

Stålinnfestinger til betong

Jørgen Ferstad

Per Anders Øverland

Bygg- og miljøteknikk (2 årig)

Innlevert: Juni 2013

Hovedveileder: Arne Aalberg, KT

Medveileder: Jan Arve Øverli, KT

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for konstruksjonsteknikk



MASTEROPPGAVE 2013

FAGOMRÅDE: Stålkonstruksjoner	DATO: 03.06.2013	ANTALL SIDER: 157 (+59)
----------------------------------	---------------------	----------------------------

TITTEL:

Stålnnfestninger til betong

Steel fasteners to concrete

UTFØRT AV:

Jørgen Ferstad og Per Anders Øverland



SAMMENDRAG:

I denne masteroppgaven er det blitt gjennomført litteraturstudium, laboratorieforsøk, elementanalyser og sammenligninger med beregninger etter aktuelle beregningsregler. Oppgaven omfatter to forsøksstudier på forankringer i betong. Den ene er en studie som skal se på stålnnstøpningsdetaljer i betongvegger. Den andre omhandler uttrekksforsøk av bolter innstøpt i betong. Det er i tillegg blitt sett på virkningen av stålfiber i begge studiene.

Gjennom litteraturstudiet i denne rapporten er det sett på utviklingen av beregningsregler og gjennomføring av tidligere forsøk på uttrekk av bolter. For de ulike forsøksoppsettene har det blitt utført beregninger. I beregningene av forsøkene er det hovedsakelig benyttet reglene i de tekniske spesifikasjonene CEN/TS 1992-4-1 [3] og CEN/TS 1992-4-2 [4].

Ved sammenligning av forsøksstudiene med beregnet kapasitet er det i denne rapporten konkludert med at beregningene for begge studiene vil gi meget konservative svar. Ved tilsetning av fiber ble det for begge forsøksstudiene også observert at kapasiteten økte. I tillegg ble bruddet mer duktilt. Dette kommer av fiberens evne til å forbinde sprekker.

FAGLÆRER: Førstemanuensis Arne Aalberg

VEILEDERE: Førstemanuensis Arne Aalberg og førstemanuensis Jan Arve Øverli

UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk, NTNU



MASTEROPPGAVE VÅREN 2013

Jørgen Ferstad og Per Anders Øverland

Stålinnfestinger til betong Steel fasteners to concrete

1. Bakgrunn

For innfesting og oppheng av stålbjelker og andre konstruksjonselementer til betong brukes ofte innfestingsløsninger med stålplater med flere påsveiste forankringsstenger eller dybler, som støpes inn i betongen. Innfestingsplatene kan være belastet med skjærkrefter og strekk/trykkrefter. Et typisk eksempel er en stålplate støpt inn i en betongvegg, for innfesting av gulvbjelkene i bygget. Det kan også forekomme innfestinger som består av en innstøpt dybel eller forankringsstang, for forankring av en konsentrert kraft. Eksempel her er en innstøpt løftekrok for enklere håndtering og løfting av et betongelement i monteringsfasen til et bygg.

I en tidligere studentoppgave er det utført forsøk og beregninger for stålplater med forankringsdybler av armeringsstål, festet i betongvegger av vanlig armert betong. Det ble sett på et tilfelle hvor ytre last hovedsakelig besto av skjærlast påført på stålplaten, som på grunn av lastens eksentrisitet forårsaket kombinasjoner av skjærkraft og strekkraft i dyblene. Kapasiteten til stålplateforbindelsen ble funnet å overstige betydelig de kapasiteter som regnereglene gir, uansett hvilke formler og regelverk som ble anvendt.

Denne masteroppgaven skal videreføre undersøkelsene for stålinnfestingene i betong. Arbeidet omfatter litteraturundersøkelse, oppstilling av beregningseksempler, sammenligninger av regler, deltakelse i laboratorieforsøk og sammenligninger for utvalgte geometrier og forbindelsesløsninger.

Bruddene som avgjør kapasiteten til stålbolter og dybler i betong medfører ofte oppsprekking og utrivning av koniske stykker av betongen, med kombinasjoner av skjærpåkjenning og strekkpåkjenning på bruddflatene. Det antas at bruk av stålfiberarmert betong kan gi øket kapasitet, og kanskje betydelig øket duktilitet for denne bruddformen. Det skal derfor sees spesielt på effektene av fiberarmert betong for både enkeltdybler og for plater festet med flere dybler.

2. Gjennomføring

Oppgaven kan gjennomføres med følgende elementer:

- Kort presentasjon og diskusjon av beregningsreglene for stålinnstøpingsdetaljer i betong. Kort redegjørelse for forsøksresultat og konklusjoner i masteroppgaven fra 2012 på dette temaet.
- Gjennomgang av de viktigste virkninger av stålfiberarmering i betong. Regler og dimensjoneringsanvisninger.
- Litteraturstudium og gjennomgang av tidligere forsøk og metoder for prøving (uttrekkforsøk og skjærforsøk) av enkeltdybler og grupper av dybler festet i betong. Undersøke hva som er gjort av forsøk med dybler og armeringsstenger i fiberarmert betong.
- Foreslå egnet forsøksoppsett for uttrekkprøving av enkeltdybler.
- Designe prøvestykker og gjennomføre forsøk i laboratoriet. Bedret variant av forsøksgeometrier benyttet våren 2012 (Haga og Reiersølmoen), med og uten fiberbetong. Designe forsøk for enkeltdybler.
- Sammenligning av kapasiteter fra forsøksresultater og beregninger. Evt. sammenligning med FE-simuleringer.
- Eventuelt å foreslå endringer i beregningsreglene. Hvordan ta hensyn til fiberarmeringen?

Kandidatene kan i samråd med faglærere velge å konsentrere seg om enkelte av punktene i oppgaven, eller justere disse.

3. Rapporten

Oppgaven skal skrives som en teknisk rapport i et tekstbehandlingsprogram slik at figurer, tabeller og foto får god rapportkvalitet. Rapporten skal inneholde et sammendrag, evt. en liste over figurer og tabeller, en litteraturliste og opplysninger om andre relevante referanser og kilder. Oppgaver som skrives på norsk skal også ha et sammendrag på engelsk. Oppgaven skal leveres igjennom «DAIM».

Sammendraget skal ikke ha mer enn 450 ord og være egnet for elektronisk rapportering.

Masteroppgaven skal leveres innen 10. juni 2013

Trondheim, 14. januar 2013

Førstemanuensis Arne Aalberg

Førstemanuensis Jan Arve Øverli

FORORD

Denne rapporten er en avsluttende masteroppgave i sivilingeniørstudiet, ved Norges Tekniske-Naturvitenskaplige Universitet (NTNU) i Trondheim ved instituttet for konstruksjonsteknikk våren 2013. Arbeidet med rapporten er utført over 20 uker.

Rapporten behandler og oppsummerer to ulike forsøksserier for innfestninger av stål i betong. Første forsøksserie bygger på og viderefører en tidligere masteroppgave utført av Haga og Reiersølsmoen. Oppgaven har som siktemål å undersøke kapasiteten til en utbedret versjon deres prøvestykke. I tillegg skal det også utføres en forsøksserie med uttrekksforsøk av bolter. For begge studier skal virkningen av fiber undersøkes. Det er også gjennomført en element-analyse for å studere spenningsfordeling i uttrekksforsøkene.

Denne oppgaven er skrevet med tanke på at den skal være forståelig for lesere med en viss forkunnskap innen konstruksjonsteknikk. Kunnskaper om forankringer og deres beregningsregler er ikke en nødvendig forutsetning for å forstå innholdet i denne rapporten.

Vi ønsker å takke veilederne våre, Arne Aalberg og Jan Arne Øverli. Vi ønsker også å takke Ove Loraas og hans kollegaer for god veiledning og hjelp i vårt arbeid i laboratoriet.

Trondheim, juni 2013


Jørgen Ferstad


Per Anders Øverland

SAMMENDRAG

I denne masteroppgaven er det blitt gjennomført litteraturstudium, laboratorieforsøk, elementanalyser og sammenligninger med beregninger etter aktuelle beregningsregler. Oppgaven omfatter to forsøksstudier på forankringer i betong. Den ene er en studie som skal se på stålinnstøpningsdetaljer i betongvegger. Den andre omhandler uttreksforsøk av bolter innstøpt i betong. Det er i tillegg blitt sett på virkningene av stålfiber i begge studiene.

Rapporten er en videreføring av en tidligere masteroppgave der det ble utført en rekke forsøk på stålinnfestningsdetaljer i betong. I forsøksstudien, som denne oppgaven bygger på, ble ulike parametere for forankringsdetaljen variert for å kunne vurdere effekten av disse. Det ble også gjennomført element-analyser av forsøkene. Forsøksresultatene og konklusjoner i den tidligere masteroppgaven er presentert i denne rapporten.

Gjennom litteraturstudiet har det blitt sett på utviklingen av beregningsregler og gjennomføring av tidligere forsøk på uttrekk av bolter. Prøvestykker og en metode for gjennomføring av forsøk er utarbeidet på grunnlag av de tidligere forsøkene. I litteraturgjennomgangen er det erfart at det ikke finnes noen standard testmetode for uttreksforsøk av bolter. I tillegg er det også erfart at beskrivelsen av tidligere forsøk er ufullstendig. Litteraturstudiet er i hovedsak basert på forsøk gjennomført ved universitet i Stuttgart.

Det har for de ulike forsøksoppsettene blitt utført beregninger. I beregningene er det hovedsakelig benyttet reglene i de tekniske spesifikasjonene CEN/TS 1992-4-1 [3] og CEN/TS 1992-4-2 [4]. Disse reglene gjelder ikke uten videre for skjær på forankringer uten fot. Derfor er det også benyttet beregningsregler fra betongelementboken bind B [5]. For bolteuttrekk er det også blitt benyttet Concrete Capacity Design (CCD) metoden og regler i den amerikanske standarden ACI 318-05 [6].

Ved sammenligning av resultatene fra forsøksstudiene i vanlig betong med beregnet kapasitet er det i denne rapporten konkludert med at beregningene for begge studiene vil gi meget konservative svar. Ved tilsetning av fiber ble det observert at kapasiteten økte. Tilsetningen ga også et mer duktilt brudd. Dette kommer av fiberens evne til å forbinde sprekker.

For å ta hensyn til stålfiberen i beregningene av kapasitet for ståldetaljen er det valgt å øke heftkapasiteten på grunnlag av tidligere forsøk. I beregningene for bolteuttrekk er det tatt hensyn til fiberen ved bruk av bruddenergi og ved å se på strekkbidraget fra fibre.

I element-analysen ble forsøkene med bolteuttrekk modellert i detalj. Dette ble gjort i elementanalyse-programmet ABAQUS. I analysen ble da spenningsfordelingen i

betongen studert. Denne viste seg å være meget lokal, som til dels kan forklare bruddets lokale karakter.

SUMMARY

This report describes literary studies, laboratory experiments, finite element analysis and comparisons with calculations according to relevant standards. The report includes two experimental studies on anchors in concrete. One is an experimental study on steel group fasteners in a concrete wall. The second one deals with pull-out experiments of bolts embedded in concrete. In both studies, the effect of steel fiber is considered.

This work is a continuation of a previous thesis where it was performed a series of experiments on steel group fasteners in concrete. In the study, various parameters for the anchoring detail were varied to assess the effect of the different factors. It was also conducted an finite element analysis of the experiments. It is in this thesis provided a presentation of the conclusions of the previous report.

In the literary study the development of calculation rules and the set-up of former experiments on pull-out of bolts has been studied. On the basis of previous experiments test specimens and a procedure for conducting the experiments has been developed. It should be noted that there is no standard test method for pull-out experiments. In addition, the description of previous experiments is incomplete. The experiments in this thesis are mainly based on research conducted at the University of Stuttgart.

For the two different experiments calculations has been performed. The rules in the technical specification CEN / TS 1992-4-1 [3] and CEN / TS 1992-4-2 [4] has mainly been used in the calculations. These rules do not apply to anchors without a head. Therefore, the calculation rules from "Betongelementboken bind B" [5] have also been used. For the experiments on pull-out of bolts the Concrete Capacity Design (CCD) method has been used in addition to the rules of the american standard ACI 318-05 [6].

By comparison of the test results to the calculated capacity it is in this report concluded that the capacity for both studies are conservative. When fiber was added to the concrete it was observed an increased capacity. In addition, the fracture became more ductile. This is due to the fiber's ability to bridge cracks.

In order to consider steel fiber in the calculation of capacity for the steel group fasteners it is chosen to increase the bond strength of the concrete on the basis of former studies. In the calculations for pull-out of bolts the effect of steel fiber is considered through use of fracture energy and the tension contribution of the fiber.

In the finite element analysis it is looked at the pull-out experiment on bolts. The anlysis was performed in the element analysis program ABAQUS. The results were used to evaluate the stress distribution in the concrete. This proved to be very local and can partly explain the local character of the failure.

INNHALDSFORTEGNELSE

1. Innledning	1
2. Lastvirkning, overføring av krefter	3
3. Presentasjon av beregningsregler	7
3.1. Lastoverføringsmekanismer	7
3.2. Strekkbelastede forankringer	9
3.2.1. Strekkbrudd i stålstangen	10
3.2.2. Heftbrudd.....	10
3.2.3. Spaltebrudd i betongen	11
3.2.4. Kjeglebrudd.....	12
3.2.5. Uttreksbrudd (pull-out) i betongen	13
3.2.6. Blowout-brudd.....	13
3.2.7. Oppsummering	14
3.3. Beregningsregler for strekkbelastede forankringer	15
3.3.1. Strekkbrudd i stålstangen	15
3.3.2. Heftbrudd.....	16
3.3.3. Kjeglebrudd.....	18
3.3.4. Spaltebrudd.....	24
3.3.5. Uttreksbrudd (pullout-brudd) i betongen.....	26
3.3.6. Blowout-brudd.....	26
3.4. Skjærbelastede forankringer	30
3.4.1. Forankring uten stålplate	32
3.4.2. Forankring med stålplate	33
3.4.2.1. Skjærbrudd i stålstangen	34
3.4.2.2. Pryout-brudd.....	34
3.4.2.3. Betongkantbrudd	35
3.5. Beregningsregler for skjærbelastede forankringer	35
3.5.1. Forankring uten stålplate	35
3.5.1.1. Stålets bøyningkapasitet	35
3.5.1.2. Betongens kapasitet.....	35

3.5.1.3.	Kombinert virkning.....	35
3.5.1.4.	Skjærbrudd i stålstangen	36
3.5.2.	Forankring med stålplate, forenklet metode	37
3.5.3.	Forankring med stålplate, metode for forankringer med fot	40
3.5.3.1.	Pryout-brudd.....	44
3.5.3.2.	Skjærbrudd i stålstangen	44
3.6.	Interaksjonsformel for strekk- og skjærkrefter	44
3.7.	Bruddenergi.....	45
3.8.	Karakteristisk verdi i henhold til NS-EN 1990.....	46
3.9.	Støpeteknikk.....	47
4.	Fiberarmering.....	49
4.1.	Egenskaper og klassifisering.....	49
4.2.	Fiberorientering og -fordeling.....	55
4.3.	Dimensjoneringsregler.....	55
4.3.1.	Bruddgrensetilstand.....	56
4.3.1.1.	Materialfaktor	56
4.3.1.2.	Bøyemoment og aksialkrefter.....	56
4.3.1.3.	Momentkapasitet for fiberarmert betong.....	56
4.3.1.4.	Momentkapasitet for armert fiberbetong.....	57
4.3.1.5.	Kombinert bøyning og aksialkraft	57
4.3.1.6.	Skjærkapasitet.....	57
4.3.2.	Brukgrensetilstand.....	58
4.3.2.1.	Prinsipp for minimumsarmering	58
4.3.2.2.	Minimumsarmering for bjelker.....	58
4.4.	Teoretisk modell for fibermengde og -orientering	60
5.	Litteraturstudium	65
5.1.	Forsøksstudier for kjeglebrudd i vanlig betong	65
5.1.1.	Bruddmekanikk.....	66
5.1.2.	Bruddlast.....	71
5.1.3.	Gjennomgang uttreksforsøk enkeltbolt: Zhao 1993.....	75
5.1.4.	Oppsummering av litteraturstudium for kjeglebrudd i normal betong.....	79
5.2.	Fiberarmert betong	80

6. Gjennomgang masteroppgave 2012	85
7. Materialdata	89
7.1. Materialdata til dyblene	89
7.2. Materialdata til gjengestengene.....	89
7.3. Materialdata til betongen	89
8. Beregnet kapasitet, stålinnstøpningsdetalj i betongvegg.....	91
9. Beregnet kapasitet, uttrekk av bolt.....	95
9.1. Bruddenergi.....	96
10. Laboratorieforsøk på stålinnstøpningsdetalj innstøpt i betongvegg.....	99
10.1. Prøvestykkets geometri.....	99
10.1.1. Betongveggens geometri	99
10.1.2. Ståldetaljens geometri.....	103
10.2. Støpeprosess	104
10.3. Forsøksoppstilling	106
10.4. Forsøksresultater	108
10.4.1. Last-forskyvningskurver	109
10.4.2. Bruddformer	111
10.5. Vurdering av resultater	114
10.6. Sammenligning av forsøksresultat med beregnet kapasitet.....	115
10.7. Sammenligning med tidligere forsøk	116
11. Laboratorieforsøk på uttrekk av bolt	117
11.1. Prøvestykkets geometri.....	117
11.1.1. Betongplatens geometri.....	117
11.1.2. Boltens geometri.....	119
11.2. Forsøksoppstilling	120
11.3. Forsøksresultater	122
11.4. Bruddformer	125
11.5. Vurdering av resultater	131
11.6. Sammenligning med beregnet kapasitet.....	132
12. Numerisk analyse.....	135
12.1. Geometri	135

12.2.	Materialeegenskaper.....	136
12.3.	Samvirkning	137
12.3.1.	Samvirkningsegenskaper	137
12.3.2.	Kontaktflater mellom bolt og betong.....	138
12.3.3.	Lastpåføring.....	139
12.4.	Opplagerbetingelser.....	139
12.5.	Elementer	140
12.5.1.	Elementnett	142
12.6.	Resultater	144
12.6.1.	Forskyvning.....	144
12.6.2.	Spenninger	146
12.7.	Vurdering av resultater	148
13.	Konklusjon	149
14.	Forslag til videre arbeid.....	151
14.1.	Stålinnstøpningsdetalj i betongvegg.....	151
14.2.	Uttrekk av bolt.....	151
15.	Referanser	153
16.	Vedlegg	157

1. INNLEDNING

For innfesting og oppheng av stålbjelker og andre konstruksjonselementer til betong brukes ofte innfestingsløsninger med stålplater med flere påsveiste forankringsstenger eller dybler, som støpes inn i betongen. Innfestingsplatene kan være belastet med skjærkrefter og strekk/trykkrefter. Det kan også forekomme innfestinger som består av en innstøpt dybel eller forankringsstang, for forankring av en konsentrert kraft. Eksempel her er en innstøpt løftekrok for enklere håndtering og løfting av betongelement.

Denne rapporten tar for seg innfestninger i form av to forsøksstudier på forankringer i betong. Den ene gjelder forsøk på stålinnstøpningsdetaljer i betongvegger. Den andre gjelder uttreksforsøk av bolter innstøpt i betong. For begge forsøksstudiene er det i tillegg sett på virkningene av stålfiber.

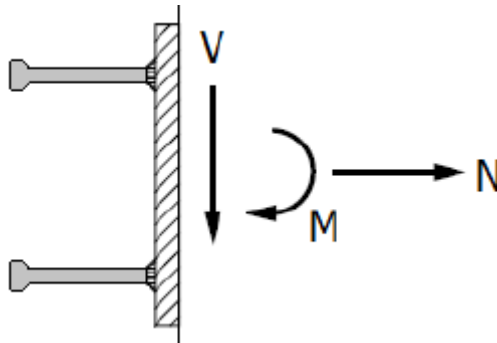
I rapporten er det presentert relevante beregningsregler for stålinnstøpningsdetaljer i betong. Reglene gjelder for både strekk- og skjærbelastede forbindelser. Som en del av rapporten er det også sett på effekten av fiberarmert betong for både enkeltbolter og for stålinnstøpningsdetaljer. Det er derfor gitt en kort innføring i teori og dimensjoneringsregler for stålfiberarmering.

Videre er det i rapporten presentert forsøksresultater og konklusjoner for forsøksstudiene nevnt ovenfor. I forbindelse med laboratorieforsøkene er det også gjennomført litteraturundersøkelser. I disse har det vært fokus på tidligere forsøk gjennomført på enkeltbolter forankret i betong.

Arbeidet med rapporten har i tillegg omfattet en numerisk analyse. Analysen er gjort for enkeltbolt innstøpt i betong. Formålet med analysen er å få innsikt i spenningsfordelingen og forskyvningen i betongen før risset oppstår.

2. LASTVIRKNING, OVERFØRING AV KREFTER

I dette kapitlet vil det bli redegjort for lastvirkning på forankringer i betong. Figur 2.1 viser et eksempel på lastvirkninger på en innstøpt stålplate forankret i betong. Lastvirkningene kan utledes ved elastisk eller plastisk analyse. Elastisk analyse er foretrukket når den forventede bruddformen til forankringen er sprø. Ved en plastisk analyse forutsettes en betydelig omfordeling av forankringenes strekk- og skjærkrefter i forankringsgruppen. En slik analyse kan aksepteres når bruddet er styrt av et duktilt stålbrudd i forankringen. Det vil videre i kapitlet kun redegjøres for den elastiske analysen vedrørende lastvirkning på stålinnstøpingsdetaljer.



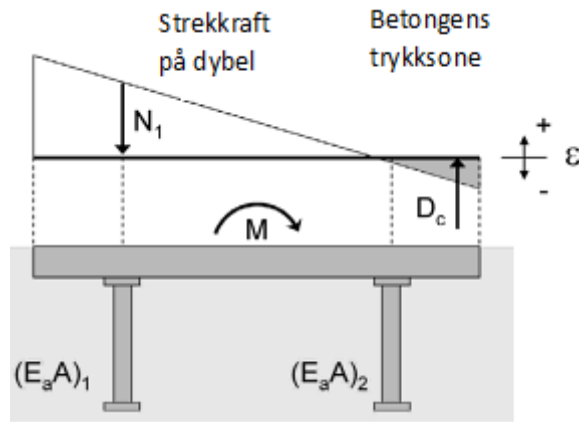
Figur 2.1: Lastvirkning (M,N,V) på innstøpt stålplate [7]

I den elastiske analysen er det viktig at den innstøpte platen er tilstrekkelig stiv slik at fordeling av krefter til forankringene er i henhold til elastisitetsteorien. En generell elastisk analyse vil for en forankringsgruppe utsatt for en konsentrisk strekkraft bety at kreftene fordeles likt til alle forankringene. For en forankringsgruppe utsatt for skjær må antall effektive forankringer vurderes opp mot hullklaring og kantavstander.

Opptredende strekkrefter på hver forankring i Figur 2.1 beregnes på grunnlag av opptredende normalkrefter og bøyemoment. Det er vanlig å anta at momentet fordeles som kraftpar til forankringene ved strekk- og trykkrefter. Ved fordeling av strekkrefter til forankringene kan det antas en lineær fordeling av strekkspenninger over innstøpingsdetaljen. Videre kan det antas lineær sammenheng mellom spenning og tøyning. Antagelsene her er gjeldende hvis bøyestivheten til platen er stor i forhold til aksialstivheten til forankringene. Det vil si at deformasjonen av innstøpingsplaten ved påført last er liten i forhold til forankringenes aksielle forskyvning. I tillegg må det være full kontakt mellom plate og betongoverflaten.

Generelt krever metoden beskrevet ovenfor en iterativ fremgangsmåte for å bestemme posisjonen til nøytralaksen og strekkreftene på forankringene [8]. Som en forenkling er det i Figur 2.2 vist hvordan strekk- og trykklastens angrepspunkt kan bestemmes. Strekkkraftens angrepspunkt antas å ligge midt i forankringens tyngdepunkt. Videre viser Figur 2.2 at trykklastens angrepspunkt ligger nærmere stålplatens ytterkant. Generelt antas det at forankringene ikke overfører trykkrefter til betongen. Distribusjon av

trykkreftene skjer direkte mellom stålplate og betongoverflaten og dimensjonering av betongens trykkapasitet må kontrolleres lokalt.

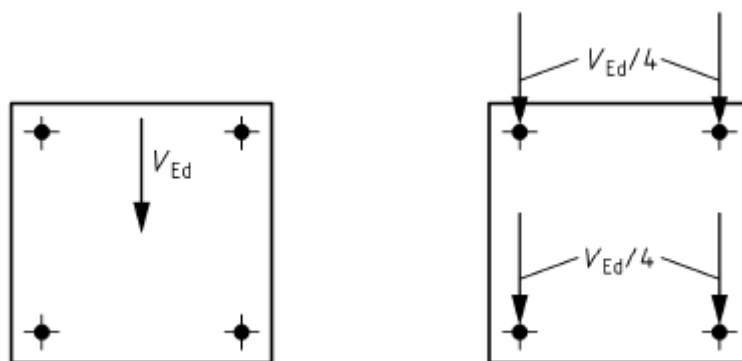


Figur 2.2: Strekk- og trykkresultantens angrepspunkt [9]

Fordeling av skjærkrefter til forankringene med fot må vurderes opp mot forankringenes effektivitet til å motstå skjærkrefter. Effektiviteten kommer an på hullklaring og kantavstander. For en forankringsgruppe lokalisert langt fra kant og der hulldiameteren ikke er større enn anbefalt hulldiameter for hullklaring (d_f) for gitt forankringsdiameter kan alle forankringene antas å være effektive [3]. I Tabell 2.1 er det angitt verdier for d_f . Videre kan skjærkraften generelt for forankringer fordeles ved bruk av elastisitetsteori ved å anta lik stivhet for alle forankringene i gruppen. Et eksempel er vist i Figur 2.3 hvor skjærkraften fordeles likt på alle fire forankringene.

Tabell 2.1: Anbefalt hullklaring (mm)

Ytre diameter d	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
Diameter hullklaring d_f	7	9	12	14	16	18	20	22	24	26	30	33



Figur 2.3: Fordeling av skjærkrefter på en forankringsgruppe [3]

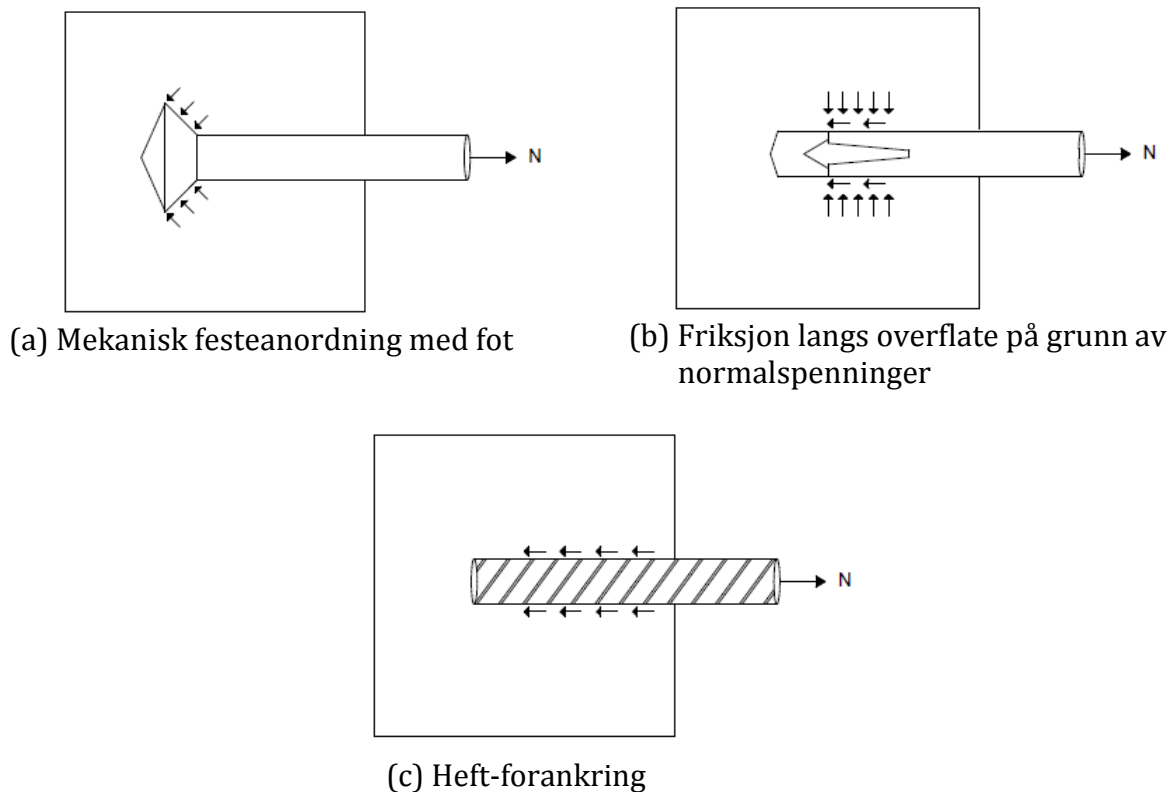
For tilfellet hvor det opptrer bøyemoment og eller trykkrefter på den innstøpte platen, samtidig med skjærkrefter vil det genereres friksjonskrefter. Disse kreftene vil redusere de opptredende skjærkreftene på forankringene, men siden det er vanskelig med god sikkerhet å tallfeste friksjonseffekten bør den neglisjeres [3].

3. PRESENTASJON AV BEREGNINGSREGLER

I dette kapittelet vil det presenteres aktuelle bruddformer og beregningsregler for stål-innstøpingsdetaljer i betong. Presentasjonen vil omhandle beregningsregler for strekk- og skjærbelastede forankringer med og uten fot. Siden beregninger i rapporten dekker et stort antall beregningsregler er det valgt å gi en systematisk gjennomgang av teori og regler for å kunne gi en god oversikt. Første del vil omhandle strekkbelastede forankringer, mens andre del vil dreie seg om forankringer utsatt for skjær. Presentasjonen vil for hver av de to delene bli bygget opp slik at først vil aktuelle bruddformer bli presentert og diskutert. Deretter vil beregningsreglene for bruddformene bli gjennomgått.

3.1. LASTOVERFØRINGSMEKANISMER

For festemidler av stål innstøpt i betong er det en rekke måter å overføre strekk- og skjærkrefter til betongen. Ulike lastoverføringsmekanismer ved strekk er vist i Figur 3.1 nedenfor.



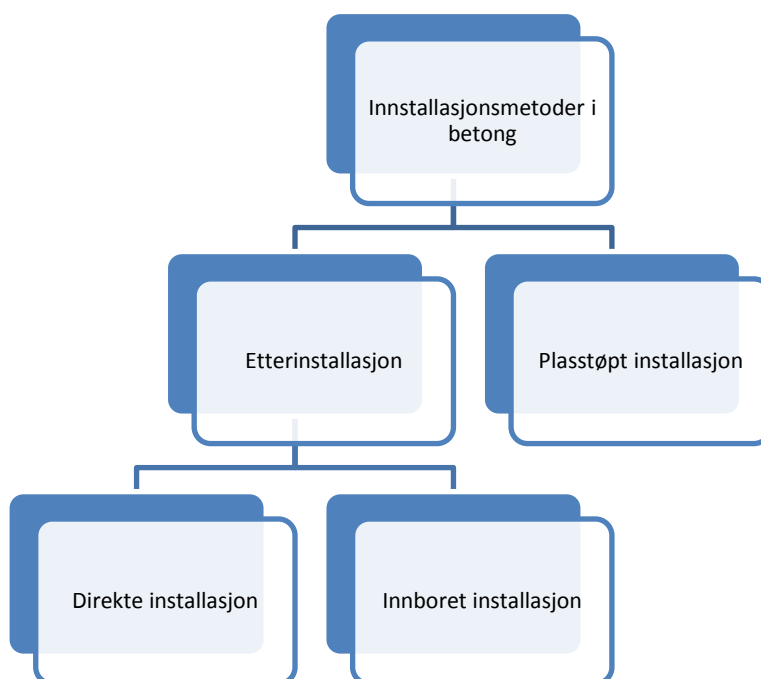
Figur 3.1: Lastoverføringsmekanismer

I Figur 3.1(a) vises en mekanisk festeanordning med fot. Kreftene overføres som konsentrerte krefter nede ved forankringsfoten og gjelder vanligvis gjengehylser, gjengestenger med endemutter eller sveisebolter.

Videre viser Figur 3.1(b) lastoverføring ved hjelp av friksjon. Mekanismen gjelder vanligvis ekspanderende forankringer, for eksempel ekspansjonsbolter. Forankringen vil under installasjon generere en ekspanderende kraft, som igjen introduserer friksjonskrefter mellom forankringen og sidekantene i det forborede materialet. Denne friksjonskraften vil være i likevekt med den ytre påførte strekkraften. Til slutt er det i Figur 3.1(c) vist lastoverføring ved hjelp av heft. Vanlige stenger er kamstål eller gjengestenger. Overføring av spenninger mellom betong og kamstål skjer mekanisk ved hjelp av kammene til kamstålet, og tilsvarende gjelder for gjengestenger.

Forankringssystem kan installeres på forskjellige måter. Vi skiller her mellom plassinnstøpte bolter, etter-installerte bolter ved boring og direkte-installerte bolter. Plassinnstøpte komponenter blir festet til forskalingen før støping. Innborede forankringer installeres i hull som er forboret. Direkte installasjon gjelder vanligvis nagler som skytes direkte inn i materialet. Et eksempel her er pulver-aktiverte system hvor nagler drives inn i betongen ved hjelp av energien utløst av en pulver ladning.

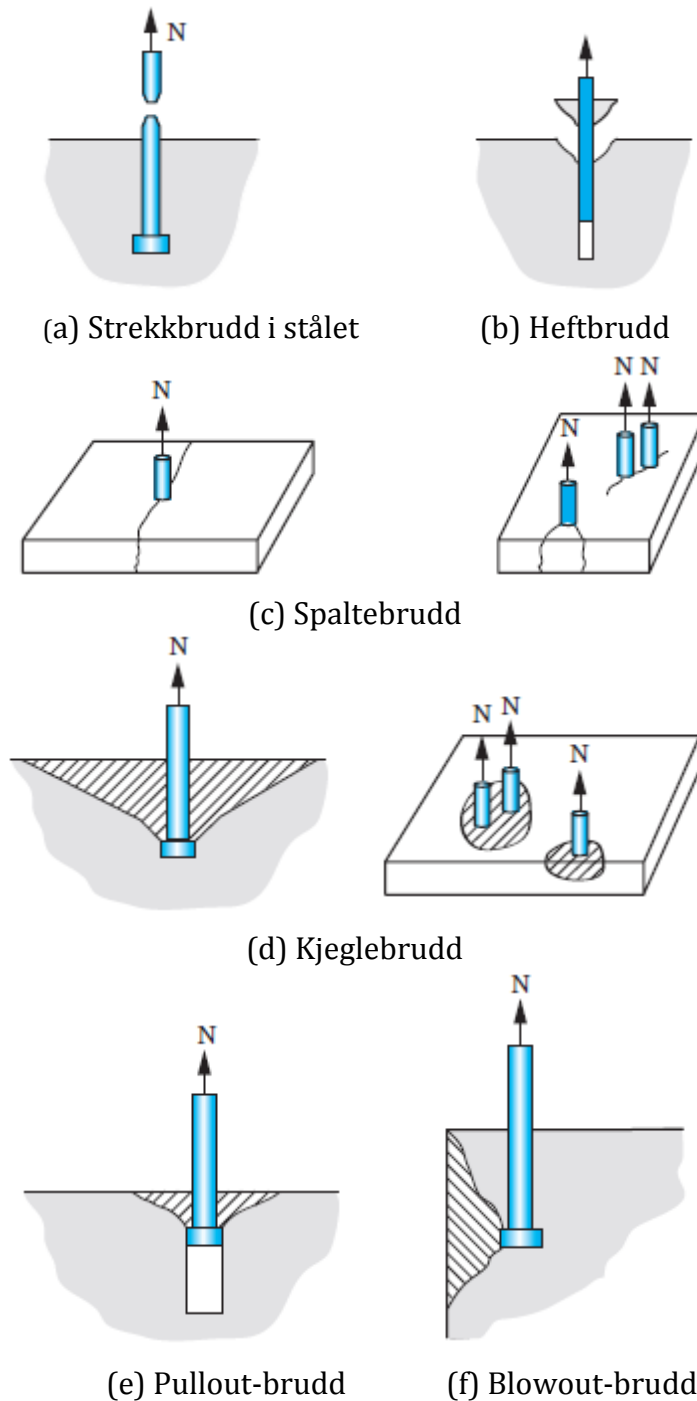
En oppsummering av forskjellige installasjonsprosedyrer er vist under med et flytskjema i Figur 3.2.



Figur 3.2: Flytskjema for forskjellige installasjonsprosedyrer

3.2. STREKKBELASTEDE FORANKRINGER

I dette avsnittet vil forskjellige bruddformer for strekkbelastede forankringer bli gjennomgått. Bruddformene som kan opptre for strekklast på slike forbindelser vil avhenge av flere faktorer. Disse er blant annet om forankringer er med eller uten fot, senteravstand mellom forankringer, kantavstander og betongelementtykkelser. Aktuelle bruddformer er vist nedenfor i Figur 3.3.



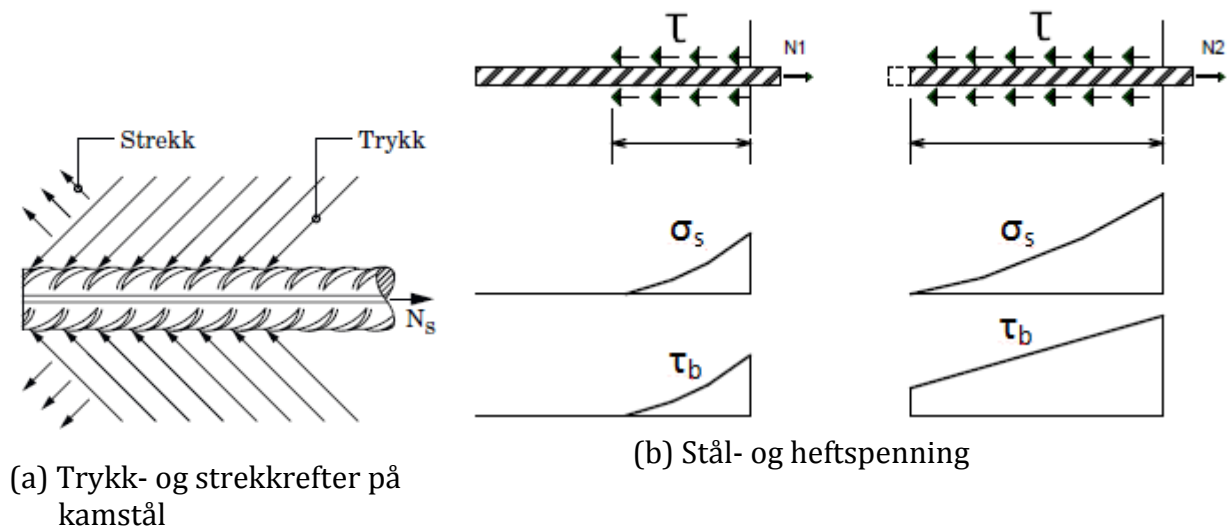
Figur 3.3: Bruddformer [5]

3.2.1. STREKKBRUDD I STÅLSTANGEN

Brudd i stålet kan forekomme hvis forankringen har store kant- og senteravstander, tilstrekkelig forankringsdybde og betongen har tilstrekkelig strekkapasitet. Denne bruddformen kan forekomme både for forankringer med og uten fot. Strekkapasiteten til stålet bestemmes av tverrsnittsarealet og flytespenningen.

3.2.2. HEFTBUDD

Denne bruddformen oppstår når forankringen blir utsatt for en last som overstiger heftkapasiteten til overflaten mellom stålet og betongen. Altså evnen forankringen har til å ta opp skjær mellom betongen og stålet ved hjelp av heft. For forankringer uten fot, som for eksempel kamstål eller gjengestenger, er heftbrudd en typisk bruddform. Ved heftbrudd vil det ved betongoverflaten dannes riss fra kammene og ut mot betongkant. Det kan utvikles et lokalt kjeglebrudd, og det er ved tidligere forsøk vist at betongkjeglens høyde kan settes lik to ganger diameter av stålet [10]. Bruddflaten vil da ligge inntil stålet og overføring av spenninger mellom betongen og kamstålet skjer mekanisk ved hjelp av kammene til stålet, se Figur 3.4(a).



Figur 3.4: Spenningsfordeling

Oppførselen til en forankring som trinnvis påføres en strekkraft (N) er vist i Figur 3.4(b), og er beskrevet i referanse [10]. I den belastede forankringsenden må forankringen ta opp hele den påførte kraften. Deretter vil kraften føres inn i betongen via heftspenninger som avtar innover langs forankringen.

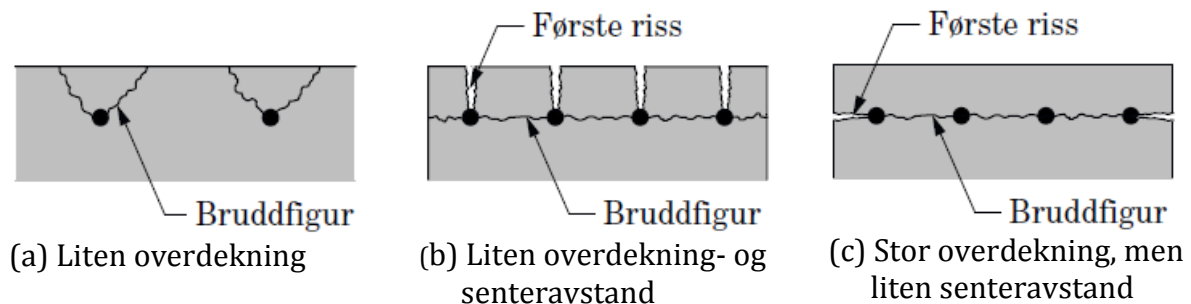
Ved liten strekkraft sees det ut i fra Figur 3.4 at heftspenningene (τ_b) ikke blir ført inn over hele lengden av forankringen. Lengden som heftspenningene virker over kalles overføringslengden. Heftspenningene vil ha sin maksimale verdi ved belastet ende og vil gradvis gå mot null ved enden av overføringslengden. Ved store strekkrefter vil

overføringslengden være hele lengden av forankringsstangen. Det må merkes at selv om spenningen i stålet (σ_s) går mot null ved enden av overføringslengden, kan det opptre en betydelig heftspenning. Verdien avhenger av glidningen som oppstår ved den ubelastede enden [10].

Ved dimensjonering er det vanlig å anta en uniform fordeling av heftspenningene langs hele forankringslengden. Antagelsen om konstant heftspennings-fordeling er en forenkling og betyr at strekkraften og spenningen i stålet øker lineært langs overføringslengden.

3.2.3. SPALTEBRUDD I BETONGEN

Dette er en bruddform som kan bli gjeldende for både forankring med og uten fot. Den karakteriseres ved spalting av betongen i et vertikalt plan som passerer gjennom forankringen. Spalting vil skje hvis betongkomponenten har liten tykkelse i forhold forankringsdybden, liten strekkfasthet, forankringene er plassert nær kant eller senteravstanden mellom forankringene er for liten. For forankringer med fot i betongelement med en minimum tykkelse (h_{min}) lik effektiv høyde (h_{ef}) pluss 30 mm, vil en overgang fra spaltebrudd til kjeglebrudd skje ved en kantavstand (c) lik to ganger effektiv høyde [2]. Ved forankring uten hode vil heftstyrken øke med en økende betongoverdekning c inntil en kritisk verdi (c_{crit}). Ved denne kritiske verdien vil det være en overgang mellom heft- og spaltebrudd. Den kritiske overdekningen kan settes lik tre ganger diameteren til forankringsstangen [10]. Figur 3.5 nedenfor viser hvordan spaltebrudd kan utvikle seg ved varierende kant- og senteravstander.

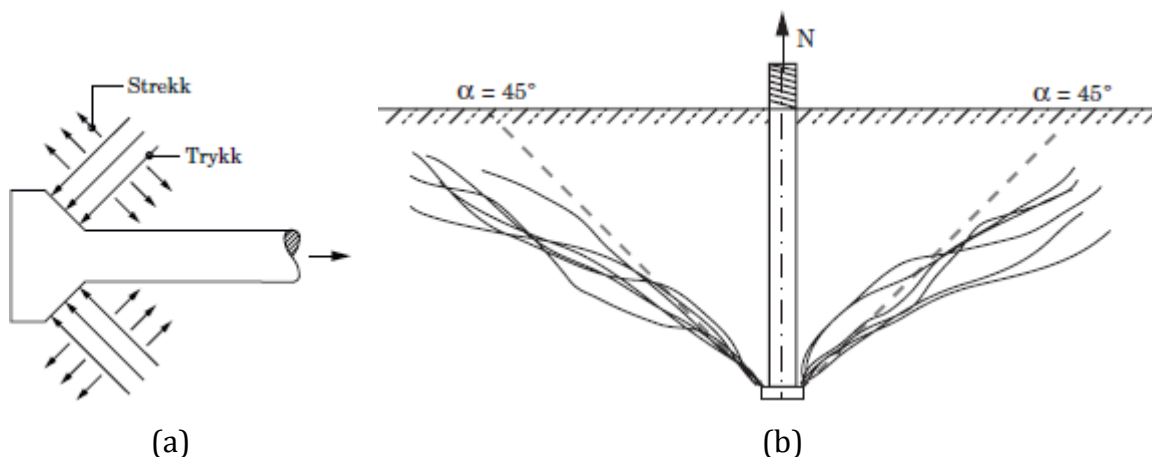


Figur 3.5: Spaltebrudd [5]

Spaltebrudd for forankringer med fot er ikke behandlet i BEB4 da bruddformen generelt er begrenset til å gjelde ekspansjonsbolter. I CEN/TS 2-4-2 [4] er det angitt krav for å forhindre spaltebrudd for forankringer med fot. Disse vil bli behandlet senere ved gjennomgang av beregningsreglene.

3.2.4. KJEGLEBRUDD

For kjeglebrudd vil det kunne oppnås et fullstendig brudd dersom stålstangen er utstyrt med forankring i form av fot. Bruddformen kan beskrives som en utrivning av et stykke av betongen på grunn av konsentrerte krefter rundt forankringsfoten, se Figur 3.6(a). Bruddet starter nede ved forankringsfoten og brer seg oppover mot betongoverflaten.



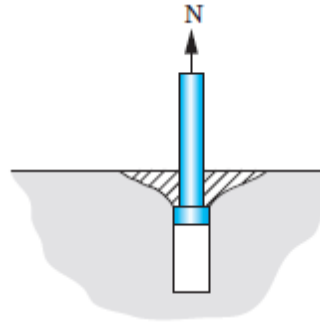
Figur 3.6: (a) Krefter på forankringsfot [5], (b) Bruddflate ved kjeglebrudd for sveisebolt [5]

Betongen som rives ut på grunn av konsentrerte krefter rundt forankringsfoten har form som en kjegle, derav navnet på bruddformen. Figur 3.6(b) viser bruddflaten ved kjeglebrudd for en bolt. Helningen på bruddflaten varierer med forankringsdybden og er gjennomsnittlig målt til å ligge mellom 30 og 40 °. Den vil øke med større forankringsdybde og nær forankringsfoten kan vinkelen være rundt 45 °. Som omtalt tidligere vil kamstål som utsettes for strekkraft ta opp kraften langs hele forankringsstangen. Ved forankring med fot vil strekkraften tas opp nede ved forankringsfoten. Hovedstrekkspenningen vil da virke vinkelrett på trykkspenningene inntil foten, som gir skråstilte riss ut fra foten av forankringen, se Figur 3.6(a)

Utvikling av kjeglebruddet antas å starte når strekkraften er 20 til 40 % av strekkapasiteten til betongen. Når strekkraften har oppnådd strekkapasiteten til betongen vil rissdannelsen være på ca. 20 % av det som skal til for å utvikle et kjeglebrudd [10]. Den endelige forankringskapasiteten avhenger av betongens E-modul (E_c) og betongens bruddenergi (G_f). Siden kjeglebruddet avhenger av den fortløpende rissutviklingen i betongen, burde forankringens "oppførsel" analyseres med metoder basert på ikke lineær bruddmekanikk. Dette er meget tidkrevende, så det er derfor utviklet empiriske formler som kan brukes til å beregne forankringskapasiteten ved kjeglebrudd. Disse er gitt i CEN/TS 2-4-2 og amerikanske standarden ACI 318-05 [6]. Formlene er da basert Concrete Capacity Design (CCD)-metoden. Denne metoden bygger på teoretiske modeller og en rekke forsøk utført ved universitet i Stuttgart. Formlene er gitt i delkapittel 3.3.3.

3.2.5. UTTREKKSBRUDD (PULL-OUT) I BETONGEN

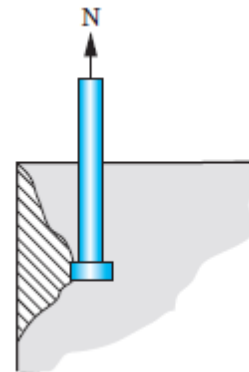
Uttreksbrudd kan forekomme der forankringsfotens diameter er liten i forhold til diameteren på stangen og forankringslengden. Samtidig må kant- og senteravstand mellom forankringene være store nok til å forhindre spaltebrudd, se Figur 3.7. Betongen foran forankringens hode utsettes for et høyt trykk som fører til at betongen knuses og forankringen trekkes gradvis oppover. Siden forankringsdybden avtar gradvis vil et lite kjeglebrudd utvikles nær overflaten.



Figur 3.7: Pullout brudd [5]

3.2.6. BLOWOUT-BRUDD

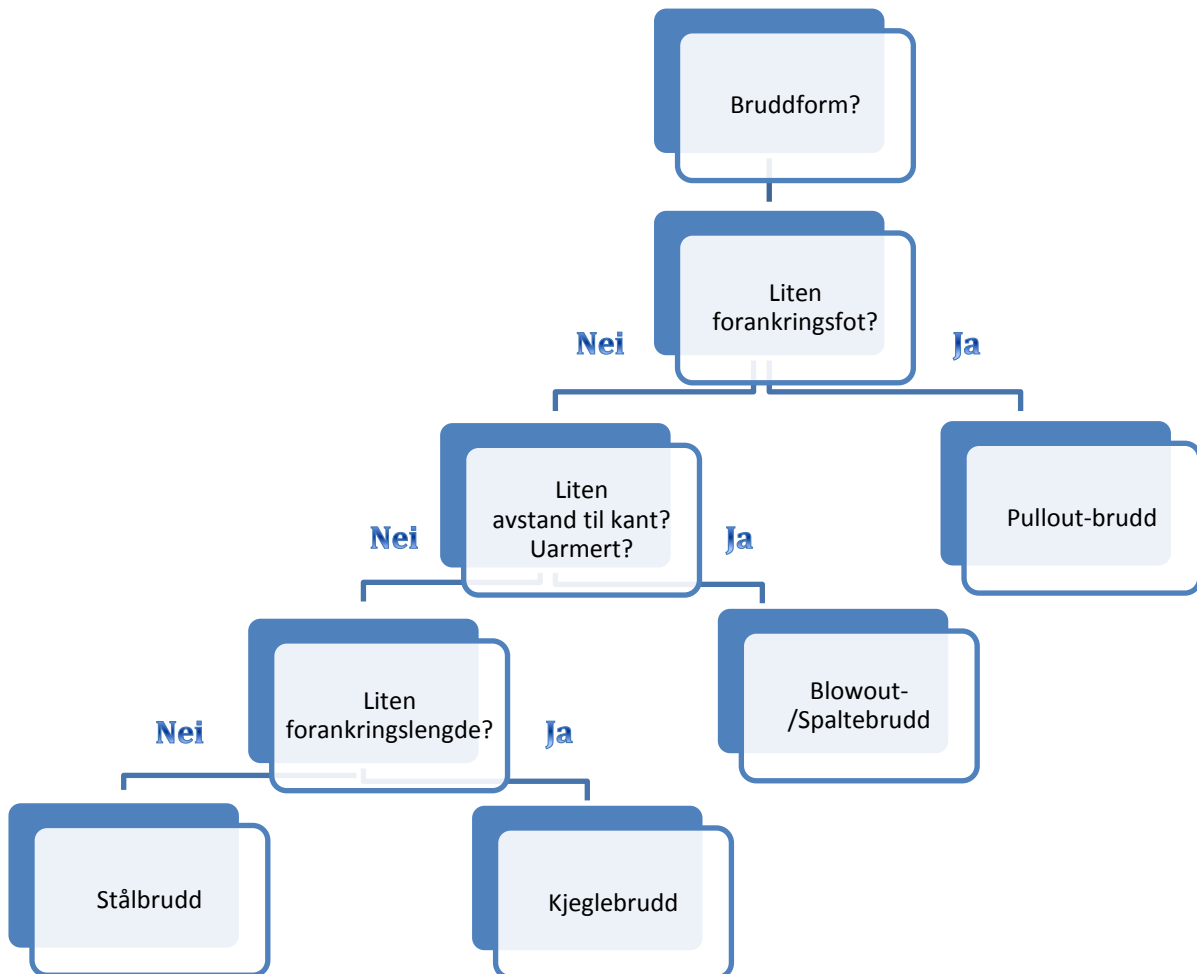
Denne bruddformen gjelder for strekkbelastede forankringer med fot plassert nær kant. Bruddformen er vist i Figur 3.8. De konsentrerte kreftene som påføres betongen fra forankringsfoten fører til en sideveis trykkraft som må balanseres av strekkspenninger i betongen. Det er disse strekkspenningene som kan forårsake riss i betongen hvis betongens strekkfasthet overskrides. Hvis forankringen da er plassert nær betongkant kan disse rissene utvikle seg ut mot kanten og føre til at et betongstykke spaltes av. Forankringskapasiteten til slike forankringer vil følgelig ikke avhenge av forankringsdybden, men av avstanden sideveis ut mot fri kant. I følge CEN/TS 2-4-2 pkt. 6.2.7 [4] kan det antas at lokale blowout-brudd ikke forekommer hvis betongoverdekning (c) til alle kanter er større enn halvparten av den effektive høyden av forankringen (h_{ef}).



