



BACHELOROPPGAVE:

**PLASSTØPTE ETTERSPENTE
BETONGDEKKER KONTRA
PREFABRIKKERTE HULLDEKKER**

FORFATTERE:

JON ANDERS HARBY & ANDREAS DILLERUD OLSEN

Dato: 22.05.2012

SAMMENDRAG

Tittel:	Plasstøpte etterspente betongdekker kontra prefabrikkerte hulldekker	Dato : 22.5.2012
Deltaker(e)/	Jon Anders Harby Andreas Dillerud Olsen	
Veileder:	Harald Fallsen	
Evt. oppdragsgiver:		
Stikkord/nøkkelord (3-5 stk)	Betongkonstruksjoner, plasstøpte etterspente dekker, byggteknikk.	
Antall sider/ord:44/10680	Antall vedlegg: 12	Publiseringsavtale inngått: ja
Kort beskrivelse av bacheloroppgaven:		
<p>Oppgaven går ut på å finne en alternativ utforming av Haugsbakken 5, et bygg vi har fått tegninger over fra Sweco. Den alternative utformingen skal bygge på at hulldekkene i bygget erstattes av plasstøpte etterspente betongdekker.</p> <p>Utformingen er valgt helt og holdent av oss oppgaveskrivere i samråd med veileder og med faglig bistand fra KB Spenneteknikk og andre som har kompetanse på feltet etterspenning. Etter at utforming er valgt er byggtekniske krav for brann og lyd undersøkt.</p> <p>Dimensjonering av etterspente bjelker og dekker gjort med dataverktøyet K-bjelke (utarbeidet av sivilingeniør Ove Sletten). Byggtekniske krav overholdes i henhold til Norsk Standard og Sintef Byggforsk. Beregninger for etterspente konstruksjonsdeler gjøres digitalt i K-bjelke, andre relevante beregninger er utført manuelt.</p> <p>Utformingen blir et plasstøpt betongbygg der vi har beregnet dekker og bjelker, samt en betongsøyle inne i bygget for tilstrekkelig bæring. Vi har ikke dimensjonert yttervegger, men kun hatt fokus på etasjeskiller og nevnte søyle. Vi har måttet gjøre visse avgrensninger i oppgaven da denne type betongteknologi var helt ny for oss. Fokus har derfor vært på å tilegne seg kunnskap om bruken av etterspenning og hvordan slike konstruksjoner dimensjoneres og bygges.</p> <p>Vi har ikke studert bruken av hulldekker eller gjort beregninger for de brukte hulldekkene i Haugsbakken 5, vi har kun sett på de plasstøpte etterspente dekkene og funnet en utforming der slike dekker kan brukes i det gjeldende bygget.</p>		

ABSTRACT

Title:	Post-tensioned concrete slabs versus hollow core slabs	Date : 22.5.2012
Participants/	Jon Anders Harby Andreas Dillerud Olsen	
Supervisor	Harald Fallsen	
Employer:		
Keywords (3-5)	Concrete constructions, post-tensioned concrete slabs, construction technique.	
Number of pages/words: 44/10680	Number of appendix: 12	Availability (open/confidential): open
<p>Short description of this bachelor thesis:</p> <p>This bachelor thesis is based on finding an alternative framing of Haugsbakken 5, a building which we have received sketches of from Sweco. The alternative framings main goal is to replace the hollow core slabs with post-tensioned concrete slabs.</p> <p>The new framing of the building is chosen by us, the writers, with advice from our supervisor and professional contribution from KB Spennteknikk and others who also have competence concerning post-tensioning. After the framing of the building is chosen, the requirements of construction technique is examined.</p> <p>The post-tensioned beams and slabs is calculated with the digital tool K-bjelke (developed by Civil Engineer Ove Sletten). All requirements of construction technique is based on Norsk Standard and Sintef Byggforsk. The calculations for the post-tensioned constructions are all executed using K-bjelke and other relevant calculations is done manually.</p> <p>The new framing is a cast concrete building where we have calculated slabs and beams, and also a concrete coloumn within the building to support load-bearing. We have not calculated the outer walls, but only focused on the slabs, beams and the concrete coloumn. We have had to make certain delimitations in the thesis because this type concrete technology was completely new to us. The focus has therefore been to gather knowledge concerning the use of post-tensioning and how these constructions are calculated and built.</p> <p>We have not examined the use of hollow core slabs or done calculations for the slabs originally used in Haugsbakken 5. We have only studied the post-tensioned concrete slabs and found a framing where these slabs can be used in the building Haugsbakken 5.</p>		

Forord

Denne bacheloroppgaven bygger på den treårige utdanning ved ingeniørfag – bygg, konstruksjon, ved Høgskolen i Gjøvik. Oppgaven er definert av oss oppgaveskrivere, basert på tegninger vi har mottatt fra Sweco. Likevel er det vi selv som har bestemt tema for oppgaven og det er ingen fungerende oppdragsgiver. Imdlertid syns vi oppgaven er svært spennende og viktig da den belyser en type betongteknologi som var helt ny for oss og er generelt lite brukt og kjent.

Det har vært meget lærerikt å jobbe med oppgaven og vi har tilegnet oss mye ny kunnskap. Oppgavearbeidet har også ofte vært krevende, men også inspirerende. Ettersom temaet etterspenning var helt nytt for oss har vi måtte gjort visse avgrensninger, men læringsutbyttet har vært stort og vi har fått mye god hjelp og veiledning.

Vi vil benytte anledningen til å takke følgende personer for hjelp og støtte med oppgaven:

- Veileder ved Høgskolen i Gjøvik, Harald Fallsen.
- Marthin Landgraff, Høgskolen i Gjøvik
- John Taraldsen, KB Spennteknikk AS
- Ulf Jarnstedt, KB Spennteknikk AS
- Anders Jonsson, KB Spennteknikk AS
- Ketil Hulaas, Pentacon AS
- Kjell Erik Hageløkken, SWECO AS
- Ove Sletten (programutvikler og eier av dataverktøyet K-bjelke)
- Høgskolen i Gjøvik for økonomisk støtte til beregningsprogrammet K-bjelke


Andreas Dillerud Olsen


Jon Anders Harby

Innhold

SAMMENDRAG	2
ABSTRACT	3
FORORD	4
INNHold	5
FIGURLISTE	8
TABELLISTE	8
1. INNLEDNING	9
1.1 HENSIKT MED OPPGAVEN	9
1.2 MOTIVASJON	9
1.3 MÅLGRUPPE	9
1.4 PROBLEMSTILLING	9
1.5 AVGRENSNINGER	9
1.6 DELTAKERNE FAGLIGE UTGANGSPUNKT	9
1.7 DELTAKERNE FORVENTINGER TIL OPPGAVEN	9
1.8 OPPBYGNING AV OPPGAVEN	10
1.9 SVAKHETER VED OPPGAVEN	10
1.10 FORSKNINGASPEKT	10
2. METODE	11
3. TEORI	12
3.1 SPENNARMERT BETONG	12
3.1.1 FORSPENT BETONG.....	12
3.1.2 ETTERSPENT BETONG	12
3.2 BRUKSOMRÅDER FOR ETTERSPENT BETONG	13
3.3 OPPSPENNINGSPROSEDYRE	13
3.4 MATERIALER BRUKT VED ETTERSPENNING	15
3.4.1 BETONG	15
3.4.2 SPENNSTÅL	15
3.4.2.1 Tekniske spesifikasjoner for 0,62''spenntau	15
3.4.3 Plastrør og spesialfett	16
3.4.4 Forankringer	17
3.4.4.1 Aktiv forankring	17
3.4.4.1.a Forankringssone ved aktiv forankring og plassbehov	17
3.4.4.2 Passiv forankring	17
3.4.4.3 Mellomforankring	18
3.5.1 FORDELER MED ETTERSPENNING	18

3.5.1.1	STØRRE SPENNVIDDER	18
3.5.1.2	MINDRE NEDBØYNING	18
3.5.1.3	SLANKERE DEKKER	18
3.5.1.4	VANNTETTE DEKKER	19
3.5.1.5	BEDRE SKJÆRKAPASITET	19
3.5.1.6	MONOLITTISKE KONSTRUKSJONER	20
3.5.2	ULEMPER MED ETTERSPENNING	20
3.5.2.1	EN "MINDRE AKSEPTERT" LØSNING	20
3.5.2.2	UTSPARINGER/SENERE BORING	20
3.5.2.3	LYDKRAV	21
3.6	TAP AV SPENNKRAFT	20
3.6.1	Tap av tøyingsdifferanse	21
3.6.1.1	Låsetap	21
3.6.1.1.a	Formler for låsetap	21
3.6.1.2	Friksjonstap	23
3.6.1.2.a	Formler for friksjonstap	23
3.6.2	Spenningsendring grunnet korttidslast	23
3.6.3	Tidsavhengige tap	24
3.6.3.1	Kryp	24
3.6.3.2	Svinn	25
3.6.3.3	Relaksasjon av spennarmering	26
3.7	BRANN	27
3.7.1	Betongens termiske egenskaper og temperaturfordeling	27
3.7.2	Branntekniske forskjeller i slakkarmering og spenntau	28
3.7.3	Temperaturberegninger	29
3.8	LYD	29
4.	GJENNOMFØRING/RESULTATER	30
4.1	VALG AV UTFORMING	30
4.2	TILEGNING AV KOMPETANSE	30
4.3	ULIKE IDEER OG ENDELIG VALG	30
4.4	LASTOPPSETT	32
4.5	DE ETTERSPENTE DEKKENE	32
4.6	KONSTRUKSJONSDELER	32
4.6.1	Fritt opplagt, plasstøpt etterspent betongdekke	32
4.6.2	Kontinuerlig, plasstøpt etterspent betongdekke (lengste spenn)	33
4.6.3	Kontinuerlig, plasstøpt etterspent betongdekke (mot heissjakt)	33
4.6.4	Kontinuerlig, plasstøpt etterspent betongdekke (lengste spenn)	33
4.6.5	Fritt opplagt, plasstøpt etterspent betongdekke	33
4.6.6	Innlagt bjelkebrager med spenntau på tvers av dekkeretning, innlagt i betongdekke	33
4.6.7	Betongsøyle under bjelkebrager	33
4.7	NEDBØYNING	33
4.8	BRANNKRAV	34
4.9	LYDKRAV	35
4.9.a	Tilleggskonstruksjon på oversiden	37
4.10	TAP AV SPENNKRAFT	38
4.11	ØKONOMISK SAMMENLIKNING	39

5. DISKUSJON	40
5.1 VALG AV UTFORMING	40
5.2 FORSKJELL I BYGGEPROSESS	40
5.3 BYGGTEKNISKE KRAV	41
5.4 SLANKERE DEKKE	42
5.5 ØKONOMI	42
6. KONKLUSJON	43
6.1 VALG AV UTFORMING	43
6.2 FORSKJELL I BYGGEPROSESS	43
6.3 BYGGTEKNISKE KRAV	43
6.4 SLANKERE DEKKE	43
6.5 ØKONOMI	44
6.6 VURDERING AV UTFORMINGEN	44
REFERANSER	45
VEDLEGG A: Opprinnelig plantegning, Haugsbakken 5	46
VEDLEGG B: Plantegning, ny utforming, Haugsbakken 5	47
VEDLEGG C: Lastoppsett fra Sweco	48
VEDLEGG D: Beregning 1 og 5, fritt opplagt sone	49
VEDLEGG E: Beregning 2 og 4, kontinuerlig dekke (lengste spenn)	55
VEDLEGG F: Beregning 3, kontinuerlig dekke (mot heissjakt)	62
VEDLEGG G: Beregning 6, bjelkedrager over søyle	69
VEDLEGG H: Beregning 7, søyledimensjonering	76
VEDLEGG I: Temperaturberegninger	78
VEDLEGG J: Regneark – Kalkyle	79
VEDLEGG K: Detaljtegning: Snitt, bjelke over søyle	80
VEDLEGG L: Oversiktstegning: Dekke og bjelke over søyle	81

Figurliste

Figur 3.1.1 Strekkfordeling for etterspent vaier 13.....	13
Figur 3.4.1 Relaksasjonskurver ved 20 °C for 0,62''spenntau	15
Figur 3.4.2 Spennings-tøyningsdiagram for 0,62''spenntau	16
Figur 3.4.3 Aktiv forankring	16
Figur 3.4.4 Detaljtegning av aktiv forankring	17
Figur 3.4.4 Passiv forankring	17
Figur 3.5.1 DT-element	20
Figur 3.7.2 Faktor for fasthetsreduksjon i armering ut fra temperatur	28
Figur 4.3.1 Plantegning med akser	31

Tabelliste

Tabell 3.6.1 Relaksasjonsklasser	26
Tabell 3.7.1 Minste dekketykkelse og overdekning for brannkrav	27
Tabell 4.7.1 Nedbøyning	34
Tabell 4.9.1 Lydklasser	35
Tabell 4.9.2 Flankeoverføring	36
Tabell 4.9.3 Lydtekniske data	36
Tabell 4.9.4 Trinnlydforbedringstall	37
Tabell 4.9.5 Trinnlydsberegning	38
Tabell 4.10.1 Totalt tap av spennkraft	38
Tabell 4.11.1 Sammenlikning av kostnader	39

1. Innledning

1.1 Hensikt med oppgaven

Hensikten med oppgaven er å erstatte hulldekkene i bygget Haugsbakken 5 med plasstøpte etterspenne betongdekker. For å kunne løse oppgaven må vi først sette oss inn i bruken av etterspenning, som er en helt ny betongteknologi for oss, da vi aldri har lært noe om de og nærmest aldri hørt om det før vi startet på denne oppgaven.

1.2 Motivasjon

Denne oppgaven er ikke gitt av noen konkret arbeidsgiver, men definert av oss oppgaveskrivere. Vi ville benytte anledningen til å lære noe helt nytt og syntes temaet etterspent betong var veldig spennende. Selv om vi ikke har noen oppdragsgiver å svare til har vi hatt god hjelp fra KB Spenneteknikk AS på Kongsvinger som var vår innfallsvinkel for å kunne løse oppgaven og det var derfra vi i starten hentet informasjon til prosjektet.

1.3 Målgruppe

Målgruppen for oppgaven er Høgskolen i Gjøvik, veileder Harald Fallsen, intern og ekstern sensor og andre studenter. Vi håper også at oppgaven vil være interessant for bygg- og anleggsbransjen i Norge da den belyser en relativt lite brukt form for betongteknologi. Oppgaven skrives også med håp om at senere studenter skal finne den interessant.

1.4 Problemstilling

Etasjeskillene i Haugsbakken 5 består av hulldekke-elementer. Vår problemstilling er derfor følgende:

Kunne disse etasjeskillene, som en alternativ utførelse, vært utført som plasstøpte etterspenne dekker?

Dette er vår problemstilling for prosjektet og vårt hovedfokus ligger da i å undersøke selve dekkene. Det fører med seg beregninger for dekker, men også andre konstruksjonsdeler som blir forutsetninger for vårt valg av utforming, samt at konstruksjonen skal overholde byggetekniske krav.

1.5 Avgrensninger i oppgaven

Ettersom vi har tatt utgangspunkt i et tema som var helt nytt for oss har vi måttet gjøre visse avgrensninger i oppgaven. Temaet etterspenning er svært vidt og vi har måtte innsnevre fokus til de etterspenne dekkene vi skal bruke i bygget vårt. Vi er likevel innom mer generelle temaer for etterspenning i teorikapitlet, men etter hvert i oppgaven blir det hovedfokus på dekker.

1.6 Deltakernes faglige utgangspunkt

Vi oppgaveskrivere hadde ingen erfaring, hverken praktisk eller teoretisk, med temaet etterspenning da vi valgte oppgavetema. Det vi har lært om betongkonstruksjoner i vår utdanning er tradisjonell slakkarmering og litt om bruk av betongelementer.

1.7 Deltakernes forventninger til oppgaven

Våre forventninger til oppgaven var at vi regnet med at det ble mye arbeid ved å sette seg inn i et helt nytt tema, men samtidig var vi veldig ivrige i å lære noe helt nytt. Vi håper oppgaven også blir spennende for andre lesere.

1.8 Oppbygning av oppgaven

Oppgavens struktur er satt opp med et kort metodekapittel der vi beskriver hvordan oppgaven skal løses, etterfulgt av en del teori om etterspenning og bruken av det. Deretter beskriver vi løsningen av problemstilling ved vår utforming av bygget, med beregningsresultater og beskrivelser. Så følger et diskusjonskapittel og en konklusjon vedrørende vår løsning og utforming av bygget kontra den opprinnelige utformingen.

1.9 Svakheter ved oppgaven

Det at vårt mål med oppgaven er å erstatte hulldekkene i et bygg med plasstøpte etterspente betongdekker gjør at vi blir litt forutinntatte. Vi fokuserer på de positive aspektene med etterspenning og hvilke fordeler det medfører. Det at vi ikke i utgangspunktet vet noe om etterspenning gjør også at vurderingene vi gjør kanskje ikke nødvendigvis er direkte gode. Uansett har vi sett på hvordan det er gjennomførbart å erstatte hulldekkene og vi har tilegnet oss masse ny kunnskap som vi har forsøkt å støtte oss på når vi har løst oppgaven.

Beregningene for etterspente dekker og bjelke er gjort med dataverktøyet K-bjelke. Det er ikke gjort manuelle overslagsberegninger for å sammenlikne med resultatene fra K-bjelke fordi vi ikke har kompetansen til å utføre slike beregninger. Det vi kunne ha beregnet manuelt er tap av spennkraft, med formler hentet fra *Betongkonstruksjoner*, Svein Ivar Sørensen, TAPIR forlag. Dette fikk vi imidlertid ikke tid til, men vi stoler på beregningsprogrammet, som for øvrig er det programmet som brukes av konsulenter/prosjekterende som utfører beregninger med etterspenning.

1.10 Forskningsaspekt

Vårt mest fremtredende forskningsaspekt i oppgaven blir å undersøke hvordan spenntauene i konstruksjonen tåler brann. Ved vanlig dimensjonering av etterspente dekker forholder man seg kun til minimum dekketykkelse og overdekning. Vi ser nærmere på hvordan temperaturen fordeler seg inn i betongtverrsnittet og påvirker spenntauenes fasthet etter en times brann, i henhold til det gjeldende brannkravet REI60.

2. Metode

Oppgaven løses ved å finne en utforming for etterspente dekker for det gjeldende bygget, Haugsbakken 5. Utformingen velges av oss som skriver oppgaven i samråd med veileder og andre fagkyndige etter hva som er praktisk gjennomførbart og på en slik måte at utformingen overholder relevante krav for lyd, brann og nedbøyning.

Ettersom etterspenning er noe helt nytt for oss som skriver oppgaven, må en del kunnskap og teori først læres. Vi ser på bruken av etterspenning og hvordan slike konstruksjoner brukes og dimensjoneres. Målet med oppgaven er å erstatte hulldekkene i Haugsbakken 5 med plasstøpte etterspente betongdekker, men vi er nødt til å gjøre visse avgrensninger og ser ikke nærmere på hulldekker i oppgaven. Fokus er på etterspenning og da primært etterspente betongdekker.

Etter at utformingen er fastsatt dimensjoneres betongdekkene med dataverktøyet K-bjelke (utarbeidet av sivilingeniør Ove Sletten), mens eventuelle andre beregninger gjøres manuelt og løses med grunnlag i Norsk Standard og andre regler og krav.

Andre konstruksjonsdeler enn de etterspente dekkene, som beregnes med K-bjelke, beregnes i henhold til kompendier for Konstruksjonslære, utarbeidet av Harald Fallsen ved Høgskolen i Gjøvik.

Etter at utforming er valgt og dimensjoneringen utført må vi vurdere om løsningen er først og fremst god nok og om de etterspente dekkene i det hele tatt er noe godt alternativ i forhold til hulldekkene brukt i det valgte bygget.

3. Teori

3.1 Spennarmert betong

Spennarmert betong er en motsetning til den tradisjonelle *slakkarmerte* betongen, der betongkonstruksjonene armeres med *oppspent armering*. Den oppspente armeringsmetoden kan deles inn i to hovedkategorier, forspenning og etterspenning.

3.1.1 Forspent betong

Forspent betong kjennetegnes ved at spenntau spennes opp før betongen støpes og låses med kiler i ytterkantene. Betongen vil da etablere god heft til armeringen når betongen herder og når spenntauet kappes i endene (etter at betongen har oppnådd tilstrekkelig fasthet) overføres strekkraftene til betongen. Forspent betong er primært brukt i betongelementer, for eksempel prefabrikkerte hulldekker.

3.1.2 Etterspent betong

Ved utførelse av etterspent betong ligger armeringen, spennvajerne, fritt eller tres gjennom utsparingsrør i betongstøpen. Etter at betongen har herdet til 70% fasthet (etter 4-5 dager) kan vajerne spennes opp. I endene av betongdekket ligger forankringer for armeringen. Det kan benyttes ett aktivt og ett passivt anker, eventuelt to aktive. Ved skjøting av dekker, over større flater, kan de passive forankringene justeres til aktive ankre når dekket utvides. Skjøteforankringer kan også brukes.

Etter oppspenning av armeringen injiseres plastrørene med en sementbasert injiseringsmasse. Slik etableres god heft mellom spennarmeringen og betongstøpen. Etter heftetableringen vil tøyingsdifferansene i spennarmeringen og betongen, i samme tverrsnittsnivå, være like. Den etterspente konstruksjonen vil altså oppføre seg likt som en forspent konstruksjon med kompatibel tøyingsdifferanse mellom betong og armering.

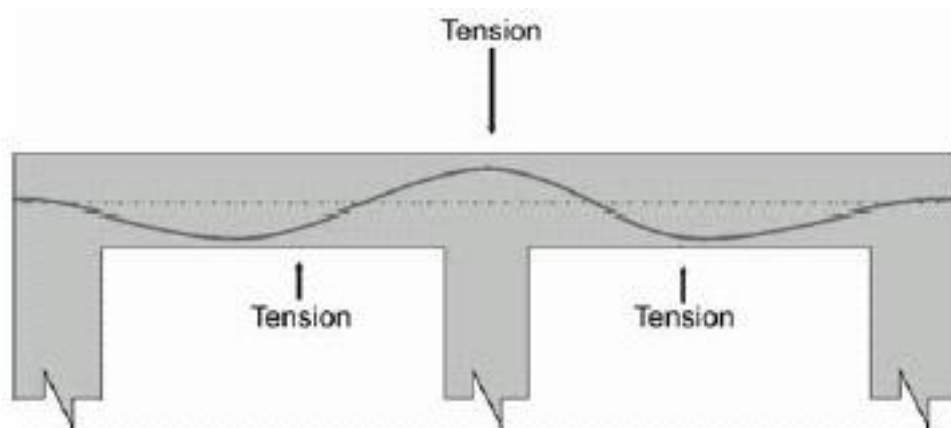
I etterspente dekker benyttes også uninjiserte kabler, de større kabelføringene med injiseringsmørtel brukes primært i brospenn og større konstruksjoner og spennvidder. I mindre spenn som ikke har behov for de større kabelføringene benyttes da enkle spenntau omgitt av et plastrør. Spennvajerne er innsatt med spesialfett som forhindrer korrosjon og i tillegg reduserer friksjonstapet i spenntauet.

For etterspente betongdekker legges spenntauene slik at de følger momentkurven i dekket. Dette betyr i praksis at oppleggspunkt i dekket som kan betraktes som ”dragere” eller ”søyler” trykkes nedover, og at heng/spenn i mellom trekkes opp. Dette gir slankere dekker som medfører en lettere egenvekt og er spesielt fordelaktig for nedbøyning. Som oftest legges det et spenntau ekstra for sikkerhets skyld, dette er vanlig prosedyre for å være på den sikre siden i tilfelle en spennkabel skulle ryke. Det kan skje i forbindelse med utsparinger eller boring i dekket, eller rett og slett at spenntau ryker fordi strekkraften i kabelen blir for høy.

Spenntauene belastes med en kraft på 21 tonn (stålets E-modul) og montøren kontrollerer trykk og tøyning av spenntauet under oppspenning ved hjelp av en trykkmåler. Tøyningen av spenntauet er omtrent 5-8 mm per meter. Grunnen til at belastningen på spennstålet ligger på 21 tonn er at flytegrensen for spennstålet er høyere, stålet har altså en høyere kvalitet, og

spenntauet belastes med 80 % av flytegrensen. Dette er standardbetinget. Spenntauene har en flytegrense på 250,5 kN og 80 % av flytegrensen blir da 20,04 tonn. Dessuten overspinner man gjerne til 85 % av flytegrensen, særlig for lange kabler, grunnet friksjonstap. Likevel skal ikke snittverdien av belastningen overstige 0,80 av flytegrensen. Montøren kontrollerer også tøying og trykk ved hjelp av jekken og trykkmåler.

Figur 3.1.1 Strekkfordeling for etterspent vaier



(Noorps.com, 2012)

3.2 Bruksområder for etterspent betong

Flatdekker er den konstruksjonstypen der uinjiserte kabler er mest brukt. Da er spennsystemet økonomisk ned mot spennvidder på 6 meter. Spennsystemet brukes også i enveis- og toveisplater.

Ved dårlige grunnforhold kan etterspenning brukes i bunnplater. Gulvet støpes direkte på pæler og grunn. Grunnen virker som forskaling under støping, da den ofte ikke bærer mer enn egenvekten av bunnplaten. Platen blir da et flatdekke med pælene som søyler. Slike gulv kan dimensjoneres for belastninger på 15-20 kN/m². Etterspenning er også aktuelt for sålefundament, slik at sålefundament og bunnplate betraktes som et flatdekke.

Etterspenning er en mangfoldig armeringsteknologi og brukes i mange forskjellige typer konstruksjoner. Særlig for bruer er etterspenning mye brukt grunnet store spennvidder og fordi bruk av spennvaier gir en lavere egenvekt. Det brukes også for siloer og vannreservoarer, samt golv på grunn, fjellforankringer, vegger og mye annet. Det er ikke store begrensninger for etterspenning, da det kan være veldig mangfoldig og brukes til mangt, men den typen bygg hvor etterspent armering har vært dominerende er i parkeringshus. Etter at denne typen spennarmering ble tatt i bruk i USA på 1950-tallet og i Europa på 1970-tallet har etterspente dekker vært dominerende ved bygging av P-hus og som etasjeskiller i større bygg. Spenneteknikk startet i Norge i 1978.

3.3 Oppspenningsprosedyre

Ved oppspenning av slike dekker vil konstruksjonen trykkes sammen. Ved sammentrykning oppstår trykkspenning kun der en eventuell forkortelse er mulig. Derfor bør det være et krav

om at utformingen av konstruksjonen blir slik at forkortelse i oppspenningsretningen er mulig. Hvis ikke det skjer vil spennkrefter gå direkte til opplegg.

Angående rekkefølge for oppspenning av kabler medfører detaljerte lister og tegninger som skal følges uten avvik. Rekkefølgen for oppspenning er noe som er beregnet på forhånd for å redusere spennkraftens eksentrisitet om konstruksjonens senterlinje.

