



NTNU

Kunnskap for en bedre verden

Bacheloroppgave

Emnekode: IB303312

Studium: AIR byggingeniør kull 2013

Tittel på oppgaven: Beregne og evaluere bruken av etteroppspent betong

Kandidatnummer: 556,463

Totalt antall sider inkludert forsiden: 336

Innlevert Ålesund, mai 2016

Obligatorisk egenerklæring/gruppeerklæring

Den enkelte student er selv ansvarlig for å sette seg inn i hva som er lovlige hjelpemidler, retningslinjer for bruk av disse og regler om kildebruk. Erklæringen skal bevisstgjøre studentene på deres ansvar og hvilke konsekvenser fusk kan medføre. **Manglende erklæring fritar ikke studentene fra sitt ansvar.**

Du/dere fyller ut erklæringen ved å klikke i ruten til høyre for den enkelte del 1-6:		
1.	Jeg/vi erklærer herved at min/vår besvarelse er mitt/vårt eget arbeid, og at jeg/vi ikke har brukt andre kilder eller har mottatt annen hjelp enn det som er nevnt i besvarelsen.	<input type="checkbox"/>
2.	Jeg/vi erklærer videre at denne besvarelsen: <ul style="list-style-type: none">• ikke har vært brukt til annen eksamen ved annen avdeling/universitet/høgskole innenlands eller utenlands.• ikke refererer til andres arbeid uten at det er oppgitt.• ikke refererer til eget tidligere arbeid uten at det er oppgitt.• har alle referansene oppgitt i litteraturlisten.• ikke er en kopi, duplikat eller avskrift av andres arbeid eller besvarelse.	<input type="checkbox"/>
3.	Jeg/vi er kjent med at brudd på ovennevnte er å <u>betrakte som fusk</u> og kan medføre annullering av eksamen og utestengelse fra universiteter og høgskoler i Norge, jf. Universitets- og høgskoleloven §§4-7 og 4-8 og Forskrift om eksamen.	<input type="checkbox"/>
4.	Jeg/vi er kjent med at alle innleverte oppgaver kan bli plagiatkontrollert i Ephorus, se Retningslinjer for elektronisk innlevering og publisering av studiepoenggivende studentoppgaver	<input type="checkbox"/>
5.	Jeg/vi er kjent med at høgskolen vil behandle alle saker hvor det forligger mistanke om fusk etter NTNUs studieforskrift.	<input type="checkbox"/>
6.	Jeg/vi har satt oss inn i regler og retningslinjer i bruk av kilder og referanser på biblioteket sine nettsider	<input type="checkbox"/>

Publiseringsavtale

Studiepoeng: 20

Veileder: Kristian Normann og Steinar Trygstad

Fullmakt til elektronisk publisering av oppgaven

Forfatter(ne) har opphavsrett til oppgaven. Det betyr blant annet enerett til å gjøre verket tilgjengelig for allmennheten ([Åndsverkloven §2](#)).

Alle oppgaver som fyller kriteriene vil bli registrert og publisert i Brage med forfatter(ne)s godkjenning.

Oppgaver som er unntatt offentlighet eller båndlagt vil ikke bli publisert.

Jeg/vi gir herved NTNU i Ålesund en vederlagsfri rett til å gjøre oppgaven tilgjengelig for elektronisk publisering:

ja nei

Er oppgaven båndlagt (konfidensiell)?

ja nei

(Båndleggingsavtale må fylles ut)

- Hvis ja:

Kan oppgaven publiseres når båndleggingsperioden er over?

ja nei

Er oppgaven unntatt offentlighet?

ja nei

(inneholder taushetsbelagt informasjon. [Jfr. Offl. §13/Fvl. §13](#))

Dato: 18.05.2016



TITTEL:

Beregne og evaluere bruken av etteroppspent betong

KANDIDATNUMMER(E):

556, 463

DATO:

10.05.2016

EMNEKODE:

IB303312

EMNE:

Bacheloroppgave

DOKUMENT TILGANG:

Åpen

STUDIUM:

AIR byggingeniør kull 2013

ANT SIDER/VEDLEGG:

208/10

BIBL. NR:

Ikke i bruk

VEILEDER(E):

- **THILT Engineering AS / Steinar Trygstad**
- **NTNU i Ålesund / Kristian Normann**

SAMMENDRAG:

I rapporten blir det satt fokus på å vurdere brukbarheten av konseptet etteroppspent betong.

Brukbarheten blir vurdert ved å se på:

- Beregninger utført i programvare Adapt
- Vurdere sikkerhet og prosedyrer
- Vurdere holdninger til konseptet ved å foreta en spørreundersøkelse
- Sammenlikne med slakkarmert betong og prefabrikkerte elementer

Beregningene utført i Adapt er tatt med utgangspunkt i en etasje med kontorfunksjon der en designer et dekke for å tilfredsstille brukskrav. Det blir foretatt analyse for slakkarmert dekke og etteroppspent dekke hver for seg for sammenlikning. Dataene som genereres fra Adapt blir også brukt for å kunne gi pristilbud for slakkarmert- og etteroppspent dekke.

Denne oppgaven er en eksamensbesvarelse utført av studenter ved NTNU i Ålesund.

FORORD

Bacheloroppgaven blir skrevet på grunnlag av å være siste og avgjørende «fag» på skolen NTNU i Ålesund i år 2016. Oppgaven teller 20 studiepoeng. Valgte tema i oppgaven ble valgt på grunnlaget av å være spesielt interessant og fordi det var det nærmeste alternativet med tanke på relevans fra tidligere fag.

Valgte tema i denne oppgave er konseptet etteroppspent betong (PT). Etteroppspent betong går ut på å sette spenn på spennarmering etter at betongen er støpt og har oppnådd en viss fasthet. Spennarmeringen ligger i kabler eller trekkør i den støpte betongen. Opplagerkreftene fra anker i hver ende overføres som strekkspenning i armeringen til betongen. Dette fører til reduserte riss og deformasjoner i form av nedbøyning.

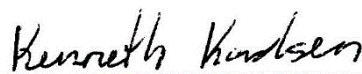
Forfatter har samarbeidet med veileder fra NTNU i Ålesund Kristian Normann og veileder i bedriften Thilt Engineering AS Steinar Trygstad.

Takker Steinar Trygstad for å ha presentert denne oppgave som et alternativ og for å ha veiledet.

Takker Kristian Normann for all veiledning på denne oppgave og for all veiledning ved andre fag ved NTNU i Ålesund.

Jeg føler også for å takke Hæhre entreprenør AS, Consto AS samt de andre som svarte på spørreundersøkelsen, men som valgte å forholde seg anonyme.

Til slutt ønsker jeg å takke alle medstudenter, faglærere og alle andre som har bidratt til at jeg oppfyller mitt livs mål om å bli ingeniør.



Sign. forfatter

Sted: Ålesund **Dato:**10.05.2016

INNHold

SAMMENDRAG	9
TERMINOLOGI	12
BEGREPER.....	12
FORKORTELSER.....	15
1 INNLEDNING	16
2 TEORETISK GRUNNLAG	20
2.1 HISTORISK UTVIKLING	20
2.1.1 <i>Utviklingen</i>	20
2.2 BETYDNINGSMESSIGE FORHOLD VED VALG AV KONSEPT	25
2.2.1 <i>Planleggingsfasen som leder til valg av konsept</i>	25
2.2.2 <i>Hvordan blir et prosjekt realisert?</i>	26
2.2.3 <i>Generalitet, fleksibilitet og elastisitet i bygninger</i>	28
2.2.4 <i>Jordskjelvproblematikk</i>	32
2.2.5 <i>Miljøhensyn</i>	36
2.2.6 <i>Andre mulige forhold</i>	39
2.3 BETONGTEKNOLOGI	43
2.3.1 <i>Standarder</i>	43
2.3.2 <i>Kompetanse</i>	43
2.3.3 <i>Egenskaper</i>	43
2.3.4 <i>Sammensetning</i>	44
2.3.5 <i>Utførelse av støp</i>	45
2.3.6 <i>Herdeprosessen</i>	45
2.3.7 <i>Armering</i>	45
2.3.8 <i>Miljøpåkjenninger</i>	46
2.3.9 <i>Korrosjon spennarmering</i>	48
2.4 DEKKER/PLATER	50
2.4.1 <i>Nedbøyning, bøyespenninger og skjærspenninger</i>	50
2.4.2 <i>Ulike bruksområder</i>	50
2.4.3 <i>Materialer</i>	50
2.4.4 <i>Betongplater</i>	51
2.4.5 <i>Tvangsspenninger</i>	54
2.4.6 <i>Vanlige feil eller skader</i>	55
2.4.7 <i>Fordeler og ulemper ved plasstøpt dekke</i>	56
2.5 SPENNBETONG GENERELT	57
2.5.1 <i>Hensikt</i>	57
2.5.2 <i>Bruksområder</i>	58
2.5.3 <i>Krav til materialer</i>	58
2.5.4 <i>Tap av spennkraft</i>	58
2.5.5 <i>Korrosjon og brannmotstand</i>	58
2.5.6 <i>Dimensjonering</i>	59
2.5.7 <i>Konsepter spennbetong</i>	59
2.5.8 <i>Fordeler</i>	60
2.5.9 <i>Pris</i>	60
2.6 FØROPPSPENT BETONG	61
2.6.1 <i>Produksjonen</i>	61
2.6.2 <i>Ulike typer elementer</i>	62
2.6.3 <i>Prosjektering av prosjekt med prefabrikkerte elementer</i>	64
2.6.4 <i>Mulige fordeler/ulemper prefabrikkerte elementer</i>	65
2.7 ETTEROPPSPENT BETONG	66
2.7.1 <i>Konseptet</i>	67
2.7.2 <i>Fordeler/ulemper</i>	67
2.7.3 <i>Eksempler fra utførte prosjekt</i>	70
2.7.4 <i>Særskilte forhold</i>	78
2.8 PÅSTAND	79

2.8.1	En «mindre akseptabel» løsning.....	79
2.9	ADAPT.....	80
2.9.1	Programvarer.....	80
2.9.2	Service.....	80
3	METODE	82
3.1	DEL 1: UTFØRELSE, MATERIELL OG UTSTYR SAMT INSTRUKSER OG PROSEDYRER.....	82
3.1.1	Dimensjonering av plate i Adapt.....	82
3.1.2	Dimensjoneringsgrunnlaget.....	85
3.1.3	Design av betong-gulv.....	89
3.1.4	Betongdesign for kontoretasje med spennarmering.....	93
3.1.5	Materiell og utstyr (PT).....	104
3.1.6	Instruksjer og prosedyrer.....	109
3.1.7	Prosedyre for oppspenning av CCL-kabler.....	113
3.1.8	Grunnlaget for sammenlikning av konsepter (pris).....	115
3.1.9	Gjennomføring av spørreundersøkelse.....	117
3.1.10	Manuelle beregninger.....	118
3.2	DEL 2: TEKNISKE SIDER.....	124
3.2.1	Generelt.....	124
3.2.2	Betongen og armering.....	126
3.2.3	Plater og bjelker.....	129
3.2.4	Konstruksjonsanalyse.....	145
3.2.5	Lastbalansering for spennbetong.....	146
3.2.6	Beregning av spennarmering i bruksgrensetilsand.....	158
3.2.7	Tap av spennkraft for spennarmering.....	162
3.2.8	Anbefalte spennvidder dekke.....	166
4	RESULTATER	168
4.1	RESULTATER FRA MODELLERING OG ANALYSE.....	168
4.1.1	Figurer generert fra Adapt.....	168
4.1.2	Resultater etteroppent dekke t=230 mm.....	173
4.1.3	Resultater slakkarmert dekke t=230 mm.....	180
4.1.4	Resultater slakkarmert dekke t=300 mm.....	182
4.2	SAMMENLIKNING AV BETONGKONSEPTER.....	184
4.2.1	Estimering av pris.....	184
4.2.2	Sammenlikning av CO2-utslipp mellom konsepter.....	187
4.2.3	Resultater fra spørreundersøkelse.....	187
4.2.4	Kommentarer fra spørreundersøkelse.....	190
5	DRØFTING	192
5.1	TOTAL VURDERING.....	193
5.1.1	Kvantitative forhold:.....	193
5.1.2	Kvalitative forhold:.....	193
5.2	HOLDNINGER.....	194
5.3	HISTORIE OG UTVIKLING.....	195
5.4	KVALITATIVE FORHOLD.....	196
5.4.1	Antall søyler.....	196
5.4.2	Byggetid.....	196
5.4.3	Miljømessige påkjenninger.....	196
5.4.4	Fleksibilitet.....	197
5.4.5	Estetikk.....	197
5.4.6	Jordskjelvproblematikk.....	197
5.4.7	Miljøhensyn.....	198
5.4.8	HMS og rutiner.....	198
5.4.9	Plassproblematikk.....	198
5.4.10	Værproblematikk.....	198
5.4.11	Skjultanlegg.....	199
5.4.12	Markedet.....	199
5.4.13	Lyd og brannkrav.....	199
5.4.14	Andre forhold.....	199

5.5	RESULTATER FRA SPØRREUNDERSØKELSE	199
5.5.1	<i>Resultater</i>	199
5.6	KVANTITATIVE FORHOLD	201
5.6.1	<i>Prissammenlikning</i>	201
5.6.2	<i>Nedbøyning</i>	201
5.6.3	<i>Riss</i>	202
5.6.4	<i>Betongmengde</i>	202
5.6.5	<i>Armeringsmengde</i>	202
5.6.6	<i>CO2-utslipp mellom konsepter</i>	202
5.6.7	<i>Krav til styrke og stivhet</i>	203
5.7	FELLESEGENSKAPER	203
5.8	FORDELER/ULEMPER	204
5.8.1	<i>Mulige fordeler i litteratur kan nevnes</i>	204
5.8.2	<i>Mulige ulemper</i>	204
5.8.3	<i>Eksempler fra virkeligheten</i>	204
5.9	SAMMENDRAG DRØFTING	205
6	KONKLUSJON	207
6.1	HISTORISK UTVIKLING	207
6.2	KVALITATIVE FORHOLD	207
6.3	SPØRREUNDERSØKELSE	207
6.4	KVANTITATIVE FORHOLD	208
6.5	FELLESEGENSKAPER	208
6.6	FORDELER OG ULEMPER	208
6.7	HOVEDKONKLUSJON	208
7	REFERANSER	210
	VEDLEGG	214
7.1	VEDLEGG 1: UTFORMING SPØRREUNDERSØKELSE.....	214
7.2	VEDLEGG 2: HUNDRE STØRSTE ENTREPRENØRER I NORGE ÅR 2014.....	219
7.3	VEDLEGG 3: MAIL TIL ENTREPRENØR ANGÅENDE SPØRREUNDERSØKELSE.....	222
7.4	VEDLEGG 4: RAPPORT GENERERT FRA ADAPT.....	223
7.5	VEDLEGG 5: FORPROSJEKTRAPPORT.....	283
7.6	VEDLEGG 6: KONTROLL AV STÅLKVALITET SPENNARMERING (PT).....	315
7.7	VEDLEGG 7: SJEKKLISTER OG AVVIKSMELDING.....	322
7.8	VEDLEGG 8: PROSEDYRE FOR TILSETTING/BLANDING AV FIBERBETONG.....	327
7.9	VEDLEGG 9: EKSEMPEL PÅ OPPSPENNINGSLISTE.....	328
7.10	VEDLEGG 10: LISTER OVER BILDER, FIGURER, TABELLER OG DIAGRAMER.....	329

SAMMENDRAG

Denne rapport er skrevet med tanke på å vurdere brukbarheten av konseptet etteroppspent betong. Dette søker forfatter å vise i rapport ved å vise til beregninger utført i programvare Adapt, vurdere fordeler og ulemper gjennom litteraturstudie, vurdere sikkerhet og prosedyrer samt undersøke hvilke holdninger det er til konseptet ved å utføre en spørreundersøkelse.

I teoridelen blir det satt fokus på forhold som har direkte og indirekte betydning for valg av betongkonsept og brukbarheten av konseptene med tanke på rammebetingelser. Forfatter har prøvd å få med flest mulige forhold for å kunne vurdere betongkonsepter fra et helhetsperspektiv.

Metodedelen er todelt med utførelse, materiell og utstyr på første del og tekniske sider på andre del.

Første del: Utførelse, materiell og utstyr omhandler metode for dimensjonering i programmet Adapt, materiell og utstyr brukt til etteroppspent betong, metode for instruksjoner og prosedyrer, grunnlaget for sammenlikning av konsepter og metode for gjennomføring av spørreundersøkelse.

Andre del: Tekniske sider som har betydning for prosjektering og dimensjonering av betongkonseptene slakkarmert betong, førøppspent betong og etteroppspent betong. Disse er med på å vise brukbarheten av betongkonsepter fra teknisk ståsted.

Til slutt blir brukbarheten av betongkonseptene drøftet og det blir dratt konklusjoner.

Metoder som blir brukt i informasjonsinnsamling og analyse:

- Kvalitative data blir vurdert fra faglitteratur og artikler (nett og bøker)
- Kvalitative data blir vurdert fra digital spørreundersøkelse på nettet sendt til entreprenører
- Kvantitative data blir vurdert fra faglitteratur og artikler (nett og bøker)
- Kvantitative data blir vurdert fra beregninger utført i programmet Adapt
- Tekniske data blir vurdert fra lovverk, standarder og fagbøker.

Datagrunnlaget for metodedelen er veldig god. Baserer seg på fagbøker, standarder og programmet Adapt. Disse er troverdige kilder. Unntaket er data fra spørreundersøkelsen som en ikke vet troverdigheten av. Data brukt i teoridel kommer fra faglitteratur, artikler og forfatters egen erfaring. Således er det opp til forfatter å vurdere troverdigheten av informasjonen. Forfatter mener at informasjonen er god, men kan ikke garantere for at all informasjon er riktig.

Etter å ha nøye vurdert og drøftet konseptet etteroppspent betong, drar forfatter følgende konklusjoner (dette er bare hovedkonklusjonene):

- Betongkonsepter generelt sett er veldig gode, sikre og økonomisk gunstige.
- Etteroppspent betong har mange fordeler og veldig få ulemper. Hvorvidt konseptet er fordelaktig for et prosjekt er situasjonsbestemt.
- Etteroppspent betong er betydelig mer økonomisk gunstig enn slakkarmert betong
- Valg av konsept er ikke bare avhengig av kostnader og tidsbruk. Praktiske og estetiske forhold kan være avgjørende for valg av konsept.
- Etteroppspent betong er miljømessig sett et mye bedre alternativ (CO₂-utslipp ved produksjon av råvarer) enn slakkarmert betong
- Etteroppspent betong er på mange måter sidestilt med prefabrikkerte elementer, men det er visse forskjeller. (valg av konsept krever en totalvurdering)
- Generelt sett er etteroppspent betong et veldig brukbart konsept

TERMINOLOGI

Begreper

Aksialkraft er kraft som virker i bjelkens lengderetning

Anker: Mener her en innfestningsmekanisme som overfører laster fra spennarmering til betongen og som låser spennvaier i posisjon.

Bestandighet. Evne til å motstå nedbrytning.

Betongteknologi. Læren om *betongens* fremstilling og egenskaper. (NS 427.A5)

Blandemaskin. Et redskap til å blande de enkelte delmaterialer til *fersk betong*. Det skilles blant annet mellom *satsblandere* og *kontinuerlige blandere*.

Blødning eller **vannutskillelse.** *Separasjon* av vann i *fersk betong*.

Duktilitet (latin: *ductilis*, som lar seg lede) eller formbarhet brukes spesielt om metallenes evne til å la seg forme ved plastisk bearbeiding, f.eks. ved smiing, valsing, trekking o.l. Som er mål for duktilitet benytter man som regel bruddforlengelse eller innsnøring bestemt ved strekkprøving. (wikipedia)

Dynamikk er læren om krefter og kraftsystemer som endrer et legemes bevegelse. (wikipedia)

Døgnmult er betaling for forsinket arbeid og er ofte en fast sum pr. dag som entreprenør må betale byggherre som kompensasjon for brudd på avtale om tid for overlevering.

Fasthet. Den høyeste *spenning* et materiale tåler før brudd finner sted. (NS 427.A5)

Gjennomlokking er en konsekvens av skjærspenninger rundt søyler som blir så store at betongen får sprøbrudd.

Heftfasthet. Fasthet mot adskillelse hos vedheftede legemer.

Holisme (fra gresk ὅλος *holos*, hel, fullstendig) er en filosofisk eller vitenskapsteoretisk retning der hovedessensen kan oppsummeres slik: «Helheten er mer enn summen av dens deler.». (wikipedia)

Høyverdig stål er stål som har særdeles gode egenskaper grunnet måten det er bearbeidet

Innspent: Med dette menes hvordan elementer overfører krefter og momenter videre til andre system.

In situ er en latinsk frase som betyr *på stedet* (*in* = i, *situs* = beliggenhet). (wikipedia)

Jernbindere arbeider med å montere armering i betongkonstruksjoner. (wikipedia)

Karbonatisering. Oppbygging av kalsiumkarbonat ved kjemisk reaksjon mellom kalkhydrat og karbondioksid (CO₂).

Konservatisme (fra latin *conservare*, «å bevare») er en samlebetegnelse for politiske og sosiale filosofier som ønsker å bevare gitte verdier og institusjoner i samfunnet, og som samtidig mener at endringer skal skje gradvis. (Wikipedia)

Kraft: SI-enheten for kraft er *Newton* som forkortes N og er definert som den kraft som skal til for å akselerere en masse på ett kilogram til en meter per sekund, per sekund. (wikipedia)

Kryp. Endring av materialets volum over tid, forårsaket av lastens varighet. (NS 3473:2003)
Alternativ def.: En med tiden økende *deformasjon* på grunn av belastning fra egenvekt eller ytre *last* mindre enn *bruddlasten*.

Moment er her definert som kryssproduktet av kraft og arm (hvor armen er korteste avstand mellom kraftens angrepslinje og rotasjonssenteret). En annen definisjon kan være at momentet M er kraften F ganget med armen d der d står vinkelrett på kraften. (wikipedia)

Opplager er tilknytningen mellom elementer der eventuelle krefter og moment føres gjennom

Overdekning (for armering). Avstand mellom betongoverflaten (eventuelt underlag) og overflaten av *armeringen*. (NS 3473:2003)

Periferi er den ytre kant av et område innen geografi eller geometri. (wikipedia)

Pozzolant materiale. Materiale med evne til å danne en hydraulisk blanding sammen med lesket kalk eller med kalsiumhydroksid som dannes ved *portlandsementenes* hydratiseringsreaksjoner. (NS 3420:1999)

Rammebetingelser er forhold som må være til stede for å kunne planlegge og gjennomføre et prosjekt

Riss. Små og som regel fordelte sprekker i *betong*

Sammensatte system: Med sammensatte system menes her system med funksjon som er bygget opp av ulike elementer med forskjellige egenskaper.

Skive er et element som skal kunne ta opp horisontale krefter og føre kreftene ned til grunnen. Altså krefter som virker i aksialplanet. En skive skal således ha avstivende effekt

Stabilitet defineres i fysikken som hvor stor kraft som må til for å få et legeme ut av likevektsposisjon. (wikipedia)

Standard er en teknisk spesifikaşjon som beskriver hvordan ulike objekter skal kunne defineres på en entydig måte, for eksempel mål og vekt, eller som beskriver arbeidsmetoder, for eksempel kvalitetsstyring i en bedrift. Standarder blir vanligvis utviklet og vedlikeholdt av en standardiseringsorganisasjon på nasjonalt, europeisk eller globalt plan. (wikipedia)

Tilslag. (1) Kornet, mineralsk materiale som er egnet til bruk i *betong*. Tilslag kan være naturlig, kunstig eller av resirkulert byggemateriale. (NS-EN 206-1) (2) Granulært materiale som brukes i byggearbeider. Tilslag kan være naturlig, industrielt framstilt eller resirkulert. (NS-EN 12620)

Telehiv er et fenomen der leire eller silt i grunnen trekker til seg vann og fryser. Resultatet er deformasjon av grunnen og kan føre til uønskede effekter på konstruksjoner eller vei.

Tilsetningsmateriale. Finfordelt materiale som brukes i *betong* for å forbedre visse egenskaper eller for å oppnå spesielle egenskaper. NS-EN 206-1 omhandler to typer uorganiske tilsetningsmaterialer: – tilnærmet *inerte* tilsetningsmaterialer (type I); – *pozzolane* eller latent hydrauliske tilsetningsmaterialer (type II). (NS-EN 206-1) NB!

Tilsetningsmaterialene kan utgjøre en del av *bindemiddelet* eller av *tilslaget*. Som tilsetningsmaterialer regnes *pozzolane materialer* som finmalt slagg, *flygeaske* og *silikastøv* eller inaktive materialer som steinmel, *pigmenter* m.m.

Tilsetningsstoff. Materiale som tilsettes (*betong*) under blanding i små mengder i forhold til sementmengden for å endre egenskapene til *fersk* eller *herdnet betong*. (NS-EN 206-1)

NB! Som tilsetningsstoffer regnes *luftinnførende-*, *vannreducerende-*, *akselererende-retarderende-* og *injeksjonsstoffer*, enkelte fargestoffer m.m.

Tiltaksklasse: Bestemmelsen deler inn de tre tiltaksklassene etter kompleksitet, vanskelighetsgrad og mulige konsekvenser mangler og feil kan få for helse, miljø og sikkerhet. (dibk)

Tokomponentmasse er to ulike masser som hver for seg er kjemisk stabile. Blandet sammen skaper en reaksjon som fører til at de herder. Etter herding er blandingen solid.

Tvangsspenninger: Med dette menes her spenninger som oppstår lokale steder grunnet fastlåsing fra elementer som f.eks. stive søyler. Men også pga. forskjeller i geometri.

Utsparinger er åpninger i betongen slik som trappeoppgang og gjennomføring for rør og liknende

Vann/sement-forhold (v/c-forhold, v/c-tall). Mengdeforholdet mellom *effektivt vanninnhold* og sementmengde i *fersk betong*. NB! I Norge betegnes dette forholdet som betongens *masseforhold*. Denne betegnelsen benyttes også om en tar hensyn til eventuelle *tilsetningsmaterialer*. (NS-EN 206-1)

Vipping har med stabilitet å gjøre og oppstår når trykkspenningen i overkant bjelke fører til for stor deformasjon. Vipping er bare mulig for bjelker med relativt stor høyde i forhold til bredden.

Forkortelser

PT: etteroppspent betong (post tensioning)

RC: slakkarmert betong eller armert betong (reinforced concrete)

Prefab: prefabrikkerte elementer

1 INNLEDNING

Rapporten legger først og fremst vekt på å vurdere konseptet etteroppspent betong, men vurderer også slakkarmert betong og føroppspente elementer.

Etteroppspent betong går ut på å sette spenn på spennarmering etter at betongen er støpt og har oppnådd en viss fasthet. Spennarmeringen ligger i kabler eller trekkør i den støpte betongen. Opplagerkreftene fra anker i hver ende overføres som strekkspenning i armeringen til betongen. Dette fører til reduserte riss og deformasjoner i form av nedbøyning.

Bilde 1.1 Armere dekke med spennkabler samt oppspenning med hydraulisk jekk



Bilde: Spenneteknikk

Bakgrunn for dannelsen av bachelor-oppgaven:

THILT Engineering AS henvendte seg til NTNU i Ålesund høst 2015. Det var et ønske om å danne et samarbeid for å få gjennomført en bacheloroppgave. Forfatter syntes dette var spennende og aksepterte utfordringen. Det ble skrevet avtale mellom NTNU Ålesund, THILT Engineering og forfatter januar 2016.

Denne rapport er skrevet med tanke på å vurdere brukbarheten av konseptet etteroppspent betong. Dette søker forfatter å vise i rapport ved å vise til beregninger utført i programvare Adapt, vurdere fordeler og ulemper gjennom litteraturstudie, vurdere sikkerhet og prosedyrer samt undersøke hvilke holdninger det er til konseptet ved å utføre en spørreundersøkelse.

De grunnleggende problemstillinger er:

Vurdere brukbarheten av konseptet etteroppspent betong ved å vurdere:

- Styrke og stivhet ved beregninger i ADAPT
- Sikkerhet og prosedyrer
- Sammenlikne med andre konsept
- Spennarmering som system

Hva avgjør valg av konsept samt brukbarheten av det?

Forfatter mener det er viktig å vise at konseptet etteroppspent betong kan konkurrere på tid, kostnad og på andre forhold av betydning. Ved å belyse sikkerhet og prosedyrer skapes en følelse av trygghet. Ved å vise til beregninger skjønner man at dette fungerer i praksis. Ved å vurdere hvilke holdninger det er til konseptet blant ulike entreprenører, kan en finne ut om teori og praksis er sammenfallende.

Jeg ønsker å besvare flere spørsmål som potensielle entreprenører og byggherrer kan ha om konseptet etteroppspent betong. I tillegg var dette en mulighet for meg å lære mye om et tema som ikke er pensum på bachelorstudiet i Ålesund.

Spørsmål om konseptet etteroppspent betong:

- Hvor pålitelig er denne metoden i forhold til liknende metoder?
- Hvilke fordeler og ulemper er det?
- Hvilken kompetanse trengs ved utførelse av arbeid?
- Når og hvor kan en bruke denne metoden og når er det mest fornuftig?
- Hvilke endringer kan en forvente i fremtiden?
- Hvilke alternativer finnes innen dette konseptet?
- Er det spesielle fallgruver en må være oppmerksom på ved dette konseptet?
- Hvorfor velge dette konseptet fremfor andre konsept?

Punkter en tenker brukere av etteroppspent betong søker oppnådd:

- Tidsbesparelse
- Kostnadsbesparelse
- Redusere riss
- Redusere nedbøy
- Lengre spenn
- Enklere utførelse
- Større fleksibilitet
- Sikkerhet og trygghet

Bilde 1.2 Eksempel på fleretasjes bygg under bygging ved bruk av etteroppspent betong



Bilde: Thilt engineering

Rapportens oppbygging:

I teoridelen blir det satt fokus på forhold som har direkte og indirekte betydning for valg av betongkonsept og brukbarheten av konseptene med tanke på rammebetingelser. Forfatter har prøvd å få med flest mulige forhold for å kunne vurdere betongkonsepter fra et helhetsperspektiv.

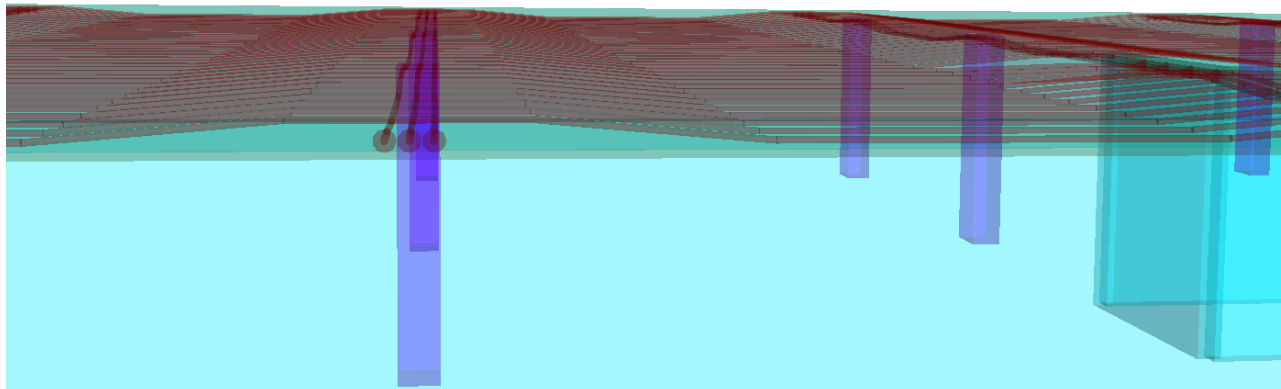
Metodedelen er todelt med «utførelse, materiell og utstyr» på første del og tekniske sider på andre del.

Første del: «Utførelse, materiell og utstyr» omhandler metode for dimensjonering i programmet Adapt, materiell og utstyr brukt til etteroppspent betong, metode for instruksjer og prosedyrer, grunnlaget for sammenlikning av konsepter og metode for gjennomføring av spørreundersøkelse.

Andre del: Tekniske sider som har betydning for prosjektering og dimensjonering av betongkonseptene slakkarmert betong, førroppspspent betong og etteroppspent betong. Disse er med på å vise brukbarheten av betongkonsepter fra teknisk ståsted.

Til slutt blir brukbarheten av betongkonseptene drøftet og det blir dratt konklusjoner.

Figur 1.1 Realistisk kabelprofil i kontordekke utført i programvare Adapt Builder



Figur: utsnitt, 3D tegning av dekke, metode del 1, utført i Adapt

Passer for:

Bachelor-rapporten passer for de som ønsker å tilegne seg kunnskaper om konseptet etteroppspent betong.

Ved å lese bachelor-rapporten skal en kunne vurdere valg av system og hvorfor. Det skal også gå frem hvilke forhold som er viktige. Bachelor-rapporten er derfor ypperlig for de som ønsker å få et mer oversiktlig bilde av etteroppspent betong som konsept.

2 TEORETISK GRUNNLAG

2.1 Historisk utvikling

Hvorfor fokusere på historisk utvikling i rapporten?

For å bedre forstå hvorfor vi har dagens teknologi og for å kunne vurdere fremtidig utvikling, kan det være smart å se tilbake på hva som drev utviklingen. Dette er bare ment som en kjapp introduksjon til noen viktige historiske utviklingstrekk.

Her blir det fokusert på utvikling innen brobygging. Denne utviklingen har vært med på å danne grunnlag for den teknologi vi har i dag innen konseptet etteroppspent betong.

Denne teksten er sterkt preget av artikkelen «bro» fra Store norske leksikon. Kapittel: «historisk utvikling av brobyggingskunsten»

2.1.1 Utviklingen

De første materialer som var tilgjengelig for bygging var treverk og stein. Buen er kjent brukt så langt tilbake som 3000 f.Kr. Disse hadde i begynnelsen et typisk spenn på 5-10 m.

Romerne var ikke de første til å bygge hvelv- og buebroer, men de gjorde store framskritt. De oppfant flere viktige byggeteknikker og oppfant betong med pozzolan som tilsetningsmiddel. De kunne bygge med buespenn på opptil 20-30 m.

Bilde 2.1 Alcántarabroen over elven Tagus i Spania



Foto: Wikimedia Commons

Bildet over et eksempel på bro med bue fra romertid.

Tidlig middelalder, ca. 500-1200, bar preg av å være veldig konservativ. Det var enighet at halvsirkelform skulle brukes som bærende bue. Det førte til lite nyutvikling.

I Renessansen på 1200-tallet kom det nye impulser. En av de som førte til endringer var Marco Polo. Han hadde vært i Kina og blitt inspirert av deres brobyggekultur. De nye impulsene gav opphav til å løsrive seg fra kravet om halvsirkelform. Det kom nye løsninger med slanke dristige bueformer. Resultatet ble lavere pilhøyde og ble derfor særlig populært i byområder. Denne utviklingen fortsatte til slutten av 1700-tallet.

Bilde 2.2 Pont de la Concorde over Seinen i Paris



Bilde: commons.wikimedia.org

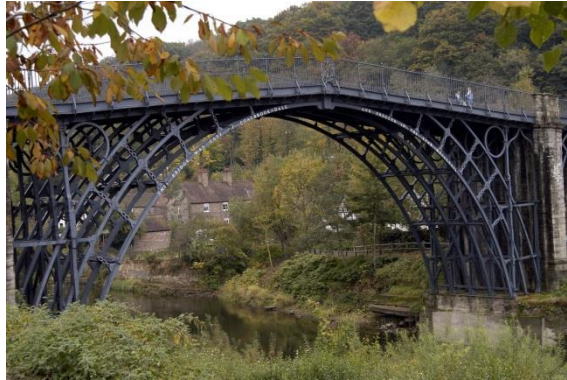
Bildet over viser den slanke bueformen som var typisk for Renessansen.

Praktisk dimensjonering var det vanlige helt til ingeniørene begynte å utføre forsøk på modeller. Leonardo da Vinci og Galileo Galilei utviklet bruken av elementære fysiske eksperimenter som grunnlag for teoretiske analyser på 1500- og 1600-tallet. Det ble nå mulig å beregne og forstå spenninger og krefter i bjelker og staver i den bærende konstruksjon.

Den industrielle revolusjon førte til flere bygge-konstruktive muligheter ved produksjon av nye byggematerialer. Spesielt viktig var produksjonen av jern.

Bildet under viser den første broen som ble bygd av støpt jern. Broen har et spenn på 30,6 m. Det ble valgt å bruke jern ved bygging av broen fordi det var problematisk å bruke stein på grunn av spennet over og fordi det skulle være god reklame for det lokale jernsmelteverket.

Bilde 2.3 Ironbridge i Coalbrookdale England



Bilde: en.wikipedia.org

Fram til 1850 var støpejernet dominerende. Smijernet overtok etter hvert fordi det hadde mye høyere seighet og fasthet. Det ble dermed mulig å bygge med mye lengre spenn. Det ble utviklet nye fremstillingsmetoder slik som bessemerprosessen. Denne går ut på å fjerne urenheter i jernet gjennom oksidering. Dette resulterte i at en kunne redusere den totale vekten.

Bilde 2.4 Fortbroen over elven Forth i Skottland



Bilde: no.wikipedia.org

Bildet over viser at spennviddene på stålbroer kan få store spennvidder. Bueformer er brukt men det er også brukt fagverk og søyler. Vi ser at bruene blir mer komplekse i form og statisk system.

På grunn av manglende kunnskaper og erfaringer skjedde det mange tragiske uhell. Stålbroer kollapset og mange liv gikk tapt. Det ble derfor innført strengere krav til betryggende prøving og kontroll av stålmaterialet. Utvikling skjedde i akselerert tempo og mange imponerende broer ble bygget.

Omkring 1900 ble betong satt i nytt lys etter at franskmannen Joseph Monier patenterte det nye konseptet armert betong. Men det var sveitseren Robert Maillart som først fullt ut forstod muligheter ved dette nye konseptet.

Bilde 2.5 Armert betong



Bilde: www.jbcbbygg.no

Eugene Freyssinet blir ofte kalt for «spennbetongens far».

(snl.no)

Freyssinet begynte å prøve seg frem med lavverdig stål i 1928 men det viste seg å være uten suksess. Det viste seg at det ikke var mulig å forlenge stålet med mer enn 0,15 %. Konsekvensen var at to-tredjedeler av spenningen i stålet gikk tapt. Ved å gå over til høyverdig stål kunne 80 % av spenningen i stålet bevares. Han foreslo også bruk av høyere fasthetsklasse på betongen for å redusere forkortelse.

Fra 1950 ble det utviklet et nytt konsept, etteroppspent betong. I begynnelsen var den mest aktuell for brokonstruksjon. På 1970-tallet ble konseptet mer aktuelt ved bruk i større boligkompleks. Fra 1985 og til 2004 har det vært en jevn stigning på bruk av etterspent betong i USA med en årlig snitt-økning på 8,5 %.

(kilde [8], s. 1)

Bilde 2.6 Eksempel utførelse av etteroppspent betong



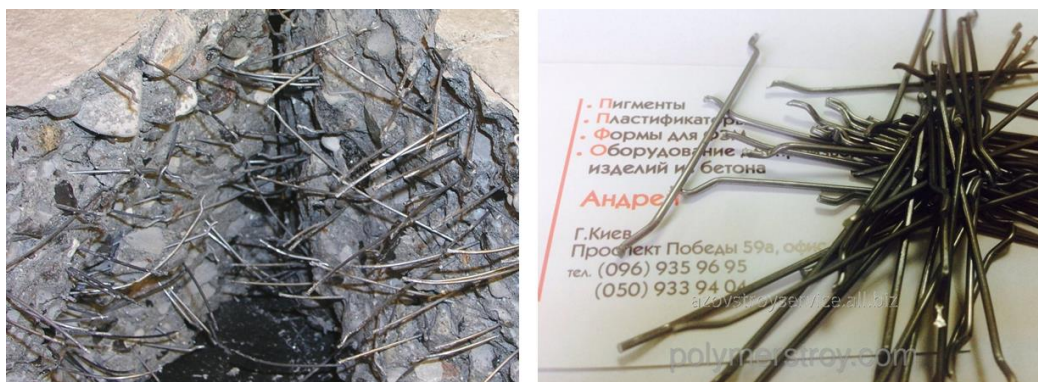
Bilde: ♣ Spennteknikk

Bruken av syv-tråders spunnet spenntau med fett og plastbelagt spennarmering startet i USA på 1950-tallet. Teknologien har vært dominerende i USA for bygging av parkeringshus og etasjeskillere i større bygg. I Europa ble systemet tatt i bruk på 1970-tallet.

(♣ Spennteknikk, s. 3)

Industrien i dag forsøker å forbedre egenskapene ved stål og betong. Nye produkter til ulike behov blir stadig utviklet. Oljeindustrien har ført til en enorm utvikling. I dag er det derfor et stort utvalg av materialer og produkter. Et produkt som er relativt nytt og som har stort potensiale, er fiberarmering.

Bilde 2.7 Fiberbetong



Bilde: betongforeningen.se, kiev.all.biz/no

Hva framtiden bringer kan man spekulere i, men det er nok ingen som vet det helt sikkert.

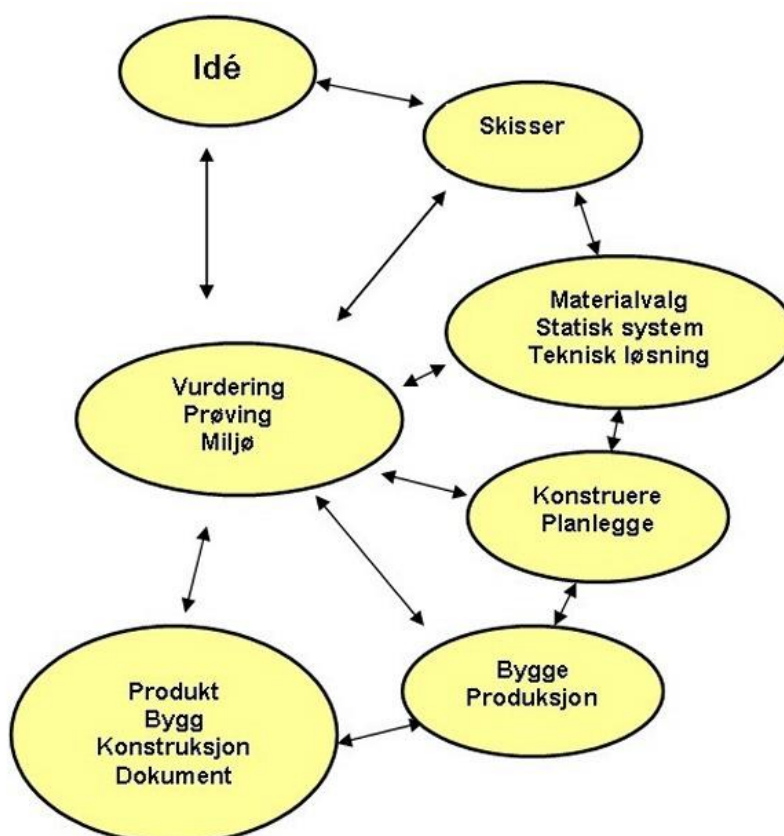
2.2 Betydningsmessige forhold ved valg av konsept

Ved å lese dette kapitlet i rapporten skal det gå frem hvilke forhold som bør vurderes ved valg av konsept.

2.2.1 Planleggingsfasen som leder til valg av konsept

For de som har kjennskap til byggeprosjekter kan informasjonen her virke åpenbare og selvfølgelig. En byggherre eller kunde har ikke alltid oversikt over elementære forhold. Dette avsnittet er mest aktuell for denne gruppen.

Figur 2.1 Designprosessen



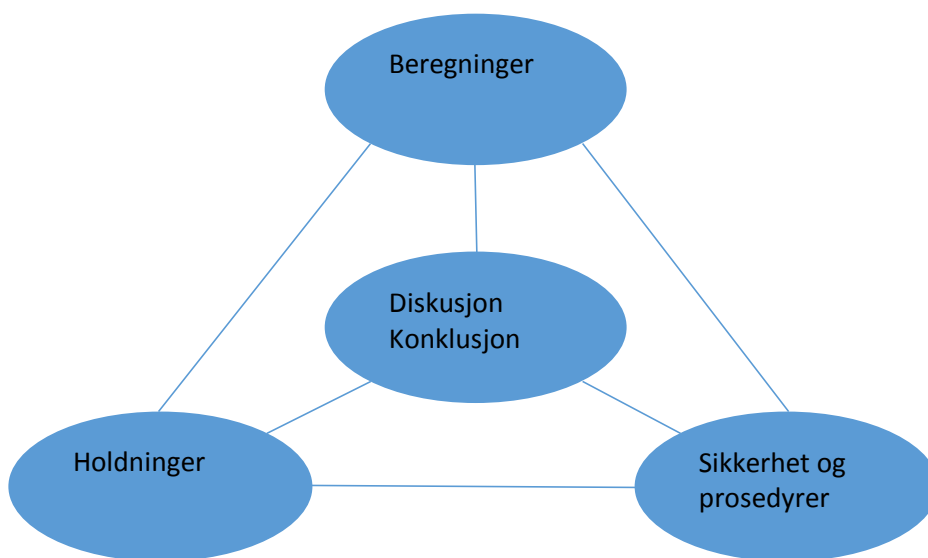
Figur: ♣ Jens Jacob Jensen, s. 8

Figuren over er et eksempel på hvordan en prosjekterer et prosjekt

2.2.2 Hvordan blir et prosjekt realisert?

Før noe som helst kan settes i gang, må det være en eller annen form for idé om hva en ønsker. Ofte er det et eller flere behov som skal tilfredsstilles. En ser da at det ikke er nok med bare en idé. Figur 2.1 på forrige side illustrerer prosessen som må gjennomføres for å kunne oppnå ønsket og godt resultat. Mange faktorer må diskuteres og være klarlagt før en kan bli enige om hva sluttresultatet blir og hvilke rammebetingelser som gjelder. På større prosjekter er det mange som har noe de skulle ha sagt i saken. Disse kan være kommunen, fylket, ingeniører, konsulenter, naboer, organisasjoner, arkitekter, banken. God og effektiv kommunikasjon er da viktig for å hindre forsinkelser og misforståelser.

Figur 2.2 Dimensjoneringsgrunnlaget



Figur: Kenneth Karlsen

Figuren over tar utgangspunkt fra figur på forrige side men med en annen vinkling og modifisert litt for å passe bedre til dimensjoneringsgrunnlaget.

Dimensjonering

Det er viktig at konstruksjonen oppfyller krav med tanke på sikkerhet og funksjon. I tillegg er kunden som oftest opptatt av lave kostnader. I nyere tid er det blitt mer fokus på miljøvennlige valg. Når en dimensjonerer er det viktig å bevise ved beregninger og ved å referere til standarder at konstruksjonen ikke bryter sammen eller tar skade og at det er akseptable kvaliteter ved bruk. Dimensjoneringen skal derfor utføres av kvalifiserte personer. Ut ifra disse kriterier bestemmes dimensjonene på de enkelte konstruksjonsdelene.

Laster

Laster blir inndelt i krefter basert på hva som forårsaker de og hvordan. Kunden kan kreve strengere krav til laster enn det som er nevnt i standarder. Nyttelast er en last som ofte blir bestemt av kunden fordi det kan være snakk om spesiell bruk. Kan for eksempel være snakk om en veldig tung maskin som skal plasseres på gulvet eller det kan være en hall der tunge kjøretøy skal bevege seg. På det siste tilfellet må det i tillegg vurderes dynamisk effekt.

Hvor stor snølast skal en regne med? Det avhenger blant annet av hvilken kommune det skal bygges i og høyde over havet. Det er altså ikke nødvendigvis selvfølgelig fra en ingeniørs ståsted hvor store lastene skal være og hvor de skal plasseres.

Fundamentering

Hvorfor er det viktig å vite hvilken type sammensatt system eller konstruksjon en har med å gjøre?

Valg av konstruksjon kan ha betydning for bygningstekniske utfordringer knyttet til fundamenteringen med tanke på bæreevne, setninger, telehiv og jordtrykk mot vegger. Det kan oppstå spissbelastning med brudd i jord som konsekvens. Det kan være snakk om stabilitetsproblem. For eksempel så vil relativt høye konstruksjoner kunne «falle» dersom vinden blir for stor eller dersom grunnen gir etter.

Løsmasser kan ha fysiske og/eller kjemiske egenskaper som gjør at ønsket fundamentering blir problematisk. Det kan være nødvendig å foreta grunnundersøkelser. Kan utføres som «In situ», visuelt eller bruke lokalkunnskap eller historiske observasjoner.

(kilde [1], s. 161)

2.2.3 Generalitet, fleksibilitet og elastisitet i bygninger

Begreper

- *«Med generalitet menes evnen som en bygning har til å møte vekslende funksjonelle krav uten å forandre egenskaper, dvs. bygningens evne til å tilfredsstille ulike funksjonelle brukerkrav uten at det må gjøres bygningsmessige eller tekniske tiltak.»*
- *«Med fleksibilitet menes evnen som en bygning har til å møte vekslende funksjonelle krav gjennom å forandre egenskaper, dvs. mulighetene for å foreta bygningsmessige og tekniske endringer i bygningen med minimale kostnader og forstyrrelser for den løpende drift.»*
- *«Med elastisitet menes mulighetene for tilvekst til (økning av bruksareal) eller underoppdeling av (reduksjon av bruksareal) arealene i en bygning.»*

(kilde: SINTEF prosjektrapport-336, Begreper)

Byggforsk har skrevet en rapport på dette området. De mener at tilpasningsdyktighet er enda viktigere i dag enn for 30-40 åra siden. Det var på denne tiden begrepene generalitet, fleksibilitet og elastisitet ble introdusert i Skandinavia. I dag er krav til tilpasningsdyktighet mer omfattende. For kontorbygninger er den mye mer omfattende grunnet stor endringsdynamikk og sterk konkurranse i arbeidslivet. Dette fører til at organisasjoner endrer seg raskt og ofte samt stadig søker nye måter å øke sin verdiskapning på. Dette betyr at kravene til bygninger og kontorløsninger endrer seg. Hvor tilpasningsdyktig en bygning er, avhenger av hvor raskt og billig en bygning kan tilpasse seg endrede brukerkrav.

«Tilpasningsdyktige bygninger kan normalt også kalles miljøriktige bygninger, siden det kreves mindre ressurser for å tilpasse dem til nye brukerkrav, enn slike som ikke er tilrettelagt for endring. Men det viktigste argumentet vil allikevel være det økonomiske: at både eiere og leietakere ser seg tjent med å satse på tiltak som gir tilpasningsdyktige bygninger.»

(kilde: SINTEF prosjektrapport-336, Forord)

Prinsipper

Prinsipper som fører til mer tilpasningsdyktige bygninger er:

- Overdimensjonering
- Målsamordning og standardisering
- Laginndeling
- Mønster for tilvekst og underoppdeling

Overdimensjonering omfatter romlige reserver og overkapasitet. Romlige reserver kan handle om å ha mulighet til å få større rom i areal eller å få større etasjehøyde enn det som er nødvendig eller planlagt ved en senere anledning.

Målsamordning og standardisering er viktig i byggebransjen for å oppnå tidseffektivitet. Når ting er standardisert gjør det at det blir enklere å skifte ut komponenter.

Laginndeling handler om å skille bygningsdeler med ulike levetid.

Eksempel på laginndeling:

- Tomt, evig
- Bærende konstruksjon, 100 år
- Ytre kledning, 20 år
- Planløsning, 5 år

Mønster og tilvekst handler om å utforme på en slik måte at tilvekst eller underoppdeling kan skje med ønsket frihet. Utvidelse kan skje ved utvidelser av eksisterende bygg eller det kan skje vertikalt.

(kilde: SINTEF prosjektrapport-336, Prinsipper)

Undersøkelser

Undersøkelser utført av Sintef konkluderer med at selv om profesjonelle aktører er kjent med hvilke tekniske og bygningstekniske tiltak som gir høy tilpasningsdyktighet med tanke på endringer i brukerkrav, så blir det ofte lagt mye større vekt på lave investerings- og leiekostnader. Dette på tross av at tilpasningsdyktighet kan ha stor nytte ved framtidige endringer. Byggherrer som velger tilpasningsdyktige løsninger må være bevisste og fremsynte med et langsiktig perspektiv på det de bygger.

(kilde: SINTEF prosjektrapport-336, Målsetting)

Byggherrens formål

En byggherre vil særlig være opptatt av:

- Å tilfredsstille kundens eller sluttbrukers behov på kort og lang sikt
- Investert kapital i forhold til forventede leieutgifter eller leieinntekter

Byggherrer som bygger for eget bruk vil kunne være opptatt av tilpasningsdyktighet. Byggherrer som bygger for å selge eller for utleie, er som regel ikke opptatt av tilpasningsdyktighet i det hele tatt. Dette kommer av at byggherren tradisjonelt sett har fokusert mest på investeringskostnadene og ikke på driftskostnader. Det er lett vint å skyve fremtidige kostnader over på brukere eller senere eiere. Men for de som bygger for eget bruk har ofte forståelse for at driftskostnader kan være betydelige og det kan derfor være veldig gunstig å velge tilpasningsdyktige løsninger. Det er likevel tendenser i markedet i dag som tilsier at byggherren begynner å forstå at tilpasningsdyktige løsninger likevel vil være økonomisk gunstig. Dette gjelder særlig for de som driver med utleie. Dette kommer blant annet av at dersom en bygning ikke tilfredsstiller leietakers behov for endringer, vil det ofte føre til at løsningen er å flytte til mer hensiktsmessige lokaler. Dette er kostbart for begge parter.

(kilde: SINTEF prosjektrapport-336, Byggherrens mål)

Estetisk utforming

«God arkitektur har positiv innvirkning på brukernes trivsel, på besøkendes oppfatning av virksomheten og, ikke minst, på potensielle leietakeres eller kjøperes syn på bygningen. For liten vekt på estetisk utforming kan resultere i at bygningen blir vanskelig å leie ut eller selge. Kortsiktig økonomisk tankegang i et byggeprosjekt kan dermed gi et dårlig resultat, ikke bare samfunnsmessig, men også økonomisk for byggeieren. Slik sett er estetikk et element under «generalitet» som kan gi lønnsomhet over tid.»

Bilde 2.8 Estetiske bygg



Bilde: barrokken.blogg.no

«God estetisk utforming vil ha positiv innvirkning på brukerne av bygget, og på gjester og kunders vurdering av bedriften.»

«Høy arkitektonisk kvalitet behøver ikke å koste mer enn lav når det gjelder materialer og utførelseskostnader, men kan kreve mer tid og omtanke i prosjekteringsfasen enn mange byggherrer er villig til å investere i. God arkitektonisk kvalitet vil kunne lønne seg fordi det oftest gir bygningen høyere markedsverdi.»

(kilde: SINTEF prosjektrapport-336, Estetisk utforming)

Bygningsbredde

«Valg av bygningsbredden har store konsekvenser for arealbruken. Økt bredde gir positiv økonomisk effekt forutsatt at det er mulig å oppnå god arealeffektivitet i bruk, både når det gjelder kostnader pr m² guly og kostnadseffektivitet i bruk. Når bredden blir så stor at arealet ikke kan utnyttes fullt ut, vil regnestykket slå motsatt vei.»

«Større bredde krever ellers økt spennvidde, hvilket kan gi økt konstruksjonskostnad, hvis arealene skal være søylefrie. Større bredde krever også økt vindusflate, hvilket kan gi økt fasadekostnad.»

(kilde: SINTEF prosjektrapport-336, Bygningsbredde)

Etasjehøyde

Den optimale bruttohøyden på en etasje kan være avhengig av:

- Mulige antall etasjer (reguleringsplan)
- Lysforhold over hele etasjen
- Konstruksjonssystem og tekniske løsninger
- Plassering av sjakter

(kilde: SINTEF prosjektrapport-336, Etasjehøyde)

Konstruksjonssystem

Valg av konstruksjonssystem er påvirket av:

- Framdrift på byggeplass
- Bygningsutforming
- Plassbehov i høyden
- Gjennomføringer
- Fleksibilitet
- Økonomi
- Rammebetingelser

Valg av spennvidde er avhengig av:

- Bygningsbredde
- Fysiske begrensninger i lokaler
- Konstruksjonssystem og etasjehøyde
- Andre bruksfunksjoner

«Vanlig spennvidde for hulldekkeelementer er 7-12 m. Når spennvidden øker utover dette, kan det oppstå svingninger i dekket med mindre dekketykkelsen øker betydelig.»

«Ut fra bygningstekniske betraktninger vil den optimale spennvidden for en bygningsbredde på ca. 16 m være ca 8 m, dvs. at det bør plasseres en søylerad omtrent midt i bygget. Men dersom bygningen har parkeringskjeller med samme dybde som huset, vil en slik søyleposisjon skape problemer.»

(kilde: SINTEF prosjektrapport-336, Konstruksjonssystem)

2.2.4 Jordskjelvproblematikk

(se også 3.2.1 s. 126)

Hva er jordskjelv?

Jordskjelv er et fenomen som oppstår rett etter en brå glidning mellom to tektoniske plater. Landmassen blir satt i svingning og danner bølger som forplanter seg utover. Jordskjelvet er som regel sterkest der glidningen inntreffer og blir svakere desto lengre unna en er fra senteret. En kjent måte å måle jordskjelv på blir kalt Richters skala. Dette er en logaritmisk skala der lokalmagnituden:

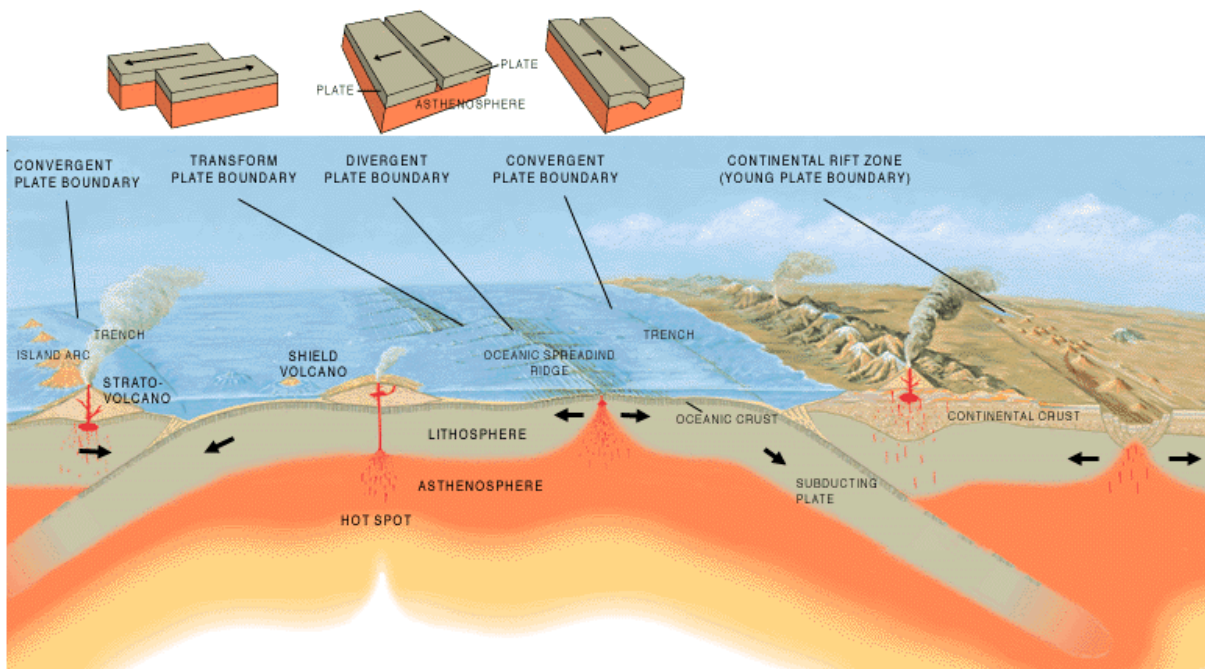
$$M_L = \log_{10}(A)$$

Der:

- A er største målte utslag på en Wood-Anderson-seismograf

(kilde: wikipedia)

Figur 2.3 Virkning fra tektonisk plate



Figur: wikipedia

Figuren viser tre ulike måter glidning skjer mellom tektonisk plater.

Jordskjelvintensitet

I tillegg til at jordskjelvet har en styrke, har den også en varighet. Det er altså ikke nødvendigvis bare styrken på jordskjelvet som avgjør skadeomfanget, men også frekvensen over tid.

Figur 2.4 Intensitet jordskjelv



Figur: kilde [4]

Under et jordskjelv kan egenskapene i grunnen forandre seg. Dette kan i verste fall føre til brudd i grunnen med deformasjon som følge. Dersom bygninger er bygd på denne grunnen kan det føre til skader eller deformasjon på bygget. Selv om grunnen holder kan konstruksjoner ta skade. Dette gjelder særlig for konstruksjoner som er relativt høye. I Norge er det ikke ofte det er merkbare jordskjelv, men det betyr ikke at et større skjelv ikke kan komme. Det er registrert mange små skjelv i Norge de siste 110 år. På Svalbard ble det målt et merkbart skjelv slik figur 2.4 over viser i 2008.

Jordskjelvskader

Bilde 2.9 Betongbygning kollaps ved jordskjelv

Lite armering i
betongbygning



Bilde: kilde [4]

Figur 2.9 viser et eksempel på skade ved jordskjelv

Skader på bygg ved jordskjelv kan bli en konsekvens ved:

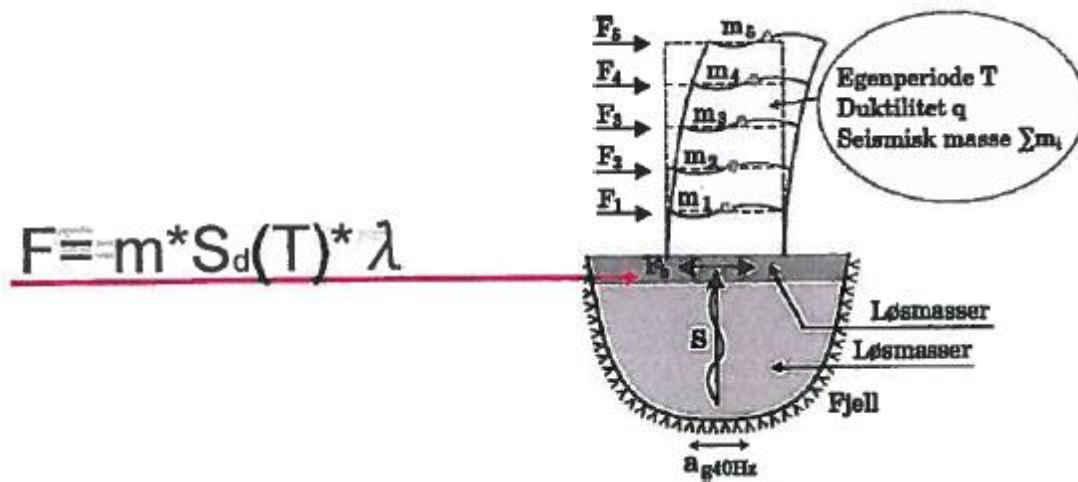
- Utløste ras av fjell, stein og jord
- Leirgrunn kan omdannes til flytende masse.
- Stive og monumentale bygg kan få skader og brudd
- Relativt høye bygg kan få store bevegelser

Forhold som påvirker en bygnings evne til å ta opp jordskjelvkrefter:

- Regelmessighet og symmetri
- Ytelseskrav og dimensjoneringsprinsipper
- Duktilitet (form og valg av konsept)
- Torsjonsmotstand
- Skivevirkning ved etasjenivå
- Passende fundament

Skjærkrefter

Figur 2.5 Skjærkrefter på bygning ved jordskjelv



Figur: kilde [4]

Der:

- F er skjærkrefter ved fundament
- m er byggets seismiske masse (egenvekt + permanente + % nyttelast)
- $S_d(T)$ er dimensjonerende spekter
- λ er korreksjonsfaktor

Sikkerhet mot jordskjelv

Ut ifra figuren og formel for skjærkraft, kan en konkludere med at byggets masse og duktilitet har betydning for hvor stor skjærkraften blir. Det betyr i praksis at desto mindre egenvekt og desto større duktiliteten er (mengde energi som kan absorberes og fordeles), desto sikrere er bygget mot jordskjelv. Valg av konsept kan dermed ha betydning for byggets sikkerhet mot jordskjelv.

2.2.5 Miljøhensyn

Det blir stadig rettet fokus mot miljøet og hva vi bør gjøre for å redusere klimautslipp. Men hva har dette med brukbarheten til et konsept å gjøre? Klimaproblematikken er nok ikke det første folk tenker på når det er snakk om å planlegge et prosjekt. Noen ganger kan det derimot være det som til syvende og sist avgjør valg av konsept.

Bilde 2.10 CO₂-utslipp



Bilde: forskning.no

Lov om offentlig anskaffelser

§ 6. Livssyklus kostnader, universell utforming og miljø

Statlige, kommunale og fylkeskommunale myndigheter og offentligrettslige organer skal under planleggingen av den enkelte anskaffelse ta hensyn til livssyklus kostnader, universell utforming og miljømessige konsekvenser av anskaffelsen.

(kilde: lovdata.no)

Denne loven gjelder for det offentlige og ikke private firmaer. Loven viser at det satses høyere nå enn før på blant annet mer miljøvennlige valg.

Regjeringen i Norge har forpliktet seg til klimagassreduksjoner gjennom Kyoto-protokollen og har derfor høye ambisjoner for utslippsreduksjoner.

Det er ikke bare i det offentlige at en tenker på miljøet. I privat bygningssektor er det økt fokus på behovet for livsløpstankegang. Flere bevisste brukere etterspør driftsøkonomiske og miljøvennlige byggverk.

(kilde [6])

Livsløpsvurdering

Livsløpsvurdering er en metode for vurdering av miljøbelastninger til et produkt eller produktsystem, herunder enkelte bygningskomponenter, materialer og komplette bygg.

(kilde: Standard Norge, 2006)

Nærmere beskrevet i NS-EN ISO 14040 – Miljøstyring – Livsløpsvurderinger – Prinsipper og rammeverk.

(kilde [6])

Klimapåvirkning

Bygningskomponenters klimapåvirkning sett i et livsløpsperspektiv:

- Bygningens energibruk i driftsfasen
- Levetid (bygg og byggets komponenter)
- Produksjonsmetode

(kilde [6])

Materialene betong og stål samt CO₂ utslipp ved produksjon

I Norge blir betong og stål sett på som likeverdige produkt miljømessig sett og blir begge sett på som miljøvennlige valg.

Betong er verdens mest brukte byggemateriale. Råstoffene er det rikelig av på de fleste steder i verden. *Miljøbelastningsanalyser sett på hele byggverkets levetid (fra vugge til grav), livsløpsperspektivet, viser at betong er et gunstig byggemateriale. Nesten all CO₂-utslipp fra betongproduksjon kommer fra sementproduksjonen, og sementproduksjon slipper ut 1 tonn CO₂ pr tonn sement. Dette er bare et estimat siden en kan forvente noe lavere utslipp fra dagens produksjon av sement.*

(kilde: Norsk betongforening)

Til en kubikkmeter vanlig betong vil det normalt gå med 140 – 190 liter vann, 300 – 350 kg sement, 950 kg sand og 900 kg stein/pukk, tilsammen ca. 2300 kg.

(kilde: wikipedia)

Det gir et CO₂-utslipp på 0,3-0,35 tonn CO₂/m³ for betong.

Jern finnes det også rikelig av i naturen. *I dag slippes det ut to tonn CO₂ per tonn stål som produseres. Nå ser vi metoder som kan redusere dette utslippet til 0,2 tonn co₂ per tonn stål.*

(kilde: Tore A. Torp, Teknisk ukeblad)

Ved produksjon av betong og stål blir det også produsert farlig avfall som biprodukt. Farlig avfall blir håndtert forsvarlig og levert til godkjent mottak.

Miljøsammenlikning mellom konsepter

En måte å vurdere hvor miljøvennlig et betongkonsept er for et prosjekt, er ved å sammenlikne CO₂-utslippene fra produksjon av betong og stål.

Tabell 2.1 Sammenlikning av CO₂-utslipp mellom konsepter

Sammenlikning av CO ₂ -utslipp mellom konsepter						
	Vekt stål	Mengde betong	Stål	Betong	SUM	Forhold
	[tonn]	[m ³]	[tonn CO ₂]	[tonn CO ₂]	[tonn CO ₂]	[%]
PT	8,195	243	16,389	72,9	89,3	100
RC1	19,051	243	38,102	72,9	111,0	124
RC2	15,065	317	30,130	95,1	125,2	140

Beregnet i Excel

Verdiene som er brukt for å beregne «SUM» er hentet fra teksten over og fra delkapittel 3.1.8. Valgte å bruke verdien 0,30 tonn CO₂/m³ for betongen og 2,0 tonn CO₂/m³ for armeringen.

Tegnforklaring:

PT = etteroppspent betongdekke, t=230 mm

RC1 = slakkarmert dekke, t=230 mm

RC2 = slakkarmert dekke t=300 mm

Konklusjon fra resultater i tabell over:

RC1 og RC2 har mye større CO₂-utslipp enn PT. Det er tydelig at det er betongen som har det største CO₂-utslippet. Men det er også tydelig forskjell mellom CO₂-utslipp for armering til RC og PT. Totalt sett er det betydelig mindre CO₂-utslipp for PT og PT er derfor et klart bedre konsept miljømessig sett.

Viser også til teksten «Prosjektbasert sammenlikning» i delkapittel 2.7.3 som også vurderer miljømessig påvirkning.

2.2.6 Andre mulige forhold

Plassproblematikk

Noen ganger kan det være knapt med plass. Dette gjelder kanskje spesielt i tettsteder. Ulike konsepter trenger ulik plass til:

- Lagring av materialer, utstyr og forskaling
- Arbeidsrom
- Parkeringsplass for kran, støpebil, lastebil mm.
- Brakkerigger
- Annet

Bilde 2.11 Eksempel på prosjekt med god og liten plass



Bilde: venstre bilde; Sykehusutbyggingen i Sarpsborg. Foto: Tom-Erik Sørensen, høyre bilde; Kontorbygg for Statens Vegvesen i Moss, kilde [5] s. 46 og 47

Noen ganger velges plasstøpte konstruksjoner bort på grunn av plassmangel eller ugunstig plassforhold. Mye av plassen går med til lagring og forflytting av forskaling. Armeringsjern trenger plass for lagring og riggplass for binding. Prefabrikkerte elementer ankommer ofte til byggeplassen etter «Just in time» prinsippet og elementene blir montert samme dagen. Prefab krever da ikke like stor plass som plasstøpte konstruksjoner.

Vannproblematikk

Plasstøpte konstruksjoner har helt klart en fordel når det gjelder å bygge vanntette konstruksjoner. Det kommer av at det er færre skjøter enn for prefab elementer. Det er enklere å få til vanntette skjøter for plasstøpt betong med mindre fuging og kostnad med fugearbeid. Alt i alt er skjøtene for plasstøpt betong sikrere for vanngjennomtrengning.

Bilde 2.12 Eksempel på utførelse fuge



Bilde: www.firesafe.no

Værproblematikk

Det er for de fleste værforhold uproblematisk å montere prefab elementer. Unntaket kan være sterk vind ved kranarbeider eller dersom nedbør forhindrer sikt. Ekstreme mengder snøfall kan føre til problemer under montering. Elementene kan monteres stort sett uavhengig av temperatur og nedbør.

Plasstøpt betong derimot er avhengig av gunstige støpetidspunkt. Dette kan være problematisk om vinteren grunnet kulde, men også under perioder med store nedbørsmengder. Plasstøpt betong kan være en tidkrevende affære ved «dårlige» værforhold og da spesielt dersom det fortsetter over lengre tid. Det finnes både utstyr og metoder for å håndtere denne problemstillingen.

Denne problematikken kunne mange ganger vært unngått med bedre planlegging. Det er for eksempel ikke gunstig å påbegynne støpearbeider på senhøsten på innlandet. Dessverre er dette ofte tilfellet for kommunale prosjekter.

Bilde 2.13 Vind, regn og frost



Bilde: mormorstankar.blogspot.com; klimakommune.no; ragequit.blogg.no

Skjultanlegg

Det er ofte ønskelig å skjule elektriske anlegg og rør i vegger og dekker. Dette er ingen problem for plasstøpte dekker. For prefab elementer er dette mulig når det blir brukt hulldekker. Men det kan være problematisk å få til gunstige løsninger og det er mer tidkrevende. Løsningen for prefab blir ofte nedsenket himling eller påforet vegg.

Bilde 2.14 Eksempel elektrisk skjultanlegg i bindingsverk (treverk)



Bilde: avforum.no

Tid er penger

Det er flere grunner til at byggherre ønsker kort byggetid. Under bygging genereres det bare utgifter. For bygg som skal selges eller leies ut, betyr lengre byggetid tapte inntekter. Byggelånsutgiftene vokser med lengden på prosjektet.

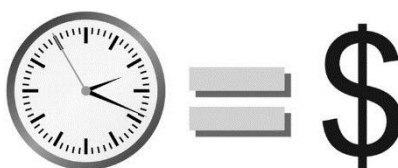
Innleie av kompetanse og utstyr er også med på å fordyre et prosjekt. Et godt eksempel på dyr innleie av utstyr, er leie av kran.

Entreprenører er også interessert i å nå byggherres ønsker. Dersom ikke disse blir nådd kan det føre til døgnmult. Men først og fremst er entreprenøren interessert i å begynne på nye prosjekter slik at en kan tjene mest mulig penger.

Noen mener at plasstøpte konstruksjoner tar mye lengre tid å bygge enn prefab. Andre igjen mener at det ikke er store forskjellen. En bør uansett prøve å beregne med utgangspunkt i like forhold.

Lengre byggetid trenger ikke bety dyrere løsning. Gode løsninger kan tjene inn kostnadene ved tid under driftsperioden. Kuldeproblematikken kan være et eksempel på dette. Plasstøpte konstruksjoner er generelt sett bedre på dette men ikke alltid.

Figur 2.6 Tid er penger



Figur: www.infobilder.com

Tilsidesette arbeid

Prefableverandører som har spesialisert seg på prefab-løsninger, tilbyr ofte en totalleveranse der mye av ansvaret tilfaller prefableverandøren med prosjektleder og montasjebasen som står for logistikken rundt oppføringen av bygget. Det fører til færre betongarbeidere og mindre behov for driftsledere og funksjonærer på prosjektet.

Liknende situasjon har en for etteroppspent betongdekker. Prosjektering og beregninger dekke, bestilling av materialer og utstyr samt montering av spennkabler og senere oppspenning kan utføres av firma med denne kompetansen. Det fører til færre betongarbeidere og mindre behov for driftsledere og funksjonærer på prosjektet.

Markedet

Prisen på betongelementer varierer med konjunkturen i markedet. Det vil si at når etterspørselen er liten, går prisen ned og motsatt.

Prisen på betong, armering og forskaling er ganske holdbare. Det betyr at det er mer forutsigbart å beregne pris på plasstøpt betong enn for prefab og kan av den grunn være en del lettere.

Bilde 2.15 Konjunkturen i markedet



Bilde: nordnettbloggen.no

Lyd og brannkrav

Det er ikke store forskjeller mellom konsepter med tanke på lyd og brannkrav. Her er det egentlig snakk om stor nok tykkelse på dekke med nok overdekning. Det settes krav til tette fuger slik at lyd og røyk fra brann ikke spres gjennom konstruksjonen. (Se for øvrig delkapittel 3.2.1 i metode)

2.3 Betongteknologi

Betongteknologi er et veldig stort tema. Det er flere yrker som jobber med egne felt innen betong. Eksempler på yrker kan være produksjon av ulike typer sement, blanderi, jernbinder, forskalingsnekker, betongarbeider og mm. Skal her se på hva som gjør betong til et egnet produkt og hvorfor. Hensikten er ikke å gå inn på detalj, men vise at det er ulike forhold som må være tilstede for å oppnå ønsket resultat og ikke bare valg av armering.

2.3.1 Standarder

Grunnlaget for prosjektering, utførelse og kontroll av betongkonstruksjoner er beskrevet i Metode 3.2.1

2.3.2 Kompetanse

Ifølge NS 3465 og NS-EN 13670+NA:2010 Utførelse av betongkonstruksjoner, skal følgende personer være involvert ved behov:
(Se Metode 3.2.2 s. 126)

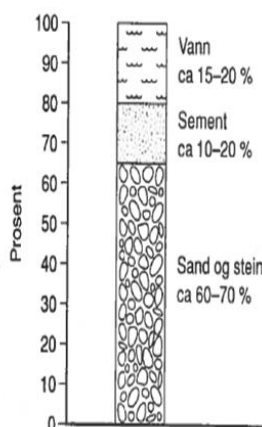
2.3.3 Egenskaper

Dersom betongen er riktig utført, har den høy styrke og god bestandighet. Betong isolerer ypperlig mot brann og lyd som går gjennom luft. Den brenner ikke og tilfører ikke ny energi til en brann. Betong er derfor veldig vanlig brukt i vegger og etasjeskiller mellom boenhet og som søyler. Betong støpt som skive har veldig god evne til avstivning. Den blir derfor ofte brukt som avstivende funksjon i blokker og liknende. Betong former seg etter forskalingen og kan enkelte ganger formes for hånd. Det gjør at betong kan ta mange ulike former og kan få mange ulike overflatestrukturer. Betong kan gjøres vanntett og egner seg da til å holde vann ute eller kan fungere som beholdere.

2.3.4 Sammensetning

Betong består av vann, sement, tilslag og tilsetningsstoffer.

Figur 2.7 Omtrentlig volumfordeling



Figur: kilde [7], s. 9

Sementen har primært sett to ulike funksjoner. Vann kombinert med sement danner fastkrystaller og løskrystaller. Fastkrystallene virker som et lim og binder delmaterialene i betong til hverandre gjennom prosessen som kalles herding. Løskrystallene gjør at betongen får en høy pH-verdi. Det vil si at betongen blir veldig basisk. Dette er gunstig fordi dette beskytter armeringen i betongen mot korrosjon.

(kilde [7], s. 9)

For å få en betong som lett lar seg støpe uten stor fare for blødning eller separasjon, må betongen være homogen og uten for store mengder vann. Med homogen menes at fordeling av ulike kornstørrelser i tilslaget skal være likt. Eller med andre ord, uten store partikkelsprang. I tillegg er det en fordel at kornene er runde og har glatt overflate. Kvaliteten på tilslaget har stor betydning for fastheten til betongen.

(kilde [7], s. 10)

Vekt vann i forhold til sement blir kalt v/c-tallet. Dette har betydning for fastheten og bestandigheten til betongen. For stort v/c-tall gir mange synlige og uheldig store porer. Alle sprekker, riss og porer er med på å redusere betongens bestandighet.

(kilde [7], s. 52)

Det er ulike typer sement på markedet. Hva den består av er sterkt avhengig av hva den skal brukes til og det miljøet den blir utsatt for. Hvilken sementtype som skal brukes står beskrevet i NS-EN 206-1. (Se metode 3.2.2 s. 127)

(kilde [7], s. 26)

Tilsetningsstoffer blir brukt for å oppnå forskjellige ønskede egenskaper. For eksempel dersom en ønsker at betongen skal herde fortere, sakke, tåle mer kulde, øke støpelighet, øke fasthet, øke bestandighet og mm.

2.3.5 Utførelse av støp

Selv om betongen er levert med god kvalitet, kan resultatet bli veldig dårlig dersom støping ikke utføres riktig. Dersom betongen ikke er selvkompimerende, er det nødvendig å vibrere betongen etter hvert som en støper. Hensikten er å få ut mest mulig av luft i betongen slik at det ikke dannes porer. Dersom det er veldig kaldt ute må en være klar over at betongen kan fryse før den har oppnådd nødvendig fasthet. For varmt vær er også uheldig. (se 3.2.2 s. 126)

(kilde [7], s. 87)

2.3.6 Herdeprosessen

I tillegg til at betongen må støpes på riktig måte, må den også etterbehandles på riktig måte for å oppnå best mulig fasthet. Dette krever gunstig temperatur og tilført fuktighet over en lengre periode. Perioden er ofte satt til 28 døgn. Gunstig herdetemperatur er 20 celsius. Lavere temperatur fører til lengre herdetid. (Se graf som viser herding over tid i forhold til tilført fukt i Metode 3.2.2 s. 128)

(kilde: s. 72 Forelesning_Materiallære_Betong2015 (PowerPoint) av Lacramioara Telehoi)

2.3.7 Armering

Generelt

Betong tåler store trykkspenninger men veldig lite strekk. For å kompensere for dette blir det lagt inn armeringsjern eller fiber. Det gunstige med jern er at det utvider seg likt med betong ved temperaturendringer og at det kan ta opp store strekkspenninger. Armering skal redusere sprekk og rissdannelse ved å ta opp strekkspenninger i betongen.

Slakkarmering

Når slakkarmering blir utsatt for store strekkspenninger som følge av egenlast og nyttelaster, blir det dannet små riss i betongen. Disse kan eksempelvis være 0,2 mm. Det kommer av at armeringen strekker seg mer enn betongen gjør og siden betong ikke tåler store strekkspenninger, risser betongen.

Spennarmering

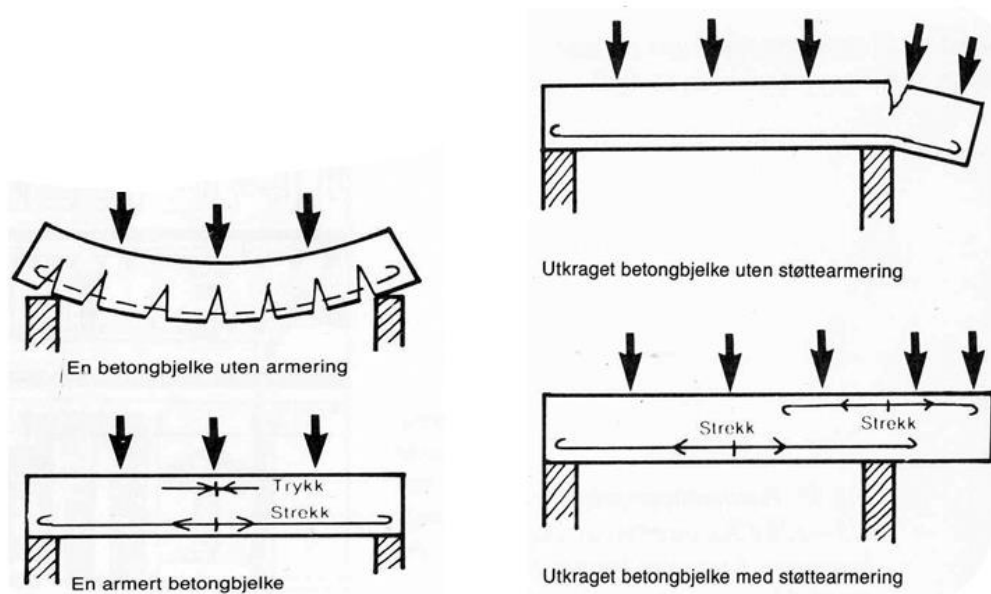
Ved bruk av spennarmering blir dannelse av riss ofte unngått ved at det virker trykkrefter fra opplagerpunkt mot betongen som reduserer, og i noen tilfeller eliminerer strekkspenning.