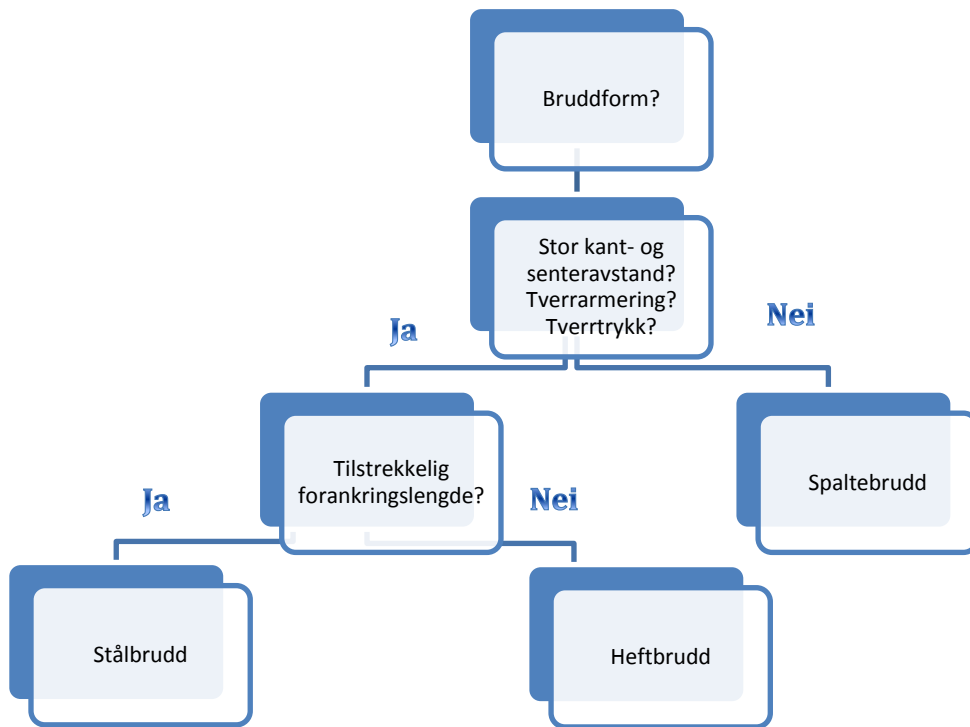
Figur 3.8: Blowout-brudd [5]

3.2.7. OPPSUMMERING

Prosedyrer for å finne ut hvilken bruddform som blir dimensjonerende for strekkbelastede forankringer med og uten fot er vist i flytskjemaene nedenfor. I Figur 3.9 er det vist et flytskjema for forankring med fot, mens det i Figur 3.10 er vist et flytskjema for forankring uten fot. Som vist er det en rekke faktorer som innvirker på hvilken bruddform som blir gjeldende. Flytskjemaene nedenfor gir en prediktor på hvilken bruddform som blir gjeldende ut i fra forskjellige forankringsforhold som for eksempel forankringslengder, kant-og senteravstander og armeringsforhold.



Figur 3.9: Flytskjema for forankring med fot



Figur 3.10: Flytskjema for forankring uten fot

3.3. BEREGNINGSREGLER FOR STREKKBELASTEDE FORANKRINGER

I det følgende vil beregningsregler for strekkapasitet til forankringer med og uten fot bli gjennomgått.

3.3.1. STREKKBRUDD I STÅLSTANGEN

Stålets dimensjonerende kapasitet for sentrisk strekk er etter EC3-1-1 [11] oppgitt som

$$N_{Rd,s} = \frac{f_y \cdot A_s}{\gamma_{M0}} \quad (3.1)$$

der

A_s - stålets tverrsnittsareal
 γ_{M0} = 1,05 eller 1,15 for kamstål [12]

I BEB4 [5] er strekkapasiteten til skruer og gjengestenger gitt som

$$N_{Rd,s} = \frac{0.9 \cdot f_u \cdot A_{sp}}{\gamma_{M2}} \quad (3.2)$$

der

- f_u - strekkfastheten til stålet
- A_{sp} - spenningsarealet
- $\gamma_{M2} = 1,25$

3.3.2. HEFTBRUDD

Strekkapasiteten ved heftbrudd dimensjoneres i henhold til EC2-1-1 [12]. Dimensjonerende heftfasthet for kamstål er gitt som

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} \quad (3.3)$$

der

- f_{ctd} - dimensjonerende betongstrekkfasthet
- η_1 - faktor knyttet til heftbetingelsene
- η_2 - faktor knyttet til stangdiameter
 $= 1,0$ for $\varnothing \leq 32$
 $= (132 - \varnothing)/100$ for $\varnothing > 32\text{mm}$

Dette er heftfastheten en får dersom en har den minste tillatte senteravstanden eller overdekningen til armeringsstengene. Denne heftfastheten vil derfor samtidig gi den største nødvendige forankringslengden. Faktor 2,25 gjelder for kamstål og kan settes til 1,4 for preget jern og 1,0 for glatt stang [10]. Faktor η_1 angående gode heftbetingelser er beskrevet i EC2-1-1 punkt 8.4.2 [12].

Nødvendig kraftinnføringslengde ($l_{b,rqd}$) under forutsetning av konstant heftspenning (f_{bd}) kan utledes ved likevektsbetraktningen

$$l_{b,rqd} \cdot \pi \cdot \varnothing \cdot f_{bd} = \frac{\pi \cdot \varnothing^2}{4} \cdot \sigma_{sd} \quad (3.4)$$

$$l_{b,rqd} = 0,25 \cdot \varnothing \cdot \sigma_{sd} / f_{bd} \quad (3.5)$$

der

- \varnothing - diameteren til forankringen
- σ_{sd} - dimensjonerende spenning i armeringsstangen i det punktet forankringen måles fra.

Forankringslengden ($l_{b,rqd}$) som oppnås ved ligningen ovenfor kalles basis kraftinnføringslengde, eller største nødvendige forankringslengde. Denne lengden

gjelder for rette forankringer der det kun er minimum betongoverdekning, ingen tverrarmoring tilstede og heller ikke trykk i tverretning. For å ta hensyn til disse faktorene får vi i henhold til EC2-1-1 [12] en dimensjonerende forankringslengde

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{b,min} \quad (3.6)$$

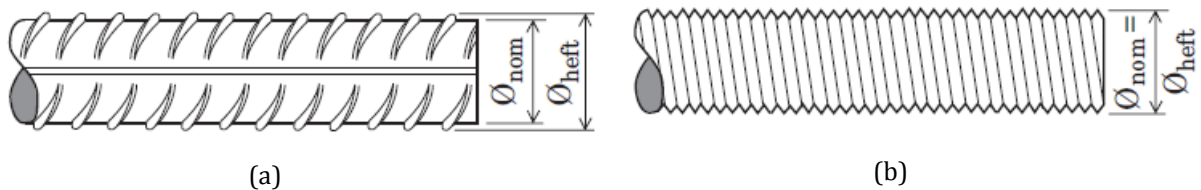
der

- α_1 - for virkningen av stengenes form
- α_2 - for virkningen av den minste betongoverdekningen
- α_3 - for virkningen av tverrarmoring
- α_4 - for virkningen av en eller flere sveiste tverrstenger langs den dimensjonerende forankringslengden
- α_5 - for virkningen av trykk på tvers av spalteplanet langs den dimensjonerende forankringslengden
- $l_{b,min}$ - er minste forankringslengde
 - for forankringer i strekk $l_{b,min} \geq \max\{0,3 \cdot l_{b,rqd}, 10\varnothing, 100 \text{ mm}\}$
 - for forankringer i trykk $l_{b,min} \geq \max\{0,6 \cdot l_{b,rqd}, 10\varnothing, 100 \text{ mm}\}$

Verifisering av alfa-verdiene gjøres i henhold til tabell B 19.3.2 i BEB4 [5].

Nødvendig forankringslengde kan altså reduseres etter kontroll av faktorene α_1 til α_5 ovenfor. Begrensning for bruken av faktorene over er at produktet $\alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \geq 0,7$. Det er en begrensning som for eksempel sier at kapasiteten ikke kan økes ved tilstrekkelig betongoverdekning selv om det skulle være tverrtrykk eller tverrarmoring som ikke er sveist til hovedarmeringen. For å kunne øke kapasiteten må tverrarmoringen sveises.

Forankring av gjengestenger er ikke omtalt i EC2-1-1. I prinsippet blir gjengestenger forankret tilsvarende kamstål. I BEB4 [5] anbefales en heftfasthet $f_{bd} = 1,90 \cdot f_{ctd}$ for gjengestenger og bruk av $\varnothing = \varnothing_{nom}$, se Figur 3.11(b) Dette gir et forhold for heftfastheten mellom gjengestang og kamstål (1,90/2,25) lik 0,84. Forsøk gjort av Axel Efsen [13] viser at heftfastheten for gjengestenger er tilsvarende eller bedre enn heftfastheten til kamstål. Antakelsen her blir derfor noe konservativ. Videre vil beregning av kraftinnføringslengder, omfaringslengder og så videre gjøres som vist for kamstål.



Figur 3.11: Nominell diameter for (a) kamstål (b) gjengestang [5]

3.3.3. KJEGLEBRUDD

Den komplette formelen for kjeglebrudd i henhold til CEN/TS 2-4-2 [4]. Denne bygger på CCD-metoden som er presentert i underliggende avsnitter.

$$N_{Rd,c} = N^0_{Rd,c} \cdot \left(\frac{A_{c,N}}{A^0_{c,N}} \right) \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ec,N} \quad (3.7)$$

Den dimensjonerende utrivningskapasiteten til en forankring når det er store kantavstander og senteravstander i urisset og uarmert betong, er i henhold til CEN/TS 2-4-2

$$N^0_{Rd,c} = \left(\frac{k_{cr}}{\gamma_c} \right) \cdot \sqrt{f_{ck,cube}} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad (3.8)$$

der

- $f_{ck,cube}$ - karakteristisk terningfasthet for betong
- h_{ef} - effektiv forankringslengde
- $k_{cr} = 11,9$ for forankringer i risset armert betong

Faktoren k_{cr} lik 11,9 gjelder for tilfeller med risset armert eller urisset uarmert betong. I risset uarmert betong anvendes en faktor $k_{ucr} = 8,5$ istedenfor k_{cr} [4]

Som nevnt tidligere er det utført en rekke forsøk som har ført til flere empiriske formler for beregning av forankringskapasiteten ved kjeglebrudd. Disse bygger da på CCD-metoden som gir formel (3.9).

$$N_u = k \cdot \sqrt{f_{ckcube}} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad (3.9)$$

der

- $k = 15,5$ for forankring med fot
- $k = 13,5$ for ekspansjonsbolter

Det må merkes at det ved CCD- metoden anvendes midlere betongfasthet. Den skal da gi midlere verdi av kapasitet mens de øvrige formlene gir en nedre grense i form av en 5 %-fraktil.

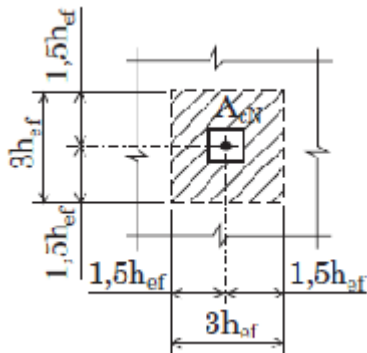
KANT- OG SENTERAVSTANDER

Virkning av kant- og senteravstander gitt i CEN/TS 2-4-2 [4] gjelder også for CCD-formelen. Disse kommer til uttrykk av forholdet ($A_{c,N}/A^0_{c,N}$)

der

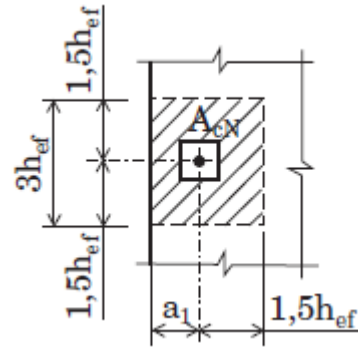
$A^0_{c,N}$ - bruddarealet for en enkelt forankring med store avstander
 $= (3 \cdot h_{ef}) \cdot (3 \cdot h_{ef})$

$A_{c,N}$ - det virkelige bruddarealet til aktuell forankring eller forankringsgruppe. Redusert av overlappende bruddareal og kantavstander. $A_{c,N}$ bestemmes i samsvar med Figur 3.12.



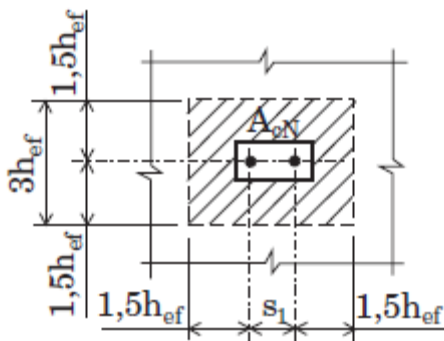
$$A_{cN} = A^0_{cN} = (2 \cdot 1,5 \cdot h_{ef}) \cdot (2 \cdot 1,5 \cdot h_{ef}) = 9 \cdot h_{ef}^2$$

a) En forankring med stor avstand til kant og til andre forankringer.



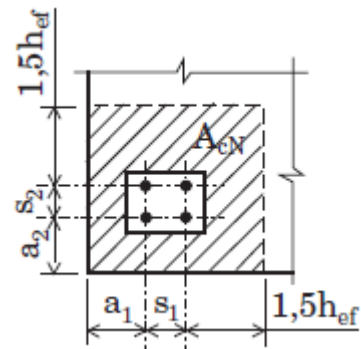
$$A_{cN} = (a_1 + 1,5 \cdot h_{ef}) \cdot (2 \cdot 1,5 \cdot h_{ef}) \text{ når } a_1 \leq 1,5 \cdot h_{ef}$$

b) En forankring nær kant.



$$A_{cN} = (2 \cdot 1,5 \cdot h_{ef} + s_1) \cdot (2 \cdot 1,5h_{ef}) \text{ når } s_1 \leq 3,0 \cdot h_{ef}$$

c) To forankringer med stor avstand til kant.



$$A_{cN} = (a_1 + s_1 + 1,5h_{ef})(a_2 + s_2 + 1,5h_{ef}) \text{ når } a_1 \text{ og } a_2 \leq 1,5 \cdot h_{ef} \text{ og } s_1 \text{ og } s_2 \leq 3,0 \cdot h_{ef}$$

d) Fire forankringer nær et hjørne.

Figur 3.12: Bestemmelse av bruddareal [5].

FAKTOR FOR SPENNINGSTILSTAND I BETONGEN $\psi_{s,N}$

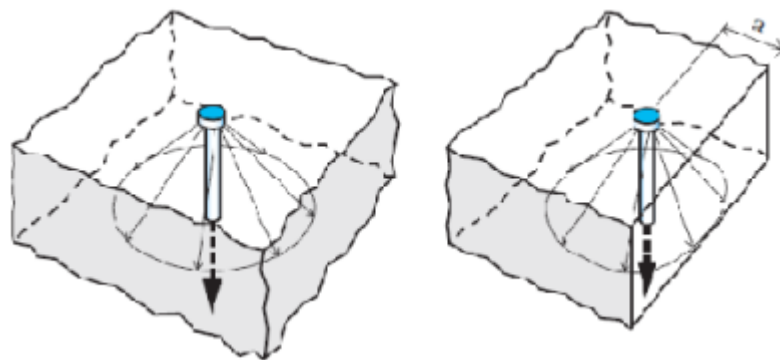
Denne faktoren tar hensyn til at bruddlasten reduseres ytterligere når den rotasjonssymmetriske spenningstilstanden i betongen forstyrres som følge av korte kantavstander.

$$\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot a / (1,5 \cdot h_{ef}) \leq 1,0 \quad (3.10)$$

der

a - avstanden til kant. Se Figur 3.13

Dersom det er flere kanter med avstand mindre enn $1,5 \cdot h_{ef}$ velges den minste.



(a) Store kantavstander.

(b) Liten kantavstand.

Figur 3.13: Rotasjonssymmetrisk spenningstilstand [5].

FAKTOR FOR OVERFLATEARMERING $\psi_{re,N}$

Denne faktoren tar hensyn til at armering nær overflaten til betongen kan gi uheldige strekkspenninger i betongen når den effektive forankringsdybden (h_{ef}) er mindre enn 100 mm. I formelen under angir s avstanden mellom armeringsjernene, mens d_s uttrykker armeringsjernenes diameter [4].

$$\psi_{re,N} = 0,5 + \frac{h_{ef}}{200} \quad (3.11)$$

for $s < 150$ mm for hvilken som helst d_s
 eller $s < 100$ mm for $d_s \leq 10$ mm

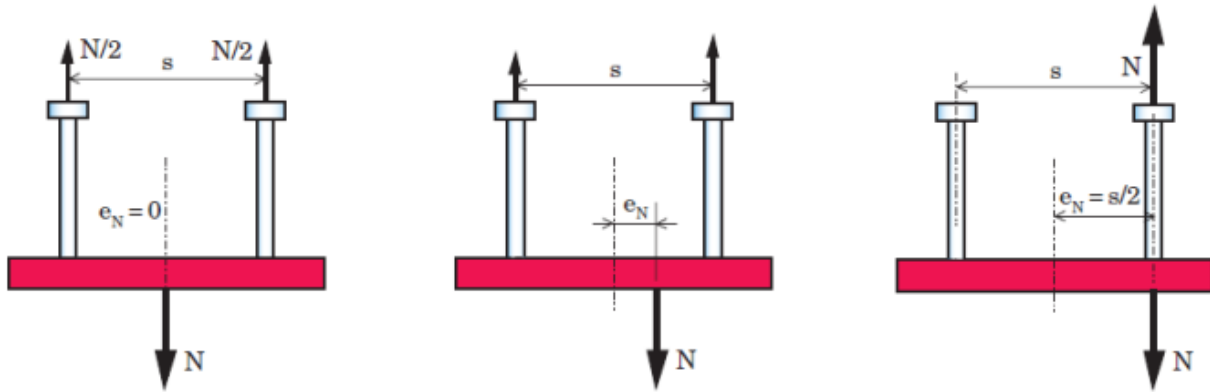
$$\psi_{re,N} = 1,0 \quad (3.12)$$

for $s \geq 150$ mm for hvilken som helst d_s
 eller $s \geq 100$ mm for $d_s \leq 10$ mm

FAKTOR FOR LASTEKSENTRISITET $\psi_{ec,N}$

Denne faktoren tar hensyn til tilfeller hvor strekkraften virker eksentrisk i forhold til forankringsgruppens tyngdepunkt. Se figur Figur 3.14.

$$\psi_{ec,N} = 1 / \{1 + 2 \cdot [e_N / (3 \cdot h_{ef})]\} \leq 1,0 \quad (3.13)$$



Figur 3.14: Eksentrisitet last [5]

Hvis det skulle være eksentrisitet i to retninger skal $\psi_{ec,N}$ bestemmes separat for hver retning [8].

$$\psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + 2 \cdot e_N / s_{cr,N}} \leq 1,0 \quad (3.14)$$

der

- e_N - strekkraftens eksentrisitet i forhold til forankringsgruppens tyngdepunkt
- $s_{cr,N}$ - representerer lengden av en side av bruddarealet for en forankring med store avstander. I BEB4 [5] er samme lengde gitt som $3 \cdot h_{ef}$

Deretter finner en produktet av de to faktorene

$$\psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + 2 \cdot e_{N,1} / s_{cr,N}} \cdot \frac{1}{1 + 2 \cdot e_{N,2} / s_{cr,N}} \quad (3.15)$$

EFFEKTEN AV SMALE BETONGELEMENT h_{ef}'

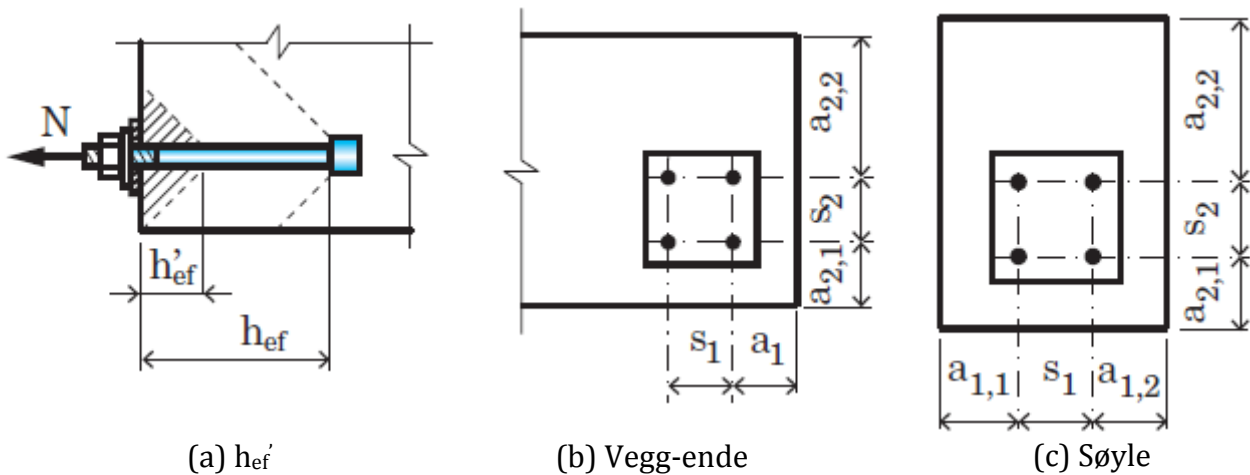
Effekten av smale betongelement, det vil si tilfeller der forankringen har en avstand mindre enn 1,5 ganger effektiv forankringsdybde til tre eller flere kanter, gir formelverket for konservative resultater. Ved dette tilfellet vil forholdet $A_{c,N}/A_{c,N}^0$ bli svært lite. Mer presise resultater kan da oppnås ved å erstatte h_{ef} med h_{ef}' ved bestemmelse av $N_{Rd,c}^0$, $A_{c,N}$, $A_{c,N}^0$, $\psi_{s,N}$ og $\psi_{re,N}$.

h_{ef}' kan bestemmes fra Figur 3.15

$$h'_{ef} = \text{den største av } [a_{\text{maks}}/1,5; s_{\text{maks}}/3] \quad (3.16)$$

der

- a_{maks} - er maksimal kantavstand fra senter forankring til betongkant
 = den største av $[a_1; a_{2,1}; a_{2,2}] \leq 1,5 \cdot h_{ef}$ for vegg-ende
 = den største av $[a_{1,1}; a_{1,2}; a_{2,1}; a_{2,2}] \leq 3 \cdot h_{ef}$ for søyletopp
- s_{maks} - er maksimal senteravstand mellom forankringene
 = den største av $[s_1; s_2] \leq 3 \cdot h_{ef}$



Figur 3.15: Smale betongelement [5]

KJEGLEBRUDD I HENHOLD TIL ACI 318-05

I tillegg til CEN har en også beregningsregler for kjeglebrudd i henhold til ACI 318-05. Disse bygger på den samme modellen som CEN, altså CCD. Det er valgt å kun gå inn på regler som er aktuelle for beregningene av forsøkene i denne masteroppgaven. Den fullstendige formelen for kapasitet ved kjeglebrudd i henhold til ACI 318-05

$$N_{cb} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \cdot \psi_{ed,N} \cdot \psi_{c,N} \cdot \psi_{cp,N} \cdot N_b \quad (3.17)$$

der

A_{Nc} - tilsvarer $A_{c,N}$ i CEN
 A_{Nco} - tilsvarer $A^0_{c,N}$ i CEN

Øvre grense for utrivningskapasiteten for en enkelt forankring i risset betong, N_b er

$$N_b = k_c \cdot \sqrt{f_{cm}} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad (3.18)$$

der

k_c = 24 for plasstøpte forankringer
 = 17 for etterinstallerte forankringer

Disse tallene gjelder for amerikanske enheter. Kraften blir da uttrykket i pund kraft (lbf). Sylindrefastheten blir gitt i pund kraft per kvadrattomme. Lengden av forankringsdybden blir da oppgitt i tommer. Det bemerkes at det blir brukt sylindrefasthet i stedet for terningfasthet i formelen over. Ved å bruke SI-enheter får en følgende k_c -faktorer

k_c = 10,04 for plasstøpte forankringer med SI-enhet og
 = 7,11 for etterinstallerte forankringer med SI-enhet

KANT- OG SENTERAVSTANDER

I likhet med CEN brukes også forholdet mellom bruddflatene (A_{Nc}/A_{Nco}) for å ta hensyn til kant- og senteravstander.

FAKTOR FOR SMÅ KANTAVSTANDER $\psi_{ed,N}$

Videre blir det også tatt hensyn til uønskede effekter som følge av små kantavstander gjennom faktoren $\psi_{ed,N}$. Formlene for denne faktoren er gitt som følger

$$\psi_{ed,N} = 1 \text{ hvis } c_{a,\min} \geq 1,5 \cdot h_{ef} \quad (3.19)$$

$$\psi_{ed,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c_{a,\min}}{1,5 \cdot h_{ef}} \text{ hvis } c_{a,\min} < 1,5 \cdot h_{ef} \quad (3.20)$$

der

$c_{a,\min}$ - tilsvarer avstand a i BEB4, altså minste kantavstand

FAKTOR FOR URISSET BETONG $\psi_{c,N}$

For å ta hensyn til at forankringen kan være plassert i urisset betong er det gitt en faktor $\psi_{c,N}$ med følgende verdier for gitte tilfeller

$$\begin{aligned} \psi_{c,N} &= 1,25 \text{ for plasstøpte forankringer} \\ &= 1,40 \text{ for etterinstallerte forankringer} \end{aligned}$$

FAKTOR FOR ETTERINSTALLERTE FORANKRINGER $\psi_{cp,N}$

I tillegg er det gitt en faktor som er gjeldende for etterinstallerte forankringer i urisset betong. For plassinnstøpte forankringer vil denne faktoren være lik 1. Betongen skal ikke ha ekstra armering for å ta hensyn til spalting. Faktoren blir som følger

$$\psi_{cp,N} = 1,0 \text{ hvis } c_{a,\min} \geq c_{ac} \quad (3.21)$$

$$\psi_{cp,N} = \frac{c_{a,\min}}{c_{ac}} \geq \frac{1,5 \cdot h_{ef}}{c_{ac}} \text{ hvis } c_{a,\min} < c_{ac} \quad (3.22)$$

der

c_{ac} - er kritisk avstand
 = $2,5 \cdot h_{ef}$ for ekspansjonsankre
 = $4 \cdot h_{ef}$ for momentkontrollerte forankringer
 = $4 \cdot h_{ef}$ for forskyvningskontrollerte forankringer
 $c_{a,\min}$ - tilsvarer avstand kantavstand (a) i BEB4

3.3.4. SPALTEBRUDD

Verifisering av spaltebrudd er ikke angitt i BEB4. I CEN/TS 2-4-2 pkt. 6.2.6.2 [4] er det derimot gitt krav angående spaltebrudd i betong. Det er verdt å merke seg at kantavstand i CEN/TS er angitt med symbolet c, mens samme avstand er gitt med a i

BEB4. I følge CEN/TS 2-4-2 [4] er verifisering av spaltebrudd ikke nødvendig gitt at en av følgende betingelser er oppfylt

(1) Betongstykkets dybde $h \geq h_{\min}$, kantavstander $c \geq 1,0 \cdot c_{cr,sp}$ for enkeltdybler og $c \geq 1,2 \cdot c_{cr,sp}$ for forankringsgrupper

(2) Beregninger for karakteristisk uttrekkskapasitet og kjeglebrudd er gjort for risset betong. Armering er lagt inn for å kunne ta spaltekreftene og redusere rissviddene til $w_k \leq 0,3$ mm

Faktoren $c_{cr,sp}$ kan settes lik effektiv høyde (h_{ef}) for betongkomponenter med tykkelse lik to ganger effektiv høyde. Ved andre tykkelser må den karakteristiske verdien hentes fra relevant teknisk spesifikasjon

Nødvendig armering for å kunne ta spaltekreftene kan bestemmes av formelen

$$A_s = 0,5 \cdot \frac{\sum N_{Ed}}{f_{yk}/\gamma_{Ms,re}} \quad (3.23)$$

der

$\sum N_{Ed}$ - summen av strekkreftene som virker på forankringen
 $\gamma_{Ms,re} = 1,15$ i henhold til CEN/TS 2-4-1 [3]

Skulle ingen av betingelsene ovenfor være oppfylt må den karakteristiske utrivningskapasiteten til en forankring eller forankringsgruppe beregnes ved hjelp av ligningen

$$N_{Rk,sp} = N_{Rk}^0 \cdot \left(\frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \right) \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{h,sp} \quad (3.24)$$

der

N_{Rk}^0 = den minste av (N_{Rkp} , N_{Rkc}^0)
 N_{Rkp} - er strekkapasiteten til betong ved pullout-brudd, se delkapittel 3.3.5.
 N_{Rkc}^0 - er dimensjonerende utrivningskapasitet til en forankring når det er store kantavstander og senteravstander, i urisset og uarmert betong. Se ligning (3.8).

Faktoren $\psi_{h,sp}$ tar hensyn til virkningen betongelementets dybde (h) har på spaltebruddkapasiteten og er i henhold til CEN/TS 2-4-2 (19) gitt som

$$\psi_{h,sp} = \left(\frac{h}{h_{\min}} \right)^{2/3} \leq \left(\frac{2 \cdot h_{ef}}{h_{\min}} \right)^{2/3} \quad (3.25)$$

der

h_{\min} - settes lik to ganger effektiv høyde [2]

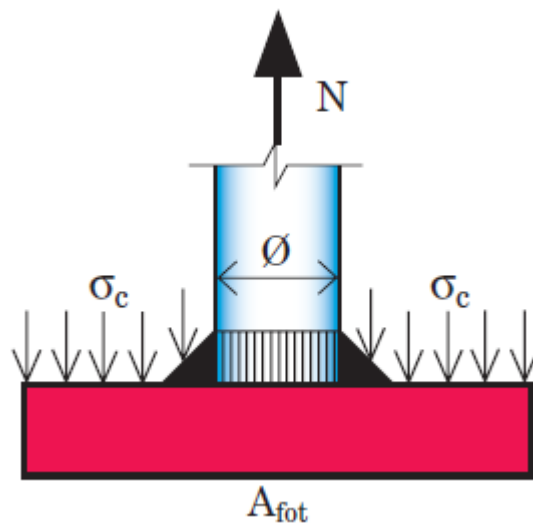
3.3.5. UTTREKKSBRUDD (PULLOUT-BRUDD) I BETONGEN

Strekkapasitet til betong for pullout-brudd er i henhold til CEN/TS 2-4-2 [4] gitt som

$$N_{Rk,p} = 6 \cdot A_h \cdot f_{ck,cube} \cdot \Psi_{ucr,N} \quad (3.26)$$

der

- A_h - er forankringsfotens lastareal
 $= \pi/4 \cdot (d_h^2 - d^2)$
- d_h - er forankringsfotens diameter
- d - er forankringsskaftets diameter
- $\Psi_{ucr,N} = 1,0$ for dybler i risset betong
 $= 1,4$ for dybler i urisset betong



Figur 3.16: Pullout-brudd [5].

3.3.6. BLOWOUT-BRUDD

Verifisering av blowout-brudd er ikke nødvendig gitt at kantavstander i alle retninger er større enn $c = 0,5 \cdot h_{ef}$. Ved verifisering er den karakteristiske kapasiteten gitt av ligningen

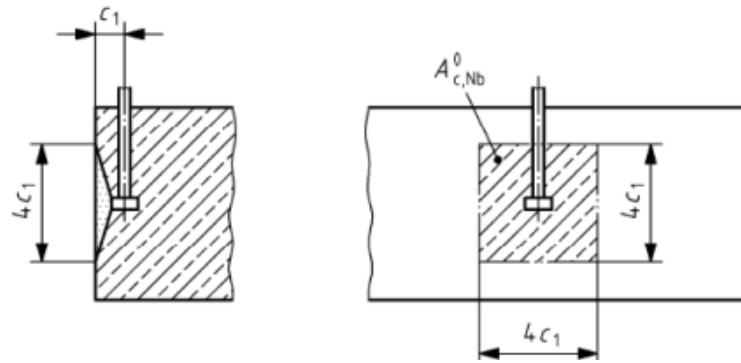
$$N_{Rk,cb} = N^0_{Rk,cb} \cdot \frac{A_{c,Nb}}{A^0_{c,Nb}} \cdot \Psi_{s,Nb} \cdot \Psi_{g,Nb} \cdot \Psi_{ec,Nb} \cdot \Psi_{ucr,N} \quad (3.27)$$

Karakteristisk kapasitet til en enkel forankring som ikke er påvirket av nærliggende forankringer, eller andre kantavstander enn den kritiske er gitt ved

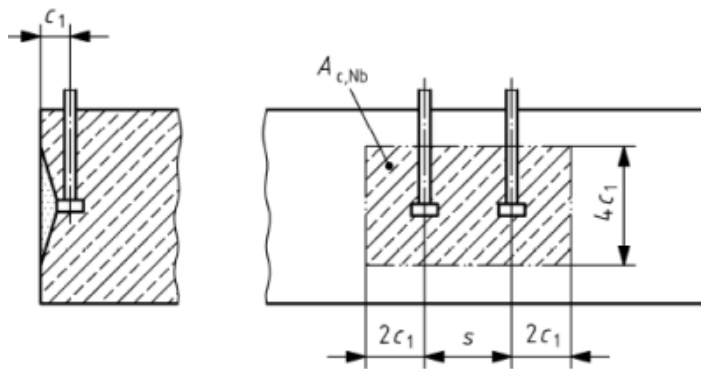
$$N^0_{Rk,cb} = 8 \cdot c_1 \cdot \sqrt{A_h} \cdot \sqrt{f_{ck,cube}} \quad (3.28)$$

der

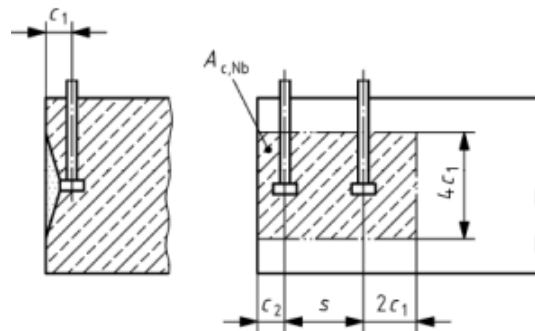
- c_1 - er den minste avstanden fra senter forankring til betongkant, se Figur 3.17 på neste side
- A_h - se delkapittel 3.3.5



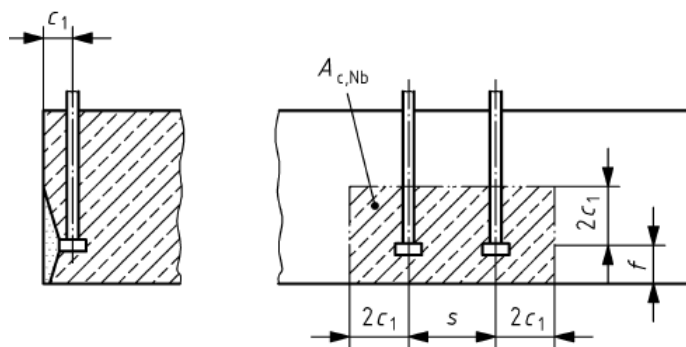
(a)



(b)



(c)



(d)

Figur 3.17 :Eksempler på virkelige areal $A_{c,Nb}$ for ulike plasseringer av forankringer ved blowout-brudd [4].

KANT- OG SENTERAVSTANDER

Virkning av kant- og senteravstander på den karakteristiske kapasiteten kommer til uttrykk av forholdet $A_{c,Nb}/A^0_{c,Nb}$.

der

$A^0_{c,Nb}$ - er det projiserte arealet av bruddkjeglen for en enkelt forankring, se Figur 3.17
 $= (4 \cdot c_1)^2$

$A_{c,Nb}$ - er det virkelige projiserte arealet, begrenset av overlappende bruddareal fra nærliggende forankringer $s \leq 4 \cdot c_1$, og kantavstander $c_2 \leq 2 \cdot c_1$
 Begrensningene kan også forekomme på grunn av elementets tykkelse.

FAKTOR FOR HJØRNEPLASSERING $\psi_{s,Nb}$

Tar hensyn til at bruddlasten reduseres ytterligere når den rotasjonssymmetriske spenningstilstanden i betongen forstyrres som følge av forankringen er plassert nær et betonghjørne.

$$\psi_{s,Nb} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c_2}{c_1} \leq 1 \quad (3.29)$$

der

c_2 - er den nest minste kantavstanden dersom denne avstanden er mindre enn $2 \cdot c_1$, se Figur 3.17.

FAKTOR FOR LASTAREAL $\psi_{g,Nb}$

Tar hensyn til lastarealet av de individuelle forankringene i en gruppe.

$$\psi_{g,Nb} = \sqrt{n} + (1 - \sqrt{n}) \cdot \frac{s_1}{4 \cdot c_1} \geq 1 \quad (3.30)$$

der

N - er antall strekkbelastede forankringer i en rad parallell med betongkant
 s_1 - er senteravstand mellom forankringene, $s_1 \leq 4 \cdot c_1$

FAKTOR FOR LASTEKSENTRISITET $\Psi_{ec,Nb}$

Faktoren tar hensyn til at strekkraften kan virke eksentrisk på forankringsgruppen

$$\Psi_{ec,Nb} = \frac{1}{1 + 2 \cdot e_N / (4 \cdot c_1)} \quad (3.31)$$

der

e_N - er den resulterende strekkraftens eksentrisitet i forhold til forankringsgruppens tyngdepunkt.

FAKTOR FOR BETONGTILSTAND $\Psi_{ucr,N}$

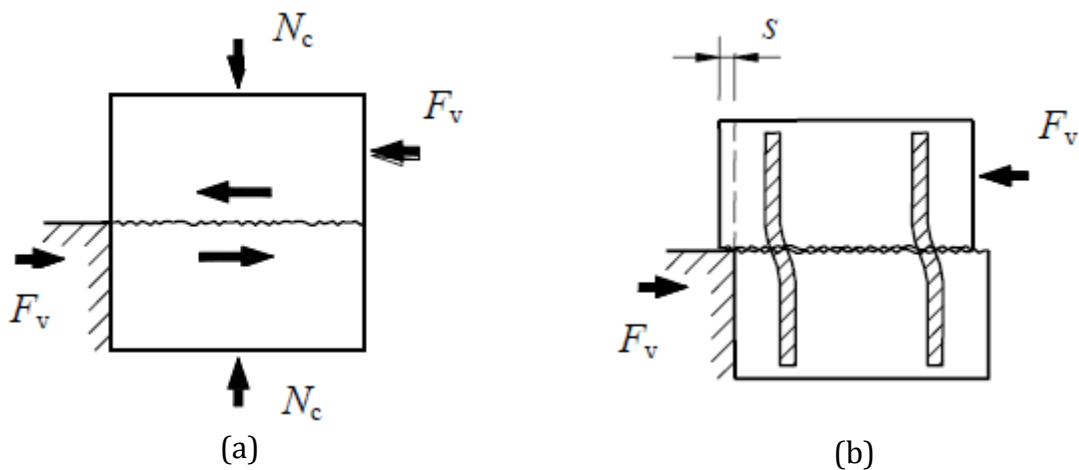
Tar hensyn til om forankringen er i risset eller urisset betong

$\Psi_{ucr,N} = 1,0$ for risset betong.
 $= 1,4$ for urisset betong.

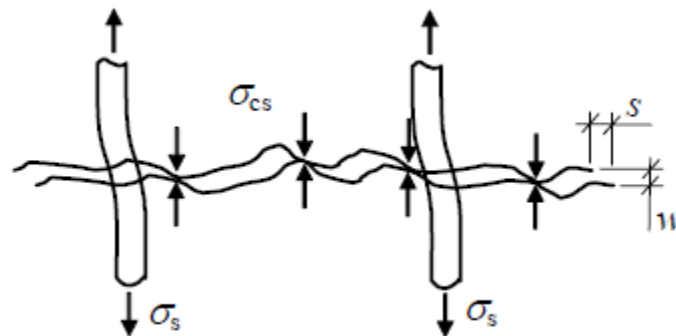
3.4. SKJÆRBELASTEDE FORANKRINGER

Skjær kan bli overført mellom betongelementer ved adhesjon eller friksjon mellom overflatene, ved dybeleffekt eller andre mekaniske overføringsmekanismer. Overføring ved adhesjon krever at overflaten mellom elementene er helt ren. Sand og andre partikler ved betongoverflaten vil føre til at adhesjonseffekten forsvinner. Dette er derfor en type skjæroverføring som bare blir tatt hensyn til hvis skjærspenningene er veldig små.

Har overflatene mellom elementene noe grovhet kan skjærkrefter overføres ved friksjon, under betingelsen at det virker trykkrefter på tvers av forbindelsen, se Figur 3.18(a). Generelt vil indre trykkrefter genereres på tvers av forbindelsen ved hjelp av tverrgående stenger. Dette kommer av at overflatens ruhet vil føre til at forbindelsen separeres noe når skjærglidning oppstår langs forbindelsen. Separasjonen vil gi strekkspenninger i de tverrgående stengene som igjen må balanseres av trykkrefter langs forbindelsen. Se Figur 3.18(b) og Figur 3.19. Disse trykkreftene vil bidra til skjæroverføringen mellom elementene. Skjærkapasiteten langs forbindelsen vil forbedres med økt mengde tverrgående forankringer og økt friksjonskoeffisient langs forbindelsen.

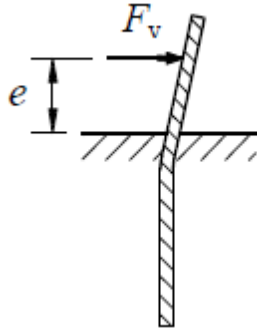


Figur 3.18 (a) Skjæroverføring ved friksjon. (b) Generering av indre trykkrefter.



Figur 3.19: Seperasjon ved skjærglidning

Tverrgående armeringsstenger kan også bidra til skjærkapasitet ved dybel effekt. Det enkleste tilfellet av skjæroverføring ved hjelp av dybelvirkning er vist i Figur 3.20. Dybelen i figuren blir utsatt for en skjærkraft F_v og støttes av trykkspenninger langs lengden som er omsluttet av betong. Denne type lastbetingelse vil normalt føre til duktile deformasjoner og spenninger i dybelen som kan føre til forskjellige typer bruddformer. Disse bruddformene vil bli nærmere introdusert i kapittel 3.4.1.



Figur 3.20: Dybeleffekt

Det vil i de påfølgende kapitlene presenteres aktuelle bruddformer og tilhørende beregningsregler for forankringer utsatt for skjærkrefter. Det vil da skilles mellom

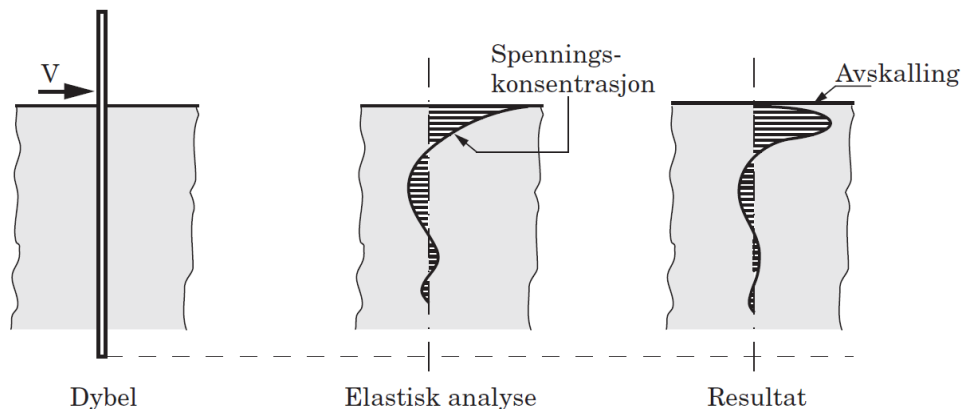
- Forankring uten stålplate
- Forankring med stålplate

3.4.1. FORANKRING UTEN STÅLPLATE

Utkraget dybel forankret i betong utsatt for skjærkraft kan utvikle følgende bruddformer

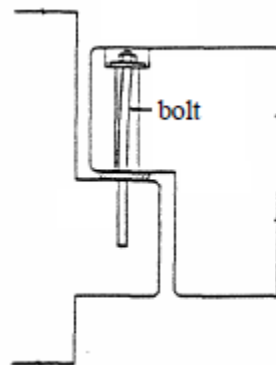
- Skjærbrudd i stålstangen
- Spaltebrudd i betong
- Kombinasjonsbrudd

Spenningen i betongen vil variere langs dybelen og vil være størst ved betongoverflaten. Trykkspenningene i betongen nær overflaten vil kunne føre til at betongen spaltes og gir en avskalling. Spenningsvariasjon langs dybelen er vist i Figur 3.21.



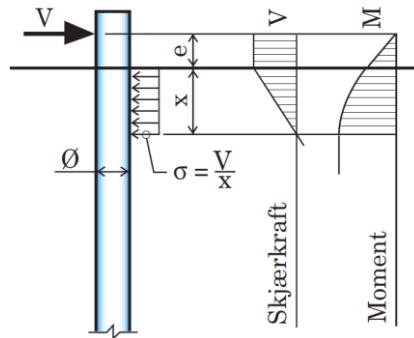
Figur 3.21: Spenningsfordeling [5].

Hvilken bruddform en får vil avhenge av styrkeforholdet mellom stål og betong, og overdekning. Har forankringen liten diameter og/eller lav stål kvalitet samtidig som betongen har en høy fasthetsklasse kan skjærbrudd i stålet være en mulig bruddform. Har derimot forankringen stor diameter og/eller høy stål kvalitet samtidig som betongen har en lav fasthetsklasse og/eller liten overdekning vil spaltebrudd i betongen være en mer aktuell bruddform. En kan også i tilfeller som faller imellom de overnevnte kriteriene få et kombinasjonsbrudd. Det vil si brudd i stålet samtidig som betongen går til brudd. Det forutsettes da at spaltebrudd er forhindret. En typisk forbindelse hvor skjærkrefter overføres ved dybeleffekt er vist i Figur 3.22



Figur 3.22: Forbindelse ved bjelkeopplegg

Skjærkapasiteten for forankringer uten stålplate tar utgangspunkt i dimensjoneringsmodellen vist i Figur 3.23



Figur 3.23: Dimensjoneringsmodell for skjærkapasitet til enkeltdybel forankret i betong [5]

Som en ser av figuren angriper skjærlasten med en eksentrisitet (e) fra betongens overflate. Modellen baserer seg på at maksimalt moment vil oppstå i en avstand (x) fra betongens overflate, og at stålet vil utvikle et plastisk ledd ved denne avstanden. Betongen som støtter opp forankringsstangen utsettes for høye trykkspenninger over en lokal lastflate. Det vil igjen introdusere en tri-aksial spenningstilstand som vil gi høyere kapasitet, gitt at spaltebrudd forhindres. For å ta hensyn til denne virkningen introduserer en i denne modellen betongens trykkapasitet under lokalt trykk som $3 \cdot f_{cd}$ [10]. Ved hjelp av en likevektsbetraktning kan stålets bøyingskapasitet og betongens kapasitet utledes av modellen. Betongen kan gå til et rent betongbrudd eller en kombinasjon der betongen er fullt utnyttet samtidig som stangen er utnyttet i bøyning. Kapasitetsberegningene er utledet med og uten eksentrisitet e . Ved presentasjon av beregningsreglene er ikke utledningen vist, disse er da presentert i vedlegg A.

3.4.2. FORANKRING MED STÅLPLATE

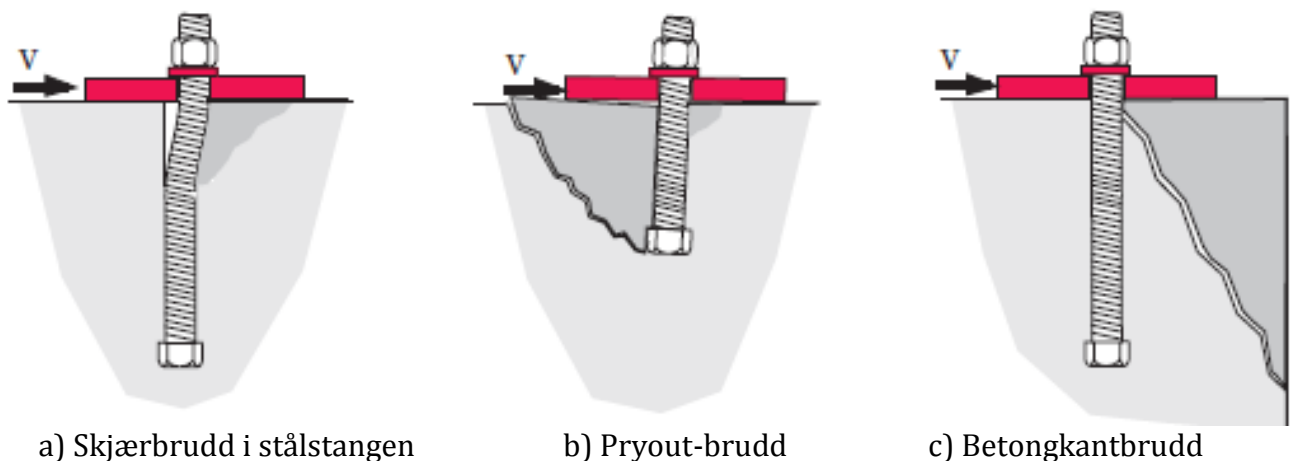
Ved forankring med stålplate vil en få økt avskjæringskapasitet i forhold til forankring uten stålplate. Ved forankring uten stålplate kunne som sagt trykkspenningen ved betongoverflaten føre til at betongen knuses og skalles av. Dette vil her forhindres ved at platen holder betongen på plass. Trykkreftene fra betongen på platen vil gi strekk i forankringen som igjen gir et friksjonsbidrag. Skjærkapasiteten vil avhenge av hvordan forbindelsen er plassert i betongkonstruksjonen. Kantavstander, senteravstander, innstøpt/ikke innstøpt stålplate og forankringslengde er bare noen faktorer som vil påvirke skjærkapasiteten.

Det vil her skilles mellom forenklet metode og metode fot ved kapasitetsberegning for forankring med stålplate. Kapasitetsformler for forenklet metode er utledet fra en dimensjoneringsmodell som ligner på den som blir brukt for utledning av kapasitetsformler for tilfellet uten stålplate. Forskjellen blir at det introduseres et innspenningsmoment som oppstår på grunn av stålplaten. Utledning av formlene er vist

i vedlegg B. Kapasitetsberegning ved bruk av metode med fot for skjær på forankring med stålplate er i henhold til CEN/TS 2-4-2 og BEB4. Formlene er tilpasset forankringer med fot og inkluderer ikke uten videre kamstål og gjengestenger som forankres ved heft.

Forankringer med stålplate utsatt for skjær kan utvikle følgende bruddformer, se Figur 3.24

- Skjærbrudd i stålstangen
- Pryout-brudd
- Betongkantbrudd



Figur 3.24: Bruddfigurer ved forankring med stålplate [5].

3.4.2.1. SKJÆRBRUDD I STÅLSTANGEN

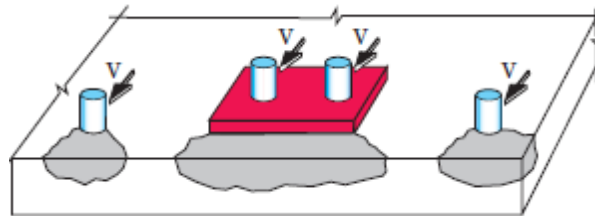
Er forankringen plassert langt unna kant og stålet ikke er tilstrekkelig stivt, kan skjærbrudd i stålet være en aktuell bruddform. Kapasiteten vil da avhenge av stålets kvalitet og tverrsnittsareal.

3.4.2.2. PRYOUT-BRUDD

Gjelder for forankringer med fot. Kan forekomme for korte og stive forankringer plassert langt unna kant. Under skjærbelastning vil forankringen bøye seg i en enkel kurvatur og forankringsfoten vil presse på betongen som vil spaltes av i motsatt retning i forhold til skjærkraften, se Figur 3.24(b). I henhold til BEB4 vil pryout-brudd bare forekomme hvis forholdet mellom effektiv forankringslengde og diameter er mindre enn 4,5. For forankringer med lenger forankringslengder og/eller mindre stivhet vil forankringen bøye seg i dobbel kurvatur.

3.4.2.3. BETONGKANTBRUDD

Dersom forankringen er plassert nær kant kan kapasiteten begrenses av at det dannes en bruddflate i form av en halv bruddkjegle i betongen. Kapasiteten kan bli redusert ytterligere dersom forankringen er plassert i et hjørne eller er plassert i et tynt betongelement. Forankringsgrupper med tilstrekkelig liten senteravstand kan utvikle felles bruddkjegle. De ulike bruddene er vist i Figur 3.25.



(a) Nær kant (b) Forankringsgruppe (c) Nær hjørne

Figur 3.25: Skjærkraft på forankringsgruppe [5]

3.5. BEREGNINGSREGLER FOR SKJÆRBELASTEDE FORANKRINGER

3.5.1. FORANKRING UTEN STÅLPLATE

Videre følger formler for kapasitetsberegning for skjær på forankringer uten stålplate. Formlene er som sagt utledet fra dimensjoneringsmodellen vist i Figur 3.23 og utledninger er vist i vedlegg A.

