



Høgskulen  
på Vestlandet

# BACHELOROPPGAVE

Alternativt bæresystem Alverparken

Alternative structural system Alverparken

Kenneth Akerø Hjelm

Arild Nesse Veseth

Ingeniør, bygg

Fakultet for ingeniør- og naturvitenskap

Veileder: Jan Bernt Husebø

Innleveringsdato: 30/5-2022

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 oppgaven er det avsluttende arbeidet under byggingeniørutdanningen ved Institutt for byggfag ved Høgskulen på Vestlandet (HVL). Arbeidet er utført i vårsemesteret 2022, og har vært et omfattende arbeid på 20 studiepoeng. Oppgaven er utarbeidet av Kenneth Akerø Hjelm og Arild Nesse Veseth. Begge har gått studieretningen prosjekt- og byggeledelse med profil konstruksjonsteknikk.

Gjennom den treårige utdanningen har vi fått en bred kompetanse innen blant annet bygningsfysikk, byggeledelse, BIM, mekanikk, stål- og betongkonstruksjoner. Det var et ønske for oss å jobbe med en oppgave innen konstruksjonsteknikk, primært for å dykke dypere i konstruksjonsfagene. Ved utforming av oppgave og problemstilling fikk vi mulighet til å lære om dimensjonering av prefabrikkerte moduler. Dette var både spennende og krevende ettersom det har vært lite fokus på dette i utdanningen. Resultatet ble mange utfordringer, mye læring og mestringsfølelse.

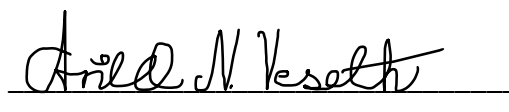
Oppgaven er utført i samarbeid med NODE Rådgivende Ingeniører AS. Vi fikk stor frihet til å forme oppgaven selv, og ble presentert for en rekke prosjekter som kunne være aktuelle for oss. Av disse var Alverparken av størst interesse, ettersom at dette var et prosjekt under oppføring med planer om flere bygg de påfølgende årene. Det var også motiverende å vite at byggherre i Alverparken var interessert i alternativ utførelse av fremtidige bygg i prosjektet.

Vi har gjennom arbeidet mottatt god hjelp fra flere, men ønsker spesielt å takke Levi Kristoffer Johannessen i Con-Form AS. Gjennom lange e-postkorrespondanser har han forklart og hjulpet oss med det vi har lurt på om hulldekker. En stor takk rettes også til Vera Skarsfjord Román og Even Zachariassen Høyland i NODE for samarbeidet. Til slutt ønsker vi også å rette en stor takk til Jan Bernt Husebø for glimrende veiledning og faglig assistanse.



Kenneth Akerø Hjelm

Bergen, 30. mai 2022



Arild Nesse Veseth

## Sammendrag

Hensikten med oppgaven er å presentere et forslag til hvordan bæresystemet i Alverparken kan endres. Det alternative bæresystemet vil bestå av stålkonstruksjoner og hulldekker. Konstruksjonen som betraktes er et tre-etasjers boligbygg med parkeringskjeller. Oppgavens tittel og problemstilling ble da: "Alternativt bæresystem Alverparken".

I oppgaven gis det en teoretisk gjennomgang av relevante tema, deriblant hvordan opplegg kan endres fra plasstøpte dekker til hulldekker. Det er også vektlagt å vise til konkrete fordeler og ulemper ved bytte av bæresystem.

De opptredende lastene som egen-, nytte-, natur- og skjevstillingslaster bestemmes i henhold til Eurokoder. Det gjøres en vurdering av seismiske laster ved bruk av tverrkraftmetoden, som sammenlignes med oppdragsgivers resultat fra FEM-analyse.

Det presenteres først et konsept for hvordan det alternative bæresystemet kan utføres ved plassering av bjelker, søyler og oppleggspunkt. Dette gir utgangspunktet for dimensjonering. Her vises også endringene som gjøres fra det eksisterende til det alternative bæresystemet.

Forhåndsdimensjonering av hulldekker utføres gjennom forenklede kontroller, som blant annet lydkrav. Dette gir et utgangspunkt for dekketykkelse. Videre dimensjoneres hulldekkene i bruddgrensetilstand som gir nødvendig mengde spenntau. Det gjøres bruddgrensekontroller av søyler, bjelker og vinkelstål for å finne hensiktsmessige dimensjoner. Bruksgrensetilstand vurderes ved deformasjonsberegninger av hulldekker og bjelker. Det utføres en forenklet branndimensjonering for å finne forslag til løsninger som tilfredsstillende brannkrav.

Avslutningsvis gis det en konklusjon på grunnlag av resultatene funnet i oppgaven. Fordeler og ulemper ved det alternative bæresystemet vektlegges. Grunnet oppgavens begrensede tidsramme, er det også beskrevet forslag til videre arbeid.

Oppgaven inneholder fagterminologi og begreper innen ingeniørtekniske fag. Det forutsettes derfor at leser innehar denne grunnleggende kompetansen.

## Abstract

The reason for this thesis is to present an alternative method to execute the structural system in Alverparken. The alternative structural system will consist of steel components and hollow core slabs. The studied structure is a three-story residential block with a parking basement. Thus, the title and problem statement became: «Alternative structural system Alverparken».

It is given a theoretical introduction to subjects of relevance, including how the supports can be changed from in situ casted concrete to hollow core slabs. There is also an emphasis on the benefits and drawbacks of an alternative structural system in Alverparken.

The occurring loads such as dead-, live-, natural- and geometric deviation loads are estimated according to the Eurocodes. A seismic assessment is done by comparing a simplified method to NODE's FEM-analysis.

It is firstly presented a concept of how the structural system can be executed by merely placing beams, columns and supports. This provides the basis of which the structural components are designed. The conceptual changes from the existent to the alternative structural system are also shown.

The hollow core slabs are pre-designed through simplified controls such as sound requirements, which provides a suggestion of hollow core slab thickness. The amount of necessary pre-stressed reinforcement is found by ultimate limit state calculations. The steel beams, columns and angles are also calculated in the ultimate limit state in the purpose of finding the proper dimensions. Furthermore, the hollow core slabs and beams are calculated in the serviceability limit state to estimate deflections. A simplified control of fire-dimensioning is done to make suggestions of fire-insulation.

A conclusion is presented based on the results that have been found and the challenges with the alternative structural system are emphasized. The time frame of the thesis has been limited and it is accordingly provided a suggestion for further work.

It is assumed that the reader possesses basic knowledge in the field of engineering.

# Innholdsfortegnelse

Forord.....	II
Sammendrag .....	III
Abstract.....	IV
Innholdsfortegnelse .....	V
Figurliste.....	VII
Tabelliste .....	IX
Formelliste.....	X
1 Innledning.....	1
1.1 Alverparken.....	1
1.2 Bakgrunnen for oppgaven og oppdragsgiver.....	2
1.3 Problemstilling .....	3
1.4 Avgrensninger .....	3
2 Teori .....	4
2.1 Materialer .....	4
2.1.1 Stål .....	4
2.1.2 Betong.....	5
2.2 Prefabrikkerte elementer .....	6
2.3 Oppleggsmetoder.....	8
2.4 Eurokoder.....	10
2.5 SINTEF Byggforsk.....	12
2.6 Byggteknisk forskrift (TEK17).....	12
2.7 Laster.....	12
2.7.1 Egenlaster .....	13
2.7.2 Nyttelaster .....	13
2.7.3 Ulykkeslaster .....	13

2.8 Grensetilstander.....	13
2.8.1 Bruksgrensetilstand .....	13
2.8.2 Bruddgrensetilstand.....	14
2.8.3 Utmattelsesgrensetilstand .....	14
2.8.4 Ulykkesgrensetilstand .....	15
3 Fremgangsmåte.....	15
3.1 Møte med NODE .....	15
3.2 Befaring.....	16
3.3 Programvare.....	17
3.3.1 Autodesk Revit .....	17
3.3.2 Autodesk Robot Structural Analysis Professional.....	17
3.3.3 Autodesk AutoCAD.....	17
3.3.4 Solibri .....	17
3.3.5 Ove Sletten Programmer .....	18
4 Lastberegning .....	18
4.1 Egenlast.....	18
4.2 Nyttelast.....	19
4.3 Snølast.....	20
4.4 Vindlast .....	21
4.5 Seismiske laster .....	23
4.6 Skjevstillingslaster .....	27
4.7 Oppsummering laster.....	28
5 Dimensjonering .....	28
5.1 Alternativt bæresystem.....	28
5.1.1 Hulldekker .....	28
5.1.2 Bjelker .....	29

5.1.3 Søyler .....	30
5.2 Lydkrav .....	30
5.3 Bruddgrense .....	32
5.3.1 Hulldekker .....	32
5.3.2 Opplegg .....	34
5.3.3 Bjelker .....	37
5.3.4 Søyler .....	44
5.3.5 Fuger .....	46
5.4 Bruksgrensedimensjonering .....	47
5.4.1 Deformasjoner hulldekker .....	47
5.4.2 Deformasjon bjelker .....	50
5.5 Ulykkesgrense .....	51
5.5.1 Forenklet branndimensjonering .....	51
6 Konklusjon .....	54
8 Forslag til videre arbeid .....	56
9 Referanser .....	57

## Figurliste

Figur 1. Oversiktsbilde av Alverparken. Hentet fra: Alverparken.no [1]. .....	1
Figur 2. Bæresystemet på B7 som er under oppføring. Hentet fra IFC-fil fra NODE. ....	2
Figur 3. Oppføring av skivevegger og heissjakt i B6. Hentet fra: Privat foto. ....	3
Figur 4. Den reduserte kapasiteten til stål ved økte temperaturer. Hentet fra: BKS 520.315 [5]. ....	5
Figur 5. Armerte betongbjelker med langt spenn. Hentet fra: Overhallabetongbygg.no [10]. .	6
Figur 6. Hulldekker klar til montering. Hentet fra: Betongelementboken bind A 7.1 [13]. ....	7
Figur 7. Anbefalt løsning for kraftoverføring fra hulldekke til bjelke. Hentet fra: «Hulldekker på bæresystem av stål» [16]. ....	9
Figur 8. Ensidig opplegg av hulldekker på HSQ-bjelke. Hentet fra: «Hulldekker på bæresystem	

av stål» .....	9
Figur 9. Anbefalt løsning for forankring av hulldekke på vinkelprofil. Hentet fra: «Hulldekker på bæresystem av stål» .....	10
Figur 10. Stempling av systemforskaling i parkeringskjeller. Hentet fra: Privat foto. ....	16
Figur 11. Oppdeling av seksjoner og dekker. Hentet fra: NODEs IFC-fil. ....	18
Figur 12. Fasade B7 med pulttak. Hentet fra: Vedlegg A. ....	20
Figur 13. Kart over Alverparken og Mangersfjorden. Hentet fra: Kommunekart.com [46]. ...	21
Figur 14. Høydeprofil fra Alverparken til Tveitavarden. Hentet fra: Norgeskart [47]]. ....	22
Figur 15. Soneinndeling yttervegger. Hentet fra: Ove Sletten Lastberegning. ....	23
Figur 16. Oversikt over konsekvenser for regularitet. Hentet fra: EC8. ....	25
Figur 17. Koordinater for masse- og stivhetssenter. Laget i AutoCAD. ....	26
Figur 18. Resulterende statiske krefter på hvert dekke. Laget i AutoCAD. ....	27
Figur 19. Illustrasjon over leggeretning på hulldekker. Laget i Revit. ....	29
Figur 20. Eksempel på lastfordeling i S1. Laget i ROBOT. ....	29
Figur 21. Grønt indikerer bjelker og rødt indikerer søyler. Laget i AutoCAD. ....	30
Figur 22. Bæreevne for ulike hulldekkedimensjoner. Hentet fra: Betongelementboka bind A 4.2 [50]. ....	31
Figur 23. Oversikt over gulvtyper og lydkrav. Gule felt indikerer lydkrav C. Hentet fra: Betongelementboka bind E 10.1.3 [51]. ....	31
Figur 24. Skissert tverrsnitt av HD265 med åtte spenntau. Laget i AutoCAD. ....	34
Figur 25. Detaljutføring av opplegg for hulldekke på IPE. Hentet fra: Betongelementboken bind A 9.1 [57]. ....	34
Figur 26. Illustrasjon torsjonskobling. Laget i AutoCAD. ....	36
Figur 27. Oversikt over bjelkene som kontrolleres. Laget i Revit. ....	37
Figur 28. Statisk system for S1D2B1. Laget i AutoCAD. ....	37
Figur 29. Illustrasjon over spenningsfordeling og skjærareal. Laget i AutoCAD. ....	39
Figur 30. Illustrasjon av valgt ensidig HSQ-profil. Laget i AutoCAD. ....	40
Figur 31. Statisk modell underflens. Laget i AutoCAD. ....	42



Figur 32. Illustrasjon av St. Venants torsjon i HSQ-tverrsnitt. Laget i AutoCAD. ....	43
Figur 33. Illustrasjon av opplegg på skivevegg. Laget i AutoCAD. ....	44
Figur 34. Statisk system fast innspent og leddet søyle. Laget i AutoCAD.....	44
Figur 35. Illustrasjon over skivevirkning. Laget i AutoCAD.....	46
Figur 36. Ulike deformasjonsforløp av forspente betongelementer. Hentet fra: Betongelementboka Bind C 1.2 [62].....	47
Figur 37. Illustrasjon av pilhøyde og ujevn tykkelse av summing. Laget i AutoCAD.....	48
Figur 38. Oversikt over forenklet brannmotstand. Hentet fra: Betongelementboken bind D [65]. ....	52

## Tabelliste

Tabell 1. Oversikt over brukte Eurokoder.....	11
Tabell 2. Bruksgrense – Dimensjonerende verdier. Hentet fra: ECO.....	14
Tabell 3. Bruddgrense - Dimensjonerende verdier. Hentet fra: ECO.....	14
Tabell 4. Bruddgrense med ulykkeslast - Dimensjonerende verdier. Hentet fra: ECO.....	14
Tabell 5. Oversikt over egenlaster i B7. ....	19
Tabell 6. Nyttelast gulvareal B7. ....	19
Tabell 7. Oversikt over vindlaster på yttervegger og tak. ....	23
Tabell 8. Utelatelseskriterier med resultater.....	24
Tabell 9. Permanente laster fra egenlaster.....	28
Tabell 10. Variable laster fra nyttelaster. ....	28
Tabell 12. Beregning av dekketykkelse HD265 med overgulv.....	32
Tabell 13. Resultat av bruddgrensekontroll HD265 i S1D2. ....	33
Tabell 14. Kapasitetskontroll vinkler.....	37
Tabell 15. Kapasitetskontroll for moment. ....	38
Tabell 16. Kapasitetskontroll av stivere.....	39
Tabell 17. Kapasitetskontroll for skjær. ....	39
Tabell 18. Kapasitetskontroll for moment. ....	41

Tabell 19. Kapasitetskontroll for skjær. ....	41
Tabell 20. Kapasitetskontroll for moment og skjær i underflens. ....	42
Tabell 21. Kapasitetskontroll for St. Venants torsjon.....	43
Tabell 22. Kapasitetskontroll søyler.....	45
Tabell 23. Deformasjonsresultat fra E-Bjelke.....	49
Tabell 24. Oversikt over laster brukt i deformasjonskontroll i tilnærmet permanent tilstand. .....	50
Tabell 25. Resultat deformasjonskontroll av begge bjelkeprofil.....	50
Tabell 26. Resultat av branndimensjonering. ....	53

## Formelliste

Formel 1. Differanse i egenlast mellom plaststøpt betong og hulldekker.....	19
Formel 2. Beregning av karakteristisk snølast. ....	20
Formel 3. Koordinater for massesenteret. ....	25
Formel 4. Koordinater for stivhetssenter. ....	26
Formel 5. Utregning av statiske krefter på hver etasje. Formel (4.11) i EC-8.....	26
Formel 6. Kapasitetskontroll av innstøpingsplate fra Peikko.....	36
Formel 7. Formel for beregning av nødvendig motstandsmoment. ....	38
Formel 8. Normaltoleransekrav for nedbøyning/pilhøyde. ....	48
Formel 9. Utregning av ekvivalent dekketykkelse HD265 m/8 spenntau. ....	52

# 1 Innledning

## 1.1 Alverparken

Alverparken er et pågående byggeprosjekt i Alver kommune nord for Bergen. Byggherre i prosjektet er Reigstad Bygg og Eiendom, og utførende entreprenører er Åsane Byggmesterforretning og H. Sandvik Entreprenør. Våren 2022 består prosjektet av to mindre rekkehus og fem boligblokker, men det er planlagt opptil fem boligblokker til. Det er to bygg under oppføring i perioden oppgaven skrives. Disse omtales videre i oppgaven som bygning 6 (B6) og bygning 7 (B7), da disse er de mest sentrale i oppgaven. Se figur 1 for oversiktsbilde over Alverparken.



Figur 1. Oversiktsbilde av Alverparken. Hentet fra: Alverparken.no [1].

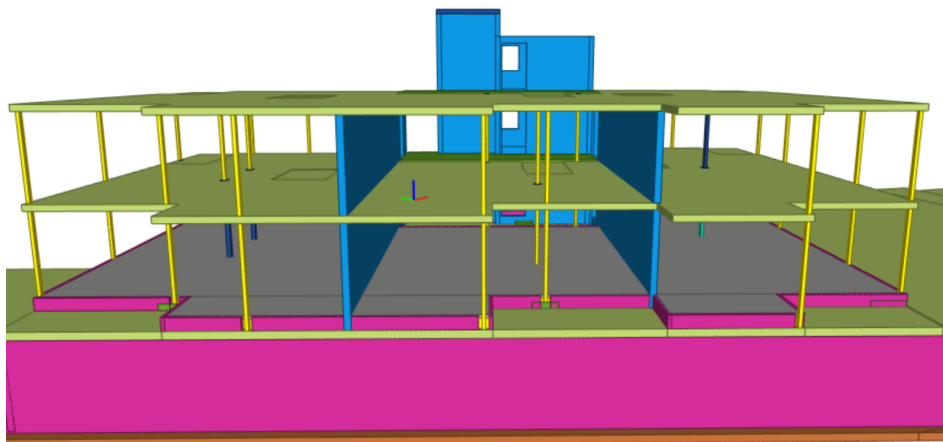
Leilighetene er alle minimum 70m<sup>2</sup>, og inneholder to eller flere soverom. Byggherre og arkitekt ønsket å utvikle leiligheter med høy kvalitet, samt utnytte prosjektets plassering med tanke på utsikt. På bakgrunn av dette har stue og kjøkken blitt prioritert når det kommer til utformingen. Samtlige leiligheter inkluderer også en markterasse eller balkong i retning mot Kvernafjorden. For å tilfredsstille krav om lys til soverom og universell utforming er det heis og åpen svalgang til leilighetene i de øvrige plan.

B6 og B7 inneholder henholdsvis åtte og ni leiligheter over tre plan. Under B6 og B7 er det en felles parkeringskjeller som forbinder byggene, og fungerer som et felles fundament. Dagens utforming består av betongdekker, stålsøyler, utfyllende bindingsverk og klimaskjerm. Den øverste etasjen er en lettetasje av bindingsverk i trevirke med tak som er tilnærmet flatt.

## 1.2 Bakgrunnen for oppgaven og oppdragsgiver

Oppgaven er utarbeidet i samarbeid med NODE Rådgivende Ingeniører AS (NODE) som er ansvarlig, rådgivende ingeniør byggeteknikk for boligblokkene. Det ble innledet et samarbeid tidlig høsten 2021, og det ble lagt fram en portefølje av prosjekter det kunne skrives oppgaver om. Alverparken vekket størst interesse av flere årsaker. Primært da dette var et pågående prosjekt, men også at NODE ga mye frihet i valg av problemstilling. Det ble nevnt at byggherre var interessert i å effektivisere byggeprosessen ettersom det skal oppføres flere boligbygg. Muligheten for å kunne påvirke utførelse i prosjektet var motiverende og ble derfor grunnlaget for valg av problemstilling.

Eksisterende bæresystem for B6 og B7 består av to avstivende vegger i betong, heissjakt, betongdekker og stålsøyler. Se figur 2 for illustrasjon av planlagt bæresystem. Betongen er plasstøpt med bruk av systemforskaling. Stålkonstruksjonene består primært av kvadratiske hulprofiler som fungerer som søyler mellom dekkene. I de plasstøpte dekkene er det lokale forsenkninger for å tilrettelegge for fall i våtrom.



Figur 2. Bæresystemet på B7 som er under oppføring. Hentet fra IFC-fil fra NODE.

Plasstøpt betongdekker ved bruk av systemforskaling er en metode som de fleste betongentreprenører har mye erfaring med. Det er imidlertid en del utfordringer med denne løsningen. Både kaldt og varmt vær medfører at det må fattes tiltak for å sikre god kvalitet på betongen. Dessuten må betongen herde før den kan påføres laster, noe som kan påvirke fremdrift. For å korte ned byggetiden og øke fremdriftens forutsigbarhet, var også NODE interessert i alternative måter å utføre bæresystemet på. Det vil bli lagt vekt på prefabrikkerte elementer som har kort produksjonstid, jevn kvalitet og forutsigbar

monteringstid. To alternativer for dette er hulldekker og plattendekker. Se figur 3 for bygging ved bruk av systemforskaling i Alverparken.



Figur 3. Oppføring av skivevegger og heissjakt i B6. Hentet fra: Privat foto.

### 1.3 Problemstilling

Hensikten med oppgaven er å undersøke om videre utbygging av Alverparken kan utføres på en alternativ måte ved bruk av hulldekker. Dette medfører en rekke ringvirkninger. Det er gjort en mulighetsstudie ved å utføre en alternativ dimensjonering av B7 og dets bæresystem. Dette gir problemstillingen:

“Alternativt bæresystem Alverparken”

### 1.4 Avgrensninger

Oppgaven ville blitt for omfattende om det skulle blitt tatt hensyn til alle ringvirkninger som skapes av en overgang til hulldekker. En overgang fra plasstøpt til prefabrikkerte elementer vil påvirke de ulike tekniske fagene helt til ferdigstillelse. På bakgrunn av dette falt det naturlig å stoppe med ferdig gulv og himling i etasjene hvor det er tiltenkt å bruke hulldekker. Det er heller ikke tatt hensyn til vinduer når det er plassert ut søyler og bærebjelker. Sammen med NODE ble det bestemt at endring av fundament og parkeringskjeller ikke er nødvendig ettersom at dette er plasstøpt og forspent på stedet. Det gjøres heller ingen endring i lettetasjen, foruten dekkeløsning. Lettetasjen vil bli sett på som en flatelast i beregninger. Det sees bort fra balkongene ettersom det finnes gode alternativer for ettermontering Geotekniske forhold antas gode nok på bakgrunn av NODEs grunnundersøkelser.