Fiber

Fiber er korte strenger som kan ha en eller annen form for bøy i hver ende for å forbedre heft i betongen. Kommer i ulike materialer. Det er vanlig å bruke stålfiber. Stålfiber skal fungere på lik måte som slakkarmering. En vesentlig forskjell er at fiber er jevnt fordelt i betongen og med ulike retninger på fiber. Det er ikke blitt veldig mye brukt fordi det lenge ikke har vært noen standard på området. Senere tid har bragt store framskritt ved forskning på området.

(kilde [7], s. 157)

Figur 2.8 Betydning av armering i betong



Figur: Armeringsboka, Universitetsforlaget 1997

2.3.8 Miljøpåkjenninger

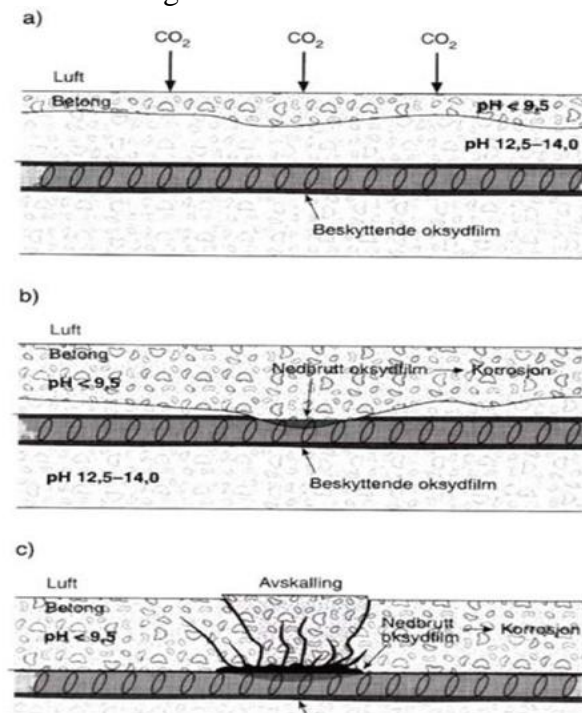
Miljøpåkjenninger kan deles inn i fire kategorier:

- Atmosfære (relativ fuktighet, luftforurensing)
- Klima (nedbør, temperatur, vind)
- Vann (pH, hardhet, gasser, temperatur, strømningsforhold)
- Annet (lokale kjemikalier)

Armering må beskyttes mot det ytre miljø. Dette fordi jern ruster når det kommer i kontakt med luft og vann. Dersom det er saltvann kombinert med luft, ruster det veldig fort. Karbondioksid i lufta reagerer også med betong, men dette skjer relativt sakte. Tykkelsen på overdekningen har betydning for beskyttelse av armering. Sprekker, riss og porer på overflaten av betong er ugunstig med tanke på betongens bestandighet. (se 3.2.2 s. 128)

(kilde [7], s. 136)

Figur 2.9 Karbonatisering av betong med armering



Figur: kilde [7], s. 159

På figur ser vi at:

- a) Karbondioksid i luft korroderer med betong
- b) Korrosjonen har nådd armeringsjern
- c) Korrosjonen fortsetter på armeringen og danner rust som medfører avskalling.

2.3.9 Korrosjon spennarmering

Spennarmering for systemet XU (uinjisert system) er beskyttet av et lag spesialfett og omsluttet av plast (kabel). Spesialfettet fører til liten friksjonstap ved oppspenning og beskytter mot korrosjon. Største svakhet mot korrosjon er ved endene. Men ved korrekt utførelse av montering og oppspenning samt prosedyre etter arbeidet, skal armeringen være sikret mot korrosjon. Etter oppspenning blir den utstikkende vaieren kappet av og endestumpen blir smurt med spesialfett. Videre blir det skrudd på et plastdeksel. For ekstreme miljø som fører til spesielt stor fare for korrosjon, brukes det annen type anker som er immun mot korrosjon. Utsparing mot anker blir til slutt fylt med pussmasse. Dette gir trippel beskyttelse mot det ytre miljø.

Dersom kabelen blir skadet slik at spennarmering blir eksponert, kan det være fare for korrosjon. Dette skal unngås ved krav til minimum overdekning. Dette er også med hensyn på beskyttelse mot brann.

Bilde 2.16 XU kabelsystem



Bilde: ccl_ptslabsbrochureeng.pdf

Bilde 2.17 Spesialfett på spennvaire



Bilde: Thilt engineering AS

Dette bildet viser klart og tydelig spesialfettet som omslutter spennkabler og som beskytter mot korrosjon og reduserer friksjonstap

2.4 Dekker/plater

En plate er et todimensjonalt konstruksjonselement med en flate som er mye større enn tykkelsen. Platen er som regel horisontalt plassert. I tillegg til å tåle egenvekt, skal den kunne ta opp laster normalt på sin egen overflate. En plate må understøttes av søyler eller bærevegger dersom den ikke ligger på grunnen og det kan være nødvendig med støtte fra bjelker.

2.4.1 Nedbøyning, bøyespenninger og skjærspenninger

En plate har ofte strenge krav til nedbøyning. Nedbøyning skjer i to retninger på horisontalplanet. Bøyespenninger i plata varierer lineært over platens tykkelse. Bøyespenningene kommer av de momenter som virker i plata. Skjærspenninger varierer parabelformet over tykkelsen.

Formel for utregning på fordeling av «momenter, skjærkrefter og nedbøyning i platen» står i Metode 3.2.3

(kilde [1], s. 90)

2.4.2 Ulike bruksområder

- Grunnen (f.eks. opplagret på peler)
- Gulv
- Etasjeskillere
- Tak
- Brudekker

2.4.3 Materialer

Plater kommer i mange former og kan lages av mange forskjellige materialer. Vanlige materialer er

- Stål
- Betong
- Treverk

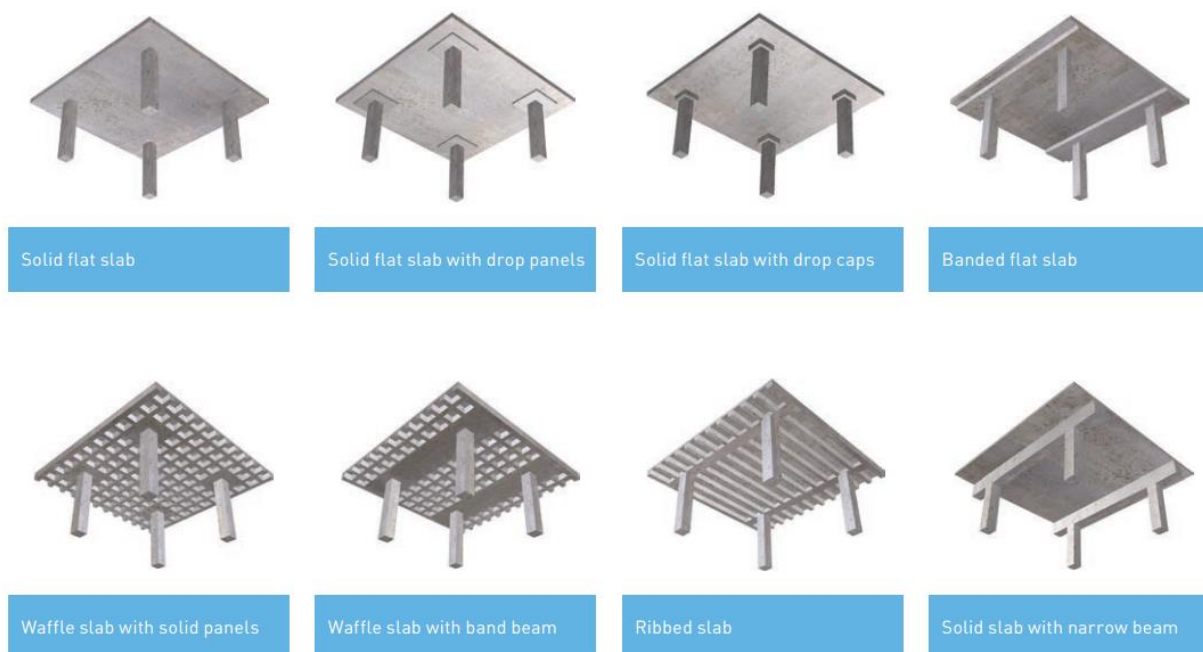
2.4.4 Betongplater

Betongplater kan lages som prefabrikkerte elementer. Disse kommer i ulike lengder og med forskjellige tverrsnitt. Betongplater kan også plass-støpes. Ved plass-støpt betong blir alt av arbeid utført på stedet.

Plater kan virke som

- Flatdekke
- Enveisplate
- Toveisplate

Figur 2.10 Typer dekker



Figur: ♣ ccl, brosjyre POST-TENSIONED SLABS, s.7

Flatdekke tar ikke i bruk bjelker. Fordelen med flatdekke er at det blir veldig enkelt arbeid med forskalingen. Ulempen er overføringen av laster fra plate til søyle gir store skjærspenninger langs periferien av søylene. Skjærspenninger kan begrenses ved å bruke lokalt tykkere betong rundt søylene eller økt bruk av armering.

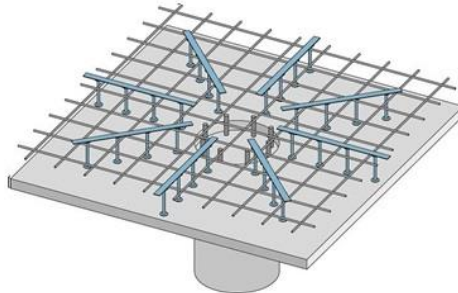
Enveisplate bruker bjelker eller vegg i en retning.

Toveisplate bruker bjelker i to retninger. Flatdekke er også et toveis dekke med «drager/bjelke» innvendig i dekke som en forsterket stripe med armering eller spennkabler. Toveisplate gir lavere tykkelse enn for enveisplate. Dette kommer av at toveisplaten blir stivere og fordeler spenninger i to retninger. Ulempen med valg av toveisplate er derimot økt arbeidsmengde og mer komplisert konstruksjonsarbeid. (Dette er ikke tilfellet for toveisdekke)

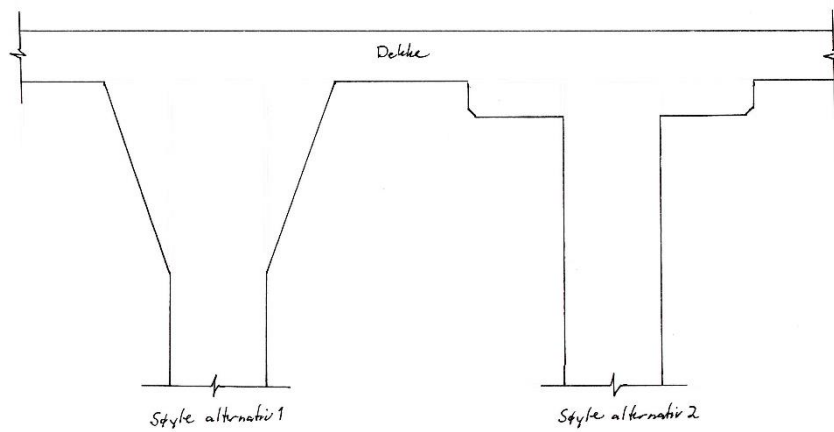
(kilde [1], s. 91)

Figur 2.11 Mulige måter å redusere skjærspenninger ved søyle

Reduksjon av skjærspenninger ved bruk av vertikal armering (bildet under)



Figur: Denia



Reduksjon av skjærspenninger ved å øke overflatearealet til søylen (bildet over)

(se også 3.2.3 s. 137-141)

Bilde 2.18 Pipers Row Car Park kollaps



Bilde: civildigital.com

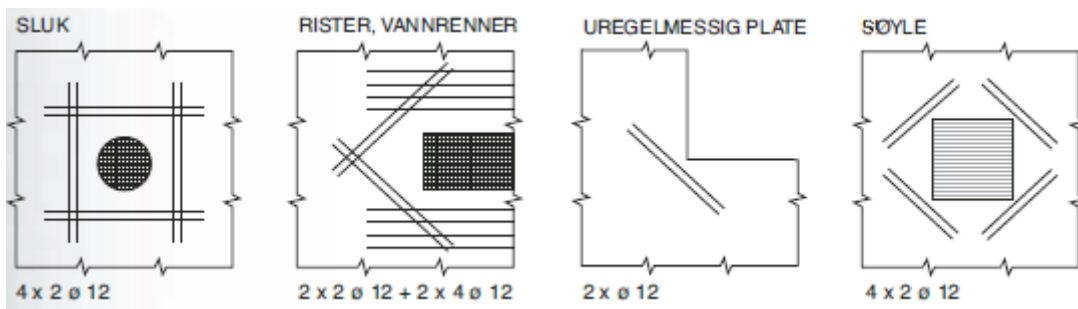
Bildet viser hvordan det kan se ut etter en kollaps fra «punching shear»

Det oppsto kollaps grunnet for lav fasthet på betong og feil under utførelse (London). Medførte variasjon i platetykkelse, ikke god nok overdekning på overkant og underkant dekke til armering. Vann klarte å sive inn i betongen og skapte korrosjon av armeringen som med tiden førte til svekket konstruksjon. Dette i tillegg til redusert platetykkelse og feil betongkvalitet, førte til kollaps over en søyle som igjen førte til videre kollaps slik bildet antyder. Brudd fra «punching shear» kan skje brått og uten forvarsel og er derfor veldig farlig.

2.4.5 Tvangsspenninger

Tvangsspenninger i betong kan oppstå av flere grunner. Når betongen krymper på grunn av uttørking eller påsatt last, kan det oppstå tvangsspenninger i betongen. Dette gjelder særlig rundt innvendige hjørner. Tvangsspenninger kan også oppstå når for eksempel en søyle virker som et avstivende element og er fast innspent. Når dekket beveger seg, må søyla deformere seg for å bevege seg med dekket. Dette skaper tvangsspenninger. Det er flere måter å redusere denne spenningen på. Ofte er løsningen tilleggsarmering.

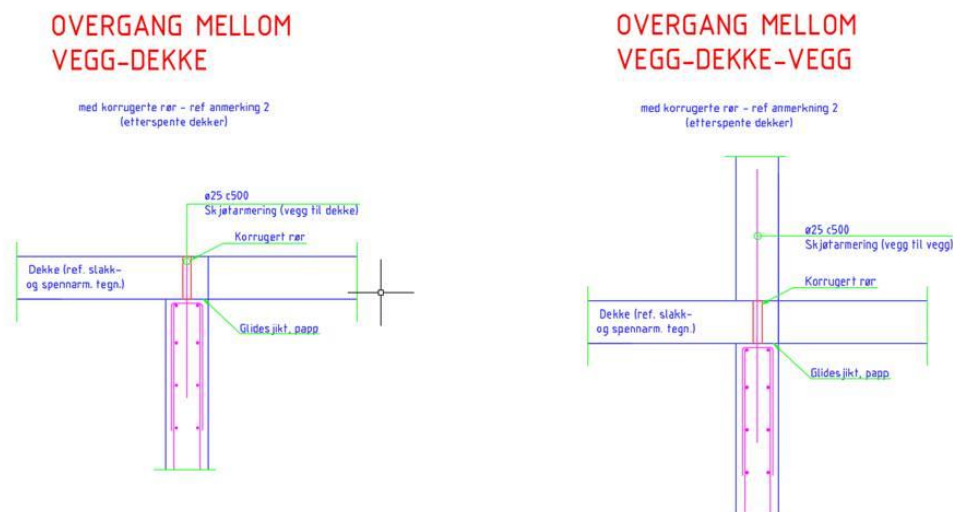
Figur 2.12 Eksempler på områder som krever tilleggsarmering



Figur: ♣ Norcem, betonggulv1.pdf

En annen løsning på tvangsspenninger kan være å unngå at de i det hele tatt oppstår.

Figur 2.13 Konstruktiv løsning for reduksjon av tvangsspenninger



Figur: Thilt engineering, tegnet i AutoCad

2.4.6 Vanlige feil eller skader

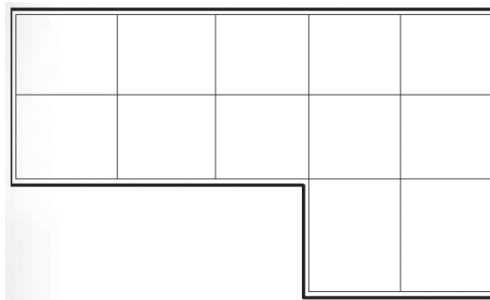
De vanligste feil eller skader det klages på:

- Oppsprekking
- Fugeskader
- Kantreisning
- Ujevnheter

Det er flere årsaker til at oppsprekking oppstår. Har allerede nevnt skjærspenninger og tvangsspenninger. Det er også verd å nevne at det kan dannes riss rett etter støp ved uttørking. Denne type riss har ingen ting med nedbøyning å gjøre eller valg av betongkonsept.

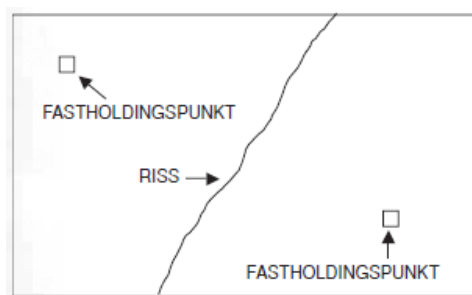
Gulv på grunn i større bygg må være oppdelt med fuger dersom slakkarmert. Når tunge kjøretøyer og liknende kjører over fugene, er det ofte at hjørnet på fugene til betongen knekker. I tillegg har fugene en tendens til å utvide seg. Selv om fugene er nødvendige, er det en upraktisk løsning. Årsaken til at fugene er nødvendig, er at betongen har et uttørkingssvinn. For etteroppspent betong er det derimot ikke nødvendig med fuger. Dette kommer av at oppspenningen tvinger platen til å trekke seg sammen uten at det skapes store sprekker eller riss. (Denne sammentrekningen vil være ca. 0,4 mm/m.)

Figur 2.14 Eksempel på bygg med dekke som er oppdelt med fuger



Figur: Norcem, betonggulv2.pdf

Figur 2.15 Eksempel på hvordan riss i gulv på grunn kan oppstå når det er flere fastholdningspunkt



Figur: Norcem, betonggulv2.pdf

2.4.7 Fordeler og ulemper ved plasstøpt dekke

Med plasstøpt dekke menes slakkarmert dekke eller etteroppspent dekke

Tabell 2.2 Fordeler og ulemper plasstøpt dekke

Plasstøpt betong	
Fordeler	Ulemper
<ul style="list-style-type: none"> - Mulighet til å justere underveis - Kan sette i gang produksjon før prosjektering er ferdig - Tilpasningsdyktig, lang levetid - Lettere å produserte skjulte løsninger - Stabile bygg - Færre skjøter, mindre kuldebropproblematikk - Vanntett 	<ul style="list-style-type: none"> - Lang byggetid på plass - Krever mye lagringsplass - Krever ofte byggeplasskran - Tørketid/Herdetid - Værforbehold - Kan kreve oppvarming eller tildekning - Krever mye bemanning - Ofte overdimensjonert

Tabell: kilde [5]

Fordeler og ulemper for spennbetong er videre nevnt for kapitlene «Førøppspent betong 2.6.4» og «Etterspent betong 2.7.2»

2.5 Spennbetong generelt

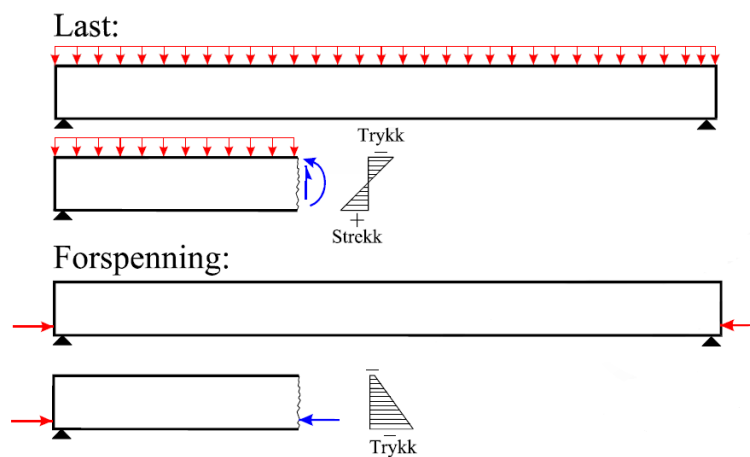
Spennarmert betong eller spennbetong som det også kalles, er betong som har fått tilført en strekktøyning. Det er krefter fra opplagerpunkter på spennkabler som fører til tøyningene. Disse kreftene må overføres til selve konstruksjonen. Strekkraft fra armeringen blir overført som trykk i betongen.

2.5.1 Hensikt

Det tilstrebes å skape et spenningsbilde som er motsatt likt med spenninger dannet av laster. På den måten kansellerer spenningsene hverandre og betongen får redusert nedbøying og riss-dannelse.

Figur 2.16 Generelt statisk system for spennbetong

Statisk system



Merknad: Påføring av trykk i underkant kan også resultere i strekk på overkant forspenning.

Summen av spenninger (last + forspenning):



(kilde: ♣ Spennbetong, s. 4)

2.5.2 Bruksområder

Brukes ofte på områder der en regner med større deformasjoner eller der det er særdeles strenge krav til deformasjoner eller riss. En annen måte å si det på er at spennbetong blir gjerne brukt der det er bøyemomenter. Er mest aktuelt brukt i plater og bjelker men kan også blant annet brukes i søyler, vegger.

(kilde: ♣ spennbetong)

2.5.3 Krav til materialer

Det er krav til spennarmeringen og betongen:

- Spennarmeringen skal ha høy fasthet
- Betongen skal ha høy fasthet

Armeringen skal tåle store strekkspenninger. Produksjon av høyverdig stål oppnås ved en kombinasjon av kaldbearbeiding og legering.

Betongen skal tåle store trykkspenninger. Det skal velges betong som har lite svinn og krypdeformasjoner. Kryp og svinn fører til tap av spennkraft.

Høyere fasthet på betong samt bruk av høyverdig stål i spennkabler, medfører mindre deformasjoner og riss.

(kilde: ♣ spennbetong)

2.5.4 Tap av spennkraft

Tidsavhengige tap:

- Kryp skjer som følge av last over lang tid på betongen
- Svinn skjer når betongen tørker ut
- Relaksasjon skjer når spennstålet utsettes for konstant tøying over lang tid

(se metode 3.2.7)

(kilde: ♣ spennbetong)

2.5.5 Korrosjon og brannmotstand

Spennarmering har dårligere motstand mot korrosjon og er mer ømfintlig for varme ved brann enn slakkarmering. Dette fører til at det er særskilte krav til overdekning og beskyttelse av spennarmering for å ta hensyn til disse svakheter.

(kilde: ♣ spennbetong)

2.5.6 Dimensjonering

Dimensjonering av konstruksjonen skjer som for vanlig slakkarmert betong.

I bruddgrensetilstanden skal en finne kapasitet av armering og betong samt finne ut hvor mye armering som trengs og fornuftig betongtverrsnitt. Spennarmering beregnes likeledes som for slakkarmering. Forskjellen er ekstra tøyning i armeringen fra oppspenning.

I bruksgrensetilstanden forsøker en å finne et spenningsbilde som motvirker det ytre momentet fra laster. Nedbøyning og riss reduseres og forblir i stadium 1. (se Metode 3.2.6)

Spennkraften bestemmer nedbøyningen og kan således justeres. Denne fører ikke til økt kapasitet i bruddgrensetilstanden.

(kilde: ♣ spennbetong)

2.5.7 Konsepter spennbetong

Det er to ulike konsepter for spennbetong:

- Førøppspenning
- Etterøppspenning

Grovt sett kan en si at forskjellen mellom de to konseptene ligger i om spennarmeringen blir spent opp før eller etter at betongen er støpt. En annen forskjell er fordelingen av spennarmering i betongen.

Førøppspenning er ofte plassert som rett strekk i betongen men kan utføres med knekkpunkter også slik at det kan bli flere rette strekk i betongen.

Etterspent betong har større mulighet til å justere høyder av spennkabel. Dette medfører at det er mulig å legge den i buer. I tillegg blir det lettere å følge momentfordelingen og på den måte få en mer optimal fordeling av nedbøyning.

(kilde: ♣ spennbetong)

2.5.8 Fordeler

Fordeler ved spennbetong:

- Vesentlige reduserte deformasjoner
- Riss reduseres eller unngås i bruksgrensetilstand
- Slankere tverrsnitt
- Benyttelse av lengre spenn

(kilde: ♣ spennbetong)

2.5.9 Pris

Høyverdig stål er vektmessig sett dyrere enn slakkarmering. Pris per kraftenhet er derimot lavere. Bruk av spennstål krever spesialutstyr. Det er nødvendig med ekstra armering i forankringssone. Slankere tverrsnitt medfører besparelse av betong. Lønnsomhet totalt sett krever en totalvurdering.

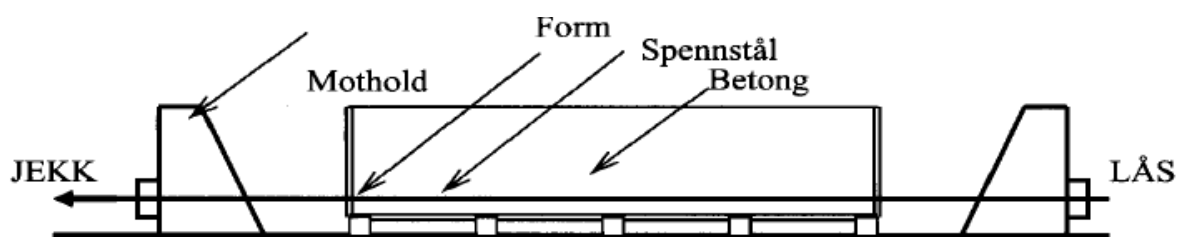
(kilde: ♣ spennbetong)

2.6 Førøppspent betong

Førøppspent betong egner seg godt til fremstilling av prefabrikkerte betongelementer. Disse elementene blir produsert innendørs på fabrikk. Dette gir en rasjonell drift der kompetanse og utstyr er på stedet.

2.6.1 Produksjonen

Figur 2.17 Produksjon av prefabrikkerte elementer



Figur: ♣ spennbetong, s. 6

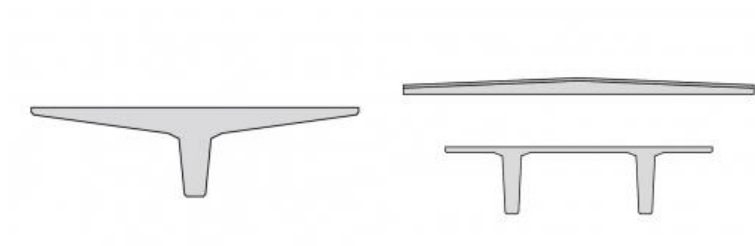
Elementene blir ofte serieproduserte på lange bånd slik figuren over antyder. Det meste av produksjonen skjer i hovedsak ved produksjon av dekkeelementer og bjelkeelementer. Før det blir støpt blir spennvaier spent opp med jekk slik figuren antyder. Etter at betongen er støpt i formene og herdet til nødvendig fasthet, kappes spennarmeringen av mellom form og endeforankringer samt mellom elementene. Elementene er nå klar til frakt og bruk.

2.6.2 Ulike typer elementer

Saltaksformede ribbeplater:

Utformingen muliggjør søylefrie spenn med lav konstruksjonshøyde og gode muligheter for utsparinger.

Figur 2.18 To ulike typer saltaksformede ribbeplater



Figur: ♣ loe betong

Ribbeplate-DT:

Har stor bæreevne i forhold til egenlasten. Benyttes vanligvis som tak- og dekkekonstruksjoner. Mulighet for utsparinger.

Figur 2.19 Ribbeplate-DT



Figur: ♣ loe betong

Massivt dekkeelement:

De benyttes på bæresystemer av betongelementer, stål, plasstøpt betong eller murverk.

Figur 2.20 Massivt dekkeelement

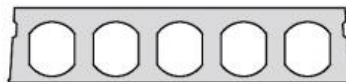


Figur: ♣ loe betong

Hulldekker:

Benyttes som etasjeskiller. Har stor spennvidde. Har ikke armering i bredderetning. De benyttes på bæresystemer av betongelementer, stål, plasstøpt betong eller murverk. Kanalene kan brukes til fremføring av el- og VVS-installasjoner.

Figur 2.21 Hulldekkeelement



Figur: ♣ loe betong

Anbefalte spenn på ulike typer hulldekker er vist i diagram 3.5 på s. 166

Bilde 2.19 Hulldekker i kombinasjon med stålrammeverk.



Bilde: Stålhåndbok, Del 3, 2010, norsk stålforbund, s.107

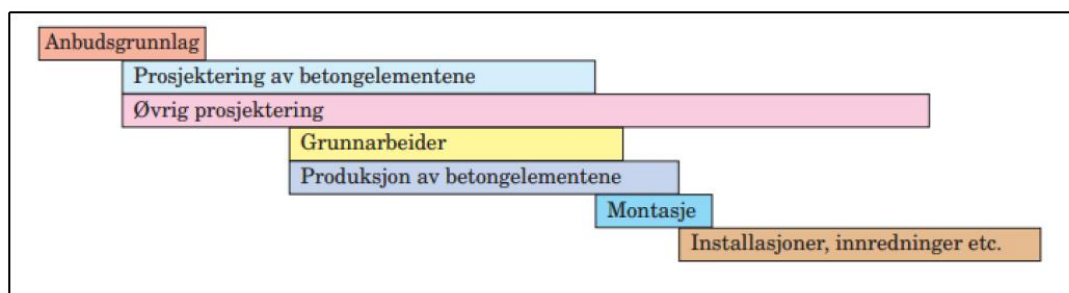
Bildet viser en vanlig måte å bygge bygninger med flere etasjer i dag. Kombinasjonen av stål og hulldekke fører til rask oppføring av den bærende konstruksjonen med relativt liten egenvekt.

Andre:

Det produseres også elementer for søyler, bjelker, fasader, trapper, støttemurer og andre.

2.6.3 Prosjektering av prosjekt med prefabrikkerte elementer

Figur 2.22 Tidslinje prosjektering av prosjekt med prefabrikkerte elementer



Figur: kilde [5]

Figur 2.22 viser blant annet nødvendigheten av god planlegging ved bruk av prefabrikkerte elementer

2.6.4 Mulige fordeler/ulempes prefabrikkerte elementer

Hvorvidt punktene er til fordel eller ikke, avhenger av kundens behov og rammebetingelser.

Mulige fordeler:

- Kjapp byggetid ved god planlegging
- Mindre tilført fukt til konstruksjonen
- Kan være mulig å demontere ved eventuell fremtidig ombygging
- Kan være mer lønnsomt enn andre konsepter (billig produkt)
- Relativt liten deformasjon
- Arbeidet kan fortsette rett etter montering
- Gir mulighet for lengre spenn uten vegger og søyler
- Fine og glatte overflater
- Besparelse på forskalingsarbeid

Mulige ulemper:

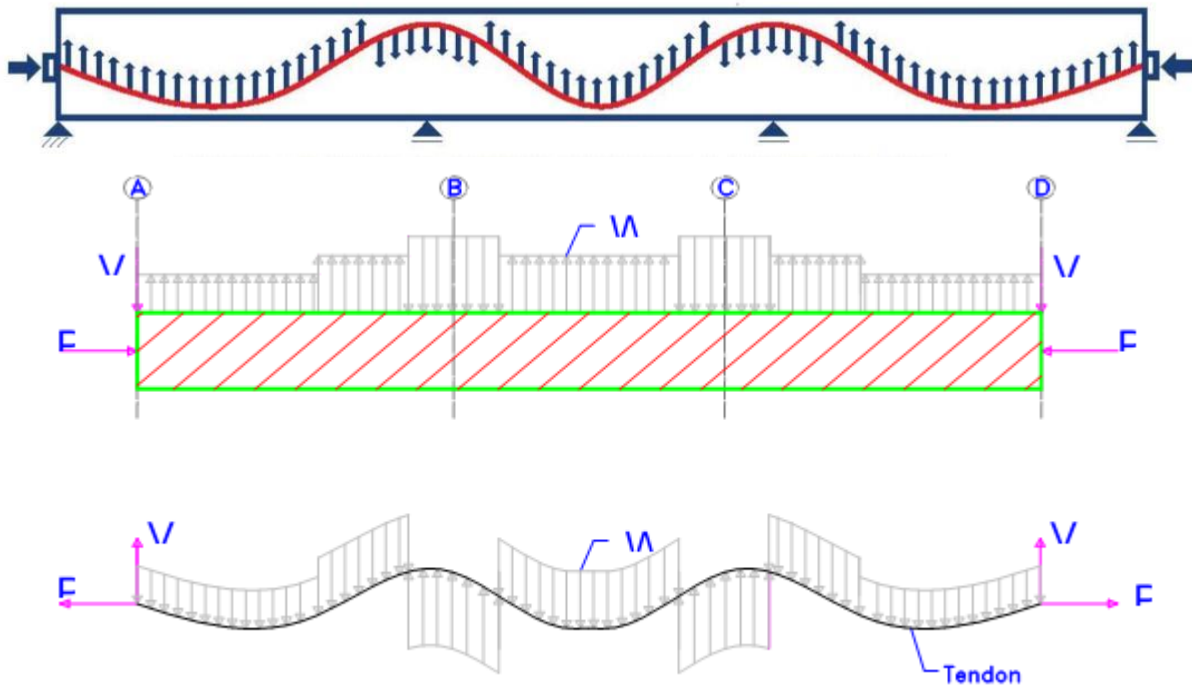
- Krever god planlegging og presisjon og i god tid før utførelse av arbeidet (få muligheter til justering underveis)
- Krever tilrettelegging med søyler og bjelker som gir mindre frihet til planløsning
- Fungerer ikke for alle fasonger og soneinndelinger
- Etterarbeid for å få skiveeffekt
- Skade på elementer kan føre til byggestopp
- Begrensninger ved transport (vekt, størrelse, avstander)
- Behov for påstøp (krav til dimensjonering mot jordskjelv)

2.7 Etteroppspent betong

Etterspent betong går ut på å sette spenn på kabler etter at betongen er støpt og har oppnådd en viss fasthet. Ved denne operasjonen kanselleres noe av strekkspenningene slik at nedbøying og riss reduseres (se også bilde 1.1).

(Tekniske sider for etteroppspent betong er nevnt i metode del 2 delkapitler 3.2.5, 3.2.6 og 3.2.7)

Figur 2.23 Reaksjonskrefter fra spennarmering mot betongen



Figur: Thilt Engineering

Etterspent betong brukes i konstruksjoner slik som:

- Bygninger
- Broer
- Plate på grunn
- Anker
- Spesielle former

(kilde [8], s. 5)

Er spesielt godt egnet til bruk i plate/dekke men kan også bli brukt i søyler, vegger og mm

2.7.1 Konseptet

I de fleste tilfeller er spennkablene innstøpt i betongen. Disse kan deles inn i to ulike metoder: Injiserte eller uninjiserte kabler. Ved injisering blir en sementbasert spesialmasse brukt for å fylle ut tomrommet mellom spiralrøret og kabel slik at kabelen får heft. Denne metoden blir mest brukt på brokonstruksjoner, større bygg og for store spennvidder. Det mest foretrukne systemet er uninjiserte kabler. Kabelen er beskyttet av et lag spesialfett og omlagt med plast. Kabelen har kun feste ved opplager.

En annen metode som ikke er så vanlig i bruk er utvendig spennarmering. Denne metoden installerer kabelen på utsiden av betongen med unntak av opplager. Denne metoden blir mest brukt på bruer, ved ettermontering og ved visse reparasjoner.

(kilde [8], s. 59)

2.7.2 Fordeler/ulemper

Det er mange fordeler ved bruk av konseptet etterspent betong. Konseptet kan brukes i ulike konstruksjoner, ved reparasjon og ved rehabilitering. Egenskapene til betong kombinert med høyverdig spennstål utfyller hverandre veldig effektivt. Dette gjør at konseptet etterspent betong har stor styrke og stivhet.

Mulige fordeler

For bygninger har etteroppspent betong følgende fordeler i forhold til slakkarmert betong:

- Betydelig reduksjon av betong og armering som også medfører lavere varmetap
- Tynnere støp som fører til redusert egenvekt og potensielt rom for flere etasjer ved høyere bygg. Kan også gi større romhøyde.
- Kan bygge mer estetisk flotte bygg med mange ulike fasonger
- Redusert riss og tettere betong fører til en mer bestandig konstruksjon. Kan dermed utsettes for mer ekstreme miljø uten å ta skade.
- God fordeling av nedbøyning
- Tryggere valg med tanke på jordskjelv
- Kjappere konstruksjonsarbeid
- Mulighet for lengre spennvidder og færre søyler
- Redusert størrelse på fundamenter (dersom avstand mellom søyler og antall søyler ikke reduseres; mest aktuelt for sammenlikning av etteroppspent betong og prefabrikkerte elementer)
- Lettere å vedlikeholde
- Konstruksjonens skjærkapasitet øker fordi gjennomlokking reduseres
- Mer miljøvennlig med tanke på totale karbonutslipp
- Totalt sett medfører det reduserte kostnader.

(kilde [8], s. 5)

Mulige ulemper

- Kan være avhengig av å innhente kompetanse for å utføre montering av spennkabler og etterspenning.
- Når betongen er støpt er det store begrensninger for å danne nye utsparinger. (For uinjiserte kabler)
- Store horisontale krefter kan føre til uønskede sprekkdannelse for enkelte system.
- Trenger vegger på strategiske plasser for å ta opp horisontale krefter.

Bilde 2.20 Eksempel fleretasjes bygg med etteroppspente dekker



Bilde: ♣ cclint, ccl_ptslabsbrochureeng.pdf, s. 3

Bildet over viser noen av mulighetene det er med etteroppspente betong. Ser at det er muligheter for lengre spenn mellom søyler med relativt tynt dekke. Ser at det er muligheter for å bygge slik at dekket henger i «løse luften». Ser også at det er ingen bjelker i underkant av dekket.

Bilde 2.21 Et annet eksempel på fleretasjes bygg med etteroppspente dekker



Bilde: Thilt engineering AS

Bilde 2.21 viser mye av det samme som bilde 2.20, men har litt ulik geometri og her synes forankringspunktene bedre (der oppstramming med hydraulisk jekk blir brukt). Ser tydelig av bildet at dekkene er slanke, uten bjelker og med større spenn mellom søylene. De midlertidige stavene som er plassert spredt oppover etasjene, skal stive av dekkene. Disse er nødvendig plassert for hver etasje helt til man er sikre på at dekkene kan ta opp nødvendige laster (dekkene herder over tid). Ser at stavene er fjernet for de nederste etasjene. Dekkene og søylene blir støpt etasje for etasje. Ser øverst på bildet at det er satt opp forskaling for støp av et nytt dekke.

2.7.3 Eksempler fra utførte prosjekt

Hensikten her er å vise at det som er beskrevet som fordeler og ulemper i fagbøker, også viser seg å stemme i praksis for ulike prosjekter. Resultater og konklusjoner som kommer frem i teksten er basert på andres arbeid og er ikke formet av forfatter.

Prosjektbasert sammenlikning

PhD Carol Hayek og Saleem Kalil har utført en prosjektbasert sammenlikning mellom slakkarmert og etteroppspent bygg fra et bærekraftig synspunkt. Studiet som ble utført var fra et prosjekt kalt Strata SE1 som er et høyhus i London.

Studiet vurderer følgende punkter:

- Bærekraft
- Sammenlikning av betongkonsepter
- Miljømessig påvirkning
- Sosial påvirkning

Bilde 2.22 Strata SE1 i London



Bilde: En.wikipedia.org

Bygningen i midten på bildet er høyhuset Strata SE1 i London.

Resultater studie:

Materiell betongplate

Tabellen under viser sammenlikning av platetykkelse og armeringsforhold.

Tabell 2.3 Sammenlikning mengde armering mellom PT og RC

Structural Item	Unit	Structure Type		
		PT	RC1	RC2
Average Slab Area	m ²	630	630	630
Overall Area	m ²	25,202	25,202	25,202
Slab Thickness	mm	200	260	210 ^a
Rebar Rate	kg/m ²	11.6	21.6	19.5
PT Strand Rate	kg/m ²	3.5	0	0
PT Ducts Rate (1.4 lm/m ²)	kg/m ²	0.6	0	0
PT Anchors (0.1 pc/m ²)	kg/m ²	0.4	0	0

Tabell: ♣ ccl, fib_prague_2011_paper

PT: Post tensioned (Etteroppspent) betongplate

RC1: Reinforced concrete (slakkarmert betong) betongplate

RC2: Slakkarmert betong med bjelke

Miljømessig påvirkning

Søylediagrammene under viser beregnet bruk av energi og karbonfotavtrykket gjennom livssyklusen. Nødvendige verdier ble hentet fra Hammond & Jones 2008 ICE rapport. Dette er verdier for armering og spennkabler. Betongen i seg selv utgjør 55 % av energien og 70 % av karbondioksidutslipp av betongplate.

Diagram 2.1 Miljømessig påvirkning

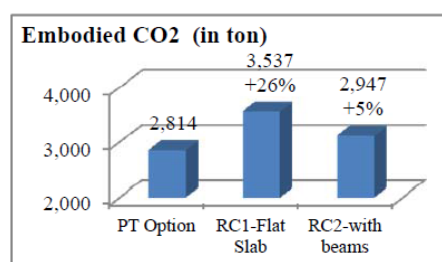
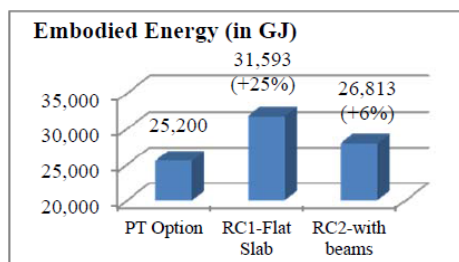


Diagram: ♣ ccl, fib_prague_2011_paper

Sosial påvirkning

Tabellen under viser den sosiale påvirkningen for prosjektet og for nærmiljøet i London. Konstruksjon av et bygg i bymiljø kan virke forstyrrende og irriterende og da spesielt med tanke på forurensing, flere tunge kjøretøyer, vanskeligere trafikkforhold og mer avfall.

Tabell 2.4 Sosial påvirkning

	Social Factor	PT	RC1	RC2
During Construction	Reduced social nuisances	1	3	2
	Faster construction cycle	1	2	3
During Use Phase	Indoor living conditions	1	1	2
	Outdoor impact	1	2	3
Total Points (lower is better)		4	8	10

Tabell: ♣ ccl, fib_prague_2011_paper

Kostnader

Direkte materialkostnader ble (2008-2009)

- PT: 74£/m²
- RC1: 77£/m²
- RC2: 84£/m²

Indirekte kostnadsbesparelser fra PT var

- Reduserte søyler og fundament som følge av lavere egenvekt og lengre spennvidder.
- Kjappere konstruksjon

For å kunne beregne de totale kostnadene må det brukes en holistisk tilnærming. Den varierer fra prosjekt til prosjekt.

(kilde: ♣ ccl, fib_prague_2011_paper)

Design av Hotell La Tour

Hotellet ble først planlagt med slakkarmert betongelementer. Platene var dimensjonert for 300 mm tykke plater. Med bjelkene fikk betongen i etasjeskillerene en dybde på 1250 mm. Men denne løsningen viste seg å være tidkrevende fordi en da måtte bruke mange bjelker. Ved å bruke etterspent betong, kunne de fleste bjelkene fjernes og armeringsarbeidet ble redusert. Betongen i etasjeskilleren fikk da en dybde på 600 mm. Dette medførte en stor forskjell på tilgjengelig høyde. I tillegg ble det mulig med lengre spennvidder mellom søyler. Alt i alt ble det en større romfølelse.

(kilde: ♣ ccl, concrete_article_june_2012)

Bilde 2.23 Hotel La Tour i Storbritannia



Bilde: www.hotelroomsearch.net

Hybrid betongkonstruksjon

Dette eksemplet tar for seg et fleretasjes kontorbygg i en storby.

En hybrid konstruksjon er en kombinasjon av byggemetoder. I dette eksemplet er det kombinert forstøpte betongelementer og plass-støpt betong med slakkarmering og etterspent kabler. Hensikten med å kombinere ulike metoder er å ta i bruk hver av metodenes fordeler.

Resultater fra dette prosjektet viste at ved bruk av etterspent kabler, ble behovet for slakkarmering redusert med rundt 40 %.

Selve operasjonen med å legge spennkabler til betongen var støpt, fikk stor nok fasthet og ble etterspent tok to til tre dager. Da var platen selvbærende, støtteforskaling kunne fjernes og en kunne fortsette konstruksjonsarbeidet med neste etasje.

Ved bruk av etterspent betong, ble riss og nedbøyning redusert. Det ble også tatt vare på den høykvalitetsoverflaten fra de forstøpte betongelementene.

Kombinasjonen av forstøpte betongelementer, slakkarmering og etterspent kabler, førte til fordeler som

- Forenklet konstruksjonsarbeid
- Kjøppere konstruksjonsarbeid
- Reduserte total kostnader

(kilde: ♣ ccl, the_use_of_pt_in_hybrid_concrete_construction)

Marocco Mall

Marocco Mall er et kjempestort kjøpesenter i Afrika. Prosjektet hadde en streng fremdriftsplan. I utgangspunktet var det planlagt å bruke forstøpte elementer. Men produsenten av disse elementene kunne ikke levere nødvendig antall elementer uten å forlenge framdriftsplanen.

Bilde 2.24 Marocco Mall



Bilde: gcpappliedtech.com

Kjøpesenteret ligger bare 20m fra havet. Bruk av ekspansjonsskjøter kunne bli et problem fordi bygget skulle ligge under havnivå. Eventuelle lekkasjer kunne føre til alvorlige forsinkelser.

Et annet problem var at garasjen hadde for mange søyler slik at mulige parkeringsplasser var sterkt redusert. Dette krevde en ny løsning.

En ny løsning ble identifisert. Bruken av etterspent kabler var ikke en åpenbar løsning fordi konseptet er lite brukt og forstått i Afrika. Likevel var fordelene overbevisende nok til å velge konseptet.

Teamet av personer innleid for å føre kontroll på utførelse av etterspenningsarbeidet, var på rundt 20 personer. I tillegg ble ti lokale personer trent opp til å utføre kontrollrutiner. Dette står i forhold til de andre 1000 arbeidsfolkene på plassen.

Ved å bytte over til etterspent betong, ble det færre ekspansjonsfuger og arbeidet kunne utføres kjappere.

Selve operasjonen med å legge spennkabler, støping, herding for så å spenne betongen, tok rundt to dager.

Prosjektleder Maurizio Teora sier følgende:

«Alt i alt, vi ser en 20% reduksjon av alt. Platene er rundt 20% tynnere og lettere, og det blir brukt rundt 20% mindre betong og stål. Herde og konstruksjonstid er også redusert med rundt 20%.»

(kilde: ♣ ccl, morocco_mall_-_post-tensioned_concrete_construction, s. 6)

På dette prosjektet ble det ikke kostnadsbesparelser på redusert bruk av materiell. Det er fordi tilleggskostnadene ved bruk av etteroppspenningsmateriell førte til at kostnadene ble noenlunde de samme som for det originale planlagte betongarbeidet. Kostnadsbesparelsen var betydelig på grunn av redusert konstruksjonstid og fordi lengre spenn fører til effektiv kostnadsbesparelse.

Arkitekt Davide Padoa fra Design Internasjonal peker ut en annen fordel ved konseptet:

«Den store fordelen som etterspent betong hadde for oss, var rom. Først hadde vi store høyderestriksjoner bestemt av Casablanca myndigheter, så vi ønsket å maksimere romhøyden til hver etasje og dette kunne vi oppnå dersom vi fjernet de ekstra betongbjelkene fra den originale designen ettersom etterspent betongsystem kan fjerne behovet for bjelker.»

(kilde: ♣ ccl, morocco_mall_-_post-tensioned_concrete_construction, s. 6)

Mer rom førte også til at det ble mulig å øke husleieinntekter siden det ble ekstra lagerplass. En annen effekt av å fjerne bjelkene var enklere distribusjon av teknisk anlegg som elektrisk, ventilasjon, brannbeskyttelse og andre nettverk.

Det var stadige forandringer under byggeprosessen. En konsekvens av dette var at mange utsparinger måtte utføres i etterkant. Dette fører til at etterspente kabler kan bli avkuttet og potensielt føre til uheldige virkninger på konstruksjonen. Det var tvil til hvorvidt dette kom til å bli problematisk. Det viste seg at siden spennkablene hadde blitt injisert, så virket disse på lik måte som slakkarmering. Derfor kunne enkelte kabler kuttes uten å svekke integriteten til platene.

En ulempe ved konseptet etterspent betong, var nødvendigheten av strategisk plasserte vegger. De horisontale kreftene som virker fra oppstramming av kablene, fører til en viss ustabilitet som en må ta hensyn til.

(kilde: ♣ ccl, morocco_mall_-_post-tensioned_concrete_construction)

The Tower in London

The Tower er 185 m høyt. Var i utgangspunktet designet med tradisjonell slakkarmering med en platetykkelse på 275 mm. På grunn av den runde og spesielle formen og fordi det var strenge krav til nedbøyning, ble det stilt spørsmål ved om etterspent betong kunne være en bedre løsning.

Bruken av etterspent kabler førte til kontroll ved riss og nedbøyning samt at konstruksjonstiden ble redusert. Platetykkelsen ble redusert til 250 mm.

(kilde: ♣ ccl, construction_ybook_2014-15_article_edit)

Bilde 2.25 The Tower in London



Bilde: www.e-architect.co.uk

St. Rafca Cathedral i Lebanon

Katedralen hadde en spesiell form som skulle følge strukturen i landskapet og delvis se ut som et skip og en lampe. Taket har en konkav form. Bjelkene har følgelig konkav form og med spenn på opptil ca. 34 m. I tillegg var tverrsnittet til bjelkene utradisjonell. På grunn av de lange spenene og på grunn av den uvanlige formen, var det klart at egenvekten av bjelkene kunne bli problematisk.

En av løsningene som ble valgt var å bruke etteroppspent betong.

En rammeanalyse viste at den høye horisontale lasten fra spennkablene kunne potensielt sett føre til uønskede sprekkdannelser i overgangen mellom søyle og bjelke. Konstruktive løsninger ble valgt for å forhindre dette.

(kilde: ♣ ccl, st_rafca_cathedral)

Bilde 2.26 St. Rafca Cathedral i Lebanon



Bilde: Article.wn.com

2.7.4 Særskilte forhold

Her nevnes forhold ved etterspent betong som er særskilt for prosjektet og som krever oppmerksomhet.

Forkorting av plate

Forkorting i plate kan føre til riss rundt fast innspente søyler og vegger. Når stivheten til søyler og vegger som er fast innspente er stor, kan det føre til riss fordi det blir skapt strekkspenninger. Betong tåler strekkspenninger veldig dårlig. I stedet for at søyla eller veggen gir seg, så må betongen gi seg.

Det er fire hovedtyper forkorting av plate:

- Elastisk forkorting på grunn av trykk
- Kryp (tøyning på betong grunnet belastning over lang tid)
- Svinn (krymping av betong ved uttørking)
- Temperaturvariasjoner

(kilde [8], s. 113)

Det er flere metoder en kan bruke for å redusere riss som følge av forkorting.

- Den mest effektive måte er å planlegge godt. En velger da de mest fornuftige løsningene for å redusere eller fjerne uheldige løsninger. Spesielt viktig her er plassering av fast innspente enheter.
- Ved å bruke løst opplagret søyler reduseres strekkspenningene.
- Områder kan midlertidig separeres fra hverandre og føyes i hop når det meste av forkorting er unnagjort.
- Glidelager mellom plate og opplager tillater plate å bevege seg.
- Tillate bevegelser ved spesiell konstruktiv design.

(kilde [8], s. 113)

Det er viktig å merke seg at noe deformasjon forekommer. Dette kan komme til syne på en konstruksjon både før og etter bygging. Hvorvidt disse er akseptable skal være bestemt på forhånd i kontrakt.

2.8 Påstand

Det kan være ulike påstander og holdninger til konseptet etterspent betong. Før selve arbeidet med innhenting av informasjon, ble det satt spørsmålstegn til hvorvidt byggebransjen og kunder har tvil til konseptet og i så fall hvorfor.

Andreas Dillerud Olsen og Jon Andreas Harby er ingeniører og skrev mai 2012 følgende på sin bacheloroppgave:

2.8.1 En «mindre akseptabel» 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.”

(kilde: ♣ JAHarby, s 20)

Holder denne påstanden mål i dag?

Det er ikke uten videre enkelt å svare på.

Veileder Dr.ing. Steinar Trygstad er enig at byggenæringen er konservativ. «*De er ikke akkurat åpne for å prøve nye løsninger.*» Likevel er han optimistisk på utviklingen framover. Han driver forskning på feltet og mener det kommer til å bli mer populært etter hvert som nye løsninger og de økonomiske fordelene blir kjent.

Teoretisk sett er konseptet etterspent betong et bra alternativ, men hvordan forholder dette seg i praksis? For å kunne vurdere brukbarheten av konseptet totalt sett, må det i tillegg til det teoretiske grunnlaget også vurderes det praktiske aspektet. Det ble derfor bestemt å foreta en spørreundersøkelse. Resultatet fra denne undersøkelsen har som hensikt å gi et bedre bilde på denne problemstillingen. Spørreundersøkelsen er lagt til som vedlegg 1.

2.9 ADAPT

ADAPT er et selskap som blant annet leverer programvare for bruk av bygg-ingeniører som jobber med dimensjonering av konstruksjoner. De har 30 års erfaring og har hovedkontor i California. De selger tjenester til mer enn 5000 kunder fordelt over 85 land. Kundene har hatt suksess ved bruk av programvarer. Det er designet og bygget flere hundre brukere og det er lagt flere millioner «square feet» bygninger med få feil. Programmene er enkle i bruk og gir stabile resultater. ADAPT har programmer som er særlig populær blant ingeniører som jobber med etteroppspent betong.

2.9.1 Programvarer

Programmer som analyserer konstruksjoner er

- ADAPT-PT
- RC
- FELT
- PULT
- BUILDER suite
- Modeler/3D
- Floor Pro
- SOG
- MAT
- ABI

2.9.2 Service

ADAPT har god kontakt med kundene og har kontinuerlig utvikling basert ut ifra denne kontakten og det kan på denne måten bli sett på som et samarbeid. ADAPT hjelper kundene med å forbedre ferdighetene ved bruk av programvarene og betongdesign.

(kilde: adaptsoft.com)

3 METODE

Metodedelen er todelt:

Del 1: Utførelse, materiell og utstyr samt instruksjoner og prosedyrer

Del 2: Tekniske sider

3.1 DEL 1: Utførelse, materiell og utstyr samt instruksjoner og prosedyrer

3.1.1 Dimensjonering av plate i Adapt

(Se også kapittel 2.7 Etteroppspent betong)

Prosjektet

Dette er et tenkt prosjekt der det bare blir fokusert på en etasjeskiller for et bygg. Denne etasjen brukes til kontorformål.

Hensikt

Skal dimensjonere betongdekket ved bruk av programvare Adapt. Skal dimensjonere følgende:

- Slakkarmert dekke (RC)
- Etteroppspent dekke (PT)

Skal så vurdere disse opp mot hverandre med tanke på:

- Nedbøyning
- Pris
- Tid
- Dekketykkelse
- Riss

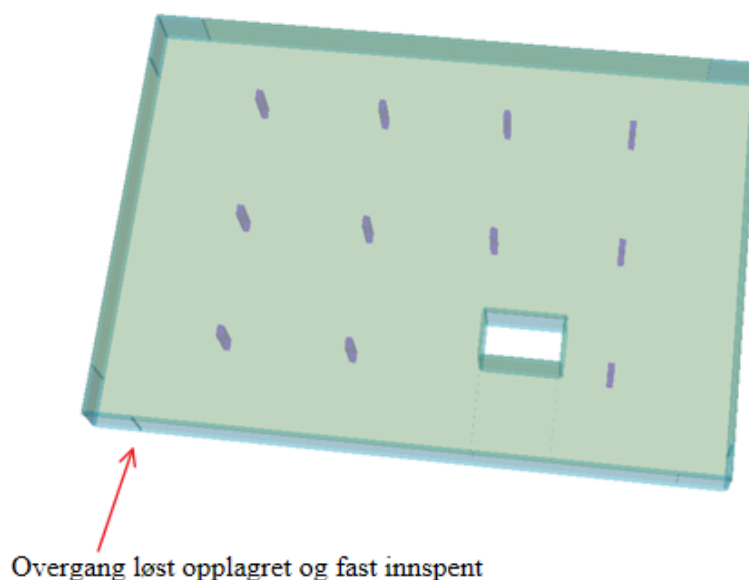
Statisk virkemåte

Dekket er fast innspent i ytterveggene med unntak i hjørnene der den er løst opplagret (se figur 3.1). Grunnen til dette er at dekket da har mulighet til en viss deformasjon ved innkorting fra oppspenning. Dette er gunstig med tanke på å unngå riss ved tvangsspenninger (se for øvrig 2.4.5 tvangsspenninger).

Dekket er løst opplagret på innvendige betongvegger (heissjakt/trappeoppløp) for å unngå tvangsspenninger i dekke ved oppspenning. Armeringsjern $\varnothing 20$ stikker opp av innerveggene og inn i et rør som dekket støpes mot (se figur 2.13 s.54). As for $\varnothing 20$ er tilsvarende som for armering i innerveggen. Etter at dekket er oppspent, tettes røret mot armering med en tokomponentsmasse. Dekket og innerveggene er nå fast innspent.

Søylene er også fast innspent. Dersom dekket blir lang, kan deformasjonen i enkelte søyler bli stor på grunn av forkorting av dekke etter oppspenning. Denne forkorting utgjør ca. 0,4 mm/m dekke. Da kan det være nødvendig å gjøre tilsvarende som for veggene til heissjakt. For dette prosjektet derimot er alle søylene fast innspent mot dekke. Alle laster virker normalt på dekket. Dette er nøyaktig nok for å kunne gi et pristilbud.

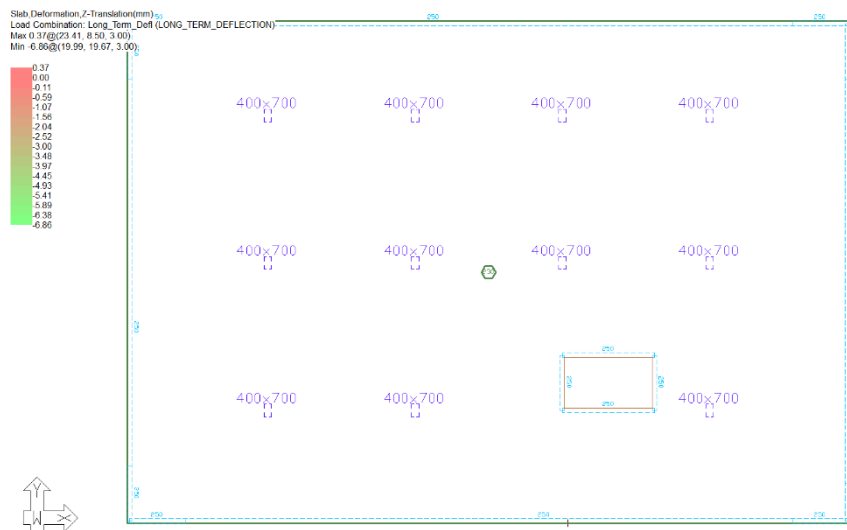
Figur 3.1 3D-tegning av dekket designet i Adapt



Figur: designet i Adapt

Figuren viser planet av etasjeskiller i 3D med yttervegger, søyler og vegger til trappeoppgang under dekket. Ser av figuren den tenkte overgangen fra fast innspent, til løst opplagret i hjørnene. Løsningen fører til mindre tvangsspenninger i hjørnene for dekke.

Figur 3.2 Plangeometri



Figur: vedlegg 4, rapport

Adapt bestemmer ikke dimensjonene på søyler ved beregning av dekke. Dimensjoner på søyler vurderes etter de laster som kommer fra ovenstående dekker, søyler mm.

Tabell 3.1 Dimensjoner vegger

Wall Dimensions and Material Property

#	Label	Reference Plane	T	L	Height	Material
			mm	m	m	
1	Wall 1	Current plane	250	21.000	3.000	Concrete 1
2	Wall 2	Current plane	250	33.000	3.000	Concrete 1
3	Wall 3	Current plane	250	21.950	3.000	Concrete 1
4	Wall 4	Current plane	250	33.000	3.000	Concrete 1
5	Wall 5	Current plane	250	3.000	3.000	Concrete 1
6	Wall 6	Current plane	250	5.000	3.000	Concrete 1
7	Wall 7	Current plane	250	3.000	3.000	Concrete 1
8	Wall 8	Current plane	250	5.000	3.000	Concrete 1
9	Wall 9	Current plane	250	3.000	3.000	Concrete 1
10	Wall 10	Current plane	250	2.050	3.000	Concrete 1
11	Wall 11	Current plane	250	3.000	3.000	Concrete 1
12	Wall 12	Current plane	250	3.000	3.000	Concrete 1
13	Wall 13	Current plane	250	3.000	3.000	Concrete 1
14	Wall 14	Current plane	250	3.000	3.000	Concrete 1
15	Wall 15	Current plane	250	3.000	3.000	Concrete 1
16	Wall 16	Current plane	250	3.000	3.000	Concrete 1

Note: All walls are defined as below associated reference plane.

Summary

Type	T	Height	Material	L	Volume	Total #
	mm	m		m	m3	
1	250	3.000	Concrete 1	148.000	111.00	16
Total	-	-	-	148.000	111.00	16

(kilde: vedlegg 4, rapport)

Lengde på søyler har ingen betydning for beregning av selve dekket. Det som har betydning er arealet som fordeler skjærkrefter ved søyler i dekket.

Omfang av prosjektering

Prosjektering utføres for følgende deler:

- Dekke
- Bærende betongkonstruksjon

3.1.2 Dimensjoneringsgrunnlaget

Standarder

Prosjekteringsforutsetninger i henhold til Eurokode NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008:

Prosjekteringsstandarder for prosjektet:

NS-EN 1990: Grunnlaget for prosjektering av konstruksjoner, pålitelighet
NS-EN 1992-1-1: Prosjektering av betongkonstruksjoner
NS-EN 206:2013: Betong. Spesifikasjon, egenskaper, framstilling og samsvar

Laststandarder for prosjektet:

NS-EN 1991: Laster på konstruksjonen
NS-EN 1991-1-1: Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger

Disse har ikke betydning for dette dekket, men vil komme inn ved senere beregninger etter beregning av pristilbud:

NS-EN 1991-1-2: Laster på konstruksjonen ved brann
NS-EN 1991-1-3: Snølast
NS-EN 1991-1-4: Vindlast

Brukskategori og kontrollklasser

Verdier bestemt ut ifra tabeller i NS-EN 1990:

- Dimensjonerende brukskategori: 4
- Konsekvensklasse: CC2
- Pålitelighetsklasse: RC2
- Anbefalte største nedbøyning: 10 mm (strengere krav enn standard)

Eksponeeringsklasse

For innvendige dekker generelt:

- Eksponeeringsklasse: XC1
- Bestandighetsklasse: M60
- Kloridklasse: CL 0,1
- Fasthetsklasse: B35
- Nominell overdekning (mm): 35

Branntmotstandsklasser

NS-EN 1991-1-2; Krav for dekker ved brann:

- Brannkrav: R90 A2-s1, d0 (A90)
- Minimum overdekning (mm): 25
- Tolleranse (mm): +/- 10
- Nominell overdekning (mm): 35

Materialer

117.20 CONCRETE MATERIAL PROPERTIES

ID	Label	F'c	Unit Weight	Type	Ec	Creep coefficient
		MPa	kg/m ³		MPa	
1	Concrete 1	35.00	2400.00	Normal	34961	2.00

F'c = strength at 28 days

Ec = modulus of elasticity at 28 days

117.40 REINFORCEMENT (NONPRESTRESSED) MATERIAL PROPERTIES

ID	Label	fy	fvy	Es
		MPa	MPa	MPa
1	MildSteel 1	500.00	500.00	200000

fy = yield stress of longitudinal reinforcement

fvy = yield stress of one-way shear reinforcement

Es = modulus of elasticity

117.60 PRESTRESSING MATERIAL PROPERTIES

ID	Label	fpu	fpy	Eps
		MPa	MPa	MPa
1	Prestressing 1	1860.00	1640.00	196000

fpu = ultimate stress

fpy = yield stress

Eps = modulus of elasticity

(kilde: vedlegg 4, rapport)

Injiserte spennvaire:

- Uinjiserte spennvaire har en nominell diameter på 13 mm.
- Elastisitetsmodulen ligger i underkant 200 GPa.
- Friksjonskoeffisienten ligger på 0,07.
- Effektiv spennkraft etter alle tap ligger rundt 1200 MPa etter beregning.
- Oppspenning med jekk skjer ved 0,75 til 0,85 av dimensjonerende fasthet.

(kilde [3], avsnitt 4-4)

Lastkombinasjoner

Dimensjonerende verdier for bruksgrensetilstand

Bruklarhetskrav blir beregnet fra krav i NS-EN 1990 og tar hensyn til deformasjoner:

Tabell A1.4 karakteristisk:

- $1,00 \times G_{k,j,\text{sup}} + 1,00 \times Q_{k,1} + 0,70 \times Q_{k,i}$

Der:

- $G_{k,j,\text{sup}}$ = permanent lastvirkning
- $Q_{k,1}$ = dominerende variable lastvirkning
- $Q_{k,i}$ = øvrige variable lastvirkning

Dimensjonerende verdier for bruddgrensetilstand

Bruddgrensetilstanden setter krav til minimum fasthet ved dimensjonering av bæresystemet.

Dimensjonering av konstruksjonsdeler:

- $1,35G_{kj,sup} + 1,50 \times 0,70Q_{k,1} + 1,50 \times 0,70Q_{k,i}$
- $0,89 \times 1,35G_{kj,sup} + 1,50 \times Q_{k,1} + 1,50 \times 0,70Q_{k,i}$

Der:

- $G_{kj,sup}$ = permanent lastvirkning
- $Q_{k,1}$ = dominerende variable lastvirkning
- $Q_{k,i}$ = øvrige variable lastvirkning

Laster

Egenlaster

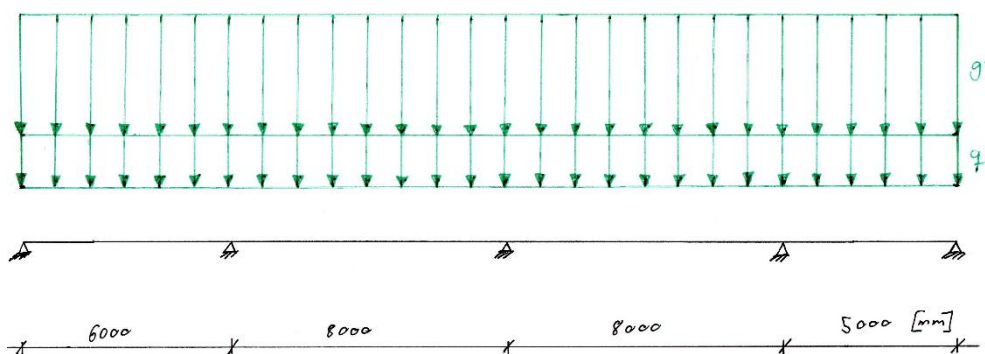
- Påført egenvekt: $1,5 \text{ kN/m}^2$
- Egenvekt betong: 25 kN/m^3
Egenvekt stål: $78,5 \text{ kN/m}^3$
Betongdekke $t = 230 \text{ mm} \Rightarrow \text{ca. } 5,8 \text{ kN/m}^2$
- Total egenvekt $g' = 7,25 \text{ kN/m}^2$

Nyttelaster

Nyttelaster er valgt i henhold til NS-EN 1991:2002/NA:2008

- Gulv kontor: $q' = 3,5 \text{ kN/m}^2$

Figur 3.3 Statisk system for dekket (egenlaster g' + nyttelast q')



For å se reaksjonskrefter fra spennarmering mot betongen, se figur 2.23 s. 66 eller figur 3.45 s. 156

Beregningsprogram

- ADAPT-BUILDER

3.1.3 Design av betong-gulv

Generelle krav

De generelle kravene er:

- Sikkerhet (fasthet)
- Brukbarhet (nedbøying og riss)
- Økonomi (kortsiktig og langsiktig)
- Design

Juridisk sett er standarder ofte sett på som minimumskrav til utførelse og resultater. For etteroppspent betong har det vært en tendens til at disse standardene ikke er ledende men kommer som et resultat av erfaringer.

(kilde [3], avsnitt 3-1)

Utfordring design-prosedyrer

En utfordring med prosedyrer er at dersom de ikke er enkle og hensiktsmessige, vil de ikke bli brukt. En del ingeniørkonsulenter kvier seg for å designe med etteroppspent betong fordi det krever ofte mer tid og strev enn for design av ordinær betong. Dette er til tross for at det er økonomisk gunstig og bedre egenskaper ved å bruke etterspent betong.

(kilde [3], avsnitt 3-2)

Bruddgrensetilstanden

Sikkerhet er nådd ved å teste om dekket tåler tilførte laster, med sikkerhetsfaktorer, uten at brudd oppstår. Sikkerhet varierer derfor etter hvilke krav som stilles til dekket. Sikkerhet bevises ved å vise at laster føres kontinuerlig gjennom det bærende system og helt ned til fundamenter og grunnen. Det stilles også krav til at fordelingen av laster skal være i statisk likevekt og skal ha nok duktilitet til å deformere seg ved behov.

(kilde [3], avsnitt 4-11)

Brukgrensetilstanden

I bruksgrensetilstanden skal en vurdere brukbarheten av dekket. Forhold som sjekkes er følgende:

- Nedbøyning
- Bestandighet
- Vibrasjoner
- Brannmotstand
- Miljøhensyn
- Økonomi

Bestandighet

Beskyttelse av armering og spennvære kan gjøres på følgende måter:

- Overdekning av betong
- Kontroll av teoretisk riss-vidde
- Valg av fornuftig spenn-system
- Behandling av stål eller betong
- Valg av type betong

Fornuftig dimensjonering med etteroppspent betong

Valg av geometri i en konstruksjon slik som spennvidde, tykkelse dekke og dimensjon på søyler, fører til ulike økonomiske resultater alt etter som hvilke dimensjoner en velger. Erfaringsmessig ser en at spennvidde på rundt åtte meter er økonomisk for vanlige bygg. Anbefalte tykkelser på dekker er avhengig av type dekke og spennvidde i forhold til tykkelsen. Det er egne tabeller for dette. (se diagram 3.6 s. 166)
Anbefalt dimensjon på søyler er også avhengig av spennvidde i forhold til tykkelse på dekke.

Betongdesign

Går i hovedsak ut på:

1. Lage modell ved å importere eller fra plantegning
2. Finne ut hvilken vei lengdearmring blir plassert i bunnen for å overføre krefter
3. Finne størrelse på krefter. Byggekoder tar hensyn til krav om minimum duktilitet.
4. Designe nødvendig plassering av armering. Skiller mellom strukturelldetaljer utført av ingeniør og konstruksjonsdetaljer fra produsent. NB! Ikke alle programmer tegner inn ekstra armeringsdetaljer ved beregning av armeringstegning. Armeringsdetaljer blir vist på armerings-tegning.

For mer avansert geometri med irregulært bærende system, brukes ofte FEM for å analysere og bestemme designverdiene.

Kriterier:

1. Nedbøyning og rissvidder må være innenfor akseptable bruksgrenser
2. Skal ikke kollapse ved de stipulerte krefter.

(kilde [3], avsnitt 3-2)

Konklusjoner for design av betonggulv

- Må velge en vei kraften skal gå for å kunne bestemme armeringen
- Sikkerhet ved design er ikke følsom for lokalt stress. Kan dermed ta utgangspunkt i maksimalt moment ved design.

(kilde [3], avsnitt 3-6)

Karakteristiske trekk ved design av etteroppspent betong

I tillegg til å velge vei for kraft må det for etteroppspent betong også gjøres antagelser innen:

- Spennvaierprofil
- Tilført spennkraft

Når geometri, materialegenskaper og kreftene er bestemt for ett slakkarmert system, fører det til et designresultat. For etteroppspent betong fører det til mange ulike designresultater alt etter som bestemmelse av profilform og bestemmelse av spennkrefter. Dette fører til at det er muligheter for å optimalisere designet for å oppnå mer gunstig økonomisk utfall.

(kilde [3], avsnitt 3-7)

Redistribusjon av moment

Design og duktilitet

Ved å begrense dybden til nøytralaksen ved bøyning, kan en ha kontroll på duktiliteten. Dette fører til at spennstålet gir seg før betongens trykksone gir seg. Dette er gunstig ved et eventuelt brudd. Før bruddet inntreffer får man et forvarsel ved synlig nedbøyning.

(kilde [3], avsnitt 4-133)

Fordeler etteroppspent betong ved momentredistribusjon

Momentredistribusjon er en prosedyre der den kalkulererte elastiske momentprofilen kan justeres. Dette kan gi flere fordeler i forhold til bruk av slakkarmering. For en kontinuerlig bjelke som understøttet av flere søyler med uniform lastfordeling, er momentet over søylene typisk dobbelt så stort som midt på bjelken. For slakkarmering kan en ta hensyn til dette ved å bruke dobbelt så mye armering i overkant av bjelke over søyle som for underkant midt på bjelke. For etteroppspent betong kan momentet over søylene reduseres og momentet kan økes på midten av bjelken. Dette fører til en mer økonomisk design. (se også 3.2.5)

(kilde [3], avsnitt 4-133)

Distribusjon

Mål ved distribusjon:

- Justere moment på hver side av søyle slik at de blir like eller tilnærmet like
- Redusere det maksimale negative momentet ved søyle

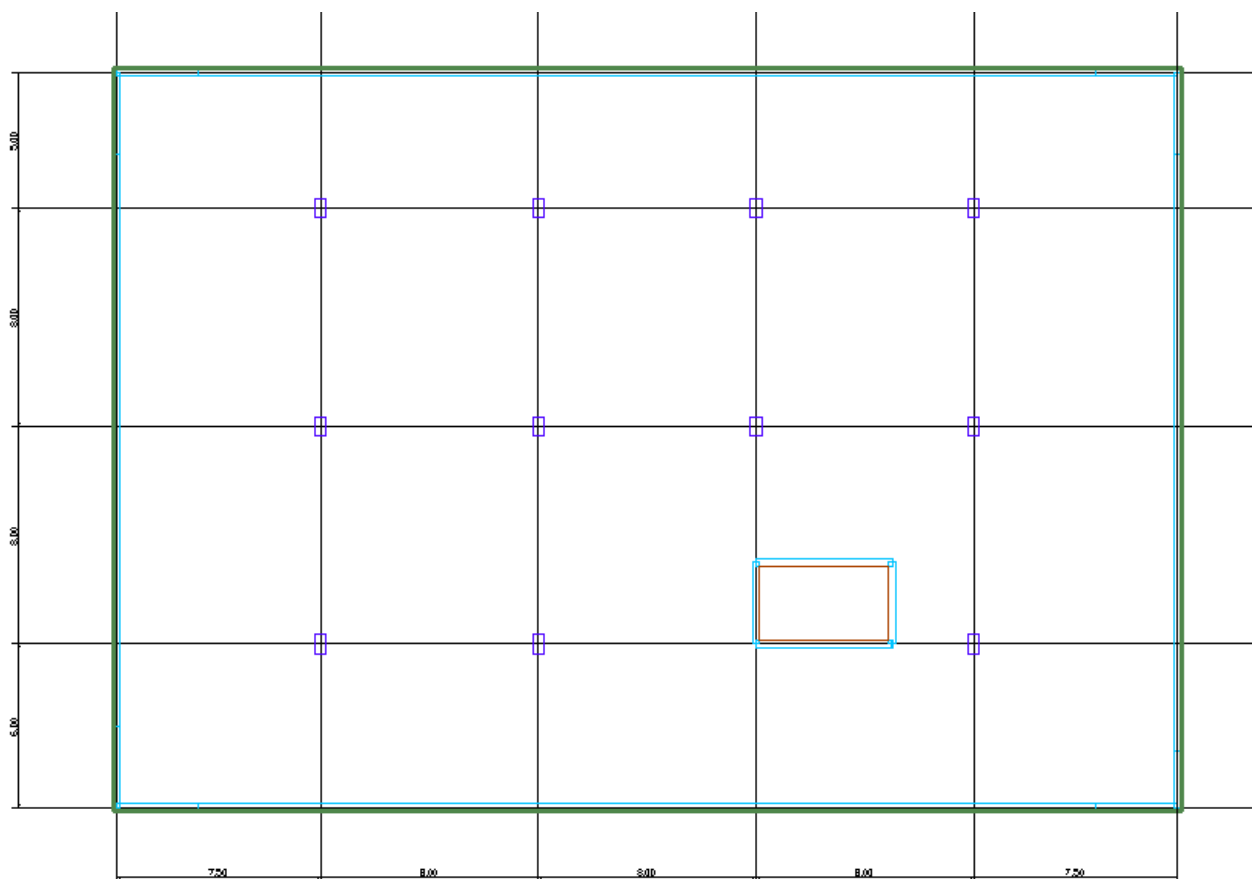
(kilde [3], avsnitt 4-134)

3.1.4 Betongdesign for kontoretasje med spennarmering

Steg 1:

Lager en modell av dekket. For at Adapt skal kunne utføre nødvendige beregninger, er det nødvendig å lage en modell av dekket der avstander mellom elementer er definert samt hvilke typer elementer som brukes.

Figur 3.4 Aksesystem dekke



Figur: designet i Adapt

Aksesystem:

- x-retning: 7,5 m-8,0m-8,0m-8,0m-7,5m
- y-retning: 6,0m-8,0m-8,0m-5,0m

Figur 3.4 over viser modellen av dekket tegnet i Adapt. Viser plassering av søyler, yttervegger og innervegger. Det er brukt aksesystem for å målsette og plassere yttervegger og søyler. Denne modellen danner grunnlag for videre design av dekket.

Steg 2:

Bestemme kriteriene for modellen.

Disse er blant annet:

- EC2
- Maksimalt tillat riss
- Kabelprofil
- Foretrukket diameter på armering
- Hvordan ta opp «punshing shear»
- Foretrukket senteravstand mellom armering
- SI-enhet

Steg 3:

Angi egenlastlasten for dekke (nevnt i avsnittet om laster s. 88)

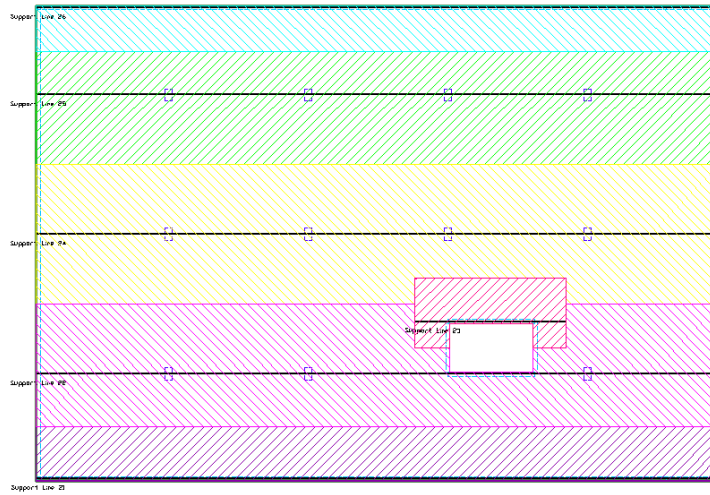
Steg 4:

Definere kapasiteten til betongen, spennstålet og slakkarmeringen (nevnt i avsnittet om materialer s. 86-87)

Steg 5:

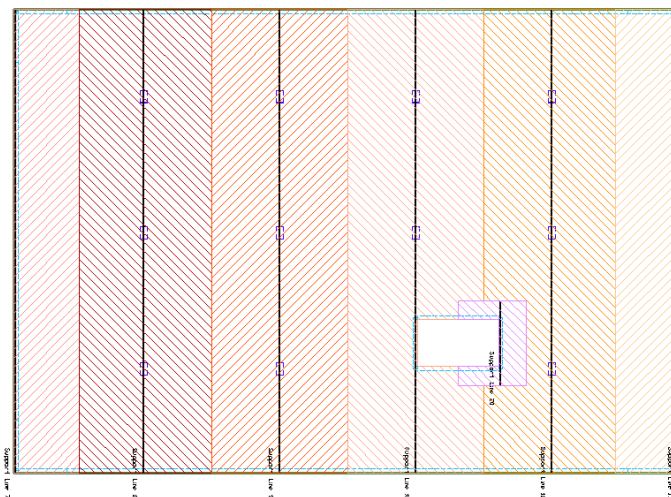
Plassere «support lines» for så å generere «design strips». Må huske å bruke horisontale linjer for x-retning og vertikale linjer for y-retning. Kan bruke «splitter tool» for å lage mer fornuftige soner. Det er nødvendig å generere «design strips» for å kunne beregne mengde og plassering av armering etter hvert. Design strips forteller Adapt hvor stor andel av krefter som fordeles til hver søyle og vegger.

Figur 3.5 «Supportline» i x-retning



Figur: generert i Adapt

Figur 3.6 «Supportline» i y-retning



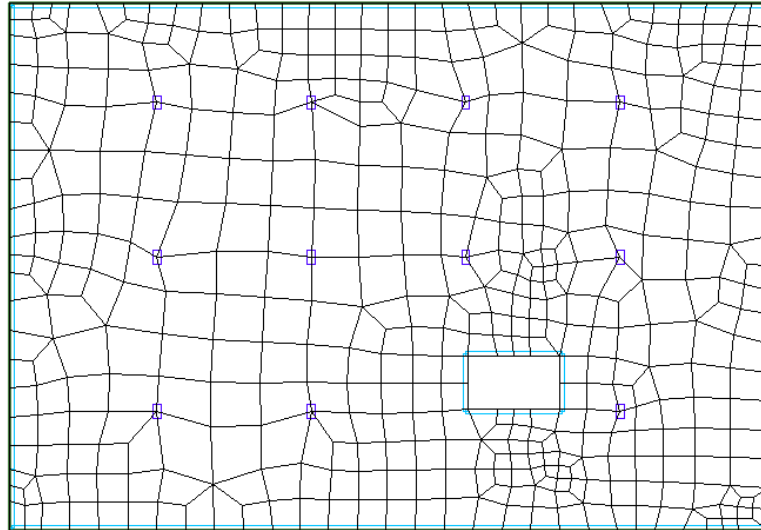
Figur: generert i Adapt

Figurene 3.5 og 3.6 over viser hvordan det kan se ut etter at en genererer «support lines».

