

Kristine Finnset
Emma Helberg Brandsæter

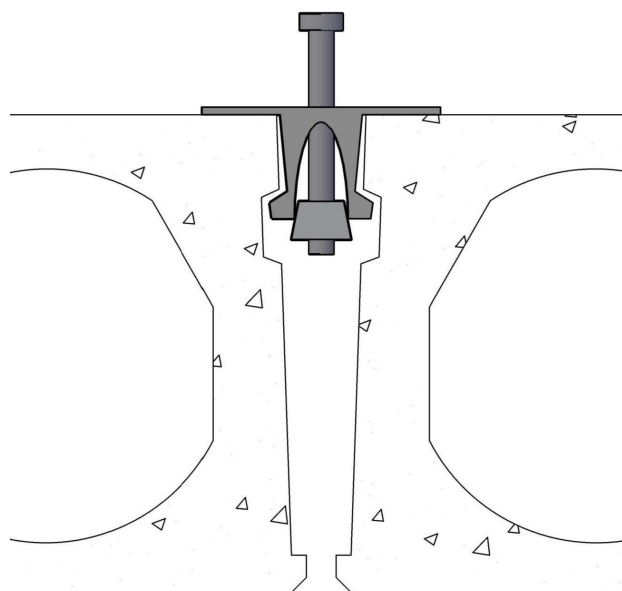
Demonterbare knutepunkt i hulldekker

Utvikle et demonterbart knutepunkt i langsgående fuge som kan overføre like stor skjærspenning som ved utstøpt fuge

Masteroppgave i Bygg- og miljøteknikk

Veileder: Vegard Alme Ulstein

Juni 2023



Kristine Finnset
Emma Helberg Brandsæter

Demonterbare knutepunkt i huldekker

Utvikle et demonterbart knutepunkt i langsgående fuge som kan overføre like stor skjærspenning som ved utstøpt fuge

Masteroppgave i Bygg- og miljøteknikk
Veileder: Vegard Alme Ulstein
Juni 2023

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Fakultet for ingeniørvitenskap
Institutt for konstruksjonsteknikk



Kunnskap for en bedre verden



MASTEROPPGAVE 2023

FAGOMRÅDE: Konstruksjonsteknikk	DATO: 11.06.2023	ANTALL SIDER: 74+35
------------------------------------	---------------------	------------------------

TITTEL:

Demonterbare knutepunkt i hulldekker
Demountable connections in hollow core slab

UTFØRT AV:

Kristine Finnset
Emma Helberg Brandsæter



SAMMENDRAG:

I denne masteroppgaven ble det utviklet et demonterbart knutepunkt for langsgående fuger mellom hulldekker, med evne til å overføre tilsvarende skjærspenning som ved tradisjonell utstøping av fuger. Oppgaven undersøkte også praktisk gjennomførbarhet, miljø- og kostnadseffektivitet. En forskningsmetodikk basert på litteraturstudier, friksjonstest i laboratorium, kapasitetsberegninger og analyser med Abaqus/CAE ble brukt for å utvikle en optimal løsning.

Den utviklede løsningen er et prefabrikkert mekanisk knutepunkt basert på skjær-friksjons-modellen. Det består av stykkevise ekspansjonsskinner av stål som skaper trykk mot hulldekkets sidekant ved oppspenning, som sammen med friksjon overfører skjærkrefter mellom hulldekkene. For å øke friksjonen mot hulldekket har TPE 90shA og 45shA blitt undersøkt i laboratoriet. Spenningene i hulldekkanten grunnet trykkraften analyseres i Abaqus/CAE, og overskrider ikke betongens kapasitet. Kapasitetskontrollen utført viser at strekkspenningene er mest kritiske.

Knutepunktet er utformet for vertikal skjæroverføring, dette kontrolleres etter NS-EN 1168. Vindlast og svinn resulterer i tap av oppspenningskraft i dekket, noe som krever økt trykkraft. TPE benyttes også for å kompensere for svindeformasjon. Studien presenterte alternative løsninger for å hindre utbøyning i ytterste hulldekke, disse inkluderte utstøping av ytterste fuger og bruk av spenntau.

Studien av økonomisk effektivitet viste imidlertid at det nye knutepunktet ikke er mer kostnadseffektivt enn dagens metode. I dag er ombruk dyrere enn å kjøpe nye materialer, men fremtidige myndighetskrav til ombruk kan imidlertid endre dette. Den nye løsningen vil sannsynlig være mer miljøvennlig, da den reduserer behovet for fugestøp og produksjon av nye dekker.

Det mekaniske knutepunktet er enkelt å montere og demontere, og overfører nødvendige skjærkrefter mellom hulldekkene for å opprettholde skiveeffekten. Videre optimalisering og utforming krever ytterligere beregninger og analyser.

VEILEDER: Vegard Alme Ulstein

UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk, NTNU Trondheim

Sammendrag

I denne masteroppgaven ble det utviklet et demonterbart knutepunkt for langsgående fuger mellom hulldekker, med evne til å overføre tilsvarende skjærspenning som ved tradisjonell utstøping av fuge. Oppgaven undersøkte også praktisk gjennomførbarhet, miljø- og kostnadseffektivitet. En forskningsmetodikk basert på litteraturstudier, friksjonstest i laboratorium, kapasitetsberegninger og analyser med Abaqus/CAE ble brukt for å utvikle en optimal løsning.

Den utviklede løsningen er et prefabrikkert mekanisk knutepunkt basert på skjær-friksjonsmodellen. Det består av stykkevise ekspansjonsskinner av stål som skaper trykk mot hulldekkets sidekant ved oppspenning, som sammen med friksjon overfører skjærkrefter mellom hulldekkene. For å øke friksjonen mot hulldekket har TPE 90shA og 45shA blitt undersøkt i laboratoriet. Spenningsene i hulldekkanten grunnet trykkraften analyseres i Abaqus/CAE, og overskrider ikke betongens kapasitet. Kapasitetskontrollen utført viser at strekkspenningene er mest kritiske.

Knutepunktet er utformet for vertikal skjæroverføring, dette kontrolleres etter *NS-EN 1168*. Vindlast og svinn resulterer i tap av oppspenningskraft i dekket, noe som krever økt trykkraft. TPE benyttes også for å kompensere for svinndeformasjon. Studien presenterte alternative løsninger for å hindre utbøyning i ytterste hulldekke, disse inkluderte utstøping av ytterste fuger og bruk av spenntau.

Studien av økonomisk effektivitet viste imidlertid at det nye knutepunktet ikke er mer kostnadseffektivt enn dagens metode. I dag er ombruk dyrere enn å kjøpe nye materialer, men fremtidige myndighetskrav til ombruk kan imidlertid endre dette. Den nye løsningen vil sannsynlig være mer miljøvennlig, da den reduserer behovet for fugestøp og produksjon av nye dekker.

Det mekaniske knutepunktet er enkelt å montere og demontere, og overfører nødvendige skjærkrefter mellom hulldekkene for å opprettholde skiveeffekten. Videre optimalisering og utforming krever ytterligere beregninger og analyser.

Abstract

In this master's thesis, a detachable junction for longitudinal joints between hollow-core slabs was developed, capable of transferring equivalent shear stress as in traditional joint casting. The thesis also investigated practical feasibility, environmental impact, and cost-effectiveness. A research methodology based on literature studies, friction testing in the laboratory, capacity calculations, and analyses using Abaqus/CAE was used to develop an optimal solution.

The developed solution is a prefabricated mechanical junction based on the shear-friction model. It consists of segmented expansion rails made of steel that exert pressure against the side edge of the hollow-core slab when tensioned, thereby transferring shear forces between the slabs along with friction. To increase friction against the hollow-core slab, TPE 90shA and 45shA were examined in the laboratory. The stresses in the slab edge due to the applied pressure are analyzed in Abaqus/CAE and do not exceed the capacity of the concrete. The capacity check performed shows that tensile stresses are the most critical.

The junction is designed for vertical shear transfer, which is regulated according to *NS-EN 1168*. Wind loads and shrinkage result in a loss of tensioning force in the slab, requiring increased pressure. TPE is also used to compensate for shrinkage deformation. The study presented alternative solutions to prevent deflection in the outermost hollow-core slab, including casting the outermost joints and using tension cables.

However, the study of economic efficiency showed that the new junction is not more cost-effective than the current method. Currently, reuse is more expensive than purchasing new materials, but future regulatory requirements for reuse may change this. The new solution is likely to be more environmentally friendly as it reduces the need for joint casting and the production of new slabs.

The mechanical junction is easy to assemble and dismantle, transferring the necessary shear forces between the hollow-core slabs to maintain the slab effect. Further optimization and design require additional calculations and analyses.

Forord

Denne masteroppgaven er skrevet ved institutt for konstruksjonsteknikk ved Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet i Trondheim. Oppgaven er avsluttende for det femårige masterstudiet *Bygg- og miljøteknikk*, og utgjør 30 studiepoeng under emnekode TKT4950.

Opgaven tar for seg ombruk av hulldekker og implementeringen av et demonterbart knutepunkt med det overordnede målet å effektivisere demonteringsprosessen og redusere kostnader på en bærekraftig måte. Ombruk av byggematerialer er i dag høyt på agendaen, og det forskes mye på nye og innovative metoder å bygge på, slik at for eksempel store konstruksjonselementer kan brukes på nytt. Betong står for en stor andel klimagassutslipp i byggenæringen, og med vår bakgrunn og kunnskap var det derfor veldig interessant å velge denne oppgaven.

Opgaven er tildelt og utført i samarbeid med Spenncon AS. Veileder i denne studien har vært Vegard Alme Ulstein, konstruksjonssjef i Spenncon AS region Nordvest og universitetslektor på NTNU. Vi vil derfor rette en stor takk til Vegard som har gitt oss gode råd og pekt oss i riktig retning under hele prosessen. Vi vil også takke andre fagpersoner og professorer på instituttet som har hjulpet med blant annet Abaqus/CAE og som alltid har vært tilgjengelig for spørsmål. Takk til laboratoriepersonell, Thomas Uhlving og Kåre B. Olsby. Takk til Otto Olsen AS for testmateriale. Og sist, men ikke minst må vi takke hverandre og gode medstudenter på lesesal for et veldig godt sosialt og faglig miljø som vi vil ta med oss resten av livet.

Trondheim, 11. juni 2023

Kristine Finnset

Kristine Finnset

Emma Ft. Brandsæter

Emma Helberg Brandsæter

Terminologi

Symboler

α_{ds1}	Koeffisient avhengig av type sement
β_{RH}	Forholdstall mellom RH og RH ₀
ϵ	Tøyning/Relativ sammentrykning (TPE)
ϵ_{cs}	Total svinntøyning
ϵ_{cd}	Dimensjonerende svinntøyning ved uttørking
$\epsilon_{cd,0}$	Nominell svinntøyning ved uttørking
$\epsilon_{cd,\infty}$	Svinntøyning ved uttørking ved $t=\infty$
ϵ_{ca}	Autogen svinntøyning
μ	Friksjonsfaktor
ν	Fasthetsreduksjonsfaktor
σ_1	Maksimal hovedspenning
σ	Normalspenning
τ_{xy}	Skjærspenning
a	Lengde av last parallell til fuge
A_i	Betongens areal
a_s	Avstand mellom senter av last og senter av fuge
A_s	Stålets areal
c	Ruhetsfaktor
c_{dir}	Retningsfaktor
c_{season}	Årstidsfaktor
$c_{o(z)}$	Terrengformfaktor
C_p	Formfaktor for vindtrykk
C_{pe}	Formfaktor for utvendig trykk
C_{pi}	Formfaktor for innvendig trykk
$c_{r(z)}$	Ruhetsfaktor (vindlast)
f_{cd}	Dimensjonerende trykkfasthet for betong
f_{ck}	Karakteristisk trykkfasthet for betong
f_{cm}	Middelverdi av betongens trykkfasthet
f_{cmo}	= 10 MPa

f_{ctd}	Dimensjonerende strekkfasthet for betong
$f_{ctk,0,05}$	Karakteristisk strekkfasthet for betong
f_{yd}	Dimensjonerende strekkfasthet for stål (flytespenning)
f_{yk}	Karakteristisk strekkfasthet for stål
h_j	Netto høyde av fuge
h_t	Tykkelse av påstøp
$\sum h_f$	Sum av minste tykkelse av øvre og nedre flens
$I_v(z)$	Turbulensintensitet
k_h	Koeffisient avhengig av tverrsnittstykkelse
k_p	Toppfaktor (= 3,5)
p	Fordelt last
q_k	Nyttelast
$q_m(z)$	Stedsvindhastighetstrykk
$q_p(z)$	Vindhastighetstrykk
RH	Relativ luftfuktighet i omgivelsene
RH_0	= 100%
v_b	Basisvindhastighet
$v_{b,0}$	Referansevindhastighet
$v_m(z)$	Stedshastighet
v'_{Rdj}	Kapasitet til hulldekkets flens uttrykt som en lineær last
v''_{Rdj}	Kapasitet til fugen uttrykt som en lineær last
W	Vindtrykk
W_e	Vindtrykk på utvendig flater
W_i	Vindtrykk på innvendig flater

Begrep

<i>45shA</i>	45 Shore A
<i>90shA</i>	90 Shore A
<i>B45</i>	Betong med trykkfasthet 45 MPa
<i>BREEM</i>	Miljøsertifiseringsverktøy
<i>DFD</i>	Design-for-Disassembly
<i>DOK</i>	Forskrift om dokumentasjon av byggevarer
<i>FEM</i>	Finite Element Method (Endelig elementmetode)
<i>Fip</i>	International Pharmaceutical Federation
<i>HD</i>	Hulldekke
<i>HD320</i>	Hulldekke med høyde 320 mm
<i>HMS</i>	Helse, miljø og sikkerhet
<i>Mesh</i>	Elementnett
<i>Sirkbygg</i>	Sirkulære nybygg
<i>TEK17</i>	Byggteknisk forskrift
<i>TPE</i>	Termoplastisk elastomer

Innhold

Sammendrag	iii
Abstract	v
Forord	vii
Terminologi	ix
1 Introduksjon	2
1.1 Bakgrunn	2
1.1.1 Hulldekke	2
1.1.2 SirkBygg	3
1.2 Problemstilling	4
1.3 Tidligere ombruksmetoder	4
1.4 Rapportens oppbygning og omfang	5
2 Teori	7
2.1 Skiver og skivebygg	7
2.2 Hulldekkeskive	8
2.2.1 Skivekrefter	8
2.2.2 Horisontale skjærkrefter	9
2.3 Kraftoverføring	11
2.3.1 Skjær-friksjonsmodellen	11
2.3.2 Friksjon	12
2.3.3 Trykk-friksjon	13
2.3.4 Vertikal lastfordeling	13
2.4 Betongegenskaper	15
2.4.1 Fastheter	15
2.4.2 Materialoppførsel	15
2.5 Stålegenskaper	16
2.6 Vindlast	16
2.7 Svinn	18
2.8 Termoplastisk elastomer	19

3	Knutepunkt	21
3.1	Utvikling av knutepunkt	21
3.2	Knutepunkt	22
3.2.1	Montering og demontering	24
4	Friksjonstest	26
4.1	Prøvemateriale	26
4.2	Laboratorietesting	26
4.3	Resultat	27
5	Beregninger	29
5.1	Horisontal skjærkraft	29
5.2	Vertikal skjærkraft	29
5.3	Vindlast	31
5.4	Hulldekkets påkjenning av oppspenningskraft og vindkraft	35
5.5	Svinn	38
5.5.1	Tap av oppspenningskraft	39
6	Elementmodellering	41
6.1	Programvare	41
6.2	Modell	41
6.2.1	Mesh	42
6.3	Lastfordeling	44
6.3.1	Over hulldekkets høyde	44
6.3.2	Over hulldekkets lengde	46
6.4	Resultat i Abaqus/CAE	46
7	Kapasitetskontroll	49
7.1	Horisontal kapasitetskontroll	49
7.2	Vertikal kapasitetskontroll	50
7.3	Hulldekkets påkjenning av oppspenningskraft	51
7.4	Tap av oppspenningskraft på grunn av svinn	52
8	Miljø og kostnader	53
8.1	Miljøaspekt	53

8.2	Kostnader knyttet til ombruk	54
9	Diskusjon	57
9.1	Knutepunkt	57
9.2	Friksjonstest	58
9.3	Beregninger	60
9.3.1	Horisontal skjærkraft	60
9.3.2	Vertikal skjærkraft	61
9.3.3	Vindlast	62
9.3.4	Hulldekkets påkjenning av oppspenningskraft og vindkraft	63
9.3.5	Svinn	64
9.4	Elementmodellering	65
9.5	Miljø og kostnader	67
10	Konklusjon og fremtidig arbeid	69
10.1	Konklusjon	69
10.2	Fremtidig arbeid	70
	Referanseliste	72
	Vedlegg	I
A	Tegninger og illustrasjoner	II
B	Resultater fra laboratorietester	VII
C	Håndberegninger	XIX
D	Lastfordelinger og resultater fra Abaqus	XXVI
E	Kapasitetstabell	XXXIV

1 Introduksjon

Introduksjonen består av oppgavens bakgrunn og formål, problemstilling, og til slutt oppbygning og omfang av oppgaven.

1.1 Bakgrunn

Byggenæringen står for store klimagassutslipp på verdensbasis, og er alene ansvarlig for rundt 40% av all energibruk og utslipp, i tillegg til 50% av råvareuttaket hvert år. Kun en tredjedel av avfallet gjenvinnes fordi prosessen har vist seg å være tungvint og ikke minst kostbar (SINTEF 2021). Bransjen har derfor et stort potensiale og en viktig rolle for å nå klimamålene. Ved siden av bedre avfallssortering, er ombruk av bygningsmaterialer høyt på agendaen i bygg- og anleggsbransjen i dag, både nasjonalt og internasjonalt. I januar 2023 ble taksonomiforordningen gjort om til norsk lov. Dette betyr at det er et mål å oppnå en enhetlig forståelse av begrepet bærekraftig økonomisk aktivitet for bygg- og anleggsbransjen. Selskaper som ønsker å bli anerkjent som bærekraftige tillegges rapporterings- og offentliggjøringsplikter. Taksonomien er en del av EUs grønne giv. Dette miljømålet vil antas å påvirke dagens krav til blant annet innkjøp av materialer og avfallshåndtering (Engesæth og Sjøli 2023).

Betong er det mest anvendte byggematerialet i verden, og sementen som inngår antas å bidra med 7-8% av klimagassutslippene på verdensbasis. Fordi sementen i betongen står for rundt 90% av utslippene, gjøres det en betydelig innsats for å redusere disse (SINTEF 2020). Betongavfall kan resirkuleres og ombrukes på flere måter. Enten som fyllmasser i grøfter og bærelag, eller som tilslag i nye betongelementer. Ved sistnevnte vil det fremdeles være behov for sement som bindemiddel, og vil begrense miljøgevinst. Byggenes brukstid er ofte kortere enn de bærende betongkonstruksjonenes levetid. Det er derfor viktig å finne gode løsninger på ombruk av betongelementer på høyest mulig nivå. (Kilvær et al. 2019).

1.1.1 Hulldekke

Hulldekker er et av de mest brukte betongelementene, og blir benyttet som dekker i etasjeskiller og tak i større bygg, som blant annet næringslokaler, boligblokker, industribygg og parkeringshus (Spenncon AS 2022). Et hulldekke er et prefabrikkert og spennarmert dekkeelement, noe som gir svært god bæreevne og lang fri spennvidde (Betongelementforeringen 2020a). Hulldekkene transporteres i stabler og løftes på plass enkeltvis på bærende konstruksjon, ved hjelp av løfteåk i innstøpte løftespor (Kilvær et al. 2019). Det er i tillegg et konstruksjonselement som er svært fleksibelt fordi det enkelt kan tilpasses etter ønsket lengde og med nødvendige utsparinger (Spenncon AS 2022).

Hulldekker beskrives av betongelementprodusenter som planparallelt dekkeelement som er meget velegnet, stabilt og svært økonomisk til dekker og tak. For at konstruksjonen skal tåle størst mulig lastpåføring er det ønskelig at hele dekket opptrer som en skive slik at kreftene opptas ved skivevirkning (Aunan 2012). For å oppnå denne skivevirkningen, og dermed høy stivhet i bygningen, må elementene avstives. Dette gjøres ved å binde de sammen, normalt sett ved at det støpes i fugene ved montering.

Som følge av at betongproduksjonen står for en betraktelig stor andel av byggenæringens klimagassutslipp vil det være fornuftig å finne gode og effektive metoder for ombruk av hulldekker. Ved ombruk av byggematerialer må tekniske krav opprettholdes. De tekniske kravene er beskrevet i regelverkene *Byggteknisk forskrift (TEK17)* og *Forskrift om dokumentasjon av byggevarer (Byggevarerforskriften, DOK)* (Kilvær et al. 2019). Det kan være noe utfordrende å dokumentere for disse kravene, og i den forbindelse ble det i 2022 publisert en ny standard: *NS-EN 3682 Hulldekker av betong til ombruk*. Denne beskriver nødvendig dokumentasjon og nødvendige tilstandsanalyser for å ombruke hulldekker fra eksisterende bygg (Standard Norge 2022). For å utvikle og effektivisere ombruksprosessen vil det være relevant å utvikle nye løsninger for fremtidige bygg med hensyn til at både hulldekker og andre betongelementer kan ombrukes.

1.1.2 SirkBygg

Skanska har sammen med en rekke andre bedrifter startet et innovasjonsprosjekt som skal utvikle løsninger som gjør nybygg til gode donorbygg i fremtiden (SINTEF 2021). SirkBygg, som er en forkortelse for «Sirkulære nybygg», har et konkret mål om å bidra til minst 90% lavere klimagassutslipp, 90% mindre ressursforbruk og 90% lavere avfall ved ombruk sammenlignet med riving og bruk av nye bygningsdeler i nybygg (Skanska 2021). For å oppnå dette målet må det skapes bedre og mer effektive ombruksløsninger enn de som er i dag. Dette innebærer et mål om at fremtidig ombruk fra donorbyggene ikke skal være dyrere enn bruk av nye bygningsdeler.

Gjennom flere pilotprosjekt skal SirkBygg utvikle enkle, trygge og lønnsomme løsninger for demontering og ombruk av bygningsdeler. Forskningen vil konsentrere seg om store bæresystemer i stål, betong og tre. Et av disse pilotprosjektene er Fredrik Selmers vei 5, hvor målet er å utvikle et sirkulært Powerhouse med utgangspunkt i Paris-avtalens 1,5 gradersmål. Beregningene så langt tilsier at det oppnås 50% reduksjon i CO²-utslipp (FutureBuild 2022a).

Spenncon AS er en av prosjektpartnerne i SirkBygg, i tillegg til at de er betongelement-leverandør til innovasjonsprosjektet SirkBygg. Det vil si at de er involvert i utvikling av nye og mer bærekraftige betongsammensetninger og prosjektering av knutepunkt som er optimalisert i forbindelse med demontering og ombruk.

1.2 Problemstilling

I dag blir hulldekkene støpt sammen ved fugestøp, og for å demontere hvert enkelt hulldekke må fugestøpen fjernes uten å skade hulldekket. Dette er en prosess som kan være uforutsigbar med tanke på tid og kostnader. Etter demontering må i tillegg hvert enkelt hulldekke skrapes og renskes for fugestøp for å kunne ombrukes (Entra 2021).

Peikko, en verdensledende leverandør av dekkekonstruksjoner, presenterer i sitt forskningsprosjekt at Design-for-Disassembly (DFD) bør være et fokusområde. Dette betyr at nybygg blir designet for å demonteres kontra å destrueres. DFD er noe som allerede er implementert i Green Building sertifiseringer som BREEAM, men det gjenstår fortsatt å implementeres i lover og dagens designpraksis (Yrjölä og Wanjala 2022). Denne masteroppgaven vil ta høyde for eksisterende beregningsmetoder og tidligere ombrukserfaringer for å finne en ny løsning for demontering av hulldekker, som kan tas i bruk ved bygging av fremtidig donorbygg.

Hovedmålet er å finne en løsning som effektiviserer demonteringsprosessen, og reduserer dagens kostnader knyttet til ombruk av hulldekker. Det skal i tillegg være en løsning som bidrar til å redusere klimagassutslippene, som vil si at utslippene ved produksjon av løsningen må være lavere enn ved å produsere nye hulldekker. Denne oppgaven vil se på utvikling av et demonterbart knutepunkt i langsgående fuge. Forutsetningen for et nytt, demonterbart knutepunkt er å sikre overføring av krefter og opprettholde en avstivet dekkekonstruksjon i like stor grad som ved utstøpt fuge. Dette leder til problemstillingen:

”Utvikle et demonterbart knutepunkt i langsgående fuge mellom hulldekker som kan overføre like stor skjærspenning som ved tradisjonelle utstøpte fuger”

1.3 Tidligere ombruksmetoder

Ombruk av hulldekker er ikke særlig utbredt i dag, men riveentreprenøren Øst-Riv har opparbeidet seg erfaring på området. Underveis i denne studien har forfatterne besøkt Øst-Riv i demonteringsfasen og fått et innblikk i erfaringer på området.

Øst-Riv har også nylig vært en del av et pilotprosjekt, KA13, hvor forretningsmodellen baserte seg på sirkulærøkonomi, som vil si stort fokus på økt ombruk. Prosjektet er et bygg fra 50-tallet i Oslo som skulle fornyes og utvides. Ved å ombruke inntil 80% av materialene klarte de å redusere klimagassutslippene med 70% (FutureBuild 2022b).

I dette prosjektet ble hulldekkene kappet ut på innsiden av oppleggsbjelkene, og fugestøpen mellom hvert element ble skjært ut, før ett og ett hulldekkeelement kunne heises ut. Ved denne metoden ble det benyttet bukker til å støtte under hulldekkene ved kapp, i tillegg

til at det måtte produseres en egen løfteåk til utheising da påstøp hindret bruk av vanlig klype. Videre i prosessen ble hulldekkene fraktet til et lager for rensking av fugestøp (Entra 2021). Dette er en metode som vurderes til å være tidkrevende, og ikke minst kostbar. Entras erfaringsrapport fra KA13 hevder at kostnaden for å ombruke hulldekker på denne måten har en 5-6 ganger kostnadsramme enn for å produsere nye hulldekker.

Det er i flere prosjekt forsøkt å finne nye metoder for å effektivisere demonteringsprosessen. Den umiddelbare løsningen er å ikke gjennomføre fugestøp, og bruke andre metoder for å avstive dekke for skjærkrefter. I Nederland er det gjort lignende forsøk som det Sirkbygg jobber med, blant annet på et demoprojekt av en enebolig. Våren 2022 skrev Falck, Nilsen og Grundesø bacheloroppgave om demonterbare knutepunkt i hulldekker ved NTNU Ålesund, hvor de har undersøkt det tidligere prosjektet gjennomført i Nederland. Metoden de brukte var tørrmontasje av hulldekker ved å montere en kile i fugen og fylle opp med pukk som erstatning til fugestøpen. I følge denne studien vil ikke fugen ha kapasitet nok til å opprettholde skivevirkning, og er mest egnet for den vertikale lastoverføringen på dekket. Konseptet forutsetter dermed at det opptrer små krefter i konstruksjonen (Falck, Nilsen og Gundesø 2022b). Det var imidlertid ikke offentliggjort noen beregninger fra prosjektet.

Det har også vært prosjekter der det er forsøkt å støpe ut fuge med duk mot hulldekkkant. Dukens formål er å forhindre heft slik at det er lettere å pigge opp fugestøpen ved demontering. I praksis kan denne metoden virke gunstig fordi det forhindrer betongstøp mot hulldekket, og en unngår sårside ved demontering som gjør at løftegaffler kan brukes i fortanning på samme måte som ved montering. I tillegg vil tiden det tar å løsne fugen ikke være avhengig av heften til hulldekke, noe som kan redusere risiko knyttet til kostnader. Den største utfordringen med denne metoden er at det ikke er dokumentert skivevirkning, noe som kreves for en dekkekonstruksjon i henhold til standard og forskrifter.

Bacheloroppgaven til Falck, Nilsen og Grundesø dreide seg mest om endeknutepunkt, men de kommenterte likevel noen løsninger til knutepunkt i langsgående fuge. Oppgaven kom med forslag om mekaniske løsninger i form av stålplater og bolter eller kile som tok nødvendig kraftoverføring. De landet til slutt på en metode der fugen ble støpt ut som normalt med slippmiddel eller duk som hindret heft. Grunnet begrensninger i oppgaven gikk de ikke videre med forsøk på dette (Falck, Nilsen og Gundesø 2022a).

1.4 Rapportens oppbygning og omfang

Høsten 2022 skrev forfatterne en prosjektoppgave i emne TKT4550 om demonterbare knutepunkter i hulldekker, som et forarbeid for masteroppgaven. I prosjektoppgaven utviklet forfatterne et knutepunkt som en grunnmur for denne masteroppgaven. Deler av introduksjonen og teorikapittelet som er skrevet i denne masteroppgaven er derfor gjenbruk fra prosjektoppgaven (Finnset og Brandsæter 2022).

Opgaven er begrenset til å se på løsninger i langsgående fuge, altså mellom hulldekkenes sidekanter, da det allerede er gjort tidligere studier på endeknutepunkt. Utgangspunktet for dimensjonering er hulldekke med høyde 320 mm (HD320) og betongkvalitet B45. Masteroppgaven er begrenset til å se på det konstruksjonsmessige, men det er også foretatt noe litteratursøk vedrørende miljø og kostnader. Da oppgaven i hovedsak dreier seg om hulldekkets oppførsel og virkningen av langsgående fuge, er det ikke gjort detaljerte beregninger for selve knutepunktet. Brann- og akustikkdimensjonering er ikke inkludert i oppgaven.

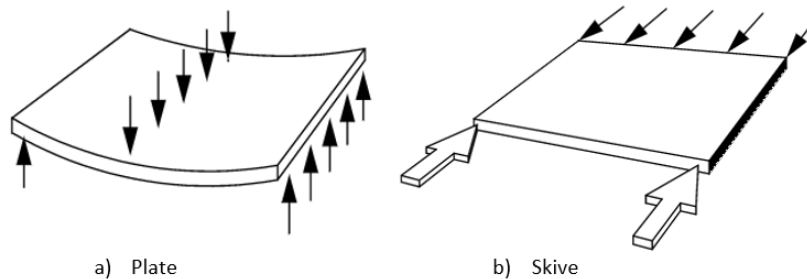
Masteroppgaven vil først legge frem teori som er grunnlag for dimensjonering av hulldekker og et nytt knutepunkt. Deretter vil oppgaven gå igjennom ulike temaområder for utvikling og dimensjonering av en ny løsning for langsgående fuge. Først vil idéen om knutepunktets utforming, og montering/demontering presenteres i kapittel 3, deretter presenteres metode og resultater fra friksjonstest i laboratoriet under kapittel 4.2, videre til håndberegninger av overføring av skjærkrefter, vindlast og svinndeformasjon i kapittel 5. Ved dimensjonering er programvaren Abaqus/CAE benyttet for å analysere hulldekkets kant, som presenteres sammen med resultatene under kapittel 6. Til sist blir resultatene kontrollert i henhold til kapasitet fra standard, før funnene diskuteres og det trekkes en konklusjon.

2 Teori

I dette kapitlet legges det frem bakgrunnsteori for å forstå skivevirkning i hulldekker og virkningen av en utstøpt langsgående fuge. I tillegg teori som er nødvendig for utvikling og dimensjonering av en ny knutepunktsløsning.

2.1 Skiver og skivebygg

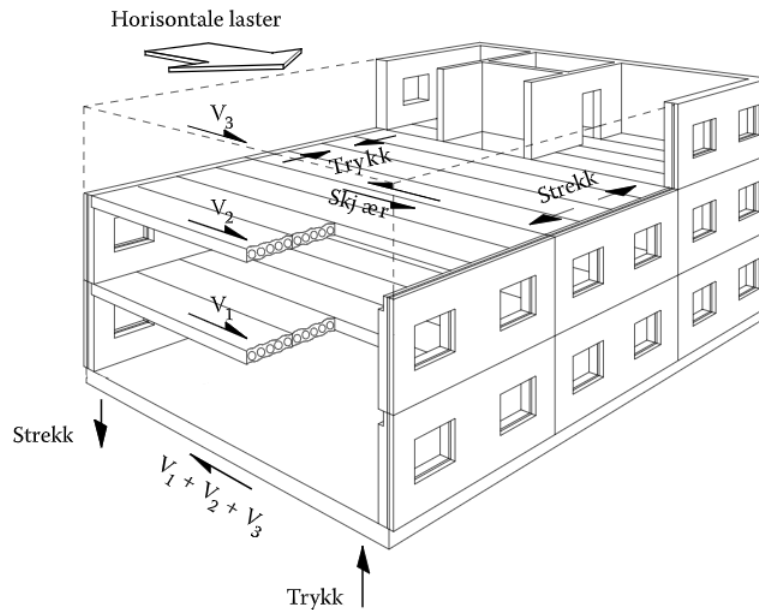
En skive er et konstruksjonselement som er påført krefter i sitt eget plan, mens plater har påført krefter normalt på elementets plan, se figur 1. Vegger og dekker er stivere når de påvirkes som skiver enn plater, fordi de har mye tynnere tverrsnitt i forhold til bredde og høyde. Av den årsak er det ønskelig å bruke prinsippet om skivevirkning til å utforme en avstivende konstruksjon (Betongelementforeningen 2020b).



Figur 1: (a) Plater har krefter som virker vinkelrett på planet, mens (b) skiver har krefter som virker i planet (Betongelementforeningen 2020b)

Et bygg bestående av skiveelementer betegnes vanligvis som skivebygg. Veggene består av vertikale skiver som virker som en utkraget søyle når de er sammensatt av flere vegg-elementer. De vertikale skivene vil normalt ha stor aksialkraft og har av den grunn stor stivhet i kraftretning. Masselast og nyttelast vil være jevnt fordelt i dekket, men føres også ned i veggene. Veggene har derimot liten stivhet i tverretning, da de vil oppføre seg som en plate. Vindlastene som virker på skivebygg ønskes derfor å bli ført vekk fra veggene og inn i dekkekonstruksjonen (Betongelementforeningen 2020b).

Dekkekonstruksjonen betraktes som en horisontal skive ved at flere elementer legges side om side, og sammen utgjør de et avstivende plan. Figur 2 illustrerer hvordan kreftene fordeles i et skivebygg ved påkjenning av vindtrykk. For at dekkene sammen skal fungere som en stiv, monolittisk skive, er det avgjørende at skjærspenningene overføres over langsgående fuge (Betongelementforeningen 2020b). I et skivebygg av betongelementer er det normalt å støpe ut fugene mellom elementene for å få et avstivende plan.



Figur 2: Skivebygg med dekkeskive og veggskive som avstivende elementer (Betongementforeningen 2020b)

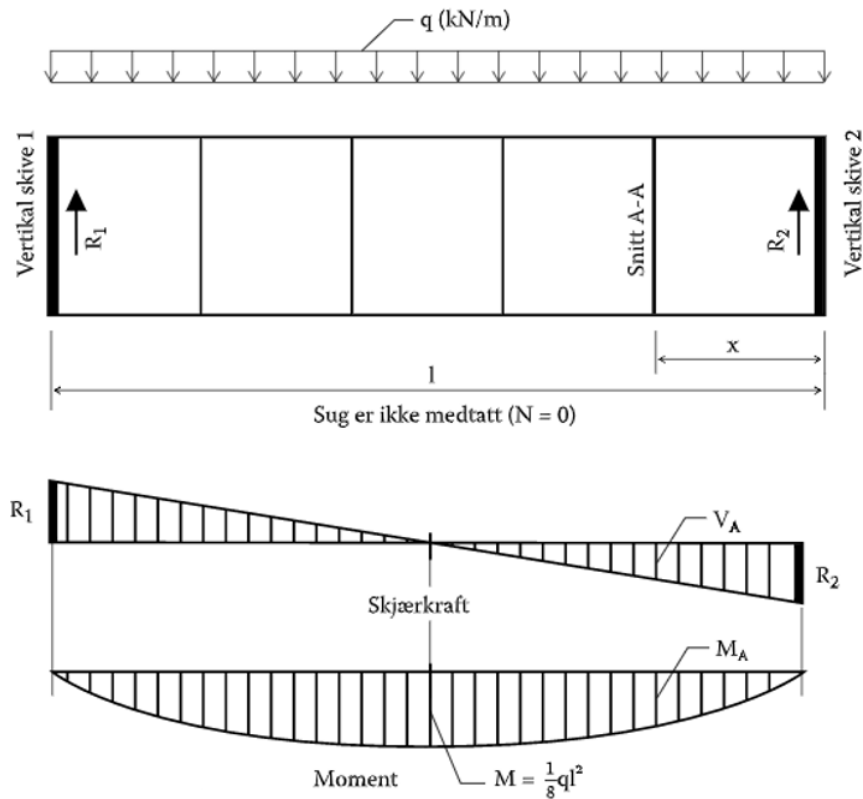
2.2 Hulldekkeskive

Hulldekkeskive er den mest vanlige dekkeskiven i Norge i dag. Hulldekkene produseres i standard bredde på 1,2 m og kommer i høyder mellom 200 mm og helt opp til 520 mm. Dekkene har 4-6 åpne kanaler gjennom dekket, avhengig av høyden. Kanalene reduserer egenvekten på hvert enkelt element uten at det går utover kapasiteten. Hulldekkene er spennarmerte dekker, og får sin forspenning i fabrikk. Det er vanlig å armere og støpe ut fugene mellom hulldekkenelementene, og for å øke moment- og skjærkapasitet brukes det blant annet samvirkepåstøp. Skiver av hulldekker uten påstøp har begrenset plass til armering både i de langsgående fugene og endefugene, dette begrenser ofte den maksimale kapasiteten (Betongementforeningen 2020b).

2.2.1 Skivekrefter

Dekkeskiven beregnes ved å betrakte dekket som en høy bjelke, med vindlast som overføres jevnt fordelt fra ytterveggene. De vertikale skivene og søylene fungerer som forskyvbare oppleggspunkter for bjelken. Dermed vil dekket få en trykksone i topp og strekksone i bunn, som illustrert på figur 2. Normalkrefter kan vanligvis neglisjeres, men de må ikke forveksles med trykk- og strekkreftene som kommer fra moment (Betongementforeningen 2020b).

Disse betraktningene forutsetter at horisontalskiven er meget stiv og dermed at hulldekket har utstøpte fuger. Skjærspenning i langsgående fuger øker nærmere opplegg, det vil si at det er den første fugen etter opplegg som får størst påkjenning. Dette kan enkelt ses ut fra et skjærkraftsdiagram som vist i figur 3.



Figur 3: Hulldekkeskive illustrert som en fritt opplagt høy bjelke med horisontallast (Betongelementforeningen 2020b)

For de enkleste formene for hulldekker blir strekk fra moment tatt opp av armering i endefuger, og skjærkraften overføres via utstøpt langsgående fuger. Armering på tvers av fugen tar krefter fra skjærkraften både i strekk- og trykksonen (Betongelementforeningen 2020b). Beregningene gjøres i henhold til skjær-friksjonsmodellen som beskrives nærmere i kapittel 2.3.1.

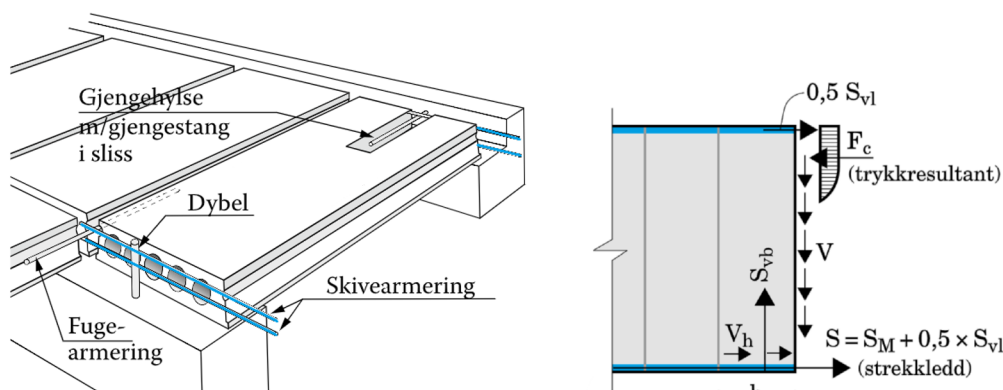
2.2.2 Horisontale skjærkrefter

Skjærkreftene i planet overføres på over- og undersiden av kanalene i hulldekket, mens i fugen overføres skjærkrefter over hele høyden. Skjærspenningens øvre grense for brudd i fugen avhenger i stor grad av kvaliteten på fugestøpen, og er til dels mindre enn øvre grense for selve hulldekkeelementet. Det vil si at den totale kapasiteten til dekkekonstruksjonen

vil være avhengig av forbindelsen mellom hulldekkene og andre konstruksjonselementer (Betongelementforeningen 2020c)

Konstruksjoner skal ha et egnet system for å binde konstruksjonen dersom de ikke dimensjoneres for å tåle ulykkespåvirkning. Til dette kan det benyttes strekkbånd. Strekkbånd er en minste armeringsmengde. For dekkesystemer som opptrer som skiver konsentreres tverrarmoring, for overføring av skjærkrefter langs fugen, i oppleggene. Tverrarmoringen danner dermed strekkbånd. Denne armeringen kalles heretter for skivearmoring. Skivearmoringen er illustrert i figur 4. Sammen med langsgående armering danner skivearmoringen omsluttende strekkbånd langs omkretsen og innvendige strekkbånd. Krav til strekkbånd er hentet fra punkt 9.10 i *NS-EN 1992-1-1* (Standard Norge 2018).

