



Høgskulen
på Vestlandet

BACHELOROPPGAVE

Metodisk design for innfestning av
fasadesystem i glass

Method for design of Unitized façade
connections

Sofie Stensæth og Kristin Sjømo Reistad

Byggingeniør Bachelor
Institutt for byggfag
Trond Einar Martinsen
25. mai 2020

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

Forord

Denne rapporten er vårt avsluttende arbeid på bachelorgraden ved Høgskulen på Vestlandet, institutt for byggfag. Rapporten er utarbeidet av Sofie Stensæth og Kristin Sjømo Reistad våren 2020.

Rapporten er skrevet i samarbeid med Rambøll AS, som er arkitekt ved prosjektet Nytt barne- og ungdomssykehus ved Haukeland universitetssykehus. Med tanke på at dette er et stort prosjekt ga det oss mange muligheter for vinkling av oppgaven. Etter diskusjoner med veileder fra Høgskolen og i Rambøll, kom det frem at det er utfordringer knyttet til bæresystemet ved prosjekter med fasadesystem i glass.

Dette fanget vår interesse, og vi så på det som en utfordring samt en mulighet til å tilegne oss ny kunnskap da det finnes lite litteratur/ informasjon rundt emnet. I rapporten har vi som grunnlag benyttet kunnskap vi har opparbeidet i løpet av 3 år på institutt for byggfag, med relevante konstruksjonsfag.

Vi ønsker å takke vår veileder Trond Einar Martinsen for lærerike veiledningstimer, innspill til oppgaven og god hjelp med detaljer for dekkeforkanter. Vi ønsker også å rette en takk til Rambøll AS og Dag Rune Skarstein for veiledning og innsyn i prosjektet BUS2.

Bergen, mai 2020



Kristin Sjømo Reistad



Sofie Stensæth

Sammendrag

I byggeprosjekter med fasadesystem bestående av glass stiller fasadeleverandør et eget krav til deformasjon på det vertikale bæresystemet. Oppgaven er gitt av Rambøll AS som er arkitekt ved prosjektet nytt barne- og ungdomssykehus ved Haukeland universitetssykehus (BUS2). Prosjektet har store fasadeareal bestående av glass, som utgjør en stor andel av den totale bygge kostnaden. Gjennom rapporten benyttes BUS 2 som eksempel for nærmere studie av krav til nedbøyning for konstruksjonen, beregning av vindlast, samt valg av spennretning og dekkeforkantløsninger ut mot fasade.

Vertikal last på bæresystemet gir vridnings- og bøyingspåkjenninger i fasaden, og kan føre til brudd i glasset dersom nedbøyningskravet ikke overholdes. Bøyingspåkjenninger oppstår ved horisontal last, og denne rapporten tar for seg horisontal last fra vindlast.

Fasadeleverandør prosjekterer fasadesystemet etter beregnet vindlast og det er dermed viktig at den lokale topografien vurderes for byggested. Rådgivende ingeniør bygg bør kartlegge vindlasten slik at fasadens elementer og innfestning kan dimensjoneres etter riktig verdi. Rapporten viser en metode for seks tilfeller med ulik topografi, og en detaljert beregning av vindlast for prosjektet BUS2.

Fuger mellom fasadeelementene gir rom for bevegelse slik at fasaden kan deformere seg etter bæresystemet. Størrelsen på fugen avgjør hvor stor nedbøyningsdifferansen mellom to etasjer kan være. For det enkelte prosjektet settes det et eget nedbøyningskrav for det vertikale bæresystemet med hensyn til fasaden. Dette kravet er strengere enn nedbøyningskrav i henhold til Norsk Standard, og fasaden bør dermed tas hensyn til tidlig i prosjekteringen av bæresystemet.

Rapporten tar kort for seg hvordan valgt spennretning har betydning for dekkeforkant ut mot fasade. Videre er det utarbeidet en detaljert oversikt over dekkeforkanter etter valgt bæresystem, der det er beskrevet løsninger av forankring til bæresystem og innfestning av fasade. I oversikten benyttes detaljer fra ulike byggeprosjekter.

Abstract

In construction projects with a unitized façade system in glass, specialists set a specific requirement for deformation on the vertical support system. This assignment is given by Ramboll, who is an architect for the project Children and Youth Clinic at Haukeland University Hospital. The façade system consists of large glazing area and therefore accounts for a large share of the total construction cost. This report uses the mentioned project as an example for analysing construction deformation on the vertical support system which the element façade is connected to. The study show how wind load affects the façade and is transferred to the main building structure. As well as how the choice of direction on deck elements determine suitable solutions for edges towards the façade.

Vertical load on the supporting system, provides bending and twisting stresses in the façade. This can result in a fracture of the glass material if the deflection exceeds its limits. The stress from bending deformation is provided by horizontal loads such as wind actions. And will determine the strain on the façade system. Therefore, it is important that the façade supplier, who constructs the system, is given the correct calculations including local topography for the construction site. In addition, the consulting engineer should represent a map with wind loads that affect the façade. The attachments will then be sufficiently dimensioned. This report views a method of different cases of wind velocity, and a detailed calculation of wind load for the mentioned project.

Moreover, joints between the façade elements allow movements in the façade, so that it can deform according to the support system. The size of the grout determines the deflection difference between two floors. The construction is engineered after the Eurocodes criteria. However, sometimes specific solutions are necessary to suit the deflection requirements of the element façade.

This report briefly addresses how the span direction of decks has an impact on the edges towards the façade. Secondly, a detailed overview of the slab edges has been prepared according to the selected support system, where solutions describe anchoring to the support system and connections to the façade. Finally, this report uses details from various construction projects.

Innholdsfortegnelse

Forord	I
Sammendrag	II
Abstract.....	III
Innholdsfortegnelse.....	IV
Figurliste	VI
Tabelliste.....	VIII
Formelliste	VIII
1. Innledning.....	1
1.1 Bakgrunn for oppgaven.....	1
1.2 Problemformulering.....	2
1.3 Avgrensning av oppgave.....	2
1.4 Metode.....	2
1.4.1 Data fra byggeprosjekter	2
1.4.2 Litteratur.....	3
1.4.3 Norsk standard	3
1.4.4 OS-prog Lastberegning	4
1.4.5 MathCAD prime 3.0.....	4
1.4.6 Solibri Model Viewer v.9.8.....	4
2. Fasadesystem i glass	5
2.1 Lastpåvirkning	5
2.2 Nedbøyningskrav på bærende konstruksjon.....	6
2.3 Kostnad.....	8
3. Vindlast.....	9
3.1 Bestemmelse av vindkasthastighetstrykk etter EC1.....	9
3.1.1 Ingen topografi effekt.....	10
3.1.1.1 Ingen ruhetsendring	10
3.1.1.2 Med ruhetsendring.....	11
3.1.2 Byggested nær toppen av ås/skråning	11
3.1.3 Byggested i le av mindre bratt terreng.....	12
3.1.4 Byggested i le av skråning med helning større enn 30 grader.....	12
3.1.5 Både tilfelle 3.1.2 og 3.1.4	13
3.2 Formfaktor for bygninger etter Eurokode.....	14
4. Vindlast på fasader ved prosjekt BUS2	15
4.1 Vindkasthastighetstrykk	16
4.1.1 Vindretning nordvest.....	17
4.1.2 Vindretning vest	17
4.1.3 Vindretning øst	19
4.1.4 Drøfting dimensjonerende vindkasthastighetstrykk.....	20

4.2 Formfaktor	21
4.3 Vindlastkart	22
5. Bæresystem for vertikallaster	24
5.1 Kapasitet.....	24
5.2 Nedbøyningskrav etter eurokode.....	24
5.2.1 Betongkonstruksjoner	25
5.2.2 Hulldekke.....	27
5.3 Valg av spennretning.....	29
6. Dekkeforkanter.....	31
6.1 Dekkeforkant på tvers av spennretningen til hulldekke	31
6.1.1 Bærende kantbjelke i stål	32
6.1.1.1 Underliggende profilstål	32
6.1.1.2 Deltabelke med utstøpning på utside mot fasade	32
6.1.1.3 Ensidig deltabjelke	34
6.1.1.4 Ensidig hatteprofil.....	34
6.1.1.5 Hatteprofil med utstøpning på utside mot fasade	35
6.1.2 Prefabrikkert bærebjelke i betong.....	35
6.1.2.1 Underliggende rektangulær bjelke	35
6.1.2.2 LB-bjelke	36
6.1.2.3 Z-bjelke	36
6.1.3 Festebraketter i stål til utkraget hulldekke	38
6.2 Dekkeforkant langs med spennretningen til hulldekket.....	39
6.2.1 Festebraketter i stål.....	40
6.2.2 Prefabrikkert kantbjelke i betong	40
6.2.3 Integrert kantbjelke i betong.....	41
6.2.4 Betongutstøpning ytterste kanal i HD	42
6.2.5 Ståltrau for utstøpning	42
6.2.6 Kantbjelke i stål	44
6.2.6.1 Profilstål	44
6.2.6.2 Ensidig deltabjelke	44
6.2.6.3 Deltabelke med utstøpning på utside mot fasade	44
6.2.6.4 Ensidig hatteprofil.....	46
6.2.6.5 Hatteprofil med utstøpning på utside mot fasade	46
6.3 DT-elementer	47
6.4 Plasstøpt betongdekke	47
6.4.1 Slakkarmert.....	48
6.4.2 Spennarmert.....	48
6.5 Halvfabrikkerte dekkeelement med blivende forskaling	48
6.5 Takkonstruksjon	50
7. Vertikalt bæresystem og detaljer ved BUS 2	50
8. Oppsummering/ konklusjon.....	52
Litteraturliste	53
Personlig meddelelse.....	54

Figurliste

Figur 1.1: Illustrasjon av prosjekt BUS2 [37]	1
Figur 2.1: Påhengsfasade (til venstre) og elementfasade (til høyre) [33]	5
Figur 2.2: Bruddmønster i glass ved for store strekkpåkjenninger fra vindlast [6]	6
Figur 2.3: Fasadeelementers lastbredde ved vindlast.....	6
Figur 2.4: Fasadeelementers deformasjon grunnet vindlast [11]	6
Figur 2.5: Bruddmønster etter bøyings- eller vridningspåkjenning [6]	7
Figur 2.6: Vertikal og horisontal fuger illustrert med blå streker [31, egen modifikasjon]	7
Figur 2.7: Illustrasjon av tilfelle 3 som fremgår i eksempel fra HS Hansen [31, egen modifikasjon].....	8
Figur 3.1: Økt stedsvindhastighet i vindvektorplanet XZ for byggested over nivå H/2 [12, egen modifikasjon].....	11
Figur 3.2: Parameterne C_0 og K_1 for helningsvinkler mellom 30° og 40° [12]	13
Figur 3.3: Parameterne C_0 og K_1 for hellingsvinkler større enn 40° [12].....	13
Figur 4.1: Plansnitt av prosjektet BUS2 [13, egen modifikasjon]	15
Figur 4.2: Tverrsnitt fra øst viser tangentene og baseetasjene ved BUS2 [13, egen modifikasjon]	15
Figur 4.3: Kart Bergen for vindretninger og avstand ruhet [14, egen modifikasjon].....	16
Figur 4.4: Høydeprofil for Løvstakken med horisontalavstand og helningsvinkel [14, egen modifikasjon]	18
Figur 4.5: Parametere for byggestedet [12, egen modifikasjon].....	18
Figur 4.6: Parametere for byggestedet [12, egen modifikasjon].....	19
Figur 4.7: Høydeprofil for Ulriken med horisontalavstand og helningsvinkel [14, egen modifikasjon].....	19
Figur 4.8: Lastkart på fasade fra vindretningene øst og vest, der $q_{p(z)} = 1,20 \text{ kN/m}^2$	23
Figur 4.9: Lastkart på fasade fra vindretningene nord og sør, der $q_{p(z)} = 1,20 \text{ kN/m}^2$	23
Figur 5.1: Hulldekelement og standard bredde [19, s.48].....	27
Figur 5.2: Elementtype og maksimalt anbefalt spennvidde [19, s.48]	27
Figur 5.3: Deformasjonsforløp for hulldekker [19, s.50]	28
Figur 5.4: Orienterende bæreevne for hulldekker [19, s.49]	28
Figur 5.5: Deformasjonsforløp og kritiske punkter for dekkelement [20, s.19]	28
Figur 5.6: Anbefalte maksimale nedbøyning for forspente element, under horisontal er negativ [20].....	29
Figur 5.7: Spennretning og spennvidde for hulldekke og bærende bjelke i etasjeplan	29
Figur 5.8: Spennretninger på hulldekker 3. etasje ved prosjektet HIB K2 [21].....	30
Figur 6.1: Eksempel på kraftinnføring på tvers av spennretning til hulldekke [20, s.70]	31
Figur 6.2: Prinsipp bæresystem med underliggende profilstål [32]	32
Figur 6.3: Opplegg av hulldekke på IPE-profil [19, s.135].....	32
Figur 6.4: Spesialtilpasset sidesteng gir mulighet for formet hjørne [23]	33
Figur 6.5: Deltabjelke DR-type produsert med forskaling og sidesteng [23].....	33
Figur 6.6: Illustrasjon av deltabjelke DR-type [23]	33
Figur 6.7: Forankringsdetalj til deltabjelke hentet fra prosjektet HIB K2 [21].....	33
Figur 6.8: Deltabjelke med utstøpning på utside mot fasade, hentet fra prosjektet HIB K1 [24]	33

Figur 6.9: Deltabelke type D brukt som kantbjelke med tverr- og randarmering [23].....	33
Figur 6.10: Illustrasjon av deltabjelke DR-type [23]	34
Figur 6.11: Forankringsdetalj mellom ensidig deltabjelke og hulldekke	34
Figur 6.12: Ensidig hatteprofil med påstøp [21].....	34
Figur 6.13: Hulldekke med opplegg på underliggende rektangulær bjelke [19, s.138].....	35
Figur 6.14: Tverrsnitt detalj for forankring av hulldekke til underliggende betongbjelke [24]	35
Figur 6.15: Innfestningsdetaljer for hulldekket til LB-bjelke [20]	36
Figur 6.17: Z-bjelke i fasade fra BIM-modell [21].....	36
Figur 6.16: Illustrasjon Z-bjelker i fasade [19]	36
Figur 6.18: Forankringsdetalj Z-bjelke og hulldekke [21]	37
Figur 6.19: Hulldekke med opplegg på z-bjelke [24].....	37
Figur 6.20: Forankringsdetalj mellom hulldekke og z-bjelke [24]	37
Figur 6.21: Plansnitt av fasadebraketter i stål til utkraget hulldekke [24].....	38
Figur 6.22: Viser snitt A-A fra plansnittet [24].....	38
Figur 6.23: Illustrasjon på løsning av kraftinnføring i sidekant hulldekker ved horisontal linjelast [20, s.70]	39
Figur 6.24: Innfestning av fasade ved gavlvegg [25]	40
Figur 6.25: Detalj festebrakett i stål vist i plan- og tverrsnitt [25].....	40
Figur 6.26: Prefabrikkert kantbjelke i betong langs spennretning til hulldekket [21]	41
Figur 6.27: Dekkeforkantdetalj integrert kantbjelke i betong [24].....	42
Figur 6.28: Dekkeforkantdetalj med ståltrau for utstøpning [25]	42
Figur 6.29: Plansnitt av armering i ståltrau (akse 6) i ytterkant av hulldekke langs spennretningen [25].....	43
Figur 6.30: Illustrasjon av deltabjelke med utstøpning på utside mot fasade [24]	44
Figur 6.31: Illustrasjon av deltabjelke i plan med spenn langs hulldekket [24]	45
Figur 6.32: Illustrasjon av deltabjelke ved ende1 (A-A) og ende 2 (B-B) [24].....	45
Figur 6.33: Ensidig hatteprofil langs med hulldekket [25].....	46
Figur 6.34: DT-element med opplegg på HEA-profil [11].....	47
Figur 6.35: DT-element tvers med oppleggs bjelke i betong [24]	47
Figur 6.36: Bærekonstruksjon med prefabrikkerte plateelementer med betong påstøp [23, egen modifikasjon]	48
Figur 6.37: Prefabrikkert plateelement, Bubbledeck, som sammen med betongpåstøp blir et dekke [30]	49
Figur 7.1: Plansnitt 3. etasje gavl vest BUS2 [11]	50
Figur 7.2: Snitt A-A dekkeforkant gavl vegg 3. etasje [11].....	51
Figur 7.3: Detalj dekkeforkant ut mot fasade på tvers av hulldekkets spennretning [11, egen modifikasjon]	51

Tabelliste

Tabell 1.1: Oversikt standarder	3
Tabell 4.1: Inputverdier for alle vindsektorer i OS-prog Lastberegning	16
Tabell 4.2: Inputverdier for vindretning nordvest i OS-prog Lastberegning og beregnet vindkasthastighetstrykk	17
Tabell 4.3: Inputverdier for vindretning vest i OS-prog Lastberegning og beregnet vindkasthastighetstrykk	18
Tabell 4.4: Inputverdier for vindretning øst i OS-prog Lastberegning og beregnet vindkasthastighetstrykk	20
Tabell 4.5: Utvendig formfaktor inndelt etter soner	21
Tabell 4.6: Dimensjonerende verdi for vindlast utside, der positiv verdi er trykk og negativ verdi er sug	22
Tabell 4.7: Innvendig last over- og undertrykk	22
Tabell 5.1: Lastsituasjon for nedbøyning hentet fra EC (Faktor ψ bestemmes fra N.A. A.1.1. EC) [16]	25

Formelliste

Formel (1).....	9
Formel (2).....	9
Formel (3).....	10
Formel (4).....	10
Formel (5).....	10
Formel (6).....	11
Formel (7).....	11
Formel (8).....	25

1. Innledning

1.1 Bakgrunn for oppgaven

Oppgaven er skrevet i samarbeid med Rambøll AS som er arkitekt ved prosjektet Nytt barne- og ungdomssykehus ved Haukeland universitetssykehus, byggetrinn 2, videre omtalt som BUS2 i rapporten. En viktig del av arkitekturen ved prosjektet er fokuset på at inne- og uteområder henger sammen på en god måte. Løsningen er et fasadesystem bestående av prefabrikkerte elementfasader i glass og aluminium, vist i figur 1.1 [1].



Figur 1.1: Illustrasjon av prosjekt BUS2 [37]

En utfordring ved slike prosjekter er at fasadeleverandør stiller et eget nedbøyningskrav for konstruksjonsdeler som fasadeelementene er festet til. Bakgrunnen for dette er skrevet i kapittel 2. Nedbøyningskravet for fasadesystem i glass er strengere enn tillatt deformasjon etter eurokodene for prosjektering av konstruksjoner. For å imøtekomme fasadens behov for høyere stivhet er det viktig å definere et hensiktsmessig bæresystem, tidlig i prosjekteringsfasen. Gode valg for spennretning og dekkeforkant er vesentlig for at nedbøyningen ut mot fasade ikke overskrider kravet.

Videre utgjør fasadesystem i glass en stor andel av den totale byggekostnaden i prosjekter med store vindusareal. Det kan dermed være rimeligere å gjøre endringer på selve bæresystemet, enn å tilpasse nye fasadelementer til bæresystemet.

1.2 Problemformulering

Det finnes ingen metodikk for valg av løsninger/ detaljer på dekkeforkanter, da dette varierer mellom prosjektene og knyttes til erfaring i bransjen. Oppgaven viser en metode for design av innfestning for fasade, med BUS2 som eksempel og tar for seg problemstillingen:

*Hvordan definere et hensiktsmessig bæresystem
for prosjekter med prefabrikkerte fasadesystemer i glass.*

1.3 Avgrensning av oppgave

- Tangent 51 benyttes som eksempel fra prosjektet BUS2
- Det er ikke lagt vekt på dimensjonering av bæresystem
- Oppgaven er begrenset til horisontal last fra vind som virker på fasaden
- Oversikten tar for seg dekkeforkanter for vertikalt bæresystem bestående av betong- og stålkonstruksjoner

1.4 Metode

I rapporten er det lagt vekt på innhenting av teori og data, samt anvendelse av beregningsprogram for bestemmelse av vindlast. En kort beskrivelse av valgte metoder fremgår under.

1.4.1 Data fra byggeprosjekter

BUS2 er et heldigitalisert byggeprosjekt, der all informasjon er lagret digitalt på en felles database for oppdragsgiver Helse Bergen. Vi har fått egen bruker til databasen med begrenset tilgang til forprosjekt og detaljprosjektering. Den er benyttet til innhenting av nyttig informasjon om bæresystem, fasadebeskrivelse, samt modeller og tegninger for prosjektet.

For å lage en oversikt over dekkeforkantløsninger er det innhentet data fra flere prosjekter med fasadesystem i glass. Prosjektene dette gjelder er Høgskulen i Bergen K1 (HIB K1), Høgskulen i Bergen (HIB K2) og Nonneseterkvartalet (Nonneseter). Arbeidstegninger, Revit-modell og bilder er gitt av veileder Trond Einar Martinsen.

1.4.2 Litteratur

Grunnlag for teoridel er basert på relevant faglitteratur som Betongelementboken, Byggforskserien og Produktstandarden for påhengsfasader. For ulike prefabrikkerte konstruksjonsdeler har det vært vanskelig å finne relevant faglitteratur som ikke er utgitt av leverandører. Ettersom at leverandører ønsker å selge sitt produkt er det viktig å vurdere deres troverdighet og validitet. På bakgrunn av dette har vi valgt å benytte anerkjente bedrifter, som følger nasjonale og internasjonale retningslinjer.

For teoridel om fasadesystem i glass og dens nedbøyningskrav har ikke tilgjengelig faglitteratur på nett vært tilstrekkelig. Vi har dermed kontaktet fasadeleverandørene HS Hansen og Schuco, via e-post. Korrespondansen er benyttet som teorigrunnlag i rapporten, og er referert med personlig meddelelse (pers. med.). Vi har fått tillatelse til å referere fra bedriftenes svar i denne rapporten.

