flydespænding på $f_{yk} = 550\ MPa$. Med en paratialkoefficient på $1,2$ for slap armring, anvendes en regningsmæssig flydespænding på $458,33\ MPa$. Fugearmeringens nødvendige areal dimensioneres efter den største trækforbindelse i hver retning.

I retningen langs væggene:

$$A_s = \frac{137,91\ kN}{458,33\ MPa} = 300,89\ mm^2$$

I retningen langs dækkene:

$$A_s = \frac{80\ kN}{458,33\ MPa} = 174,55\ mm^2$$

Yderligere undersøges det nødvendige antal armeringstænger for hver retning, hvor der anvendes Y16 armeringsstænger.

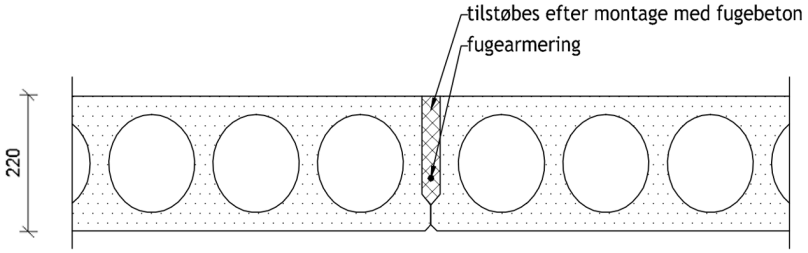
I retningen langs væggene:

$$\frac{300,89\ mm^2}{\frac{\pi}{4} \cdot (16\ mm)^2} = 1,50 \text{ stk} \approx 2 \text{ stk}$$

I retningen langs dækkene:

$$\frac{174,55\ mm^2}{\frac{\pi}{4} \cdot (16\ mm)^2} = 0,87 \text{ stk} \approx 1 \text{ stk}$$

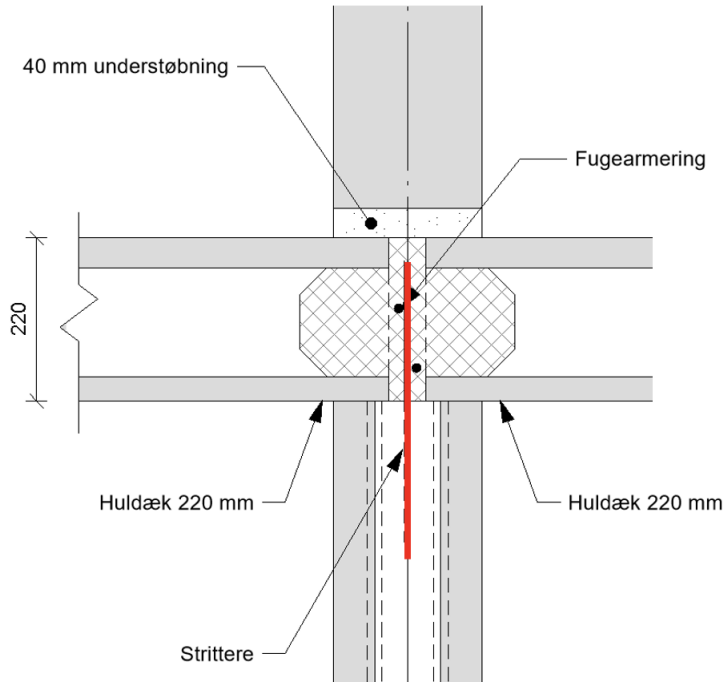
Det kan konkluderes at der skal anvendes 2 armeringsstænger i retningen langs væggene og 1 armeringsstang i retningen langs dækkene. Armeringsstangen langs dækkene er illustreret på Figur 9.4.




***Figur 9.4.*** Placering af fugearmeringen langs dækkene. (CRH Concrete A/S, 2014)

## 9.4 Vandrette trækforbindelser

De vandrette trækforbindelser skal iht. DS/EN 1992-1-1 forbinde væggene med dækkene i konstruktionen ved hvert etageniveau. De vandrette trækforbindelsers placering i et etagekryds er illustreret på Figur 9.5.




***Figur 9.5.*** Placering af stritterne i et etagekryds.

Den vandrette trækforbindelse, også kaldt strittere, skal overføre trækkraften fra dækskiverne til væggene. Her anvendes Ligning 9.11 til at bestemme forskydningsbæreevnen af støbeskellet.

$$\tau_{Rd} = cf_{ctd} + \mu(\rho \cdot f_{yd} + \sigma_n) \tag{9.11}$$

Hvor:

| | |
|---|---|
| $\tau_{Rd}$ | Forskydningsbæreevnen af støbeskellet $[MPa]$ |
| $c$ | Kohæsionsfaktor i støbeskellet [-] |
| $f_{ctd}$ | Betonens regningsmæssige trækstyrke $[MPa]$ |
| $\mu$ | Friktionskoefficienten [-] |
| $\rho$ | Armeringsforholdet [-] |
| $f_{yd}$ | Armeringsstålets regningsmæssige flydespænding $[MPa]$ |
| $\sigma_n$ | Normalspændingen i støbeskellet fra den ydre last $[MPa]$ |

Da plasticitetsteorien anvendes bestemmes den øvre grænse for støbeskellets forskydningsbæreevne i Ligning 9.12.

$$\tau_{Rd,max} \leq \frac{1}{2} \cdot v_v \cdot f_{cd} \tag{9.12}$$

Hvor:

| | |
|---|---|
| $\tau_{Rd,max}$ | Maksimal forskydningsbæreevne af støbeskel $[MPa]$ |
| $f_{cd}$ | Betonens regningsmæssige trykstyrke $[MPa]$ |
| $v_v$ | Effektivitetskoefficient [-] |

Iht. DS/EN 1992-1-1 NA:DK skal trækforbindelsen optage en trækkraft $f_{tie,fac}$. Da bygningen er i en høj konsekvensklasse sættes trækkraften til 30 $kN/m$ i toppen og bunden af væggen. I Ligning 9.13 bestemmes forskydningsspændingen i støbeskellet.

$$\tau = \frac{f_{tie,fac}}{t \cdot h} \tag{9.13}$$

Hvor:

| | |
|---|---|
| $\tau$ | Forskydningsspændingen $[MPa/m]$ |
| $f_{tie,fac}$ | Trækforbindelsens kraft $[kN/m]$ |
| $t$ | Støbeskellets tykkelse $[mm]$ |
| $h$ | Længden af støbeskellet $[m]$ |

Støbeskellets tykkelse afhænger af væggens tykkelse samt dækskivernes vederlag. Her tages der udgangspunkt i modullinje C, hvor den indre væg er 200 $mm$ og de to dækskiver hviler med et endevederlag på 75 $mm$. Forskydningsspændingen i støbeskellet med den anbefalede trækkraft bestemmes som følgende:

$$\tau = \frac{30\ kN/m}{(200\ mm - 2 \cdot 75\ mm) \cdot 1\ m} = 0,60\ MPa/m$$

Normalspændingen i støbeskellet fra en ydre last bestemmes i Ligning 9.14. Her står normalkraften fra dækskiven vinkelret på støbeskellet.

$$\sigma_n = \frac{N}{t \cdot h} \tag{9.14}$$

Hvor:

| | |
|---|---|
| $\sigma_n$ | Normalspændingen i støbeskellet fra den ydre last $[MPa]$ |
| $N$ | Normalkraften fra den ydre last $[kN]$ |
| $t$ | Støbeskellets tykkelse $[mm]$ |
| $h$ | Længden af støbeskellet $[m]$ |

I sektion 7.2 blev de vandrette laster fordelt ud på dækskiverne. Her tages der udgangspunkt i det mest kritiske tilfælde, hvor der anvendes en normalkraft, $N = 98,10\ kN$ for dækskiven over stueetagen. Da trækforbindelsen undersøges pr. løbende meter, fordeles normalkraften ud på væggens længde, $h = 9,00\ m$.

$$\sigma_n = \frac{98,10\ kN}{(200\ mm - 2 \cdot 75\ mm) \cdot 9,00\ m} = 0,22\ MPa$$

Armeringsforholdet, $\rho$, i Ligning 9.11 angiver forholdet mellem armeringsstålets areal og støbeskellets geometri. I Ligning 9.15 bestemmes forholdet, $\rho$.

$$\rho = \frac{A_s}{t \cdot h} \tag{9.15}$$

Hvor:

| | |
|---|---|
| $\rho$ | Armeringsforholdet [-] |
| $A_s$ | Armeringsstålets areal $[mm^2]$ |
| $t$ | Støbeskellets tykkelse $[mm]$ |
| $h$ | Længden af støbeskellet $[m]$ |

Der anvendes en Y12 armeringsstang pr. løbende meter med et areal på $A_s = 113,04\ mm^2$.

$$\rho = \frac{113,04\ mm^2}{(200\ mm - 2 \cdot 75\ mm) \cdot 1\ m} = 2,26\ 10^{-3}$$

Forskydningsbæreevnen tager udgangspunkt i Ligning 9.11, hvor kohæsionsfaktoren, $c$, og friktionskoefficienten, $\mu$, aflæses i Tabel 9.3.

***Tabel 9.3.*** Kohæsionsfaktoren og friktionskoefficienten i forskellige støbeskel. Udklip af tabel 8.1 i Betonkonstruktioner. (Jensen, 2019)

| Type af støbeskel | $c$ | $\mu$ |
|---|---|---|
| Fortandet | $0,50$ | $0,9$ |
| Ru | $0,40$ | $0,7$ |
| Jævnt | $0,20$ | $0,6$ |
| Glat | $0,025$ | $0,5$ |

Da det ikke vides med sikkerhed, hvilken type forskalling, der anvendes til støbningen af støbeskellet, antages det mest kritiske tilfælde. Her antages en glat type af støbeskel, hvor kohæsionsfaktoren, $c$, aflæses til $0,025$ og friktionskoefficienten, $\mu$, aflæses til $0,5$.

I sektion 5.1 er betonens materialeparametre opstillet. Her benyttes en beton C35 med en karakteristisk trækstyrke ved en 5% fraktil på $f_{ctk} = 1,9\ MPa$ (Jensen, 2020). I sektion 5.2 er armeringsstålets materialeparametre beskrevet. Her anvendes armeringsstål med en karakteristiske flydespænding på $f_{yk} = 550\ MPa$. Med en paratialkoefficient på $1,2$ for slap armring, anvendes en regningsmæssig flydespænding på $458,33\ MPa$. Forskydningsbæreevnen i støbeskellet bestemmes med ovenstående værdier, som følgende:

$$\tau_{Rd} = 0,025 \cdot 1,9\ MPa + 0,5(401,92\ 10^{-6} \cdot 458,33\ MPa + 0,78\ MPa) = 0,67\ MPa$$

Yderligere bestemmes den maksimale forskydningsbæreevne og tager udgangspunkt i Ligning 9.12. Effektivitetskoefficienten, $v_v$, og betonens regningsmæssige trykstyrke, $f_{cd}$, er tidligere beskrevet i sektion 5.1.

$$\tau_{Rd,max} = \frac{1}{2} \cdot 0,53 \cdot 21,2\ MPa = 5,62\ MPa$$

Med den ovenstående forskydningsspænding samt de bestemte bæreevner i støbeskellet, overholdes følgende betingelse.

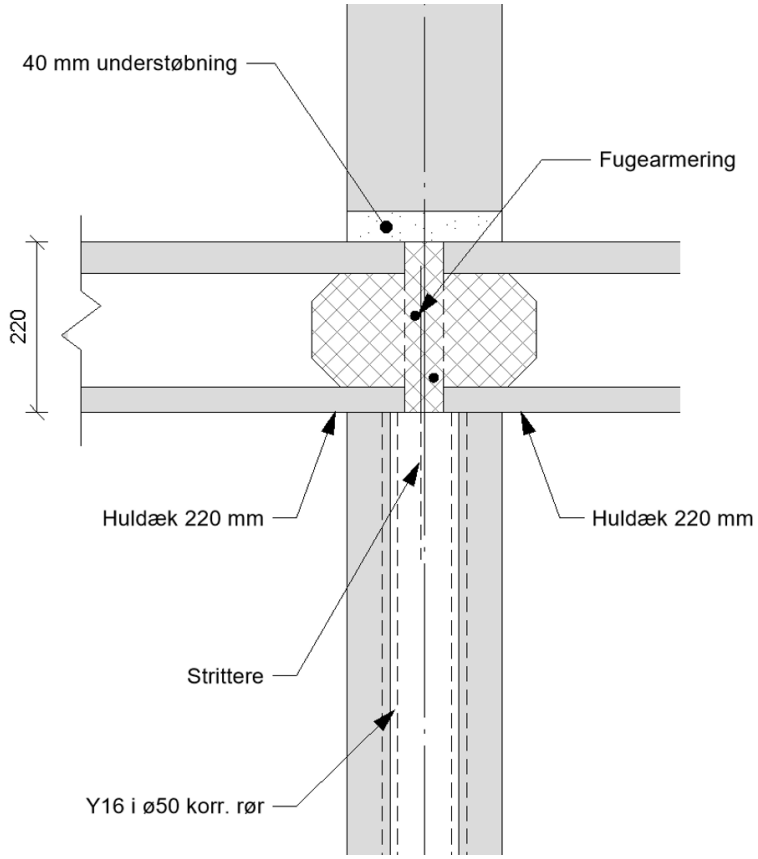
$$\tau \leq \tau_{Rd} \leq \tau_{Rd,max}$$

$$0,24\ MPa \leq 0,67\ MPa \leq 5,62\ MPa \qquad \text{OK!}$$

Det kan konkluderes at den vandrette trækforbindelse med en Y12 armeringsstang pr. løbende meter overholder kravene opstillet i DS/EN 1992-1-1.

## 9.5 Lodrette trækforbindelser

I bygninger udført med vægskive elementer på 5 etager eller derover, anvendes der lodrette trækforbindelser. De lodrette trækforbindelser anvendes til at formindske skader ved en evt. sammenstyrtning af et vægelement. I dette tilfælde implementeres korrugerede rør med en armeringsstang i midten. Placeringen af de korrugerede rør i væggene er illustreret på Figur 9.6.