Ved vanlig skivearmoring i de utstøpte fugene er det som regel armeringen som begrenser skjærkapasiteten, fordi strekkraften i skivearmoringen blir for stor. For HD265-500 er dette tilfelle, men for HD200 vil fugen være dimensjonerende, på grunn av små krefter i armering. Det vil si at for HD320 er det ikke noe hensikt at den utstøpte fugen har høy kapasitet i seg selv, da armeringen er den som først går til brudd (Betongelementforeningen 2020c). Vanlig skivearmoring er 2Ø20 i endefuge, og det er tilgjengelig plass i fugen som begrenser armeringsarealet. Det er derfor en utfordring å øke kapasiteten til skivearmoringen, og dermed er armeringen dimensjonerende. Figur 4 illustrerer hvilke krefter som virker over langsgående dekkekant.



Figur 4: Skivearmoring og krefter på hulldekket (Betongelementforeningen 2020b)

Som tabell 1 viser vil skjærkapasiteten til fugen øke med høyden på hulldekket, mens tillatt skjær ved vanlig skivearmoring vil avta. Dersom skjærkapasiteten blir for liten kan det for eksempel legges strekkarmoring i bjelken som hulldekkene hviler på, lage forsterkede soner i dekkekonstruksjonen eller bruke lavere hulldekker med samvirkende påstøp. Tabellen under viser skjærspenning som kan overføres i utstøpt og armert fuge, for ulike hulldekkedyder (Betongelementforeningen 2020c).

Tabell 1: Skiveskjærkapasitet for hulldekker (Betongelementforeningen 2020c)

Hulldekkedyde [mm]	Utstøpt fuge B35 [kN/m]	Vanlig skivearmering [kN/m]
200	35	44
265	49	34
320	60	30
400	77	27
500	97	24

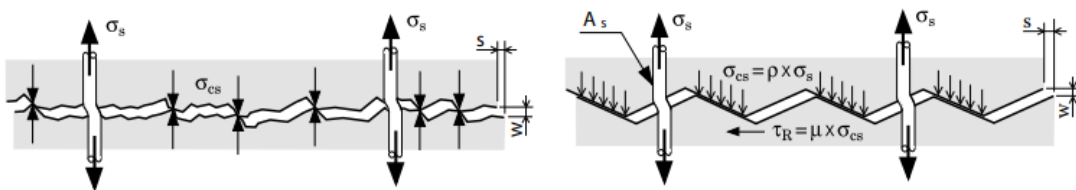
2.3 Kraftoverføring

2.3.1 Skjær-friksjonsmodellen

Skjær-friksjonsmodellen tar utgangspunkt i en tradisjonelt utstøpt fuge, og for å kunne arbeide med nye løsninger og knutepunkt for langsgående fuge er det viktig å forstå hvordan disse prinsippene fungerer.

Når fugeoverflaten utsettes for skjærkrefter, vil det bli en liten forskyvning og fugen får en sprekk. Ujevnheten til overflaten i sprekken kan ses på som ruheten til betongen, og det er den som skaper friksjon. Når det skjer en forskyvning oppstår det trykkraft mellom sidene i sprekken, som gjør skjæroverføring ved friksjon mulig (Betongelementforeningen 2020b). Små ujevnheter vil gi en liten sprekk og små friksjonskrefter, mens større ujevnheter vil gi større friksjonskrefter. Disse prinsippene er illustrert i figur 5. På samme måte vil dette fungere mellom to forskjellige overflater med ulik ruhet.

Figur 5 illustrerer dannelse av strekkspenninger i armeringen på tvers av sidefugen, som balanserer for trykkspenningene i fugen. Følgelig må det være tverrarmering eller en ekstern trykkraft for at overføring av skjærkrefter skal være mulig.



Figur 5: Skjær-friksjonsprinippet (Betongelementforeningen 2020b)

Skjærkapasiteten til fugen avhenger tre hovedfaktorer. Den første er betongens heftbidrag, det vil si hvor godt fugestøpen sitter mot hulldekkerekanten. Den andre er friksjonseffekten av tverrarmeringen, altså hvor stor strekkraft armeringsjernet har før det rives ut av betongen. Den tredje er friksjonseffekt av ekstern trykkraft, som i stor grad avhenger av friksjonskoeffisient mellom overflatene. Ligning 2.1 viser formelen for skjærkapasitet ved

skjær-friksjonsoverføring etter *NS-EN 1992-1-1* (Standard Norge 2018).

$$V_{Rd} = c \cdot f_{ctd} \cdot A_i + \mu \cdot f_{yd} \cdot A_s + \mu \cdot N_{ed} \leq 0,5 \cdot \nu \cdot f_{cd} \cdot A_i \quad (\text{Lign. 2.1})$$

Betongens heftbidrag = $c \cdot f_{ctd} \cdot A_i$

Friksjon x tverrarmring = $\mu \cdot f_{yd} \cdot A_s$

Friksjon x trykkraft = $\mu \cdot N_{ed}$

Betongtrykkapasitet (trykkbrudd) = $0,5 \cdot \nu \cdot f_{cd} \cdot A_i$

Heftbidraget i fugen avhenger i betydelig grad av overflatenes kvalitet. Hvorvidt overflatene er frie for sand, jord, sementslam eller oljerester spiller en vesentlig rolle. Heft påvirkes også av rissdannelse på grunn av svinndeformasjoner og temperaturendringer. Manglende tilstrekkelig oppmerksomhet rettet mot dette kan resultere i tap av heft, og som følge av dette kan ikke heftbidraget tas i betraktning. I henhold til *NS-EN 1992-1-1* er det ingen krav til minimum tverrarmring i langsgående fuger. Dersom det ikke eksisterer tverrarmring, kan bidraget fra tverrarmring neglisjeres. I slike tilfeller må friksjon mellom overflatene og en ekstern trykkraft sikre skjæroverføringen (Engström og co 2008).

2.3.2 Friksjon

Friksjonen mellom overflater kan variere betydelig, og dersom det er god friksjon vil det kunne overføres store skjærkrefter. Skjæroverføringsevne i fuger kan forbedres ved å øke overflatens ruhet, og det skilles mellom svært glatt, glatt, ru og fortannet skjøteflate for å beskrive ulike nivåer av ruhet. Svært glatte overflater er gitt friksjonskoeffisient $\mu = 0,5$, glatte har $\mu = 0,6$, ru overflater har $\mu = 0,7$ og fortannede/innrykkede har $\mu = 0,9$ (Standard Norge 2018). Betong som er støpt mot forskalling av stål, plast eller tre anses å være en glatt overflate, og oppnår en friksjonskoeffisient på $\mu = 0,6$ mot fuger (Betongelementforeningen 2020b). Möllersten og Packalen undersøkte friksjonsegenskapene mellom herdet betongelementer og fant ut at friksjonskoeffisienten kunne variere mellom $\mu = 0,55-0,70$ (Engström og co 2008). Friksjonskoeffisienter mellom betong og ulike materialer kommer frem i tabell 2.

Tabell 2: Friksjonskoeffisienter mellom ulike materialer (Betongelementforeningen 2020b)

Materialer i kontakt	Friksjonskoeffisient, μ	
	Øvre verdi	Nedre verdi
Syntetisk gummi/betong	0,4	0,2
Stål/betong	0,6	0,2
Glatt, hard trefiber/betong	0,7	0,2
To lag papp/betong	0,8	0,25

Dersom ikke en nøyaktig og entydig verdi er dokumentert, skal det benyttes den av de to oppgitte verdier av μ som gir det mest ugunstige resultat ved beregning av krefter og deformasjoner.

Annen forskning viser til en varierende friksjonskoeffisient mellom gummi og betong, ut fra harhet til gummi og betongkvalitet. Et studie på friksjonskoeffisient mellom "lining"-betong (betongoverflate med riller) og gummi viser til at de to materialene kan ha en friksjonskoeffisient mellom 1,53-1,72, avhengig av hardheten til gummien (Zhou et al. 2021). I sammenligning med tabellen over viser det at friksjonskoeffisienter kan variere relativt mye, til og med mellom to av samme materiale. For å få en helt nøyaktig friksjonskoeffisient mellom to materialer kan det være hensiktsmessig å utføre en friksjonstest.

2.3.3 Trykk-friksjon

Som skjær-friksjonsmodellen viser, kan skjærspenninger overføres ved en ekstern trykkraft og friksjon. Dersom heftbidrag neglisjeres og det ikke er tverrarmering, vil skjær-friksjonsmodellen få et nytt utgangspunkt for beregning av skjærkapasitet i fugen, se likning 2.2.

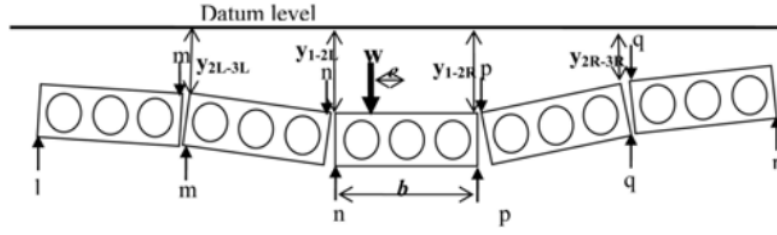
$$V_{Rd} = \mu \cdot N_{Ed} \quad (\text{Lign. 2.2})$$

Dette betyr at dersom det settes på en trykkraft i snitt mellom fuge og hulldekke, vil fugen kunne overføre skjærkrefter mellom elementene. Jo større trykkraft i knutepunktet, desto høyere skjærkraft kan overføres mellom hulldekkene. Dette avhenger også av friksjonskoeffisient som beskrevet tidligere. Skjærkapasitetens øvre grense er naturligvis betongens trykkapasitet, som betyr at fugen ikke kan overføre større skjærkrefter enn det betongen tåler (trykkbrudd i 2.2).

2.3.4 Vertikal lastfordeling

Som tidligere beskrevet er hulldekker koblet sammen i langsgående fuge for å skape en skjæroverføring. Lastfordeling av vertikal linjelast og punktlast skaper vertikale skjærkrefter og bøyemoment i den langsgående fugen mellom hulldekkene (Kanestrøm og Bekkos 2021).

Hulldekker har normalt ikke tverrarmering i underkant som kan regnes å delta i kraftoverføringen. Hvis fugen ikke har armering, kan den betraktes som risset. Knutepunktet virker da som et ledd der det ikke overføres langsgående moment mellom hulldekkene, som illustrert i figur 6. Kapasiteten for lastfordelingen er derfor kun basert på evnen fugen har til å overføre vertikale skjærkrefter. Denne antagelsen baseres på teori fra *FIP teknisk artikkel* (FIP technical paper 1984) og *NS-EN 1168* (Standard Norge 2012).



Figur 6: Strukturell mekanisme for vertikal lastfordeling (Song et al. 2009)

Ved utforming av dekkesystemer som forutsettes å virke som skiver følges kravene i punkt 10.9.3 i *NS-EN 1992-1-1* for å sikre vertikal skjæroverføring (Standard Norge 2018). Dette punktet gjelder for ulike type dekkesystemer. For hulldekker kan punkt 4.3.3.2.3 i *NS-EN 1168* følges, denne tar for seg skjæroverføringer spesifikt for hulldekker (Standard Norge 2012). Standarden for hulldekker gir mer nøyaktige beregninger, og dermed den dimensjonerende skjærkraften.

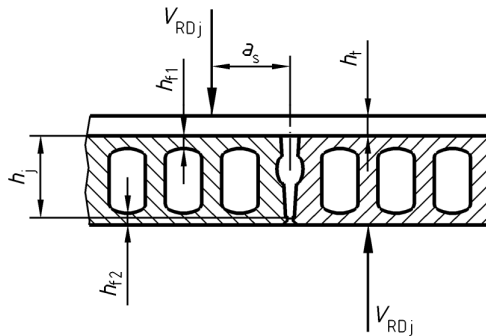
Beregning av skjærkapasitet ved langsgående fuge utføres derfor som anvist i *NS-EN 1168* (Standard Norge 2012). Skjærkapasitet uttrykt som lineær motstandslast, v_{Rdj} , er den minste av flensens kapasitet, v'_{Rdj} , og fugens kapasitet, v''_{Rdj} .

$$v'_{Rdj} = 0,25 \cdot f_{ctd} \cdot \sum h_f \quad (\text{Lign. 2.3})$$

$$v''_{Rdj} = 0,15 \cdot (f_{ctdj} \cdot h_j + f_{ctdt} \cdot h_t) \quad (\text{Lign. 2.4})$$

Skjærkapasitet uttrykt som en konsentrert motstandslast:

$$V_{Rdj} = v_{Rdj} \cdot (a + h_j + h_t + 2 \cdot a_s) \quad (\text{Lign. 2.5})$$



Figur 7: Vertikal skjærkraft i fuge (Standard Norge 2012)

2.4 Betongegenskaper

2.4.1 Fastheter

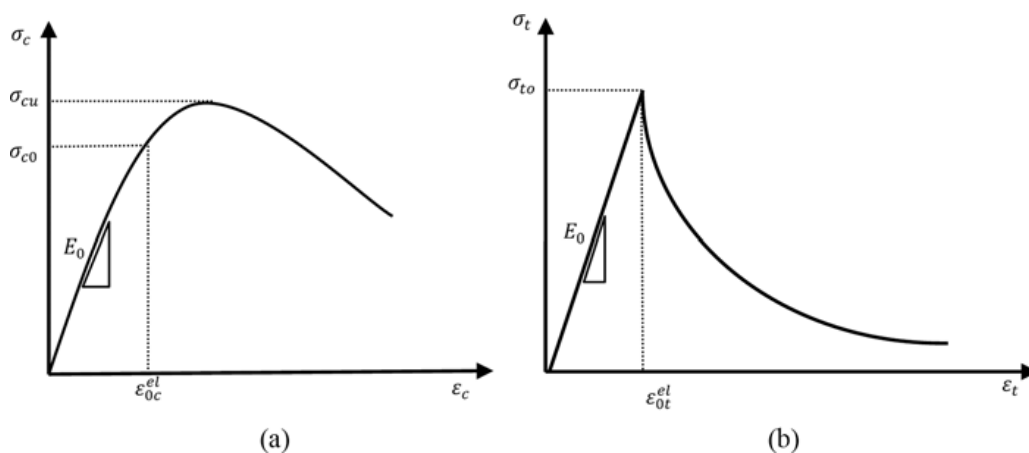
Hulldykker utføres normalt sett med betongkvalitet B45. Karakteristiske verdier for B45 er presentert i tabell 3 og er hentet fra *NS-EN 1992-1-1* (Standard Norge 2018).

Tabell 3: Fasthet for betongklasse B45 (Standard Norge 2018)

Fasthetsklasse		B45	
Karakteristisk trykkapasitet	f_{ck}	45	[N/mm ²]
Dimensjonerende trykkapasitet	f_{cd}	25,5	[N/mm ²]
Karakteristisk strekkapasitet	$f_{ctk,0.05}$	2,7	[N/mm ²]
Dimensjonerende strekkapasitet	f_{ctd}	1,53	[N/mm ²]
Elastisitetsmodul	E	36 000	[N/mm ²]
Tverrkontraksjonstall	ν	0,2	[-]

2.4.2 Materialoppførsel

Figur 8 viser spenning-tøyningskurven for betong som er i trykk og i strekk. Før materialet har nådd bruddspenningen vil det være i den elastiske fasen, her skjer det ingen permanente deformasjoner. Når bruddspenningen er nådd går det over til den plastiske fasen, der skjer det permanente deformasjoner frem mot et brudd. Det er hovedsakelig den plastiske fasen som skiller betongens oppførsel i strekk fra trykk. Når betong i trykk går over til den plastiske fasen vil det oppstå kontraksjoner som gjør at den tåler ytterligere spenninger før det går mot brudd. Dette gir forvarsel på at betongen går mot brudd. For betong i strekk vil det i den plastiske fasen gå rett til brudd. Dette gir ingen forvarsel før brudd, noe som er et argument for å ikke utnytte strekkapasiteten til betong. (Institutt for konstruksjonsteknikk, NTNU 2016)



Figur 8: Spenning-tøyningskurve for betong i (a) trykk og (b) strekk (Dhanasekar og Thamboo 2016)

Betong har også en lav strekkapasitet sammenlignet med trykkapasitet, se tabell 3. Dersom betong utsettes for strekk vil bruddspenningen overskrides ved relativt lave strekkrefter. Mangel på plastisk materialoppførsel gjør at det oppstår momentant brudd i betongen. Grunnet den lave strekkapasiteten blir betong ofte forsterket med armeringsstål. Ettersom strekkapasiteten er så lav, vil det i praksis regnes at betong ikke kan oppta strekkrefter uten armering (Thue 2022).

I praksis vil strekkapasiteten vanligvis være høyere enn hva som er angitt i tabell 3, på grunn av dimensjoneringslover som tar hensyn til sikkerhetsfaktorer. En tidligere masteroppgave gjorde undersøkelser på betongens strekkapasitet og konkluderte med at den kan være opp mot 4 N/mm^2 for betongkvalitet B45 (Kjekstad og Løseth 2022).

2.5 Stålegenskaper

Karakteristiske verdier for konstruksjonsstål S355 er presentert i tabell 4 og er hentet fra *NS-EN 1993-1-1* (Standard Norge 2009b).

Tabell 4: Fasthet konstruksjonsstål S355 (Standard Norge 2009b)

Fasthetsklasse		S355	
Karakteristisk strekkapasitet	f_{yk}	355	[MPa]
Dimensjonerende strekkapasitet - Flytespenning	f_{yd}	338	[MPa]
Elastisitetsmodul	E	210 000	[MPa]
Tverrkontraksjonstallet	ν	0,3	[-]

2.6 Vindlast

Vind som treffer en konstruksjon virker som et trykk direkte på de utvendige flatene, og vil variere med tiden. Vindkreftene virker normalt på overflaten av konstruksjonen. Vindpåvirkningen på en konstruksjon vil avhenge av konstruksjonens størrelse, form og dynamiske egenskaper. Ved utettheter eller åpninger i de ytre flatene, som for eksempel dører og vindu i et bygg, oppstår det i tillegg et innvendig trykk. Vindpåvirkningen beregnes etter *NS-EN 1991-1-4* (Standard Norge 2009a).

Beregningene av vindpåvirkningene baseres på vindhastighet og vindhastighetstrykk. Disse avhenger blant annet av byggestedets terrengdata. Basisvindhastigheten beregnes ut fra ligning 2.6 og er en funksjon av retningsfaktor, årstidsfaktor og referansevindhastigheten avhengig av lokasjon.

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} \quad (\text{Lign. 2.6})$$

Ut fra basisvindhastighet, terrengruhet og terrengform beregnes stedsvindhastighet $v_m(z)$ ved en høyde z over terrenget, se ligning 2.7.

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o \cdot v_b \quad (\text{Lign. 2.7})$$

Terrengruheten bestemmes ut fra terrengparameterene avhengig av terrengkategori. Oversikt over terrengkategoriene finnes i tabell 4.1 i *NS-EN 1991-1-4* (Standard Norge 2009a).

Videre beregnes vindhastighetstrykket $q_p(z)$ ut fra stedsvindhastighetstrykket $q_m(z)$.

$$q_p(z) = [1 + 2k_p I_v(z)] \cdot q_m(z) \quad (\text{Lign. 2.8})$$

der

$$q_m(z) = 0,5\rho \cdot v_m^2(z) \quad (\text{Lign. 2.9})$$

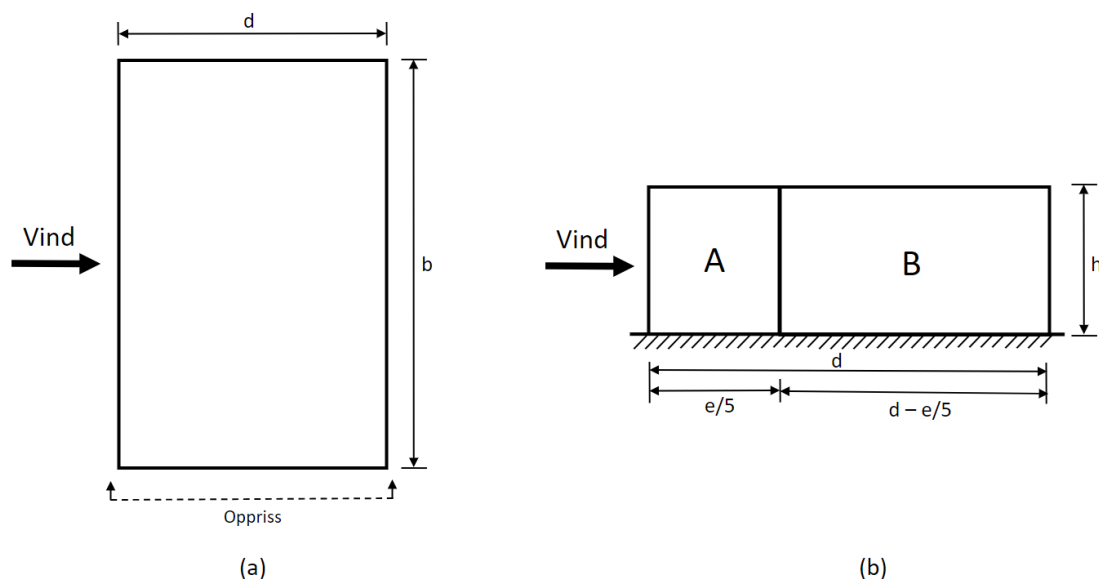
Vindhastighetstrykket benyttes så videre til å bestemme vindtrykket som virker på utvendig flate, W_e , og innvendig flate, W_i .

$$W_e = q_p(z_e) \cdot C_{pe} \quad (\text{Lign. 2.10})$$

$$W_i = q_p(z_i) \cdot C_{pi} \quad (\text{Lign. 2.11})$$

der C_{pe} og C_{pi} er formfaktorer.

Figur 9 viser en inndeling av soner for vindpåvirkning. Med en vindretning på 0 grader oppstår det vindsug i sone A og B. Denne soneinndelingen gjelder kun for $e \geq d$. Høyde for e vil være den minste av bredden, b , og to ganger høyden, h . Tabell 5 presenterer formfaktorer for sone A og B for utvendige vertikale vegger i rektangulære bygninger. For dimensjonerende bærekonstruksjoner brukes vanligvis $C_{pe,10}$.



Figur 9: Formfaktorer for vertikale vegger. (a) Plan av rektangulært bygg truffet av en vindkraft. (b) Tverrsnitt med soneinndeling hvor høyde for $e \geq d$.

Tabell 5: Utvendige formfaktorer for vertikale vegger i rektangulære bygninger (Standard Norge 2009a)

Sone	A		B	
h/d	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1

2.7 Svinn

Betong består av utallige kapillærporer som inneholder vann. Når betong er i herdefase vil betongoverflaten gå igjennom en uttørkingsprosess der vannet forlater disse kapillærporer. Dette resulterer i at betongens volum reduseres. Dette betegnes som uttørkingssvinn (Hammer 2007).

Omfanget av betongens svinn avhenger omgivelsens fuktighet, konstruksjonsdelens tverrsnittsdimensjoner og betongens sammensetning (Standard Norge 2018). Inneklima i Norge har normalt en relativ luftfuktighet på 20 – 60% (Arbeidstilsynet u.å.). Betongens trykkfasthet og sementklasse er egenskaper som påvirker svinn. Ved normale konstruksjonsdimensjoner vil det meste av svinnet skje i løpet av et år eller to (Hammer 2007). Beregning av svinn ved $t=\infty$ utføres etter *NS-EN 1992-1-1* (Standard Norge 2018).

Total svinntøyning, ϵ_{cs} , er summen av svinntøyning ved uttørking og autogen svinntøyning, og beregnes som følgende.

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca} \quad (\text{Lign. 2.12})$$

Svinntøyning ved uttørking, $\epsilon_{cd,\infty}$, beregnes ut fra den nominelle verdien for svinntøyning ved uttørking, $\epsilon_{cd,0}$.

$$\epsilon_{cd,\infty} = k_h \cdot \epsilon_{cd,0} \quad (\text{Lign. 2.13})$$

der

$$\epsilon_{cd,0} = 0,85 \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot e^{-\alpha_{ds1} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}} \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} \quad (\text{Lign. 2.14})$$

Den autogene svinntøyningen, $\epsilon_{ca,\infty}$, beregnes ut fra betongens karakteristiske trykkfasthet.

$$\epsilon_{ca,\infty} = 2,5(f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \quad (\text{Lign. 2.15})$$

Den totale svinntøyningen, sammen med den opprinnelige lengde, kan deretter benyttes til å beregne reduksjonen i lengden av elementet ved hjelp ligning 2.16.

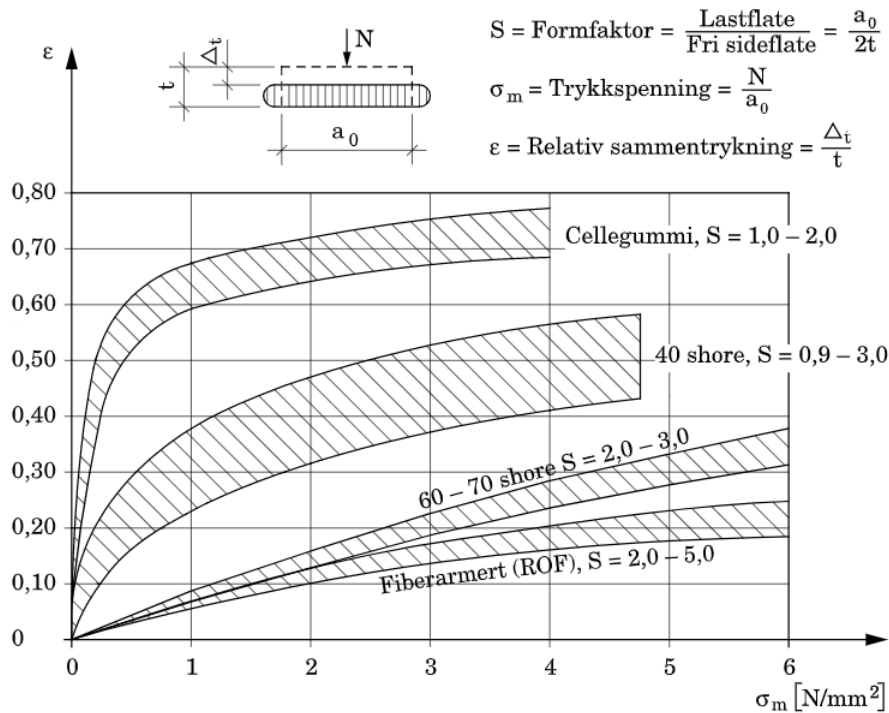
$$\epsilon_{cs} = \frac{\Delta L}{L} \quad (\text{Lign. 2.16})$$

2.8 Termoplastisk elastomer

Termoplastisk elastomer (TPE) tilhører en materialklasse som kombinerer egenskapene til termoplast og elastomer. Det har gummiaktige egenskaper, men kan likevel bearbeides som en termoplast. (Ismail og Suryadiansyah 2001). TPE er dermed en type elastomer som kan varmes opp og formes på nytt, noe som skiller seg ut fra en vulkanisert gummi som får sin endelige form ved fremstilling (Stori 2019). TPE produseres ved å blande termoplastiske polymerer som polypropylen (PP) eller polyetylen (PE) med elastomere som styren-baserte elastomere (SBS) eller termoplastisk polyuretan (TPU). Dette gjøres ved hjelp av teknikker som ekstrudering eller blanding i en blander. For å smelte blandingen brukes vanligvis høye temperaturer, typisk mellom 130-170°C (Conrad 2021). TPE har fordeler som høy elastisitet, styrke og et bredt spekter av hardhet, noe som gjør det svært anvendelig (Xiamen Keyuan Plastic Co, Ltd 2023). En annen fordel med TPE er at det er 100% resirkulerbart, noe som gir bedre materialutnyttelse sammenlignet med andre elastomere (Ismail og Suryadiansyah 2001).

Det er vanlig å dele kvalitetene etter hardhet, målt i "Shore A" på samme måte som for gummi. Da TPE anses å ha de samme elastiske egenskapene som gummi, kan det ses på gummimaterialets sammenheng mellom sammentrykning og trykkspenning. En hard

gummi har en høy shore-verdi og tåler store trykkspenninger uten å deformeres, mens en mykere gummi vil få en større deformasjon ved relativt lave trykkspenninger. Sammenhengen mellom trykkspenning og sammentrykning er illustrert i figur 10.



Figur 10: Arbeidsdiagram for elastomer av forskjellig hardhet (Betongelementforeningen 2020b)

Uarmerte gummiplater kan brukes som mellomlegg i oppleggsforbindelser, og anbefalt tykkelse er mellom 4-10 mm med hardhetsgrad 60-70 Shore A. Vanligvis bør trykkspenningen i bruksgrensetilstanden i oppleggsforbindelser begrenses til maksimal sammentrykning $\epsilon = 0,35$ for å unngå varig deformasjon av materialet (Betongelementforeningen 2020b).

3 Knutepunkt

3.1 Utvikling av knutepunkt

I startfasen av utviklingen av et nytt knutepunkt for demonterbare hulldekker, ble det gjennomført litteratursøk for å identifisere tidligere løsninger, samt teorien bak kraftoverføring og oppførselen til hulldekker. En viktig kilde var *Betongelementboken*, som inneholder mye relevant teori om disse temaene. I tillegg ble det søkt etter tidligere studier, publiserte artikler, masteroppgaver og erfaringsrapporter som omhandlet lignende emner for å få et bredt perspektiv og dra nytte av tidligere erfaringer og kunnskap.

For denne studien ble det lagt noen avgrensninger i samråd med veileder fra Spenncon (Finnset og Brandsæter 2022). Det ble bestemt at det kun skal utvikles et knutepunkt i langsgående fuge. Det skal være mulig å demontere og gjenbruke både hulldekke og knutepunkt på en kostnads- og tidseffektiv måte. For å gjøre løsningen godt egnet for ombruk skal det tas utgangspunkt i et standardprodusert hulldekke, som vil si at ny løsning ikke skal kreve noen justeringer under produksjon. Som for eksempel hulldekker uten spesielle utsparinger eller behandlinger. For å forenkle arbeidet ble det også bestemt at det tas utgangspunkt i ett type hulldekke, nærmere bestemt HD320, ettersom dette er en av de mest brukte dimensjonene. Dimensjon av hulldekket vil påvirke utformingen av knutepunktet.

I prosjektoppgaven ble det foretatt enkle beregninger for å undersøke gjennomførbarhet (Finnset og Brandsæter 2022). I denne masteroppgaven er det gjort mer nøyaktige beregninger og foretatt flere modifiseringer for å unngå overskridelse av hulldekkets kapasitet. Forskjellige materialer ble undersøkt med tanke på friksjon, og det ble bestemt å utføre et laboratorieforsøk for å teste friksjonen mellom hulldekkkant og ulike kvaliteter av TPE.

Det ble også undersøkt ulike materialer for knutepunktet. Materialalternativene som ble vurdert inkluderte stål, aluminium og TPE. Aluminium på grunn av dets enkelhet når det gjelder smelting og forming, høy flytespenning og lavere vekt sammenlignet med stål. TPE ble vurdert på grunn av dens lave egenvekt og evne til å tåle deformasjon, mens stål på grunn av materialets duktilitet og høye stivhet.

Utviklingen av knutepunktet har vært en iterativ prosess. Det startet med å betrakte skjær-friksjonsmodellen for å se hvordan kreftene må håndteres og overføres i fugen. Ved idémyldring ble de mest aktuelle idéene tatt med videre i prosessen, mens noen ble forkastet. Deretter har prosessen gått fram og tilbake for å optimalisere løsningen. Analysene i elementprogram av hvordan kreftene ble fordelt i hulldekke-tverrsnittet ga en indikasjon på den mest optimale plasseringen og utformingen av den mekaniske løsningen. Det ble i tillegg undersøkt muligheten for å fordele skjæroverføringen langs fugen, det vil si stykkevis

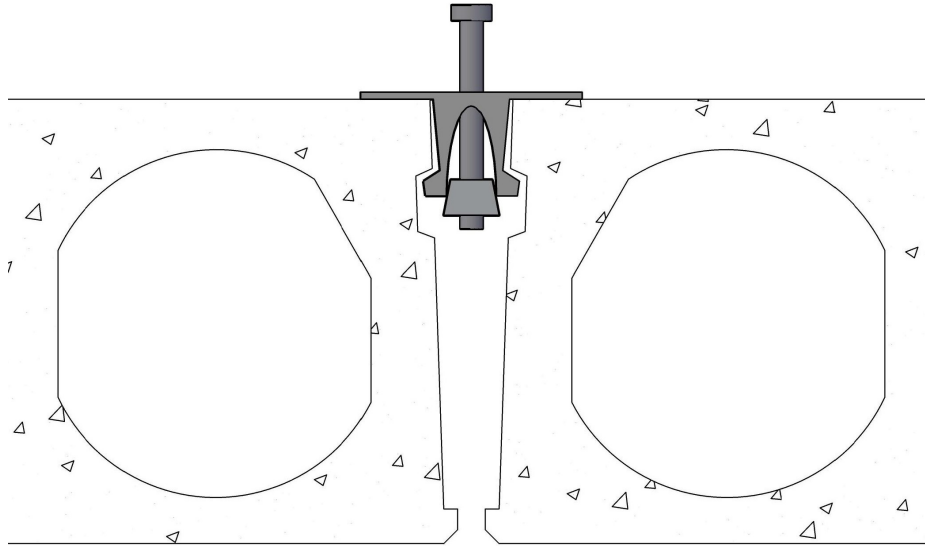
parti hvor den mekaniske løsningen plasseres. Deretter ble friksjonstestene i laboratoriet utført, og det ga grunnlaget for den videre elementanalysen. Det er også foretatt beregninger av vertikal skjæroverføring og andre faktorer som påvirker hulldekkonstruksjon. Laboratoriumsforsøk, beregninger og elementanalyse beskrives i kapittel 4, 5 og 6.

Vedlegg A viser skisser for hvordan idéen har utviklet seg fra starten av prosjektoppgave til endelig design.

3.2 Knutepunkt

Det utviklede knutepunktet er en mekanisk løsning som skal kunne monteres og demonteres samtidig som hulldekkene. Hovedteorien bak denne løsningen er trykk-friksjon fra skjær-friksjonsmodellen, som beskrives i kapittel 2.3.3. Knutepunktet skal fungere på samme måte som en ekspansjonsbolt, som er vanlig å bruke for å forankre skruer og bolter i betong. Ved å skape et trykk i fugen skal den mekaniske skinnen overføre horisontale skjærkrefter mellom hulldekkene. Ekspansjonsskinnen settes på plass mellom hvert hulldekke etterhvert som hulldekkene monteres. Prinsippet bak løsningen er at når boltene skrues ned i skinnen, presses den nedre delen opp i kilen. Dette resulterer i et trykk mot sidekanten på hulldekket. Når kilen strammes, øker trykket på hulldekket. Denne mekanismen gir en skivevirkning, som forhindrer horisontal bevegelse mellom hulldekkene. Det betyr at jo strammere kilen er, desto større blir trykket og dermed kan større horisontale skjærkrefter overføres mellom hulldekkene. Ved hjelp av god friksjon mellom knutepunkt og sidekant av hulldekket vil dette være mulig.

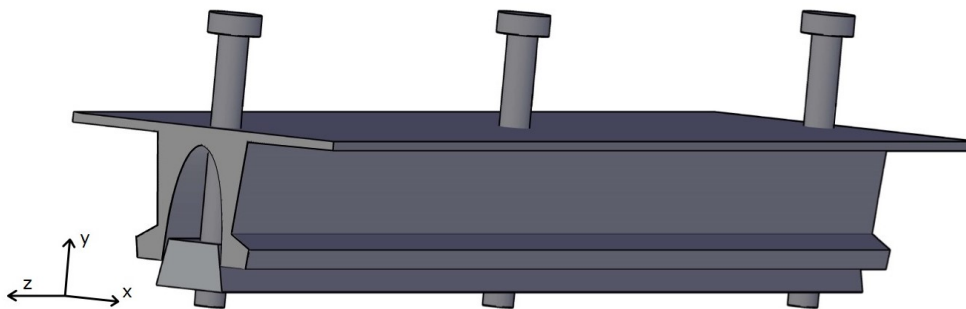
For å hindre vertikal bevegelse mellom hulldekkene, er det også nødvendig å overføre vertikal skjærkraft over fugen. De vertikale skjærkreftene kunne vært overført ved utnyttelse av trykk-friksjon, på samme måte som horisontal skjærkraft. Det er i stede valgt å konstruere knutepunktet med to stålplater som legger seg over hulldekket for å avstive dekket for vertikale laster. I tillegg en låsning i løftespor når knutepunktet strammes opp. Figur 11 illustrerer en mulig utforming av knutepunktet.



Figur 11: Mulig utforming av knutepunkt i 2D

Denne løsningen inkluderer ikke heft og det ses bort fra tverrarmring. Derfor står trykk og friksjon alene for skjæroverføringen. Dette avhenger derfor materialer i knutepunktet som er stive nok og tåler store krefter. Det ble derfor besluttet å gå videre med en løsning i stål. Etter rådgiving fra veileder og grunnet oppgavens begrensning, er det ikke gjort detaljerte kapasitetsberegninger på den mekaniske delen, men det er undersøkt om den kan overføre vertikale skjærkrefter som opptrer i dekkekonstruksjonen. For at løsningen skal være så skånsom som mulig mot betongen, avhenger det en høy friksjonskoeffisient mellom materialene. Etter litteratursøk, veiledning fra fagpersoner og laboratorieforsøk falt valget på å kle knutepunktet med en TPE for å øke friksjonen.

Av mulighet til å spare materialer, enklere montering og demontering er knutepunktet stykkevis skinner på 0,8 m, fordelt langs hulldekkefugen. Figur 12 viser en 3D-modell av skinnen. Av samme årsak er det laget en enkel kapasitetstabell med oversikt over avstand mellom skinnene for overførsel av ulike horisontale skjærkrefter. Dette fordi ikke alle konstruksjoner trenger å overføre maksimal skjærkraft. Mer om dette i kapittel 6.



Figur 12: Mulig utforming av knutepunkt i 3D

3.2.1 Montering og demontering

Knutepunktet er en prefabrikkert forbindelse, som bestilles til byggeplass. Det vil si at skinnen ankommer fullstendig ferdigstilt, og at det kun er montering og demontering som foregår på byggeplass. Ved montering plasseres først et hulldekke, deretter settes de stykkevise skinnene på plass før neste hulldekke blir plassert helt inntil. Skinnene har en utstikkende stålplate på begge sider som forenkler plassering i fugen, i tillegg til å overføre vertikale krefter. Når alle hulldekker og skinner er på plass, og endedekken er innspent, kan boltene skrues ned. Idet boltene er festet og kilen spenner opp dekket vil alle hulldekker stå i trykk og dermed oppstår skiveeffekten.

For at dette skal fungere må opplager til ytterste hulldekke, normalt sett en bjelke eller en vegg, kunne stå imot kreftene som skapes når hulldekkene står i trykk. De mellomliggende dekkene vil være i likevekt, men de ytterste dekkene trenger forsterkning som kan stå i mot oppspenningskraften. Bjelken eller veggen må dermed konstrueres for bøyning om svak akse. Hvordan dette løses, vil oppgaven ta for seg i kapittel 5.4. I likhet med fugen ved ytterste hulldekke, må også tverrgående fuge ved hulldekkenes opplager støpes ut. Dette er blant annet for å binde konstruksjonen sammen ved å skape et omsluttende strekkbånd.