1.4.3 Norsk standard

Eurokodeserien NS-EN 1990 til NS-EN 1999 inneholder standarder som benyttes for å dokumentere konstruksjoners sikkerhet i forhold til byggeforskriftenes krav. Dette gjelder under planlegging, prosjektering, utførelse og verifikasjon av bygg- og anleggskonstruksjoner [2]. Standardene forutsetter bruk av en rekke parametere som fastsettes nasjonalt, angitt i et eget nasjonalt tillegg til standarden (NA). Standarder benyttet i denne rapporten er vist i tabell 1.1

Forkortelse	Tittel
EC	NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner
EC1	NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner Del 1-4: Allmenne laster - Vindlaster
EC2	NS-EN 1992-1-1:2004+A1:2014+NA:2018 Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger
EC3	NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015 Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger
NS-EN 13830	NS-EN 13830:2015 Påhengsfasader - Produktstandard
NS 3451	NS 3451:2009+A1:2019 Bygningsdelstabell

Tabell 1.1: Oversikt standarder

1.4.4 OS-prog Lastberegning

Programmet beregner vindlast og snølast med formfaktorer angitt i NS-EN 1991-1-4 og NS-EN 1991-1-3. I denne oppgaven benyttes OS-prog til beregning av vindlast som virker på konstruksjonen [3].

Programmet forutsetter at brukeren har bakgrunnskunnskap om vindlaster fra NS-EN 1991-1-4 for valg av riktige input-verdier. Detalj-kunnskap om byggets omgivelser, geometri og plassering i terrenget er vesentlig for beregning av riktig vindkasthastighetstrykk.

1.4.5 MathCAD prime 3.0

Programmet er tilegnet ingeniører for enkel og rask dokumentasjon ved utregning av tekniske beregninger. Mathcad kombinerer standard matematisk notasjon, tekst og grafer.

Parametere defineres og kan enkelt endres senere ved at hele dokumentet oppdateres.

Programmet sikrer færre beregningsfeil og validerer de kritiske beregningene [4].

I rapporten benyttes Mathcad til kontrollberegninger av vindlast med formler etter EC1. Vi har gjort statiske håndberegninger i programmet og benyttet resultatet som en sidemannskontroll til OS-prog.

1.4.6 Solibri Model Viewer v.9.8

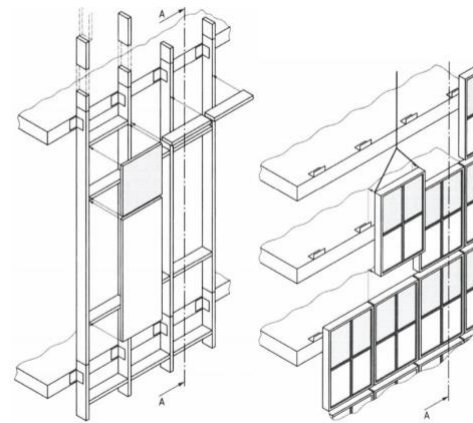
Solibri Model Viewer er et program for visualisering av bygningsinformasjons (BIM)-modeller i 3D. Programmet er IFC-fil basert, som er en standardisert metode for å lagre digital bygningsinformasjon. Alle BIM-verktøy kan eksportere filer til det åpne formatet, og åpnes i programmet.

Vi har benyttet programmet for å innhente data fra de ulike prosjektene som nevnt tidligere. Verktøy i modellen gjør det mulig å finne plassering til konstruksjonsdeler inne i bygget slik at detaljer blir synlige.

2. Fasadesystem i glass

Glass har blitt et foretrukket materiale for fasade i moderne bygninger på grunn av sitt arkitektoniske uttrykk, og gode egenskaper med hensyn til levetid, vedlikehold og formingsmuligheter [5, s.2]. Materialet oppfyller byggeforskriftens krav til energi, miljø, sikkerhet og helse. Fasaden beskytter mot ytre påkjenninger ved å isolere og skjerme bygget, samtidig som dagslys skaper et godt innemiljø [6].

Et fasadesystem består av komponentene fasadekledning og innfestning/ forankring til det bærende systemet. To av de vanligste fasadesystemene bestående av glass er elementfasader og påhengsfasader, som monteres på utsiden av bæresystemet. Elementfasade monteres element for element, og påhengsfasade monteres som en sammenhengende gardin [7]. Prinsippene er vist i figur 2.1.



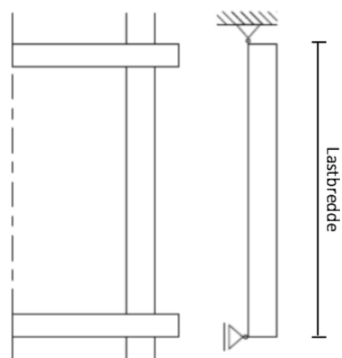
Figur 2.1: Pårhengsfasade (til venstre) og elementfasade (til høyre) [33]

2.1 Lastpåvirkning

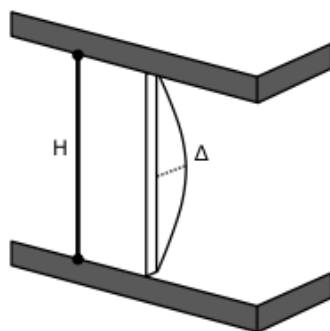
Element- og påhengsfasader er ikke-bærende veggkonstruksjoner, og overfører dermed fasadens egenvekt og virkende laster på fasaden til bæresystemet [7]. Fasadeelementenes egenvekt virker som en vertikal linjelast på konstruksjonsdelen som de er festet til, og beregnes etter NS-EN 1991-1-1. Vindlasten virker som en horisontal linjelast der kreftene overføres til avstivende konstruksjonsdeler. Produktstandarden for påhengsfasader NS-EN 13830 oppgir motstand for vindlast og elementenes egenvekt [8].

Vindlast på påhengsfasader skal beregnes etter EC1, og maksimal deformasjon d for påhengsfasadesystemet skal overholde følgende grenseverdier, der H er lik høyden av fasadeelementene [8]:

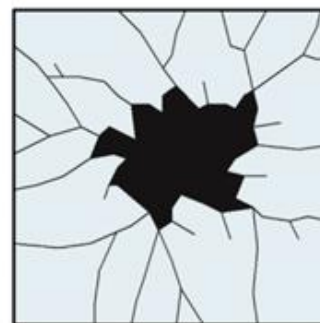
$d \leq H/200$	hvis $H \leq 3000$ mm
$d \leq 5$ mm + $H/300$	hvis 3000 mm < H < 7500 mm
$d \leq H/250$	hvis $H \geq 7500$ mm



Figur 2.2: Fasadeelementers lastbredde ved vindlast



Figur 2.3: Fasadeelementers deformasjon grunnet vindlast [11]



Figur 2.4: Bruddmønster i glass ved for store strekkpåkjenninger fra vindlast [6]

Elementene spenner mellom etasjedekkene slik at lastbredden for horisontallasten inn på dekkene er lik etasjehøyden, vist i figur 2.2. Figur 2.3 viser deformasjon (horisontal utbøyning) på fasadelementene på grunn av vindlast.

Fasadeleverandør dimensjonerer fasadesystemet etter gitt vindlastverdi beregnet av rådgivende ingeniør bygg (RIB). Dersom strekkpåkjenningen fra vindlast er større enn dimensjonert verdi, kan det føre til at bøyningen blir for stor slik at det oppstår brudd i glasset [6]. Bruddmønster i glass ved for stor strekkpåkjenning er vist i figur 2.4.

2.2 Nedbøyningskrav på bærende konstruksjon

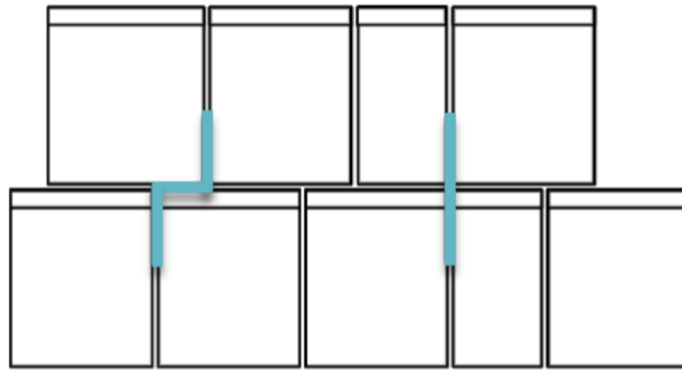
Vertikal last på bæresystemet gir vridnings- og bøyningspåkjenninger i fasadeelement. Dette kan føre til at det oppstår sprekker i elementets ytterkant, som gir et bruddmønster vist i figur 2.5 [6]. Vridningspåkjenninger oppstår ved vinkelendring i ende av hvert spenn, der fasadeelementet spenner fra opplegg til et punkt ute i felt med nedbøyning.

Bøyningspåkjenninger oppstår ved nedbøyningsdifferanse mellom etasjene [pers. med. Schuco].

Deformasjon på grunn av egenlast kan justeres ved montasjen, da elementene monteres på den bærende konstruksjonen med eksempelvis justerbare festebraketter, se figur 2.7. Derfor er det i hovedsak deformasjon på grunn av nyttelast som er utfordringen [pers. med. Schuco].



Figur 2.5: Bruddmønster etter bøyings- eller vridningspåkjenning [6]



Figur 2.6: Vertikal og horisontal fuger illustrert med blå streker [31, egen modifikasjon]

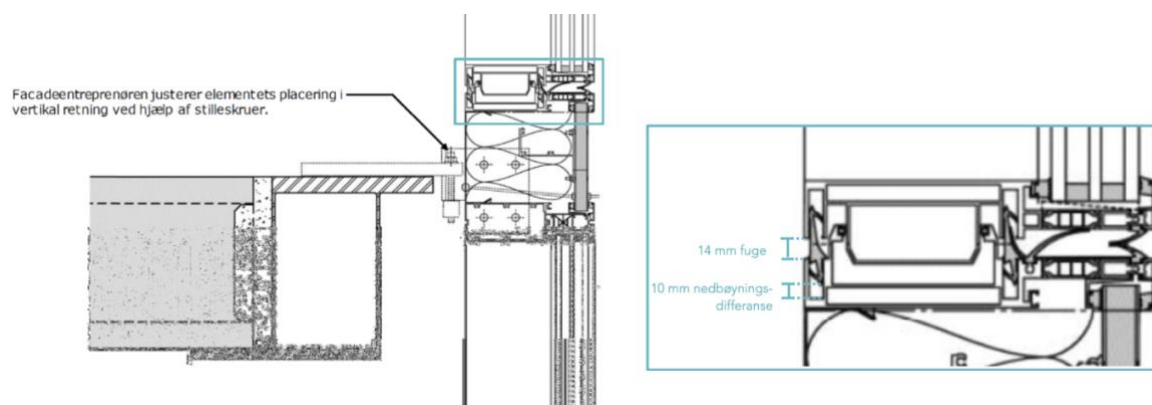
Fasadesystemet består av flere elementer med horisontale og vertikale fuger rundt hvert element, vist i figur 2.6. Disse sikrer den innvendige dampsperreren og den utvendige klimaskjermen. Fuger gir rom for mer bevegelighet i fasadesystemet og tillater noe deformasjon på den bærende konstruksjonen. Den vertikale fugen dimensjoneres for vinkelrotasjon, og den horisontale dimensjoneres for nedbøyningsdifferanse [pers. med. HS Hansen]. Fugestørrelsen er avgjørende for tillatt deformasjon i bæresystem. En større fuge tillater mer bevegelighet, men vil føre til større energitap i bygningens klimaskjerm.

Den vertikale fugen kan teoretisk være mye større enn det man ser på bygninger. Men teorien tar ikke hensyn til at fasaden ikke er uendelig stiv, og vil deformeres for å tilpasse seg vinkelrotasjon i bæresystemet. Vanlig praksis på vertikal fugestørrelse er dermed 6-9 mm. Den horisontale fugen er vanligvis større [pers. med. HS Hansen].

Eksempelet fra HS Hansen under beskriver hvordan fugestørrelsen påvirker maksimalt tillatt bevegelse av etasjene i BUS2. Figur 2.7 viser en 14 mm fuge i 0 situasjon, som gir maks tillatt bevegelse av etasjene:

1. 5 mm opp av øverste element og 5 mm ned av nederste element.
2. 10 mm opp av øverste element, og ingen bevegelse av nederste element
3. 10 mm ned av nederste element, og ingen bevegelse av øverste element

I dette eksempelet skal nedbøyningsdifferansen til råbygg ikke overstige 10 mm, som er maksimal tillatt bevegelse av etasjene.



Figur 2.7: Illustrasjon av tilfelle 3 som fremgår i eksempel fra HS Hansen [31, egen modifikasjon]

Hovedregel er at råbygg skal dimensjoneres slik at nedbøyningsdifferansen etter montasje ikke er større enn $H/1000$, der H er spennvidden av fasaden [pers. med. HS Hansen]. Fasadeleverandør har ansvar for dimensjonering av nødvendig fugestørrelse, og setter dermed prosjektets eget nedbøyningskrav.

2.3 Kostnad

Prefabrikkerte fasadesystem i glass har store investeringskostnader og utgjør ofte en betydelig andel av entreprise bygning. Ved prosjektet BUS2 er det utarbeidet en investeringskalkyle etter bygningsdelstabell fra NS 3451, for å estimere prosjektkostnaden inkludert innlagt margin. Tabellen viser hoveddeler og bygningsdeler med økende grad av detaljering fra nivå 1-sifret til 3-sifret [9, s.2].

Entreprise bygning omhandler alle bygningsmessige arbeider innvendig og utvendig, eksempelvis grunnarbeid, bæresystem, fasade, tak og utomhus. Kostnadene i entreprisen beregnes ut fra BIM-modellens areal, volum og prisinformasjon. Kalkylen har detaljeringsnivå 1 og viser kostanden for hele entreprise bygning. Fasadeleverandør HS Hansen utfører prosjektering, produksjon og montering av fasadesystemet, og har en kontrakt på ± 170 millioner kr (eks. mva. for fasade). Dette utgjør 15-20 prosent av entreprisekostnaden, og omtrent 5 prosent av den totale prosjektkostnaden [10].

En prefabrikkert elementfasade i glass har en estimert kostnad på 7000-9000 kr/m² eks. moms [11]. En plassbygd påhengsfasade har rimeligere produksjonspris, men totalkostnaden vil øke ved montering på byggeplass ettersom det er tidkrevende og krever mye bemanning.

Dette ligger inne i prisen til elementfasaden, som har effektiv og enkel montering på byggeplass, der 15-20 elementer kan monteres per dag (100-200m²). Kostnaden for ferdig fasade vil dermed være tilnærmet lik for begge fasadesystemene.

Ved innkjøp av fasadesystem vil det variere hva som er gunstig for hvert enkelt prosjekt. Det er ofte lett å se seg blind på innkjøpskostnaden til fasadesystemet, dersom tilleggskostnaden ved egenproduksjon på byggeplass ikke tas i betraktning. Ved prosjektet BUS2 har mangel på areal til lagring av material på byggeplass, samt behov for effektivitet i byggeprosessen vært avgjørende for valg av fasadesystem bestående av prefabrikkerte elementer i glass.

3. Vindlast

EC1 gir retningslinjer for bestemmelse av vindpåkjenninger på en konstruksjon, dette omfatter hele konstruksjonen, deler av konstruksjonen eller deler festet til konstruksjonen [12, s.8]. Elementfasader og deres festemidler må dermed dimensjoneres for vindlast.

3.1 Bestemmelse av vindkasthastighetstrykk etter EC1

Vindpåvirkning varierer med tiden og virker som trykk eller sug, og resulter i krefter normalt på overflaten på konstruksjonen. Det kan i tillegg oppstå friksjonskrefter tangentielt på overflaten dersom vinden stryker over store områder [12, s.15].

En konstruksjon dimensjoneres etter vindkasthastighetstrykket for vind $q_p(z)$, som er den hurtigvarende komponenten for vindpåvirkning. Verdien er avhengig av høyden z over grunnivået og beregnes etter formel (1).

$$q_p(z) := \left[\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_m(z)^2 \cdot (1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v(z)) \right] \quad (1)$$

Stedsvindhastigheten $V_m(z)$ er avhengig av byggestedets terrengruhet $C_{r(z)}$, terrengform $C_{o(z)}$ og basisvindhastigheten V_b . Parameteren er en midlere verdi for vindtrykket og bestemmes etter formel (2). Terrengruhetsfaktoren $C_{r(z)}$ tar hensyn til variasjon av stedsvindhastigheten på byggestedet, gitt av terrengets ruhet på losiden i den aktuelle vindretning.

$$V_m(z) = C_{r(z)} * C_{o(z)} * V_b \quad (2)$$

Basisvindhastigheten V_b defineres som referansevindhastigheten $V_{b,0}$ med hensyn til aktuell vindretning og årstid, dersom returperioden er 50 år og byggestedet ligger under høydegrensen. Hvis dette ikke er tilfelle må parameterne C_{alt} og C_{prob} vurderes, og inkluderes i basisvindhastigheten i formel (3). Retningsfaktoren C_{dir} og årstidsfaktoren C_{season} kan konservativt settes lik 1.0. Basisvindhastigheten blir dermed lik referansevindhastigheten $V_{b,0}$ som er gitt for hver av landets kommuner i nasjonalt tillegg i EC1 [12, s.9]

$$V_b = C_{dir} * C_{season} * V_{b,0} \quad (3)$$

Turbulensintensitet $I_v(z)$ er definert som standardavviket av momentanvindhastigheten dividert med middelvindhastigheten (over 10 minutter) [12, s.18]. Den kan forenklet beregnes etter formel (4).

$$I_v(z) = \frac{K_1}{C_o(z) * \ln\left(\frac{z}{z_o}\right)} \quad (4)$$

Byggestedets beliggenhet, topografi og varierende terrengform i vindretningen kan føre til store lokale variasjoner i vindkasthastighetstrykket. Turbulensfaktoren K_1 og terrengformfaktoren $C_o(z)$ styrer påvirkningene fra terrenget på stedsvindhastigheten og turbulensintensiteten, og dermed også vindkasthastighetstrykket [12, NA. S.14].

Nasjonalt tillegg til EC1 angir beregningsregler for endring i vindkasthastighetstrykket med hensyn til lokal topografi. Delkapittel 3.1.1 til 3.1.5 beskriver hvordan faktorene C_o og K_1 bestemmes.

3.1.1 Ingen topografi effekt

3.1.1.1 Ingen ruhetsendring

Konservative verdier for vindkasthastighetstrykket kan alternativt bestemmes etter forenklet beregning i veiledningen i EC1 [12, NA. s. 2]. Ved ingen betydelige endringer i terrengruhet innenfor en radius på 10 km fra byggestedet settes alle koeffisientene lik 1,0.

Vindkasthastighetstrykket blir da lik grunnverdien for vindhastighetstrykket $q_{p0}(z)$, og beregnes etter formel (5).

$$q_p(z) = q_{p0}(z) \quad (5)$$

Med parameterne referansehøyde, terrengruhetskategori og referansevindhastighet kan grunnverdien $q_{p0}(z)$ forenklet bestemmes etter figur V.1 a-f i Veiledningen i EC1.

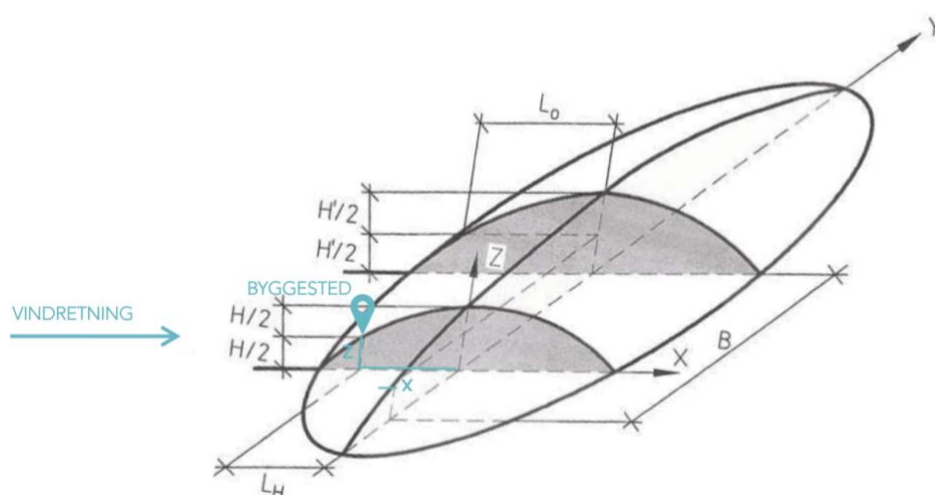
3.1.1.2 Med ruhetsendring

Dersom terrengruheten endres vesentlig innenfor en avstand på 10 km fra byggestedet i den aktuelle vindretningen, vil vindhastighetstrykket være påvirket av flere terrengruhets-kategorier [12, NA. s.12]. For å finne vindkasthastighetstrykket i formel (6) må grunnverdien multipliseres med overgangssonefaktorene K_3 , som finnes i *tabell V.1 i Veiledningen i EC1*. K_3 fra glatt til ru sone gir størst vindkasthastighetstrykk. Faktoren benyttes også for andre tilfeller med ruhetsendring.

$$q_p(z) = q_{p0}(z) * K_3 \quad (6)$$

3.1.2 Byggested nær toppen av ås/skråning

Byggested som ligger i et høyereliggende område av ås eller skråning med stigning på vindsiden kan få økt stedsvindhastighet. Terrengformfaktorene C_o og K_1 for ås og skråninger velges for lo- eller lesiden avhengig av hvilken som gir størst verdi for parameterne. Terrengformfaktoren K_1 kan settes lik 1.0 dersom ikke annet er oppgitt [12, NA. s.15].



Figur 3.1: Økt stedsvindhastighet i vindvektorplanet XZ for byggested over nivå $H/2$ [12, egen modifikasjon]

Et byggested som ligger over nivået $H/2$ defineres som et høyereliggende område av en ås/skråning, se figur 3.1 [12, NA. s.16]. Terrengformfaktoren $C_{o(z)}$ beregnes for byggestedet etter formel (7).

$$C_{o(z)} = 1 + \Delta S_{z.maks} * \left[\frac{B}{L_0} \right] * \left[1 - \frac{|x|}{k_{virk} * L_H} \right] * e^{-\frac{a * z}{L_H}} \quad (7)$$

Parameterne $\Delta S_{z.maks}$, k_{virk} og a bestemmes etter tabell NA.4(901.8) i EC1. x er horisontal avstanden i vektorplanet xz fra lokal topp av ås/skråning defineres som positiv i vindretningen.

3.1.3 Byggested i le av mindre bratt terreng

Delkapittel 3.1.2 kan konservativt benyttes for å bestemme C_0 og K_1 for et lavereliggende byggested i le av ås/ skråning med moderat helning ($\alpha < 25$ grader). Dette vil gi en høyere verdi for $q_{p(z)}$ da stedsvindhastigheten $v_{m(z)}$ øker med høyden over terrenget.