***Figur 9.6.*** Placering af korrugerede rør i et etagekryds.

Det korrugerede rør udstøbes efter monteringen. Armeringsstangens bæreevne bestemmes i Ligning 9.16.

$$N_{Rd} = f_{yd} \cdot A_s \tag{9.16}$$

Hvor:

| | |
|---|---|
| $N_{Rd}$ | Armeringsstangens bæreevne $[kN]$ |
| $f_{yd}$ | Armeringsstålets regningsmæssige flydespænding $[MPa]$ |
| $A_s$ | Armeringsstålets areal $[mm^2]$ |

De korrugerede rør udføres med Y16 armeringsstål. Der henvises til sektion 5.2, hvor armeringsstålets materialeparametre er beskrevet. Her anvendes armeringsstål med en karakteristiske flydespænding på $f_{yk} = 550\ MPa$. Med en paratialkoefficient på $1,2$ for slap armring, anvendes en regningsmæssig flydespænding på $458,33\ MPa$. Med de nævnte værdier bestemmes armeringsstålets bæreevne som følgende:

$$N_{Rd} = 458,33\ MPa \cdot \left(\pi \cdot \left(\frac{16\ mm}{2}\right)^2\right) = 92,11\ kN$$

Iht. DS/EN 1992-1-1 DK:NA vil de lodrette kontinuerte trækforbindelser i væggene være acceptable, hvis de kan optage en trækkraft på minimum 30 $kN/m$. De korrugerede rør placeres derfor med en vis afstand for at opfylde denne betingelse. I Ligning 9.17 bestemmes afstanden mellem de korrugerede rør.

$$a = \frac{N_{Rd}}{30\ kN/m} = 3,07\ m \tag{9.17}$$

Hvor:

| | |
|---|---|
| $a$ | Afstanden mellem de korrugerede rør $[m]$ |
| $N_{Rd}$ | Armeringsstangens bæreevne $[kN]$ |

Det kan konkluderes at de korrugerede rør skal implementeres pr. $3,07\ m$.

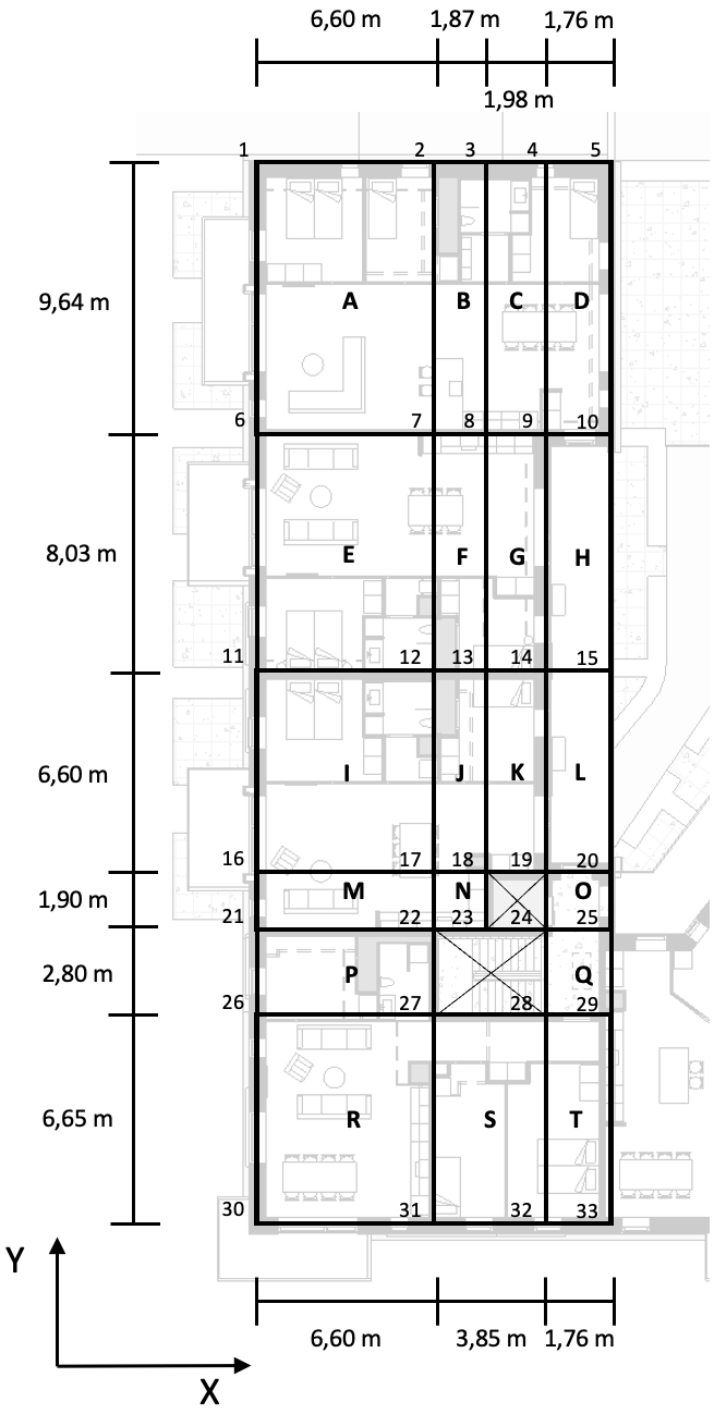
# 10 | Stringermetoden

De vandrette laster blev fordelt elastisk ud på vægskiverne i sektion 7.2.4, her blev dækskiven antaget at være uendelig stiv. I dette afsnit undersøges det, om dækskiven har tilstrækkelig bæreevne til at optage vægreaktionerne. Dette undersøges med brug af stringermetoden, hvor der opstilles en stringermodel, der tager udgangspunkt i bygningens geometri og armering. Metoden er en nedreværdi metode, der tager udgangspunkt i fremgangsmåden, som er beskrevet i "Betonkonstruktioner" (Jensen, 2019).

I det følgende afsnit eftervises dækskiven over 1. sal, hvilke har de største spændvidder. Dækskiven inddeles i et system af stringere og forskydningsfelter. Dækskiven eftervises for vindlast virkende på tværs af bygning, da det vurderes, at dette lasttilfælde vil medføre de største snitkræfter. Der afgrænses for at eftervise dækskiven for øvrige lasttilfælde, såsom vind på langs af bygningen.

## 10.1 Grundlag

Da dækskiven har to huller, som i dette tilfælde er elevator- og trappeskakten, forsøges der at opbygge en stringermodel med mindst mulige antal stringere for at simplificere beregningerne. Det er eksempelvis ikke alle dækfuger, der medregnes som stringere i modellen, da projektet er et studierelateret projekt, og beregninger vil blive for komplekse at udføre i hånden. Dækskiven inddeles i et stringersystem og stringerlinjerne placeres over de stabiliserende vægge og i dækfugerne, hvor der findes armering til at optage stringerkræfterne. Forskydningsfelterne navngives alfabetisk og knudepunkter nummereres. Dette er illustreret på Figur 10.1.




***Figur 10.1.*** Opdeling af dækskiven i forskydningsfelter.

I dette tilfælde undersøges lastpåvirkningen fra vindlasten. Der anvendes karakteristiske vindlaster, som tidligere er blevet bestemt i sektion 6.5.2, disse er gengivet i Tabel 10.1. Der beregnes med lastkombinationen STR 2.12 med dominerende vind fra vest.

***Tabel 10.1.*** Karakteristiske vindtryk i de forskellige zoner med vind fra vest på facaderne.

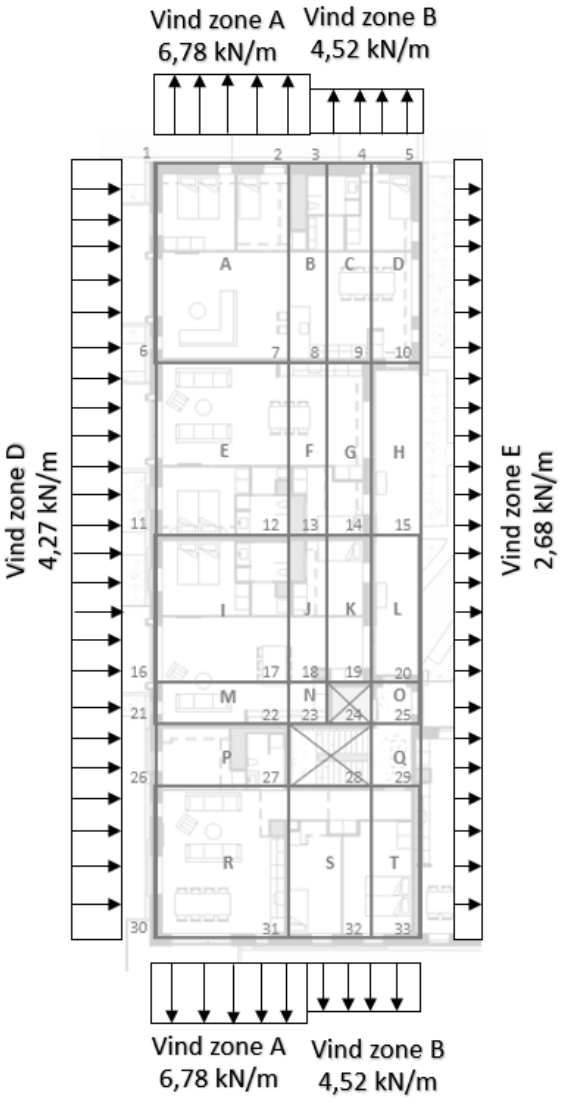
| Vindretning | Peakhastighedstryk | Vindtryk $[kN/m^2]$ | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | A | B | D | E |
| Vest | $q_p(h)$ | $-1,34$ | $-0,89$ | $0,84$ | $-0,53$ |

Med de ovenstående værdier for vindlasten bestemmes de regningsmæssige linjelaster på dækskiven med tilhørende lastopland i Tabel 10.2.

***Tabel 10.2.*** De regningsmæssige linjelaster i de forskellige zoner med vind fra vest på facaderne.

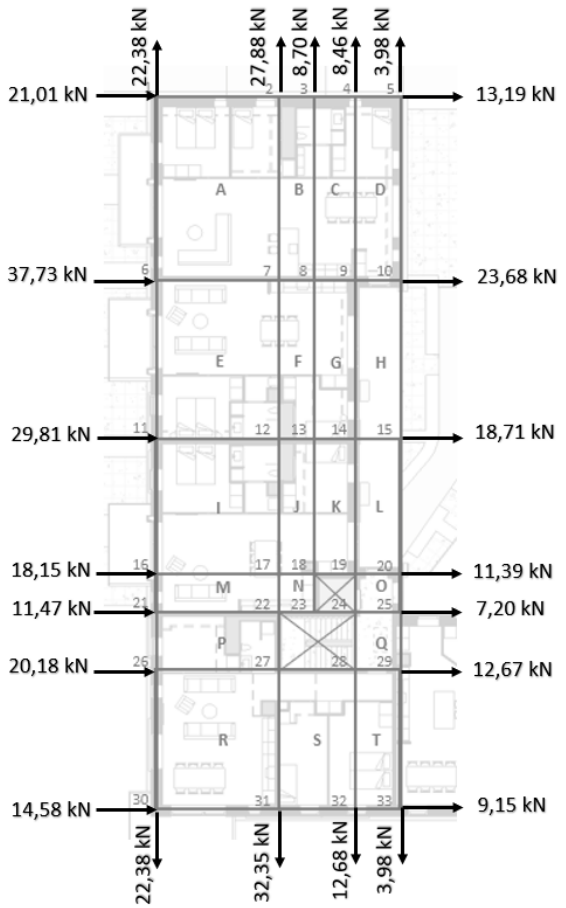
| Zone $[-]$ | Vindtryk $[kN/m^2]$ | Lastopland $[m]$ | Regningsmæssig linjelast $[kN/m]$ |
|---|---|---|---|
| A | $-1,34$ | $3,07$ | $-6,78$ |
| B | $-0,89$ | $3,07$ | $-4,52$ |
| D | $0,84$ | $3,07$ | $4,27$ |
| E | $-0,53$ | $3,07$ | $-2,68$ |

På Figur 10.2 er vindlastens påvirkning på dæksskiven illustreret.




***Figur 10.2.*** Vindlasten opdelt i zoner.

Lasterne simplificeres i stringermodellen og angriber derfor dækskiven som punktlaster i knudepunkterne. Vindlasten fordeles derfor efter lastopland og punktlasterne i hver knudepunkt fremgår af Figur 10.3.




***Figur 10.3.*** Punklasterne i hver ydre knudepunkt i stringermodellen.

***Figur 10.4.*** Vægreaktionernes placering i stringermodellen.

Vægreaktionernes placering i stringermodellen er illustreret på Figur 10.4. Understøtningerne placeres i stringerlinjerne, hvor de tværstabiliserende vægge findes.

De ovenstående punktlaster og vægreaktioner er gengivet i hhv. Tabel 10.3 og 10.4.

***Tabel 10.3.*** Punktlasterne i de ydre knudepunkter i stringermodellen.

| Zone | Punkt | Lastopland $[m]$ | Punktlast i x-retningen $[kN]$ | Punktlast i y-retningen $[kN]$ |
|---|---|---|---|---|
| D | 1 | $4,92$ | $21,01$ | - |
| | 6 | $8,84$ | $37,73$ | - |
| | 11 | $6,98$ | $29,81$ | - |
| | 16 | $4,25$ | $18,15$ | - |
| | 21 | $2,69$ | $11,47$ | - |
| | 26 | $4,73$ | $20,18$ | - |
| | 30 | $3,42$ | $14,58$ | - |
| E | 5 | $4,92$ | $13,19$ | - |
| | 10 | $8,84$ | $23,68$ | - |
| | 15 | $6,98$ | $18,71$ | - |
| | 20 | $4,25$ | $11,39$ | - |
| | 25 | $2,69$ | $7,20$ | - |
| | 29 | $4,73$ | $12,67$ | - |
| | 33 | $3,42$ | $9,15$ | - |
| A | 1 | $3,30$ | - | $-22,38$ |
| | 2 | $3,86$ | - | $-27,88$ |
| | 30 | $3,30$ | - | $22,38$ |
| | 31 | $3,86$ | - | $32,35$ |
| B | 3 | $1,93$ | - | $-8,70$ |
| | 4 | $1,87$ | - | $-8,46$ |
| | 5 | $0,88$ | - | $-3,98$ |
| | 32 | $2,81$ | - | $12,68$ |
| | 33 | $0,88$ | - | $3,98$ |
| $\sum F$ | | | $248,95$ | $0,00$ |

***Tabel 10.4.*** Reaktionerne fra de tværstabiliserende vægge.

| Reaktion | Tilsvarende væg | Lastopland $[m]$ | Punktlast $[kN]$ |
|---|---|---|---|
| $R_{x,1}$ | 1 | 2,55 | 0,64 |
| $R_{x,2}$ | 2 | 0,94 | 0,41 |
| $R_{x,3}$ | 2 | 1,93 | 0,85 |
| $R_{x,4}$ | 2<br>3 | 1,87 | 0,72 |
| $R_{x,5}$ | 3 | 0,88 | 0,28 |
| $R_{x,6}$ | 4 | 3,30 | 26,99 |
| $R_{x,7}$ | 4 | 4,24 | 34,64 |
| $R_{x,8}$ | 4 | 1,93 | 15,75 |
| $R_{x,9}$ | 4 | 1,87 | 15,30 |
| $R_{x,10}$ | 4 | 0,88 | 7,20 |
| $R_{x,11}$ | 5 | 3,30 | 16,83 |
| $R_{x,12}$ | 5 | 4,24 | 21,60 |
| $R_{x,13}$ | 5 | 1,93 | 9,82 |
| $R_{x,14}$ | 5 | 0,99 | 5,05 |
| $R_{x,18}$ | 6 | 0,99 | 0,31 |
| $R_{x,19}$ | 6 | 0,99 | 0,31 |
| $R_{x,21}$ | 7 | 3,30 | 20,64 |
| $R_{x,22}$ | 7 | 4,24 | 26,48 |
| $R_{x,23}$ | 7 | 1,93 | 12,04 |
| $R_{x,24}$ | 7 | 0,99 | 6,19 |
| $R_{x,27}$ | 8 | 1,93 | 8,51 |
| $R_{x,28}$ | 8 | 2,81 | 12,40 |
| $R_{x,29}$ | 8 | 0,88 | 3,89 |
| $R_{x,31}$ | 9 | 1,85 | 0,68 |
| $R_{x,32}$ | 10<br>11 | 2,02 | 0,86 |
| $R_{x,33}$ | 11 | 1,30 | 0,58 |
| $\sum R_x$ | | | 248,96 |

De nødvendige beregninger kræver ligevægt i stringermodellen. Her undersøges lodret-, vandret- og momentligevægt.