Det er økonomisk gunstig om man spenner samtlige spenntau fra samme ende, dersom det er praktisk gjennomførbart. Dette bør man ha i tankene på forhånd for å unngå tilleggskostnader og unødig bruk av tid ved oppspenning. Dette er sjeldent et problem ved oppspenning av dekker, men mer vesentlig for bjelker.

3.4 Materialer brukt ved etterspenning

3.4.1 Betong

I etterspente konstruksjoner brukes betong av høyere kvalitet enn man vanligvis bruker i tradisjonelle slakkarmerte konstruksjoner. Betongen i etterspente konstruksjoner påføres en større trykkspenning som krever sterkere betongfasthet. Store lokale trykkspenninger ved konsentrerte forankringer er også en årsak til behov for høy fasthet. Vanlige fasthetsklasser for spennbetong er B35-B55, det hender også at enda høyere fasthetsklasser benyttes.

Betongens sammensetning optimaliseres for å resultere i minst mulig kryp og svinn for å redusere tap av spennkraft grunnet disse langtidseffektene. Det er viktig med en tett betong (lavt vann/semest – forhold) for å beskytte den sårbare spennarmeringen mot korrosjon.

3.4.2 Spennstål

Ved etterspenning benyttes spennstål med høyfasthet for å hindre strekkspenninger i betongen best mulig, en følge av tap av spennkraft i stålet over tid, langtidstap som kryp/svinn i betongen og relaksasjonstap i spennstålet.

En vanlig prosedyre for å fremstille stål med høy fasthet er kaldbearbeiding kombinert med legeringer. Slikt stål har ikke den samme utpregede flytegrensen som vanlig kamstål. Spennstålet har en lavere korrosjonsmotstand enn vanlig kamstål, samt lavere kritisk temperatur som medfører lavere brannmotstand. Nettopp derfor er det viktig at betongen rundt er tettest mulig.

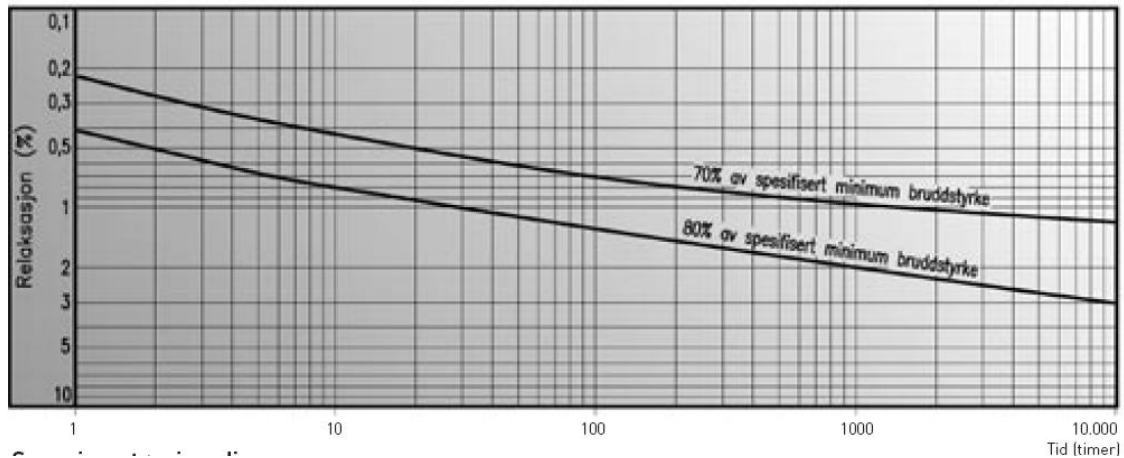
3.4.2.1 Tekniske spesifikasjoner for 0,62" spenntau (hentet fra KB Spennteknikk):

Tekniske spesifikasjoner for 0,62" spenntau

Utførende	1 sentertråd + 6 utvendig slagne tråder
Stigning	12-16 D
Diameter	15,70 mm
Areal	150 mm ²
Bruddstyrke, F _b	279,0 kN
Bruddspenning, σ_b	1860 MPa
Flytestyrke, F _{0,2}	250,5 kN
Flytespenning, $\sigma_{0,2}$	1670 MPa
Forlengelse ved maks. last	3,5 %
Relaksasjon ved 1000 h 20 °C	se diagram
Elastisitetsmodul, E	196 kN/mm ²
Vekt	1,37 kg/m

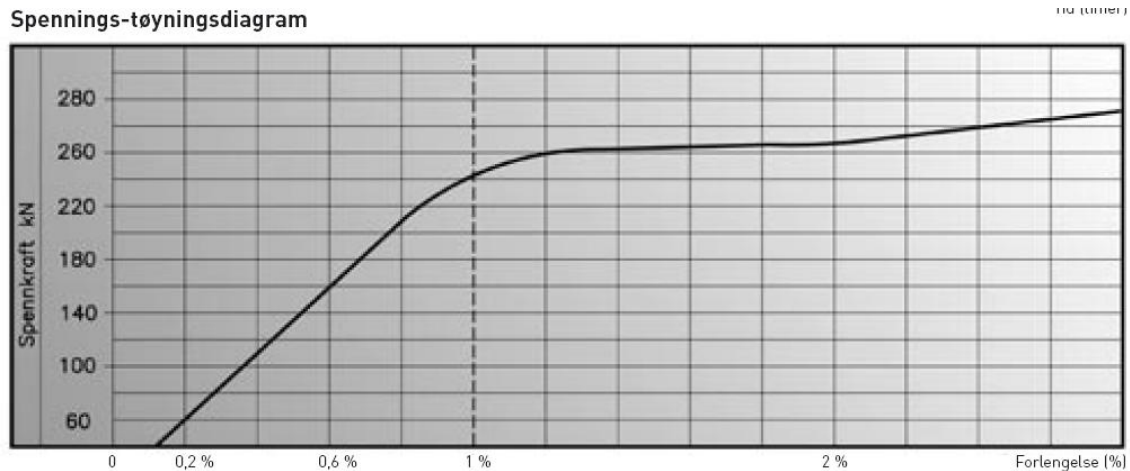
Figur 3.4.1 Relaksasjonskurver ved 20 °C for 0,62" spenntau

Relaksasjonskurver ved 20° C (målte verdier)



(Spennteknikk)

Figur 3.4.2 Spennings-tøyningsdiagram for 0,62'' spenntau



(Spennteknikk)

3.4.3 Plastrør og spesialfett

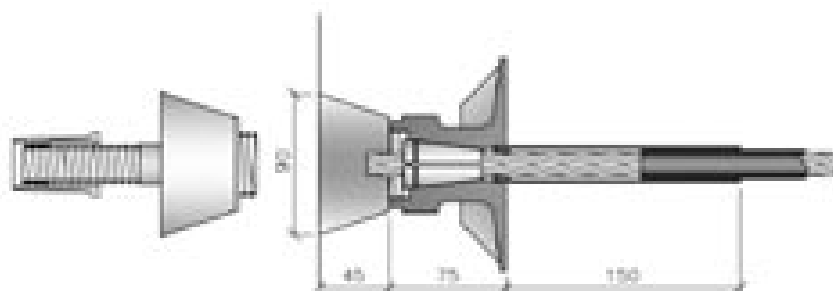
Spenntauet omgis av et polyetylen-plastrør med en veggtykkelse på 1-1,5 mm. For 0,62'' spenntau har røret en ytre diameter på omtrent 20 mm. Det er spesifikke krav for plastrøret, mekaniske, termiske osv. Spesialfettet som omgir spenntauet sikrer korrosjonsbeskyttelse for stålet. Spesialfettet skal være helt uløselig i vann og må holde en viss temperatur for å ikke bli for hardt (20-50 grader celsius), om det blir for hardt øker friksjonstapet ved oppspenning.

3.4.4 Forankringer

3.4.4.1 Aktiv forankring

Den aktive forankringen legges inn i en utsparring av plast, eller polystyren, og festes til enden av forskalingen med en monteringspindel. Monteringspindlene tres gjennom et hull i enden av forskaling, hullet har en diameter på 28 mm, og skrur fast med en mutter som følger med spindelen. Omtrent 0,7 meter av spenntauet skal stikke ut av forankringen for at kabelen skal kunne spennes opp med den hydrauliske jekken.

Figur 3.4.3 Aktiv forankring



(Spennteknikk)

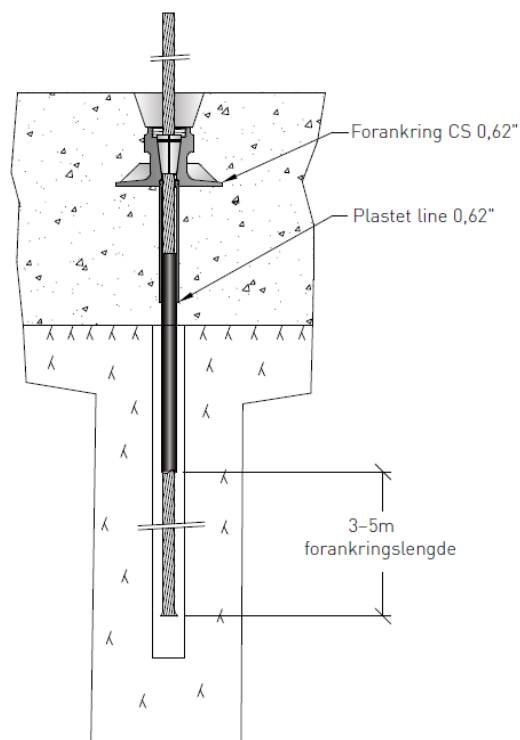
3.4.4.1.a Forankringssone ved aktiv forankring og plassbehov

Det er visse forhold som må ivaretas for forankringssonen ved aktiv forankring, gitt ved følgende punkter:

- Generell skjærarmering i tverrsnittet, samt eventuell ekstra skjærarmering ved oppleggssonen.
- Tilstrekkelig plass for støping og vibrering av betong.
- Tilstrekkelig avstand mellom forankringsplate og ytterkant, satt til minimum 60 mm.
- Ifølge Ketil Hulaas i Pentacon AS, Kongsvinger, er maksimum avstand mellom forankringsplate og ytterkant 80 mm.

(Norsk.Betongforening, 2010)

Figur 3.4.4 Detaljtegning av aktiv forankring

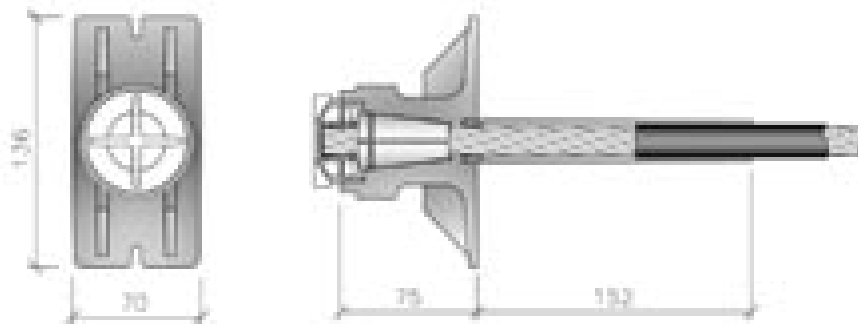


(Spenneteknikk)

3.4.4.2 Passiv forankring

Disse forankringene er i prinsippet like de aktive forankringene. Forskjellen er at de leveres ferdigmontert på spennkablene. Forankringen låses fast til kabelen med låsekiler som holdes fast av et deksel i enden, begge deler tilhører forankringen.

Figur 3.4.4 Passiv forankring



(Spenneteknikk)

3.4.4.3 Mellomforankring

Mellomforankringer benyttes når et dekke eller en drager ikke kan støpes i et og må tas seksjonsvis. Ombruk av forskalingen kan gjennomføres fordi mellomforankringene reduserer friksjonstapet langs spenntauet. Plasseringen for disse forankringene er i støpeskjøtene, altså der spennkabler ligger midt i betongens tverrsnitt.

Det er to typer mellomforankringer, enten monteres forankringene til et spenntau i hel lengde, for så å spenne opp kablene, ellers er forankringen todelt og spennes i støpeskjøt og kobles deretter til spennkabler i neste dekkeseksjon, kablene spennes så i neste skjøt.

(Spenneteknikk)(Sørensen, 2010)

3.5.1 Fordeler med etterspenning

3.5.1.1 Større spennvidder

Etterspent betong gir langt større spennvidder enn tradisjonelle slakkarmerte dekker som gir store åpne flater med færre søyler. Dette gir bedre arealutnyttelse og nettopp derfor er etterspent betong så dominerende for parkeringshus.

3.5.1.2 Mindre nedbøyning

Når spenntauene strammes oppstår en større konsentrasjon av trykkspenning i underkant av dekket. Derfor vil nedbøyningen reduseres, det vil kanskje også bli en oppbøyning i overkant av dekket, fordi strekkonsentrasjonen i bunn av dekket blir erstattet av trykkspenning. Nedbøyningen blir mindre, eller helt eliminert, fordi det bare er nyttelasten som har innvirkning på den.

3.5.1.3 Slankere dekker

I forhold til slakkarmert betong kan dekketykkelsen reduseres med opptil 30 %. Det reduserer belastningen på bærende søyler og fundament og reduserer konstruksjonshøyden. I tillegg

tilsvarende 1 kg spennstål omtrent 4 kg kamstål (slakkarmering), så også armeringen har positiv konsekvens for det helhetlige dekkets reduksjon i egenvekt.

3.5.1.4 Vanntette dekker

Etterspenningen gir betongen en trykkspenning som kontrollerer rissvidder bedre og oppnår slik også vanntetthet. Da sparer man eventuelle tetningssjikt i dekket. Dette er imidlertid bare aktuelt for toveis spente dekker. For eksempel betongdekket for isflaten i Vikingskipet ble etterspent for rissfrihet i begge retninger.

”Etterspente dekker er primært utsatt for trykk, og derfor er riss mye lettere å kontrollere, dekker kan bli utført vanntette.”
(Fabeco)

3.5.1.5 Bedre skjærkapasitet

I slakkarmerte dekker er ofte gjennomløkking et problem, ved bruk av etterspente dekker får betongen en økt trykkspenning som øker skjærkapasiteten. Derfor blir problemer med gjennomløkking sterkt redusert.

Betongstandarden underbygger denne påstanden ved at konstruksjonens skjærkapasitet øker med en økt aksialbelastning. Både for konstruksjoner med beregningsmessig behov for skjærarmering og konstruksjoner uten.

(6.2.b) Minsteverdi for skjærkapasitet (uten beregningsmessig behov for skjærarmering):

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp})$$

Der σ_{cp} er betongtrykkspenning fra aksial belastning eller forspenning.

(6.8) Maksverdi for skjærkapasitet (med beregningsmessig behov for skjærarmering):

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta)$$

Der α_{cw} tar hensyn til spenningstilstand i trykkgurt og bestemmes ut fra nasjonalt tillegg:

I konstruksjoner med forspenning eller aksialtrykk bestemmes α_{cw} ut fra:

$$\begin{aligned} \text{(NA.6.11.aN)} \quad \alpha_{cw} &= (1 + \sigma_{cp}/f_{cd}) && \text{for } 0 < \sigma_{cp} \leq 0,25f_{cd} \\ \text{(NA.6.11.bN)} \quad \alpha_{cw} &= 1,25 && \text{for } 0,25 < \sigma_{cp} \leq 0,5f_{cd} \\ \text{(NA.6.11.cN)} \quad \alpha_{cw} &= 2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd}) && \text{for } 0,5 < \sigma_{cp} \leq 1,0f_{cd} \end{aligned}$$

Faktoren α_{cw} tar altså hensyn til σ_{cp} , aksial belastning, slik at skjærkapasiteten i en konstruksjon alltid blir høyere med økt trykkspenning.

(Standard.no, 2004+NA2010)

3.5.1.6 Monolittiske konstruksjoner

Med etterspente dekker innehar man de samme stivhetsfordelene for bygget som man får fra et slakkarmert alternativ. Man får en kontinuerlig momentforbindelse til vegger og søyler i bygget, noe som er vanskeligere å få til med bygging av elementer. Den faste momentforbindelsen er altså fordelaktig for byggets stivhet.

3.5.2 Ulemper med etterspenning

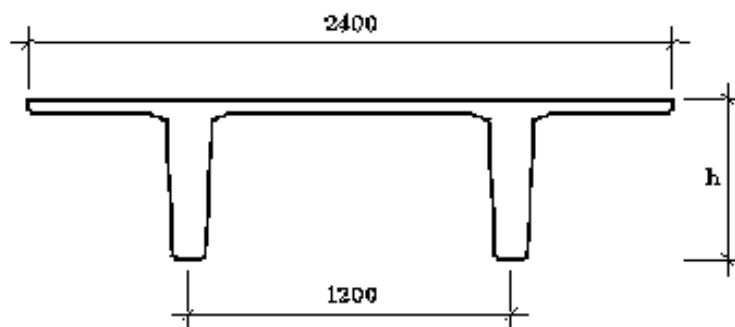
3.5.2.1 En ”mindre akseptert” løsning

Etterspente dekker kan virke skremmende for noen og det er stort sett utvalgte konsulenter/ingeniører, nærmest spesialister, som velger disse løsningene fordi de har kompetanse og erfaring innen denne spesifikke teknologien. Mange mener at det er for lite kjennskap til mangfoldigheten til spennarmering generelt og etterspente dekker klarer per i dag ikke å konkurrere med prefabrikkerte elementer, som for eksempel hulldekker.

I en forespørsel om det var liknende skepsis til hulldekker den gangen slike elementer kunne betraktes som ny teknologi, svarer Ketil Hulaas følgende:

”Vi *vanlige* ingeniører er som regel konservative, så også med hensyn til hulldekker. Disse konkurrerte i første rekke med DT-elementer og det tok sin tid før de ble akseptert.”

Figur 3.5.1 DT-element



Skisse av DT-element, hentet fra (Loe, 2012)

3.5.2.2 Utsparinger/senere boring

Kan være tungvint ved utsparinger i ettertid av oppspenning. Dersom man borer gjennom dekket og skulle komme til å bore over en eller flere av spenntauene kan det være fatalt for konstruksjonen. Som tidligere nevnt er det vanlig å legge en spennkabel ekstra, blant annet som en sikkerhet mot slike situasjoner.

3.5.2.3 Lydkrav

Etterspenning gir relativt store besparinger i dekketykkelse og man får slankere dekker og lengre spennvidder. Problemet når dekkene blir slankere er at lydkrav blir vanskeligere å overholde på grunn av at dekketykkelsen reduseres. Derfor er det ofte ekstra behov for gulvløsninger i etterspente dekker for at dekker/etasjeskiller skal overholde lydkrav. I vanlige boligbygg der det skal være vannbåren varme er etterspente dekker gunstig, da opprettholdes også lydkrav bedre fordi dekkene blir litt tykkere.

3.6 Tap av spennkraft

Når spennkabler spennes opp vil den målte jekkekraften få en viss reduksjon, dette er det flere årsaker til. Reduksjonen betegnes som *spennkrafttap*, som det er hovedsakelig tre forskjellige typer av:

3.6.1 Tap av tøyingsdifferanse

Det oppstår tap av tøyingsdifferanse mellom spennarmeringen og betongen når det ikke er god heftforbindelse mellom de to komponentene. Dette er åpenbart først og fremst et problem for uninjiserte kabler kontra injiserte spennkabler. Slike tap har forskjellige årsaker: låsetap, friksjonstap og temperaturtap (sistnevnte er først og fremst relevant for forspente betongkonstruksjoner og vil ikke bli nevnt her).

3.6.1.1 Låsetap

Tap av spennkraft som følge av at spennstålet glir noe før kilen låses i den aktive forankringen, altså der jekkekraften er påført. Linene i spennkabelen trekkes noen millimeter inn i kabelrøret når kraften overføres fra kilene i jekken til kilene i forankringen. Dette tapet kompenseres som regel under oppspenning av spennkabel ved å legge til det antall millimeter som leverandøren har beregnet låsetapet til. Vanligvis ligger varierer låsetapet mellom 3 – 8 millimeter per meter (Norsk.Betongforening, 2010) Ifølge Betongbanken ligger låsetapet erfaringsmessig på ca. 4 mm/m.

Redusert spennkraft som følge av låsetap er mer ugunstig for kortere kabler enn for lengre kabler. Dersom man under oppspenning av kortere kabler merker at låsetapet ikke kan kompenseres for uten at stålet spennes til flytelast, slik at stålet får varig deformasjon, bør man så tidlig som mulig legge inn ekstra kapasitet slik at spenntauet ikke utnyttes fullt og man får kompensert for låsetapet.

3.6.1.1.a Formler for låsetap

Glidningen, $\Delta L_{\text{lås}}$, fører til en relativ forkortelse av et spennstål med lengde L :

$$\Delta \varepsilon_{\text{lås}} = \Delta L_{\text{lås}} / L$$

(5.1)

Likning (5.1) med konstant tøyingsreduksjon i hele spennstålets lengde er egentlig kun gyldig dersom det ikke er friksjon mellom spennstål og utsparingsrør.

Med en avlest jekskraft, P_{jekk} , er resulterende oppspenningstøyning av spennstål gitt ved:

$$\epsilon_{p, jekk} = P_{jekk} / E_s A_p$$

(5.2)

der:

- E_s er stålets E-modul
- A_p er spennstålets tverrsnittsareal

Prosentvis låsetåp blir som følger:

$$\text{Låsetap} = (\Delta\epsilon_{lås} / \epsilon_{p, jekk}) * 100 \%$$

(5.3)

Tap av spennkraft som følge av låsetap:

$$\Delta P_{lås} = (\Delta\epsilon_{lås} / \epsilon_{p, jekk}) * P_{jekk}$$

(5.4)

Eurocode 2 angir den største kraften et spenntau kan belastes med i aktiv ende under oppspenning, P_{max} :

$$P_{max} = A_p * \sigma_{p, max}$$

der:

- A_p er spennstålets tverrsnittsareal
- $\sigma_{p, max}$ er den største spenningen påført spenntauet = $\min\{0,8f_{pk}, 0,9f_{p0,1k}\}$

Resulterende spennkraft:

$$P_{p0} \leq \min\{0,8f_{pk}, 0,9f_{p0,1k}\} * A_p$$

(5.7)

3.6.1.2 Friksjonstap

Når man etterspinner enheter gjennom utsparingsrør i betongen oppstår det friksjonskrefter som motvirker glidning mellom spennarmering og utsparingsrøret. Disse friksjonskreftene er et resultat av normaltrykk fra spennarmering mot utsparingsrør grunnet kurvatur langs spenntauet, slik friksjon kalles gjerne *kurvatureffekten*. Ved rettlinjert spennarmering vil utsparingsrør aldri være ideelt rett fordi det monteres ved å holdes fast punktvis, det fører til tilleggskrumninger av utsparingsrøret og er noe den prosjekterende vil ta hensyn til og spesifisere ved leveranse. Friksjon grunnet disse tilleggskrumningene avhenger av lengden på spennarmeringen og kalles *lengdeeffekten*.

”Tap av spennkraft pga friksjon er noe den prosjekterende skal ha tatt hensyn til i sine statiske beregninger. Spennstålleverandøren vil under beregning av sine spennlister legge til grunn kabelføring og sine erfaringstall på friksjonen for å få beregnet riktige forlengelser i sine oppspenningsprotokoller.”

(Norsk.Betongforening, 2010)

For uninjisert spennarmering, altså spenntau i plastrør med fettmasse, vil friksjonskoeffisienten ligge i området $\mu = 0,05 - 0,07$.

3.6.1.2.a Formler for friksjonstap

Definer følgende størrelser:

- P_{\max} = Spennkraft ved jekk ($x = 0$)
- P_x = Kraft i spennarmering i avstand x fra jekk
- θ = Total vinkelendring av spennarmering fra jekk til snitt x

Friksjon pga tilleggskrumning = $\mu * P * K * dx$

(5.9)

Kraft i spennarmering i avstand x fra enden:

$$P_x = P_{\max} * e^{-\mu(\theta + Kx)}$$

(5.11.a)

Friksjonstap i etterspente kabler:

$$\Delta P_{\mu}(x) = P_{\max} - P_x = P_{\max}(1 - e^{-\mu(\theta + Kx)})$$

(5.11.b)

Merk: Friksjonskraften langs spennarmeringen virker mot glidningsretningen uansett i hvilken retning spenntauets krumning er orientert. Vinkelendringen α må derfor settes inn som summen av tallverdiene av vinkelendringer i områder med positiv og negativ krumning.

En vanlig lineær tilnærming for likning (5.11.a):

$$P_x \text{ (tilsvarende)} = P_{\max} * [1 - \mu(\theta + Kx)]$$

(5.12)

3.6.2 Spenningsendring grunnet korttidslast

Forspente dekker får slike tap ved kapping av spennarmeringen. For etterspente dekker oppstår spenningsendringer når man spenner opp flere påfølgende enheter, for eksempel i en fritt frembygd bro.

3.6.3 Tidsavhengige tap

Kryp og svinn i betongen, samt relaksasjon av spennarmeringen er tidsavhengige tap. Slike tap er aktuelt både for forspente og etterspente dekker.

Det er ikke vanlig å ta hensyn til tap av spennkraft som følge av stukning av betongen under oppspenning. Unntaket er konstruksjoner med betydelig oppspenningskraft i forhold til betongarealet.

3.6.3.1 Kryp

Langtidslast på betong fører til kryptøyning, ϵ_{cc} . *Langtids E-modul* for betong kan beregnes med følgende formel:

$$E_{cL} = E_{cm}/(1 + \varphi)$$

(6.13)

Denne formelen kan brukes til å beregne forskjellige langtids E-moduler for forskjellige langtids lastvirkninger påført på ulike tidspunkter (spennkraft, egenlast, nyttelastens langtidsvirkning). Ved spenningsberegning må spenningsbidrag fra hvert lasttilfelle beregnes

enkeltvis og summeres til den endelige spenningen. Dette medfører en svært tidkrevende prosess der det skal beregnes for laster som påføres på ulike tidspunkter. Derfor kan en gjennomsnittlig E-modul benyttes i praktisk beregning, der E_{middel} inkluderer både korttids og langtids lastvirkninger. Denne praktiske snittverdien kan beregnes med følgende formel:

$$\sum |M_i|/E_{\text{middel}} = |M_{L1}|/E_{cL1} + |M_{L2}|/E_{cL2} + \dots + |M_K|/E_{cK}$$

(6.14)

der:

- $\sum |M_i|$ er sum av tallverdi av moment for alle laster.
- M_{Li} er momentverdi for forskjellige langtidslaster.
- E_{cLi} er langtids E-modul for de ulike langtidslastene.
- M_k er momentverdi for korttidslast.

3.6.3.2 Svinn

Svinntøyning, ϵ_{cs} , kommer av uttørking av betongen og er ikke, i motsetning til kryptøyning, avhengig av lastnivå. Virkning av svinn i armert betong kan beregnes med følgende prosedyre:

- 1) Betongen svinner fritt
- 2) Armeringen tvinges til å følge betongen
- 3) Heft etableres og likevekt gjenopprettes

Likevekten gjenopprettes med etablering av heft mellom armering og betong, med en motsatt rettet kraft N_s .

$$N_s = |\epsilon_{cs}| * E_p * A_p$$

(6.15)

En fiktiv kraft som gir armeringen samme tøyning som svinntøyning i betong, ϵ_{cs} .