3.5.1.1. STÅLETS BØYNINGSKAPASITET

$$V_{Rd,s} = f_{yd} \cdot \frac{\phi^2}{4,5} \quad (3.32)$$

3.5.1.2. BETONGENS KAPASITET

$$V_{Rd,c} = 4,5 \cdot f_{cd} \cdot \phi^2 \quad (3.33)$$

3.5.1.3. KOMBINERT VIRKNING

$$V_{Rd} = \phi^2 \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} \quad (3.34)$$

3.5.1.4. SKJÆRBRUDD I STÅLSTANGEN

Generelt for stål kan følgende uttrykk etter EC3-1-1 [11] brukes for å finne dimensjonerende skjærkapasitet

$$V_{Rd,s} = \frac{f_y \cdot A_s}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} \quad (3.35)$$

der

- f_y - er stålets flytespenning
- A_s - er forankringens tverrsnittsareal
- $\gamma_{M0} = 1,05$

For kamstål skal materialfaktor γ_{M0} byttes ut med γ_s i henhold til EC2-1-1 [12]

For forbindelser med skruer, nagler eller bolter gjelder reglene etter EC3-1-8 [14]. Dimensjonerende kapasitet for skruer er gitt som

$$V_{Rd,s} = \frac{0,6 \cdot f_u \cdot A_s}{\gamma_{M2}} \quad (3.36)$$

der

- f_u - er stålets strekkfasthet
- $\gamma_{M2} = 1,25$

3.5.2. FORANKRING MED STÅLPLATE, FORENKLET METODE

Utleddning av skjærkapasiteten for forankringer med stålplate er vist i vedlegg B. Metoden er basert på virkningen av skjær på enkeltdybel, og det gis en økning i kapasitet på 89 % i forhold til forankring uten stålplate, se Tabell 16.1 i vedlegg B. Økningen blir i henhold til BEB4 [5] rundet ned til 80 %. Videre er kravet at forankringslengden må være minst $6 \cdot \emptyset$. I tillegg forutsetter ligningen ingen eksentrisitet. Total kapasitet for plate med påsveiste forankringer er

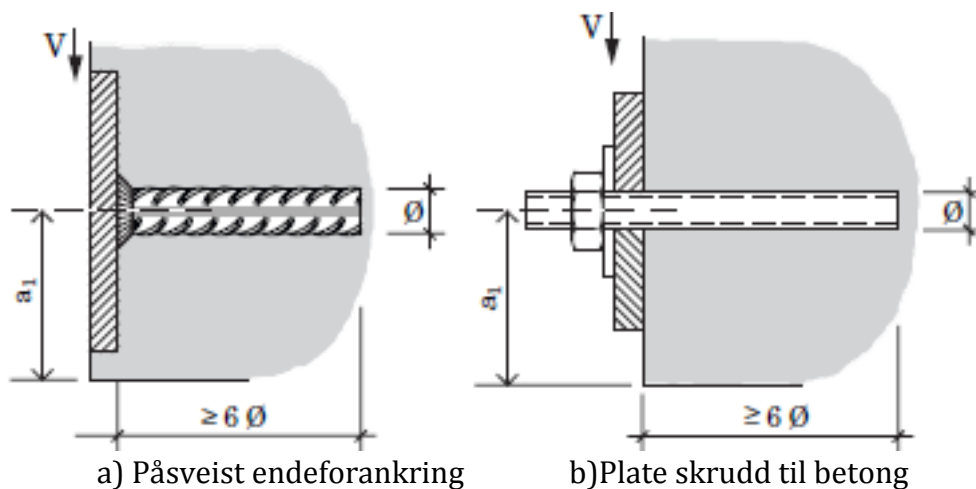
$$V_{Rd,c} = k_a \cdot k_s \cdot \psi_{f,V} \cdot V_{Rd,c}^0 \quad (3.37)$$

Øvre grensen for avskjæringskapasitet er gitt som

$$V_{Rd,c}^0 = 1,8 \cdot \emptyset^2 \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} \quad (3.38)$$

For tilfeller der stålplaten er påskrudd, se Figur 3.26, blir det en redusert kapasitet lik

$$V_{Rd,c}^0 = 1,5 \cdot \emptyset^2 \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} \quad (3.39)$$



Figur 3.26: Skjærbelastet forankring med plate [5]

VIRKNING AV KANTAVSTAND I KRAFTRETNING K_A

Korreksjonsfaktoren k_a tar seg av virkningen når kantavstand i kraftretning er liten

$$k_a = (a_1 - \emptyset) / (n \cdot \emptyset - \emptyset) \quad (3.40)$$

der

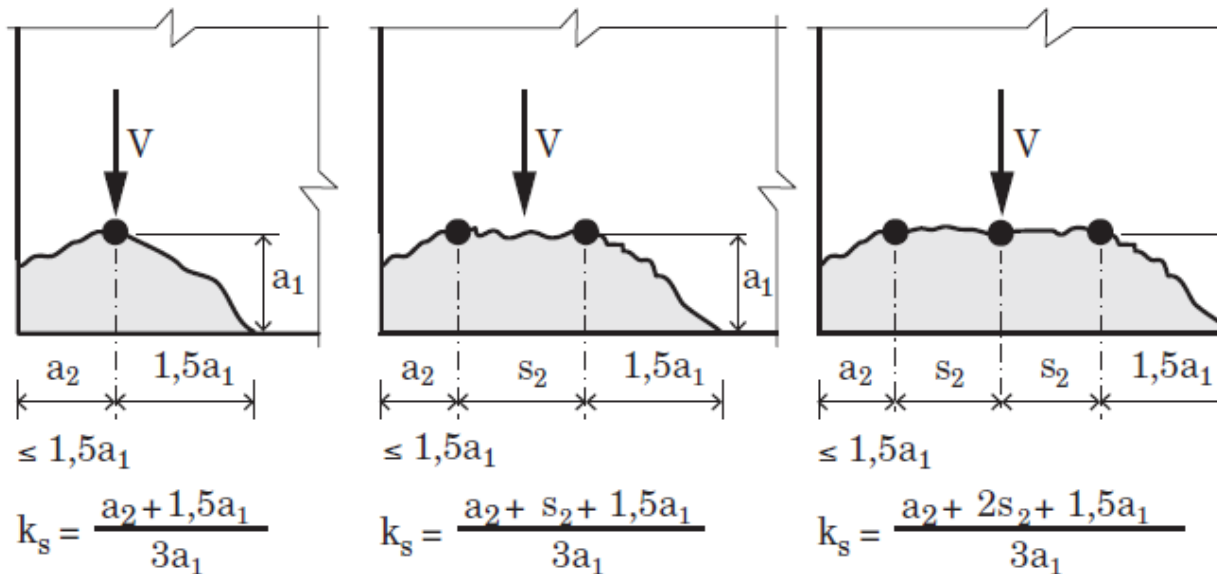
- a_1 - avstand fra forankringsstang til betongkant i henhold til Figur 3.26
- $n \cdot \emptyset$ - hentes ut fra Tabell 3.1 og er kantavstand som gir øvre grense for dybelskjær ($V_{Rd,c}$)

Tabell 3.1: Minimum kantavstand for å oppnå øvre kapasitet [5]

Stålkvalitet	S235	K4.8	S355	B500NC	K8.8
$n \cdot \emptyset$	$10 \cdot \emptyset$	$11 \cdot \emptyset$	$12 \cdot \emptyset$	$14 \cdot \emptyset$	$16 \cdot \emptyset$

VIRKNING AV KANT- OG SENTERAVSTAND PÅ TVERS AV KRAFTRETNING K_S

Korreksjonsfaktor k_s tar seg av virkningen når kant- eller senteravstand på tvers av kraftretning er liten, se Figur 3.27.

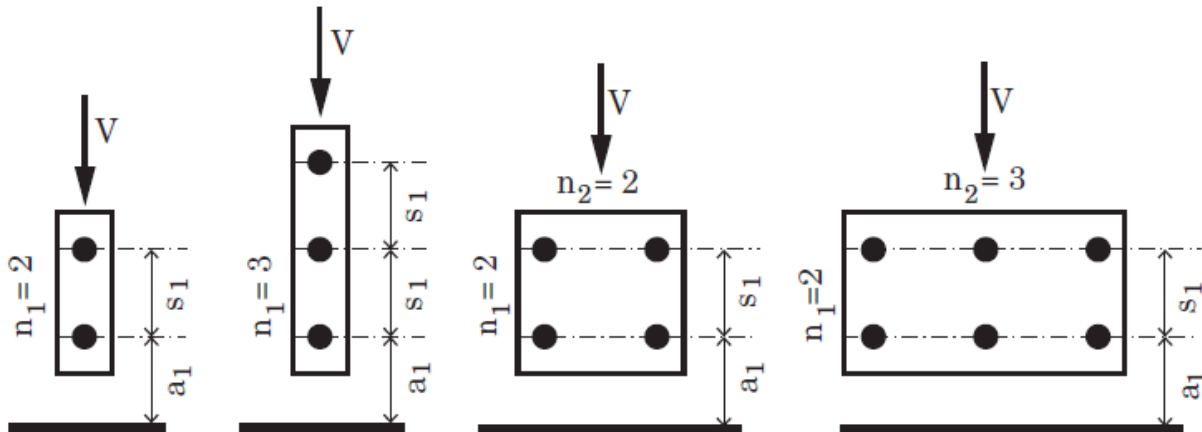


Figur 3.27: Korreksjonsfaktor k_s [5]

Når kantavstanden a_1 er stor, blir effekten av k_s overvurdert. Det settes derfor en øvre grense $a_1 \leq n \cdot \emptyset$ i formelen for k_s . Kantavstand $n \cdot \emptyset$ kan hentes fra Tabell 3.1 ovenfor. Samlet av k_s og k_a skal gi en kapasitet som er mindre eller lik øvre grense per stang.

FAKTOR FOR ANTALL EFFEKTIVE FORANKRINGER $\Psi_{f,v}$

I CEN/TS 2-4-1 pkt. 5.2.3.1 [3] antas det at det bare er forankringene nærmest kanten som er effektive hvis innfestingen er plassert nær kant og det er betongkantbrudd som er gjeldende. Det vil si at kapasiteten beregnes ut fra avstand fra kant og til fremste forankring. Dette vil i mange tilfeller være for konservativt. Det kan ikke utelukkes at de bakerste forankringene også er effektive.



Figur 3.28: Definisjon av antall forankringer [5]

I BEB4 er det foreslått en faktor som tar hensyn til hvordan lasten fordeler seg når det er flere rader med sveiste forbindelser og angir at gruppekapasiteten er lik skjærstyrken til det fremste ankeret ganger $\psi_{f,v}$, se Figur 3.28.

$$\begin{aligned} \Psi_{f,v} &= 1 + (n_1 - 1) \cdot s_1 / (0,75 \cdot a_1) \leq n_1 \\ &= 1,0 \text{ hvis forankringen går gjennom et forboret hull i stålplaten} \end{aligned}$$

der

n_1 - er antall forankringer vinkelrett på kanten.

Det er da gjort følgende antagelser vedrørende fordeling av skjærkreftene

- For en forankringsgruppe med hullklaring hvor kraften virker vinkelrett på betongkanten, er det bare de fremste forankringene som tar skjærlasten
- For en forankringsgruppe uten hullklaring og hvor kraften virker vinkelrett på betongkanten vil alle forankringene være effektive og ta like mye hver av skjærlasten. Kapasiteten til gruppen vil derfor være n_1 ganger betongkantkapasiteten til den fremste raden ($\psi_{f,v} = n_1$). Hvis $s_1 < 0,75 \cdot c_1$ vil fremre og bakre rekke påvirke hverandre ugunstig. Dette blir tatt hensyn til ved faktoren $\psi_{f,v} \leq n_1$

3.5.3. FORANKRING MED STÅLPLATE, METODE FOR FORANKRINGER MED FOT

Videre følger skjærkapasitet begrenset av betongkantbrudd. Formlene gjelder først og fremst for forankringer med fot og er hentet fra BEB4 [5] og CEN/TS 2-4-2 [4]. Formlene er helt ut empiriske og er utarbeidet for å gi kapasiteter i samsvar med prøveresultatene. Avskjæringskapasitet i betong begrenset av betongkantbrudd er gitt i henhold til CEN/TS 2-4-2 [4].

$$V_{Rd,c} = \frac{V_{Rd,c}^0}{\gamma_c} \cdot \frac{A_{c,V}}{A_{c,V}^0} \cdot \psi_{s,V} \cdot \psi_{h,V} \cdot \psi_{ec,V} \cdot \psi_{\alpha,V} \cdot \psi_{re,V} \quad (3.41)$$

Dimensjonerende skjærkapasitet til betong for en forankring belastet vinkelrett på kant i risset uarmert betong

$$V_{Rd,c}^0 = \frac{1,6}{\gamma_c} \cdot d_{nom}^{\alpha} \cdot l_f^{\beta} \cdot \sqrt{f_{ck,cube}} \cdot c_1^{1,5} \quad (3.42)$$

der

$$\alpha = 0,1 \cdot \left(\frac{l_f}{c_1}\right)^{0,5}$$

$$\beta = 0,1 \cdot \left(\frac{d_{nom}}{c_1}\right)^{0,2}$$

c_1 - er kantavstand i skjærkraftens retning.

d_{nom} - nominell diameter på forankringsstang, $d_{nom} \leq 60\text{mm}$.

$l_{ef} = h_{ef}$, $l_{ef} \leq 8 \cdot d_{nom}$.

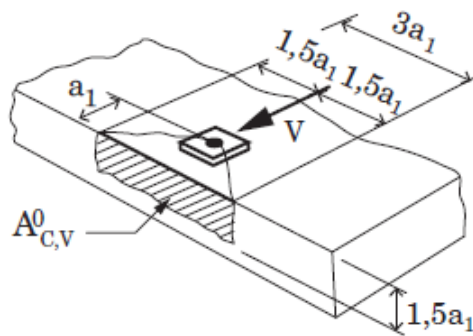
I urisset uarmert eller risset armert betong benyttes 2,3 istedenfor 1,6 i ligning (3.42).

VIRKNING AV KANT- OG SENTERAVSTANDER

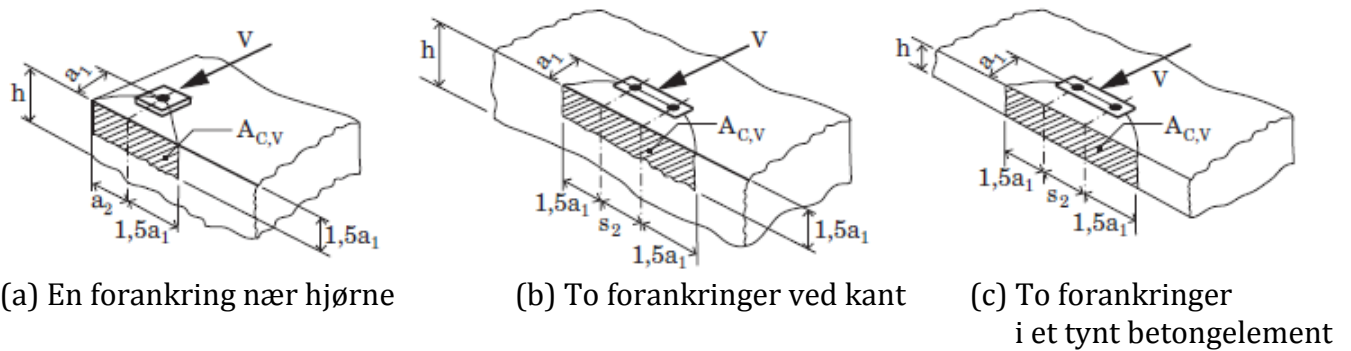
Virkingen av kant- og senteravstander samt betongstykkets tykkelse kommer til uttrykk av forholdet $A_{c,V}/A_{c,V}^0$

$A_{c,V}^0$ - projisert sidekantarealet til den fullt utviklede bruddkjeglen idealisert som en halv pyramide. Se Figur 3.29
 $= 4,1 \cdot a_1^2$

$A_{c,V}$ - det virkelige bruddarealet redusert av overlappende buddareal, kantavstander parallell til lastretning og betongstykkets tykkelse. Arealet bestemmes ut i fra Figur 3.30



Figur 3.29: Bestemmelse av bruddareal, fullt utviklet kjegle [5]



(a) En forankring nær hjørne

(b) To forankringer ved kant

(c) To forankringer i et tynt betongelement

Figur 3.30: Bestemmelse av bruddareal [5]

FAKTOR FOR SPENNINGSENDRING $\psi_{s,V}$

Tar hensyn til spenningsendringene som oppstår i betongen på grunn av andre kanter enn den som er vinkelrett på lastretningen.

$$\psi_{s,V} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{a_2}{1,5 \cdot a_1} \leq 1 \quad (3.43)$$

FAKTOR FOR BETONGELEMENNTYKKELSE $\psi_{h,V}$

Tar hensyn til innvirkningen av betongelementets tykkelse på kapasiteten.

$$\psi_{h,V} = \sqrt{\frac{1,5 \cdot a_1}{h}} \geq 1 \quad (3.44)$$

FAKTOR FOR EKSENTRISITET $\psi_{ec,V}$

Tar hensyn til gruppeeffekten når skjærlasten angriper eksentrisk i forhold til forankringsgruppens tyngdepunkt.

$$\psi_{ec,V} = \frac{1}{1 + 2 \cdot \frac{e_v}{3 \cdot a_1}} \leq 1 \quad (3.45)$$

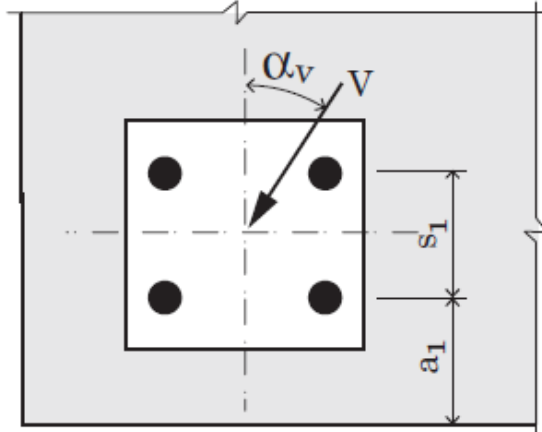
der

e_v - er avstanden fra forankringsgruppens tyngdepunkt til skjærlastens angrepspunkt

FAKTOR FOR KRAFTRETNING $\psi_{\alpha,V}$

Tar hensyn til at skjærkraften ikke nødvendigvis virker vinkelrett på betongkanten, se Figur 3.31.

$$\psi_{\alpha,V} = \sqrt{\frac{1}{(\cos \alpha_v)^2 + (0,4 \cdot \sin \alpha_v)^2}} \leq 1 \quad (3.46)$$



Figur 3.31: Skjærkraft med vinkel α [5]

FAKTOR FOR ARMERINGSTYPE $\Psi_{re,V}$

Tar hensyn til hvilken type armering som er langs kanten. Gitt i henhold til CEN/TS 2-4-2 [4]

$$\begin{aligned} \Psi_{re} &= 1,0 && \text{for forankring i risset betong uten kantarmering eller bøyer} \\ &= 1,2 && \text{for forankring i risset betong med rett kantarmering } (\geq \emptyset 12 \text{ mm}) \\ &= 1,0 && \text{for forankring i risset betong med kantarmering og bøyer med} \\ &&& \text{senteravstand } a = \min(100 \text{ mm}; 2 \cdot c_1). \text{ Gjelder også for forankring} \\ &&& \text{i urisset betong} \end{aligned}$$

I BEB4 er følgende verdier gitt

$$\begin{aligned} \Psi_{re} &= 0,7 && \text{for forankring i risset betong uten kantarmering eller bøyer} \\ &= 1,0 && \text{for forankring i urisset betong eller risset betong med} \\ &&& \text{kantarmering og bøyer med senteravstand lik eller mindre enn} \\ &&& 100 \text{ mm og samtidig mindre eller lik } 2 \cdot c_1 \end{aligned}$$

EFFEKTEN AV SMALE BETONGELEMENT c_1'

I CEN/TS 2-4-2 er også effekten av smale betongelementer omtalt. For elementer med $c_{2,max} \leq 1,5c_1$ og $h \leq 1,5c_1$ vil likning (3.41) føre til konservative resultater. Mer presise resultater kan oppnås ved å bruke

$$c_1' = \max \begin{cases} c_{2,max}/1,5 \\ h/1,5 \end{cases}$$

der

$c_{2,max}$ - er største avstand fra senter forankring til betongkant vinkelrett på kraftretning

Ved forankringsgrupper blir tilsvarende verdi

$$c_1' = \max \begin{cases} c_{2,max}/1,5 \\ h/1,5 \\ s_{max}/3 \end{cases}$$

der

s_{max} - er største senteravstand mellom forankringene

FAKTOR FOR ANTALL EFFEKTIVE FORANKRINGER $\Psi_{f,v}$

Er vist i kapittel 3.5.2 ved forenklet metode

3.5.3.1. PRYOUT-BRUDD

Skjærkapasiteten for pryout-brudd, i henhold til CEN/TS 2-4-2

$$V_{Rk,cp} = k_3 \cdot N_{Rk,c} \quad (3.47)$$

der

k_3 -er en koeffisient gitt i relevant europeisk teknisk spesifikasjon. Vanlige verdier er

1,0 for forankringer med $h_{ef} \leq 60$ mm

2,0 for forankringer med $h_{ef} > 60$ mm

$N_{Rk,c}$ -karakteristisk kapasitet for kjeglebrudd. Se ligning (3.8).

3.5.3.2. SKJÆRBRUDD I STÅLSTANGEN

Se punkt 3.5.1.4 for skjærbrudd i stålstangen ved forankring uten stålplate

3.6. INTERAKSJONSFORMEL FOR STREKK- OG SKJÆRKREFTER

I henhold til CEN/TS 2-4-2 [4] kan følgende uttrykk anvendes når brudd i stålet er avgjørende for kapasiteten ved strekk- og skjærkrefter

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,s}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,s}}\right)^2 \leq 1 \quad (3.48)$$

Videre kan uttrykket under anvendes når brudd i betong er avgjørende

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,c}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}}\right)^2 \leq 1 \quad (3.49)$$

Dersom stålkapasiteten er minst for den ene bruddtypen og betongkapasiteten for andre må formelen under benyttes

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}}\right)^{\frac{5}{3}} + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}}\right)^{\frac{5}{3}} \leq 1 \quad (3.50)$$

der

N_{Rd} og V_{Rd} er den minste av kapasiteten til stål eller betong

3.7. BRUDDENERGI

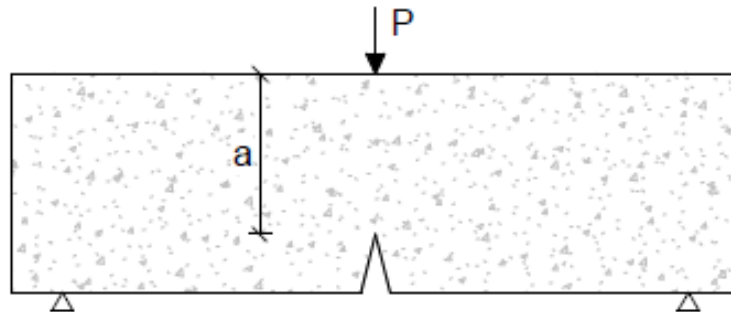
En rekke studier har vist at betongens oppførsel etter opprissing kjennetegnes ved dannelsen av mikroriss. Bazant antar i sine studier et system av mange små riss, en såkalt riss-utviklingssone. Siden betong er et heterogent materiale hvor brudd innledes ved store riss-utviklingssoner av variable størrelser, er bestemmelse av betongens bruddenergi (G_f) en utfordrende oppgave.

Bruddenergi er definert som nødvendig mengde energi for å danne ett eneste riss. Dette kan i følge Bazant representeres ved arealet under den avtagende kraft-forskyvningskurven etter maks last [15]. Arealet gir energien som er absorbert av betongen i bruddsonen. Formelen for bruddenergi som er anbefalt av "Reunion Internationale des Laboratoires et Experts des Matériaux, Systemes de Construction et Ouvrages" (RILEM) [16] er gitt som

$$G_f = \frac{W_0}{A} \quad (3.51)$$

Der

- W_0 - er arbeidet utført av ytre last. Beregnes som arealet under den avtagende last (P) – forskyvning (δ) grafen.
- A - er arealet av bredden ganget høyden over risstyringshakket (a) for betongprøvestykket, se Figur 3.32



Figur 3.32: Standard testbjelke ved tre-punkts-bøyning forsøk

Arbeidet kan også relateres til "crack mouth opening displacement" (CMOD) som er et mål på rissvidden ved overflaten. CMOD kan måles direkte i forsøket ved bunnen av risstyringshakket, eller beregnes ut ifra en sammenheng mellom nedbøyning (δ) og CMOD. I forslag til retningslinjer for fiberarmerte betongkonstruksjoner [17] er denne sammenhengen gitt som

$$\delta = 0,85 \cdot \text{CMOD} + 0,04\text{mm} \quad (3.52)$$

Arbeidet utført av ytre kraft (P) med hensyn på rissvidde CMOD kan deretter bestemmes ved arealet under den avtagende last-CMOD kurven. Dette brukes videre til å beregne bruddenergien til betong av formel (3.51).

3.8. KARAKTERISTISK VERDI I HENHOLD TIL NS-EN 1990

I vurderinger av forsøksresultatene er det relevant å beregne en karakteristisk verdi. Dette blir gjort etter underliggende formel i henhold til NS-EN 1990 [18]

$$X_k = m_x \cdot (1 - k_n \cdot V_x) \quad (3.53)$$

der

m_x - er middelverdien til utvalget

k_n - er en toleransefaktor avhengig av antall forsøk, gitt i Tabell 3.2

V_x - er variasjonskoeffisienten til utvalget, av formel (3.55)

Når variasjonskoeffisienten (V_x) er ukjent bør den estimeres fra prøveutvalget fra følgende formler

$$s_x^2 = \frac{1}{n-1} \sum (x_i - m_x)^2 \quad (3.54)$$

Der

s_x - er utvalgets standardavvik

n - er antall prøvestykker

Variasjonskoeffisienten (V_x)

$$V_x = s_x / m_x \quad (3.55)$$

Verdiene for k_n hentes fra Tabell 3.2. Av tabellen kan det sees at det må være minst to forsøksresultater for å kunne beregne en karakteristisk verdi.

Tabell 3.2: Verdier for k_n for en karakteristisk verdi på 5 %

n	1	2	3	4	5	6	8	10	20	30	∞
V_x ukjent	-	-	3,37	2,63	2,33	2,13	2,00	1,92	1,76	1,73	1,64

3.9. STØPETEKNIKK

I dette delkapittelet vil det i korte trekk bli presentert hovedreglene for støpeteknikk [19]. Det blir gjort ettersom det er relevant for vurdering av laboratoriearbeid og støpeprosess. Støpeteknikken for vanlig betong kan uttrykkes med tre hovedmoment:

- *Lagvis* plassering av betong i dens endelige posisjon i forskalingen for å unngå at den beveger seg horisontalt ved staking eller vibrering. Horisontal forskyvning etter plassering i forskaling kan resultere i separasjon av betongen. Tykkelsen på hvert lag bør ligge mellom 30 til 40 cm.
- *Komprimering* av betongen med staking eller vibrering. Hensikten med vibreringen er å fjerne luftlommer fra betongen for å kunne fylle forskalingen tilstrekkelig og omslutte all armering. Vibreringen skal ikke brukes til å få betongen til å bre seg ut i formen, og den skal dessuten heller ikke brukes for å få en jevn overflate.
- *Vibrere hvert lag sammen* med det underliggende laget for å oppnå en homogen masse. Vibratoren skal stikkes raskt ned i det underliggende laget for så å trekkes langsomt opp igjen.

4. FIBERARMERING

Betong er et meget allsidig bygningsmateriale. Den har en rekke fordelaktige egenskaper som høy trykkfasthet, god brannmotstand, god vannmotstand, lite vedlikeholdsbehov og lang brukstid. For mange anvendelser vil betong ofte være billigere sammenlignet med alternative bygningsmaterialer. En svakhet med betongen er dens relative lave strekkfasthet, som typisk er 8 til 15 % av trykkfastheten. Dette medfører at det må brukes armering i form av stenger til å ta opp strekkspenningene i konstruksjonen /elementet. Armeringen vil igjen føre til økt arbeidstid som vil medføre kostnader. Det er også behov for forskaling som igjen er en kostnad. Betong har i tillegg også et forholdsvis lavt styrke til vekt forhold som og kan være ufordelaktig. Et alternativ til vanlig kommersiell stangarmering er bruk av fiberarmering i betong. Fibret vil da overføre krefter på tvers av rissene og dermed i likhet med konvensjonell armering ta strekkspenninger etter at risset er oppstått.

I de underliggende delkapitlene vil det bli gått inn på ulike aspekter ved fiberarmering. Det blir da sett på diverse effekter på betongegenskaper ved tilsetning av fiber. I tillegg blir det presentert beregningsregler for fiberarmerte bjelker som er gitt i COINs forslag til retningslinjer for fiberarmerte betongkonstruksjoner [17]. Disse reglene er ikke anvendbare for forankringer i betong, men blir beskrevet for å gi en innføring i hvordan det blir tatt hensyn til fiber i eksisterende beregningsregler. Videre er det presentert teoretisk modeller angående mengde og orientering av fiber. Dette blir presentert ettersom de vil være aktuelt for vurdering av forsøksresultatene. Dessuten er ikke dette blitt omhandlet i tidligere studentoppgaver. Ved anvendelse av fiberarmering i betong skilles det mellom

- Fiberarmert betong: Betong armert med bare fiber.
- Armert fiberbetong: Betong armert med både vanlig stangarmering og fiber.

4.1. EGENSKAPER OG KLASSIFISERING

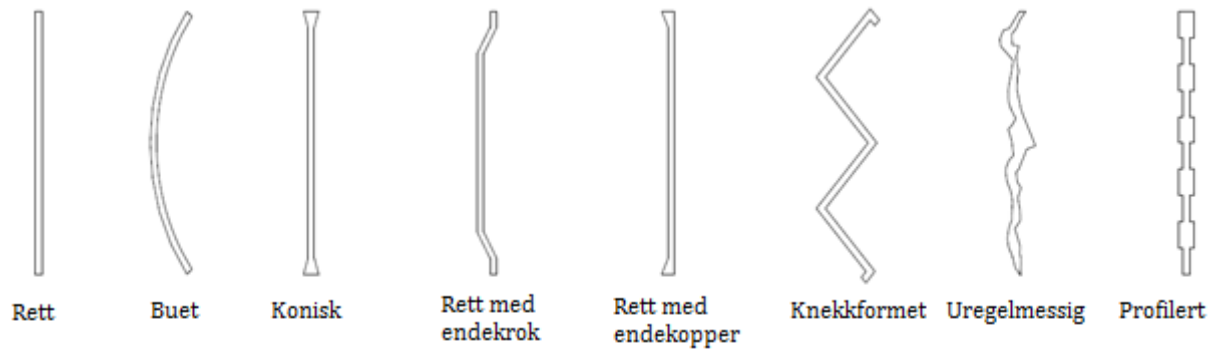
For å forbedre de nevnte egenskapene til betongen kan det tilføres fiber. Fibrene kan være laget av forskjellige materialer som stål, cellulose, karbon, polypropylen, glass, nylon og polyester. Mengdene av fiber som tilsettes betongen måles i volumprosent (V_f) av den totale betongblandingen. Typiske verdier for V_f vil være 0,1-3 %. En annen faktor for å beskrive fiberarmeringen er slankhetstallet (aspect ratio, λ). Dette bestemmes ved å dele fiberets lengde på diameteren.

Stålfibrene blir klassifisert i grupper som vist i Tabell 4.1.

Tabell 4.1: Klassifisering av stålfiber

Klassifisering av stålfiber		
I	Cold-drawn wire	Kaldtrukket stål
II	Cut sheet	Stanset fra stålplate
III	Melt ekstraktet	Smelteslagg
IV	Shaved cold drawn wire	Splittet kaldstrukket ståltråd
V	Milled from blocks	Frest fra stålblokk

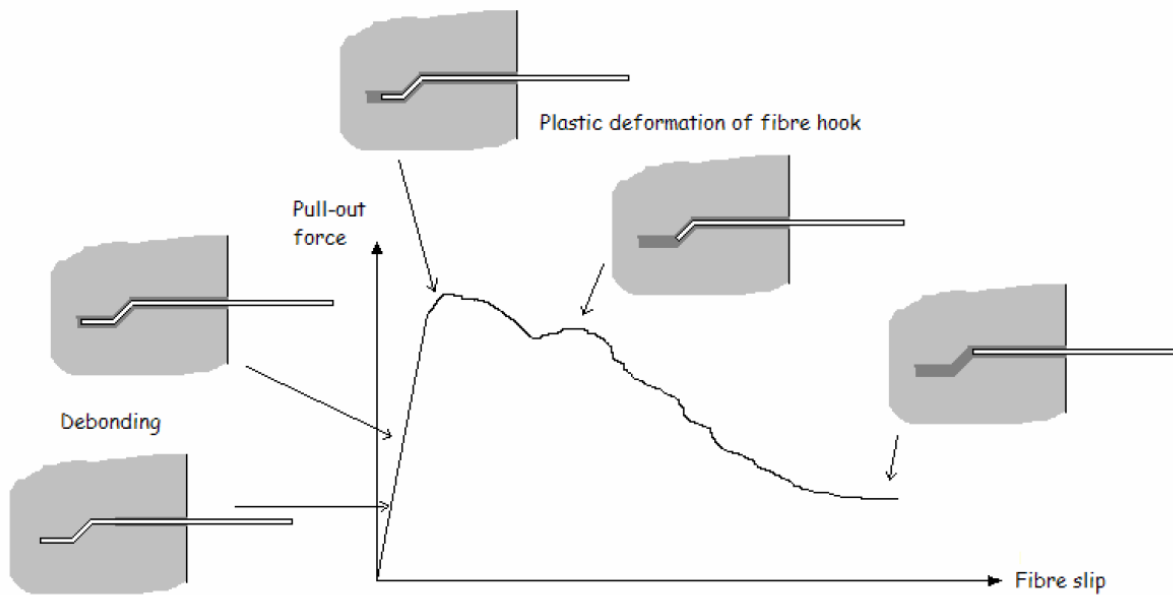
Fibrene kan ha ulike former. De er da ofte deformerte i form av endekroker eller endekopper, eller de kan være uregelmessige eller vridde. Figur 4.1 viser en rekke former for fibre.



Figur 4.1: Ulike former for fiber [17]

Den viktigste egenskapen til fiber er å forbedre bruddkarakteristikken og den strukturelle oppførelsen til betongen ved å begrense sprekkdannelsen i materialet. Fiberens egenskap til å binde sprekken fører til forbedrede betongegenskaper i form av økt skjær-, moment-, gjennomlokkingsmotstand, reduserte rissvidder, økt bøyestivhet, økt strekkfasthet, forbedret duktilitet og økt seighet. Den sistnevnte egenskapen er en av de viktigste effektene av fiberarmeringen og gjør at betongen kan ta opp mer energi, altså blir den mer duktil. Dette vil da spesielt være viktig for konstruksjoner utsatt for store energioverføringer som ved jordskjelv, eksplosjonslaster, andre dynamiske laster og kollisjonslaster.

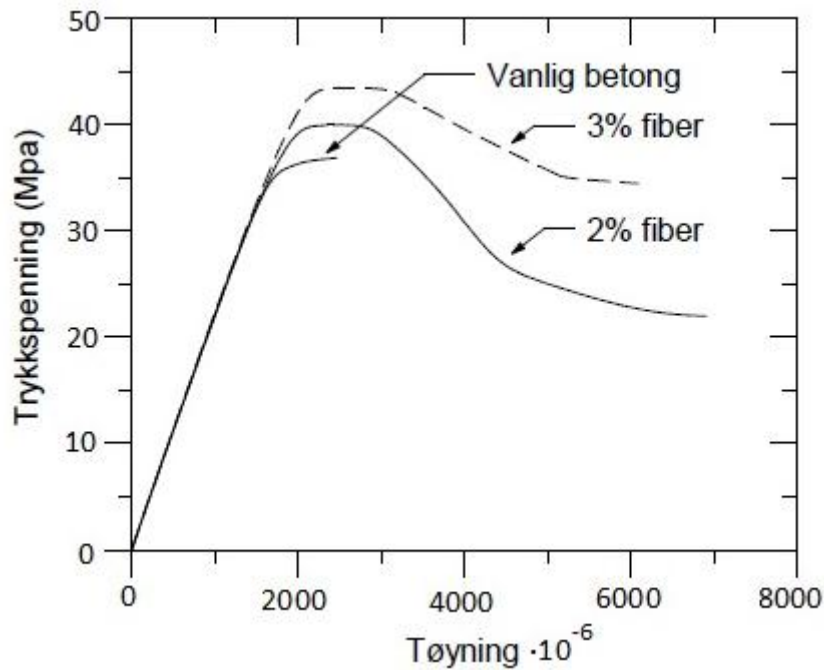
En annen viktig egenskap er fibrenes uttrekksmotstand. Denne egenskapen gir betongen en forbedret strekkapasitet etter rissdannelse. Ved belastning av en fiberarmert bjelke vil fibrene forbinde sprekken. Denne formen for sammenknytting vil gi et betongprøvestykke bedre strekkfasthet og bedre seighet. I Figur 4.2 er det vist en typisk uttrekkskurve for fiber. Det kan observeres at den initielle forskyvningen skyldes et tap av heft mellom fiberet og betongen. Deretter får en plastiske deformasjoner i endekrokene.



Figur 4.2: Typisk uttrekkskurve for fiber med endekroker [20]

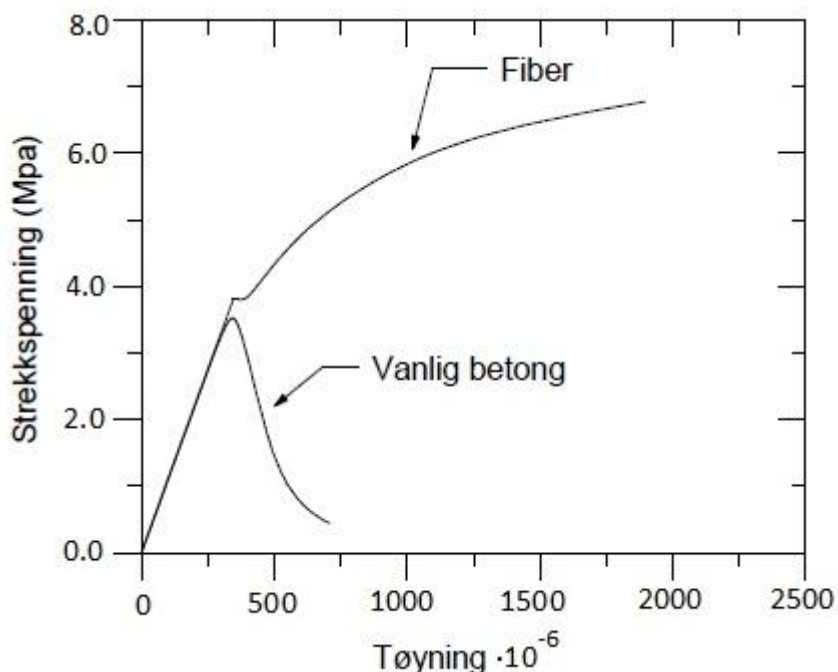
Fiberarmeringen vil dessuten også forbedre heft-kapasiteten til betongen. Dette ble dokumentert av Bayasi og Soroushian [21] da de testet armeringsjern forankret i betongblokker for å undersøke økningen av heft i armert fiberbetong. Det ble brukt 50,8 mm lange stålfibre, med slankhetstall 57 og en volumprosent på 2 %. Testene viste at det ble økning i lokal heft på 55 %. Dette gjaldt for en betongblokk armert både med langs og tversgående armering.

Bruk av fiber i betong har i utgangspunktet lite å si for trykkapasiteten til betongen. På en annen side er brudd i betongen på grunn av trykk nært knyttet til brudd ved strekk. Dette kommer av at når det innføres en trykkraft vil det introduseres strekkspenninger som virker vinkelrett på trykkraften. Disse strekkspenningene vil igjen kunne føre til utvikling av riss. Ved å tilsette fiberarmering kan utviklingene av rissene reduseres og gi betongen en mer duktil oppførsel. Figur 4.3 viser et eksempel på hva tilføring av forskjellige volumprosent av fiber kan ha å si for trykkapasiteten.



Figur 4.3: Spennings-tøyningskurve ved trykk for ulike fibervolum

En av de største effektene ved bruk av fiberarmering er på betongens strekkapasitet etter risstdannelse. Fiberarmeringens påvirkning av betongens strekkapasitet er avhengig av fibertype, fiberlengder og mengde fiber. En betydelig økning av strekkapasiteten får en først ved tilføring av store fibermengder (1-3 %). I Figur 4.4 er det illustrert en typisk spenning-tøyningskurve ved strekk for fiberbetong og vanlig betong. Det er ikke illustrert en variasjon med forskjellige fibermengder ettersom dette er avhengig av mange faktorer og kan ha store variasjoner. I tillegg til at det kan observeres at strekkapasiteten øker vil også betongen få økt seighet ved at den tåler større tøyninger og dermed tar opp mer energi.



Figur 4.4: Typisk spenning-tøyningskurve ved strekk for fiberbetong

En ikke fordelaktig effekt ved tilsetning av fiber er endring av betongens konsistens. Ved tilsetning av fiber vil flyten i betongen bli noe redusert og dermed blir betongen vanskeligere å jobbe med. Dette er da avhenging av volumprosenten og slankhetstallet til fibrene. Denne virkningen kan reduseres ved å endre proporsjoneringen av betongen.

Fiberarmeringens effekt på betongen skal deklarerer av fiberprodusenten. Effekten på styrken bestemmes i henhold til NS-EN 14845-2 [22] på en referansebetongbjelke utført i henhold til EN 14845-1 [23]. Det skal da oppgis hvilke mengder kg/m^3 av det gitte fibret som må tilsettes for at referansebjelken skal oppnå en restbøystrekkfasthet på 1,5 MPa ved 0,5 mm crack mouth opening displacement (CMOD) og en restbøystrekkfasthet på 1 MPa ved 3,5 mm CMOD. Rissvidde ved overflaten er da definisjonen på CMOD. Restbøystrekkfasthet vil si den bøystrekkfastheten fiberbetongen i en referansebjelke vil ha etter opprissing. Videre er spesifikasjoner, definisjoner og krav til stålfiber for betong gitt i NS-EN 14889-1 [24].

Restbøystrekkfastheten bestemmes ved å anta en lineær spenningsfordeling over tverrsnittshøyden. Dette er ikke i samsvar med den virkelige spenningsfordelingen, derfor blir ikke denne parameteren benyttet direkte i dimensjoneringsreglene. I stedet brukes det reststrekkfasthet. Den er definert som resulterende strekkraft per arealenhet av et gjennomgående riss i betongen. Den karakteristiske rest-strekkfastheten blir referert til en rissvidde på 2,5 mm ($f_{\text{ftk,res } 2,5}$). Den blir beregnet som 0,37 ganger restbøystrekkfastheten ($f_{\text{Rk},3}$) av en standard prøvebjelke ved samme rissvidde, se formel (4.1).

$$f_{ft, res 2,5} = 0,37 \cdot f_{Rk,3} \quad (4.1)$$

Fiberbetong klassifiseres på samme måte som vanlig betong ved karakterisk trykkfasthet. Forenklet er det antatt samme forhold mellom trykk- og strekkfasthet. I Tabell 4.2 er det vist vanlige fasthetsklasser for fiberbetong i henhold til EC2-1-1 [12]. I tillegg blir betongens karakteristiske reststrekkfasthet for 2,5 mm rissevidde tatt med i klassifiseringen av fiberarmert betong. Eksempler er gitt i Tabell 4.3

Tabell 4.2: Fasthetsklasser og karakteristiske fastheter for normalbetong og fiberarmert betong [17]

	Fasthetsklasser							
	B20	B25	B30	B35	B40	B50	B60	B70
Sylinder trykkfasthet	20	25	30	35	45	50	60	70
Terning trykkfasthet	25	30	37	45	55	67	68	78
Strekkfasthet (aksial strekk) $f_{ctk,0,05}$	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,9	3,1	3,2

Tabell 4.3: Eksempler på reststrekkfasthets-klasser med karakteristiske reststrekkfastheter og restbøyestrekfastheter for fiberarmert betong [17]

	Reststrekkfasthets-klasser							
	R0,5	R0,75	R1,0	R1,5	R2,0	R2,5	R3,0	R3,5
$f_{ftk, res 2,5}$	0,5	0,75	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	4,0
$f_{Rk,3}(2,5 \text{ mm})$	1,3	2,0	2,7	4,0	5,4	6,7	8,1	10,8

Dette vil si at en betong av kvalitet B30-R1,5 har en sylinder-trykkfasthet på 30 N/mm² og en karakteristisk reststrekkfasthet på 1,5 N/mm² ved 2,5 mm rissevidde.

4.2. FIBERORIENTERING OG -FORDELING

Stålfiberarmeringens bidrag til betongens strekkapasitet er avhengig av flere faktorer. En av faktorene er hvilken fordeling og orientering stålfibrene har i et betongelement. For en vilkårlig bruddflate vil stålfibre som har en orientering vinkelrett på flaten gi størst bidrag til strekkapasiteten. Derimot så vil stålfibre med orientering parallelt med bruddflaten ikke gi noen effekt. Fiberfordeling og -orientering er igjen avhengig av støpeprosess og betongelementets geometri. I tillegg kan også tilstedeværelse av vanlig stangarmering gi en innvirkning.

I støpeprosessen skiller det mellom selvkomprimerende betong og komprimering av betong ved vibrasjon. Hvis fiberbetongen komprimeres under støping ved hjelp av vibrator kan betongen bli anisotrop [20]. Dette gjelder særlig ved bruk av vibrator som senkes ned i betongen. Da vil fibrene spre seg ved det området vibratoren er i kontakt med betongen som kan føre til at volumer blir helt eller delvis uten fiber. I tillegg kan det oppstå områder der orienteringen av fiber skiller seg vesentlig ut i forhold til resten av elementet. Ved bruk av selvkomprimerende betong er det veldig viktig at betongen er stabil. En betong som skiller seg kan få store fiberkonsentrasjoner ved visse områder.

I tillegg til støpeprosesser kan tilstedeværelse av vanlig stangarmering være med på å påvirke fiberfordelingen og -orienteringen. Dette er spesielt viktig å ta hensyn til ved bruk av selvkomprimerende betong, da fiberbetongens evne til å flyte kan bli forhindret. Det er særlig viktig å tenke på avstanden mellom armeringsstenger ved bruk av stålfiberarmering, da blokkering kan forekomme. For å sørge for at den selvkomprimerende fiberbetongen kommer til overalt er det anbefalt at avstanden mellom armeringsjernene skal være minst lik tre ganger fiberlengden [20].

4.3. DIMENSJONERINGSREGLER

I dette delkapitlet vil det bli presentert de mest sentrale beregningsreglene som er gitt i referanse [17]. For utdypning bes leser om å se referanse. Dette er et forslag til norsk dimensjoneringsveiledning for fiberarmerte konstruksjoner. Ved dimensjonering i henhold til retningslinjene skal det også tilfredsstilles funksjonskravene gitt i EC2 i forhold til dimensjonerende grensetilstander, styrke, brukskrav og levetid.

4.3.1. BRUDDGRENSETILSTAND

4.3.1.1. MATERIALFAKTOR

Materialfaktoren for dimensjonerende reststrekkfasthet kan settes til:

$$\gamma_{cf} = 1,5$$

Dermed blir den dimensjonerende reststrekkfastheten lik:

$$f_{ftd,res2,5} = f_{ftk,res2,5} / \gamma_{cf} \quad (4.2)$$

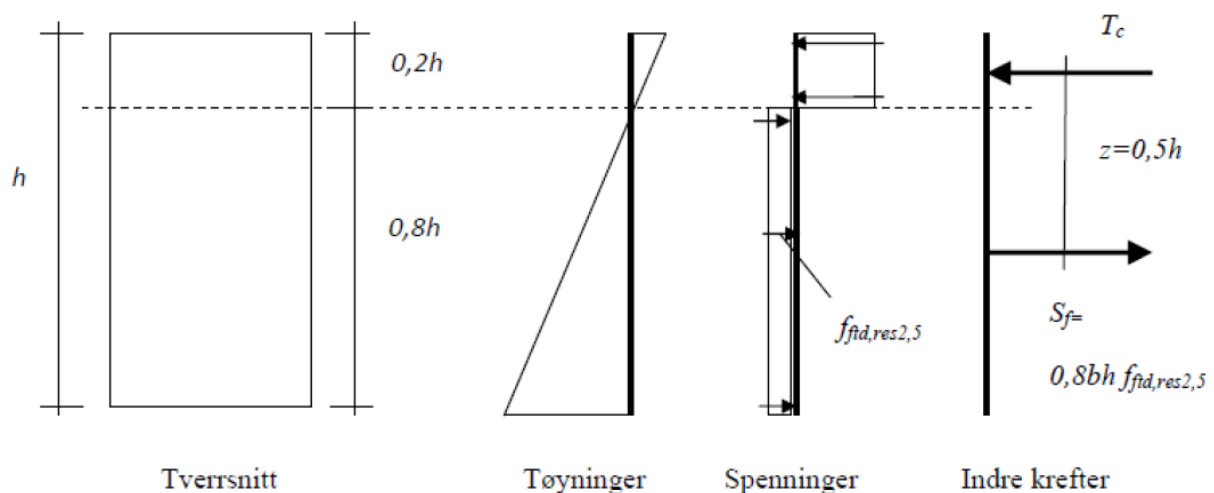
4.3.1.2. BØYEMOMENT OG AKSIALKREFTER

Ved tilsetning av fiber kan deler av tverrsnittet ta strekk etter opprissing. Strekksonen kan da forenkles ved at det antas en uniform spenningsfordeling med spenning tilsvarende dimensjonerende reststrekkfasthet ($f_{ftd,res2,5}$). For tverrsnitt utsatt for rent strekk skal tøyningen av fibrene begrenses til $3/h$ ‰. Dette vil også være gjeldene for tøyningene i strekkranden ved bøyemoment.

4.3.1.3. MOMENTKAPASITET FOR FIBERARMERT BETONG

For fiberarmert betong kan momentkapasiteten beregnes ved at det antas at reststrekkfastheten virker over $0,8 \cdot h$, og at momentarmen (z) blir $0,5 \cdot h$, se Figur 4.5. Momentkapasiteten for et rektangulært tverrsnitt blir da

$$M_{Rd} = 0,4 \cdot f_{ftd,res2,5} \cdot b \cdot h^2 \quad (4.3)$$



Figur 4.5: Spennings- og tøyningfordeling for rektangulært fiberarmert betongtverrsnitt utsatt for ren bøyning.

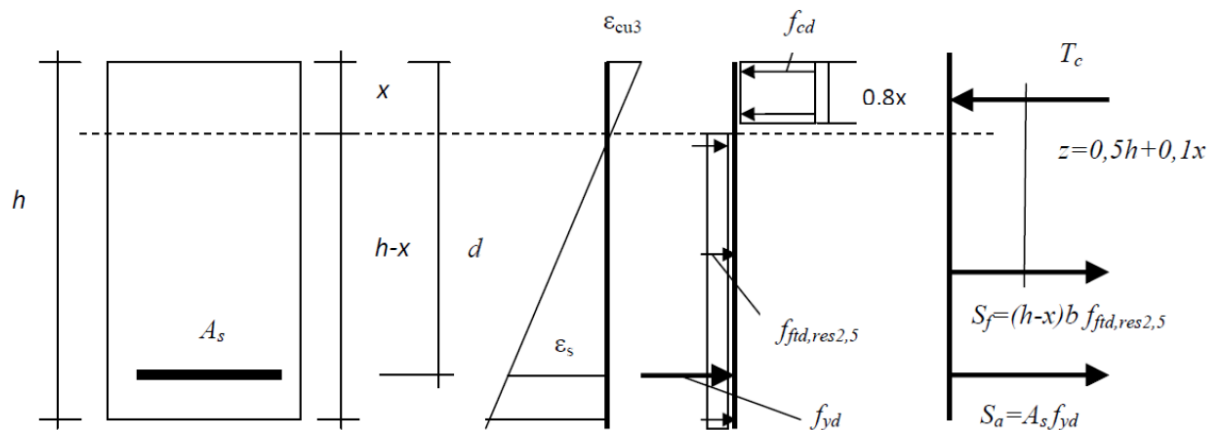
4.3.1.4. MOMENTKAPASITET FOR ARMERT FIBERBETONG

Ved beregning av momentkapasiteten for armert fiberbetong skal trykksonehøyden bestemmes ved hjelp av aksiell likevekt ($T_c=S_f+S_a$) i henhold til Figur 4.6. Momentkapasitet kan deretter bestemmes ved å ta momentlikevekt om trykkresultantens angrepspunkt. Dette gir følgende formel for momentkapasiteten

$$M_{Rd} = S_f \cdot (0,5h + 0,1x) + S_a \cdot (d - 0,4x) \quad (4.4)$$

Se Figur 4.6 for illustrasjon av de ulike faktorene

Dersom aksiell likevekt gir at strekktøyningen overskrider $3/h$ ‰ er det tilstrekkelig å sette maksimal strekktøyning lik $3/h$ ‰ og største trykktøyning til ϵ_{cu3} , gitt i tabell 3.1 i Eurokode 2 [12]. For konstruksjonsdeler i pålitelighetsklasse 2, 3 og 4 skal det i tillegg kontrolleres at tilstrekkelig kapasitet er oppnådd uten bidrag fra fiberarmeringen. Materialfaktorene settes da lik 1,0.



Figur 4.6: Spennings- og tøyningsfordeling for rektangulært tverrsnitt for armert fiberbetong utsatt for ren bøyning [17].

4.3.1.5. KOMBINERT BØYNING OG AKSIALKRAFT

Konstruksjonsdelene utført i armert fiberbetong, som blir utsatt for samtidig virkende bøyning og aksialkraft, kan dimensjoneres ved bruk av M-N-diagram. Grunnlaget for M-N-diagrammet endres litt på strekksiden, men ikke på trykksiden ved bruk av fiber.

