

Projektering af etagebyggeri

Diplomingeniøruddannelsen i Bygge- og anlægskonstruktion



7. Semester på Byggeri og Anlæg
Anders Holmfred Kristensen

Aalborg Universitet
Studienævn for Byggeri, By og Miljø

Forsidebillede af: Arkitektfirmaet Kjaer og Richter [Arkitektfirmaet Kjaer og Richter, 2023]



AALBORG UNIVERSITET
STUDENTERRAPPORT

Det Ingeniør- og Naturvidenskabelige
fakultet
Institut for Byggeri, By og Miljø
Thomas Manns Vej 23
9220 Aalborg Øst
<https://www.build.aau.dk/>

Titel:

Projektering af etagebyggeri

Projekt:

Afgangsprojekt
7. semester Konstruktion

Projektperiode:

26. september 2023 - 11 januar 2024

Deltagere:

Anders Holmfred Kristensen

Vejleder:

Christian Frier

Antal sider - rapport: 183

Antal sider - bilag: 28

Afsluttet: 11-12-2024

Synopsis:

Nærværende projektrapport indeholder statisk dokumentation for et 5 etagers boligbyggeri i Nørresundby, udarbejdet i forbindelse med forfatterens afsluttede semester på diplomingeniøruddannelsen i Bygge- og anlægskonstruktioner på Aalborg Universitet. Rapporten indeholder statisk dokumentation svarende til punkterne A1.1, A2.1, A2.2 og A3.1 som angivet i SBI 271.

Delrapporten A1.1 indeholder konstruktionsgrundlag for de statiske beregninger af bygværket, som senere udføres. På baggrund af de europæiske normer for dimensionering og opførelse af bygningsværker opstilles de for byggeriet gældende lastkombinationer, samt de anvendte materials styrke- og deformationsparametre. Slutteligt opstilles lasterne der virker på bygningen i form af egen-, nytte-, vind- og snelast.

I delrapporten A2.1 foretages de statiske beregninger som er gældende på tværs af konstruktionsafsnit, for det samlede bygværk. Der foretages herunder lodret- og vandret lastnedføring, for at identificere lasterne som de enkelte bygningsdele skal dimensioneres for. Bygningens hovedstabilitet kontrolleres dernæst, ved at fordele de vandrette laster på bygningen til bygningens dækskiver og dernæst til bygningens afstivende vægge, ved anvendelse af en elastisk fordelingsmetode. Afslutningsvis kontrolleres stabiliteten af vægskiverne for hhv. væltning, glidning og knusning.

Delrapport A2.2 indeholder eftervisningen af udvalgte bærende betonvægge, idet der både eftervises uarmerede vægfelte, samt armerede vægfelte hvor metoden med nominal stivhed anvendes.

Afslutningsvis præsenteres tegningsmateriale der er udført, samt materiale der anvendes som udgangspunkt for de statiske beregninger, i del A3.1. Materialet er venligst udlånt af Stella 5 ejendomme.

Forord

Læsevejledning Igennem projektet er der kildehenvist efter Harvard-metoden, med angivelser i teksten på formen: [Efternavn,årstal]. I litteraturlisten fremgår de fulde kildeangivelser. Ved kilder med flere forfattere angives første forfatter efterfulgt af "et al". Projektets indhold omhandlende konstruktionsdokumentation er som udgangspunkt opbygget efter dokumentationsstandard angivet i SBI-anvisning 271. Projektet er derfor inddelt i "underrapporter" svarende til A1.1, A2.1, A2.2 og A3.1, med en sammenhængende nummerering af kapitler og afsnit på tværs af disse. Kapitel A1.1 er udført således hele betonprojektet og de statiske beregninger for bygværket kan udføres på baggrund af denne. De statiske beregninger for bygværket er i kapitel A2.1 ligeledes udført i sin helhed, mens de statiske beregninger for konstruktionsafsnit i kapitel A2.2 kun delvist udføres, ved eftervisning af udvalgte betonevægge. Vedlagt i kapitel 6 på side 171 findes tegningsmateriale udlånt af Stella 5 ejendomme, 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 forfatter, og kan ved læsers interesse findes vedlagt som bilag til rapporten. På baggrund af de statiske beregninger udført i rapporten er der ligeledes udført og vedlagt plan- og detaljetegninger for bygningens bærende konstruktioner.

Anders Holmfred Kristensen

Anders Holmfred Kristensen

Abstract

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

Part A1.1 contains the construction basis used for the static calculations of stability and capacity of the structural system. On basis of the european standards for structural design, load combinations are determined and the parameters of strength- and deformation regarding the materials used in the structural system are presented. Finally, the loads acting on the construction, from structural dead load and imposed loads from live loads, wind and snow, are determined.

Part A2.1 contains the static calculations applicable across construction sections for the building. Vertical and horisontal load distributions are carried out in order to determine the loads that the individual construction parts must be designed to resist. The main stability of the building is checked by distributing horisontal forces from wind or seismic loads to the slabs and subsequently the stabilising walls, using an elastic distribution method. Finally, the stability of the stabilising walls are checked in relation to overturning, sliding and crushing.

Part A2.2 contains the dimensioning of selected load-bearing concrete walls. Both the dimensioning of selected non-reinforced concrete walls and a reinforced concrete wall are carried out. The dimensioning of the reinforced concrete wall is carried out using the nominal stiffnes method, to determine the total bending moment in the cross section. The moment resistance of the wall cross section is then calculated.

Finally, the architectural drawings used as the basis for the static documentation, and the structural drawings produced as a result of the static calculations, are presented in part A3.1. The architectural drawings are made by the company Kjaer and Richter, and has kindly been lent to the author by Stella 5 ejendomme.

Indholdsfortegnelse

1	Indledning	1
2	Problemformulering	3
2.1	Afgrænsning	3

A1.1 Konstruktionsgrundlag - Bygværk

3	A1.1 - Konstruktionsgrundlag - Bygværk	5
3.1	Bygværk	5
3.2	Grundlag	12
3.3	Forundersøgelser	16
3.4	Konstruktioner	17
3.5	Konstruktionsmaterialer	26
3.6	Laster	29

A2.1 Statiske beregninger - Bygværk

4	A2.1 Statiske beregninger - Bygværk	57
4.1	Lodret lastnedføring	57
4.2	Vandret lastnedføring	65
4.3	Fordeling af vandrette laster til stabiliserende vægge	76
4.4	Stabilitetsberegninger for vægge	90
4.5	Robusthed	108
4.6	Eftervisning af dækskive	122

A2.2 - Beregninger - Konstruktionsafsnit

5	A2.2.1 - Statiske beregninger - Betonelementer	144
5.1	Eftervisning af lodret bæreevne for betonelementvægge	144

A3.1 - Konstruktionstegninger

6	A3.1 - Konstruktionstegninger	171
6.1	Tegningsgrundlag fra arkitekt	172

Konklusion

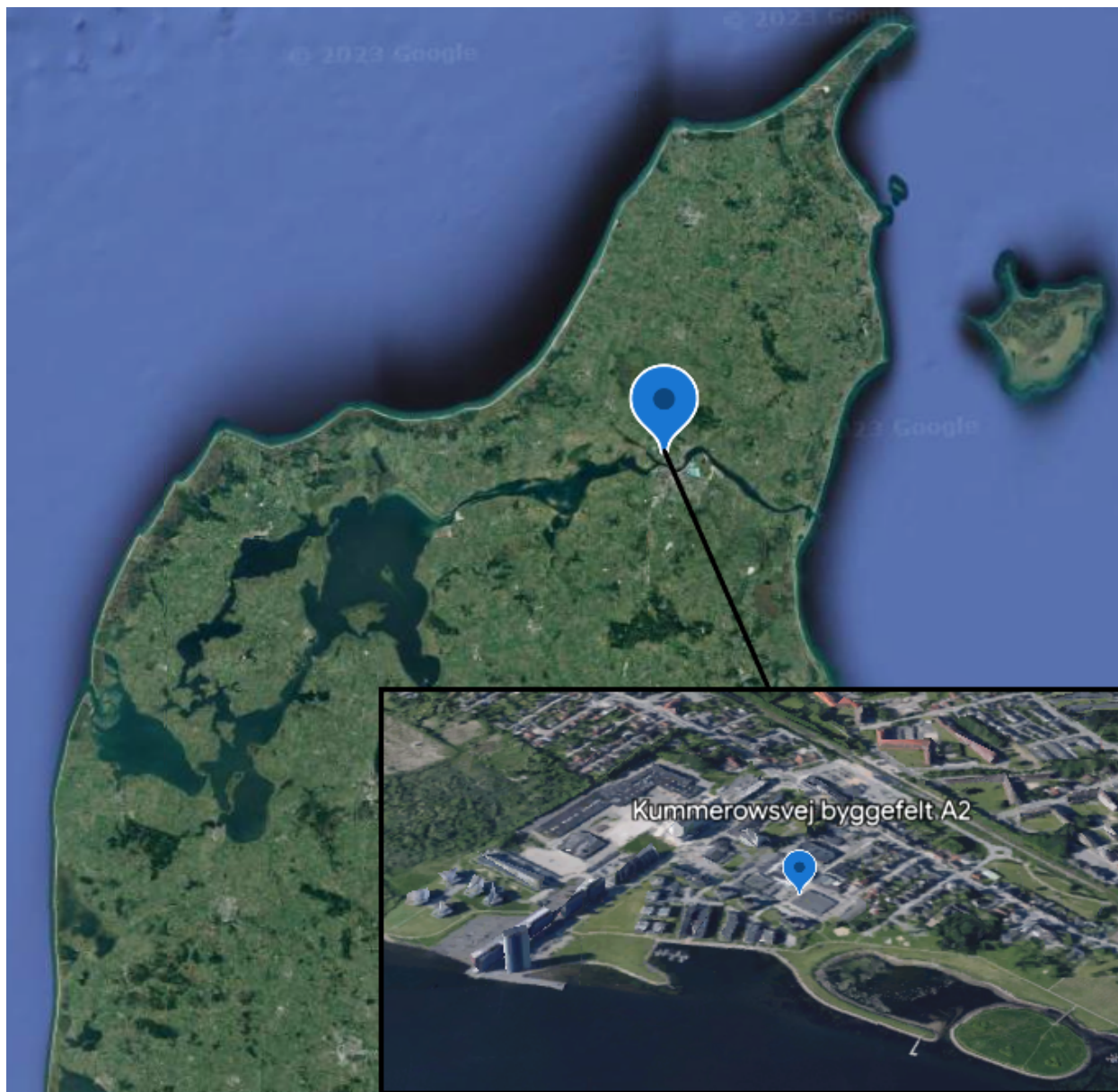
7	Konklusion	179
----------	-----------------------------	------------

Referencer

	Litteratur	183
--	-----------------------------	------------

1 Indledning

Nærværende projektrapport omfatter projekteringen af et etagebyggeri, beliggende på Kummerowsvej i Nørresundby. Den geografiske placering af byggeriet fremgår af den nedenstående figur 1.1.



Figur 1.1: Placering af byggeriet på Kummerowsvej byggefelt A2 [Google, 2023]

På byggefelt A2 hvor det valgte etagebyggeri opføres, udføres i alt 3 etagebyggerier i 3-5 etagers højde for ejendomsselskabet Stella 5 ejendomme A/S. Ejendommen på byggefelt A2 omfatter en klassisk boligkarré, der omslutter et gårdrum med grønne opholdsarealer. Den valgte bygning er placeret mod Kummerowsvej og fremgår af situationsplanen på figur 1.2 på næste side, hvor denne er benævnt B1.



Figur 1.2: Situationsplan for byggeriet på Kummerowsvej. Den statiske dokumentation i dette projekt vil tage udgangspunkt i bygning B1, beliggende på byggefelt A2 [Arkitektfirmaet Kjaer og Richter, 2023]

Det samlede byggeri på byggefelt A2 udgøres af 49 lejligheder, med et samlet bruttoareal på 3950 m². Byggeriet opføres som et traditionelt elementbyggeri, med bærende ydervægge af skalmurede betonbagvægselementer. Trapper og reposplader er udført i massive betonelementer, og bærende skillevægge og lejlighedsskel er udført i betonelementer. Øvrige skillevægge i bygningen er udført i porebeton. Etagedæk udgøres af præfabrikerede huldækelementer. Der henvises til kapitel 6 på side 171 for tegningsmateriale, samt yderligere beskrivelse af bygningsdele, som indgår i bygværket.

Bygning B1 er et boligbyggeri i 5 etager, med en mindre kælder. I det fremadrettede materiale vil bygning B1 udelukkende blive behandlet.

Projektrapporten opdeles i kapitler, således den statiske dokumentation opbygges iht. SBI 271. Herunder vil underrapporterne A1.1 Konstruktionsgrundlag - Bygværk, A2.1 Statiske beregninger - Bygværk og A2.2 Statiske beregninger - Konstruktionsafsnit blive udført. Dele af den statiske dokumentation for bygværket vil blive udeladt, idet der udelukkende fokuseres på emner der ligger indenfor projektafgrænsningen i afsnit 2.1 på næste side.

2 Problemformulering

Følgende problemformulering er opstillet, på baggrund af byggeriets udformning og opbygning iht. det udleverede tegningsmateriale, samt de opstillede mål for projektets indhold:

Hvordan eftervises stabilitet og robusthed af bygning B1, som er et boligbyggeri i 5 etager, og hvordan foretages eftervisningen af udvalgte konstruktionslementer iht. Eurocode systemet, samt øvrige gældende normer

For at svare uddybende på problemformuleringen er følgende underspørgsmål opstillet:

- Hvordan nedføres lodrette laster igennem bygningen fra tagkonstruktionen til fundamentet?
- Hvordan føres de vandrette laster på bygningens facader og gavle til dækkonstruktioner, og derfra videre til bygningens stabiliserende vægge?
- Hvordan sikres det at bygningen er tilstrækkelig robust overfor utilsigtede lastvirkninger?
- Hvordan eftervises stabilitet og lodret bæreevne for vægelementer i beton?

2.1 Afgrænsning

For at projektet kan udarbejdes indenfor den afsatte tidsramme, og idet der er tale om et studenterprojekt, som i praksis ikke opføres med udgangspunkt i rapportens indhold, vil dele af den statiske dokumentation for bygningen, som foreskrives i SBI 271, ikke blive udarbejdet. Der afgrænses derfor fra følgende emner i projektrapporten:

- Der udarbejdes ikke projektdokumentation for byggeriet, i form af statisk projektredegørelse, kontrolplaner og kontrolrapporter.
- Udvalgte emner indenfor konstruktionsdokumentationen udelades ved udarbejdelsen af projektrapporten, idet der kun udarbejdes dokumentation, som vurderes relevante for dimensioneringsopgaverne defineret i problemformuleringen og dens underspørgsmål. Der udføres ydermere ikke dokumentation for evt. konstruktionsændringer ifm. opførslen og statisk dokumentation for disse, idet det udelukkende dokumenteres at bygværkets konstruktioner opfylder krav til ydeevne og anvendelse ifm. projektstadiet.
- Der udføres ikke branddimensionering af de bærende konstruktioner, og der redegøres ikke for brandsikrende foranstaltninger i bygningen.
- Fundamenter, terrændæk og øvrige konstruktioner i terræn, herunder kældervægge, dimensioneres ikke i nærværende projektrapport.
- Der afgrænses generelt fra eftervisning af dækkonstruktioners bæreevne i bygningen. Herunder også fra eftervisning af dækkonstruktionen over elevatorskakten for ophængningslast fra elevator, samt eftervisning af betonvæggene omkring denne for evt. laster påført af elevatoren.
- Altaner eftervises ikke som en del af konstruktionsdokumentationen. Disse inkluderes dog i den lodrette lastnedføring, hvor egenlasten af- og nyttelasten på disse regnes videreført til de bærende bagvægselementer langs facaden. Der ses ikke på evt. momentbidrag til betonvægge fra altaner, idet der generelt ikke regnes på betonvægge uden vederlag for etagedæk, hvor altanerne vil forekomme.
- Der udføres generelt ikke bæreevneeftervisninger for murværk. Herunder udføres ikke brudlinjeberegninger, beregning af antal murbindere, samt beregning af lodret bæreevne for bygningens skalmurede facader.
- Der udføres kun eftervisning af udvalgte bærende betonvægges bæreevne ift. lodret belastning.

1. A1.1 Konstruktionsgrundlag - Bygværk

3 A1.1 - Konstruktionsgrundlag - Bygværk 5

3.1 Bygværk

- 3.1.1 Bygværkets art og anvendelse
- 3.1.2 Konstruktioners art og opbygning
- 3.1.3 Konstruktionsafsnit
- 3.1.4 Udførelse
- 3.1.5 Beskrivelser, modeller og tegninger

3.2 Grundlag

- 3.2.1 Normer, Standarder og lærebøger
- 3.2.2 Konsekvens- og konstruktionsklasser
- 3.2.3 Sikkerhed
- 3.2.4 IKT-værktøjer

3.3 Forundersøgelser

- 3.3.1 Grunden og lokale forhold
- 3.3.2 Eksisterende konstruktioner
- 3.3.3 Tilstødende påtænkte bygværker

3.4 Konstruktioner

- 3.4.1 Statisk virkemåde
- 3.4.2 Anvendelseskrav
- 3.4.3 Robusthed
- 3.4.4 Levetid

3.5 Konstruktionsmaterialer

- 3.5.1 Beton

3.6 Laster

- 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 A1.1 - Konstruktionsgrundlag - Bygværk

3.1 Bygværk

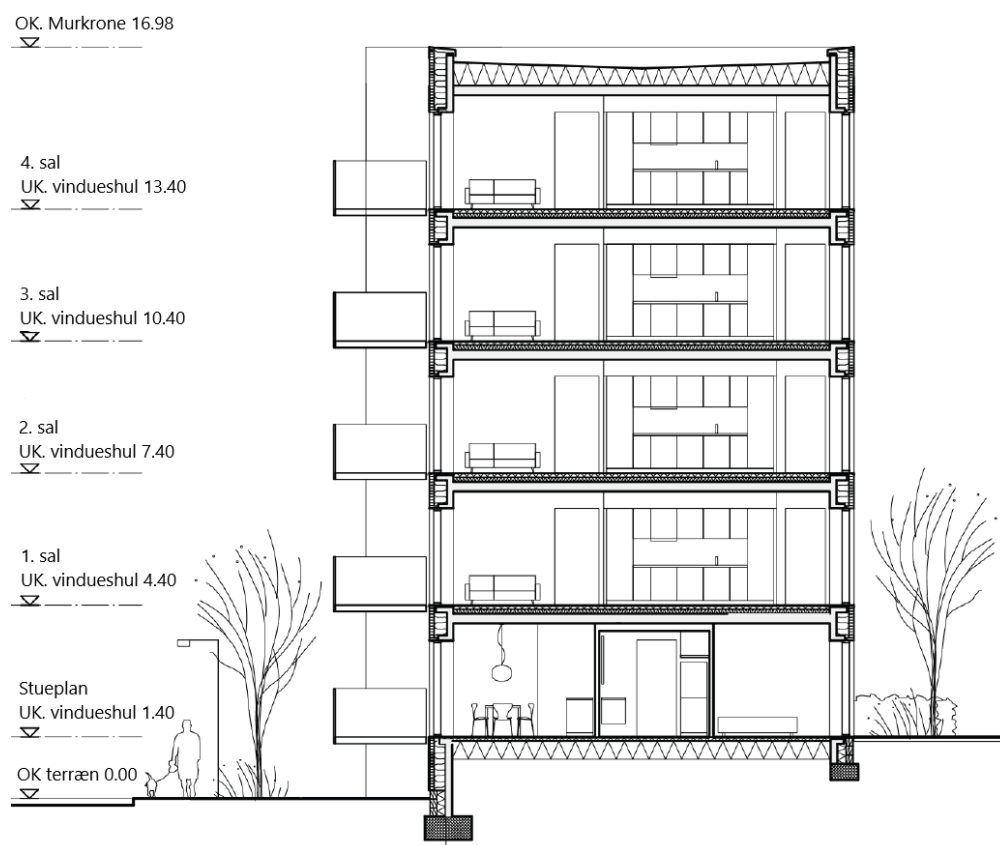
3.1.1 Bygværkets art og anvendelse

Bygning B1 opføres som et simpelt og traditionelt etagebyggeri udført i betonelementer, og indgår som en del af en klassisk boligkarré.

Bygningen har et samlet etageareal på 1653 m², og har et rektangulært grundplan, med indhak for altaner der placeres langs facaden mod Kummerowsvej. Bygningen er ca. 31,9 m lang, ca. 11,1 m bred og ca. 17 m høj.

Bygværkets tagkonstruktion udføres med minimumshældning 1:40 for at sikre tilstrækkelig afvanding af det flade tag mod de etablerede tagedløb. Dette gøres ved at udføre kileskåret tagisolering hvorpå der brændes tagpap.

Af de følgende figurer 3.1 til 3.4 fremgår snit i bygningen samt opstalter af bygningens facader og gavle.



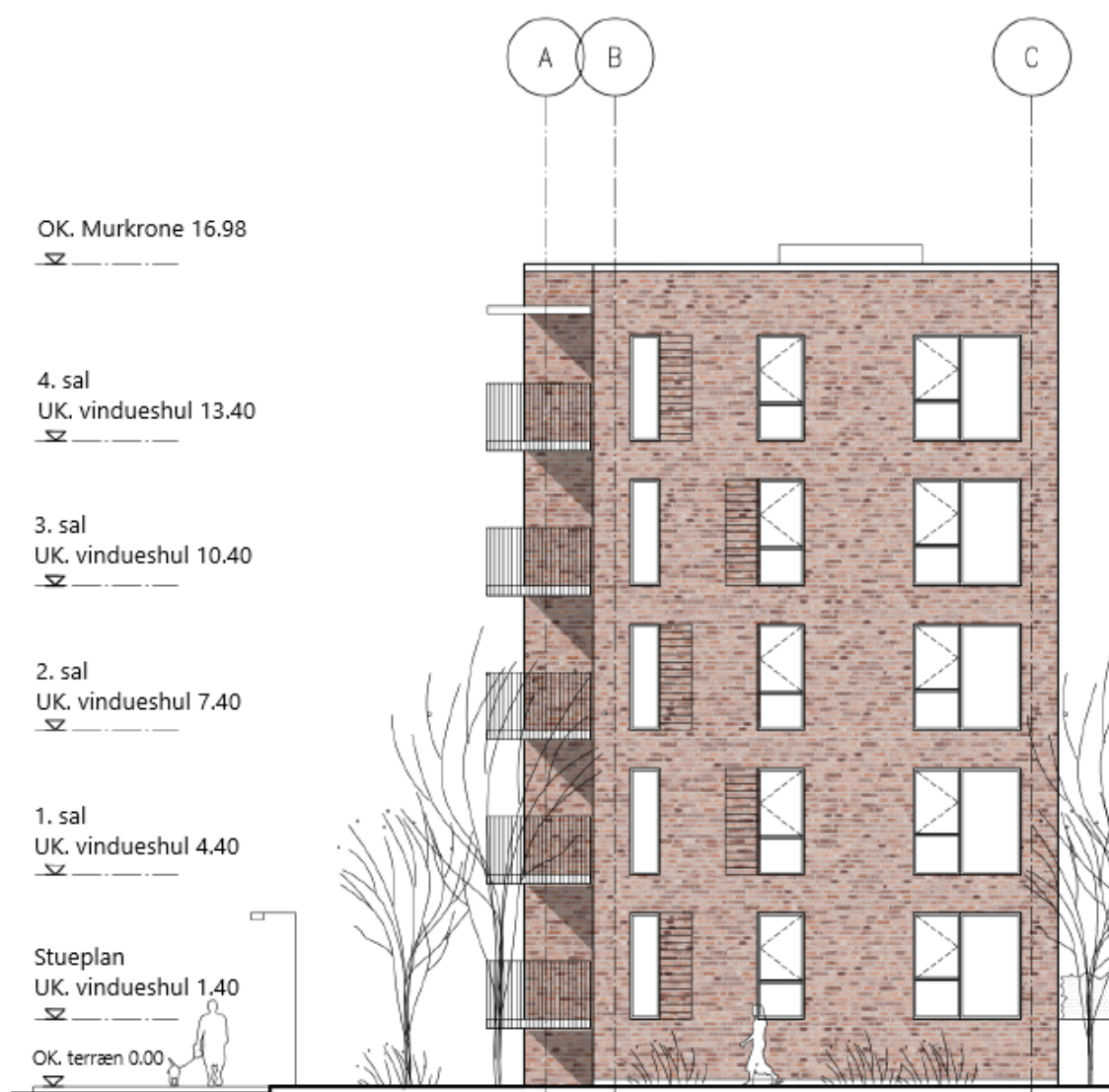
Figur 3.1: Snit A-A gennem bygningen, set fra bygningens gavl [Arkitektfirmaet Kjaer og Richter, 2023]



Figur 3.2: Opstalt af bygningens VNV vendte facade, set fra Kummerowsvej [Arkitektfirmaet Kjaer og Richter, 2023]



Figur 3.3: Opstalt af bygningens ØSØ vendte facade, set fra det fælles gårdrum [Arkitektfirmaet Kjaer og Richter, 2023]



Figur 3.4: Opstalt af bygningsgavl mod SSV [Arkitektfirmaet Kjaer og Richter, 2023]

I bygningen findes de følgende etager:

Etage nr.	Etagehøjde [m]	Relativ kote ift. terræn
OK. murkrone	-	16,98
4. sal	3,0	13,40
3. sal	3,0	10,40
2. sal	3,0	7,40
1. sal	3,0	4,40
Stueplan	3,0	1,40

Tabel 3.1: Angivelse af etager i bygningen, med tilhørende etagehøjde og relativ kote ift. terræn

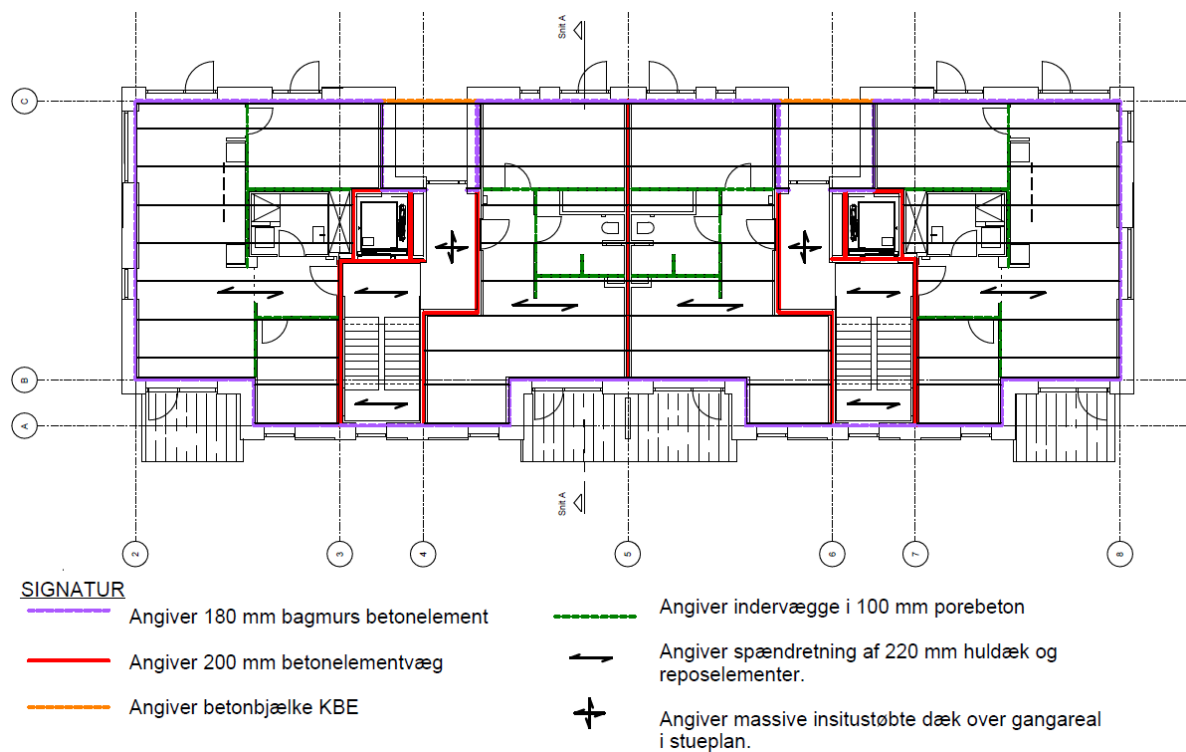
3.1.2 Konstruktioners art og opbygning

Konstruktionernes art og opbygning fremgår af tegningsmaterialet vedlagt i kapitel 6 på side 171. I det følgende redegøres for opbygningen af de primære bygningsdele, i tilknytning til bygningens statiske system.

Bygningsdel	Konstruktionsopbygning
Tagkonstruktion, fladt tag	2 lag tagpap 400 mm trykfast isolering Dampspærre 220 mm huldækselement
Ydervægskonstruktion, skalmur	108 mm teglsten Ventilationslag 240 mm mineraluld 180 mm betonelement
Etageadskillelse, generel	Trægulv 80 mm slidlagsbeton 100 mm trykfast isolering 220 mm huldækelement
Selvbærende terrændæk i stueplan	Trægulv 80 mm slidlagsbeton 100 mm trykfast isolering 200 mm armeret betonplade, pladsstøbt 400 mm polystyren
Indvendige bærende/stabiliserende vægge	200 mm betonelement
Lette skillevægge	100 mm porebeton
Altaner	Ståltalaner ophængt på betonbagmur

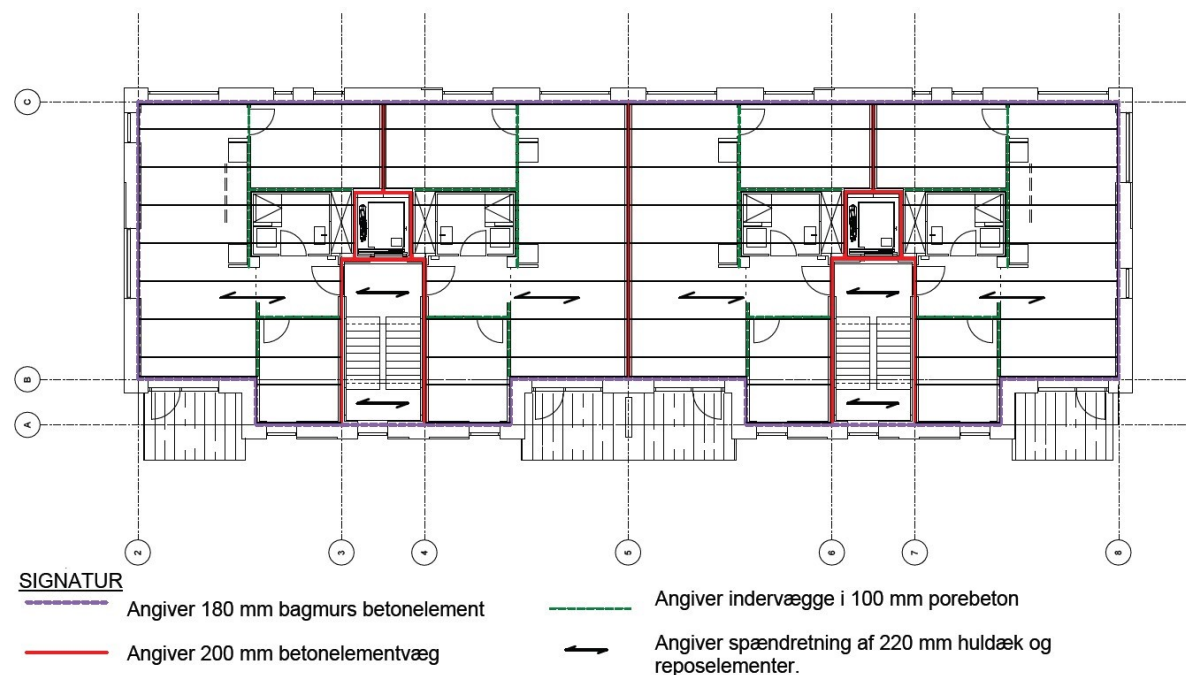
Tabel 3.2: Angivelse af de respektive bygningsdele og disses opbygning

Placering af bærende og ikke-bærende vægge i bygningens stueetage afviger fra de øvrige etager. For bygningens 1. - 4. sal er placeringen af disse imidlertid ens. Af figur 3.5 på næste side fremgår en plantegning for bygværkets stueetage med angivelse af vægtyper og tykkelser, samt angivelse af spændretning for etagedæk over stueetagen.



Figur 3.5: Plantegning af bygningens stueetage med angivelse af vægtype, tykkelse og spændretning for etagedæk

Af figur 3.6 fremgår plantegninger for bygværkets 1. - 4. sal med angivelse af vægtyper og tykkelser, samt angivelse af spændretning for etagedæk over bygningens 1. - 4. sal.



Figur 3.6: Plantegning af bygningens 1. - 4. sal med angivelse af vægtype, tykkelse og spændretning for etagedæk

3.1.3 Konstruktionsafsnit

Bygværket opdeles i konstruktionsafsnit, som følger geometriske-, materialemæssige og konstruktionsmæssige skift i byggeriet. Senere i rapporten vil der blive defineret særskilte konsekvens- og konstruktionsklasse for de enkelte konstruktionsafsnit.

Opdelingen af bygværket i konstruktionsafsnit er vist nedenfor:

Konstruktionsafsnit (KA)		
Nr.	Konstruktionsafsnit	Grænseflader
B	Pladsstøbte betonkonstruktioner Pladsstøbte betondæk og fundamentsbjælker	Samling ml. fundamenter og betonelementvægge (KA2)
1	Pælefundering Præfabrikerede betonpæle	Samling med pladsstøbte betonbjælker (KAB)
2	Præfabrikerede betonelementvægge Bagvægselementer Indvendige vægelementer	Samling ml. fundamenter og betonelementer (KAB) Altanbeslag (KA5) monteret på bagvægselementer
3	Forspændte betonelementer Huldækelementer KBE - bjælker	Vederlag på betonelementvægge (KA2)
4	Præfabrikerede trapper og reposer Elementtrapper og -reposer	Understøttet af- og fastgjort til betonelementvægge (KA2)
5	Ståltaner og værn Ståltaner Altanbeslag Værn på altaner og trapper	Altanbeslag monteret på bagvægselementer (KA2)

Tabel 3.3: Angivelse af bygningens konstruktionsafsnit og grænseflader mellem disse.

For nærværende projekt vil der udelukkende blive udført en eftervisning af elementerne i konstruktionsafsnit 2, som omhandler bygningens bærende- og stabiliserende betonelementvægge.

3.1.4 Udførelse

Byggeriet udføres som et traditionelt betonelementbyggeri, og byggeprocessen indeholder ingen utraditionelle byggeprocesser.

Bygværket udføres med ydervægge af skalmurede betonbagvæggelementer, trapper og reposplader er massive betonelementer, bærende skillevægge og lejlighedsskel er betonelementer og øvrige skillevægge er porebetonvægge. Etage- og tagdæk udgøres af huldækelementer. Fundering af bygværket udføres, grundet dårlige jordbundsforhold på lokaliteten, med insitustøbt selvbærende terrændæk, udført på pladsstøbt fundamentsbjælker, som understøttes af pælefundering. Altaner udføres som lette stålrammer, ophængt på bagvægselementer, ved anvendelse af stålbæslag.

3.1.5 Beskrivelser, modeller og tegninger

Som grundlag for det nærværende projekt udføres en samlet statisk dokumentation for bygværket, samt for konstruktionsafsnit 2, som fremgår af tabel 3.3 på forrige side.

Konstruktionstegninger som er nødvendige for udførelse af ovennævnte statiske beregninger vil blive udført, og vil fremgå under de relevante afsnit. Yderligere tegningsdokumentation for byggeriet udføres ikke ifm. nærværende projekt.

3.2 Grundlag

3.2.1 Normer, Standarder og lærebøger

Udførelsen af nærværende projekt tager udgangspunkt i de europæiske normer for dimensionering af bygningsværker. De anvendte Eurocodes og tilhørende nationale annekser er angivet nedenfor:

Norm	Beskrivelse	Nationalt annek
DS/EN1990	Projekteringsgrundlag for bærende konstruktioner	DK NA:2021
DS/EN1991	Last på bærende konstruktioner	
DS/EN1991-1-1	Del 1-1 : Generelle laster - Densiteter, egenlast og nyttelast for bygninger	DK NA:2013
DS/EN1991-1-3	Del 1-3 : Generelle laster - Snelast	DK NA:2015
DS/EN1991-1-4	Del 1-4 : Generelle laster - Vindlast	DK NA:2015
DS/EN1991-1-7	Del 1-7 : Generelle laster - Ulykkeslast	DK NA:2013
DS/EN1992	Betonkonstruktioner	
DS/EN1992-1-1	Del 1-1 : Generelle regler, samt regler for bygningskonstruktioner	DK NA:2021
DS/EN1993	Stålkonstruktioner	
DS/EN1993-1-1	Del 1-1 : Generelle regler, samt regler for bygningskonstruktioner	DK NA:2019
DS/EN1998	Jordskælv	
DS/EN1998-1	Del 1 : Generelle regler, seismiske påvirkninger og regler for bygninger	DK NA:2020

Udover ovenstående normer anvendes nedenstående DS-Information og -tillæg, til tolkning af regler for indplacering i konsekvens- og konstruktionsklasse jf. DS/EN1990:

Norm	Beskrivelse
DS/INF 1990:2021+Till.1:2022	DS-Information

Ydermere anvendes følgende lærebøger:

Lærebog	Udgave
Teknisk Ståbi	25. udgave
Bygningsberegninger	2. udgave
Betonelementbyggeriers statik	1. udgave
Betonkonstruktioner efter DS/EN 1992-1-1	3. udgave
Stålkonstruktioner efter DS/EN 1993-1-1	2. udgave

Hvor ovenstående kilder er anvendt i nærværende rapport, vil der forekomme kildehenvisning til disse under de relevante afsnit.

3.2.2 Konsekvens- og konstruktionsklasser

I henhold til kapitel 16 i BR18 skal de bærende konstruktioner i bygværket indplaceres i en konsekvens- og konstruktionsklasse. [Social- og boligstyrelsen, 2023]

Konsekvensklasse

Bygningens konsekvensklasse tager hensyn til konsekvenserne ved et evt. svigt eller en funktionsfejl i konstruktionen. Herunder vil de regningsmæssige størrelser af lasterne på konstruktionen variere med konstruktionsklassen og for høje konsekvensklasser vil K_{FI} faktoren, og dermed lasterne øges.

Bygningens konsekvensklasse fastlægges med udgangspunkt i DS/EN 1990 DK NA:2021, samt DS/INF 1990:2021+Till.1:2022 hvori regler for indplacering i konsekvensklasse er defineret.

For DS/EN 1990 DK NA:2021 angives regler for indplacering i konsekvensklasse i dennes: Tabel B1 DK NA - Definition af konsekvensklasser. [Dansk Standard, 2022] I denne fremgår det at bygninger i CC3 - Høj konsekvensklasse eksempelvis kan være:

- 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, eksempelvis til bolig eller kontor.

Ydermere definerer tabel 2 i DS/INF 1990:2021+Till.1:2022 grænseværdier for indplacering i konsekvensklasse af bygningskonstruktioner. Dette gøres med udgangspunkt i anvendelse, konstruktionernes spændvidder, højde og dybde over terræn, samt antallet af etager over terræn. Kravene fra denne til beboelsesbygninger er gengivet i tabel 3.4.

Bygningsanvendelse		Største spændvidde			Største højde/dybde under terræn			Største antal etager over terræn		
Nr.	Beskrivelse	CC1	CC2	CC3	CC1	CC2	CC3	CC1	CC2	CC3
1	Længere ophold, beboelse	-	16	∞	0/0	12/6	-/9	-	5	15

Tabel 3.4: Grænseværdier for indplacering i konsekvensklasse for beboelsesbygninger jf. tabel 2 [Dansk Standard, 2022]

Bygningen anvendes til beboelse og består af i alt 5 etager over terræn. Den øverste etage er beliggende 13,4 m over terræn, og gulvet i kælderen i den ene ende af bygningen, er beliggende 1,6 m under terræn.

Den største konstruktionsspændvidde i bygningen forekommer på bygningens 1. - 4. sal hvor huldækkene i alle lejligheder spænder fra lejlighedsskel til lejlighedsskel med et maksimalt spænd på 7540 mm, som vist på figur 3.11 på side 22.

Med udgangspunkt i disse parametre indplaceres bygningen i konsekvensklasse:

Bygningsanvendelse: Længere ophold (beboelse) → ID1

Største konstruktionsspændvidde:
7,54 m < 16 m → CC2

Største højde over/under terræn:
-9 m > 13,4 m/1,6 m > 12 m/6 m → CC3

Største antal etager over terræn:
5 = 5 → CC2

Bygningen henføres til → **CC3**

Jf. tabel 2 fra DS/INF 1990:2021+Till.1:2022 ses det altså at konstruktionen grundet dens højde over terræn skal indplaceres i CC3. Dette stemmer ydermere overens med tabel B1 DK NA, hvor det angives at bygninger i flere etager, som anvendes til ophold for personer, med højde til gulv større end 12 m over terræn, skal indplaceres i CC3.

Konstruktionsklasse

Konstruktionsklassen har betydning for kontrolomfanget af den statiske dokumentation, og hvem der kan udføre denne kontrol. I henhold til BR18 kapitel 26, skal de bærende konstruktioner i et byggeri indplaceres i en konstruktionsklasse på baggrund af konsekvensklassen for byggeriet, samt kompleksitet og erfaringer med de pågældende konstruktionstyper. Hvert konstruktionsafsnit i bygværket tildeles en konstruktionsklasse. [Social- og boligstyrelsen, 2023]

Jf. bygningsreglementets §487 defineres bygningskonstruktioner enten som komplekse eller simple. Herunder betegnes alle konstruktionsdele i det nærværende bygværk som simple konstruktioner, idet lastnedføringen for byggeriet er overskuelig og ligevægtstilstande kan bestemmes uden særlige forudsætninger eller værktøjer. Jf. §488 skal erfaringen med bygningstypen ligeledes vurderes, idet denne enten kan betragtes som traditionel eller utraditionel. Idet der er stor erfaring med betonelementbyggeri i Danmark vurderes konstruktionen at være traditionel.

I SBI271 tabel 2 er angivet tabelværdier for konstruktionsklassen, bestemt ud fra konsekvensklassen sammenholdt med kompleksitet og erfaring for konstruktionstypen. Denne fremgår af tabel 3.5.

Konstruktion	Konsekvensklasse			
	Lav (CC1)	Middel (CC2)	Høj (CC3)	Ekstra høj (CC3+)
Simple og traditionel	KK1	KK2	KK3	KK4
Kompleks eller utraditionel	KK1	KK3	KK3	KK4

Tabel 3.5: Sammenhæng mellem konsekvensklasse samt kompleksitet og erfaring for bygningstypen. [Statens Byggeforsknings Institut, 2020]

På baggrund af den ovenstående tabel ses det at de bærende konstruktioner i bygningen generelt kan indplaceres i konstruktionsklasse KK3. Undtaget herfra er præfabrikerede trapper og reposer, samt altaner og værn, der alle kan indplaceres en konsekvensklasse lavere end hovedkonstruktionen jf. DS/INF1990:2021 tabel 3. Disse konstruktionsdele eftervises dog ikke i nærværende rapport. [Dansk Standard, 2022]

For den udarbejdede statiske dokumentation af byggeriet, skal der udføres uafhængig kontrol af en certificeret statiker til min. klasse KK3, efter mindstekravene for kontrolniveau i KK3 jf. bygningsreglementets §527. Idet der er tale om en studenterrapport vil der dog ikke foretages kontrol af den statiske dokumentation.

3.2.3 Sikkerhed

Bygværket er henført til konsekvensklasse CC3, hvilket medfører at sikkerhedsfaktoren ved dimensionering i brudgrænsetilstanden sættes til: $K_{FI} = 1,1$. Ydermere skal der for bygninger i konsekvensklasse CC3 udføres en teknisk-faglig redegørelse for disses robusthed, hvilket behandles nærmere under afsnit 3.4.3 på side 21.

Bygningens konstruktioner henføres jf. DS/EN1990 Anneks B5 DK NA til en af udførelsesklasserne: EXC1 - EXC3, der angiver udførelsens betydning for de bærende konstruktioners sikkerhed. Den valgte udførelsesklasse medfører et særskilt krav til kontrol og dokumentation for udførelsen af de bærende konstruktioner jf. DS1140. Jf. DS/EN 1990 tabel B5d DK NA skal bærende konstruktioner for bygninger i konstruktionsklasse KK3 udføres efter den højeste udførelsesklasse: EXC3, svarende til at udførelsen har stor betydning for de bærende konstruktioners sikkerhed. [Trafik-, Bygge- og Boligstyrelsen, 2021a]

For konstruktioner hvor kontrol af udførsel sker iht. DS/EN1990 Anneks B5 DK NA kan delpartialkoefficienten for materialestyrken ved udførsel af insitustøbte betonkonstruktioner på byggepladsen sættes til $\gamma_3 = 1,0$, jf. DS/EN1992-1-1 DK NA. Idet elementfabrikken forudsættes at have et CE mærke, med tilstrækkelig produktionskontrol, kan partialkoefficienten for materialestyrke for præfabrikerede betonelementer sættes til: $\gamma_3 = 0,95$, svarende til skærpet kontrolklasse. [Trafik-, Bygge- og Boligstyrelsen, 2021b]

3.2.4 IKT-værktøjer

Under udførelsen af nærværende projektrapport er anvendt en række EDB værktøjer. Excel er anvendt til udførelsen af diverse regneark. Disse er oplistet nedenfor:

- A2.1.LAST1 - Lodret lastnedføring
- A2.1.LAST2 - Vandret lastnedføring
- A2.1.STAB1 - Vandret lastfordeling til- og eftervisning af stabiliserende vægskiver.
- A2.1.STAB2 - Eftervisning af dækskive.

Ovenstående regneark er vedhæftet som bilag til rapporten.

Til optegning af detalje- og plantegninger, samt skitsering af diverse emner til den statiske dokumentation, er Revit 2023 blevet anvendt.

3.3 Forundersøgelser

3.3.1 Grunden og lokale forhold

Byggeriet opføres på et ledigt grundareal på Kummerowsvej i Nørresundby. Grunden har tidligere huset industri i form af udstillings- og lagerhal for forskellige møbelfirmaer frem til år 2012. Grunden er omfattet af Aalborg Kommunes lokalplan nr. 1-2-121, hvor nærværende byggeri er beliggende indenfor lokalplanens delområde A. Dette består af byggefeltene A1, A2 og A3, hvor bygningen er placeret på byggefelt A2. Her gives mulighed for opførelse af etageboliger i op til 5 etagers højde, og bygningerne på byggefelt A1 og A2 planlægges opført, som en samlet etape. [Aalborg Kommune, 2020]

Den eksisterende terrænkote for matriklen varierer stort set ikke og ligger mellem +1,5 og +2,0 iht. DVR90, hvormed grunden er tilnærmelsesvist flad. Grunden er placeret omtrent 28 km i fugleflugt fra Vesterhavet.

3.3.2 Eksisterende konstruktioner

Der er tale om nybyggeri, og de eksisterende konstruktioner som tidligere har været på grunden blev nedrevet i 2021. Der findes ikke eksisterende bygninger eller øvrige konstruktioner på grunden, som der skal tages særligt hensyn til under opførsel af bygværket.

3.3.3 Tilstødende påtænkte bygværker

Som nævnt ovenfor påtænkes der opført øvrig bebyggelse på byggefelt A2, i form af 2 øvrige etagebyggerier i samme stil som nærværende bygning. Derudover opføres endnu et etagebyggeri i 5 etager på byggefelt A1, på den modsatte side af Kummerowsvej. Det vurderes at indflydelsen fra de tilstødende påtænkte bygværker er minimal, og at disse ikke vil optræde som lægivere for bygningen. Der tages derfor ikke hensyn hertil ved bestemmelse af sne- og vindlast på bygningen.

3.4 Konstruktioner

3.4.1 Statisk virkemåde

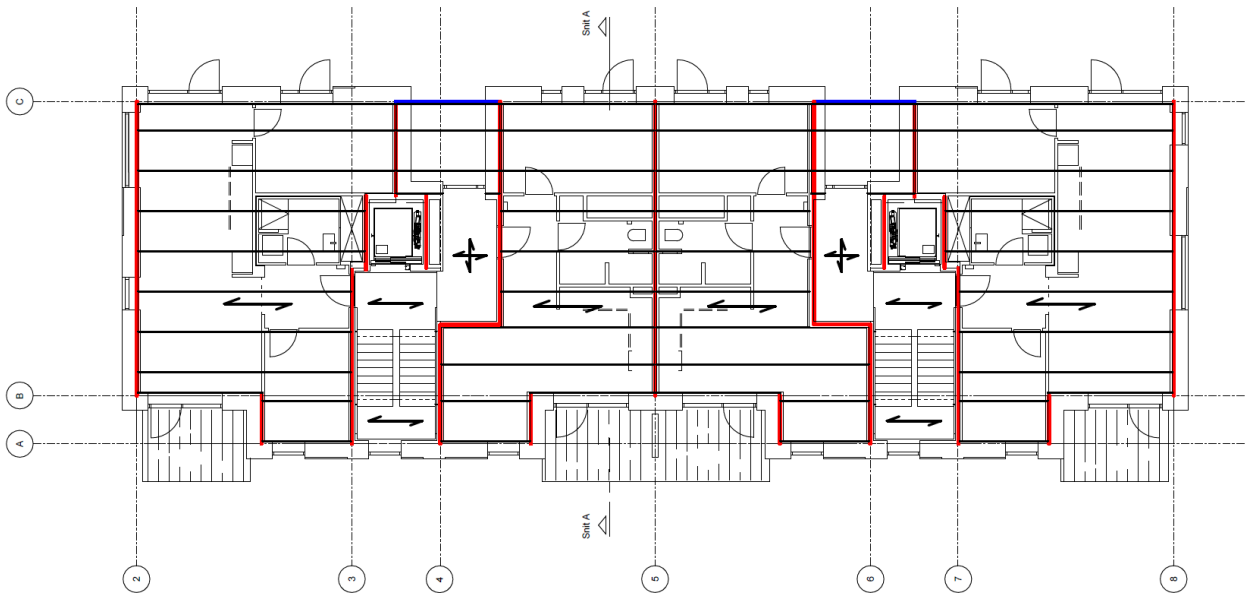
Lodret last

På figur 3.7 og 3.8 på næste side fremgår bærelinjerne for lodret last i hhv. stueetagen og bygningens 1. - 4. sal. Derudover fremgår spændretninger for huldæk, samt insitustøbte dæk og præfabrikerede reposer/trappeelementer i gangarealerne.

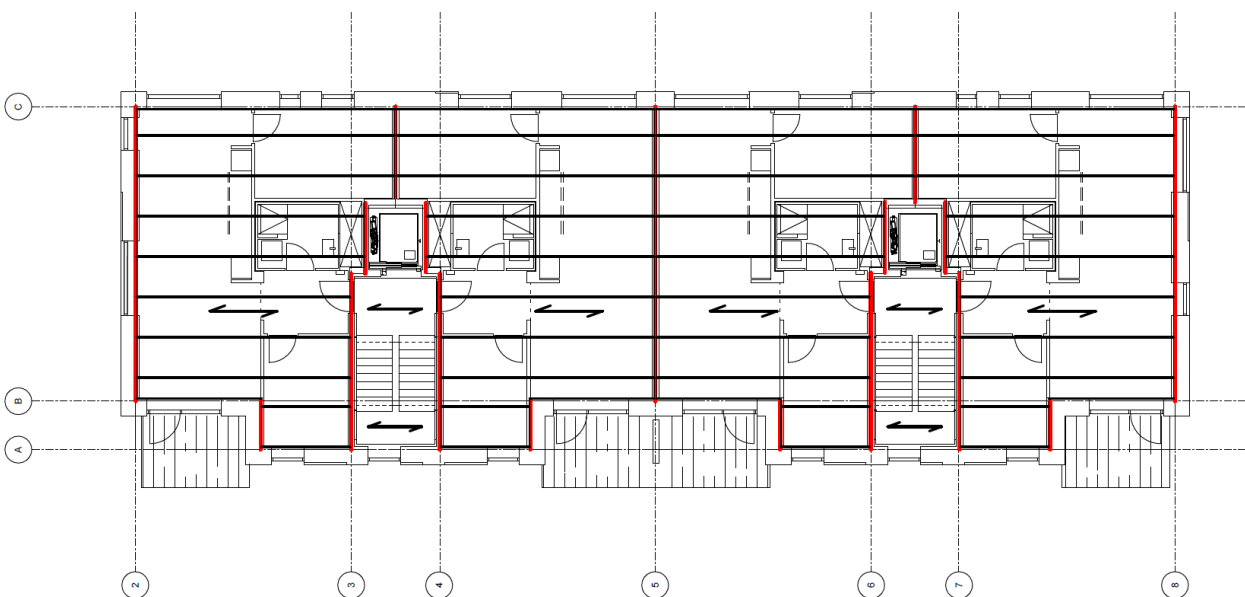
Det bærende hovedsystem i bygningen består af bærelinjer i facader, gavle, lejlighedsskel og mod trappeopgange. Facader og gavle udføres med bærende bagvægge i betonelementer, ligesom bærende lejlighedsskel og vægge mod trappeopgange. Tagkonstruktionen udføres med bærende huldækelementer, og understøttes af betonbagvæggene i facader og gavle, samt af betonindervægge hvor der forekommer lejlighedsskel eller vægge mod trappegange. Det samme gør sig gældende for bygningens etagedæk, der ligeledes udføres med bærende huldækelementer. Over gangarealer i bygningens stueplan udføres insitustøbte dobbeltspændte etagedæk. Trapper og repos-plader er betonelementer der ligges af på dorne monteret i betonindervægge mod trappegange. Over bygningens indgange udføres ophængt murværk. Der anvendes konsoller til ophængning af murværk, som fastgøres til bagvæggene hvorved lasten fra formuren overføres til bagmuren ved disse. Hvor der forefindes ophængt murværk understøttes bagvægs elementer af KBE-bjælker.

Etagelasten føres af etagedækkene til de bærende vægge. Herfra videreføres lasten til fundamentsbjælker, der understøttes af præfabrikerede betonpæle, som udgør bygningens fundering. I stueetagen udføres bygningen derudover med selvbærende terrændæk, idet de dybtliggende fyldlag under dette ikke egner sig til direkte fundering af terrændækket. Fundering af bygningen, samt udførelsen af dennes terrændæk behandles dog ikke yderligere i dette projekt.

De bærende vægge i bygningen er generelt gennemgående på alle etager. Undtaget herfra er den ene af væggene udført ved bygningens overdækkede indgange i stueplan, som kun vil modtage lodret last fra den ovenliggende 1. sal. Derudover vil lodret last fra vægfeltene i facaden, over indgangspartierne, videreføres til betonbjælker over disse. Idet betonbjælkerne har vederlag på betonbagvægge ved facaden videreføres lasten til disse, og herfra føres denne til fundamentet.



Figur 3.7: Bærelinjer over bygningens stueetage markeret med rød. Betonbjælker over indgangspartier er angivet med blå. Derudover er angivet spændretninger, samt princip for inddeling af huldæk over etagen.



Figur 3.8: Bærelinjer over bygningens 1. - 4. sal markeret med rød. Derudover er angivet spændretninger, samt princip for inddeling af huldæk over etagerne.

Vandret last

De vandrette laster på bygningen udgøres af hhv. vindlast og seismisk last. Begge tillægges et bidrag fra geometriske imperfektioner, men forekommer ikke samtidigt. Ved stabilitetsberegninger på bygningen regnes udelukkende for vindlast og seismisk last virkende på langs hhv. tværs af bygningen. Den største værdi af hhv. 90 % af den seismiske last eller vindlasten, inkl. imperfektionsbidrag, anvendes som grundlag for eftervisning af bygningens stabilitet. Dette uddybes nærmere i afsnit 4.2 på side 65.

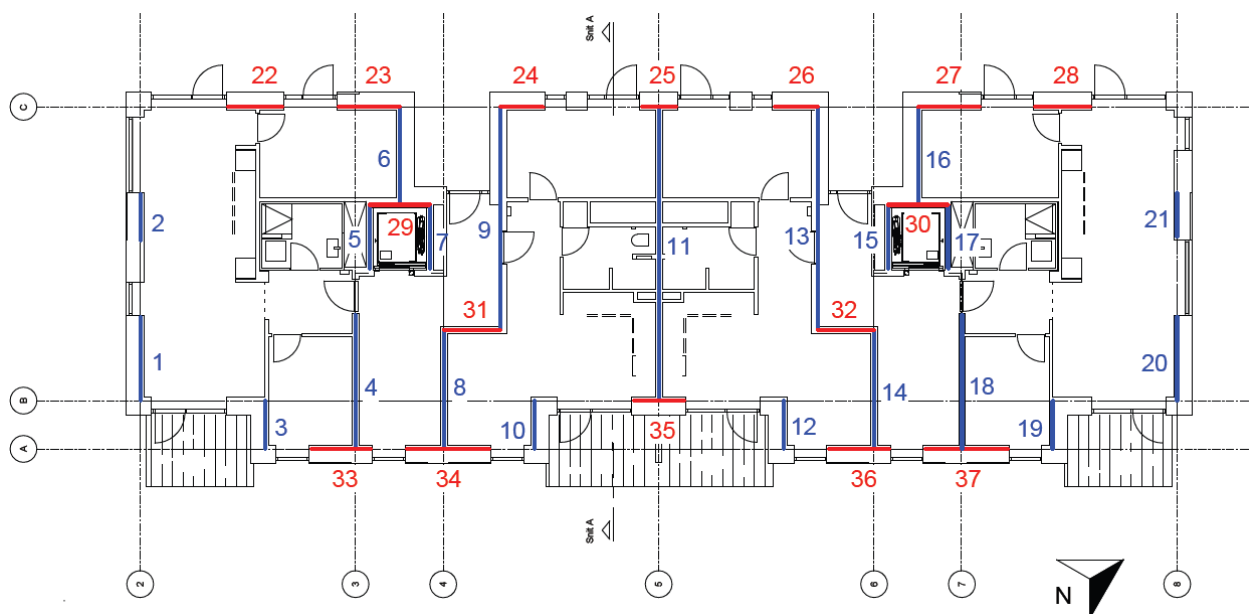
De vandrette kræfter på bygningen føres af dæskiverne til de afstivende vægge. Bygningens afstivende vægge udgøres af betonvæggene der anvendes som bagvægselementer, lejlighedsskel, og skillevægge mod trappeopgange. Idet der udføres strittere i toppen af vægfelterne, samt rand- og fugearmring, og der udstøbes langs dæskivens periferi, er denne sammenbundet med de stabiliserende vægge. Idet der ydermere sikres tilstrækkelig stringerarmring i dæskiven, kan de vandrette laster på dæskiven videreføres til de stabiliserende vægge.

Ved vindlast på bygningen forekommer denne som hhv. tryk- og sug på bygningens facader, som forårsager de væltende kræfter. Der forekommer ikke vandret vindlast på tagkonstruktionen, da bygningen udføres med fladt tag. Vindlasten videreføres ved pladevirkning fra bygningens facader til etagedækkene, og disse modtager således last fra en halv etage over og under etagedækkene.

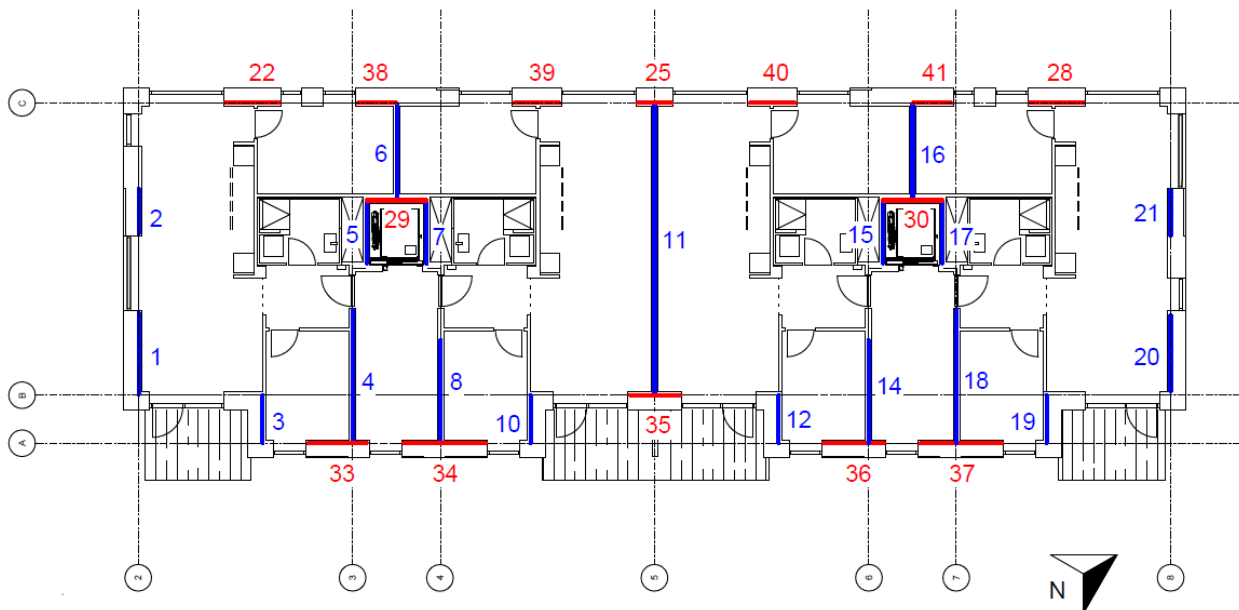
Seismisk last angriber i de enkelte konstruktionsdeles tyngdepunkter. Den seismiske last på etageadskillelsen angriber således i dennes tyngdepunkt, og virker ligeledes i væggenes tyngdepunkter. Halvdelen af den seismiske last på vægskiverne føres således til etageadskillelsen over hhv. under vægskiven. Den seismiske last er den mindste vandrette last bygningen skal beregnes for, og betragtes som en ulykkeslast. [Jensen og Hansen, 2021]

Ved vandret last på tværs af bygningen, svarende til vindretningen VNV/ØSØ sikres bygningens stabilitet gennem bagvægge i bygningens gavle, samt uafbrudte lejlighedsskel og vægge mod trappeopgange og elevatorskakte. Ved vandret last på langs af bygningen, svarende til vindretningen NNØ/SSV, sikres stabiliteten gennem mindre vægskiver i facaderne, samt enkelte mindre indervægge i tilknytning til trappeopgange og elevatorskakte.

Bygningens stabiliserende vægge i hhv. stueplan og 1. - 4. sal er vist på figur 3.9 og på figur 3.10 på den følgende side.



Figur 3.9: Angivelse af stabiliserende vægge for bygningens stueetage. Vægge markeret med rød optager vandret last på langs af bygningen. Vægge markeret med blå optager vandret last på tværs af bygningen.



Figur 3.10: Angivelse af stabiliserende vægge for bygningens 1. - 4. sal. Vægge markeret med rød optager vandret last på langs af bygningen. Vægge markeret med blå optager vandret last på tværs af bygningen.

3.4.2 Anvendelseskrav

I nærværende afsnit beskrives krav til konstruktionens anvendelighed, på baggrund af normsatte krav, standarder og vejledninger, som fremgår af de enkelte tabeller.

Deformationer af bygningsdele

Følgende maksimale lodrette og vandrette deformationskrav er gældende for bygningens konstruktioner i beton, iht. vejledende værdier i DS/EN1992-1-1 afsnit 7.4.1:

Bygningsdel	Deformationstype	Grænseværdi	Last
Etagedæk og bjælker	Lodret deformation	1/500 af spændvidden	Kvasipermanent last
Ydervægge/søjler	Vandret deformation	1/250 af etagehøjden	Kvasipermanent last

Tabel 3.6: Lodrette og vandrette deformationskrav til betonkonstruktioner jf. DS/EN1992-1-1 afsnit 7.4.1 [Dansk Standard, 2008]

Ovenstående deformationskrav er gældende for den kvasipermanente anvendelsesgrænsetilstand, hvor en variabel last påføres ad gangen, på de enkelte konstruktionsdele.

Revnevidder i betonkonstruktioner

Hvor der i betontværsnit forekommer træk vil der opstå revner i betonen. Når revnevidden w_{max} overstiger en defineret størrelse vil der kunne forekomme korrosion af armeringen, hvorfor denne bør begrænses. I DS/EN1992-1-1 DK NA:2021 tabel 7.1 er der defineret anbefalede maksimale værdier

for revnevidden af betonkonstruktioner afhængigt af armeringstypen, samt eksponeringsklassen for betonkonstruktionen. Disse er angivet i tabel 3.7.

Eksponeringsklasser	Miljøpåvirkning	Slap armering	Spændarmering
XD2, XD3, XS3	Ekstra aggressiv	0,2 mm	0,1 mm
XD1, XS1, XS2	Aggressiv	0,3 mm	0,2 mm
XC2, XC3, XC4	Moderat	0,4 mm	0,3 mm

Tabel 3.7: Krav til maksimale revnevidder for sikring af konstruktionernes levetid jf. DS/EN1992-1-1 DK NA:2021 tabel 7.1 [Trafik-. Bygge- og Boligstyrelsen, 2021b]

For konstruktioner i eksponeringsklasse X0 og XC1, svarende til passiv miljøpåvirkning, stilles der ikke krav til revnevidder for betonkonstruktionerne, idet korrosion i armeringen ikke vil forekomme, og dermed ikke er relevant for bæreevnen af disse. Eksponeringsklasser for betonkonstruktioner i nærværende projekt er fastlagt i tabel 3.13 på side 28.

3.4.3 Robusthed

Idet nærværende bygning er indplaceret i konsekvensklasse CC3 stilles der jf. DS/EN1990 DK NA:2021 krav om at bygningens robusthed skal dokumenteres gennem en teknisk-faglig redegørelse. [Trafik-. Bygge- og Boligstyrelsen, 2021a]

Kriterier for robusthed

I DS/EN1990 DK NA:2021 anneks E er det angivet at konstruktionens robusthed kan betragtes som eftervist, hvis et af de følgende kriterier er overholdt:

- det eftervises at de afgørende dele af konstruktionen kun er lidt følsomme over for utilsigtede påvirkninger og defekter
- det eftervises at der ikke sker omfattende svigt af konstruktionen hvis en begrænset del af denne svigter (Bortfald af element)
- det eftervises at der er tilstrækkelig sikkerhed af nøgleelementer, således at hele konstruktionen opnår mindst samme systemsikkerhed som en tilsvarende konstruktion, hvor robustheden er dokumenteret ved eftervisning af tilstrækkelig sikkerhed ved "bortfald af element"

Eksempler på utilsigtede påvirkninger og defekter af konstruktionen er angivet i DS/EN1990 DK NA:2021, som følgende:

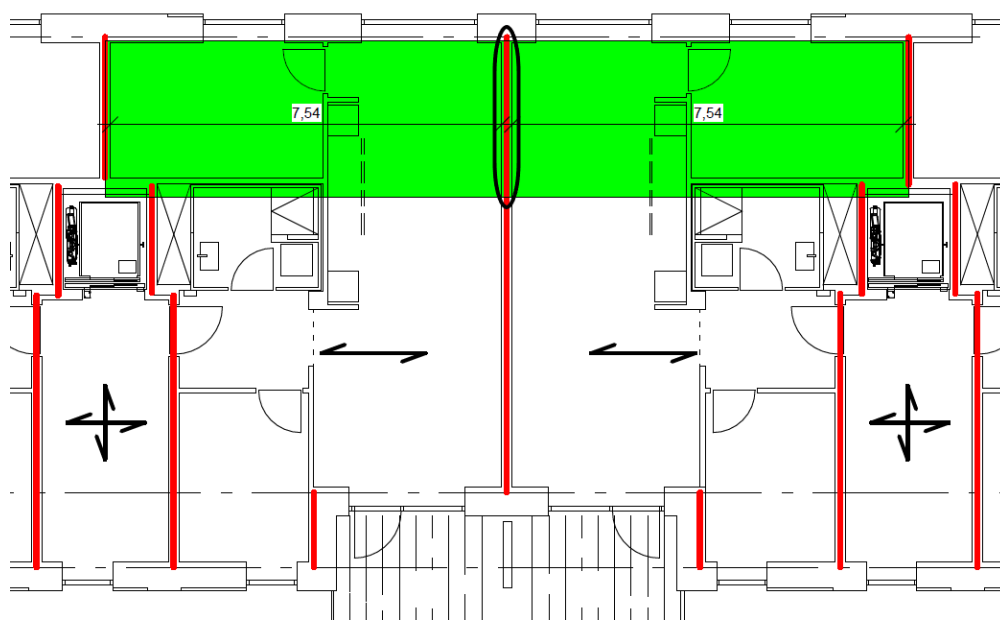
- Uforudsete lastvirkninger
- Utilsigtede afvigelser mellem konstruktionens virkemåde og de anvendte beregningsmodeller.
- Utilsigtede afvigelser mellem det udførte projekt og projektmaterialer.
- Uforudsete geometriske imperfektioner
- Uforudsete sætninger
- Uforudset nedbrydning

For det nærværende projekt er det ikke muligt at eftervise at sandsynligheden for alle de ovenstående utilsigtede påvirkninger og defekter er tilstrækkelig lav. Derfor vælges det i stedet at eftervise bygningens robusthed ved anvendelse af metoden for bortfald af element. [Trafik-. Bygge- og Boligstyrelsen, 2021a]

Kollapsomfang - Bortfald af element

Idet bygningens robusthed eftervises ved "Bortfald af element" vil det i det følgende eftervises at kravene for maksimalt kollapsomfang jf. DS/EN1990 DK NA, anneks E er overholdt. Her angives det acceptable kollapsomfang for etagebygninger med højde op til 15 etager, som 15 % af etagearealet på to over hinanden liggende etager, dog maksimalt 240 m² pr. etage eller 360 m² i alt. Kollapset regnes at kunne forekomme ved bortfald af en begrænset del af konstruktionen, svarende til en vilkårlig søjle med tilhørende dækkonstruktion, samt et 3 m vægstykke.

Eftersom der ikke forekommer søjler i nærværende bygning forudsættes det i stedet at der bortfalder en hel væg i det lejlighedsskel i bygningen, hvor det største spænd for etagedækkene forekommer. Der tages udgangspunkt i et vægstykke med længde på 3 m. Den pågældende væg og arealet hvor der forekommer kollaps ved bortfald af væggen er vist på figur 3.11.



Figur 3.11: Vægstykke ved lejlighedsskel som svigter, samt kollapsomfanget ved svigt af væggen markeret med grønt.

Etagearealet for en af bygningens etager er 332,9 m², hvorved 15 % af dette bliver: 49,9 m².

Kollapsomfanget pr. etage bestemmes med udgangspunkt i figur 3.11:

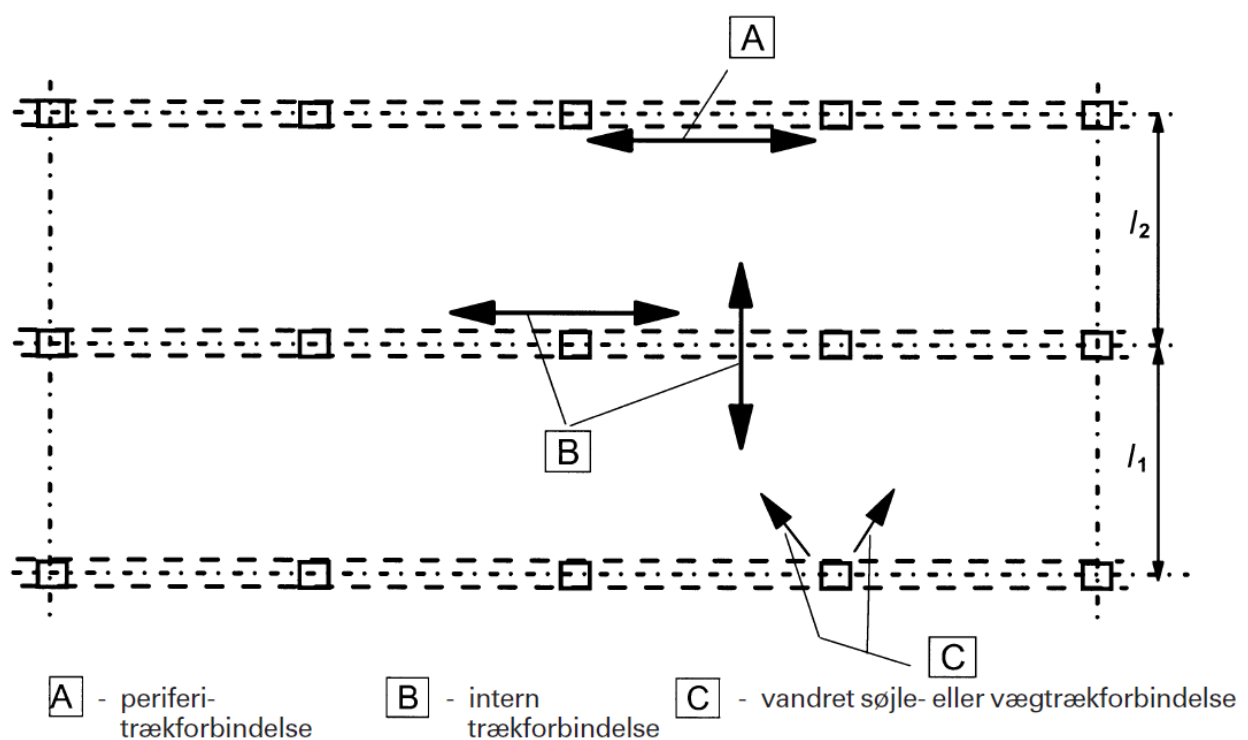
$$A_{\text{kollaps, etage}} = 3 \text{ m} \cdot 2 \cdot 7,54 \text{ m} = 45,2 \text{ m}^2 \leq 49,9 \text{ m}^2 \quad (3.1)$$

Det ses dermed at det maksimale kollapsomfang ved kollaps af både en og to etager iht. konsekvensklasse CC3 er overholdt. Normens krav til maksimalt kollapsomfang vurderes dermed overholdt, eftersom det vurderes at svigt i det pågældende lejlighedsskel vil kunne forårsage kollaps i op til 2 etagers højde.

I de øvrige etager vurderes lasterne at blive omfordelt i det statiske system af fugelåse mellem vægelementer samt trækforbindelser, der samlet set forhindrer progressivt kollaps.

I DS/EN1990 DK NA:2021 fremgår det at der i konstruktionsnormerne kan være angivet retningslinjer for hvordan tilstrækkelig robusthed sikres. Ved traditionelt betonelementbyggeri med sammenhængende væg- og dækskiver anses robusthedskravet for opfyldt når der udføres robusthedsarmering, i form af trækforbindelser, iht. DS/EN1992-1-1 afsnit 9.10, samt dettes nationale anneks DS/EN1992-1-1 DK NA:2021, hvori der angives minimumskrav til konstruktionens trækforbindelser. Denne armering skal sikre, at der kan ske en kraftomlejring ved et lokalt svigt af konstruktionen, og der derfor ikke forekommer progressivt kollaps af bygningen. Trækforbindelserne betragtes som minimumsarmering, og er således ikke et supplement til den armering som kræves iht. konstruktionsanalysen. [Trafik-. Bygge- og Boligstyrelsen, 2021b]

På figur 3.12 fremgår de typer af trækforbindelser, som anvendes til sikring af robustheden i traditionelle betonelementbyggerier.



Figur 3.12: Defintioner for trækforbindelser som sikrer den fornødne robusthed af et betonelementbyggeri. [Dansk Standard, 2008]

I det følgende opstilles krav fra DS/EN1992-1-1 til de nødvendige trækforbindelser i bygningen iht. dennes konsekvensklasse CC3. Den endelige dimensionering af bygningens trækforbindelser udføres i afsnit 4.5 på side 108.

Periferi - trækforbindelser

I hver etageadskillelse etableres en kontinuert periferietrækforbindelse, kaldet randarmering, langs etageadskillelsens rand.

For høj konsekvensklasse bestemmes kraften der skal kunne optages i randarmeringen ved formel 3.2.

$$F_{tie,per} = \max \begin{cases} q_1 l_i \\ 80 \text{ kN} \end{cases} \quad (3.2)$$

Hvor:

$F_{tie,per}$	Kraft der skal optages i periferiarmering [kN]
q_1	Linjelast afhængig af konsekvensklasse [$\frac{\text{kN}}{\text{m}}$]
l_i	Spændvidden af konstruktionens yderste fag, dvs. afstand fra gavl til første tværvæg [m]

Jf. DS/EN1992-1-1 DK NA skal linjelastrn på det sidste fag sættes til: $q_1 = 15 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ idet der er tale om høj konsekvensklasse. [Trafik-. Bygge- og Boligstyrelsen, 2021b]

Interne trækforbindelser

Der udføres interne trækforbindelser i alle bygningens etageadskillelser. Disse udføres i to retninger, vinkelret på hinanden, med kontinuert armering, der forankres til randarmeringen i hver ende.