Etter den påførte motsatte rettet kraften N_s , er resulterende svinntøyning i armeringen gitt ved:

$$\Delta \epsilon_{p,svinn} = \epsilon_{cs} + N_s/E_{\text{middel}} * A_t + N_s(e - y_t)^2/E_{\text{middel}} * I_t$$

(6.16)

Spenningsendringen i spennarmeringen som følge av svinnreduksjon blir da:

$$\Delta \sigma_{p,svinn} = \Delta \epsilon_{p,svinn} * E_p$$

(6.17)

3.6.3.3 Relaksasjon av spennarmeringen

Relaksasjonen i spennarmeringen er det spenningstapet som oppstår når spenntauet utsettes for konstant tøyning over lang tid. Vanligvis vil spenntauet være utsatt for store tøyninger i hele konstruksjonens levetid og derfor tas det hensyn til relaksasjon i beregningene ved at relaksasjonstapet i spenntauet baseres på ρ_{1000} , altså det prosentvise relaksasjonstapet 1000 timer etter oppspenning (forutsatt gjennomsnittstemperatur på 20 °C). Endelig relaksasjon kan beregnes for $t = 500000$ timer, som tilsvarer 57 år. Det prosentvise relaksasjonstapet bestemmes ut fra en opprinnelig spenning som tilsvarer 70 % av f_{pk} , altså spennstålets ”fasthet” (1670 N/mm²).

Eurocode 2 definerer tre relaksasjonsklasser:

Tabell 3.6.1 Relaksasjonsklasser

Klasse 1	Tråd/tau – Vanlig relaksasjon	Formel (6.18)	$\rho_{1000} = 8 \%$
Klasse 2	Tråd/tau – Lav relaksasjon	Formel (6.19)	$\rho_{1000} = 2,5 \%$
Klasse 3	Varmvalsede og bearbeidede stenger	Formel (6.20)	$\rho_{1000} = 4 \%$

$$\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi} = 5,39 * \rho_{1000} * e^{6,7\mu} * (t/1000)^{0,75(1 - \mu)} * 10^{-5}$$

(6.18)

$$\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi} = 0,66 * \rho_{1000} * e^{9,1\mu} * (t/1000)^{0,75(1 - \mu)} * 10^{-5}$$

(6.19)

$$\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi} = 1,98 * \rho_{1000} * e^{8\mu} * (t/1000)^{0,75(1 - \mu)} * 10^{-5}$$

(6.20)

der:

- $\Delta\sigma_{pr}$ = absoluttverdi av relaksasjonstapet
- σ_{pi} = absoluttverdi av den opprinnelige forspenningen
- t = tid etter oppspenning (i timer)
- $\mu = \sigma_{pi}/f_{pk}$

3.7 Brann

Ved branndimensjonering av betongkonstruksjoner er de vanlige parametre for godkjenning krav til minimum dekketykkelse og overdekning. Men for etterspente dekker, der spenntauene holder en permanent høy påkjenning av oppspenningskraft, er det interessant å undersøke hvordan brannen påvirker spennvairerne og hvilken temperatur spennarmeringen oppnår i brannens utvikling. Derfor bør også spennvairerne sjekkes ut i fra temperaturutvikling i ulike sjikt innover i betongens tverrsnitt.

Tabell 3.7.1 Minste dekketykkelse og overdekning for brannkrav

EN 1992-1-2:2004 (E)

5.7.4 Flat slabs

(1) The following rules apply to flat slabs where the moment redistribution according to Section 2 of EN 1992-1-1, does not exceed 15%. Otherwise axis distances should be taken as for one-way slab (Column 3 in Table 5.8) and the minimum thickness from Table 5.9.

(2) For fire ratings of REI 90 and above, at least 20% of the total top reinforcement in each direction over intermediate supports, required by EN 1992-1-1, should be continuous over the full span. This reinforcement should be placed in the column strip.

(3) Minimum slab-thicknesses should not be reduced (e.g. by taking floor finishes into account).

(4) The axis distance a denotes the axis distance of the reinforcement in the lower layer.

Table 5.9: Minimum dimensions and axis distances for reinforced and prestressed concrete solid flat slabs

Standard fire resistance	Minimum dimensions (mm)	
	slab-thickness h_s	axis-distance a
1	2	3
REI 30	150	10*
REI 60	180	15*
REI 90	200	25
REI 120	200	35
REI 180	200	45
REI 240	200	50

* Normally the cover required by EN 1992-1-1 will control.

(Standard.no, 2004+2010)

3.7.1 Betongens termiske egenskaper og temperaturfordeling

Betongens termiske egenskaper er gitt ved varmekapasitet og varmeledningsevne. Ved brann er de termiske egenskapene vesentlige for hvilke følger brannforløpet har for bærende elementer i betongen. Imidlertid er spennstålet i de etterspente dekkene en mer kritisk faktor, da spenntauene ses på som brannømfintlige. Derfor er betongens termiske egenskaper viktige

for armeringen, dersom man ser på hvordan temperaturen fordeler seg innover i betongtverrsnittet og hvilken temperatur spennstålet kan forventes å oppnå ved brann. *Betongelementboken Bind D, 2007*, angir en forenklet metode for å avgjøre temperaturen innover i konstruksjonen:

$$\Theta = + 50 \text{ }^\circ\text{C for } \Delta a = - 5 \text{ mm}$$

$$\Theta = - 50 \text{ }^\circ\text{C for } \Delta a = + 5 \text{ mm}$$

Det betyr at man forenklet antar at temperaturen reduseres med 50 °C ved en forskyvning på 5 mm inn i betongens tverrsnitt.

3.7.2 Branntekniske forskjeller i slakkarmering og spenntau

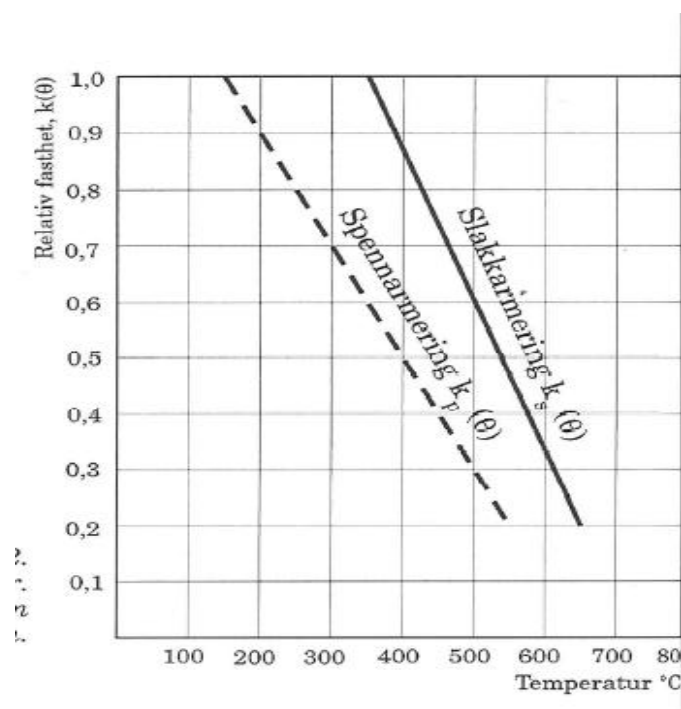
Armeringsstål i betongkonstruksjoner tåler høye temperaturer svært dårlig. I henhold til *Betongelementboken, Bind D, 2007* vil vanlig stål for slakkarmering ha en relativ fasthet lik 0,6 ved 500 °C, sammenliknet med lik relativ fasthet på 0,6 ved 350 °C for spenntau. Derfor er det interessant å undersøke hvordan temperaturen fordeles inn i betongen for å se hvilken temperatur spenntauene utsettes for etter en times brann (brannkrav for dekkene er R60).

Fra *Betongelementboken, Bind D, 2007* hentes følgende formler, for beregning av stålets karakteristiske fasthet, både for slakkarmering og spennstål:

$$\text{Slakkarmering: } f_{sk}(\Theta) = k_s(\Theta) \times f_{sk}(20^\circ\text{C})$$

$$\text{Spenntau: } f_{pk}(\Theta) = k_p(\Theta) \times f_{pk}(20^\circ\text{C})$$

Figur 3.7.2 Faktor for fasthetsreduksjon i armering ut fra temperatur



(Betongelementforeningen, 2007)

Der f_{sk} og f_{pk} er karakteristiske fastheter og k_s og k_p er faktorer hentet ut fra tabell.

3.7.3 Temperaturberegninger

I boken *Structural Design for Fire Safety*, av Andrew H. Buchanan finnes en mer nøyaktig beregningsmetode for å finne ut av hvordan temperaturen fordeles innover i betongen. For et betongdekke kan temperaturer beregnes ut I fra Wickströms metode, med følgende formler:

$$T_w = \eta_w T_f$$

$$\eta_w = 1 - 0,0616t_h^{-0,88}$$

Der T_f er branntemperatur og t_h er branntid i timer. For enhver dybde i betongtverrsnittet, x (m), er betongtemperaturen T_c bestemt ut fra overflatetemperaturen T_w og faktoren η_x , gitt ved formelen:

$$\eta_x = 0,18 \ln(t_h/x^2) - 0,81$$

Betongtemperaturen T_c er da gitt ved følgende formel:

$$T_c = \eta_x \eta_w T_f$$

Temperaturen som skal brukes for i beregningene kan bestemmes ut fra følgende formel, hentet ut fra ISO 834 (ISO, 1975), der temperaturen i °C er gitt ved:

$$T = 345 \log_{10}(8t + 1) + T_0$$

Der t er branntid i antall minutter og T_0 er opprinnelig temperatur, som oftest satt til 20°C (innendørs).

(Betongelementforeningen, 2007), (Andrew.H.Buchanan, 2002)

3.8 Lyd

For etterspente dekker er det ofte lydkravet i bygget som blir avgjørende for om slike dekker er en god løsning, eller en gjennomførbar løsning i det hele tatt. På grunn av de slanke dekkene blir lydgjennomtrengningen ofte større og derfor må ofte ekstra belegg eller sjikt påføres for å klare lydkravet. Særlig trinnlyd blir et problem og dersom dekket blir for slankt for kravet om trinnlyd må ekstra gulvløsninger brukes. Det enkleste vil da være å benytte preaksepterte løsninger for å oppnå det gjeldende lydkravet i bygget.

Det strengeste trinnlydskravet i Haugsbakken 5, som blir dimensjonerende lydkrav, er $L'_{n,w} = 48$ dB. Dette tallet må vi ta hensyn til for valg av dekketykkelse og gulvløsning.

En allment akseptert dekketykkelse for betong for å oppnå lydkrav i boliger er 260 mm.

4. Gjennomføring/resultater

4.1 Valg av utforming

I et bygg vi har fått tegninger over fra Sweco AS, Gjøvik, skal vi endre utformingen av bygget slik at vi kan bruke plasstøpte etterspente betongdekker i stedet for hulldekkene som er benyttet i utgangspunktet. Det nevnte bygget (heretter kalt Haugsbakken 5) er et tilbud fra Gran kommune om et nybygg etter riving av et eksisterende eldre/sykehjem der nybygget skal ha tilsvarende størrelse og funksjon som det forrige. Det dreier seg altså om en slags helseinstitusjon og bygget omfatter både leiligheter, fellesrom, dagsenter og administrasjon for hjemmesykepleien i området. Med mange ulike rom, og eventuell omdisponering av rombruk, blir brann- og lydkrav gjort i henhold til strengeste brukskategori.

Haugsbakken 5 er utformet med stålsøyler og stålbjelker, takstoler i tre og bunnsåle og heissjakt i betong. Dette ser vi bort i fra når vi utformer vår versjon og materialløsning for bygget. Vi tar hensyn til byggets størrelse og mål og utenom det velger vi selv hvordan vegger og etasjeskiller skal utformes. Det er jo også nemlig målet vårt med oppgaven, å bruke etterspente dekker fremfor hulldekker som etasjeskiller. Derfor forutsetter vi at alle vegger rundt, inkludert heissjakt og trappeområde, støpes i betong, mens vi plasserer en betongsøyle i midten av bygget for å ta bæring av bjelke og dekke over.

Søylen i første etasje går helt opp til dekket over andre etasje. Dekket over første etasje og dekket over andre etasje dimensjoneres identisk på grunn av formlikhet og laster.

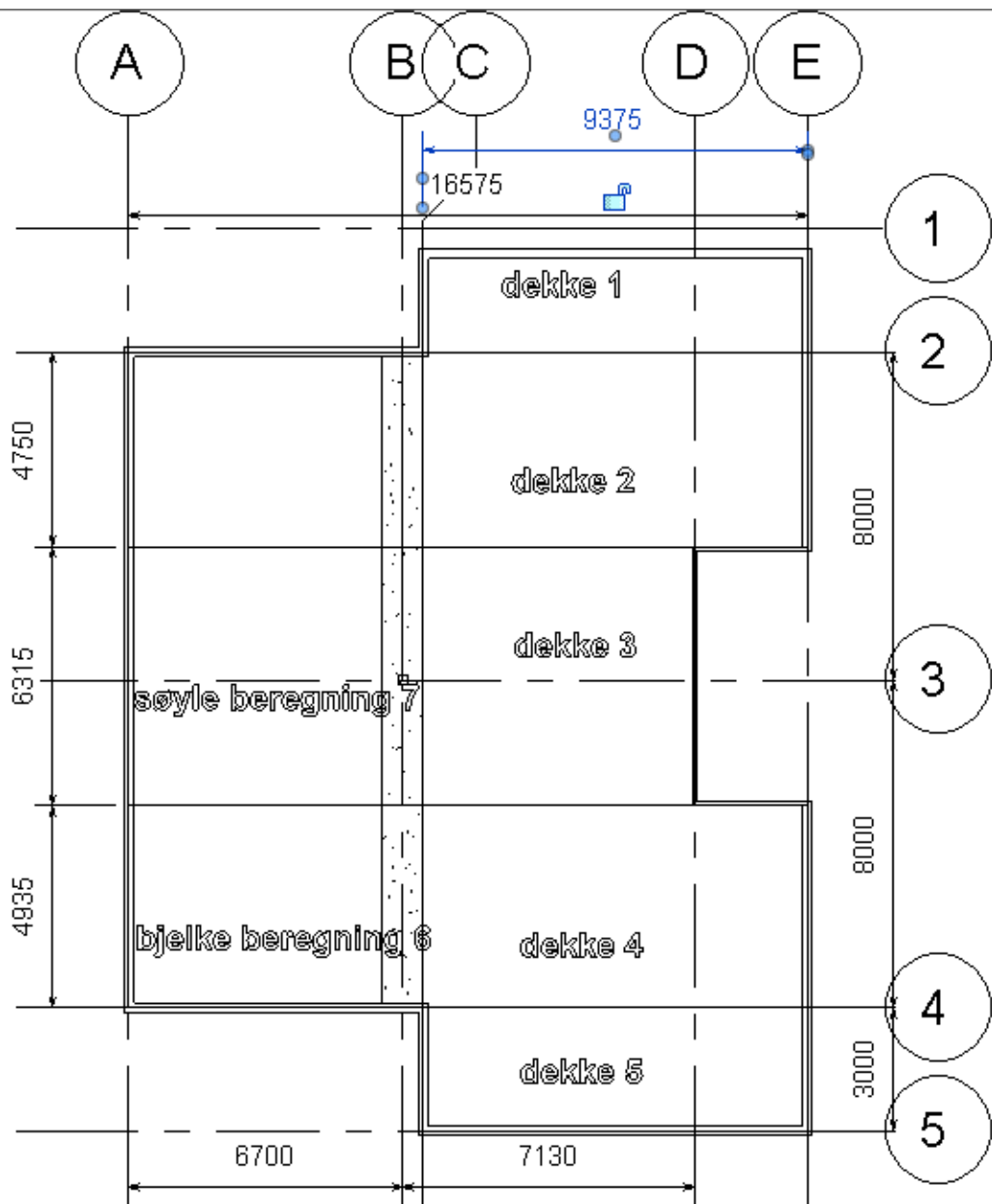
4.2 Tilegning av kompetanse

For å skaffe kompetanse på området etterspenning var planen først å få tak i prosjekterende av P-hus ved Gardermoen, utført av Miljøbygg, der etterspenning er benyttet. Det gjorde vi også, men noe mer indirekte. Vi fant aktøren KB Spennteknikk, som er av de ledende i Norge på denne type betongteknologi. KB Spennteknikk ble altså vår hovedressurs i første fase av oppgaven, der vi besøkte bedriften og fikk høre mer om selve bedriften, men også mye om etterspenning som før arbeidet med denne oppgaven var helt nytt for oss. Vi besøkte også et ferdig parkeringshus på Tveita, der etterspenning var brukt, og en byggeplass i Bærum der et nytt idrettsanlegg ble oppført. Etterspenning ble der brukt i bunnsålen fordi etterspenning kan være et gunstig alternativ ved dårlige grunnforhold. Da slår man pæler til fast grunn og bruker grunn til forskaling for bunnsålen med etterspente dragere mellom pælene, som et toveis flatdekke.

4.3 Ulike ideer og endelig valg

I første omgang tenkte vi å spenne dekkene på tvers av det vi etter hvert kom fram til. Mens vi så på det alternativet gikk det opp for oss at veggene som allerede var der ikke kunne anvendes som opplegg for dekket, da det ikke var betongvegger, dessuten lå heissjakten/trappeområde der slik at vi heller ville spenne dekkene på tvers av det som vi først planla.

Figur 4.3.1 Plantegning med akser



Den valgte løsningen baserer seg da på å spenne dekkene fra yttervegg mot heissjakt, med yttervegg som aktiv ende og heissjakten som passiv ende. Oppdelt får vi fem soner for dekkespennning, der sone 1 og 5 er to like fritt opplagte områder, sone 2 og 4 er de to lengste kontinuerlige sonene over bjelken ved betongsøylen og sone 3 er kontinuerlig sone som spennes fra yttervegg til heissjakt.

Over søylen ligger en drager som er delvis inkludert i det plasstøpte dekket. Bjelkedrageren har en total tykkelse på 450 mm og bredde på 1000 mm. Den får da et steg under dekket på 190 mm. Bjelkedrageren har konsentrerte spennetau over betongsøylen og står for bæring av de etterspente dekkene sammen med yttervegger og heissjakt. Den fungerer som et midtre opplegg for dekkene.

4.4 Lastoppsett

Lastgrunnlaget som brukes er basert på et dokument tilsendt til oss fra Sweco, der vi kun henter ut nyttelast, mens egenlast av dekket beregnes av programmet K-bjelke. Alle laster er angitt som brukslaster da dataverktøyet K-bjelke tar seg av å regne med bruddlastfaktorer.

$NL = 2,0 \text{ kN/m}^2$ (det legges til $1,0 \text{ kN/m}^2$ for tekniske føringer) $\rightarrow NL = 3,0 \text{ kN/m}^2$

$EL (\text{dekke}) = 6,5 \text{ kN/m}^2$ (Med dekketykkelse på 260 mm)

$EL (\text{bjelke}) = 11,25 \text{ kN/m}^2$ (Med bjelkehøyde på 450 mm)

Snølast fra tak: $3,6 \text{ kN/m}^2$

Takstolene av tre ligger imidlertid på ytterveggene, som vi ikke dimensjonerer, og har ingen innvirkning på betongsøylen inne i bygget. Komplette lastoppsett fra Sweco ligger vedlagt som vedlegg C.

4.5 De etterspente dekkene

De etterspente betongdekkene får alle en tykkelse på 260 mm. I første omgang brukte vi en tykkelse på 230 mm, men vi valgte et tykkere dekke for å klare lydkrav bedre. Vi valgte en dekketykkelse på 260 mm fordi det da klarer lydkravet i boliger.

Utformingen av dekker, bjelke og søyle er lik for både første og andre etasjeskille.

4.6 Konstruksjonsdeler

- 1) Fritt opplagt, plasstøpt etterspent betongdekke
- 2) Kontinuerlig, plasstøpt etterspent betongdekke (lengste spenn)
- 3) Kontinuerlig, plasstøpt etterspent betongdekke (mot heissjakt)
- 4) Kontinuerlig, plasstøpt etterspent betongdekke (lengste spenn)
- 5) Fritt opplagt, plasstøpt etterspent betongdekke
- 6) Innlagt bjelkedrager med spenntau på tvers av dekkeretning, innlagt i betongdekket
- 7) Betongsøyle under bjelkedrager

Der del 1 og 5 har lik utforming, det gjelder også for del 2 og 4.

4.6.1 Fritt opplagt, plasstøpt etterspent betongdekke

Er et fritt opplagt etterspent betongdekke som spenner fra akse C til D, mellom akse 1 og 2. Det fritt opplagte dekket har lengde 9655 mm og bredde 3000 mm, dekket har en tykkelse på 260 mm. Dekket har 13 spennkabler. Se vedlegg B for plantegning og vedlegg D for beregningsdetaljer.

4.6.2 Kontinuerlig, plasstøpt etterspent betongdekke (lengste spenn)

Er et kontinuerlig plasstøpt etterspent betongdekke som spenner fra akse A til E, mellom akse 2 og 3, med oppleggspunkt over bjelken i akse B. Dekket har en total lengde på 16825 mm, med tykkelse 260 mm. Beregningen for dette dekket er gjort med en meters bredde og har 4 spennkabler per meter. Se vedlegg E for detaljer.

4.6.3 Kontinuerlig, plasstøpt etterspent betongdekke (mot heissjakt)

Er det kontinuerlige plasstøpte etterspente dekket med spennretning mot heissjakten, fra akse til A til D, mellom akse 3 og 5. Den totale lengden er 14000 mm, med tykkelse 260 mm. Beregningen for dekket er gjort med en meters bredde og har 1 spennkabel per meter. Se vedlegg F for detaljer.

4.6.4 Kontinuerlig, plasstøpt etterspent betongdekke (lengste spenn)

Del 4 er identisk med del 2 og følger samme beregning. Se vedlegg E for detaljer.

4.6.5 Fritt opplagt, plasstøpt etterspent betongdekke

Del 5 er identisk med del 1 og følger samme beregning. Se vedlegg D for detaljer.

4.6.6 Innlagt bjelkedrager med spenntau på tvers av dekkeretning, innlagt i betongdekket

Er den innlagte bjelkedrageren med spenntau på tvers av dekkenes spennretning, og spenner fra akse 2 til 6, på akse B. Bjelken har total lengde på 16250 mm og dekketykkelse 450 mm. Bjelken er 1000 mm bred og har 6 spennkabler som konsentreres mot midten over betongsøylen, konstruksjonsdel 7. For beregningsdetaljer se vedlegg G.

4.6.7 Betongsøyle under bjelkedrager

Betongsøylen har senter i punkt B4, med kvadratisk tverrsnitt på 250x250 mm. Søylen bærer bjelken over 1. etasje og føres videre opp til 2. etasje og bærer den overliggende bjelken også der. For søyledimensjonering og detaljer se vedlegg H.

4.7 Nedbøyning

Beregningsprogrammet K-bjelke oppgir tall for nedbøyning for hver konstruksjonsdel og hvert spenn. Vi har ikke oppgitt noe spesifikt krav for minimum nedbøyning, men tar utgangspunkt i at $L/300$ er minste toleransekrav for betongkonstruksjoner i boliger. De etterspente dekkene er svært gunstige med tanke på nedbøyning og det er langt innenfor minstekravet på $L/300$ for alle dekkene. De største nedbøyningene forekommer i bjelkedrageren over søylen, men også her overholdes minstekravet. Den største nedbøyningen i bjelken, og totalt sett, tilsvarer $L/310$. Se tabellen nedenfor for detaljer om nedbøyning, med verdier hentet fra beregningsdata fra K-bjelke. Verdier for nedbøyning er alle langtidsverdier. Merk: i spenn 1 i det kontinuerlige dekket (del 2 og 4) forekommer en 6 mm oppbøyning.

Tabell 4.7.1 Nedbøyning

Konstruksjonsdel	Spenn 1 [mm]	Spenn 2 [mm]	δ_1 [mm]	δ_1 ([mm]	L/D ₁	L/D ₂
1 & 5	9375	-	27	-	L/350	-
2 & 4	6700	9875	- 6	17	L/1100	L/580
3	6695	7130	3	5	L/2000	L/1400
6	8000	8000	26	25	L/310	L/320

4.8 Brannkrav

Norsk Standard definerer følgende krav for dekketykkelse og overdekning for brannkravet REI60 i flatdekker:

- Minimum dekketykkelse: 180 mm
- Minimum overdekning: 15 mm

Alle våre betongdekker har dekketykkelsen 260 mm, og overdekning er satt til 35 mm for alle konstruksjonsdeler. Dette er da innenfor kravene oppgitt i standarden, men det kan likevel være interessant å undersøke hvordan temperaturen fordeler seg innover i betongtverrsnittet etter 60 minutters brann, og hvordan dette påvirker de allerede høyt belastede spenntauene. I beregningsdetaljene for dekkene er minste avstand fra ytterkant betong og inn til kabelkurve 24 mm, for alle dekker samt bjelke. Likevel brukes overdekningen 35 mm for temperaturberegninger fordi det blir avstanden inn til senter av spenntau. Den oppgitte avstanden 24 mm, fra K-bjelke, er en følge av fratrek av halve ytre diameter av utsparingsrør som omgir spenntauet (20 mm).

Temperaturberegninger som følger Wickströms metode gir følgende resultater:

Branntemperatur etter 60 minutter: $T_f = \underline{945,34 \text{ °C}}$

Branntemperatur på overflate av betong: $T_w = \underline{887,11 \text{ °C}}$

Branntemperatur 35 mm inn i betongen, i senter av spenntau: $T_c (35 \text{ mm}) = \underline{352 \text{ °C}}$

For detaljert temperaturberegning, se vedlegg I.

Betongelementboken, Bind D angir at spennarmering får en reduksjon på 40 % ved en temperatur på 350 °C. Ut i fra det får vi følgende beregning:

$$f_{pk}(352 \text{ °C}) = 0,60(f_{pk}) = 0,60(1670 \text{ N/mm}^2) = \underline{1002 \text{ N/mm}^2}$$

Dersom brannlasten har samme reduksjon ut ifra bruddlasten vil konstruksjonen holde brannkravet. For boliger er $\psi_2 = 0,3$ (ifølge grunnlagsstandarden NS-EN 1990).

$$q_d = EL * 1,2 + NL * 1,5 = (0,26 * 25)1,2 + (2,0 + 1,0)1,5 = \underline{12,3 \text{ kN/m}^2}$$

$$q_{fi} = EL * 1,0 + NL * \psi_2 = 6,5 + (3,0 * 0,3) = \underline{7,4 \text{ kN/m}^2}$$

Reduksjonen fra bruddlast til brannlast tilsvarer en reduksjon på 39,8 %. Altså er reduksjonen nesten lik fasthetsreduksjonen etter en times brann. Konstruksjonen ses da på som trygg fordi slakkarmeringen i dekket også vil ta seg av en viss del av lasten. Fordelingen av last mellom spennarmering og slakkarmering er ikke kjent, men at slakkarmeringen tar seg av den minimale reduksjonsforskjellen er nærmest garantert.