## 2 Teori

### 2.1 Materialer

Både eksisterende og alternativt bæresystem er i kombinasjon av stål og betong, og derav er disse mest sentrale i oppgaven. Det undersøkes spesifikt på prefabrikkerte betongelementer og et bæresystem av søyler og bjelker. Utfyllende bindingsverk i trevirke er ikke bærende konstruksjoner og omtales derfor ikke her.

#### 2.1.1 Stål

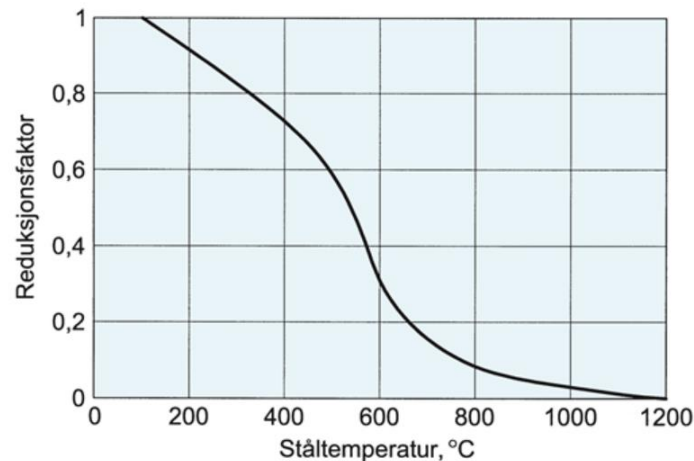
Stål er et homogent konstruksjonsmateriale som består av legeringer mellom primært jern og karbon [2]. Ved å endre mengden av de ulike grunnstoffene kan stålets egenskaper tilpasses til det spesifikke bruket, eksempelvis bedre korrosjonsbestandighet eller duktilitet. På fabrikken støpes stålet til strenger som deretter vales til hyllevarer i form av profiler eller plater. Profiler med spesielle dimensjoner og kvaliteter lages også på fabrikk ved sveising eller kaldforming.

Som konstruksjonsmateriale kjennetegnes stål som et svært allsidig materiale med mange bruksområder. Gjennom høy formbarhet og tilpasningsevne er stål velegnet til mange ulike oppgaver i en konstruksjon. Forholdet mellom høy styrke og relativ lav vekt gjør stål til et attraktivt materiale å bruke i bæresystem, både til å ta opp strekk- og trykkrefter. Konstruksjonsstål er et seigt materiale som kan deformeres mye før det går til brudd, noe som er fordelaktig i bygningskonstruksjoner. Dette gir muligheten for å oppdage feil eller skader på bærende elementer før det går til brudd. Stålets holdbarhet har også en miljøgevinst ved at stålprofiler kan gjenbrukes. Fra slutten av 1800-tallet har stål blitt brukt som armering i betong for å forbedre dens strekk- og trykkegenskaper [3].

Ved bruk av sveiseteknikk er det mulig å knytte ulike stålelementer sammen til knutepunkt. Dette resulterer i at montører enkelt kan tilpasse søyler, plater og annet på byggeplassen. Monteringstiden kortes ned, og krever ikke like mye ressurser som tilsvarende produkter i betong ville gjort.

Stålprofiler er sjelden massive med store tykkelser, noe som gjør det utsatt for høy varme ved brann. Siden stålet er produsert ved varmebehandling betyr det at egenskapene endres

ved økte temperaturer. Når varmeinnholdet blir høyere øker svingebevegelsene i atomene som utgjør bindingene. Blir disse for store vil bindingskreftene svekkes, og stålet vil miste sin kapasitet lenge før det smelter [4]. Generelt kan stål miste halve kapasiteten sin allerede mellom 500-600°C, som illustrert i figur 4.



Figur 4. Den reduserte kapasiteten til stål ved økte temperaturer. Hentet fra: BKS 520.315 [5].

### 2.1.2 Betong

Betong er homogent og har blitt brukt som konstruksjonsmateriale i lang tid [6]. Flere av betongkonstruksjonene som romerne bygde for over 2000 år siden står enda [7]. Sement er et hydraulisk bindemiddel som danner en kjemisk reaksjon i kontakt med vann [8]. I kombinasjon med tilslag i form av sand- og steinmaterialer dannes uarmert betong. Dette er et konstruksjonsmateriale som er godt egnet til å ta krefter i trykk.

Kamstål i betong brukes for å gi betongen flere egenskaper og bruksområder. Dette resulterer i armert betong med god strekkapasitet som kan utnyttes i eksempelvis bjelker og søyler. Ved å tilpasse mengden kamstål og tverrsnittets geometri, kan betongens kapasiteter derfor enkelt kontrolleres. Under herdeprosessen produseres det løskrystaller av kalsiumhydroksid som gir betongen en høy pH-verdi og den blir basisk [9]. Dette er gunstig for armeringen, da det gir en naturlig korrosjonsbeskyttelse. Ved å kombinere dette med situasjonsbestemt overdekning kan armert betong få lang levetid, noe som gjenspeiles i at betongkonstruksjoner i vanlig litteratur kan dimensjoneres for en levetid på 100 år. Se figur 5 for eksempel på betongbjelke.

I likhet med stål kan betongens egenskaper modifiseres etter nødvendig bruk. Ved ulik

proporsjonering av de tre hovedingrediensene i betong, kan en endre på styrken, bestandigheten og støpeligheten. Tilsetningsmaterialer og tilsetningsstoffer kan legges til i betongsresepten for å gi den spesielle egenskaper. Silicastøv er et eksempel på et tilsetningsmateriale som gir en tettere betong med bedre bestandighet. Kjemiske plastiserende tilsetningsstoffer gir derimot en mer flytende konsistens med lavere vanninnhold.



Figur 5. Armerte betongbjelker med langt spenn. Hentet fra: [Overhallabetongbygg.no](http://Overhallabetongbygg.no) [10].

Betong som konstruksjonsmateriale blir i stor grad støpt på byggeplass, da ved bruk av former av tradisjonell- eller systemforskaling. Sistnevnte gir mindre muligheter for tilpasninger, men gir høy produksjonshastighet. Tradisjonell forskaling gjør det derimot mulig å støpe behovsstyrt geometri ved bruk av mindre forskalingsbord og flak.

## 2.2 Prefabrikkerte elementer

Et eksempel på industrialisering i byggebransjen er bruken av prefabrikkerte elementer. Dette er konstruksjonsdeler som produseres på fabrikker under kontrollerte forhold, i motsetning til det som produseres på byggeplassen. Ved plasstøpt betong kan fremdriften og kvaliteten lettere bli forringet av vær og andre forhold. Ved bruk av elementer blir primæroppgaven på byggeplass montasje. Dette reduserer tiden brukt på byggeplass og gir en jevn kvalitet, men det stiller høyere krav til logistikk og transport. Det er også lettere å ivareta helse, miljø og sikkerhet (HMS) i produksjonslokalene fremfor på byggeplass.

De prefabrikkerte elementene i betong er mangfoldige, alt fra bjelker til balkonger. Mye av betongelementene fremstilles i Norge, og i 2020 ble det produsert 2.300.000 m<sup>2</sup> med dekkelementer fra medlemsbedriftene i Betongelementforeningen [11].



De vanligste alternativene til plasstøpte dekker er hulldekker og plattendekker. Sammen med NODE ble muligheten til å bruke plattendekker på dette prosjektet vurdert. Det kom tidlig frem at dette ville føre med seg unødvendig mye arbeid. Plattendekker må understøttes når de skal støpes i overkant, og har dessuten mange av de samme utfordringene med vær og herdetid som plasstøpte dekker.

Hulldekker er vanligvis 1200 millimeter brede elementer som har langsgående, avrundede utsparinger. Dette gir lavere egenvekt, og derfor kan de brukes til spennvidder på opptil 21 meter [12]. Dette muliggjøres ved forspent armering, også kalt spenntau. Dette kan gi en oppbøyning under montasje, men som senere utlignes når det påsettes laster. Dette resulterer i at hulldekker kan ha lite nedbøyning til tross for store spenn. Figur 6 viser ferdigproduserte hulldekker



Figur 6. Hulldekker klar til montering. Hentet fra: Betongelementboken bind A 7.1 [13].

Leverandørene tilbyr mye valgfrihet når det kommer til produksjonen av hulldekker. Ved å få levert de eksakte lengdene det er behov for, vil tiden som brukes til lokale tilpasninger minimeres. Mange av disse tilpasningene gjøres på fabrikk, blant annet utsparinger og utskjæringer. Det finnes også spesialhulldekker med lokale kompakte soner, gjerne til bruk i våtrom der det er behov for å støpe fall.

Hulldekkene monteres ved bruk av kran. Etter montering må hulldekkene fugestøpes før nyttelast påføres. Når skjøtene er fuget og armert, dannes det en stiv horisontal skive. Dette krever at bæresystemet blir noe annerledes enn for plasstøpte alternativer. Økt bruk av bjelker er ofte nødvendig, men gir også en reduksjon i antall søyler, da det kan være lengre

spenn mellom oppleggene. Grunnet formen på hulldekkene er det optimalt å ha rette linjer i byggets geometri, da det ellers kan føre til en del tilpasninger på dekkene. Følgene av dette er at det gjerne må prosjekteres egne løsninger der det er spesiell geometri.

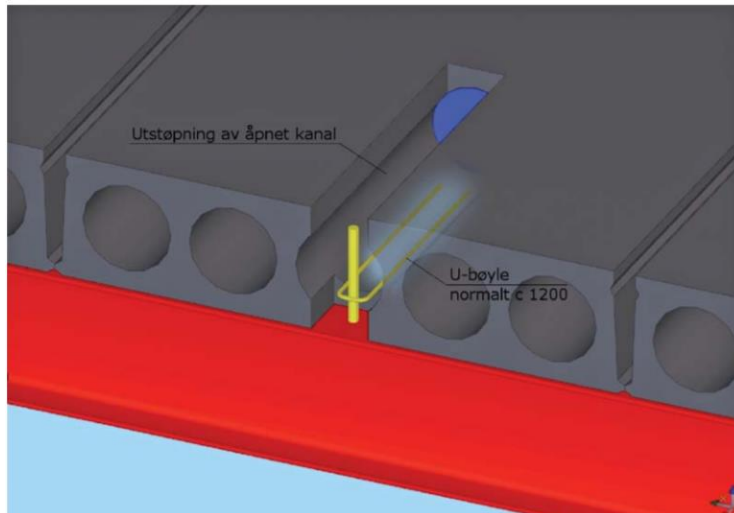
Ulempene med hulldekker kan noen ganger veie tyngre enn tiden det tar å forskale en plasstøpt løsning. En av ulempene er at det kan være nødvendig med en høyere tykkelse, enn for tilsvarende plasstøpte løsninger. Ved bruk av hulldekker må det også forsikres om at lyd mellom etasjene tilfredsstiller krav. Lydkravet kan i enkelte tilfeller bli bestemmende for nødvendig hulldekketykkelse, og eksempelvis kan etasjeskiller bli 320 millimeter fremfor 200 millimeter. I prosjekter med strenge krav til byggehøyde kan dette vanskeliggjøre bruken av hulldekker.

Det er også nylig publisert en ny standard, NS3682:2022, som omfatter ombruk av hulldekker [14]. Dette sørger for mer bærekraftig bygging ved å gi mulighet for gjenbruk av hulldekker i fremtidige byggeprosjekt, noe som er gjort ved Oslo Storbylegevakt [15].

### 2.3 Oppleggsmetoder

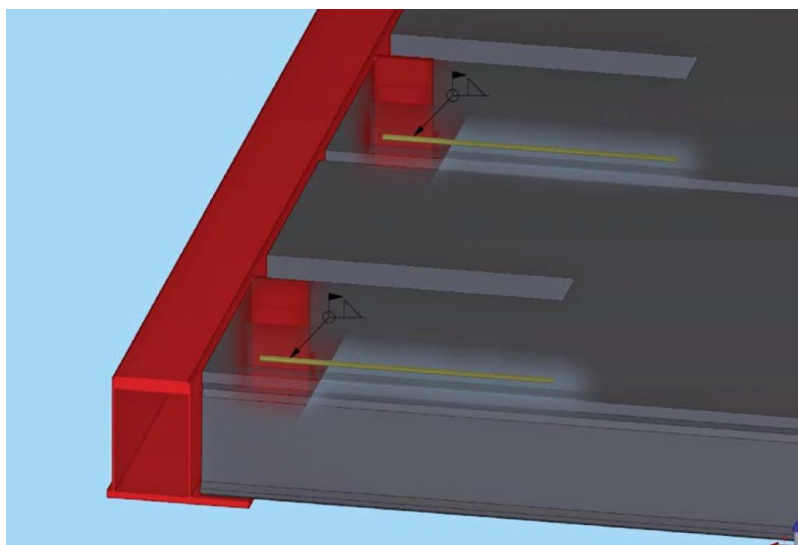
Bruken av hulldekker krever god planlegging av opplegg for å sørge for god kraftoverføring til det vertikale bæresystemet. Dette kan gjøres ved kombinasjon av hulldekker og stålkonstruksjoner, men også i form av prefabrikkerte betongelementer som bjelker og søyler. I det alternative bæresystemet er det tiltenkt opplegg på stålprofiler, og derav omtales disse videre.

IPE-bjelker er valsede stålprofiler, som kjennetegnes med stor høyde og liten bredde. Kombinasjonen av dette gir høy momentkapasitet uten store krav til bredde på underliggende opplegg. Da stålbjerkene plasseres i yttervegg i B7, stilles det krav til liten bredde på profilet. IPE kan på bakgrunn av dette være et bedre valg enn HE-A og HE-B profiler. Hulldekker plasseres sentrisk på IPE-bjerkene, noe som gir lav eksentrisitet av last og hindrer torsjonskrefter av betydning. En anbefalt utførelse for å sammenføre IPE-bjelker og hulldekker er å støpe inn en skjærdebel og en u-bøyle. Figur 7 viser hvordan denne utførelsen kan gjøres.



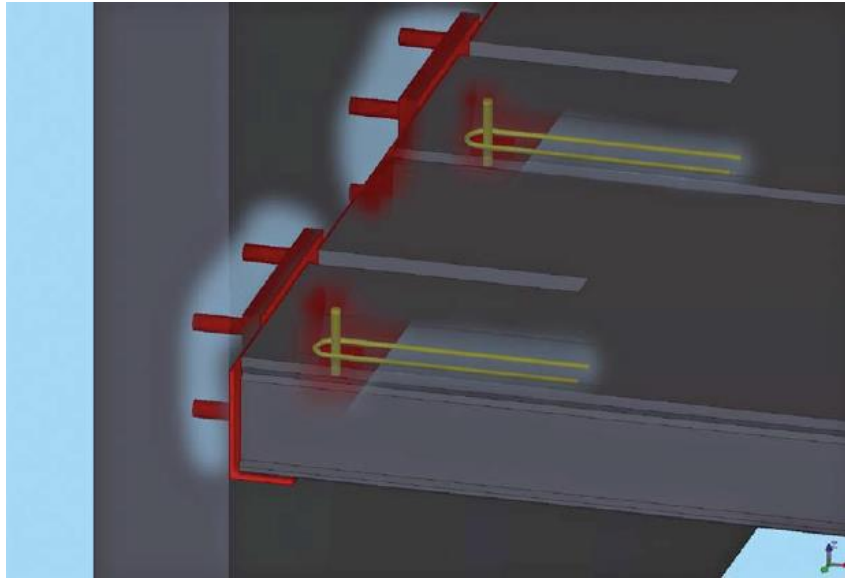
Figur 7. Anbefalt løsning for kraftoverføring fra hulldekke til bjelke. Hentet fra: «Hulldekker på bæresystem av stål» [16].

HSQ-bjelker er oppsveiste hatteprofiler med en- eller tosidige flenser som hulldekkene plasseres på. Dette er profiler med stor grad av valgfrihet og tilpasningsmuligheter. Disse bjelkene har god skjærkapasitet og er velegnet til å ta torsjonsmoment. Ved at hulldekkene plasseres på underflensen vil det resultere i en lavere byggehøyde enn ved plassering på eksempelvis IPE-profil. Dette er gunstig om det foreligger begrensninger i etasjehøyde. I yttervegger ved ensidig opplegg av hulldekker vil det skapes et torsjonsmoment, noe som kommer av at lastene fra hulldekkene ikke plasseres sentrisk på tverrsnittet. For å motvirke rotasjon av HSQ-profilet sveises det inn et torsjonsflagg og et kamstål som støpes sammen med hulldekket i enden. Dette skaper en strekk- og trykkomponent i hulldekket som hindrer rotasjon. Figur 8 viser hvordan denne utførelsen kan gjøres.



Figur 8. Ensiktig opplegg av hulldekker på HSQ-bjelke. Hentet fra: «Hulldekker på bæresystem av stål».

For opplegg på skivevegger kan hulldekkene plasseres på likebente vinkelprofiler. Disse kan sveises på innstøpte festeplater, som vist på figur 9. Skiveveggen støpes på byggeplassen og det må derfor monteres festeplater under forskalingsarbeidet. Den likebente vinkelprofilen sveises på i ettertid.



Figur 9. Anbefalt løsning for forankring av hulldekke på vinkelprofil. Hentet fra: «Hulldekker på bæresystem av stål»

## 2.4 Eurokoder

I Europa er Eurokoder en serie med standarder som legger grunnlag for hvordan bygg- og anleggskonstruksjoner skal utføres. Dette strekker seg fra prosjektering av løsninger, til dokumentasjon av egenskaper. Det finnes egne standarder for prosjektering av konstruksjoner, men også for lastberegning [17]. I tillegg til eurokodene er det nasjonale tillegg (NA) som gir føringer for lokale hensyn til eksempelvis klimatiske forhold [18]. I Norge er det Standard Norge som er representanten i den europeiske standardiseringsorganisasjonen CEN [19]. Dette medlemskapet medfører at Standard Norge har enerett til publisering av Norsk Standard (NS), som er de norske utgivelsene av Eurokodene [20].

Det er 10 Eurokoder som jevnlig blir revidert på bakgrunn av forskning og økt kunnskap om de respektive temaene. Det er gitt en oversikt over brukte Eurokoder i tabell 1.

Standard	Tittel	Forkortelse	Utgave
NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 [21]	Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner	EC0	2016
NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008 [22]	Eurokode 1: Laster på konstruksjoner – Del 1-1: Allmenne laster – Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger	EC1-1	2008
NS-EN 1991-1-3:2003+NA:2008 [23]	Eurokode 1: Laster på konstruksjoner – Del 1-3: Allmenne laster – Snølaster	EC1-3	2008
NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009 [24]	Eurokode 1: Laster på konstruksjoner – Del 1-4: Allmenne laster – Vindlaster	EC1-4	2009
NS-EN 1992-1-1:2004+A1:2014+NA:2018 [25]	Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner – Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger	EC2-1	2018
NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015 [26]	Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner – Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger	EC3-1	2015
NS-EN 1993-1-2:2005+NA:2009 [27]	Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner – Del 1-2: Brannteknisk dimensjonering	EC3-2	2009
NS-EN 1993-1-5:2006+AC+A1:2017+A2:2019+NA:2019 [28]	Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner – Del 1-5: Plater påkjent i plateplanet	EC3-5	2019
NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2014 [29]	Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning – Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger	EC8-1	2014

Tabell 1. Oversikt over brukte Eurokoder.

## 2.5 SINTEF Byggforsk

SINTEF er en norsk organisasjon som i samarbeid med spesielt Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet (NTNU), driver med forskning på blant annet teknologi og naturvitenskap. Denne organisasjonen har eksempelvis utviklet Byggforskserien (BKS) som er en rekke anvisninger som innfrir gjeldende regelverk [30]. I serien er det veldokumenterte anbefalinger for utførelse, og disse fungerer som preaksepterte løsninger [31]. Der er også veiledere for beregning av blant annet egenlaster og lydisolering. Byggforskserien er anbefalt å bruke av Direktoratet for byggkvalitet, og er derfor anerkjent. I kapittel 3 er det tatt i bruk preaksepterte løsninger fra BKS til valg av gulvtype på hulldekker for å tilfredsstille krav til lyd.

## 2.6 Byggteknisk forskrift (TEK17)

Byggteknisk forskrift (TEK17) er en forskrift som stiller tekniske krav til bygninger som oppføres i Norge [32]. Det er Plan- og bygningsloven (PBL) som er den generelle overordnede loven, med TEK17 som presiserende forskrift [33]. Her stilles det krav til hvordan bygninger skal utformes og hvilke krav som skal innfris. Det er ikke alle disse som er like absolutte, og det kan eksempelvis foreligge generelle krav som fra TEK17 § 13-7(1): *«Byggverk skal ha tilfredsstillende tilgang på lys».*

## 2.7 Laster

Prosjekteringen av bæresystem i en konstruksjon gjøres på bakgrunn av en samling med laster som den utsettes for. Formålet bak konstruksjonen er også bestemmende for hvilke laster den må bære. Broer er et eksempel på konstruksjon hvor primærfunksjonen er lastbæring, mens det i andre konstruksjoner kan være mer sammensatt. For bygningskonstruksjoner uten spesielle formål skilles det hovedsakelig mellom egenlaster, nyttelaster og naturlaster [34]. Disse kan være varierende ved retning, utbredelse eller lastvarighet. Det er EC1 med sine ulike deler som gir grunnlaget for bestemmelse av egen-, nytte-, vind- og snølast. Geotekniske laster og jordskjelv er gitt i egne Eurokoder. Lastene som opptrer kan enten være permanente, variable eller ulykkeslaster.

### 2.7.1 Egenlaster

Laster fra konstruksjonens ulike deler betegnes som egenlast. Dette inkluderer vekten av alt fra vegger, tekniske installasjoner, etasjeskillere og søyler med mer. Egenlasten er en permanent last, og beregnes ved bruk av tyngdetettheten til de ulike materialene [35].