Alternativt kan $C_0 = 0.8$ og $K_1 = 1.2$ benyttes. Dette vil gi en mindre verdi for $q_{p(z)}$ på byggestedet da stedsvindhastigheten reduseres, og turbulensintensiteten øker. For å benytte disse verdiene må følgende kriterier være oppfylt [12, NA. s.18]:

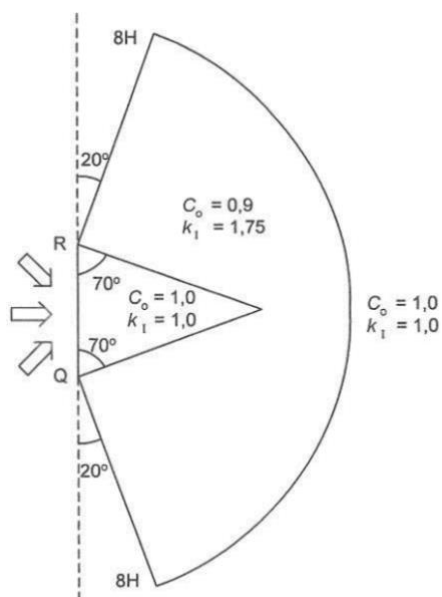
- Det gjennomsnittlige fallet på losiden av det skjermede terrenget er mindre enn 25 grader.
- Horisontal avstanden fra toppen til byggestedet er mindre enn 15 ganger høydeforskjellen mellom nivåene.
- Avstanden x oppfyller kravet $x > 1.5 * k_{virk} * L_H$

3.1.4 Byggested i le av skråning med helning større enn 30 grader

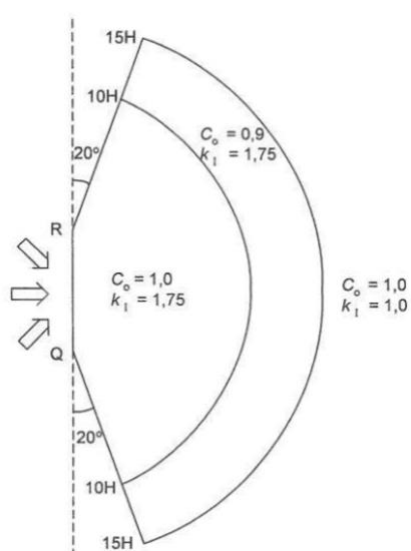
Terrengruhetsfaktor II skal alltid benyttes når vindkasthastighetstrykket fra bratt terreng bestemmes, uansett om andre terrengkategorier forekommer.

Enkelte retningssektorer i vindretningen i bratt fallende terreng skaper turbulens på byggestedet, som fører til en betydelig økning i turbulensfaktoren K_1 . Det bratte terrenget på losiden av byggestedet reduserer den langsomt varierende middelvindhastigheten, som er grunnlaget for stedsvindhastigheten for byggestedet. Dermed regnes det med en redusert terrengformfaktor $C_0 < 1.0$. Kombinasjonen av disse to motvirkende effektene er bestemmende for turbulensintensiteten, og kan føre til en vesentlig økning i vindkasthastighetstrykket [12, NA s.19].

En skjematisk vurdering av terrengforhold rundt byggestedet og virkningen av vindkasthastighetstrykket kan bestemmes etter figur 3.2 og 3.3



Figur 3.2: Parameterne C_o og K_1 for helningsvinkler mellom 30 ° og 40 ° [12]



Figur 3.3: Parameterne C_o og K_1 for helningsvinkler større enn 40 ° [12]

Når den gjennomsnittlige helningsvinkelen er mellom 30 og 40 grader bestemmes C_o og K_1 etter figur 3.2. Dersom den horisontale avstanden mellom byggestedet og det bratte paritet er større enn $8H$, vil endring i vindkasthastighetstrykk være uten betydning. Tilsvarende gjelder for området innenfor 70 grader fra punktene R og Q der byggestedet vil få effektiv skjerming fra toppen [12, NA. s.19]

Helningsvinkel større enn 40 ° bestemmes parameterne for C_o og K_1 etter figur 3.3, og horisontalavstand mellom byggestedet og det bratte terrenget mindre enn $10H$ gir $C_o = 1.0$ og $K_1 = 1.75$. Med en horisontal avstand mellom $10H$ og $15H$ blir $C_o = 0.9$ og $K_1 = 1.75$. Dersom avstanden på losiden av byggestedet til det bratte terrenget er større enn $15H$ er endring i vindkasthastighet uten betydning [12, NA. s.19]

3.1.5 Både tilfelle 3.1.2 og 3.1.4

Tilfeller der byggested ligger nær topp av ås/skråning og i le av bratt terreng, kan beregnede verdier for terrengformfaktorene C_o og K_1 påvirkes av regler i både 3.1.2 og 3.1.4. Parametere som inngår i beregningen endres med valgt retningssektor C_{dir} og bestemmes normalt som produkt av de to ulike verdiene for terrengformfaktorene [12, NA. s.15]. Eksempel for utregning er vist under, der tilfellene er skilt ved bokstav a og b.

$$(K_{1.a} = 1,0) \times K_{1.b} = K_{1.c}$$

$$C_{o(z)a} \times C_{o(z)b} = C_{o(z)c}$$

3.2 Formfaktor for bygninger etter Eurokode

Bygningens form og størrelse er vesentlig for hvordan virkningen av vind påvirker konstruksjonens overflater. Formfaktor for bygninger er gitt i EC1 punkt 7.2, der det tas hensyn til både utvendig og innvendig vindpåvirkning [12, s.27]. De utvendige formfaktorene betraktes for et område med et belastet areal gitt lik $C_{pe,10} = 10 \text{ m}^2$ og $C_{pe,1} = 1 \text{ m}^2$. For dimensjonering benyttes normalt verdier for $C_{pe,10}$, og for dimensjonering av små konstruksjonsdeler/festeinnretninger benyttes $C_{pe,1}$.

Tabell 7.1 til 7.5 i EC1 benyttes til å bestemmes anbefalte verdier av utvendige formfaktorer for vegger og tak, inndelt i sone A-E for vegger og sone F-I for tak. Dette med hensyn på de ortogonale vindretningene 0° , 90° og 180° [12, s.27].

Innvendig formfaktor C_{pi} for konstruksjoner beregnes etter punkt 7.2.9 i EC1, og er avhengig av om fasaden har dominerende åpninger som vil påvirke bygningen ved sterk vind [12, s.43]. Det regnes ut en faktor μ for et bestemte tilfelle, avhengig av hvor dominerende fasadens åpningsareal er. Konservativt for alle tilfeller kan C_{pi} settes lik den mest ugunstige verdien for innvendig trykk gitt [1, s.44]:

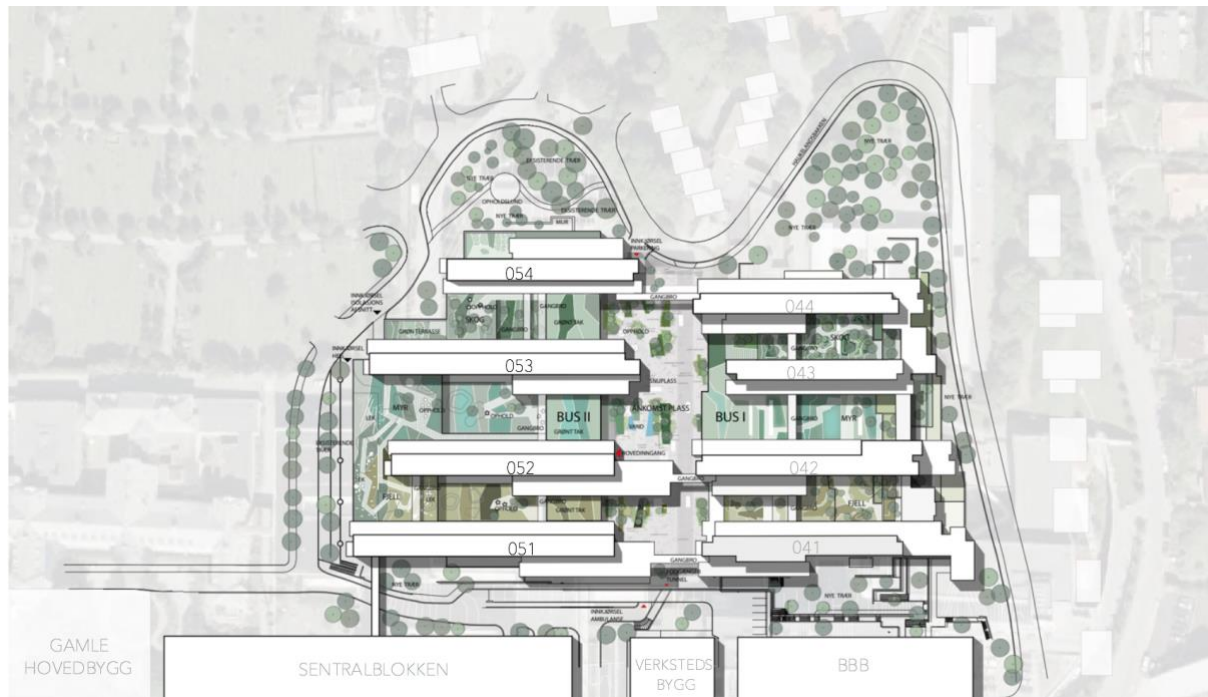
$$\text{Overtrykk } \mu_1 = 0.2$$

$$\text{Undertrykk } \mu_2 = 0.3$$

Videre skal det vurderes at innvendig og utvendig vindtrykk kan få en virkning samtidig. For hvert tilfelle beregnes den mest ugunstige kombinasjonen [12, s. 43]. Hastighetstrykket for vindtrykk/ -sug på en flate skal da summeres med innvendig over-/ undertrykk gitt av formfaktorer.

4. Vindlast på fasader ved prosjekt BUS2

Prosjektet nytt barne- og ungdomssykehus ved Haukeland universitetssykehus er inndelt i to byggetrinn, vist på figur 4.1. Der byggetrinn 1 (BUS1) ble ferdigstilt i 2017 og byggetrinn 2 (BUS2) er under oppføring. BUS 2 har et samlet bruttoareal på 50 100 kvm og består av fire tangenter i varierende størrelser. Tangentene har tre baseetasjer i stedsstøpt betong, som henger sammen med BUS1 [11].



Figur 4.1: Plansnitt av prosjektet BUS2 [13, egen modifikasjon]

Tangent 51 består av tre skip med ulik lengde, der det ene skipet har en ekstra etasje. Referansehøyden over bakkenivået (nivå 01 i figur 4.2) er 32.5 meter, som fører til at store fasadeareal blir påvirket av betydelige vindlaster [1].



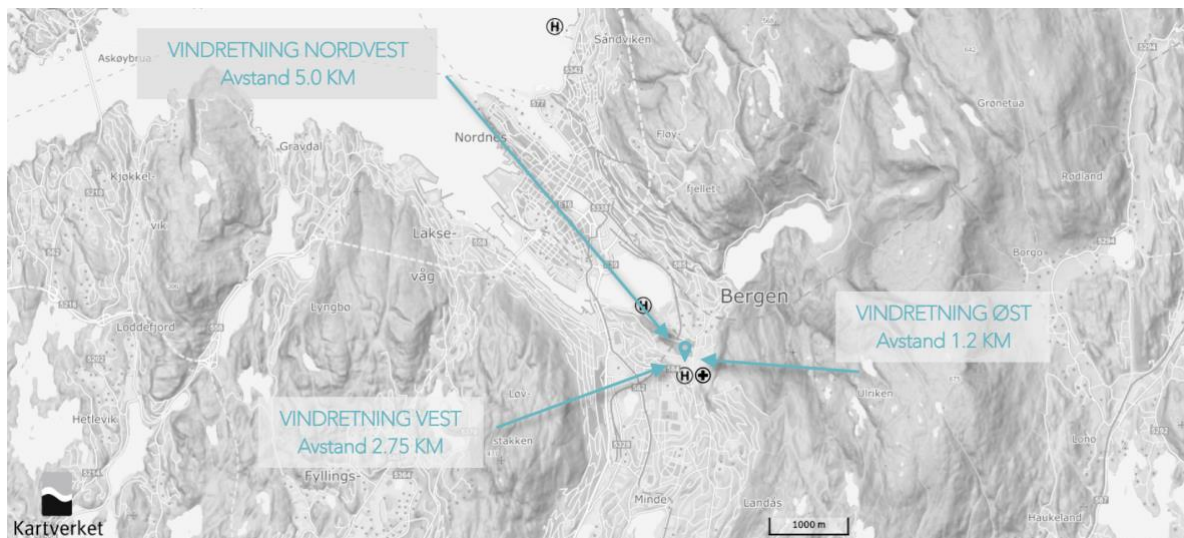
Figur 4.2: Tverrsnitt fra øst viser tangentene og baseetasjene ved BUS2 [13, egen modifikasjon]

4.1 Vindkasthastighetstrykk

Tangent 51 er lokalisert i Bergen kommune, og ligger i et område med sammenhengende småhusbebyggelse som gir terrengruhetskategori III [12, s.81].

Vindretningene nordvest, vest og øst har forskjellig terrengform og topografi noe som kan gi ulik verdi for vindkasthastighetstrykket. Byggestedet kontrolleres for alle vindretningene.

Figur 4.3 viser vindretninger og avstand til nabokategori med forskjellig terrengruhet.



Figur 4.3: Kart Bergen for vindretninger og avstand ruhet [14, egen modifikasjon]

Tilfellet med størst verdi for vindkasthastighetstrykket blir dimensjonerende for videre beregning. Felles parametere for byggestedet og vindretningene er gitt i tabell 4.1.

Parameter	Verdi
Fylke	Hordaland
Kommune	Bergen
Referansevindhastighet	$V_{b,0} = 26 \text{ m/s}$
Type tak	Flatt tak
Takhelning	$\alpha < 5$
Lengde gavlvegg	$L_1 = 18.6 \text{ m}$
Lengde langvegg	$L_2 = 90 \text{ m}$
Høyde over havet	+ 50 moh.
Høyde grunnivå til referansenivå	$z = 32.5 \text{ m}$

Tabell 4.1: Inputverdier for alle vindsektorer i OS-prog Lastberegning

4.1.1 Vindretning nordvest

For vindretning nordvest benyttes forenklet metode. Med ingen topografisk påvirkning i den aktuelle vindretningen settes K_1 og $C_{o(z)}$ lik 1.0. Terrengruheten mot vindretningen endres til kategori I (opprørt sjø) med en avstand på 5 km fra byggestedet. Overgangssonefaktor K_3 beregnes til 1.0 [12, NA. S.14].

Tabell 4.2 viser inputverdiene i OS-prog Lastberegning og beregnet vindkasthastighetstrykk, se vedlegg A1.1 for resultat. Kontrollberegning i Mathcad gir samme verdi, se vedlegg A1.2.

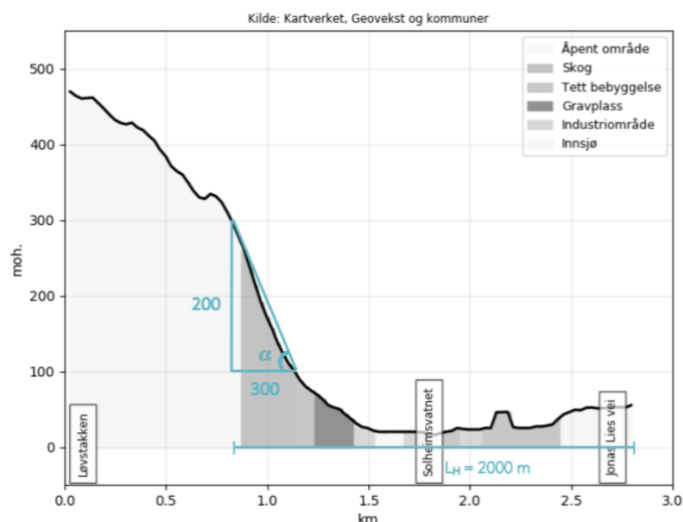
Parametere for vindretning nordvest	Verdi
Terrengruhetskategori	III
Nabokategori	I
Avstand til nabokategori	$X_b = 5 \text{ km}$
Terrengformfaktor	$C_o = 1.0$
Turbulensfaktor	$k_1 = 1.0$
Beregnet vindkasthastighet nordvest	$V_{\text{kast}} = 42.5 \text{ m/s}$
Beregnet vindkasthastighetstrykk nordvest	$q_{\text{kast}} = 1.13 \text{ kN/m}^2$

Tabell 4.2: Inputverdier for vindretning nordvest i OS-prog Lastberegning og beregnet vindkasthastighetstrykk

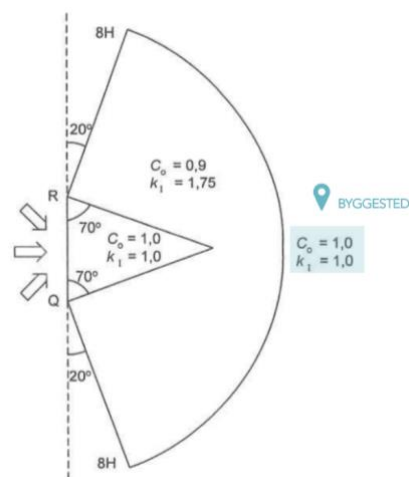
4.1.2 Vindretning vest

Fra vindretning vest ligger byggestedet i le av Løvstakken. Topografieffekter kan gi vindkastforsterkning mellom bratt fjellparti og byggested. Helningsvinkel og avstand må beregnes for å definere om tilfellet forekommer etter delkapittel 3.1.5.

Vindretning vest kommer fra kategori I (åpne vidder) på Løvstakken, og faller ned mot byggested med en avstand på 2.75 km. Definert "topp" strekkes over 300 meter og gir helningsvinkel på 33 grader, se figur 4.4. Horisontal avstand fra byggested til definert topp er $L_H = 2000$ meter. Tilfellet er utenfor kravet $L_H < 8H = 1600$ meter.



Figur 4.4: Høydeprofil for Løvsstakken med horisontalavstand og helningsvinkel [14, egen modifikasjon]



Figur 4.5: Parametere for byggestedet [12, egen modifikasjon]

Videre i vindretningssektor vest kontrolleres det om andre definerte “topper” har helningsvinkel $\alpha > 30$ grader, som i tillegg overholder kravet $L_H = 8H$. Dette er ikke tilfellet da byggestedet vil befinne seg i le av ås/ skråning med mindre bratt terreng med $\alpha < 25$ grader. Tilfelle defineres da etter delkapittel 3.1.3, som gir topografifaktor $C_0 = 0.8$ og $K_1 = 1.2$. Samlet virkning av vinden vil gi en mindre verdi for vindkasthastighetstrykket på konstruksjonen. Det vil være konservativt å benytte forenklet metode for beregning av vindretning vest, da byggestedet får topografifaktorene $C_0 = 1.0$ og $k_1 = 1.0$, som vist i figur 4.5.

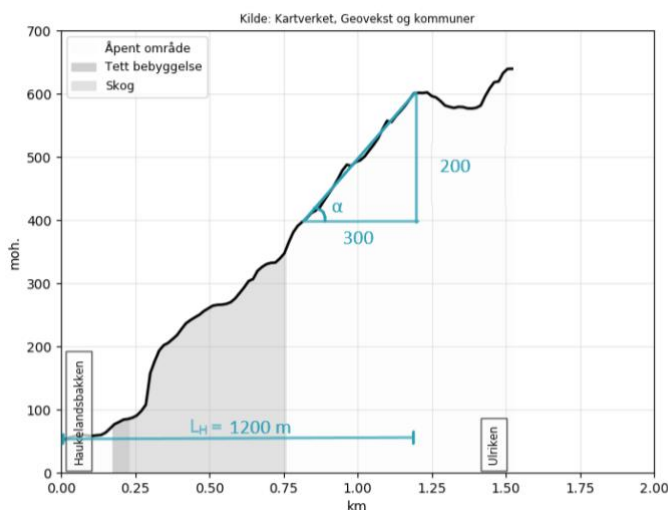
I henhold til EC1 er det nødvendig å ta hensyn til overgangssonefaktor K_3 , da betydelig ruhetsvariasjon inntreffer for vindretning vest innenfor en avstand 10 km fra byggested. Tabell 4.3 viser inputverdier i OS-prog og beregnet vindkasthastighetstrykk medregnet K_3 , se vedlegg A2.1. Kontrollberegning i Mathcad gir samme verdi, se vedlegg A2.2.

Parametere for vindretning vest	Verdi
Terrengruhetskategori	III
Nabokategori	I
Avstand til nabokategori	2.75 km
Terrengformfaktor	$C_0 = 1$
Turbulensfaktor	$k_1 = 1$
Beregnet vindkasthastighet	$V_{\text{kast}} = 43.6 \text{ m/s}$
Beregnet vindkasthastighetstrykk øst	$q_{\text{kast}} = 1.17 \text{ kN/m}^2$

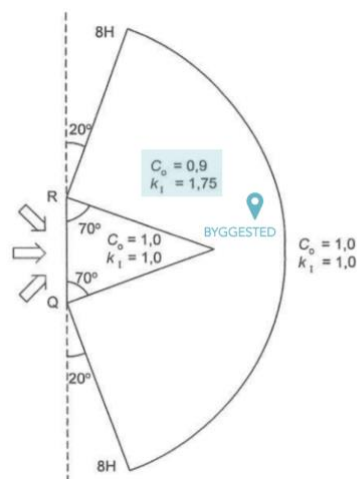
Tabell 4.3: Inputverdier for vindretning vest i OS-prog Lastberegning og beregnet vindkasthastighetstrykk

4.1.3 Vindretning øst

Ved vindretning fra øst ligger byggested i le av Ulriken, med et terrengfall større en 30° vil turbulens kunne oppstå på byggestedet. Terrengruhetskategori II velges for byggestedet grunnet vindkastøking fra bratt terreng.



Figur 4.6: Høydeprofil for Ulriken med horisontalavstand og helningsvinkel [14, egen modifikasjon]



Figur 4.7: Parametere for byggestedet [12, egen modifikasjon]

Avstand fra byggested til nabokategori I (åpne vidder) på topp fjell, er 1.2 km. Figur 4.6 viser høydeprofil og horisontalavstand mellom sonene. Dette med hensyn på vindretning som kommer fra fjellområdet med bratt fall ned mot byggested.