Forutsetningene for at dette skal være en løsning som fungerer er at skinnene kan lagres på en tørt sted på byggeplass for å hindre korrosjon av stål, og tilsmussing av overflate som kan gi dårligere friksjon. Det anbefales også å fjerne smuss og støv fra hulldekkkant slik at betongoverflaten holdes så ren som mulig.

Det er relativt vanlig å benytte samvirkepåstøp for å øke dekkets kapasitet. For den nye løsningen vil ikke dette være mulig da fugene skal være fri for støp og boltene skal være tilgjengelig for demontering. Det samme gjelder gulvavretting, og det må da benyttes andre metoder å avrette og bygge opp innvendig gulvkonstruksjon.

Ved demontering reverseres monteringsprosessen. Det utføres så enkelt som at kilene løsnes ved at boltene skrues ut, og deretter kan hulldekkene én etter én løftes bort uten å bli skadet. Ved en slik enkel montering og demontering er skinnene like funksjonelle etter demontering. Ved ombruk av skinner vil det være nødvendig at også skinnene kontrolleres og dokumenteres for at kapasiteten fremdeles er tilstrekkelig.

Helse, miljø og sikkerhet (HMS) er nok en viktig faktor å ta i betraktning i forbindelse med montering og demontering. Det er ønskelig at den nye løsningen er like trygg, om ikke tryggere, under montering og demontering som dagens løsning. Den nye løsningen er konstruert slik at alt arbeid foregår oppe på hulldekkene ved montering og demontering. Dette betyr at arbeid der det er potensiell fare for fallende gjenstander minimeres. Verktøy som benyttes vil ha lav skadepotensiale. Dersom kun langsgående fuge betraktes er det i hovedsak en muttertrekker med momentmåling som behøves av utstyr. Ved

å minimere utstyr i bruk, minimeres også skadepotensialet. På grunn av at langsgående fuge ikke er støpt ut vil det være lav risiko for at skader oppstår på selve hullekkene ved demontering. Dette betyr at løftesporet på hullekkene vil være like intakte, noe som resulterer i en tryggere demontering. Ny løsning minimerer støy fra fjerning av fugestøp under demontering. Støy kan forårsake hørselsskader, men også være stressfremkallende og forstyrre kommunikasjon.

4 Friksjonstest

Som presentert i kapittel 3.2 baserer løsningen seg i stor grad på friksjon mellom hulldekke og knutepunkt, i tillegg til trykkraften fra knutepunkt mot hulldekke. Til beregning av nødvendig trykkraft for skjæroverføring er det derfor essensielt å finne en eksakt friksjonskoeffisient mellom hulldekket og TPE, og gjerne så høy som mulig. Det ble utført en friksjonstest i laboratoriet med et hulldekke av betongkvalitet B45 og to forskjellige typer TPE:

- TPE 90shA
- TPE 45shA

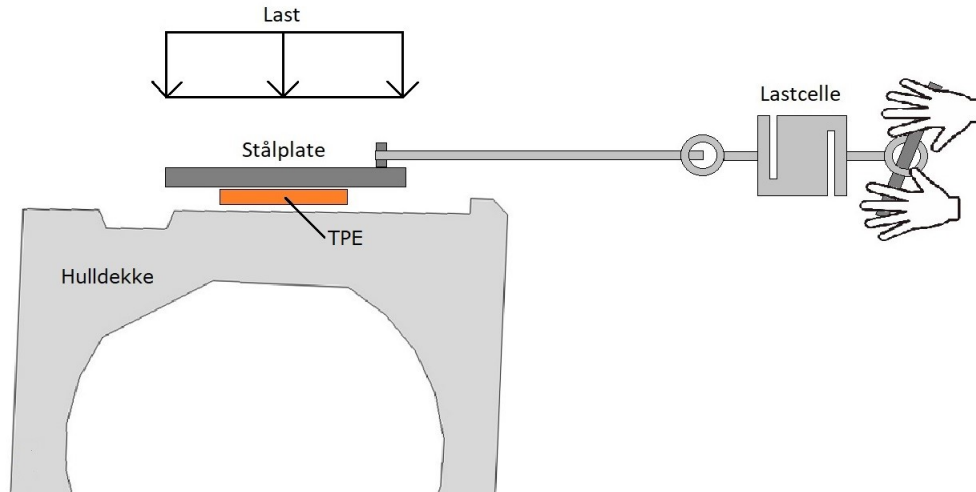
4.1 Prøvemateriale

Prøvematerialene som benyttes til friksjonstesten er levert av Otto Olsen AS. Otto Olsen AS er en handels- og produksjonsbedrift som leverer tekniske produkter og sammensatte løsninger til industri og handel (Otto Olsen AS u.å.). De produserer blant annet ulike produkter innen gummi og plast. Valg av prøvemateriale er tatt etter deres veiledning.

De to prøvestykkene er av ulik hardhet, hvor TPE 45shA er en mykere og mer elastisk TPE, og TPE 90shA er hardere og mindre elastisk. Som beskrevet i kapittel 3.2 er det ønsket å undersøke om TPE kan benyttes til å kle løsningen for å gi en ønsket friksjonskoeffisient. Prøvestykkene som benyttes i friksjonstesten har en tykkelse på 4 mm. TPE 45shA har et areal på 578 mm og TPE 90shA har et areal på 613 mm.

4.2 Laboratorietesting

Friksjonstesten utføres ved at de to materialene som ønskes å teste friksjon mellom legges i kontakt med hverandre, se figur 13. Det ene materialet, i dette tilfellet betongkvalitet B45, spennes fast med testoverflaten i vater. Det andre materialet, to prøvestykker av ulike typer TPE, limes til en stålplate for å lettere kunne trekkes. Stålplaten knyttes opp mot en lastcelle, og ved hjelp av en påsveiset mutter trekkes den i horisontal retning med tilnærmet konstant hastighet ved bruk av håndkraft. Lastcellen måler trekkraften over tid og plotter en graf som hentes ut fra en datamaskin. Da materialet har begynt å gli er testen ferdig, og maksimal trekkraft noteres. Denne trekkraften benyttes videre til å beregne friksjonskoeffisienten mellom betong type B45 og TPE, etter ligning 2.2. For at forsøket skal bli så nøyaktig som mulig tas det flere tester med ulik last, som plasseres på stålplaten, som illustrert i figur 13. For de to prøvestykkene av TPE gjennomføres det ekvivalente tester for hvert lasttilfelle.



Figur 13: Oppsett av laboratorieforsøk

Oppspenning fra knutepunkt vil være avhengig av friksjonskoeffisient og fordeling av krefter over høyden (y -retning) og langs hulldekkekant (z -retning). En nøyaktig friksjonskoeffisient avhenger nedtrykning av prøvestykket i betongens røe overflate. For å få til dette må lasten være stor nok til at TPE-materialet får en sammentrykning. Fra kapittel 2.8 er maksimal sammentrykning for 60-70shA på $\epsilon = 0,35$. Fra figur 10 vil trykkspenning for $\epsilon = 0,35$ og formfaktor $S = 2$ være $\sigma_m = 5,4 \text{ N/mm}^2$. For å kunne gjenskape samme spenning i forsøket vil lasten være anslagsvis 330 kg. Under forsøket ble det valgt å bruke tre ulike lasttilfeller, 40 kg, 50 kg og 60 kg, som gir en tøyning innenfor det som er maksimal anbefalt.

Det ble først gjennomført en test der lasttilfellene 1 kg, 2 kg og 3 kg ble benyttet. Disse ga ugyldig resultat, og kommenteres videre i diskusjon under kapittel 9.2.

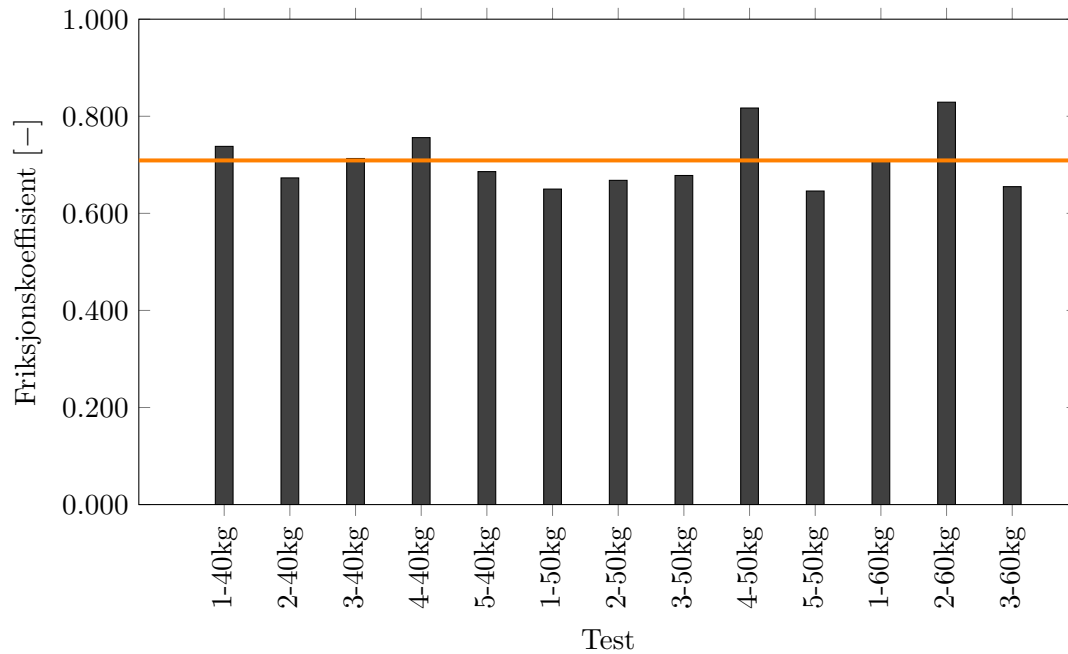
4.3 Resultat

Testene av TPE med hardhet 90shA var vellykket og ga entydige koeffisienter. TPE med hardhet 45shA ga et ugyldig resultat. På grunn av for få tester med hardhet 45shA er det ikke grunnlag for å finne en friksjonskoeffisient. Resultatene legges ved i vedlegg B til videre diskusjon. Tabell 6 viser friksjonskoeffisienten fra laboratorieforsøket. For detaljerte beregninger og resultater for hvert enkelt forsøk se vedlegg B.

Tabell 6: Friksjonskoeffisient mellom hulldekke B45 og TPE testet i laboratoriet

Materiale	Friksjonskoeffisient [-]
TPE 90shA	0,709
TPE 45shA	Ugyldig

Resultatet fra friksjonstesten viser til en friksjonskoeffisient mellom betongkvalitet B45 og TPE 90shA på $\mu = 0,709$. Variasjonen i friksjonskoeffisient er 0,183, hvor høyeste måling var $\mu = 0,829$ og laveste måling var $\mu = 0,646$. Testene har et standardavvik på 0,061. Figur 14 viser friksjonskoeffisientene fra 13 tester i kronologisk rekkefølge. Den oransje linjen viser gjennomsnittsverdien.



Figur 14: Friksjonskoeffisienter fra forsøk på TPE 90shA

5 Beregninger

I dette kapitlet presenteres beregninger knyttet til horisontale og vertikale skjærkrefter, vindlast og svinn, i tillegg til hulldekkets påkjenning av oppspenningskraft.

5.1 Horisontal skjærkraft

Ved utgangspunkt i hvor mye skjærkraft som må overføres gjennom fugen, og det er en kjent friksjonskoeffisient mellom materialene, vil skjær-friksjonsformelen gi en verdi for den horisontale trykkraften som må opptre mellom knutepunkt og sideflate på hulldekket. Beregninger tar utgangspunkt i likning 2.2, da betongens heft og tverrarmring er neglisjert.

Fugen skal kunne overføre tilsvarende skjærkrefter som ved en utstøpt fuge med vanlig skivearming. Fra tabell 1 er denne verdien på 30 kN/m for HD320. Videre i dette studiet er det også sett på muligheten for å redusere denne verdien med 25% da ikke alle konstruksjoner trenger å ha en øvre skjæroverføring på 30 kN/m. Dette vil kunne åpne for mulighet til å redusere kostnader med tanke på materialbruk og monteringstid.

Tabell 7 viser den resulterende trykkraften som er nødvendig for å overføre en ønsket skjærkraft. Den er basert på friksjonskoeffisienten fra den utførte friksjonstesten i laboratoriet for TPE 90shA.

Tabell 7: Nødvendig trykkraft for skjæroverføring

		Tilfelle 1	Tilfelle 2	
Skjærkraft som må overføres	V_{Ed}	30,0	22,5	[kN/m]
Friksjonskoeffisient betong/TPE	μ	0,709	0,709	[-]
Trykkraft	N_{Ed}	42,3	31,7	[kN/m]

5.2 Vertikal skjærkraft

Til beregning av fugens vertikale skjærkapasitet benyttes ligning 2.3. Flensens kapasitet vil være dimensjonerende for lineære laster, da det ikke eksisterer en utstøpt fuge. Tabell 8 viser beregnet vertikal skjærkapasitet. Flensens kapasitet, v'_{Rdj} , benyttes videre til å kontrollere kapasitet ved flens og ved kontroll av stålplate benyttet i knutepunktet.

Tabell 8: Skjærkapasitet ved langsgående fuge

Flensens kapasitet uttrykt som en lineær last	v'_{Rdj}	26,8	[kN/m]
---	------------	------	--------

Dersom knutepunktet består av stykkevise skinner med lengde 0,8 m med varierende avstand mellom, må det undersøkes at kapasitet ved flens ikke overskrides ved belastning på tilstøtende hulldekke. For disse beregningene benyttes en fordelt nyttelast $q_k = 3 \text{ kN/m}^2$, hentet fra tabell 6.2 i *NS-EN 1991-1-1* (Standard Norge 2019). Lasten fordeles over bredden til et hulldekke. I beregningene benyttes lengde på skinne $L_s = 0,8 \text{ m}$, og sjekkes for et vilkårlig mellomrom på $L_m = 3,0 \text{ m}$. Tabell 9 viser hvor store skjærkrefter som oppstår ved hulldekkets flens etter å blitt overført via stykkevise skinner fra tilstøtende hulldekke. Det er flensen nærmest fugen som undersøkes. Det tas dermed hensyn til at skjærkraften fra skinnen fordeles med 45 graders vinkel. Belastningsområde over flens beregnes dermed ut fra lastfordelingsfaktoren som tar utgangspunkt i forholdet mellom knutepunktsskinne og avstand mellom skinner, se vedlegg C for detaljerte beregninger.

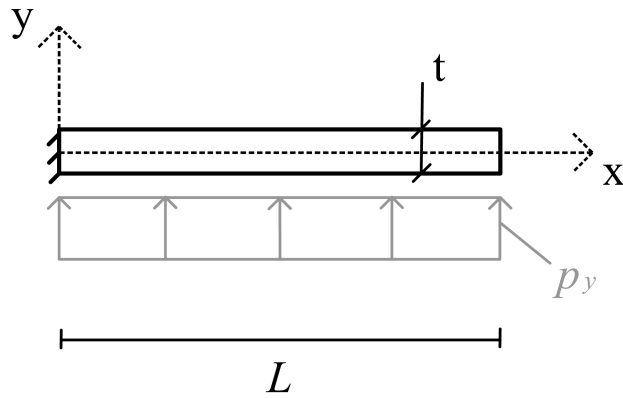
Tabell 9: Vertikal skjærkraft ved flens overført fra tilstøtende hulldekke

Nyttelast	q_k	3,0	[kN/m ²]
Lengde på skinne	L_s	0,8	[m]
Lengde på mellomrom mellom skinner	L_m	3,0	[m]
Vertikal skjærkraft ved skinne	$v_{Ed,s}$	17,1	[kN/m]
Vertikal skjærkraft ved flens	$v_{Ed,fl}$	9,7	[kN/m]

Knutepunktet er utformet for å overføre vertikal skjærkraft, med to plater over hulldekkekanten og en låsemekanisme i løftespor. Dette for at alle hulldekkene skal virke sammen som ett dekke også i vertikal retning, og stive av hverandre. Det er derfor behov for å sjekke kapasiteten til stålplatene som skal overføre kreftene. Det mest kritiske punktet er overgangen mellom hoveddelen til knutepunktet og stålplatene. De vertikale skjærkreftene virker som en jevnt fordelt last fra stålplatens underside, og stålplatene antas å være fast innspent i hoveddelen av knutepunktet, se figur 15. Tiltente dimensjoner av stålplaten kommer frem i tabell 10.

Tabell 10: Dimensjoner på stålplatene

Lengde	L	50	[mm]
Bredde	b	800	[mm]
Tykkelse	t	5	[mm]
Areal	A	4000	[mm ²]
2. arealmoment	I_z	8333	[mm ⁴]



Figur 15: Utkraget stålplate med vertikalt fordelt last

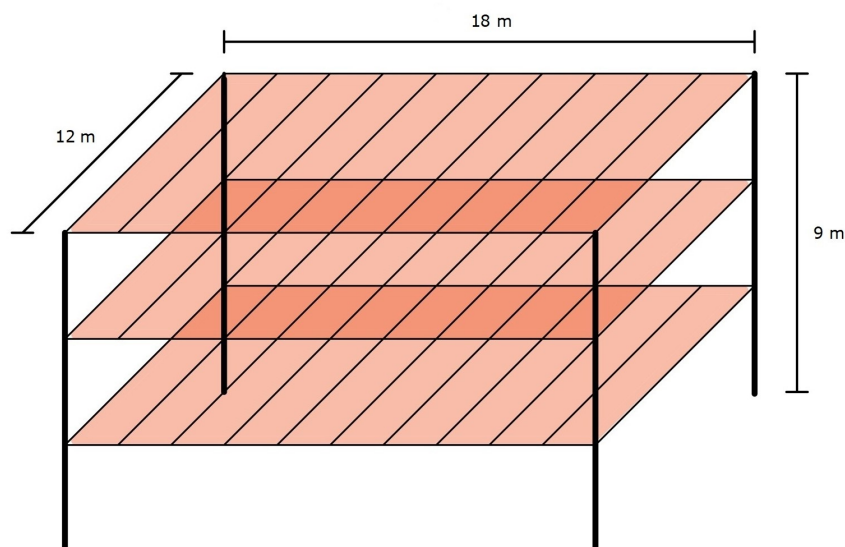
For at knutepunktet ikke skal være dimensjonerende for vertikal skjærkraft, settes kapasiteten til stålplaten høyere enn hulldekkets kapasitet. Hulldekkets vertikale skjærkapasitet ved fuge brukes derfor videre i beregninger for knutepunktet, som tidligere begrunnet vil være lik flensens kapasitet, v'_{Rdj} . Ved å betrakte stålplatene som innspente bjelker kan enkle bjelkeformler brukes for å finne moment og skjærkraft ved innspenning, og deretter hovedspenning. Tabell 11 oppsummerer i korte trekk utregningene frem til maksimal hovedspenning, mer detaljert kan ses i vedlegg C.

Tabell 11: Hovedspenning i stålplate fra vertikale skjærkrefter

Flensens kapasitet	v'_{Rdj}	26,8	[kN/m]
Skjærkapasitet ved skinne	$v_{Rd,s}$	46,2	[kN/m]
Fordelt last fra vertikal skjæroverføring	p_y	739,5	[kN/m]
Moment i innspenning	M_z	0,9	[kNm]
Skjærkraft i innspenning	V_y	37	[kN]
Normalspenning	σ_x	277,3	[N/mm ²]
Skjærspenning	τ_{xy}	13,9	[N/mm ²]
Maks hovedspenning	σ_1	278,0	[N/mm²]

5.3 Vindlast

For beregning av vindkrefter på en konstruksjon er det tatt utgangspunkt i et treetasjes bygg med 15 hulldekker i bredden og med lengde 12 m, se figur 16. I beregningen er det kun sett på vind fra en side, da dette er det mest ugunstige tilfellet for hulldekkonstruksjonen. Vindberegningene er gjort etter prosedyre fra *NS-EN 1991-1-4 Vindlaster*, som er beskrevet i kapittel 2.6.



Figur 16: Vindkreftene som virker på eksempelbygget

Det er tatt utgangspunkt i at bygningen er lokalisert i Trondheim, i terrengkateogri III og har etasjehøyde på 3 m. Beregningene for de forskjellige vindhastighetene og vindhastighetstrykkene kan ses i tabell 12. For mer detaljerte beregninger se vedlegg C.

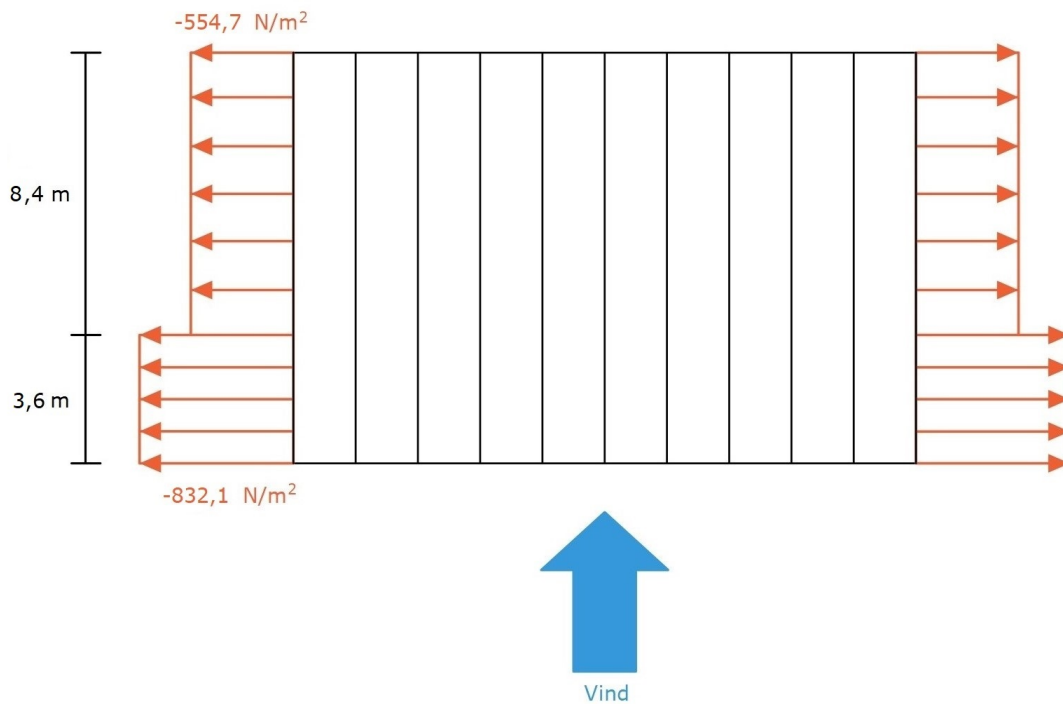
Tabell 12: Beregninger av vindkrefter

Referansevindhastighet for Trondheim	$v_{b,0}$	26,0	[m/s]
Basisvindhastighet	v_b	26,0	[m/s]
Stedsvindhastighet	$v_m(z)$	19,0	[m/s]
Stedsvindhastighetstrykk	$q_m(z)$	226,7	[N/m ²]
Karakteristisk vindhastighetstrykk	$q_p(z)$	693,4	[N/m ²]

Vindkreftene fordeles ulikt rundt hele bygningen og deles inn i soner. Når vinden treffer parallelt med hulldekkene, vil det oppstå et sug på endedekkene, i dette tilfellet sone A og B, se figur 9. I tillegg til utvendig vindtrykk får også bygget et innvendig vindtrykk, dette opptrer enten som positivt (overtrykk) eller negativt (undertrykk). Tabell 13 viser resultatene for utvendig vindtrykk i de forskjellige sonene på eksempelbygget, i tillegg til innvendig vindtrykk. Figur 17 illustrerer hvor vindsuget oppstår på ytterste hulldekke i eksempelbygget.

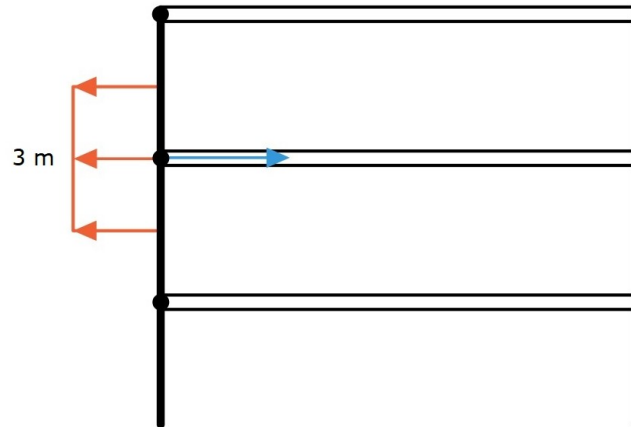
Tabell 13: Utvendig og innvendig vindtrykk på eksempelbygg

		Sone A	Sone B	
Utvendig vindtrykk	W_e	-832,1	-554,7	[N/m ²]
Utstrekning for sone		3,6	8,4	[m]
Innvendig vindtrykk	W_i	138,7		[N/m ²]



Figur 17: Utvendig vindtrykk i sone A og B på eksempelbygg

Ved beregning av den totale vindpåvirkningen er det mest ugunstig at det er positivt vindtrykk (overtrykk) i bygget. Da vil vindtrykket som er på innsiden av bygget presses ut, og sammen med sug på ytterveggene skape de største kreftene på endedekkenene. Veggkonstruksjonen som er opplager for hulldekkene, har ikke stor nok stivhet i horisontal retning til å ta opp kreftene fra vindsuget alene. Veggkonstruksjonen kan da ses på som leddet mellom hver etasje. Av den grunn må ytterste hulldekke ha kapasitet til å ta disse kreftene. For at det nye knutepunktet skal kunne overføre skjærkreftene er det avhengig av god kontakt mellom knutepunkt og hulldekkene. Figur 18 illustrerer hvordan vindsuget som virker på veggkonstruksjonen tas opp i dekkene.



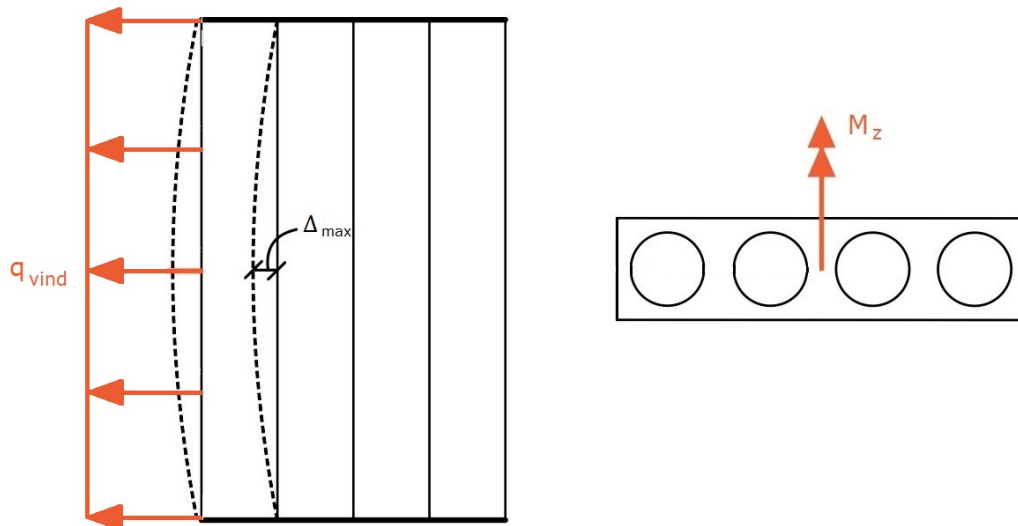
Figur 18: Resulterende vindpåvirkning som tas opp av dekkekonstruksjonen

Tabell 14 viser resultat for total vindtrykk på hele sideveggen, og totalt vindtrykk som går inn i dekkekonstruksjonen over en høyde på 3 m.

Tabell 14: Resultat av resulterende vindkrefter

Totalt vindtrykk (sone A og B)	W_{total}	-776,6	[N/m ²]
Totalt vindtrykk som går i dekket	q_{vind}	-2,3	[N/mm]

Dersom vindsuget trekker de ytterste hulldekkene ut, vil trykkraften N_{Ed} som er nødvendig for skjæroverføring reduseres. Maksimal utbøyning beregnes for å få en indikasjon på vindtrykket påvirkning på ytterste hulldekke. Det totale vindtrykket, q_{vind} , virker som en linjelast på en fritt opplagt bjelke. Hulldekket bøyes om sin sterke akse, z-akse. Figur 19 viser hvordan vindkraften virker på hulldekket.



Figur 19: Utbøyning av ytterste hulldekke om z-akse på grunn av q_{vind}

Utbøyning av en fritt opplagt bjelke med jevnt fordelt last beregnes etter ligning 5.1. Maksimal utbøyning av ytterste hulldekke på grunn av vindlast presenteres i tabell 15, sammen med nødvendige verdier for utregningen.

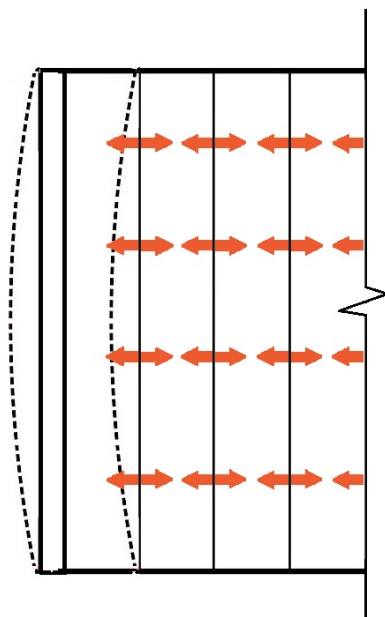
$$\Delta_{max,vind} = \frac{5 \cdot q_{vind} \cdot L^4}{384EI} \quad (\text{Lign. 5.1})$$

Tabell 15: Maksimal utbøyning av hulldekket på grunn av vindlast

Lengde	L	12000	[mm]
2.ordens arealmoment om z-akse	I_z	$2,289 \cdot 10^{10}$	[mm ⁴]
Utbøyning	$\Delta_{max,vind}$	0,76	[mm]

5.4 Hulldekkets påkjenning av oppspenningskraft og vindkraft

På grunn av trykkraften, N_{Ed} , i fugen ved oppspenning vil de mellomliggende hulldekkene stå i likevekt på grunn av tilsvarende trykkraft mot hverandre. For de ytterste dekkene har ikke trykkraften en motkraft, og dermed må opplager og hulldekke kunne stå imot denne trykkraften. Vindsuget, q_{vind} , vil også tas opp av ytterste dekke, og dersom opplager er en vegg vil den bøyes om svak akse. Veggen om sin svake akse kan ikke regnes med noe stivhet, derfor må hulldekket ha kapasitet til å ta disse kreftene alene. Figur 19 viser hvordan vindsuget virker på ytterste hulldekke. Figur 20 illustrerer hvordan trykkreftene opptrer i fugene og hvordan det ytterste hulldekket kan få en utbøyning som følge av oppspenningskreftene.



Figur 20: Utbøyning av ytterste dekke om z-akse på grunn av trykkraft N_{Ed} i fugen

For å kontrollere at hulldekket tåler påkjenning av oppspenningskraften må spenningene som oppstår beregnes. Ettersom strekkapasiteten til betong er svært lav, er det interessant å se hvor store strekkspenningene er. Moment om hulldekkets sterke akse beregnes etter ligning 5.2. Trykkraften er en fordelt last og maksimalt moment oppstår i senter av hulldekket. Det tas utgangspunkt i et hulldekke med 12 m spenn.

$$M_{Ed} = \frac{(q_{vind} + N_{Ed}) \cdot L^2}{8} \quad (\text{Lign. 5.2})$$

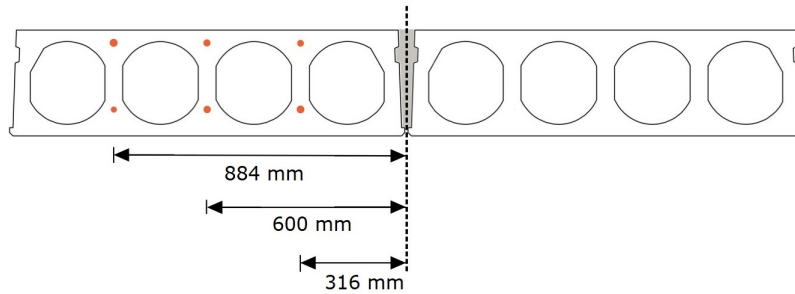
Lengde	L	12000	[mm]
2. arealmoment om z-akse	I_z	$2,289 \cdot 10^{10}$	[mm ⁴]

Tabell 16: Maksimal strekkspenning i hulldekket på grunn av oppspenningskraft og vindtrykk

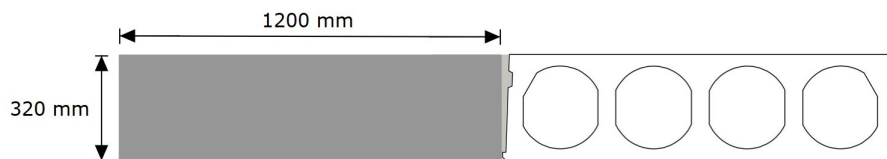
		Tilfelle 1	Tilfelle 2	
Vindtrykk	q_{vind}	2,3	2,3	[N/mm]
Trykkraft	N_{Ed}	42,3	31,7	[N/mm]
Moment	M_{max}	$803,3 \cdot 10^6$	$612,5 \cdot 10^6$	[Nmm]
Spenning	$\sigma_{max,strekk}$	21,06	16,06	[N/mm ²]

Det ble undersøkt flere løsninger for å styrke ytterste hulldekke mot utbøyning på grunn av trykkraft. Alternativ 1 er å legge inn spennetau med forspenning på 80 kN per tau i strekksone, i tillegg til å støpe ut første fuge slik at to hulldekker virker sammen som en

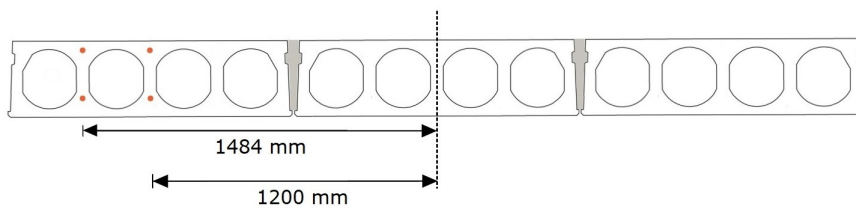
høy bjelke. Spennetauene gjør at hulldekket får et motsatt moment og dermed motvirker momentet fra trykkreftene. Da spennetauene på plass 1-8 anses å være fullt utnyttet av vertikale krefter legges det inn spennetau på plass I, II, III, 9, 10 og 11, se vedlegg A for spennetauplassering for HD320. Alternativ 2 er å støpe ut første og siste hulldekke, eller etablere et kompaktdekke. Fugen støpes ut mellom kompaktdekket og hulldekket. Alternativ 3 ligner på alternativ 1, men her støpes det ut to fuger og det legges inn 4 spennetau på plass I, II, 9 og 10 med forspenning på 80 kN. Alternativene er presentert i figurene nedenfor.



Figur 21: Alternativ 1 - Utstøping av første fuge og 6 spennetau



Figur 22: Alternativ 2 - Utstøping av første hulldekke/kompaktdekke og utstøping av første fuge



Figur 23: Alternativ 3 - Utstøping av de to første fugene og 4 spennetau

For de ulike alternativene er det beregnet maksimal strekkspenning på hulldekkets venstre kant, presentert i tabell 17. Nøyaktige beregninger kan ses i vedlegg C. Spenningsene vil kunne forårsake riss i betongens ytterkant, og kontrolleres derfor mot strekkapasitet i kapittel 7.3.

Tabell 17: Maksimal strekkspenning i hulldekket

		Tilfelle 1	Tilfelle 2	
Alt. 1	$\sigma_{max,strekk}$	3,47	2,18	[N/mm ²]
Alt. 2	$\sigma_{max,strekk}$	0,68	0,52	[N/mm ²]
Alt. 3	$\sigma_{max,strekk}$	0,53	0,26	[N/mm ²]

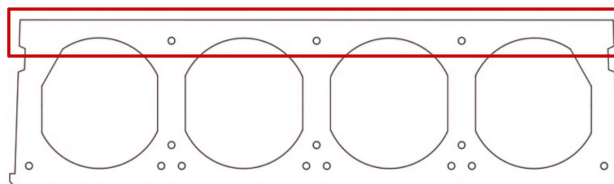
5.5 Svinn

Ved dimensjonering av nødvendig trykkraft må det tas hensyn til at det over tid vil oppstå svinndeformasjoner i hulldekkene. Deformasjonene vil påvirke oppspenningskraften i fugen, og det er derfor essensielt å beregne hvor stor trykkraft som går tapt ved svinn. Svinnet er beregnet ved bruk av teorien om svinn fra kapittel 2.7. Detaljerte beregninger ligger i vedlegg C. Det ble antatt en luftfuktighet på 40%. Hulldekket er av betongkvalitet B45 og sementklasse R.

Tabell 18 viser svinntøyningene som oppstår i et hulldekke ved $t = \infty$. Resultatet gjelder utsnittet av hulldekket som illustrert i figur 24. Dette utsnittet vil være eksponert for uttørking, og være betydelige for knutepunktets funksjon.

Tabell 18: Svinntøyninger

Svinntøyning ved uttørking	ϵ_{cd}	$6,058 \cdot 10^{-4}$	[-]
Autogen svinntøyning	ϵ_{ca}	$0,875 \cdot 10^{-4}$	[-]
Total svinntøyning	ϵ_{cs}	$6,933 \cdot 10^{-4}$	[-]



Figur 24: Utsnitt av hulldekke som er benyttet til beregning av svinn

For å finne reduksjonen av bredden til hulldekket settes den totale svinntøyningen, ϵ_{cs} fra tabell 18, inn i ligning 2.16. Bredden til hulldekket reduseres med 0,83 mm ved en opprinnelig bredde på 1200 mm. Dette resulterer i at avstanden i fugen øker med 0,83 mm.

$$\Delta_{svinn} = 0,83 \text{ mm}$$

5.5.1 Tap av oppspenningskraft

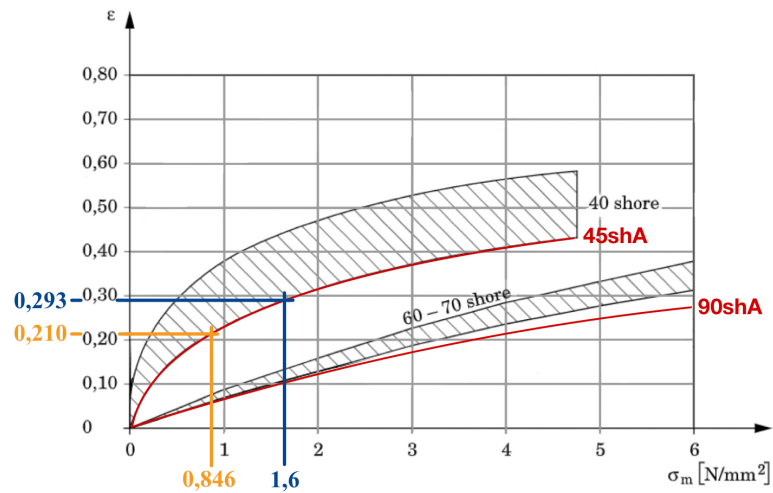
Deformasjoner i hulldekkene forårsaket av svinn reduserer oppspenningskraften. Svinndeformasjon utgjør $\Delta_{svinn} = 0,83$ mm for hulldekkets bredde. Dersom oppspenningen i fugen reduseres, vil ikke fugen kunne overføre den samme skjærkraften, og det er derfor behov for å beregne hvor mye større trykkraft som kreves på grunn av svinndeformasjon. For å opprettholde oppspenningen må svinndeformasjonene tas opp. Dermed er det ønskelig å undersøke om TPE, som mellomlag mellom hulldekke og knutepunkt, kan håndtere disse deformasjonene.

Fra tabell 7 for tilfelle 1 er oppspenningskraften $N_{Ed} = 42,3$ N/mm, som tilsvarer en spenning på toppen av fugen $\sigma_{N_{Ed}} = 0,846$ N/mm² (fordelt over en høyde på 50 mm). Friksjonskoeffisienten og den opprinnelige oppspenningskraften er basert på TPE 90shA, men antas i disse beregningene å være samme for TPE 45shA. For å bestemme tøyningen ved $\sigma_{N_{Ed}}$, tas det utgangspunkt i figur 10. For TPE 45shA er den estimerte tøyningen omtrentlig $\epsilon_{N_{Ed}} = 0,210$, mens for TPE 90shA er tøyningen omtrentlig $\epsilon_{N_{Ed}} = 0,060$. Spenningen og tøyningen ved ordinær oppspenningskraft er indikert med oransje farge i figur 25 og 26.