### 2.7.2 Nyttelaster

Laster som dukker opp under bruk av konstruksjonen betegnes som nyttelast. Dette er laster som er varierende gjennom tid, plassering og størrelse. EC1-1 angir hvilke laster som nyttes basert på hva konstruksjonen brukes til. For eksempel er det en større nyttelast for konstruksjoner som brukes til kjøpesentre enn boligformål. Naturlaster som snø- og vind, bestemmes ved bruk av EC1-3 og EC1-4, og baseres primært på konstruksjonens lokasjon.

### 2.7.3 Ulykkeslaster

Uregelmessige laster som kommer av brann, kollisjoner eller jordskjelv, kalles ulykkeslaster. Dette kan resultere i store laster med kort varighet som kan gi skader på konstruksjonen.

## 2.8 Grensetilstander

Ved dimensjonering i henhold til Eurokodene, tas det i bruk ulike grensetilstander [36]. Dette er et system for å se om en konstruksjon oppfyller sine funksjoner, der de ulike tilstandene har forskjellige dimensjonerende krav. Det er ulike kombinasjon- og lastfaktorer som justerer lastene på en konstruksjon. Dette resulterer i ulike lasttilfeller som kontrolleres.

Sannsynligheten for hver grensetilstand er ulik og danner grunnlaget for hva en kontrollerer. Lastene får ulike kombinasjonsfaktorer,  $\psi_x$ , i de ulike grensetilstandene, basert på hvilken type konstruksjon det er. Grensetilstandene som brukes i Eurokodene er: Bruks-, brudd-, utmattings- og ulykkesgrensetilstand.

### 2.8.1 Bruksgrensetilstand

I bruksgrensetilstanden er det konstruksjonens funksjonsdyktighet, menneskers komfort og konstruksjonens utseende som kontrolleres [37]. Disse kravene springer ut fra normal bruk av konstruksjonen, og en ser på blant annet deformasjonene som lastene gir. Lasttilfellene settes sammen av karakteristiske, ofte forekommende og tilnærmet permanente lastkombinasjoner, som hentes fra EC0. Lastkombinasjoner og lastfaktorer er gjengitt i tabell 2.

Lastkombinasjon som skal påvises	Permanente laster	Dominerende variabel last	Andre variable laster
Karakteristisk	1.0	1.0	1.0 $\psi_0$
Ofte forekommende	1.0	1.0 $\psi_1$	1.0 $\psi_2$
Tilnærmet permanent	1.0	1.0 $\psi_2$	1.0 $\psi_2$

Tabell 2. Bruksgrense – Dimensjonerende verdier. Hentet fra: ECO.

### 2.8.2 Bruddgrensetilstand

I bruddgrensetilstanden kontrolleres menneskers og konstruksjonens sikkerhet. Disse kravene baseres på at konstruksjonen skal være trygg å bruke selv ved store lastpåkjenninger, og en ser på kapasitetene til bærende elementer. Det skilles i denne tilstanden mellom bruddgrense med og uten ulykkeslast. Basissituasjonene som påvises i bruddgrensetilstanden er global likevekt (EQU), brudd i konstruksjonen eller konstruksjonselementer (STR) og brudd i grunnen (GEO). Tabell 3 viser dimensjonerende verdier for bruddgrensesituasjon, og tabell 4 inkluderer i tillegg ulykkeslast.

Dimensjonerings-situasjon	Permanente laster	Dominerende variabel last	Andre variable laster
EQU Global likevekt	1.2/0.9	1.5	1.5 $\psi_0$
STR/GEO Kapasitet L. (6.10a)	1.35/1.0	1.5 $\psi_0$	1.5 $\psi_0$
L. (6.10b)	1.2/1.0	1.5	1.5 $\psi_0$
STR/GEO Sikkerhet mot brudd i grunnen	1.0	1.3	1.3 $\psi_0$

Tabell 3. Bruddgrense - Dimensjonerende verdier. Hentet fra: ECO.

Dimensjonerings-situasjon	Permanente laster	Dominerende variabel last	Andre variable laster	Ulykkeslast
Ulykkesituasjon	1.0	1.0 $\psi_1$	1.0 $\psi_2$	1.0
Seismisk situasjon	1.0	1.0 $\psi_2$	1.0 $\psi_2$	1.0

Tabell 4. Bruddgrense med ulykkeslast - Dimensjonerende verdier. Hentet fra: ECO.

### 2.8.3 Utmattelsesgrensetilstand

I utmattelsesgrensetilstanden er det skader på konstruksjonen som oppstår gjennom gjentagende lastpåføring som kontrolleres [38]. Denne grensetilstanden er lite aktuell for boligbygg, men heller broer og konstruksjoner med store, vibrerende maskiner. Dette anses derfor som lite aktuelt for B7 og neglisjeres.



#### 2.8.4 Ulykkesgrensetilstand

I ulykkesgrensetilstanden er det virkningen fra ulykkeslastene som kontrolleres [39]. I denne grensetilstanden kombineres ulike laster etter hva som antas relevant, men det neglisjeres vanligvis en kombinasjon av flere ulykkeslaster på en gang. I denne oppgaven er ulykkesgrensetilstand betraktet ved forenklet dimensjonering av jordskjelv og brann.

## 3 Fremgangsmåte

Det er utført fordypning i regelverk, standarder og anbefalte løsninger. Disse har dannet grunnlaget for å fastslå gode løsninger. Videre har kommunikasjon med rådgiver, entreprenør og elementprodusent vært sentralt i oppgaven. For kontroll og produksjon av modeller er det tatt i bruk programvare fra ulike leverandører.

### 3.1 Møte med NODE

Tidlig i arbeidet ble det avholdt et møte med Vera Skarsfjord Røman og Even Zachariassen Høyland angående prosjekt Alverparken. Det ble diskutert ulike problemstillinger av interesse for både byggherre og NODE. Det ble også snakket om utfordringer i prosjekteringen. Videre ble det nevnt at bygget har begrensninger nedover i grunnen samt en maksimal byggehøyde opp til kote 31. Det nåværende bæresystemet har utnyttet høyden, men hadde 70 centimeter toleranse ned til kommunalt avløpsnett. Dette var noen av de ytre begrensningene som ble tatt hensyn til i oppgaven.

Beregningsmodellen til B6 og B7 ble også vist frem i programmet FEM-Design. Analysen viste at jordskjelv hadde vært den dimensjonerende lasten for avstivningssystemet i form av skivevegger og heissjakt. Det ble også nevnt som lite interessant å bruke mye ressurser på dette i oppgaven. På bakgrunn av dette ble det enighet om å ikke gjøre endringer på de vertikale avstivende delene.

Det var et spesifikt ønske fra byggherre å gjøre en mulighetsstudie på bruken av hulldekker, og derfor ble det fokuset i oppgaven.

### 3.2 Befaring

Det ble utført en befaring på byggeplassen i Alverparken 4. mars 2022 med rådgivere fra NODE, entreprenører og håndverkere. Det ble diskutert fordeler med plasstøpt konstruksjon, og ulempene med hulldekker. Både entreprenør og håndverkere hadde dårlig erfaring med hulldekker fra tidligere, og ønsket derfor å planlegge fremtidige konstruksjoner i Alverparken ved bruk av systemforskaling.

På byggeplassen ble det vist en rekke utfordringer som hadde blitt løst gjennom prosjektering og nøye planlegging. Blant annet hadde takhøyden skapt forskalingsproblematikk i parkeringskjelleren som ble løst med overliggende, forspente betongbjelker. Entreprenøren hadde også 600 dekkestøtter stående i herdeperioden for å kunne belaste dekket og jobbe videre oppover med etasjene uten lengre opphold. Dekkestøttene i parkeringskjeller er vist i figur 10.



*Figur 10. Stempling av systemforskaling i parkeringskjeller. Hentet fra: Privat foto.*

Etter befaring ble det holdt et møte hos betongentreprenøren, hvor de kom med innspill knyttet opp mot bruken av hulldekker. Blant annet ble det diskutert forholdet mellom korte og lange hulldekkeelementer. Over tid vil de forspente elementene kunne få en pilhøyde, som er oppbøyging i felt. Ettersom hulldekkene har ulik lengde, vil de også deformeres ulikt. Det er derfor nødvendig å avrette tilstrekkelig for å utligne differansen mellom de ulike elementene.

En følge av et alternativt bæresystem, er endrede balkonger. Det ble diskutert at prefabrikkerte moduler kunne være en løsning. NODE anså også balkonger i massivtre som et alternativ for et bedre estetisk uttrykk. Siden balkongene ikke er dimensjonert inn i det alternative bæresystemet står byggherre fritt til å velge.

### 3.3 Programvare

Det er tatt i bruk diverse programvare i utarbeidelse av oppgaven i den hensikt å utføre og kontrollere håndberegninger, men også for å gi visuelle modeller som illustrasjon i oppgaven. Det var i tillegg et ønske å få økt kompetanse innen relevant programvare da det er mye brukt i bygg- og anleggsbransjen.

#### 3.3.1 Autodesk Revit

Revit er utviklet av Autodesk og er en programvare innen bygningsinformasjonsmodellering (BIM). Dette innebærer at det kan lagres mye informasjon i modellene og forenkle samhandlingen mellom de ulike fagene gjennom prosjektet. Bruksområdene til Revit strekker seg fra modellering av byggegrøp til detaljerte armeringstegninger [40]. I denne oppgaven er Revit primært brukt til visualisering av detaljer i bæresystemet.

#### 3.3.2 Autodesk Robot Structural Analysis Professional

Robot er utviklet av Autodesk og er også en BIM-programvare. Bruksområdene til Robot er mer spisset mot rådgivere og er spesialisert innen bygningslastanalyse [41]. Relevante regelverk som eksempelvis Eurokoder er implementert i programmet, og analyseresultatene baserer seg på kravene som fastsettes der. I denne oppgaven er Robot primært brukt til lastanalyser.

#### 3.3.3 Autodesk AutoCAD

AutoCAD er utviklet av Autodesk, og brukes til å konstruere, designe og sammenligne tegninger i både 2D og 3D [42]. AutoCAD er i denne oppgaven brukt til å lage illustrasjoner og målsette tegninger.

#### 3.3.4 Solibri

Solibri er utviklet av selskapet Solibri og brukes også innen BIM. Bruksområdene til programmet er blant annet som et samhandlingsverktøy for å utføre kollisjonskontroll mellom ulike fag [43]. I arbeidet med oppgaven er Solibri primært brukt til å studere

eksisterende bæresystem utviklet av NODE.

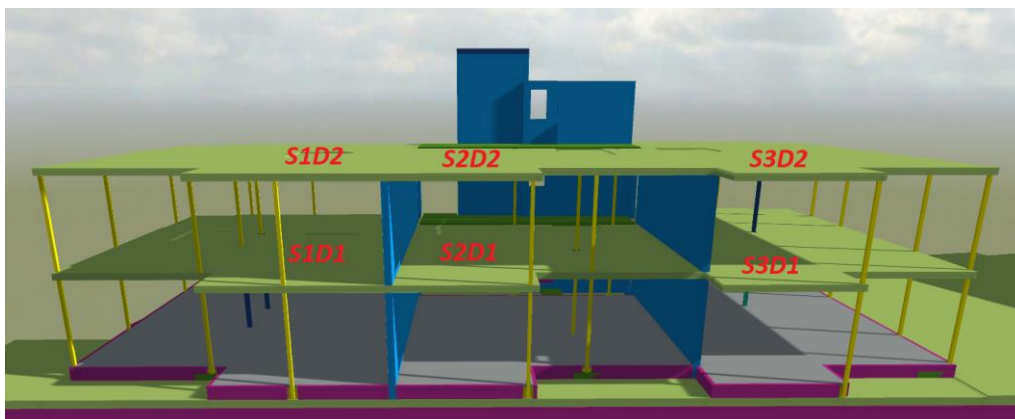
### 3.3.5 Ove Sletten Programmer

Ove Sletten Programmer (OS-prog) er en pakke med ulike beregningsprogrammer utviklet av Sletten Byggdata, tidligere Sivilingeniør Ove Sletten [44]. Disse beregningsprogrammene er spesielt utviklet for beregning av betongkonstruksjoner [45]. I denne oppgaven er OS-prog primært brukt til å kontrollere opptredende laster, men også for deformasjonsberegninger av hulldekker.

## 4 Lastberegning

Lastberegninger er i dette kapittelet gjort ved bruk av EC1-1, EC1-3, EC1-4, EC8-1 og diverse blad fra BKS. Alle laster er, om ikke annet nevnes, karakteristiske uten lastfaktorer.

Inndelingen av soner og dekker med respektive navn er vist på figur 11.



Figur 11. Oppdeling av seksjoner og dekker. Hentet fra: NODEs IFC-fil.

### 4.1 Egenlast

Å endre fra plasstøpte dekker til hulldekker vil medføre en stor endring i egenlast. Da hulldekkene har en vesentlig lavere egenvekt kan dette gi mindre behov for søyler. Det vil derimot være behov for flere sjikt på hulldekkene for å tilfredsstille krav til lyd. Lettetasjen inkludert tak har konservativ blitt regnet som en flatelast på dekke 2. Tabell 5 viser hvilke egenlaster brukt i oppgaven. Se også vedlegg B.1.5.

Type last	Karakteristisk last	Referanse
Egenlast hulldekker (HD265)	3.60 kN/m <sup>2</sup>	Betongelementboken tabell A 2.1
Egenlast summing (tykkelse 20mm)	0.40 kN/m <sup>2</sup>	BKS 471.031 Pkt. 29
Egenlast yttervegger	0.60 kN/m <sup>2</sup>	BKS 471.031 Pkt. 61
Egenlast innervegger	0.40 kN/m <sup>2</sup>	BKS 471.031 Pkt. 61
Egenlast lettak (Flatelast på dekke 2)	0.70 kN/m <sup>2</sup>	BKS 471.031 Pkt. 42
Egenlast gulvtype 5/8	0.20 kN/m <sup>2</sup>	Vedlegg B.1.5
Egenlast himling	0.15 kN/m <sup>2</sup>	BKS 471.031 Pkt. 37
Egenlast IPE 300	0.42 kN/m	«Stålkonstruksjoner, s.11»
Egenlast ensidig HSQ	0.93 kN/m	«Stål Håndbok, s.78»
Egenlast HUP100x100x8mm	0.23 kN/m	«Stålkonstruksjoner, s.14»

Tabell 5. Oversikt over egenlaster i B7.

Om egenlasten til hulldekker og plasstøpte dekker på 200 millimeter sammenlignes vil det innebære en betydelig egenlastbesparelse, se formel 1. De plasstøpte dekkene vil også få økte laster fra summing og gulv i likhet med hulldekker. Som et overslag så vil utskiftning til hulldekker innebære en reduksjon i egenlast på 450 kN per dekke. Dette tilsvarer nærmere 90 tonn redusert marktrykk fra B7.

$$\Delta g = \left( 25 \frac{kN}{m^3} \cdot 0,2m \right) - 3,6 \frac{kN}{m^2} = 1,4 \frac{kN}{m^2}$$

Formel 1. Differanse i egenlast mellom plasstøpt betong og hulldekker.

## 4.2 Nyttelast

Den bruksavhengige nyttelasten til B7 er hentet fra EC1-1. Den spesifikke bruken er beboelse og faller under brukskategori A, i henhold til tabell NA.6.1. Denne kategorien kjennetegnes ved «arealer for inneaktiviteter og hjemmebruk». Imidlertid er også nyttelast fra parkeringskjelleren relevant for masseberegning, og denne faller under brukskategori F i henhold til tabell NA.6.8. Resulterende nyttelaster for B7 og parkeringskjeller er gjengitt i tabell 6 og vedlegg B.1.4.

Type areal	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]	Referanse
Gulv	2.0	2.0	EC1-1 Tabell NA.6.2
Parkeringskjeller	2.5	20.0	EC1-1 Tabell NA.6.8

Tabell 6. Nyttelast gulvareal B7.

### 4.3 Snølast

Det er EC1-3 som angir føringer for beregning av snølast. B7 ligger i Alver kommune, og siden de norske standardene kun inneholder gamle kommuner, brukes referanseverdien for Lindås kommune. Siden Alverparken ikke ligger høyere enn 150 meter over havet, brukes referanseverdien i henhold til NA.4.1(1). Den karakteristiske snølasten, uten formfaktorer og koeffisienter, blir derav  $2.5 \text{ kN/m}^2$ .

Den karakteristiske snølasten justeres midlertidig av ulike koeffisienter, formfaktor på tak og eventuell fonning. B7s lokasjon vurderes til å være vindutsatt, men eksponeringsfaktoren,  $C_e$ , settes lik 1.0. Dette er konservativt, da det reduserer mengden snø som blåser av taket med påfølgende reduksjon i last. Den termiske koeffisienten,  $C_t$ , settes også konservativt lik 1.0 for å se bort fra snø som smelter på grunn av varmegjennomgang i taket. B7 har et pulttak med  $2^\circ$  fall, og anses som flatt. Dette gir en formfaktor,  $\mu_1$ , lik 0.8. Basert på disse konservative antagelsene, neglisjeres fonning av snø inntil heissjakt, noe som vurderes til å utgjøre en ubetydelig punktlast i den globale modellen. Se figur 12 for illustrasjon av fasaden til B7.



Figur 12. Fasade B7 med pulttak. Hentet fra: Vedlegg A.

Den karakteristiske verdien av snølasten inkludert alt av faktorer, er beregnet etter EC1-3 som vist i formel 2.

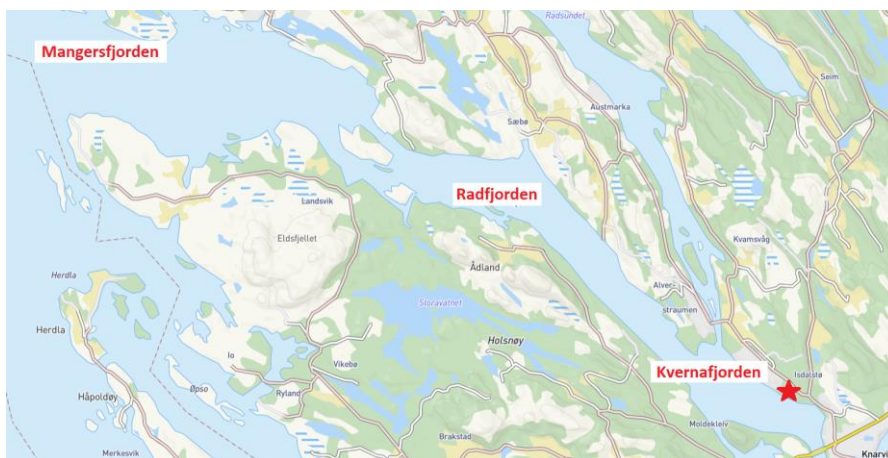
$$S = \mu_1 * C_e * C_t * S_{k0} = 0.8 * 1.0 * 1.0 * 2.5 \text{ kN/m}^2 = 2.0 \text{ kN/m}^2$$

Formel 2. Beregning av karakteristisk snølast.

Snølasten ble kontrollert i OS-prog Lastberegning og ga samsvar med resultatet. Se vedlegg C.2 for rapport fra OS-prog samt håndberegninger i vedlegg B.1.1.

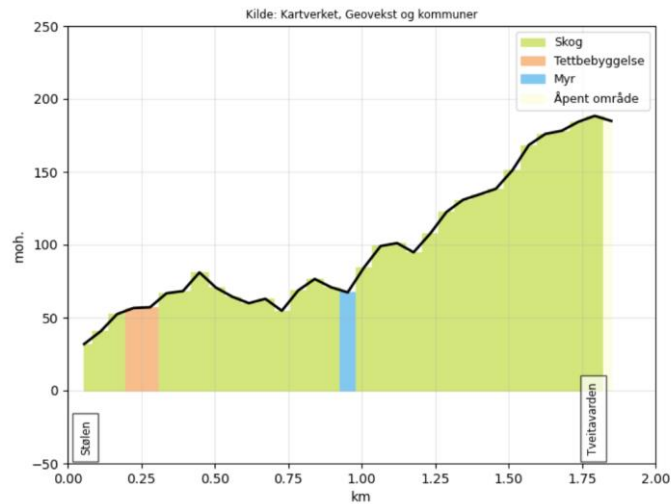
#### 4.4 Vindlast

Det er EC1-4 som angir føringer for beregning av vindlast. Beregningene gjøres ved bruk av erfaringsbasert referansevindhastighet, som videre reguleres på grunnlag av ulike justeringsfaktorer. EC1-4 gir en referansevindhastighet i Lindås kommune på 26 m/s. I henhold til tabell NA.4.1, vurderes Alverparken til å ligge i terrengruhetskategori 3, noe som baseres på nærliggende eksisterende bebyggelse. Alverparken er plassert ved Kvernafjorden, som kobles til det åpne hav av Radfjorden og Mangersfjorden, noe som innebærer en differanse i terrengruhetskategori. Kvernafjorden vurderes konservativt til terrengruhetskategori 1, som kjennetegnes ved kystnær, opprørt sjø. Vindhastigheten vil da øke ettersom vinden kommer seg frem uhindret på vannoverflaten. Figur 13 viser kart over ulike terrengruhetskategorier.



Figur 13. Kart over Alverparken og Mangersfjorden. Hentet fra: Kommunekart.com [46].

Topografien rundt Alverparken vil også påvirke vindlasten, og det er spesielt Tveitavarden som vil ha innvirkning. Dette er en topp som ligger 1800 meter i horisontal avstand unna, med en høydeforskjell på omtrent 170 meter. På bakgrunn av dette vurderes det til å være topografisk situasjon 3 i henhold til NA.4.3.3(901.3.2). Alverparken antas å være «lavereliggende byggested i le av ås eller skråning», og innfrir kravene som settes her. Dette gir noe reduksjon i stedsvindhastigheten, men gir økning i turbulensintensiteten. Figur 14 viser høydeprofil fra Alverparken til Tveitavarden.



