# Projektering af boligbyggeri

Diplomingeniøruddannelsen i Bygge- og anlægskonstruktioner



7 Semester på Byggeri og Anlæg Mathias Kloch Sørensen og Morten Ramskov Jeppesen

> Aalborg Universitet Institut for Byggeri, By og Miljø

Forsidebillede af [Færch & Co., 2022]



#### Titel:

Projektering af boligbyggeri

#### Projekt:

Afgangsprojekt 7. semester Konstruktion

#### **Projektperiode:**

24. oktober - 12. januar 2023

#### **Deltagere:**

Mathias Kloch Sørensen Morten Ramskov Jeppesen

#### Vejleder:

Christian Frier

Antal sider - rapport: 146 Antal sider - bilag: 44 Afsluttet: 12/01-2023 Det Ingeniør- og Naturvidenskabelige fakultet Institut for Byggeri, By og Miljø Thomas Manns Vej 23 9220 Aalborg Øst https://www.build.aau.dk/

#### Synopsis:

Nærværende projektrapport indeholder statisk dokumentation for et treetagers boligbyggeri i Ebeltoft, udarbejdet i forbindelse med forfatternes afsluttende semester på diplomingeniøruddannelsen i Byggeog Anlægskonstruktioner på Aalborg Universitet. Rapporten indeholder dokumentation svarende til punkter A1.1, A2.1, A2.2 og A3.1 i SBi anvisning 271.

Delrapporten A1.1 indeholder konstruktionsgrundlaget for de senere statiske beregninger for bygværket. På baggrund af Eurocodes opstilles gældende lastkombinationer og anvendte materialers styrke- og deformationsparametre findes. Afslutningsvis foretages lastfastsættelsen af egen-, nytte- og naturlaster.

I del A2.1 foretages de statiske beregninger gældende på tværs af konstruktionsafsnit for bygværket. Der foretages lodret og vandret lastfordeling for at identificere de laster de enkelte bygningsdele skal dimensioneres efter. Bygningens hovedstabilitet kontrolleres ved først at fordele de vandrette kræfter til bygningens dækskiver og efterfølgende til de stabiliserende vægge, gennem en elastoplastisk fordelingsmetode. Afslutningsvis kontrollers stabiliteten af de enkelte vægskiver ved væltning, glidning og knusning.

Delrapport A2.2 indeholder dimensioneringen af bærende vægge af beton og letbeton. Betonvægge eftervises ved brug af metoden efter nominel stivhed under hensyntagen til andenordenseffekter, mens letbetonvægge eftervises ved brug af et N-M diagram.

Afslutningsvis haves del A3.1, som indeholder tegningsmateriale anvendt som grundlag for udarbejdelsen af den statiske dokumentation. Materialet er venligst udlånt af entreprenørfirmaet Færch og Co A/S.

# Forord

**Læsevejledning** Igennem projektet er der kildehenvist efter Harvard-metoden, med angivelser i teksten på formen: [Efternavn,årstal]. I litteraturlisten kan de fuldendte kildeangivelse findes. Ved kilder med flere forfattere angives første forfatter efterfulgt af "et al".

Projektets kapitler, afsnit mv. omhandlende konstruktionsdokumentation er som udgangspunkt opbygget efter dokumentationsstandarden angivet i SBi-anvisning 271. Projektet er dermed inddelt i "underrapporter" svarende til A1.1, A2.1, A2.2 og A3.1, men med sammenhængende nummerering af kapitler og afsnit på tværs af disse.

Vedlagt i kapitel 7 på side 131 findes tegningsmateriale udlånt af entreprenørfirmaet Færch og Co. A/S under godkendelse af Projekt- og projekteringsleder Anders Wærn Jensen, som vil ligge til grund for projektet. For læsers forståelse anbefales det at gøre sig bekendt med dette, før projektet gennemlæses.

I forbindelse med flere afsnit i rapporten, vil der fremgå henvisninger til beregningsbilag i excelark. Disse ark er alle udarbejdet af rapportens forfattere, og kan ved læsers interesse findes vedlagt som bilag til rapporten.

athen Somm

Mathias Kloch Sørensen

Master Render Jegen

Morten Ramskov Jeppesen

# Abstract

This project report contains the static documentation for a three storey residential building in the danish city of Ebeltoft. The report has been written as part of the authors' final semester of the program "Civil Engineering with Specialisation in Structural and Civil Engineering" at Aalborg University. The report contains static documentation for the building corresponding to parts A1.1, A2.1, A2.2 and A3.1 of SBi instruction 271.

Part A1.1 contains the construction basis used for the later static calculations for the building and the constructions herein. On basis of the Eurocodes, applicable load combinations are determined and the strength- and deformationparameters of used materials are presented. Finally, the load determination of self-, imposed- and natural loads is carried out.

In part A2.1, the static calculations applicable across construction sections for the building are done. Vertical and horisontal load distributions are carried out to identify the loads which individual construction parts must be able to resist. The main stability of the building is checked by first distributing the horisontal forces from wind or seismic loads to the building's hollow core deck slabs and subsequently to the stabilising walls, through an elastoplastic means of distribution. Finally, the stability of the individual walls are checked in relation to overturning, sliding and crushing.

Part A2.2 contains the dimensioning of load-bearing walls made of concrete and lightweight aggregate concrete. The load bearing capacity of concrete walls are calculated using the nominal stiffness method in accordance to the danish national annex of Eurocode 2, taking into account second-order effects, while the capacity of lightweight aggregate concrete walls are verified by making an N-M diagram and comparing this to the internal forces in the wall section.

Finally, in part A3.1, the construction drawings used as the basis of this report, and the static documentation in it, can be found. The drawings are made by the contractor Færch og Co A/S, and have been lent to the authors for use in this report.

# Indholdsfortegnelse

1	Indledning
2	Problemformulering
	2.1 Afgrænsning

## A1.1 Konstruktionsgrundlag - Bygværk

3	Kor	struktionsgrundlag - Bygværk
	3.1	Bygværk
	3.2	Grundlag
	3.3	Forundersøgelser
	3.4	Konstruktioner
	3.5	Konstruktionsmaterialer
	3.6	Laster

# A2.1 Statiske beregninger - Bygværk

4	A2.1 Statiske beregninger - Bygværk	2
	4.1 Lodret lastnedføring	2
	4.2 Vandret lastnedføring	7
	4.3 Fordeling af kræfter til stabiliserende vægge       6	2
	1.4 Stabilitet af vægge	5
	4.5 Robusthed	6
	4.6 Eftervisning af dækskive	4

## A2.2 Beregninger - Konstruktionsafsnit

5	A2.2.1 - Statiske beregninger - Letbetonelementer	112
	5.1 Lodret bæreevne	112
6	A2.2.2 - Statiske beregninger - Betonelementer	119
	6.1 Lodret bæreevne	119

# A3.1 - Konstruktionstegninger

7	A3.1 - Konstruktionstegninger	131
	7.1 Planer	132
	7.2 Snit	136
	7.3 Facader	138
	Konklusion	
	Kenklusion	
8	Konklusion	142
	Referencer	
	Litteratur	146
	Bilag	

# 1 Indledning

Nærværende projekteringsrapport omfatter projekteringen af et etagebyggeri på Slagterigrunden i Ebeltoft. Den geografiske placering fremgår af figur 1.1.



Figur 1.1: Geografisk placering af projektet i Ebeltoft. [Google Maps, 2022]

Det valgte etagebyggeri indgår i første fase af bebyggelsen på den gamle slagterigrund i Ebeltoft, hvor der i alt opføres 6 etagebyggerier for boligselskabet DjursBO. Det valgte byggeri fremgår som bygning B1 på figur 1.2 på næste side.



**Figur 1.2:** Projektets inddeling i etaper. Der arbejdes i dette projekt med etape I. [Nordiske Medier A/S, 2022]

Det samlede byggeri, bestående af 6 etagebyggerier, udgør i alt  $7.240\,\mathrm{m^2}$  bolig fordelt ud på 82 almene lejligheder. Bygning B1 opføres med 3 etager, hvoraf det samlede boligareal udgør ca.  $1.000\,\mathrm{m^2}$  fordelt ud på 12 almene boliger.

Der er tale om nybyggeri opført som traditionelt betonelementbyggeri med bærende vægge af en kombination af beton- og letbetonelementer samt etage- og tagdæk af præfabrikerede huldækelementer. Der henvises til kapitel 7 på side 131 for tegningsmateriale over byggeriet, samt yderligere beskrivelse af bygningsdelene, som indgår i bygværket.

# 2 Problemformulering

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

Hvordan eftervises den globale stabilitet og robusthed for bygning B1, som er et 3 etagers boligkompleks, og hvordan foretages samt redegøres der for eftervisning af udvalgte konstruktionsdele- og elementer iht. Eurocodes og Dansk Standard samt øvrige gældende normer.

For at svare uddybende på problemformuleringen er følgende underspørgsmål udarbejdet:

- Hvordan føres lodrette kræfter i bygningen ned gennem etagerne til fundamentsniveau?
- Hvordan føres vandrette kræfter på facader til dækskiverne, og hvordan fordeles disse efterfølgende til de stabiliserende vægge?
- Hvordan sikres at bygningen er tilstrækkelig robust overfor utilsigtede belastninger?
- Hvordan eftervises den lodrette bæreevne samt stabiliteten af vægelementer i beton og letbeton?

## 2.1 Afgrænsning

Idet der er tale om et studierelateret projekt, er der visse dele af den statiske dokumentation, som ikke udarbejdes. Der afgrænses derfor fra følgende emner:

- Der udarbejdes ikke projektdokumentation herunder projektredegørelse, kontrolplaner- og rapporter.
- Ikke alle punkter der normalvis indgår i konstruktionsdokumentationen iht. SBi 271 beskrives i dette projekt. Idet der er tale om et tænkt projekt ifm. en studieopgave, er det eksempelvis ikke relevant at beskrive udførelsen af byggeriet, idet projektet ikke vil danne grundlag for dette. Det er således kun punkter der vurderes relevante for dimensioneringsopgaverne, som medtages.
- Der redegøres ikke for brand og brandmæssige foranstaltninger.
- Fundamenter, konstruktioner i terræn mv. bearbejdes ikke i projektet.
- Elevatortårnet forudsættes at være statisk uafhængigt af selve bygningen. Der redegøres ikke yderligere for dette.
- Svalegange og altaner eftervises ikke særskilt som en del af projektet. Der medregnes egenog nyttelaster herfra i den lodrette lastnedføring, som forudsættes at virke som linjelaster på bagmuren i facadeelementerne.

3	Kor	struktionsgrundlag - Bygværk 5
	3.1	Bygværk       5         3.1.1       Konstruktioners art og oprindelse         3.1.2       Konstruktionsafsnit         3.1.3       Udførelse         3.1.4       Beskrivelser, modeller og tegninger
	3.2	Grundlag
	3.3	Forundersøgelser
	3.4	Konstruktioner
	3.5	Konstruktionsmaterialer
	3.6	Laster       25         3.6.1       Lastkombinationer         3.6.2       Lasttilfælde         3.6.3       Permanente laster         3.6.4       Nyttelaster         3.6.5       Naturlaster         3.6.6       Geometriske imperfektioner         3.6.7       Ulykkeslaster         3.6.8       Seismisk last

# 3 Konstruktionsgrundlag - Bygværk

## 3.1 Bygværk

#### 3.1.1 Konstruktioners art og oprindelse

Bygningen udføres som simpelt og traditionelt etagebyggeri, med bærende vægge af præfabrikerede beton- og letbetonelementer samt tag- og etagedæk af præfabrikerede huldækelementer. Af figur 3.1 samt 3.2 fremgår snit af bygværket set fra hhv. gavl og facade.



Figur 3.1: Snit gennem bygværk, set fra gavl. [Færch & Co., 2022]



Figur 3.2: Snit gennem bygværk, set fra facade. [Færch & Co., 2022]

Bygværket opføres med en flad tagkonstruktion, hvor der jf. Bygningsreglementet BR18 anvendes en minimumshældning på 1:40, som sikrer, at vandet på bygningens tag kan ledes forsvarligt til tagnedløb. [Bolig- og Planstyrelsen, 2022].

Gældende for bygværket er følgende konstruktionstyper for de bærende og stabiliserende konstruktioner:

Bygningsdel	Beskrivelse
Ydervægge	Præfab sandwichelementer i beton
Indervægge	Præfab letbetonelementer
Etagedæk	Præfab huldæk
Elevatorskakt	Præfab betonelementer
Tagkonstruktion	Præfab huldæk
Altan	Stålrammer ophængt på betonbagmur
Svalegange	Præfab massive betondæk

Af figur 3.3, fremgår en plan af bygværket med angivelse af vægtyper, vægtykkelse, samt angivelse af spændretning for dæk.



Figur 3.3: Plan af bygværket med angivelse af vægtype, -tykkelse samt spændretning på dæk.

#### 3.1.2 Konstruktionsafsnit

For at overskueliggøre beregningerne til de enkelte konstruktionsdele, placeres den enkelte konstruktionsdel i sit eget konstruktionsafsnit. På den måde foreligger alt den relevante data for dimensionering og eftervisning kun et sted for den givne konstruktionsdel. For nærværende projekt fremgår de relevante konstruktionsafsnit af nedenstående tabel 3.1, hvor det angivne nummer referer til det relevante kapitel i rapporten.

Nr.	Konstruktionsafsnit	Bygningsdel	Konsekvensklasse/ Konstruktionsklasse	Afsnitsprojekterende
5	Letbetonelementer	220 mm <b>væg</b>	CC2 / KK2	Morten & Mathias
6	Betonelementer	$145\mathrm{mm}\mathrm{væg}$	CC2 / KK2	Morten & Mathias

#### 3.1.3 Udførelse

Byggeriet udføres som traditionelt elementbyggeri, med sandwichelementer, søjler, bjælker, huldæk og massive dæk (trappereposer og svalegange) i beton. Yderligere udføres indvendigt bærende vægge i letbeton og lette skillevægge udføres i elementer af porebeton. Bygværkets fundamenter og terrændæk udføres som in-situ støbte betonkonstruktioner. Altaner udføres som lette stålrammer ophængt på sandwichelementernes beton bagplade med stålbeslag.

#### 3.1.4 Beskrivelser, modeller og tegninger

Den samlede statiske dokumentation, med relevans til nærværende projekt, stykkes sammen af projektets forfattere og fremgår af det pågældende konstruktionsafsnit. Der henvises til oversigten angivet i tabel 3.1

Nærværende projekts forfattere udarbejder konstruktionstegninger som vil fremgå under de relevante afsnit.

## 3.2 Grundlag

#### 3.2.1 Normer, standarder og lærebøger

Projektet udføres efter nedenstående normer og annekser :

Norm	Beskrivelse	Nationalt anneks
Eurocode 0 - DS/EN 1990	Projekteringsgrundlag for bærende konstruktioner	DK NA:2021
Eurocode 1 - DS/EN 1991	Last på bærende konstruktioner og last på bygværker	DK NA:2013
Eurocode 2 - DS/EN 1992	Betonkonstruktioner	DK NA: 2021
Eurocode 3 - DS/EN 1993	Stålkonstruktioner	DK NA:2019
Eurocode 8 - DS/EN 1998	Generelle regler, seismiske påvirkninger og regler for bygninger	DK NA:2020
DS/EN 1520 2011	Præfabrikrerede armerede elementer i letbeton	DK NA:2013

Der anvendes følgende forkortede udgaver, tillæg samt nationale informationer:

Norm	Beskrivelse	Udgave	Udgivelses år
Eurocode 0 -	Forkortet udgave	3 udaava	2021
DS/EN 1990	Porkonet udgave	5. uugave	2021
Eurocode 1 -	Forkortet udgave	3 udaava	2015
DS/EN 1991	Porkonet udgave	5. uugave	2013
Eurocode 2 -	Forkortat udanya	5 udgavo	2021
DS/EN 1992	Porkonet udgave	5. uugave	2021
Eurocode 3 -	Forkortat udanua	E udgava	2020
DS/EN 1993	Porkonet uugave	5. uugave	2020
DS/EN 1520	Forkortet udgave	3. udgave	2015
DS/INF 1990:2021+Till.1	Information	1. udgave	2022

Yderligere er der anvendt følgende lærebøger:

Lærebog	Udgave	Udgivelses år
Teknisk Ståbi	25. udgave	2019
Bygningsberegninger	2. udgave	2014
Betonkonstruktioner efter DS/EN 1992-1-1	2. udgave	2012
Stålkonstruktioner efter DS/EN 1993	1. udgave	2009

I nærværende rapport vil der blive henvist til de gældende Eurocodes, normer og lærebøger under de relevante afsnit.

#### 3.2.2 Konsekvensklasser og konstruktionsklasser

#### Konsekvensklasse

Da bygværket anvendes til beboelse og det dermed ofte benyttes til ophold af personer samt at bygværket opføres i 3 etager henføres denne til konsekvensklasse CC2 jf. Tabel B1 DK NA - *Definition af konsekvensklasser* i *Eurocode 0 - Projekteringsgrundlag for bærende konstruktioner*, som fremgår af figur 3.4 [Trafik-, Bygge- og Boligstyrelsen, 2021a].

Konsekvensklasse	Konsekvenser af eventuel skade	Eksempler
CC3 Høj konsekvensklasse	Høj risiko for tab af menne- skeliv, <i>eller</i> de økonomiske, sociale eller miljømæssige konsekvenser er meget store.	<ul> <li>Bygninger i flere etager, hvor højde til gulv i øverste etage er mere end 12 m over terræn, såfremt de ofte benyttes til ophold for personer, fx til bolig eller kontor</li> <li>Bygninger med store spændvidder, så- fremt de ofte benyttes af mange perso- ner, fx til koncert, sport, teater eller ud- stilling</li> <li>Tribuner</li> <li>Større vejbroer og tunneler</li> <li>Større master nær bebyggelse, befær- det områder</li> <li>Større siloer nær bebyggelse</li> <li>Dæmninger og lignende konstruktioner, hvor brud vil medføre store skader.</li> </ul>
CC2 Middel konsekvensklasse	Middel risiko for tab af menneskeliv. Økonomiske, sociale eller miljømæssige konsekvenser er betydeli- ge.	Bygninger eller konstruktioner, der ikke hø- rer til CC3 eller CC1.
CC1 Lav konsekvensklasse	Lav risiko for tab af menne- skeliv, <i>og</i> de økonomiske, sociale og miljømæssige konsekvenser er små <mark>eller ubetydelige.</mark>	<ul> <li>1- og 2-etagesbygninger med moderate spændvidder, hvor der kun lejlighedsvis kommer personer, fx lagerbygninger, skure og mindre landbrugsbygninger</li> <li>Master langt fra bebyggelse og befær- det områder</li> <li>Siloer langt fra bebyggelse</li> <li>Sekundære konstruktionsdele, fx skille- vægge, vindues- og døroverliggere og beklædninger.</li> </ul>

**Figur 3.4:** Definition af konsekvensklasse jf. *Eurocode 0 - Projekterings grundlag for bærende konstruktioner, tabel B1.* [Trafik-, Bygge- og Boligstyrelsen, 2021a]

Yderligere redegøres der for bygværket indplacering i konsekvensklasse CC2 som funktion af størrelse og bygningsanvendelse jf. [Dansk standard, 2022] tabel. 2 - *Grænseværdier for indplacering af hovedkonstruktioner i konsekvensklasser som funktion af størrelse*.

Da bygværkets hovedanvendelse er beboelse, fastsættes konsekvensklassen på baggrund af den

største konstruktionsspændvidde, største højde over/ dybde under terræn og største antal etager over terræn. Af figur 3.5, fremgår de relevante grænseværdier til bestemmelse af konsekvensklassen for nærværende projekt.

Bygningsanvendelse		Største konstruk- tions- spændvidde [m]		Største højde over/dybde under terræn [m]		Største antal eta- ger over terræn [antal] <sup>a</sup>				
Nr.	Beskrivelse	CC1	CC2	CC3	CC1	CC2	CC3	CC1	CC2	CC3
1	Længere ophold, fx beboelse, kontor, hotel, feriehus, dag- og døgninstitution, klinik <sup>b</sup>	÷	16	œ	0/0	12/6	÷/9	÷	5	15

**Figur 3.5:** Udklip fra tabel 2 - *Grænseværdier for indplacering af hovedkonstruktion i konsekvensklasser som funktion af størrelse* fra DS informationen: DS/INF 1990:2021+Till.1:2022 [Dansk standard, 2022]

Den største konstruktionsspændvidde fremkommer i lejlighed 3 i etage- og tagdæk, hvor huldækkene har et maksimalt spænd på 9.420 mm. Dette fremgår bl.a. af figur 7.2 på side 132

Da bygværket udføres uden kælder, findes det ikke relevant at betragte den største dybde under terræn. Den største højde over terræn fremgår af 3.2 på side 6, hvor der er angivet kote ved overkant murkrone og ved terræn på hhv. +11,425 m og +2,050 m. Differensen imellem de to koter angiver bygværkets største højde over terræn med en højde på 9.375 mm.

Bygværket opføres med stue, 1. sal og 2. sal, hvorfor det største antal etager over terræn fastsættes til 3.

Da samtlige nævnte grænseværdier er overholdt i konsekvensklasse CC2, vælges det at placere bygværket i konsekvensklasse **CC2**.

#### Konstruktionsklasse

Indplacering i konstruktionsklasse sker påbaggrund af, hvor stor erfaring der er med den pågældende konstruktion samt hvor kompleks fordelingen af laster til fundamentet forekommer.

I overensstemmelse med bygningsreglementet §487 betegnes nærværende bygværk som værende simpel. En simpel konstruktion forudsættes ved at lastnedføringer er overskuelige og ligevægtstilstande kan bestemmes på en enkel måde. Dette vurderes, at være tilfældet for nærværende byggeri, da samtlige bærende vægge er gennemgående og der er tale om en simpel geometri.

Yderligere fastsættes nærværende bygværk som værende traditionel jf. bygningsreglementet §488, da der er en stor og lang erfaring med etagebyggerier i beton- og letbetonelementer i Danmark. På baggrund af overstående konkluderes det, at bygværket fremgår, som et simpelt og traditionelt byggeri, hvorfor bygværket henføres til konstruktionsklasse **KK2**. [Bolig- og Planstyrelsen, 2022]

### 3.2.3 Sikkerhed Sikkerhedsfaktor

Bygværket er henført til konsekvensklasse CC2, hvilket medfører en sikkerhedsfaktor,  $K_{FI} = 1,00$ .

#### 3.2.4 IKT-Værktøjer

Til anvendelse under projekteringen, er anvendt Excel til diverse beregningsark oplistet nedenfor:

- A2.1.LAST1\_Lodret lastnedføring
- A2.1.LAST2\_Vandret lastnedføring
- A2.1.STAB1\_Hovedstabilitet Vandret lastfordeling og vægskiver
- A2.1.STAB2\_Eftervisning af dækskive
- A2.2.1.LAC1\_Lodret bæreevne af letbetonvæg

Regneark kan findes som bilag til rapporten.

Til optegning af diverse detaljer samt udarbejdelse af skitser er følgende programmer anvendt:

• Revit 2021

### 3.3 Forundersøgelser

#### 3.3.1 Grunden og lokale forhold

Grunden er placeret i Ebeltoft ca. 150 km fra Vesterhavet på en tilnærmelsesvis flad grund. Grunden er omfattet af lokalplan nr. 321, som ligger grundlaget for fremtidige forhold i området. I lokalplanen fremgår det at grunden inddeles i delområderne I-IV, hvoraf det antagelsvist sættes i relation til de pågældende etaper, som er nævnt i indledningen på side 1. Da bygværket indgår i etape 1, antages det derfor at denne ligeledes indgår i delområde I. Af lokalplanens masterplan fremgår det, at delområde I fastlægges til bolig- og erhvervsformål samt butikker i op til 3 etager og 9,5 meters højde.[Syddjurs Kommune, 2009]

#### 3.3.2 Eksisterende konstruktioner

Da der er tale om nybyggeri, samt at nærværende bygværk opføres på en tom grund, findes der ikke eksisterende bygninger eller lignende, som kræver specielle hensyn.

#### 3.3.3 Tilstødende påtænkte bygværker

Den gamle Slagterigrund omfatter nybyggeri, som opføres i flere etaper. Da nærværende bygværk opføres i etape I, vil der forkomme tilstødende bygværker på sigt. Det vurderes at indflydelsen fra de påtænkte tilstødende bygværker er minimal, hvorfor der ikke tages yderligere hensyn hertil.

### 3.4 Konstruktioner

#### 3.4.1 Statisk virkemåde

I det følgende afsnit beskrives kort principperne samt de bygningsdele, som indgår i den lodrette- og vandrette lastnedføring. Den egentlige udførsel og beregning af disse, foretages først i del A2.1.

#### Bærende hovedsystem

Det lodret bærende system i bygværket består af bærelinjer i gavlene af betonelementer samt bærende tværvægge af letbetonelementer. Mellem bærelinjerne spænder præfabrikerede huldækelementer, som ligeledes anvendes i tagkonstruktionen som underlag for tagopbygningen.

Bærelinjerne samt angivelse af principiel elementinddeling af huldæk kan ses på figur 3.6 nedenfor:



**Figur 3.6:** Bærelinjer (rød) samt princip for elementinddeling af huldæk. Tegningsgrundlag udarbejdet af [Færch & Co., 2022]

De bærende vægge er alle gennemgående på alle etager, og viderefører afslutningsvis lasten til fundamenterne. Disse beskrives dog ikke yderligere i dette projekt.

#### Stabiliserende hovedsystem

Det stabiliserende system i bygværket består af dækskiver af huldæk, samt en række stabiliserende vægge som angivet på de efterfølgende figurer. Den vandrette last på bygværket består af enten vindeller seismisk last i kombination med eventuelle geometriske imperfektioner.

For last på tværs af bygningen findes en række uafbrudte tværvægge, som anvendes som stabiliserende vægge. Disse er angivet på figur 3.7 nedenfor:



**Figur 3.7:** Stabiliserende vægge (blå) ved vandret last på tværs af bygningen. Tegningsgrundlag udarbejdet af [Færch & Co., 2022]

Ved last på langs af bygningen findes ikke på samme måde gennemgående tværvægge, hvorfor det i stedet er nødvendigt at anvende en række mindre vægskiver i facaderne som angivet på figur 3.8:



**Figur 3.8:** Stabiliserende vægge (blå) ved vandret last på langs af bygningen. Tegningsgrundlag udarbejdet af [Færch & Co., 2022]

Vindlast findes på bygningens facader, som afleverer denne last til dækskiverne ved bjælkevirkning, hvor disse understøtter facaderne. Dækskiverne er gennem diverse fugearmering og strittere bundet sammen med de stabiliserende vægge, hvor denne last derfor føres til. Afslutningsvis føres den vandrette last gennem vægskiverne til fundamenterne.

Vandret masselast angriber i hver enkelt konstruktionsdels tyngdepunkt, og er den mindste vandrette last en konstruktion må regnes for. Vandret masselast virkende i væggenes tyngdepunkter regnes henført til dækskiverne svarende til halvdelen af lasten i dækskiven henholdsvis over og under vægskiven. Dækskiverne fordeler afslutningsvis den vandrette masselast til de afstivende vægge, som det også er tilfældet for vindlast. [Trafik-, Bygge- og Boligstyrelsen, 2020]

Konstruktioner skal ikke regnes påvirket af vind- og seismisk last virkende samtidigt. Kun den største stilles der krav om eftervisning for.

#### 3.4.2 Funktions- og anvendelseskriterier

Det nærværende afsnit beskriver krav for sikring af konstruktionernes funktion og anvendelighed. Kriterierne er opstillet på baggrund af diverse normsatte krav samt øvrige standarder og vejledninger, som angivet ved de enkelte tabeller.

#### Deformationskriterier

Følgende maksimale deformationskriterier anvendes ved eftervisning af konstruktioner i anvendelsesgrænsetilstanden, hvis ikke andet er angivet i forbindelse med beregningerne i de senere kapitler.

Bygningsdel	Deformationstype	Grænseværdi
Dæk/bjælker	Lodret nedbøjning	1/500 af spændvidden
Ydervægge/søjler	Vandret udbøjning	1/300 af etagehøjden

Tabel 3.2: Deformationskriterier for bygningsdele af beton. [Dansk Standard, 2008]

Bygningsdel	Deformationstype	Grænseværdi	
Bjælker i etageadskillelser	Lodret nedbøjning	1/400 af spændvidden	
Bjælker i tage/ydervægge	Lodret udbøjning	1/200 af spændvidden	
Søjler	Vandret udbøjning for hver etage	1/300 af etagehøjden	
	Vandret udbøjning for hele højden	1/500 af bygningshøjden	

Tabel 3.3: Deformationskriterier for bygningsdele af stål. [Trafik-, Bygge- og Boligstyrelsen, 2019]

Ved eftervisning for ovenstående deformationskriterier skal der på bygningsdelene kun påsættes én variabel last.

#### Revnevidder for betonkonstruktioner

For at sikre levetiden af betonkonstruktioner, skal revnevidder,  $w_{max}$ , begrænses i anvendelsesstadiet. Eventuelle revner i betonen kan betyde forringet beskyttelse af armeringen, hvorfor revneviddekravene også er bundet op på eksponeringsklasserne. Desto mere aggressivt miljø konstruktionerne befinder sig i, jo strengere krav stilles til revnevidder for at sikre at armeringen er beskyttet. [Dansk Standard, 2008]

Eksponeringsklasse	Miljøpåvirkning	$\mathrm{w}_{\mathrm{max}}$ (slap armering) [mm]	$\mathrm{w}_{\mathrm{max}}$ (spændarmering) [mm]
XD2, XD3, XS3	Ekstra aggressivt	0,2	0,1
XD1, XS1, XS2	Aggressivt	0,3	0,2
XC2, XC3, XC4	Moderat	0,4	0,3

Tabel 3.4: Krav til største revnevidder for sikring af betonkonstruktioners levetid.

For eksponeringsklasserne X0 og XC1 i passiv miljøpåvirkning, stilles ikke egentlige krav til revnevidder, idet de ikke vil have indflydelse på bygningsdelenes levetid. Ønskes det at garantere en fin overflade, kan ovenstående kriterier anvendes eksempelvis for moderat miljøpåvirkning.

#### 3.4.3 Robusthed

I *DS/EN1990 Eurocode 0: Projekteringsgrundlag for bærende konstruktioner* er angivet, at konstruktioner skal udføres robuste overfor utilstigtede påvirkninger. [Dansk Standard, 2007a]

I det danske anneks til Eurocode 0 samt i *DS/EN1992-1-1 Eurocode 2: Betonkonstruktioner* er dette yderligere beskrevet. En bygnings eller konstruktions robusthed skal sættes i forhold til de konsekvenser et eventuelt svigt ville medføre, og idet der i dette projekt er tale om et projekt i konsekvensklasse 2, skal der forelægge en vurdering af bygningens robusthed. [Trafik-, Bygge- og Boligstyrelsen, 2021a] [Dansk Standard, 2008]

I anneks E i det danske anneks til DS/EN1990 defineres en konstruktion som værende robust: [Trafik-, Bygge- og Boligstyrelsen, 2021a]

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

Utilsigtede påvirkninger og defekter eksemplificeres endvidere som: [Trafik-, Bygge- og Boligstyrelsen, 2021a]

- Uforudsete lastvirkninger.
- Utilsigtede afvigelser mellem konstruktionen faktiske virkemåde og de anvendte beregningsmodeller.
- Utilsigtede afvigelser mellem det udførte projekt og projektmaterialet.
- Uforudsete geometriske imperfektioner
- Uforudsete sætninger
- Uforudsete nedbrydninger

Ved at forøge robustheden af konstruktioner og bygværk, forsøges derfor at formindske konsekvensen

af eventuelle fejl eller påvirkninger som ovenfor.

I Eurocode 2 er angivet at robusthedskravet for traditionelt betonelementbyggeri med sammenhængende væg- og dækskiver, kan opfyldes ved at udføre trækforbindelsessystemer af armering (robusthedsarmering). Denne armering skal sikre, at der kan ske kraftomlejring ved lokalt svigt af en konstruktion, og derfor ikke sker progressivt kollaps. Armeringen fundet ved de følgende udtryk er derfor en "minimumsarmering", som skal anvendes i elementfugerne, hvis ikke der findes større armeringskrav i forbindelse med andre beregninger. [Dansk Standard, 2008]

#### Grundlag for robusthedsarmering

For at overholde kravene til robusthedsarmering, defineres følgende typer af trækforbindelser i systemet:



Figur 3.9: Definitioner anvendt ved robusthedsarmering. [Dansk Standard, 2008]

I det følgende opstilles kravene til trækforbindelserne, som de er angivet i *DS/EN1992-1-1 Eurocode 2: Betonkonstruktioner*. For den egentlige beregning af forbindelserne henvises til del A2.1.

Idet bygværket samlet set er under fem etager højt, stilles der ikke krav til at der skal udføres lodrette gennemgående trækforbindelser.

#### Periferi-trækforbindelser

Ved alle ydre afgræsninger af et dæk- eller tagniveau, skal der findes en effektivt kontinuerlig periferitrækforbindelse også kaldet randarmering. Forbindelsen skal kan optage trækkraften defineret i ligning 3.1 nedenfor:

$$F_{tie,per} = \max \begin{cases} l_i \cdot q_1 \\ 40 \text{ kN} \end{cases}$$
(3.1)

Hvor:

$F_{tie,per}$	Periferi-trækforbindelsens styrke [kN]	
$l_i$	Længden af sidste fag mod periferien af dækskiven [m]	
$q_1$	Værdi fastsat i DS/EN1992-1-1 afhængigt af konsekvensklasse	$\left[\frac{\mathrm{kN}}{\mathrm{m}}\right]$

I middel konsekvensklasse anvendes  $q_1 = 7.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ .

#### Interne trækforbindelser

De interne trækforbindelser udføres ligeledes på hvert dæk- eller tagniveau, og udføres i to retninger vinkelret på hinanden. Som for randarmeringen skal de interne trækforbindelser være kontinuerte over hele deres længde, og ved ender forankres til enten den tilstødende randarmering eller en vandret trækforbindelse til en væg el. lign.

De interne trækforbindelser bør placeres jævnt fordelt i dækkene, men idet dækelementer i dette projekt er udført som præfabrikerede huldækelementer, må forbindelserne grupperes ved dækkenes fuger og udføres i forbindelse med montagearbejdet.

Forbindelsen skal kan optage trækkraften defineret i ligning 3.2 nedenfor:

$$F_{tie} = \max \begin{cases} q_3 \cdot (l_1 + l_2)/2 \\ 40 \,\mathrm{kN} \end{cases}$$
(3.2)

Hvor:

 $F_{tie}$ Den interne trækforbindelses styrke [kN] $l_i$ Spændvidden af tilstødende dæk som angivet i fig. 3.9 [m] $q_3$ Værdi fastsat i DS/EN1992-1-1 afhængigt af konsekvensklasse  $\left[\frac{kN}{m}\right]$ 

I middel konsekvensklasse anvendes  $q_3 = 15 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ .

#### Vandrette trækforbindelser

For at sikre sammenhæng mellem dæk- og vægskiver samt eventuelt søjler langs dækskivernes rande, skal der udføres vandrette trækforbindelser herimellem. Dette gælder ved såvel vægge langs bygningens rand som ved indvendige samlinger over eksempelvis bærende/stabiliserende vægge.

I middel konsekvensklasse anvendes værdien  $f_{tie,fac} = 15 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$  ved vægtop og  $0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$  ved bunden samt  $F_{tie,col} = 80 \text{ kN}$  ved søjletop og  $F_{tie,col} = 0 \text{ kN}$  ved søjlens bund.

#### 3.4.4 Levetid

I forbindelse med en bygnings opførelse, skal dens forventede levetid defineres, således konstruktioner kan projekteres med dette i mente. I *DS/EN 1990 - Eurocode 0* defineres fem kategorier for forventet levetid af forskellige bygværker som vist i tabel 3.5:

Kategori for forventet levetid	Vejledende forventet levetid i år	Eksempler på bygværker/konstruktioner
1	10	Ikke-permanente konstruktioner
2	10 til 25	Udskiftelige bærende dele f. eks. kranbjælker, lejer mv.
3	15 til 30	Landbrugets avlsbygninger og lignende.
4	50	Andre almindelige konstruktioner
5	100	Monumentale bygninger, broer og anlægskonstruktioner.

Tabel 3.5: Kategorier for forventet levetid af konstruktioner/bygværker. [Dansk Standard, 2007a]

På baggrund af ovenstående tabel, indplaceres bygværket i kategori 4 med en forventet levetid på 50 år. For at overholde dette krav stilles en række krav til projekteringen af bygningens konstruktioner, eksempelvis for dæklag i betonkonstruktioner. Dette vil være yderligere beskrevet i de respektive materialeafsnit i afsnit 3.5 på den følgende side.

## 3.5 Konstruktionsmaterialer

I det følgende afsnit beskrives de forskellige materialer som anvendes i projektet. I den forbindelse angives anvendte materialepartialkoefficienter, styrker mv.