Idet bygningen udføres med præfabrikerede huldæk kan de interne trækforbindelser ikke fordeles jævnt i etageadskillelsen. Disse udføres i stedet i fugerne mellem dækelementerne, hvor de koncentrerer omkring dæskivernes ender.

Ved facade- og etagekryds bestemmes trækraften som de interne trækforbindelser skal kunne optage ved formel (3.3).

$$F_{tie} = \max \begin{cases} \frac{q_3(l_1+l_2)}{2} \\ 80 \text{ kN} \end{cases} \quad (3.3)$$

Hvor:

F_{tie}	Kraft der skal optages i intern trækforbindelse [kN]
q_3	Linjelast afhængig af konsekvensklasse [$\frac{\text{kN}}{\text{m}}$]
l_1 og l_2	Spændvidde af tilstødende dæk som angivet på figur 3.12 [m]

Jf. DS/EN1992-1-1 DK NA defineres linjelastrn: $q_3 = 30 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ idet der er tale om høj konsekvensklasse. [Trafik-. Bygge- og Boligstyrelsen, 2021b]

Vandrette trækforbindelser

For at sikre sammenhæng mellem dæk- og vægskiverne ved dækskivernes rande udføres der vandrette trækforbindelser imellem disse. Dette er både gældende for betonelement bagvægge og de indvendige bærende og stabiliserende betonelementvægge.

For konsekvensklasse CC3 stilles der jf. DS/EN1992-1-1 DK NA krav om at der i væggenes top og bund skal kunne optages en trækraft i vandrette trækforbindelser givet ved formel (3.4) [Trafik-, Bygge- og Boligstyrelsen, 2021b]

$$F_{tie,fac} = 30 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (3.4)$$

Lodrette trækforbindelser

Jf. DS/EN1992-1-1 stilles der krav om at der i bygninger med 5 etager eller derover udføres lodrette trækforbindelser. Disse udføres som kontinuerte lodrette trækforbindelser i hele væggenes højde, der begrænser nedstyrtning af etageadskillelser, hvis en understøttende væg bortfalder. Kræfterne der skal optages i lodrette trækforbindelser er ikke kvantificeret i DS/EN1992-1-1. For vægge der er dimensioneret som nøgleelementer iht. DS/EN1990 DK NA vil omfanget af lodrette trækforbindelser imidlertid være tilstrækkelige hvis disse kan optage trækraften givet i formel (3.5) jf. DS/EN1992-1-1 DK NA. Det vælges på den sikre side at anvende nedenstående værdi for alle bygningens bærende vægge. [Trafik-, Bygge- og Boligstyrelsen, 2021b]

$$F_{tie,lodret} = 30 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (3.5)$$

3.4.4 Levetid

Byggeriets levetid defineres med udgangspunkt i DS/EN1990 tabel 2.1. Her defineres 5 kategorier for konstruktioner med tilhørende levetider, som angivet i tabel 3.8.

Kategori for forventet levetid	Vejledende forventet levetid (år)	Eksempler
1	10	Ikke permanente konstruktioner
2	10 - 25	Udskiftelige bærende dele
3	15 - 30	Landbrugets avlsbygninger og lignende
4	50	Andre almindelige konstruktioner
5	100	Monumentale bygninger, broer og anlægskonstruktioner

Tabel 3.8: Vejledende forventet levetid for konstruktioner [Dansk Standard, 2007a]

Af ovenstående tabel ses det at bygningen henføres til kategori 4, som omhandler andre almindelige konstruktioner, med en forventet levetid på 50 år. For at bygningen kan opnå sin forventede levetid skal bygningen projekteres med hensyntagen til en række parametre jf. DS/EN1990. Herunder skal blandt andet klima- og miljøtekniske forhold, samt konstruktionsens udformning tages i betragtning.

For bygningens betonkonstruktioner stilles der således blandt andet krav til dæklag. Krav og specifikationer som sikrer konstruktionens levetid er angivet i afsnit 3.5 på næste side.

3.5 Konstruktionsmaterialer

I det følgende afsnit beskrives krav i tilknytning til konstruktionsmaterialer, som anvendes til udførelsen af bygværket. Herunder defineres styrkeklasser, materialepartialkoefficienter, og diverse forudsætninger for udførelsen af bygningens betonkonstruktioner.

3.5.1 Beton

For præfabrikerede betonkonstruktioner, anvendes materialepartialkoefficienterne som fremgår af tabel 3.9.

Partialkoefficient			
Brudgrænsetilstand (vedvarende og midlertidige dimensioneringstilfælde)			
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 armering styrke	$\gamma_s =$	1,20	$\gamma_0 \gamma_3$
Spændarmering styrke	$\gamma_s =$	1,20	$\gamma_0 \gamma_3$
Koefficient γ_0 ændres kun ved geotekniske konstruktioner, hvormed:	$\gamma_0 =$	1,00	
For skærpet kontrolklasse anvendes medmindre andet angives:	$\gamma_3 =$	0,95	

Tabel 3.9: Partialkoefficienter for materialestyrke af præfabrikerede betonkonstruktioner jf. DS/EN1992-1-1 DK NA:2021 tabel 2.1 [Trafik-. Bygge- og Boligstyrelsen, 2021b]

For pladsstøbte betonkonstruktioner, anvendes materialepartialkoefficienterne som fremgår af tabel 3.10.

Partialkoefficient			
Brudgrænsetilstand (vedvarende og midlertidige dimensioneringstilfælde)			
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 armering styrke	$\gamma_s =$	1,20	$\gamma_0 \gamma_3$
Spændarmering styrke	$\gamma_s =$	1,20	$\gamma_0 \gamma_3$
Koefficient γ_0 ændres kun ved geotekniske konstruktioner, hvormed:	$\gamma_0 =$	1,00	
Normal kontrolklasse anvendes medmindre andet angives:	$\gamma_3 =$	1,00	

Tabel 3.10: Partialkoefficienter for materialestyrke af insitustøbte betonkonstruktioner jf. DS/EN1992-1-1 DK NA:2021 tabel 2.1 [Trafik-. Bygge- og Boligstyrelsen, 2021b]

For anvendelsestilstanden og ulykkestilfælde anvendes materialepartialkoefficienterne: $\gamma_M = 1,0$.

Betonmaterialer

Betonkonstruktioners holdbarhed sikres ved beskyttelse under hensyntagen til den forudsatte anvendelse og levetiden som skal opnås for disse.

I DS/EN1992-1-1 angives eksponerings- og miljøklasser for betonkonstruktioner, som beskriver de kemiske og fysiske betingelser konstruktionerne udsættes for, udover mekaniske laster.

Miljøforholdene er herunder klassificeret i eksponeringsklasser, som ydermere inddeles i niveauer efter eksponeringsgraden af den pågældende konstruktion. Eksponeringsklasserne er angivet i tabel 3.11.

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

Tabel 3.11: Eksponeringsklasser for betonkonstruktioner [Dansk Standard, 2008]

Ovenstående eksponeringsklasser henføres til en tilsvarende miljøklasse jf. DS/EN 1992-1-1 DK NA.

Afhængigt af eksponeringsklasserne for betonkonstruktionerne forekommer forskellige behov for korrosionsbeskyttelse af armeringen. Beskyttelsen af armeringen varierer afhængigt af dæklagets tykkelse og densitet, og vil stige med disse værdier. Dæklagets densitet og kvalitet styres af betonens v/c forhold, og dermed af betonstyrken. Med skrappe eksponeringsklasser for betonen øges betonens styrke og dæklag tilsvarende.

Der defineres 4 miljøklasser for betonkonstruktioner. Sammenhængen mellem disse og de tilsvarende eksponeringsklasser med minimumskrav til dæklag og betonstyrke er angivet i tabel 3.12.

Eksponeringsklasse	Miljøpåvirkning	Min. dæklag c_{min} [mm]	Min. trykstyrke f_{ck} [MPa]
XD2, XD3, XS3	Ekstra Aggressiv	40	40
XD1, XS1, XS2	Aggressiv	30	35
XC2, XC3, XC4	Moderat	20	30
X0, XC1	Passiv	10	12

Tabel 3.12: Sammenhæng mellem eksponeringsklasse, miljøpåvirkning og minimumskrav til dæklag og trykstyrke. [Trafik-, Bygge- og Boligstyrelsen, 2021b]

For normal og skærpet kontrolklasse forekommer et tolerencetillæg på 5 mm som tillægges den mindste dæklagstykkelse for at opnå det nominelle dæklag. 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]

I tabel 3.13 på den følgende side er de fra eksponeringsklassen krævede materialeparametre for bygningens konstruktionsdele udført i beton angivet. Idet alle betonelementer der udføres i bygningen er indvendige elementer der befinder sig i meget tørre omgivelser i opvarmede rum, er der ikke risiko for korrosion af disse. Derfor er disse henført til eksponeringsklasse X0.

For væg- og dækelementer er der defineret trykstyrker højere end minimumsværdierne som fremgår af tabel 3.12. Disse værdier er fundet på baggrund af data fra CRH Concrete. Trykstyrkerne der er angivet i tabellen er således de mindste der udføres i praksis. Ydermere angives minimumskrav til fugebeton som anvendes ved byggeriet. Disse værdier skal af styrkemæssige årsager alle være på mindst 35 MPa. [CRH Concrete A/S, 2020]

Bygningsdel	Eksponeeringsklasser	Miljø ¹⁾	Trykstyrke ²⁾	Dæklag min.	Dæklag nom.
			[MPa]	[mm]	[mm]
Betonelementer					
Indvendige vægge	X0	P	35	10	15
Huldækelementer	X0	P	55	10	15
Montage					
Understøbning	X0	P	35	-	-
Lodrette vægfuger	X0	P	35	-	-
Korrugerede rør	X0	P	35	-	-
Fugebeton, dæk	X0	P	35	-	-

¹⁾ Henviser til miljøpåvirkning. P = Passiv

²⁾ Minimums trykstyrker for betonelementer og fugebeton iht. CRH Concrete

Tabel 3.13: Materialeparametre for de anvendte betonkonstruktioner i bygningen.

Idet alle bygningens konstruktioner indplaceres i eksponeringsklasse X0, svarende til en passiv miljøpåvirkning, er der jf. afsnit 3.4.2 ingen krav til revnevidder, idet der ikke vil forekomme korrosion af armeringen.

Armeringsstyker - Slap armering

Egenskaber for armeringsstål defineres generelt på baggrund af flydespænding og duktilitet af stålet, der er defineret ved dets tøjning, samt forholdet mellem dets trækstyrke og flydespænding. [Dansk Standard, 2008]

For nærværende byggeri anvendes armeringsklasse B til den slappe armering som indgår i bygningens vægkonstruktioner, samt trækforbindelser til robusthedsarmering, stringere og forankringer. Herunder anvendes armeringstyperne Y - B550B og K - B500B, som angivet i tabel 3.14.

Armeringstype	Flydespænding	E-modul	Duktilitet	
	f_{yk} [MPa]	E_{sk} [MPa]	ε_{uk} [%]	f_t/f_{yk} [-]
Y	≥ 550	200.000	$\geq 5,0$	$\geq 1,08$
K	≥ 500	200.000	$\geq 5,0$	$\geq 1,08$

Tabel 3.14: Armeringstyper, med angivelse af flydespænding og duktilitet, ved anvendelse af armeringsklasse B, iht. DS/EN1992-1-1 Anneks C [Dansk Standard, 2008]

3.6 Laster

I det følgende vil lastkombinationer, samt alle laster der vil blive anvendt til dimensionering af bygningen, blive opstillet og bestemt.

3.6.1 Lastkombinationer

Med udgangspunkt i DS/EN1990 - Eurocode 0 - Projekteringsgrundlag for bærende konstruktioner, og dets nationale anneks, opstilles alle relevante lastkombinationer for projektet i tabel 3.15. Partialkoefficienterne for de kritiske lastkombinationer for bygningens bærende system ved vedvarende eller midlertidige dimensioneringstilfælde, ifm. brudgrænsetilstanden, opstilles på baggrund af tabel A1.2(B+C) DK NA.

Opstilling af lastkombinationer iht. anvendelsesgrænsetilstanden for vedvarende tilstande tager udgangspunkt i, at alle partialkoefficienter sættes til 1,0, idet det undersøges, hvorvidt der forekommer tilstande, som overskrider AGT. Der opstilles lastkombinationer for 3 tilfælde, i form af den karakteristiske, hyppige og kvasipermanente kombination for anvendelsesgrænsetilstanden. Den karakteristiske kombination anvendes for irreversible grænsetilstande, den hyppige kombination anvendes til reversible anvendelsesgrænsetilstande og den kvasipermanente kombination anvendes til vurdering af langtidsvirkninger og konstruktionens udseende. [Dansk Standard, 2007a]

Lastkombinationer iht. DS/EN1990									
Grænse- tilstand	Reference- formel	Last komb.	Tyngde, generelt		Nyttelast	Snelast	Vindlast	Imp.	Ulykke
		Ugunstig $G_{k,j,sup}$	Gunstig $G_{k,j,inf}$	Q_k	S_k	W_k	I	A_d	
		$\gamma_{G,sup}$	$\gamma_{G,inf}$	$\gamma_{Q,1}$	$\gamma_{Q,2}$	$\gamma_{Q,3}$	γ_{imp}	γ_{Ad}	
Brudgrænsetilstande									
Uden geotekniske laster									
STR/ GEO	(6.10a)	ULS1	$1,2K_{FI}$	1,0	-	-	-	1,0	-
	(6.10b)	ULS2.1	$1,0K_{FI}$	0,9	$1,5K_{FI}$	$1,5\psi_0K_{FI}$	$1,5\psi_0K_{FI}$	1,0	-
	(6.10b)	ULS2.2	$1,0K_{FI}$	0,9	$1,5\psi_0K_{FI}$	$1,5K_{FI}$	$1,5\psi_0K_{FI}$	1,0	-
	(6.10b)	ULS2.3	$1,0K_{FI}$	0,9	$1,5\psi_0K_{FI}$	-	$1,5K_{FI}$	1,0	-
Ulykkestilfælde, undtaget brand									
Seismisk tilfælde	(6.11a/b)	ALS1	1,0	1,0	ψ_2	-	-	1,0	1,0
	(6.12a/b)	SEI1	1,0	1,0	ψ_2	-	-	1,0	1,0
Anvendelsesgrænsetilstande									
Karakteristiske kombinationer									
	(6.14a/b)	SLS1.1	1,0	1,0	1,0	ψ_0	ψ_0	-	-
	(6.14a/b)	SLS1.2	1,0	1,0	ψ_0	1,0	ψ_0	-	-
	(6.14a/b)	SLS1.3	1,0	1,0	ψ_0	-	1,0	-	-
Hyppige kombinationer									
	(6.15a/b)	SLS2.1	1,0	1,0	ψ_1	-	-	-	-
	(6.15a/b)	SLS2.2	1,0	1,0	ψ_2	ψ_1	-	-	-
	(6.15a/b)	SLS2.3	1,0	1,0	ψ_2	-	ψ_1	-	-
Kvasipermanent kombination									
	(6.16a/b)	SLS3	1,0	1,0	ψ_2	-	-		

Tabel 3.15: Relevante lastkombinationer for projektet [Dansk Standard, 2007a]

I tabel 3.15 på foregående side fremgår benævnelser for permanente-, variable-, imperfektions- og ulykkeslaster, med tilhørende partialkoefficienter. Betydningen af de respektive parametre er angivet nedenfor:

$G_{k,j,sup}$	Øvre karakteristisk værdi af permanent last for bygningsdel j [kN]
$G_{k,j,inf}$	Nedre karakteristisk værdi af permanent last for bygningsdel j [kN]
$\gamma_{G,sup}$	Partialkoefficient for øvre karakteristisk værdi af permanent last [-]
$\gamma_{G,inf}$	Partialkoefficient for nedre karakteristisk værdi af permanent last [-]
$\gamma_{Q,i}$	Partialkoefficient for variabel last i [-]
γ_{imp}	Partialkoefficient for imperfektionslast. Fremgår ikke af normen, men anvendes for at angive i hvilke lastkombinationer vandret last fra geometriske imperfektioner indgår [-]
γ_{Ad}	Partialkoefficient for ulykkeslast. Fremgår ikke af normen, men anvendes for at angive i hvilke lastkombinationer ulykkeslast indgår [-]
ψ_0	Lastkombinationsfaktor for kombinationsværdi af variabel last [-]
ψ_1	Lastkombinationsfaktor for hyppig værdi af variabel last [-]
ψ_2	Lastkombinationsfaktor for kvasipermanent værdi af variabel last [-]

For de variable laster der virker på bygningens konstruktioner forekommer forskellige værdier af lastkombinationsfaktoren. I tilknytning til tabel 3.15 på forrige side angives lastkombinationsfaktorer for disse, opstillet med udgangspunkt i DS/EN1990 tabel A1.1 DK NA. Disse er angivet i den nedenstående tabel 3.16.

Last	Kombinationsværdi ψ_0	Hyppig Værdi ψ_1	Kvasipermanent værdi ψ_2
Nyttelast i bygninger			
Kategori A: Arealer til boligformål	0,5	0,3	0,2
Kategori H: Tage	0	0	0
Snelast			
Kombineret med dom. vindlast	0	0	0
Ellers	0,3	0,2	0
Vindlast	0,3	0,2	0

Tabel 3.16: Lastkombinationsfaktorer til anvendelse i lastkombinationerne i tabel 3.15 [Dansk Standard, 2007a]

Med udgangspunkt i tabel 3.15 og 3.16 opstilles lastkombinationer, som anvendes ved den lodrette- og vandrette lastnedføring på bygningens konstruktioner.

3.6.2 Lasttilfælde

Jf. tabellerne opstillet i forrige afsnit er der opstillet kombinationer for alle lasttyper der virker på bygningen. De vandrette laster på bygningen kan dog forekomme i mange forskellige retninger, hvilket fører til at der for alle lastkombinationerne i tabel 3.15, hvori der indgår vandrette laster, vil forekomme flere lasttilfælde indenfor samme kombination. For at begrænse disse lasttilfælde ses der kun på vindlast og seismisk last på bygningen, som virker hhv. på tværs og langs af denne.

3.6.3 Permanente laster

I det følgende vil permanente laster for bygningens konstruktioner bestemmes. Egenlast er en bunden last fra bygningens bærende- og ikke bærende konstruktionsdele.

De anvendte specifikke tyngder af bygningsmaterialer, som indgår i de respektive konstruktionsdele, er bestemt ved opslag i Teknisk Ståbi kapitel 11.2, som omhandler materialedata, samt ved opslag i leverandørdata for de respektive byggematerialer. [Jensen, 2019b]

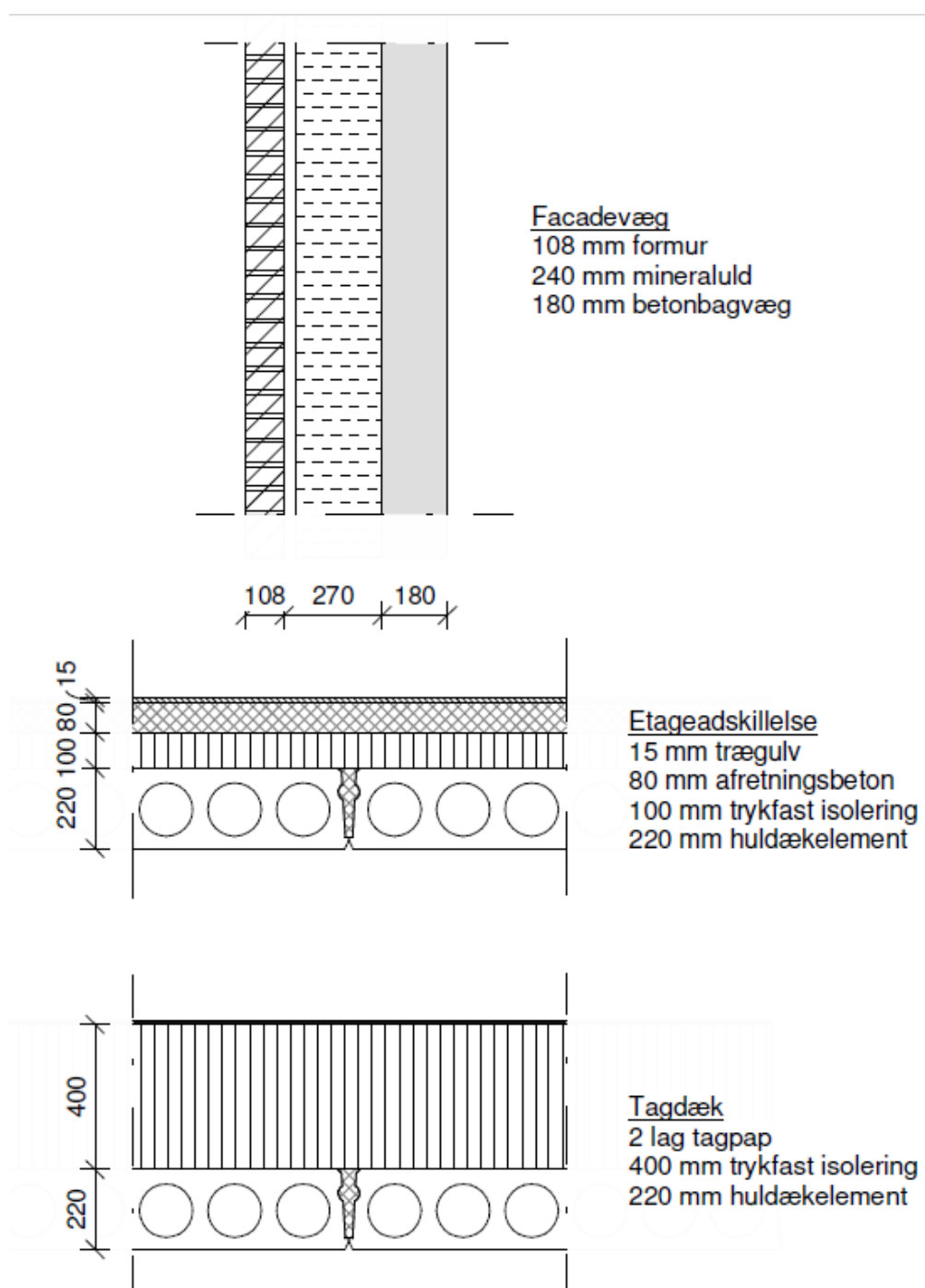
Fladelaster som generelt anvendes ved lastnedføring for bygningens bærende konstruktioner, samt øvrige egenlaster der anvendes ved bestemmelsen af egenlast for de respektive bygningsdele er angivet i tabel 3.17.

De anførte fladelaster for badekabiner, stålaltaner, vinduer og solceller er anslåede værdier med udgangspunkt i overslag på hjemmesider for leverandører af disse komponenter. I et virkeligt projekt vil disse fastlægges og oplyses af leverandøren, men idet der er tale om et studieprojekt anvendes de anslåede værdier, ifm. den lodrette lastnedføring.

Type	Beskrivelse	Egenlast
Fladelaster		
220 mm forspændt huldæk	Huldæk inkl. fugebeton	$3,24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ ¹⁾
Badekabiner	Præfabrikerede badekabiner	$8,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ ²⁾
Vinduer	Vinduer m. 3 lag glas	$0,40 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ ³⁾
Altan	Ståltan inkl. værn	$2,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
Solceller	Solceller på tagkonstruktion	$0,15 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
Installationer	Last fra installationer ophængt i dæk	$0,10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
Øvrige egenlaster		
Armeret beton	Beton inkl. armering	$25,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$
Teglsten	Formur i facader	$17,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$
Porebeton	Ikke-bærende skillevægge	$5,35 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$ ⁴⁾
Polystyren EPS	Gulvisolering i etagedæk	$0,10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$
Mineraluld murbatts	Isolering i vægkonstruktioner	$0,30 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$ ⁵⁾
Mineraluld hård	Isolering i tagkonstruktion	$0,60 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$ ⁶⁾
2 lag tagpap	Tagbeklædningsmateriale	$0,10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ ⁷⁾
Trægulv	Gulvbeklædning i lejligheder	$0,15 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
1) Fremgår af produktdata for huldæk fra CRH Concrete [CRH Concrete A/S, 2020]		
2) Fremgår af data fra modalbade fra CRH Concrete [CRH Concrete A/S, 2020]		
3) Fremgår af produktdata for 3 lags glas fra Vinduesgrossisten [Vinduesgrossisten, 2023]		
4) Fremgår af produktdata for Multipladen 535 fra H+H [H+H Nordics A/S, 2023]		
5) Fremgår af produktdata for Murbatts fra Rockwool [Rockwool, 2023]		
6) Fremgår af produktdata for Toprock tagisolering fra Rockwool [Rockwool, 2023]		
7) Fremgår af produktdata for Icopal Tagpap [BMI Group Danmark, 2023]		

Tabel 3.17: Egenlaster af præfabrikerede konstruktionsdele/materialer anvendt til bestemmelse af egenlast for bygningsdele

På figur 3.13 fremgår bygningsdelsskitser for bygningens primære konstruktioner.



Figur 3.13: Bygningsdelsskitser med angivelse af opbygning for bygningens hovedkonstruktioner.

I tabellerne på næste side er der opstillet en komplet oversigt over egenlaster for de forskellige bygningsdele, i form af lastspecifikationer for disse. Formur og bagmur er behandlet særskilt idet lasten fra disse virker i forskellige angrebepunkter.

Lastspecifikation for formur inkl. isolering

Egenlast	Rumvægt [$\frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$]	Bredde mm	Fladelast [$\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$]	Perm. egenlast [$\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$]	Ikke perm. egenlast [$\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$]
108 mm teglsten	17,5	108	-	-	1,89
240 mm murbatts	0,3	240	-	-	0,14
Samlet egenlast (Permanent/ikke-permanent)					2,03
Total egenlast					2,03

Lastspecifikation for etagedæk i lejligheder

Egenlast	Rumvægt [$\frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$]	Tykkelse mm	Fladelast [$\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$]	Perm. egenlast [$\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$]	Ikke perm. egenlast [$\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$]
15 mm trægulv	-	-	0,15	-	0,15
80 mm afretningsbeton	25	80	-	-	2,00
100 mm EPS	0,30	100	-	-	0,03
220 mm huldæk	-	-	3,24	3,24	-
Installationer	-	-	0,10	-	0,10
Samlet egenlast (Permanent/ikke-permanent)				3,24	2,28
Total egenlast					5,52

Lastspecifikation for etagedæk ved badekabiner

Egenlast	Rumvægt [$\frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$]	Tykkelse mm	Fladelast [$\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$]	Perm. egenlast [$\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$]	Ikke perm. egenlast [$\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$]
Præfabrikeret badekabine	-	-	8,00	8,00	-
220 mm huldæk	-	-	3,24	3,24	-
Installationer	-	-	0,10	-	0,10
Samlet egenlast (Permanent/ikke-permanent)				11,24	0,10
Total egenlast					11,34

Lastspecifikation for tagdæk

Egenlast	Rumvægt [$\frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$]	Tykkelse mm	Fladelast [$\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$]	Perm. egenlast [$\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$]	Ikke perm. egenlast [$\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$]
Tagpap	-	-	0,10	-	0,10
400 mm mineraluld hård	0,60	400	-	-	0,24
220 mm huldæk	-	-	3,24	3,24	-
Installationer	-	-	0,10	-	0,10
Solcelleanlæg på tag	-	-	0,15	-	0,15
Samlet egenlast (Permanent/ikke-permanent)				3,24	0,59
Total egenlast					3,83

For de øvrige relevante konstruktionsdele er lastspecifikationer angivet i tabel 3.18.

Lastspecifikation for øvrige konstruktionsdele			
Egenlast	Perm. egenlast [$\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$]	Ikke perm. egenlast [$\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$]	Total egenlast [$\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$]
180 mm betonbagvæg	4,50	-	4,50
200 mm indvendig betonvæg	5,00	-	5,00
250 mm massive reposplader, trappeelementer og betondæk i gange	6,25	-	6,25
Vinduer i facader	-	0,40	0,40
Ståltalaner	-	2,00	2,00

Tabel 3.18: Lastspecifikation for bygværkets øvrige bygningsdele

Egenlasten fra bygningens skillevægge i porebeton behandles under nyttelast. Dette skyldes at disse er flytbare, og lasten fra disse dermed er en fri egenlast.

3.6.4 Nyttelaster

Nyttelasten på de respektive bygningsdele afhænger af anvendelsen for den enkelte konstruktion og bestemmes ved opslag i DS/EN 1991-1-1 DK NA:2013. Nyttelasten klassificeres som en variabel og fri kvasistatisk last. I tabel 3.19 fremgår nyttelaster på bygningens respektive konstruktionsdele.

Nyttelast, kategori	Lodret nyttelast		Placering
	q_k [$\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$]	Q_k [kN]	
A1 - Bolig og lokale adgangsveje	1,5	2,0	På etageadskillelser i lejligheder
A4 - Trapper	3,0	2,0	På betonplader og -trapper i opgange
A5 - Balkoner	2,5	2,0	På altaner
H - Tage	-	1,5	På tagdæk

Tabel 3.19: Nyttelastkategorier for bygningen, med tilhørende jævnt fordelte last q_k og punktlast Q_k . [Trafik-. Bygge- og Boligstyrelsen, 2013]

Jf. DS/EN1991-1-1 skal virkningen af egenlast fra flytbare skillevægge repræsenteres ved en ækvivalent jævnt fordelt last som tillægges nyttelasten. Den jævnt fordelte last q_k bestemmes med udgangspunkt i skillevæggenes egenlast pr. længde. [Dansk Standard, 2007b] Disse udføres jf. tegningsmaterialet i 100 mm porebeton, med en højde på 2.600 mm. Idet der tages udgangspunkt i egenlast af porebeton jf. tabel 3.17 på side 31 kan linjelasten for flytbare skillevægge bestemmes som:

$$g_{k,skille} = 5,35 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0,1 \text{ m} \cdot 2,6 \text{ m} = 1,39 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (3.6)$$

Jf. DS/EN1991-1-1 kan der for flytbare skillevægge med egenvægt på $1,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \leq g_k \leq 2,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ regnes med en jævnt fordelt nyttelast på: $q_k = 0,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$, som tillægges de øvrige lodrette nyttelaster.

3.6.5 Naturlaster

På bygningen virker naturlaster i form af vind- og snelast. Størrelsen og fordelingen af disse på bygningen vil blive bestemt i det følgende.

Vindlast

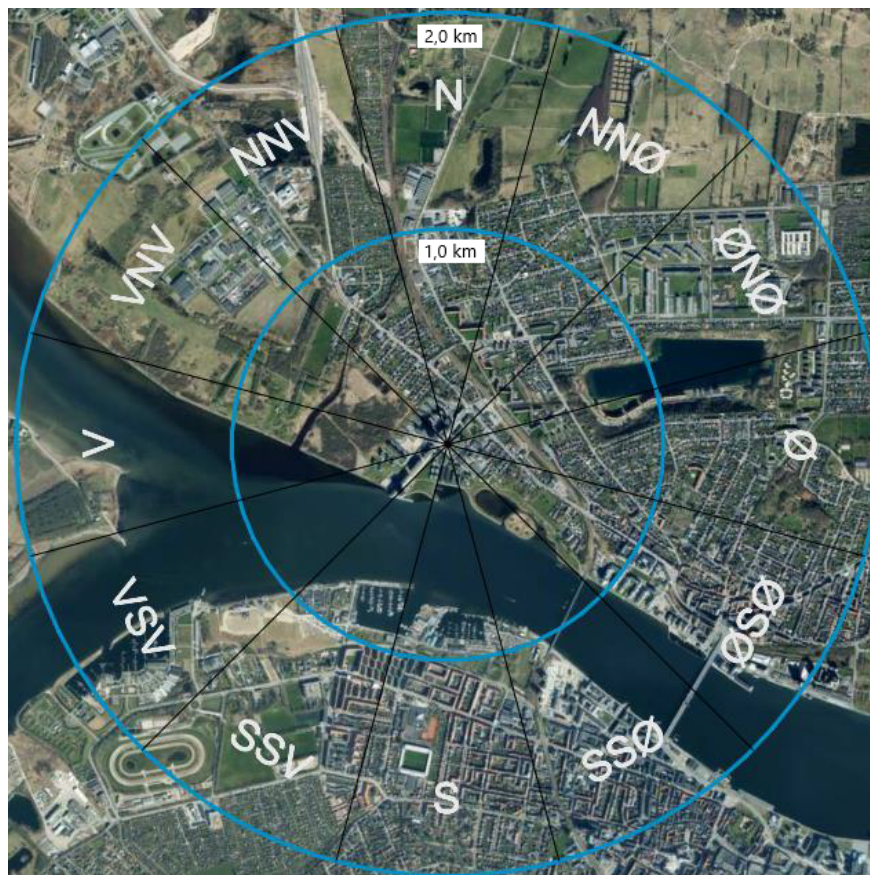
Vindlast er en variabel, bunden last som resulterer i en vinkelret lastvirkning på konstruktionens overflader. Lastpåvirkningen forekommer som direkte sug eller tryk på bygningens udvendige overflader og indirekte på bygningens indvendige overflader. De karakteristiske lastværdier bestemmes på baggrund af DS/EN 1991-1-4 og på baggrund af basisværdier for hhv. vindhastighed og hastighedstrykket, som forekommer ved en returperiode på 50 år. [Dansk Standard, 2007d]

Til bestemmelse af peakhastighedstrykket for de forskellige vindretninger der giver anledning til vindlast på bygningens overflader anvendes følgende forudsætninger:

- Afstand til vestkysten: ≥ 25 km
- Bygningshøjde: $z = 16,98$ m

Vindretninger og terrænkategori

Placeringen af bygningen ift. det omgivende terræn, med angivelse af mulige vindretninger er vist på figur 3.14.



Figur 3.14: Angivelse af bygningens placering, mulige vindretninger, og afstande for fastlæggelse af terrænkategori. [Google, 2023]

Jf. afsnit 3.6.2 betragtes udelukkende vindpåvirkning på tværs hhv. langs af bygningen, svarende til at der forekommer vindlast fra retningerne VNV/ØSØ og NNØ/SSV.

For hver af de respektive vindretninger fastlægges en terrænkategori, som ligger til grund for bestemmelse af peakhastighedstrykket. Terrænkategorierne fastlægges med udgangspunkt i DS/EN1991-1-4 Anneks A.

Jf. DS/EN1991-1-4 afsnit A.2, skal ruhedsskift mellem to forskellige terrænkategorier tages i betragtning ved beregning af peakhastighedstrykket. Afsnittets procedure 1 anvendes, og for konstruktioner opført tæt ved et ruhedsskift i en afstand af mindre end 2 km fra den glattere kategori 0, eller mindre end 1 km fra den glattere kategori I til III, skal den glatteste terrænkategori derfor anvendes. [Dansk Standard, 2007d]

Med udgangspunkt i ovenstående regler er terrænkategorierne for de respektive vindretninger angivet i nedenstående tabel 3.20.

Vindretning	Terrænkategori	Beskrivelse
NNØ	Terrænkategori III	Område med regelmæssig vegetation eller bebyggelse med spredte forhindringer med en afstand på højst 20 gange forhindringens højde
SSV og ØSØ	Terrænkategori I	Søer og områder uden væsentlig vegetation og uden forhindringer.
VNV	Terrænkategori II	Område med lav vegetation og enkelte forhindringer med en afstand på mindst 20 gange forhindringernes højde

Tabel 3.20: Terrænkategorier for de respektive vindretninger. [Dansk Standard, 2007d]

Dele af området mod VNV består af høje bygninger og terræn som vil kunne henføres til terrænkategori IV, hvor mindst 15 % af overfladen er bebygget med bygninger, hvis gennemsnitshøjde er over 15 m. Idet der forekommer et ruhedsskift til den glattere kategori II indenfor en afstand af mindre end 1 km fra bygningen vælges den glatteste terrænkategori II for vindretningen.

Bestemmelse af peakhastighedstryk

For at bestemme peakhastighedstrykket for den ind- og udvendige referencehøjde, skal der først fastlægges en basisvindhastighed, v_b , en middelvindhastighed, $v_m(z)$, og en turbulensintensitet $I_v(z)$. Disse vil blive bestemt i det følgende.

Basisvindhastigheden er den maksimale vindhastighed, indenfor en returperiode på 50 år, og bestemmes på baggrund af vindretning og årstid, samt grundværdien for basisvindhastigheden, ved formel (3.7).

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} \quad (3.7)$$

Hvor:

v_b	Basisvindhastigheden $\left[\frac{\text{m}}{\text{s}}\right]$
c_{dir}	Retningsfaktor [-]
c_{season}	Årstidsfaktor [-]
$v_{b,0}$	Grundværdi for basisvindhastigheden $\left[\frac{\text{m}}{\text{s}}\right]$

Jf. DS/EN1991-1-4 DK NA: 2015 bestemmes grundværdien for basisvindhastigheden som: $v_{b,0} = 24 \frac{\text{m}}{\text{s}}$, idet bygningens afstand til vestkysten er over 25 km. Retningsfaktorens kvadrat angives i intervaller af 30° , og antager forskellige værdier afhængigt af den forekommende vindretning. [Trafik-. Bygge- og Boligstyrelsen, 2015] Årstidsfaktoren vælges som: $c_{season}^2 = 1,0$, idet der er tale om et permanent byggeri. For de fire vindretninger der virker på bygningen er basisvindhastigheden beregnet i den nedenstående tabel 3.21.

Vindretning	NNØ	SSV	ØSØ	VNV
c_{dir}^2	0,8	0,8	0,8	1,0
$v_b \left[\frac{\text{m}}{\text{s}}\right]$	21,5	21,5	21,5	24

Tabel 3.21: Retningsfaktor og basisvindhastighed for de 4 vindretninger [Dansk Standard, 2007d].

Middelvindhastigheden bestemmes dernæst i bygningens højde z over terræn, og afhænger af terrænets ruhed, orografi og basisvindhastigheden for de pågældende vindretninger. Middelvindhastigheden bestemmes ved formel (3.8).

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b \quad (3.8)$$

Hvor:

$v_m(z)$	Middelvindhastighed til referencehøjden $z \left[\frac{\text{m}}{\text{s}}\right]$
v_b	Basisvindhastighed $\left[\frac{\text{m}}{\text{s}}\right]$
$c_r(z)$	Ruhedsfaktor [-]
$c_o(z)$	Orografifaktor [-]

Ruhedsfaktoren, $c_r(z)$, tager højde for middelvindhastighedens variation, som følge af terrænets højdeforhold og ruheden af det omgivne terræn til luv, og kan bestemmes ved formel (3.9).

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) \quad \text{for} \quad z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (3.9)$$

Hvor:

k_r	Terrænfaktor [-]
z	Bygningens højde over terræn [m]
z_0	Ruhedslængde [m]
z_{min}	Minimumshøjde jf. terrænkategori [m]
z_{max}	sættes til 200 m

Terrænfaktoren, k_r bestemmes ved forholdet mellem ruhedslængden for den aktuelle terrænkategori, og den tilsvarende ruhedslængde for terrænkategori II. Denne kan beregnes ved formel (3.10).

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0,07} \quad (3.10)$$

Ruhedslængden og minimumshøjden for de respektive ruhedskategorier bestemmes jf. DS/EN1991-1-4 tabel 4.1, og værdierne fremgår af tabel 3.22.

Terrænkategori		z_0	z_{min}
I	Søer og områder uden væsentlig vegetation og uden forhindringer	0,01	1
II	Område med lav vegetation og enkelte forhindringer med en afstand på mindst 20 gange forhindringernes højde	0,05	2
III	Område med regelmæssig vegetation eller bebyggelse med spredte forhindringer med en afstand på højst 20 gange forhindringens højde	0,3	5

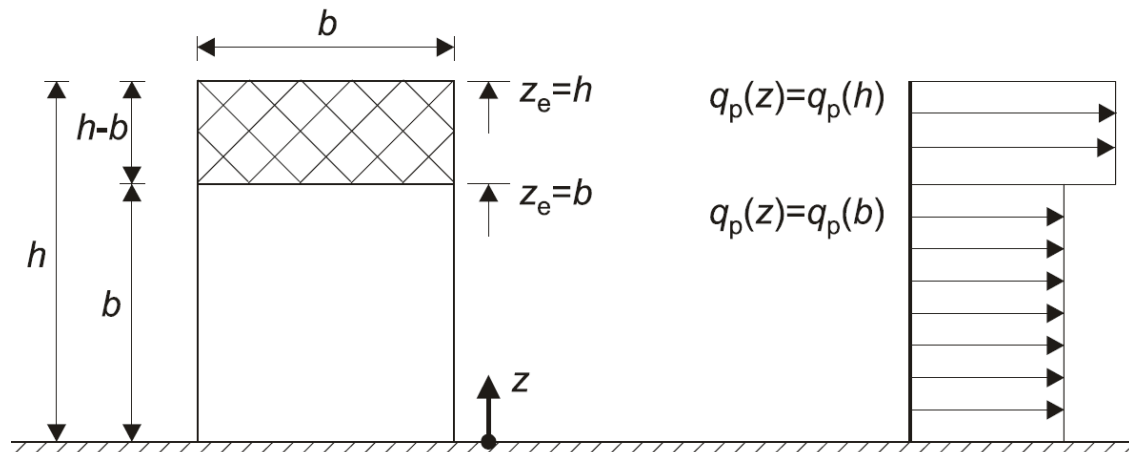
Tabel 3.22: Terrænkategorier og tilhørende terrænparametre [Dansk Standard, 2007d]

Det ses af de angivne minimumshøjder i ovenstående skema, samt bygningens højde $z = 16,98$ m at formel (3.9) er gældende for alle vindretninger.

Peakhastighedstrykket på bygningens vægge bestemmes på baggrund af referencehøjden z_e . For vægge i vindsiden, svarende til vindzone D, bestemmes referencehøjden på baggrund af forholdet mellem bygningens bredde b og højde h .

I DS/EN1991-1-4 afsnit 7.2.2 er det angivet at referencehøjden for vægge i vindsiden med højdebredde forholdet: $h \leq b$ sættes lig bygningens højde $z_e = z$. For vind på tværs af bygningen fra hhv. VNV og ØSØ er $h = 16,98$ m $\leq b = 31,85$ m og referencehøjden $z_e = 16,98$ m anvendes for alle vægge.

For tilsvarende vægge med forholdet: $b < h \leq 2b$ opdeles facaden i vindsiden i to zoner, med forskellige referencehøjder, og dermed forskellige peakhastighedstryk. For vind på langs af bygningen forekommer forholdet: $b = 11,03$ m $\leq h = 16,98$ m $\leq 2 \cdot b = 22,06$ m. Gavlvæggen i vindsiden opdeles derfor i en øvre og nedre zone, som angivet på figur 3.15 på næste side.



Figur 3.15: Princip for opdeling af facader i vindzone D, ved vind fra NNØ og SSV på bygningen. [Dansk Standard, 2007d]

På baggrund af figur 3.15, ses det at referencehøjden for vindbelastning af de NNØ og SSV vendte gavle i vindzone D, antager en øvre og nedre værdi på hhv. $z_e = h = 16,98$ m og $z_e = b = 11,03$ m

Den gennemsnitlige hældning af det omgivende terræn til luv er mindre end 3° . Dermed ses der bort fra virkningerne af orografi, og orografifaktoren sættes til: $c_o(z) = 1,0$.

På baggrund af de ovenfor angivne værdier er middelvindhastigheden $v_m(z)$ beregnet fra hver vindretning, som angivet i tabel 3.23.

	Generelt / Øvre zone D				Nedre zone D	
Vindretning	NNØ	SSV	ØSØ	VNV	NNØ	SSV
z_0 [m]	0,3	0,01	0,01	0,05	0,3	0,01
k_r [-]	0,22	0,17	0,17	0,19	0,22	0,17
$c_r(z)$ [-]	0,87	1,26	1,26	1,11	0,78	1,19
$v_m(z)$ [$\frac{m}{s}$]	18,66	27,10	27,10	26,57	16,67	25,53

Tabel 3.23: Middelvindhastigheden for de fire vindretninger [Dansk Standard, 2007d].

Spredningen af turbulens ift. middelvindhastighedens størrelse angives som vindens turbulensintensitet, $I_v(z)$, i højden, z , over terrænet. Der antages at middelværdien for vindens turbulente komponent er 0, og standardafvigelsen benævnes: σ_v . Vindens turbulensintensitet beregnes ved formel (3.11).

$$I_v = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} \quad \text{for} \quad z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (3.11)$$

Hvor:

I_v	Turbulensintensitet [-]
σ_v	Turbulensens standardafvigelse [$\frac{m}{s}$]
$v_m(z)$	Middelvindhastigheden [$\frac{m}{s}$]

Turbulensens standardafvigelse bestemmes på baggrund af terrænfaktoren k_r , som er gældende for den valgte terrænkategori, basisvindhastigheden for de fire vindretninger v_b , samt turbulensfaktoren k_l .

Turbulensens standardafvigelse bestemmes ved formel (3.12)

$$\sigma_v = k_r \cdot v_b \cdot k_l \quad (3.12)$$

Hvor:

k_l | Turbulensfaktor [-]

Turbulensfaktoren anbefales sat til en værdi på $k_l = 1,0$, jf. DS/EN1991-1-4 DK NA:2015.

Der kan dermed bestemmes en værdi for turbulensintensiteten for alle vindretninger i tabel 3.24.

Vindretning	NNØ	SSV	ØSØ	VNV
$\sigma_v \left[\frac{\text{m}}{\text{s}} \right]$	4,72	3,65	3,65	4,56
$I_v(z) [-]$	0,25	0,13	0,13	0,17

Tabel 3.24: Turbulensintensitet for de fire vindretninger [Dansk Standard, 2007d].

På baggrund af de beregnede værdier for turbulensintensitet og middelvindhastighed, kan der bestemmes en værdi for peakhastighedstrykket fra de respektive vindretninger, i bygningens højde z . Peakhastighedstrykket repræsenterer den maksimale vindpåvirkning, som forekommer indenfor en returperiode på 50 år. Dette bestemmes ved formel (3.13).

$$q_p(z) = (1 + 7 \cdot I_v(z)) \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m(z)^2 \quad (3.13)$$

Hvor:

$q_p(z)$ | Peakhastighedstryk $\left[\frac{\text{N}}{\text{m}^2} \right]$
 ρ | Luftens densitet (sættes til $1,25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$)

For de 4 vindretninger kan der, ved indsættelse af de givne værdier, bestemmes generelle værdier for peakhastighedstrykket, samt værdier for den nedre zone D ved vindpåvirkning fra NNØ/SSV, som angivet i tabel 3.25.

	Generelt / Øvre zone D				Nedre zone D	
Vindretning	NNØ	SSV	ØSØ	VNV	NNØ	SSV
$q_p(z_e) \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right]$	0,595	0,891	0,891	0,972	0,511	0,814

Tabel 3.25: Generelle værdier for peakhastighedstrykket fra de 4 vindretninger, samt værdier for den nedre zone D ved vindtryk på facaden fra NNØ/SSV [Dansk Standard, 2007d].

Bestemmelse af vindtryk på ud- og indvendige overflader

Det udvendige og indvendige vindtryk der virker på bygningens facader og på tagkonstruktionen vil blive bestemt i det følgende. Vindtrykket på en udvendig overflade bestemmes ved formel (3.14).

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} \quad (3.14)$$

Hvor:

z_e	Den udvendige referencehøjde [m]
w_e	Udvendigt vindtryk på overflade $\left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}\right]$
c_{pe}	Formfaktoren for det udvendige vindtryk [-]

Den udvendige referencehøjde er generelt lig bygningens totale højde $z_e = z$, idet der er tale om en bygning med fladt tag. Den udvendige referencehøjde er dermed som udgangspunkt: $z_e = 16,98 \text{ m}$. Ved vind på bygningens gavle fra NNØ/SSV i vindzone D, opdeles disse som tidligere beskrevet i en øvre og nedre vindzone med forskellige referencehøjder.

Vindtrykket på en indvendig overflade kan tilsvarende bestemmes ved formel (3.15).

$$w_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi} \quad (3.15)$$

Hvor:

z_i	Den indvendige referencehøjde [m]
w_i	Indvendigt vindtryk på overflade $\left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}\right]$
c_{pi}	Formfaktoren for det indvendige vindtryk [-]

Den indvendige referencehøjde, sættes på den sikre side lig den udvendige referencehøjde, og peakhastighedsstrykket er således ens for indvendigt og udvendigt vindtryk.

Bestemmelse af formfaktorer og zoneinddeling for udvendigt tryk

Før det udvendige vindtryk på bygningens flader kan bestemmes, skal formfaktorerne, der knytter sig til vindzonerne på bygningens tagkonstruktion og facader fastlægges.

Der tages udgangspunkt i værdier for formfaktoren, $c_{pe,10}$, der anvendes til projektering af bygningers overordnede bærende konstruktion, og omhandler overflader med størrelse over 1 m^2 .

Bygningen opføres overordnet med et rektangulært grundplan, men udføres dog med mindre indhak i den VNV vendte facade, hvor der udføres altaner. Som en simplificering betragtes bygningen på trods af dette som rektangulær, ved bestemmelse af formfaktorerne for bygningens facader.

På baggrund af denne antagelse kan bygningens facader først inddeles i zoner, med udgangspunkt i DS/EN1991-1-4 afsnit 7.2.2 og dets tabel 7.1, hvor formfaktorer for udvendige vindtryk på lodrette vægge i bygninger med rektangulære grundplan er angivet. Tabelværdierne tager udgangspunkt i forholdet mellem bygningens højde h og bygningens dybde på langs af vinden: d .

Størrelsen af vindzonerne på bygningens facader: A, B, C, D og E, afhænger ydermere af referenceværdien e .

For vind på tværs af bygningen bestemmes forholdet h/d , samt referenceværdien e i formel (3.16) og (3.17).

$$\frac{h}{d} = \frac{16,98 \text{ m}}{11,03 \text{ m}} = 1,54 \quad (3.16)$$

$$e = \min \begin{cases} b = 31,85 \text{ m} \\ 2h = 2 \cdot 16,98 \text{ m} = 33,96 \text{ m} \end{cases} \quad (3.17)$$

For vind på langs af bygningen bestemmes forholdet h/d , samt referenceværdien e i formel (3.18) og (3.19).

$$\frac{h}{d} = \frac{16,98 \text{ m}}{31,85 \text{ m}} = 0,53 \quad (3.18)$$

$$e = \min \begin{cases} b = 11,03 \text{ m} \\ 2h = 2 \cdot 16,98 \text{ m} = 33,96 \text{ m} \end{cases} \quad (3.19)$$

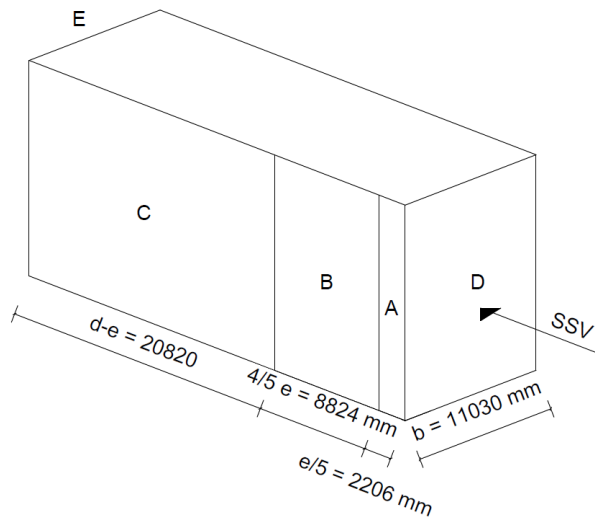
Med udgangspunkt i de beregnede h/d forhold bestemmes interpolerede formfaktorer for bygningens facader, ved vind på tværs og langs af denne. For vind på tværs af bygningen udføres interpolering mellem tabelværdier for formfaktoren ved $h/d = 5$ og $h/d = 1$, mens der for vind på langs af bygningen interpoleres mellem tabelværdier for $h/d = 1$ og $h/d = 0,25$. Dette fører til formfaktorerne for bygningens facader, som er angivet i tabel 3.26.

	Zone				
Vindretning	A	B	C	D	E
NNØ	-1,2	-0,8	-0,5	0,74	-0,38
SSV	-1,2	-0,8	-0,5	0,74	-0,38
ØSØ	-1,2	-0,8	-0,5	0,80	-0,53
VNV	-1,2	-0,8	-0,5	0,80	-0,53

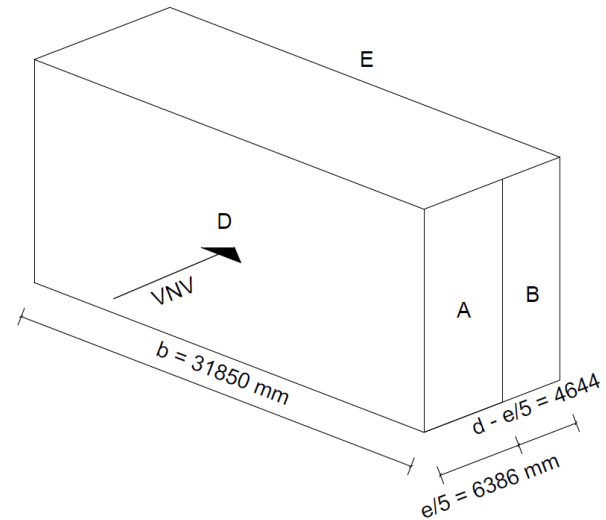
Tabel 3.26: Formfaktorer for udvendigt vindtryk $c_{pe,10}$ ved vind på langs og tværs af bygningens facader [Dansk Standard, 2007d].

Ved global vindberegning på bygningen, hvor formfaktoren $c_{pe,10}$ anvendes for både zone D og E samtidig, tages hensyn til manglende korrelation mellem vindtrykkene ved multiplikation af den resulterende kraft med korrelationsfaktoren ρ . For vind på langs af bygningen og $h/d \leq 1$ anvendes korrelationsfaktoren: $\rho = 0,85$. For vind på tværs af bygningen og $1 \leq h/d \leq 5$ anvendes den interpolerede korrelationsfaktor $\rho = 0,87$. [Dansk Standard, 2007d]

Med udgangspunkt i referenceværdierne for vind på tværs og langs af bygningen er udstrækningen af vindzonerne på dennes facader vist på figur 3.16 og 3.17 på modstående side, for vind fra SSV og VNV. Ved vindpåvirkning fra NNØ og ØSØ er zoneinddelingen spejlvendt.



Figur 3.16: Inddeling af facadezoner ved vind fra SSV



Figur 3.17: Inddeling af facadezoner ved vind fra VNV

Dernæst inddeles bygningens tagkonstruktion i zoner. Idet bygningen udføres med fladt tag, anvendes formfaktorer fra DS/EN1991-1-4 for tagkonstruktioner med taghældning mindre end 5° . Bygningen udføres med brystninger med højde på $h_p = 350$ mm, hvorved forholdet mellem brystningshøjden og bygningens højde bliver:

$$\frac{h_p}{h} = \frac{0,35 \text{ m}}{16,98 \text{ m}} = 0,02 \quad (3.20)$$

På baggrund af forholdet h_p/h aflæses formfaktorerne på bygningens tagkonstruktion fra DS/EN1991-1-4 tabel 7.2, for flade tage med brystninger. Disse er angivet i tabel 3.27.

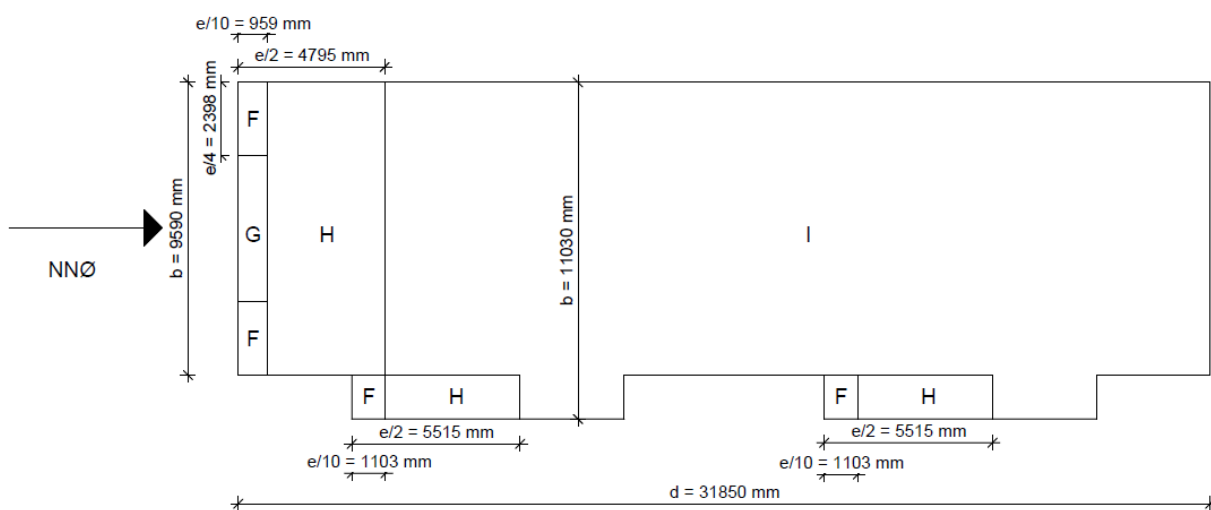
Zone	F	G	H	+I	-I
$c_{pe,10}$ [-]	-1,6	-1,1	-0,7	0,2	-0,5

Tabel 3.27: Formfaktorer for udvendigt vindtryk $c_{pe,10}$ på bygningens tagkonstruktion, med fladt tag og brystninger. [Dansk Standard, 2007d]

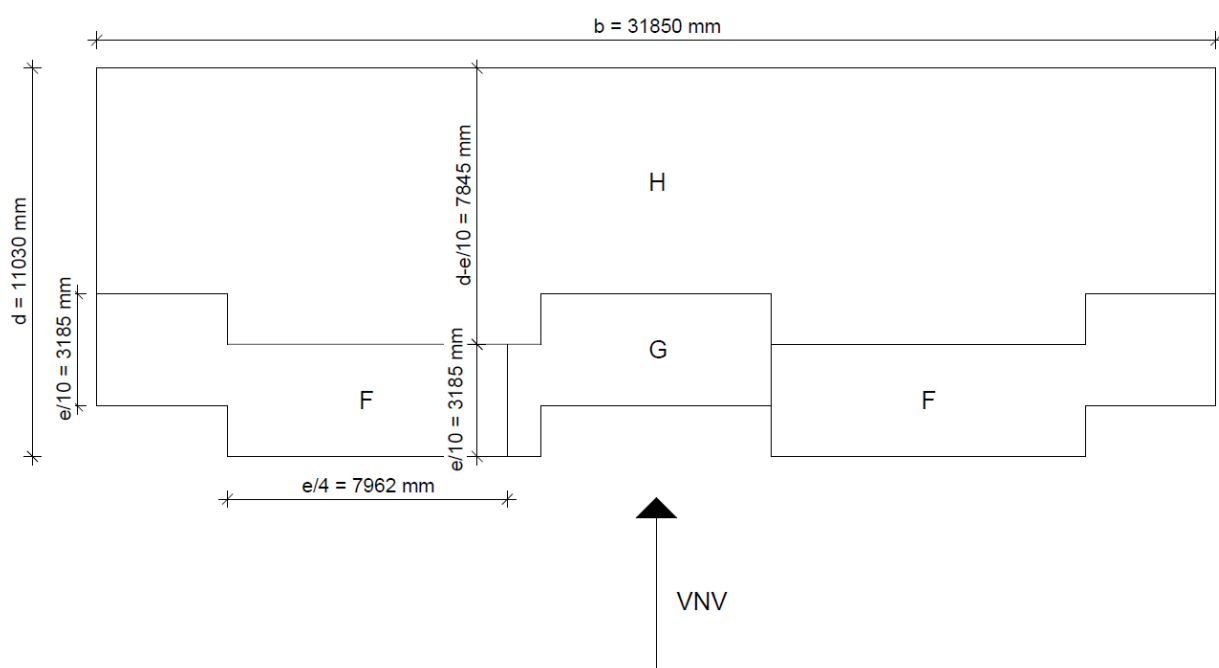
Zoneinddelinger for flade tage, som angives i DS/EN1991-1-4, er illustreret for bygninger med rektangulært grundplan. Nærværende bygning er ikke udført med helt rektangulært grundplan, som følge af de indhak der udføres i bygningens facader. Zoneinddelingen for rektangulære grundplan fra normen anvendes dog alligevel, idet der tages højde for de ekstra hjørner, der forekommer som følge af indhak i bygningens VNV vendte facade.

For vind på tværs af bygningen er referenceværdien e uændret, mens der for vind på langs af bygningen betragtes to bygningsbredder. Med en reduceret bygningsbredde ved bygningens gavle på: $b = 9,59$ m bliver referenceværdien for den smalle del af bygningen: $e = 9,59$ m. For den brede del af bygningen er referenceværdien fortsat: $e = 11,03$ m.

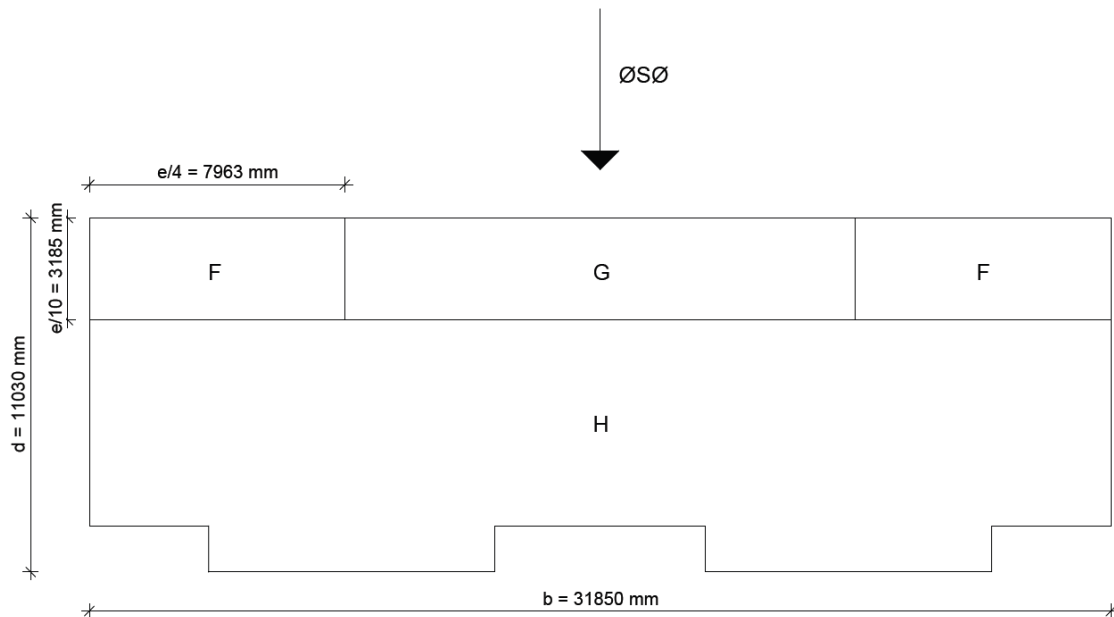
Med udgangspunkt i referenceværdierne for vind på tværs og langs af bygningen er vindzonerne på tagfladen fra NNØ, VNV og ØSØ vist på figur 3.18 og 3.19, samt 3.20 på modstående side. Ved vindpåvirkning fra SSV er zoneinddeling spejlvendt af zoneinddelingen fra NNØ.



Figur 3.18: Zoneinddeling af tagfladen ved vind fra NNØ



Figur 3.19: Zoneinddeling af tagfladen ved vind fra VNV



Figur 3.20: Zoneinddeling af tagfladen ved vind fra ØSØ

Formfaktorer for indvendigt vindtryk

For det indvendige vindtryk er angivet formfaktorer c_{pi} i DS/EN1991-1-4 afhængigt af om der forekommer en dominerende flade for bygningens facader, hvor arealet af åbninger er større end for de øvrige. Idet bygningen ikke har dominerende flader angives formfaktoren for indvendigt overtryk som: $c_{pi} = +0,2$ og for indvendigt undertryk som: $c_{pi} = -0,3$ [Dansk Standard, 2007d]

Beregnete ud- og indvendige vindtryk

I de følgende skemaer angives de beregnede værdier for det karakteristiske vindtryk på bygningens tag, facader og indvendige flader.

På baggrund af de aflæste formfaktorer for de respektive zoner på bygningens tag, er det karakteristiske udvendige vindtryk $w_{e,k}$ på hver af disse bestemt, og angivet i tabel 3.28.

Vindretning \ Zone	Zone				
	F	G	H	+I	-I
NNØ	-0,95	-0,66	-0,42	0,12	-0,3
SSV	-1,43	-0,98	-0,62	0,18	-0,45
ØSØ	-1,43	-0,98	-0,62	0,18	-0,45
VNV	-1,56	-1,07	-0,68	0,19	-0,49

Tabel 3.28: Det karakteristiske udvendige vindtryk, $w_{e,k}$, målt i $\left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}\right]$ for de respektive vindretninger og zoner på bygningens tag.

På baggrund af de aflæste formfaktorer for de respektive zoner på bygningens facader, kan det karakteristiske udvendige vindtryk på hver af disse bestemmes, og angives i tabel 3.29 på næste side.

Zone Vindretning	Generelt / Øvre zone D					Nedre zone D
	A	B	C	D	E	D
NNØ	-0,71	-0,48	-0,3	0,44	-0,22	0,38
SSV	-1,07	-0,71	-0,45	0,66	-0,33	0,60
ØSØ	-1,07	-0,71	-0,45	0,66	-0,33	-
VNV	-1,17	-0,78	-0,49	0,78	-0,52	-

Tabel 3.29: Det karakteristiske udvendige vindtryk, $w_{e,k}$, målt i $\left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}\right]$ for de respektive vindretninger og zoner på bygningens facader.

Værdierne for indvendigt vindtryk bestemmes med udgangspunkt i formfaktorerne for dette, samt peakhastighedsstrykket, og er angivet i tabel 3.30.

Vindretning	NNØ	SSV	ØSØ	VNV
Overtryk	0,12	0,18	0,18	0,19
Undertryk	-0,18	-0,27	-0,27	-0,29

Tabel 3.30: Det karakteristiske indvendige vindtryk, $w_{i,k}$, målt i $\left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}\right]$ for de respektive vindretninger på bygningens indvendige flader.

Ved globale eftervisninger af bygningens bærende system ved stabilitetsberegninger, samt ved eftervisning af stringer-, fuge- og randarmering, anvendes de udvendige vindtryk, som er bestemt i tabel 3.28 på forrige side og tabel 3.29, uden bidrag fra indvendig vindlast, iht. lastkombinationerne anvendt ved den vandrette lastnedføring. For eftervisning af bæreevnen af bygningens konstruktionsdele anvendes ovennævnte lastværdier for det udvendige vindtryk, i kombination med den mindst gunstige af værdierne for indvendigt vindtryk fra tabel 3.30.

Snelast

Snelast er en variabel, bunden last og resulterer i en vertikal lastpåvirkning på tagkonstruktionen og altanernes overflader. Den karakteristiske lastværdi for snelast på bygningens konstruktioner bestemmes med udgangspunkt i DS/EN1991-1-3, i det følgende.

Den karakteristiske værdi for den jævnt fordelte snelast bestemmes for vedvarende og midlertidige dimensioneringstilfælde ved formel (3.21).

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \quad (3.21)$$

Hvor:

S_k	Karakteristisk snelast $\left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}\right]$
μ_i	Formfaktoren for snelasten [-]
C_e	Eksponeringsfaktoren [-]
C_t	Den termiske faktor [-]
s_k	Den karakteristiske terrænværdi $\left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}\right]$

Formfaktoren for snelasten på bygningens tagkonstruktion bestemmes på baggrund af tagets udformning og hældning, og formfaktoren for sadeltage, fremgår af tabel 5.2 i DS/EN1991-1-3. Disse værdier er således angivet i nedenstående tabel 3.31.

Taghældning α	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8(60 - \alpha)/30$	0,0

Tabel 3.31: Formfaktorer for snelast på sadeltage, pulttage og trugformede tage [Dansk Standard, 2007c]

Idet bygningen udføres med en taghældning på 1:40, svarende til $1,4^\circ$, anvendes formfaktoren $\mu_1 = 0,8$ for snelasten på bygningens tagkonstruktion, samt altaner. Idet der er tale om fladt tag vil det eneste lastarrangement som vurderes relevant at undersøge for bygningen være jævnt fordelt snelast på hele tagfladen, idet det ikke vurderes relevant at undersøge tilfældet med omfordelt snelast.

Eksponeringsfaktoren bestemmes ved formel (3.22).

$$C_e = C_{top} C_s \quad (3.22)$$

Hvor:

C_{top}	Topografifaktoren [-]
C_s	Størrelsesfaktoren [-]

Bygningen er placeret i et område hvor der forekommer øvrig bebyggelse i varierende højde, samt enkelte ubebyggede arealer. Det vurderes, jf. gældende lokalplan for området, at fremtidig bebyggelse af de øvrige arealer i området vil blive udført i samme højde som nærværende bygning. Derfor vurderes det at området hvor bygningen ligger kan klassificeres som værende med normal topografi, hvormed topografifaktoren jf. DS/EN1991-1-3 kan aflæses som: $C_{top} = 1,0$.

Størrelsesfaktoren afhænger af bygningens dimensioner. Størrelsesfaktoren kan sættes til $C_s = 1,0$ når bygningens dobbelte højde er større end dens længste side. Dette kan eftervises at være gældende for bygningen idet denne har en udvendig højde på: $h = 16,98 \text{ m}$ og en længde på $l = 31,85 \text{ m}$, hvilket fremgår af tegningsmaterialet, i kapitel 6 på side 171.

Derfor bestemmes en størrelsesfaktor på: $C_s = 1,0$ og dermed bliver eksponeringsfaktoren $C_e = 1,0$.

Den termiske faktor, C_t , tager hensyn til en høj termisk overførsel ($> 1 \frac{\text{W}}{\text{m}^2\text{K}}$) gennem taget, der medfører, at sneen smelter. Idet bygningens tagkonstruktion ikke udføres med ovenlysvinduer eller lignende, som muliggør høj termisk overførsel, bliver den termiske faktor: $C_t = 1,0$.

Den karakteristiske terrænværdi, s_k , sættes til $1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ jf. DS/EN 1991-1-3 DK NA. [Dansk Standard, 2007c]

Den karakteristiske snelast, som virker på bygningens tag og altaner, kan på baggrund af de bestemte faktorer og den karakteristiske terrænværdi beregnes til:

$$S_k = 0,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 0,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

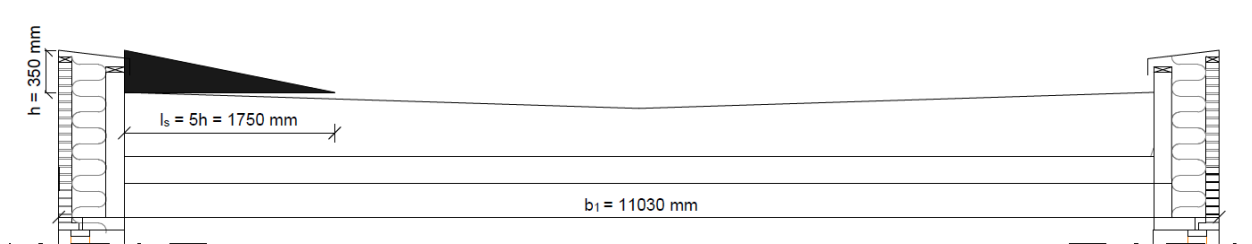
Jf. DS/EN1991-1-3 annek B.4 skal virkningen af sneophobning bag bygningens brystværn tages i regning ved bestemmelse af snelast på bygningen. Formfaktoren for den ophobede snelast langs bygningens brystninger μ_1 kan bestemmes på baggrund af formel 3.23. [Dansk Standard, 2007c]

$$\mu_1 = \min \begin{cases} \frac{2h}{S_k} \\ \frac{2b_1}{l_s} \\ 8 \end{cases} \quad (3.23)$$

Hvor:

h	Brystningshøjden [m]
l_s	Ophobningslængden angivet som mindste værdi af $5h$, b_1 eller 15 m [m]
b_1	Bygningens bredde [m]

Formfaktoren for sneophobning bag bygningens brystværn bestemmes med udgangspunkt i figur 3.21, hvor et bygningssnit med angivelse af omfanget for sneophobning bag bygningens murkroner er vist. Her er ophobningslængden optegnet som den mindste beregnede værdi, som er bestemt med udgangspunkt i brystningshøjden: $l_s = 5h = 5 \cdot 350 \text{ mm} = 1.750 \text{ mm}$.



Figur 3.21: Dimensioner for bestemmelse af sneophobning bag brystninger.

Ved indsættelse af værdierne fra ovenstående figur, samt den karakteristiske jævnt fordelte snelast på konstruktionen: $s_k = 0,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$, bestemmes formfaktoren for sneophobning nedenfor:

$$\mu_1 = \min \begin{cases} \frac{2 \cdot 0,35 \text{ m}}{0,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}} = 0,88 \\ \frac{2 \cdot 11,03 \text{ m}}{5 \cdot 0,35 \text{ m}} = 12,6 \\ 8 \end{cases} \quad (3.24)$$

Af ovenstående beregning ses det at der skal tages hensyn til ophobning bag bygningens brystninger, idet den karakteristiske snelast her bliver: $S_k = 0,88 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ med en ophobningslængde på $l_s = 1,75 \text{ m}$. Beregningen er udført med udgangspunkt i ophobning langs brystværn på tværs af bygningen. Den beregnede værdi vil dog være den samme på både langs og tværs af bygningen.

Der forekommer ikke sneophobning på bygningens altaner.

3.6.6 Geometriske imperfektioner

Laster fra geometriske imperfektioner af betonkonstruktioner bestemmes i nærværende afsnit med udgangspunkt i DS/EN1992-1-1 + AC:2008, og laster fra geometriske imperfektioner tages i regning ved brudgrænsetilstande.

Ved beregninger på bygningens betonkonstruktioner betragtes disse idealistisk som fuldstændig lodrette, vandrette, og plane. Ved udførelse af konstruktionselementer og montagen af disse på pladsen vil der i praksis forekomme afvigelser fra ovenstående, jf. tolerancer for rethed og planhed ved udførelsen. Der tages højde for dette ved indførsel af geometriske imperfektioner på konstruktionen, som tager højde for afvigelser i konstruktionens geometri, og placeringen af laster.

Imperfektioner er generelt repræsenteret ved en hældning θ_i som bestemmes ved formel (3.25).

$$\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m \quad (3.25)$$

Hvor:

θ_i	Imperfektionshældning [-]
θ_0	Basisværdi for imperfektionshældning. Anbefalet værdi: $\frac{1}{200}$ [-]
α_h	Reduktionsfaktoren for længde eller højde [-]
α_m	Reduktionsfaktoren for antal bygningsdele [-]

Reduktionsfaktoren for længde eller højde, samt reduktionsfaktoren for antallet af konstruktionsdele bestemmes ved formel (3.26) og (3.27).

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}} \quad \text{for} \quad 2/3 \leq \alpha_h \leq 1 \quad (3.26)$$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5(1 + \frac{1}{m})} \quad (3.27)$$

Hvor:

l	Længde eller højde, afhængigt af hovedtilfælde [m]
m	Antallet af lodrette konstruktionsdele [-]

Definitionen af størrelserne l og m afhænger af den betragtede virkning på det globale system eller de enkelte konstruktionsdele. Der skelnes mellem tre hovedtilfælde:

- Virkninger på enkeltstående konstruktionsdele: l = konstruktionsdelens faktiske længde, antal konstruktionsdele: $m = 1$.
- Virkninger på det afstivende system: l = bygningens højde, m = antal lodrette konstruktionsdele, der bidrager til vandret kraft på det afstivende system.
- Virkninger på dæk og tagskiver, der fordeler de vandrette laster: l = etagehøjden, m = antal lodrette konstruktionsdele i etagen, eller etagerne der bidrager til vandret kraft på dækket.

I det følgende bestemmes virkningerne af imperfektioner for enkeltstående konstruktionsdele og for bygningens afstivende system, idet disse tilfælde betragtes i det nærværende projekt. [Dansk Standard, 2008]

Enkeltstående konstruktionsdele

For enkeltstående lodrette konstruktionsdele kan virkningen af imperfektioner, som følge af modsatrettede skævheder af enkeltstående konstruktionsdele jf. figur 3.22 på næste side erstattes af en excentricitet på de lodrette laster, idet den ovenstående bygningsdel regnes forsat, jf. DS/EN1992-1-1 DK NA. Dette resulterer i excentriciteten af den lodrette last anvendt ved dimensionering af lodrette bærende elementer, som fremgår af formel (3.28). [Trafik-. Bygge- og Boligstyrelsen, 2021b]

$$\Delta e = \Theta_1 \cdot h = \frac{1}{200} \cdot h \quad (3.28)$$

Hvor:

h	Etagehøjden [m]
Θ_1	Sættes til $\frac{1}{200}$ [-]

Ydermere skal der tages hensyn til imperfektioner relateret til konstruktionsdelens egen afvigelse fra planhed. Denne sættes til værdien $\Delta e = \frac{l_0}{400}$, hvor l_0 angiver den frie søjlelængde. Planhedsafvigelsen fra excentriciteten forudsættes at have samme form som konstruktionsdelens udbøjning ved kritisk last.