4.9 Lydkrav

Ifølge tegningsgrunnlaget vi har fått fra Sweco ser vi at det strengeste lydkravet i bygget er kravet til trinnlyd på $L'_{n,w}$ 48 dB.

Tabell 4.9.1 Lydklasser

Tabell 23 – Lydklasser for sykehus, pleieinstitusjoner, o.l. Høyeste grenseverdier av feltmålt veid normalisert trinnlydnivå, $L'_{n,w}$

Type brukerområde	Klasse A $L'_{n,w}$ dB	Klasse B $L'_{n,w}$ dB	Klasse C $L'_{n,w}$ dB	Klasse D $L'_{n,w}$ dB
Mellom senge- eller beboerrom I senge- og beboerrom fra fellesarealer (felles oppholdsrom, korridor, trapperom, trapper o.l.)	53	55	58	63
I senge- eller beboerrom fra nærings- og servicevirksomhet, takterrasser, felles svalgang og utvendige trapper, garasjeanlegg, o.l.	48 ●	50	53	53
I senge- eller beboerrom fra bad, toaletter, balkonger, o.l.	58	60	63	68

(Standard.no, 2008)

For å tilfredstille kravet på $L'_{n,w}$ 48 dB, benytter vi NBI-blad 522.513 *Lydisolerende tunge etasjeskillere* (Sintef Byggforsk) for å vise at vi oppnår trinnlydskravet i bygget. I dette bladet benytter vi et beregningseksempel basert på tabell 62 med verdier ut i fra vår egen dekkeløsning. For å finne verdier for endelig beregning finner vi grad av flankeoverføring.

Flankeoverføring er all lyd som ikke trenger gjennom skillekonstruksjon, men fordeles fra dekket inn i vegger og føres oppover eller nedover til andre etasjer.

Tabell 4.9.2 Flankeoverføring

Tabell 322

Beskrivelse av betingelser for bruk av de ulike flankeoverføringsgradene

Grad av flankeoverføring	Dekkekonstruksjon
Ekstra liten	<ul style="list-style-type: none"> – store spenn (> 8 m) over flere enn to rom – opplegg på søyle/dragere – lette utfyllende skillevegger – yttervegger av bindingsverk, splittet ved dekkene
Liten/middels	<ul style="list-style-type: none"> – middels spenn (5–7 m) over to rom – opplegg på massiv vegg eller søyle/dragere – lette eller massive skillevegger – yttervegger av bindingsverk, delvis splittet ved dekkene
Normal/stor	<ul style="list-style-type: none"> – Små spenn (< 5 m) over ett rom – Opplegg på massive veggskiver – Massive skillevegger – Yttervegger av bindingsverk, delvis gjennomgående

(Byggforsk, 2002)

Ut ifra tabell 322 finner vi at graden av flankeoverføring blir ekstra liten, som videre gir grunnlaget for å finne de lydtekniske data for for vårt dekke i tabell 33.

Tabell 4.9.3 Lydtekniske data

33 Lydtekniske data for ulike dekker

Tabell 33 gir orienterende verdier for luftlydisolasjon og trinnlydnivå for ulike dekker.

Tabell 33

Orienterende verdier for luftlydisolasjon og trinnlydnivå (forventet feltverdi) for dekker avhengig av flankeoverføringsgrad (se tabell 322). Ingen verdi betyr at flankebetingelsen ikke kan oppnås pga. begrenset spennviddekapasitet e.l.

Dekkekonstruksjon	Flatemasse kg/m ²	Ekstra liten flankeoverføring		Liten/middels flankeoverføring		Normal/stor flankeoverføring	
		L _{n,w} dB	R _w dB	L _{n,w} dB	R _w dB	L _{n,w} dB	R _w dB
Hulldেকে + avretting							
200 mm + 10 mm	290	–	–	82	52	84	50
220 mm + 10 mm	340	78	54	80	53	82	51
265 mm + 10 mm	380	75	58	78	54	80	52
290 mm + 10 mm	430	74	59	77	55	79	53
320 mm + 10 mm	460	74	60	76	56	78	54
340 mm + 10 mm	490	73	60	75	57	77	55
Betongdekke							
160 mm	380	–	–	80	53	82	51
180 mm	430	–	–	78	54	80	52
200 mm	480	–	–	75	55	77	53
220 mm	530	71	58	72	57	74	55
• 250 mm	600	•69	•60	70	60	72	55
270 mm	650	66	60	68	60	70	55
300 mm	720	64	60	68	60	70	55
Lettklinkerbetongdekke + avretting/slemming ¹⁾							
200 mm + slemming	160	–	–	83	50	85	48
200 mm + 30 mm avretting	230	–	–	81	52	83	50
250 mm + slemming	200	–	–	82	51	84	49
250 mm + 30 mm avretting	275	79	54	80	53	82	51
Porebetongdekke							
200 mm	120	–	–	86	47	88	45
250 mm	150	–	–	84	49	86	47
300 mm	180	–	–	83	50	85	48

(Byggforsk, 2002)

Vi har dekketypen massiv betongplate (plasztøpt), med tykkelse 260 mm, og i henhold til tabell 33 for orienterende verdier for luftlydisolasjon og trinnlyd, med et dekke på 250 mm (tabellverdi), får vi verdiene 69 dB $L'_{n,w}$ og 60 dB R'_{w} .

4.9.a Tilleggskonstruksjon på oversiden

På oversiden av dekket legger vi parkett/laminatgolv på to tynne dempesjikt. Parkettgulvet bygger 13-15 mm over de to dempesjiktene på 4 mm porøs trefiber og 3 mm ekspandert PE (fra tabell 44).

Tabell 4.9.4 Trinnlydforbedringstall

Tabell 44
Trinnlydforbedringstallet, $\Delta L'_{n,w}$, og endringen i lydreduksjonstallet, $\Delta R'_{w}$, for parkett og laminatgolv på tynne dempesjikt. Husk riktig trinnlydforbedringstall i forhold til dekketype, se pkt. 41.

Parkett/laminatgolv på tynne dempesjikt	Trinnlydforbedringstall, $\Delta L'_{n,w}$				Endring i luftlydisolasjon, $\Delta R'_{w}$ ¹⁾	
	På dekker av betong, lett-klinkerbetong og porebetong		På hulldekker av betong		På alle dekketyper	
	Min. dB	Maks. dB	Min. dB	Maks. dB	Min. dB	Maks. dB
Tynne dempesjikt med parkett						
– 13–15 mm parkett på ullpapp	10	13	12	17	-1	-3
– 13–15 mm parkett på 2–3 mm ekspandert PE	17	20	20	24	-1	-3
– 22 mm parkett på 2–3 mm ekspandert PE	17	20	19	22	-1	-3
– 13–15 mm parkett på 13 mm gipsplate og 2–3 mm ekspandert PE	18	22	22	25	-1	-3
– 13–15 mm parkett på 6–8 mm ekspandert PE	19	23	23	26	-1	-3
– 13–15 mm parkett på 6–12 mm knasteplate for golv	18	22	22	24	-1	-3
– 13–15 mm parkett på 4 mm porøs trefiberplate	24	25	26	27	-1	-3
• – 13–15 mm parkett på 4 mm porøs trefiber og 3 mm ekspandert PE	• 25	• 26	27	28	-1	-3
– 13–15 mm parkett på 6 mm porøs trefiberplate	22	24	24	26	-1	-3
– 13–15 mm parkett på 12 mm porøs trefiberplate	21	22	23	24	0	0
Tynne dempesjikt med laminatgolv						
– 7–9 mm laminatgolv på ullpapp	13	15	14	17	-1	-3
– 7–9 mm laminatgolv på 2–3 mm ekspandert PE	19	20	22	25	-1	-3
– 7–9 mm laminatgolv på 6 mm knasteplate for golv	19	20	22	25	-1	-3
– 7–9 mm laminatgolv på 7 mm porøs trefiberplate og 2 mm akrylfilt	21	24	25	28	-1	-3
– 7–9 mm laminatgolv på 4 mm porøs trefiberplate og 3 mm ekspandert PE	21	24	25	28	-1	-3

¹⁾ Når endringen i luftlydisolasjon, $\Delta R'_{w}$, er negativ, får vi en svekkelse som skyldes resonanseffekter.

(Byggforsk, 2002)

Dette gir et trinnlydforbedringstall på = min 25dB/maks 26dB.

Beregningseksempelet som følger er tilsvarende tabell 62 med verdier fra vårt betongdekke og valgt tilleggskonstruksjon på overside, men kun med hensyn til trinnlydisolasjon.

Tabell 4.9.5 Trinnlydsberegning

	Rådekke i betong, med overliggende tilleggskonstruksjon	L'n,w (Trinnlyd)	
		Min. dB	Max. dB
1	250mm betong (tabell 33)	69	
2	13-15mm parkett på 4mm porøs trefiber og 3mm ekspandert PE	25	26
Samlet lydisolasjon	1-2 (L'n,w)	44	43

Ut ifra denne beregningen er dekkeløsningen god nok og overholder det strengeste trinnlydskravet i bygget på $L'n, w = 48$ dB.

4.10 Tap av spennkraft

K-bjelke beregner ferdige dekker ut i fra innsatt tverrsnittstype, mål og antall spenntau. Programmet beregner alle verdier for moment, skjær og nedbøyning og legger selv inn nødvendig slakkarmering, både for skjær, riss og moment. Programmet tar hensyn til de relevante tap av spennkraft, altså låsetap, friksjonstap, og langvarige tap som følge av kryp, svinn og relaksasjon i spennstål. Disse verdiene beregnes da ikke manuelt, selv om ikke programmet oppgir verdiene i beregningsresultatet. Det vi imidlertid kan hente ut er samlet tap av spennkraft ved å ta den minste kabelkraften i gjeldende konstruksjonsdel, og trekke den fra den opprinnelige oppspenningskraften. Det som forblir ukjent er hvor mye hver del av spennkrafttap utgjør. Det totale spennkrafttappet for hver konstruksjonsdel er presentert i tabellen nedenfor.

Tabell 4.10.1 Totalt tap av spennkraft

Konstruksjonsdel	Oppspenningskraft [kN]	Minste kabelkraft [kN]	Totalt tap av spennkraft [kN]
1 & 5	120	102,5	17,5
2 & 4	120	104,7	15,3
3	120	103,2	16,8
6	120	101,2	18,8

4.11 Økonmisk sammenlikning

Vi foretok en sammenlikning av kostnader for de to ulike utformingene, vi har kun vurdert den økonomiske forskjellen for de to dekketyperne. Stålsøyler og bjelker brukt i Haugsbakken 5, og de plasstøpte veggene vi har antatt er altså ikke undersøkt. Altså er det kun dekker for to plan som er medtatt i kostnadssammenlikningen. For hulldekker og påstøpt (brukt i Haugsbakken 5) er priser levert av Viggabygg AS, som har totalentreprisen for Haugsbakken 5. Beregninger for de etterspente dekkene er gjort med kalkylemal levert fra KB Spenneteknikk AS.

Tabell 4.11.1 Sammenlikning av kostnader

Element	Pris (eks. mva)		Kostnad (eks. mva.)	Kilde
Hulldekker	476000,-		476000,-	Viggabygg AS
Påstøp	620,- /m ²	608 m ²	376960,-	Viggabygg AS
Plasstøpt etterspent dekke	1108,74,- /m ²	608 m ²	674113,-	KB Spenneteknikk AS

Dette fører så til totale kostnader på 852960,- for opprinnelig løsning med hulldekker og påstøp, og 674113,- for plasstøpte etterspente dekker (kostnader eks. mva.).

5. Diskusjon

5.1 Valg av utforming

Vår alternative utforming er en plasstøpt betongkonstruksjon, bestående av bærende betongvegger, en bærende betongsøyle i senter av bygget, etterspente dekker og en etterspent betongbjelke over søylen.

Vi har valgt vegger av betong for å ha bæring for de etterspente dekkene, samt en betongsøyle i senter av bygget for å bære den etterspente bjelkedrageren som igjen er bæring for dekkene som spenner på tvers av den. Vi har ikke gjort beregninger for selve veggene, men kun tatt utgangspunkt i at de er der som en forutsetning for at resten av vår utforming kan realiseres. Det er også et resultat av at våre avgrensninger i oppgaven gjør at det er de etterspente dekkene og bjelken som er i fokus. Imidlertid er betongsøylen dimensjonert med en manuell beregning som ligger vedlagt oppgaven. Søylen er medtatt i undersøkelsen fordi den er nødvendig for tilstrekkelig bæring av dekkene og den viser også fordelene ved etterspenning ved at den er det eneste utenom yttervegger som bidrar til bæring i etasjene under dekkene. Det gjenspeiler hvordan man får store frie arealer i bygg der etterspenning benyttes.

Under arbeidet med oppgaven endret vi dekketykkelsen underveis, da vi tidligere hadde slankere dekker med gjennomførbare løsninger med tykkelser både på 220 og 230 mm. Etter hvert bestemte vi oss likevel for en dekketykkelse på 260 mm som er en bedre løsning med tanke på at dekkene skal oppfylle lydkravet i bygget. Lydkrav er ofte det som ”hindrer” bruken av etterspente dekker, eller rettere sagt: Når lydkravet blir dimensjonerende, som det gjerne gjør ved etterspente dekker, blir fordelene med slankere dekker borte, fordi dekkene er for tynne og ikke får god nok lydisolering. Likevel blir de etterspente dekkene i dette tilfellet langt tynnere enn den opprinnelige løsningen med hulldekker, fordi hulldekkene med tykkelsen 265 mm inkludert påstøp og ekstra gulvbelegg har en total tykkelse på hele 420 mm.

Økningen av dekketykkelse ga også bedre resultater for nedbøyning. Antall spenntau i konstruksjonen var nesten det samme med de ulike dekketykkelsene, men langtidsnedbøyningen ble redusert ved bruk av et noe tykkere dekke. Nedbøyningstallene for dekkene er alle minimale, mens den mest kritiske nedbøyningen (som likevel var innenfor $L/300$) var på bjelkedrageren som ligger innlagt i dekket over den kvadratiske betongsøylen, med mål 250x250 mm. Den etterspente bjelken har konsentrerte spenntau over søylen og er tykkere enn dekkene, med en total høyde på 450 mm.

5.2 Forskjell i byggeprosess

Forskjellen mellom vår utforming og den opprinnelige utformingen av Haugsbakken 5 innebærer to vidt forskjellige byggeprosesser. I utgangspunktet vil det primært være mye stålarbeid for senere pålasting av hulldekker, mens vår utforming blir plasstøpt betong for hele bygget. Bunnsålen er det eneste fellestrekket for de to alternativene.

Vi har ingen forutsetning for å anslå tidsbruken på hver av de to utformingene og kan dermed ikke si noe om hva som vil være den beste løsningen ut i fra effektivitet. Uansett vil det bli en forskjell i hvilke faggrupper som utfører arbeid på byggeplassen. I vår utforming er det ingen behov for stålarbeid, men mye forskalingsarbeid i forbindelse med plasstøpt betong og

selvfølgelig oppspenningen av spennvairerne i dekker og bjelker, etter at betongen har herdet tilstrekkelig. Etterspenningen uføres som oftest av leverandør av spenntau, som har kontroll på oppspenningslister og detaljer om hvert enkelt spenntau. Leverandør av spennteknikk kan også ha ansvar for arbeidet med plassering av spenntau. På Bærum Idrettspark ble plassering av spenntau utført av andre betongarbeidere, mens selve oppspenningen ble gjort av en montør fra KB Spennteknikk. Når byggeprosessen med etterspenning blir slik kan det bli vanskeligere for byggeleder å ha kontroll over alle aspekter i byggeprosessen. På den annen side er det leverandør av spennteknikk som har alt ansvaret for at etterspenningen foregår på rett måte og det blir dermed ikke byggeleders ansvar. Grunnen til at det er slik er også gjerne at det er relativt få som har kompetansen innen etterspenning til å ha tilstrekkelig kontroll over prosedyren. Dette var hvert fall tilfelle på Bærum Idrettspark, men det finnes også kurs for bruk av etterspenning for bas og byggeleder.

KB Spennteknikk poengterer i sine produktblader at etterspenning er en effektiv byggemetode, og dermed kostnadsbesparende. Vi syns likevel at vi skal være litt kritiske til utsagnet da det er produsenten, og da også selgeren, som presenterer det slik. Men det er flere som har poengtert denne fordelene med etterspenning.

”Bruken av spennkabler type Cona Single er, etter min mening, for lite utbredt. Det er mest forespørsel når marked for prefabrikkert betong er godt og det er lange leveringstider på for eksempel hulldekker. Systemer er meget velegnet til parkeringshus med sine lange slanke spenn og tetthet. Også for *vanlige* bygg der det skal være vannbåren varme i gulvene er det effektivt.”

(Ketil Hulaas, Pentacon AS)

”Etterspente dekker er konkurransedyktige med andre løsninger når prosessen optimaliseres (...).”

(Tor Arne Hammer, SINTEF Byggforsk)

5.3 Byggtekniske krav

Vårt arbeid med denne oppgaven har hovedsakelig dreiet seg om å finne en utforming der etterspenning benyttes, der valgt utforming overholder de byggtekniske kravene for bygget. Den endelige utformingen er sjekket for brann, lyd og nedbøyning, der alle krav er tilfredstilt. For nedbøyning er det ikke noe spesifikt krav vi forholder oss til, men har tatt utgangspunkt i at minstekravet er $L/300$, som er overholdt for alle konstruksjonsdeler. For lyd og brann har vi konkrete krav som allerede var definert for Haugsbakken 5 i tegningene vi fikk fra Sweco.

For lydkrav har vi tatt utgangspunkt i det strengeste trinnlydkravet, som er dokumentert overholdt i henhold til NBI-blader og brannkravet bygger på Norsk Standard. I tillegg er det gjort temperaturberegninger for å undersøke hvor mye fasthet spenntauene taper etter en times brann. Konstruksjonen overholder uansett alle krav og ses på som god nok.

Ifølge Ketil Hulaas (Pentacon AS, Kongsvinger), som har erfaring med bruk av etterspenning, er det ikke vanlig å undersøke spesifikk temperatur i spennvairerne, man tar kun hensyn til minstekrav om dekketykkelse og overdekning angitt i Norsk Standard. Likevel ville vi se nærmere på saken fordi spennvairerne påføres en veldig stor belastning i utgangspunktet og det er interessant å se hvor mye spennvairerne svekkes etter en times brann (brannkrav for bygget

er REI60). Etter å ha undersøkt nærmere fant vi ut at fasthetstapet ikke var kritisk sammenliknet med den dimensjonerende brannlasten. Den eneste svakheten vi kan påpeke med temperaturberegningen er at den er veldig teoretisk og tar ikke hensyn til at brannen har pågått i 60 minutter, den tar kun i betraktning temperaturen som opptrer i bygget etter en times brann. For å illustrere ”svakheten” i beregningsmetoden kan vi påpeke at en times brann i teorien ikke vil ha innvirkning på temperaturen i etasjen over. I de fleste praktiske tilfeller vil det trolig være meget merkbart, hvilket ville gitt en høyere temperatur både i slakkarmering og spenntau. Men ut i fra beregningene er tilstrekkelig bæring intakt etter en times brann.

5.4 Slankere dekke

Med det etterspente betongdekket og ekstra gulvløsning for å overholde lydkrav får en total dekketykkelse på 283 mm (260+16+4+3) som er vesentlig mindre enn den oppførte dekketykkelsen på totalt 420 mm. Vårt dekke er da 13,7 cm tynnere enn med den oppførte løsningen. Vi får et vanntett dekke med bedre lydisoleringsevne og slipper etterbehandling i form av påstøp på dekket.

5.5 Økonomi

Etter å ha sammenliknet pris for hulldekker med påstøp og plasstøpte etterspente dekker fant vi ut at vår løsning er mer gunstig økonomisk. Med utgangspunkt i vår kostnadsberegning og priser oppgitt fra Viggabygg AS (totalentreprenør for Haugsbakken 5) blir prisforskjellen på kr 178847,-. Det er imidlertid kun prissammenlikning for dekkene i bygget, og andre elementer er ikke tatt hensyn til.

6. Konklusjon

6.1 Valg av utforming

Forutsetningen for at vår utforming kan gjennomføres er at hele bygget blir en plasstøpt betongkonstruksjon. Det blir stor forskjell på vår utforming og den opprinnelige. Imidlertid vil arkitektens intensjoner med bygget også kunne tilfredstilles med denne byggemetoden, der vinduer og kledning velges fritt ut fra den plasstøpte betongkonstruksjonen. Vår utforming er fullt gjennomførbar rent praktisk, men resulterer i en ganske annen byggeprosess.

6.2 Forskjell i byggeprosessen

Endring i utforming åpner for eventuelle modifikasjoner og endringer av hvordan bygget skal se ut innvendig helt fram til byggestart. Innvendig i bygget har vi nå et stort fritt areal der det eneste som opptar plass er den midtre betongsøylen. Man står da friere til å gjøre eventuelle endringer for hvordan bygget skal utformes innvendig, på et senere tidspunkt enn med tidligere utforming.

Når bygget bygges med plasstøpt betong og dekker slipper man leveransetid på hulldekker og lastearbeid. Det er nå heller ingen stålarbeider i bygget, da alt er plasstøpt betong, man unngår da en ekstra leverandør og en ekstra faggruppe for stål og stålarbeider.

Med de etterspente dekkene slipper man også påstøp på dekkene og sparer tid og kostnader. Etterspente dekker er gunstig med tanke på følgekostnader da det er mindre etterarbeid.

6.3 Byggtekniske krav

Utformingen av bygget Haugsbakken 5 slik den er nå overholder de gjeldende byggtekniske krav for lyd og brann. De etterspente dekkene er også gunstige med tanke på nedbøyning. Lydkrav er ofte et problem i slike slanke dekker, men i vårt tilfelle får vi et dekke med bedre lydisolering, som i tillegg er vanntett. Det er tyngden og tettheten i betongen som gir dekket bedre stivhet og lydisoleringsevne i forhold til hulldekker med lik høyde. Den valgte løsningen fører til et generelt tettere bygg, som også er fordelaktig med tanke på energieffektivitet i bygget.

Brannkravet i bygget er overholdt med minimum dekketykkelse og overdekning, men det er også gjort grundigere undersøkelser for temperaturfordeling i betongtverrsnittet og inn til spennetauene, men det viste seg at fasthetstapet ikke var kritisk for brannkravet på REI60.

6.4 Slankere dekke

Våre etterspente dekker førte til en total reduksjon for etasjeskillene på 13,7 cm (total tykkelse med ferdig gulvløsning). Det medfører en volumbesparelse på $166,6 \text{ m}^3$ ($0,137 * 608 * 2$) totalt i bygget, som gir større romfølelse og mer plass for tekniske føringer.

Fordelen med slankere dekker ved bruk av etterspenning er ikke veldig vesentlig for vårt lille bygg, men mer relevant for større bygg med flere etasjer. Da vil besparelsen av høyde per etasjeskille og betongmasse bli en større fordel.

Vi hadde tidligere en dekketykkelse på både 220 mm og 230 mm, som var fullt gjennomførbare og hadde tilstrekkelig bæring. Men ettersom lydkravet ble dimensjonerende måtte vi opp i dekketykkelse og havnet på dekketykkelsen 260 mm. Dette dekket fikk imidlertid bedre nedbøyningstall. Det blir altså ikke den store forskjellen som først antatt mellom hulldekke (265 mm) og det etterspente dekket (260 mm), men total tykkelse på etasjeskillet blir 13,7 cm mindre med etterspente dekker.

6.5 Økonomi

En sammenlikning av kostnadene for hulldekker og påstøp kontra de plaststøpte etterspente dekkene viser at sistnevnte løsning er billigere. Det som ikke er tatt hensyn til i den økonomiske sammenlikningen er resten av bygget, alternativ 1 med stålsøyler og stålbjelker eller alternativ 2 med kun plaststøpt betong. Vi har da ikke et totalt realistisk bilde på den økonomiske situasjonen. Men hvis man kun ser på kostnadene for dekker, som vi har gjort, er plaststøpte etterspente dekker den beste løsningen.

Byggeplassøkonomien blir også mindre risikabel når man får én leverandør mindre å forholde seg til. Eventuelle forsinkelser fra leverandører blir da en mindre faktor, fordi man har færre leverandører.

I dette tilfelle, Haugsbakken 5, er totalentreprenør ansvarlig for oppføring av betongkonstruksjoner og prisen som er gitt for etterspent dekke er inkludert montasje og oppspenning av spenntau. Man vil da altså få en besparelse i betongarbeider for totalentreprenør fordi leverandør av spenntau også tar seg av arbeidet på byggeplass.

6.6 Vurdering av utformingen

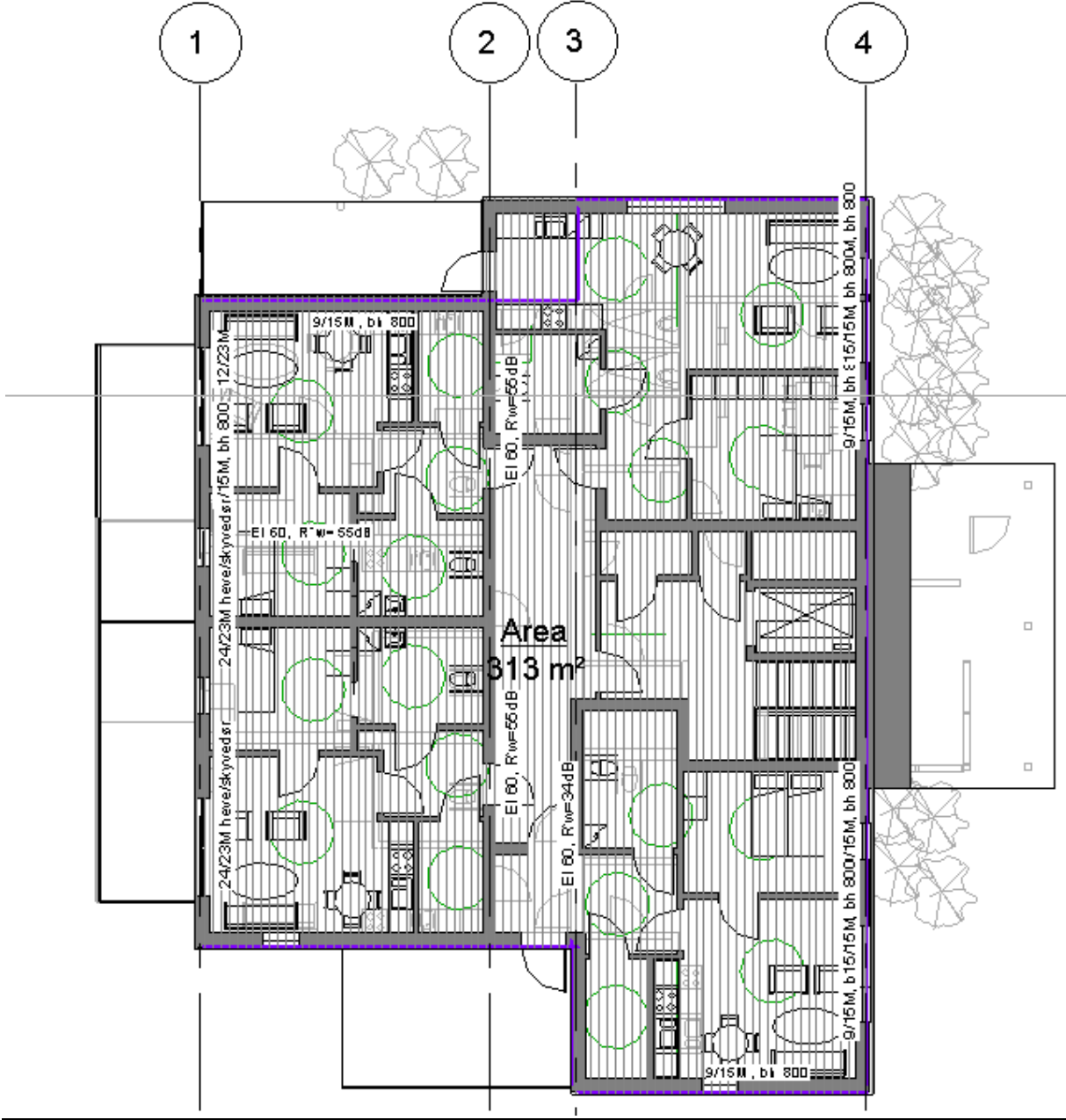
Vår utforming er praktisk gjennomførbare og overholder byggtekniske krav, der dimensjonering er gjort i henhold til Eurocode 2 og Norsk Standard. Konstruksjonen vurderes da som god nok.