Steg 6:

Utføre en «mesh» for dekket. Dette er nødvendig for å kunne beregne fordeling av spenninger og deformasjoner over dekket.

Figur 3.7 «Mesh» av dekket



Figur: generert i Adapt

Maskene har en vidde på mellom 0,5 og 1,5 m. «Mesh» brukes for å kunne beregne spenningsforløpet over dekket. I hver rute blir det dannet et spenningsbilde.

Steg 7:

Tegner inn grupperte spennkabler (y-retning) og fordelt spennkabler (x-retning). Regner ut nødvendig antall kabler. Etter å ha tegnet inn kabler kan en gå inn å se på kabelprofilen og justere verdier der det er nødvendig.

Figur 3.8 Profil over spennarmering

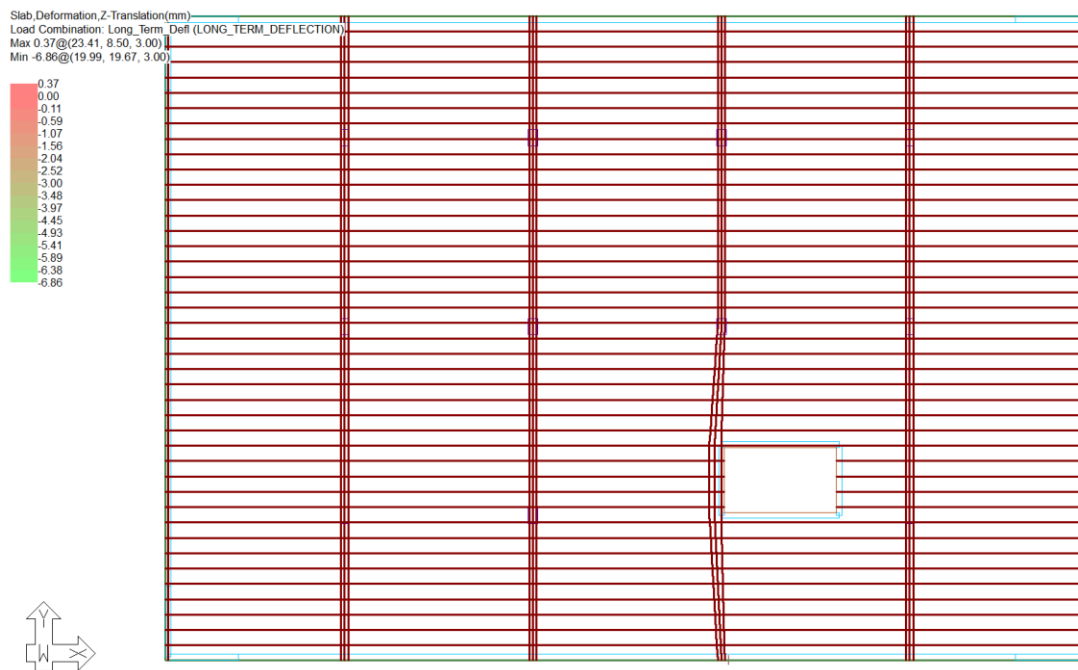
Grupperte kabler (riktig forhold på spenn og tykkelse dekke):



Figur 3.8 viser realistisk profil på de grupperte spennkablene. Det blir prinsipielt sett den samme profilen på de fordelte kablene. (søylene og ytterveggene er vist som korte «stumper»)

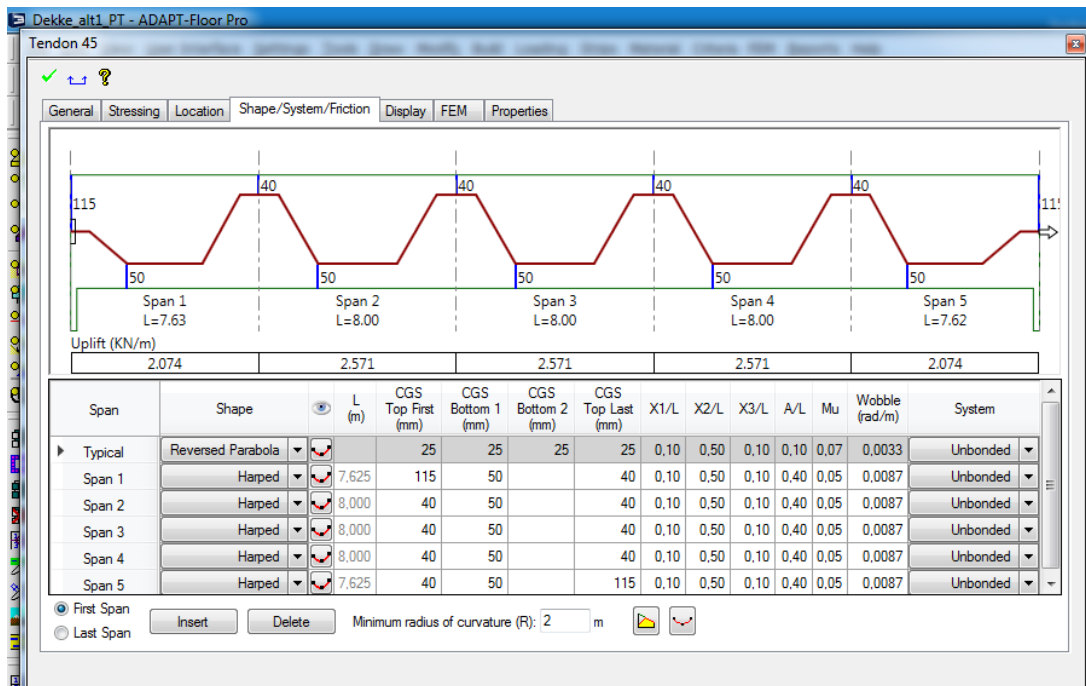
Figur: generert i Adapt

Figur 3.9 Plan som viser plassering av spennkabler i dekket



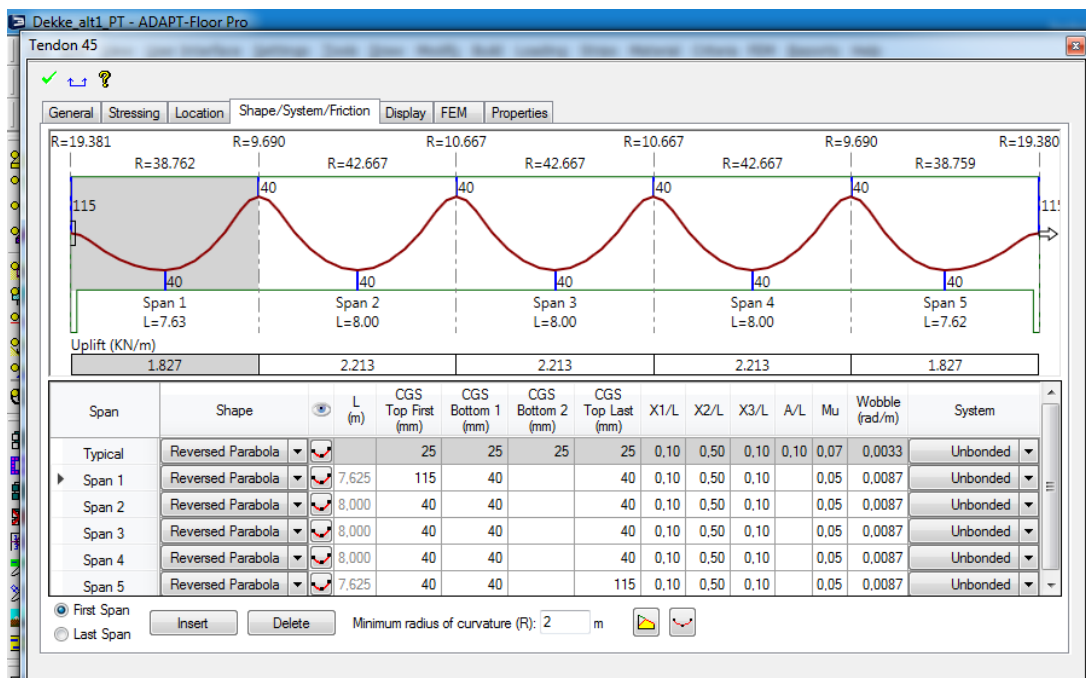
Figur: designet i Adapt, vedlegg 4

Figur 3.10 Profil som vist i Adapt med «Harped profil»



Figur: tabell i Adapt

Figur 3.11 Profil som vist i Adapt med «Reversed parabola profil»



Figur: tabell i Adapt

Kan ut ifra kabelprofilen (som vist på figur 3.10 og 3.11 over) blant annet justere overdekning og ønsket bane på kabel.

NB! Kablene bygger 20 mm. Dette må en tenke på ved bestemmelse av overdekning for kabel i Adapt. (En kabel ligger over den andre)

Verdier for overdekning i Adapt:

142.30 COVER TO REINFORCEMENT

Two-way Slabs

Prestressing Tendons (CGS)

At top = 60 mm

At bottom = 40 mm

Nonprestressing reinforcement (cover)

At top = 35 mm

At bottom = 53 mm

One-way Slabs

Prestressing Tendons (CGS)

At top = 60 mm

At bottom = 40 mm

Nonprestressing reinforcement (cover)

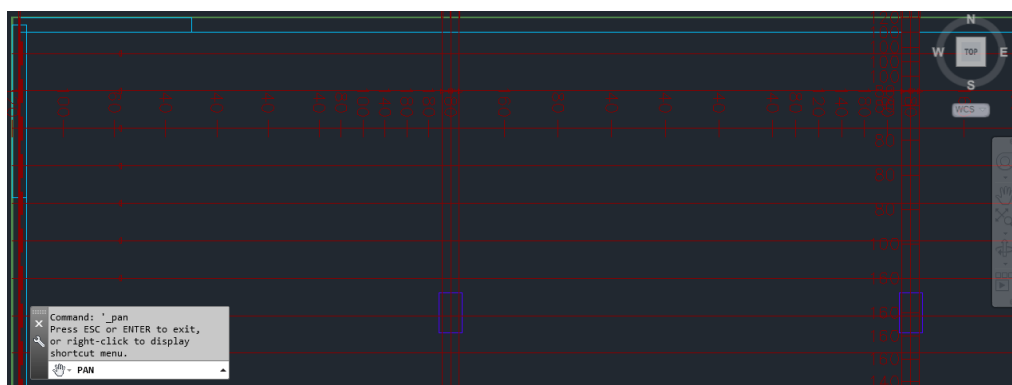
At top = 15 mm

At bottom = 15 mm

(kilde: vedlegg 4, rapport Adapt)

Overdekningen blir bestemt av krav til beskyttelse mot miljøpåvirkning og brann.

Figur 3.12 Utsnitt fra spennkabelprofil på fordelingskabler (høyder fra bunn betongdekke til kabel)



Figur: mål kabelprofil eksportert fra Adapt til AutoCad

Viktig å tenke på når en plasserer kabler:

- Finne ut hvor mange kabler en ønsker å bruke
- Radius for kablene ved montering varierer med type kabel
- Når det plasseres flere kabler i lag må man være oppmerksom på trykk overført til betongen
- Det skal være minimum avstand mellom fordelingskabler.

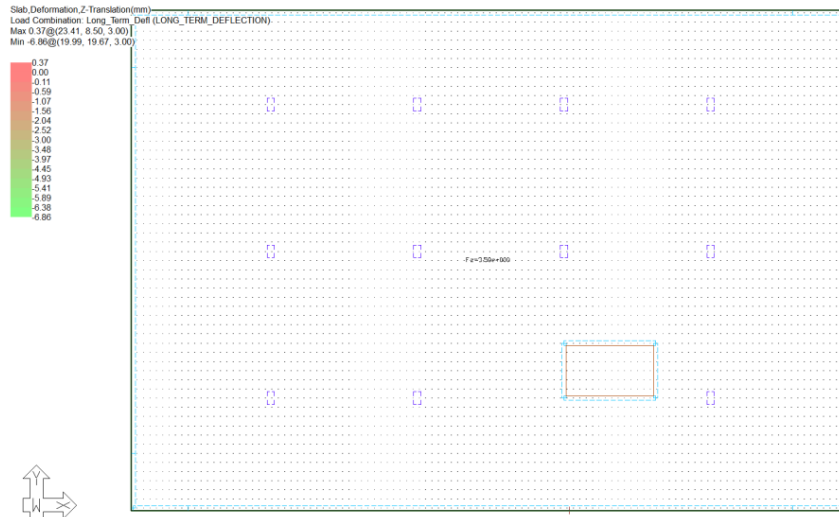
Hvorfor ulike kabelprofiler?

Ved å velge kabelprofil har en kontroll på fordelinger av spenninger i dekket. Det bør være likt oppløst i hvert felt

Steg 8:

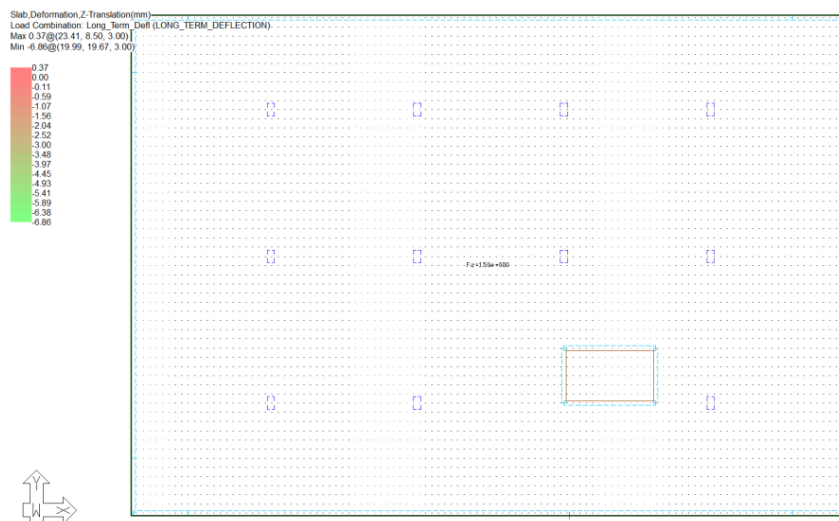
Tilføre egenlast og nyttelaster på dekket (se s. 88). Må vurdere om det er nødvendig med punktlast og linjelast. Det er som regel godt nok med bare jevnt fordelte laster for å gi et pristilbud.

Figur 3.13 Nyttelaster i Adapt for dekket (3,5 kN/m²)



Figur: vedlegg 4, rapport

Figur 3.14 Egenlast i Adapt for dekket (1,5 kN/m²)



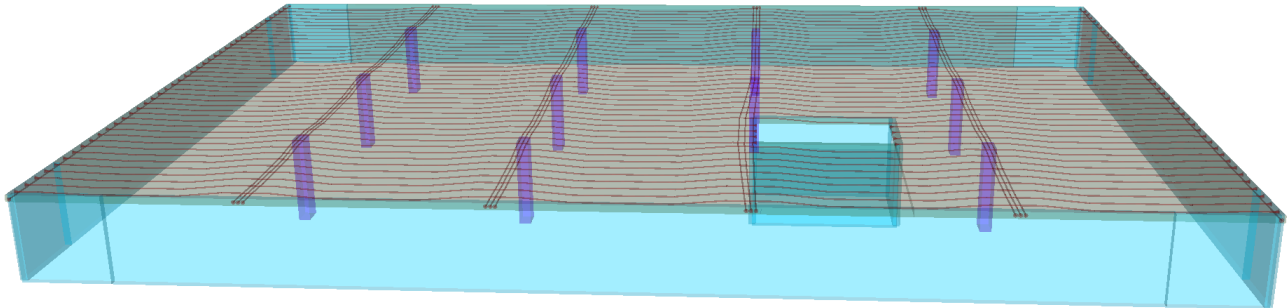
Figur: vedlegg 4, rapport

Horisontale laster som vind og jordskjelv blir ikke vurdert her. For bygninger med flere etasjer kan dette derimot ha betydning for søylene og vegger. Disse horisontale laster fører til påført moment som tas med i 2. ordens effekt. Krav til maksimale avvik for søyler og vegger er nevnt i NS-EN 1992-1-1: Prosjektering av betongkonstruksjoner

Steg 9:

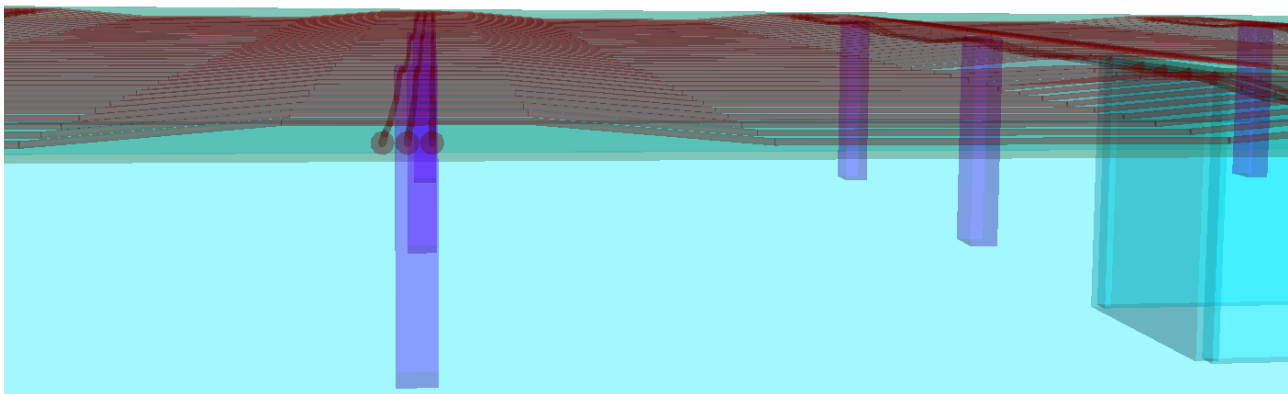
Før en foretar analyse, foretas en visuell sjekk over profiler for å se om det ser bra ut.

Figur 3.15 Overblikk over plassering av spennkabler for dekke (PT)



Figur: 3D dekke, Adapt

Figur 3.16 Nærmere overblikk på plassering av spennkabler i dekket



Figur: 3D dekke, Adapt

Figur 3.16 viser bedre enn figur 3.15 hvordan en tenker seg kurvaturen på kablene i dekket

Steg 10:

Analyse. Skal her sjekke om det ser greit ut med tanke på nedbøyning og om det trengs ekstra armering. Det kan være behov for å justere verdier for moment og riss. Det er vanlig å legge en matte med armering i bunnen av dekket for å forenkle montering av kabler. (tabell 4.5 viser resultater fra analyse samt figur 4.16 og 4.17 s. 177 viser hvor det er krav til forsterkning)

Steg 11:

Foreta en kontroll over «punching shear» i Adapt. (se også 3.2.3 s. 139-141)

Figur 3.17 Punching shear reinforcement



Figur: ♣ archiexpo

Bildet viser en metode for å forsterke mot skjærspenninger fra søyla. Dette er kun nødvendig dersom skjærkapasiteten i betongen til dekket er mindre enn skjærlasten.

Spennbetong får et lite bidrag fra oppspenning mot «punching shear» i forhold til slakkarmert betong, men det er såpass lite at en kan si at det er likt ved lik tykkelse dekke.

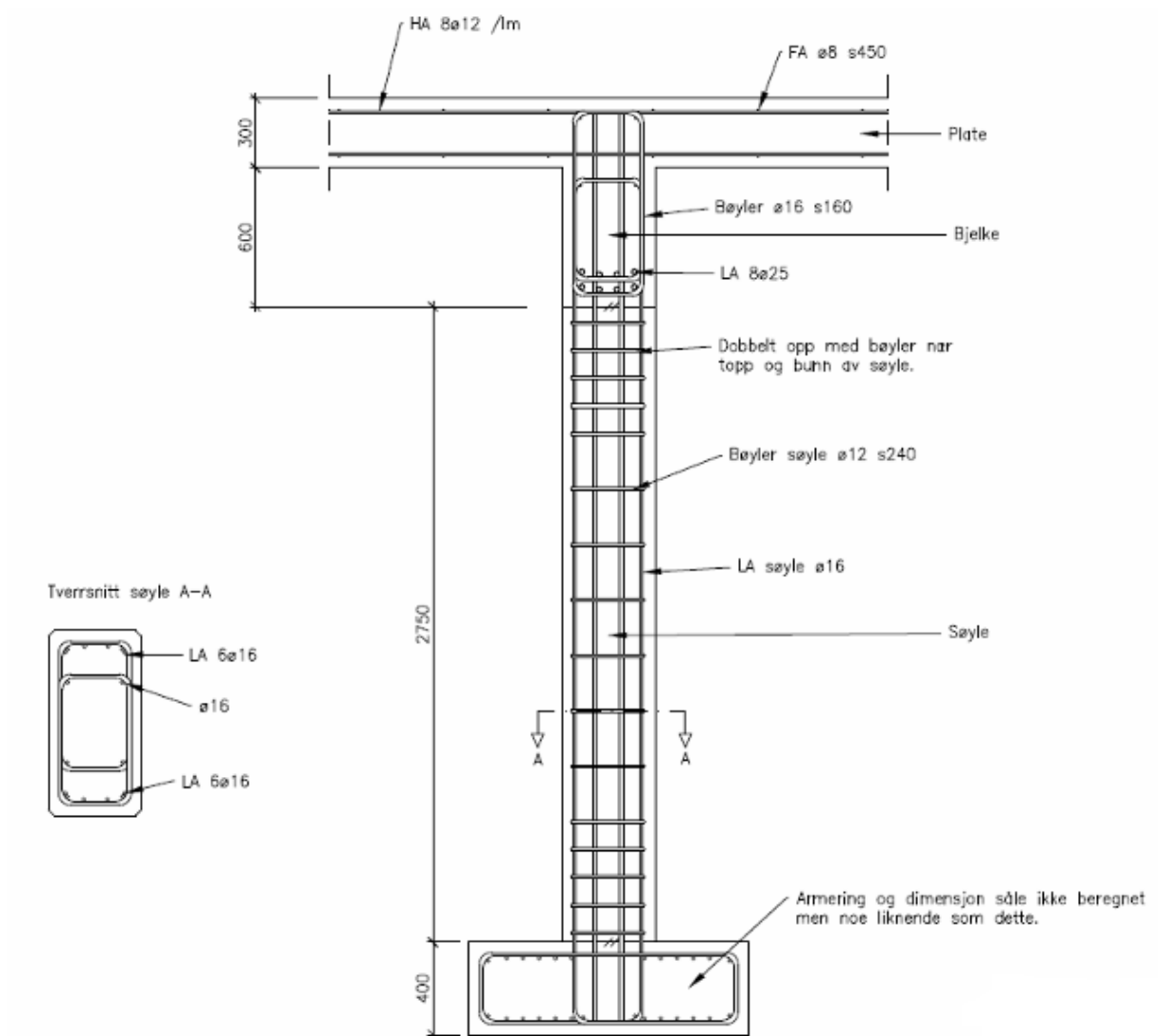
Steg 12:

Når alt ser bra ut og en er fornøyd med resultatene, kan en lage en rapport over kablene. I rapporten blir det listet opp nødvendig antall bøyer, anker, armering osv. (se resultater 4.1 og vedlegg 4).

Betongdesign for kontoretasje med slakkarmering

Prosedyren er nesten identisk som for betongdesign med spennarmering. Det blir derimot ikke brukt spennarmering for Steg 7. Det blir selvfølgelig brukt slakkarmering her. Armeringen kan legges på tradisjonelt vis slik figuren 3.18 viser. Blir ikke generert rapport for slakkarmert som vedlegg, fordi det blir unødvendig mange sider. Det blir i stedet for rapport, håndplukket informasjon lagt til i resultater.

Figur 3.18 Eksempel slakkarmert dekke, søyle, T-bjelke og bankett.



Figur: tegnet i AutoCad

Denne figuren er en detaljtegning og er et eksempel på hvordan en kan slakkarmere et dekke med T-bjelke, fast innspent søyle og bankett og er ikke et resultat av beregninger fra denne oppgave. Lengdearmeringen ved underkant betong dekke, er gjennomgående. Lengdearmering ved overkant betong dekke, blir lagt der det er behov det med tanke på strekkspenninger. Detaljtegningen er tegnet i AutoCad 2013.

Tilbud

Dersom tilbudet fører til kontrakt, kan en begynne med detaljeringen av platen med armeringstegninger, armeringslister mm. Dette blir derimot ikke gjort i denne rapport.

3.1.5 Materiell og utstyr (PT)

Systemet uinjiserte enkeltkabler

Hver vaier består av høyverdig stål (se også vedlegg 6) som er smurt med olje og innkapslet i høykvalitets polyethylene-plast. Oljen og plasten beskytter vaieren for korrosjon og reduserer friksjonstap. Endene består av en passiv og en aktiv endeforankring eller begge ender kan være aktivt forankret. Vaieren blir spent opp på den aktive forankringen ved hydraulisk kraft. (Prosedyre er nevnt i metode 3.1.7) (se også bilde 2.17 s. 49)

Bilde 3.1 Systemet uinjiserte spennkabler



Bilde: ♣ cclint, brosjyre POST-TENSIONED SLABS s.10 og 11

Bildene viser:

- Kabel med endeforankring
- Hvordan kablene med anker blir montert i forskaling før støp
- Utstikkende vaier etter støp og revet forskaling
- Hydraulisk oppspenning ved bruk av jekk

Systemet injiserte multi-kabler

Flere vaire befinner seg i samme kabel. Etter at betongen er støpt, kan vairene spennes opp en etter en eller alle vaire i samme kabel spennes opp samtidig. Det er ulike metoder og teknikker for utførelse av dette. Går ikke nærmere inn på det her. Når oppspenningen er utført, kontrollert og godkjent, injiseres kablene med en spesial betongmasse. Denne massen fyller kabelen helt slik at full heft oppnås.

Bilde 3.2 Mulig løsning for systemet injiserte multi-kabler



Bilde: ♣ cclint, brosjyre POST-TENSIONED SLABS s.12 og 13

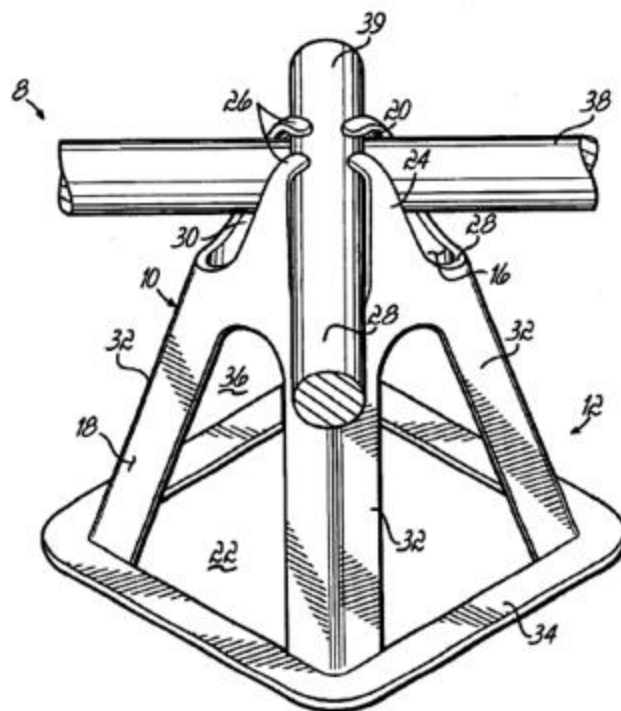
Bildene viser:

- Passiv og aktiv forankring med fem vaire i samme kabel
- Spenne vaire en etter en ved bruk av hydraulisk jekk
- Forankring til forskaling med rør for injisering, tette skjøtepunkt ved bruk av teip og forsterke opplagerpunkt med trykkarmering

Etterbehandling

Etter at betongen er oppspent og spennkablene er kuttet av i endene og smurt på spesialfett samt påskrudd plastdeksel, skal det støpes igjen i endene. Dette blir ofte gjort ved å smøre på epoxy L på betongoverflaten og for deretter å bruke pussmasse. Dette gir en trippel beskyttelse mot miljøpåkjenninger og beskytter således mot korrosjon.

Figur 3.19 Eksempel type armeringsstol



Figur: Opprinnelig patentinnehaver: Aztec Concrete Accessories, Inc

Armeringsstoler kommer i ulike varianter og dimensjoner. De skal sørge for at armering eller spennkabler holder enn viss avstand fra forskaling slik at krav til overdekning blir holdt.

Figur 3.20 Eksempel type anker

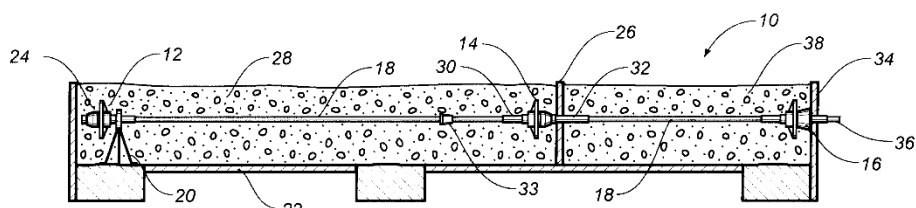


FIG. 1

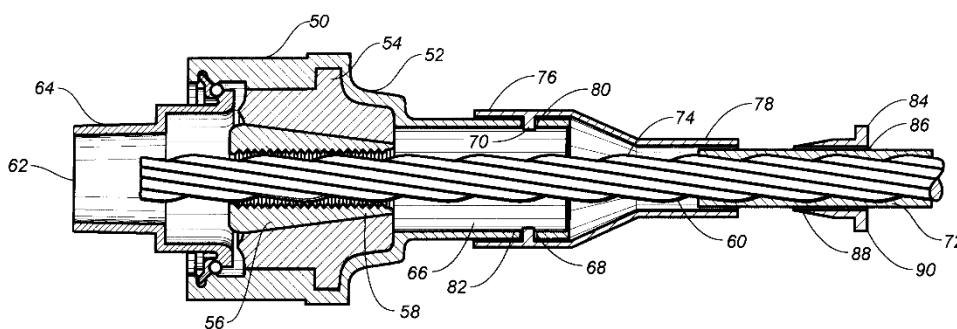


FIG. 2

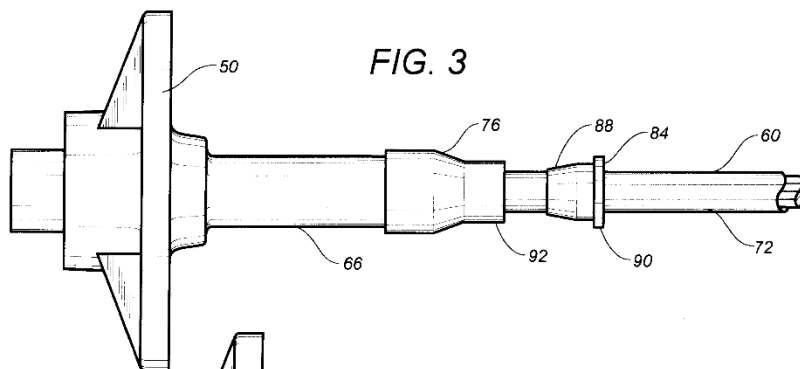


FIG. 3

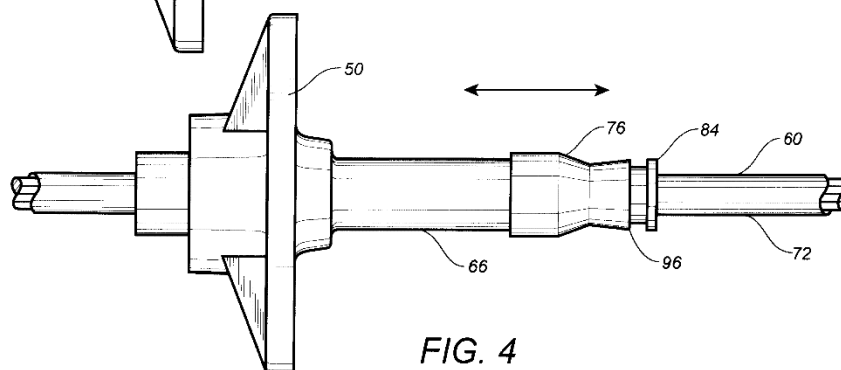


FIG. 4

Figur: Patentinnehaver: Felix L. Sorkin

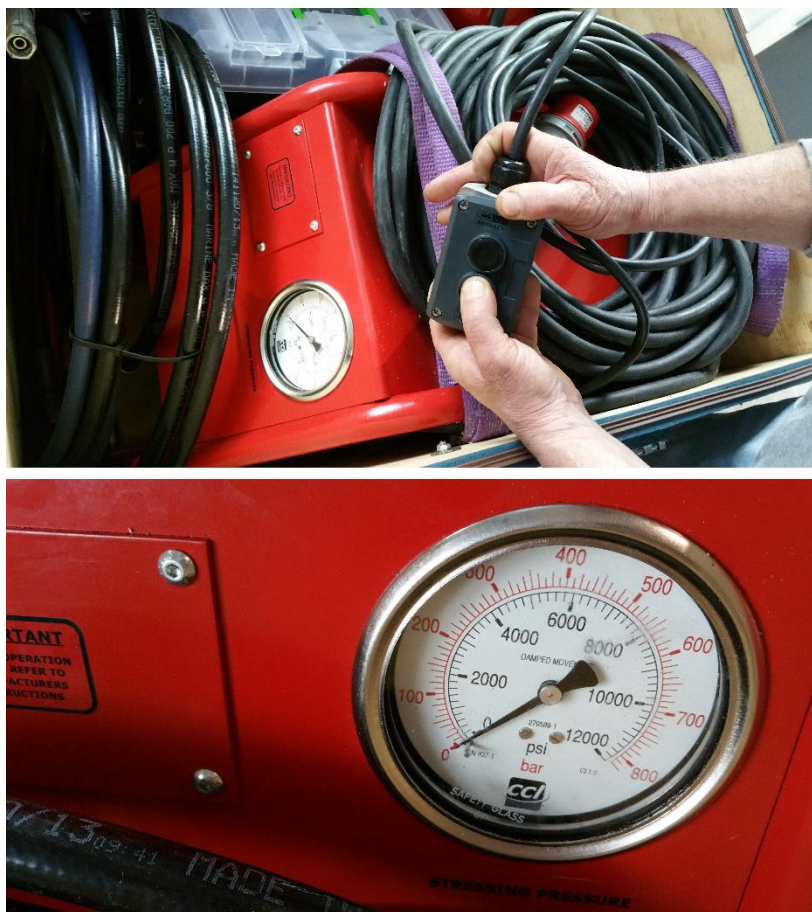
Fig.1 viser eksempel på forskaling med løsning for støpeskjøt

Bilde 3.3 Hydraulisk jekk brukt ved oppspenning (spennarmering i enden)



Bilde: Thilt engineering AS

Bilde 3.4 Aggregat med slanger, «klokke» og bryter.



Bilde: Thilt engineering AS

Bildene 3.3 og 3.4 viser nødvendig utstyr for å utføre oppspenning. Prosedyre for oppspenning er nevnt i delkapittel 3.1.7.

«Klokken» gir oversikt over hvor mange bar trykk jekken påføres slik at en vet hvor stor kraft som overføres til spennkabel. Dette er helt nødvendig for å ha kontroll.

Slakkarmering, skjærarmering og bøylere blir ikke vist her siden dette er kjente produkter for de fleste.

3.1.6 Instruksjoner og prosedyrer

Fokuset rettes først og fremst mot prosedyrer innen konseptet etteroppspent betong og støping av plate. Prosedyrer for slakkarmering blir så vidt nevnt.

Prosedyrer og sjekklister brukes for å ha kontroll på at det som er planlagt blir fulgt med minst mulig avvik og for å kunne se tilbake i etterkant. Dette er særlig viktig i kontraktsammenheng og dersom noe skulle gå galt.

Type prosedyrer kan deles inn i:

- Produksjon
- Transport
- Lagring
- Prosjektering
- Utførende
- Kontroll

Noen forhold er særskilt viktig og krever kontroll. Skal her se på noen av disse forholdene. Diverse prosedyrer og sjekklister er lagt til som vedlegg i vedlegg 7. Disse er utarbeidet internt av bedriftene THILT Engineering AS, CCL, og Spennarmering AS.

Grunnlaget

Før prosjekteringen kan begynne må de viktigste forholdene og rammebetingelser være avklart (Se også delkapittel 2.2.1 og 2.2.2). Ut ifra dette blir det laget plantegninger, detaljtegninger, tegninger som viser snitt, arbeidstegninger og beskrivelser. Detaljer blir planlagt av de ulike involverte yrkesgrupper i prosjektet. Av tegningene skal det fremgå geometri, plassering og målsetting samt nødvendige detaljer for å vise intensjonen ved konstruksjonen. Gjeldende standarder er nevnt på arbeidstegninger og ofte på kontrollskjemaer.

Kompetanse

Det kreves kompetanse for å føre kontroll på utførelse av spennbetongsarbeider. De som kan føre kontroll er spennbetongleder, kontroll-leder og formann / bas dersom disse er kurset. Nødvendig kompetanse kan en få ved å ta et fire-dagers kurs som heter «Kompetansekurs U4 Utførelse av spennbetongsarbeider». (Er fortiden under revidering)

For ordinært betongarbeid er krav til kompetanse avhengig av hvilken tiltaksklasse konstruksjonen faller inn under. På lavt nivå kan kontroll utføres av fagarbeider med erfaring. På høyt nivå må dette utføres av ingeniører med spesiell kompetanse.

Spennarmeringsarbeider

I «Publikasjon nr.14», er kontrollrutiner og utførelse av spennarmeringsarbeider beskrevet veldig greit. Det går for langt å gjengi alt som står i dette store heftet. For mer informasjon om dette tema henvises det i stedet til denne publikasjonen.

Forhold som krever kontroll

Før støp:

- Sikkerhet
- Innkjøp (før og etter levering, sertifisering)
- Frakt
- Armeringstegning
- Materiell
- Utstyr
- Forskaling
- Armering
- Spennarmering
- Kvalitet på betong
- Blanding av fiber i betong (se vedlegg 8)
- Detaljer
- Avvik

Ved støp:

- Sikkerhet
- Støping
- Utstyr under støping
- Detaljer
- Følgeseddel
- Avvik

Etter støp:

- Sikkerhet
- Utstyr etter støping
- Spennarmering (rekkefølge, kraft)

Annet:

- Avvik
- Utbedre avvik
- Sikring av konstruksjon
- Forankring mot grunn

Standard

Utarbeidelse og oppfølging av sjekklister er beskrevet i NS-EN 13670 Utførelse av betongkonstruksjoner (se 3.2.2 s. 126)

Om prosedyre for tilsetning og blanding av fiberbetong

Det er en egen instruks for hvordan en blander fiber i betongen. Fiberen skal blandes inn ved innblåsing slik at fibrene blir jevnt fordelt. Betongen skal sjekkes om fibrene har akseptabel fordeling. Det er krav om å veie hver komponent i betongen før en blander. Det er krav til utstyret som skal brukes. Det er beskrevet i prosedyren hva som skal gjøres ved eventuelt avvik. Produksjonen skal kontrolleres og dokumenteres. Det er krav til reststrekkfasthet.

Med andre ord alle faktorer som er med på å påvirke resultatet med tanke på fasthet i blandeprosessen, blir kontrollert og om nødvendig dokumenteres.

Dette er beskrevet nærmere i standarder angitt på arket «Prosedyre for tilsetning / blanding av fiberbetong i vedlegg 8».

Avviksmelding blir ført ned på eget ark (se vedlegg 7). Følgende blir beskrevet:

- Beskrivelse av avvik
- Type avvik
- Årsak
- Konsekvenser
- Forslag til tiltak
- Forslag til avviksbehandling

Avviket skal også følges opp og lukkes.

Backup

Det kan være nødvendig å sikre seg at blandeverk har «backup» før støp. Dette er nødvendig for tilfeller der en ikke kan tillate seg støpestopp. Det at et blandeverk har «backup» betyr at dersom en blander på et blanderi slutter å fungere, skal det være mulig å skaffe betong fra et annet blanderi.

Prøvetaking

Ved betongprøvetaking skal det tas prøve fra enden på slangen og ikke fra selve bilen. Betongen har ikke samme egenskapene fra bilen som ved ende av slange. Prøvetaking utføres når det er viktig å kunne vise til dokumentert betongegenskaper. Stikkontroll av betongen skal gjøres før påbegynt støp. Påbegynt støp har samme betydning som å godkjenne egenskapene til betongen.

Følgessedel

Følgessedel skal kontrolleres og tas vare på som dokumentasjon fra blanderi. Følgessedel forteller hvilke kvaliteter på betongen (teoretisk) som er levert fra blanderi.

Støpeplan

Skal nevne hva som skal kontrolleres og hvordan. Skal beskrive kvalitet på betongen. Skal nevne hvilke krav som gjelder (se vedlegg 7).

Det som skal kontrolleres er:

- Kontroll/rutiner før støping
- Utstyr under støping
- Utstyr etter støping
- Andre viktige særskilte forhold

3.1.7 Prosedyre for oppspenning av CCL-kabler 1L13 & 1L15, system XU

Ansvar

Det er teamlederen sitt ansvar å påse at oppspenningen skjer etter følgende prosedyre og registrere de oppnådde forlengelser og trykket på hydraulikkjekken før låsing for hver kabel i konstruksjonen (se også vedlegg 9).

Krav til materiell og utstyr

Materiell og utstyr som brukes ved oppspenning skal være sjekket og godkjent på forhånd (se 3.1.5).

Utførelse

Teamlederen får utlevert spennliste og skal be om tillatelse til å påbegynne oppspenningen. Følgende data skal være opplyst på en spennlistes side for beregningsdata (KS Bilag 8.11.04):

- Prosjekt nummer
- Kabelsystem
- Kabeltype
- Donkraft type/stempelareal/låsetrykk
- Forspenningskraft
- Effektivt stempelareal
- Oljetrykk

Følgende data skal være opplyst på spennlistens skjema for oppnådde verdier (KS Bilag 8.11.06):

- Kabelnummerering/rekkefølge
- Kabelende
- Forspenningskraft
- Beregnet forlengelse
- Min./max. Forlengelse
- Eventuell etterslakk

Sikkerhet

Ingen personer skal ferdes eller oppholde seg bak jekken under oppspenning. Arbeidsplassen skal sikres slik at et eventuelt uhell ikke medfører personskader.

Oppspenning

1. Plastbeskyttelse på anker fjernes og ankrene rengjøres slik at fett, sementslam og andre urenheter ikke er til hinder for oppspenning.
2. Kilen monteres på spennkabelen.
3. Den hydrauliske jekken monteres med anlegg mot forankringsblokken
4. Teamleder skriver ned jekkens registreringsnummer og plassering
5. Jekk og aggregat kobles sammen med høytrykksslanger
6. Trykkregulator er justert til aktuelt oppspenningstrykk ved manometerkontroll foretatt under før oppspenning. Kabelens forlengelse måles og merkes
7. Forlengelsen måles og noteres samt kontrolleres at den er innenfor tillatt verdi.
8. Låsing. Styreventil dreies mot posisjon låsing. Låsetapet noteres.
9. Avkiling (kile presses inn i låset). Låsing er utført. Fjern trykket forsiktig.
10. Måler og noterer ned den effektive forlengelsen og bruttolåsetapene
11. Teamleder kontrollerer at forlengelsen er innenfor tillatte verdier.
12. Jekken tas av kabelen.
13. Etter at spennlisten er godkjent, kan kablene kappes av.
14. Til slutt sikrer man kablene mot korrosjon ved buk av fett og plasthetter.

Dokumentasjon

Teamleder avleverer den godkjente spennlisten til entreprenøren. Spennlisten fungerer som et kvalitetsbevis. Kopi sendes til byggherre.

(kilde: ♣ cclint)

3.1.8 Grunnlaget for sammenlikning av konsepter (pris)

Tegnforklaring: PT = etteroppspent betong og RC = slakkarmert eller armert betong

Dekketykkelse:

- Utgangspunktet er dekke PT med $t=230$ mm. Tykkelse på denne er bestemt ut ifra anbefalt tykkelse dekke i forhold til spenn (se diagram metode 3.4 s. 126). Tykkelse er også avhengig av krav til minimum overdekning og for å få dekket lydkrav. En må også påse at krav til vibrasjoner i dekke blir nådd. Hensikten er å oppnå ca. like resultater på nedbøyning og riss mellom PT og RC for å ha samme basisgrunnlag for beregning av pris og for å ha like bruksegenskaper.

Kostnader:

- «Cost» slik vist i «SUMMARY» (resultater), blir ikke brukt som grunnlag for beregning av pris (ikke nødvendigvis oppdatert). Denne blir først aktuell å bruke når vi detaljerer og ikke når det gis et pristilbud.
- Materialmengder og priser hentes fra intern «database» og erfaringer. Disse blir brukt til å komme fram til et pristilbud
- Skal først og fremst beregne RC med mengde betong, mengde armering og forskaling samt spennarmering i tillegg for PT. Beregningene gjelder kun for dekke.
- Kostnaden på forskaling varierer. Kan eksempelvis variere alt etter høyden på dekkereis. Forskalingen for PT og RC er for dette dekket likt og har derfor like forutsetninger.
- Regner med 450 kr/m^2 for forskaling (ferdig montert)
- Betong $1600\text{-}1700 \text{ kr/m}^3 + \text{mva.}$ (ferdig pumpet til forskaling)
- Kan bruke 450 kr/t for å finne prisen på PT (eks mva). Dette gir ca. 18 kr/m (montering)
- Kan bruke 20 kr/m for spennarmering (produsert og levert)
- Kan bruke 17 kr/kg ferdig montert for RC (slakk og nett)
- Kan bruke $9 \text{ m}^2/\text{nett}$ og $30,2 \text{ kg/nett}$ for K189 (2,00x5M)
- Regner med $335 \text{ lm } \varnothing 20$ forsterkning for PT (781 kg som vist i tabell 4.2)
- Regner med $2,0 \text{ kg/m}^2$ for bøyer
- Kan bruke $0,888 \text{ kg/m}$ for $\varnothing 12$ slakkarmering (kilde [10])

Merknad: Mange av de variablene rundt det å regne pris er basert på erfaring. Dette kommer av at det er flere forhold som ikke er direkte kvantitative. Det kan være snakk om kvalitative forhold som har en viss verdi. Det å regne pris baserer seg på framtidige forhold og blir derfor et estimat eller kalkulert gjetning.

Mengde slakkarmering og nett er tatt fra resultater figur 4.16 og 4.17 (PT).

Skjærarmering beregnes som for vanlig slakkarmering. Lengde av skjærarmering er tykkelse dekke fratrukket overdekning. (se tabell 4.1 for skjærarmering)

Betongmengde:

- Mengde armering er neglisjerbart i forhold til mengde betong. Volumet av betong blir derfor volumet av dekket.

Nedbøyning:

- Alle verdier er hentet fra resultater generert av Adapt
- Det er ofte satt krav til maksimal nedbøyning på $L/300$. Dette gir maksimal nedbøyning på 26,7 mm. Vi velger likevel å sette et krav på maks 10 mm nedbøyning. Kravet settes såpass strengt siden etasjen har kontorfunksjon. Liten deformasjon på gulv fører blant annet til mindre problemer med utsyr som ikke står i vater.

Armeringsmengde:

Verdiene er generert fra Adapt. Følgende armering er med:

- RC1 og RC2: lengdearmering, fordelingsarmering, skjærarmering og bøylor
- PT: spennkabler og armering til forsterkning (nett og slakkarmering) samt bøylor

I tillegg blir det regnet pris på montering av forskaling

Riss:

- Det kan stilles ulike krav til maksimal rissvidde. Ofte settes denne verdien til 0,20 mm slik vist i standard.

Tidsbruk:

- For å kunne beregne tidsbruk må en få en del informasjon om utførelse og diverse andre forhold som har betydning for bruk av tid (f.eks. avhengigheter). Dette krever en god del erfaring fra entreprenøren sin side. Det er derfor ikke et fasitsvar på hvordan en kommer fram til tidsbruk. Flere entreprenører sier nå at det går like fort med PT som med hulldekker. Dette kommer av at det er noe arbeid i etterkant ved hulldekker (oppnå stivt dekke og eventuell påstøp for å oppnå jordskjelvkraft mm). Med dette tas det utgangspunkt i lik tidsbruk mellom PT og hulldekker
- For flatdekke med søylestriper og fordelte kabler (PT) kan det regnes 0,04 timer/m. Dette er tiden det tar å legge opp samt spenne opp kablene. Ganger dette tallet med antall meter kabel lagt i dekket og får antall timer som går med på PT.

Prefabrikkerte elementer:

Prefab lar seg ikke beregne på likt grunnlag som for PT og RC på grunn av: fugearbeid, krav til påstøp, ulik dekketykkelse, ulik løsning for tekniske installasjoner og pris varierer mer med konjunkturer i markedet. Det blir derfor ikke estimert pris av prefab-dekke.

3.1.9 Gjennomføring av spørreundersøkelse

Hensikten med denne undersøkelsen var blant annet å finne ut hvilke holdninger entreprenører i Norge har til konseptet etteroppspent betong og i hvilken grad de har kjennskap til det. Spørreundersøkelsen skulle gi kvalitative data som gir grunnlag for å kunne vurdere dette.

Grunnlaget

Spørreundersøkelsen ble laget med programverktøy hentet fra «drive.google.com»

Spørreundersøkelsen ble besvart ved å klikke på en link vedlagt i en mail (se vedlegg 3)

Dataene fra besvarelser gitt fra entreprenører ble samlet i et regneark på siden <<https://drive.google.com/drive/my-drive>>. (Denne side har bare forfatter tilgang til)

Hvordan spørreundersøkelsen ble utformet og hvilke spørsmål som ble stilt, er vist i vedlegg 1

Forutsetningene for valg av entreprenører:

Har tatt utgangspunkt i de hundre største entreprenørene i Norge i år 2004 med tanke på omsetning (lagt ved som vedlegg 2). Det er gjort en vurdering av hver enkelt entreprenør for å velge de som muligens kan ha vært borti konseptet før og som kan være åpen for å velge betongkonsept basert på et helhetlig perspektiv.

Entreprenører som ikke ble valgt var på grunn av (totalt 40 entreprenører):

- Produserer eller satser på prefabrikkerte elementer (8 stk)
- Driver kun med anlegg (11 stk)
- Driver kun med ferdighus (5 stk)
- Annet (16 stk)

Grunnen til at første punktet blir nevnt er fordi de som har valgt å satse strategisk på prefab, har i de fleste tilfeller klare synspunkter og holdninger til konseptet etteroppspent betong (min erfaring). Dette kan en selvfølgelig ikke vite med sikkerhet, men det ville være ulogisk å satse strategisk på et konsept dersom en ikke hadde hatt skikkelig troen på det. En kan si med stor sikkerhet at disse entreprenører ikke velger etteroppspent betong siden dette konseptet er en konkurrent.

Av de hundre Norske entreprenører ble 97 tatt opp til vurdering. Av disse ble det sendt mail til 47 entreprenører. Det ble til sammen sendt 68 mailer. Grunnen til at dette tallet er høyere enn antallet entreprenører, er fordi noen entreprenører har avdelinger flere plasser i landet. Det ble med andre ord sendt en mail til hver avdeling. Tre av mailene kom ikke fram og fem var på ferie. Dermed var det et potensiale på 60 svar. (se resultater 4.2.3 og 4.2.4)

3.1.10 Manuelle beregninger

Hensikten her er å kontrollere om resultatet for nedbøyning i Adapt virker troverdig. Dersom avviket er stort mellom manuelle beregninger og beregninger utført i Adapt, kan det være stor tvil til hvorvidt det er plottet inn riktige data i Adapt og om utførelsen i Adapt har vært rett.

Har spurt veileder fra Thilt engineering AS følgende spørsmål:

- Er det vanlig å foreta manuelle beregninger for å kontrollere svar fra Adapt?

Svar fra veileder: Nei

- Er det vanlig at nyansatte med liten erfaring blir satt til denne sjekken?

Svar fra veileder: Nei

Han tilføyer at det blir litt motsatt vei enn som er vanlig. Det vanlige er på forhånd før man plotter verdier inn i Adapt, å foreta manuelle beregninger. Disse beregningene er blant annet for å finne ut hvor mange kabler en trenger samt fordelingen av de for å få en viss nedbøyning. Det er dessuten mer vanlig å sammenlikne med resultater fra liknende prosjekter for å vurdere troverdigheten. Det har altså mye med erfaring å gjøre.

Men siden det har blitt påpekt fra veileder på NTNU i Ålesund at på denne oppgave burde det uansett foretas en manuell beregning for sjekk av nedbøyning, så har forfatter bestemt seg for å foreta en forenklet kontroll.

Forfatter har ikke foretatt slike beregninger med kombinasjonen dekke og etteroppspent kabler før. Kan derfor ikke garantere for at det er rett utført eller om metoden er god. Har ikke tid til å kvalitetssikre heller siden dette blir gjort i siste liten for innlevering i papirformat.

Utrekning:

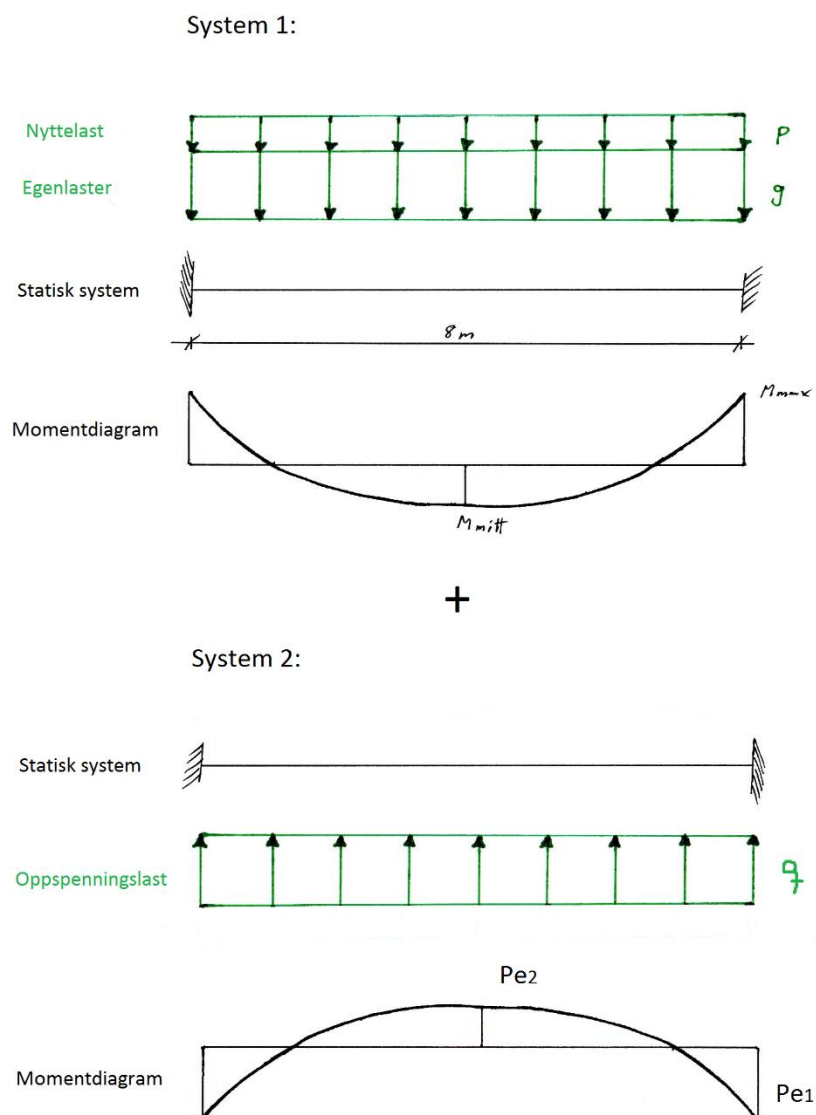
Tar utgangspunkt i figur 3.38 i delkapittel 3.2.5 Lastbalansering for spennbetong samt formler for utregning på samme side.

Forenklinger:

- Jevnt fordelt last med lik endeeksentrisitet på begge sider
- 100 % fast innspent ved opplager (se figur under)
- Går ut ifra maks nedbøyning midt mellom søyler
- Går ut ifra at bruddgrensetilstand er godkjent

Går ut ifra statisk system som figuren under viser.

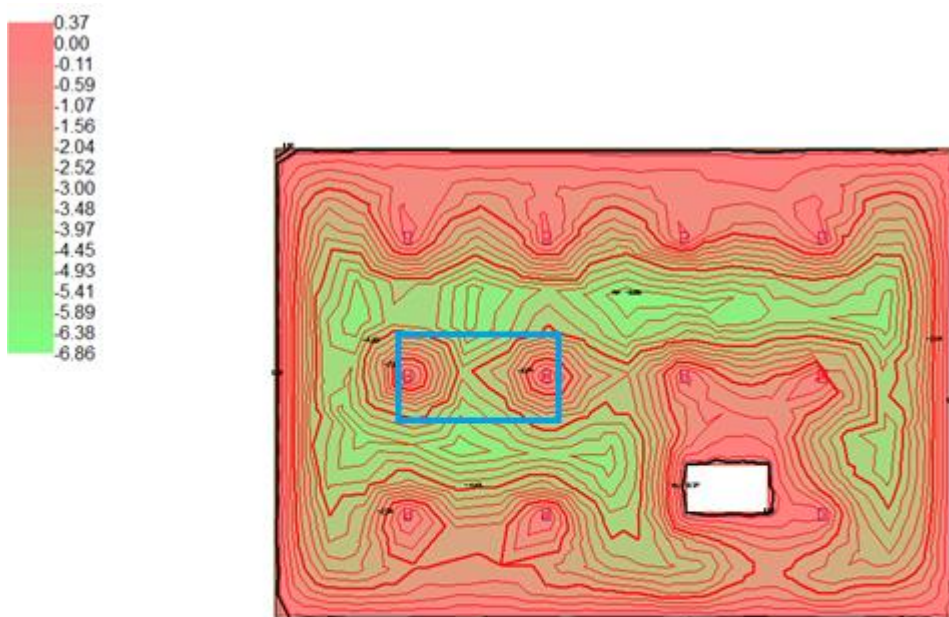
Figur 3.21 Statisk system for idealisert krum spennarmering med fast innspenning



(ikke rett forhold på krefter og momentfordeling)

Moment fra system 2 kansellerer noe av moment fra system 1 som fører til redusert nedbøyning.

Figur 3.22 Deformasjon etter lang tid (PT)



Blå rektangel indikerer
hvor det er foretatt sjekk
mellom to søyler

Når $e_1 = e_2 = e$ kan vi bruke likning (4.24) s. 226 i kilde [2] Svein Ivar Sørensen:

$$\delta_2 = \frac{P * e}{EI} * \frac{L^2}{12}$$

Denne gir resulterende oppbøyning på midten av bjelken med endeeksentrisitet

For system 1 kan vi regne ut nedbøyning slik:

$$\delta_1 = \frac{(0,4 * p + g) * L^4}{384 * EI}$$

Summerer vi δ_1 og δ_2 skal vi ende opp med forventet forenklet nedbøyning.

e_2 er avstanden fra mitt kabel over søylene og til akse midt i dekke:

$$e_2 = e = 190 - \frac{230}{2} = 75 \text{ mm}$$

(Finner høyden 190 mm ved å se på figur 4.15)

For dekket ble det brukt verdi for P:

$$P = 0,85 * 1670 \frac{N}{\text{mm}^2} * 150 \text{ mm}^2 = 213 \text{ kN}$$

Må finne EI:

$E_{cm} = 34000 \text{ MPa}$ for B35

Bruker sementklasse S (Funnnet ved bruk av figur 3.1 i EC2 eller i kilde [2] Svein Ivar Sørensen s. 15):

$$t_0 = 7 \Rightarrow \varphi(\infty, 7) = 3,0$$

$$t_0 = 90 \Rightarrow \varphi(\infty, 90) = 2,0$$

$$h_0 = \frac{2 * A_c}{u} = \frac{2 * 1000 * 230}{2(1000 + 230)} = 187,0 \text{ mm}$$

$$E_{c1} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, 7)} = \frac{34000}{1 + 3,0} = 8500 \text{ MPa}$$

$$E_{c2} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, 90)} = \frac{34000}{1 + 2,0} = 11333,3 \text{ MPa}$$

$$q = \frac{12}{L^2} * P * e = \frac{12}{8000^2} * 213 * 10^3 * 75 = 3,00 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$M_1 = \frac{(g - q) * L^2}{12} = \frac{(7,25 - 3,00) * 8000^2}{12} = 22,7 \text{ kNm}$$

$$M_2 = \frac{p_{lang} * L^2}{12} = \frac{0,4 * 3,5 * 8000^2}{12} = 7,5 \text{ kNm}$$

$$E_{c.middel} = \frac{22,7 + 7,5}{\frac{22,7}{8500} + \frac{7,5}{11333,3}} = 9063,3 \text{ MPa}$$

$$\eta = \frac{E_s}{E_{c.middel}} = \frac{200000}{9063,3} = 22,07$$

Regner kun med tverrsnittsareal for armeringsnett K189 som er 189 m². Spennarmeringen har ikke vedheft til betongen og kan derfor ikke inkluderes. Plasten på kablene har en viss vedheft til betongen, men det er usikkert hvilket bidrag dette har.

$$d = t - \left(C_{nom} + \frac{2 * 6}{2} \right) = 230 - (35 + 6) = 189 \text{ mm}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b * d} = \frac{189}{1000 * 189} = 0,001$$

$$\eta\rho = 22,07 * 0,001 = 0,0221$$

$$\alpha = \sqrt{0,0221^2 + 2 * 0,0221} - 0,0221 = 0,1892$$

$$I_c = \frac{1}{2} * \alpha^2 \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right) * b * d^3 = \frac{1}{2} * 0,1892^2 \left(1 - \frac{0,1892}{3} \right) * 1000 * 189^3 = 1,1318 * 10^8$$

$$EI = E_{c.middel} * I_c = 9014,5 * 1,1318 * 10^8 = 1,0203 * 10^{12}$$

Kan nå regne ut δ_1 og δ_2 :

$$\delta_1 = \frac{(0,4 * 3,5 + 7,25) * 8000^4}{384 * 1,0203 * 10^{12}} = 90,4 \text{ mm}$$

$$\delta_2 = \frac{213 * 10^3 * 75}{1,0203 * 10^{12}} * \frac{8000^2}{12} = 83,5 \text{ mm}$$

Nedbøyning på midten:

$$\delta_1 - \delta_2 = 90,4 - 83,5 = 6,9 \text{ mm}$$

Ser av figur 3.22 at maksimal nedbøyning for etteroppspent dekke er på 6,86mm. Det er samme verdi som jeg fikk over. Dette er nok tilfeldig. Kontrollerte med andre verdier for e og det viste seg at denne har ekstremt mye å si. F.eks e = 65 mm gir en nedbøyning på 18 mm.

Forfatter velger å konkludere med at dette indikerer at beregninger utført i Adapt for etteroppspent dekke stemmer.

3.2 Del 2: Tekniske sider

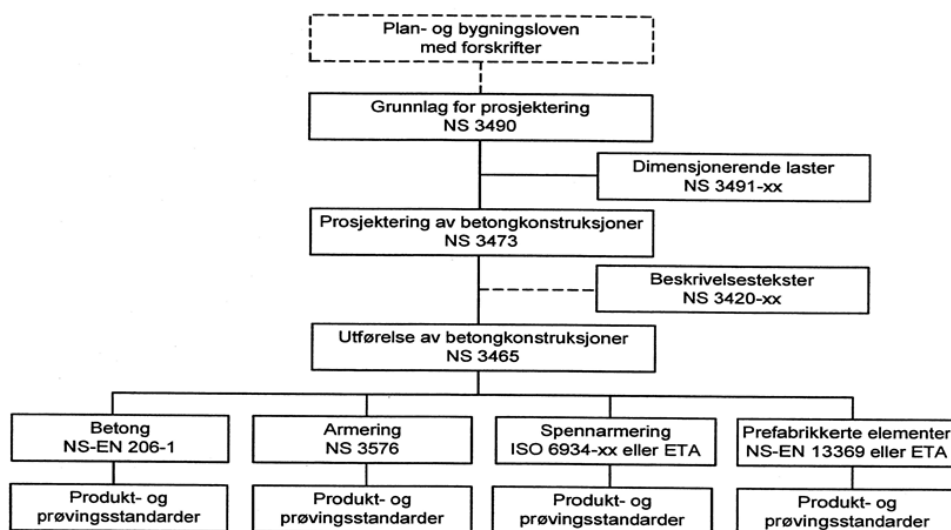
Her blir formler, tabeller, diagrammer, standarder og normer nevnt som grunnlag for dimensjonering, utførelse og kontroll. Viser hvilke tekniske forutsetninger som ligger til grunn for å kunne vurdere betongkonsept.

3.2.1 Generelt

Standarder

Grunnlaget for prosjektering, utførelse og kontroll av betongkonstruksjoner er beskrevet i følgende standarder:

Figur 3.23 Hierarkisk inndeling



Figur: kilde [7], s. 8

Brann

Dekketykkelse/overdekning

Minste dekketykkelse og overdekning for brannkrav er beskrevet i EN1992-1-2:2004 (E) § 5.7.4

(kilde: standard.no, 2004+2010)

Bestemmelse av temperatur

Forenklet metode for å bestemme temperaturen innover i betongen

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

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

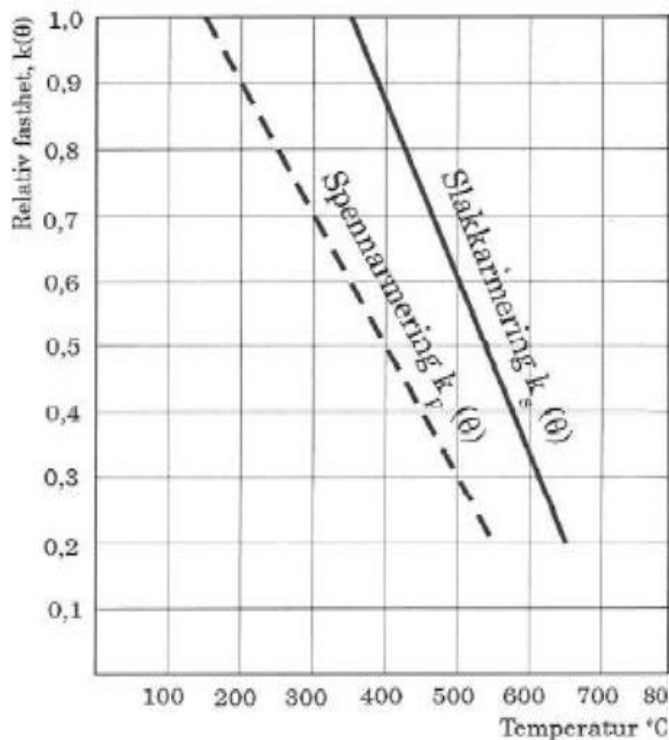
Beregning av stålets karakteristiske fasthet

Slakkarmering: $f_{sk}(\Theta) = k_s(\Theta) \cdot f_{sk}(20\text{°C})$

Spennetau: $f_{pk}(\Theta) = k_p(\Theta) \cdot f_{pk}(20\text{°C})$

(kilde: Betongelementboken Bind D, 2007)

Diagram 3.1 Fasthetsreduksjon i armering som følge av temperatur



(kilde: Betongelementforeningen, 2007)

Lyd

Hvordan lyd transporteres gjennom en betongkonstruksjon er avhengig av blant annet tykkelse på betong og konstruktive løsninger. Når de ulike betongkonsepter blir utført på likt grunnlag, fører det til liten forskjell med tanke på oppnådd lyd-krav. Det blir derfor ikke fokusert på lydproblematikken i denne rapporten.

Jordskjelv

Krav til dimensjonering mot jordskjelv står i følgende standard:

- NS-EN 1998-1:2004+NA:2008 Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning – Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger.

3.2.2 Betongen og armering

Krav til utførelse

Det stilles en rekke krav til utførelse av betongarbeider:

- En del av disse kravene er nedfelt i NS-EN 13670:2009+NA:2010
- En del krav kan være særlige byggherre krav (Vegdirektoratets prosesskode)
- Krav til utførelse kommer også inn som entreprenørkrav for å sikre fremdrift og minimalisere kostnader
- NS-EN 13670:2009+NA:2010 stiller følgende krav til vinterstøping av betong

(kilde: ♣ Norcem, herdeteknologi_lav.pdf)

Kompetanse

Ifølge NS 3465 skal følgende personer være involvert ved behov:

- Produksjonsleder
- Spennbetongleder
- Formann og bas
- Sveisekoordinator
- Sveiser
- Montasjeleder for prefabrikkerte elementer
- Kontroll-leder

Den enkelte skal kunne dokumentere nødvendig kompetanse.

(kilde [7], s. 120)

Valg av sementtype

Hvilken sementtype som skal brukes står beskrevet i NS-EN 206-1.
Her står det at en skal ta høyde for

- Utførelse av arbeidet
- Betongens sluttbruk
- Herdebetingelser
- Konstruksjonens dimensjon
- Miljøforhold mot konstruksjon
- Tilslagets mulige reaksjon med alkalier fra delmaterialer

(kilde [7], s. 26)

Beregningsforutsetninger

NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008: 6.1 (2)

Følgende beregningsforutsetninger gjøres:

- *Full heft mellom betong og armering*
- *Naviers hypotese gyldig*
- *Spennings- og tøyningsegenskaper etter EC2, 3.1.7*
- *Det ses bort fra betongens strekkfasthet*

(kilde [2], s. 27)

Bruddkriterier

- 1) *Trykkbrudd i betong når $\epsilon_c = \epsilon_{cu}$; ϵ_{cu2} eller ϵ_{cu3} avhengig av spennings-tøyningssammenhengen som er valgt etter EC2. fig.3.3 eller 3.4*
- 2) *Brudd i armering når $\epsilon_s = \epsilon_{ud}$ Iflg. EC2, Tabell NA.3.5(901) for B500C er $\epsilon_{ud} = 3 \cdot 10^{-10}$*

(kilde [2], s. 28)

Bestandighet og overdekning for armering

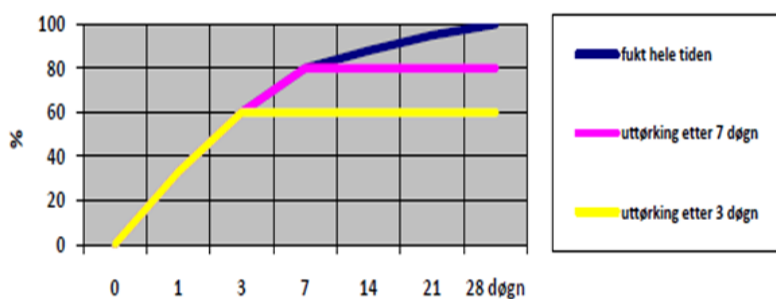
Kapittel 4 i standard tar for seg:

- Hvilke krav som skal oppfylles med tanke på brukbarhet, styrke og stabilitet
- Hvilke tiltak som kan være nødvendige
- Fysiske og kjemiske miljøpåvirkninger samt klassifiseringen av disse i (Tabell 4.1 i standarden)
- Krav til bestandighet mot de aktuelle miljøpåvirkninger
- Krav til minste overdekning
- Tillatte avvik og hensyn ved prosjekteringen

(kilde: NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008: 4 Bestandighet og overdekning for armering)

Herdeprosessen

Figur 3.24 Herding over tid i forhold til tilført fukt



Figur: s. 72 Forelesning_Materiallære_Betong2015 (PowerPoint) av Lacramioara Telehoi

Figur 3.25 Herding over tid ved ulike typer sement

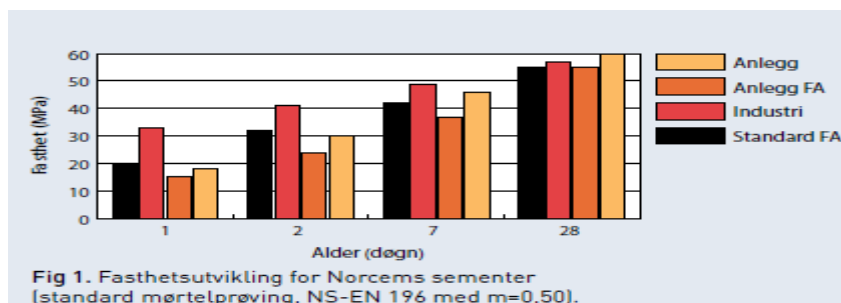
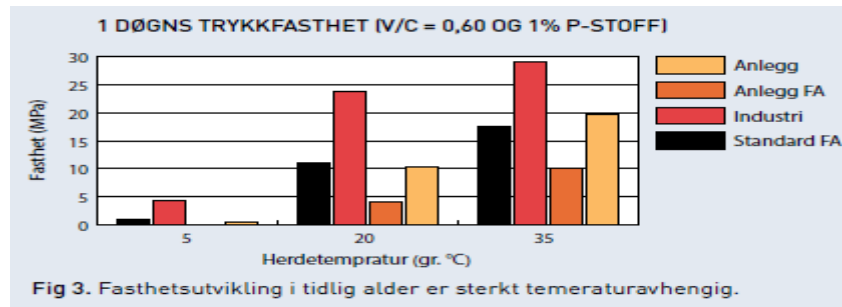


Fig 1. Fasthetsutvikling for Norcem sementer (standard mørtelprøving, NS-EN 196 med m=0,50).

Figur: ♣ Norcem, herdeteknologi_lav.pdf

Figur 3.26 1 døgns trykkfasthet ved ulike temperaturer og type sement



Figur: ♣ Norcem, herdeteknologi_lav.pdf

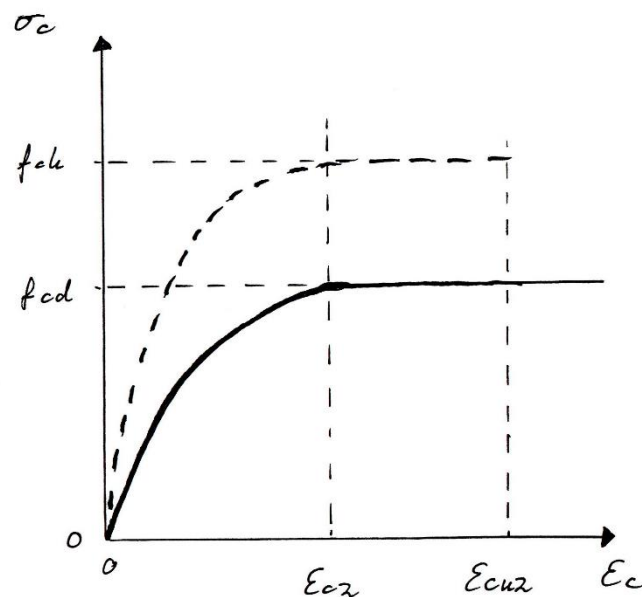
3.2.3 Plater og bjelker

Her blir krav til slakkarmering og betongen i plater og bjelker nevnt samt andre forhold som har betydning for dimensjonering av disse.

Korttidsoppførsel

Rett etter en påført last på betong, skjer en tøyning. Toppunktet rett før brudd ligger på 0,2 % tøyingsdifferanse for trykkfasthet til og med B45 (se tabell 3.2 under). Betong med lav fasthet får et seigere brudd enn for betong med høy fasthet som er mer sprø.

Figur 3.27 Idealisert spenning-tøyingskurve for betong:



(Kontroll av stålqualität spennarmering (PT) kan også nevnes og er lagt til i vedlegg 6)

Tabell 3.2 Trykkfasthet, eksponent og tøyninger

	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B55	B65	B75	B85	B95
f _{ck} (MPa)	20	25	30	35	40	45	55	65	75	85	95
f _{cd} (MPa)	11,3	14,2	17	19,8	22,7	25,5	31,2	36,8	42,5	48,2	53,8
n	2	2	2	2	2	2	1,75	1,53	1,43	1,4	1,4
ε _{c2} (‰)	2	2	2	2	2	2	2,2	2,35	2,45	2,55	2,6
ε _{cu2} (‰)	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,1	2,8	2,65	2,6	2,6

Tabell: kilde [2]

Dimensjonerende spenning kan utregnes slik med verdier fra tabell:

$$\sigma_c = \frac{P}{A}$$

$$\sigma_c = f_{cd} \left(1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c2}}\right)^n\right) \quad \text{for} \quad 0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{c2}$$

$$\sigma_c = f_{cd} \quad \text{for} \quad \epsilon_{c2} \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cu2}$$

(kilde [2], s. 10)

Generelt kryp og svinn

Svinn og kryp er tidsavhengige egenskaper. Det tas normalt sett hensyn til disse i bruksgrensetilstanden. Det tas hensyn til svinn og kryp i bruddgrensetilstand der disse har betydning. For kryp er det anbefalt å bruke situasjonen tilnærmet permanent for lastkombinasjon.

(kilde: NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008: 2.3.2.2 Svinn og kryp)

Det skal tas hensyn til følgende av deformasjon som skyldes temperatur, kryp og svinn i prosjekteringen.

(kilde: NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008: 2.3.3 Betongens deformasjoner)

Betongens kryp og svinn avhenger av omgivelsens fuktighet, konstruksjonsdelens tverrsnittsdimensjoner og betongens sammensetning. Kryp påvirkes også av modenheten av betongen når lasten påføres, og avhenger av belastningens varighet og størrelse

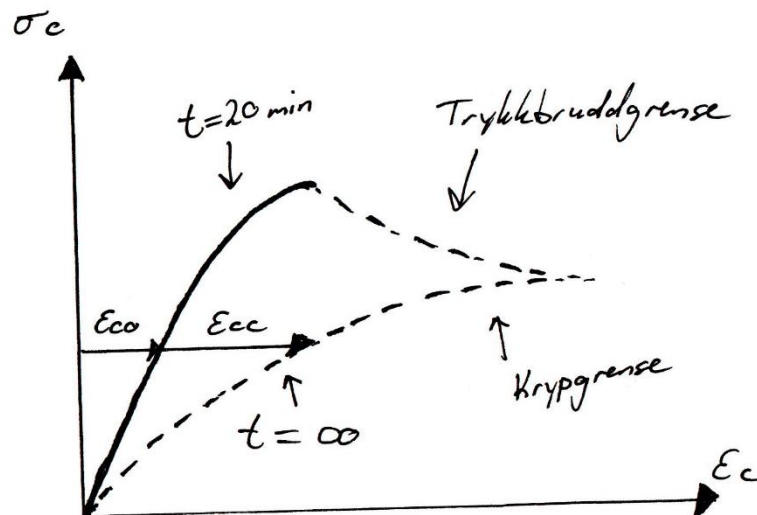
(kilde: NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008: 3.1.4 Kryp og svinn)

Kryp

Kryp er tøyning på betong grunnet belastning på betongen over lengre tid.
Kryptøyning har symbolet:

$$\epsilon_{cc}$$

Diagram 3.2 Effekten av langtidslast



Figur: kilde [2], s. 13

En regner ofte med en midlere E-modul for å beregne kryp:

$$\frac{\sum |M_i|}{E_{middel}} = \frac{|M_{L1}|}{E_{cL1}} + \frac{|M_{L2}|}{E_{cL2}} + \dots + \frac{|M_k|}{E_{ck}}$$

Der:

- $\sum |M_i|$ er sum momenter for alle laster
- E_{middel} er middelverdien for alle de ulike E-modulene
- $|M_{Li}|$ er momentet for ulike langtidslaster
- E_{ck} er E-modulen for korttidslast
- $|M_k|$ er momentverdien for korttidslasten
- E_{cLi} er E-modulen for de ulike langtidslaster

Langtids E-modul kan beregnes slik:

$$E_{cL} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi}$$

Der:

- E_{cm} er sekant E-modul i Mpa mellom $\sigma_c = 0$ og $0,4f_{cm}$. Verdiene finner en i EC2 (tabell 3.1. i standarden) Verdiene avhenger av fastheten til betongen.
- φ er kryptallet og varierer med tid. Kan bestemmes ved matematiske formler eller ved tabell under normale miljøforhold. Kan bestemme kryptall ved å bruke tabell i figur 3.1 i EC2.

(kilde [2], s. 257)

Dersom det ikke kreves stor nøyaktighet kan kryptallet $\varphi(t, t_0)$ tas fra Figur 3.1. i EC2. Krypdeformasjonen kan fra alder t_0 til alder $t = \infty$ kan beregnes slik:

$$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) * \left(\frac{\sigma_c}{E_c}\right)$$

(kilde: NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008: 3.1.4(1,2,3 og 4) Kryp og svinn)

Svinn

Svinn er tøyning som kommer av at betongen tørker over tid. Er uavhengig av lastnivå.

Svinntøyningen er i størrelsesorden:

$$\epsilon_{cs} = [(-)0,3 * 10^{-3}; (-)0,5 * 10^{-3}]$$

Diagram 3.3 Effekt av uttørking

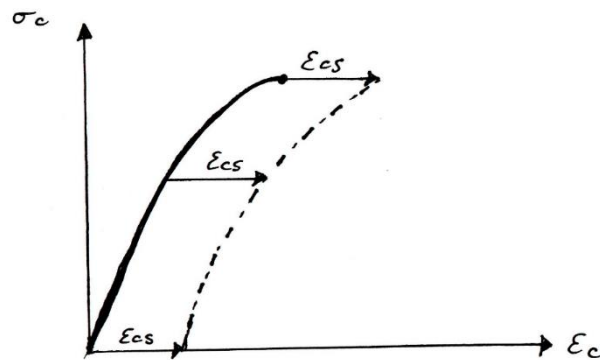
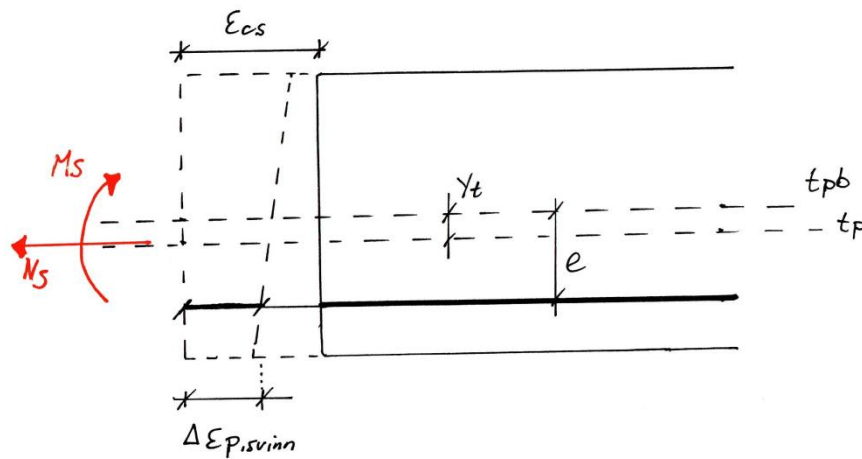


Diagram: kilde [2], s. 16

Figur 3.28 Beregningsmodell for svinn



Figur: kilde [2]

Når betongen svinner blir armeringen tvunget med. Dette fører til en fiktiv kraft N_s . Det oppstår likevekt mellom betongen og armeringen med heft ved motsatt rettet N_s . Den resulterende svinntøyningen kan skrives som:

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

Spenningsendring ved svinn regnes slik:

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

(kilde [2])

Svinntøyning kan en finne ved å bruke Tabell 3.2 (standard) med sement CEM klasse N

(kilde: NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008: 3.1.4(5 og 6) Kryp og svinn)

Samlet virkning av svinn, kryp og relaksasjon

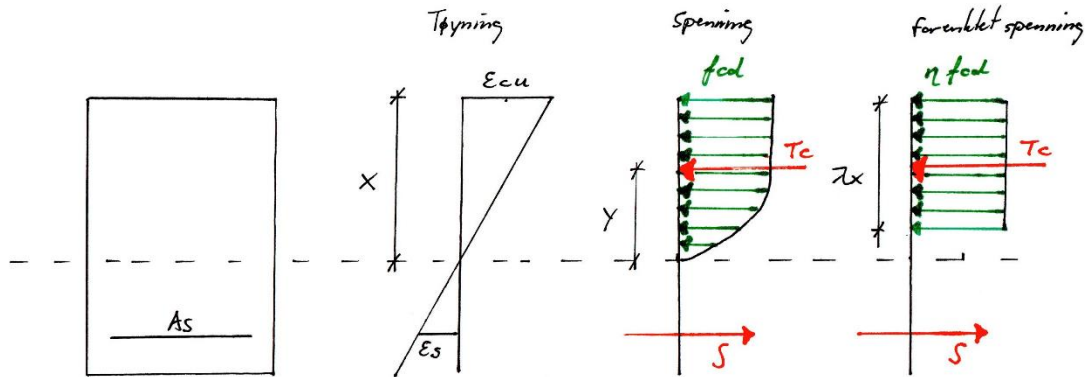
Virkingen av tidsavhengige effekter summeres så til slutt. Denne summen kan betraktes som tap av spennkraft og kommer i tillegg til låsetap, friksjonstap og temperaturtap. Videre kan det også være snakk om tap som kommer ved oppspenning av flere spennarmeringsenheter.