Geometriske imperfektioner ved global beregning

Den overordnede virkning af imperfektioner ved global beregning af konstruktionen, samt ved beregning af dæk- og tagskiver, repræsenteres ved en vandret last H_i , som medtages i den vandrette lastvirkning sammen med enten vindlast eller seismisk last. Den vandrette imperfektionslast virker altid i samme retning som hhv. vindlast eller seismisk last og angriber i dækskivens tyngdepunkt.

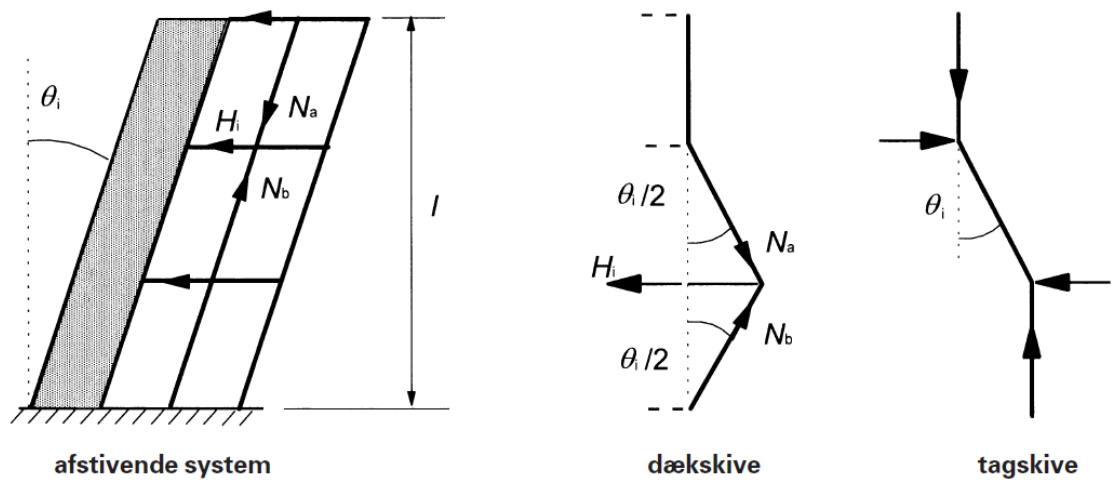
Virkningen af den vandrette imperfektionslast på bygningens afstivende system, samt tag- og dækskiver bestemmes ved følgende udtryk:

Bygningens afstivende system:	$H_i = \Theta_i \cdot (N_b - N_a)$
Dækskiver:	$H_i = \Theta_i \cdot \frac{(N_b + N_a)}{2}$
Tagskive:	$H_i = \Theta_i \cdot N_a$

Hvor:

N_a og N_b	Aksialkræfter fra vægge [kN]
----------------	------------------------------

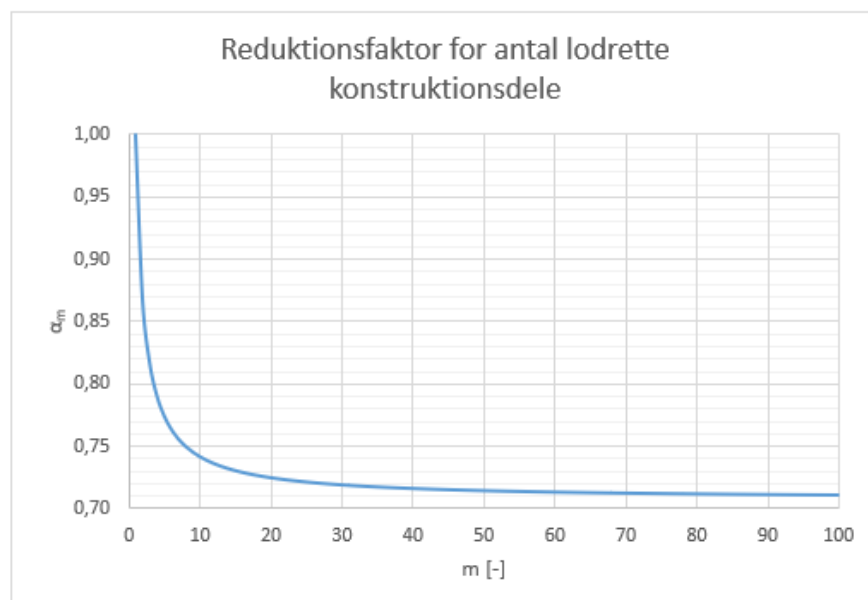
Aksialkræfterne ved beregning af bygningens afstivende system, samt dæk- og tagskiver er vist på figur 3.22.



Figur 3.22: Virkning af imperfektioner på bygningens afstivende system, samt dæk- og tagskive [Dansk Standard, 2008]

Jf. DS/EN1992-1-1 DK NA erstattes lastvirkningen fra aksialkræfterne i vægskiverne: $(N_b - N_a)$ af den lodrette last der virker på den betragtede dækskive. [Trafik-. Bygge- og Boligstyrelsen, 2021b]

Reduktionsfaktoren for antal lodrette konstruktionsdele: α_m , ses af figur 3.23 at være faldende, men tilnærmelsesvist konstant ved mere end 20 lodrette konstruktionsdele. Antallet af konstruktionsdele i bygningen der bidrager til vandret kraft på det afstivende system, hvilket for nærværende bygning er de afstivende vægprofiler, er: $m > 20$, men konservativt sættes antallet til $m = 20$.



Figur 3.23: Sammenhæng mellem antal lodrette konstruktionsdele m og reduktionsfaktoren for antal lodrette konstruktionsdele.

Imperfektionshældningen for bestemmelse af virkninger af imperfektion på bygningens afstivende system bestemmes i formel (3.29), på baggrund af bygningens højde på: $l = 16,98$ m, samt antallet af lodrette konstruktionsdele: $m = 20$.

$$\theta_{i,afstivende} = \frac{1}{200} \cdot \frac{2}{\sqrt{16,98 \text{ m}}} \cdot \sqrt{0,5(1 + \frac{1}{20})} = 0,18\% \quad (3.29)$$

3.6.7 Ulykkeslaster

I det følgende vil ulykkeslasterne der virker på bygningen blive bestemt. Jf. DS/EN1991-1-7 DK NA:2020 skal bygningen dimensioneres for identificerede ulykkeslaster fra påkørsel og eksplosioner, samt for uidentificerede ulykkeslaster i henhold til robusthedsreglerne i DS/EN1990 DK NA anneks E. [Trafik-. Bygge- og Boligstyrelsen, 2007]

I afsnit 3.4.3 på side 21, blev kravet til kollapsomfang ved bortfald af element, for et kritisk lejlighedsskel i bygningen, eftervist at være opfyldt. Ydermere blev krav til trækforbindelser for bygningens betonkonstruktioner opstillet, for at sikre denne mod progressivt kollaps fra uidentificerede ulykkeslaster. Uidentificerede ulykkeslaster vil derfor ikke blive behandlet yderligere for bygningen.

Det vurderes ikke relevant at projektere tiltag til sikring mod eksplosionslaster for bygningen. Som følge af de omgivende veje og parkeringsarealer for bygningen er det dog nødvendigt at undersøge behovet for dimensionering eller etablering af foranstaltninger mod påkørselslaster på bygningen.

Jf. DS/EN1991-1-7 afsnit 4.2 betragtes påkørselslaster som en stødlast. Stødlaster på bygningens konstruktioner bestemmes enten ved en dynamisk analyse, eller ved en ækvivalent statisk last. Det vælges at anvende en dynamisk analyse til bestemmelse af påkørselslaster på bygningens konstruktioner. [Dansk Standard, 2007e]

Jf. DS/EN1991-1-7 anneks C bestemmes den dynamiske samvirkningskraft forårsaget af stødpåvirkning F_d ved formel (3.30)

$$F_d = F_0 \cdot \sqrt{1 - \frac{d}{d_b}} \quad (3.30)$$

Hvor:

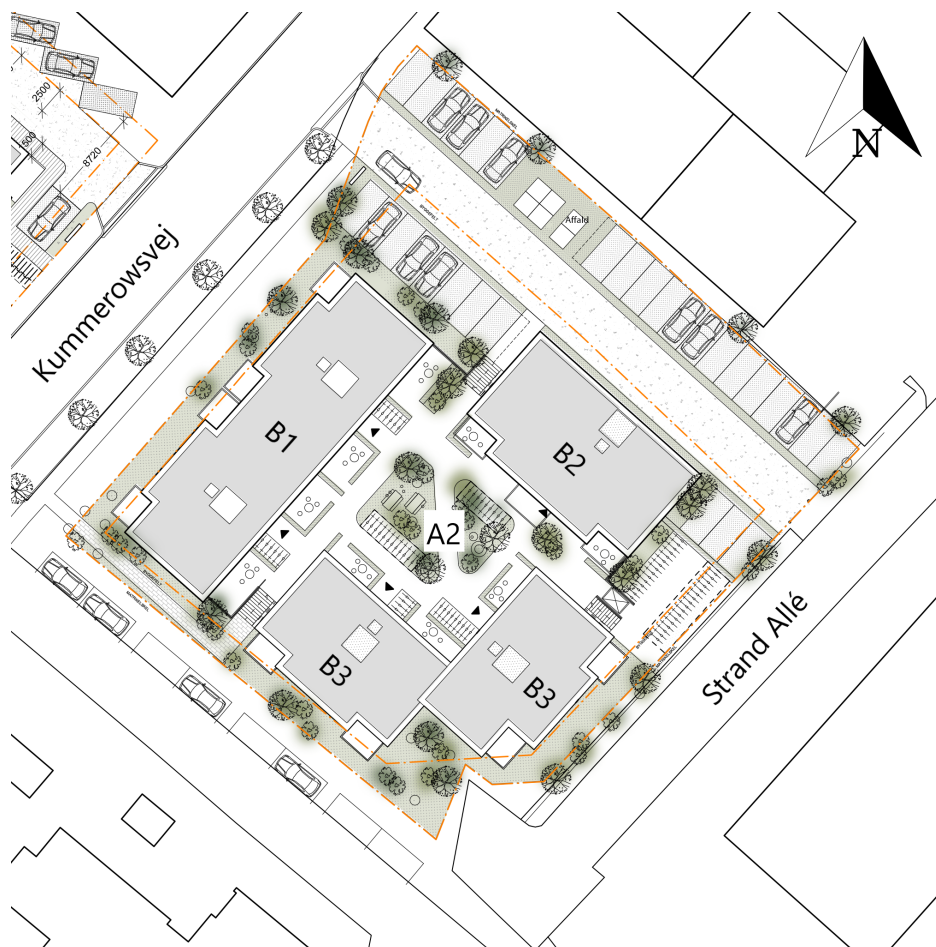
F_0	Kollisionslasten [kN]
d	Afstanden fra vejbanens midtpunkt til konstruktionsdelen [m]
d_b	Bremseafstanden [m]

Kollisionslasten og bremseafstanden afhænger af klassificeringen for det pågældende trafikareal. I tabel 3.32 er værdier for disse gengivet fra normen, for vejtyper der forekommer omkring bygningen.

Vejtype	Stødlast F_0 [kN]	Bremseafstand d_b [m]
Byområder	1300	10
Gårdspladser	500	2

Tabel 3.32: Kollisionslast og bremseafstand for trafikarealer [Dansk Standard, 2007e]

Med udgangspunkt i situationsplanen for byggefelt A2 på figur 3.24 klassificeres trafikarealerne omkring bygningen og der foretages en vurdering af allerede projekterede tiltag for sikring mod påkørselslast.



Figur 3.24: Situationsplan for byggefelt A2, med angivelse af veje og parkeringsarealer. [Arkitektfirmaet Kjaer og Richter, 2023]

VNV for bygningen løber Kummerowsvej, der kategoriseres som en vej beliggende i et byområde. Langs bygningens VNV vendte facade etableres træer, men disse udføres med mellemrum der gør påkørsel af bygningen mulig. Afstanden fra midten af vognbanen på Kummerowsvej til facaden er målt til cirka $d = 12,5$ m. Idet afstanden fra midten af vognbanen er større end bremselængden for byområder, som er defineret i tabel 3.32, bliver den dynamiske påkørselskraft: $F_d = 0$ og der vil ikke forekomme påkørselslast fra Kummerowsvej.

SSV for bygningen løber Anders Nielsens vej, der ligeledes kategoriseres som en vej i byområde. Der udføres parkeringsbåse langs denne, med tilhørende kantstene, som forventes delvist at kunne hindre påkørselslast på bygningen. Idet afstanden fra midten af vognbanen til den SSV vendte gavl er: $d = 10,5$ m forekommer ikke påkørselslast på denne.

NNØ for bygningen forekommer parkeringsarealer uden forhindringer for påkørsel af bygningens NNØ vendte gavl. Arealet klassificeres som en gårdsplads, hvor bremseafstanden jf. tabel 3.32 er $d_b = 2$ m, og idet afstanden til midten af kørebanen på parkeringsarealet alle steder er større end denne, forekommer ikke påkørselslast på den NNØ vendte gavl.

Af ovenstående kan det således konkluderes at bygningens konstruktioner ikke skal dimensioneres for identificerede ulykkeslaster.

3.6.8 Seismisk last

Den seismiske last på bygningen bestemmes i det følgende. Jf. DS/EN1998-1 DK NA, kan den seismiske last på bygningen enten bestemmes af anneks D DK NA, eller ved anvendelse af DS/EN1998-1 med den øvrige del af det nationale anneks. [Trafik-. Bygge- og Boligstyrelsen, 2020] I det følgende bestemmes den seismiske last på bygningen med udgangspunkt i de simplificerede regler fra Anneks D DK NA.

Den seismiske last er en bunden ulykkeslast, og tages i regning for at sikre konstruktionens styrke- og stabilitet for små jordrustelser. Den seismiske last er den mindste vandrette last som en konstruktion skal regnes påvirket af, og antager en procentdel af de lodrette laster for de respektive konstruktionsdele. Den virker derfor kun i samspil med lodrette laster, og angriber i konstruktionsdelenes tyngdepunkter. Seismisk last på etagedækket virker derfor i dennes tyngdepunkt, mens last fra vægge videreføres med en halvdel til etagedækket over og under disse. Den regningsmæssige seismiske last pr. etage F_{seis} bestemmes med udgangspunkt i den lodrette last pr. etage ved formel (3.31).

$$F_{seis} = \left(\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right) \cdot \frac{a_{seis}}{g} \quad (3.31)$$

Hvor:

a_{seis}	Seismisk forskydningsacceleration $\left[\frac{m}{s^2} \right]$
g	Tyngdeacceleration $\left[\frac{m}{s^2} \right]$

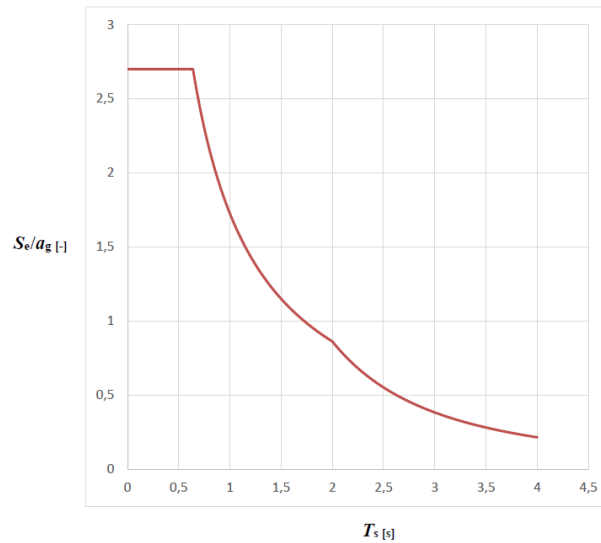
Den vandrette seismiske forskydningsacceleration bestemmes ved formel (3.32).

$$a_{seis} = max \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{q} k \left[\frac{S_e}{a_g} \right] a_g \gamma_I \\ 1,5 \% \text{ af } g \end{array} \right. \quad (3.32)$$

Hvor:

q	Sættes til 1,5 og tager hensyn til konstruktionens duktilitet [-]
k	Sættes til 0,5 og tager hensyn til at den vandrette seismiske last varierer langs bygningshøjden [-]
$\frac{S_e}{a_g}$	Normaliseret horisontalt respons spektrum [-]
a_g	Den regningsmæssige grundacceleration $\left[\frac{m}{s^2} \right]$
γ_I	Den seismiske faktor, relateret til konsekvensklasse. Sættes til $\gamma_I = 1,2$ for CC3 [-]

Det normaliserede horisontale responsspektrum beskriver bygningens følsomhed overfor jordrystelser, og bestemmes på baggrund af konstruktionens egensvingningstid, med udgangspunkt i figur D.1 DK NA, som er angivet på figur 3.25.



Figur 3.25: Sammenhæng mellem normaliseret horisontalt responsspektrum $\frac{S_e}{a_g}$ og egensvingningstiden for bygningen T_s . [Trafik- Bygge- og Boligstyrelsen, 2020]

Det ses at $\frac{S_e}{a_g}$ stiger med faldende egensvingningstid T_s for konstruktionen, hvor denne nærmer sig frekvensen for jordrystelserne. Det er således kritisk hvis bygningens egensvingningstid er lille. Egensvingningstiden for betonbygninger kan bestemmes på baggrund af formel (3.33).

$$T_s = \frac{h}{60} \quad (3.33)$$

Idet bygningens højde på: $h = 16,98$ m indsættes fås egensvingningstiden til: $T_s = 0,28$ s, hvilket resulterer i den maksimale værdi for det normaliserede horisontale responsspektrum på: $\frac{S_e}{a_g} = 2,7$.

Den regningsmæssige grundacceleration afhænger af bygningens placering. Af figur D.2 DK NA aflæses den regningsmæssige grundacceleration til: $a_g = 0,16 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$, for bygningens placering.

Den seismiske forskydningsacceleration bestemmes på baggrund af de ovenfor bestemte værdier:

$$a_{seis} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{1,5} \cdot 0,5 \cdot 2,7 \cdot 0,16 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot 1,2 = 0,17 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \\ 0,015 \cdot 9,82 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 0,15 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \end{array} \right.$$

Den seismiske forskydningsacceleration på: $a_{seis} = 0,17 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$ anvendes, og forholdet mellem denne, og tyngdeacceleration bestemmes som: $\frac{a_{seis}}{g} = 0,017$. Den seismiske last på konstruktionen kan dermed bestemmes ved udtrykket:

$$F_{seis} = 0,017 \cdot \left(\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right) \quad (3.34)$$

Beregning af den seismiske last i de enkelte dækskivers tyngdepunkter bestemmes under den vandrette lastnedføring.

2. A2.1 Statiske beregninger - Bygværk

4	A2.1 Statiske beregninger - Bygværk	57
4.1	Lodret lastnedføring	
4.1.1	Beregningseksempel - Bærelinje V.04	
4.1.2	Lodret lastnedføring for bygningens øvrige bærelinjer	
4.2	Vandret lastnedføring	
4.2.1	Beregningseksempel - Vandret lastnedføring 3. sal	
4.2.2	Vandret lastnedføring for bygningens øvrige etagedæk	
4.3	Fordeling af vandrette laster til stabiliserende vægge	
4.3.1	Vægstivheder	
4.3.2	Elastisk fordeling af vandret last	
4.3.3	Fordeling af laster til stabiliserende vægge på bygningens etager	
4.4	Stabilitetsberegninger for vægge	
4.4.1	Væltningundersøgelse uden forankring	
4.4.2	Knusningsundersøgelse	
4.4.3	Glidningsundersøgelse	
4.4.4	Beregningseksempel - Væg nr. 11	
4.4.5	Væltningundersøgelse med forankring	
4.4.6	Beregningseksempel - Væltning af væg nr. 37	
4.4.7	Eftervisning af stabilitet for bygningens øvrige vægge	
4.5	Robusthed	
4.5.1	Periferi - trækforbindelser	
4.5.2	Interne trækforbindelser	
4.5.3	Vandrette trækforbindelser	
4.5.4	Lodrette trækforbindelser	
4.5.5	Detaljetegninger og opsummering af forankringer	
4.6	Eftervisning af dækskive	
4.6.1	Opstilling af stringermodel for dækskive på bygningens 3. sal	
4.6.2	Bestemmelse af forskydningsspændinger	
4.6.3	Bestemmelse af stringerkræfter	
4.6.4	Eftervisning af forskydningsfelter	
4.6.5	Eftervisning af trækstringere	
4.6.6	Eftervisning af trykstringere	
4.6.7	Forskydningsarmering langs frie kanter - hammerhoveder	
4.6.8	Dæk - og fugearmeringsplan	

4 A2.1 Statiske beregninger - Bygværk

4.1 Lodret lastnedføring

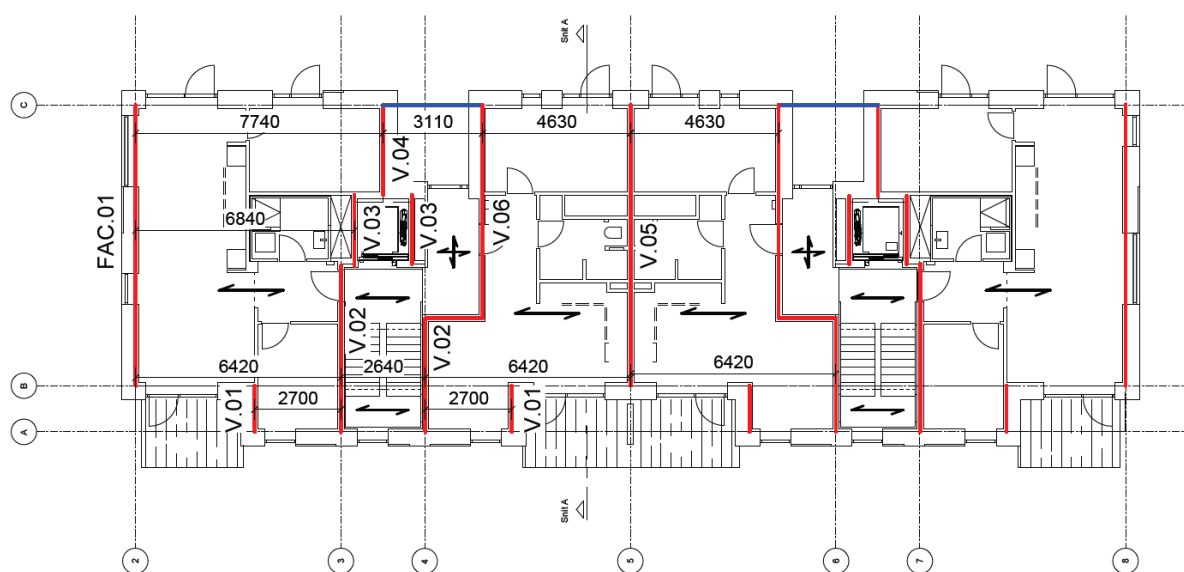
Den lodrette lastnedføring til bygningens bærende vægge udføres i det følgende, på baggrund af de opstillede laster og lastkombinationer i afsnit 3.6 på side 29. Ved den lodrette lastnedføring bestemmes de lodrette lasters delbidrag og sum for alle etager og lastkombinationer i bilag A2.1.LAST1. Resultater for hhv. maksimal- og minimallasten på overkant af bygningens bærende vægge opsummeres sidst i afsnittet.

De maksimale laster på vægoverkanten anvendes i konstruktionsafsnit A2.2.1 til eftervisning af den lodrette bæreevne af bygningens bærende vægge. Ved denne eftervisning vil der, udover tilfældet med maximallast, også betragtes tilfælde med reduceret last og dertilhørende større excentriteter, samt andre lastkombinationer end ULS2.1, som generelt fører til maximallaster på bygningens bærende vægge. Dette vil blive beskrevet nærmere under afsnit 5.1 på side 144.

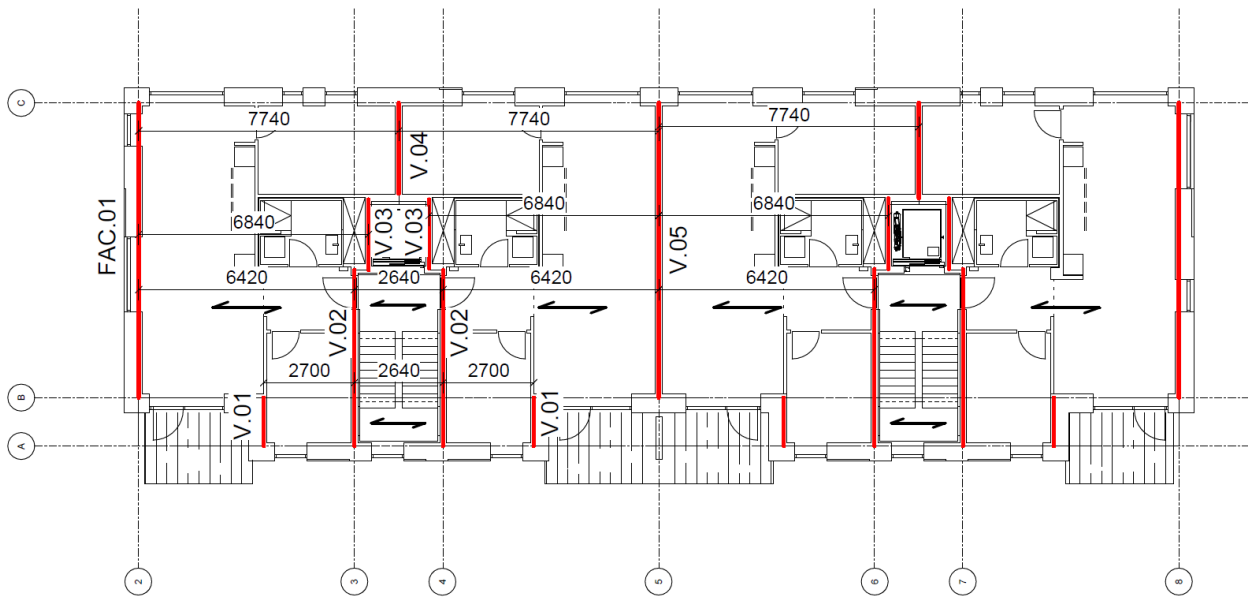
Minimallasten anvendes ved eftervisning af de stabiliserende vægge i afsnit 4.4 på side 90.

På figur 4.1 og figur 4.2 på næste side er bærelinjer for hhv. stueplan og bygningens 1. - 4. sal angivet, med spændvidder for etagedækkene. Tagskiven over bygningens trappeopgange udføres med huldæk, ligesom bygningens øvrige etagedæk. Idet der er tale om et skivebyggeri i betonelementer er der simple understøtninger med charnier ved alle vægge, hvorved lastoplandene til bærelinjerne bliver halvdelen af dækkets spændvidde. Over gangarealet i stueetagen udføres et insitustøbt terrændæk, som derfor antages dobbeltspændt.

Reposer i trappeopgange ligger af på dorne i betonvæggene benævnt V.02, og udføres enkeltspændte. Trappeelementer spænder mellem reposelementer, og hvert reposelement vil således påføres lasten fra det halve trappeelement. Der vil forekomme øget last på dornen der udføres umiddelbart hvor trappeelementer har vederlag på reposelementer. Der ses imidlertid bort fra denne effekt ved den lodrette lastnedføring, idet lasten fra dornene tillægges den jævnt fordelte linjelast på væggens top, og den halve last fra det enkelte trappelement tilføres hvert reposelement.



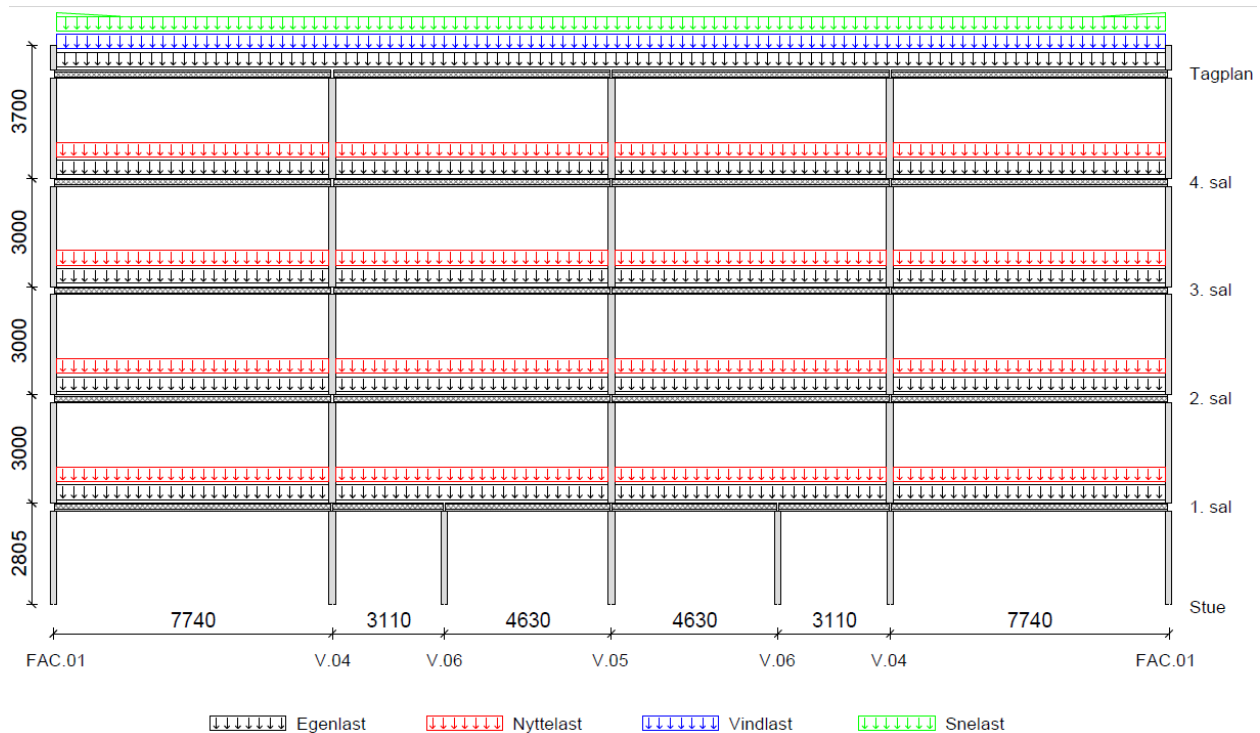
Figur 4.1: Bærelinjer for bygningens stueplan, med angivelse af spændvidder for etagedæk. Alle angivne mål er i mm.



Figur 4.2: Bærelinjer for bygningens 1. - 4. sal, med angivelse af spændvidder for etagedæk. Alle angivne mål er i mm.

På figur 4.3 er vist et længdesnit gennem bygningen, hvor bærelinjerne: FAC.01, V.04, V.05 og V.06 er vist. Af figuren fremgår lasterne der angriber på de forskellige niveauer, samt spændvidder af etagedækkene, der anvendes til at bestemme lastoplande, til de bærende vægge der modtager lodrette laster fra bygningens tagdæk, trappeopgange og etageadskillelser.

Det ses generelt at bygningens tagkonstruktionen påvirkes af egenlast, vindlast og snelast, mens etagedækkene påvirkes af nyttelast og egenlast fra de forskellige dækkonstruktioner.



Figur 4.3: Længdesnit for bygning ved bærelinjerne: FAC.01, samt V.04 - V.06, med spændvidder for dæk og lasterne der virker på de forskellige niveauer. Alle angivne mål er i mm.

4.1.1 Beregningseksempel - Bærelinje V.04

I det følgende udføres et beregningseksempel for den lodrette lastnedføring, med udgangspunkt i bærelinje V.04, som udgør et lejlighedsskel der er gennemgående i hele bygningens højde, med dobbelt endevederlæg for huldæk på bygningens respektive etager.

Beregningseksemplet tager udgangspunkt i bestemmelse af den maksimale lodrette last og der tages udgangspunkt i lastkombinationen ULS2.1 - Dominerende nyttelast. Fladelasterne der virker på bygningens tag- og etagedæk er angivet i tabel 4.1.

Karakteristiske fladelaster på tag- og etagedæk over V.04				
Last Id	Beskrivelse	Perm. egenlast [$\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$]	Ikke perm. egenlast [$\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$]	Variabel last [$\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$]
VG.02	200 mm indvendig betonvæg	5,00	-	-
ED.01	Etagedæk i lejligheder	3,24	2,28	-
ED.01	A1 - Bolig og lok. adgangsveje	-	-	1,50
ED.03	Tagdæk	3,24	0,59	-
SKV	Tillæg fra skillevægge	-	-	0,80
Sne,generel	Jævnt fordelt snelast	-	-	0,80
Sne,ophobning	Sneophobning bag murkroner	-	-	0,88
Vind ned SSV	Vindlast nedadrettet Zone I+	-	-	0,45

Tabel 4.1: Karakteristiske fladelaster anvendt til lodret lastnedføring på V.04

Den lodrette last på V.04 bestemmes med udgangspunkt i lastkombination ULS2.1 - Dom. nyttelast, som generelt anvendes til bestemmelse af maksimallaster på de respektive vægge. Lastkombinationen er opstillet jf. tabel 3.15 på side 29 hvor partialkoefficienter og lastkombinationsfaktorer indsættes nedenfor:

$$\begin{aligned}
 E_d &= \gamma_{G,sup} \cdot g_{k,j,sup} + \gamma_{Q,1} \cdot q_k + \gamma_{Q,2} \cdot \psi_{0,2} \cdot s_k + \gamma_{Q,3} \cdot \psi_{0,3} \cdot w_k \\
 &= 1,0 \cdot 1,1 \cdot g_{k,j,sup} + 1,5 \cdot 1,1 \cdot q_k + 1,5 \cdot 1,1 \cdot 0,3 \cdot s_k + 1,5 \cdot 1,1 \cdot 0,3 \cdot w_k
 \end{aligned}
 \quad (4.1)$$

På den sikre side reduceres nyttelasten ikke ved bestemmelse af maksimallasten på bygningens konstruktioner, som følge af etagereduktion af nyttelast på flere etager samtidigt.

Af figur 4.2 på forrige side ses lastoplandet for V.04 at være identisk fra 1. - 4. sal, med en værdi på halvdelen af spændvidden: 7,74 m til begge sider.

Den regningsmæssige last under tagplanen bestemmes først nedenfor. Idet opstilling af en bjælkemodel viser at der ikke forekommer bidrag ved bærelinje V.04, fra sneophobning bag murkronen ved FAC.01, tages kun udgangspunkt i den jævnt fordelte snelast ved lastnedføringen. Idet zoneinddelingen af tagfladen på figur 3.18 på side 44 ved vind fra SSV betragtes, ses det nedadrettede udvendige vindtryk at virke på hele det betragtede spænd.

$$\begin{aligned}
 E_{d, tag, V.04} &= \left(1,0 \cdot 1,1 \cdot \left(3,24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0,59 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) + 1,5 \cdot 1,1 \cdot 0,3 \cdot 0,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right. \\
 &\quad \left. + 1,5 \cdot 1,1 \cdot 0,3 \cdot 0,45 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) \cdot (7,74 \text{ m} + 7,74 \text{ m}) \cdot 0,5 = 37,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}
 \end{aligned}$$

På baggrund af samme metode beregnes lasten på væggen overkant under bygningens 4. sal, 3. sal og 2. sal:

$$E_{d, 4.sal, V.04} = 37,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 1,0 \cdot 1,1 \cdot 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 2,78 \text{ m} + \left(1,0 \cdot 1,1 \cdot \left(3,24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 2,28 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) + 1,5 \cdot 1,1 \cdot \left(1,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) \right) \cdot (7,74 \text{ m} + 7,74 \text{ m}) \cdot 0,5 = 129,1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$E_{d, 3.sal, V.04} = 129,1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 1,0 \cdot 1,1 \cdot 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 2,78 \text{ m} + \left(1,0 \cdot 1,1 \cdot \left(3,24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 2,28 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) + 1,5 \cdot 1,1 \cdot \left(1,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) \right) \cdot (7,74 \text{ m} + 7,74 \text{ m}) \cdot 0,5 = 220,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$E_{d, 2.sal, V.04} = 220,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 1,0 \cdot 1,1 \cdot 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 2,78 \text{ m} + \left(1,0 \cdot 1,1 \cdot \left(3,24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 2,28 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) + 1,5 \cdot 1,1 \cdot \left(1,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) \right) \cdot (7,74 \text{ m} + 7,74 \text{ m}) \cdot 0,5 = 312,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Under bygningens 1. sal forekommer et mindre lastopland, idet der forekommer en overdækket indgang til bygningen, som vist på figur 4.1 på side 57. Lastoplandet for V.04 under bygningens 1. sal bliver dermed halvdelen af de to spændvidder på hhv. 7,74 m og 3,11 m:

$$E_{d, 1.sal, V.04} = 312,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 1,0 \cdot 1,1 \cdot 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 2,78 \text{ m} + \left(1,0 \cdot 1,1 \cdot \left(3,24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 2,28 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) + 1,5 \cdot 1,1 \cdot \left(1,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) \right) \cdot (7,74 \text{ m} + 3,11 \text{ m}) \cdot 0,5 = 381,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Slutteligt bestemmes lasten under V.04 ved fundamentoverkanten. Idet væggen i stueplan er en ydervæg tillægges egenlast fra bagmuren, samt egenlasten fra formur og isolering på $2,03 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$, til den lodrette last på væggen overkant:

$$E_{d, FOK, V.04} = 381,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + \left(1,0 \cdot 1,1 \cdot 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 1,0 \cdot 1,1 \cdot 2,03 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) \cdot 2,59 \text{ m} = 401,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Af ovenstående beregninger er maksimallasten for bærelinje V.04 bestemt for bygningens 6 niveauer.

4.1.2 Lodret lastnedføring for bygningens øvrige bærelinjer

For de øvrige bærelinjer i bygningen er den lodrette lastnedføring foretaget ved anvendelse af regnearket, der er vedlagt som bilag A2.1.LAST1. I dette ark er den lodrette lastnedføring for alle bygningens bærelinjer udført, med udgangspunkt i samtlige lastkombinationer fra tabel 3.15 på side 29.

Således er maksimallasten på bærelinjerne bestemt ved samme metode som i forrige afsnit, og det ses at lastkombinationen ULS2.1 er dimensionsgivende for alle bærelinjer. Ved bestemmelse af minimallasten på bygningens vægge tages generelt udgangspunkt i lastkombinationen ULS2.3b, hvor der udelukkende inkluderes ugunstig permanent egenlast. Dermed medregnes udelukkende

konstruktionsopbygninger som indgår i bygningens bærende og stabiliserende system. I det følgende beskrives arkets opbygning.

Under fanen: "Lastspecifikation" er de permanente- og ikke permanente egenlaste på bygningens lodrette og vandrette konstruktioner angivet. Derudover angives nyttelaster, snelaster og resulterende vindtryk på bygningens tagflade for tryk og sug. Disse fremgår af figur 4.4 og 4.5.

Fladelaster på dæk - Egen- og nyttelast		Egenlast Permanent [kN/m ²]	Egenlast Ikke permanent [kN/m ²]	Nyttelast kategori	Nyttelast Flade [kN/m ²]	Nyttelast Punkt [kN]	ψ_0 [-]	ψ_1 [-]	ψ_2 [-]
Lastspec.	Beskrivelse								
VG.01	180 mm betonbagvæg	4,50		Ingen nyttelast	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
VG.02	200 mm indvendig betonvæg	5,00		Ingen nyttelast	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
VG.03	Formur inkl. isolering		1,89	Ingen nyttelast	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
ED.01	Etagedæk i lejligheder	3,24	2,28	A1 bolig og lokale adgangsveje	1,5	2,0	0,5	0,3	0,3
ED.02	Etagedæk v. badekabiner	11,24	0,10	A1 bolig og lokale adgangsveje	1,5	2,0	0,5	0,3	0,3
ED.03	Tagdæk	3,24	0,59	H - Tage	0,0	1,5	0,0	0,0	0,0
ED.04	250 mm massivt betondæk i opgange	6,25		A4 trapper	3,0	2,0	0,5	0,3	0,3
SKV	Tillæg for skillevægge	0,00	0,00	Skillevægge	0,8	0,0	0,5	0,3	0,3
VIN	Vinduer i facader		0,40	Ingen nyttelast	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
AL	Ståltaner		2,00	A5 balkoner	2,5	2,0	0,5	0,3	0,3

Figur 4.4: Egen- og nyttelaster anvendt i regnearket for lodret lastnedføring.

Fladelaster - Naturlaster

Snelaster		Snelast [kN/m ²]	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sne, generel	Jævnt fordelt snelast	0,8	0,3	0,2	0
Sne, ophobet	Sneophobning bag murkroner	0,88	0,3	0,2	0

Vindlaster						ψ_0	ψ_1	ψ_2
Udvendige vindtryk, ned		Zone I+ [kN/m ²]						
Vindretning								
Vind, ned NNØ	Vindlast nedadrettet Zone +I	0,3				0,3	0,2	0
Vind, ned SSV	Vindlast nedadrettet Zone +I	0,45				0,3	0,2	0
Vind, ned ØSØ	Vindlast nedadrettet Zone +I	0,45				0,3	0,2	0
Vind, ned VNV	Vindlast nedadrettet Zone +I	0,48				0,3	0,2	0
Udvendige vindtryk, op		Zone F [kN/m ²]	Zone G [kN/m ²]	Zone H [kN/m ²]	Zone I- [kN/m ²]			
Vindretning								
Vind, op NNØ	Vindlast opadrettet NNØ	-1,07	-0,78	-0,54	-0,34	0,3	0,2	0
Vind, op SSV	Vindlast opadrettet SSV	-1,61	-1,16	-0,8	-0,51	0,3	0,2	0
Vind, op ØSØ	Vindlast opadrettet ØSØ	-1,61	-1,16	-0,8	-0,51	0,3	0,2	0
Vind, op VNV	Vindlast opadrettet VNV	-1,75	-1,26	-0,87	-0,71	0,3	0,2	0

Figur 4.5: Fladelaster fra naturlaster anvendt i regnearket for lodret lastnedføring.

Derudover er lastkombinationerne som anvendes i arket angivet, med partialkoefficienter der modsvarer de respektive lasttyper. Disse fremgår af figur 4.6.

Lastkombinationer		Før indregning af K_{FI} og lastkombinationsfaktorer											
Type	Beskrivelse	STR/GEO					Ulykke		Anvendelse				
		6.10a	6.10b				6.11a/b	6.12a/b	6.14a/b				6.15a/b
G,p	Permanent egenlast	ULS1	ULS2.1	ULS2.2	ULS2.3a	ULS2.3b	ALS1	SEI1	SLS1.1	SLS1.2	SLS1.3	SLS2.1	SLS2.2
G,ip	Ikke permanent egenlast	1,2 K_{FI}	1,0 K_{FI}	1,0 K_{FI}	1,0 K_{FI}	0,9	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Q	Nyttelast	0,0	1,5 K_{FI}	1,5 $\psi_0 K_{FI}$	1,5 $\psi_0 K_{FI}$	0,0	ψ_2	ψ_2	1,0	ψ_0	ψ_0	ψ_1	ψ_2
S	Snelast	0,0	1,5 $\psi_0 K_{FI}$	1,5 K_{FI}	0,0	0,0	0,0	0,0	ψ_0	1,0	0,0	0,0	ψ_1
Vn	Vindlast, ned	0,0	1,5 $\psi_0 K_{FI}$	1,5 $\psi_0 K_{FI}$	1,5 K_{FI}	0,0	0,0	0,0	ψ_0	ψ_0	1,0	0,0	ψ_1
Vo	Vindlast, op	0,0	0,0	0,0	0,0	1,5 K_{FI}	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Figur 4.6: Lastkombinationer anvendt i regnearket for lodret lastnedføring.

Med udgangspunkt i parametrene fra fanen "Lastspecifikation" udføres den lodrette lastnedførsel, idet der for de øvrige faner i regnearket udføres lastnedføring for de respektive bærelinjer. Opbygningen

af disse ark introduceres ligeledes i det følgende, idet de respektive inputs for regnearket er vist på figur 4.7.

I skemaet "Last" vælges de relevante konstruktionsdele med tilhørende permanente og variable fladelaster. Lasten vælges under "Last id", og den ønskede lasttype angives, hvorved den karakteristiske værdi for den valgte last fremkommer.

I skemaet "Lastopland" angives de respektive lastoplande L1 og L2 for den valgte bærelinje, og faktoren k, der angiver andelen af last som den pågældende bærelinje optager fra lastoplandene. På baggrund af disse værdier bestemmes lastoplandet der skal multipliceres med den karakteristiske fladelast: $(L1 + L2) \cdot k$. Begge lastoplande anvendes hvor den pågældende væg har dobbelt endevederlæg, ellers indtastes udelukkende en værdi for enten L1 eller L2.

Med udgangspunkt i den karakteristiske fladelast og det tilhørende lastopland bestemmes den karakteristiske linjelast fra de enkelte lastbidrag, og en samlet karakteristisk linjelast under den enkelte etage.

Bærelinje:	V.04									
Placering:	Lejlighedsskel med dobbelt endevederlæg									
Last					Lastopland				Karakteristisk komb.	
Last id	Beskrivelse		Lasttype	Kar. Last [kN/m ²]	L1 [m]	L2 [m]	k [-]	(L1+L2)*k [m]	[kN/m]	
Tagplan										
ED.03	Tagdæk	G,p	Permanent egenlast	3,24	7,74	7,74	0,5	7,74	25,08	
ED.03	Tagdæk	G,ip	Ikke permanent egenlast	0,59	7,74	7,74	0,5	7,74	4,57	
Sne,generel	Jævnt fordelt snelast	S	Snelast	0,8	7,74	7,74	0,5	7,74	6,19	
Vind, ned SSV	Vindlast nedadrettet Zone +I	Vn	Vindlast, ned	0,45	7,74	7,74	0,5	7,74	3,48	
Vind, op ØSØ	Vindlast opadrettet Zone F	Vo	Vindlast, op	-1,61	7,74	0,44	0,5	4,09	-6,58	
Vind, op ØSØ	Vindlast opadrettet Zone G	Vo	Vindlast, op	-1,16	7,52		0,5	3,76	-4,36	
Sum - Last under tagplan									28,37	

Figur 4.7: Inputparametre til regneark for lodret lastnedføring.

Med udgangspunkt i de beregnede karakteristiske linjelaster for de enkelte lastbidrag bestemmes regningsmæssige værdier af disse, idet der tages udgangspunkt i de opstillede lastkombinationer med tilhørende partialkoefficienter, som vist på figur 4.8.

STR/GEO										Ulykke	Seismisk	Anvendelse											
6.10a		6.10b								6.11a/b	6.12a/b	6.14a/b				6.15a/b				6.16a/b			
ULS1		ULS2.1	ULS2.2	ULS2.3a	ULS2.3b					ALS1	SEI1	SLS1.1	SLS1.2	SLS1.3		SLS2.1	SLS2.2	SLS2.3		SLS3			
[kN/m]		[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]					[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]		[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]		[kN/m]			
1,32	33,1	1,10	27,6	1,10	27,6	1,10	27,6	0,90	22,6	1,00	25,1	1,00	25,1	1,00	25,1	1,00	25,1	1,00	25,1	1,00	25,1	1,00	25,1
1,32	6,0	1,10	5,0	1,10	5,0	1,10	5,0	0,00	0,0	1,00	4,6	1,00	4,6	1,00	4,6	1,00	4,6	1,00	4,6	1,00	4,6	1,00	4,6
0,00	0,0	0,50	3,1	1,65	10,2	0,00	0,0	0,00	0,0	0,00	0,0	0,30	1,9	1,00	6,2	0,00	0,0	0,00	0,0	0,00	0,0	0,00	0,0
0,00	0,0	0,50	1,7	0,50	1,7	1,65	5,7	0,00	0,0	0,00	0,0	0,30	1,0	0,30	1,0	1,00	3,5	0,00	0,0	0,00	0,0	0,20	0,7
0,00	0,0	0,00	0,0	0,00	0,0	0,00	0,0	1,65	-10,9	0,00	0,0	0,00	0,0	0,00	0,0	0,00	0,0	0,00	0,0	0,00	0,0	0,00	0,0
0,00	0,0	0,00	0,0	0,00	0,0	0,00	0,0	1,65	-7,2	0,00	0,0	0,00	0,0	0,00	0,0	0,00	0,0	0,00	0,0	0,00	0,0	0,00	0,0
39,1		37,4		44,5		38,4		4,5		29,6		32,5		36,9		33,1		29,6		30,9		30,3	

Figur 4.8: Bestemmelse af regningsmæssige lastbidrag ved regneark for lodret lastnedføring.

I gule rækker fremgår de samlede regningsmæssige laster som forekommer under de respektive niveauer. For det viste eksempel er lasten på vægtoppen under tagplanen bestemt. Efter samme fremgangsmåde bestemmes lasterne under 4. sal, 3. sal, 2. sal, 1.sal og stueetagen.

Med udgangspunkt i excel arket er der bestemt regningsmæssige maksimal- og minimallaster for bygningens bærelinjer ved de i alt 6 niveauer. I tabel 4.2 fremgår maximallaster på bygningens bærelinjer, bestemt med udgangspunkt i lastkombinationen ULS2.1 - Dom. nyttelast. Under tagplanen forekommer maximallasten for alle bærelinjer dog ved lastkombinationen ULS2.2 - Dom. snelast.

Maximallaster for bærelinjer v. ULS2.1 - Dom. nyttelast							
Bærelinje	Niveau	Tagplan*	4. sal	3. sal	2. sal	1. sal	FOK
FAC.01		19,8	73,6	127,2	180,8	234,4	283,1
V.01		7,8	33,6	60,7	87,8	114,8	127,7
V.02		26,1	104,9	196,3	287,6	378,9	393,1
V.03		19,7	81,5	146,5	211,5	276,5	290,7
V.04		44,5	129,1	220,7	312,4	381,2	401,2
V.05		39,4	127,8	222,5	317,2	411,9	426,1
V.06		-	-	-	-	38,2	56,4

* Maximallaster under tagplanen forekommer v. ULS2.2 - Dom. Snelast

Tabel 4.2: Maximallast på bygningens bærelinjer, i de respektive niveauer. Anvendes til eftervisning af bæreevne for lodret belastede vægge. Alle laster er angivet i $\left[\frac{\text{kN}}{\text{m}}\right]$.

Minimallaster på bygningens bærelinjer fremgår af tabel 4.3, og bestemmes med udgangspunkt i ULS2.3b - Dom vindlast. m. egenlast virkende til gunst, og minimal lodret last. Der tages udgangspunkt i den opadrettede vindlast, idet der forekommer sug på taget, og ved skift i vindzoner langs væggenes længderetning tages udgangspunkt i vindzonen hvor der forekommer størst sug, på hele væggenes længde. Der forekommer hverken sne- eller nyttelast ifm. lastkombinationen ULS2.3b, som med de indsatte partialkoefficienter kan skrives som:

$$E_d = \gamma_{G,inf} \cdot g_{k,j,inf} + \gamma_{Q,3} \cdot w_k = 0,9 \cdot g_{k,j,inf} + 1,5 \cdot 1,1 \cdot w_k$$

Minimallaster for bærelinjer v. ULS2.3b - Dom. Vindlast							
Bærelinje	Niveau	Tagplan	4. sal	3. sal	2. sal	1. sal	FOK
FAC.01		0,8	25,2	46,7	68,2	89,7	101,0
V.01		0,0	15,2	30,4	45,6	60,8	71,3
V.02		0,1	36,2	79,0	121,8	164,6	176,2
V.03		6,4	46,9	87,3	127,7	168,1	179,8
V.04		4,5	39,6	74,7	109,7	138,1	149,7
V.05		6,4	37,7	68,9	100,1	126,1	137,8
V.06		-	-	-	-	11,3	21,8

Tabel 4.3: Minimallast på bygningens bærelinjer, i de respektive niveauer. Anvendes ved eftervisning af stabilitet for bygningens stabiliserende vægge. Alle laster er angivet i $\left[\frac{\text{kN}}{\text{m}}\right]$.

Ved beregning af maksimallasten på væggene er der for de enkelte bærelinjer taget udgangspunkt i de største spænd der forekommer for disse, og ved beregning af facadevægge er der ikke taget højde for en væsentlig vinduesandel i facaden, som reelt vil medføre at væggenes egenlast bliver mindre.

Ved beregning af minimallasten på væggene tages udgangspunkt i de korteste spænd for de enkelte bærelinjer. Idet stabiliserende vægge i bygningens facader forekommer hvor der ikke udføres vinduer, er der for beregning af minimallasten heller ikke taget hensyn til lavere egenvægt af facadevægge, som følge af vinduesåbninger.

Foruden bygningens bærelinjer er der ligeledes udført lodret lastnedføring for bygningens ikke-bærende facadevægge. Minimallasterne på disse anvendes ved eftervisning af bygningens stabilitet, og er angivet i tabel 4.4.

Minimallast for ikke bærende vægge v. ULS2.3b - Dom. Vindlast							
<i>Bærelinje</i>	<i>Niveau</i>	Tagplan	4. sal	3. sal	2. sal	1. sal	FOK
FAC.02		-	14,5	26,6	38,8	50,9	62,3

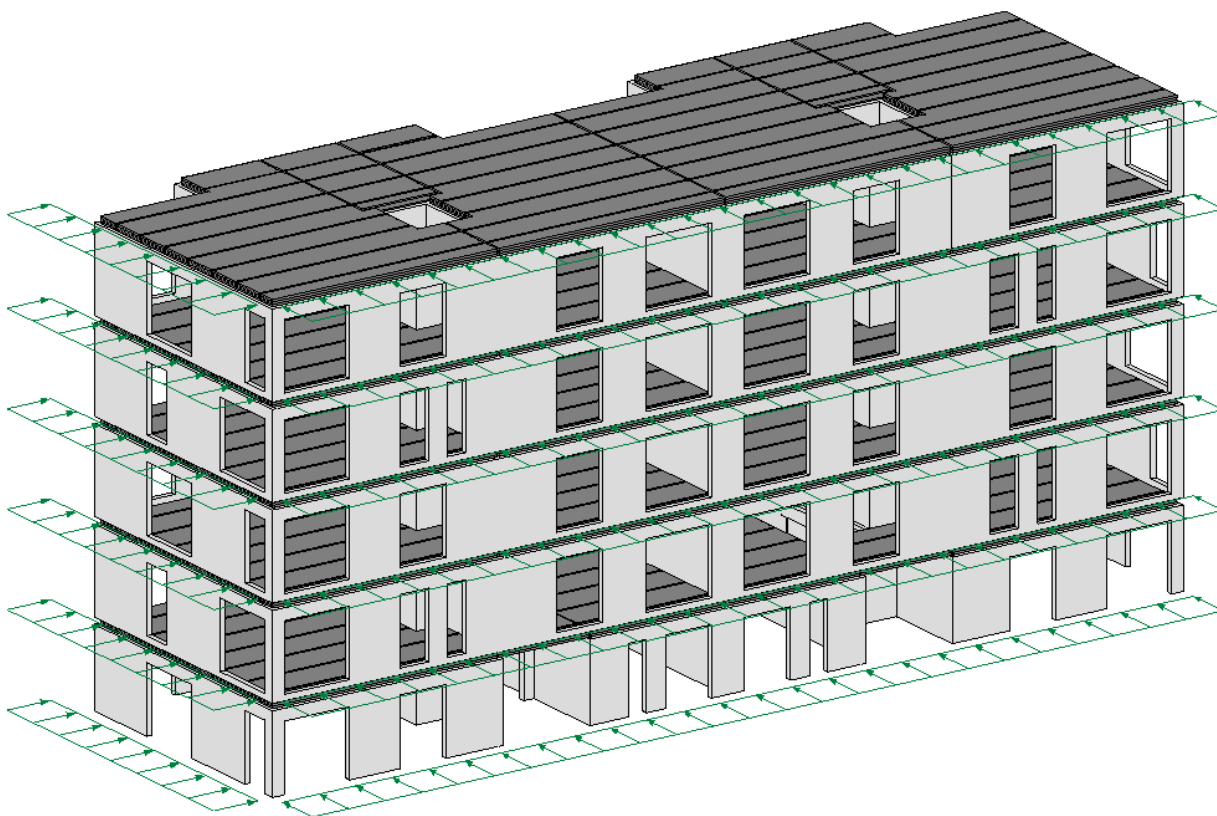
Tabel 4.4: Minimallast på bygningens ikke bærende facadevægge FAC.02. Anvendes ved eftervisning af stabilitet for bygningens stabiliserende vægge. Alle laster er angivet i $\left[\frac{\text{kN}}{\text{m}}\right]$.

4.2 Vandret lastnedføring

De vandrette laster på bygningens respektive etagedæk skal anvendes ved stabilitetsberegninger af bygningens stabiliserende vægge. De vandrette laster der skal indgå i stabilitetsberegningerne er vindlast og seismisk last, inkl. bidrag fra geometriske imperfektioner idet disse påføres de respektive etagedæk en ad gangen.

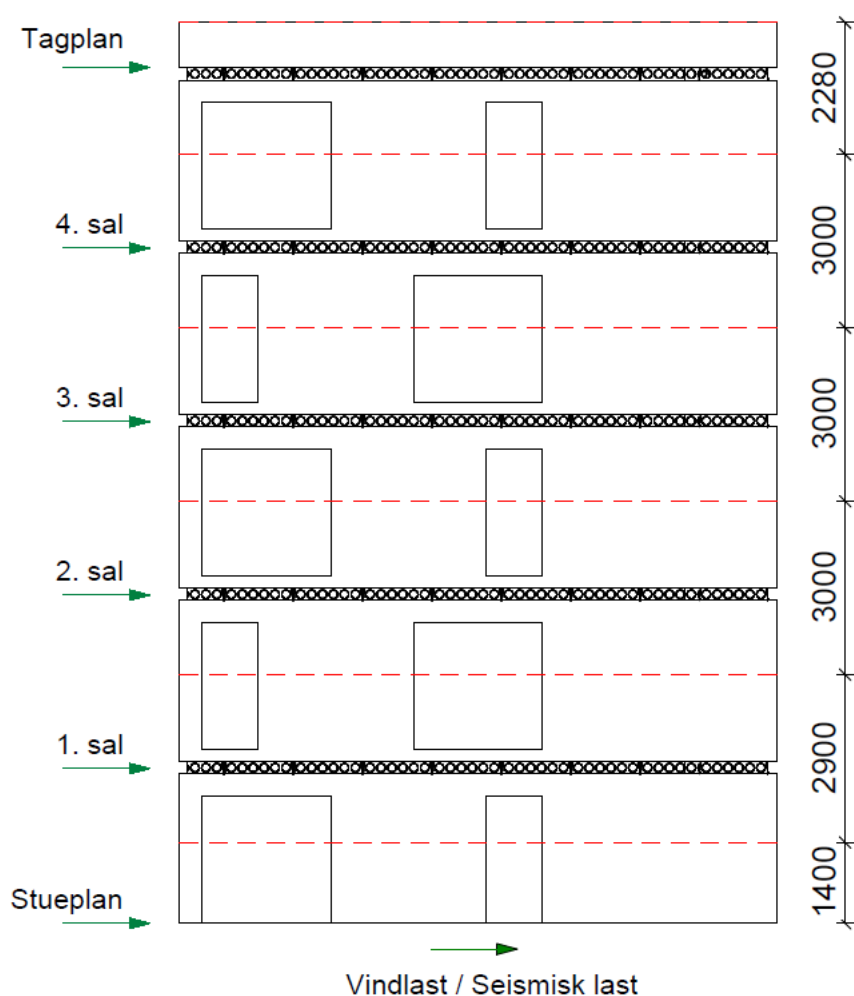
Rækkefølgen for stabilitetsberegninger på bygningen er således først at udføre en vandret lastnedføring, dernæst fordele de vandrette laster på bygningens stabiliserende vægge, og slutteligt eftervise de stabiliserende vægges bæreevne.

I det følgende vil den vandrette lastnedføring for bygningen blive udført. Dette sker med udgangspunkt i lasttilfælde for hhv. seismisk last og vindlast, inkl. bidrag fra geometriske imperfektioner, på langs og tværs af bygningen, som påføres på hver af etagedækkene. Begge tilfælde vil således blive beregnet, og den dimensionsgivende vandrette last på tværs og langs af bygningen anvendes ved eftervisning af bygningens stabiliserende vægge. Fordelingen af vandrette laster på bygningens dækskiver på langs og tværs af bygningens længderetning er vist på figur 4.9.



Figur 4.9: Angivelse af vandrette laster på bygningens dækskiver, ved lastvirkning på tværs og langs.

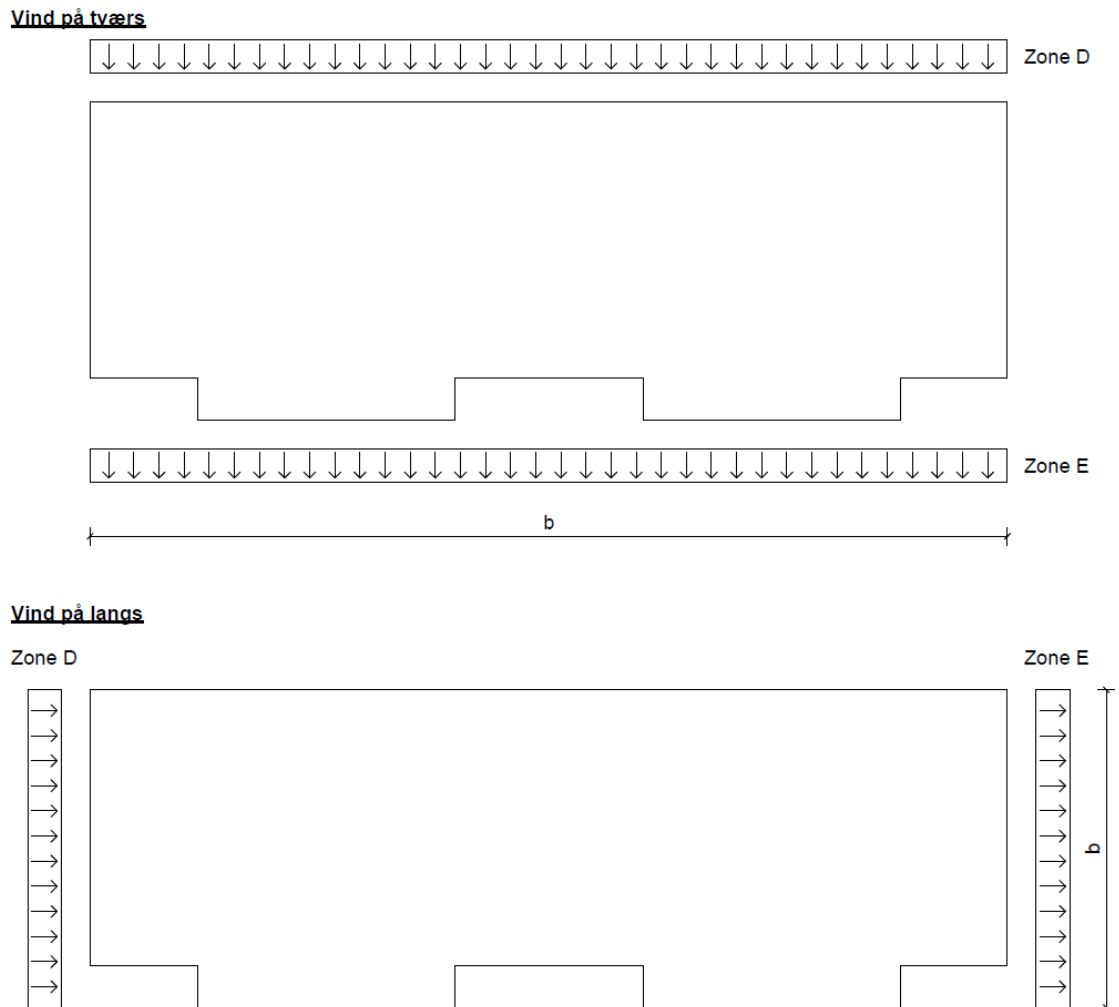
Lastområdet for de respektive dækskiver udgør den halve etagehøjde over og under den betragtede dækskive. For tagetagen indgår den halve tagetage og højden af bygningens murkroner, mens dækket under stueetagen udelukkende modtager last fra den halve stueetage, som vist på figur 4.10 på den følgende side.



Figur 4.10: Lastoplande for vandrette laster på bygningens etagedæk. Alle angivne mål er i mm.

Ved vindlast på bygningens facader multipliceres de regningsmæssige fladelaster på facaden, med lastoplandet for den enkelte facade h_v og bredden af bygningen b afhængigt af om den belastes på tværs eller langs af vindlasten. Herved opnås den resulterende last pr. dækskive.

Princippet for vindlastens fordeling på facaderne, ved vindretning på langs og tværs af denne, idet der ses bort fra evt. effekter fra indhak ved vindbelastning vinkelret på bygningens facader, fremgår af figur 4.11 på næste side. Ved den valgte fordeling vil vindlastens resultant således virke centralt i de enkelte dækskiver.



Figur 4.11: Princip for vindlastens fordeling på facaderne, ved vind på tværs og langs af bygningen.

4.2.1 Beregningseksempel - Vandret lastnedføring 3. sal

I det følgende vil der blive udført et beregningseksempel for den vandrette lastnedføring på dæskiven under bygningens 3. sal.

Ved den vandrette lastnedføring på etagen betragtes i alt tre tilfælde.

Først tages der udgangspunkt i tilfældet hvor der forekommer seismisk last, inkl. bidrag fra geometriske imperfektioner, idet lastkombinationen SEI1 anvendes. Dernæst betragtes tilfældet med vindlast på bygningens facader, inkl. bidrag fra geometriske imperfektioner. Dette gøres på langs og tværs af bygningen, idet lastkombinationen ULS2.3 anvendes.

Idet konstruktionernes egenlast virker til gunst ved stabilitetsberegninger tages der for lastkombinationen ULS2.3 udgangspunkt i 90 % af bygningens egenlast, mens der for lastkombinationen SEI1 kan tages udgangspunkt i 100 % af egenlasten. Vindlasten inkl. bidrag fra geometriske perfektioner pr. dæskive skal således være større end 90 % af den vandrette last ved det seismiske dimensioneringstilfælde, for at være dimensionsgivende. [Jensen og Hansen, 2021]

Egenlaster for bygningens 3. sal

For at bestemme den seismiske last, og den vandrette last i den enkelte dækskive fra geometriske imperfektioner, skal den karakteristiske egenlast af konstruktionerne i tilknytning til den udvalgte dækskive anvendes.

Ved seismisk last regnes lasterne at virke i de enkelte konstruktionsdeles tyngdepunkter, og egenlaster der indgår i denne udgør dækskivens tyngde, inkl. den halve last af vægge over- og under denne. Ved bestemmelse af geometriske imperfektioner indgår egenlasten af dækskiven, inkl. bidrag fra vægskiver over dækket. Idet væggene udføres ens over og under etagen anvendes den samme karakteristiske egenlast til beregning af seismisk last og geometriske imperfektioner.

Der tages udgangspunkt i lastspecifikationerne for de enkelte konstruktionsdele, som blev opstillet i afsnit 3.6.3 på side 30, idet både den permanente og ikke-permanente egenlast inkluderes, samt lastoplandet for etagen på sammenlagt 3 m jf. figur 4.10 på side 66. Derudover anvendes plantegninger for bygningen.

Den totale egenlast i tilknytning til bygningens 3. sal bestemmes i den nedenstående tabel 4.5, idet vindues- og dørarealer fratrækkes arealet af betonvægge og formuren, og egenlasten af vinduer i stedet inkluderes her.

Beregning af total egenlast for bygningens 3. sal					
Konstruktionsdel	Egenlast	Areal af dæk/vægge	Åbninger	Nettoareal	Samlet
	g_k [$\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$]	[m^2]	[m^2]	[m^2]	$G_{k,tot}$ [kN]
Etagedæk i lejligheder	5,52	222,1	0	222,1	1226,1
Etagedæk ved badekabiner	11,34	29,1	0	29,1	330,2
250 mm massiv reposplade	6,25	28,3	0	28,3	177,1
180 mm betonbagvæg	4,50	255,5	82,3	173,2	779,7
200 mm indvendig betonvæg	5,00	155,4	13,5	141,9	709,4
Vinduer i facader	0,40	82,3	0	82,3	32,9
Formur inkl. isolering	2,03	173,2	0	173,2	351,7
Ståltaner	2,00	28,0	0	28,0	56,0
Total egenlast					3663,0

Tabel 4.5: Bestemmelse af total egenlast for bygningens 3. sal.

Seismisk last

Den seismiske last på etagedækket under bygningens 3. sal bestemmes med udgangspunkt i formel 3.34 på side 55. Der tages udgangspunkt i lastkombinationen SEI1, som er et ulykkestilfælde, og den regningsmæssige vandrette seismiske last på etagedækket kan dermed bestemmes ved formel (4.2).

$$A_{d,tot} = 1,0 \cdot 0,017 \cdot \left(\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right) \quad (4.2)$$

I formel (4.2) indsættes den totale egenlast for etagen $G_{k,j}$ bestemt i forrige afsnit, den totale nyttelast der virker på etagedækket $Q_{k,i}$ og lastkombinationsfaktoren for den kvasipermanente værdi af nyttelasten, for den aktuelle nyttelast kategori $\psi_{2,i}$.

For etagedæk i lejligheder og ved badekabiner, samt for trapper, reposer og altaner bestemmes den samlede nyttelast i tabel 4.6.

Beregning af total nyttelast på bygningens 3. sal				
Konstruktionsdel	Nyttelast kategori	Lodret nyttelast	Areal	Samlet
		q_k [$\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$]	[m^2]	$Q_{k,tot}$ [kN]
Etagedæk i lejligheder	A1 - Bolig og lok. adgangsvej	1,5	222,1	333,2
Etagedæk ved badekabiner	A1 - Bolig og lok. adgangsvej	1,5	29,1	43,7
Tillæg for skillevægge	SKV	0,8	222,1	177,7
250 mm massiv reposplade	A4 - Trapper	3,0	28,3	85,0
Ståltalaner	A5 - Balkoner	2,5	28,0	70,0
Total nyttelast				709,5

Tabel 4.6: Bestemmelse af total nyttelast for bygningens 3. sal.

Idet lastkombinationsfaktoren for den kvasipermanente værdi af nyttelasten for alle de valgte nyttelastkategorier er: $\psi_2 = 0,2$, kan den regningsmæssige seismiske last på etagedækket under bygningens 3. sal bestemmes som:

$$A_{d,tot,3.sal} = 1,0 \cdot 0,017 \cdot (3.663 \text{ kN} + 0,2 \cdot 709,5 \text{ kN}) = 64,7 \text{ kN}$$

Den seismiske last på etagedækket under bygningens 3. sal er ens uanset retning, og den beregnede værdi er således gældende på både langs og tværs af bygningen.

Vindlast

Vindlasten på etagedækket under bygningens 3. sal bestemmes dernæst på langs hhv. tværs af bygningen. Det regningsmæssige vindtryk på bygningens facader bestemmes med udgangspunkt i lastkombinationen ULS2.3 - Dom. vindlast, som er angivet nedenfor:

$$\begin{aligned}
 E_d &= \gamma_{G,inf} \cdot g_{k,j,inf} + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,1} \cdot q_k + \gamma_{Q,3} \cdot w_k \\
 &= 0,9 \cdot g_{k,j,inf} + 1,5 \cdot 1,1 \cdot \psi_{0,1} \cdot q_k + 1,5 \cdot 1,1 \cdot w_k
 \end{aligned}
 \tag{4.3}$$

Ved bestemmelse af den regningsmæssige vindlast betragtes vindzonerne for den øvre og nedre zone D, samt zone E på tværs hhv. langs af bygningen. Der tages udgangspunkt i en global vindberegning, hvor indvendige vindtryk udligner hinanden, og derfor ikke inkluderes.

Den regningsmæssige vindlast der virker på etageadskillelsen bestemmes ved formel (4.4) med udgangspunkt i de beregnede karakteristiske udvendige vindtryk $w_{e,k}$ fra tabel 3.29 på side 46,

korrelationsfaktoren ρ , som ligeledes blev bestemt i afsnit 3.6.5 for vind på tværs og langs, lastoplandet for dækskiven ved den aktuelle vindzone h_v , og dennes bredde b på tværs af vindretningen.

$$W_d = 1,5 \cdot 1,1 \cdot h_v \cdot (w_{e,k,zoneD} + w_{e,k,zoneE}) \cdot \rho \cdot b \quad (4.4)$$

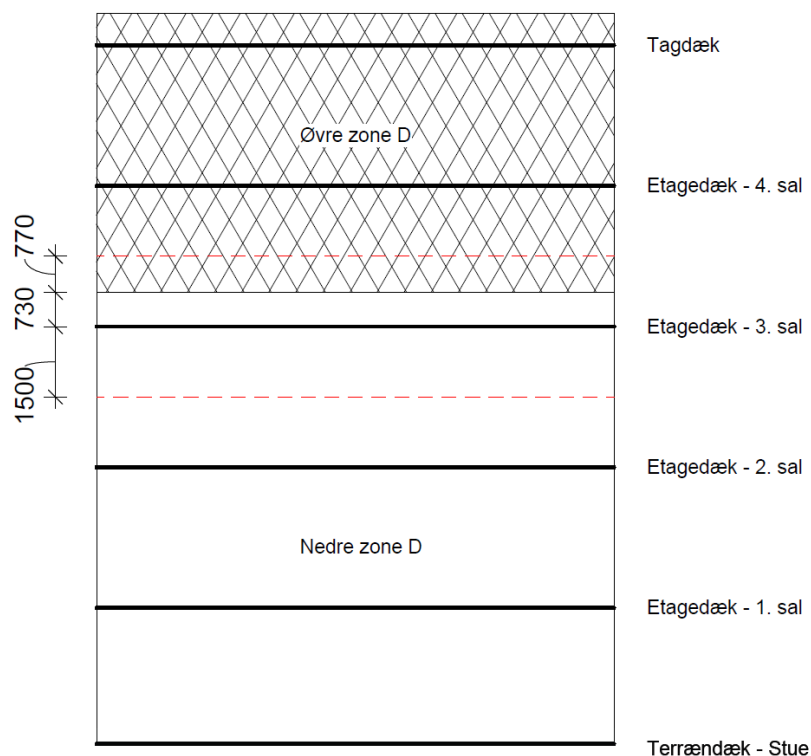
Hvor:

W_d	Regningsmæssig resulterende vindlast på dækskive [kN]
h_v	Lastopland for det enkelte etagedæk [m]
b	Dækskivens bredde på tværs af vindretningen [m]

Den resulterende vindlast på tværs af bygningen ved vind fra VNV bestemmes først. Vindzonerne D og E har for dette tilfælde udstrækning svarende til hele facadens areal på tværs af vindretningen, og dette lasttilfælde resulterer i det største udvendige vindtryk $w_{e,k}$. Der tages udgangspunkt i lastoplandet for dækskiven på 3 m, som vist på figur 4.10 på side 66, samt de karakteristiske vindtryk og korrelationsfaktoren fra afsnit 3.6.5, og den resulterende vindlast på tværs af bygningen bliver:

$$W_{d,tværs} = 1,5 \cdot 1,1 \cdot 3 \text{ m} \cdot \left(0,78 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} - (-0,52 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2})\right) \cdot 0,87 \cdot 31,85 \text{ m} = 176,88 \text{ kN}$$

Den resulterende vindlast på langs af bygningen bestemmes efter en lignende fremgangsmåde. Idet bygningens bredde b på tværs af vindretningen er mindre end bygningens højde, ved vind på langs af denne, opdeles vindzone D i en øvre og nedre zone. På figur 4.12 er opdelingen af bygningens gavlvæg i den øvre og nedre zone D, samt lastoplandet for det aktuelle etagedæk, skitseret.



Figur 4.12: Skitsering af spring i vindzone D på bygningens gavle, og lastoplandet til bygningens 3. sal. Alle mål er angivet i mm.

Af figuren ses det at 0,77 m af lastoplandet forekommer i den øvre zone D, mens den øvrige del af lastoplandet forekommer i den nedre zone D, hvor det udvendige vindtryk er mindre. For vindzone E forekommer der ikke en øvre og nedre zone.