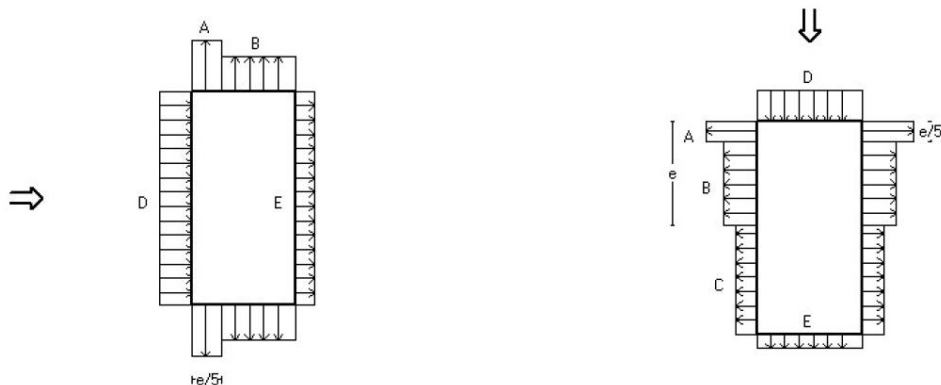
Figur 14. Høydeprofil fra Alverparken til Tveitavarden. Hentet fra: Norgeskart [47].

Det er flere reduksjonsfaktorer for vindhastigheten som baserer seg på blant annet variasjoner i sesong, høyde og retning på vind. Da B7 er en permanent konstruksjon så settes samtlige av disse faktorene konservativt lik 1.0. Den karakteristiske opptredende vindlasten resulterer til slutt i en verdi på  $0.8 \text{ kN/m}^2$ , men denne justeres konservativt opp til  $1.0 \text{ kN/m}^2$ . Dette gjøres på bakgrunn av at karakteristisk vindlast uten topografieffekter er noe høyere enn med. Se vedlegg B.1.2.

Beregningene er også sammenlignet med OS-prog Lastberegning som resulterte i en karakteristisk vindlast tilsvarende håndberegninger, men her var ikke overgangssonefaktor inkludert. Denne kontrollen støtter opp om at det er konservativt å øke til  $1.0 \text{ kN/m}^2$ . Se vedlegg C.1 for rapport.

Vindlasten fordeles videre utover konstruksjonen basert på dens geometri, noe som kalles for formfaktorer. Konstruksjonen deles opp i systematiske soner der det opptrer trykk eller sug, og det skilles mellom vegger og tak. B7 regnes forenklet rektangulært, og har et tak som kategoriseres som flatt grunnet det lave fallet på  $2^\circ$ . På ytterveggene til B7 vil det oppstå både sug- og trykkrefter ved vindretning på både kort- og langsiden av fasaden. Dette vil fordele seg på en slik måte som vist på figur 15. På lik linje vil det variere med trykk- og sugkrefter i ulike soner på taket.





Figur 15. Soneinndeling yttervegger. Hentet fra: Ove Sletten Lastberegning.

I tabell 7 er det gitt en oversikt over de største, karakteristiske opptredende vindlastene på B7. Sugkrefter er gitt ved negativ verdi, og trykkrefter er gitt ved positiv verdi. Lastbredden er til sikker side valgt lik 9.5 meter for kortsiden av B7. Det dimensjoneres for at dekkene tar opp vindlast slik at det ikke stilles krav til avstivning i fasade.

Yttervegger				
Sone	A	B	D	E
Formfaktor	-1.2	-0.8	0.8	-0.7
Karakteristisk last [kN/m]	-11,4	-7,6	7,6	-6,65
Tak				
Sone	F	G (=F)	H	I
Formfaktor	-1.8	-1.8	-0.7	0.2
Karakteristisk last [kN/m]	-17,1	-17,1	-6,65	1,9

Tabell 7. Oversikt over vindlaster på yttervegger og tak.

I den globale modellen for vertikale laster er det konservativt sett bort fra trykk på taket som følge av formfaktorer. Det er derimot inkludert vertikal vindlast ved utregning av byggets stabilitet, ettersom at sug på taket vil skape moment. Videre er det til sikker side brukt horisontal vindlast lokalt ved knutepunktdimensjonering og knekkontroll av søyler.

#### 4.5 Seismiske laster

Seismiske laster innebærer påkjenninger fra jordskjelv. EC8-1 er Eurokoden som angir føringer på hvordan konstruksjoner skal prosjekteres mot dette. Målet med dimensjonering for seismiske laster er å hindre at det oppstår lokale og globale sammenbrudd i konstruksjoner, med påfølgende menneskelige og økonomiske tap. Norge regnes som et land med lav seismisk aktivitet, og dette gjør at EC8 som oftest ikke har stor konstruksjonsmessig betydning i prosjekteringen [48]. Det finnes derfor noen kriterier som

medfører at en kan se bort fra seismisk dimensjonering. Det er én av fem krav som må være oppfylt i henhold til NA.3.2.1(5)P.

Grunntypen i Alverparken er basert på bergtypekart fra Norges Geologiske Undersøkelse, og videre kategorisert som Anortositt, stedvis i veksling med Gabbro [49]. Det er utført grunnarbeid, samt masseutskifting i Alverparken. På bakgrunn av denne informasjonen og bilder fra Alverparken vurderes grunntypen til A, i henhold til Tabell NA.3.1. Dette angir parametere som nyttes videre i vurdering av seismisk last.

Konstruksjoner blir deretter klassifisert i ulike seismiske klasser basert på dens formål og nytte i henhold til tabell NA.4(902). B7 er et boligbygg, og vurderes til klasse 2, som gir en seismisk faktor,  $\gamma_I$ , lik 1.0. Denne er nødvendig for å se om noen av utelatelseskriteriene er oppfylt. Se tabell 8 for resultat, og vedlegg B.5.1 for komplett beregningsgang av utelatelseskriterier og faktorer.

Utelatelseskriterier	Krav	Resultat	Referanse
1	Svært lav seismisitet	<b>IKKE OK</b>	NA.3.2.1(5)P, NORSAR «Oppdaterte sonekart»
2	Seismisk klasse 1	<b>IKKE OK</b>	NA.4(902)
3	Lett trekonstruksjon	<b>IKKE OK</b>	Betongelementboken Bind H 2.3.3
4	Dimensjonerende spektrum	<b>IKKE OK</b>	Betongelementboken Bind H 2.3.4
5	Størrelser på krefter	<b>IKKE OK</b>	4.4.1(2)(a), Betongelementboken Bind H 2.3.5

Tabell 8. Utelatelseskriterier med resultater.

I denne seismiske vurderingen er det tatt i bruk oppdaterte sonekart utgitt av NORSAR i 2020. På bakgrunn av dette får Alverparken en redusert grunnakselerasjon,  $a_g$ , sammenlignet med EC8-1. Selv med de oppdaterte sonekartene innfrir ikke B7 noen av utelatelseskriteriene.

NODEs prosjektering inneholder en jordskjelvanalyse i FEM-Design, og det var derfor ikke prioritert å lage en modell for B7. Likevel var det ønske om å utføre en sammenligning av resultater ved bruk av tværkraftmetoden. Dette er en forenklet metode som kan benyttes

dersom B7 har regularitet i oppriss i henhold til EC8-1 pkt. 4.2.3.3 og første egensvingeperioder i henhold til pkt. 4.3.3.2.1(2). B7 oppfylder kravet om første egensvingningsperiode, og kriterier for regularitet i oppriss undersøkes, se vedlegg B.5.1 og B.5.2.

Det er fire ulike krav som må tilfredsstilles for å kunne regnes som regulært i oppriss. De første tre kravene omhandler at massen og stivheten i bygget ikke skal ha noen brå endringer. Ved overslagsberegninger viser det seg at massen på D1 og D2 nesten halveres sammenlignet med sokkeletasjen ved bruk av hulldekker. Det vurderes derfor til å være en vesentlig endring i stivhet og masser fra fundament til topp. Derfor innfrir ikke B7 kravet til 4.2.3.3(3), og anses ikke som regulært i oppriss.

Til tross for dette var det ønskelig å se utfallet for B7 i tabell 4.1 i pkt. 4.2.3.1(3)P, som anvist i figur 16. Videre ble det derfor kontrollert for krav om regularitet i plan.

Tabell 4.1 – Konsekvenser av konstruksjonens regularitet for seismisk analyse og dimensjonering

Regularitet		Tillatt forenkling		Konstruksjonsfaktor
Plan	Oppriss	Modell	Lineær-elastisk analyse	(for lineær analyse)
Ja	Ja	Plan	Tverrkraft <sup>a</sup>	Referanseverdi
Ja	Nei	Plan	Modal	Redusert verdi
Nei	Ja	Romlig <sup>b</sup>	Tverrkraft <sup>a</sup>	Referanseverdi
Nei	Nei	Romlig	Modal	Redusert verdi

Figur 16. Oversikt over konsekvenser for regularitet. Hentet fra: EC8.

Første kravet til regularitet i plan innebærer kontroll av masse- og stivhetssenter. Massesenteret er nokså sentrisk, men grunnet heissjaktens 27 tonn blir tyngdepunktet flyttet noe opp i Y-retning. Det er i beregningene tatt hensyn til massene fra fundament, heissjakt og total vekt av etasjeskillene. Resultatet og beregningene av tyngdepunktet for massesenteret er vist i formel 3.

$$X = \frac{\sum MX}{\sum M} = 13.90 \text{ meter} \quad Y = \frac{\sum MY}{\sum Y} = 7.10 \text{ meter}$$

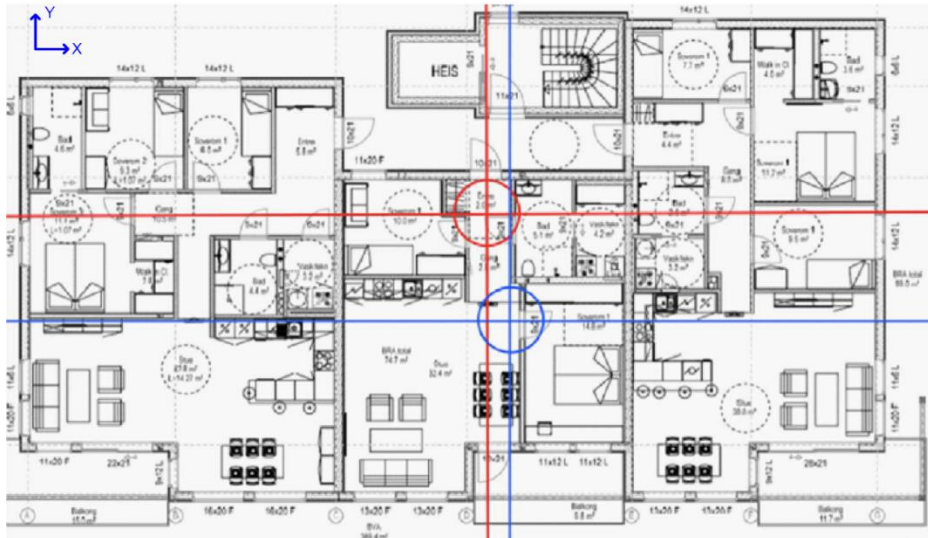
Formel 3. Koordinater for massesenteret.

Ved utregning av stivhetssenter er det de vertikalt avstivende skivene som vil danne en rotasjon om et ukjent tyngdepunkt. Skivenes stivhet vil basere seg på lengde, tykkelse, høyde, areal og annet arealmoment. Resultatet av beregningene gir stivheten som vektet opp mot avstanden de har fra et valgt nullpunkt. Formel og resultat av tyngdepunktberging er vist i formel 4.

$$X = \frac{\sum K_x \cdot y}{\sum K_x} = 14.50 \text{ meter} \quad Y = \frac{\sum K_y \cdot x}{\sum K_y} = 5.19 \text{ meter}$$

Formel 4. Koordinater for stivhetssenter.

Det viser seg ved håndberegninger at differansen mellom massesenteret og stivhetssenteret er 2 meter. Dette innfrir kravet om regularitet i plan basert på 4.2.3.2(6)(4.1a). Se vedlegg B.5.2.1 og figur 17.



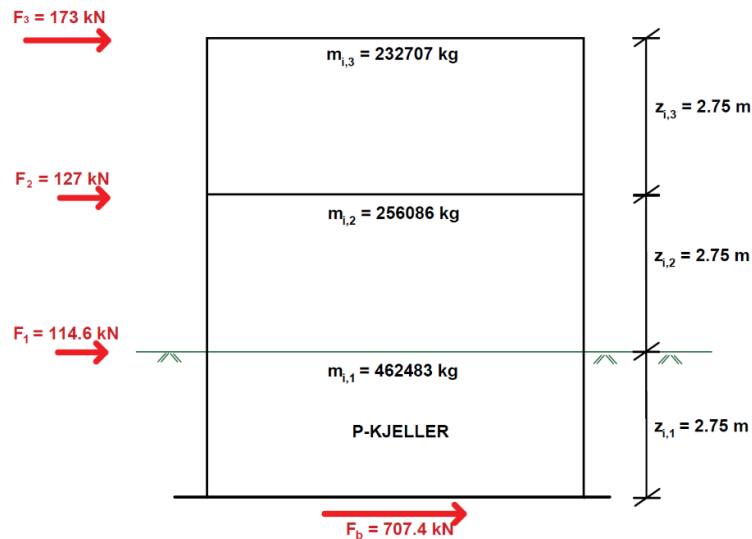
Figur 17. Koordinater for masse- og stivhetssenter. Laget i AutoCAD.

Til tross for at B7 ikke oppfyller nødvendige krav for bruk av tverrkraftmetoden, brukes den likevel som en overslagsberegning for å sammenligne resultatet med NODEs FEM-analyse.

Det beregnes statiske, horisontale krefter som plasseres på hver av etasjeskillene. Resultatet baserer seg på massen, høyden og størrelsen av den seismiske skjærkraften ved fundamentnivå, se formel 5. Den alternative løsningen omfatter en ny dimensjonering av etasjeskillene, og medfører at disse blir betraktelig lettere. Parkeringskjelleren og sokkeletasjen forblir uendret, og vil derfor bidra med tilsvarende egenlast som før. Den resulterende statiske kraften på hvert dekke er vist i figur 18 og vedlegg B.5.3.

$$F_i = F_b * \frac{z_i * m_i}{\sum z_j * m_j}$$

Formel 5. Utregning av statiske krefter på hver etasje. Formel (4.11) i EC-8.



Figur 18. Resulterende statiske krefter på hvert dekke. Laget i AutoCAD.

Sammenlignes tverrkraftmetoden og NODEs resultater er det en vesentlig differanse mellom disse. Den forenklete betraktningen ved bruk av tverrkraftmetoden gir lavere laster enn det FEM-analysen gjør. Det er ulike årsaker til dette, men det er spesielt én som regnes som plausibel. Tverrkraftmetoden baserer seg primært på massen i konstruksjonen, og det skiller her mellom den totale og etasjewise massen. Det alternative bæresystemet har 90 tonn mindre masse ved bruk av hulldekker, som påvirker masseforholdet mellom etasjene. I den totale masseberegningen er deler av parkeringskjelleren inkludert, mens i formel 5 er kun massen på hvert enkelt dekke over fundamentet tatt i betraktning.

Oppsummert er resultatet at B7 bør kontrolleres for jordskjelv ved bruk av andre metoder enn tverrkraftmetoden. Det konkluderes at en lavere egenlast i alternativt bæresystem vil føre til en lavere seismisk last og at det eksisterende avstivningssystemet derfor vil være tilfredsstillende.

#### 4.6 Skjevstillingslaster

For å kompensere for avvik knyttet til eksentrisitet på laster og geometri, skal det i en konstruksjonsanalyse tas hensyn til dette. Dette gjøres ved å enten se på hele konstruksjonen eller enkeltdeler, og inkluderes i dimensjonerende bruddgrensesituasjon i henhold til EC2-1 pkt. 5.2. Skjevstillingslaster er horisontallaster som kommer av en helning i de vertikalt bærende elementene.

Da B7 kun er 9.2 meter høyt resulterte dette i en nokså lav helning på konstruksjonen.

Beregningene viser at det kun er 0.24 % av de vertikale lastene som forplanter seg til skjevstillingslaster. Se vedlegg B.1.3 for resultat.

#### 4.7 Oppsummering laster

Når lastberegningen er ferdigstilt, skilles disse videre opp i permanente og midlertidige laster. Egenlastene fra alle konstruksjonsdeler, samt nyttelast fra brukskategori, er regnet som permanente. B7 er delt opp i tre seksjoner som beregnes hver for seg, da det er noen ulikheter i geometri. Dette er gjort i den hensikt å få så presise beregninger som mulig.

Egenlastene fra bjelkealternativene er ikke medtatt her, da de varierer, men er inkludert i senere beregninger. Egenlasten fra ytterveggene er eneste lasten som ikke er en jevnt fordelt last over dekket, og er derfor i en egen kolonne som linjelast i tabell 9.

Oppsummering av variable laster er gjengitt i tabell 10 og i vedlegg B.1.4/B.1.5.

Seksjon/Dekke	Karakteristisk flatelast [kN/m <sup>2</sup> ]	Karakteristisk linjelast [kN/m]
S1D1, S2D1, S3D1	4.75	0.24
S1D2, S2D2, S3D2	5.45	0.24

Tabell 9. Permanente laster fra egenlaster.

Seksjon/Dekke	Karakteristisk flatelast [kN/m <sup>2</sup> ]	Type last
ALLE	2.00	NYTTELAST [p]
S1D2, S2D2, S3D2	2.00	SNØLAST [S]

Tabell 10. Variable laster fra nyttelaster.

## 5 Dimensjonering

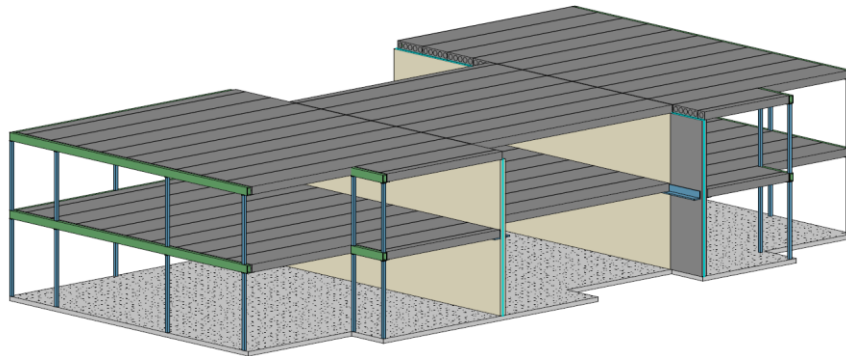
### 5.1 Alternativt bæresystem

Som utgangspunkt i dimensjoneringen ble det utviklet et konsept på hvordan kreftene skulle fordeles. Det var en rekke hensyn som måtte tas, og det var ønsket å utvikle et konsept som fikk utnyttet hulldekkenes fordeler.

#### 5.1.1 Hulldekker

B7 ble delt opp i tre seksjoner som er adskilt av to vertikale skivevegger. I seksjon 2(S2) vil hulldekkene spenne mellom opplegg på skiveveggene. I seksjon 1(S1) og 3(S3) vil

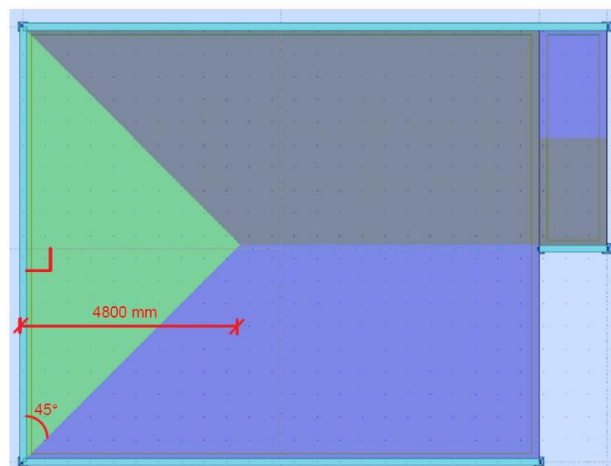
hulldekkene spenne fra skivevegg til opplegg på stålkonstruksjon i yttervegg. Den største spennvidden i disse seksjonene er på underkant av 10 meter, og vurderes til å være uproblematisk i nåværende fase av dimensjoneringen. På bakgrunn av dette er hulldekkene foreslått å legges i lengderetningen av B7 som vist på figur 19.



Figur 19. Illustrasjon over leggeretning på hulldekker. Laget i Revit.

### 5.1.2 Bjelker

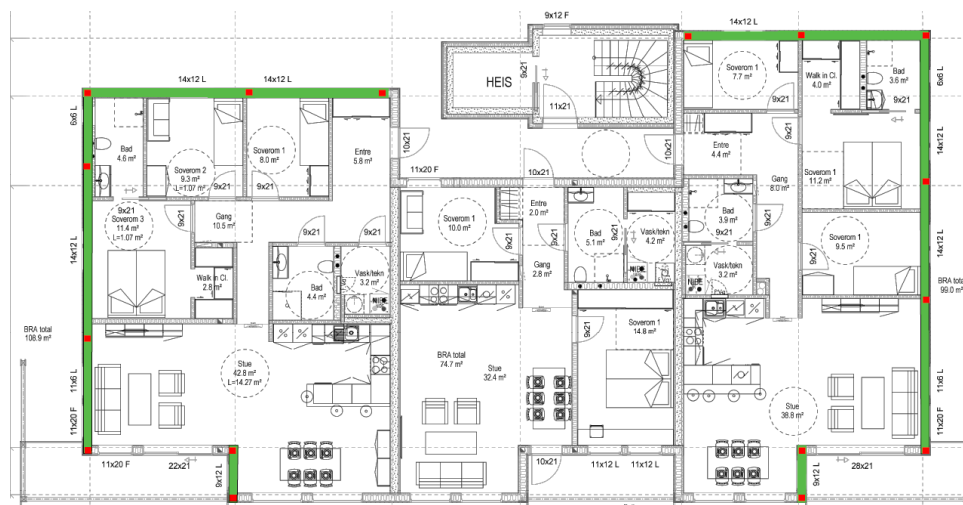
Det er i det alternative bæresystemet tatt i bruk stålbjelker som opplegg i yttervegger. Det er også plassert en supplerende bjelke parallelt med hulldekkene i S1 og S3. Se vedlegg C.7.3 for illustrasjon. Denne er tiltenkt å støtte opp eventuell deformasjonsproblematikk i hulldekkene, samtidig som den vil avstive både i monteringsfasem, og gjennom byggets levetid. Dette gjør at lasten i S1 og S3 ikke vil være uniformt fordelt på alle bjelkene. Unntaket her vil være på de lokale rammene som er opplegg for korte hulldekker, der disse antas konservativt å være uavhengige av resten. Dette er ikke helt reelt siden dekket er tiltenkt å fungere som én dekkeskive, ettersom det vil være fugearmert mellom korte og lange hulldekker. Se figur 20 for eksempel på lastfordeling.