4.3.1.6. SKJÆRKAPASITET

Det er godt dokumentert gjennom forsøk at stålfibre vil øke skjærkapasiteten til betong. Derimot er ikke dette tilstrekkelig dokumentert for andre typer fibre. Reglene som blir presentert i dette delkapitlet forutsettes derfor bare å gjelde for stålfiber. Videre er det på grunnlag av resultater fra forsøk på bjelker utarbeidet en rekke metoder og modeller

for å beregne skjærkapasiteten til fiberarmert betong. I forsøkene har det blitt brukt bjelker med konvensjonell lengdearmering i bunn. Derfor er reglene i dette kapitlet begrenset til bjelker med ordinær lengdearmering.

Som grunnlag for formelen for skjærkapasitet benyttes formel for bjelker uten bøylearmering fra pkt. 6.2.2 i EC 2 [12]. Bidraget fra skjærarmering settes da som et tillegg gjennom $V_{Rd,cf}$. Dette er vist i underliggende formler.

$$V_{Rd,c} = V_{Rd,ct} + V_{Rd,cf} \quad (4.5)$$

$$V_{Rd,ct} = [C_{Rd,c}k(100\rho_1f_{ck})^{1/3} + k_1\sigma_{cp}]b_wd \geq (v_{\min} + k_1\sigma_{cp})b_wd \quad (4.6)$$

$$V_{Rd,cf} = 0,6 \cdot f_{ftd,res2,5} \cdot b_w \cdot h \quad (4.7)$$

4.3.2. BRUKSGRENSETILSTAND

4.3.2.1. PRINSIPP FOR MINIMUMSARMERING

Forslaget til regel for minimum stangarmering bygger på prinsippet fra pkt. 7.3.2 i EC2 [12] om at tverrsnittet skal ha samme kapasitet for strekk umiddelbart etter opprissing som før. For fiberarmert betong kan dette prinsipielt uttrykkes som

$$A_s \geq (A_{ct}f_{cteff} - A_{ct2}f_{ftk,res2,5})/\sigma_s \quad (4.8)$$

der

- A_s - er arealet av stangarmering
- σ_s - er tillatt spenning i stangarmering
(settes vanligvis lik flytegrensen f_{yk})
- A_{ct} - er arealet av strekksonen før opprissing
- A_{ct2} - er arealet av strekksonen etter opprissing
- f_{cteff} - er midlere strekkfasthet når risset oppstår
- $f_{ftk,res2,5}$ - er reststrekkfastheten.

4.3.2.2. MINIMUMSARMERING FOR BJELKER

Det er gjennomført mange omfattende forsøksserier med fiberarmerte bjelker. På grunnlag av disse er virkningen av fiberarmeringen på bjelker godt dokumentert. Med utgangspunkt i prinsippet for minimumsarmering er følgende formel for minimumsarmering for rektangulære bjelker gitt

$$A_{s,min} = 0,26b_t d (f_{ctm} - 2,1f_{ftk,res2,5})/f_{yk} \quad (4.9)$$

$$A_{s,\min} \geq 0,0013b_t d (1 - 2,1f_{\text{ftk,res2,5}}/f_{\text{ctm}}) \quad (4.10)$$

der

f_{ctm} - er den midlere strekkfastheten til betongen

$f_{\text{ftk,res2,5}}$ - er reststrekkfastheten

b_t - er den midlere bredden av strekksonen

d - er den effektive høyden av tverrsnittet

For minimum skjærarmoring kan skjærarmeringsforholdet (ρ_w) i pkt. 9.2.2 i EC2 [12] erstattes med

$$\rho_{w,\min} = (0,1\sqrt{f_{\text{ck}}} - 0,3 \cdot f_{\text{ftk,res2,5}})/f_{y\text{k}} \quad (4.11)$$

4.4. TEORETISK MODELL FOR FIBERMENGDE OG -ORIENTERING

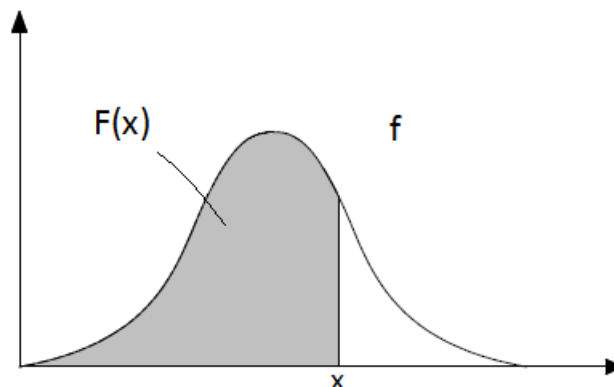
For å kunne si noe om stålfibrenes armeringseffekt over et riss er det videre presentert formler i henhold til Thorenfeldt [25] og notater av Aalberg [26] som bygger på artikkel av Kullaa [27]. Formlene er utviklet for å verifisere fibrenes påvirkning etter rissdannelse. Det vil ut i fra formlene være mulig å kunne si noe om antall fiber som forventes å opptre i en arealenhet i et gitt areal, riss eller tenkt snitt inne i betongen. I tillegg vil det bli vist hvordan fibrenes bidrag til strekkapasiteten kan verifiseres. For en grundigere gjennomgang av teorien som presenteres i dette delkapittelet, se vedlegg C. Der er det vist utledninger og gitt ytterligere forklaringer. Det er viktig å påpeke at teorien som presenteres nedenfor tar utgangspunkt i at stålfibrene er uniformt fordelt i betongen, med vilkårlig orientering i volumet (rommet).

Det må antas at et fiber kan armere (forsterke) et tverrsnitt i et betonglegeme kun når fiberet skjærer tverrsnittet. Hvorvidt fiberet skjærer snittet kan uttrykkes ved posisjonen til tyngdepunktet til fiberet, fiberets lengde og orientering (vinkel) i forhold til snittet.

Både posisjonen til fiberets tyngdepunkt og fiberets orientering i forhold til risset kan representeres ved hver sine sannsynlighetstetthets-funksjoner. I sannsynlighetsteorien defineres sannsynlighetstettheten til en kontinuerlig stokastisk variabel (X) som har fordelingsfunksjon $F(x) = P(X \leq x)$, som den deriverte av fordelingsfunksjonen. Et typisk forløp for sannsynlighetstettheten (f) til en kontinuerlig stokastisk variabel er vist i Figur 4.7. Sammenhengen mellom $F(x)$ og $f(x)$ vil for sannsynlighetstettheten i figuren være gitt som

$$f(x) = F'(x) \rightarrow F(x) = \int_{-\infty}^x f(u) du \quad (4.12)$$

Videre følger det at $F(x) \rightarrow 1$ når $x \rightarrow \infty$, som svarer til at arealet under $f(x)$ er lik 1.

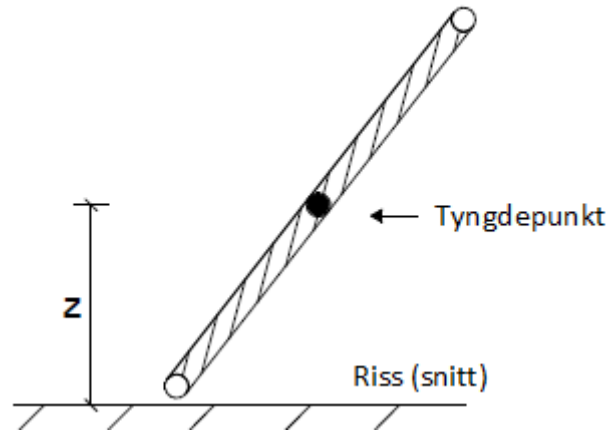


Figur 4.7: Tethetsfunksjon

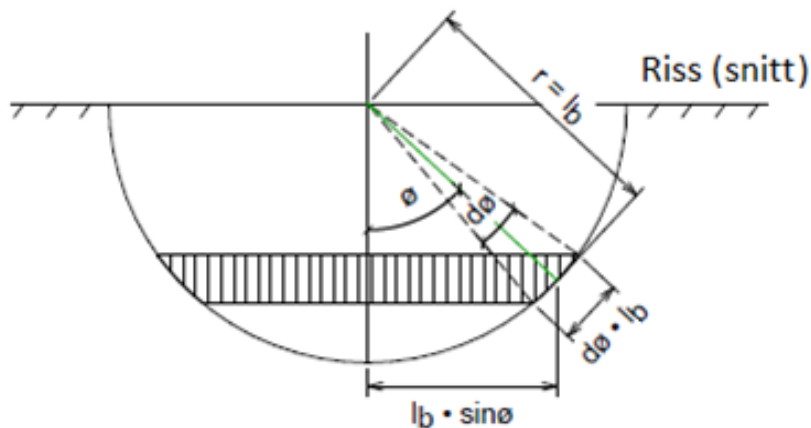
For angivelse av posisjonen til fiberets tyngdepunkt i forhold til risset (snittet) sees det at fibre som har tyngdepunktet (c) plassert i en avstand lik halve fiberlengden ($l_f/2$) eller nærmere vil skjære gjennom risset og dermed armere det. Avstanden fra risset til

fiberets tyngdepunkt kan da for dette fiberet antas uniformt fordelt fra z lik null til z lik halve fiberlengden, se Figur 4.8. Sannsynlighetstettheten til z blir da ganske enkelt

$$p(z) = \frac{2}{l_f} \quad 0 \leq z \leq \frac{l_f}{2} \quad (4.13)$$



Figur 4.8: Fiber vilkårlig plassert over gitt riss (snitt)



Figur 4.9: Fiberorientering i forhold til riss (snitt)

Fiberets vinkel-orientering i forhold til risset kan representeres ved modellen vist i Figur 4.9. Modellen har en form som en halvkule hvor radiusen er lik fiberets forankringslengde ned i betongen under risset (l_b). Alle mulige romlige retninger blir da linjer som brer seg fra senter av kulen. Hvis alle mulige fiberretninger er likt representert i betongvolumet kan fordelingsfunksjonen ($P(\varnothing)$) som angir sannsynligheten for at fiberet ligger i intervallet $\varnothing \pm d\varnothing/2$ uttrykkes som forholdet mellom arealet til det skraverte området av halvkulen og arealet til hele halvkulen.

$$P\left(\varnothing - \frac{d\varnothing}{2} < \varnothing < \varnothing + \frac{d\varnothing}{2}\right) = P(\varnothing) = \sin \varnothing d\varnothing \quad (4.14)$$

Sannsynlighetstettheten blir da

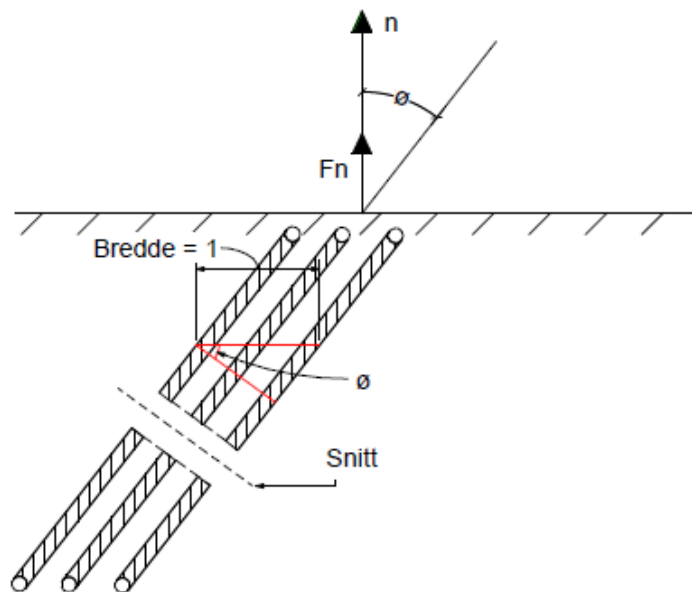
$$p(\vartheta) = \frac{d}{d\vartheta} P(\vartheta) = \sin \vartheta \quad (4.15)$$

Sannsynligheten (P) for at fiberet vil armere risset kan nå bestemmes ved å benytte sannsynlighetstetthetene som er utledet ovenfor. Ved å integrere opp tetthetsfunksjonene gir det en sannsynlighet (P) lik

$$P = \int_{\vartheta=0}^{\vartheta=\pi/2} \left[\int_{z=0}^{\frac{l_f}{2} \cos \vartheta} p(z) dz \right] p(\vartheta) d\vartheta = 0,5 \quad (4.16)$$

Sannsynligheten for at det ene fiberet, det vil si et helt vilkårlig fiber i en betongmasse, armerer sprekken er dermed lik 0,5. Det vil si uavhengig av fiberets lengde eller andre fysiske størrelser. Når sannsynligheten for at ett fiber armerer sprekken er lik 0,5 vil det bety at i gjennomsnitt halvparten av et gitt antall fiber vil gjøre det i et visst betongvolum.

En alternativ utledning finnes i artikkelen utgitt av Thorenfeldt [25], og gjengis nedenfor. Der er det tatt utgangspunkt i en ensrettet fiberbunt i et enhetsvolum, se Figur 4.10. Fiberbunten har en retning (ϑ) i forhold til normalen på et riss (snitt).



Figur 4.10: Fiber bunt med retning ϑ i forhold til normalen

Det vil være mange slike «bunter» som peker i alle rommets retninger. For fiberbunten som vist i Figur 4.10 vil forholdet mellom arealfraksjonen i et snitt vinkelrett på fiberbunten (ρ_{fi}) og arealfraksjonen vinkelrett på normalretning (ρ_{ni}) være gitt som

$$\rho_{n,i} = \rho_{f,i} \cdot \cos \vartheta_i \quad (4.17)$$

Her er hver bunts (i) sitt bidrag til arealtetthet ρ_n gitt som en funksjon av arealet til fibre målt vinkelrett på hvert enkeltfiber (A_f). Dette fordi det for ensartet fibre er lettest å regne med deres tverrsnitt og ikke arealet i et skråsnitt. Dermed kan fibrenes arealfraksjon uttrykkes ved fibrenes enkeltareal

$$\rho_{f,i} = \frac{\sum A_{f,i}}{A_c} = \frac{n \cdot A_f}{A_c} \quad (4.18)$$

der

- $A_{f,i}$ - Areal enkeltfiber
- A_c - Betongelementets areal
- n - Antall fiber

Sammenhengen mellom fibrenes arealfraksjon (ρ_n) og volumfraksjon (V_f) kan så uttrykkes som

$$\rho_n = \frac{V_f}{2} \quad (4.19)$$

Tilsvarende sammenheng er i litteraturen for kompositt gitt som $\rho_f = V_f$. Det er det dobbelte av forholdet som er gitt i (4.19). Grunnen til dette er at en for arealangivelsene for stålfibre i betong benytter et areal-mål gitt av et snitt vinkelrett på fibrenes egen akse. De sanne tverrsnittsarealene i en snittflate som skjærer et sylindrisk legeme vil egentlig være ulike former for ellipser.

For å bestemme antall fiber (m) som krysser en betongflate kan uttrykket for arealfraksjonen i (4.19) erstattes med uttrykket for enkeltfiberets areal (A_f).

$$m = \frac{v_f \cdot A_c}{2 \cdot A_f} \quad (4.20)$$

Beregning av fibrenes bidrag til å ta opp normalkraften F_n , vist i Figur 4.10, er basert på en plastisk tilstand med konstant fiberspenning σ_f , altså flytning i stålet. Fra artikkel av Thorenfeldt [17] og fra enkel likevektsbetraktning kan spenningen i fibre i enhets-snittet uttrykkes som

$$\frac{F_n}{A_c} = \rho_n \cdot \sigma_f \cdot \cos \theta = v_f \cdot \int \sigma_f \cdot \cos^2 \theta \cdot \sin \theta = v_f \cdot \sigma_f / 3 \quad (4.21)$$

5. LITTERATURSTUDIUM

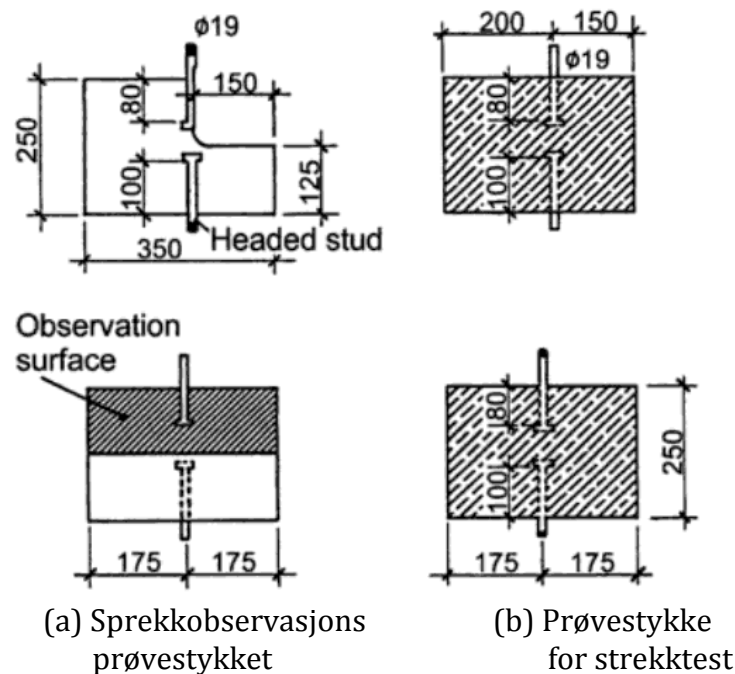
I dette kapittel vil det bli sett på tidligere forsøk og deres resultater på kjeglebrudd for enkeltbolt med store kantavstander. Først blir utviklingen av bruddmekanikk og beregningsregler for kjeglebrudd gjort av en rekke forsøksstudier [1, 28-35] presentert. Disse er utført ved universitet i Stuttgart fra midten av åttitallet til midten av nittitallet. Deretter blir en grundigere gjennomgang av en utvalgt forsøksstudie gitt. Til slutt vil det bli sett på forsøk med kjeglebrudd for forankringer i fiberarmering.

5.1. FORSØKSSTUDIER FOR KJEGLEBRUDD I VANLIG BETONG

I underliggende avsnitt blir det gjennomgått en rekke studier på kjeglebrudd for en enkeltbolt utsatt for strekk. Dette er da i hovedsak basert på forsøk utført ved universitetet i Stuttgart. De eksperimentelle studiene kan deles inn i to hovedgrupper. Den ene har som mål å studere bruddmekanikken og dermed få beskrevet utviklingen av bruddet. Den andre fokuserer på å fastslå bruddlasten for en bruddkjegle med tilstrekkelige store kantavstander og utarbeide beregningsformler.

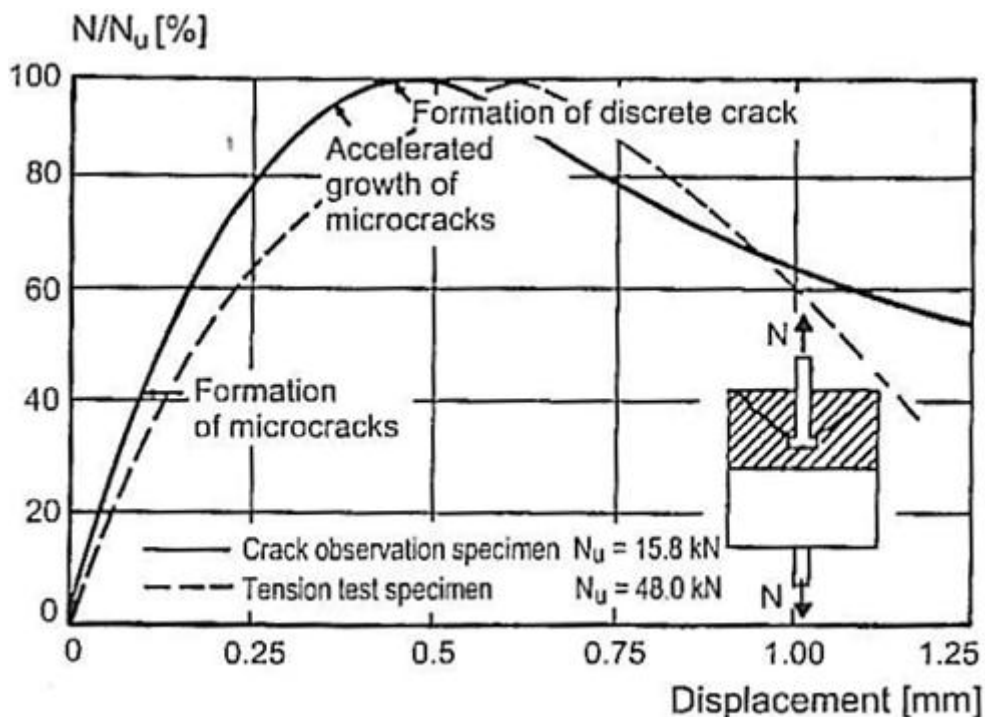
5.1.1. BRUDDMEKANIKK

I 1985 [1] gjennomførte Eligehausen og Sawade en studie på utviklingen av et kjeglebrudd. Det ble utført forsøk på bolter med en forankringsdybde på 80 mm. Forsøkene ble utført på to forskjellige prøvestykker vist i Figur 5.1. Prøvestykket i figur Figur 5.1(a) hadde en utforming som tillot dem å se sprekke i betongen. De brukte da spray kombinert med ultrafiolett lys for å observere sprekke for en del av prøvestykkene. På de resterende prøvestykkene brukte de strekkklapper for å registrere sprekkeutviklingen. På forsøkene av prøvestykkene i Figur 5.1(b) brukte de akustisk utstrålingsanalyse for å kunne registrere utviklingen av sprekke. Når det ble tatt hensyn til redusert bruddoverflate for forsøkene i Figur 5.1(a) fikk disse bare omtrent 65 % av lasten for prøvestykkene i Figur 5.1(b). Dette kommer av forstyrrelse av det rotasjonssymmetriske spenningsfeltet som opptrer ved full innstøpning av bolten som i Figur 5.1(b).



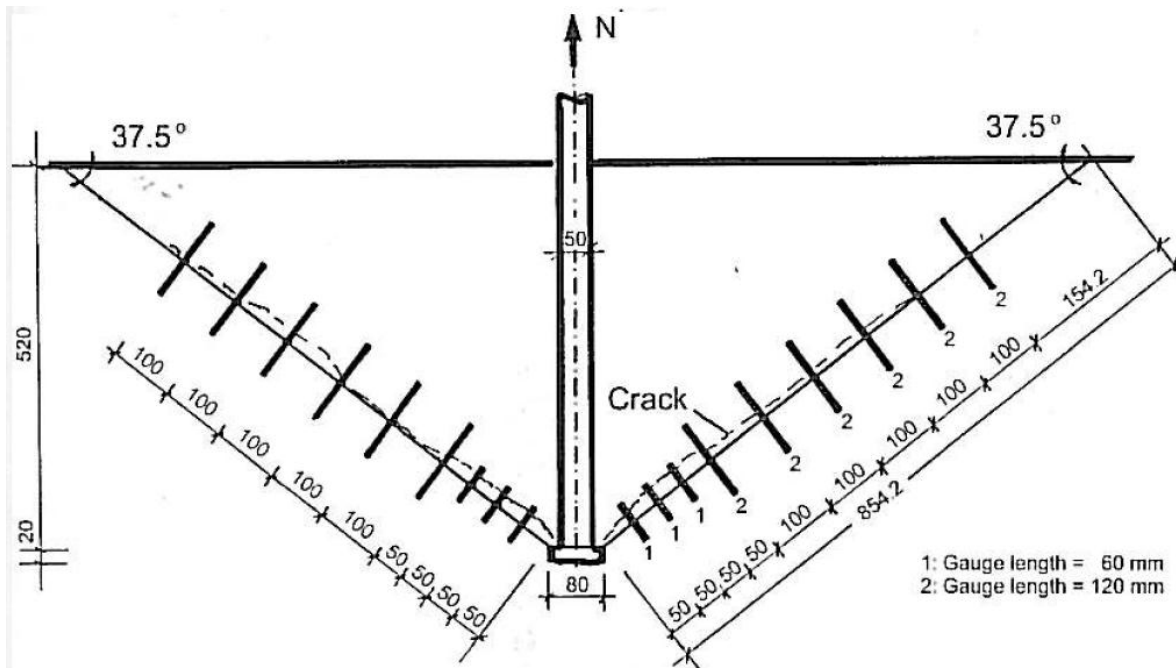
Figur 5.1: Forsøksoppsett for kjeglebrudd [2]

Figur 5.2 viser en typisk lastforskyvningskurve for uttrekksforsøkene til Eligehausen og Sawade. Lasten er da normalisert og plottet mot forskyvningen. De ulike fasene av bruddet er markert i figuren. Typisk for bruddet er at forskyvningen øker lineært frem til at det er påført omtrent 40 % av bruddlasten. Deretter vil den øke ikke-lineært for så å falle gradvis etter at bruddlasten er nådd. Ved rundt 40 % av oppnådd maksimal last vil det oppstå en initiell sprekke ved overkant av boltehodet. Denne vil så øke jevnt før den akselerer når omtrent 90 % av bruddlasten er påført. Ved bruddlasten har sprekken ikke nådd overflaten, men ved videre forskyvning får den utvikle seg fullt og kjeglebruddet blir formet.



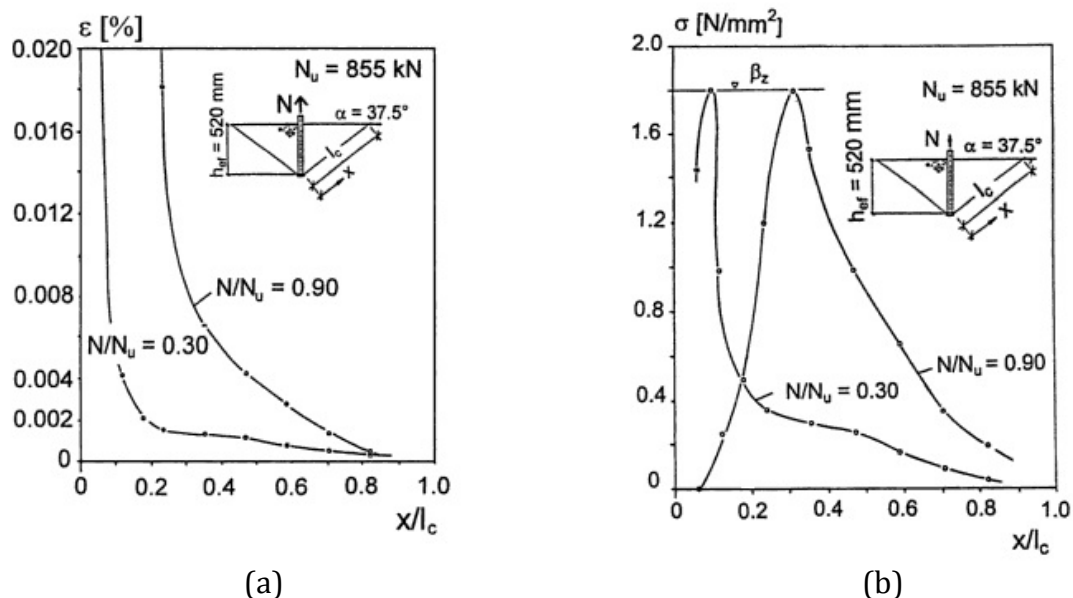
Figur 5.2: Normalisert last plottet mot forskyvning [1]

Eligehausen og Sawade [28] gjennomførte i 1989 flere uttrekksforsøk av bolter. Forankringsdybden varierte fra 130 til 520 mm. Boltene var støpt inn i betongplater med størrelse lengde·bredde·tykkelse lik 4·2·0,6 m. Betongplatene hadde da nettarmoring langs overflaten. Denne armeringen skal ikke ha hatt noen innvirkning på forsøksresultatene. Trykklasten fra uttrekksoppsettet ble ført ned på betongdekket med en minste avstand fra boltene på $1,75 \cdot h_{ef}$. Dette ble gjort for at trykkspenningene fra anleggsflatene ikke skulle sette begrensninger for utviklingen av kjeglebruddene. Det var lagt inn en rekke målere for å måle tøyningen i betongen. Disse var plassert loddrett, langs omkretsen og parallelt med den antatte bruddflaten til kjeglen. Figur 5.3 viser plasseringen av tøyingsmålerne på tvers av bruddflaten. Det ble antatt en bruddvinkel på $37,5^\circ$.



Figur 5.3: Oversikt over plassering av tøyingsmålere på tvers av bruddflaten [28]

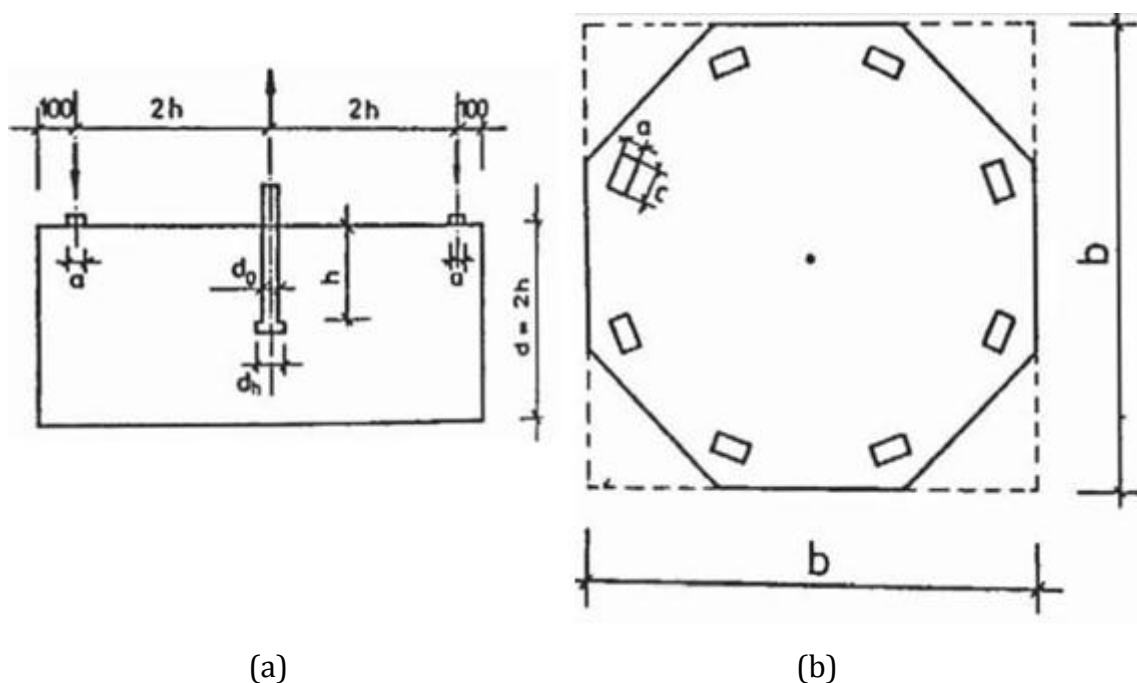
Tøyninger målt på tvers av bruddflaten er vist i Figur 5.4a) for to lasttilfeller med en forankringsdybde på 520 mm, da med last på 30 og 90 % av bruddlasten. Det kan sees at ved høyere last flytter området med store tøyninger seg bort fra boltehodet mot betongoverflaten. Dette illustrerer tydelig hvordan sprekken utvikler seg fra boltehode mot betongoverflaten med økende last. På grunnlag av målingene av tøyningene i Figur 5.4(a) ble så spenningene på tvers av bruddflaten beregnet, se Figur 5.4(b). Som i likhet med tøyningene vil også området med maks spenning forflytte seg bort fra boltehodet med økende last. Dette viser omfordelingen av spenningene etter hvert som bruddet utvikler seg. Når sprekken så har åpnet seg omtrent halvparten av lengden til kjegleens sideflate vil bruddet oppstå.



Figur 5.4: Fordeling av (a) tøyning, (b) spenninger, vinkelrett på bruddflaten [2]

Ved å så integrere opp den vertikale komponenten av strekkspenningen som går loddrett på bruddflaten fikk de bare et avvik på 15 % av den faktisk påførte lasten for en forankringsdybde på 520 mm. Av dette ble det konkludert med at skjærspenningene som virker langs bruddflaten har liten innvirkning på resultatet for den gitte forankringsdybden. Derimot vil skjærspenningene tilsvare en større del av totallasten ved grunne forankringer. Altså blir betydningen av skjærspenningene langs bruddoverflaten redusert med økende forankringsdybde.

I 1992 utførte så Eligehausen, Bouska, Cervenka og Pukl [29] en forsøksstudie på forankring av en enkeltbolt i betong. Hovedmålet med forsøkene var å få bekreftet størrelseseffekten ved forsøk. Denne effekten er nærmere beskrevet i delkapittel 5.1.2. I tillegg ble det undersøkt hvordan bruddvinkelen ble påvirket av forankringsdybden. Det ble brukt tre forankringsdybder ($h_{ef}=50, 150$ og 450 mm) med forhold 1:3:9. Det var to størrelser på boltehodene. Boltehode A hadde en dimensjon tilsvarende 1,9 ganger bolteskaftet, mens boltehode B hadde 1,6. Prøvestykkene som ble brukt er vist i Figur 5.5. Det ble brukt tre forskjellige prøvestykker der dimensjonene var gitt av den aktuelle forankringsdybden. Dimensjonene er vist i Tabell 5.1. Prøvestykket var formet som et kvadrat for enkelte prøveserier av de to minste dimensjonene, mens for de øvrige var formen et oktagon, se Figur 5.5(b). Figur 5.5(a) viser at avstanden ut til anleggsflaten for trykkraften fra senterbolt og tykkelsen av prøvestykket var $2 \cdot h_{ef}$. Av Figur 5.5(b) sees de åtte anleggsflatene til konstruksjonen som bar jekken. Det var dessuten også i dette forsøket brukt nettarmoring i topp for å unngå spalting.



Figur 5.5: (a) Prøvestykket i plan, (b) Sidesnitt av prøvestykket [29]

Tabell 5.1: Dimensjoner på prøvestykkene

Størrelse	Forankring				Prøvestykket		Opplager	
	h	d_0	d_h		b	d	a	c
			hode A	hode B				
Liten	50	8	15,0	12,7	400	100	10	40
Medium	150	24	45,6	32,9	800	300	30	100
Stor	450	72	135,5	88,5	2000	900	100	180

Ved gjennomføring av forsøkene ble det brukt en manuell jekk. Det ble forsøkt å få en tilnærmet lineær tid-forskyvning-kurve. For de fleste forsøkene observerte de at utbredelsen av bruddkjeglen var mindre enn $2 \cdot h_{ef}$, men for forankringsdybde på 450 mm opplevde de at bruddet ble begrenset av opplagrene. Det er da antatt at dette hadde liten effekt på bruddlasten. Etter at testene var gjennomført ble bruddvinkelen målt mot et punkt i betongen i en avstand h_{ef} vinkelrett ut fra boltehodet langs åtte seksjoner. Resultatet fra disse målingene viser at gjennomsnittlig bruddvinkel var på 35° . Det var også liten spredning og bare i liten grad sammenheng mellom bruddvinkel og forankringsdybde.

Derimot fant Zhao [30] at det er en sammenheng mellom de to faktorene i hans doktoravhandling utført ved universitetet i Stuttgart, se delkapittel 5.1.3. Han hadde forøvrig Eligehausen som veileder på denne oppgaven. Zhao konkluderte med at vinkelen vil bli større med økende forankringsdybde. Vinkelen er dessuten også avhengig av spenningsforholdene i betongen rundt bolten. Dersom det er trykkspenninger som virker i motsatt retning av strekkraften vil det bli en brattere helling på bruddflaten, og omvendt for strekk.

5.1.2. BRUDDLAST

Innvirkning av forankringsdybden på bruddlasten ble undersøkt av Bode og Hanenkamp i 1985 [31], Eligehausen og Sawade i 1989 [28] og Eligehausen, Bouska, Cervenka og Pukl i 1992 [29]. Konklusjonene fra disse forsøkene er at bruddlasten øker proporsjonalt med $h_{ef}^{1.5}$. Mens hvis det blir antatt en konstant bruddvinkel vil bruddflaten til kjeglen øke proporsjonalt med kvadratet av forankringsdybden (h_{ef}^2). At bruddlasten på tross av dette øker med $h_{ef}^{1.5}$ blir kalt størrelseseffekten (size effect). Den uttrykker da altså, ved bruk av bruddmekanikk, at bruddlasten øker mindre enn den tilgjengelige bruddoverflaten. Dette betyr at den nominelle spenningen ved brudd (bruddlast delt på bruddoverflate) blir redusert. Denne effekten gjelder generelt for betong utsatt for strekk. Eksempler på dette er; uarmerte bjelketverrsnitt, gjennomlokking og skjær i bjelker og dekker uten armering.

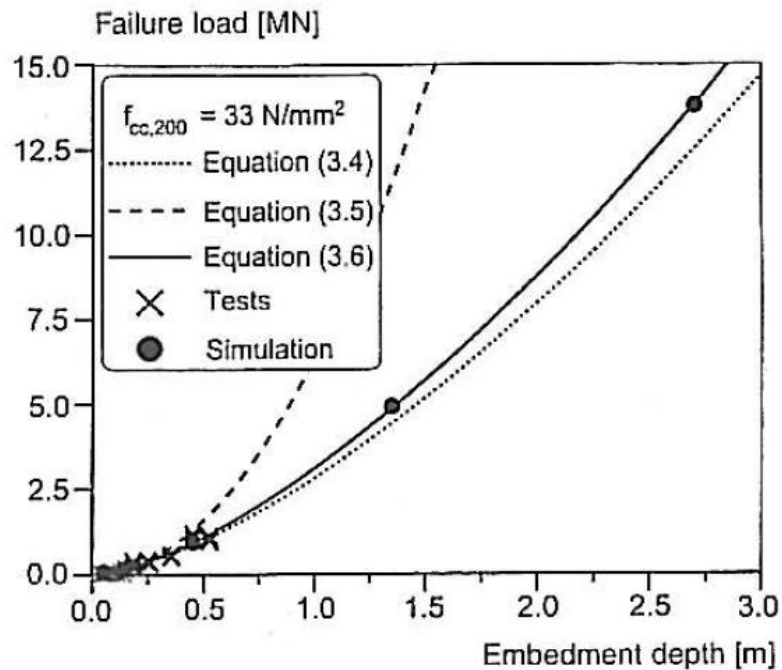
Størrelseseffekten ble i 1984 [36] beskrevet teoretisk generelt for betong av Bazant ved bruk av bruddmekanikk. På grunnlag at dette formulerte han formel (5.1). I formelen er k_1 og h_{ef}^0 konstanter. I diagrammet under i Figur 5.6 er denne formelen sammenliknet med andre formler, tester og numeriske beregninger. At bruddflaten varierer med h_{ef}^2 var grunnlaget for formel (5.2) som ACI la til grunn i standarden ACI 349 [37] i 1990. Dette er en standard som gjelder for konstruksjoner i kjernekraftverk. På dette tidspunktet hadde ACI ikke andre standarder for beregninger av forankringer. Formel (5.3) er en formel for kjeglebrudd på grunnlag av CCD-metoden, denne metoden blir nærmere beskrevet i underliggende avsnitt. Grafen viser hvordan de ulike formlene stemmer med forsøk og simuleringer. Formel (5.1) blir gjengitt i grafen ved "equation (3.6)", formel (5.2) i "equation (3.5)" og formel (5.3) i "Equation (3.4)". De numeriske

beregningene er fra arbeidet til Ozbolt [38].¹ Det kan tydelig observeres at ettersom ACI ikke tar hensyn til størrelseeffekten blir denne formelen ukonservativ for dype forankringer.

“Equation (3.6)” Bazant $N_u = k_1 \cdot f_{ckcube}^{0,5} \cdot h_{ef}^2 / (1 + h_{ef}/h_{ef}^0)^{0,5}$ (5.1)

“Equation (3.5)” ACI 349 $N_u = 0.96 \cdot f_{ckcube}^{0,5} \cdot h_{ef}^2 \cdot (1 + d_h/h_{ef})$ (5.2)

”Equation (3.4)” CCD $N_u = 15.5 \cdot \sqrt{f_{ckcube}} \cdot h_{ef}^{1.5}$ (5.3)

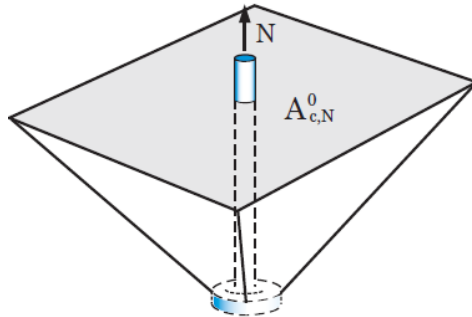


Figur 5.6: Diagram av bruddlasten plottet mot forankringsdybden [2].

¹ I referansen som tabellen er hentet fra, er det referert feil mellom de oppgitte formlene og teksten i grafen.

Bruddlasten ved et kjeglebrudd kan vurderes ved bruk av ikke-lineær bruddmekanikk som gjort av Bazant [36], men disse analysene er for tidkrevende og kompliserte til praktisk bruk. En bedre fremgangsmåte er da å utvikle empiriske ligninger som bygger på teoretiske modeller. Med utgangspunkt i denne metoden utviklet universitetet i Stuttgart ved Eligehausen, Fuchs og Breen [32, 33, 39] CCD-metoden, se formel (5.3). Denne er da en videreføring av k-metoden [34] og en forenkling av formel (5.4) under. I formel (5.4) gir $k_1 \cdot f_{cc,200}^{0,5}$ strekkfastheten til betongen, $k_2 \cdot h_{ef}^2 = 9h_{ef}^2$ gir overflatearealet til bruddkjeglen og $k_3/h_{ef}^{0,5}$ tar hensyn til største størrelseseffekt. Metoden har en fordel ved at den er meget brukervennlig og visuell. Bruddkjeglen er da idealisert til en pyramide, som vist Figur 5.7. I modellen er det antatt en bruddvinkel på 35° .

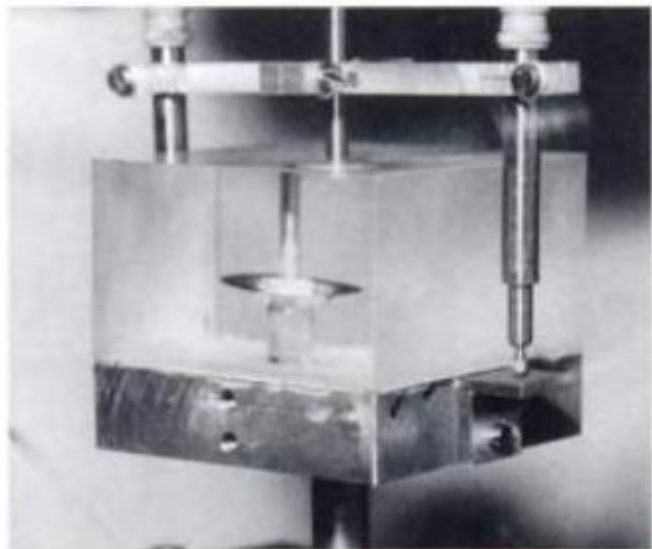
$$N_u = k_1 \cdot f_{cc,200}^{0,5} \cdot k_2 \cdot h_{ef}^2 \cdot \frac{k_3}{h_{ef}^{0,5}} \quad (5.4)$$



Figur 5.7: Idealisert bruddkjegle [5]

I 1994 [35] gjennomførte Sawade et uttrekksforsøk på bolt i optisk glass med en forankringsdybde på 50 mm som vist i Figur 5.8. Strekkfastheten tilsvarte 25 ganger den til betongen, mens produktet av elastisitets-modul (E_c) og bruddenergi (G_f) tilsvarte betongens. Dersom det antas at bruddlasten skulle øke proporsjonalt med strekkfastheten skulle dette kunne tilsi at lasten ville ligge rundt 770 kN, mens resultatet fra testen var 19 kN. Dette resultatet stemmer godt overens med formel (5.5), som Sawade utarbeidet i samme doktoravhandling. Grunnen til at prøven fikk en så liten kapasitet på tross av strekkfastheten er måten bruddet utviklet seg på. Bruddet starter som ved kjeglebrudd rundt overkanten av hodet, men ved bruddlasten har bruddet utviklet seg minimalt sammenliknet med den lengden det ville ha gjort i betong. Gitt at elastisitets-modulen og bruddenergien er relatert til trykkfastheten av betong, kan det antas at bruddlasten er proporsjonal med kvadratroten av trykkfastheten som i formel (5.3) i CCD-metoden. Det må nevnes at betongblandingen påvirker disse mekaniske egenskapene, spesielt type og størrelsen på tilslaget.

$$N_u = 2,1 \cdot (E_c \cdot G_f)^{0,5} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad (5.5)$$



Figur 5.8: Uttrekksforsøk på bolt i optisk glass
[2]

5.1.3. GJENNOMGANG UTTREKKSFORSEK ENKELTBOLT: ZHAO 1993

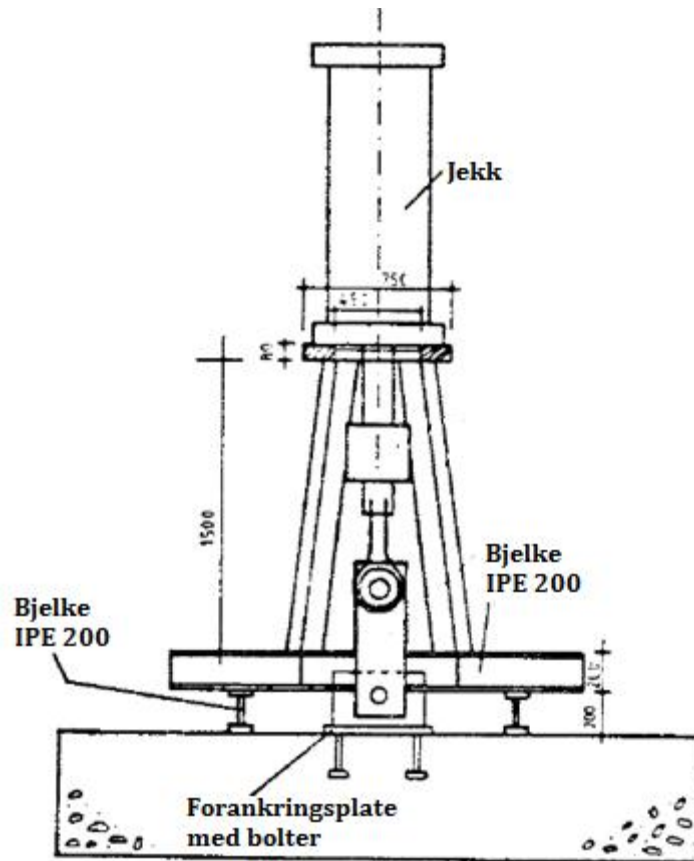
I 1993 [30] avga Zhao en doktoravhandling ved universitetet i Stuttgart med Eligehausen som veileder. Han gjennomførte da en rekke forsøk som sentrisk sug på enkeltbolt og boltegruppe, eksentrisk sug på boltegruppe, skjærlast på enkelt bolt og boltegruppe, og skjærlast med momentarm på boltegruppe. I tillegg brukte han resultater på uttrekk av enkeltbolter fra en rekke tidligere forsøk. Målet for doktorgradsavhandlingen var å verifisere og videreutvikle formlene som var utarbeidet på dette tidspunktet.

Det ble i alt gjennomført 95 forsøk, 11 forsøk var for enkeltbolter med stor avstand. Disse forsøkene hadde da forankringsdybder som varierte fra 90 til 190 mm, se Tabell 5.2. Det ble støpt i alt 24 betongplater med lengde varierende fra 2200 mm til 4000 mm. Bredden varierte fra 1000 mm til 1500 mm, og tykkelsen fra 200 mm til 400 mm. Det er ikke spesifisert hvilke dimensjoner som ble brukt på de ulike forsøksoppsettene.

Tabell 5.2: Oversikt prøvestykker

90	5
160	3
190	3

Boltene som ble brukt på uttrekksforsøkene for enkeltbolt hadde et bolteskaft og –hode med en diameter på henholdsvis 22 og 35 mm. For å påføre last var det plassert to bjelker med bjelker spennende på tvers av dem igjen. En jekk ble så plassert på toppen av disse. Forsøksoppsettet er vist i Figur 5.9. Avstander fra bolt til anleggsflate varierte fra $0,625 \cdot h_{ef}$ til $1,75 \cdot h_{ef}$. Det er ikke angitt hva som ble brukt i de enkelte forsøkene. For forsøkene med enkelt bolt ble det brukt en jekk med en lastkapasitet på 200 kN.



Figur 5.9: Forsøksoppsett Zhao [30]

Resultatene fra forsøkene er presentert i Tabell 5.3. I Tabell 5.4 er beregnede kapasiteter vist. De er da beregnet i henhold til CCD, CEN og ACI 318-05. I tillegg viser tabellen forholdet mellom virkelig og beregnet kapasitet. For dette forholdet er det beregnet en forventningsverdi (E) og et standardavvik (σ), disse er også presentert i Tabell 5.4. CCD treffer da bedre i forhold til forsøksresultatene enn CEN og ACI. Altså er CEN og ACI veldig konservativ, mens CCD faktisk ender opp med å være ukonservativ. Dette er som forventet ettersom både CEN og ACI gir nedre 5 %-fraktil mens CCD beregner en middelvei. Ettersom CCD overestimerer kapasiteten noe, kom Zhao med et forslag til forbedring av CCD-formelen. Dette forslaget er vist i formel (5.6). Altså er endringen at koeffisienten i hans formel er 15,0 i stedet for 15,5 i formel (5.3). Formelen hans vil da treffe noe bedre, men fortsatt ha en forventningsverdi på 0,98 og et standardavvik på 0,11. Dermed vil formelen hans også være noe ukonservativt i forhold til forsøksresultatene. Videre kommenterer Zhao at det er en marginal forskjell mellom hans forslag og den eksisterende formelen.

$$N_u = 15.0 \cdot \sqrt{f_{ckcube}} \cdot h_{ef}^{1.5} \quad (5.6)$$

Tabell 5.3: Forsøksgeometri og resultater

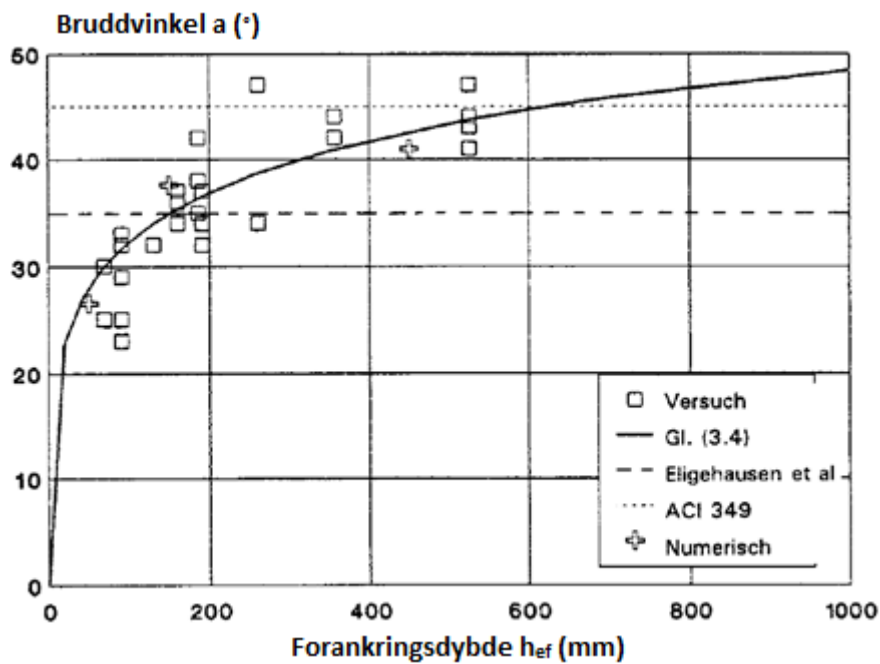
Nr.	d_s (mm)	d_h (mm)	$F_{ck,cube}$ (N/mm) ²	h_{ef} (mm)	N (kN)
1	22	35	34,8	90	74,0
2	22	35	34,8	90	52,1
3	22	35	34,8	90	77,4
4	22	35	24,8	90	61,9
5	22	35	24,8	90	70,1
6	22	35	24,8	160	148,8
7	22	35	24,8	160	155,8
8	22	35	24,8	160	161,9
9	22	35	24,8	190	201,6
10	22	35	24,8	190	180,2
11	22	35	24,8	190	187,8

Tabell 5.4: Sammenligning av resultater med beregninger

Nr.	N_{Zhao} (kN)	N/N_{Zhao}	N_{CCD} (kN)	N/N_{CCD}	N_{CEN} (kN)	N/N_{CEN}	N_{ACI} (kN)	N/N_{ACI}
1	75,6	0,98	78,1	0,95	59,9	1,23	50,6	1,46
2	75,6	0,69	78,1	0,67	59,9	0,87	50,6	1,03
3	75,6	1,02	78,1	0,99	59,9	1,29	50,6	1,53
4	63,8	0,97	65,9	0,94	50,6	1,22	42,7	1,45
5	63,8	1,10	65,9	1,06	50,6	1,39	42,7	1,64
6	151,2	0,98	156,2	0,95	119,9	1,24	101,2	1,47
7	151,2	1,03	156,2	1,00	119,9	1,30	101,2	1,54
8	151,2	1,07	156,2	1,04	119,9	1,35	101,2	1,60
9	195,6	1,03	202,2	1,00	155,2	1,30	130,9	1,54
10	195,6	0,92	202,2	0,89	155,2	1,16	130,9	1,38
11	195,6	0,96	202,2	0,93	155,2	1,21	130,9	1,43
E		0,98		0,95		1,23		1,46
σ		0,11		0,14		0,16		0,11

Med utgangspunkt i de nevnte forsøkene for enkeltbolt med stor kantavstand kom Zhao frem til at sammenhengen mellom bruddvinkelen og forankringsdybden kan beskrives med formel (5.7). Han viser i tillegg i Figur 5.10 hvordan dette stemmer med forsøk og numeriske beregninger. ACI forutsatte på dette tidspunktet en bruddvinkel på 45 ° for sine beregninger, mens Elgehausen la til grunn en vinkel på 35 °. "Gl. (3.4)" i grafen tilsvarer formel (5.7). Grafen i Figur 5.10 viser at bruddvinkelen øker med forankringsdybden.

$$\tan \alpha = 0,2 \cdot h_{ef}^{0,25} \quad (5.7)$$



Figur 5.10: Plot av bruddvinkel mot forankringsdybde [30]

5.1.4. OPPSUMMERING AV LITTERATURSTUDIUM FOR KJEGLEBRUDD I NORMAL BETONG

Eligehausen og Sawade beskrev utviklingen til et brudd både ved hvordan forskyvningen utviklet seg i forhold til lasten, og hvordan tøyningene på tvers av bruddflaten økte. Forskyvningen økte lineært til omtrent 40 % før den økte ikke-lineært. Videre så han at området med maksimal spenning på tvers av bruddet beveget seg mot overflaten med økende last. Når bruddet hadde utviklet seg halvparten av lengden til bruddflaten ville bruddet oppstå. I tillegg ble det konstatert at spenningene langs bruddflaten, altså skjærkrefter, hadde liten effekt og at disse ble redusert med økende forankringsdybde. Deretter konstaterte Zhao at bruddvinkelen økte med økende forankringsdybde og utviklet en formel for dette. Sawade viste så at material-egenskapene som var avgjørende for kjeglebruddet var elastisitets-modul (E_c) og bruddenergi (G_f). Siden bruddfastheten er relatert til disse egenskapene kan denne brukes i formelen. Altså er ikke strekkfasthet den avgjørende faktoren.