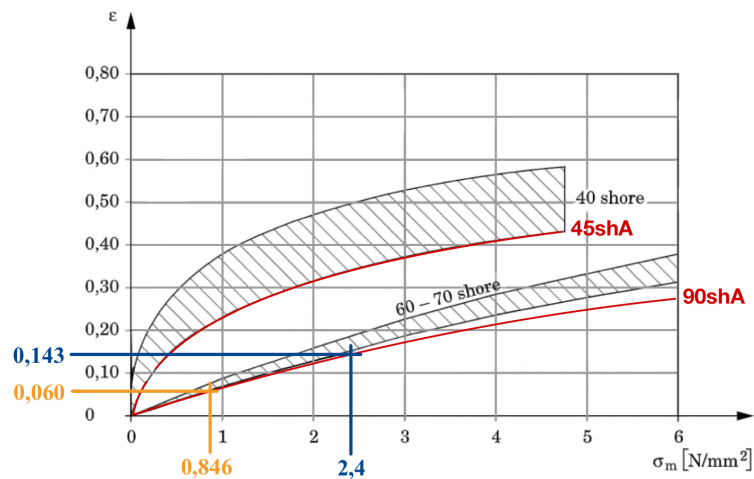
Videre vil det være nødvendig å finne den nye spenningen, etter inkludering av svinndeformasjon. Tøyningen fra svinn beregnes etter ligning 5.3. Det ble benyttet en tilfeldig tykkelse av TPE, $t = 5$ mm, da dette er en realistisk tykkelse med tanke på knutepunktets dimensjon.

$$\epsilon_{svinn} = \frac{\Delta_{svinn}}{t} \quad (\text{Lign. 5.3})$$

Tøyning fra svinn, sammen med tøyning fra trykkraften, gir så en total tøyning. Disse verdiene er presentert i tabell 19. Den totale tøyningen benyttes deretter til å bestemme spenningene fra figur 25 og 26. Figur 25 illustrerer arbeidsdiagrammet med markert tøyning og spenning for TPE 45shA, mens figur 26 viser tilsvarende for TPE 90shA. Den nye spenningen etter inkludering av svinntøyning, er markert med blå farge. Det er imidlertid viktig å merke seg at det er gjort visse antagelser angående plassering av kurvene for 45shA og 90shA.



Figur 25: Arbeidsdiagram med markert tøyning og spenning for TPE 45shA



Figur 26: Arbeidsdiagram med markert tøyning og spenning for TPE 90shA

Den nye oppspenningskraften, $N_{Ed,ny}$, beregnes deretter ved bruk av ligning 5.4, der spenningene er avledet fra de nevnte figurene. Tabell 19 presenterer den nye trykkraften, hvor svinndeformasjon er inkludert.

$$N_{Ed,ny} = \sigma_{tot} \cdot 50mm \quad (\text{Lign. 5.4})$$

Tabell 19: Nødvendig oppspenningskraft som følge av svinndeformasjon

		45shA	90shA	
Tøyning fra N_{Ed}	ϵ_N	0,210	0,060	[-]
Tøyning fra svin	ϵ_{svinn}	0,083	0,083	[-]
Total tøyning	ϵ_{tot}	0,293	0,143	[-]
Spenning	σ_{tot}	1,6	2,4	[N/mm ²]
Ny trykkraft	$N_{Ed,ny}$	80	120	[N/mm]

6 Elementmodellering

6.1 Programvare

Under utvikling av knutepunktet ble det undersøkt om hulldekkets sidekant har nok kapasitet til å utsettes for trykkraften N_{Ed} som er nødvendig for å overføre tilstrekkelig skjærkrefter. Til denne analysen ble programvaren Abaqus/CAE benyttet. Abaqus/CAE benytter *Finite Element Method* (FEM), som på norsk kalles elementmetoden. Denne metoden går ut på at konstruksjonen som skal analyseres deles opp i mindre element med kjente egenskaper. Informasjon blir flyttet fra element til element, og metoden simulerer egenskapene av et sammensatt system ut fra enkeltelementers oppførsel (Bell og Meyer 2022). Det vil si at jo mindre elementer, desto mer nøyaktig svar gir analysen. En slik metode er svært omfattende å gjøre for hånd, derfor er det utviklet FEM-programmer som Abaqus/CAE for å kunne løse slike problemer.

6.2 Modell

Ved modellering i Abaqus/CAE ble det benyttet et utsnitt av hulldekkets sidekant, som er den mest kritiske delen i knutepunktet. Av enkelhets skyld ble det kun modellert i 2D, da det ikke er hensiktsmessig å gjøre dette i 3D på grunn av for mange elementer. En 2D-modell gjør analysen mer egnet for et mindre mesh, og resultatet blir mer nøyaktig.

I Abaqus/CAE vil et elements oppførsel karakteriseres av fem ulike aspekt. Disse aspektene gjenspeiles i elementnavnet. I 2D-modellen er det valgt elementtype CPS4R. Navnet tilsier at det er et kontinuum (solid) element. Det utføres en plan-spenningssimulering, hvor frihetsgradene vil være translasjonskomponenter og disse er de fundamentale variablene som beregnes i analysen. Det benyttes 4-noders element, disse betegnes som lineære element. Abaqus bruker numeriske teknikker for å integrere de ulike mengdene over volumet for hvert element. Til disse numeriske beregningene ble det benyttet redusert integrasjon. Dette resulterer i en redusert nøyaktighet, men det øker hastigheten på analysen som er hensiktsmessig for et finere mesh. (ABAQUS Analysis User's Manual u.å.)

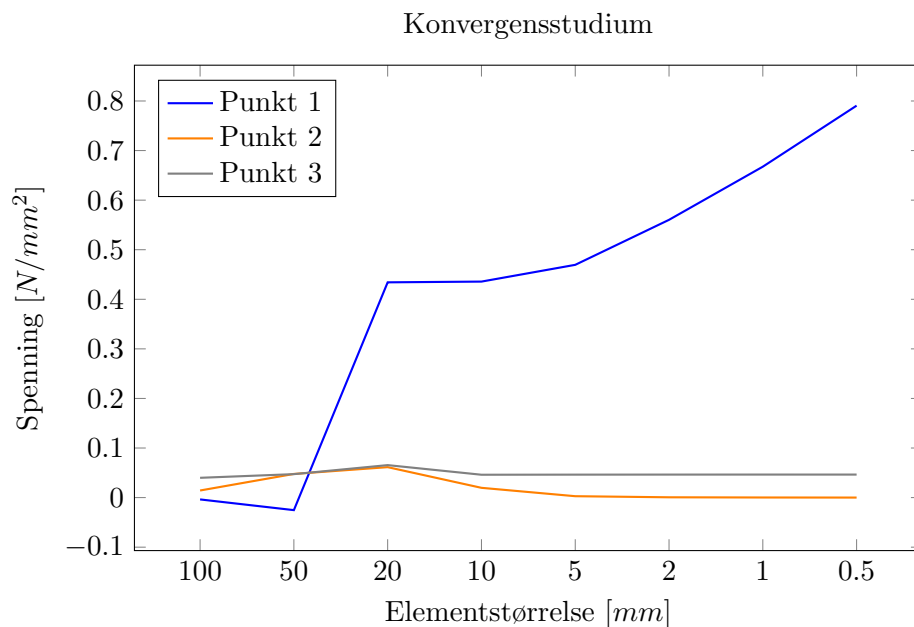
Modellen har fått materialegenskapene til betongkvalitet B45, det vil si at elastisitetsmodul er 36000 MPa og tverrrkontraksjonstallet er 0,2. Disse egenskapene er hentet fra tabell 3. Betong har stor trykkapasitet, men lav strekkapasitet, som påvist i nevnte tabell. Det vil si at det er mest kritisk dersom det oppstår strekkrefter i modellen, og da betong ikke har en plastisk fase i strekk er det kun valgt å gjøre en lineær-elastisk analyse.

6.2.1 Mesh

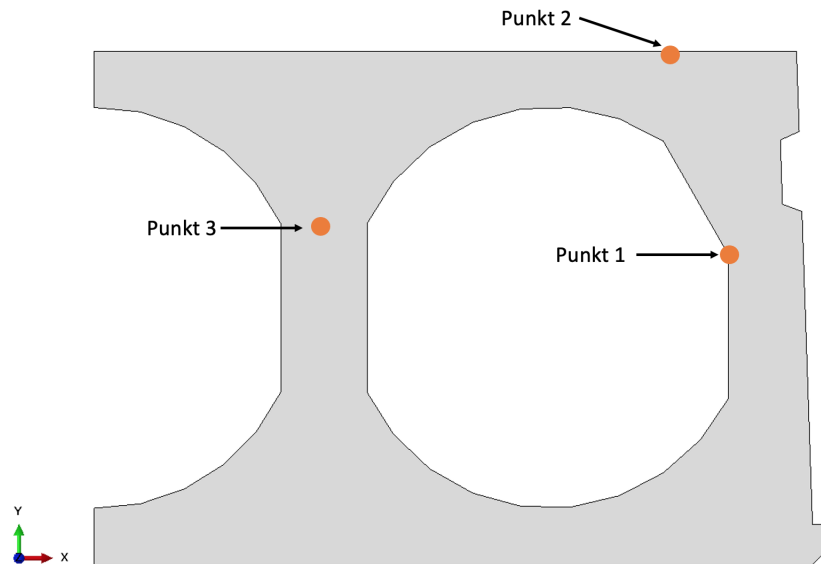
For at analysen skal gi et så nøyaktig resultat som mulig er det nødvendig med et tilstrekkelig raffinert mesh. En elementformulering konvergerer mot en eksakt løsning for den matematiske modellen dersom meshet er uendelig raffinert. For å finne et tilstrekkelig raffinert mesh kreves det at det etableres en konvergenstrate. Det er derimot også viktig å begrense det totale antall frihetsgrader. Et stort antall frihetsgrader, altså en liten elementstørrelse, gjør at analysen blir tyngre og tar lengre tid å kjøre. Dette er noe som helst vil unngås. For å finne et tilfredsstillende raffinert mesh kjøres analysen med ulike elementstørrelser frem til løsningen konvergerer (Cook et al. 2002).

Dersom det viser seg at løsningen ikke konvergerer i enkelte punkt kan dette begrunnes med singularitet. Singularitet kan bremse konvergens, noe som resulterer i at verdien på løsningen vil fortsette å øke desto mindre elementstørrelse som benyttes. Singularitet er et punkt hvor funksjonen vil gå mot en uendelig verdi. Et tilfelle av singularitet kan være skarpe hjørner. I slike punkter vil det oppstå mer konsentrerte spenninger (Cook et al. 2002).

For å finne et tilfredsstillende raffinert mesh ble det gjennomført et konvergenstudium. Elementstørrelsene som ble brukt i studien var 100 mm, 50 mm, 20 mm, 10 mm, 5 mm, 2 mm, 1 mm og 0,5 mm. Spenningene for de ulike elementstørrelsene plottes i kurver for å finne når den konvergerer. Figur 27 viser grafen for tre ulike punkter, disse punktene er lokalisert som vist i figur 28.



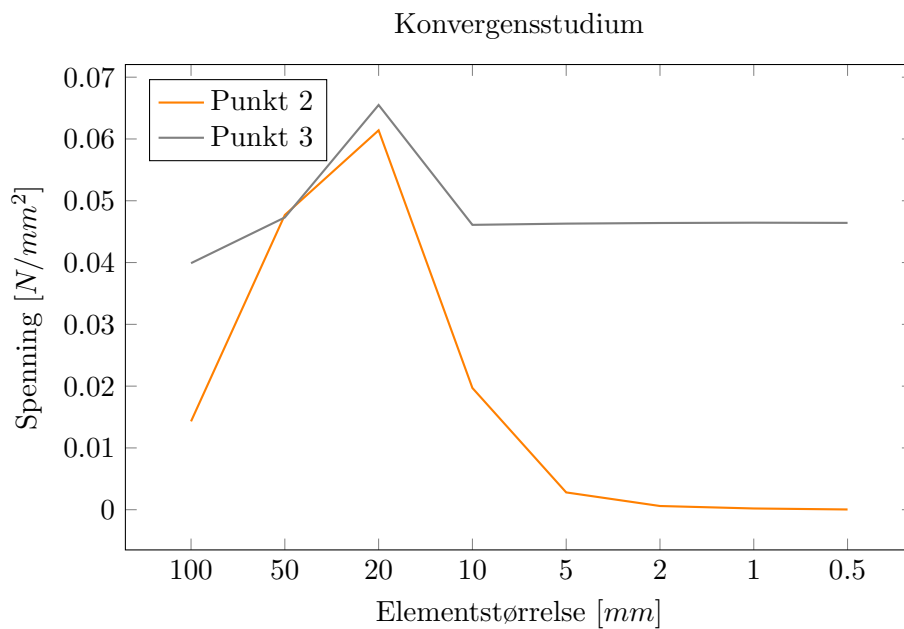
Figur 27: Resultat av konvergenstudium for 3 punkter



Figur 28: Punkter benyttet i konvergenstudium

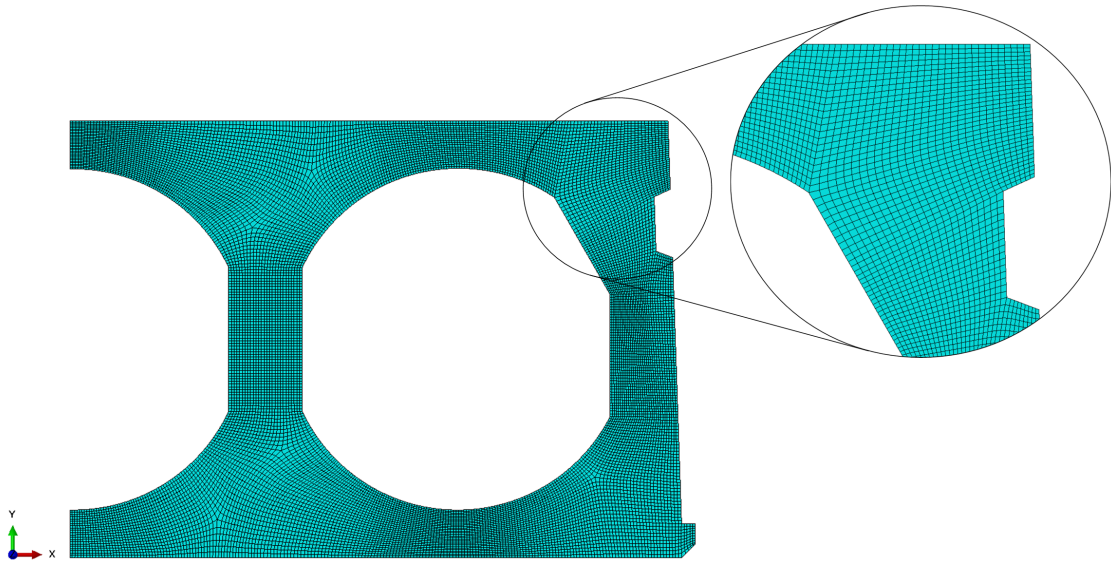
Figur 27 viser at punkt 1 er et tilfelle av singularitet. Da grafen for punkt 2 og 3 flater ut, fortsetter grafen for punkt 1 å stige. Ved undersøkelse av konvergens kan derfor punkt 1 utelukkes.

For å finne elementstørrelsen ved konvergens benyttes figur 29. Figuren viser grafene for punkt 2 og punkt 3 mer tydelig enn figuren ovenfor. Ut fra denne figuren observeres at begge grafene har flatet ut ved en elementstørrelse på 2 mm.



Figur 29: Resultat fra konvergenstudium for de representative punktene

Ut fra dette konvergenstudiet ble det konkludert med å bruke et globalt mesh med en elementstørrelse på 2 mm, da dette gir tilstrekkelig nøyaktighet på resultatet. Figur 30 viser hulldekke-modellen med mesh-inndelingen.



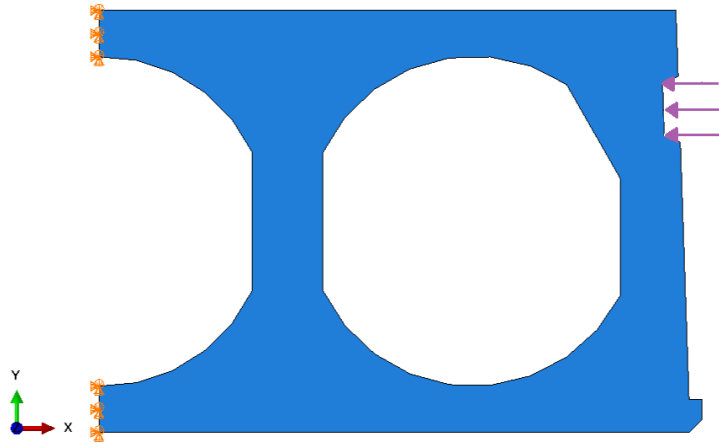
Figur 30: Hulldekke-modell med et mesh med elementstørrelse 2mm

6.3 Lastfordeling

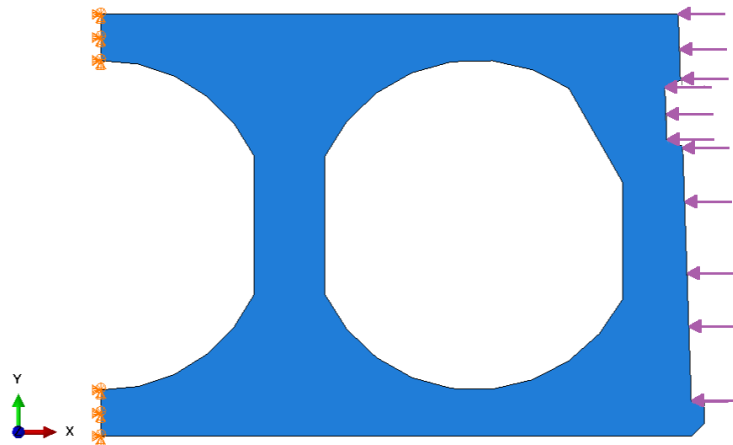
6.3.1 Over hulldekkets høyde

Gjennom iterasjonsprosessen ved utvikling av knutepunktet ble det undersøkt forskjellige lastfordelinger over høyden på hulldekket. Dette for å finne den mest ideelle plasseringen av knutepunktet med hensyn til hulldekkets kapasitet. De ulike lastfordelingene som ble testet var:

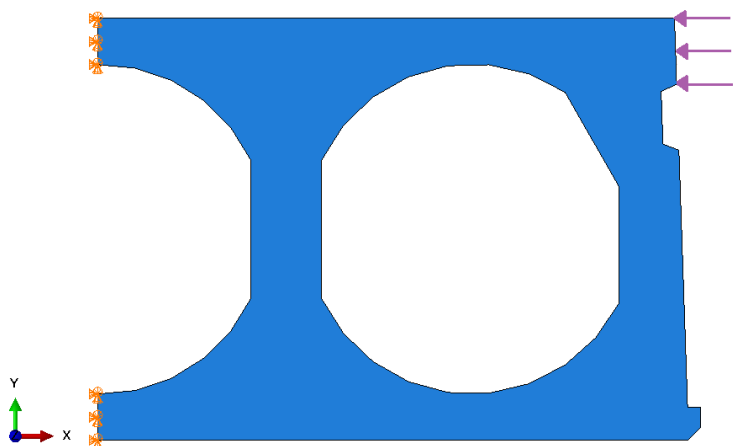
- Trykklast i løftespor (Figur 31)
- Trykklast over hele høyden av hulldekket (Figur 32)
- Trykklast i topp av hulldekket (Figur 33)



Figur 31: Trykk i løftespor



Figur 32: Trykk over hele høyden av hulldekket



Figur 33: Trykk i topp av hulldekket

Trykkraften, N_{Ed} , som må overføres i fugen, fordeles langs overflaten av hulldekket hvor knutepunktet treffer. Det gir derav ulikt trykk for ulike høyder, disse verdiene er gitt i tabell 20. Det er tatt utgangspunkt i begge tilfellene for skjæroverføring fra tabell 7.

Tabell 20: Lastfordeling over hulldekkets høyde

		Tilfelle 1	Tilfelle 2	
		$N_{x,Ed}=42,3N/mm$	$N_{x,Ed}=31,7N/mm$	
Trykk i fortanning	p_x	0,94	0,71	[N/mm ²]
Trykk over hele høyden	p_x	0,14	0,11	[N/mm ²]
Trykk i topp	p_x	0,85	0,64	[N/mm ²]

6.3.2 Over hulldekkets lengde

Også i z-retning, langs hulldekkets fuge, er det blitt undersøkt om knutepunktet kan deles opp stykkevis. Dette er for å blant annet redusere materialmengde og monterings tid. Lasten fra knutepunktet vil da fordeles på en annen måte enn ved en kontinuerlig skinne langs hele fugen, og normalkraften på hulldekkanten øker. Det ble analysert flere tilfeller:

- 1 m skinne med mellomrom 1 m
- 0,5 m skinne med mellomrom 1 m
- 0,5 m skinne med mellomrom 1 m - redusert skjærkraft
- 0,8 m skinne med mellomrom 1 m

Fra enkle beregninger, på samme måte som for lastfordeling over hulldekkets høyde, kommer det frem av tabell 21 hvilke fordelte laster som overføres fra knutepunktet til hulldekke. Disse verdiene bygger på løsning nr. 3, hvor trykklast er satt på i toppen av hulldekkanten.

Tabell 21: Lastfordeling over hulldekkets lengde

		Tilfelle 1	Tilfelle 2	
		$N_{x,Ed}=42,3N/mm$	$N_{x,Ed}=31,7N/mm$	
1 m skinne - 1 m mellom	p_x	1,69	-	[N/mm ²]
0,5 m skinne - 1 m mellom	p_x	2,54	1,90	[N/mm ²]
0,8 m skinne - 1 m mellom	p_x	1,90	-	[N/mm ²]

6.4 Resultat i Abaqus/CAE

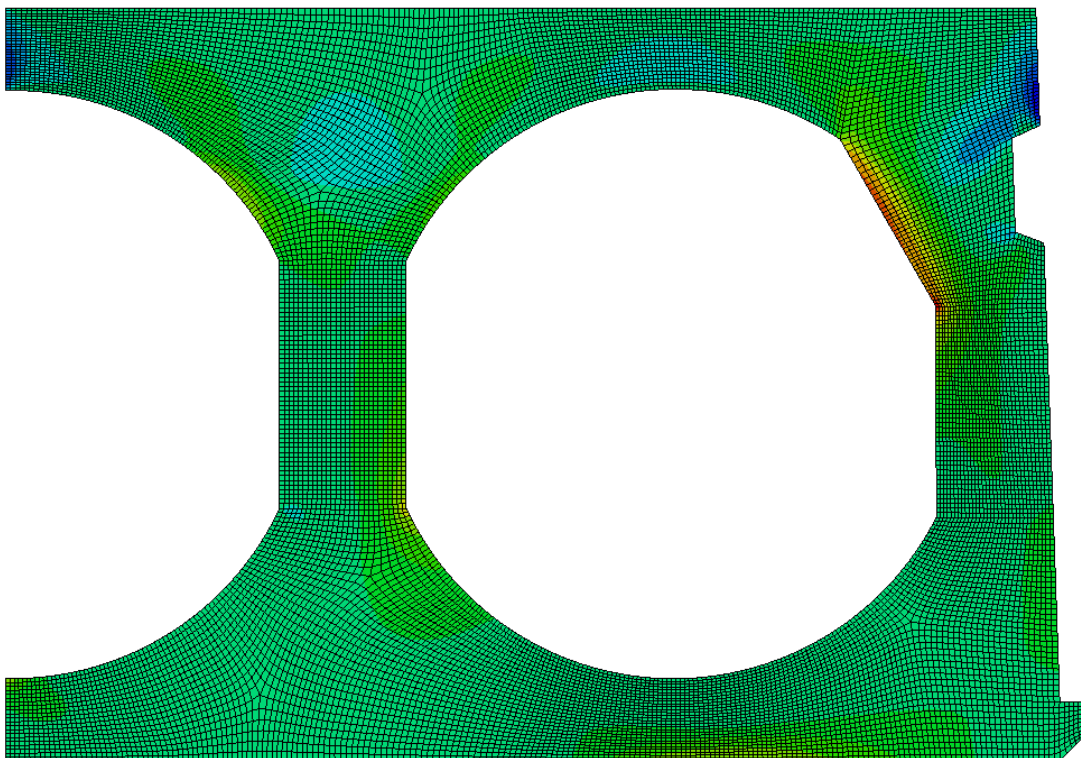
I dette kapittelet presenteres de resultatene som benyttes videre i utviklingen av knutepunktet. De forskjellige lastfordelingene presentert i forrige kapittel ble analysert i Abaqus/

CAE med fokus på elastisk spenningsfordeling i hulldekkkant. Tabell 22 viser maksimal strekk- og trykkspenning som oppstår i utsnittet av hulldekket for de to ulike tilfellene av overført skjærkraft.

Tabell 22: Maksimale hovedspenninger i xy-planet ved lastfordelinger over hulldekkets høyde

		Tilfelle 1		Tilfelle 2		
		Strekk	Trykk	Strekk	Trykk	
Trykk i løftespor	σ	3,020	1,134	2,281	0,857	[N/mm ²]
Trykk over hele høyden	σ	2,028	0,489	1,594	0,384	[N/mm ²]
Trykk i topp	σ	0,543	0,325	-	-	[N/mm ²]

De største strekkspenningene opptrer på kanalveggen, se figur 34. Fargeskala mot rød indikerer strekkspenning og fargeskala mot blå indikerer trykkspenning. Dersom spenningene blir for store og overtrer bruddspenning, er det stor fare for riss. Trykkspenningene for de ulike lastfordelingene er relativt lave og gir ikke store påkjenninger i betongen. Fra resultatene fra spenningsfordeling over hulldekkets høyde ble derfor tilfellet med laveste strekkspenninger tatt med til videre utvikling av knutepunkt. Det er trykkkraft i toppen av hulldekket som gir de laveste strekkspenningene. Knutepunktet plasseres dermed i samsvar med denne trykkraften, se figur 33.



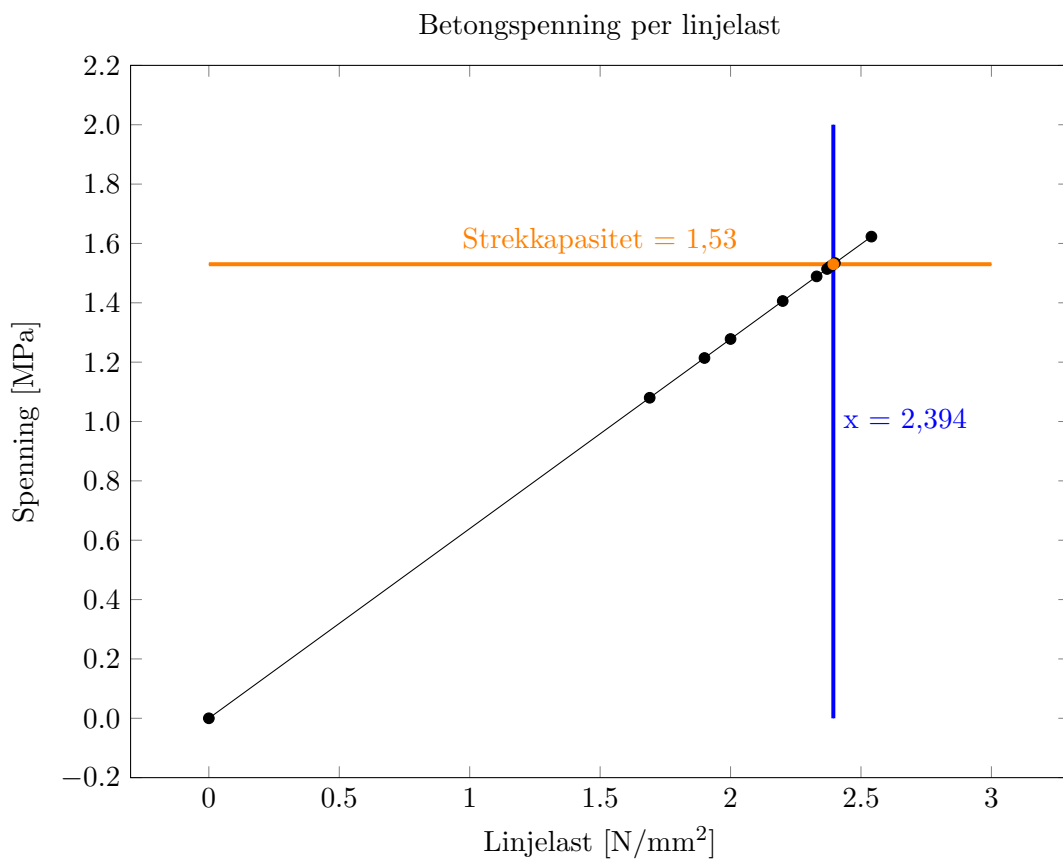
Figur 34: Spenningsfordeling ved trykk i topp

Som presentert i kapittel 6.3 er det analysert muligheten for å ha stykkevisse skinner som knutepunkt i fugen. Tabell 23 viser maksimal strekk- og trykkspenning i tverrsnittet ved ulik fordeling av knutepunktsskinner.

Tabell 23: Maksimale hovedspenninger i xy-planet ved lastfordelinger langs hulldekkets lengde

		Tilfelle 1		Tilfelle 2		
		Strekk	Trykk	Strekk	Trykk	
1 m skinne - 1 m mellom	σ	1,080	0,646	-	-	[N/mm ²]
0,5 m skinne - 1 m mellom	σ	1,623	0,971	1,214	0,726	[N/mm ²]
0,8 m skinne - 1 m mellom	σ	1,214	0,726	-	-	[N/mm ²]

Flere resultater fra analysen i Abaqus/CAE plottes inn i et koordinatsystem sammen med tilhørende last, med utgangspunkt i 0,8 m skinne. Det observeres tydelig at spenningene øker lineært med linjelasten, se figur 35. Ut fra dette kan eksakt last der strekkkapasiteten til betong er nådd hentes ut. Den horisontalt fordelte lasten som hulldekket kan belastes med, ved strekkkapasitet, i topp av fuge er $p_x = 2,394 \text{ N/mm}^2$.



Figur 35: Betongspenninger ved forskjellige linjelaster. Betongen når strekkkapasitet ved $p_x = 2,394 \text{ N/mm}^2$

7 Kapasitetskontroll

7.1 Horisontal kapasitetskontroll

Lastfordeling over hulldekkets høyde

Til kapasitetskontrollen over hulldekkets høyde benyttes det lasttilfellet som gir trykk i topp av hulldekkanten. Dette lasttilfelle, og en skjæroverføring på 30 kN/m, gir en trykkraft $p_x = 0,85 \text{ N/mm}^2$, se tilfelle 1 fra tabell 20. Dette forbeholder en friksjonskoeffisient $\mu = 0,709$. Resultatet gir en maks spenning $\sigma_{trykk} = 0,325 \text{ N/mm}^2$ på trykkside og $\sigma_{strekke} = 0,543 \text{ N/mm}^2$ på strekkside, se tabell 22. Dimensjonerende trykk- og strekkapasitet for betong av kvalitet B45 er hentet fra tabell 3.

Kapasitetskontroll på trykkside:

$$\sigma_{trykk} = 0,325 \text{ N/mm}^2 < f_{cd} = 25,5 \text{ N/mm}^2 \rightarrow OK \quad (\text{Lign. 7.1})$$

Kapasitetskontroll på strekkside:

$$\sigma_{strekke} = 0,543 \text{ N/mm}^2 < f_{ctd} = 1,53 \text{ N/mm}^2 \rightarrow OK \quad (\text{Lign. 7.2})$$

Kapasitetskontrollen tyder på at det er tilstrekkelig kapasitet på både trykk- og strekkside av hulldekket.

Lastfordeling langs hulldekkets lengde

Trykk- og strekkapasitet er ikke fullt utnyttet da $\sigma_{trykk} \ll f_{cd}$ og $\sigma_{strekke} \ll f_{ctd}$, se ligning 7.1 og 7.3. Ser dermed på lastfordeling over hulldekkets lengde for å minimere materialbruk. Kontrollerer kapasitet for følgende tilfelle:

- 0,8 m skinne med mellomrom 1 m

Spenningene ved fordeling av last over hulldekkets lengde for tilfelle 1 hentes fra tabell 23 og kontrolleres mot kapasitet.

Kapasitetskontroll på trykkside:

$$\sigma_{trykk} = 0,726 \text{ N/mm}^2 < f_{cd} = 25,5 \text{ N/mm}^2 \rightarrow OK \quad (\text{Lign. 7.3})$$

Kapasitetskontroll på strekkside:

$$\sigma_{strek} = 1,214N/mm^2 < f_{ctd} = 1,53N/mm^2 \rightarrow OK \quad (\text{Lign. 7.4})$$

Ved å benytte stykkevise skinner på 0,8 m vil trykk- og strekkapasitet fortsatt være tilstrekkelig.

Ut i fra analysene i Abaqus/CAE og figur 35 som er utarbeidet som et resultat av det, i tillegg til strekkapasiteten til betong, er det laget en tabell over føringer for montasje av skinner etter ulik skjærkraftoverføring. For 100% skjæroverføring er det tilstrekkelig å velge 1,4 m avstand mellom skinnene, og for redusert skjæroverføring på 75% er mellomrom på 2,2 m tilstrekkelig. Se tabell 36 for forenklet oversikt, og vedlegg E for mer detaljerte beregninger.

Overføring av skjær [kN/m]		Avstand mellom skinner [m]											
100 %	30	0,8	1,0	1,2	1,4								
80 %	24	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0					
75 %	22,5	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,2				
60 %	18	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,2	2,4	2,6	2,8	
50 %	15	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,2	2,4	2,6	2,8	3,0

Figur 36: Kapasitetstabell for N_{Ed}

7.2 Vertikal kapasitetskontroll

Kapasitetskontroll av hulldekke

Tabell 8 gir flensens vertikale skjærkapasitet $v'_{Rdj} = 26,8$ kN/m. Ved å belaste hulldekket med en nyttelast $q_k = 3,0$ kN/m² blir vertikal skjærkraft ved flens $v_{Ed,fl} = 9,7$ kN/m med 3,0 m avstand mellom de 0,8 m lange skinnene. Dersom $v_{Ed,fl} < v'_{Rdj}$ er det tilstrekkelig kapasitet i hulldekket til å overføre nyttelasten, med stykkevise skinner med 3,0 m mellomrom.

Kapasitetskontroll av hulldekke:

$$v_{Ed,fl} = 9,7kN/m < v'_{Rdj} = 26,8kN/m \rightarrow OK \quad (\text{Lign. 7.5})$$

Kapasiteten til hulldekket er nok til å motstå nyttelasten på 3,0 kN/m², med stykkevise skinner med et mellomrom på $\leq 3,0$ m. Dette betyr at kapasitetstabellen i figur 36 også er gyldig for vertikal skjærkapasitet.

Kapasitetskontroll av stålplate

Etter tabell 4 er flytespenningen til stål av kvalitet S355 på $f_{yd} = 338 \text{ kN/mm}^2$. Ved å se på hovedspenningen i innspenningen av stålplaten til knutepunktet er både skjærspenning og normalspenning fra moment inkludert. Dersom $\sigma_1 < f_{yd}$ vil det være nok kapasitet i knutepunktet til å overføre vertikale skjærkrefter på $v'_{Rdj} = 26,8 \text{ kN/m}$.

Kapasitetskontroll av stålplate:

$$\sigma_1 = 278 \text{ N/mm}^2 < f_{yd} = 338 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{OK} \quad (\text{Lign. 7.6})$$

Kapasiteten til stålplaten er nok til å kunne overføre de vertikale skjærkreftene mellom hulldekkene.

7.3 Hulldekkets påkjenning av oppspenningskraft

Trykkreftene i fugen skaper, sammen med vindsug, et moment om hulldekkets sterke akse og utbøyning. Det oppstår strekkspenninger på hulldekkets kant som kan skape riss dersom de overskrider betongens strekkkapasitet. Siden det ikke er lagt inn strekkarmering på hulldekkets kant, er det kun betongen som må stå imot trykkreftene. Betongens strekkkapasitet er $f_{ctd} = 1,53 \text{ N/mm}^2$. For lettere oversikt er kapasitetskontrollen presentert i tabell 24. Dersom $\sigma_{strekk} < f_{ctd}$ er kapasiteten OK, hvis ikke er kapasiteten IKKE OK.

Tabell 24: Kapasitetskontroll av strekkspenning i hulldekket

		Tilfelle 1	Tilfelle 2	
Ett hulldekke	σ_{strekk}	21,06 → IKKE OK	16,06 → IKKE OK	[N/mm ²]
Alt. 1	σ_{strekk}	3,47 → IKKE OK	2,18 → IKKE OK	[N/mm ²]
Alt. 2	σ_{strekk}	0,68 → OK	0,52 → OK	[N/mm ²]
Alt. 3	σ_{strekk}	0,53 → OK	0,26 → OK	[N/mm ²]

7.4 Tap av oppspenningskraft på grunn av svin

Tap av oppspenningskraft på grunn av svindeformasjon fører til en redusert skjær- overføring. For å kompensere for tapet må oppspenningskraften være større. Den nye oppspenningskraften, $N_{Ed,ny}$, for TPE 45shA og 90shA er beregnet i kapittel 5.5.1. Denne vil påvirke hulldekkanten, og kapasitetstabellen for horisontal lastfordeling vil endres. Det anses at friksjonskoeffisient for 90shA er den samme for 45shA. Største trykkraft er for 90shA og den er $N_{Ed,ny} = 120$ kN/m, mens den minste er for 45shA og er $N_{Ed,ny} = 80$ kN/m.

Kapasitetstabellene for $N_{Ed,ny}$ blir som følger:

		90shA						
Overføring av skjær [kN/m]		Avstand mellom skinner [m]						
100 %	30							
80 %	24					0,0		
75 %	22,5					0,0	0,2	
60 %	18					0,0	0,2	0,4
50 %	15					0,0	0,2	0,4

		45shA							
Overføring av skjær [kN/m]		Avstand mellom skinner [m]							
100 %	30	0,0	0,2						
80 %	24	0,0	0,2			0,4	0,6		
75 %	22,5	0,0	0,2			0,4	0,6		
60 %	18	0,0	0,2			0,4	0,6	0,8	1,0
50 %	15	0,0	0,2			0,4	0,6	0,8	1,0

Figur 37: Kapasitetstabell for $N_{Ed,ny}$

8 Miljø og kostnader

Ved videre studie av knutepunktet er det nødvendig å undersøke miljøgevinst og kostnader knyttet til et nytt knutepunkt, og sammenligne disse med dagens metode.

8.1 Miljøaspekt

Tidligere prosjekt har vist at det er betydelige miljøfordeler ved bruk av ombrukbare bygningsmaterialer, noe som gjelder spesielt for hulldekker på grunn av store utslipp knyttet til betongproduksjon. I lys av dette, er det viktig å finne metoder som forenkler og legger til rette for miljøvennlig ombruk av hulldekker. Dette underkapittelet tar sikte på å undersøke miljøaspektene ved en ny knutepunktsløsning for hulldekker som er utformet med tanke på ombruk.

For å begrense klimagassutslipp må mengden betong i knutepunktet reduseres. Fugebetong kan ikke ombrukes, og produksjon av betong bidrar til CO²-utslipp. Det nye knutepunktet er derimot konstruert av stål og TPE. Det er viktig å merke seg at produksjonen av disse materialene ikke nødvendigvis er mer miljøvennlig, da både råvareutvinning og produksjonsprosessen krever betydelig energi. En fordel med både stål og TPE er imidlertid at de er resirkulerbare materialer. Dette betyr at de potensielt kan smeltes om og brukes på nytt flere ganger, noe som bidrar til ressursbesparelse og redusert avfallsmengde. Studier har dokumentert resirkulerbarheten til både stål og TPE i byggebransjen (Lee og Nørve 2021). Fra et miljømessig perspektiv vil det være optimalt å kunne ombruke knutepunktene på lik linje som hulldekkene. Dersom dette på sikt kan realiseres, har det potensiale til å eliminere all avfall etter demontering. For at det skal komme dit gjenstår det å dokumentere for at knutepunktet kan ombrukes i sin opprinnelige form, dette er en langvarig prosess som krever mye testing, men er i høyeste grad oppnåelig.