Figur 20. Eksempel på lastfordeling i S1. Laget i ROBOT.

### 5.1.3 Søyler

I det alternative bæresystemet er det planlagt bærende søyler kun i ytterveggene, mens det opprinnelige også hadde søyler inne på dekkene. I ytterveggene er det likevel planlagt flere søyler enn i det opprinnelige bæresystemet, noe som gjøres for å gi bjelkene flere opplegg. At søylene plasseres i yttervegg, gir også frihet til utforming av leilighetene med tanke på innervegger. Se figur 21 for illustrasjon av søyle- og bjelkeplassering. For å hindre store punktlaster på hulldekkene antas søylene som kontinuerlige gjennom bjelkene.

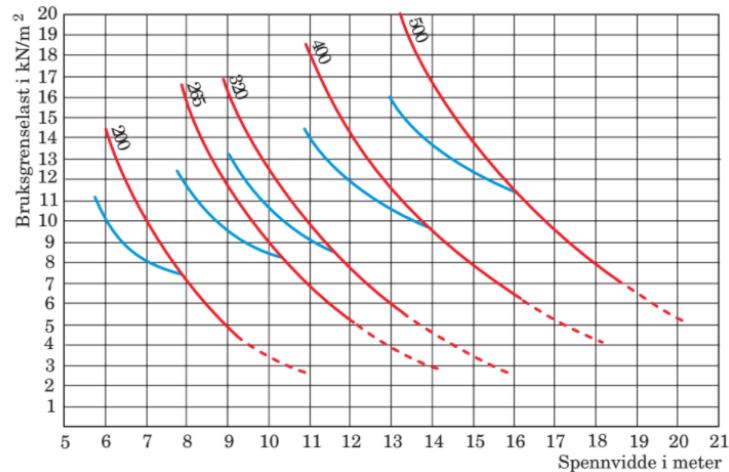


Figur 21. Grønt indikerer bjelker og rødt indikerer søyler. Laget i AutoCAD.

### 5.2 Lydkrav

I B7 er det ulike utfordringer som blir bestemmende for hvilken hulldekkedimensjon som kan nyttes. Som et utgangspunkt ble det bestemt å se på sentrale faktorer som lydkrav, etasjehøyde, spennvidder og kapasiteter. Som en forhåndsdimensjonering basert på kartlagte laster og spennvidde, ble figur A 4.2 fra Betongelementboken bind A brukt. Dette er en tabell som gir orienterende bæreevne for de ulike hulldekkedimensjonene. S1D2 har en flatelast i bruksgrense på omtrent  $5.7 \text{ kN/m}^2$  og en spennvidde på underkant av 10 meter, noe som ifølge figur 22 gir at HD200 ikke har tilstrekkelig kapasitet. Derfor ble HD265 valgt som et utgangspunkt for dekketykkelse.





Figur 22. Bæreevne for ulike hulldekkedimensjoner. Hentet fra: Betongelementboka bind A 4.2 [50].

Akustikk er et eget fagfelt som ikke er et fokus i oppgaven, og derfor er det gjort forenklete betraktninger her. TEK17 § 13-6(1) gir føringer for lydforhold i bygninger, og angir at en preakseptert løsning er å tilfredsstillende lydklasse C i NS 8175:2012 [50]. I Betongelementboken bind E finnes det en oversikt over ulike typer overgulv som tilfredsstiller de ulike lydklassene basert på lav til høy flankeoverføring [51]. B7 ble vurdert til å ha lav/middels flankeoverføring basert på kriteriene som er listet opp i pkt. 10.1.3, og antas konservativt da det kan argumenteres for ekstra liten flankeoverføring i henhold til pkt. 10.1.2. For å tilfredsstillende klasse C må det velges en av gulvtypene mellom 5-8, se figur 23. For våtrom velges det gulvtype 6 som består av Stepisol lydgulv, flytsparkel og keramiske fliser, og for resterende velges det gulvtype 5 som består av 36 millimeter Silencio og 14 millimeter parkett.

Type	Vekt	Lydisolasjon og trinnlydnivå for kombinasjoner av hulldekker og overgulv (ref. tabell 4), gitt på formen $R'_w / L'_{n,w}$ . Alle verdier i dB.							
		1	2	3	4	5	6	7	8
HD 200	290 kg/m <sup>2</sup>	52 / 82	52 / 65	52 / 59	50 / 61	55 / 57	56 / 55	57 / 53	56 / 55
HD 220	340 kg/m <sup>2</sup>	53 / 80	53 / 63	53 / 57	51 / 59	56 / 55	57 / 53	58 / 51	57 / 53
HD 265	390 kg/m <sup>2</sup>	54 / 78	54 / 61	54 / 55	52 / 57	57 / 53	58 / 51	59 / 49	58 / 51
HD 285	440 kg/m <sup>2</sup>	55 / 77	55 / 60	53 / 54	53 / 56	58 / 52	59 / 50	60 / 48	59 / 50
HD 320	430 kg/m <sup>2</sup>	55 / 77	55 / 60	55 / 54	53 / 56	58 / 52	59 / 50	60 / 48	59 / 50
HD 340	480 kg/m <sup>2</sup>	56 / 75	56 / 58	56 / 52	54 / 54	59 / 50	60 / 48	61 / 46	60 / 48
HD 320 Bolig	530 kg/m <sup>2</sup>	57 / 74	57 / 57	57 / 51	55 / 53	60 / 49	61 / 47	62 / 45	61 / 47
HD 400	490 kg/m <sup>2</sup>	57 / 75	57 / 58	57 / 52	55 / 54	60 / 50	61 / 48	62 / 46	61 / 48
HD 420	540 kg/m <sup>2</sup>	58 / 74	58 / 57	58 / 51	56 / 53	61 / 49	62 / 47	63 / 45	62 / 47

Figur 23. Oversikt over gulvtyper og lydkrav. Gule felt indikerer lydkrav C. Hentet fra: Betongelementboka bind E 10.1.3 [51].

Når det er valgt hulldekketykkelse og gulvtype må det også tas hensyn til etasjehøyden i B7. TEK17 § 12-7(2)(a) angir at «rom for varig opphold skal ha høyde minimum 2.4 meter» [52], og er derfor den nedre grensen som er begrensende. Ved bruk av plasstøpte dekker har NODE prosjektert en total tykkelse på etasjeskiller på 276 millimeter som inkluderer overgulv, se vedlegg A. Dette betyr at HD265 tørrmontert nesten har samme tykkelse som ferdig plasstøpte dekker. Det er antatt at det lektes ned og monteres gipsplater i himling [53]. Ved konservative antagelser vil tykkelsen ved bruk av HD265 bli 381 millimeter, se tabell 12.

Material	Tykkelse [mm]
Himling	36
HD265	265
Summing	20-30
Gulvtype 5/8	50
Etasjeskiller totalt	381
$\Delta t = t_{etter} - t_{før}$	105

Tabell 11. Beregning av dekketykkelse HD265 med overgulv.

For å tilfredsstille høydekrav i etasjer for rom med varig opphold må hver av etasjehøydene i D1 og D2 økes med 105 millimeter. Høyden på B7 ligger allerede på kotebegrensningen, og det må derfor prosjekteres nedover i terrenget. Med klaringen på 70 centimeter til kommunalt avløpsnett vurderes dette til å la seg gjøre. Ved å konservativt bygge B7 30 centimeter, fremfor nødvendige 21 centimeter, lenger ned i terrenget tilfredsstilles begrensningene. Det vil samtidig være gode toleranser for utførende. Det fastslås at HD265 er en god løsning og vil brukes videre i dimensjoneringen.

## 5.3 Bruddgrense

### 5.3.1 Hulldekker

Når de opptredende lastene på hulldekkene er kartlagt, kan disse dimensjoneres for bruddgrensetilstand. S1D2 har størst spennvidde på i underkant av 10 meter, og er samtidig det tyngst belastede dekket med last fra lettetasje og snø. For de korte spennene ved balkongene, er det lavere dimensjonerende laster enn ved resterende hulldekker. Derfor blir dimensjoneringen utført for hulldekker med lengde på 9.5 meter og 4.9 meter, hovedsakelig ved å endre antall spenntau. Det kunne blitt gjort en mer detaljert prosjektering på hvert

enkelt hulldekke, men for å redusere montasje- og produksjonsvariasjon, blir det primært to varianter. Se tabell 13 for dimensjonerende laster og kapasiteter av hulldekkene. Se vedlegg B.3.1 for fullstendige beregninger.

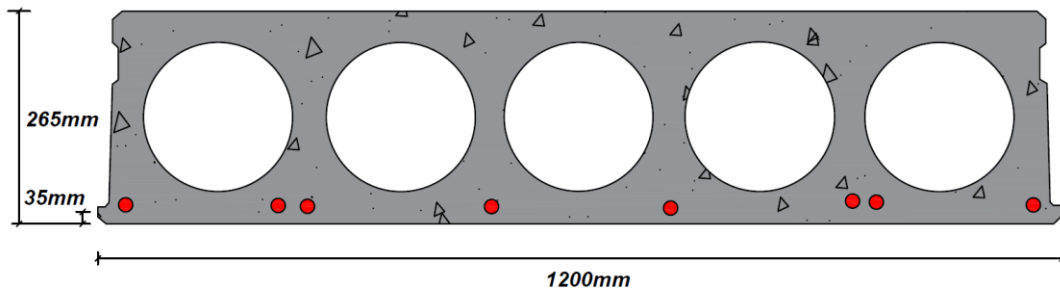
I dimensjoneringen er det tatt i bruk tilsendt kompendium innen hulldekker fra Con-Form [54], og det er tatt utgangspunkt i spenntau Ø12.9 med en bruddspenning på 1770 MPa [55]. Vanligvis produseres HD265 med seks til ti spenntau, alt ettersom hvor store laster som er opptredende. Se tabell 13, vedlegg B.3.1 for beregninger, og vedlegg C.8.3 for hulldekkeoversikt.

Karakteristisk last	Lastfaktor (6.10b)	Bruddgrenselast	
$g_k = 6.54 \text{ kN/m}$	1.2	$g_{Ed} = 7.85 \text{ kN/m}$	
$p_k = 4.8 \text{ kN/m}$	1.5/1.05	$p_{Ed} = 6.12 \text{ kN/m}$	
Dimensjonerende last	Kapasitet	Utnyttelsesgrad	Resultat
<b>L = 9500 mm, 8 spenntau</b>			
$M_{Ed} = 156 \text{ kNm}$	$M_{Rd} = 194.1 \text{ kNm}$	$U_f = 80\%$	<b>OK</b>
$V_{Ed} = 66.5 \text{ kN}$	$V_{Rd} = 170.8 \text{ kN}$	$U_f = 39\%$	<b>OK</b>
<b>L = 4900 mm, 6 spenntau</b>			
$M_{Ed} = 41.9 \text{ kNm}$	$M_{Rd} = 145.6 \text{ kNm}$	$U_f = 29\%$	<b>OK</b>
$V_{Ed} = 34.2 \text{ kN}$	$V_{Rd} = 170.8 \text{ kN}$	$U_f = 20\%$	<b>OK</b>

Tabell 12. Resultat av bruddgrensekontroll HD265 i S1D2.

Resultatet viser at det er opptredende moment det må dimensjoneres for. Ved bruk av ti spenntau ble utnyttelsesgraden på omkring 64 % på de lengste hulldekkene, noe som ble vurdert til å være for lavt. Ved bruk av åtte spenntau blir utnyttelsesgraden på 80 %, som anses å være tilfredsstillende. For de korte hulldekkene blir det en lav utnyttelse grunnet kort spenn, og det velges derfor seks spenntau, som er minimum for HD265.

Skjærkapasitetsutnyttelsen er lav, da det sjeldent er skjær som er dimensjonerende for dekker. Dette kommer av at dekker ofte har et stort skjærareal som følgelig gir høy kapasitet. Resultatet er at HD265 med åtte spenntau er godt egnet til bruk i B7 for spennene over 4.9 meter, mens resterende utføres med seks spenntau. Se figur 24 for skissert tverrsnitt av HD265 med åtte spenntau.

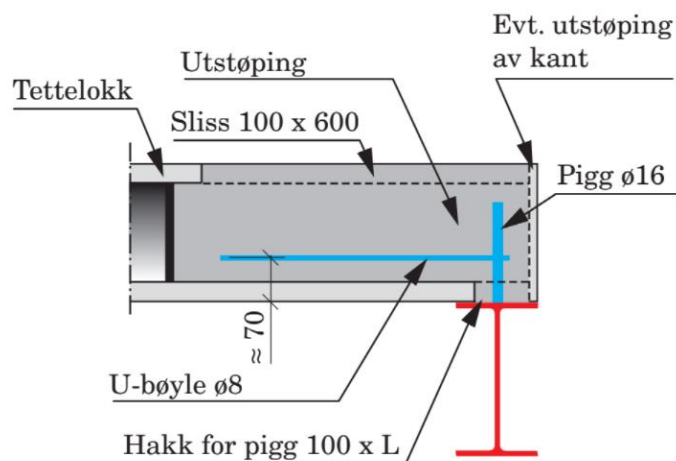


Figur 24. Skissert tverrsnitt av HD265 med åtte spenntau. Laget i AutoCAD.

### 5.3.2 Opplegg

#### 5.3.2.1 Hulldekke på IPE-profil

Utførelsen av opplegg for HD265 på IPE-profilet gjøres i samsvar med det Betongelementboken anbefaler, samt hva Norsk Stålforbund og Betongelementforeningen viser i sin veileder. Med denne løsningen plasseres HD265 på IPE-profilet med en teoretisk oppleggslengde på minimum 80 millimeter på toppflens [56]. Derav er det nødvendig med et IPE-profil med bredde på minst 80 millimeter. For å sammenføye hulldekket og IPE-profilet, lages det en slisse på 100 millimeter i bredde og 600 millimeter i lengde, som senere støpes igjen ved bruk av endeforskaling. I slissen er det montert en dybel og en u-bøyle som sørger for at kreftene i hulldekkene forankres videre til bjelken. Se figur 25 for illustrert løsning fra Betongelementboken. Denne utførelsen gjøres med senteravstand på 1200 millimeter, som i praksis betyr at det gjøres på hvert hulldekke.



Figur 25. Detaljutføring av opplegg for hulldekke på IPE. Hentet fra: Betongelementboken bind A 9.1 [57].

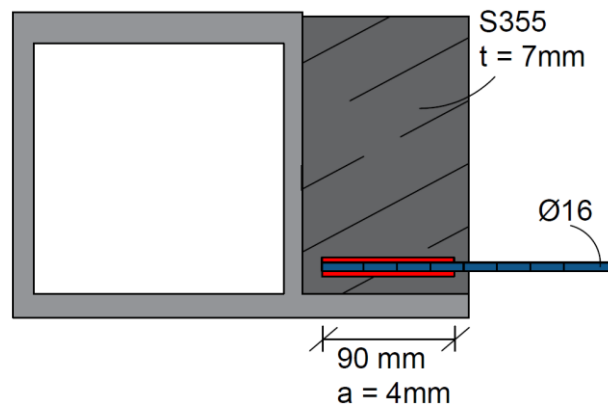
Det er kun i ytterveggene IPE-alternativet vil ha denne løsningen, og det er derfor et ensidig opplegg. Da hele dybelen blir støpt inn, forekommer det ikke noe moment, og det er derfor avskjæringskapasiteten som kontrolleres. Den dimensjonerende retningen på skjærkraften er når den virker parallelt med hulldekkene og ut mot ytterveggene. Dette gir verste tilfelle, da betongen må kontrolleres for betongkantbrudd, se vedlegg B.3.6 for beregning.

Ved å ta i bruk  $\varnothing 16$  dybler med flytegrense på 500 MPa, har disse en skjærkapasitet på 50.5 kN per dybel. Velges IPE300 vil det være en kort flensbredde på bare 150 millimeter, som kan gi utfordringer knyttet til betongkantbrudd. I dette alternativet er det antatt brukt B45 i slissestøp. Om det videre konservativt antas å være en kantavstand på 60 millimeter fra dybel til støpekant, blir betongens skjærkapasitet redusert med 20 %. Dette resulterer i at betongkantbrudd er dimensjonerende, og betongens kapasitet beregnes til å være 22 kN per dybel.

#### *5.3.2.2 Hulldekke på HSQ-profil*

Opplegget for HD265 på HSQ-profilet utføres på en annen måte enn IPE-profilet. Blant annet anbefaler veilederen for hulldekker på bæresystem av stål å ha 80 millimeter oppleggslengde, og 30 millimeter til endefuge på underflens. Dette innebærer at underflensen på HSQ-profilet anbefales å være minimum 110 millimeter, og vil i likhet med IPE-profilet være ensidig.

Ved påføring av laster på ensidig HSQ-profil vil det oppstå torsjonsmoment grunnet eksentrisitet. Veilederen anbefaler å ta i bruk torsjonsflagg for å forhindre rotasjon. Det dannes en torsjonskobling ved å sveise en stålplate til HSQ-profilet og deretter sveise på et kamstål som forankres i hulldekket. Rotasjonen som oppstår, vil danne et kraftpar for å ta opp strekk- og trykkrefter. Hensikten bak det sveiste kamstålet er å ta strekkreftene som oppstår, og det er konservativt brukt jordskjelvlast fremfor vindlast i dimensjoneringen. Detaljdimensjoneringen av torsjonskoblingen med hensyn til strekkreftene fra hulldekkene, viser at det kan nyttes en stålplate med 7 millimeter tykkelse og  $\varnothing 16$  kamstål. Sveisen utføres som kilsveis med a-mål på 4 millimeter og 90 millimeter lengde. Se vedlegg B.3.7 for utregning og figur 26 for illustrasjon.



Figur 26. Illustrasjon torsjonskobling. Laget i AutoCAD.

### 5.3.2.3 Hulldekke på likebent stålinkel

For hver av bjelkealternativene blir det lagt frem forslag om opplegg på symmetrisk vinkel ved skivevegger, som tidligere vist på figur 9. Det er valgt profil på 120x120x20 millimeter som opplager symmetrisk om skiveveggene. Dette for å tilfredsstille kravet om oppleggslengde på totalt 110 millimeter. Avstanden fra vegg, inkludert halve oppleggslengden, vil skape et moment om vinkelen. Dette må sammen med lastene på opplegget, føres inn til innstøpningsplaten ved hjelp av topp- og bunnveis, se vedlegg B.3.9.

Det kreves minimum 45 millimeter med sveis i topp og bunn mellom vinkel og innstøpningsplate, for å bringe kreftene inn. Det vil derfor være innstøpningsplatens senteravstand som er begrensende i dimensjoneringen. Innstøpningsplate levert fra Peikko kommer med egne dimensjoneringsprinsipp, og viser til kapasitetsformel som vist i formel 6 [58]:

$$\left(\frac{M_{ed}}{M_{rd}}\right)^{\frac{4}{3}} + \left(\frac{V_{ed}}{V_{rd}}\right)^{\frac{4}{3}} \leq 1,0 \rightarrow \left(\frac{4.13 \cdot x}{4.5}\right)^{\frac{4}{3}} + \left(\frac{55.58 \cdot x}{81.8}\right)^{\frac{4}{3}} = 1.0 \rightarrow x = 0.72m$$

Formel 6. Kapasitetskontroll av innstøpningsplate fra Peikko.

Kapasitetskontrollen gir en begrensning av senteravstand på 720 millimeter. Det legges frem forslag om å bruke Peikko SBKL 200x300 c/c 600. Én i hver hulldekkeskjøtt, og én i senter på hvert element. Det bør sveises fullverdig i topp og bunn for god fordeling av kreftene. Lengden på kilsveis blir 292 millimeter, som resulterer i en utnyttelse på 5 % og 7.5 %. Utnyttelsen på innstøpningsplatene vil være på 76 % ved en senteravstand på 600 millimeter. Kapasiteten til den likebente vinkelen og innstøpningsplaten er vist i tabell 14 og i vedlegg B.3.9.

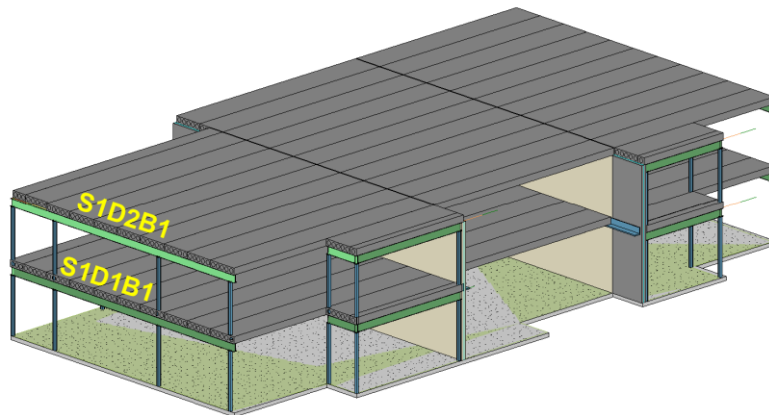
Profil	$V_{Ed}$	$V_{Rd}$	$M_{Ed}$	$M_{Rd}$	Resultat
S355J2 120x120x20	55.58 kN	6760 kN	4.17 kNm	6.04 kNm	OK
SBKL 200x300	55.58 kN	136 kN	4.17 kNm	7,5 kNm	OK

Tabell 13. Kapasitetskontroll vinkler.

### 5.3.3 Bjelker

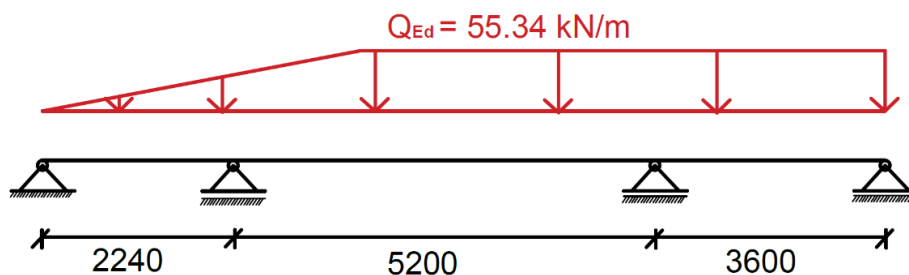
#### 5.3.3.1 IPE

Det foreligger begrensninger i hvor brede bjelkene kan være med tanke på tykkelsen av yttervegg. Av profilene som er hylleware er IPE best egnet, da det har høy momentkapasitet uten å være like bred som HE-A og HE-B. Dimensjoneringen er derfor gjort med IPE som utgangspunkt, og er gjort i samsvar med EC3-1. Bjelken som kontrolleres er S1D2B1 som vist på figur 27.