Den resulterende vindlast på langs af bygningen bestemmes således ved nedenstående udtryk.

$$W_{d,langs} = 1,5 \cdot 1,1 \cdot \left((3 \text{ m} - 0,77 \text{ m}) \cdot 0,66 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0,77 \text{ m} \cdot 0,60 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} - 3 \text{ m} \cdot (-0,33 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}) \right) \cdot 0,85 \cdot 11,03 \text{ m} = 45,36 \text{ kN}$$

Geometriske imperfektioner og samlede vandrette laster

De beregnede værdier for seismisk last, samt vindlast på langs og tværs af bygningen, tillægges slutteligt et bidrag fra geometriske imperfektioner, som udgør en procentdel af bygningens lodrette laster.

De geometriske imperfektioner for bygningens afstivende system bestemmes med udgangspunkt i den beregnede imperfektionshældning for dette fra afsnit 3.6.6 på: $\Theta_{i,afstivende} = 0,18\%$ og den lodrette last der virker på den betragtede dækskive ($N_b - N_a$). Ved beregningen af imperfektionslasten inkluderes både permanent og ikke permanent egenlast i beregningen.

For det seismiske tilfælde bestemmes imperfektionslasten iht. lastkombinationen SEI1, hvormed imperfektionslasten kan bestemmes ved følgende udtryk, idet lastkombinationsfaktoren for kvasipermanente værdier af variable laster er: $\psi_2 = 0,2$ for alle de valgte nyttelastkategorier:

$$\begin{aligned} H_{id,tot,seis} &= \Theta_{i,afstivende} \cdot (\gamma_{G,sup} \cdot G_{k,j,sup} + \psi_2 \cdot Q_k) \\ &= 0,0018 \cdot (1,0 \cdot G_{k,j,sup} + 0,2 \cdot Q_k) \end{aligned} \quad (4.5)$$

For tilfældet med vindlast bestemmes de lodrette laster på konstruktionen, iht. lastkombinationen ULS2.3, hvor de permanente laster regnes til ugunst, idet dette vil være kritisk for lasttilfældet. Imperfektionslasten for de lodrette laster iht. lastkombinationen ULS2.3b kan således bestemmes ved følgende udtryk, idet $\psi_0 = 0,5$ for alle de valgte nyttelastkategorier:

$$\begin{aligned} H_{id,tot,vind} &= \Theta_{i,afstivende} \cdot (\gamma_{G,sup} \cdot G_{k,sup} + \gamma_{Q,2} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_k) \\ &= 0,0018 \cdot (1,0 \cdot 1,1 \cdot G_{k,sup} + 1,5 \cdot 1,1 \cdot 0,5 \cdot Q_k) \end{aligned} \quad (4.6)$$

Idet de beregnede værdier for egen- og nyttelast indsættes i ovenstående udtryk, bestemmes imperfektionslasten for bygningens 3. sal for tilfældet med seismisk last og vindlast:

$$H_{id,tot,seis} = 0,0018 \cdot (1,0 \cdot 3.663,0 \text{ kN} + 0,2 \cdot 709,5 \text{ kN}) = 6,7 \text{ kN}$$

$$H_{id,tot,vind} = 0,0018 \cdot (1,0 \cdot 1,1 \cdot 3.663,0 \text{ kN} + 1,5 \cdot 1,1 \cdot 0,5 \cdot 709,5 \text{ kN}) = 8,1 \text{ kN}$$

Ud fra de beregnede værdier for seismisk last og vindlast, samt bidrag fra geometriske imperfektioner, kan de dimensionsgivende laster på langs hhv. tværs af etagedækket under bygningens 3. sal

bestemmes. Den dimensionsgivende vandrette last på langs af bygningen bliver således seismisk last inkl. imperfektioner med en størrelse på: 71,37 kN. Den dimensionsgivende vandrette last på tværs af bygningen bliver vindlast inkl. imperfektioner med en størrelse på: 184,99 kN.

4.2.2 Vandret lastnedføring for bygningens øvrige etagedæk

Den vandrette lastnedføring er udført ved anvendelse af Excel arket, der er vedlagt som bilag A2.1.LAST2. I dette regneark er de vandrette laster på langs og tværs af alle bygningens etagedæk således blevet bestemt, med udgangspunkt i lastoplandene angivet på figur 4.10 på side 66. I det følgende beskrives arkets opbygning.

Under fanen "Lastspecifikation" er de permanente og ikke-permanente egenlaste for bygningens lodrette og vandrette konstruktioner, samt nyttelaster og lastkombinationsfaktorer for nyttelast angivet. Disse er identiske med værdierne på figur 4.4 på side 61, som er anvendt under den lodrette lastnedføring.

Derudover findes et skema til bestemmelse af peakhastighedstrykket for facadens respektive zoner, herunder også for den nedre zone D. Formfaktorerne for bygningens facader bestemmes ligeledes, og dette resulterer i de beregnede udvendige vindtryk og -sug på de respektive vindzoner, som defineret i tabel 3.29 på side 46.

Yderligere er udtrykket for den seismiske last på konstruktionen defineret, med procentsatsen som multipliceres den lodrette last, for at bestemme denne, som vist på figur 4.13.

Seismisk last		
<u>Lastudtryk</u>		
$V_{d,seis} =$	$1,0 * \Sigma G_{k,i} + \Sigma \psi_{z,i} * Q_{k,i}$	
$(a_{seis}/g) =$		1,70% * $V_{d,seis}$

Figur 4.13: Udtryk for bestemmelse af seismisk last, og procentsatsen for denne, anvendt i regnearket for vandret lastnedføring.

Slutteligt er udtrykket for bestemmelse af geometriske imperfektioner fra bygningens betonkonstruktioner opstillet, med angivelse af bygningens højde, antallet af lodrette konstruktionsdele m , og dermed imperfektionshældningen for det afstivende system, som vist på figur 4.14. For bygningens afstivende system indgår over 20 lodrette konstruktionsdele. Idet reduktionsfaktoren for antal lodrette konstruktionsdele: α_m , er faldende, og tilnærmelsesvist konstant ved mere end 20 lodrette konstruktionsdele, anvendes denne værdi på den sikre side ved beregningen.

Geometriske imperfektioner - Afstivende system				
Bygningens højde [m]	16,98	→	$\alpha_h =$	0,49
Antal konstruktionsdele	20	→	$\alpha_m =$	0,72
$\theta_{i,afstivende}$	0,18%			

Figur 4.14: Udtryk for bestemmelse af seismisk last, og procentsatsen for denne, anvendt i regnearket for vandret lastnedføring.

I arkets anden fane "Seismisk last" defineres for hvert etagedæk arealer af dæk og vægge, for de respektive konstruktionsdele der indgår på etagen. Derudover defineres antallet af åbninger og arealer af disse, hvorved nettoarealet af de respektive konstruktionsdele bestemmes. Dernæst defineres egenlaster, og nyttelaster på de vandrette konstruktionsdele, og den totale egen- og nyttelast for de respektive konstruktioner bestemmes. Disse summeres dernæst for den enkelte dækskive. Et eksempel på skemaet anvendt til bestemmelse af den totale egen- og nyttelast, med udgangspunkt i bygningens tagskive og 4. sal, fremgår af figur 4.15. Figuren er til inspiration og for at se en læsbar version henvises til beregningsbilaget A2.1.LAST2.

Dækskive	Last-ID	Beskrivelse	Areal af dæk / vægge			Antal og arealer af åbninger i dæk / vægge				Nettoareal	Laster og komb. faktorer				Total egen- og nyttelast	
			Højde	Længde	Areal	Antal	Længde	Bredde	Sam. areal		Egenlast	Nyttelast	Kategori	ψ_2 -faktor	Total egenlast	Total nyttelast
			m	m	m ²	stk.	m	m	m ²		G_k kN/m ²	Q_k kN/m ²	-	-	$G_{k,tot}$ kN	$Q_{k,tot}$ kN
Tag	ED.03	Tagdæk	1,0	288,6	288,6	0			0,0	288,6	3,8	0	H	0	1105,3	0,0
	VG.01	180 mm betonbagvæg	2,3	85,2	193,8	10	0,9	2,33	20,8	173,0	4,5	0	-	0	778,6	0,0
	VG.01	180 mm betonbagvæg	0,0	0,0	0,0	10	0,9	0,97	8,7	-8,7	4,5	0	-	0	-38,9	0,0
	VG.01	180 mm betonbagvæg	0,0	0,0	0,0	2	0,9	0,61	1,1	-1,1	4,5	0	-	0	-4,9	0,0
	VG.01	180 mm betonbagvæg	0,0	0,0	0,0	2	0,9	1,57	2,8	-2,8	4,5	0	-	0	-12,6	0,0
	VG.02	200 mm indvendig betonavæg	1,5	51,8	77,7	4	0,8	1,01	3,2	74,5	5,0	0	-	0	372,5	0,0
	VG.02	200 mm indvendig betonavæg	0,0	0,0	0,0	2	0,8	1,20	1,9	-1,9	5,0	0	-	0	-9,5	0,0
	VIN	Vinduer i facader	0,9	37,4	33,3	0			0,0	33,3	0,4	0	-	0	13,3	0,0
	VG.03	Formur inkl. isolering	0,9	47,8	42,5	0			0,0	42,5	2,0	0	-	0	86,3	0,0
	Total - Tag														2290,2	0,0
4.sal	ED.01	Etagedæk i lejligheheder	1,0	222,1	222,1	0			0,0	222,1	5,5	1,5	A1	0,2	1226,1	933,2
	ED.02	Etagedæk v. badekabiner	1,0	29,1	29,1	0			0,0	29,1	11,3	1,5	A1	0,2	330,2	43,7
	ED.04	250 mm massivt betondæk i opgange	1,0	14,2	14,2	0			0,0	14,2	6,3	3	A4	0,2	88,6	42,5
	VG.01	180 mm betonbagvæg	3,0	85,2	255,5	10	2,2	2,33	51,3	204,2	4,5	0	-	0	919,1	0,0
	VG.01	180 mm betonbagvæg	0,0	0,0	0,0	10	2,2	0,97	21,4	-21,4	4,5	0	-	0	-96,2	0,0
	VG.01	180 mm betonbagvæg	0,0	0,0	0,0	2	2,2	0,61	2,7	-2,7	4,5	0	-	0	-12,1	0,0
	VG.01	180 mm betonbagvæg	0,0	0,0	0,0	2	2,2	1,57	6,9	-6,9	4,5	0	-	0	-31,1	0,0
	VG.02	200 mm indvendig betonavæg	3,0	51,8	155,4	4	2,1	1,01	8,5	146,9	5,0	0	-	0	734,6	0,0
	VG.02	200 mm indvendig betonavæg	0,0	0,0	0,0	2	2,1	1,20	5,0	-5,0	5,0	0	-	0	-25,2	0,0
	SKV	Tillæg for skillevægge	1,0	222,1	222,1	0			0,0	222,1	0,0	0,8	SKV	0,2	0,0	177,7
	VIN	Vinduer i facader	2,2	37,4	82,3	0			0,0	82,3	0,4	0	-	0	32,9	0,0
	VG.03	Formur inkl. isolering	3,0	57,7	173,2	0			0,0	173,2	2,0	0	-	0	351,7	0,0
	AL	Stålbæltner	2,1	13,2	28,0	0			0,0	28,0	2,0	2,5	A5	0,2	56,0	70,0
	Total - 4.sal														3574,4	667,0

Figur 4.15: Inputparametre, samt bestemmelse af egen- og nyttelaster på bygningens tagskive og 4. sal.

Med udgangspunkt i de beregnede værdier for karakteristiske egen- og nyttelaster på de respektive etagedæk bestemmes først en værdi for den regningsmæssige seismiske last $A_{d,tot}$, fra de enkelte konstruktionsdele. Denne summeres og fordeles over konstruktionens bredde- og længderetning, med værdierne: A_b og A_l . Dernæst bestemmes vandrette lastbidrag fra imperfektioner, i form af den totale last fra geometrisk imperfektion pr. dækskive $H_{i,d,tot}$ ved hhv. seismisk last og vindlast på bygningen. Lodret last på dækket i form af bidrag fra egen- og nyttelast for det seismiske tilfælde bestemmes iht. lastkombinationen SEI1, mens den lodrette last for tilfældet med vindlast bestemmes iht. lastkombinationen ULS2.3. Et eksempel på beregnede seismiske laster og geometrisk imperfektioner for bygningens tagskive og 4. sal fremgår af figur 4.16 på den følgende side.

SEI1			SEI1			ULS2.3		
Tot. seismisk last			Tot. geom. imperfektion			Tot. geom. imperfektion		
$A_{d,tot}$	A_b	A_i	$H_{i,d,tot}$	$H_{i,d,b}$	$H_{i,d,i}$	$H_{i,d,tot}$	$H_{i,d,b}$	$H_{i,d,i}$
kN	kN/m	kN/m	kN	kN/m	kN/m	kN	kN/m	kN/m
18,8	1,7	0,6	1,9	0,2	0,1	2,1	0,2	0,1
13,2	1,2	0,4	1,4	0,1	0,0	1,5	0,1	0,0
-0,7	-0,1	0,0	-0,1	0,0	0,0	-0,1	0,0	0,0
-0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
-0,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
6,3	0,6	0,2	0,7	0,1	0,0	0,7	0,1	0,0
-0,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
1,5	0,1	0,0	0,2	0,0	0,0	0,2	0,0	0,0
38,9	3,5	1,2	4,0	0,4	0,1	4,4	0,4	0,1
22,0	2,0	0,7	2,3	0,2	0,1	2,9	0,3	0,1
5,8	0,5	0,2	0,6	0,1	0,0	0,7	0,1	0,0
1,7	0,1	0,1	0,2	0,0	0,0	0,2	0,0	0,0
15,6	1,4	0,5	1,6	0,1	0,1	1,8	0,2	0,1
-1,6	-0,1	-0,1	-0,2	0,0	0,0	-0,2	0,0	0,0
-0,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
-0,5	0,0	0,0	-0,1	0,0	0,0	-0,1	0,0	0,0
12,5	1,1	0,4	1,3	0,1	0,0	1,4	0,1	0,0
-0,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,6	0,1	0,0	0,1	0,0	0,0	0,3	0,0	0,0
0,6	0,1	0,0	0,1	0,0	0,0	0,1	0,0	0,0
6,0	0,5	0,2	0,6	0,1	0,0	0,7	0,1	0,0
1,2	0,1	0,0	0,1	0,0	0,0	0,2	0,0	0,0
63,0	5,7	2,0	6,5	0,6	0,2	7,9	0,7	0,2

Figur 4.16: Beregnede værdier for seismisk last, og geometriske imperfektioner for bygningens tagskive og 4. sal.

Under arkets tredje fane: "Vindlast" defineres bygningens geometri. På baggrund af denne, og de beregnede udvendige vindtryk på bygningens facader, bestemmes den regningsmæssige vindlast $W_{tot,d}$ på baggrund af lastkombinationen ULS2.3 - Dom. vindlast for hver af de respektive tag- og dækskiver. Vindlastens bidrag beregnes ved lathøjden af dækskiven h_v , bygningens bredde på tværs af vinden b , det udvendige vindtryk på den øvre og nedre zone D samt vindsuget på zone E: $w_{e,k}$, og korrelationsfaktoren ρ . Idet de udvendige vindtryk multipliceres med fladearealerne og korrelationsfaktoren, bestemmes værdier for vindlasten der virker på langs hhv. tværs af de respektive skiver. Disse fremgår af figur 4.17. Figuren er til inspiration og for at se en læsbar version henvises til beregningsbilaget A2.1.LAST2.

Dækskive	h_v		Vindlast på langs NNØ/SSV										Vindlast på tværs ØSØ/VNV							
			b		d		$w_{e,k}$		ρ	$q_{wind,d}$	$W_{tot,d}$	$q_{wind,d}$	$W_{tot,d}$	ρ	$q_{wind,d}$	$W_{tot,d}$	ρ	$q_{wind,d}$	$W_{tot,d}$	ρ
	Generel	glvire Zone D	[m]	[m]	[m]	[m]	Zone D, Generel	Zone D - Nedre												
							[N/m ²]	[N/m ²]		[N/m ²]	[kN]	[N/m ²]	[kN]		[N/m ²]	[kN]		[N/m ²]	[kN]	
Tag	2,28	2,28	11,03	31,85	0,66	0,60	-0,33	0,85	2,98	32,92	31,85	11,03	0,78	-0,51	0,87	4,21	134,13	0,87	4,21	134,13
4.sal	3,00	3,00	11,03	31,85	0,66	0,60	-0,33	0,85	3,94	43,41	31,85	11,03	0,78	-0,51	0,87	5,55	176,88	0,87	5,55	176,88
3.sal	3,00	0,77	11,03	31,85	0,66	0,60	-0,33	0,85	4,11	45,36	31,85	11,03	0,78	-0,51	0,87	5,55	176,88	0,87	5,55	176,88
2.sal	3,00	0,00	11,03	31,85	0,66	0,60	-0,33	0,85	4,17	46,04	31,85	11,03	0,78	-0,51	0,87	5,55	176,88	0,87	5,55	176,88
1.sal	2,90	0,00	11,03	31,85	0,66	0,60	-0,33	0,85	4,04	44,54	31,85	11,03	0,78	-0,51	0,87	5,37	171,13	0,87	5,37	171,13
Stueplan	1,40	0,00	11,03	31,85	0,66	0,60	-0,33	0,85	1,95	21,49	31,85	11,03	0,78	-0,51	0,87	2,59	82,54	0,87	2,59	82,54

Figur 4.17: Beregnede værdier for vindlast på de respektive dækskiver.

Slutteligt bestemmes den dimensionsgivende vandrette last på tværs og langs af de respektive dækskiver, under fanen "Dimensionerende vandret last". Her tillægges lastbidraget til de enkelte skiver fra hhv. seismisk last og vindlast, på langs og tværs af bygningen, de geometriske imperfektioner pr. lastkombination. Den største værdi af 90 % af den seismiske last inkl. geometriske imperfektioner og vindlasten inkl. geometriske imperfektioner udvælges.

Dette verificeres ved beregning af den dimensionsgivende vandrette last på dækskiverne, som fremgår af de nedenstående tabeller 4.7 og 4.8.

Vandret last på langs NNØ/SSV									
Dækskive	SEI1			ULS2.3			Dim. last		
	Seis. last kN	Geo imp. kN	Samlet kN	Vindlast kN	Geo imp. kN	Samlet kN	Type	kN/m	kN
Tag	38,93	4,03	42,96	32,92	4,43	37,35	Seis.	3,89	42,96
4. sal	63,03	6,52	69,55	43,41	7,88	51,29	Seis.	6,31	69,55
3. sal	64,68	6,69	71,37	45,36	8,11	53,48	Seis.	6,47	71,37
2. sal	64,68	6,69	71,37	46,04	8,11	54,15	Seis.	6,47	71,37
1. sal	66,04	6,83	72,87	44,54	8,27	52,81	Seis.	6,61	72,87
Stueplan	17,65	1,83	19,48	21,49	2,31	23,80	Vind	2,16	23,80

Tabel 4.7: Vandrette laster på langs af bygningen, for de respektive dækskiver.

Vandret last på tværs ØSØ/VNV									
Dækskive	SEI1			ULS2.3			Dim. last		
	Seis. last kN	Geo imp. kN	Samlet kN	Vindlast kN	Geo imp. kN	Samlet kN	Type	kN/m	kN
Tag	38,93	4,03	42,96	134,13	4,43	138,56	Vind	4,35	138,56
4. sal	63,03	6,52	69,55	176,88	7,88	184,76	Vind	5,80	184,76
3. sal	64,68	6,69	71,37	176,88	8,11	184,99	Vind	5,81	184,99
2. sal	64,68	6,69	71,37	176,88	8,11	184,99	Vind	5,81	184,99
1. sal	66,04	6,83	72,87	171,13	8,27	179,40	Vind	5,63	179,40
Stueplan	17,65	1,83	19,48	82,54	2,31	84,86	Vind	2,66	84,86

Tabel 4.8: Vandrette laster på tværs af bygningen, for de respektive dækskiver.

Den dimensionsgivende vandrette last på langs af bygningen ses at være seismisk last, for alle etager undtaget stueplan. Den dimensionsgivende vandrette last på tværs af bygningen er for alle niveauer vindlast. De ovenstående vandrette laster påføres bygningens dækskiver i det følgende, hvorefter disse fordeles til bygningens afstivende vægge.

4.3 Fordeling af vandrette laster til stabiliserende vægge

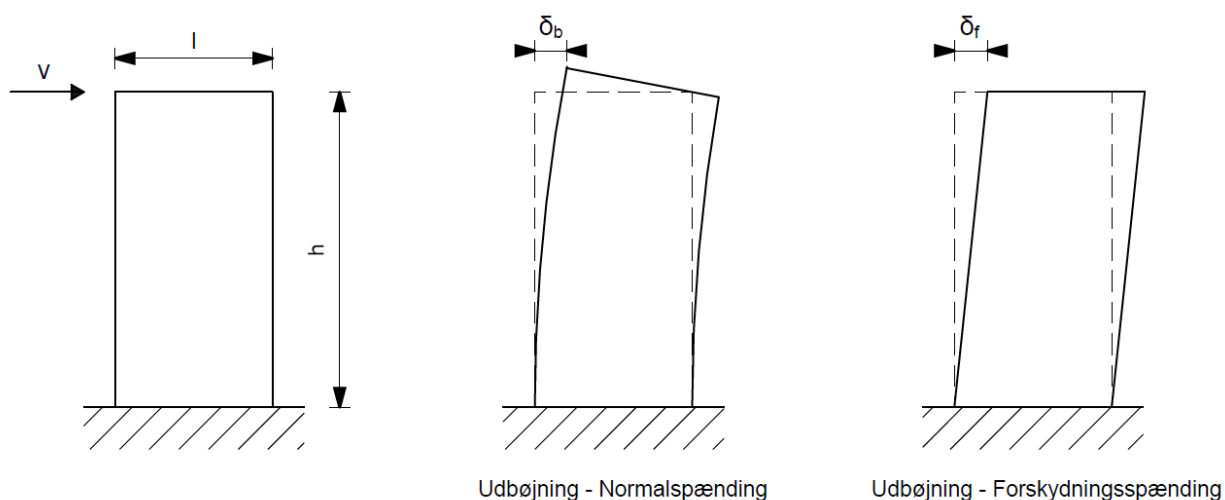
Kræfterne der virker på de enkelte dækskiver, som blev bestemt i det foregående afsnit 4.2, vil i nærværende afsnit blive fordelt til de stabiliserende vægge på bygningens etager. Fordelingen af laster til de stabiliserende vægge bestemmes på baggrund af en elastisk fordeling efter metoden angivet i "Bygningsberegninger". [Jensen og Hansen, 2021]

Bygningens stabiliserende vægge er alle armerede betonvægge, og dækskiverne udføres med huldæk. Det stabiliserende system udføres således i plastiske materialer, og det er tilladeligt at anvende den elastiske fordelingsmetode, idet fordelingen resulterer i en plasticitetsteoretisk nedreværdiløsning. Ved anvendelse af den elastiske fordelingsmetode bestemmes de enkelte vægskivers stivheder ift. udbøjning fra de vandrette laster. På baggrund af disse stivheder fordeles de vandrette laster på de respektive dækskiver dernæst til bygningens stabiliserende vægge. [Jensen og Hansen, 2021]

4.3.1 Vægstivheder

Ved den elastiske fordeling antages dækskiverne at være uendeligt stive i deres plan, og understøttet på elastiske understøtninger. Som følge af antagelsen om elastiske vægskiver, er kraften der overføres til den enkelte vægskive proportional med vægskivens udbøjning, og idet dækskiven antages uendelig stiv vil alle vægskiver i samme retning undergå den samme flytning, uanset stivhed.

Udbøjning af vægskiverne består af bidrag fra hhv. bøjning og forskydning, og kan beskrives på baggrund af et statisk system hvor bygningens vægge betragtes som udkragede bjælker. Dette statiske system fremgår af figur 4.18.



Figur 4.18: Udbøjning af vægskiver fra hhv. normalspænding og forskydningsspændinger.

Udbøjningsbidraget fra bøjning bestemmes ved formel (4.7). Af udtrykket ses det, idet der udelukkende anvendes stabiliserende vægge i beton, og disse således alle har samme materialeparametre, at væggenes stivhed udelukkende varierer med deres inertiomenter I .

$$\delta_b = \frac{1}{3} \frac{V h^3}{EI} \quad (4.7)$$

Hvor:

δ_b	udbøjning fra bøjning [mm]
V	Vandret last i væggenes top [N]
h	Væggens højde [mm]
E	Elasticitetsmodul af vægmaterialet [MPa]
I	Væggens inertimoment [mm ⁴]

Udbøjningsbidraget fra forskydning, ved rektangulære tværsnit, kan tilsvarende bestemmes ved formel (4.8). Af udtrykket ses det, idet alle vægge har samme materialeparametre, at væggens stivhed udelukkende varierer med kropsarealet A_k .

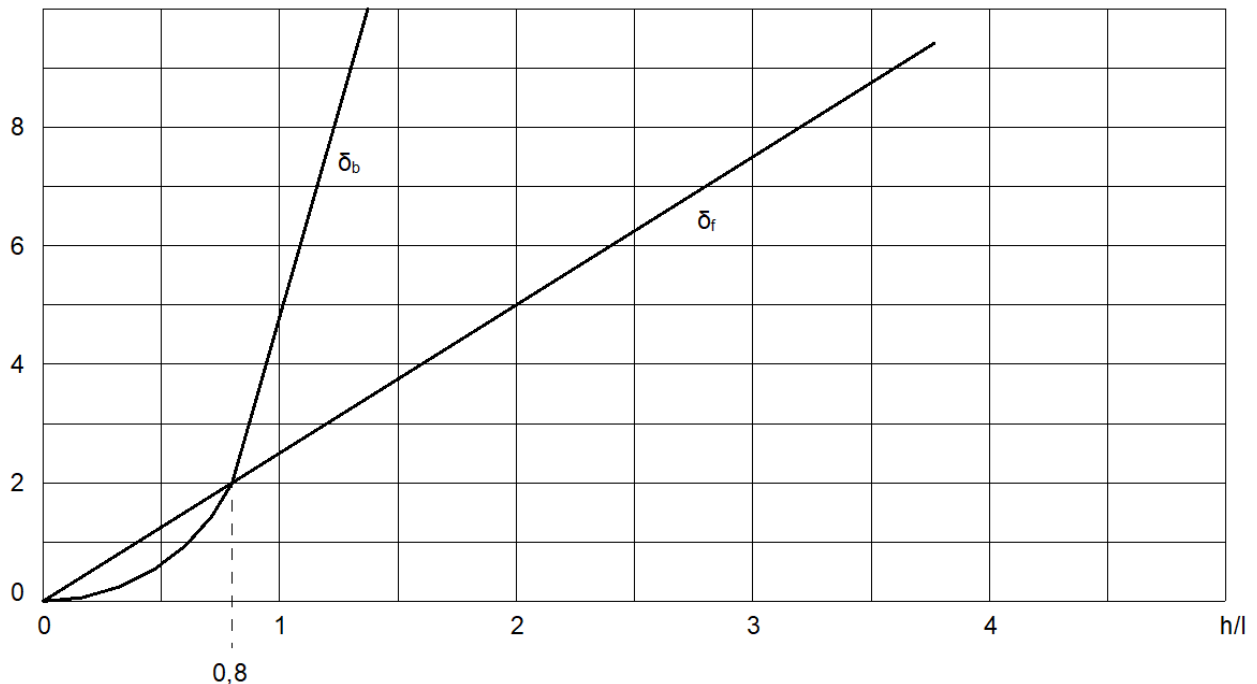
$$\delta_f = 1,1 \frac{Vh}{GA_k} \quad (4.8)$$

Hvor:

δ_f	udbøjning fra forskydning [mm]
G	Forskydningsmodul for vægmaterialet [MPa]
A_k	Væggens kropsareal [mm ²]

Kropsarealer og inertimomenter bestemmes ved formeludtryk for rektangulære tværsnit. De to udbøjningsbidrag har forskellige størrelser afhængigt af forholdet mellem væggens højde h og længde l . På figur 4.19 er størrelserne af udbøjningsbidrag fra forskydning og bøjning angivet, ved anvendelse af et kropsareal: $A_k = lt$ og et inertimoment: $I = \frac{1}{12}tl^3$, for forskellige forhold af h/l .

δ faktor V/Et



Figur 4.19: Udbøjningsbidrag for rektangulære vægskiver afhængigt af forholdet $\frac{h}{l}$. [Jensen og Hansen, 2021]

Det ses af figuren at bidrag fra forskydningsdeformationer vil være dominerende ved forholdet $h/l < 0,8$. Når dette forhold overskrides vil bøjningsdeformationerne blive dominerende. Bygningens stabiliserende vægge er udvalgt i varierende længder, og idet bygningen udføres i 5 etager, hvor de stabiliserende vægge hovedsageligt er gennemgående på alle etager, vil det være forskelligt hvilket bidrag til deformationerne der er dominerende, på de forskellige etager.

I bygningens stueetage vil forskydningsdeformationerne være dominerende for de lange stabiliserende vægge, mens det for de korte stabiliserende vægge vil være bøjningsdeformationerne som er dominerende. For de øvre etager i bygningen vil den samlede højde af de fleste stabiliserende vægge alle overskride disses længde, og her bliver bøjningsdeformationerne dominerende for alle vægskiver.

For at vælge en stivhedsparameter, ved fordelingen af vandret last til bygningens vægge, som tager højde for begge deformationsbidrag til de respektive vægge, anvendes det korregerede inertimoment som stivhedsparameter. Det korregerede inertimoment for rektangulære tværsnit udført i beton kan bestemmes ved formel (4.9).

$$I_{kor} = \frac{h^2}{h^2 + 0,64l^2} I \quad (4.9)$$

Hvor:

h	Samlet højde af afstivende væg under det betragtede snit [m]
l	Længde af afstivende væg [m]

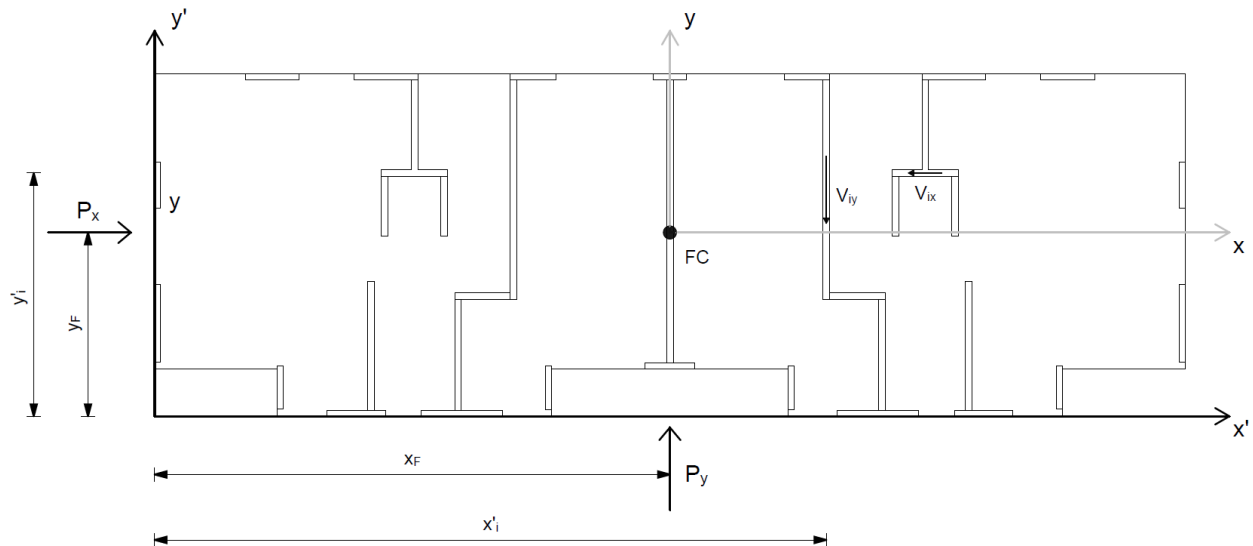
Ved beregning af det korregerede inertimoment for alle bygningens vægge vil værdien for dette nærme sig kropsarealet: A_k ved små h/l forhold på bygningens nedre etager, og inertimomentet: I ved større h/l forhold, som generelt forekommer på bygningens øvre etager.

4.3.2 Elastisk fordeling af vandret last

Ved den elastiske fordeling af vandret last til de stabiliserende vægge, forudsættes det at vægskiverne står vinkelret på hinanden, og antages ikke at kunne optage kræfter vinkelret på deres plan. Sammensatte profiler antages kun at optage kræfter i de indgående profilens længderetning. Der ses dermed bort fra den afstivende effekt af forbindelser mellem vægge der krydser hinanden, og vridningstivheden af sammensatte profiler. Idet dækskiven antages uendeligt stiv vil der som følge af belastning af skiven forekomme translationer i x- og y-retningen, samt rotation af skiven.

Først bestemmes beliggenheden af dækskivernes forskydningscenter, som er punktet hvorigennem de vandrette laster skal angribe, for at der ikke forekommer rotation. Der forekommer proportionalitet mellem stivheden af den enkelte væg S_{ix} eller S_{iy} og den tilsvarende reaktion fra væggen ved vandret last på dækskiven, med en proportionalitetsfaktor k . Herved bestemmes reaktionerne for den enkelte væg ved udtrykkene: $V_{iy} = kS_{ix}$ eller $V_{ix} = kS_{iy}$.

Koordinaterne til skivens forskydningscenter bestemmes med udgangspunkt i et vilkårligt indlagt $(x'; y')$ koordinatsystem, og vægstivhederne bestemt efter metoden angivet i forrige afsnit. Princippet for bestemmelse af dækskivernes forskydningscenter er vist på figur 4.20 på modstående side. Som følge af symmetri om y-aksen for de afstivende vægskiver, der optager last i y-retningen, ligger forskydningscenteret med x-koordinat i bygningens midte.



Figur 4.20: Princip for bestemmelse af forskydningscenterets beliggenhed i bygningens dækskiver.

Koordinaterne til dækskivernes forskydningscenter bestemmes ved formel (4.10) og (4.11).

$$x_F = \frac{\sum x'_i S_{ix}}{S_x} \quad (4.10)$$

Hvor:

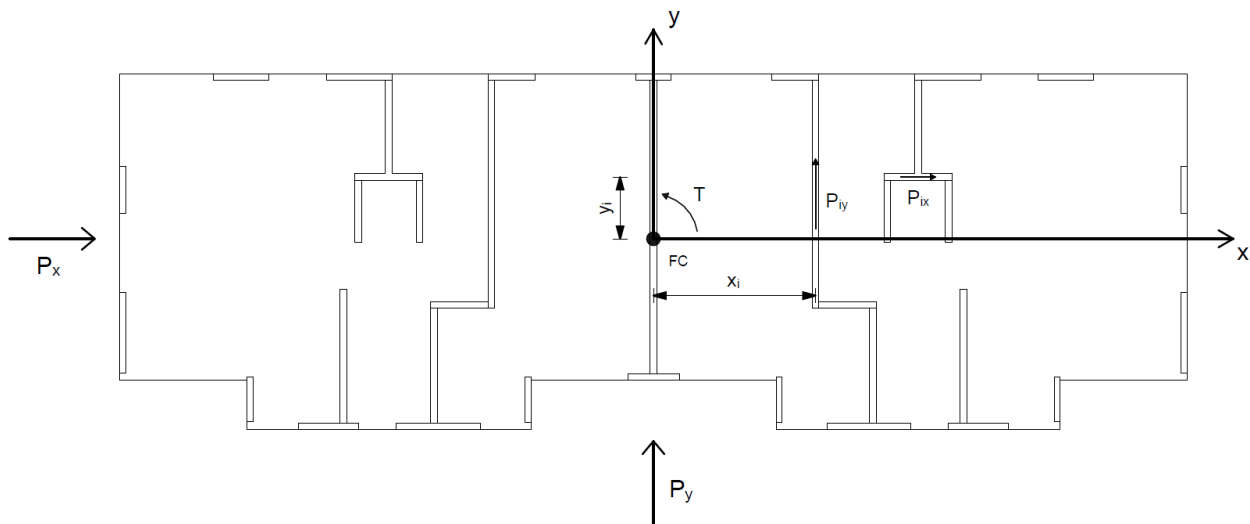
x_F	x-koordinat til forskydningscentret [m]
x'_i	x'-koordinat til tyngdepunktet af afstivende væg [m]
S_{ix}	Stivheden i y-aksens retning for afstivende væg [m ⁴]
S_x	Systemets samlede stivhed i y-aksens retning [m ⁴]

$$y_F = \frac{\sum y'_i S_{iy}}{S_y} \quad (4.11)$$

Hvor:

y_F	y-koordinat til forskydningscentret [m]
y'_i	y'-koordinat til tyngdepunktet af afstivende væg [m]
S_{iy}	Stivheden i x-aksens retning for afstivende væg [m ⁴]
S_y	Systemets samlede stivhed i x-aksens retning [m ⁴]

Idet stivhederne af de respektive vægge S_{ix} og S_{iy} fastlægges som det korrigerede inertimoment I_{kor} vil væggenes stivheder variere på etagerne, og dermed vil forskydningscenterets beliggenhed også variere for de forskellige dækskiver. For nærværende bygning medfører dette dog kun at forskydningscenterets placering i y-retningen varierer, idet der forekommer symmetri for de afstivende vægge om y-aksen. Der foretages derfor en særskilt beregning af forskydningscenterets beliggenhed for hver enkelt dækskive.



Figur 4.21: Princip for statisk ækvivalent belastning af bygningens dækskiver og lastfordeling til stabiliserende vægge.

Med udgangspunkt i forskydningscenterets koordinater for de respektive dækskiver, indlægges et koordinatsystem $(x; y)$ i dette. På baggrund af dette fastlægges de relevante afstande til vægskivernes tyngdepunkter i x- og y-retningen. De eksterne kræfter på dæskiven i x- og y-retningen: P_x og P_y antages at angribe forskudt fra forskydningscentret med afstandene x_p og y_p . Dette tilfælde vil være statisk ækvivalent med et tilfælde hvor kræfterne P_x og P_y går gennem forskydningscentret, og der tilføjes et vridende moment T , som bestemmes ved formel (4.12), for den enkelte dækskive. Denne situation fremgår af figur 4.21.

$$T = P_y x_p - P_x y_p \quad (4.12)$$

Hvor:

T	Vridende moment på dækskive [kNm]
P_y	Vandret last på dækskive i y-retningen [kN]
P_x	Vandret last på dækskive i x-retningen [kN]
x_p	Afstand fra P_y til forskydningscentret i x-retningen [m]
y_p	Afstand fra P_x til forskydningscentret i y-retningen [m]

Systemets vridningsstivhed, som angiver systemets modstand overfor vridning, bestemmes ydermere ved formel (4.13), for den enkelte dækskive.

$$V = \sum S_{ix} x_i^2 + \sum S_{iy} y_i^2 \quad (4.13)$$

Hvor:

V	Systemets vridningsstivhed [m^6]
x_i	x-koordinat til væggenes tyngdepunkt, ift. forskydningscenteret [m]
y_i	y-koordinat til væggenes tyngdepunkt, ift. forskydningscenteret [m]

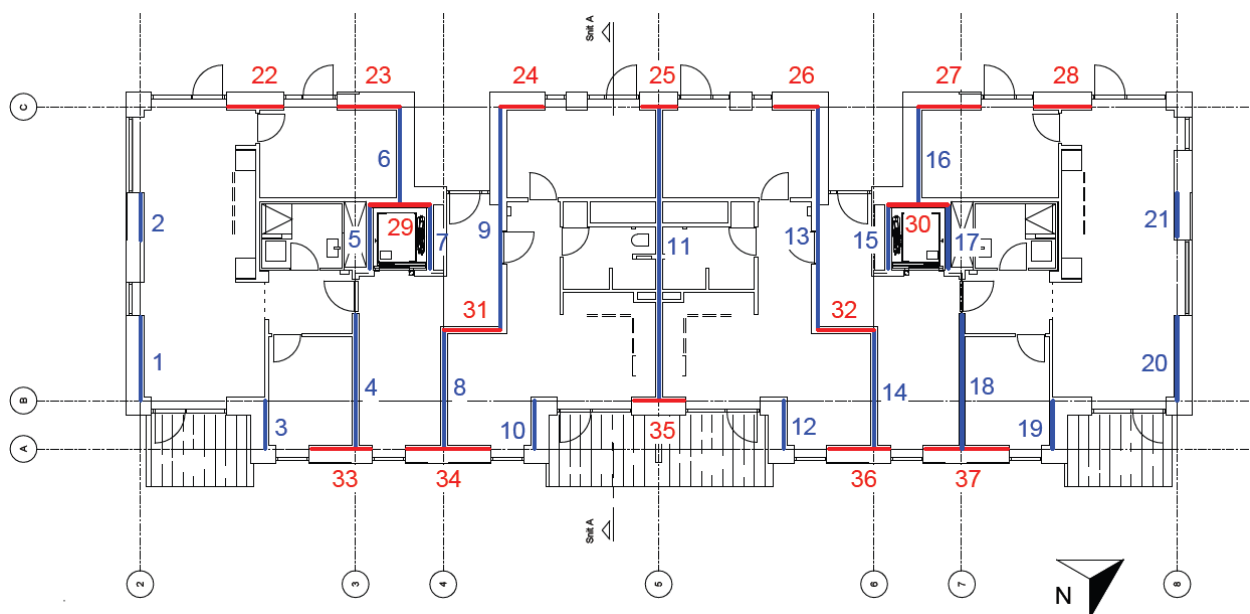
Med udgangspunkt i de opstillede udtryk, og lasterne på de respektive dækskiver i x- og y-retningen P_x og P_y , kan de vandrette laster på de respektive vægskiver bestemmes. Momentbidraget fra lasterne er indregnet i det vridende moment på dækskiven T , og optages af understøtningerne. Derudover forekommer translationsbidrag på væggene, idet P_x optages af vægge parallelt med x-aksen og P_y af understøtninger parallelt med y-aksen.

Idet formel (4.14) og (4.15) anvendes kan lasterne fra både translation og rotation således fordeles til væggene på de enkelte etager:

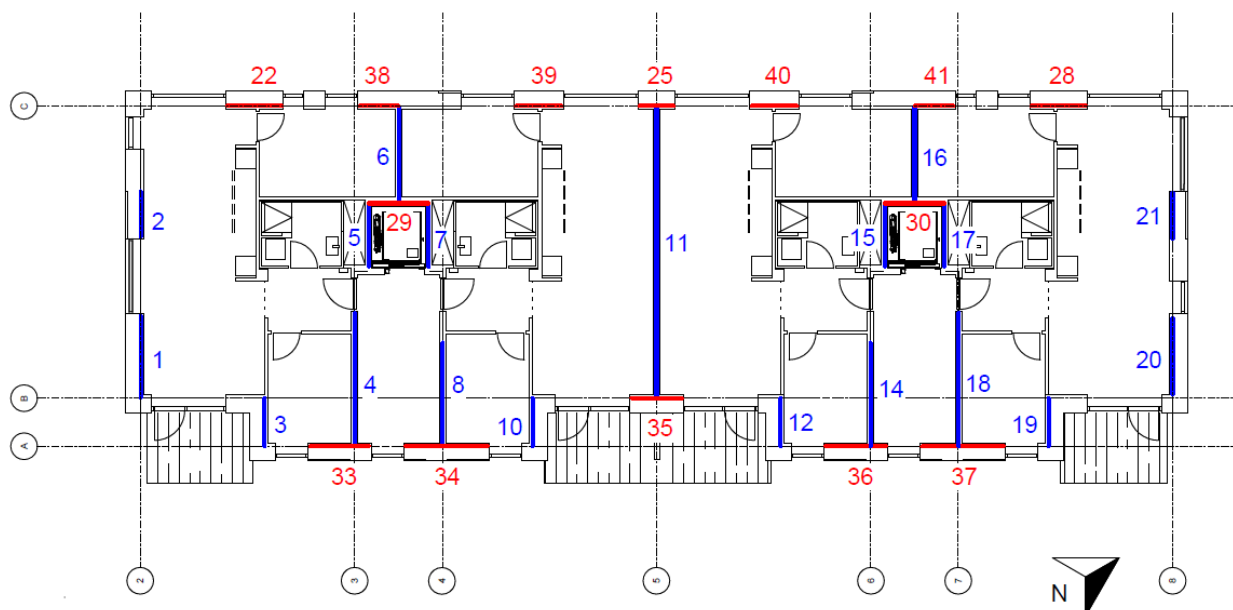
$$P_{ix} = S_{iy} \left(\frac{P_x}{S_y} - \frac{T}{V} y_i \right) \quad (4.14)$$

$$P_{iy} = S_{ix} \left(\frac{P_y}{S_x} + \frac{T}{V} x_i \right) \quad (4.15)$$

Med udgangspunkt i disse formeludtryk, vil der i det følgende udføres en fordeling af de vandrette laster på dækskiverne til bygningens stabiliserende vægge. De stabiliserende vægge i bygningens stueplan, samt stabiliserende vægge på 1. - 4. sal angives særskilt, idet der i stueplan er stabiliserende vægge der ikke forekommer i hele bygningens højde. Væggene på de øvrige etager regnes kun stabiliserende hvor disse forekommer i hele bygningens højde. Herunder er bagvægselementerne i bygningens facader visse steder afkortet, grundet forskudte vinduesplaceringer, som vist på figur 4.22 og figur 4.23 på næste side.



Figur 4.22: Stabiliserende vægge i bygningens stueetage. Vægge markeret med rød optager translationsbidrag i bygningens x-retning, og vægge markeret med blå optager translationsbidrag i bygningens y-retning. Alle vægge optager derudover vridningsbidrag for begge lastretninger.



Figur 4.23: Stabiliserende vægge for bygningens 1. - 4. sal. Vægge markeret med rød optager translationsbidrag i bygningens x-retning, og vægge markeret med blå optager translationsbidrag i bygningens y-retning. Alle vægge optager derudover vridningsbidrag for begge lastretninger.

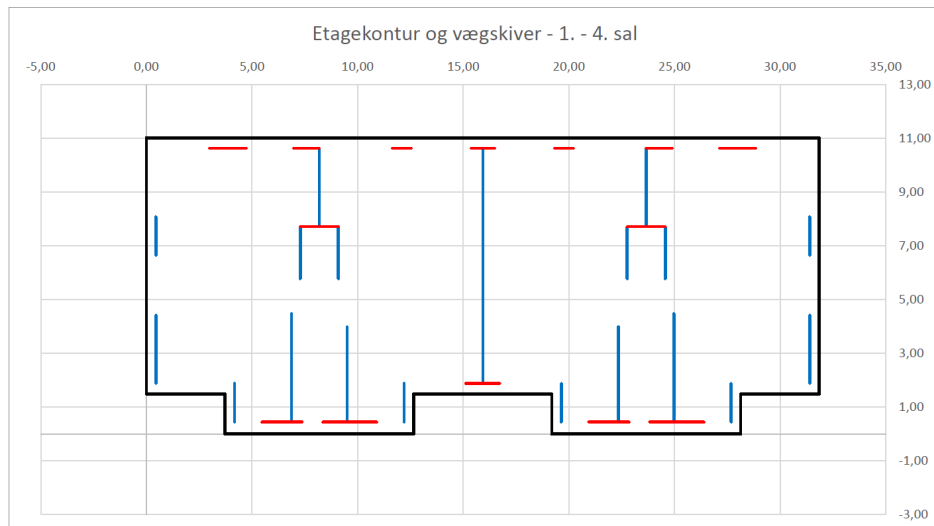
4.3.3 Fordeling af laster til stabiliserende vægge på bygningens etager

I det følgende redegøres der for beregninger og metoder anvendt til fordeling af vandrette laster til de stabiliserende vægge. Herunder vil der løbende udføres beregningseksempler for bestemmelse af vægstivheder, samt lastfordelingen til udvalgte stabiliserende vægge. Nummeringen af bygningens stabiliserende vægge fremgår af figur 4.22 på forrige side og figur 4.23.

De vandrette laster på bygningens dækskiver er fordelt til de stabiliserende vægge på de respektive etager, ved anvendelse af Excel arket i beregningsbilag A2.1.STAB1. Først er bygningens etagekontur angivet. Dernæst er de stabiliserende vægge i bygningens stueplan, samt stabiliserende vægge på 1. - 4. sal angivet særskilt. Vægstivheder bestemmes for de enkelte vægge, og dernæst fordeles lasterne til de stabiliserende vægge på etagerne. I det følgende beskrives regnearkets opbygning.

Under fanen "Vægge og Etagekontur" defineres bygningens hovedgeometri i form af koordinaterne til hjørnerne i bygningens etagekontur, samt x' - og y' -koordinater til endepunkterne af bygningens stabiliserende vægge. Der defineres vægtykkelser, som anvendes ved beregning af kropsareal og inertimomenter for væggene. Det defineres hvor mange etager den pågældende væg forekommer i, og hvilke etager der er tale om, idet det forudsættes at alle vægge skal kunne videreføre den vandrette last til fundamentet. På baggrund af disse parametre optegnes bygningens etagekontur og de stabiliserende vægge på de enkelte etager, som vist på figur 4.24 på modstående side.

Der defineres derudover væghøjder på de enkelte etager, som anvendes ved beregning af korrigerede inertimomenter for bygningens vægge.



Figur 4.24: Etagekontur og bygningens stabiliserende vægge, optegnet for bygningens 1. - 4. sal, i Excel arket.

	Væg nr.	1. endepunkt		2. endepunkt		Dim. t	Væghøjde Etager	Rel. Stivhed S_{rel}	Etager
Tværgående vægge	1	0,45	1,88	0,45	4,43	0,18	5	1,0	Alle
	2	0,45	6,66	0,45	8,09	0,18	3	1,0	Alle
	3	4,16	0,45	4,16	1,88	0,20	5	1,0	Alle
	4	6,86	0,45	6,86	4,49	0,20	5	1,0	Alle
	5	7,28	5,78	7,28	7,72	0,20	5	1,0	Alle
	6	8,18	7,72	8,18	10,64	0,18	5	1,0	Alle
	7	9,08	5,78	9,08	7,72	0,20	5	1,0	Alle
	8	9,50	0,45	9,50	3,99	0,20	5	1,0	Alle
	9	11,18	3,99	11,18	10,64	0,20	1	1,0	Stueplan
	10	12,20	0,45	12,20	1,88	0,20	5	1,0	Alle
	11	15,92	1,88	15,92	10,64	0,20	5	1,0	Alle
	12	19,64	0,45	19,64	1,88	0,20	5	1,0	Alle
	13	20,66	3,99	20,66	10,64	0,20	1	1,0	Stueplan
	14	22,34	0,45	22,34	3,99	0,20	5	1,0	Alle
	15	22,76	5,78	22,76	7,72	0,20	5	1,0	Alle
	16	23,66	7,72	23,66	10,64	0,18	5	1,0	Alle
	17	24,56	5,78	24,56	7,72	0,20	5	1,0	Alle
	18	24,98	0,45	24,98	4,49	0,20	5	1,0	Alle
	19	27,68	0,45	27,68	1,88	0,18	5	1,0	Alle
	20	31,40	1,88	31,40	4,43	0,18	5	1,0	Alle
	21	31,40	6,66	31,40	8,09	0,18	3	1,0	Alle
Langsgående vægge	22	3,00	10,64	4,73	10,64	0,18	5	1,0	Alle
	23	6,30	10,64	8,18	10,64	0,18	1	1,0	Stueplan
	24	11,18	10,64	12,53	10,64	0,18	1	1,0	Stueplan
	25	15,36	10,64	16,49	10,64	0,18	1	1,0	Alle
	26	19,32	10,64	20,66	10,64	0,18	1	1,0	Stueplan
	27	23,66	10,64	25,55	10,64	0,18	1	1,0	Stueplan
	28	27,12	10,64	28,85	10,64	0,18	5	1,0	Alle
	29	7,28	7,72	9,08	7,72	0,20	5	1,0	Alle
	30	22,76	7,72	24,56	7,72	0,20	5	1,0	Alle
	31	9,50	3,99	11,18	3,99	0,20	1	1,0	Stueplan
	32	20,66	3,99	22,34	3,99	0,20	1	1,0	Stueplan
	33	5,46	0,45	7,37	0,45	0,18	5	1,0	Alle
	34	8,34	0,45	10,91	0,45	0,18	5	0,7	Alle
	35	15,12	1,88	16,73	1,88	0,18	5	1,0	Alle
	36	20,94	0,45	22,85	0,45	0,18	5	1,0	Alle
	37	23,82	0,45	26,39	0,45	0,18	5	0,7	Alle
	38	6,96	10,64	8,18	10,64	0,18	4	1,0	1. - 4. sal
	39	11,64	10,64	12,53	10,64	0,18	4	1,0	1. - 4. sal
	40	19,32	10,64	20,21	10,64	0,18	4	1,0	1. - 4. sal
	41	23,66	10,64	24,89	10,64	0,18	4	1,0	1. - 4. sal

Figur 4.25: Skema anvendt i Excel arket, med angivelse af koordinater, tykkelse, væghøjder og relative stivheder, for de respektive vægskiver.

For at tage hensyn til evt. forskelle i vægstivheder, som følge af forskellige materialeparametre for bygningens afstivende vægge, kan der ved elastisk fordeling af lasterne angives en relativ stivhed for væggene S_{rel} , bestemt ved forholdet mellem vægmaterialernes elasticitetsmoduler. Ydermere kan faktoren S_{rel} , anvendes til at ændre fordelingen af de vandrette laster på vægskiverne, idet denne kan vælges frit for den enkelte vægskive. Dette resulterer i en elastoplastisk fordeling af de vandrette laster, hvilket er tilladeligt for den aktuelle konstruktion idet dækskiven udføres i armerede betonelementer med tilstrækkelig fugearmering, og vægskiverne udføres som armerede betonelementer. Det samlede skema anvendt i Excel arket fremgår af figur 4.25 på foregående side.

Alle vægge i bygningen udføres i beton med samme elasticitetsmodul, hvormed den relative stivhed for disse som udgangspunkt angives som: $S_{rel} = 1,0$. For de langsgående vægge 34 og 37 viser det sig ved den senere stabilitetsberegning, at der som følge af den elastiske fordeling skal anvendes uhensigtsmæssigt store forankringer til disse. Forankringsbehovet for de øvrige langsgående vægge bliver mindre, og derfor anvendes en relativ stivhed for væg nr. 34 og 37 på: $S_{rel} = 0,7$ ved beregningen, hvorved disse tilføres mindre last, som i stedet overføres til de resterende langsgående stabiliserende vægge. Dette resulterer i et mere ensartet forankringsbehov for de langsgående vægge.

Under fanen "Vægstivheder og forskydningscenter" bestemmes vægstivheder og forskydningscenteret på de enkelte etager. Først angives den samlede højde af de stabiliserende vægge, under den aktuelle dækskive. Dernæst angives længde og tykkelse for væggene, og disses kropsareal og inertimomenter bestemmes. Det korregerede inertimoment for de enkelte vægge bestemmes, og det ses at dette ved de lange vægge i bygningens stueplan nærmer sig kropsarealet. For de korte vægge i stueetagen, og væggene i bygningens øvre etager nærmer det korregerede inertimoment sig derimod inertimomentet. Væggens stivheder om hhv. x- og y-aksen S_{ix} og S_{iy} angives, sammen med disses koordinater iht. det indlagte $(x'; y')$ koordinatsystem, og den samlede stivhed om de to akser bestemmes.

Beregningseksempel for vægstivhed

Vægstivheden for den tværgående væg nr. 11 på bygningens 1. sal, beregnes i det følgende. Hertil anvendes væggenes tykkelse på: $t = 0,2$ m, og den samlede højde af væggen under dækkonstruktionen for bygningens 2. sal: $h = 5,59$ m.

Væggens længde bestemmes ved y-koordinaterne for væggens ender angivet i tabel 4.25 på forrige side:

$$l = 10,64 \text{ m} - 1,88 \text{ m} = 8,76 \text{ m}$$

Med udgangspunkt i ovenstående værdier bestemmes væggens kropsareal:

$$A_k = lt = 8,76 \text{ m} \cdot 0,2 \text{ m} = 1,75 \text{ m}^2$$

Dernæst bestemmes væggens inertimoment:

$$I = \frac{1}{12} tl^3 = \frac{1}{12} \cdot 0,2 \text{ m} \cdot (8,76 \text{ m})^3 = 11,20 \text{ m}^4$$

Det korrigerede inertioment for væggen bestemmes ved formel 4.9 på side 78, ved indsættelse af væggenes inertioment og den samlede højde af denne under bygningens 2. sal på 5,59 m:

$$I_{kor} = \frac{h^2}{h^2 + 0,64l^2} I = \frac{(5,59 \text{ m})^2}{(5,59 \text{ m})^2 + 0,64 \cdot (8,76 \text{ m})^2} \cdot 11,20 \text{ m}^4 = 4,36 \text{ m}^4$$

Det beregnede korrigerede inertioment ses at afvige en del fra både kropsarealet og inertiomentet, idet hverken udbøjning fra forskydning eller bøjning er dominerende for den aktuelle højde. Her viser det sig derfor mest rigtigt at fordele de vandrette laster efter det korrigerede inertioment. For de kortere vægge på bygningens 1. sal og for væggene på de øvre etager ses udbøjning fra bøjning derimod at være dominerende, idet det korrigerede inertioment nærmer sig inertiomentet.

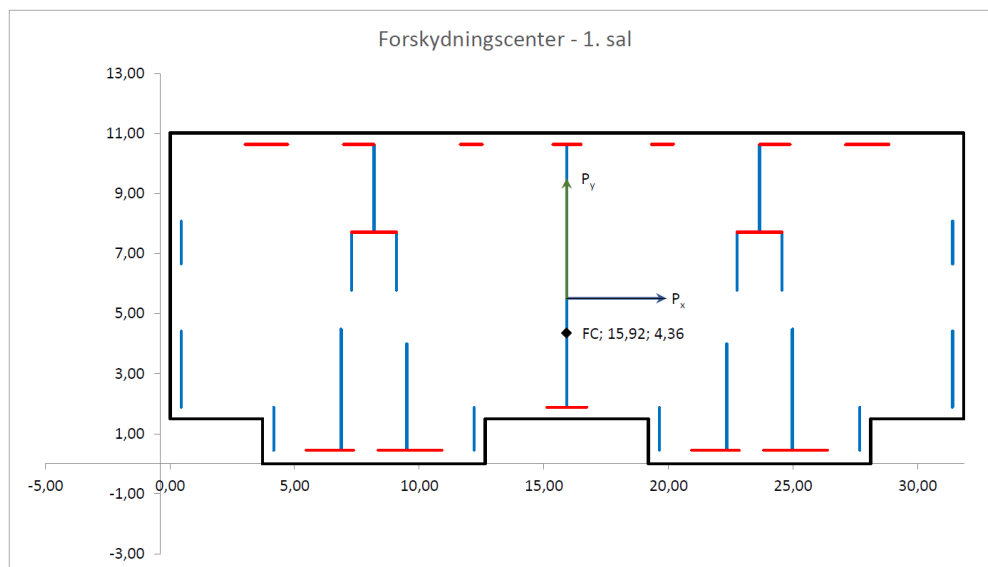
Det vælges at anvende det korrigerede inertioment som stivhedsparameter for alle bygningens vægge. Idet dette multipliceres med væggenes relative stivhed S_{rel} , fås vægstivhederne S_{ix} eller S_{iy} , som anvendes ved den vandrette lastfordeling.

Et eksempel på et skema til bestemmelse af vægstivheder i Excel arket er vist på figur 4.26, med udgangspunkt i de tværgående afstivende vægge på bygningens 1. sal.

	Væg nr.	Længde [m]	Tykkelse [m]	Kropsareal A_k [m ²]	Inertioment I [m ⁴]	I_{kor} [m ⁴]	S_{ix} [-]	x'_i [m]
Stivheder i y-aksens retning S_{ix}	1	2,54	0,18	0,46	0,247	0,218	0,218	0,45
	2	1,43	0,18	0,26	0,044	0,042	0,042	0,45
	3	1,43	0,20	0,29	0,049	0,047	0,047	4,16
	4	4,04	0,20	0,81	1,099	0,824	0,824	6,86
	5	1,94	0,20	0,39	0,122	0,113	0,113	7,28
	6	2,92	0,18	0,53	0,373	0,318	0,318	8,18
	7	1,94	0,20	0,39	0,122	0,113	0,113	9,08
	8	3,54	0,20	0,71	0,742	0,590	0,590	9,50
	10	1,43	0,20	0,29	0,049	0,047	0,047	12,20
	11	8,76	0,20	1,75	11,204	4,357	4,357	15,92
	12	1,43	0,20	0,29	0,049	0,047	0,047	19,64
	14	3,54	0,20	0,71	0,742	0,590	0,590	22,34
	15	1,94	0,20	0,39	0,122	0,113	0,113	22,76
	16	2,92	0,18	0,53	0,373	0,318	0,318	23,66
	17	1,94	0,20	0,39	0,122	0,113	0,113	24,56
	18	4,04	0,20	0,81	1,099	0,824	0,824	24,98
	19	1,43	0,18	0,26	0,044	0,042	0,042	27,68
	20	2,54	0,18	0,46	0,247	0,218	0,218	31,40
	21	1,43	0,18	0,26	0,044	0,042	0,042	31,40
Samlet stivhed om x-aksen S_x							8,976	

Figur 4.26: Skema anvendt i Excel arket, til bestemmelse af vægstivheder i y-aksens retning for afstivende vægge på bygningens 1. sal.

Med udgangspunkt i de bestemte stivheder for de enkelte vægge på etagerne S_{ix} og S_{iy} , samt systemets samlede stivheder om akserne: S_x og S_y , bestemmes forskydningscenterets beliggenhed for hver dækskive, ved anvendelse af formel 4.10 og 4.11 på side 79. Dette afbildes derefter sammen med bygningens afstivende vægge og etagekontur, som vist på figur 4.27 på den følgende side.



Figur 4.27: Angivelse af forskydningscenter for etagedækket over bygningens 1. sal, samt angrebslinjer for vandrette laster fra Excel arket.

Slutteligt fordeles de vandrette laster på dækskiverne til de stabiliserende vægge, under fanen "Fordeling af vandrette laster til vægge".

Først angives de dimensionsgivende vandrette laster i x- og y-retningen P_x og P_y , som blev bestemt i afsnit 4.2, og angivet i tabel 4.7 og 4.8 på side 75, samt disses angrebspunkt ift. det indlagte $(x'; y')$ koordinatsystem x'_p og y'_p . De dimensionsgivende regningsmæssige vandrette laster på dækskiverne fremgår af tabel 4.9.

Vandrette laster på dækskiver		
Dækskive	P_x kN	P_y kN
4. sal	42,96	138,56
3. sal	69,55	184,76
2. sal	71,37	184,99
1. sal	71,37	184,99
Stueplan	72,87	179,40

Tabel 4.9: Dimensionsgivende vandrette laster på bygningens etagedæk. Lasterne på tværs af bygningen P_y er bestemt med udgangspunkt i ULS2.3 - Dom. vindlast. Lasterne på langs af bygningen P_x er bestemt med udgangspunkt i SEI1 - Dom. seismisk last.

For de enkelte etager bestemmes x- og y-koordinaterne til tyngdepunktet af de stabiliserende vægge ift. forskydningscenteret. Med udgangspunkt i disse værdier, og de enkelte vægges stivheder S_{ix} og S_{iy} , bestemmes vridningsstivheden V , for de respektive dækskiver.

Der bestemmes ligeledes en værdi for det vridende moment T , med udgangspunkt i den vandrette last på dækket der skiftevis forekommer i længde- og bredderetningen.

Med udgangspunkt i disse værdier fordeles de vandrette laster på de respektive etager til de stabiliserende vægge.

Beregningseksempel - Fordeling af vandret last til vægge

I det følgende beregningseksempel bestemmes lasten i toppen af væg nr. 1 over bygningens 1. sal.

Det vridende moment fra de vandrette laster på dækskiven bestemmes først. Til dette skal placeringen af de vandrette laster på dækskiven ift. forskydningscenteret x_p og y_p bestemmes. Idet de vandrette laster fra vindlast og seismisk last antages jævnt fordelt over de respektive facader, som vist på figur 4.11 på side 67, angriber de vandrette laster i bygningens midte. Afstanden mellem de vandrette lasters angrebspunkt og forskydningscenteret bliver dermed:

$$x_p = \frac{31,85 \text{ m}}{2} - 15,92 \text{ m} = 0 \text{ m}$$

$$y_p = \frac{11,03 \text{ m}}{2} - 4,36 \text{ m} = 1,16 \text{ m}$$

Med udgangspunkt i de beregnede afstande fra forskydningscentret til lasternes angrebspunkter kan det vridende moment fra den dominerende masselast på langs af bygningen bestemmes, ved at anvende formel (4.12):

$$T = P_y x_p - P_x y_p = -71,37 \text{ kN} \cdot 1,16 \text{ m} = -82,59 \text{ kNm}$$

Der forekommer ikke vridende moment fra den dominerende vindlast P_y på tværs af bygningen, idet de afstivende vægge her er placeret symmetrisk om y-aksen, og den vandrette last derfor angriber i forskydningscentret. Der forekommer kun vandrette laster fra en retning af gangen, hvormed det vridende moment for vandret last på tværs af bygningen bestemmes som:

$$T = P_y x_p - P_x y_p = 184,99 \text{ kN} \cdot 0 \text{ m} = 0 \text{ kNm}$$

Vridningsstivheden af det afstivende system på bygningens 1. sal bestemmes ved anvendelse af formel (4.13) i Excel arket, hvori de bestemte x- og y-koordinater til de afstivende vægge og de respektive stivheder af disse indsættes. For bygningens 1. sal bestemmes herunder en værdi på $V = 407,24 \text{ m}^6$.

Idet væg nr. 1 er afstivende for last i y-aksens retning, skal dens x-koordinat anvendes ved den vandrette lastfordeling. Væggens x-koordinat iht. det bestemte forskydningscenter bestemmes:

$$x_i = x'_i - x_F = 0,45 \text{ m} - 15,92 \text{ m} = -15,47 \text{ m}$$

Stivheden af den aktuelle væg om x-aksen er bestemt som $S_{ix} = 0,218 \text{ m}^4$ og den samlede stivhed om x-aksen for de afstivende vægge på bygningens 1. sal er: $S_x = 8,976 \text{ m}^4$. Med udgangspunkt i de beregnede stivheder, det vridende moment for last på tværs af bygningen, og væggens x-koordinat, bestemmes lasten på væggen i y-retningen P_{iy} , ved anvendelse af formel (4.15):

$$P_{iy} = S_{ix} \left(\frac{P_y}{S_x} + \frac{T}{V} x_i \right) = 0,218 \text{ m}^4 \cdot \left(\frac{184,99 \text{ kN}}{8,976 \text{ m}^4} + \frac{0 \text{ kNm}}{407,24 \text{ m}^6} \cdot (-15,47 \text{ m}) \right) = 4,49 \text{ kN}$$

Lastnedføringen udført i Excel arket kontrolleres slutteligt idet de totale vandrette laster for x- og y-retningen på vægskiverne bestemmes ved at summere alle lastbidrag til skiverne. Disse ses at være lig de vandrette laster på dækskiverne, hvorved der opnås statisk ligevægt. Den vandrette lastfordeling er derfor både statisk tilladelig og sikker, som vist i tabel 4.10.

Eftervisning af statisk ligevægt				
Dækskive	Lastfordeling		Ydre laster	
	$\sum P_{ix}$ kN	$\sum P_{iy}$ kN	P_x kN	P_y kN
4. sal	42,96	138,56	42,96	138,56
3. sal	69,55	184,76	69,55	184,76
2. sal	71,37	184,99	71,37	184,99
1. sal	71,37	184,99	71,37	184,99
Stueplan	72,87	179,40	72,87	179,40

Tabel 4.10: Eftervisning af statiske kraftligevægte for det afstivende system på de respektive etager.

De samlede resultater af den vandrette lastfordeling til bygningens afstivende vægge fremgår af fanen "Resultater" og disse er gengivet i tabel 4.11 på modstående side. De regningsmæssige vandrette laster anvendes ved eftervisning af bygningens stabiliserende vægge i afsnit 4.4.

Af tabel 4.11 ses det at der ikke forekommer last på de stabiliserende vægge 38 - 41 i bygningens stueetage. Dette skyldes at disse udelukkende forekommer på bygningens 1. - 4. sal, og der under disse står de længere stabiliserende vægge 23, 24 26 og 27, som optager de vandrette laster på dækskiven over bygningens stueplan.

Vandrette laster på bygningens stabiliserende vægge										
Væg nr.	4. sal		3. sal		2. sal		1. sal		Stueplan	
	P_{ix} kN	P_{iy} kN	P_{ix} kN	P_{iy} kN	P_{ix} kN	P_{iy} kN	P_{ix} Type	P_{iy} kN/m	P_{ix} kN	P_{iy}
1		2,30		3,26		3,64		4,49		4,51
2		0,41		0,59		0,67		0,86		1,08
3		0,47		0,66		0,75		0,97		1,21
4		9,94		13,86		14,97		16,98		12,71
5		1,14		1,63		1,83		2,33		2,65
6		3,46		4,88		5,41		6,55		6,09
7		1,14		1,63		1,83		2,33		2,65
8		6,79		9,51		10,40		12,16		9,98
9										27,76
10		0,46		0,66		0,75		0,97		1,21
11		86,40		111,50		104,58		89,79		39,81
12		0,46		0,66		0,75		0,97		1,21
13										27,76
14		6,78		9,51		10,40		12,16		9,98
15		1,14		1,62		1,83		2,33		2,65
16		3,45		4,88		5,41		6,55		6,09
17		1,14		1,62		1,83		2,33		2,65
18		9,94		13,86		14,97		16,98		12,71
19		0,42		0,60		0,68		0,87		1,09
20		2,30		3,26		3,64		4,49		4,51
21		0,41		0,59		0,67		0,86		1,08
22	3,16		5,13		5,29		5,35		4,19	
23									5,22	
24									2,16	
25	0,89		1,45		1,50		1,55		1,34	
26									2,16	
27									5,26	
28	3,17		5,15		5,30		5,37		4,21	
29	3,94		6,38		6,57		6,63		5,16	
30	3,94		6,38		6,57		6,63		5,16	
31									4,32	
32									4,32	
33	4,13		6,69		6,88		6,91		5,36	
34	6,99		11,26		11,45		11,16		7,57	
35	2,50		4,06		4,19		4,25		3,48	
36	4,14		6,71		6,90		6,93		5,38	
37	6,99		11,26		11,45		11,16		7,57	
38	1,12		1,82		1,88		1,94			
39	0,43		0,71		0,74		0,76			
40	0,43		0,70		0,73		0,76			
41	1,14		1,85		1,92		1,98			

Tabel 4.11: Vandrette laster på langs af bygningen, for de respektive vægskiver. Lasterne P_{ix} er bestemt ved dominerende seismisk last på langs, ved lastkombinationen SEI1. Lasterne P_{iy} er bestemt ved dominerende vindlast på tværs, ved anvendelse af lastkombinationen ULS2.3.

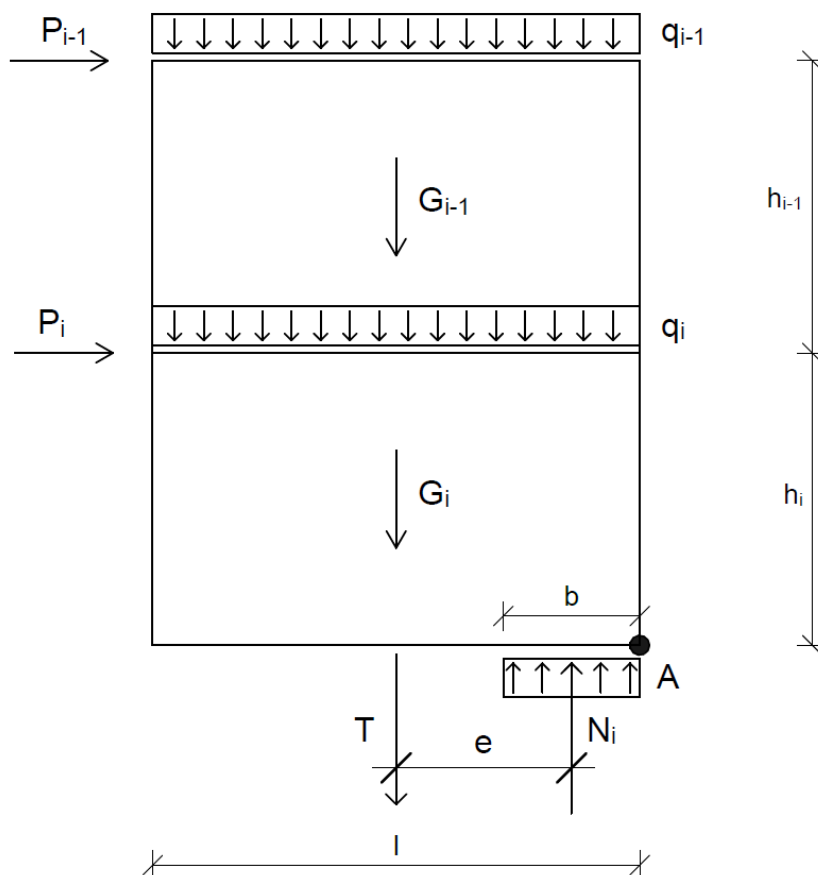
4.4 Stabilitetsberegninger for vægge

For at eftervise bygningens stabilitet skal det sikres at bygningens stabiliserende vægge har tilstrækkelig bæreevne, når disse udsættes for de vandrette laster beregnet i afsnit 4.3 og de lodrette laster beregnet i afsnit 4.1. Herunder eftervises væggenes bæreevne for væltning, glidning og knusning. Ydermere skal det sikres at samlingerne mellem de enkelte vægelementer kan optage kraftoverførslen der forekommer mellem disse. Dette undersøges dog ikke i nærværende rapport.

Idet bygningens stabiliserende vægge udføres i armeret beton, hvilket er et plastisk materiale, er det angivet i "Bygningensberegninger" at man bør anvende plastiske beregningsmetoder der knytter sig til revnede tværsnit. I det følgende vil bygningens stabiliserende vægge således eftervises ved anvendelse af beregningsmetoderne angivet i lærebøgerne "Bygningensberegninger" [Jensen og Hansen, 2021] og "Betonelementbyggeriers statik" [Jensen, 2010].

Der redegøres først for de anvendte beregningsmetoder og formler til undersøgelse af væltning uden forankringer, samt knusning og glidning efterfulgt, at et beregningseksempel. Herefter redegøres for væltningsundersøgelser med forankringer efterfulgt af et beregningseksempel. Der redegøres derefter for eftervisningen af bygningens resterende stabiliserende vægge, med udgangspunkt i Excel arket A2.1.STAB1. Slutteligt opsummeres resultaterne for nødvendige forankringer til en række af bygningens stabiliserende vægge.

Redegørelsen for anvendte beregningsmetoder og formler tager udgangspunkt i princippet for et afstivende profil i bygningen, med tilhørende definitioner, som angivet på figur 4.28.



Figur 4.28: Principper for afstivende vægge i bygningen, med definitioner anvendt ved stabilitetsberegninger.

Hvor:

N_i	Tryknormalkraft fra stabiliserende lodrette laster, under væg i [kN]
T	Evt. nødvendig forankringskraft til sikring mod væltning [kN]
G_i	Vægskivens egenlast [kN]
q_i	Lodret last på væggen top fra den lodrette lastnedføring $[\frac{\text{kN}}{\text{m}}]$
P_i	Horisontal last på vægtoppe fra den vandrette lastnedføring [kN]
$h_{tot,i}$	Samlet højde for den enkelte vandrette last til betragtet snit [m]
e	Excentricitet af tryknormalkraft ift. væggen centerlinje [m]
b	Udstrækning af trykzonen, under væltningsundersøgelse [m]

4.4.1 Væltningsundersøgelse uden forankring

I snittet mellem det enkelte vægelement og det underliggende dæk/fundament, udføres en væltningsundersøgelse for at sikre væggen stabilitet. Undersøgelsen for væltning, som følge af de horisontale laster der virker i det enkelte vægelements top, udføres ved at se på den statiske ækvivalens af reaktioner fra N og M over dækskiven/fundamentet. Herunder undersøges væggen bæreevne for væltning først uden bidrag fra en evt. forankringskraft T .