Avfallsreduisering er et viktig aspekt når det kommer til å begrense klimagassutslipp. For å kunne redusere avfallet er det blant annet viktig at de fleste komponentene kan brukes om. Det vil derfor være en fordel at knutepunktet er en ombrukbar prefabrikkert løsning som ikke ender som avfall etter byggets levetid er oversteget. Dersom knutepunktet ikke kan ombrukes i sin helhet, vil det likevel ikke bidra til avfall da stål er et multiresirkulerbart materiale. En annen viktig faktor er at det i størst mulig grad ønskes å ombruke alle hulldekker. Dersom en større andel hulldekker skades under demontering og ikke kan brukes igjen, vil avfallsmengden øke betraktelig. Gjenbruk av hulldekker vil også føre til en reduksjon i energiforbruket sammenlignet med produksjon av nye hulldekker. Målet med det nye knutepunktet er at det er så skånsomt mot hulldekkene at det kun sattes igjen med uskadde hulldekker etter demontering. Ved å benytte en mekanisk løsning som enkelt kan monteres og demonteres, risikeres det ikke at hulldekkene blir skadet under demontering.

I den innledende fasen av implementeringen av en ny knutepunktsløsning, er det sannsynlig at det bare vil være én produsent av denne løsningen. Som et resultat vil det være nødvendig å transportere knutepunktet over lange avstander i hele landet, noe som vil føre til økt utslipp. Det kan imidlertid antas at over tid vil produksjonen bli desentralisert og spredt geografisk, noe som vil redusere avstanden mellom produksjonsstedet og byggeplassen. Utslipp knyttet til transport blir da på lik linje med lokal transport av betong til fugestøp.

8.2 Kostnader knyttet til ombruk

Kostnader for ombruk av hulldekker er særlig knyttet til montering, demontering, og lagring. Dette baserer seg på faktorer som tid, arbeidskraft, materialbruk, bruk/leie av utstyr m.m.. Under dette kapitlet presenteres kostnadene som er knyttet til dagens metode og den nye metoden for ombruk av hulldekker.

Som nevnt i kapittel 1.3 hevder Entra at ombruk av hulldekker ved dagens løsning har 5-6 ganger høyere kostnad enn for produksjon av nye hulldekker. For å øke interessen for ombruk må disse kostnadene ned, og dette vil kreve at samfunnet setter krav og øker prisene på avfall. Etter samtaler med Øst-Riv kommer det frem at det i dag er billigere å gjennomføre uforsiktig riving av et bygg, med gravemaskin eller annet grovt maskineri, og kjøre knust betong på deponering, enn det er å demontere forsiktig for ombruk. Det betyr at dersom det skal bli attraktivt for byggherre å ombruke må det bli dyrere å kaste avfall, og det må settes krav til miljøsertifisering. Samtidig som kostnader for demontering, resertifisering og remontering må reduseres.

For å kunne sammenligne kostnader knyttet til dagens løsning og ny knutepunktsløsning vil det være essensielt å analysere produksjon-, montering- og demonteringsfaser. Figur 38 viser prosessen rundt montering og demontering av hulldekker for dagens knutepunkt og det nye knutepunktet. I dette kapitlet blir kostnadsposter i forbindelse med denne prosessen presentert.



Figur 38: Oversikt over prosessen rundt montering og demontering for (a) dagens knutepunkt og (b) det nye knutepunktet

Den umiddelbare forskjellen mellom dagens løsning og den nye løsningen ved montering er prosessen med å støpe fugen mellom hulldekkene. Denne endringen i monteringsprosessen gir flere fordeler. For det første spares det kostnader knyttet tid og ressurser som ellers ville blitt brukt på støping av fugen. For det andre elimineres behovet for å vente på herding av betongen før neste trinn i byggeprosessen kan fortsette.

Andre kostnader knyttet til dagens løsning er produksjon av betong, men ikke minst tid og arbeidskraft som trengs for å etablere forskalling før støp, og riving av forskalling etter støp. Som regel bestilles betongen med pumpebil fra en lokal betongleverandør, og disse kostnadene er relativt lave. For den nye løsningen ligger de største kostnadene i produksjon av knutepunktet. Da produktet ikke er en eksisterende hylleware må disse settes i produksjon kun for formålet. Dersom disse hovedsakelig produseres i stål forventes det en høyere pris enn om det hadde vært mulig å produsere hele knutepunktet i for eksempel

TPE. Som alle andre nylanserte idéer og produkter vil kostnadene i starten være store, før de reduseres med tiden. Knutepunktet kommer som et prefabrikkert element og må derfor transporteres til byggeplass og lagres frem til montering. Det vil være kostnader knyttet til transport, men slike kostnader er relativt lave til tross for lang transport vei. Kostnadene for leie av kran og annet utstyr i forbindelse med montering vil være de samme.

Ved demontering av dagens løsning pigges fugen for å løsne den fra hulldekkene. Dette utgjør høye usikkerhetskostnader da heft mellom fuge og hulldekker er svært varierende. Ifølge erfaringer fra Øst-Riv kan demonteringstid per hulldekke variere med 5 minutter til 2 timer, og i visse tilfeller viser det seg umulig å demontere uten å totalskade hulldekket. Hvor lett fugen løsner fra hulldekkene avhenger av støpeforholdene, som vil være vanskelig å forutsi før demontering. En erfaren montør av hulldekker påpeker at kvaliteten på fugestøpen har blitt betydelig bedre de siste 10-20 årene sammenlignet med 80-90-tallet. Dette antyder at den støpte fugen mellom hulldekkene som skal demonteres i fremtiden kan være mye mer krevende å løsne enn det som ble observert på byggeplassbesøket. For den nye løsningen er det minimale kostnader knyttet til usikkerhet ettersom dette er en prefabrikkert løsning som ikke sitter fast i betongdekket. Det vil si at demonteringen er mer forutsigbar, og at det i mye mindre grad vil kunne oppstå uforutsette kostnader knyttet til demontering. Et annet sentralt punkt er rengjøring og skraping av støperester i etterkant av demontering. Dette vil også bidra som et stort usikkerhetsmoment påvirket av heften mellom støp og betongkant, som kan unngås dersom en prefabrikkert løsning benyttes. Gjenstående kostnader er tilsynelatende like som ved demontering av dagens løsning, men den nye løsningen kan antas å være noe mer tidsbesparende. Ved ombruk av knutepunkt vil ikke produksjonskostnader gjentas, noe som utgjør både en kostnad- og miljøbesparelse.

I likhet med hulldekkene som skal ombrukes, må egenskapene til de brukte knutepunktene også dokumenteres før de kan brukes på nytt. Ved å implementere en ny byggepraksis oppstår det kostnader knyttet opp mot navigering av regelverk og dokumentering i henhold til DOK. Dokumentering av ombruk av hulldekker dekkes allerede av *NS 3682*. Dersom knutepunktet også skal ombrukes benyttes erfaring fra ombruk av stålkonstruksjoner og stålforbindelser. Det kan antas at kostnader knyttet til testing vil være tilsvarende lik som testingen utført i forbindelse med sirkulær prosjektet KA13 (Falck, Nilsen og Gundesø 2022a). Dette betyr at det i startfasen vil komme høye kostnader, men disse vil antas å avta ved økende testing.

9 Diskusjon

I følgende kapittel diskuteres resultat fra hele prosessen for utvikling av det nye knutepunktet.

9.1 Knutepunkt

Nå som det er stort fokus på ombruk av byggematerialer og prinsippet om DFD, er det essensielt å rette oppmerksomhet mot prosessen rundt demontering av hulldekker. I denne studien fokuseres det på et demonterbart knutepunkt i langsgående fuger mellom hulldekker. Under byggeplassbesøk hos Øst-Riv ble det observert at de fleste støpte fugene enkelt løsnet fra hulldekkene ved bruk av meiselhammer, noe som vekket oppsikt. Litteraturstudien og samtale med byggeplassarbeidere indikerte likevel at langsgående fuger kunne være problematisk ved demontering grunnet usikkerhet rundt heften mellom fuger og hulldekker. Av den grunn ble det besluttet å videreutvikle en mekanisk løsning, hovedsakelig for å unngå usikkerhet knyttet til demontering.

Som problemstillingen beskriver, er hensikten med et nytt knutepunkt å sikre overføring av skjærkrefter mellom hulldekkene. Denne kraftoverføringen er nødvendig for at dekket skal fungere som en stiv skive. De horisontale skjærkreftene overføres ved hjelp av trykkraft og friksjon fra skinnen når kilen strammes. De vertikale skjærkreftene overføres på grunn av de to stålplatene over hulldekkanten og en låsing i løftesporet på hulldekket. Både horisontal og vertikal skjæroverføring avhenger tilstrekkelig stramming av kilen. Beregninger og analyser for å sikre disse kraftoverføringene diskuteres i kommende underkapitler.

Knutepunktet er spesifikt utviklet for å passe til et hulldekke med dimensjon HD320. Dersom knutepunktet skal brukes til andre hulldekkedimensjoner, må det gjennomgå en tilpasset utforming og vurdering av hulldekkets kapasitet for å kunne overføre den skjærkapasiteten som gjelder for hver enkelt dimensjon. Det nye knutepunktet begrenses derfor til en horisontal skjæroverføring på 30 kN/m, som gjelder for HD320.

Det nye knutepunktet er en prefabrikkert mekanisk løsning som leveres ferdig produsert til byggeplassen og klar for montering. Ved å produsere forbindelsen under kontrollerte forhold i en fabrikk, vil kvaliteten og presisjonen på produktet øke. En støpt fugeløsning kan føre til usikkerhet rundt kvaliteten. Variasjonen i kvalitet og utførelse av fugestøpen har vært betydelig over tid. Dette kan resultere i usikkerhet både når det gjelder arbeidsmengde ved demontering og hvor mye krefter som faktisk overføres gjennom fugestøpen. Derfor kan det argumenteres for at en prefabrikkert mekanisk løsning vil ha høyere kvalitet og være et sikrere alternativ.

Det er valgt å beholde den tradisjonelle utstøpte fugen ved hulldekkenes ende og i ytterste fuge. Disse fugene blir da armert og støpt. Dette er blant annet for å oppfylle kravet om sammenbinding. Ved å beholde skivearmeringen ivaretas det omsluttende strekkbåndet. Kravet for minste armeringsmengde er dermed oppfylt. Det er ikke utført beregninger for minste armeringsmengde, da det antas at dette er dimensjonert for i dagens løsning. Støp av ytterste fuge vil også redusere utbøyning og strekk på hulldekkets ytterkant som følge av oppspenningskraft i fugen. I likhet med dagens metode blir det ytterste dekket forankret i veggen/bjelken, noe som bidrar til økt stivhet. Hulldekket alene er relativt stivt når det gjelder utbøyning i sterk akse, og støping av fugen bidrar til ytterligere reduksjon av utbøyning. Hulldekkets påkjenning av oppspenningskraft diskuteres i kapittel 9.3.4.

Byggebransjen søker stadig nye løsninger med enda lavere skadepotensial. Som med dagens løsning monteres og demonteres hulldekkene ovenfra, noe som begrenser skadepotensiale betydelig. Den største fordelen knyttet til HMS er redusert bruk av verktøy. For dagens metode kreves spesifikt verktøy for støping og fjerning av fugen. Verktøy som betongsag og meiselhammer har noe høyere potensial for skade på mennesker, i tillegg til at det lager mye støy. Bruken av slikt verktøy øker også risiko for å skade hulldekket. Skadde hulldekker kan ikke ombrukes som de er, og ved store skader må de sendes til deponi på lik linje som med fugestøpen.

Et av målene med å erstatte fugestøp i dagens løsning med en mekanisk løsning var å redusere betongmengden, da sementproduksjon fører til betydelige CO²-utslipp. Det er imidlertid en utfordring å finne miljøvennlige materialer med riktige materialkarakteristikk. Denne mekaniske løsningen åpner for videreutvikling der materialene kan byttes ut med eventuelle bedre alternativ. I denne oppgaven falt materialvalget hovedsakelig på stål, da dette er et kjent materiale med de nødvendige egenskapene. Det ble etter hvert bestemt at TPE skulle benyttes som et mellomlag for å løse utfordringene knyttet til friksjon og svinn. Valg av materialer vil også påvirke mulighet for ombruk av forbindelsen. Miljøaspektet vil bli videre diskutert i kapittel 9.5.

9.2 Friksjonstest

Under utviklingen av knutepunktet var friksjonskoeffisient mellom materialet i knutepunktet og hulldekket en avgjørende faktor. Tabell 6 ble først benyttet som veiledning til materialvalg, hvor det ble tatt utgangspunkt i nedre verdi. Den lave friksjonskoeffisienten for stål resulterte i en trykkraft som ga strekkspenninger over kapasiteten til hulldekket, og der ble derfor behov for å finne en bedre koeffisient. Etter et bredere litteratursøk og veiledning av gummi-produsenter ble det konkludert med at TPE skulle inngå i knutepunktet, blant annet for å øke friksjonen mellom kontaktflatene.

Tidligere forskning viste en tydelig variasjon i friksjonskoeffisient mellom gummi og betong. Det ble derfor besluttet å gjennomføre en friksjonstest mellom TPE og betong. Variasjonen avhenger blant annet hardheten til TPE og miljøet på overflatene. For å finne en egnet TPE ut fra friksjonskoeffisienten ble det gjennomført tester for to forskjellige hardheter på TPE, 45shA og 90shA. Før gjennomføring av tester ble betongoverflaten børstet lett for overflødig støv. Ifølge fagpersoner blir ikke hulldekkene rengjort før montering, og støv på byggeplass legger seg på hulldekkene etter kort tid.

En av de betydelige feilkildene i forsøket var belastningen på prøvestykket. Nedtrykking av prøvestykket i betongens røe overflate vil påvirke resultatet i stor grad. Første gjennomføring av friksjonstesten ga ugyldig resultat. Stålplaten med prøvestykket ble belastet med lodd på 1 kg, 2 kg og 3 kg. For disse lasttilfellene ble sammentrykningen av prøvestykkene for liten til å utnytte ruheten i betongoverflaten. For dette forsøket anslås en friksjonskoeffisient $\mu < 0,1$. Tidligere forskning, i likhet med tabell 6, viser til at dette vil være en urimelig lav friksjonskoeffisient. Etter gjennomføring av første testrunde ble det bestemt å øke belastningen på prøvestykket. For å finne en gunstig belastning ble det gjennomført enkle beregninger ved å benytte figur 10. For TPE 60-70shA vil anslått belastning være omtrent 330 kg for maksimal sammentrykning. Det antas at trykkspenningene for 90shA vil være høyere enn for 60-70shA.

Grunnet tidsbegrensning og begrenset tilgang på utstyr ble friksjonstesten gjennomført med bruk av et enkelt oppsett, noe som satte begrensninger for friheten. Det å belaste prøvestykkene med 330 kg ville ikke være gjennomførbart med dette oppsettet. Ved å øke lastene til 40 kg, 50 kg og 60 kg, ble det sørget for at prøvestykkene fikk utnyttet mer av ruheten i betongoverflaten. Økingen av laster ga en friksjonskoeffisient $\mu = 0,709$ for TPE 90shA, noe som er en høyere og mer rimelig koeffisient ut fra tidligere forskning. Denne friksjonskoeffisienten tilsvarer en ru overflate ifølge klassifiseringen som er presentert i kapittel 2.3.2. Maks sammentrykning av TPE 90shA er likevel ikke utnyttet, dette betyr at ved enda større laster vil det være sannsynlig at friksjonskoeffisienten blir enda høyere. Det kan derfor antas at verdien for koeffisienten for 90shA er lavere enn den faktiske verdien. Den er dermed konservativ og kan trygt benyttes i videre beregninger.

Den tunge belastningen resulterte i ugyldige resultat for TPE 45shA. Tidlig i testingen slapp prøvestykket fra stålplaten, og ga derfor ingen gyldige resultater. Umiddelbar forklaring kan være at friksjonskraften mellom materialene ble større enn limets kapasitet. For å lime sammen prøvestykket og stålplaten ble det brukt to-komponent lim. En annen feilkilde kan være prøvestykkenes størrelse og vektens diameter, noe som var svært avgjørende for balansen av lasten på prøvestykket. For TPE 45shA, som er en mer elastisk TPE, ble det utfordrende på grunn av loddenes størrelse å finne nøyaktig balansepunkt på prøvestykket. Dette førte til vingling under testing som kan ha forårsaket at prøvestykket ikke fikk konstant trykk på hele flaten og deformasjon av prøvestykket oppsto. Limet som

røk da belastningen ble for stor kan sannsynligvis ha hatt stor påvirkning på deformasjonen av prøvestykket. Selv for TPE 90shA, som er et materiale med større hardhet og hadde bedre balansert belastning, skjedde dette etter flere testrunder. Dette kan også potensielt være et problem for det faktiske knutepunktet. Utfordringen ligger i å sikre en pålitelig forbindelse mellom TPE og stålet uten at dette festepunktet blir det svake leddet.

Da testene for TPE 45shA ga ugyldige resultat benyttet kun resultatet fra testene for TPE 90shA til videre beregninger. Figur 14 viser resultatet fra de 13 testene utført med tre ulike lasttilfeller. Grafen viser ingen tydelig stigende eller synkende trend. Det ble valgt å gå videre med middelveien, $\mu = 0,709$, fra de 13 testene. For å være på konservativ side kunne nedre verdi benyttes videre, men grunnet diverse feilkilder ble det valgt å bruke middelvei.

Testresultatene fikk et standardavvik på 0,061, som kan betraktes som forholdsvis lavt. Dette tyder på en god grad av presisjon, med begrenset spredning eller variasjon i verdiene. Videre bemerkes det at resultatene fra den første testrunden var systematisk lavere sammenlignet med etterfølgende runde. Imidlertid kan ikke standardavviket alene indikere om en lignende skjevhet oppstår i andre testrunder. Det er derfor viktig å understreke at standardavviket ikke gir informasjon om nøyaktigheten til resultatet.

Andre feilkilder som påvirker nøyaktigheten til friksjonskoeffisienten, er antall tester. For å få en enda mer representativ friksjonskoeffisient kunne det vært hensiktsmessig og gjennomført enda flere repetisjoner for hvert lasttilfelle, og for flere ulike lasttilfeller. Oppsettet hadde fraværende konstant trekraft, da det ble benyttet menneskelig kraft. For enkelte av testene var det utfordrende å lese av hvor på grafen glidningen oppsto grunnet dette. Ved å trykke eller trekke med en konstant kraft ville det ha forenklet avlesning av grafer. Det enkle oppsettet ga flere feilkilder som påvirker nøyaktigheten til resultatet. Ved å anvende et mer avansert forsøksoppsett i kontrollerte forhold, kunne større belastning vært benyttet, og vingling under testing kunne vært unngått. Dette ville også ført til en mer nøyaktig avlesning av kraft ved glidning.

9.3 Beregninger

9.3.1 Horisontal skjærkraft

Beregningene for overføring av horisontal skjærkraft baseres på trykk og friksjon fra skjærfriksjonsmodellen, da heftbidrag og tverrarmring neglisjeres. Figur 3 viser både skjærkrefter og moment som oppstår langs hulldekkeskiven. Da strekk fra momentet blir tatt opp av armeringen i endefugen eller den underliggende bjelken i enden, ses det kun på overføring av skjærkrefter.

Tabell 1 viser at vanlig skivearming med 2Ø20 er avgjørende for skjærkapasiteten til HD320 på grunn av begrenset plass i endefugen. Det nye knutepunktet er derfor dimensjonert etter samme skjæroverføring på 30 kN/m. For mindre bygg kan det være tilstrekkelig med 75% skjæroverføring, derfor ble det utført beregninger for to ulike skjæroverføringer. For beregningen av trykkraft fra knutepunktet ble friksjonskoeffisienten for 90shA, målt i laboratoriet, benyttet. For tilfelle 1 en trykkraft $N_{Ed} = 42,3$ N/mm og for tilfelle 2 en trykkraft $N_{Ed} = 31,7$ N/mm. Disse trykkreftene ble benyttet videre i Abaqus/CAE for å kontrollere tilstrekkelig kapasitet i hulldekket. Resultat fra elementanalysen av horisontale skjærkrefter diskuteres i kapittel 9.4.

Grunnet avgrensning knyttet til utvikling av selve knutepunktet, ble det ikke utført detaljerte beregninger av knutepunktets kapasitet eller dets evne til å skape oppspenningskraften.

9.3.2 Vertikal skjærkraft

Ved evaluering av vertikal lastoverføring ble det tatt utgangspunkt i lik lastfordeling som ved en støpt fuge. Dermed kan det antas at oppførselen til det nye knutepunktet vil være tilsvarende en risset fuge. Denne antagelsen begrunnes med knutepunktets mangel på heft, og derfor betraktes knutepunktet som en leddforbindelse. Figur 6 illustrerer mekanismen som oppstår i dekket ved vertikale laster. Videre beregninger av vertikal lastoverføring fokuserer kun på skjærkrefter, ettersom moment ikke kan overføres gjennom en leddforbindelse.

For å undersøke om det nye knutepunktet har kapasitet nok til å overføre de vertikale skjærkreftene, er det knutepunktets kapasitet som er interessant. Det nye knutepunktet dimensjoneres etter flensens kapasitet da det ikke består av en støpt fuge. Vertikal skjærkapasitet i langsgående fuge blir da $v'_{Rdj} = 26,8$ kN/m. Skjærkapasiteten kontrolleres mot kraftoverføring på grunn av en karakteristisk nyttelast, $q_k = 3$ kN/m². For at flensens kapasitet skal være dimensjonerende må det undersøkes at stålet i det nye knutepunktet tåler en skjæroverføring lik v'_{Rdj} .

Ved å bruke stykkevise skinner med mellomrom vil ikke hulldekket kunne oppta like store krefter som ved støpt fuge. Mellomrommet mellom skinnene resulterer i at kreftene som overføres fra et hulldekke til tilstøtende hulldekke blir mer konsentrert, og fordeles ikke over hele hulldekkets lengde. Ettersom det er hulldekkets flens som har dimensjonerende kapasitet kan det oppstå brudd i flens nær skinnene dersom lasten er for høy. Dette trenger nødvendigvis ikke å være et problem dersom konstruksjonen dimensjoneres etter karakteristiske verdier for nyttelast.

Nyttelasten ble antatt fordelt over hulldekkets bredde. Resultatet ved bruk av 0,8 m lange skinner med 3,0 m mellomrom ga en skjærkraft ved flens $v_{Ed,fl} = 9,7$ kN/m. Sammenlignet med vertikal skjærkapasitet tyder det på at flensen tåler en enda høyere nyttelast. For å sikre at kapasiteten ikke overskrides ville det vært fornuftig å kontrollere for flere ulike lastkombinasjoner på dekket.

Ved beregning av stålets kapasitet er det kun foretatt beregninger på stålplaten på hulldekkets overkant, da det antas å være det kritiske punktet. Det ble gjort forenklinger ved å anse stålplaten som en fast innspent utkrager. Ved en last som strekker seg over en skinne på 0,8 m, resulterer det i en maksimal hovedspenning $\sigma_1 = 278,0$ N/mm². Ettersom stålets dimensjonerende strekkapasitet, $f_{yd} = 338$ MPa, er høyere enn hovedspenningen, vil flensens kapasitet være dimensjonerende for vertikal skjærkapasitet i langsgående fuge. Anvendelse av analyseprogram ville gitt økt nøyaktighet i resultatet, og dermed åpnet for mulighet til å redusere dimensjonene på stålplaten.

9.3.3 Vindlast

Vind som treffer bygningen parallelt med hulldekkene skaper et vindtrykk $q_{vind} = -2,3$ N/mm i dekkekonstruksjonen. Utbøyningen av hulldekket som følge av vindtrykket blir svært liten, $\Delta_{max,vind} = 0,76$ mm. Men selv en så liten utbøyning bidrar til strekkspenninger i hulldekket. Hulldekkets påvirkning av dette diskuteres videre i neste delkapittel.

For å kunne gjennomføre beregninger av vindlast ble det tatt utgangspunkt i et eksempelbygg med helt enkle dimensjoner. Det er derfor vanskelig å si om vindlastene kan ha en større påvirkning på dekkekonstruksjonen, med det nye knutepunktet, ved andre tilfeller.

Av vindsuget oppstår et moment om hulldekkets z-akse. Dette er hulldekkets sterke akse, noe som begrunner den minimale utbøyningen. Hulldekkene er armert med forspente kabler i bunn for å kunne ta store moment om y-akse. Det er tatt utgangspunkt i at spennkablene ikke bidrar til stivhet om z-akse, og det er derfor kun regnet med betongens egen stivhet i utbøyningen. Sannsynligvis ville spennkablene tatt noe momentstrekk, men sammenlignet med hulldekkets stivhet er dette bidraget svært lite, i tillegg til at spenntauene anses som fullt utnyttet av vertikallast. Med dette i betrakning kan det påstås at resultatet er på konservativ side.

Hulldekket betraktes som fritt opplagt i endene, til tross for økt stivhet på grunn av utstøpt endefuge og forankring med armeringsjern. Dette skyldes fravær av stivhet fra nærliggende hulldekker i lengderetningen, i tillegg til manglende spennarmering som går kontinuerlig gjennom hulldekker og over opplager. Opplageret betraktes i realiteten som en mellomting mellom fast innspent og fritt opplagt, og det er derfor konservativt å behandle hulldekkene som fritt opplagt.

I henhold til punkt 5.3(4) i *NS-EN 1991-1-4 Vindlast*, inkluderes ikke vindfriksjon i beregningene (Standard Norge 2009a). Dette begrunnes med at hulldekkene er orientert i bredderetning, der de korte sidene som står parallelt med vinden er mindre enn 4 ganger langsiden som står vinkelrett på vinden.

9.3.4 Hulldekkets påkjenning av oppspenningskraft og vindkraft

Resultatene indikerer som antatt at et enkelt hulldekke alene ikke kan motstå oppspenningskreftene, i tillegg til vindsuget, da det oppstår en strekkspenning langs ytterkanten av hulldekket som overskrider den kritiske strekkapasiteten $f_{ctd} = 1,53 \text{ N/mm}^2$. Resultatene viser at vindtrykket er betydelig mye mindre enn trykkraften. Dette indikerer at vindkraften i seg selv vil være relativt håndterbar. Det er derimot trykkraften fra knutepunktet som primært bidrar til de kritiske strekkspenningene.

For tilfelle 1, der skjæroverføringen er 30 kN/m , er den maksimale strekkspenningen $\sigma_{max,strekk} = 21,06 \text{ N/mm}^2$. Til tross for at hulldekkonstruksjonen er betydelig stiv i z-retning, er ikke den uarmerte betongen tilstrekkelig sterk i strekk. I tillegg har veggkonstruksjonen begrenset stivhet i tverretningen, da den fungerer som en plate, og er derfor heller ikke i stand til å motstå disse kreftene.

For å øke kapasiteten er det utført beregninger for ulike alternativer. Alternativ 1 innebærer utstøping av den første fugen og innføring av forspent spennarmering på 80 kN i hvert tau. Imidlertid viste det seg at selv dette ikke var tilstrekkelig for å oppnå høy nok stivhet til å motstå strekkspenningene i hulldekkanten, da betongens strekkapasitet er svært begrenset.

Spenningsene i hulldekket for alternativ 2 er lave og ligger under strekkapasitet for betong. Dette forklares ved at hulldekkanten ligger relativt nært tyngdepunktsaksen, hvor momentet er lik null. Det vil si at det antas å være mye større spenninger i venstre kant av kompaktdekket. Dersom dette kompaktdekket blir støpt ut med lengdearmering i strekksonen vil det ikke være problem for kapasiteten. Med andre ord er dette en forutsetning, og kompaktdekket må dimensjoneres for det.

Basert på resultatene er det alternativ 3 som viser lavest strekkspenninger. Dette alternativet gir høy stivhet ettersom tre hulldekker fungerer som en samlet bjelke for å motstå oppspenningskraften. I tillegg legges det inn fire spenntau med en samlet forspenning på 320 kN , som gir et stort motvirkende moment. Med tanke på at også skjærspenningene i langsgående fuge øker nærmere opplegg (figur 3) kan dette ses på som et meget gunstig alternativ.

En lignende metode ved større laster brukes i dag. Ved å legge flatstål på tvers av de tre ytterste hulldekkene, vil hulldekkene virke som en stor bjelke. Ettersom flatstålet legges over hulldekkene og støpes fast med tapper ned til kanalene, vil denne løsningen også være mulig ved bruk av det nye knutepunktet.

Ved beregning av 2. arealmoment, I_z , som benyttes for å finne spenningen, neglisjeres spenntau fordi bidraget vil være minimalt. Spenntauene på plass 1-8 er heller ikke inkludert i beregningene av motvirkende moment fordi de antas å være fullt utnyttet av vertikale laster. I beregningene av påkjenning på hulldekket er det neglisjert torsjonsmoment, som potensielt kan bidra til strekkspenninger i dekket. Det er heller ikke utført beregninger for momentkapasitet til fugestøpen.

9.3.5 Svinn

I tidligfase var idéen å produsere hele løsningen i stål. Det viste seg å være en utfordring etter å foretatt beregninger på svinnet som oppstår i hulldekkene over tid. Hulldekkets bredde reduseres med 0,83 mm på grunn av svinn. Selv om svinndeformasjonen er relativt lav, vil det gi tap av oppspenning. Det vil være nødvendig å finne en ny trykkraft som opprettholder en skjæroverføring på 30 kN/m. En løsning hvor knutepunktet kles med 5 mm TPE 45shA vil gi en ny trykkraft $N_{Ed,ny} = 80$ N/mm, mens for 5 mm TPE 90shA blir ny trykkraft $N_{Ed,ny} = 120$ N/mm. TPE 45shA vil være mest gunstig, da lavere hardhet øker elastisiteten og dermed reduserer den nødvendige trykkraften.

Valg av tykkelse på TPE ble basert på fornuftige dimensjoner. For å redusere nødvendig trykkraft kan tykkelsen økes. Dette kan imidlertid være utfordrende da det er begrenset med plass i fugen mellom hulldekkene. Beregning av svinn ble forenklet ved å se på arealet over kanalene, da deformasjonen ved knutepunktet var mest interessant å undersøke. For mer nøyaktige beregninger ville det vært nødvendig å vurdere hele tverrsnittsarealet.

Kapasitetstabellene i kapittel 7.4 viser at med en trykkraft på 120 kN/m vil betongdekkets kapasitet overskrides også ved kontinuerlig og 100% skjæroverføring. Dette betyr at TPE 90shA og 5 mm tykkelse ikke vil være et egnet alternativ. Ved en trykkraft på 80 kN/m gir det mulighet for å bruke stykkevis skinner med mellomrom på opptil 0,2 m. For å opprettholde oppspenningskraften etter at svinn har oppstått, bør TPE 45shA benyttes. Ved sammenligning av kapasitetstabell for N_{Ed} (figur 36) og kapasitetstabeller for $N_{Ed,ny}$ (figur 37) vil avstand mellom skinnene reduseres betraktelig for ny oppspenningskraft.

Det er viktig å merke seg at kapasitetstabellen for $N_{Ed,ny}$ ved bruk av 45shA er basert på friksjonskoeffisienten til 90shA, som ble funnet under friksjonstesten. Det antas derfor i dette tilfellet at friksjonskoeffisienten for 45shA er tilsvarende. For å kunne bruke 45shA vil det være nødvendig med dokumentert friksjonskoeffisient.

Ettersom figur 10 ikke viser kurvene for 45shA og 90shA, ble det gjort fornuftige tilnærminger i arbeidsdiagrammet. Det er også begrensninger på hvor nøyaktig grafene kan avleses. Derfor kan de avleste tøyningene og spenningene avvike fra faktisk verdi.

En høyere oppspenningskraft ville gitt en større utbøyning av ytterste hulldekker, og maksimal strekkspenning på hulldekkkant ville økt ytterligere. Dette må kontrolleres for strekkapasiteten. Da svinndeformasjon begrenser knutepunktets fleksibilitet, anbefales videre forskning på løsninger for å opprettholde oppspenning uten å gi store begrensninger.

9.4 Elementmodellering

Under de første analysene, utført i Abaqus/CAE, ble plasseringen til knutepunktet over hulldekkets høyde undersøkt i forhold til hulldekkets kapasitet. For tilfelle 1 var det kun plassering i toppen av fugen som ga spenninger lavere enn hulldekkets kapasitet. Med en kontinuerlig skinne i toppen av fugen, som sørger for en skjæroverføring på 30 kN/m, blir maksimal spenning på trykkside $\sigma_{trykk} = 0,325 \text{ N/mm}^2$ og på strekkside $\sigma_{strek} = 0,534 \text{ N/mm}^2$. Dette gir tilstrekkelig kapasitet både på trykk- og strekkside av hulldekket. For tilfelle 2, med en redusert skjærkapasitet, ble spenningene lavere enn hulldekkets kapasitet for trykk over hele fuge og trykk i topp. Det ble likevel valgt å gå videre med tilfelle 1, og med knutepunktets plassering i topp av fugen. Dette var for å øke fleksibilitet ved å gi mulighet for mer belastning.

I et tradisjonelt hulldekke er det ikke armeringsjern i vertikal retning, som vil si at det beregnes etter betongens strekkapasitet på $f_{ctd} = 1,53 \text{ N/mm}^2$ (B45). I disse kapasitetsberegningene vil derfor betongens strekkapasitet være dimensjonerende. Faren med å utnytte strekkapasiteten til betong, er at dersom kapasiteten overskrides vil det oppstå et sprøtt og momentant brudd. Dersom dette skjer ved hulldekkets kanal er det fare for at hele dekket faller ned uten forvarsel. Fra en tidligere studie er det funnet at hulldekkets strekkapasitet kan være opp mot 4 N/mm^2 , noe som utgjør en stor forskjell fra den dimensjonerende kapasiteten.

Videre ble det undersøkt om mulighet for å redusere materialbruk, ved å benytte stykkevise skinner. Det ble gjort analyser på flere løsninger for å komme frem til den mest ideelle størrelsen på skinnen. Skinnene ble satt til å være 0,8 m, da det ga spenninger under hulldekkets kapasitet, og de er mer håndterbare enn skinner på 1 m. For å beholde 100% skjæroverføring og gi mulighet til større avstand mellom skinnene, ble det ikke valgt å gå videre med 0,5 m lange skinner.

Ved bruk av 0,8 m lange skinner med et mellomrom på 1 m ble spenningen på trykkside $\sigma_{trykk} = 0,726 \text{ N/mm}^2$ og på strekkside $\sigma_{strek} = 1,214 \text{ N/mm}^2$, som gir tilstrekkelig trykk- og strekkapasitet. Økningen av spenninger skyldes at trykkraften må økes for å

overføre den samme skjærkraften som når det benyttes stykkevis skinner med en avstand mellom. Ut fra dette ble det satt opp en kapasitetstabell over ulike avstander mellom skinnene. Kapasitetstabellen viser hvor stor avstand som kan benyttes mellom skinnene for ulike skjæroverføringer uten å overskride kapasiteten. Denne kapasitetstabellen er laget av resultat fra Abaqus/CAE simuleringer. For å redusere antall simuleringer ble et utvalg av spenningene plottet i en kurve, se figur 35. Ettersom spenningene øker lineært med linjelasten, kan maks linjelast hentes fra krysningspunktet mellom kurve og strekkapasitet. Det vil si at alle verdier ovenfor den oransje linjen på grafen overskrider strekkapasiteten til hulldekket.

Figur 34 viser spenningene som oppstår da hulldekket utsettes for trykkraften fra knutepunktet. Hulldekkets ytterste kanal er ikke fullstendig sirkulært, og som figuren viser oppstår det størst strekkspenninger i hjørnet inni kanalen. I elementanalysen vil spenningene i et veldig lite areal i hjørnet bli uendelig store, noe som ikke gjenspeiler virkeligheten. Det har derfor vært behov for å gjennomføre en konvergenstest for å finne et mesh som gir de mest reelle spenningsresultatene.

Konvergenstesten ble gjennomført med flere ulike elementstørrelser og tre ulike punkter på hulldekket ble analysert. I analysen viser det seg at punkt 1 er en singularitet, og derfor blir konvergensten til de to resterende punktene avgjørende. Figur 29 viser resultatet fra konvergenstesten. Punkt 3 begynner å flate ut allerede ved en elementstørrelse på 10 mm. Grafen for punkt 2 flates mer gradvis ut. Ved å teste enda flere elementstørrelser og for enda flere punkter ville det vært tydeligere hvilken elementstørrelse som gir størst nøyaktighet. Dette ble ikke ansett som nødvendig da resultatet havnet på en elementstørrelse på 2mm, som anses som tilstrekkelig sammenlignet med hulldekkets dimensjon.

Det at en konvergenstest viser singularitet for det kritiske punktet i hjørne av hulldekkekanalen understreker at spenningen fra analysen ikke er helt nøyaktig. Dette kan begrunnes med at ved mindre elementstørrelser, altså finere mesh, vil spenningen fortsette å øke. Det vil si når elementenes areal går mot null, vil spenningen gå mot uendelig. Dette kan ses i figur 27.

Ideelt sett ville en 3D-modell av hele hulldekket vært mer nøyaktig for å utføre en kapasitetsanalyse. Dette ville tillatt naboelementer å styrke hver enkelt del og bidra til en mer realistisk fordeling av spenninger. Imidlertid har 2D-elementer kun 4 noder, mens 3D-elementer har 8 noder, noe som gjør beregningene betydelig mer komplekse. En fullskala 3D-modellering ville også krevd mange flere elementer, noe som ville økt analysetiden betydelig. Derfor ble det besluttet å modellere et 2D-utsnitt av hulldekket, noe som anses som tilstrekkelig for analysen. Randbetingelsene gir null forskyvning eller mulighet for rotasjon, da modellen kun er et utsnitt av hulldekke.

9.5 Miljø og kostnader

I denne studien er det satt begrensninger på undersøkelser knyttet til eksakte kostnader og miljøutslipp. Basert på kapittelet om miljø og kostnader kan det ikke konkluderes med at det nye knutepunktet er mer miljøvennlig enn dagens metode. For å oppnå en mer presis vurdering av klimagassutslippene relatert til gjenbruk av knutepunktet, ville det være nødvendig å utføre en livssyklusanalyse (LCA). En livssyklusanalyse tar hensyn til alle relevante faktorer gjennom hele knutepunktets livssyklus, inkludert produksjon, bruk, gjenbruk og ombruk.

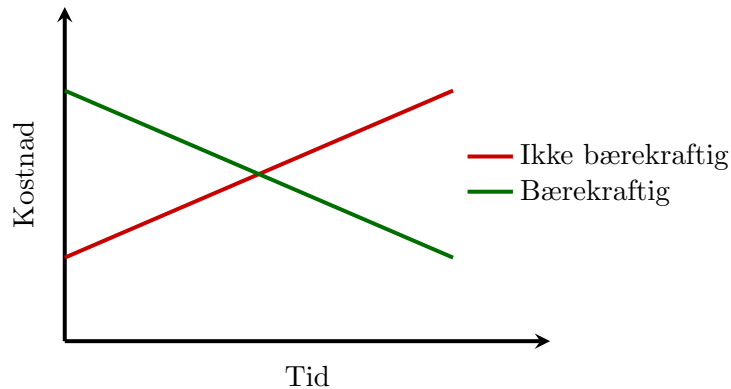
Produksjonen av materialene i det nye knutepunktet krever betydelig energi, og kan i tilfellet ha høyere klimagassutslipp enn fugebetong. Fordelen med stål er imidlertid at det kan ombrukes. Som nevnt i studien, ble andre alternativer som aluminium og en hel løsning i TPE også vurdert. Siden begge disse alternativene kan ombrukes, vil de på lang sikt antas å være mer klimavennlige enn betong. Ettersom valg av materiale tilsynelatende har en stor påvirkning på miljøavtrykket, er dette noe som burde forskes videre på. Dersom knutepunktet lar seg ombruke på lik linje som hulldekket, vil dette imidlertid spare miljøet for produksjon av nye.

Uansett hvilke nye løsninger som etableres for demontering av hulldekker vil det være ekstrakostnader sammenlignet med metodene som benyttes i dag. Hovedformålet med en ny løsning er ikke utelukkende å oppnå kostnadsbesparelser sammenlignet med nåværende metoder. I stedet fokuseres det på å redusere kostnadsrisiko og forenkle demonteringsprosessen, samtidig som det gjøres mer tilgjengelig for en bredere gruppe uten behov for betydelige ressurser. Denne tilnærmingen forventes å bidra til fremskritt innen det grønne skiftet.