Figur 27. Oversikt over bjelkene som kontrolleres. Laget i Revit

Dette er bjelken som har det største dimensjonerende momentet grunnet den ekstra lasten fra lettetasjen og snølasten. Samtidig er det her HD265 har sin lengste spennvidde som gir størst lastbredde. I det alternative bæresystemet har bjelken fire opplegg, kontra tre i det eksisterende. Dette gir det statiske systemet som vist i figur 28, basert på lastfordeling tidligere vist i figur 20.



Figur 28. Statisk system for S1D2B1. Laget i AutoCAD.

En viktig antagelse for videre dimensjonering er at IPE-bjelken er fastholdt mot vipping når skjærdebyelen er innstøpt. Det ble tatt utgangspunkt i stålkvalitet S355, som har en karakteristisk flytegrense på 355 MPa. Det ble beregnet dimensjonerende moment på bjelken i ROBOT. Resultatet ble brukt til å finne nødvendig motstandsmoment ved bruk av bøyespenningsformelen, som vist i formel 7. Resultatet er vist i tabell 15 og vedlegg B.3.3.

$$\sigma = \frac{M}{W} \rightarrow W_{n\ddot{o}dv} = \frac{M_{Ed}}{\sigma_{fyd}}$$

Formel 7. Formel for beregning av nødvendig motstandsmoment.

Til tross for at vanlige IPE-bjelker med stålkvalitet S355 faller inn under tverrsnittklasse 1 for kun bøyning, så er det konservativt brukt elastisk motstandsmoment i dimensjoneringen. Med andre ord beregnes IPE-bjelkene for å være i tverrsnittklasse 3, og det vil forekomme lokal knekking av tverrsnittet før den plastiske kapasiteten utnyttes. IPE 240 har for lavt motstandsmoment og vurderes derfor ikke videre. Om det tas i bruk IPE 270 er det god utnyttelsesgrad, men flensbredden er noe lav for HD265. Det vurderes derfor til at IPE 300 er et godt alternativ for videre dimensjonering.

Dimensjonerende moment	$W_{n\ddot{o}dv} [mm^3]$		
$M_{Ed} = 114.54 kNm$	$338.9 * 10^3$		
Profil	$W_{el,y} [mm^3]$	Utnyttelsesgrad	Resultat
IPE 240	$324 * 10^3$	$U_f = 104.5 \%$	<b>IKKE OK</b>
IPE 270	$429 * 10^3$	$U_f = 78.7 \%$	<b>OK</b>
IPE 300	$557 * 10^3$	$U_f = 60.1 \%$	<b>OK</b>

Tabell 14. Kapasitetskontroll for moment.

S1D2B1 må også kontrolleres for skjærkrefter og skjærknekkning. Da IPE 300 er en relativ lav profil, vil det ikke være fare for skjærknekkning i henhold til vedlegg B.3.3.2. Det vurderes likevel som god ingeniørmessig skikk å montere symmetriske, tverrgående stivere ved opplegg. Det er også et kriterium for å regne på vipping at man har gaffellagring ved opplegg. Hensikten med dette er å føre skjærkreftene videre til søylen under. IPE 300 har en nokså smal flens og derfor settes stiverne til å ha en bredde på 71.45 millimeter som går fra steg og ut til flensen. Steget vil også bidra til stiverne sin knekkekapasitet i henhold til EC3-5(9.1(2)). Denne settes konservativt til at 150 millimeter av steget bidrar til kapasiteten, noe som tilsvarer bredden på IPE 300. Stiverne settes vanligvis lik tykkelse på steget, og i dette tilfellet til 7.1 millimeter. Videre vurderes det som hensiktsmessig å bruke platetykkelser

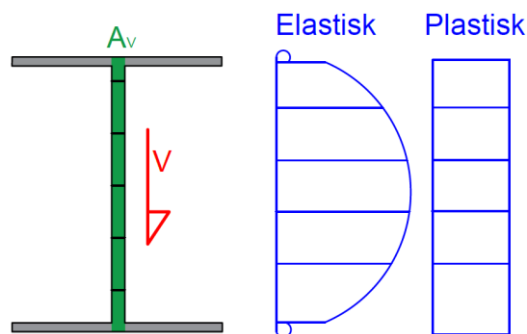


som er hylleware, og derfor settes stiverne til 10 millimeter. Det plasseres fire stivere ved indre opplegg, og fire stivere ved endeopplegg på samtlige IPE-bjelker. Resultatet fra dimensjonering av stivere til S1D1B1 er presentert i tabell 16 og vedlegg B.3.5.

Dimensjonerende aksiallast	Bidrag fra søyle	Bidrag fra skjær		
$N_{Ed} = 473.79 \text{ kN}$	$N_{Ed} = 379.59 \text{ kN}$	$V_{Ed} = 94.20 \text{ kN}$		
$t_{stiver} \text{ [mm]}$	Antall stivere	$A_{stivere} \text{ [mm}^2\text{]}$	$\sigma \text{ [MPa]}$	Resultat
10	2	2494	189.9	OK
10	4	4562	103.8	OK

Tabell 15. Kapasitetskontroll av stivere.

For beregning av skjærkapasitet til IPE 300 nyttes det plastisk kapasitet selv om det er en elastisk beregning i henhold til EC3-1(6.2.6(4)). Årsaken til dette er at skjær ikke innvirker mye på kapasiteten til aksialkrefter og moment. Forskjellen på den elastiske og plastiske spenningsfordelingen er vist i figur 29. Her er også det medregnede skjærarealet illustrert.



Figur 29. Illustrasjon over spenningsfordeling og skjærareal. Laget i AutoCAD.

I henhold til pkt. 6.2.8(1) i EC 3-1 skal momentkapasiteten til tverrsnittet reduseres om halvparten av den plastiske skjærkapasiteten overskrides. Det er konservativt kun tatt med skjærarealet i selve steget, og et lite bidrag fra flensene. Resultatet er presentert i tabell 17, og vedlegg B.3.3.2. Det viser seg at det er god kapasitet i IPE-profilene og at skjær ikke er dimensjonerende. Det vurderes fortsatt til at IPE300 er det mest hensiktsmessige profilet å ta i bruk ved denne bjelkeløsningen.

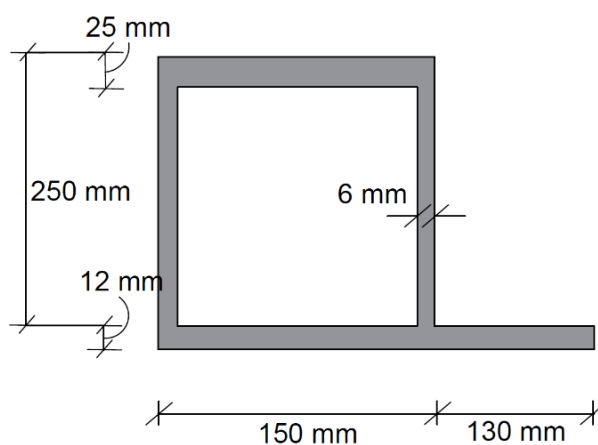
Dimensjonerende skjærlast			
$V_{ed} = 144.61 \text{ kN}$			
Profil	Skjærareal	Utnyttelsesgrad	Resultat
IPE 240	$A_v = 1488 \text{ mm}^2$	$U_f = 50 \%$	OK
IPE 270	$A_v = 1782 \text{ mm}^2$	$U_f = 41.5 \%$	OK
IPE 300	$A_v = 2130 \text{ mm}^2$	$U_f = 34.7 \%$	OK

Tabell 16. Kapasitetskontroll for skjær.

Ved verste lasttilfelle konkluderes det at IPE 300 med 10 millimeter stivere har tilstrekkelig kapasitet og oppleggslengde til å nyttes over hele B7.

### 5.3.3.2 HSQ

Ved bruk av ensidig HSQ-profil forsvinner problematikken knyttet til profilbredde i yttervegg, da hulldekkene vil ligge i flukt med profilet. Det vil oppstå et torsjonsmoment basert på at lasten ikke lenger er sentrisk, noe som må tas hensyn til i dimensjoneringen. Som utgangspunkt er det valgt et HSQ-profil fra tabellverk i Stål Håndbok Del 1 [59]. Grunnet anbefalt avstand fra overkant profil til overkant hulldekke, ble videre dimensjonering basert på ensidig HSQ 250x6mm. Tabellen var for tosidige profiler og bunnflensene var her symmetrisk 125 millimeter. Veilederen fra Norsk Stålforbund og Betongelementforeningen anbefaler dette som minimums flensbredde for opplegg av HD265 på HSQ-profil, og det ble derfor vurdert å øke flensbredden med fem millimeter for å gi bedre toleranse. Den ekstra eksentrisiteten gir noe høyere torsjonsmoment. HSQ-profilet det tas utgangspunkt i er illustrert i figur 30.



Figur 30. Illustrasjon av valgt ensidig HSQ-profil. Laget i AutoCAD.

Da det valgte HSQ-profilet ikke er hyllevare på lik måte som IPE, ble det gjort egne beregninger av annet arealmoment og motstandsmoment. Til tross for at tverrsnittet ikke er symmetrisk, er tyngdepunktet omtrent halvparten av høyden, noe som er gunstig for momentkapasiteten. Dette fordi tykkelsen på toppflens er dobbelt så stor og omtrent halvparten så lang. Da det er et større areal på valgt ensidig HSQ-profil enn IPE 300 så blir også annet arealmoment noe høyere. For å finne momentkapasiteten benyttes igjen formel 7 ved å bruke beregnet motstandsmoment opp mot dimensjonerende flytespenning. Resultatet for kontroll av momentkapasitet er vist i tabell 18, og vedlegg B.3.2.1.

<b>Dimensjonerende moment</b>			
$M_{Ed} = 114.54 \text{ kNm}$			
<b>Profil</b>	<b>Momentkapasitet</b>	<b>Utnyttelsesgrad</b>	<b>Resultat</b>
Ensidig HSQ 250x6	$M_{Rd} = 299.8 \text{ kNm}$	$U_f = 38 \%$	<b>OK</b>

Tabell 17. Kapasitetskontroll for moment.

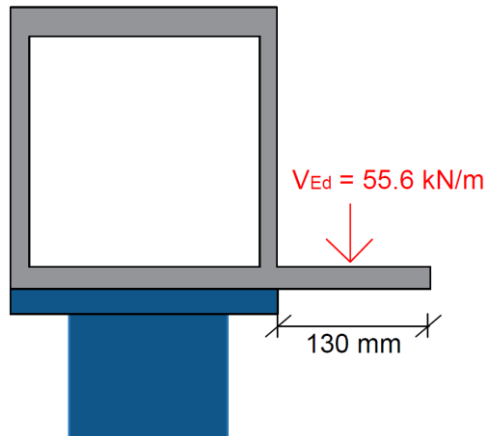
Ved bruk av tiltenkt tverrsnitt resulterer dette i en momentkapasitet som er høyere enn IPE-alternativet. Utnyttelsen for moment er lav, men det er i HSQ-alternativet andre begrensninger, da blant annet oppleggslengde og høyde på tverrsnittet. Det anses likevel som tilfredsstillende å gå videre med ensidig HSQ 250x6.

I likhet med dimensjoneringen av IPE, er også kontroll av skjærkapasitet for HSQ-profilet gjort med plastisk beregning. Det er kun de vertikale delene av profilet som er inkludert i skjærarealet, og det er antatt at skjærkreftene er jevnt fordelt over profilet. Resultat av kapasitetskontroll er vist i tabell 19 og vedlegg B.3.2.2. Det er også her en lav utnyttelse av kapasiteten, noe som primært kommer av skjærarealet.

<b>Dimensjonerende skjærkraft</b>			
$V_{Ed} = 144.61 \text{ kN}$			
<b>Profil</b>	<b>Skjærareal</b>	<b>Utnyttelsesgrad</b>	<b>Resultat</b>
Ensidig HSQ 250x6	$A_v = 3144 \text{ mm}^2$	$U_f = 23.5 \%$	<b>OK</b>

Tabell 18. Kapasitetskontroll for skjær.

Lastene føres ikke sentrisk inn på tverrsnittet, men på underflensen. Denne vil derfor virke som en utkrager som må kontrolleres for moment og skjærkrefter. Fotplaten i topp av søyle som HSQ-bjelken skal monteres på er 150 millimeter bred, og underflensen vil derfor ikke være understøttet av denne. Den statiske modellen for underflensen er vist i figur 31, tilsvarende en utkraget bjelke. Det oppstår et lokalt moment og skjærkraft som det kontrolleres mot. Det er forenklet antatt en momentarm lik halve lengden av utkrageren. Se tabell 20 og vedlegg B.3.2.4 for resultat.



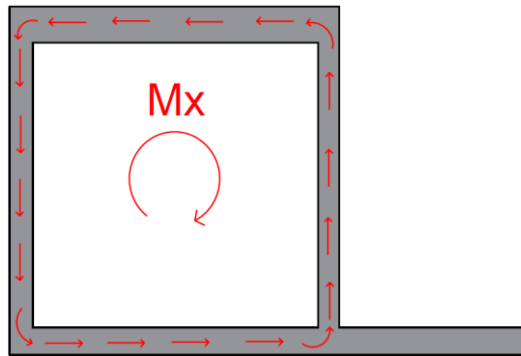
Figur 31. Statisk modell underflens. Laget i AutoCAD.

Det viser seg ikke å være et problem for underflensen å bære lastene som påføres, og det er da spesielt skjærkraftkapasiteten som er høy grunnet det store skjærarealet. Underflensen har god nok kapasitet til å føre lastene inn til resten av tverrsnittet.

Dimensjonerende skjærkraft	Dimensjonerende moment	
$V_{Ed} = 55.6 \text{ kN}$	$M_{Ed} = 3.61 \text{ kNm}$	
Kapasitet	Utnyttelsesgrad	Resultat
$V_{Rd} = 2341.7 \text{ kN}$	$U_f = 2 \%$	OK
$M_{Rd} = 8.11 \text{ kN}$	$U_f = 44.5 \%$	OK

Tabell 19. Kapasitetskontroll for moment og skjær i underflens.

Eksentrisiteten på lastene medfører at det vil dannes et torsjonsmoment i HSQ-profilet. Profilet er midlertid velegnet til å ta opp dette torsjonsmomentet, da det regnes som et lukket tverrsnitt. Dette medfører at det forenklet kan regnes på St. Venants torsjon i henhold til EC3-1(6.2.7(7)). Denne vurderingen er også basert på at hulldekkene og HSQ-profilet utføres med en torsjonskobling. Dette innebærer at torsjonsmomentet fordeles i en skjærstrøm gjennom tverrsnittet, som er illustrert i figur 32. Kapasitetskontrollen må videre gjøres ved å se på de totale spenningene i tverrsnittet fra moment, skjær og torsjon. Dette gjøres ved bruk av Von Mises fra EC3-1(6.2.1(5)). Resultatet av kapasitetskontroll for spenninger er vist i tabell 21 og vedlegg B.3.2.3.



Figur 32. Illustrasjon av St. Venants torsjon i HSQ-tverrsnitt. Laget i AutoCAD.

Dimensjonerende torsjonsmoment	Dimensjonerende skjærspenning	Totalt dimensjonerende spenning	
$M_{x,Ed} = 3.61 \text{ kNm}$	$\tau_{M_x} = 8.58 \text{ MPa}$	$\sigma_j = 141.45 \text{ MPa}$	
Stålkvalitet	Spenningskapasitet	Utnyttelsesgrad	Resultat
S355	$\sigma_{till} = 338 \text{ MPa}$	$U_f = 71 \%$	<b>OK</b>

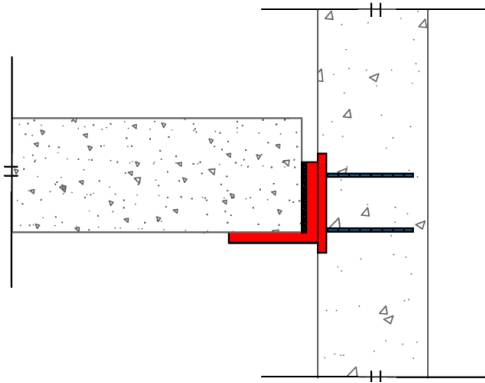
Tabell 20. Kapasitetskontroll for St. Venants torsjon.

Konklusjonen er at ensidig HSQ 250x6mm vil ha tilstrekkelig kapasitet for å kunne benyttes i hele B7, og vurderes i likhet med IPE 300 som et godt bjelkealternativ.

### 5.3.3.3 Likebent vinkelstål og festeplater

Peikko produserer innstøpningsplater for ulike formål, og i dette tilfellet er det sett nærmere på plater med god kapasitet for kombinert moment og skjær. Det er ikke sett videre på ny dimensjonering av skiveveggene, og det velges derfor å bruke WELDA festeplater som er spesialdesignet for tynne betongvegger [60].

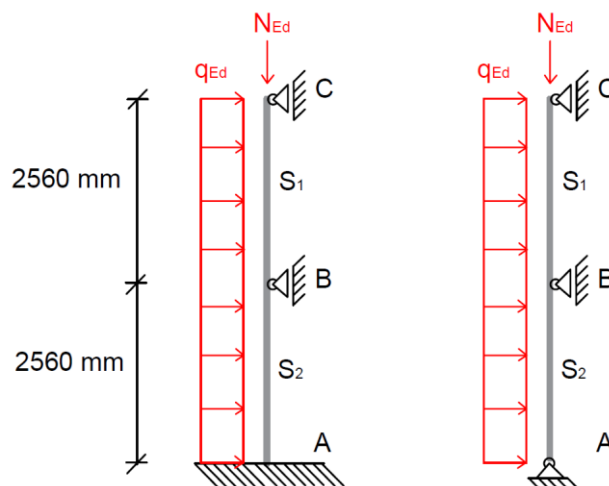
Det kan også dimensjoneres for tosidig festeplater som reduserer arbeidet ved å legge de i forband på begge sider av skiveveggen. Dette vil være mer kostbart, ettersom at disse ikke er hylleware. Det anses ikke som en utfordring å plassere de ensidige festeplatene nøyaktig på byggeplass, og det blir derfor ikke sett mer på en tosidig løsning. Se figur 33 for illustrasjon av opplegg på skivevegg.



Figur 33. Illustrasjon av opplegg på skivevegg. Laget i AutoCAD.

### 5.3.4 Søyler

I det eksisterende bæresystemet i B7 er det tatt i bruk 44 søyler som primært består av kvadratiske HUP100x6, med noen andre varianter midt på betongdekkene. I det alternative bæresystemet er det tiltenkt å bruke 32 søyler bestående av kvadratiske HUP100x8. En av fordelene med de kvadratiske HUP-profilene er at de ikke er utsatt for vipping, samtidig som at de har lik kapasitet for knekking om begge aksene. Søylenes plassering er gjort for å hindre store utkragere på bjelkene som kan føre til ugunstige deformasjoner og høye momenter. Oppjustering av HUP fra 100x6 til 100x8 vurderes som uproblematisk i henhold til økonomi og vekt, ettersom det alternative bæresystemet har redusert antallet søyler. Oppjusteringen av areal er gjort konservativt på grunnlag av et mindre antall søyler.



Figur 34. Statisk system fast innspent og leddet søyle. Laget i AutoCAD.

Søylene er antatt kontinuerlige fra fundament til dekke 2, og fast innspent i første etasje, se figur 34. Dimensjoneringen er gjort ved å ta utgangspunkt ved bruk av HSQ-bjelker hvor søylene er lengst. For kapasitetskontroll av aksiallast, er det valgt å se nærmere på søylen

med størst last i S1D1. Beregninger er gjort ved å se på begge stavnene hver for seg og deres respektive aksiallast. Det er i realiteten utfordrende å få til fast innspenning. På bakgrunn av dette er den nederste søylen i tillegg blitt regnet på som leddet i bunn, noe som er konservativt. Resultater er vist i tabell 22 samt vedlegg B.3.4.

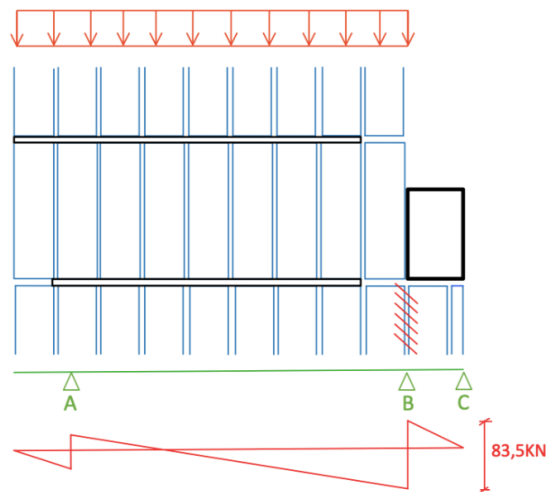
<b>S<sub>1</sub> (Ledd)</b>		
<b>Dimensjonerende aksiallast</b>	<b>Dimensjonerende moment</b>	<b>Knekk lengde</b>
$N_{Ed} = 278.02 \text{ kN}$	$M_{Ed} = 2.95 \text{ kNm}$	$L_k = 2560 \text{ mm}$
<b>Kapasiteter</b>	<b>Utnyttelsesgrad (inkl. kombinasjonsfaktorer)</b>	<b>Resultat</b>
$N_{b,Rd} = 735.36 \text{ kN}$	$U_f = 48 \%$	<b>OK</b>
$M_{b,Rd} = 27 \text{ kNm}$		
<b>S<sub>2</sub> (Fast innspent)</b>		
<b>Dimensjonerende aksiallast</b>	<b>Dimensjonerende moment</b>	<b>Knekk lengde</b>
$N_{Ed} = 478.45 \text{ kN}$	$M_{Ed} = 2.79 \text{ kNm}$	$L_k = 1792 \text{ mm}$
<b>Kapasiteter</b>	<b>Utnyttelsesgrad (inkl. kombinasjonsfaktorer)</b>	<b>Resultat</b>
$N_{b,Rd} = 852.7 \text{ kN}$	$U_f = 62 \%$	<b>OK</b>
$M_{b,Rd} = 27 \text{ kNm}$		
<b>S<sub>2</sub> (Ledd)</b>		
<b>Dimensjonerende aksiallast</b>	<b>Dimensjonerende moment</b>	<b>Knekk lengde</b>
$N_{Ed} = 478.45 \text{ kN}$	$M_{Ed} = 3.59 \text{ kNm}$	$L_k = 2560 \text{ mm}$
<b>Kapasiteter</b>	<b>Utnyttelsesgrad (inkl. kombinasjonsfaktorer)</b>	<b>Resultat</b>
$N_{b,Rd} = 735.6 \text{ kN}$	$U_f = 76 \%$	<b>OK</b>
$M_{b,Rd} = 27 \text{ kNm}$		

Tabell 21. Kapasitetskontroll søyler.