For bruddlasten ble det konstatert at størrelseseffekten var gjeldende og at lasten dermed økte med $h_{ef}^{1.5}$. Det ble konkludert med at en CCD-formel med en koeffisient lik 15,5, til tross for at Zhao foreslo 15.

5.2. FIBERARMERT BETONG

Det er på nåværende tidspunkt gjennomført lite forskning på uttrekk av bolter i fiberarmert betong. I 2005 ble imidlertid en forskningsartikkel på heftforankringer publisert i ACI Structural Journal [40].

Det ble utført forsøk på både vanlig armert og fiberarmert betong. Gjengestenger uten fot med to typer heftforankringer ble brukt; limte forankringer og forankringer i fugemasse. Forankringsdybdene varierte fra 40 til 160 mm. Betongkvalitetene som ble benyttet for vanlig og høyfast betong var henholdsvis B30 og B60. Fiberarmeringen som ble brukt var 60 mm lang og hadde en diameter på 0,8 mm. Dette gir et slankhetstall på 75. Fibrene ble tilsatt i volumprosjenter på 0,8 og 1,0 %.

For forankringsdybder fra 40 til 80 mm oppstod det kjeglebrudd, se Figur 5.11(a). For de øvrige gikk forankringen til brudd gjennom pullout-brudd eller stålbrudd. Bruddvinkelen på kjeglene varierte fra 20 til 25 °. Det oppstod da brudd i betongen rundt enden av selve forankringen som gjorde det vanskelig å måle vinkelen for enkelte tilfeller. Dette gjaldt spesielt ved høyfast betong på grunn av dens høye sprøhet. For betong med stålfibre var det mindre skader på betongen rundt forankringen, men i stedet endte kjeglene opp med å dele seg i flere biter, se Figur 5.11(b). Derfor ble bruddvinkelen også her vanskelig å måle. Det kunne også observeres at kjeglen startet 5 til 10 mm fra enden av forankringen. Dette kan komme av at det ble brukt et relativt svakt lim.

Videre ble det konkludert med at tilsetningen av fiber ikke hadde noen markant effekt på maksimal bruddlast. Det ble derimot observert at fiberen førte til en endring av bruddformen fra kjeglebrudd til pullout eller en kombinasjon av dette. Dette vil altså si at kapasiteten til bruddformen for kjeglebrudd har økt, men at det er uklart av hvilken grad. En annen effekt av stålfibrene var at deformasjonene ble større før bruddet oppstod, dette vil si at bruddet hadde en mer duktil karakter.



a) Bruddkjegle betong uten fiber

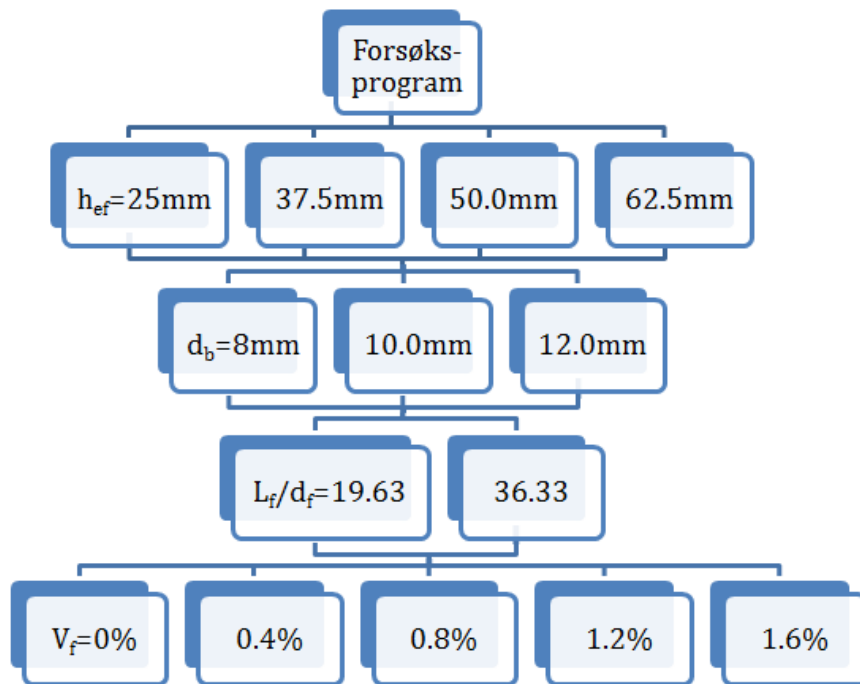


b) Bruddkjegle betong med fiber

Figur 5.11 Bruddkjegler [40]

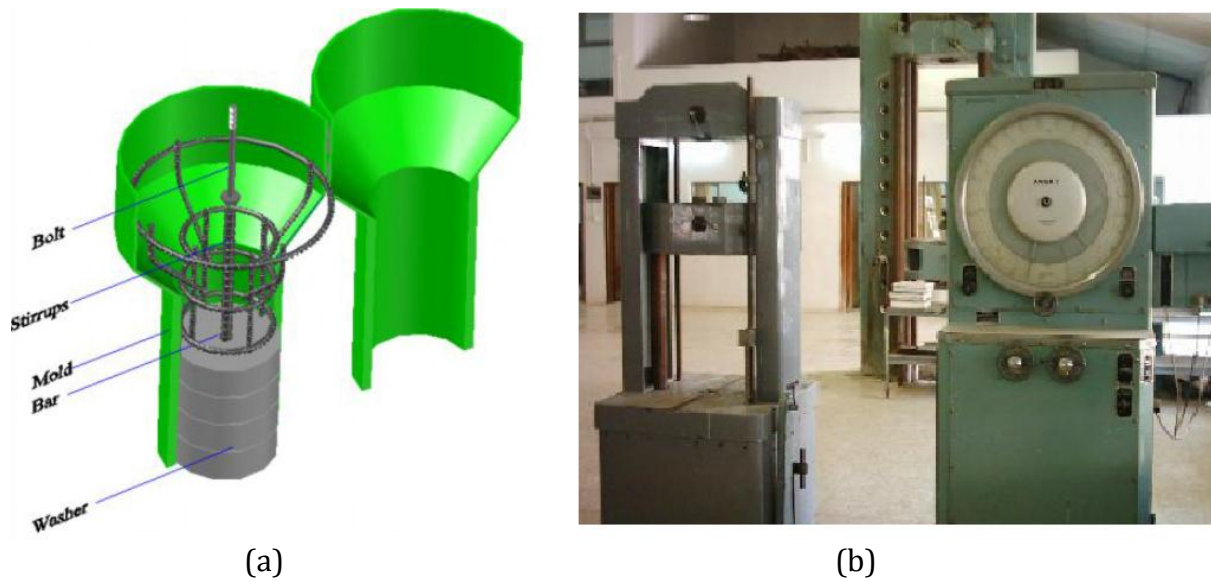
Det har dessuten blitt gjennomført noe forskning på uttrekk av bolter i fiberbetong ved ulike universiteter i Irak. Blant annet er en artikkel [41] publisert i en journal gitt ut ved Al-Rafidain universitet. Her må vi være kritisk til kilden ettersom det uklart av hvilken kvalitet arbeidet som blir presentert i denne journalen er av. Likevel er forsøkene og fremgangsmåten tilstrekkelig beskrevet til at hovedtrekkene i artikkelen kan presenteres.

Artikkelen tar for seg strekkbruddformer og -kapasitet for innstøpte korte bolter i normal- og fiberarmert betong. Det ble da brukt fire ulike volumprosenten for fiberarmering ($v_f = 0.4, 0.8, 1.2, 1.6\%$), med to lengder ($l_f = 16$ og 32 mm) og slankhetstall på henholdsvis ($l_f/d_f = 19.63, 36.33$), tre boltediameter ($d_b = 8, 10, 12$ mm) og fire forankringsdybder ($h_{ef} = 25, 37.5, 50, 62.5$ mm). I Figur 5.12 er flytskjema for forsøkene vist. I alt ble 108 uttreksforsøk gjennomført. Av disse gikk 90 til brudd i form av kjeglebrudd, mens for resten av forsøkene oppstod det stålbrudd. Ved enkelte tilfeller overgikk størrelsen på kjeglebruddet dimensjonen på prøvestykket.



Figur 5.12 Flytskjema for forsøksprogrammet

For hver betongblanding ble det støpt seks sylindere for å måle trykk- og strekkfastheten til betongen. Betongen som ble brukt hadde en utgangs-trykkfasthet på 30 MPa før tilsetning av stålfibre. Det ble benyttet freste deformerte stålfibre produsert av Harex. Forsøksoppsettet er som vist i Figur 5.13(a). Til venstre på bildet i Figur 5.13(b) kan maskinen som ble brukt til testing observeres, og til høyre for den er apparatet for å styre maskinen og lese av last. Prøvestykket ble festet i maskinen ved at maskinen grep fast i armeringsstangen som gikk ut på undersiden. For å trekke ut boltene ble den montert i den bevegelige øvre delen av maskinen. Lasten ble deretter påført jevnt.

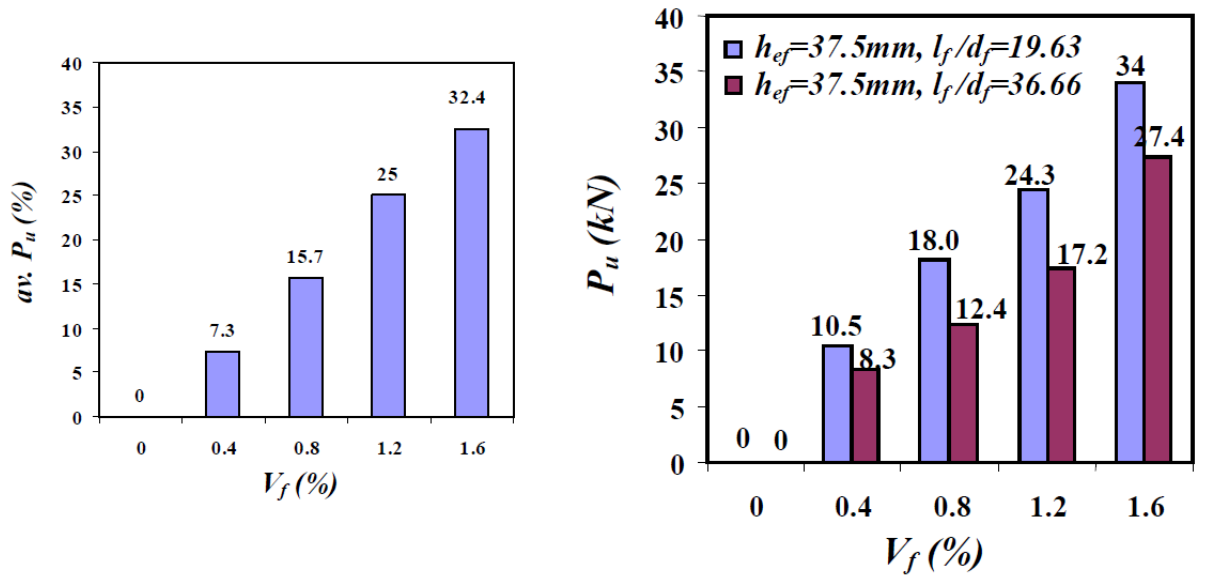


(a) (b)
Figur 5.13: (a) Forsøksoppsett, og (b) testapparat

Bruddvinkelen i forsøkene i vanlig betong lå mellom 20 og 33 °. Som nevnt gikk noen brudd ut over dimensjonene på prøvestykket, men når det så ble tilsatt stålfibre ble kjeglen mindre. I likhet med forsøkene i artikkelen fra 2005 [40] sprekker også her kjeglen opp i flere biter som gjør det vanskelig å måle bruddvinkelen. I tillegg satt kjeglen fremdeles fast i prøvestykket når den hadde gått til brudd, dette var spesielt for de lengste fibrene.

Tilsetning av stålfibre økte betongens fastheter. Fra forsøk på prøvesylindrene ble det for korte fibre ($l_f/d_f=19,63$) en økning på (6, 8, 12, 15 %) i trykkfasthet for henholdsvis ($v_f=0.4, 0.8, 1.2, 1.6$ %), og tilsvarende for spaltestrekk (10, 16, 20, 27 %). For betongblandinger med lange stålfibre ($l_f/d_f=36,33$) var økningene på (8, 11, 16, 19 %) for henholdsvis ($v_f=0.4, 0.8, 1.2, 1.6$ %), og tilsvarende for spaltestrekk (16, 22, 27, 31 %). Altså gir lange fibre en større økning enn korte. Dette kan komme av lengre forankringslengder. For trykk vil kapasitetene øke på grunn av at fibrene motvirker tverrstrekk og dermed holder betongen samlet. Det må bemerkes at disse resultatene avviker fra resultatene som blir presentert senere i denne rapporten. Resultatene i denne rapporten er for trykkfasthet og spaltestrekk en økning på henholdsvis 6% og 83%. Dette er meget ulikt de overliggende tallene fra forskningsartikkelen. Grunnen til denne store forskjellen er uvis.

Figur 5.14(a) viser den gjennomsnittlige økningen av kapasitet for kjeglebrudd plottet i forhold til volumprosenten. Den viser da nesten en lineær økning i forhold til volumprosenten. Videre kan det sees en tilsvarende økning i Figur 5.14(b) vist for $h_{ef}=37,5\text{mm}$. Histogrammet viser dette for både korte og lange fibre. Diagrammet viser at det faktisk er mest økning i kapasitet for korte fibre, i motsetning til det som var tilfellet for prøvesylindrene. Dette kan komme av at fordelingen av fibre er bedre for korte fibre enn for lange. I tillegg vil det med samme volumprosenten være flere av de korte fibrene enn de lange.



(a) Gjennomsnittlig økning i kapasitet i forhold til fiber-volumprosenten

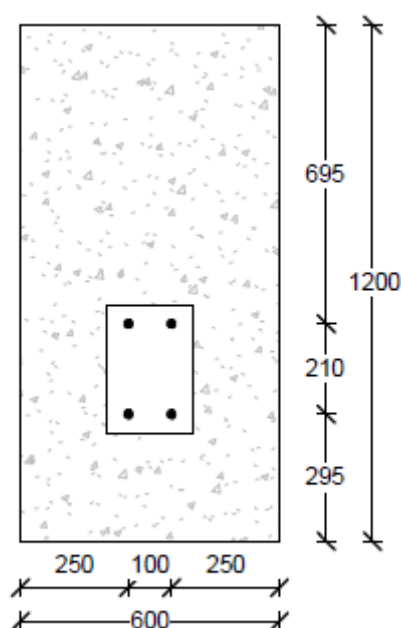
(b) Økning i kapasitet for $h_{ef} = 37,5$ mm med fibervolumprosent

Figur 5.14: Økning i kapasitet i forhold til fibervolumprosenten

6. GJENNOMGANG MASTEROPPGAVE 2012

I dette kapittelet vil det bli gått gjennom forsøksresultater og konklusjoner gjort i masteroppgaven til Haga og Reiersølmoen [42]. Masteroppgaven tok for seg teori og beregningsregler for stål-innstøpingsdetaljer i betong og et forsøksstudium. Forsøksstudiet bestod av testing av stålplater med påsveiste armeringsjern forankret i betongvegg. Det ble også gjort element-analyser av forsøkene.

Målet med forsøkene var å verifisere betongens og dyblenes skjærkapasitet, samt verifisere kapasitetsformler presentert i rapporten. Valget av forsøksgeometri ble i utgangspunktet gjort for å sikre at avgjørende brudd kom i stål-innfestingen. Geometrien er vist i Figur 6.1.



Figur 6.1: Kant- og senteravstander

Dimensjonen på betongprøvestykkene var bredde·høyde·tykkelse lik 1200·600·250 mm. Valg av senteravstander og kantavstander ble gjort i henhold til BEB4 [5], EC2-1-1 [12] og CEN/TS 2-4-2 [4]. Ståldetaljen var tilsvarende den i denne rapporten med varierende forankringsdybder på dyblene, se kapittel 8. Videre ble det valgt å legge inn minimumsarmering i henhold til EC 2-1-1 pkt. 9.6.

Det ble antatt at kapasiteten ville begrenses av heft- og spaltebrudd rundt de nedre dyblene som ble utsatt for strekk. Siden bruddformen ble antatt å virke lokalt, ble det valgt å støpe inn en ståldetalj per side av betongveggen. Dette ble gjort for å kunne utføre flere forsøk. Det ble også valgt å variere ulike parametere for forankringsdetaljen. Dette gjaldt da forankringsdybden (h_{ef}), lasteksentrisitet, friksjons-koeffisient og kontakten mellom stålplatens underkant og betongen. Resultatene av forsøkene er presentert i Tabell 6.1.

Tabell 6.1: Forsøksresultater

Forsøk	Maks skjærlast Ved (kN)	Forskyvning Δy (mm)
A1.1	304,8	0,83
A1.3	333,1	0,53
A2.3	335,9	1,43
A3.2	(ca. 520) 405,1	(ca. 3,0) 0,93
B2.1	219,3	0,61
C3.1	399,3	1,20

Forankringslengden for forsøkene med betegnelse A, B og C var henholdsvis 120, 80 og 160 mm. Det ble konkludert med at det var skjærlastens eksentrisitet som hadde størst innvirkning på skjærkapasiteten. Dette kommer frem i Tabell 6.1 der forsøk A3.2, med en lasteksentrisitet på 45 mm, fikk størst skjærbelastning på 405,1 (520) kN. Grunnen til at forsøket er oppført med to maksimale skjærlaste er at det var en del usikkerhet rundt forsøket. Videre kom de også frem til at varierende forankringslengde ga et betydelig utslag på skjærkapasiteten. Fra Tabell 6.2 er det vist at forsøk C3.1 hadde 19,4 % større bruddlast i forhold til gjennomsnittet av forsøkene med effektiv lengde lik 120 mm som hadde samme friksjonskoeffisient og eksentrisitet. Forsøk B2.1 fikk den minste bruddlasten og ble 34,4 % mindre enn gjennomsnittet til forsøkene med effektiv lengde lik 120 mm. Når det gjaldt effekten av friksjonsbidrag og kontakt mellom stålplaten overkant og betongen, ble det ikke trukket noen klar konklusjon.

Ved beregning av skjærkapasitet ble det anvendt formel i henhold til CEN/TS [4], Muratli [43] og EC4 [44]. Betongens strekkapasitet ble beregnet etter formel gitt i BEB4. Det viste seg da at det var betongens kombinerte skjær- og strekkapasitet som ble dimensjonerende. Total beregnet skjærkapasitet er vist i Tabell 6.2.

Tabell 6.2: Beregnet skjærkapasitet

Forsøk	V_{Ed} CEN/TS	V_{Ed} Muratli	V_{Ed} EC4
A2.3	116,3	155,8	125,2
A1.3	118,0	157,8	126,6
A3.2	134,4	188,4	145,7
B2.1	106,5	130,1	125,2
C3.1	124,2	173,8	134,0

Forsøksresultatene ga betydelig mer kapasitet enn det som ble beregnet. Det ble antydnet at avviket mellom beregnet kapasitet og forsøksresultat kunne skyldes bruddets natur. Bruddene som oppstod bestod av en kombinasjon av heft- og spaltebrudd i betongen rundt dyblene, der opprissing gikk fra stålplaten til betongkant. Bruddene hadde liten

forskyvning og forekom raskt og uten forvarsel. Dette karakteriseres som et sprøtt brudd og slike brudd kan ha stor usikkerhet innarbeidet i kapasitetsformlene.

De konkluderte videre med at kapasitetsformlene gitt i litteraturen har en innarbeidet sikkerhetsfaktor på 2-3. Ved å gange beregningene sine med en faktor på to så stemte resultatene bra med forsøksresultatene

Avvikene ble også vurdert opp mot gyldigheten til kapasitetsformlene. Skjærkapasiteten i henhold til EC4-1-1 ble konkludert med å ikke være gyldig da strekkbidraget på dybelen i forhold til skjærlasten var for stor. Ifølge EC4-1-1 er kravet at strekkbidraget skal være mindre enn 10 % av skjærlasten, mens det for prøvene ble påvist at strekkkraften utgjorde 81 % av skjærlasten. I tillegg vil ikke beregning av strekkkapasitet til betongen med hensyn til heft være gyldig for forsøket med en forankringslengde på 80 mm, da denne faller utenfor kravet på $6 \cdot \emptyset$.

Det er verdt å merke seg at ligningen som er brukt for utregning av betongens strekkkapasitet ved heft er hentet fra et gitt beregningseksempel i BEB4. I denne formelen er det gjort en rekke antagelser for å kunne hente ut verdier fra tabeller. Denne ligningen er dermed ikke generell og gir derfor ikke riktige resultat for deres beregninger. Formel (6.1) er formelen som er benyttet av Haga og Reiersølmoen for beregning, mens den generelle formelen er vist i formel (6.2).

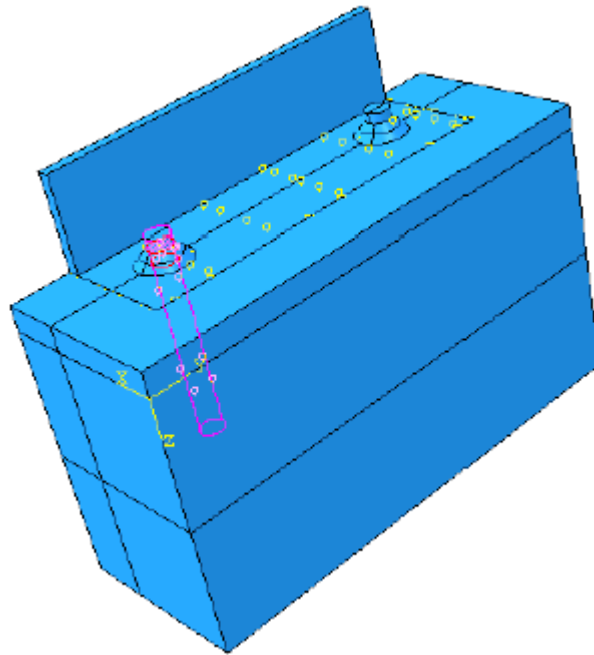
$$N_{Rd,c} = N_{Rd,s} \cdot \frac{l_f}{l_{b,req}} \cdot \frac{0,7}{\alpha_2} \quad (6.1)$$

$$N_{Rd,c} = N_{Rd,s} \cdot \frac{l_f}{l_{b,req}} \cdot \frac{1}{\alpha_2} \quad (6.2)$$

Ved bruk av formel (6.1) vil de miste 30 % av kapasiteten. Videre er det i beregninger for dimensjonerende strekkkapasitet for betong brukt karakteristisk strekkfasthet ($f_{ctk0.005}$). For å oppnå beregningsresultater som er mest mulig egnet til sammenligning av forsøksresultatene er det hensiktsmessig å bruke midlere strekkfasthet (f_{ctm}). Dersom dette ikke blir gjort blir kapasiteten rundt 35 % lavere. Dermed mister de totalt omtrent 55 % av heftkapasiteten.

I masteroppgaven ble det også gjennomført en element-analyse av en detalj av laboratorieforsøkene. Ståldetaljen ble modellert i en del av betongveggen som vist i Figur 6.2. På grunn av symmetri ble kun halvparten av ståldetaljen modellert. I modellen varierte faktorer som; om stålplaten var innstøpt i betongen, om det var en utsparring i betongen, friksjonskoeffisienten, "dilation"-vinkelen og eksentrisiteten til lasten. "Dilation"-vinkel tar hensyn til hvor mye plastiske volumtøyninger som oppstår i sammenheng med plastiske skjærtøyninger. Av resultatene konkluderer de med at lastfordelingen i BEB4 er korrekt. Det blir også konkludert med at BEB4 sin antagelse om maksimal spenning i dybelen nær betongoverflate stemmer. Videre vises det at dersom det ikke er en utsparring mellom stålplaten og betongen vil en få økte

strekkrefter i dyblene. Hovedkonklusjonen fra element-analysen er at det er lasteksentrisiteten og friksjonskoeffisienten som er avgjørende for spenningene og tøyningene.



Figur 6.2: ABAQUS-modell

7. MATERIALDATA

I dette kapittelet blir materialdataene som ble bestemt ved laboratorieforsøk presentert. Disse dataene brukes i kommende beregninger. Materialdata for betongen, dyblene og gjengestengene ble innhentet ved forsøk. For stålplatene, stålskiven, stålfiberet og øvrig armering ble dette ikke vurdert som hensiktsmessig ettersom det vil kunne oppnås tilstrekkelig nøyaktighet ved bruk av antatte materialdata basert på kvaliteten til materialet.

7.1. MATERIALDATA TIL DYBLENE

Dyblene ble strekktestet i henhold til NS EN ISO 6892-1:2009 [45] og NS EN 10080:2005 [46]. Det ble gjennomført tre forsøk på prøvestykker kappet fra samme armeringsstang som den dyblene var. Resultatet fra disse ga en flytespenning (f_{yk}) på 619 MPa og en bruddspenning (f_{uk}) på 736 MPa.

7.2. MATERIALDATA TIL GJENGSTENGENE

Gjengestengene ble testet på samme måte som armeringsjernene. Forsøkene ga en flytespenning på 796 MPa og en bruddspenning på 936 MPa.

7.3. MATERIALDATA TIL BETONGEN

Materialdataene som ble undersøkt av betongen var midlere trykkfasthet for terning ($f_{cm,cube}$), midlere trykkfasthet for sylinder (f_{cm}), midlere aksialtrekkfasthet (f_{ctm}) og bøyestrekfasthet for fiberbjelker ved første riss (proporsjonalitetsgrense) ($f_{R,0}$). Midlere aksialtrekkfasthet ble bestemt ved spaltetrekktesting mens de to andre trykkegenskapene ble funnet ved standard trykktesting. Til slutt ble bøyestrekfasthet ved første riss funnet ved forsøk av standardbjelker. Forsøk på terninger og sylindere er utført i henhold til NS-EN 12390 del 1,2,3,4 og 6 [47-51] mens bjelketestene er gjennomført etter NS-EN 14651 [52]. Materialdataene er bestemt for både betong med og uten fiber. Det ble benyttet fiber av typen Dramix RC 65-60 BN, se vedlegg I for produktdatablad.

Det ble gjort forsøk på tre prøvestykker, i alt tretti prøvestykker, for beregning av hver gjennomsnittlig bruddspenning. Resultatene fra forsøkene er vist i Tabell 7.1. Forsøkestypene er gitt følgende symbol; trykktest terning T, trykktest sylinder S, spaltetrekktest SS og standardbjelker SB. Prøvestykkene er; bolteuttrekk vanlig betong B, bolteuttrekk fiberbetong BF, ståldetalj vanlig betong S og ståldetalj fiberbetong SF.

Tabell 7.1: Resultat fra materialforsøk av betong

Forsøkstype	Prøvestykke	Alder	Gj.snittlig bruddspenning (N/mm ²)
T	B	30	43,55
S			35,54
T	BF	34	44,78
S			41,37
T	S	36	46,30
S			40,23
SS			3,09
S	SF	38	42,72
SS			5,64
SB			7,00

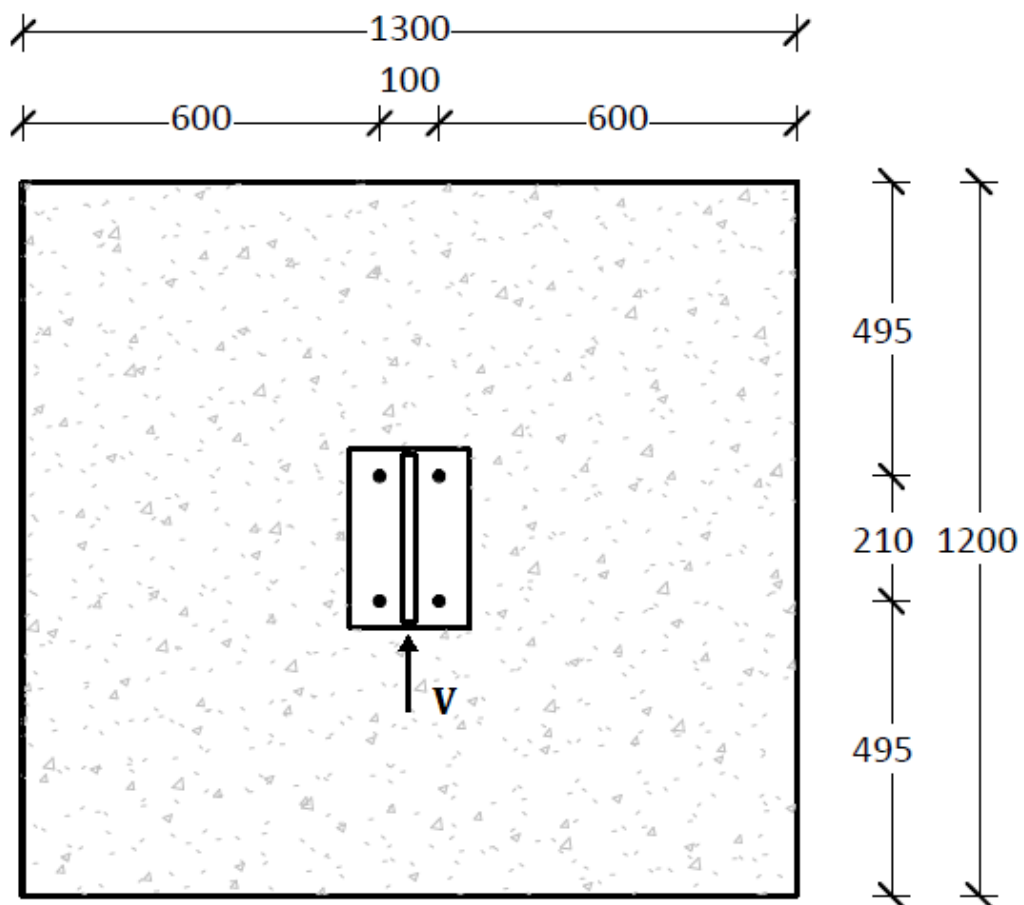
Tabellen viser at prøvestykke B har en relativt lav sylindertykkfasthet sammenliknet med prøvestykke S. Dette kommer nok av utstøpningsmetodene som ble brukt for sylindrerne. For prøvestykke B ble betongen staket mens for de øvrige ble det brukt vibrasjonsbord. Ellers kan det sees av tabellen at fiber ga en minimal økning i trykkfastheten på 6% ved sammenligning mellom sylindertestene for ståldetaljene. Hvis det derimot sees på spalttestrekktestene vil fiberet forbedre bruddspenningen med hele 83%. Dette kommer av at de tilsatte stålfibre forbinder risset som oppstår og dermed fører krefter på tvers av risset. Av den grunn har betongen en ekstra kapasitet utover strekkfastheten til betong uten fiber.

Videre ble det også utført forsøk på standardbjelker for å fastslå strekkfastheten til betongen. Disse forsøkene vil kunne gi mer korrekte resultater enn sylindertestene ettersom fiberen er relativ stor i forhold til dimensjonene på sylindrerne. Dette vil kunne medføre at det oppstår en uheldig fordeling av fibre. Tabellen viser som forventet at resultatene fra bjelkeforsøkene ga en noe bedre strekkfasthet enn sylindertestene.

8. BEREGNET KAPASITET, STÅLINNSTØPNINGSDETALJ I BETONGVEGG

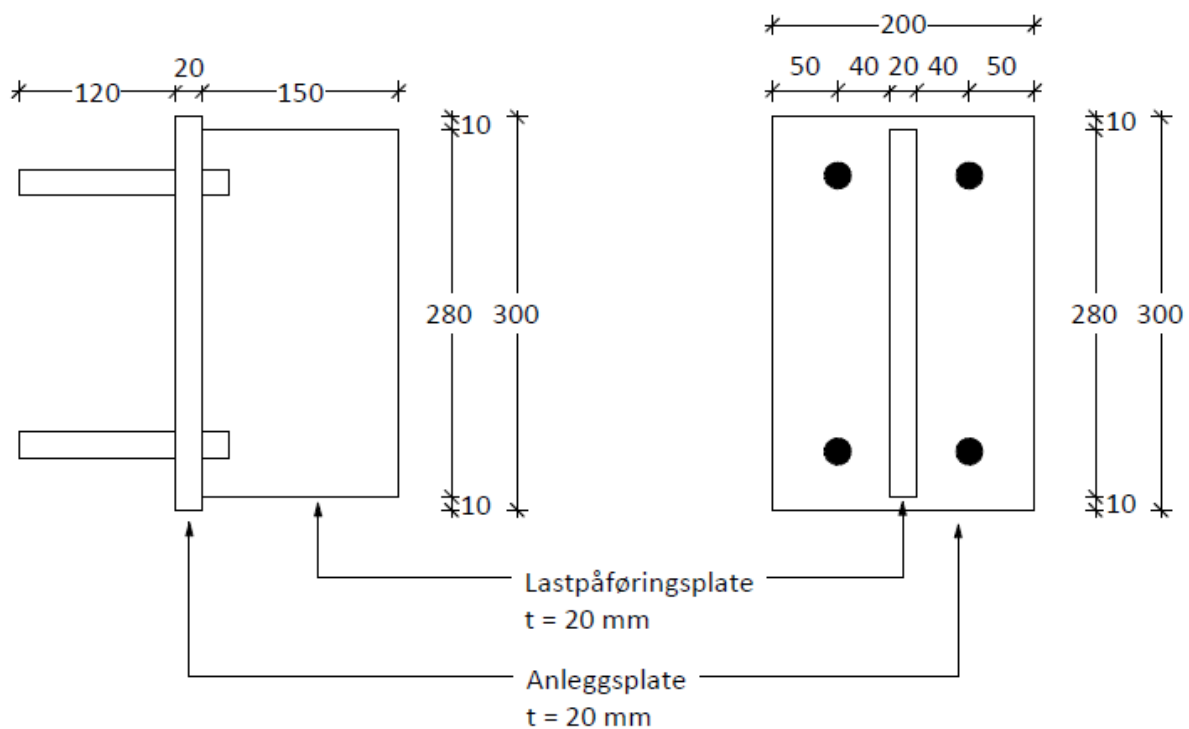
I dette kapittelet vil beregningene av stålinnstøpningsdetaljene i den ene forsøksstudien bli presentert. Det er utført beregninger for stålinnstøpningsdetalj i vanlig betong. I tillegg er det gjort grove beregninger for å ta hensyn til virkningene av stålfiber. Beregningene er basert på regler presentert i kapittel 3 og gitt i vedlegg F. Det er flere faktorer som påvirker resultatene, de viktigste er betongkvalitet, stålkvalitet, betong- og stålgeometri i form av senter- og kantavstander. Materialfaktorene er satt lik 1 for at det skal bli beregnet en middelvei og ikke en nedre grense som følge av materialfaktorer. Dette er nødvendig for sammenligning med laboratorieforsøk.

Beregningsmodellen består av to hovedkomponenter der den ene er betongveggen og den andre er selve stålinnstøpningsdetaljen. Geometrien til betong med plassering av stålinnstøpningsdetaljen er som vist i Figur 8.1. Betongveggen har en høyde·bredde·tykkelse lik 1200·1300·350 mm. Til sammenligning brukte Haga og Reiersølmoen en betongvegg med følgende dimensjoner; h·b·t lik 1200·600·250 mm. Lasten (V) som påføres beregningsmodellen er vist i Figur 8.1.



Figur 8.1: Geometri til betongvegg

Geometrien til stålinnstøpningsdetaljen er som vist i Figur 8.2. Anleggsplaten er platen som ligger mot betong. Denne platen vil ha størrelse h·b·t lik 300·200·20 mm. Det er også laget fire utsparinger i platen med en diameter på 22 mm. Hensikten med disse er å kunne plassere dyblene i dem. Dyblene vil da være armeringsstenger med en nominell diameter på 20 mm og av kvalitet B500NC. Disse har en forankringsdybde lik 120 mm. Lastpåføringsplaten står igjen vinkelrett ut fra anleggsplaten og har dimensjoner h·b·t lik 280·150·20 mm. Denne er ikke sentral i modellens kapasitet og har kun som hensikt å påføre lasten. Sveisene rundt dyblene har på oversiden av stålplaten et minste a-mål på 8 mm mens på undersiden er dette 3 mm. Sveisen mellom anleggs- og lastpåføringsplaten ble utført med et a-mål lik 8 mm. Nærmere beskrivelse av armeringen i betongveggen er gitt i delkapittel 10.1.1.



Figur 8.2: Sidesnitt og plan av stålinnstøpningsdetaljen

Kvaliteten på stålet som er brukt er S355 mens betongkvaliteten er B30. Deler av materialegenskapene til dyblene og betongen ble bestemt med laboratorieforsøk som vist i kapittel 7.

I Tabell 8.1 er kapasitetene for de ulike komponentene for gitte lastvirkninger presentert. Tallene for er beregnet per dybel. For betongen er det brukt begge beregningsmetodene for utregning av skjærkapasitet. For strekk er det for betongen brukt beregningsregler for betongs heftkapasitet.

Tabell 8.1: Kapasitet for gitt lastvirkninger

	Kapasitet (kN)		
	Skjær	Trykk	Strekk
Dybel	121,8		189,8
Betong (forenklet)	63,5		64,4
Betong (med fot)	87,8		64,4
Hullkanttrykk		270,0	
Stålplate		284,5	183,5

I laboratorieforsøkene vil lasten påføres med en eksentrisitet på 85 mm fra bakside av anleggsplaten, og det oppstår dermed et moment. I Tabell 8.2 er det presentert hvor stor kraft (V) de ulike komponentene har kapasitet til å ta med den gitte eksentrisiteten. Det er da forutsatt den lastvirkningen som presentert i kapittel 2. Altså at hver dybel tar en fjerdedel av skjærkraften. Momentet fra eksentrisiteten blir tatt opp som kraftpar i dyblene der den øvre raden tar trykk mens den nedre tar strekk. Trykkkraften i øvre dybelrad forutsettes å bli tatt som trykk i betongen via anleggsplaten. Disse kapasitetene vil i delkapittel 10.6 bli sammenliknet med resultater fra laboratorieforsøkene.

Tabell 8.2: Kapasitet for påført last

	Kapasitet for påført last (kN)				Dimensjon- erende
	Skjær	Trykk	Strekk	Kombinert	
Dybel	487,0		937,8	432,2	432,2
Betong (forenklet)	254,2		318,0	177,4	177,4
Betong (med fot)	351,2		318,0	210,1	210,1
Hullkanttrykk		1080,0			1080,0
Stålplate		703,0	906,7		703,0

For å ta hensyn til fiber er et alternativ å øke heftkapasiteten til betongen og dermed få økt kapasitet for strekk. Som nevnt tidligere viste Bayasi og Soroushian [21] at tilsetning av fiber vil gi økt kapasitet. Det er da uklart av hvilken grad tilsetningen av fiberen vil øke heftkapasiteten. For å få et grovt grunnlag til sammenligning med laboratorieforskene er det på bakgrunn av forsøkene til Bayasi og Soroushian valgt å gi en økning på 50 %. Dette er da satt inn i beregningene i vedlegg F, men ikke gjengitt i eget vedlegg. Tabell 8.3 viser at dette gir en økning i strekkkapasiteten i betongen som igjen vil gi en økt kombinert kapasitet for påført eksentrisk last.

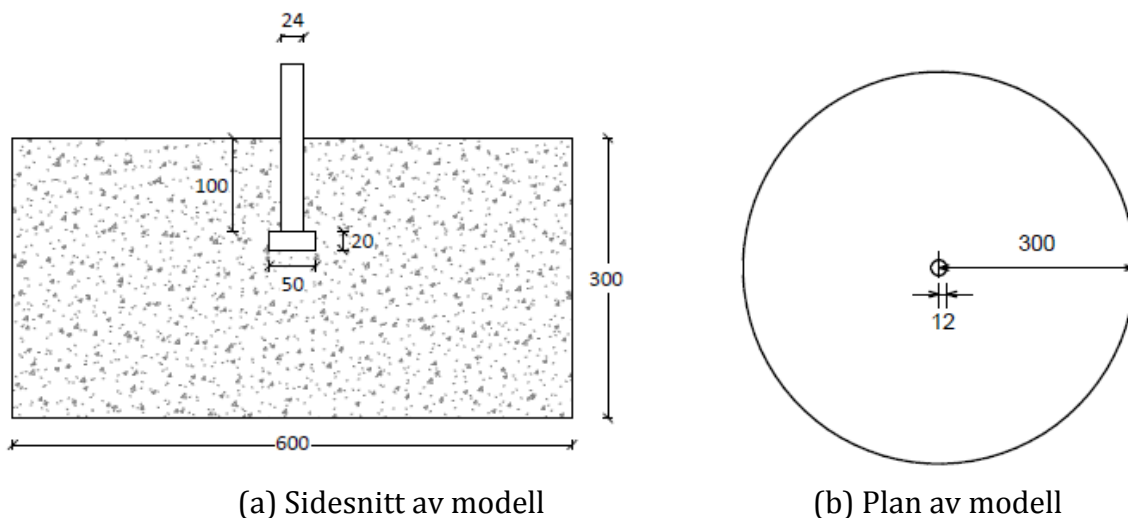
Tabell 8.3: Kapasitet for påført last ved tilsetning av fiber

	Kapasitet for påført last (kN)				Dimensjon -erende
	Skjær	Trykk	Strekk	Kombinert	
Dybel	487,0		937,8	432,2	432,2
Betong (forenklet)	254,2		477,0	204,2	204,2
Betong (med fot)	351,2		477,0	253,4	253,4
Hullkantrykk		1080,0			1080,0
Stålplate		703,0	906,7		703,0

9. BEREGNET KAPASITET, UTTREKK AV BOLT

Det vil i dette kapittelet bli presentert beregninger for uttrekksforsøk av bolt i vanlig betong. I tillegg er det tatt hensyn til fiber ved å beregne dens strekkbidrag og ved bruk av bruddenergi. Beregningene for vanlig betong er utført på grunnlag av reglene beskrevet i kapittel 3 og gitt i vedlegg G. De sentrale faktorene for resultatene er forankringsdybde, betongkvalitet, boltehodets størrelse, bolte kvalitet og bolteskaftets diameter. Også i disse beregningene er materialfaktorene satt lik 1.

Beregningsmodellen består av en del av en betongplate og en bolt som er innstøpt i denne. Geometrien til betongstykket og bolten er som vist i Figur 9.1. Betongstykket er da utformet slik at det skal overholde krav om kantavstander for å unngå reduksjon. Det har diameter·tykkelse lik 600·300 mm. Diameter er gitt av begrensinger som anleggsflatene for lastpåføring i laboratorieforsøkene gir. Lasten blir påført betongen av et stålrør som bærer forsøksutstyret, se delkapittel 11.2.



Figur 9.1: Geometri til beregningsmodellen til uttrekk av bolt

Kvaliteten på betongen er B30 mens bolten er av 8.8 kvalitet. Også for denne forsøksstudien er deler av materialeegenskapene til betongen fastsatt gjennom laboratorieforsøk som vist i kapittel 7.

I Tabell 9.1 er kapasitetene for uttrekk av bolten gjengitt. Kapasitetene tilsvarer uttrekkskraft i form av en oppover rettet aksialkraft påført bolteskaftet. For kjeglebrudd er det sett på kapasiteter i henhold til CEN, CCD og ACI 318-05. Det bemerkes at mens CEN og ACI 318-05 er konservativ og skal definere en nedre grense, så prøver CCD å treffe middelveiden av forsøkene. Kjeglebrudd blir den kritiske bruddformen med en kapasitet av CCD, CEN og ACI 318-05 på henholdsvis 102,2, 78,5 og 74,8 kN. Altså kommer de to konservative formlene frem til relative like svar. Disse ligger på rundt 75 % av kapasiteten til CCD. Eligehausen sier selv at for å få en tilnærmet nedre grense av

CCD gjennom en 5 %-fraktil-formel kan CCD ganges med 0,75 [33]. I delkapittel 11.6 vil disse kapasitetene bli sammenliknet med resultater fra laboratorieforsøkene.

Tabell 9.1: Kapasitet for strekkbelastet bolt

	Stål- brudd	Kjegle- brudd	Kjegle- brudd	Kjegle- brudd	Pullout- brudd
Formelverk	EC3-1-1	CEN/TS 2-4- 2	ACI 318-05	CCD	CEN/TS 2- 4-2
Kapasitet (kN)	381,1	78,5	74,8	102,2	451

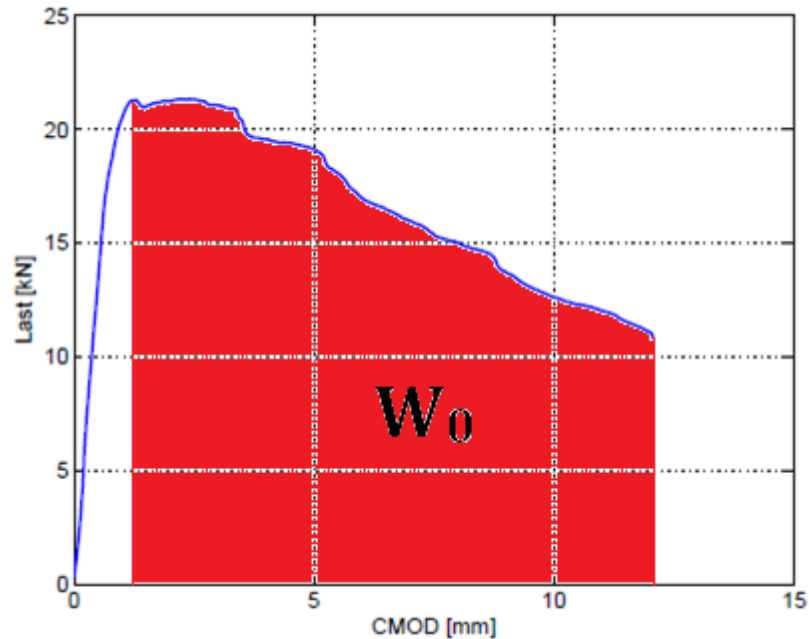
For å ta hensyn til fibrene er det utført beregninger på fibrenes bidrag til å ta opp strekkraften, se vedlegg D. Beregningene er gjort i henhold til teori som er presentert i delkapittel 4.4 og vedlegg C. Disse beregningene bygger på telling av antall fiber i bruddflatene for de aktuelle prøvene, se delkapittel 11.4. I beregningene er det benyttet resultater fra uttrekkforsøk på enkeltfiler fra doktoravhandlingen til Døssland [20]. Disse forsøkene er utført med samme type fiber som er benyttet i denne rapporten og en betongkvalitet B35. Det er antatt at fibrene da ryker på heft. For prøve BF4 og BF5 viser det seg at fibrenes bidrag til strekkraften er 96,5 kN. Dermed vil den totale kapasiteten grovt regnet, ved å addere strekkbidraget fra fiberen direkte til kapasiteten i henhold til CCD, bli 198,7 kN.

9.1. BRUDDENERGI

For å ta hensyn til fiberens virkning på kapasiteten er det også valgt å bruke fiberbetongens bruddenergi i beregninger. For å beregne fiberbetongens bruddenergi er det sett på forsøksresultater fra forsøk gjort på tre standardbjelker. Forsøkene på bjelkene er en tre-punkts-bøynings-test hvor det ble målt påført kraft og nedbøyning ved midtspenn. Videre er CMOD relatert til nedbøyning (δ) ved hjelp av sammenhengen

$$CMOD = \frac{\delta}{0,85} - 0,04 \quad (9.1)$$

I Figur 9.2 er det vist en kraft-CMOD-kurve for den ene av referansebjelkene. Det er også vist arealet som er brukt til å beregne arbeid utført av ytre last. Ettersom bjelkene i utgangspunktet kun var tiltenkt å brukes til å beregne bøyestrekkefasthet ble de ikke kjørt helt til brudd. Dersom bjelken hadde blitt kjørt helt til brudd ville grafen strukket seg lengre og det hadde dermed blitt registrert et større arbeid.



Figur 9.2: Last-CMOD-kurve

På grunnlag av forsøksresultatene på standardbjelkene er det ved bruk av formel (3.51) beregnet bruddenergien til fiberbetongen. Beregnet ytre arbeid og bruddenergi for bjelkene er vist i Tabell 9.2 under. Etersom bjelkene, som nevnt, ikke ble kjørt til brudd får vi registrert mindre arbeid enn det som hele tverrsnittsarealet har kapasitet til å ta opp. Dermed blir bruddenergiene oppgitt i Tabell 9.2 en nedre grense.

Tabell 9.2: Beregnet ytre arbeid- og bruddenergi

Bjelke	W_0 (Nmm)	G_f (N/mm)
1	154,5	8,3
2	190,3	10,2
3	131,8	7,1

Ved bruk av formel (5.5) utviklet av Sawade, kan betongens bruddenergi relateres til betongens kapasitet ved kjeglebrudd. Det viser seg at fiberbetongens kapasitet i henhold til denne formelen ved bruk av beregnet bruddenergi blir urimelig sammenlignet med kapasitet beregnet etter CCD for vanlig betong. Kapasiteten blir da på hele 1100 kN. Grunnen til dette ligger nok i at formelen utviklet av Sawade er helt ut empirisk og utviklet for vanlig betong. Bruddenergi for vanlig betong vil ligge mellom 0,03 og 0,15 N/mm mens av tallene i tabellen over har fiberbetongen i denne rapporten minst en gjennomsnittlig bruddenergi på 8,5 N/mm. Dette er i størrelsesorden hundre ganger større enn for vanlig betong. Dette medfører at koeffisienten, på 2,1, i formelen bør justeres. I delkapittel 11.6 blir dette sett nærmere på i forhold til forsøksresultatene.

10. LABORATORIEFORSØK PÅ STÅLINNSTØPNINGSDETALJ INNSTØPT I BETONGVEGG

Forsøkene som er beskrevet i dette kapittelet er en videreføring av forsøkene som er gjort i masteroppgaven fra 2012 av Haga og Reiersølmoen [42]. Videreføringen består i å utbedre forsøksgeometriene benyttet av Haga og Reiersølmoen, samt å se på virkningen av stålfiber på slike detaljer. Målene med forsøkene er å sammenligne kapasiteter fra forsøksresultatene med beregnet kapasitet i kapittel 3. og å se på virkningen av fiberarmeringen. Det vil derfor både være prøvestykker med og uten stålfiber, i alt fire prøvestykker. I underliggende delkapitler vil det sees nærmere på valg av betongens geometri, ståldetaljens geometri, armeringsmengde, samt valg av forsøksoppsett. Til slutt blir resultatene presentert.

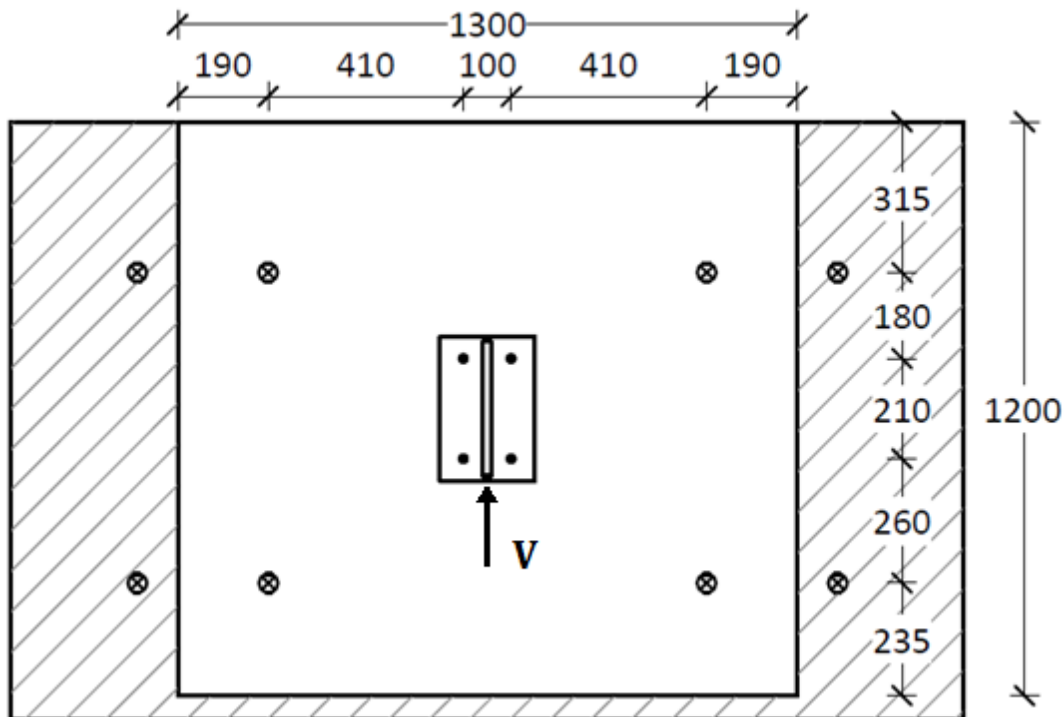
10.1. PRØVESTYKKETS GEOMETRI

I de kommende delkapitlene blir først betongveggens geometri presentert og deretter ståldetaljens geometri.