#### 3.5.1 Beton

Ved eftervisning af betonkonstruktioner anvendes følgende partialkoefficienter iht. det danske anneks til DS/EN 1992-1-1. [Trafik-, Bygge- og Boligstyrelsen, 2021b]

Partialkoefficienter			
Brudgrænsetilfælde (vedvarende og midlertidige dimensioneringstilst	ande)		
Betons trykstyrke og E-modul i armeret beton	$\gamma_c =$	1,40	$\gamma_0\gamma_3$
Betons trykstyrke og E-modul i uarmeret beton	$\gamma_c =$	1,55	$\gamma_0\gamma_3$
Betons trækstyrke	$\gamma_c =$	1,60	$\gamma_0\gamma_3$
Slap armerings styrke	$\gamma_s =$	1,20	$\gamma_0\gamma_3$
Spændarmerings styrke	$\gamma_s =$	1,20	$\gamma_0\gamma_3$
Koefficient $\gamma_0$ ændres kun ved geotekniske konstruktioner hvormed	$\gamma_0 =$	1,00	
Ved normalt kontrolomfang anvendes, medmindre andet er angivet,	$\gamma_3 =$	1,00	

 Tabel 3.6: Partialkoefficienter for betonkonstruktioner af præfabrikeret beton.

Partialkoefficienter			
Brudgrænsetilfælde (vedvarende og midlertidige dimensioneringstilst	ande)		
Betons trykstyrke og E-modul i armeret beton	$\gamma_c =$	1,45	$\gamma_0\gamma_3$
Betons trykstyrke og E-modul i uarmeret beton	$\gamma_c =$	1,60	$\gamma_0\gamma_3$
Betons trækstyrke	$\gamma_c =$	1,70	$\gamma_0\gamma_3$
Slap armerings styrke	$\gamma_s =$	1,20	$\gamma_0\gamma_3$
Spændarmerings styrke	$\gamma_s =$	1,20	$\gamma_0\gamma_3$
Koefficient $\gamma_0$ ændres kun ved geotekniske konstruktioner hvormed	$\gamma_0 =$	1,00	
Ved normalt kontrolomfang anvendes, medmindre andet er angivet,	$\gamma_3 =$	1,00	

 Tabel 3.7: Partialkoefficienter for betonkonstruktioner af pladsstøbt beton.

For eftervising i anvendelses grænsetilstanden samt ulykkes dimensionstilstande anvendes  $\gamma_M = 1,0.$ 

#### Betonmaterialer

Betonmaterialers egenskaber er bundet op på de påvirkninger konstruktionerne er udsat for. Dette er beskrevet i DS/EN 1992 Eurocode 2 gennem anvendelsen af eksponeringsklasser og miljøpåvirkninger. I tabel 3.8 nedenfor er de seks kategorier af eksponeringsklasser angivet. Hver kategori inddeles efterfølgende i niveauer, afhængigt af hvor kraftig påvirkningen er.

Betegnelse	Beskrivelse
X0	Ingen risiko for korrosion eller øvrig påvirkning
XC	Korrosion forsaget af karbonatisering.
XD	Korrosion forsaget af chlorid fra andet end havvand.
XS	Korrosion forsaget af chlorid fra havvand.
XF	Frost-tø påvirkning med eller uden tøsalt
XA	Kemisk påvirkning

Tabel 3.8: Beskrivelse af de fem kategorier indenfor eksponeringsklasserne. [Dansk Standard, 2008]

På baggrund af de optrædende eksponeringsklasser for en betonkonstruktion, vælges efterfølgende en miljøpåvirkning afhængigt af den mest aggressive eksponeringsklasse. Der inddeles i fire miljøpåvirkninger med tilhørende minimumsdæklag samt betontrykstyrke for sikring af betonens levetid, som angivet i tabel nedenfor:

Miljøpåvirkning	Minimumsdæklag $c_{min}$	Minimumsstyrke $f_{ck}$
Passiv (P)	$10\mathrm{mm}$	Intet krav
Moderat (M)	$20\mathrm{mm}$	$30\mathrm{MPa}$
Aggressiv (A)	$30\mathrm{mm}$	$35\mathrm{MPa}$
Ekstra aggressiv (EA)	$40\mathrm{mm}$	$40\mathrm{MPa}$

Tabel 3.9: Miljøpåvirkningerne med tilhørende parametre. [Trafik-, Bygge- og Boligstyrelsen, 2021b]

I tabel 3.10 nedenfor er angivet bygningsdele af beton i byggeriet, samt egenskaberne for materialerne, som anvendes til disse. Eksponeringsklasserne er styrende som vist tidligere. De indvendige konstruktioner findes i tørre, opvarmede omgivelser og er der er altså ikke risiko for korrosion. For facadens forplade er defineret XC4 cyklisk vådt og tørt idet pladen indgår i bygningens klimaskærm, XS1 idet der findes luftbårne chlorider fra havvand i umiddelbar nærhed af bygningen og afslutningsvis XF2 idet der er risiko for moderat vandmætning grundet regn i kombination med chlorider fra luften.

#	Bygningsdel	Trykstyrke	Eksponerings-	Miljø-	Dæklag	Dæklag	
			klasser	påvirkning $^{1)}$	min.	nom.	
		[MPa]	[-]	[-]	[mm]	[mm]	
	Betonelementer						
1	Facade (bagplade)	35	X0	Р	10	15	
2	Facade (forplade)	35	XC4, XS1, XF2	А	30	35	
	Montage						
3	Understøbning	$35^{2})$	X0	Р	10	15	
4	Lodrette vægfuger	$35^{2}$ )	X0	Р	10	15	
5	Fugebeton, dæk	35	X0	Р	10	15	
1)	Miljøpåvirkninger: P = Passiv, A = aggressiv						
2)	Min. værdi for fuld udnyttelse af samlinger. [CRH Concrete A/S, 2020]						

**Tabel 3.10:** Materialeparametre for den anvendte beton afhængigt af bygningsdele.

Nominelt dæklag som angivet i ovenstående tabel, svarer til minimumsdæklaget tillagt et tolerancekrav ift. placeringen af armeringen i støbningen. Denne kan ved normalt kontrolomfang sættes til 5 mm. Endvidere skal minimumsdæklaget altid være større end eller lig den anvendte armerings stangdiameter for at sikre tilstrækkelig forankring af armeringen i betonen. [Dansk Standard, 2008]

Hvor der i beregninger anvendes øvrige materialeparametre som E-moduler, betontrækstyrker mv. afledes disse af betontrykstyrken. Dette vil fremgå særskilt af de enkelte beregninger hvor relevant.

#### Slap armering

Armering anvendt i forbindelse med betonkonstruktioner beskrives typisk på baggrund af dets flydespænding i kombination med duktilitetskrav, for at sikre tilstrækkelig sejhed. Ved et eventuelt svigt sikres på denne måde at der sker varslede og ikke sprøde brud. [Dansk Standard, 2008]

I projektet anvendes følgende parametre for stål der anvendes som slap armering i betonkonstruktioner:

Identifikation	Styrke	E-modul	Duktilitet	
	$f_{yk}$	$E_k$	$\varepsilon_{uk}$	$f_{tk}/f_{yk}$
Y	$\geq 550 \mathrm{MPa}$	$200.000\mathrm{MPa}$	$\geq 5{,}0\%$	$\geq 1,\!08$

Tabel 3.11: Armeringsparametre anvendt i projektet. [Dansk Standard, 2008]

Ovenstående parametre svarer til armeringsklasse B iht. betonnormen.

#### 3.5.2 Letbeton (LAC)

Letbeton, også kaldet lightweight aggregate concrete (LAC), er en betontype, hvor tilslagsmaterialerne er kendetegnet ved lav densitet set i forhold til "konventionel" beton. For at tilslag kan anvendes i letbeton, skal partikeldensiteten af tilslagsmaterialerne være <  $2.000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$ , hvilket medfører, at den færdige letbeton har en mere åben struktur og en ovntør densitet ligeledes <  $2.000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$ . [Dansk Standard, 2011]

Ved eftervisning af præfabrikerede konstruktioner af letbeton anvendes følgende partialkoefficienter, med undtagelse af ulykkes- og anvendelsestilstande hvor  $\gamma_M = 1.0$ : [Energistyrelsen, 2013b]

Partialkoefficienter						
Brudgrænsetilfælde (vedvarende og midlertidige dimensioneringstilstande)						
Letbetons trykstyrke og E-modul i armeret letbeton	$\gamma_c =$	1,40	$\gamma_0\gamma_3$			
Letbetons trykstyrke og E-modul i uarmeret letbeton	$\gamma_c =$	1,55	$\gamma_0\gamma_3$			
Letbetons bøjningstrækstyrke	$\gamma_c =$	1,60	$\gamma_0\gamma_3$			
Styrker og E-moduler i armering	$\gamma_s =$	1,20	$\gamma_0\gamma_3$			
Koefficient $\gamma_0$ ændres kun ved geotekniske konstruktioner hvormed	$\gamma_0 =$	1,00				
Ved normalt kontrolomfang anvendes, medmindre andet er angivet,	$\gamma_3 =$	1,00				

 Tabel 3.12: Partialkoefficienter for præfabrikerede letbetonkonstruktioner.

#### Letbetonmaterialer

Letbeton beskrives ved densitets- og styrkeklasser, hvorefter øvrige parametre kan udledes med ugangspunkt i disse. I Danmark produceres letbetonelementer typisk i styrkeklasse LAC10 eller LAC15 med densiteter mellem 1800-2000  $\frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$ . [Contiga A/S, 2022] [Expan A/S, 2022]

Som det er tilfældet med almindelig beton, indplaceres letbetonelementer i klasser, som beskriver det miljø, konstruktionen befinder sig i. For letbetonelementer anvendes dog ikke miljøpåvirkning "ekstra aggressiv", og der stilles krav om anvendelse af yderligere korrosionsbeskyttelse udover krav til dæklag. Ved at anvende varmforzinket armeringsstål, er kravene til dæklag som følger: [Dansk Standard, 2011]

Miljøklasse	Minimumsdæklag $c_{min}$
Passiv (P)	$30\mathrm{mm}$
Moderat (M)	$30\mathrm{mm}$
Alvorlig (A)	$30\mathrm{mm}$

Tabel 3.13: Miljøpåvirkninger med tilhørende dæklag for letbeton. [Dansk Standard, 2011]

Som for beton skal altid tillægges et tolerancetillæg til dæklaget, som ligeledes sættes til 5 mm. Der anvendes dermed følgende materialer i projektet med hensyn til letbeton, idet alle konstruktioner befinder sig indendørs i passiv miljøpåvirkning:

#	Bygningsdel	Trykstyrke	Densitet	Miljø-	Dæklag	Dæklag
				påvirkning $^{1)}$	min.	nom.
		[MPa]	$\left[\frac{\mathrm{kg}}{\mathrm{m}^3}\right]$	[-]	[mm]	[mm]
	Letbetonelementer					
1	Vægge	10	2000	Р	30	35
	Montage					
2	Understøbning	$25^{2)}$	-	Р	10	15
3	Lodrette vægfuger	$25^{2)}$	-	Р	10	15
1)	Miljøpåvirkning: P = Passiv					
2)	Min. værdi for fuld udnyttelse af samlinger. [CRH Concrete A/S, 2020]					

 Tabel 3.14:
 Materialeparametre for den anvendte letbeton afhængigt af bygningsdele.

Fuger og understøbninger udføres med almindelig beton med de ovenfor angivne forudsætninger.

For armering indstøbt i konstruktioner af letbeton gælder samme forudsætninger som for beton, som angivet i tabel 3.11 på forrige side.

#### 3.5.3 Stål

Ved eftervisning af konstruktioner af stål anvendes følgende partialkoefficienter, med undtagelse af ulykkes- og anvendelsestilstande hvor  $\gamma_M = 1,0$ : [Trafik-, Bygge- og Boligstyrelsen, 2019]

Partialkoefficienter						
Brudgrænsetilfælde (vedvarende og midlertidige dimensioneringstilstande)						
Bæreevne af ståltværsnit med bæreevnereserve	$\gamma_{M0} =$	1,10	$\gamma_0\gamma_3$			
Bæreevne af ståltværsnit uden bæreevnereserve	$\gamma_{M1} =$	1,20	$\gamma_0\gamma_3$			
Bæreevne af trækpåvirkede tværsnit med uvarslet brud	$\gamma_{M2} =$	1,35	$\gamma_0\gamma_3$			
herunder bolte, svejsesømme, hulrande mv.						
Koefficient $\gamma_0$ ændres kun ved geotekniske konstruktioner hvormed	$\gamma_0 =$	1,00				
Ved normalt kontrolomfang anvendes, medmindre andet er angivet,	$\gamma_3 =$	1,00				

 Tabel 3.15: Partialkoefficienter for konstruktioner af stål.

#### Stålmaterialer

Krav til konstruktionsståls egenskaber er entydigt defineret i de tilhørende tekniske leveringsbetingelser. Eksempelvis gælder for ulegerede konstruktionsstål standarden *DS/EN 10025-2*. I projektet anvendes følgende ståltyper med tilhørende materialeparametre: [Dansk Standard, 2007d]

Styrkeklasse	Materialetykkelse	Karakt	/ærdi	
	t	$f_y$	$f_u$	E
	[mm]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
Ulegerede kon	struktionsstål iht. DS/	/EN 1002	25-2	
S235	$\begin{array}{c} t \leq 16 \\ 16 < t \leq 40 \\ 40 < t \leq 63 \end{array}$	$235 \\ 225 \\ 215$	360	210.000

Tabel 3.16: Anvendte styrker for konstruktioner af stål.

### 3.6 Laster

#### 3.6.1 Lastkombinationer

Lastkombinationer opstilles på baggrund af *DS/EN 1990 - Eurocode 0* med tilhørende danske anneks. I nedenstående tabel 3.17 er samtlige lastkombinationer, som er relevante for projektet, oplistet: [Dansk Standard, 2007a] [Trafik-, Bygge- og Boligstyrelsen, 2021a]

LASIKON	Defense	LK IHI. DS	- EN 1990 -	Eurocode	North all a st	Curat	X 7:	T	T T11-1
Grænse-	Reference-	Last-	lyng	gae,	Nyttelast	Snelast	Vindlast	Imp.	Ојукке
tilstand	formel	komb.	Gene	ereit					
			Ugunstig	Gunstig		~		-	
			$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$Q_k$	$S_k$	$W_k$	1	$A_d$
			$\gamma_{G,sup}$	$\gamma_{G,inf}$	$\gamma_Q$	$\gamma_S$	$\gamma_W$	$\gamma_{imp}$	$\gamma_{Ad}$
Anvende	lsesgrænseti	lstande							
Karakteri	stiske kombin	ationer							
	(6.14a/b)	AGT1.1	1,0	1,0	1,0	$\psi_0$	$\psi_0$	-	-
	do.	AGT1.2	1,0	1,0	$\psi_{0,i}$	1,0	$\psi_0$	-	-
	do.	AGT1.3	1,0	1,0	$\psi_{0,i}$	-	1,0	-	-
Hyppige k	combinationer	•							
	(6.15a/b)	AGT2.1	1,0	1,0	$\psi_{1,i}$	-	-	-	-
	do.	AGT2.2	1,0	1,0	$\psi_{2,i}$	$\psi_1$	-	-	-
	do.	AGT2.3	1,0	1,0	$\psi_{2,i}$	-	$\psi_1$	-	-
Kvasi-peri	manente kom	binationer			. ,.				
	(6.16a/b)	AGT3	1,0	1,0	$\psi_{2i}$	-	-	-	-
			,	,	, _,,				
Brudgræ	nsetilstande								
Uden geot	tekniske laster	•							
0	(6.10a)	BGT1	$1.2K_{FI}$	1.0	-	-	-	1.0	-
STR/	(6.10b)	<b>BGT2.1</b>	$1.0K_{FI}$	0,9	$1.5K_{FI}$	$1.5\psi_0 K_{FI}$	$1.5\psi_0 K_{FI}$	1,0	-
GEO	do.	<b>BGT2.2</b>	$1.0K_{FI}$	0,9	$1.5\psi_{0i}K_{FI}$	$1.5K_{FI}$	$1.5\psi_0 K_{FI}$	1.0	-
	do.	BGT2.3	$1.0K_{FI}$	0,9	$1.5\psi_{0i}K_{FI}$	-	$1.5K_{FI}$	1.0	-
Ulykkestil	fælde, udover	brand	,	1			,	,	
	(6.11a/b)	ALS1	1.0	1.0	$\psi_{2,i}$	-	-	1.0	1.0
Seismisk t	tilfælde		) -	) -	1 2,0			,,-	) -
	(6.12a/b)	SEI1	1.0	1.0	W2 i	-	-	1.0	1.0
	(		-,~	=, =	$\tau , \iota$			_, =	-,~

## LASTKOMBINATIONER IHT. DS/EN1990 - Eurocode 0

#### Indeks:

*i* Angiver forskellige nyttelastkategorier.

*j* Angiver forskellige bygningsdele som bidrager med egenlast

Tabel 3.17: Lastkombinationer anvendt i projektet.

Lasttype	Kombinations-	Hyppig	Kvasi-permanent
	værdi	værdi	værdi
	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Nyttelast i bygninger			
Kategori A: Arealer til boligformål	$^{0,5}$	0,3	0,2
Kategori B-C1: Lokale adgangsveje	$^{0,5}$	0,3	0,2
Snelast			
Ved kombination med dom. vindlast	0	0	0
Ellers	0,3	$^{0,2}$	0
Vindlast			
Ved kombination med andet end nyttelast kat. E	$0,\!3$	$^{0,2}$	0

I tilknytning til lastkombinationerne anvendes de i tabel 3.18 anviste lastkombinationsfaktorer. [Dansk Standard, 2007a]

 Tabel 3.18:
 Kombinationsfaktorer til anvendelse i lastkombinationerne.

#### 3.6.2 Lasttilfælde

Tabel 3.17 indeholdende lastkombinationerne er ikke en udtømmende oversigt, idet eksempelvis varierende lastretninger kan medføre flere lasttilfælde indenfor samme lastkombination. For horisontal vindlast begrænses lasttilfældene derfor til vind på tværs hhv. på langs af bygningen.

#### 3.6.3 Permanente laster

Permanente laster fremgår generelt som de aktuelle materialers og konstruktionsdeles egenvægt. De anvendte specifikke tyngder fremgår af Teknisk Ståbi kap. 11.2 Materiale data, såfremt andet ikke er angivet. [Jensen, 2019b]

Generelt anvendes følgende densitet for beton, let- og porebeton:

•	Beton	(armeret)	$25,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$
---	-------	-----------	-------------------------------------

- Letbeton LAC10/2000\*  $20.0 \frac{kN}{m^3}$
- Porebeton<sup>1</sup>  $5,35 \frac{\mathrm{kN}}{\mathrm{m}^3}$

\* Egenvægt fremgår af produktdata fra EXPAN [Expan A/S, 2022]

<sup>1</sup> Egenvægt fremgår af produktdata fra H+H [H+H Nordicas A/S, 2022]

I figur 3.10 er vist relevante bygningsdelsskitser, med angivelse af konstruktionsopbygningerne:
### **BYGNINGSDELSSKITSER**



Figur 3.10: Bygningsdelsskitser med tilhørende opbygninger.

Af tabeller 3.19 til 3.21 fremgår lastspecifikationer for tagkonstruktion og etagedæk, med angivelse af materialer, bunden egenlast, fri egenlast og en samlet egenlast:

Lastspecifikation for: Egenvægt af tagkonstruktion							
Permanent last	Bunden	Fri	Enhed				
Huldæk 220 mm *		3,28		$kN/m^2$			
Installationer		0,15	$\rm kN/m^2$				
Isolering (mineraluld) 400 mm		0,20	$\rm kN/m^2$				
Asfaltpap (2 lag)		0,10	$\mathrm{kN/m^2}$				
Ialt	$G_k =$	3,28	0,45	$kN/m^2$			
Ialt	3,73	3	$kN/m^2$				
* Egenvægt fremgår fra boligbeton.dk [Boligbeton A/S, 2022]							

Tabel 3.19: Lastspecifikation for egenvægt af tagkonstruktion

Lastspecifikation for: Egenvægt af etagedæk, generelt							
Permanent last	Bunden	Fri	Enhed				
Huldæk 220 mm *		3,28		$kN/m^2$			
97 mm skumbeton <sup>1</sup>			1,00	$kN/m^2$			
25 mm EPS-plader (polystyren)			0,00	$kN/m^2$			
70 mm slidlag		1,75	$kN/m^2$				
3 mm spartel		0,05	$\mathrm{kN/m^2}$				
8 mm linoleum		0,10	$\mathrm{kN/m^2}$				
Installationer		0,15	$\mathrm{kN/m^2}$				
Ialt	$G_k =$	3,28	2,95	$\rm kN/m^2$			
Ialt	6,23 kN/n						
* Egenvægt fremgår fra boligbeton.dk [Boligbeton A/S, 2022]							
<sup>1</sup> Egenvægt fremgår fra A10.dk [A10 Tæpper A/S, 2022]							

Tabel 3.20: Lastspecifikation for egenvægt af etagedæk udenfor badeværelser

Lastspecifikation for: Egenvægt af etagedæk ved badeværelser								
Permanent last		Bunden	Fri	Enhed				
Huldæk 220 mm *		3,28		$\rm kN/m^2$				
75mm EPS-plader (polystyren)			0,03	$kN/m^2$				
95mm beton		2,38	$kN/m^2$					
15mm klinker samt vådrumsmembran		0,35	$kN/m^2$					
Installationer			0,15	$kN/m^2$				
Ialt	$G_k =$	3,28	2,91	$\mathrm{kN/m^2}$				
Ialt	$G_k =$	6,19	)	$\mathrm{kN/m^2}$				
* Egenvægt fremgår fra boligbeton.dk [Boligbeton A/S, 2022]								

Tabel 3.21: Lastspecifikation for egenvægt af etagedæk ved badeværelser

Idet egenlasten for de to etagedæksopbygninger er tilnærmelsesvis ens, anvendes fremover kun den største svarende til lasten tabel 3.20.

For lette skillevægge i porebeton beregnes et tillæg til nyttelasten jf. DS/EN 1991-1-1 - Eurocode 1: *Last på bærende konstruktioner - Del 1-1: Generelle laster - Densiteter, egenlast og nyttelast for bygninger*. Af normen fremgår det, at for en etageadskillelse, som tillader vandret lastfordeling, kan der regnes med en jævnt fordelt last  $q_k$ , som adderes til nyttelasten på etageadskillelsen. Den jævnt fordelte last afhænger af nedenstående:

- Flytbare skillevægge med egenvægt  $\leq 1.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}} : q_k = 0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
- Flytbare skillevægge med egenvægt  $\leq 2.0 \, \frac{\text{kN}}{\text{m}} : q_k = 0.8 \, \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
- Flytbare skillevægge med egenvægt  $\leq 3.0\,\frac{\rm kN}{\rm m}: q_k$  = 1,2 $\frac{\rm kN}{\rm m^2}$

For øvrige relevante konstruktionsdele fremgår egenvægt af tabel 3.22.

Lastspecifikation nr.: Egenvægt af øvrige konstruktionsdele						
Permanent last Bunden Enhed						
Svalegang 220mm (massiv)	5,50	$kN/m^2$				
Altaner	2,00	$kN/m^2$				

Tabel 3.22: Lastspecifikation for egenvægt af øvrige relevante konstruktionsdele

De anførte egenlaster er fastsat empirisk, og værdierne er derved anslåede, da der er tale om et studieprojekt. I et virkeligt projekt ville de valgte leverandører som oftest angive egenlaster for disse konstruktionsdele. I dette projekt anvendes værdierne kun i forbindelse med den lodrette lastnedføring.

Af figur 7.7 på side 137, fremgår rumhøjden for samtlige etager på 2.500 mm, hvor der af forklaring til tegningsmaterialet på figur 7.1 på side 131 fremgår af porebetonvægge (lette/flytbare skillevægge) udføres med en tykkelse på 100 mm. Af nedenstående ligning fremgår egenvægten pr. meter væg for 100 mm porebetonvægge:

$$G_k = 5,35 \,\frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0,1 \,\text{m} \cdot 2,50 \,\text{m} = 1,34 \,\frac{\text{kN}}{\text{m}}$$
(3.3)

Jf. normen, angivet oven for kan der regnes med en jævnt fordelt last på 0,8  $\frac{\rm kN}{\rm m^2}$  da linjelasten,  $q_k$ , beregnet i (3.3) ligger i intervallet 1,0  $\frac{\rm kN}{\rm m} < q_k < 2,0$   $\frac{\rm kN}{\rm m}$ .

### 3.6.4 Nyttelaster

Nyttelaster defineres på baggrund af bygningens- eller enkelte rums anvendelse, og kan varierer lokalt i en bygning. Nyttelaster regnes som variable, frie laster og bestemmes iht. *DS/EN 1991-1-1 DK NA*. I tabel 3.23 nedenfor er angivet hvilke nyttelaster der anvendes i projektet, samt hvor i bygværket de virker:

Nyttelastkategori	Jævnt fordelt last $q_k$	Punktlast $Q_k$	Placering
	$\left[\frac{\mathrm{kN}}{\mathrm{m}^2}\right]$	[kN]	
Kategori A - bolig			
- A1 bolig og interne adgangsveje	1,5	2,0	I lejligheder.
- A4 trapper	3,0	2,0	På trapper.
- A5 balkoner og altaner	2,5	2,0	På altaner ved lejligheder.
Kategori B-D - adgangsveje			
- B-C1 lokale adgangsveje	3,0	3,0	På svalegange ved lejligheder.

 Tabel 3.23:
 Nyttelastkategorier samt tilhørende laststørrelser som anvendes i projektet.

Som det fremgår af overstående tabel, vælges det, at betragte svalegange som lokale adgangsveje. Umiddelbart vurderes det i nærværende rapport at svalgange både kan associeres med en altan og en lokal adgangsvej, hvorfor en samlet vurdering heraf, bunder ud i at den jævnt fordelte last,  $q_k = 3.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ , antages at indeholde samtidig snelast.

Lette skillevægges frie egenlast kan iht. *DS/EN 1991-1-1* omregnes til en jævnt fordelt nyttelast virkende på etageadskillelserne. Dette er tidligere beskrevet i afs. 3.6.3 på side 26.

### 3.6.5 Naturlaster

På bygningen virker naturlaster i form af sne- og vindlast. Disse er beskrevet i de to følgende underafsnit.

### Snelast

Snelast bestemmes iht. *DS/EN 1991-1-3* med tilhørende danske anneks. Snelast beregnes som en bunden variabel last, og bestemmes på baggrund af en bygnings placering, udformning mv.

Den karakteristiske snelast bestemmes ved ligning 3.4: [Dansk Standard, 2007b]

$$S_k = \mu \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \tag{3.4}$$

Hvor:

- $S_k \mid \text{Karakteristisk snelast} \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}\right]$
- $\mu$  Formfaktor for snelastens udformning [-]
- $C_e$  Eksponeringsfaktor bestemt ved ligning 3.5 [-]
- $C_t$  | Termisk faktor [-]
- $s_k$  | Karakteristisk terrænværdi  $1.0 \,\mathrm{kN/m^2}$  [Trafik- og byggestyrelsen, 2013]

Formfaktoren for sneens udformning bestemmes på baggrund af tagets udformning. Der gælder følgende sammenhæng mellem tagets hældning  $\alpha$  og formfaktorens værdi:

Taghældning  $\alpha$  $0^{\circ} \le \alpha \le 30^{\circ}$  $30^{\circ} < \alpha < 60^{\circ}$  $\alpha \ge 60^{\circ}$  $\mu_1$ 0.8 $0.8(60-\alpha)/30$ 0.0

Tabel 3.24: Formfaktorer for snelast afhængigt af taghældning. [Dansk Standard, 2007b]

Idet hele bygningen har fladt tag, anvendes formfaktoren  $\mu = 0.8$ . Der findes ingen fremspring på tagkonstruktionen, som kan medføre sneophobning med brug for større formfaktorer.

Eksponeringsfaktoren bestemmes ved ligning 3.5:

$$C_e = C_{top}C_s \tag{3.5}$$

Hvor:

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

Topografifaktoren bestemmes på baggrund af bygningens placering i omgivelserne. Idet der ikke er forhold i området der taler for hverken en vindblæst eller afskærmet topografi, anvendes  $C_{top} = 1,0$  for normal topografi.

Størrelsesfaktoren bestemmes på baggrund af forholdet mellem bygningens højde-, længde- og breddemål. For at anvende de normangivne beregningsmetoder, antages bygningen i det følgende

for værende rektangulær. Dette vurderes konservativt, idet der på denne måde anvendes større bygningsbredde end der vil være i virkeligheden. Iht. plantegning 7.2 på side 132 og snittegning 7.6 på side 136 findes målene h = 9.4 m, l = 32.4 m og b = 16.6 m. Faktoren bestemmes ved de to ligninger 3.6 og 3.7:

For 
$$2h > l$$
 gælder:  $C_s = 1,0$  (3.6)

For 
$$2h < l$$
 gælder:  $C_s = \begin{cases} 1,0 \text{ for } b \le 10h \\ 1 + 0,025 \frac{b-10h}{h} \text{ for } 10h < b < 20h \\ 1,25 \text{ for } b \ge 20h \end{cases}$  (3.7)

Med de geometriske forudsætninger som nævnt tidligere findes:

$$2h = 18.8 \text{ m} < l = 32.4 \text{ m samt } b = 16.6 \text{ m} < 10h = 94.0 \text{ m} \Rightarrow C_s = 1.0$$
 (3.8)

Idet der ikke findes nævneværdig varme<br/>overførelse gennem tagkonstruktionen, da denne er velisoleret, sættes den termiske faktor til <br/>  $C_t=1,0$ . Den karakteristiske snelast kan herefter bestemmes på baggrund af ovenstå<br/>ende faktorer:

Tabel 3.25: Karakteristisk snelast på tagkonstruktionen.

### Vindlast

Vindlasten virkende på nærværende bygværk, fastsættes jf. *DS/EN 1991-1-4 - Eurocode 1 - Last på bærende konstruktioner - Del 1-4: Generelle laster - Vindlast*.

Vindlasten virkende på et bygværket fastsættes på baggrund af peakhastighedstrykket, som beregnes ved hjælp af en række basis- og middelværdier, samt terrænparametre og ikke mindste bygværkets geometri. I det følgende vil der blive redegjort for udledningen af peakhastighedstrykket, samt bestemmelse af formfaktorer, zoneinddelinger og det endelige karakteristiske vindtryk / -sug virkende i de respektive zoner.

### Basisvindhastighed

Indledningsvist fastsættes basisvindhastigheden,  $v_{b,0}$  iht. det nationale anneks *DS/EN 1991-1-4 DK NA: 2015*, til 24  $\frac{\text{m}}{\text{s}}$ , da nærværende bygværk er lokaliseret udenfor den givne randzone ved vestkysten.

Yderligere fastsættes retnings- og årstidsfaktoren  $c_{dir}$  og  $c_{season}$ . Da bygværket skal stå året rundt anvendes en årstidsfaktor på 1,0. Med hensyn til retningsfaktoren anvendes en værdi på 1,0 for vind fra vest, hvor der for de 3 øvrige retninger (nord, syd og øst) anvendes en værdi på  $\sqrt{0.8}$  jf. det nationale anneks [Energistyrelsen, 2013a].

På bagbaggrund af overstående beregnes basisvindhastigheden givet ved ligning (3.9)

$$V_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot V_{b,0} \tag{3.9}$$

Basisvindhastigheden,  $V_b$  beregnes til  $24 \frac{\text{m}}{\text{s}}$  for vind fra vest og  $21.5 \frac{\text{m}}{\text{s}}$  for de øvrige 3 retninger.

### Middelvindhastighed

Middelvindhastigheden er middelværdien for den vindhastighed, som forekommer på et specifikt sted med specifikke omgivelser.

Middelvinden beregnes på baggrund af ligning (3.10)

$$V_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot V_b \tag{3.10}$$

Hvor:

 $\begin{array}{c|c} c_r(z) & {\rm er \ ruhedsfaktoren} \\ c_0(z) & {\rm er \ orografifaktoren, \ som \ fastsættes \ til \ 1,0} \end{array}$ 

Ruhedsfaktoren,  $c_r(z)$ , beregnes ved ligning (3.11) eller (3.12) afhængigt af bygningens højde z.

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln \frac{z}{z_0} \qquad ; for \quad z_{min} \le z \le z_{max}$$
(3.11)

$$c_r(z) = c_r(z_{min}) \qquad ; for \quad z \le z_{min} \tag{3.12}$$

Hvor:

 $z_0 \mid$  er ruhedslængeden

 $k_r$  er terrænfaktor afhængigt af ruhedslængden  $z_0$  beregnet ved (3.13)

$$k_r = 0.19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0.07} \tag{3.13}$$

Hvor:

$z_0$	afhængig af den valgte terrænkategori
$z_{0,II}$	$=0.05 \mathrm{m}$ (ruhedslængde for terrænkategori II)
$z_{min,i}$	er minimumshøjden afhængig af den valgte terrænkategori "i"
$z_{max}$	skal regnes til $200\mathrm{m}$

På baggrund af bygværkets placering, på den gamle slagterigrund, som fremgår af figur 3.11, fastsættes terrænkategorien for vind virkende fra nord, syd, øst og vest.



Figur 3.11: Bygværkets placering på grunden og i forhold til øvrigt terræn

På baggrund af terrænkategorierne for de respektive retninger kan ruhedslængde,  $z_0$  samt minimumshøjde,  $z_{min}$  fastsættes ud fra figur 3.12, som er et udklip af *Tabel 4.1 - Terrænkategorier og terrænparametre* fra normen angivet i starten af afsnittet.

	Terrænkategori	Z <sub>0</sub> m	z <sub>min</sub> M
0	Hav- eller kystområde eksponeret til åbent hav	0,003	1
1	Søer eller fladt og vandret område uden væsentlig vegetation og uden forhin- dringer	0,01	1
11	Område med lav vegetation som fx græs og enkelte forhindringer (træer, byg- ninger) 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 gen- nemsnitshøjde er over 15 m.	1,0	10

**Figur 3.12:** Terrænkategorier og terrænparamtre iht. tabel 4 fra *DS/EN 1991-1-4 - Eurocode 1 - Last på bærende konstruktioner - Del1-4: Generelle laster - Vindlast* 

Bygværket er blottet for vind fra nord og vest, hvortil der forekommer regelmæssig bebyggelse fra Ebeltoft by mod syd og øst. Iht. til normen, anvendes den glatteste ruhedslængde,  $z_0$ , for konstruktioner, som er opført nært et ruhedsskift i en afstand mindre end 2 km fra den glattere kategori 0, dvs. kystnæreområder. Dette leder til inddeling af terrænkategorier givet ved tabel 3.26:

Retning	Terrænkategori
Ν	0
S	0
Ø	0
V	0

 Tabel 3.26:
 Terrænkategori for nord, syd, øst og vest for nærværende bygværk

Med bygningens højde fastsat til 9,4 m beregnes middelvindhastighed ved anvendelse af ruhedslængden,  $c_r(z)$  fastsat ved (3.11) samt af ligning (3.10).

Af tabel 3.27 fremgår middelvinden fastsat for bygningen for de respektive retninger.

Retning	Terrænfaktor $[k_r]$	Ruhedsfaktor $[c_r(z)]$	Middelvindhastighed $[V_m(z)]$
Nord	0,156	1,26	$27,0  \frac{m}{s}$
Syd	0,156	1,26	$27,0 \frac{m}{s}$
Øst	0,156	1,26	$27,0 \frac{m}{s}$
Vest	0,156	1,26	$30,1  \frac{m}{s}$

**Tabel 3.27:** Ruhedsfaktor og middelvind for bygværket for retning nord, syd, øst og vest for  $z=9,4 \,\mathrm{m}$ 

### Vindens turbulens

Vindens turbulens afhænger af højden, hvortil turbulensintensiteten,  $I_v(z)$  i en højde h er givet ved spredningen på turbulensen delt med middelvindhastigheden. Dette fremgår af ligning (3.14).

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{V_m(z)} \qquad for \qquad z_{min} \le z \le z_{max}$$
(3.14)

Hvor:

 $\sigma_v$  | er turbulensens standdardafvigelse (spredning på turbulensen)

Turbulenssens standdardafvigelse beregnes ved ligning (3.15).

$$\sigma_v = k_r \cdot V_b \cdot k_l \tag{3.15}$$

Hvor:

 $k_r$  | terrænfaktor, se (3.13)  $V_b$  | basisvinden, se (3.9)  $k_l$  | turbulensfaktor, hvor anbefalede værdi er 1,0.