Om vår utforming er et bedre eller dårligere alternativ til den opprinnelige utformingen av Haugsbakken 5 er vanskelig for oss å vurdere. Vi har ikke nok kompetanse til å vurdere bygget i sin helhet og det er heller ikke det som har vært målet. Vårt fokus har vært å erstatte hulldekkene med plaststøpte etterspente dekker og for at vi skulle få gjort det har vi måtte gjort visse modifikasjoner for resten av bygget. Det er altså slik vi har svart på problemstillingen og vi konkluderer med at hulldekkene i Haugsbakken 5 kan erstattes med etterspente dekker, men da må også resten av bygget endres.

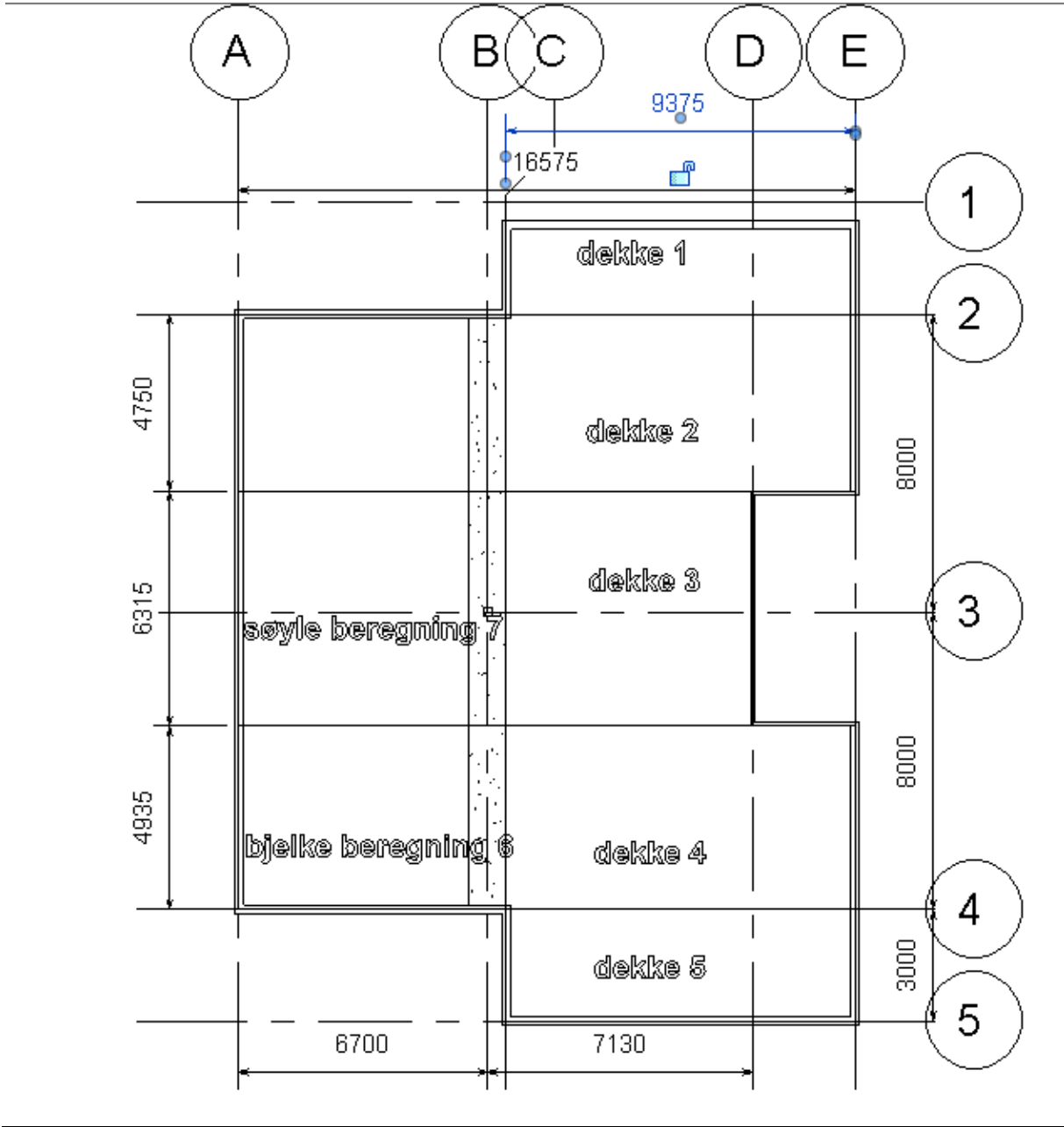
Referanser

- ANDREW.H.BUCHANAN 2002. *Structural Design for Fire Safety*.
- BETONGELEMENFORENINGEN. 2007. *Betongelementboken - bind D* [Online].
<http://www.betongelement.no/betongbok/default.asp>. Available:
<http://www.betongelement.no/betongbok/default.asp> 2012].
- BYGGFORSK, S. 2002. *Lydisolerende tunge etasjeskillere*. 1.2002 ed.: SINTEF.
FABECO. Available:
[http://www.fabeko.no/oslo/fabeko.nsf/0/9409BD8C40EA89B6C1256DF70051F63B/\\$FILE/Fordeler_20plasst..pdf](http://www.fabeko.no/oslo/fabeko.nsf/0/9409BD8C40EA89B6C1256DF70051F63B/$FILE/Fordeler_20plasst..pdf).
- LOE, B., AS. 2012. *Betongelementer* [Online]. http://loe-betong.no/produkter/detalj/ribbeplate_dt:
<http://www.loe-betong.no/>. Available: http://loe-betong.no/produkter/detalj/ribbeplate_dt.
- NOORPS.COM. 2012. <http://noorps.com/page.php?5>: <http://noorps.com/news.php>. Available:
<http://noorps.com/page.php?5> 2012].
- NORSK.BETONGFORENING 2010. Kompetansekurs U4. (*U4 Utførelse av spennbetongarbeider*). 19. -
21.april 2010 Vinger hotell, Konsvinger.
- SPENNTEKNIKK, K. *BBR VT CONA Single spenntausystem* [Online].
<http://www.spennteknikk.no/hovedn.html>: KB Spennteknikk. Available:
<http://www.spennteknikk.no/brosjyrer/BBR-VT-CONA-Single-spenntausystem-24022011.pdf> 2012].
- STANDARD.NO 2004+NA2010. Prosjektering av betong konstruksjoner *Del 1-2: Brannteknisk dimensjonering*. <http://www.standard.no/en/PDF/FileDownload/?redir=true>: Norsk Standard.
- STANDARD.NO 2008. *Lydforhold i bygninger*
Lydklasser for ulike bygningstyper. 8175:2008
- SØRENSEN, S. I. 2010. *Betong konstruksjoner*, tapir akademisk forlag.

VEDLEGG A: Opprinnelig plantegning, Haugsbakken 5



VEDLEGG B: Plantegning, ny utforming, Haugsbakken 5



VEDLEGG C: Lastoppsett fra Sweco

Sida

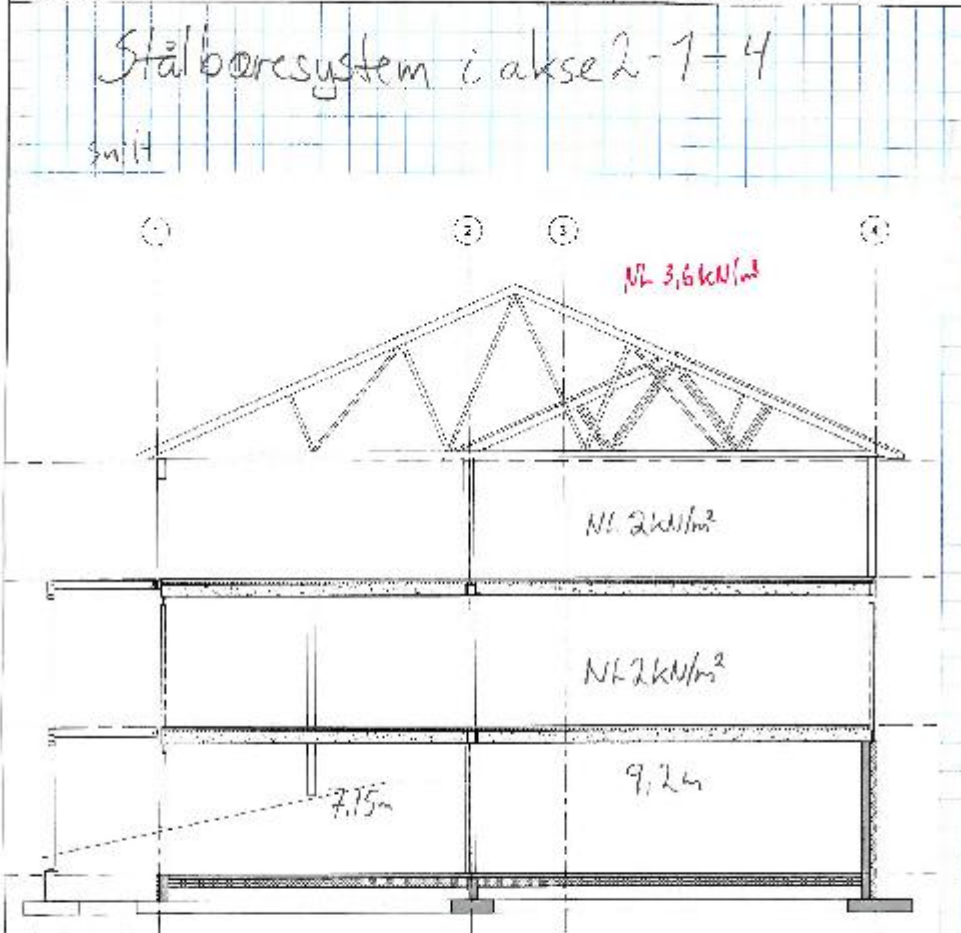
B1



Sak nr: 87531	Sak	Lit. av Sij	Dato 21/12/11	Kontr. av	Dato
------------------	-----	----------------	------------------	-----------	------

Stålportsystem i akse 2-1-4

snitt



Akse 2

Laster:

NK Sno på tak	3,2 kN/m²	EL Lettløst + vindtrykk
EL Tak	7,1 kN/m²	NB1
EL HD 265	3,6 kN/m²	Stemmen
NK dekke bolig	2 kN/m²	13-EP 174-1-1
EL Påstrop 0,08m	2 kN/m²	NB1

91-110624

VEDLEGG D: Beregning 1 og 5, fritt opplagt sone

Beregning 1 og 5

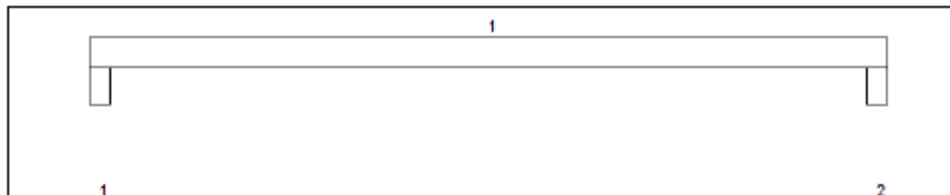
Tittel			Side
			1
Prosjekt	Ordre	Sign	Date
Fritttopplagtdেকে etterspent			15-05-2012

Dataprogram: K-Bjelke versjon 6.2.1 Laget av sivilingeniør Ove Sletten
Beregningene er basert på NS-EN 1992-1-1:2004 + NA:2008 og NS-EN 1990:2002
Data er lagret på fil: G:\Users\Harby\Desktop\Beregning 1 og 5.kbj

INNHold

- 1.0 Figur med feltnummer og oppleggsnummer
- 1.1 Spennvidder og tverrsnittdata
- 1.2 Søylar og oppleggspunkt
- 1.3 Lastdata og Lastfaktorer
- 1.4 Materialdata
- 1.5 Etterspente kabler
- 2.1 Momentdiagrammer
- 2.2 Skjærkraftdiagrammer
- 3.1 Armering i felt og ved opplegg
- 3.2 Forankringslengde
- 3.3 Forankringsarmering i underkant ved endeopplegg
- 3.4 Minimumsarmering
- 4.1 Momentkapasitetskurver (armeringens utnyttelsesgrad)
- 4.2 Skjærarmering
- 4.3 Risskontroll
- 4.4 Nedboying
- 5.1 Oppleggskrefter i bruksgrensetilstand
- 5.2 Oppleggskrefter i bruddgrensetilstand

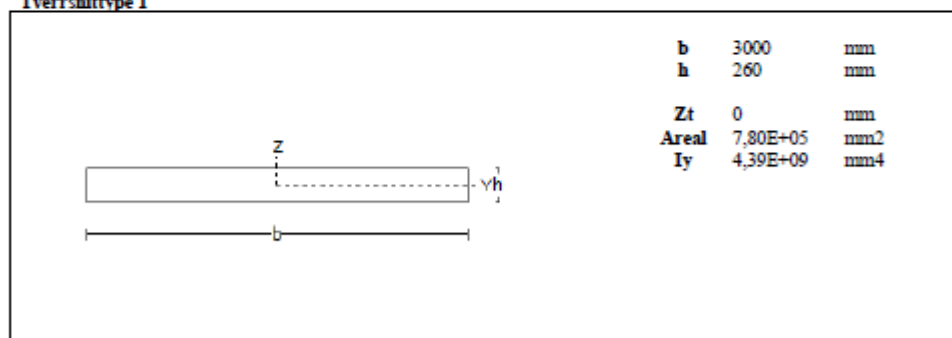
1.0 DEKKE MED 2 OPPLEGGSPUNKTER



1.1 SPENNVIDDER [mm], OG TVERRSNITTYPER

Felt nr	v. utkr.	1	h. utkr.
Spennvidde	125	9375	125
Tverrsnitttype	1	1	1

Tverrsnitttype 1

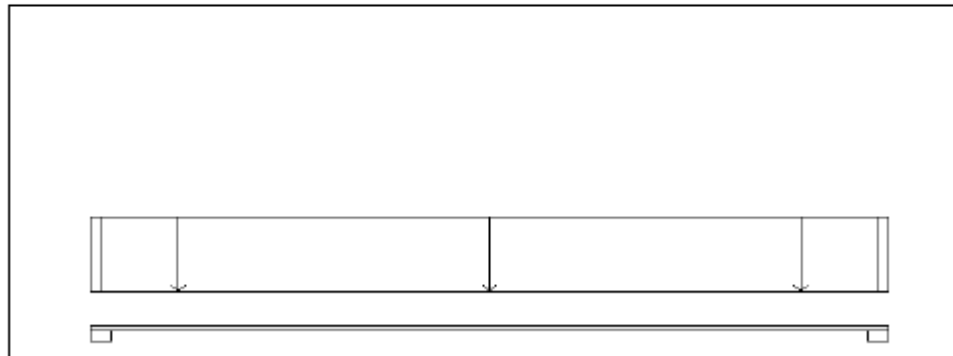


Tittel			Side 2
Prosjekt Frittopplagtdekke etterspent	Ordre	Sign	Dato 15-05-2012

1.2 SOYLER OG OPPLEGGSPUNKT [mm]

Opplegg nr	Soyler på bjelkens underside				Soyler på bjelkens overside			
	kode	lengde	h/diameter	b(tverretu)	kode	lengde	h/diameter	b(tverretu)
1	Fri		250					
2	Fri		250					

1.3 LASTBILDE



Lastfaktorer

	Nedbøyning	Risskontroll	Bruddegrense	PSI-Faktor Kategori A : Boliger Krav maks.nedbøyning Konstruksjoner med alminnelige brukskrav eller estetiske krav
Permanent last	1,00	1,00	1,20	
Variabel last	0,30	0,50	1,50	

Pålitelighetsklasse: 3 Bjelkens romvekt: 2500 kg/m3

Jevnt fordelt last (kN/m)

Felt nr	Egenvekt	Permanent last	Variabel last
1	19,50	0,00	3,00

1.4 MATERIALDATA

Korreksjonsfaktor for Emodul pga tilslag	1	Eksponeringsklasse	XC1	XC1
Materialkoeffisient betong	1,5	Lite korrosjonsomfintlig armering		
Materialkoeffisient stål	1,15	Dimensjonerende levetid		50
Betongkvalitet	B35 (C35/45)			
Tilslagets spesifikke tyngde (kg/m ³)	2400			
Sement i fasthetsklasse (R / N / S)	N	Min. overdekning	uk	ok
Armering flytegrense	500	Min krav	15	15
Boylar flytegrense	500	Toleransekrav +/-	20	20
Relativ fuktighet %	40	Min. nominell overdekning	35	35
Betongens alder ved pålastning (døgn)	28			
Effektiv høyde, h ₀ (EN 1992-1-1 3.1.4(5))	239			
største tilslagsstørrelse, d _g (mm)	22	Kryptall, FI 28_5000		2,14
Korttids Emodul, E _{cm}	34100	Svinnøyning, FI 0_28		-0,0001
Trykkfasthet, f _{cd}	19,8	Svinnøyning, FI 28_5000		-0,00035
Middel verdi av strekkfasthet, f _{ctm}	3,21			
Strekkfasthet, f _{ctd}	1,27			

NA.6.2.2(1) Følgende krav til tilslag i betongen er oppfylt:

1. Største tilslag etter NS-EN 12620: D_{max}=16 mm
2. Det grove tilslaget >=50% av total tilslagsmengde
3. Grovt tilslag skal ikke være av kalkstein eller stein med tilsvarende lav fasthet

Tittel			Side
Prosjekt Frittøplagtdেকে etterspent			3
Order	Sign	Dato 15-05-2012	

1.5 DATA FOR ETTERSPENTE KABLER

Avstand fra senter av kabel til ok / uk

Opplegg	o(mm)	Felt	u(mm)	L1/L
1	150	1	35	0.12
2	150			
v. ende	150			
h. ende	150			

Kabelror: ytre diameter	20	mm
Kabelvernsnitt	150	mm ²
Spennkraft for låsetap	120	kN
Låsetap: Kabelforskyvning	5	mm
Antall spennkabler	13	
Friksjonskoeffisient	0,050	
E-modul	200000	N/mm ²
Flytespenning	1670	N/mm ²
Bjelkebredde / feltbredde	1,000	
Oppspenning i venstre ende		

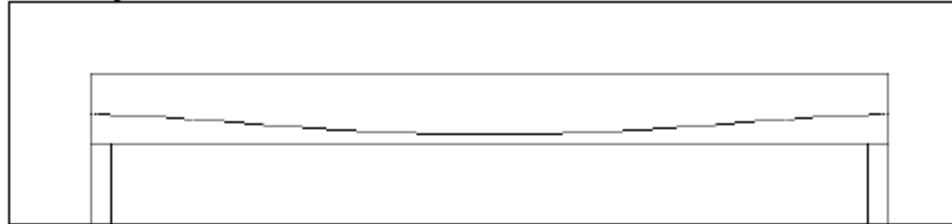
Kabelkraft etter friksjonstap og låsetap (kN), med lastfaktor 1.0

Største kabelkraft = 104,3 kN



Midlere kabelkraft = 103,4 kN Minste kabelkraft = 102,5 kN

Dekke med spennkabler



Kabelkurver for alle felt

x = avstand fra venstre ende i felt (mm)

y = avstand fra underkant av kabel til underkant av dekke eller bjelke (mm)

Felt nr 1

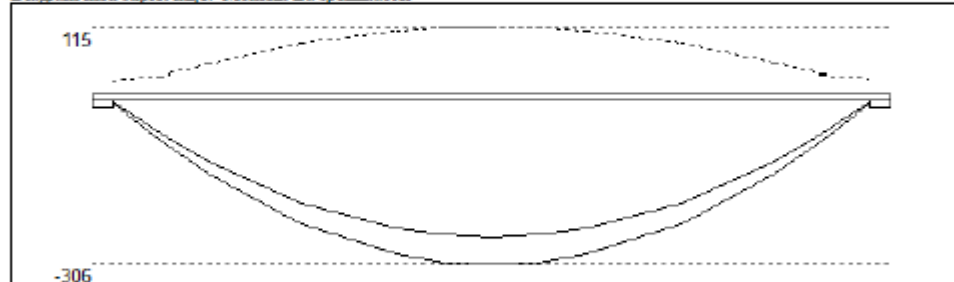
x:	0	350	700	1050	1400	1750	2100	2450	2800	3150	3500	3850	4200	4550	4900
y:	99	97	92	83	73	63	54	46	40	35	30	27	25	24	24

x:	5250	5600	5950	6300	6650	7000	7350	7700	8050	8400	8750	9100
y:	25	28	31	36	41	48	56	65	75	85	93	98

Titel		Side
Prosjekt Frittopplagtdække etterspent		4
Ordnr	Sign	Dato 15-05-2012

2.1 MOMENTDIAGRAMMER FOR MAKS OG MIN MOMENT I BRUDDGRENSETILSTAND, MED NYTTELAST I UGUNSTIGE FELT

Diagram med stiplet linje: Moment fra spennkabler



Største negative feltmomenter (strekk i uk)(kNm)

Felt	Bruksgrense		Bruddgrense	
	Mg	Mg+Mp	Mg	Mg+Mp
1	-214	-224	-257	-306

Mg: permanent last Mp: variabel last

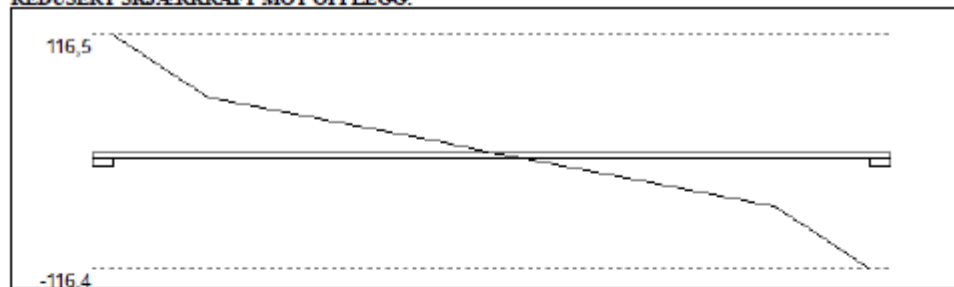
Største positive momenter ved kant av opplegg (kNm)

Opplegg	Bruksgrense		Bruddgrense	
	Mg	Mg+Mp	Mg	Mg+Mp
1	0	0	0	0
2	0	0	0	0

2.2 SKJÆRKRAFTDIAGRAM I BRUDDGRENSETILSTAND

MED NYTTELAST I UGUNSTIGSTE FELT.

REDUSERT SKJÆRKRAFT MOT OPPLGG.



Største skjærkraft i bruddgrensetilstand (kN)

Opplegg	Venstre side av opplegg		Høyre side av opplegg	
	Vgamma	Vredusert	Vgamma	Vredusert
1			122,5	116,5
2	-122,4	-116,4		

3.1 ARMERING I FELT OG VED OPPLGG

Kantavstand er avstand fra senter av armering til underkant eller overkant

Toleranseavvik for overdekning: +/- 20 mm

Feltarmering i underkant og overkant

	Felt	Lag	Kantavstand	cc(mm)	Diameter	Overdekning
uk	1	1	43	250	12	36
ingen feltarmering i overkant						

Overkantarmring ved opplegg

Opplegg	Lag	Kantavstand	cc(mm)	Diameter	Overdekning
1	1	43	250	12	36
2	1	43	250	12	36

Tittel			Side 5
Prosjekt Frittopplagdøkke etterspent	Ordre	Sign	Dato 15-05-2012

3.2 FORANKRINGSLENGDE OG AVKORTING AV ARMERING

Forutsetning vedr. forankringslengde: Maks. halvparten av armeringen i felt eller over opplegg kan bli avkortet
D: armeringsdiameter
Forankringslengde i underkant: $27 \times D$ Forankringslengde i overkant: $27 \times D$
Kapasitetskurvene for moment (M/Md), kan benyttes til å avkorte armering. Det er tatt hensyn til skjærkraftbidrag
Forskyv endepunktene minst $3 \times D$ forbi teoretisk punkt (toleranseavvik)
M/Md for uk viser statistisk nødvendig andel av beregnet feltarmering i uk
M/Md for ok viser statistisk nødvendig andel av beregnet overkantarmring ved opplegg
M/Md for ok midt i felt kan eventuelt vise nødvendig andel av beregnet feltarmering i ok

3.3 FORANKRINGSARMERING (bøyler) I UNDERKANT VED ENDEOPPLEGG

Det forutsettes at feltarmeringen i underkant av endefelt avsluttes som rette stenger, 50 mm fra bjelkeende
Opplegg nr 1
Det trengs ikke forankringsbøyler.
Opplegg nr 2
Det trengs ikke forankringsbøyler.