Vindkastforsterkning inntreffer ved byggeplass da gjennomsnittlig helningsvinkelen er vurdert i et delområde til å være mellom 30° og 40° [12, NA. s.19]. Definerer «topp» der $\alpha > 30^\circ$, med et delområde som strekkes over 300 meter (figur 4.6). Horisontal avstand fra byggested til definert topp er $L_H = 1200$ meter. Tilfellet er dermed innenfor kravet $L_H < 8H = 1600$ meter. For bestemmelse av topografieffekter benyttes figur 4.7, og det antas at byggestedet ikke får skjerming av topp 70° fra punkt R og Q. Dette medfører terrengformfaktor $C_0 = 0.9$ og turbulensfaktor $K_1 = 1,75$.

Referansevindhastigheten er beregnet etter maksimalverdier for alle vindretninger. Det blir noe konservativt å velge retningsfaktor $C_{dir} = 1.0$ for vindretning øst, da det kan foretas en reduksjon for vindretningssektoren til byggestedet. Retningsfaktoren C_{dir} settes lik 0.8, noe som vil gi en betydelig reduksjon i vindkasthastighetstrykket for vindretning øst [12, s.11].

Tabell 4.4 viser inputverdiene i OS-prog Lastberegning og beregnet vindkasthastighetstrykk. Se vedlegg A3.1 og vedlegg A3.2 for beregningsresultat i OS-prog og kontrollberegning i Mathcad.

Parametere for vindretning øst	Verdi
Terrengruhetskategori	II
Nabokategori	I
Avstand til nabokategori	1.2 km
Retningsfaktor øst	$C_{dir} = 0.8$
Terrengformfaktor	$C_o = 0.9$
Turbulensfaktor	$k_1 = 1.75$
Beregnet vindkasthastighet	$V_{kast} = 42.8 \text{ m/s}$
Beregnet vindkasthastighetstrykk øst	$q_{kast} = 1.15 \text{ kN/m}^2$

Tabell 4.4: Inputverdier for vindretning øst i OS-prog Lastberegning og beregnet vindkasthastighetstrykk

4.1.4 Drøfting dimensjonerende vindkasthastighetstrykk

Vindtrykket som påvirker konstruksjonens overflater er betydelig, og det anses beregningsmessig konservativt å dimensjonerende for høyeste verdi av vindkasthastighetstrykk. Vindretning vest med $q_{p(z)} = 1.2 \text{ kN/m}^2$ er dermed dimensjonerende for tangent 51, og benyttes for videre beregning.

I forprosjektet for BUS2 er beregnet vindkasthastighetstrykk lik 1.10 kN/m^2 [11]. Dette er tilsvarende verdien beregnet for vindretningen nordvest, hvor det er benyttet forenklet metode og ingen topografieffekter tas hensyn til. I veiledningen til NS-EN 1991-1-4 står det følgende: *“sammenlignet med ordinær bestemmelse av $q_{p(z)}$ jf. NA.4.5, kan det antas at verdiene bestemt etter denne veiledningen normalt vil gi tilstrekkelig nøyaktighet eller være på den sikre siden”* [12, V. s.1].

Topografieffekter bør vurderes da byggestedet ligger i le av bratt terreng (Ulriken) for vindretning øst. Vurderingen fører til en endring i vindparameterne med økt turbulensfaktor K_1 lik 1.75, og en redusert terrengformfaktor C_o lik 0,9. Disse faktorene påvirker turbulensintensiteten og stedsvindhastigheten og gir en forhøyet verdi for $q_{p(z)}$. Imidlertid skal

det foretas en reduksjon for referansevindhastigheten da vind inntreffer byggested fra retningssektor øst. Retningsfaktor $C_{dir} = 0.8$ reduserer verdien til $q_{p(z)} = 1.15 \text{ kN/m}^2$.

Dersom Ulriken hadde vært plassert på vestsiden av byggestedet, og ikke østsiden, ville vindkasthastighetstrykket økt med 40 % for vindretning vest (se vedlegg A3.3). Ettersom det ikke foretas en reduksjon for vindretningssektoren vest ($C_{dir} = 1.0$) får referansevindhastighet maksimalverdi. På bakgrunn av dette er det viktig å ta hensyn til byggestedets plassering i terrenget og omgivelser for å foreta korrekte vindlastbestemmelser. Beregninger som ikke tar stilling til topografifaktorer samt feilvurdering av ulike parametere kan medføre store forskjeller i vindkasthastighetstrykket.

4.2 Formfaktor

Tangent 51 har store overflater som blir betydelig påvirket av vind. Formfaktor for bygget er beregnet etter punkt 7.2 [12, s.27], med hensyn på utvendig og innvendig vindtrykk.

Vurderinger for utvendige formfaktorer er beregnet etter verdi for $C_{pe.10}$.

Beregninger er gjort i OS-prog (se vedlegg A2.1 og A3.1), dette med hensyn på de ortogonale vindretningene 0° , 90° . Verdiene er kontrollert opp mot standarden [12, s.28-33]. Punkt 7.2.2 fig 7.5 er benyttet for formfaktor på konstruksjonens vegger, og punkt 7.2.3 fig 7.6 for formfaktor på tak ($\alpha < 5$).

	0°	90°
Sone D Trykk belastet side	$\mu_3 = 0.80$	$\mu_3 = 0.71$
Sone E Sug på motsatt side	$\mu_4 = 0.54$	$\mu_4 = 0.33$
Sone A-C Utvendig sug vinkelrett på belastet side	$\mu_5 = 1.20/0.80$	$\mu_5 = 1.20/0.80/0.50$

Tabell 4.5: Utvendig formfaktor inndelt etter soner

Vindretning vest treffer fasadens overflate med et vindkasthastighetstrykk på $q_{p(z)} = 1.20 \text{ kN/m}^2$, og definerer virkningen av vinden på konstruksjonens utvendige flater. Oppgitte utvendige formfaktorer i tabell 4.5 multipliseres med det dimensjonerende vindhastighetstrykk for retning 0° og 90° . Tabell 4.6 viser de dimensjonerende verdier for vindlast utside fasade.

	$q_{p(z)} = 1.20 \text{ kN/m}^2$	
	$0^\circ (C_{pe})$	$90^\circ (C_{pe})$
Sone A Utvendig sug vinkelrett på belastet side	-1.44 kN/m ²	-1.44 kN/m ²
Sone B Utvendig sug vinkelrett på belastet side	-0.96 kN/m ²	-0.96 kN/m ²
Sone C Utvendig sug vinkelrett på belastet side		-0.6 kN/m ²
Sone D Trykk belastet side	0.96 kN/m ²	0.85 kN/m ²
Sone E Sug på motsatt side	-0.65 kN/m ²	- 0.40 kN/m ²

Tabell 4.6: Dimensjonerende verdi for vindlast utside, der positiv verdi er trykk og negativ verdi er sug

For videre beregning skal vindlast utside summeres med vindlast innside. Beregnede verdier for bygningens innvendige vindtrykk inkludert formfaktorer er gitt i tabell 4.7, der innvendig formfaktor for konstruksjoner er gitt i delkapittel 3.2.

Innvendig last	$q_{p(z)} = 1.20 \text{ kN/m}^2$
Overtrykk	0.24 kN/m ²
Undertrykk	- 0.36 kN/m ²

Tabell 4.7: Innvendig last over- og undertrykk.

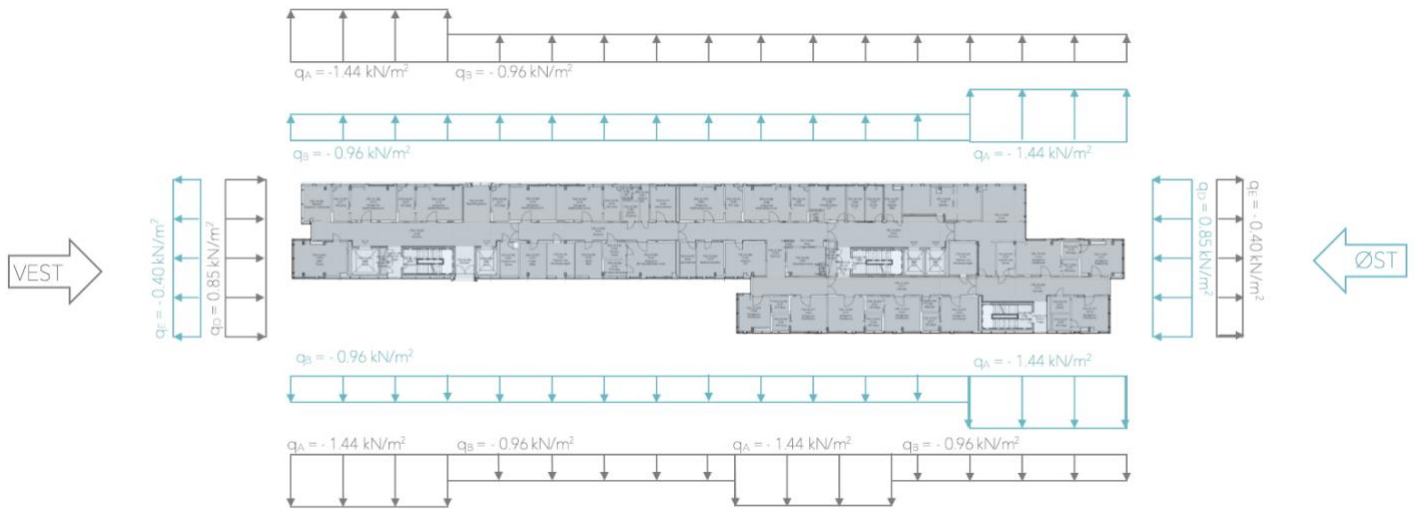
4.3 Vindlastkart

Et vindlastkart er prosjekteringsgrunnlag og et verktøy for fasadeleverandør, som viser vindlasten som virker på fasadeflatene inndelt i soner. Vindlaster på tangent 51 er illustrert i lastkart for vindretningene i figur 4.3 og 4.4.

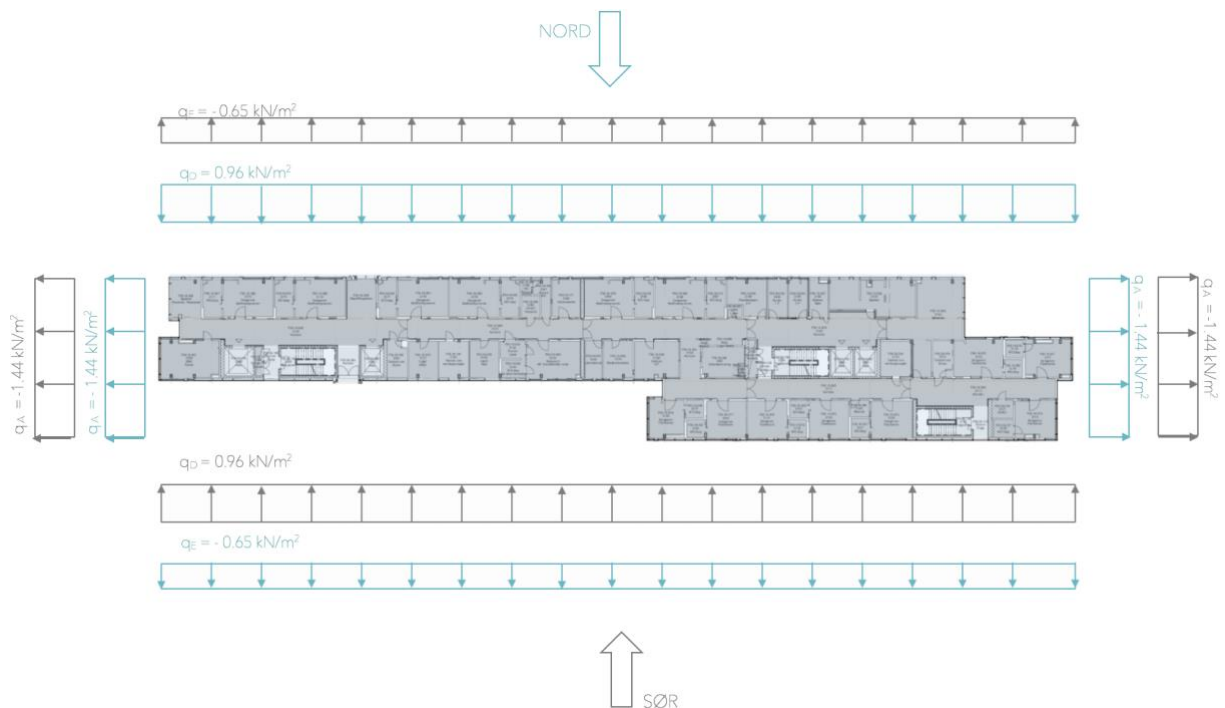
De oppgitte verdier for vindkasthastighetstrykk er beregnet på utside fasade i kN/m², og fremgår i tabell 4.6. Vindlast utside skal summeres med byggets over- /undertrykk gitt i tabell 4.7. Beregninger er gjort i bruksgrense, dermed skal lastfaktor ganges inn for verdier i bruddgrense. Ettersom vindlasten ofte er dominerende ytre last på bygget, kan lastfaktor settes lik 1.5.

Vindlasten består av sug- og trykkrefter normalt på konstruksjonen. I og med sprang i fasaden til tangent 051 bør det vurderes om en forhøyet verdi rundt hjørner oppstår på konstruksjonen. Begge gavlveggene til tangent 51 har et inntrukket hjørne, vist i fig 4.3 og 4.4. For vindretning nord/ sør vil byggets gavlvegger få sug i Sone A og B, sone B er relativ liten og

sone A settes konservativt for byggets to gavlvegger. For vindretning øst/ vest vil vindens strømning bevege seg langs fasade nord og sør, og vil bøyes noe av rundt det inntrukne hjørnet. Vindsug på sidene rundt hjørnene vil kunne oppstå og det anses konservativt å plassere sone A her, og sone B for resterende lengde. Denne betraktningen er innenfor å gjøre da bygget har stivheter ved hjørner i fasaden som har kapasitet til å ta kreftene fra sone A. Verdier er illustrert i lastkart i figur 4.8.



Figur 4.8: Lastkart på fasade fra vindretningene øst og vest, der $q_{plz} = 1,20 \text{ kN/m}^2$



Figur 4.9: Lastkart på fasade fra vindretningene nord og sør, der $q_{plz} = 1,20 \text{ kN/m}^2$

5. Bæresystem for vertikallaster

Dimensjonerende lastpåvirkning på bæresystemet bestemmes etter EC og EC1, og tar hensyn til lastfaktor og kreftene som virker på konstruksjonen. Det forutsettes at krav til nedbøyning og kapasitet blir overholdt. Dimensjonerende motstand for konstruksjonsdelen er avhengig av material og tverrsnittsdata, og bestemmes etter eurokodene for prosjektering NS-EN 1992 til 1999.

5.1 Kapasitet

Kapasiteten er den beregningsmessig største lasten eller lastvirkningen som tverrsnittet/konstruksjonsdelen kan oppta i bruddgrensetilstand [15]. Kapasiteten bestemmes ved å dele dimensjonerende lastvirkning på dimensjonerende motstand. Tverrsnittet skal aldri utnyttes mer enn 100 % i bruddgrense. Konstruksjonsdelens kapasitet styres av opptredende spenning ved lastpåføring. Ved å øke konstruksjonsdelens tverrsnitt vil kapasiteten øke for moment, skjærkraft og aksialkraft.

$$\sigma = M_{ED} / W \qquad \sigma = N_{ED} / A_x \qquad \tau = V_{ED} / A_x$$

Et av tiltakene for å øke konstruksjonens stivhet vil være å velge et større tverrsnitt, slik at kapasiteten øker. Det er som regel ikke ønskelig å overdimensjonere bygninger grunnet økt kostnad, mer materialbruk, samt større byggevolum. Imidlertid er det ofte avgjørende i noen prosjekter for å kunne imøtekomme kravet som nevnt tidligere.

5.2 Nedbøyningskrav etter eurokode

EC2 og EC3 stiller krav til nedbøyning av stål- og betongkonstruksjonen i bruksgrense. I henhold til EC bør partialfaktor for laster i bruksgrense settes lik 1,0 med mindre annet ikke er oppgitt i eurokodene for prosjektering [16, s.46]. Lastfaktoren er satt inn i tabell 5.1 med ψ -faktoren som tar hensyn til bygningens brukbarhetskrav for nyttelaster.

Som nevnt tidligere kan nedbøyning på grunn av nyttelast føre til brudd i fasaden ved bygningsprosjekter med fasadesystem består av glass. I henhold til EC bør krav om begrensning av vertikale forskyvninger avtales mellom partene og fastsettes i hvert prosjekt [17, s.77], vist i tabell 5.1.

Lastsituasjon og konsekvens	Perman nt (G)	Dominerende nyttelast (Q)	Øvrige nyttelast (Q)	Anbefalte største tillatte nedbøyningsverdier
(1) KARAKTERISTISK Konstruksjoner der nedbøyning fører til skade	1.0	1.0	$1.0 \times \psi_0$	Fastsettes i det enkelte prosjektet
(2) OFTE FOREKOMMENDE Konstruksjoner der det på grunn av bruk eller utstyr stilles krav	1.0	$1.0 \times \psi_0$	$1.0 \times \psi_1$	Fastsettes i det enkelte prosjektet
(3) TILNÆRMET PERMANENT Konstruksjoner med alminnelige brukskrav eller estetiske krav	1.0	$1.0 \times \psi_0$	$1.0 \times \psi_2$	L/200 - L/250 (L defineres som spennvidde)

Tabell 5.1: Lastsituasjon for nedbøyning hentet fra EC (Faktor ψ bestemmes fra N.A. A.1.1. EC) [16]

Dersom fasadesystemet ikke blir tatt hensyn til tidlig i prosjekteringsfasen, og valgt bæresystem gir betydelig deformasjon ut mot fasade, må endringer gjøres før byggestart. Det vil da i de fleste tilfeller være rimeligere å gjøre endringer på bæresystemet, ettersom arealkostnaden for fasaden er høy som beskrevet i delkapittel 2.3.

5.2.1 Betongkonstruksjoner

Det bør fastsettes grenseverdier og krav for nedbøyning til konstruksjonen og konstruksjonsdeler, som skillevegger, innfestninger og deres funksjon. For betongkonstruksjoner bør ikke deformasjonene overskride de som er akseptable for andre tilstøtende elementer, f.eks. glassflater [18, s.126].

Nedbøyning for betongelement beregnes i bruksgrenstilstand etter kapittel 7 i EC2 [18, s.117]. Her settes det krav til utførelse av en rissviddekontroll og en deformasjonskontroll for lastsituasjonen elementet er i, se tabell 5.1.

Total nedbøyning for betongkonstruksjoner bestemmes primært ved nedbøyning fra egenvekt, langtidsdel nyttelast, korttidsdel nyttelast og kryp/svinn, se formel (9). Forskaling med overhøyde kan trekkes fra den totale nedbøyningen på elementet.

$$\delta_{TOT} = \delta_G + \delta_{P,L} + \delta_{P,K} + \delta_{CS} - \delta_{OH} \quad (8)$$

Tillat nedbøyning for tilnærmet permanente laster er $L/250$, og vurderes i forhold til opplegg. Videre er $L/500$ en normal grenseverdi etter ferdig bygging. Der nedbøyning kan skade tilstøtende konstruksjonsdeler bør beregninger utføres. Det bør vurderes om grensene passer for den aktuelle konstruksjonen, og at det ikke foreligger spesielle behov. Kriteriene er vanligvis tilfredsstillende for konstruksjoner som boliger, kontorer, offentlige bygninger eller fabrikker [18, s.126].

Ved kontroll av deformasjon benyttes lastkombinasjoner som er gjeldende for kontrollens mål [18, s.129]. Deformasjoner fra belastning kan beregnes ut fra strekkfastheten til betongen og dens effektive elastisitetsmodul. Nedbøyning for laster beregnes forskjellig, ettersom E-modul varierer ut fra langtidslast, kortidslast, og andel av disse for nyttelast (langtidsdel (Ψ_2) og kortidsdel ($\Psi_1 - \Psi_2$)). Ved likt kryptall for alle laster benyttes lik E-modul for lastene. Beregninger tar hensyn til den totale deformasjonen medtatt kryp og svinn [18, s.130].

Kryp og svinn er langtidsdeformasjoner som bestemmes av trykkpåkjenningen over tid [18, s.27]. Kryp og svinn i betongen påvirkes av temperatur og fuktighet i omgivelsene, tverrsnittsdeformasjoner i konstruksjonsdelen og betongens sammensetning. Kryp påvirkes av modenheten til betongen ved påføring av lasten, som igjen er avhengig av belastningens størrelse og varighet [18, s.27]. Svinn er uttørking av betongen som fører til at den krymper, og er uavhengig av lastnivå.

Riss er vanlig i armerte betongkonstruksjoner som utsettes for belastning, fastholdning eller påførte deformasjoner, og skal beregnes for å bevare konstruksjonens funksjon og bestandighet [18, s.117]. Rissviddekontroll bestemmes ut fra hvilken tilstand betongen er i:

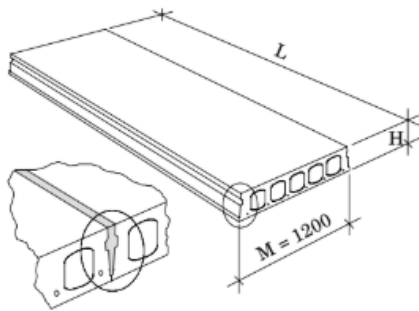
- Stadium (I) tilsvarer urisset tilstand
- Stadium (II) som tilsvarer risset tilstand

Bøyestivheten EI reduseres ved riss (stadium II) i konstruksjonen og må dermed beregnes etter lastpåvirkning. Risset stivhet beregnes ved å finne treghetsmoment (I_c) og effektiv elastisitetsmodul (E_{ceff}) [18, s.130].

5.2.2 Hulldekke

Hulldekke er et prefabrikkert dekkeelement, som tar både vertikale og horisontale laster, samt ivaretar nødvendige kraftoverføringer [19, s.48]. Vertikale forskyvninger for hulldekket kommer primært fra egenlast, nyttelast og andre permanente laster.