Turbulensens standdardafvigelse fastsættes da til:

$$\sigma_v = 0.156 \cdot 24 \,\frac{\mathrm{m}}{\mathrm{s}} \cdot 1.0 = 3.745 \,\frac{\mathrm{m}}{\mathrm{s}} \qquad for \qquad z = 9.4 \,\mathrm{m}$$

Turbulensintensiteten,  $I_v(z)$  fastsættes da til:

$$I_v(z) = \frac{3.745 \,\frac{\mathrm{m}}{\mathrm{s}}}{30.1 \,\frac{\mathrm{m}}{\mathrm{s}}} = 0.124 \qquad for \qquad z = 9.4 \,\mathrm{m}$$

#### Peakhastighedstryk

På baggrund af værdierne beregnet for turbulensintensiteten og middelvindhastigheden kan peakhastighedstrykket,  $q_p(z)$ , beregnes. Peakhastighedstrykket, er det tryk, som anvendes ved beregning af vindlasten virkende på en given bygningsflade. Peakhastighedstrykket multipliceres efterfølgende med en formfaktor for en given flade, hvorefter den karakteristiske vindlast på denne del af bygværket findes. Peakhastighedstrykket beregnes ved ligning (3.16).

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot (v_m(z))^2$$
(3.16)

Hvor:

 $\rho \mid$  er luftens densitet, hvor den anbefalede værdi er 1,25  $\frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$ 

Peakhastighedstrykket beregnes til:

For vest:

$$[1+7\cdot0,124]\cdot\frac{1}{2}\cdot1,25\,\frac{\mathrm{kg}}{\mathrm{m}^3}\cdot\left(30,1\,\frac{\mathrm{m}}{\mathrm{s}}\right)^2 = 1.057,77\,\frac{\mathrm{kg}}{\mathrm{m}\cdot\mathrm{s}^2} \approx 1,06\,\frac{\mathrm{kN}}{\mathrm{m}^2}$$

For nord, syd og øst:

$$[1+7\cdot0,124]\cdot\frac{1}{2}\cdot1,25\,\frac{\mathrm{kg}}{\mathrm{m}^3}\cdot\left(27,0\,\frac{\mathrm{m}}{\mathrm{s}}\right)^2 = 851,1\,\frac{\mathrm{kg}\cdot\mathrm{m}^2}{\mathrm{m}^3\cdot\mathrm{s}^2} \approx 0.85\,\frac{\mathrm{kN}}{\mathrm{m}^2}$$

### Bestemmelse af vindtryk på udvendige overflader

I det følgende vil der blive redegjort for det udvendige vindtryk,  $w_e$ , virkende på bygningens facader og på tagkonstruktionen. Det udvendige vindtryk beregnes ved ligning (3.17).

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} \tag{3.17}$$

Hvor:

 $\begin{array}{c|c} q_p(z_e) & \text{er peakhastighedstrykket} \\ z_e & \text{er refferencehøjden for det udvendige tryk} \\ c_{pe} & \text{er formfaktoren for det udvendige tryk} \end{array}$ 

I nærværende projekt fastsættes vindtrykket på de udvendige flader ud fra det mest kritiske scenarie. Derfor fastsættes refferencehøjden,  $z_e$  til bygningens maksimale højde, som er  $9.4 \,\mathrm{m}$ .

Nærværende bygværk opføres med en ikke rektangulær grundplan, hvortil der foretages den simplificering, at bygværkets grundplan antages rektangulær. På baggrund af denne antagelse anvendes formfaktorene angivet i tabel 3.13, som er et udklip af de anbefalede værdier for udvendige vindtryk på lodrette vægge i bygninger med rektangulær grundplan, angivet i DS/EN 1991-1-4 [Dansk Standard, 2007c]. Der tages udgangspunkt i formfaktoren  $c_{pe,10}$ , som anvendes under projektering af bygningers bæreende konstruktioner med overflader, som er større end 1 m<sup>2</sup>.

Zone	A	87	В	100	C	35	D	2.07	E	89
h/d	Cpe,10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1	Cpe, 10	Cpe,1	Cpe, 10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5	30.000	+0,8	+1,0	-0,7	24 - 24 C
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 3.13:** Anbefalede værdier af formfaktorer for udvendige vindtryk på lodrette vægge i bygninger med rektangulær grundplan [Dansk Standard, 2007c].

Zonerne A, B, C, D og E angiver vindtrykket på en lodret flade ift. en given vindretningen. Zonernes størrelse afhænger af nedenstående parametre, som er oplistet i punktform:

- e = referenceværdi, svarende til den mindste værdi af b eller 2h
- h = bygningens højde
- d = bygningens dimension på langs af vindretningen
- b = bygningens dimension på tværs af vindretningen

Zoneinddeling for udvendigt vindtryk på bygningens facader beregnes ved hjælp af refferenceværdien *e*, som beregnes ved ligning (3.18) for vind på tværs af facader og ved ligning (3.19) for vind på langs af facader.

$$e = \min\left\{\frac{16.600 \,\mathrm{mm}}{2 \cdot 9.400 \,\mathrm{mm}} = 18.800 \,\mathrm{mm}\right\} = 16.600 \,\mathrm{mm} \tag{3.18}$$

$$e = \min\left\{\frac{32.400\,\mathrm{mm}}{2 \cdot 9.400\,\mathrm{mm} = 18.800\,\mathrm{mm}}\right\} = 18.800\,\mathrm{mm} \tag{3.19}$$

På baggrund af forholdet h/d, anvendes de interpolerede formfaktorerne, for facadernes zoner, som angivet i tabel 3.28. Endvidere tages der forbehold for den manglende korrelation mellem vindtryk på vindsiden og læsiden ved at multiplicere den resulterende kraft med en faktor 0,85. Dette sker i sammenhæng med, at forholdet  $h/d \le 1$  for samtlige retninger jf. *DS/EN 1991-1-4 DK NA*[Energistyrelsen, 2013a].

Potning	Zone						
Retilling	А	В	С	D	Е		
Nord	-1,2	-0,8	-0,5	0,74	-0,38		
Syd	-1,2	-0,8	-0,5	0,74	-0,38		
Øst	-1,2	-0,8	-0,5	0,71	-0,31		
Vest	-1,2	-0,8	-0,5	0,71	-0,31		

**Tabel 3.28:** Formfaktor,  $c_{pe,10}$  for de respektive vindretninger og zoner på bygværkets facader.

Yderligere tillægges formfaktorene et bidrag,  $c_{pi}$ , som er et indvendigt vindtryk, som jf. DS/EN 1991-1-4 skal antages at virke samtidigt med udvendige vindtryk. Det indvendige vindtryk tager forbehold for et virkende vindtryk, grundet åbne vinduer og/eller grundet utætheder omkring vinduer og døre. Der anvendes følgende værdier for det indvendige vindtryk,  $c_{pi}$ : +0,2 og -0,3, hvoraf den værdi, der virker mindst gunstigt anvendes.

Zoneinddelingen af bygningens facader fremgår af figur 3.14 og 3.15





**Figur 3.14:** Inddeling af zoner på facader med vind fra vest, hvor  $e \leq d$ . Mål i mm.

**Figur 3.15:** Inddeling af zoner på facader med vind fra nord, hvor  $e \ge d$ . Mål i mm.

Bygværkets tagkonstruktion udføres som et fladt tag med en murkrone med en vurderet brystningshøjde på  $200\,{\rm mm}$ . Formfaktorne knyttet til zonerne på tagfladen bestemmes på baggrund

Formfaktor	Zone						
FOIMARIO	F G H I <sub>tryk</sub> I <sub>sug</sub>						
$c_{pe,10}$	-1,6	-1,1	-0,7	0,2	-0,2		

**Tabel 3.29:** Formfaktor,  $c_{pe,10}$  for de respektive zoner på tagfladen, for tage med brystning.

Ligesom bygværkets facader er inddelt i zoner, inddeles taget også i zoner. Zonerne på taget benævnes F, G, H og I og beregnes ligeledes på baggrund af refferenceværdien e. Med henblik på zoneinddeling af taget, anvendes den største reelle bygningsbredde, b = 10.500 mm, for at sikre en mere akkurat zoneinddeling med henblik på forekomst af tryk og sug. For vind på gavlene (øst og vest) anvendes refferenceværdien, e = 10.500 mm, som fremgår af ligningen (3.20), hvor der for vind på facaderne (nord og syd), anvendes refferenceværdien e = 18.800 mm, som angivet i (3.19).

$$e = min \left\{ \frac{10.500 \,\mathrm{mm}}{2 \cdot 9.400 \,\mathrm{mm}} = 18.800 \,\mathrm{mm} \right\} = 10.500 \,\mathrm{mm}$$
(3.20)

Zoneinddelingerne på bygværkets tagflade udformes ved brug af zoneinddelingerne jf. DS/EN 1991-1-4, for bygværker med rektangulær grundplan, disse er angivet på figur 3.16 og 3.17, for hhv. vind på gavlene (øst og vest) og facaderne (nord og syd).

3.6 Laster

b = 32400



**Figur 3.16:** Inddeling af zoner på tagflade med vind fra vest, med antagelse af rektangulær grundplan.. Mål i mm

**Figur 3.17:** Inddeling af zoner på tagflade med vind fra nord, med antagelse af rektangulær grundplan. Mål i mm

Da nærværnede bygværk ikke fremkommer med en rektangulær grundplan, påføres zonerne, på den reelle tagflade, med en zoneinddeling, der tager udgangspunkt i de simplificerede zone, hvor der tages forbehold for tagfladens mange hjørner og kanter. Den endelige zoneinddeling af bygningens tagflade, fremgår af figur 3.18 og 3.19 for hhv. vind fra vest og syd.



**Figur 3.18:** Zoneinddeling af tagflade, for vind fra vest, udformet på baggrund af de beregnede zoner for et rektangulært grundareal



**Figur 3.19:** Zoneinddeling af tagflade, for vind fra syd, udformet på baggrund af de beregnede zoner for et rektangulært grundareal

### Opsummering af vindlast

Til anvendelse i den videre projektering anvendes de karakteristiske værdier for vind på hhv. facader, gavle og tagflade af tabel 3.30, 3.31, 3.32 og 3.33. Endvidere bør det nævnes, at nedenstående karakteristiske laster kun anvendes direkte ved globale eftervisninger. Dette inkluderer eksempelvis eftervisning af stabilitet, samt eftervisning af stringer-, rand- og fugearmering. Ved dimensionering og eftervisning af enkelte (lokale) konstruktions/bygningsdele, bør bidraget fra det indvendige vindtryk,  $C_{pi}$ , medtages i beregning.

Vindtryk / -sug på facader fra vindretning på facader (N og S):			
Zone D	$w_k =$	$0,\!63$	$kN/m^2$
Zone E	$w_k =$	-0,33	$kN/m^2$
Vindtryk / -sug på gavle fra vindretning på facade (N og S):			
Zone A	$w_k =$	-1,02	$kN/m^2$
Zone B	$w_k =$	$-0,\!68$	$kN/m^2$

**Tabel 3.30:** Karakteristiske vindlaster virkende på bygningens gavle og facader for vind på facade fra nord og sydlig retning.

Vindtryk / -sug på gavle fra vindretning på gavle (V):			
Zone D	$w_k =$	0,75	$kN/m^2$
Zone E	$w_k =$	-0,33	$kN/m^2$
Vindtryk / -sug på facader fra vindretning på gavle (V):			
Zone A	$w_k =$	-1,27	$kN/m^2$
Zone B	$w_k =$	-0,85	$kN/m^2$
Zone C	$w_k =$	-0,53	$kN/m^2$

**Tabel 3.31:** Karakteristiske vindlaster virkende på bygningens facader og gavle for vind på gavl fra vestlig retning.

Vindtryk / -sug på gavle fra vindretning på gavle (Ø):			
Zone D	$w_k =$	$0,\!60$	$kN/m^2$
Zone E	$w_k =$	-0,26	$kN/m^2$
Vindtryk / -sug på facader fra vindretning på gavle (Ø):			
Zone A	$w_k =$	-1,02	$kN/m^2$
Zone B	$w_k =$	$-0,\!68$	$kN/m^2$
Zone C	$w_k =$	-0,43	$kN/m^2$

**Tabel 3.32:** Karakteristiske vindlaster virkende på bygningens facader og gavle for vind på gavl fra østlig retning.

Vindtryk / -sug på tagflade fra vindretning på facader (N og S):			
Zone F	$w_k =$	$-0,\!85$	$kN/m^2$
Zone G	$w_k =$	-1,02	$kN/m^2$
Zone H	$w_k =$	-0,34	$kN/m^2$
Zone I (tryk)	$w_k =$	$0,\!17$	$kN/m^2$
Zone I (sug)	$w_k =$	$-0,\!17$	$kN/m^2$
Vindtryk / -sug på tagflade fra vindretning på gavle (V):			
Zone F	$w_k =$	-1,70	$kN/m^2$
Zone G	$w_k =$	$-1,\!17$	$kN/m^2$
Zone H	$w_k =$	-0,74	$kN/m^2$
Zone I (tryk)	$w_k =$	$0,\!21$	$kN/m^2$
Zone I (sug)	$w_k =$	-0,21	$kN/m^2$
Vindtryk / -sug på tagflade fra vindretning på gavle (Ø):			
Zone F	$w_k =$	-1,36	$kN/m^2$
Zone G	$w_k =$	-0,94	$kN/m^2$
Zone H	$w_k =$	$-0,\!60$	$kN/m^2$
Zone I (tryk)	$w_k =$	$0,\!17$	$kN/m^2$
Zone I (sug)	$w_k =$	$-0,\!17$	$kN/m^2$

 Tabel 3.33:
 Karakteristiske vindlaster virkende på bygningens tagflade.

I tillæg til overstående anvendes det indvendige vindtryk, med formfaktoren  $c_{pi}$ , ved dimensionering og eftervisning af bygværkets bærende vægge. - Her gøres brug af den mindst gunstige værdi af:  $c_{pi} = +0.2 \lor c_{pi} = -0.3$ .

### 3.6.6 Geometriske imperfektioner

Ved eftervisning af bygningskonstruktioner forudsættes disse idealistisk at være fuldstændigt plane og rette. Dette er dog ikke entydigt korrekt, idet der under produktionen af materialer samt udførelse på pladsen, vil indbygges imperfektioner i byggeriet. Disse afvigelser vil medføre excentriciteter i de statiske systemer, som skal medregnes ved eftervisning af bygningens overordnede stabilitet, samt ved eftervisning af enkeltstående elementer.

Afvigelserne implementeres ved hjælp af såkaldte geometriske imperfektioner. I nærværende projekt anvendes en geometrisk imperfektionshældning,  $\theta_i$ , som beregnes ved ligning (3.21). Den geometriske imperfektion tages i betragtning på to forskellige måder (a og b) efter det relevante dimensioneringstilfælde.

$$\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m \tag{3.21}$$

Hvor:

- $\alpha_m$  er reduktionsfaktor for antallet af konstruktionsdele:  $\alpha_m = \sqrt{0.5 \cdot (1 + \frac{1}{m})}$
- l er længden eller højden [m] se (1)
- m er antallet af lodrette konstruktionsdele, som bidrager til den samlede virkning

(1) : Definition af l og m afhænger af den betragtede virkning, hvor der skelnes mellem 3 tilfælde. Disse fremgår af *DS/EN 1992-1-1 - Eurocode 2 - Betonkonstruktioner* og er oplistet nedenfor:

- Virkning på enkeltstående konstruktionsdele: *l* = konstruktionsdelens faktiske længde, m=1
- Virkninger på det afstivede system: *l*= bygningens højde, m= antallet af lodrette konstruktionsdele, som bidrager til den vandrette kraft på det afstivede system.
- Virkninger på dæk- eller tagskiver, som fordeler vandrette laster: *l* = etagehøjde, m= antallet af lodrette konstruktionsdele i etagen eller etagerne, som bidrager til den samlede vandrette kraft på dækket.

### a) - Excentrisk imperfektion

a) anvendes ved beregning af enkeltstående konstruktionsdele, eksempelvis bærende vægge under lejlighedsskel, hvor excentricitet fra overstående bærende væg medtages. Beregning af excentriciteten fremgår af *DS/EN 1992-1-1 - Eurocode 2 - Betonkonstruktioner*, hvortil der anvendes simplificeringen, fra tilhørende anneks, som givet ved (3.22)[Trafik-, Bygge- og Boligstyrelsen, 2021b].

$$\Delta e = h \cdot \Theta_1 \tag{3.22}$$

Hvor:

 $\begin{array}{c|c} \mathbf{h} & \text{er etagehøjden} \\ \Theta_1 = & \frac{1}{200} \end{array}$ 

### b) - Imperfektion af normalkraft som tværgående kraft

b) anvendes som bidrag til den horisontale last virkende på den givne flade. Den geometriske imperfektion af normalkraft i den pågældende væg som horisontal kraft,  $H_i$  anvendes, da der på denne måde tages forbehold for det eventuelle moment, som opstår ved excentricitet af overog understående vægge samt en eventuel afvigelse fra en eksakt lodret placering af vægge. Den tværgående kraft  $H_i$  fastsættes for:

- Det afstivende system:  $H_i = \theta_i \cdot (N_b N_a)$
- På dækskive:  $H_i = \theta_i \cdot \frac{(N_b + N_a)}{2}$
- På tagskive:  $H_i = \theta_i \cdot N_a$

Hvor:

 $N_a$  og  $N_b \ \big|$  er aksialkræfter virkende i de pågældende vægge





**Figur 3.20:** Grafisk beskrivelse af tværgående kraft  $H_i$  virkende på det afstivende system, på dækskive og på tagskive, som følge af geometriske imperfektioner.[Dansk Standard, 2008]

Iht. til annekset tilhørende *DS/EN 1992-1-1 - Eurocode 2 - Betonkonstruktioner*, anvendes den lodrette last virkende på den pågældende dækskive som simplificering for de givne aksialkræfter [Trafik-, Bygge- og Boligstyrelsen, 2021b]. Der anvendes følgende imperfektionshældning i projektet:

$$\theta_i = \frac{1}{200} \cdot \frac{2}{\sqrt{9.4\,\mathrm{m}}} \cdot \sqrt{0.5 \cdot (1 + \frac{1}{20})} = 0.24\% \tag{3.23}$$

# 3.6.7 Ulykkeslaster

### Påkørselslast

Det undersøges om nærværende bygning er i risiko for påkørsel iht. *DS/EN1991-1-7*. I forbindelse med bygningen opføres der parkeringspladser nord for bygningen og indkørsel til parkering ved andet byggeri syd for bygningen. Yderligere løber der en lokal vej øst for bygningen. Bygningens placering iht. til nævnte parkeringsarealer og veje fremgår af figur 3.21.



Figur 3.21: Bygningens placering i forhold til parkeringsarealer og veje.

Parkeringsarealer ligestilles med gårdspladser i normen, hvorfor køretøjerne forventes at køre med en hastighed  $v_0 = 15 \text{ km/t}$ . Den lokale adgangsvej henføres til byområde, hvortil det dog antages at hastighed er 40 km/t frem for 50 km/t. På baggrund af de angivne hastigheder kan bremselængden fastsættes. Bremselængden,  $d_b$ , fastsættes på baggrund af formel (3.24).

$$d_b = \frac{v_o^2}{2 \cdot a} \cdot \sin(\varphi) \tag{3.24}$$

Hvor:

- $d_b$  | er bremselængden [m]
- $v_0$  er hastigheden [m/s]
- a er decelerationen  $[m/s^2]$

 $\varphi ~~$  Vinklen mellem vejbanen og det kolliderende køretøjs kurs

Decelerationen fastsættes til  $3 \text{ m/s}^2$  for både parkeringsplads og lokal adgangsvej. Yderligere antages en vinkel,  $\varphi = 45^\circ$ . Ved at indsættes hhv. 15 km/t og 40 km/t (omskrevet til m/s) i formlen fås en bremselængde på 2,0 m og 14,5 m.

Ved at udforme en hældning i terræn fra parkeringsanlæg og vej, kan den beregnede bremselængde reduceres med 60%. Det medfører følgende bremselængder:

For parkerings anlæg er bremselængden da $2,0\,{\rm m}\cdot0,6=1,2\,{\rm m}.$  For lokalvej er bremselængden da<br/>  $14,5\,{\rm m}\cdot0,6=8,7\,{\rm m}.$ 

Reduktionen af bremselængden ved parkeringsarealer til  $1,\!2\,\mathrm{m},$ vurderes at være tilstrækkeligt, da

der forventeligt vil blive udformet et gangareal mellem bygning og parkeringsareal med en bredde større end 1,2 m. Med henblik på bygningens østvendte gavl, vurderes den beregnede bremselængde af være en anelse længere end afstanden mellem vejbanens midte og bygningen, hvorfor bygningen reelt set er i risiko for påkørsel. Dog vurderes bygværket stadig at være sikret mod netop påkørsel, da opkanten til fortorv vurderes at reducere det kolliderede køretøjs hastighed tilstrækkeligt meget, således at bremselængden yderligere reduceres og bygningen er udenfor risiko.

### 3.6.8 Seismisk last

Seismisk last omfatter vandret last, som stammer fra jordrystelser. Seismisk last virker altid med en tilhørende lodret last, idet det vandrette lastbidrag opstår som følge af den excentricitet en jordrystelse indfører i bygningens bærende og stabiliserende system.

Seismisk last beregnes efter det danske anneks D til *EN 1998-1*, og er den mindste vandrette last, en bygning må regnes for. Den regningsmæssige værdi af den seismiske last bestemmes for hver etage efter formel 3.25 og påføres etageadskillelserne: [Trafik-, Bygge- og Boligstyrelsen, 2020]

$$F_{seis} = \left(\sum G_{kj} + \sum_{i \ge 1} \psi_{2,i} q_{k,i}\right) \frac{a_{seis}}{g}$$
(3.25)

Hvor:

 $\begin{array}{c|c} a_{seis} & \text{Seismisk forskydningsacceleration efter ligning} \begin{bmatrix} m \\ s^2 \end{bmatrix} \\ g & \text{Tyngdeaccelerationen } g = 9.82 \, \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \end{array}$ 

Den seismiske forskydningsacceleration bestemmes efter ligning 3.26:

$$a_{seis} = \max \begin{cases} \frac{1}{q} k \frac{S_e}{a_g} a_g \gamma_I \\ 1,5\% \text{ af } g \end{cases}$$
(3.26)

Hvor:

 $\begin{array}{|c|c|c|c|c|} q & \text{Sættes til 1,5. Tager hensyn til en konstruktions duktilitet [-]} \\ k & \text{Sættes til 0,5. Tager hensyn til at virkningen af lasten varierer med højden. [-]} \\ \hline \frac{S_e}{a_g} & \text{Normaliseret horisontalt responsspektrum efter fig. 3.22 [-]} \\ a_g & \text{Regningsmæssig grundacceleration efter fig. 3.23 } \begin{bmatrix} \frac{m}{s^2} \end{bmatrix} \\ \gamma_I & \text{Seismisk faktor afhængigt af konsekvensklasse. For CC2 anvendes } \gamma_I = 1,0 [-] \end{array}$ 

Det normaliserede horisontale responsspektrum beskriver hvor følsomt et bygværk er for jordrystelserne. Har bygninger en lav egensvingningstid, som vil være i nærheden af frekvensen for rystelserne, er responset tilsvarende stort. Dette er beskrevet i figur 3.22 hvor responsspektrummet kan ses som funktion af bygningens egensvingningperiode:



**Figur 3.22:** Det normaliserede horisontale responsspektrum som funktion af bygværkets egensvingningsperiode. [Trafik-, Bygge- og Boligstyrelsen, 2020]

For fleretagers by gninger af beton kan egensvingningsperioden,  $T_s$ , estimeres ved formel 3.27:

$$T_s = \frac{h}{60} \tag{3.27}$$

Med bygningshøjde h = 9.4 m fås dermed en egensvingningsperiode på 0.16 s iht. formel 3.27 hvormed der anvendes  $\frac{S_e}{a_g} = 2.7$ .

Værdien for den regningsmæssige grundacceleration bestemmes afhængigt af byggeriets geografiske placering. Grundaccelerationen bestemmes af figur 3.23:



Figur 3.23: Værdier for grundacceleration i Danmark. [Trafik-, Bygge- og Boligstyrelsen, 2020]

Med placeringen i Ebeltoft anvendes  $a_g = 0.16 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$ . Den seismiske forskydningsacceleration bestemmes nu på baggrund af ovenstående faktorer og formel 3.26:

$$a_{seis} = \max \begin{cases} \frac{1}{q} k \frac{S_e}{a_g} a_g \gamma_I = \frac{1}{1.5} \cdot 0.5 \cdot 2.7 \cdot 0.16 \frac{m}{s^2} \cdot 1.0 = 0.14 \frac{m}{s^2} \\ 1.5\% \text{ af } g = \frac{1.5}{100} \cdot 9.82 \frac{m}{s^2} = 0.15 \frac{m}{s^2} \end{cases}$$
(3.28)

Der anvendes der for  $a_{seis}=0.15\,\frac{\rm m}{\rm s^2}.$  Den seismiske last bestemmes der med ved:

$$F_{seis} = \left(\sum G_{kj} + \sum_{i \ge 1} \psi_{2,i} q_{k,i}\right) 0,015$$
(3.29)

Idet  $\frac{a_{seis}}{g} = 0.015$ . Beregningen af den seismiske last i de enkelte dækniveauer foretages i forbindelse med den vandrette lastnedføring.

4	<b>A2</b> .	1 Statiske beregninger - Bygværk	52
	4.1	Lodret lastnedføring 4.1.1 Beregningseksempel - Lastnedføring på bærelinje LAC03 4.1.2 Lastnedføring for resten af bygningen	52
	4.2	Vandret lastnedføring	57
	4.3	<ul> <li>Fordeling af kræfter til stabiliserende vægge</li> <li>4.3.1 Udledning af vægstivhed</li> <li>4.3.2 Udledning af elastisk fordelingsmetode</li> <li>4.3.3 Fordeling af kræfter til stabiliserende vægge i projektet</li> </ul>	62
	4.4	Stabilitet af vægge 4.4.1 Kontrol for væltning - (A) 4.4.2 Kontrol for vederlagstryk - (B) 4.4.3 Kontrol for glidning - (C) 4.4.4 Beregningseksempel - Væg nr. 13	75
	4.5	Robusthed	86
	4.6	Eftervisning af dækskive	94

# 4 A2.1 Statiske beregninger - Bygværk

### 4.1 Lodret lastnedføring

Den lodrette lastnedføring foretages på baggrund af de tidligere opstillede laster samt lastkombinationer. På figur 4.1 defineres bærelinjer med tilhørende lastoplande:



Figur 4.1: Bærelinjer ved lodret lastnedføring. Tegningsgrundlag udarbejdet af [Færch & Co., 2022]

På figur 4.2 nedenfor er foretaget et snit mellem bærelinjerne LAC02, LAC03 og FAC04, hvorpå der defineres niveauer hvori de lodrette laster beregnes:



**Figur 4.2:** Definitioner på niveauer anvendt ved lastnedføringen. Tegningsgrundlag udarbejdet af [Færch & Co., 2022]

### 4.1.1 Beregningseksempel - Lastnedføring på bærelinje LAC03

I det følgende gennemgås et eksempel på den lodrette lastnedføring på bærelinjen LAC03 i lastkombination BGT2.1 med dominerende nyttelast. Der anvendes følgende karakteristiske fladelaster, som angivet i del A1.1:

Last ID	Beskrivelse	Fri egenlast	Bunden egenlast	Variabel last
TAD	Tagdæk	0,45	3,28	-
ETD	Etagedæk	3,60	3,28	-
LAC	Letbetonvæg	-	4,40	-
S	Snelast	-	-	0,8
Vn	Vindlast, ned	-	-	0,5
A1	Bolig og interne adgangsveje	-	-	1,5
SKV	Tillæg for skillevægge	-	-	0,8

**Tabel 4.1:** Karakteristiske laster anvendt til lastnedføring på LAC03. Alle laster i  $\frac{kN}{m^2}$ 

Iht. tabel 3.17 på side 25 er lastkombination BGT2.1 givet ved:

$$p_d = K_{FI}(\gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot q_k + \gamma_S \cdot \psi_0 \cdot S_k + \gamma_W \cdot \psi_0 \cdot V_{n,k})$$

Som det fremgår af figur 4.2 på modstående side er lastoplandet for såvel tagdæk som etagedæk 7,8 m til hver side på bærelinjen, og anvendes derfor for både egenlaster og variabel laster. Umiddelbart under tagdækkets endevederlag på LAC03 fås dermed følgende linjelast:

$$p_{d,LAC03,tag} = 1.0 \cdot (1.0 \cdot (0.45 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 3.28 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}) + 1.5 \cdot 0.3 \cdot 0.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 1.5 \cdot 0.3 \cdot 0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}) \\ \cdot 0.5 \cdot (7.8 \text{ m} + 7.8 \text{ m}) = 33.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

På samme måde regnes linjelasten under dækvederlag mellem 1 og 2. Hertil skal desuden tillægges lasten fundet i ovenstående lastkombination samt letbetonvæggens egenlast, og der findes dermed:

$$p_{d,LAC03,2.sal} = 33.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 1.0 \cdot 1.0 \cdot 4.40 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 2.9 \text{ m} + 1.0 \cdot (1.0 \cdot (3.60 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 3.28 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}) + 1.5 \cdot (1.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2})) \cdot 0.5 \cdot (7.8 \text{ m} + 7.8 \text{ m}) = 127.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Linjelasten under dækvederlaget mellem stueplan og 1. sal findes på samme vis:

$$\begin{split} p_{d,LAC03,1.sal} &= 127,0\,\frac{\mathrm{kN}}{\mathrm{m}} + 1,0\cdot1,0\cdot4,40\,\frac{\mathrm{kN}}{\mathrm{m}^2}\cdot2,9\,\mathrm{m} + 1,0\cdot\left(1,0\cdot\left(3,60\,\frac{\mathrm{kN}}{\mathrm{m}^2} + 3,28\,\frac{\mathrm{kN}}{\mathrm{m}^2}\right)\right. \\ &+ 1,5\cdot\left(1,5\,\frac{\mathrm{kN}}{\mathrm{m}^2} + 0,8\,\frac{\mathrm{kN}}{\mathrm{m}^2}\right)\right)\cdot0,5\cdot\left(7,8\,\mathrm{m} + 7,8\,\mathrm{m}\right) = 220,3\,\frac{\mathrm{kN}}{\mathrm{m}} \end{split}$$

Afslutningsvis kan linjelasten ved fundamentets overkant bestemmes, idet der kun skal tillægges egenlasten for letbetonvæggen i stueplan. Der findes dermed afslutningsvis:

$$p_{d,LAC03,FOK} = 220,3 \,\frac{\text{kN}}{\text{m}} + 1,0 \cdot 1,0 \cdot 4,40 \,\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 3,1 \,\text{m} = 233,9 \,\frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

### 4.1.2 Lastnedføring for resten af bygningen

For de resterende vægge i bygningen foretages lastnedføringen i Excelark vedlagt som bilag A2.1.LAST1. I det følgende gennemgås kort fremgangsmåden for arket, hvorefter hovedresultater for de definerede bærelinjer fremgår.

I Excelarkets første fane "Dataark" fremgår de anvendte laster opstillet i del A1.1 samt tilhørende lastkombinationsfaktorer. Først defineres egen- og nyttelaster som angivet på figur 4.3:

	Lastspecifikation - Egen- og nyttelaster								
			Lasttyper og	værdier (kar	akteristiske)		$\Psi_0$	Ψ1	Ψ2
		Egenvægt,	Egenvægt, Egenvægt, Nyttelast, Nyttelast, Nyttelast,					(Nyttelast)	
		bunden	fri	kategori	fladelast	punktlast			
Last ID	Beskrivelse	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m²]	(Opslag)	[kN/m²]	[kN]			
TAD	Tagdæk	3,28	0,45	н	0	1,5	0	0	0
ETD01	Etagedæk, generel	3,28	3,60	A1	1,5	2	0,5	0,3	0,2
ETD02	Etagedæk, badeværelse			A1	1,5	2	0,5	0,3	0,2
SVG	Svalegangsdæk	5,50	0,00	B-C1	3	3	0,6	0,6	0,5
ALT	Altaner	2,00	0,00	A5	2,5	2	0,5	0,3	0,2
FAC	Facadeelement	5,63	0,08	-	0	0	0	0	0
LAC	Letbetonvægelement	4,40	0	-	0	0	0	0	0
SKV	Tillæg for skillevægge	0	0	SKV	0,8	0	0,5	0,3	0,2

Figur 4.3: Angivelse af egen- og nyttelaster ifm. lodret lastnedføring.

På tilsvarende vis defineres naturlaster, som anvendes i lastnedføringen. Disse fremgår af figur 4.4

	Lastspecifikation - Naturlaster						
		Naturlast,			Ψo	$\psi_1$	Ψ2
		sne/vind					
	Beskrivelse	[kN/m²]					
S	Snelast, generel	0,8			0,3	0,2	0
S <sub>oph1</sub>	Snelast, ophobning 1	0			0,3	0,2	0
S <sub>oph2</sub>	Snelast, ophobning 2	0			0,3	0,2	0
Vind, ned	Vindlast ned	0,5			0,3	0,2	0
Vind, op	Vindlast op	-0,5			0,3	0,2	0

Figur 4.4: Angivelse af naturlaster ifm. lodret lastnedføring.

Afslutningsvis defineres lastkombinationerne, tilsvarende dem angivet i figur 3.17 på side 25. Denne tabel anvendes i regnearket som opslag for faktorer i lastkombinationerne på baggrund af lastens kategori, angivet ved "Type" i den første kolonne mod venstre:

	Lastkombinationer																
	Før indregning af K <sub>FI</sub>																
		Anvendelsesgrænsetilstande								Brudgrænsetilstande				Ulykke	Seismisk		
			6.1	4a/b			6.1	5a/b		6.16a/b	6.10a 6.10b			6.11a/b	6.12a/b		
Туре	Beskrivelse	AGT1.1	AGT1.2	AGT1.3a	AGT1.3b	AGT2.1	AGT2.2	AGT2.3a	AGT2.3b	AGT3	BGT1	BGT2.1	BGT2.2	BGT2.3a	BGT2.3b	ALS1	SEI1
Gb	Bunden egenlast	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1,2	1	1	1	0,9	1	1
Gf	Fri egenlast	1	1	1	0	1	1	1	0	1	1,2	1	1	1	0	1	1
Q	Nyttelast	1	Ψ0	Ψο	0	$\Psi_1$	Ψ2	Ψ2	0	Ψ2	0	1,5	<b>1,5</b> ψ₀	1,5ψ <sub>0</sub>	0	Ψ2	Ψ2
s	Snelast	Ψο	1	0	0	0	$\psi_1$	0	0	0	0	$1,5\psi_0$	1,5	0	0	0	0
Vn	Vind ned	Ψο	Ψo	1	0	0	0	$\psi_1$	0	0	0	1,5ψ <sub>0</sub>	<b>1,5</b> ψ₀	1,5	0	0	0
Vo	Vind op	0	0	0	1	0	0	0	Ψ1	0	0	0	0	0	1,5	0	0

Figur 4.5: Angivelse af lastkombinationer i lastnedføringen.

Med ovenstående inddata defineret, kan lastnedføringen nu foretages. De øvrige faner i regnearket svarer nu til de tidligere definerede bærelinjer. Længst til venstre i arkene findes niveauer svarende til dem defineret i figur 4.2 på side 52. Lasterne defineres nu for hvert niveau på baggrund af de tidligere opstillede laster, og lasttypen defineres ved "Lasttype" for at overføre lastkombinationsfaktorerne fra fanen "Dataark". I figur 4.6 er angivet udklip af denne indtastning for niveauet "tagplan":

										Karakt.
	Laster defineres:					Lastoplande definer			es:	komb.
	Last	Beskrivelse	Lasttype	e	Karakt, Last	L1	L2	k	(L1+L2)k	
	ID				[kN/m²]	[m]	[m]	[-]	[m]	[kN/m]
	TAD	Tagdæk	Gb	Bunden egenlast	3,28	8,2	7,8	0,5	8	26,24
	TAD	Tagdæk	Gf	Friegenlast	0,45	8,2	7,8	0,5	8	3,6
_	S	Snelast, generel	S	Snelast	0,8	8,2	7,8	0,5	8	6,4
plar										
Tag										
	Sum af la	st under tagplan:								36,2

Figur 4.6: Angivelse af laster, lasttyper og lastoplande ved lastnedføringen.

Lastoplande defineres ved L1 og L2 svarende til lastopland på hver side af bærelinjen, hvis der findes dobbelt vederlag på væggen. Hvor der kun findes last på én side, vil enten L1 eller L2 være 0. Lastoplandene i figur 4.6 svarer til længderne defineret for bærelinje LAC01 på figur 4.1 på side 52.

På baggrund af de nu definerede karakteristiske linjelaster på bærelinjen, kan lastkombinationerne foretages. I figuren nedenfor ses et udklip af lastkombinationerne i brudgrænsetilstanden for bærelinje LAC01, for de tre laster defineret i figur 4.6. De lysegrå tal er faktorerne som ganges på den karakteristiske linjelast på baggrund af lastens type, lastkombinationsfaktorer mv., hvormed der fås regningsmæssige laster.

			Brud	græns	setilst	ande					
6.1	10a		6.10Ь								
BC	GT1	BG	T2.1	BG	T2.2	2.2 BGT		BGT	2.3Ь		
1,2	31,5	1,00	26,2	1,00	26,2	1,00	26,2	0,90	23,6		
1,2	4,3	1,00	3,6	1,00	3,6	1,00	3,6	0,00	0,0		
0,0	0,0	0,45	2,9	1,50	9,6	0,00	0,0	0,00	0,0		
	35,8		32,7		39,4		29,8		23,6		

Figur 4.7: Beregning af lastkombinationer i brudgrænsetilstanden.