Normalkraften N_i der forekommer under den enkelte væg, og momentet M_i fra de horisontale laster, omkring rotationspunktet A i væggen højre hjørne, idet der ses bort fra forankringskraften T , bestemmes ved formel (4.16) og (4.17).

$$N_i = \sum G_i + \sum q_i \cdot l \quad (4.16)$$

$$M_i = \sum P_i \cdot h_{tot,i} \quad (4.17)$$

Hvor:

M_i	Moment fra destabiliserende vandret last under væg i [kNm]
-------	--

De ovenstående reaktioner ses at være statisk ækvivalente med normalkraften N_i placeret i afstanden e fra væggen tyngdepunkt. Dermed kan der opstilles et udtryk for excentriciteten af resultanten i trykzonen N_i , ved momentligevægt om punkt A, jf. formel (4.18):

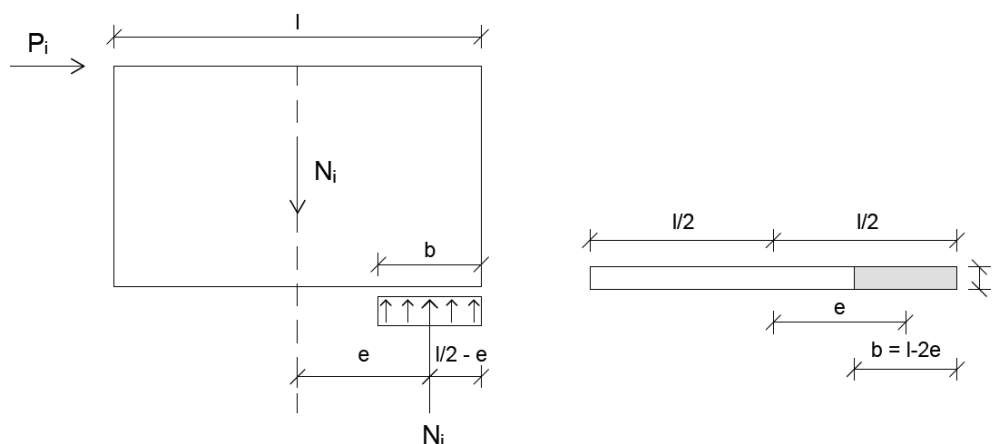
$$\sum M_A = 0 \rightarrow (\sum G_i + \sum q_i l) \cdot \frac{l}{2} - \sum P_i \cdot h_{tot,i} - N_i \cdot (\frac{l}{2} - e) = 0 \rightarrow e = \frac{M_i}{N_i} \quad (4.18)$$

Trykresultanten under den enkelte dækskive eller fundamentet, kan regnes at virke over et areal som er placeret symmetrisk omkring tryknormalkraftens angrebepunkt. Spændingen som maksimalt må forekomme i trykzonen benævnes den kritiske betonspænding σ_{crit} , og må hverken overstige vægelementets søjlebæreevne, eller trykstyrken af betonmaterialet i etagekrydset.

For at væggen kan eftervises at være stabil, uden anvendelse af forankringer, kræves det at excentriciteten af trykresultanten e ikke falder udenfor det afstivende profil. Dette ses at være tilfældet hvis excentriciteten er mindre end den halve væglængde $e = 0,5l$.

4.4.2 Knusningsundersøgelse

Ved excentrisk belastning af en given vægskive forekommer en trykresultant N_i i væggen trykzone. Trykzonen har udstrækning symmetrisk om trykresultanten, som vist på figur 4.29.



Figur 4.29: Udledning af trykzonens udstrækning.

Trykresultanten fordeles over det trykkede areal A_e , med bredden b . Det trykkede areal mindskes med stigende vandrette laster, og ved stor excentricitet af trykresultanten vil der således være risiko for knusning af profilet.

For at sikre de enkelte vægges bæreevne imod knusning, skal den resulterende trykspænding i trykzonen kontrolleres. Trykzonens udstrækning b bestemmes ved formel (4.19) på baggrund af figur 4.29 og lastens excentricitet e , som bestemmes ved formel (4.18).

$$b = 2 \cdot \left(\frac{l}{2} - e \right) = l - 2e \quad (4.19)$$

Det trykkede areal A_e kan dermed bestemmes ved formel (4.20)

$$A_e = (l - 2e) \cdot t \quad (4.20)$$

På baggrund af det trykkede areal bestemmes den resulterende normalspænding i trykzonen, uden anvendelse af forankringer, ved formel (4.21). Det skal sikres at denne er mindre end den kritiske betonspænding σ_{crit} , der bestemmes for selve væggen, eller fugebeton anvendt under væggen eller i etage- og facadekrydset.

$$\sigma_N = \frac{N_i}{A_e} \leq \sigma_{crit} \quad (4.21)$$

Ved anvendelse af forankringer forøges trykresultaten i trykzonen til værdien N_i^* jf. afsnit 4.4.5 på side 100. Den resulterende normalspænding i trykzonen for dette tilfælde skal opfylde forholdet opstillet i formel (4.22).

$$\sigma_{N^*} = \frac{N_i^*}{A_e} \leq \sigma_{crit} \quad (4.22)$$

4.4.3 Glidningsundersøgelse

Det skal ydermere sikres at væggene ikke glider som følge af de vandrette laster der virker på disse. Såfremt formel (4.23) er opfyldt, vil væggenes bæreevne ift. glidning, i støbeskellet mellem vægelementer og dæk, være tilstrækkelig.

$$P_{i,tot} \leq V_{Rd,i} = \mu \cdot (N_i + A_s \cdot f_{yd}) \quad (4.23)$$

Hvor:

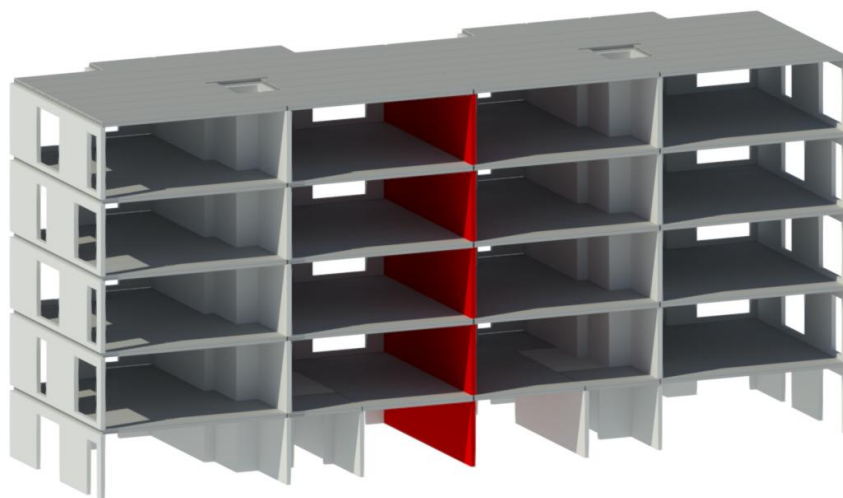
$P_{i,tot}$	Samlet vandret last på afstivende vægge over støbeskellet [N]
μ	Friktionskoefficient for støbeskellet [–]
A_s	Armeringsareal vinkelret på støbeskellet [mm ²]
f_{yd}	Regningsmæssig flydespænding for armering [MPa]
N_i	Samlet ydre normalkraft på støbeskellet [N]

Vandrette støbeskel mellem vægge og dæk regnes glatte, hvormed friktionskoefficienten i støbeskellet bliver: $\mu = 0,5$.

Ved glidningsundersøgelsen af de stabiliserende vægge vil formel 4.23 generelt anvendes uden friktionsbidrag fra armering, idet støbeskellene regnes uarmerede. Som følge af robusthedskrav skal der dog udføres strittere ved væggenes toppe, samt lodrette trækforbindelser i de respektive vægskivers top og bund. Eftervisningen af glidningsbæreevnen uden bidrag fra robusthedsarmeringen vil således være på den sikre side.

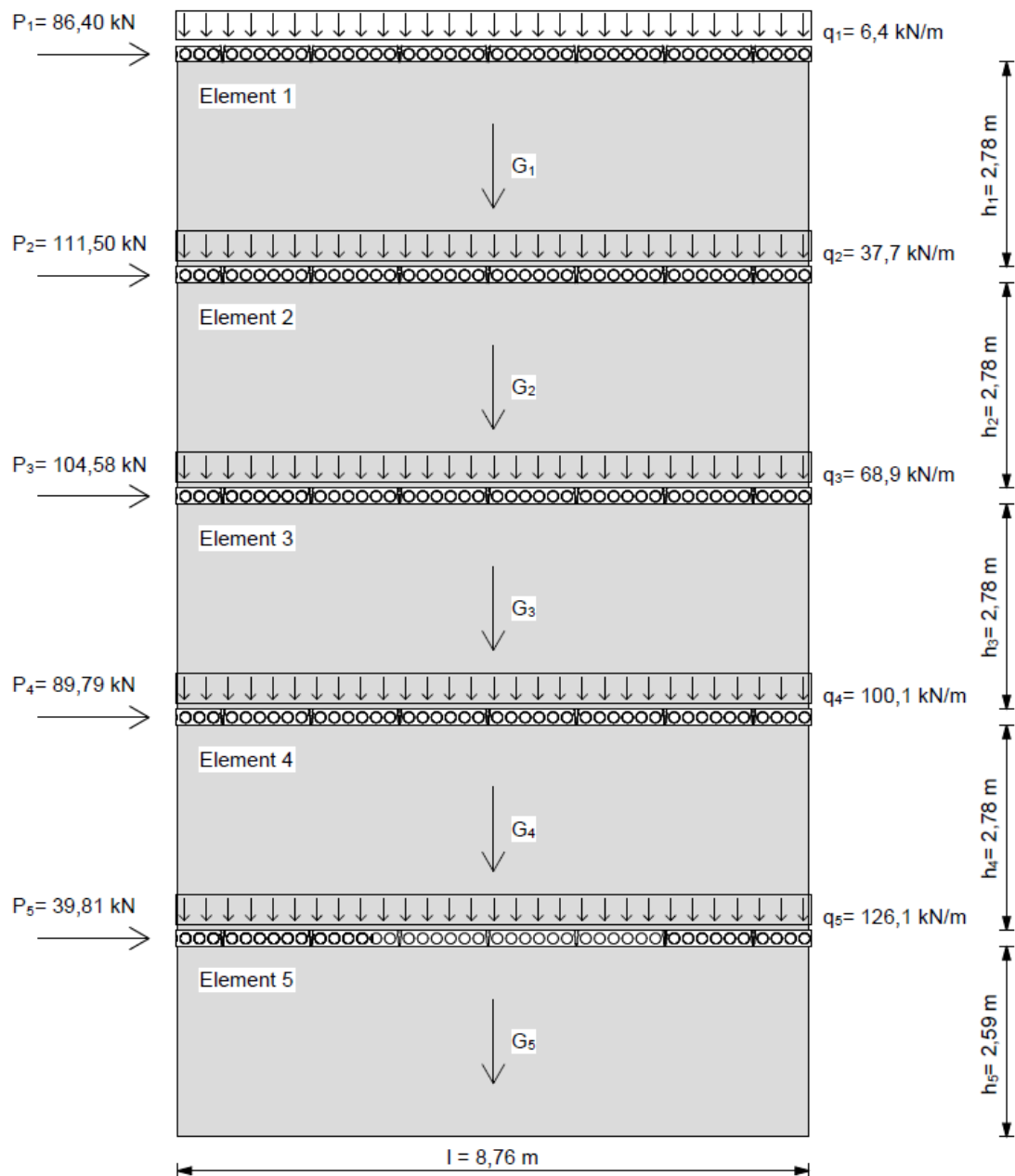
4.4.4 Beregningseksempel - Væg nr. 11

I det følgende udføres et beregningseksempel for stabilitetsberegningen af væg nr. 11 som er et tværgående lejlighedsskel, hvis placering fremgår af figur 4.30.



Figur 4.30: Bygningens bærende og stabiliserende system, med den stabiliserende væg nr. 11 markeret med rødt.

Stabilitetsberegningen af væg nr. 11 tager udgangspunkt i væggens geometri, vandrette laster på skiverne, egenlast af vægskiverne og linjelaster på vægskivernes overside fra de ovenpå stående konstruktioner. Disse parametre fremgår af figur 4.31.



Figur 4.31: Geometri for den stabiliserende væg nr. 11, og laster der virker på denne.

Først bestemmes tryknormalkraften fra de stabiliserende lodrette laster på de respektive niveauer, idet denne anvendes ved eftervisning af væggenes bæreevne for både væltning, knusning og glidning.

Den dimensionsgivende vandrette last på tværs af bygningen er vindlast og der tages derfor udgangspunkt i lastkombinationen ULS2.3b - Dominerende vindlast, hvor egenlasten regnes til gunst. Dermed anvendes de lodrette minimallaster på væggen jf. den lodrette lastnedføring, samt partialkoefficienten for den nedre karakteristiske værdi af permanent last: $\gamma_{G,inf} = 0.9$, ved beregning af vægskivernes egenlast.

$$N_1 = \gamma_{G,inf} \cdot G_1 + q_1 \cdot l = 0,9 \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 2,78 \text{ m} \cdot 8,76 \text{ m} \cdot 0,2 \text{ m} + 6,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 8,76 \text{ m} = 165,94 \text{ kN}$$

$$N_2 = \gamma_{G,inf} \cdot G_2 + q_2 \cdot l = 0,9 \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 2,78 \text{ m} \cdot 8,76 \text{ m} \cdot 0,2 \text{ m} + 37,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 8,76 \text{ m} = 439,52 \text{ kN}$$

$$N_3 = \gamma_{G,inf} \cdot G_3 + q_3 \cdot l = 0,9 \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 2,78 \text{ m} \cdot 8,76 \text{ m} \cdot 0,2 \text{ m} + 68,9 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 8,76 \text{ m} = 713,10 \text{ kN}$$

$$N_4 = \gamma_{G,inf} \cdot G_4 + q_4 \cdot l = 0,9 \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 2,78 \text{ m} \cdot 8,76 \text{ m} \cdot 0,2 \text{ m} + 100,1 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 8,76 \text{ m} = 986,68 \text{ kN}$$

$$N_5 = \gamma_{G,inf} \cdot G_5 + q_5 \cdot l = 0,9 \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 2,59 \text{ m} \cdot 8,76 \text{ m} \cdot 0,2 \text{ m} + 126,1 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 8,76 \text{ m} = 1.207,05 \text{ kN}$$

Eftervisning - væltning

Væggens bæreevne ift. væltning eftervises i det følgende. Først bestemmes det væltende moment omkring væggens højre hjørne for de respektive niveauer, fra de destabiliserende laster i tabel 4.2 på side 65. Idet moment regnes positivt med uret fås de følgende væltende momenter:

$$M_1 = P_1 \cdot h_1 = 86,40 \text{ kN} \cdot 2,78 \text{ m} = 240,19 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} M_2 &= P_1 \cdot (h_1 + h_2 + t_{\text{dæk}}) + P_2 \cdot h_2 \\ &= 86,40 \text{ kN} \cdot 5,78 \text{ m} + 111,50 \text{ kN} \cdot 2,78 \text{ m} = 809,34 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_3 &= (P_1 \cdot (h_1 + h_2 + h_3 + 2 \cdot t_{\text{dæk}}) + P_2 \cdot (h_2 + h_3 + t_{\text{dæk}}) + P_3 \cdot h_3 \\ &= 86,40 \text{ kN} \cdot 8,78 \text{ m} + 111,50 \text{ kN} \cdot 5,78 \text{ m} + 104,58 \text{ kN} \cdot 2,78 \text{ m} = 1.693,76 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_4 &= (P_1 \cdot (h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + 3 \cdot t_{\text{dæk}}) + P_2 \cdot (h_2 + h_3 + h_4 + 2 \cdot t_{\text{dæk}}) \\ &\quad + P_3 \cdot (h_3 + h_4 + t_{\text{dæk}}) + P_4 \cdot h_4 \\ &= 86,40 \text{ kN} \cdot 11,78 \text{ m} + 111,50 \text{ kN} \cdot 8,78 \text{ m} + 104,58 \text{ kN} \cdot 5,78 \text{ m} \\ &\quad + 89,79 \text{ kN} \cdot 2,78 \text{ m} = 2.850,80 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_5 &= (P_1 \cdot (h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_5 + 4 \cdot t_{\text{dæk}}) + P_2 \cdot (h_2 + h_3 + h_4 + h_5 + \\ &\quad 3 \cdot t_{\text{dæk}}) + P_3 \cdot (h_3 + h_4 + h_5 + 2 \cdot t_{\text{dæk}}) + P_4 \cdot (h_4 + h_5 + t_{\text{dæk}}) + P_5 \cdot h_5 \\ &= 86,40 \text{ kN} \cdot 14,59 \text{ m} + 111,50 \text{ kN} \cdot 11,59 \text{ m} + 104,58 \text{ kN} \cdot 8,59 \text{ m} \\ &\quad + 89,79 \text{ kN} \cdot 5,59 \text{ m} + 39,81 \text{ kN} \cdot 2,59 \text{ m} = 4.056,16 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Med udgangspunkt i de beregnede væltende momenter og tryknormalkræfterne fra de stabiliserende lodrette laster på de respektive niveauer bestemmes excentriciteten for trykresultaterne N_i , idet væggs bæreevne for væltning uden forankringer i første omgang kontrolleres.

$$e_1 = \frac{M_1}{N_1} = \frac{240,19 \text{ kNm}}{165,94 \text{ kN}} = 1,45 \text{ m} < \frac{l}{2} = 4,38 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{M_2}{N_2} = \frac{809,34 \text{ kNm}}{439,52 \text{ kN}} = 1,84 \text{ m} < \frac{l}{2} = 4,38 \text{ m}$$

$$e_3 = \frac{M_3}{N_3} = \frac{1.693,76 \text{ kNm}}{713,10 \text{ kN}} = 2,38 \text{ m} < \frac{l}{2} = 4,38 \text{ m}$$

$$e_4 = \frac{M_4}{N_4} = \frac{2.850,80 \text{ kNm}}{986,68 \text{ kN}} = 2,89 \text{ m} < \frac{l}{2} = 4,38 \text{ m}$$

$$e_5 = \frac{M_5}{N_5} = \frac{4.056,16 \text{ kNm}}{1.207,05 \text{ kN}} = 3,36 \text{ m} < \frac{l}{2} = 4,38 \text{ m}$$

Det ses at excentriciteten af tryknormalkraften N_i for alle niveauer er mindre end væggs halve længde, og væggs bæreevne over for væltning er dermed eftervist. Det er således ikke nødvendigt at forankre den udvalgte væg for at sikre den mod væltning.

Eftervisning - knusning

Væggs bæreevne overfor knusning eftervises i det følgende, idet der først bestemmes normalspændinger i trykzonen, som følge af trykresultaten der forekommer i denne.

Trykzonens udstrækning på de respektive niveauer bestemmes med udgangspunkt i de beregnede excentriciteter fra forrige afsnit:

$$b_1 = l - 2e_1 = 8,76 \text{ m} - 2 \cdot 1,45 \text{ m} = 5,86 \text{ m}$$

$$b_2 = l - 2e_2 = 8,76 \text{ m} - 2 \cdot 1,84 \text{ m} = 5,08 \text{ m}$$

$$b_3 = l - 2e_3 = 8,76 \text{ m} - 2 \cdot 2,38 \text{ m} = 4,00 \text{ m}$$

$$b_4 = l - 2e_4 = 8,76 \text{ m} - 2 \cdot 2,89 \text{ m} = 2,98 \text{ m}$$

$$b_5 = l - 2e_5 = 8,76 \text{ m} - 2 \cdot 3,36 \text{ m} = 2,04 \text{ m}$$

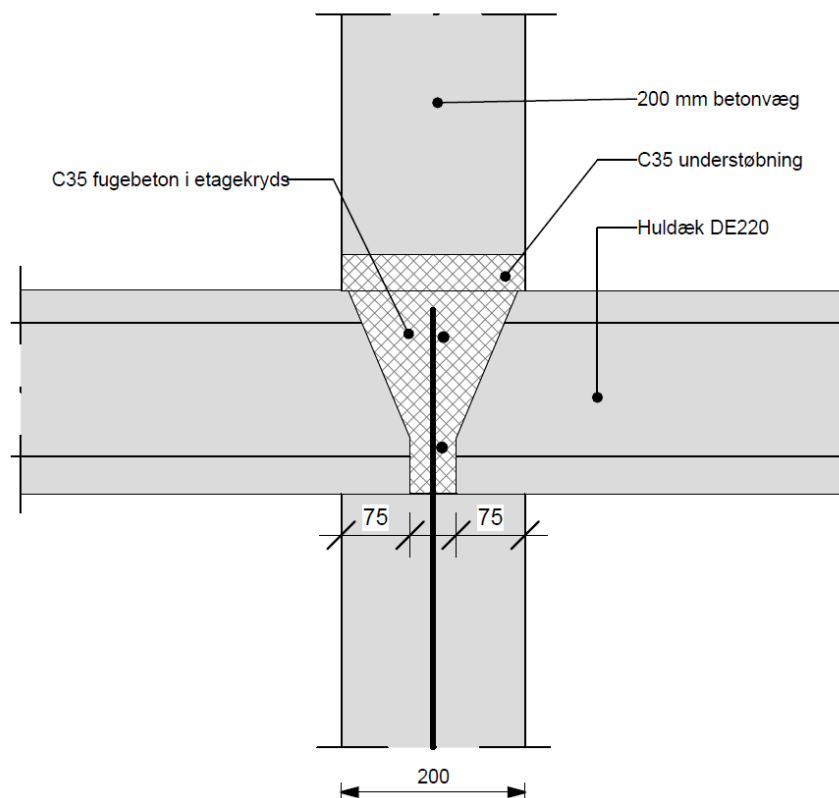
Det ses dermed at trykzonebredden er mindst i bunden af det nederste vægelement, hvilket er sammenhængende med at der her forekommer det største væltende moment. Den største tryknormalkraft i trykzonen forekommer ligeledes under det nederste vægelement. I det følgende

efterves bæreevnen for knusning derfor udelukkende under det nederste vægelement, idet bæreevnen for de øvre vægelementer dermed også vil være tilstrækkelig.

Den resulterende normalspænding i trykzonen, under det nederste vægelement, bestemmes som:

$$\sigma_{N,5} = \frac{N_5}{b_5 \cdot t} = \frac{1207,05 \cdot 10^3 \text{ N}}{2,04 \cdot 10^3 \text{ mm} \cdot 0,2 \cdot 10^3 \text{ mm}} = 2,96 \text{ MPa}$$

Den ovenfor beregnede normalspænding i trykzonen skal dernæst eftervises at være mindre end det kritiske betontryk σ_{crit} . Det kritiske betontryk bestemmes for fire tilfælde hvor der tages hensyn til væggenes trykstyrke, trykstyrken af betonen anvendt til understøbning af væggen, trykstyrken af fugebeton i etagekrydset, og slutteligt den kritiske betontrykspænding anvendt ved søjleberegning af væggen. Etagekrydset ved lejlighedsskellet, hvor væg nr. 11 forekommer er vist på figur 4.32.



Figur 4.32: Etagekryds mellem vægelementer som indgår i væg nr. 11.

Jf. tabel 3.13 på side 28 angives en trykstyrke for både indvendige betonelementvægge, understøbninger og fugebeton på $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$. Disse værdier anvendes således ved beregning af den kritiske betonspænding.

For vægelementets tværsnit, uden hensyntagen til søjlevirkning, kan den kritiske betonspænding bestemmes direkte som den regningsmæssige trykstyrke af tværsnittet, idet partialkoefficienten for betons trykstyrke i armeret præfabrikeret beton ved skærpet kontrolklasse anvendes:

$$\sigma_{crit, \text{vægelement}} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{35 \text{ MPa}}{1,40 \cdot 0,95} = 26,3 \text{ MPa} \quad (4.24)$$

For understøbningen bestemmes den kritiske betonspænding ligeledes som den regningsmæssige trykstyrke, idet partialkoefficienten for betons trykstyrke i uarmeret insitustøbt beton anvendes:

$$\sigma_{\text{crit,understøbning}} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{35 \text{ MPa}}{1,60} = 21,88 \text{ MPa} \quad (4.25)$$

Der anvendes et dækvederlag på 75 mm for huldækkene, idet dækenderne udføres med skrå snit. For etagekryds af den valgte type overføres ovenfra kommende last alene gennem fugebetonen der udføres i etagekrydset. [CRH Concrete A/S, 2020]

For den aktuelle væg vil den lodrette last derfor kun videreføres gennem et snit med bredde på 50 mm, hvorved der forekommer koncentreret last gennem fugebetonen.

Den kritiske betonspænding for fugebetonen i etagekrydset bestemmes ved formel (4.26), idet partialkoefficienten for betons trykstyrke i armeret insitustøbt beton anvendes.

$$\sigma_{\text{crit,fugebeton}} = \frac{t - 2 \cdot b_{\text{vederlag}}}{t} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{50 \text{ mm}}{200 \text{ mm}} \cdot \frac{35 \text{ MPa}}{1,45} = 6,03 \text{ MPa} \quad (4.26)$$

Slutteligt kan den kritiske betonspænding som er givet ved Ritters formel, og anvendes ved beregning af uarmerede vægsøjler bestemmes som en mulig mindsteværdi for den kritiske betonspænding. Denne bestemmes ved formel (4.27).

$$\sigma_{\text{crit}} = \frac{f_{cd}}{1 + \frac{f_{cd}}{\pi^2 \cdot E_{0,crd}} \cdot \left(\frac{l_0}{i}\right)^2} \quad (4.27)$$

Hvor:

f_{cd}	Betonens regningsmæssige trykstyrke [MPa]
$E_{0,crd}$	75 % værdi af begyndelseselasticitetsmodul E_{c0d} anvendt ved stabilitetsberegning [MPa]
l_0	Søjlelængden [mm]
i	Inertiradius [mm]

Den regningsmæssige trykstyrke for betonen bestemmes med udgangspunkt i partialkoefficienten for trykstyrke i armeret præfabrikeret beton, ved skærpet kontrolklasse: $\gamma_c = 1,33$. Idet væggen regnes simpelt understøttet bliver søjlelængden lig væggenes højde: $l_0 = 2,59 \text{ m}$. Faktoren: $\frac{f_{cd}}{1 + \frac{f_{cd}}{\pi^2 \cdot E_{0,crd}}}$

aflæses ved tabelopslag i "Betonkonstruktioner" for C35 beton som: $\frac{f_{cd}}{1 + \frac{f_{cd}}{\pi^2 \cdot E_{0,crd}}} = 1,3 \cdot 10^{-4}$. [Jensen, 2019a]

Væggens inertiradius bestemmes ved formel (4.28).

$$i = \sqrt{\frac{I}{A_c}} = \frac{t}{\sqrt{12}} = \frac{200 \text{ mm}}{\sqrt{12}} = 57,73 \text{ mm} \quad (4.28)$$

Den kritiske betonspænding under hensyntagen til væggenes søjlevirkning kan dermed bestemmes som:

$$\sigma_{crd} = \frac{\frac{35 \text{ MPa}}{1,33}}{1 + 1,3 \cdot 10^{-4} \cdot \left(\frac{2.590 \text{ mm}}{57,73 \text{ mm}}\right)^2} = 20,86 \text{ MPa}$$

Af ovenstående beregninger ses det at den mindste værdi for det kritiske betontryk bliver: $\sigma_{crit} = 6,03 \text{ MPa}$.

Den beregnede værdi for den resulterende normalspænding i trykzonen ses at være mindre end det kritiske betontryk, og væggenes bæreevne ift. knusning er dermed tilstrækkelig:

$$\sigma_N = 2,90 \text{ MPa} < \sigma_{crit} = 6,03 \text{ MPa}$$

Eftervisning - Glidning

Væggenes bæreevne ift. glidning undersøges slutteligt, idet tryknormalkraften fra stabiliserende laster på de respektive niveauer indsættes i formel (4.23). Bæreevnen af vægelementerne ift. glidning forsøges først eftervist uden anvendelse af armering i støbeskellet:

$$V_{Rd,1} = 0,5N_1 = 0,5 \cdot 165,94 \text{ kN} = 82,97 \text{ kN} < P_1 = 86,40 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,2} = 0,5N_2 = 0,5 \cdot 439,52 \text{ kN} = 219,76 \text{ kN} > P_1 + P_2 = 197,90 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,3} = 0,5N_3 = 0,5 \cdot 713,10 \text{ kN} = 356,55 \text{ kN} > P_1 + P_2 + P_3 = 302,48 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,4} = 0,5N_4 = 0,5 \cdot 986,68 \text{ kN} = 493,34 \text{ kN} > P_1 + P_2 + P_3 + P_4 = 392,27 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,5} = 0,5N_5 = 0,5 \cdot 1.207,05 \text{ kN} = 603,53 \text{ kN} > P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5 = 432,08 \text{ kN}$$

Af ovenstående beregninger ses det at glidningsbæreevnen af element 1 ikke er tilstrækkelig, uden udførsel af armering i støbeskellet. Som følge af robusthedskrav vil der i toppen af alle bygningens betonvægge udføres strittere. Det nødvendige antal strittere som skal anvendes i vægelementernes top er eftervist i kapitel 4.5 på side 108, hvor det ses at der skal udføres K8 strittere pr. 300 mm for at overholde robusthedskrav til vandrette trækforbindelser. Derudover stilles der krav om at der udføres lodrette trækforbindelser i hele bygningens højde, for at sikre dens robusthed. Der udføres således K25 armeringsstænger i korrugerede rør i væggenes top og bund, med afstand på maksimalt 3,9 m.

Glidningsbæreevnen for element 11 eftervises derfor i stedet ved inkludering af bidrag til glidningsbæreevnen fra lodrette trækforbindelser i væggenes bund, hvor armeringsarealet vinkelret på støbeskellet er mindst. Idet væggenes længde er 8,76 m, vil der udføres 3 trækforbindelser i væggenes bund, og armeringsarealet vinkelret på støbeskellet over vægelement 1 kan beregnes som følgende:

$$A_{s,forankring} = \pi \cdot \left(\frac{25 \text{ mm}}{2}\right)^2 \cdot 3 \text{ stk} = 1.473 \text{ mm}^2$$

Glidningsbæreevnen for element 1, ved anvendelse af armering i støbeskellet til at sikre denne, kan dermed eftervises ved følgende udtryk:

$$\begin{aligned} V_{Rd,1} &= 0,5 \cdot (N_1 + A_{s,forankring} \cdot f_{yd}) \\ &= 0,5 \cdot (165,94 \text{ kN} + 1.473 \text{ mm}^2 \cdot \frac{500 \text{ MPa}}{1,20} \cdot 10^{-3} \frac{\text{kN}}{\text{N}}) = 389,85 \text{ kN} > P_1 = 86,40 \text{ kN} \end{aligned}$$

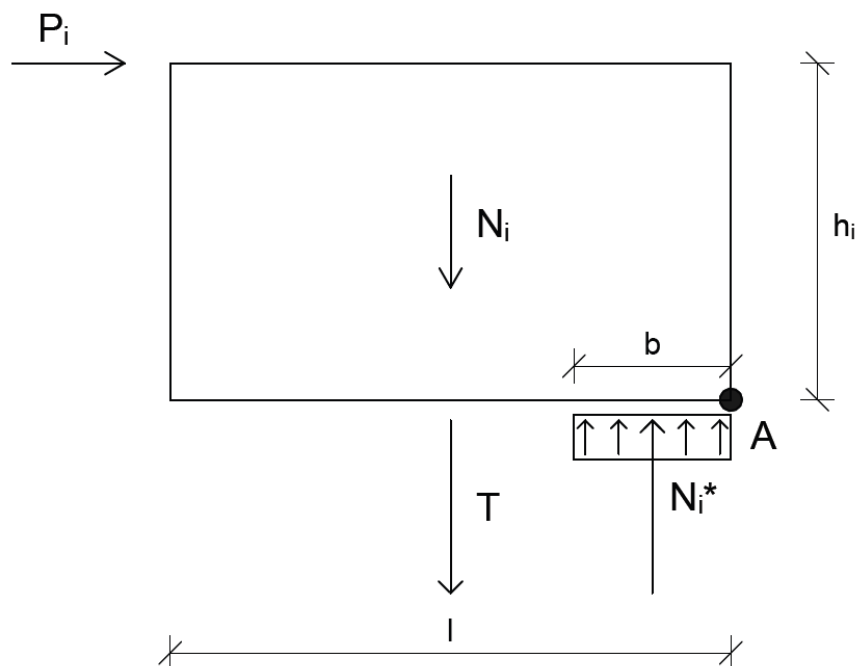
Glidningsbæreevnen af element 1, som indgår i væg nr. 11 er dermed eftervist, idet de lodrette trækforbindelsers bidrag til væggenes glidningsbæreevne inkluderes.

4.4.5 Væltningundersøgelse med forankring

Såfremt excentriciteten falder udenfor det afstivende profil skal væggen forankres, med en forankringskraft T , som overføres til den underliggende konstruktion, og bidrager med et stabiliserende moment, der mindsker excentriciteten e . Der anvendes normalt slappe endeforankringer.

De lodrette forankringer udføres enten som stignøjler, eller ved anvendelse af korrugerede rør indstøbt i elementerne. Det skal sikres at den underliggende konstruktion kan optage trækraften idet forankringslængden ved anvendelse af slap armering i korrugerede rør sikres at være tilstrækkelig, og ballasten af den underliggende konstruktion ligeledes kontrolleres. [Jensen, 2010]

Ved beregning af forankringskraftens størrelse placeres denne i væggenes midterlinje, hvorved der både er mulighed for central forspænding af væggen, og udførsel af slappe endeforankringer. Ved anvendelse af slappe endeforankringer kan trækraften derefter reduceres, grundet større afstand til rotationspunktet A. Situationen er vist på figur 4.33.



Figur 4.33: Statisk system for stabiliserende væg med central forankring.

I tilfælde hvor det er nødvendigt at udføre forankringer af væggen vil trykresultanten i trykzonen forøges som følge af lodret ligevægt. Den forøgede trykresultant som benævnes N_i^* er vist på figur 4.33, og beregnes ved formel (4.29).

$$N_i^* = N_i + T \quad (4.29)$$

Hvor:

N_i^*		Den forøgede trykresultant i trykzonen, med bidrag fra forankringskraften T [N]
T		Forankringskraft [N]

På baggrund af formel (4.29) kan formel (4.30) opstilles til bestemmelse af forankringskraften T.

$$T = N_i^* - N_i \quad (4.30)$$

Den forøgede trykresultant N_i^* kan ved fuld udnyttelse af etagekrydsets eller væggenes bæreevne bestemmes ved formel (4.31).

$$N_i^* = b \cdot t \cdot \sigma_{crit} \rightarrow b = \frac{N_i + T}{t \cdot \sigma_{crit}} \quad (4.31)$$

Hvor:

b		Trykzonens bredde [mm]
t		Væggens tykkelse [mm]
σ_{crit}		Den kritiske betonspænding [MPa]

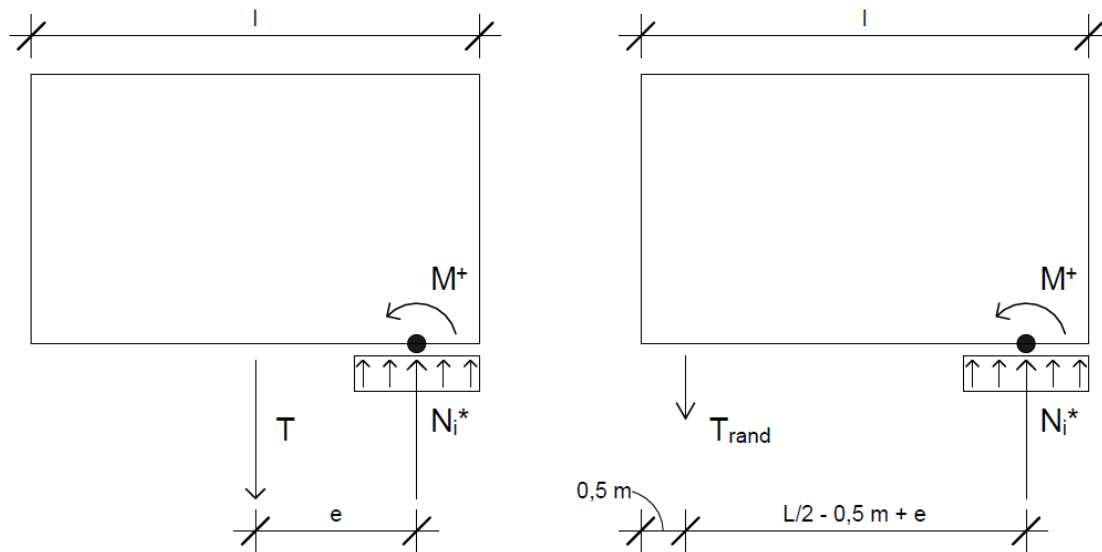
Idet der tages momentligevægt om punkt A jf. figur 4.33 på forrige side, opstilles formel (4.32). Resultatet er tilsvarende formel (4.18) fra eftervisning af vægge uden forankringer, idet forankringskraften T tillægges de stabiliserende lodrette laster.

$$\sum M_A = 0 \rightarrow (N_i + T) \cdot \frac{L}{2} - N_i^* \cdot \frac{b}{2} - \sum P_i \cdot h_i = 0 \quad (4.32)$$

Idet formlerne (4.30), (4.31) og (4.32) kombineres, opstilles et udtryk til beregning af den forøgede trykresultant N_i^* , i formel (4.33).

$$N_i^* = - \frac{\sqrt{L^2 \cdot \sigma_{crit}^2 \cdot t^2 - 8 \cdot M_i \cdot \sigma_{crit} \cdot t} - L \cdot \sigma_{crit} \cdot t}{2} \quad (4.33)$$

Idet trykresultanten i formel (4.33) beregnes, kan der ved anvendelse af formel (4.30) bestemmes en forankringskraft, som sikrer at excentriciteten af den forøgede trykresultant ligger indenfor det afstivende profil. Dermed er den forankrede vægs bæreevne ift. væltning eftervist, forudsat at den beregnede trækraft T fra forankring af væggen er mindre end den indlagte armerings regningsmæssige trækstyrke, og der forekommer tilstrækkelig ballast.



Figur 4.34: Statiske systemer anvendt til bestemmelse af trækraften T_{rand} , ved anvendelse af endeforankringer.

Trækraften beregnet ved formel (4.30) virker i væggens center, og ved anvendelse af slappe endeforankringer, placeret 0,5 m fra elementets rand, kan denne reduceres idet momentarmen omkring rotationspunktet A således øges. Denne situation er vist på figur 4.34. Idet der opstilles momentligevægt omkring trykresultantens angrebspunkt kan der opstilles ækvivalens mellem de to trækkræfter. Trækraften ved anvendelse af slap armering 0,5 m fra elementets rand kan således bestemmes ved formel (4.34).

$$T \cdot e = T_{rand} \cdot \left(\frac{L}{2} - 0,5 \text{ m} + e \right) \rightarrow T_{rand} = \frac{T \cdot e}{\frac{L}{2} - 0,5 \text{ m} + e} \quad (4.34)$$

4.4.6 Beregningseksempel - Væltning af væg nr. 37

I det følgende udføres et beregningseksempel for væltningsundersøgelsen af den langsgående væg nr. 37, som er fremhævet på figur 4.35, og har en længde på 2,57 m.



Figur 4.35: Markering af den stabiliserende væg nr. 37 i bygningens facade.

For den udvalgte væg i bygningens facade forekommer ikke vederlag fra etagedæk, og den stabiliserende last på væggen stammer derfor udelukkende fra egenlasten af de respektive vægskiver, og udstøbninger mellem disse.

De stabiliserende normalkræfter N_i og de væltende momenter M_i på væggen bestemmes efter samme fremgangsmåde som anvendt i afsnit 4.4.4. Dernæst bestemmes excentriciteten e af trykresultanten, og væggens bæreevne ift. væltning undersøges. Resultaterne af beregningen fremgår af tabel 4.12.

Væltningsundersøgelse af væg nr. 37 uden forankringer					
	4. sal	3. sal	2. sal	1. sal	Stueplan
N_i [kN]	32,13	66,15	97,35	128,55	157,77
M_i [kNm]	19,42	71,69	158,28	278,42	412,85
e [m]	0,60	1,08	1,63	2,17	2,62
$\frac{l}{2}$ [m]	1,29	1,29	1,29	1,29	1,29
Stabilitet	OK	OK	IKKE OK	IKKE OK	IKKE OK

Tabel 4.12: Resultater fra væltningsundersøgelse af den afstivende væg nr. 37 uden anvendelse af forankringer.

Som det ses af resultaterne i tabel 4.12, er stabiliteten af vægelementerne på bygningens 4. sal og 3. sal OK uden anvendelse af forankringer. For de nedre etager falder excentriciteten af tryknormalkraften udenfor vægelementernes tværsnit, og disse vil derfor vælte. Størrelsen af forankringer til sikring af disse mod væltning vil blive beregnet i det følgende.

Den forøgede trykresultant ved fuld udnyttelse af etagekrydssets bæreevne bestemmes først for de 3 nederste vægelementer. Idet der udelukkende forekommer sidevederlag fra dækelementer på væggen bestemmes den kritiske betonspænding for vægelementerne under hensyntagen til væggenes søjlevirkning. Væghøjden i bygningens stueetage og de øvrige etager er forskellige og den kritiske betonspænding bestemmes særskilt for disse.

Inertiradius i for væggene, der udføres med tykkelse på 0,18 m bestemmes ved følgende udtryk:

$$i = \sqrt{\frac{I}{A_c}} = \frac{t}{\sqrt{12}} = \frac{180 \text{ mm}}{\sqrt{12}} = 51,96 \text{ mm}$$

Den kritiske betonspænding $\sigma_{crd,5}$ for vægelementet i stueetagen, som udføres med højde på: 2,59 m bestemmes:

$$\sigma_{crd,5} = \frac{\frac{35 \text{ MPa}}{1,33}}{1 + 1,3 \cdot 10^{-4} \cdot \left(\frac{2.590 \text{ mm}}{51,96 \text{ mm}}\right)^2} = 19,89 \text{ MPa}$$

Tilsvarende bestemmes den kritiske betonspænding for vægelement 3 og 4, som udføres med højde på 2,78 m:

$$\sigma_{crd,3,4} = \frac{\frac{35 \text{ MPa}}{1,33}}{1 + 1,3 \cdot 10^{-4} \cdot \left(\frac{2.780 \text{ mm}}{51,96 \text{ mm}}\right)^2} = 19,18 \text{ MPa}$$

Med udgangspunkt i de beregnede kritiske betonspændinger bestemmes den forøgede trykresultant N_i^* for de 3 niveauer, ved anvendelse af formel (4.33).

$$N_3^* = - \frac{\sqrt{L^2 \cdot \sigma_{crit,3,4}^2 \cdot t^2 - 8 \cdot M_3 \cdot \sigma_{crit,3,4} \cdot t - L \cdot \sigma_{crit,3,4} \cdot t}}{2} = 125,03 \text{ kN}$$

$$N_4^* = - \frac{\sqrt{L^2 \cdot \sigma_{crit,3,4}^2 \cdot t^2 - 8 \cdot M_4 \cdot \sigma_{crit,3,4} \cdot t - L \cdot \sigma_{crit,3,4} \cdot t}}{2} = 222,42 \text{ kN}$$

$$N_5^* = - \frac{\sqrt{L^2 \cdot \sigma_{crit,5}^2 \cdot t^2 - 8 \cdot M_5 \cdot \sigma_{crit,5} \cdot t - L \cdot \sigma_{crit,5} \cdot t}}{2} = 333,65 \text{ kN}$$

Excentriciteten af de forøgede trykresultanter bestemmes dernæst, hvorved det kontrolleres om vægelementerne er sikret mod væltning ved anvendelse af forankringer.

$$e_{3,forankret} = \frac{M_3}{N_3^*} = \frac{158,28 \text{ kNm}}{125,03 \text{ kN}} = 1,27 \text{ m} < \frac{l}{2} = 1,29 \text{ m}$$

$$e_{4,forankret} = \frac{M_4}{N_4^*} = \frac{278,42 \text{ kNm}}{222,42 \text{ kN}} = 1,25 \text{ m} < \frac{l}{2} = 1,29 \text{ m}$$

$$e_{5,forankret} = \frac{M_5}{N_5^*} = \frac{412,85 \text{ kNm}}{333,65 \text{ kN}} = 1,24 \text{ m} < \frac{l}{2} = 1,29 \text{ m}$$

Af de ovenstående beregninger af excentriciteten ses det at vægelementernes bæreevne mod væltning er sikret, såfremt der påføres en forankringskraft T , der sikrer at de beregnede trykresultanter forekommer.

Den nødvendige forankringskraft for at sikre elementernes stabilitet, i form af den centralt placerede forankringskraft under vægelementerne, bestemmes ved formel (4.30).

$$T_3 = N_3^* - N_3 = 125,03 \text{ kN} - 97,35 \text{ kN} = 27,69 \text{ kN}$$

$$T_4 = N_4^* - N_4 = 222,42 \text{ kN} - 128,55 \text{ kN} = 93,87 \text{ kN}$$

$$T_5 = N_5^* - N_5 = 334,65 \text{ kN} - 157,77 \text{ kN} = 175,87 \text{ kN}$$

Det ønskes at anvende slappe endeforankringer til forankring af bygningens stabiliserende vægge, der antages placeret 0,5 m fra elementets rand. Trækkrafterne der forekommer i de slappe endeforankringer bestemmes ved formel (4.34).

$$T_{rand,3} = \frac{T_3 \cdot e_{3,forankret}}{\frac{L}{2} - 0,5 \text{ m} + e_{3,forankret}} = \frac{27,69 \text{ kN} \cdot 1,27 \text{ m}}{1,29 \text{ m} - 0,5 \text{ m} + 1,27 \text{ m}} = 14,54 \text{ kN}$$

$$T_{rand,4} = \frac{T_4 \cdot e_{4,forankret}}{\frac{L}{2} - 0,5 \text{ m} + e_{4,forankret}} = \frac{93,87 \text{ kN} \cdot 1,25 \text{ m}}{1,29 \text{ m} - 0,5 \text{ m} + 1,25 \text{ m}} = 39,83 \text{ kN}$$

$$T_{rand,5} = \frac{T_5 \cdot e_{5,forankret}}{\frac{L}{2} - 0,5 \text{ m} + e_{5,forankret}} = \frac{175,87 \text{ kN} \cdot 1,24 \text{ m}}{1,29 \text{ m} - 0,5 \text{ m} + 1,24 \text{ m}} = 63,99 \text{ kN}$$

Det nødvendige tværsnitsareal og den tilhørende armeringsdimension for endeforankringer til de tre vægelementer bestemmes slutteligt, idet der anvendes kamstål Y550B med karakteristisk flydespænding på: $f_{yk} = 550 \text{ MPa}$, og partialkoefficienten for slap armerings styrke: $\gamma_s = 1,20$ anvendes.

$$A_{s,3} = \frac{T_{rand,3}}{f_{yd}} = \frac{14,54 \cdot 10^3 \text{ N}}{\frac{550 \text{ MPa}}{1,20}} = 31,73 \text{ mm}^2 \rightarrow 1 \text{ Y8}$$

$$A_{s,4} = \frac{T_{rand,4}}{f_{yd}} = \frac{39,83 \cdot 10^3 \text{ N}}{\frac{550 \text{ MPa}}{1,20}} = 86,91 \text{ mm}^2 \rightarrow 1 \text{ Y12}$$

$$A_{s,5} = \frac{T_{rand,5}}{f_{yd}} = \frac{63,99 \cdot 10^3 \text{ N}}{\frac{550 \text{ MPa}}{1,20}} = 139,62 \text{ mm}^2 \rightarrow 1 \text{ Y14}$$

Det ses af beregningerne at forankringsbehovet er størst for den nederste væg placeret i stueplan, og gradvist bliver mindre for de øvre etager. Generelt skal flere af de langsgående stabiliserende vægge i bygningen forankres. De nødvendige forankringer til disse fremgår i det følgende afsnit.

4.4.7 Eftervisning af stabilitet for bygningens øvrige vægge

For bygningens øvrige vægge er stabiliteten af disse eftervist under fanen "Eftervisning af bygningens stabiliserende vægge" i Excel arket, der er vedlagt som bilag A2.1.STAB1. Herunder er bæreevnen for væltning, knusning og glidning eftervist for alle bygningens stabiliserende vægge, efter fremgangsmåden beskrevet i afsnit 4.4.1, 4.4.2, 4.4.3 og 4.4.5. Ved bestemmelse af den kritiske betonspænding for fugebetonen over alle væggene er der udført beregninger afhængigt af om der forekommer sidevederlag, ensidigt endevederlag eller dobbelt endevederlag fra huldæk på den enkelte væg.

Det eftervises i excelarket at alle bygningens stabiliserende vægges bæreevne mht. glidning og knusning er OK uden at der udføres yderligere konstruktive tiltag. For alle bygningens tværgående vægge er bæreevnen ift. væltning eftervist uden anvendelse af forankringer. For en række af bygningens langsgående vægge er det på bygningens 2. sal, 1. sal og stueplan nødvendigt at udføre forankringer for at forhindre væltning.

For en komplet oversigt over stabilitetsberegninger for de stabiliserende vægge, henvises til bilaget. På figur 4.36 fremgår skemaet anvendt til eftervisning af bæreevnen for de stabiliserende vægge i bygningens stueplan. For de øvrige etager er der udført tilsvarende skemaer. Figuren er til inspiration og for at se en læsbar version af denne henvises til beregningsbilaget A2.1.STAB1.

Væg nr.	Typpe	t [m]	h [m]	L [m]	G _u [kN/m]	q _u [kN/m]	N [kN]	P [kN]	M _u [kNm]	e [m]	Vederlagform	A _{st} [mm²]	N* [kN]	q _{max} [kN]	q _u [MPa]	Væltning uden forankring	Knusning	Glidning uden armering	T [kN]	A _{st} [mm²]	Armeringsdimension	T _{max} [kN]	A _{st} [mm²]	Armeringsdimension	A _u [mm²]	Glidning m. armering
1	25	0,18	2,59	2,54	29,65	89,71	254,91	4,58	-159,72	0,55	Ensidigt endevederlag	14,08	0,58	OK	OK	OK	OK	OK								
2	25	0,18	2,59	1,43	16,64	89,71	143,08	1,13	-26,58	0,19	Ensidigt endevederlag	14,08	0,75	OK	OK	OK	OK	OK								
3	25	0,20	2,59	1,43	18,57	60,82	103,98	1,25	-29,75	0,29	Ensidigt endevederlag	15,09	0,69	OK	OK	OK	OK	OK								
4	25	0,20	2,59	4,04	52,32	164,96	711,91	12,73	-562,27	0,79	Ensidigt endevederlag	15,09	1,45	OK	OK	OK	OK	OK								
5	25	0,20	2,59	1,94	25,12	168,10	348,72	2,67	-71,32	0,20	Ensidigt endevederlag	15,09	1,14	OK	OK	OK	OK	OK								
6	25	0,18	2,59	2,92	34,03	138,08	433,81	6,11	-205,59	0,47	Dobbelt endevederlag	4,02	1,22	OK	OK	OK	OK	OK								
7	25	0,20	2,59	1,94	25,12	168,10	348,72	2,67	-71,28	0,20	Ensidigt endevederlag	15,09	1,14	OK	OK	OK	OK	OK								
8	25	0,20	2,59	3,54	45,89	164,96	624,51	10,09	-392,58	0,63	Ensidigt endevederlag	15,09	1,37	OK	OK	OK	OK	OK								
9	25	0,20	2,59	6,65	86,12	11,28	152,55	27,78	-71,95	0,47	Dobbelt endevederlag	6,03	0,13	OK	OK	OK	OK	OK								
10	25	0,20	2,59	1,43	18,57	60,82	103,98	1,23	-29,55	0,28	Ensidigt endevederlag	15,09	0,60	OK	OK	OK	OK	OK								
11	25	0,20	2,59	8,76	113,44	126,14	1207,05	39,81	-4056,16	3,36	Dobbelt endevederlag	6,03	2,96	OK	OK	OK	OK	OK								
12	25	0,20	2,59	1,43	18,57	60,82	103,98	1,20	-29,56	0,28	Ensidigt endevederlag	15,09	0,60	OK	OK	OK	OK	OK								
13	25	0,20	2,59	6,65	86,12	11,28	152,55	27,75	-71,87	0,47	Dobbelt endevederlag	6,03	0,13	OK	OK	OK	OK	OK								
14	25	0,20	2,59	3,54	45,89	164,96	624,51	9,96	-392,25	0,63	Ensidigt endevederlag	15,09	1,39	OK	OK	OK	OK	OK								
15	25	0,20	2,59	1,94	25,12	168,10	348,72	2,61	-70,89	0,20	Ensidigt endevederlag	15,09	1,14	OK	OK	OK	OK	OK								
16	25	0,18	2,59	2,92	34,03	138,08	433,81	6,07	-205,59	0,47	Dobbelt endevederlag	4,02	1,22	OK	OK	OK	OK	OK								
17	25	0,20	2,59	1,94	25,12	168,10	348,72	2,62	-70,88	0,20	Ensidigt endevederlag	15,09	1,14	OK	OK	OK	OK	OK								
18	25	0,20	2,59	4,04	52,32	164,96	711,91	12,68	-561,82	0,79	Ensidigt endevederlag	15,09	1,45	OK	OK	OK	OK	OK								
19	25	0,18	2,59	1,43	16,71	60,82	102,26	1,06	-26,22	0,26	Ensidigt endevederlag	14,08	0,62	OK	OK	OK	OK	OK								
20	25	0,18	2,59	2,54	29,65	89,71	254,91	4,47	-138,94	0,55	Ensidigt endevederlag	14,08	0,57	OK	OK	OK	OK	OK								
21	25	0,18	2,59	1,43	16,64	89,71	143,08	1,03	-25,80	0,18	Ensidigt endevederlag	14,08	0,74	OK	OK	OK	OK	OK								
22	25	0,18	2,59	1,73	20,14	50,95	106,17	4,19	-191,79	1,81	Sidevederlag	18,90	230,09	0,83	18,90	SKAL FORANKRES!	OK	OK	124,83	272,35	Y20	47,75	104,18	Y12		
23	25	0,18	2,59	1,68	21,96	50,95	81,92	5,22	-77,90	0,95	Sidevederlag	18,90	83,80	0,93	18,90	SKAL FORANKRES!	OK	OK	1,88	4,09	Y6	1,25	2,73	Y6		
24	25	0,18	2,59	1,34	15,66	50,95	82,57	2,16	-30,74	0,37	Sidevederlag	18,90			0,77	OK	OK	OK								
25	25	0,18	2,59	1,15	13,17	50,95	69,45	1,54	-54,73	0,79	Sidevederlag	18,90	99,44	0,55	18,90	SKAL FORANKRES!	OK	OK	30,02	65,49	Y10	19,36	42,24	Y8		
26	25	0,18	2,59	1,34	15,66	50,95	82,57	2,16	-30,57	0,37	Sidevederlag	18,90			0,75	OK	OK	OK								
27	25	0,18	2,59	1,89	22,03	50,95	82,39	5,26	-79,28	0,96	Sidevederlag	18,90	85,01	0,93	18,90	SKAL FORANKRES!	OK	OK	2,62	5,73	Y6	1,74	3,79	Y6		
28	25	0,18	2,59	1,73	20,14	50,95	106,29	4,21	-192,38	1,81	Sidevederlag	18,90	231,52	0,83	18,90	SKAL FORANKRES!	OK	OK	125,23	273,23	Y20	47,84	104,39	Y12		
29	25	0,20	2,59	1,80	23,31	50,95	112,68	5,16	-138,27	2,11	Sidevederlag	19,82	275,37	0,87	19,82	SKAL FORANKRES!	OK	OK	162,68	354,95	Y25	55,98	122,14	Y14		
30	25	0,20	2,59	1,80	23,31	50,95	112,69	5,16	-138,27	2,11	Sidevederlag	19,82	275,37	0,87	19,82	SKAL FORANKRES!	OK	OK	162,68	354,95	Y25	55,98	122,14	Y14		
31	25	0,20	2,59	1,68	21,76	0,00	19,58	4,32	-11,20	0,57	Sidevederlag	19,82		0,18	OK	OK	OK	OK								
32	25	0,20	2,59	1,68	21,76	0,00	19,58	4,32	-11,20	0,57	Sidevederlag	19,82		0,18	OK	OK	OK	OK								
33	25	0,18	2,59	1,91	22,24	50,95	117,22	5,36	-149,38	2,13	Sidevederlag	18,90	272,88	0,91	18,90	SKAL FORANKRES!	OK	OK	155,66	339,62	Y25	55,11	120,23	Y14		
34	25	0,18	2,59	2,57	29,93	50,95	157,77	7,57	-412,85	2,62	Sidevederlag	18,90	334,34	1,23	18,90	SKAL FORANKRES!	OK	OK	176,56	385,22	Y25	64,11	139,88	Y14		
35	25	0,18	2,59	1,62	18,76	50,95	98,93	3,48	-152,22	1,54	Sidevederlag	18,90	196,11	0,78	18,90	SKAL FORANKRES!	OK	OK	97,20	212,07	Y20	40,92	89,27	Y12		
36	25	0,18	2,59	1,91	22,26	50,95	117,35	5,38	-150,15	2,13	Sidevederlag	18,90	273,44	0,91	18,90	SKAL FORANKRES!	OK	OK	156,10	340,57	Y25	55,20	120,45	Y14		
37	25	0,18	2,59	2,57	29,93	50,95	157,77	7,57	-412,85	2,62	Sidevederlag	18,90	334,34	1,23	18,90	SKAL FORANKRES!	OK	OK	176,56	385,22	Y25	64,11	139,88	Y14		

Figur 4.36: Skema anvendt til stabilitetsberegninger for vægge i bygningens stueetage.

Som det fremgår af figur 4.36 skal flere af de langsgående stabiliserende vægge forankres i bygningens stueetage, hvilket også er gældende for bygningens 1. sal og 2. sal. Dette fremgår også af beregningseksemplet for den stabiliserende væg nr. 37.

I tabel 4.13 på næste side fremgår de beregnede værdier for nødvendig forankring af bygningens langsgående vægge.

Endeforankringer af bygningens langsgående stabiliserende vægge.									
Væg nr.	2. sal			1. sal			Stueplan		
	T_{rand} kN	A_s mm ²	Armering -	T_{rand} kN	A_s mm ²	Armering -	T_{rand} kN	A_s mm ²	Armering -
22	11,13	24,29	Y6	29,81	65,04	Y10	47,66	103,99	Y12
23	-	-	-	-	-	-	1,22	2,65	Y6
25	-	-	-	6,69	14,59	Y6	19,30	42,11	Y8
27	-	-	-	-	-	-	1,70	3,71	Y6
28	11,19	24,41	Y6	29,89	65,21	Y10	47,76	104,20	Y12
29	16,23	35,42	Y8	36,68	80,04	Y12	55,90	121,97	Y14
30	16,23	35,42	Y8	36,68	80,04	Y12	55,90	121,97	Y14
33	14,88	32,46	Y8	35,39	77,22	Y10	55,01	120,03	Y14
34	14,54	31,73	Y8	39,83	86,91	Y12	63,99	139,62	Y14
35	6,88	15,01	Y6	24,18	52,75	Y10	40,84	89,10	Y12
36	14,93	32,58	Y8	35,47	77,39	Y10	55,11	120,24	Y14
37	14,54	31,73	Y8	39,83	86,91	Y12	63,99	139,62	Y14
38	-	-	-	10,34	22,55	Y6	-	-	-
41	-	-	-	10,65	23,24	Y6	-	-	-

Tabel 4.13: Størrelse af forankringskræfter og dimensioner af endeforankringer til bygningens langsgående stabiliserende vægge.

For de stabiliserende vægge 38 og 41 er det nødvendigt at forankre disse på bygningens 1. sal, men ikke i bygningens stueplan. Dette skyldes at væggene på 1. salen forankres i de nedenfor stående vægelementer: 23 og 27, som er længere og derfor har et større stabiliserende moment. For disse forekommer således et mindre forankringsbehov end for de ovenfor stående vægge.

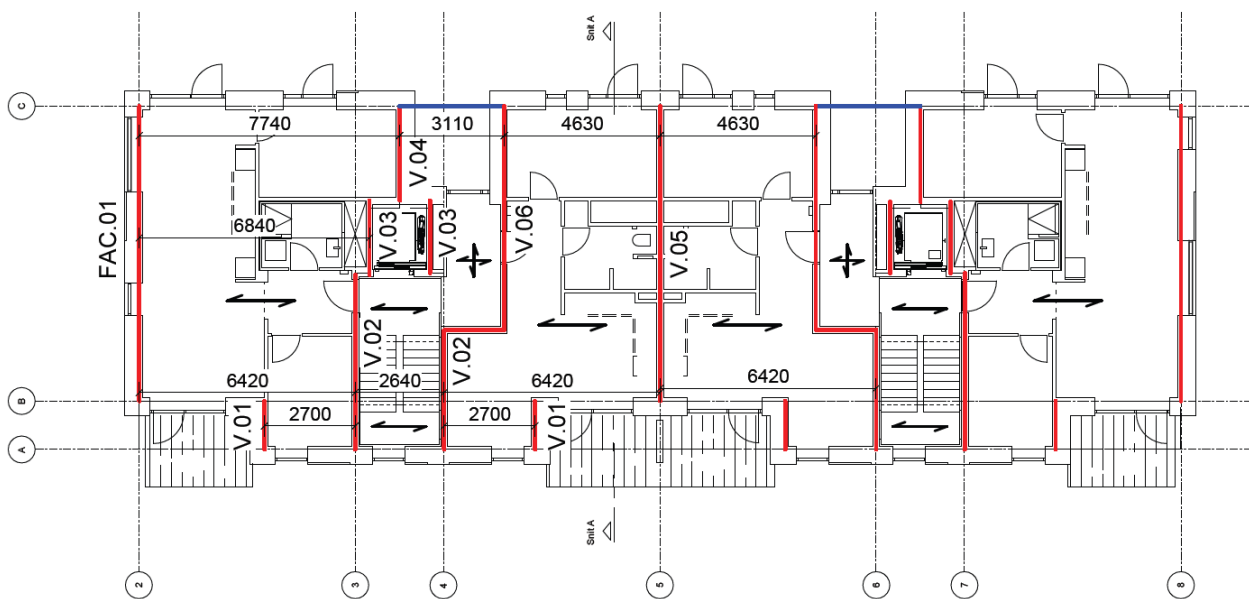
Jf. robusthedskrav til bygningen fra DS/EN1992-1-1, skal der anvendes lodrette trækforbindelser i vægge der kan betragtes som nøgleelementer, til at begrænse skader ved sammenstyrtning af en etage, som følge af bortfald af vægge under denne. Til dette anvendes korrugerede rør indstøbt i bygningens vægge, hvori der ved montagen af vægge indstøbes armeringsstænger. Denne løsning er beskrevet nærmere i afsnit 4.5. For at sikre kravet til vandrette trækforbindelser i væggenes bund udføres samme løsning i vægge uden vederlag for huldæk, således at disse forekommer langs hele dækskivens periferi.

Trækforbindelserne udføres i hele bygningens højde, og vil udover sikring af bygningens robusthed anvendes til forankring af bygningens stabiliserende vægge. Bygningens bærende og stabiliserende vægge vil således blive forankret på alle bygningens etager med lodrette armeringsstænger der sikrer bygningens robusthed. Robusthedsarmeringen betragtes som minimumsarmering og er i afsnit 4.5 dimensioneret større end samtlige af armeringsdimensionerne bestemt i ovenstående tabel. For stabiliserende vægge hvor der ikke forekommer trækforbindelser, og hvor forankring af disse er nødvendig, anvendes i stedet de største af de beregnede armeringsdimensioner i tabel 4.13.

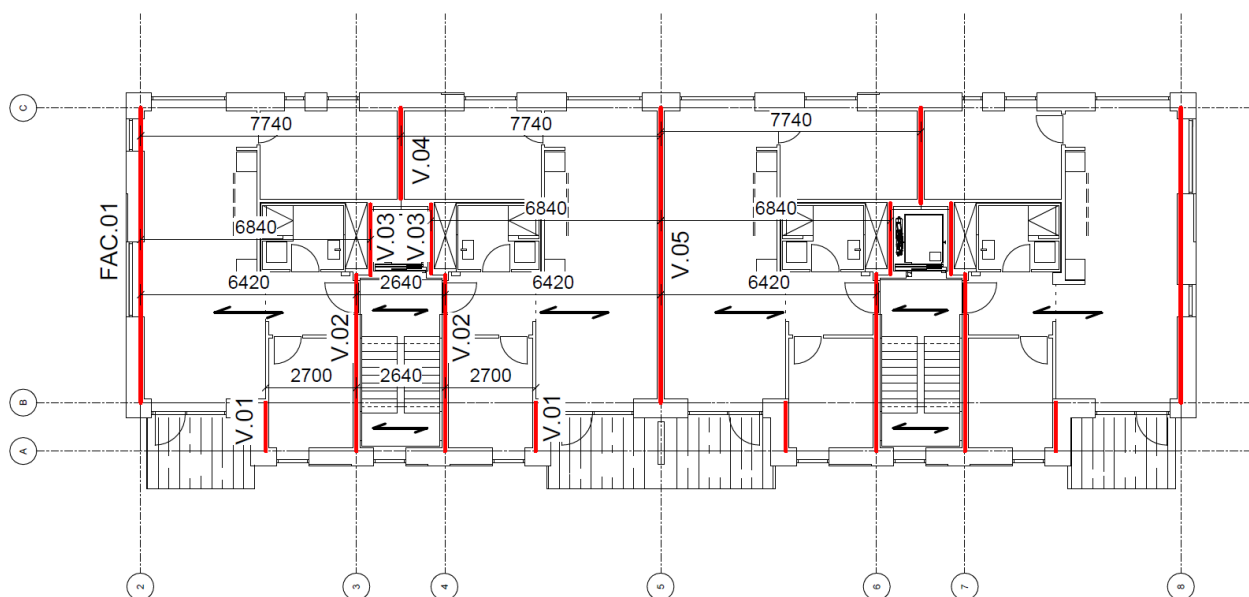
4.5 Robusthed

I det følgende vil der på baggrund af kravene til robusthedsarmering opstillet i afsnit 3.4.3 på side 21, jf. DS/EN1992-1-1 og det tilhørende DS/EN1992-1-1 DK NA, blive dimensioneret periferi-, interne-, vandrette- og lodrette trækforbindelser. Idet kravene til trækforbindelsessystemer opfyldes, forhindres progressiv sammenstyrtning af bygningen, og robusthedskravene er dermed opfyldt.

Bestemmelse af trækkræften i de respektive trækforbindelser tager udgangspunkt i plantegningerne på figur 4.37 og 4.38 for bygningens stueplan og 1. - 4. sal, hvor de respektive bærelinjer i bygningens facader fremgår, og etagedækkets spændvidde mellem de enkelte vægge er angivet. Over bygningens 4. sal udføres tagdækket over trappeopgangene med huldæk, der spænder mellem bærelinjerne V.02.



Figur 4.37: Angivelse af bærelinjer og spændvidder for etagedæk over bygningens stueplan.



Figur 4.38: Angivelse af bærelinjer, spændvidder og spændretninger for etagedæk over bygningens 1. - 4. sal.

Ved dimensionering af trækforbindelser til sikring af robusthed kan armeringen antages at virke med sin karakteristiske styrke. Robusthedsarmeringen udføres ved anvendelse af armering klasse Y-B550B og K-B500B med karakteristisk flydespænding på hhv. $f_{yk} = 550 \text{ MPa}$ og $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$.

Først bestemmes den nødvendige trækraft som skal optages i hver type trækforbindelse, hvorefter det nødvendige stålareal for at sikre tilstrækkelig bæreevne fastlægges. Armeringen bestemt i nærværende afsnit er minimumsarmering, og armering til andre formål, herunder forankringer af stabiliserende vægge, kan antages helt eller delvist at udgøre disse trækforbindelser. [Dansk Standard, 2008]

Sidst i afsnittet vil der med udgangspunkt i de dimensionsgivende armeringsmængder fremgå detaljetegninger for robusthedsarmering på bygningens 1. - 3. sal. Det vil ligeledes opsummeres i hvilket omfang de lodrette trækforbindelser vil erstatte de nødvendige forankringer af bygningens stabiliserende vægge, som blev fastlagt i forrige afsnit. En fugearmeringsplan for bygningens 1. - 3. sal, vil fremgå i slutningen af afsnit 4.6 på side 122, idet det ved stringerberegning af dækskiverne eftervises at enkelte stringerkræfter giver anledning til større armeringsdimensioner end eftervist jf. robusthedskravene i dette afsnit.

4.5.1 Periferi - trækforbindelser

Den nødvendige armering langs dækskivens periferi, også kaldet randarmering, bestemmes ved anvendelse af formel 3.2 på side 24, idet linjelasten på det sidste fag for CC3 er bestemt som: $q_1 = 15 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$. Trækkræften i bygningens periferi - trækforbindelser kan dermed bestemmes ved formel (4.35).

$$F_{tie,per} = \max \left\{ \begin{array}{l} 15 \frac{\text{kN}}{\text{m}} l_i \\ 80 \text{ kN} \end{array} \right. \quad (4.35)$$

Spændvidderne af etagedækkenes yderste fag l_i fastlægges jf. plantegningerne 4.37 og 4.38 på forrige side. For bærelinjen FAC.01 hvor der forekommer endevederlag for huldæk, er der forskellige spænd af tag- og etagedæk, idet de bærende vægge udføres forskudte. For at bestemme den nødvendige periferiarmering tages derfor udgangspunkt i den største spændvidde af dækkets yderste fag på: $l_i = 7,74 \text{ m}$.

Ved de bærende vægge V.01 anvendes en spændvidde på $l_i = 2,70 \text{ m}$, og hvor der forekommer sidevederlag for huldæk, angives spændvidden som: $l_i = 0 \text{ m}$, hvorved trækkræften i randarmeringen bestemmes som: $F_{tie,per} = 80 \text{ kN}$. Ved bærelinjerne V.02 og V.03 forekommer endevederlag for huldæk, idet disse fører mod trappeopgange og elevatorskakte. Der udføres derfor ligeledes randarmering langs disse.

Idet de respektive spændvidder for de yderste fag l_i indsættes i formel (4.35) bestemmes trækkræfterne der skal optages i randarmeringen, i tabel 4.14 på den følgende side.

Trækkræfter i randarmering		
Bærelinje	l_i m	$F_{tie,per}$ kN
FAC.01	7,74 m	116,1 kN
V.01	2,70 m	80 kN
V.02	6,42 m	96,3 kN
V.03	6,84 m	102,6 kN
Facadevægge	0	80 kN

Tabel 4.14: Krav til periferi - trækforbindelser ved bærelinjer hvor der forekommer endevederlag for huldæk, og ved facadevægge med sidevederlag.

Med udgangspunkt i de beregnede værdier i ovenstående skema, skal det nødvendige stålareal, som sikrer at trækkræften kan optages i randarmeringen, bestemmes. Dette gøres ved formel (4.36).

$$A_{s,n\ddot{o}dv} = \frac{F_{tie,per}}{f_{yk}} \quad (4.36)$$

Den gennemgående randstringer langs dækskivens periferi udføres normalt med min. 2 stk. armeringsjern Y12. [Jensen, 2010] Tværsnitsarealet for 2 stk. Y12 armeringsjern bestemmes som:

$$A_s = 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{12 \text{ mm}}{2}\right)^2 = 226 \text{ mm}^2$$

I det følgende kontrolleres det om der kan anvendes 2 stk. Y12 armeringsstænger som randarmering langs hele dækskivens periferi. Herunder bestemmes det nødvendige armeringsareal for randarmering langs FAC.01, hvor der forekommer den største trækkræft:

$$A_{s,n\ddot{o}dv} = \frac{116,1 \cdot 10^3 \text{ N}}{550 \text{ MPa}} = 211 \text{ mm}^2 < 226 \text{ mm}^2$$

Idet armeringsarealet er tilstrækkeligt anvendes randarmeringen langs hele dækskivens periferi. I bygningens hjørner anbringes 2 stk. vinkelbukkede Y12 armeringsstænger, som anvendes til at støde randarmeringen, således denne optræder kontinuert langs dækskivernes periferi. Den nødvendige stødlængde for disse bestemmes.

Der forekommer dårlige forankringsforhold for periferiarmeringen, og derfor reduceres den regningsmæssige forankringsstyrke med faktoren: $\eta = 0,7$. Stødlængden for periferiarmeringen er lig forankringslængden og kan aflæses af tabel 5.10 i Teknisk Ståbi, for insitustøbte konstruktioner med C35 beton, og karakteristisk flydespænding af armeringen: $f_{yk} = 550 \text{ MPa}$. Her aflæses forholdet mellem forankringslængden for fuld udnyttelse af armeringen og armeringens diameter for dårlige forankringsforhold, som: $\frac{l_b}{\varnothing} = 55$. Idet begge armeringsjern stødes indenfor samme snit skal forankringslængden øges med 50 %. [Jensen, 2019a]

Den nødvendige stødlængde for randarmeringen kan dermed bestemmes som:

$$l_0 = 1,5 \cdot 55\varnothing = 1,5 \cdot 55 \cdot 12 \text{ mm} = 990 \text{ mm}$$

Ved stød mellem armeringsstængerne opstår der tværkræfter, som skal optages ved anvendelse af tværarmering, hvis mere end 25 % af armeringen stødes i samme snit. Tværkræfterne optages ved anvendelse af bøjlearmering. Ved længdearmering med diameteren $\varnothing = 12 \text{ mm}$, skal der jf. tabel 3.3 i "Betonkonstruktioner" anvendes 4 stk. Y6 bøjler som tværarmering ved stød i randarmeringen. [Jensen, 2019a]

Løsningen for randarmering langs dækskivens periferi fremgår af detaljetegningerne på figur 4.42 på side 120 og figur 4.43 på side 121, samt armeringsplanen vist på figur 4.60 på side 142.

4.5.2 Interne trækforbindelser

Idet bygningen udføres med præfabrikerede huldæk kan de interne trækforbindelser ikke fordeles jævnt i etageadskillelsen. Disse udføres i stedet i længdefugerne mellem dækelementerne, hvor de koncentrerer omkring dækskivernes ender, samt i tværfugerne over bygningens etagekryds.

Trækkraften der forekommer i bygningens interne trækforbindelser, også kaldet fugearmering, bestemmes ved anvendelse af formel 3.3 på side 24, idet linjelasten på etage- eller facadekrydset bestemmes som: $q_3 = 30 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ for høj konsekvensklasse. Trækkraften i de interne trækforbindelser for de respektive facade- og etagekryds bestemmes ved formel (4.37).

$$F_{tie} = \max \left\{ \begin{array}{l} 30 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \frac{(l_1 + l_2)}{2} \\ 80 \text{ kN} \end{array} \right. \quad (4.37)$$

Trækkrafterne der skal optages i de tværgående interne trækforbindelser bestemmes i det følgende, idet der for de respektive bærelinjer ved bygningens etagekryds bestemmes spændvidder på begge sider af disse med værdierne: l_1 og l_2 , iht. figur 4.37 og 4.38 på side 108. For trækforbindelser i dækkenes længdefuger svarer spændvidden til dækkenes bredde. Spændvidderne for de langsgående dækfuger bestemmes således alle med udgangspunkt i spændvidderne: $l_1 = l_2 = 1,2 \text{ m}$.

Med udgangspunkt i ovenstående spændvidder mellem bygningens bærelinjer, samt mellem længdefuger i dæk, bestemmes trækkraften der skal optages i de interne trækforbindelser i tabel 4.15.

Trækkrafter i interne trækforbindelser			
Bærelinje	l_1 m	l_2 m	F_{tie} kN
Længdefuger	1,2 m	1,2 m	80 kN
V.02 - Tværfuge - 4. sal	6,42 m	2,64 m	135,9 kN
V.04 - Tværfuge - Stueplan	7,74 m	3,11 m	162,8 kN
V.04 - Tværfuge - 1. - 4. sal	7,74 m	7,74 m	232,2 kN
V.05 - Tværfuge - Stueplan	6,42 m	6,42 m	192,6 kN
V.05 - Tværfuge - 1. - 4. sal	7,74 m	7,74 m	232,2 kN
V.06 - Tværfuge	4,63 m	3,11 m	116,1 kN

Tabel 4.15: Trækkrafter i de interne trækforbindelser i dækkenes længdefuger, samt i tværfuger over bygningens etagekryds.