Den vandrette ligevægt opnås når summen af reaktioner og laster opvejer hinanden. Dette fremgår af Ligning 10.1.

$$\sum R_x = \sum F_x \tag{10.1}$$

Reaktionerne og lasterne i Tabel 10.3 og 10.4 sammenlignes:

$$248,96\ kN = 248,96\ kN \qquad \text{OK!}$$

Den lodrette ligevægt opnås på samme vis som den vandrette ligevægt og fremgår af Ligning 10.2.

$$\sum R_y = \sum F_y \tag{10.2}$$

Suget i hver gavl opvejer hinanden og den samlede lastpåvirkning i y-retningen er derfor $0,00\ kN$.

$$0,00\ kN = 0,00\ kN \qquad \text{OK!}$$

Momentligevægt opnås ved Ligning 10.3.

$$\sum M = 0,00\ kNm \tag{10.3}$$

For at opnå momentligevægt i dækskiven tages der moment omkring punktet $(0,00\ m\ ;\ 0,00\ m)$. Af Tabel 10.5 fremgår en oversigt over momenterne fra de ydre laster samt vægreaktionerne. Værdierne for de ydre laster i knudepunkterne samt reaktionerne aflæses af Tabel 10.3 og 10.4

***Tabel 10.5.*** Oversigt over momentbidraget fra de ydre laster og vægreaktioner.

| Ydre laster i knudepunkterne | Reaktioner | Afstand $[m]$ | Moment $[kNm]$ |
|---|---|---|---|
| Kræfter i x-retningen. | | | |
| 1 & 5 | $R_{x,1}$<br>$R_{x,2}$<br>$R_{x,3}$<br>$R_{x,4}$<br>$R_{x,5}$ | 35,71 | 1.127,88 |
| 6 & 10 | $R_{x,6}$<br>$R_{x,7}$<br>$R_{x,8}$<br>$R_{x,9}$<br>$R_{x,10}$ | 26,07 | -1.002,65 |
| 11 & 15 | $R_{x,11}$<br>$R_{x,12}$<br>$R_{x,13}$<br>$R_{x,14}$ | 18,04 | -86,23 |
| 16 & 20 | $R_{x,18}$<br>$R_{x,19}$ | 12,11 | 350,22 |
| 21 & 25 | $R_{x,21}$<br>$R_{x,22}$<br>$R_{x,23}$<br>$R_{x,24}$ | 9,54 | -445,33 |
| 26 & 29 | $R_{x,27}$<br>$R_{x,28}$<br>$R_{x,29}$ | 6,74 | 54,19 |
| 30 & 33 | $R_{x,31}$<br>$R_{x,32}$<br>$R_{x,33}$ | 0,09 | 1,92 |
| Kræfter i y-retningen. | | | |
| 1 & 30 | - | 0 | 0 |
| 2 & 31 | - | 6,60 | 29,53 |
| 3 | - | 8,74 | -73,73 |
| 4 & 32 | - | 10,45 | 44,18 |
| 5 & 33 | - | 12,21 | 0,02 |

Summen af momenterne i Tabel 10.5 giver i alt $0,00\ kNm$, hvilket overholder ligevægtsbetingelsen.

$$\sum M = 0,00\ kNm \qquad \text{OK!}$$

Med de ovenstående ligevægtsbetingelser konkluderes det, at stringermodellen er i ligevægt og de nødvendige beregninger foretages i de efterfølgende sektioner.

## 10.2 Forskydningsspændinger

Felterne i stringermodellen optager udelukkende forskydningsspændinger og betegnes derfor som forskydningsfelter. Forskydningsspændingerne er konstante i hvert enkelt felt og beregnes ved brug af ligevægtsligningerne. En stringermodel er ofte et statisk ubestemt system med overtallige størrelser, der skal vælges i fastlæggelsen af en statisk tilladelig løsning. I Ligning 10.4 bestemmes antallet af overtallige størrelser i stringermodellen.

$$N = K - F - (2 \cdot S_1 - S_2) + (R - 3) \tag{10.4}$$

Hvor:

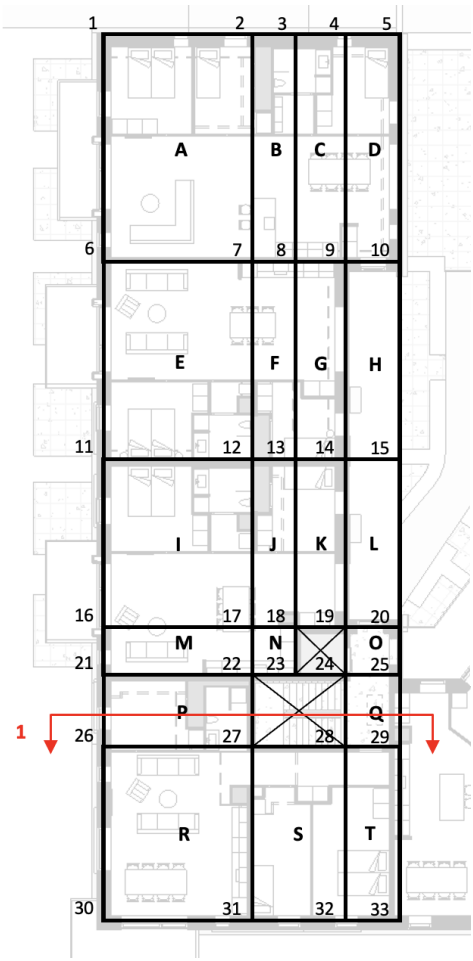
| | |
|---|---|
| N | Antal gange statisk ubestemt [-] |
| K | Antallet af knudepunkter [-] |
| F | Antallet af hulfelter [-] |
| $S_1$ | Antal stringere fra rand til rand [-] |
| $S_2$ | Antal stringere der følger hele randens forløb [-] |
| R | Antallet af reaktioner [-] |

Iht. "Betonkonstruktioner" udgår det sidste led af Ligning 10.4, hvis stringermodellen er udvendig statisk bestemt. I ovenstående afsnit blev det konkluderet at stringermodellen er i ligevægt, hvilket er udvendig statisk bestemt. Det sidste led af Ligning 10.4 udgår derfor og antallet af overtallige størrelser bestemmes som følgende:

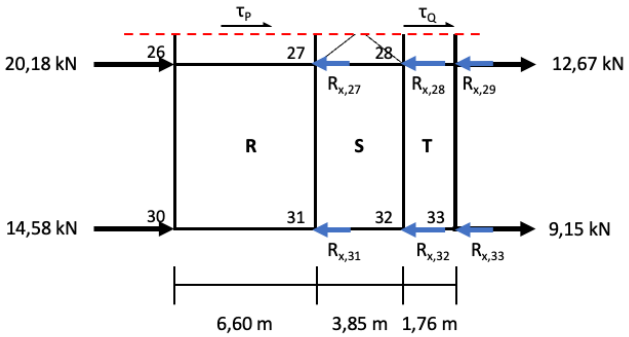
$$N = 33 - 2 - (2 \cdot 12 - 4) = 11$$

Der vælges 11 forskydningsspændinger i de efterfølgende beregninger. Forskydningsspændingerne bestemmes ved at lægge en række snit i stringermodellen og undersøge ligevægten heraf.

Det første snit lægges gennem felterne P og Q og er illustreret på Figur 10.5.




***Figur 10.5.*** Snit 1 i forskydningsfelterne P og Q.




***Figur 10.6.*** Kræfternes påvirkning i snit 1.

På Figur 10.6 ses kræfternes påvirkning i snit 1. Forskydningsspændingerne, $\tau_P$ og $\tau_Q$, bestemmes ved Ligning 10.5.

$$\sum F_x + \sum R_x = \sum \tau \cdot A \tag{10.5}$$

Hvor:

| | |
|---|---|
| $F_x$ | Kræfternes påvirkning i x-retningen $[kN]$ |
| $R_x$ | Vægreaktionerne i x-retningen $[kN]$ |
| $\tau$ | Forskydningsspændingen $[MPa]$ |
| A | Arealet af det enkelte forskydningsfelt $[m^2]$ |

Arealet af forskydningsfelterne P og Q afhænger af placeringen af snittet. Her snittes der dækskivens tykkelse ind i felterne. Dvs. at snittet ligger 220 $mm$ inde i forskydningsfelterne P og Q.

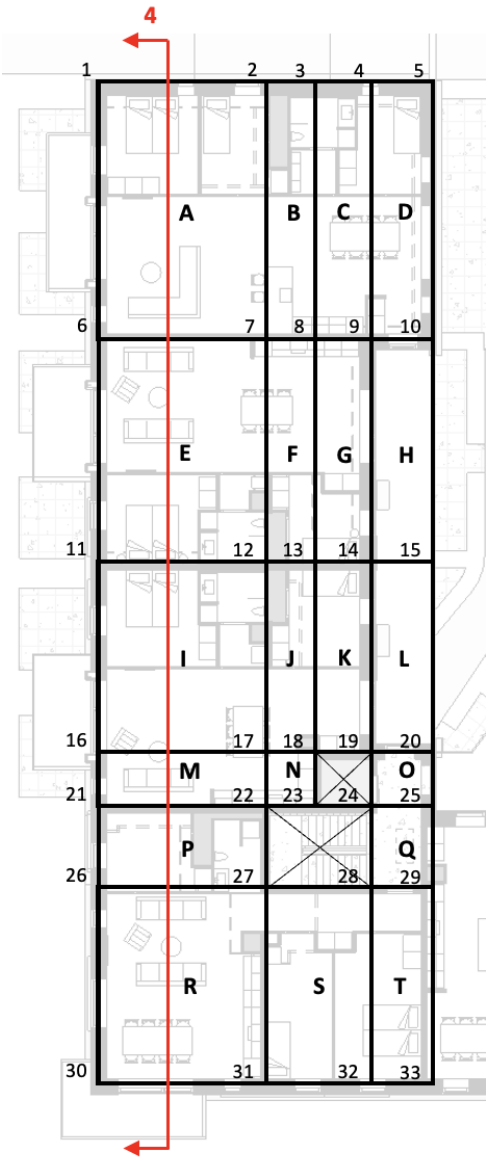
Ligning 10.5 opstilles med tilhørende værdier som følgende:

$$20,18\ kN + 14,34\ kN + 12,67\ kN + 9,15\ kN - 8,51\ kN - 12,40\ kN - 3,89\ kN - 0,68\ kN \\ - 0,86\ kN - 0,58\ kN = \tau_P \cdot (6,60\ m \cdot 0,22\ m) + \tau_Q \cdot (1,76\ m \cdot 0,22\ m)$$

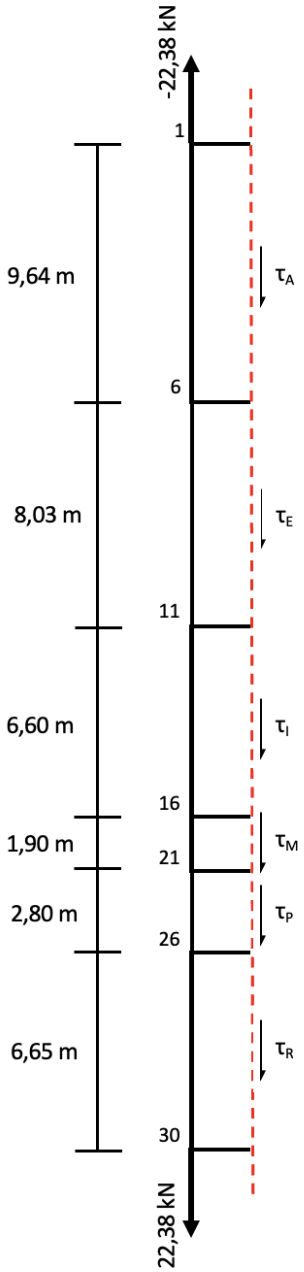
Det fremgår af den ovenstående ligning at der er to ubekendte værdier. Her vælges $\tau_Q = 0,03\ MPa$, hvilket giver en forskydningsspænding, $\tau_P$, som følgende:

$$\tau_P = -0,03\ MPa$$

På samme vis lægges et snit gennem forskydningsfelterne A, E, I, M, P og R, som er illustreret på Figur 10.7.