Den fundne last i de blå celler er herefter den regningsmæssige linjelast i den pågældende lastkombination virkende under det pågældende niveau. Ved angivelsen eksempelvis "Sum af last under tagplan", menes last virkende i snittet mellem tagdæk og vægtoppen umiddelbart under dækket. På tilsvarende vis findes lasterne under 1. sal, 2. sal mv., ligeledes i snittet mellem det pågældende etagedæk og nedenstående vægs top.

Der foretages herefter tilsvarende beregninger for de øvrige niveauer defineret i figur 4.2 på side 52, hvorefter der afslutningsvis kan summeres op for at få de totale laster virkende ved hvert niveau.

Af tabel 4.2 findes resultater, som anvendes ved eftervisning af de lodret bærende elementer i bærelinjerne:

Barolinio Last komb	St	ørste laste	er under	:	Mindste last under:				
Dærennje - Last Kond	Tagplan*	2.sal	1.sal	FOK	Tagplan*	2. sal	1.sal	FOK	
LAC01 - BGT2.1   BGT2	3b 41,2	129,9	225,3	238,1	17,6	52,7	87,8	99,3	
LAC02 - BGT2.1   BGT2	3b 40,2	127,0	220,3	233,1	17,2	51,7	86,2	97,7	
LAC03 - BGT2.1   BGT2	3b 40,2	127,0	220,3	233,1	17,2	51,7	86,2	97,7	
FAC01 - BGT2.1   BGT2.	3b 24,7	86,6	152,5	168,8	10,6	39,4	68,3	83,0	
FAC02 - BGT2.1   BGT2.	3b 24,7	125,8	230,7	247,0	10,6	58,9	107,0	121,7	
FAC03 - BGT2.1   BGT2.	3b 20,1	114,0	211,2	227,5	8,6	54,9	101,2	115,9	
FAC04 - BGT2.1   BGT2.	3b 20,1	73,4	130,0	146,3	8,6	34,8	61,0	75,7	
FAC05 - BGT2.1   BGT2.	3b 10,1	63,8	119,3	135,6	4,3	28,2	52,1	66,8	
BB01 - BGT2.1   BGT2.	3b 21,1	58,7	58,7	76,4	9,0	14,7	12,1	35,8	
*BGT2.2									

**Tabel 4.2:** Resultater, som anvendes til eftervisning af lodret bæreevne for bærende elementer. Laster fremgår som kN/m.

De største af ovenstående laster anvendes i de senere konstruktionsafsnit i A2.2 til eftervisning af de bærende elementers lodrette bæreevne. De mindste laster anvendes derimod i det senere afsnit 4.4 til eftervisning af de stabiliserende vægges stabilitet, hvor en minimal lodret last typisk vil virke til ugunst.

## 4.2 Vandret lastnedføring

For at eftervise bygningens stabilitet i forhold til vandrette belastninger, foretages først en vandret lastnedføring af laster til bygningens dækskiver, hvorefter disse kræfter fordeles til de stabiliserende vægge. Afslutningsvis eftervises de stabiliserende vægge for væltning, glidning og koncentreret tryk i forbindelse med væltningssituationen.

Den vandrette lastnedføring foretages ved at betragte den vandrette last virkende i dækskiven ved de respektive etager samt i tagkonstruktionen. I forbindelse med den vandrette lastnedføring undersøges det, hvorvidt det er seismisk last eller vindlast som er den dimensionsgivende vandrette last på langs og på tværs af bygningen. Begge scenarier vil blive regnet, hvorefter der slutteligt vil blive konkluderet hvilken last, der er den dimensionsgivende.

Den vandrette lastnedføring er foretaget i Excelark vedlagt som bilag A2.1.LAST2. I det følgende gennemgås fremgangsmåden for arket, hvorefter hovedresultatet for den dimensionsgivende last på langs og på tværs af bygningen, samt den vandrette lastnedføring for de definerede dækskiver fremgår.

I Excelarkets første fane "Dataark" fremgår de anvendte egen- og nyttelaster, som er opstillet i del A1.1. Først defineres egen- og nyttelaster som angivet på figur 4.8.

Last ID	Beskrivelse	Bunden [kN/m²]	Fri [kN/m²]	i alt [kN/m²]	
TAD	Tagdæk	3,28	0,45	3,73	
ETD01	Etagedæk, generel	3,28	3,60	6,88	
ETD02	Etage dæk, bade være lse	0,00	0,00	0,00	
SVG	Svalegangsdæk	5,50	0,00	5,50	
ALT	Altaner	2,00	0,00	2,00	
FAC	Facadeelement	5,63	0,08	5,71	
LAC	Letbetonelement	4,40	0,00	4,40	
SKV	Tillæg for skillevægge	0,00	0,00	0,00	

### Lastspecifikation - Egenlast

### Lastspecifiktion - Nyttelast

Last ID	Beskrivelse	Nytte last [kN/m²]		
TAD	Tagdæk	0,00		
ETD01	Etagedæk, generel	1,50		
ETD02	Etage dæk, bade være lse	1,50		
SVG	Svalegangsdæk	3,00		
ALT	Altaner	2,50		
FAC	Facadeelement	0,00		
LAC	Letbetonelement	0,00		
SKV	Tillæg for skillevægge	0,80		

Figur 4.8: Angivelse af egen- og nyttelaster ifm. vandret lastnedføring.

Yderligere defineres lastkombinationsfaktorer, relevante geometriske imperfektioner samt udtrykket for seismisk last, hvor den beregnede procentsats, som multipliceres med den lodrette last for at finde den seismiske last, indføres. Dette fremgår af figur 4.9.



**Figur 4.9:** Angivelse af lastfaktorer, geometriske imperfektioner og beregnet procentsats, som multipliceres den lodrette last, ved vandret lastnedføring. Yderligere fremgår et plot af geometrisk imperfektion som funktion af antal elementer m.

Af overstående figur fremgår det, at antal elementer, m, er sat til 20 stk. Det forventes, at der forekommer flere elementer end 20, men på baggrund af den plottede funktion, vurderes det ikke at have en betydende virkning på bidraget af imperfektion.

I Excelarkets anden fane "Optællingsark" fremgår de optalte arealer af vægge, dæk og åbninger. Først optælles væg- og dækarealer, hvorefter åbningerne i vægge og dæk optælles og til sidst fratrækkes det angivne væg- eller dækareal, hvortil det resulterende areal opnås. Af figur 4.10, fremgår et udklip af optællingsarket.

Niveau	Vægtype	Are	al af væg	/ dæk	Areal a	fåbning i	væg / dæk	Resulterende areal
		Højde [m]	Længde [m]	Areal [m <sup>2</sup> ]	Længde [m]	Bredde [m]	Areal [m <sup>2</sup> ]	Areal [m <sup>2</sup> ]
	Tagdæk	1,00	327,00	327	0	0	0	327
	Etagedæk, generel			0			0	0
	Etagedæk, badeværelse			0			0	0
Tag	Svalegangsdæk			0			0	0
Tag	Altaner			0	0	÷	0	0
	Facadeelement	1,95	98,20	191,49	0,5	73,7	36,85	154,64
	Letbetonelement	1,45	24,30	35,235			0	35,235
	Tillæg for skillevægge			0	Ĵ.	Ĩ	0	0
	Tagdæk			0			0	0
	Etagedæk, generel	1,00	327,00	327			0	327
	Etagedæk, badeværelse			0			0	0
2 1	Svalegangsdæk	1,00	52,60	52,6	1	8,3	8,3	44,3
2.sal	Altaner	1,00	23,20	23,2	0	0	0	23,2
	Facadeelement	2,90	98,20	284,78	1	73,7	73,7	211,08
	Letbetonelement	2,90	24,30	70,47	0	0	0	70,47
	Tillæg for skillevægge	1,00	327,00	327			0	327

Figur 4.10: Beregning og angivelse af dæk- og vægareal ved vandret lastnedføring.

I Excelarkets tredje fane "Seismisk last og imperfektion" beregnes den seismiske last og tilhørende geometriske imperfektion. I arket indføres blot hvilken væg, som virker i det givne niveau samt dækket over niveauet. Herefter indhenter arket selv de respektive laster, geometriske faktorer samt arealer og udregner den tilhørnede seismiske last  $A_d$  inkl. den tilhørende geometriske imperfektion  $H_{id}$  og det samlede bidrag fra begge dele. Af figur 4.11 fremgår et udklip af Excelarkets tredje fane.

Niveau	Laster	8	6—————————————————————————————————————			1 - 8		Se	eismisk + lm	perfektion	Imperfektio	on v. vindlast
()	Dæk over etagen	Areal [m²]	gk [kN/m²]	qk [kN/m²]	Gk [kN]	Qk [kN]	Varoir [kN]	A₄ [kN]	Hid,6.12a7b [kN]	Ad + Hid,6.12a7b	Vd,vind [kN]	Hid,6.106 [kN]
	Tagdæk	327	3,73	0	1220	0	1219,71	18,30	2,95	21,24	1219,71	2,95
		0	0	0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
		0	0	0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
		0	0	0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	Sum af laster fra dæk o	Sum af laster fra dæk over etagen				0	1219,71	18,30	2,95	21,24	1219,71	2,95
3	Vægge på etagen	Areal [m²]	gk [kN/m²]	qk [kN/m²]	Gk [kN]	Qk [kN]	Varoir [kN]	A₄ [kN]	Hid,6.12a7b [kN]	Ad + Hid,6.12a7b	Vd,vind [kN]	Hid,6.106 [kN]
	Facadeelement	154,64	5,71	0	883	0	882,99	13,24	2,13	15,38	882,99	2,13
	Letbetonelement	35,235	4,4	0	155	0	155,03	2,33	0,37	2,70	155,03	0,37
		0	0	0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
		0	0	0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	Sum af laster fra vægge på etagen 10				1038	0	1038,03	15,57	2,51	18,08	1038,03	2,51

**Figur 4.11:** Angivelse af dæk og vægge på de respektive niveauer samt udregning af seismisk last og imperfektion ved vandret lastnedføring.

i Excelarkets fjerde og sidste fane "Dim. vandret last" udregnes vindlastens vandrette bidrag, hvortil det bliver holdt op imod den seismiske last. Vindlastens bidrag udregnes ved at angive partialkoefficienten  $\gamma$ , peakhastighedstrykket  $q_{pk}$ , summen af formfaktoren D og E, og den beregnede korrelationsfaktor  $\rho$ . Hernæst indtastes bygningens højde ved de respektive dæk (niveauer) samt bredden b iht. om der ses på langs eller på tværs af bygningen. Herefter beregnes vindlasten ved at multiplicere den regningsmæssige vindlast med fladearealet (højde x bredde). Princippet herfor fremgår af figur 4.12 nedenfor:

### Princip ved vind på tværs



Figur 4.12: Princip for vindlastens virkning ved vind på tværs og langs af bygningen.

Yderligere beregnes og tillægges bidraget fra den geometriske imperfektion, hvortil det vurderes om det er vindlast eller seismisk last, som er den dimensionsgivende vandrette last på langs og på tværs af bygningen. Jf. Bygningsberegninger foretages vurderingen med henblik på at vindlasten inklusiv bidrag fra geometriske imperfektioner skal være større end 90% af den vandrette kraft i den seismiske lastsituation. [Jensen og Hansen, 2014]. Af tabellerne 4.3 og 4.4 fremgår resultaterne fra Excelarkets fjerde fane "Dim. vandret last", som angiver resultatet for de dimensionsgivende vandrette laster på langs og på tværs af bygningen.

	Vandret la						
	Lastkomb.	SEI1		Lastkomb			
	Seis. last Imp. Seis+Imp		Vindlast	Imp.	Vind+Imp.		
	$A_d$	$H_{id}$	$A_d + H_{id}$	$F_{wd}$	$H_{id}$	$F_{wd} + H_{id}$	
Dækskive	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	Kritisk last:
Tagplan	33,9	5,5	39,3	44,6	5,5	50,1	Vind
2. sal	63,7	10,2	73,9	66,4	9,8	76,2	Vind
1. sal	64,7	10,4	75,1	68,7	10,0	78,6	Vind
Stueplan	12,4	2	14,4	35,5	2,0	37,5	Vind
Sum:			202,7			242,3	

Tabel 4.3: Resultater fra den vandrette lastnedføring for last på la	ngs af bygningen.
--	-------------------

	Vandret la						
	Lastkomb.	SEI1		Lastkomb			
	Seis. last Imp. Seis+Imp		Vindlast	Imp.	Vind+Imp.		
	$A_d$	$H_{id}$	$A_d + H_{id}$	$F_{wd}$	$H_{id}$	$F_{wd} + H_{id}$	
Dækskive	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	Kritisk last:
Tagplan	33,9	5,5	39,3	76,7	5,5	82,1	Vind
2. sal	63,7	10,2	73,9	114,0	9,8	123,8	Vind
1. sal	64,7	10,4	75,1	118,0	10,0	127,9	Vind
Stueplan	12,4	2	14,4	61,0	2,0	62,9	Vind
Sum:			202,7			396,9	

Tabel 4.4: Resultater fra den vandrette lastnedføring for last på tværs af bygningen.

På baggrund af overstående konkluderes det, at den dimensionsgivende last for såvel på langs som på tværs af bygningen er vindlast. De ovenstående laster anvendes efterfølgende i afsnit 4.3.3 til fordeling af de nu fundne vandrette laster i dækskiverne til de stabiliserende vægge.

# 4.3 Fordeling af kræfter til stabiliserende vægge

For at fordele kræfterne i dækskiverne til de stabiliserende vægge, foretages en fordeling efter elastisicitetsteorien efter metoden beskrevet i "Bygningsberegninger". For at anvende denne metode skal vægskivernes stivhed relativt til hinanden kendes, hvorefter dækskivens kræfter kan fordeles efter dette forhold. [Jensen og Hansen, 2014]

### 4.3.1 Udledning af vægstivhed

Ved belastning af en stiv dækskive understøttet af vægskiver fås situationen som vist i figur 4.13:



Figur 4.13: Princip for flytninger grundet kræfter i dækskive.

Da dækskiven antages uendeligt stiv og derfor ikke deformerer, vil alle de nedenstående dækskiver være udsat for samme flytning, på trods af varierende stivheder. Intuitivt vides at den midterste væg i figur 4.13 vil være mindre stiv end de to "gavle", under forudsætning af at alle vægge har samme tykkelse og materialeparametre. De to gavlvægge må derfor nødvendigvis være udsat for en større kraft for at få samme flytning som den mindre væg, hvilket beskrives på baggrund af et statisk system som vist på figur 4.14, hvor vægskiverne betragtes som udkragede bjælkeelementer:



Figur 4.14: Statisk system for en vægskive belastet af en vandret kraft samt flytninger.

Udbøjningen i væggens top består af bidrag fra bøjning- og forskydningsspændinger. For udbøjning grundet normalspændinger vides om udkragede bjælker at deformationen kan beskrives ved: [Jensen og Hansen, 2014]
$$\delta_b = \frac{1}{3} \frac{M}{EI} h^2 = \frac{1}{3} \frac{V}{EI} h^3$$

Hvor:

- $M \mid$  Moment i vægskive [Nmm]
- V Vandret last ved vægtop [N]
- $\delta_b$  Udbøjning grundet normalspændinger [mm]
- *h* Væggens højde [mm]
- *E* Vægmaterialets elastisicitetsmodul [MPa]
- *I* Væggens bøjningsinertimoment [mm<sup>4</sup>]

Som bestemt på baggrund af figur 4.13 vil alle understøttende vægskiver være udsat for samme flytning ved vægtop, hvormed det af formel 4.1 kan konkluderes, at en vægs stivhed kun varierer med inertimomentet, når vægskiverne ellers har samme materialeparametre.

For forskydningsspændingerne kan laves en tilsvarende betragtning. Flytning grundet forskydningsspændinger kan beskrives ved: [Jensen og Hansen, 2014]

$$\delta_f = C \frac{Vh}{GA_k} \tag{4.2}$$

Hvor:

- $\delta_f \mid$  Udbøjning grundet forskydningsspændinger [mm]
- C Konstant afhængig af vægtværsnittets form [-]
- *G* Vægmaterialets forskydningsmodul [MPa]
- $A_k$  | Kropareal, svarende til væggens tværsnitsareal [mm<sup>2</sup>]

Af formel 4.2 kan ses at den eneste variable på tværs af vægge med samme højde og materialeparametre er kroparealet, som derfor vil være afgørende for væggens stivhed med hensyn til forskydningsspændinger.

Ved at sammenligne de to flytningsbidrag for varierende h/l forhold af et rektangulært vægprofil fås følgende kurve:

(4.1)



Figur 4.15: Bøjnings- og forskydningsdeformation afhængigt af højde/længde forholdet.

Som det kan ses af ovenstående, vil forskydningsdeformatioenrne være dominerende ved små h/l forhold, mens bøjningsdeformationerne vil være dominerende ved store h/l forhold. Dette stemmer godt overens med kendskab til udbøjningsberegninger af bjælker, som ofte vil være lange og slanke svarende til store h/l forhold, og hvor man typisk ser bort fra forskydningsbidraget.

Ved vægberegninger vil h/l forholdet dog typisk være meget mindre, idet højden af væggen typisk er mindre end længden, hvormed forskydningsdeformationen vil være størst. I det følgende beregningsafsnit, hvor kræfterne fordeles til de stabiliserende vægge, vil derfor blive anvendt kropareal som vægstivhed, idet kræfterne er opgjort pr. etage, hvormed højden af vægskiverne hovedsageligt vil være mindre end længden heraf.

### 4.3.2 Udledning af elastisk fordelingsmetode

Ved fordeling af kræfterne i en stiv dækskive til elastiske understøtninger, vil de understøttende vægge optage en last afhængigt af deres stivhed relativt til de øvrige vægge. På baggrund af ligning 4.1 på foregående side og 4.2 på forrige side opstilles følgende formler:

$$\delta_b = \frac{1}{3} \frac{V}{EI} h^3 \Rightarrow V = \frac{3E}{h^3} I \delta = kI\delta$$
(4.3)

$$\delta_f = C \frac{Vh}{GA_k} \Rightarrow V = \frac{G}{Ch} A_k \delta = k A_k \delta \tag{4.4}$$

Som bestemt i forrige afsnit, er stivheden altså defineret ved enten inertimoment eller kropareal, og generelt gælder følgende sammenhæng, når lasten ved vægtop omdøbes til  $P_i$ :

$$P_i = kS_i\delta = \begin{cases} kI\delta\\ kA_k\delta \end{cases}$$
(4.5)

Hvor S nu indføres til at beskrive stivheden. Det bemærkes at stivhedernes indeks, altså eksempelvis y ved  $S_y$ , skal forstås som stivhed om y-aksen. Ved bestemmelse af en last i en væg med sin længde i x-retningen, vil det altså være væggens stivhed om y-aksen, der skal bruges til kraftfordelingen.

Der betragtes nu en dækskive understøttet af vægskiver med en last virkende i systemets forskydningscenter. Der vil derfor kun ske ren translation:



Figur 4.16: Dækskive med indtegnet forskydningscenter med last virkende heri.

Idet størrelsen af lasten på hver af vægskiverne kun afhænger af de individuelle stivheder og flytningerne er ens, må der jf. ligning 4.5 gælde:

$$\begin{cases} P_{iy} = kS_{ix} \\ P_y = \sum P_{iy} = k\sum S_{ix} = kS_x \end{cases} \Rightarrow k = \frac{P_{iy}}{S_{ix}} = \frac{P_y}{S_x} \Rightarrow P_{iy} = \frac{S_{ix}}{S_x}P_y \tag{4.6}$$

Samme udledning gør sig gælende ved belastning i x-aksens retning, hvorfor der i ligning 4.6 blot byttes rundt på last- og stivhedsretningen. Der haves afslutningsvis for translationsbidraget:

$$P_{iy} = \frac{S_{ix}}{S_x} P_y \qquad P_{ix} = \frac{S_{iy}}{S_y} P_x \tag{4.7}$$

I det tilfælde hvor kraften i dækskiven ikke virker i forskydningscentret, vil der optræde en rotation af dækskiven, som ligeledes giver anledning til kræfter i de understøttende vægge. Der betragtes en dækskive som i figur 4.16, med koordinatsystem indlagt i nederste venstre hjørne:



Figur 4.17: Dækskive hvor koordinater til forskydningscenter bestemmes.

Ved at betragte lasterne i y-aksens retning, må gælde følgende sammenhæng mellem kræfter i væggene og i dækskiven:

$$P_y = \sum v_i = k \sum S_{ix} = k S_x \tag{4.8}$$

Når lasterne virker i forskydningscentret, vil der ikke ske rotation af systemet. Dette betyder at der findes momentligevægt mellem kraften i dækskiven virkende i forskydningscentrets ukendte x-koordinat samt de enkelte vægges kræfter. Der findes:

$$P_y x_F = \sum v_i x'_i \Rightarrow x_F = \frac{\sum v_i x'_i}{P_y} = \frac{\sum k S_{ix} x'_i}{k S_x} = \frac{\sum S_{ix} x'_i}{S_x}$$
(4.9)

På tilsvarende vis kan y-koordinatet udledes og der findes endeligt:

$$x_F = \frac{\sum S_{ix} x'_i}{S_x}; \qquad y_F = \frac{\sum S_{iy} y'_i}{S_y}$$
(4.10)

For at bestemme rotationens bidrag til kræfter i de stabiliserende vægge, betragtes nu en dækskive belastet af et moment, T:



Figur 4.18: Dækskive belastet af et moment, T, i forskydningscentret.

Ved at opstille momentækvivalens fås:

$$T = \sum P_{iy}x_i - \sum P_{ix}y_i \tag{4.11}$$

På baggrund af formel 4.5 kan kræfterne i vægskiverne beskrives ved:

$$P_{iy} = kS_{ix}x_i; \qquad P_{ix} = -kS_{iy}y_i \tag{4.12}$$

Ved at isolere for proportionalitets faktoren k fås:

$$k = \frac{P_{iy}}{S_{ix}x_i}; \qquad \qquad k = -\frac{P_{ix}}{S_{iy}y_i} \tag{4.13}$$

Der betragtes nu en væg i y-retningen, i det følgende benævnt ved indeks 1, hvormed der ligeledes må gælde om proportionalitetsfaktoren:

$$k = \frac{P_{1y}}{S_{1x}x_1}$$
(4.14)

Kombineres formel 4.13 og 4.14 fås:

$$k = \frac{P_{1y}}{S_{1x}x_1} = \frac{P_{iy}}{S_{ix}x_i} \Rightarrow P_{iy} = \frac{S_{ix}x_i}{S_{1x}x_1}P_{1y}; \qquad k = \frac{P_{1y}}{S_{1x}x_1} = -\frac{P_{ix}}{S_{iy}y_i} \Rightarrow P_{ix} = -\frac{S_{iy}y_i}{S_{1x}x_1}P_{1y}$$
(4.15)

Ved at indsætte de to udtryk i formel 4.15 i formel 4.11 fås nu:

$$T = \frac{P_{1y}}{S_{1x}x_1} \sum S_{ix}x_i x_i + \frac{P_{1y}}{S_{1x}x_1} \sum S_{iy}y_i y_i$$
(4.16)

Der isoleres for den ønskede kraft,  $P_{1y}$  i formel 4.16:

$$P_{1y} = \frac{T}{\sum S_{ix}x_i^2 + \sum S_{iy}y_i^2} S_{1x}x_1$$
(4.17)

Nævneren i formel 4.17 benævnes nu vridningsstivheden:

$$V = \sum S_{ix}x_i^2 + \sum S_{iy}y_i^2 \tag{4.18}$$

Og afslutningsvis kan kraften i den ønskede væg bestemmes af:

$$P_{1y} = \frac{T}{V} S_{1x} x_1$$
(4.19)

En tilsvarende udledning kan foretages for væg 1 i x-retningen, og der fås et lignende udtryk med modsatrettet fortegn. Udtrykkene generaliseres til at gælde en vilkårlig væg, og der fås afslutningsvis:

$$P_{iy} = \frac{T}{V} S_{ix} x_i \qquad P_{ix} = -\frac{T}{V} S_{iy} y_i \tag{4.20}$$

Af ovenstående kan ses, at rotationsbidraget afhænger af såvel væggenes relative stivheder, men også af afstanden fra væggen til forskydningscentret. Vægge langt fra forskydningscentret vil derfor modtage en større last til forskel fra translationstilfældet, hvor det kun er stivheden af væggen, som har betydning for kraftens størrelse.

Ved at kombinere formlerne 4.7 samt 4.20 fås følgende udtryk til fordeling af kræfter i dækskiven til stabiliserende vægge med hensyn til både translation og rotation:

$$P_{iy} = S_{ix} \left( \frac{P_y}{S_x} + \frac{T}{V} x_i \right) \qquad P_{ix} = S_{iy} \left( \frac{P_x}{S_y} - \frac{T}{V} y_i \right)$$
(4.21)

## 4.3.3 Fordeling af kræfter til stabiliserende vægge i projektet

Selve beregningen for fordelingen af kræfter til de stabiliserende vægge er foretaget i bilag A2.1.STAB1 i lastkombination BGT2.3 med dominerende vindlast, og er vedlagt som Excel regneark. I det følgende beskrives kort fremgangsmåden for regnearket, og der præsenteres afslutningsvis hovedresultater, som anvendes i de senere eftervisninger af de stabiliserende elementer. Lastfordelingen foretages for det på figur 4.19 viste vægsystem, og der foretages en fordeling for hver etage. Højden af væggene på hver etage vil derfor alle være ens og svare til etagehøjden. Afslutningsvis summeres de fundne laster op, ned gennem etagerne.

På første fane i Excelarket skal bygningens geometri og laster defineres. Bygningens hovedgeometri defineres ved dels etagekonturen samt udvalgte vægge, som regnes for værende stabiliserende i bygværket. En væg defineres ved x/y koordinater ved start- og slutpunkterne samt en tykkelse til anvendelse ved beregningen af væggens stivhed. Der er endvidere indført en faktor  $S_{rel}$ , som frit kan vælges. Faktoren kan anvendes hvis der ønskes en plastisk fordeling, og er en værdi der ganges på den virkelige stivhed af væggen - der er altså mulighed for dels at reducere eller forøge en vægs stivhed, hvis der ønskes en anden lastfordeling end den elastiske. Dette kan kun ske under forudsætning af at væggene er af et tilstrækkeligt plastisk materiale som eks. armeret beton, og dækskiven er tilstrækkeligt stiv. For projektet defineres følgende plangeometri til kraftfordelingen:



Figur 4.19: Geometri for projektbygningen som anvendes ved fordeling af kræfter til vægskiver.

Ikke alle vægfelter er medtaget i beregningen, som det fremgår af ovenstående figur. Kun vægfelter som er gennemgående og uden gennembrydninger på tværs af etagerne er modelleret, og flere meget smalle vægfelter er sorteret fra. Idet de anvendte materialer, beton og letbeton, begge kan regnes plastiske, vil en lastfordelingen på denne måde altid være på den sikre side, hvis der kan findes en statisk tilladelig løsning i ligevægt med de ydre belastninger.

Væg	ge definer	es:					<b>Etagekontur</b>	defineres:
nr.	x'1	<b>y</b> '1	x'2	y'2	t	Srel	x'1	<b>y</b> '1
[-]	[m]	[m]	[m]	[m]	[mm]	[-]	[m]	[m]
1	0	12,5	0	15,5	145	1	0	6
2	9,4	15,5	9,4	12,5	145	1	0	15,5
3	30,8	7,4	30,8	5,3	145	1	9,4	15,5
4	30,8	4	30,8	0	145	1	9,4	10,8
5	7,4	4,5	7,4	10,8	220	0,45	23,1	10,8
6	15,2	3	15,2	10,8	220	0,45	23,1	9,3
7	23,1	1,5	23,1	9,3	220	0,45	30,8	9,3
8	7,4	10,8	9,4	10,8	220	0,45	30,8	0
9	2,3	15,5	4,4	15,5	145	1	27,2	0
10	9,4	10,8	12	10,8	145	1	27,2	1,5
11	14,4	10,8	16,4	10,8	145	1	19,4	1,5
12	21,5	10,8	23,1	10,8	145	1	19,4	3
13	26,5	9,3	28	9,3	145	1	11,5	3
14	29,3	9,3	30,8	9,3	145	1	11,5	4,5
15	27,2	1,5	25,4	1,5	145	1	3,82	4,5
16	23,9	1,5	22,1	1,5	145	1	3,82	6
17	19,4	3	17,6	3	145	1	0	6
18	16,1	3	14,3	3	145	1		
19	11,5	4,5	9,7	4,5	145	1		
20	8,2	4,5	6,4	4,5	145	1		

De tyve vægge som vist på figur 4.19 er defineret ud fra følgende koordinater, idet koordinatsættene  $(x_1; y_1)$  og  $(x_2; y_2)$  benævner en vægs start- hhv. slutkoordinater:

Figur 4.20: Input for de tyve vægge modelleret i kraftfordelingen.

Det bemærkes at der for vægge nr. 5-8, som er af letbeton, er anvendt faktoren  $S_{rel} = 0,45$ . Denne værdi er valgt idet beton- og letbetonmaterialerne har markant forskellige elasticitetsmoduler og dermed stivheder, hvor letbetonelementerne er langt slappere. På baggrund af tabelværdier i "Teknisk Ståbi" og "Betonkonstruktioner efter DS/EN1992-1-1" findes: [Jensen, 2019b] [Jensen, 2019a]

$$S_{rel} = \frac{E_{cm,letbeton}}{E_{cm,beton}} = \frac{15,2 \,\text{GPa}}{34 \,\text{GPa}} = 0,45$$
 (4.22)

Med ovenstående defineret, foretages nu en beregning af hver enkelt vægs stivhed om x- eller y-aksen afhængigt af deres orientering. For stivhed om x-aksen bestemmes i regnearkets fane "Kraftfordeling på etager" følgende for etage 1, svarende til stueplan:

For stivhed	om x-aksen:					
Væg nr.	Længde	Tykkelse	Kropareal	Inertimomer	Six	x'i
[-]	[m]	[m]	[m²]	[m <sup>4</sup> ]	[-]	[m]
1	3,00	0,15	0,44	0,33	0,44	0,00
2	3,00	0,15	0,44	0,33	0,44	9,40
3	2,10	0,15	0,30	0,11	0,30	30,80
4	4,00	0,15	0,58	0,77	0,58	30,80
5	6,30	0,22	0,62	2,06	0,62	7,40
6	7,80	0,22	0,77	3,92	0,77	15,20
7	7,80	0,22	0,77	3,92	0,77	23,10
8	0,00	0,22	0,00	0,00	0,00	8,40
9	0,00	0,15	0,00	0,00	0,00	3,35
10	0,00	0,15	0,00	0,00	0,00	10,70
11	0,00	0,15	0,00	0,00	0,00	15,40
12	0,00	0,15	0,00	0,00	0,00	22,30
13	0,00	0,15	0,00	0,00	0,00	27,25
14	0,00	0,15	0,00	0,00	0,00	30,05
15	0,00	0,15	0,00	0,00	0,00	26,30
16	0,00	0,15	0,00	0,00	0,00	23,00
17	0,00	0,15	0,00	0,00	0,00	18,50
18	0,00	0,15	0,00	0,00	0,00	15,20
19	0,00	0,15	0,00	0,00	0,00	10,60
20	0,00	0,15	0,00	0,00	0,00	7,30

Figur 4.21: Beregning af væggenes stivheder om x-aksen på stueplan.

Som eksempel kan ses på væg 5, som er en af letbetonvæggene. Længden af væggen findes på baggrund af y-koordinaterne i figur 4.20:

$$l_{\text{væg 5}} = 10.8 \,\mathrm{m} - 4.5 \,\mathrm{m} = 6.3 \,\mathrm{m}$$
 (4.23)

Som beskrevet i forudgående afsnit, fordeles kræfterne efter kropareal. Da væggene undersøges pr. etage vil h/l forholdet for væggene typisk være små, og forskydningsdeformationerne dominerende. Kroparealet bestemmes på baggrund af væglængde- og tykkelse samt  $S_{rel}$ , som her tages i regning for at tage højde for det lavere elasticitetsmodul for letbeton:

$$A_{\rm k, \, væg \, 5} = 6.3 \,\mathrm{m} \cdot 0.22 \,\mathrm{m} \cdot 0.45 = 0.62 \,\mathrm{m}^2 \tag{4.24}$$

Der foretages samme beregning for de øvrige vægge, indtil alle kroparealer er fundet. Herefter kan systemets samlede stivhed,  $S_x$ , bestemmes, og på baggrund af denne forskydningscentrets x-koordinat efter ligning 4.10 på side 66.

På samme måde beregnes stivheder for væggene om y-aksen, og forskydningscentrets y-koordinat kan bestemmes ved formel 4.10 på side 66. Der fås koordinatsættet  $(x'_f, y'_f) = (16,7;7,44)$ , og beregning heraf fremgår af bilag A2.1.STAB1 i fanen "Kraftfordeling på etager". Ved indtegning af dette fås nu:



Figur 4.22: Forskydningscentrets placering i vægsystemet.

Lasterne virkende på bygningen defineres nu på baggrund af den vandrette lastnedføring. Af tabel 4.4 på side 61 fremgår at der virker følgende horisontale belastninger på dækskiverne ved de respektive etager. Lasterne i x- og y-retningen optræder ikke samtidigt, og der foretages derfor en lastfordeling for hvert lasttilfælde:

	Last ved o	lækskiver
Dækskive	$P_x$ [kN]	$P_y$ [kN]
Tagplan	50,1	82,1
2. sal	76,2	123,8
1. sal	78,6	127,9
Stueplan	37,5	62,9

 Tabel 4.5: Vandrette laster på bygningen i BGT2.3 iht. den vandrette lastnedføring.

Idet formfaktorerne for vind på facader/gavle er ens på lastens udstrækning, vil vindlasten angribe ved bygningens midte. Lasternes angrebslinjer findes ved:

$$x'_p = \frac{15,5 \text{ m}}{2} = 7,75 \text{ m}$$
  
 $y'_p = \frac{30,8 \text{ m}}{2} = 15,4 \text{ m}$ 

Da dette punkt er forskudt fra forskydningscentret, vil der opstå både translation og rotation af dækskiven. De vandrette laster angriber som vist på figur 4.23:



Figur 4.23: Forskydningscentrets placering i vægsystemet samt angivelse af lasters angrebslinjer.

Med kendskab til forskydningscentrets placering relativt til lasternes angrebslinjer, kan det vridende moment i dækskiven bestemmes ved:

$$T = P_y x_p - P_x y_p$$
  
Tagskive:  $T = 82,10 \text{ kN} \cdot (15,4 \text{ m} - 16,7 \text{ m}) - 50,10 \text{ kN} \cdot (7,75 \text{ m} - 7,44 \text{ m}) = -122,6 \text{ kNm}$   
2. sal:  $T = 123,8 \text{ kN} \cdot (15,4 \text{ m} - 16,7 \text{ m}) - 76,2 \text{ kN} \cdot (7,75 \text{ m} - 7,44 \text{ m}) = -185,1 \text{ kNm}$   
1. sal:  $T = 127,9 \text{ kN} \cdot (15,4 \text{ m} - 16,7 \text{ m}) - 78,6 \text{ kN} \cdot (7,75 \text{ m} - 7,44 \text{ m}) = -191,2 \text{ kNm}$ 

På baggrund af ligning 4.21 på side 68 kan lasten i væg nr. 5 nu bestemmes, idet afstanden fra væggens centerlinje til forskydningscentret er -9.3 m og vægsystemets samlede stivhed om x-aksen samt vridningsstivhed er beregnet i bilag A2.1.STAB1 til hhv.  $3.92 \text{ m}^2$  og  $474.55 \text{ m}^4$ :

$$\begin{split} P_{iy} &= S_{ix} \left( \frac{P_y}{S_x} + \frac{T}{V} x_i \right) \\ \text{2. sal: } P_{5y,3} &= 0,62 \text{ m}^2 \cdot \left( \frac{82,1 \text{ kN}}{3,92 \text{ m}^2} + \frac{-122,6 \text{ kNm}}{474,55 \text{ m}^4} \cdot -9,3 \text{ m} \right) = 14,5 \text{ kN} \\ \text{1. sal: } P_{5y,2} &= 0,62 \text{ m}^2 \cdot \left( \frac{123,8 \text{ kN}}{3,92 \text{ m}^2} + \frac{-185,1 \text{ kNm}}{474,55 \text{ m}^4} \cdot -9,3 \text{ m} \right) = 21,9 \text{ kN} \\ \text{Stueplan: } P_{5y,1} &= 0,62 \text{ m}^2 \cdot \left( \frac{127,9 \text{ kN}}{3,92 \text{ m}^2} + \frac{-191,2 \text{ kNm}}{474,55 \text{ m}^4} \cdot -9,3 \text{ m} \right) = 22,7 \text{ kN} \end{split}$$

		2.	sal			1.	sal		Stueplan			
Væg nr.	$P_{ix}$	$P_{ix,tot}$	$P_{iy}$	$P_{iy,tot}$	$P_{ix}$	$P_{ix,tot}$	$P_{iy}$	$P_{iy,tot}$	$P_{ix}$	$P_{ix,tot}$	$P_{iy}$	$P_{iy,tot}$
1			10,98	10,98			16,56	27,55			17,11	44,66
2			9,93	9,93			14,97	24,89			15,46	40,36
3			5,26	5,26			7,94	13,20			8,20	21,40
4			10,03	10,03			15,12	25,14			15,62	40,76
5			14,55	14,55			21,95	36,50			22,67	59,18
6			16,46	16,46			24,82	41,29			25,65	66,93
7			14,89	14,89			22,44	37,33			23,19	60,52
8	3,09	3,09			4,69	7,78			4,84	12,62		
9	5,12	5,12			7,78	12,89			8,02	20,92		
10	5,88	5,88			8,95	14,82			9,22	24,04		
11	4,52	4,52			6,87	11,40			7,09	18,49		
12	3,62	3,62			5,50	9,12			5,67	14,79		
13	3,31	3,31			5,03	8,34			5,19	13,52		
14	3,31	3,31			5,03	8,34			5,19	13,52		
15	3,44	3,44			5,24	8,68			5,40	14,09		
16	3,44	3,44			5,24	8,68			5,40	14,09		
17	3,54	3,54			5,39	8,94			5,56	14,50		
18	3,54	3,54			5,39	8,94			5,56	14,50		
19	3,64	3,64			5,55	9,19			5,72	14,91		
20	3,64	3,64			5,55	9,19			5,72	14,91		

I tabel 4.6 nedenfor er angivet kræfterne på de tyve stabiliserende vægge på baggrund af ovenstående beregning foretaget for alle vægge i bilag A2.1.STAB1. For niveauer, eksempelvis 2. sal, gælder at den angivne kraft virker ved vægtoppen på 2. sal i snittet mellem 2. sal og tagplan.