Resultatet fra kapasitetskontrollen viser at det er staven i første etasje som blir dimensjonerende, siden den bærer de største aksiallastene. Når det brukes kombinasjonsformelene for moment og aksiallast, blir utnyttelsen på mellom 65-75 %, avhengig av innspenningsgraden. Den reelle utnyttelsen vurderes til å være en middelvei av dette. HUP100x8 er derfor en godt egnet søyle til bruk i B7.

### 5.3.5 Fuger

Vindlasten treffer fasaden og føres videre inn, og hulldekker med støpte fuger blir regnet som én horisontal skive. Siden det sjeldent er aksiallast av betydning, neglisjeres som oftest disse [61]. For at fugene skal kunne videreføre de horisontale lastene til veggskivene, må dekket bli sett på som én. Hulldekkene er i utgangspunktet selvstendige elementer hvor det i ytterkant oppstår påkjenninger i fugen. Disse dimensjoneres i denne oppgaven for skjærkraften som oppstår ved kombinasjon av vind- og skjevstillingslast. For å redusere kompleksiteten er det ønskelig å bestille standardiserte hulldekker. Det er derfor konservativt å regne med at den største opplagerkraften oppstår i en fuge. Se figur 35 for forenklet statisk system.



Figur 35. Illustrasjon over skivevirkning. Laget i AutoCAD.

Her er det sett nærmere på fugen som får størst påkjenning. Beregningene er basert på vind fra øst/vest, parallelt med hulldekkene. Denne kraften skaper en skjærstrøm rundt hvert element. Skjærstrømmen er konservativt regnet til 0.149 MPa hvor Betongelementboken anbefaler maks skjærspenning på 0.15 MPa, i henhold til tabell B 16.4. Dette antas videre som tilfredsstillende. Se vedlegg B.3.8.3 og B.3.8.4.

Ved bruk av B45 vil fugen ha en god nok kapasitet for skjærspenning. Skjærkraften som oppstår i fugen, er beregnet til 1.94 kN hvor skjærkapasitet blir begrenset av krav i pkt. 6.2.5(6.25) i EC2-1 som gir en maksimal skjærkraftkapasitet til 5.11 kN. Dette antas videre som tilstrekkelig. Se vedlegg B.3.8.5.



Beregningene av fugearmering og skivearmering viser at det er tilstrekkelig med 2Ø16 som skivearmering og 2Ø16 som fugearmering.

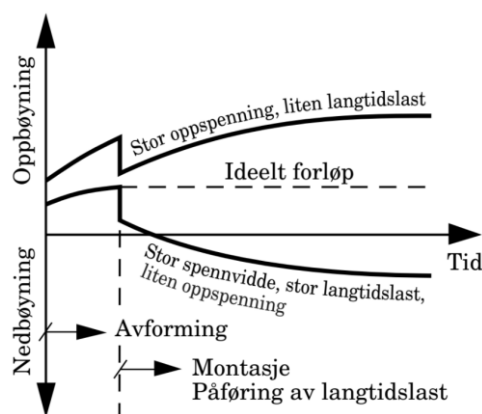
## 5.4 Bruksgrensedimensjonering

### 5.4.1 Deformasjoner hulldekker

Et Hulldekke opplever mange ulike laster fra den produseres på fabrikk, til den er ferdig montert og påført alt av laster. Det er derfor en god praksis å se på deformasjonen i forskjellige tidsløp siden ulik last medfører variasjoner i krypspenninger som gjenspeiles i ulike deformasjoner [62]. I denne oppgaven konsentreres det om deformasjonene ved montering etter 28 døgn, og når konstruksjonen tas i bruk etter 56 døgn, i henhold til tabell C 1.1 i Betongelementboken. Under monteringsfasen er det kun egenlasten som påføres, mens i servicefasen er det både egen- og nytteaster.

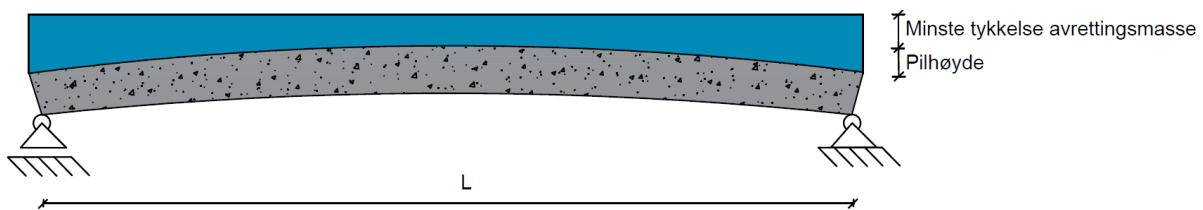
Det er primært kryp og svinn i betongen som utgjør langtidsdeformasjonene, som avhenger av blant annet fuktighet og betongsammensetning. Når betong utsettes for trykkrefter over lengre tid, vil betongen fortsette å trykke seg sammen utover den umiddelbare deformasjonen som oppstår. Det er dette som kalles for krypdeformasjon.

Svinndeformasjonen kommer av uttørking av betongen som gjør at den trekker seg sammen. Denne er todelt i form av autogent- og uttørkingssvinn. I tillegg til langtidsdeformasjonene oppstår det momentane, elastiske deformasjoner ved påføring av spennkrefter og andre laster. For forspente hulldekker kan langtidsdeformasjonene være både oppover- og nedoverrettet. Dette utfallet er avhengig av oppspenningsgraden, men også hvor stor andel av lastene som er permanente. Se figur 36 for illustrasjon av ulike langtidsdeformasjonsforløp.



Figur 36. Ulike deformasjonsforløp av forspente betongelementer. Hentet fra: Betongelementboka Bind C 1.2 [62].

Når valgte hulldekker i B7 er tørrmontert, vil de kunne ha ulik oppbøyning som må justeres før fugestøping, disse kalles for pilhøyder. For å avrette og få et plant dekke brukes det summing. Denne brukes normalt i en tykkelse på 7 til 10 millimeter, men vil følge formen på hulldekket [63]. Dette fører til at det samles opp tykkere lag på endene ved stor pilhøyde, se figur 37 for overdreven illustrasjon. På bakgrunn av dette har egenlasten for summingen konservativt blitt satt til en tykkelse på 20 millimeter. Opplager til de korte hulldekkene er plassert hvor de lange dekkene har størst pilhøyde, noe som kan bli en utfordring.



Figur 37. Illustrasjon av pilhøyde og ujevn tykkelse av summing. Laget i AutoCAD.

Normaltoleransen for nedbøyning eller pilhøyde er gitt i Betongelementboken bind F og er gjengitt i formel 8. Dette er en toleranse som kommer i tillegg til beregnet deformasjon. Det legges derfor til deformasjonstillegg på minimum 15 millimeter.

$$\delta_{tol} = \pm 15 \leq L/600 [mm]$$

Formel 8. Normaltoleransekrav for nedbøyning/pilhøyde.

For å estimere deformasjonene i hulldekkene, er det tatt i bruk OS-prog E-Bjelke.

Deformasjonsberegningene er gjort med en E-Bjelke-mal som brukes av

betongelementprodusent Con-Form. Det er sett nærmere på hulldekkene med størst

potensiale for pilhøyde og nedbøyning, henholdsvis de med kort spenn/lav nyttelast og langt spenn/høy nyttelast. Basert på bruddgrensedimensjoneringen ble det det i programmet lagt

inn åtte/seks spenntau i underkant med en oppspenning på 100 kN hver. Antallet baserer seg på resultater fra bruddgrensedimensjoneringen. Denne oppspenningen er standard hos

Con-Form, og det er ønskelig med realistisk dimensjonering. Resultatene er gjengitt i tabell

23, der negative verdier for  $\sum \delta_{inkl.tol}$  er nedbøyning. Se også vedlegg C.3 for rapporter fra E-Bjelke.

<b>S1D2, 8 spenntau, L = 9500mm</b>				
<b>Fase</b>	<b><math>g_k</math> [kN/m]</b>	<b><math>p_k</math> [kN/m]</b>	<b><math>\delta</math> [mm]</b>	<b><math>\Sigma\delta_{inkl.tol}</math> [mm]</b>
Montasje	4.57	0	11	27
Montasje inkl. all egenlast	6.54	0	8	24
Lang tid all egenlast	6.54	0	8	24
Lang tid all last	6.54	4.8	1	17
<b>S3D1, 6 spenntau, L = 3600mm</b>				
Montasje	4.57	0	2	17
Montasje inkl. all egenlast	5.7	0	2	17
Lang tid all egenlast	5.7	0	3	18
Lang tid all last	5.7	2.4	3	18
<b>S1D1, 8 spenntau, L = 9500mm</b>				
Montasje	4.57	0	10	26
Montasje inkl. all egenlast	5.7	0	8	24
Lang tid all egenlast	5.7	0	9	25
Lang tid all last	5.7	2.4	5	21

Tabell 22. Deformasjonsresultat fra E-Bjelke.

Malen som brukes hos Con-Form har en egenlast for HD265 på 4.57 kN per meter, noe som er nesten 1 kN mer enn det Betongelementboken oppgir i sin erfaringstabell. Det er denne tabellen egenlasten i oppgaven har basert seg på, noe som innebærer en noe forhøyet deformasjon i montasjefasen. For å kompensere for dette er de permanente lastene redusert i beregningen for å få den totale lasten til å stemme. Resultatet fra deformasjonsberegning viser at det kun vil være oppbøyning i de ulike hulldekkene etter lang tid, noe som ikke er overraskende om det tas i betraktning at samtlige hulldekker har lik oppspenning.

Når en inkluderer toleransen, kan det opptre en pilhøyde på 21 millimeter i S1D1. Sammenlignes S1D2 og S1D1 viser det seg at den ekstra nytte- og egenlasten fra lettetasjen utgjør en differanse på 4 millimeter i pilhøyde. S3D1 med sitt korte spenn og lave last vil være en utfordring, der det ifølge E-bjelke vil være en pilhøyde på 18 millimeter etter lang tid med all last påført. Ved å ta i bruk deformasjonskravene oppgitt i ECO (NA.A1(904)) så er

det kun hulldekkene med kort spenn i S3 som ikke innfrir kravet på 14.7 millimeter. Det er viktig å bemerke at dette inkluderer normaltoleransen, og det er derfor ingen garanti for at det blir et problem. Det vurderes derfor å være nødvendig med lavere oppspenningsgrad på korte hulldekker.

#### 5.4.2 Deformasjon bjelker

Bjelkenes deformasjon påvirkes i stor grad av søylene som danner opplegg.

Deformasjonsproblematikken er redusert ved at det alternative bæresystemet ikke har utkragere. Det er tatt utgangspunkt i kravene fra EC0 (NA.A1(904)) som gir anbefalt maksimal nedbøyning på  $\frac{L}{200} - \frac{L}{250}$ , der L er spennvidden. Dette er for å sikre at de alminnelige bruks- og estetiske kravene ikke overskrides. Lastsituasjonen som brukes er tilnærmet permanent, noe som innebærer at nyttelasten fra snø er neglisjert. For å kontrollere nedbøyningen av bjelker er det valgt å kontrollere det største feltet til S1D2B1. Samtidig er det konservativt antatt en jevnt fordelt last på dette spennet, mens det i realiteten vil være en ujevn fordelt last som gir mindre deformasjoner. Både IPE- og HSQ-profilene er kontrollert da de har ulik egenlast og annet arealmoment. Se tabell 24 for oversikt over laster i tilnærmet permanent tilstand.

Last	Lastfaktor	Dimensjonerende last
$g_{k,IPE} = 21.24 \text{ kN/m}$	1.0	$g_{Ed,IPE} = 21.24 \text{ kN/m}$
$g_{k,HSQ} = 21.75 \text{ kN/m}$	1.0	$g_{Ed,HSQ} = 21.75 \text{ kN/m}$
$p_k = 9.46 \text{ kN/m}$	$1.0 * \psi_2 = 0.3$	$p_{Ed} = 5.68 \text{ kN/m}$

Tabell 23. Oversikt over laster brukt i deformasjonskontroll i tilnærmet permanent tilstand.

IPE-bjelken har lavest egenlast av de to bjelkealternativene, men har samtidig også et lavere annet arealmoment, noe som gir større deformasjoner. Resultatet for kontroll av deformasjonskrav er vist i tabell 25 og vedlegg B.2.2/B.2.3.

S1D2B1, L = 5200 mm			
Dimensjonerende last	Krav [mm]	Deformasjon [mm]	Resultat
$q_{Ed,IPE} = 24.08 \text{ kN/m}$	$\delta_{krav} = L/250 = 20.8$	$\delta_{IPE} = 13.06$	<b>OK</b>
$q_{Ed,HSQ} = 24.59 \text{ kN/m}$	$\delta_{krav} = L/250 = 20.8$	$\delta_{HSQ} = 9.53$	<b>OK</b>

Tabell 24. Resultat deformasjonskontroll av begge bjelkeprofil.

Resultatet av konservative deformasjonsberegninger viser at både IPE300 og HSQ innfrir det strengeste kravet til nedbøyning. Om det inkluderes snølast vil dette bare føre til en lastøkning på cirka 10 prosent, som medføre en neglisjerbar forskjell. Dette er da uten hensyn til den reelle lastfordelingen som vil gi en lavere deformasjon. Om det likevel skulle være et strengere prosjektspesifikt krav, kan det monteres enda en søyle for å korte ned dette spennet. Det vurderes derfor til at IPE 300 og ensidig HSQ begge er gode bjelkealternativer i henhold til dimensjonering i bruksgrensetilstand.

## 5.5 Ulykkesgrense

### 5.5.1 Forenklet branndimensjonering

Brann er i likhet med lyd et eget fagfelt, og derav er det her utført en forenklet brannteknisk dimensjonering gjøres på bakgrunn av tre hovedpunkter; risikoklasse, brannklasse og krav til brannmotstand i bygget [64]. Det er TEK17 som angir krav som må oppfylles. Målet med selve dimensjoneringen er å undersøke om konstruksjonen tilfredsstillende krav til sikkerhet for personer som oppholder seg i bygget i henhold til TEK 17 § 11-1 (1). Det antas at branndimensjonering av eksisterende søyler og skivevegger er tilfredsstillende. I denne oppgaven vil det derfor fokuseres på hulldekker og bjelker som legges til i det alternative bæresystemet.

B7 er en konstruksjon med faste beboere som antas å kjenne til rømningsveier, og den dagligdagse bruken medfører liten brannfare. Dette medfører at B7 kan plasseres i risikoklasse 4 i henhold til TEK17 § 11-2.

Da det er tre etasjer i B7, innebærer det en viss konsekvens for skade på liv, grunnet at beboerne er avhengig av rømningsveier eller brannstiger for å trygt kunne evakuere. Dette resulterer i at det er en middels konsekvens ved brann, og B7 plasseres i brannklasse 2 i henhold til TEK 17 § 11-3.

Kravet til brannmotstand baseres på at bæreevnen og stabiliteten skal ha tilstrekkelig integritet opp imot risiko- og brannklassen. For B7 betyr dette at bæresystemet minimum skal ha kapasitet den tiden det tar personer og husdyr å evakuere alle etasjene i henhold til TEK 17 § 11-4 (3).

### 5.5.1.1 Hulldekker

Tabell D 1.4 fra Betongelementboken angir krav for brannmotstanden på de ulike delene i en konstruksjon. HD265 er en del av den horisontale avstivningen, og i kombinasjon med brannklasse 2 må brannmotstanden tilfredsstillende R60. Dette betyr at den bærende funksjonen i hulldekkene skal være tilfredsstillende i minimum 60 minutter.

Forenklet kan brannmotstanden for forspente hulldekker bestemmes ved å se på den ekvivalente dekketykkelsen,  $h_{ekv}$ , og armeringsdybden for spenntauene. Den ekvivalente dekketykkelsen er regnet ut i formel 9. Armeringsdybden er avstanden fra underkant av hulldekket til senter av spenntauene, og med overdekning på 35 millimeter, blir armeringsdybden omtrent 40 millimeter.

$$h_{ekv} = \frac{\text{Netto tverrsnittsareal HD265 m/8 spenntau}}{\text{Elementbredden}} = \frac{\sim 177\,469\text{ mm}^2}{1200\text{ mm}} = 147.9\text{ mm}$$

Formel 9. Utregning av ekvivalent dekketykkelse HD265 m/8 spenntau.

Standard brannmotstand	Krav til minste dimensjoner (mm)	
	Ekvivalent dekketykkelse $h_{ekv}$ (mm)	Armeringsdybde for spenntau (mm)
REI 30	60	25
REI 60	80	35
REI 90	100	45
REI 120	120	55
REI 180	150	70
REI 240	175	80

Figur 38. Oversikt over forenklet brannmotstand. Hentet fra: Betongelementboken bind D [65].

På bakgrunn av dette bestemmes brannmotstanden til HD265 forenklet ved bruk av tabell D 4.1, og resultatet er at den tilfredsstillende krav til minimum REI60, se figur 38. At det er REI60 og ikke R60, betyr at dette også er gjeldende for konstruksjoner som har krav til å være røykskillende eller isolerende. Siden den ekvivalente dekketykkelsen er nesten dobbelt av det tabellen krever, vurderes det til å være en konservativ antagelse at valgte HD265 er god nok til å tilfredsstillende brannkrav. Betongelementboka bind A skriver også: «Hulldekker tilfredsstillende brannmotstandstid 60 minutter i standard utførelse, men høyere brannklasser kan leveres.» [66].

### 5.5.1.2 Bjelker

For brannkontroll av bjelkene velges S1D2B1, da denne har størst moment. Litteraturen som nyttes for denne dimensjoneringen er EC3-2. Kontrollen utføres ved å finne en faktor som reduserer kapasiteten på bakgrunn av økt temperatur. Metoden baserer seg på profilets kritiske temperatur som er oppgitt i tabellverk, og denne bestemmes på bakgrunn av kapasitetsutnyttelsen. Differansen i momentkapasitet utgjør at HSQ-profilet har en høyere kritisk temperatur enn IPE-profilet, noe som betyr at sistnevnte vil få en større reduksjon i kapasitet ved høyere temperaturer.

Hvor mye profilet er eksponert for brann er også sentralt i branndimensjoneringen. Det er her antatt at IPE-bjelken er eksponert for alle sider, noe som er konservativt. Dette gjelder også HSQ-bjelken som er forenklet beregnet som et hulprofil.

Resultatene viser at begge profilene vil nå en kritisk temperatur innen det er gått 17 minutter, og derav må det fattes brannhemmende tiltak. Det foreslås å ta i bruk brannisolasjon fra Rockwool, siden det tilbys flere tykkelser [67]. Rockwool har også utviklet et beregningsprogram for å finne opptredende temperatur etter 60 minutter, eksempelvis ved bruk av 20 millimeter CONLIT brannisolering på profilene. Resultatet fra Rockwool sitt beregningsprogram er gjengitt i tabell 26. Se vedlegg B.6.1, B.6.2, C.6.1 og C.6.2 for beregninger og rapport fra Conlit beregningsprogram.

Profil	$A_m/V$	$\theta_{a,cr}$	Tid før kritisk temperatur er nådd	Temperatur etter 60 minutter med 20 mm CONLIT
IPE 300	$200 \frac{1}{m}$	$664^\circ C$	14 min	$506^\circ C$
HSQ	$107 \frac{1}{m} \sim 200 \frac{1}{m}$	$711^\circ C$	17 min	$393^\circ C$

Tabell 25. Resultat av branndimensjonering.

Det viser seg å være lite reduksjon av momentkapasitet ved bruk av 20 millimeter CONLIT brannisolering. Det konkluderes derfor som uproblematisk å ta i bruk alternativt bæresystem i henhold til brannkrav om det brukes forslag til brannisolasjon.

## 6 Konklusjon

I denne oppgaven er det gjort en mulighetsstudie for B7 i Alverparken. Det er sett på muligheten for å endre fra plasstøpt betong til hulldekker. Følgene av dette er dimensjonering av et alternativt bæresystem.

Gjennom befarings, møter og e-postkorrespondanse, ble det utvekslet ulike erfaringer ved bruk av hulldekker. Dette er tatt hensyn til i arbeidet med oppgaven.

Kartlegging av laster er gjort i henhold til Eurokodene. Blant annet viste det seg, ved konservative antagelser, at egenlastene ble redusert med over 100 kg per m<sup>2</sup> ved bytte til hulldekker. På grunn av snø- og flatelast fra lettetasjen, ble de største opptredende lastene på dekke 2. En vurdering av seismiske laster ble også gjort ved bruk av tverrkraftmetoden, og resultatene ble sammenlignet med NODEs FEM-analyse. Skjevstillingslaste er også beregnet ved bruk av formler fra Betongelementboken.

Det er tatt utgangspunkt i NODEs bæresystem for plasstøpt betong. Det er ikke gjort endringer i parkeringskjeller ettersom det eksisterende, forspente plasstøpte dekket vurderes som en god løsning. De vertikalt avstivende skiveveggene og heissjakten er heller ikke endret på. Derimot er det presentert et konsept for bæresystem som tar hensyn til fordelene med hulldekker. Det er ved kombinert bruk av søyler, bjelker og vinkler gjort hensiktsmessige vurderinger for å sikre et godt alternativ til eksisterende bæresystem.

I dimensjoneringen har det vært fokus på å ta i bruk løsninger fra blant annet Betongelementboken. For å redusere variasjonen i bestillinger, er det tatt utgangspunkt i stålprofiler som er hyllevare, foruten HSQ-profiler som spesialbestilles. Begge alternativene til opplagerbjelker anses som gode løsninger med sine respektive fordeler og ulemper. Hulldekkene er dimensjonert for å tilfredsstille krav til lyd, brann, brudd- og bruksgrense. Overslagsberegninger viser at det kan nyttes ulik mengde spenntau i hulldekkene i B7. Resultatet av dimensjoneringen, med visse avgrensninger, viser at det er gode muligheter for å ta i bruk det alternative bæresystemet.