***Figur 10.7.*** Snit 4 i forskydningsfelterne A, E, I, M, P og R.




***Figur 10.8.*** Kræfternes påvirkning i snit 4.

På Figur 10.8 ses kræfternes påvirkning i snit 4. Forskydningsspændingerne $\tau_M$, $\tau_P$ og $\tau_R$ er tidligere bestemt i ligevægtsligningerne for de førlagte snit. Forskydningsspændingen, $\tau_A$, bestemmes ved Ligning 10.6.

$$\sum F_y = \sum \tau \cdot A \tag{10.6}$$

Hvor:

| | |
|---|---|
| $F_y$ | Kræfternes påvirkning i y-retningen $[kN]$ |
| $\tau$ | Forskydningsspændingen $[MPa]$ |
| $A$ | Arealet af det enkelte forskydningsfelt $[m^2]$ |

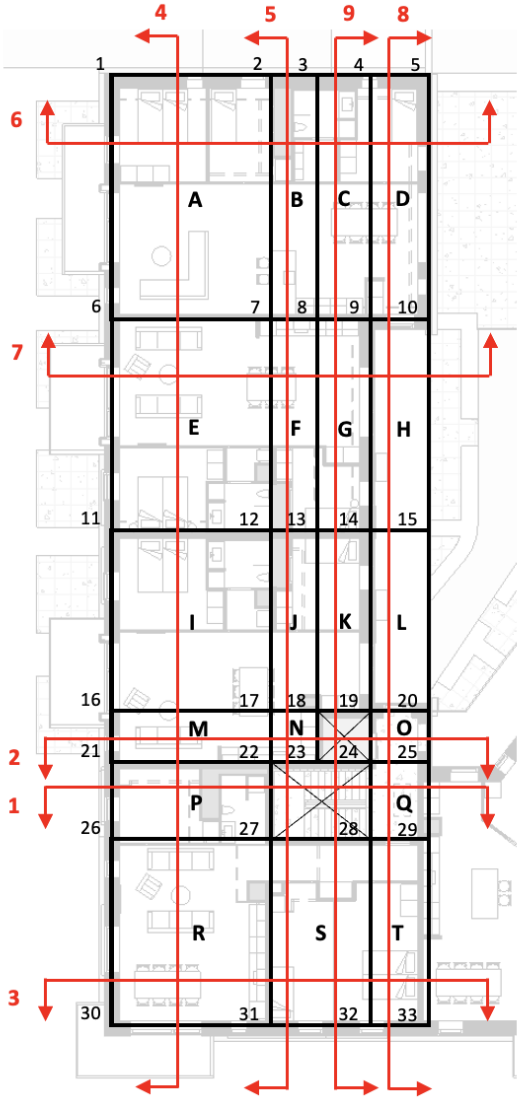
Arealet af forskydningsfelterne afhænger igen af placeringen af snittet. Her snittes der 220 $mm$ ind i felterne. Ligning 10.6 opstilles med tilhørende værdier som følgende:

$$\begin{aligned} -22,38\ kN + 22,38\ kN = \tau_A \cdot (9,64\ m \cdot 0,22\ m) + \tau_E \cdot (8,03\ m \cdot 0,22\ m) + \\ \tau_I \cdot (6,60\ m \cdot 0,22\ m) + \tau_M \cdot (1,90\ m \cdot 0,22\ m) + \tau_P \cdot (2,80\ m \cdot 0,22\ m) \\ + \tau_R \cdot (6,65\ m \cdot 0,22\ m) \end{aligned}$$

Det fremgår af den ovenstående ligning at der er tre ubekendte værdier. Her vælges $\tau_E = -0,03\ MPa$ og $\tau_I = 0,01\ MPa$, hvilket giver en forskydningsspænding, $\tau_A$, som følgende:

$$\tau_A = 0,05\ MPa$$

På Figur 10.9 ses rækkefølgen af de lagte snit i stringermodellen.




***Figur 10.9.*** Rækkefølgen af de lagte snit i stringermodellen.

Snittene i stringermodellen er valgt efter antallet af ubestemte værdier i ligevægtsligningerne. Det første snit vælges grundet de kun to ubestemte værdier i ligevægtligningen, hvor der gættes på én forskydningsspænding. Løbende vælges snittene, hvor der gættes på færrest forskydningsspændinger. I Ligning 10.4 blev det bestemt at stringermodellen var 11 gange statisk ubestemt og der skulle derfor gættes på 11 forskydningsspændinger. I Tabel 10.6 fremgår en oversigt over de resterende forskydningsspændinger. Her er det angivet om forskydningsspændingen er beregnet eller valgt.

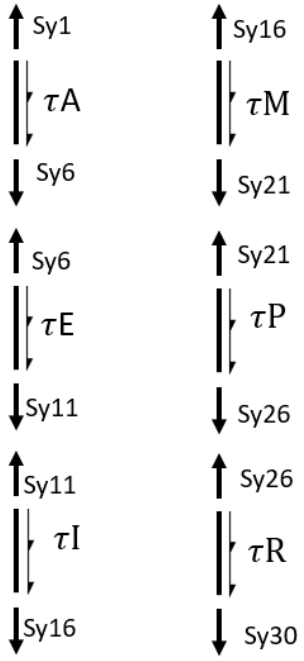
***Tabel 10.6.*** Oversigt over forskydningsspændingerne i de enkelte forskydningsfelter.

| Forskydningsfelt | Forskydningsspænding $[MPa]$ | Valgt/Beregnet |
|---|---|---|
| A | $0,05$ | Beregnet |
| B | $0,0005$ | Beregnet |
| C | $-0,02$ | Beregnet |
| D | $-0,08$ | Valgt |
| E | $-0,03$ | Valgt |
| F | $-0,03$ | Valgt |
| G | $0,07$ | Beregnet |
| H | $0,05$ | Valgt |
| I | $0,01$ | Valgt |
| J | $0,01$ | Valgt |
| K | $-0,08$ | Beregnet |
| L | $0,02$ | Beregnet |
| M | $0,02$ | Beregnet |
| N | $0,03$ | Valgt |
| O | $-0,05$ | Valgt |
| P | $-0,03$ | Beregnet |
| Q | $0,03$ | Valgt |
| R | $-0,04$ | Beregnet |
| S | $0,02$ | Valgt |
| T | $0,04$ | Valgt |

De angivne forskydningsspændinger i forskydningsfelterne anvendes i efterfølgende beregninger, hvor stringerkræfterne bestemmes og eftervises.

## 10.3 Stringerkræfter

Med de kendte forskydningsspændinger bestemmes stringerkræfterne i hver stringere. Her gennemgås et eksempel med stringerlinjen fra punkt 1 til 30. Stringeren skæres mellem punkterne 1, 6, 11, 16, 21, 26 og 30 og giver nedenstående system vist på Figur 10.10.




***Figur 10.10.*** Fritskæring af stringeren mellem punkterne 1 til 30.

For at bestemme stringerkræfterne i de 6 stringere, kræves der ligevægt fra punkt 1 til punkt 30:

$$S_{y,1} = S_{y,30}$$

I punkt 1 virker den ydre kraft med $22,38\ kN$, hvilket giver en stringerkraft som følgende:

$$S_{y,1} = 22,38kN$$

De resterende stringerkræfter bestemmes og afhænger af de omkringliggende stringere.

$$\begin{aligned} S_{y,6} &= (S_{y,1} + \tau_A \cdot (y_1 \cdot t))) \\ &= (22,38kN + (0,05MPa \cdot 9,64m \cdot 200mm))) = 125,49kN \end{aligned}$$

$$S_{y,11} = (S_{y,6} + \tau_E \cdot (y_2 \cdot t)))$$
$$= (125,49kN + (-0,03MPa \cdot 8,03m \cdot 200mm))) = 72,49kN$$

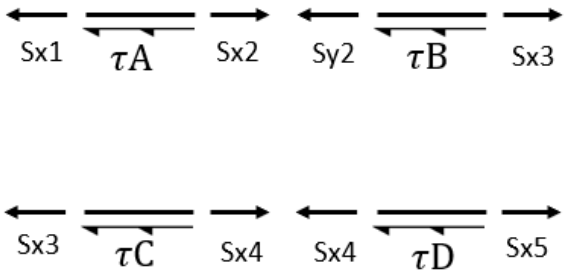
$$S_{y,16} = (S_{y,11} + \tau_I \cdot (y_3 \cdot t)))$$
$$= (72,49kN + (0,01MPa \cdot 6,60m \cdot 200mm))) = 87,01kN$$

$$S_{y,21} = (S_{y,16} + \tau_M \cdot (y_4 \cdot t)))$$
$$= (87,01kN + (0,02MPa \cdot 1,90m \cdot 200mm))) = 94,00kN$$

$$S_{y,26} = (S_{y,21} + \tau_P \cdot (y_5 \cdot t)))$$
$$= (94,00kN + (-0,03MPa \cdot 2,80m \cdot 200mm))) = 76,60kN$$

$$S_{y,30} = (S_{y,26} + \tau_R \cdot (y_6 \cdot t)))$$
$$= (76,60kN + (-0,04MPa \cdot 6,65m \cdot 200mm))) = 22,38kN$$

Stringerne fra punkt 1 til 30 er hermed i ligevægt, da den ydre kraft i punkt 1 er lig stringerkraften i punkt 30. Yderligere gennemgås et eksempel med stringerlinjen fra punkt 1 til 5. Stringeren skæres mellem punkterne 1, 2, 3, 4 og 5 og giver nedenstående system vist på Figur 10.11. I beregningerne indgår reaktionerne fra de stabiliserende vægge, der tidligere er blevet bestemt i Tabel 10.4.




***Figur 10.11.*** Fritskæring af stringeren mellem punkterne 1 til 5.

I punkt 1 virker en punktlast på $21,28\ kN$. Da der skal være ligevægt i stringersystemet, skal punktlasten i punkt 5 give $13,19\ kN$.

Punktlasterne, der indgår i beregningerne, fremgår af Figur 10.3. Stringerkraften i punkt 1 bliver derfor som følgende:

$$S_{x,1} = -21,28kN$$

De resterende stringerkræfter bestemmes og afhænger af de omkringliggende stringere.

$$\begin{aligned} S_{x,2} &= (S_{x,1} + \tau_A \cdot (x_1 \cdot t)) + R_{x,2} + R_{x,1}) \\ &= (-21,28kN + (0,05MPa \cdot 6,60m \cdot 200mm)) + 0,41kN + 0,64kN) \\ &= 50,36kN \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{x,3} &= (S_{x,2} + \tau_B \cdot (x_2 \cdot t)) + R_{x,3}) \\ &= (50,36kN + (0,0005MPa \cdot 1,87m \cdot 200mm)) + 0,85kN) = 51,43kN \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{x,4} &= (S_{x,3} + \tau_C \cdot (x_3 \cdot t)) + R_{x,4}) \\ &= (51,43kN + (-0,02MPa \cdot 1,98m \cdot 200mm)) + 0,72kN) = 43,90kN \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{x,5} &= (S_{x,4} + \tau_D \cdot (x_4 \cdot t)) + R_{x,5}) \\ &= (43,90kN + (-0,08MPa \cdot 1,76m \cdot 200mm)) + 0,28kN) = 13,20kN \end{aligned}$$

Det konkluderes at stringersystemmet er i ligevægt, da der fås det ønskede resultat i punkt 5. De resterende stringere beregnes med samme fremgangsmåde, som de ovenstående beregninger. De største stringerkræfter ved tryk og træk fremgår af Tabel 10.7.

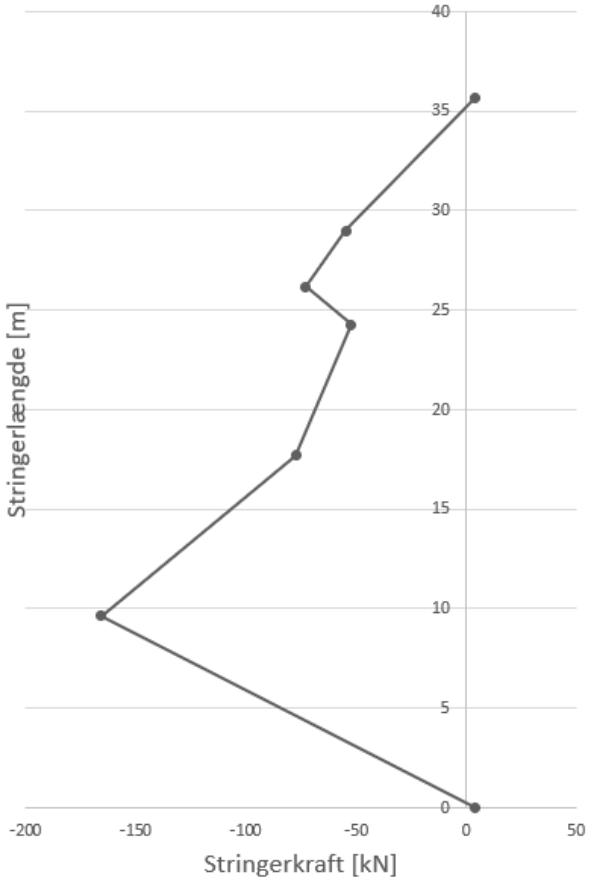
***Tabel 10.7.*** Opsummering af de største numeriske stringerkræfter ved træk og tryk.

| Retning | Stringerkraft nr. | Stringerkraft [kN] |
|---|---|---|
| x-retning | $S_{x7}$ | -90,25 |
| | $S_{x13}$ | 92,98 |
| y-retning | $S_{y6}$ | 125,49 |
| | $S_{y10}$ | -165,68 |

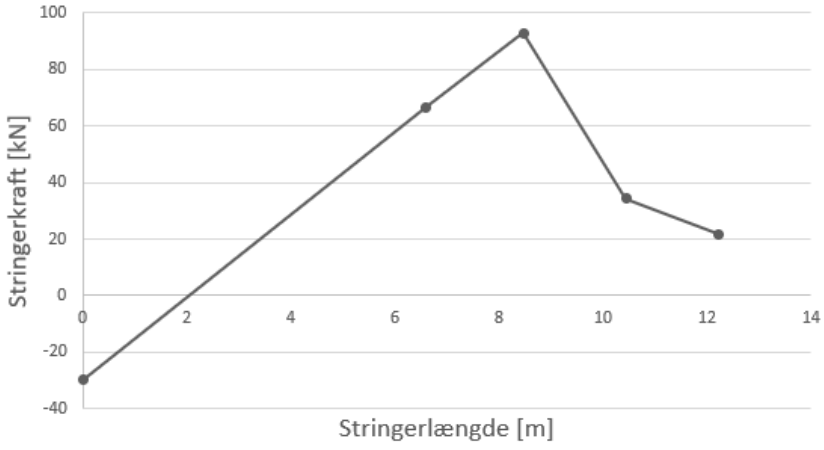
De største numeriske stringerkræfter forekommer i stringerne mellem punkterne 11 og 15 og punkterne 5 og 33, som er vist på Figur 10.12.

***Figur 10.12.*** Største numeriske stringerkræfter der forekommer i stringerne, som er markerede med rød.

Kraftforløbet af de markerede stringere er grafisk vist på Figur 10.14 og 10.13.




***Figur 10.13.*** Kraftforløbet i stringeren mellem punkterne 5 og 33.




***Figur 10.14.*** Kraftforløbet i stringeren mellem punkterne 11 og 15.

De største numeriske stringerkræfter anvendes i efterfølgende beregninger, hvor stringerne bæreevne eftervises.

### 10.3.1 Eftervisning af stringere

I dette afsnit undersøges bæreevnen af stringerne i stringermodellen. Her eftervises der for de valgte armeringsstænger. Afsnittet tager udgangspunkt i bogen Betonkonstruktioner (Jensen, 2019).

I det ovenstående afsnit blev stringerkræfterne bestemt. På Figur 10.15 ses et overblik over tryk- og trækstringerne.

***Figur 10.15.*** Oversigt over tryk- og trækstringerne i lasttilfældet STR 2.12 med dominerende vind fra vest. Trykstringere er markeret med rød og trækstringere er markeret med grøn.

I efterfølgende under-sektioner eftervises trykstringerne, trækstringerne og forskydningsfelterne.

#### 10.3.1.1 Trykstringere

I dette afsnit eftervises trykstringerne. Her undersøges det om stringerne er i stand til at optage trykspændingen i betonen. Betingelsen for eftervisningen fremgår af Ligning 10.7.

$$\sigma_c \leq v_m \cdot f_{cd} \tag{10.7}$$

Hvor:

| | |
|---|---|
| $\sigma_c$ | Trykspændingen i betonen $[MPa]$ |
| $v_m$ | Effektivitetskoefficient [-] |
| $f_{cd}$ | Betonens regningsmæssige trykstyrke $[MPa]$ |

Effektivitetskoefficienten tager udgangspunkt i Ligning 10.8 og afhænger af betonens trykstyrke.

$$v_m = 0,98 - \frac{f_{ck}}{500\ MPa} \tag{10.8}$$

Hvor:

| | |
|---|---|
| $v_m$ | Effektivitetskoefficient [-] |
| $f_{ck}$ | Betonens karakteristiske trykstyrke $[MPa]$ |

Med en karakteristisk trykstyrke af betonen på $f_{ck} = 35\ MPa$ fås en effektivitetskoefficient på $v_m = 0,91$.