(kilde [2])

Trykksonens momentkapasitet

Trykksonens momentkapasitet forteller hvor mye trykkspenning betongen tåler ved nedbøyning før betongen knuses.

Figur 3.29 Trykkspenningsblokk ved fullt utnyttet trykksone



Figur: kilde [2]

Utgning av trykksonens momentkapasitet ved fullt utnyttet trykksone:

$$M_{Rd} = \lambda \eta \alpha * (1 - 0,5 \lambda \alpha) * f_{cd} b d^2$$

$$\{\lambda = 0,8\} \leq B50 < \left\{ \lambda = 0,8 - \frac{f_{ck} - 50}{400} ; \right\}$$

$$\{\eta = 1,0\} \leq B50 < \left\{ \eta = 1,0 - \frac{f_{ck} - 50}{200} \right\}$$

Der:

- $\alpha = \frac{x}{d}$ Verdien kan en finne i tabell s. 37 [2] Svein Ivar Sørensen
- λ definerer den effektive høyden til trykksonen
- η definerer den effektive trykkfastheten
- Resten fremgår av figur

(kilde [2], s. 30)

Trykkarmering

Trykkarmering er nødvendig dersom kapasiteten på betongen er mindre enn påført last samt ønsker å beholde betongkvalitet og beholde tverrsnittprofil.

Nødvendig trykkarmering blir beregnet slik:

$$A_{s2} = \frac{\Delta M_{Ed}}{f_{yd} h'}$$

Der:

- h' er avstanden mellom strekkarmering og trykkarmering

(kilde [2], s. 47)

Idealisering av konstruksjonen

Standard innen idealisering av konstruksjon omhandler blant annet:

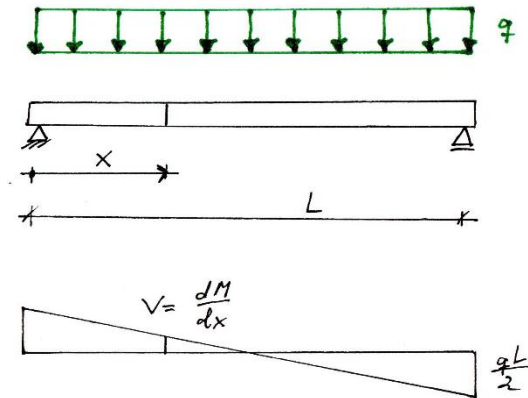
- Hvordan konstruksjonen klassifiseres etter sin art og funksjon. Klassifisering av dekker og bjelker er nevnt.
- Effektiv flensbredde av T-bjelke og hvordan den beregnes
- Hvordan en kan beregne effektiv spennvidde for bjelker og dekker

(kilde: NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008: 5.3 Idealisering av konstruksjonen)

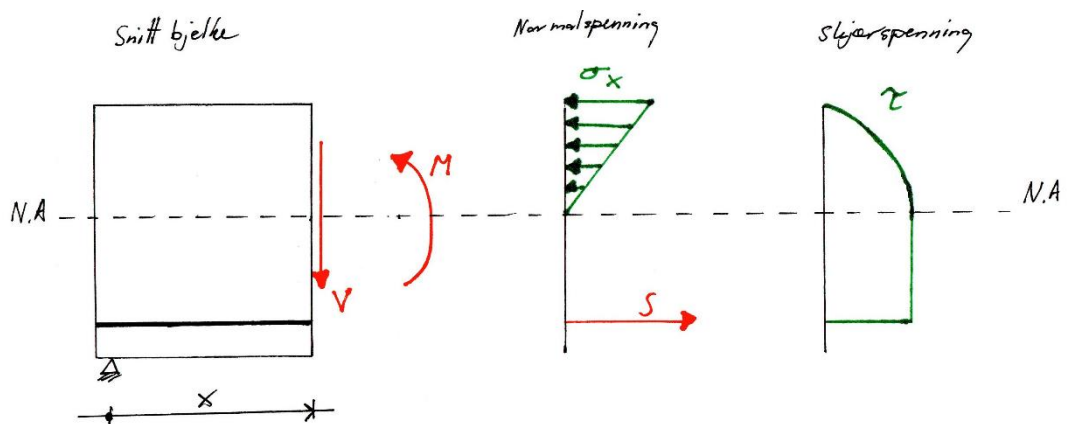
Skjærkraft

Skjærkraft virker parallelt på tverrsnittsmodule. Dersom skjærkraften blir større enn materialets skjærkapasitet, skjer en glidning i materialet som resulterer i brudd.

Figur 3.30 Fordeling av skjærkraft i en bjelke



Figur 3.31 Spenninger i bjelketverrsnitt på grunn av moment og skjærkraft



Ser av figur 3.31 over at trykkspenning fører til redusert skjærspenning. Skjærspenningen over nøytralaksen varierer mens under N.A er den konstant. Skjærspenning mellom N.A og strekkarmering blir:

$$\tau = \frac{V}{z * b}$$

Skjærspenning over N.A blir:

$$\tau = \frac{V \alpha^2 d^2}{2I_c}$$

Der:

- $\alpha = \frac{x}{d}$
- b er bredden på bjelken
- I_c er arealtreghetsmoment av opprisset tverrsnitt med armering
- z er avstanden fra S til resultanten av normalkraften på grunn av momentet
- d er avstanden fra senter strekkarmering til overkant betongbjelke
- V er skjærkraften
- τ er skjærspenningen

(kilde [2], s. 56)

Standard innen skjærkraft omhandler bland annet:

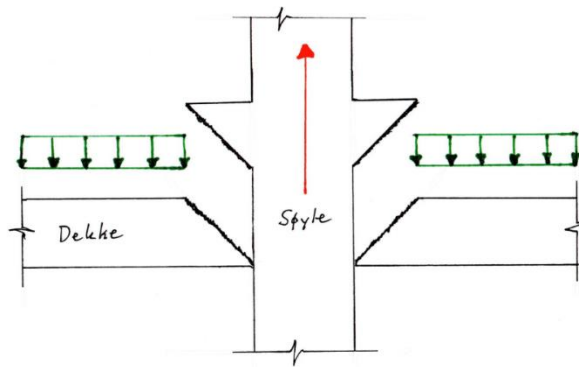
- Generell prosedyre for påvisning
- Konstruksjonsdeler uten beregningsmessig behov for skjærarmering
- Konstruksjonsdeler med beregningsmessig behov for skjærarmering

(kilde: NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008: 6.2 Skjærkraft)

Punching shear (gjennomlokking)

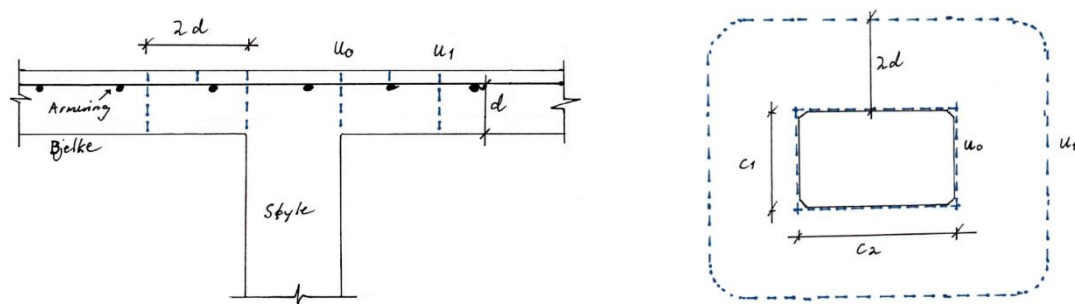
«Punching shear» er skjærspenninger som oppstår rundt en søyle eller fundament grunnet en spissbelastning fra søyla mot dekke eller fundamentet der det virker jevnt fordelte laster slik figuren viser. Det er viktig å ta hensyn til disse skjærspenningene siden et brudd kan føre til kollaps uten forvarsel.

Figur 3.32 Brudd på dekke rundt søyle grunnet «punching shear»



Figuren viser hvordan et brudd kan se ut rundt en søyle rett etter kollaps. Ved brudd stemples det ut et kjegleformet legeme.

Figur 3.33 Kritisk kontrollsnitt



Skjærkraftkapasiteten kontrolleres først ved søyle u_0 og deretter ved u_1 (dersom u_0 er godkjent).

Der:

- $u_0 = 2(c_1 + c_2)$
- $u_1 = 4\pi d + u_0$

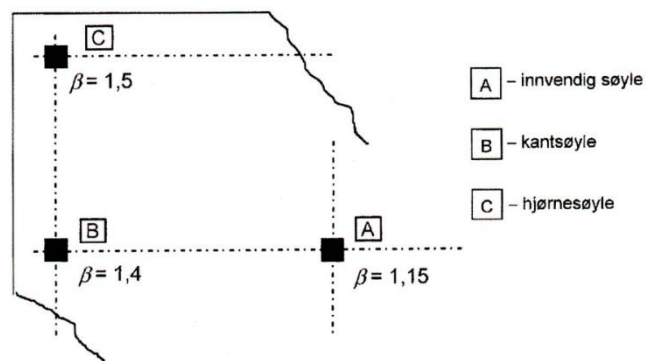
Dersom opplagerreaksjone er eksentrisk i forhold til kontrolltverrsnittet u_1 , kan en regne ut største skjærspenning slik:

$$\tau_{Ed} = \beta \left(\frac{V_{Ed}}{u_i d} \right)$$

Der:

- β er en faktor som tar hensyn til eksentrisk last
- V_{Ed} er opplagerreaksjonen over søylen
- u_i er lengden av kontrolltverrsnittets omkrets
- d er den effektive høyden fra øvre armeringsjern, til underkant betong

Figur 3.34 Anbefalte verdier for β (NS-EN 1992-1-1)



Metode for utregning av skjærkapasiteten til dekket er beskrevet i NS-EN 1992-1-1

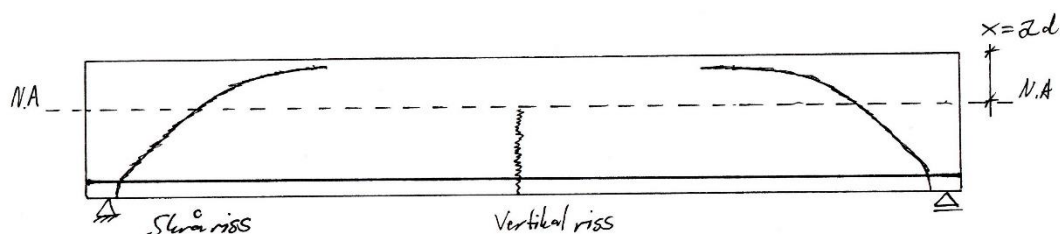
Punching shear i spennbetong

Etteroppspent betong får et bidrag fra trykk i tverrsnittet som fører til reduserte skjærspenninger. Dette bidraget beregnes som vist i NS-EN pkt. 6.44, likning 6.47

Opprissing i bjelke

Riss er små sprekker som eksempelvis kan være 0,2 mm. Riss dannes når strekkspenningen i betong blir større enn betongens kapasitet til å ta opp strekkspenninger.

Figur 3.35 Opprissing av bjelke grunnet skjær og bøyemoment



Ser av figuren over at vertikale riss blir dannet som følge av bøyemomenter og skråriss dannes nær opplegg som følge av opplagerkrefter.

Empirisk formel for skjærkapasiteten i bjelker og plater når det ikke er beregningsmessig behov for skjærarmering, er nevnt i EC2, 6.2.2.(1)

Når det er beregningsmessig behov for skjærarmering, brukes formlene i EC2, 6.2.2(6)
Videre er det krav til minimum skjærarmeringsforhold i NA.9.2.2(5)

(kilde [2], s. 66)

Bøyestivhet EI

Det dimensjonerende momentet som framkommer, legges til grunn ved dimensjonering av tverrsnitt med hensyn til bøyemomentet og aksialkraft etter 6.1 og sammenholdt med 5.8.5 (1)

Nominell stivhet kan beregnes på følgende måte:

$$EI = K_c E_{cd} I_c + K_s E_s I_s$$

Der:

- E_{cd} er dimensjonerende verdi av betongens elastitetsmodul, se 5.8.6 (3)
- I_c er betongtverrsnittets arealtreghetsmoment
- E_s er dimensjonerende verdi av armeringens elastitetsmodul, se 5.8.6 (3)
- I_s er armeringens arealtreghetsmoment om betongtverrsnittets tyngdepunkt
- K_c er en faktor for virkningene av opprissing, kryp osv., se 5.8.7.2 (2) eller (3)
- K_s er en faktor for armeringens bidrag, se 5.8.7.2 (2) eller (3)

(kilde: NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008: 5.8.7.2 Nominell stivhet)

Bruksgrensetilstander (SLS)

De vanlige bruksgrensetilstander er:

- nedbøyningsbegrensning
- Spenningsbegrensning
- Rissviddebegrensning

(kilde: NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008: 7.1 Generelt)

Nedbøyningsbegrensning

Krav som stilles til nedbøyning:

- Skal ikke virke ugunstig på konstruksjonens tiltenkte funksjon eller utseende
- Nedbøyning vurderes i forhold til oppleggene
- Nedbøyning bør ikke skade tilstøtende deler av konstruksjonen

(kilde: NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008: 7.4 Nedbøyningsbegrensning)

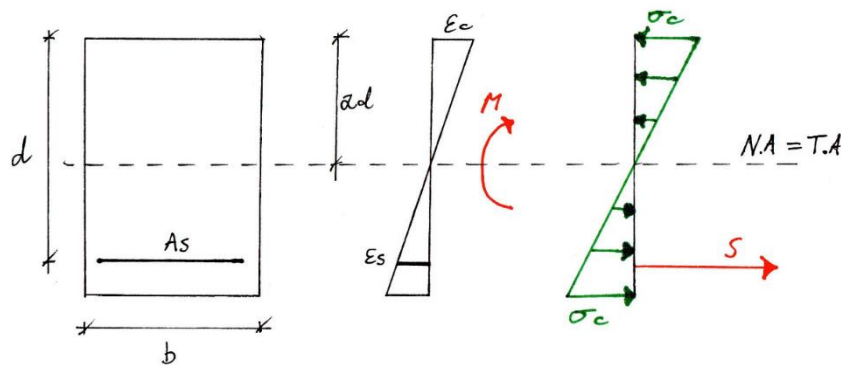
Spenningsbegrensning

Krav til spenningsbegrensning:

- Trykkspenninger skal begrenses for å unngå riss dersom dette medfører uakseptable virkninger
- Riss kan føre til for liten overdekning på armeringen. Dersom ikke andre tiltak fattes bør trykkspenningen begrenses.
- *Strekkspenninger i armeringen skal begrenses for å unngå in-elastisk tøyning, uakseptabel opprissing eller deformasjon.*

(kilde: NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008: 7.2 Spenningsbegrensning)

Figur 3.36 Uopprisset tverrsnitt ved bøyning



Figur: kilde [2]

For relativt lave lastnivå vil strekkspenningene i betongen være mindre enn strekkfastheten. Dette fører til et uopprisset tverrsnitt med ulik bøyestivhet enn for opprisset tverrsnitt. Siden tverrsnittet er uopprisset, blir nøytralaksen og tyngdepunktsaksen sammenfallende.

(kilde [2], s. 122)

Rissviddebegrensning

Generelle forhold ved riss:

- *Opprissing skal begrenses slik at ikke konstruksjonens egentlige funksjon eller bestandighet skades eller gir den et uakseptabelt utseende.*
- *Det kan tillates riss uten krav til begrensning av rissvidden forutsatt at de ikke reduserer konstruksjonens funksjon*

(kilde: NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008: 7.3 Rissviddebegrensning)

EC2, NA.7.3.1, Tabell NA.7.1N gir anbefalte verdier til maksimalt tillat rissvidde. Variablene i tabellen er eksponeringsklasse og armeringstype (slakkarmert eller spennarmert)

Formel for nødvendig minimumsarmering står i EC2, 7.3.2(2)

(kilde [2], s. 148)

Armeringsregler

Gjelder for kamstenger, nett og spennarmering med statisk belastning. Krav til minimum overdekning skal holdes. Avstanden mellom armering skal være slik at betongen er støpelig og slik at nødvendig heft oppnås.

(kilde: NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008: 8 Armeringsregler for armering og spennarmering)

3.2.4 Konstruksjonsanalyse

Generelle krav:

1. *Konstruksjonsanalyse skal gjennomføres for å beregne fordelingen av enten indre krefter og momenter eller spenninger, tøyninger og forskyvninger i hele eller deler av konstruksjonen. Ytterligere lokal analyse skal utføres der det er nødvendig.*
2. *lokale analyser kan være nødvendige der en antakelse om lineær tøyningfordeling ikke gjelder, f.eks.:*
 - a. *i nærheten av opplegg*
 - b. *i nærheten av konsentrerte laster*
 - c. *i knutepunkt mellom bjelker og søyler*
 - d. *i forankringssoner*
 - e. *ved endringer i tverrsnittet*
3. *For spenningsfelt i planet kan det brukes en forenklet metode for å bestemme armering.*
4. *I konstruksjonsberegninger idealiseres konstruksjonens geometri så vel som oppførsel. De valgte idealiseringene skal være egnet for det problemet som skal undersøkes.*
5. *Virkningene av konstruksjonens geometri og egenskaper på dens oppførsel i hver enkelt fase av bygging, skal tas hensyn til i prosjekteringen.*
6. *I bygninger kan virkningene av skjær- og aksialkrefter på deformasjoner i lineære konstruksjonsdeler eller plater utelates dersom det er sannsynlig at de blir mindre enn 10 % av de deformasjoner som skyldes bøyning.*

(kilde: NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008: 5.1.1 Generelle krav)

Lasttilfeller og lastkombinasjoner:

Ved valg av lastkombinasjoner, se NS-EN1990 kapittel 6, skal alle de lastkombinasjonene undersøkes som kan være dimensjonerende i ethvert snitt, innenfor konstruksjonen eller konstruksjonsdeler som betraktes.

(kilde: NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008: 5.1.3 Lasttilfeller og lastkombinasjoner)

3.2.5 Lastbalansering for spennbetong

Målet med lastbalansering er å motvirke de ytre kreftene av de ekvivalente kreftene i spennarmeringen. I praksis er det vanskelig å oppnå fullstendig lastbalansering i en konstruksjon som går over flere spenn. Dette kommer av et kabelprofilen som oftest ligger med en krumning over støtte. Dersom kabelen hadde blitt lagt med knekk over støtten, kunne det teoretisk sett oppnås fullstendig lastbalansering. Spennkablene tåler ikke å bli lagt i en krapp krumning og denne løsningen er derfor ugunstig. Skal videre se på hvordan man kan komme fram til en fornuftig lastbalansering.

Ekvivalent last

Den ekvivalente lasten i y-retning er tilnærmet:

$$q(x) = P * \frac{d\theta}{dx} = P * \frac{\delta^2 y}{\delta x^2}$$

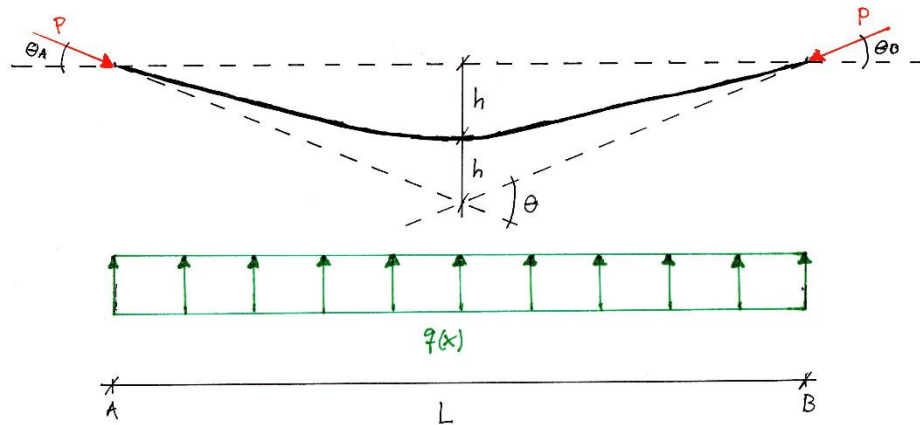
Der:

- P er oppspenningskraften
- $q(x)$ er den jevnt fordelte kraften fra spennarmering
- θ er helning av spennarmering

(kilde [2], s. 212)

Parabelformet spennarmeringsprofil

Figur 3.37 Parabelformet spennarmeringsprofil



Figur: kilde [2]

Total last langs parabelen blir:

$$\int_A^B q(x) dx = P(\theta_B - \theta_A)$$

Lasten blir spennkraften multiplisert med retningsendringen fra den ene enden til den andre. Den ekvivalente lasten er jevnt fordelt.

Lasten kan skrives som:

$$q = \frac{8Ph}{L^2}$$

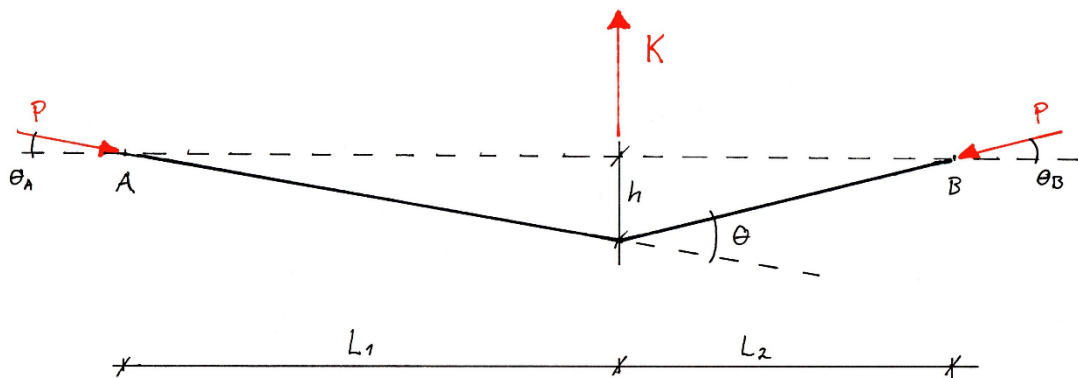
Der:

- h er høyden fra oppspenningspunkt til bunnpunkt spennarmering

(kilde: [2], s.213)

Stykkvis rettlinjett spennarmeringsprofil

Figur 3.38 Stykkvis rettlinjett spennarmeringsprofil



Figur: kilde [2]

Konsentrert last:

$$K = P * \theta$$

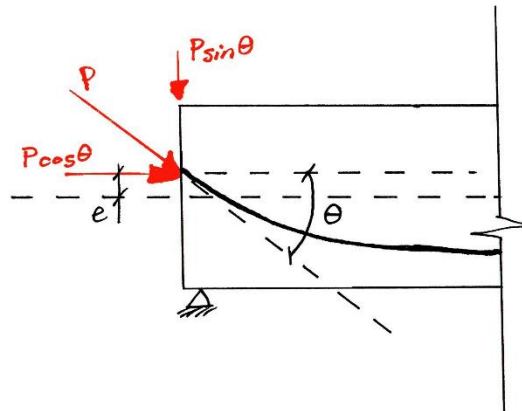
θ er den totale retningsendring:

$$\theta = \theta_A + \theta_B = \frac{h}{L_1} + \frac{h}{L_2}$$

(kilde: [2], s.214)

Forankringskrefter

Figur 3.39 Forankringskrefter ved endeforankring av spennarmering



Figur: kilde [2]

Når θ er veldig liten, kan en skrive de ekvivalente forankringskrefter forenkles slik:

$$\begin{aligned}P_h &= P * \cos\theta = P \\P_v &= P * \sin\theta = P * \theta \\M_p &= P * \cos\theta * e = P * e\end{aligned}$$

Der:

- e er eksentrisiteten
- P_v er vertikal ekvivalent forankringskraft
- P_h er horisontal ekvivalent forankringskraft
- M_p er eksentrisitetsmomentet

Ved beregning skal en se at den totale løftekraften langs spennarmeringen blir motsatt lik to ganger vertikal forankringskraft ved bjelkeender. ($q * L = 2 * P_v$). Dersom dette ikke er oppfylt, er ikke konstruksjonen i ro.

Lastbalanse oppnås derfor når:

- $p = q$ for parabel spennarmering
- $F = K$ for stykkvis rettlinjjet spennarmering

Der:

- p er jevnt fordelt egenlast + jevnt fordelt nyttelast
- q er jevnt fordelt last fra spennarmering
- F er punktlast fra nyttelast + egenlast
- K er punktlast fra spennarmering

Når det er symmetri på parabel spennarmering, kan en skrive formlene slik:

$$p = q = \frac{8Pe}{L^2}$$

$$e = \frac{pL^2}{8P}$$

$$P = \frac{pL^2}{8e}$$

(kilde [2], s. 217)

Når det er symmetri på stykkvis rettlinjert spennarmering, kan en skrive formlene slik:

$$F = K = \frac{4Pe}{L}$$

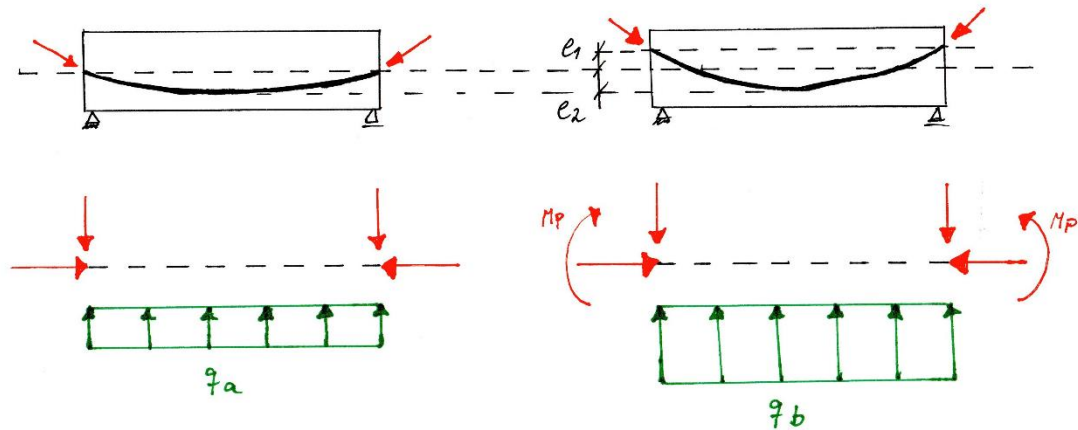
$$e = \frac{FL}{4P}$$

$$P = \frac{FL}{4e}$$

(kilde: [2], s.218)

Effekt av endeeksentrisitet

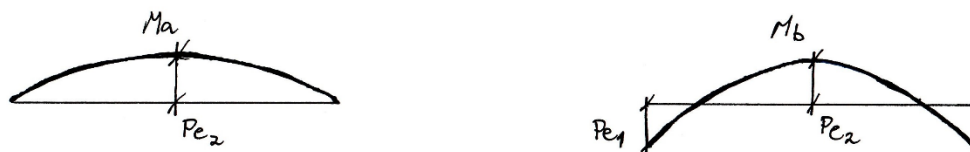
Figur 3.40 Jevnt fordelt last uten og med eksentrisitet



Figur: kilde [2]

Eksentrisitet i positiv y-retning fører til større pilhøyde. Dette medfører større jevnt fordelt oppoverrettet kraft.

Figur 3.41 Momentforløp uten og med endeeksentrisitet



Figur: kilde [2]

Ser av figuren over at momentfordelingen kan bli mer gunstig ved eksentrisitet. Momentvirkningen midt på bjelken er derimot uavhengig av endeeksentrisiteten. Endeforankringsmomentet ved endeeksentrisitet gir nedbøyning. Dette medfører mindre oppbøyning totalt sett ved forspenning med eksentrisitet. En kan ved utregning se at reduksjonen av oppbøyning vil være ca. 20 % ved sammenlikning av profil med og uten eksentrisitet når endeeksentrisiteten er like stor som felteksentrisiteten.

(kilde: [2], s.225)

Momenter utregnet fra figur over:

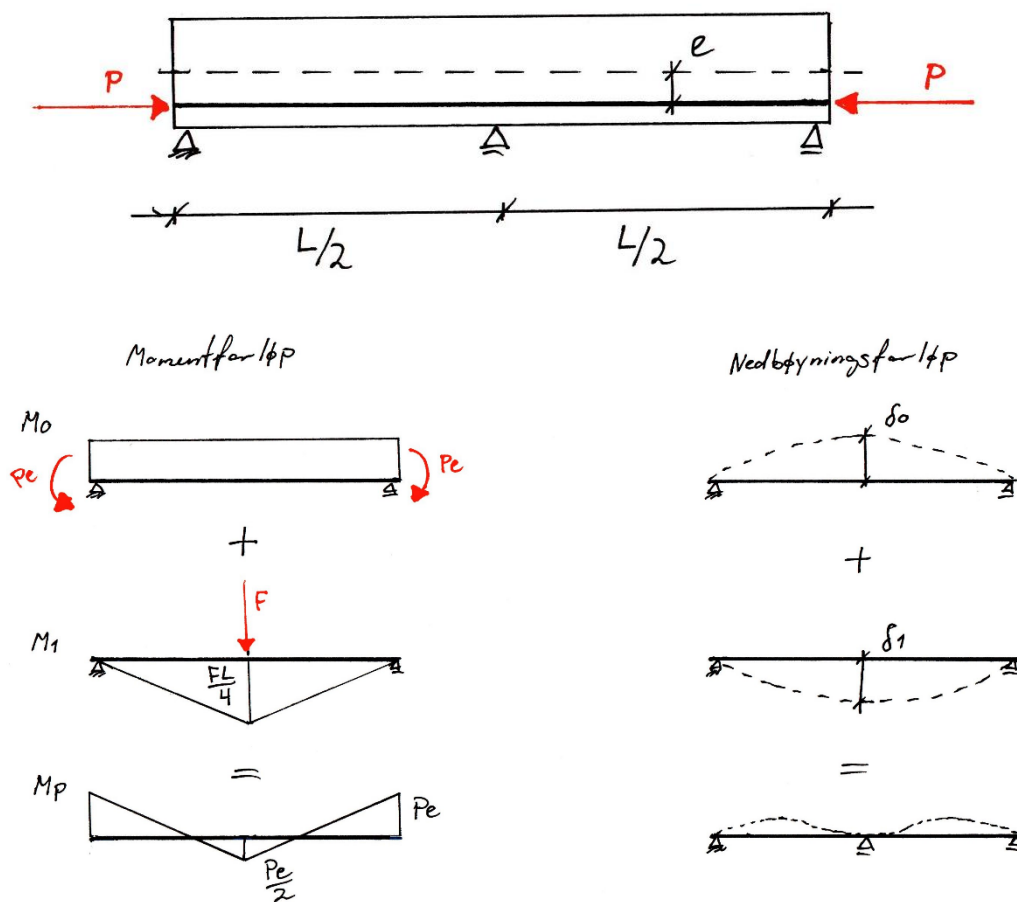
$$M_a = \frac{q_a L^2}{8} = P * e_2$$

$$M_b = \frac{q_b L^2}{8} - P * e_1 = P * e_2$$

Ser av formlene at en kan finne momentene fra forspenningene direkte som spennkraft multiplisert med spennarmeringens eksentrisitet. Dette gjelder derimot ikke for statisk ubestemte konstruksjoner.

Statisk ubestemte bjelker

Figur 3.42 Tofeltsbjelke med rettlinjet spennarmering



Figur: kilde [2]

Symmetrisk tofeltsbjelke med rettlinjert spennarmering i underkant slik figuren over viser, er statisk ubestemt.

Dersom en fjerner midtopplegget blir bjelken statisk bestemt. Oppbøyning midt på bjelke blir da:

$$\delta_0 = \frac{Pe}{EI} * \frac{L^2}{8}$$

Moment fra forspenningen:

$$M_0 = P * e$$

Dersom bjelken da tvinges ned til opplegget igjen får en følgende nedbøyning midt på bjelken:

$$\delta_1 = \frac{PL^3}{48EI}$$

Må ha at:

$$\delta_1 = \delta_0 \Rightarrow F = \frac{6Pe}{L}$$

Momentet under lasten blir:

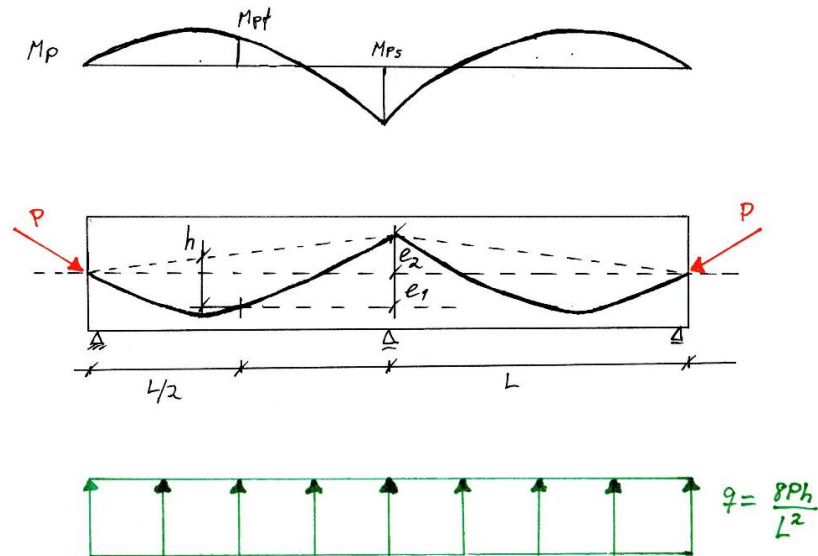
$$M_1 = \frac{FL}{4} = \frac{3}{2}Pe$$

Det resulterende momentforløpet:

$$M_p = M_0 + M_1$$

Tofelts bjelke med idealisert krum spennarmering

Figur 3.43 Tofeltsbjelke med idealisert spennarmeringsprofil



Figur: kilde [2]

Pilhøyden i parabelen:

$$h = e_1 + \frac{e_2}{2}$$

Jevnt fordelt last fra spennarmering:

$$q = \frac{8Ph}{L^2}$$

Moment ved midtopplegg blir:

$$M_{Ps} = \frac{qL^2}{8}$$

Forspenningsmomentet midt i feltene blir:

$$M_{Pf} = \frac{qL^2}{8} - \frac{1}{2} * \frac{qL^2}{8} = \frac{qL^2}{16}$$

(kilde: [2], s.231)

Primærmomentet ved midtopplegget og midt i feltene blir:

$$P * e_1 = P * e_2$$

Figur 3.44 Tvangsmoment fra forspenning



Figur: kilde [2]

Tvangsmomentene blir:

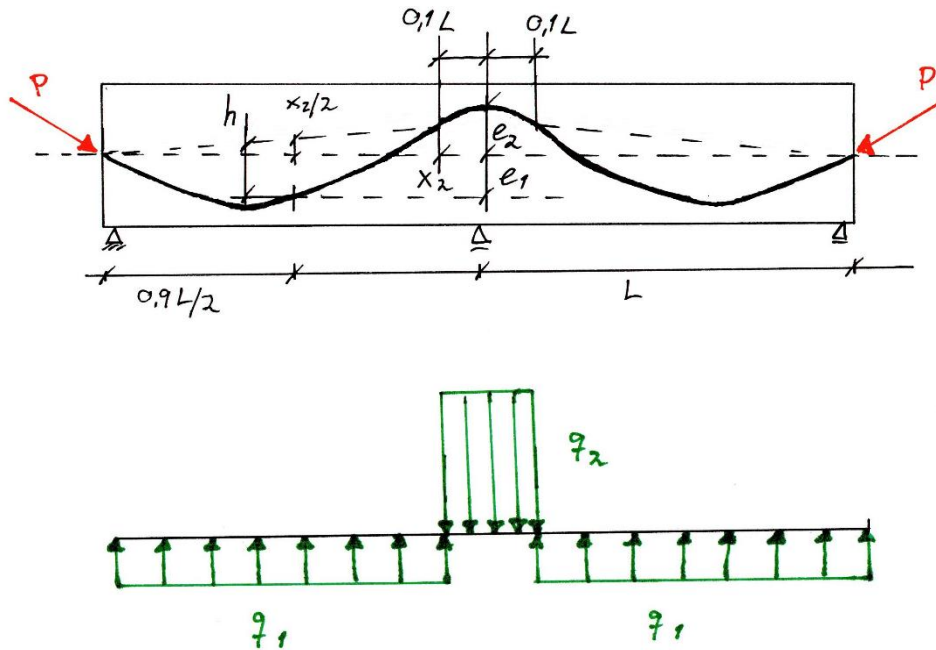
$$M_{Tf} = M_{Pf} - P e_1$$

$$M_{Ts} = M_{Ps} - P e_2$$

(kilde: [2], s.231)

Tofeltsbjelke med realistisk spennarmeringsprofil

Figur 3.45 Tofeltsbjelke med realistisk spennarmeringsprofil



Figur: kilde [2]

Figuren viser den konvensjonelle lastbalanseringen med parabler. Det er mulig å skape et annet spenningsforløp ved å justere banen til spennkabler.

Formlene for utregning blir:

$$q_1 = \frac{8Ph}{(0,9L)^2}$$

$$q_2 = \frac{8Ph_s}{(0,2L)^2}$$

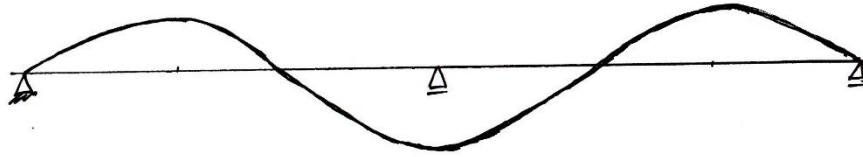
$$h_s = \frac{0,2h}{0,9}$$

$$e_2 = x_2 + h_s$$

$$h = e_1 + \frac{x_2}{2}$$

En kan finne momentforløpet ved å betrakte bjelken som fast innspent ved midtopplegget.

Figur 3.46 Moment ved forspenning for bjelke



Figur: kilde [2]

Dersom vi regner ut forskjellen på den idealiserte modellen og den realistiske modellen, ser vi at feltmomentet endres lite i forhold til ved idealisert spenningsprofil. Ved midtstøtten er derimot momentet ca. 20% mindre for realistisk enn for idealisert profil.

(kilde: [2], s.232-235)

3.2.6 Beregning av spennarmering i bruksgrensetilsand

Beregningen av spennarmering er lik for ordinær slakkarmering med unntak av at forspent armering har en forhåndstøyning. Går ikke inn i detalj på beregning av slakkarmering her. Fokuserer på det som er spesielt for spennarmering.

(kilde [2], s. 249)

Kontrollverdier for spenningsberegning i henhold til standard EC2:

Største tillatte spenning i spennarmeringen ved oppspenning er:
(i følge EC2, 5.10 pkt. 5.10.2.1)

$$\sigma_{p,\max} = \min\{0,8f_{pk}; 0,9f_{p0,1k}\}$$

Den maksimale spennkraften er:

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

Tillatt trykkspenning i betongen:
(i følge NS3473 pkt.15.7.2)

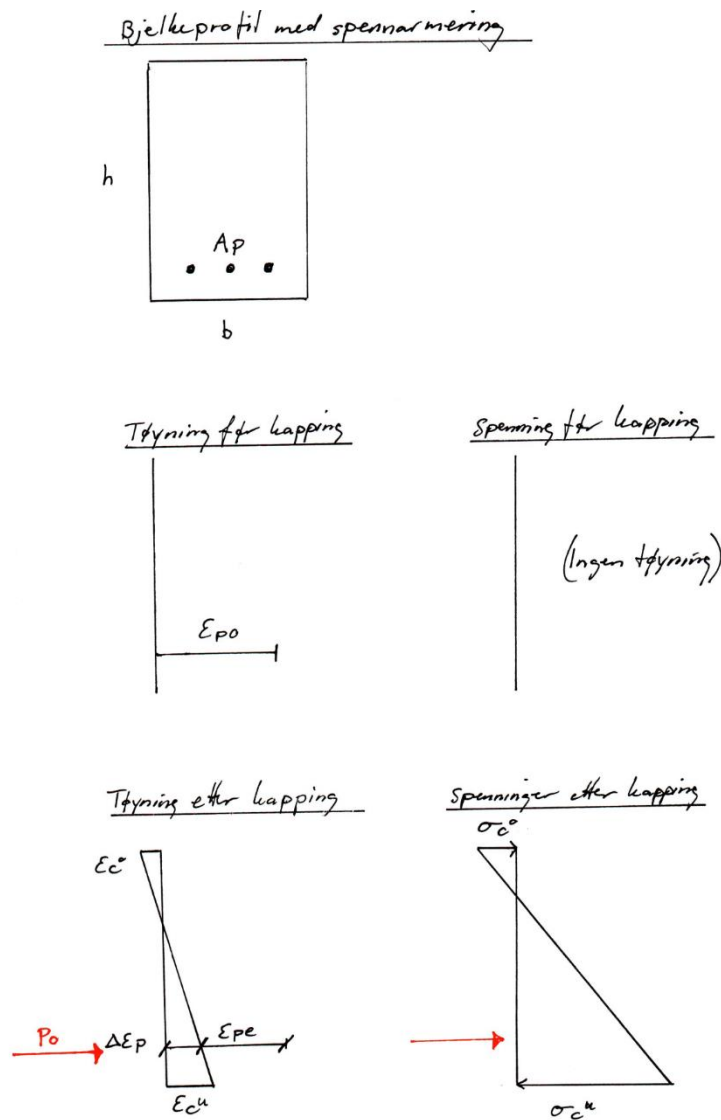
$$\sigma_{c,tillatt} = (-)0,6f_{ck}$$

Denne tar hensyn for belastninger som virker på tidspunktet for oppspenning.

Strekfastheten (f_{ctm}) finner en i EC2 Tabell 3,1

Spenningsberegning ved urisset betong, stadium 1

Figur 3.47 Tøyninger og spenninger i førroppsrent bjelke



Figur: kilde [2]

Etter kapping av spennarmering blir trykk-kraften:

$$P_0 = \epsilon_{p0} * E_p * A_p$$

Der:

- ϵ_{p0} er forhåndstøyningen i spennstålet
- E_p er elastisitetsmodulen til spennstålet
- A_p er tverrsnittsarealet til spennstålet

Tøyning i spennarmeringen blir etter kapping:

$$\epsilon_{pe} = \epsilon_{p0} - \Delta\epsilon_p$$

Der:

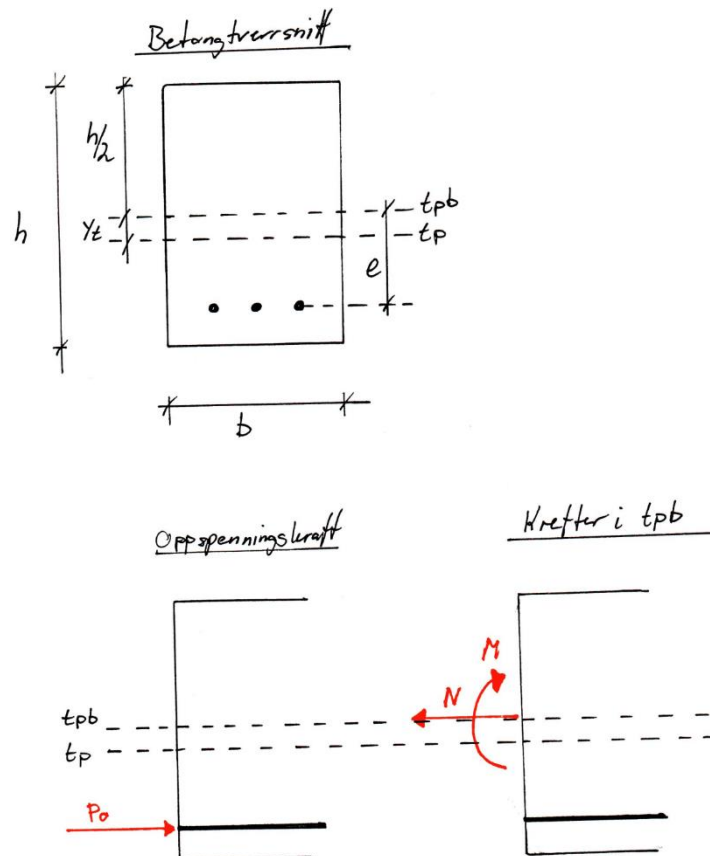
- $\Delta\epsilon_p$ er felles trykktøyning i betong og spennarmering

Den reduserte strekkraften fra i spennarmeringen blir etter kapping:

$$S_p = \epsilon_{pe} * E_p * A_p$$

(kilde [2], s. 251)

Figur 3.48 Betongtverrsnitt påkjent av aksialkraft og moment



Figur: kilde [2]

Der:

- t_{pb} er tyngdepunktaksen for det rene betongtverrsnittet
- t_p er tyngdepunktaksen for det armerte tverrsnittet

Trenger følgende formler for å regne ut spenninger:

$$A_t = A_c + (\eta - 1)A_p$$

$$\eta = \frac{E_p}{E_{cm}}$$

$$y_t = \frac{(\eta - 1)A_p * e}{A_t}$$

$$I_t = \frac{bh^3}{12} + bh * y_t^2 + (\eta - 1)A_p * (e - y_t)^2$$

$$N = -P_0$$

$$M = -P_0 * e$$

$$M_t = M - N * y_t$$

y er avstanden fra tpb til underkant betong

Kan så regne ut betongspenninger for hvilket som helst nivå i tverrsnittet:

$$\sigma_c = \frac{N}{A_t} + \frac{M_t * (y - y_t)}{I_t}$$

Positive verdier gir strekkspenning og negative verdier gir trykkspenning.

3.2.7 Tap av spennkraft for spennarmering

Tap av spennkraft kan forenklet deles inn på følgende måte:

- Tap av tøyingsdifferanse
 - Låsetap
 - Friksjonstap
 - Temperaturtap
- Tidsavhengige tap
 - Kryp
 - Svinn
 - Relaksasjon
- Spenningsendringer på grunn av korttidslast
 - Skjer ved oppspenning av flere spennarmeringsenheter (ubetydelig tap av kraft)

(Effekten av Kryp og Svinn er nevnt i 3.2.3)

Tap av tøyingsdifferanse:

Låsetap

Låsetap skjer rett etter at jekkraften er påført ved at spennarmering glir noen millimeter før kilene låser seg i forankringen der jekk-kraften påføres.

Glidetøyning blir:

$$\Delta \epsilon_{lås} = \frac{\Delta L_{lås}}{L}$$

Der:

- $\Delta L_{lås}$ er glidningen av stålet i millimeter
- L er lengde av spennstålet i millimeter

Oppspenningstøyning blir:

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

Der:

- P_{jekk} er avlest jekk-kraft
- E_s er stivheten til spennstålet
- A_p er armeringstverrsnittet

Låsetap blir:

$$\frac{\Delta \varepsilon_{lås}}{\varepsilon_{p,jekk}} * 100\%$$

Spennkrafttap etter låsing:

$$\Delta P_{lås} = \frac{\Delta \varepsilon_{lås}}{\varepsilon_{p,jekk}} * P_{jekk}$$

(kilde [2], s. 238)

Friksjonstap

Ved oppspenning blir det friksjonstap ved at spennarmering glir mot utsparingsrøret på grunn av kurvatur. Friksjonstapet øker med økt lengde på rør.

Det endelige uttrykket for tap på grunn av friksjon i etterspente kabler er:

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

Der:

- P_{\max} er spennkraft ved jekk
- P_x er kraft i spennarmering i avstand x fra jekk
- θ er total vinkelendring fra jekk til x
- μ er friksjonskoeffisienten
- K er tilleggskrumningen

Tap på grunn av temperaturredifferanse

Betong og stål har omtrent lik temperaturutvidelseskoeffisient. Det betyr at ved oppvarming av spennstålet etter at det er oppspent og før betongen er herdet, blir det et tap av spennkraft. Dette er særlig aktuelt for førroppsente elementer.

Spenningstap på grunn av temperaturredifferanse kan regnes på følgende måte:

$$\Delta \sigma_t = \frac{\Delta L_t}{L} * E_p = \frac{(T_1 - T_0) * k_t * L_1}{L} * E_p$$

Der:

- T_0 er temperaturen på spennstålet ved oppspenning
- T_1 er temperaturen på spennstålet under herding av støp
- k_t er stålets temperaturutvidelseskoeffisient
- E_p er spennstålets elastisitetsmodul
- L er lengden på spennstålet før oppvarming
- L_1 er lengden på spennstålet etter oppvarming

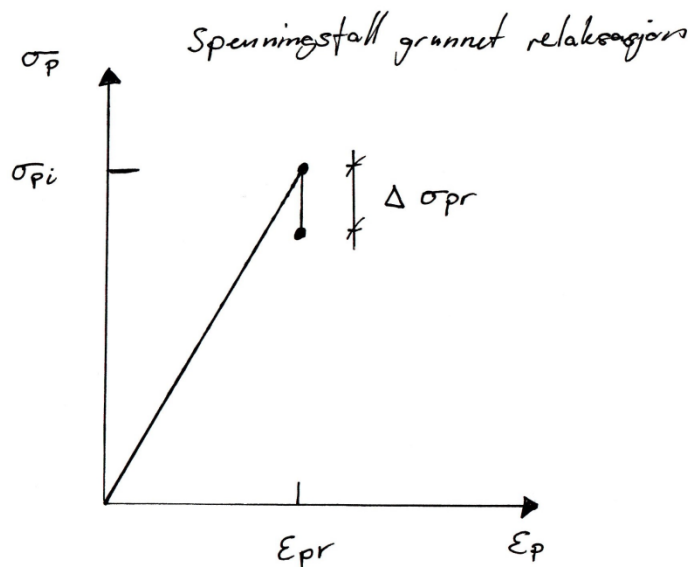
Tidsavhengige tap:

Relaksasjon

Relaksasjon er spenningsfall som oppstår ved at spennstålet utsettes for konstant tøyning over lang tid. Det er tre definerte relaksasjonsklasser. Klasse tre er varmvalsede og bearbejdede stenger. De andre to er for tråd eller tau.

Relaksasjonstapet dimensjoneres etter 1000 timer oppspenning med middeltemperatur 20 °C. Verdien skrives i prosentandel. For klasse 3 er denne på 4 %.

Diagram 3.4 Relaksasjon i spennstål



Figur: kilde [2]

Beregne relaksasjonstapet i klasse 3:

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

$$\sigma_{pi} = \min\{0,75f_{pk}; 0,85f_{p0,1k}\}$$

Der:

- $\Delta\sigma_{pr}$ er absoluttverdi av relaksasjonstapet
- σ_{pi} er absoluttverdi av den initielle forspenningen
- t er tid etter oppspenningen i timer
- $\mu = \sigma_{pi}/f_{pk}$
- ρ_{1000} er relaksasjonstapet i prosentverdi 1000 timer etter oppspenning ved 20 °C.

3.2.8 Anbefalte spennvidder dekke

Førroppsant betong (Huldekker)

Diagram 3.5 Anbefalt prefab-element i forhold til spennvidde og nyttelast

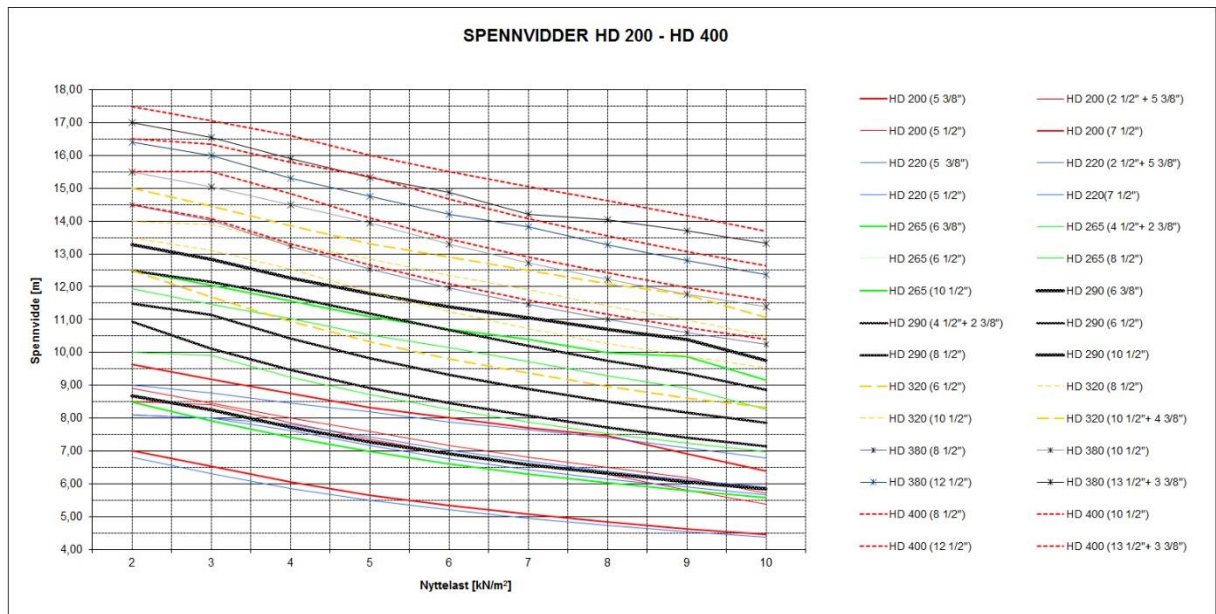
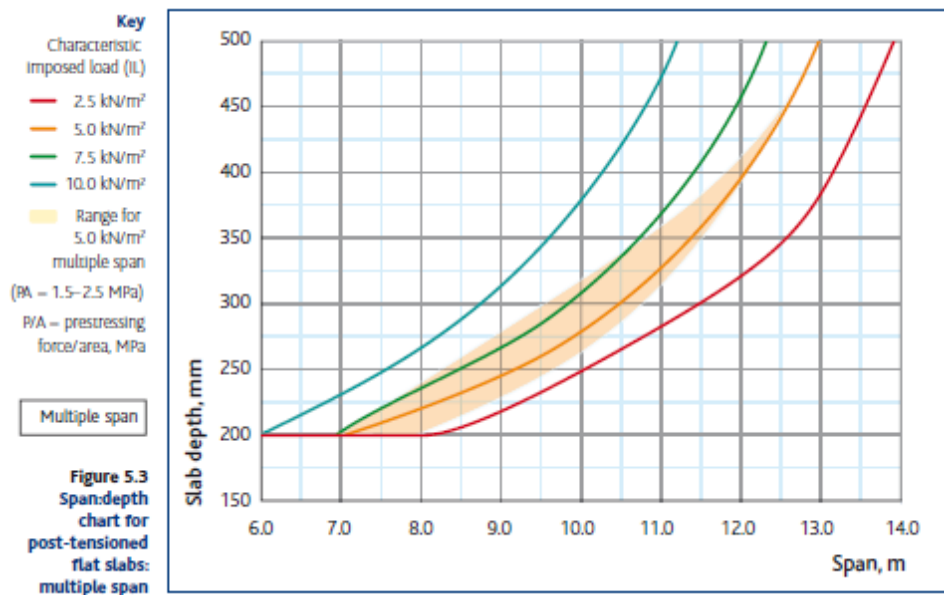


Diagram: ♣ loe betong

Etterroppsant betong

Diagram 3.6 Anbefalt dekketykkelse i forhold til spennvidde og nyttelast



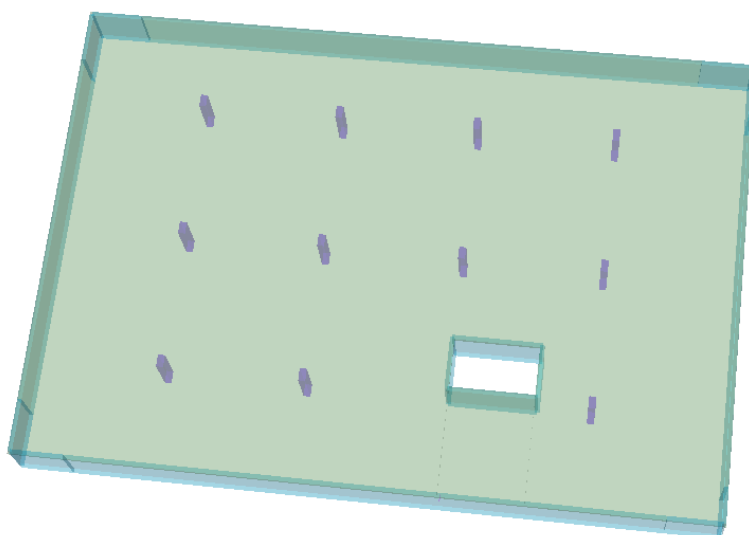
4 RESULTATER

For bedre beskrivelse av figurer, se metode DEL 1

4.1 Resultater fra modellering og analyse

4.1.1 Figurer generert fra Adapt

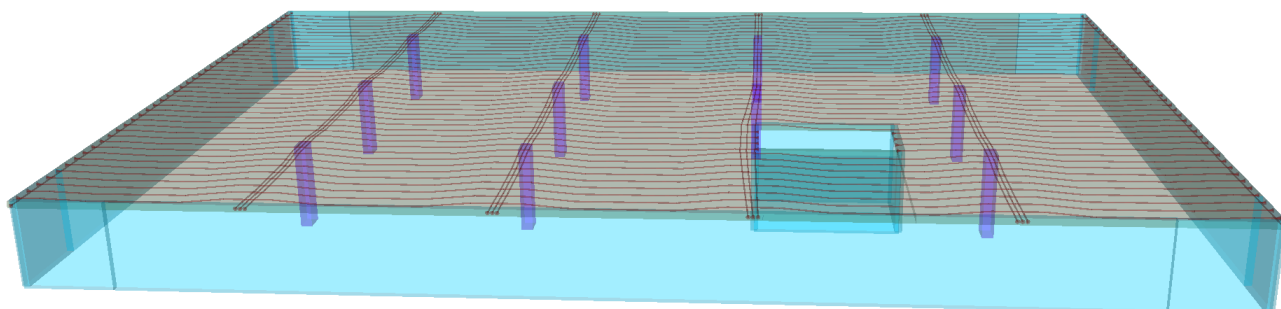
Figur 4.1 3D-tegning av platen tegnet i Adapt



Figur: designet i Adapt

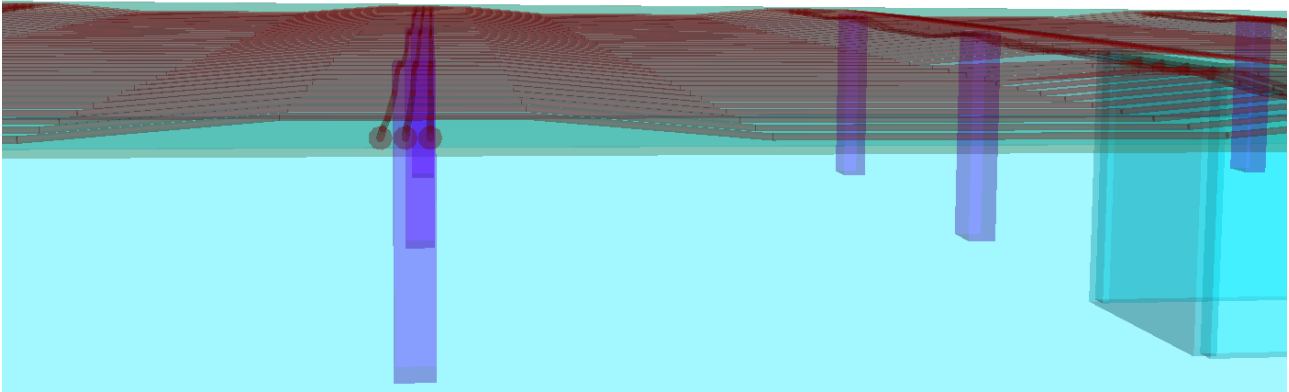
Figurene 4.1 og 4.2 viser planet av etasjeskiller i 3D med yttervegger, søyler og vegger til trappeoppgang under platen. Ser av figurene den tenkte overgangen fra fast innspent, til løst opplagret i hjørnene.

Figur 4.2 Overblikk over plassering av spennkabler for dekke (PT)



Figur: 3D dekke, Adapt

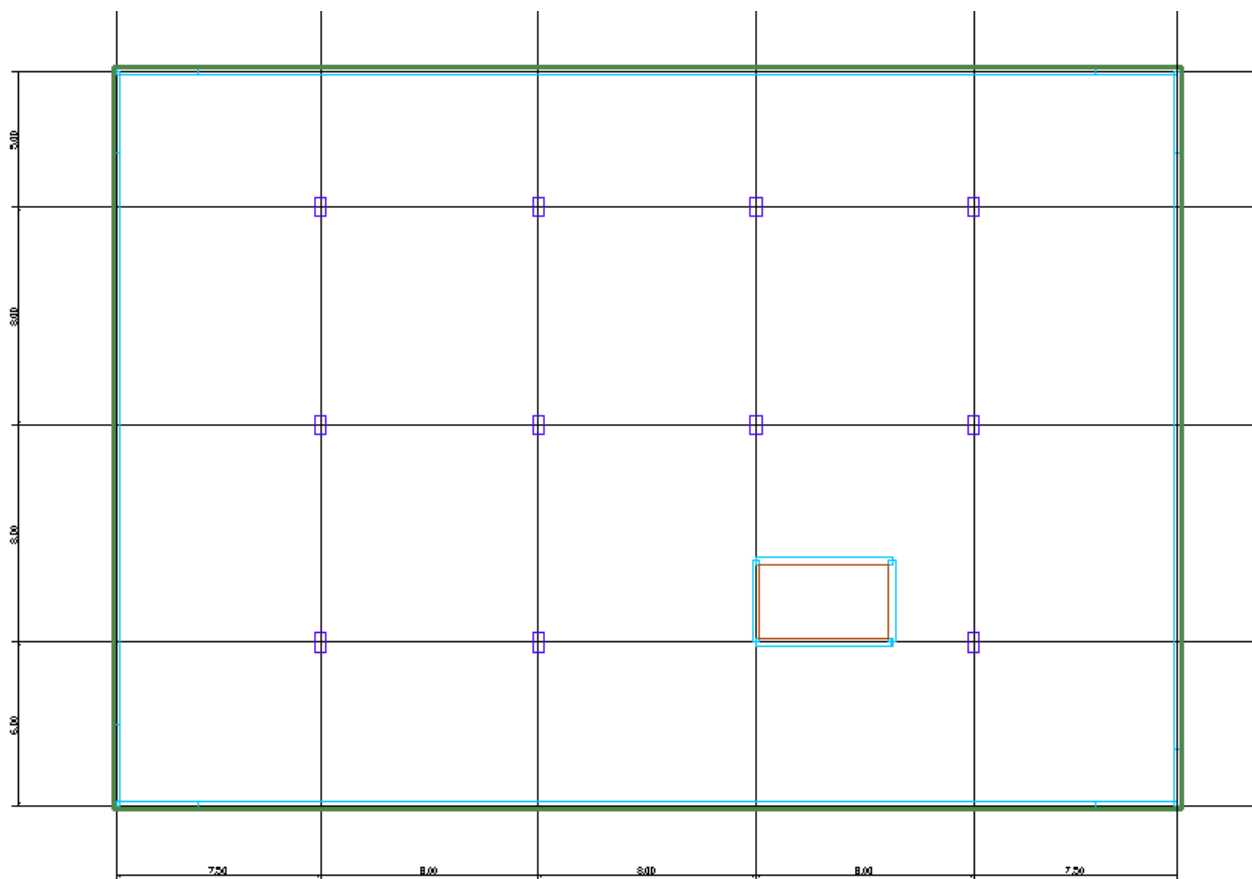
Figur 4.3 Nærmere overblikk på plassering av spennkabler i dekket



Figur: 3D dekke, Adapt

Figur 4.3 viser bedre enn figur 4.2 hvordan en tenker seg kurvaturen på kablene i dekket

Figur 4.4 Aksessystem dekke



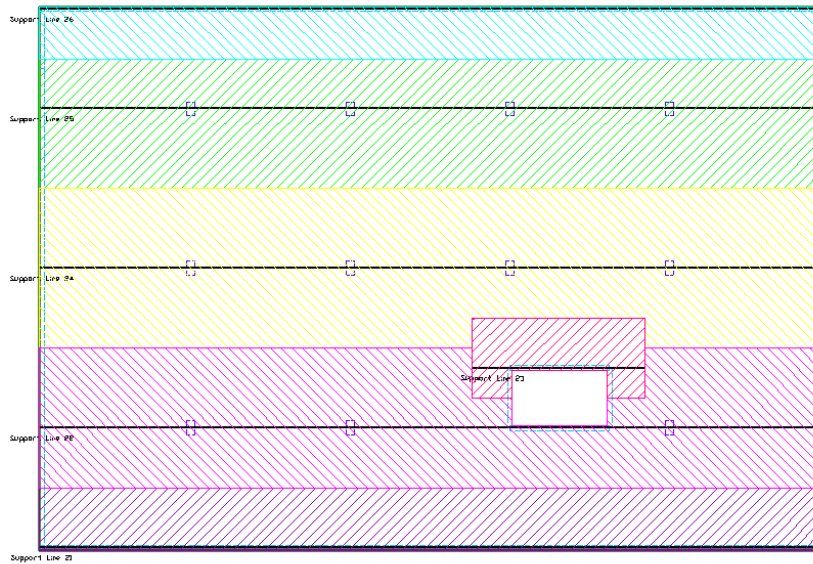
Figur: designet i Adapt

Aksessystem:

- x-retning: 7,5 m-8,0m-8,0m-8,0m-7,5m
- y-retning: 6,0m-8,0m-8,0m-5,0m

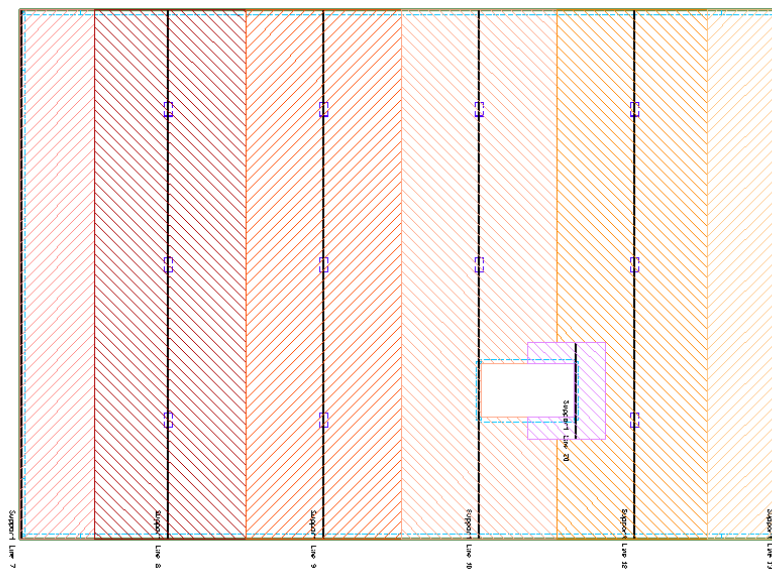
Figuren over viser modellen av dekket tegnet i Adapt. Viser plassering av søyler, yttervegger og innervegger. Det er brukt aksesystem for å målsette og plassere yttervegger og søyler. Denne modellen danner grunnlag for videre design av platen.

Figur 4.5 «Supportline» i x-retning



Figur: generert i Adapt

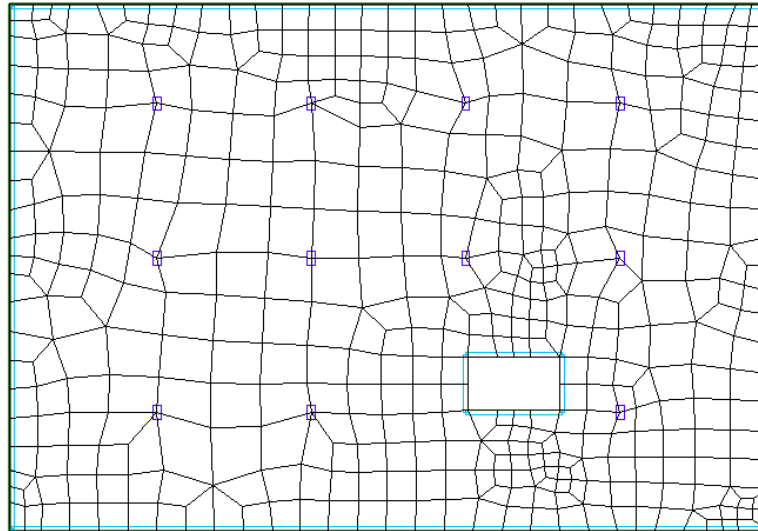
Figur 4.6 «Supportline» i y-retning



Figur: generert i Adapt

Figurene over viser hvordan det kan se ut etter at en genererer «support lines».

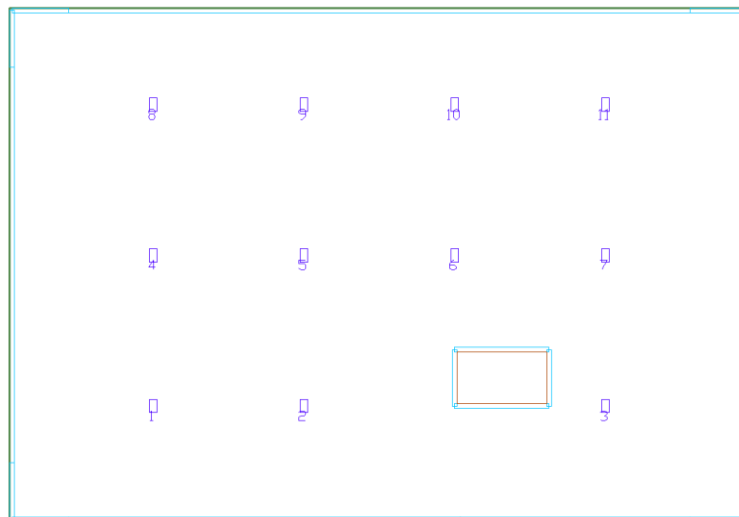
Figur 4.7 «Mesh» av dekket



Figur: generert i Adapt

Maskene har en vidde på mellom 0,5 og 1,5 m. «Mesh» brukes for å kunne beregne spenningsforløpet over dekket

Figur 4.8 Søyle ID

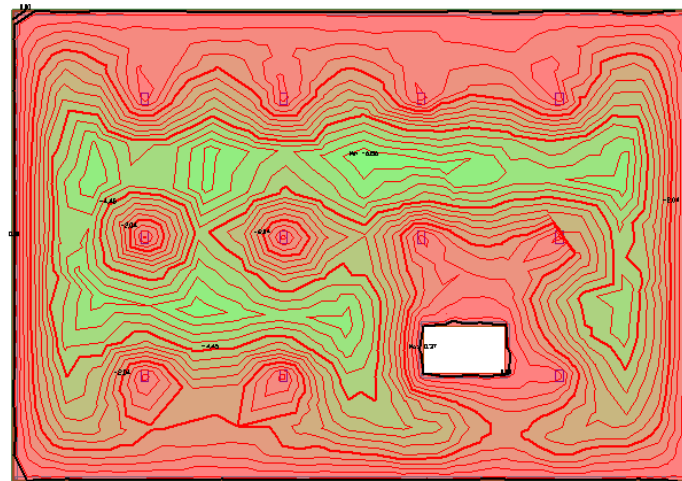
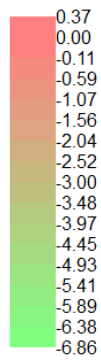


Figur: vedlegg 4, rapport

4.1.2 Resultater etteroppspent dekke t=230 mm

Figur 4.9 Deformasjon etter lang tid (PT)

Slab, Deformation, Z-Translation(mm)
Load Combination: Long_Term_Defl (LONG_TERM_DEFLECTION)
Max 0.37@(23.41, 8.50, 3.00)
Min -6.86@(19.99, 19.67, 3.00)

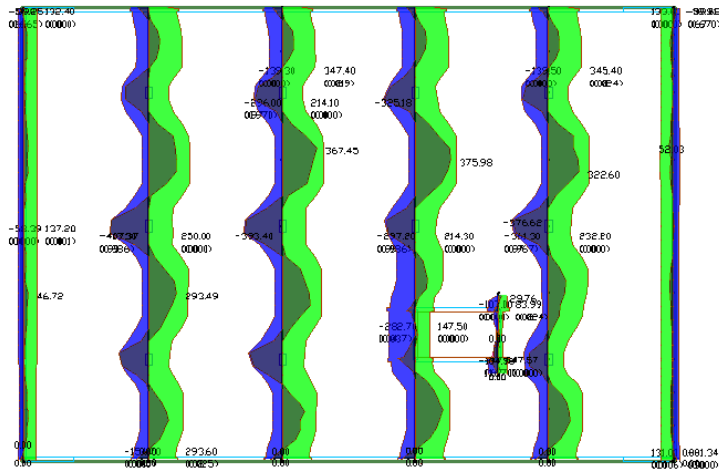


Figur: generert i Adapt

De største deformasjonene framgår av figuren over.

Figur 4.10 Momentkapasitet i y-retning (PT)

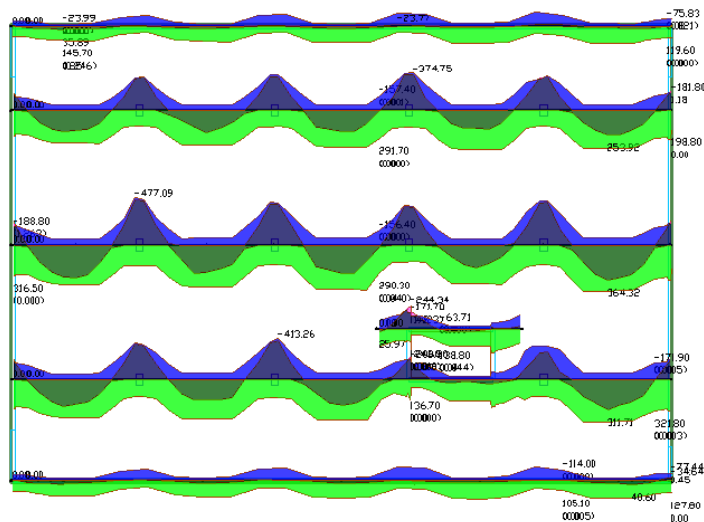
Design Sections, Investigation, Moment Capacity with Demand
 Max: 482.20
 Min: -491.30
 Max demand/capacity ratio: 1.67



Figur: generert i Adapt

Figur 4.11 Momentkapasitet i x-retning (PT)

Design Sections, Investigation, Moment Capacity with Demand
 Max: 482.20
 Min: -491.30
 Max demand/capacity ratio: 1.67



Figur: generert i Adapt

Figurene viser hvor det er maksimalt moment og hvor stor de er. Rosa felt indikerer hvor det trengs armering utover den kapasiteten kablene gir.