3.4 MINIMUMSARMERING (mm²) Det er regnet med minst 2 stenger inn over opplegg

Felt nr	Uk-venstre opplegg	Uk-høyre opplegg	Underkant i felt	Overkant i felt
1	1087	1087	1087	0

Konstruksjonsregler, krav i EN 1992-1-1

Punkt 9.3.1.1 (3) Største senteravstand mellom stenger, smaks

* I områder med maksimal moment eller punktlaster:

Smaks = $2 h \leq 250$ mm for hovedarmering

Smaks = $3 h \leq 400$ mm for fordelingsarmeringen

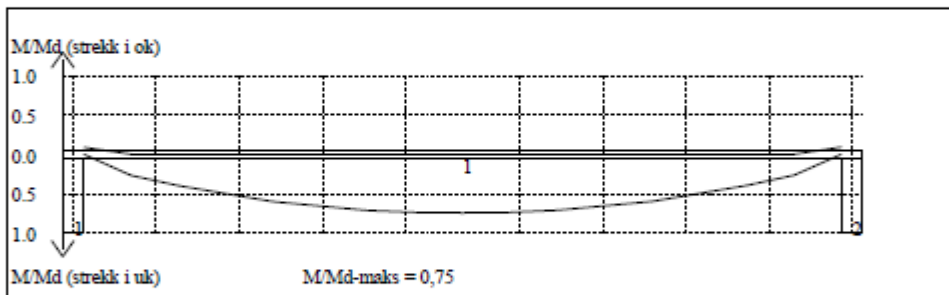
* Andre områder:

Smaks = $3 h \leq 400$ mm for hovedarmeringen

Smaks = $3.5 h \leq 450$ mm for fordelingsarmeringen

Se også punkt 9.3.1.2 Armering i plater nær opplegg, og punkt 9.3.1.4 Armering ved frie kanter

4.1 MOMENTKONTROLL



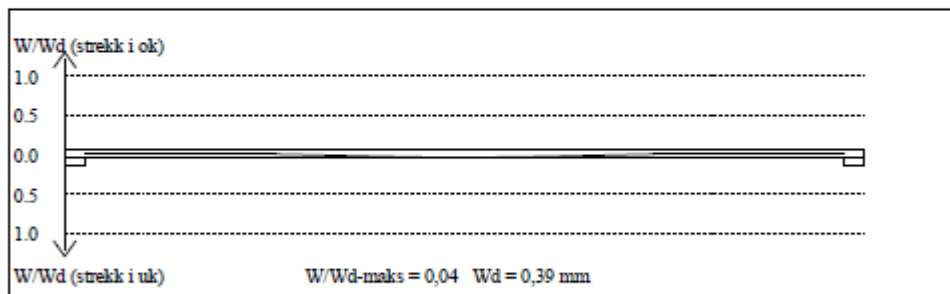
Tittel			Side 6
Prosjekt Frittopplagdekke etterspent	Ordre	Sign	Dato 15-05-2012

4.2 SKJÆRARMERING

Skjærarmering i felt nr 1

Maks. statisk nødvendig skjærarmering = 0 mm²/m

4.3 RISSKONTROLL



4.4 NEDBOYNINGER I BRUKSGRENSETILSTAND (mm)

Felt	Permanent last		Permanent + variabel last (lang tid)	
	Kort tid	Lang tid	Nyttelast i alle felt	Nyttelast i betraktet felt
1	6	27	29	29

5.1 OPLEGG-SKREFTER I BRUKSGRENSETILSTAND (kN og kNm) (alle lastfaktorer = 1)

N_g, M_g : fra egenvekt. N_p, M_p : fra nyttelast

Oppleggs- punkt	Permanent last i alle felt				Variabel last i alle felt				Nyttelast i ett felt ved siden av oppleggspunkt			
	N_g (kN)	M_g (kNm)	N_p (kN)	M_p (kNm)	N_p (kN)	M_p (kNm)	N_p (kN)	M_p (kNm)	N_p (kN)	M_p (kNm)	N_p (kN)	M_p (kNm)
1	-93,8	0,00	-14,4	0,00	-14,1	0,00	-14,1	0,00				
2	-93,8	0,00	-14,4	0,00								

5.2 OPLEGG-SKREFTER I BRUDDGRENSETILSTAND (kN og kNm)

N_g, M_g : fra egenvekt. N_p, M_p : fra nyttelast

Oppleggs- punkt	Permanent last i alle felt				Variabel last i alle felt				Nyttelast i ett felt ved siden av oppleggspunkt			
	N_g (kN)	M_g (kNm)	N_p (kN)	M_p (kNm)	N_p (kN)	M_p (kNm)	N_p (kN)	M_p (kNm)	N_p (kN)	M_p (kNm)	N_p (kN)	M_p (kNm)
1	-112,6	0,00	-21,7	0,00	-21,1	0,00	-21,1	0,00				
2	-112,6	0,00	-21,7	0,00								

VEDLEGG E: Beregning 2 og 4, kontinuerlig dekke (lengste spenn)

Beregning 2 og 4

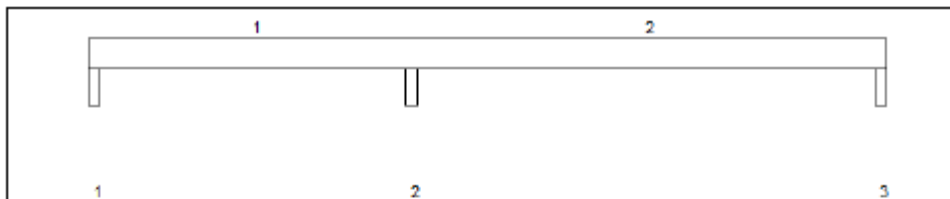
Tittel			Side 1
Prosjekt Kontinuerlig dekke	Ordre	Sign	Date 15-05-2012

Dataprogram: K-Bjelke versjon 6.2.1 Laget av sivilingeniør Ove Sletten
 Beregningene er basert på NS-EN 1992-1-1:2004 + NA:2008 og NS-EN 1990:2002
 Data er lagret på fil: G:\Users\Harby\Desktop\Beregning 2 og 4. Kontinuerlig dekke.kbj

INNHOOLD

- 1.0 Figur med feltnummer og oppleggsnummer
- 1.1 Spennvidder og tverrsnittdata
- 1.2 Søyler og oppleggspunkt
- 1.3 Lastdata og Lastfaktorer
- 1.4 Materialdata
- 1.5 Erterspente kabler
- 2.1 Momentdiagrammer
- 2.2 Skjærkraftdiagrammer
- 3.1 Armering i felt og ved opplegg
- 3.2 Forankringslengde
- 3.3 Forankringsarmering i underkant ved endeopplegg
- 3.4 Minimumsarmering
- 4.1 Momentkapasitetskurver (armeringens utnyttelsesgrad)
- 4.2 Skjærarmering
- 4.3 Risikokontroll
- 4.4 Nedbøyning
- 5.1 Oppleggskrefter i bruksgrensetilstand
- 5.2 Oppleggskrefter i bruddgrensetilstand

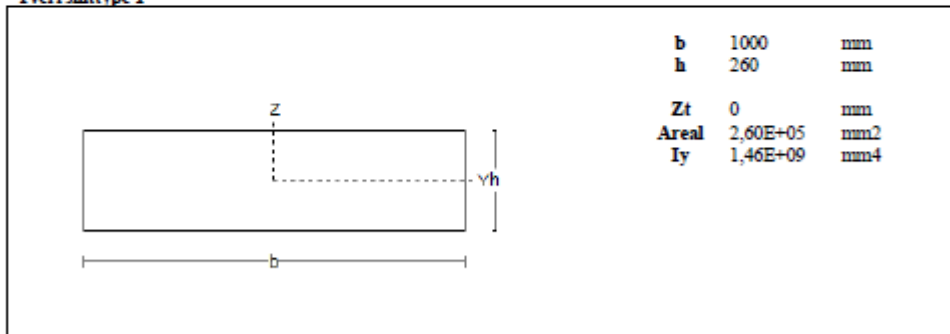
1.0 DEKKE MED 3 OPPLGGSPUNKTER



1.1 SPENNVIDDER [mm], OG TVERRSNITTYPER

Felt nr	v.utkr.	1	2	h.utkr.
Spennvidde	125	6700	9875	125
Tverrsnitttype	1	1	1	1

Tverrsnitttype 1

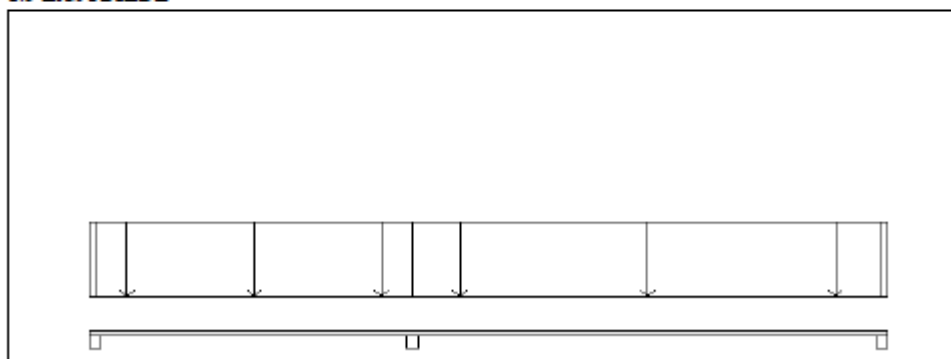


Tittel			Side
Prosjekt Kontinuerlig dekke			2
Order	Sign	Dato 15-05-2012	

1.2 SØYLER OG OPPLEGGSPUNKT [mm]

Opplegg nr	Søyler på bjelkens underside				Søyler på bjelkens overside			
	kode	lengde	h/diameter	b(tverretm)	kode	lengde	h/diameter	b(tverretm)
1	Fri		250					
2	Fri		250					
3	Fri		250					

1.3 LASTBILDE



Lastfaktorer

	Nedbøyning	Risskontroll	Bruddgrense	PSI-Faktor Kategori A : Boliger Krav maks.nedbøyning Konstruksjoner med alminnelige brukskrav eller estetiske krav
Permanent last	1,00	1,00	1,20	
Variabel last	0,30	0,50	1,50	

Pålitelighetsklasse: 3

Bjelkens romvekt: 2500 kg/m³

Jevnt fordelt last (kN/m)

Felt nr	Egenvekt	Permanent last	Variabel last
1	6,50	0,00	3,00
2	6,50	0,00	3,00

1.4 MATERIALDATA

Korreksjonsfaktor for Emodul pga tilslag	1	Eksponeringsklasse	XC1	XC1
Materialkoeffisient betong	1,5	Lite korrosjonsomfintlig armering		
Materialkoeffisient stål	1,15	Dimensjonerende levetid		50
Betongkvalitet	B30 (C30/37)			
Tilslagsets spesifikke tyngde (kg/m ³)	2400			
Sement i fasthetsklasse (R / N / S)	N	Min. overdekning	uk	ok
Armering flytegrense	500	Min krav	15	15
Boylers flytegrense	500	Toleransekrav +/-	20	20
Relativ fuktighet %	40	Min. nominell overdekning	35	35
Betongens alder ved pålastning (døgn)	28			
Effektiv høyde, h ₀ (EN 1992-1-1 3.1.4(5))	206			
Største tilslagsstørrelse, d _g (mm)	22	Kryptall, FI 28_5000		2,49
Korttids Emodul, E _{cm}	32800	Svinnstøyning, FI 0_28		-0,00011
Trykkfasthet, f _{cd}	17	Svinnstøyning, FI 28_5000		-0,00037
Middel verdi av strekkfasthet, f _{ctm}	2,9			
Strekkfasthet, f _{ctd}	1,15			

NA.6.2.2(1) Følgende krav til tilslag i betongen er oppfylt:

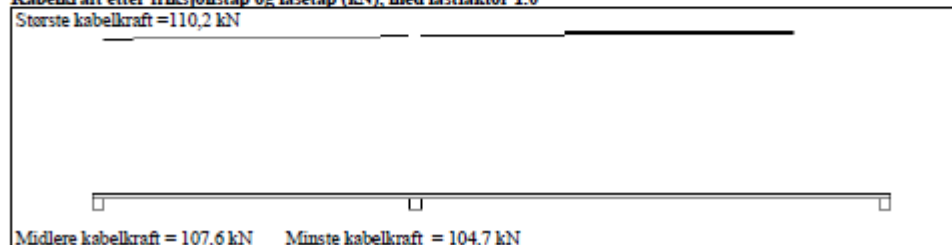
1. Største tilslag etter NS-EN 12620: D_s≧16 mm
2. Det grove tilslaget ≧=50% av total tilslagsmengde
3. Grovt tilslag skal ikke være av kalkstein eller stein med tilsvarende lav fasthet

Tittel			Side
Prosjekt Kontinuerlig dekke			3
Ordre	Sign	Dato 15-05-2012	

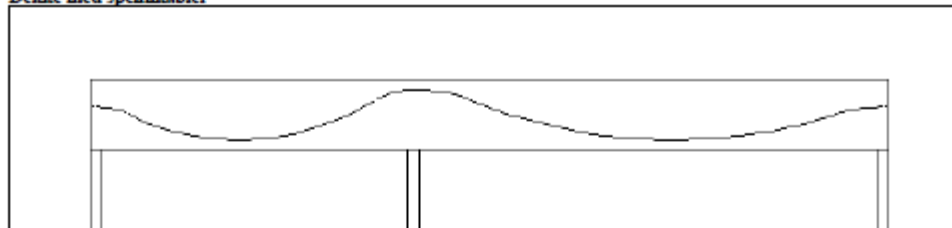
1.5 DATA FOR ETTERSPENTE KABLER

Avstand fra senter av kabel til ok / uk					
Opplegg	o(mm)	Felt	u(mm)	L1/L	
1	100	1	35	0,12	
2	35	2	35	0,12	
3	100				
v. ende	100				
h. ende	100				
				Kabelror: ytre diameter	20 mm
				Kabeltverrsnitt	150 mm ²
				Spennkraft for låsetap	120 kN
				Låsetap: Kabelforskyvning	5 mm
				Antall spennkabler	4
				Friksjonskoeffisient	0,050
				E-modul	200000 N/mm ²
				Flytespenning	1670 N/mm ²
				Bjelkebredde / feltbredde	1,000
				Oppspenning i venstre ende	

Kabelkraft etter friksjonstap og låsetap (kN), med lastfaktor 1.0



Dekke med spennkabler



Kabelkurver for alle felt.

x = avstand fra venstre ende i felt (mm)

y = avstand fra underkant av kabel til underkant av dekke eller bjelke (mm)

Felt nr 1

x:	0	250	500	750	1000	1250	1500	1750	2000	2250	2500	2750	3000	3250	3500
y:	149	145	133	114	95	78	64	52	42	34	28	25	24	25	28

x:	3750	4000	4250	4500	4750	5000	5250	5500	5750	6000	6250	6500
y:	34	42	52	64	78	95	114	135	158	183	201	211

Felt nr 2

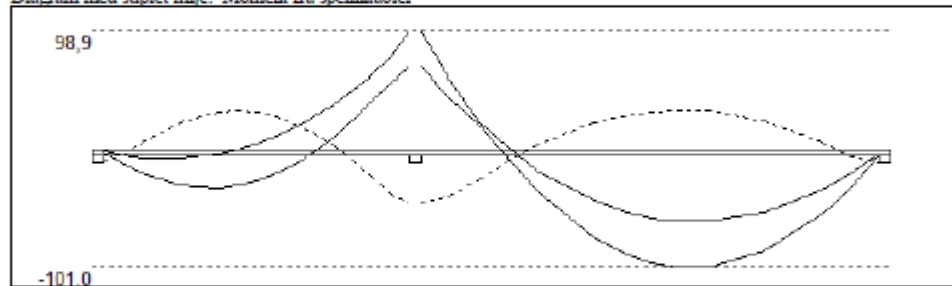
x:	0	350	700	1050	1400	1750	2100	2450	2800	3150	3500	3850	4200	4550	4900
y:	214	210	200	182	158	136	116	98	81	67	55	45	37	31	26

x:	5250	5600	5950	6300	6650	7000	7350	7700	8050	8400	8750	9100	9450	9800
y:	24	24	26	30	36	44	53	65	79	95	113	131	144	149

Tittel			Side 4
Prosjekt Kontinuerlig dekke	Ordre	Sign	Dato 15-05-2012

2.1 MOMENTDIAGRAMMER FOR MAKS OG MIN MOMENT I BRUDDGRENSETILSTAND, MED NYTTELAST I UGUNSTIGE FELT

Diagram med stiplede linjer: Moment fra spennkabler



Største negative feltmomenter (strek i ul) (kNm)

Felt	Bruksgrense		Bruddegrense	
	Mg	Mg+Mp	Mg	Mg+Mp
1	-11,9	-15,3	-14,3	-32,9
2	-51,1	-59,0	-61,3	-101,0

Mg: permanent last Mp: variabel last

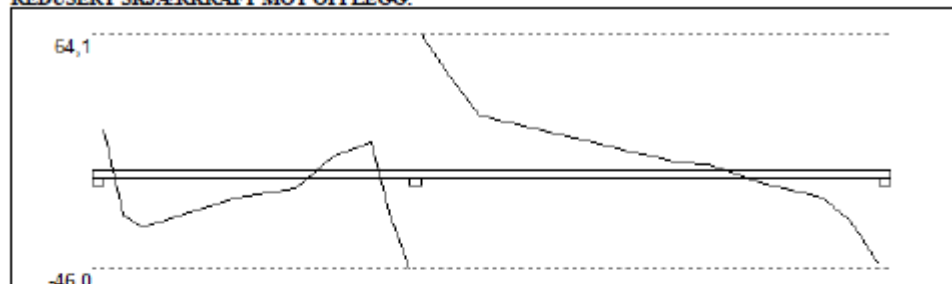
Største positive momenter ved kant av opplegg (kNm)

Opplegg	Bruksgrense		Bruddegrense	
	Mg	Mg+Mp	Mg	Mg+Mp
1	0,0	0,0	0,0	0,0
2	58,1	66,1	69,7	98,9
3	0,0	0,0	0,0	0,0

2.2 SKJÆRKRAFTDIAGRAM I BRUDDGRENSETILSTAND

MED NYTTELAST I UGUNSTIGSTE FELT.

REDUSERT SKJÆRKRAFT MOT OPPLÈGG.



Største skjærkraft i bruddegrensetilstand (kN)

Opplegg	Venstre side av opplegg		Høyre side av opplegg	
	Vgamma	Vredusert	Vgamma	Vredusert
1			21,9	19,2
2	-48,7	-46,0	66,8	64,1
3	-46,1	-43,5		

3.1 ARMERING I FELT OG VED OPPLÈGG

Kantavstand er avstand fra sentre av armering til underkant eller overkant

Toleranseavvik for overdekning: +/- 20 mm

Feltarmering i underkant og overkant

	Felt	Lag	Kantavstand	cc(mm)	Diameter	Overdekning
uk	1	1	43	250	12	36
uk	2	1	43	250	12	36
ok	1	1	43	345	12	36

Tittel			Side
Prosjekt Kontinuerlig dekke			5
Order	Sign	Date 15-05-2012	

Overkantarmering ved opplegg

Opplegg	Lag	Kantavstand	cc(mm)	Diameter	Overdekning
1	1	43	250	12	36
2	1	43	250	12	36

3.2 FORANKRINGSLENGDE OG AVKORTING AV ARMERING

Forutsetning vedr. forankringslengde: Maks. halvparten av armeringen i felt eller over opplegg kan bli avkortet
D: armeringsdiameter
Forankringslengde i underkant: $30 \times D$ Forankringslengde i overkant: $30 \times D$
Kapasitetskurvene for moment, (M/Md), kan benyttes til å avkorte armering. Det er tatt hensyn til skjærkraftbidrag
Forskyv endepunktene minst $3 \times D$ forbi teoretisk punkt (toleranseavvik)
M/Md for uk viser statisk nødvendig andel av beregnet feltarmering i uk
M/Md for ok viser statisk nødvendig andel av beregnet overkantarmering ved opplegg
M/Md for ok midt i felt kan eventuelt vise nødvendig andel av beregnet feltarmering i ok

3.3 FORANKRINGSARMERING (bøyler) I UNDERKANT VED ENDEOPPLEGG

Det forutsettes at feltarmeringen i underkant av endefelt avsluttes som rette stenger, 50 mm fra bjelkeende
Opplegg nr 1
Det trengs ikke forankringsbøyler.
Opplegg nr 3
Det trengs ikke forankringsbøyler.

3.4 MINIMUMSARMERING (mm²) Det er regnet med minst 2 stenger inn over opplegg

Felt nr	Uk-venstre opplegg	Uk-hovre opplegg	Underkant i felt	Overkant i felt
1	327	226	327	327
2	226	327	327	0

Konstruksjonsregler, krav i EN 1992-1-1

Punkt 9.3.1.1 (3) Storste senteravstand mellom stenger, smaks

* I områder med maksimal moment eller punktlaster:

Smaks = $2 h \leq 250$ mm for hovedarmering

Smaks = $3 h \leq 400$ mm for fordelingsarmeringen

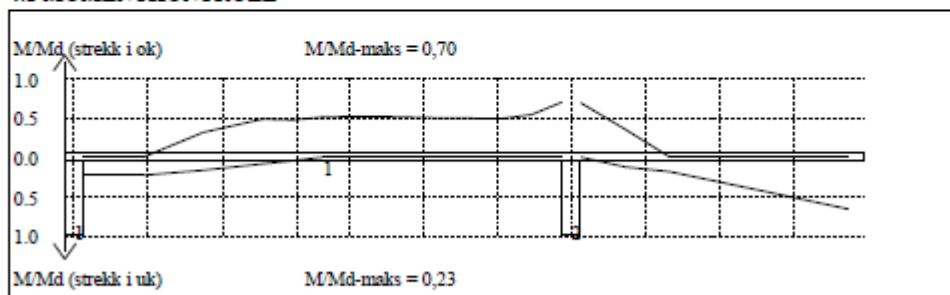
* Andre områder:

Smaks = $3 h \leq 400$ mm for hovedarmeringen

Smaks = $3.5 h \leq 450$ mm for fordelingsarmeringen

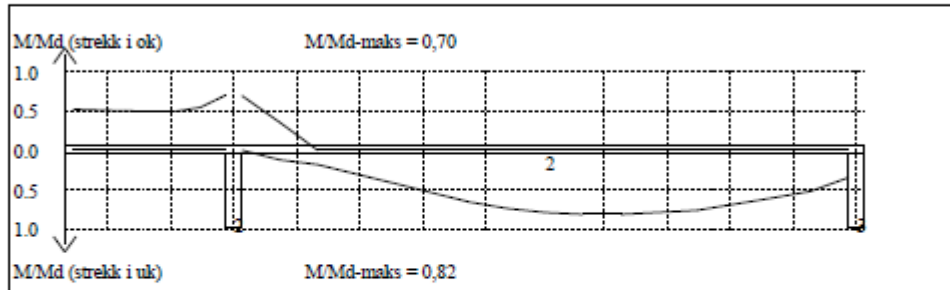
Se også punkt 9.3.1.2 Armering i plater nær opplegg, og punkt 9.3.1.4 Armering ved frie kanter

4.1 MOMENTKONTROLL



Momentkontroll for felt nr 1 Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m

Tittel			Side 6
Prosjekt Kontinuerlig dekke	Ordre	Sign	Dato 15-05-2012



Momentkontroll for felt nr 2 Avstand mellom vertikallstreker = 1.0 m

4.2 SKJÆRARMERING

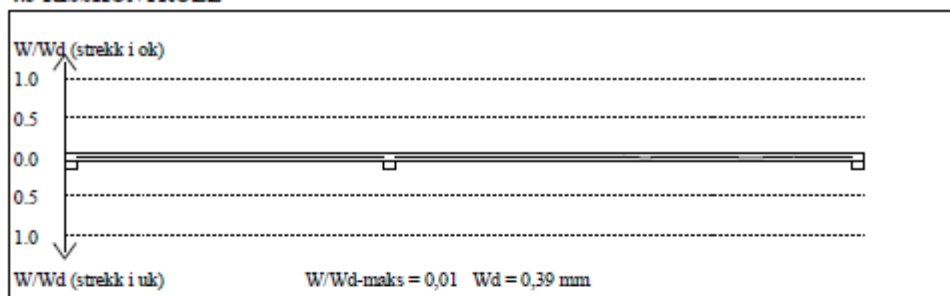
Skjærarmering i felt nr 1

Maks. statisk nødvendig skjærarmering = 0 mm²/m

Skjærarmering i felt nr 2

Maks. statisk nødvendig skjærarmering = 0 mm²/m

4.3 RISSKONTROLL



4.4 NEDBOYNINGER I BRUKSGRENSETILSTAND (mm)

Felt	Permanent last		Permanent + variabel last (lang tid)	
	Kort tid	Lang tid	Nyttelast i alle felt	Nyttelast i betraktet felt
1	-2	-6	-6	-5
2	4	17	22	23

5.1 OPPLGGSKREFTER I BRUKSGRENSETILSTAND (kN og kNm) (alle lastfaktorer = 1)

N_g, M_g: fra egenvekt. N_p, M_p: fra nyttelast

Oppløgs- punkt	Permanent last i alle felt		Variabel last i alle felt		Nyttelast i ett felt ved siden av oppløgspunkt			
	N _g (kN)	M _g (kNm)	N _p (kN)	M _p (kNm)	Nyttelast i venstre felt		Nyttelast i høyre felt	
					N _p (kN)	M _p (kNm)	N _p (kN)	M _p (kNm)
1	-14.9	0.00	-6.2	0.00			-9.0	0.00
2	-66.8	0.00	-32.0	0.00	-11.8	0.00	-20.3	0.00
3	-27.7	0.00	-12.3	0.00	-12.6	0.00		

Tittel			Side
Prosjekt Kontinuerlig dekke			7
Ordnr	Sign	Dato 15-05-2012	

5.2 OPPLEGGSKREFTER I BRUDDGRENSETILSTAND (kN og kNm)

Ng,Mg: fra egenvekt. Np,Mp: fra nyttelast

Oppleggs- punkt	Permanent last i alle felt		Variabel last i alle felt		Nyttelast i ett felt ved siden av oppleggspunkt			
	Ng (kN)	Mg (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)	Nyttelast i venstre felt		Nyttelast i høyre felt	
	Ng (kN)	Mg (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)
1	-17.9	0.00	-9.2	0.00			-13.6	0.00
2	-80.1	0.00	-48.0	0.00	-17.6	0.00	-30.4	0.00
3	-33.2	0.00	-18.4	0.00	-18.9	0.00		

VEDLEGG F: Beregning 3. Kontinuerlig dekke (mot heissjakt)

Beregning 3 kontinuerlig dekke heis

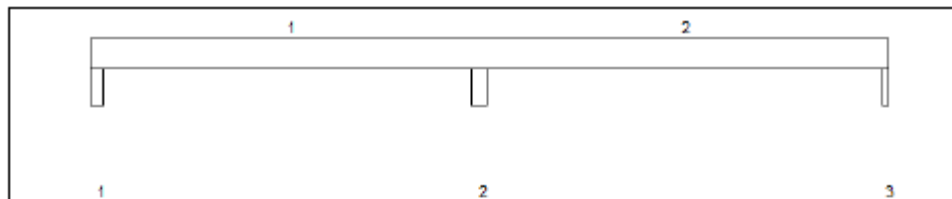
Tittel			Side 1
Prosjekt Beregning kontinuerlig dekke	Ordre	Sign	Date 15-05-2012

Dataprogram: K-Bjelke versjon 6.2.1 Laget av sivilingeniør Ove Sletten
 Beregningene er basert på NS-EN 1992-1-1:2004 + NA:2008 og NS-EN 1990:2002
 Data er lagret på fil: G:\Users\Harby\Desktop\Beregning 3. kontinuerligdekke heissjakt.kbj