For at bestemme den maksimale tilladelige trykspænding i betonen omskrives Ligning 10.7 og bestemmes som følgende:

$$\sigma_c = v_m \cdot f_{cd} = 31,85\ MPa$$

For at bestemme det nødvendige betonareal fordeles den maksimale trykkraft fra stringerene ud på betonens tryksspænding. Dette fremgår af Ligning 10.9.

$$A_{c,nødv} = \frac{F_{maks}}{\sigma_c} \tag{10.9}$$

Hvor:

| | |
|---|---|
| $A_{c,nødv}$ | Spændingsareal $[mm^2]$ |
| $F_{maks}$ | Den maksimale trykkraft $[kN]$ |
| $\sigma_c$ | Trykspændingen i betonen $[MPa]$ |

Den mest kristiske trykkraft i trykstringerne aflæses i Tabel 10.7 til $S_{y,6} = 125,49\ kN$. Det nødvendige spændingsareal bestemmes derfor som følgende:

$$A_{c,nødv} = \frac{125,49\ kN}{31,85\ MPa} = 3.940,04\ mm^2$$

Den nødvendige bredde af støbeskellet, hvor stringerene ligger, må maksimalt være 20% af forskydningsfeltets bredde (Jensen, 2019). Dette fremgår af Ligning 10.10.

$$b_{,nødv} \leq 20\% \text{ af } 220\ mm \tag{10.10}$$

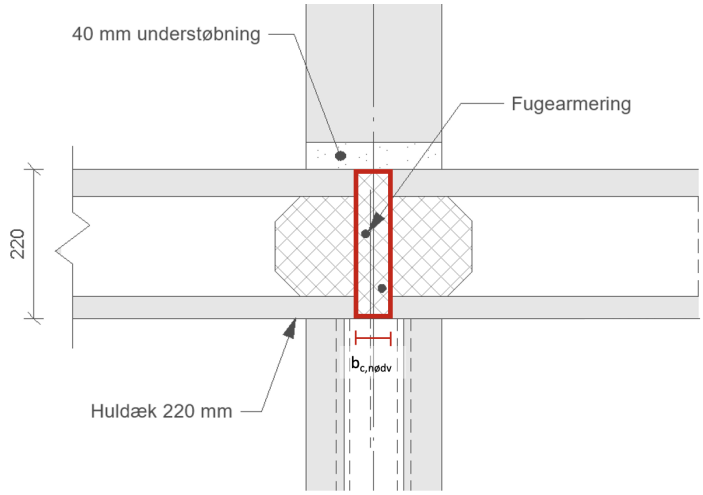
Her tager den nødvendige bredde udgangspunkt i Ligning 10.11.

$$b_{,nødv} = \frac{A_{c,nødv}}{220\ mm^2} = 17,91\ mm \tag{10.11}$$

Hvor:

| | |
|---|---|
| $b_{,nødv}$ | Støbeskellets bredde $[mm]$ |
| $A_{c,nødv}$ | Spændingsareal $[mm^2]$ |

På Figur 10.16 ses spændingsarealet med den nødvendige bredde.




***Figur 10.16.*** Spændingsarealet og dens bredde. Spændingsarealet er markeret med rød.

Det kan konkluderes at betingelsen i Ligning 10.10 overholdes.

$$17,91\ mm \leq 44\ mm \qquad \text{OK!}$$

Yderligere skal virkelighedens vilkår undersøges. Det mest kritiske tilfælde med det mindste spændingsareal er, hvor to huldæk hviler af med endervederlag. Her vil bredden af spændingsarealet være 50 $mm$. Det kan derfor konkluderes at der er plads til den nødvendige bredde på $17,91\ mm$.

#### 10.3.1.2 Trækstringere

I dette afsnit eftervises trækstringerne. Her undersøges det om stringerne er i stand til at optage forskydningsspændingerne fra de tilstødende forskydningsfelter. Betingelsen for eftervisningen fremgår af Ligning 10.12.

$$|\tau_i - \tau_j| \leq \frac{n \cdot A_s \cdot f_{yd}}{l_b \cdot b} \tag{10.12}$$

Hvor:

| | |
|---|---|
| $\tau_i$ | Forskydningsspændingen i forskydningsfelten på den ene side af stringeren $[MPa]$ |
| $\tau_j$ | Forskydningsspændingen i forskydningsfelten på den anden side af stringeren $[MPa]$ |
| $n$ | Antallet af armeringsstænger [-] |
| $A_s$ | Armeringsarealet $[mm^2]$ |
| $f_{yd}$ | Armeringsstålets regningsmæssige flydespænding $[MPa]$ |
| $l_b$ | Forankringslængden $[m]$ |
| $b$ | Skivebredden $[m]$ |

Forskydningsspændingerne blev tidligere bestemt i stringermodellen. Her tages der udgangspunkt i det mest kritiske tilfælde, som er stringeren mellem felterne G og K. Forskydningspændningerne aflæses i Tabel 10.6. For at optage forskydningspændingerne anvendes der armeringsstænger Y8. Armeringsstængernes materialeparametre er beskrevet i sektion 5.2. Her er den regningsmæssige flydespænding $f_{yd} = 550\ MPa$.

Fremgangsmåden for at bestemme forankringslængden er tidligere beskrevet i sektion 9.2. I dette afsnit bestemmes forankringslængden af en Y8 armeringsstang.

$$l_b = Ø \cdot \frac{l_b}{Ø} = 8\ mm \cdot 42,9 = 343,2\ mm$$

Dækskivens tykkelse anvendes som bredden, da trækstringeren er placeret i den massive del af tværsnittet. Med de nævnte værdier undersøges bæreevnen:

$$|\tau_G - \tau_K| = 0,15\ MPa \leq \frac{1 \cdot 50,24\ mm^2 \cdot 550\ MPa}{343,2\ mm \cdot 220\ mm} = 0,30\ MPa$$

$$0,15\ MPa \leq 0,30\ MPa \qquad \text{OK!}$$

Det kan konkluderes en Y8 armeringsstang overholder trækbæreevnen.

#### 10.3.1.3 Forskydningsfelter

I dette afsnit eftervises forskydningsfelterne, som armeres ortogonalt. Betingelsen for eftervisningen fremgår af Ligning 10.13.

$$\sigma_c \leq v_v \cdot f_{cd} \tag{10.13}$$

Hvor:

| | |
|---|---|
| $\sigma_c$ | Trykspænndingen i betonen $[MPa]$ |
| $v_v$ | Effektivitetskoefficient [-] |
| $f_{cd}$ | Betonens regningsmæssige trykstyrke $[MPa]$ |

Her danner betontrykket en vinkel, $\theta$, med x-aksen i forskydningsfeltet, som forudsætter flydning i armeringen. Trykspændingen i betonen tager derfor udgangspunkt i Ligning 10.14.

$$\sigma_c = \tau \cdot \left( cot(\theta) + \frac{1}{cot(\theta)} \right) \tag{10.14}$$

Hvor:

| | |
|---|---|
| $\sigma_c$ | Trykspænndingen i betonen $[MPa]$ |
| $\tau$ | Forskydningsspændingen i forskydningsfelten $[MPa]$ |
| $\theta$ | Betontrykkets vinkel fra vandret $[rad]$ |

Her skal betontrykkets vinkel, $\theta$, iht. DS/EN 1992-1-1 overholde følgende betingelse:

$$tan\left(\frac{\alpha}{2}\right) \leq cot(\theta) \leq 2,5$$

Da armeringen ligger ortogonalt, bliver vinklen $\alpha = 90°$, hvilket giver en betingelse som følgende: $1,0 \leq cot(\theta) \leq 2,5$.
Her vælges $cot(\theta) = 1,0$, da betontrykket kontrolleres i hele forskydningsfeltet. Der tages udgangspunkt i den mest kritiske forskydningsfelt med de største numeriske forskydningsspændinger. I Tabel 10.6 aflæses $\tau_K = -0,08\ MPa$. Med de nævnte værdier bestemmes trykspændingen, som følgende:

$$\sigma_c = \tau_K \cdot \left(1 + \frac{1}{1}\right) = 0,16\ MPa$$

I sektion 5.1 er betonens materialeparametre bestemt. Her anvendes en effektivitetskoefficient $v_v = 0,58$ og en regningsmæssig trykstyrke $f_{cd} = 21,2\ MPa$.

$$0,58 \cdot 21,1\ MPa = 12,3\ MPa$$

Det kan konkluderes at betingelsen i Ligning 10.13 overholdes.

$$0,16\ MPa \leq 12,3\ MPa \qquad \text{OK!}$$

Med en overholdt forskydningsbæreevne bestemmes armeringsarealet. Det nødvendige armeringsareal pr. længdeenhed i både x- og y-retningen tager udgangspunkt i Ligning 10.15 og 10.16.

$$A_{sx} = \frac{\tau\ b}{f_{yd}} \cdot cot(\theta) \tag{10.15}$$

$$A_{sy} = \frac{\tau\ b}{f_{yd} \cdot cot(\theta)} \tag{10.16}$$

Hvor:

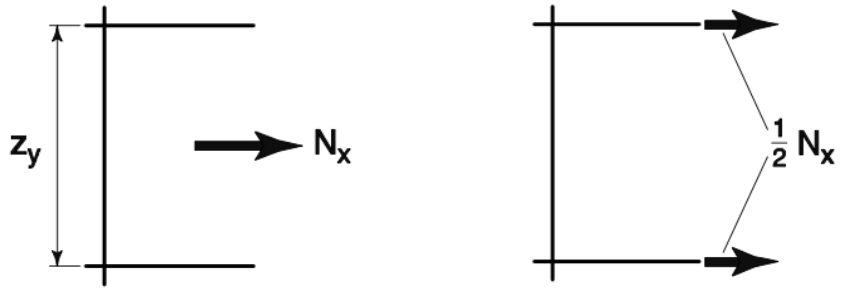
| | |
|---|---|
| $A_s$ | Armeringsarealet $[mm^2/m]$ |
| $\tau$ | Forskydningsspændingen i forskydningsfelten $[MPa]$ |
| $b$ | Forskydningsfeltets bredde $[mm]$ |
| $f_{yd}$ | Armeringsstålets regningsmæssige flydespænding $[MPa]$ |
| $\theta$ | Betontrykkets vinkel fra vandret $[rad]$ |

Dækskivens tykkelse anvendes som bredden, da trækstringeren er placeret i den massive den af tværsnittet. Med de nævnte værdier bestemmes det nødvendige armeringsareal:

$$A_{sx} = A_{sy} = 37,56\ mm^2/m$$

Da forskydningsfelterne udføres som huldæk, er der ikke plads til en jævnt fordelt armering i begge retninger. Huldækkets armering ligger kun i én retning, som er dækkets

spændretning. Iht. Bygningsberegninger kan al armeringen i én retning fordeles ud til de omkringliggende stringerene, der omgiver forskydningsfeltet i samme retning (Jensen og Hansen, 2022). Fordelingen af kræfterne er illustreret på Figur 10.17b.




***(a)*** Kraften, $N_x$, med jævnt fordelt armering.

***(b)*** Fordeling af kraften, $N_x$, til de omkringliggende stringere.

***Figur 10.17.*** Fordeling af kraften, $N_x$. Udklip af figur 12.4 i bogen Betonkonstruktioner (Jensen, 2019).

Her bliver forskydningskraften i én retning fordelt ud til de omkringliggende stringere. Kraften i armeringen beregnes ved Ligning 10.17.

$$N_x = \tau \cdot cot(\theta) \cdot b \cdot z_y \tag{10.17}$$

Hvor:

| | |
|---|---|
| $N_x$ | Samlede kraft i forskydningsfeltet $[kN]$ |
| $\tau$ | Forskydningsspændingen i forskydningsfelten $[MPa]$ |
| $\theta$ | Betontrykkets vinkel fra vandret $[rad]$ |
| $b$ | Forskydningsfeltets bredde $[mm]$ |
| $z_y$ | Afstand mellem de omkringliggende stringere $[m]$ |

Der undersøges for det mest kritiske tilfælde, hvor stringerkræfterne er maksimale. Her anvendes forskydningsspændingen fra felterne $B$, $F$ og $J$. Det blev tidligere bestemt at betonens trykhældning, $cot(\theta)$, vælges til 1. Huldækket spænder $9,64\ m$ i forskydningsfeltet, $B$, $8,03\ m$ i forskydningsfeltet, $F$, og $6,60\ m$ i forskydningsfeltet, $J$. Huldækkets tykkelse anvendes som bredden, og den samlede kraft i forskydningsfelterne vinkelret på spændretningen beregnes derfor som følgende:

Forskydningsfeltet, $B$:

$$N_{x,B} = 0,0005\ MPa \cdot 1 \cdot 220\ mm \cdot 9,64\ m = 1,06\ kN$$

Forskydningsfeltet, $F$:

$$N_{x,F} = 0,03\ MPa \cdot 1 \cdot 220\ mm \cdot 8,03\ m = 53,00\ kN$$

Forskydningsfeltet, $J$:

$$N_{x,J} = 0,01\ MPa \cdot 1 \cdot 220\ mm \cdot 6,60\ m = 14,52\ kN$$

I trækstringerne bidrager forskydningen til trækkraften, mens i trykstringerne reducerer forskydningen trykkraften. De nye maksimale træk- og trykkræfter bestemmes med de maksimale stringerkræfter i x-retningen, som aflæses i Tabel 10.7.

Den maksimale trykkraft:

$$S_{x13} = 92,98\ kN - \frac{1}{2} \cdot 53,00\ kN - \frac{1}{2} \cdot 14,52\ kN = 59,22\ kN$$

Den maksimale trækkraft:

$$S_{x7} = 90,25\ kN + \frac{1}{2} \cdot 1,06\ kN + \frac{1}{2} \cdot 53,00\ kN = 117,28\ kN$$

Den nødvendige bredde af støbeskellet blev tidligere bestemt til $17,91\ mm$. Da trykkraften er reduceret kan bredden hermed også reduceres til $8,45\ mm$. Trækstringeren blev tidligere i ovenstående afsnit dimensioneret til en Y8 armeringsstang. En Y8 armeringsstang kan ikke optage den nye maksimale trækkræft på $117,28\ kN$ uden armeringsstålet flyder. Det nødvendige armeringsareal bestemmes derfor til følgende:

$$A_{nødv} = \frac{S_{x7}}{550\ MPa} = 213,14\ mm^2$$

2 Y12 armeringsstænger med et samlede areal på $226,08\ mm^2$ overholdes bæreevnen for armeringsstålet. Stringermodellen sammenlignes med robusthedeskravene i det efterfølgende kapitel.