**Tabel 4.6:** Resultater for den vandrette lastfordeling. Laster  $P_{ix}$  er fundet ved vind på tværs, mens laster  $P_{iy}$  er fundet ved vind på langs. I begge tilfælde anvendes lastkombination BGT2.3

Som kontrol af regnearket, tjekkes at der er ligevægt mellem den fundne kraftfordeling, svarende til summen af ovenstående reaktioner på de stabiliserende vægge, og de ydre kræfter angivet ved starten af afsnittet. Der findes følgende:

Etage	Lastfore	deling	Ydre kræfter			
	$\sum P_{ix}$	$\sum P_{iy}$	$P_x$	$P_y$		
2. sal	50,10	82,10	50,10	82,10		
1. sal	76,20	123,80	76,20	123,80		
Stueplan	78,60	127,90	78,60	127,90		

Tabel 4.7: Kontrol af kraftligevægt i x- og y-retningen

Og altså er der ligevægt mellem summen af de fundne vægreaktioner og de ydre laster. Den fundne lastfordeling er dermed statisk tilladelig, og der er tale om en sikker nedreværdiløsning.

Kræfter benævnt ved  $P_i$  er kræfter fordelt til den enkelte væg uafhængigt af niveauerne over eller under, mens  $P_{i,tot}$  er kræfter summeret op ned gennem bygningen.  $P_{iy,tot}$  er eksempelvis en kraft virkende ved vægtoppe i stueplan i y-retningen, bestående af summen af kræfterne på ovenstående niveauer samt bidraget i stueplan. Kræfterne anvendes efterfølgende i afsnit 4.4 til at eftervise at væggene er stabile.

# 4.4 Stabilitet af vægge

Som en del af eftervisningen af bygningens stabilitet, eftervises de stabiliserende vægge for de vandrette belastninger fundet i forrige afsnit. Dette indebærer eftervisning af bæreevne mod glidning, væltning og knusning i trykzonen, som foretages i dette afsnit.

Beregningsmetoderne tager udgangspunkt i et revnet tværsnit, og eftervises efter de plastiske metoder angivet i "Bygningsberegninger" samt lærebogen "Betonelementbyggeriers statik" udgivet af Betonelementforeningen. [Jensen og Hansen, 2014] [Jensen, 2010]

Som grundlag for de følgende udledninger og formler, haves nedenstående figur:



Figur 4.24: Definitioner anvendt ved stabilitetsberegningerne af vægge.

Hvor:

- $P_i$  | Destabiliserende last ved vægtop iht. lastfordelingen [kN]
- p Stabiliserende last ved vægtop iht. lodret lastnedføring  $\left[\frac{kN}{m}\right]$
- $G \mid$  Væggens egenlast [kN]
- *T* Eventuel nødvendig forankringskraft [kN]
- *h* Vægelementets højde [m]
- *b* Udstrækning af trykzonen i væltningsbetragtningen [m]
- *t* Tykkelse af vægskive [mm]
- N Tryknormalspændingens resultant i trykzonen [kN]

Der foretages nu tre beregninger for at kontrollere væggenes stabilitet. Disse benævnes (A), (B) og (C).

### 4.4.1 Kontrol for væltning - (A)

For at sikre at vægelementer ikke vælter grundet den horisontale påvirkning ved væggens top, kontrolleres for væltning ved at tage moment om resultanten i trykzonen, N, i figur 4.24. Væggen kontrolleres først uden bidrag for forankring. Resultanten i trykzonen bestemmes ved vertikal ligevægt:

$$\sum F_y = 0 = N - \sum G_i - \sum p_i l \Rightarrow N = \sum G_i + \sum p_i l$$
(4.25)

Der kan herefter ved momentligevægt findes:

$$\sum M = 0 = \sum P_i h_i - Ne \tag{4.26}$$

På baggrund af ovenstående, kan excentriciteten nu findes ved:

$$e = \frac{\sum P_i h_i}{N} = \frac{M}{N} \tag{4.27}$$

Falder excentriciteten indenfor væggens længde, er væggen stabil overfor væltning uden anvendelse af forankringer. Bæreevnekriteriet kan da defineres ved:

$$e \le 0.5l \tag{4.28}$$

Hvis excentriciteten falder udenfor væggens længde, svarende til e > 0.5l, må væggen forankres med en forankringskraft, T, hvorved excentriciteten reduceres jf. formel 4.27 idet T da indgår i nævneren. Størrelsen på den nødvendige forankringskraft, kan defineres på baggrund af den øvrige grænse for trykspændingen i trykzonen. Den kritiske spænding, fremover beskrevet ved  $\sigma_{crit}$ , skal bestemmes som den mest kritiske værdi af væggens betontrykstyrke, væggens søjlebæreevne samt den underliggende fuges betontrykstyrke. Dette kriterie beskrives yderligere i beregningseksemplet sidst i dette afsnit.

For at bevare ligevægt vil reaktionen i trykzonen,  $N^*$ , iht. figur 4.25, blive forøget med forankringskraften.



Figur 4.25: Statisk system når der optræder forankringskraft.

Om sammenhængen mellem reaktion i trykzonen samt forankrings- og normalkraft gælder derfor:

$$N^* = N + T \tag{4.29}$$

På baggrund af den definerede kritiske betonspænding, må ligeledes gælde:

$$N + T = b \cdot t \cdot \sigma_{crit} \tag{4.30}$$

Trykzonens størrelse kan da beskrives på baggrund af de lodrette kræfter, og den anvendte grænse for trykspændingen:

$$N + T = b \cdot t \cdot \sigma_{crit} \Rightarrow b = \frac{N + T}{t \cdot \sigma_{crit}}$$
(4.31)

Ved at opstille momentligevægt om kanten af trykzonen ved figur 4.25 findes:

$$\sum M = 0 = (N+T)\frac{L}{2} - Ph - N^*\frac{b}{2} = (N+T)\frac{L}{2} - M_V - N^*\frac{b}{2}$$
(4.32)

Hvor  $M_V$  er det væltende moment. Ved at kombinere ligninger 4.29, 4.31 og 4.32 findes nu et udtryk for størrelsen af reaktionen i trykzonen, som begrænses af  $\sigma_{crit}$ :

$$N^* = -\frac{1}{2} \left( \sqrt{L^2 t^2 \sigma_{crit}^2 - 8M_V t \sigma_{crit}} - L t \sigma_{crit} \right)$$
(4.33)

Forankringskraftens størrelse defineres nu på baggrund af ligning 4.29:

$$N^* = N + T \Rightarrow T = N^* - N \tag{4.34}$$

Kan formel 4.33 løses, og findes der en armeringsdimension som kan optage den fundne forankringskraft samt nødvendig ballast hertil, er stabiliteten af væggen herefter eftervist.

#### 4.4.2 Kontrol for vederlagstryk - (B)

Når der fremkommer en excentricitet som fundet i beregning (A), vil normalkraften på væggen blive koncentreret i trykzonen med udstrækningen *b*, som vist i figur 4.24. For at sikre at der ikke sker brud i trykzonen, bestemmes den resulterende spænding heri. Situationen er som vist på figur 4.26.





På baggrund af excentriciteten fundet i formel 4.27 samt figur 4.26, findes udstrækningen af trykzonen ved:

$$b = 2(\frac{l}{2} - e) = l - 2e \tag{4.35}$$

Bæreevnekriteriet opstilles på baggrund af trykzonens udbredelse samt væggens tykkelse, og den i forrige afsnit beskrevne kritiske betontrykspænding:

$$\sigma_{crit} \ge \frac{N}{bt} \tag{4.36}$$

Har det vist sig nødvendigt med en forankringskraft, T, forøges reaktionen på trykzonen med en tilsvarende størrelse for at bevare ligevægten. Bæreevnekriteriet er da:

$$\sigma_{crit} \ge \frac{N+T}{bt} \tag{4.37}$$

#### 4.4.3 Kontrol for glidning - (C)

Kontrol for glidning indebærer en eftervisning af forskydningsbæreevnen af støbeskelet mellem vægog vægfuge. Bæreevnen af et støbeskel er givet ved: [Jensen, 2019a]

$$V_{Rd} = \mu (A_s f_{yd} + N) \tag{4.38}$$

Hvor:

 $\begin{array}{l|l} V_{Rd} & {\rm Støbeskelets\ forskydningsbæreevne\ [N]} \\ \mu & {\rm Friktionskoefficient\ afhængigt\ af\ type\ af\ støbeskele\ [-]} \\ A_s & {\rm Armeringsareal\ vinkelret\ på\ støbeskelet\ [mm^2]} \\ f_{yd} & {\rm Armeringens\ regningsmæssige\ flydespænding\ [MPa]} \\ N & {\rm Tryknormalkraft\ på\ støbeskelet\ [N]} \end{array}$ 

Der regnes med glat støbeskel hvormed friktionskoefficienten  $\mu = 0.5$ . Ved eftervisningen af væggene i det følgende afsnit medregnes kun normalkraften, og der ses altså bort fra armering. Dette vil altid være konservativt, idet der på baggrund af robusthedskravene altid vil findes strittere ved vægtop, som vil bidrage med yderligere forskydningsbæreevne. Der anvendes derfor nedenstående kriterie for glidningskontrollen:

$$V_{Rd} = \mu N \ge P_i \tag{4.39}$$

### 4.4.4 Beregningseksempel - Væg nr. 13

I det følgende gennemgås et eksempel for kontrol af væg nr. 13, gennem de tre metoder gennemgået tidligere. Geometri og laster er som angivet på figur 4.27 nedenfor. Vandrette laster kan genfindes i 4.6 på side 74, og der regnes i lastkombination BGT2.3 med minimal lodret last:



Figur 4.27: Væg nr. 13 som eftervises for de optrædende laster i stabilitetstilfældet.

Først bestemmes den stabiliserende normalkraft, N, ved hvert niveau, idet der i første gennemregning ses bort fra eventuelle stabiliserende forankringer:

$$\begin{split} N_1 &= \gamma_G G_1 = 0.9 \cdot 25 \,\frac{\mathrm{kN}}{\mathrm{m}^3} \cdot 1.5 \,\mathrm{m} \cdot 2.9 \,\mathrm{m} \cdot 0.145 \,\mathrm{m} = 14.19 \,\mathrm{kN} \\ N_2 &= N_1 + \gamma_G G_2 = 14.19 \,\mathrm{kN} + 0.9 \cdot 25 \,\frac{\mathrm{kN}}{\mathrm{m}^3} \cdot 1.5 \,\mathrm{m} \cdot 2.9 \,\mathrm{m} \cdot 0.145 \,\mathrm{m} = 28.38 \,\mathrm{kN} \\ N_3 &= N_2 + \gamma_G G_3 = 28.38 \,\mathrm{kN} + 0.9 \cdot 25 \,\frac{\mathrm{kN}}{\mathrm{m}^3} \cdot 1.5 \,\mathrm{m} \cdot 3.1 \,\mathrm{m} \cdot 0.145 \,\mathrm{m} = 43.55 \,\mathrm{kN} \end{split}$$

### Kontrol for væltning

Der eftervises nu for væltning ved **metode (A)**. De væltende momenter bestemmes:

$$\begin{split} M_{1,V} &= -P_1 h_1 = -3,31 \, \mathrm{kN} \cdot 2,9 \, \mathrm{m} = -9,59 \, \mathrm{kNm} \\ M_{2,V} &= M_{1,V} - (P_1 + P_2) h_2 = -9,59 \, \mathrm{kNm} - 8,34 \, \mathrm{kN} \cdot 2,9 \, \mathrm{m} = -33,77 \, \mathrm{kNm} \\ M_{3,V} &= M_{2,V} - (P_1 + P_2 + P_3) h_3 = -33,77 \, \mathrm{kNm} - 13,53 \, \mathrm{kN} \cdot 3,1 \, \mathrm{m} = -75,69 \, \mathrm{kNm} \end{split}$$

Excentriciteter for de tre vægge kan nu findes, idet der i første omgang ikke medregnes forankringer. Der findes følgende excentriciteter:

$$\begin{split} e_1 &= \frac{M_{1,V}}{N_1} = \frac{-9,59\,\mathrm{kNm}}{14,19\,\mathrm{kN}} = 0,68\,\mathrm{m} < 0,5L = 0,75\,\mathrm{m}\;\mathrm{OK!}\\ e_2 &= \frac{M_{2,V}}{N_2} = \frac{-33,77\,\mathrm{kNm}}{28,38\,\mathrm{kN}} = 1,19\,\mathrm{m} > 0,5L = 0,75\,\mathrm{m}\;\mathrm{Ikke}\;\mathrm{OK!}\\ e_3 &= \frac{M_{3,V}}{N_3} = \frac{-75,69\,\mathrm{kNm}}{43,55\,\mathrm{kN}} = 1,74\,\mathrm{m} > 0,5L = 0,75\,\mathrm{m}\;\mathrm{Ikke}\;\mathrm{OK!} \end{split}$$

Væggen på 2. sal er altså stabil overfor væltning ved sin egenvægt, mens væggene i stueplan og 1. sal må forankres. Under forudsætning om fuld udnyttelse af trykzonens bæreevne, anvendes formel 4.33 til bestemmelse af trykzonens samlede reaktion.

For at anvende formlen skal defineres en kritisk betontrykspænding  $\sigma_{crit}$  under hensyntagen til væggenes trykstyrke, understøbning/dækfugers styrke samt væggens søjlebære<br/>evne. I del A1.1 tabel 3.10 på side 21 er givet at trykstyrken for såvel væg<br/>elementer, dækfuger og understøbninger er  $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$ . For væg<br/>elementer med tykkelse 145 mm i rent trykbrud, er den kritiske spænding den regningsmæssige styrke:

$$\sigma_{crit,vag} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{35 \,\mathrm{MPa}}{1,40} = 25 \,\mathrm{MPa}$$
 (4.40)

Understøbninger skal regnes som pladsstøbt, uarmeret beton hvormed:

$$\sigma_{crit,understøbning} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{35 \,\mathrm{MPa}}{1,60} = 21.8 \,\mathrm{MPa}$$
(4.41)

Hvor vægge står på dækfuger, vil trykbelastningerne koncentreres over et mindre areal end væggens tykkelse, idet en del af den understøttende væg er "skjult" af dækelementernes vederlag. Situationen er som vist nedenfor, idet der regnes med vederlagsdybde 75 mm:



Figur 4.28: Princip for ensidigt endevederlag på facadevæg.

For at tage højde for det reducerede tværsnit af fugen ved knasten på huldækket, findes den forholdsvis mindre, tilladelige trykspænding når fugen har bredde  $70 \,\mathrm{mm}$ :

$$\sigma_{crit,fuge} = \frac{70 \,\mathrm{mm}}{145 \,\mathrm{mm}} \cdot \frac{35 \,\mathrm{MPa}}{1,45} = 11,65 \,\mathrm{MPa} \tag{4.42}$$

Afslutningsvis findes en kritisk spænding med hensyn til søjlebæreevnen af væggen. Betonvæggeog søjler eftervises normalvis under hensyntagen til 2. ordenseffekter, eksempelvis ved brug af metoden efter nominel stivhed, hvilket også er gjort i del A2.2 ved eftervisning af beton- og letbetonvægelementer i byggeriet. Som overslag til denne beregning anvendes dog en værdi fundet ved at betragte væggene som centralt belastet. Den kritiske spænding findes da ved: [Jensen, 2019a]

$$\sigma_{crit,søjle} = \frac{f_{cd}}{1 + \frac{f_{cd}}{\pi^2 E_{0crd}} \lambda^2}$$
(4.43)

Konstanten  $\frac{f_{cd}}{\pi^2 E_{0crd}}$  findes ved opslag for en C35 beton til  $\frac{f_{cd}}{\pi^2 E_{0crd}} = 1,3 \cdot 10^-4$ . [Jensen, 2019b] Slankhedsforholdet bestemmes ved formel 4.44 idet der regnes med simple understøtninger i top og bund og søjlelængden derfor svarer til væghøjden:

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{l_0}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = \frac{3.100 \,\mathrm{mm}}{\sqrt{\frac{\frac{1}{12} \cdot 1.000 \,\mathrm{mm} \cdot 145^3 \,\mathrm{mm}}{1.000 \,\mathrm{mm} \cdot 145 \,\mathrm{mm}}}} = 74,06 \tag{4.44}$$

Den kritiske spænding med hensyn til søjlevirkning bliver da:

$$\sigma_{crit,søjle} = \frac{f_{cd}}{1 + \frac{f_{cd}}{\pi^2 E_{0crd}} \lambda^2} = \frac{\frac{35\text{MPa}}{1,40}}{1 + 1,3 \cdot 10^4 \cdot 74,06^2} = 14,59 \text{ MPa}$$
(4.45)

Af ovenstående formler ses altså, at det kritiske tryk defineres ud fra dækfugens styrke. Der anvendes i det følgende dermed:

$$\sigma_{crit} = 11,65 \,\mathrm{MPa} \tag{4.46}$$

Reaktionen i trykzonen inklusive forankringskraften bestemmes nu for de to vægfelter:

$$N^* = -\frac{1}{2} \left( \sqrt{L^2 t^2 \sigma_{crit}^2 - 8M_V t \sigma_{crit}} - L t \sigma_{crit} \right)$$
$$N_2^* = 45,85 \text{ kN}$$
$$N_3^* = 105,31 \text{ kN}$$

Forankringens andel af reaktionerne bestemmes ved formel 4.34 på side 77:

$$T_2 = N_2^* - N_2 = 45,85 \,\mathrm{kN} - 28,38 \,\mathrm{kN} = 17,47 \,\mathrm{kN}$$
(4.47)

$$T_3 = N_3^* - N_3 = 105,31 \,\text{kN} - 43,55 \,\text{kN} = 61,77 \,\text{kN}$$
(4.48)

Excentriciteterne for de forankrede vægfelter bestemmes:

$$e_{2} = \frac{M_{2,V}}{N_{2} + T_{2}} = \frac{-33,77 \text{ kNm}}{28,38 \text{ kN} + 17,47 \text{ kN}} = 0,736 \text{ m} < 0,5L = 0,75 \text{ m OK!}$$
  
$$e_{3} = \frac{M_{3,V}}{N_{3} + T_{3}} = \frac{-75,69 \text{ kNm}}{43,55 \text{ kN} + 61,75 \text{ kN}} = 0,719 \text{ m} < 0,5L = 0,75 \text{ m OK!}$$

Og med den nødvendige forankring fundet, er alle tre vægfelter nu stabile ift. væltning.

### Kontrol af trykzonebrud

Trykket i trykzonen kontrolleres nu ved **metode (B)**, på baggrund af den kritiske trykspænding fundet i forudgående beregninger. Der regnes fortsat i BGT2.3 med minimal lodret last, men det bemærkes at dette ikke nødvendigvis er kritisk. Lastkombination BGT2.3 kombineret med lodret last, eksempelvis nyttelast, kan medføre en større spænding i trykzonen afhængigt af forholdene. Idet der er tale om en studierapport, og principperne for beregningen i øvrigt er uændrede, vurderes dog ikke yderligere på dette.

Med udgangspunkt i de tidligere fundne excentriciteter, bestemmes trykzonens bredde nu for vægfelterne med formel 4.35 på side 78:

 $b_1 = L - 2e_1 = 1,5 \text{ m} - 2 \cdot 0,68 \text{ m} = 0,14 \text{ m}$   $b_2 = L - 2e_2 = 1,5 \text{ m} - 2 \cdot 0,736 \text{ m} = 0,028 \text{ m}$  $b_3 = L - 2e_3 = 1,5 \text{ m} - 2 \cdot 0,719 \text{ m} = 0,062 \text{ m}$ 

Det resulterende betontryk beregnes nu med formel 4.36:

$$\sigma_{c1} = \frac{N_1}{b_1 t} = \frac{14,19 \cdot 10^3 \text{N}}{140 \text{ mm} \cdot 145 \text{ mm}} = 0,69 \text{ MPa} < \sigma_{crit} = 11,65 \text{ MPa OK!}$$
(4.49)

$$\sigma_{c2} = \frac{N_2^*}{b_2 t} = \frac{45,85 \cdot 10^3 \text{N}}{28 \text{ mm} \cdot 145 \text{ mm}} = 11,6 \text{ MPa} = \sigma_{crit} = 11,65 \text{ MPa OK!}$$
(4.50)

$$\sigma_{c3} = \frac{N_3^*}{b_3 t} = \frac{105,31 \cdot 10^3 \text{N}}{62 \text{ mm} \cdot 145 \text{ mm}} = 11,6 \text{ MPa} = \sigma_{crit} = 11,65 \text{ MPa OK!}$$
(4.51)

Ingen steder overskrides den kritiske betonspænding, og altså er vederlagstrykket alle steder tilladeligt. Værdien ved de forankrede vægfelter vil pr. definition give den maksimale trykspænding, idet denne er anvendt som indgangsparameter til bestemmelse af forankringskraften.

### Kontrol for glidning

Afslutningsvis kontrolleres for glidning efter **metode (C)**. Forskydningsbæreevnen kontrolleres ved formel 4.39 for de tre niveauer:

$$\begin{split} V_{Rd1} &= 0.5 \cdot N_1 = 0.5 \cdot 14, 19 \, \mathrm{kN} = 7, 1 \, \mathrm{kN} > P_1 = 3, 31 \, \mathrm{kN} \; \mathrm{OK!} \\ V_{Rd2} &= 0.5 \cdot N_2 = 0.5 \cdot 28, 38 \, \mathrm{kN} = 14, 19 \, \mathrm{kN} > P_1 + P_2 = 8, 34 \, \mathrm{kN} \; \mathrm{OK!} \\ V_{Rd3} &= 0.5 \cdot N_3 = 0.5 \cdot 43, 55 \, \mathrm{kN} = 21, 78 \, \mathrm{kN} > P_1 + P_2 + P_3 = 13, 52 \, \mathrm{kN} \; \mathrm{OK!} \end{split}$$

Forskydningsbæreevnen af støbeskelet er altså tilstrækkeligt, når det er uarmeret.

Eftervisning af stabiliteten for de øvrige vægelementer er foretaget i bilag A2.1.STAB1. Heri foretages samme tre beregningstrin som ovenfor, og der anvendes samme nomenklatur som i beregningseksemplet. På baggrund af beregningerne er stabiliteten af de stabiliserende vægge hermed eftervist, og i figur nedenfor er hovedresultaterne fra bilaget gengivet for de tre etager:

Væ	ge definer	es:					Etagekontur	defineres:		1				Evt. forankı	ringer:
nr.	x'1	y'1	x'2	y'2	t	Srel	x'1	y'1	Tyngde	Kritisk tryk	Stabil?	Glidning?	Maks. tryk	Kraft	Y
[-]	[m]	[m]	[m]	[m]	[mm]	[-]	[m]	[m]	[kN/m³]	[Mpa]			[Mpa]	[kN]	Dim.
1	0	12,5	0	15,5	145	1	0	6	25	11,6	OK!	OK!	0,214	0,00	
2	9,4	15,5	9,4	12,5	145	1	0	15,5	25	11,6	OK!	OK!	0,203	0,00	
3	30,8	7,4	30,8	5,3	145	1	9,4	15,5	25	11,6	OK!	OK!	0,202	0,00	-
4	30,8	4	30,8	0	145	1	9,4	10,8	25	11,6	OK!	OK!	0,156	0,00	
5	7,4	4,5	7,4	10,8	220	0,45	23,1	10,8	10	5,7	OK!	OK!	0,117	0,00	
6	15,2	3	15,2	10,8	220	0,45	23,1	9,3	10	5,7	OK!	OK!	0,112	0,00	
7	23,1	1,5	23,1	9,3	220	0,45	30,8	9,3	10	5,7	OK!	OK!	0,035	0,00	-
8	7,4	10,8	9,4	10,8	220	0,45	30,8	0	10	5,7	OK!	OK!	0,118	0,00	
9	2,3	15,5	4,4	15,5	145	1	27,2	0	25	11,6	OK!	OK!	0,226	0,00	
10	9,4	10,8	12	10,8	145	1	27,2	1,5	25	11,6	OK!	OK!	0,140	0,00	
11	14,4	10,8	16,4	10,8	145	1	19,4	1,5	25	11,6	OK!	OK!	0,213	0,00	
12	21,5	10,8	23,1	10,8	145	1	19,4	3	25	11,6	OK!	OK!	0,488	0,00	
13	26,5	9,3	28	9,3	145	1	11,5	3	25	11,6	OK!	OK!	0,659	0,00	
14	29,3	9,3	30,8	9,3	145	1	11,5	4,5	25	11,6	OK!	OK!	0,659	0,00	-
15	27,2	1,5	25,4	1,5	145	1	3,82	4,5	25	11,6	OK!	OK!	0,187	0,00	
16	23,9	1,5	22,1	1,5	145	1	3,82	6	25	11,6	OK!	OK!	0,187	0,00	-
17	19,4	3	17,6	3	145	1	0	6	25	11,6	OK!	OK!	0,198	0,00	
18	16,1	3	14,3	3	145	1			25	11,6	OK!	OK!	0,198	0,00	-
19	11,5	4,5	9,7	4,5	145	1			25	11,6	OK!	OK!	0,210	0,00	
20	8,2	4,5	6,4	4,5	145	1			25	11,6	OK!	OK!	0,210	0,00	-

Figur 4.29: Hovedresultater for stabilitetsberegninger for 2. etage i BGT2.3.

Væg	ge definer	es:					Etagekontur	defineres:						Evt. forank	ringer:
nr.	x'1	y'1	x'2	y'2	t	Srel	x'1	y'1	Tyngde	Kritisk tryk	Stabil?	Glidning?	Maks. tryk	Kraft	Y
[-]	[m]	[m]	[m]	[m]	[mm]	[-]	[m]	[m]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[Mpa]			[Mpa]	[kN]	Dim.
1	0	12,5	0	15,5	145	1	0	6	25	11,6	OK!	OK!	0,698	0,00	
2	9,4	15,5	9,4	12,5	145	1	0	15,5	25	11,6	OK!	OK!	0,676	0,00	-
3	30,8	7,4	30,8	5,3	145	1	9,4	15,5	25	11,6	OK!	OK!	0,713	0,00	-
4	30,8	4	30,8	0	145	1	9,4	10,8	25	11,6	OK!	OK!	0,400	0,00	
5	7,4	4,5	7,4	10,8	220	0,45	23,1	10,8	10	5,7	OK!	OK!	0,330	0,00	-
6	15,2	3	15,2	10,8	220	0,45	23,1	9,3	10	5,7	OK!	OK!	0,315	0,00	
7	23,1	1,5	23,1	9,3	220	0,45	30,8	9,3	10	5,7	OK!	OK!	0,092	0,00	-
8	7,4	10,8	9,4	10,8	220	0,45	30,8	0	10	5,7	OK!	OK!	5,700	8,96	Y6
9	2,3	15,5	4,4	15,5	145	1	27,2	0	25	11,6	OK!	OK!	11,600	10,73	Y6
10	9,4	10,8	12	10,8	145	1	27,2	1,5	25	11,6	OK!	OK!	2,116	0,00	
11	14,4	10,8	16,4	10,8	145	1	19,4	1,5	25	11,6	OK!	OK!	11,600	8,97	Y6
12	21,5	10,8	23,1	10,8	145	1	19,4	3	25	11,6	OK!	OK!	11,600	16,71	Y8
13	26,5	9,3	28	9,3	145	1	11,5	3	25	11,6	OK!	OK!	11,600	17,47	Y8
14	29,3	9,3	30,8	9,3	145	1	11,5	4,5	25	11,6	OK!	OK!	11,600	17,47	Y8
15	27,2	1,5	25,4	1,5	145	1	3,82	4,5	25	11,6	OK!	OK!	11,600	5,53	Y6
16	23,9	1,5	22,1	1,5	145	1	3,82	6	25	11,6	OK!	OK!	11,600	5,53	Y6
17	19,4	3	17,6	3	145	1	0	6	25	11,6	OK!	OK!	11,600	6,70	Y6
18	16,1	3	14,3	3	145	1			25	11,6	OK!	OK!	11,600	6,70	Y6
19	11,5	4,5	9,7	4,5	145	1			25	11,6	OK!	OK!	11,600	7,88	Y6
20	8,2	4,5	6,4	4,5	145	1			25	11,6	OK!	OK!	11,600	7,88	¥6

Figur 4.30: Hovedresultater for stabilitetsberegninger for 1. etage i BGT2.3.

Væg	ge definere	25:					Etagekontur	defineres:						Evt. forank	ringer:
nr.	x'1	y'1	x'2	y'2	t	Srel	x'1	y'1	Tyngde	Kritisk tryk	Stabil?	Glidning?	Maks. tryk	Kraft	Y
[-]	[m]	[m]	[m]	[m]	[mm]	[-]	[m]	[m]	[kN/m³]	[Mpa]			[Mpa]	[kN]	Dim.
1	0	12,5	0	15,5	145	1	0	6	25	11,6	OK!	OK!	2,565	0,00	
2	9,4	15,5	9,4	12,5	145	1	0	15,5	25	11,6	OK!	OK!	1,391	0,00	
3	30,8	7,4	30,8	5,3	145	1	9,4	15,5	25	11,6	OK!	OK!	4,045	0,00	
4	30,8	4	30,8	0	145	1	9,4	10,8	25	11,6	OK!	OK!	0,790	0,00	
5	7,4	4,5	7,4	10,8	220	0,45	23,1	10,8	10	5,7	OK!	OK!	0,569	0,00	
6	15,2	3	15,2	10,8	220	0,45	23,1	9,3	10	5,7	OK!	OK!	0,535	0,00	
7	23,1	1,5	23,1	9,3	220	0,45	30,8	9,3	10	5,7	OK!	OK!	0,218	0,00	
8	7,4	10,8	9,4	10,8	220	0,45	30,8	0	10	5,7	OK!	OK!	5,700	37,52	Y12
9	2,3	15,5	4,4	15,5	145	1	27,2	0	25	11,6	OK!	OK!	11,600	54,29	Y14
10	9,4	10,8	12	10,8	145	1	27,2	1,5	25	11,6	OK!	OK!	11,600	30,56	Y10
11	14,4	10,8	16,4	10,8	145	1	19,4	1,5	25	11,6	OK!	OK!	11,600	48,80	Y12
12	21,5	10,8	23,1	10,8	145	1	19,4	3	25	11,6	OK!	OK!	11,600	61,34	Y14
13	26,5	9,3	28	9,3	145	1	11,5	3	25	11,6	OK!	OK!	11,600	61,76	Y14
14	29,3	9,3	30,8	9,3	145	1	11,5	4,5	25	11,6	OK!	OK!	11,600	61,76	Y14
15	27,2	1,5	25,4	1,5	145	1	3,82	4,5	25	11,6	OK!	OK!	11,600	38,02	Y12
16	23,9	1,5	22,1	1,5	145	1	3,82	6	25	11,6	OK!	OK!	11,600	38,02	Y12
17	19,4	3	17,6	3	145	1	0	6	25	11,6	OK!	OKI	11,600	40,75	Y12
18	16,1	3	14,3	3	145	1			25	11,6	OK!	OK!	11,600	40,75	Y12
19	11,5	4,5	9,7	4,5	145	1			25	11,6	OK!	OK!	11,600	43,48	Y12
20	8,2	4,5	6,4	4,5	145	1			25	11,6	OK!	OK!	11,600	43,48	Y12

Figur 4.31: Hovedresultater for stabilitetsberegninger for stueplan i BGT2.3.

Som det fremgår af figur 4.30 og 4.31 skal flere vægge forankres. For at lette beregningsgangen i Excel, er denne forankringskraft bestemt under forudsætning af at den virker midt i vægelementet. I virkeligheden vil slappe forankringer typisk være placeret et stykke inde fra hver side af vægelementets kant, og den nødvendige forankringskraft kan derfor reduceres idet kraftarmen på den stabiliserende kraft forøges. Situationen er som vist på figur 4.32 nedenfor, idet forankringerne placeres 0.5 m fra vægender og kun den fjerne armeringsstang regnes aktiv: [Jensen, 2010]



Figur 4.32: Statiske systemer til bestemmelse af forankringskraft.

Ved momentækvivalens mellem de to systemer omkring reaktionen  $N^*$  fås:

$$T_{center} \cdot e = T_{kant} \cdot (L - 0.5 \,\mathrm{m} - (\frac{L}{2} - e)) \Rightarrow T_{kant} = \frac{T_{center} \cdot e}{L - 0.5 \,\mathrm{m} - (\frac{L}{2} - e)}$$
(4.52)

Idet forankringskraften nu er ændret, vil reaktionen i trykzonen,  $N^*$ , principielt også ændres. Denne løsning for forankringen vil dog altid være konservativ, idet størrelsen af normalkraften i trykzonen fundet ved formel 4.34 på side 77 i virkeligheden også vil blive mindre, hvis forankringen flyttes til vægelementernes kanter.

På baggrund af ovenstående kan forankringsstørrelserne i figur 4.31 reduceres som angivet nedenfor, idet der anvendes Y-stål med  $f_{yk} = 550 \text{ MPa}$ ,  $\gamma_{M1} = 1,20$  og regnes fuldt plastisk svarende til flydning i hele tværsnittet:

	$T_{center}$	$A_{s,nødv.}$	Armerings-	$T_{kant}$	$A_{s,n \emptyset dv.}$	Armerings-
Væg nr.	[kN]	$[mm^2]$	dimension	[kN]	$[mm^2]$	dimension
8	37,52	82	Y12	24,76	54,06	Y10
9	54,29	119	Y14	35,27	77,01	Y10
10	30,56	67	Y10	18,75	40,93	Y8
11	48,80	107	Y12	32,20	70,31	Y10
12	61,34	134	Y14	44,14	96,38	Y12
13	61,76	135	Y14	45,84	100,09	Y12
14	61,76	135	Y14	45,84	100,09	Y12
15	38,02	83	Y12	26,05	56,87	Y10
16	38,02	83	Y12	26,05	56,87	Y10
17	40,75	89	Y12	27,92	60,95	Y10
18	40,75	89	Y12	27,92	60,95	Y10
19	43,48	95	Y12	29,79	65,04	Y10
20	43,48	95	Y12	29,78	65,04	Y10

**Tabel 4.8:** Nødvendige forankringer placeret 0,5 m fra vægender i stueplan.

Idet forankringskræfterne på 1. sal er beskedne set i forhold til stueplan, foretages ikke en særskilt beregning for disse. Dimensioner som angivet i figur 4.8 kan derfor anvendes på tværs af etagerne og udformes som eksempelvis korrugerede rør eller stigbøjler i vægelementerne, og væggenes stabilitet er hermed eftervist for de optrædende vindlaster.

# 4.5 Robusthed

På baggrund af de i afsnit A1.1. 3.4.3 - Robusthed opstillede kriterier og formler, vil der i dette afsnit blive foretaget beregninger af de nødvendige periferi-, samt interne og vandrette trækforbindelser for at imødekomme robusthedskravet for traditionelt betonelementbyggeri med sammenhængende væg- og dækskiver.

Af nedenstående figur 4.33, fremgår dækkenes spændvidder samt en angivelse af spændretningen, som anvendes til beregning af den nødvendige robusthedsarmering.