10.1.1. BETONGVEGGENS GEOMETRI

Betongens forsøksgeometri er valgt ut fra observasjoner og konklusjoner i masteroppgaven av Haga og Reiersølmoen [42]. Utfordringen i valg av betongens forsøksgeometri er å velge en geometri som sørger for at bruddet som oppstår virker lokalt rundt ståldetaljen og ikke går ut mot betongveggens kant. I de tidligere forsøkene har bruddene da bredt seg helt ut mot kanten og det har oppstått spaltebrudd. Med den modifiserte geometrien vil det bli sett på om der vil bli en begrensning i utviklingen av spaltebrudd og dermed noe økt kapasitet.

Geometrien til betongveggen er vist i Figur 10.1. Denne skal som nevnt ha tilstrekkelig størrelse til at bruddet ikke går ut mot kant. En annen betingelse for valg av geometrien er festepunktene til veggen. Den skal nå opplagres på gjennomgående stag mot en stålvegg. Posisjonen til disse stagen er vist i Figur 10.1 med kryss omsluttet av en sirkel. Ettersom posisjonen er gitt av hullene i stålveggen, som betongveggen skal opplagres mot, må prøvestykket omslutte disse med god margin. Altså er forsøksgeometrien noenlunde gitt av opplagrene.



Figur 10.1: Dimensjoner av prøvestykke med opplager

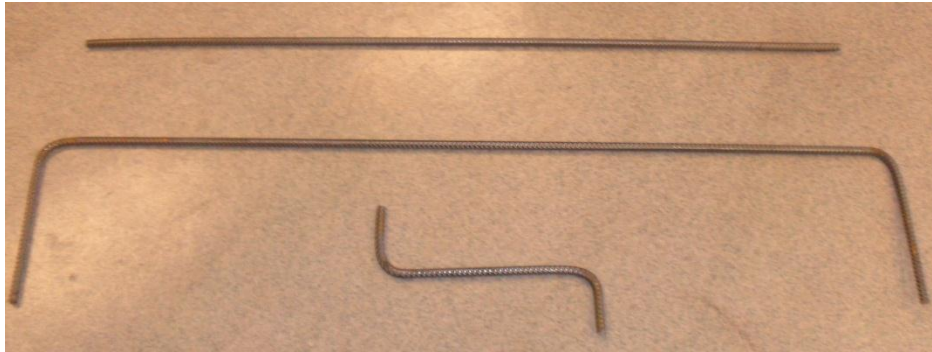
I forsøksgeometrien vil det være forankringer uten fot og det er derfor ikke aktuelt med kjeglebrudd som gir føringer for avstander. Det som da blir avgjørende er bruddflaten for et skjærbrudd. Dette bruddet vil ikke tilsvare det til to enkeltforankringer. Dette kommer av at det er en relativt liten avstand mellom forankringene vinkelrett på kraftretning vist i Figur 10.1. Derimot er avstand til betongkant vinkelrett på kraftretning tilstrekkelig for å unngå reduksjon i skjærkapasitet. Dette var ikke tilfellet for geometrien benyttet av Haga og Reiersølmoen. Videre økning av bredden vil ikke gi noe endring i beregnet kapasitet etter forenklet metode. Derimot vil kapasiteten øke noe etter metoden for forankringer med fot. Dette kommer av at den øvre grensen for c_1 ville blitt økt som igjen ville gitt økning i faktoren k_s .

I Haga og Reiersølmoen [42] sine forsøk hadde de montert en ståldetalj på begge sider av betongveggen. Dette ble gjort for å få utnyttet prøvestykkene best mulig. Det ble antatt at bruddene som oppstod ikke ville påvirke bruddområdet til hverandre. Derimot viste dette seg å være tilfellet ved gjennomføring av forsøkene. På bakgrunn av dette er det i denne masteroppgaven valgt å kun bruke en ståldetalj per betongprøvestykke.

Armeringsmengden som blir brukt er beregnet i henhold EC2-1-1 [12]. Prøvestykket gjenspeiler ikke en klassisk konstruksjonsdetalj. Det er derfor valgt å beregne minimumsarmering der prøvestykket blir sett på som en bjelke og som en vegg (se vedlegg E), og deretter velge det tilfellet som gir størst armeringsmengde. Minimumsarmering velges ettersom det antas at konstruksjonen ikke blir påført lastvirkninger som overgår krav om minimumsarmering. Prøvestykket antas dermed videre å ha tilstrekkelig global kapasitet i forhold til aktuell last. Forøvrig eksiterer det ikke noen hensiktsmessige metoder for å beregne den globale kapasiteten til

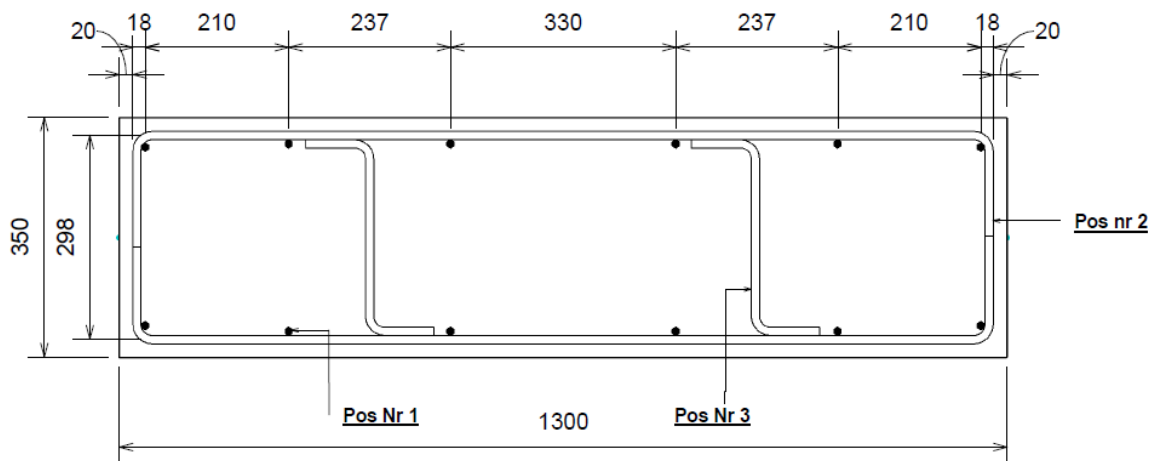
prøvestykket. Videre er det fokusert på at armeringen skal tilsvare forsøkene som er utført av Haga og Reiersølmoen. Derfor velges tilsvarende avstander mellom ståldetaljen og nærmeste armeringsstenger.

Armeringsstengene er av kvalitet B500NC. Det ble brukt vertikalarmering av rette stenger, horisontalarmering i form av bøylor og ekstra skjærarmering i form av z-stenger, se Figur 10.2. For målsatt illustrasjon se bøyelisten i vedlegg H. Ved bruk av den ekstra skjærarmeringen vil prøvestykket bedre gjenspeile prøvestykket til Haga og Reiersølmoen ettersom bredden er økt.

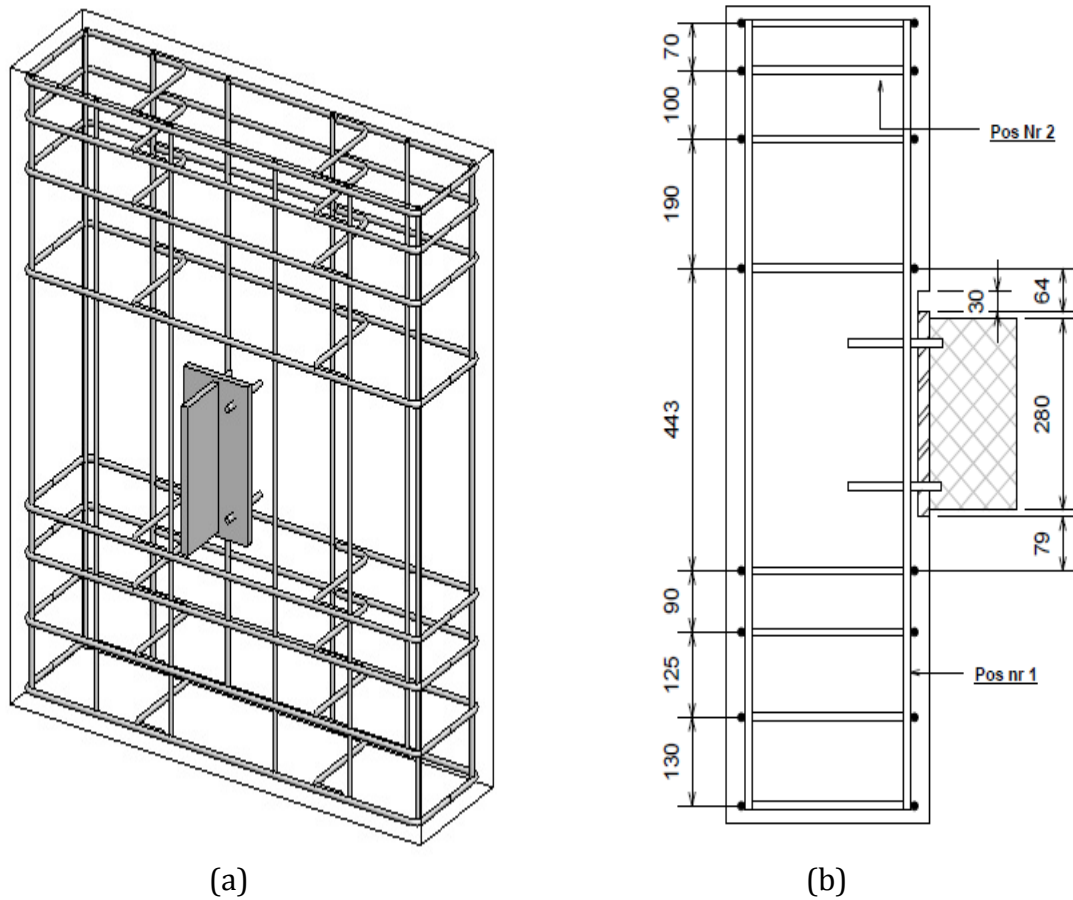


Figur 10.2: Armeringsstenger

Armeringen er lagt som vist i Figur 10.3 og Figur 10.4. Figur 10.3 viser prøvestykket sett ovenfra mens Figur 10.4(a) er en 3D-tegning og Figur 10.4(b) viser et snitt fra siden. Z-stengene er plassert, som vist i Figur 10.3, langs hver av bøyelene (pos nr 2). I Figur 10.4(b) vises det at bøyelene ble lagt med varierende avstander. Dette ble gjort for å få tilstrekkelig klaring til stagene som prøvestykket skulle opplagres på og ståldetaljen.



Figur 10.3: Armeringstegning toppsnitt av betongvegg



Figur 10.4: Armeringstegning (a) 3D, (b) sidesnitt

Videre er det brukt fiberarmering i to av veggene. Fibret er, som nevnt, av typen Dramix RC 65–60 BN. Denne typen fiber har et slankhetstall på 67 og en lengde på 65mm. Fibrene ble tilsatt i en volumprosent på 1,1 %. Ved støping stod veggene oppreist som vist i Figur 10.5, og de ble støpt fra toppen. Ståldetaljen ble festet på innsiden av forskalingen. I selve forskalingen var det da laget utsparinger til delen av dyblene som stakk ut på oversiden av anleggsplaten. Det var på forhånd også ordnet med utsparinger til stagene som veggene skulle opplagres på. I disse utsparingene ble det før støpning satt inn gjennomgående plastrør for å få en tett forskaling.



Figur 10.5: Forskaling

10.1.2. STÅLDETALJENS GEOMETRI

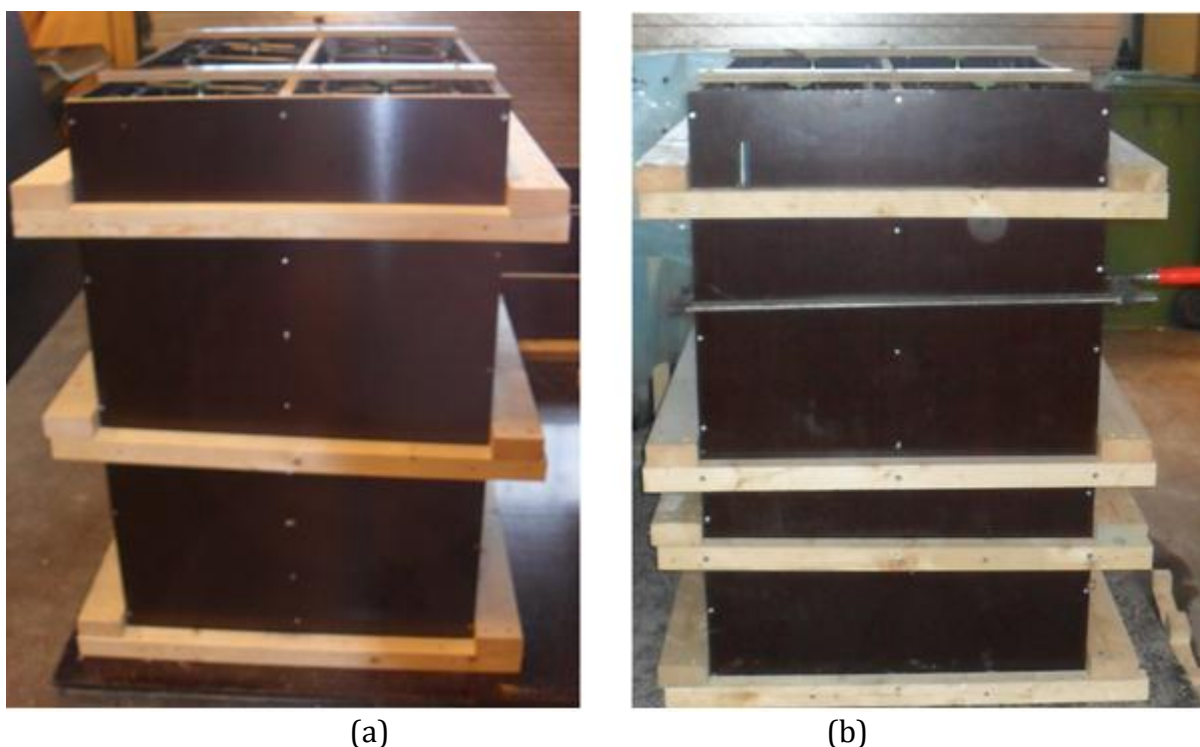
Geometrien til ståldetaljen er vist i Figur 8.2. Grunnen til at utsparingene i anleggsplaten har en diameter som er større enn den gitte diameteren på armeringsstengene er at kammene bygger ut mer enn den nominelle diameteren til stengene. For å få plass til stengene måtte kammene slipes ned med vinkelsliper. Disse ble da bare slipt ned slik at de akkurat passet gjennom hullene. Dette ble gjort for å ikke redusere den effektive diameteren til jernet. I tillegg er det da sikret at stengene ikke kan rotere i hullet, og dermed er mest mulig fastinnspente etter sveising.

Armeringsstengene ble altså tredd gjennom hullene. De ble så sveist både på overside og underside av platen basert på Haga og Reiersølmoens prøvestykke [42]. Dette ble gjort for å sikre en best mulig fastinnspenning av stengene. I tillegg ble det lagt en isoporbit på overkant av anleggsplaten langs hele bredden og tykkelsen for å unngå at platen skulle få direkte kontakt med betongen. Dette var fordi kontakt ville kunne føre til lokal avskalling. Dessuten ville denne kontaktflaten kunne gi et betydelig bidrag til kapasiteten som ikke er blitt tatt hensyn til i vår beregningsmodell. Isoporbiten ble fjernet før gjennomføring av forsøk.

10.2. STØPEPROSESS

Prøvestykkene fra begge forsøksstudiene skulle støpes samme dag med en blanding fra en betongbil. Planen var da at prøvestykkene som ikke skulle ha fiberbetong skulle støpes først. Deretter skulle det tilsettes fiber direkte i betongbilen for så å støpe de resterende prøvene. Først ble den ene betongplaten støpt med en renne fra betongbilen. Så skulle veggene støpes. Det viste seg da at forskalingen til betongveggene ikke hadde tilstrekkelig kapasitet og denne gikk dermed til brudd. Dette medførte at det ble brukt en ekstra dag på støpingen. Dermed opereres det i denne rapporten med to blandinger med betong. En for betongplaten uten fiber og en for resten.

For å unngå samme utfall ble det iverksatt en rekke tiltak. I Figur 10.6 er forskalingen vist før og etter disse tiltakene. Blant annet hadde forskalingen hatt en skjøl i vertikal retning på den ene kortsiden (kan ikke sees på bildet under). Denne ble da fjernet og erstattet med en hel plate. I tillegg ble antall trerammer økt fra tre til fire. I disse ble det dessuten nå brukt lengre skruer. Det ble også montert på en rekke tvinger. Den siste forbedringen bestod i å føre gjengenstenger gjennom de gjennomgående rørene for så å montere på skiver og mutrer for å feste disse. Med disse forbedringene holdt forskalingen.



Figur 10.6: Forskaling (a) før forsterkning, (b) etter forsterkning

Når fiberen ble tilsatt betongen viste det seg at støpeligheten ble meget forverret. Det ble først forsøkt å bruke renne for å støpe ut den ene platen. Dette viste seg å være vanskelig da betongen satte seg fast helt i toppen av rennen. Dette førte til at det ble mye start og stopp ettersom det ble forsøkt å forbedre både betongen og støpemetode. Etter å ha fylt over halvparten av platen ble det bestemt å gå over til å bruke tobb for å fylle

opp veggene for så å gå tilbake til platen etterpå. Dette ble gjort, men viste seg å være meget tidkrevende.

For å støpe det resterende av betongplaten med fiber ble det brukt spade og trillebår. Dessuten ble det nødvendig å bruke en vibrator for å sikre at fiberbetongen ble tilstrekkelig støpt ut. Som nevnt tidligere bør dette unngås ettersom dette kan medføre at materiale blir anisotropt. Det ble derimot ikke brukt vibrator ved utstøping av vanlig betong ettersom det ble antatt at dette ville være unødvendig. I henhold til reglene for god støpeteknikk, som vist i delkapittel 3.9, skulle dette vært gjort. Ved fjerning av forskalingen for veggene viste det seg at den vanlige betongen ikke hadde bredd seg tilstrekkelig ut i enkelte områder. Dermed oppstod det en uheldig overflate på deler av veggene som vist i Figur 10.7. Det er da viktig å merke seg at den uheldige overflaten var i underkant av ståldetaljen. Dermed fikk betongen bredd seg tilstrekkelig rundt ståldetaljen og det antas at overflaten ikke vil være avgjørende for resultatene.



Figur 10.7: Uheldig overflate for betongvegg

10.3. FORSØKSOPPSTILLING

I laboratorieforsøkene ble veggene fastmontert stående med topp opp og med baksiden mot den nevnte stålplaten. Kraften skulle påføres av en jekk som presset på kortsiden av lastpåføringsplaten med en eksentrisitet på 85 mm til bakside av anleggsplaten. For forsøkene på veggene uten fiberarmering ble utstyret montert som vist i Figur 10.8. Utstyret er plassert fra bunn i følgende rekkefølge; stålplate, to kvartsirkler, h-bjelke, sfærisk lager, jekk, stålplate, lastcelle, stålplate og til slutt en halvmåne. Det sfæriske lagret ble brukt for å ta opp eventuelle skjevheter i systemet. Jekken og lastcellen som ble brukt hadde begge en kapasitet på 500 kN. Halvmånen skulle sikre at lastpåføringspunktet ble så nærme 65 mm vinkelrett ut fra anleggsplaten som mulig. Det var også montert en forskyvningsmåler ovenfor som målte forflyttingen til platen relativt til betongen. Denne målte i et punkt 10mm fra anleggsplaten langs kortsiden til lastpåføringsplaten.



Figur 10.8: Forsøksoppsett ståldetalj uten fiber

Ved utføring av første forsøk merket vi at betongveggen forskjøv seg i forhold til stålplaten den var montert imot. Denne forskyvningen påvirket jekken og lastcellen ved at trykket falt når veggen beveget seg. For å få oversikt over denne faktoren ble det montert en forskyvningsmåler på toppen av stålplaten i bakkant. Denne målte så mot overkant av betongveggen som vist i Figur 10.9.

Lastecellen og jekken i forsøksoppsettet, som er presentert over, er kun beregnet for en belastning opp til 500 kN. Ettersom det ble antatt at det måtte opereres med større laster enn dette for veggene med fiberarmering måtte det gjøres endringer i oppsettet. Det var ikke lasteceller tilgjengelig som kunne håndtere de forutsatte lastene. Av den grunn måtte vi måle trykket i jekken og kalibrere dette om til last i kN. Dette ble gjort ved at jekken ble montert i en datastyrt jekk der lasten kunne leses av. Dette ga et last-til-trykkforhold på 1,31 kN/bar.



Figur 10.9: Forskyvningsmåler topp betongvegg

Det nye forsøksoppsettet er vist i Figur 10.10(a). I likhet med det forrige oppsettet starter også dette med en stålplate i bunn. Deretter er det plassert en jekk med en kapasitet på 900kN. På denne er det plassert en 470mm lang stålsylinder. Til slutt er det igjen avsluttet med en halvmåne. Altså ble både lastcellen og det sfæriske lageret fjernet. Det ble antatt at halvmånen ville ta opp skjevheter når ståldetaljen roterte ved at halvmånen krummer i det aktuelle planet.

Ettersom det ble observert at detaljen roterte ble det bestemt å forsøke å måle denne rotasjonen. Det ble derfor montert på en rotasjonsmåler på kortsiden av betongen og på lastpåføringsplaten. Dette ble kun gjort for prøve SF2 og er vist i Figur 10.10(b).



(a)



(b)

Figur 10.10: Forsøksoppsett for vegg med fiber (a) nærbilde, (b) påmontert rotasjonsmålere

10.4. FORSØKSRESULTATER

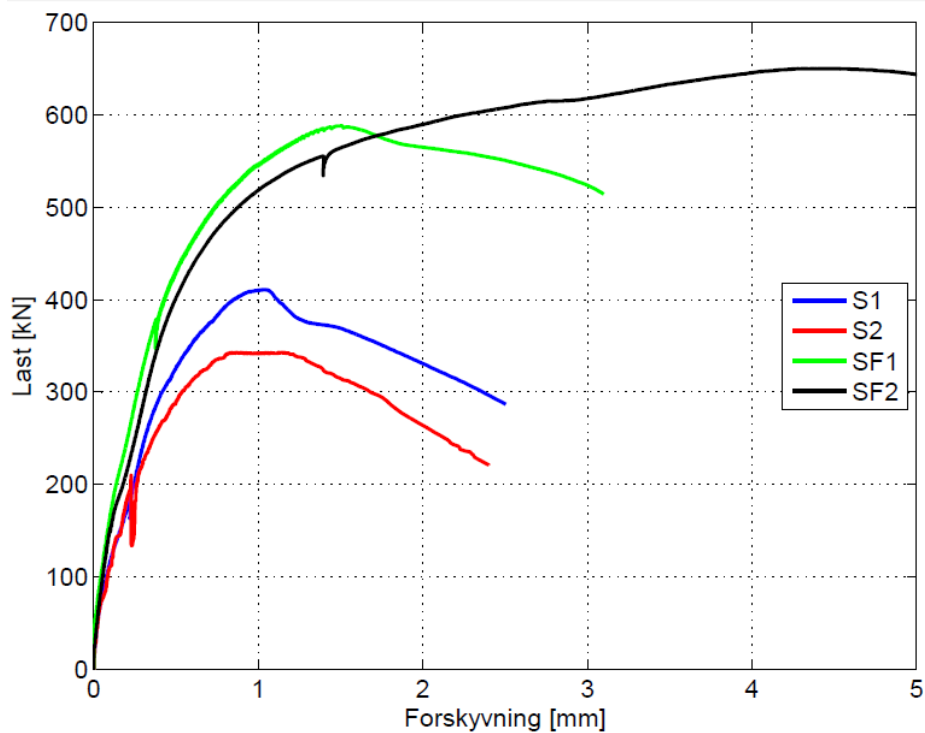
Hovedmomentene fra forsøkene på ståldetaljene innstøpt i betongvegg med og uten fiberarmering er presentert i Tabell 10.1. Prøvestykkene er presentert ved symbol der "S" står for ståldetalj og "SF" betyr ståldetalj med fiber. I tabellen er bruddlasten, forskyvningene av ståldetaljen i forhold til betongen ved brudd, og hvor mye betongveggen hadde forflyttet seg i forhold til den bakre stålplaten ved brudd presentert. Lastforskyvningskurvene er gitt i delkapittel 10.4.1. Av tabellen kan det observeres at prøvene med fiber oppnår en høyere bruddlasten enn prøvene uten. I tillegg har både prøve SF1 og SF2 en større forskyvning ved brudd. I denne sammenheng skiller SF2 seg ut ved at den har en forskyvning som er tre ganger høyere enn SF1.

Tabell 10.1 Forsøksresultater stålinnstøpningsdetalj

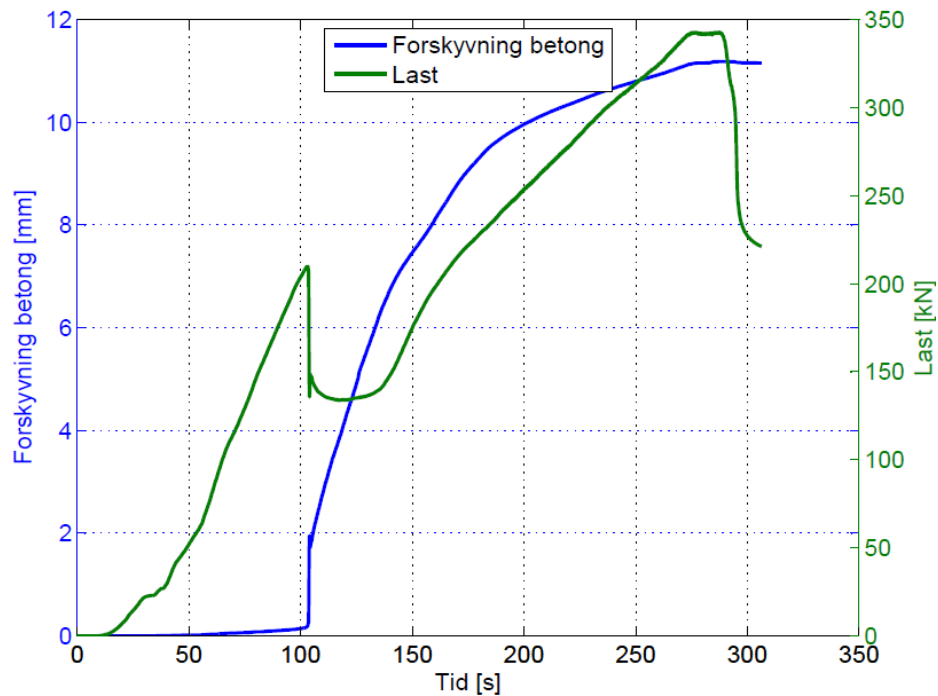
	S1	S2	SF1	SF2
Bruddlast (kN)	410,7	342,8	588,0	649,9
Forskyvning ved brudd, ståldetalj (mm)	1,04	1,15	1,51	4,52
Forskyvning ved brudd, betongvegg (mm)	-	11,2	8,0	10,5

10.4.1. Last-forskyvningskurver

I plottene i Figur 10.3 er last-forskyvningskurvene for de ulike forsøkene med stålinnstøpningsdetaljene presentert. Av figuren kan det i likhet med Tabell 10.1 observeres at prøvene med fiber oppnår størst bruddlast og forskyvning. I tillegg observeres det at prøve SF2 har et relativt langt horisontalt parti på toppen av last-forskyvningskurven. Kurvene viser dessuten at samtlige grafer har et dropp i kraft. Dette kommer på det tidspunktet betongveggen begynner å forskyve seg i forhold til stålveggen på baksiden, se Figur 10.12.

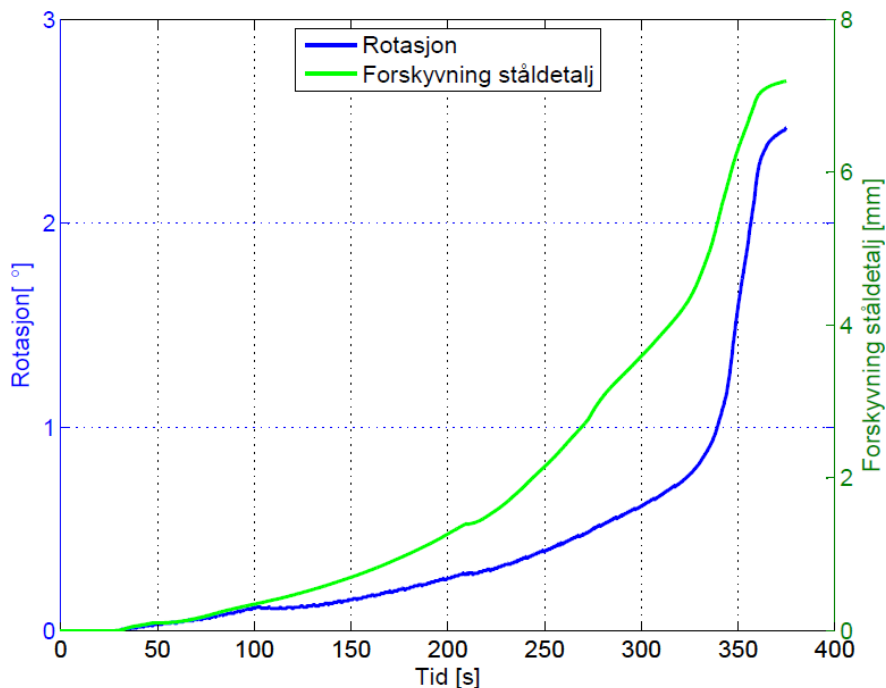


Figur 10.11: Plot av last-forskyvningskurve for samtlige stålinnstøpningsdetaljer



Figur 10.12: Plot av forskyvning av betongen mot stålplaten på baksiden og last per sekund for S2

Som vist i forsøksoppsett ble det for SF2 også målt rotasjon. I Figur 10.13 er rotasjonen for stålplaten trukket fra rotasjonen i betongen plottet mot tid. Det er også lagt inn forskyvningen av ståldetaljen for å kunne sammenligne. Det kan observeres at de to ulike måledataene har en nokså lik utvikling. Denne utviklingen akselereres mot slutten i det prøvene går til brudd.



Figur 10.13: Plot av rotasjon og forskyvning mot tid for ståldetaljen for SF2

10.4.2. BRUDDFORMER

I figurene under blir bruddformene for de ulike veggene presentert. Det observeres at det oppstår heftbrudd mellom dyblene og betongen for prøvene uten fiber. For prøvene med fiber er det derimot knusningsbrudd i betongen. Det blir derfor ikke samme brudd i betongen rundt selve platen som det ble for vanlig betong.



Figur 10.14: Bruddform S1

I overliggende figur kan det sees at betongen løfter seg rundt nedre del av ståldetaljen og at detaljen samtidig roterer noe. Dette kommer av at det oppstår et heftbrudd ved de to nedre dyblene.



Figur 10.15: Bruddform S2

Bruddformen for S2 i Figur 10.15 har de samme hovedtrekkene som S1 og også her oppstår det et heftbrudd. Ettersom overflaten for denne prøven er bedre blir bruddet på undersiden av detaljen tydeligere.



Figur 10.16: Bruddform SF1

Figur 10.16 viser noe avskalling av betongen for SF1, men denne oppstod når jekken ble kjørt videre etter at prøven var gått til brudd. Denne prøven, gikk som nevnt, til brudd gjennom knusing av betong rundt dyblene.



Figur 10.17: Bruddform SF2

Av Figur 10.17 observeres det at det er markert noen riss. Disse rissene har en meget liten vidde og vil være tilnærmet ikke-eksisterende ved avlastning. Også her var det knusing av betong som ble aktuell bruddform.



Figur 10.18: Ståldetalj SF2

Figur 10.18 viser ståldetaljen for prøvestykke SF2 etter at prøvestykket var gått til brudd. For å få ut denne ståldetaljen ble først de to øverste boltene fjernet. Deretter ble det festet en kran som påført en trekklast som virket i midten på lastpåføringsplaten vinkelrett ut fra anleggsplaten. Ettersom de to øverste boltene var fjernet oppstod det dermed et moment. Av Figur 10.18 observeres det da at det ikke er noe skjærdeformasjon i dyblene. Derimot er der bøyingsdeformasjon, men denne kom som følge av det påførte momentet ved uttrekk av ståldetaljen etter av selve forsøket var gjennomført. Av dette kan det konkluderes med at det var knusing i betongen som var den aktuelle bruddformen.

10.5. VURDERING AV RESULTATER

Ved sammenligning av resultatene til S1 og S2 kan det observeres at de har en relativt lik forskyvning ved brudd. Derimot er lasten for S1 20 % større enn for S2. Grunnen til denne forskjellen i kapasitet er vanskelig å fastslå. Den kan ha kommet av naturlig spredning av resultatene, eller den kan ha kommet forskjeller som oppstod ved støpning av betongen og så videre.

Bruddformene for de to prøvene er nokså like. Det oppstår samme avskallingen av betongen rundt nedre del av ståldetaljen på begge forsøkene. På S1 er ikke denne avskallingen like tydelig i bunnen ettersom dette området hadde en dårlig overflate, men det kan også observeres sprekker der. Avskallingen kommer av at stålplaten roterer når den blir påført momentet. Det oppstår da ikke avskalling i topp ettersom det der vil være trykkrefter mens det blir avskalling i bunn på grunn av strekkrefter.

Ved sammenligning av SF1 og SF2 observeres det at disse samsvarer bedre i forhold til last da SF2 er 10,5 % større enn SF1. Likevel er det en signifikant ulikhet med tanke på forskyvning ved brudd. SF2 har en forskyvning som er hele tre ganger så stor som den SF1 oppnår. I tillegg har SF2 et relativt langt horisontalt parti på lastforskyvningskurven i forhold til SF1 og er dermed særdeles mer duktilt. Disse forskjellene kommer av ulike faktorer mellom dyblene og betongen som ikke er synlige. Mulige årsaker kan være at for SF1 har betongen rundt dybelen knust tidligere enn for SF2. En eventuell forklaring på dette kan være tilfeldigheter i hvordan betongen og fiberen har lagt seg rundt dybelen. Ettersom knusing av betongen skjer meget lokalt kan altså lokale variasjoner gi utslag.

I Tabell 10.2 blir resultatene fra de to betongtypene sammenliknet. Av tabellen kan det sees at den minste forskjellen mellom kreftene vil være på 43 %. Dette er likevel en markant økning. Den største forskjellen vil være på hele 91 %, mens middelveiden vil være på 64 %. Grunnen til denne økningen med fiber er at fiber forbedrer heftkapasiteten til betongen. Prøven vil da endre bruddform fra et heftbrudd til et knusningsbrudd. Ettersom det oppstår ulike bruddformer for de to veggtypene kan det ikke konstateres hvor mye økning fiberen kunne gitt i kapasitet med tanke på heftkapasitet.

Tabell 10.2: Økning i bruddlast og forskyvning ved tilsetting av fiber

	Økning (%)		
	Min	Mid	Maks
Bruddlast	43	64	91
Forskyvning	31	175	335

Av Tabell 10.2 kan det også observeres at fiber kan gi en meget markant økning i duktilitet av bruddet, men at det kan være stor variasjon i duktiliteten. Et moment er at det også er snakk om to forskjellige bruddformer og at forskyvningen kan være avhengig av måten prøvestykket går til brudd.

10.6. SAMMENLIGNING AV FORSØKSRESULTAT MED BEREGNET KAPASITET

For ståldetalj i vanlig betong var det formelen for kombinasjonsbrudd etter forenklet metode som ble dimensjonerende med en kapasitet på 177,4 kN. I Tabell 10.3 er forsøksresultatene presentert på nytt og det er beregnet forholdet mellom beregnet dimensjonerende kapasitet. Av tabellen kan det observeres at avvikene vil være relativt store ved at forholdet vil ligge i størrelsesorden to. Dermed blir beregningsformelen meget konservative. I kombinasjonsformelen vil aksialkraften stå for 42 % og skjærkraften for 58 % av utnyttelsen. Altså vil begge formlene være omtrent like avgjørende. Kapasiteten ved bruk av formlene som gjelder for forankringer med fot er noe høyere da denne er på 210,8 kN. Dette avviket er mindre, men fremdeles relativt stort.

Tabell 10.3: Sammenligning av forsøksresultat med beregnet kapasitet

	Forsøksresultat (kN)	Forhold
S1	410,7	2,32
S2	342,8	1,93
Snitt	376,8	2,12

Årsaken til disse avvikene er uklare, men kan delvis forklares gjennom:

- At det er en beregningsmodell som forsøker å modellere et komplisert system med samvirke mellom stål og betong. En beregningsmodell vil da kun være en modell og det kan ikke forventes at denne skal nøyaktig gjengi de reelle reaksjonene.
- At bruddet som oppstår er et sprøtt brudd og vil skje nærmest uten forvarsel.
- At det er en usikkerhet knyttet til lastantagelse der det er antatt at hver dybel tar en fjerdedel av lasten og at nedre rad tar strekk mens øvre tar trykk.
- At det er en fordelaktig virkning av trykk i dette forsøket på grunn av moment, men formlene skal også gjelde der det er ren strekkraft.
- At det er en usikkerhet knyttet til knusingskapasiteten til betongen. Denne er satt til å være $3 \cdot f_{cd}$, men vil for den delen av stålplaten som er utsatt for trykk kunne antas å være betraktelig større. Dermed vil det kunne oppstå en omfordeling av skjær der dyblene i den øvre raden tar mer enn en fjerdedel av skjærkraften hver. Dette vil resultere i en høyere totalkapasitet.
- At det er en usikkerhet knyttet til plassering av trykksonen ved en mer komplisert geometri og dermed også størrelsen på den indre momentarmen.

Ved sammenligning av resultatene fra forsøkene med fiber, med den grovt beregnede kapasiteten med økt heftkapasitet, blir også forenklet metode dimensjonerende. Denne gir da ved kombinert formel en kapasitet på 204,2 kN. Forholdet mellom forsøksresultatene og beregnet kapasitet er presentert i Tabell 10.4. Også her vil avvikene være store ved at forsøksresultatene ligger på rundt tre ganger beregnet kapasitet. Ettersom avvikene har økt sammenlignet med avvikene for vanlig betong gir fiber en større fordelaktig virkning enn vi har antatt. En mulig årsak til dette kan være at heftkapasiteten er økt mer enn forutsatt.

Tabell 10.4: Sammenligning av forsøksresultat med beregnet kapasitet

	Forsøksresultat (kN)	Forhold
SF1	588,0	2,88
SF2	649,9	3,18
Snitt	619,0	3,03

I kombinasjonsformelen vil nå aksialkraften stå for 28 % og skjærkraften for 72 % av utnyttelsen. Altså er det skjærkapasitetene som blir avgjørende for veggene med fiber. Ettersom det er skjær som blir mest utnyttet er det naturlig at bruddformene som skjærformlene dekker blir gjeldende. Knusning av betongen blir da tatt hensyn til i disse formlene. At denne bruddformen oppstår i forsøkene bekrefter at fiber gir økt heftkapasitet ved at det dermed har oppstått en endring i forholdet mellom skjær- og strekkkapasitet der skjær nå blir avgjørende.

10.7. SAMMENLIGNING MED TIDLIGERE FORSØK

I masteren til Haga og Reiersølmoen [42] ble tilsvarende forsøk med ulike forsøksgeometrier på ståldetaljene utført på en vegg som var 600 mm bred. Til sammenligning er veggene i denne rapporten, som nevnt, 1300 mm brede. Deres geometri medfører en reduksjon av skjærkapasitet på grunn av avstanden fra senter dybel til betongkant vinkelrett på lastretning, dette er unngått i vår forbedrede geometri. De utførte da tre forsøk med tilsvarende forankringsdybde på dyblene og samme eksentrisitet på lasten som det som ble brukt i forsøkene i denne rapporten. De aktuelle forsøkene var A1.1, A1.3 og A2.3. Disse hadde en snittlast på 324,6 kN. Snittlasten fra forsøkene på veggen i vanlig betong i denne rapporten vil være på 376,8 kN som er en økning på 16 % fra de tidligere forsøkene.

Ved å sette inn dimensjonene og materialdataene til Haga og Reiersølmoen i beregningene for stålinnstøpningsdetaljen i vedlegg F vil den dimensjonerende kapasitet etter forenklet metode bli på 131,2 kN. Kapasiteten for prøvene i denne rapporten er da 35 % høyere. Altså gir ikke forsøkene like stor kapasitetsøkning som formlene skulle tilsi. Likevel viser dette, som forventet, at en økning av bredden vil gi økt kapasitet. Det oppstod dessuten heller ikke brudd ut mot kant i vår forsøksstudie.

11. LABORATORIEFORSØK PÅ UTTREKK AV BOLT

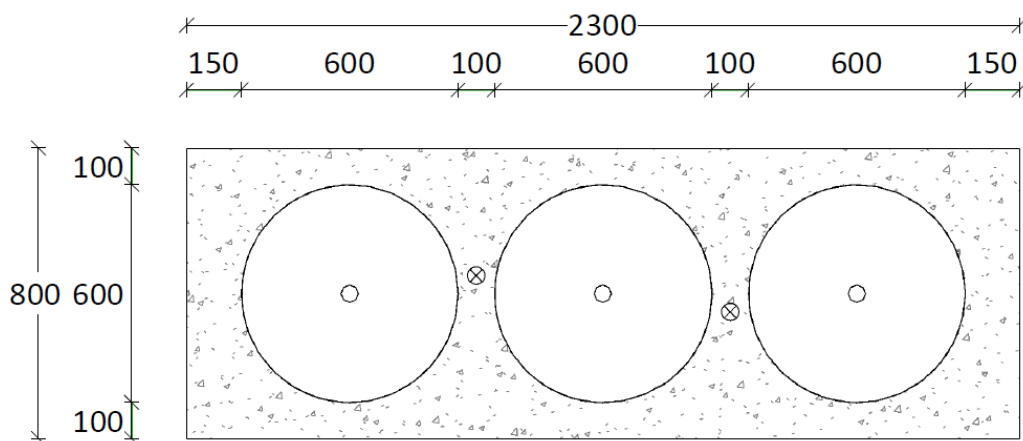
Forsøkene som er beskrevet i dette kapittelet bygger på erfaringer gjort av Eligehausen [1, 28-30, 32, 34] i liknende forsøk. Det må her nevnes at forsøksartiklene gitt av Eligehausen inneholder begrenset informasjon om forsøksoppsett og utførelse. Også for denne forsøksstudien er det utført forsøk både med og uten stålfiber, i alt ti forsøk. Et av målene med forsøkene er å sammenlikne kapasiteter fra forsøksresultatene med beregnet kapasitet i kapittel 9. Et annet mål er å se på virkningen av fiberarmeringen. I underliggende kapittel vil det sees nærmere på valg av betongplatens geometri, boltens geometri, samt valg av forsøksoppsett. Til slutt blir forsøksresultatene presentert og sammenlignet med beregnet kapasitet.

11.1. PRØVESTYKKETS GEOMETRI

I underliggende delkapittel blir betongplatens geometri presentert og deretter boltens geometri.

11.1.1. BETONGPLATENS GEOMETRI

Det finnes ikke noen standard prøvem metode for uttrekk av bolter med kjeglebrudd. På grunnlag av tidligere forsøk er valgt å forankre boltene i betongplater. Det er brukt to betongplater med tre bolter i hver, se Figur 11.2. Betongplatene hadde følgende dimensjoner; l·b·t lik 2300·800·300 mm, se Figur 11.1.

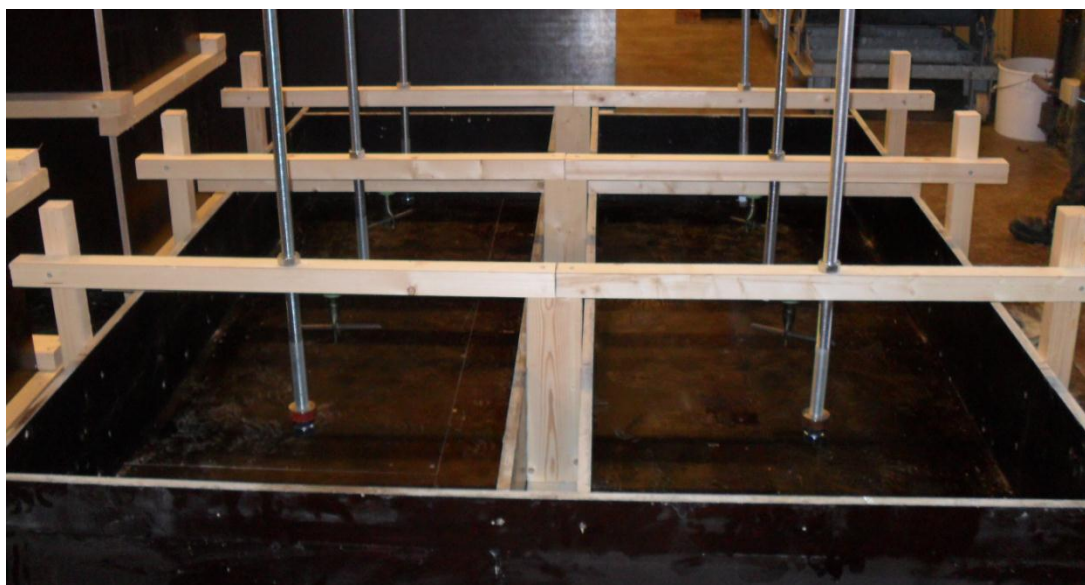


Figur 11.1: Geometri av betongplate

Den bestemmende faktoren for forsøksoppsettet er utbredelsen av kjeglebruddet. Det må være en tilstrekkelig stor avstand mellom bolt og opplager til uttrekksutstyret for at spenningsutbredelsen i kjeglebruddet ikke blir påvirket av trykkspenningene fra opplegget. I tillegg må det også være tilfredsstillende avstander mellom boltene slik at

bruddene ikke påvirker hverandre. Av doktoravhandlingen til Zhao [30] er det vist at bruddkjeglen kan ha en så lav vinkel som 20 °. Dette tilsvarer omtrent en utbredelse på tre ganger forankringsdybden til hver side. Dette er valgt for å være på sikker side på tross av at Eligehausen med flere [29] brukte en minste avstand på to ganger forankringsdybden. Dermed må det minst være en fri radius rundt bolten på 300 mm med en forankringsdybde på 100 mm.

Ved gjennomføring av forsøkene ble det brukt en stålring for å bære uttrekksutstyret, se delkapittel 11.2. Det må da være plass til å montere denne stålringen mellom boltene uten at opplegget blir påvirket av brudd i betongen fra et tidligere forsøk. Det er derfor valgt å ha en avstand på 100 mm mellom de mulige bruddene og ut mot kant på langside, mens det er brukt 150 mm langs kortsiden av betongplaten. Tykkelsen på betongplaten er valgt ut fra liknende forsøk som har hatt en dybde minst lik to ganger forankringsdybden. I tillegg er dette et krav for å unngå spaltebrudd, se delkapittel 3.3.4.



Figur 11.2: Oppsett av forskaling for betongplater med bolt

Det ble også besluttet å få gjennomført to ekstra forsøk per plate. Dette ble gjort ved å bore to sirkulære hull mellom de tre eksisterende hullene. Disse to hullene er vist i Figur 11.1 med kryss omsluttet av en sirkel. De er forskjøvet med 50 mm i bredden for å unngå løfteanordningen som var montert mellom hullene. Hullene ble boret etter at de tre første forsøkene på oversiden var gjennomført. Det ble brukt et kjernebor til først å bore et hull med en diameter på 25 mm gjennom hele betongen. Deretter ble det boret et hull med en diameter på 50 mm fra oversiden av betongplaten 200 mm inn i betongen. Altså var det igjen et 100 mm dypt hull med en diameter på 25 mm. Deretter kunne de samme boltene som ble brukt i de tidligere forsøkene bli tredd inn fra oversiden av betongplaten. Dermed var det en forankringsdybde på 100 mm mot underside av platen. Det ble i tillegg brukt stålplast på den delen av skiven som lå an mot betongen for å få en best mulig anleggsflate. For å gjennomføre de to siste forsøkene ble

platen snudd 180 ° om horisontal akse og fikk dermed den originale undersiden som overside.

Betongen som ble brukt var av kvalitet B30, se vedlegg J og K for følgesedler. Den ene betongplaten var uarmert, mens den andre var tilsatt stålfiber. Det ble brukt den samme blandingen med fiberbetongen som for veggene.

Forsøkene har fått benevnelse ut fra plassering. De er da nummert i stigende rekkefølge fra den ene enden av betongplaten, først for oversiden og deretter for undersiden. B-en i navnet står for bolteuttrekk, mens en eventuell F står for fiber. Det er i alt fem prøvestykker per plate. Prøvestykkene er da som følger:

- B1, B2 og B3 på oversiden, B4 og B5 på undersiden
- BF1, BF2 og BF3 på oversiden, BF4 og BF5 på undersiden

11.1.2. BOLTENS GEOMETRI

I Figur 11.3 er boltene som ble brukt i forsøkene vist. Det er valgt å bruke en 1000 mm lang gjengestang av kvalitet 8.8 med en diameter på 24 mm som skaftet på boltene. Dette er gjort på grunn av at boltene som produsentene kunne tilby i hovedsak er beregnet på skjær med relativt lav stålkvalitet. Disse er dermed ikke særlig egnet for å ta ren strekkraft. Videre er det valgt å frese en stålskive med hull fra en massiv stålstang til bruk som hode på boltene. Stålet har en flytespenning på 470 MPa. Skiven har en ytre diameter på 50 mm og en indre på 25 mm for å kunne føre gjengestangen gjennom. Dimensjonene på skiven og gjengestangen er valgt for å tilsvare dimensjonene på bolter som er brukt i liknende forsøk. I tillegg må skiven ha tilstrekkelig dimensjon for å unngå knusing av betongen i overkant av skiven gjennom et uttrekksbrudd. Skiven ble festet med to mutrer på undersiden. Videre ble det montert krympeslanger i plast på gjengestangen fra overside av skiven i en lengde på 150 mm. Dette er gjort for å unngå heftforankring langs gjengene. Heftforankringen vil kunne føre til at det oppstår sprekker rundt stangen i betongoverflaten og heftbrudd i stedet for kjeglebrudd. Boltene ble montert med en forankringsdybde på 100 mm. Dette vil si at det var 100 mm fra overkant skive til betongoverflaten.



Figur 11.3: Bolt brukt i forsøk

11.2. FORSØKSOPPSTILLING

Ved gjennomføring av laboratorieforsøkene for uttrekk av bolt ble betongplatene liggende mot grunn med boltene stikkende opp. For å påføre lasten ble det plassert en bærende konstruksjon som jekken ble plassert på. Oppsettet er da i sin helhet vist i Figur 11.4. Forsøksutstyret er bygget opp med et stålrør i bunn. Dette stålrøret er 612 mm i diameter i yttermål, 400 mm høyt og 10 mm tykt. Videre er det sveist inn to kanalprofiler av typen U80 på tvers av innsiden av stålrøret. På toppen av disse er det punktsveist fast en plate med hull for å kunne føre gjennom gjengestangen. Oppå platen er det igjen plassert et sfærisk lager for å ta opp eventuelle skjevheter i systemet. Deretter er det plassert en jekk med en lastcelle oppå før det kommer nok et sfærisk lager og to mutrer. Det neste som kommer er en stang til plassering av forskyvningsmålere på hver ende før det blir avsluttet med nok en mutter.



Figur 11.4: Forsøksoppsett uttrekkforsøk av bolter

På grunn av ujevn overflate ble overflaten slipt ned med vinkelsliper før det ble forsøkt å jevne den ut med stålplast. Dette viste seg å ikke være tilstrekkelig. Det ble derfor plassert en rekke stålshims (små stålbitar) under stålrøret der dette ble vurdert å være nødvendig. Dette ble gjort for å sikre at røret hadde mest mulig lik kontaktflate rundt hele omkretsen og dermed fikk fordelt lasten jevnt ned i betongen.

Lasten ble påført gjengestangen ved at jekken presset lastecellen og det sfæriske lageret mot den nederste mutteren. Strekkraften i boltene kunne da leses direkte av fra målt verdi i lastecellen. Forskyvningen i systemet ble målt av de to forskyvningsmålerne, og snittverdien ble brukt. Disse har måleenden plassert på overkant av stålrøret, se Figur 11.5. De måler dermed forskyvningen mellom kanten av røret og stangen. Dette kan så brukes til å finne forskyvning av boltehodet ved å trekke fra tøyningen av gjengestangen. Tøyningsområdet for gjengestangen er da antatt å være fra underkant av skiven (boltehodet) til underkant av første mutter over lastecellen og det sfæriske lageret.



Figur 11.5: Forskyvningsmåler

Ved gjennomføring av de tre første av totalt ti uttrekkforsøk var utstyret montert som vist ovenfor, men for forsøk fire til seks ble det besluttet å snu jekken. Dette ble gjort for

at slangen som var tilknyttet jekken ikke skulle presses mot røret og tilføre skjevheter i systemet. I stedet ville slangen da gå over rørkanten og ikke komme i konflikt med denne. Slangen er ikke vist i Figur 11.5. Denne montering medførte dessverre uforutsette problemer.