# 11 | Armeringsplan

Gennem projektet dimensioneres armeringstængerne i huldækket. Her blev armeringsmængden undersøgt for både robusthedskrav samt i stringermodellen. I de ovenstående afsnit ses at robusthedskravene for armeringsmængden er dimensionsgivende. Armeringsplanen for huldækket udføres derfor på baggrund af robusthedskravene og er illustreret på Figur 11.1. Armeringsmængden er beskrevet i Tabel 11.1.

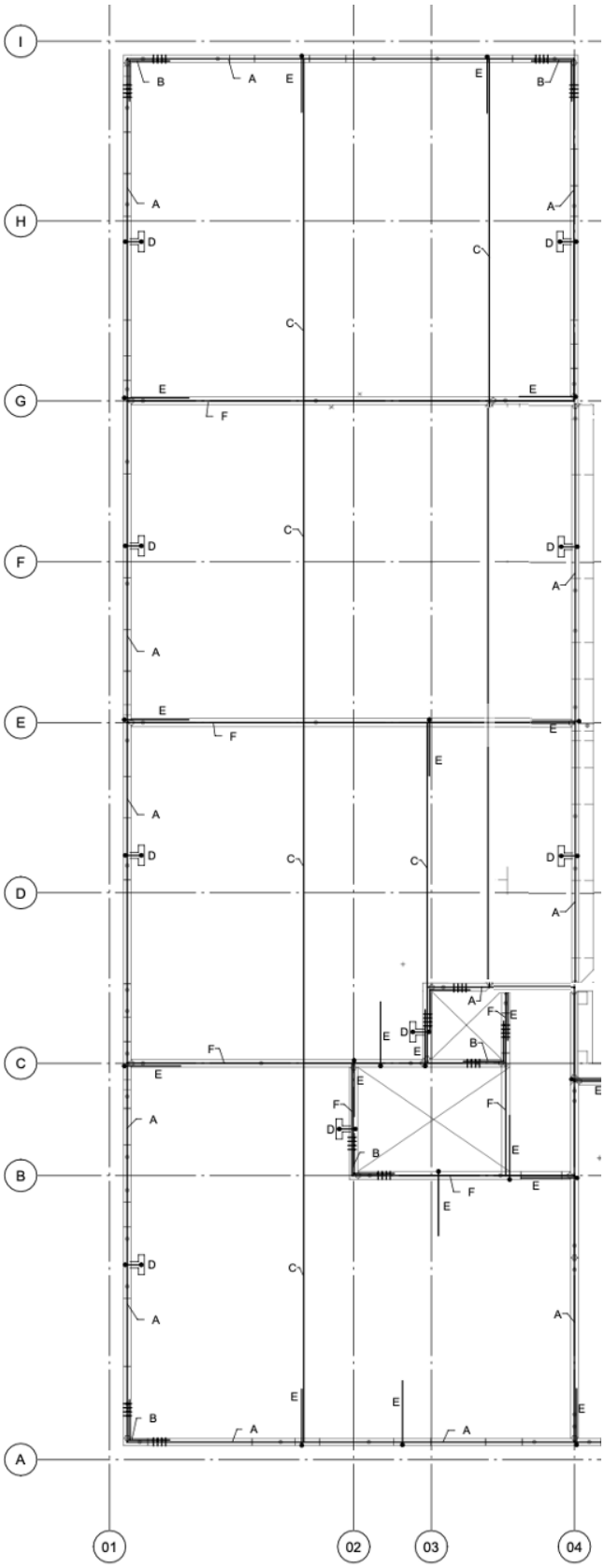
***Tabel 11.1.*** Betegnelser og beskrivelse af armeringen anvendt i armeringsplanen.

| Betegnelse | Beskrivelse | Armeringsmængde |
|---|---|---|
| A | Periferi-armering | 2 Y16 |
| B | L-bøjler ved hjørnerne | Y16 |
| C | Intern armering mellem alle dæk | 1 Y16 |
| D | Hammerhoveder | Y 16 |
| E | U-bøjler | Y 16 |
| F | Intern armering langs væggene | 2 Y16 |

Der indføres hammerhovedeudsparinger, som forbinder huldækket til periferi-armeringen, hvor huldækket hviler af med sidevederlag. På den måde kan forskydningsspændingerne i de yderste forskydningsfelter overføres gennem hammerhovedet til periferi-armeringen.

På Figur 11.1 er ikke alle armeringsstænger illustreret. Der tilføjes 1 Y16 armeringsstang mellem alle huldækelementer, samt tilhørende U-bøjle ved sammenslutningen til periferi-armeringen.

På Figur 11.1 er armeringsplanen illustreret for bygning nr. 4.




***Figur 11.1.*** Armeringsplan over bygning nr. 4.

# A3.1 Konstruktionstegninger

# 12 | Tegningsoversigt

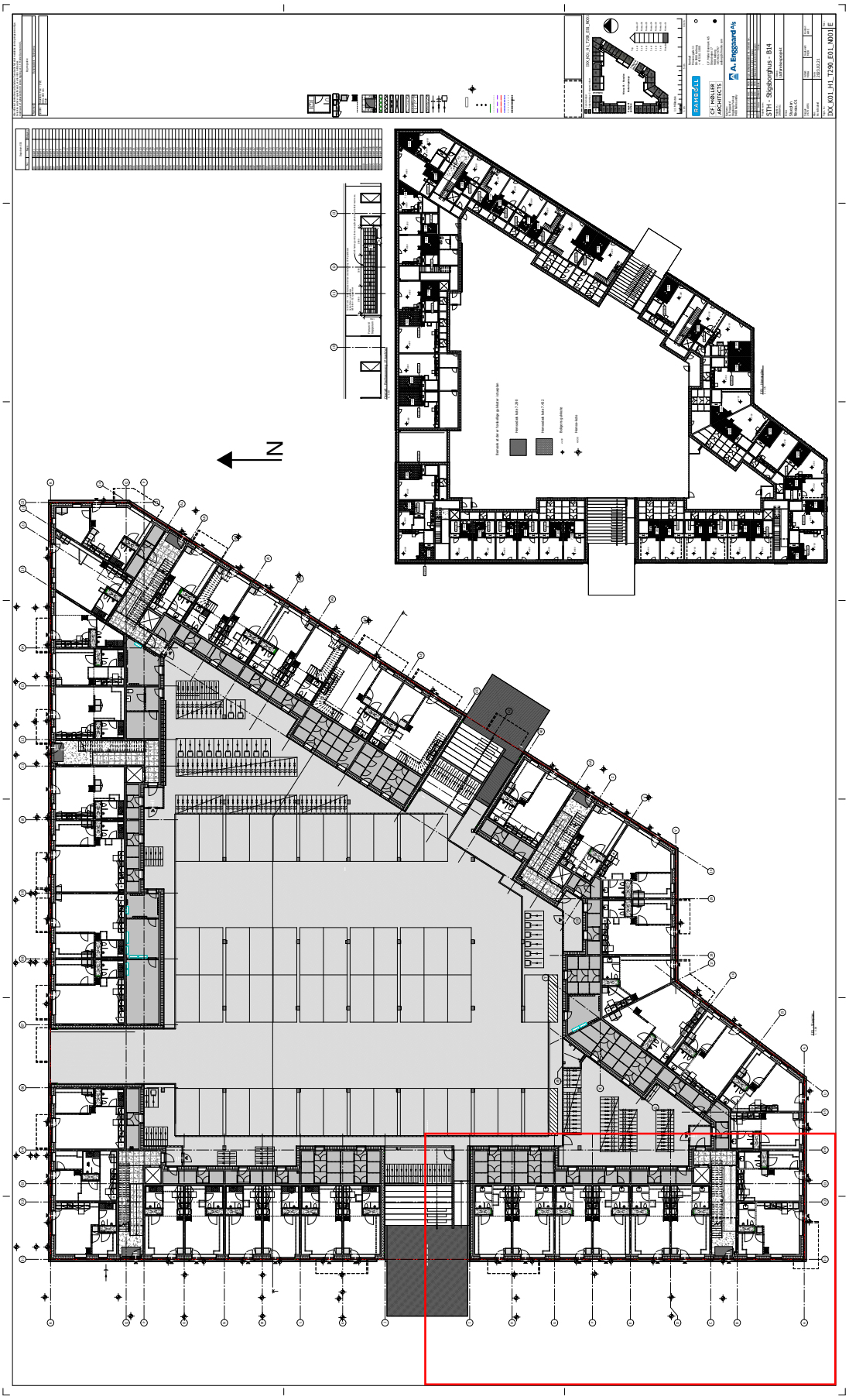
I dette kapitel findes de udleverede tegninger over Stigsborghus. Her er projektbygningen nr. 4 markeret med rød. I Tabel 12.1 ses et overblik over tegningernes nr. og beskrivelse.

***Tabel 12.1.*** Tegningsoversigt.

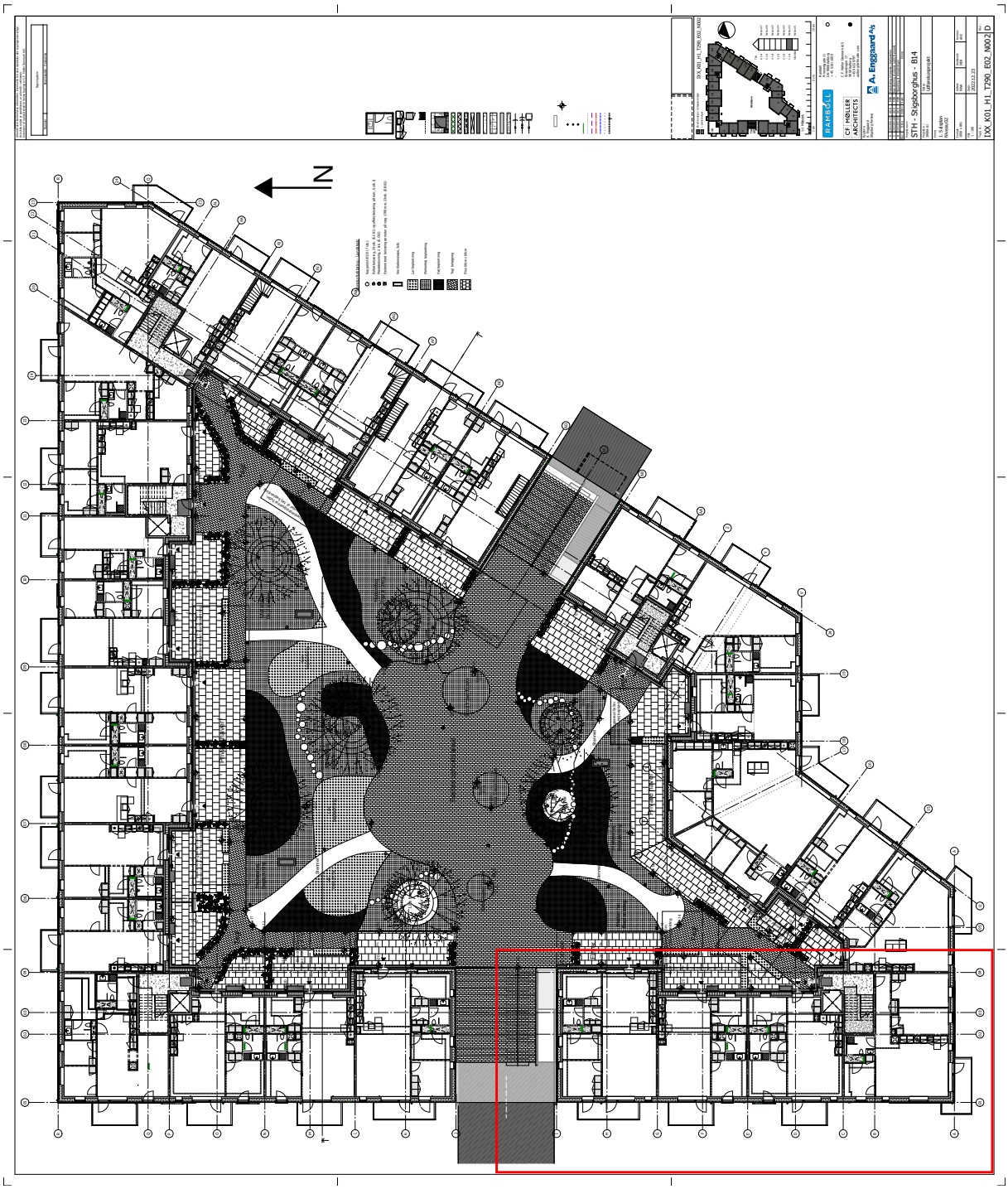
| Tegning | Beskrivelse |
|---|---|
| 12.1 | Plantegning over stue etagen |
| 12.2 | Plantegning over 1. sal |
| 12.3 | Plantegning over 2. sal |
| 12.4 | Plantegning over 3. sal |
| 12.5 | Plantegning over 4. sal |
| 12.6 | Opstalt af gavlen (set fra nord) |
| 12.7 | Opstalt af gavlen (set fra syd) |
| 12.8 | Opstalt af facaden (set fra øst) |
| 12.9 | Opstalt af facaden (set fra vest) |
| 12.10 | Snit gennem bygning |

De udleverede tegninger afleveres i formatet A3 som bilagsrapport til dette projekt.