Figur 4.12 Profil over spennarmering

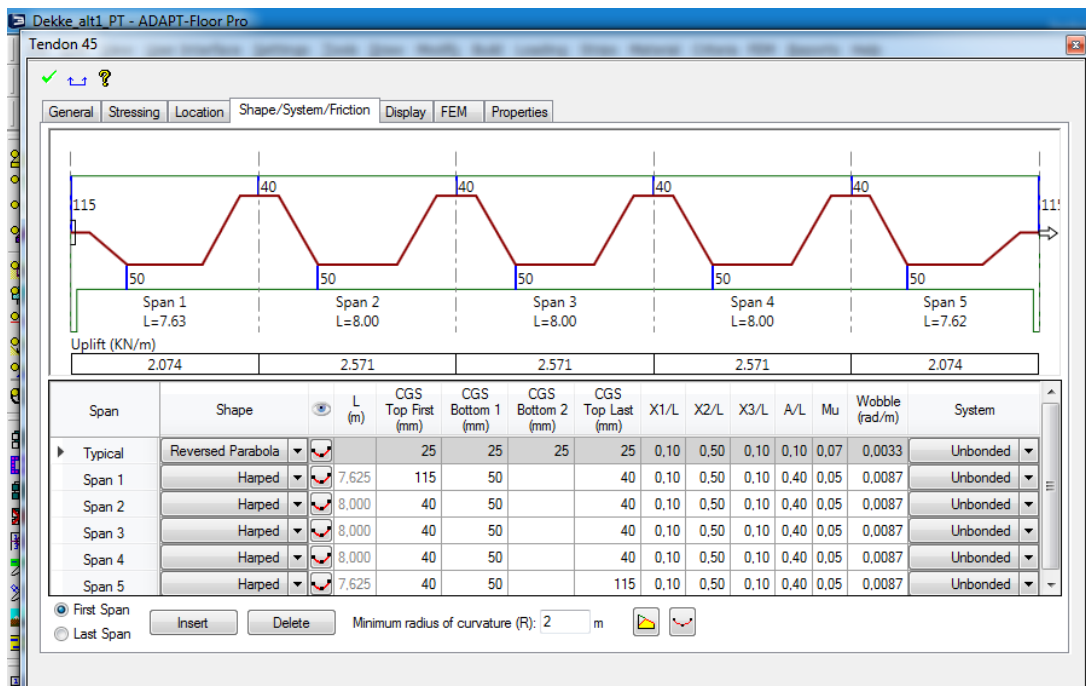
Grupperte kabler (riktig forhold på spenn og tykkelse dekke):



Figur 4.12 viser realistisk profil på de grupperte spennkablene. Det blir prinsipielt sett den samme profilen på de fordelte kablene. (søylene og ytterveggene er vist som korte «stumper»)

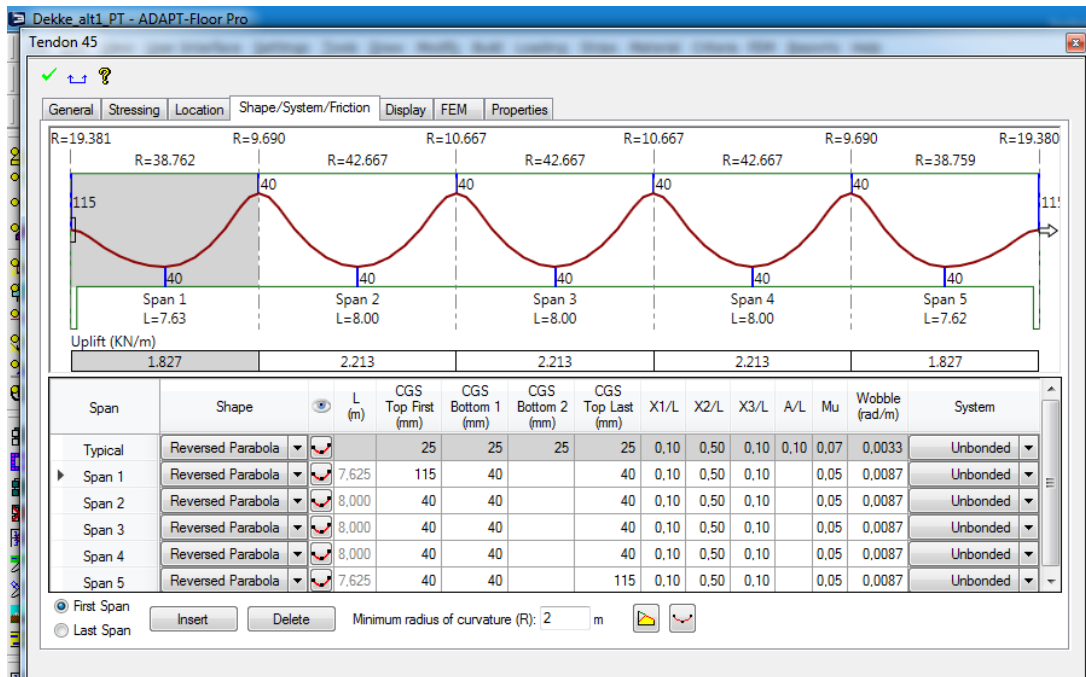
Figur: generert i Adapt

Figur 4.13 Profil som vist i Adapt med «Harped profil»



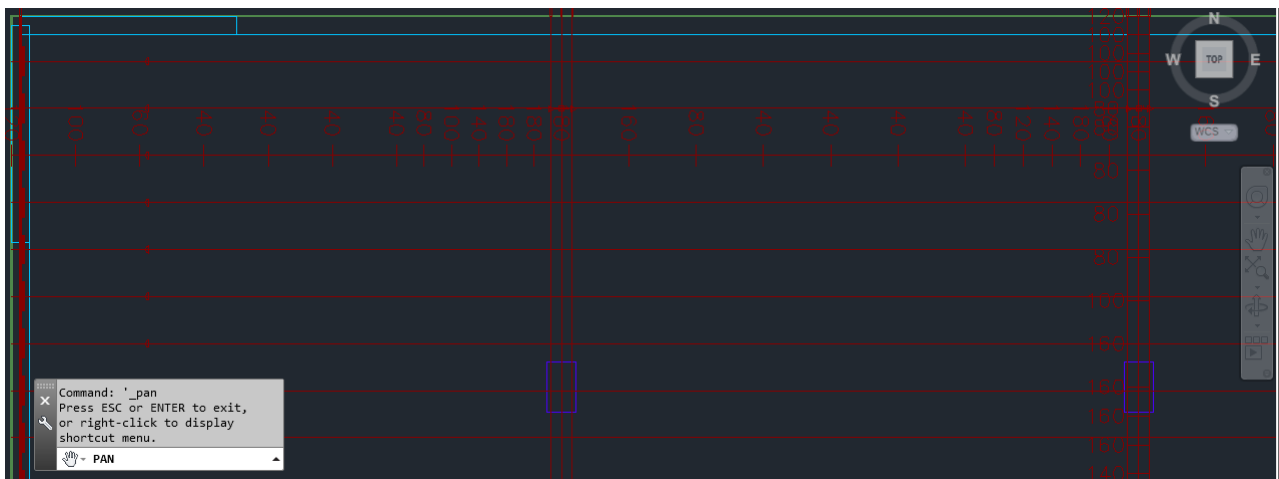
Figur: tabell i Adapt

Figur 4.14 Profil som vist i Adapt med «Reversed parabola profil»



Figur: tabell i Adapt

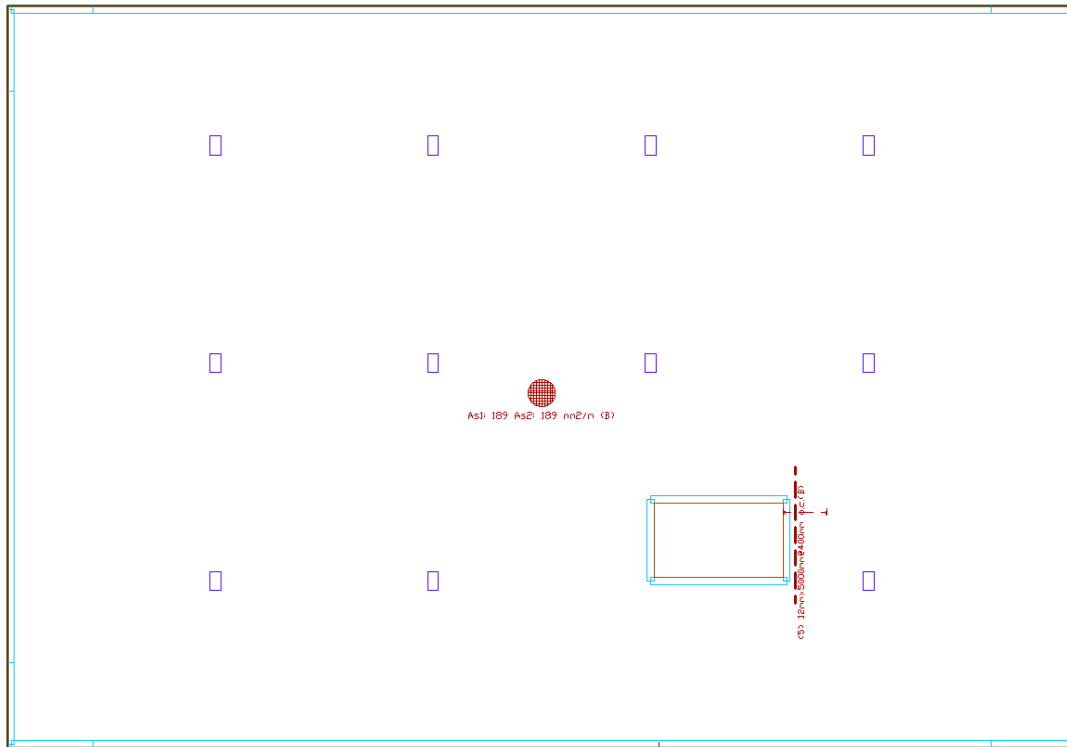
Figur 4.15 Utsnitt fra spennkabelprofil (høyder fra bunn betongdekke til kabel)



Figur: mål kabelprofil extportert fra Adapt til AutoCad

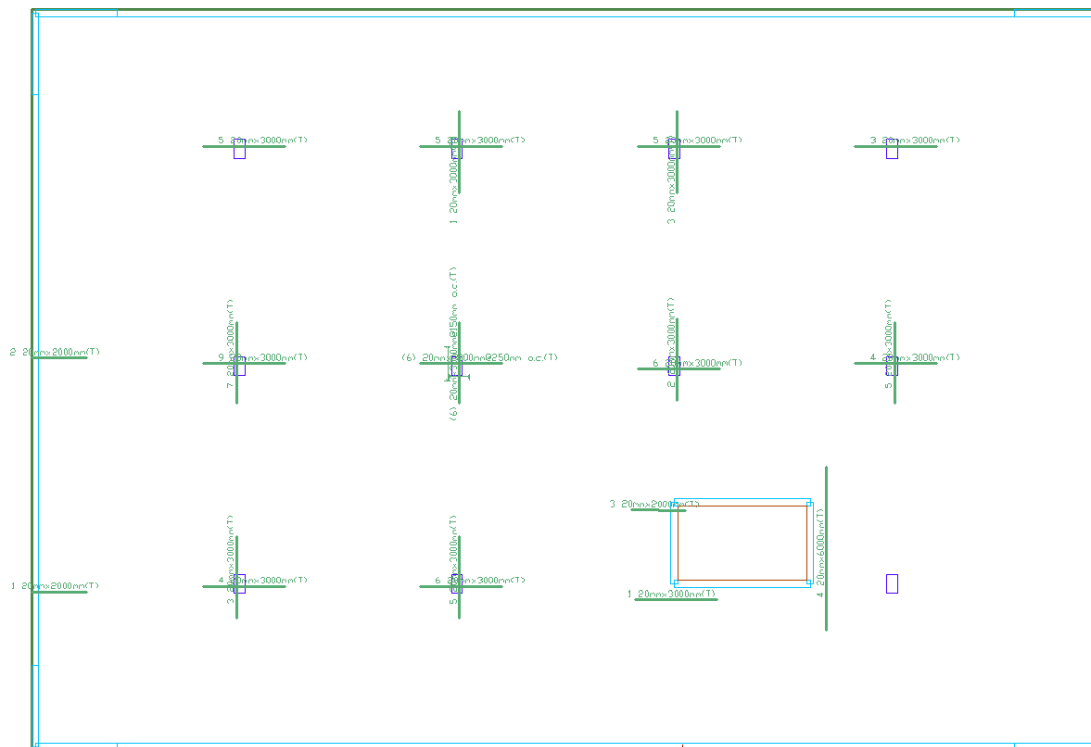
Verdiene i figur 4.15 er ikke så tydelige. Vises mer tydelig på skjermen i AutoCad, men de er tydelige nok til å kunne lese av. Dette er ikke en arbeidstegning, men hensikten med figuren er å vise ulike høyder på kabelprofil.

Figur 4.16 Statisk nødvendig armering underkant dekke



Figur: generert i Adapt

Figur 4.17 Statisk nødvendig armering overkant dekke



Figur: generert i Adapt

Tabell 4.1 Antall, plassering og størrelse på punching shear armering

180.90 SCHEDULE OF STUD RAILS FOR PUNCHING SHEAR REINFORCEMENT

Load Combination: Bruddgrense_2
Number of rails per side: 3

Column ID	Number of studs/rail	Stud diameter (mm)	Studs	1	2	3	4	5	6
1	7	12	Distance	115 (7)875	230	350	480	610	740
2	7	12	Distance	115 (7)875	230	350	480	610	740
3	5	12	Distance	115	230	350	480	610	
4	8	12	Distance	115 (7)875	230 (8)1005	350	480	610	740
5	7	12	Distance	115 (7)875	230	350	480	610	740
6	6	12	Distance	115	230	350	480	610	740
7	7	12	Distance	115 (7)875	230	350	480	610	740
8	6	12	Distance	115	230	350	480	610	740
9	6	12	Distance	115	230	350	480	610	740
10	6	12	Distance	115	230	350	480	610	740
11	6	12	Distance	115	230	350	480	610	740

Notes:

Dimensions are in (mm)

Distance = distance of the vertical bars from the respective column face

(7) 16.5 indicates layer 7 at distance 16.50 mm from face of support.

(7) 16.5* indicates layer 7 at distance 16.50 mm from face of drop caps.

"" = exceeds maximum allowable by code

Refer to details for arrangement.

Tabell: vedlegg 4, rapport

Tabell 4.2 Mengde slakkarmering til forsterkning

210.00 REBAR TOTALS

Bar Reinforcement (calculated and user defined base reinforcement)

Type	Quantity	Size	Length/ bar	Length	Weight	Unit cost	Total cost
	bars		m	m	kg	Euro/kg	Euro
1	5	12mm	5.00	25.00	22.04	3.00	66.13
2	4	20mm	6.00	24.00	58.78	3.00	176.34
3	2	20mm	4.00	8.00	19.59	3.00	58.78
4	86	20mm	3.00	258.00	631.89	3.00	1895.68
5	10	20mm	2.00	20.00	48.98	3.00	146.95
Total				335.00	781.29		2343.88

Note:

Type = Identification assigned to a group of bars with the same diameter and length.

Tabell: vedlegg 4, rapport

Tabell 4.3 Spennkabelliste

300.00 PT TOTALS

#	Label	Reference Plane	Tendon/Duct Length	Strand Area	Number Of Strands	Strand Length	Tendon Diameter	Stressing ends
			m	mm2		m	mm	
1	Tendon 3	Current plane	27.276	150	4	109.105	20	1
2	Tendon 4	Current plane	27.276	150	3	81.829	20	1
3	Tendon 5	Current plane	27.276	150	3	81.829	20	1
4	Tendon 6	Current plane	27.276	150	4	109.105	20	1
5	Tendon 7	Current plane	27.276	150	3	81.829	20	1
6	Tendon 8	Current plane	27.276	150	3	81.829	20	1
7	Tendon 9	Current plane	27.276	150	4	109.105	20	1
8	Tendon 10	Current plane	27.276	150	3	81.829	20	1
9	Tendon 11	Current plane	27.276	150	3	81.829	20	1
10	Tendon 12	Current plane	27.284	150	4	109.137	20	1
11	Tendon 14	Current plane	27.293	150	3	81.878	20	1
12	Tendon 15	Current plane	27.273	150	3	81.819	20	1
13	Tendon 16	Current plane	27.250	150	3	81.750	20	1
14	Tendon 17	Current plane	27.250	150	3	81.750	20	1
15	Tendon 34	Current plane	39.302	150	1	39.302	20	1
16	Tendon 35	Current plane	39.302	150	1	39.302	20	1
17	Tendon 36	Current plane	39.302	150	1	39.302	20	1
18	Tendon 37	Current plane	39.302	150	1	39.302	20	1

Summary by Type

Type #	Tendon Diameter	Strand Area	Strand Length	Tendon/Duct Length	Weight	# Stressing Ends	# Dead Ends
	mm	mm2	m	m	kg		
1	20	150	2846.951	1974.166	3330.93	59	59
Total	-	-	2846.951	1974.166	3330.93	59	59

Summary

Reference Plane	Floor Area	Floor Volume	Weight	Rate	Rate	Cost
	m2	m3	kg	kg/m2	kg/m3	Euro
Current plane	1056.50	242.99	3330.93	3.15	13.71	13323.73
Total	1056.50	242.99	3330.93	3.15	13.71	13323.73

Unit weight of prestressing steel = 7800.00 kg/m3

Tabell: vedlegg 4, rapport

(Hele listen finnes i vedlegg 4)

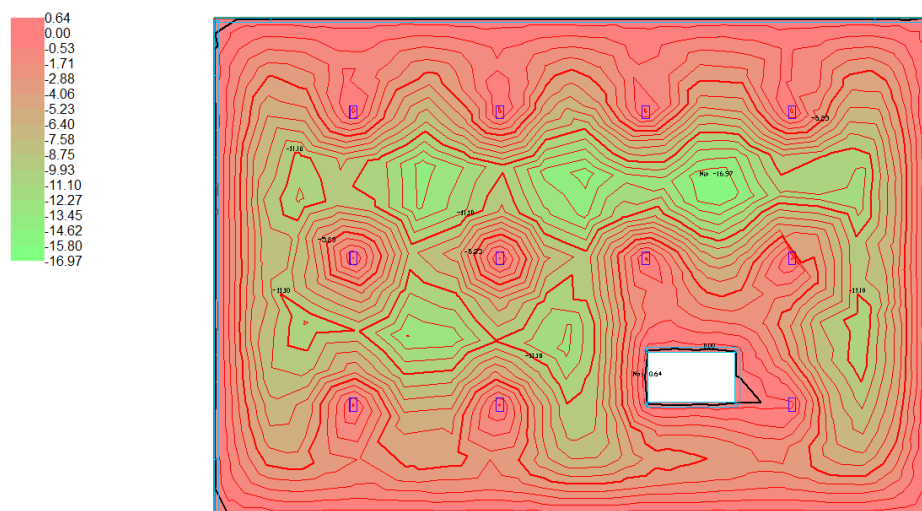
I tillegg til det som står i tabellen, ble det ingen riss ved bruk av PT

Flere resultater fra etteroppspent dekke finnes i vedlegg 4.

4.1.3 Resultater slakkarmert dekke t=230 mm

Figur 4.18 Deformasjoner etter lang tid (slakkarmering) med dekke t=230 mm

Slab, Deformation, Z-Translation(mm)
Load Combination: Long_Term_Defl (LONG_TERM_DEFLECTION)
Max 0.64@(23.41, 8.50, 3.00)
Min -16.97@(27.18, 19.44, 3.00)



Figur: generert i Adapt

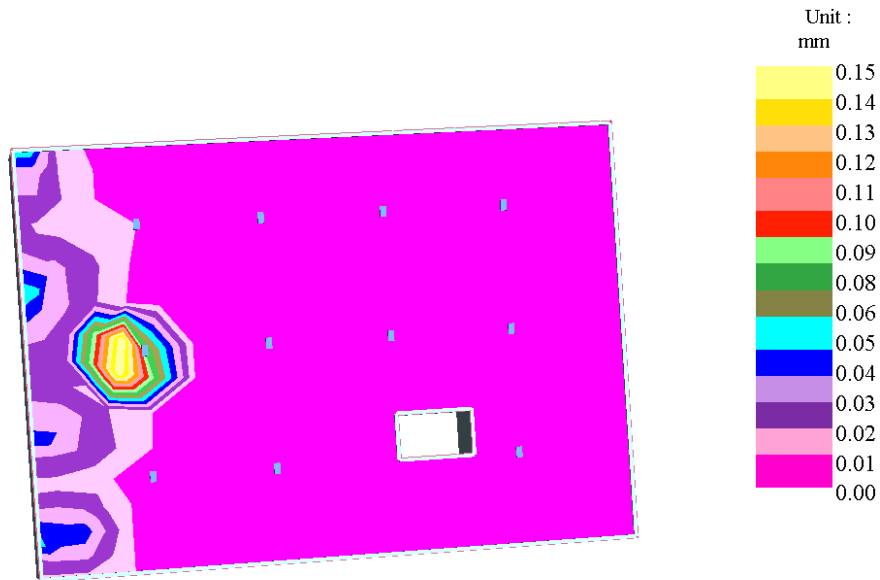
Tabell 4.4 «Summary» slakkarmert dekke t=230 mm

Summary

Reference Plane	Floor Area	Floor Volume	Weight	Rate	Rate	Cost
	m ²	m ³	kg	kg/m ²	kg/m ³	Euro
Current plane	1056.50	242.99	19050.41	18.03	78.40	57151.24
Total	1056.50	242.99	19050.41	18.03	78.40	57151.24

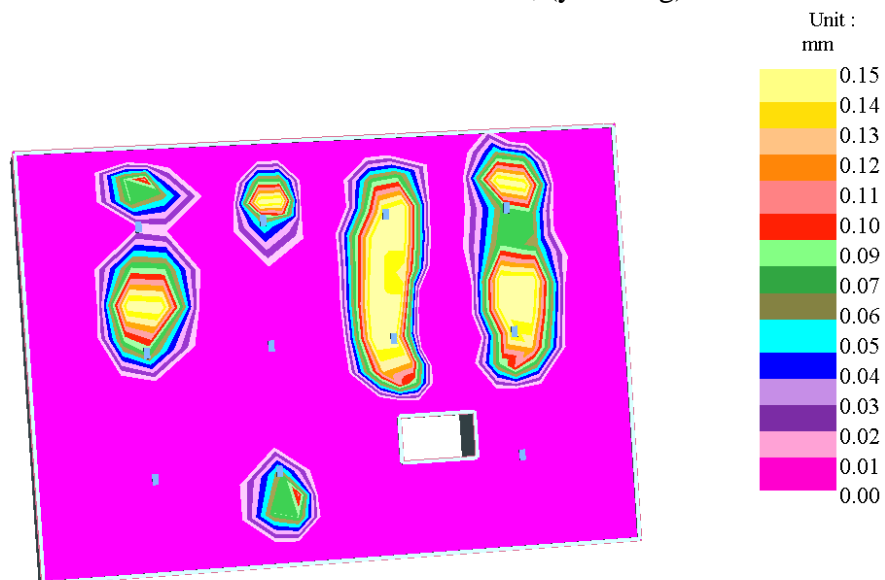
Tabell: generert i Adapt

Figur 4.19 Rissdannelse for slakkarmert dekke t=230 mm, (x-retning)



Figur: generert i Adapt

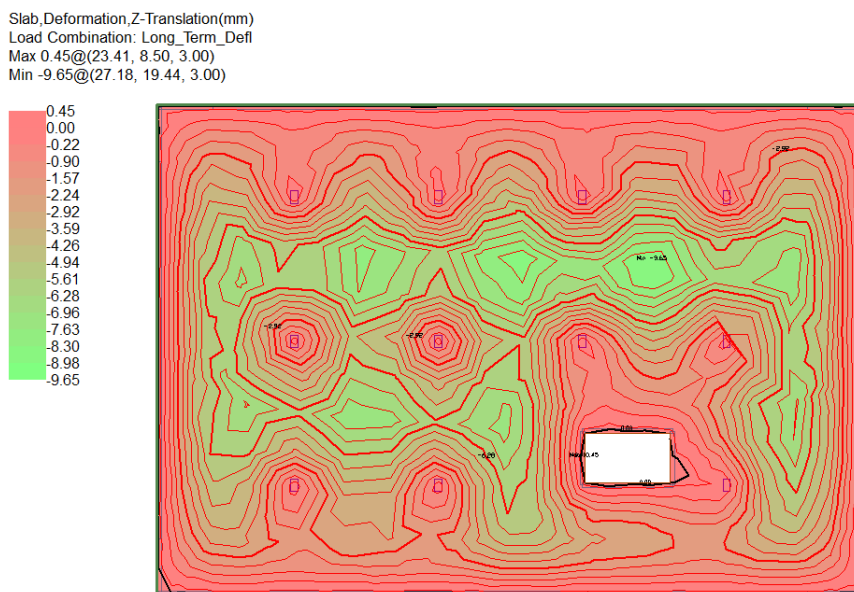
Figur 4.20 Rissdannelse for slakkarmert dekke t=230 mm, (y-retning)



Figur: generert i Adapt

4.1.4 Resultater slakkarmert dekke t=300 mm

Figur 4.21 Deformasjoner etter lang tid (slakkarmering) med dekke t=300 mm



Figur: generert i Adapt

Ser av figur at deformasjoner her er nesten lik for figur 4.9 (PT) med dekke t=230 mm.

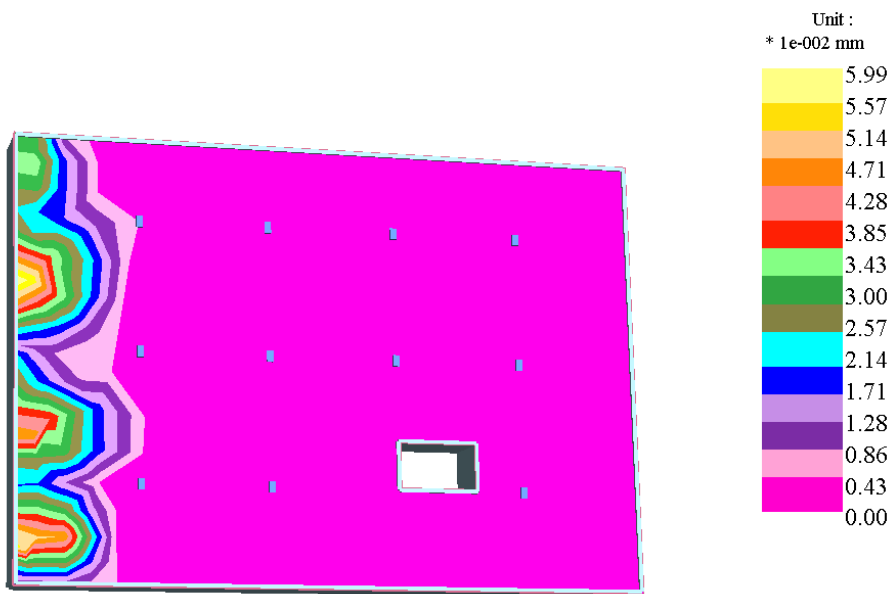
Tabell 4.5 «Summary» slakkarmert dekke t= 300 mm

Summary

Reference Plane	Floor Area	Floor Volume	Weight	Rate	Rate	Cost
	m ²	m ³	kg	kg/m ²	kg/m ³	Euro
Current plane	1056.50	316.95	15065.43	14.26	47.53	45196.30
Total	1056.50	316.95	15065.43	14.26	47.53	45196.30

Tabell: generert i Adapt

Figur 4.22 Riss ved bruk av slakkarmering, x-retning



Figur: generert i Adapt

Y-retning ble det ingen riss. Riss i x-retning er minimal med 0,06 mm.

4.2 Sammenlikning av betongkonsepter

Tabell 4.6 Sammenlikning av betongkonsepter

Sammenlikning av betongkonsepter			
	PT	RC1	RC2
Dekketkkelse [mm]	230	230	300
Nedbøyning [mm]	6,9	17	9,65
Betongmengde [m ³]	243	243	317
Tyngde armering [kg]	8195	19050	15065
Armeringsmengde [kg/m ²]	7,76	18,03	14,26
Riss (x-retning[mm]/y-retning[mm])	(0/0)	(0,15/0,15)	(0,06/0)

Tabell: beregnet i Excel

Forklaring:

- Etteroppspent betongdekke (PT)
- Armert betongdekke (RC)

(for dekke med 1056,5 m² gulvareal og spenn slik planløsning viser på figur 4.1)

4.2.1 Estimering av pris

Tabell 4.7 Estimering pris PT

Estimering pris PT				
Betong				
[kr/m ³]	[m ³]	[kr]		
1600	243	388 800		
Montering kabel				
[t/m]	[kr/t]	[m]	[kr]	
0,04	450	3331	59 958	
Produksjon og levering kabler				
[kr/m]	[m]	[kr]		
20	2847	56 940		

PT	Armering OK				
	[kr/kg]	[kg]		[kr]	
	17	781		13 277	
	Armering UK				
	[m ² /nett]	[m ²]	[kg/nett]		
	9	1056,5	30,2		
	[kg]	[kr/kg]		[kr]	
	3545	17		60 267	
	Bøyler				
	[kr/kg]	[m ²]	[kg/m ²]	[kr]	
	17	1056,5	2	35 921	
	Skjærarmering				
	[kr/kg]	[m]	[kg/m]	[kr]	
	17	10,65	0,888	161	
	Forskaling				
	[kr/m ²]	[m ²]		[kr]	
	450	1056,5		475 425	
				Tot sum	Forhold
				[kr]	[%]
				1 090 749	100

(eks mva)

Tabell 4.8 Estimering pris RC

	Estimering pris RC				
	Pris betong				
		[kr/m ³]	[m ³]		[kr]
	RC1	1600	243		388 800
	RC2	1600	317		507 200
	Pris materiell armering + montering (inkludert)				
		[kr/kg]	[kg]		[kr]
	RC1	17	19050		323 850
	RC2	17	15065		256 105

Bøyler					
	[kr/kg]	[m ²]	[kg/m ²]	[kr]	
RC1	17	1056,5	2	35 921	
RC2	17	1056,5	2	35 921	
Skjærarmering					
	[kr/kg]	[m]	[kg/m]	[kr]	
RC1	17	10,65	0,888	161	
RC2	17	15,62	0,888	236	
Forskaling					
	[kr/m ²]	[m ²]		[kr]	
RC1	450	1056,5		475 425	
RC2	450	1056,5		475 425	
				Tot sum	Forhold
				[kr]	[%]
RC1				1 224 157	112
RC2				1 274 887	117

(eks mva)

Tabell 4.9 Differanse pris mellom PT og RC

Differanse totale kostnader mellom PT og RC [kr]					
	PT	RC1	RC2	Differanse	
	1 090 749	1 224 157		133 408	
	1 090 749		1 274 887	184 138	

Tabell: beregnet i Excel

Differanse på 184 138 kr utgjør 174,3 kr/m² som er en vesentlig forskjell i pris.

Har tatt utgangspunkt fra verdier i «Grunnlag for sammenlikning av konsepter 3.1.8» i metoder

4.2.2 Sammenlikning av CO2-utslipp mellom konsepter

Tabell 4.10 Sammenlikning av CO2-utslipp mellom konsepter

Sammenlikning av CO2-utslipp mellom konsepter						
	Vekt stål	Mengde betong	Stål	Betong	SUM	Forhold
	[tonn]	[m ³]	[tonn CO2]	[tonn CO2]	[tonn CO2]	[%]
PT	8,195	243	16,389	72,9	89,3	100
RC1	19,051	243	38,102	72,9	111,0	124
RC2	15,065	317	30,130	95,1	125,2	140

Utgangspunktet for verdiene i tabell er nevnt i «Miljøhensyn 2.2.5» og «Grunnlag for sammenlikning av konsepter 3.1.8»

4.2.3 Resultater fra spørreundersøkelse

Tabell 4.11 Resultater spørreundersøkelse

	Spørsmål med svaralternativ	Antall
A	Hvor god erfaring/kjennskap har dere til konseptet?	
	Svært godt	1
	Godt	7
	Middels	1
	Svært lite	0
	Ikke i det hele tatt	1
B	Hvilken holdning til konseptet har dere?	
	Fornøyd	7
	Nøytral	2
	Skeptisk	0
	Ikke fornøyd	0
	Har ingen formening	0
C	Gi gjerne en kommentar for spørsmål på denne og forrige side.	
	Kommentar	1
D	Hvilke forhold er det som gjør at dere er skeptisk eller ikke er fornøyd?	

	Skepsis/ikke fornøyd	0
E	Hvilke forhold anser dere som mest viktig ved valg av konseptet etterspent betong?	
	Økonomi	5
	Sikkerhet	1
	Pålitelighet	0
	Tidsbruk	3
	Riss	1
	Nedbøyning	2
	Spennlengde	6
	Tykkelse etasjeskiller	4
	Vet ikke	0
	Andre	0
F	Når tar dere i bruk konseptet etterspent betong?	
	På alle prosjekter vi holder på med	1
	Bare under spesielle omstendigheter	6
	Har ikke vært borti konseptet	0
	For å sikre bygninger	0
	Større bygg slik som parkeringshus	0
	Store og mindre store prosjekt	0
	Brukonstruksjoner	2
	Andre	0
G	Gi gjerne en kommentar for spørsmål på denne side.	
	Kommentar	1
H	Er dere konservative eller er dere åpne for å prøve ut nye løsninger?	
	1 (Konservativ)	0
	2	0
	3	0
	4	0
	5	0
	6	1
	7	5
	8	2
	9 (Åpen for å prøve nye løsninger/metoder)	1
I	Hvor god kjennskap har dere til fordeler/ulempes ved bruk av fiberarmering i betong?	
	Svært godt	1
	Godt	8
	Middels	0
	Lite	0
	Svært lite	0

J	Har dere troen på å bruke fiber i stedet for slakkarmering ved støp av plate?	
	Ja	7
	Skeptisk	0
	Nei	2
	Vet ikke	0
K	Hadde det blitt mer aktuelt å bruke konseptet etterspent betong dersom fiber blir brukt i stedet for slakkarmering?	
	Ja	3
	Ingen endring	2
	Nei	2
	Vet ikke	2
L	Gi gjerne en kommentar for spørsmål på denne side.	
	Kommentar	1
M	Hva synes dere om rutiner rundt bruken av etterspent armering?	
	For strenge	1
	Passe streng	7
	Burde vært strengere	0
	Har ingen formening	1
N	Hvordan fungerer rutinene i praksis?	
	Problemfritt	1
	Fungerer tilfredsstillende selv om det kan være mindre avvik	8
	Større avvik har forekommet, men har ikke skapt store problemer	0
	Større avvik med uheldige følger	0
	Større avvik har ført til store konsekvenser	0
	Større avvik er ofte forekommende	0
	Vet ikke	0
	Andre	0
O	Gi gjerne en kommentar for spørsmål på denne side.	
	Kommentar	1
P	Ønsker dere å være anonyme?	
	Ja	7
	Nei, bruk gjerne firmanavn i rapport	3

Tabell: laget i Excel

4.2.4 Kommentarer fra spørreundersøkelse

- «På sine steder er det veldig bra å bruke etterspent betong, spesielt ved parkeringsanlegg og prosjekter der hvor det er store spenn med lite variasjoner i formen av konstruksjonen»
- «Etterspent betong utløser utvidet kontroll på prosjektet samt krav til en del formalkompetanse som vi pr i dag må leie inn.»
- «Med plate tenker jeg plate på mark, ikke etasjeskiller eller dekke, da er jeg skeptisk til fiber.»
- «Kontrollrådet for betong (ikke offentlig) har klart å innføre for mange krav til bruk av etterspent betong. Selv om vi har masse erfaring i bedriften med dette må vi leie inn formell kompetanse for å utføre disse konstruksjonene. I praksis har vi ofte mer kunnskap om dette enn de vi må leie inn men mangler den formelle kompetansen. Dette hever terskelen for å ta dette i bruk betraktelig.»

Alle disse kommentarer kommer fra Entreprenørselskapet Consto AS

(kilde: spørreundersøkelse)

5 DRØFTING

Problemstillingene som er stilt i denne rapporten og i forprosjektrapporten skal her drøftes. Hensikten er å vise at forfatter kan argumentere for og imot gitte problemstillinger og danner grunnlag for å komme frem til konklusjoner.

Selve essensen i denne rapporten er å vurdere brukbarheten av konseptet etteroppspent betong blant annet ved å sammenlikne slakkarmert betong, førroppspent betong og etteroppspent betong i et betongdekke. Mye av materialet som er gått igjennom, er helt nytt for forfatter pensummessig sett og rapporten bærer preg av dette. Rapporten passer best for de med ingeniørfaglig kunnskaper som ønsker å sette seg inn i konseptet etteroppspent betong og samtidig se hvilke fordeler det har i forhold til slakkarmert betong og førroppspente elementer, men også for entreprenører og byggherrer som ønsker et mer helhetlig bilde av etteroppspent betong.

Det var i utgangspunktet planlagt å beregne et betongdekke for parkeringsbygg i Adapt som vist i forprosjektrapport, men forfatter valgte å beregne betongdekke for etasje med kontorfunksjon i Adapt i stedet for. Dette på grunn av at planløsningen hadde enklere geometri og det ble derfor enklere å lage modell og designe dekket i Adapt.

Problemstillingen er ganske bred og krever et stort teoretisk grunnlag for å argumentere. Derfor er oppgaven veldig teoribasert. På grunnlag av at beregningene skulle føre til et pristilbud og ikke detaljberegning, og fordi resultatene viser å stemme med det som står i faglitteratur (blant annet i 2.7.3 s. 70-77), mener forfatter at resultatene fra Adapt (4.2.1 og 4.2.2) alene er nok til å svare på problemstillingen. I tillegg har det helt på tampen blitt foretatt en manuell beregning for å sjekke om nedbøyning på dekke for etteroppspent betong utført i Adapt, er troverdig. Forfatter garanterer ikke for at dette er riktig utført eller utført med en god metode. Forfatter mener likevel at resultatet indikerer at resultater fra Adapt er troverdige. (se manuelle beregninger 3.1.10)

Det er ikke vanlig å argumentere for det som står i metode, men jeg ønsker å påpeke at metode del 2, tekniske sider er tatt med i rapporten fordi det var tenkt å utføre manuelle beregninger og fordi lesere med ingeniørfaglig innsikt kan dra nytte av denne informasjonen for å vurdere brukbarheten av betongkonsept. Enkelte deler er også brukt som støtte ved henvisning.

5.1 Total vurdering

Hvilke forhold må betraktes for å kunne vurdere brukbarheten av et konsept? Det skal jeg prøve å argumentere for ved drøfting.

Det er flere forhold en kan direkte vurdere fordi det kan måles på en eller annen måte. Disse kan vi si er kvantitative. Forhold som ikke kan direkte måles men hvor man undersøker hvilken mening noe har, kan vi si er kvalitative.

5.1.1 Kvantitative forhold:

- Krav til styrke og stivhet
- Bruksegenskaper (riss og nedbøyning)
- Økonomi ved materialbruk (armering, betong og spennkabler)
- (Tidsbruk)
- Miljømessige forhold (CO2-utslipp)

5.1.2 Kvalitative forhold:

- Kundens forventninger og behov samt holdninger
- Særlige konstruktive løsninger eller forhold utenom det vanlige
- Rutiner
- Kompetanse
- Sikkerhet

5.2 Holdninger

Grunnen til at jeg velger å begynne å argumentere med dette kapittelet, er fordi jeg har på følelsen av at det er en del personer i byggenæringen som har en del feilaktige holdninger til konseptet etteroppspent betong. Dette kan jeg også si om meg selv før jeg begynte med denne bacheloroppgaven.

I teksten som jeg har kalt «Påstand» med artikkelen *En «mindre akseptabel» løsning (se 2.8.1)*, er det nevnt noen negative holdninger til konseptet etterspent betong. Disse er følgende:

- Konseptet kan virke skremmende
- Bare «spesialister» velger konseptet fordi de har kompetanse
- For lite kjennskap til mangfoldigheten til konseptet generelt sett
- Klarer ikke å konkurrere med prefabrikkerte elementer

I samme artikkel blir det konkludert med at ingeniører er konservative. Dette synspunktet er også min veileder og jeg selv enige i. Dette gjelder for øvrig generelt sett for hele byggenæringen. Jeg har dessuten en følelse av at folk har en tendens til å verne om sine egne interesser og klarer ikke nødvendigvis å forholde seg objektiv.

Holdninger og rykter er ofte basert på noe man har en formening om og kan være direkte synsing. Mangel på kunnskap og forståelse er ofte med på å danne vrangforestillinger.

Jeg må innrømme at jeg hadde selv mine tvil til konseptet etteroppspent betong før jeg begynte med oppgaven. Hvordan er sikkerheten ved utførelse og etter utført arbeid? Kan en være sikker på at spennarmeringen holder seg over lang tid? Er det krevende å koordinere oppspenning opp mot annet arbeid? Med egen erfaring i fra byggebransjen var dette spørsmål som jeg hadde mine tvil til ved konseptet etteroppspent betong.

Etter hvert som jeg har lest diverse artikler på nettet fra prosjekt utført forskjellige steder i verden og etter å ha lest en del faglitteratur, danner det seg et klarere bilde av hva en kan forvente seg av konseptet. Det virker som det er veldig mange fordeler ved bruk av etteroppspent betong og det er faktisk vanskelig å finne direkte ulemper. Det som åpenbart går igjen som fordeler er større romfølelse og totalt sett en mer økonomisk løsning ved støp av plater over lengre spenn. I tillegg blir redusert nedbøyning og riss nevnt som klare fordeler. Dette står direkte i strid til punktet over «Klarer ikke å konkurrere med prefabrikkerte elementer» Det kan også nevnes at fordelene varierer fra prosjekt til prosjekt. Det er ikke alltid riktig å bruke konseptet etteroppspent betong. Dette er en vurderingssak som må vurderes individuelt fra prosjekt til prosjekt.

I teoridelen er det skrevet litt generelt sett om «Betydningsmessige forhold ved valg av konsept 2.2». Jeg nevner det her fordi en bør ha en forståelse av at det er andre forhold enn bare kostnader, tidsbruk, nedbøyning mm. som er avgjørende for hvorvidt en bør velge konseptet etteroppspent betong eller ikke.

«For lite kjennskap til mangfoldigheten til konseptet generelt sett» Jeg tror at for folk flest stemmer dette utsagnet veldig bra. Mange forbinder konseptet etteroppspent betong med store bruksprosjekt eller brukt i parkeringsbygg. Disse prosjektene har enorme fordeler ved bruk av etteroppspent betong. Men som nevnt i teorien (se 2.7), er det mange flere bruksområder enn som så. Dersom kjennskapen til konseptet etteroppspent betong er dårlig, kan dette medføre at konseptet ikke blir valgt fordi en enten ikke har tiltro til den eller fordi en ikke kommer på at det er en mulighet eller rett og slett ikke kjenner til den. For de som ikke har tiltro til den eller har for dårlig kjennskap til bruksmulighetene, kan det være veldig fristende å tro at prefabrikkerte elementer bestandig er det beste eller riktige alternativet. Skal etter hvert argumentere for å vise at dette ikke er tilfelle.

«Bare «spesialister» velger konseptet fordi de har kompetanse» Her antar jeg at den som kommer med denne uttalelsen ikke har tidligere erfaring ved bruk av konseptet og tror at disse «spesialistene» er vanskelig å kommunisere med eller koordinere med eller kanskje den som kommenterer tror at entreprenøren selv må inneha en slik kompetanse. Uansett så føler ikke jeg at denne kommentaren har stødig fotfeste i det hele tatt. Entreprenøren selv trenger ikke inneha kompetanse for å prosjektere eller utføre oppspenning. Selve oppspenningen tar en til to dager å utføre. Det er mulig å leie inn folk med spesialkompetanse på området. Det er også mulig for entreprenøren å kurse egne folk. Dette anser ikke jeg som en omfattende og vanskelig sak. Ut ifra det jeg har lest i artikler fra ulike byggeplasser er dette en helt grei affære der en sparer tid på å velge konseptet etteroppspent betong og det virker som det er mindre armeringsarbeid.

Til slutt i dette delkapittelet kan jeg si litt om uttalelsen «Konseptet kan virke skremmende» Dette er naturlig nok ikke så vanskelig å forstå. Det er lett å forestille seg at dersom en kabel ryker så blir det total kollaps. Dette stemmer selvfølgelig ikke. Men for en person som ikke forstår seg på dette, kan det virke logisk. Selv om det er liten innovasjon innen byggenæringen, er det stadige framskritt. I dag er det stor sikkerhet ved prosjektering, utførelse og kontroll av støpearbeid (se 3.1.6 og 3.1.7). Selv om en uheldigvis skulle eksempelvis kappe av en spennarmering, så er det flere muligheter for å rette opp i dette. Med den kunnskapen jeg har nå om konseptet etteroppspent betong, er det min formening at risikoen er akseptabel.

5.3 Historie og utvikling

Jeg skrev en liten tekst om historisk utvikling (se 2.1.1) for betong og stål. Dette for å se hvilke forhold som har drevet utvikling og hvilken utvikling det er i dag.

Det er et poeng at utvikling har skjedd som konsekvens av fordeler, behov og nærhet til ressurser. Nye muligheter skjer når nye kunnskaper, metoder og tilgang til energi finner sted. En ser også i historien at utvikling blir sett på som god reklame for entreprenører og byggherrer. Nye måter å bygge på har ofte ført til ulykker grunnet manglende kunnskaper. Som konsekvens ser man strengere regelverk bli implementert og større kvav til testing. De siste tre tiår har det vært en jevn stigning for bruk av PT som indikerer at konseptet har suksess i markedet. Det blir stadige forbedringer på egenskapene til betong og stål og det blir stadig utviklet nye produkter. Det drives for eksempel forskning på et nytt konsept der en bruker fiberarmering i stedet for slakkarmering til forsterkning ved støp av etteroppspent dekke. Slik jeg ser det er konseptet relativt nytt og har ikke klart å komme seg helt ut på markedet enda. Derfor mener jeg at konseptet etteroppspent betong kan komme fordelaktig ut ved valg av betongkonsept i årene som kommer.

5.4 Kvalitative forhold

Hvordan vurdere verdien av noe som ikke kan direkte måles? Dette har betydning for valg av betongkonsept fordi det kan være veldig situasjonsbestemt hva som har betydning for et prosjekt og hvor mye det har betydning. Det er med andre ord ikke alltid bare snakk om å velge det mest økonomisk gunstige og/eller kjappeste alternativet for betongkonsept. Noen kvalitative forhold som kan ha verdi og betydning for et byggeprosjekt er nevnt under.

5.4.1 Antall søyler

Noen forhold kan ha verdi selv om det ikke lar seg beregne direkte. For eksempel er det ikke sikkert at ved å redusere antallet søyler på et plan, at det har nevneverdige fordeler eller verdi for bruker eller kunde. Ved å redusere antall søyler kan det medføre økte leieinntekter. Dette var tilfellet for prosjektet Marocco Mall (se 2.7.3).

Risiko og støpeskjøter

På prosjektet Marocco Mall (se 2.7.3) var det en parkeringskjeller der en var bekymret for at støpeskjøter (se også 2.2.6) kunne lekk vann og skape problemer. Ved å velge etteroppspent betong ble risikoen redusert. Hvilken verdi har redusert risiko for at et problem kan oppstå? Det er vanskelig å si og lar seg ikke direkte implementere i kostnadsberegning. Det er også vanskelig å vurdere besparelser over tid fordi en vet ikke nødvendigvis når og omfanget av skader over tid.

5.4.2 Byggetid

Det blir stadig viktigere å redusere byggetiden for et prosjekt. Det betyr at verdien av tid blir stadig mer og mer verd. Tid er derimot ikke alltid lett å beregne. Det er flere forhold som er uforutsigbare. Kreves også stabile erfaringsdata for å kunne beregnes nøyaktig. Besparelse av tid mellom konsepter er likevel mulig å estimere og regne om til fortjeneste. Tidsbesparelse er derfor et forhold en må ta hensyn til ved kostnadsberegning.

5.4.3 Miljømessige påkjenninger

Etteroppspent betong har større sikkerhet med tanke på miljømessige påkjenninger (se 2.3.9). Finnes det erfaringsdata for å kunne regne ut besparelse over tid med tanke på mindre vedlikehold for etteroppspent betong i forhold til slakkarmert betong? Det kan hende, men det trenger ikke være en enkel eller nøyaktig sak å beregne. Enkelte steder har større miljøpåkjenninger enn andre og det er en vurderingssak hvor viktig forhold som eksempelvis riss har.

5.4.4 Fleksibilitet

Hvordan måler man verdien av større fleksibilitet (se 2.2.3)? Fleksibilitet er blitt mer viktig i nyere tid enn det var før. Man har for eksempel erkjent at det er dyrt å bygge om i ettertid og kan være praktisk utfordrende og tidkrevende. Etteroppspent betong og slakkarmering er mer fleksibelt enn prefabrikkerte elementer fordi elementene krever god planlegging og bestilling i god tid før utførelse av arbeidet. I tillegg er det mulig å komme med endringer for plassering av søyler eller bærevegger kort tid før utførelse av arbeide for slakkarmert betong og etteroppspent betong. Det er ikke uvanlig at endringer skjer underveis i byggeprosessen. Det er derfor min oppfatning av at fleksibilitet blir stadig viktigere for en entreprenør. Fleksibilitet er derimot ikke direkte med ved kostnadsberegning.

Etter å ha gått inn på 98 forskjellige entreprenørfirmaer sine sider på nettet, så jeg flere entreprenører som markedsfører at de har «pakkeløsning» for prosjekter og satser strategisk på løsninger med prefabrikkerte elementer. Disse entreprenørene har bestemt på forhånd å bruke prefab elementer. Konsekvensen av dette blir nødvendigvis at bygget må tilrettelegge seg for bruk av prefab elementer under prosjekteringen. For ordinære bygg kan dette være helt greit og det er nok sikkert en veldig økonomisk gunstig løsning. Men for prosjekter som krever fleksibilitet, kan det bli for store usikkerheter til prefab og noen ganger ikke praktisk gjennomførbart.

5.4.5 Estetikk

Hva er verdien av det estetiske (se 2.2.3)? God arkitektur kan innvirke på trivsel og oppfatning av virksomheten. Det kan for eksempel føre til bedre arbeidsmoral og derav større effektivitet. God arkitektur fører ofte til at bygningen har høyere markedsverdi.

5.4.6 Jordskjelvproblematikk

Hvorfor er jordskjelvproblematikk et tema (se 2.2.4)? Jordskjelv er et fenomen som oppstår veldig sjeldent i Norge. Jeg kan ikke huske å ha merket på kroppen effekten av et jordskjelv. Likevel kan det inntreffe et jordskjelv med ødeleggende kraft og intensitet. Det er blitt satt mer fokus på dette temaet di siste årene.

For å dimensjonere mot jordskjelv må en ta hensyn til egenvekten av bygget og hvor stor evne bygget har til å ta opp energien fra jordskjelvet (duktiliteten). Det betyr i praksis at valg av konsept med liten egenvekt og stor duktilitet er fordelaktig. Dette er tilfelle for både førøppspente elementer (med skivevirkning) og etteroppspent dekke. Førøppspente dekker blir derimot ofte tyngre på grunn av påstøpen som kreves for å tilfredsstille krav til duktilitet.

Et annet poeng er at relativt stor høyde på bygg virker ugunstig ved jordskjelv. Det er derfor gunstig å redusere høyden hver etasje bygger. Etteroppspent dekker har her den største fordel.

5.4.7 Miljøhensyn

Regjeringen i Norge har forpliktet seg til å redusere utslipp av klimagasser gjennom Kyoto-protokollen. Gjennom lov om offentlig anskaffelser (se 2.2.5), stilles det blant annet krav til offentlige byggherrer å ta miljøriktige valg. Private virksomheter har større valgfrihet på dette området. I dag blir det også satt større fokus på livsløpsvurdering. Det vil si hvor stor miljøbelastning det er ved et produkt. Et av de punktene som påvirker klimaet er produksjonsmetode.

For et betongkonsept er det visse CO₂-utslipp med tanke på produksjon av råstoffene. De største utslippene kommer fra produksjon av betong og stål.

Resultatene fra «sammenlikning av CO₂-utslipp mellom konsepter (se 2.2.5)», viser at etteroppspent dekke helt klart er mer miljøvennlig enn slakkarmert dekke. Hvilken verdi har dette for en entreprenør og byggherre? For et kommunalt prosjekt har dette betydning på grunn av nye krav i lovverk som nevnt. I privat virksomhet vil det nok veldig sjeldent ha noe å si for valg av konsept, men det er noen som markedsfører at de er miljøbevisste.

5.4.8 HMS og rutiner

Det er ikke enkelt å sette en pengeverdi på HMS og rutiner (se 3.1.6). De fleste er likevel enige i at sikkerheten på arbeidsplassen og trivsel har høy prioritet. Disse forhold påvirker blant annet framdrift og er derfor direkte forbundet med kostnader. Effektive og gode rutiner fører til bedre HMS. Hvor gode disse rutinene er, varierer noe fra bedrift til bedrift. For mellomstore og store bedrifter er det stort sett gode rutiner. Det er strengere krav til utførelse av etteroppspent betong og kompetansen som trengs enn for slakkarmering. Det fører til at rutiner må være gode. Dette skal dokumenteres ved bruk av sjekklister (se vedlegg 7 og vedlegg 9 (PT)) og kontrolleres av kurset personell. Dokumentasjonen er et bevis på at dekket tilfredsstillende gir krav.

5.4.9 Plassproblematikk

For prosjekter der det er knapt med plass (se 2.2.6), kan det være ugunstig og kanskje til og med ikke praktisk gjennomførbart å velge plasstøpt konstruksjon. Prefabrikkerte elementer ankommer ofte samme dag som montering skal finne sted og krever derfor liten plass. Dette krever god planlegging og koordinering. For entreprenører som har gode rutiner og god oppfølging er ikke dette noe problem, men det kan være en større ulempe for andre entreprenører.

5.4.10 Værproblematikk

Ekstreme nedbørsmengder eller veldig lave temperaturer er ugunstig for utendørs støp (se 2.2.6). Plasstøpt betong kan således være et mindre gunstig alternativ enn prefabrikkerte elementer. Jeg har tre års erfaring fra forskjellige betongprosjekter på innlandet i nord og kan derfor si litt om dette. Det er ikke ofte at det er helt håpløst å støpe på grunn av været. Noen ganger kan det være snakk om å utsette noen dager. Dessuten skal det mye til for at det ikke er noe annet arbeid en kan gjøre i mellomtiden. Det kan også nevnes at selv prefabrikkerte elementer kan ikke monteres når vinden herjer.

5.4.11 Skjultanlegg

Det er mye enklere å skjule anlegg og rør i vegger og dekker for plasstøpt betong enn for prefabrikkerte elementer (se 2.2.6). Det er mulig å få til dette for hulldekker, men er mer problematisk.

5.4.12 Markedet

Prisen på betongelementer varierer mye mer enn plasstøpt betong med konjunkturen i markedet (se 2.2.6). Det er derfor ikke like forutsigbart å regne pris på betongelementer. Således er det lettere å regne pris på plasstøpte konstruksjoner med tanke på materialer.

5.4.13 Lyd og brannkrav

Det er ikke nevneverdige forskjeller mellom betongkonsepter for lyd og brannkrav. Betong har veldig gode egenskaper på disse områdene. Derfor nevnes det ikke mer om dette her.

5.4.14 Andre forhold

Noen ganger kan det være forhold som skaper praktiske utfordringer og som påvirker totalkostnaden. Disse forholdene kan være uavhengige av konsept men kan ha ulik økonomisk konsekvens. Det er ikke alltid like enkelt å ha fullt overblikk over alle forhold for en kostnadsvurdering. Spesielle eller uvanlige tekniske løsninger blir ofte glemt ved evaluering.

5.5 Resultater fra spørreundersøkelse

Som nevnt tidligere, hadde jeg i utgangspunktet mine tvil til konseptet etteroppspent betong. Derfor bestemte jeg meg for å lage en spørreundersøkelse. Svarene fra denne undersøkelsen skulle gi en pekepinn om mine initielle antakelser stemte.

5.5.1 Resultater

Jeg forventet 10-15 svar på spørreundersøkelsen av 60 mulige. Det er veldig lett å slette en mail og denne mailen har for de fleste ingen verdi. Så hvilke firmaer og personer er det som er villig til å bruke fem minutter på en slik undersøkelse? Det trenger ikke være tilfeldig. Det kom til slutt inn ti svar. Det er ikke nok mange svar til å lage statistikk, men gir likevel visse indikasjoner. (se 3.1.9 for å se grunnlaget for spørreundersøkelsen)

Resultatet (se 4.2.3) var litt overraskende for meg. Jeg hadde forventet entreprenørers kjennskap til konseptet generelt sett ville være middels eller svært lite. Men det viser seg at 8 av 10 har god eller svært god kjennskap til konseptet. Det indikerer at det er en tendens til at entreprenører som bruker konseptet svarer på undersøkelsen og de som ikke bruker konseptet svarer ikke. Det virker som om de som har god eller svært god erfaring med konseptet også er fornøyd med det. Det er ingen svar fra entreprenører som er skeptisk eller ikke fornøyd med konseptet. Dette indikerer at de lar være å svare eller at de er veldig få.

Forhold som entreprenører mener har høyest prioritet er (tre mulige alternativer av åtte ulike forhold pr. undersøkelse):

- 6 svarer spennlengde
- 5 svarer økonomi
- 4 svarer tykkelse etasje
- 3 svarer tidsbruk

Det overrasker meg litt at riss og nedbøyning fikk så få svar.

De fleste svarer at de tar i bruk konseptet bare under spesielle omstendigheter. To svarte at de brukte konseptet på brokonstruksjoner. Dette indikerer at det er få entreprenører som bruker konseptet aktivt og er vanlig brukt på brokonstruksjoner.

En annen ting som overrasket meg veldig var at entreprenørene svarte at de er veldig åpne for å prøve ut nye løsninger. Dette er i strid med min erfaring slik byggebransjen er generelt sett. Dette indikerer at entreprenører som har god kjennskap til konseptet også er åpne for å prøve ut nye metoder. Eller det indikerer at entreprenører som svarer på denne undersøkelsen gjerne prøver ut nye ting mens de som er konservative gidder ikke svare på undersøkelsen.

Alle entreprenører har svart at de har god kjennskap til egenskapene ved fiberarmering i betong. Syv av ni har troen på å bruke fiber i stedet for slakkarmering ved støp av plate. Men det er god spredning på hvorvidt det blir mer aktuelt å bruke konseptet dersom dette blir tilfelle. Tre svarer ja og to svarer vet ikke. Det indikerer at kombinasjonen fiberarmering og etteroppspent betong i dekke, har potensiale i markedet. Mangel på erfaringsdata på dette området gjør at mange ikke vet helt om dette har betydning for valg av etteroppspent betong.

Alle unntatt to mener rutiner rundt bruken av etteroppspent armering er passe streng. Alle svarer at rutinene fungerer problemfritt eller med mindre avvik. Dette er en veldig sterk indikasjon på at rutiner blir fulgt opp og fungerer i praksis. Resultatet var ikke overraskende siden jeg var ganske sikker på at det var tilfelle før jeg laget spørreundersøkelsen.

Alt i alt virker det som de som har svart har gode holdninger til konseptet etteroppspent betong. Dette gir en indikasjon på at konseptet er brukbart.

5.6 Kvantitative forhold

Med kvantitative menes noe som kan telles eller måles direkte.

5.6.1 Prissammenlikning

Grunnlaget for beregning av pris, står i metode 3.1.8. Det kan likevel påpekes at det er ikke alle forhold som er like enkle å beregne pris på. For etteroppspent dekke og slakkarmert dekke er forholdene veldig like.

Men hva med bruk av prefabrikkerte elementer? Prefab trenger ikke bruke forskaling av betydning. Bruk av forskaling er en betydelig kostnad selv om entreprenøren eier forskalingen selv. Men valg av prefab fører til at en må ta i bruk bjelker for dekket i denne rapport. Dette er ikke tilfelle for plasstøpt dekke. I tillegg har ikke prefab like stor frihet til å plassere søyler der det måtte være ønskelig. Dessuten må prefab forholde seg til krav om duktilitet med tanke på jordskjelv og det blir derfor nødvendig med en påstøp (se 2.2.4). Prefab varierer mer på pris enn plasstøpt betong gjør med tanke på konjunkturen i markedet (se 2.2.6). Disse forholdene er med på å vanskeliggjøre sammenlikning av prefab og plasstøpt betongdekke siden grunnlaget ikke er det samme.

Som forventet var etteroppspent betongdekke økonomisk sett et bedre alternativ enn for slakkarmert betongdekke (se 4.2.1). Svarene virker å være troverdige.

Sammenlikning av etteroppspent betong og prefab lar seg ikke enkelt beregne kostnadmessig sett, men blir i stedet vurdert ut ifra teori. Det vil således være opp til leser å vurdere troverdigheten av dette. Noen mener prefab er et mye mer økonomisk gunstig alternativ enn etteroppspent betong, men andre igjen mener at de er totalt sett likestilte. Uansett bør det foretas en totalvurdering der en sammenlikner med mest mulig likt grunnlag. Forfatter har ikke nok erfaring til å kunne vurdere dette.

5.6.2 Nedbøyning

Et viktig forhold for et dekke er nedbøyning. Det er anbefalte verdier for dette, men byggherre kan kreve strengere krav. Normalt settes et krav på $L/300$ for dekke, men vi valgte et krav på maks 10 mm nedbøyning. Vi ser at for RC1 er det for stor nedbøyning (se tabell 4.6). PT har en nedbøyning på 6,9 mm. For å regne på likt grunnlag må vi prøve et til alternativ for slakkarmert dekke, RC2. Ved 300 mm dekke for RC2 ser vi en nedbøyning 9,7 mm. Dette er litt høyere enn for PT, men vi godkjenner det som likt grunnlag.

5.6.3 Riss

Riss kan være viktig å unngå der det er miljøpåkjenninger som eksempelvis saltvann (se 2.3.8 og 2.3.9). Det er noen ganger også ønskelig å unngå riss på grunn av det estetiske. Hvor store krav som stilles er avhengig av byggherres behov. For kontordekket satte vi et krav på 0,20 mm rissvidde. Vi ser ved sammenlikning av dekke for PT og RC1 at RC1 er innenfor kravet med rissvidde 0,15mm og at PT har ingen riss (se tabell 4.6). Selv om vi øker dekketykkelsen for RC til 300 mm, er det fortsatt riss i x-retningen. Denne verdien på 0,06 mm er derimot ikke så stor. Dette viser at det er ikke «lett» å fjerne alt riss fra slakkarmerte dekker.

5.6.4 Betongmengde

Volumet av betong er for PT og RC1 likt med et volum på 243 m³ for dekke med 1056,5m². Volumet av armeringen er ubetydelig i forhold til volum betong og er derfor ikke tatt hensyn til. Fra RC1 til RC2 øker betongmengden til 317m³. Siden betong har en egenvekt, fører dette til at dekket blir tyngre ved valg av RC2. Dette kan ha stor betydning for fundamentet og særlig der grunnforholdene er dårlige. Mindre betong fører også til færre støpebiler og mindre støpearbeid. Således er PT et mer fornuftig valg.

5.6.5 Armeringsmengde

Armeringen blir målt i kg/m².

Ser at det er ca. dobbelt så mye armering for RC2 som det er for PT (se tabell 4.6). Selv om det er dyrere å legge ut armering for PT og spennkablene koster noe mer, er forskjellen så stor at det vil ofte være snakk om å spare tid ved valg av PT i forhold til RC. Siden stål har en egenvekt, fører dette til at dekket blir tyngre ved valg av RC. Dette kan ha stor betydning for fundamentet og særlig der grunnforholdene er dårlige. Således er PT et mer fornuftig valg.

5.6.6 CO2-utslipp mellom konsepter

Grunnen til at det ble valgt å fokusere på mengde CO₂-utslipp mellom konsepter (se tabell 4.2.2), er fordi det er satt mer fokus på dette med klimautslipp (se 2.2.5). Fra tabellen ser en at PT kommer gunstig ut i forhold til RC med tanke på utslipp av CO₂. Tallene er tatt med utgangspunkt fra produksjonen av råvarene stål og sement. Det er flere andre forhold som fører til utslipp, men de er relativt små i forhold til selve produksjonen. Derfor mener forfatter at en kan konkludere med at PT er et mye mer miljøvennlig konsept enn RC med tanke på utslipp av CO₂.

5.6.7 Krav til styrke og stivhet

Kravene til styrke og stivhet blir holdt ved å definere rammebetingelsene fra Eurokode standard i Adapt (se 3.1.2). I tillegg blir modellen i Adapt konstruert med korrekte mål, egenskaper på elementer, opplagerbetingelser og statisk system med laster. Modellen blir designet for å oppnå ønskede bruksegenskaper. Når alt dette er korrekt utført, skal Adapt gi nøyaktige data som er i henhold til gitte krav. Adapt er et populært program blant ingeniører som driver med PT. Forfatter ser ingen grunn til at programmet skulle gi feilaktige data. Eventuelle feil vil da ligge på brukeren sin side.

Resultatene fra Adapt viser av alternativet PT og RC2 tilfredsstillende krav til bruddgrensetilstand og for de bruksegenskapene vi har krevd. RC1 Tilfredsstillende i bruddgrensetilstand, men ikke for bruksegenskaper.

Med dette kan en konkludere med at PT og RC2 er begge godkjente alternativer for gitte dekke med gitte brukskrav.

5.7 Fellesegenskaper

Det er ikke bare forskjellene mellom betongkonseptene som avgjør hvorvidt konseptet er brukbart eller ikke.

De har stort sett de samme egenskapene med tanke på brannsikkerhet, verne mot lyd, motstand mot mekanisk påkjenning, stivhet mm. Dette er ikke så rart siden de alle er et produkt av betong og armering (se 2.3).

Det er et poeng i seg selv at alle disse positive egenskapene fører til at for veldig mange konstruksjoner er betongkonsept veldig brukbart. Betong er det mest brukte materialet i verden og det i seg selv sier mye.

5.8 Fordeler/ulemper

Ønsker her å drøfte de fordeler og ulemper som er nevnt i teksten «Etteroppspent betong pkt. 2.7.2 og 2.7.3». Forfatter ønsker å belyse at det som står i faglitteratur om fordeler og ulemper også viser seg å være riktig for ulike prosjekter ute i verden.

5.8.1 Mulige fordeler i litteratur kan nevnes:

(se 2.7.2)

- Betydelig reduksjon av betong og armering
- Tynnere støy som fører til redusert egenvekt og potensielt rom for flere etasjer ved høyere bygg. Kan også gi større romhøyde.
- Kan bygge mer estetisk flotte bygg med mange ulike fasonger
- Redusert riss og tettere betong fører til en mer bestandig konstruksjon. Kan dermed utsettes for mer ekstreme miljø uten å ta skade.
- Kjappere konstruksjonsarbeid
- Mulighet for lengre spennvidder og færre søyler
- Redusert størrelse på fundamenter
- Mer miljøvennlig med tanke på totale karbonutslipp
- Totalt sett medfører det reduserte kostnader.

5.8.2 Mulige ulemper:

- Trenger vegger på strategiske plasser for å ta opp horisontale krefter

5.8.3 Eksempler fra virkeligheten:

(se 2.7.3)

Strata SE1 (høyhus i London)

På dette prosjektet skulle slakkarmert og etteroppspent bygg vurderes fra et bærekraftig synspunkt. Resultatene er forholdsvis veldig like de resultater jeg har funnet og det er en indikasjon på at man er på rett spor. Resultatene viser at PT er mer miljøvennlig enn RC med tanke på CO₂-utslipp. I tillegg har PT mindre samfunnsmessig belastning som støy og mindre trafikk.

Kostnadmessig sett var PT mer gunstig enn RC. Kunne redusere søyler og fundament som følge av lavere egenvekt. Fikk kjappere byggetid.

Design av Hotell La Tour

Bruk av PT førte til stor forskjell på tilgjengelig høyde for hver etasje i forhold til RC. Det ble mulighet for større spennvidde. Mindre tidkrevende.

Hybrid betongkonstruksjoner

Behovet for slakkarmering ble redusert med rundt 40%. Ved bruk av PT ble riss og nedbøyning redusert.

Marocco Mall

Ved å bytte over til PT ble det færre ekspansjonsfuger og arbeidet kunne utføres kjappere. Det ble brukt 20 % mindre betong og stål. Lengre spenn fører til effektiv kostnadsbesparelse. Fikk større romhøyde til hver etasje.

En ulempe med konseptet var nødvendigheten av strategiske plasserte vegger.

Skyskraperen The Tower i London

Bruken av PT førte til kontroll ved riss og nedbøyning samt at konstruksjonstiden gikk ned. Den spesielle formen krevde også bruk av PT.

St. Rafca Cathedral i Lebanon

Ble brukt PT siden bygget hadde en veldig spesiell form med store spenn.

Oppsummert:

Alle de tidligere oppsummerte punkter blir nevnt på et eller flere prosjekter. Det som er nevnt i de ulike prosjekter indikerer hvilke punkter som går igjen og som entreprenørene legger mest vekt på. Hvor store fordeler og hvilke fordeler PT har, varierer fra prosjekt til prosjekt. Teori og praksis er således sammenfallende og forfatter kan derfor konkludere med at PT er et brukbart konsept.

5.9 Sammendrag drøfting

Har drøftet følgende:

- Holdninger til PT
- Utvikling nå og før
- Ulike kvalitative forhold som direkte eller indirekte kan ha noe å si for valg av konsept
- Resultater fra spørreundersøkelse
- Kvantitative forhold (riss, nedbøyning, prissammenlikning, mengder materiell, CO2-utslipp samt krav til styrke og stivhet)
- Fellesegenskaper betongkonsepter
- Fordeler og ulemper for PT

6 KONKLUSJON

Trekker her konklusjoner fra «drøfting». Det går for langt å ta med absolutt alle konklusjoner, men de nevnte under representerer det viktigste.

6.1 Historisk utvikling

- Framskritt innenfor forskning kan føre til at konseptet etteroppspent betong kan komme mer fordelaktig ut som valg av konsept i framtiden

6.2 Kvalitative forhold

- Det er mange ulike forhold som kan være med på å avgjøre valg av konsept som ikke har direkte med kostnad og tid å gjøre. Verdien av disse varierer fra prosjekt til prosjekt og ut ifra byggherres krav.
- Valg av konsept er også styrt av lover og regler samt krav satt av det offentlige

6.3 Spørreundersøkelse

De som har svart:

- Har god kjennskap til konseptet etteroppspent betong
- Er fornøyd med konseptet
- Åpne for å prøve ut nye løsninger
- Konseptet blir stort sett brukt under spesielle omstendigheter men blir også brukt på brokonstruksjoner
- Anser følgende som største fordeler for prosjekter:
 - 1. Spennlengde
 - 2. Økonomi
 - 3. Tykkelse etasje
 - 4. Tidsbruk
- Har god kjennskap til fiberarmering i betong og har troen på det. Det er spredning på hvorvidt det har betydning for valg av konseptet
- Mener rutiner rundt bruken av konseptet er passe streng og fungerer problemfritt eller med mindre problemer
- Generelt sett gode holdninger til konseptet etteroppspent betong og er derfor en indikasjon på at konseptet er brukbart

6.4 Kvantitative forhold

- Sammenlikning av pris mellom prefabrikkerte elementer og etteroppspent betong lar seg ikke sammenlikne på en god måte. Dette er fordi grunnlaget ikke er det samme og varierer fra prosjekt til prosjekt. Her kreves det en totalvurdering for å vurdere pris.
- Etteroppspent dekke er økonomisk sett et bedre alternativ enn slakkarmert dekke ved lengre spenn
- Etteroppspent dekke har helt klare fordeler med tanke på riss enn for slakkarmert dekke.
- Etteroppspent dekke har helt klare fordeler med tanke på nedbøyning enn for slakkarmert dekke.
- Etteroppspent dekke har klare fordeler med tanke på dimensjonering av søyler og fundament enn for slakkarmert dekke på grunn av mindre tyngde fra dekke.
- Etteroppspent dekke er et bedre miljømessig valg med tanke på utslipp av klimagassen CO₂
- Etteroppspent dekke (t = 230 mm) og slakkarmert dekke (t = 300 mm), er godkjente alternativer for dekke beregnet i Adapt i denne rapport med tanke på brudd- og bruksgrensetilstand (gitte krav til bruksegenskaper).

6.5 Fellesegenskaper

- Betong er det mest brukte materialet i verden. Dette er fordi betong i seg selv med armering, har mange gode egenskaper. Derfor er betongkonsepter generelt sett for byggeprosjekter veldig brukbart.

6.6 Fordeler og ulemper

- Konseptet etteroppspent betong har få ulemper
- Konseptet etteroppspent betong har mange fordeler
- Hvorvidt forhold ved konseptet anses som fordeler eller eventuelt ulemper varierer fra prosjekt til prosjekt
- De fleste punkter som er nevnt i faglitteratur ser ut til å være sammenfallende i praksis også for ulike prosjekter rundt omkring i verden. Kan med dette konkludere med at etteroppspent betong er brukbart.

6.7 Hovedkonklusjon

- Valg av konsept krever en totalvurdering for å vurdere brukbarheten av den
- Generelt sett er konseptet veldig brukbart
- Totalt sett mer økonomisk gunstig enn slakkarmert betong for lengre spenn
- Fordelaktig med tanke på riss og nedbøyning i forhold til slakkarmert betong
- Etteroppspent dekke er mer miljøvennlig enn slakkarmert dekke med tanke på CO₂-utslipp

7 REFERANSER

Litteratur

[1] Per Kr. Larsen
Konstruksjonsteknikk

[2] Svein Ivar Sørensen
Betong-konstruksjoner, 2. utgave

[3] Bijan O.Aalami
Post-tensioned buildings, Design and Construction

[4] Vemund Årskog, Dr.techn.OlavOlsen
Dimensjonering for jordskjelv

[5] Guro Varvin Hjelseng
Plasstøpt vs. prefabrikkert betong

[6] Oda Caroline Wood
Livssyklusbetragtninger for levedyktig oppgradering av kontorbygg

[7] Pål Gjerp, Morten Opsahl, Sverre Smeplass
Grunnleggende betongteknologi

[8] Post-tensioning institute
Post-tensioning manual, sixth edition

[9] Edward G. Nawy
Prestressed concrete, fourth edition

[10] Norsk Stålforbund
Stål Håndbok, Del 1: 2012

Nettadresser ♣

(nettadresser er lest og lastet ned våren 2016)

♣ Spenneteknikk:

<http://www.spennteknikk.no/brosjyrer/BBR-VT-CONA-Single-spenntausystem-24022011.pdf>

♣ Teknisk ukeblad:

<http://www.tu.no/bygg/2013/05/27/forskalingen-ga-fra-seg-et-langt-pinefullt-skrik> og

<http://www.tu.no/artikler/stalproduksjon-blir-klimavennlig/321699>

♣ JAHarby:

http://brage.bibsys.no/xmlui/bitstream/handle/11250/143417/ADOlse_n_JAHarby.pdf?sequence=1&isAllowed=y

♣ Høgskolen I Oslo:

http://www.iu.hio.no/bygglab/Betonglab/diverse/ordl_bet04.pdf

♣ Vegvesen:

http://www.vegvesen.no/attachment/703536/binary/988848?fast_title=Spennarmering.pdf

♣ Publikasjon 14 (høringsutgave):

<http://www.betong.net/ikbViewer/Content/907816/H%F8ringsutgave%20NB%20publikasjon%2014%202014.pdf>

♣ 100 største entreprenører:

<http://www.bygg.no/100-storste>

♣ CCL:

<http://www.cclint.com/sites/default/files>

♣ cclint

www.cclint.com

♣ Jens Jacob Jensen:

<http://www.naturfag.no/binfil/download2.php?tid=1536043>

♣ Byggforsk:

<https://www.sintef.no/globalassets/upload/byggforsk/publikasjoner/prosjektrapport-336.pdf>

♣ Oda Caroline Wood:

https://brage.bibsys.no/xmlui/bitstream/handle/11250/232252/566333_FULLTEXT01.pdf?sequence=1&isAllowed=y

♣ Norsk betongforening:

http://fabeko.no/assets/CO2_rapport-2009-02.pdf

♣ Norcem:

<http://www.norcem.no/no/dokumentsok>

♣ Store norske leksikon (snl):

<https://snl.no/>

♣ Guro Varvin Hjelseng

www.diva-portal.org/smash/get/diva2:755526/FULLTEXT01.pdf

♣ Spennbetong

<http://docplayer.no/9415250-Vedlegg-1-5-spenbetong-spenbetong-1.html>

♣ loe betong

<http://loe-betong.no/produkter/detalj/>

♣ archiexpo

<http://www.archiexpo.com/>

VEDLEGG

7.1 Vedlegg 1: Utforming spørreundersøkelse

Spørreundersøkelse om holdning til konseptet etterspent armering.

Tanken med denne undersøkelsen er å finne ut om det er samsvar med teori og praksis samt finne ut av hvilke holdninger som det er til konseptet. Resultatet er tenkt brukt i en bacheloroppgave med samarbeid fra NTNU Ålesund og firmaet THILT Engineering. Estimert tid ca. 3 minutter. Takker for din tid og oppmerksomhet.

*Må fylles ut

1. Hvor god erfaring/kjennskap har dere til konseptet? *

Velg et alternativ (Ved å velge "ikke i det hele tatt" medfører endt besvarelse) Markér bare én oval.

- Svært godt
- Godt
- Middels
- Lite
- Svært lite
- Ikke i det hele tatt Hopp til spørsmål 16.

2. Hvilken holdning til konseptet har dere? *

Velg det svaret dere er mest enig med Markér bare én oval.

- Fornøyd Hopp til spørsmål 5 etter det siste spørsmålet i denne delen.
- Nøytral Hopp til spørsmål 5 etter det siste spørsmålet i denne delen.
- Skeptisk Hopp til spørsmål 4 etter det siste spørsmålet i denne delen.
- Ikke fornøyd Hopp til spørsmål 4 etter det siste spørsmålet i denne delen.
- Har ingen formening Hopp til spørsmål 5 etter det siste spørsmålet i denne delen.

3. Gi gjerne en kommentar for spørsmål på denne og forrige side.

Valgfri besvarelse

4 Hvilke forhold er det som gjør at dere er skeptisk eller ikke er fornøyd? *

Kryss av for de mest naturlige svar. (Flere svaralternativ)
Merk av for alt som passer

- Dårlig rykte
- Negativ erfaring
- Har mer tro på andre konsepter
- Skjedd ulykker på person eller utstyr
- For strenge rutiner
- Er uøkonomisk
-
-
-

- Tar for lang tid
- Har ikke nok erfaring/kunnskap
- Upraktisk
- Vet ikke
- Andre:

5. Hvilke forhold anser dere som mest viktig ved valg av konseptet etterspent betong? *

Kan velge maks tre svar samtidig
Merk av for alt som passer

- Økonomi
 - Sikkerhet
 - Pålitelighet
 - Tidsbruk
 - Riss
 - Nedbøyning
 - Spennlengde
 - Tykkelse etsjeskiller
 - Vet ikke
 -
- Andre:

6. Når tar dere i bruk konseptet etterspent armering? *

Velg det mest naturlige svaret Markér
bare én oval.

- På alle prosjekter vi holder på med
 - Bare under spesielle omsendigheter
 - Har ikke vært borti konseptet
 - For å sikre bygninger
 - Større bygg slik som parkeringshus
 - Store og mindre store prosjekt
 - Brukonstruksjoner
 -
- Andre:

7. Gi gjerne en kommentar for spørsmål på denne side.

Valgfri besvarelse

8. Er dere konservative eller er dere åpne for å prøve ut nye løsninger? *

Helt til venstre indikerer at dere aldri prøver noe nytt. Helt til høyre av skala indikerer at dere er på hugget etter å prøve nye løsninger/metoder. Markér bare én oval.

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
Konservativ	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	Apen for nye løsninger/metoder

9. Hvor god kjennskap har dere til fordeler/ulempes ved bruk av fiberarmering i betong? *

Velg et alternativ

Markér bare én oval.

- Svært godt
 Godt
 Middels
 Lite
 Svært lite

10. Har dere troen på å bruke fiber i stedet for slakkarmering ved støp av plate? *

Velg et alternativ Markér

bare én oval.

- Ja
 Skeptisk
 Nei
 Vet ikke

11. Hadde det blitt mer aktuelt å bruke konseptet etterspent betong dersom fiber blir brukt i stedet for slakkarmering? * Markér bare én oval.

- Ja
 Ingen endring
 Nei
 Vet ikke

12. Gi gjerne en kommentar for spørsmål på denne side.

Valgfri besvarelse

13. Hva synes dere om rutiner rundt bruken av etterspent armering? *

Velg et alternativ

Merk av for alt som passer

- For strenge
 Passe streng
 Burde vært strengere
 Har ingen formening

14. Hvordan fungerer rutinene i praksis? *

Velg et punkt ~~Markér~~
bare én oval.

- Problemfritt
- Fungerer tilfredsstillende selv om det kan være mindre avvik
- Større avvik har forekommet, men har ikke skapt store problemer
- Større avvik med uheldige følger
- Større avvik har ført til store konsekvenser
- Større avvik er ofte forekommende
- Vet ikke
- Andre:

15. Gi gjerne en kommentar for spørsmål på denne side.

Valgfri besvarelse

16. Ønsker dere å være anonyme? * ~~Markér~~ bare én oval.

- Ja Stopp å fylle ut dette skjemaet.
- Nei, bruk gjerne firmanavn i rapport

Takk for at dere tok dere tid til å svare på denne

spørreundersøkelsen.

For spørsmål om konseptet etterspent betong, ta gjerne kontakt med THILT Engineering AS.

www.thilt.no www.cclint.com

CCL er leverandør av ~~bløtt~~ blandt annet spennarmering.

Hopp til spørsmål 16.

17. Navn på firma *

Skriv inn navn på ditt firma eller gå tilbake og velg "Ja"

.....

Takk for at dere tok dere tid til å svare på denne spørreundersøkelsen.

For spørsmål om konseptet etterspent betong, ta gjerne kontakt med THILT Engineering AS.

www.thilt.no www.cclint.com

CCL er leverandør av ~~bløtt~~ blandt annet spennarmering.

Drevet av

 Google Forms

7.2 Vedlegg 2: Hundre største entreprenører i Norge år 2014

Tall oppgitt i millioner NOK

Navn	2014	2013	Omsetning	Resultat	Prosent	Ansatte
Veidekke ASA	1	1	24 027,00	1055	4,39%	6287
Skanska Norge AS konsern	2	2	13 557,00	584	4,31%	4077
AF Gruppen ASA	3	3	9 935,00	625	6,29%	2797
NCC Construction AS	4	4	8 255,00	161	1,95%	2348
Reinertsen AS	11	9	3 000,00		0,00%	2000
Mesta konsern	7	7	4 129,00	116,4	2,82%	1455
Leonhard Nilsen & Sønner Eiendom as	16	15	2 205,65	29,26	1,33%	1294
Kruse Smith AS	8	6	3 921,19	102,14	2,60%	921
Betonmast	10	11	3 002,63	71,76	2,39%	872
BackeGruppen	9	10	3 301,06	122,97	3,73%	839
Stangeland Maskin AS	20	27	1 170,51	58,66	5,01%	688
Protan AS	22	22	1 177,61	54,61	4,64%	666
Nordic Crane Group AS	25	21	1 138,04	4,69	0,41%	635
Spenncon AS	29	26	1 073,48	3,91	0,36%	603
Hæhre Entreprenør AS	13	14	2 483,24	128,5	5,17%	595
Block Watne AS	17	13	2 185,23	165,79	7,59%	531
HENT AS	6	8	4 466,13	159,76	3,58%	528
Implenia Norge	18	16	2 180,57	59,07	2,71%	526
Lemminkäinen Norge AS	15	17	2 341,81	65,26	2,79%	515
Vassbakk & Stol AS	27	23	1 093,58	57,42	5,25%	502
Firesafe AS	50	60	500,10	45,3	9,06%	485
Risa AS	23	25	1 150,69	12,73	1,11%	460
Isachsen Gruppen AS	26	24	1 123,73	64,32	5,72%	428
Consto AS	14	19	2 446,06	125,55	5,13%	407
JM Norge AS	12	12	2 640,11	139,99	5,30%	349
Con-Form AS	42	35	661,38	4,92	0,74%	344
Contiga AS	37	33	716,07	41,28	5,76%	340
Block Berge Bygg A/S	24	30	1 143,96	43,01	3,76%	339
Ø M Fjeld AS	28	28	1 074,00	26,27	2,45%	332
Solid Entreprenør	47	39	568,59	26,12	4,59%	325
Baneservice AS	38	52	686,95	24,6	3,58%	312
LAB AS	19	18	1 760,95	143,73	8,16%	310
Moelven Modus AS	54	43	471,51	10,71	2,27%	296
Alliero AS	66	49	421,90		0,00%	278
Tronrud Gruppen - konsern	30	29	892,19	20,46	2,29%	262
Kynningsrud Prefab Holdning AS (konsern)	51	44	497,61	25,3	5,08%	255
Moelven ByggModul AS	49	54	522,89	2,2	0,42%	251
BundeGruppen AS	21	20	1 377,87	62,71	4,55%	243
Bolt Construction AS	71	96	400,20	0	0,00%	227
TT Anlegg AS	82	69	354,87	15,76	4,44%	220
K. A. Aurstad AS	46	42	573,52	40,99	7,15%	210

Navn	2014	2013	Omsetning	Resultat	Prosent	Ansatte
M3 Anlegg AS	90	83	335,24	8,47	2,53%	200
Grande Entreprenør AS	57	51	455,25	10,59	2,33%	200
Hellevik Hus Gruppen AS	53	47	472,00	25,4	5,38%	192
Jadarhus Gruppen AS	39	34	683,35	43,39	6,35%	188
Marthinsen & Duvholt AS	41	39	663,60	43,02	6,48%	175
Leif Grimsrud AS	36	72	725,04	50,17	6,92%	175
Carl C. Fon AS	78	64	374,86	8,59	2,29%	173
Johan Rognerud AS	64	53	422,46	8,17	1,93%	172
FH Gruppen	88		338,12	56,52	16,72%	155
Teknobygg anlegg	68	95	411,54	7,01	1,70%	154
Loe Betongelementer AS	56	63	466,22	61,85	13,27%	151
BRG AS	32	32	817,65	66,27	8,10%	150
Konsmo Fabrikker AS	100	85	320,54	10,08	3,14%	149
Constructa Entreprenør AS	35	45	759,06	42,64	5,62%	146
Bolig Partner as	34	36	769,69	21,16	2,75%	143
Syljuåsen AS	98	90	323,21	23,32	7,22%	142
Søbstad AS	73	66	395,68	25,26	6,38%	140
Håkanes Maskin as	74	56	389,50	9,1	2,34%	140
Team Bane	93		327,83	15,9	4,85%	138
Konsernet Mortensen AS	87		341,00	18,2	5,34%	135
Gunvald Johansen Bygg AS	58	88	451,01	13,46	2,98%	128
Sv Betong AS	40		669,12	38,59	5,77%	125
HAB Construction AS	83		353,92	19,23	5,43%	120
Byggmester Sagen AS	99	91	323,08	14,31	4,43%	118
Brødrene Ulveseth AS	59	48	439,09	27,7	6,31%	115
Johs.J.Syltern AS	79	79	374,51	20,49	5,47%	110
Bertelsen & Garpestad AS	67	94	421,53	31,06	7,37%	110
S-Bygg AS	84		352,74	0,74	0,21%	108
Åsane Byggmesterforretning AS	89	61	335,51	40,45	12,06%	102
Trysilhusgruppen	63	46	427,40	38,76	9,07%	98
Berge Sag Gruppen AS	96	81	326,27	33,46	10,26%	98
Leigland Bygg AS	76	78	382,12	5,7	1,49%	97
Åsen& Øvrelied A/S	94	65	326,89	25,15	7,69%	94
IEC-Hus	45	50	583,00	6,73	1,15%	92
Steen & Lund AS	85	86	343,34	1,6	0,47%	90
Seltor Gruppen AS	72	57	399,03	2,57	0,64%	90
Telle Gruppen AS	92	77	334,07	29,15	8,73%	89
Jærentreprenør A/S	80	70	368,35	28,52	7,74%	89
Entreprenørcompagniet Nord AS	60	87	435,52	3,87	0,89%	85
Asker Entreprenør AS	91	92	334,95	16,08	4,80%	85
Strøm Gundersen AS	31	38	891,97	98,61	11,06%	81
Consolvo AS	86		341,10	46,73	13,70%	75
Kynningsrud Fundamentering AS	69	75	409,27	35,91	8,77%	74
Fronta AS	95	55	326,68	1,72	0,53%	70

Navn	2014	2013	Omsetning	Resultat	Prosent	Ansatte
Fyllingen Maskin AS	62		429,58	5,08	1,18%	63
Wegger & Kvalsvik Entreprenør AS	65	73	422,17	44,84	10,62%	60
KF Entreprenør AS	61		433,00	27	6,24%	60
JI Bygg AS	70		402,79	23,41	5,81%	60
Øster Hus AS	44	41	596,98	63,65	10,66%	55
OBAS Øst AS	48		538,00	48,3	8,98%	55
Helgesen Tekniske Bygg	77		381,15	23	6,03%	54
Masiv Bygg as	43	31	653,96	27,08	4,14%	53
Ove Skår AS	81	100	363,12	43,52	11,99%	50
Oslo Entreprenør AS	97	68	324,59	32,1	9,89%	48
Vedal Entreprenør AS	33	40	811,87	34,5	4,25%	46
Bakkegruppen AS	52		494,00	33,9	6,86%	45
Lars Jønsson AS	55	58	469,42	24,58	5,24%	31
KleppHus AS	75	98	385,97	53,73	13,92%	30
Peab AS	5	5	4 971,00		0,00%	1

Kilde: <http://www.bygg.no/100-storste>

7.3 Vedlegg 3: Mail til entreprenør angående spørreundersøkelse

Hei

Mitt navn er Kenneth Karlsen og jeg jobber for tiden med min bacheloroppgave om konseptet etteroppspent betong.