Figur 4.33: Angivelse af dækspænd og spændretning

Afsnittet er opbygget således, at der først beregnes hvilken trækkraft der skal optages i den enkelte forbindelse, hvorefter den nødvendige armering fastsættes. Der anvendes profileret armeringsstål af typen Y550, hvilket medfører en karakteristisk flydespænding for stålet på  $f_{yk} = 550$  MPa.

## 4.5.1 Periferi-trækforbindelser

Først beregnes den nødvendige armering langs periferien, også kaldet randarmeringen. Randarmeringens styrke udregnes jf. ligning 3.1 på side 18, som:

$$F_{tie,per} = \max \begin{cases} l_i \cdot 7.5 \,\frac{\mathrm{kN}}{\mathrm{m}} \\ 40 \,\mathrm{kN} \end{cases}$$
(4.53)

Grundet bygværkets geometri, fås der forskellige værdier for  $l_i$ , som angiver længden af det sidste fag mod periferien af dækskiven.

Da spændvidden  $l_i$  varierer langs væggene med endervederlag beregnes den nødvendige periferitrækforbindelse for samtlige længder af sidste fag mod periferien. Af figur 4.34, fremgår længden  $l_i$ , som anvendes til beregning af armering langs randen af dæk med endevederlag. For dæk med sidevederlag fastsættes  $l_i$  til huldækkets standard bredde på 1,2 m.



**Figur 4.34:** Angivelse af afstanden  $l_i$ , som anvendes ved dimensionering af armering langs randen, som fremgår af den rødelinje tv.

Længderne samt den nødvendige randarmerings trækstyrke, for den givne periferi fremgår af tabel 4.9.

r		
Periferi langs:	$l_i$	$F_{tie,per}$
FAC01	9,6 m	$72\mathrm{kN}$
FAC02	9,6 m	$72\mathrm{kN}$
FAC03	$7,8\mathrm{m}$	$58,5\mathrm{kN}$
FAC04	$7,8\mathrm{m}$	$58,5\mathrm{kN}$
FAC05	$3,9\mathrm{m}$	$40\mathrm{kN}$
BB01	8,2 m	$61,5\mathrm{kN}$
Øvrige facader	$1,2\mathrm{m}$	$40\mathrm{kN}$

**Tabel 4.9:** Angivelse af periferi-trækforbindelsens styrke,  $F_{tie,per}$  på baggrund af længden af sidste fag mod periferien af dækskiven,  $l_i$ .

Da det anbefales at randarmeringen bør udføres med to armeringsjern, med en diameter på  $12 \,\mathrm{mm}$  anvendes dette som grundlag for beregning og eftervisning af randarmeringen [Jensen, 2010].

Det nødvendige armeringsareal for den mest belastede periferi (periferien langs FAC01 og FAC02) beregnes ved nedenstående:

$$A_s = \frac{F_{tie}}{f_{uk}}$$

Ved at indføre værdierne fås følgende nødvendige armeringsareal:

$$A_s = \frac{72 \,\mathrm{kN}}{550 \,\mathrm{MPa}} = 130.9 \,\mathrm{mm^2}$$

Det undersøges om armeringsarealet af to Y12 armeringsstænger er større end det nødvendige armeringsareal:

$$2 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (12 \,\mathrm{mm})^2 > 130.9 \,\mathrm{mm}^2 \Rightarrow 226.2 \,\mathrm{mm}^2 > 130.9 \,\mathrm{mm}^2 \quad OK!$$

Det fremgår, at den anbefalede mængde armering er tilstrækkelig for nærværende byggeris randarmering. Randarmeringen forbindes i hjørner med Ø12 L-bøjler og Ø6 tværarmering. L-bøjlerne udføres med en forankringslængde iht. til tabel 5.10 i Teknisk ståbi, hvor der ved tabelopslag med

en  $f_{ck} = 35 \text{ MPa} \text{ og } f_{yk} = 550 \text{ MPa} \text{ kan aflæses en forankringslængde svarnede til } \frac{l_b}{\phi} = 39 \text{ [Jensen, 2019b]}$ . Yderligere tillægges en øget stødlængde på 50%, da begge armeringsjern langs periferien stødes i samme snit [Jensen, 2019a]. Det medfører, at L-bøjlerne udføres med en forankringslængde beregnet ved ligning (4.54).

$$l_0 = 39 \cdot 10 \,\mathrm{mm} \cdot 1.5 = 585 \,\mathrm{mm} \tag{4.54}$$

Ved stød kræves tværarmering til optagelse af de forekommende tværkræfter. Iht. Betonkonstruktioner efter DS/EN 1992-1-1 tabel 3.3 skal der anvendes 4 Ø6-bøjler langs hvert stød, som tværarmering. [Jensen, 2019a]

## 4.5.2 Interne trækforbindelser

De interne trækforbindelser i dækskiverne beregnes på baggrund af formler og krav opstillet i afsnit 3.4.3 på side 18, hvortil trækforbindelsen skal kunne optage en kraft svarende til:

$$F_{tie} = \max \begin{cases} 15 \frac{\mathrm{kN}}{\mathrm{m}} \cdot \frac{(l_1 + l_2)}{2} \\ 40 \,\mathrm{kN} \end{cases}$$
(4.55)

Den interne trækforbindelses styrke,  $F_{tie}$  fremgår af nedenstående tabel 4.10 ved hvert lejlighedsskel. Desuden fremgår spændvidderne  $l_1$  og  $l_2$  også af tabellen, hvortil der af figur 4.35 fremgår en grafisk beskrivelse af  $l_1$  og  $l_2$ .

Intern trækforbindelse langs:	$l_1$	$l_2$	$F_{tie}$
LAC01 (langs væg)	$8,2\mathrm{m}$	$7,8\mathrm{m}$	$120\mathrm{kN}$
LAC01 (langs dæk)	$1,2\mathrm{m}$	$1,2\mathrm{m}$	40 kN
LAC02 (langs væg)	$7,8\mathrm{m}$	$7,8\mathrm{m}$	$117\mathrm{kN}$
LAC02 (langs dæk)	$1,2\mathrm{m}$	$1,2\mathrm{m}$	$40\mathrm{kN}$
LAC03 (langs væg)	$7,8\mathrm{m}$	$7,8\mathrm{m}$	$117\mathrm{kN}$
LAC03 (langs dæk)	$1,2\mathrm{m}$	$1,2\mathrm{m}$	40 kN
LAC04 (langs væg)	$7,8\mathrm{m}$	$7,8\mathrm{m}$	$117\mathrm{kN}$
LAC04 (langs dæk)	$1,2\mathrm{m}$	$1,2\mathrm{m}$	$40\mathrm{kN}$

**Tabel 4.10:** Angivelse af interne spændvidder  $l_i$  samt beregnet nødvendige trækkraft,  $F_{tie}$ .



**Figur 4.35:** Grafisk redegørelse for størrelserne  $l_1$  og  $l_2$ , til bestemmelse af den interne trækarmerings (markeret med rød mellem de to dæk) mindst tilladelige trækstyrke.

For de interne trækforbindelser parallelt med dækkene fremgår længderne  $l_1$  og  $l_2$ , som vist på figur 4.36.



**Figur 4.36:** Fastsættelse af  $l_1$  og  $l_2$  for de interne trækforbindelser (markeret med rødt) parallelt med to dæk.

Den nødvendige trækkraft i armeringen for de interneforbindelser parallelt med væggen, beregnes ud fra de 120 kN, hvor de interne forbindelser parallelt med dækkenes spændretning beregnes ud fra 40 kN.

Den nødvendige armeringsmængde i de interne trækforbindelser fastsættes på baggrund af det nødvendige armeringsareal,  $A_s$  fundet ved:

$$A_{s} = \frac{120 \text{ kN}}{550 \text{ MPa}} = 218,2 \text{ mm}^{2} \text{ for trækforbindelse parallelt med væggene}$$
$$A_{s} = \frac{40 \text{ kN}}{550 \text{ MPa}} = 72,7 \text{ mm}^{2} \text{ for trækforbindelse parallelt med dækkenes spændretning}$$

Ved at benytte interne trækforbindelser med Y12 armering, skal der anvendes følgende antal: *Til trækforbindelserne parallelt med vægge* 

$$\frac{218.2 \,\mathrm{mm}^2}{\frac{\pi}{4} \cdot (12 \,\mathrm{mm})^2} = 1.93 \,\mathrm{stk} \approx 2 \,\mathrm{stk}$$

Til trækforbindelserne parallelt med dæk

$$\frac{72.7\,{\rm mm}^2}{\frac{\pi}{4}\cdot(12\,{\rm mm})^2} = 0.64\,{\rm stk} \approx 1\,{\rm stk}$$

Af overstående fremgår det, at tværfugen mellem dækkenes ender kan udføres med 2Y12 armeringsstænger samt at længdefugen kan udføres med en Y12-armeringsstang.

Mod periferiarmeringen afsluttes både dækkenes tværfuger og længdefuger med Y10 U-bøjler. På baggrund af samme beregningmetodik anvendt til bestemmelse af armeringen i dækkets længde- og tværfuge fastsættes det nødvendige antal af bøjler. Der anvendes derfor 2 stk Y10 U-bøjler i enden af hver tværfuge, samt 1 Y10 U-bøjle i enden af hver længdefuge. Bøjlerne forankres ind i fuge med en forankringslængde på mindst 1,5 m, for at sikre en god forankring af fugearmeringen under brand [Jensen, 2010].

## 4.5.3 Vandrette trækforbindelser

De nødvendige trækforbindelser mellem dæk- og vægskivers rande eftervises på baggrund af det i afsnit 3.4.3 på side 18 angivet krav, om en trækforbindelse, som kan modstå en vandret trækkraft,  $f_{tie,fac}$  på  $15 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ .

I nærværende rapport opbygges de vandrette trækforbindelser mellem dæk- og vægskiver ved strittere fastgjort i vægelementer, hvor der for dæk med endervedelag indstøbes bøjlearmering og hvor der for dæk med sidevederlag udføres hammerhovedudsparringer. Eftervisning af hammerhovedudsparingerne fremgår i afsnit 4.6.2 på side 110. Eftervisning af de nævnte vandrette trækforbindelse sker iht. *Betonkonstruktioner efter DS/EN 1992-1-1*.

### Strittere

For at strittere i væggene kan optage trækkraften fra dækskiverne, skal der overføres en forskydende kraft i støbeskellet mellem dækfugen og den underliggende væg. Stritterene udføres med en diameter på  $\emptyset = 8 \text{ mm}$  og placeres pr. 600 mm. Forskydningsbæreevnen for et armeret støbeskel er givet ved formel 4.56:

$$\tau_{Rd} = c \cdot f_{ctd} + \mu(\rho \cdot f_{yd} + \sigma_n) \tag{4.56}$$

Hvor:

$ au_{Rd}$	er forskydningsbæreevnen af støbeskellet
С	er kohæsion i støbeskellet
$f_{ctd}$	er betonens regningsmæssige trækstyrke
$\mu$	er friktionskoefficienten (0,5 for glat støbeskel)
ρ	er armeringsforholdet
$f_{ud}$	er stålets regningsmæssige flydespænding
$\sigma_N$	er normalkraft virkende på støbeskellet

Desuden gælder formel 4.57 for den maksimalt tilladte forskydningsspænding i støbeskellet:

$$\tau_{Rd,max} \le \frac{1}{2} \cdot v_v \cdot f_{cd} \tag{4.57}$$

Hvor:

 $\begin{array}{c|c} \tau_{Rd,max} & \text{er den maksimalt tilladte forskydningsspænding} \\ v_v & \text{er effektivitetsfaktoren for ren forskydning} \end{array}$ 

Den nødvendige forskydningsbære<br/>evne i støbeskellet skal bestemmes på baggrund af robusthedskravet på <br/>  $15 \, {\rm kN \over m}$  samt kendskabt til arealet som støbeskellet virker o<br/>ver. Dette svarer til væggens tykkelse, hvorfra vederlagsdybden for huldækkene fra<br/>trækkes, og spændingen findes pr. meter væg. Dermed fås:

$$\tau_{Ed} = \frac{15.000 \,\frac{\text{N}}{\text{m}}}{1.000 \,\text{mm} \cdot (145 \,\text{mm} - 75 \,\text{mm})} = 0.21 \,\frac{\text{MPa}}{\text{m}}$$
(4.58)

Der ses på den sikre side bort fra kohæsionens og normalspændingens bidrag til forskydningsbæreevnen. Ved anvendelse af Y8 strittere pr. 600 mm fås nu:

$$\tau_{Rd} = 0.5 \cdot \frac{4^2 \text{mm} \cdot \pi \cdot \frac{1000}{600}}{1.000 \text{ mm} \cdot 70 \text{ mm}} \cdot 550 \text{ MPa} = 0.33 \frac{\text{MPa}}{\text{m}}$$
(4.59)

Det kontrolleres at ovenstående er mindre end den maksimalt tilladte forskydningsspænding. For C35 beton anvendes effektivitetsfaktoren 0,53 ved ren forskydning: [Jensen, 2019a]

$$\tau_{Rd,max} = 0.5 \cdot 0.53 \cdot 35 \text{ MPa} = 9.3 \text{ MPa} > \tau_{Rd} = 0.33 \frac{\text{MPa}}{\text{m}} > \tau_{Ed} = 0.21 \frac{\text{MPa}}{\text{m}}$$
 OK! (4.60)

Bæreevnen er altså tilstrækkelig med Y8 strittere pr. 600 mm i betonvæggene. For letbetonvæggene vil der skulle anvendes andre styrker og arealer, men beregningsprincippet er det samme. Dette bearbejdes dog ikke yderligere i rapporten.

## 4.5.4 Armeringsplan

Armeringen langs periferien, ved stød og i fugerne mellem dæk fremgår af nedenstående figur 4.37. Strittere fremgår ikke af figuren, hvortil det blot opfriskes, at strittere (ø8) placeres pr. 600 mm.



Figur 4.37: Armeringsplan, med angivelse af stringer-, rand- og fugearmering.

På figur 4.38 nedenfor er endvidere angivet principper for de forskellige samlinger mellem interneog periferitrækforbindelser:



Forbindelse mellem randarmering og intern forbindelse



Hammerhovedudsparing



Forbindelser ved etagekryds

Periferiforbindelse v. hjørne

Figur 4.38: Principper for fugearmeringsdetaljer ved flere knudepunkter.

# 4.6 Eftervisning af dækskive

En forudsætning for at fordelingen af de vandrette kræfter til de stabiliserende vægge kan ske, er at dækskiven er tilstrækkeligt stiv. Dette eftervises i det følgende afsnit på baggrund af en stringermodel, som opstilles med udgangspunkt i bygningens geometri og de i forrige afsnit fundne armeringsmængder og størrelser. Metoden tager udgangspunkt i fremgangsmåden beskrevet i *"Betonkonstruktioner efter DS/EN 1992-1-1"* og er en nedreværdimetode. [Jensen, 2019a]

### 4.6.1 Eftervisning af dækskive i byggeriet

I det følgende afsnit eftervises dækskiven mellem stueplan og 1. sal, som er den dækskive, der modtager den største belastning iht. den vandrette lastnedføring. Før beregningen kan foretages, skal dækskiven inddeles i et system af stringere og forskydningsfelter. Der eftervises i det følgende afsnit kun for vind virkende på tværs af bygningen, da det vurderes, at dette lasttilfælde vil medføre de største stringerkræfter grundet dækskivens mindre udstrækning i denne retning.

### Grundlag for beregningen

Idet konturen af dækskiven er relativ kompleks, forsøges det at reducere antallet af stringere, for at undgå at overkomplicere beregningen. Det er således eksempelvis ikke alle dækfuger der medregnes som stringere i modellen, da en sådan beregning, set i en studiekontekst, vil blive unødvendigt kompleks at udføre efter de tidligere gennemgåede formler, og bedst foretages ved brug af dertil egnede computerprogrammer. På figur 4.39 nedenfor er dækskiven inddelt i et stringersystem som nogenlunde svarer til de virkelige forhold. Stringerlinjer er så vidt muligt forsøgt placeret over stabiliserende vægge og i dækfuger, hvor der findes armering til optagelse af stringerkræfterne. Hvor der ikke findes armering der kan anvendes i stringerne, må der i stedet udføres fladstål monteret på oversiden af huldækkene. Dette beskrives yderligere i afslutningen af dette afsnit.



Figur 4.39: Inddeling af dækskiven på 1. sal i stringersystem. Underlag af [Færch & Co., 2022]

Forskydningsfelterne navngives nu alfabetisk og knudepunkter nummeres. Dette er gjort på figur 4.40, hvorpå fortegnskonvention og hovedakser endvidere er defineret.



Figur 4.40: Stringersystem som anvendes til eftervisning af dækskiven.

Lasten virkende på dækskiven stammer fra vind. Der anvendes karakteristiske vindlaster fundet i tabel 3.30 på side 42. Disse er gengivet i nedenstående tabel:

Vindtryk / -sug på facader fra vindretning på facader (N og S):			
Zone D	$w_k =$	$0,\!63$	$kN/m^2$
Zone E	$w_k =$	-0,33	$kN/m^2$
Vindtryk / -sug på gavle fra vindretning på facade (N og S):			
Zone A	$w_k =$	-1,02	$kN/m^2$
Zone B	$w_k =$	$-0,\!68$	$kN/m^2$

**Tabel 4.11:** Karakteristiske vindlaster virkende på bygningens gavle og facader for vind på facade fra nord og sydlig retning. Tabellen er gengivet fra del A1.1.

Med kendskab til etagehøjderne over og under dækskiven, kan de regningsmæssige linjelaster i dækskiven nu bestemmes:

- Vindlast i Zone A på  $w_{A,d}=1,5\cdot-1,02\,\frac{\rm kN}{\rm m^2}\cdot\frac{2,9\,\rm m+3,1\,m}{2}=-4,6\,\frac{\rm kN}{\rm m}$

- Vindlast i Zone B på  $w_{B,d} = 1.5 \cdot -1.02 \frac{\text{m}^2}{\text{m}^2} \cdot \frac{2}{2} = -4.6 \frac{\text{m}}{\text{m}}$  Vindlast i Zone B på  $w_{B,d} = 1.5 \cdot -0.68 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot \frac{2.9 \text{ m} + 3.1 \text{ m}}{2} = -3.1 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$  Vindlast i Zone D på  $w_{D,d} = 1.5 \cdot 0.63 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot \frac{2.9 \text{ m} + 3.1 \text{ m}}{2} = 2.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$  Vindlast i Zone E på  $w_{E,d} = 1.5 \cdot -0.33 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot \frac{2.9 \text{ m} + 3.1 \text{ m}}{2} = -1.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Idet laster efter stringermetoden kun kan angribe som punktlaster i knudepunkterne, fordeles lasten efter lastoplandene som defineret på figur 4.40. Resultatet for denne lastfordeling er angivet på figur 4.41:



Figur 4.41: Fordeling af vindlast til knudepunkter i stringermodellen.

Understøtningerne er placeret i de stringerlinjer hvor der findes afstivende vægge på tværs af bygningen, som vist i afs. 4.4. Reaktionerne er så vidt muligt placeret i knudepunkter, som findes umiddelbart i væggenes tyngdepunkter. Dette har dog ikke været muligt alle steder, idet ikke alle vægges tyngdepunkter krydses af en stringerlinje, hvorfor reaktionen i stedet er fordelt ligeligt ud mellem de to nærmeste knudepunkter i stedet. Dette er vist på figur 4.42 nedenfor:



**Figur 4.42:** Reaktionernes placering i stringersystemet. De stabiliserende vægge på tværs er vist med gråt.

Reaktionernes størrelser kendes på forhånd, idet disse defineres som de kræfter der er fundet ved fordelingen af de vandrette kræfter i afs. 4.3.3. I tabel 4.6 på side 74 er givet følgende reaktioner:

Reaktion ID	Tilsvarende væg nr.	Reaktioner [kN]
$R_{y,4}$	1	$17,\!11\mathrm{kN}$
$R_{y,13} = R_{y,14}$	5	$rac{1}{2}\cdot 22,\!67\mathrm{kN}$
$R_{y,22}$	2	$15,46\mathrm{kN}$
$R_{y,31} = R_{y,32}$	6	$rac{1}{2}\cdot 25{,}65\mathrm{kN}$
$R_{y,43}$	7	$23,19\mathrm{kN}$
$R_{y,55}$	3+4	$23,\!82\mathrm{kN}$

**Tabel 4.12:** Reaktioner som fundet i tabel 4.6 på side 74. Væg nr. henviser til nummereringen anvendt i førnævnte tabel.

En forudsætning for at beregningen kan foretages, er nødvendigvis at det definerede stringersystem er i ligevægt. Den horisontale ligevægt er opfyldt for systemet, men det kan konstateres, at der ikke findes lodret ligevægt. Ved at summere reaktioner og ydre laster fås:

$$\sum R_y = 127,9 \,\mathrm{kN} \neq \sum F_y = 133,3 \,\mathrm{kN}$$

Det vurderes at denne forskel i laster og reaktioner skyldes en kombination af anvendelse af varierende geometriske mål samt afrundinger gennem de forudgående beregninger. Forskellen på 5,4 kN håndteres ved at fratrække 0,54 kN ved hvert af de ti udadgående væghjørner. Denne last vurderes herefter at kunne optages i formuren, fremfor at virke i dækskiven, og der er herefter opnået ligevægt i både x- og y-aksens retning.

Ved at tage momentligevægt om knude 5, kan det vises at der ikke er momentligevægt i systemet, og der findes et resulterende moment på 10,65 kNm. Momentet skyldes den tilpasning af bygningsgeometrien der er foretaget for at opstille stringersystemet i dette afsnit. Ved at indføre et kraftpar i knuderne 57 og 22, som medfører et moment af denne størrelse, kan ligevægten opnås. Der findes:

$$10,65 \text{ kNm} = F \cdot 31 \text{ m} - F \cdot 9,6 \text{ m} \Rightarrow F = \frac{10,65 \text{ kNm}}{31 \text{ m} - 9,6 \text{ m}} = 0,498 \text{ kN}$$

Ved at påsætte denne last positivt i knude 22 og negativt i knude 57 fås et negativt moment på 10,65 kNm, som nu medfører at der opnås momentligevægt. Idet kraftparret består af to lige store modsatrettede kræfter, har de ikke indflydelse på ligevægten i y-retningen. Systemet er herefter i både kraft- og momentligevægt, og beregningen af forskydningsfelterne kan påbegyndes ud fra nedenstående stringersystem med de nu fundne reaktioner og ydre laster.



Figur 4.43: Endeligt stringersystem med placering af reaktioner og størrelse af ydre kræfter.
#### Bestemmelse af forskydningsspændinger

For at bestemme forskydningsspændingerne i forskydningsfelterne, indlægges nu en række snit i dækskiven, hvormed det på baggrund af ligevægtsligningerne er muligt at bestemme spændingerne. Skiven er i stor grad statisk ubestemt, hvorfor det vil være nødvendigt at "gætte" en række forskydningsspændinger, indtil systemet bliver statisk bestemt. Ved at indlægge et snit umiddelbart til højre for stringerlinjen 1-5 fås følgende statiske system:



Figur 4.44: Fritskæring til højre for stringerlinje 1-5. Mål i meter.

Ved at kræve ligevægt i y-retningen fås nu, idet skivetykkelsen er 220 mm:

$$\sum F_y = 17.110 \text{ N} - 2.310 \text{ N} - 4.780 \text{ N} - 220 \text{ mm} \cdot (\tau_A \cdot 3.400 \text{ mm} + \tau_B \cdot 1.500 \text{ mm} + \tau_C \cdot 2.300 \text{ mm} + \tau_D \cdot 2.300 \text{ mm}) = 0$$

Systemet ovenfor er tre gange statisk ubestemt, og der må derfor indledningsvis gættes på værdierne for tre af de fire forskydningsspændinger, hvorefter ligevægt giver den sidste. Ved at gætte på  $\tau_B = \tau_C = \tau_D = 0.01 \text{ MPa}$  findes:

$$\tau_A = \frac{17.110 \text{ N} - 2.310 \text{ N} - 4.780 \text{ N} - 220 \text{ mm} \cdot 0.01 \text{ MPa}(1.500 \text{ mm} + 2.300 \text{ mm} + 2.300 \text{ mm})}{220 \text{ mm} \cdot 3.400 \text{ mm}}$$
  
= -0,005 MPa

Idet forskydningsspændingerne i de fire forskydningsfelter ikke varierer nævneværdigt, vurderes gættet at være OK. Herefter kan der indlægges et snit i x-retningen umiddelbart under stringerlinjen 5-23 hvormed der fås nedenstående statiske system:



Figur 4.45: Fritskæring til højre for stringerlinje 5-23.

Ved at kræve ligevægt i x-retningen, kan på samme måde som for stringerlinje 1-5 opstilles udtryk for forskydningsspændingerne. Idet forskydningsspændingen  $\tau_D$  i forvejen er kendt, er dette system kun en gang statisk ubestemt, og der gættes derfor på  $\tau_N = 0.01 \text{ MPa}$  hvormed der fås:

 $\tau_I = \frac{5.290 \,\mathrm{N} - 5.290 \,\mathrm{N} - 220 \,\mathrm{mm} \cdot 0.01 \,\mathrm{MPa} \cdot (3.800 \,\mathrm{mm} + 2.000 \,\mathrm{mm})}{220 \,\mathrm{mm} \cdot 3.800 \,\mathrm{mm}} = -0.015 \,\mathrm{MPa}$ 

På denne måde fortsættes med at indlægge snit i skiven, indtil alle forskydningsspændinger er kendt. Den anvendte snitrækkefølge er angivet på nedenstående figur:



Figur 4.46: Rækkefølge for fritskæring af forskydningsfelter til bestemmelse af spændinger.

De resterende beregninger er foretaget i bilag A2.1.STAB2 og resultaterne herfra er angivet i figur 4.47 på modstående side.

	Længde		3800			3800			2000			1900			3900			4000			3800			4000			3800		
Bredde		-4779			-10640			-8120			-4919																		
2200	5	-5290		11			17			23	5290																		
2300	17110	τ <sub>D</sub> =	0,01		τ, =	-0,02		τ <sub>N</sub> =	0,01		15958																		
2200	4	-10580		10			16			22	10580																		
2300		τ_c =	0,01		τ <sub>H</sub> =	0,01		τ <sub>M</sub> =	-0,04					-8120			-11060			-10920			-10379						
1500	3	-7615		9			15			21			28			33			39			45	7615						
1300		τ <sub>B</sub> =	0,01		τ <sub>G</sub> =	0,01		τ_ =	0,00		τq=	-0,02		τ <sub>u</sub> =	0,01		τ <sub>γ</sub> =	-0,01		τ <sub>ΑΑ</sub> =	-0,01					-10920			-5277
2400	2	-7595		8			14	11335		20			27			32			38			44			51			57	7595
3400		τ <sub>A</sub> =	0,00		τ,=	-0,01		τ <sub>κ</sub> =	0,02		τ <sub>p</sub> =	0,03		τ,=	0,00		τ <sub>x =</sub>	0,01		τ <sub>Å</sub> =	-0,02		τ <sub>AE</sub> =	0,01		τ <sub>ΑJ</sub> =	-0,01		
1500	1	-7595		7			13	11335		19			26			31	12825		37			43	23190		50			56	7595
1500		-2309			τ <sub>E</sub> =	0,01		τ, =	0,01		τ <sub>0</sub> =	-0,01		τ <sub>s</sub> =	0,01		τ <sub>w</sub> =	0,01		τø =	0,01		τ <sub>AD</sub> =	-0,04		τ <sub>AI</sub> =	0,01		23820
1500				6	-4650		12			18			25			30	12825		36			42			49			55	4650
1500					-5159			-4350			-2930			τ <sub>R</sub> =	-0,01		τ <sub>v</sub> =	0,01		τ,ε =	0,01		$\tau_{AC} =$	0,01		τ <sub>AH</sub> =	-0,02		
1500													24	-4650		29			35		0.01	41		0.01	48		0.02	54	4650
		Chausha A												-3809			-5930		24	4050	0,01	40	CAB -	0,01	47	LAG -	-0,02		4650
1500			0.04	MPa	ænding														34	-4050		40	5950		4/	Ter =	0.00	53	4050
		0.0	0,01																	-5505			-3630		46	-2325	0,00	52	2325
																										-5309			-2309
		Blå	forsky	dningsf	elter er l	beregne	ud fra	ligevæ	ztslignir	ngerne.																			
		Grå	forsky	dningsf	elter er (	definere	t af bru	ugeren s	om en a	of de ov	ertallig	e.																	
		xxx	Laster	virkend	le i y-ret	ningen i	den til	- Ihørende	e knude																				
		xxx	Laster	virkend	le i x-ret	ningen i	den til	lhørende	e knude																				

Figur 4.47: Resultater fra beregning af forskydningsspændinger i forskydningsfelterne.

Med alle forskydningsspændingerne bestemt, er det herefter muligt at beregne stringerkræfterne.

## Beregning af stringerkræfter

Med forskydningsspændingerne kendt, er det muligt at bestemme stringerkræfterne i hver stringer ved at fritskære disse og kræve ligevægt. Stringer 1-5 fritskæres, og der fås nedenstående system:



Figur 4.48: Fritskæring af stringer 1-5 til bestemmelse af stringerkræfter.

Ved at starte oppefra og arbejde nedefter, svarende til at kræve ligevægt fra knude 5 og ned til knude 1, bestemmes kræfterne nu. Det kan umiddelbart ses at  $S_{y5} = -4,78$  kN, idet dette må svare til den ydre kraft. I knude 4 virker en reaktion på 17,11 kN hvormed der nu findes:

$$\sum F_y = S_{y5} - S_{y4} + R_{y4} - \tau_D \cdot 220 \,\mathrm{mm} \cdot 2.300 \,\mathrm{mm} \cdot 10^{-3} = 0 \Rightarrow$$
  

$$S_{y4} = S_{y5} + R_{y4} - \tau_D \cdot 220 \,\mathrm{mm} \cdot 2.300 \,\mathrm{mm} \cdot 10^{-3}$$
  

$$S_{y4} = -4.78 \,\mathrm{kN} + 17.11 \,\mathrm{kN} - 0.01 \,\mathrm{MPa} \cdot 220 \,\mathrm{mm} \cdot 2.300 \,\mathrm{mm} \cdot 10^{-3} = 7.27 \,\mathrm{kN}$$

Efter dette princip kan de øvrige stringerkræfter bestemmes. Ved optegning af stringerkræfterne over stringerens længde, findes følgende diagram:



**Figur 4.49:** Grafisk visning af stringerkræfter i stringer 1-5 med kræfter ud af x-aksen og længden op ad y-aksen.

Af diagrammet kan det ses, at den resulterende stringerkraft i knude 1 svarer til den ydre last der er påsat, og altså må stringerlinjen være i ligevægt.

De resterende stringerkræfter er beregnet i bilag A2.1.STAB2. Idet resultaterne er ganske omfattende, er kun opsummeret de største stringerkræfter i tabel 4.13, med de tilhørende kraftdiagrammer i figur 4.50 på næste side. For øvrige resultater henvises til vedlagte bilag.

Retning	Stringer nr.	Stringerkraft [kN]
x-retning	$S_{x14}$	Træk: 39,0 kN
	$S_{x43}$	Tryk: $-21,6$ kN
y-retning	$S_{y14}$	Træk: 17,7 kN
	$S_{y16}$	Tryk: $-20,9 \mathrm{kN}$

 Tabel 4.13: Opsummering af de største stringerkræfter samt hvor de virker.



Figur 4.50: Grafisk visning af de største stringerkræfter angivet i tabel 4.13

## Eftervisning af stringere

Når stringerkræfterne er bestemt, skal det eftervises, at stringerne kan bære disse kræfter. Stringere langs randen består af kantfugerne, som iht. afs. 4.5 er armeret med 2Y12 armeringsstænger langs hele periferien. Dette gælder også hvor huldæk har endevederlag på mellemunderstøtninger, eksempelvis langs stringer 40-45 hvor lejlighedsskel findes. I de langsgående elementfuger huldækkene imellem, består de interne trækforbindelser derimod kun af 1Y12 armeringsstang.

Det bemærkes at flere stringere ikke er sammenfaldende med hverken dæk- eller kantfuger. Som eksempel kan nævnes stringer 1-3 og stringer 25-55. For at etablere disse stringere udenfor fugerne monteres eksempelvis fladstål på huldækkenes overside.

For trækstringere skal der om armeringen gælde:

$$S_T \le A_s f_{yd} \Rightarrow A_{s,nødv} = \frac{S_T}{f_{yd}} \tag{4.61}$$

Idet stringerkræfterne varierer lineært mellem knuder, skal det desuden eftervises, at denne variation kan overføres fra forskydningsfelterne til trækarmeringen i stringeren. Den øvre grænse for denne variation regnes at svare til at armeringskraften fordelt over forankringslængden,  $l_b$ , kan stige fra nul til armeringens flydekraft. Haves en skive med tykkelsen b, kan den maksimale forskydningsspænding da bestemmes ved: [Jensen, 2019a]

$$\tau_{max} = \frac{A_s f_{yd}}{l_b b} \tag{4.62}$$

Overstiges denne forskydningsspænding, vil forskydningen ikke kunne overføres til trækarmeringen. Den forskydningsspænding der skal overføres til en stringer, findes som forskellen mellem forskydningen i de tilstødende forskydningsfelter. Der gælder dermed: [Jensen, 2019a]

$$|\tau_A - \tau_B| < \frac{A_s f_{yd} n}{l_b b} \tag{4.63}$$

Hvor:

 $\begin{array}{l} \tau_x & \mbox{Forskydningsspænding i tilstødende forskydningsfelt x [MPa]} \\ A_s & \mbox{Arealet af en armeringsstang [mm^2]} \\ f_{yd} & \mbox{Armeringens regningsmæssige flydespænding [MPa]} \\ n & \mbox{Antal armeringsstænger i stringeren [stk.]} \\ l_b & \mbox{Forankringslængde for armeringen [mm]} \\ b & \mbox{Skivens tykkelse [mm]} \end{array}$ 

I trykstringere optages kræfterne som udgangspunkt som tryk i betonen. Idet der regnes plastisk ved stringermetoden, må der om betontrykspændingen gælde: [Jensen, 2019a]

$$\sigma_c < v_m f_{cd} \tag{4.64}$$

Hvor:

 $v_m \ \left| \ {\rm Effektivitets faktor} \ {\rm for \ betonstyrke \ ved \ plastisk \ beregning \ [-]} \right.$ 

 $f_{cd}$  | Betonens regningsmæssige trykstyrke [MPa]

Effektivitetsfaktoren bestemmes ved: [Jensen, 2019a]

$$v_m = 0.98 - \frac{f_{ck}}{500}$$
, dog ikke mindre end 0.6 (4.65)

Ved bestemmelse af det trykkede betonareal, må der normalvis ikke medregnes mere end 20% af det tilstødende forskydningsfelts bredde vinkelret på trykstringeren.

Afslutningsvis skal den nødvendige armering i forskydningsfelterne bestemmes. Idet der er ren forskydning i forskydningsfelterne, skal følgende tre udtryk overholdes: [Jensen, 2019a]

$$\sigma_c = \tau \left( \cot \theta + \frac{1}{\cot \theta} \right) < v_v f_{cd} \tag{4.66}$$

$$A_{sx} > \frac{\tau b}{f_{yd}} \cot \theta \tag{4.67}$$

$$A_{sy} > \frac{\tau \, b}{f_{yd} \cot \theta} \tag{4.68}$$

Hvor:

- $A_{sx/y}$  | Armerings areal i x/y-retningen  $[\rm{mm^2/m}]$ 
  - $\theta$  Det skrå betontryks vinkel med x-aksen [°]
  - $v_v$  Effektivitetsfaktor for ren forskydning [-]

Effektivitetsfaktoren ved ren forskydning bestemmes ved: [Jensen, 2019a]

$$v_v = 0.7 - \frac{f_{ck}}{200}$$
, dog ikke mindre end 0.45 (4.69)

Idet der i byggeriet anvendes huldæk, som normalvis ikke er forskydningsarmerede, regnes armeringen i stedet for liggende i de tilstødende stringere. Princippet er vist på figur 4.51 nedenfor:



**Figur 4.51:** Princip for placering af forskydningsarmering i stringere. Her for x-retningen, men samme princip for y-retningen.

Når forskydningsarmeringen flyttes til stringerne, skal stringerkræfterne korrigeres herfor. Dette gøres ved følgende udtryk: [Jensen, 2019a]

$$N_x = \tau \cot \theta \, b \, z_y \tag{4.70}$$

$$N_y = \frac{\tau}{\cot\theta} b \, z_x \tag{4.71}$$

Det bemærkes at  $\cot \theta$  principielt kan vælges frit, men dog typisk vælges mellem  $1,0 \le \cot \theta \le 2,5$ på baggrund af forsøg. Betontrykket viser sig for blivende mindst ved  $\cot \theta = 1,0$ , hvorfor dette anvendes for de følgende beregninger.