Det viser seg at undersiden av jekken har en fordypning som er 56 mm i diameter og varierer i dybde fra 0,7 mm i ytterkant til 1,3 mm inn mot kanten av hullet, se Figur 11.6(a). Mens delen på lastecellen som skal belastes har en diameter på 52 mm og stikker 1 mm ut fra den øvrige delen av lastcellen. Den utstikkende delen er vist i Figur 11.6(b). Dette medfører at også deler av lastcellen som ikke registrer last får anlegg mot jekken. En del av lasten går da gjennom denne delen av lastcellen og blir dermed ikke registrert. Altså blir det feilaktige målinger av påført last. Resultatet av dette diskuteres nærmere i delkapittel 11.3 angående resultater fra forsøk. Etter at det ble konstatert at oppstillingen hadde vært uheldig ble det gått tilbake til den opprinnelige forsøksoppstillingen.



(a) Fordypning i underside av jekk



(b) Utstikkende anleggsflate på lastcelle

Figur 11.6: Detaljer ved uheldig forsøksoppsett

Ved gjennomføring av selve forsøkene ble oppsettet først kondisjonert ved å belaste det med omlag 25 kN for å deretter fjerne lasten. Dette ble gjort for å få systemet til å sette seg ved at de ulike deler fikk kontakt. Det ble også sett etter og korrigert for eventuelle skjevheter. Deretter ble lasten påført kontinuerlig og relativt raskt ved å øke oljetrykket. Årsaken til dette var at vi ville unngå å miste trykk ved å påføre lasten for sakte eller diskontinuerlig. Grunnen til at vi ville unngå å miste trykk var for å oppnå en tilnærmet lineær tid-forskyvning-kurve.

11.3. FORSØKSRESULTATER

I dette delkapittelet blir resultater fra forsøkene presentert. Det blir da presentert bruddlaster, forskyvninger ved brudd og last-forskyvnings-kurver. Resultatene for bruddlastene er preget av at tre av forsøkene ble utført med en problematisk oppstilling av utstyret. Dette gjaldt da forsøkene B1, BF2 og BF3. Det er naturlig å presentere følgene dette har hatt på resultatene før disse blir beskrevet i sin helhet videre i kapittelet. For å kunne vurdere i hvilken grad oppstilling var blitt påvirket ble den berørte delen av utstyret plassert i en datastyrt jekk som vist i Figur 11.7. Jekken fra forsøkene var da montert opp-ned med lastcellen og et sfærisk lager oppå. Den datastyrte jekken ble så kjørt i intervaller på 50 kN opp mot 250 kN. Det ble lest av verdien lastcellen viste ved de gitte intervallene. Resultatene er vist i Tabell 11.1. Tabellen viser at det blir en korreksjonsfaktor som varierer fra 2,5 for 50 kN til 2,0 for 250 kN. Grunnen til at denne samsvarer bedre desto høyere lasten er, kommer av at lastcellen da presses mer ned i fordypningen. Dette fører til at forhøyningen i lastcellen, som registrer last, får bedre anlegg og dermed blir en større del av lasten registrert.



Figur 11.7: Forsøk av feilaktig montering av jekk

Tabell 11.1: Resultat fra forsøk med feilaktig montering av jekk

Last datastyrt jekk (kN)	50	100	150	200	250
Last lastcelle (kN)	20	42	67	94	123
Korreksjonsfaktor lastcelle	2,5	2,4	2,2	2,1	2,0

I tabellen under er resultatene fra de ti forsøkene presentert. Forsøkene ble gjennomført i følgende rekkefølge: B1, B2, BF1, BF3, BF2, B3, BF4, BF5, B4 og B5. Ettersom at forsøkene B1, BF2 og BF3, som nevnt, ble gjennomført med feilaktig montert jekk fikk disse misvisende lastresultater. Disse resultatene er presentert i Tabell 11.2 med kursiv. De korrigerte lastene blir også gjengitt. For forskyvningen vises snittverdien målt av de to forskyvningsmålerne trukket fra tøyningen av gjengestangen i tøyningområdet. Forskyvning for BF4 er ikke gjengitt ettersom denne måledataen ikke ble brukbar på grunn av problemer med måleutstyr.

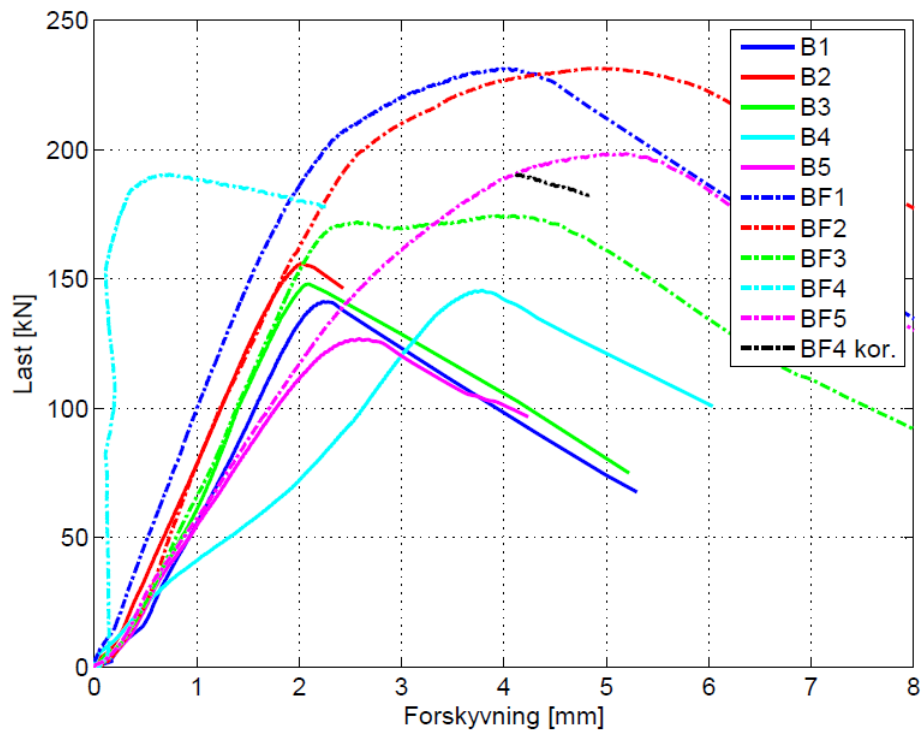
Tabell 11.2: Forsøksresultater uttrekk av bolter

	B1	B2	B3	B4	B5	BF1	BF2	BF3	BF4	BF5
Bruddlast (kN)	141,2	156,0	<i>66,0</i>	145,5	126,7	231,4	<i>112,2</i>	<i>80,2</i>	190,4	198,5
Korrigert Bruddlast (kN)	-	-	147,8	-	-	-	231,4	174,4	-	-
Forskyv- ning (mm)	2,2	2,0	2,1	3,8	2,6	3,9	4,9	4,0	-	5,1

Av Tabell 11.2 kan det sees at prøvene med vanlig betong har noe spredning både i bruddlast og forskyvning ved brudd. Prøve B1, B2 og B3 har derimot relativt lite spredning. Disse prøvene kommer fra oversiden av betongen der det vil være et mer likeartet opplegg for boltehodet mot betongen på grunn av innstøpningen. For B4 og B5 er utgangspunktet annerledes da disse er plassert i forborete hull i betongen. I tillegg måtte det, som nevnt, brukes stålplast på disse prøvene for å sikre en god anleggsflate. Når prøvene på undersiden ble kondisjonert oppstod det store forskyvninger før de stabiliserte seg, og prøvene så kunne avlastes. Deretter ble måleutstyret nullstilt før prøvene ble kjørt til brudd. De store forskyvningene kom av at stålplasten ble presset sammen. Denne sammenpressingen forklarer hvorfor prøve B4 har en forholdsvis høy forskyvning selv etter at den var kondisjonert. I tillegg kan det observeres at B5 skiller seg ut ved at lasten er noe lav sammenliknet med de øvrige prøvestykkene i vanlig betong.

For prøvene med fiber skiller prøve BF3 seg ut blant prøvene som er utført på oversiden ettersom den kun oppnår 75 % av det de øvrige på oversiden gjør. Likevel oppnår den en forskyvning i samme størrelsesorden som de to andre forsøkene. En av årsakene til dette kan være variasjon av mengde fiber i bruddflaten, dette er studert nærmere i delkapittel 11.4. Forøvrig må det kunne forventes noe spredning av resultatene, men på grunn av manglende mengde data er ikke naturlig spredning mulig å fastslå. Ellers ligger også prøve BF4 og BF5 noe lavere enn BF1 og BF2.

Figur 11.8 viser at last-forskyvningskurvene for prøvene, med unntak av prøve B4 og BF4, hadde en tilnærmet lineær utvikling av forskyvning. Grunnen til at B4 har et annet forskyvningsforløp kommer av at stålplaten komprimeres, mens årsaken for BF4 var problem med måleutstyret. Ellers ligger alle kurvene for prøvene med fiber som forventet høyere enn prøvene uten. I tillegg oppnår de også en større forskyvning. En annen forskjell er at mens prøvene uten fiber har en meget utpreget topp så har prøvene med fiber en bredere topp der forskyvningen øker uten at lasten økes nevneverdig. Det kan også observeres at prøve BF3 har en liten nedgang i kraft ved en forskyvning på omtrent 3 mm før den øker litt igjen og deretter går til brudd. For prøve BF4 var det som nevnt problemer med måleutstyret. Den originale last-forskyvningskurven er presentert i Figur 11.8 samt en som er korrigert på grunnlag av forskyvningene til prøve BF5. Først er det blitt plottet verdiene for prøve BF5 frem til punktet der BF4 går til brudd. Deretter er kraften til BF4 plottet mot forskyvningen til BF5.

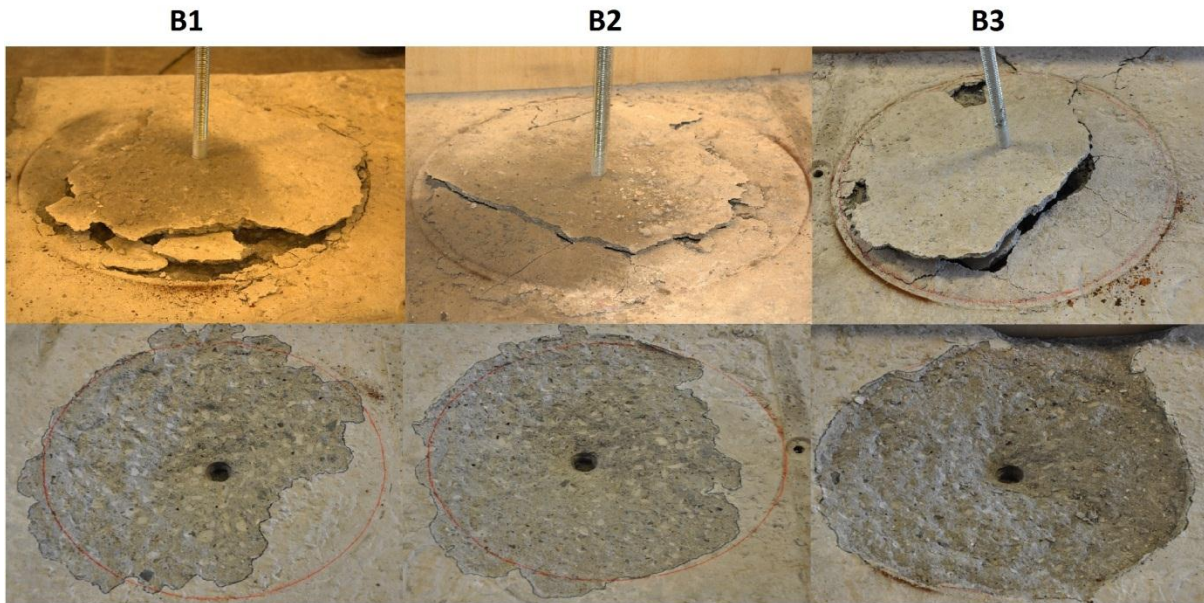


Figur 11.8: Plot last-forskyvningskurve alle uttrekksforsøk

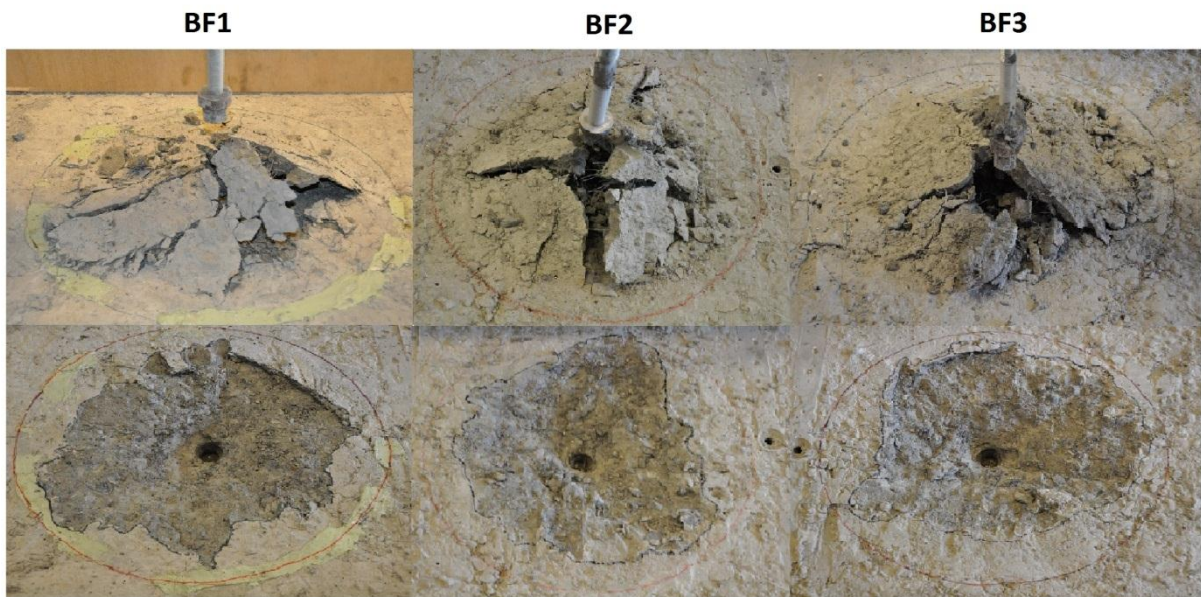
11.4. BRUDDFORMER

I dette delkapittelet presenteres bruddformer for prøvene. Bruddvinkler og bruddflater blir også studert. Underliggende figurer viser at samtlige prøver får kjeglebrudd ved uttrekk av boltene. På oversiden av prøvestykket for vanlige betong oppstod der hele bruddkjegler mens med fiber sprekker kjeglene opp for alle forsøkene. Prøve B4 og B5 får kjeglebrudd i en kombinasjon med spaltebrudd, og kjeglene sprekker opp. Grunnen til at disse prøvene sprakk opp er noe uklar, men at hullet er boret er nok den avgjørende faktoren. Fiberbetongens bruddkjegle sprekker opp på grunn av at den blir fastholdt langs kantene av kjeglene. Når bolten så blir dratt opp fører dette til at det oppstår en bøyningseffekt i kjeglen som gir strekkspenninger i toppen langs betongoverflaten og dermed oppsprekking. Det kan legges merke til at samtlige bruddformer ser ut til å ha blitt begrenset av opplegget til røret. Dette sees spesielt godt for prøve B3 der bruddoverflaten har fulgt kanten til stålringen. Ved prøve B3 oppleves det også at bruddet går helt til kanten av prøvestykket.

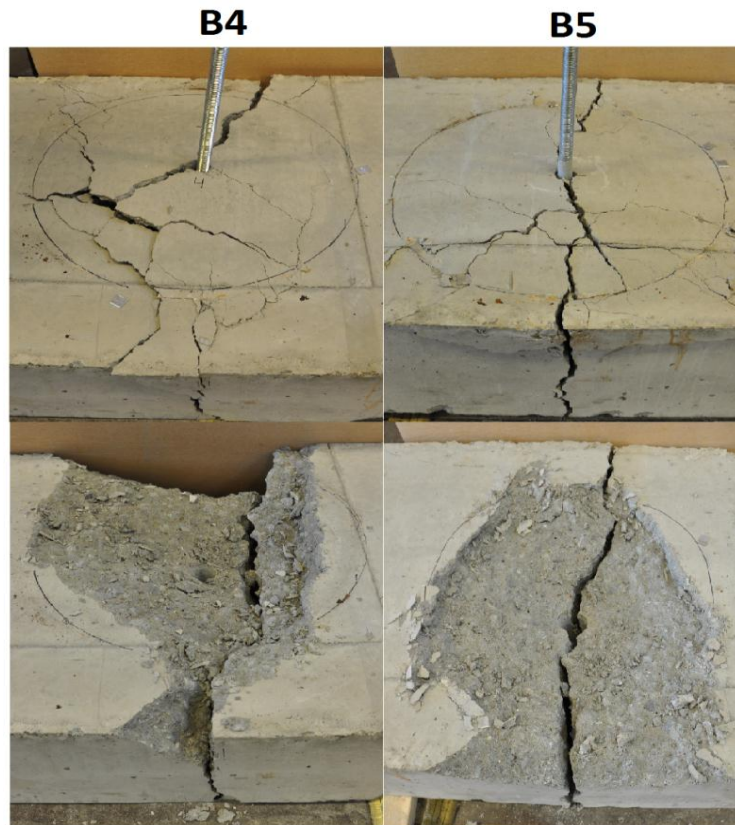
I likhet med forsøkene ved Al-Rafidain universitet i Irak [41] har prøvene med fiber fått en mindre kjegle og er dermed ikke i like stor grad styrt av oppleggsområdet. Det vises også i målt bruddareal der den vanlige betongen lå på rundt 2700 cm² mens for fiberbetong lå det på omtrent 1800 cm², altså to tredjedeler av arealet for vanlig betong. Den reduserte kjeglen kommer også til uttrykk gjennom vekten av betongen som ble revet løs i bruddet som var rundt 18 kg for vanlig betong og 13 kg for fiberbetong, igjen rundt to tredjedeler.



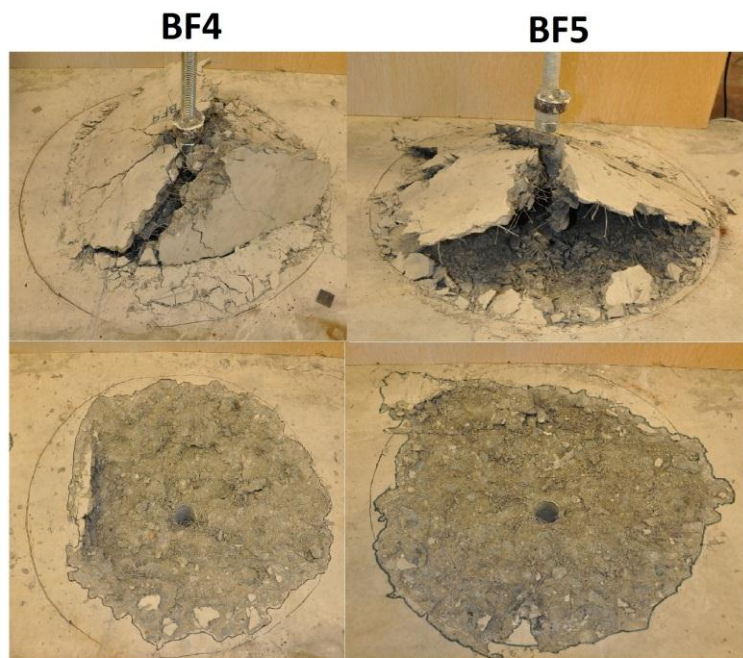
Figur 11.9: Bruddformer for prøver på overside uten fiber



Figur 11.10: Bruddformer for prøver på overside med fiber



Figur 11.11: Bruddformer for prøver på underside uten fiber





Figur 11.12: Bruddformer for prøver på underside med fiber



I tabellene under er målte verdier av vinkler langs bruddflaten for kjeglebruddene i prøve B1, B2 og B3 presentert. Det er da blitt målt x-verdier vinkelrett ut fra skiven og y-verdier fra toppen av skiven loddrett opp til betongen. Positiv x-akse er mot høyre på bildene, mens positiv y-akse peker oppover fra overkant av boltehodet. Snitt 1 står da 90 ° på snitt 2, det er altså blitt målt vinkler i fire retninger. Vinklene som er oppgitt er målt fra det foregående punktet, dermed er det kun det første punktet som er vinkelen fra boltehodet mens de øvrige viser utviklingen langs snittet. Videre bør det bemerkes at bildet kan være misvisende ettersom planet det er blitt målt langs kan ligge langs en fordypning i betongen og dermed bli skjult av nærliggende betong. Av tabellene og tilhørende figurer kan det observeres at bruddvinkel er størst inn mot boltehodet for deretter å avta med økende avstand fra boltehodet.

Det ble også målt en vinkel langs åtte akser fra overkant boltehode til et punkt i betongen i en avstand h_{ef} vinkelrett ut fra topp av boltehode. Deretter er det beregnet gjennomsnittet av disse verdiene. Det må da poengteres at verdiene i tabellen under følger utviklingen langs betongoverflaten og vil dermed ikke være sammenliknbare. Snittvinkelen for prøve B1, B2 og B3 ble da henholdsvis 31, 30 og 32 °. Dersom denne beregnes etter Zhaos formel (5.7) blir vinkelen 32 °. Dette stemmer meget bra med forsøksresultatene.



Tabell 11.3: Vinkel langs snitt prøve B1

X (mm)	Y (mm)	Vinkel (°)	
Snitt 1			
19,0	8,1	17	
10,0	5,3	18	
6,0	4,0	34	
-6,0	7,3	37	
-10,0	6,1	22	
-18,5	4,5	8	
Snitt 2			
10,0	8,4	38	
5	4,5	42	
-8	4,5	29	
-25	10	18	

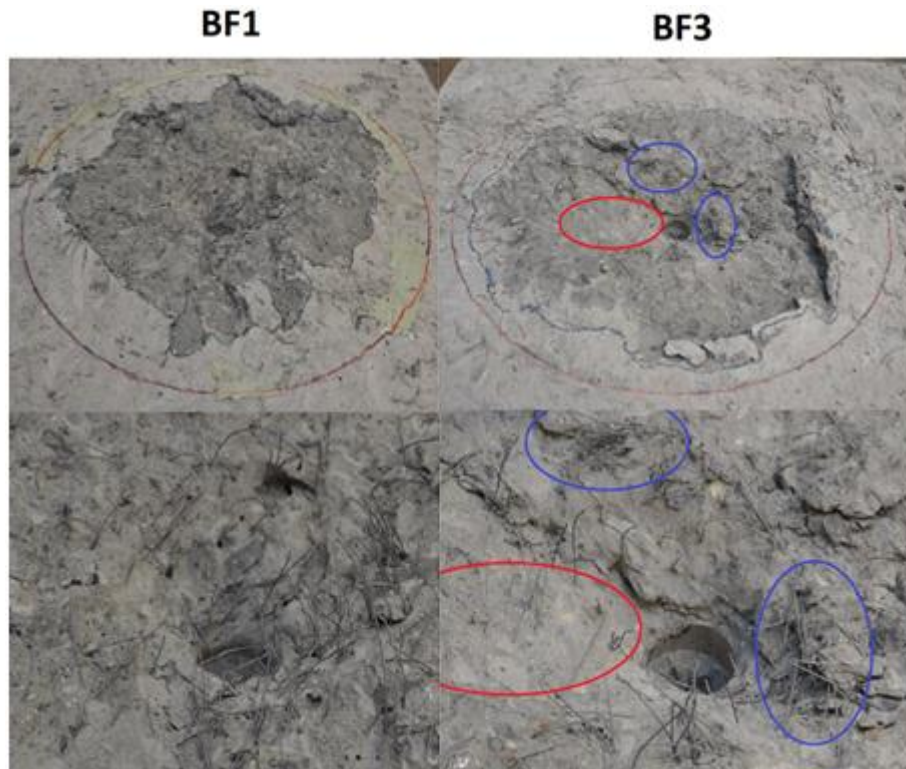
Tabell 11.4: Vinkel langs snitt prøve B2

X (mm)	Y (mm)	Vinkel (°)	
Snitt 1			
19,5	10,0	17	
9,5	7,0	26	
4,5	4,5	45	
-3,5	3,8	47	
-6,5	6,0	36	
-12,5	8,0	18	
Snitt 2			
12,0	6,8	24	
8,0	5,0	32	
3,5	2,0	30	
-3,0	4,5	56	
-11,0	7,5	21	
-22,0	9,0	8	

Tabell 11.5: Vinkel langs snitt prøve B3

X (mm)	Y (mm)	Vinkel (°)	
Snitt 1			
19,0	10,0	16	
8,0	6,8	43	
5,5	4,5	39	
-4,5	4,2	43	
-8,0	5,3	17	
-14	7,2	18	
Snitt 2			
20,0	10,0	16	
10,0	7,2	28	
5,0	5,0	45	
-4,5	2,5	29	
-12,0	4,0	11	
-25,0	8,0	17	

Ved nærmere undersøkelse av bruddflatene til prøvene på oversiden av platen med fiberarmering observeres det at BF3 skiller seg fra de to andre prøvene. I Figur 11.13 er bruddflatene til prøve BF1 og BF3 er sammenliknet. På figurene er det markert områder på BF3. Blå sirkel markerer områder med klumping av fiber mens rød sirkel markerer områder der det er tilnærmet fritt for fiber. De zoomede bildene viser at det er en bedre spredning av fibrene i BF1. I tillegg kan det observeres at fibrene i denne prøven står mer vinkelrett ut fra flaten. Dermed armerer disse snittet optimalt, mens for BF3 ser fibrene ut til i større grad å ligge langs flaten. Disse momentene vil nok ha vært en medvirkende faktor til BF3 sin relativt lave bruddlast.



Figur 11.13: Sammenligning av bruddflatene til BF3 og BF1

Det ble i tillegg utført en opptelling av fibre i bruddflatene for BF4 og BF5. Det viste seg at antall fibre i bruddene var relativt likt for prøvene. For begge prøvene ble det registrert omlag 800 fibre i bruddoverflaten. Det ble i liten grad observert at fibre hadde gått brudd i stålet, derimot hadde de da gått til brudd for heft. Orienteringen av fibre var også nokså lik for arealene, noe som gjenspeiler de like kapasitetene. Det ble i tillegg utført analytiske beregninger for å si noe om forventet antall fibre i bruddoverflaten. Disse er utført på grunnlag av teorien i delkapittel 4.4. Beregningene viste at forutsatt antall fibre i betongoverflaten skulle være 1800 fibre. Det ble dermed registrert under halvparten så mange fibre i bruddoverflaten som det var beregnet.

Årsaken til det store avviket kan avhenge av flere faktorer. En av faktorene kan være at det ble brukt vibrator i støpeprosessen. Ved bruk av vibrator som senkes ned i betongen kan det oppstå volumer med ulik andel fibre og dermed områder helt eller delvis uten fiber. I tillegg kan orienteringen av fiberen i enkelte områder skille seg vesentlig ut i forhold til resten av betongelementet. Ettersom beregningsmodellen da baserer seg på at fibre er jevnt fordelt i betongplaten med vilkårlig romlig orientering kan det oppstå avvik.

11.5. VURDERING AV RESULTATER

Det har som nevnt vært mange faktorer som har påvirket forsøksresultatene. Et moment er at det ble nødvendig å bruke korreksjonsfaktorer for å komme frem til en bruddlast som kunne representere den virkelige kapasiteten for prøvene med uheldig oppsett. Det er vurdert at disse samsvarer nok til å kunne brukes. En annen sentral faktor var forskjellen mellom prøvene ved at de både var innstøpt i betongen og plassert i forborete hull. Prøvene i forborete hull for vanlig betong opplevde å få en kombinasjon av spalte- og kjeglebrudd, men det antas at dette ikke har påvirket resultatene i avgjørende grad. Resultatene for bruddlasten fra disse prøvene vurderes også å korrelere tilstrekkelig med prøvene som ble innstøpt til at de kan benyttes. Derimot er feilkilden til B4 sin forskyvning åpenbar og av den grunn vil ikke dette resultatet tas med i underliggende vurderinger.

I Tabell 11.6 er forventningsverdi og standardavvik for forsøksresultatene presentert. Det er i tillegg gitt minste, midlere og maksimal økning av kapasitet ved tilsetning av fiber i forhold til vanlig betong. Tabellen viser at det er forventet økning på hele 43 % med fiber, men samtidig over dobbelt så stort standardavvik. Det vil også være meget stor spredning i hvor mye økning i kapasitet tilsetning av fiber vil gi da denne varierer fra 12 til hele 83 %.

Tabell 11.6: Forventningsverdi, standardavvik og økning i bruddlast mellom fiber-armert og vanlig betong

	Bruddlast (kN)		Økning i bruddlast (%)		
	Vanlig	Fiber	Min	Mid	Maks
E	143,4	205,1	12	43	83
σ	10,8	25,3			

Av NS-EN 1990 [18] (se delkapittel 3.8) blir den karakteristiske verdien for bruddlasten for prøvene med og uten fiber ved bruk av 5 %-fraktil på henholdsvis 119,9 kN og 150,0 kN. Forskjellen mellom forsøkene etter norsk standard er av disse tallene på 25 %. Altså er det en stor spredning i virkningen av fiber, men det kan likevel konstateres at fiber forbedrer kapasiteten. Dette kommer som nevnt av fiberarmeringens evne til å forbinde sprekker.

I tillegg observeres det at fiberbetongen får et mer duktilt brudd ved at det oppstår en større forskyvning ved brudd og at den får et flatere parti på toppen av last-forskyvningskurven. For den vanlige betongen har bruddet derimot en mer sprø karakter. Gjennomsnittlig forskyvning for vanlig betong er på 2,2 mm mens for fiber er den 4,4 mm, altså dobbelt så stor. Det er dermed klart at fiberen vil gi et mer duktilt brudd. Dette kommer av at når fiberen overfører krefter i sprekkene vil det som vist i Figur 4.2 oppstå et tap av heft mellom betongen og fiberet før det deretter oppstår plastiske deformasjoner i endekrokene.

11.6. SAMMENLIGNING MED BEREGNET KAPASITET

Ved sammenligning av forsøksresultatene med beregnet kapasitet vil disse bare bli sammenlignet direkte med CCD ettersom det kun er denne som prøver å treffe forsøksresultater. Tabell 11.7 viser en oversikt over forholdene mellom forsøksresultatene og beregnet kapasitet. Forsøkene ligger da en god del over beregnet kapasitet, i snitt er forholdet 1,40. Altså vil CCD-metoden være konservativ for vår forsøksserie. Grunnen til dette er noe uklar. Av gjennomgangen av Zhao sine resultater kan det sees at han traff mye bedre med sine forsøk og at resultatene til og med tilsa at CCD var ukonservativ. En mulig årsak til forskjellene er at alle forsøkene som CCD er bygget på er utført ved universitetet i Stuttgart. Dermed kan forskjeller i forsøksoppsett og gjennomføring ha gitt store utslag.

Tabell 11.7: Oversikt over forholdet mellom forsøksresultater og beregnet kapasitet etter CCD

Prøve	B1	B2	B3	B4	B5
Forhold mellom res. og CCD	1,38	1,53	1,45	1,42	1,24

Ved sammenligning mot CEN og ACI må den karakteristiske lasten betraktes ved bruk av en 5 %-fraktil som var på 119,9 kN etter norsk standard. Av Tabell 11.8 observeres det at beregningsformelen også her er konservative. Forsøksresultatet vil da være i størrelsesorden halvannen gang beregnet kapasitet.

Tabell 11.8: Sammenligning av forsøksresultat med beregnet kapasitet

	Beregnet kapasitet (kN)	Forhold
CEN	78,5	1,53
ACI	74,8	1,60

Forsøksresultatene blir også sammenlignet med beregnet kapasitet for fiberarmert betong gjennom strekkbidrag og bruddenergi. Ved å ta hensyn til strekkbidraget fra fiber ble den beregnede kapasiteten for BF4 og BF5 grovt beregnet lik 198,7 kN. Av tabell Tabell 11.9 registreres det at beregningene stemmer bra med resultatene. Det vil også være interessant å sammenligne det beregnede fiberbidraget med differansen mellom gjennomsnittet til prøvene med og uten fiber, altså det reelle fiberbidraget. Denne differansen vil da være 61,7 kN som gir forholdet 0,64 mellom fiberbidraget fra forsøk og det beregnede. Dermed blir beregningene noe ukonservative. Det må her bemerkes at dette er særdeles grove beregninger som medfører stor usikkerhet. På bakgrunn av dette er det ikke et grunnlag det kan trekkes klare konklusjoner av. I tillegg bygger beregningene på manuelt utført opptelling av fibre som ikke vil være aktuelt for praktisk beregning.

Tabell 11.9: Sammenligning av forsøksresultat med beregnet kapasitet

	Forsøksresultat (kN)	Forhold
BF4	190,4	0,96
BF5	198,5	1,00

Derimot vil beregninger basert på bruddenergi være mer praktiske. Som nevnt tidligere ble kapasiteten ved å bruke Sawades formel direkte, lik 1100 kN. Dette avviker betydelig fra forsøksresultatene. Denne formelen kan ikke antas å være gjeldende ved bruk av fiberbetong på grunn av de store forskjellene i bruddenergi. En mulighet vil være å erstatte faktoren på 2,1 med en faktor tilpasset fiberbetong. Ut i fra forsøksresultatene gitt i delkapittel 11.3 vil en faktor i størrelsesorden 0,38 gi rimelige resultat. Beregnet kapasitet blir da 201,3 kN mens gjennomsnittsverdien for forsøkene er 205,1 kN. Formelen med den nye koeffisienten er gitt i formel (11.1). Denne formelen er kun et utkast til en tilpasning av Sawades formelen til bruk for fiberarmert betong. Det vil blant annet være usikkerhet knyttet til den beregnete bruddenergien gitt i delkapittel 9.1 ettersom bjelkene ikke ble kjørt helt til brudd. Det vil derfor være behov for større forsøksserier med varierende faktorer for å kunne vurdere gyldigheten av den og foreta eventuelle korreksjoner.

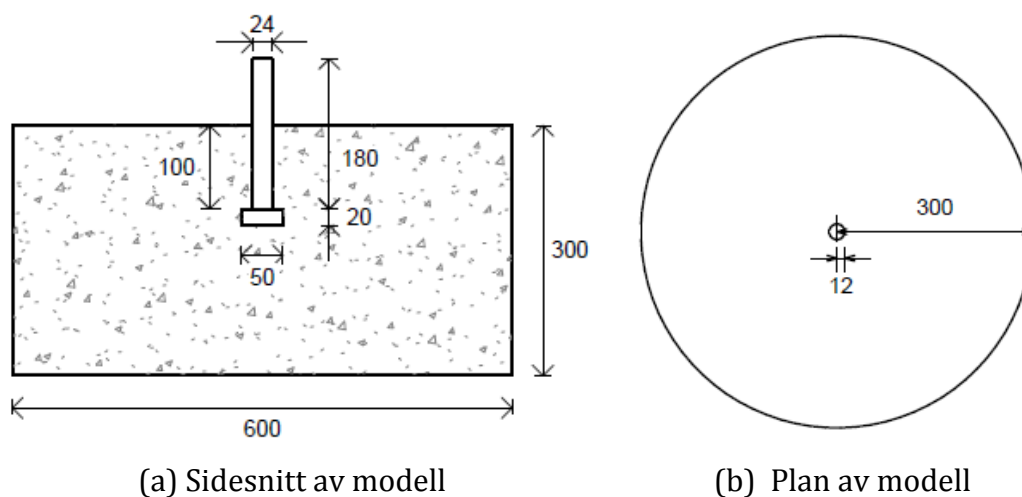
$$N_u = 0,38 \cdot (E_c \cdot G_f)^{0,5} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad (11.1)$$

12. NUMERISK ANALYSE

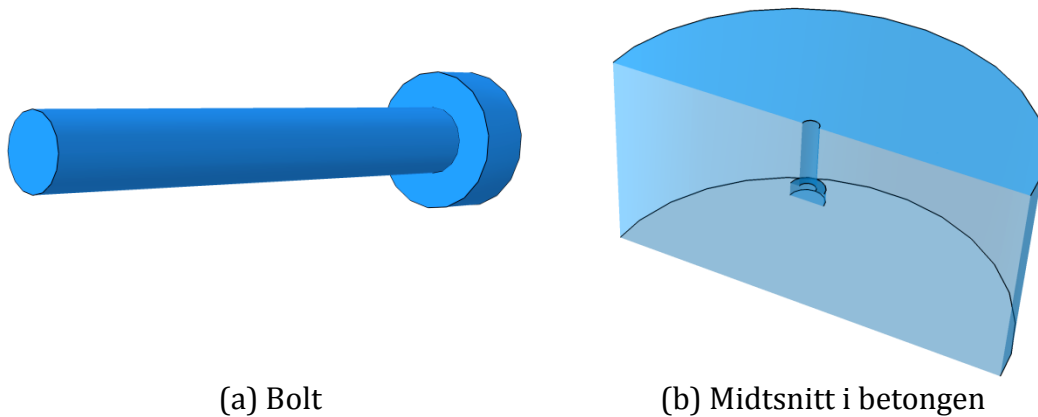
I dette kapitlet vil den numeriske analysen av uttrekkforsøkene på bolt bli presentert. Analysen som blir gjennomført er en elastisk analyse. Formålet med denne analysen er å få innsikt i spenningsfordelingen og forskyvningen i betongen med uttrekk av bolten før riss oppstår. Den tar altså ikke hensyn til utvikling av riss. Denne analysen lar seg derfor ikke sammenligne med forsøksresultatene ettersom disse er last og forskyvning ved brudd, og det har da oppstått riss.

12.1. Geometri

Modellens geometri er et utsnitt av geometrien som ble brukt på prøvestykkene i laboratorieforsøkene. Denne er vist i Figur 12.1. Den består av to deler der den ene er bolten og den andre er betongen. Bolten er modellert med dimensjoner som vist i Figur 12.1. Diameteren på hodet og skaftet tilsvarer den i forsøkene. Lengden på bolteskaftet har ingen innvirkning på resultatene og er derfor satt lik 180 mm. Det er valgt å ikke modellere mutrene på undersiden av skiven ettersom disse ikke påvirker resultatene. Betongen er modellert med en tykkelse tilsvarende den i forsøkene. Videre er det bare tatt med betongen i en radius på 300 mm rundt senter av bolten. Dette vil da tilsvare tre ganger forankringsdybden. Dette ble gjort for å begrense størrelsen på modellen. I tillegg er betongen modellert med en utsparring tilsvarende størrelse på bolten for å kunne modellere at denne er innstøpt i betongen. De modellerte delene kan sees i Figur 12.2 mens sammensetningen av modellen er vist i Figur 12.3.



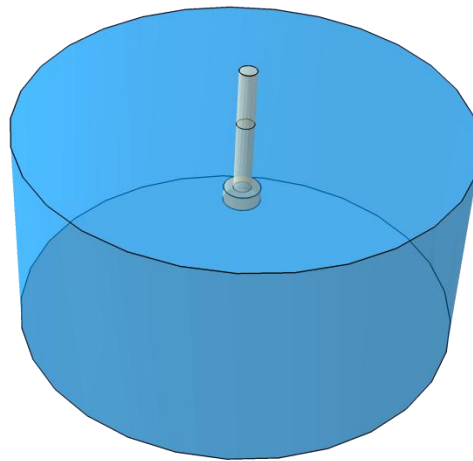
Figur 12.1: Geometri til modell



(a) Bolt

(b) Midtsnitt i betongen

Figur 12.2: Illustrasjon av delene i modellen



Figur 12.3: Sammensetning av modell

12.2. MATERIALEGENSKAPER

I ABAQUS-modellen er det lagt inn elastiske materialdata for de aktuelle materialene. Materialdataene tilsvarer egenskapene til materialkvalitetene som er benyttet i forsøkene. Alle ståldelene er modellert med materialdata hentet fra EC3-1-1 [11]. Dette inkluderer da både gjengestangen og skiven. Videre er betongdataene anskaffet fra EC2-1-1 [12]. De elastiske materialdataene i modellen er som vist i Tabell 12.1.

Tabell 12.1: Elastiske materialdata

	Elastisitets-modul (E)	Tverrkontraksjonstall (ν)
Stål	210 000 MPa	0,3
Betong	33 000 MPa	0,2

12.3. SAMVIRKNING

I modellen må samvirkingene mellom forsøkskomponentene modelleres korrekt for å få tilfredsstillende resultater. Dette omhandler da hvordan de ulike overflatene i modellen reagerer på kontakt mellom hverandre.

12.3.1. SAMVIRKNINGSEGENSKAPER

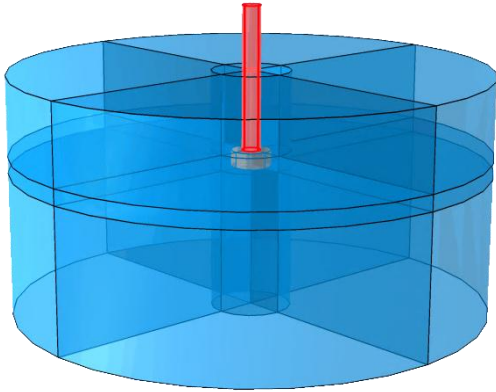
Det er blitt lagt inn to forskjellige samvirkingsegenskaper i modellen. Den ene er en egenskap som representerer overflaten mellom stål og betong, og dermed friksjon. Friksjonskoeffisienten er hentet fra BEB4 [5]. Den er da oppgitt til å variere fra 0,2 til 0,6. Det er anbefalt at det beregnes med begge grensetilfeller. Dette er blitt gjort, men ettersom det er tilnærmet ingen forskjell mellom de aktuelle resultatene vil det videre i rapporten kun bli prestert resultater for tilfellet med 0,6. Den andre egenskapen uttrykker kontakten mellom plaststrømpen på bolteskiftet og betongen, altså friksjonsløs. I tillegg er det for begge samvirkingsegenskapene brukt funksjonen "hard kontakt" for kontakt normalt mellom flatene. Oversikt over samvirkingsegenskapene er vist i Tabell 12.2 under.

Tabell 12.2: Oversikt over samvirkingsegenskaper

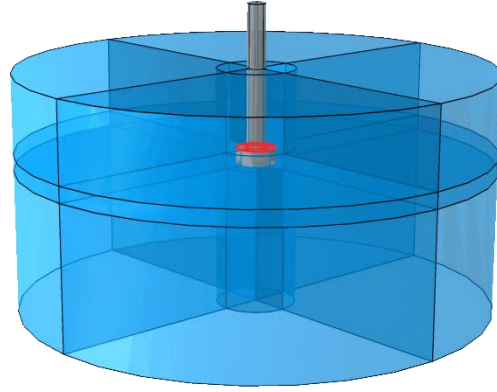
Samvirkingsegenskap	Tangentiell kontakt	Normal kontakt
Friksjon	Friksjonskoeffisient = 0,6	Hard kontakt
Friksjonsløs	Friksjonsløs	Hard kontakt

12.3.2. KONTAKTFLATER MELLOM BOLT OG BETONG

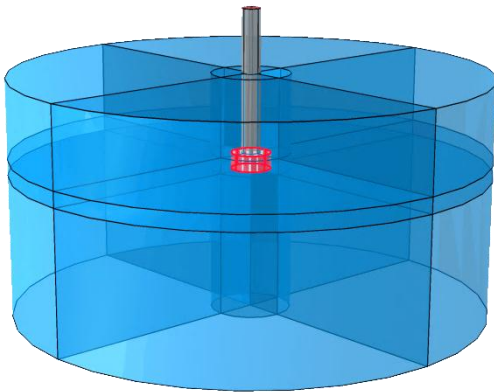
Mellom bolten og betongen vil det være fire kontaktflater som må tildeles samvirkningsegenskaper. Disse er vist i figurene under.



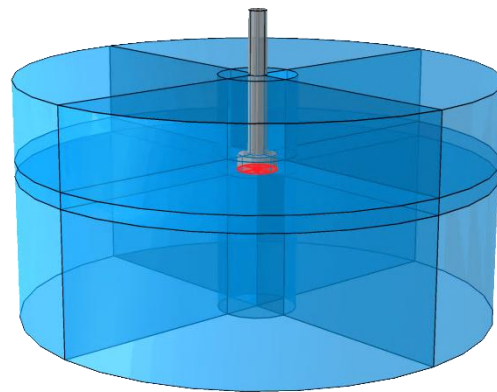
Figur 12.4:
Kontaktflate mellom bolteskaft og betongen



Figur 12.5:
Kontaktflate mellom overside av boltehodet og betongen



Figur 12.7:
Kontaktflate mellom sidekant av boltehodet og betongen



Figur 12.6:
Kontaktflate mellom underside av boltehode og betongen

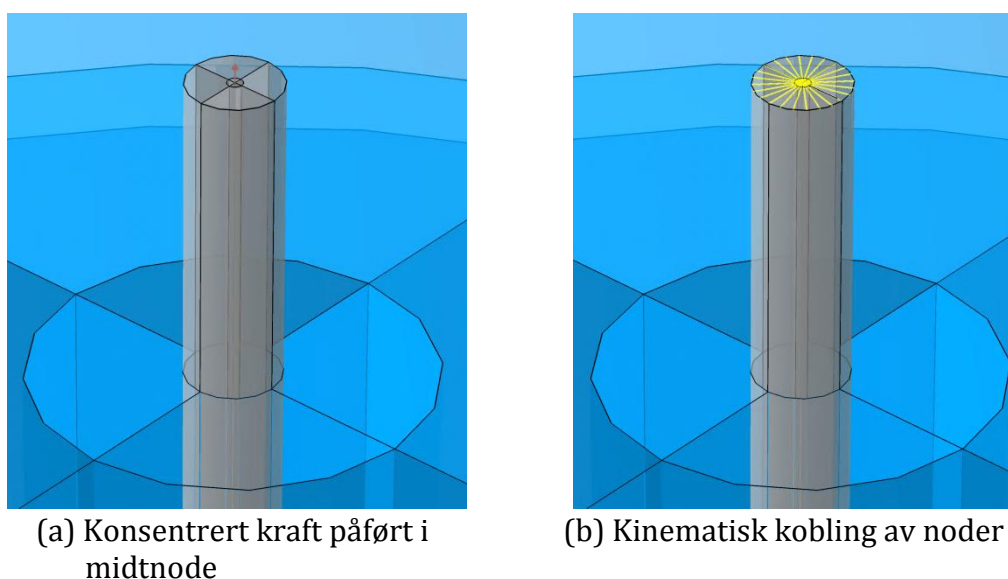
De forskjellige kontaktflatene er tildelt samvirkningsegenskaper som vist i Tabell 12.3.

Tabell 12.3: Oversikt over kontaktflate og samvirkningsegenskaper

Kontaktflate mellom:	Samvirkningsegenskap
Bolteskaft og betongen	Friksjonsløs
Overside av boltehode og betongen	Friksjon
Sidekant av boltehode og betongen	Friksjon
Underside av boltehode og betongen	Friksjon

12.3.3. LASTPÅFØRING

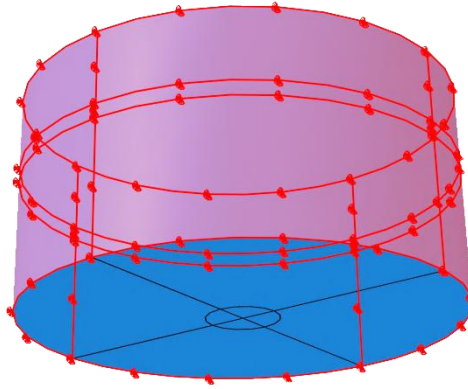
For å modellere lasten som blir påført forsøkene gjennom jekken ble det brukt en punktlast i senter av toppen til bolten. Denne vil bli påført på en enkelt node og vil være på 100 kN. Dette er vist i Figur 12.8(a). Størrelsen på kraften er valgt ut fra at det blir gjennomført en elastisk analyse og at aktuelle verdier dermed kan bli beregnet basert på den påførte lasten. Videre må kraften fordeles over hele overflaten av toppen til bolten for å få realistiske resultater. Dette gjøres ved å legge en begrensning ("constraint") på bevegelsene til de øvrige nodene i toppen. Begrensninger som brukes er av typen kinematisk kobling ("kinematic coupling"), se Figur 12.8(b). Denne funksjonen gjør at de øvrige nodene er låst i forhold til senternoden i alle forskyvningsretninger. Dermed blir kraften fordelt til alle nodene.



Figur 12.8: Illustrasjon av lastpåføringen

12.4. OPPLAGERBETINGELSER

Ettersom det er et lokalt brudd som blir undersøkt vil det ikke bli tatt hensyn til de globale opplagerbetingelsene til selve platen. Det er da valgt å definere opplagerbetingelser langs sidekanten til betongen, se Figur 12.9. Disse flatene er fastholdt mot forskyvning langs alle akser. Dette ble gjort for å modellere fastholdningen fra stålringen mot betongen. I tillegg vil omkringliggende betong medføre en hvis form for fastholdning. Modellen er analysert både med og uten fastholdning i bunn. Uten fastholdning vil det være en økning i forskyvning på underkant bolt på rundt 7 %. Det er vurdert at ingen fastholdning i bunn vil gi den mest realistiske modellen. Resultatene som blir presentert videre gjelder derfor altså med fri bunn.

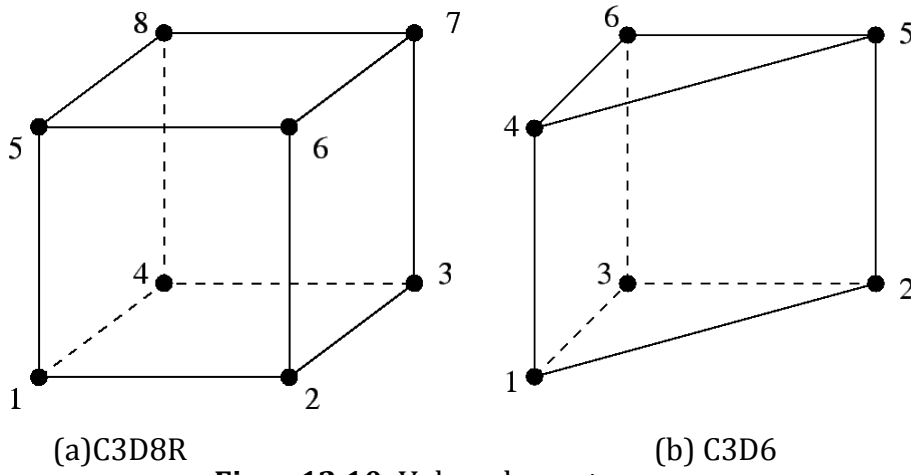


Figur 12.9: Opplagerflater langs sidekant av betongstykket

12.5. ELEMENTER

I modellen er det brukt volumelementer ettersom skallelementer ikke egner seg for en slik modell. Skallelementer brukes i modeller der tykkelsen i en retning er signifikant mindre enn de andre retningene og spenningene i denne retningen dermed kan neglisjeres. Dette vil ikke være gjeldende for vår modell og volumelementer er derfor valgt. Det er da i hovedsak valgt å bruke elementer av typen C3D8R, vist i Figur 12.10(a). Dette er et heksaeder med åtte noder og tre translasjonsfrihetsgrader i hver node. Altså har elementet i alt 24 frihetsgrader totalt. Videre er det er valgt å bruke redusert integrasjon for å få minsket beregningstiden. Det er da et enkelt integrasjonspunkt i senter av elementet. Dette vil ikke kunne oppleve tøyning ved bøyning. Av den grunn bør det være flere elementer over tykkelsen. Et annet moment ved å bruke redusert integrasjon i motsetning til full, er at det blir unngått at elementene blir for stive på grunn av skjærlåsing.

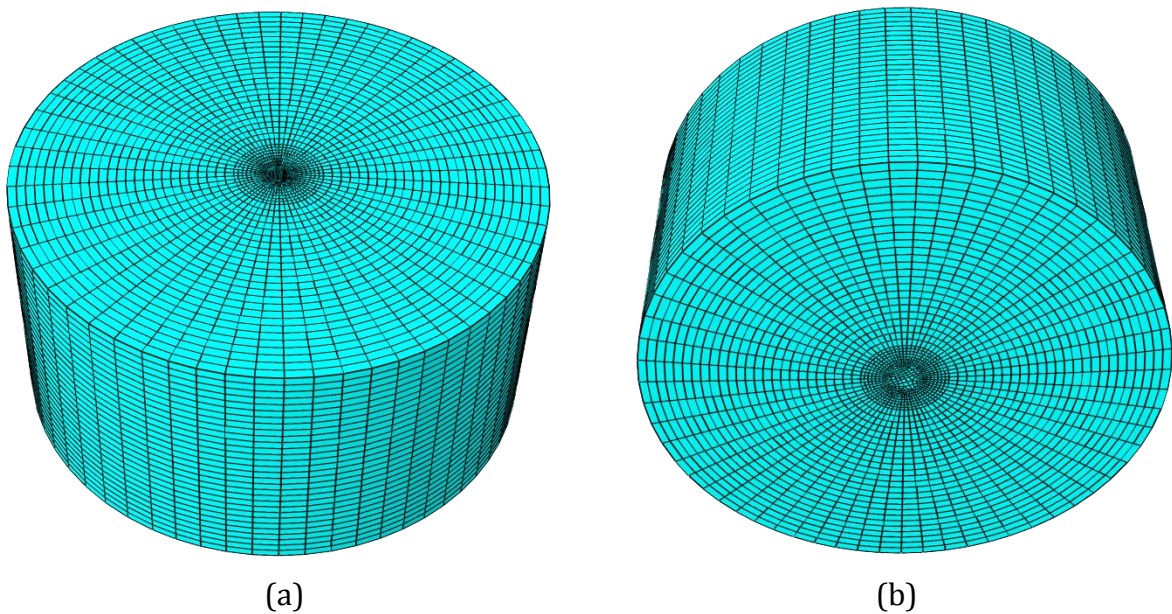
I tillegg er det valgt å bruke kile-elementer mot senter av bolten. Det er da brukt elementer av typen C3D6 som vist i Figur 12.10(b). Dette har seks noder med tre translasjonsfrihetsgrader i hver node. Dermed har det totalt 18 frihetsgrader. Dette elementet vil ikke fungere like godt som et C3D8R og vil kreve et finere elementnett. Derfor bør ikke elementet være plassert i et kritisk område. Senter av bolten vil i denne modellen ikke være et kritisk område, og dermed kan dette elementet brukes der. Elementet er valgt for å få et symmetrisk elementnett. Dette var nødvendig for at det ved påføring av lasten i nodene, gjennom de nevnte begrensingene, ikke skulle oppstå en skjevhet som følge av asymmetri og dermed et uønsket moment i toppen av bolten.