Som del av oppgaven hadde jeg tenkt å vurdere hvilke holdninger entreprenører har til konseptet.

Det hadde vært fint om dere kunne bruke inntil 5 minutter på å være på den.

Dere har anledning til å forholde dere anonyme eller oppgi firmanavn på undersøkelsen til slutt.

Link til spørreundersøkelsen:

<https://docs.google.com/forms/d/1XAjj7jmhlpwTVG1P7aBcTkpJrdrHrpH7q1o6wp2Zslk/viewform>

Tusen takk for deres oppmerksomhet og ha en videre fin dag.

EVENTUELT alternativ tekst mail:

Som del av bacheloroppgaven hadde jeg tenkt å vurdere hvilke holdninger entreprenører har til konseptet etteroppspent betong. Det hadde vært fint om dere kunne bruke inntil 5 minutter på å være på den.

Link til spørreundersøkelsen:

<https://docs.google.com/forms/d/1XAjj7jmhlpwTVG1P7aBcTkpJrdrHrpH7q1o6wp2Zslk/viewform>

Takk for oppmerksomheten

7.4 Vedlegg 4: Rapport generert fra Adapt



PT Slab

Studentoppgave

101 LIST OF CONTENTS

(Organized according to the numerical ID of each report)

Punching Shear Stress Check Result

DESIGN SECTION CODE CHECK SUMMARY

Punching Shear Stress Check Parameters

110 STRUCTURAL COMPONENTS

110.01.02 PLAN GEOMETRY

110.14.02 TENDON PLAN

110.15 SLAB REGIONS (Detailed Report)

110.50 COLUMNS

110.50 TENDON ELONGATION, BY GROUPS

110.60 WALLS

117 MATERIALS

117.20 CONCRETE MATERIAL PROPERTIES

117.40 REINFORCEMENT (NONPRESTRESSED) MATERIAL PROPERTIES

117.60 PRESTRESSING MATERIAL PROPERTIES

120 LOAD CASES PLAN

120.20 DEAD LOAD PLAN

120.30 LIVE LOAD PLAN

142 CODES AND ASSUMPTIONS

142.10 DESIGN CODE SPECIFIED

142.20 MATERIAL AND STRENGTH REDUCTION FACTORS

142.30 COVER TO REINFORCEMENT

142.40 MINIMUM BAR LENGTH

143 DESIGN CRITERIA

143.10 ONE-WAY SLABS

143.20 TWO-WAY SLABS

143.30 BEAMS

146 LOAD CASES AND COMBINATIONS

146.20 LOAD CASES

146.40 LOAD COMBINATIONS

210 DESIGN SECTION LEGEND

210.00 REBAR TOTALS

220 DESIGN SECTION CODE CHECK

300.00 PT TOTALS

1500 GRAPHICAL REPOTS

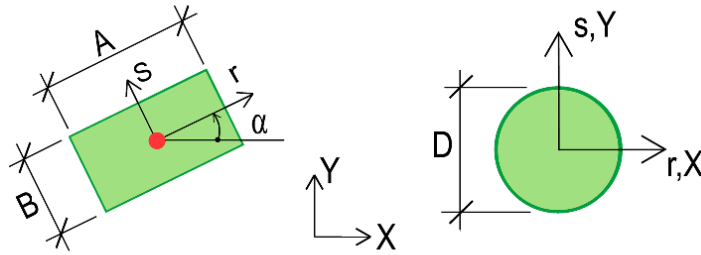
110.10 SLAB REGIONS (Summary Report)

Type #	Reference Plane	Material	Area	Volume
			m2	m3
1	Current plane	Concrete 1	1056.50	242.99

Note: Volume includes drop caps, excludes area of openings and considers net thickness where slabs overlap.

110.50 COLUMNS

COLUMN SECTION



Column Dimensions and Material Property

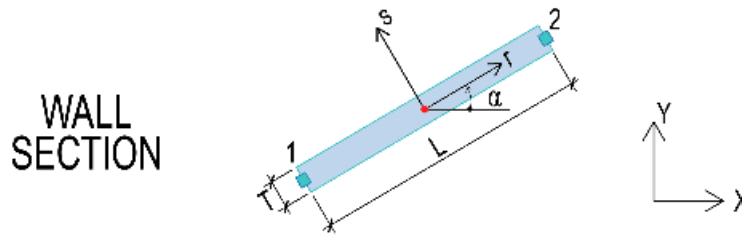
#	Label	Reference Plane	Alpha °	A or D mm	B mm	Length m	Material
1	Column 1	Current plane	0.00	400	700	3.000	Concrete 1
2	Column 2	Current plane	0.00	400	700	3.000	Concrete 1
3	Column 3	Current plane	0.00	400	700	3.000	Concrete 1
4	Column 4	Current plane	0.00	400	700	3.000	Concrete 1
5	Column 5	Current plane	0.00	400	700	3.000	Concrete 1
6	Column 6	Current plane	0.00	400	700	3.000	Concrete 1
7	Column 7	Current plane	0.00	400	700	3.000	Concrete 1
8	Column 8	Current plane	0.00	400	700	3.000	Concrete 1
9	Column 9	Current plane	0.00	400	700	3.000	Concrete 1
10	Column 10	Current plane	0.00	400	700	3.000	Concrete 1
11	Column 11	Current plane	0.00	400	700	3.000	Concrete 1

Note: All columns are defined as below associated reference plane.

Summary

Type	A or D mm	B mm	Material	Length m	Volume m ³	Total #
1	400	700	Concrete 1	33.000	9.24	11
Total	-	-	-	33.000	9.24	11

110.60 WALLS



Wall Dimensions and Material Property

#	Label	Reference Plane	T	L	Height	Material
			mm	m	m	
1	Wall 1	Current plane	250	21.000	3.000	Concrete 1
2	Wall 2	Current plane	250	33.000	3.000	Concrete 1
3	Wall 3	Current plane	250	21.950	3.000	Concrete 1
4	Wall 4	Current plane	250	33.000	3.000	Concrete 1
5	Wall 5	Current plane	250	3.000	3.000	Concrete 1
6	Wall 6	Current plane	250	5.000	3.000	Concrete 1
7	Wall 7	Current plane	250	3.000	3.000	Concrete 1
8	Wall 8	Current plane	250	5.000	3.000	Concrete 1
9	Wall 9	Current plane	250	3.000	3.000	Concrete 1
10	Wall 10	Current plane	250	2.050	3.000	Concrete 1
11	Wall 11	Current plane	250	3.000	3.000	Concrete 1
12	Wall 12	Current plane	250	3.000	3.000	Concrete 1
13	Wall 13	Current plane	250	3.000	3.000	Concrete 1
14	Wall 14	Current plane	250	3.000	3.000	Concrete 1
15	Wall 15	Current plane	250	3.000	3.000	Concrete 1
16	Wall 16	Current plane	250	3.000	3.000	Concrete 1

Note: All walls are defined as below associated reference plane.

Summary

Type	T	Height	Material	L	Volume	Total #
	mm	m		m	m ³	
1	250	3.000	Concrete 1	148.000	111.00	16
Total	-	-	-	148.000	111.00	16

146 LOAD CASES AND COMBINATIONS

146.20 LOAD CASES

Dead load
Live load
Selfweight
Prestressing
Hyperstatic

146.40 LOAD COMBINATIONS

Name: Service(quasi-permanent)

Evaluation: Service Quasi-Permanent

Combination detail: $1.00 \times \text{Selfweight} + 1.00 \times \text{Dead load} + 0.30 \times \text{Live load} + 1.00 \times \text{Prestressing}$

Name: Initial

Evaluation: INITIAL

Combination detail: $1.00 \times \text{Selfweight} + 1.15 \times \text{Prestressing}$

Name: Bruksgrense

Evaluation: Service Frequent

Combination detail: $1.00 \times \text{Selfweight} + 1.00 \times \text{Dead load} + 1.00 \times \text{Live load} + 1.00 \times \text{Prestressing}$

Name: Bruddgrense_1

Evaluation: STRENGTH

Combination detail: $1.35 \times \text{Selfweight} + 1.35 \times \text{Dead load} + 1.05 \times \text{Live load} + 1.00 \times \text{Hyperstatic}$

Name: Bruddgrense_2

Evaluation: STRENGTH

Combination detail: $1.20 \times \text{Selfweight} + 1.20 \times \text{Dead load} + 1.50 \times \text{Live load} + 1.00 \times \text{Hyperstatic}$

Name: Def_SW_PT

Evaluation: CRACKED DEFLECTION

Combination detail: $1.00 \times \text{Selfweight} + 1.00 \times \text{Prestressing}$

Name: Def_SW_PT_DL

Evaluation: CRACKED DEFLECTION

Combination detail: $1.00 \times \text{Selfweight} + 1.00 \times \text{Dead load} + 1.00 \times \text{Prestressing}$

Name: Def_SW_PT_DL_03LL

Evaluation: CRACKED DEFLECTION

Combination detail: $1.00 \times \text{Selfweight} + 1.00 \times \text{Dead load} + 0.30 \times \text{Live load} + 1.00 \times \text{Prestressing}$

Name: Def_SW_DL_LL_PT

Evaluation: CRACKED DEFLECTION

Combination detail: $1.00 \times \text{Selfweight} + 1.00 \times \text{Dead load} + 1.00 \times \text{Live load} + 1.00 \times \text{Prestressing}$

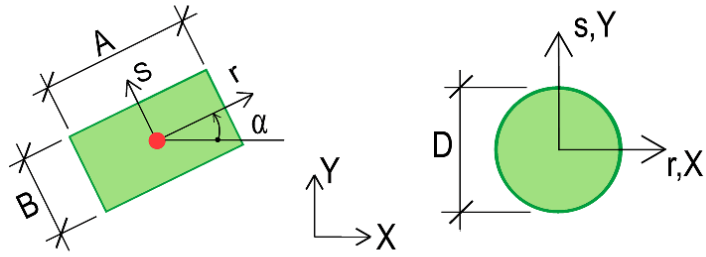
Name: Long_Term_Defl

Evaluation: LONG TERM DEFLECTION

Combination detail: $3.00 \times \text{Def_SW_PT} - 1.96 \times \text{Def_SW_PT} + 1.96 \times \text{Def_SW_PT_DL} - 3.76 \times \text{Def_SW_PT_DL} + 3.76 \times \text{Def_SW_PT_DL_03LL}$

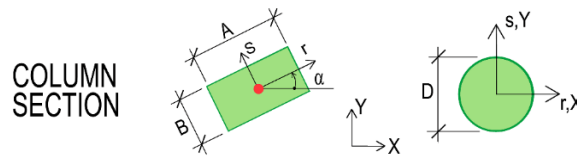
Punching Shear Stress Check Parameters

COLUMN
SECTION



Label	Condition	Axis	Effective depth	Design length rr	Design length ss	Design area	Section constant	Gamma
			mm	mm	mm	mm ²	mm ⁴	
Column 1	Interior	rr	175	1100	1400	7.70E+005	0.00E+000	0.00
Column 1	Interior	ss	175	1100	1400	7.70E+005	0.00E+000	0.00
Column 2	Interior	rr	175	1100	1400	7.70E+005	0.00E+000	0.00
Column 2	Interior	ss	175	1100	1400	7.70E+005	0.00E+000	0.00
Column 3	Interior	rr	175	1100	1400	7.70E+005	0.00E+000	0.00
Column 3	Interior	ss	175	1100	1400	7.70E+005	0.00E+000	0.00
Column 4	Interior	rr	175	1100	1400	7.70E+005	0.00E+000	0.00
Column 4	Interior	ss	175	1100	1400	7.70E+005	0.00E+000	0.00
Column 5	Interior	rr	175	1100	1400	7.70E+005	0.00E+000	0.00
Column 5	Interior	ss	175	1100	1400	7.70E+005	0.00E+000	0.00
Column 6	Interior	rr	175	1100	1400	7.70E+005	0.00E+000	0.00
Column 6	Interior	ss	175	1100	1400	7.70E+005	0.00E+000	0.00
Column 7	Interior	rr	175	1100	1400	7.70E+005	0.00E+000	0.00
Column 7	Interior	ss	175	1100	1400	7.70E+005	0.00E+000	0.00
Column 8	Interior	rr	175	1100	1400	7.70E+005	0.00E+000	0.00
Column 8	Interior	ss	175	1100	1400	7.70E+005	0.00E+000	0.00
Column 9	Interior	rr	175	1100	1400	7.70E+005	0.00E+000	0.00
Column 9	Interior	ss	175	1100	1400	7.70E+005	0.00E+000	0.00
Column 10	Interior	rr	175	1100	1400	7.70E+005	0.00E+000	0.00
Column 10	Interior	ss	175	1100	1400	7.70E+005	0.00E+000	0.00
Column 11	Interior	rr	175	1100	1400	7.70E+005	0.00E+000	0.00
Column 11	Interior	ss	175	1100	1400	7.70E+005	0.00E+000	0.00

Punching Shear Stress Check Result



Load Combination:Bruddgrense_1

Label	Condition	Axis	Factored shear kN	Factored moment kN-m	Stress due to shear MPa	Stress due to moment MPa	Total stress MPa	Allowable stress MPa	Stress ratio
Column 1	Interior	rr	-761.590	-39.646	1.14	0.00	1.14	0.67	1.69
Column 1	Interior	ss	-761.590	-1.558	1.14	0.00	1.14	0.67	1.69
Column 2	Interior	rr	-791.440	-37.913	1.18	0.00	1.18	0.68	1.75
Column 2	Interior	ss	-791.440	6.917	1.18	0.00	1.18	0.68	1.75
Column 3	Interior	rr	-649.710	-4.979	0.97	0.00	0.97	0.69	1.40
Column 3	Interior	ss	-649.710	25.871	0.97	0.00	0.97	0.69	1.40
Column 4	Interior	rr	-878.130	1.412	1.31	0.00	1.31	0.82	1.60
Column 4	Interior	ss	-878.130	-1.448	1.31	0.00	1.31	0.82	1.60
Column 5	Interior	rr	-845.120	-10.273	1.26	0.00	1.26	0.77	1.65
Column 5	Interior	ss	-845.120	-3.817	1.26	0.00	1.26	0.77	1.65
Column 6	Interior	rr	-731.860	-61.610	1.09	0.00	1.09	0.68	1.61
Column 6	Interior	ss	-731.860	-6.788	1.09	0.00	1.09	0.68	1.61
Column 7	Interior	rr	-830.260	-37.372	1.24	0.00	1.24	0.68	1.82
Column 7	Interior	ss	-830.260	11.519	1.24	0.00	1.24	0.68	1.82
Column 8	Interior	rr	-714.920	66.452	1.07	0.00	1.07	0.67	1.59
Column 8	Interior	ss	-714.920	-2.173	1.07	0.00	1.07	0.67	1.59
Column 9	Interior	rr	-723.380	67.181	1.08	0.00	1.08	0.68	1.60
Column 9	Interior	ss	-723.380	1.587	1.08	0.00	1.08	0.68	1.60
Column 10	Interior	rr	-737.990	74.819	1.10	0.00	1.10	0.68	1.63
Column 10	Interior	ss	-737.990	-0.799	1.10	0.00	1.10	0.68	1.63
Column 11	Interior	rr	-720.580	69.100	1.08	0.00	1.08	0.68	1.58
Column 11	Interior	ss	-720.580	3.331	1.08	0.00	1.08	0.68	1.58

Load Combination:Bruddgrense_2

Label	Condition	Axis	Factored shear kN	Factored moment kN-m	Stress due to shear MPa	Stress due to moment MPa	Total stress MPa	Allowable stress MPa	Stress ratio
Column 1	Interior	rr	-790.160	-41.589	1.18	0.00	1.18	0.67	1.76
Column 1	Interior	ss	-790.160	-1.691	1.18	0.00	1.18	0.67	1.76
Column 2	Interior	rr	-822.240	-39.900	1.23	0.00	1.23	0.68	1.82
Column 2	Interior	ss	-822.240	7.370	1.23	0.00	1.23	0.68	1.82
Column 3	Interior	rr	-671.230	-5.014	1.00	0.00	1.00	0.69	1.45
Column 3	Interior	ss	-671.230	27.463	1.00	0.00	1.00	0.69	1.45
Column 4	Interior	rr	-912.910	1.324	1.36	0.00	1.36	0.82	1.67
Column 4	Interior	ss	-912.910	-1.528	1.36	0.00	1.36	0.82	1.67
Column 5	Interior	rr	-879.690	-10.834	1.31	0.00	1.31	0.77	1.71
Column 5	Interior	ss	-879.690	-3.975	1.31	0.00	1.31	0.77	1.71
Column 6	Interior	rr	-761.880	-65.023	1.14	0.00	1.14	0.68	1.68
Column 6	Interior	ss	-761.880	-7.016	1.14	0.00	1.14	0.68	1.68
Column 7	Interior	rr	-862.000	-39.392	1.29	0.00	1.29	0.68	1.89
Column 7	Interior	ss	-862.000	11.767	1.29	0.00	1.29	0.68	1.89
Column 8	Interior	rr	-741.940	69.804	1.11	0.00	1.11	0.67	1.65
Column 8	Interior	ss	-741.940	-2.031	1.11	0.00	1.11	0.67	1.65
Column 9	Interior	rr	-751.670	70.528	1.12	0.00	1.12	0.68	1.66
Column 9	Interior	ss	-751.670	1.785	1.12	0.00	1.12	0.68	1.66
Column 10	Interior	rr	-766.580	79.097	1.15	0.00	1.15	0.68	1.69
Column 10	Interior	ss	-766.580	-0.851	1.15	0.00	1.15	0.68	1.69
Column 11	Interior	rr	-747.830	72.355	1.12	0.00	1.12	0.68	1.64
Column 11	Interior	ss	-747.830	3.506	1.12	0.00	1.12	0.68	1.64

Legend:

CONDITION.....(a)= Intersecting beam, wall, or other non-conforming geometry.
Perform shear check manually.

110.50 TENDON ELONGATION, BY GROUPS

Tendon (Group Label)	Jack (1st,2nd)	Seating (1st,2nd)	Elongation (1st,2nd,Total)
	kN	mm	mm
Group 1	0,892.80	0,6	0,175,175

117 MATERIALS

117.20 CONCRETE MATERIAL PROPERTIES

ID	Label	F'c	Unit Weight	Type	Ec	Creep coefficient
		MPa	kg/m ³		MPa	
1	Concrete 1	35.00	2400.00	Normal	34961	2.00

F'c = strength at 28 days

Ec = modulus of elasticity at 28 days

117.40 REINFORCEMENT (NONPRESTRESSED) MATERIAL PROPERTIES

ID	Label	fy	fvy	Es
		MPa	MPa	MPa
1	MildSteel 1	500.00	500.00	200000

fy = yield stress of longitudinal reinforcement

fvy = yield stress of one-way shear reinforcement

Es = modulus of elasticity

117.60 PRESTRESSING MATERIAL PROPERTIES

ID	Label	fpu	fpy	Eps
		MPa	MPa	MPa
1	Prestressing 1	1860.00	1640.00	196000

fpu = ultimate stress

fpy = yield stress

Eps = modulus of elasticity

142 CODES AND ASSUMPTIONS

142.10 DESIGN CODE SPECIFIED: EC2

142.15 TORSIONAL STIFFNESS OF BEAMS ACCOUNTED FOR

142.16 TORSIONAL STIFFNESS OF LOWER COLUMNS ACCOUNTED FOR

142.17 TORSIONAL STIFFNESS OF UPPER COLUMNS ACCOUNTED FOR

142.20 MATERIAL AND STRENGTH REDUCTION FACTORS

Two-way Slabs

EC2 material factors used:

For concrete = 1.50

For nonprestressed steel = 1.15

For prestressed steel = 1.15

One-way Slabs

EC2 material factors used:

For concrete = 1.50

For nonprestressed steel = 1.15

For prestressed steel = 1.15

Beams

EC2 material factors used:

For concrete = 1.50

For nonprestressed steel = 1.15
For prestressed steel = 1.15

142.30 COVER TO REINFORCEMENT

Two-way Slabs

Prestressing Tendons (CGS)

At top = 60 mm
At bottom = 40 mm

Nonprestressing reinforcement (cover)

At top = 35 mm
At bottom = 53 mm

One-way Slabs

Prestressing Tendons (CGS)

At top = 60 mm
At bottom = 40 mm

Nonprestressing reinforcement (cover)

At top = 15 mm
At bottom = 15 mm

Beams

Prestressing Tendons (CGS)

At top = 60 mm
At bottom = 40 mm

Nonprestressing reinforcement (cover)

At top = 40 mm
At bottom = 40 mm

142.40 MINIMUM BAR LENGTH

Two-way systems

Cut off length of minimum steel over support (length/span) = 0.17

Cut off length of minimum steel in span (length/span) = 0.33

Extension of rebar beyond where required for strength:

Top bars = 300 mm
Bottom bars = 300 mm

One-way slabs

Cut off length of minimum steel over support (length/span) = 0.17

Cut off length of minimum steel in span (length/span) = 0.33

Extension of rebar beyond where required for strength:

Top bars = 300 mm
Bottom bars = 300 mm

Beams

Cut off length of minimum steel over support (length/span) = 0.17

Cut off length of minimum steel in span (length/span) = 0.33

Extension of rebar beyond where required for strength:

Top bars = 300 mm
Bottom bars = 300 mm

143 DESIGN CRITERIA

Initial maximum allowable tension stress in concrete as multiple of $f'_c^{1/2}$

Top fiber initial: 0.25

Bottom fiber initial: 0.25

Final maximum allowable tension stress in concrete as multiple of $f'_c^{2/3}$

Top fiber final: 0.30

Bottom fiber final: 0.30

Maximum allowable tension stress in nonprestressed steel as multiple of f_y : 0.80

Maximum allowable tension stress in prestressed steel as multiple of f_{pk} : 0.75

Compression stress as multiple of f'_c :

Quasi =0.45

Frequent =0.60

Initial= 0.60

Check reinforcement for crack control

Check for minimum overall reinforcement.

Check for crack width limitation.

143.10 ONE-WAY SLABS

Check for one-way shear.

143.20 TWO-WAY SLABS

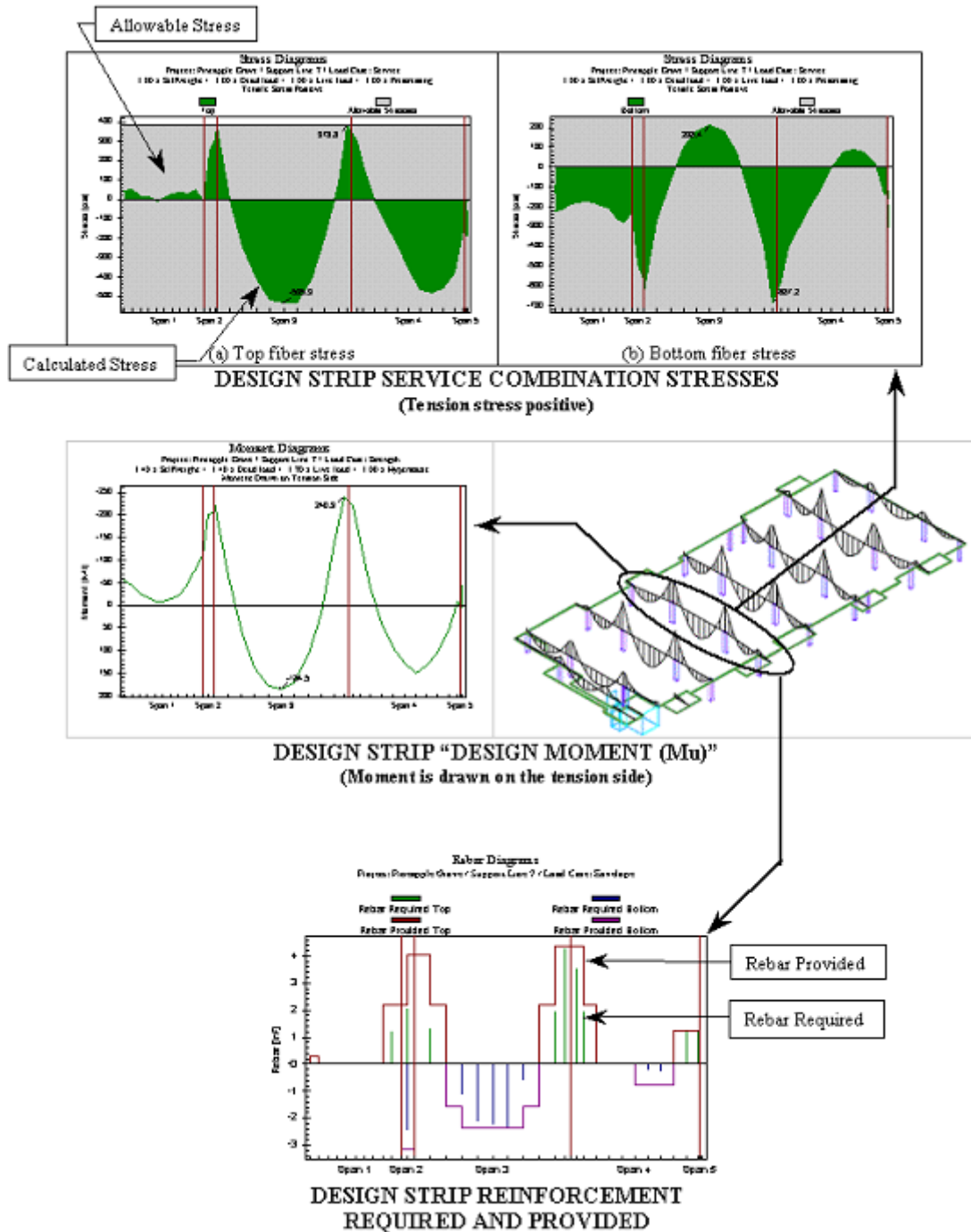
Check for two-way shear.

143.30 BEAMS

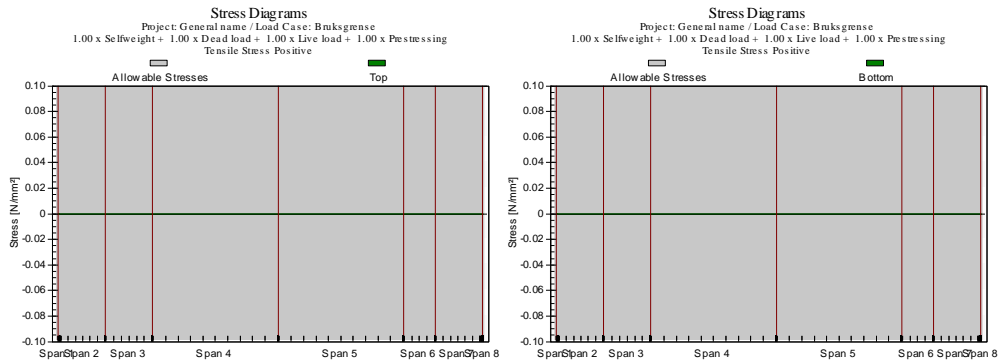
Check for one-way shear.

DESIGN LEGEND

This legend is provided as an aid for the interpretation of the results that follow.



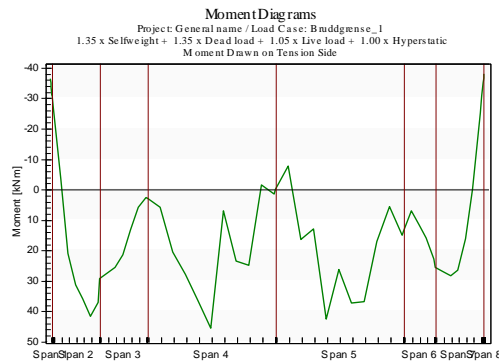
SUPPORT LINE 7



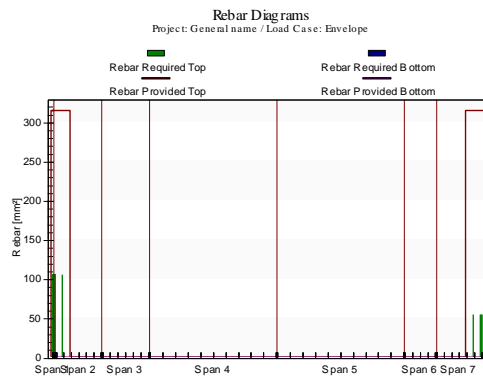
(a) Max tension 0.0 N/mm², Allowable 3.2 N/mm²
Max compression 0.0 N/mm², Allowable 21.0 N/mm²

(b) Max tension 0.0 N/mm², Allowable 3.2 N/mm²
Max compression 0.0 N/mm², Allowable 21.0 N/mm²

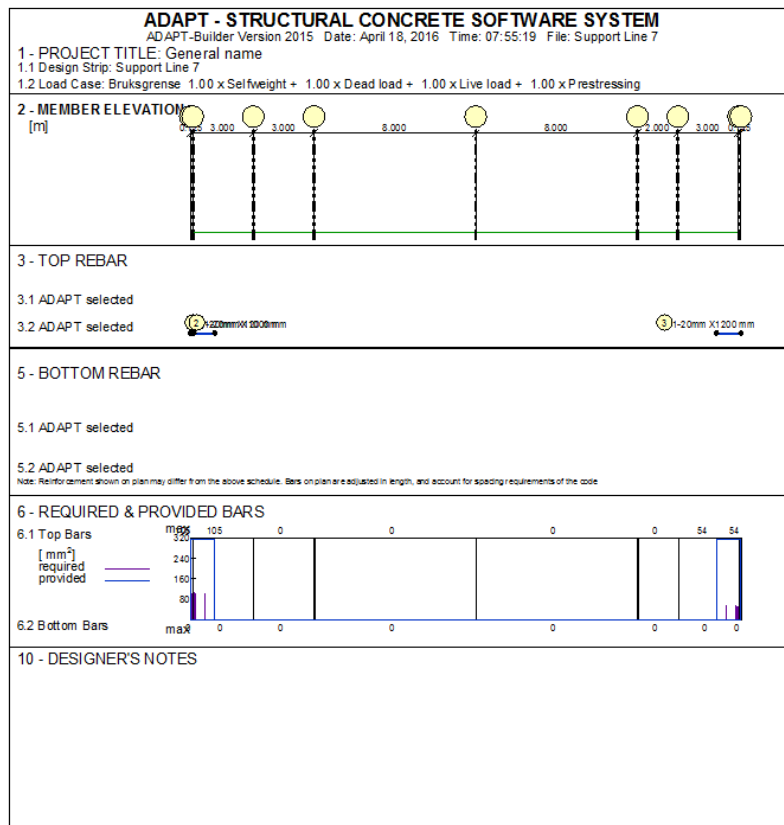
DESIGN STRIP SERVICE COMBINATION STRESSES (Tension stress positive)



DESIGN STRIP "DESIGN MOMENT (Mu)" (Moment is drawn on the tension side)

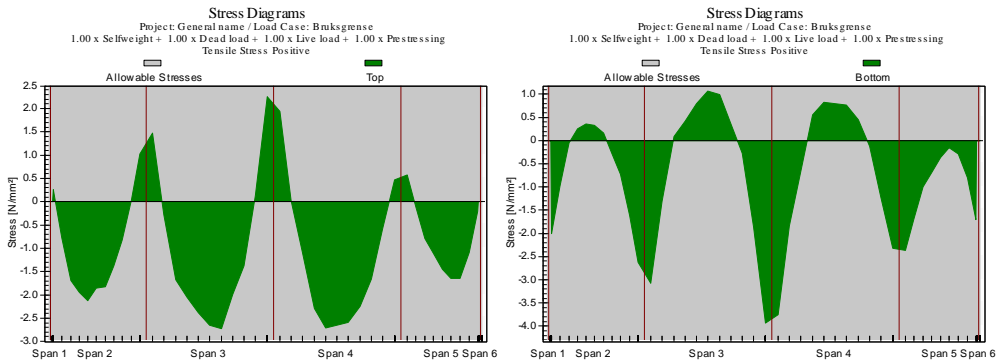


DESIGN STRIP REINFORCEMENT REQUIRED AND PROVIDED



SUMMARY

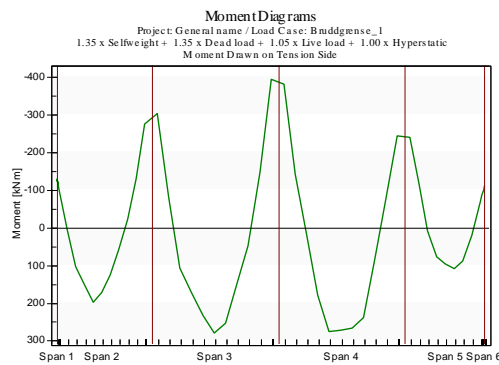
SUPPORT LINE 8



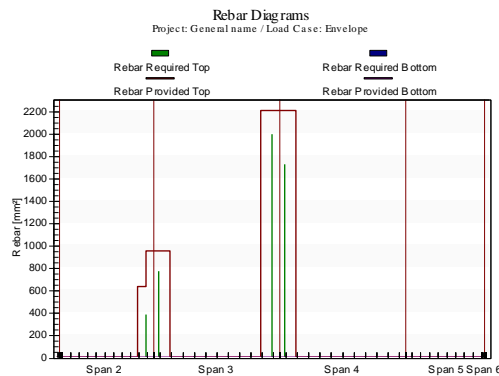
(a) Max tension 2.3 N/mm², Allowable 3.2 N/mm²
Max compression -2.7 N/mm², Allowable 21.0 N/mm²

(b) Max tension 1.1 N/mm², Allowable 3.2 N/mm²
Max compression -3.9 N/mm², Allowable 21.0 N/mm²

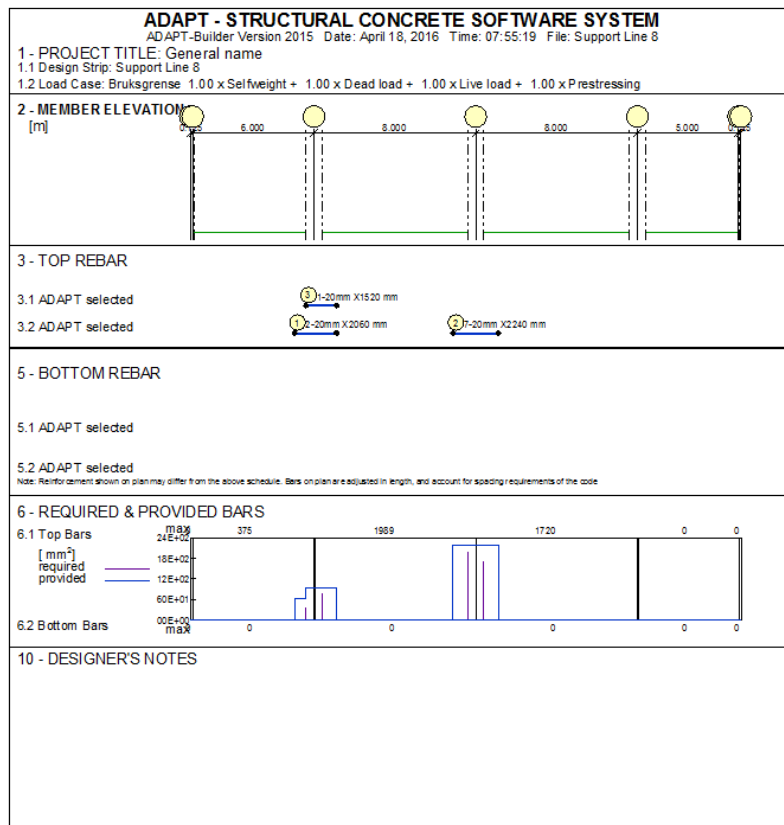
DESIGN STRIP SERVICE COMBINATION STRESSES
(Tension stress positive)



DESIGN STRIP "DESIGN MOMENT (Mu)"
(Moment is drawn on the tension side)

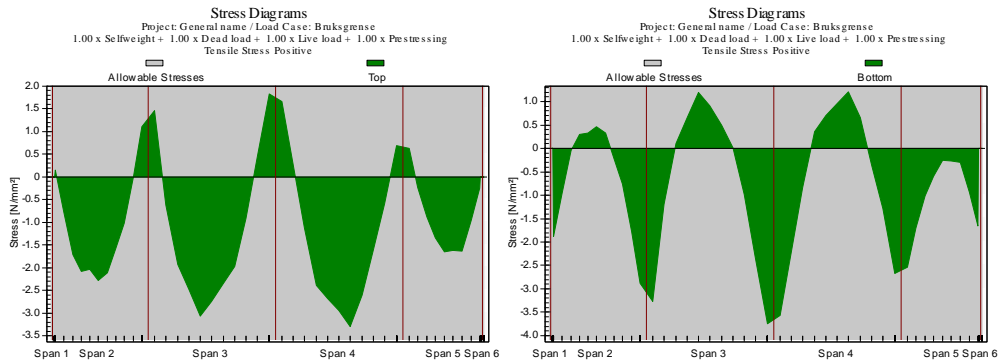


**DESIGN STRIP REINFORCEMENT
REQUIRED AND PROVIDED**



SUMMARY

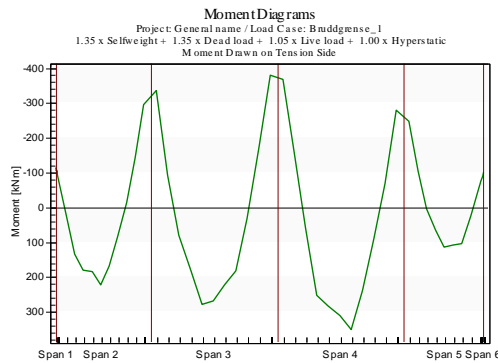
SUPPORT LINE 9



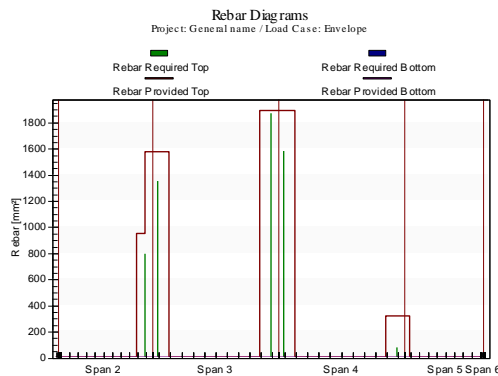
(a) Max tension 1.8 N/mm², Allowable 3.2 N/mm²
Max compression -3.3 N/mm², Allowable 21.0 N/mm²

(b) Max tension 1.2 N/mm², Allowable 3.2 N/mm²
Max compression -3.8 N/mm², Allowable 21.0 N/mm²

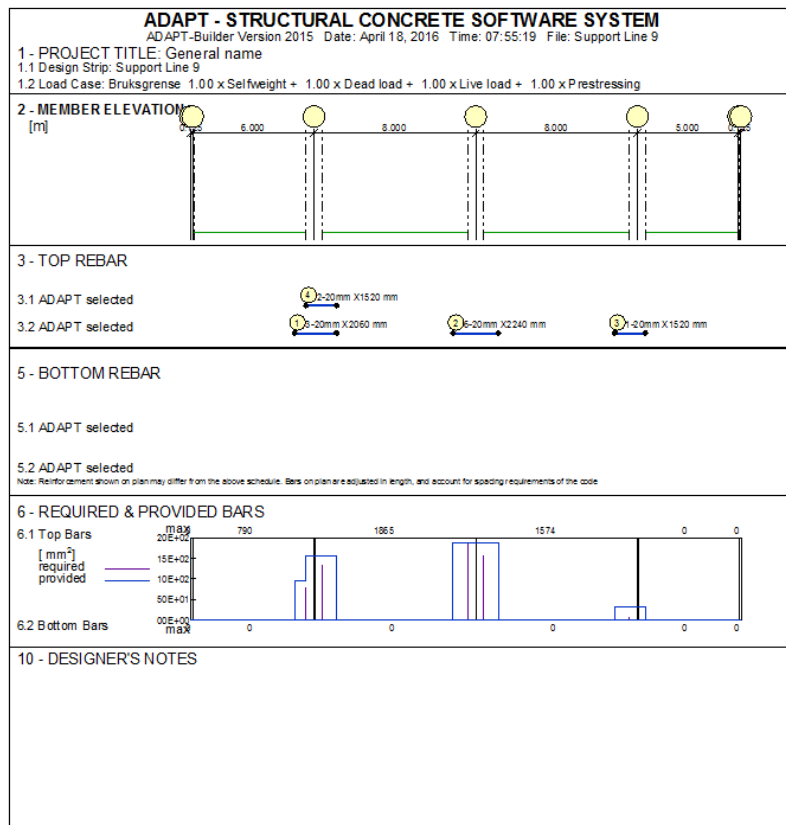
DESIGN STRIP SERVICE COMBINATION STRESSES
(Tension stress positive)



DESIGN STRIP "DESIGN MOMENT (Mu)"
(Moment is drawn on the tension side)

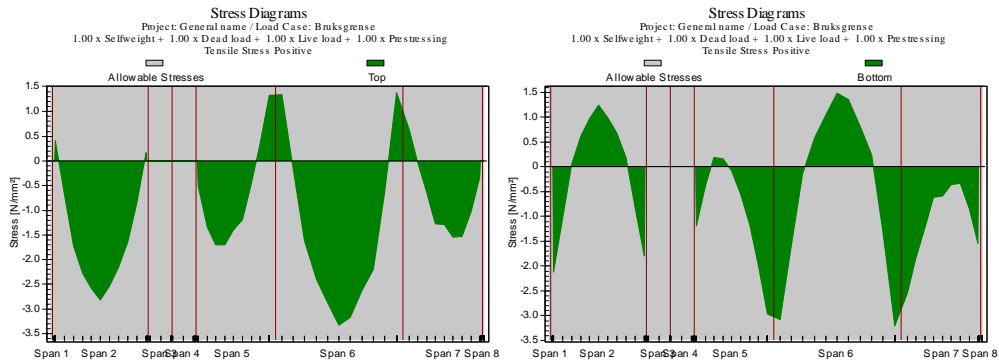


DESIGN STRIP REINFORCEMENT
REQUIRED AND PROVIDED



SUMMARY

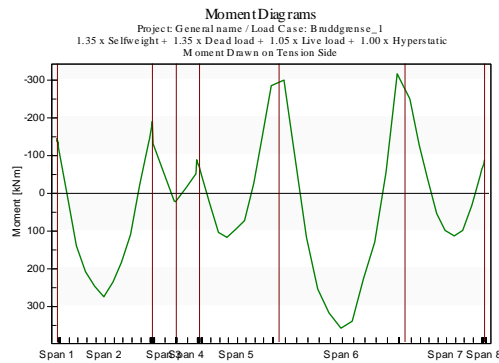
SUPPORT LINE 10



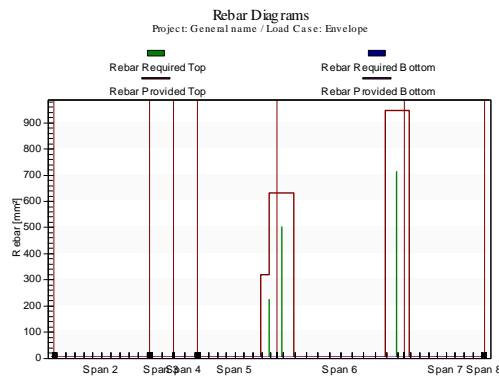
(a) Max tension 1.4 N/mm², Allowable 3.2 N/mm²
Max compression -3.3 N/mm², Allowable 21.0 N/mm²

(b) Max tension 1.5 N/mm², Allowable 3.2 N/mm²
Max compression -3.2 N/mm², Allowable 21.0 N/mm²

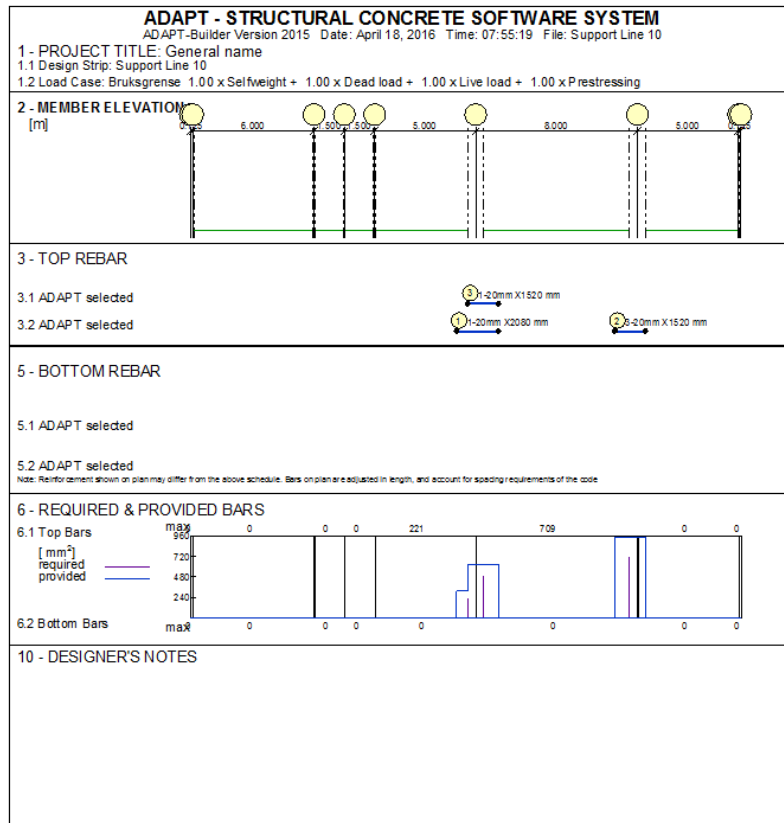
DESIGN STRIP SERVICE COMBINATION STRESSES (Tension stress positive)



DESIGN STRIP "DESIGN MOMENT (Mu)" (Moment is drawn on the tension side)

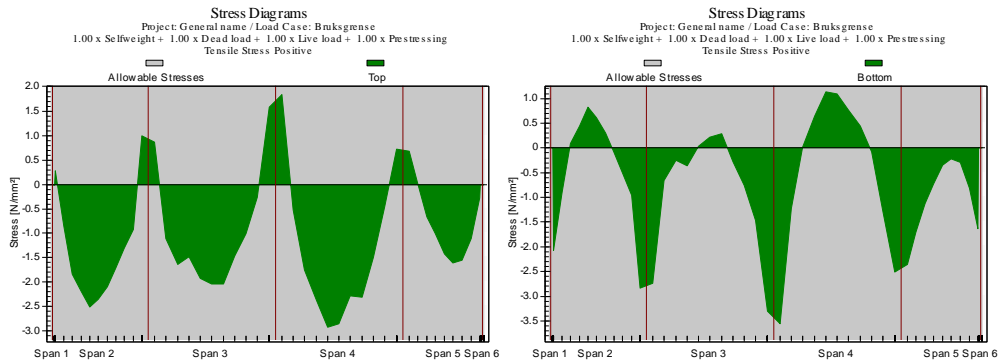


DESIGN STRIP REINFORCEMENT REQUIRED AND PROVIDED



SUMMARY

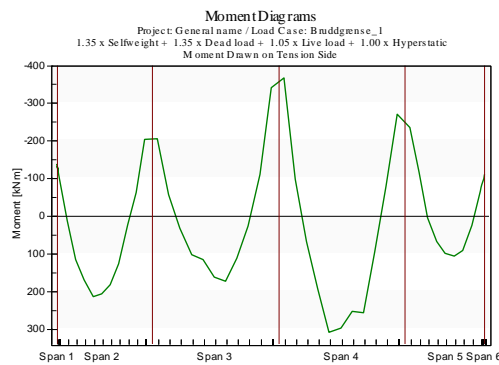
SUPPORT LINE 12



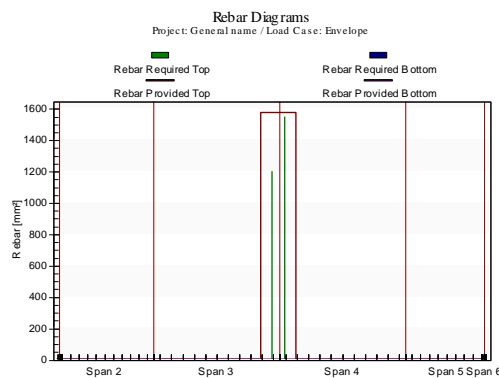
(a) Max tension 1.8 N/mm², Allowable 3.2 N/mm²
Max compression -2.9 N/mm², Allowable 21.0 N/mm²

(b) Max tension 1.1 N/mm², Allowable 3.2 N/mm²
Max compression -3.6 N/mm², Allowable 21.0 N/mm²

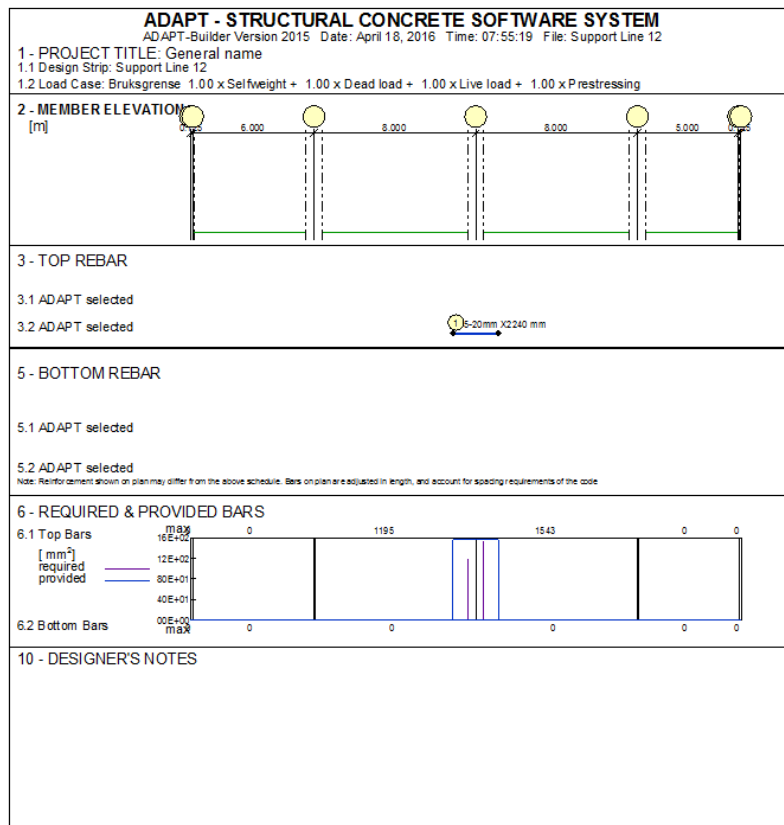
DESIGN STRIP SERVICE COMBINATION STRESSES (Tension stress positive)



DESIGN STRIP "DESIGN MOMENT (Mu)" (Moment is drawn on the tension side)

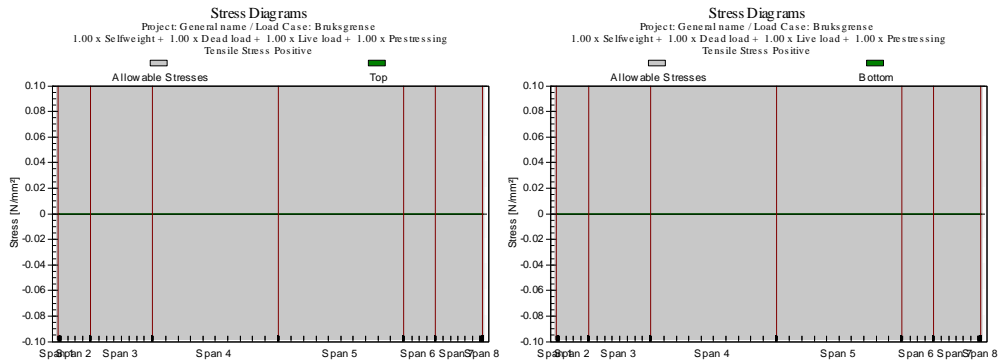


DESIGN STRIP REINFORCEMENT REQUIRED AND PROVIDED



SUMMARY

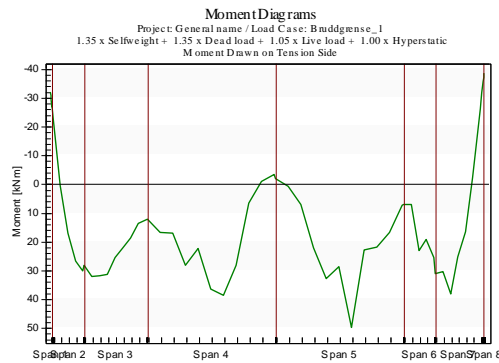
SUPPORT LINE 13



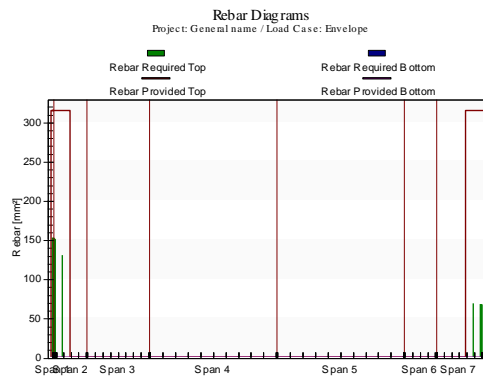
(a) Max tension 0.0 N/mm², Allowable 3.2 N/mm²
Max compression 0.0 N/mm², Allowable 21.0 N/mm²

(b) Max tension 0.0 N/mm², Allowable 3.2 N/mm²
Max compression 0.0 N/mm², Allowable 21.0 N/mm²

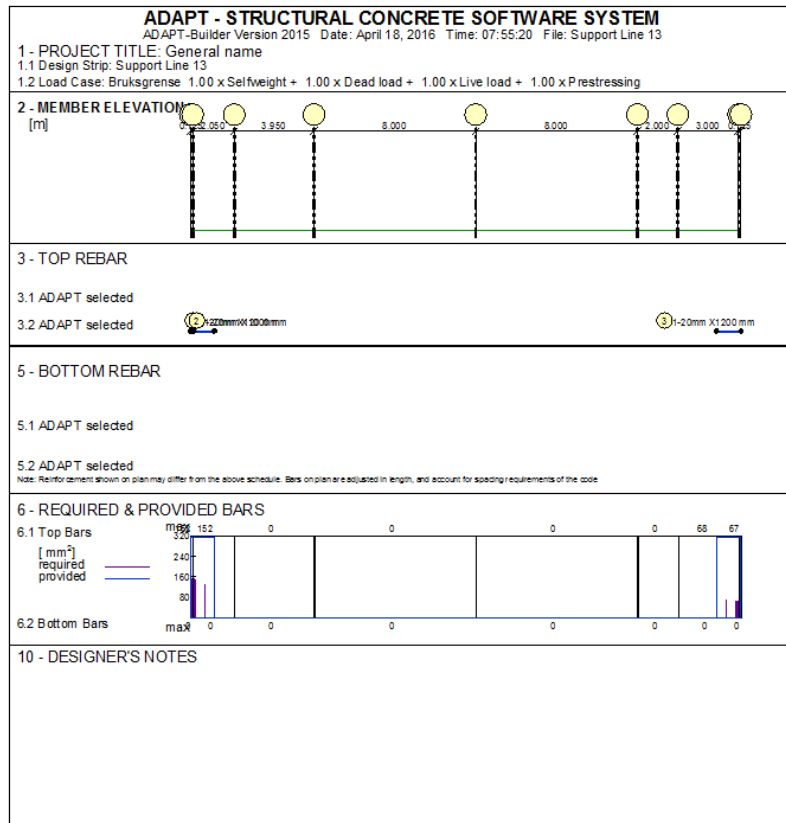
DESIGN STRIP SERVICE COMBINATION STRESSES (Tension stress positive)



DESIGN STRIP "DESIGN MOMENT (Mu)" (Moment is drawn on the tension side)

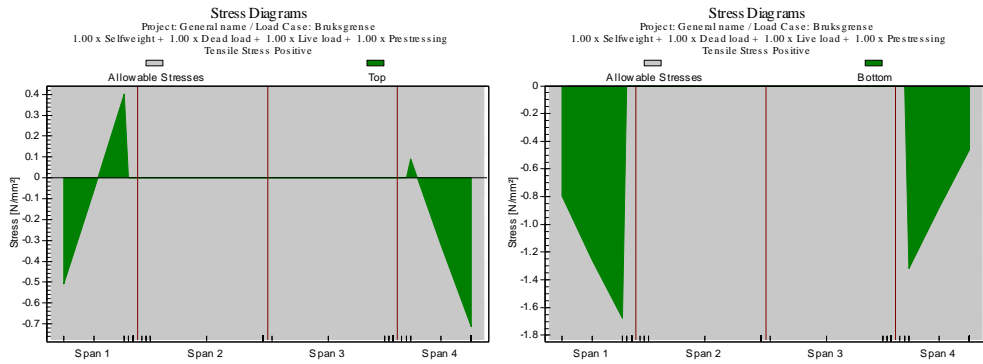


DESIGN STRIP REINFORCEMENT REQUIRED AND PROVIDED



SUMMARY

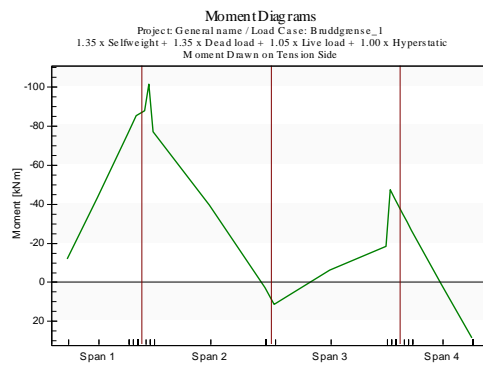
SUPPORT LINE 20



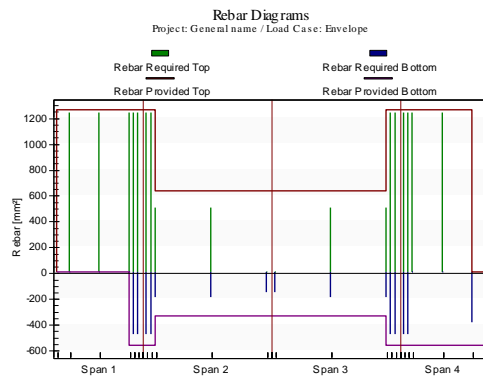
(a) Max tension 0.4 N/mm², Allowable 3.2 N/mm²
Max compression -0.7 N/mm², Allowable 21.0 N/mm²

(b) Max tension 0.0 N/mm², Allowable 3.2 N/mm²
Max compression -1.7 N/mm², Allowable 21.0 N/mm²

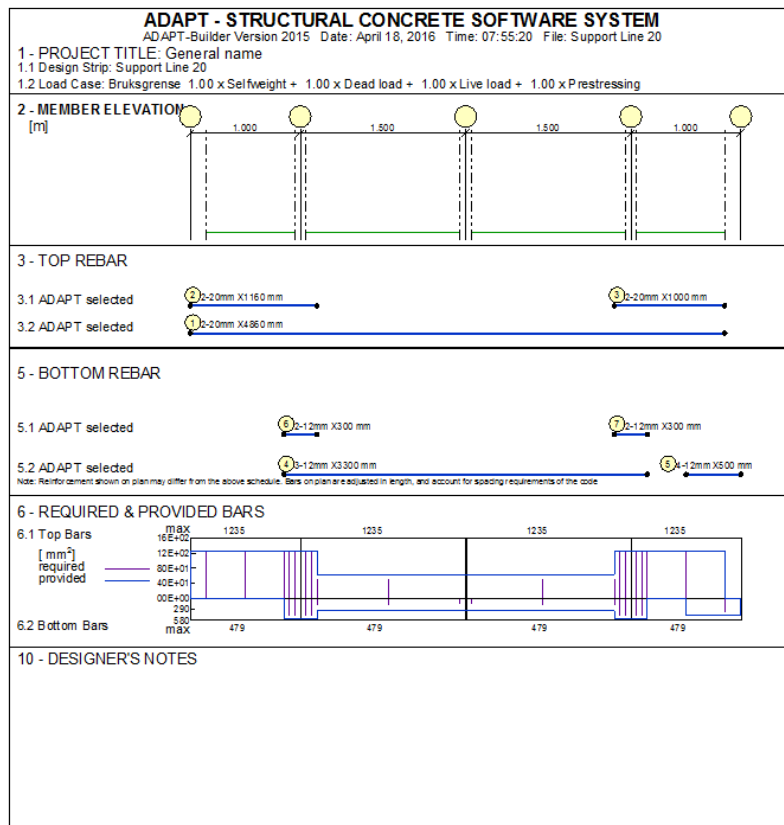
DESIGN STRIP SERVICE COMBINATION STRESSES (Tension stress positive)



DESIGN STRIP "DESIGN MOMENT (Mu)" (Moment is drawn on the tension side)

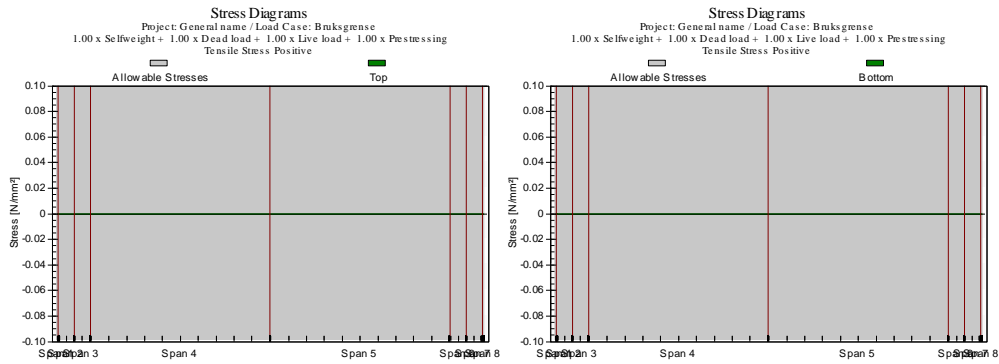


DESIGN STRIP REINFORCEMENT REQUIRED AND PROVIDED



SUMMARY

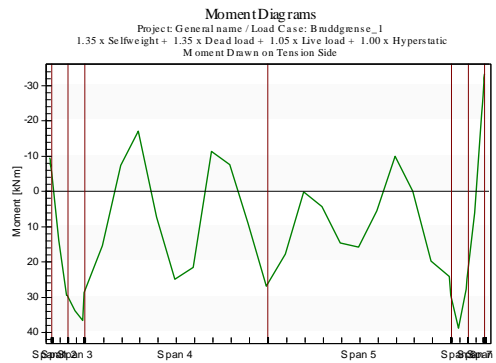
SUPPORT LINE 21



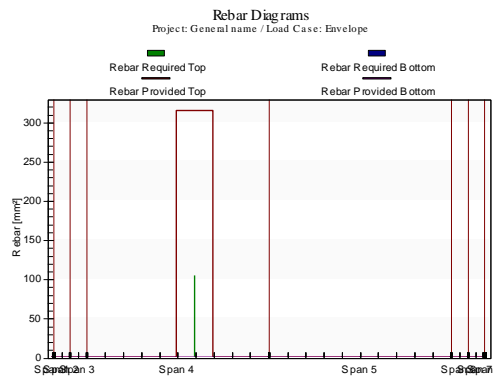
(a) Max tension 0.0 N/mm², Allowable 3.2 N/mm²
Max compression 0.0 N/mm², Allowable 21.0 N/mm²

(b) Max tension 0.0 N/mm², Allowable 3.2 N/mm²
Max compression 0.0 N/mm², Allowable 21.0 N/mm²

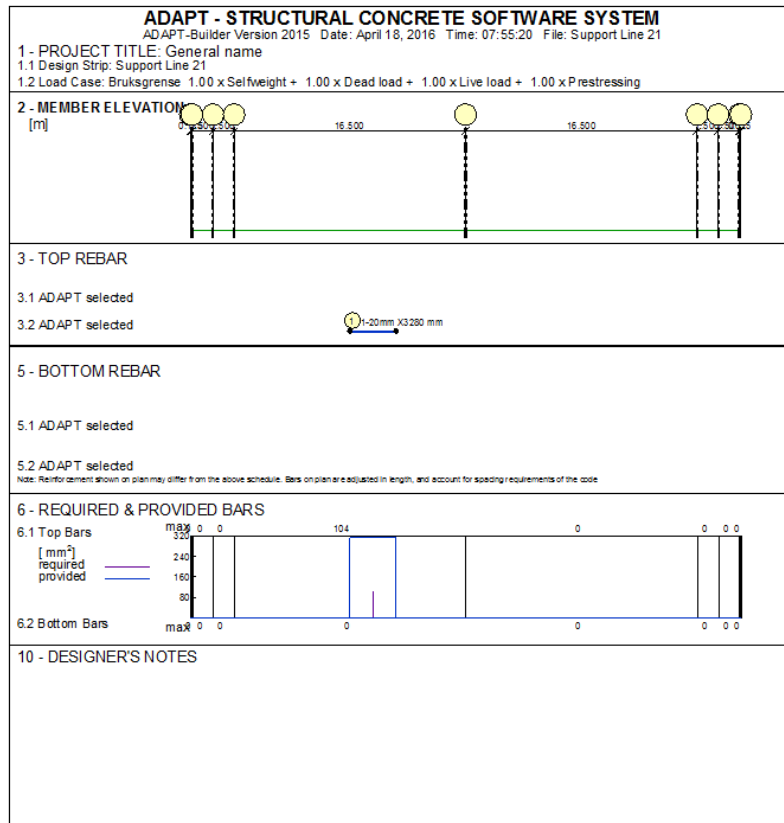
DESIGN STRIP SERVICE COMBINATION STRESSES (Tension stress positive)



DESIGN STRIP "DESIGN MOMENT (Mu)" (Moment is drawn on the tension side)

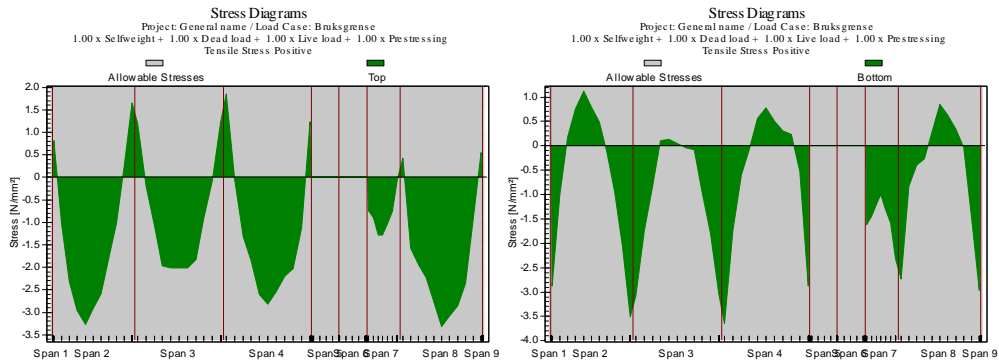


DESIGN STRIP REINFORCEMENT REQUIRED AND PROVIDED



SUMMARY

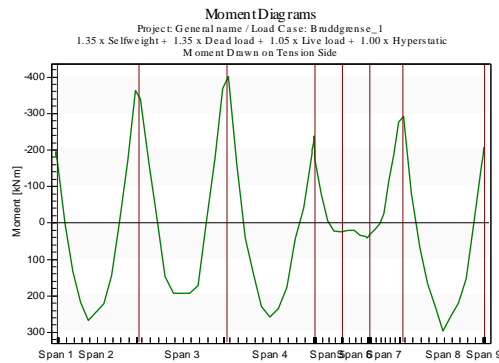
SUPPORT LINE 22



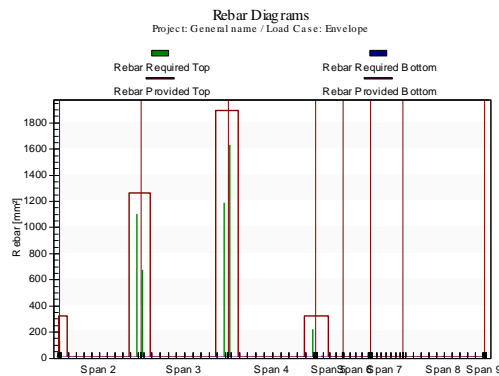
(a) Max tension 1.8 N/mm², Allowable 3.2 N/mm²
Max compression -3.3 N/mm², Allowable 21.0 N/mm²

(b) Max tension 1.1 N/mm², Allowable 3.2 N/mm²
Max compression -3.7 N/mm², Allowable 21.0 N/mm²

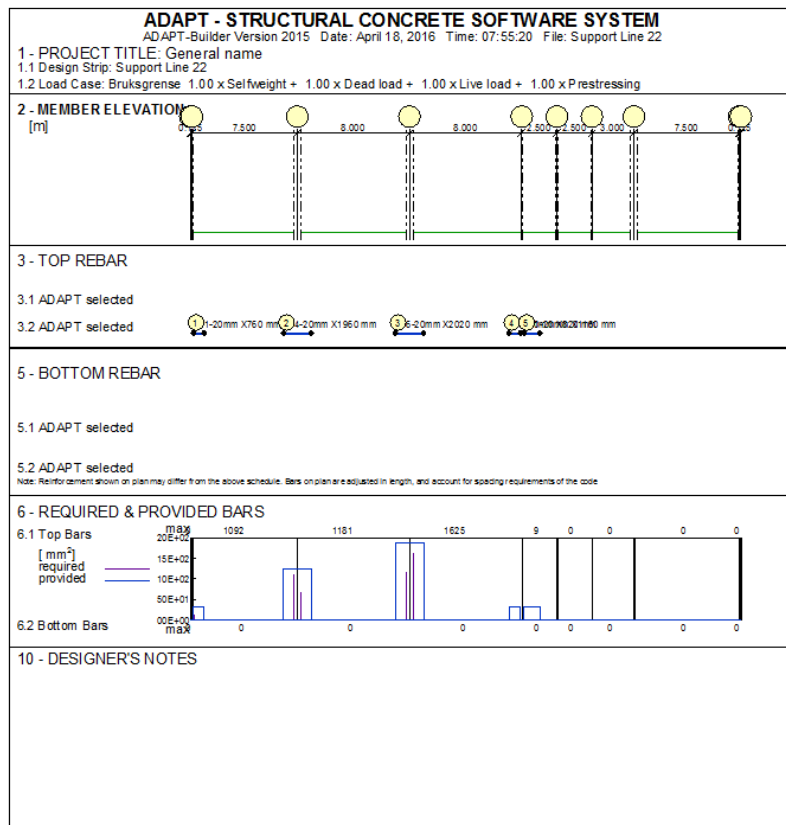
DESIGN STRIP SERVICE COMBINATION STRESSES (Tension stress positive)



DESIGN STRIP "DESIGN MOMENT (Mu)" (Moment is drawn on the tension side)

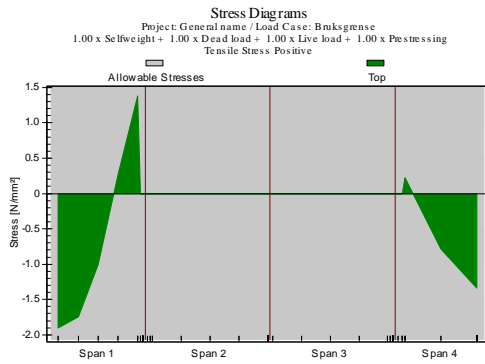


DESIGN STRIP REINFORCEMENT REQUIRED AND PROVIDED

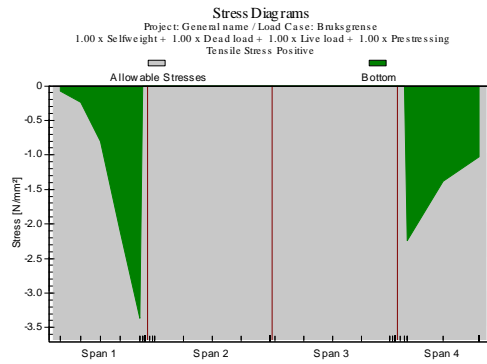


SUMMARY

SUPPORT LINE 23

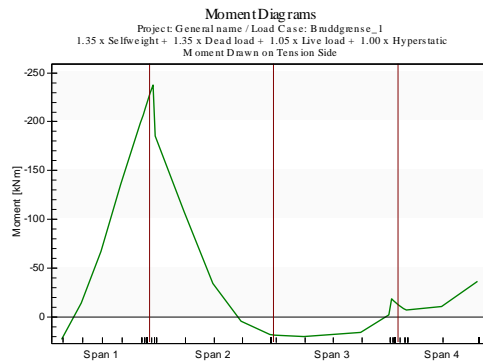


(a) Max tension 1.4 N/mm², Allowable 3.2 N/mm²
Max compression -1.9 N/mm², Allowable 21.0 N/mm²

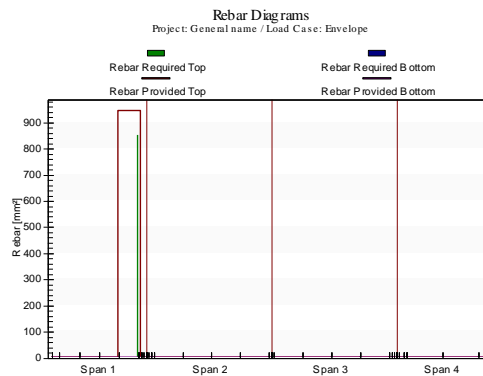


(b) Max tension 0.0 N/mm², Allowable 3.2 N/mm²
Max compression -3.4 N/mm², Allowable 21.0 N/mm²

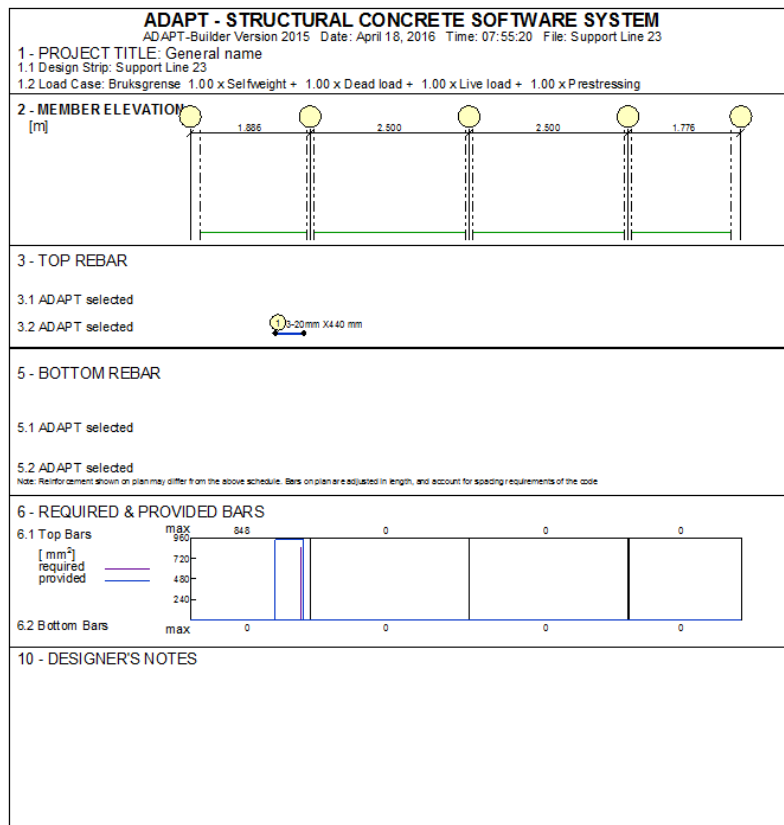
DESIGN STRIP SERVICE COMBINATION STRESSES (Tension stress positive)



DESIGN STRIP "DESIGN MOMENT (Mu)" (Moment is drawn on the tension side)

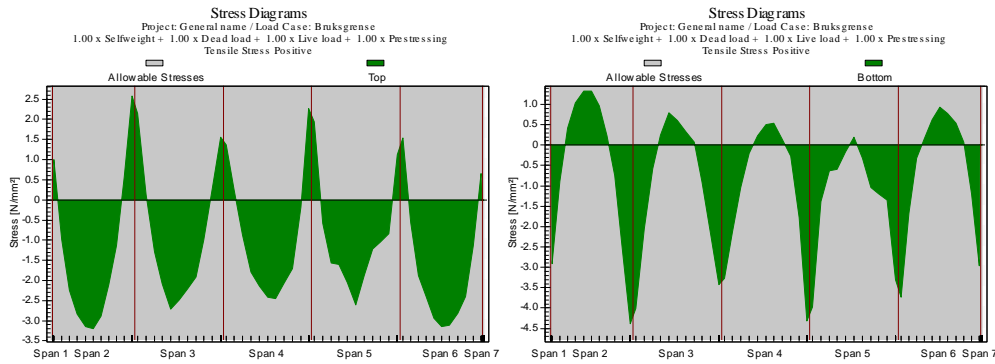


DESIGN STRIP REINFORCEMENT REQUIRED AND PROVIDED



SUMMARY

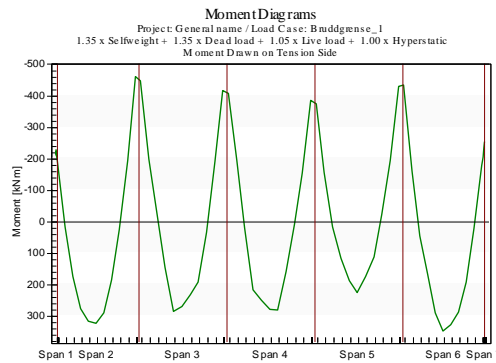
SUPPORT LINE 24



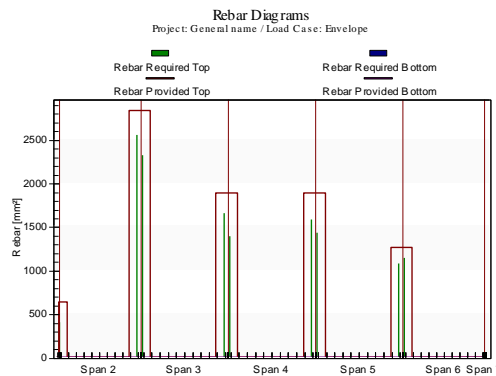
(a) Max tension 2.6 N/mm², Allowable 3.2 N/mm²
Max compression -3.2 N/mm², Allowable 21.0 N/mm²

(b) Max tension 1.3 N/mm², Allowable 3.2 N/mm²
Max compression -4.4 N/mm², Allowable 21.0 N/mm²

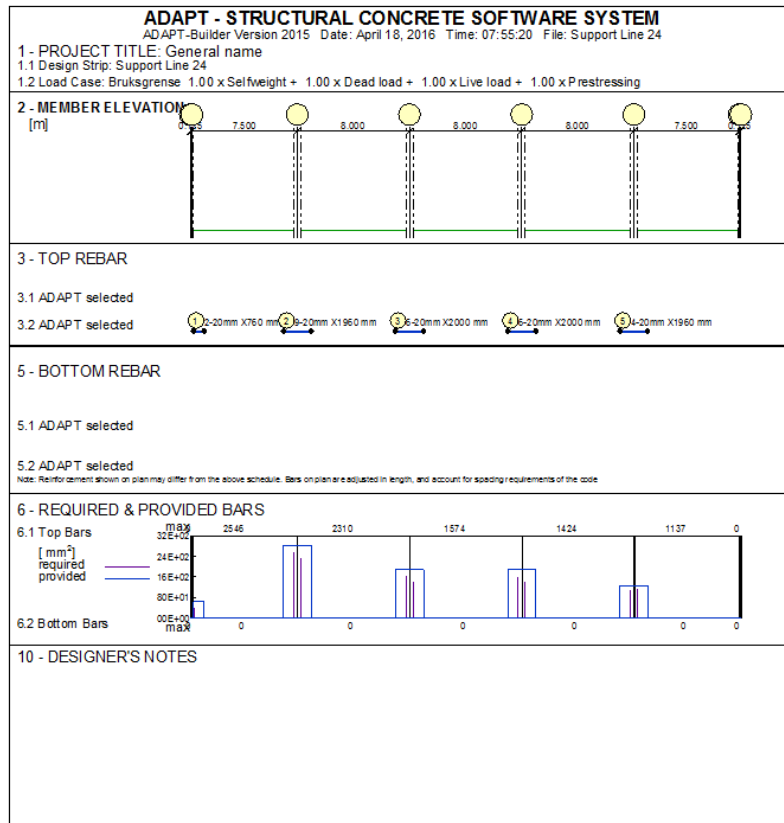
DESIGN STRIP SERVICE COMBINATION STRESSES (Tension stress positive)



DESIGN STRIP "DESIGN MOMENT (Mu)" (Moment is drawn on the tension side)

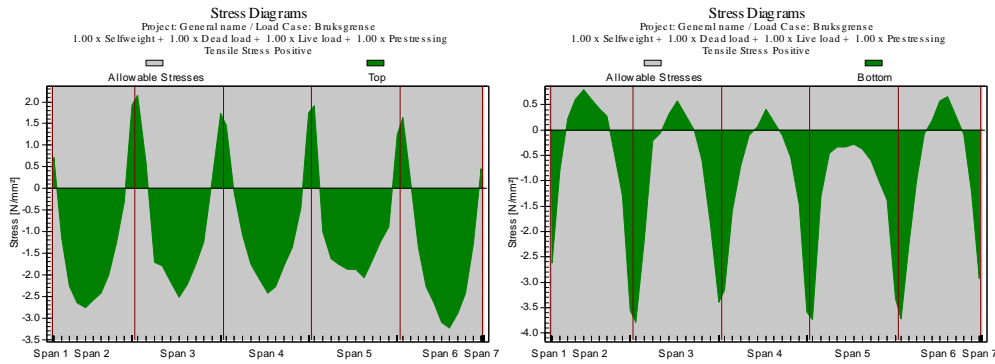


DESIGN STRIP REINFORCEMENT REQUIRED AND PROVIDED



SUMMARY

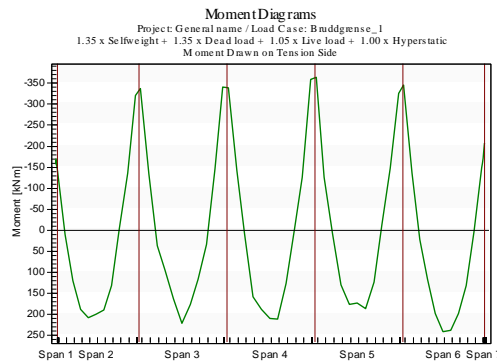
SUPPORT LINE 25



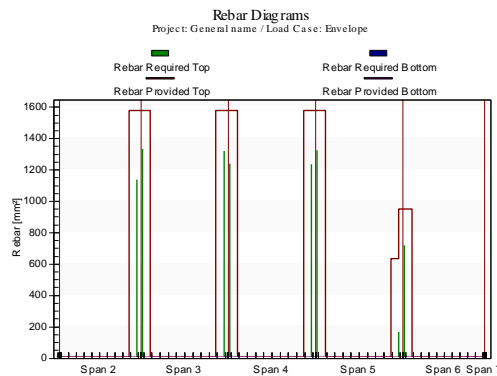
(a) Max tension 2.2 N/mm², Allowable 3.2 N/mm²
Max compression -3.2 N/mm², Allowable 21.0 N/mm²

(b) Max tension 0.8 N/mm², Allowable 3.2 N/mm²
Max compression -3.8 N/mm², Allowable 21.0 N/mm²

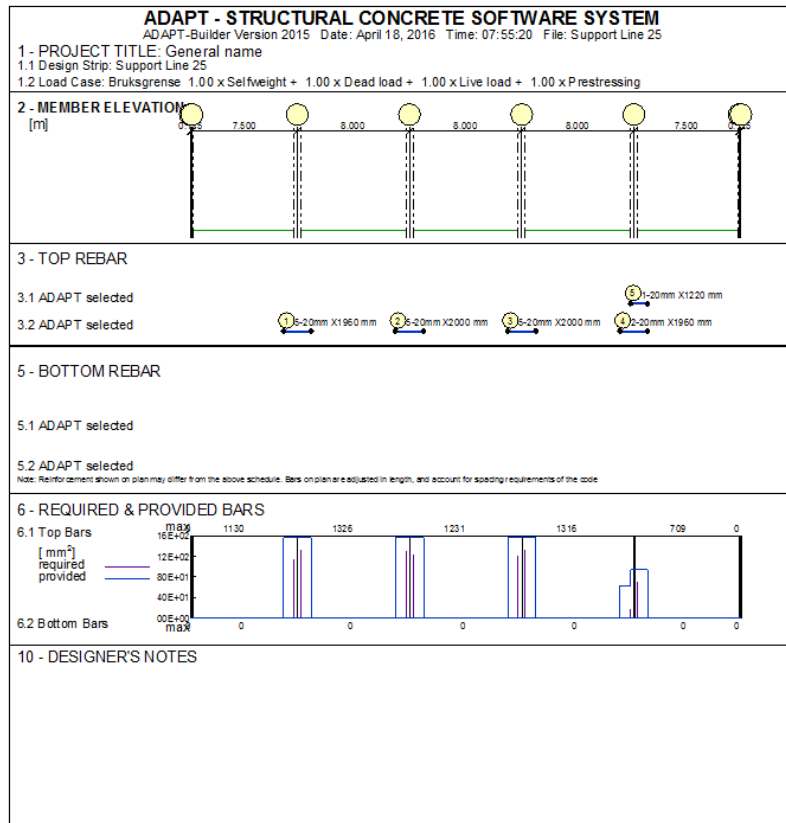
DESIGN STRIP SERVICE COMBINATION STRESSES (Tension stress positive)



DESIGN STRIP "DESIGN MOMENT (Mu)" (Moment is drawn on the tension side)

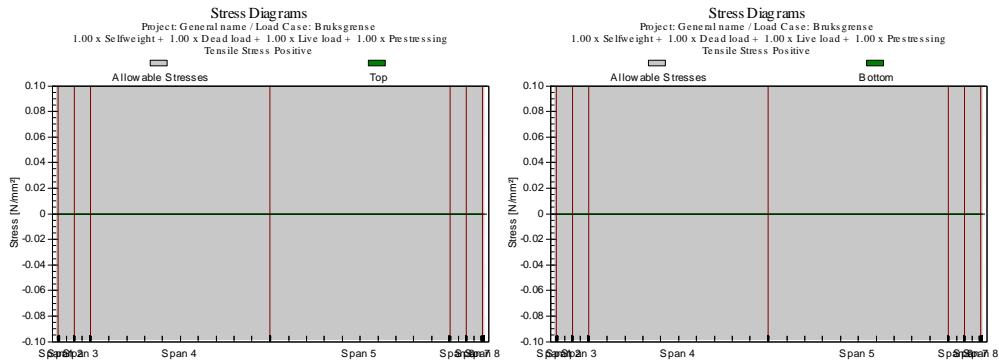


DESIGN STRIP REINFORCEMENT REQUIRED AND PROVIDED



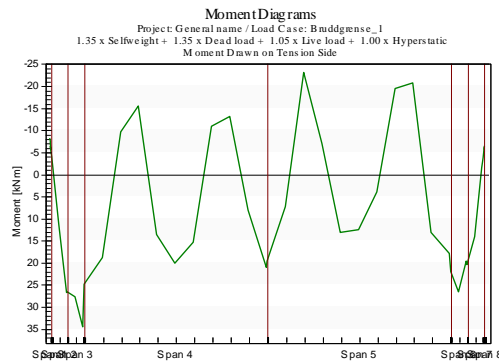
SUMMARY

SUPPORT LINE 26

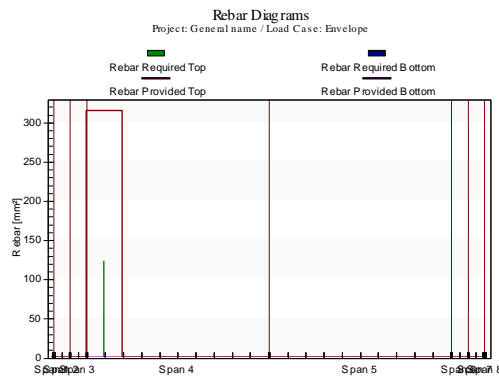


- (a) Max tension 0.0 N/mm², Allowable 3.2 N/mm²
 Max compression 0.0 N/mm², Allowable 21.0 N/mm²
- (b) Max tension 0.0 N/mm², Allowable 3.2 N/mm²
 Max compression 0.0 N/mm², Allowable 21.0 N/mm²

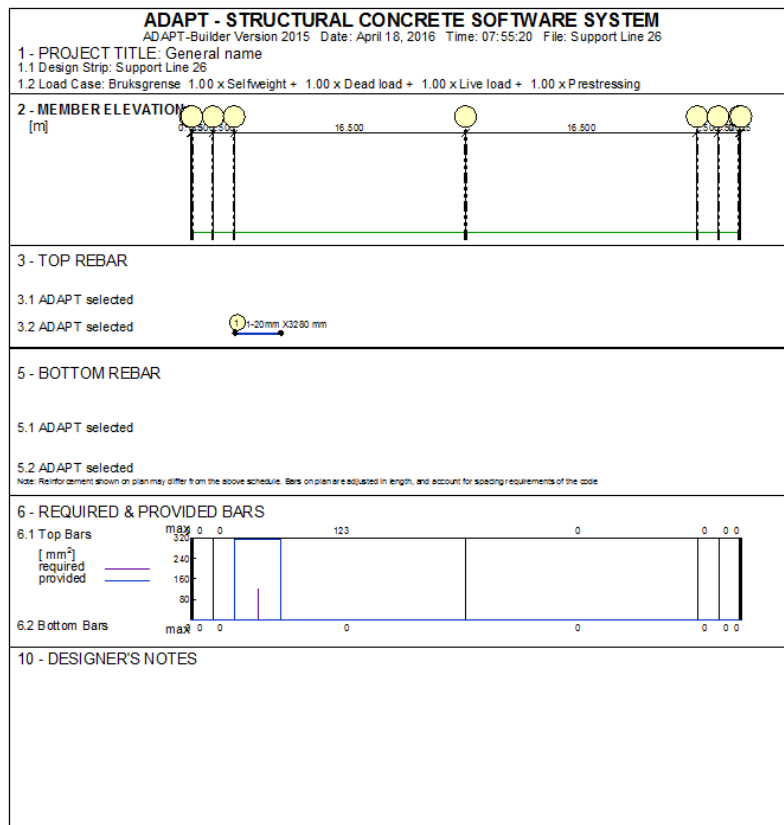
DESIGN STRIP SERVICE COMBINATION STRESSES (Tension stress positive)



DESIGN STRIP "DESIGN MOMENT (Mu)" (Moment is drawn on the tension side)



DESIGN STRIP REINFORCEMENT REQUIRED AND PROVIDED



SUMMARY

180.90 SCHEDULE OF STUD RAILS FOR PUNCHING SHEAR REINFORCEMENT

Load Combination: Bruddgrense_1

Number of rails per side: 3

Column ID	Number of studs/rail	Stud diameter (mm)	Studs	1	2	3	4	5	6
1	6	12	Distance	115	230	350	480	610	740
2	7	12	Distance	115	230	350	480	610	740
				(7)875					
3	5	12	Distance	115	230	350	480	610	
4	7	12	Distance	115	230	350	480	610	740
				(7)875					
5	7	12	Distance	115	230	350	480	610	740
				(7)875					
6	6	12	Distance	115	230	350	480	610	740
7	7	12	Distance	115	230	350	480	610	740
				(7)875					
8	6	12	Distance	115	230	350	480	610	740
9	6	12	Distance	115	230	350	480	610	740
10	6	12	Distance	115	230	350	480	610	740
11	6	12	Distance	115	230	350	480	610	740

Load Combination: Bruddgrense_2

Number of rails per side: 3

Column ID	Number of studs/rail	Stud diameter (mm)	Studs	1	2	3	4	5	6
1	7	12	Distance	115	230	350	480	610	740
				(7)875					
2	7	12	Distance	115	230	350	480	610	740
				(7)875					
3	5	12	Distance	115	230	350	480	610	
4	8	12	Distance	115	230	350	480	610	740
				(7)875	(8)1005				
5	7	12	Distance	115	230	350	480	610	740
				(7)875					
6	6	12	Distance	115	230	350	480	610	740
7	7	12	Distance	115	230	350	480	610	740
				(7)875					
8	6	12	Distance	115	230	350	480	610	740
9	6	12	Distance	115	230	350	480	610	740
10	6	12	Distance	115	230	350	480	610	740
11	6	12	Distance	115	230	350	480	610	740

Notes:

Dimensions are in (mm)

Distance = distance of the vertical bars from the respective column face

(7) 16.5 indicates layer 7 at distance 16.50 mm from face of support.