INNHOOLD

- 1.0 Figur med feltnummer og oppleggsnummer
- 1.1 Spennvidder og tverrsnittdata
- 1.2 Søylar og oppleggspunkt
- 1.3 Lastdata og Lastfaktorer
- 1.4 Materialdata
- 1.5 Etterspente kabler
- 2.1 Momentdiagrammer
- 2.2 Skjærkraftdiagrammer
- 3.1 Armering i felt og ved opplegg
- 3.2 Forankringslengde
- 3.3 Forankringsarmering i underkant ved endeopplegg
- 3.4 Minimumsarmering
- 4.1 Momentkapasitetskurver (armeringens utnyttelsesgrad)
- 4.2 Skjærarmering
- 4.3 Risikontroll
- 4.4 Nedboying
- 5.1 Oppleggskrefter i bruksgrensetilstand
- 5.2 Oppleggskrefter i bruddgrensetilstand

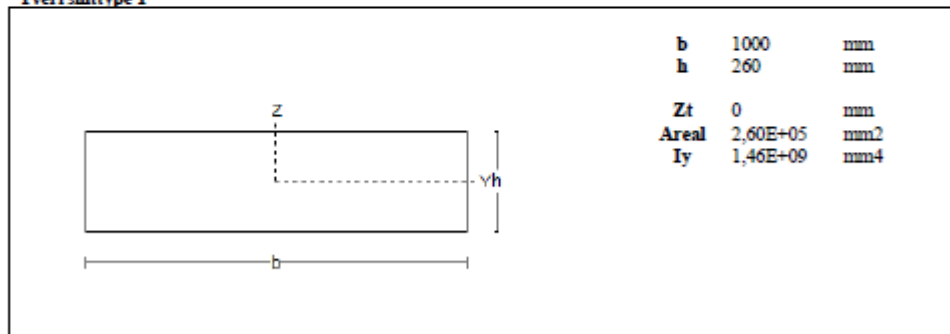
1.0 DEKKE MED 3 OPPLEGGSPUNKTER



1.1 SPENNVIDDER [mm], OG TVERRSNITTYPER

Felt nr	v.utkr.	1	2	h.utkr.
Spennvidde	125	6700	7130	50
Tverrsnitttype	1	1	1	1

Tverrsnitttype 1

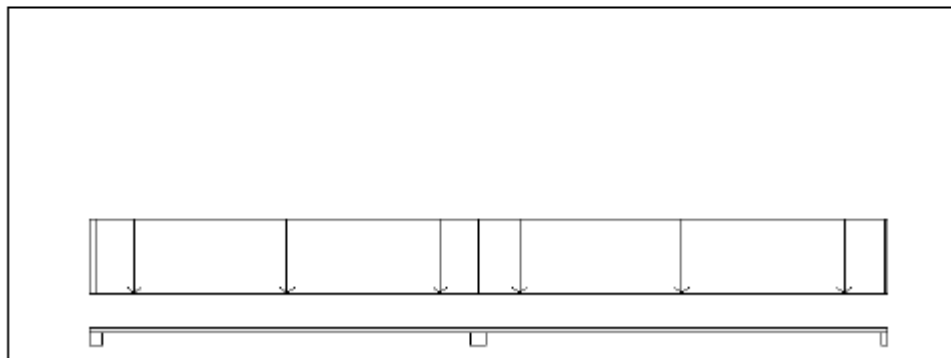


Tittel			Side 2
Prosjekt Beregning kontinuerlig dekke	Ordre	Sign	Dato 15-05-2012

1.2 SØYLER OG OPPLEGGSPUNKT [mm]

Opplegg nr	Søyler på bjelkens underside				Søyler på bjelkens overside			
	kode	lengde	h/diameter	b(tverretm)	kode	lengde	h/diameter	b(tverretm)
1	Fri		250					
2	Fri		250					
3	Fri		100					

1.3 LASTBILDE



Lastfaktorer

	Nedbøyning	Risskontroll	Bruddgrense	PSI-Faktor Kategori A : Boliger Krav maks.nedbøyning Konstruksjoner med alminnelige brukskrav eller estetiske krav
Permanent last	1,00	1,00	1,20	
Variabel last	0,30	0,50	1,50	

Pålitelighetsklasse: 3	Bjelkens romvekt: 2500 kg/m3
------------------------	------------------------------

Jevnt fordelt last (kN/m)

Felt nr	Egenvekt	Permanent last	Variabel last
1	6,50	0,00	3,00
2	6,50	0,00	3,00

1.4 MATERIALDATA

Korreksjonsfaktor for Emodul pga tilslag	1	Eksponeringsklasse	XC1	XC1
Materialkoeffisient betong	1,5	Lite korrosjonsomfintlig armering		
Materialkoeffisient stål	1,15	Dimensjonerende levetid		50
Betongkvalitet	B35 (C35/45)			
Tilslagets spesifikke tyngde (kg/m3)	2400			
Sement i fasthetsklasse (R / N / S)	N	Min. overdekning	ok	ok
Armering flytegrense	500	Min krav	15	15
Boyer flytegrense	500	Toleransekrav +/-	20	20
Relativ fuktighet %	40	Min. nominell overdekning	35	35
Betongens alder ved pålastning (døgn)	28			
Effektiv høyde, b0 (EN 1992-1-1 3.1.4(5))	206			
største tilslagsstørrelse, dg(mm)	22	Kryptall, FI 28_5000		2,19
Kortids Emodul, Ecm	34100	Svinnøying, FI 0_28		-0,00012
Trykkfasthet, fcd	19,8	Svinnøying, FI 28_5000		-0,00034
Middel verdi av strekkfasthet, fctm	3,21			
Strekkfasthet, fctd	1,27			

NA.6.2.2(1) Følgende krav til tilslag i betongen er oppfylt:

1. Største tilslag etter NS-EN 12620: D_{max}=16 mm
2. Det grove tilslaget $\geq 50\%$ av total tilslagsmengde
3. Grovt tilslag skal ikke være av kalkstein eller stein med tilsvarende lav fasthet

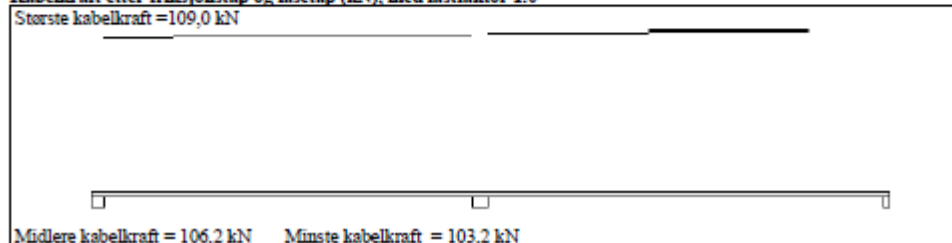
Tittel			Side 3
Prosjekt Beregning kontinuerlig dekke	Ordre	Sign	Date 15-05-2012

1.5 DATA FOR ETTERSPENTE KABLER

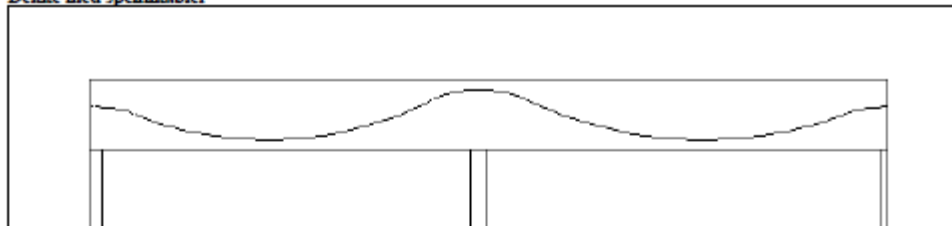
Avstand fra senter av kabel til ok / uk			
Opplegg	o(mm)	Felt	u(mm) L1/L
1	100	1	35 0,12
2	35	2	35 0,12
3	100		
v. ende	100		
h. ende	100		

Kabelror: ytre diameter	20	mm
Kabelverrsnitt	150	mm ²
Spennkraft for låsetap	120	kN
Låsetap: Kabelforskyvning	5	mm
Antall spennkabler	1	
Friksjonskoeffisient	0,050	
E-modul	200000	N/mm ²
Flytespenning	1670	N/mm ²
Bjelkebredde / feltbredde	1,000	
Oppspenning i venstre ende		

Kabelkraft etter friksjonstap og låsetap (kN), med lastfaktor 1.0



Dekke med spennkabler



Kabelkurver for alle felt.

x = avstand fra venstre ende i felt (mm)

y = avstand fra underkant av kabel til underkant av dekke eller bjelke (mm)

Felt nr 1

x:	0	250	500	750	1000	1250	1500	1750	2000	2250	2500	2750	3000	3250	3500
y:	149	145	133	114	95	78	64	52	42	34	28	25	24	25	28

x:	3750	4000	4250	4500	4750	5000	5250	5500	5750	6000	6250	6500
y:	34	42	52	64	78	95	114	135	158	183	201	211

Felt nr 2

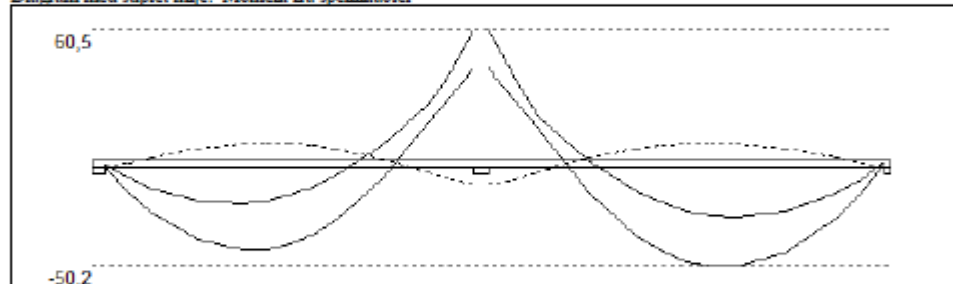
x:	0	250	500	750	1000	1250	1500	1750	2000	2250	2500	2750	3000	3250	3500
y:	214	210	200	182	159	137	117	99	83	69	56	46	38	31	27

x:	3750	4000	4250	4500	4750	5000	5250	5500	5750	6000	6250	6500	6750	7000
y:	25	24	26	29	34	42	51	62	75	91	108	127	141	148

Tittel			Side 4
Prosjekt Beregning kontinuerlig dekke	Ordre	Sign	Dato 15-05-2012

2.1 MOMENTDIAGRAMMER FOR MAKS OG MIN MOMENT I BRUDDGRENSE TILSTAND, MED NYTTELAST I UGUNSTIGE FELT

Diagram med stiplet linje: Moment fra spennkabler



Største negative feltmomenter (strekk i ul)(kNm)

Felt	Bruksgrense		Bruddgrense	
	Mg	Mg+Mp	Mg	Mg+Mp
1	-19,5	-23,4	-23,5	-42,6
2	-24,1	-28,4	-28,9	-50,2

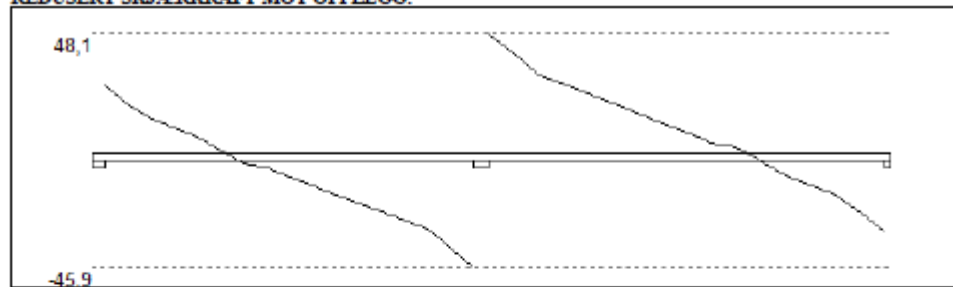
Mg: permanent last Mp: variabel last

Største positive momenter ved kant av opplegg (kNm)

Opplegg	Bruksgrense		Bruddgrense	
	Mg	Mg+Mp	Mg	Mg+Mp
1	0,0	0,0	0,0	0,0
2	35,5	40,4	42,6	60,5
3	0,0	0,0	0,0	0,0

2.2 SKJÆRKRAFTDIAGRAM I BRUDDGRENSE TILSTAND

MED NYTTELAST I UGUNSTIGSTE FELT.
REDUSERT SKJÆRKRAFT MOT OPPLÈGG.



Største skjærkraft i bruddgrensetilstand (kN)

Opplegg	Venstre side av opplegg		Høyre side av opplegg	
	Vgamma	Vredusert	Vgamma	Vredusert
1			29,6	26,9
2	-48,6	-45,9	50,8	48,1
3	-34,3	-31,7		

3.1 ARMERING I FELT OG VED OPPLÈGG

Kantavstand er avstand fra senter av armering til underkant eller overkant

Toleranseavvik for overdekning: +/- 20 mm

Feltarmering i underkant og overkant

	Felt	Lag	Kantavstand	cc(mm)	Diameter	Overdekning
uk	1	1	43	250	12	36
uk	2	1	43	250	12	36

ingen feltarmering i overkant

Tittel			Side
Prosjekt Beregning kontinuerlig dekke			5
Ordnr	Sign	Dato 15-05-2012	

Overkantarmering ved opplegg

Opplegg	Lag	Kantavstand	cc(mm)	Diameter	Overdekning
2	1	43	250	12	36

3.2 FORANKRINGSLENGDE OG AVKORTING AV ARMERING

Forutsetning vedr. forankringslengde: Maks. halvparten av armeringen i felt eller over opplegg kan bli avkortet
D: armeringsdiameter
Forankringslengde i underkant: $27 \times D$ Forankringslengde i overkant: $27 \times D$
Kapasitetskurvene for moment (M/Md), kan benyttes til å avkorte armering. Det er tatt hensyn til skjærkraftbidrag
Forskyv endepunktene minst $3 \times D$ forbi teoretisk punkt (toleranseavvik)
M/Md for uk viser statisk nødvendig andel av beregnet feltarmering i uk
M/Md for ok viser statisk nødvendig andel av beregnet overkantarmering ved opplegg
M/Md for ok midt i felt kan eventuelt vise nødvendig andel av beregnet feltarmering i ok

3.3 FORANKRINGSARMERING (bøyler) I UNDERKANT VED ENDEOPPLEGG

Det forutsettes at feltarmeringen i underkant av endefelt avsluttes som rette stenger, 50 mm fra bjelkeende
Opplegg nr 1
Det trengs ikke forankringsbøyler.
Opplegg nr 3
Det trengs ikke forankringsbøyler.

3.4 MINIMUMSARMERING (mm²) Det er regnet med minst 2 stenger inn over opplegg

Felt nr	Uk-venstre opplegg	Uk-hovre opplegg	Underkant i felt	Overkant i felt
1	362	226	362	0
2	226	362	362	0

Konstruksjonsregler, krav i EN 1992-1-1

Punkt 9.3.1.1 (3) Største senteravstand mellom stenger, smaks

* I områder med maksimal moment eller punktlaster:

Smaks = $2 h \leq 250$ mm for hovedarmering

Smaks = $3 h \leq 400$ mm for fordelingsarmeringen

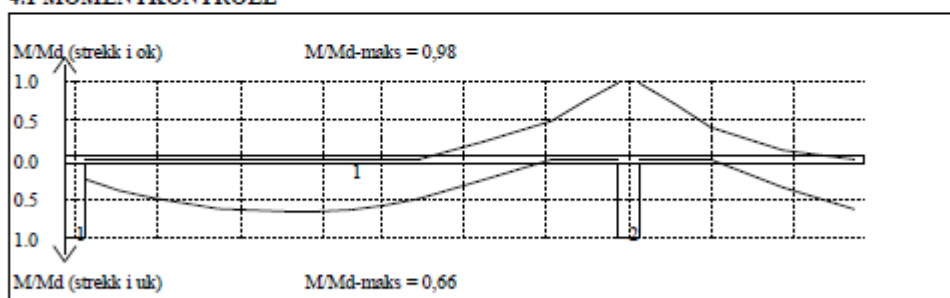
* Andre områder:

Smaks = $3 h \leq 400$ mm for hovedarmeringen

Smaks = $3.5 h \leq 450$ mm for fordelingsarmeringen

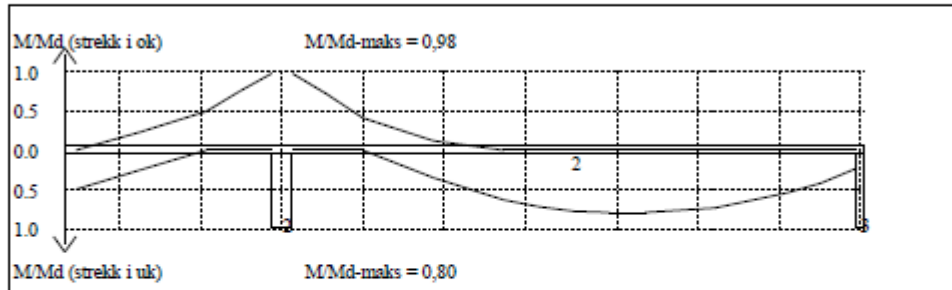
Se også punkt 9.3.1.2 Armering i plater nær opplegg, og punkt 9.3.1.4 Armering ved frie kanter

4.1 MOMENTKONTROLL



Momentkontroll for felt nr 1 Avstand mellom vertikallinjer = 1.0 m

Tittel			Side 6
Prosjekt Beregning kontinuerlig dekke	Ordre	Sign	Dato 15-05-2012



Momentkontroll for felt nr 2 Avstand mellom vertikallstreker = 1.0 m

4.2 SKJÆRARMERING

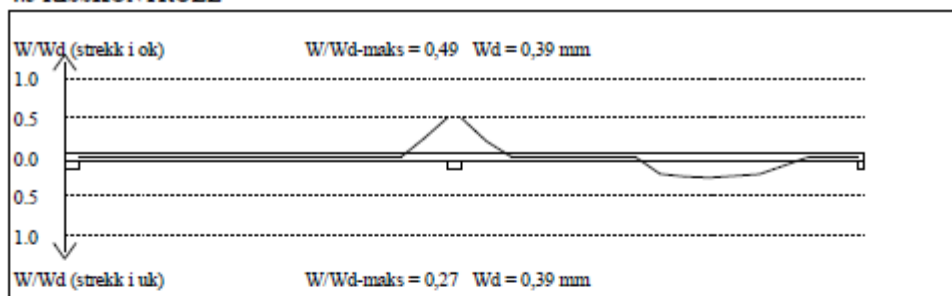
Skjærarmering i felt nr 1

Maks. statisk nødvendig skjærarmering = 0 mm²/m

Skjærarmering i felt nr 2

Maks. statisk nødvendig skjærarmering = 0 mm²/m

4.3 RISSKONTROLL



4.4 NEDBOYNINGER I BRUKSGRENSETILSTAND (mm)

Felt	Permanent last		Permanent + variabel last (lang tid)	
	Kort tid	Lang tid	Nyttelast i alle felt	Nyttelast i betraktet felt
1	1	3	4	4
2	1	5	6	6

5.1 OPPLGGSKREFTER I BRUKSGRENSETILSTAND (kN og kNm) (alle lastfaktorer = 1)

N_g, M_g : fra egenvekt. N_p, M_p : fra nyttelast

Oppleggs- punkt	Permanent last i alle felt				Variabel last i alle felt				Nyttelast i ett felt ved siden av oppleggspunkt			
	Permanent last i alle felt		Variabel last i alle felt		Nyttelast i venstre felt		Nyttelast i høyre felt					
	N_g (kN)	M_g (kNm)	N_p (kN)	M_p (kNm)	N_p (kN)	M_p (kNm)	N_p (kN)	M_p (kNm)				
1	-17,2	0,00	-7,7	0,00			-8,8	0,00				
2	-55,5	0,00	-25,9	0,00	-12,4	0,00	-13,5	0,00				
3	-18,4	0,00	-8,3	0,00	-9,3	0,00						

Tittel			Side 7
Prosjekt Beregning kontinuerlig dekke	Ordre	Sign	Dato 15-05-2012

5.2 OPLEGGSKREFTER I BRUDDGRENSETILSTAND (kN og kNm)

Ng, Mg: fra egenvekt. Np, Mp: fra nyttelast

Oppleggs- punkt	Permanent last i alle felt		Variabel last i alle felt		Nyttelast i ett felt ved siden av oppleggspunkt			
	Ng (kN)	Mg (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)	Nyttelast i venstre felt		Nyttelast i høyre felt	
					Np (kN)	Mp (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)
1	-20.6	0.00	-11.6	0.00			-13.2	0.00
2	-66.6	0.00	-38.9	0.00	-18.6	0.00	-20.3	0.00
3	-22.1	0.00	-12.5	0.00	-14.0	0.00		

VEDLEGG G: Beregning 6, bjelkedrager over søyle

Beregning 6 bjelke i dekke plan 1 og 2

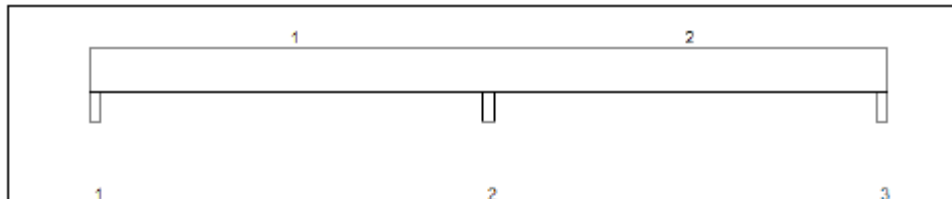
Tittel			Side I
Prosjekt Beregning 6. bjelke i dekke	Ordre	Sign	Dato 15-05-2012

Dataprogram: K-Bjelke versjon 6.2.1 Laget av sivilingeniør Ove Sletten
 Beregningene er basert på NS-EN 1992-1-1:2004 + NA:2008 og NS-EN 1990:2002
 Data er lagret på fil: G:\Users\Harby\Desktop\Beregning 6. drager i dekke plan 1 og 2.kbj

INNHold

- 1.0 Figur med feltnummer og oppleggsnummer
- 1.1 Spennvidder og tverrsnittdata
- 1.2 Søylar og oppleggspunkt
- 1.3 Lastdata og Lastfaktorer
- 1.4 Materialdata
- 1.5 Etterspente kabler
- 2.1 Momentdiagrammer
- 2.2 Skjærkraftdiagrammer
- 3.1 Armering i felt og ved opplegg
- 3.2 Forankringslengde
- 3.3 Forankringsarmering i underkant ved endeopplegg
- 3.4 Minimumsarmering
- 4.1 Momentkapasitetskurver (armeringens utnyttelsesgrad)
- 4.2 Skjærarmering
- 4.3 Risskontroll
- 4.4 Nedbøyning
- 5.1 Oppleggskrefter i bruksgrensetilstand
- 5.2 Oppleggskrefter i bruddgrensetilstand

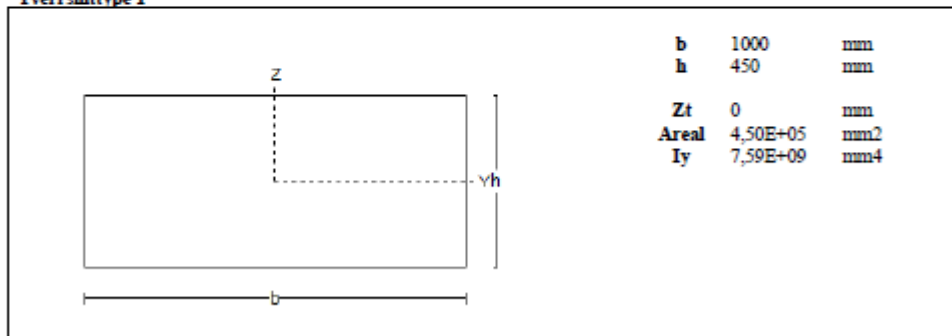
1.0 BJELKE MED 3 OPPLGGSPUNKTER



1.1 SPENNVIDDER [mm], OG TVERRSNITTYPEN

Felt nr	v.utkr.	1	2	h.utkr.
Spennvidde	125	8000	8000	125
Tverrsnitttype	1	1	1	1

Tverrsnitttype 1

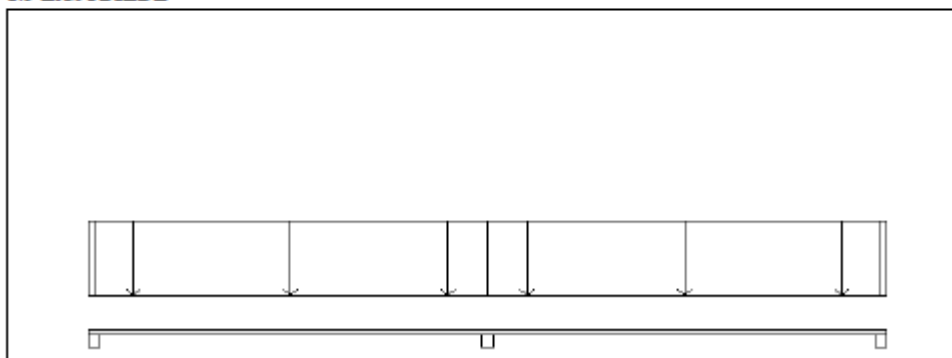


Titel			Side 2
Prosjekt Beregning 6. bjelke i dekke	Ordnr	Sign	Dato 15-05-2012

1.2 SØYLER OG OPPLEGGSPUNKT [mm]

Opplegg nr	Søyler på bjelkens underside				Søyler på bjelkens overside			
	kode	lengde	h/diameter	b(tverretm)	kode	lengde	h/diameter	b(tverretm)
1	Fri	250						
2	Fri	250						
3	Fri	250						

1.3 LASTBILDE



Lastfaktorer

	Nedboying	Risskontroll	Bruddgrense	PSI-Faktor Kategori A : Boliger Krav maks.nedboying Konstruksjoner med alminnelige brukskrav eller estetiske krav
Permanent last	1,00	1,00	1,20	
Variabel last	0,30	0,50	1,50	

Pålitelighetsklasse: 3	Bjelkens romvekt: 2500 kg/m ³
------------------------	--

Jevnt fordelt last (kN/m)

Felt nr	Egenvekt	Permanent last	Variabel last
1	11,25	64,50	21,00
2	11,25	64,50	21,00

1.4 MATERIALDATA

Korreksjonsfaktor for Emodul pga tilslag	1	Eksponeringsklasse	XC1	XC1
Materialkoeffisient betong	1,5	Lite korrosjonsømfintlig armering		
Materialkoeffisient stål	1,15	Dimensjonerende levetid		50
Betongkvalitet	B35 (C35/45)			
Tilslagsets spesifikke tyngde (kg/m ³)	2400			
Sement i fasthetsklasse (R/N/S)	N	Min. overdekning	uk	ok
Armering flytegrense	500	Min krav	15	15
Boylr flytegrense	500	Toleransekrav +/-	20	20
Relativ fuktighet %	40	Min. nominell overdekning	35	35
Betongens alder ved pålastning (døgn)	28			
Effektiv høyde, h ₀ (EN 1992-1-1 3.1.4(5))	310			
Største tilslagsstørrelse, d _g (mm)	22	Kryptall, FI 28_5000		2,04
Korttids Emodul, E _{cm}	34100	Svinntoyning, FI 0_28		-0,00008
Trykkfasthet, f _{cd}	19,8	Svinntoyning, FI 28_5000		-0,00033
Middel verdi av strekkfasthet, f _{ctm}	3,21			
Strekkfasthet, f _{ctd}	1,27			