Deformasjonen er avhengig av hulldekkets tverrsnitts geometri og spennvidde [20, s.15]. Standard bredde for hulldekket er 1200 mm. Figur 5.2 viser hvordan tverrsnittshøyden definerer dekkeelementets egenvekt og maksimalt anbefalte spennvidde. Krav til vertikal deformasjon for dekkeelement varierer fra prosjekt og leverandør, men er ofte satt til maks nedbøyning på 25 mm. Nedbøyningskrav $L/250$ i betongstandarden skal overholdes med mindre prosjektet har strengere krav [5, s. 126].



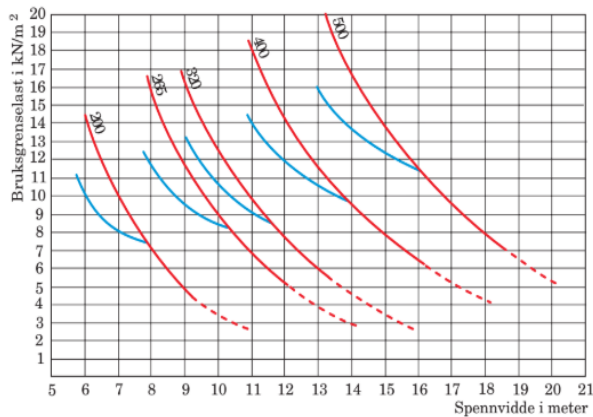
Figur 5.1: Hulldekkeelement og standard bredde [19, s.48]

Elementtype B / H	Egenvekt av fuget dekke, kN/m ²	Maks. anbefalt spenn- vidde, m
1200 / 200	2,6	10
1200 / 220	3,1	10
1200 / 265	3,7	13
1200 / 285	4,2	13
1200 / 320	4,2	15
1200 / 340	4,7	15
1200 / 400	5,0	17
1200 / 420	5,5	17
1200 / 500	6,8	19
1200 / 520	7,3	19

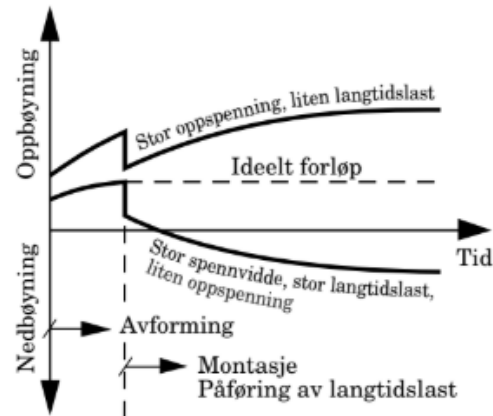
Figur 5.2: Elementtype og maksimalt anbefalt spennvidde [19, s.48]

For å unngå uforutsette påkjenninger på hulldekkeelementet i endelig tilstand kreves det riktig oppfølging og god håndtering ved montering. Leverandør av hulldekker sitter ofte med den beste kompetansen og ifølge betongelementboken er det anbefalt “...at produsenten alltid overlates ansvaret for prosjektering, produksjon, transport og montasje av hulldekker, så vel som etterfølgende supplerende arbeid på byggeplass.” [19, s.48].

Nøyaktig beregning av bæreevne til hulldekket er avhengig av faktorer som brannklasse, pålidelighetsklasse, lastkombinasjon og forhold mellom nyttelast og egenlast. Hulldekkets bæreevne er illustrert i figur 5.3, og angir mengde bruksgrenselast som kan påføres i tillegg til egenvekten til elementene [19, s49]. Øvre grense i diagrammet er lastkapasitet gitt ved maksimal armering, der belastningen består av egenlaster (g) + nyttelaster (p). Dette gir avlest bruksgrenselast $\geq 0,90 g + p$.



Figur 5.3: Orienterende bæreevne for hulldekker [19, s.49]

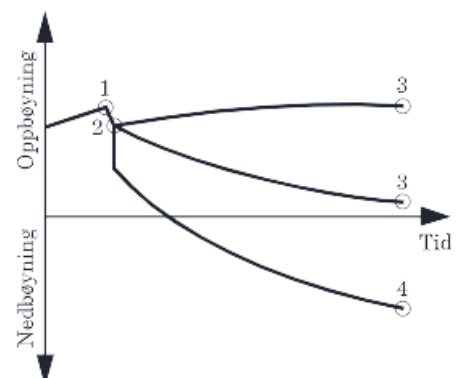


Figur 5.4: Deformasjonsforløp for hulldekker [19, s.50]

Langtidsdeformasjoner for hulldekkeelement er avhengig av oppspenningsgrad og andel permanent last av dimensjonerende last som påføres dekke [19, s. 50]. Deformasjonene bøyes oppover eller nedover, og er illustrert i figur 5.4 for hulldekkeelementer. I tidlig fase før belastning kan det oppstå deformasjon i form av for mye overhøyde på hulldekkeelementene, grunnet deres forspenning.

Som nevnt tidligere er total deformasjon på et betongelement summen av elastisk deformasjon, kryp- og svinndeformasjon. Elastisk deformasjon er den momentane deformasjonen ved lastpåføring og eventuell påføring av spennkraft [20, s.15]. Beregningen av den totale deformasjon er avhengig av tidsforløpet dekkeelementet har fra produksjon til bruk av konstruksjonen, og bestemmes etter tidspunkt i døgn [20, s.14].

Videre for deformasjonsberegninger kan det gjøres begrensninger ved bruk av veiledende verdier. For å benytte anbefalte veiledninger vil det være nødvendig å vite kritiske tidspunkter i deformasjonsforløpet til dekkeelementet, samt at alle langtidslastene er kjente for konstruksjonen [20, s.19]. Kritiske punkter er vist i figur 5.5 der 1, 2 og 3 er oppbøyning ved montasje, rett etter lastpåføring (permanente laster), og etter lang tid uten nyttelast. Punkt 4 viser nedbøyning.



Figur 5.5: Deformasjonsforløp og kritiske punkter for dekkeelement [20, s.19]

Del krav fra figur 5.5 vil normalt gi tilfredsstillende verdier for deformasjonskrav for dekkeelementer. Figur 5.6 benyttes videre dersom disse kravene er oppfylt, og viser anbefalte maksimale deformasjoner for forspente elementer. Usikkerhet ved andel nyttelast som tilhører langtidslast, og ulik plassering av nyttelast på konstruksjonen, vurderes også her [20, s.19].

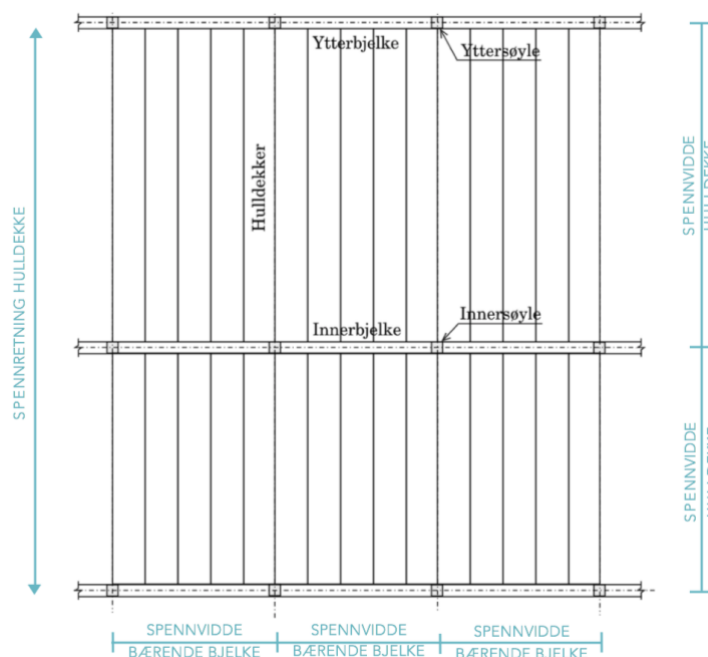
Punkt i deformasjonsforløpet	Type bygg	Bjelker	Ribbeplater	Hulldekker		
				Selvtjevne masse	Påstøp	Tekking
1 (δ_1)	Industri	$\leq l/200$	$\leq l/200 \leq 40$	$\leq l/400 \leq 30$	$\leq l/300 \leq 30$	$\leq l/300 \leq 40$
	Kontor	$\leq l/300$	$\leq l/300 \leq 30$	$\leq l/500 \leq 20$	$\leq l/400 \leq 25$	$\leq l/300 \leq 30$
	Bolig	$\leq l/400$	$\leq l/400 \leq 25$	$\leq l/500 \leq 15$	$\leq l/400 \leq 20$	$\leq l/400 \leq 30$
3 (δ_3)	Industri	≥ 0				
	Kontor	≥ 0	$\approx \delta_2 > 0$			
	Bolig	≥ 0	$\approx \delta_2 > 0$			
4 (δ_4)	Industri	$\geq -l/300 \geq -40$		$\geq -l/300 \geq -30$		
	Kontor	$\geq -l/400 \geq -30$	$\geq -l/400 \geq -25$	$\geq -l/400 \geq -25$		
	Bolig	$\geq -l/500 \geq -20$				

Figur 5.6: Anbefalte maksimale nedbøyning for forspente element, under horisontal er negativ [20]

5.3 Valg av spennretning

I den tidlige prosjekteringsfasen er det viktig å kunne definere et hensiktsmessig bæresystem for et prosjekt. Fastsatt nedbøyningskravet med hensyn til fasadesystemet er ofte vanskelig å overholde ved prosjektering av bæresystemet. Dermed vil valg av spennretning, spennvidde og dekkeforkant være vesentlig for konstruksjonens motstand mot de vertikale lastene.

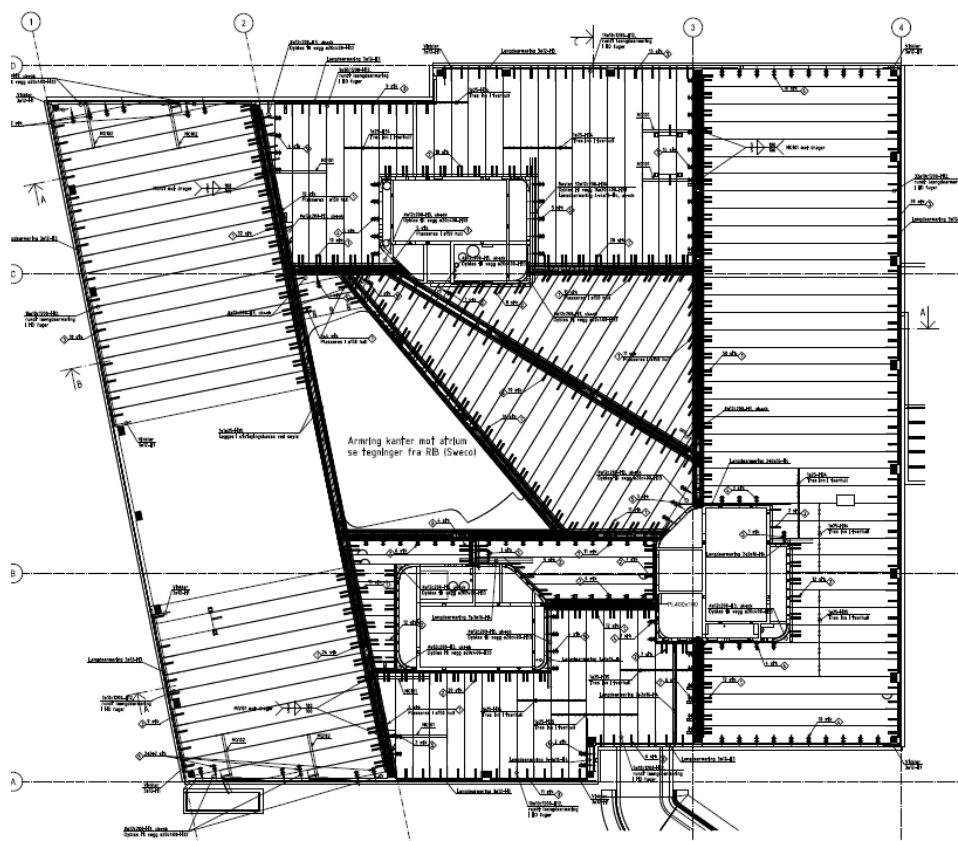
Bæresystemet er byggets skjelett og består av dekkeelement, bjelke, søyler/vegger, tak og fundament. Vanlig løsning er at dekkeelementene spenner mellom to bærende bjelker, og den bærende bjelken spenner mellom to søyler/bærende vegger. Illustrasjon av spennretninger for bærende bjelke og hulldekke er vist i figur 5.7, samme prinsipp gjelder også for andre typer dekkeelementer.



Figur 5.7: Spennretning og spennvidde for hulldekke og bærende bjelke i etasjeplan

Byggets geometri og størrelse påvirker valg av spennretning på dekkeelement og bærende bjelke. Dekkeelement med spenn på tvers av byggets lengderetning er ofte en gunstig løsning da bærende bjelke følger byggets lengde. Denne dekkeforkanten har som regel god innfestningsmulighet for elementfasaden. For byggets bredderetning og langs med dekkeelementets spennretning er det ikke nødvendig med en bærende bjelke. Men i mange tilfeller er det behov for en kantdrager som gjør dekkeforkanten stivere, slik at den tilfredsstillende fasadeelementenes nedbøyningskrav.

Et prosjekt kan også ha løsning med spennretning i flere retninger, både på langs, tvers og skrått av byggets lengderetning. Figur 5.8 er hentet fra prosjektet HIB K2 og viser hulldekker med ulik spennretning i et etasjeplan. Det er valgt en løsning der store områder med dekkeelementet spenner på tvers av fasaden, som gir en stivere dekkeforkant med bærende bjelke ut mot fasade. Der dette ikke var mulig ble det lagt inn en stålbjelke langs hulldekkens spennretning. Stålbjelke ble opplagt på søyler slik at nedbøyningen ved fasade ble liten. Siden ytterste element er fastholdt i stålbjelken, vil også dette elementet erfare opplegg som stålbjelken. En må dermed kontrollere at elementet har kapasitet for strekk som oppstår i overkant av elementet.



Figur 5.8: Spennretninger på hulldekker 3. etasje ved prosjektet HIB K2 [21]

6. Dekkeforkanter

Dekkeforkant er et naturlig resultat av valgt vertikalt bæresystem og spennretning. Det er viktig å velge en dekkeforkant med høy stivhet ut mot fasade, for å overholde krav fra fasadeleverandør. Løsningen bør i tillegg gi rom for enkel montering av fasadeelementene for en nøyaktig og forsvarlig utførelse.

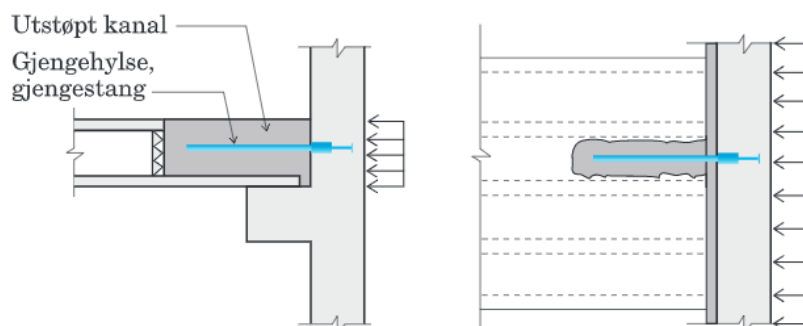
Kapitlet viser en oversikt over ulike dekkeforkantløsninger inndelt etter valgt dekketype.

Løsninger er innhentet fra prosjektene Nytt barne- og ungdomssykehus ved Haukeland Universitetssykehus (BUS2), Høgskulen i Bergen K1 (HIB K1), Høgskulen i Bergen K2 (HIB K2), og Nonneseterkvartalet (Nonneseter).

6.1 Dekkeforkant på tvers av spennretningen til hulldekke

En oversikt over dekkeforkanter fasadeleverandør kan forvente å møte på tvers av spennretningen til hulldekket er vist i delkapitlet 6.1. Ut mot fasaden tas hulldekket opp av en bærende bjelke, som vil være gunstig for innfestning av fasadeelement. I tilfeller der hulldekke krager ut over bjelken med en stor avstand, kan det bli krevende å feste fasaden til bjelken. Fasaden kan da festes til braketter i stål, som støpes inn i fuger mellom dekkeelementene. Dette spesialtilfellet er vist i delkapittel 6.1.3.

Det kreves detaljarbeid rundt innfestning av hulldekke til kantbjelke, da tilstrekkelig oppleggslengde og endeforankring er avgjørende for å ivareta hulldekkets kapasitet [19, s.49]. Figur 6.1 viser hvordan kraftinnføring kan tas opp på tvers av spennretningen til hulldekket. Eksempelvis kan endeforankringen utføres med utstøpt kanal og gjengestang som festemiddel. Vanlig praksis er å utføre denne utstøpningen 600 mm inn i dekket som tilsvarer forankring av en $\varnothing 12$ (50* $\varnothing 12$ ved strekk i UK og 60* $\varnothing 12$ ved strekk i OK).



Figur 6.1: Eksempel på kraftinnføring på tvers av spennretning til hulldekke [20, s.70]

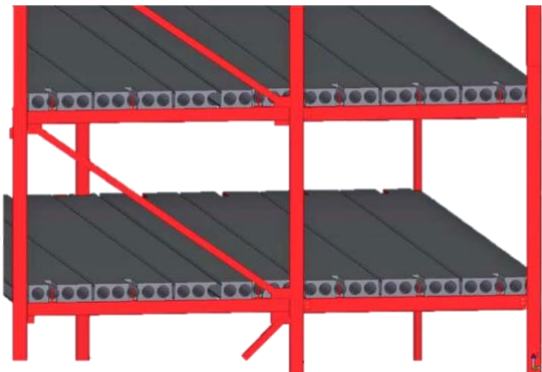
6.1.1 Bærende kantbjelke i stål

Bærende kantbjelker i stål er mye brukt i bæresystemet til konstruksjoner, og har gode innfestningsmuligheter for fasade. Standardiserte og spesialproduserte tverrsnitt gir mange valgmuligheter og vurderes etter hva som er gunstig for konstruksjonen.

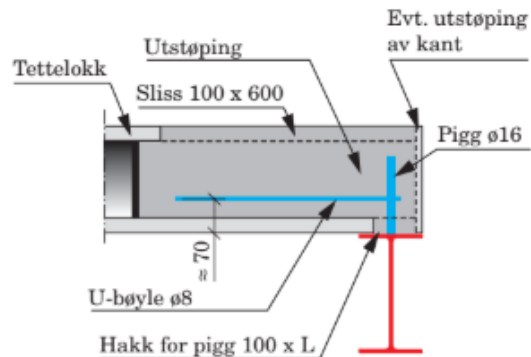
6.1.1.1 Underliggende profilstål

Profilstål er konstruksjonsstål valset i forskjellige tverrsnitt enten som normal- eller spesialprofil. I- og H-profil er de vanligste profilstålene for stålbjelker, og benyttes som underliggende oppleggsbjelke i bæresystemer med hulldekke, vist i figur 6.2 [22]. I prosjektet Nonneseter er samme prinsipp benyttet med IPE-bjelker i konstruksjonens bæresystem, se vedlegg B.2.

Figur 6.3 illustrerer en detaljløsning for forankring og opplegg av hulldekke på IPE-profil. Kanal i hvert hulldekke utstøpes med en U-bøyle (eksempelvis $\varnothing 8$, mer vanlig med $\varnothing 12$), som er forankret til en pigg ($\varnothing 16$) festet til profilet. Innfestning av fasade kan utføres ved at festebraketter i stål blir sveist til kantbjelken.



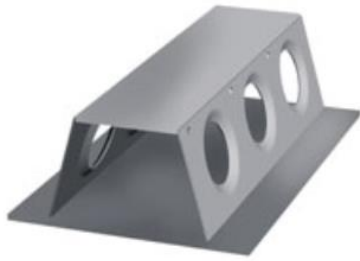
Figur 6.2: Prinsipp bæresystem med underliggende profilstål [32]



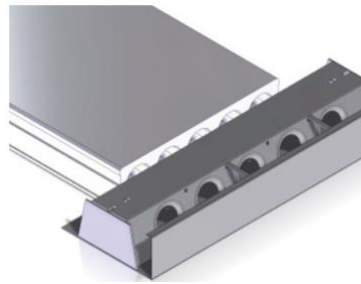
Figur 6.3: Opplegg av hulldekke på IPE-profil [19, s.135]

6.1.1.2 Deltabjelke med utstøping på utside mot fasade

Deltabjelke type D er en oppleggsbjelke med flenser på begge sider, vist i figur 6.4. Bjelken tar imot hulldekke på den ene flensen og har gode innfestningsmuligheter for fasade på den andre siden. Dersom fasaden kommer et stykke fra bæreaksen kan det utstøpes på siden ut mot fasaden. Bjelketypen kan produseres med forskaling og sidesteng langs flensen som kommer ut mot fasade, se figur 6.5. Sidesteng gir mulighet for å lage en spesialtilpasset dekkeforkantform, eksempel er vist i figur 6.6 der dekkeforkant har avrundet hjørne.



Figur 6.4: Illustrasjon av deltabjelke DR-type [23]

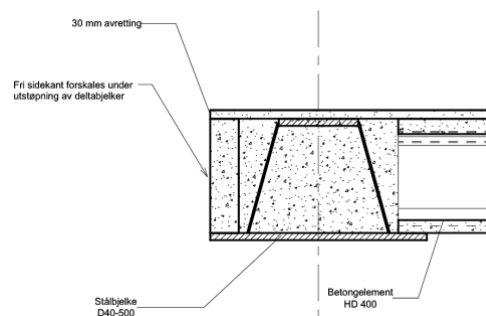


Figur 6.5: Deltabjelke DR-type produsert med forskaling og sidesteng [23]

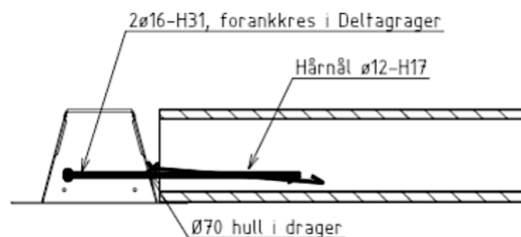


Figur 6.6: Spesialtilpasset sidesteng gir mulighet for formet hjørne [23]

Fra prosjekt HIB spenner hulldekker (HD400) ut mot fasade, og blir tatt imot av deltabjelker. Fri sidekant på deltabjelken støpes ut som vist i figur 6.7. Ved utførelse av detaljen ble det etablert en stålforskaling, tilsvarende figur 6.5. Det legges 30mm avretting på topp bjelke og HD for å skape en jevn overflate for samvirke. Videre viser figur 6.8 en generell detalj for forankring av hulldekke på en side til deltabjelke, der krok (2 ϕ 16) tres inn i bjelkens steghull og hårnål ϕ 12 ligger over.