SirkBygg sitt mål om at fremtidig ombruk fra «donorbyggene» ikke skal være dyrere enn bruk av nye bygningsdeler, er i dag krevende å gjennomføre. Problemet med ombruk generelt er at det koster for lite å deponere avfall, kontra hva det koster utbyggerne å ombruke byggematerialene. Ifølge produsenter av betongelementer er også kjøp av nye hulldekker svært billig, noe som gjør ombruk til et dyrere alternativ. For å gjøre ombruk mer kostnadmessig interessant for utbyggerne vil det være nødvendig å øke økonomisk insentiv. Eksempler på slike insentiv kan være nye skattestrukturer, økte avgifter på avfallshåndtering og levering til deponering, og økonomisk støtte for utvikling og bruk av nye ombruksmetoder. Eksempel på dette er at det allerede gis økonomiske insentiv for BREEAM-sertifiserte bygg i enkelte land.

Dersom slike økonomiske insentiv innføres i større grad, kan det antas at med tiden vil ombruk av byggelementer bli billigere enn ved kjøp av nye elementer. Dette betyr at utbyggerne vil se større verdi i å bygge miljøvennlig, noe som vil være et stort steg mot det

grønne skiftet. Figur 39 illustrer nettopp at ombruk, som i dag er dyrere enn å totalrive og bygge nytt, vil i fremtiden bli billigere fordi det er bærekraftig.



Figur 39: Kostnader for bærekraftige løsninger over tid

Ved å innføre strengere krav knyttet til miljøsertifisering, som for eksempel BREEAM-sertifisering, eller avfallshåndtering, vil det øke motivasjonen for ombruk hos utbyggere. Mange bedrifter legger stor vekt på å framstå som bærekraftige, og dette bidrar til at kost-nytte-forholdet for ombruk stadig nærmer seg et punkt der fordelene ved å gjenbruke byggematerialer oppveier kostnadene. I tillegg kan det gi utbygger et positivt omdømme å oppføre bygninger som oppfyller BREEAM-krav eller tilsvarende.

I nær fremtid er det også forventet at myndighetene vil stille flere krav til ombruk. Etter implementeringen av taksonomiforordningen som norsk lov i 2023, er det allerede økte krav for å bli anerkjent som en bærekraftig bedrift. DFD er et designprinsipp som er ventet å spille en større rolle innenfor bærekraftige praksiser i årene som kommer, og det er ikke umulig at det med tiden kan bli et lovfestet prinsipp.

10 Konklusjon og fremtidig arbeid

10.1 Konklusjon

Denne masteroppgaven hadde som formål å undersøke muligheten til et demonterbart knutepunkt i langsgående fuge mellom hulldekker. Kravet var at knutepunktet kunne overføre tilsvarende skjærspenning som ved bruk av vanlig skivearmering i en støpt fuge, som i tillegg oppfyller kriteriene for økonomisk effektivitet, miljøbesparelse og praktisk gjennomførbarhet.

Knutepunktet består av en ekspansjonsskinne av stål, kledd med TPE-materiale. Skjær-overføringen baseres på trykk- og friksjonskraft i henhold til skjær-friksjonsmodellen. Trykkraft mot hulldekkkant skapes ved oppstramming av kilen. For å overføre horisontale skjærkrefter på 30 kN/m, kreves en trykkraft på $N_{Ed} = 42,3$ kN/m. Denne avhenger en friksjonskoeffisient $\mu = 0,709$ mellom TPE og B45-betong, som ble fastsatt gjennom laboratorieforsk.

Ved bruk av elementanalyseprogrammet Abaqus/CAE ble det simulert spenninger i hulldekkets kant. Analysene ga grunnlag for plassering av knutepunktet, det var mest hensiktsmessig å påføre trykkrefter i toppen av fugen. Ekspansjonsskinne ble satt til å være 0,8 m, med mulighet til å variere avstanden etter ønsket skjæroverføring. Kapasitetstabellen viser at en avstand på 1,4 m mellom skinnene var tilstrekkelig for 100% skjæroverføring, mens en avstand på 2,2 m var akseptabel for 25% skjæroverføring. Dette muliggjør betydelig reduksjon i materialbruk og en forenklet demontering. For å overføre vertikale krefter fungerer knutepunktet som en låsemekanisme, og er dimensjonert med en 5 mm tykk stålplate over hulldekkkantene.

Vindtrykk, q_{vind} , og trykkraft, N_{Ed} , skaper strekk i ytterste hulldekke og kontrolleres for kapasiteten. Ved kapasitetskontroll var strekkspenningene for store for enkeltstående hulldekker å håndtere. Derfor ble det nødvendig med forsterkninger. Eksempelvis ved å støpe et kompaktdekke som gir ekstra stivhet og samarbeider med det ytterste hulldekke, eller ved å støpe ut ytterste fuger og implementere spenntau i ytterste hulldekke.

Svinndeformasjonen for et hulldekke ble beregnet til 0,83 mm. For å kompensere for deformasjonen og opprettholde kontakten med hulldekkene, kles knutepunktet med TPE, samtidig som trykkraften økes. Ny trykkraft er beregnet til 80 kN/m for 45shA og 120 kN/m for 90shA. TPE 45shA er dermed det mest gunstige materialet. Imidlertid blir det nødvendig å finne friksjonskoeffisient for 45shA, da resultatene fra laboratorieforsøket ble ugyldig på grunn av problemer med høy belastning og limsvikt.

Knutepunktet er enkelt å demontere og egnet for ombruk uten risiko for skade på hulldekket eller behov for rengjøring. Demonteringen blir mer forutsigbar og dermed blir den største risikoen ved dagens metode eliminert. Bruk av verktøy som allerede finnes på byggeplassen gjør metoden praktisk og tilgjengelig. Det nye knutepunktet minimerer bruk av utstyr og reduserer dermed skadepotensialet. Videre gir det fordeler med tanke på HMS ved å redusere risikoen for klemskader og fallende gjenstander da arbeidet foregår oppe på hulldekkene.

Studien påpeker begrensninger rundt vurdering av kostnader og miljøutslipp, men identifiserer fordeler og ulemper ved den nye løsningen. Ombruk er for tiden dyrere enn kjøp av nye materialer, men økte økonomiske insentiv og fremtidige myndighetskrav kan endre dette. En grundig livssyklusanalyse er nødvendig for å vurdere klimagassutslipp ved ombruk. Resultatene viser at det nye knutepunktet ikke nødvendigvis er mer miljøvennlig enn dagens metode, men det bidrar til forenklet ombruk.

Konklusjonen av studien viser at det utviklede knutepunktet har tilstrekkelig kapasitet til å overføre både horisontale og vertikale skjærkrefter. Ved å implementere forsterkninger på ytterste hulldekker kan den nye løsningen realiseres. Det er også potensiale for økt friksjonskoeffisient, da feilkilder kan ha påvirket resultatene. Den nye løsningen representerer et betydelig skritt fremover mot det grønne skiftet, da det forenkler demontering og fremmer ombruk av hulldekker. Dette bidrar til bærekraftige praksiser i byggeindustrien.

10.2 Fremtidig arbeid

I denne studien ble fokuset på dimensjoneringen av selve knutepunktet begrenset. Fremtidig arbeid basert på masteroppgavens funn kan inkludere mer detaljerte beregninger og elementanalyse av selve knutepunktet. Dette vil gi en mer grundig forståelse av knutepunktets mekaniske ytelse og muliggjøre optimalisering av dekkekonstruksjonen.

Videre forskning bør også utføre mer detaljerte beregninger av utbøyningen i hulldekket som skyldes oppspenning. Betong har begrensninger i strekkapasiteten og mangler plastisk oppførsel, derfor vil det være hensiktsmessig å enten regne med opprisset betongtverrsnitt eller bruke elementanalyse for å få mer nøyaktige resultater på dette området.

Det er også interessant å undersøke knutepunktets evne til å overføre vertikal skjærkraft ved bruk av trykk-friksjon, i tillegg til horisontal skjærkraft. Ved å utforske om det er mulig å oppnå tilstrekkelig friksjon for å overføre skjærkrefter i begge retninger, vil knutepunktet kunne få en enklere utforming.

Et annet viktig aspekt for fremtidig arbeid er å etablere en livsløpsanalyse (LCA) av den nye løsningen og dagens metode. Ved å sammenligne miljøaspekt og kostnader ved hjelp

av kvantitative resultater, vil den nye løsningens bærekraft kunne kvalitetsvurderes og økonomiske fordeler sammenlignes med eksisterende metoder.

Videre forskning bør også inkludere det byggtekniske perspektivet, spesielt brannsikkerhet og akustikk. Det er viktig å utvikle effektive metoder for branntetting i fugene etter standard, slik at brann ikke kan spre seg mellom etasjer. I tillegg kan knutepunktet videreutvikles for å optimalisere lydoverføringen mellom etasjene, og sikre komfort og lydisolasjon.

I sum vil grundig utforskning av disse områdene bidra til å forbedre knutepunktets ytelse, bærekraft og funksjonalitet. Det vil også lette sammenligningen mellom ulike aspekter som miljø og kostnader ved å gi mer konkrete og tallfestede resultater. Tilsammen vil dette gjøre veien til en helsirkulær byggeindustri enda kortere.

Referanseliste

- ABAQUS Analysis User's Manual (u.å.). *21.1.1 Element library: overview*. URL: <https://classes.engineering.wustl.edu/2009/spring/mase5513/abaqus/docs/v6.6/books/usb/default.htm?startat=pt06ch21s01abo21.html>.
- Arbeidstilsynet (u.å.). *Inneklime og luftkvalitet på arbeidsplassen*. URL: <https://www.arbeidstilsynet.no/tema/inneklime/>.
- Aunan, V. D. (2012). *Dimensjonering av avstivende dekkeskiver*. URL: <http://hdl.handle.net/11250/237069>.
- Bell, K. og R. W. Meyer (2022). *Elementmetoden i Store Norske Leksikon*. URL: <https://snl.no/elementmetoden>.
- Betongelementforeningen (2020a). *Bind A - Bygging med betongelementer*. URL: <https://betongelementboka.betong.no/betongapp/BookA.asp?isSearch=0&lilD=Forord&DocumentId=BindA/Forord.pdf&BookId=A>.
- (2020b). *Bind B - Avstiving og kraftoverføring*. URL: <https://betongelementboka.betong.no/betongapp/BookB.asp?isSearch=0&lilD=Forord&DocumentId=BindB/Forord.pdf&BookId=B;>
- (2020c). *Bind C - Elementer og Knutepunkter*. URL: https://betongelementboka.betong.no/betongapp/BookC.asp?isSearch=0&lilD=1312&DocumentId=BindC/Del_2/C13/13.1.2.pdf&BookId=C.
- Conrad, R. (2021). *What is TPE?* URL: <https://www.elastomer.kuraray.com/blog/what-is-tpe/#definition>.
- Cook, R. D. et al. (2002). *Concepts and applications of finite element analysis*. 4. utgave. United States; John Wiley & Sons.
- Dhanasekar, M. og J. Thamboo (2016). *Nonlinear finite element modelling of high bond thin-layer mortared concrete masonry*. URL: https://www.researchgate.net/publication/295261407_Nonlinear_finite_element_modelling_of_high_bond_thin-layer_mortared_concrete_masonry.
- Engesæth, H. og L. Sjøli (2023). *Taksonomiens innvirkning på bygg- og anleggsbransjen*. URL: <https://www.bygg.no/innlegg-taksonomiens-innvirkning-pa-bygg-og-anleggsbransjen/1519528/>.
- Engström, B. og co (2008). *Structural connections for precast concrete buildings*. URL: https://www.afgc.asso.fr/app/uploads/2010/07/fib_Bull43-NMG.pdf.

- Entra (2021). *Erfaringsrapport ombruk - Kristian August gate 13*. URL: <https://www.entra.no/storage/uploads/article-documents/ka13-erfaringsrapport-ombruk-rev1-250120-kl-1211.pdf>.
- Falck, F. W., H. B. Nilsen og O. H. Gundesø (2022a). *Demonterbare knutepunkt i hulldekkeskive*. URL: <https://hdl.handle.net/11250/3007031>.
- (2022b). *Demonterbare knutepunkt i hulldekkeskive - Vedlegg 2*.
- Finnset, K. og E. H. Brandsæter (2022). *Prosjektoppgave - Demonterbare knutepunkt i hulldekker*. URL: UPUBLISERT.
- FIP technical paper (1984). *Transversal distribution of linear loadings in prestressed hollow core floors*.
- FutureBuild (2022a). *Fredrik Selsmers vei 5*. URL: <https://www.futurebuilt.no/Forbildeprosjekter/Fredrik-Selmers-vei-5>.
- (2022b). *Kristian August gate 13*. URL: <https://www.futurebuilt.no/Forbildeprosjekter/Kristian-August-gate-13>.
- Hammer, T. A. (2007). *Betong under herding. Egenskapsutvikling, volumstabilitet, mekaniske egenskaper*. URL: <https://www.sintef.no/globalassets/upload/byggforsk/arkiv/rapporter/foredrag9.pdf/>.
- Institutt for konstruksjonsteknikk, NTNU (2016). *Plastisk momentkapasitet og flyteledd*. URL: <https://www.ntnu.no/wiki/download/attachments/98076114/02-Flyteledd.pdf?version=1&modificationDate=1481530759000&api=v2>.
- Ismail og Suryadiansyah (2001). *Thermoplastic elastomers based on polypropylene/natural rubber and polypropylene/recycle rubber blends*. URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0142941801001015>.
- Kanestrøm, M. N. og R. Bekkos (2021). *Tensile capacity of hollow core slabs subjected to concentrated edge loads*. URL: <https://hdl.handle.net/11250/2824672>.
- Kilvær et al. (2019). *Forsvarlig ombruk av byggevarer*. URL: https://dibk.no/globalassets/02.-om-oss/rapporter-og-publikasjoner/forsvarlig-ombruk-av-byggevarer_resirqel-2019.pdf.
- Kjekstad, P. J. O. og O. J. G. Løseth (2022). *Hollow-Core Floors' Capacity Against Falling Elements in the Construction Phase*. URL: <https://hdl.handle.net/11250/3021907>.
- Lee, J. og V. Nørve (2021). *Massivtre og limtre kontra stål og betong: En sammenligningstudie av materialer i et bygg med henhold til klimagassregnskap og pris*. URL: <https://hdl.handle.net/11250/2779547>.
- Otto Olsen AS (u.å.). URL: <https://oo.no/om-otto-olsen/>.

- SINTEF (2020). *Betong er en del av klimaløsningen*. URL: <https://www.sintef.no/siste-nytt/2020/-betong-er-en-del-av-klimalosningen/>.
- (2021). *Fra avfallsverstinger til donorbygg?* URL: <https://www.sintef.no/siste-nytt/2021/fra-avfallsverstinger-til-donorbygg/>.
- Skanska (2021). *Nybygg i dag må kunne ombrukes i fremtiden*. URL: https://ncce.no/wp-content/uploads/2021/12/5_Sirkulaere-bygg_Bergen-181121_Thyholt.pdf.
- Song, J.-Y. et al. (2009). *Load Distribution Factors for Hollow Core Slabs with In-situ Reinforced Concrete Joints*. URL: <http://koreascience.or.kr/article/JAKO200921140052002.pdf>.
- Spenncon AS (2022). *Hulldekke*. URL: <https://spenncon.no/produkter/hulldekk/>.
- Standard Norge (2009a). *NS-EN 1991-1-4: Laster på konstruksjoner, Allmenne laster, Vindlaster*.
- (2009b). *NS-EN 1993-1-1: Prosjektering av stålkonstruksjoner*.
- (2012). *NS-EN 1168: Prefabrikkerte betongprodukter - Hulldekker*.
- (2018). *NS-EN 1992-1-1: Prosjektering av betongkonstruksjoner*.
- (2019). *NS-EN 1991-1-1: Laster på konstruksjoner, Allmenne laster, Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger*.
- (2022). *NS 3282: Hulldekker av betong til ombruk*.
- Stori, A. (2019). *Termoplastiske elastomerer*. URL: https://snl.no/termoplastiske_elastomerer.
- Thue, J. V. (2022). *Armert betong*. URL: https://snl.no/armert_betong.
- Xiamen Keyuan Plastic Co, Ltd (2023). *Produkt detaljer TPE*. URL: <http://no.ky-plastics.com/tpe-thermoplastic-elastomer/tpe.html>.
- Yrjölä, J. og P. Wanjala (2022). *Dismount and reuse of precast concrete frame*. URL: https://media.peikko.com/file/dl/i/leyTcQ/pyHh6QwwwuUXq4.jCZRnI5A/PeikkoWhitePaper_Dismountandreuseofprecastconcreteframe.pdf.
- Zhou, Z. et al. (2021). *Study on Frictional Force between Lining Concrete and Rubber Blocks*. URL: <https://iopscience.iop.org/article/10.1088/1742-6596/2011/1/012034/pdf>.

Vedlegg

Vedlegg A - Tegninger og illustrasjoner

Vedlegg B - Resultater fra laboratorietester

Vedlegg C - Håndberegninger

Vedlegg D - Beregning av lastfordeling og resultater fra Abaqus

Vedlegg E - Kapasitetstabell

A Tegninger og illustrasjoner

Vedlegget inkluderer tegninger og illustrasjoner som er relevant for oppgaven:

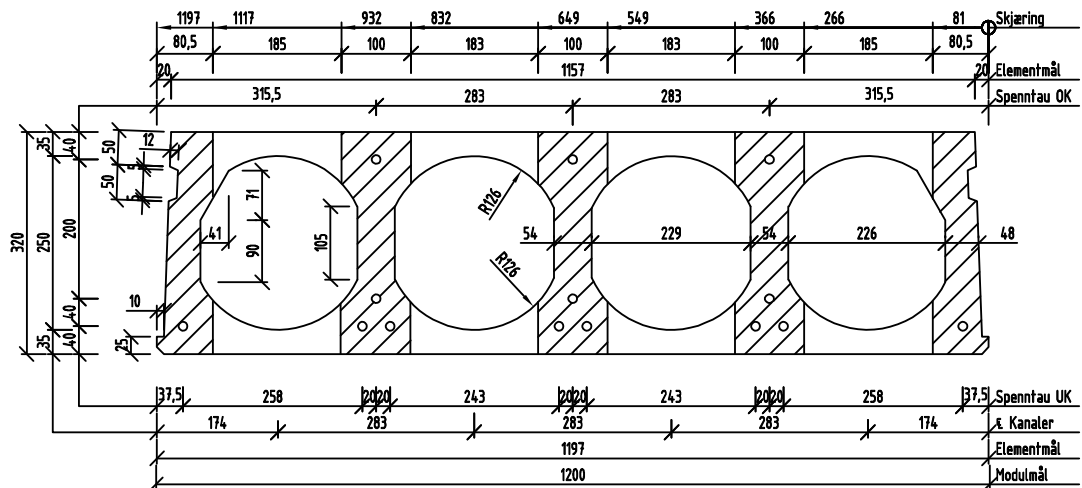
- Hulldekke 320 mm (1 side)
- Spennetaumønster HD320 (1 side)
- Utviklet knutepunkt med dimensjoner (1 side)
- Skisser av knutepunktets utvikling (1 side)

ELEMENTTYPE

HULLDEKKER
HD320

Element: H32

Utgave	Dato	Sign.
6	08.06.2022	HØR



Egenvekt elementer: $390 \text{ kg/m}^2 = 468 \text{ kg/m}$

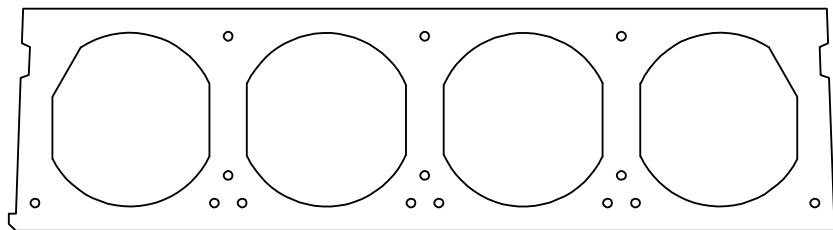
Ferdig fuget dekke: 411 kg/m^2

Brutto areal $A_c = 0,1836 \text{ m}^2$

Indre sleperør nr. L100466-C

Ytre sleperør nr. L100465-CA og L100465-CB

Elementene kan ikke langsskjæres i skraverte områder.



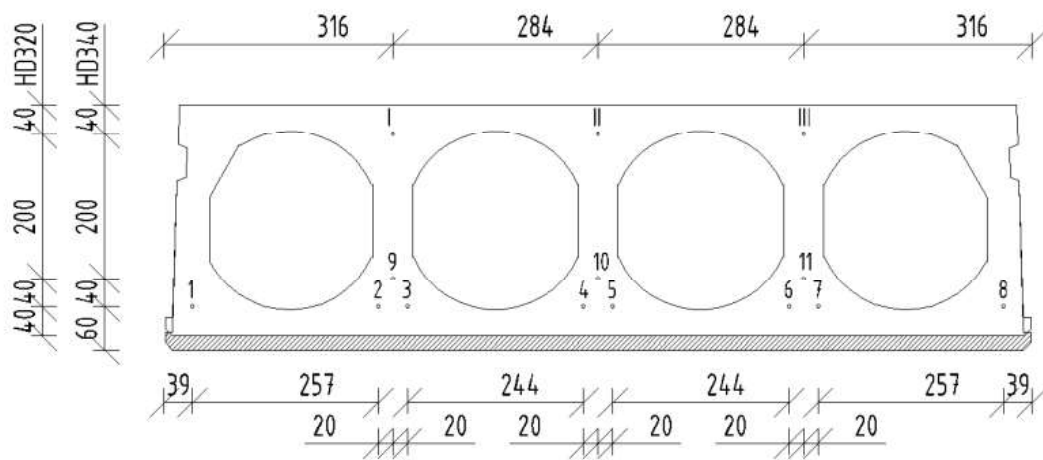
SPENNTAUMØNSTER

Laget: 23.01.1998 Per-Egil Hovin
 Sist endret: 20.05.2022 Øystein Rønningen
 Godkjent: 20.05.2022 Åsmund Lunde

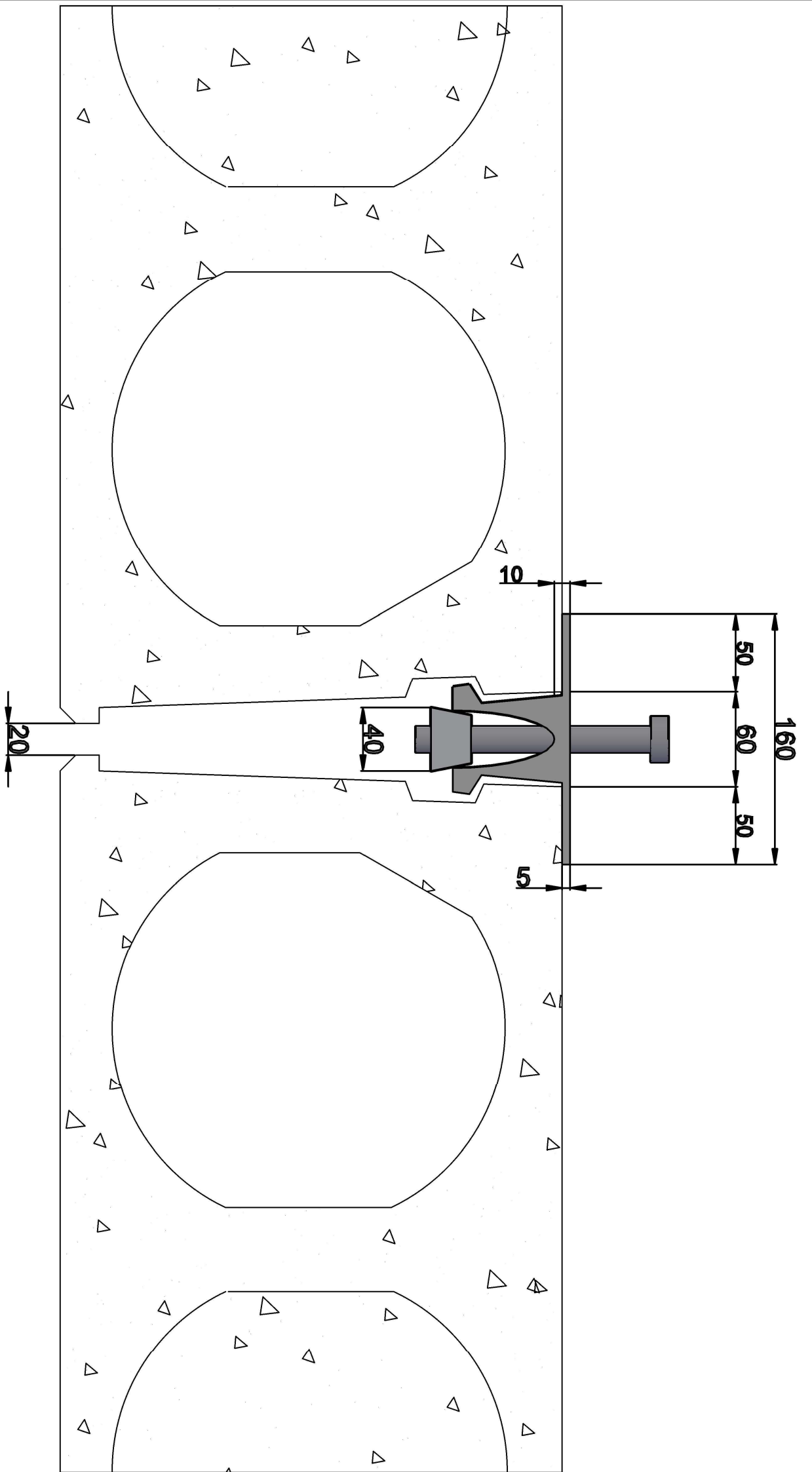


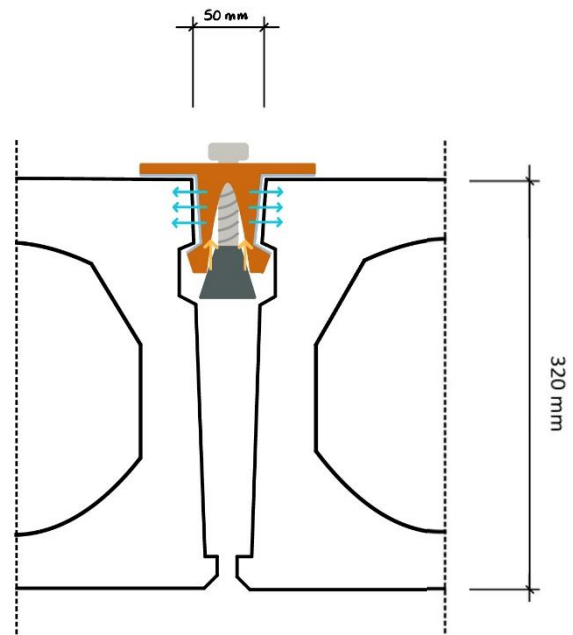
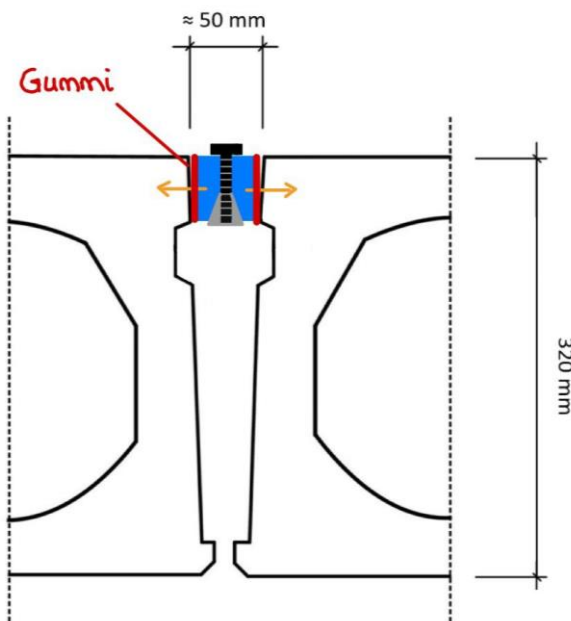
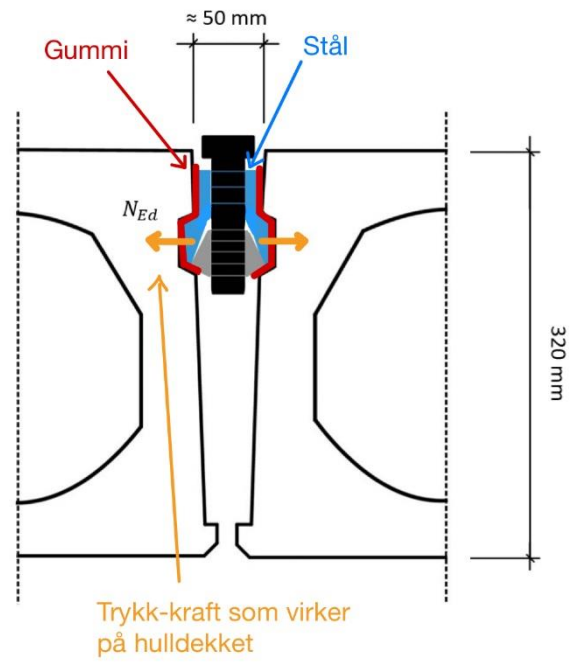
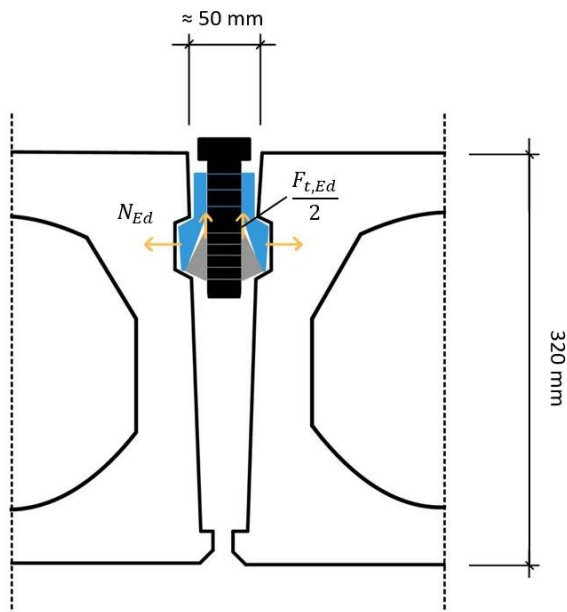
HD320/340

Spenntau OK	I	II	III
0			
1		X	
2	X		X
3	X	X	X



Spenntau UK	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	a _m
5	X		X		X	X		X				40/60
6	X	X		X	X		X	X				40/60
7	X	X	X	X	X		X	X				40/60
8	X	X	X	X	X	X	X	X				40/60
9	X	X	X	X	X	X	X	X		X		44/64
10	X	X	X	X	X	X	X	X	X		X	48/68
11	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	51/71





B Resultater fra laborietester

Vedlegget inkluderer resultater fra laborietester:

- Resultater og beregning av friksjonskoeffisient (1 side)
- 90shA - 4 mm tykkelse (7 sider)
- 90shA - 2 mm tykkelse (2 sider)
- 45shA - 4 mm tykkelse (1 side)

Resultater fra friksjonstest i lab og beregning av friksjonskoeffisient

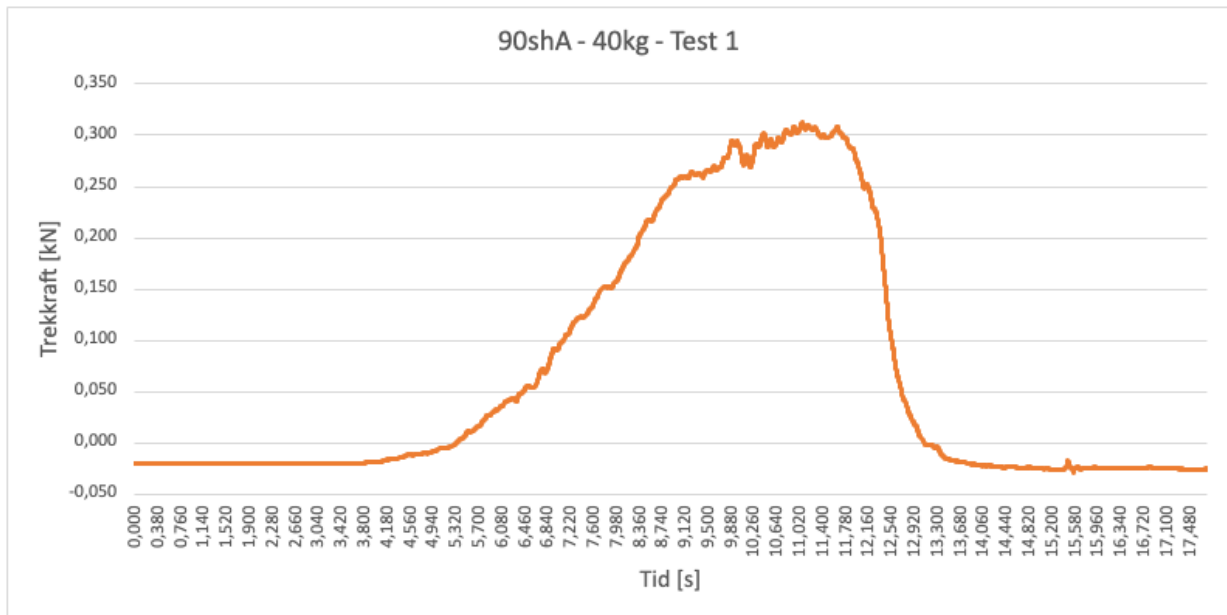
	90shA	45shA	
Vekt av stål + gummi	0.1898	0.1873	kg
Areal	612.5	577.5	mm ²
Total vekt med 40kg	40.721	40.719	kg
Total vekt med 50kg	50.648	50.645	kg
Total vekt med 60kg	60.849	60.847	kg

Type materiale	Testnr.	Vekt [kg]	N Last [N=kg*m/s ²]	V Trekraft [kN]	μ Friksjonskoeffisient
90shA	1 - 40kg	40.721	399.475	0.295	0.738
90shA	2 - 40kg	40.721	399.475	0.269	0.673
90shA	3 - 40kg	40.721	399.475	0.285	0.713
90shA	4 - 40kg	40.721	399.475	0.302	0.756
90shA	5 - 40kg	40.721	399.475	0.274	0.686
90shA	1 - 50kg	50.648	496.852	0.323	0.650
90shA	2 - 50kg	50.648	496.852	0.332	0.668
90shA	3 - 50kg	50.648	496.852	0.337	0.678
90shA	4 - 50kg	50.648	496.852	0.406	0.817
90shA	5 - 50kg	50.648	496.852	0.321	0.646
90shA	1 - 60kg	60.849	596.931	0.424	0.710
90shA	2 - 60kg	60.849	596.931	0.495	0.829
90shA	3 - 60kg	60.849	596.931	0.391	0.655

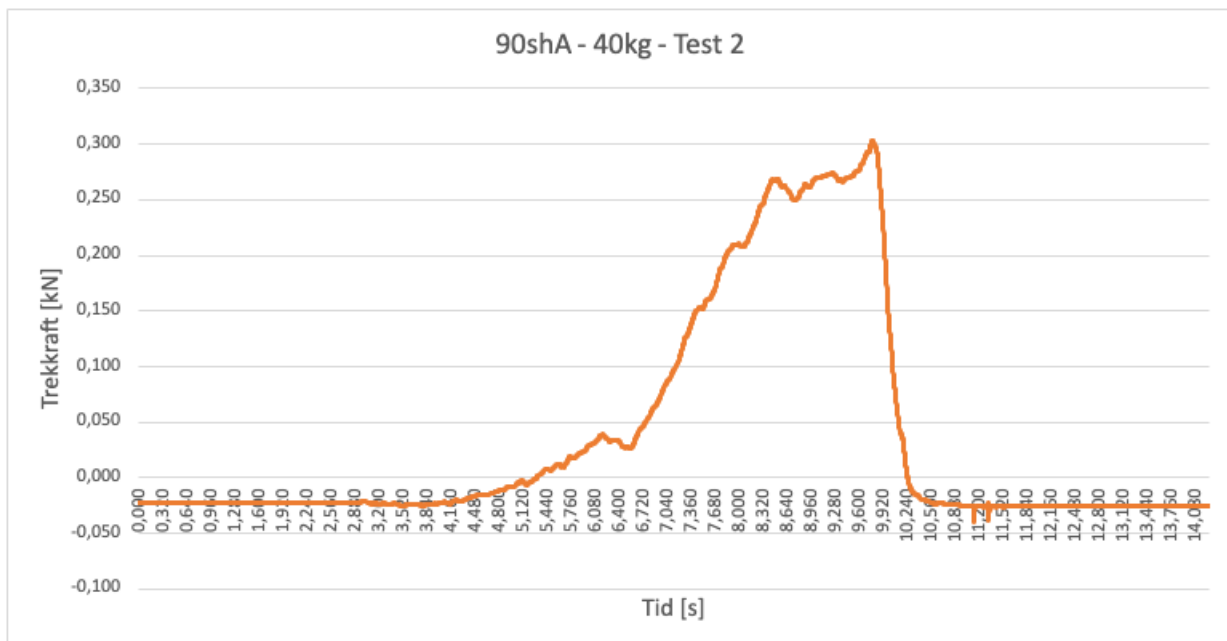
Gjennomsnittsverdi: 0.709

Labororientering – friksjonskoeffisient

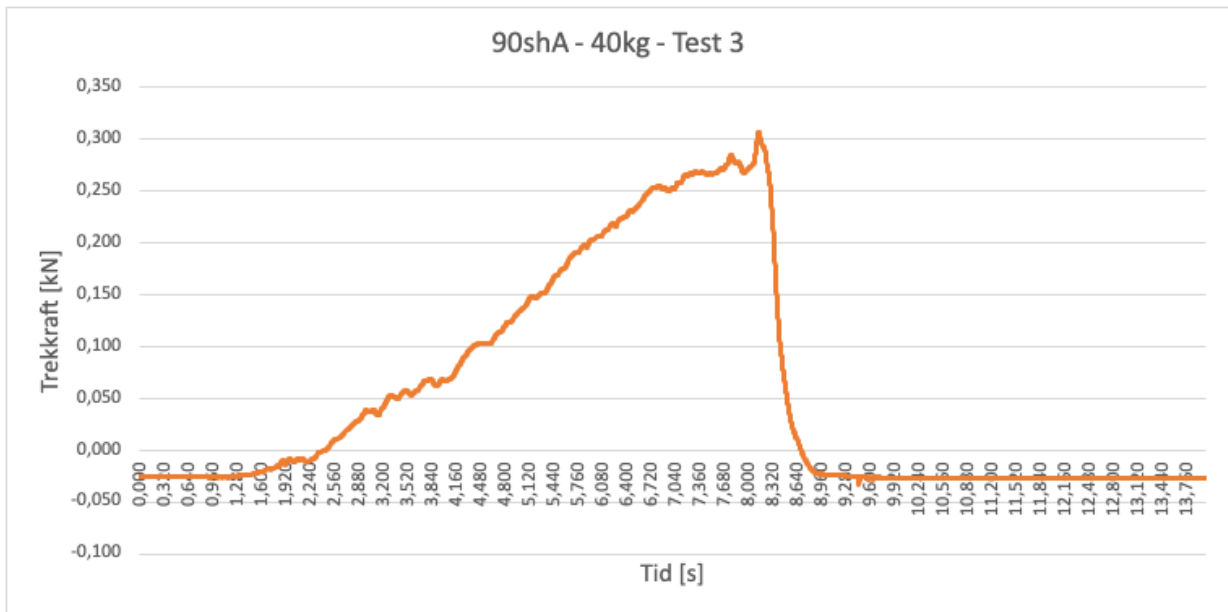
90shA – 4 mm:



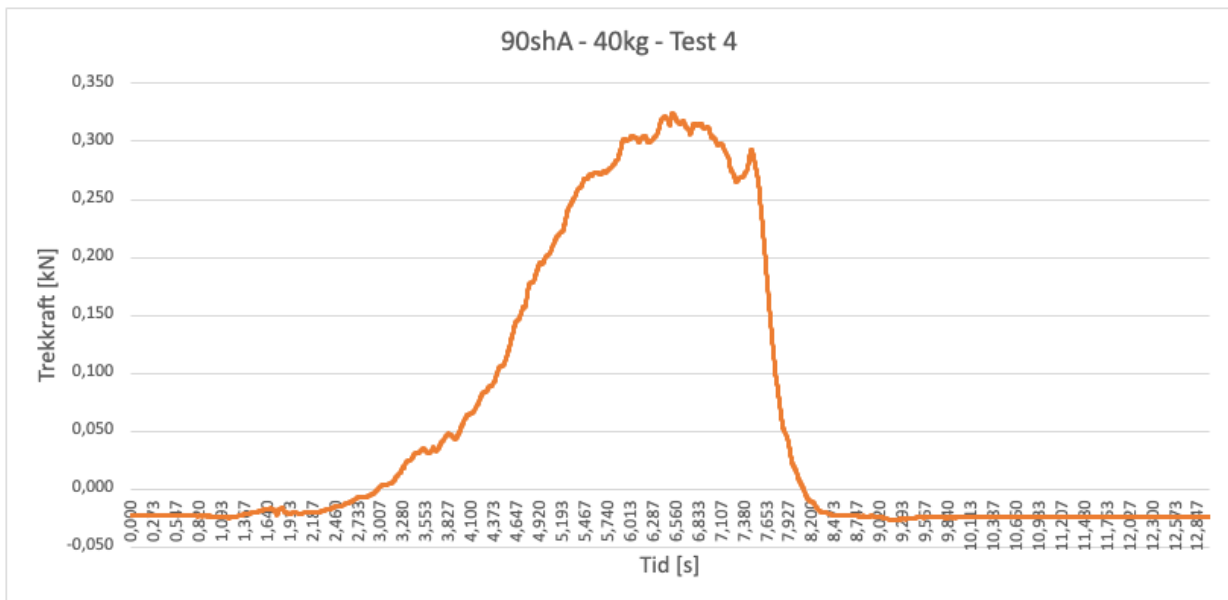
Ved glidning
9,890 s
0,295 kN



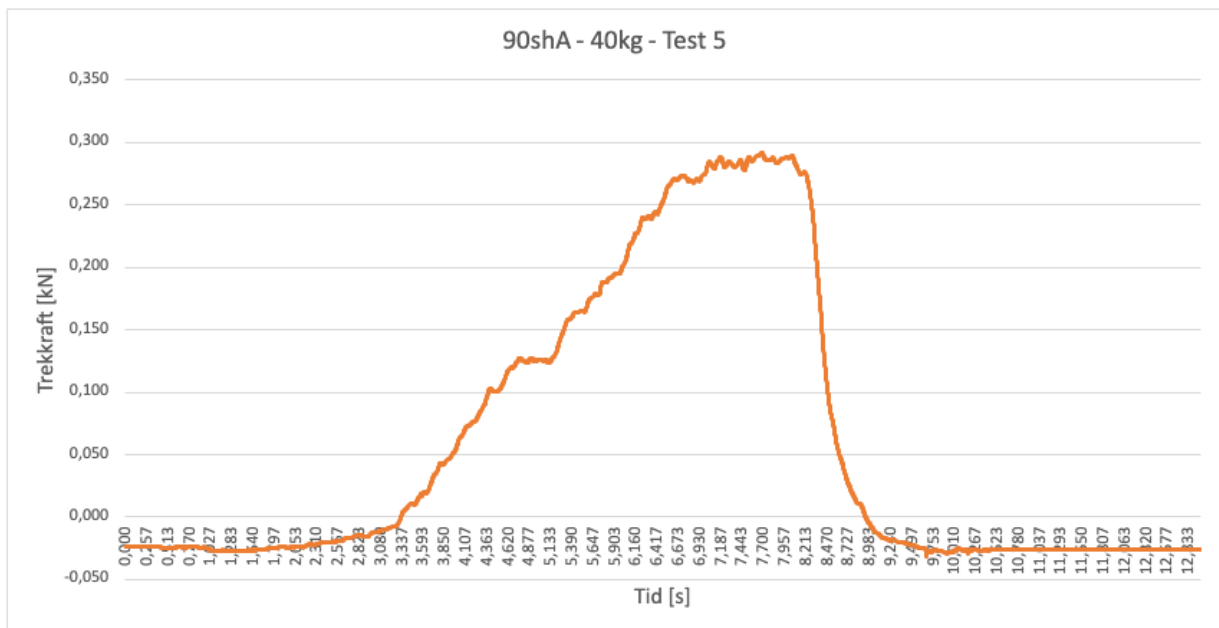
Ved glidning
8,500 s
0,269 kN

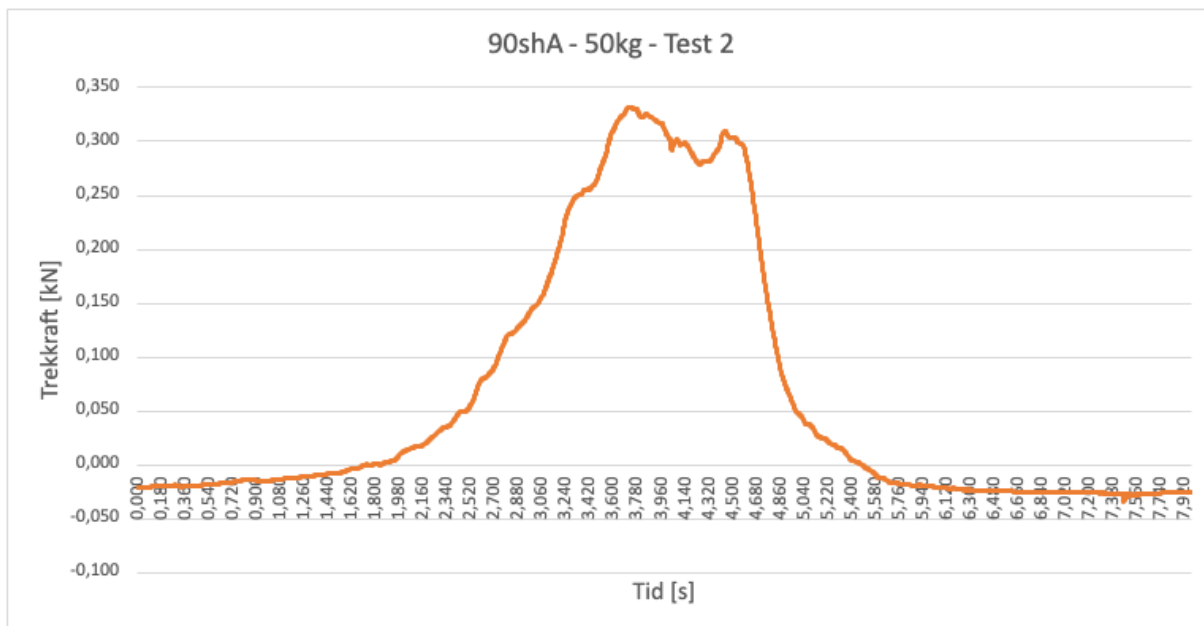


Ved glidning
7,760 s
0,285 kN

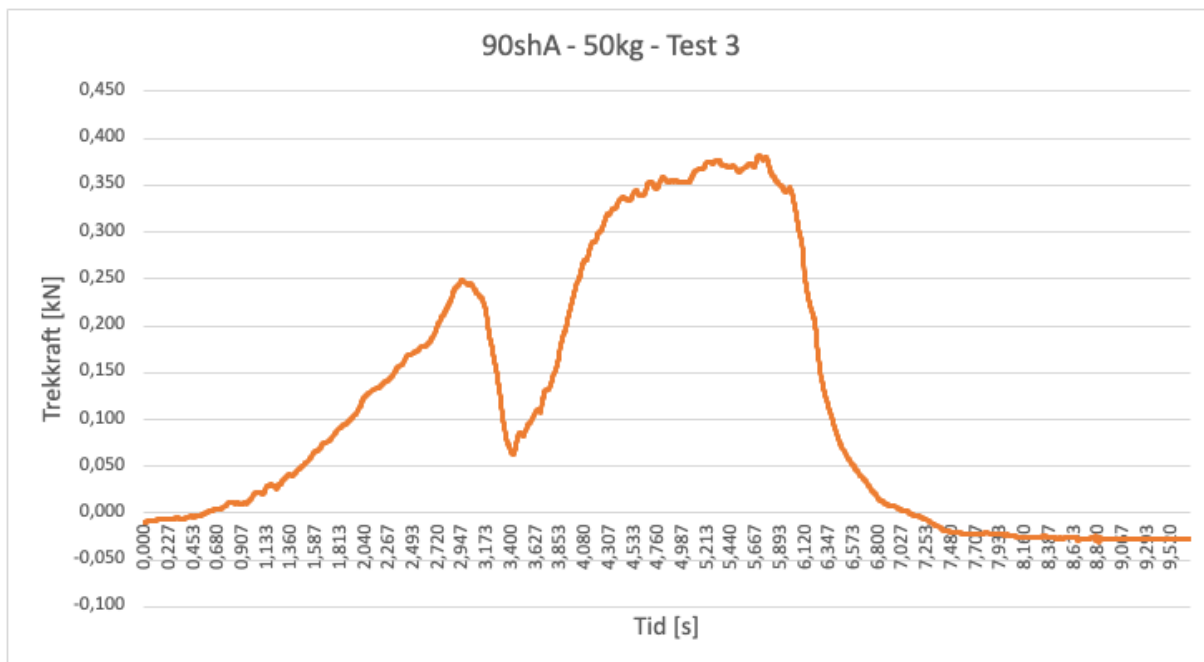


Ved glidning
5,930 s
0,302 kN

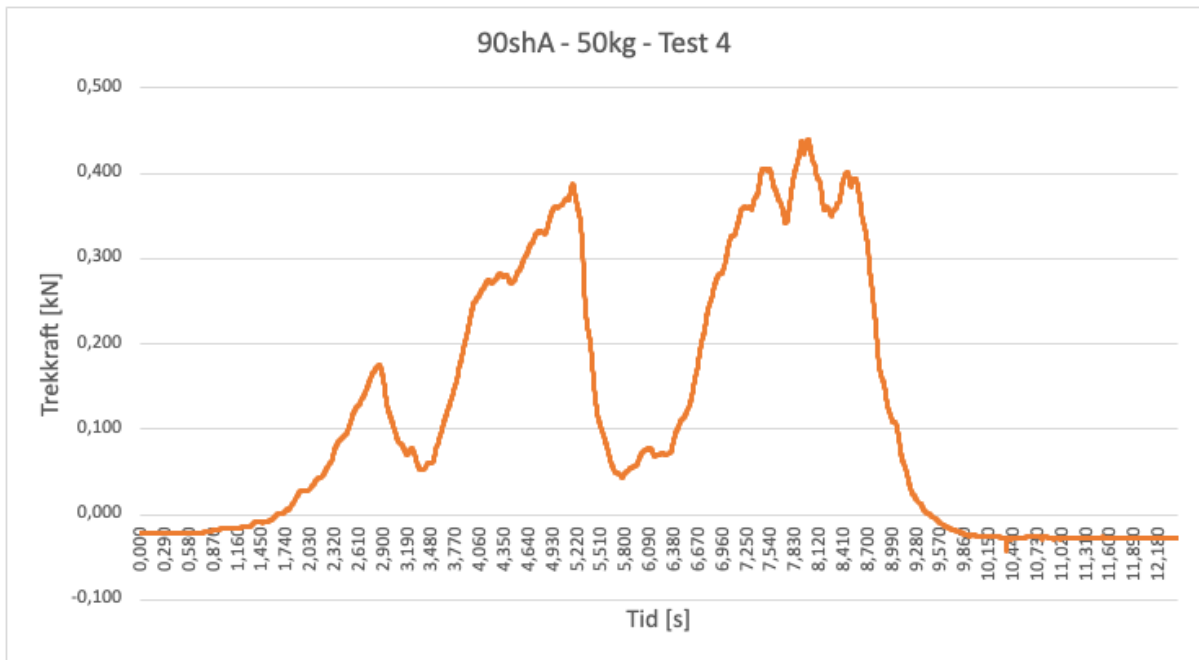




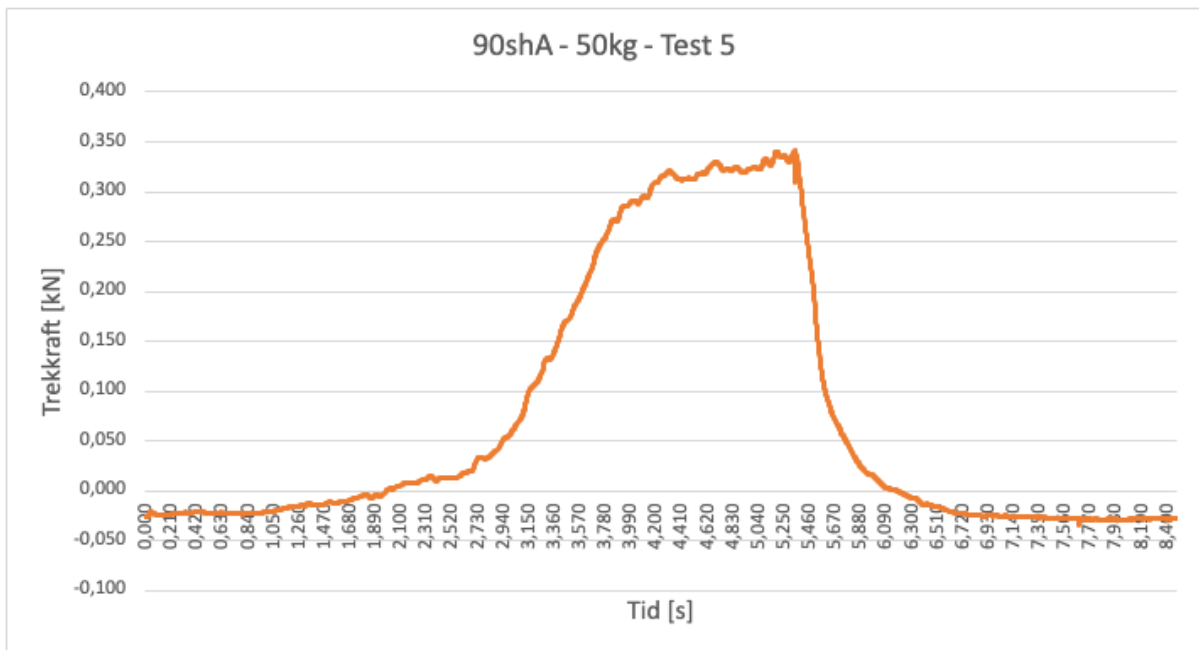
Ved glidning
3,713 s
0,332 kN



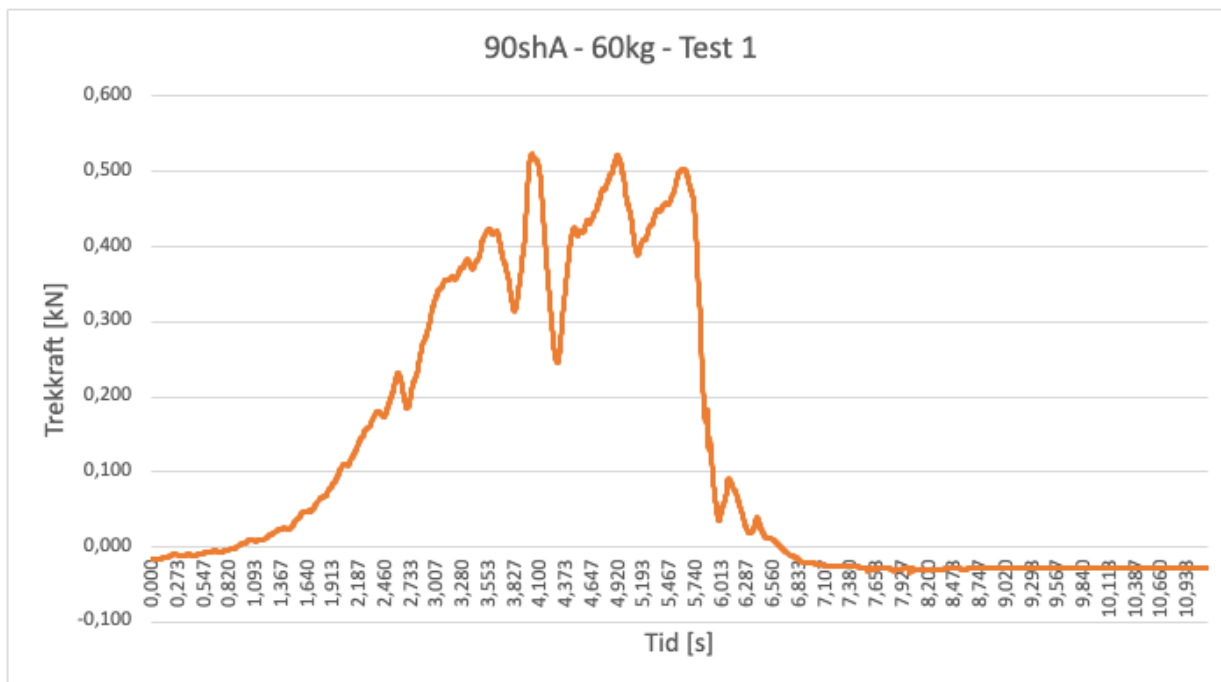
Ved glidning
4,430 s
0,337 kN



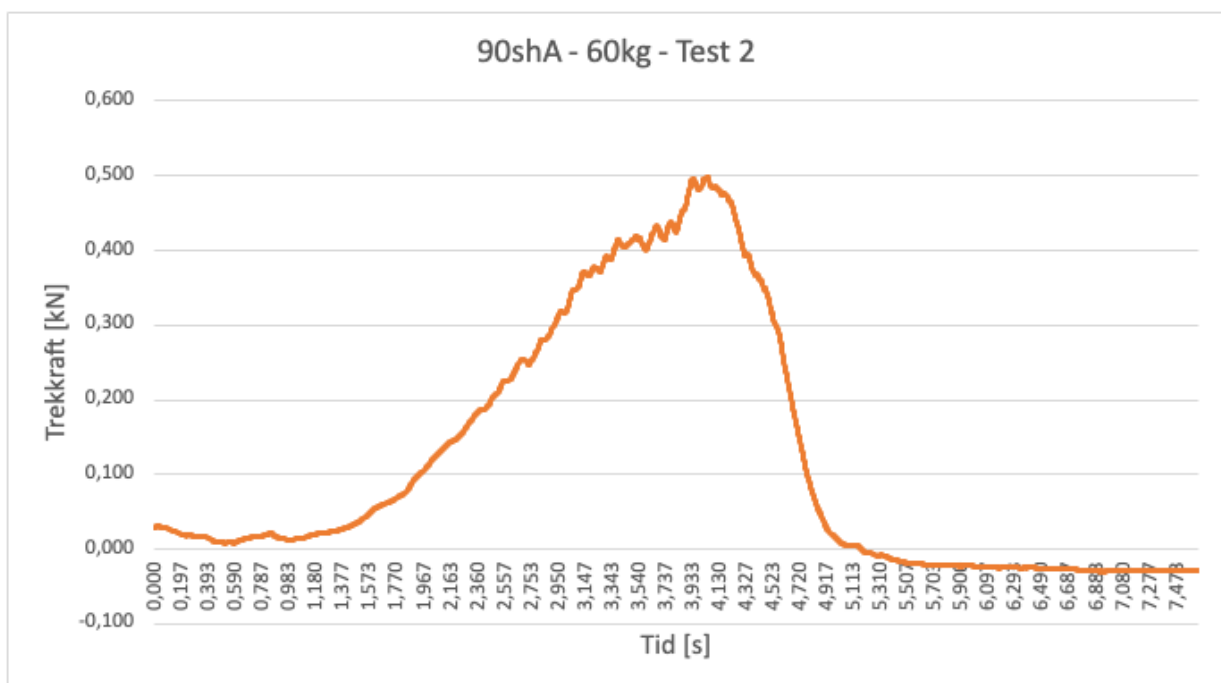
Ved glidning
7,453 s
0,406 kN



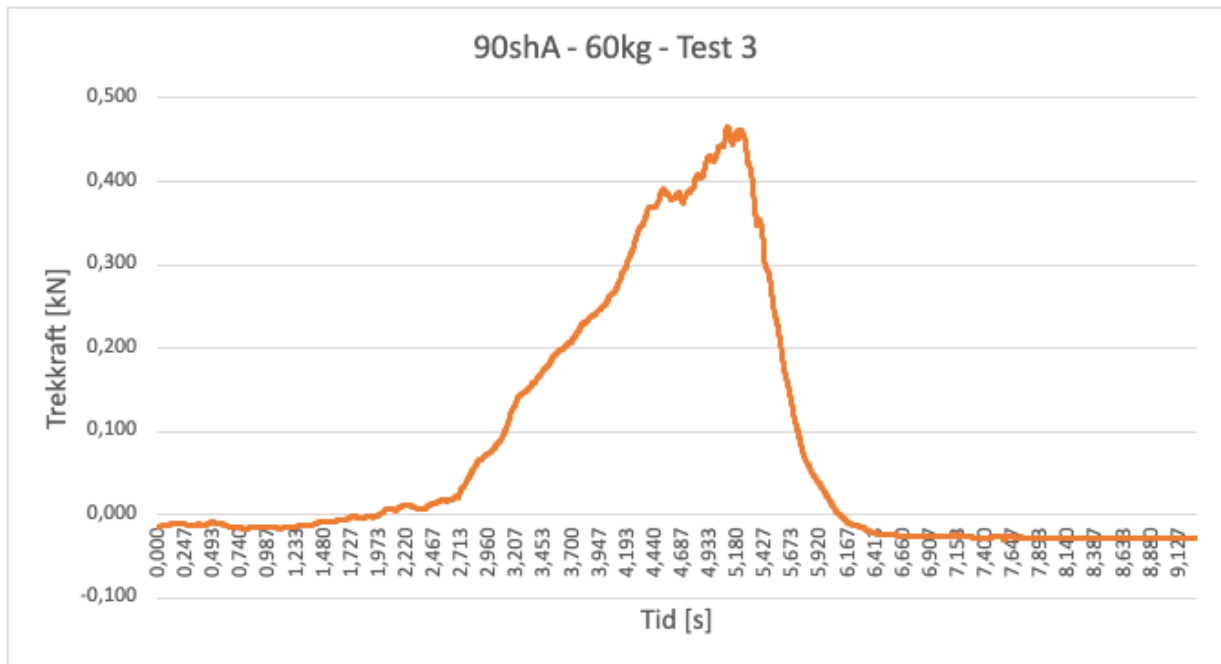
Ved glidning
4,303 s
0,321 kN



Ved glidning
3,550 s
0,424 kN



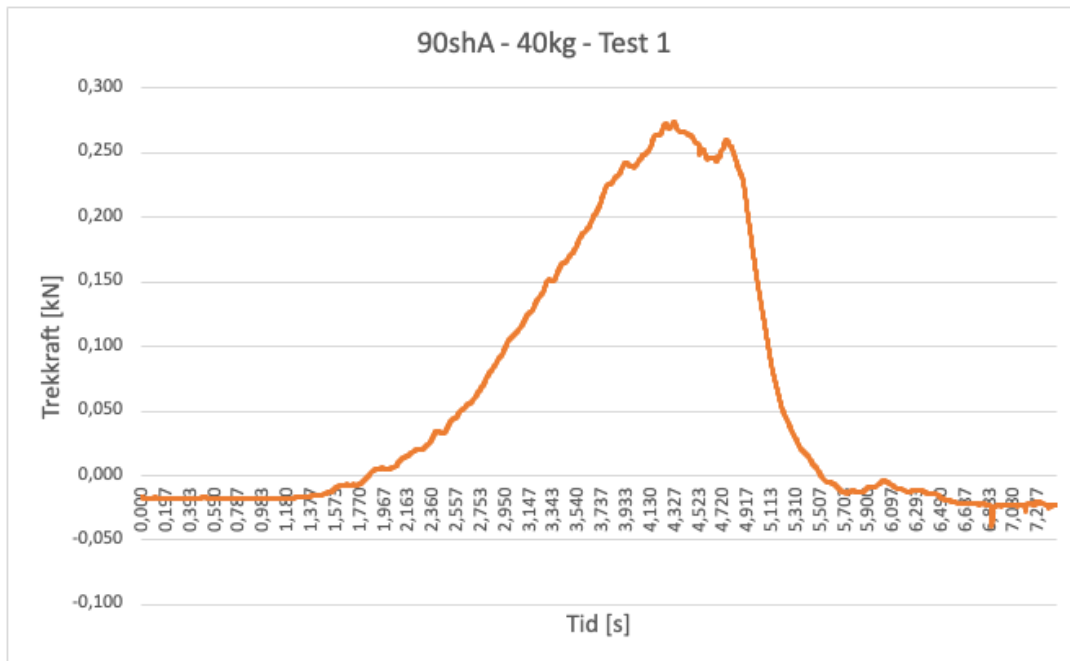
Ved glidning
3,927 s
0,495 kN



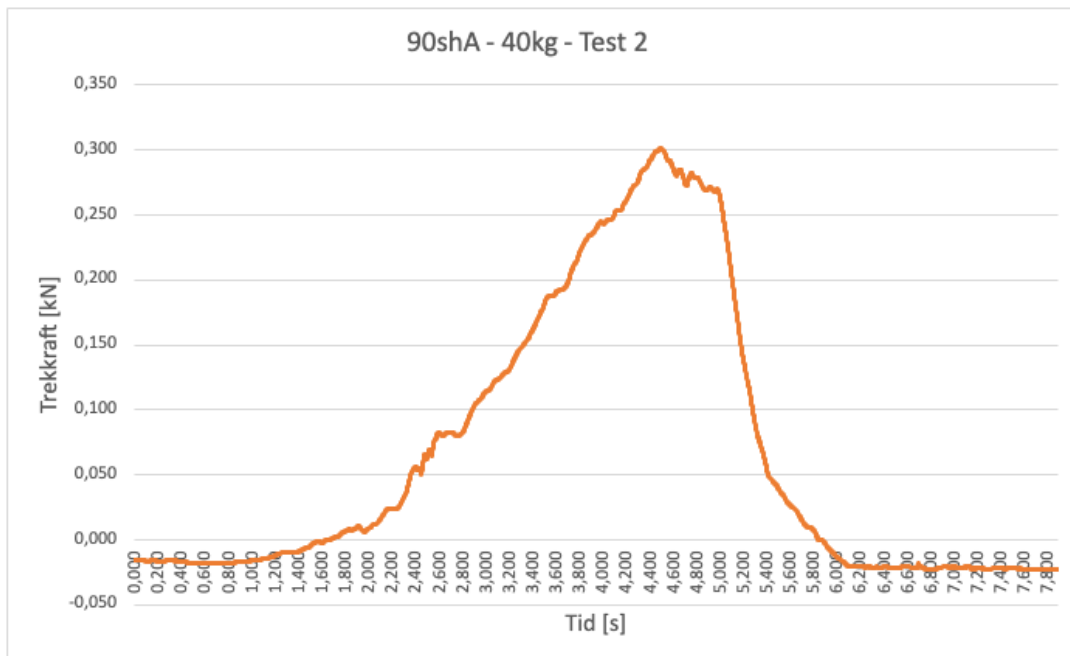
Ved glidning
4,513 s
0,391 kN

Labororientering – friksjonskoeffisient

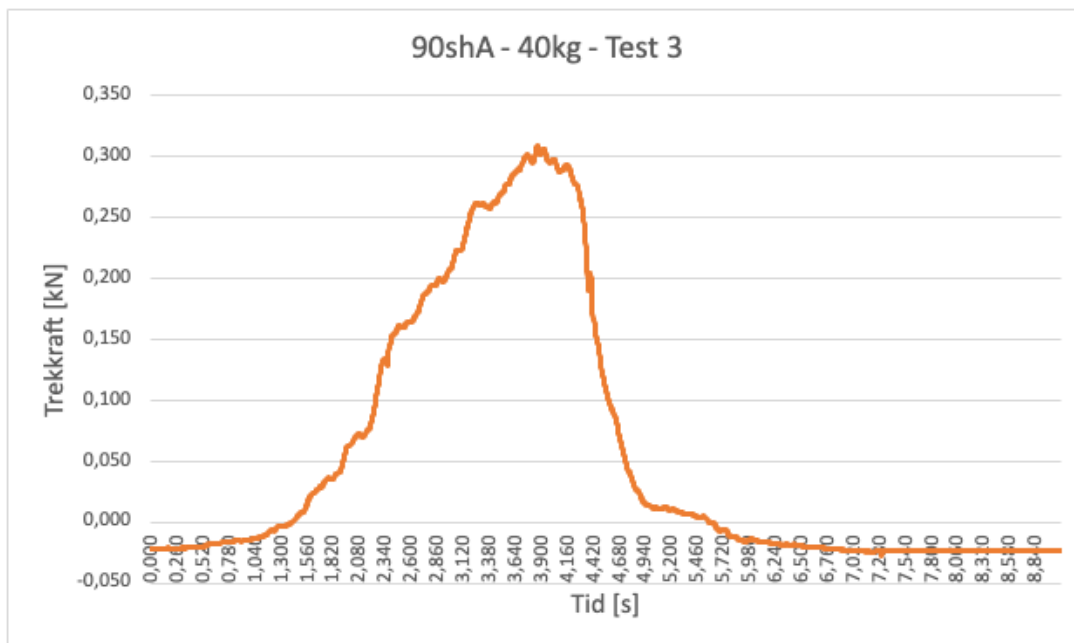
90shA – 2 mm:



Ved glidning
4,250 s
0,273 kN



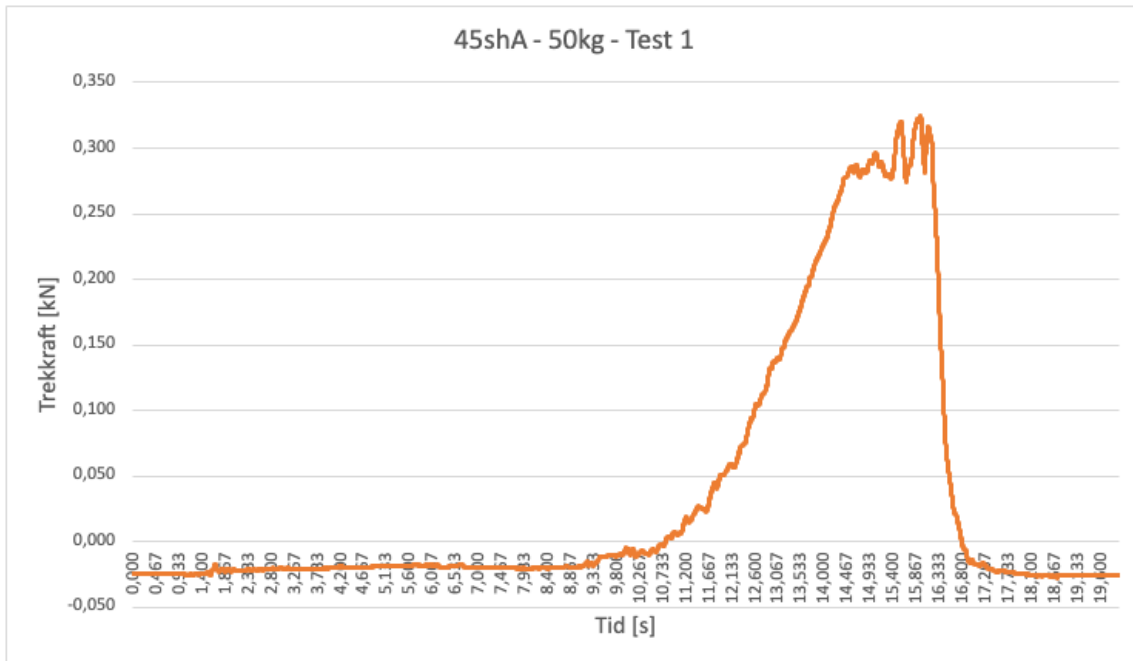
Ved glidning
4,490 s
0,301 kN



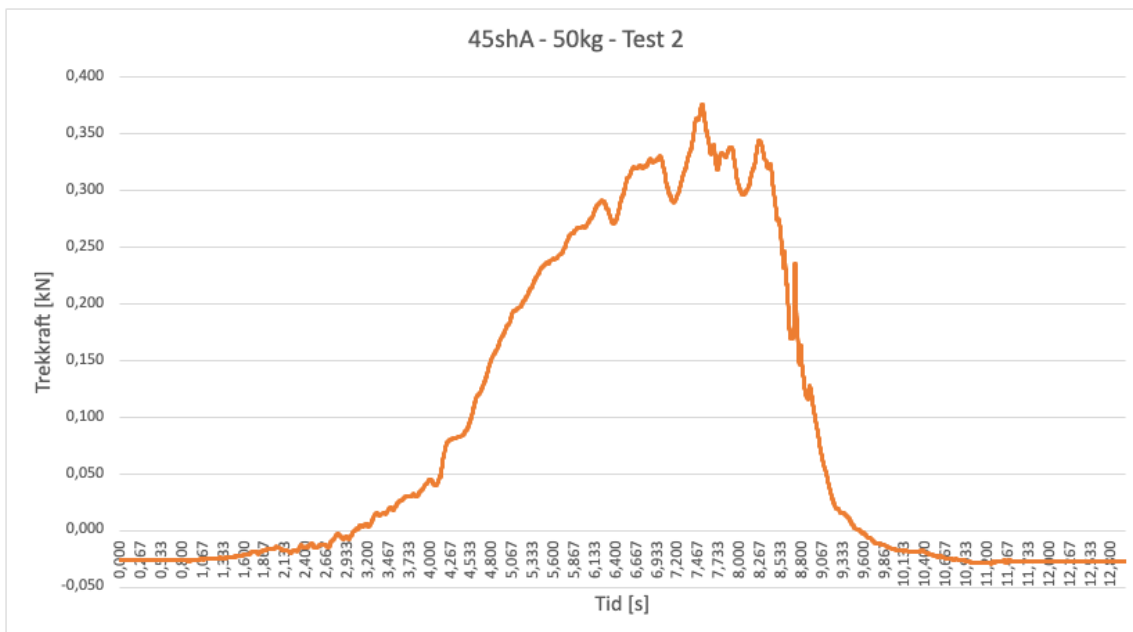
Ved glidning
3,860 s
0,309 kN

Labororientering – friksjonskoeffisient

45shA – 4 mm:



Ved glidning
14,43 s
0,278 kN



Ved glidning
6,623 s
0,321 kN

C Håndberegninger

Vedlegget inkluderer beregninger av vertikal skjærkraft og svinn:

- Hulldekkets påkjenning av oppspenningskraft (2 sider)
- Hulldekkets vertikale skjærkapasitet og spenninger i stålplate i knutepunkt (2 sider)
- Vindberegninger (1 side)
- Svinnberegninger (1 side)

Huldekkets påkjenning av oppspenningskraft

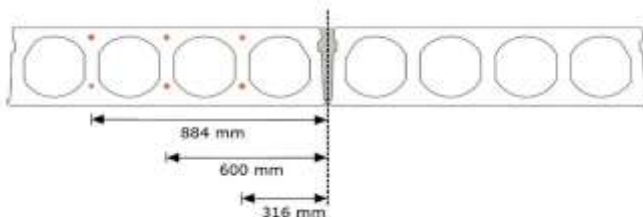
Lengde hulldekke	L	12000 mm
2.arealmoment hulldekke	I_z	2,289E+10 mm ⁴
	y_{max}	600 mm
Hulldekkeareal	A	184292 mm ²

	TILFELLE 1		TILFELLE 2	
Vindtrykk	q_{vind}	2,3 kN/m	q_{vind}	2,3 kN/m
Trykkraft i fuge	N_{Ed}	42,3 kN/m	N_{Ed}	31,7 kN/m
Maks moment i hulldekke	M_{Ed}	803,3 kNm	M_{Ed}	612,5 kNm

Ett hulldekke

	TILFELLE 1		TILFELLE 2	
Maks moment i hulldekke	M_{Ed}	0,0 kNm	M_{Ed}	0,0 kNm
Maksimal spenning	σ	21,06 N/mm ²	σ	16,06 N/mm ²

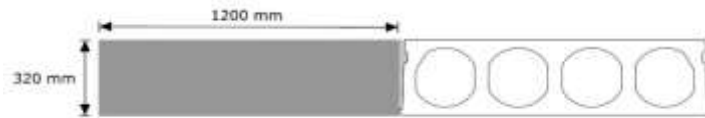
Alt 1. Utstøpt 1. fuge m. spenntau



Forspenningskraft	F	80 kN
Spennetau I og 9	e	884 mm
Spennetau II og 10	e	600 mm
Spennetau III og 11	e	316 mm
Moment	M	288 kNm
2.arealmoment (steiners teorem) I_z		1,785E+11 mm ⁴

	TILFELLE 1		TILFELLE 2	
Sum moment	M_{ed}	515,34 kNm	M_{ed}	324,54 kNm
Maksimal spenning	σ	3,47 N/mm ²	σ	2,18 N/mm ²

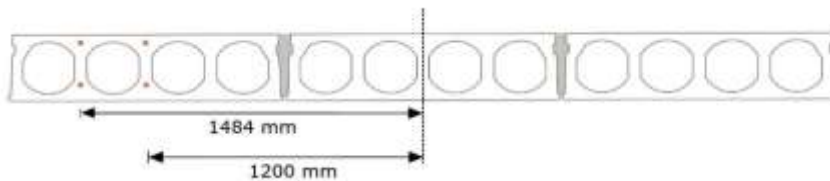
Alt 2. Kompaktdekke 1200x320 + utstøpt 1. fuge



Areal Kompaktdekke	A	384000 mm ²	
2.arealmoment kompaktdekke	I _z	4,608E+10 mm ⁴	
z _{dekke}	z _{max}	1800 mm	(fra høyrekant hulldekke)
Ny tyngdepunktsakse		1410,85 mm	(fra høyrekant hulldekke)
2.arealmoment (steiners teorem) I _z		2,483E+11 mm ⁴	

		TILFELLE 1	TILFELLE 2
Sum moment	M _{ed}	-1410,8508 kNm	M _{ed} -1410,85 kNm
Maksimal spenning	sigma	0,68 N/mm²	sigma 0,52 N/mm²

Alt 3. Utstøpt 2. fuge m. spenntau



Forspenningskraft	F	80 kN
Spenntau I og 9	e	1484 mm
Spenntau II og 10	e	1200 mm
Moment	M	429,44 kNm
	z _{max}	1800 mm
2.arealmoment (steiners teorem) I _z		1,263E+12 mm ⁴

		TILFELLE 1	TILFELLE 2
Sum moment	M _{ed}	373,9 kNm	M _{ed} 183,1 kNm
Maksimal spenning	sigma	0,53 N/mm²	sigma 0,26 N/mm²

Vertikal skjærkraft

NS-EN 1168 - Hulldekkestandard - 4.3.3.2.3

Dimensjonerende strekkapasitet	f_ctd	1,53 MPa
Sum av minste tykkelsene av øvre og nedre flens og den skalerte tykkelsen av påstøp	Σh_f	0,07 m
Flensens kapasitet	v'_Rdj	26,8 kN/m

Vertikal skjærkraft ved flens

Netto høyde av fuge	h_j	0,29 m
Tykkelse av påstøp	h_t	0,00 m
Lengde av last på fugen	a	0,80 m
Avstand mellom senter av last og senter av fuge	a_s	0,16 m
Bredde på hulldekke	b	1,20 m

Lengde av last ved flens:

$$L_{fl} = (a + h_j + h_t + 2 \cdot a_s)$$

Last på skinne:

$$v_{Ed,s} = Q \cdot \frac{L_{tot}}{L_s}$$

Vertikal skjærkraft ved flens:

$$v_{Ed,fl} = v_{Ed,s} \cdot \frac{L_s}{L_{fl}}$$

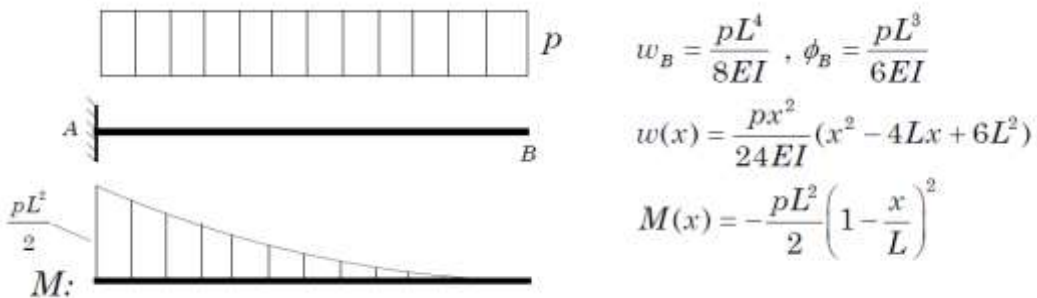
Lengde av last ved flens	L_fl	1,4 m
Nyttelast	q_k	3,0 kN/m ²
Nyttelast fordelt på hulldekkets bredde	Q	3,6 kN/m
Lengde på skinne	L_s	0,8 m
Lengde mellomrom	L_m	3 m
Lengde på skinne + mellomrom	L_tot	3,8 m
Last på skinne	v_Ed,s	17,1 kN/m
Vertikal skjærkraft ved flens	v_Ed,fl	9,7 kN/m

Vertikal skjærkraft ved stålplate

Eurokode 3 - Prosjektering av stålkonstruksjoner

Stålets kapasitet		
Karakteristisk strekkapasitet	f _{yk}	355 N/mm ²
Dimensjonerende strekkapasitet	f _{yd}	338 N/mm ²

Stålplate		
Bredde	b	800 mm
Tykkelse	t	5 mm
Tverrsnittsareal	A	4000 mm ²
Lengde	L	50 mm
2. Arealmoment	I _z	8333 mm ⁴



Skjærkapasitet over skinne	v _{Rd,s}	46,2 kN/m
Fordelt last	p _y	739,5 kN/m
Maks moment	M _z	0,9 kNm
Maks skjærkraft	V _y	37,0 kN

Normalspenning:

$$\sigma_x = \frac{N}{A} + \frac{M_y}{I_y} \cdot z - \frac{M_z}{I_z} \cdot y$$

Skjærspenning for rektangulært tverrsnitt:

$$\tau_{\max} = \frac{3}{2} \frac{V}{A}$$

Spenning fra moment	sigma _x	277,3 N/mm ²
Skjærspenning	tau	13,9 N/mm ²

Hovedspenninger:

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}$$

Hovedspenning	sigma ₁	278,0 N/mm ²
	sigma ₂	-0,692 N/mm ²

*Maks moment og maks skjærkraft opptrer ikke i samme punkt i tverrsnittet, men ved å regne med de sammen er konservativt.