(7) 16.5* indicates layer 7 at distance 16.50 mm from face of drop caps.

"*" = exceeds maximum allowable by code

Refer to details for arrangement.

300.00 PT TOTALS

#	Label	Reference Plane	Tendon/Duct Length	Strand Area	Number Of Strands	Strand Length	Tendon Diameter	Stressing ends
			m	mm2		m	mm	
1	Tendon 3	Current plane	27.276	150	4	109.105	20	1
2	Tendon 4	Current plane	27.276	150	3	81.829	20	1
3	Tendon 5	Current plane	27.276	150	3	81.829	20	1
4	Tendon 6	Current plane	27.276	150	4	109.105	20	1
5	Tendon 7	Current plane	27.276	150	3	81.829	20	1
6	Tendon 8	Current plane	27.276	150	3	81.829	20	1
7	Tendon 9	Current plane	27.276	150	4	109.105	20	1
8	Tendon 10	Current plane	27.276	150	3	81.829	20	1
9	Tendon 11	Current plane	27.276	150	3	81.829	20	1
10	Tendon 12	Current plane	27.284	150	4	109.137	20	1
11	Tendon 14	Current plane	27.293	150	3	81.878	20	1
12	Tendon 15	Current plane	27.273	150	3	81.819	20	1
13	Tendon 16	Current plane	27.250	150	3	81.750	20	1
14	Tendon 17	Current plane	27.250	150	3	81.750	20	1
15	Tendon 34	Current plane	39.302	150	1	39.302	20	1
16	Tendon 35	Current plane	39.302	150	1	39.302	20	1
17	Tendon 36	Current plane	39.302	150	1	39.302	20	1
18	Tendon 37	Current plane	39.302	150	1	39.302	20	1
19	Tendon 38	Current plane	39.302	150	1	39.302	20	1
20	Tendon 39	Current plane	39.302	150	1	39.302	20	1
21	Tendon 40	Current plane	39.302	150	1	39.302	20	1
22	Tendon 41	Current plane	39.302	150	1	39.302	20	1
23	Tendon 42	Current plane	39.302	150	1	39.302	20	1
24	Tendon 43	Current plane	39.302	150	1	39.302	20	1
25	Tendon 44	Current plane	39.302	150	1	39.302	20	1
26	Tendon 45	Current plane	39.302	150	1	39.302	20	1
27	Tendon 46	Current plane	39.302	150	1	39.302	20	1
28	Tendon 47	Current plane	39.302	150	1	39.302	20	1
29	Tendon 48	Current plane	39.302	150	1	39.302	20	1
30	Tendon 49	Current plane	39.302	150	1	39.302	20	1
31	Tendon 50	Current plane	39.302	150	1	39.302	20	1
32	Tendon 51	Current plane	39.302	150	1	39.302	20	1
33	Tendon 52	Current plane	39.302	150	1	39.302	20	1
34	Tendon 53	Current plane	39.302	150	1	39.302	20	1
35	Tendon 54	Current plane	39.302	150	1	39.302	20	1
36	Tendon 55	Current plane	39.302	150	1	39.302	20	1
37	Tendon 56	Current plane	39.302	150	1	39.302	20	1
38	Tendon 57	Current plane	39.302	150	1	39.302	20	1

39	Tendon 58	Current plane	39.302	150	1	39.302	20	1
40	Tendon 59	Current plane	39.302	150	1	39.302	20	1
41	Tendon 60	Current plane	39.302	150	1	39.302	20	1
42	Tendon 61	Current plane	39.302	150	1	39.302	20	1
43	Tendon 62	Current plane	23.777	150	1	23.777	20	1
44	Tendon 66	Current plane	39.302	150	1	39.302	20	1
45	Tendon 67	Current plane	39.302	150	1	39.302	20	1
46	Tendon 68	Current plane	39.302	150	1	39.302	20	1
47	Tendon 69	Current plane	39.302	150	1	39.302	20	1
48	Tendon 70	Current plane	39.302	150	1	39.302	20	1
49	Tendon 71	Current plane	39.302	150	1	39.302	20	1
50	Tendon 72	Current plane	39.302	150	1	39.302	20	1

51	Tendon 73	Current plane	39.302	150	1	39.302	20	1
52	Tendon 74	Current plane	39.302	150	1	39.302	20	1
53	Tendon 87	Current plane	23.777	150	1	23.777	20	1
54	Tendon 88	Current plane	23.777	150	1	23.777	20	1
55	Tendon 89	Current plane	23.777	150	1	23.777	20	1
56	Tendon 90	Current plane	10.759	150	1	10.759	20	1
57	Tendon 91	Current plane	10.759	150	1	10.759	20	1
58	Tendon 92	Current plane	10.759	150	1	10.759	20	1
59	Tendon 93	Current plane	10.759	150	1	10.759	20	1

Summary by Type

Type #	Tendon Diameter	Strand Area	Strand Length	Tendon/Duct Length	Weight	# Stressing Ends	# Dead Ends
	mm	mm2	m	m	kg		
1	20	150	2846.951	1974.166	3330.93	59	59
Total	-	-	2846.951	1974.166	3330.93	59	59

Summary

Reference Plane	Floor Area	Floor Volume	Weight	Rate	Rate	Cost
	m2	m3	kg	kg/m2	kg/m3	Euro
Current plane	1056.50	242.99	3330.93	3.15	13.71	13323.73
Total	1056.50	242.99	3330.93	3.15	13.71	13323.73

Unit weight of prestressing steel = 7800.00 kg/m3

210.00 REBAR TOTALS

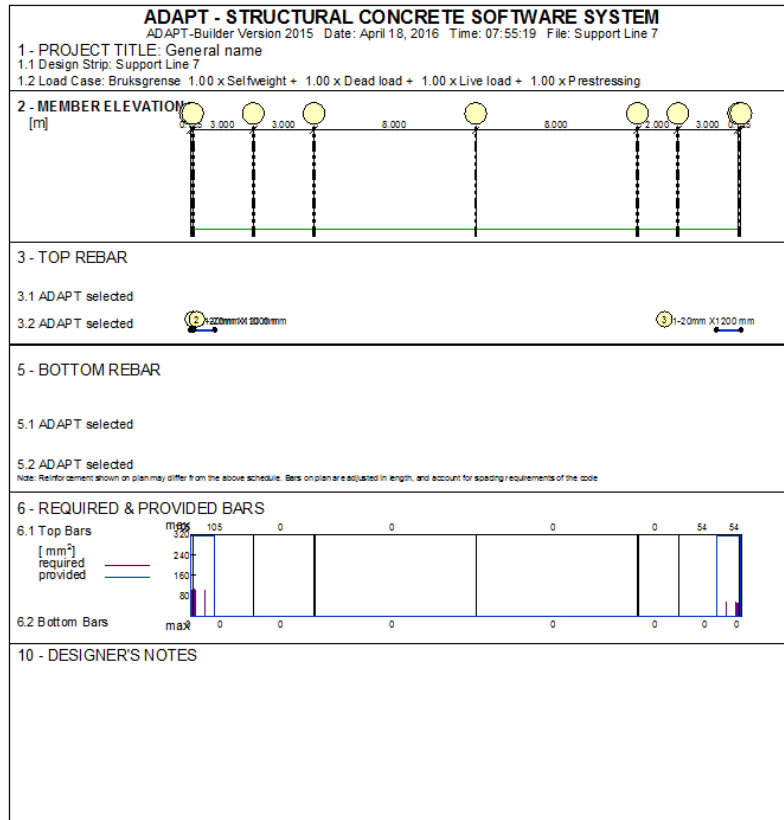
Bar Reinforcement (calculated and user defined base reinforcement)

Type	Quantity	Size	Length/ bar	Length	Weight	Unit cost	Total cost
	bars		m	m	kg	Euro/kg	Euro
1	5	12mm	5.00	25.00	22.04	3.00	66.13
2	4	20mm	6.00	24.00	58.78	3.00	176.34
3	2	20mm	4.00	8.00	19.59	3.00	58.78
4	86	20mm	3.00	258.00	631.89	3.00	1895.68
5	10	20mm	2.00	20.00	48.98	3.00	146.95
Total				335.00	781.29		2343.88

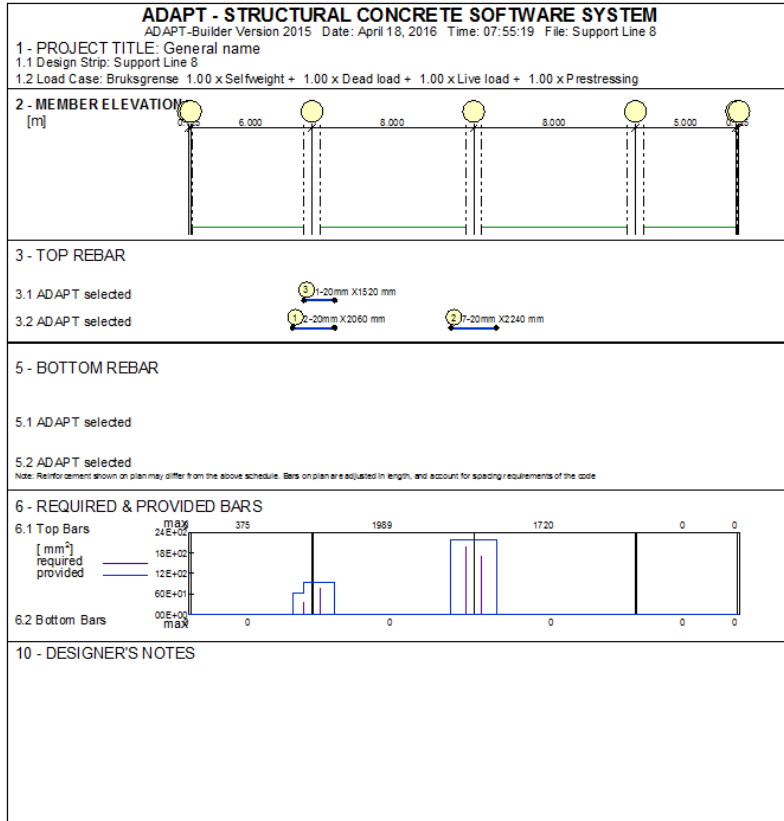
Note:

Type = Identification assigned to a group of bars with the same diameter and length.

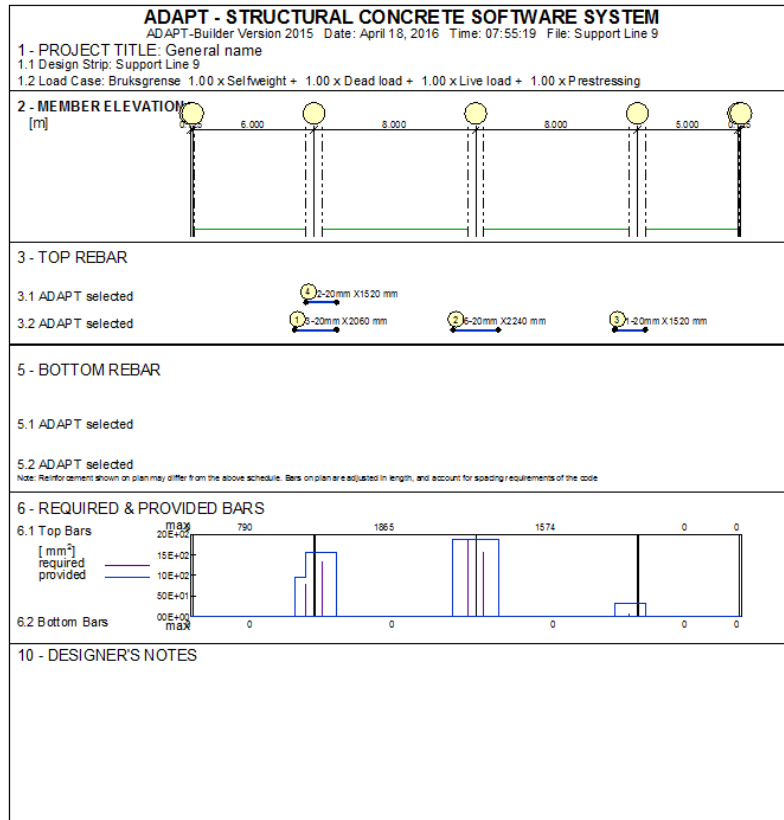
SUPPORT LINE 7



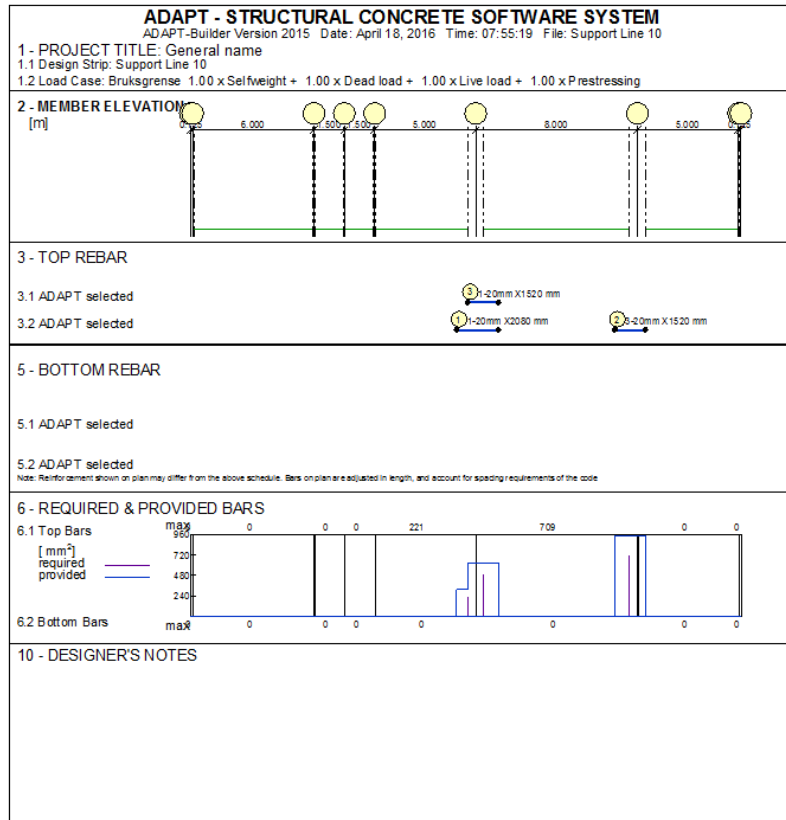
SUPPORT LINE 8



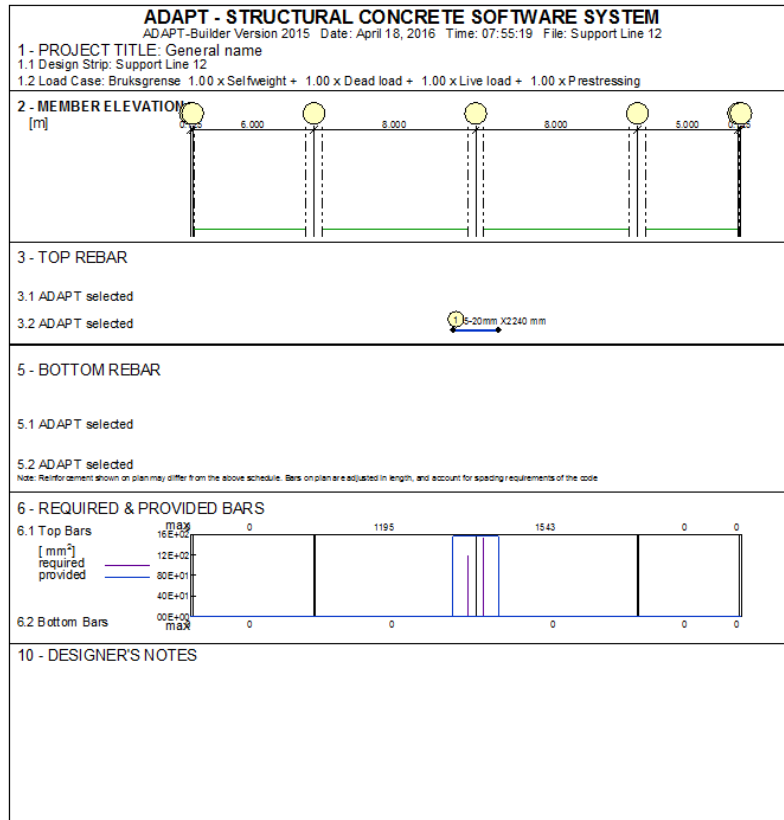
SUPPORT LINE 9



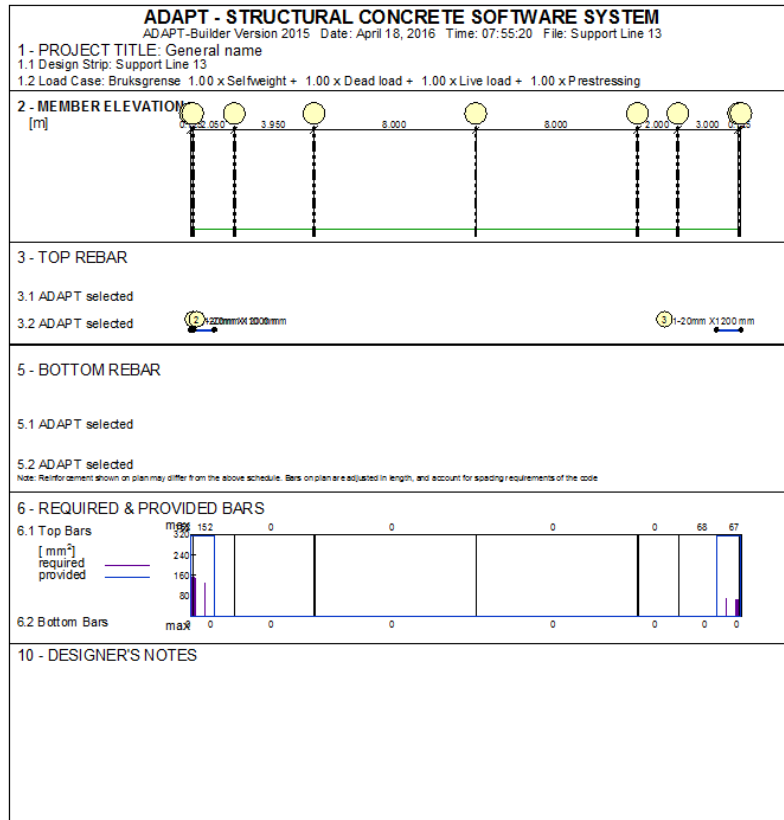
SUPPORT LINE 10



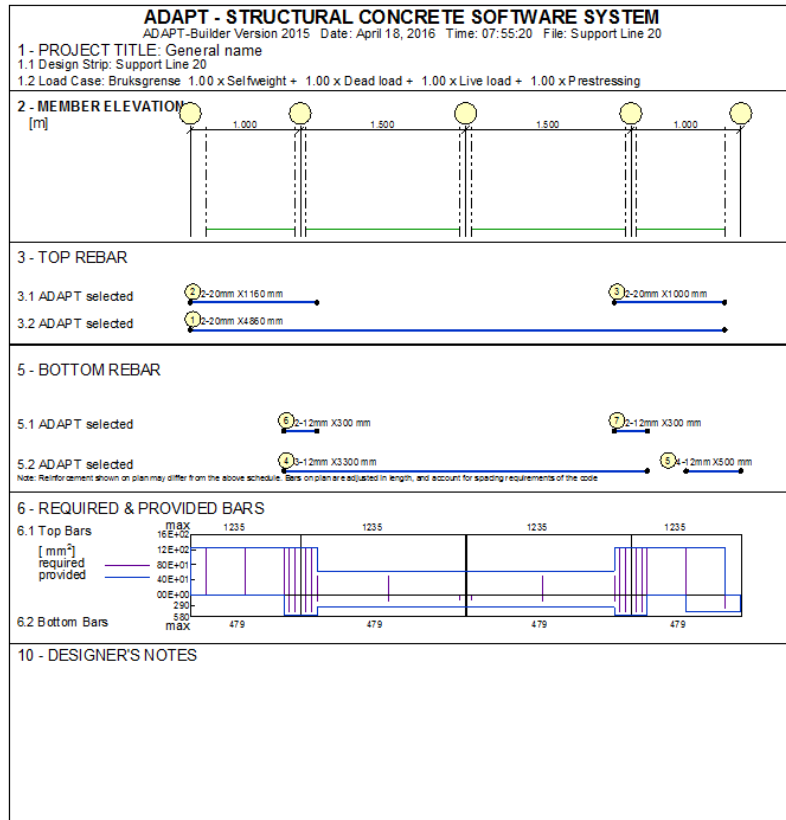
SUPPORT LINE 12



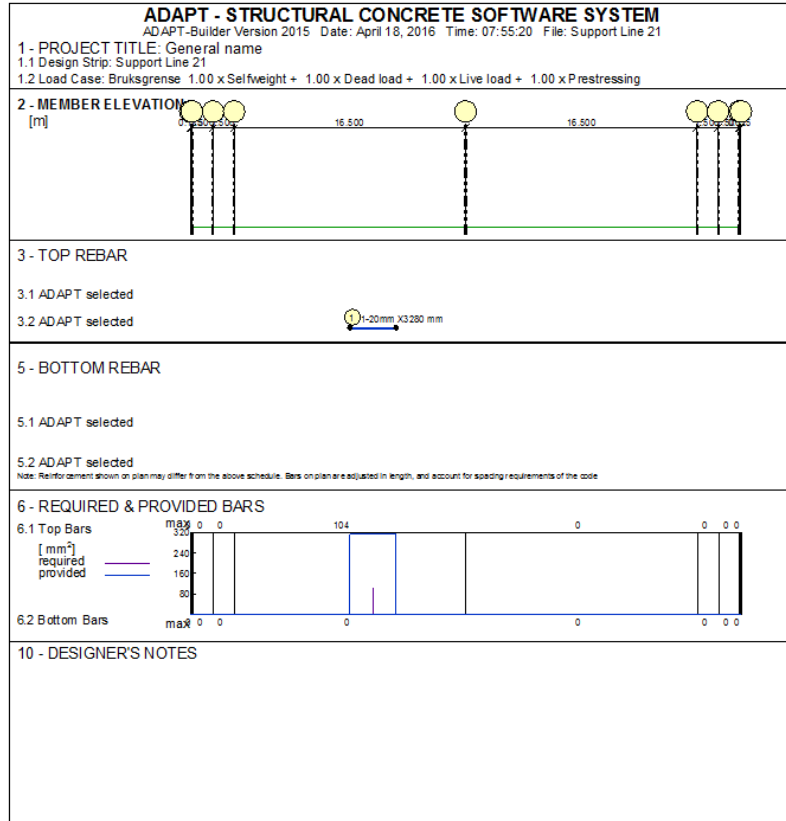
SUPPORT LINE 13



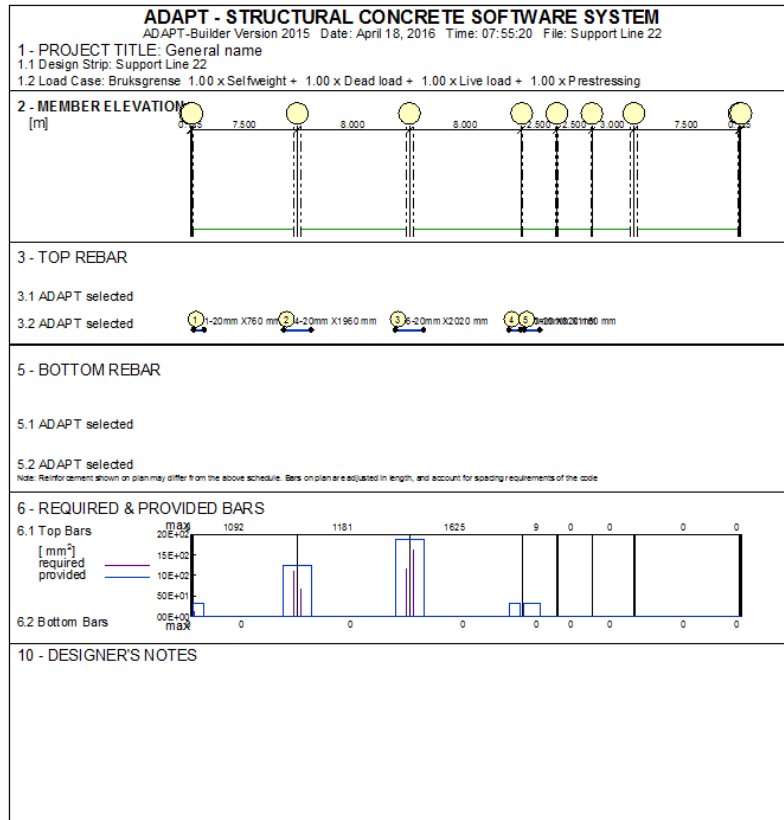
SUPPORT LINE 20



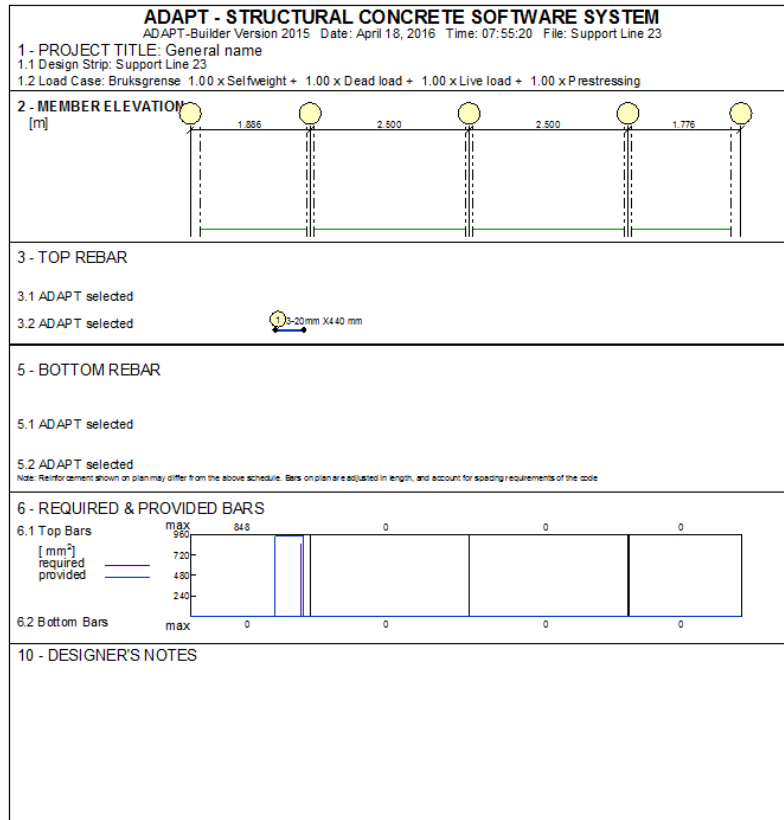
SUPPORT LINE 21



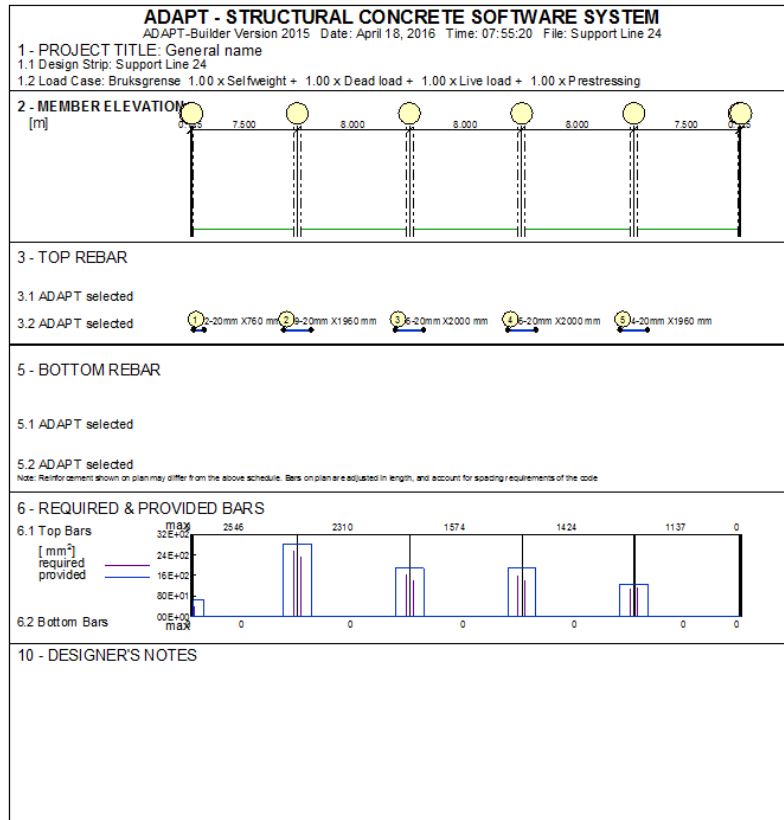
SUPPORT LINE 22



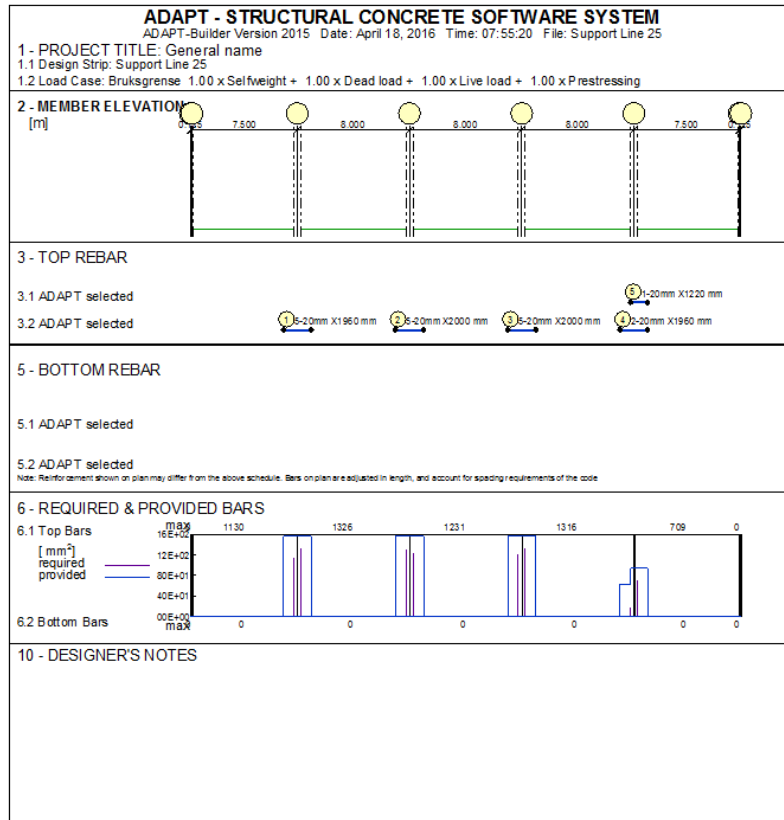
SUPPORT LINE 23



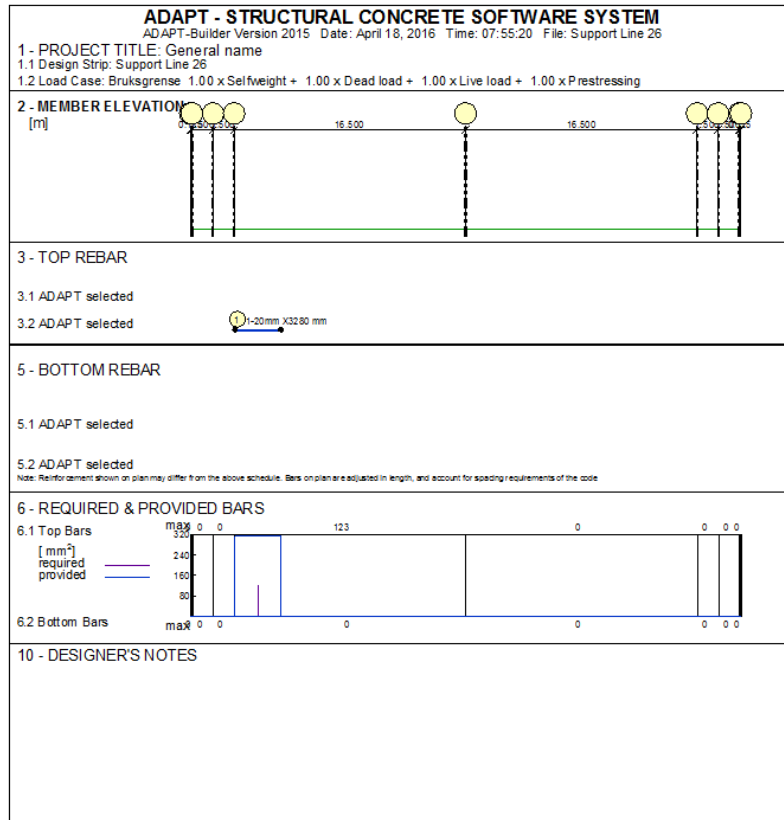
SUPPORT LINE 24

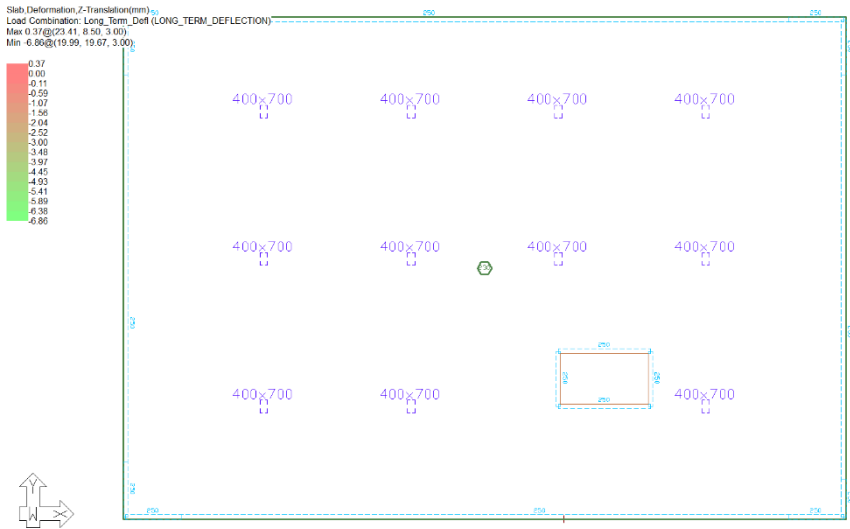


SUPPORT LINE 25

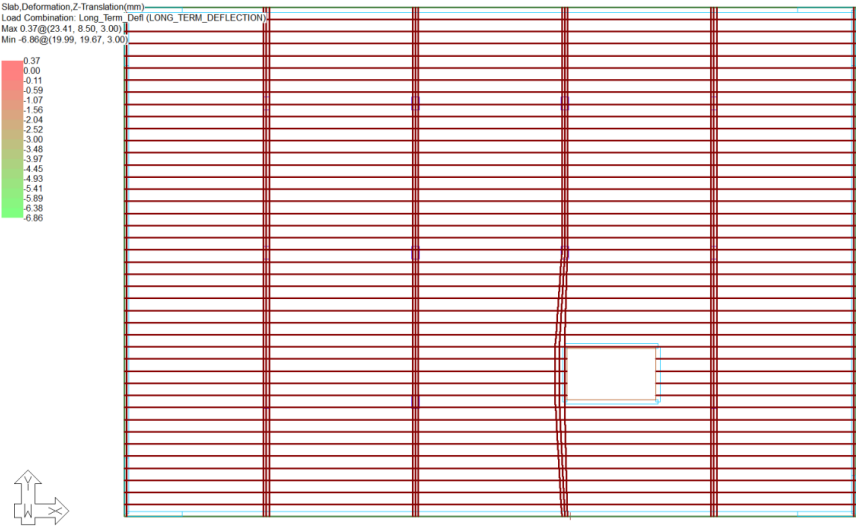


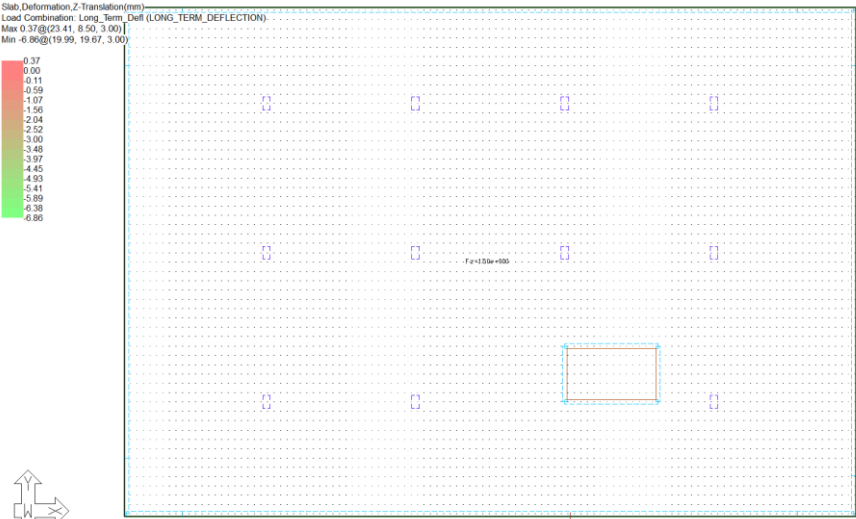
SUPPORT LINE 26

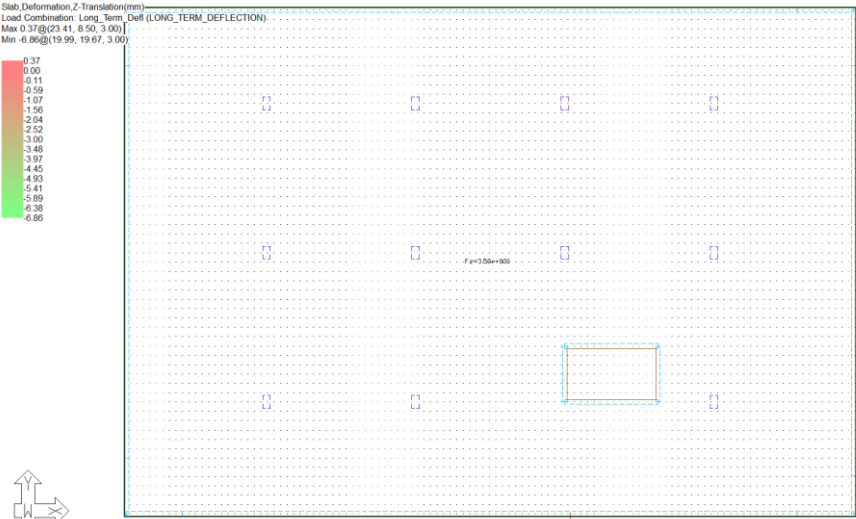




Tendon Plan







7.5 Vedlegg 5: Forprosjektrapport

TITTEL: Beregne og evaluere bruken av etterspent betong.
--

KANDIDAT: • KENNETH KARLSEN			
DATO: 22.01.16	EMNEKODE: IB303312	EMNE: Bacheloroppgave	DOKUMENT TILGANG: - Åpen
STUDIUM: BYGG		ANT SIDER/VEDLEGG: 18 / 5	BIBL. NR: - Ikke i bruk -

OPPDRAKSGIVER(E)/VEILEDER(E): • THILT Engineering AS / Steinar Trygstad • NTNU Ålesund / Kristian Normann

OPPGAVE/SAMMENDRAG: Etterspent betong går ut på å sette spenn på kabler etter at betongen er støpt og har oppnådd en viss fasthet. Denne rapporten retter ikke bare fokus på selve bæresystemer og da spesielt med tanke på fasthet og bruksegenskaper, men fokuserer også på forhold rundt systemet slik som økonomi, lover og regler, sikkerhet m.m. Viktige stikkord: • SPENNARMERING SOM SYSTEM • SAMMENLIKNE ETTERSSENT, FORSPENT OG SLAKKARMERT • SIKKERHET OG PROSEDYRER • ETTERSSENT BETONG OG FIBERARMERING • BEREGNINGER I ADAPT PROGRAMVARE

Denne oppgaven er en eksamensbesvarelse utført av student(er) ved NTNU i Ålesund.

INNHOOLD

INNHOOLD	284
1 INNLEDNING	285
2 BEGREPER	285
3 PROSJEKTORGANISASJON	286
3.1 PROSJEKTGRUPPE	286
3.1.1 Oppgaver for prosjektgruppen – organisering	286
3.1.2 Oppgaver for prosjektleder.....	286
3.1.3 Oppgaver for sekretær.....	286
3.1.4 Oppgaver for øvrige medlem(mer).....	286
3.2 STYRINGSGRUPPE (VEILEDER OG KONTAKTPERSON OPPDRAGSGIVER)	287
3.3 MOBILNUMMER OG MAILADRESSE TIL ALLE INVOLVERTE I PROSJEKT	287
4 AVTALER	287
4.1 AVTALE MED OPPDRAGSGIVER	287
4.2 ARBEIDSSTED OG RESSURSER	287
4.3 GRUPPENORMER – SAMARBEIDSREGLER – HOLDNINGER	287
5 PROSJEKTBESKRIVELSE.....	288
5.1 PROBLEMSTILLING - MÅLSETTING - HENSIKT	288
5.2 KRAV TIL LØSNING ELLER PROSJEKTRESULTAT – SPESIFIKASJON	289
5.3 PLANLAGT FRAMGANGSMÅTE(R) FOR UTVIKLINGSARBEIDET – METODE(R)	292
5.4 INFORMASJONSINNSAMLING – UTFØRT OG PLANLAGT	293
5.5 VURDERING – ANALYSE AV RISIKO	293
5.6 HOVEDAKTIVITETER I VIDERE ARBEID	294
5.7 FRAMDRIFTSPPLAN – STYRING AV PROSJEKTET	296
5.7.1 Hovedplan.....	296
5.7.2 Styringshjelpemidler.....	298
5.7.3 Utviklingshjelpemidler	298
5.7.4 Intern kontroll – evaluering.....	298
5.8 BESLUTNINGER – BESLUTNINGSPROSESS	298
6 DOKUMENTASJON	298
6.1 RAPPORTER OG TEKNISKE DOKUMENTER	298
7 PLANLAGTE MØTER OG RAPPORTER.....	299
7.1 MØTER	299
7.1.1 Møter med styringsgruppen	299
7.1.2 Prosjektmøter.....	299
7.2 PERIODISKE RAPPORTER	300
7.2.1 Framdriftsrapporter (inkl. milepæl).....	300
8 PLANLAGT AVVIKSBEHANDLING	301
9 UTSTYRSBEHOV/FORUTSETNINGER FOR GJENNOMFØRING	301
10 REFERANSER	302
11 VEDLEGG	302
11.1 VEDLEGG 1 AVTALE	302
11.2 VEDLEGG 2 FRAMDRIFTSRAPPORT_MAL	305
11.3 VEDLEGG 3 LÆREPLAN	306
11.4 VEDLEGG 4 UTFYLLENDE BESKRIVELSE	308
11.5 VEDLEGG 5 KARAKTERSETTING	309
11.6 PLANTEGNING OG SNITT	312
11.7 SPENNARMERING KONSENTRERTE KABLER	314

1 INNLEDNING

Forprosjektrapporten danner grunnlag for å kunne skrive en god bacheloroppgave uten store problemer, uforutsette hendelser og forsinkelser. Det skal foretas et estimat på hva som må gjøres, når det skal gjøres, hvordan det skal gjøres og hvem som skal gjøre hva. I tillegg skal det være klart hvilke ressurser som er til rådighet. Det meste av informasjon skal være samlet inn. Det skal beskrives hvordan hovedstrukturen i bachelor-rapporten skal være.

Den grunnleggende problemstillingen er:

Vurdere brukbarheten av konseptet etterspent betong ved å vurdere:

- Styrke og stivhet ved beregninger i ADAPT
- Sikkerhet og prosedyrer
- Sammenlikne med andre konsept
- Spennarmering som system

Bachelor-rapporten passer for de som ønsker å tilegne seg kunnskaper om konseptet etterspent betong. Ved å lese bachelor-rapporten skal en kunne vurdere valg av system og hvorfor. Det skal også gå frem hvilke forhold som er viktige og hvor en kan finne mer informasjon. Bachelor-rapporten er derfor ypperlig for de som ønsker å få et mer oversiktlig bilde av etterspent betong som konsept.



BBR-VT-CONA-Single-spenntausystem-24022011

Bakgrunn for dannelse av bachelor-oppgaven:

THILT Engineering AS henvendte seg til NTNU Ålesund høst 2015. Det var et ønske om å danne et samarbeid for å få gjennomført en bacheloroppgave. Forfatter syntes dette var spennende og aksepterte utfordringen. Det ble skrevet avtale mellom NTNU Ålesund, THILT Engineering og forfatter januar 2016.

2 BEGREPER

Det er vanskelig å si hva de sentrale begrepene i prosjektet er før prosjektet nærmer seg slutten.

En liste med begrep kan man finne på siden:

http://www.iu.hio.no/bygglab/Betonglab/diverse/ordl_bet04.pdf

Dette er en liste som lister opp sentrale begrep og definisjoner innen betongfaget.

Lista er dannet av Eldar Juliebø fra Høgskolen i Oslo og Akershus

3 PROSJEKTORGANISASJON

3.1 Prosjektgruppe

Studentnummer€
<ul style="list-style-type: none">• 130200

Tabell: Studentnummer(e) for alle i gruppen som leverer oppgaven for bedømmelse i faget **IB303312**

3.1.1 Oppgaver for prosjektgruppen – organisering

Det er bare en person på «gruppa» og derfor blir alle oppgaver utført av denne ene personen.

Opgaver:

- Planlegge fremdrift
- Følge opp og vurdere fremdrift
- Informasjonsinnsamling
- Strukturere rapport
- Kontroll av kvalitet
- Rapport hver 14. dag
- Spørreundersøkelse
- Beregninger i programvare ADAPT
- Vurdere resultater fra ADAPT
- Teori og metode
- Diskutere problemstillinger og resultater
- Fremme konklusjoner

3.1.2 Oppgaver for prosjektleder

N/A

3.1.3 Oppgaver for sekretær

N/A

3.1.4 Oppgaver for øvrige medlem(mer)

N/A

3.2 Styringsgruppe (veileder og kontaktperson oppdragsgiver)

- THILT Engineering AS / Steinar Trygstad
- NTNU Ålesund / Kristian Normann

3.3 Mobilnummer og mailadresse til alle involverte i prosjekt

M er forkortelse for mobilnummer og E er forkortelse for E-mail adresse

Steinar Trygstad; M: +4791812475; E: steinar(krøllalfa)hilt.no

Kristian Normann; M: +4794499445; E: kristian.normann(krøllalfa)ntnu.no

Kenneth Karlsen; M: +4790850744; E: kenneth.a.karlsen(krøllalfa)outlook.com

4 AVTALER

4.1 Avtale med oppdragsgiver

Det ble skrevet avtale mellom firma THILT Engineering AS, universitet NTNU i Ålesund og student den 11.01.2016. Undertegnede var Steinar Trygstad fra THILT, Kristian Nordmann fra NTNU og student Kenneth Karlsen.

Avtalen er lagt til som vedlegg. «11.1 Vedlegg 1 Avtale»



4.2 Arbeidssted og ressurser

- Det skal leveres framdriftsrapport hver 14. dag fra 1. januar. Skal leveres og godkjennes av veileder.
- Får kontorplass hos THILT Engineering med tilgang på bærbar PC og programvare ADAPT alle hverdager fra 07:00 til 16:00. I tillegg er det tilgang på nødvendige standarder. Veileder Steinar Trygstad stiller seg positivt til å veilede når dette er behov.
- Det er satt av to rom på NTNU i Ålesund for AIR-studenter hver torsdag fra 08:15 – 12:00 og hver fredag fra 08:15 – 15:00. Veileder fra NTNU er Kristian Normann. Han har gitt meg sin timeplan slik at det går frem når det passer å spørre om veiledning.

4.3 Gruppenormer – samarbeidsregler – holdninger

Holdninger: Jobbe jevnt og mye. Levere til rett tid. Skal jobbe for å få god struktur, ryddighet og få tilnærmet likt oppsett. Skal ha korrekt og ryddig dokumentasjon. Skal kunne fullføre en kompleks oppgave innenfor en avgrenset tidsperiode. Skal kunne se tekniske løsninger i en økonomisk sammenheng. Skal vise profesjonell og etisk ansvarlighet. Skal være kritisk til eget arbeid.

5 PROSJEKTBEKRIVELSE

5.1 Problemstilling - målsetting - hensikt

Oppgaven tar utgangspunkt i et parkeringshus der fokuset er rettet mot dimensjonering av plate ved bruk av programvare fra ADAPT. I tillegg er det tenkt utført en spørreundersøkelse dersom det blir tid. Denne undersøkelsen skal vise de generelle holdninger til konseptet. Skal også se litt på hvilke prosedyrer det er ved utførelse av arbeidet for å kunne vurdere sikkerhet.

Tanken med denne oppgaven er å presentere konseptet etterspent betong slik at flest mulig med interesse kan dra nytte av den. Etter å ha gått gjennom oppgaven skal man ha en god oppfatning av om man ønsker å bruke etterspent betong og hvorfor. Ved å belyse sikkerhet og prosedyrer skapes en følelse av trygghet. Ved å vise til beregninger skjønner man at dette fungerer i praksis.

Skal gjennom rapporten se på:

1. Spennarmering som system
2. Sammenlikne etterspent, forspent og slakkarmering
3. Hva en kan forvente av sikkerhet og prosedyrer
4. Muligheter for etterspent armering og fiberarmering
5. Beregninger i ADAPT programvare.

Punktene 1 og 2 er ment som en kort innføring i emnet. Det blir lagt størst vekt på punkt 5 med bruk av ADAPT. Dette fordi det er et veldig viktig punkt i forhold til læreplanen, og fordi det viktigste er å kunne vise at den bærende konstruksjonen er sterk nok og tilfredsstillende brukskrav. Punkt 4 med etterspent armering og fiberarmering er tatt med fordi dette viser at det finnes flere muligheter og at det foregår forskning innen dette området. Punkt 3 med sikkerhet og prosedyrer er tatt med fordi dette kan være avgjørende ved valg av konsept.

Jeg ønsker å besvare flere spørsmål som potensielle kunder og utførende part kan ha om konseptet etterspent betong. I tillegg er dette en mulighet for meg å lære mye om et tema som ikke er pensum på bachelorstudiet i Ålesund.

Spørsmål om konseptet etterspent betong:

- Hvor pålitelig er denne metoden i forhold til liknende metoder?
- Hvilke fordeler og ulemper er det?
- Hvilken kompetanse trengs ved utførelse av arbeid?
- Når og hvor kan en bruke denne metoden og når er det mest fornuftig?
- Hvilke endringer kan en forvente i fremtiden?
- Hvilke alternativer finnes innen dette konseptet?
- Er det spesielle fallgruver en må være oppmerksom på ved dette konseptet?
- Hvorfor velge dette konseptet fremfor andre konsept?

Punkter en tenker brukere av etterspent betong søker oppnådd:

- Tidsbesparelse
- Kostnadsbesparelse
- Redusere riss
- Redusere nedbøy
- Lengre spenn
- Enklere utførelse
- Større fleksibilitet
- Sikkerhet og trygghet

5.2 Krav til løsning eller prosjekresultat – spesifikasjon

Først og fremst må en forholde seg til det som står i læreplanen for faget. Læreplanen finner en på skolens nettside under Studiehåndbok. Læreplanen er lagt til som vedlegg. «11.3 Vedlegg 3 Læreplan»

Ut ifra læreplanen blir følgende vektlagt:

Vurdering	Vekting i prosent	Delpunkt
1. Generelt inntrykk	10	Helhetsinntrykk Selvstendighet Nivå Tid
2. Ingeniørfaglig innsikt	25	I tillegg til angitte vurderingskriterier kan delpunkt settes opp for den enkelte oppgave
3. Teoretisk innsikt	15	I tillegg til angitte vurderingskriterier kan delpunkt settes opp for den enkelte oppgave
4. Gjennomførbar	20	Målbeskrivelse Ferdighetsnivå
5. Resultat	20	Resultatet Analyse og diskusjon Refleksjon Eget bidrag/ måloppnåelse
6. Fremstilling	10	Struktur Form og formidling Arbeidsinnsats

(Se også 11.4 Vedlegg 4 Utfyllende beskrivelse og 11.5 Vedlegg 5 Karaktersetting)

Gjeldende standarder med utgangspunkt i lover og forskrifter må en forholde seg til og da spesielt ved beskrivelse av metode.

Kildehenvisning skal gjøres på en skikkelig måte for å unngå plagiat. Det er også et krav om at tekst ikke skal framstilles som «bilde». Dette fordi teksten skal kunne bli vurdert for plagiat. Det skal være klare henvisninger gjennom rapporten for å holde ryddighet.

Dimensjoneringsgrunnlaget i ADAPT

Standarder

Prosjekteringsforutsetninger i henhold til Eurokoder:

Prosjekteringsstandarder for prosjektet:

NS-EN 1990: Grunnlaget for prosjektering av konstruksjoner

NS-EN 1992-1-1: Prosjektering av betongkonstruksjoner

NS-EN 206:2013: Betong. Spesifikasjon, egenskaper, framstilling og samsvar

Laststandarder for prosjektet:

NS-EN 1991: Laster på konstruksjonen

NS-EN 1991-1-1: Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger

NS-EN 1991-1-2: Laster på konstruksjonen ved brann

NS-EN 1991-1-3: Snølaster

NS-EN 1991-1-4: Vindlaster

Brukskategori og kontrollklasser

Verdier bestemt ut ifra tabeller i NS-EN 1990:

- Dimensjonerende brukskategori: 4
- Konsekvensklasse: CC2
- Pålitelighetsklasse: RC2
- Anbefalte største nedbøyning: L/300

Eksponeringsklasse

For innvendige dekker generelt:

- Eksponeringsklasse: XC1
- Bestandighetsklasse: M60
- Kloridklasse: CL 0,1
- Fasthetsklasse: B35
- Nominell overdekning (mm): 35

Brannmotstandsklasser

Krav for dekker ved brann:

- Brannkrav: R90 A2-s1,d0 (A90)
- Minimum overdekning (mm): 25
- Tolleranse (mm): +/- 10
- Nominell overdekning (mm): 35

Materialer

Armeringsstål

- Slakkarmering: B500NC
- Armeringsnett: B500NA
- Spennarmering: $\delta_f / \delta_b = 1640/1860 \text{ N/mm}^2$

Lastkombinasjoner

Dimensjonerende verdier for bruksgrensetilstand

Brukbarhetskrav blir beregnet fra krav i NS-EN 1990 og tar hensyn til deformasjoner:

Tabell A1.4 karakteristisk:

- $1,00 \times G_{kj,sup} + 1,00 \times Q_{k,1} + 0,70 \times Q_{k,i}$

Forklaring faktorer:

$G_{kj,sup}$ = permanent lastvirkning

$Q_{k,1}$ = dominerende variable lastvirkning

$Q_{k,i}$ = øvrige variable lastvirning

Dimensjonerende verdier for bruddgrensetilstand

Bruddgrensetilstanden setter krav til minimum fasthet ved dimensjonering av bæresystemet.

Dimensjonering av konstruksjonsdeler:

- $1,35 \times G_{kj,sup} + 1,50 \times 0,70 \times Q_{k,1} + 1,50 \times 0,70 \times Q_{k,i}$
- $0,89 \times 1,35 \times G_{kj,sup} + 1,50 \times Q_{k,1} + 1,50 \times 0,70 \times Q_{k,i}$

Forklaring faktorer:

$G_{kj,sup}$ = permanent lastvirkning

$Q_{k,1}$ = dominerende variable lastvirkning

$Q_{k,i}$ = øvrige variable lastvirning

5.3 Planlagt framgangsmåte(r) for utviklingsarbeidet – metode(r)

Jeg står veldig alene på denne rapporten og har ikke behov for å diskutere og samarbeide i vesentlig grad med andre. De eneste personene jeg må forholde meg til er to veiledere og en tenkt brukergruppe. Det er ikke forhold som er vesentlige som gjør at det er behov for avanserte prosjektstyringsmetode og utviklingsmetode.

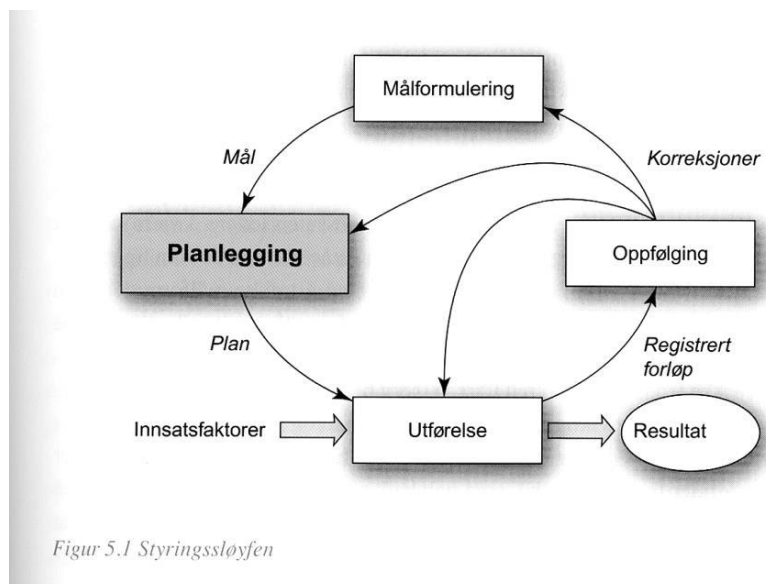
Det meste av prosjektdefineringen skjer i løpet av januar. I dette inngår planlegging, kravanalyse og innhenting av datagrunnlag. Dette skal danne grunnlag for selve prosjektgjennomføringen.

Gjennomføringsrekkefølge prosjektgjennomføring:

1. Teori og metode
2. Resultater
3. Diskusjon
4. Konklusjon
5. Forside, forord, sammendrag og innholdsfortegnelse

Figurliste, tabelliste, begrepsliste, referanseliste og vedlegg blir dannet etter hvert som oppgaven former seg.

Prosjektgjennomføring



Figur 5.1 Styringsløyfen

Harald Westhagen 2002, Prosjektarbeid

Figuren over viser ganske greit hvordan jeg kommer til å jobbe mot et resultat.

Jeg tenker å bruke port- systemet der jeg må godkjenne og gjøre mest mulig ferdig med hvert punkt for å kunne gå videre. Det er fordi det er en viss avhengighet mellom punktene.

Ulemper med å jobbe alene er at det er begrenset mulighet til kvalitetskontroll siden ulike personer kan ha ulike oppfatninger. Det blir ingen diskusjon som det ville vært med ei gruppe. Ulike personer kan ha ulik erfaring og kompetanse som det er gunstig å dra nytte av i ei gruppe. Hva en kan få ut av en oppgave i arbeidsmengde begrenses. Det kan være vanskeligere å bli motivert siden det er ingen som setter krav og siden det er usosialt.

Fordeler kan være at det er lettere å få en god struktur på oppgaven og da spesielt med tanke på skrivestil. Man blir stort sett enig med seg selv. Man får all lærdom gjennom prosjektet selv. Trenger ikke bruke tid på å organisere gruppa og dra på gruppemøter. Det blir mindre viktig på hvilke tidspunkt de ulike oppgaver skal gjennomføres.

5.4 Informasjonsinnsamling – utført og planlagt

Har hentet informasjon fra

- www.spennteknikk.no/brosjyrer
- www.tu.no/bygg
- brage.bibsys.no
- www.iu.hio.no/bygglab
- www.vegvesen.no
- www.betong.net
- www.n-e-f.no
- www.bygg.no
- www.cclint.com

Skal prøve å finne mer på nett etter hvert ved å søke med Google scholar.

I tillegg finner jeg informasjon fra bøker som jeg har og får lånt av THILT.

Kan finne en del informasjon om spesifikke problemstillinger fra skrevne artikler og andre rapporter.

Nødvendige standarder får jeg fra THILT.

THILT driver med forskning innenfor konseptet etterspent betong og kan vise til resultater.

Informasjon fra spørreundersøkelse kommer fra forskjellige entreprenører i Norge.

5.5 Vurdering – analyse av risiko

Det er stor usikkerhet til planlagt tidsbruk fordi

- Det vanskelig lar seg måle
- Har ikke erfaring med gjennomføring av en slik stor oppgave
- Arbeidet har ikke blitt utført enda
- Endringer underveis
- Er til dels avhengig av veiledning

Det er rom for justeringer underveis og det er stor fleksibilitet med tanke på antall timer utført arbeid, når det arbeides og hvor det arbeides. Det er ikke veldig stor avhengighet til andre parter med tanke på utførelse av arbeid. Dette betyr at dersom en har noenlunde kontroll på hva en ønsker oppnådd, jobber systematisk og målrettet, så skal det godt gjøres å ikke bli ferdig med rapporten til nødvendig tid.

Punktene 1,2 og 5 (hentet fra «5.1 Problemstilling-målsetting-hensikt») har hovedprioritet der punkt 5 har høyest prioritet. Punkt 3 kan reduseres i omfang og punkt 4 kan kuttes helt ut om nødvendig.

Det som særlig er viktig for å lykkes:

- Jobbe systematisk
- Ha kontroll på tidsbruk ved hver enkelt post
- Vurdere viktigheten av hver enkelt post
- Hele tiden tenke problemstilling

Mulige trusler mot suksess:

- Sykdom
- Havarert utstyr (miste data)
- Konkurs bedrift
- Føler seg utbrent og mister motivasjon



Imisu.no

«Ihh, hvor spændende... Bliver stenen liggende denne gang? Man kan vel ikke være Så uheldig at den skulle trille ned IGEN?»

Efter en uges tid anlagde Sisyfos en lidt ironisk distance til situationen.

5.6 Hovedaktiviteter i videre arbeid

Her er det ikke snakk om noe prosjektorganisasjon av betydning. Det er heller ikke snakk om kostnader av betydning for planleggingen. Det som derimot er viktig er strukturering av arbeidsoppgavene. Dette er et grovt tenkt estimat. Er grovt sett basert på magefølelse og ikke på erfaringsdata. Hensikten er uansett å få en viss oversikt over hva en kan forvente. Delposter kommer til å endre seg etter hvert som oppgaven former seg.

KK er forkortelse for Kenneth Karlsen. Kostnad [kr] og Tid [timer]

Nr	Hoved- og delaktiviteter	Ansvar	Kostnad		Tid/omfang	
			Del	Hoved	Del	Hoved
A	Forprosjekt	KK		2300		100
B	Teori og metode	KK		0		64
B11	Materialer	KK			8	
B12	Presentere ulike konsept	KK			40	
B13	Forskning	KK			16	
B2	Instruksjer og krav	KK		0		40
B21	Produksjon, transport, lagring	KK			8	
B22	Prosjektering	KK			8	
B23	Utførende	KK			16	
B24	Kontroll	KK			8	
C	Generelle holdninger	KK		0		20
C11	Spørreskjemaer	KK	0		20	

D	Dimensjonering i ADAPT	KK	1200	124
D11	Programmet ADAPT	KK	1200	20
D12	Søyler	KK	0	12
D13	Bjelker	KK	0	16
D14	Plater/skiver	KK	0	16
D15	Garasje	KK	0	60
E	Resultater	KK	0	57
E11	Spørreskjema	KK	0	20
E12	Søyle	KK	0	6
E13	Bjelke	KK	0	6
E14	Plate/skive	KK	0	10
E15	Garasje	KK	0	12
E16	Forskning	KK	0	3
F	Diskusjon	KK	0	39
F1	Teori og metode	KK	0	8
F2	Spørreskjema	KK	0	3
F3	Dimensjonering	KK	0	12
F4	Resultater	KK	0	6
F5	Valg av konsept	KK	0	10
G	Konklusjon	KK		40
H	Annet	KK	0	74
H11	Referanseliste	KK	0	1
H12	Vedlegg	KK	0	3
H13	Forside	KK	0	1
H14	Forord	KK	0	3
H15	Sammendrag	KK	0	3
H16	Innholdsfortegnelse	KK	0	3
H17	Bearbeide, kvalitetskontroll	KK	0	60

Forventet SUM	3500	558
Tilgjengelige timer		630
Buffer		72

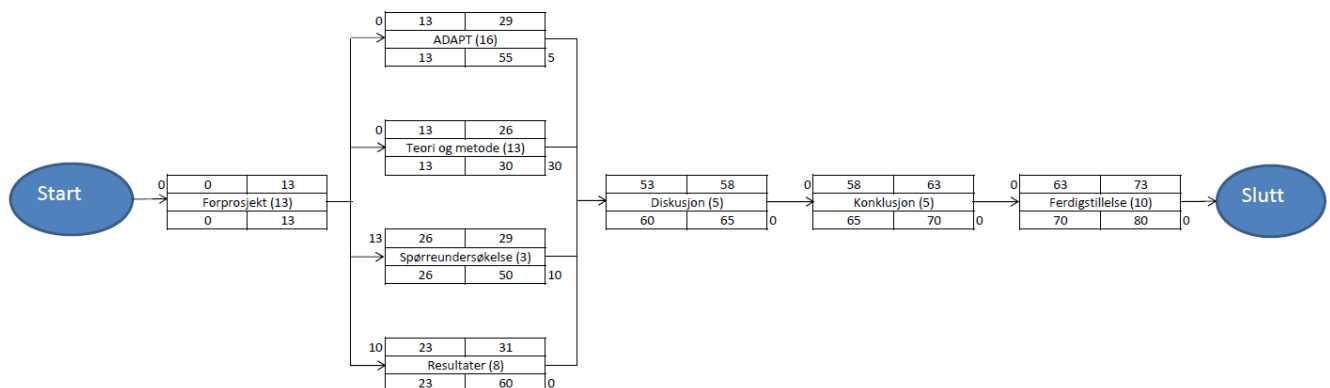
5.7 Framdriftsplan – styring av prosjektet

5.7.1 Hovedplan

Milepælsplan

- 25.01.16 Leverer forprosjekt
- 15.02.16 Skrevet teori og metode
- 24.03.16 Avslutte bruk av ADAPT
- 28.03.16 Avslutte innhenting og behandling av resultater
- 04.04.16 Avslutte diskusjon
- 11.04.16 Avslutte konklusjon
- 01.05.16 Ferdig rapport

AON-nettverk



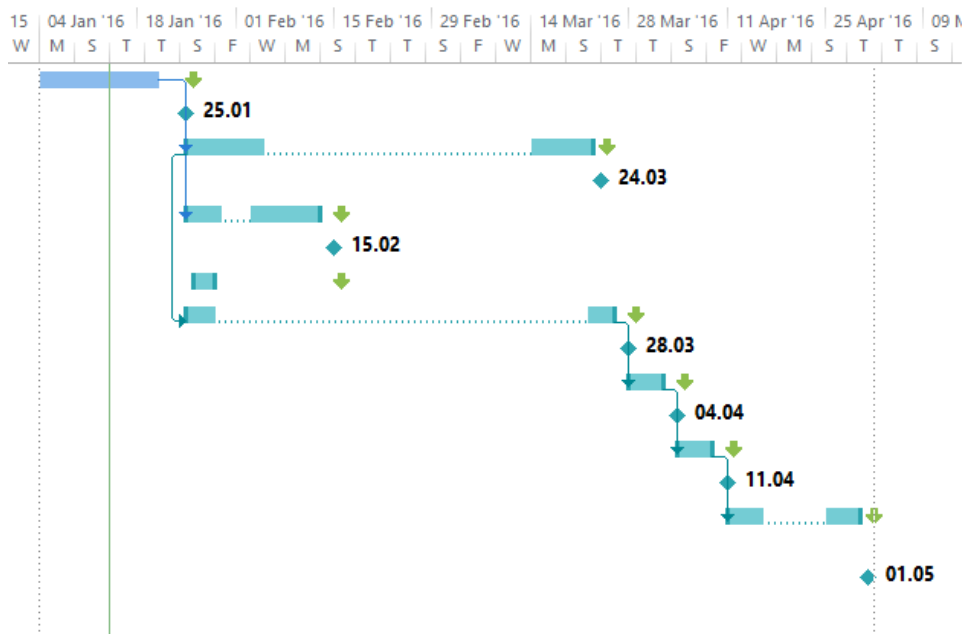
Figuren over er et forsøk på å danne et oversiktlig AON-nettverk. Viser tidligste og seneste start og slutt for hver enkelt hovedpost. Er dannet i programmet Microsoft Excel. Er tenkt som et hjelpemiddel og det er ikke satt noe krav til å følge den slavisk.

MERK!!! Nettverket er basert på estimeringer av tid fra punkt 5.6 «Hovedaktiviteter i videre arbeid» og seneste slutt ut ifra milepælsplan. Det er derfor ikke rett fram brukt regneregler for AON-nettverk, men en kombinasjon av regneregler og logikk.

Det går fram av nettverket at flere oppgaver skal skje samtidig eller parallelt, men det er bare en person på gruppa. Det er derfor ikke mulig å fordele oppgaver, men det er mulig å strekke oppgavene ut i tid. Dette vises mer tydelig på Gantt-diagram under.

Gantt-diagram

	Task Name	Durati	Start	Finish	Predecessors
1	Forprosjekt	13 days	Mon 04.01.16	Wed 20.01.16	
2	Levere forprosjekt	0 days	Mon 25.01.16	Mon 25.01.16	
3	ADAPT	16 days	Mon 25.01.16	Tue 22.03.16	1FS+2 days
4	Avslutte bruk av ADAPT	0 days	Thu 24.03.16	Thu 24.03.16	
5	Teori og metode	13 days	Mon 25.01.16	Fri 12.02.16	1FS+2 days
6	Skrevet teori og metode	0 days	Mon 15.02.16	Mon 15.02.16	
7	Spørresundersøkelse	3 days	Tue 26.01.16	Thu 28.01.16	
8	Resultater	8 days	Mon 25.01.16	Fri 25.03.16	3SS
9	Avslutte behandling resultater	0 days	Mon 28.03.16	Mon 28.03.16	
10	Diskusjon	5 days	Mon 28.03.16	Fri 01.04.16	8
11	Avslutte diskusjon	0 days	Mon 04.04.16	Mon 04.04.16	
12	Konklusjon	5 days	Mon 04.04.16	Fri 08.04.16	10
13	Avslutte konklusjon	0 days	Mon 11.04.16	Mon 11.04.16	
14	Fersigstillelse og kvalitetskontroll	10 days	Mon 11.04.16	Fri 29.04.16	12
15	Levere bachelor-rapport	0 days	Sun 01.05.16	Sun 01.05.16	



Har prøvd å bruke programvare MS Prosjekt 2013 med Gantt-diagram som vist over.

Grønn pil betyr siste frist. Blå «ruter» viser milepæler. Stripet linje betyr (på denne figuren), at flere arbeidsoppgaver utføres samtidig. Noen poster har en viss slakk.

Ser av planen at kritisk vei er veldig fleksibel, men det må den være når en person skal gjøre flere ting «samtidig». Totalt sett over hele prosjektet blir det ikke mye slakk.

Har prøvd å vise en avhengighet mellom poster ved bruk av blå piler. F.eks. så begynner ikke utarbeidelse av bacheloroppgaven før forprosjektrapporten er ferdig og levert.

Timene er hentet fra punkt 5.6 «Hovedaktiviteter i videre arbeid»

5.7.2 Styringshjelpemidler

Ingen hjelpemidler er nødvendig for å styre prosjekt.

Kunne om nødvendig ha brukt MS Prosjekt

5.7.3 Utviklingshjelpemidler

Programvare ADAPT og Google drive

5.7.4 Intern kontroll – evaluering

Intern kontroll vil være kontinuerlig.

I tillegg til meg selv, vil veiledere hjelpe med å evaluere. Dette blir tatt opp når jeg føler behov for det.

Kriterier som det skal vurderes opp mot står i punkt 4.3 «Gruppenormer-samarbeidsregler-holdninger» og 5.2 «Krav til løsning eller prosjektresultat-spesifikasjon».

5.8 Beslutninger – beslutningsprosess

Alle beslutninger blir tatt av KK. Når og hvordan beslutninger blir tatt, blir bestemt av KK.

Veiledere kan være med på å påvirke enkelte beslutninger.

Beslutninger som skal tas:

- Hva er nok innsamlet informasjon?
- Hva er korrekt og hensiktsmessig informasjon?
- Hvilken struktur skal rapporten ha?
- Hvilke problemstillinger skal fokuseres mest på?
- Hvilke resultater er hensiktsmessige?
- Hvordan vise til resultater i rapport?
- Vurdere mengde data som skal presenteres for de ulike punkter
- Når skal det jobbes med prosjekt og hvor?
- Er det skrevne relevant?