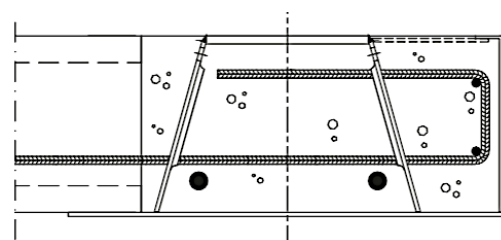


Figur 6.7: Deltabjelke med utstøping på utside mot fasade, hentet fra prosjektet HIB K1 [24]



Figur 6.8: Forankringsdetalj til deltabjelke hentet fra prosjektet HIB K2 [21]

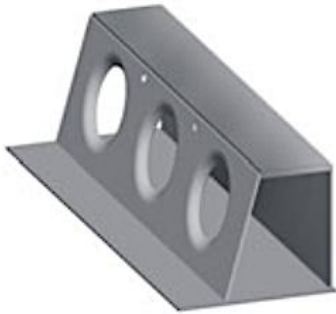
Stålforskalingen og sidesteng kan forlenges opptil 1,5 meter ut fra deltabjelkens bæreakse, og resulterer i en utkraget dekkeforkant. Hvor stor utkrager kan være er avhengig av belastning på overkant av dekket, og bestemmer hvor stor forankringslengde armeringsjernet må ha ved feste inn i hulldekkets kanal. Tverrarmring fra hulldekke til utkraget dekke monteres gjennom bjelkens steghull, og forankres inne i bjelketverrsnittet til lengdearmeringen. Detaljen lukkes ved betongutstøping, og er illustrert i figur 6.9.



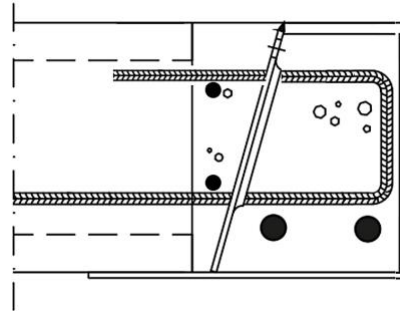
Figur 6.9: Deltabjelke type D brukt som kantbjelke med tverr- og randarmring [23]

6.1.1.3 Ensidig deltabjelke

En ensidig deltabjelke type DR har en vertikal avslutning på den ene siden og oppleggsflens for dekkeelement på den andre, se figur 6.10 [23]. Den kan benyttes som kantbjelke der det er nødvendig med en smalere oppleggsbjelke. Tverrarmoring fra hulldekke monteres gjennom bjelkens steghull og forankres til lengdearmoring mellom bjelke og hulldekke, detalj for forankring er vist i figur 6.11.



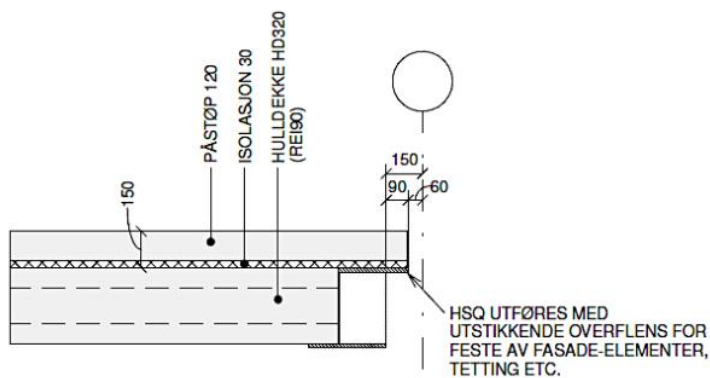
Figur 6.10: Illustrasjon av deltabjelke DR-type [23]



Figur 6.11: Forankringsdetalj mellom ensidig deltabjelke og hulldekke

6.1.1.4 Ensidig hatteprofil

En HSQ-bjelke med ensidig opplegg tar imot dekkeelement på innsiden og utføres med en utstikkende overflens for innfestning av fasadelementer. Figur 6.12 viser detalj av en HSQ-bjelke med ensidig opplegg for hulldekke, innhentet fra prosjekt HIB K2.



Figur 6.12: Ensidig hatteprofil med påstøp [21]

Bjelken fungerer som dekkeforkant ut mot fasade på tvers av hulldekkets spennretning. Forankring av bjelken til hulldekke utføres med en torsjonslås bestående av stålplate og u-bøyle. Tilsvarende detalj for forankring av ensidig hatteprofil til hulldekket er vist og forklart senere i kapittel 6.2.6.2.

6.1.1.5 Hatteprofil med utstøpning på utside mot fasade

Hatteprofil med utstøping på utside er ikke en vanlig detalj, og kan gi komplikasjoner ved forankring til hulldekket. Hatteprofilet kan ikke utstøpes og armeringsjernet må dermed legges over profilet. Imidlertid vil en god løsning være å benytte en stålkassett sveist til utside av hatteprofilet mot fasade, og fungerer som forskaling for senere utstøping. Prinsippet ligner ståltrau som er beskrevet i delkapittel 6.2.5. Alternativt vil det være gunstig å velge deltabjelke med sidesteng som har gode muligheter til forankring, se kapittel 6.1.1.2.

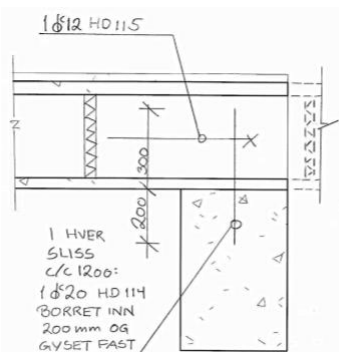
6.1.2 Prefabrikkert bærebjelke i betong

Prefabrikkerte bærebjelke i betong ut mot fasade er som oftest mer gunstig enn en stedstøpt betongbjelke, og vil i tillegg tjene de samme formålene. Stedstøpt betongbjelke utelates derfor i det videre.

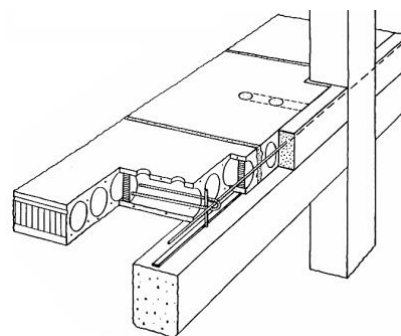
Prefabrikkert bærebjelke i betong leveres forspente eller slakkarmerte. Forspente bærebjelker kommer med store styrker og er godt egnet til alle typer bygg. Bjelkene er lett å montere og tåler umiddelbar last etter montasje, som er gunstig for en effektiv byggeprosess. Bjelkens tverrsnitt bestemmes etter hva som er egnet for hvert enkelt prosjekt. Nedbøyning vil ofte være avgjørende for valg av tverrsnitt, der økt byggehøyde gir større stivhet [19, s.66].

6.1.2.1 Underliggende rektangulær bjelke

Underliggende rektangulær (RB-bjelke) har gode styrker da den er godt armert med stor byggehøyde i tverrsnittet. Bærende RB-bjelke på tvers av spennretningen til hulldekket er vist i figur 6.14. Videre illustreres detalj for forankring av bjelke til hulldekke i figur 6.13, innhentet fra prosjektet HIB K1. Det støpes ut sliss i hvert hulldekke (c/c1200) med 1 $\varnothing 12$ bøyle. Og denne forankres til 1 $\varnothing 20$ jern som er gyst fast i den bærende bjelken (200mm fra OK).



Figur 6.13: Tverrsnitts detalj for forankring av hulldekke til underliggende betongbjelke [24]

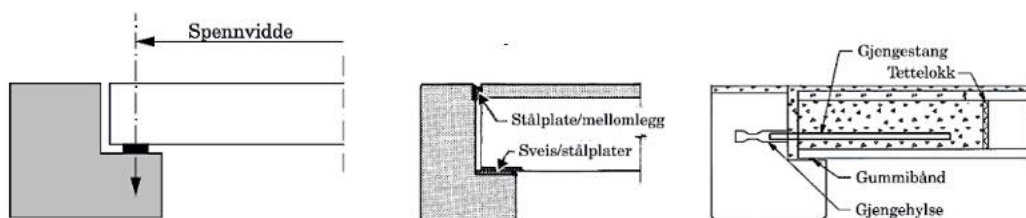


Figur 6.14: Hulldekke med opplegg på underliggende rektangulær bjelke [19, s.138]

6.1.2.2 LB-bjelke

LB-bjelke også kalt rektangulær flensbjelke, grunnet L-formen som skaper en oppleggs hylle langs hele bjelkens lengde. Med samme tverrsnittshøyde og styrke som en RB-bjelke vil en LB-bjelke redusere den total byggehøyde på konstruksjonen da hulldekket har opplegg på bjelkens underliggende flens. Grunnet bjelkens form er det viktig med riktig montasje og sikring mot skjevbelastning [19, s.68].

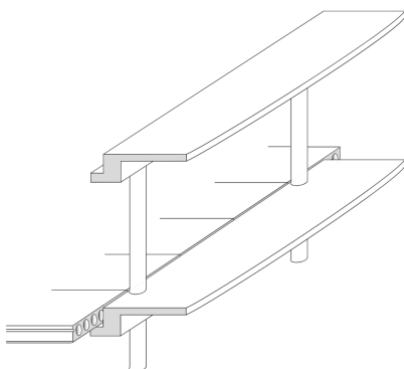
Ulike innfestninger for dekkeforkanten er vist i figur 6.15 med et hulldekke som er fritt opplagt, et som er sveist og kan gjøres virksom i montasjefasen, samt et med utstøping og forankring med gjengestang som ikke vil være virksom før utstøpingen har tilstrekkelig kapasitet. Delkapittel 6.3 viser innfestning av detaljen med DT-element fra prosjekt HIB.



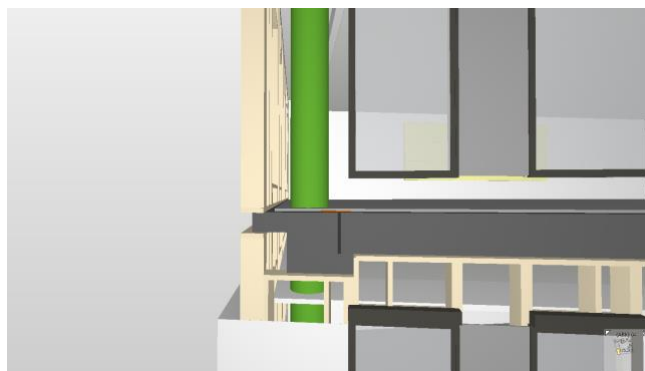
Figur 6.15: Innfestningsdetaljer for hulldekket til LB-bjelke [20]

6.1.2.3 Z-bjelke

Figur 6.16 viser prinsippet med en bærende z-bjelke med inntrukne søyler på tvers av spennretningen til hulldekket. Fasadeelementene festes til utsiden av z-bjelken.



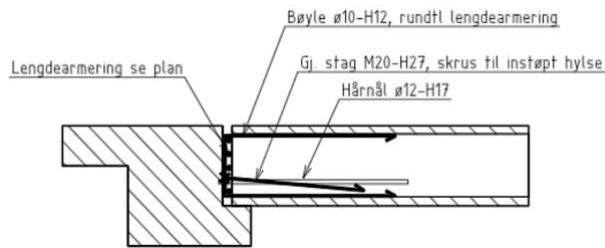
Figur 6.16: Illustrasjon Z-bjelker i fasade [19]



Figur 6.17: Z-bjelke i fasade fra BIM-modell [21]

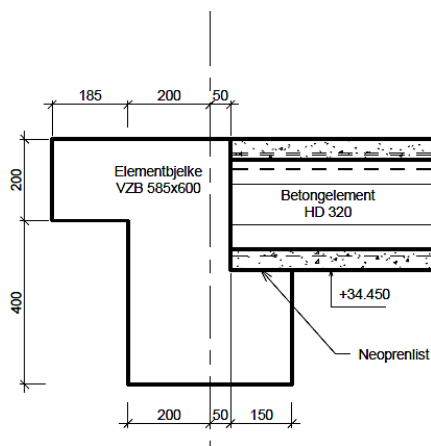
Figur 6.17 er hentet i fra prosjektet HIB K2 og viser et snitt der Z-bjelken spenner langs med fasaden og tar imot hulldekker på tvers. Forankring mellom dekke og z-bjelken er vist i figur 6.18, der lengdearmering, bøylor, stag og hårnål sørger for innfestning inn i hulldekket.

Videre benyttes vertikalt stenderverk i tre som innfestning av fasadelementer til betongbjelken, se figur 6.17.

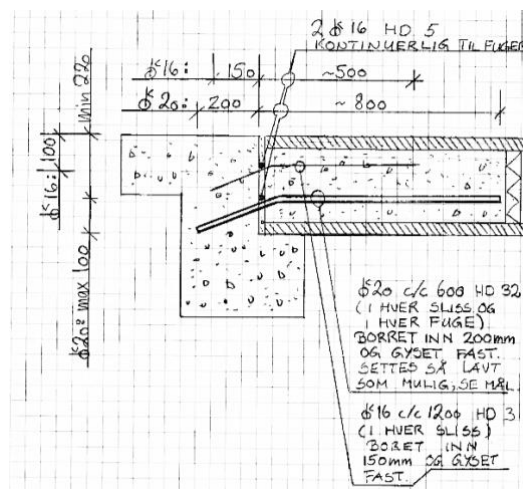


Figur 6.18: Forankringsdetalj Z-bjelke og hulldekke [21]

Prosjekt HIB K1 benytter også Z-bjelke som dekkeforkant. Detaljen er vist i figur 6.19 og 6.20 der bærebjelken tar imot dekkeelement HD320 som spenner ut mot fasade. Forankring mellom bjelke og HD er utført i hver sliss og fuge, der $\varnothing 20$ c/c 600 bores inn 200mm og gystes fast. Tilsvarende gjøres i overkant HD med $\varnothing 16$ c/c 1200, festet 150mm inn i dekkeforkant. Langs bjelkespenn fuges hulrom og forsterkes med lengdearmring $2\varnothing 16$.



Figur 6.19: Hulldekke med opplegg på z-bjelke [24]

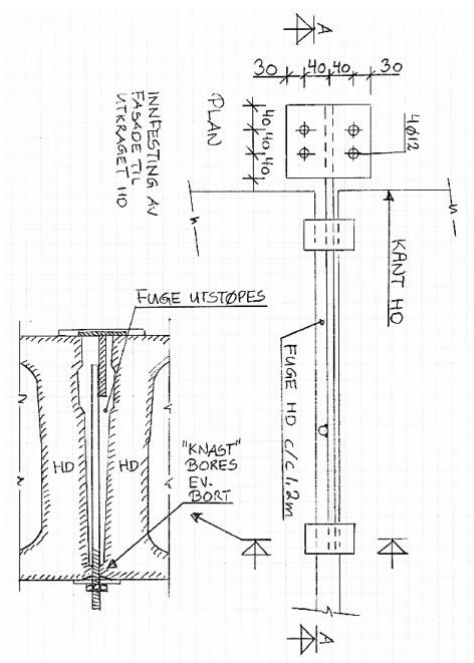


Figur 6.20: Forankringsdetalj mellom hulldekke og z-bjelke [24]

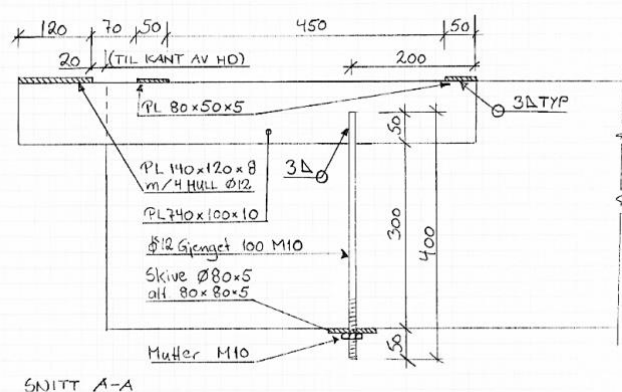
6.1.3 Festebraketter i stål til utkraget hulldekke

Ved dekkforkant på tvers av spennretningen til et utkraget hulldekke er festebraketter i stål en mulighet for innfestning av fasadeelementene. Denne løsningen er gunstig for fasadeleverandør da montering blir enkelt å utføre. Festebrakettene må forankres i hulldekket og ta opp hele fasadeelementets egenvekt, dette blir gjort i utstøpingen av fugen mellom hulldekkene.

Figur 6.21 og 6.22 viser hvordan dette er løst ved prosjektet HIB K1. Her er det støpt ut i fugen mellom i hulldekkene. Festebrakettene (PL 140x12x8 m/4 hull $\varnothing 12$) ligger på utsiden av kanten til hulldekket, og er sveist til platen (PL 740x100x10) langs spennretningen til hulldekket. Platen er sveist fast med en 3 mm kilsveis i overkant av et armeringsjern ($\varnothing 12$ gjenget 100 M10), som er festet med en M10 mutter i underkant av hulldekket. I overkant av hulldekket er det to plater (PL 80x50x5) som er sveist til platen i fugen. Bilder av detaljen ses i vedlegg B1.1.



Figur 6.21: Plansnitt av fasadebraketter i stål til utkraget hulldekke [24]



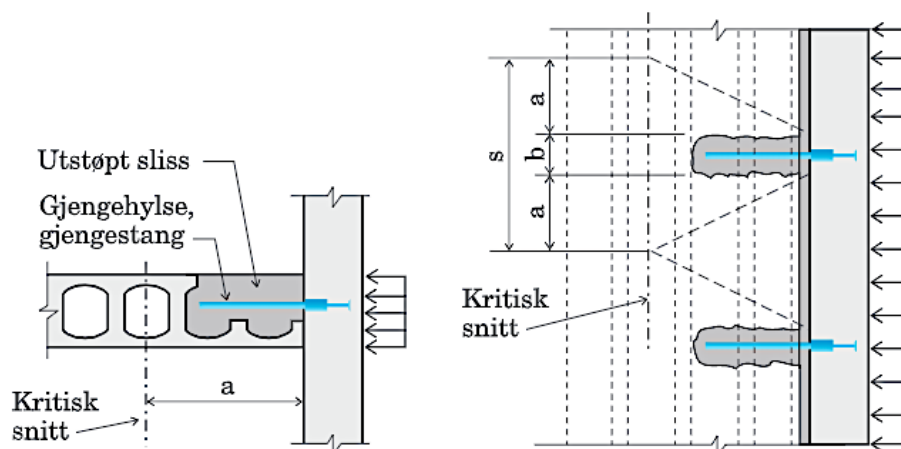
Figur 6.22: Viser snitt A-A fra plansnittet [24]

6.2 Dekkeforkant langs med spennretningen til hulldekket

Dette kapitlet viser en oversikt over dekkeforkanter fasadeleverandør kan forvente å møte langs med spennretningen til hulldekket. Nedbøyningen i felt kan være betydelig, og det vil i mange tilfeller være gunstig å legge inn en kantbjelke for å forsterke enden av hulldekket og gjøre den stivere. Dette resulterer i mindre nedbøyning ut mot fasade.

En annen god løsning er betongutstøpning i den ytterste kanal i hulldekket eller en integrert kantbjelke i betong. Dersom nedbøyningen på hulldekket er innenfor krav fra fasadeleverandør, er det ikke nødvendig å legge inn en kantbjelke. Her er festbraketter i stål en god løsning.

Som nevnt i kapittel 6.1 kreves det detaljarbeid ved innfestning av hulldekke til bjelke for å ivareta kapasiteten til dekkeelementet. Figur 6.23 viser hvordan kraftinnføringen tas opp langs med spennretningen til hulldekket. For endeforankring gjelder samme prinsipp som på tvers av spennretningen til hulldekket, bortsett fra at det støpes ut sidesliss i stedet for i kanal.

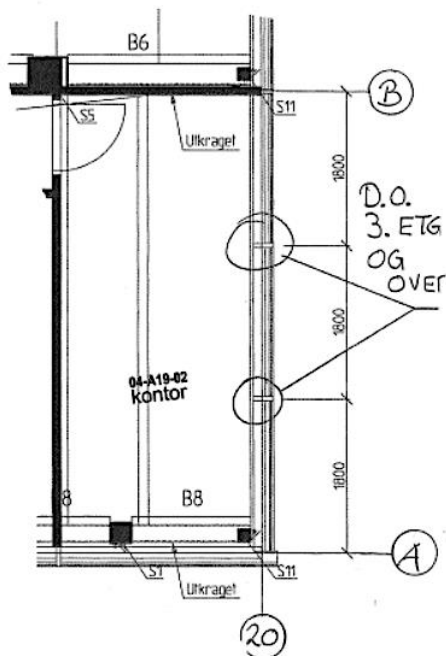


Figur 6.23: Illustrasjon på løsning av kraftinnføring i sidekant hulldekker ved horisontal linjelast [20, s.70]

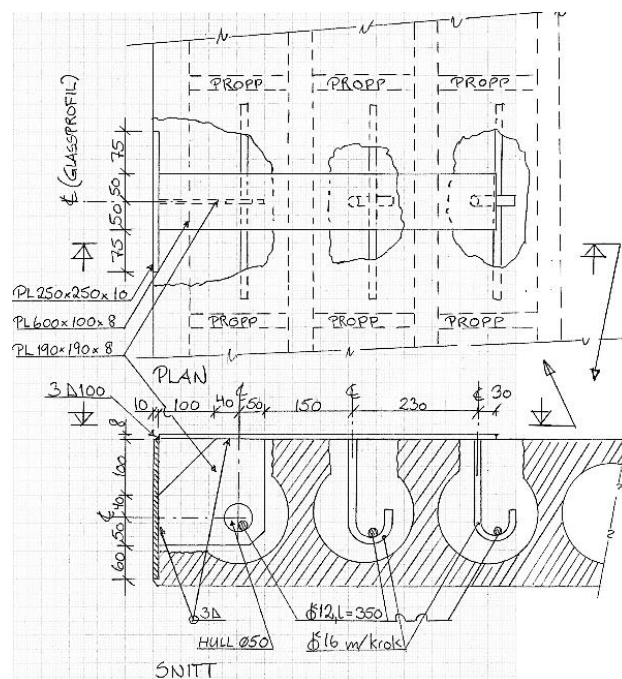
6.2.1 Festebraketter i stål

I prosjekt Nonneseter benyttes festebraketter i stål for innfestning av fasade til hulldekket ved gavlvegg av bygget, se figur 6.24.