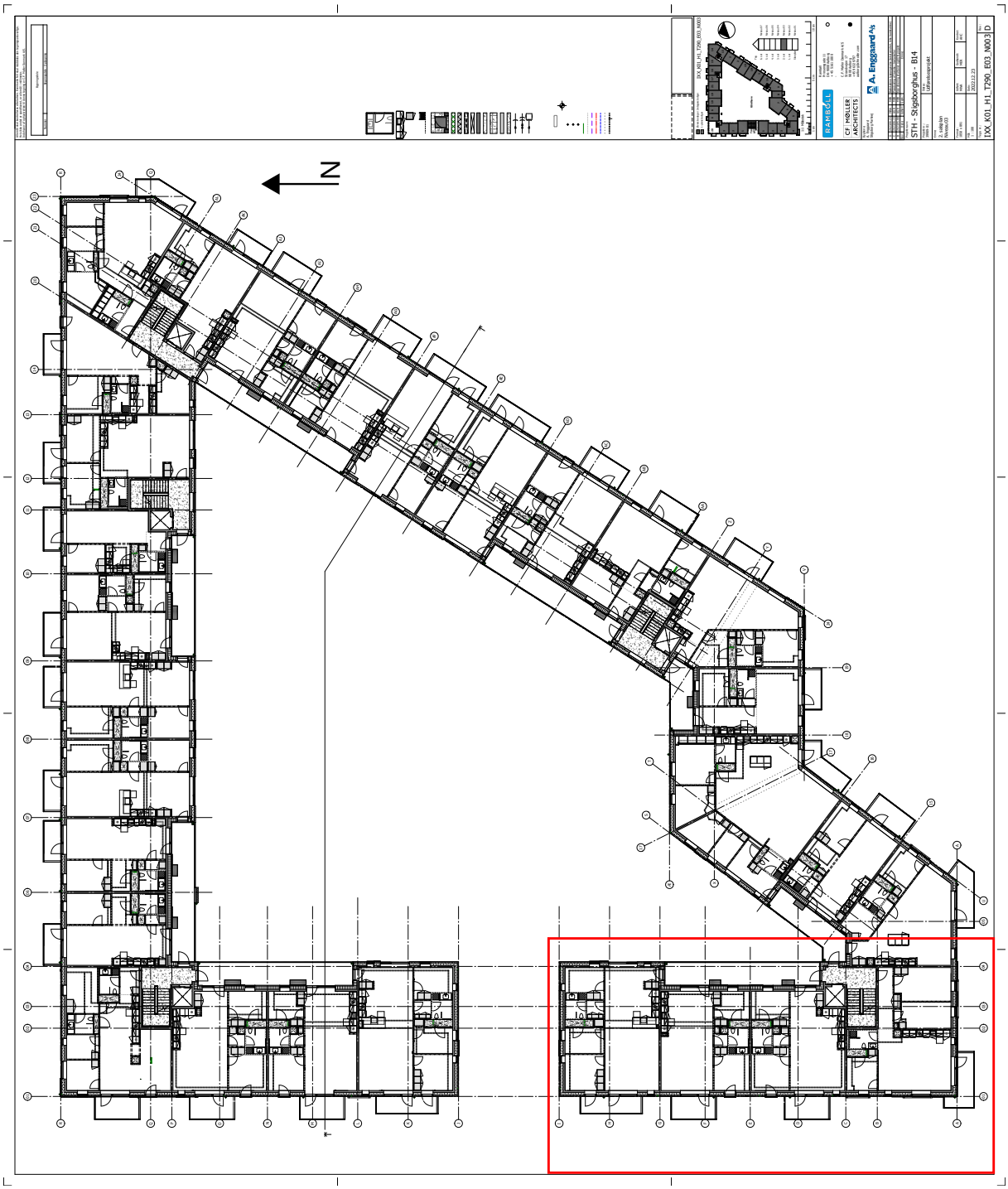
## 12.1 Plantegning - Stuen



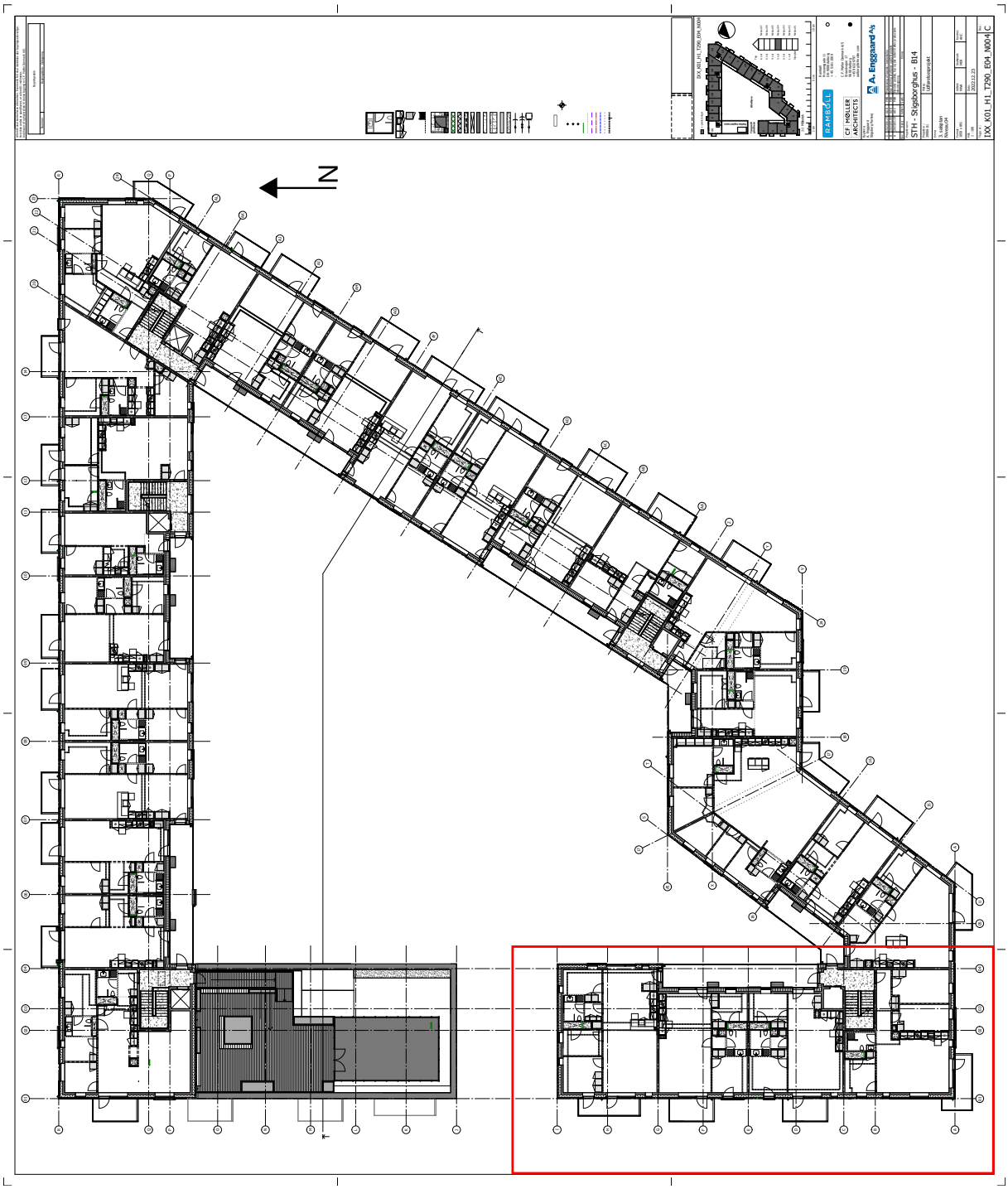
## 12.2 Plantegning - 1. sal



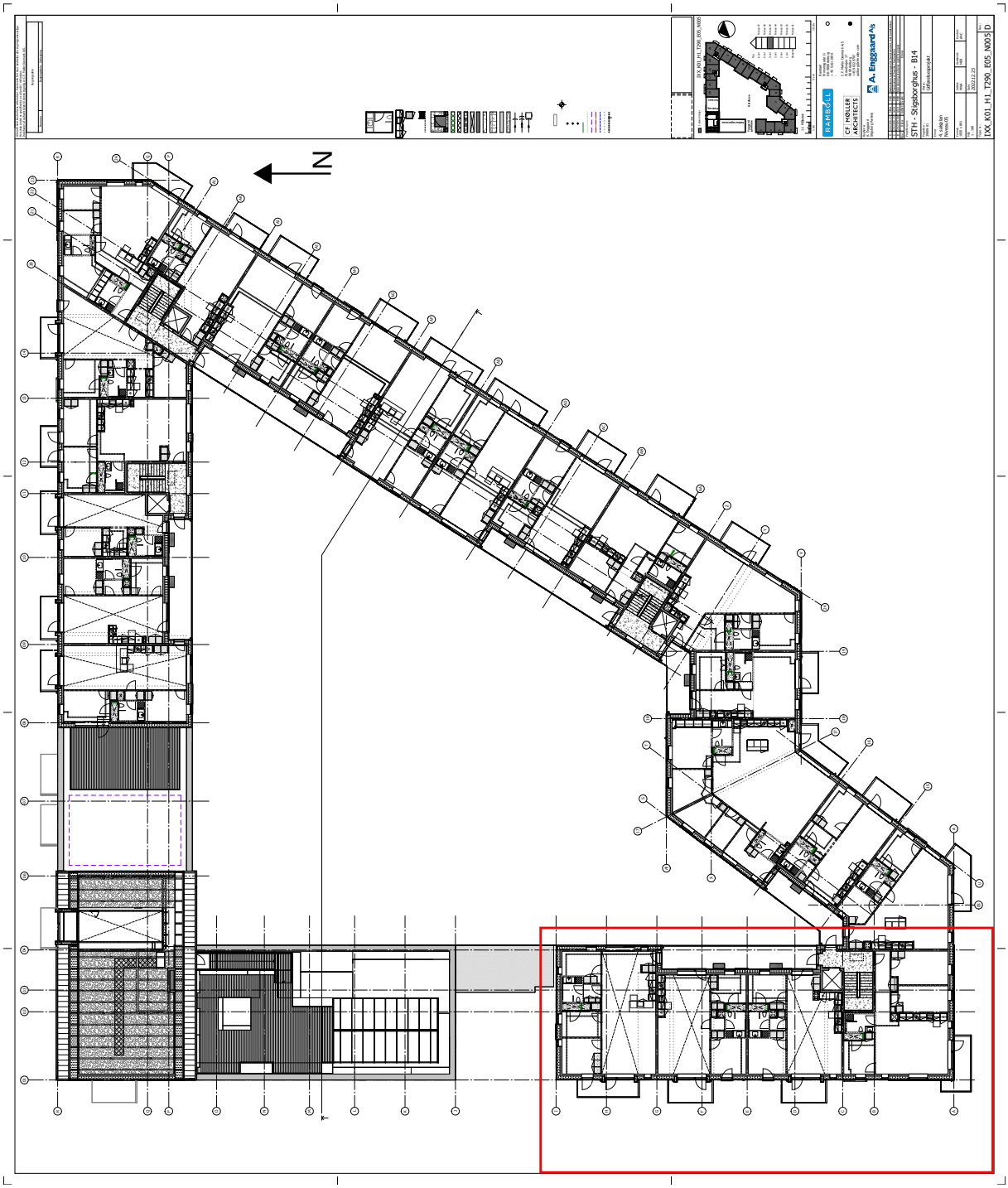
## 12.3 Plantegning - 2. sal



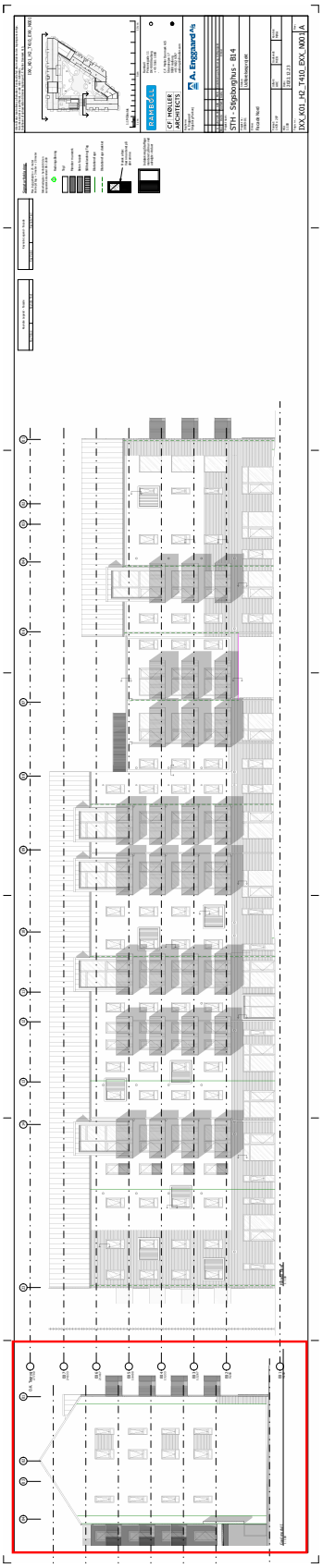
## 12.4 Plantegning - 3. sal



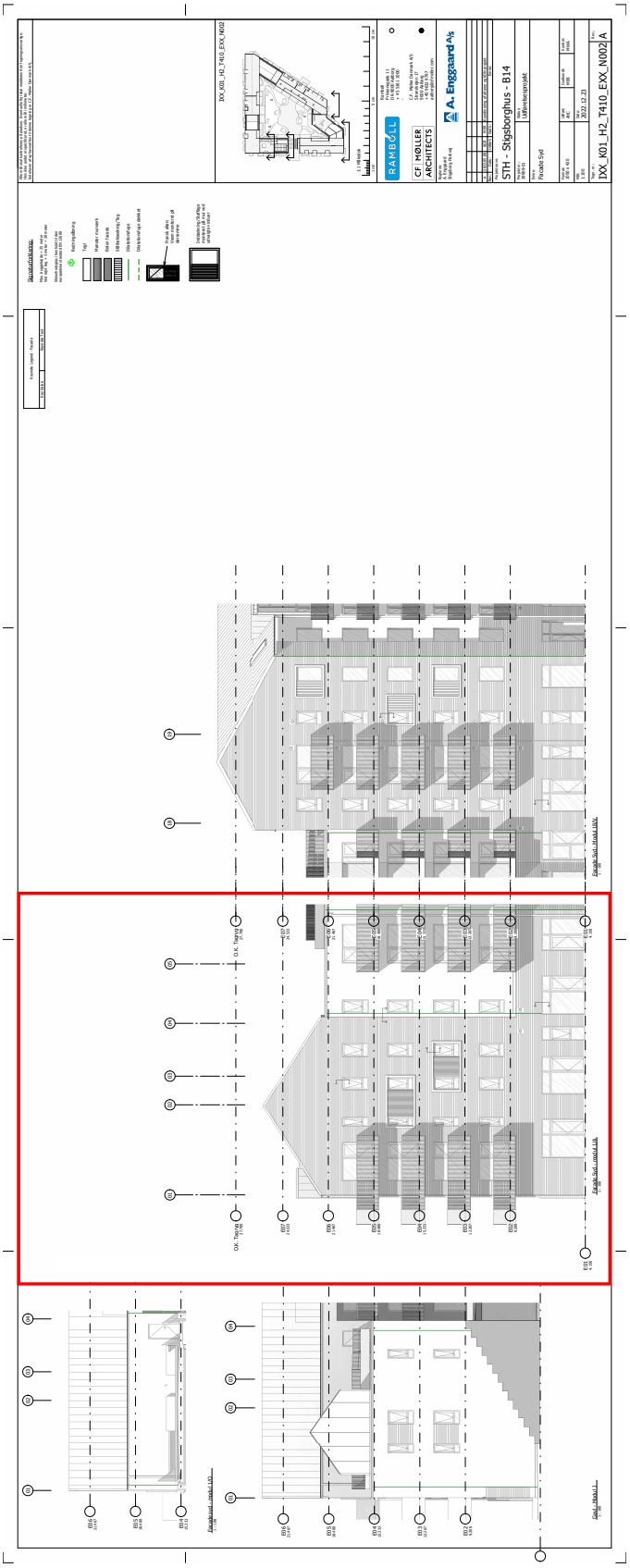
## 12.5 Plantegning - 4. sal



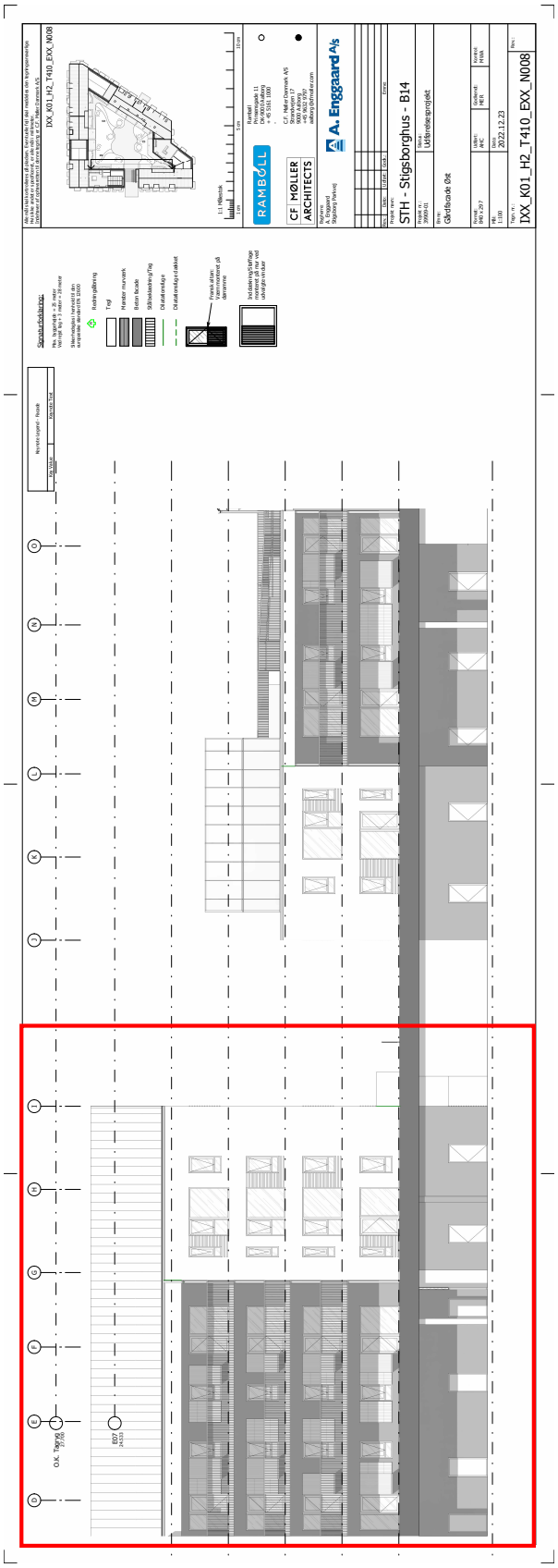
## 12.6 Opstalt - Facade nord



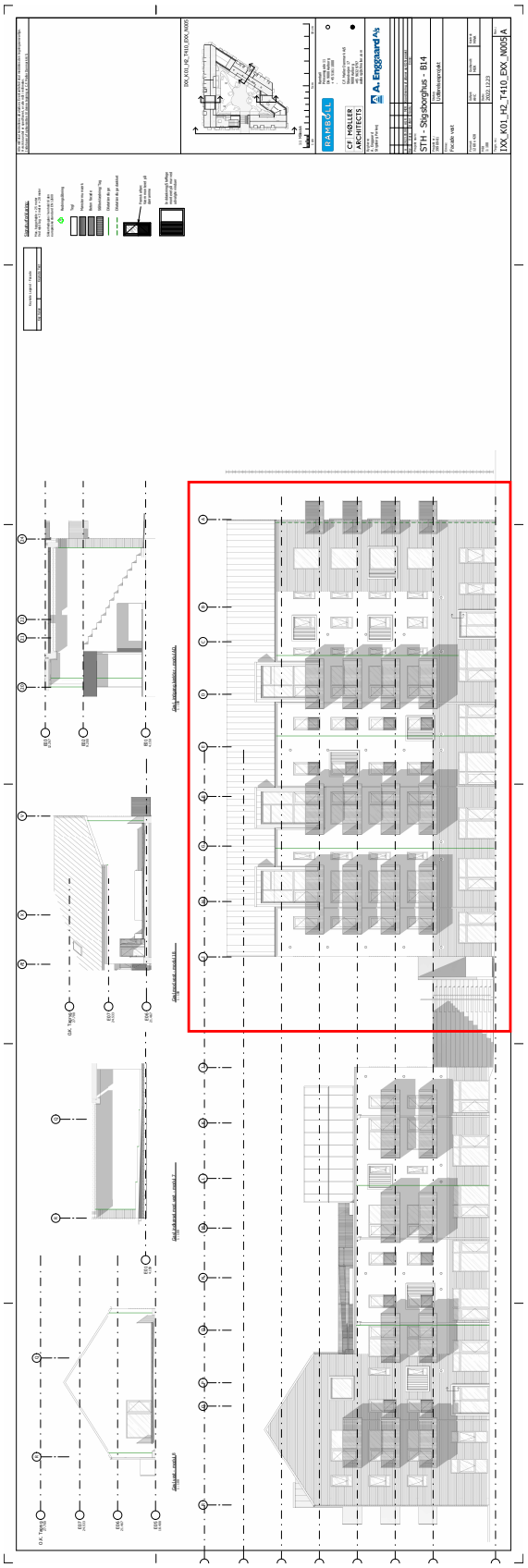
## 12.7 Opstalt - Facade syd



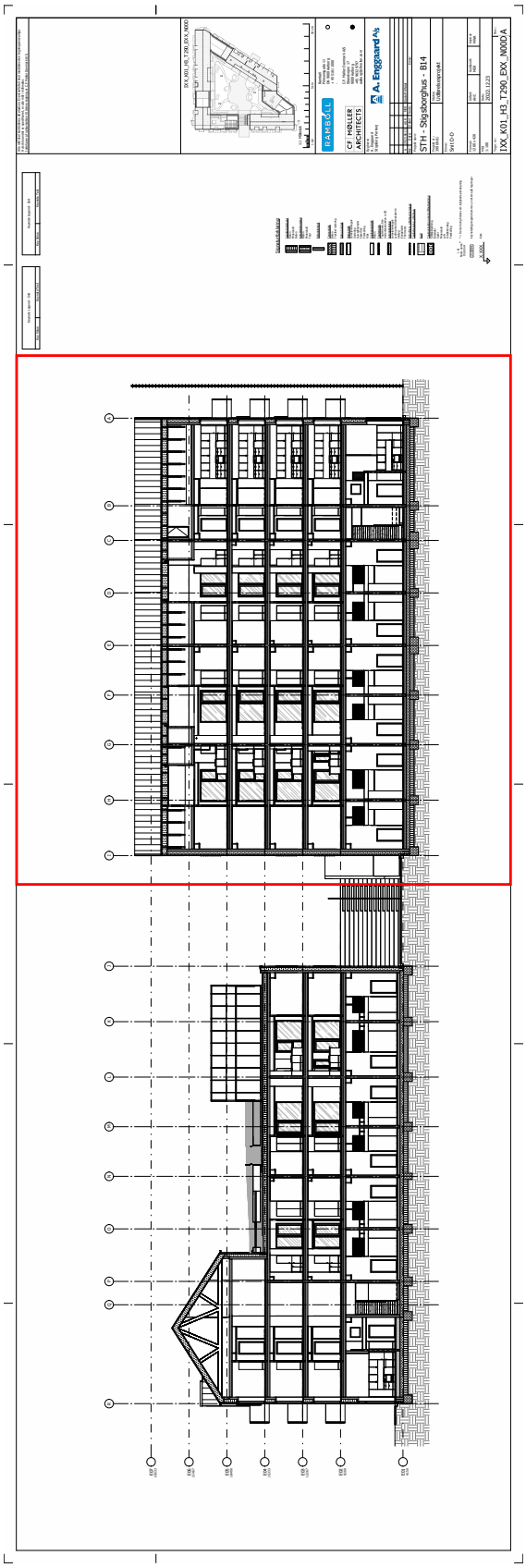
## 12.8 Opstalt - Facade øst



## 12.9 Opstalt - Facade vest



## 12.10 Snit



# Konklusion

På baggrund af den udførte statiske dokumentation, konkluderes det at bygningens bærende konstruktion har en tilstrækkelige bæreevne, og at bygningen er stabil overfor de vandrette laster.

Den statiske dokumentation blev udarbejdet i overensstemmelse med SBi-anvisningen 271. I delen A1.1 blev grundlaget opstillet for de statiske beregninger, hvilke blev udført i del A2.1, herunder deformationskrav og materialeparametre for de bærende betonelementer og armering.

Lastkombinationerne for bygningen blev opstillet og det viste sig, at den dimensionsgivende lastkombination for det lodret bærende system var STR 2.1 med dominerende nyttelast. Den lodrette lastnedføring blev udført ved at foretage en lastfordeling for hver etage. Lasterne blev yderligere fordelt til nedenstående vægge med laster fra dækkene på hver etage. Afslutningsvis blev lasterne summeret op og den samlede last ved fundamentsoverkanten blev bestemt.

For at bestemme den dimensionsgivende vandret last på bygningen, blev der sammenlignet vindlast og seismisk last. På baggrund af de beregnede laster, blev det konkluderet, at vindlasten var den dimensionsgivende last på både tværs og langs af bygningen.

Bygnings hovedstabilitet blev eftervist med dominerende vind- og reduceret egenlast, hvor de bundne egenlaster medregnet som stabiliserende laster. Der blev anvendt en elastisk fordelingsmetode for de stabiliserende vægge med en stivhed efter de enkelte vægges inertimoment, hvilke kombineres med en plastisk stabilitetsberegning.

For at sikre bygningens robusthed overfor utilsigtet lastpåvirkninger, blev der dimensioneret et trækforbindelsessystem. Her blev der dimensioneret trækforbindeler i periferien, samt interne trækforbindelser mellem dækskiverne. Yderligere blev der sikret at stritterene i væggene kunne optage de vandrette trækkræfter fra dækskiverne, og at de korrugerede rør i væggene kunne optage de lodrette trækforbindelser.

Afslutningsvis blev der opstillet en stringermodel for at sikre at bygningens dækskiver kunne optage og fordele skivekræfterne til de stabiliserende vægge. Dækskiven opdeles i forskydningsfelter med stringerlinjer imellem, som blev placeret over de stabiliserende vægge. På baggrund af stringermodellen konkluderes der at den beregnede armering havde tilstrækkelige bæreevne for at optage og fordele kræfterne i dækskiven.