6 DOKUMENTASJON

6.1 Rapporter og tekniske dokumenter

Framdriftsrapporter hver 14. dag.

Levere papirutgave til K.Normann så snart Bachelor er ferdig

Levere bacheloroppgave på fronter innen 03.06.2016

Ingen andre tekniske dokumenter påkrevd.

7 PLANLAGTE MØTER OG RAPPORTER

7.1 Møter



Imisu.no

7.1.1 Møter med styringsgruppen

Ikke noe fast avtalt. Blir avtalt etter behov.

7.1.2 Prosjektmøter

Ingenting planlagt annet enn fremlegging av framdriftsrapport.

Andre møter blir gjennomført dersom det blir ansett som nødvendig.

Hensikt: Vurdere, følge opp, kvalitetssikre, veiledning

7.2 *Periodiske rapporter*

7.2.1 Framdriftsrapporter (inkl. milepæl)

Planlagte framdriftsrapporter med milepæler:

1. 14.01.16
 - 25.01.16 «Levere forprosjekt»
2. 28.01.16
3. 11.02.16
 - 15.02.16 «Skrevet teori og metode»
4. 25.02.16
5. 10.03.16
6. 23.03.16
 - 24.03.16 «Avslutte bruk av ADAPT»
 - 28.03.16 «Avslutte innhenting og behandling av resultater»
 - 04.04.16 «Avslutte diskusjon»
7. 07.04.16
 - 11.04.16 «Avslutte konklusjon»
8. 21.04.16
9. 04.05.16
 - 01.05.16 «Ferdig rapport»

Framdriftsrapporten følger en fast mal som vist på vedlegg. 11.2 «Vedlegg 2 Fremdrifts-rapport_mal»

Dato for milepæler er skrevet på punkt 5.7.1 «Hovedplan». På Gantt-diagram vises plassering av milepæler i forhold til poster.

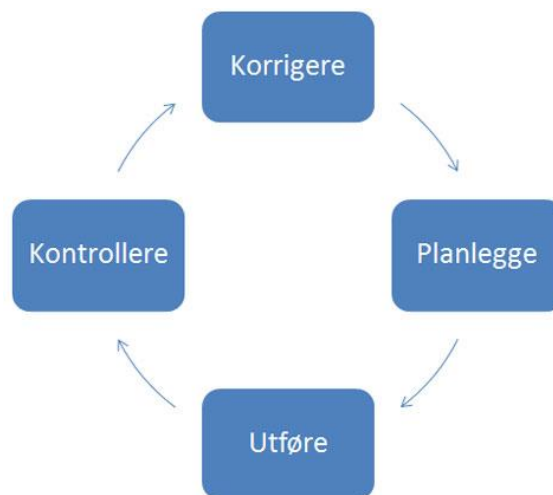
8 PLANLAGT AVVIKSBEHANDLING

Dersom det viser seg at det blir knapt med tid må en vurdere om det er mindre viktige problemstillinger eller poster i rapporten som må ofres. Det som var opprinnelig tenkt blir fortsatt bevart, men omfanget blir redusert.

Dersom det viser seg at det ikke er mulig å presentere ønsket innhold, må en se på om det er andre liknende måter å gjøre det på eller forandre problemstilling.

Eventuelle endringer blir ført i en logg slik at det kan være et tema for diskusjon i etterkant.

Kenneth Karlsen har all ansvar for avviksbehandling



www.sjt.no

Figuren over viser gangen i avviksbehandling.

9 UTSTYRSBEHOV/FORUTSETNINGER FOR GJENNOMFØRING

- Programvare ADAPT
- Nødvendige standarder

10 REFERANSER

Referanser blir dannet etter hvert som rapporten former seg. Skal samles og organiseres på en ryddig måte. Det skal refereres til andre sitt arbeid når dette blir brukt i rapporten. Skal velge en referansemetode og holde seg til den. Referansesystem kan en finne på www.ntnu.no/viko

Når kilder ønsker å forholde seg anonym, skal dette aksepteres.

Vedlegg blir generert etter hvert som rapporten former seg. Det meste av vedlegg vil omhandle resultater fra beregninger i ADAPT og fra spørreundersøkelse. Det vil også bli referert til artikler og liknende. Det som en ønsker å referere til men som ikke passer i hoveddelen til rapporten, tas inn som vedlegg. Mengde vedlegg blir klart først ved nær endt prosjekt.

11 VEDLEGG

11.1 Vedlegg 1 Avtale

Bacheloroppgave

2016

I forbindelse med utførelse av Bacheloroppgave i bedrift.

Avtale mellom oppdragsgiver (bedrift), student og høgskolen i Ålesund

Generelt om bacheloroppgaven:

Bacheloroppgaven gjennomføres fortrinnsvis i samarbeid med næringslivet, men kan også utformes i tilknytning til forskningsprosjekt skolens forskningsmiljø er involvert i. Oppgaveperioden deles i en forprosjektfase med egen innlevering og en prosjektfase som avsluttes med en offentlig framføring og rapport.

Bacheloroppgaven kan også gjennomføres i bedrift. Oppgaven gjøres i grupper fortrinnsvis med 3 studenter og følges opp av oppnevnte veiledere.

Bacheloroppgaven er på 20 studiepoeng som tilsvarer 2/3 av et semester i arbeidsmengde for studenten.

Denne avtale er inngått mellom:

Bedrift:

Thilt Engineering AS

Høgskolen i Ålesund (HiÅ):

Avdeling AIR, Fagseksjon Bygg,

Veileder Kristian Norman

Student:

Kenneth Karlsen

Forpliktelser HiÅ:

- Fagseksjonen skal stille med ansvarlig veileder.
- Fagseksjon Bygg ved veileder skal godkjenne oppgaven etter beskrivelse gitt i studiehåndboken.
- Veileder har ansvar for oppfølging og kontroll av fremdrift i bacheloroppgaven.
- HiÅ ved veileder har ansvar for at vurdering av bacheloroppgaven blir utført i henhold til vedtatte retningslinjer.

Forpliktelser til studentene (studentgruppen(e)):

- Beskrive bacheloroppgaven gjennom forprosjekt og fremdriftsplan
- Levere rapportskjema til veileder hver 14. dag
- Levere og presentere bacheloroppgaven etter oppsatt mal og fremdriftsplan.

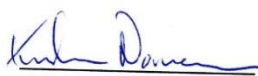
Forpliktelser oppdragsgiver (bedrift):

- Støtte studenten i utvelgelse og utforming/beskrivelse av bacheloroppgaven.
- Navngitt person, fra oppdragsgiver/firma, som kontaktperson/veileder for studentgruppen.
- Dekke alle nødvendige utgifter (ikke lønn) som reise, evt. kontorhold, kopiering, spesielle programvare etc.
- Forsikre studentene som om de var tilsatt i firmaet. (Spesielt ulykkesforsikring når studentene er ute på anlegg).

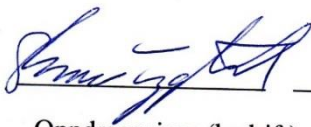
Generelt:

Bacheloroppgaven er Høgskolens eiendom, men oppdragsgiver (firma) har rett til å benytte seg av resultatene i oppgaven. Er resultatene i bacheloroppgaven konfidensielle og må beskyttes, gjøres dette ved egen avtale mellom Høgskolen i Ålesund og oppdragsgiver (bedrift)

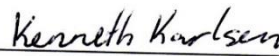
Dato: 11.01.2016



Høgskolen i Ålesund



Oppdragsgiver (bedrift)



Student(er)

11.2 Vedlegg 2 Framdriftsrapport_mal

IB303312 Bacheloroppgave	Prosjekt <u>Post tension conc.</u>	Antall møter denne periode	Firma - Oppdragsgiver Høgskolen i Ålesund / <u>THU.T Engineering AS</u>	
Rapport fra prosess Framdriftsrapport	Periode	Antall timer denne per.(fra logg) <u>~~~~</u>	Prosjektgruppe (navn) • Kenneth Karlsen	Dato

Hovedhensikt / fokus for arbeidet i denne perioden	
Planlagte aktiviteter i denne perioden	
Virkelig gjennomførte aktiviteter i denne perioden	
Beskrivelse av/begrunnelse for eventuelle avvik mellom planlagte og virkelige aktiviteter	
Beskrivelse av /begrunnelse for endringer som nå ønskes i selve prosjektets innhold eller i den videre framgangsmåten - eller framdriftsplanen	
Erfaring fra denne perioden	
Hovedhensikt/fokus neste periode	
Planlagte aktiviteter neste periode	
Annet	
Ønske om /behov for veiledning, tema i undervisningen – drøfting ellers	
Godkjenning/signatur gruppe	Signatur øvrige gruppedeltakere N/A

11.3 Vedlegg 3 Læreplan

IB303312 Bacheloroppgave Bygg

Fagets temaer

Bacheloroppgaven er delt opp i to deler.

- Forprosjektfase hvor kandidaten introduseres til oppgave og arbeidsmetodikk i et prosjekt.
- Kandidaten skal gjennom gruppearbeid og øvelser utforme et endelig forprosjekt, med klare mål for eget arbeid.
- Undervisningstema i denne fasen er: Prosjektarbeid som arbeidsform/Valg av oppgave og oppdragsgiver/Datainnsamling/ Prosjektering/Veiledning/Presentasjon av resultat.
- Forprosjektet skal godkjennes av oppnevnt veileder.

Selve Bacheloroppgaven er et selvstendig arbeid, med faste rutiner for møter og veiledning.

- Studenten kan velge mellom oppgaver gitt fra fagområdet eller selv velge tema og oppdragsgiver fra lokalt næringsliv.

Pedagogiske metoder

- Forprosjektet vil være delvis lærerstyrt, med forelesninger og øvelser.
- Hovedprosjektet utføres som et selvstendig arbeid der kandidaten har ansvar for framdrift i eget arbeid. Hver gruppe har sin faste veileder.

Læringsutbytte-kunnskap

- gjennom bachelorprosjektet dokumentere å ha satt seg inn i ny kunnskap innen et selvvalgt tema
- kjenne vanlige arbeidsmåter og rutiner både for planlegging og gjennomføring av bygge- eller planprosjekt på forskjellig nivå
- kjenne forskjellige måter å organiserer prosjektarbeid som teamarbeid
- kjenne metoder for kreativ problemløsning og innovative prosesser
- kjenne vanlige fagkilder og kunne innhente, analysere og bruke opplysninger fra disse
- kjenne fagspesifikke krav til skriftlig og tegnet dokumentasjon

Læringsutbytte-ferdigheter

- kunne aleine og sammen med andre, fullføre en kompleks oppgave innenfor sitt fagfelt i et avgrenset tidrom
- kunne presentere et utredningsarbeide på en akseptabel måte, både skriftlig og muntlig
- ha erfaring med å arbeide i nær kontakt med næringsrelatret virksomhet
- gjennom bachelorprosjektet dokumentere å ha satt seg inn i nye ferdigheter innen et selvvalgt tema.
- kunne bruke dataverktøy inn mot en større oppgave

Læringsutbytte-generell kompetanse

- kunne se tekniske løsninger i en økonomiske, organisatoriske og miljømessige sammenheng
- kunne forstå og praktisere profesjonell og etisk ansvarlighet
- ha bevissthet om problemstillingens konsekvenser i en samfunnsmessig sammenheng

Obligatoriske arbeidskrav/deltakelse

Følgende rapporter/presentasjoner skal innleveres etter fastsatte frister:

1. Forside til forprosjektrapport (oppdragsgiver, studenter, tema etc)
2. Avtale om Bacheloroppgave (avtale mellom oppdragsgiver, høgskole og studenter)
3. Forprosjektrapport (etter fastsatt mal)
4. Fremdriftsrapporter (fast skjema)
5. Bacheloroppgaven med:
 1. Presentasjon av oppgaven ved hjelp av 3-4 Powerpoint sider
 2. En plakat (poster) i A0 format
 3. Presentasjon av Bacheloroppgaven i plenum (felles), ca. 25 min

Vurderingsformer

- Semesteroppgave, prosjektoppgave og lignende/Semester assignment, semester paper, project assignment and similar

Ny og utsatt eksamen

- Semesteroppgave, prosjektoppgave og lignende/Semester assignment, semester paper, project assignment and similar

Gjennomføring av vurdering (eksamen)

Alle obligatoriske skriftlige rapporter med vedlegg vurderes.

Vurderingene legger vekt på:

- faglig originalitet og dybde.
- tekniske løsninger og beregninger.
- problemdefinisjon, metodegrunnlag, vurdering av resultater i forhold til problemstillingen og begrunnet konklusjon.
- selvstendig arbeidsinnsats.
- evne til kritisk vurdering av eget arbeid.
- korrekt og ryddig dokumentasjon

Bacheloroppgaven leveres i fronter i eget innleveringsrom som en pdf fil og tilhørende mal.

11.4 Vedlegg 4 Utfyllende beskrivelse

Utfyllende beskrivelser av punktene som er brukt ved beskrivelse av trinnene i karakterskalaen for bacheloroppgaver i ingeniørfag:

Med arbeidet menes i beskrivelsene den skriftlige oppgaven og evt. produkt og evt. muntlig presentasjon.

1. Generelt inntrykk

Helhetsinntrykk: Helhetsinntrykket av arbeidet.

Selvstendighet: I hvilken grad har kandidaten selv generert viktige elementer/problemstillinger/idéer i oppgaven? Kan kandidaten på selvstendig grunnlag finne fram til og benytte relevant litteratur og metoder, og gjennomføre et selvstendig forsknings- eller utviklingsprosjekt under veiledning? Viser det personlig initiativ? Hvilke typer hjelp og veiledning har kandidaten mottatt i ulike faser av arbeidet? Har kandidaten vist evne til å dra nytte av forskningsmiljøets fagkompetanse i eget arbeid?

Nivå: Vurdering av de enkelte kriterier gjøres i henhold til graden bachelor i ingeniørfag.

Tid: Det er en forutsetning for vurdering av arbeidet at det er levert innenfor normert tid.

2. Ingeniørfaglig innsikt

I hvilken grad er det ingeniørfaglige grunnlaget godt beskrevet? Er arbeidet satt inn i et helhetlig systemperspektiv og viser for eksempel livsløps-, miljømessig, helsemessig, samfunnsmessig, økonomisk, etisk perspektiv? I hvilken grad kan kandidaten(e) oppdatere sin kunnskap innenfor fagfeltet, både gjennom informasjonsinnhenting og kontakt med fagmiljøer og praksis?

3. Teoretisk innsikt

I hvilken grad dokumenterer arbeidet god teoretisk oversikt, fordypning i eget ingeniørfag samt kunnskap om relevant forskning og utvikling, metoder og arbeidsmåter?

4. Gjennomføring

Målbeskrivelse: I hvilken grad er problemstillingen med bakgrunn og mål presentert på en klar og forståelig måte?

Ferdighetsnivå: I hvilken grad dokumenterer arbeidet evne til å planlegge og gjennomføre et ingeniørfaglig arbeide (prosjekter, arbeidsoppgaver, forsøk og eksperimenter)? I hvilken grad dokumenteres evne til å framskaffe, vurdere, bruke og henviser til informasjon og fagstoff og framstille dette slik at det belyser en problemstilling?

5. Resultat Resultatet:

I hvilken grad bygger arbeidet på tidligere forsknings- og utviklingsarbeid? Viser arbeidet kvalitet og kreativitet, og bidrar det til nytenkning, innovasjon eller realisering av bærekraftige og samfunnsnyttige produkter, systemer og/eller løsninger?

Analyse og diskusjon: I hvilken grad er analyse og diskusjon faglig fundert og begrunnet og tydelig koblet til problemstillingen? I hvilken grad er evalueringen av resultatene bygget på en metodisk tilnærming?

Refleksjon: I hvilken grad gis en rimelig vurdering av betydningen av resultatene? Forholder kandidaten seg kritisk til ulike informasjonskilder? Er usikkerhetsmomenter, som metodefeil, målefeil og annet vurdert og diskutert? Er relevante fag-, yrkes-, samfunns- og forskningsetiske problemstillinger analysert?

Eget bidrag/måloppnåelse: I hvilken grad evner kandidaten(e) klart å skille eget bidrag fra andres (kilder og tydelige referanser)? I hvilken grad gir rapportens konklusjon en god fremstilling av i hvilken grad målene er nådd? Foreligger et fornuftig og begrunnet forslag til videre arbeid eller spredning, implementering eller bruk av resultatene?

6. Fremstilling Struktur:

Har det skriftlige arbeidet en strukturert og logisk oppbygning? Er arbeidet generelt oversiktlig? Er det benyttet en enhetlig stil for referanser, figurer og tabeller?

Form og formidling: I hvilken grad kommuniseres problemstilling og resultater med nødvendig faglig og språklig presisjon? I hvilken grad er rapporten godt lesbar med god språklig kvalitet? Hvilken kvalitet har figurer og tabeller? Hvilken kvalitet har evt. produkt? Hvilken kvalitet har evt. muntlig presentasjon?

11.5 Vedlegg 5 Karaktersetting

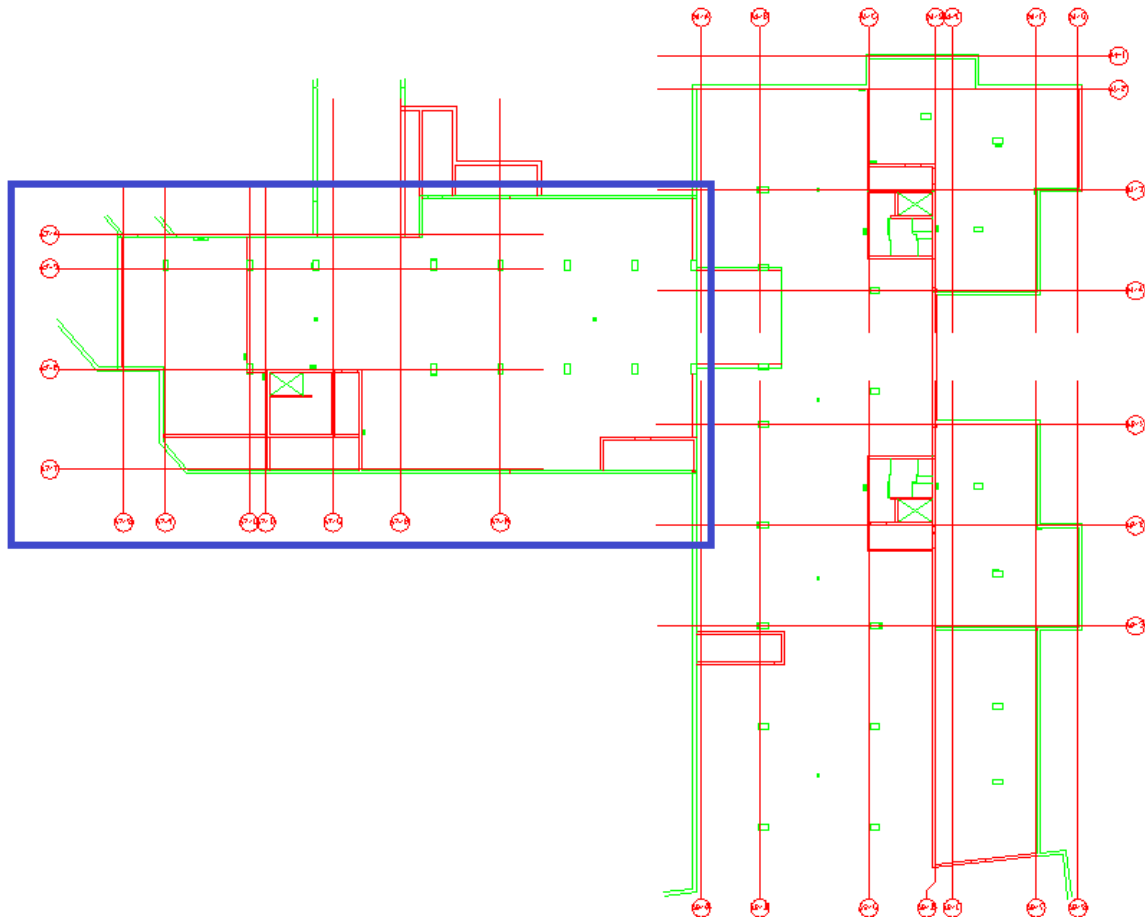
	Betegnelse	Bacheloroppgave Vurderingskriterier, beskrivelse
A	Fremragende	<ol style="list-style-type: none">1. Fremragende prestasjon som klart utmerker seg, og som kjennetegnes av:2. Kandidaten har meget god ingeniørfaglig innsikt og viser fagkunnskap på meget høyt nivå.3. Kandidaten kan velge ut og benytte relevant faglig teori og metoder på en svært overbevisende måte.4. Kandidaten kan utarbeide en svært relevant og tydelig problemstilling og planlegge og gjennomføre et ingeniørfaglig arbeide med svært høy kvalitet.5. Arbeidet fremstår som avansert og/eller nyskapende. Analyse og diskusjon er faglig svært godt fundert og begrunnet og er tydelig koblet til problemstillingen. Kandidaten viser svært god evne til refleksjon og skiller tydelig mellom eget og andres bidrag.6. Form, formidling, struktur og språk ligger på et svært høyt nivå.
B	Meget god	<ol style="list-style-type: none">1. Meget god prestasjon som kjennetegnes av:2. Kandidaten har meget god ingeniørfaglig innsikt og viser fagkunnskap på høyt nivå.3. Kandidaten kan velge ut og benytte relevant faglig teori og metoder på en meget overbevisende måte.4. Kandidaten kan utarbeide en meget relevant og tydelig problemstilling og planlegge og gjennomføre et ingeniørfaglig arbeide med meget høy kvalitet.5. Arbeidet fremstår som meget godt og/eller nyskapende. Analyse og diskusjon er faglig meget godt fundert og begrunnet og er tydelig koblet til problemstillingen. Kandidaten viser meget god evne til refleksjon og skiller tydelig mellom eget og andres bidrag.6. Form, formidling, struktur og språk ligger på et meget høyt nivå.

C	God	<ol style="list-style-type: none">1. God prestasjon som kjennetegnes av:2. Kandidaten har god ingeniørfaglig innsikt og viser gode fagkunnskaper.3. Kandidaten kan velge ut og benytte relevant faglig teori og metoder på en god måte.4. Kandidaten kan utarbeide en relevant og i hovedsak tydelig problemstilling og planlegge og gjennomføre et ingeniørfaglig arbeide med god kvalitet.5. Arbeidet fremstår som godt med innslag av kreativitet. Analyse og diskusjon er faglig godt fundert og koblet til problemstillingen. Kandidaten viser god evne til refleksjon og skiller stort sett tydelig mellom eget og andres bidrag.6. Form, formidling, struktur og språk ligger på et godt nivå.
---	-----	---

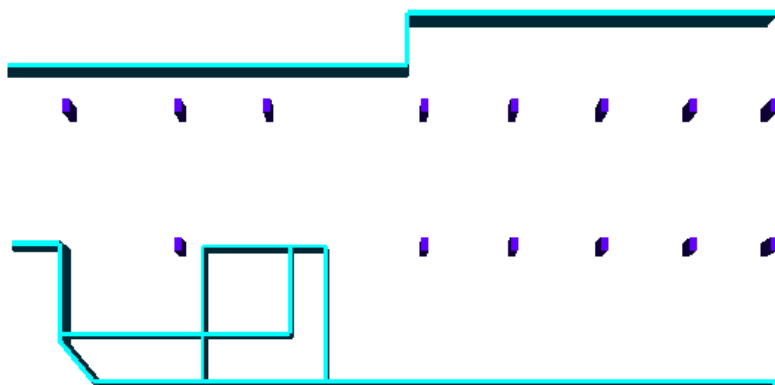
D	Nokså god	<ol style="list-style-type: none">1. Klart akseptabel prestasjon som kjennetegnes av:2. Kandidaten har nokså god ingeniørfaglig innsikt og viser nokså gode fagkunnskaper.3. Kandidaten kan stort sett benytte relevant faglig teori og metoder.4. Kandidaten kan utarbeide en hovedsaklig relevant og tydelig problemstilling, der målene med oppgaven kan være noe uklart definert. Planlegging og gjennomføring av det ingeniørfaglige arbeidet har klart akseptabelt nivå.5. Arbeidet fremstår som nokså godt. Analyse og diskusjon er faglig godt fundert og koblet til problemstillingen, men med potensial for forbedring. Kandidaten viser evne til refleksjon, men kan ha problemer med å skille tydelig mellom eget og andres bidrag.6. Form, formidling, struktur og språk ligger på et akseptabelt nivå.
---	-----------	--

E	Tilstrekkelig	<p>1. Prestasjon som er akseptabel ved at den tilfredsstill minimumskravene, og som kjennetegnes av:</p> <p>2. Kandidaten har tilstrekkelig ingeniørfaglig innsikt og viser tilstrekkelige fagkunnskaper.</p> <p>3. Kandidaten kan til en viss grad benytte relevant faglig teori og metoder.</p> <p>4. Kandidaten kan utarbeide en tilstrekkelig tydelig problemstilling, der målene med oppgaven er beskrevet, men er uklare. Planlegging og gjennomføring av det ingeniørfaglige arbeidet har akseptabelt nivå, men kandidaten viser begrenset faglig progresjon uten tett oppfølging.</p> <p>5. Arbeidet fremstår relativt beskjedent og noe fragmentarisk. Analyse og diskusjon er tilstrekkelig faglig fundert, men burde vært bedre koblet til problemstillingen. Kandidaten viser nødvendig evne til refleksjon, men kan ha problemer med å skille klart mellom eget og andres bidrag.</p> <p>6. Fremstillingen er stort sett akseptabel, men har merkbare mangler mht. form, formidling, struktur og språk.</p>
F	Ikke bestått	<p>1. Prestasjon som ikke tilfredsstill minimumskravene, og som kjennetegnes av:</p> <p>2. Kandidaten har ikke nødvendig ingeniørfaglig innsikt og viser ikke tilstrekkelige fagkunnskaper.</p> <p>3. Kandidaten viser manglende kompetanse til å benytte relevant faglig teori og metoder.</p> <p>4. Kandidaten evner ikke å utarbeide en tilstrekkelig tydelig problemstilling og mål er uklart definert eller ikke beskrevet. Planlegging og gjennomføring av det ingeniørfaglige arbeidet er ikke akseptabelt.</p> <p>5. Arbeidet fremstår beskjedent og fragmentarisk. Analyse og diskusjon er ikke tilstrekkelig faglig fundert og løst koblet til problemstillingen. Kandidaten viser ikke nødvendig evne til kritisk refleksjon, og skiller lite mellom eget og andres bidrag.</p> <p>6. Fremstillingen har vesentlige mangler mht. form, formidling, struktur og språk.</p>

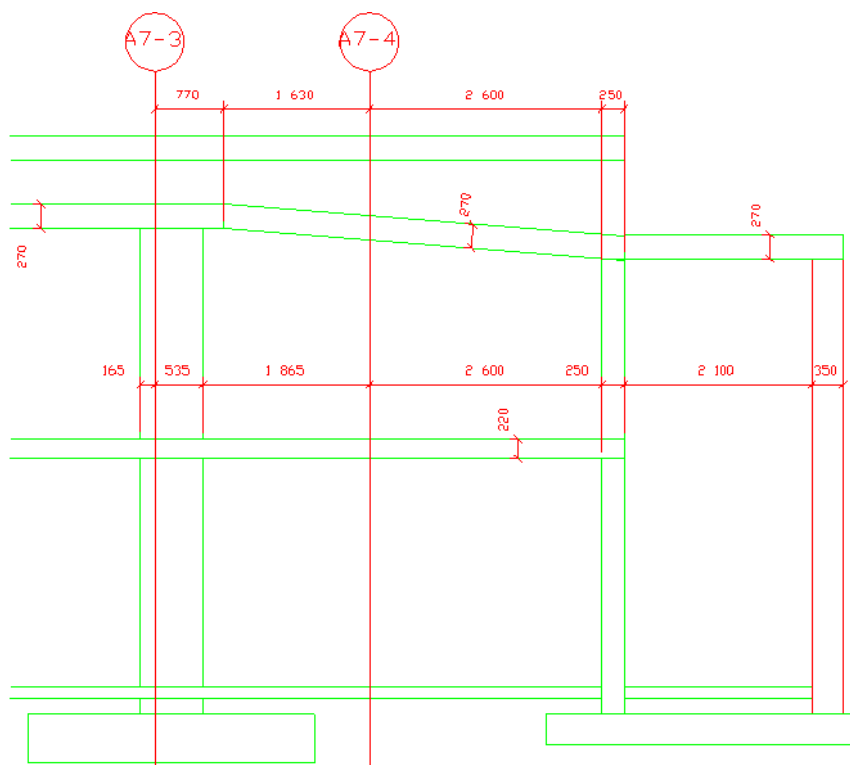
11.6 Plantegning og snitt



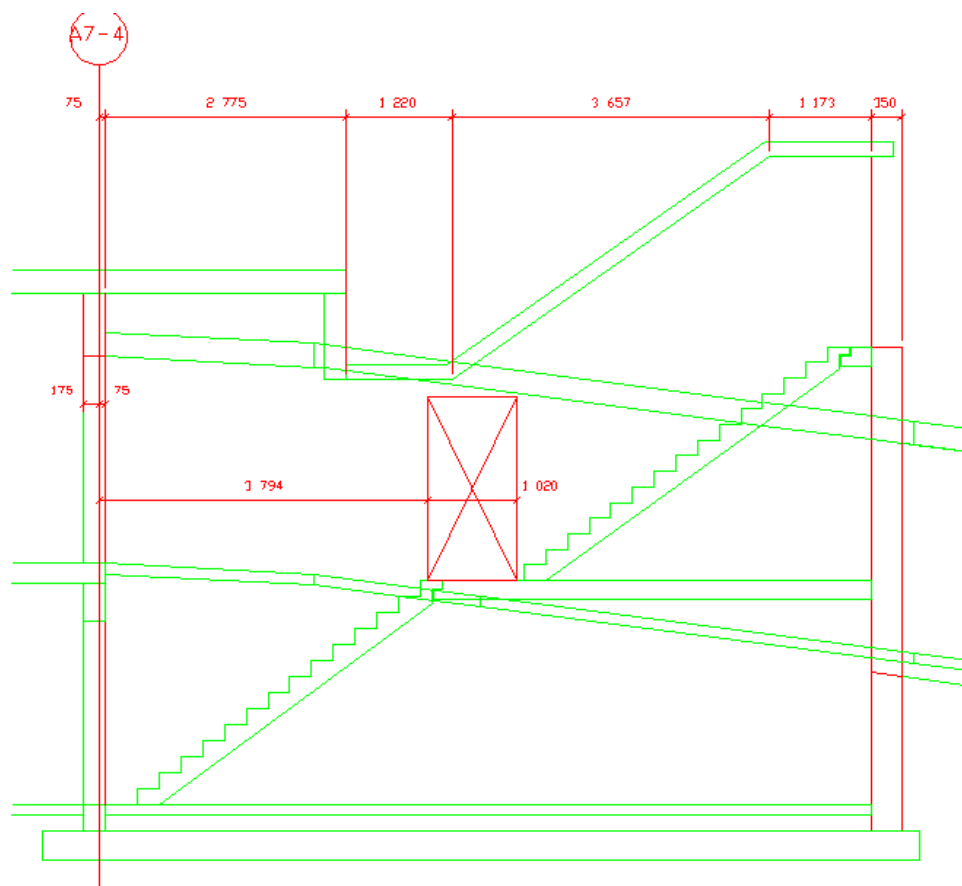
Plantegningen er utgangspunkt for dannelse av modell og beregninger i ADAPT. Modellen tar bare utgangspunkt i det arealet som er innenfor det blå rektangel. Tegningen er tegnet i Autocad av en annen part. Blir importert i ADAPT som et bakgrunnsbilde for modellering.



Bildet over viser hvordan det ser ut i ADAPT før dekket er kommet på. Blå er vegger og lilla er søyler.



Snitt-tegningene er påsatt mål. Øverste bilde viser blant annet parkeringsplass med søyler, dekke, vegger og såler.



Nederste bilde viser trappeoppgangen.

7.6 Vedlegg 6: Kontroll av stålqualität spennarmering (PT)



Nueva Montaña, s.a. - 39011 Santander
Tel: +34 942 200 300
Fax: +34 942 200 391
www.tycsapsc.com

TRENZAS CABLES DE ACERO PSC, S.L.

TEST CERTIFICATE FOR SEVEN-WIRE STRAND

Inspection certificate EN 10204-3.1



CUSTOMER SPENNSYSTEM AS
DELIVERY N° 26589811
OUR ORDER 16523036
NOM.CROSS SECTION 150,00 MM2
DESIGNATION EN 10138-3 Y 1860 S 7 15.70 A

MATERIAL PC-s.unb. 15.70 right h.lay greas.unb.
NET WEIGHT 24.055 KG
NOM. DIAMETER 15,70 MM
LAY right hand lay

Coil N°	Heat N°	Cross Section mm2	Mass g/m	Breaking Load KN	Proof 0,01% KN	Proof 0,1% KN	Proof 0,2% KN	Min.Load 1% Elong. KN	Modulus Elasticity kN/mm2	Elongation Max.Load %	Length. M	Net Weight KG
	Minimum	147,00	1146,60	279,00					181,3	3,50		
	Maximum	153,00	1193,40						208,6			
01665751	GS10468601	150,50	1175,40	283,90	249,00	249,00	249,00	249,00	198,0	5,41	1,832	2,394
01684393	GS10468601	151,66	1184,50	286,20	254,80	254,80	254,80	254,80	195,8	4,79	746	969
01685325	GS10468601	149,78	1169,80	284,30	252,00	252,00	252,00	252,00	191,9	5,13	2,050	2,686
01767470	GS10468601	150,26	1173,50	284,79	256,49	256,49	256,49	256,49	202,2	5,45	784	1,072
01809147	GS10468601	150,46	1175,10	287,60	256,40	256,40	256,40	256,40	200,0	5,54	1,786	2,368
01809518	GS10468601	149,78	1169,80	289,50	264,20	264,20	264,20	264,20	198,4	4,97	1,934	2,542
01845439	GS10468601	150,46	1175,10	286,20	259,20	259,20	259,20	259,20	201,8	5,48	1,905	3,240
01845695	GS10468601	150,51	1175,50	287,60	259,00	259,00	259,00	259,00	200,3	5,57	1,514	1,950
01845719	GS10468601	150,54	1175,70	287,70	258,80	258,80	258,80	258,80	202,1	5,51	1,680	2,200



QUALITY CONTROL

CHEMICAL COMPOSITION

Heat N°	C (%)	Mn (%)	Si (%)	P (%)	S (%)
GS10468601	0,790	0,670	0,235	0,013	0,017

Material manufactured by TYCSA-PSC in Santander
TYCSA certifies that the materials above have been manufactured and tested according to the customer's order

29.12.2014

Pag.:1/ 2



Norwa Mountains, s/n - 39011 Santander
Tel: +34 942 300 300
Fax: +34 942 300 391
www.tycsapsc.com

TRENZAS CABLES DE ACERO PSC, S.L.



TEST CERTIFICATE FOR SEVEN-WIRE STRAND

Inspection certificate EN 10204-3.1

CUSTOMER SPENNSYSTEM AS
DELIVERY N° 26589811
OUR ORDER 16523036
NOM.CROSS SECTION 150,00 MM2
DESIGNATION EN 10138-3 Y 1860 S 7 15.70 A

MATERIAL PC-s.unb. 15.70 right h.lay greas.unb.
NET WEIGHT 24,055 KG
NOM. DIAMETER 15,70 MM
LAY right hand lay

Coil N°	Heat N°	Cross Section mm2	Mass g/m	Breaking Load KN	Proof 0,01% KN	Proof 0,1% KN	Proof 0,2% KN	Min.Load 1% Elong.	Modulus Elasticity kN/mm2	Elongation. Max.Load %	Length. M	Net Weight KG
	Minimum	147,00	1146,60	279,00	240,00				181,3	3,50		
	Maximum	153,00	1193,40	287,90	259,00				208,6	5,37	1,658	2,166
01845720	GS10468601	150,60	1176,20	287,90	259,30				200,5	5,48	1,892	2,468
01845761	GS10468601	150,56	1175,90	287,90								



QUALITY CONTROL

CHEMICAL COMPOSITION

Heat N°	C(%)	Mn(%)	Si(%)	P(%)	S(%)
GS10468601	0,790	0,670	0,235	0,013	0,017

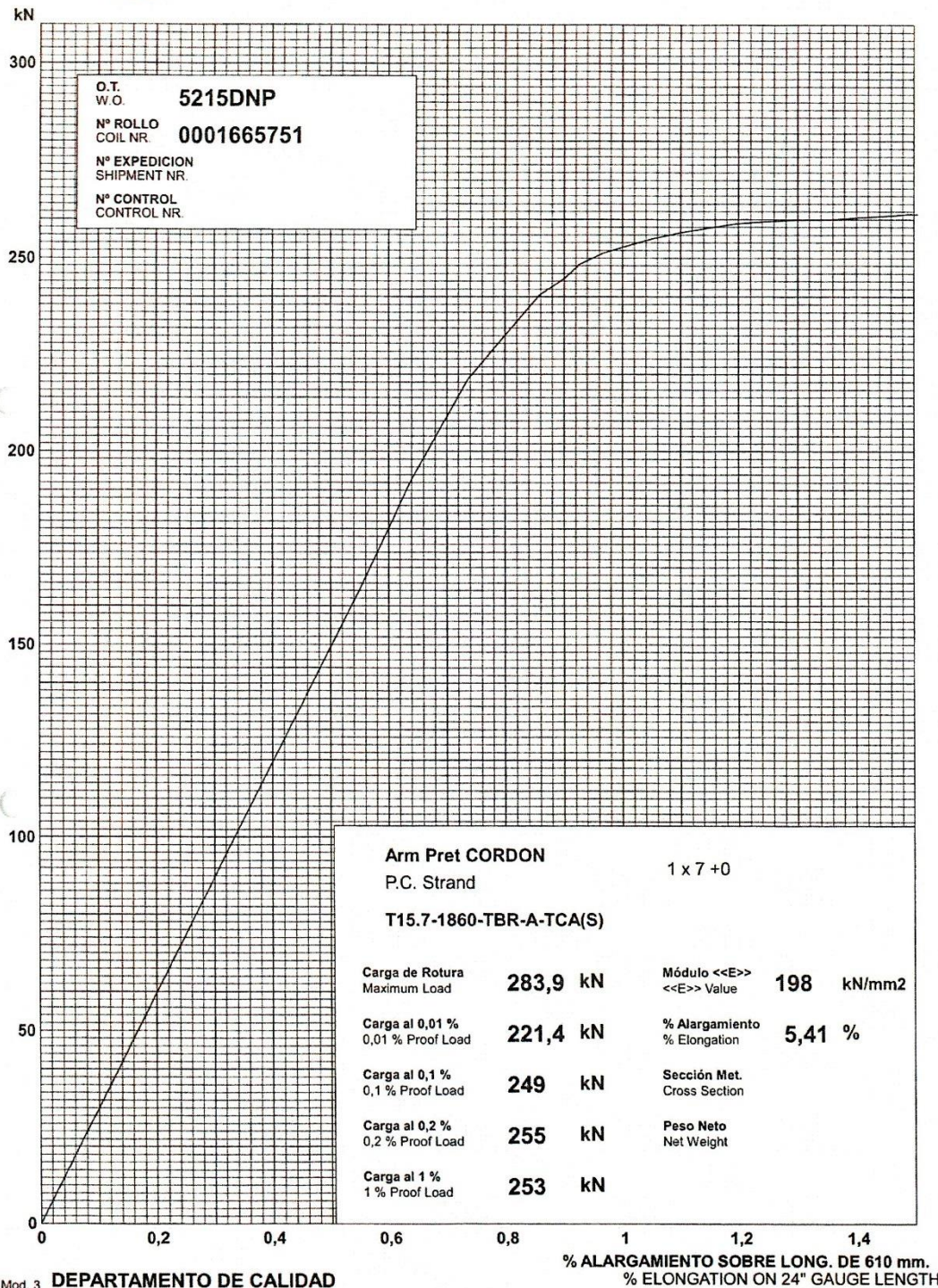
Material manufactured by TYCSA-PSC in Santander
TYCSA certifies that the materials above have been manufactured and tested according to the customer's order

29.12.2014

Pag.:2/ 2



TYCSA PSC
SANTANDER-ESPAÑA



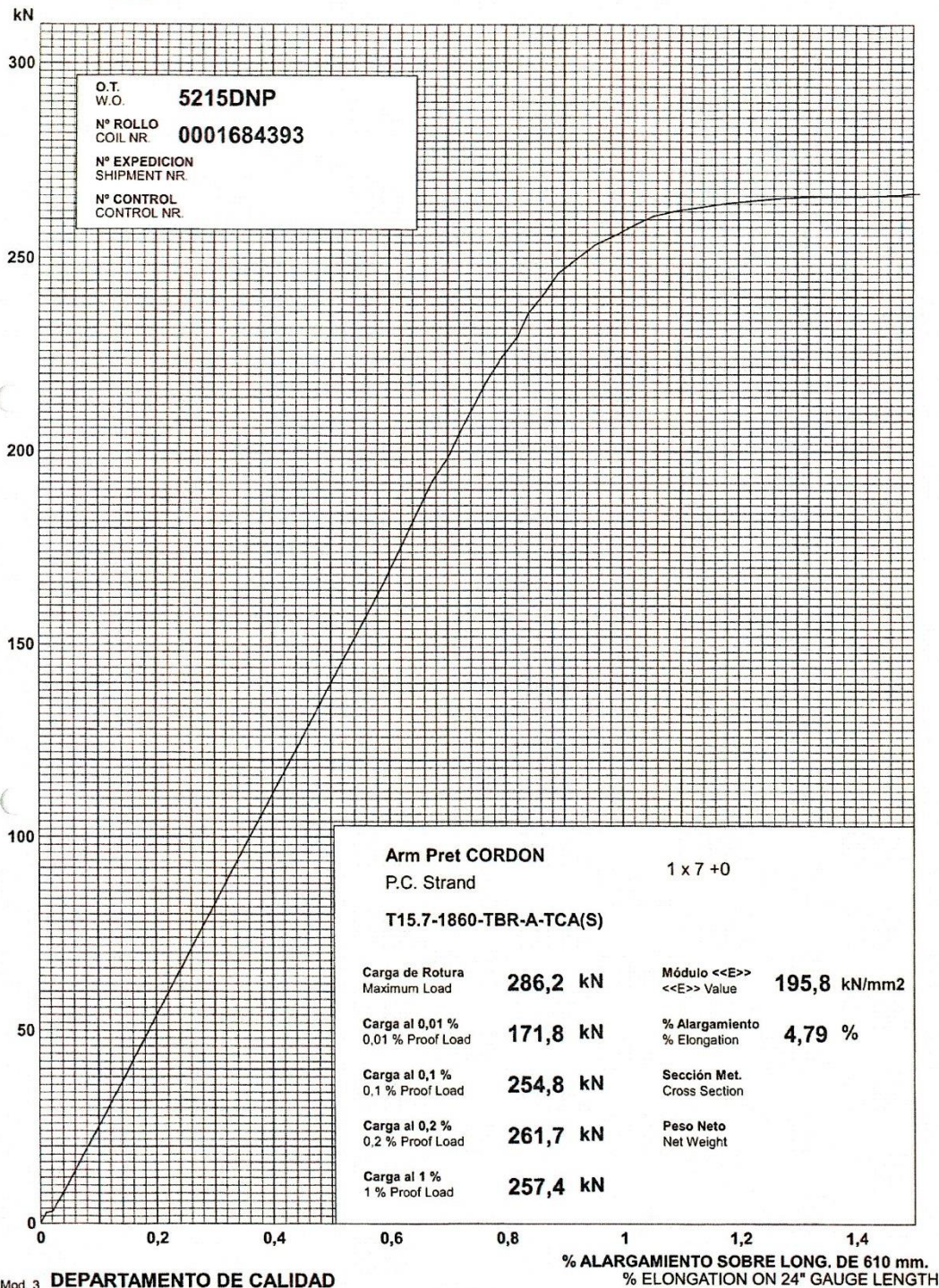
O.T. 5215DNP
W.O.
Nº ROLLO / COIL NR. 0001665751
Nº EXPEDICION / SHIPMENT NR.
Nº CONTROL / CONTROL NR.

Arm Pret CORDON
P.C. Strand 1 x 7 +0
T15.7-1860-TBR-A-TCA(S)

% ALARGAMIENTO SOBRE LONG. DE 610 mm.
% ELONGATION ON 24" GAUGE LENGTH



TYCSA PSC
SANTANDER-ESPAÑA



O.T. **5215DNP**
W.O.
Nº ROLLO
COIL NR. **0001684393**
Nº EXPEDICION
SHIPMENT NR.
Nº CONTROL
CONTROL NR.

Arm Pret CORDON
P.C. Strand
T15.7-1860-TBR-A-TCA(S)

Carga de Rotura
Maximum Load **286,2 kN**

Carga al 0,01 %
0,01 % Proof Load **171,8 kN**

Carga al 0,1 %
0,1 % Proof Load **254,8 kN**

Carga al 0,2 %
0,2 % Proof Load **261,7 kN**

Carga al 1 %
1 % Proof Load **257,4 kN**

Módulo <<E>>
<<E>> Value **195,8 kN/mm²**

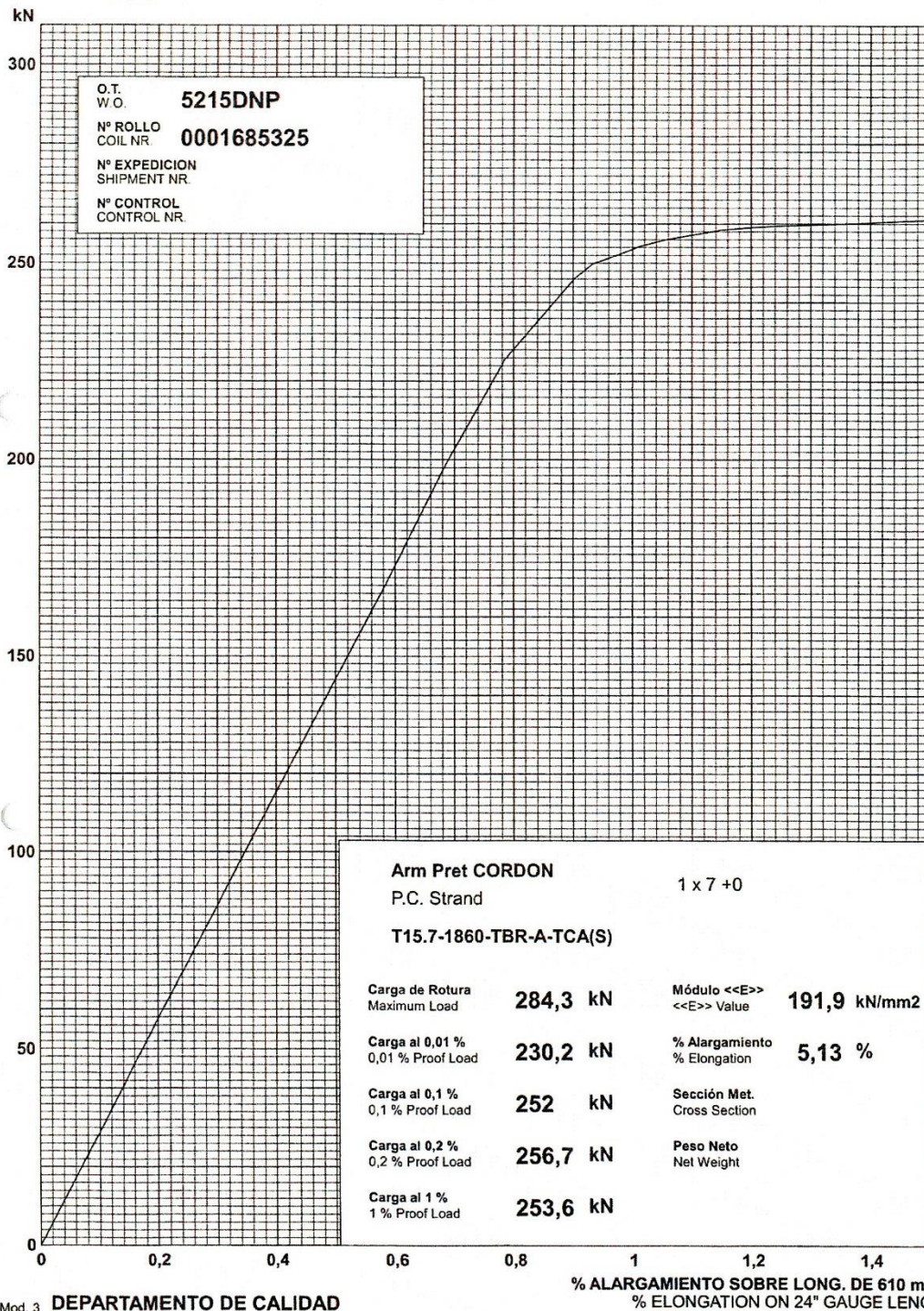
% Alargamiento
% Elongation **4,79 %**

Sección Met.
Cross Section

Peso Neto
Net Weight

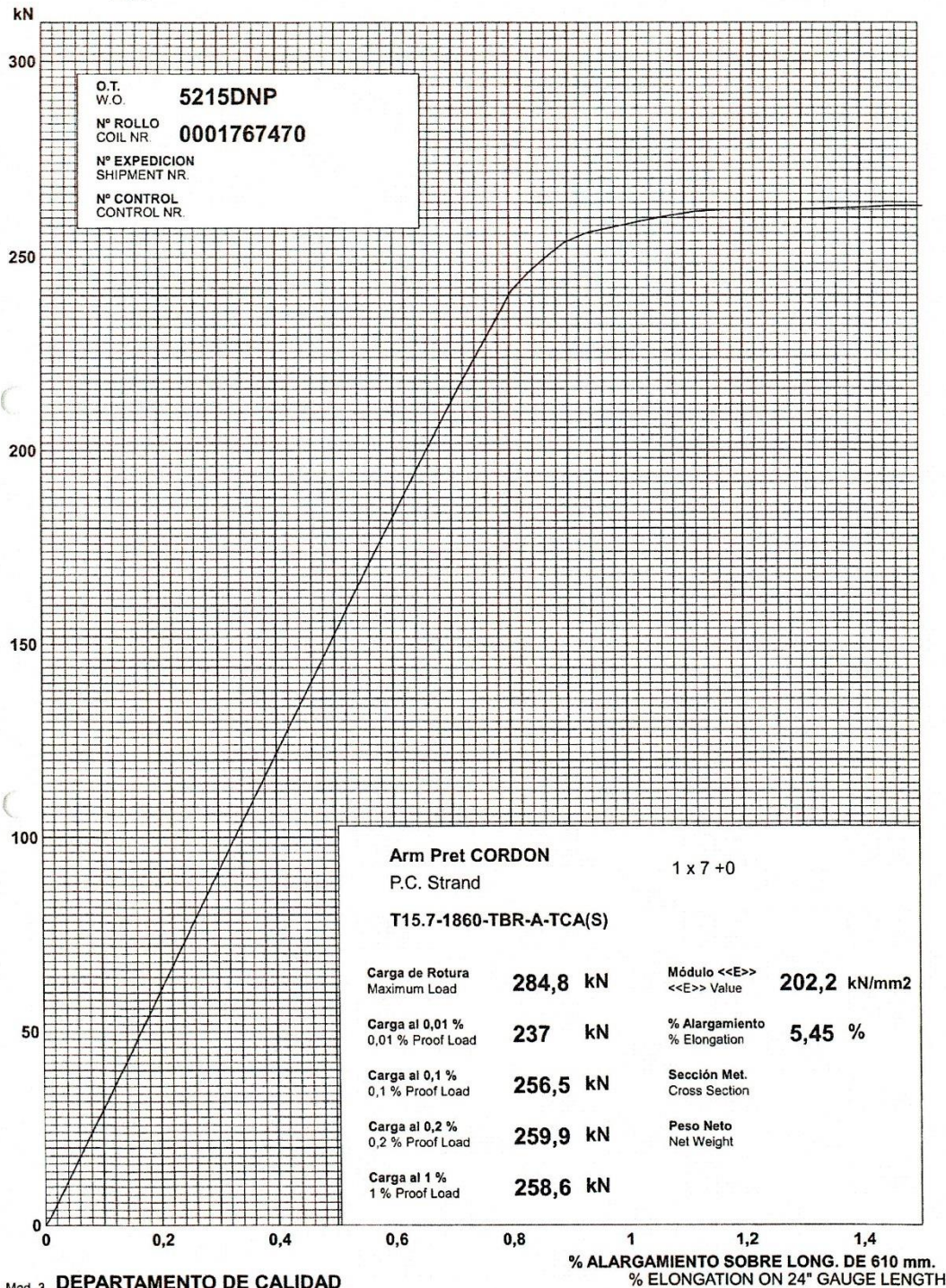


TYCSA PSC
SANTANDER-ESPAÑA



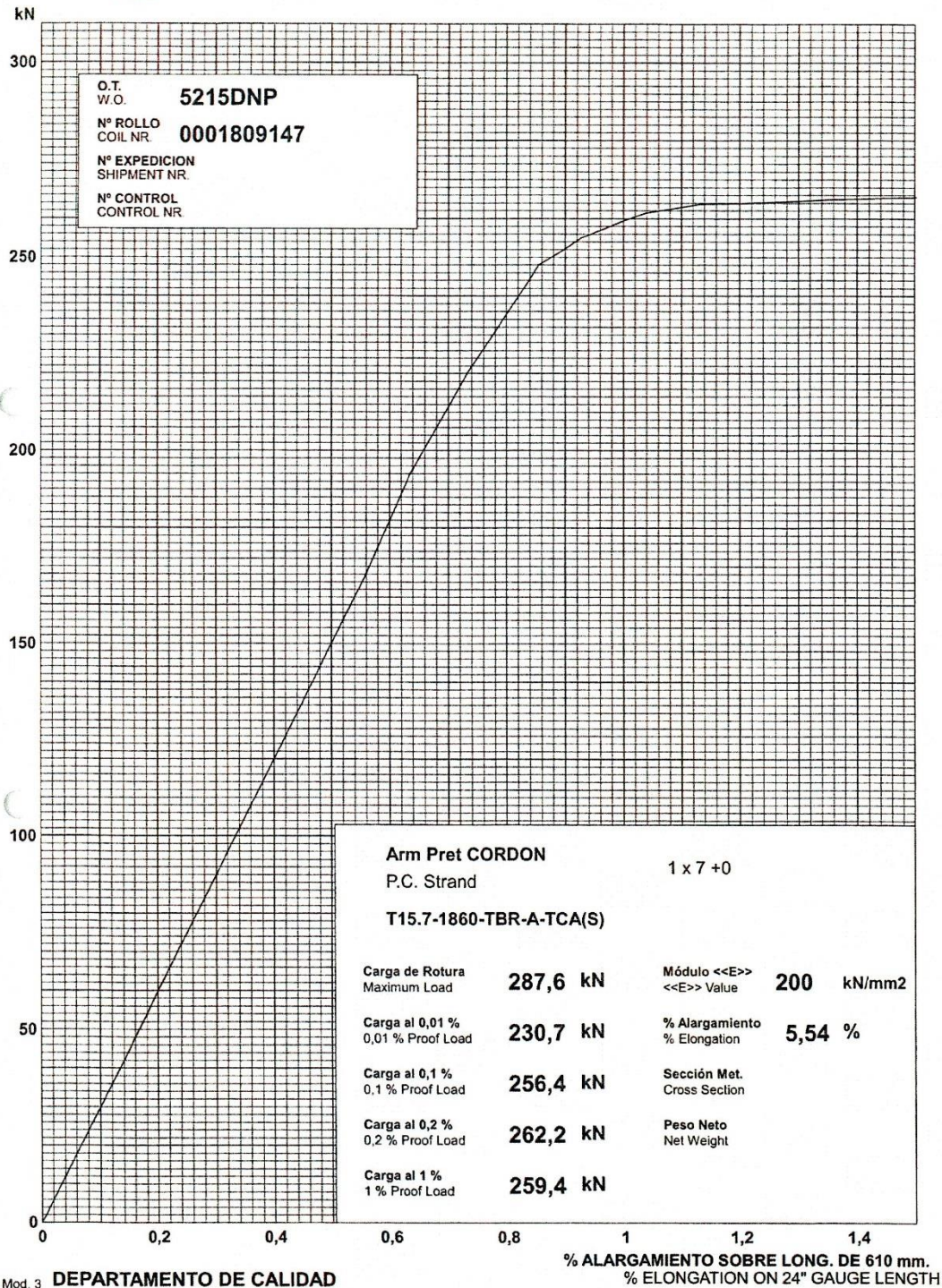


TYCSA PSC
SANTANDER-ESPAÑA





TYCSA PSC
SANTANDER-ESPAÑA



O.T.
W.O. **5215DNP**
Nº ROLLO
COIL NR **0001809147**
Nº EXPEDICION
SHIPMENT NR.
Nº CONTROL
CONTROL NR

Arm Pret CORDON
P.C. Strand
T15.7-1860-TBR-A-TCA(S)

Carga de Rotura
Maximum Load **287,6 kN**

Carga al 0,01 %
0,01 % Proof Load **230,7 kN**

Carga al 0,1 %
0,1 % Proof Load **256,4 kN**

Carga al 0,2 %
0,2 % Proof Load **262,2 kN**

Carga al 1 %
1 % Proof Load **259,4 kN**

Módulo <<E>>
<<E>> Value **200 kN/mm2**

% Alargamiento
% Elongation **5,54 %**

Sección Met.
Cross Section

Peso Neto
Net Weight

7.7 Vedlegg 7: Sjekkliste og avviksmelding



SPENNARMERING AS
BETONGENTREPRENØR
7510 SKATVAL

KAP. 2 INTERNKONTROLL-SYSTEM 2.0.0.9 Støpeplan	Side 1 Revisjon: 26.01.2016 - SOBH Dato: 16.10.2006
--	---

STØPEPLAN				
Prosjekt nr:	Navn:	Tegning nr:		
Bygningsdel som skal støpes:	Støpedato:			
Kontroll utført som:	Stikkprøve	Systematisk kontroll	Iht. kontrollplan	
Beskrivelse:	Miljøklasse:	Betongfasthet:	Kloridklasse:	
	Kontrollklasse:	Eksponeringsklasse:	Overdekningskrav:	
	Toleranseklasse:	Bestandighetsklasse:		
Utførelseskrav:				
Kvalitetskrav:				
Kontrollkrav: (NB! Husk kontrollutstyr: planlaser, rettholdt, kikkert, målebånd, bet. prøveutstyr):				
	<ul style="list-style-type: none"> • Eksterne krav: • Interne krav: 			
Nr.	Kontrollpunkt	OK	I.OK	Merknader
1.	Kontroll/rutine før støping:			
1.1	Værvarsel: Snø, regn, kulde etc			
1.2	Kontakte betongleverandør for evt. prøvetaking?			
1.3	Oppstillingsplass/adkomst/logistikk betongbiler ok? Arbeidsvarsling etc			
1.4	Utregning betongmengde			
1.5	Kontroll av følgeseddel betongleverandør før støping?			
1.6	Hvem/hvor mange skal delta under støping og hvilke arbeidsoppgaver skal den enkelte ha?			
2.	Utstyr (til bruk under støping):			
2.1	Rei/slodd			
2.2	Vibrator; stav og omformer. Funksjon ok?			
2.3	Reservestav og omformer?			
2.4	Planlaser og mottaker ok? Lading/batteri ok?			
2.5	Reservelaser og mottaker?			
2.6	Membranherder			
2.7	Pussbrett/stålbrett			
3.	Utstyr (til bruk etter støping):			
3.1	Vannslange. Tilgang vann ok?			
3.2	Nødvendig med tildekking (spes. Vinterstøp)			
3.3	Plastfolie			
4.	Annet:			
4.1	Spesielle hensyn for støpearbeid på prosjektet?			SKB skal ikke vibreres
4.2	Prøvetaking av betong			Føres på eget skjema
Avviksrapport nødvendig: Ja Nei		Utført dato:		
Hvis Ja, Avviksrapport nr.:		Sign:		



SPENNARMERING AS
BETONGENTREPRENØR
7510 SKATVAL

KAP. 2 INTERNKONTROLL-SYSTEM 2.0.1.6 Sjekkliste dekke	Side 1 Revisjon: 26.01.2016 - SOBH Dato: 21.06.2005
---	---

SJEKKLISTE FOR KONTROLL AV: DEKKER / PÅSTØP				
Prosjekt nr:		Navn:		
Bygningsdel/lokalisering:				
Tegning nr:		Bøyeliste nr:		Annet:
Kontroll utført som:		Stikkprøve	Systematisk kontroll	Iht. kontrollplan
Beskrivelse:				
Miljøklasse:		Betongfasthet:	Kloridklasse:	
Kontrollklasse:		Eksponeringsklasse:		Overdekningskrav:
Toleranseklasse:		Bestandighetsklasse:		
Utførelseskrav:				
Kvalitetskrav:				
Kontrollkrav: (NB! Husk kontrollutstyr: planlaser, rettholdt, kikkert, målebånd, bet. prøveutstyr):				
<ul style="list-style-type: none"> • Eksterne krav: • Interne krav: 				
Nr.	Kontrollpunkt	OK	I.OK	Merknader
1.	Forskaling;			
1.1	Riktig høyde og plassering			
1.2	Stempling/avstiving av forskaling			
1.3	Utsparinger			
1.4	Innstøpingsgoods (type, antall og plassering)			
1.5	Forskalingsmateriell (finer, bordforsk m.v)			
1.6	Fortanning/lekter i forskaling			
1.7	Form rengjort før støp			
2.	Spennarmering;			
2.1	Kvalitet (merking) og riktig dimensjon			
2.2	Senteravstand og riktig antall			
2.3	Plassering og overdekning			
2.4	Plassering av stoler ok? Krav om betongstoler?			
2.5				
3.	Betong/støping;			
3.0	SKB skal ikke vibreres			
3.1	Mottakskontroll (følgesseddel)			
3.2	Prøvetaking av leveranse			
3.3	Måling av utbredelse (synk)			
3.4	Riktig støpehøyde			
3.5	Avretting/overflatekrav			
3.6	Påviselige støpesår/steinreir/bom etter støp			
3.7	Overhøyde/fall i dekke?			
4.	Detaljer;			
4.1	Dilatasjonsfuger; dybler, isol., fugebånd etc.			
4.2	Vannetting støpeskjøter og ytterside			
4.3	Påstøp (isolasjon, armering, plast m.v)			
Avviksrapport nødvendig:		Ja	Nei	Utført dato:
Hvis Ja, Avviksrapport nr.:				Sign:



KAP. 4.1 INTERNKONTROLL-SYSTEM 8 Sjekkliste dekke	Side 1 Revisjon: 16.06.2015 - STT Dato: 21.06.2005
---	--



SJEKKLISTE FOR KONTROLL AV: DEKKER					
Prosjekt nr:		Navn:			
Bygningsdel/lokalisering:					
Tegning nr:		Bøyeliste nr:	Annet:		
Kontroll utført som:	Stikkprøve	Systematisk kontroll	Iht. kontrollplan		
Beskrivelse:					
Miljøklasse:	Betongfasthet:	Kloridklasse:
Kontrollklasse:	Eksponeringsklasse:	Overdekningskrav:
Toleranseklasse:	Bestandighetsklasse:		
Utførelseskrav:					
Kvalitetskrav:					
Kontrollkrav: (NB! Husk kontrollutstyr: planlaser, rettholdt, kikkert, målebånd, bet. prøveutstyr):					
<ul style="list-style-type: none"> • Eksterne krav: • Interne krav: 					
Nr.	Kontrollpunkt	OK	I.OK	Merknader	
1.	Forskaling;				
1.1	Riktig høyde og plassering				
1.2	Stempling/avstiving av forskaling				
1.3	Utsparinger				
1.4	Innstøpingsgods (type, antall og plassering)				
1.5	Forskalmateriell (finer, bordforsk m.v)				
1.6	Fortanning/lekter i forskaling				
1.7	Overhøyde/fall i dekke				
2.	Armering;				
2.1	Kvalitet (merking) og riktig dimensjon				
2.2	Senteravstand og riktig antall				
2.3	Plassering og overdekning				
2.4	Plassering av stoler ok? Krav om betongstoler?				
2.5	Skjøtejern (omfar/fordeling)				
2.6	Skjøtearmering				
3.	Betong/støping;				
3.0	SKB skal ikke vibreres				
3.1	Mottakskontroll (følgerseddel)				
3.2	Støpetrykk				
3.3	Avretting/overflatekrav				
3.4	Prøvetaking av leveranse				
3.5	Kontroll fibermengde/type på følgeseddel				
3.6	Visuell kontroll av støpelighet og fiberfordeling				
3.7	Uttak av prøver (NS-EN 206 Tab 17)				
3.8	Pumping skjer gjennom rist				
4.	Detaljer;				
4.1	Dilatasjonsfuger, dybler, isol., fugebånd etc.				
4.2	Vannetting støpeskjøter og ytterside				
4.3					
Avviksrapport nødvendig:		Ja	Nei	Utført dato:	
Hvis Ja, Avviksrapport nr.:				Sign:	



AVVIKSMELDING

Prosjekt:		Byggherre:	
Avvik nr.	Sendt dato:	Rev. dato:	Signatur:
Avvik oppdaget av:			
Type avvik (prosjektering, beskrivelse, produksjon, evt annet):		Beskrivelse av avvik:	
<input type="checkbox"/>	Evt. vedlegg:		
<input type="checkbox"/>	Årsak til avvik:		
Konsekvenser:			
<input type="checkbox"/>	Fremdrift		
<input type="checkbox"/>	Økonomi		
<input type="checkbox"/>	Kvalitet		
<input type="checkbox"/>	Sikkerhet		
<input type="checkbox"/>	Annet. Beskriv:		
Forslag til tiltak:			
Forslag til avviksbehandling. Sendt byggherre:			
<input type="checkbox"/>	Ja		
<input type="checkbox"/>	Nei	Dato:	Signatur:
Byggherre eller prosjektleders kommentar:			
		Dato:	Signatur:
Valgt tiltak:			
Tiltak godkjent av:		Dato:	Signatur:
Avvik lukket av:			
		Dato:	Signatur:

7.8 Vedlegg 8: Prosedyre for tilsetning/blanding av fiberbetong

				
Prosedyre for tilsetning / blanding av fiberbetong Utarbeidet av Thilt Engineering AS Betongleverandør: Blandeverk som har bakcup:				
Prosjekt navn: Prosjekt nummer: Evt merknader: Dato:				
Betongkvalitet:				Bxx SKB
Fibermengde:				xx kg/m ³
Teoretisk betongvolum for aktuell støp:				xx m ³
Tilhørende total fibermengde:				xx kg
- Før iblanding av fiber starter, skal aktuell fibermengde veies opp og plasseres ved fiberblende				
- Fiber blandes i betong ved innblåsing.				
- Ved iblanding av fiber skal omdreining på trommel økes til det doble av omdreining den har under transport				
- For blandejustering etter endelig blandeopprosess, se NS-EN 206 pkt 7.5				
- For prøvetaking og prøving av betong, se NS-EN 8.2.1.2, Tabell 17				
- Samsvarskontroll for andre egenskaper, se NS-EN 8.2.3.1 (1)				
- Egenskaper for SKB, se NS-EN Tabell 21 og NA B.5				
- Krav til fiberfordeling når fiber er tilsatt i bil, se NS-EN 8.2.3.3 (1) og Tabell 21 og 17				
- Krav til prøvetaking, se NS-EN Tabell 22				
- Samsvarskontroll av foreskreven betong, se NS-EN 8.3 (4)				
- Blandemaskin, se NS-EN 9.6.2.3				
- Utmåling av delmaterialer, se NS-EN 9.7 (3)				
- Prøvningsbetingelser, se NS-EN A.4 (6)				
- Kriterier for identitetsprøving av fiberinnhold, se NS-EN B.5				
- Tiltak ved ikke samsvar, se NS-EN C.3.2(2)				
- Krav til reststrekkfasthet, se NB 38 pkt 2.4.2				
- Kontroll og dokumentasjon av produksjon, se NB 38 pkt 2.5.1				
- Proporsjonering og egenskaper til fersk betong, se NB 38 pkt 2.5.2				
- Forhåndsdokumentasjon og innledende prøving av restbøystrekkfasthet, se NB 38 pkt 2.5.3				
- Produksjonskontroll, se NB 38 pkt 2.5.4				

7.9 Vedlegg 9: Eksempel på oppspenningsliste

HYDRAULISK JEKK
KALIBRERT DATO:
JEKK NR:

HYDRAULISK PUMPE
KALIBRERT DATO:
PUMPE NR:



Oppspenningsliste

TVERRVEGEN 30b, 6020 ÅLESUND
TELEFON 91 73 426 4

PROSJEKT NR: [REDAKERT]
PROSJEKT: [REDAKERT]
DIMENSJONERT AV: STEINAR TRYGSTAD
DATO: [REDAKERT]
MERKNAD : $\sigma_1 / \sigma_b = 1670 / 1860 \text{ N/mm}^2$
BYGNINGSDEL: DEKKE OVER U2, A7
SPENNKABEL: 0,62" (150 MM²)

LISTE NR: OSL07

filnavn:

MAKSIMUM SPENNING : 1.860 MPa
SPENNKRAFT 100% : 223 kN

rev. :

Kabel nr	Antall kabler	Plassering akse	Fargekode	Forankring A / M / P	Kabel lengde (kapp lengde) mm	Teoretisk forlengelse mm	Tillatt avvik +/- mm	ΔL_1 før mm	ΔL_2 etter mm	ΔL_3 etter mm	Målt forlengelse 1 $\Delta L_2 - \Delta L_1$	Målt forlengelse 2 $\Delta L_3 - \Delta L_2$
K56-10	1		Gul/Grønn	A / P	42000	270	11					
K56-11	1		Gul/Grønn	A / P	42000	270	11					
K56-12	1		Gul/Grønn	A / P	42000	270	11					
K56-13	1		Gul/Grønn	A / P	42000	270	11					
K56-14	1		Gul/Grønn	A / P	42000	270	11					
K56-15	1		Gul/Grønn	A / P	42000	270	11					
K56-16	1		Gul/Grønn	A / P	42000	270	11					
K56-17	1		Gul/Grønn	A / P	42000	270	11					
K53-1	1		Hvit\Blå	A / P	23500	149	6					
K53-2	1		Hvit\Blå	A / P	23500	149	6					
K52-1	1		Umerket	A / P	20500	129	5					
K52-2	1		Umerket	A / P	20500	129	5					
K52-3	1		Umerket	A / P	20500	129	5					
K52-4	1		Umerket	A / P	20500	129	5					

7.10 Vedlegg 10: Lister over bilder, figurer, tabeller og diagrammer

NB! Sidetall

- Bilde 1.1** Armere dekke med spennkabler samt oppspenning med hydraulisk jekk (s. 16)
- Bilde 1.2** Eksempel på fleretasjes bygg under bygging ved bruk av etteroppspent (s. 18)
- Bilde 2.1** Alcántarabroen over elven Tagus i Spania (s. 20)
- Bilde 2.2** Pont de la Concorde over Seinen i Paris (s. 21)
- Bilde 2.3** Ironbridge i Coalbrookdale England (s. 22)
- Bilde 2.4** Fortbroen over elven Forth i Skottland (s. 22)
- Bilde 2.5** Armert betong (s. 23)
- Bilde 2.6** Eksempel utførelse av etteroppspent betong (s. 24)
- Bilde 2.7** Fiberbetong (s. 24)
- Bilde 2.8** Estetiske bygg (s. 30)
- Bilde 2.9** Betongbygning kollaps ved jordskjelv (s. 34)
- Bilde 2.10** CO₂-utslipp (s. 36)
- Bilde 2.11** Eksempel på prosjekt med god og liten plass (s. 39)
- Bilde 2.12** Eksempel på utførelse fuge (s. 40)
- Bilde 2.13** Vind, regn og frost (s. 40)
- Bilde 2.14** Eksempel elektrisk skjultanlegg i bindingsverk (treverk) (s. 41)
- Bilde 2.15** Konjunktoren i markedet (s. 42)
- Bilde 2.16** XU kabelsystem (s. 48)
- Bilde 2.17** Spesialfett på spennvare (s. 49)
- Bilde 2.18** Pipers Row Car Park kollaps (s. 53)
- Bilde 2.19** Hulldekker i kombinasjon med stålrammeverk (s. 64)
- Bilde 2.20** Eksempel fleretasjes bygg med etteroppspente dekker (s. 68)
- Bilde 2.21** Et annet eksempel på fleretasjes bygg med etteroppspente dekker (s. 69)
- Bilde 2.22** Strata SE1 i London (s. 70)
- Bilde 2.23** Hotel La Tour i Storbritannia (s. 73)
- Bilde 2.24** Marocco Mall (s. 74)
- Bilde 2.25** The Tower in London (s. 76)
- Bilde 2.26** St. Rafca Cathedral i Lebanon (s. 77)
- Bilde 3.1** Systemet uninjiserede spennkabler (s. 104)
- Bilde 3.2** Mulig løsning for systemet injiserte multi-kabler (s. 105)
- Bilde 3.3** Hydraulisk jekk brukt ved oppspenning (spennarmering i enden) (s. 108)
- Bilde 3.4** Aggregat med slanger, «klokke» og bryter (s. 108)

- Figur 1.1** Realistisk kabelprofil i kontordekke utført i programvare Adapt Builder (s. 19)
- Figur 2.1** Designprosessen (s. 25)
- Figur 2.2** Dimensjoneringsgrunnlaget (s. 26)
- Figur 2.3** Virkning fra tektonisk plate (s. 32)
- Figur 2.4** Intensitet jordskjelv (s.33)
- Figur 2.5** Skjærkrefter på bygning ved jordskjelv (s. 35)
- Figur 2.6** Tid er penger (s. 41)
- Figur 2.7** Omtrentlig volumfordeling (s. 44)
- Figur 2.8** Betydning av armering i betong (s. 46)
- Figur 2.9** Karbonatisering av betong med armering (s. 47)
- Figur 2.10** Typer dekker (s. 51)
- Figur 2.11** Mulige måter å redusere skjærspenninger ved søyle (s. 52)
- Figur 2.12** Eksempler på områder som krever tilleggsarmering (s. 54)
- Figur 2.13** Konstruktiv løsning for reduksjon av tvangsspenninger (s. 54)
- Figur 2.14** Eksempel på bygg med dekke som er oppdelt med fuger (s. 55)
- Figur 2.15** Eksempel på hvordan riss i gulv på grunn kan oppstå når det er flere fastholdningspunkt (s. 55)
- Figur 2.16** Generelt statisk system for spennbetong (s. 57)
- Figur 2.17** Produksjon av prefabrikkerte elementer (s. 61)
- Figur 2.18** To ulike typer saltaksformede ribbeplater (s. 62)
- Figur 2.19** Ribbeplate-DT (s. 62)
- Figur 2.20** Massivt dekkeelement (s. 63)
- Figur 2.21** Hulldekkeelement (s. 63)
- Figur 2.22** Tidslinje prosjektering av prosjekt med prefabrikkerte elementer (s. 64)
- Figur 2.23** Reaksjonskrefter fra spennarmering mot betongen (s. 66)
- Figur 3.1** 3D-tegning av dekket designet i Adapt (s. 83)
- Figur 3.2** Plangeometri (s. 84)
- Figur 3.3** Statisk system for dekket (egenlaster g' + nyttelast q') (s. 88)
- Figur 3.4** Aksestystem dekke (s. 93)
- Figur 3.5** «Supportline» i x-retning (s. 95)
- Figur 3.6** «Supportline» i y-retning (s. 95)
- Figur 3.7** «Mesh» av dekket (s. 96)
- Figur 3.8** Profil over spennarmering (s. 97)
- Figur 3.9** Plan som viser plassering av spennkabler i dekket (s. 97)
- Figur 3.10** Profil som vist i Adapt med «Harped profil» (s. 98)
- Figur 3.11** Profil som vist i Adapt med «Reversed parabola profil» (s. 98)
- Figur 3.12** Utsnitt fra spennkabelprofil på fordelingskabler (høyder fra bunn betongdekke til kabel) (s. 99)
- Figur 3.13** Nyttelaster i Adapt for dekket ($3,5 \text{ kN/m}^2$) (s. 100)
- Figur 3.14** Egenlast i Adapt for dekket ($1,5 \text{ kN/m}^2$) (s. 100)
- Figur 3.15** Overblikk over plassering av spennkabler for dekke (PT) (s. 101)
- Figur 3.16** Nærmere overblikk på plassering av spennkabler i dekket (s. 101)
- Figur 3.17** Punching shear reinforcement (s. 102)
- Figur 3.18** Eksempel slakkarmert dekke, søyle, T-bjelke og bankett (s. 103)

- Figur 3.19** Eksempel type armeringsstol (s. 106)
- Figur 3.20** Eksempel type anker (s. 107)
- Figur 3.21** Statisk system for idealisert krum spennarmering med fast innspenning (s. 119)
- Figur 3.22** Deformasjon etter lang tid (PT) (s. 120)
- Figur 3.23** Hierarkisk inndeling (s. 124)
- Figur 3.24** Herding over tid i forhold til tilført fukt (s. 128)
- Figur 3.25** Herding over tid ved ulike typer sement (s. 128)
- Figur 3.26** 1 døgnns trykkfasthet ved ulike temperaturer og type sement (s. 129)
- Figur 3.27** Idealisert spenning-tøyningskurve for betong (s. 129)
- Figur 3.28** Beregningsmodell for svinn (s. 133)
- Figur 3.29** Trykkspenningsblokk ved fullt utnyttet trykksone (s. 135)
- Figur 3.30** Fordeling av skjærkraft i en bjelke (s. 137)
- Figur 3.31** Spenninger i bjelketverrsnitt på grunn av moment og skjærkraft (s. 137)
- Figur 3.32** Brudd på dekke rundt søyle grunnet «punching shear» (s. 139)
- Figur 3.33** Kritisk kontrollsnitt (s. 139)
- Figur 3.34** Anbefalte verdier for β (NS-EN 1992-1-1) (s. 140)
- Figur 3.35** Opprissing av bjelke grunnet skjær og bøyemoment (s. 141)
- Figur 3.36** Uopprisset tverrsnitt ved bøyning (s. 143)
- Figur 3.37** Parabelformet spennarmeringsprofil (s. 147)
- Figur 3.38** Stykkvis rettlinjert spennarmeringsprofil (s. 148)
- Figur 3.39** Forankringskrefter ved endeforankring av spennarmering (s. 149)
- Figur 3.40** Jevnt fordelt last uten og med eksentrisitet (s. 151)
- Figur 3.41** Momentforløp uten og med endeeksentrisitet (s. 151)
- Figur 3.42** Tofeltsbjelke med rettlinjert spennarmering (s. 152)
- Figur 3.43** Tofeltsbjelke med idealisert spennarmeringsprofil (s. 154)
- Figur 3.44** Tvangsmoment fra forspenning (s. 155)
- Figur 3.45** Tofeltsbjelke med realistisk spennarmeringsprofil (s. 156)
- Figur 3.46** Moment ved forspenning for bjelke (s. 157)
- Figur 3.47** Tøyninger og spenninger i førroppsant bjelke (s. 159)
- Figur 3.48** Betongtverrsnitt påkjent av aksialkraft og moment (s. 160)
- Figur 4.1** 3D-tegning av platen tegnet i Adapt (s. 168)
- Figur 4.2** Overblikk over plassering av spennkabler for dekke (PT) (s. 168)
- Figur 4.3** Nærmere overblikk på plassering av spennkabler i dekket (s. 169)
- Figur 4.4** Aksesystem dekke (s. 170)
- Figur 4.5** «Supportline» i x-retning (s. 171)
- Figur 4.6** «Supportline» i y-retning (s. 171)
- Figur 4.7** «Mesh» av dekket (s. 172)
- Figur 4.8** Søyle ID (s. 172)
- Figur 4.9** Deformasjon etter lang tid (PT) (s. 173)
- Figur 4.10** Momentkapasitet i y-retning (PT) (s. 174)
- Figur 4.11** Momentkapasitet i x-retning (PT) (s. 174)
- Figur 4.12** Profil over spennarmering (s. 175)
- Figur 4.13** Profil som vist i Adapt med «Harped profil» (s. 175)
- Figur 4.14** Profil som vist i Adapt med «Reversed parabola profil» (s. 176)

- Figur 4.15** Utsnitt fra spennkabelprofil (høyder fra bunn betongdekke til kabel) (s. 176)
Figur 4.16 Statisk nødvendig armering underkant dekke (s. 177)
Figur 4.17 Statisk nødvendig armering overkant dekke (s. 177)
Figur 4.18 Deformasjoner etter lang tid (slakkarmering) med dekke $t=230$ mm (s. 180)
Figur 4.19 Rissdannelse for slakkarmert dekke $t=230$ mm, (x-retning) (s. 181)
Figur 4.20 Rissdannelse for slakkarmert dekke $t=230$ mm, (y-retning) (s. 181)
Figur 4.21 Deformasjoner etter lang tid (slakkarmering) med dekke $t=300$ mm (s. 182)
Figur 4.22 Riss ved bruk av slakkarmering, x-retning (s. 183)

- Tabell 2.1** Sammenlikning av CO₂-utslipp mellom konsepter (s. 38)
Tabell 2.2 Fordeler og ulemper plasstøpt dekke (s. 56)
Tabell 2.3 Sammenlikning mengde armering mellom PT og RC (s. 71)
Tabell 2.4 Sosial påvirkning (s. 72)
Tabell 3.1 Dimensjoner vegger (s. 84)
Tabell 3.2 Trykkfasthet, eksponent og tøyninger (s. 130)
Tabell 4.1 Antall, plassering og størrelse på punching shear armering (s. 178)
Tabell 4.2 Mengde slakkarmering til forsterkning (s. 178)
Tabell 4.3 Spennkabelliste (s. 179)
Tabell 4.4 «Summary» slakkarmert dekke $t=230$ mm (s. 180)
Tabell 4.5 «Summary» slakkarmert dekke $t= 300$ mm (s. 182)
Tabell 4.6 Sammenlikning av betongkonsepter (s. 184)
Tabell 4.7 Estimering pris PT (s. 184)
Tabell 4.8 Estimering pris RC (s. 185)
Tabell 4.9 Differanse pris mellom PT og RC (s. 186)
Tabell 4.10 Sammenlikning av CO₂-utslipp mellom konsepter (s. 187)
Tabell 4.11 Resultater spørreundersøkelse (s. 187)

- Diagram 2.1** Miljømessig påvirkning (s. 71)
Diagram 3.1 Fasthetsreduksjon i armering som følge av temperatur (s. 125)
Diagram 3.2 Effekten av langtidslast (s. 131)
Diagram 3.3 Effekt av uttørking (s. 133)
Diagram 3.4 Relaksasjon i spennstål (s. 164)
Diagram 3.5 Anbefalt prefab-element i forhold til spennvidde og nyttelast (s. 166)
Diagram 3.6 Anbefalt dekketykkelse i forhold til spennvidde og nyttelast (s. 166)