En konsekvens med hulldekker er at det medfører tykkere etasjeskiller. For å tilfredsstille krav til maksimal byggehøyde må dette kompenseres ved at B7 bygges lenger ned i



terrenget. På NODEs BIM-modell er det målt 70-80 centimeter til rådighet for å ha fall til kommunalt avløpsnett, men ved konservative antagelser er det tilstrekkelig å senke B7 30 centimeter i terrenget. Dette vurderes til å være overkommelig.

Tas det i bruk hulldekker i B7 vil det medføre en rekke fordeler. Blant annet vil fabrikkproduksjonen av hulldekker føre til en jevn og forutsigbar kvalitet. Hvorimot plasstøpt betong er lett påvirkelig av klimatiske forhold, som kan gi dårlig kvalitet eller avvik i fremdrift. Så lenge leveranser av hulldekker ikke hindres, vil også fremdriften i byggingen være stabil. Erfaringsmessig kan det tørrmonteres 30 hulldekker i løpet av en dag, noe som reduserer byggetiden på byggeplass [68]. Dette gjør hulldekkemontasje svært effektivt, og det kan fortløpende fortsettes med montasje av stålkonstruksjoner. Ved bruk av plasstøpt betong er det flere tidkrevende aktiviteter som stimpling, forskaling og armering som forlenger byggetiden.

Det er flere motargument mot hulldekker, blant annet at dagens betongentreprenør har kontorer like ved byggeplass. De ble også omtalt som svært effektive og profesjonelle. En stor usikkerhet ved bruk av hulldekker er hvorvidt deformasjoner vil utfolde seg. Resultater fra E-Bjelke viser at det vil være oppbøyning på de kontrollerte hulldekkene, og med normaltoleransekravet innfrir ikke de korte hulldekkene i S3D1 deformasjonskravet. Like fullt må det poengteres at normaltoleransekravet anses som et konservativt estimat, og det er ikke garantert at dette blir et problem.

En annen utfordring er at i det alternative bæresystemet er det tatt utgangspunkt i eksisterende geometri. For å sikre optimal utnyttelse burde det i skisseprosjektet vært bestemt om det skal brukes plasstøpte dekker eller hulldekker. Dette ville resultert i mer passende geometri for tilrettelegging av standardiserte hulldekker. Da kan tilstøtende korte og lange hulldekker forhindres, noe som gjelder spesifikt ved balkongene. Det lange dekket vil ha en maksimal pilhøyde midt i felt hvor det korte dekket vil ligge på opplager uten deformasjon. Det alternative bæresystemet innebærer økt bruk av stålprofiler, og i tidsrommet for utarbeiding av denne oppgaven har prisene på dette vært høye [69].

Om en ser mer helhetlig på Alverparken som byggeprosjekt, vurderes hulldekker til å være et godt alternativ for fremtidig utbygging. Montering og byggetid går betydelig ned og gir mulighet for å realisere byggene snarere enn ved plasstøpt. At viktigheten av bærekraft på

byggeplass er eksponentielt økende, gjør det viktig å inkludere at hulldekker også har muligheter for gjenbruk.

## 8 Forslag til videre arbeid

Grunnet oppgavens begrensede tidsramme foreligger det avgrensninger som vil være vesentlig å vurdere ved valg av alternative bæresystem. Endring av bæresystem vil skape ringvirkninger, og det er derfor gjort nødvendige antagelser for å kunne svare overordnet på problemstillingen.

Om tverrkraftmetoden for seismiske laster ikke brukes, vil en mer omfattende kontroll av dette være å anbefale. Beregningsprogrammer vil kunne gi et sikrere resultat, og vil kunne vise hvilke konsekvenser vektbesparelsen av hulldekker medfører. Utfallet av dette kan også gi muligheter for endring av vertikal avstivning.

Hulldekker vil medføre at balkongene og svalgangene må utføres på en alternativ måte. Dette resulterer i ny dimensjonering av knutepunkt mellom disse.

For optimal utnyttelse, vil en detaljert leggeplan være fordelaktig. Dette fører til færre spesialbestilte hulldekker og lavere kostnader.

I punkt 1.6.3 i Betongelementboken bind A står det «*For bygg som oppføres av standard elementer vil det normalt være tilstrekkelig at byggteknisk rådgiver legger opp det statiske hovedsystemet. [...] Detaljløsninger avklares i samråd med betongelementprodusenten.*».

Detaljløsningene er således noe som må arbeides videre med for realisering av det alternative bæresystemet.

Om det først skal tas i bruk hulldekkeelement vil det også være gunstig å vurdere bruken av prefabrikkerte betongbjelker. Dette medfører et bedre beslutningsgrunnlag for å finne det beste alternativet. Et argument for bruk av betongbjelker er dessuten de høye stålprisene.

## 9 Referanser

- [1] Alverparken.no, «Finn din bustad – Alverparken», *Alverparken*. <https://alverparken.no/finn-din-bustad/> (åpnet 20. mai 2022).
- [2] J. K. Solberg, N. Christensen, og A. Almar-Næss, «stål», *Store norske leksikon*. 23. november 2021. Åpnet: 21. februar 2022. [Online]. Tilgjengelig på: <http://snl.no/st%C3%A5l>
- [3] J. V. Thue, «armert betong», *Store norske leksikon*. 16. juli 2019. Åpnet: 6. mars 2022. [Online]. Tilgjengelig på: [http://snl.no/armert\\_betong](http://snl.no/armert_betong)
- [4] Ørnulf Grøndalen, *Materiallære*, 2002. utg. Fagbokforlaget, 2022.
- [5] «520.315 Brannbeskyttelse av stålkonstruksjoner - Byggforskserien». [https://www-byggforsk-no.galanga.hvl.no/dokument/314/brannbeskyttelse\\_av\\_staalkonstruksjoner#i7](https://www-byggforsk-no.galanga.hvl.no/dokument/314/brannbeskyttelse_av_staalkonstruksjoner#i7) (åpnet 3. mai 2022).
- [6] J. V. Thue, «betong», *Store norske leksikon*. 16. juli 2019. Åpnet: 3. mai 2022. [Online]. Tilgjengelig på: <http://snl.no/betong>
- [7] L. Bjørnstad, «Hvorfor var romersk sement så bra?», *Forskning.no*, 16. desember 2014. <https://forskning.no/historie-bygningsmaterialer/hvorfor-var-romersk-sement-sa-bra/524045> (åpnet 21. februar 2022).
- [8] T. Årtun, N. Nesse, og I. B. Eide, «sement», *Store norske leksikon*. 14. desember 2021. Åpnet: 21. februar 2022. [Online]. Tilgjengelig på: <http://snl.no/sement>
- [9] Ragnhild Marie Alvær, *Betongteknologi*, 1. utg. Bergen: Høgskulen i Bergen, 2012.
- [10] Overhalla Betongbygg, «Bjelker», *Overhalla Betongbygg*. <https://overhallabetongbygg.no/produkter/bjelker-korte-spenn/> (åpnet 20. mai 2022).
- [11] Betongelementforeningen, «Årsrapport 2020», 3. juni 2020. <https://www.betongelement.no/om-oss/arsrapport-2020/> (åpnet 24. februar 2022).
- [12] Betongelementforeningen, «Betongelementboken Bind A», Betongelementforeningen, A, 2010. Åpnet: 24. februar 2022. [Online]. Tilgjengelig på: [https://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BookA.asp?isSearch=0&lilD=21&DocumentId=BindA/Del\\_1/A2/2\\_1\\_Betongelement\\_til\\_tak\\_og\\_dekker.pdf&BookId=A](https://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BookA.asp?isSearch=0&lilD=21&DocumentId=BindA/Del_1/A2/2_1_Betongelement_til_tak_og_dekker.pdf&BookId=A)
- [13] Betongelementforeningen, «Betongelementboken Bind A», Betongelementforeningen, A, 2010. Åpnet: 24. februar 2022. [Online]. Tilgjengelig på: [https://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BookA.asp?isSearch=0&lilD=21&DocumentId=BindA/Del\\_1/A2/2\\_1\\_Betongelement\\_til\\_tak\\_og\\_dekker.pdf&BookId=A](https://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BookA.asp?isSearch=0&lilD=21&DocumentId=BindA/Del_1/A2/2_1_Betongelement_til_tak_og_dekker.pdf&BookId=A)

- [14] J. Seehusen, «Fritt frem for å bygge nytt med brukte hulldekker», *Teknisk Ukeblad*, 23. mars 2022. <https://www.tu.no/artikler/fritt-frem-for-a-bygge-nytt-med-brukte-hulldekker/518240> (åpnet 18. mai 2022).
- [15] A. Brekklus, «Hulldekker fra regjeringskvartalet ombrukes på storbylegevakta», 24. mars 2020. <https://www.bygg.no/article/1428053!/> (åpnet 28. mai 2022).
- [16] Norsk Stålforbund og Betongelementforeningen, «Hulldekker på bæresystem av stål», *Veileder*, jan. 2008.
- [17] «Eurokoder | standard.no». <https://www.standard.no/fagomrader/bygg-anlegg-og-eiendom/eurokoder1/> (åpnet 6. mars 2022).
- [18] «Nasjonale tillegg | standard.no». <https://www.standard.no/fagomrader/bygg-anlegg-og-eiendom/eurokoder1/nasjonale-tillegg/> (åpnet 6. mars 2022).
- [19] K. Hofstad, «Standard Norge», *Store norske leksikon*. 7. april 2021. Åpnet: 6. mars 2022. [Online]. Tilgjengelig på: [http://snl.no/Standard\\_Norge](http://snl.no/Standard_Norge)
- [20] K. Hofstad, «Norsk Standard», *Store norske leksikon*. 15. august 2018. Åpnet: 6. mars 2022. [Online]. Tilgjengelig på: [http://snl.no/Norsk\\_Standard](http://snl.no/Norsk_Standard)
- [21] Standard Norge, «NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016. Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner». Standard Norge, 2016. [Online]. Tilgjengelig på: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=814847>
- [22] Standard Norge, «NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008. Eurokode 1: Laster på konstruksjoner – Del 1-1: Allmenne laster – Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger». Standard Norge, 2008. [Online]. Tilgjengelig på: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=1015211>
- [23] Standard Norge, «NS-EN 1991-1-3:2003+NA:2008. Eurokode 1: Laster på konstruksjoner – Del 1-3: Allmenne laster – Snølaster». Standard Norge, 2008. [Online]. Tilgjengelig på: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=1004200>
- [24] Standard Norge, «NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009. Eurokode 1: Laster på konstruksjoner – Del 1-4: Allmenne laster – Vindlaster». Standard Norge, 2009. [Online]. Tilgjengelig på: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=392208>
- [25] Standard Norge, «NS-EN 1992-1-1:2004+A1:2014+NA:2018. Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner – Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger». Standard Norge, 2018. [Online]. Tilgjengelig på: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?Pro>

ductID=997269

- [26] Standard Norge, «NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015. Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner – Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger». Standard Norge, 2015. [Online]. Tilgjengelig på:  
<https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=755701>
- [27] Standard Norge, «NS-EN 1993-1-2:2005+NA:2009. Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner – Del 1-2: Brannteknisk dimensjonering». Standard Norge, 2009. [Online]. Tilgjengelig på:  
<https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=968000>
- [28] Standard Norge, «NS-EN 1993-1-5:2006+AC+A1:2017+A2:2019+NA:2019. Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner – Del 1-5: Plater påkjent i plateplanet». Standard Norge, 2019. [Online]. Tilgjengelig på:  
<https://www.standard.no/en/webshop/ProductCatalog/ProductPresentation/?ProductID=1094401>
- [29] Standard Norge, «NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2014. Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning – Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger». Standard Norge, 2014. [Online]. Tilgjengelig på:  
<https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=696101>
- [30] «Om Byggforskserien - Byggforskserien». <https://www.byggforsk.no/portalpage/index/44> (åpnet 7. mars 2022).
- [31] «Direktoratet for byggkvalitet». <https://dibk.no/regelverk/alt-om-tek/slik-leser-du-tek17/> (åpnet 7. mars 2022).
- [32] «Direktoratet for byggkvalitet». <https://dibk.no/regelverk/byggteknisk-forskrift-tek17/> (åpnet 7. mars 2022).
- [33] E. Junker, «Byggteknisk forskrift (TEK)», *Store norske leksikon*. 20. juli 2021. Åpnet: 7. mars 2022. [Online]. Tilgjengelig på: [http://snl.no/Byggteknisk\\_forskrift\\_\(TEK\)](http://snl.no/Byggteknisk_forskrift_(TEK))
- [34] Per Kr. Larsen, «Konstruksjonsteknikk - Laster og bæresystemer», i *Konstruksjonsteknikk - Laster og bæresystemer*, 2., Trondheim: Tapir akademisk forlag, s. 33.
- [35] «471.031 Egenlaster for bygningsmaterialer, byggevarer og bygningsdeler - Byggforskserien». [https://www.byggforsk.no/dokument/215/egenlaster\\_for\\_bygningsmaterialer\\_byggevarer\\_og\\_bygningsdeler](https://www.byggforsk.no/dokument/215/egenlaster_for_bygningsmaterialer_byggevarer_og_bygningsdeler) (åpnet 7. mars 2022).
- [36] «Limit state design». [https://www.designingbuildings.co.uk/wiki/Limit\\_state\\_design](https://www.designingbuildings.co.uk/wiki/Limit_state_design) (åpnet 4. mai 2022).

- [37] Standard Norge, «Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner», Standard Norge, Norsk Standard, 2016.
- [38] «Fatigue design of bridges», *steelconstruction.info*.  
[https://steelconstruction.info/Fatigue\\_design\\_of\\_bridges](https://steelconstruction.info/Fatigue_design_of_bridges) (åpnet 7. mars 2022).
- [39] «Retningslinje for last og dimensjonering». Åpnet: 7. mars 2022. [Online]. Tilgjengelig på: [https://publikasjoner.nve.no/retningslinjer/2003/retningslinjer2003\\_01.pdf](https://publikasjoner.nve.no/retningslinjer/2003/retningslinjer2003_01.pdf)
- [40] «Revit-konstruksjonsprogramvare for bygningsdesign | Autodesk». <https://www.autodesk.no/products/revit/structural> (åpnet 12. mars 2022).
- [41] «Robot Structural Analysis Professional | Nedlasting og pris». <https://www.autodesk.no/products/robot-structural-analysis/overview> (åpnet 12. mars 2022).
- [42] «AutoCAD LT | 2D-utkast- og tegneprogramvare | Autodesk». <https://www.autodesk.no/products/autocad/overview> (åpnet 14. mars 2022).
- [43] «Free model viewer for BIM projects - Solibri Anywhere», *Solibri*. <https://www.solibri.com/solibri-anywhere> (åpnet 16. mai 2022).
- [44] «Sivilingeniør Ove Sletten». <https://www.ove-sletten.no/index.htm> (åpnet 12. mars 2022).
- [45] «Ove Sletten - Focus Software AS», 29. mai 2020. <https://www.focus.no/produkter/ove-sletten/> (åpnet 12. mars 2022).
- [46] NORKART, «Kommunekart», *Kommunekart*. <https://www.kommunekart.com/> (åpnet 20. mai 2022).
- [47] Kartverket, «Norgeskart», *Norgeskart*. <https://www.norgeskart.no/#!?project=norgeskart&layers=1002&zoom=3&lat=7197864.00&lon=396722.00> (åpnet 20. mai 2022).
- [48] N. E. Forsén, Å. Huseby, og T. Kvarme, «NORSAR Oppdaterte seismiske sonekart», Multiconsult, Oslo, mar. 2020. Åpnet: 14. mars 2022. [Online]. Tilgjengelig på: <https://www.norsar.no/getfile.php/139593-1585573121/norsar.no/Services/soneringskart/Multiconsult-10216470-RIB-RAP-001.pdf>
- [49] Norges geologiske undersøkelse, «NGU Nasjonal løsmassedatabase», *Løsmasser - Nasjonal løsmassedatabase*. [https://geo.ngu.no/kart/losmasse\\_mobil/](https://geo.ngu.no/kart/losmasse_mobil/) (åpnet 6. mai 2022).
- [50] Direktoratet for byggkvalitet, «Byggteknisk forskrift (TEK17) med veiledning», *Veileder for byggteknisk forskrift*. <https://dibk.no/regelverk/byggteknisk-forskrift-tek17/13/iv/13-6/>.
- [51] Betongelementforeningen, «Betongelementboken Bind E», Betongelementforeningen,

- E, 2010. Åpnet: 24. februar 2022. [Online]. Tilgjengelig på:  
[https://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BookE.asp?isSearch=0&liID=101&DocumentId=BindE/Del\\_2/E10/10\\_1\\_Hulldekker\\_kombinert\\_med\\_ulike\\_typer\\_og\\_vergulv.pdf&BookId=E](https://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BookE.asp?isSearch=0&liID=101&DocumentId=BindE/Del_2/E10/10_1_Hulldekker_kombinert_med_ulike_typer_og_vergulv.pdf&BookId=E)
- [52] Direktoratet for byggkvalitet, «Byggteknisk forskrift (TEK17) med veiledning», *Veileder for byggteknisk forskrift*. <https://dibk.no/regelverk/byggteknisk-forskrift-tek17/12/ii/12-7/>.
- [53] «522.514 Lydisolerende, tunge etasjeskillere. Konstruksjonseksempler - Byggforskserien». [https://www-byggforsk-no.galanga.hvl.no/dokument/2566/lydisolerende\\_tunge\\_etasjeskillere\\_konstruksjonseksempler](https://www-byggforsk-no.galanga.hvl.no/dokument/2566/lydisolerende_tunge_etasjeskillere_konstruksjonseksempler) (åpnet 27. mai 2022).
- [54] «Kompendium Dimensjonering av Betongelementer Grunnkurs Modul 7». Høgskolen i Østfold.
- [55] Betongelementforeningen, «Betongelementboken Bind C», Betongelementforeningen, C, 2010. Åpnet: 24. februar 2022. [Online]. Tilgjengelig på:  
[https://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BookC.asp?isSearch=0&liID=121&DocumentId=BindC/Del\\_1/C1/1\\_2\\_1.pdf&BookId=C](https://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BookC.asp?isSearch=0&liID=121&DocumentId=BindC/Del_1/C1/1_2_1.pdf&BookId=C)
- [56] Norsk Stålforbund og Betongelementforeningen, «Hulldekker på bæresystem av stål», *Veileder*, jan. 2008.
- [57] Betongelementforeningen, «Betongelementboken Bind A», Betongelementforeningen, A, 2010. Åpnet: 24. februar 2022. [Online]. Tilgjengelig på:  
[https://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BookA.asp?isSearch=0&liID=91&DocumentId=BindA/Del\\_2/A9/9\\_1\\_Hulldekker.pdf&BookId=A](https://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BookA.asp?isSearch=0&liID=91&DocumentId=BindA/Del_2/A9/9_1_Hulldekker.pdf&BookId=A)
- [58] Peikko Betongbyggartikler, «PEIKKOPLATER», *Veileder for Peikkoplater*. [Online]. Tilgjengelig på: <https://docplayer.me/18957923-Peikkoplater-www-peikko-no.html>
- [59] Norsk Stålforbund, *Stål Håndbok Del 1: 2012*. Norsk stålforbund, 2012.
- [60] Peikko, «WELDA® festeplater». <https://www.peikko.no/produkter/produkt/welda-festeplater/> (åpnet 18. mai 2022).
- [61] Betongelementforeningen, «Betongelementboken Bind B», Betongelementforeningen, B, 2010. Åpnet: 24. februar 2022. [Online]. Tilgjengelig på:  
[https://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BookB.asp?isSearch=0&liID=1241&DocumentId=BindB/Del\\_2/B12/12\\_4\\_1.pdf&BookId=B](https://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BookB.asp?isSearch=0&liID=1241&DocumentId=BindB/Del_2/B12/12_4_1.pdf&BookId=B)
- [62] Betongelementforeningen, «Betongelementboken Bind C», Betongelementforeningen, C, 2010. Åpnet: 24. februar 2022. [Online]. Tilgjengelig på:  
[https://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BookC.asp?liID=13&BookId=C&DocumentId=BindC/Del\\_1/C1/1\\_3.pdf](https://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BookC.asp?liID=13&BookId=C&DocumentId=BindC/Del_1/C1/1_3.pdf)
- [63] Betongelementforeningen, «Betongelementboken Bind A», Betongelementforeningen,

- A, 2010. Åpnet: 24. februar 2022. [Online]. Tilgjengelig på:  
[https://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BookA.asp?isSearch=0&liID=21&DocumentId=BindA/Del\\_1/A2/2\\_1\\_Betongelement\\_til\\_tak\\_og\\_dekker.pdf&BookId=A](https://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BookA.asp?isSearch=0&liID=21&DocumentId=BindA/Del_1/A2/2_1_Betongelement_til_tak_og_dekker.pdf&BookId=A)
- [64] Direktoratet for byggkvalitet, «Byggteknisk forskrift (TEK17) med veiledning», *Veileder for byggteknisk forskrift*. <https://dibk.no/regelverk/byggteknisk-forskrift-tek17/11/>.
- [65] Betongelementforeningen, «Betongelementboken Bind D», Betongelementforeningen, D, 2010. Åpnet: 24. februar 2022. [Online]. Tilgjengelig på:  
[https://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BookD.asp?isSearch=0&liID=41&DocumentId=BindD/Del\\_1/D4/4\\_1.pdf&BookId=D](https://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BookD.asp?isSearch=0&liID=41&DocumentId=BindD/Del_1/D4/4_1.pdf&BookId=D)
- [66] Betongelementforeningen, «Betongelementboken Bind D», Betongelementforeningen, D, 2010. Åpnet: 24. februar 2022. [Online]. Tilgjengelig på:  
[https://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BookD.asp?isSearch=0&liID=41&DocumentId=BindD/Del\\_1/D4/4\\_1.pdf&BookId=D](https://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BookD.asp?isSearch=0&liID=41&DocumentId=BindD/Del_1/D4/4_1.pdf&BookId=D)
- [67] «CONLIT 150». <https://www.rockwool.com/no/produkter-og-konstruksjoner/produkter/passiv-brannsikring/conlit-150/> (åpnet 9. mai 2022).
- [68] Levi Kristoffer Johannessen, «Montasjetid hulldekker», 14. mars 2022.
- [69] «Steel price forecast (2022): Market rally on supply woes». <https://capital.com/steel-price-forecast> (åpnet 22. mai 2022).