Det nødvendige armeringsareal for at optage trækkræfterne i dækkenes længdefuger bestemmes med udgangspunkt i trækraften $F_{tie} = 80 \text{ kN}$:

$$A_{s,n\ddot{o}dv,l\ddot{a}ngdefuge} = \frac{80 \cdot 10^3 \text{ N}}{550 \text{ MPa}} = 146 \text{ mm}^2$$

Det nødvendige armeringsareal for at optage trækkræfterne i tværfugen over etagekrydsene V.04 og V.05 på bygningens 1. - 4. sal, samt V.05 i stueetagen, ses at være væsentligt større end de øvrige trækkræfter. Dette bestemmes derfor særskilt for disse, ved anvendelse af trækraften $F_{tie} = 232,2 \text{ kN}$:

$$A_{s,n\ddot{o}dv,tv\ddot{a}rfuge \text{ V.04 - V.05}} = \frac{232,2 \cdot 10^3 \text{ N}}{550 \text{ MPa}} = 422 \text{ mm}^2$$

For de øvrige etagekryds bestemmes det nødvendige armeringsareal i tværfugen med udgangspunkt i trækkræfterne der skal optages ved etagekrydset V.04 i bygningens stueplan, ved anvendelse af trækraften $F_{tie} = 162,8 \text{ kN}$:

$$A_{s,n\ddot{o}dv,\ddot{o}vrige} = \frac{162,8 \cdot 10^3 \text{ N}}{550 \text{ MPa}} = 296 \text{ mm}^2$$

For trækforbindelserne i dækkenes længdefuger anvendes 2 stk. Y10 armeringstænger hvilket resulterer i et tilstrækkeligt armeringsareal:

$$A_{s,l\ddot{a}ngdefuge} = 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{10 \text{ mm}}{2}\right)^2 = 157 \text{ mm}^2 > 146 \text{ mm}^2$$

For trækforbindelserne i tværfugerne over etagekryds V.04 og V.05 på bygningens 1. - 4. sal, samt V.05 i stueplan, anvendes 2 stk. Y20 armeringstænger hvilket resulterer i at armeringsarealet er tilstrækkeligt:

$$A_{s,tv\ddot{a}rfuge \text{ V.04 - V.05}} = 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{20 \text{ mm}}{2}\right)^2 = 628 \text{ mm}^2 > 422 \text{ mm}^2$$

Slutteligt bestemmes armeringsarealet af trækforbindelser for de øvrige tværfuger. Idet der i disse anvendes 2 stk. Y14 armeringstænger ses armeringsarealet for disse ligeledes at være større end det nødvendige:

$$A_{s,\ddot{o}vrige} = 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{14 \text{ mm}}{2}\right)^2 = 308 \text{ mm}^2 > 296 \text{ mm}^2$$

Ovenstående beregninger er baseret på at de interne trækforbindelser i længdefugerne koncentrerer omkring dækskivernes ender, samt over etagekryds. Fugearmeringen i længdefugerne føres mindst 1,5 m ind i denne fra hver side af tværfugen, og tilstræbes placeret omkring dækskivens midte. Herved kan der sikres god forankring af fugearmeringen under brand. [Jensen, 2010]

Mod periferiarmeringen afsluttes både længde- og tværfuger med U-bøjler. Den nødvendige størrelse af U-bøjlerne bestemmes, idet disse skal optage den samme belastning som armeringen i længdefugerne over understøtningerne.

Trækkrafterne i de interne trækforbindelser med U-bøjler er uændrede, og det nødvendige armeringsareal kan således bestemmes efter samme metode som ovenfor. Det ses af beregningen at der mod randarmeringen i dækskivens længdefuger skal anvendes 1 stk. Y10 U-bøjle pr. længdefuge. For tværfugen over V.05 og V.04 for bygningens 1. - 4. sal anvendes der 2 stk. Y12 bøjler, mens der for de øvrige tværfuger anvendes 2 stk. Y10 bøjler. U-bøjlerne, som omslutter randstringeren, føres ligeledes mindst 1,5 m ind i længdefugen.

De valgte løsninger for interne trækforbindelser fremgår af detaljetegningerne på figur 4.41 og 4.42 på side 120, samt armeringsplanen vist på figur 4.60 på side 142.

4.5.3 Vandrette trækforbindelser

For at sikre sammenhæng mellem dæk- og vægskiverne ved dækskivernes rande udføres der vandrette trækforbindelser imellem disse, som dimensioneres med udgangspunkt i kravet givet ved formel 3.4 på side 25. Her angivet det for konsekvensklasse CC3 at der skal optages en trækraft i de vandrette trækforbindelser på: $F_{tie,fac} = 30 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ i væggenes top og bund.

I væggenes toppe udføres de vandrette trækforbindelser mellem dækskiven og væggene som strittere. Ved sidevederlag for huldæk anvendes ydermere hammerhovedudsparinger. Vandrette trækforbindelser i form af strittere dimensioneres i nærværende afsnit, med udgangspunkt i beregningsmetoderne for bestemmelse af forskydningsbæreevnen af støbeskel jf. DS/EN1992-1-1. Eftervisningen af hammerhovedudsparinger udføres ligeledes i nærværende afsnit.

Strittere i toppen af vægge

I væggenes top optages de vandrette trækkrafter ved anvendelse af indstøbte strittere. Disse udføres med K8 armeringssstænger. Idet der udføres periferiarmering og fugearmering med U-bøjler omkring denne, kan den vandrette trækraft således overføres mellem vægge og dækskiver.

For at stritterne i vægtoppen kan optage de vandrette trækkrafter som forekommer i dækskiven, skal det sikres at den regningsmæssige forskydningsbæreevne, for støbeskellet ved etage- og facadekryds, er tilstrækkelig. Jf. DS/EN1992-1-1 bestemmes forskydningsbæreevnen af et støbeskel, idet der anvendes armering vinkelret på støbeskellet, ved formel (4.38), som bygger på Coulombs modificerede brudbetingelse, for materialer med begrænset trækstyrke.

$$\tau_{Rk} = cf_{ctk} + \mu(\rho f_{yk} + \sigma_n) \quad (4.38)$$

Hvor:

c	Faktor for kohæsion i støbeskel [—]
f_{ctk}	Betonens karakteristiske enaksede trækstyrke [MPa]
μ	Friktionskoefficient, afhængig af støbeskellets type [—]
f_{yk}	Armeringens karakteristiske flydespænding [MPa]
ρ	Armeringsforholdet [—]
σ_n	Normalspænding i støbeskellet fra ydre last [MPa]

Den maksimale forskydningsbæreevne som kan opnås for støbeskellet er halvdelen af den plastiske betontrykstyrke ved ren forskydning, jf. Coulombs modificerede brudbetingelse. Dette fremgår af formel (4.39) og værdien beregnet ved formel (4.38) skal således være mindre end eller lig denne.

$$\tau_{Rk,max} \leq \frac{1}{2} \nu_v f_{ck} \quad (4.39)$$

Hvor:

$$\begin{array}{l|l} \nu_v & \text{Effektivitetsfaktor for ren forskydning [-]} \\ f_{ck} & \text{Betonens karakteristiske trykstyrke [MPa]} \end{array}$$

Den karakteristiske forskydningskraft der regnes at optræde i støbeskellet bestemmes med udgangspunkt i den vandrette trækkræft i væggens top på: $30 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$. Det effektive areal som den vandrette trækkræft virker over bestemmes hvor der forekommer endevederlag for huldæk, som reducerer bredden af støbeskellet med den regningsmæssige vederlagsdybde på 75 mm. Den karakteristiske forskydningskraft i støbeskellet pr. m væg bestemmes dermed ved formel (4.40).

$$\tau_{Ek} = \frac{F_{tie,fac}}{1.000 \text{ mm} \cdot t_{eff}} = \frac{30 \cdot 10^3 \frac{\text{N}}{\text{m}}}{1.000 \text{ mm} \cdot (180 \text{ mm} - 75 \text{ mm})} = 0,29 \frac{\text{MPa}}{\text{m}} \quad (4.40)$$

For støbeskel over og under præfabrikerede betonvægge anvendes friktionskoefficienten: $\mu = 0,5$. På den sikre side ses der bort fra kohæsionsbidraget til forskydningsbæreevnen: $c = 0$, idet der for glatte støbeskel ikke regnes at være en trækstyrke til stede på tværs af støbeskellet. På den sikre side ses der ligeledes bort fra eventuelle normalspændinger i støbeskellet fra ydre last σ_n .

Ved anvendelse af K8 strittere med afstand på 300 mm kan armeringsforholdet ρ bestemmes ved formel (4.41), idet der tages udgangspunkt i armeringsforholdet pr. m væg

$$\rho = \frac{A_s}{t_{eff} h} = \frac{\pi \cdot \left(\frac{8 \text{ mm}}{2}\right)^2 \cdot \frac{1.000 \text{ mm}}{300 \text{ mm}}}{(180 \text{ mm} - 75 \text{ mm}) \cdot 1.000 \text{ mm}} = 1,6 \cdot 10^{-3} \quad (4.41)$$

Med udgangspunkt i ovenstående parametre bestemmes den karakteristiske forskydningsbæreevne af støbeskellet ved anvendelse af K8 strittere pr. 300 mm:

$$\tau_{Rk} = 0,5 \cdot 1,6 \cdot 10^{-3} \cdot 550 \text{ MPa} = 0,44 \frac{\text{MPa}}{\text{m}} > \tau_{Ek} = 0,29 \frac{\text{MPa}}{\text{m}}$$

Slutteligt kontrolleres det at den beregnede forskydningsstyrke af støbeskellet er mindre end støbeskellets maksimale forskydningsbæreevne, idet effektivitetsfaktoren for C35 beton aflæses i "Betonkonstruktioner" som $\nu_v = 0,53$:

$$\tau_{Rk,max} \leq \frac{1}{2} \cdot 0,53 \cdot 35 \text{ MPa} = 9,28 \text{ MPa} > \tau_{Rk} = 0,44 \frac{\text{MPa}}{\text{m}}$$

Bæreevnen for den vandrette trækforbindelse i væggens top ved anvendelse af K8 strittere pr. 300 mm er således tilstrækkelig. Den anvendte løsning med strittere i toppen af væggene fremgår af detaljetegningerne på figur 4.41 og 4.42 på side 120.

Hammerhoveder i toppen af vægge

Hvor der i bygningen forekommer sidevederlæg for huldæk skal de vandrette trækkræfter i væggenes top optages af hammerhovedudsparinger langs dækkets periferi. Udsparingerne udføres med bredde på 250 mm i dækkets 2 yderste kanaler. I udsparingen etableres U-bøjler der omkranser randarmeringen.

Hammerhovedudsparinger udføres som standard pr. 1,5 m, og trækraften der optræder i hvert hammerhoved kan dermed bestemmes ved formel (4.42).

$$F_{t,hammerhoved} = F_{tie,fac} \cdot 1,5 \text{ m} = 30 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 1,5 \text{ m} = 45 \text{ kN} \quad (4.42)$$

Det nødvendige tværsnitsareal for at optage ovenstående trækraft, ved anvendelse af armering klasse B550B, bestemmes som:

$$A_{s,nødv} = \frac{45 \cdot 10^3 \text{ N}}{550 \text{ MPa}} = 82 \text{ mm}^2$$

Det vælges at anvende 1 stk Y10 bøjle pr. hammerhoved. Det samlede tværsnitsareal pr. bøjle bestemmes nedenfor og det ses at dette er større end det nødvendige tværsnitsareal. Det konkluderes dermed at bæreevnen af U-bøjlen er tilstrækkelig.

$$A_s = 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{10 \text{ mm}}{2}\right)^2 = 157,08 \text{ mm}^2 > A_{s,nødv} = 82 \text{ mm}^2$$

Forholdet mellem forankringslængde og diameter af armeringen ved C35 insitu beton, som anvendes ved udstøbning af hammerhoveder, og armering klasse B550B, kan for gode forankringsforhold aflæses som: $\frac{l_b}{\phi} = 39$. Idet der anvendes U-bøjler kan forankringslængden reduceres til 70 % jf. formel (4.43). [Jensen, 2019a]

$$l_b = 0,7 \cdot 39 \cdot \phi = 0,7 \cdot 39 \cdot 10 \text{ mm} = 273 \text{ mm} \quad (4.43)$$

Idet bøjlernes længde er større end den nødvendige forankringslængde kan disse overføre de vandrette trækkræfter til huldækkene uden yderligere tiltag. Løsningen med hammerhovedudsparinger fremgår af detaljetegningen på figur 4.43 og placeringen af disse fremgår af armeringsplanen på figur 4.60 på side 142.

I afsnit 4.6 vil hammerhovedernes forskydningsbæreevne eftervises, således disse er i stand til at videreføre forskydningsspændingerne i dækfelterne, som bestemmes ved stringerberegningen, til kantstringere langs dækskivens periferi.

Trækforbindelser i bunden af vægge

Ved væggenes bund forekommer der ikke strittere til at optage de vandrette trækkræfter. I stedet anvendes den slappe armering i de lodrette trækforbindelser med korrugerede rør, som fastlægges i det følgende afsnit, til at optage de vandrette trækkræfter i væggenes bund. Disse anvendes

ydermere til forankring af de stabiliserende vægge. I de korrugerede rør indstøbes opragende K25 armeringsstænger fra toppen af den underliggende væg, som føres op i væggen ovenfor.

Den regningsmæssige forskydningskraft i støbeskellet mellem væggen bund og randstringeren, bestemmes med udgangspunkt i den fulde vægbredde for facadevægge på 180 mm:

$$\tau_{Ek} = \frac{F_{tie,fac}}{1.000 \text{ mm} \cdot t} = \frac{30 \cdot 10^3 \frac{\text{N}}{\text{m}}}{1.000 \text{ mm} \cdot 180 \text{ mm}} = 0,17 \frac{\text{MPa}}{\text{m}}$$

Der fastlægges en maksimal afstand mellem de opragende K25 stænger på 3,9 m, hvilket resulterer i det følgende armeringsforhold:

$$\rho = \frac{\pi \cdot \left(\frac{25 \text{ mm}}{2}\right)^2}{180 \text{ mm} \cdot 3.900 \text{ mm}} = 7 \cdot 10^{-4}$$

Med udgangspunkt i armeringsforholdet bestemmes den karakteristiske forskydningsbæreevne af støbeskellet ved formel (4.38):

$$\tau_{Rk} = 0,5 \cdot 7 \cdot 10^{-4} \cdot 500 \text{ MPa} = 0,18 \frac{\text{MPa}}{\text{m}} > \tau_{Ek} = 0,17 \frac{\text{MPa}}{\text{m}}$$

Af ovenstående beregning ses det at der ved anvendelse af opragende K25 armeringsstænger placeret pr. maksimalt 3,9 m akkurat opnås tilstrækkelig forskydningsbæreevne af støbeskellet i væggenes bund. Ovenstående beregning er dog på den sikre side, idet der i praksis vil forekomme normalspændinger i støbeskellet σ_n fra de ovenfor stående konstruktioner, som ligeledes vil bidrage til forskydningsbæreevnen af støbeskellet.

4.5.4 Lodrette trækforbindelser

Der udføres kontinuerte lodrette trækforbindelser i bygningens tværgående bærende vægge i hele bygningens højde, idet denne er indplaceret i CC3. For de langsgående stabiliserende vægge forekommer udelukkende sidevederlag for huldæk, og ved svigt af disse vil der ikke forekomme omfattende konstruktionssvigt. Det er derfor kun nødvendigt at udføre lodrette trækforbindelser i de bærende tværgående betonvægge til optagelse af de lodrette trækkræfter, for vægge anvendt som nøgleelementer, på: $F_{tie,lodret} = 30 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$. Jf. tidligere afsnit vil det dog være nødvendigt at udføre opragende K25 armeringsstænger pr. 3,9 m langs hele dækskivens periferi for at kravet til vandrette trækforbindelser i væggen bund er opfyldt. Derfor forudsættes det i det følgende at dette krav opretholdes ved placering af lodrette trækforbindelser i alle bygningens betonvægge.

De lodrette trækforbindelser i bygningen udføres ved anvendelse af korrugerede rør istøbt vægelementerne. Idet vægelementerne i bygningens facader udføres med tykkelse på 180 mm, vil den maksimale størrelse korrugerede rør som kan anvendes i disse være på 70 mm, for at sikre tilstrækkeligt dæklag, samt plads til armeringsnet i begge sider af væggen. Ved anvendelse af 70 mm korrugerede rør kan der anvendes K25 armering, hvilket vælges til de lodrette trækforbindelser i bygningen. [CRH Concrete A/S, 2020]

Af figur 4.39 på den følgende side fremgår løsningen for stød af trækarmeringen i korrugerede rør for byggeriet. Ligeledes fremgår en detalje for udførsel af trækarmering i korrugerede rør ved bygningens facadekryds på figur 4.40 på næste side.

Den karakteristiske trækbæreevne for en K25 armeringsstang bestemmes ved følgende udtryk:

$$N_{t,Ek} = A_s \cdot f_{yk} = \pi \cdot \left(\frac{25 \text{ mm}}{2}\right)^2 \cdot 500 \text{ MPa} = 245 \text{ kN}$$

I forrige afsnit blev der af hensyn til bæreevnen af vandrette trækforbindelser i væggenes bund fastlagt en maksimal afstand mellem de opragende K25 stænger, anvendt til lodrette trækforbindelser, på 3,9 m. Den lodrette trækraft der kan optages i de lodrette trækforbindelser bestemmes, og det ses at kravet til de lodrette trækforbindelser, ved denne afstand er overholdt:

$$F_{t,lodret} = \frac{N_{t,Ek}}{a_{trækforbindelser}} = \frac{245 \text{ kN}}{3,9 \text{ m}} = 62,82 \frac{\text{kN}}{\text{m}} > F_{tie,lodret} = 30 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

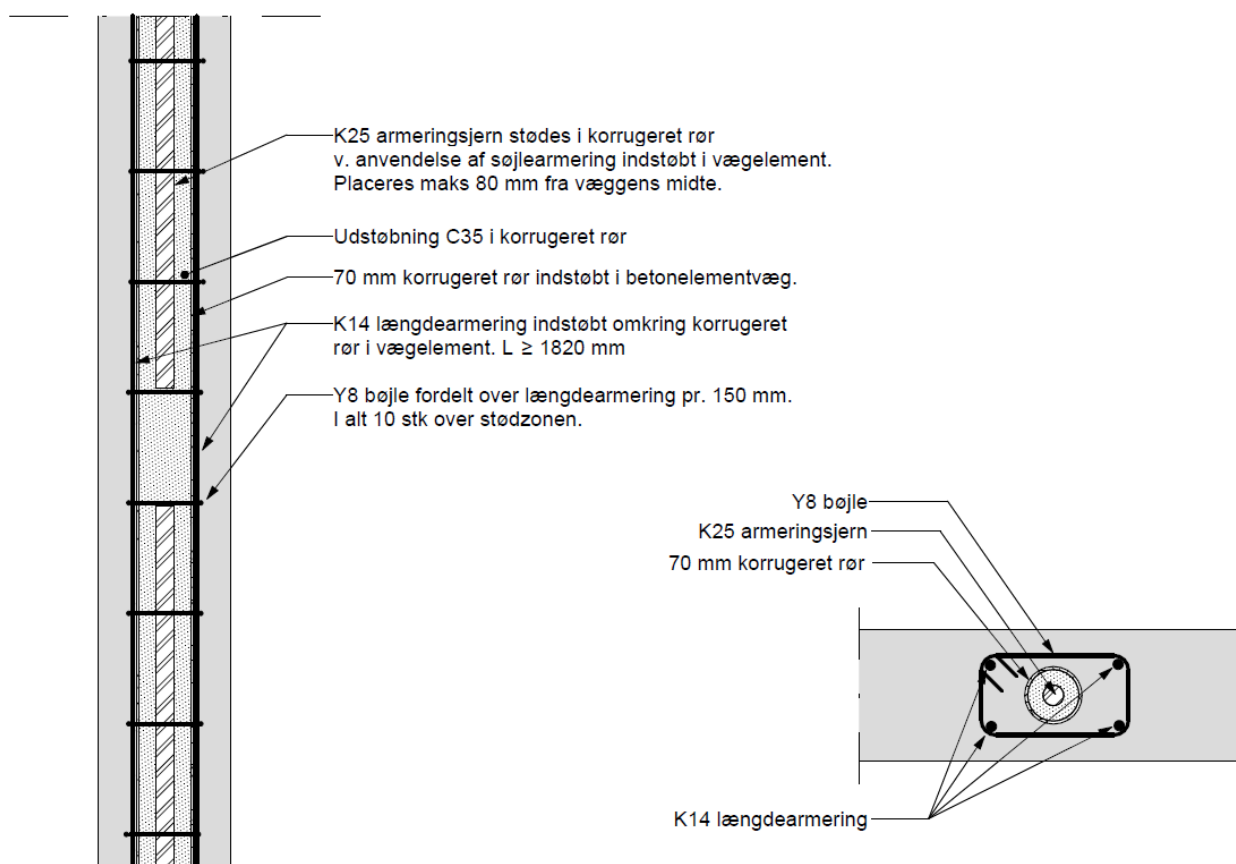
Stødlængden for de lodrette trækforbindelser bestemmes dernæst. For C35 insitu beton med gode forankringsforhold, og armering klasse K500B aflæses forholdet mellem forankringslængden og armeringsdiameteren som: $\frac{l_b}{\varnothing} = 30$. Stødlængden kan dermed bestemmes som:

$$l_0 = 30\varnothing = 30 \cdot 25 \text{ mm} = 750 \text{ mm}$$

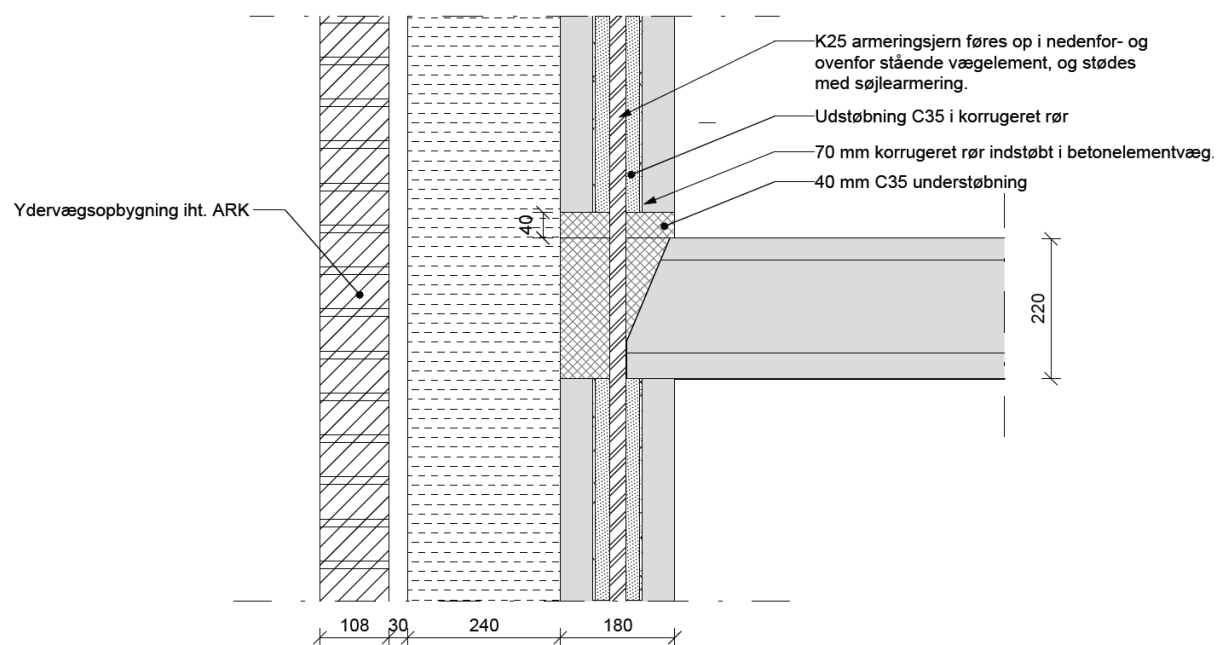
Det skal sikres at den beregnede stødlængde kan opnås indenfor væggenes højde, hvis standardløsningen med stød i trækforbindelsen ved indlagt søjlearmering omkring det korrugerede rør ønskes anvendt. For K25 armering med den beregnede stødlængde er den nødvendige væghøjde lig to stødlængder, inkl. et tolerancetillæg for armeringens placering i de korrugerede rør på 160 mm pr. stød [CRH Concrete A/S, 2013]. Den nødvendige væghøjde bliver således 1820 mm, hvilket kan opnås for alle bygningens vægge.

Søjlearmeringen omkring det korrugerede rør udføres over forankringslængden, og hovedjernene skal have samme tværsnitsareal som de lodrette trækforbindelser. Der anvendes derfor 4 stk. K14 hovedjern til søjlearmeringen.

Til søjlearmeringen skal der anvendes tværarmering idet diameteren af de lodrette trækforbindelser er større end 20 mm. Jf. tabel 3.3 i "Betonkonstruktioner" aflæses den nødvendige tværarmering i stødzonen som 10 stk. Y8 bøjler, som placeres med en afstand på 150 mm jævnt fordelt over stødzonen. [Jensen, 2019a]



Figur 4.39: Løsning for stød af lodrette trækforbindelser, med trækarmering i korrugerede rør.



Figur 4.40: Udførsel af trækarmering i korrugerede rør ved bygningens facader.

De beregnede lodrette trækforbindelser ses at kunne overføre større trækkræfter end alle forankringer der blev dimensioneret til sikring af bygningens stabiliserende vægge mod væltning i afsnit 4.4 på side 90. Derfor anvendes de lodrette trækforbindelser med K25 armering i 70 mm korrugerede rør generelt til sikring af de stabiliserende vægge mod væltning i bygningen, samt opfyldelse af robusthedskrav for vandrette og lodrette trækforbindelser. Hvor langsgående vægge kræver flere forankringer end der er nødvendige for at sikre bygningens robusthed, vil der dog udføres enkelte lodrette forankringer i korrugerede rør med størrelserne Y12 og Y14. I bilag til afsnit 6 på side 171 fremgår konstruktionsplaner, med angivelse af forankringer til bygningens bærende og stabiliserende vægge.

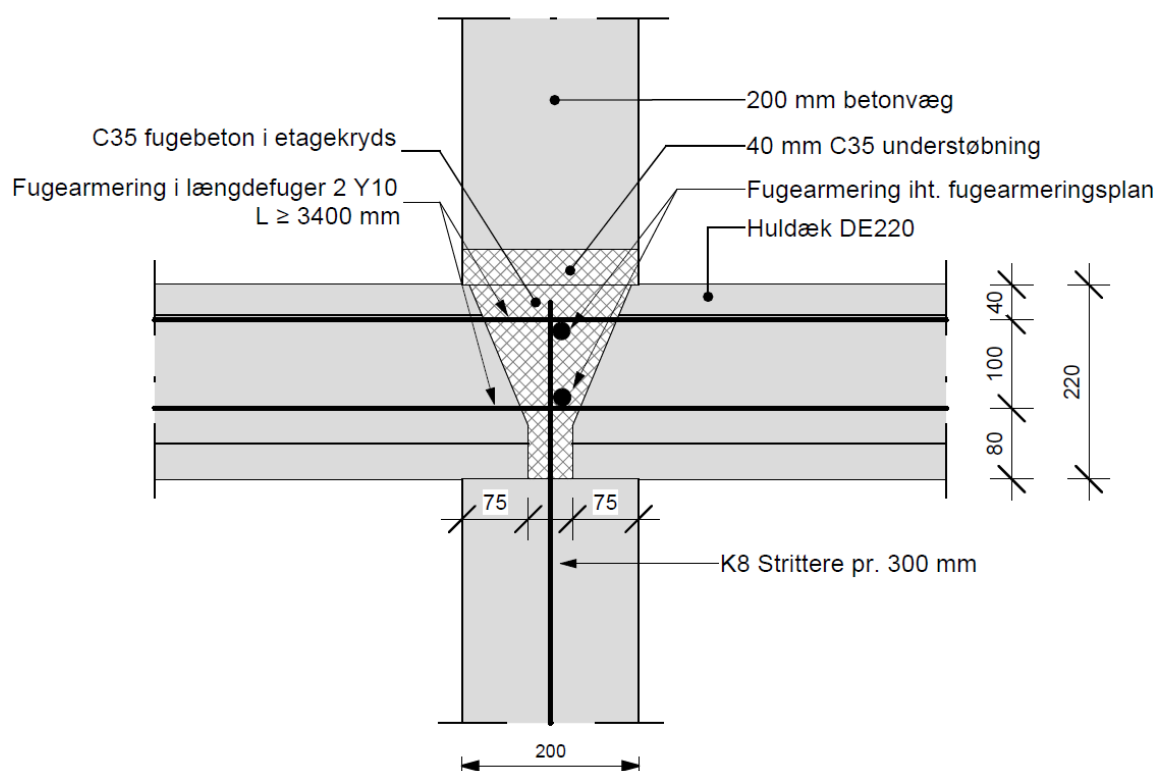
4.5.5 Detaljetegninger og opsummering af forankringer

Armeringen som skal anvendes i dæk- og vægskiverne for at sikre bygningens robusthed fremgår af dæk- og fugearmeringsplanerne som er udført for dæk over hhv. stueplan, 1. - 3. salen og 4. salen, hvor dækskiverne har forskellige konturer.

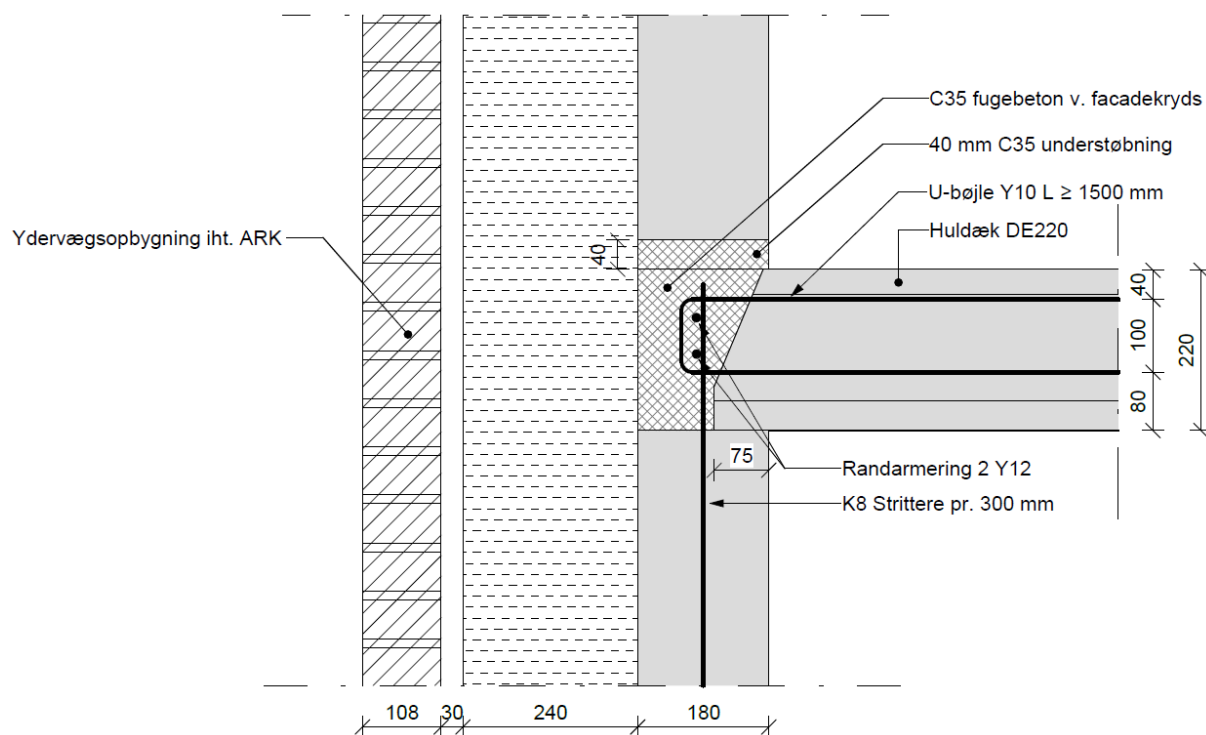
I afsnit 4.6, fremgår ligeledes dæk- og fugearmeringsplanen for bygningens 1. - 3. sal på figur 4.60 på side 142. Denne udføres efter en stringerberegning af dækskiven er udført, idet stringerberegningen viser at enkelte trækstringere ikke har tilstrækkelig bæreevne såfremt disse udføres efter robusthedskravene, og derfor skal udføres med en større armeringsdimension.

I kapitel 6 på side 171, og de tilhørende bilag til dette, fremgår dæk- og fugearmeringsplaner for alle bygningens etager, med signaturer der beskriver den indtegnede armering på planerne, samt detaljetegninger for bygningens etage- og facadekryds.

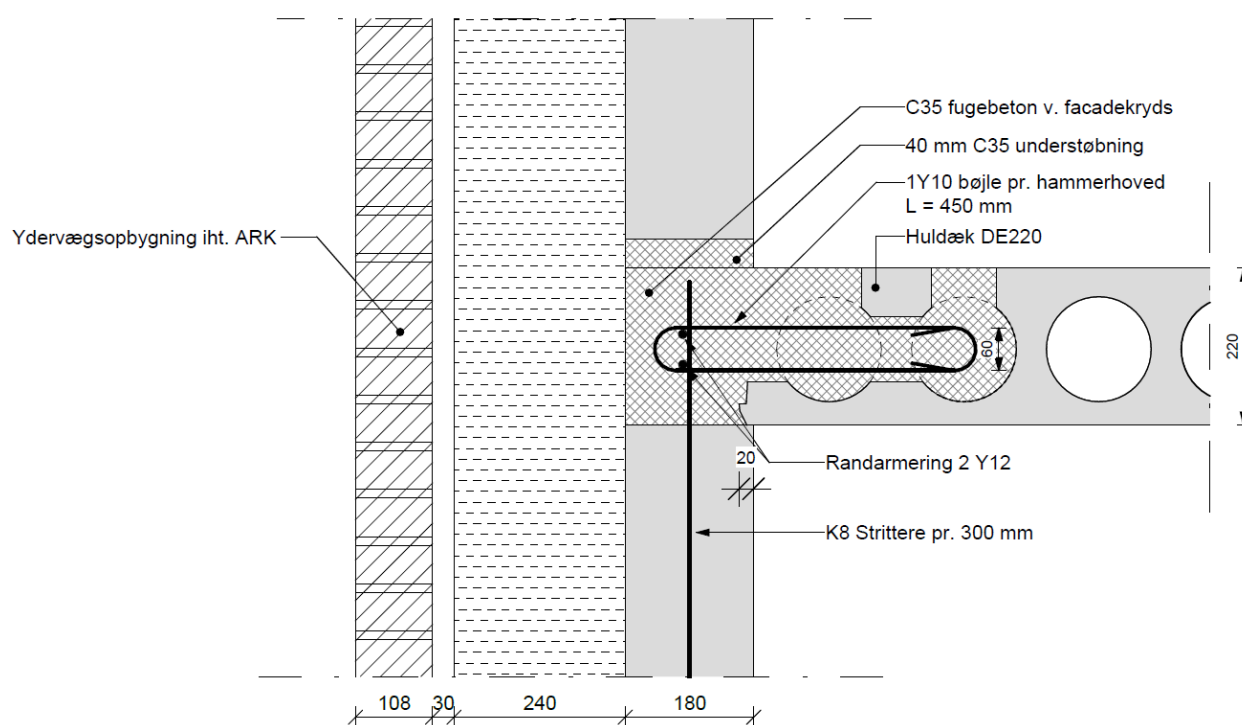
De respektive løsninger for robusthedsarmering ved bygningens etage- og facadekryds fremgår af detaljetegningerne på figur 4.41 og 4.42 på den følgende side, samt 4.43 på side 121.



Figur 4.41: Detaljetegning for bygningens etagekryds, med angivelse af armeringsmængder til sikring af bygningens robusthed.



Figur 4.42: Detaljetegning for bygningens facadekryds, med angivelse af armeringsmængder til sikring af bygningens robusthed.



Figur 4.43: Detaljetegning for hammerhovedudsparinger langs bygningens ikke-bærende facadevægge.

4.6 Eftervisning af dækskive

Bygningens etageadskillelser fører de vandrette laster fra facaderne til de afstivende vægge på de respektive etager. For at sikre at etageadskillelsen er i stand til at fordele de vandrette kræfter til de afstivende vægge optegnes først et kraftsystem i ligevægt med de ydre laster og reaktioner fra understøttende vægge, hvorefter etageadskillelsens bæreevne eftervises. For dækskiverne i nærværende byggeri anvendes en stringermodel, idet der forekommer flere fremspring i bygningens facade, samt huller ved trappeopgange og elevatorskakte. Ved anvendelse af stringermetoden opnås en nedreværdiløsning for dækskivens bæreevne.

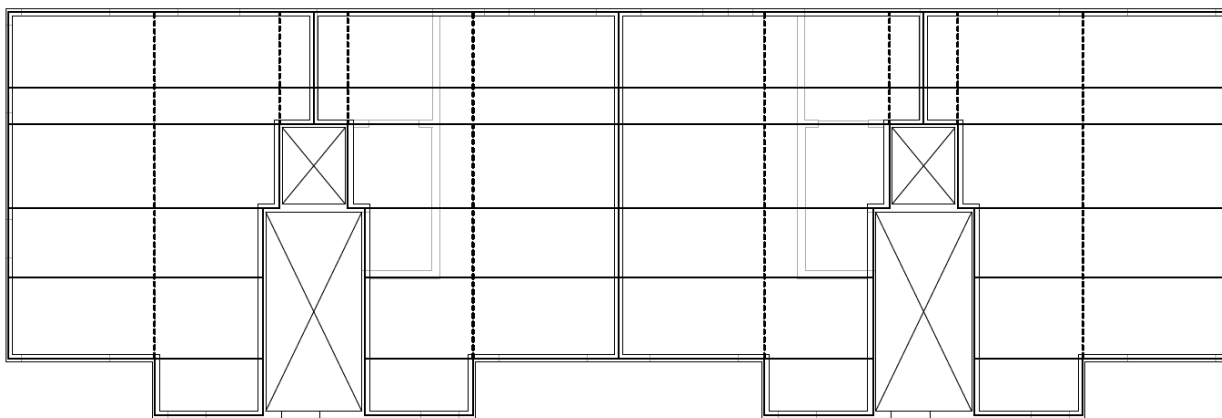
Fremgangsmåden for inddeling af etageadskillelsen i et stringersystem følger principperne angivet i "Bygningsberegninger" og metoden for stringerberegningen af dækskiven tager udgangspunkt i fremgangsmåden beskrevet i "Betonkonstruktioner". [Jensen og Hansen, 2021] [Jensen, 2019a]

4.6.1 Opstilling af stringermodel for dækskive på bygningens 3. sal

I det følgende vil der blive opstillet en stringermodel for dækskiven under bygningens 3. sal, som sammen med dækskiverne under bygningens 2. og 4. sal modtager de største vandrette belastninger i byggeriet. Der tages udgangspunkt i tilfældet med vindlast på tværs af bygningen, som vurderes kritisk, idet bygningen har en lille udstrækning på tværs ift. på langs, hvilket resulterer i store stringerkræfter. Stringersystemet bør også eftervises ved masselast på langs af bygningen, men dette gøres ikke i nærværende projekt.

Først inddeles etagedækket på bygningens 3. sal i et stringersystem, med rektangulære forskydningsfelter, som omkranses af stringerlinjer. Stringerlinjerne tilstræbes placeret i længdefuger mellem huldækelementer, i tværfuger over de bærende vægge, samt i randfuger langs dækskivens periferi, hvor der alle steder findes armering til optagelse af stringerkræfterne. For at minimere beregningernes kompleksitet er ikke alle længdefuger i huldækkene inkluderet i beregningerne, hvorved antallet af stringerlinjer reduceres.

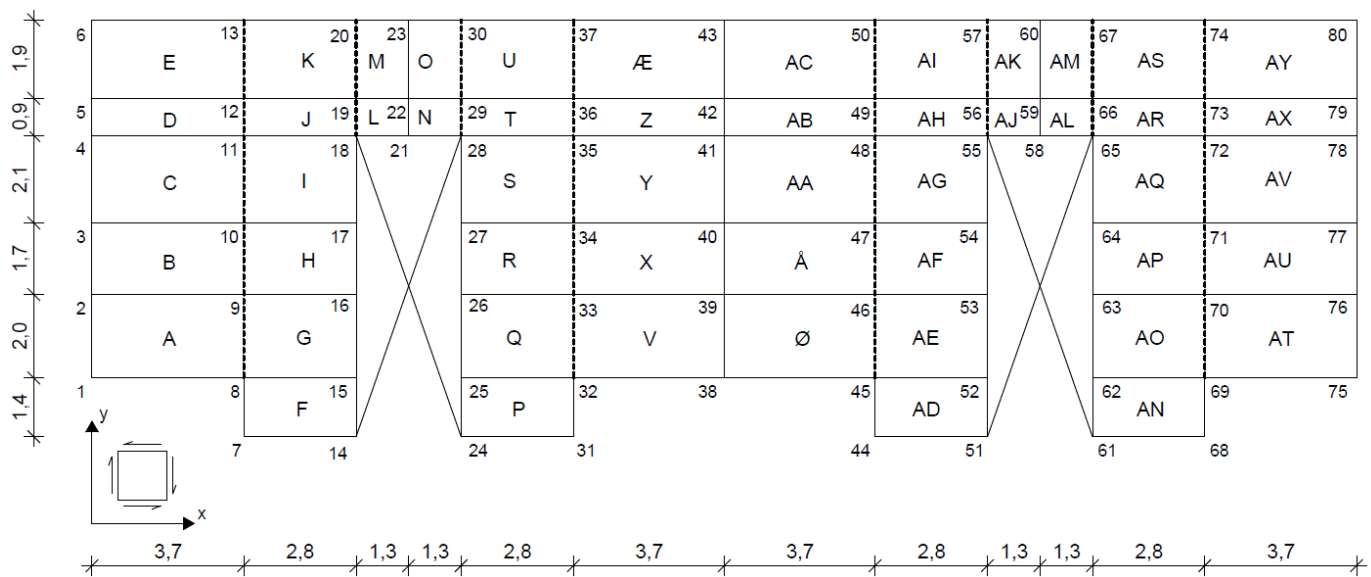
En armeringsplan med angivelse af armering til sikring af bygningens robusthed, samt tilstrækkelig stringerarmering til eftervisning af dækskivens bæreevne er angivet på figur 4.60 på side 142. På figur 4.44 fremgår stringersystemet for dækskiven under bygningens 3. sal, idet massive sorte linjer markerer stringerlinjer hvor fuge- og randarmering udnyttes. De stiplede linjer på figuren angiver fladstål, som er indlagt ovenpå huldækkene. Denne løsning beskrives yderligere senere i afsnittet.



Figur 4.44: Opdeling af etagedækket under bygningens 3. sal i et stringersystem. Massive linjer angiver stringerlinjer med rand/fugearmering og stiplede linjer angiver fladstål udført på huldækkenes overside.

Inddelingen af dækskiven i et stringersystem på figur 4.44 på modstående side medfører jf. dækskivens geometri at der forekommer knudepunkter udenfor hjørnerne af forskydningsfelterne ved bygningens trappe- og elevatorskakte. Dette er normalt ikke tilladeligt, idet der for systemer med knudepunkter udenfor forskydningsfelternes hjørner generelt ikke opnås ligevægt, ved et vilkårligt snit indlagt i dækskiven. Det antages derfor at væggene langs elevatorskaktene forekommer i forlængelse af de øvrige vægge i trappegangene, hvorved der ved anvendelse af fladstål på huldækkenes overside, hvor der ellers ikke forekommer stringerarmring, kan optegnes et regulært stringersystem

De rektangulære forskydningsfelter navngives i alfabetisk rækkefølge, og knudepunkterne mellem stringerlinjerne nummereres. De navngivne forskydningsfelter og nummererede knudepunkter fremgår af figur 4.45.



Figur 4.45: Stringersystem for dækskive under bygningens 3. sal.

Idet tilfældet med vindlast på tværs af dækskiven betragtes skal linjelasten der virker på dækskivens periferi først bestemmes. For bestemmelse af linjelasterne på dækskivens periferi anvendes de udvendige vindtryk og -sug på bygningens facader, som blev bestemt i tabel 3.29 på side 46. Der tages udgangspunkt i vind fra VNV, hvor de største udvendige vindtryk forekommer. Derudover anvendes lastoplandet for den udvalgte dækskive, der i afsnit 4.2 blev fastlagt som $h_v = 3$ m.

De regningsmæssige linjelaster på etageadskillelsen fra vindlast i vindzonerne: A, B, D og E iht. lastkombinationen ULS2.3 bestemmes, idet positive værdier udgør vindtryk, og negative værdier udgør vindsug:

$$w_{d,A} = 1,5 \cdot K_{FI} \cdot w_{e,k,A} \cdot h_v = 1,5 \cdot 1,1 \cdot -1,17 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 3 \text{ m} = -5,79 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$w_{d,B} = 1,5 \cdot K_{FI} \cdot w_{e,k,B} \cdot h_v = 1,5 \cdot 1,1 \cdot -0,78 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 3 \text{ m} = -3,86 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$w_{d,D} = 1,5 \cdot K_{FI} \cdot w_{e,k,D} \cdot h_v \cdot \rho = 1,5 \cdot 1,1 \cdot 0,78 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 3 \text{ m} \cdot 0,87 = -3,36 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

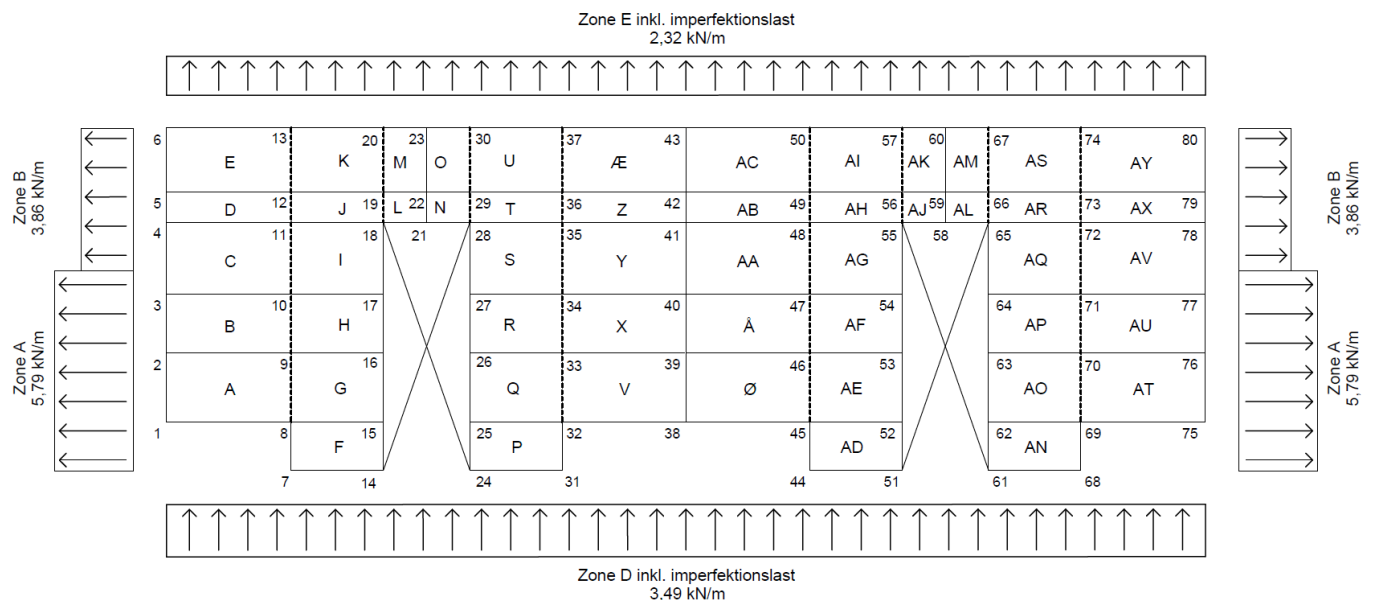
$$w_{d,E} = 1,5 \cdot K_{FI} \cdot w_{e,k,E} \cdot h_v \cdot \rho = 1,5 \cdot 1,1 \cdot -0,52 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 3 \text{ m} \cdot 0,87 = -2,19 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

For at kunne opstille et kraftsystem i ligevægt skal bidrag fra imperfektionslast på tværs af bygningen ligeledes inkluderes i linjelasterne fra vindzone D og E. Fra den vandrette lastnedføring blev imperfektionslasten på dækskiven under bygningens 3. sal bestemt som $H_{id,tot} = 8,1 \text{ kN}$.

Dette bidrag tillægges linjelasterne fra vindlast i zone D og E, med den følgende størrelse:

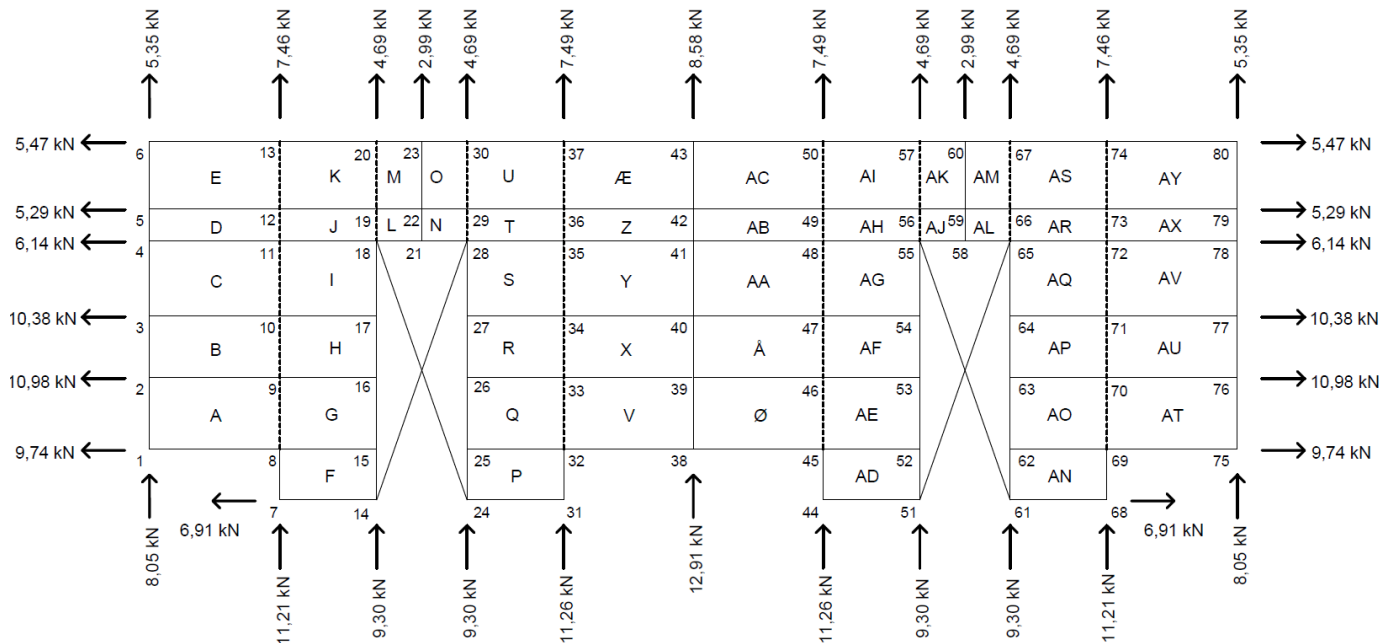
$$h_{id,tot} = \frac{8,1 \text{ kN}}{2 \cdot 31,85 \text{ m}} = 0,13 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Størrelsen og fordelingen af de samlede linjelaster på etagedækket under bygningens 3. sal fremgår af figur 4.46.



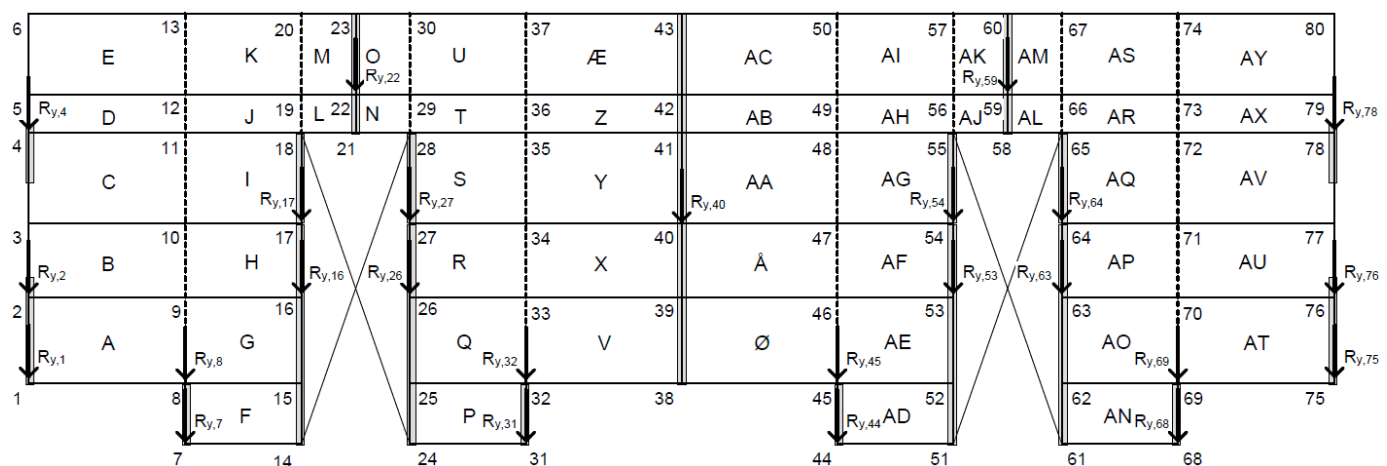
Figur 4.46: Linjelaster fra vindlast på dækskiven, ved vind på tværs af bygningen.

Ved anvendelse af stringermetoden kan de vandrette laster kun virke som punktlaster i stringermodellens knudepunkter. Linjelasterne angivet på figur 4.46 fordeles derfor i knudepunkterne langs dækskivens periferi. Der anvendes en bjælke model hvori der antages indlagt et charnier ved hvert knudepunkt. Dette resulterer i simple lastoplande mellem alle knudepunkter, samtidig med at spring i linjelasten ved vindzone A og B tages i regning. Hvert knudepunkt modtager således en andel af linjelasten svarende til det halve lastopland på begge sider af dette, som vist på figur 4.47 på modstående side.



Figur 4.47: Fordeling af linjelaster fra vindlast i knudepunkter langs dækskivens periferi.

Reaktionerne fra de understøttende vægge påføres så vidt muligt virker i væggenes tyngdepunkter, idet disse skal virke i knudepunkterne. Idet ikke alle væggenes tyngdepunkter krydses af en stringerlinje er dette ikke muligt for en række af de understøttende vægge. Her er reaktionen for de korte vægge i stedet angivet i disses endepunkter, som vist på figur 4.48.



Figur 4.48: Placering af vægreaktion i stringersystem. De tværgående stabiliserende vægge under bygningens 3. sal er markeret med gråt.

Størrelsen af reaktionerne er bestemt ved fordelingen af vandrette laster til de stabiliserende vægge i afsnit 4.3 på side 76. Resultaterne for last på tværs af dækskiven under bygningens 3. sal anvendes fra tabel 4.11 på side 89. Disse er gengivet i tabel 4.16 på den følgende side, hvor de respektive vægreaktioner for de stabiliserende vægge fremgår.

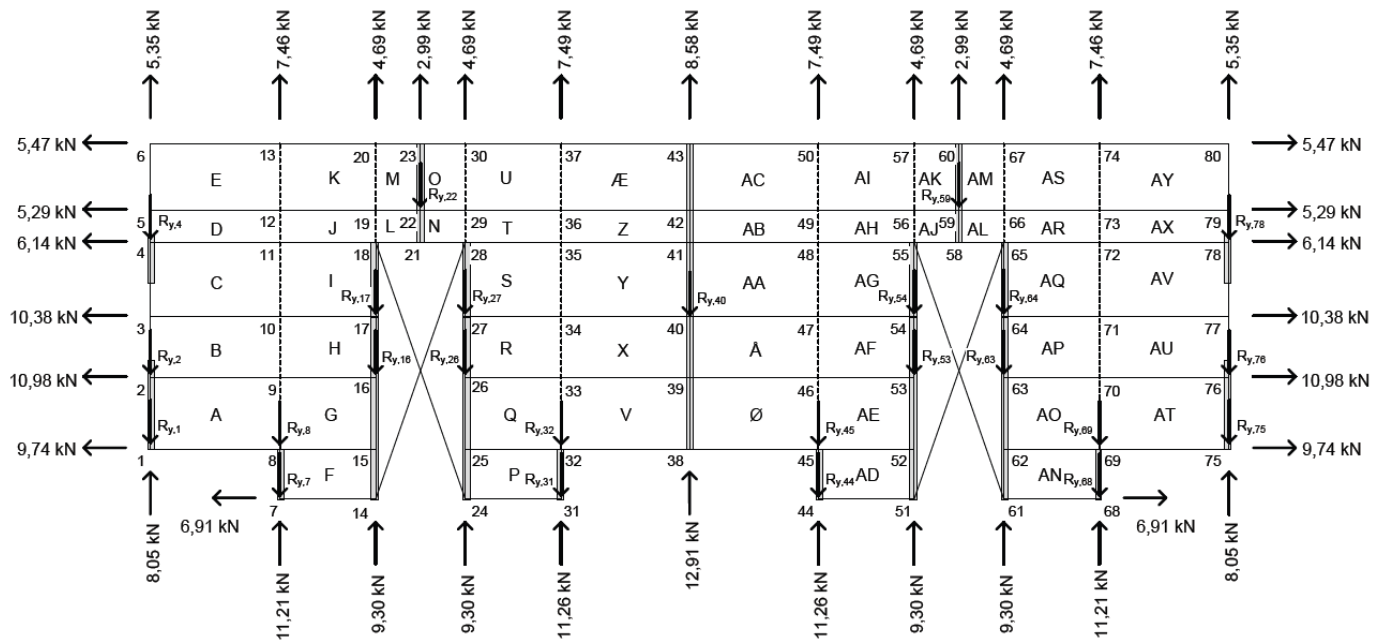
Reaktioner fra dækskiver		
Væg nr.	Reaktion nr.	Reaktion størrelse kN
1	$R_{y,1}, R_{y,2}$	1,82
2	$R_{y,4}$	0,67
3	$R_{y,7}$ og $R_{y,8}$	0,38
4	$R_{y,16}$	14,97
5	$R_{y,17}$	1,83
6	$R_{y,22}$	5,41
7	$R_{y,27}$	1,83
8	$R_{y,26}$	10,40
10	$R_{y,31}, R_{y,32}$	0,37
11	$R_{y,40}$	104,58
12	$R_{y,44}, R_{y,45}$	0,37
14	$R_{y,53}$	10,40
15	$R_{y,54}$	1,83
16	$R_{y,59}$	5,41
17	$R_{y,64}$	1,83
18	$R_{y,63}$	14,97
19	$R_{y,68}, R_{y,69}$	0,34
20	$R_{y,75}, R_{y,76}$	1,82
21	$R_{y,78}$	0,66

Tabel 4.16: Reaktioner for stabiliserende vægskiver fra tabel 4.11 på side 89, med angivelse af vægnumre og tilhørende reaktioner anvendt ved stringerberegningen.

For at kunne opnå et kraftsystem i ligevægt, hvilket er en forudsætning for anvendelse af stringemetoden, skal det sikres at summen af de ydre laster på dækskiven har samme størrelse som summen af reaktionerne fra vægskiverne. Idet vægreaktionerne og de ydre laster er symmetriske omkring dækskivens tyngdepunkt, forekommer der momentligevægt for systemet, mens ligevægt i x-retningen er overholdt idet der forekommer et symmetrisk vindsug på bygningens gavle. Ligevægt i y-retningen kan ydermere ses at være opfyldt idet summen af vægreaktioner $\sum R_y$ er lig summen af ydre laster $\sum F_y$:

$$\sum R_y = 184,99 \text{ kN} \approx \sum F_y = 185,05$$

I der for det opstillede stringersystem er ligevægt mellem de ydre kræfter virkende i knuderne, og reaktionerne fra de understøttende vægge, kan beregningen af forskydningsspændingerne i dækskivens forskydningsfelter påbegyndes, med udgangspunkt i stringersystemet som er angivet på figur 4.49 på næste side.



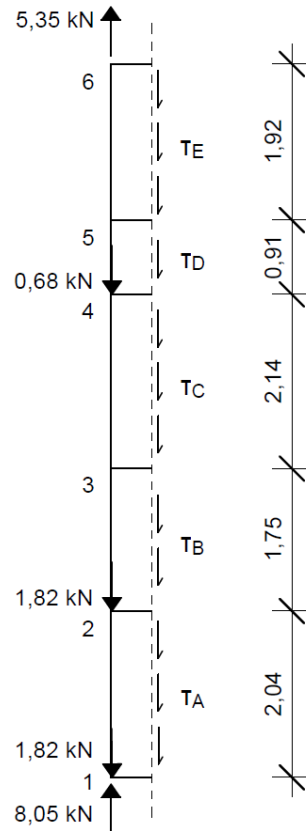
Figur 4.49: Stringersystem med angivelse af ydre laster og reaktioner fra afstivende vægskiver.

Med udgangspunkt i det opstillede stringersystem bestemmes forskydningsspændinger i forskydningsfelterne og stringerkræfter. Systemet er statisk ubestemt og der skal derfor vælges en række overtallige størrelser for at nå frem til en statisk tilladelig løsning for forskydningsspændinger og stringerkræfter. Dette vil løbende gøres ved beregning af forskydningsspændinger i stringerfelterne.

4.6.2 Bestemmelse af forskydningsspændinger

Forskydningsspændingerne der skal optages i dækskivens forskydningsfelter bestemmes i det følgende. Dette gøres ved at indlægge en række snit i dækskiven, hvorefter der ved ligevægt af den udskårne del af dækket, kan bestemmes forskydningsspændinger i de enkelte snit. Rækkefølgen af snit indlægges, således færrest mulige gæt er nødvendige pr. snit. Som følge af dækskivens store statiske ubestemthed er det for hvert snit nødvendigt at gætte en række værdier for forskydningsspændingerne indtil systemet bliver statisk bestemt, og forskydningsspændinger i de enkelte snit kan bestemmes ved ligevægt. I det følgende gennemgås de to første snit for bestemmelse af forskydningsspændinger i forskydningsfelterne A-E og E-AY.

Ved at indlægge snit til højre for stringerlinje 1-6 fås den fritskårne del af skiven, som vist på figur 4.50 på den følgende side, idet fortegnskonventionen fra figur 4.45 anvendes.



Figur 4.50: Fritskæring til højre for stringerlinje 1-6. Mål i m.

Idet der udføres ligevægt i y-retningen for den udskårne del af skiven fås følgende ligevægtsligning:

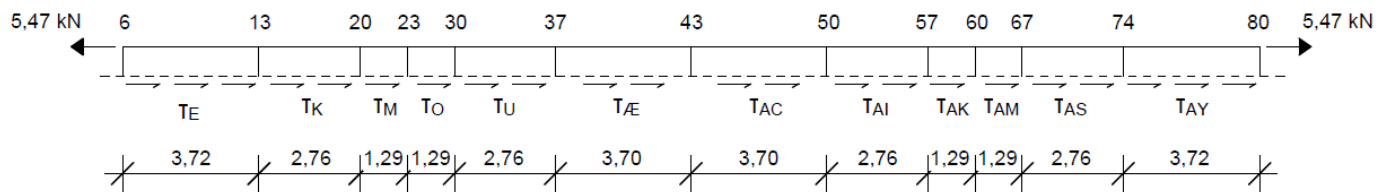
$$\sum F \uparrow^+: 8.050 \text{ N} + 5.350 \text{ N} - 1.820 \text{ N} - 1.820 \text{ N} - 680 \text{ N} - 220 \text{ mm} \cdot (\tau_A \cdot 2.040 \text{ mm} + \tau_B \cdot 1.750 \text{ mm} + \tau_C \cdot 2.140 \text{ mm} + \tau_D \cdot 910 \text{ mm} + \tau_E \cdot 1.920 \text{ mm}) = 0$$

Det ses at systemet er 4 gange statisk ubestemt, og det er derfor nødvendigt at gætte fire af forskydningsspændingerne. Det vælges at gætte på værdierne af τ_B , τ_C , τ_D og τ_E .

Efter en senere optimering af fordelingen for forskydningsspændinger og stringerkræfter, ses det at forskydningsspændingerne i de 4 felter sættes til hhv. $\tau_B = -0,02 \text{ MPa}$, $\tau_C = -0,04 \text{ MPa}$ og $\tau_D = \tau_E = 0,08 \text{ MPa}$. Idet ligevægtsligningen løses for τ_A kan denne beregnes ved følgende udtryk:

$$\begin{aligned} \tau_A &= \frac{9.080 \text{ N} - 220 \text{ mm} \cdot (-0,02 \text{ MPa} \cdot 1.750 \text{ mm} - 0,04 \text{ MPa} \cdot 2.140 \text{ mm} + 0,08 \text{ MPa} \cdot (910 \text{ mm} + 1.920 \text{ mm}))}{220 \text{ mm} \cdot 2.040 \text{ mm}} \\ &= -0,03 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Efter samme princip udføres dernæst et snit under stringerlinje 6-80:



Figur 4.51: Fritskæring under stringerlinje 6-80. Mål i m.

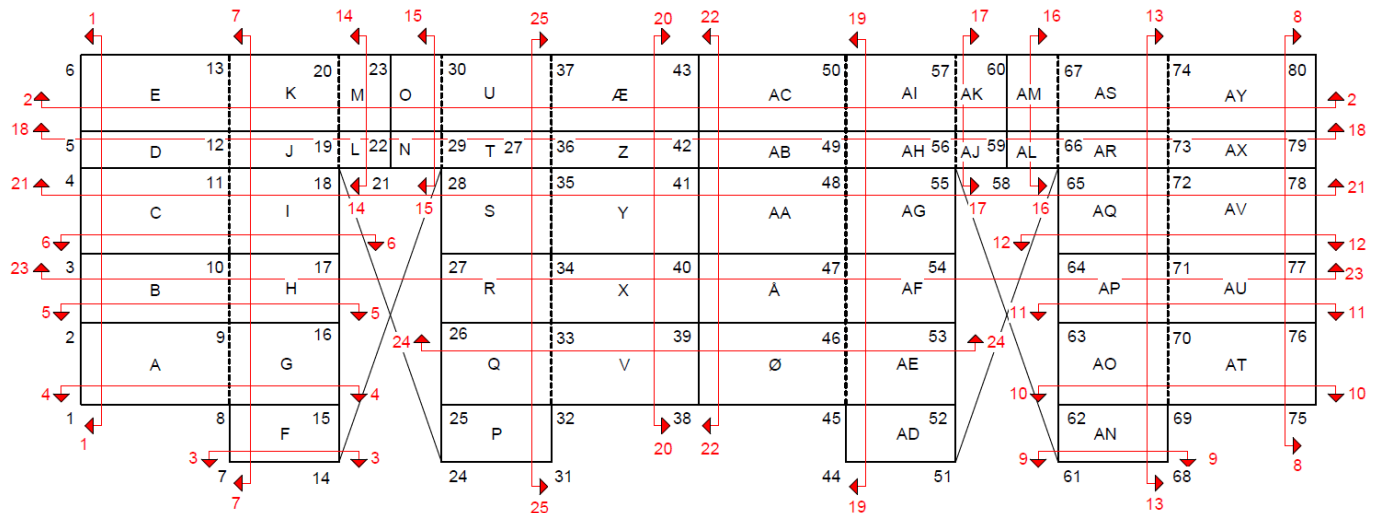
For den udskårne del af skiven kræves ligevægt i x-retningen hvilket resulterer i følgende ligevægtsligning:

$$\sum F \rightarrow^+: -5.470 \text{ N} + 5.470 \text{ N} + 220 \text{ mm} \cdot (\tau_E \cdot 3.720 \text{ mm} + \tau_K \cdot 2.755 \text{ mm} + \tau_M \cdot 1.287 \text{ mm} + \tau_O \cdot 1.287 \text{ mm} + \tau_U \cdot 2.755 \text{ mm} + \tau_{AE} \cdot 3.700 \text{ mm} + \tau_{AC} \cdot 3.700 \text{ mm} + \tau_{AI} \cdot 2.755 \text{ mm} + \tau_{AK} \cdot 1.287 \text{ mm} + \tau_{AM} \cdot 1.287 \text{ mm} + \tau_{AS} \cdot 2.755 \text{ mm} + \tau_{AY} \cdot 3.720 \text{ mm}) = 0$$

Forskydningsspændingen τ_E blev ved forrige snit bestemt som: $\tau_E = 0,08 \text{ MPa}$. Systemet ses således at være 10 gange statisk ubestemt, og yderligere 10 forskydningsspændinger skal gættes. Det vælges at gætte på følgende forskydningsspændinger, jf. en senere udført optimeringsproces: $\tau_K = 0,07 \text{ MPa}$, $\tau_M = 0,05 \text{ MPa}$, $\tau_O = 0,04 \text{ MPa}$, $\tau_U = -0,01 \text{ MPa}$, $\tau_{AC} = -0,02 \text{ MPa}$, $\tau_{AI} = 0,01 \text{ MPa}$, $\tau_{AK} = -0,04 \text{ MPa}$, $\tau_{AM} = -0,05 \text{ MPa}$, $\tau_{AS} = -0,07 \text{ MPa}$ og $\tau_{AY} = -0,08 \text{ MPa}$. Dermed kan forskydningsspændingen τ_{AE} bestemmes som følgende:

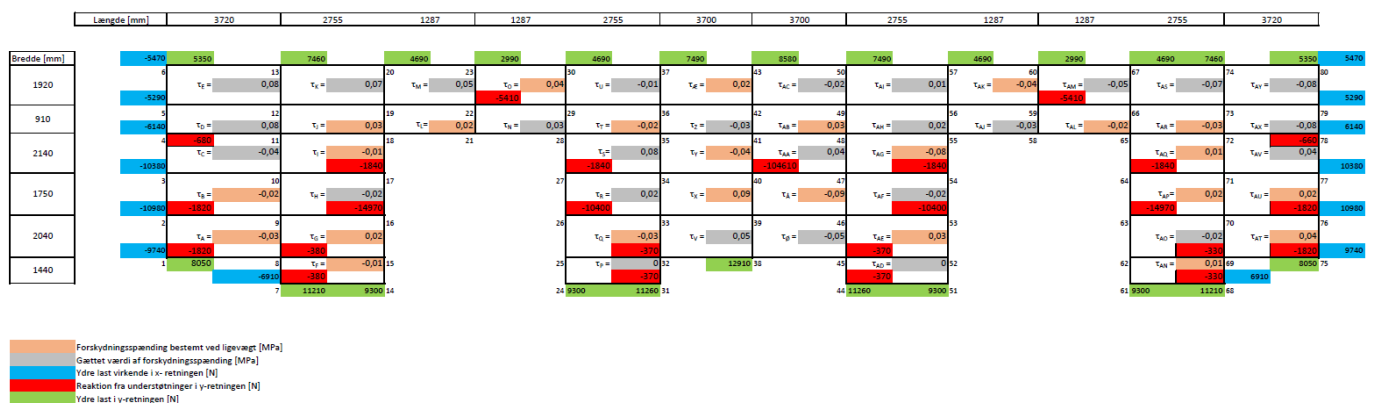
$$\begin{aligned} \tau_{AE} &= - (220 \text{ mm} \cdot (0,08 \text{ MPa} \cdot 3.720 \text{ mm} + 0,07 \text{ MPa} \cdot 2.755 \text{ mm} + 0,05 \text{ MPa} \cdot 1.287 \text{ mm} + \\ &\quad 0,04 \text{ MPa} \cdot 1.287 \text{ mm} - 0,01 \text{ MPa} \cdot 2.755 \text{ mm} - 0,02 \text{ MPa} \cdot 3.700 \text{ mm} + \\ &\quad 0,01 \text{ MPa} \cdot 2.755 \text{ mm} - 0,04 \text{ MPa} \cdot 1.287 \text{ mm} - 0,05 \text{ MPa} \cdot 1.287 \text{ mm} - \\ &\quad 0,07 \text{ MPa} \cdot 2.755 \text{ mm} - 0,08 \text{ MPa} \cdot 3.720 \text{ mm})) / (220 \text{ mm} \cdot 3.700 \text{ mm}) \\ &= 0,02 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Der indlægges i alt 25 snit i dækskiven, ved anvendelse af samme metoder som angivet i de ovenstående eksempler, indtil alle forskydningsspændinger er bestemt, og der er sikret vandret og lodret ligevægt langs alle stringerlinjer. Rækkefølgen for fritskæring af dækskiven er angivet på figur 4.52 på næste side.



Figur 4.52: Rækkefølge for fritskæring af dækskivens forskydningsfelter, ved bestemmelse af forskydningsspændinger.

Beregningen af forskydningsspændingerne i de øvrige forskydningsfelter er bestemt i bilag A2.1.STAB2. Her anvendes snitrækkefølgen som angivet på figur 4.52, hvorved alle forskydningsspændinger i forskydningsfelterne er bestemt, idet der sikres ligevægt af de fritskårne emner i samtlige snit. Herunder er udført en optimering af fordelingen af forskydningsspændinger, således disse og stringerkræfterne minimeres. Resultaterne for beregningen af stringersystemets forskydningsspændinger fremgår af figur 4.53. Figuren er til inspiration og for at se en læsbar version henvises til beregningsbilaget A2.1.STAB2.



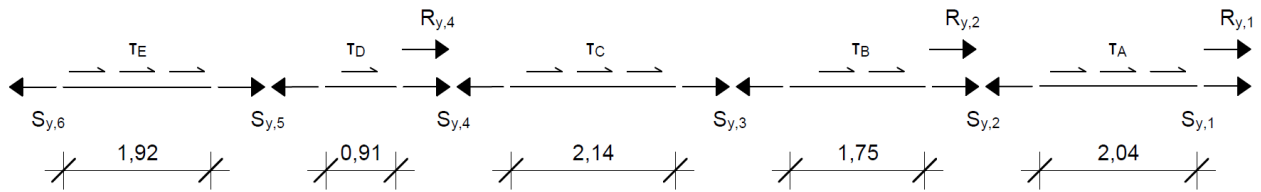
Figur 4.53: Resultater for beregning af forskydningsspændinger fra bilag A2.1.STAB2.

Idet forskydningsspændingen i alle forskydningsfelter er bestemt, kan stringerkræfterne der virker i stringerlinjerne mellem dækskivens forskydningsfelter bestemmes.

4.6.3 Bestemmelse af stringerkræfter

Med udgangspunkt i de beregnede forskydningsspændinger bestemmes stringerkræfterne i systemets stringere, som går fra knudepunkt til knudepunkt. Dette gøres ved løsskæring af hver enkelt stringer med en stringerkraft i hvert knudepunkt. Stringerkræfterne i knudepunkterne bestemmes ved ligevægt i stringernes længderetning, og varierer lineært mellem knudepunkterne.

I det følgende udføres et beregningseksempel for bestemmelse af stringerkræfterne i stringerlinje 1 - 6. Ved løsskæring fås systemet vist på figur 4.54.



Figur 4.54: Fritskåret stringerlinje 1-6, med angivelse af stringerkræfter.

Der kræves ligevægt i y-retningen og stringerkræfterne i knuderne bestemmes nedefra og op, svarende til knude 1 - 6.

Stringerkraften i knude 1 bestemmes med udgangspunkt i den ydre last i knuden, samt reaktionen fra den stabiliserende væg nedenfor:

$$S_{y,1} = -F_y + R_{y,1} = -8,05 \text{ kN} + 1,82 \text{ kN} = -6,23 \text{ kN}$$

Stringerkræfterne i de øvrige knuder bestemmes dernæst ved lodret ligevægt:

$$\begin{aligned} S_{y,2} &= S_{y,1} + R_{y,2} + \tau_A \cdot 220 \text{ mm} \cdot 2.040 \text{ mm} \cdot 10^{-3} \frac{\text{kN}}{\text{N}} \\ &= -6,23 \text{ kN} + 1,82 \text{ kN} - 0,03 \text{ MPa} \cdot 220 \text{ mm} \cdot 2.040 \text{ mm} \cdot 10^{-3} \frac{\text{kN}}{\text{N}} = -19,02 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{y,3} &= S_{y,2} + \tau_B \cdot 220 \text{ mm} \cdot 1.750 \text{ mm} \cdot 10^{-3} \frac{\text{kN}}{\text{N}} \\ &= -19,02 \text{ kN} - 0,02 \text{ MPa} \cdot 220 \text{ mm} \cdot 1.750 \text{ mm} \cdot 10^{-3} \frac{\text{kN}}{\text{N}} = -26,31 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{y,4} &= S_{y,3} + R_{y,4} + \tau_C \cdot 220 \text{ mm} \cdot 2.140 \text{ mm} \cdot 10^{-3} \frac{\text{kN}}{\text{N}} \\ &= -26,31 \text{ kN} + 0,68 \text{ kN} - 0,04 \text{ MPa} \cdot 220 \text{ mm} \cdot 2.140 \text{ mm} \cdot 10^{-3} \frac{\text{kN}}{\text{N}} = -44,46 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{y,5} &= S_{y,4} + \tau_D \cdot 220 \text{ mm} \cdot 910 \text{ mm} \cdot 10^{-3} \frac{\text{kN}}{\text{N}} \\ &= -44,46 \text{ kN} + 0,08 \text{ MPa} \cdot 220 \text{ mm} \cdot 910 \text{ mm} \cdot 10^{-3} \frac{\text{kN}}{\text{N}} = -28,44 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{y,6} &= S_{y,5} + \tau_E \cdot 220 \text{ mm} \cdot 1.920 \text{ mm} \cdot 10^{-3} \frac{\text{kN}}{\text{N}} \\ &= -28,44 \text{ kN} + 0,08 \text{ MPa} \cdot 220 \text{ mm} \cdot 1.920 \text{ mm} \cdot 10^{-3} \frac{\text{kN}}{\text{N}} = 5,35 \text{ kN} \end{aligned}$$

I sidste ligning er den lodrette ligevægt kontrolleret, idet det ses at stringerkraften $S_{y,6}$ er lig den ydre last i knude 6.