Detaljen er vist i figur 6.25 der en stålplate (PL250x250x10) i ytterkant av hulldekket er sveist (3mm kilsveis) sammen med en vertikal plate (PL190x190x8) og en horisontal plate (PL 600x100x8). Det lages sliss i hulldekkets tre ytterste kanaler for plassering og forankring av braketten. I den ytterste kanalen plasseres den vertikale platen (PL190x190x8) og i de to andre kanalene legges det inn krok (Ø16), med lengdearmering (Ø12, l = 350mm) langs hulldekkets spennretning. Slissene støpes ut med betong der innlagte "propper" forhindrer at betongen flyter inn hulldekkets kanaler.



Figur 6.24: Innfestning av fasade ved gavlvegg [25]



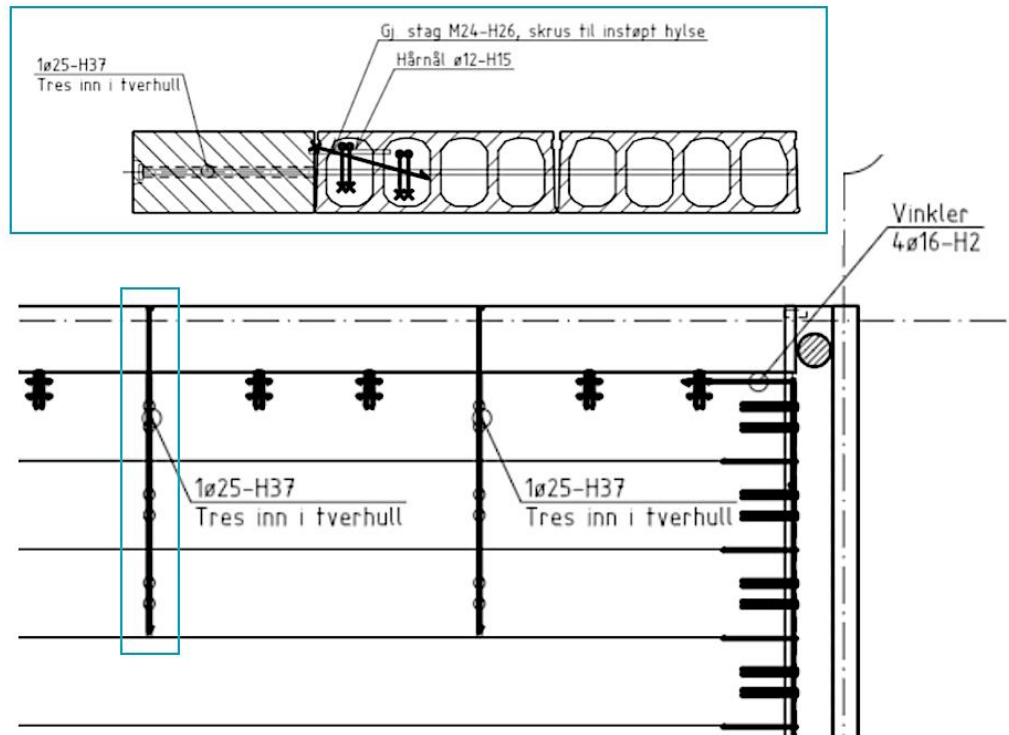
Figur 6.25: Detalj festebrakett i stål vist i plan- og tversnitt [25]

6.2.2 Prefabrikkert kantbjelke i betong

En prefabrikkert kantbjelke i betong langs med spennretningen til hulldekke bør bære hele fasadens egenvekt, og kan utføres spennarmert. Figur 6.26 viser et eksempel med en RB-bjelke hentet fra prosjekt HIB K2. kantbjelken fungerer som et utsparingsselement som forankres til hulldekket, og dens massive tverrsnitt har gode innfestningsmuligheter for fasade. Hulldekket har ikke opplegg ut mot fasade langs med spennretningen, og kantbjelken må dermed forankres til hulldekket. Forankringsdetaljen er vist i figuren der armering (Ø25)

legges inn i tverrhull i bjelken og tvers gjennom tre hulldekker. Mellom kantbjelke og ytterste hulldekket legges det inn gjengestang.

Den horisontale linjelasten (sug på fasade) gir en stor strekkraft på bjelken, og av den grunn er det nødvendig at bjelken er godt forankret til hulldekket. Horisontalkreftene vil dermed fordeles lenger inn i bæresystemet da en større skive/ "bjelke" tar imot kreftene.



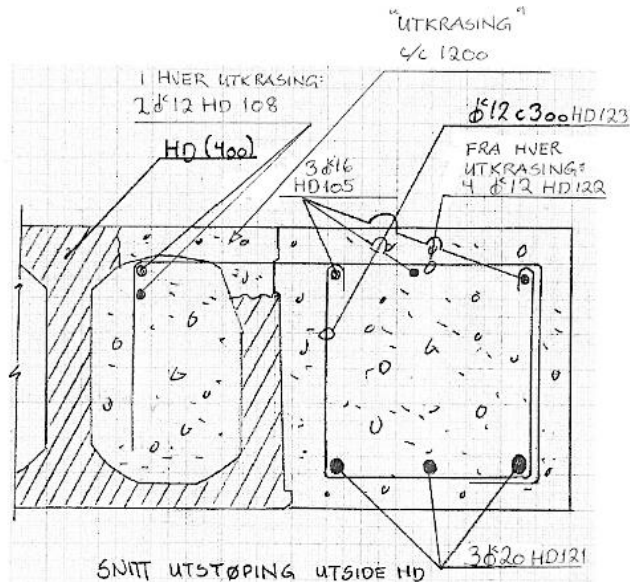
Figur 6.26: Prefabrikkert kantbjelke i betong langs spennretning til hulldekket [21]

6.2.3 Integriert kantbjelke i betong

En integriert kantbjelke i betong er en stedstøpt betongbjelke som er forankret i hulldekket ved at den ytterste kanalen støpes igjen. Den stedstøpte betongbjelken sammen med hulldekket bærer fasadens egenvekt, og det anbefales at bjelkens spennvidde er kort da den slakkarmerte bjelken på utsiden av dekket har mindre kapasitet enn spennarmert hulldekke. Videre gir bjelken gode innfestningsmuligheter for fasaden da dekkeforkanten består massivt betongtverrsnitt.

Figur 6.27 er hentet fra prosjektet HIB K1 og viser hvordan den stedstøpte betongbjelken er forankret langs med spennretningen til hulldekket. I bjelken legges det inn lengdearmring

($\varnothing 16$ og $\varnothing 20$) og en u-bøyle ($\varnothing 12$ c300). Det utkrases sliss (c1200) i hulldekkets ytterste kanal hvor det legges inn lengdearmering i overkant ($\varnothing 12$). I hver sliss legges det inn fire u-bøylers ($\varnothing 12$) som forankrer bjelken til hulldekket.



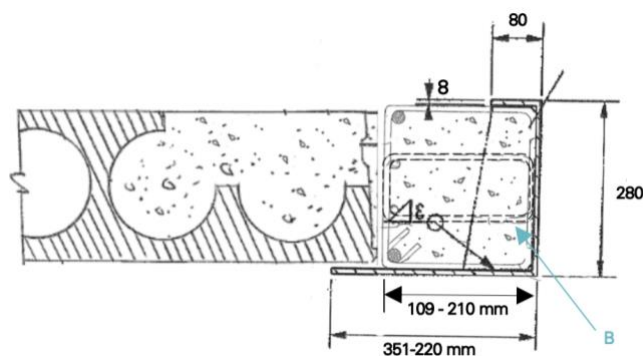
Figur 6.27: Dekkeforkantdetalj integrert kantbjelke i betong [24]

6.2.4 Betongutstøpning ytterste kanal i HD

Betongutstøpning i ytterste kanal har samme prinsipp som integrert kantbjelke i betong, beskrevet over i 6.2.3. Ytterste kanaler av hulldekket utkrases og innstøpningsgods legges inn, før utstøpning. Dekkeforkanten ut mot fasade vi da bestå av et massivt betongtverrsnitt, som egner seg til innfestning av fasade.

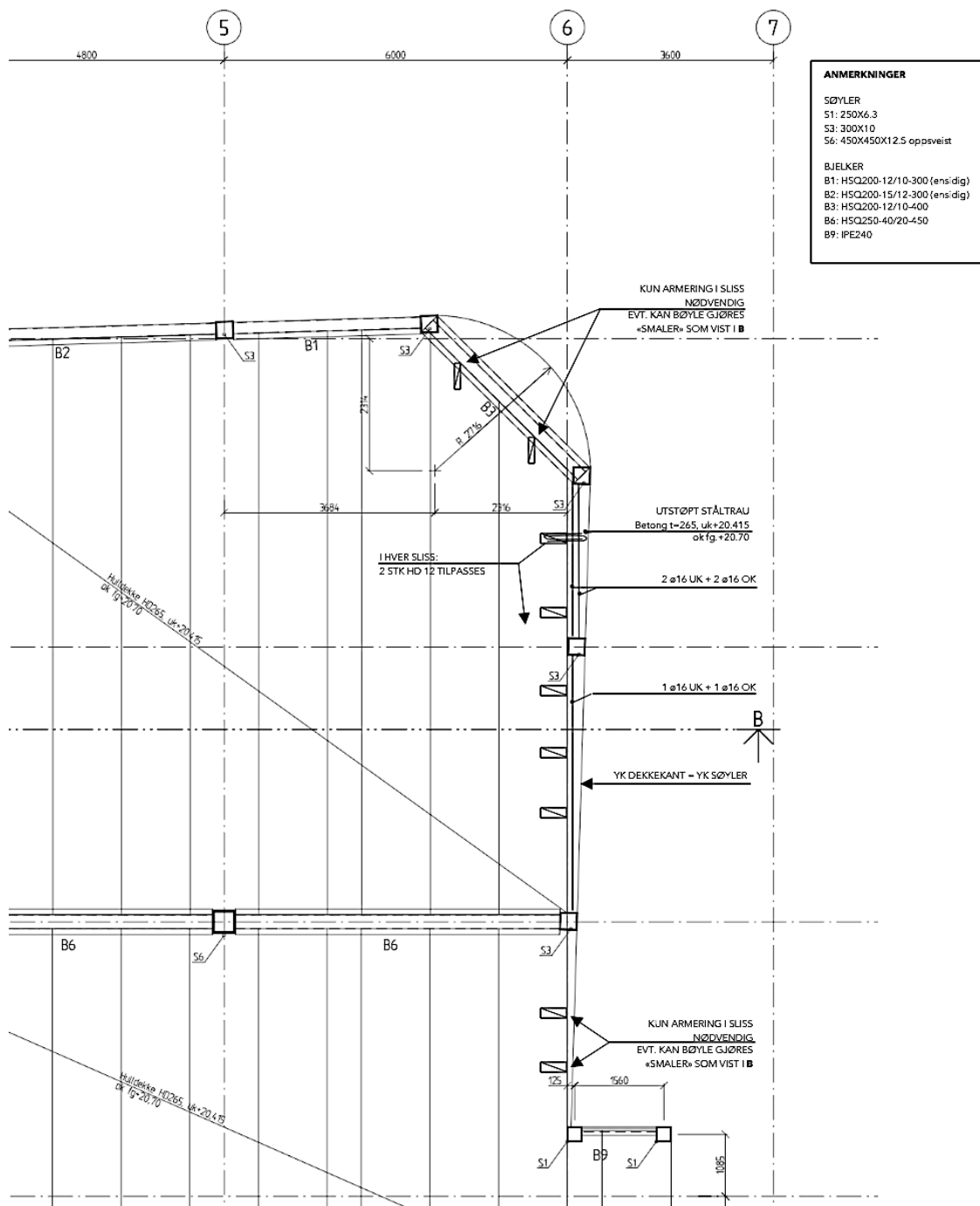
6.2.5 Ståltrau for utstøpning

Ståltrau er en kantforskaling av bærende stedsstøpt betongbjelke, med tilsvarende prinsipp for forankring som integrert kantbjelke i betong, vist i figur 6.27. Ståltrau sammen med betongbjelken er et bærende element og fungerer som endeavstivning for dekkelementene.



Figur 6.28: Dekkeforkantdetalj med ståltrau for utstøpning [25]

I prosjekt Nonnen er ståltrau bruk som en detaljløsning, vist i figur 6.28. Ståltrau er kantforskaling ut mot fasade, som sammen med den utstøpte betongbjelken har bæring. Detaljen spenner langs med hulldekket og festes med utstøping av betong. Dette fungerer som et samvirke der topp kanal i kant hulldekket åpnes opp (sliss) og lengdearmering legges inn. Armeringsjernet kobles med nåler mellom kantbjelken og hulldekket, og detaljen lukkes med betong. Figur 6.29 viser plantegning av prosjektet og detaljen er plassert i ytterkant av hulldekket, langs akse 6.



Figur 6.29: Plansnitt av armering i ståltrau (akse 6) i ytterkant av hulldekke langs spennretningen [25]

6.2.6 Kantbjelke i stål

Langs med hulldekkets spennretning benyttes ofte en kantbjelke i stål for å øke stivheten til dekke ut mot fasaden. Stålbjelken bør bære hele fasades egenvekt, samt ta imot horisontal fasadelast og overføre kreftene til avstivende konstruksjonsdeler. Som tidligere nevnt er bjelkene er prefabrikkerte og leveres som profilstål eller oppsveist spesialprofil.

6.2.6.1 Profilstål

Profilstål I- og H-profil er underliggende bjelker, som plasseres langs hulldekkets spennretning for å redusere nedbøyning langs med fasade. Prinsippet for denne detaljen er tilsvarende detalj beskrevet i 6.1.1.1, men forankringen utstøpes i sliss på tvers av hulldekkets kanaler. Detaljen er benyttet i prosjekt Nonneseter, se vedlegg B.2.

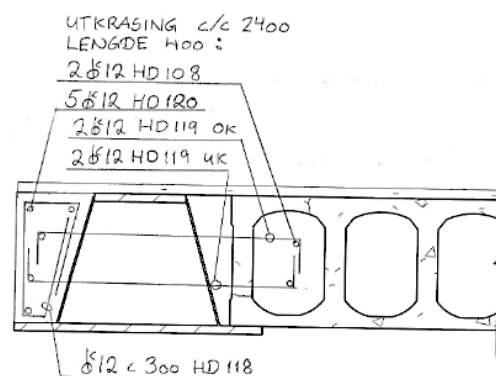
6.2.6.2 Ensidig deltabjelke

Ensidig deltabjelke langs spennretningen til hulldekket deler prinsipp beskrevet for DR-type i 6.1.1.2. Forskjell er utførelse av forankring som utstøpes i sliss på tvers av hulldekkets kanaler.

6.2.6.3 Deltabjelke med utstøpning på utside mot fasade

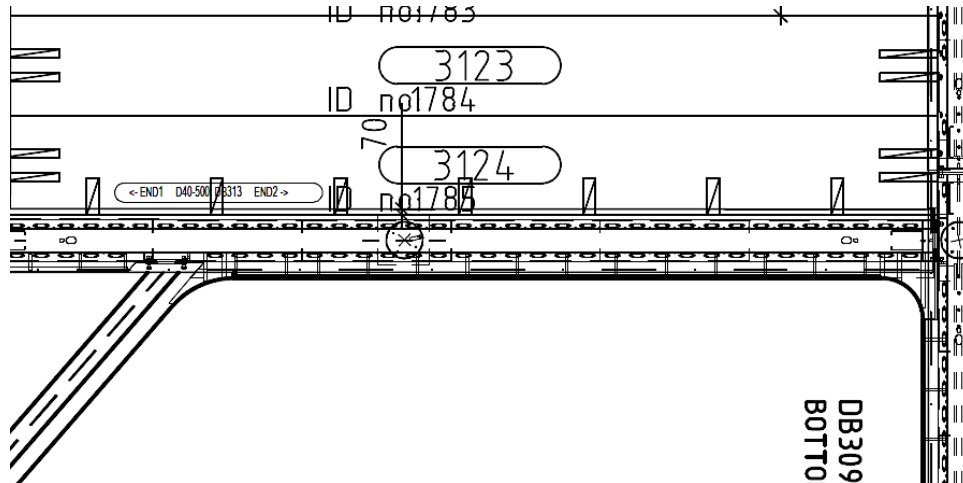
Langs spennretning til dekkeelement legges deltabjelke i stål, med funksjon bæring, forankring og innfestning. Deltabjelken er utstyrt med hull og gjør rom for enkel sammenkobling og forankring mellom dekke og bjelke. Bjelken har en utstøpning på utsiden mot fasaden for å få en slett flate der fasadesystem enkelt kan festes.

Figur 6.30 er hentet fra prosjektet HIB K1 og viser et hulldekke som bæres av et deltaprofil (D40-500) med detalj utstøpning på utside bjelke. Forankring og fastholdning for samvirke gjøres før utstøping der det legges inn armeringsjern i lengderetning, og bøyer på tvers gjennom deltabjelken. Utstøpingen på utside former en rett flate som fasadeelementet festes til.



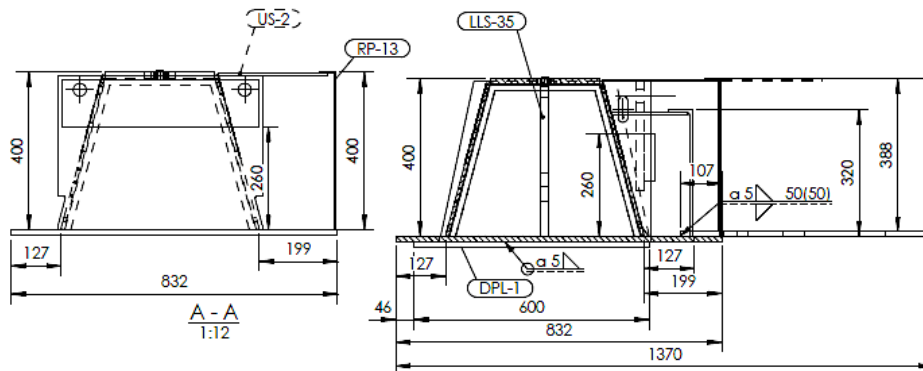
Figur 6.30: Illustrasjon av deltabjelke med utstøpning på utside mot fasade [24]

Fra prosjekt HIB K2 er det benyttet deltabjelke som dekkeforkant. Deltadrager (D40-500) spenner langs med hulldekker og fungerer som endekant ut mot innvendig atrium, vist i figur 6.31. Bjelken bærer kant hulldekke på en oppleggslengde, og festes til hulldekket i sliss med armering. Dette er vist i plan i figur 6.31



Figur 6.31: Illustrasjon av deltabjelke i plan med spenn langs hulldekket [24]

Figur 6.32 viser detalj på deltabjelken i snitt for begge endene av den langsgående bjelken. I snitt B-B er det lagt til en ekstra stålplate som støtte.

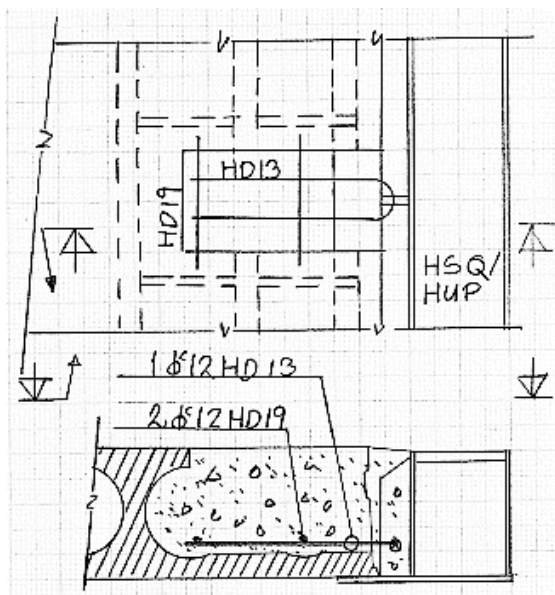


Figur 6.32: Illustrasjon av deltabjelke ved ende1 (A-A) og ende 2 (B-B) [24]

6.2.6.4 Ensidig hatteprofil

Ensidig hatteprofil langs spennretningen til hulldekket fungerer som bærende kantavstivning. HSQ-bjelken er vridningsstiv, som vil utgjøre en fordel ved montering til dekkeelement.

Figur 6.33 er hentet fra prosjekt Nonneseter, og viser detalj med ensidig HSQ-bjelke langs spennretningen til hulldekket. Hensikt med kantbjelken er å styrke sidekant hulldekke og redusere nedbøyning ut mot fasade. Forankring av bjelken til hulldekket er vist i figur 6.3, og utføres i sliss langsgående profilet med torsjonslås. Detaljen utføres ved at en stålplate (flattstål) sveises til hatteprofilet, der en u-bøyle (1 ϕ 12) festes til et hull i platen og legges inn i utkraset kanal i hulldekket. Det er nødvendig med 60 cm utkrasing i overkant av hulldekke for å kunne bøye u-bøylene ned i kanalen. I tillegg må et parti i underkant av hulldekket utkrases, tilsvarende stålplattens bredde, for å kunne plassere hulldekket ned på oppleggsflensen til bjelken. Det er viktig å ikke svekke hulldekket i underkant da strekkbåndet opptrer her. Til slutt lukkes detaljen med utstøping og "propper" som forhindrer støp i å skli videre inn i hulldekkets kanaler.



Figur 6.33: Ensidig hatteprofil langs med hulldekket [25]

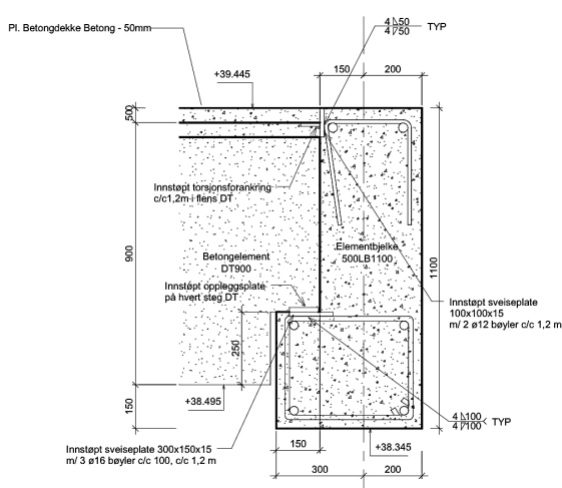
6.2.6.5 Hatteprofil med utstøpning på utside mot fasade

Detaljen tilsvar prinsipp i delkapittel 6.1.1.5, bortsett fra at forankring utføres i sliss på tvers av hulldekkets kanaler. Detaljen kan gi komplikasjoner ved forankring som nevnt tidligere, og dermed er et godt alternativ å benytte deltabjelke med utstøpning på utside av fasade, vist i figur. 6.30.