## Beregningseksempel - Eftervisning af stringere

I det følgende gennemgås et eksempel på eftervisning af stringere i det tidligere præsenterede stringersystem. Stringerne eftervises påbaggrund af de fundne stringerkræfter på tværs af bygningen, som fremgår af figur 4.52, hvor selve beregning af stringerkræfter fremgår af bilag *A2.1.STAB2* - *Eftervisning af dæk*. Nærværende eksempel indebærer både eftervisning af stringere i træk (+) og stringere i tryk (-).

M         M	ter 1-5 Stringer 6-11 Stringer 12-17 Stringer 18-2	Stringer 6-11 Stringer 12-17 Stringer 18-2	Stringer 6-11 Stringer 12-17 Stringer 18-2	er 6-11 Stringer 12-17 Stringer 18-2	Stringer 12-17 Stringer 18-2	Stringer 12-17 Stringer 18-2	12-17 Stringer 18-2	Stringer 18-2	tringer 18-2	18-2	0	Stri	nger 24	-28	String	ter 29-33	-01	Stringe	er 34-39		Stringer	40-45		Stringer	46-51	<u>نم</u> ا	tringer	52-57	
1         1		9 4 9	kN 90	Sett =	-10,6	kN	S <sub>40</sub> =	8,1 K	2 2 2	S <sub>ta</sub> =	4'9 KN																		
		9 0		ediwi	-	70'0-	edixi		<u>د</u>	<u>в</u> (			_		_														
1       1	3	2 2	0,01	Mpa	2,1 tu =	0 <sup>0</sup>	o,«⊧ Mpa	-20,3 K	-0,04 N	o,a = pa																			
		2,2	ĸ	S.4=	21	¥	S,45 =	3,4 ki	z	S <sub>481</sub> =	-3,1 kN	0	= = =	8,1 kN	S.	Ę.	RN N	S,m=	-10,9	Ŗ	S,es =	-10,4	z						
11       No       Sura       10       Nu       Sura       10       Nu       Sura       100       Nu </td <td></td> <td>9</td> <td>0'01</td> <td>Mpa</td> <td>±g ≡</td> <td>0'01</td> <td>Mpa</td> <td>= 1<u>1</u></td> <td>A 00'0</td> <td>lpa</td> <td>ta = -(</td> <td>),02 Mp.</td> <td></td> <td>tu = 0</td> <td>01 Mpa</td> <td>LY.</td> <td>-0,01</td> <td>Mpa</td> <td>Taa =</td> <td>-0,01</td> <td>Mpa</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td>		9	0'01	Mpa	±g ≡	0'01	Mpa	= 1 <u>1</u>	A 00'0	lpa	ta = -(	),02 Mp.		tu = 0	01 Mpa	LY.	-0,01	Mpa	Taa =	-0,01	Mpa								
4:       0.0       Mas       v:       Mas       Ma	15 13	÷	ĸN	S, =	2,1	ĸN	S,#=	17.7 ki	z	S <sub>ee</sub> =	4,0 kN	~	6,er= -16	8,2 kN	S <sub>48</sub>	-4,5	ĸ	S.m=	-10,9	RN N	S=	-13,7	Ŋ	S <sub>454</sub> =	-10,9 k	z	S <sub>457</sub> =	-5,3 k	z
23       14       5,4°       44       14       14       5,4°       43       14       5,4°       43       14       5,4°       43       14       5,4°       14       14°       5,4°       14°       5,4°       14°       5,4°       14°       5,4°       14°<		T.B. I	00'00	Mpa	= 41	-0'0	Mpa	tk =	0,02 N	ba	0 ¢	(03 Mp.		tr = 0	00 Mpa	tx =	. 0,01	Mpa	tà =	-0,02	Mpa	tae =	0'0	Mpa	ta, =	-0,01	Ipa		
vr       0.01       Maa       vr       0.		2,3	kN	S.,=	8,5	ĸN	S,48=	4,4 ki	z	S,43=	4,9 kN		6,ar= 6.	,9 kN	S.44	= -0,4	ĸN	S <sub>48</sub> =	10,1	ĸ	S,ea=	-11,5	Ŋ	S <sub>450</sub> =	4.0 k	z	S <sub>4ss</sub> =	-12,8 k	z
300       3000       300					te =	10'0	Mpa	ц. Т	0,01 N	lpa	to = -	0,01 Mp.		13 = 0	01 Mpa	≡ Ma	0'01	Mpa	t.	0'01	Mpa	tap =	-0'0+	Mpa	t <sub>AH</sub> =	0,01 N	lpa		
3800       3800       100 <td< td=""><td></td><td></td><td></td><td>S<sub>4</sub>r=</td><td>5,2</td><td></td><td>S,42 =</td><td>4,4</td><td></td><td>S, a =</td><td>2,9</td><td></td><td>6.as = -0</td><td>6'(</td><td>S,</td><td>= 13,9</td><td></td><td>S<sub>eff</sub>=</td><td>8,6</td><td></td><td>S,ee=</td><td>5,7</td><td></td><td>S,ea=</td><td>-13,2</td><td></td><td>S<sub>ess</sub>=</td><td>14,4 k</td><td>z</td></td<>				S <sub>4</sub> r=	5,2		S,42 =	4,4		S, a =	2,9		6.as = -0	6'(	S,	= 13,9		S <sub>eff</sub> =	8,6		S,ee=	5,7		S,ea=	-13,2		S <sub>ess</sub> =	14,4 k	z
380       281       581       581       581       581       44       581														тв. – О	.01 Mpa	T V I	0'01	Mpa	t,e≡	0'01	Mpa	tac =	0'01	Mpa	Tag =	-0,02 N	Ipa		
3800       200       Mpa       var       0.01       Mpa       var       0.02       Mpa         1       1       1       1       1       1       1       1       0.02       Mpa         1													6 <sub>44</sub> = 3	00	S.a	= 5,9		S,15=	8,6		S.44=	5,7		S,a=	-4,4		S <sub>454</sub> =	8,9 X	z
3800       3800												+						Mpa	= 21	0'0	Mpa	tap =	0'0	Mpa	tar =	-0,02 N	ba		
300 190 190 190 190 190 190 190 190 190 1																		S <sub>44</sub> =	5,3		S.a.=	5,9		S <sub>40</sub> =	5,3		S <sub>455</sub> =	2,3 k	ş
3800 3800 3800 3800 3800 3800 3800 3800														_	_						8			1	tar =	00'0	lpa		
3800 3800 3800 3800 3800 3800 3800 3800														-										S <sub>tat</sub> =	5,3		S,a=	2,3 k	z
			3800			3800			2000		H	006		30	8		4000			3800			4000			3800			

Figur 4.52: Beregnede stringerkræfter, for stringere på tværs af bygningen.

I forbindelse med eftervisning af stringere i træk, tages der udgangspunkt i to stringere, hvor den ene stringere er placeret over en væg og stringerkræfterne dermed optages i den armeringen, som er placeret i tværfugen og den anden stringer er placeret ved siden af vægge og stringerkræfterne dermed optages via et stykke fladstål, som fastgøres til betondækket (skiven). For begge tilfælde vælges de stringere, hvor den største stringerkræft forekommer, hvortil stringer 14 fremkommer med en stringerkræfter over en væg på 17,7 kN og stringer 37, som fremgår med en stringerkraft ved siden af en væg på 10,1 kN. Foruden stringerkræfterne medtages bidrag fra forskydningsspændingerne i forskydningsfeltet på hver side af stringerne. -Disse fremgår af figur 4.52 på modstående side.

Som det første eftervises det, at forskydningen kan overføres til trækarmeringen ved brug af formel 4.63 på side 104.

For stringer 14 eftervises det, at forskydingsspændingerne i felt F og K ikke overstiger den maksimale tilladte spænding:

$$|0,01 \text{ MPa} - 0,02 \text{ MPa}| = 0,01 \text{ MPa} < \frac{\frac{\pi}{4} \cdot (12 \text{ mm})^2 \cdot \frac{550 \text{ MPa}}{1,2} \cdot 2}{576 \text{ mm} \cdot 220 \text{ mm}} = 0,82 \text{ MPa}$$
(4.72)

Det ses af overstående, at spændingsdifferencen af de tilstødende forskydningsfelter ikke er større end den maksimale tilladte forskydningsspænding.

For stringerkraft 14 fås et tillæg fra forskydningsspændingerne på:

$$\begin{split} S_{y14,till.} &= \left(\tau_{\rm F} \cdot l_{\rm F} + \tau_K \cdot l_K\right) \cdot b \\ &\downarrow \\ S_{y14,till.} &= \left(0,01 \,\mathrm{MPa} \cdot \frac{3.800 \,\mathrm{mm}}{2} + 0,02 \,\mathrm{MPa} \cdot \frac{2.000 \,\mathrm{mm}}{2}\right) \cdot 220 \,\mathrm{mm} = 8.580 \,\mathrm{N} \approx 8,6 \,\mathrm{kN} \end{split}$$

For stringer 37 fås et tillæg fra forskydningsspændingerne på:

$$S_{y37,till.} = (\tau_X \cdot l_X + \tau_{\text{Å}} \cdot l_{\text{Å}}) \cdot b$$

$$\Downarrow$$

$$S_{y37,till.} = \left(0.01 \text{ MPa} \cdot \frac{4.000 \text{ mm}}{2} + 0.02 \text{ MPa} \cdot \frac{3.800 \text{ mm}}{2}\right) \cdot 220 \text{ mm} = 12.760 \text{ N} \approx 12.8 \text{ kN}$$

Der fås nu følgende resulterende stringerkræfter:

$$S_{y14,res} = 17,7 \text{ kN} + 8,6 \text{ kN} = 26,3 \text{ kN}$$
$$S_{y37,res} = 10,1 \text{ kN} + 12,8 \text{ kN} = 22,9 \text{ kN}$$

For stringer  $S_{y,14}$  undersøges det om robusthedsarmeringen (2Y12), som er fastsat i afsnit 4.5 på side 86, er tilstrækkelig til også at kunne optage den fundne stringerkraft.

Trækbæreevnen af 2Y12 armeringsstænger fastsættes til:

$$f_{t,Rd} = A_s \cdot \frac{f_{yd}}{\gamma_s} \Rightarrow f_{t,Rd} = \frac{\pi}{4} \cdot (12 \,\mathrm{mm})^2 \cdot \frac{550 \,\mathrm{MPa}}{1,2} \approx 51.8 \,\mathrm{kN}$$

Da stringerkraften i stringer 14 er mindre end  $f_{t,Rd}$ , skal der ikke indlægges yderligere armeringen i tværfugen over væggen.

For stringer  $S_{y,37}$  optages stringerkraften gennem et stykke fladjern, som skrues ned i etagedækket. Fladjernets nødvendige dimension for at optage den beregnede stringerkraft beregnes ved:

$$A_{s,min} \cdot \frac{f_{yd}}{\gamma_s} \ge 22.900 \,\mathrm{N} \Rightarrow A_{s,min} \ge \frac{22.900 \,\mathrm{N}}{\frac{235 \,\mathrm{MPa}}{1.2}} = 117 \,\mathrm{mm}^2$$

Da tværsnittet af fladjernet skal have et armeringsareal på mindst  $117\,\rm{mm}^2$  kan det udføres med en bredde på  $30\,\rm{mm}$  og en godstykkelse på  $7\,\rm{mm}$ , hvilket fremgår af:

$$A_{s,fladjern} = 7 \,\mathrm{mm} \cdot 30 \,\mathrm{mm} = 210 \,\mathrm{mm}^2 \ge A_{s,min} \quad OK!$$

I forbindelse med eftervisning af stringere i tryk, udvælges stringer 16 og 43 med hhv. en stringerkraft på -20.6 kN og -11.5 kN. Den ene stringer (stringer 43) er placeret over en væg, hvortil dækfugen eftervises for trykkraften, hvor den anden stringer (stringer 16) er placeret på tværs af dækkene og trykkraften derved skal optages i et stykke fladjern.

For stringer 43, som er placeret over en væg udregnes et bidrag fra forskydningsspændingerne virkende i det tilstødende forskydningsfelter. Bidraget fastsættes til 21,8 kN, efter samme beregningsmetodik, som angivet i de tidligere eksempel med trækstringere. Da bidraget fra forskydningsfelterne vil medføre, at trykstringeren udsættes for træk, tages det beregnede bidrag ikke med, hvilket er på den sikre side ift. trykbelastninger.

Da væggen under trykstringeren er en letbetonvæg med en tykkelse på  $220 \,\mathrm{mm}$  og etagedækkenes højde er  $220 \,\mathrm{mm}$  findes spændingsarealet i fugen, som en rektangel, der fremgår skraveret på figur 4.53.



**Figur 4.53:** Tilnærmet spændingsareal  $A_c$ , markeret med rødt, som anvendes til beregning/eftervisning af stringere dækfuger, som udsættes for tryk.

Spændingen i fugen forårsaget at trykket i stringeren medfører en normalspænding i dækfugen,  $\sigma_c$ , svarende til:

$$\sigma_c = \frac{S_y}{A_c} \Rightarrow \sigma_c = \frac{11.500 \,\mathrm{N}}{15.400 \,\mathrm{mm}^2} = 0.75 \,\mathrm{MPa} < \left(0.98 - \frac{35 \,\mathrm{MPa}}{500}\right) \cdot \frac{35 \,\mathrm{MPa}}{1.45} = 21.97 \,\mathrm{MPa} \quad OK!$$

Yderligere eftervises stringerens bæreevne i tryk ved:

$$\sigma_s < f_{yd} \Rightarrow \frac{11.500 \,\mathrm{N}}{2 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (12 \,\mathrm{mm})^2} = 50.8 \,\mathrm{MPa} < \frac{550 \,\mathrm{MPa}}{1.2} = 458.3 \,\mathrm{MPa} \quad OK!$$
(4.73)

Det fremgår at trykket i stringeren kan overføres til fugen og at både fugens trykbæreevne og armeringens er tilstrækkelig.

For stringer 16, som er et stykket fladjern monteret oven på etagedækket, eftervises trykbæreevnen blot ved eftervisning af stålets regningmæssige flydespænding, da fladjernet skrues til dækket med en tilpas kort afstand, således at slankhedsforholdet bliver stort og udknækningslængden minimal.

Der tages udgangspunkt i fladjernet med en dimension på 7 mm x 30 mm, som er fastsæt i tidligere i beregningseksemplet. Stålets trykbære<br/>evne regnes da som:

$$\sigma_{s,Rd} = A_s \cdot \frac{f_{yd}}{\gamma_s} \Rightarrow \sigma_{s,Rd} = 7 \, \mathrm{mm} \cdot 30 \, \mathrm{mm} \cdot \frac{235 \, \mathrm{MPa}}{1,2} = 41.1 \, \mathrm{kN}$$

Da stålets trykbære<br/>evne er større end den trykkraft som virker i stringeren, konkluderes det, at stringer<br/>  $S_{y16}$  kan udføres som et stykke fladstål med dimensione<br/>n $7 \, {\rm mm}$  x $30 \, {\rm mm}$ , som fastgøres til overfladen af dæk<br/>skiven. Det fremgår at stålets bære<br/>evne er større end den virkende stringerkraft på $-20,6 \, {\rm kN}.$ 

Som det fremgår af de forudgående beregninger, er det vanskeligt at udvælge enkelte "kritiske" stringere, idet de fundne stringerkræfter ikke nødvendigvis er de største der forekommer da de varierer afhængigt af de tilstødende forskydningsfelter. Ved anvendelse af huldæk, hvor forskydningsspændingerne skal tillægges og- eller fratrækkes stringerkræfterne, idet der ikke findes forskydningsarmering, vil det være nødvendigt at foretage beregningerne for samtlige stringere for at finde de entydigt største kræfter. Denne opgave foretages bedst ved anvendelse af dertil egnede computerprogrammer, hvorfor der ikke beregnes yderligere stringere i denne rapport.

## 4.6.2 Hammerhovedudsparing

Den forskydende kraft virkende i forskydningsfelterne, bestemt i forbindelse med stringerberegningen, medtages som et bidrag i de givne stringere som omkranser det pågældende felt, men for at bidraget kan optages i stringeren skal den forskydende kraft føres ud i fugen. For dæk med sidevederlag sker dette ved brug af hammerhovedudsparinger, som er fastgjort i de yderste huldæks sider og i randfugen. Altså føres den forskydende kraft fra forskydningsfeltet gennem hammerhovedet og ud i randfugen, hvor den her er forbundet med stringere. For at hammerhovedudsparingen kan viderefører den forskydende kraft skal det eftervises, at der ikke sker overklipning af den bøjle, som føres ud i fugen. Af Bilag A2.1.STAB2\_Eftervisning af dæk, fremgår det at den største forskydningsspænding, som forekommer mod randen er -0.02 MPa. Med dækskivens højde på 220 mm fås da en forskydende last pr. meter på:

$$V=0.02\,\mathrm{MPa}\cdot220\,\mathrm{mm}=4.4\,\mathrm{kN/m}$$

Den undersøges nu om et hammerhoved udført med bøjler i Ø10 er tilstrækkeligt, såfremt det placeres med en indbyrdes afstand på  $1.500 \,\mathrm{mm}$ . Overklipningsbæreevnen af hammerhovedet udregnes ved følgende:

$$\tau_R = A_S \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_s} = 2 \cdot \left(\frac{\pi}{4} \cdot (10 \text{ mm})^2 \cdot \frac{550 \text{ MPa}}{\sqrt{3} \cdot 1, 2}\right) = 41.6 \text{ kN}$$

Ved at placere hammerhovederne pr.  $1.500\,\mathrm{mm}$ fås en bæreevne pr. meter på:

$$\tau = 41.6 \,\mathrm{kN} \cdot \frac{1}{1.5 \,\mathrm{m}} = 27.7 \,\mathrm{kN/m}$$
 (4.74)

Det fremgår at bæreevnen af hammerhovederne er større end den forskydende kraft, hvorfor det konkluderes, at hammerhovedernes bæreevne er tilstrækkelig.

5	A2.2.1 - Statiske beregninger - Letbetonelementer 112
	5.1 Lodret bæreevne 112
	5.1.1 Bæreevne af vægge af letbeton ved N-M diagram
	5.1.2 Bestemmelse af regningsmæssige laster i vægtværsnit
6	A2.2.2 - Statiske beregninger - Betonelementer 119
	6.1 Lodret bæreevne 119
	6.1.1 Udledning af snitkræfter efter princippet med nominel stivhed
	6.1.2 Eftervisning af vægelementer ud fra beregnede regningmæssige snitkræfter

# 5 A2.2.1 - Statiske beregninger - Letbetonelementer

I det følgende afsnit eftervises den lodrette bæreevne af de bærende letbetonvægge, som i bygningen anvendes som lejlighedsskel. Væggene eftervises ved at opstille et N-M diagram på baggrund af metoden angivet i "*DS/EN 1520 - Præfabrikerede armerede elementer af letbeton*", som er baseret på Eulers formel for kritisk søjlelast. [Dansk Standard, 2011]

# 5.1 Lodret bæreevne

## 5.1.1 Bæreevne af vægge af letbeton ved N-M diagram

Den regningsmæssige, lodrette bæreevne for overvejende lodret belastede letbetonvægge kan bestemmes ved formel 5.1: [Dansk Standard, 2011]

$$N_{Rd} = k_s \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot A_c \tag{5.1}$$

Hvor:

$N_{Rd}$	Regningsmæssig lodret trykbæreevne [kN]
$k_s$	Søjlereduktionsfaktor bestemt ved formel 5.2 [-]
$\alpha$	Tidsfaktor for hensyntagen til langtidsvirkninger på materialeparametre [-]
$f_{cd}$	Regningsmæssig trykstyrke for LAC beton [MPa]
$A_c$	Trykket betonareal i tværsnittet [mm <sup>2</sup> ]

Søjlereduktionsfaktoren,  $k_s$ , findes ved formel 5.2:

$$k_{s} = \frac{1}{1 + \frac{f_{ck}}{E_{cm}\pi^{2}} \left(\frac{h_{0}}{i_{c}}\right)^{2}}$$
(5.2)

Hvor:

$f_{ck}$	Karakteristisk trykstyrke for LAC beton [MPa]
$E_{cm}$	Middelelasticitetsmodul for betonen ved formel 5.3 [MPa]
$h_0$	Søjlelængde, svarende til højden af væggen under hensyntagen til understøtningsforhold [mm]
$i_c$	Inertiradius i tværsnittets trykzone [mm]

Middelelasticitetsmodulet bestemmes på baggrund af den karakteristiske trykstyrke samt densitet ved formel 5.3:

$$E_{cm} = 10000 \cdot f_{ck}^{1/3} \cdot \left(\frac{\rho}{2200}\right)^2 \tag{5.3}$$

Hvor  $\rho$  er densiteten for den anvendte LAC beton.

Inertiradius i tværsnittets trykzone vil variere afhængigt af excentriciteten af den lodrette belastning ved væggens top. Den trykkede del af et rektangulært tværsnit kan bestemmes ved formel 5.4:

(5.4)

$$A_c = L(t - 2e_t)$$

Hvor:

- *L* | Længden af det betragtede tværsnit [mm]
- *t* Væggens tykkelse [mm]
- $e_t$  Excentricitet for den lodrette belastning i tykkelsesretningen [mm]

Inertiradius beregnes ved formel 5.5 idet inertimoment, samt det trykkede areal, varierer med excentriciteten ved vægtop:

$$i_c = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = \sqrt{\frac{\frac{1}{12} \cdot L \cdot (t - 2e_t)^3}{L(t - 2e_t)}} = \frac{t - 2e_t}{\sqrt{12}}$$
(5.5)

Med ovenstående formelsæt kan trykbæreevnen nu beregnes til en vilkårlig excentricitet ved formel 5.1. Det tilhørende moment til anvendelse i optegning af N-M diagrammet bestemmes ved:

$$M_{Rd} = N_{Rd} \cdot e \tag{5.6}$$

Og det er herefter muligt at optegne et N-M diagram, ved at vælge en række excentriciteter at beregne bæreevnen ved.

#### Beregningseksempel - Opstilling af bæreevnediagram

I det følgende gennemgås et eksempel på beregning af et punkt i N-M diagrammet, hvorefter resten af punkterne bestemmes i Excel i bilag A2.2.LAC1. Der anvendes følgende indgangsparametre iht. del A1.1 tabel 3.14 på side 23 samt geometriske forudsætninger for letbetonvæggene iht. del A3.1:

Parameter	Symbol	Værdi	Henvisning
Væghøjde	$h_0$	$3.060\mathrm{mm}$	Fig. 3.2 på side 6
Tykkelse	t	$220\mathrm{mm}$	Fig. 7.1 på side 131
Trykstyrke	$f_{ck}$	$10\mathrm{MPa}$	Tab. 3.14 på side 23
Densitet	ρ	$2.000  \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$	Tab. 3.14 på side 23
Partialkoeff. trykstyrke	$\gamma_c$	1,40	Tab. 3.12 på side 22
Langtidsfaktor	$\alpha$	$1,\!0$	[Dansk Standard, 2011]

 Tabel 5.1: Forudsætninger anvendt ved eftervisning af letbetonvægges lodrette bæreevne.

Væggen regnes simpelt understøttet ved top og bund, og den regningsmæssige søjlelængde svarer derfor til væggens højde.

Der vælges til eksemplet en top excentricitet på  $20\,\mathrm{mm}$  , hvorefter inertiradius kan bestemmes ved formel 5.5:

$$i_c = \frac{t - 2e_t}{\sqrt{12}} = \frac{220\,\mathrm{mm} - 2 \cdot 20\,\mathrm{mm}}{\sqrt{12}} = 51,96\,\mathrm{mm}$$

På samme vis kan det trykkede areal i tværsnittet bestemmes ved formel 5.4, idet der regnes på et vægstykke med længden 1.000 mm:

$$A_c = L(t - 2e_t) = 1.000 \,\mathrm{mm}(220 \,\mathrm{mm} - 2 \cdot 20 \,\mathrm{mm}) = 180.000 \,\mathrm{mm}^2$$

Middelelasticitetsmodulet beregnes nu på baggrund af densiteten og formel 5.3:

$$E_{cm} = 10000 \cdot f_{ck}^{1/3} \cdot \left(\frac{\rho}{2200}\right)^2 = 10000 \cdot 10 \,\mathrm{MPa}^{1/3} \cdot \left(\frac{2.000 \,\frac{\mathrm{kg}}{\mathrm{m}^3}}{2200}\right)^2 = 17.805 \,\mathrm{MPa}$$

Søjlereduktionsfaktoren kan nu bestemmes ved formel 5.2:

$$k_s = \frac{1}{1 + \frac{f_{ck}}{E_{cm}\pi^2} \left(\frac{h_0}{i_c}\right)^2} = \frac{1}{1 + \frac{10 \,\mathrm{MPa}}{17.805 \,\mathrm{MPa} \cdot \pi^2} \cdot \left(\frac{3.060 \,\mathrm{mm}}{51,96 \,\mathrm{mm}}\right)^2} = 0.84$$

Det er nu muligt at bestemme den regningsmæssige trykstyrke ved formel 5.1:

$$N_{Rd} = k_s \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot A_c = 0.84 \cdot 1.00 \cdot \frac{10 \text{ MPa}}{1.40} \cdot 180.000 \text{ mm}^2 = 1.080 \text{ kN}$$

Afslutningsvis findes den tilhørende momentbæreevne ved formel 5.6:

$$M_{Rd} = N_{Rd} \cdot e = 1.080 \,\mathrm{kN} \cdot 0.02 \,\mathrm{m} = 21.6 \,\mathrm{kNm}$$

På samme vis bestemmes nu en række punkter i bilag A2.2.LAC1, hvormed der findes følgende N-M diagram:



Figur 5.1: N-M diagram for letbetonvægge i byggeriet.

#### 5.1.2 Bestemmelse af regningsmæssige laster i vægtværsnit

De farligste snitkræfter bestemmes i tværsnittet i væggens øverste tredjedelspunkt, hvori der findes et momentbidrag fra normalkraftens excentriske virken ved vægtoppen samt et momentbidrag fra eventuelle vandrette laster som eksempelvis differensvindtryk mellem rum. Der skal i den forbindelse findes en total excentricitet, som findes ved:

$$e_{tot} = \frac{2}{3}e_0 + e_m + e_a + e_c + e_2 \tag{5.7}$$

Hvor:

- $e_0$  | Excentricitet fra ovenstående bygningsdele [mm]
- $e_m$  | Excentricitet fra bøjningsmoment fra vandret belastning ved  $e_m = \frac{M}{N}$  [mm]
- $e_a$  | Excentricitet fra geometriske imperfektioner sat til  $e_a = \frac{h}{500}$  [mm]
- *e<sub>c</sub>* Excentricitet grundet krybning i letbeton [mm]
- *e*<sub>2</sub> Excentricitet fra andenordenseffekter [mm]

Excentriciteten,  $e_0$ , ved vægtoppen bestemmes på baggrund af de virkende laster fra eventuelle ovenstående vægge, dækvederlag mv. Princippet herfor er vist nedenfor, idet der for letbetonvægge er tradition for at anvende en kombination af trekantede og rektangulære spændingsfordelinger under dækvederlag: [Jensen, 2019a]



Figur 5.2: Princip for excentriciteter ved vægtop til bestemmelse af  $e_0$ .

Ved at kræve momentækvivalens mellem de to kraftsystemer kan den resulterende excentricitet,  $e_0$ , bestemmes for den samlede normalkraft N:

$$Ne_0 = N_1 e_1 - N_2 e_2 + N_3 e_3 \Rightarrow e_0 = \frac{N_1 e_1 - N_2 e_2 + N_3 e_3}{N_1 + N_2 + N_3}$$
(5.8)

Størrelserne for dækvederlagenes excentriciteter kan bestemmes ud fra de geometriske forudsætninger ved kendskab til vederlagsdybden, mens excentriciteten for forsætningen af den ovenstående væg sættes til min.  $e_3 = 10 \text{ mm}$ . Hvis dækvederlagets dybde defineres som d haves nu: [Jensen, 2019a]

$$e_1 = \frac{t}{2} - \frac{1}{3}d;$$
  $e_2 = \frac{t}{2} - \frac{1}{2}d;$   $e_3 = \min. 10 \,\mathrm{mm}$  (5.9)

Excentriciteten fra krybning i letbeton bestemmes på baggrund af letbetonens krybetal samt permanente lastexcentriciteter. Den bestemmes ved:

$$e_c = 0.002 \cdot h_0 \cdot \varphi_{LAC} \cdot \sqrt{\frac{e_0}{t}}$$
(5.10)

Krybetallet kan for letbeton sættes til  $\varphi_{LAC} = 2,0$ , hvis ikke der er foretaget yderligere forsøg på betonen. [Dansk Standard, 2011]

Afslutningsvis bestemmes excentriciteten fra 2. ordenseffekter. Denne bestemmes ved: [Dansk Standard, 2011]

$$e_{2} = \left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd} - N_{Ed}}\right) (e_{0} + e_{a} + e_{m} + e_{c})$$
(5.11)

Hvor:

 $N_{Ed}$  | Regningsmæssig lodret belastning på væggen [kN]

 $N_{Rd}$  | Regningsmæssig søjlebæreevne ved formel 5.1 idet excentriciteten sættes til  $e_a$  [kN]

Med kendskab til de virkende excentriciteter, kan de optrædende snitkræfter nu bestemmes.

#### Beregningseksempel - Eftervisning af væg i bærelinje LAC01

For beregningen af de optrædende snitkræfter anvendes følgende parametre:

Parameter	Symbol	Værdi	Henvisning
Væghøjde	$h_0$	$3.060\mathrm{mm}$	Fig. 3.2 på side 6
Tykkelse	t	$220\mathrm{mm}$	Fig. 7.1 på side 131
Normalkraft	$N_{Ed}$	$225,3  \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	Tab. 4.2 på side 56
Peakhastighedstryk	$q_p$	$1,06  \frac{kN}{m^2}$	Afs. 3.6.5 på side 33

Tabel 5.2: Forudsætninger anvendt ved beregning af optrædende snitkræfter

Af bilag A2.1.LAST1 - Lodret lastnedføring fremgår følgende fordeling mellem de lodrette kræfter i BGT2.1 med dominerende nyttelast. Idet der regnes med vederlagsdybde 75 mm kan excentriciteterne ligeledes bestemmes på baggrund af formlerne i 5.9:

ID	Last [kN]	Excentricitet [mm]
$N_1$	42,33	85
$N_2$	40,27	$72,\!5$
$N_3$	142,7	10,0

 Tabel 5.3: Fordeling af normalkraft på dækvederlag og ovenstående vægfelt.

Den samlede excentricitet ved vægtop kan nu bestemmes ved formel 5.8 på side 115:

$$e_{0} = \frac{N_{1}e_{1} - N_{2}e_{2} + N_{3}e_{3}}{N_{1} + N_{2} + N_{3}}$$
$$= \frac{42.330 \text{ N} \cdot 85 \text{ mm} - 40.270 \text{ N} \cdot 72,5 \text{ mm} + 142.700 \text{ N} \cdot 10 \text{ mm}}{225.300 \text{ N}} = 9,35 \text{ mm}$$

Excentricitet for geometriske imperfektioner bestemmes:

$$e_a = \frac{h}{500} = \frac{3.060\,\mathrm{mm}}{500} = 6.12\,\mathrm{mm}$$

Excentricitet fra den horisontale belastning i form af vindlast bestemmes nu. Der regnes med differensvindtryk mellem lejligheder svarende til formfaktor  $c_p = 0.40$  [Dansk Standard, 2007c]. Der findes regningsmæssig vindlast i ULS2.1:

$$w_{Ed} = K_{FI} \cdot \gamma_V \cdot \psi_0 \cdot c_p \cdot q_p = 1,0 \cdot 1,5 \cdot 0,3 \cdot 0,4 \cdot 1,06 \,\frac{\mathrm{kN}}{\mathrm{m}^2} = 0,2 \,\frac{\mathrm{kN}}{\mathrm{m}^2}$$

Excentriciteten for vandret last bestemmes nu:

$$e_m = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = 1000 \cdot \frac{\frac{1}{8} \cdot 0.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 3.06^2 \text{m}}{225.3 \text{ kN}} = 1.04 \text{ mm}$$

Excentriciteten med hensyn til krybning bestemmes ved formel 5.10 på modstående side idet krybetallet sættes til 2,0:

$$e_c = 0,002 \cdot h_0 \cdot \varphi_{LAC} \cdot \sqrt{\frac{e_0}{t}} = 0,002 \cdot 3.060 \,\mathrm{mm} \cdot 2,0 \cdot \sqrt{\frac{9,35 \,\mathrm{mm}}{220 \,\mathrm{mm}}} = 2,52 \,\mathrm{mm}$$

Afslutningsvis bestemmes excentriciteten for andenordenseffekter. Denne bestemmes på baggrund af formel 5.11 på forrige side idet der i bilag A2.2.1.LAC1 er fundet søjlebære<br/>evnen  $N_{Rd} = 1.292,5 \text{ kN}$ når der anvendes excentriciteten  $e_a = 6,12 \text{ mm}$ :

$$e_{2} = \left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd} - N_{Ed}}\right) (e_{0} + e_{a} + e_{m} + e_{c})$$
  
=  $\left(\frac{225,3 \text{ kN}}{1.292,5 \text{ kN} - 225,3 \text{ kN}}\right) (9,35 \text{ mm} + 6,12 \text{ mm} + 1,04 \text{ mm} + 2,52 \text{ mm}) = 4,02 \text{ mm}$ 

Den samlede excentricitet er dermed:

$$e_{tot} = \frac{2}{3} \cdot 9,35 \,\mathrm{mm} + 6,12 \,\mathrm{mm} + 1,04 \,\mathrm{mm} + 2,52 \,\mathrm{mm} + 4,02 \,\mathrm{mm} = 19,93 \,\mathrm{mm}$$

Det regningsmæssige moment i væggens tredjedelspunkt findes, idet der tillægges væggens egenlast ned til dette punkt:

$$M_{Ed} = (225,3\,\mathrm{kN} + 20\,\frac{\mathrm{kN}}{\mathrm{m}^2} \cdot 0,22\,\mathrm{m} \cdot \frac{1}{3} \cdot 3,06\,\mathrm{m}) \cdot \frac{19,93\,\mathrm{mm}}{1000} + \frac{1}{8} \cdot 0,2\,\frac{\mathrm{kN}}{\mathrm{m}} \cdot 3,06^2\mathrm{m} = 4,81\,\mathrm{kNm}$$

De regningsmæssige snitkræfter er da  $(N_{Ed}; M_{Ed}) = (229,79 \text{ kN}; 4,81 \text{ kNm})$ . Ved at sammenholde disse snitkræfter med N-M diagrammet i figur 5.1 på side 114 ses at bæreevnen af væggen er tilstrækkelig. I figur 5.3 kan N-M diagrammet ses med såvel bæreevnekurven samt de optrædende snitkræfter optegnet:



Figur 5.3: N-M diagram med de optrædende snitkræfter indtegnet.

Den lodrette bæreevne er dermed eftervist for de bærende 220 mm tykke letbetonvægge i byggeriet. Det bemærkes at bæreevnen principielt er eftervist som et uarmeret tværsnit, men for at minimere revner i anvendelsesgrænsetilstanden, forudsættes væggene for værende minimumsarmerede. På denne måde kan partialkoefficienterne for et armeret tværsnit ligeledes anvendes.

# 6 A2.2.2 - Statiske beregninger - Betonelementer

# 6.1 Lodret bæreevne

I det følgende afsnit eftervises den lodrette bæreevne af de bærende facadeelementers betonbagplade. Væggene eftervises ved at beregne de regningsmæssige snitkræfter som optræder i de enkelte vægge, som bygger på metoden med nominel stiv, som er beskrevet i *Betonkonstruktioner efter DS/EN 1992-1-1*, hvortil der foretages en almindelig bjælkeberegning med bøjning og normalkraft, således at væggene kan modstå de beregnede snitkræfter.

## 6.1.1 Udledning af snitkræfter efter princippet med nominel stivhed

Ved at betragte vægelementet som en simpelt understøttet søjle, kan 2. ordensmomentet beregnes ved ligning (6.1).

$$M_{Ed} = \frac{M_{0Ed}}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr}}}$$
(6.1)

Hvor:

 $\begin{array}{c|c} M_{0Ed} & \text{er 1. ordens bøjningsmoment} \\ N_{Ed} & \text{er den regningsmæssige lodrette last} \\ N_{cr} & \text{er den kritiske søjlelast} \end{array}$ 

Den kritiske søjlelast beregnes ved ligning (6.2).