De øvrige stringerkrafter for stringere i x- og y-retningen er bestemt for alle stringerlinjer i bilag A2.1.STAB2. På de nedenstående figurer 4.55 og 4.56 fremgår resultater for beregning af stringerkrafterne. Figureerne er til inspiration, og for at se en læsbar version henvises til beregningsbilaget A2.1.STAB2.

	Længde [mm]	3720	2755	1287	1287	2755	3700	3700	2755	1287	1287	2755	3720
Bredde [m]													
1920	$S_{x,4} =$	$S_{x,11} =$	$S_{x,10} =$	$S_{x,10} =$	$S_{x,10} =$	$S_{x,10} =$	$S_{x,10} =$	$S_{x,10} =$	$S_{x,10} =$	$S_{x,10} =$	$S_{x,10} =$	$S_{x,10} =$	$S_{x,4} =$
	5,47	-60,00	-102,43	-116,59	-127,14	-121,08	-137,44	-121,16	-127,22	-116,59	-102,43	-60,00	5,47
910	$S_{x,2} =$	$S_{x,11} =$	$S_{x,10} =$	$S_{x,10} =$	$S_{x,10} =$	$S_{x,10} =$	$S_{x,10} =$	$S_{x,10} =$	$S_{x,10} =$	$S_{x,10} =$	$S_{x,10} =$	$S_{x,10} =$	$S_{x,2} =$
	5,29	5,29	31,23	41,08	43,14	49,78	90,56	48,66	42,60	40,46	30,79	5,29	5,29
2140	$S_{x,2} =$	$S_{x,11} =$	$S_{x,10} =$	$S_{x,10} =$	$S_{x,10} =$	$S_{x,10} =$	$S_{x,10} =$	$S_{x,10} =$	$S_{x,10} =$	$S_{x,10} =$	$S_{x,10} =$	$S_{x,10} =$	$S_{x,2} =$
	6,14	104,35	126,11	130,42	138,91	77,72	86,65	79,71	139,53	131,03	126,55	104,35	6,14
1750	$S_{x,2} =$	$S_{x,10} =$	$S_{x,10} =$		$S_{x,10} =$	$S_{x,10} =$	$S_{x,10} =$	$S_{x,10} =$	$S_{x,10} =$		$S_{x,10} =$	$S_{x,10} =$	$S_{x,2} =$
	10,38	-6,85	0,00		0,00	36,37	-72,79	35,58	0,00		0,00	-9,39	10,38
2040	$S_{x,2} =$	$S_{x,10} =$	$S_{x,10} =$		$S_{x,10} =$	$S_{x,10} =$	$S_{x,10} =$	$S_{x,10} =$	$S_{x,10} =$		$S_{x,10} =$	$S_{x,10} =$	$S_{x,2} =$
	10,98	22,10	0,00		0,00	30,31	65,41	30,31	0,00		0,00	26,79	10,98
1440	$S_{x,2} =$	$S_{x,10} =$	$S_{x,10} =$		$S_{x,10} =$	$S_{x,10} =$	$S_{x,10} =$	$S_{x,10} =$	$S_{x,10} =$		$S_{x,10} =$	$S_{x,10} =$	$S_{x,2} =$
	9,74	-16,88	0,00		0,00	-18,18	22,52	-18,18	0,00		0,00	-19,03	9,74
	$S_{x,10} =$		$S_{x,10} =$		$S_{x,10} =$	$S_{x,10} =$		$S_{x,10} =$			$S_{x,10} =$		
		6,91	0,00		0,00	0,00		0,00	0,00		0,00	6,91	

Figur 4.55: Stringerkrafter i dækskivens x-retning, fra bilag A2.1.STAB2.

		Længde [mm]	3720	2755	1287	1287	2755	3700	3700	2755	1287	1287	2755	3720
Bredde [m]														
1920	$S_{y,8} = 5,35$	$S_{y,13} = 7,46$	$S_{y,10} = 4,69$	$S_{y,10} = 2,99$	$S_{y,10} = 4,67$	$S_{y,10} = 7,49$	$S_{y,10} = 8,60$	$S_{y,10} = 7,49$	$S_{y,10} = 4,67$	$S_{y,10} = 2,99$	$S_{y,10} = 4,69$	$S_{y,13} = 7,46$	$S_{y,8} = 5,35$	
	$S_{y,5} = -28,44$	$S_{y,11} = 11,68$	$S_{y,10} = 13,14$	$S_{y,10} = 2,96$	$S_{y,10} = 24,64$	$S_{y,10} = -5,22$	$S_{y,10} = 25,54$	$S_{y,10} = -5,18$	$S_{y,10} = 24,76$	$S_{y,10} = 2,84$	$S_{y,10} = 13,14$	$S_{y,11} = 11,68$	$S_{y,5} = -28,44$	
910	$S_{y,4} = -44,46$	$S_{y,11} = 22,26$	$S_{y,10} = 15,53$	$S_{y,10} = 0,00$	$S_{y,10} = 34,8$	$S_{y,10} = -3,41$	$S_{y,10} = 13,23$	$S_{y,10} = -2,89$	$S_{y,10} = 34,8$	$S_{y,10} = 0,00$	$S_{y,10} = 15,56$	$S_{y,11} = 22,11$	$S_{y,4} = -44,46$	
	$S_{y,3} = -26,31$	$S_{y,10} = 7,52$	$S_{y,10} = 11,44$		$S_{y,10} = -2,8$	$S_{y,10} = 53,54$	$S_{y,10} = -24,89$	$S_{y,10} = 53,00$	$S_{y,10} = -2,28$		$S_{y,10} = 11,5$	$S_{y,10} = 7,37$	$S_{y,3} = -26,29$	
2140	$S_{y,3} = -19,01$	$S_{y,9} = 7,92$	$S_{y,10} = 1,90$		$S_{y,10} = -12,36$	$S_{y,10} = 25,38$	$S_{y,10} = -57,79$	$S_{y,10} = 24,84$	$S_{y,10} = -11,62$		$S_{y,10} = 0,31$	$S_{y,10} = 10,59$	$S_{y,3} = -20,19$	
	$S_{y,1} = -6,23$	$S_{y,8} = -14,06$	$S_{y,10} = -5,69$		$S_{y,10} = -9,30$	$S_{y,10} = -10,52$	$S_{y,10} = -12,91$	$S_{y,10} = -10,89$	$S_{y,10} = -9,30$		$S_{y,8} = -5,69$	$S_{y,10} = -14,16$	$S_{y,1} = -6,23$	
1750		$S_{y,9} = -10,83$	$S_{y,14} = -9,30$		$S_{y,14} = -9,30$	$S_{y,13} = -10,89$		$S_{y,14} = -10,89$	$S_{y,14} = -9,30$		$S_{y,14} = -9,30$	$S_{y,14} = -10,88$		
2040														
1440														

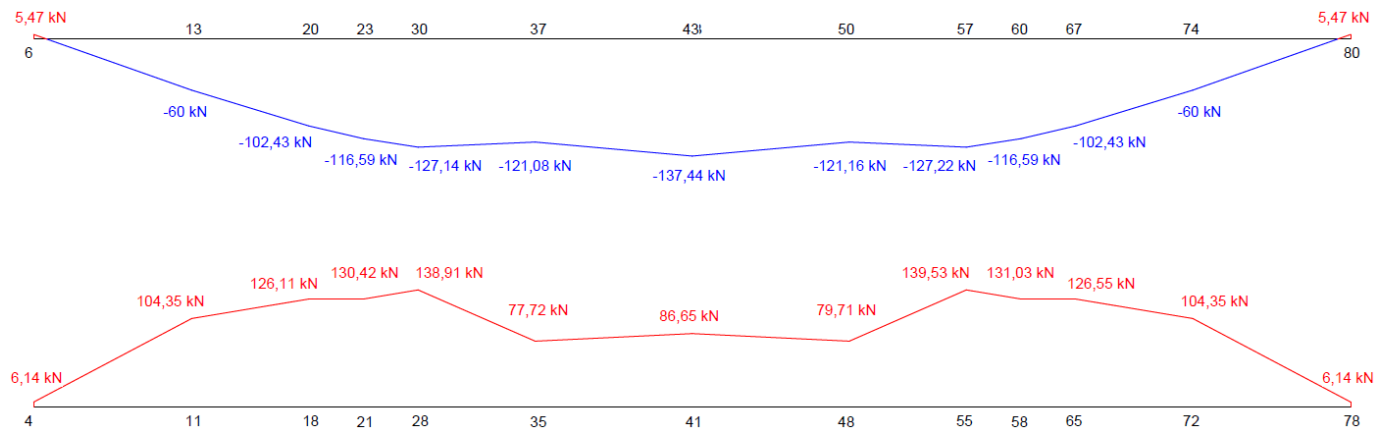
Figur 4.56: Stringerkrafter i dækskivens y-retning, fra bilag A2.1.STAB2.

De numerisk maksimale stringerkrafter der forekommer i dækskivens stringerlinjer er opsummeret i tabel 4.17.

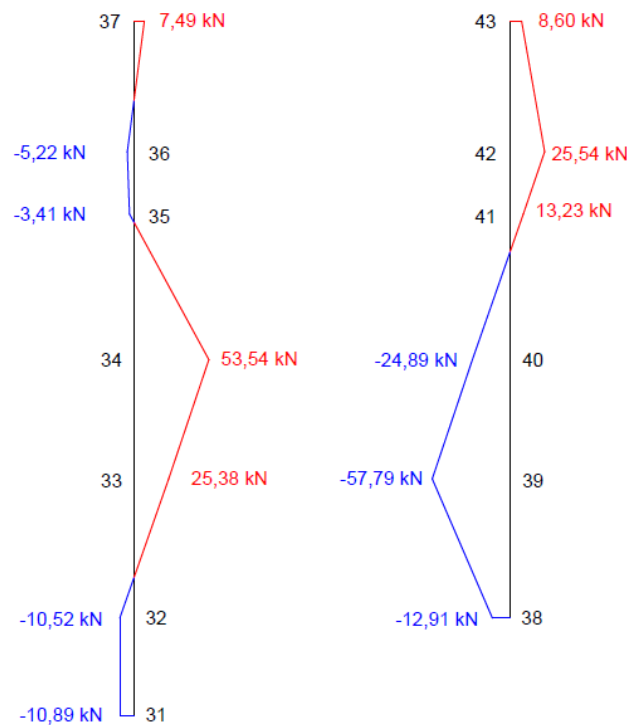
Maksimale stringerkrafter		
Retning	Stringer nr.	Kraft kN
x-retning	$S_{x,43}$	-137,44 kN
	$S_{x,55}$	139,53 kN
y-retning	$S_{y,39}$	-57,79 kN
	$S_{y,34}$	53,54 kN

Tabel 4.17: Numerisk maksimale resulterende stringerkrafter for tryk og træk i x- og y-retningen.

De numerisk maksimale stringerkræfter forekommer i stringerlinjerne: 4-78, 6-80, 31-37 og 38-43, og stringerkræfternes variation er vist på de nedenstående figurer 4.57 og 4.58.



Figur 4.57: Stringerkræfternes forløb i stringerne 4-78 og 6-80.



Figur 4.58: Stringerkræfternes forløb i stringerne 31-37 og 38-43.

Idet de maksimale stringerkræfter og forskydningsspændinger i forskydningsfelterne nu er fastlagt, vil det i det følgende forsøges eftervist at armeringen indlagt til sikring af bygningens robusthed, samt supplerende stringere udført på huldækkens overside har tilstrækkelig bæreevne til at videreføre de ydre laster på dækskiven til de afstivende vægge. Samtidig findes en nødvendig armeringsmængde til at sikre forskydningsfelternes bæreevne. Beregningerne udføres efter metoderne angivet i "Betonkonstruktioner" [Jensen, 2019a].

4.6.4 Eftervisning af forskydningsfelter

I forskydningsfelterne forekommer der kun forskydningsspændinger. Forskydningsspændingerne kan optages ved at indlægge armering i både x- og y-retningen, parallelt med stringerlinjerne, eller ved at placere forskydningsarmeringen i stringerlinjerne. For forskydningsfelterne skal det eftervises at betonspændingen i disse er mindre end den plastiske betonstyrke ved ren forskydning, hvilket er tilfældet hvis formel (4.44), som gælder for plane spændingstilstande i armerede betonskiver, er opfyldt.

$$\sigma_c = \tau \cdot \left(\cot(\theta) + \frac{1}{\cot(\theta)} \right) < \nu_\nu \cdot f_{cd} \quad (4.44)$$

Hvor:

τ	Forskydningsspænding i skive [MPa]
θ	Det skrå betontryks vinkel med x-aksen [$^\circ$]
ν_ν	Effektivitetsfaktoren for ren forskydning [–]

Effektivitetsfaktoren for ren forskydning bestemmes ved formel (4.45).

$$\nu_\nu = \left(0,7 - \frac{f_{ck}}{200} \right) = \left(0,7 - \frac{35 \text{ MPa}}{200} \right) = 0,525 \quad \text{dog mindst} \quad \nu_\nu = 0,45 \quad (4.45)$$

Det nødvendige tværsnitsareal for jævnt fordelt armering i forskydningsfelternes x- og y-retning, kan ydermere bestemmes ved formel (4.46) og (4.47).

$$A_{s,x} = \frac{\tau b}{f_{yd}} \cdot \cot(\theta) \quad (4.46)$$

$$A_{s,y} = \frac{\tau b}{f_{yd} \cdot \cot(\theta)} \quad (4.47)$$

Idet der i bygningen anvendes huldæk, hvori der normalt ikke udføres forskydningsarmering, vælges det at udføre forskydningsarmeringen i hver retning i de parallelt liggende stringerlinjer. Stringerkræfterne skal således korrigeres for bidraget fra forskydning, som for x- og y-retningen bestemmes ved formel (4.48) og (4.49). Halvdelen af hvert af disse bidrag føres således til hver parallel stringerlinje langs forskydningsfeltet.

$$N_x = \tau \cdot \cot(\theta) \cdot b \cdot z_y \quad (4.48)$$

$$N_y = \frac{\tau}{\cot(\theta)} \cdot b \cdot z_x \quad (4.49)$$

Hvor:

b	Tykkelse af dækskiven [mm]
z_y	Afstand mellem parallelle stringerlinjer i x-retningen [mm]
z_x	Afstand mellem parallelle stringerlinjer i y-retningen [mm]

For trækstringere tillægges stringerkraften den halve normalkraft, og for trykstringere fradrages stringerkraften den halve normalkraft.

Det skrå betontryks vinkel med x-aksen skal overholde det nedenstående udtryk:

$$1 \leq \cot(\theta) \leq 2,5 \quad (4.50)$$

Det vælges at sætte vinklen til $\theta = 45^\circ$, hvilket resulterer i den lavest mulige hovedspænding i betonen, hvor der fås en værdi på $\cot(45) = 1$.

I forskydningsfelterne X og Å forekommer de største forskydningsspændinger på hhv. $\tau_X = 0,09 \text{ MPa}$ og $\tau_{\text{Å}} = -0,09 \text{ MPa}$. Der tages derfor udgangspunkt i disse felter ved eftervisning af at betonspændingerne i forskydningsfelterne er tilladelige, idet trykstyrken for fugebetonen: $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$, og partialkoefficienten for trykstyrken af armeret insitubeton: $\gamma_c = 1,45$ anvendes:

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \tau_s \cdot \left(\cot(\theta) + \frac{1}{\cot(\theta)} \right) < \nu_\nu \cdot f_{cd} \\ &= 0,09 \text{ MPa} \cdot \left(1 + \frac{1}{1} \right) = 0,18 \text{ MPa} < 0,525 \cdot \frac{35 \text{ MPa}}{1,45} = 12,67 \text{ MPa} \quad \text{OK!} \end{aligned}$$

For alle forskydningsfelter er det dermed eftervist at trykspændingerne i betonen fra forskydning er mindre end den plastiske betonstyrke ved ren forskydning.

For stringerlinjerne hvor de maksimale stringerkræfter blev bestemt, vil bidraget til stringerkræfterne fra forskydningsspænding i de tilstødende forskydningsfelter bestemmes i det følgende. Herefter bestemmes de resulterende kræfter i stringerne, idet der fortsat tages udgangspunkt i trykhældningen på: $\cot(\theta) = 1$.

Der udføres et beregningseksempel ved stringerlinje 4-78, hvor tillægget fra forskydningsspændingerne i forskydningsfelterne AH og AG, til den resulterende stringerkraft $S_{x,55}$, bestemmes. Herefter opstilles resultater fra de øvrige kritiske stringerlinjer.

Beregningseksempel - Stringerkraft 55

Forskydningsfeltet AH betragtes først. Idet der forekommer en afstand mellem de parallelle stringerlinjer i x-aksens retning på: $z_y = 910 \text{ mm}$ kan ændringen af stringerkraften i x-retningen bestemmes som:

$$N_{x,AH} = \tau_{AH} \cdot \cot(\theta) \cdot b \cdot z_y = 0,02 \text{ MPa} \cdot 1 \cdot 220 \text{ mm} \cdot 910 \text{ mm} = 4,0 \text{ kN}$$

Tilsvarende bestemmes ændringen i x-retningen fra forskydningsfeltet AG, på den anden side af stringerlinjen 4 - 78. Idet forskydningsspændinger her er negative vil ændringen i stringerkraften få negativt fortegn:

$$N_{x,AG} = \tau_{AG} \cdot \cot(\theta) \cdot b \cdot z_y = -0,08 \text{ MPa} \cdot 1 \cdot 220 \text{ mm} \cdot 2.140 \text{ mm} = -37,7 \text{ kN}$$

Den resulterende trækraft i x-retningen i knude 55, ses således at blive reduceret, idet der er tale om en trækstringer. Resultanten bestemmes ved summen af stringerkraften bestemt ved stringerberegningen og det halve bidrag fra hvert forskydningsfelt:

$$S_{x,55,res} = 139,53 \text{ kN} + \frac{4,0 \text{ kN}}{2} - \frac{37,7 \text{ kN}}{2} = 122,7 \text{ kN}$$

Som det ses af ovenstående beregning kan bidragene fra forskydningsspændinger til stringerkræfterne ændre disse således disse både kan blive mindre eller større, afhængigt af om der er tale om tryk- eller trækstringere, samt fortegnet af forskydningsspændingen i de tilstødende forskydningsfelter.

For den pågældende stringerlinje ses stringerkraften i knude 55 ikke længere at være en maksimal trækraft. Denne forekommer i stedet i knude 28, hvor forskydningsspændingerne bidrager til en øget trækraft. Det kan derfor ikke på forhånd konkluderes hvilke stringerkræfter der er størst på baggrund af de beregnede stringerkræfter fra forrige afsnit.

Det er derfor nødvendigt at beregne stringerkræfterne, under hensyntagen til bidrag fra forskydningsspændingerne, for alle systemets stringere, for entydigt at kunne fastlægge hvor de største stringerkræfter forekommer. Dette er gjort i beregningsbilag A2.1.STAB2.

De numerisk største resulterende stringerkræfter, under hensyntagen til bidrag fra forskydningspændinger i forskydningsfelterne, fremgår af tabel 4.18.

Maksimale resulterende stringerkræfter		
Retning	Stringer nr.	Kraft kN
x-retning	$S_{x,43,res}$	-133,19 kN
	$S_{x,28,res}$	141,92 kN
y-retning	$S_{y,79,res}$	-61,18 kN
	$S_{y,34,res}$	97,50 kN

Tabel 4.18: Numerisk maksimale resulterende stringerkræfter for tryk og træk i x- og y-retningen, idet bidrag fra forskydningsspændinger inkluderes.

4.6.5 Eftervisning af trækstringere

Trækkræfterne der optræder i trækstringerne skal optages af armeringen som indlægges i disse. Trækstringerne dimensioneres, idet det sikres at den regningsmæssige stringerkraft i disse er mindre end armeringens flydekraft givet ved formel (4.51).

$$N_{t,Ed} \leq A_s f_{yd} \quad (4.51)$$

Stringerkræfterne varierer lineært mellem knudepunkterne, som følge af forskydningsspændingerne i de tilstødende forskydningsfelter. Det skal sikres at denne variation kan overføres fra forskydningsfelterne til stringerarmingen. Den øvre grænse for overførslen af forskydning mellem beton og armering regnes at optræde over forankringslængden l_b , med en størrelse svarende til den regningsmæssige flydekraft.

Den maksimale forskydningsspænding der kan overføres til en trækstringer, bestemmes ved formel (4.52).

$$\tau_{max} = \frac{A_s f_{yd}}{l_b b} \quad (4.52)$$

Hvor:

τ_{max}	Maksimal forskydningsspænding der kan overføres til trækstringer [MPa]
A_s	Areal af armeringsstænger i trækstringer [mm ²]
f_{yd}	Regningsmæssig flydespænding [MPa]
l_b	Forankringslængde [mm]
b	Dækskivens tykkelse [mm]

For trækstringere der placeres mellem to forskydningsfelter skal forskellen mellem spændingerne i de tilstødende forskydningsfelter optages af denne. For at forskellen i spændinger kan overføres til trækstringeren, skal formel (4.53) være opfyldt.

$$|\tau_A - \tau_B| < \frac{A_s f_{yd}}{l_b b} \quad (4.53)$$

Med udgangspunkt i ovenstående udtryk eftervises bæreevnen af trækstringerne hvor de største resulterende trækkræfter forekommer, jf. tabel 4.18 på forrige side.

I stringerlinje 4-78, som placeres i en af dækkets længdefuger, forekommer den største resulterende trækraft i x-retningen på: $S_{x,28,res} = 141,92 \text{ kN}$. Hvor den pågældende stringerkraft forekommer udføres lokalt randarmering med 2 stk. Y12 armeringsstænger, jf. robusthedskrav. Disse ses imidlertid ikke at være tilstrækkelige til at optage trækraften i stringeren:

$$N_{t,Ed} = 141,92 \text{ kN} > 2 \cdot \pi \cdot (6 \text{ mm})^2 \cdot \frac{550 \text{ MPa}}{1,20} = 103,6 \text{ kN}$$

Det vælges i stedet at indlægge 2 stk. Y16 armeringsstænger ved elevatorskaktene hvor disse virker som randarmering, samt Y16 U-bøjler omkring randarmeringen, langs stringerlinje 4 - 78. Herved ses bæreevnen af stringerne at være tilstrækkelig:

$$N_{t,Ed} = 141,92 \text{ kN} < 2 \cdot \pi \cdot (8 \text{ mm})^2 \cdot \frac{550 \text{ MPa}}{1,20} = 184,3 \text{ kN}$$

Forholdet mellem forankringslængden og diameteren af armeringen kan aflæses som $\frac{l_b}{\phi} = 55$ for insitustøbte konstruktioner med C35 beton, og karakteristisk flydespænding af armeringen på: $f_{yk} = 550 \text{ MPa}$, jf. tabel 5.10 i Teknisk Ståbi. Dette resulterer i en forankringslængde for Y16 armering på: $l_b = 55 \cdot 16 \text{ mm} = 880 \text{ mm}$.

Langs stringerlinjen 4-78 forekommer den største forskel mellem spændingerne i forskydningsfelterne, langs felt AH og AG. Det ses at denne kan overføres til trækarmeringen, idet følgende udtryk er opfyldt:

$$|0,02 \text{ MPa} - -0,08 \text{ MPa}| < \frac{2 \cdot \pi \cdot (8 \text{ mm})^2 \cdot \frac{550 \text{ MPa}}{1,20}}{880 \text{ mm} \cdot 220 \text{ mm}} = 0,95 \text{ MPa}$$

For de resterende stringerlinjer i x- og y-retningen forekommer væsentligt mindre forskelle i spændingerne i de tilstødende forskydningsfelter og disse forudsættes jf. ovenstående beregning ligeledes at kunne overføre forskydningsspændingerne til trækstringerne.

For stringerlinje 5-79 forekommer ved knude 42 en stringerkraft på: $S_{x,42} = 91,8 \text{ kN}$. For stringerlinje 26-53 forekommer ligeledes en relativt stor resulterende stringerkraft i knude 39 på: $S_{x,40} = 94,6 \text{ kN}$. Jf. robusthedskrav skal der her anvendes 2 stk. Y10 armeringsstænger over mellemunderstøtningerne, hvilket ses ikke at være tilstrækkeligt til at optage de optrædende trækkræfter. Idet der over de pågældende stringerlinjer i stedet indlægges 2 stk. Y12 armeringsstænger ses bæreevnen jf. ovenstående beregning at være tilstrækkelig.

For de øvrige trækstringere i x-retningen ses trækbæreevnen ved anvendelse af armering til sikring af robustheden jf. afsnit 4.5 på side 108 at være overholdt.

For stringerlinjen 31-37 forekommer den største trækraft i y-retningen på: $S_{y,34,res} = 97,5 \text{ kN}$. Denne stringerlinje er udført hvor der ikke forekommer dækfuger, og skal således etableres ved udførelse af et fladjern fastgjort til huldækkens overside.

Fladjernets nødvendige dimension for at optage trækkræften bestemmes ved formel (4.54).

$$A_{s,n\ddot{o}dv,fladjern} = \frac{N_{t,Ed}}{f_{yd}} \quad (4.54)$$

Idet der anvendes stål i styrkeklasse S235 og der tages udgangspunkt i eftervisning af bæreevnen for trækpåvirkede bruttotværsnit, bestemmes det nødvendige areal af fladjernet som:

$$A_{s,n\ddot{o}dv,fladjern} = \frac{97,5 \cdot 10^3 \text{ N}}{\frac{235 \text{ MPa}}{1,1}} = 456,4 \text{ mm}^2$$

Idet fladjernet udføres med en bredde på 60 mm og en godstykkelse på 8 mm ses tværsnitsarealet at være tilstrækkeligt:

$$A_{s,fladjern} = 8 \text{ mm} \cdot 60 \text{ mm} = 480 \text{ mm}^2 > A_{s,n\ddot{o}dv,fladjern} = 456,4 \text{ mm}^2$$

Alle otte fladjern i stringerlinje 8-13, 18-20, 28-30, 32-37, 45-50, 55-57, 65-67 og 69-74 er udsættes for træk ved den valgte lastkombination, og vælges udført med ovenstående tværsnit, hvormed deres trækbæreevne er tilstrækkelig. Fladjernene boltes fast i huldækkene således spændingerne i forskydningsfelterne kan overføres til disse.

4.6.6 Eftervisning af trykstringere

Trykkræfterne der virker i trykstringerne skal optages af betontværsnittet der forekommer i de enkelte stringere. Bæreevnen af trykstringerne ses at være overholdt hvis ikke spændingerne i disse overstiger den plastiske betontrykstyrke, som er givet ved formel (4.55).

$$\sigma_c < \nu_m f_{cd} \quad (4.55)$$

Hvor:

ν_m	Effektivitetsfaktor for betonstyrke ved normalkraft fra bøjningspåvirkning [–]
f_{cd}	Betonens regningsmæssige trykstyrke [MPa]

Effektivitetsfaktoren for betontrykstyrken, for normalt armerede tværsnit med bøjningspåvirkning, bestemmes ved formel (4.56).

$$\nu_m = 0,98 - \frac{f_{ck}}{500} \quad \text{dog mindst} \quad \nu_m = 0,6 \quad (4.56)$$

For alle længde- og tværfugerne i etagedækket, hvor der placeres stringere, anvendes fugebeton med styrke på: $f_{ck} = 35$ MPa. Den regningsmæssige betontrykstyrke, samt effektivitetsfaktoren for betonstyrken bestemmes på baggrund af denne, hvorved den plastiske betontrykstyrke kan beregnes som følgende, idet der er tale om armeret insitubeton:

$$\nu_m \cdot f_{cd} = \left(0,98 - \frac{35 \text{ MPa}}{500} \right) \cdot \frac{35 \text{ MPa}}{1,45} = 21,97 \text{ MPa}$$

Bæreevnen af trykstringerne hvor de største trykkræfter forekommer kan dernæst eftervises med udgangspunkt i den plastiske betontrykstyrke. Der tages udgangspunkt i de største resulterende trykkræfter i systemets stringere, angivet i tabel 4.18 på side 136.

I stringerlinje 6-80, som placeres i en af dækkets kantstøbninger, forekommer den største resulterende trykkraft i x-retningen på: $S_{x,43,res} = -133,19$ kN. For at sikre at trykspændingen er mindre end den plastiske betontrykstyrke skal følgende betonareal være til stede:

$$A_c = \frac{133,19 \cdot 10^3 \text{ N}}{21,97 \text{ MPa}} = 6.062 \text{ mm}^2$$

Idet der forekommer en dæktykkelse på 220 mm bliver den nødvendige bredde af stringeren således:

$$b = \frac{A_c}{t} = \frac{6.062 \text{ mm}^2}{220 \text{ mm}} = 27,6 \text{ mm}$$

Stringerbredden sættes normalt ikke større end 20 % af bredden for det smalleste tilstødende forskydningsfelt. Dette ses at være opfyldt ved den ovenstående bredde af trykstringeren placeret i en kantfuge, og bæreevnen vurderes derfor tilstrækkelig.

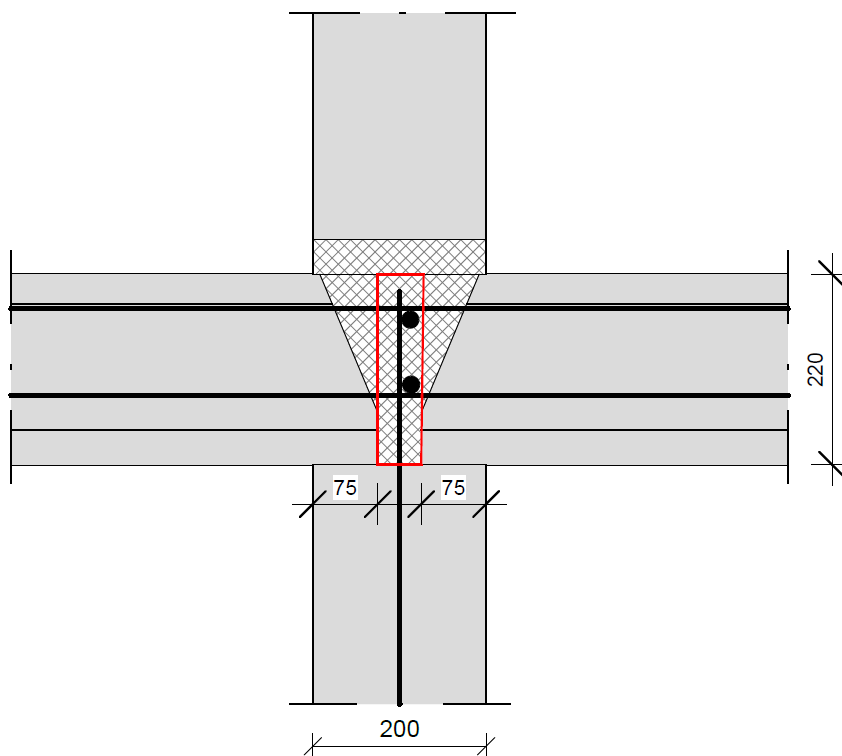
For stringerlinjen 75 - 80 forekommer den største resulterende trykkraft i y-retningen på: $S_{y,79,res} = -61,18 \text{ kN}$. Denne placeres i en kantfuge, hvormed tværsnitsarealet jf. tidligere beregning er tilstrækkeligt.

Ydermere forekommer i stringerlinjen 38-43 den største trykkraft i y-retningen over en tværfuge, med størrelsen: $S_{y,39,res} = -57,79 \text{ kN}$. Idet trykstringeren regnes at have samme tykkelse som dækket, bestemmes den nødvendige bredde af stringeren som:

$$A_c = \frac{57,79 \cdot 10^3 \text{ N}}{21,97 \text{ MPa}} = 2.630 \text{ mm}^2$$

$$b = \frac{2.630 \text{ mm}}{220 \text{ mm}} = 11,95 \text{ mm}$$

Idet stringeren forekommer i et etagekryds, har denne en bredde på 50 mm, som vist på figur 4.59. Denne har derfor også tilstrækkelig bæreevne som trykstringer.



Figur 4.59: Skitsering af arealet af trykstringere i tværfuger v. etagekryds.

Idet stringerne hvori de største trykkræfter optræder er eftervist, regnes alle dækskivens trykstringere eftervist for den pågældende lastkombination, idet kræfterne der optræder i de øvrige trykstringere er mindre, og tværsnitsarealerne tilsvarende.

I stringerlinjen 68-74 forekommer den største resulterende trykkraft i en stringerlinje udført med fladstål på dækkens overside med størrelsen: $S_{y,73,res} = -29,52 \text{ kN}$. Stringerens trykbæreevne eftervises ved den regningsmæssige flydespænding, idet fladstålet forudsættes fastgjort til dækket med kort afstand, således der opnås et stort slankhedsforhold og små udknækningslængder for stålet.

Trykbæreevnen af fladstålet bestemmes ved det nedenstående udtryk:

$$N_{c,Rd} = A_s \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 8 \text{ mm} \cdot 60 \text{ mm} \cdot \frac{235 \text{ MPa}}{1,1} = 102,55 \text{ kN} \quad (4.57)$$

Idet trykbæreevnen af fladstålet er større end trykkraften der virker i alle trykstringere udført med fladstål, er bæreevnen for disse tilstrækkelig.

4.6.7 Forskydningsarmering langs frie kanter - hammerhoveder

Forskydningskraften der vælges overført til kantstringere langs dækskivens periferi, skal sikres at kunne optages i disse. Idet der forekommer relativt store afstande mellem stringerlinjerne i y-retningen er det nødvendigt at udføre bøjlearmering, hvor dækkene udføres med sidevederlag, til optagelse af det skrå betontryk. Forskydningsspændingerne videreføres således gennem disse til kantstringeren.

For dæk med sidevederlæg blev det i afsnit 4.5 fastlagt at der for at overholde robusthedskrav skal udføres 1 stk. hammerhovedudsparring pr. 1,5 m med 1 Y10 bøjle. I det følgende eftervises disse at kunne overføre forskydningsspændingen til kantstringeren.

I forskydningsfelterne E og AY forekommer de største forskydningsspændinger langs dækskivens periferi på 0,08 MPa. Den forskydende kraft pr. m dækskive bestemmes som:

$$q_{\tau E} = \tau_E \cdot 220 \text{ mm} = 0,08 \text{ MPa} \cdot 220 \text{ mm} = 17,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (4.58)$$

Idet hammerhovederne placeres med en afstand på 1,5 m skal hver Y10 bøjle optage en forskydningskraft på:

$$V_{Ed} = 17,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 1,5 \text{ m} = 26,4 \text{ kN} \quad (4.59)$$

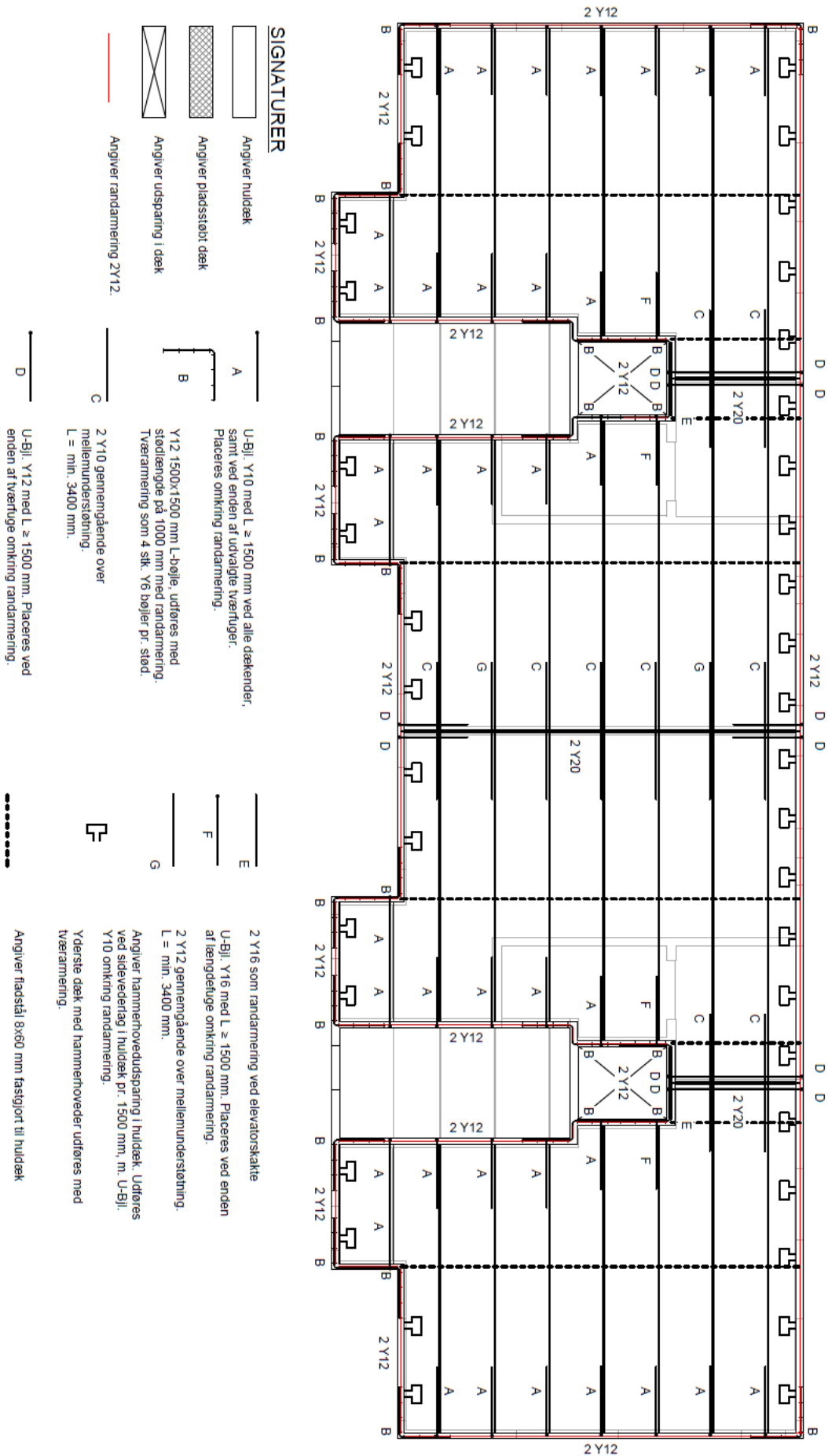
Hammerhovedets bæreevne overfor forskydningspåvirkning kan slutteligt eftervises ved anvendelse af formel (4.60).

$$V_{Ed} = 26,4 \text{ kN} < V_{Rd} = A_s \cdot \frac{f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_s} = 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{10 \text{ mm}}{2} \right)^2 \cdot \frac{550 \text{ MPa}}{\sqrt{3} \cdot 1,2} = 41,6 \text{ kN} \quad (4.60)$$

Det er således eftervist at hammerhovedudsparringerne til sikring af bygningens robusthed, ligeledes har tilstrækkelig forskydningsbæreevne til at overføre forskydningsspændingerne fra forskydningsfelterne til kantstringeren.

4.6.8 Dæk - og fugearmeringsplan

Af figur 4.60 på næste side fremgår dæk- og fugearmeringsplanen for bygningens 1. - 3. sal, hvor periferi- og fugearmering, samt hammerhovedudsparringer ved sidevederlæg for dæk fremgår. Herunder er dimensionsgivende armeringsmængder fra beregningen af trækstringere ligeledes angivet. Strittere, samt lodrette trækforbindelser fremgår ikke af dæk- og fugearmeringsplaner, men er beskrevet nærmere på detaljetegninger for etage- og facadekryds, i afsnit 4.5 på side 108.



Figur 4.60: Dæk - og fugearmeringsplan for dækskiver under bygningens 1. - 3. sal.

3. A2.2 - Beregninger - Konstruktionsafsnit

5	A2.2.1 - Statiske beregninger - Betonelementer	 144
5.1	Eftervisning af lodret bæreevne for betonelementvægge	
5.1.1	Bestemmelse af kritiske laster og excentriciteter - V.05	
5.1.2	Bestemmelse af kritiske laster og excentriciteter - FAC.01	
5.1.3	Eftervisning af lodret bæreevne for uarmerede vægfelt	
5.1.4	Eftervisning af lodret bæreevne for armerede vægfelt	
5.1.5	Eftervisning af vægtværsnittets bæreevne - FAC.01	

5 A2.2.1 - Statiske beregninger - Betonelementer

5.1 Eftervisning af lodret bæreevne for betonelementvægge

I det følgende afsnit vil den lodrette bæreevne af lejlighedsskellet V.05 blive eftervist, idet dette jf. den lodrette lastnedføring i afsnit 4.1 på side 57, er det lejlighedsskel der udsættes for de største lodrette laster i bygningen.

Først identificeres kritiske lasttilfælde for lejlighedsskellet idet hhv. øverste vægelement, og nederste vægelement betragtes, hvorved de lodrette laster og disses excentriciteter, samt vandrette laster fra differensvindtryk og tilhørende excentriciteter bestemmes. Dette gøres med udgangspunkt i metoderne angivet i "Bygningsberegninger". Den øverste væg betragtes, idet de lodrette laster her er mindst, og tilfældet med dominerende vindlast dermed fører til den største excentricitet af den lodrette last. Den nederste væg betragtes for flere forskellige lasttilfælde idet de lodrette laster på denne fra ovenfor stående konstruktioner bliver størst, og udnyttelsen af væggen dermed øges ift. de ovenfor stående vægge. [Jensen og Hansen, 2021]

Facadevæggen med endevederlag for huldæk i bærelinje: FAC.01, vil dernæst betragtes. Her vil de lodrette laster og excentriciteter ligeledes blive undersøgt, efter samme metoder anvendt ved lejlighedsskellet, idet lasterne på det øverste og nederste bagvægselement bestemmes.

Bæreevnen af vægelementer i lejlighedsskellet beregnes dernæst, idet disse udføres uarmerede, iht. metoden angivet i DS/EN1992-1-1. Samme metode anvendes til eftervisning af bæreevnen for det nederste vægelement i bærelinjen FAC.01. For det øverste bagvægselement kan bæreevnen ikke eftervises uarmeret, og på baggrund af det identificerede kritiske lasttilfælde udføres en beregning af snitkræfterne dette medfører efter nominel stivheds metode, idet væggen regnes armeret og er excentrisk belastet. Slutteligt udføres en tværsnitsberegning af væggen hvorved dennes bæreevne eftervises, ved anvendelse af minimumsarmering i vægge jf. DS/EN1992-1-1. Disse beregninger følger metoderne angivet i "Betonkonstruktioner". [Jensen, 2019a]

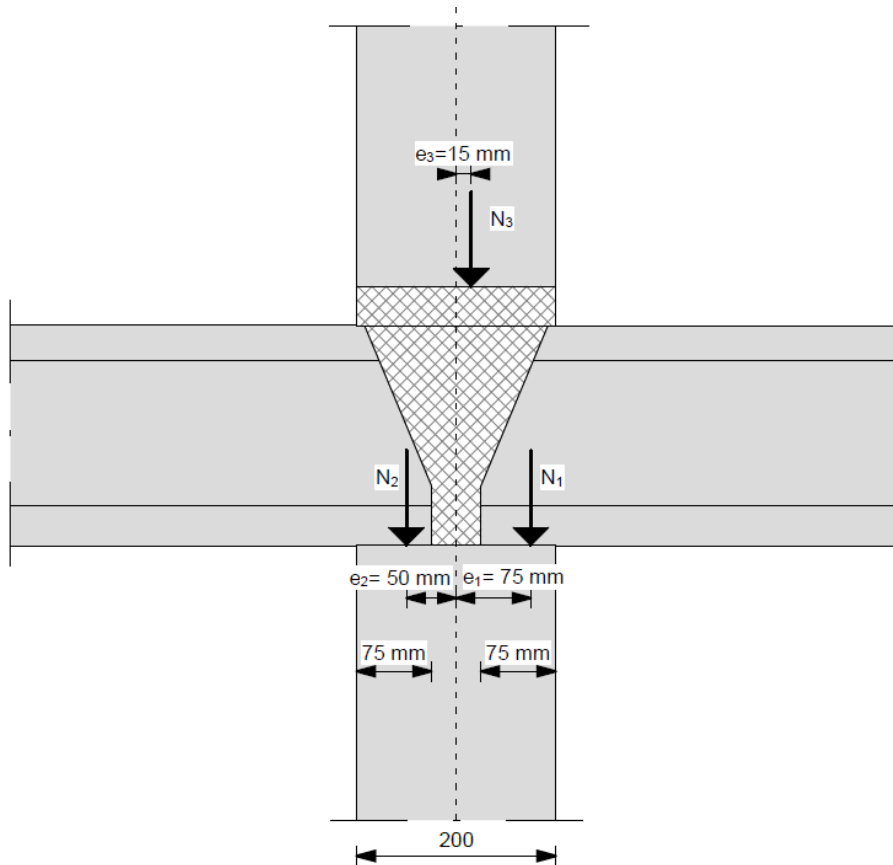
5.1.1 Bestemmelse af kritiske laster og excentriciteter - V.05

For etagekryds udført med huldækelementer og betonvægge, virker 3 lodrette laster svarende til en destabiliserende last N_1 fra etagedækket mod højre, en stabiliserende last N_2 fra etagedækket mod venstre, samt en last fra en ovenfor stående betonvæg N_3 . Disse angriber alle med excentricitet ift. væggenes midte, som vist på figur 5.1 på modstående side.

De lodrette laster fra etagedækkene placeres i tredjedelspunkterne af huldækkenes vederlag hvor disse giver anledning til den største samlede excentricitet mod højre af den lodrette last. Disse bliver således: $e_1 = 75 \text{ mm}$ og $e_2 = 50 \text{ mm}$.

Excentriciteten e_3 som følge af forsætning af væggen ovenfor beregnes for betonvægge ved formel (5.1), hvori etagehøjden: $h = 3.000 \text{ mm}$ indsættes. Denne værdi indføres for at tage hensyn til imperfektioner, i form af modsatrettede skævheder af enkeltstående konstruktionsdele.

$$e_3 = \frac{h}{200} = \frac{3.000 \text{ mm}}{200} = 15 \text{ mm} \quad (5.1)$$

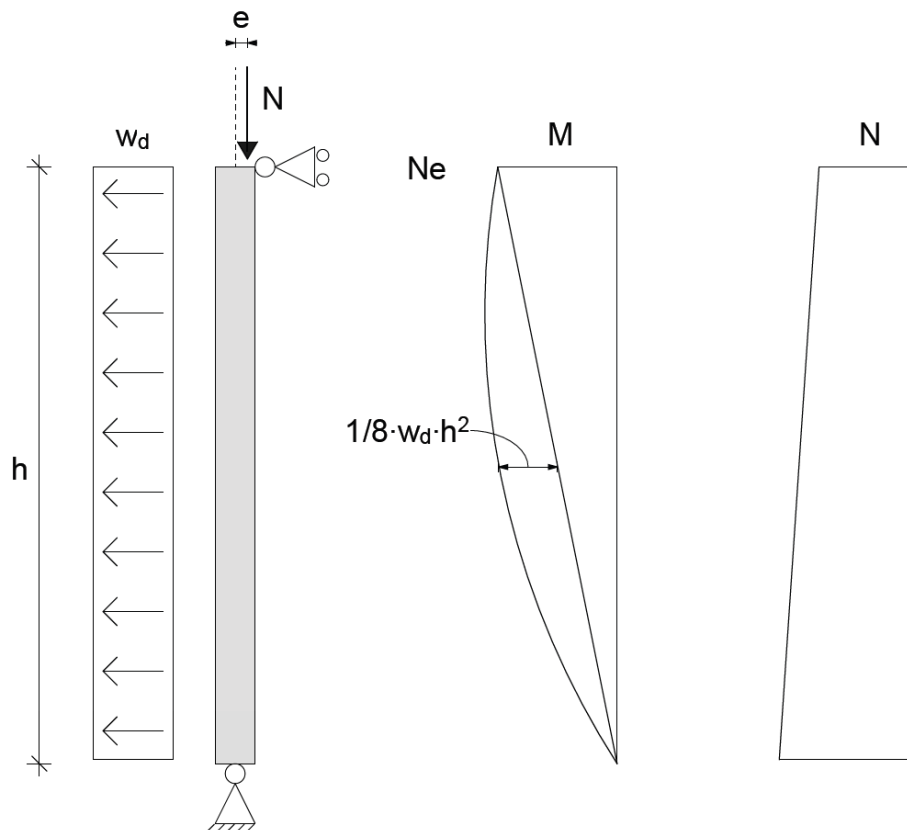


Figur 5.1: Lodrette laster virkende i etagekryds, samt disses excentriciteter.

Den samlede excentricitet af de 3 laster i væggens top bestemmes ved formel (5.2).

$$e_{top} = \frac{N_1 e_1 - N_2 e_2 + N_3 e_3}{N_1 + N_2 + N_3} \quad (5.2)$$

Væggens bæreevne kontrolleres i dens top ved anvendelse af ovenstående excentricitet, og den samlede last i væggens top. Det er dog mere kritisk at kontrollere væggens bæreevne i dens midterste tredjedel, hvor momentet fra tværlasten er maksimalt, som vist på figur 5.2 på næste side. Den halve egenlast af væggen inkluderes i den samlede lodrette last, og der tillægges excentricitet fra geometriske imperfektioner, som følge af væggens egen afvigelse fra planhed: e_4 , og excentricitet fra vandrette laster på væggen: e_5 .



Figur 5.2: Statisk system for vægelement med excentrisk lodret last, og tværlast fra vind.

Excentriciteten fra imperfektioner, som følge af væggen afvigelse fra planhed, bestemmes med udgangspunkt i væggen frie søjlelængde l_0 . Idet væggen antages simpelt understøttet i top og bund forekommer en fri søjlelængde på: $l_0 = h$, og excentriciteten bestemmes ved formel (5.3).

$$e_4 = \frac{l_0}{400} \quad (5.3)$$

Excentriciteten fra vandret last e_5 afhænger af lasttilfældet, og bestemmes ved momentet der optræder i væggen midte: M_V og normalkraften i væggen midte N_t , som angivet i formel (5.4).

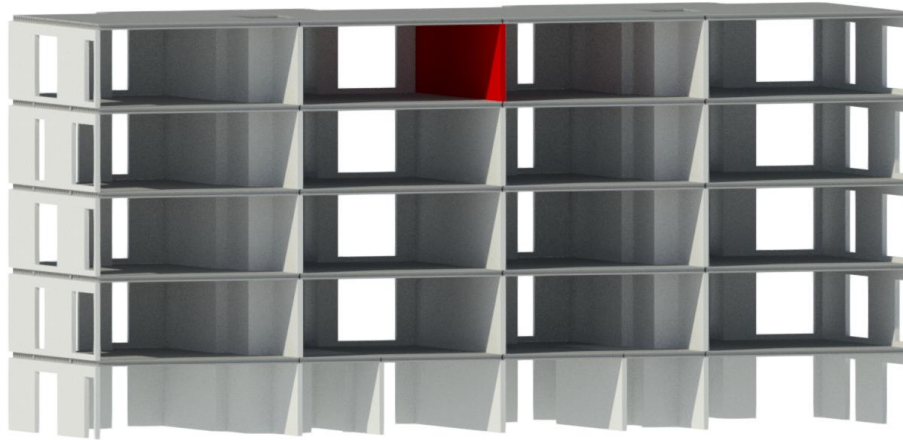
$$e_5 = \frac{M_V}{N_t} \quad (5.4)$$

Ved eftervisning af bæreevnen i væggen midterste tredjedel anvendes den samlede excentricitet i væggen midterste tredjedel e_t , da det maksimale moment fra tværlasten forekommer her. Denne bestemmes ved formel (5.5).

$$e_t = \frac{2}{3}e_{top} + e_4 + e_5 \quad (5.5)$$

Det kan ikke entydigt fastslås hvilken lastkombination der vil være kritisk for lejlighedsskellet, idet forskellige kombinationer af moment fra tværlast og de lodrette laster vil resultere i forskellige excentriciteter. I det følgende vil der for det øverste og nederste vægelement opstilles kritiske lasttilfælde, med beregning af lodrette laster, momenter og excentriciteter.

Øverste vægelement - V.05



Figur 5.3: Øverste vægelement i bærelinje V.05

For det øverste vægelement forekommer udelukkende vederlag fra huldækelementer i tagetagen, hvormed lasten fra ovenfor stående vægge bliver: $N_3 = 0$. Derfor undersøges lasttilfælde nr. 1 hvor den stabiliserende normalkraft er mindst mulig, og vindlast maksimal jf. lastkombinationen ULS2.3b.

Idet udelukkende permanent egenlast fra tagdækket inkluderes og vind fra ØSØ med sug på tagkonstruktions zone G betragtes, fås følgende regningsmæssige lodrette laster, jf. den lodrette lastnedføring i beregningsbilag A2.1.LAST1:

$$N_1 = \gamma_{G,inf} \cdot g_{k,inf} \cdot l_1 + \gamma_{Q,3} \cdot w_k \cdot l_1$$

$$= 0,9 \cdot 3,24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot \frac{6,42 \text{ m}}{2} - 1,5 \cdot 1,1 \cdot 1,16 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot \frac{6,42 \text{ m}}{2} = 3,22 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$N_2 = 0,9 \cdot 3,24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot \frac{6,42 \text{ m}}{2} - 1,5 \cdot 1,1 \cdot 1,16 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot \frac{6,42 \text{ m}}{2} = 3,22 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Den samlede excentricitet i væggen top kan herved bestemmes som:

$$e_{top} = \frac{N_1 e_1 - N_2 e_2}{N_1 + N_2} = \frac{3,22 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 75 \text{ mm} - 3,22 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 50 \text{ mm}}{3,22 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 3,22 \frac{\text{kN}}{\text{m}}} = 12,5 \text{ mm}$$

Excentriciteten fra planhedsafvigelse bestemmes med udgangspunkt i væggen frie søjlelængde på: $l_0 = 2.780 \text{ mm}$:

$$e_4 = \frac{l_0}{400} = \frac{2.780 \text{ mm}}{400} = 7 \text{ mm}$$

På væggen forekommer vandret last som følge af differensvindtryk på skillevægge. Idet vindretningen fra ØSØ med peakhastighedsstrykket: $q_p(z_e) = 0,891 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ og formfaktoren for differensvindtryk på skillevægge: $c_{pe,10} = 0,4$ anvendes fås det regningsmæssige vindtryk på væggen som:

$$w_{d,væg} = 1,5 \cdot 1,1 \cdot 0,4 \cdot 0,891 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 0,59 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Momentet fra vindlasten i væggens midte bestemmes ved formel (5.6), idet væggen antages simpelt understøttet, og det regningsmæssige vindtryk indsættes:

$$M_{V,Ed} = \frac{1}{8} w_{d,væg} h^2 = \frac{1}{8} \cdot 0,59 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot (2,78 \text{ m})^2 = 0,57 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} \quad (5.6)$$

Den lodrette last i væggens midterste tredjedel, idet den halve egenlast af betonvæggen tillægges, bestemmes som:

$$N_{t,Ed} = 3,22 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 3,22 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 0,9 \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0,2 \text{ m} \cdot \frac{2,78 \text{ m}}{2} = 12,70 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Excentriciteten fra vindlasten kan dermed bestemmes som:

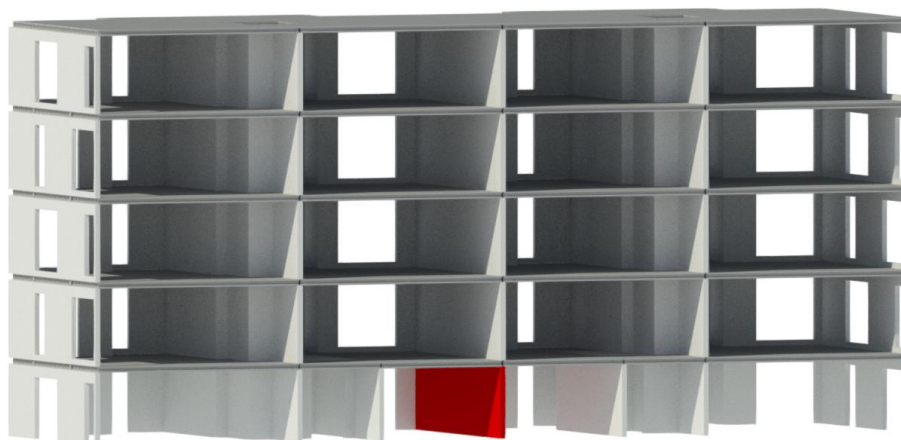
$$e_5 = \frac{M_{V,Ed}}{N_{t,Ed}} = \frac{0,57 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} \cdot 10^3 \frac{\text{mm}}{\text{m}}}{12,70 \frac{\text{kN}}{\text{m}}} = 44,88 \text{ mm}$$

Den samlede excentricitet i væggens midterste tredjedel bliver dermed:

$$e_t = \frac{2}{3} e_{top} + e_4 + e_5 = \frac{2}{3} \cdot 12,5 \text{ mm} + 7 \text{ mm} + 44,88 \text{ mm} = 60,21 \text{ mm}$$

Ovenstående lasttilfælde regnes at være kritisk for den øverste væg, og yderligere lasttilfælde opstilles således ikke for denne. Væggens bæreevne ved den givne lodrette last og excentricitet vil blive eftervist i afsnit 5.1.3 på side 157.

Nederste vægelement - V.05



Figur 5.4: Nederste vægelement i bærelinje V.05

For det nederste vægelement i bærelinje V.05 kan en række lastkombinationer, og variationer af de lodrette laster over etagekrydsene vise sig dimensionsgivende. I det følgende vil der blive oplistet mulige lasttilfælde med lastkombinationer og variationer af lodrette laster i etagekrydset, i tabel 5.1. Dernæst vil der blive udført et eksempel for beregning af lodrette laster og excentriciteter for et af de opstillede tilfælde, mens resultaterne for de øvrige tilfælde oplistes i tabelform.

Undersøgte lasttilfælde					
Tilfælde nr.	Lastkombination	Størrelser af normalkræfter			
		N_1	N_2	N_3	
2	ULS2.1 - Dom. Nyttelast	Max	Min	Max	
3	ULS2.1 - Dom. Nyttelast	Max	Min	Min	
4	ULS2.3 - Dom. Vindlast	Max	Min	Max	
5	ULS2.3 - Dom. Vindlast	Max	Min	Min	
6	ULS1 - Dom. Egenlast	Max	Max	Max	

Tabel 5.1: Undersøgte lasttilfælde og tilhørende lastkombinationer, samt den søgte størrelse af de enkelte lodrette laster på det nederste vægelement i bærelinje V.05.

I lasttilfælde 2 og 3 regnes nyttelaster dominerende. Den maksimale excentricitet af de lodrette laster søges med en maksimal værdi af N_1 og minimal værdi af N_2 . Der inkluderes dermed kun nyttelast ved bestemmelse af N_1 . Idet bidraget fra N_3 bidrager til reduktion af den samlede excentricitet, men også øget lodret last kan det ikke med sikkerhed siges om det er mest kritisk at maksimere eller minimere denne. Derfor gennemregnes både et tilfælde hvor nyttelast med permanent- og ikke permanent egenlast inkluderes på de øvre etager, og et tilfælde hvor der ikke forekommer nyttelast på de øvre etager, og kun permanent egenlast inkluderes. På den sikre side regnes ikke med etagereduktion af nyttelasten.

Lasttilfælde 4 og 5 tager udgangspunkt i dominerende vindlast, idet tværlasten fra differensvindtryk maksimeres, og den maksimale excentricitet fra lodrette laster fortsat søges, med en maksimal

værdi af N_1 og minimal værdi af N_2 . For dette lasttilfælde kan det heller ikke fastslås hvilken værdi af N_3 der er mest kritisk. Der udføres to lasttilfælde hvor der for begge regnes med egenlast til ugunst, i form af fri og permanent egenlast, idet det største moment fra N_1 fortsat søges. For det første tilfælde maksimeres N_3 ved at inkludere både permanent- og ikke permanent egenlast på de øvre etager, samt nedadrettet vindlast på tagkonstruktionen. Dernæst betragtes tilfældet hvor de ikke permanente egenlaste og nyttelaster udelades på de øvre etager, og der forekommer sug på tagkonstruktionen.

For lasttilfælde 6 regnes de permanente laster dominerende, idet der regnes med maksimal egenlast fra dækkene, samt de ovenpå stående konstruktioner. Idet samme lastkategori forudsættes for begge dæk bliver belastningen fra disse ens. Variable laster medtages ikke, hvormed reduktionen af den samlede excentricitet i toppen af væggen e_{top} mindskes.

Beregningseksempel - Lasttilfælde 2

I det følgende bestemmes de lodrette laster og excentriciteter med udgangspunkt i lasttilfælde 2. For de øvrige lasttilfælde oplystes resultaterne i tabel 5.2 på modstående side.

De lodrette laster ved etagekrydset bestemmes med udgangspunkt i lastkombinationen ULS2.1 - Dom. nyttelast, jf. den lodrette lastnedføring i beregningsbilag A2.1.LAST1. Idet der forekommer badekabiner ved den pågældende bærelinje er disses bidrag til egenlasten på væggen bestemt ved en bjælkemodel, idet lasten ikke er jævnt fordelt over hele etagedækkets spændvidde. Dette fører til faktorerne der ganges på lastoplandet i nedenstående formler:

$$\begin{aligned} N_1 &= \gamma_{G,sup} \cdot g_{k,sup} \cdot l_1 + \gamma_{Q,1} \cdot q_k \cdot l_1 \\ &= 1,0 \cdot 1,1 \cdot \left(\left(3,24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 2,28 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) \cdot 6,84 \text{ m} \cdot 0,36 + \left(11,24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0,1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) \cdot 6,84 \text{ m} \cdot 0,14 \right) \\ &\quad + 1,5 \cdot 1,1 \cdot \left(1,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) \cdot \frac{6,84 \text{ m}}{2} = 37,26 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_2 &= \gamma_{G,sup} \cdot g_{k,sup} \cdot l_2 \\ &= 1,0 \cdot 1,1 \cdot \left(\left(3,24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 2,28 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) \cdot 6,84 \text{ m} \cdot 0,36 + \left(11,24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0,1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) \cdot 6,84 \text{ m} \cdot 0,14 \right) = 26,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \end{aligned}$$

Den lodrette last N_3 bestemmes ved lasten under bygningens 2. sal tillagt egenvægten af betonavæggen på bygningens 1. sal for ULS2.1, jf. beregningsbilag A2.1.LAST1 :

$$N_3 = 317,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 15,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 332,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Den samlede excentricitet i væggens top bestemmes som:

$$e_{top} = \frac{N_1 e_1 - N_2 e_2 + N_3 e_3}{N_1 + N_2 + N_3} = \frac{37,26 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 75 \text{ mm} - 26,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 50 \text{ mm} + 332,4 \text{ kN} \cdot 15 \text{ mm}}{37,26 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 26,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 332,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}} = 16,3 \text{ mm}$$

Excentriciteten fra planhedsafvigelse bestemmes med udgangspunkt i væggens frie søjlelængde på: $l_0 = 2.580 \text{ mm}$:

$$e_4 = \frac{l_0}{400} = \frac{2.580 \text{ mm}}{400} = 6,5 \text{ mm}$$

Det regningsmæssige vindtryk på væggen, bestemmes ved vindretning fra SSV med peakhastigheds-trykket: $q_p(z_e) = 0,891 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$:

$$w_{d,væg} = 1,5 \cdot 1,1 \cdot 0,3 \cdot 0,4 \cdot 0,891 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 0,18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Momentet fra vindlasten på væggen bestemmes:

$$M_{V,Ed} = \frac{1}{8} w_{d,væg} h^2 = \frac{1}{8} \cdot 0,18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot (2,58 \text{ m})^2 = 0,15 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

Den lodrette last i vægsøjlels midterste tredjedel, idet den halve egenlast af væggen tillægges, bliver:

$$N_{t,Ed} = 37,26 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 26,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 332,4 \text{ kN} + 1,0 \cdot 1,1 \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0,2 \text{ m} \cdot \frac{2,58 \text{ m}}{2} = 403,45 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Excentriciteten fra vindlasten kan dermed bestemmes som:

$$e_5 = \frac{M_{V,Ed}}{N_{t,Ed}} = \frac{0,15 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} \cdot 10^3 \frac{\text{m}}{\text{mm}}}{403,45 \frac{\text{kN}}{\text{m}}} = 0,4 \text{ mm}$$

Den samlede excentricitet i væggens midterste tredjedel bestemmes dermed som:

$$e_t = \frac{2}{3} e_{top} + e_4 + e_5 = \frac{2}{3} \cdot 16,3 \text{ mm} + 6,5 \text{ mm} + 0,4 \text{ mm} = 17,8 \text{ mm}$$

Resultaterne fra ovenstående beregning, og de 4 øvrige lasttilfælde fremgår af tabel 5.2.

Resultater - Belastninger og excentriciteter						
Tilfælde nr.	N_1 $\frac{\text{kN}}{\text{m}}$	N_2 $\frac{\text{kN}}{\text{m}}$	N_3 $\frac{\text{kN}}{\text{m}}$	e_{top} mm	$N_{t,Ed}$ $\frac{\text{kN}}{\text{m}}$	e_t mm
2	37,3	26,7	332,4	16,3	403,45	17,8
3	37,3	26,7	207,7	16,8	271,7	18,2
4	33,2	26,7	294,4	15,7	361,4	18,3
5	33,2	26,7	197,9	16,0	264,9	19,0
6	32,1	32,1	300,4	14,6	373,1	16,2

Tabel 5.2: Resultater for beregning af lodrette laster og excentriciteter for de 5 lasttilfælde.

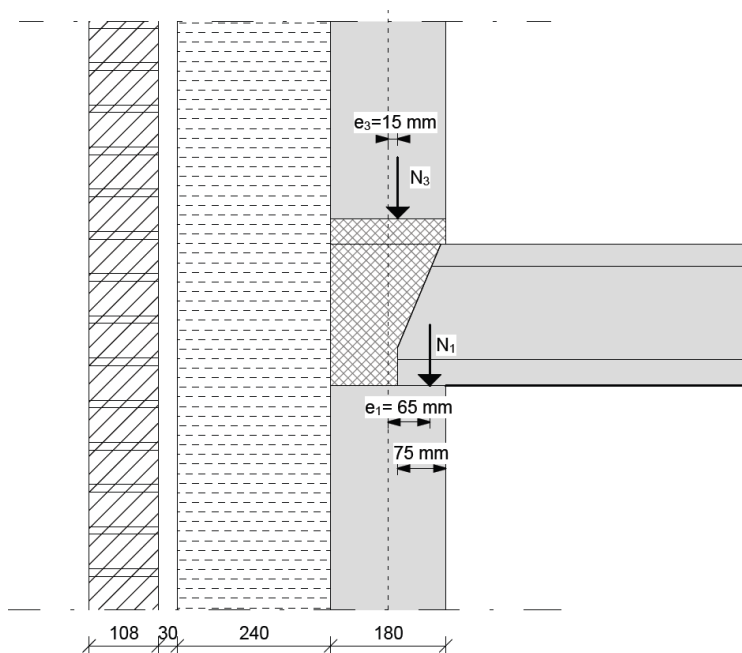
Ud fra de ovenstående beregningsresultater ses det at der for lasttilfælde 2 forekommer den største lodrette last i vægsøjlels midterste tredjedel, mens lasttilfælde 4 resulterer i den største excentricitet.

Den største kombination af lodret last og reduceret bæreevne grundet excentricitet er kritisk. Ved beregning viser det sig at lasttilfælde 2 fører til den største udnyttelsesgrad, og eftervisningen af den uarmerede vægs bæreevne tager derfor udgangspunkt i dette lasttilfælde.

5.1.2 Bestemmelse af kritiske laster og excentriciteter - FAC.01

Bygningens facadevægge er udført som kombinationsvægge, idet formuren betragtes som selvbærende, og den lodrette egenlast fra denne således ikke føres til bagmuren, men direkte til fundamentet. De vandrette laster på facadevæggen antages alene optaget af bagmuren, idet stivheden af denne er størst, og der på den sikre side ses bort fra formurens stivhed.

De lodrette laster der virker i bygningens facadekryds, stammer fra endevederlæg for huldæk og ovenfor stående betonvægge, som vist på figur 5.5.



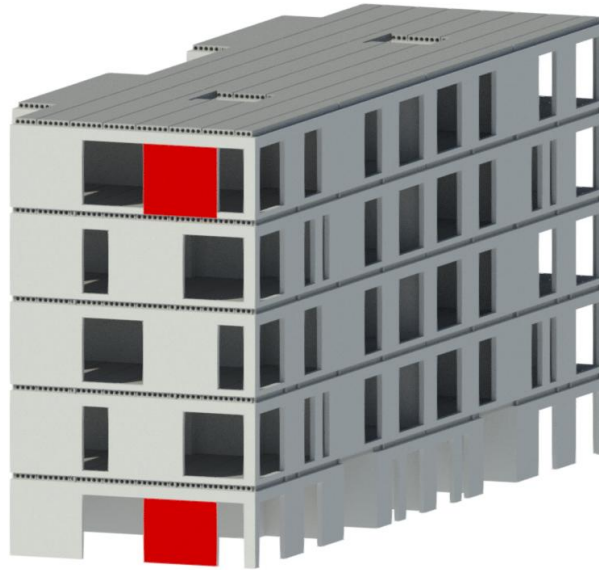
Figur 5.5: Lodrette laster virkende i facadekryds, samt disses excentriciteter.

Excentriciteterne i facadekrydset bestemmes efter samme principper som for etagekrydset i forrige afsnit, idet der kun forekommer de lodrette laster N_1 og N_3 .

Der vil betragtes to lasttilfælde hvor det øverste vægelement betragtes i det første tilfælde og det nederste betragtes i det sidste. Disse er fremhævet på figur 5.6 på næste side. I det første lasttilfælde søges den maksimale tværlast på væggen, ved vindtryk på facaden, samt den mindst mulige lodrette last på væggen, idet lasten N_3 udgår, iht. lastkombinationen ULS2.3. I det næste lasttilfælde søges de maksimale lodrette laster ved lastkombinationen ULS2.1, for den nederste væg.

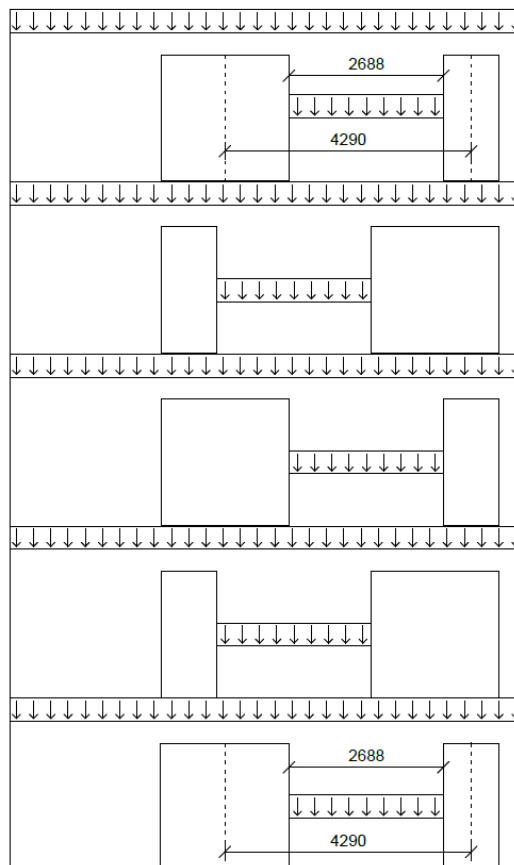
Undersøgte lasttilfælde			
Tilfælde nr.	Lastkombination	Størrelser af normalkræfter	
		N_1	N_3
7	ULS2.3 - Dom. Vindlast	Min	-
8	ULS2.1 - Dom. Nyttelast	Max	Max

Tabel 5.3: Undersøgte lasttilfælde, tilhørende lastkombinationer og den søgte størrelse af de lodrette laster for bærelinje FAC.01



Figur 5.6: Vægge som eftervises i bærelinje FAC.01.

I gavlvæggene, hvor der forekommer vederlag for huldæk, er der flere vindueshuller. Der tages højde for dette ved at indlægge vandrette snit gennem vindueshullerne, og koncentrere den ovenfra kommende last i de tilstødende vægfelder. Murpillen mellem de to vinduesfelter der forekommer i både den NNØ og SSV vendte gavle udvælges, og princippet for fordelingen af de lodrette laster til denne er vist på figur 5.7.



Figur 5.7: Princip for fordeling af de lodrette laster til udvalgte murpiller i bygningens gavle.

Først bestemmes de lodrette laster for lasttilfælde 7, idet den minimale værdi for den lodrette last N_1 fastlægges. Lastkombinationen ULS2.3b - Dom. vindlast og sug på tagkonstruktionens zone F ved vind fra ØSØ betragtes. Den lodrette last bestemmes jf. den lodrette lastnedføring i bilag A2.1.LAST1, og forøges ydermere med forholdet mellem lastoplandet for væggen, og dens bredde:

$$N_1 = (\gamma_{G,inf} \cdot g_{k,inf} \cdot l_1 + \gamma_{Q,3} \cdot w_k \cdot l_1) \cdot \frac{4,29 \text{ m}}{2,69 \text{ m}}$$

$$= \left(0,9 \cdot 3,24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot \frac{6,42 \text{ m}}{2} - 1,5 \cdot 1,1 \cdot 1,61 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot \frac{6,42 \text{ m}}{2} \right) \cdot \frac{4,29 \text{ m}}{2,69 \text{ m}} = 1,33 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

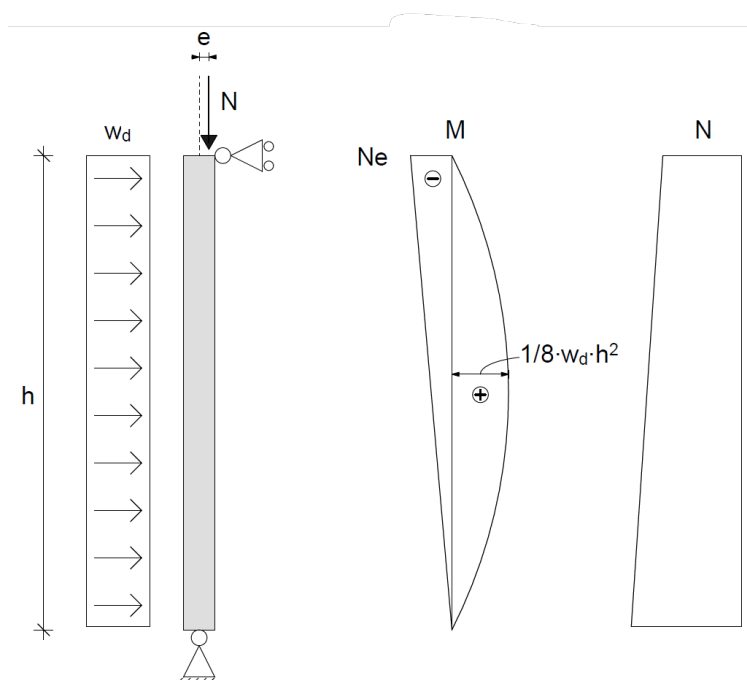
Excentriciteten i væggens top kan for den øverste væg bestemmes direkte som excentriciteten af den lodrette last N_1 .

$$e_{top} = e_1 = 65 \text{ mm}$$

Excentriciteten fra planhedsafvigelse bestemmes med udgangspunkt i væggens frie søjlelængde på: $l_0 = 2.780 \text{ mm}$:

$$e_4 = \frac{l_0}{400} = \frac{2.780 \text{ mm}}{400} = 7 \text{ mm}$$

Den vandrette vindlast kan både forekomme ved vindtryk- og sug på facaden, med det ugunstigste bidrag fra hhv. indvendigt over- og undertryk. Vindsug på facaden vil bidrage til excentriciteten fra den lodrette last ved etagedækkets vederlag på væggen, mens vindtryk vil virke modsat dette. Imidlertid er vindtrykket på væggen væsentligt større end suget, og der tages derfor udgangspunkt i dette ved beregning af excentriciteten for den øverste væg. Tilfældet fremgår af figur 5.8.