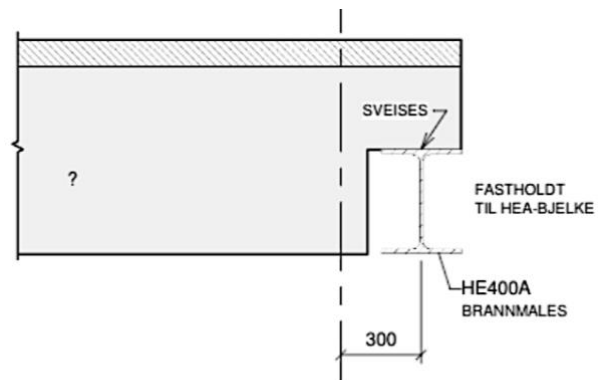
6.3 DT-elementer

DT-element er prefabrikkerte dekkeelement i betong som har stor bæreevne i forhold til egenlasten. De har gode egenskaper for nedbøyning og lang spennvidde, der maksimalt anbefalt spennvidde er 24 meter [26]. Svakheter med elementene er lite fleksibilitet med hensyn til form, utsparring og innfestninger i steg [27].

DT-elementer har som regel en påstøp og vil dermed komme ut mot fasade som et plassstøpt dekke eller med opplegg på bærende bjelke. Dekkeforkanter for dette elementet er dermed en kombinasjon av de andre konstruksjonsløsningene vist i kapittel 6.1 og 6.2. Figur 6.34 viser DT-element opplagt på bærende L-bjelke i betong hentet fra prosjekt HIB K1. Figur 6.35 viser opplegg på HEA-profil hentet fra prosjekt BUS2.



Figur 6.34: DT-element tvers med oppleggs bjelke i betong [24]



Figur 6.35: DT-element med opplegg på HEA-profil [11]

6.4 Plasstøpt betongdekke

Plasstøpt betongdekke blir støpt på byggested og er det motsatte av prefabrikkerte dekkeelementer. De kan støpes slakkarmert eller spennarmert, der slakkarmerte betongkonstruksjoner har kun armeringsjern som legges inn før støp. Og spennarmerte betongkonstruksjoner spennes opp med en strekkraft, som fører til trykkspenninger i betongen [28]. Begge dekketyper er fleksible med hensyn til form, utsparring og innfestninger.

Dekkeforkant ut mot fasade for slakkarmert og spennarmert betongdekke har som regel god kapasitet og innfestningsmulighet for fasade. Det kan enkelt gjøres tilpasninger for å forsterke

dekkeforkant ved å legge inn ekstra innstøpningsgods i kant av dekke før støp. Ved spennarmert betongdekke må en ikke bore/ klippe spennarmeringen.

6.4.1 Slakkarmert

Maksimalt anbefalt spennvidde for slakkarmerte betongdekke er 8 meter, og maksimalt anbefalt utkrager er 2 meter. Lange spenn gir stor langtidsnedbøying [26].

6.4.2 Spennarmert

Maksimalt anbefalt spennvidde for spennarmerte betongdekke er 15 meter, og maksimalt anbefalt utkrager er 3 meter. Svinn og “relaksasjon” (strekforlengelse av spennstål) gir noe langtidsnedbøying [26].

6.5 Halvfabrikkerte dekkeelement med blivende forskaling

Samvirkedekke og plattendekke er halvfabrikkerte dekkeelement bestående av prefabrikkerte plateelement og betongpåstøp, prinsippet er vist i figur 6.36. Plateelementene fungerer som forskaling i støpefasen og armering i ferdig dekke [29]. Dette gir et redusert behov for armering, samtidig som kapasiteten fortsatt er stor for alle lastvirkninger. Begge løsningene bør ha en mindre spennvidde da lange spenn vil gi store langtidsnedbøying, der maksimalt anbefalt spennvidde er 8 meter [27]. Fordeler med halvfabrikkerte dekkeelement er de har tilsvarende egenskaper som et plasstøpt betongdekke, gir et stivt bygg og medvirker i en effektiv byggeprosess grunnet prefabrikkert system.



Figur 6.36: Bærekonstruksjon med prefabrikkerte plateelementer med betong påstøp [23, egen modifikasjon]

Plattendekker består av plateelement med oppstikkende bøylearming og underkantarming, videre legges overkantarming over bøylar før støp. Det er viktig at både plattendekke og samvirkedekke understøttes ved støp, med eksempelvis doka bjelker.

Et annet dekkeelement som består av prefabrikkert plateelement og betongpåstøp, er bubbledeck vist i figur 6.37. I likhet med plattendekke og samvirke har bubbledeck plateelement som fungerer som forskaling i støpefasen og armering i ferdig dekke. Plateelementene er satt sammen av gitterdragere, bunn- og toppnett, innstøpningsgods, hule plastkuler og støpes opp 70 mm i bunn [30]. Volumet i luftboblene gjør at elementene sparer opp til 35 % betong, gir mindre vekt samtidig som bæreevne og stivhet beholdes.



Figur 6.37: Prefabrikkert plateelement, Bubbledeck, som sammen med betongpåstøp blir et dekke [30]

Dekket spenner i begge retninger, med maksimalt anbefalt spennvidde på 15 meter, da lange spenn gir stor langtidsnedbøying. Ved utkraging bør spenn ikke overskride 4 m [26]. Dekket har stor kapasitet for alle lastvirkninger og er fleksibel med hensyn til innfestning [27]. Kritiske områder rundt søyler og innfestninger håndteres ved fjerning av kuler og forsterkes med ekstra slakkarming, som gir et massivt dekke/ bjelke. Utsparinger i dekke må ha en avstand på minimum 100 mm fra kant av dekkeelementet [30].

Plattendekke, samvirkedekke og bubbledeck har alle påstøp og vil dermed komme ut mot fasaden som plasstøpt dekke eller med opplegg på bjelke. Deres dekkeforkanter blir dermed en kombinasjon av de andre konstruksjonsløsningene vist i kapittel 6.1 og 6.2. I figur 6.35 benyttes en deltabjelke som oppleggsbjelke, men samme prinsippet gjelder for andre bjelketyper. Langs med dekkets spennretning kan det legges inn ekstra armering i dekkekant før støp, som medfører høyere stivhet i dekkeforkant ut mot fasade.

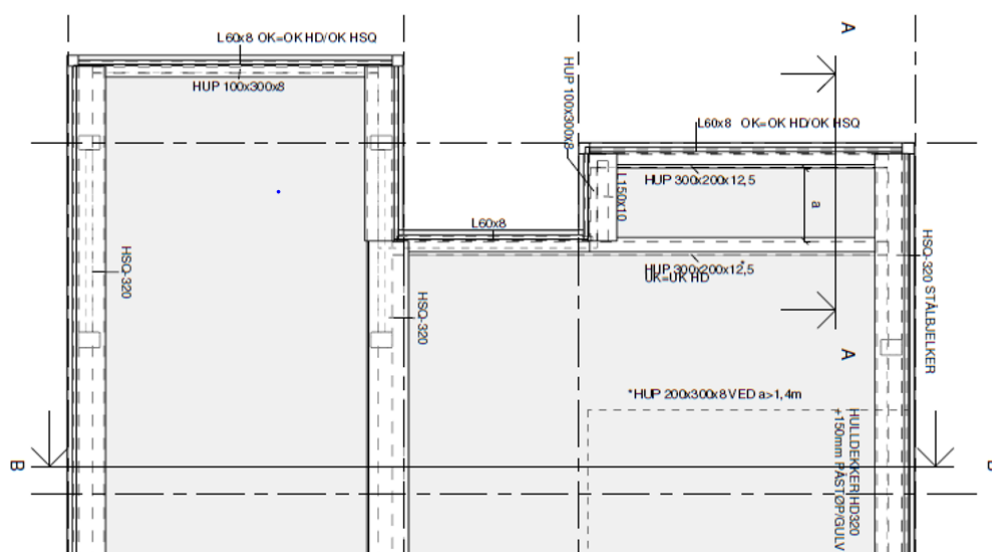
6.5 Takkonstruksjon

Takkonstruksjon blir opplagt på en bjelkekonstruksjon og blir dermed utført som en kombinasjon av konstruksjonsløsningene vist over. Maksimal anbefalt spennvidde er 14 meter, da store nedbøyninger oppstår ved for lange spenn. For takkonstruksjon med utkraging er anbefal lengde 2 meter [26].

7. Vertikalt bæresystem og detaljer ved BUS 2

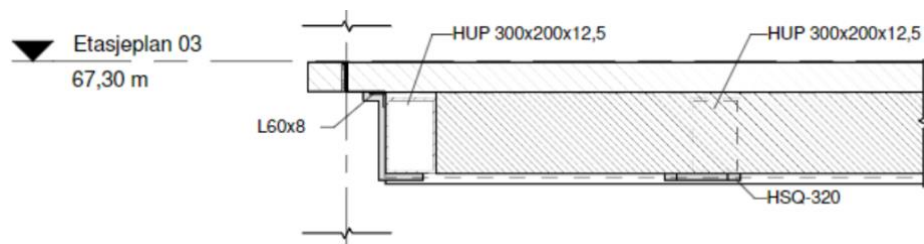
Ved prosjektet BUS2 har tangent 51 et bæresystem bestående av prefabrikkerte elementer (hulldekker, stålbejler og stålsøyler, skråsteg), samt avstivende heissjakter. Som følge av tangentens geometri (18x90m) er dekkeelement som spenner på tvers av byggets lengderetning en gunstig løsning. Dette gir dekkeforkant med bærende bjelke ut mot fasade i byggets lengderetning. Detaljene er illustrert i figur 7.1 og vedlegg C.2.

Langs byggets lengderetning bæres hulldekkene på opplegg av ensidig hatteprofil (HSQ 320) som tas opp av gjennomgående søyler (HUP-profil) og innstøpte stålplater i betongvegger der det er nødvendig [11]. For at spennvidden på hulldekkene skal bli minst mulig ligger det et tosidig hatteprofil (HSQ 320) plassert i akse mellom de bærende bjelkene, som opplegg for dekkeelementene. For partier ved heissjakter erstattes det tosidige HSQ-profilert med betongkonsoll integrert i betongvegg for bæring av hulldekkene.



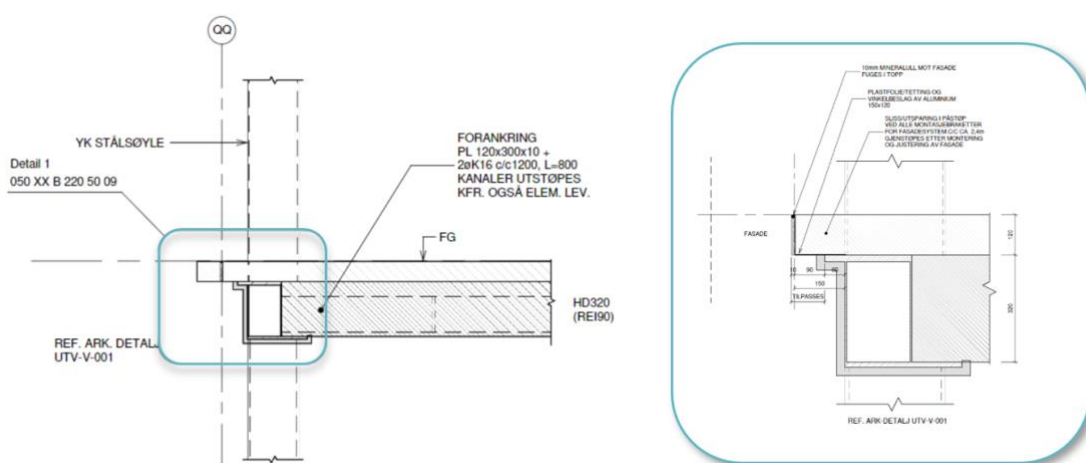
Figur 7.1: Plansnitt 3. etasje gavlvest BUS2 [11]

Videre ved utkraget parti i gavelenden (langs byggets bredde) er det gjort forskjellig valg av støttende bærebjelker for å stive av konstruksjonen. Figur 7.2 viser detaljen for snitt A-A i figur 7.1, med innlagt hulprofil (HUP300x200x12.5) og påsveiset L-bjelke (L60x8) langs spennretningen til hulldekket. Samme prinsipp gjelder for det andre utkragede partiet vist i figur 7.1, hvor det er lagt inn hulprofil (HUP100x30x8) med påsveiset L-bjelke (L60x8). Som nevnt tidligere gir en dekkeforkant med randdrager høyere stivhet.



Figur 7.2: Snitt A-A dekkeforkant gavlvegg 3. etasje [11]

Detalj for dekkeforkant med ensidig hatteprofil og innfestningsmulighet for fasade er beskrevet i figur 7.3. Det ensidige hatteprofilet som spenner langs fasade skal bære vekt fra hulldekkene langs hele byggets lengderetning, samt vekt fra fasadeelementene som henger på konstruksjonen. Detaljen viser en montasjebrakett for innfestning til fasade, som justeres i horisontal retning ved montasje, og sveises til topp flens av ensidig hatteprofil. Fasadeelementets plassering justeres i vertikal retning med stilleskruer. Forankring kan utføres med samme prinsipp som vist i delkapittel 6.1.1.4 med utstøpning i kanal og torsjonslås.



Figur 7.3: Detalj dekkeforkant ut mot fasade på tvers av hulldekkets spennretning [11, egen modifikasjon]

8. Oppsummering/ konklusjon

I rapporten er det vist et utvalg av bæresystem og dekkeforkantløsninger, som kan benyttes som en metode for innfestning for fasade. Et hensiktsmessig bæresystem for prosjekter med prefabrikkerte fasadesystem i glass skal ha høy stivhet ut mot fasaden for å imøtekomme nedbøyningskrav fra fasadeleverandør.

Hva som er den optimale løsningen for bæresystemet varierer mellom prosjektene og type bygninger. Hvert enkelt prosjekt har ulike premisser som er avgjørende for hvilket bæresystem som er mest fordelaktig med tanke på fasaden.

Arkitektens plantegninger og modeller er grunnleggende for bæresystemets geometri, spennvidder, antall bærepunkt og deres plassering. Dette kan begrense valg av løsninger ved prosjektering av bæresystemet. Eksempelvis ved lange spennvidder for dekke er det mest gunstig å velge prefabrikkerte dekkeelementer da disse er godt egnet for lengre spennvidder.

Videre i store prosjekter er fremdrift og effektivitet underveis i byggeprosessen vesentlig, og vil dermed være en avgjørende faktor for valgt bæresystem. Prefabrikkerte konstruksjonsdeler gir rask montering på byggeplass og foretrekkes i slike prosjekter. I prosjekter som er avhengig av effektivitet er også prefabrikkerte fasadesystem i glass mest fordelaktig da montering til bæresystemet er enkelt og tidsbesparende.

Vi konkluderer med at denne rapporten er en begynnelse for utarbeidelse av metodikk for innfestning av fasadesystem i glass. Det er ønskelig at metoden skal kunne benyttes av flere aktører i byggebransjen, eksempelvis fasadeleverandør, arkitekt, RIB og entreprenør.

Litteraturliste

- [1] Rambøll. *Nytt senter for Haukeland sykehus* [Internett]. Tilgjengelig: <https://no.ramboll.com/projects/rno/haukeland-sykehus-nytt-senter> [Hentet: 10.02.2020].
- [2] Standard Norge. *Eurokoder* [Internett]. Tilgjengelig: <https://www.standard.no/fagomrader/bygg-anlegg-og-eiendom/eurokoder1/> [Hentet: 14.05.2020].
- [3] Focus Software. *Ove Sletten: Programmer for beregning av betongkonstruksjoner* [Internett]. Tilgjengelig: <https://www.focus.no/ove-sletten/> [Hentet: 06.05.2020].
- [4] Alfasoft. *Mathcad Prime: Beregningsprogrammet for teknisk dokumentasjon og beregninger* [Internett]. Tilgjengelig: <http://www.alfasoft.com/no/produkter/matematikk/mathcad.html> [Hentet: 06.05.2020].
- [5] Glassfagkjeden. *Glassfasader: Alt du trenger å vite* [E-bok]. Tilgjengelig: <https://www.glassfagkjeden.no/> [Hentet: 19.03.2020]
- [6] SINTEF Byggforsk. *Byggforskserien: Bygningsglass*, 571.951, April 2016. doi: ISSN 2387-6328. Tilgjengelig, [Hentet: 19.03.2020]
- [7] Schuco Knowledge. *Grunnleggende kunnskap om glassfasader* [Internett]. Tilgjengelig: <https://www.schueco-knowledge.no/grunnleggende-kunnskap-glassfasader> [Hentet: 19.03.2020].
- [8] *Produktstandard påhengsfasader*, NS-EN 13830:2015. doi: ICS 91.060.01. Tilgjengelig, [Hentet: 14.04.2020].
- [9] *Bygningsdelstabell*, NS 3451:2009+A1:2019. doi: ICS 91.060.01. Tilgjengelig, [Hentet: 07.05.2020].
- [10] Helse Vest. *Styresak* [Internett]. Tilgjengelig: <https://helse-vest.no/seksjon/styresaker/Documents/2015/21.09.2015/Sak%2008115%20Barne-%20og%20Ungdomssykehuset%20i%20Helse%20Bergen%20HF,%20trinn%202%20-%20forprosjekt.pdf> [Hentet: 20.05.2020].
- [11] Helse Bergen. *Digital database: BUS2: Barne- og ungdomssykehuset byggetrinn 2* [Internett]. Tilgjengelig: <http://helsebergenprosjekt.com/BUSP2/>
- [12] *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner Del 1-4: Allmenne laster – Vindlaster*, NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009. doi: ICS 91.010.30. Tilgjengelig, [Hentet: 08.02.20].
- [13] Rambøll. *BUS2: Barne- og ungdomssykehuset, Bergen*. [Internett]. Tilgjengelig: <https://se.ramboll.com/-/media/files/rse/sverige/presentationer/hospitals-forum-2019/siri-rortoft-ramboll-norge-haukeland.pdf?la=sv> [Hentet: 06.04.2020]
- [14] Kartverket. *Norgeskart: Høydeprofil* [Internett]. Tilgjengelig: <https://www.norgeskart.no/#!?project=norgeskart&layers=1002&zoom=4&lat=7197864.00&lon=396722.00> [Hentet: 17.02.2020]
- [15] Store Norske Leksikon. *Slakkarmering* [Internett]. Tilgjengelig: <https://snl.no/slakkarmering> [Hentet: 12.05.2020].
- [16] *Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*, NS-EN 1990:2002+A1:2015+NA:2016. doi: ICS 91.010.30. Tilgjengelig, [Hentet: 10.02.20].
- [17] *Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*, NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015. doi: ICS 91.010.30. Tilgjengelig, [Hentet: 10.02.20].
- [18] *Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*, NS-EN 1992-1-1:2004+A1:2014+NA:2018. doi: ICS 91.010.30, Tilgjengelig, [Hentet: 10.02.20].
- [19] Betongelementforeningen. *Betongelementboken Bind A: Bygning med betongelementer* [E-bok]. Tilgjengelig: <https://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/default.html> [Hentet: 26.03.20].

- [20] Betongelementforeningen. *Betongelementboken Bind C: Elementer og knutepunkter* [E-bok]. Tilgjengelig: <https://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/default.html> [Hentet: 26.03.20].
- [21] T. E. Martinsen. *Prosjekt Høgskulen i Bergen K2: Arbeidstegninger/BIM-modell*, upublisert
- [22] Store Norske Leksikon. *Profilstål* [Internett]. Tilgjengelig: <https://snl.no/profilst%C3%A5l> [Hentet: 07.05.2020].
- [23] Peikko group. *Teknisk veiledning: Deltabjelken, samvirkebjelke* [Internett]. Tilgjengelig: <http://www.peikko.no/produkter/deltabeam-samvirkebjelken/teknisk-informasjon/> [Hentet: 16.04.2020].
- [24] T. E. Martinsen. *Prosjekt Høgskulen i Bergen K1: Arbeidstegninger*, upublisert
- [25] T. E. Martinsen. *Prosjekt Nonneseterkvartalet: Arbeidstegninger/bilder*, upublisert
- [26] T. E. Martinsen. *Dekker tabell*, publisert
- [27] T. E. Martinsen. *Dekker valg av løsning*, upublisert
- [28] Store Norske Leksikon. *Slakkarmering* [Internett]. Tilgjengelig: <https://snl.no/slakkarmering> [Hentet:22.05.2020].
- [29] Alsvåg. *Peva 45* [Internett]. Tilgjengelig: <https://alsvag.no/peva-r-45/om-peva-r-45/> [Hentet: 29.04.2020].
- [30] Bubbledeck. *Prosjekteringsveiledning for bubbledeck elementer*. [Internett]. Tilgjengelig: <https://static1.squarespace.com/static/5817b39d2e69cfd82f68c7a6/t/58237ae2d1758e248a19d020/1478720228195/veileder.pdf> [Hentet: 29.04.2020]
- [31] Helse Bergen, utarbeidet av Rambøll. *Funktionsbasert beskrivelse for glas/alu-facader* [Internett]. Dok.nr. C.4.1. Tilgjengelig: <http://helsebergenprosjekt.com/BUSP2/> [Hentet: 18.02.2020].
- [32] Betongelementforeningen, Norsk Stålforbundet. *Hulldekker på bæresystemer av stål* [Internett]. Tilgjengelig: https://www.betongelement.no/siteassets/dokumenter/bef.veileder.hulldekker_13.pdf [Hentet 20.05.20]
- [33] Erichsen & Horgen As. *Veileder for glassfasader* [Internett]. Tilgjengelig: http://www.bygningsfysikk.no/NorskBygningsfysikkdag2016/08_Bygningsfysikkdagen_v4_Axel_Bjornulf.pdf [Hentet: 18.03.2020]

Personlig meddelelse

- [Pers.med. HS Hansen] Mailkorrespondanse med prosjektdirektør i HS Hansen A/S, 16.04.2020.
- [Pers.med. Schuco] Mailkorrespondanse med sivilingeniør i Schuco International KG, 21.04.2020.