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot EI}{l_0^2}$$
(6.2)

Hvor:

 $l_0$  | er søjlens effektive længde

*EI* | er den nominelle stivhed

Stivheden, der indeholder bidrag fra både beton og armering og som kendetegnes ved den nominelle stivhed, beregnes ved ligning (6.3).

$$EI = K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + K_s \cdot E_s \cdot I_s \tag{6.3}$$

Hvor:

 $E_{cd}$  | er betonens regningmæssige elasticitetsmodul

*I<sub>c</sub>* er betontværsnittets inertimoment

- $E_s$  er armeringens regningsmæssige elasticitetsmodul
- $I_s$  | er armeringens inertimoment omkring tyngdepunktet af betontværsnittet
- $K_c$  er en faktor for virkninger af revnedannelse, krybning osv.
- $K_s$  | er en faktor for armeringens bidrag

For armerings forhold  $\rho \ge 0.002$  kan faktorerne,  $K_c$  og  $K_s$  be regnes ved ligning (6.4) og (6.5).

$$K_s = 1 \tag{6.4}$$

$$K_c = \frac{k_1 \cdot k_2}{1 + \varphi_{ef}} \tag{6.5}$$

Hvor:

er det geometriske armeringsforhold,  $\frac{A_s}{A_c}$ er armeringens samlede areal ρ

 $A_s$ 

er betontværsnittets areal  $A_c$ 

 $\varphi_{ef} \ \Big| \ {\rm er} \ {\rm det} \ {\rm effektive \ krybetal}$ 

Det effektive krybetal beregnes ved ligning (6.6).

$$\varphi_{ef} = \varphi_{(\infty,t0)} \cdot \frac{M_{0Eqp}}{M_{0Ed}}$$
(6.6)

Hvor:

$\varphi_{(\infty,t0)}$	er slutkrybetallet (sættes med tilstrækkelig nøjagtighed til 3)
$M_{0Eqp}$	er 1. ordens bøjningsmomentet i en kvasipermanet lastkombination (AGT)
$M_{0Ed}$	er 1. ordens bøjningsmomentet i en regningsmæssige lastkombination (BGT)

 $k_1$  og  $k_2$  beregnes ved formel (6.7) og (6.8).

$$k_1 = \sqrt{\frac{f_{ck}}{20}}$$

$$k_2 = n \cdot \frac{\lambda}{170} \le 0.20$$
(6.7)
(6.8)

Hvor:

er den relative normalkraft,  $N_{Ed}/(A_c \cdot F_{cd})$ n

er slankhedsforholdet λ

- er betonens karakteristiske trykstyrke  $f_{ck}$
- $f_{cd}$  er betonens regningmæssige trykstyrke

Slankhedsforholdet beregnes ved ligning (6.9).

$$\lambda = \frac{h_0}{i} \tag{6.9}$$

Hvor:

#### $h_0 \mid$ er søjlelængden

i er inertiradius

Inertiradien beregnes ved ligning (6.10).

$$i = \sqrt{\frac{I}{A_c}} \tag{6.10}$$

Det regningsmæssige elasticitetsmodul beregnes ved ligning (6.11)

$$E_{cd} = \frac{E_{c0k}}{\gamma_c} \tag{6.11}$$

Hvor:

 $\begin{array}{c|c} E_{c0k} & \text{er betonens karakteristiske elasticitetsmodul} \\ \gamma_c & \text{er partialkoefficienten for betons trykstyrke og E-modul} \end{array}$ 

Betonens karakteristiske elasticitetsmodul beregnes ved ligning (6.12).

$$E_{c0k} = 51000 \cdot \frac{f_{ck}}{f_{ck} + 13} \tag{6.12}$$

Betonvæggens inertimoment beregnes ved ligning (6.13)

$$I_c = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 \tag{6.13}$$

Hvor:

- b | er bredden, svarende til væggens længde
- h er højden, svarende til væggens tykkelse

Armeringens inertimoment omkring tyngdepunktet af betontværsnittet udregnes ved ligning (6.14).

$$I_{s} = A_{s} \cdot \left(\frac{h_{i}}{2}\right)^{2} = A_{s} \cdot \left(\frac{h - 2 \cdot (c_{1} + \phi_{bjl}) - 2 \cdot (\frac{\phi}{2})}{2}\right)^{2}$$
(6.14)

Hvor:

- $h_i$  | er afstanden mellem de lodrette armeringsstænger
- $c_1$  er dæklaget
- $\phi_{bjl}$  er diameteren af en bøjle
- ø er diameteren af længdearmeringen

#### Beregningseksempel - Beregning af regningsmæssige snitkræfter af væg i bærelinje FAC01

Parameter	Symbol	Værdi	Henvisning
Væghøjde	$h_0$	$3.060\mathrm{mm}$	3.2 på side 6
Tykkelse	t	$145\mathrm{mm}$	3.10 på side 27
Længde	$l_0$	$1.000\mathrm{mm}$	
Trykstyrke	$f_{ck}$	$35\mathrm{MPa}$	3.10 på side 21
Densitet	$\rho$	$2.500  \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$	Teknisk Ståbi kap. 11.2
Partialkoeff. trykstyrke og E-modul	$\gamma_c$	1,40	3.6 på side 20
Peakhastighedstryk	$q_p$	$0,85  \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	3.6.5 på side 33
Normalkraft (BGT2.1)	$N_{Ed}$	$152,5\mathrm{kN}$	Bilag A2.1.LAST1
Normalkraft (AGT1.1)	$N_E$	$140,5\mathrm{kN}$	Bilag A2.1.LAST1

Til beregning af de optrædende snitkræfter anvendes følgende parametre:

 Tabel 6.1: Forudsætninger anvendt ved beregning af snitkræfter efter metode om nominel stivhed.

Af bilag A2.1.LAST1 - Lodret lastnedføring, fremgår følgende fordeling af lodrette kræfter virkende på vægelementet i BGT2.1. Idet der regnes med en vederlagsdybde på 75 mm kan excentriciteterne ligeledes bestemmes, efter princippet vist ved 5.2 på side 115. De lodretvirkende laster samt excentriciteter ved vægtop fremgår af tabel 6.2.

ID	Last [kN]	Excentricitet [mm]
$N_1$	$49,6\mathrm{kN}$	$47,5\mathrm{mm}$
$N_3$	$102{,}9\rm kN$	$15,3\mathrm{mm}^{\star}$

\*) Excentriciteten  $e_3$  udregnes som  $\frac{h}{200}$ , for elementer i beton.[Jensen og Hansen, 2014].

Tabel 6.2: Fordeling af normalkraft på dækvederlag og overstående vægfelt.

Den samlede excentricitet ved vægtop bestemmes ved:

$$e_{top} = \frac{N_1 e_1 + N_3 e_3}{N_1 + N_3} \Rightarrow e_{top} = \frac{49.6 \text{ kN} \cdot 47.5 \text{ mm} + 102.9 \text{ kN} \cdot 15.3 \text{ mm}}{49.6 \text{ kN} + 102.9 \text{ kN}} = 25.8 \text{ mm}$$

Excentricitet for geometriske imperfektioner bestemmes ved:

$$e_4 = \frac{h_0}{400} \Rightarrow e_4 = \frac{3.060 \,\mathrm{mm}}{400} = 7,65 \,\mathrm{mm}$$

Excentricitet fra den horisontale belastning fra vinden, med mest ugunstig bidrag fra både udvendigt og indvendigt vindtryk bestemmes. Den regningmæssige vindlast på FAC01 i BGT2.1 beregnes til:

$$w_{Ed} = K_{FI} \cdot \gamma_v \cdot \psi_0 \cdot c_p \cdot q_p = 1,0 \cdot 1,5 \cdot 0,3 \cdot 1,4 \cdot 0,85 \,\frac{\mathrm{kN}}{\mathrm{m}^2} = 0,54 \,\frac{\mathrm{kN}}{\mathrm{m}^2}$$
(6.15)

Excentriciteten for vandret last bestemmes ved:

$$e_5 = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = 1000 \cdot \frac{\frac{1}{8} \cdot 0.54 \,\frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot (3.06 \,\text{m})^2}{152.5 \,\frac{\text{kN}}{\text{m}}} = 4.1 \,\text{mm}$$
(6.16)

Den samlede excentricitet bestemmes ved:

$$e_t = \frac{2}{3} \cdot e_{top} + e_4 + e_5 \Rightarrow e_t = \frac{2}{3} \cdot 25,8 \,\mathrm{mm} + 7,65 \,\mathrm{mm} + 4,1 \,\mathrm{mm} = 28,9 \,\mathrm{mm}$$
 (6.17)

Med kendskab til den lodrette last,  $N_{Ed}$  samt excentriciteten  $e_t$  kan 1. ordensmomentet,  $M_{0Ed}$  bestemmes ved:

$$M_{0Ed} = N_{Ed} \cdot e_t \Rightarrow M_{0Ed} = 152,5 \,\mathrm{kN} \cdot 0,029 \,\mathrm{m} = 4,42 \,\mathrm{kNm}$$
(6.18)

På samme vis findes 1.ordens momentet for den kvasipermanente situation, hvor der anvendes AGT1.1, hvilket medfører nedenstående moment:

$$M_{0Eqp} = N_E \cdot e_t \Rightarrow M_{0Eqp} = 140.5 \,\mathrm{kN} \cdot 0.029 \,\mathrm{m} = 4.1 \,\mathrm{kNm}$$
 (6.19)

Hernæst fastsættes den nominelle stivhed *EI*. Først beregnes armeringsforholdet  $\rho = \frac{A_s}{A_c}$ , for at fastsætte beregningsmetoden for de relevante faktorer.

Væggene forudsættes armeret med et ø8 net med maskevidde 200 mm i hver side. Yderligere foretages beregningen af væggen pr. m, hvortil det antagelsesvist fremgår at, der forekommer 5 "armeringsstænger" pr. meter, se figur 6.1.



**Figur 6.1:** Vægtværsnit, som anvendes til eftervisning og dimensioneringen af vægelementerne i beton.

Det givne armering i væggen medfører et samlet tværsnitsareal for stålet pr. meter på:

$$A_s = \frac{\pi}{4} \cdot 8^2 \cdot 5 \cdot 2 = 502,7 \,\mathrm{mm}^2$$

Væggens tværsnitsareal udregnes ligeledes pr. meter, hvilket medfører et tværsnitsareal på:

$$A_c = 145 \,\mathrm{mm} \cdot 1.000 \,\mathrm{mm} = 145.000 \,\mathrm{mm}^2$$

Armeringsforholdet kan nu beregnes til:

$$\rho = \frac{502.7 \,\mathrm{mm}^2}{145.000 \,\mathrm{mm}^2} = 0.0035 \approx 0.4\%$$

Da armeringsforholdet ligger i intervallet  $0,002 < \rho < 0,01$ kan væggens regningmæssige bære<br/>evne beregnes efter nærværende afsnits beskrevne beregningsfremgang.

Den nominelle stivhed, *EI*, kan nu beregnes, hvortil relevante parametre er udledt og beregnet i bilag A2.2.2.FAC01\_Nominelstivhed og fremgår af tabel 6.3:

 $EI = K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + K_s \cdot E_s \cdot I_s$ 

 $EI = 6.3 \cdot 10^{-3} \cdot 26.56 \cdot 10^{3} \mathrm{MPa} \cdot 2.54 \cdot 10^{8} \mathrm{mm}^{4} + 1 \cdot 2.0 \cdot 10^{5} \mathrm{MPa} \cdot 1.25 \cdot 10^{6} \mathrm{mm}^{4} = 2.93 \cdot 10^{11} \mathrm{Nmm}^{2}$ 

Daramotor	værdi	honviening
Falailletei	vælui	lienvisining
$K_s$	1	
$E_{c0k}$	$37,\!18\mathrm{GPa}$	6.12 på side 121
$E_{cd}$	$26,56\mathrm{GPa}$	6.11 på side 121
$k_1$	$1,32  { m N}^{-1} { m mm}$	6.7 på side 120
n	0,03	6.8 på side 120
i	$41,9\mathrm{mm}$	6.10 på side 121
$\lambda$	73,1	6.9 på side 120
$k_2$	0,018	6.8 på side 120
$arphi_{ef}$	2,76	6.6 på side 120
$K_c$	$6,3 \cdot 10^{-3}$	6.5 på side 120
$I_c$	$2,54\cdot 10^8 \mathrm{mm}^4$	6.13 på side 121
$E_s$	200 GPa 3.11 på side 22	
$I_s$	$1,25 \cdot 10^6 \mathrm{mm}^4$ 6.13 på side 121	

**Tabel 6.3:** Parametre til beregning af nominel stivhed, EI.

Den kritiske last bestemmes ved ligning 6.2 på side 119, hvortil følgende fås:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot 2.93 \cdot 10^{11} \text{Nmm}^2}{(3.060 \text{ mm})^2} = 308.833,58 \text{ N} \approx 308,8 \text{ kN}$$
(6.20)

Det regningmæssige moment, som væggen skal kunne optage, kan nu regnes ved ligning 6.1 på side 119, hvortil følgende regningsmæssige moment fås:

$$M_{Ed} = \frac{4.11 \,\mathrm{kNm}}{1 - \frac{152.5 \,\mathrm{kN}}{308.8 \,\mathrm{kN}}} = 8,73 \,\mathrm{kNm}$$
(6.21)

Facadevæggen FAC01 skal altså kunne optage snitkræfterne:

•  $M_{Ed} = 8,73 \,\mathrm{kNm}$ 

•  $N_{Ed} = 152,5 \,\mathrm{kN}$ 

#### 6.1.2 Eftervisning af vægelementer ud fra beregnede regningmæssige snitkræfter

Med de beregnede snitkræfter, kan dimensioneringen af det pågældende vægelement udføres efter almindelig bjælketeori, ud fra det regningmæssige moment og den regningsmæssige normalkraft. Kræfterne som vægelementerne dimensioneres for, fremgår af kraftprojektionen vist på figur 6.2



**Figur 6.2:** Angivelse af kræfter virkende i et armeret tværsnit udsat for bøjning og normalkraft. [Jensen, 2019a]

Trækkraften, F, i armeringen regnes som armeringens flydekraft, hvilket medfører at armeringen i tværsnittet skal opfylde ligning (6.22).

$$F = A_s \cdot f_{yk} \tag{6.22}$$

Hvor:

F | er trækkraften virkende i trækarmeringen

Trykzonens udstrækning beregnes ved ligning (6.23).

$$\lambda x = \frac{C}{\eta \cdot f_{ck} \cdot b} \tag{6.23}$$

Hvor:

C | er trykkraften virkende i betontværsnittets trykzone

 $\eta$  er en styrkeparametre, som sættes til 1 for beton i styrkeklasse C12-C50

 $\lambda$  er en styrkeparametre, som sættes til 0,8 for beton i styrkeklasse C12-C50

b er det rektangulære tværsnits bredde

Momentbæreevnen beregnes ved ligning (6.24), hvor der tages moment om trækarmeringen.

$$M = C \cdot \left( d - \frac{1}{2} \cdot \lambda x \right) - N \cdot \left( d - \frac{h}{2} \right)$$
(6.24)

Hvor:

d | er afstanden mellem tværsnitets ydre rand og trækarmeringen, se evt. figur 6.2

En forudsætningen for overstående beregning er, at tværsnittet er normaltarmeret, hvorfor det kontrolleres om ligning (6.25) er opfyldt.

$$x \le \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{yd}} \cdot d \tag{6.25}$$

Hvor:

 $\varepsilon_{cu3} \mid$ er betons brudtøjning, som er 0,35% for beton i styrke<br/>klasse C12-C50

 $\varepsilon_{yd}$  er stålets flydetøjning, givet ved  $\frac{f_{yd}}{E_{c}}$ 

Med kendskab til både udledning af snitkræfter samt eftervisning af en normalt armeret vægkonstruktion, kan betonelementerne langs bygværkets facader dimensioneres.

#### Beregningseksempel - Beregning af regningsmæssig bæreevne af væg i bærelinje FAC01

Til beregning og eftervisning af væggens FAC01´s regningmæssige bæreevne anvendes følgende parametre:

Parameter	Symbol	Værdi	Henvisning
Væghøjde	h	$3.060\mathrm{mm}$	3.2 på side 6
Tykkelse	t	$145\mathrm{mm}$	3.10 på side 27
Længde	l	$1.000\mathrm{mm}$	
Betonens trykstyrke	$f_{ck}$	$35\mathrm{MPa}$	3.10 på side 21
Armeringens flydespænding	$f_{yk}$	$550\mathrm{MPa}$	3.16 på side 24
E-modul, armering	$E_s$	$200.000\mathrm{MPa}$	3.16 på side 24
Partialkoeff. for beton	$\gamma_c$	1,40	3.6 på side 20
Paritalkoeff. for stål	$\gamma_s$	1,20	3.15 på side 24
Normalkraft (BGT2.1)	$N_{Ed}$	$152,5\mathrm{kN}$	Bilag A2.1.LAST1
Normalkraft (AGT1.1)	$N_E$	$140,5\mathrm{kN}$	Bilag A2.1.LAST1
Moment	$M_{Ed}$	$8,\!13\mathrm{kNm}$	6.21 på side 124
Excentricitet	$e_t$	$30,7\mathrm{mm}$	6.17 på side 123

**Tabel 6.4:** Forudsætninger anvendt ved beregning og eftervisning af betonvæggens regningsmæssige bæreevne.

Væggen i bærelinje FAC01 udsættes for en normalkraft virkende excentrisk på det bærende tværsnit. Den excentriske last medfører et moment bidrag, virkende om væggens lokale x-akse (x'), hvortil de virkende snitkræfter i væggen vil fremkomme som vist på figur 6.3.



Figur 6.3: væg i bærelinje FAC01 med angivelse af kraftpåvirkninger

Ved at betrage væggen som en bjælke påvirket med både bøjning og normalkraft, anvendes bjælken vist ved figur 6.4, hvor bjælkens højde svarer til væggens tykkelse og længden af bjælken svarer til væggens højde.



Figur 6.4: Den beregnede væg opstillet som en simpelt understøttet bjælke

Da væggen nu betragtes som en bjælke, vil den fremadrettet i eksemplet blive benævnt herefter.

Bjælken påvirkes af den regningsmæssige normalkraft,  $N_{Ed}$  samt det regningmæssige bøjningsmoment,  $M_{Ed}$ . Momentet medvirker til et trækbidrag i bjælkens underside samt et trykbidrag i oversiden. Tryk- og trækkomposanterne udregnes ved at dele momentet med afstanden mellem tværsnittets overside og trækarmeringen. Denne afstand benævnes d og fremgår af principfigur 6.2 på side 125.

Afstanden d, fastsættes ved:

$$d = t - c_1 - \phi_1 - \frac{\phi_2}{2} \Rightarrow d = 145 \,\mathrm{mm} - 15 \,\mathrm{mm} - 8 \,\mathrm{mm} - \frac{8 \,\mathrm{mm}}{2} = 118 \,\mathrm{mm}$$

Hvor:

ø<sub>1</sub> | er tværarmeringens diameter
 ø<sub>2</sub> | er længdearmeringens diameter

Armeringens regningmæssige trækkræft,  $F_{Rd}$ , beregnes ud fra den givne mængde længdearmering virkende i bjælkens underside samt armeringens regningmæssige flydespænding (se ligning (6.22)):

$$F_{Rd} = \frac{\pi}{4} \cdot (8 \text{ mm})^2 \cdot 5 \cdot \frac{550 \text{ MPa}}{1,2} = 115,1 \text{ kN}$$

Trykkraften, C, virkende i betontværsnitets trykzone beregnes ved:

$$C=F+N \Rightarrow C=115,\!1\,\mathrm{kN}+152,\!5\,\mathrm{kN}=267,\!6\,\mathrm{kN}$$

Bjælkens trykzonehøjde beregnes efter ligning (6.23), hvortil følgende fås:

$$\lambda x = \frac{267,6 \,\mathrm{kN}}{1 \cdot \frac{35 \,\mathrm{MPa}}{1,4} \cdot 1.000 \,\mathrm{mm}} = 10,7 \,\mathrm{mm}$$

Med trykzonehøjden beregnet, kan momentbæreevnen fastsættes. Momentbæreevne beregnes efter ligning (6.21), hvor der tages moment om trækarmeringen og det regningmæssige moment derved kan beregnes ved:

$$M_{Rd} = C \cdot \left(d - \frac{1}{2} \cdot \lambda x\right) - N_{Ed} \cdot \left(d - \left(\frac{h}{2}\right)\right)$$
$$M_{Rd} = 267,6 \text{ kN} \cdot (118 \text{ mm} - \frac{1}{2} \cdot 10,7 \text{ mm}) - 152,5 \text{ kN} \cdot \left(118 \text{ mm} - \left(\frac{145 \text{ mm}}{2}\right)\right)$$
$$\downarrow$$
$$M_{Rd} = 23,2 \text{ kNm}$$

For at overstående betragtninger gør sig gældende skal tværsnittet kunne betragtes som værende normaltarmeret. Det undersøges derfor om bjælken er normalarmeret på baggrund af ligning 6.25

på side 126, hvortil følgende fås:

$$x \le \frac{0,0035}{0,0035 + \frac{458,3 \,\mathrm{MPa}}{200,000 \,\mathrm{MPa}}} \cdot 118 \,\mathrm{mm} = 117,3 \,\mathrm{mm}$$

Da det vides at  $\lambda x = 10,7 \text{ mm}$  samt at  $\lambda = 0,8$  for beton i styrkeklasse C12-50 findes x til:

$$x = \frac{10,7 \,\mathrm{mm}}{0,8} = 13,38 \,\mathrm{mm} \le 71,3 \,\mathrm{mm}$$
 OK!

Da trykzonehøjden, x, er mindre end de  $71,3 \,\mathrm{mm}$ , kan det konkluderes, at der sker flydning i armeringen, som er kriteriet for beregningsmetoden.

Da momentbæreevne er større end det forekommende bøjningsmoment er betonvæggens bæreevne tilstrækkelig.

7	A3.1 - Konstruktionstegninger	
	7.1 Planer	132
	7.2 Snit	136
	7.3 Facader	138

# 7 A3.1 - Konstruktionstegninger

Det følgende kapitel indeholder tegningsmateriale for bygværket. Arkitekttegninger er venligst udlånt af entreprenørfirmaet Færch & Co. A/S, mens øvrige tegninger er udarbejdet af rapportens forfattere. [Færch & Co., 2022]

På tegningsmaterialet er anvendt typekodning for alle bygningsdele. Disse er angivet i nedenstående figur 7.1 med tilhørende konstruktionsopbygninger.

Typekode	Bygningsdel
131-001	TERRÆNDÆK - 8 mm vinyl gulv (GU) - 3mm spartel (GU) - 100mm beton iht, ING (MU) - 200 + 250 mm polystyren S80 inkl. 10mm kant iso. (MU)
131-002	TERRÆNDÆK BADEVÆRELSER - 15 mm klinker inkl. vådrumembran (MU) - 90-120mm beton iht. ING (MU) - 175 + 250 mm polystyren S80 inkl. 10mm kant iso. (MU)
211-001	UDV. SANDWICHELEMENT 500 MM - 80 mm forplade inkl. recesser jf. facadeopstalter (forplade udføres i hvidrecept) - 10 mm recesser malerbehandles med Ral 7021 - 275 mm isolering - 145 mm bagplade
211-002	UDV. BETONELEMENT 200MM - ELEVATORTÁRN - 200 mm betonelement malerbehandles med Ral 7021 - 10 mm dybe spor iht, ark projekt.
221-001	INDV. LETBETONELEMENT 220MM - 220 mm letbetonelement
223-001	INDV. POREBETONVÆG 100MM - 100 mm porebeton opmuret i blokke - systemprodukt
231-001	HULDÆK, 220MM - Dimension, vederlag og sammenstøbning iht. ing. Projekt
273-001	VARMTTAG. 400MM - 2 lag sort PF 3500 SBS, fuldsvejst - Flammespærre - Trykfast kileskåret isolering, min. fald 1:40. - Dampspærre som PF 2000 - Tagdækning udføres som Broof (t2), klasse T tagdækning.
312-001	TRÆ/ALU VINDUER - Velfac Ribo, Ral 7021 udv Ral 9010 indv. - Indvendig og udvendig farve iht. vinduesoversigt - 148 mm karmdybde - U-værdi og glastype iht. ing. projekt - Indvendig elastisk fuge på bagstop - diffusionstæt. - Udvendig elsatisk fuge på bagstop - der udføres dræn i udvendig fuge
321-001	INDEVENDIGE DØRE - Udføres som celledøre - Vådrumsdøre i badeværelser
334-001	ETAGEDÆK GULVOPBYGNING - 8 mm vinyl gulv (GU) - 3mm spartel (GU) - 97 mm Skumbeton. inkl. 10mm kant iso. (AREO) - 25 mm EPS-plader incl. trinlydsdæmpning 28 dB (hvor varmeslanger "hæftes" på) (AREO) - 70 mm Slidlag cement/sand afretning (AREO) - styrke C20 m/fiber. inkl. 10mm kant iso. (AREO) - 220mm betondæk (Confac)
334-002	ETAGEDÆK BADEVÆRELSER - 10 mm nedsænkning - 15 mm klinker inkl. vådrumembran (MU) - 65 - 95 mm beton inkl. ING (MU) - 75 polystyren S80 inkl. 10mm kant iso. (MU) - Fibertex F-300M (MU) - 220mm betondæk (Confac)
351-001	GLAT GIPSLOFT - VÅDRUM, 95 MM - 2x13 mm vådrumsgips - 70 mm selvbærende skinnesystem
351-002	GLAT GIPSLOFT, 95 MM - 2x13 mm gips - 70 mm selvbærende skinnesystem
361-001	VÆRN PÅ BETON SVALEGANG - Udført i stålrammer med 15 % klar glas monteret på front med punktbeslag og 85% hvid plade monteret på front, med nitter - Monteres på front af svalegang - Varmgalvaniseres iht DS/EN 1461 - Smede efterviser statik

Figur 7.1: Forklaring til typenummerering anvendt i tegningsmaterialet. [Færch & Co., 2022]

# 7.1 Planer



Figur 7.2: Stueplan. [Færch & Co., 2022]



Figur 7.3: 1. sal. [Færch & Co., 2022]



Figur 7.4: 2. sal. [Færch & Co., 2022]


Figur 7.5: Tagplan. [Færch & Co., 2022]

## 7.2 Snit



Figur 7.6: Snit A-A. [Færch & Co., 2022]



Figur 7.7: Snit B-B. [Færch & Co., 2022]

## 7.3 Facader



Figur 7.8: Facade mod nord. [Færch & Co., 2022]



Figur 7.9: Facade mod syd. [Færch & Co., 2022]



Bygning 1,2 og 3 - Øst Facade Mål: 1 : 100

Figur 7.10: Facade mod øst. [Færch & Co., 2022]



Figur 7.11: Facade mod vest. [Færch & Co., 2022]

8 Konklusion ...... 142

## 8 Konklusion

På baggrund af den udførte statiske dokumentation, kan det overordnet konkluderes, at bygningen er stabil overfor de horisontale belastninger den udsættes for, og at de primære bærende konstruktioner i byggeriet har tilstrækkelig bæreevne.

Med udgangspunkt i dokumentationsstandarden angivet i SBi anvisning 271 er den statiske dokumentation blevet udarbejdet. I del A1.1 er grundlaget for de senere beregninger oplistet, herunder materialeparametrene for de bærende beton- og letbetonvægelementer, som er blevet eftervist i del A2.2. Lastkombinationerne for byggeriet er opstillet, og det er vist, at den dimensionsgivende kombination for de lodret bærende elementer er ved dominerende nyttelast, hvilket er forventeligt i et byggeri af denne type. Den lodrette lastnedføringen er udført ved at foretage en lastfordeling for hver etage, og føre disse laster ud til vægge hvor dækelementer har endevederlag. Afslutningsvis er lasterne summeret op ned gennem etageniveauer, for at finde de samlede laster ved fundamentsoverkant.

For at bestemme den dimensionsgivende horisontale last på bygningen, er der foretaget en sammenligning af vindlast og seismisk last. Der er beregnet et peakhastighedstryk for vind fra vest på  $1,06 \frac{kN}{m^2}$ , hvilket er et ganske stort vindtryk, som skyldes bygningens kystnære placering. For seismisk last er beregnet en seismisk forskydningsacceleration på  $0,15 \frac{m}{s^2}$ , som anvendes til at bestemme den seismiske last på bygningen på baggrund af de virkende nytte- og egenlaster. På baggrund af den vandrette lastnedføring konkluderes det, at vindlast er dominerende for last både på langs og på tværs af bygningen.

Bygningens hovedstabilitet er herefter eftervist ved dominerende vindlast og reduceret egenlast, hvormed der kun medregnes bundne egenlaster som stabiliserende last. Der anvendes en elastisk fordelingsmetode med stivheder efter kroparealer, som kombineres med en plastisk fordelingsfaktor for at tage højde for varierende elasticitetsmoduler for beton- og letbetonvægge, hvormed metoden i stedet bliver elastoplastisk. De største vandrette reaktioner ved vægtoppe findes ved vind på tværs af bygningen, men idet disse vægge belastes af vederlag fra huldæk, er forankringer ikke nødvendige for at sikre væggenes stabilitet grundet stor stabiliserende last. For vind på langs af bygningen, hvor huldæk ikke har vederlag, har en række Y12 forankringer dog været nødvendige for at sikre, at væggene ikke vælter.

For at sikre bygningens robusthed overfor utilsigtede påvirkninger, er der dimensioneret trækforbindelsessystemer i elementfugerne i dækskiverne. Denne robusthedsarmering består af 2Y12 armeringsstænger i randfuger samt fuger over stabiliserende vægge ved huldækkenes endevederlag, hvortil de interne trækforbindelser af Y12 armering forbindes med Y10 U-bøjler. For at sikre at periferiarmeringen er gennemgående, foretages der ved hjørner stød mellem de 2Y12 stænger med 2Y12 L-stænger som tværarmeres med Y6 bøjler over stødlængden. For at sikre sammenhængen mellem dæk- og vægelementer er endvidere udført Y8 strittere ved vægtoppe, som placeres pr. 600 mm.

For at sikre at bygningens dækskiver kan fordele skivekræfterne til de stabiliserende vægge, er der osptillet en stringermodel. Dækskiven inddeles i en række forskydningsfelter opdelt af stringerlinjer, som placeres over stabiliserende vægge og hvor der i øvrigt findes armering i dækskiven. På baggrund af stringermodellen kan det konkluderes at armeringen fundet i robusthedstilfældet, har tilstrækkelig bæreevne til også at sikre styrken af dækskiven.

Afslutningsvis er de bærende beton- og letbetonvægge dimensioneret på baggrund af den lodrette lastnedføring. For betonvægge anvendes metoden efter nominel stivhed, hvormed der findes de optrædende snitkræfter i vægtværsnittet under hensyntaget til andenordenseffekter samt armeringens bidrag til væggens stivhed. Efterfølgende eftervises bæreevnen for en 145 mm tyk væg af C35 beton på baggrund af en bjælkemodel. Letbetonvæggene eftervises i stedet ved opstilling af et N-M diagram, som beskriver væggens momentbæreevne til en given normalkraft. Efterfølgende bestemmes de optrædende excentriciteter på væggen, inklusive andenordensbidrag, hvorefter de optrædende snitkræfter bestemmes, og sammenlignes med N-M diagrammet. På baggrund af beregningen er det vist, at letbetonvægge med vægtykkelse 220 mm i styrkeklasse LAC10/2000 har tilstrækkelig bæreevne.

Litteratur ...... 146

## Litteratur

- A10 Tæpper A/S, 2022. A10 Tæpper A/S. komplet guide til undergulv i erhvervslivet. https://a10.dk/undergulvs-guide-til-erhvervslivet/, 2022. Besøgt: 26/10/2022.
- Bolig- og Planstyrelsen, 2022. Bolig- og Planstyrelsen. Bygningsreglementet BR18. bygningsreglementet.dk, 2022. Besøgt: 26/10/2022.
- Boligbeton A/S, 2022. Boligbeton A/S. Styrketabel for 220mm huldæk. https://www.boligbeton.dk/media/sp220\_baereevnetabel.pdf, 2022. Besøgt: 26/10/2022.
- **Contiga A/S, 2022. Contiga A/S.** Letbetonvægge fra Contiga. https://www.contiga.dk/betonelementer/letbetonvaegge/, 2022. Besøgt: 26/10/2022.
- CRH Concrete A/S, 2020. CRH Concrete A/S. Projekteringsprincipper for betonelementer., 2020.
- Dansk Standard, 2007a. Dansk Standard. DS/EN 1990 Eurocode 0: Projekteringsgrundlag for bærende konstruktioner, 2007a.
- Dansk Standard, 2007b. Dansk Standard. *DS/EN 1991-1-3 Eurocode 1: Last på bærende konstruktioner del 1-1: Generelle laster snelast., 2007b.*
- Dansk Standard, 2007c. Dansk Standard. *DS/EN 1991-1-4 Eurocode 1: Last på bærende konstruktioner del 1-1: Generelle laster vindlast., 2007c.*
- Dansk Standard, 2008. Dansk Standard. DS/EN 1992-1-1 Eurocode 2: Betonkonstruktioner Del 1-1: Generelle regler samt regler for bygningskonstruktioner, 2008.
- Dansk Standard, 2007d. Dansk Standard. DS/EN 1993-1-1 Eurocode 3: Stålkonstruktioner Del 1-1: Generelle regler samt regler for bygningskonstruktioner, 2007d.
- Dansk Standard, 2011. Dansk Standard. EN 1520: Præfabrikerede armerede elementer af letbeton med lette tilslag og åben struktur., 2011.
- Dansk standard, 2022. Dansk standard. Konsekvensklasser for bygningskonstruktioner, 2022.
- Energistyrelsen, 2013a. Energistyrelsen. DS/EN 1991-1-4 DK NA:2015 Eurocode 1: Last på bærende konstruktioner del 1-1: Generelle laster vindlast., 2013a.
- Energistyrelsen, 2013b. Energistyrelsen. Nationalt anneks til EN 1520: Præfabrikerede armerede elementer af letbeton med lette tilslag og åben struktur., 2013b.
- Expan A/S, 2022. Expan A/S. Letbetonvægge fra Expan. https://expan.dk/betonletbetonelementer/expan-vaegge/produktdata/, 2022. Besøgt: 26/10/2022.
- **Færch & Co., 2022. Færch & Co.** Tegningsmateriale udarbejdet ifm. myndighedsprojekt. Udlånt af Færch & Co. A/S under godkendelse af Projekt- og projekteringsleder Anders Wærn Jensen., 2022.
- Google Maps, 2022. Google Maps. Slagterigrunden Ebeltoft. https://www.google.com/maps, 2022. Besøgt: 24/10/2022.
- H+H Nordicas A/S, 2022. H+H Nordicas A/S. Multipladen fra H+H. http://ipaper.ipapercms.dk/HH/HHDenmark/Datablade/Multipladen\_535\_datablad/, 2022. Besøgt: 26/10/2022.

- Jensen, 2019a. Bjarne Chr. Jensen. Betonkonstruktioner efter DS/EN 1992-1-1. PRAXIS Nyt Teknisk Forlag, 3 edition, 2019a. ISBN 9788757129441.
- Jensen, 2019b. Bjarne Chr. Jensen. Teknisk Ståbi. PRAXIS Nyt Teknisk Forlag, 25 edition, 2019b. ISBN 9788757129908.
- Jensen og Hansen, 2014. Bjarne Chr. Jensen og Svend Ole Hansen. Bygningsberegninger. PRAXIS - Nyt Teknisk Forlag, 2 edition, 2014. ISBN 9788757128338.
- Jensen, 2010. Jesper Frøbert Jensen. Betonelementbyggeriers statik. Polyteknisk Forlag, 1 edition, 2010. ISBN 9788750209959.
- Nordiske Medier A/S, 2022. Nordiske Medier A/S. DjursBO, afd. 121, 122 og 124, Strandvejen. https://www.licitationen.dk/project/view/7856/djursbo\_afd\_121\_122\_og\_124\_strandvejen, 2022. Besøgt: 24/10/2022.
- Syddjurs Kommune, 2009. Syddjurs Kommune. Lokalplan nr. 321. http://www.taekkeradministration.dk/media(4731,1030)/Lokalplan\_321.pdf, 2009. Besøgt: 24/10/2022.
- **Trafik-, Bygge- og Boligstyrelsen, 2021a. Trafik-, Bygge- og Boligstyrelsen.** DS/EN 1990 DK NA:2021 - Nationalt anneks til Eurocode 0: Projekteringsgrundlag for bærende konstruktioner, 2021a.
- Trafik-, Bygge- og Boligstyrelsen, 2021b. Trafik-, Bygge- og Boligstyrelsen. DS/EN 1992-1-1 DK NA:2021 Eurocode 2: Betonkonstruktioner Del 1-1: Generelle regler samt regler for bygningskonstruktioner, 2021b.
- Trafik-, Bygge- og Boligstyrelsen, 2019. Trafik-, Bygge- og Boligstyrelsen. DS/EN 1993-1-1 DK NA:2019: Eurocode 3: Stålkonstruktioner Del 1-1: Generelle regler samt regler for bygningskonstruktioner, 2019.
- Trafik-, Bygge- og Boligstyrelsen, 2020. Trafik-, Bygge- og Boligstyrelsen. DS/EN 1998-1 DK NA:2020 - Nationalt anneks til Eurocode 8: Konstruktioner i seismiske områder - Del 1: Generelle regler, seismiske påvirkninger og regler for bygninger., 2020.
- Trafik- og byggestyrelsen, 2013. Trafik- og byggestyrelsen. *DS/EN 1991-1-3 DK NA:2015 Eurocode 1: Last på bærende konstruktioner del 1-1: Generelle laster snelast., 2013.*