NA.6.2.2(1) Følgende krav til tilslag i betongen er oppfylt:

1. Største tilslag etter NS-EN 12620: D_{max}=16 mm
2. Det grove tilslaget >=50% av total tilslagsmengde
3. Grovt tilslag skal ikke være av kalkstein eller stein med tilsvarende lav fasthet

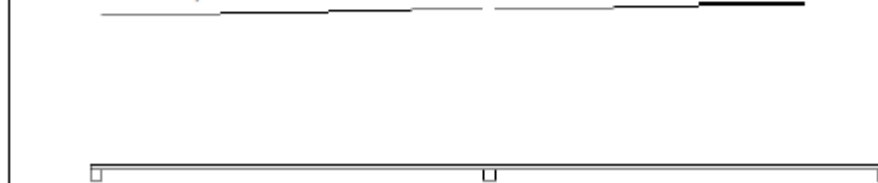
Tittel		Side
Prosjekt Beregning 6. bjelke i dekke		3
Ordre	Sign	Date 15-05-2012

1.5 DATA FOR ETTERSPENTE KABLER

Avstand fra senter av kabel til ok / uk		Felt		Kabelror: ytre diameter	
Opplegg	o(mm)	u(mm)	L1/L		mm
1	100	1	35	0,12	20
2	35	2	35	0,12	150
3	100				mm2
v. ende	100				Spennkraft for låsetap
h. ende	100				120
					kN
					Låsetap: Kabelforskyvning
					5
					mm
					Antall spennkabler
					6
					Friksjonskoeffisient
					0,050
					E-modul
					200000
					N/mm2
					Flytespenning
					1670
					N/mm2
					Bjelkebredde / feltbredde
					1,000
					Oppspenning i venstre ende

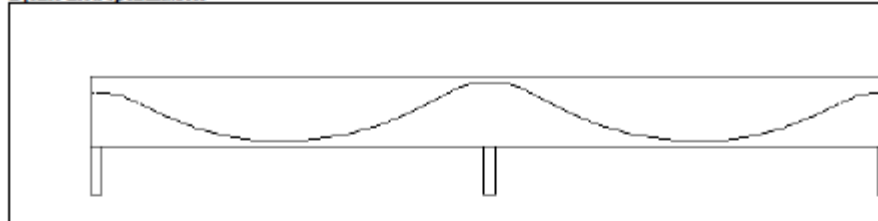
Kabelkraft etter friksjonstap og låsetap (kN), med lastfaktor 1.0

Største kabelkraft = 110,5 kN



Midlere kabelkraft = 106,0 kN Minste kabelkraft = 101,2 kN

Bjelke med spennkabler



Kabelkurver for alle felt.

x = avstand fra venstre ende i felt (mm)

y = avstand fra underkant av kabel til underkant av dekke eller bjelke (mm)

Felt nr 1

x:	0	300	600	900	1200	1500	1800	2100	2400	2700	3000	3300	3600	3900	4200
y:	339	330	305	263	216	174	138	106	80	59	43	31	25	24	28

x:	4500	4800	5100	5400	5700	6000	6300	6600	6900	7200	7500	7800
y:	37	51	71	95	124	159	198	242	292	344	380	400

Felt nr 2

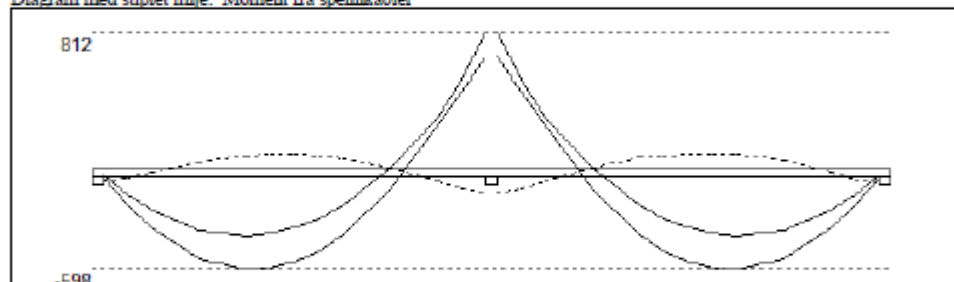
x:	0	300	600	900	1200	1500	1800	2100	2400	2700	3000	3300	3600	3900	4200
y:	404	395	370	327	275	227	184	147	114	86	64	46	34	26	24

x:	4500	4800	5100	5400	5700	6000	6300	6600	6900	7200	7500	7800
y:	27	35	47	65	88	116	149	188	231	279	315	335

Tittel			Side 4
Prosjekt Beregning 6. bjelke i dekke	Ordnr	Sign	Date 15-05-2012

2.1 MOMENTDIAGRAMMER FOR MAKS OG MIN MOMENT I BRUDDGRENSETILSTAND, MED NYTTTELAST I UGUNSTIGE FELT

Diagram med striplet linje: Moment fra spennkabler



Største negative feltmomenter (strekk i uk)(kNm)

Felt	Bruksgrense		Bruddgrense	
	Mg	Mg+Mp	Mg	Mg+Mp
1	-341	-378	-409	-598
2	-341	-378	-409	-598

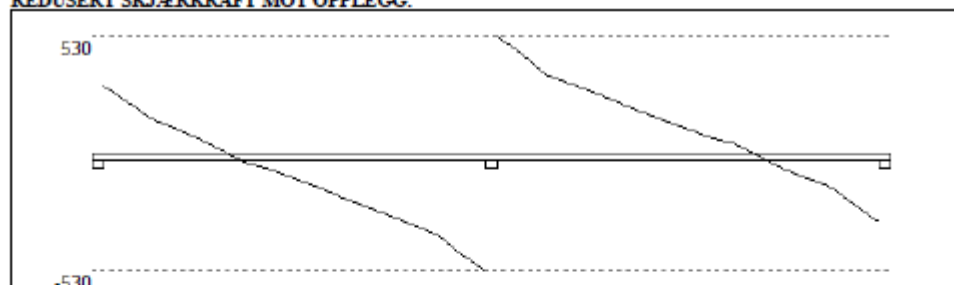
Mg: permanent last Mp: variabel last

Største positive momenter ved kant av opplegg (kNm)

Opplegg	Bruksgrense		Bruddgrense	
	Mg	Mg+Mp	Mg	Mg+Mp
1	0	0	0	0
2	559	605	670	812
3	0	0	0	0

2.2 SKJÆRKRAFTDIAGRAM I BRUDDGRENSETILSTAND

MED NYTTTELAST I UGUNSTIGSTE FELT.
REDUSERT SKJÆRKRAFT MOT OPPLLEGG.



Største skjærkraft i bruddgrensetilstand (kN)

Opplegg	Venstre side av opplegg		Høyre side av opplegg	
	Vgamma	Vredusert	Vgamma	Vredusert
1			357	309
2	-577	-530	577	530
3	-356	-308		

3.1 ARMERING I FELT OG VED OPPLLEGG

Kantavstand er avstand fra senter av armering til underkant eller overkant

Toleranseavvik for overdekning: +/- 20 mm

Feltarmering i underkant og overkant

	Felt	Lag	Kantavstand	Antall	Diameter	Overdekning
uk	1	1	60	9	20	48
uk	2	1	60	9	20	48
ok	1	1	60	3	20	48
ok	2	1	60	3	20	48

Tittel			Side
Prosjekt Beregning 6. bjelke i dekke			5
Ordre	Sign	Dato 15-05-2012	

Overkantarmering ved opplegg

Opplegg	Lag	Kantavstand	Antall	Diameter	Overdekning
1	1	60	3	20	48
2	1	60	14	20	48
3	1	60	3	20	48

3.2 FORANKRING-SLENGDE OG AVKORTING AV ARMERING

Forutsetning vedr. forankringslengde: Maks. halvparten av armeringen i felt eller over opplegg kan bli avkortet
D: armeringsdiameter
Forankringslengde i underkant: $30 \times D$ Forankringslengde i overkant: $43 \times D$
Kapabilitetskurvene for moment, (M/Md), kan benyttes til å avkorte armering. Det er tatt hensyn til skjærkraftbidrag
Forskyv endepunktene minst $3 \times D$ forbi teoretisk punkt (toleranseavvik)
M/Md for uk viser statisk nødvendig andel av beregnet feltarmering i uk
M/Md for ok viser statisk nødvendig andel av beregnet overkantarmering ved opplegg
M/Md for ok midt i felt kan eventuelt vise nødvendig andel av beregnet feltarmering i ok

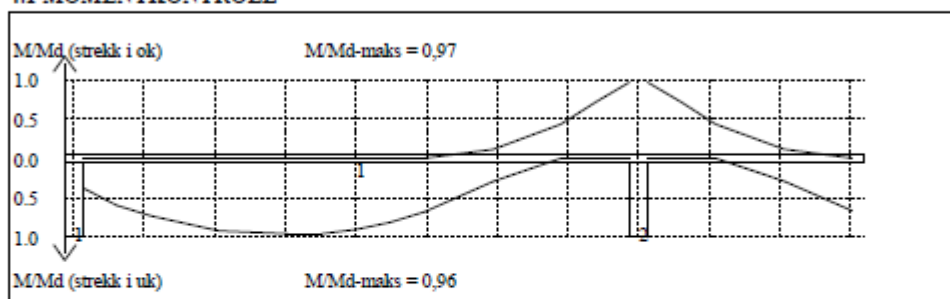
3.3 FORANKRING-SARMERING (bøyler) I UNDERKANT VED ENDEOPPLEGG

Det forutsettes at feltarmeringen i underkant av endefelt avsluttes som rette stenger, 50 mm fra bjelkeende
Opplegg nr 1
Det trengs ikke forankringsbøyler.
Opplegg nr 3
Det trengs ikke forankringsbøyler.

3.4 MINIMUMSARMERING (mm²) Det er regnet med minst 2 stenger inn over opplegg

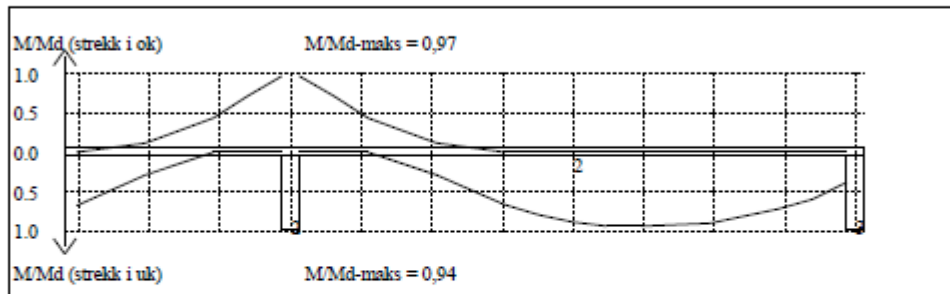
Felt nr	Uk-venstre opplegg	Uk-høyre opplegg	Underkant i felt	Overkant i felt
1	707	707	651	651
2	707	707	651	651

4.1 MOMENTKONTROLL



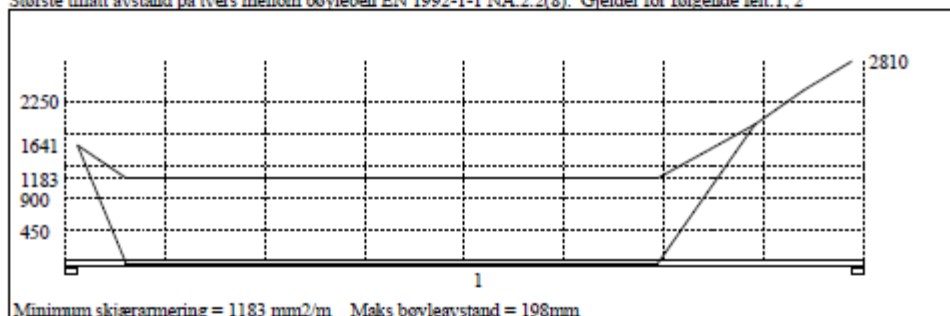
Momentkontroll for felt nr 1 Avstand mellom vertikallstreker = 1.0 m

Tittel		Side 6	
Prosjekt Beregning 6. bjelke i dekke	Ordre	Sign	Dato 15-05-2012

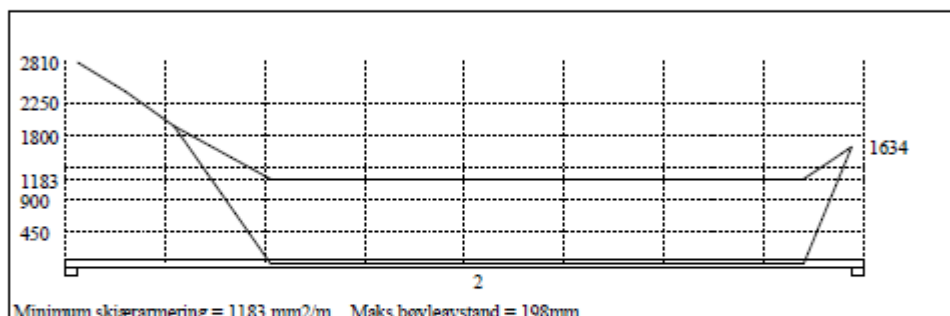


4.2 SKJÆRARMERING

Største tillatt avstand på tvers mellom boyleben EN 1992-1-1 NA.2.2(8). Gjelder for følgende felt: 1, 2



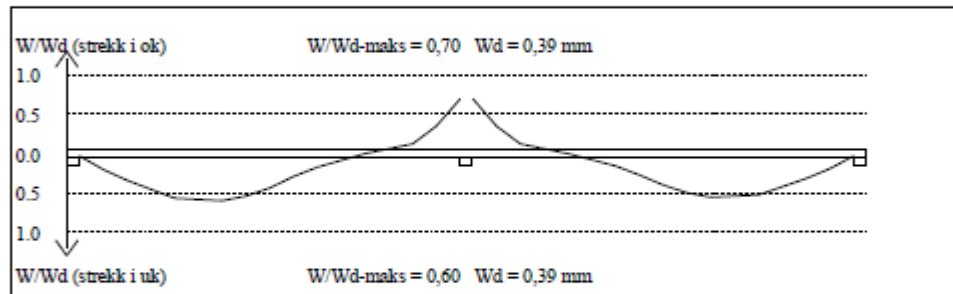
Skjærarmering (mm²/m) for felt nr 1 Avstand mellom vertikallstreker = 1.0 m



Skjærarmering (mm²/m) for felt nr 2 Avstand mellom vertikallstreker = 1.0 m

Tittel			Side 7
Prosjekt Beregning 6. bjelke i dekke	Ordre	Sign	Dato 15-05-2012

4.3 RISSKONTROLL



4.4 NEDBOYNINGER I BRUKSGRENSETILSTAND (mm)

Felt	Permanent last		Permanent + variabel last (lang tid)	
	Kort tid	Lang tid	Nyttelast i alle felt	Nyttelast i betraktet felt
1	15	26	28	29
2	14	25	27	28

5.1 OPPLGGSKREFTER I BRUKSGRENSETILSTAND (kN og kNm) (alle lastfaktorer = 1)

Ng, Mg: fra egenvekt. Np, Mp: fra nyttelast

Oppleggs- punkt	Permanent last i alle felt				Variabel last i alle felt				Nyttelast i ett felt ved siden av oppleggspunkt			
	Nyttelast i venstre felt		Nyttelast i høyre felt		Nyttelast i venstre felt		Nyttelast i høyre felt		Nyttelast i venstre felt		Nyttelast i høyre felt	
	Ng (kN)	Mg (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)	Ng (kN)	Mg (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)	Ng (kN)	Mg (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)
1	-241	0,00	-66	0,00			-74	0,00				
2	-750	0,00	-210	0,00	-105	0,00	-105	0,00				
3	-241	0,00	-66	0,00	-73	0,00						

5.2 OPPLGGSKREFTER I BRUDDGRENSETILSTAND (kN og kNm)

Ng, Mg: fra egenvekt. Np, Mp: fra nyttelast

Oppleggs- punkt	Permanent last i alle felt				Variabel last i alle felt				Nyttelast i ett felt ved siden av oppleggspunkt			
	Nyttelast i venstre felt		Nyttelast i høyre felt		Nyttelast i venstre felt		Nyttelast i høyre felt		Nyttelast i venstre felt		Nyttelast i høyre felt	
	Ng (kN)	Mg (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)	Ng (kN)	Mg (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)	Ng (kN)	Mg (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)
1	-289	0,00	-98	0,00			-110	0,00				
2	-899	0,00	-315	0,00	-157	0,00	-158	0,00				
3	-289	0,00	-98	0,00	-110	0,00						

VEDLEGG H: Beregning 7, søyledimensjonering

Søyledimensjonering

Dimensjonering av betongsøylen følger Harald B. Fallsens *Kompendium for betongkonstruksjoner*.

Aksiallast, hentet fra K-bjelke: $N_{Ed} = 1214 \text{ kN}$

$$\rightarrow n = N_{Ed}/f_{cd} \cdot A_c = 1214 \cdot 10^3 / 19,8 \cdot 62.500 = \underline{0,98}$$

Betong/armering:

$$B35 \rightarrow f_{cd} = 19,8 \text{ N/mm}^2$$

$$B500C \rightarrow f_{yd} = 435 \text{ N/mm}^2$$

Minimum betongverrsnitt:

$$A_c \geq N_{Ed} / 1,2 f_{cd} = 1214 \cdot 10^3 / (1,2 \cdot 19,8) = 51.094,27 \text{ mm}^2$$

$$\rightarrow A_c = 62.500 \text{ mm}^2 \text{ (kvadratisk søyle med mål } 250 \times 250 \text{ mm)}$$

Max/min armering:

Søylen føres videre over to etasjer \rightarrow omfarings skjøt: $A_{s,min} = 0,01A_c$, $A_{s,max} = 0,08A_c$

$$A_{s,min} = 625 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,max} = 5000 \text{ mm}^2$$

Antar armering:

$$\Phi_B = 8 \text{ mm}$$

$$\Phi_L = 25 \text{ mm}$$

Overdekning: $c_{nom} = 25 \text{ mm}$

$$\rightarrow \text{avstand inn til armeringstygdepunkt, } e = 25 + 1,25 \cdot 8 + 1,25 \cdot 25 \cdot 0,5 = \underline{50 \text{ mm}}$$

$$\rightarrow d = 250 - e = \underline{200 \text{ mm}}$$

$$\rightarrow h' = 150 \text{ mm} \rightarrow h'/h = 150/200 = \underline{0,60}$$

Antar leddet i begge ender: $\beta = 1,0 \rightarrow l_0 = l = \underline{3000 \text{ mm}}$

$$\text{Slankhet: } \lambda = l_0 / 0,289h = 3000 / (0,289 \cdot 250) = \underline{41,52}$$

Innendørs/tørt $\rightarrow \Phi_{ef} = 2,5 \rightarrow A_\Phi = 0,833 \rightarrow \lambda_{n,lim} = 10,8$ (grense for lastavhengig slankhet)

Prøver 4 $\Phi 25$ jern: $\Sigma A_s = 1963 \text{ mm}^2$

$$\rightarrow \omega = (1963 \cdot 435) / (19,8 \cdot 62.500) = \underline{0,69}$$

$$\rightarrow \lambda_n = 41,52 \sqrt{(0,98/1 + 2 \cdot 0,69)} = \underline{26,64} > 10,8 \rightarrow 2. \text{ ordens eksentrisitet tas med, } e_2$$

$$e_2 = l_0^2 / 10 \cdot 1/r \geq l_0^2 / 10 \cdot 0,0055/d$$

$$\rightarrow 1/r = (2 - 0,98/1,6) [1 + (0,35 + 19,8/200 - 41,52/150) 2,5] \cdot 0,004831/d \\ = 0,00440506/d < 0,0055/d$$

$$\rightarrow e_2 = l_0^2/10 * 0,0055/d = 3000^2/10 * 0,0055/200 = 24,75 = \underline{25 \text{ mm}}$$

$$e_0 = 20 \text{ mm}$$

$$\rightarrow e_{\text{tot}} = 20 + 25 = \underline{45 \text{ mm}}$$

$$m = n * (e_{\text{tot}}/h) = 0,98 * (45/250) = 0,1764 = \underline{0,18}$$

$$m = 0,18$$

$$n = 0,98$$

$$h'/h = 0,60$$

Tabell s. 8-11 i *Kompendium for betongkonstruksjoner* $\rightarrow w = \underline{0,25}$

$$\rightarrow A_s = 0,25 * 62.500 * (19,8/435) = \underline{711,2 \text{ mm}^2}$$

$$2 \Phi 25 = 982 \text{ mm}^2 > 711 \text{ mm}^2 > 625 \text{ mm}^2$$

Bruker 4 $\Phi 25$ jern = 1963 mm²

VEDLEGG I: Temperaturberegninger

Temperaturberegninger

Disse beregningene for et REI60 brannkrav følger formler hentet fra *Structural design for fire safety* (Andrew H. Buchanan) og *Betongelementboken, Bind D*.

Temperatur etter 60 minutters brann:

$$T_f = 345 \log(8t + 1) + T_0$$
$$\rightarrow T_f = 345 \log_{10}(8 \cdot 60 + 1) + 20 = \underline{945,34 \text{ } ^\circ\text{C}}$$

Temperatur på overflate av betongtverrsnitt:

$$T_w = \eta_w * T_f$$
$$\eta_w = 1 - 0,0616 t_h^{-0,88}$$
$$\rightarrow T_w = (1 - 0,0616 * 1^{-0,88})(945,34) = \underline{887,1 \text{ } ^\circ\text{C}}$$

Temperatur inne i betongen, x meter inn i betongtverrsnittet:

$$T_c = T_w * \eta_x$$
$$\eta_x = 0,18 \ln(t_h/x^2) - 0,81 = 0,18 \ln(1/0,035^2) - 0,81 = \underline{0,3968}$$
$$\rightarrow T_c = (887,1)(0,3968) = \underline{352,0 \text{ } ^\circ\text{C}}$$

Fasthetsreduksjon i spenntau:

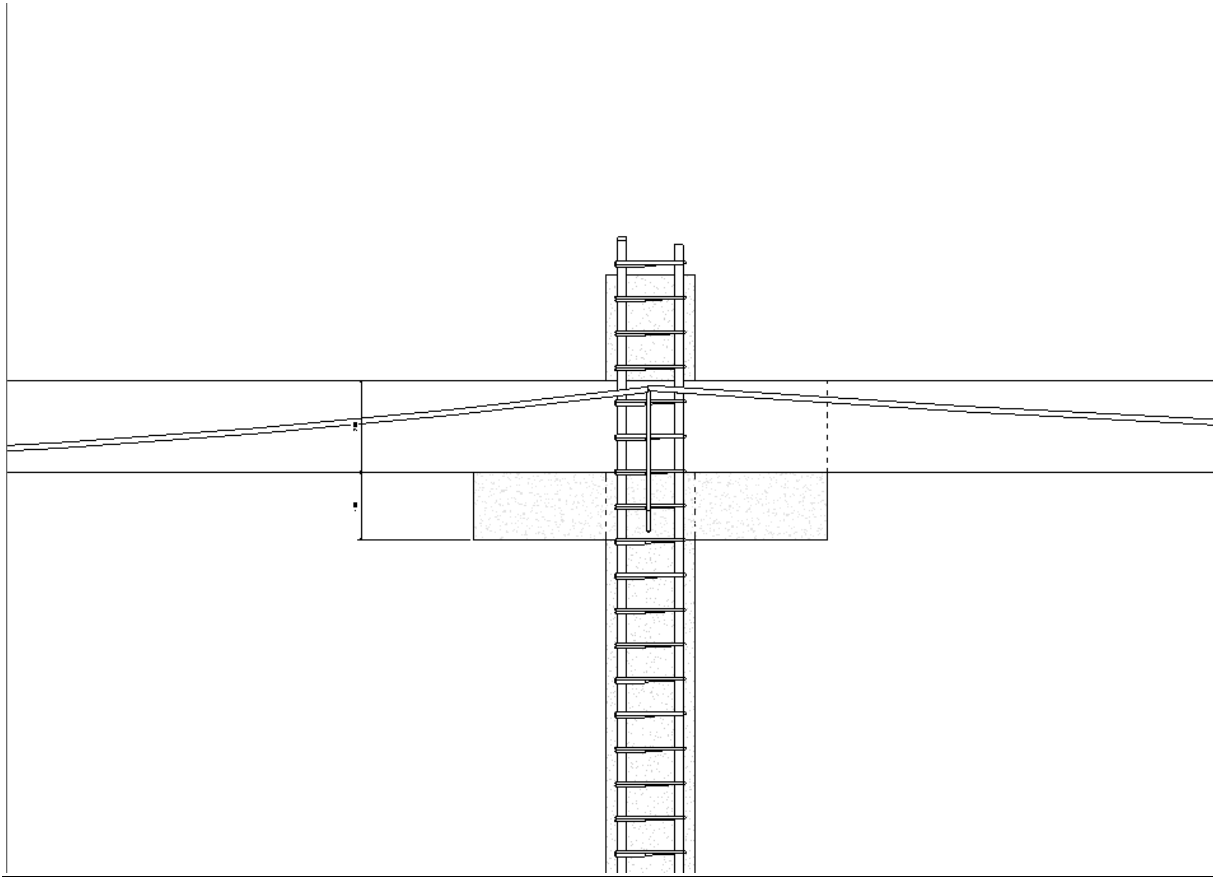
$$k_p(352^\circ\text{C}) = \underline{0,6} \text{ (tabellverdi)}$$
$$\rightarrow f_{pk}(352 \text{ } ^\circ\text{C}) = 0,6 * 1670 = \underline{1002 \text{ N/mm}^2}$$

Altså en reduksjon på 40 %.

VEDLEGG J: Regneark – Kalkyle

Kostnadsoverslag	Bare gule felter fylles inn				
Forutsetninger:					
Areal etterspent flat dekke:	1 m ²				
Anslått dekketykkelse:	260 mm				
Aktivitet:	Mengder: enh	Enhets priser		enh	pris pr m²
Spennarmering *					kr 152,64
Slakkarmering inkl montering	10,00 kg/m ²	kr 20,00	pr. kg		kr 200,00
Forskaling av dekke	1 t/m ²	kr 350,00	kr pr time		kr 350,00
Mengde betong B35	0,26 m ³ /m ²	kr 985,00	pr. m ³		kr 256,10
Overflatebehandling / beleg	1 enheter pr m ²	kr 50,00	pr enhet		kr 50,00
Konstruksjon		kr 100,00	pr kvm		kr 100,00
				Pris pr m ² :	kr 1 108,74
				Totalsum dekke:	kr 1 108,74
* Inkluderer konstruksjon, produksjon av spennkabler, legging og oppspenning.					
Inkluderer IKKE reisekostnader og innkvartering på byggeplass.					

VEDLEGG K: Detaljtegning: Snitt, bjelke over søyle



VEDLEGG L: Oversiktstegning: Dekke og bjelke over søyle