# Referencer

# Litteratur


**Aalborg Kommune**, **2020**. Aalborg Kommune. *Lokalplan 1-2-118*, Aalborg Kommune, 2020.

**CRH Concrete**, **2020**. CRH Concrete. *Projekteringsprincipper for betonelementer*, CRH Concrete, 2020.

**CRH Concrete A/S**. CRH Concrete A/S. *Vandret forankring af vægelementer*. `https://crhconcrete.dk/betonelementer/projektering/vandret-forankring-af-vaegelementer/`. Besøgt 20-12-2023.

**CRH Concrete A/S**, **2014**. CRH Concrete A/S. *Længdefuge mellem dæk*. `https://betonelement.dk/betonelementer/projektering/samlingsdetaljer/daek/`, 2014. Besøgt 30-11-2023.

**Dansk Standard**, **2007a**. Dansk Standard. *Eurocode 1: Last på bærende konstruktioner - Del 1-3: Generelle laster - Snelast*, Dansk Standard, 2007a.

**Dansk Standard**, **2007b**. Dansk Standard. *Eurocode 1: Last på bærende konstruktioner - Del 1-4: Generelle laster - Vindlast*, Dansk Standard, 2007b.

**Dansk Standard**, **2021a**. Dansk Standard. *Forkortet udgave af Eurocode 2: Betonkonstruktioner*, Dansk Standard, 2021a.

**Dansk Standard**, **2021b**. Dansk Standard. *Forkortet udgave af Eurocode 0 - Projekteringsgrundlag for bærende konstruktioner*, Dansk Standard, 2021b.

**Energi styrelsen**, **2013**. Energi styrelsen. *Nationalt anneks til Eurocode 1: Last på bærende konstruktioner - Del 1-1: Generelle laster - Densiteter, egenlast og nyttelast for bygninger*, Dansk Standard, 2013.

**Energi styrelsen**, **2015**. Energi styrelsen. *Nationalt anneks til Eurocode 1: Last på bærende konstruktioner - Del 1-4: Generelle laster - Vindlast*, Dansk Standard, 2015.

**Google**. Google. *Google Map*. `http://https://https://maps.google.com/`. Besøgt 15-11-2023.

**Jensen**, **2019**. Bjarne Chr. Jensen. *Betonkonstruktioner efter DS/EN 1992-1-1, 3. udgave*. ISBN: 978-87-571-2944-1, Paperback. Praxis, 2019.

**Jensen**, **2020**. Bjarne Chr. Jensen. *Teknisk Ståbi, 25. udgave*. ISBN: 978-87-571-2990-8, Paperback. Praxis, 2020.

**Jensen og Hansen**, **2022**. Bjarne Chr. Jensen og Svend Ole Hansen. *Bygningsberegninger, 3. udgave*. ISBN: 978-87-500-6138-0, Paperback. Akademisk Forlag, 2022.

**Smart Gulv**, **2018a**. Smart Gulv. *Gulvvarmesystem fra HEAT FEET*. `https://smartgulv.dk/heat-feet/`, 2018a. Besøgt 16-11-2023.

**Smart Gulv**, **2018b**. Smart Gulv. *Thermotec gulvvarmesystem*. `http:https://smartgulv.dk/thermotec/`, 2018b. Besøgt 16-11-2023.

**Social- og Boligstyrrelsen**. Social- og Boligstyrrelsen. *Bygningsreglementet*. `https://bygningsreglementet.dk/`. Besøgt 13-12-2023.

**Trafik-, Bygge- og Boligstyrelsen**, **2015**. Trafik-, Bygge- og Boligstyrelsen. *Nationalt anneks til Eurocode 1: Last på bærende konstruktioner - Del 1-3: Generelle laster - Snelast*, Dansk Standard, 2015.

**Trafik-, Bygge- og Boligstyrelsen**, **2021a**. Trafik-, Bygge- og Boligstyrelsen. *Nationalt anneks til Eurocode 2: Betonkonstruktioner - Del 1-1: Generelle regler samt regler for bygningskonstruktioner*, Dansk Standard, 2021a.

**Trafik-, Bygge- og Boligstyrelsen**, **2020**. Trafik-, Bygge- og Boligstyrelsen. *Nationalt anneks til Eurocode 8: Konstruktioner i seismiske områder - Del 1: Generelle regler, seismiske påvirkninger og regler for bygninger*, Dansk Standard, 2020.

**Trafik-, Bygge- og Boligstyrelsen**, **2021b**. Trafik-, Bygge- og Boligstyrelsen. *Nationalt anneks til Eurocode 0: Projekteringsgrundlag for bærende konstruktioner*, Dansk Standard, 2021b.