Vindlast

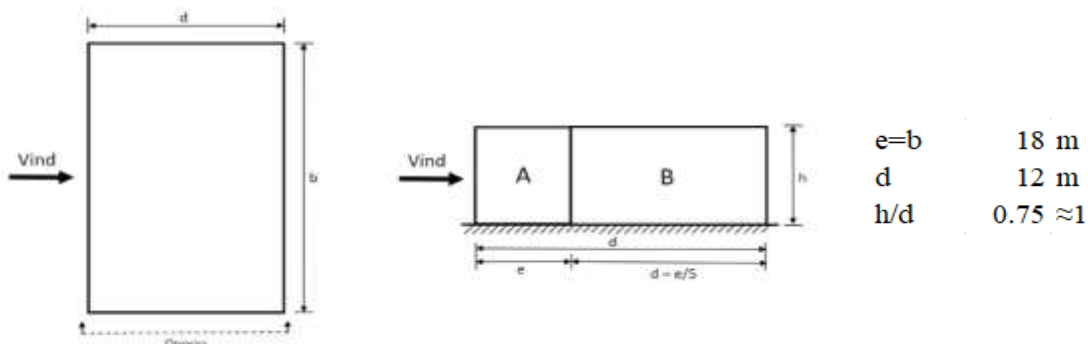
EC1-1991-1-4 Prosjektering av betongkonstruksjoner

Referansevindhastighet	V_{b,0}	26 m/s	for Trondheim
Årstidsfaktor	C _{season}	1	Anbefalt verdi
Retningsfaktor	C _{dir}	1	Anbefalt verdi
Basisvindhastighet	V_b	26 m/s	Lign 2.6

Ruhetslengden	Z ₀	0,3 m	Terrengkategori III
Minimumshøyde	Z _{min}	8 m	Terrengkategori III
Høyde på bygg	Z	9 m	3 etasjer
	Z _{0,II}	0,05 m	
Terrengruhetsfaktor	k _r	0,215	
Terrengformfaktoren	c _{0(z)}	1	
Ruhetsfaktor	c _{r(z)}	0,733	
Stedsvindhastighet	V_{m(z)}	19,0 m/s	Lign 2.7

Turbulensfaktor	k _l	1	Anbefalt verdi
Lufttettheten	ρ	1,25 kg/m ³	
	k _p	3,5	
Turbulensintensiteten	I _{v(z)}	0,29	
Stedsvindhastighetstrykk	q_{m(z)}	226,7 N/m²	Lign 2.9
Karakteristisk vindkasthastighetstrykk	q_{p(z)}	693,4 N/m²	Lign 2.8

Vind treffer langside (D) - EC1991-1-4 Figur 7.5



		A	B	
Formfaktor - for bærende konstruksjon	c _{pe,10}	-1,2	-0,8	
Vindtrykk - utvendig	W_e	-832,1	-554,7	N/m²
Utstrekning	e/5	3,6		m
	d-e/5		8,4	m

Trykk fra innsiden - ugunstig sammen med sug	c _{pi}	0,2
Vindtrykk - innvendig	W_i	138,7 N/m²
Totalt vindtrykk på vegg	W	-776,6 N/m²

Beregner utbøyning på grunn av vindkrefter

Lengde på hulldekket	L	12000 mm
E-modul betong	E _c	36000 N/mm ²
2.ordensmoment om z-akse	I _z	2,289E+10 mm ⁴
Etasjehøyde	h	3 m
Totalt vindtrykk på dekket		2329,9 N/m
		2,3 N/mm
Utbøyning av hulldekket med fordelt last	w_{max}	0,76 mm

Lign. 5.2

Svinn

Eurokode 2 - Prosjektering av betongkonstruksjoner

3.1.4 Kryp og Svinn

Karakteristisk trykkfasthet	f_{ck}	45 MPa
Autogen svinntøyning	ϵ_{ca}	0.0000875 -

Areal betong	A_c	48000 mm ²
Omkrets eksponert for uttørking	u	2480 mm
Effektiv tverrsnittstykkelse	h_0	38.7 mm
Koeffisient avhengig av tverrsnittstykkelse	k_h	1 -
Relativ luftfuktighet i omgivelsene	RH	40 %
Relativ luftfuktighet 100%	RH ₀	100 %
Forholdstall mellom RH og RH ₀	β_{RH}	1.451 -
Koeffisient avhengig av type sement	α_{ds1}	6 -
Koeffisient avhengig av type sement	α_{ds2}	0.11 -
Middelverdi av betongens trykkfasthet	f_{cm}	53 MPa
Betongens trykkfasthet 10 MPa	f_{cmo}	10 MPa
Nominell verdi for svinntøyning ved uttørking	$\epsilon_{cd,0}$	0.000606 -
Svinntøyning ved uttørking	ϵ_{cd}	0.0006058 -

Svinntøyning ved uttørking	ϵ_{cd}	0.0006058 -
Autogen svinntøyning	ϵ_{ca}	0.0000875 -
Total svinntøyning	ϵ_{cs}	0.0006933 -

Breddenreduksjon av hulldekket grunnet svinn:

Hulldekkets bredde	L	1200 mm
Breddenreduksjon	ΔL	0.83 mm

D Lastfordelinger og resultater fra Abaqus

Vedlegget inkluderer beregninger og resultater fra Abaqus-analyse:

- Beregninger av lastfordeling over hulldekkets høyde i Excel (1 side)
- Skjermbilder av resultater fra Abaqus (lastfordeling over hulldekkets høyde) (3 sider)
- Beregninger av lastefordeling langs hulldekkets lengde i Excel (1 side)
- Skjermbilder av resultater fra Abaqus (lastfordeling langs hulldekkets lengde) (2 sider)

LASTFORDELING over huldekkets høyde

Overføring av krefter i knutepunkt iht. skjær-friksjonsmodellen

Maksimal tillatt skjæroverføring	V_Ed	30	22,5 [kN/m]
Friksjonskoeffisient stål/betong	μ	0,709	0,709
Trykkraft	N_Ed	42,3	31,7 [kN/m]/[N/mm]

Strekkapasitet **1,53 [N/mm²]**

$$p_{Ed} = N_{Ed}/h$$

TRYKK I FORTANNING - h = 45 mm

			Resultat (abaqus)	Strekk	Trykk
Skinner kontinuerlig	p_Ed	0,94 [N/mm ²]	S, Max Principal	3,020	-1,134 [N/mm ²]
Skinner kontinuerlig - redusert skjær	p_Ed	0,71 [N/mm ²]	S, Max Principal	2,281	-0,857 [N/mm ²]

TRYKK OVER HELE FUGEN - h = 295 mm

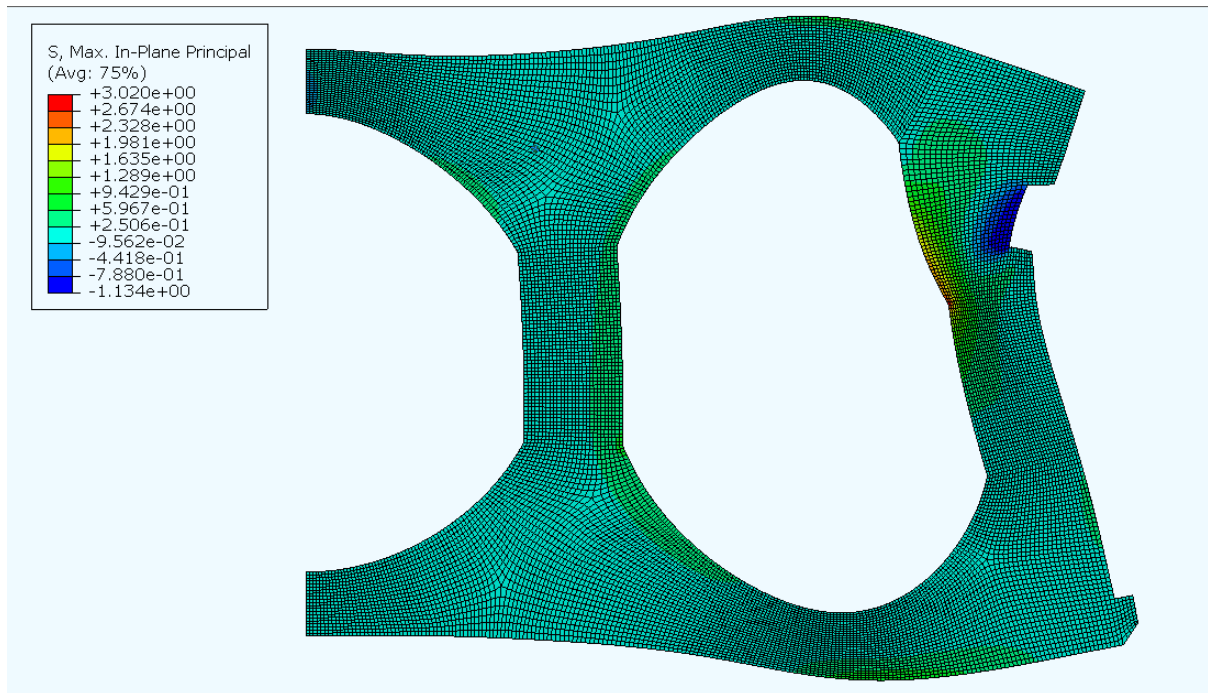
			Resultat (abaqus)	Strekk	Trykk
Skinner kontinuerlig	p_Ed	0,14 [N/mm ²]	S, Max Principal	2,028	-0,489 [N/mm ²]
Skinner kontinuerlig - redusert skjær	p_Ed	0,11 [N/mm ²]	S, Max Principal	1,594	-0,384 [N/mm ²]

TRYKK I TOPP AV FUGE - h = 50 mm

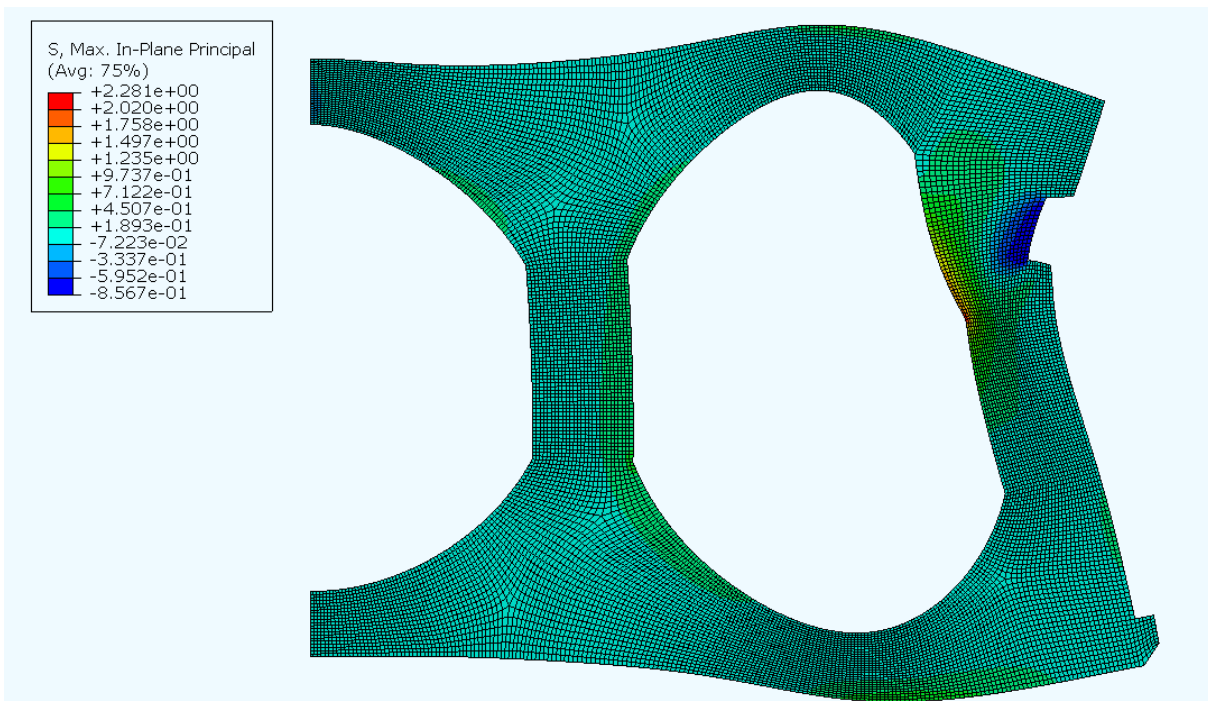
			Resultat (abaqus)	Strekk	Trykk
Skinner kontinuerlig	p_Ed	0,85 [N/mm ²]	S, Max Principal	0,543	-0,325 [N/mm ²]

Utklipp av resultater fra Abaqus-analyse (lastfordeling over hulldekkets høyde)

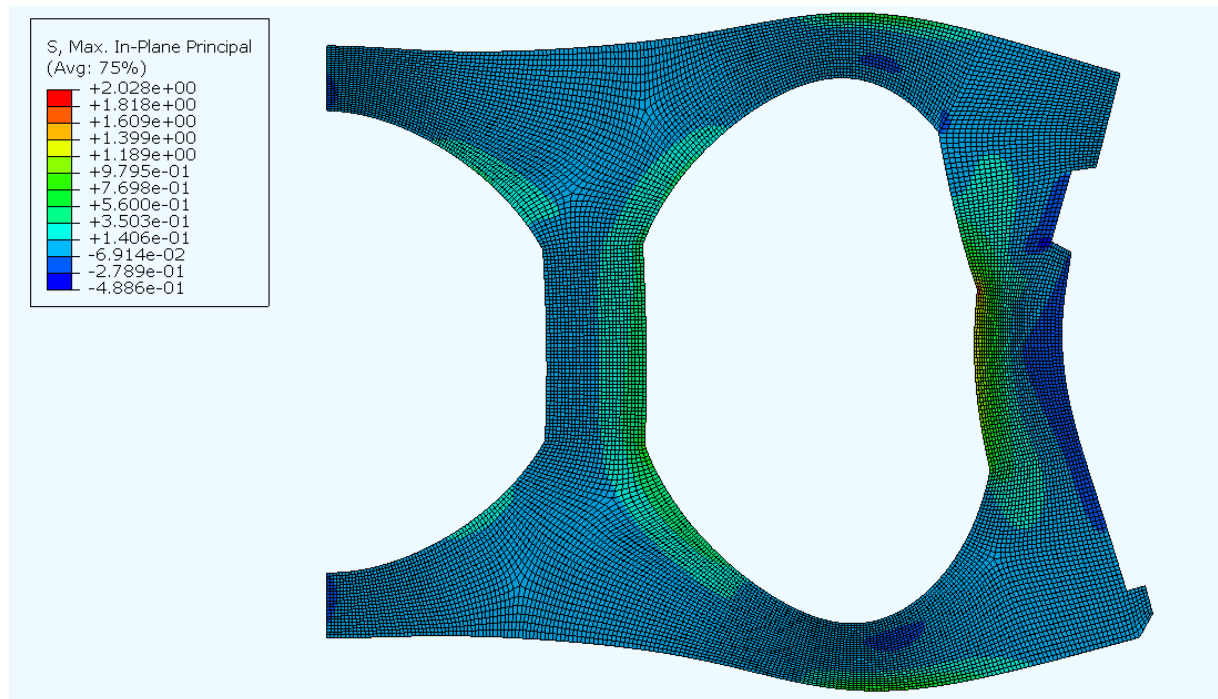
Trykk i fortanning – Kontinuerlig skinner:



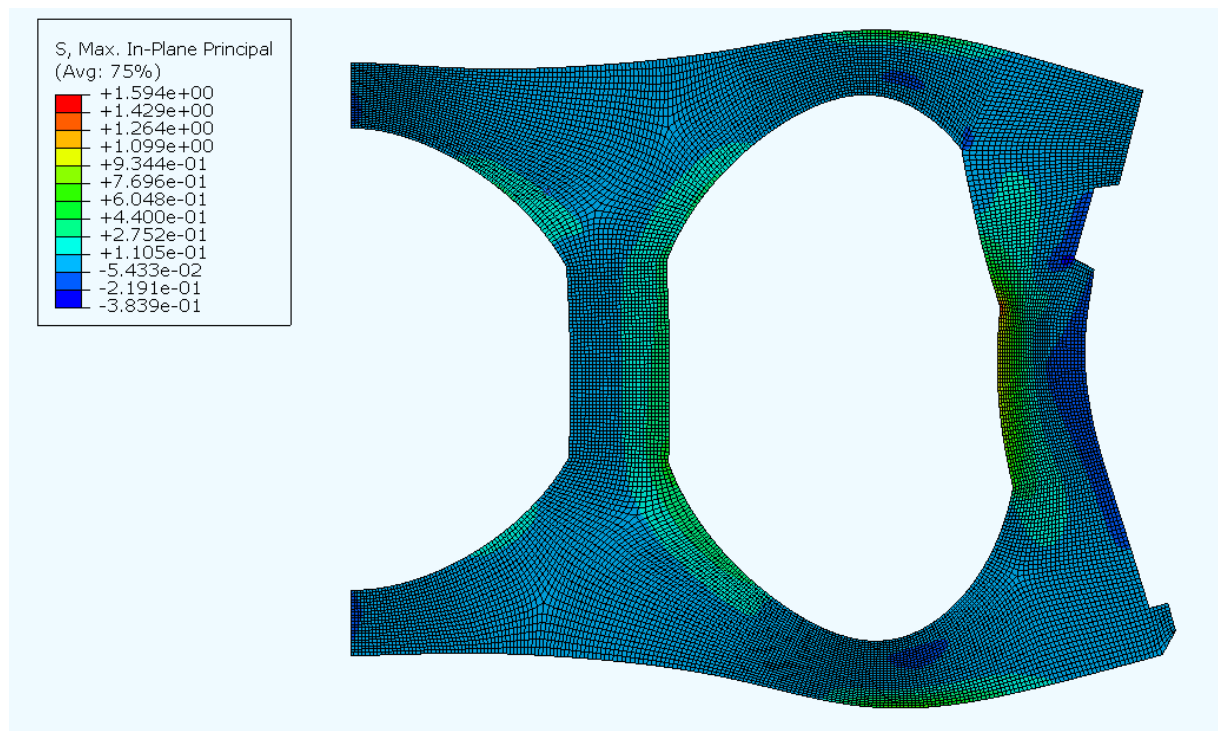
Trykk i fortanning – Kontinuerlig skinner og redusert skjæroverføring 25%:



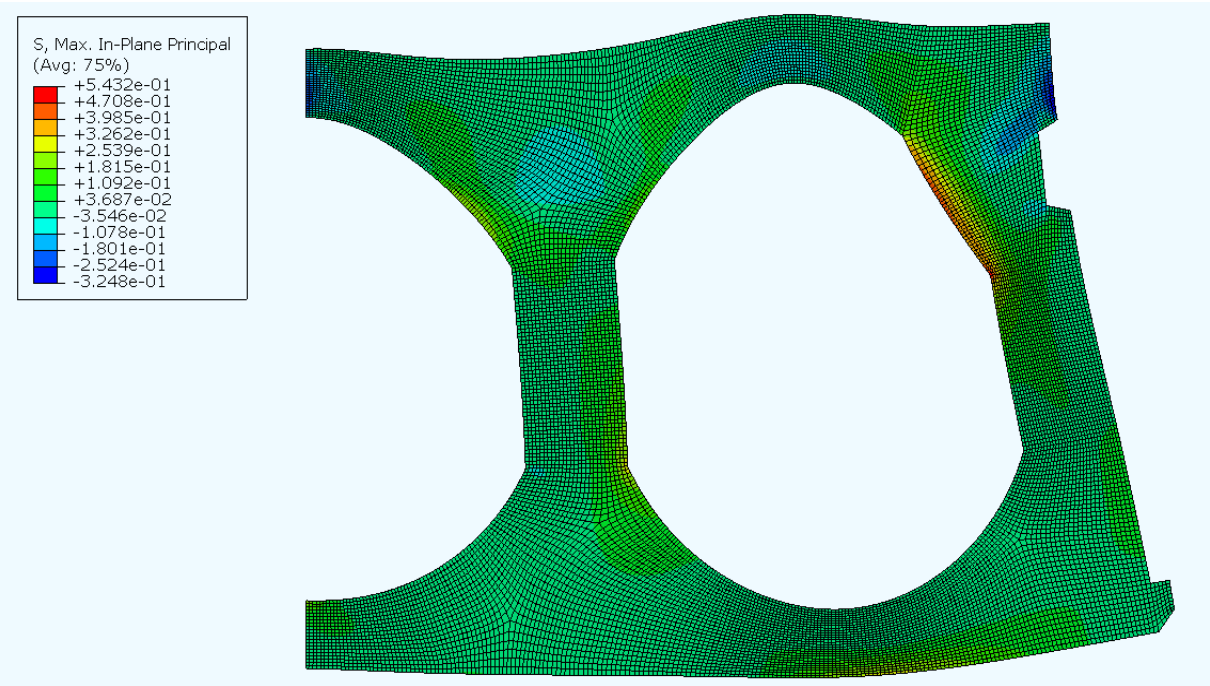
Trykk over hele fugen – kontinuerlig skinner:



Trykk over hele fugen – kontinuerlig skinner og redusert skjæroverføring 25%:



Trykk i topp av fuge – kontinuerlig skinner:



LASTFORDELING over hulldekkets lengde

Overføring av krefter i knutepunkt iht. skjær-friksjonsmodellen

Maksimal tillatt skjæroverføring	V_Ed	30	22,5 [kN/m]
Friksjonskoeffisient stål/betong	μ	0,709	0,709
Trykkraft	N_Ed	42,3	31,7 [N/mm]

Strekkapasitet 1,53 [N/mm²]

Skinner på 1m og mellomrom på 1m		Resultat (abaqus)							
V_Ed	60 [kN/m]								
N_Ed	84,63 [kN/m]								
p_Ed = N_Ed/50	1,69 [N/mm ²]	S, Max Principal	<table border="0"> <tr> <td></td> <td>Strekk</td> <td>Trykk</td> </tr> <tr> <td></td> <td>1,08</td> <td>-0,646 [N/mm²]</td> </tr> </table>		Strekk	Trykk		1,08	-0,646 [N/mm ²]
	Strekk	Trykk							
	1,08	-0,646 [N/mm ²]							

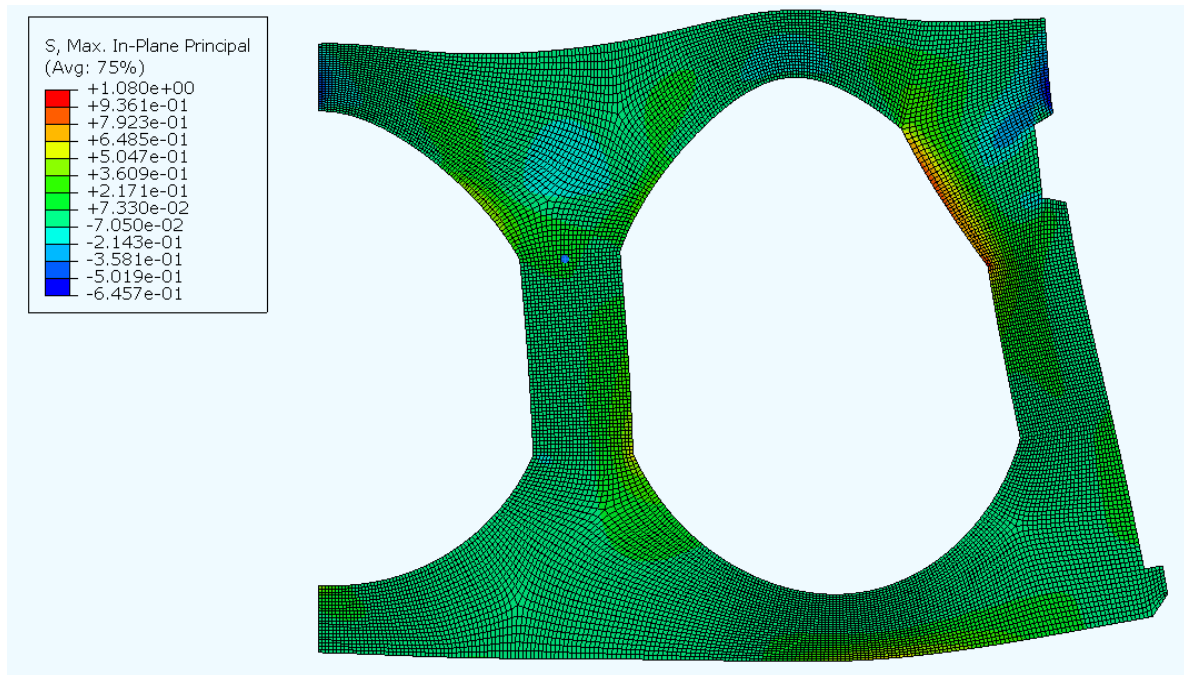
Skinner på 50 cm og mellomrom på 1m		Resultat (abaqus)							
V_Ed	90 [kN/m]								
N_Ed	126,94 [kN/m]								
p_Ed = N_Ed/50	2,54 [N/mm ²]	S, Max Principal	<table border="0"> <tr> <td></td> <td>Strekk</td> <td>Trykk</td> </tr> <tr> <td></td> <td>1,623</td> <td>-0,971 [N/mm²]</td> </tr> </table>		Strekk	Trykk		1,623	-0,971 [N/mm ²]
	Strekk	Trykk							
	1,623	-0,971 [N/mm ²]							

Skinner på 50 cm og mellomrom på 1m Skjæroverføring redusert med 25%		Resultat (abaqus)							
V_Ed	67,5 [kN/m]								
N_Ed	95,20 [kN/m]								
p_Ed = N_Ed/50	1,90 [N/mm ²]	S, Max Principal	<table border="0"> <tr> <td></td> <td>Strekk</td> <td>Trykk</td> </tr> <tr> <td></td> <td>1,214</td> <td>-0,726 [N/mm²]</td> </tr> </table>		Strekk	Trykk		1,214	-0,726 [N/mm ²]
	Strekk	Trykk							
	1,214	-0,726 [N/mm ²]							

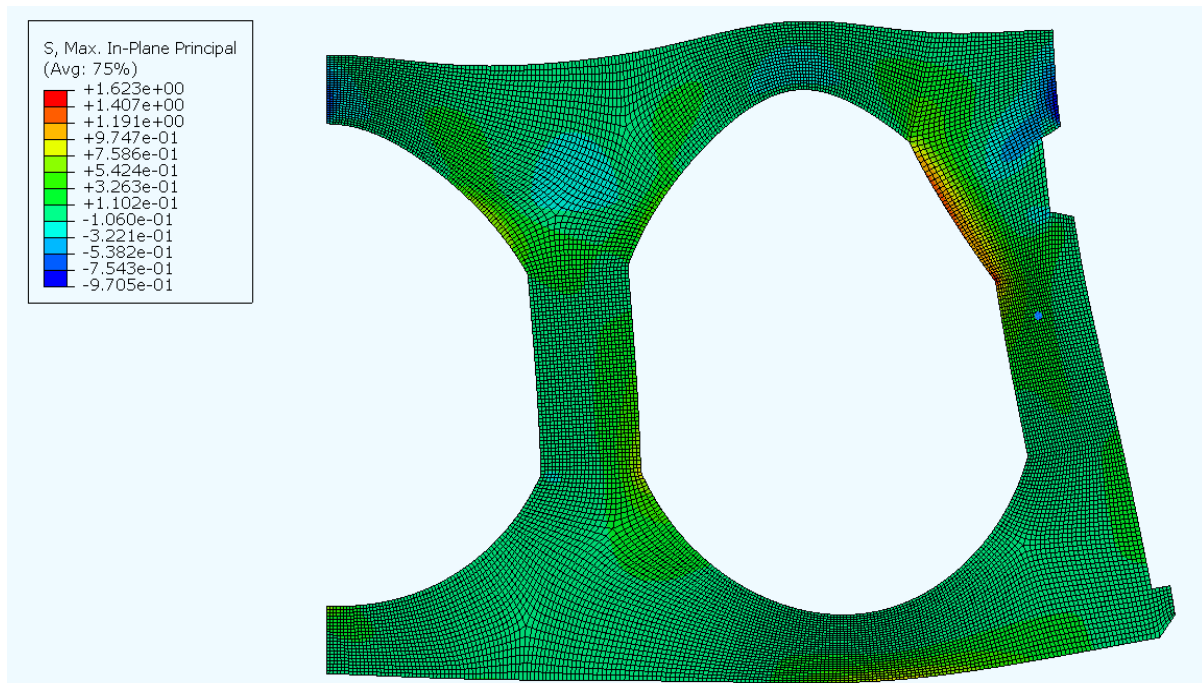
Skinner på 80 cm og mellomrom på 1m		Resultat (abaqus)							
V_Ed	67,5 [kN/m]								
N_Ed	95,20 [kN/m]								
p_Ed = N_Ed/50	1,90 [N/mm ²]	S, Max Principal	<table border="0"> <tr> <td></td> <td>Strekk</td> <td>Trykk</td> </tr> <tr> <td></td> <td>1,214</td> <td>-0,726 [N/mm²]</td> </tr> </table>		Strekk	Trykk		1,214	-0,726 [N/mm ²]
	Strekk	Trykk							
	1,214	-0,726 [N/mm ²]							

Utklipp av resultat fra Abaqus-analyse (lastfordeling over hulldekkets lengde)

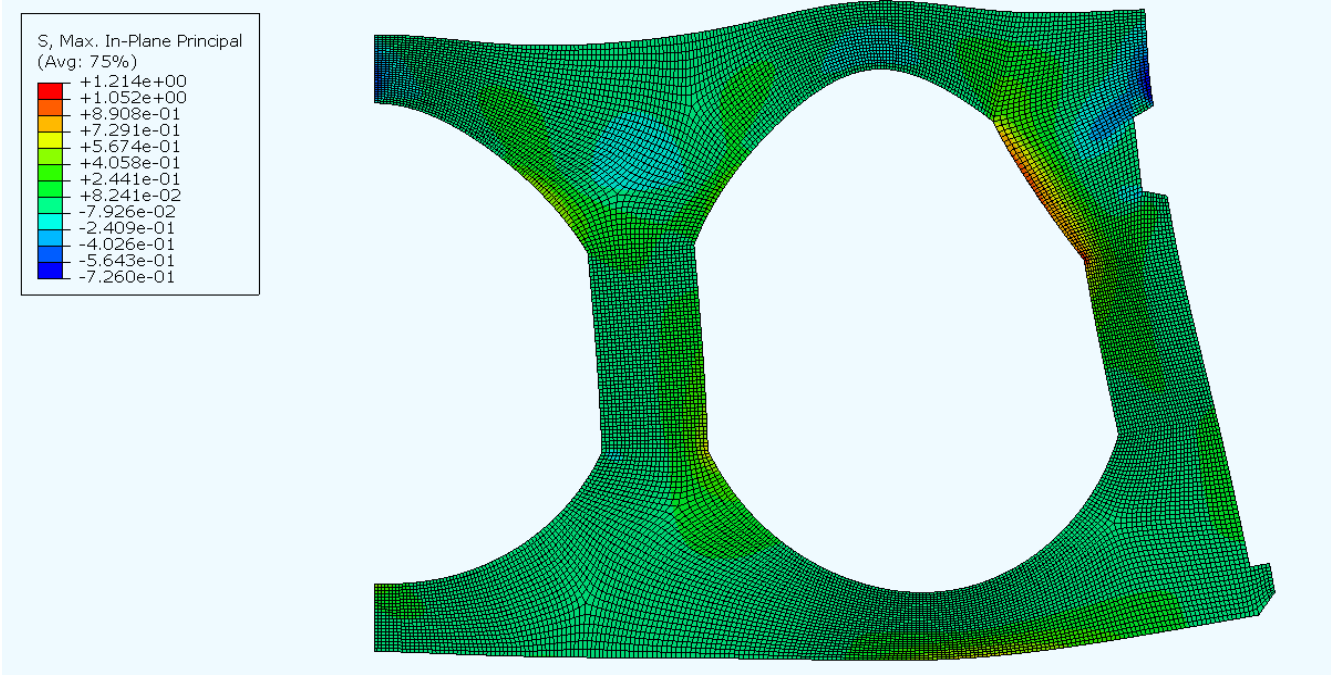
Skinner på 1 m og mellomrom på 1 m:



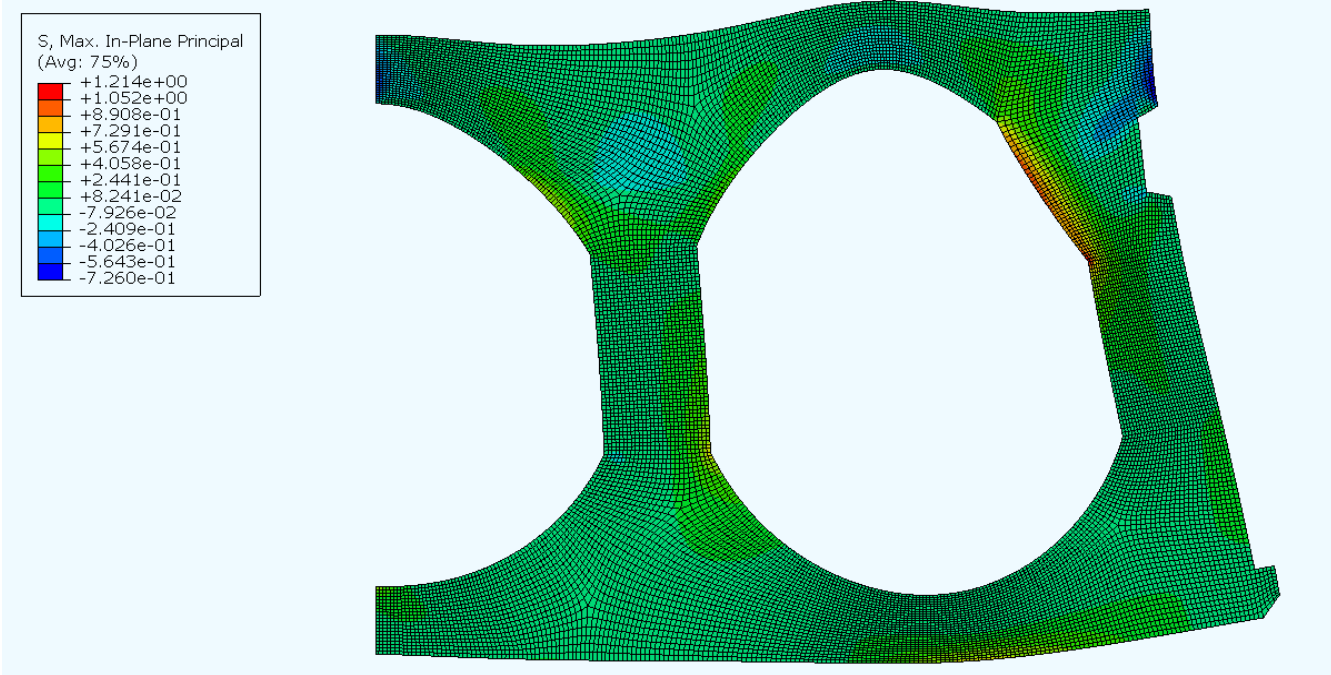
Skinner på 50 cm og mellomrom på 1 m:



Skinner på 50 cm og mellomrom på 1 m – redusert skjæroverføring 25 %:



Skinner på 80 cm og mellomrom



E Kapasitetstabell

Vedlegget inkluderer kapasitetstabell for N_{Ed} og $N_{Ed,ny}$ (1 side)

Kapasitetstabell for N_{Ed} og N_{Ed,ny}

Tabellene viser fordelt trykkraft på hulldekkant ved forskjellige avstander mellom kuntepunktsskinnene. Ved større avstand mellom skinnene (færre skinner), jo høyere blir fordelt last fra skinnene. Spenning i hulldekket er funnet i elementanalyseprogram. Siden dette er en lineær-analyse, vil strekkapasiteten nås ved 2,394 N/mm². Det vil si at alle celler markert i rød overskrider betongens strekkapasitet.

Fordelt trykklast [N/mm ²]			Avstand mellom skinner [m]												
			0.6	0.8	1	1.2	1.4	1.6	1.8	2	2.2	2.4	2.6	2.8	3
Forholdsta	0.8		1.75	2.00	2.25	2.50	2.75	3.00	3.25	3.50	3.75	4.00	4.25	4.50	4.75
Overføring av skjær			N _{Ed}												
100 %	30	42.3 kN/m	1.48	1.69	1.90	2.12	2.33	2.54	2.75	2.96	3.17	3.39	3.60	3.81	4.02
80 %	24	33.9 kN/m	1.18	1.35	1.52	1.69	1.86	2.03	2.20	2.37	2.54	2.71	2.88	3.05	3.22
75 %	22.5	31.7 kN/m	1.11	1.27	1.43	1.59	1.75	1.90	2.06	2.22	2.38	2.54	2.70	2.86	3.01
60 %	18	25.4 kN/m	0.89	1.02	1.14	1.27	1.40	1.52	1.65	1.78	1.90	2.03	2.16	2.28	2.41
50 %	15	21.2 kN/m	0.74	0.85	0.95	1.06	1.16	1.27	1.38	1.48	1.59	1.69	1.80	1.90	2.01

Fordelt trykklast [N/mm ²]			Avstand mellom skinner [m]												
			0.6	0.8	1	1.2	1.4	1.6	1.8	2	2.2	2.4	2.6	2.8	3
Forholdsta	0.8		1.75	2.00	2.25	2.50	2.75	3.00	3.25	3.50	3.75	4.00	4.25	4.50	4.75
Overføring av skjær			N _{Ed, ny}												
100 %	30	55.8 kN/m	1.95	2.23	2.51	2.79	3.07	3.35	3.63	3.91	4.19	4.46	4.74	5.02	5.30
80 %	24	47.4 kN/m	1.66	1.89	2.13	2.37	2.60	2.84	3.08	3.31	3.55	3.79	4.02	4.26	4.50
75 %	22.5	45.2 kN/m	1.58	1.81	2.04	2.26	2.49	2.71	2.94	3.17	3.39	3.62	3.84	4.07	4.30
60 %	18	38.9 kN/m	1.36	1.56	1.75	1.94	2.14	2.33	2.53	2.72	2.92	3.11	3.31	3.50	3.69
50 %	15	34.7 kN/m	1.21	1.39	1.56	1.73	1.91	2.08	2.25	2.43	2.60	2.77	2.95	3.12	3.29

Fordelt trykklast	Maks In-Plane Stress
0	0
1.69	1.08
1.9	1.214
2	1.278
2.2	1.406
2.33	1.489
2.37	1.514
2.38	1.521
2.39	1.527
2.394	1.53
2.4	1.534
2.54	1.623