Figur 5.8: Statisk system for facadeelement ved vindtryk på facaden, og modsatrettet momentvirkning fra tværlast og excentrisk lodret last

Den vandrette last fra vindtryk på facaden og indvendigt undertryk for den øvre vindzone D, ved vind fra SSV, bestemmes med udgangspunkt i de beregnede vindtryk i tabel 3.29 og 3.30 på side 46.

$$w_{d,facadevæg} = 1,5 \cdot 1,1 \cdot (0,66 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0,27 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}) = 1,53 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Momentet i væggens midte fra vindlasten bliver:

$$M_{V,Ed} = \frac{1}{8} \cdot w_{d,væg} \cdot h^2 = \frac{1}{8} \cdot 1,53 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot (2,78 \text{ m})^2 = 1,48 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

Den lodrette last i væggens midterste tredjedel, idet den halve egenlast af betonvæggen tillægges, bliver:

$$N_{t,Ed} = 1,33 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 0,9 \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0,18 \text{ m} \cdot \frac{2,78 \text{ m}}{2} = 6,96 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Excentriciteten fra vindlasten kan dermed bestemmes som:

$$e_5 = \frac{M_{V,Ed}}{N_{t,Ed}} = \frac{1,48 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} \cdot 10^3 \frac{\text{m}}{\text{mm}}}{6,96 \frac{\text{kN}}{\text{m}}} = 212,64 \text{ mm}$$

Den samlede excentricitet i væggens midterste tredjedel bestemmes slutteligt. Idet momentet fra vindlast på facaden har modsat retning af 1. ordens momentet fra den lodrette last, fratrækkes excentriciteten af lasten i væggens top, ved bestemmelse af den samlede excentricitet i væggens midterste tredjedel:

$$e_t = -\frac{2}{3}e_{top} + e_4 + e_5 = -\frac{2}{3} \cdot 65 \text{ mm} + 7 \text{ mm} + 212,64 \text{ mm} = 176,3 \text{ mm}$$

Ved gennemregning af tilfældet for vindsug på facaden ses excentriciteten fra vindlasten e_5 at blive væsentligt mindre. Dette resulterer i at den samlede excentricitet i væggens midte e_t , til trods for at excentricitetsbidraget fra den lodrette last N_1 i dette tilfælde tillægges, bliver mindre end for tilfældet med vindtryk på facaden.

For lasttilfælde 8 tages udgangspunkt i de maksimale værdier af de lodrette laster N_1 og N_3 , der iht. lastkombinationen ULS2.1 - Dom. nyttelast bestemmes nedenfor, efter beregningsbilag A2.1.LAST1. Den lodrette last i væggens top er en del på den sikre side, idet der i den lodrette lastnedføring er forudsat massive betonvægge, og lastreduktionen fra vindueshuller således ikke er inkluderet.

$$\begin{aligned} N_1 &= \gamma_{G,sup} \cdot g_{k,sup} \cdot l_1 + \gamma_{Q,1} \cdot q_k \cdot l_1 \\ &= 1,0 \cdot 1,1 \cdot \left((3,24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 2,28 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}) \cdot 6,84 \text{ m} \cdot 0,39 + (11,24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0,1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}) \cdot 6,84 \text{ m} \cdot 0,11 \right) \\ &\quad \cdot \frac{4,29 \text{ m}}{2,69 \text{ m}} + 1,5 \cdot 1,1 \cdot (1,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}) \cdot \frac{6,84 \text{ m}}{2} \cdot \frac{4,29 \text{ m}}{2,69 \text{ m}} = 61,88 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \end{aligned}$$

$$N_3 = 180,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \frac{4,29 \text{ m}}{2,69 \text{ m}} + 14,9 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 303,24 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Den samlede excentricitet i væggens top bestemmes som:

$$e_{top} = \frac{N_1 e_1 + N_3 e_3}{N_1 + N_3} = \frac{61,88 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 65 \text{ mm} + 303,24 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 15 \text{ mm}}{61,88 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 303,24 \frac{\text{kN}}{\text{m}}} = 23,5 \text{ mm}$$

Excentriciteten fra planhedsafvigelse bestemmes med udgangspunkt i væggens frie søjlelængde på:
 $l_0 = 2.580 \text{ mm}$:

$$e_4 = \frac{l_0}{400} = \frac{2.580 \text{ mm}}{400} = 6,5 \text{ mm}$$

For tilfældet med maksimal last fra N_1 og N_2 vil tilfældet med vindsug på facaden betragtes, idet dette bidrager til momentet fra excentriske lodrette laster. Vindretningen fra SSV for vindzone E betragtes, og den vandrette last fra udvendigt vindsug, og indvendigt overtryk bestemmes:

$$w_{d,\text{facadevæg}} = 1,5 \cdot 1,1 \cdot 0,3 \cdot (-0,33 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} - 0,18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}) = -0,25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Momentet fra vindlasten på væggen bestemmes:

$$M_{V,Ed} = \frac{1}{8} w_{d,\text{væg}} h^2 = \frac{1}{8} \cdot 0,25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot (2,58 \text{ m})^2 = 0,21 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

Den lodrette last i vægsøjlels midterste tredjedel, idet den halve egenlast af betonvæggen tillægges, bliver:

$$N_{t,Ed} = 61,88 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 303,24 \text{ kN} + 1,0 \cdot 1,1 \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0,18 \text{ m} \cdot \frac{2,58 \text{ m}}{2} = 371,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Excentricitet fra vindlasten kan dermed bestemmes som:

$$e_5 = \frac{M_{V,Ed}}{N_{t,Ed}} = \frac{0,21 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} \cdot 10^3 \frac{\text{m}}{\text{mm}}}{371,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}} = 0,6 \text{ mm}$$

Den samlede excentricitet i væggens midterste tredjedel bestemmes dermed som:

$$e_t = \frac{2}{3} e_{top} + e_4 + e_5 = \frac{2}{3} \cdot 23,5 \text{ mm} + 6,5 \text{ mm} + 0,6 \text{ mm} = 22,8 \text{ mm}$$

For lasttilfælde 7, og den øverste væg, ses excentriciteten af den lodrette last at falde udenfor væggens tværsnit, og jf. beregningemetoderne i det følgende afsnit kan der dermed ikke beregnes en bæreevne af væggen som uarmeret, uagtet at normalkraften i væggens top er meget lille. Lasttilfælde 8, for den nederste væg resulterer i den største kombination af lodret last og moment fra excentricitet, men idet excentriciteten af den lodrette last er væsentligt mindre end for det ovennævnte tilfælde, kan den uarmerede bæreevne for væggen beregnes. I det følgende afsnit kontrolleres det derfor om den nederste væg kan eftervises som uarmeret.

5.1.3 Eftervisning af lodret bæreevne for uarmerede vægfelter

I nærværende afsnit eftervises den lodrette bæreevne af vægelementer i bærelinje V.05, som uarmerede. Vægge som beregnes uarmerede udelukker dog ikke anvendelse af armering til minimering af revnedannelser i anvendelsestilstanden. Herunder forudsættes det at alle vægfelter minimumsarmeres iht. kravene i DS/EN1992-1-1, således revnevidder begrænses. Armeringen anvendes derudover som transportarmering, og der indstøbes ligeledes løftebolte eller -bøjler forankret til elementernes hovedarmering.[Dansk Standard, 2008]

Den regningsmæssige lodrette bæreevne af uarmerede betonvægge kan jf. DS/EN1992-1-1 bestemmes ved formel (5.7).

$$N_{Rd} = \Phi \cdot f_{cd} \cdot b \cdot t \quad (5.7)$$

Hvor:

N_{Rd}	Søjlebæreevnen for væggen [N]
Φ	Reduktionsfaktor [–]
f_{cd}	Den regningsmæssige trykstyrke [MPa]
b	Væggens længde [mm]
t	Væggens tykkelse [mm]

Reduktionsfaktoren for bæreevnen af den uarmerede væg bestemmes som den mindste af værdierne i formel (5.8).

$$\Phi = \min \left\{ \begin{array}{l} 1,14 \left(1 - 2 \frac{e_t}{t} \right) - 0,02 \frac{l_s}{t} \\ 1 - 2 \frac{e_t}{t} \end{array} \right. \quad (5.8)$$

Hvor:

e_t	Den totale excentricitet af den lodrette last i væggens midterste tredjedel [mm]
l_s	Væggens søjlelængde [mm]

Øverste vægelement - V.05

Bæreevnen af det øverste vægelement i bærelinje V.05 beregnes ved anvendelse af de ovenstående udtryk, idet denne bestemmes pr. m, og den totale excentricitet i væggens midterste tredjedel for lasttilfælde 1 anvendes. Der tages udgangspunkt i en søjlelængde på: $l_s = 2.780 \text{ mm}$ for det øverste vægelement, idet alle vægge regnes som simpelt understøttede, samt partialkoefficienten for trykstyrke af uarmeret præfabrikeret beton i skærpet kontrolklasse: $\gamma_c = 1,47$.

$$\Phi = \min \left\{ \begin{array}{l} 1,14 \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{60,21 \text{ mm}}{200 \text{ mm}} \right) - 0,02 \cdot \frac{2.780 \text{ mm}}{200 \text{ mm}} = 0,176 \\ 1 - 2 \cdot \frac{60,21 \text{ mm}}{200 \text{ mm}} = 0,398 \end{array} \right.$$

$$N_{Rd} = 0,176 \cdot \frac{35 \text{ MPa}}{1,47} \cdot 200 \text{ mm} = 838,09 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Idet lasten i den midterste tredjedel af den øverste væg blev bestemt som: $N_{t,Ed} = 12,70 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ ses bæreevnen for lasttilfældet at være overholdt. Det vurderes ikke nødvendige at udføre beregninger for yderligere lasttilfælde, idet disse aldrig vil resultere i laster større end den beregnede bæreevne for væggen, og der for øvrige lasttilfælde vil forekomme mindre excentriciteter, som vil øge bæreevnen.

Nederste vægelement - V.05

Bæreevnen af det nederste vægfelt i bærelinje V.05 bestemmes tilsvarende, idet det forudsættes uarmeret. Der tages udgangspunkt i den beregnede excentricitet, fra lasttilfælde 2, i væggens midte.

$$\Phi = \min \left\{ \begin{array}{l} 1,14 \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{17,8 \text{ mm}}{200 \text{ mm}} \right) - 0,02 \cdot \frac{2.580 \text{ mm}}{200 \text{ mm}} = 0,68 \\ 1 - 2 \cdot \frac{17,7 \text{ mm}}{200 \text{ mm}} = 0,82 \end{array} \right.$$

$$N_{Rd} = 0,68 \cdot \frac{35 \text{ MPa}}{1,47} \cdot 200 \text{ mm} = 3.238 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Af ovenstående beregning ses det at væg V.05 i den nederste etage kan holde, såfremt denne udføres uarmeret, for lasttilfælde 2. Idet bæreevnen er langt større end den regningsmæssige belastning fra lasttilfælde 2 på $N_{t,Ed} = 403,45 \text{ kN}$ vurderes det ikke relevant at undersøge yderligere lasttilfælde.

Nederste vægelement - FAC.01

Slutteligt kontrolleres bæreevnen af den nederste væg i facadekrydset FAC.01, med udgangspunkt i excentriciteten i væggens midte beregnet for lasttilfælde 8.

$$\Phi = \min \left\{ \begin{array}{l} 1,14 \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{22,8 \text{ mm}}{180 \text{ mm}} \right) - 0,02 \cdot \frac{2.580 \text{ mm}}{180 \text{ mm}} = 0,56 \\ 1 - 2 \cdot \frac{22,8 \text{ mm}}{180 \text{ mm}} = 0,75 \end{array} \right.$$

$$N_{Rd} = 0,56 \cdot \frac{35 \text{ MPa}}{1,47} \cdot 180 \text{ mm} = 2.400 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Bæreevnen af den nederste væg i bærelinje FAC.01 ses også at være tilstrækkelig som uarmeret.

5.1.4 Eftervisning af lodret bæreevne for armerede vægfelter

Bæreevnen af den øverste væg i FAC.01 kan ikke eftervises som uarmeret grundet tværlasten fra vind, som medfører en stor excentricitet, der falder udenfor væggens tværsnit. Derfor vil bæreevnen af denne væg i dette afsnit eftervises, idet tværsnittet udføres med minimumsarmering jf. DS/EN1992-1-1.

For eftervisning af bæreevnen bestemmes først det totale moment der virker i væggen, inkl. bidrag fra 2. ordens effekter. Dernæst vil tværsnittets bæreevne eftervises for de optrædende snitkræfter, ved anvendelse af bjælketeori.

Bestemmelse af totalt moment iht. nominel stivheds metode

For excentrisk belastede søjler og vægge vil tværlast eller excentricitet af lodrette laster medføre en udbøjning af tværsnittet. Denne udbøjning giver anledning til en momentforøgelse i form af et 2. ordens moment fra den lodrette last. Idet vægelementet betragtes som en simpel understøttet søjle, kan det totale moment i denne, inkl. 2. ordens effekter, bestemmes ved formel (5.9).

$$M_{Ed} = \frac{M_{0,Ed}}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr}}} \quad (5.9)$$

Hvor:

M_{Ed}	Regningsmæssigt totalt moment [Nmm]
$M_{0,Ed}$	Regningsmæssigt 1. ordens moment [Nmm]
N_{Ed}	Regningsmæssig normalkraft i væggen [N]
N_{cr}	Kritisk søjlelast [N]

Den kritiske søjlelast for centralt belastede søjler bestemmes ved formel (5.10).

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot EI}{l_0^2} \quad (5.10)$$

Hvor:

EI	Nominel stivhed [Nmm]
l_0	Væggens effektive søjlelængde [mm]

Væggens stivhed, angives som den nominelle stivhed, der indeholder bidrag fra både beton og armering, og bestemmes ved formel (5.11).

$$EI = K_c E_{cd} I_c + K_s E_s I_s \quad (5.11)$$

Hvor:

E_{cd}	Betonens regningsmæssige elasticitetsmodul [MPa]
I_c	Betontværsnittets inertimoment om væggens svage akse [mm ⁴]
E_s	Armeringens regningsmæssige elasticitetsmodul [MPa]
I_s	Armeringens inertimoment, omkring betontværsnittets tyngdepunkt [mm ⁴]
K_c	Faktor for virkninger af revnedannelse, krybning mm. [-]
K_s	Faktor for armeringens bidrag [-]

Faktorerne K_s og K_c kan bestemmes ved formel (5.12) og (5.13) idet væggen regnes armeret med et armeringsforhold: $\rho \geq 0,002$.

$$K_s = 1 \quad (5.12)$$

$$K_c = \frac{k_1 k_2}{1 + \varphi_{ef}} \quad (5.13)$$

Hvor:

$$\begin{array}{l|l} \rho & \text{Armeringsforholdet } \frac{A_s}{A_c} [-] \\ \varphi_{ef} & \text{Det effektive krybetal } [-] \end{array}$$

Krybning er deformationer, som forekommer ved længere tids uændret lastpåvirkning. Derfor indgår bøjningsmomentet i AGT i udtrykket til bestemmelse af krybetallet, som fremgår af formel (5.14).

$$\varphi_{ef} = \varphi_{(\infty, t_0)} \cdot \frac{M_{0Eqp}}{M_{0Ed}} \quad (5.14)$$

Hvor:

$$\begin{array}{l|l} \phi_{(\infty, t_0)} & \text{Slutkrybetallet } [-] \\ M_{0Eqp} & \text{1. ordens moment i en kvasipermanent lastkombination i AGT [Nmm]} \\ M_{0Ed} & \text{1. ordens moment i en regningsmæssig lastkombination i BGT [Nmm]} \end{array}$$

Slutkrybetallet kan ifølge det danske nationale anneks til DS/EN 1992-1-1 sættes til 3 som en tilnærmelse, ved stabilitetsberegninger for søjler og andet, hvor krybning ikke er afgørende for konstruktionens statiske virke [Trafik-. Bygge- og Boligstyrelsen, 2021b].

Faktorerne k_1 og k_2 bestemmes ved formel (5.15) og (5.16).

$$k_1 = \sqrt{\frac{f_{ck}}{20}} \quad (5.15)$$

$$k_2 = n \frac{\lambda}{170} \leq 0,20 \quad (5.16)$$

Hvor:

$$\begin{array}{l|l} f_{ck} & \text{Betonens karakteristiske trykstyrke [MPa]} \\ n & \text{Den relative normalkraft } [-] \\ \lambda & \text{Slankhedsforholdet for vægsøjlen } [-] \end{array}$$

Den relative normalkraft bestemmes ved formel (5.17).

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} \quad (5.17)$$

Hvor:

$$\begin{array}{l|l} A_c & \text{Betonens tværsnitareal [mm}^2\text{]} \\ f_{cd} & \text{Betonens regningsmæssige trykstyrke [MPa]} \end{array}$$

Væggens slankhedsforhold bestemmes ved formel (5.18).

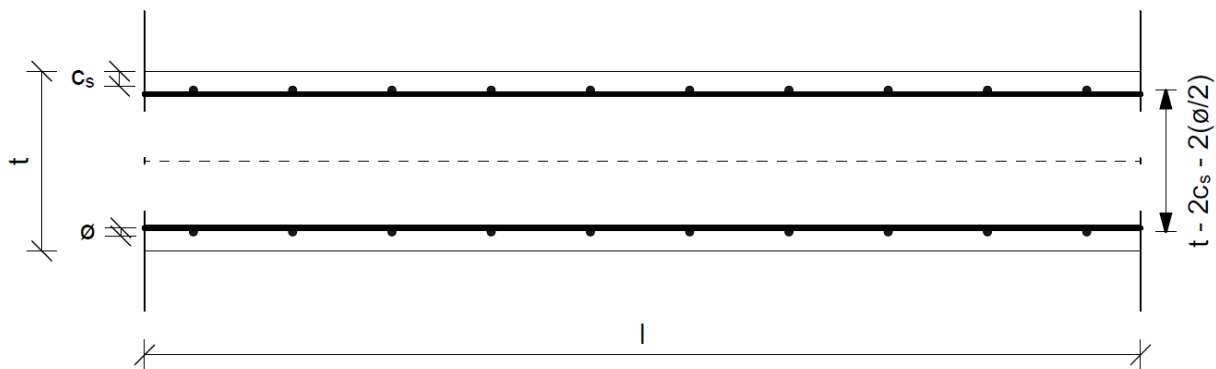
$$\lambda = \frac{l_0}{i} \quad (5.18)$$

Hvor:

i | Vægsøjle's inertiradius [mm]

Væggens inertiradius bestemmes ved formel (5.19).

$$i = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} \quad (5.19)$$



Figur 5.9: Parametre til bestemmelse af inertimoment for betontværsnit og armering.

Inertimomentet om betonavæggens svage akse bestemmes ved formel (5.20), jf. figur 5.9.

$$I_c = \frac{1}{12} l t^3 \quad (5.20)$$

Hvor:

l | Længden af det betragtede vægstykke [mm]
 t | Væggens tykkelse [mm]

Armeringens inertimoment omkring betontværsnittets tyngdepunkt bestemmes ved formel (5.21), idet de lodrette nettråde i armeringsnettet anvendt i væggen placeres udvendigt jf. figur 5.9.

$$I_s = A_s \cdot \left(\frac{h_i}{2} \right)^2 = A_s \cdot \left(\frac{t - 2 \cdot c_s - 2 \cdot \frac{\varnothing}{2}}{2} \right)^2 \quad (5.21)$$

Hvor:

A_s	Tværsnitsareal af armeringsstål [mm^2]
h_i	Afstand mellem lodrette armeringsstænger [mm]
t	Tværsnittets højde, svarende til væggens tykkelse [mm]
c_s	Dæklag for armeringen [mm]
$\emptyset$	Diameter af længdearmering [mm]

Betonens regningsmæssige elasticitetsmodul bestemmes ved formel (5.22).

$$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_c} \quad (5.22)$$

Hvor:

E_{cm}	Sekantelasticitetsmodulet [MPa]
γ_c	Partialkoefficient for betonens trykstyrke og E-modul i armeret præfabrikeret beton [–]

Sekantelasticitetsmodulet for beton C35 aflæses i "Betonkonstruktioner" tabel 1.2, som: $E_{cm} = 34.000 \text{ MPa}$. [Jensen, 2019a]

Bestemmelse af 2. ordens moment for øverste vægelement i FAC.01

Med udgangspunkt i formeludtryk fra det foregående afsnit bestemmes det totale moment der virker på det øverste vægelement i bærelinje FAC.01. Dette gøres idet der i beregningerne tages udgangspunkt i et vægstykke med længde på 1 m.

Med udgangspunkt i den beregnede lodrette last i væggens midte $N_{t,Ed}$ og excentriciteten af lasten i væggens midte e_t , som blev bestemt for lasttilfælde 7 i afsnit 5.1.2 på side 152, bestemmes det regningsmæssige 1. ordens moment $M_{0,Ed}$, ved lastkombinationen ULS2.1 - Dom. nyttelast i BGT:

$$M_{0,Ed} = N_{t,Ed} \cdot e_t = 6,96 \text{ kN} \cdot 0,213 \text{ m} = 1,48 \text{ kNm}$$

Den kvasipermanente værdi for momentet bestemmes tilsvarende for lastkombinationen SLS3 for AGT. Her findes en normalkraft i væggens midte med følgende størrelse, jf. beregningsbilag A2.1.LAST1:

$$N_{0,Eqp} = 12,3 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \frac{4,29 \text{ m}}{2,69 \text{ m}} + \frac{16,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}{2} = 27,97 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

For den kvasipermanente tilstand forekommer der ikke tværlast, i form af vind, på bygningen. Excentriciteten i væggens midte for dette tilfælde $e_{t,Eqp}$ bestemmes ved excentriciteten af den lodrette last i væggens top e_{top} , samt bidrag fra planhedsafvigelse: e_4 , der begge er tilsvarende værdierne i lasttilfælde 7:

$$e_{t,Eqp} = \frac{2}{3}e_{top} + e_4 = \frac{2}{3} \cdot 65 \text{ mm} + 7 \text{ mm} = 50,3 \text{ mm}$$

Hermed bestemmes den kvasipermanente værdi for momentet 1. ordens momentet $M_{0,Eqp}$ som:

$$M_{0,Eqp} = N_{0,Eqp} \cdot e_{t,Eqp} = 27,97 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 0,05 \text{ m} = 1,41 \text{ kNm}$$

Det effektive krybetal bestemmes ved (5.14), idet slutkrybetallet sættes til $\varphi_{(\infty,t0)} = 3$.

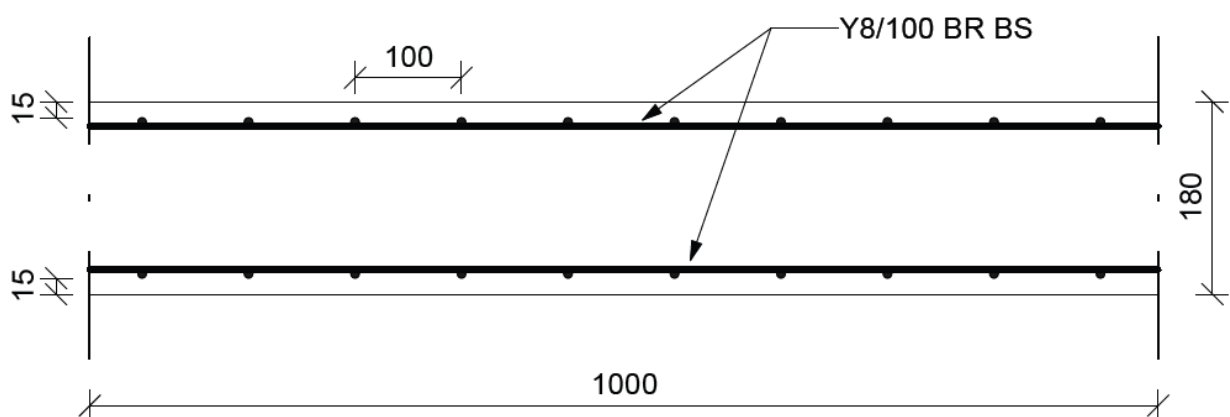
$$\varphi_{ef} = \phi_{(\infty,t0)} \cdot \frac{M_{0,Eqp}}{M_{0,Ed}} = 3 \cdot \frac{1,41 \text{ kNm}}{1,48 \text{ kNm}} = 2,86$$

Betonens regningsmæssige elasticitetsmodul bestemmes efter (5.22), idet sekantelasticitetsmodulet for C35 beton: $E_{cm} = 34.000 \text{ MPa}$, og partialkoefficienten for trykstyrke og elasticitetsmodulet i armeret præfabrikeret beton, ved skærpet kontrolklasse: $\gamma_c = 1,33$, indsættes:

$$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_c} = \frac{34.000 \text{ MPa}}{1,33} = 25.564 \text{ MPa}$$

For at kunne foretage yderligere beregninger skal armeringsmængden i væggen fastlægges. Jf. DS/EN1992-1-1 udgør minimumsarmering i betonvægge en værdi mellem 0,2 % og 0,4 % af betonarealet A_c for lodret armering. For vandret armering er det tilsvarende krav til minimumsarmering 0,1 % af betonarealet A_c . [Dansk Standard, 2008]

Som en standardløsning kan der jf. CRH Concrete udføres Ø8 mm armeringsnet med maskeafstand på 100 mm, i begge sider af væggen, hvilket opfylder kravet til minimumsarmering i både lodret og vandret retning. Denne løsning vælges derfor til bygningens vægge, hvorved væggens tværsnit er vist på figur 5.10. [CRH Concrete A/S, 2020]



Figur 5.10: Tværsnit anvendt til beregning af totalt moment og eftervisning af bæreevne for facade bagvæg.

Med den givne armeringsmængde forekommer mindst 10 lodrette armeringsstænger pr. m i et vandret snit i betonvæggen. Dermed kan arealet af lodret armering bestemmes som:

$$A_s = 10 \cdot \pi \cdot \left(\frac{8 \text{ mm}}{2} \right)^2 \cdot 2 = 1.005 \text{ mm}^2$$

Væggens tværsnitsareal, idet et vægstykke på 1 m betragtes, bestemmes som:

$$A_c = 180 \text{ mm} \cdot 1.000 \text{ mm} = 180 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

Med udgangspunkt i arealet af armering og beton for et tværsnit med længde på 1 m bestemmes armeringsforholdet for dette som følgende:

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} = \frac{1.005 \text{ mm}^2}{180 \cdot 10^3 \text{ mm}^2} = 0,0055$$

Idet det beregnede armeringsforhold ligger i intervallet: $0,002 \leq \rho \leq 0,01$ kan formlerne angivet i forrige afsnit anvendes til bestemmelse af det regningsmæssige totale moment der virker i væggen.

Væggens nominelle stivhed vil blive bestemt i det følgende, idet en række parametre skal bestemmes før denne kan beregnes. Dette gøres i det følgende med udgangspunkt i formlerne fra forrige afsnit:

Betontværsnittets inertimoment bestemmes efter (5.20):

$$I_c = \frac{1}{12} l t^3 = \frac{1}{12} \cdot 1.000 \text{ mm} \cdot (180 \text{ mm})^3 = 4,86 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

Armeringens inertimoment bestemmes efter (5.21), ved anvendelse af figur 5.10 på foregående side.

$$I_s = A_s \cdot \left(\frac{h - 2 \cdot c_s - 2 \cdot \frac{\phi}{2}}{2} \right)^2 = 1.005 \text{ mm}^2 \cdot \left(\frac{180 \text{ mm} - 2 \cdot 15 \text{ mm} - 2 \cdot \frac{8 \text{ mm}}{2}}{2} \right)^2 = 5,07 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

Væggens inertiradius bestemmes efter (5.19).

$$i = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = \sqrt{\frac{4,86 \cdot 10^8 \text{ mm}^4}{180 \cdot 10^3 \text{ mm}^2}} = 51,96 \text{ mm}$$

Væggens slankhedsforhold bestemmes efter (5.18).

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{2.780 \text{ mm}}{51,96 \text{ mm}} = 53,5$$

Den relative normalkraft bestemmes ved (5.17) med udgangspunkt i normalkraften i væggens midte ved ULS2.3 - Dom. vindlast.

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{6,96 \cdot 10^3 \text{ N}}{180 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 \cdot \frac{35 \text{ MPa}}{1,33}} = 1,47 \cdot 10^{-3}$$

Faktorerne k_1 og k_2 bestemmes ved (5.15) og (5.16).

$$k_1 = \sqrt{\frac{f_{ck}}{20}} = \sqrt{\frac{35 \text{ MPa}}{20}} = 1,32$$

$$k_2 = n \frac{\lambda}{170} = 1,47 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{53,50}{170} = 4,61 \cdot 10^{-4} \leq 0,20$$

Faktoren K_c bestemmes ved formel (5.13).

$$K_c = \frac{k_1 k_2}{1 + \varphi_{ef}} = \frac{1,32 \cdot 4,61 \cdot 10^{-4}}{1 + 2,86} = 1,58 \cdot 10^{-4}$$

Med udgangspunkt i de ovenfor beregnede værdier bestemmes væggs nominelle stivhed ved (5.11):

$$\begin{aligned} EI &= K_c E_{cd} I_c + K_s E_s I_s \\ &= 1,58 \cdot 10^{-4} \cdot 25.564 \text{ MPa} \cdot 4,86 \cdot 10^8 \text{ mm}^4 + 1,0 \cdot 200 \cdot 10^3 \text{ MPa} \cdot 5,07 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \\ &= 1,02 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2 \end{aligned}$$

Den kritiske søjlelast for den centralt belastede søjle bestemmes ved formel (5.10).

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot EI}{l_0^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2,55 \cdot 10^{13} \text{ Nmm}^2}{(2.780 \text{ mm})^2} = 1.297,4 \text{ kN}$$

Det regningsmæssige moment som væggen skal kunne optage for lastkombinationen ULS2.3 - Dom. vindlast, kan slutteligt beregnes ved formel (5.9).

$$M_{Ed} = \frac{M_{0,Ed}}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr}}} = \frac{1,48 \text{ kNm}}{1 - \frac{6,96 \text{ kN}}{1.297,4 \text{ kN}}} = 1,49 \text{ kNm}$$

2. ordensmomentets bidrag til den udvalgte væg er således meget lille, idet den lodrette last fra det ovenliggende tagdæk N_{Ed} er meget lille for det pågældende lasttilfælde.

Dette er sammenhængende med at der kan ses bort fra 2. ordenseffekter, såfremt slankhedsforholdet for væggen er mindre end grænseværdien beregnet i formel (5.23). Af denne ses det at der kan ses bort fra 2. ordens effekter, idet væggs slankhedsforhold er mindre end grænseværdien: $\lambda = 53,5 < \lambda_{lim} = 267,77$.

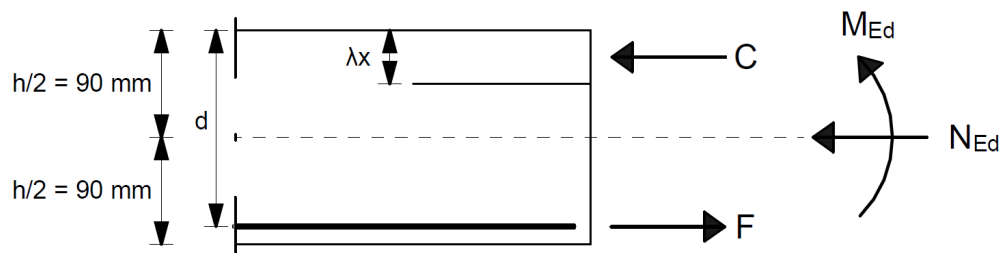
$$\lambda_{lim} = 10,8 \sqrt{\frac{A_c f_{cd}}{N_{Ed}}} = 10,8 \cdot \sqrt{\frac{180 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 \cdot \frac{35 \text{ MPa}}{1,33}}{6,96 \cdot 10^3 \text{ N}}} = 267,77 \quad (5.23)$$

I det følgende afsnit eftervises væggs bæreevne ved det beregnede totale moment, og normalkraften i væggs midte: $N_{t,Ed} = 6,96 \text{ kN}$

5.1.5 Eftervisning af vægtværsnittets bæreevne - FAC.01

Med udgangspunkt i snitkræfterne, og den fastlagte armeringsmængde i væggen fra forrige afsnit vil væggens bæreevne nu eftervises. Dette gøres idet tværsnittets bæreevne eftervises med udgangspunkt i bjælke teorien, idet momentbæreevnen af et normalt armeret tværsnit påvirket af normalkraft bestemmes, efter metoderne angivet i "Betonkonstruktioner". [Jensen, 2019a]

Kræfterne der forekommer i væggens tværsnit for brudtilstanden fremgår af figur 5.11, idet der på den sikre side ses bort fra virkninger fra evt. trykarmering.



Figur 5.11: Kræfter der optræder i væggens tværsnit ved brudtilstanden.

Som følge af ligevægt opnås projektligningen i formel (5.24), som kan anvendes til at bestemme trykkraften C i betontværsnittets trykzone.

$$C = N_{Ed} + F \quad (5.24)$$

Hvor:

C	Regningsmæssig trykkraft i trykzonen [N]
N_{Ed}	Regningsmæssig normalkraft virkende i tværsnittet [N]
F	Regningsmæssig trækraft i trækarmring [N]

Idet tværsnittet forudsættes normalt armeret kan den regningsmæssige trækraft i armeringen F bestemmes af formel (5.25).

$$F = A_s \cdot f_{yd} \quad (5.25)$$

Trykzonen udstrækning λx , idet der er tale om et rektangulært tværsnit, bestemmes ved formel (5.26).

$$\lambda x = \frac{C}{\eta f_{cd} b} \quad (5.26)$$

Hvor:

λ	Konstant afhængig af betonens trykstyrke [—]
x	Trykzonehøjden [mm]
η	Konstant afhængig af betonens trykstyrke [—]
f_{cd}	Regningsmæssig trykstyrke af beton [MPa]
b	Tværsnittets bredde [mm]

Den effektive tværsnitshøjde d , som angiver afstanden fra trækarmringens tyngdepunkt til tværsnittets overside, bestemmes ved formel (5.27), idet de lodrette nettråde placeres udvendigt. [CRH Concrete A/S, 2020]

$$d = h - c_s - \frac{\emptyset}{2} \quad (5.27)$$

Hvor:

d	Tværsnittets effektive højde [mm]
h	Tværsnittets højde [mm]
c_s	Dæklag for armeringen [mm]
$\emptyset$	Diameter af længdearmring [mm]

Idet der tages moment om trækarmringen, opnås formel (5.28) til bestemmelse af tværsnittets momentbæreevne.

$$M_{Rd} = C \left(d - \frac{1}{2} \lambda x \right) - N \left(d - \frac{h}{2} \right) \quad (5.28)$$

For at brudmomentet beregnet ved ovenstående udtryk er gældende, skal det eftervises at søjlens tværsnit er normaltarmeret. Betingelsen for at tværsnittet er normaltarmeret er at trykzonehøjden x bliver så lille, at armeringens flydetøjning opnås før betonens brudtøjning.

Trykzonehøjden skal altså være mindre end eller lig trykzonehøjden for det balancerede tværsnit: x_{bal} , som er overgangen mellem det normaltarmerede og overarmerede tværsnit. Denne bestemmes ved formel 5.29.

$$x_{bal} = \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_y} \cdot d \quad (5.29)$$

Hvor:

$\varepsilon_{cu,3}$	Betonens brudtøjning ved rektangulær spændingsfordeling [%]
ε_{yd}	Armeringens flydetøjning [%]

Ydermere skal det verificeres at der ikke forekommer brud i trækarmringen inden betonen når sin brudtøjning, hvilket svarer til et underarmeret tværsnit. Trykzonehøjden skal således være større end trykzonehøjden for det underarmerede tværsnit, der bestemmes ved formel 5.30.

$$x_{und} = \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{uk}} \cdot d \quad (5.30)$$

Hvor:

ε_{uk}	Brudtøjning for armeringen [%]
--------------------	--------------------------------

For at tværsnittet kan kategoriseres som normalarmeret skal trykzonehøjden altså ligge mellem værdierne for det underarmede og det balancerede tværsnit, som angivet i formel (5.31).

$$x_{und} < x \leq x_{bal} \quad (5.31)$$

Beregning af tværsnittets bæreevne for FAC.01

Med udgangspunkt i udtrykkene opstillet i forrige afsnit for bestemmelse af tværsnittets momentbæreevne eftervises denne i det følgende.

Først bestemmes den regningsmæssige trykstyrke for beton, samt den regningsmæssige flydespænding og flydetøjning for armeringen, ved præfabrikeret beton i skærpet kontrolklasse:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{35 \text{ MPa}}{1,33} = 26,32 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{550 \text{ MPa}}{1,14} = 482,46 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{482,46 \text{ MPa}}{200.000 \text{ MPa}} = 2,41 \cdot 10^{-3}$$

Tværsnitsarealet af trækarmering pr. m i tværsnittet, idet der forudsættes anvendt Y8 stænger pr. 100 mm, blev i forrige afsnit bestemt som: $A_s = 1.005 \text{ mm}^2$. Idet halvdelen af denne optræder som undersidearmering kan trækraften i denne bestemmes ved (5.25).

$$F = A_{su} \cdot f_{yd} = \frac{1.005 \text{ mm}^2}{2} \cdot 482,46 \text{ MPa} = 242,44 \text{ kN}$$

På baggrund af den beregnede trækraft i trækarmeringen, kan den tilsvarende trykkraft i trykzonen bestemmes jf. projektligningen i (5.24). Idet den beregnede normalkraft på $N_{Ed} = 6,96 \text{ kN}$ indsættes fås følgende trykkraft i trykzonen:

$$C = N_{Ed} + F = 6,96 \text{ kN} + 242,44 \text{ kN} = 249,40 \text{ kN}$$

Med udgangspunkt i den beregnede trykkraft i trykzonen kan trykzonehøjden dernæst bestemmes ved (5.26). Heri indsættes derudover: $\eta = 1,0$, for beton C35, den regningsmæssige trykstyrke $f_{cd} = 26,32 \text{ MPa}$ og tværsnittets bredde: $b = 1.000 \text{ mm}$:

$$\lambda x = \frac{C}{\eta f_{cd} b} = \frac{249,40 \cdot 10^3 \text{ N}}{1,0 \cdot 26,32 \text{ MPa} \cdot 1.000 \text{ mm}} = 9,5 \text{ mm}$$

Den effektive tværsnitshøjde d bestemmes ved følgende udtryk, idet dæklaget for trækarmeringen er: $c_s = 15 \text{ mm}$:

$$d = h - c_s - \frac{\varnothing_2}{2} = 180 \text{ mm} - 15 \text{ mm} - \frac{8 \text{ mm}}{2} = 161 \text{ mm}$$

Idet trykzonehøjden er beregnet kan tværsnittets momentbæreevne beregnes ved (5.28):

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= C \left(d - \frac{1}{2} \lambda x \right) - N \left(d - \frac{h}{2} \right) \\ &= 249,40 \cdot 10^3 \text{ N} \cdot \left(161 \text{ mm} - \frac{1}{2} \cdot 9,5 \text{ mm} \right) - 6,96 \cdot 10^3 \text{ N} \cdot \left(161 \text{ mm} - \frac{180 \text{ mm}}{2} \right) = 39,0 \text{ kNm} \end{aligned}$$

For at det ovenfor beregnede brudmoment er gældende, skal det eftervises at søjlens tværsnit er normalarmeret.

Trykzonehøjden for det balancerede tværsnit bestemmes ved formel (5.29), idet betonens brudtøjning for beton C35: $\varepsilon_{cu3} = 0,35\%$, flydetøjningen for armering B550: $\varepsilon_{yd} = 0,241\%$ og den effektive højde for trækarmingen $d = 161 \text{ mm}$, indsættes:

$$x_{bal} = \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_y} \cdot d = \frac{0,35\%}{0,35\% + 0,241\%} \cdot 161 \text{ mm} = 95,4 \text{ mm}$$

Trykzonehøjden for det underarmerede tværsnit bestemmes dernæst ved formel 5.30, idet brudtøjningen for B550 armering aflæses til $\varepsilon_{uk} = 5,0\%$, hvormed trykzonehøjden for det underarmerede tværsnit kan bestemmes som:

$$x_{und} = \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{uk}} \cdot d = \frac{0,35\%}{0,35\% + 5,0\%} \cdot 161 \text{ mm} = 10,5 \text{ mm}$$

Trykzonehøjden x for tværsnittet kan slutteligt bestemmes ved det følgende udtryk:

$$\lambda \cdot x = 9,5 \text{ mm} \Rightarrow x = \frac{9,5 \text{ mm}}{0,8} = 11,88 \text{ mm}$$

På baggrund af ovenstående beregninger ses det at tværsnittet er normalarmeret, idet højden af trykzonen opfylder formel 5.31, og den beregnede momentbæreevne dermed er retvisende.

Væggen betragtes som en simpelt understøttet bjælke, hvor snittet med det regningsmæssige totale moment i væggens midte betragtes, jf. resultatet for lasttilfælde 7 fra forrige afsnit. Dette ses at være væsentligt mindre end den beregnede momentbæreevne, idet tværsnittet udføres med lodret armering iht. krav til minimumsarmering af vægge fra DS/EN1992-1-1. Tværsnittets bæreevne er dermed eftervist.

$$(M_{Rd} \geq M_{Ed}) = (39,0 \text{ kNm} \geq 1,49 \text{ kNm})$$

Bagvægs elementerne nedenfor den beregnede væg vil modtage større laster fra de ovenfor stående betonvægge. Den øgede lodrette last reducerer den resulterende excentricitet i væggens midte, og øger 2. ordens momentet. Idet 2. ordens momentet udgør en meget lille del af det resulterende moment, og excentriciteten løbende reduceres ned gennem etagerne, hvormed væggene til sidst kan eftervises uarmerede, vurderes det ikke nødvendigt at udføre yderligere beregninger for væggenes bæreevne. Ved anvendelse af minimumsarmering i alle bygningens facadevægge kan disses bæreevne dermed konstateres at være eftervist ved beregningerne i nærværende afsnit.

4. A3.1 - Konstruktionstegninger

6	A3.1 - Konstruktionstegninger	171
6.1	Tegningsgrundlag fra arkitekt	

6 A3.1 - Konstruktionstegninger

Det følgende kapitel indeholder tegningsmaterialet for bygværket, udarbejdet af Arkitektfirmaet Kjaer og Richter, som venligst er udlånt af Stella 5 ejendomme. [Arkitektfirmaet Kjaer og Richter, 2023]

Øvrige tegninger er udarbejdet af rapportens forfatter, som en del af den statiske dokumentation for bygværket, og omfatter dæk- og fugearmeringsplaner, konstruktionsplaner med angivelse af forankringer på bygningens etager, samt detaljetegninger for samlinger af betonelementer. Disse er alle vedlagt som bilag til rapporten, og nedenstående tegningsliste angiver omfanget af disse.

Tegningsnr.	Navn	Skala	Dato
-------------	------	-------	------

K09_Konstruktion og materiale

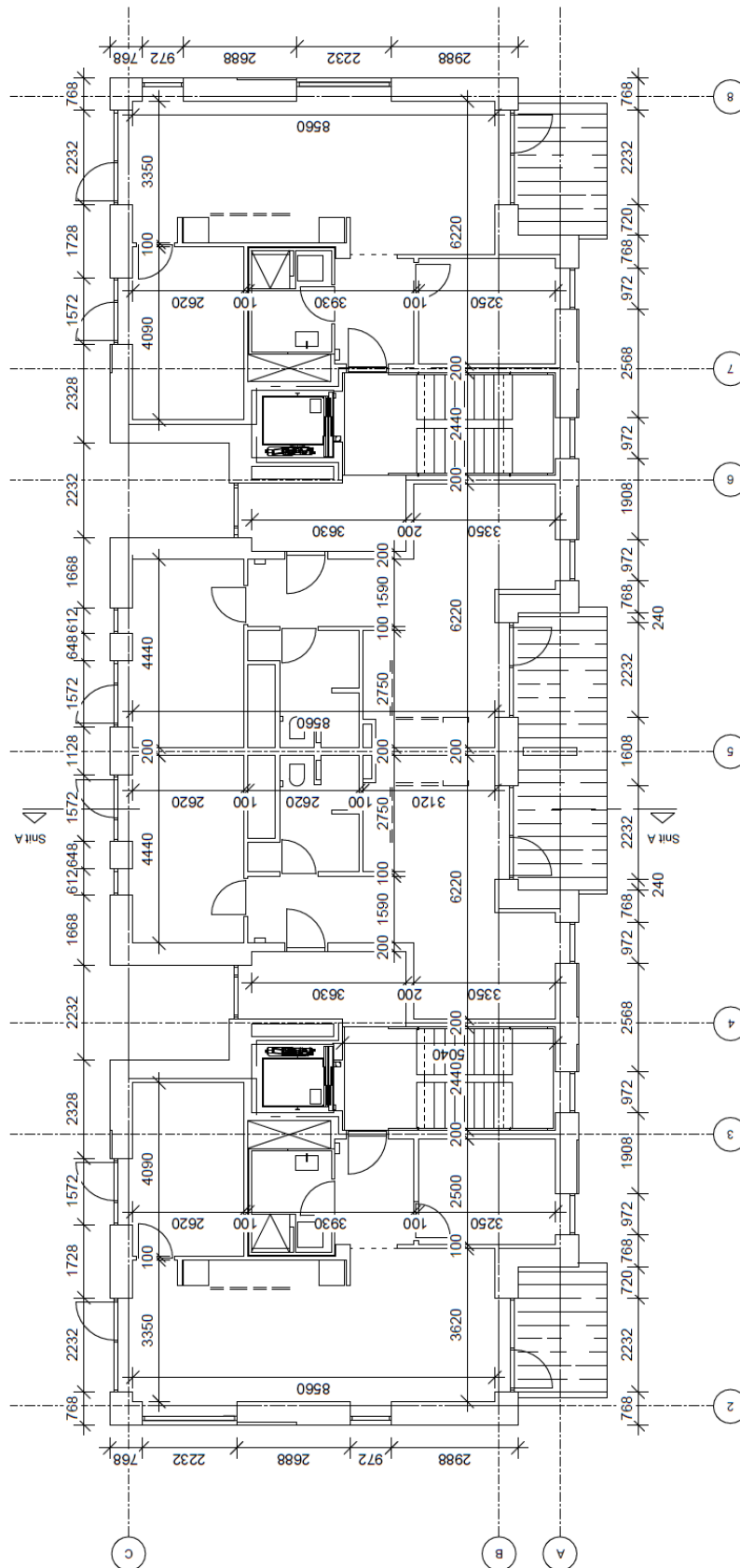
H1_Plan

K09_T23_H1_E0_N01	Dæk- og fugearmeringsplan stueetage	1:100	11.01.2024
K09_T23_H1_E0_N02	Dæk- og fugearmeringsplan 1. - 3. sal	1:100	11.01.2024
K09_T23_H1_E0_N03	Dæk- og fugearmeringsplan 4. sal	1:100	11.01.2024
K09_T29_H1_E0_N01	Konstruktionsplan stueetage	1:100	11.01.2024
K09_T29_H1_E0_N02	Konstruktionsplan 1. sal	1:100	11.01.2024
K09_T29_H1_E0_N03	Konstruktionsplan 2. sal	1:100	11.01.2024
K09_T29_H1_E0_N05	Konstruktionsplan 3. og 4. sal	1:100	11.01.2024

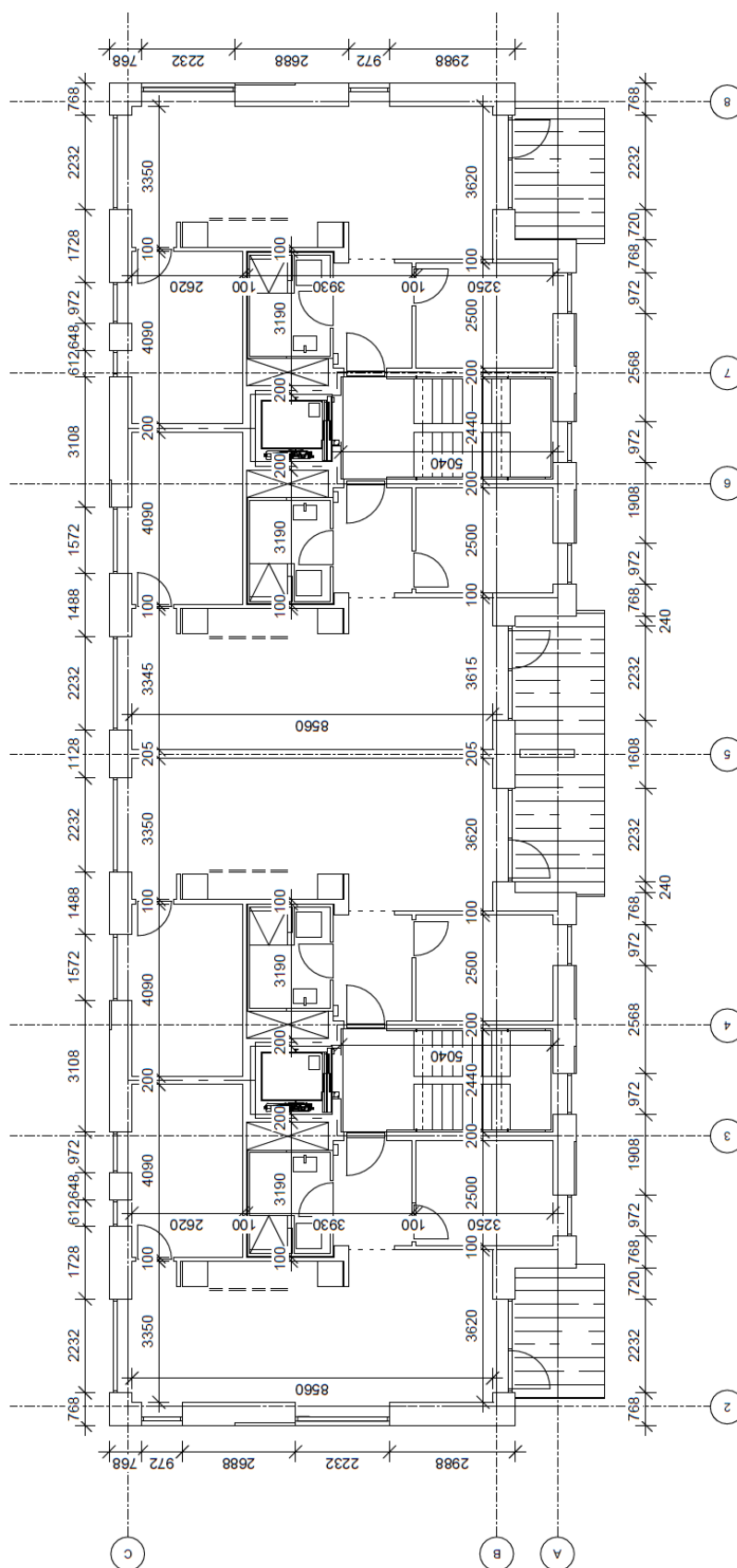
H5_Detalje

K09_T29_H5_EX_N01	Konstruktionsdetaljer		11.01.2024
-------------------	-----------------------	--	------------

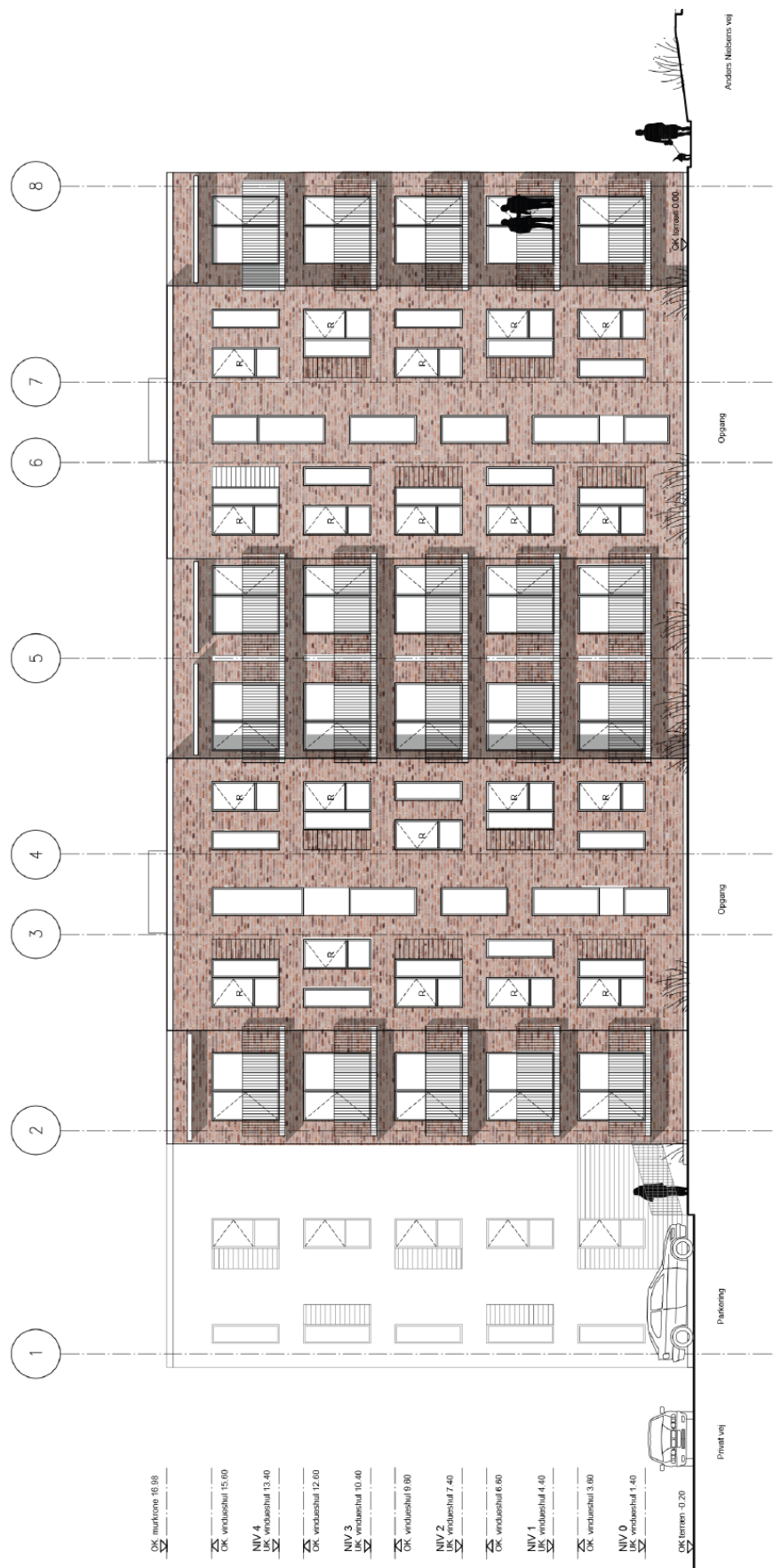
6.1 Tegningsgrundlag fra arkitekt



Figur 6.1: Plantegning for bygningens stueplan [Arkitektfirmaet Kjaer og Richter, 2023]



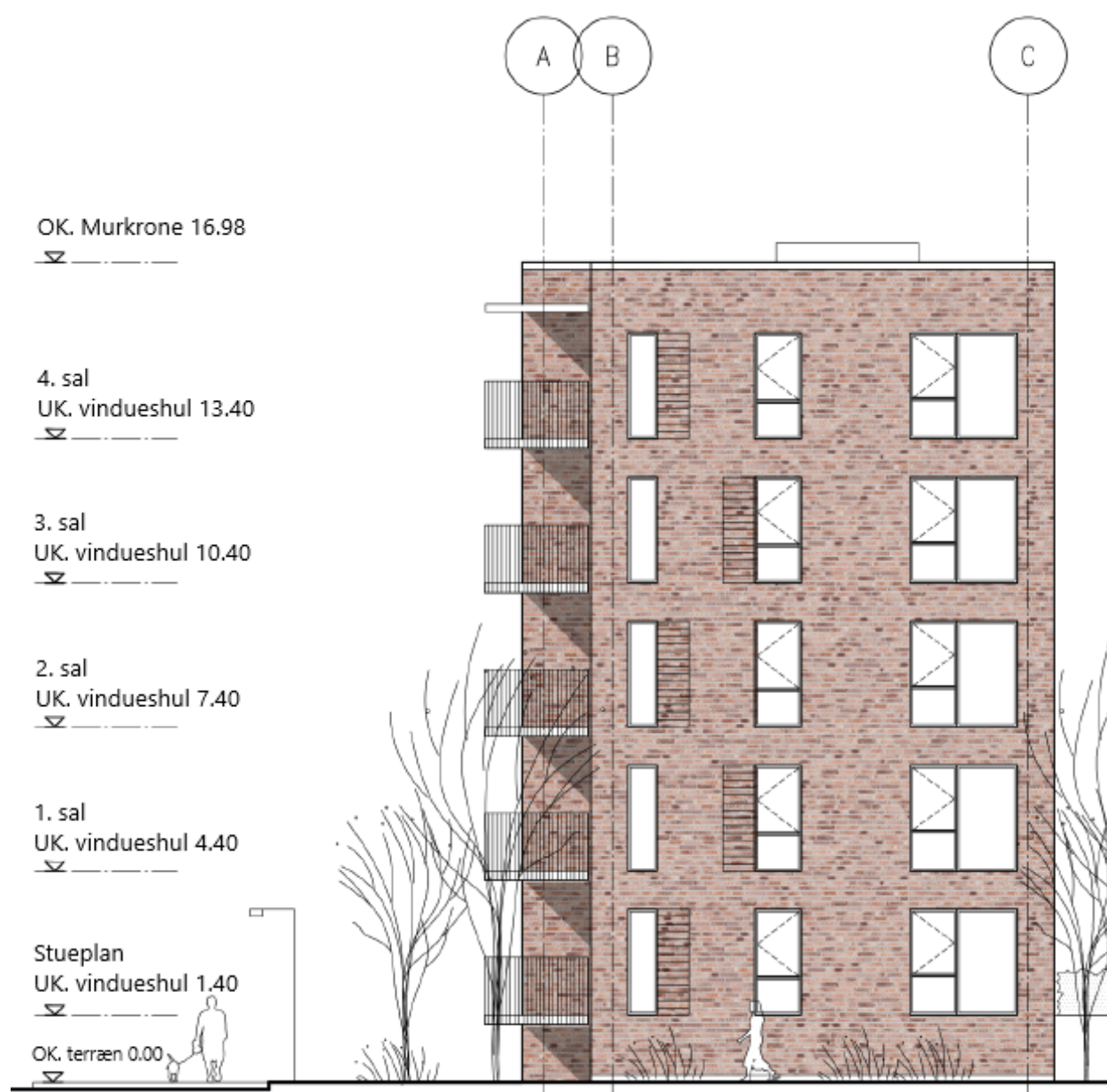
Figur 6.2: Plantegning for bygningens 1. - 4. sal. Bemærk at vinduesplaceringer varierer på etagerne. [Arkitektfirmaet Kjaer og Richter, 2023]



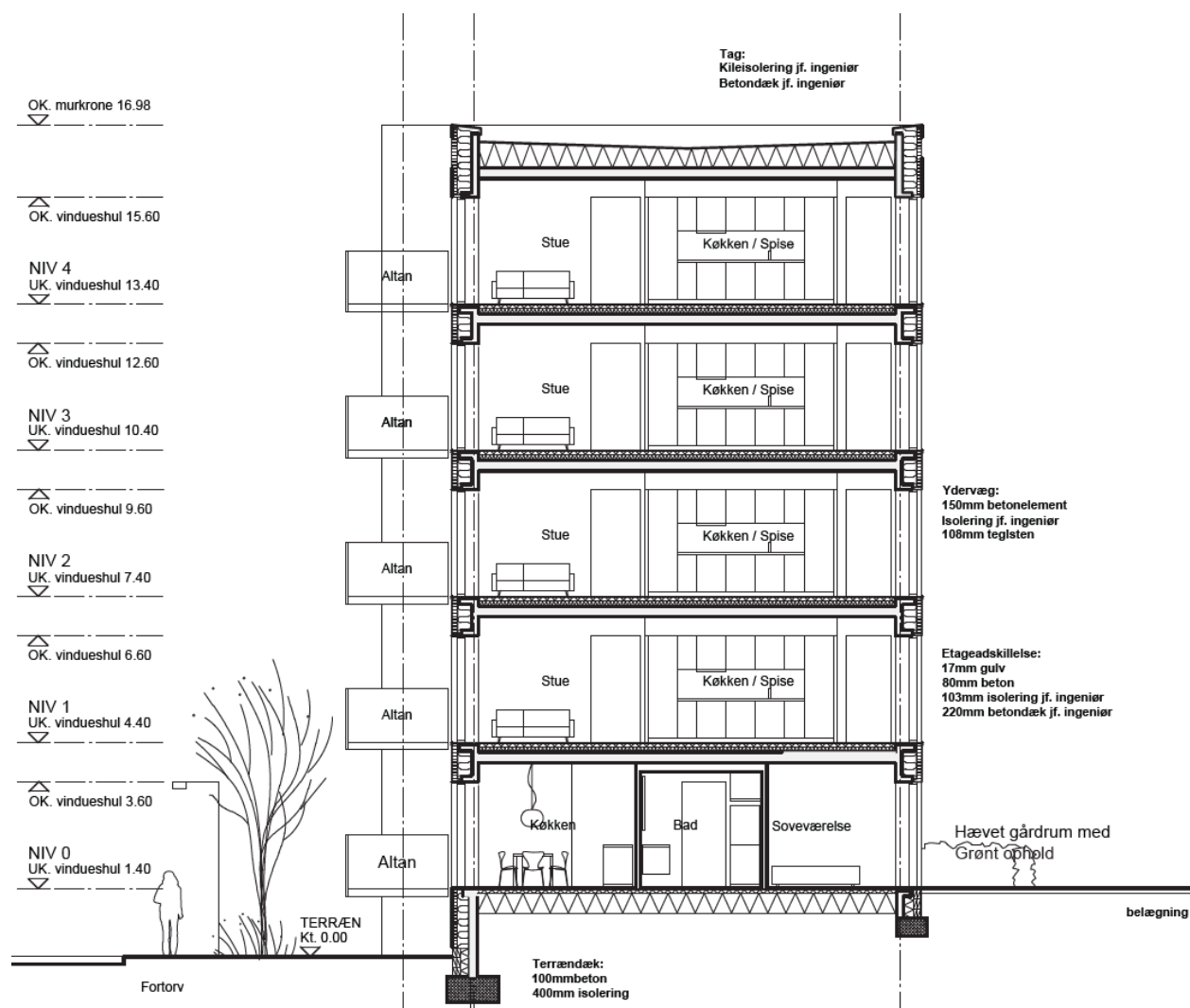
Figur 6.3: Bygningens facade mod VNV [Arkitektfirmaet Kjaer og Richter, 2023]



Figur 6.4: Bygningens facade mod ØSØ [Arkitektfirmaet Kjaer og Richter, 2023]



Figur 6.5: Opstalt af bygningsgavl mod SSV. Bemærk at vinduesplaceringer i bygningens gavle for det endelige projekt er forskudt, mens de af ovenstående opstalt fremgår som ens på etagerne. [Arkitektfirmaet Kjaer og Richter, 2023]



Figur 6.6: Snit A-A for bygningen [Arkitektfirmaet Kjaer og Richter, 2023]

5. Konklusion

7 Konklusion

Med udgangspunkt i den udførte statiske dokumentation, kan det konkluderes at bygningen er stabil overfor de horisontale belastninger der virker på denne, og at de primære bærende konstruktioner i bygningen har tilstrækkelig bæreevne.

Med udgangspunkt i strukturen for statisk dokumentation angivet i SBI 271 er der udarbejdet en statisk dokumentation for bygværket. I del A1.1 - Konstruktionsgrundlag Bygværk er grundlaget for de senere beregninger oplistet, med beskrivelse af bygningens opbygning og statiske virkemåde, materialeparametre for de bærende konstruktioner, samt bestemmelse af lastkombinationer og samtlige laster der forventes at virke på bygningen.

Jf. de opstillede lastkombinationer er der i del A2.1 Statiske beregninger - Bygværk først udført en lodret lastnedføring for samtlige bærelinjer, idet de lodrette laster på etagedækkene for hver etage føres til væggene hvor disse har vederlag. Det konkluderes at de største lodrette laster for alle bærelinjer generelt forekommer ved lastkombinationen ULS2.1 - Dom. nyttelast, hvilket er forventeligt for bygningstypen. Ydermere er minimallaster for bygningens bærelinjer, som anvendes ved eftervisning af bygningens stabilitet, beregnet ved ULS2.3b - Dom. vindlast.

Dernæst er den dimensionsgivende vandrette last på bygningens etagedæk bestemt, idet der for de enkelte etager er foretaget en sammenligning af vindlast og seismisk last på langs og tværs af bygningen. Hertil lægges bidrag fra geometriske imperfektioner, som følge af afvigelser fra planhed og rethed, repræsenteret ved en beregnet imperfektionshældning på 0,18 %. Det beregnede udvendige vindtryk og -sug ved vindretningen fra SSV og VNV ses at resultere i de største vandrette vindlaster, mens den seismiske forskydningsacceleration, som er beregnet til $0,17 \frac{m}{s^2}$, anvendes til bestemmelse af den vandrette seismiske last fra egen- og nyttelaster. Det konkluderes på baggrund af den vandrette lastnedføring at den dimensionsgivende vandrette last på langs af bygningen er seismisk last, for alle etager undtaget stueplan, mens vindlasten på alle etager er dimensionsgivende på tværs af bygningen.

De vandrette laster er dernæst fordelt til bygningens stabiliserende vægge, efter en elastisk fordelingsmetode. Fordelingen foretages efter væggenes stivheder, i form af det korrigerede inertimoment, hvor der tages hensyn til udbøjninger fra både bøjning og forskydning. Ved beregningen indføres en plastisk fordelingsfaktor, som medfører et mere ensartet forankringsbehov for bygningens stabiliserende vægge. Dette resulterer i at fordelingen bliver elastoplastisk. De største vandrette vægreaktioner ses at forekomme i bygningens få lange uafbrudte vægstykker, mens mindre laster forekommer i de øvrige korte stabiliserende vægge.

Med udgangspunkt i de beregnede vægreaktioner eftervises bygningens hovedstabilitet, idet der foretages stabilitetsberegninger for bygningens afstivende vægge. Først forsøges stabiliteten af bygningens vægge eftervist uden anvendelse af forankringer. Til trods for at de største laster forekommer i de stabiliserende vægge på tværs af bygningen, er det ikke nødvendigt at forankre disse, idet disse belastes af endevederlag fra huldæk, som resulterer i store stabiliserende laster. På langs af bygningen forekommer generelt kun korte stabiliserende vægge, med sidevederlag for huldæk, og dette resulterer i at det er nødvendigt at udføre forankringer for en del af disse fra bygningens stueplan til 2. sal. Disse varierer i størrelse fra Y6 - Y14 armering.

For at sikre bygningens robusthed overfor utilsigtede påvirkninger er der dimensioneret trækforbindelses systemer i etagedækkenes fuger, vandrette trækforbindelser i top og bund af de stabiliserende vægge, samt lodrette trækforbindelser udført i hele bygningens højde. Som periferiarmering anvendes generelt 2 Y12 stænger, mens der for de interne trækforbindelser anvendes 2 Y10 stænger i længdefuger, 2 Y20 stænger i tværfuger ved bærelinjerne V.04 og V.05, og 2 Y14 stænger for de øvrige tværfuger. De vandrette trækforbindelser udføres ved vægtoppe med K8 strittere pr. 300 mm suppleret med Y10 hammerhovedbøjler pr. 1,5 m ved sidevederlag for huldæk. I væggenes bund anvendes K25 armering i korrugerede rør med største afstand på 3,9 m, for at overholde krav til vandrette trækforbindelser. Disse anvendes også som lodrette trækforbindelser, der udføres i hele bygningens højde, idet kravet til vandrette trækforbindelser i væggenes bund også er dimensionsgivende for de lodrette trækforbindelser. De lodrette trækforbindelser anvendes til forankring af bygningens stabiliserende vægge, idet det ved beregning eftervises at robusthedskravene medfører større krav til armeringdimensioner, end stabilitetsberegningen for bygningens afstivende vægge. Enkelte steder, hvor der ikke forekommer lodrette trækforbindelser, udføres forankringer af de stabiliserende vægge, med armeringsdimensioner iht. stabilitetsberegningen. Dette fremgår af de vedlagte konstruktionsplaner.

For at sikre at bygningens dækskiver kan fordele de vandrette laster på skiverne til de stabiliserende vægge, er der udført en stringerberegning gældende for dækskiver under bygningens 1. - 3. sal. Dækskiven er således inddelt i en række forskydningsfelter, opdelt af stringerlinjer, der så vidt muligt etableres over stabiliserende vægge, eller i fuger, hvor robusthedsarmering forekommer. Som følge af afbrudte tværgående stringerlinjer udføres der supplerende stringerarmring i form af fladstål 8x60 mm fastgjort til dækkenes overside. På baggrund af stringerberegningen konkluderes det at robusthedsarmeringen i enkelte trækstringere i længdefuger med 2 Y10 stænger over mellemunderstøtninger, Y10 bøjler ved dækender og randfuger med 2 Y12 stænger ikke har tilstrækkelig bæreevne. Her udføres i stedet 2 Y12 stænger over mellemunderstøtninger, Y16 bøjler ved dækender og 2 Y16 stænger som randarmering, hvorved dækskivens bæreevne efter stringermodellen er sikret.

I del A2.2.1 Statiske beregninger - Betonelementer foretages en eftervisning af den lodrette bæreevne for udvalgte betonelementvægge. Der tages udgangspunkt i lejlighedsskellet i bærelinje V.05 hvor der jf. den lodrette lastnedføring forekommer de største laster, samt facade bagvæggen med vederlag for huldæk i bærelinje FAC.01. Først identificeres de kritiske lasttilfælde for de to bærelinjer, i form af kombinationer af lodrette laster og excentriciteter på etage- og facadekrydset. Med udgangspunkt i de bestemte excentriciteter eftervises bæreevnen af alle vægelementer i bærelinje V.05, samt det nederste vægelement i bærelinje FAC.01, som uarmerede. Som følge af stor excentricitet af den lodrette last skal det øverste vægelement i facdevæggen eftervises som armeret. Idet der forudsættes anvendt minimumsarmering for vægfelter i væggen jf. DS/EN1992-1-1, bestemmes det totale moment i væggen jf. nominel stivheds metode. Det ses heraf at bidraget til snitkræfter i væggen fra 2. ordens effekter bliver meget lille, og i praksis kan negligeres, idet væggens slankhedsforhold er mindre end grænseværdien for inkludering af 2. ordenseffekter. Vægtværsnittets bæreevne for bøjning med normalkraft eftervises dernæst ved en bjælkeberegning, og ses at være langt større end snitmomentet der forekommer ved det kritiske lasttilfælde.

Afslutningsvis præsenteres tegningsmaterialet udlånt af Stella 5 ejendomme, og en tegningsliste for plan- og detaljetegninger af elementer som indgår i bygningens bærende og stabiliserende system, udført af rapportens forfatter. Disse tegninger er ligesom beregningsbilagene der løbende er blevet henvist til i rapporten, vedlagt som bilag.

6. Referencer

Litteratur

- Aalborg Kommune, 2020. Aalborg Kommune.** Lokalplan 1-2-121 Boliger mm., Kummerowsvej, Nørresundby Midtby, Aalborg Kommune, 2020.
- Arkitektfirmaet Kjaer og Richter, 2023. Arkitektfirmaet Kjaer og Richter.** Projektforslag - Kummerowsvej byggefelt A2, Arkitektfirmaet Kjaer og Richter, 2023.
- BMI Group Danmark, 2023. BMI Group Danmark.** Tagpap til svejsning.
<https://www.bmigroup.com/dk/produkter/fladt-tag/tagpap/svejst-tagpap/>, 2023.
besøgt: 03/10-2023.
- CRH Concrete A/S, 2020. CRH Concrete A/S.** Projekteringsprincipper for betonelementer, CRH Concrete A/S, 2020.
- CRH Concrete A/S, 2013. CRH Concrete A/S.** Vejledning - Anvendelse af korrugerede rør i vægge, CRH Concrete A/S, 2013.
- Dansk Standard, 2007a. Dansk Standard.** DS/EN1990 - Eurocode 0: Projekteringsgrundlag for bærende konstruktioner, Dansk Standard, 2007a.
- Dansk Standard, 2007b. Dansk Standard.** DS/EN 1991-1-1 - Eurocode 1: Last på bærende konstruktioner - Del 1-1: Generelle laster - Densiteter, egenlast og nyttelast for bygninger, Dansk Standard, 2007b.
- Dansk Standard, 2007c. Dansk Standard.** DS/EN 1991-1-3 - Eurocode 1: Last på bærende konstruktioner - Del 1-3: Generelle laster - Snelast, Dansk Standard, 2007c.
- Dansk Standard, 2007d. Dansk Standard.** DS/EN 1991-1-4 - Eurocode 1: Last på bærende konstruktioner - Del 1-4: Generelle laster - Vindlast, Dansk Standard, 2007d.
- Dansk Standard, 2007e. Dansk Standard.** DS/EN 1991-1-7 - Eurocode 1: Last på bærende konstruktioner - Del 1-7: Generelle laster - Ulykkeslast, Dansk Standard, 2007e.
- Dansk Standard, 2008. Dansk Standard.** DS/EN 1992-1-1 - Eurocode 2: Betonkonstruktioner - Del 1-1: Generelle regler samt regler for bygningskonstruktioner, Dansk Standard, 2008.
- Dansk Standard, 2007f. Dansk Standard.** DS/EN1993-1-1 - Eurocode 3: Stålkonstruktioner - Del 1-1: Generelle regler samt regler for bygningskonstruktioner, Dansk Standard, 2007f.
- Dansk Standard, 2022. Dansk Standard.** DSINF 1990:2021+Till.1:2022 - Konsekvensklasser for bygningskonstruktioner, Dansk Standard, 2022.
- Google, 2023. Google.** Google Maps. <https://www.google.com/maps>, 2023. besøgt: 26/09-2023.
- H+H Nordics A/S, 2023. H+H Nordics A/S.** Datablad - Multipladen 535, H+H Nordics A/S, 2023.
- 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, 2021.** Bjarne Chr. Jensen og Svend Ole Hansen. *Bygningsberegninger.* Akademisk forlag, 2 edition, 2021. ISBN 9788750060161.
- Jensen, 2010.** Jesper Frøbert Jensen. *Betonelementbyggeriers statik.* Polyteknisk forlag, 1 edition, 2010. ISBN 9788750209957.
- Rockwool, 2023.** Rockwool. *Rockwool.dk.* <https://www.rockwool.com/dk/>, 2023. besøgt: 03/10-2023.
- Social- og boligstyrelsen, 2023.** Social- og boligstyrelsen. *Bygningsreglementet.* <https://bygningsreglementet.dk>, 2023. besøgt: 28/09-2023.
- Statens Byggeforsknings Institut, 2020.** Statens Byggeforsknings Institut. *SBI 271 - Dokumentation og kontrol af bærende konstruktioner,* Statens Byggeforsknings Institut, 2020.
- Trafik-. Bygge- og Boligstyrelsen, 2021a.** Trafik-. Bygge- og Boligstyrelsen. *DS/EN1990 DK NA:2021 Nationalt anneks til: Eurocode 0 - Projekteringsgrundlag for bærende konstruktioner,* Dansk Standard, 2021a.
- Trafik-. Bygge- og Boligstyrelsen, 2013.** Trafik-. Bygge- og Boligstyrelsen. *Nationalt anneks til Eurocode 1: Last på bærende konstruktioner - Del 1-1: Generelle laster - Densiteter, egenlast og nyttelast for bygninger,* Dansk Standard, 2013.
- Trafik-. Bygge- og Boligstyrelsen, 2015.** Trafik-. Bygge- og Boligstyrelsen. *Nationalt anneks til Eurocode 1: Last på bærende konstruktioner - Del 1-4: Generelle laster - Vindlast,* Dansk Standard, 2015.
- Trafik-. Bygge- og Boligstyrelsen, 2007.** Trafik-. Bygge- og Boligstyrelsen. *Nationalt anneks til Eurocode 1: Last på bærende konstruktioner - Del 1-7: Generelle laster - Ulykkeslast,* Dansk Standard, 2007.
- Trafik-. Bygge- og Boligstyrelsen, 2021b.** Trafik-. Bygge- og Boligstyrelsen. *DS/EN1992-1-1 DK NA:2021 - Nationalt anneks til Eurocode 2: Betonkonstruktioner - Del 1.1: Generelle regler samt regler for bygningskonstruktioner,* Dansk Standard, 2021b.
- Trafik-. Bygge- og Boligstyrelsen, 2019.** Trafik-. Bygge- og Boligstyrelsen. *DS/EN1993-1-1 DK NA:2019 - Nationalt anneks til Eurocode 3: Stålkonstruktioner - Del 1-1: Generelle regler samt regler for bygningskonstruktioner,* Dansk Standard, 2019.
- Trafik-. Bygge- og Boligstyrelsen, 2020.** Trafik-. Bygge- og Boligstyrelsen. *DS/EN1998-1 DK NA:2020 - Nationalt anneks til Eurocode 8: Konstruktioner i seismiske områder - Del 1: Generelle regler, seismiske påvirkninger og regler for bygninger,* Dansk Standard, 2020.
- Vinduesgrossisten, 2023.** Vinduesgrossisten. *Glas fakta.* <https://vinduesgrossisten.dk/teknisk-info/glas-fakta>, 2023. besøgt: 03/10-2023.