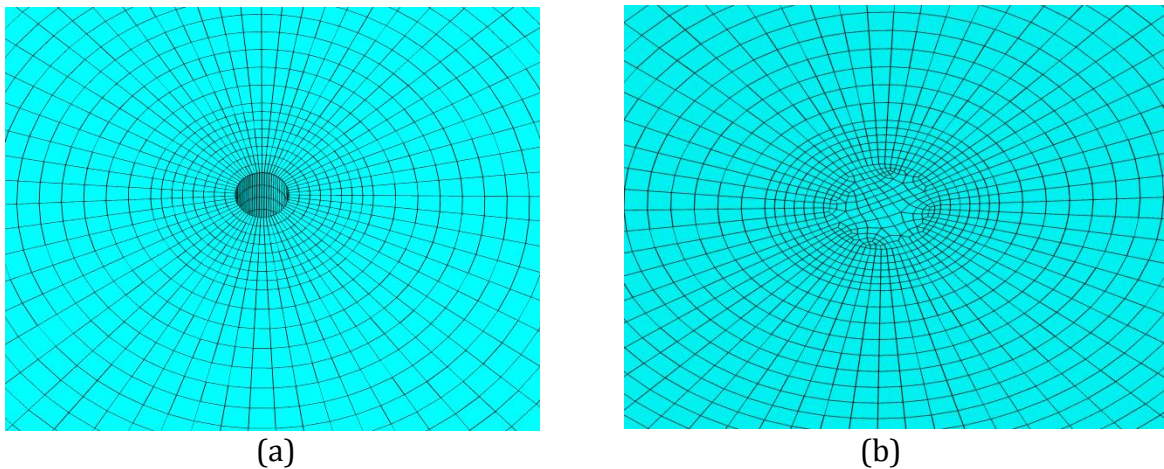
Figur 12.10: Volumelementer

12.5.1. ELEMENTNETT

For begge delene er det brukt en rekke oppdelinger for å kunne oppnå et optimalt elementnett. For betongdelen har elementene en hovedstørrelse på 10 mm. Figur 12.11 (a) og (b) viser henholdsvis over- og underside av elementnettet til betongen. I en radius på 50 mm fra senter hull er det valgt et finere nett. Det er i denne delen av nettet brukt elementer med en størrelse på 5 mm. Dette ble gjort ettersom området er kritisk i vår modell. Figur 12.12 (a) og (b) viser et forstørret bilde av henholdsvis topp og bunn av elementnettet. Av Figur 12.12(b) sees det at det er irregulære elementer på undersiden av betongen. Dette kommer som følge av at ikke det kan lages et homogent radielt elementnett uten å bruke kile-elementer. De irregulære elementene vil gi gode resultater og være egnet til bruk i element-analysen.

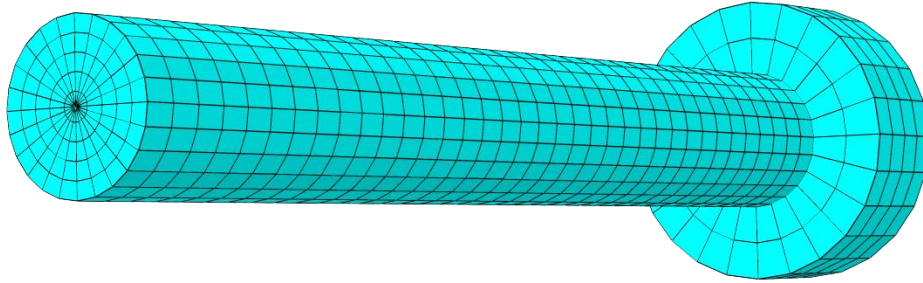


Figur 12.11: Elementnett betong (a) overside, (b) underside



Figur 12.12: Elementnett zoomet (a) overside, (b) underside

Figur 12.13 viser elementinndelingen i bolten. Denne består primært av 5 mm elementer. I bolteskaftet er elementene 2,5 mm i radiell retning. I tillegg er det, som nevnt tidligere, brukt kile-element mot senter av bolten.



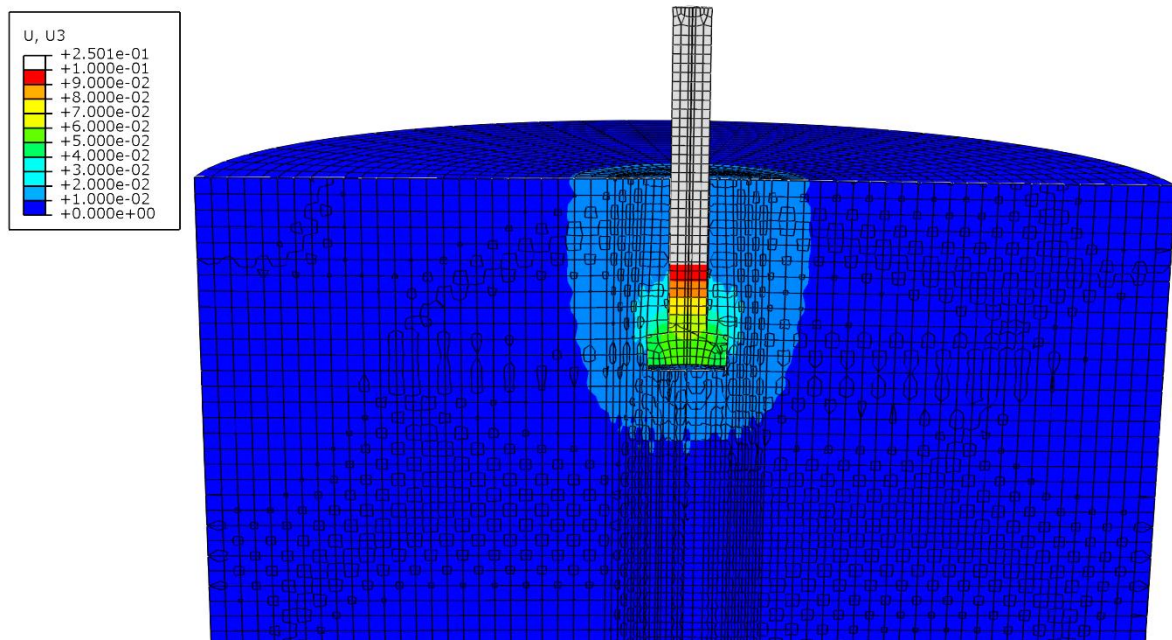
Figur 12.13: Elementnett bolt

12.6. RESULTATER

I de underliggende delkapitlene vil resultatene fra den elastiske analysen bli presentert. Ettersom det, som nevnt, er en elastisk analyse vil tallene for en last på 100 kN bli presentert.

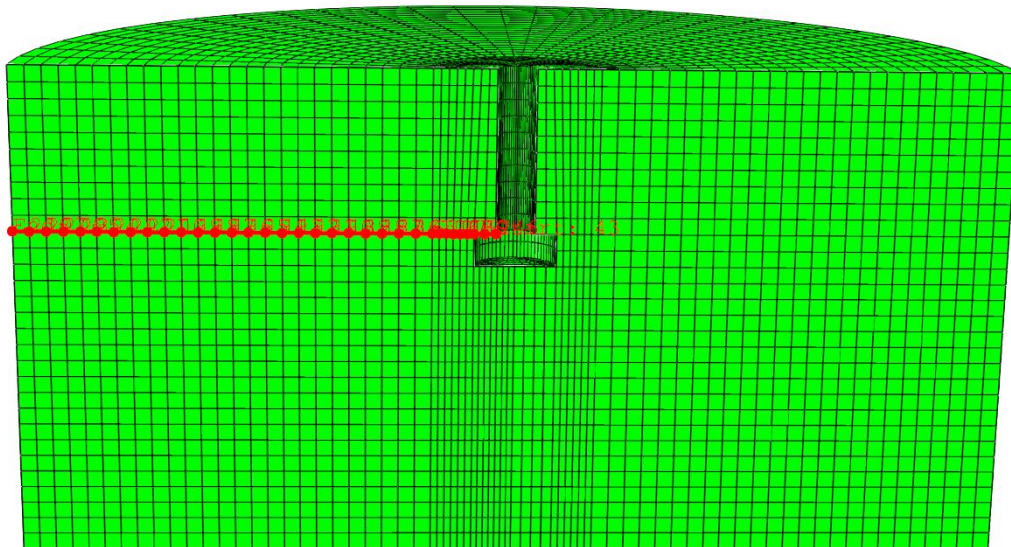
12.6.1. FØRSKYVNING

Figur 12.14 viser et plot av forskyvningskomponent u_3 , som gjelder i en akse langs bolteskaftet, i et snitt av betongen. Det er satt en øvre grense på plottet på 0,10 mm som tilsvarer fargen rød. Grønn viser en forskyvning på 0,05 mm og blå illustrer ingen forskyvning. Det observeres at lastvirkningene er lokale og konsentreres seg rundt boltehodet. Den maksimale forskyvningen vil da være lokalisert til overside av boltehodet.

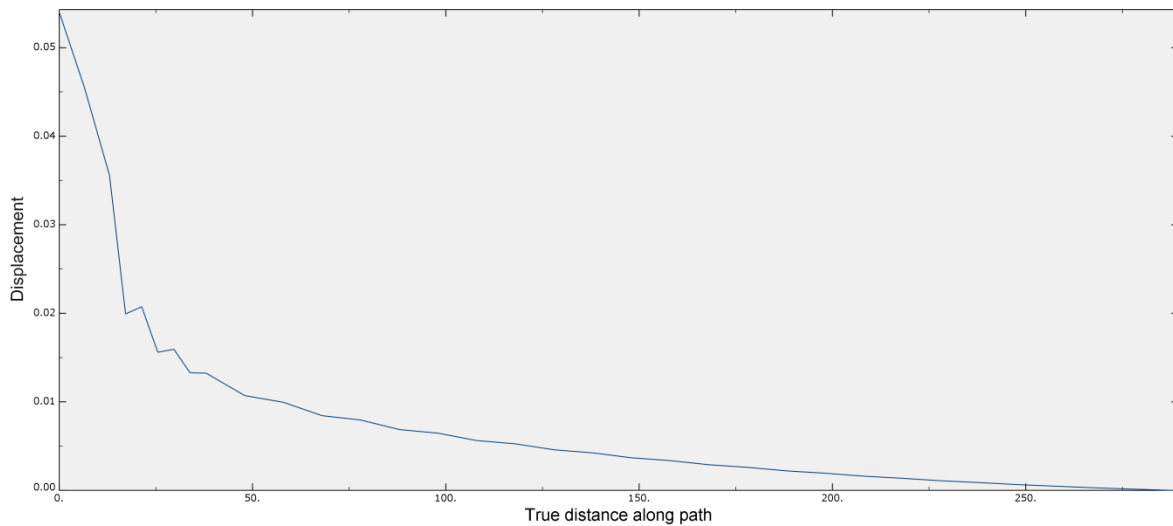


Figur 12.14: Plot av forskyvningskomponent u_3

Videre er det laget en sti ("path") av elementer i betongen radielt ut fra overside av boltehodet, se Figur 12.15. For denne stien er det i Figur 12.16 presentert et plot av forskyvningskomponent u_3 . Den største forskyvningen i betongen vil være på 0,054 mm. I tillegg observeres igjen bruddets lokale karakter ved at forskyvningene er redusert til omtrent 20 % av maksimal verdi rundt 50 mm fra bolteskaftet.



Figur 12.15: Sti i betongen

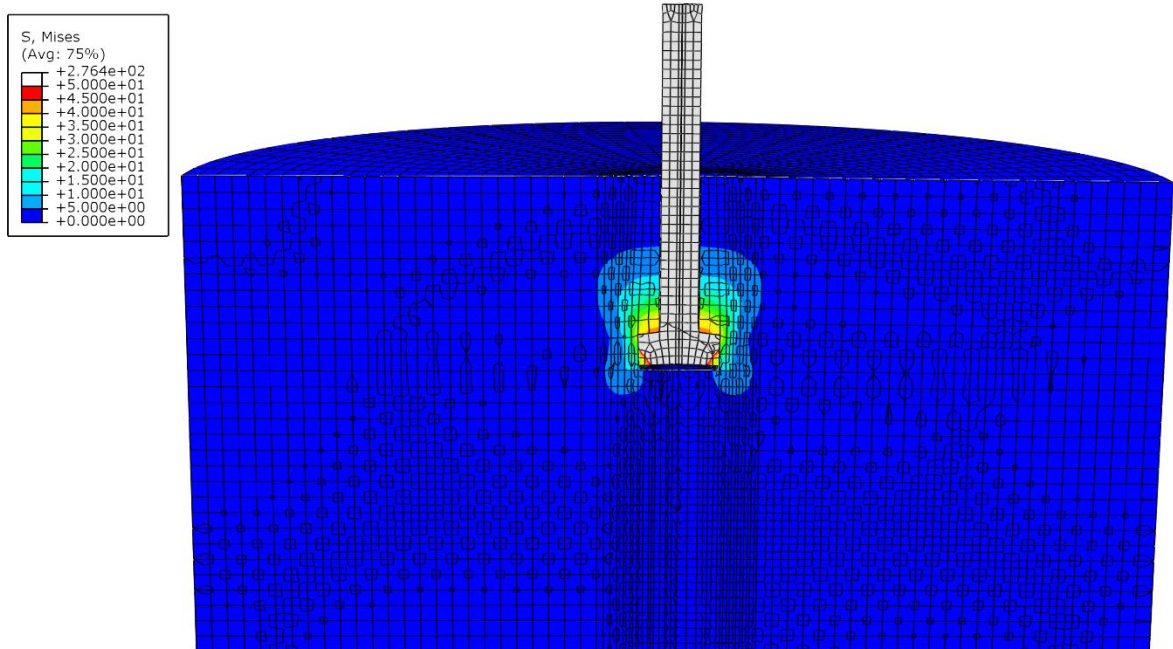


Figur 12.16: Plot av forskyvning i z-retning langs sti

Det er også tatt ut verdier fra senter av underside bolt. Der vil det oppstå en forskyvning i z-retning på 0,055 mm, altså tilnærmet likt med betongen inn mot bolteskaftet.

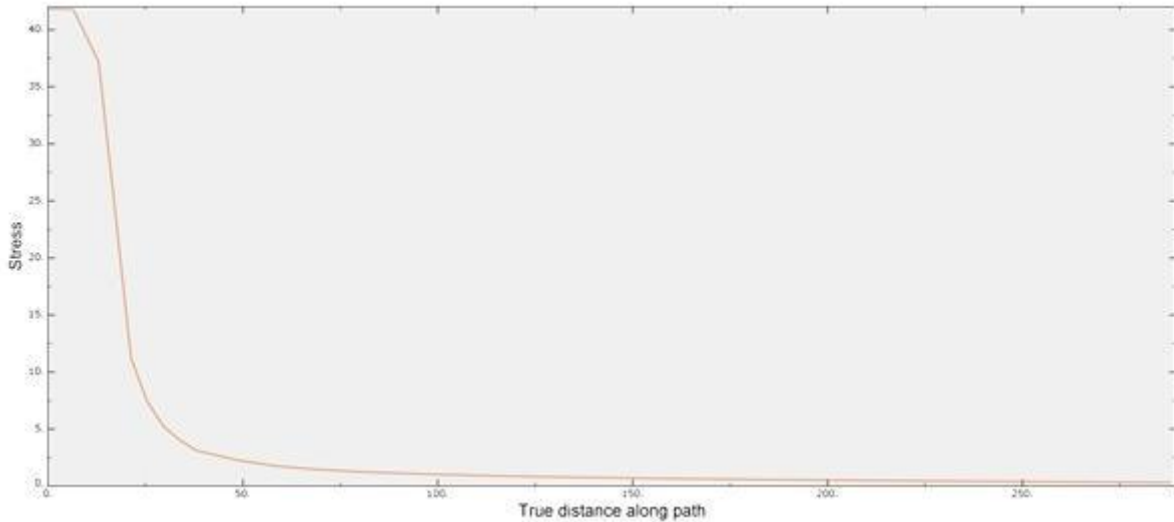
12.6.2. SPENNINGER

Von Mises-spenningene i modellen er vist i et snitt av betongen i Figur 12.17. Den øvre grensen for plottet er 50 MPa som blir illustrert med en rødfarge. Grønn viser en von Mises-spenning på 25 MPa og blå illustrer ingen spenning. Igjen observeres det at lastvirkningen er lokal og von Mises-spenningene er konsentrerte i området rundt bolten. Videre vil også de største verdiene for von Mises-spenningene befinne seg i området over boltehodet. Det er i mindre grad utbredelse mot underside av bolten og mot topp av betongen sammenlignet med forskyvningene.



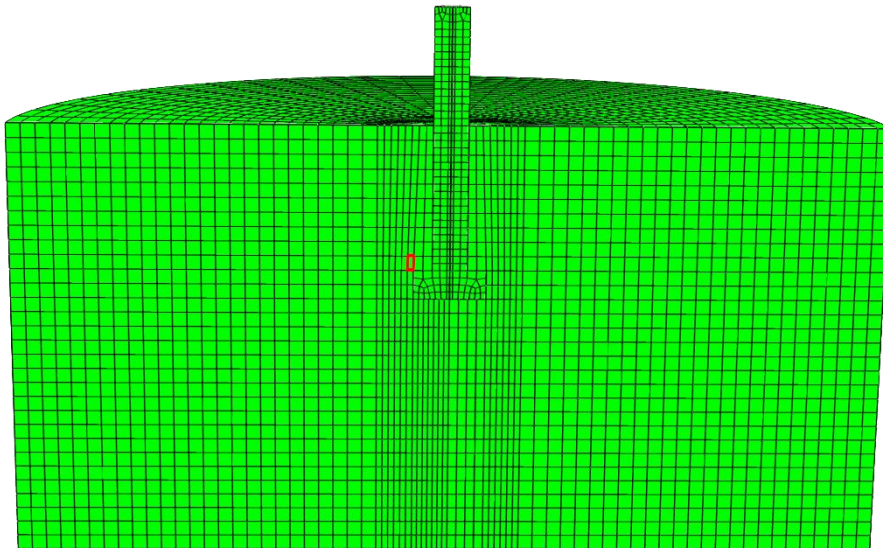
Figur 12.17: Plot av von Mises-spenninger

På bakgrunn av den nevnte stien i betongen er også von Mises-spenningene plottet, se Figur 12.18. Det kan også her tydelig sees at spenningene er meget lokale og faller raskt med økende avstand fra bolteskaftene. Den største spenningen langs stien vil ligge helt inn mot bolteskaftet og være på 41,8 N/mm².



Figur 12.18: Plot av von Mises-spenning langs sti

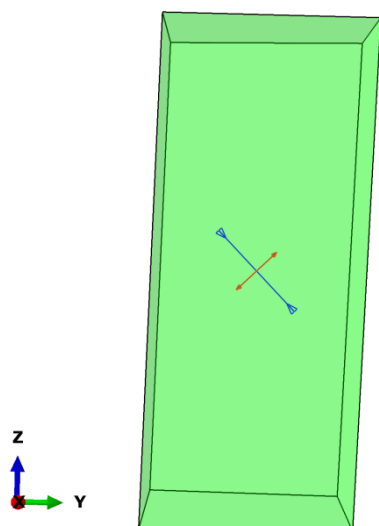
Ettersom et kjeglebrudd vil starte med utvikling av mikroriss rundt overside av boltehodet er det interessant å finne ut ved hvilken last hovedspenningene overgår strekkapasitet til betongen i dette området. Det er da sett på et element som ligger i betongen ved øvre del av ytterkant av bolthodet der det er forventet at et kjeglebrudd vil initieres. Figur 12.19 viser dette elementet i et snitt av modellen.



Figur 12.19: Aktuelt element i modellen

Hovedspenningsvektorene er vist i Figur 12.20. I tillegg er hovedspenningsverdiene med tilhørende vektorer gitt i Tabell 12.4. Den blå pilen i Figur 12.20 representerer hovedspenningskomponent S1, den røde illustrerer S2 og til slutt er det en relativt liten komponent pekende på tvers av disse som representerer S3. Denne vil da ikke være synlig i Figur 12.20. Av tabellen sees det at S1 har en trykkspenning på $26,4 \text{ N/mm}^2$. Av

vektoren beregnes det at denne har en vinkel på 46° med xy-planet. S2 har en strekkspenning på $14,2 \text{ N/mm}^2$ og vil ha en vinkel på 44° med xy-planet. Til slutt kan det nevnes at S3 har en strekkspenning på $0,4 \text{ N/mm}^2$. Disse resultatene bekrefter teorien som er gitt i delkapittel 3.2.4 for kjeglebrudd. Det er da vist i Figur 2.1 at det er trykkspenninger i en vinkel ut fra boltehodet og strekkspenninger på tvers av disse slik som i elementet over.



Tabell 12.4: Hovedspenninger

	S1	S2	S3
$\sigma \text{ (N/mm}^2\text{)}$	-26,4	14,2	0,4
Vektorkomponent			
X	-0,05	0,05	1,00
Y	-0,96	1,00	-0,06
Z	1,00	0,97	0,00

Figur 12.20: Hovedspenningsvektorer

Når betongens strekkfasthet blir overskredet er det naturlig å anta at det oppstår dannelse av initielle riss. For platen med bolten ble strekkfasthet ikke bestemt med prøving, dette ble derimot gjort for veggen i vanlig betong. Dersom denne strekkfastheten blir brukt med overliggende resultater for hovedspenninger ved en last på 100 kN vil denne fastheten overskrides ved en last på $21,8 \text{ kN}$.

12.7. VURDERING AV RESULTATER

Av plottene for både von Mises-spenning og forskyvning i z-retning ser vi at bruddet har en meget lokal karakter. Av den grunn kunne det ha vært brukt mindre dimensjoner på betongen for å kutte ned på beregningstiden. Videre måtte beregningsmodell vært basert på bruddmekanikk og det måtte ha vært lagt inn bruddkriterier for å kunne få en modell som kunne tatt hensyn til rissutviklingen. Modellen vår tar ikke hensyn til riss og vil tilsvare betongen før initielle sprekker oppstår. Stivheten blir dermed ikke svekket som følge av oppsprekking og det blir dermed mindre forskyvning enn det ville blitt for en modell basert på bruddmekanikk. Av den grunn vil ikke det kunne forventes at resultatene stemmer med det som observeres ved prøving.

13. KONKLUSJON

Ved sammenligning av forsøksresultatene fra forsøkene på stålinnstøpningsdetaljen i betongvegg i vanlig betong med beregnet kapasitet gir beregningsformlene meget konservative svar. Årsaken til dette ligger i usikkerheten knyttet til de mange ulike variasjonene av forankringer som reglene skal gjelde for og at det er en beregningsmodell for et komplisert system med samvirke mellom ulike materialer.

I forhold til forsøkene til Haga og Reiersølmoen ble kapasiteten med den forbedrede geometrien i våre forsøk 18 % høyere og brudd til kant ble unngått.

Videre konkluderes det med at tilsetning av fiber i betongveggene vil kunne øke kapasiteten av prøvestykkene betydelig for den aktuelle belastningen. Dette kommer blant annet av at fiberen forbedrer heftkapasiteten til betongen. For forsøkene i denne rapporten førte den økte kapasiteten til at bruddet gikk fra et heftbrudd for vanlig betong til et knusningsbrudd for fiberarmert betong.

I tillegg observeres det at fiber fører til et mer duktilt brudd. Her må det bemerkes at den ene fiberarmerte veggen var mye mer duktil enn den andre. Grunnen til disse forskjellene kan komme av at det er et lokalt brudd og små lokale forskjeller kan gi store utslag. Duktiliteten vises i at prøvene med fiber får et horisontalt parti på lastforskyvningskurven og at de samtidig oppnår høyere forskyvninger enn veggene uten fiber. Her fører mangelen på antall prøvestykker til at det vanskelig kan sies sikkert hvor mye.

For uttreksforsøkene av boltene observeres det også at forsøksresultatene overskrider beregnet kapasitet. Dette tyder på at formlene er konservative på grunnlag av forsøksserien utført i denne oppgaven. Det er her viktig å poengtere at siden forsøkene kun baserer seg på forsøk utført ved universitetet i Stuttgart vil forskjeller i prøvestykkene og hvordan forsøkene utføres kunne ha vært avgjørende. Ved måling av gjennomsnittlig bruddvinkel og sammenligning med Zhao sin formel ble det vist bra samsvar.

Også for boltene konkluderes det med at tilsetning av fiber vil gi en økning i kapasiteten. I tillegg oppstår det oppsprekking av kjeglene og det blir et mindre bruddareal. Den økte kapasitet vil kunne tas hensyn til ved bruk av bruddenergi og det er i denne rapporten utarbeidet et utkast til en formel. Videre vil det også for kjeglebrudd oppstå et mer duktilt brudd. Dette vises igjen i økt forskyvning og et flatere parti på toppen av lastforskyvningskurven.

Element-analysen bekrefter bruddformens lokale karakter. Den viser også at det som forventet vil oppstå trykkspenninger i en vinkel ut fra overkant av boltehodet med strekkspenninger virkende på tvers av disse.

14. FORSLAG TIL VIDERE ARBEID

14.1. STÅLINNSTØPNINGSDETALJ I BETONGVEGG

I en videreføring av arbeidet på stålinnstøpningsdetalj vil det være interessant å se på følgende:

- Forsøk på forankringer med fot
- Forsøk med redusert avstand til betongkant
- Forsøk med andre lasttilfeller
- Forsøk med påsveist tverrarmring

For fiber kan det sees på hvilken økning som oppstår i heftkapasiteten. Det kan også undersøkes om tilsetning av fiber vil påvirke knusningskapasiteten.

14.2. UTTREKK AV BOLT

I uttrekkforsøkene av bolter var det ikke noen variasjoner mellom de ulike prøvestykkene utenom tilsetning av stålfiber. Det vil derfor være interessant å variere ulike variabler for å studere deres effekt på bruddlasten for å verifisere de eksisterende beregningsreglene. Disse variablene vil da være:

- Forankringsdybde
- Betongkvalitet
- Kantavstand
- Avstand til opplegg
- Boltedimensjoner

Det vil også være interessant å se på uttrekk av boltegrupper. I denne rapporten er det sett at bruddlasten kan beregnes ved bruk av bruddenergi. En videreføring kan derfor være å ha en oppgave som er mer vinklet mot bruddenergi. Det kan også studeres fiberprosentens innvirkning på bruddlasten. Dette vil kunne brukes til å videreutvikle beregningsformelen som er utarbeidet i denne rapporten.

For elementanalysen bør det gjennomføres en analyse med bruddkriterie som dermed tar hensyn til at bruddet utvikler seg ved at betongen sprekker opp.

15. REFERANSER

1. *Eligehausen, R. & Sawade, G. (1985). Verhalten von Beton aug Zug (Behavior of concrete under tension). Betonwerk + Fertidteil-Technik, 1985, Vol. 5, pp. 315-322, No. 6, pp. 389-391.*
2. *Eligehausen, R., Mallée, R., & Silva, J. F. (2006). Anchorage in concrete construction. Ernst & Sohn.*
3. *Teknisk spesifikasjon CEN/TS 1992-4-1: 2009 Dimensjonering av festemidler i betong - Del 4-1: Allmenne regler. Standard Norge*
4. *Teknisk spesifikasjon CEN/TS 1992-4-2: 2009 Dimensjonering av festemidler i betong - Del 4-2: Bolter med hode. Standard Norge.*
5. *Hopp, J et al. Betongelementboken bind B. Avstivning og kraftoverføring. Betongelementforeningen, 2012.*
6. *ACI 318-05 (2005). Building Code Requirements for Structural Concrete. American Concrete Institute, Detroit, Michigan.*
7. *Hisdal, J. M. (2010). Dimensjonering av innstøpte stålplater med påsveiste forankringer. Masteroppgave, instituttet for konstruksjonstekikk, NTNU, Trondheim*
8. *Special Activity Group 4. (2011). Design of anchorages in concrete: Guide to good practice prepared by fib Special Activiry Group 4.*
9. *Kuhlmann, U el. (2011) Design of anchor plates based on the component method. Tyskland: ASCE 2011 University of Stuttgart.*
10. *International Federation for Structural Concrete. Structural connections for precast concrete buildings. International Federation for Structural Concrete, 2008. Bulletin 43.*
11. *NS-EN 1993-1-1:2005+NA2008 Eurokode 3_Prosjektering av stålkonstruksjoner Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger. Standard Norge*
12. *NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008 Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger. 1. utg. Standard Norge.*
13. *Efsen, A. (1988). Regneregler og oppslagstabeller for helgjengede skruer som betongbolter.*
14. *NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009 Eurocode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner - Del 1-8: Knutepunkter og forbindelser. 1.utg. Standard Norge.*
15. *Bazant, Z. P. (1990). Size dependence of concrete fracture energy determined by RILEM work-og-fracture method*
16. *Recommendations of RILEM TC 162-TDF (2002): Test and design methods for steel fibre reinforced concrete.*
17. *Terje Kanstad (NTNU) et al. (2011). Forslag til retningslinjer for dimensjonering, utførelse og kontroll av fiberarmerte betongkonstruksjoner COIN Project report 29-2011.*

18. *NS-EN 1990:2002+NA:2008 Eurokode - Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner. 1. utg. Standard Norge.*
19. *Jacobsen, S.V.f., TKT 4215 Concrete Technology 2. utg. Trondheim. NTNU Institutt for konstruksjonsteknikk.*
20. *Døssland, Å. L. (2008). Fibre Reinforcement in Load Carrying Concrete Structures, PhD thesis, Department of Structural Engineering, NTNU, Trondheim.*
21. *Bayasi, Z. & Soroushian, P. (1990). Local Bond Behavior of Deformed Bars in Steel Fiber Reinforced Concrete Joints. Magazine of Concrete Research, 39-43.*
22. *NS-EN 14845-2:2006 Prøvmingsmetoder for fibere i betong - Del 2: Effekt på styrke. Standard Norge.*
23. *NS-EN 14845-1:2007 Prøvmingsmetoder for fibere i betong - Del 1: Referansebetong.*
24. *NS-EN 14889-1:2006 Fibere for betong - Del 1: Stålfibere - Definisjoner, krav og samsvar. Standard Norge.*
25. *Thorenfeldt, E. (2003). Theoretical tensile strength after cracking. Fibre orientation and average stress in fibres. WORKHOP Design Rules for Steel Fibre Reinforced Concrete Structures*
26. *Aalberg, A. (2012). Notater om arealtetthet og volumtetthet, fiberbetong. Ikke publisert.*
27. *Kullaa, J. (1992). Constitutive modelling of fibre-reinforced concrete under uniaxial tensile loading.*
28. *Eligehausen, R. & Sawade, G. (1989). A Fracture Mechanics based Description of the Pull-Out Behaviour of headed Studs embedded in Concrete. Fracture Mechanics of Concrete Structures, From Theory to Applications p. 281-299.*
29. *Bouska, P., Cervenka, V., Eligehausen, R. & Pukl, R. (1992). Size Effect of the Concrete Cone Failure Load of Anchor Bolts. Bazant, Z. P. (Editor), Fracture Mechanics of Concrete Structures. p. 517-525.*
30. *Zhao, G. (1993). Tragverhalten von randfernen Kopfbolzenverankerungen bei Betonbruch. Doktor-Ingenieurs genehmigte Abhandlung, Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart.*
31. *Bode, H. & Hanenkamp, W. (1985). Zur Tragfähigkeit von Kopfbolzen bei Zugbeanspruchung (Load-bearing capacity of headed anchors under tension loads). Bauingenieur. P. 361-367.*
32. *Eligehausen R. & Fuchs, W. (1995). Das CC-Verfahren für die Berechnung der Betonausbruchlast von Verankerungen (CC-method for determination of the concrete failure load of fastenings). Beton- und Stahlbetonbau nr. 1 s.6-9.*
33. *Breen, J. E., Eligehausen, R. & Fuchs, W. (1995). Concrete Capacity Design (CCD) Approach for Fastening to Concrete, Authors' Closure to Discussions. ACI Structural Journal, vol. 92, nr. 6, s. 794-802*
34. *Eligehausen, R., Mallée, R, & Rehm, G. (1992). Befestigungstechnik (Fixing technology). Betonkalender 1992, 597-715.*
35. *Sawade, G. (1994). Ein energetisches Materialmodell zur Berechnung des Tragverhaltens von zugbeanspruchtem Beton (Energetic material model to*

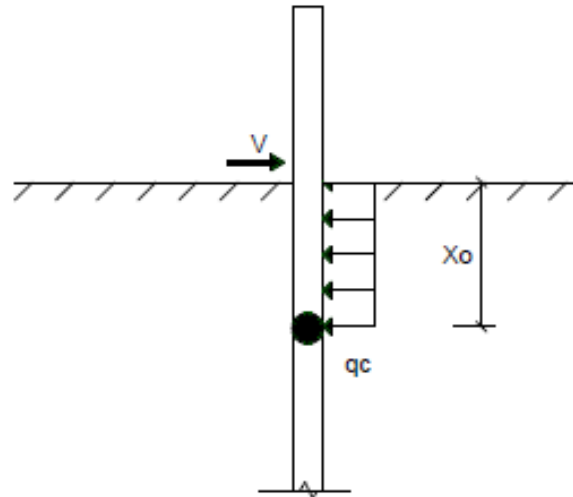
- describe the load-bearing behaviour of concrete under tension*). Doctor thesis, Universität Stuttgart.
36. Bazant, Z. P. (1984). *Size Effect in Blunt Fracture: Concrete, Rock, Metal*. *Journal of engineering Mechanics, ASCE*. Vol. 110, No. 4, P. 518-535. .
 37. *ACI Standard 349-90 (1990): Code Requirements for Nuclear Safety Related Concrete Structures, Appendix B - Steel Embedments*. American Concrete Institute.
 38. Ozbolt, J. (1995). *Maßstabseffekt und Duktilität von Beton- und Stahlbetonkonstruktionen (Size effect and ductility of concrete and reinforced concrete structures)*. *Mitteilungen des IWB*.
 39. Breen, J. E., Fuchs, W. & Eligehausen, R. (1995). *Concrete Capacity Design (CCD) Approach for Fastening to Concrete*. *Structural Journal*, vol. 92, nr. 1 s. 73-94.
 40. Gesoglu, M., Guneyisi, E., Ozel, M. & Ozturan, T. (2005) *Tensile Behavior of Post-Installed Anchors in Plain and Steel Fiber-Reinforced Normal- and High-Strength Concretes*. *ACI Structural Journal*. Vol. 102, No. 2 P.224-231.
 41. Al-Ta'an, S. A. & Mohammed, A. A. (2010). *Tensile Strength of Short Headed Anchors Embedded in Steelfibrous Concrete*. *Al-Rafidain Eng. J*. Vol. 18 P. 35-49.
 42. Haga, N.K. & Reiersølmoen, L.J. (2012). *Kapasitet til stålinnstøpningsdetaljer i betong*. *Masteroppgave, instituttet for konstruksjonsteknikk, NTNU, Trondheim*. .
 43. Muratli, H.B.S. (1998). *Behavior of shear anchors in concrete: Statistical analysis and design recommendations*. *Master Thesis, The University of Texas at Austin*. .
 44. *NS-EN 1994-1-1:2004+NA2009 Eurocode 4: Prosjektering av samvirkekonstruksjoner av stål og betong Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*. *Standard Norge*.
 45. *NS-EN 10080:2005 Armeringsstål - Sveisbar armering - Del 1: Generelle krav*. 1.utg. *Standard Norge*.
 46. *NS-EN ISO 6892-1:2009: Metalliske materiale – Strekkprøving - Del 1: Prøvmetoder i romtemperatur*. *Standard Norge*.
 47. *NS-EN 12390-1:2012 Prøving av herdnet betong - Del 1: Form, mål og andre krav til prøvelegemer og former*. *Standard Norge*.
 48. *NS-EN 12390-2:2009 Prøving av herdnet betong - Del 2: Støping og herdning av prøvelegemer for fasthetsprøving*. *Standard Norge*.
 49. *NS-EN 12390-3:2009 Prøving av herdnet betong - Del 3: Prøvelegemers trykkfasthet*. *Standard Norge*.
 50. *NS-EN 12390-4:2009 Prøving av herdnet betong - Del 4: Trykkfasthet - Krav til prøvingsmaskiner*. *Standard Norge*.
 51. *NS-EN 12390-6:2009 Prøving av herdnet betong - Del 6: Prøvelegemers spaltestrekkfasthet*. *Standard Norge*.
 52. *NS-EN 14651:2005+A1:2007 Prøvmetode for betong med metalliske fibere - Måling av bøyestrekfasthet (proporsjonalitetsgrense og restfastheter)*. *Standard Norge*.
 53. Hisdal, J.M., *Masteroppgave 2010; Dimensjonering av innstøpte stålplater med påsveiste forankringer*. 2010.

54. 10080:2005, N.-E., *Armeringsstål - Sveisbar armering - Del 1: Generelle krav. 1.utg. Standard Norge.* 55. NS 3576-3:2012 *Armeringsstål - Mål og egenskaper - Del 3: Kamstål B500NC. Standard Norge.*
56. NS-EN ISO 17660:2007 *Sveising - Sveising av armeringsstål – De11: Lastbærende Sveiseforbindelser.1. utg. Standard Norge.*

16. VEDLEGG

A. Utledning av skjærkapasitet til enkeltdybel uten stålplate	159
B. Utledning av skjærkapasitet til enkeltdybel med stålplate	165
C. Teoretisk modell for fibermengde- og orientering.....	169
D. Beregning av fiber mengder- og bidrag	175
E. Beregning av minimumsarmering	177
F. Kapasitetsberegning for stålinnstøpningsdetalj $h_{ef} = 120$	183
G. Kapasitetsberegning for bolter innstøpt i betong	203
H. Bøyeliste	211
I. Datablad Dramix 3D.....	213
J. Følgeseddel Betongleveranse 06.03.2013	215
K. Følgeseddel Betongleveranse 07.03.2013	216

A. UTLEDNING AV SKJÆRKAPASITET TIL ENKELTDYBEL UTEN STÅLPLATE



Figur A.1: Beregningsmodell skjær på enkeltdybel

Definisjoner

- V - Opp tredende skjærkraft
- q_c - Betongens trykkraft på dybel
- x_0 - Avstand fra betongoverflate til flyteledd
- \emptyset - Diameter på dybel

Skjærlast på dybel uten last-eksentrisitet

Utleddning av kombinert formel

Betongens trykkraft (q_c) på dybel

$$q_c = (\beta_c \cdot f_{cd}) \cdot \emptyset$$

Der

- β_c - faktor som tar seg av økningen av betongens trykkfasthet under tri-aksielt trykk

Ser på likevekt i horisontal retning

$$V = q_c \cdot x_o$$

$$x_o = \frac{V}{q_c}$$

Finner maksimalt moment ved flyteledd

$$M_{\max} = V \cdot \frac{V}{q_c} - q_c \cdot \frac{V}{q_c} \cdot 0,5 \frac{V}{q_c}$$

$$M_{\max} = 0,5 \frac{V^2}{q_c}$$

Introduserer dybelens plastiske motstandsmoment (W_p) og får dybelens plastiske momentkapasitet (M_{pl})

$$W_p = \frac{\varnothing^3}{6}$$

$$M_{pl} = f_y \cdot \frac{4}{3} \cdot \frac{\varnothing^3}{8} = f_y \frac{\varnothing^3}{6}$$

Setter opptrædende maksimale moment lik dybelens plastiske momentkapasitet og finner uttrykket for skjærkapasitet ved kombinert virkning

$$0,5 \frac{V^2}{q_c} = f_y \frac{\varnothing^3}{6}$$

$$V^2 = \frac{1}{3} \cdot q_c \cdot f_y \cdot \varnothing^3 = \frac{1}{3} \cdot (\beta_c \cdot f_{cd}) \cdot \varnothing \cdot f_y \cdot \varnothing^3$$

$$V = \alpha_0 \cdot \varnothing^2 \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_y}$$

Der

$$\alpha_0 = \sqrt{\frac{\beta_c}{3}}$$

I henhold til BEB4[5] kan β_c settes lik 3,0. Videre kan alfa faktoren settes lik

$$\alpha_0 = \sqrt{\frac{\beta_c}{3}} = 1,0$$

Den kombinerte skjærkapasiteten blir dermed

$$V = \varnothing^2 \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_y}$$

Stålets bøyingskapasitet

Ved å anta avstand x_0 til å være $1,5 \cdot \emptyset$ kan betongens trykkraft omskrives til

$$q_c = \frac{V}{x_0} = \frac{V}{1,5 \cdot \emptyset}$$

Maksimalt moment ved flyteledd en avstand x_0 fra betongoverflaten

$$M_{\max} = V \cdot 1,5 \cdot \emptyset - \left(\frac{V}{1,5 \cdot \emptyset} \cdot 1,5 \cdot \emptyset \cdot \frac{1,5 \cdot \emptyset}{2} \right)$$

$$M_{\max} = \frac{3}{4} \cdot V \cdot \emptyset$$

Introduserer dybelens plastiske momentkapasitet

$$M_{pl} = f_y \frac{\emptyset^3}{6}$$

Ved å sette maks moment M_{\max} lik dybelens plastiske momentkapasitet M_{Rd} får en stålets bøyingskapasitet

$$\frac{3}{4} \cdot V \cdot \emptyset = f_y \frac{\emptyset^3}{6}$$

$$V_{Rds} = \frac{f_y \cdot \emptyset^2}{4,5}$$

Betongens kapasitet

Som ved utledning av stålets bøyingskapasitet antar en avstand x_0 til å være 1,5 ganger diameteren til dybelen. I tillegg settes trykket under dybelen (σ_{cd}) til tre ganger betongens trykkfasthet (f_{cd}). Betongens kapasitet blir da

$$V = \sigma_{cd} \cdot x_0 \cdot \emptyset$$

$$V = 3 \cdot f_{cd} \cdot 1,5 \cdot \emptyset \cdot \emptyset$$

$$V_{Rdc} = 4,5 \cdot f_{cd} \cdot \emptyset^2$$

SKJÆRKRAFT PÅ DYBEL MED LAST- EKSENTRISITET

Utleddning av kombinert formel

Utleddning baserer seg på tilsvarende likevekt som ved utledning av kombinert formel uten last-eksentrisitet

Ser på likevekt i horisontal retning

$$V = q_c \cdot x_0$$

$$x_0 = \frac{V}{q_c}$$

Maksimalt moment ved flyteledd en avstand x_0+e fra betongoverflaten

$$M_{\max} = V \cdot \left(e + \frac{V}{q_c} \right) - q_c \cdot \frac{V}{q_c} \cdot 0,5 \cdot \frac{V}{q_c}$$

$$M_{\max} = V \cdot e + 0,5 \cdot \frac{V^2}{q_c}$$

Introduserer dybelens plastiske motstandsmoment M_{pl} og får dybelens plastiske momentkapasitet M_{pl}

$$M_{pl} = f_y \cdot \frac{4}{3} \cdot \frac{\emptyset^3}{8} = f_y \cdot \frac{\emptyset^3}{6}$$

Setter opptredende maks moment M_{\max} lik dybelens plastiske momentkapasitet M_{pl} .

$$V \cdot e + 0,5 \cdot \frac{V^2}{q_c} = f_y \cdot \frac{\emptyset^3}{6}$$

Setter inn uttrykket for betongens trykk mot dybelen inn i ligningen ovenfor

$$q_c = \frac{V}{x_0}$$

$$V^2 + 2Vq_c e - f_y q_c \frac{\emptyset^3}{3} = 0$$

$$V^2 + 2V(\beta_c \cdot f_{cd}) \cdot \emptyset \cdot e - f_y(\beta_c \cdot f_{cd}) \cdot \frac{\emptyset^4}{3}$$

Løser ut 2.gradsligningen

$$V = \frac{-2\beta_c f_{cd} \emptyset e \pm \sqrt{(2\beta_c f_{cd} \emptyset)^2 - 4 \cdot f_y(\beta_c \cdot f_{cd}) \cdot \frac{\emptyset^4}{3}}}{2}$$

$$V = -\beta_c f_{cd} \emptyset e \pm \sqrt{e^2 (\beta_c f_{cd} \emptyset)^2 - f_y (\beta_c \cdot f_{cd}) \cdot \frac{\emptyset^4}{3}}$$

$$V = \sqrt{\frac{\beta_c}{3}} \cdot \emptyset^2 \cdot \sqrt{f_{cd} f_y} \left[\sqrt{1 + 3\beta_c \frac{f_{cd}}{f_y} \frac{e^2}{\emptyset^2}} - \sqrt{3\beta_c} \sqrt{\frac{f_{cd}}{f_y}} \cdot \frac{e}{\emptyset} \right]$$

Introduserer faktorene α_0 og ε .

$$\alpha_0 = \sqrt{\frac{\beta_c}{3}}$$

$$\varepsilon = 3 \cdot \frac{e}{\emptyset} \cdot \sqrt{\frac{f_{cd}}{f_y}}$$

Videre kan uttrykket i parantes ovenfor ved bruk av faktor α_0 og ε settes lik

$$\alpha_e = \sqrt{1 + (\varepsilon \cdot \alpha_0)^2} - \varepsilon \cdot \alpha_0$$

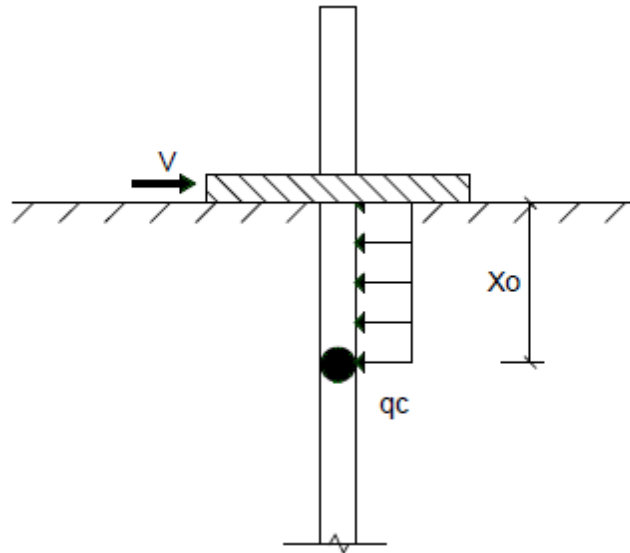
Der

α_e - er en faktor som tar hensyn til lastens eksentrisitet

Det gir da følgende uttrykk for kombinert virkning ved eksentrisk skjærlast

$$V = \alpha_0 \cdot \alpha_e \cdot \emptyset^2 \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_y}$$

B. UTLEDNING AV SKJÆRKAPASITET TIL ENKELTDYBEL MED STÅLPLATE



Figur B.1: Beregningsmodell skjær på enkeltdybel med stålplate

Utleddning av skjærkapasitet til enkeltdybel med stålplate er det tatt utgangspunkt i masteroppgaven av Hisdal [53].

Momentlikevekt om punktet en avstand x_0 fra betongoverflaten

$$V \cdot x_0 - q_c \cdot x_0 \cdot \frac{x_0}{2} - M_{\text{inns}} - M_{\text{pl}} = 0$$

Introduserer dybelens plastiske motstandsmoment M_{pl} og innspenningsmoment M_{inns} inn i ligningen ovenfor

$$M_{\text{pl}} = f_y \frac{\varnothing^3}{6}$$

$$M_{\text{inns}} = \frac{m}{6} \cdot \varnothing^3 \cdot f_y$$

$$0,5 \frac{V^2}{q_c} = f_y \frac{\varnothing^3}{6} + \frac{m}{6} \cdot \varnothing^3 \cdot f_y$$

$$q_c = (\beta_c \cdot f_{cd}) \cdot \varnothing$$

$$V^2 = (\beta_c \cdot f_{cd} \cdot \varnothing) \cdot f_y \cdot \varnothing^3 \cdot \left(\frac{1}{3} + \frac{m}{3} \right)$$

$$V = \sqrt{\frac{1}{3} \cdot \beta_c \cdot (1 + m)} \cdot \varnothing^2 \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_y}$$

Introduserer en faktor α_B

$$\alpha_b = \sqrt{\frac{1}{3} \cdot \beta_c \cdot (1 + m)}$$

Faktor α_B tar hensyn til en økning i kapasiteten på grunn av innspenningen. I tillegg vil det bli en økning i kapasiteten på grunn av et friksjonsbidrag. Friksjonsbidraget kommer av spalttestrekkreftene som gir trykk på platen, som igjen gir strekk i forankringen. Strekket i forankringen gir videre et friksjonsbidrag til skjærkapasiteten.

Uttrykket for kombinert virkning kan da settes lik

$$V = \alpha_b \cdot \varnothing^2 \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_y}$$

Tabellen under er hentet fra masteroppgaven til Hisdal [53]. Tabellen viser hvilke verdier man får for α_0 og α_b ved ulike beregninger av dimensjonerende verdier. Verdiene er beregnet på grunnlag av ti tester gjort av Højlund Rasmussen på enkelttybel uten eksentrisitet. Det ble også gjort ti forsøk med stålplate. Fem av forsøkene ble gjort på bolter med diameter 16 mm, mens fem forsøk ble gjort på bolter med diameter på 16 mm. Boltene på 25 mm ga ikke lokal avskalling og en fikk derfor lavere verdier for α_b enn ved forsøk på 16 mm boltene. Derfor ble det valgt å se bort fra forsøkene med 25 mm boltene ved beregningene.

Tabell 16.1: Verdier for α_0 og α_b

Beregningsmetoder	α_0	α_b	α_b/α_0
Højlund Rasmussen	1,3	2,5 ¹	1,92
BEB3	0,64	0,92 ²	1,44
BEB3	0,64	1,21 ¹	1,89
NS-EN 1990	0,72	1,01 ²	1,4
NS-EN 1990	0,72	1,36 ¹	1,89

¹ Kun 16 mm bolter

² Alle bolter

Verdier som presenteres i rapporten for skjærkapasiteten (kombinert virkning) til stålplater med påsveiste armeringsstenger vil baseres på verdier hentet fra nederste rad i tabellen over. Vi får da følgende kombinasjonsformler for skjærkapasiteten til forankringer med og uten stålplate

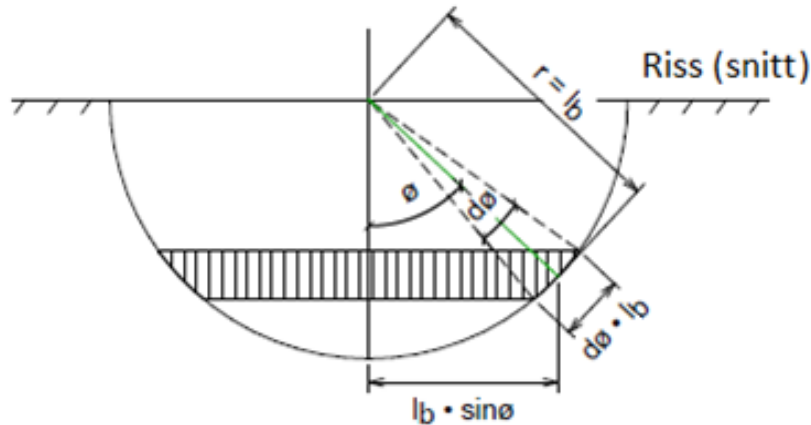
$$V = \varnothing^2 \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_y}$$

Kombinasjonsformel forankring
uten stålplate

$$V = 1,89 \cdot \varnothing^2 \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_y}$$

Kombinasjonsformel forankring
med stålplate

C. TEORETISK MODELL FOR FIBERMENGDE- OG ORIENTERING



Figur C.1: Modell av halvkule

Definisjoner

Fiberets lengde	l_f
Fiberets forankringslengde	l_b
Fiberets tverrsnittsareal	A_f
Volum betong	V_c
Volum fiber	V_f
Volum fraksjon	v_f
Areal fraksjon	ρ_f

For å kunne si noe om stålfibrenes armeringseffekt over et riss er det videre presentert formler i henhold til Thorenfeldt [25] og notater av Aalberg [26] som bygger på artikkel av Kullaa [27]. Formlene er utviklet for å verifisere fibrenes påvirkning etter rissdannelse. Avstanden fra riss til fiberets tyngdepunkt kan antas uniformt fordelt med en konstant tetthetsfordeling lik

$$p(z) = \frac{2}{l_f} \quad 0 \leq z \leq l_f/2$$

Fordelingsfunksjon for fiberets vinkel-orientering i forhold til risset

$$P\left[\theta - \frac{\theta}{2} < \theta < \theta + \frac{d\theta}{2}\right] = \frac{A_{\text{stripe}}}{A_{\text{halvkule}}}$$

$$P\left[\theta - \frac{\theta}{2} < \theta < \theta + \frac{d\theta}{2}\right] = \frac{2 \cdot \pi \cdot l_b^2 \cdot \sin \theta \cdot d\theta}{2 \cdot \pi \cdot l_b^2} = \sin \theta d\theta$$

Sannsynlighetstetthets-funksjonen til fiberets vinkel-orientering i forhold til risset

$$p(\vartheta) = \frac{d}{d\vartheta} (\sin \vartheta d\vartheta) = \sin \vartheta$$

Et fiber med tyngdepunkt (c) i en avstand z ($z \leq l_f/2$) fra sprekkeplanet vil avskjære et riss hvis

$$\frac{l_f}{2} \cdot \cos \theta \geq z$$

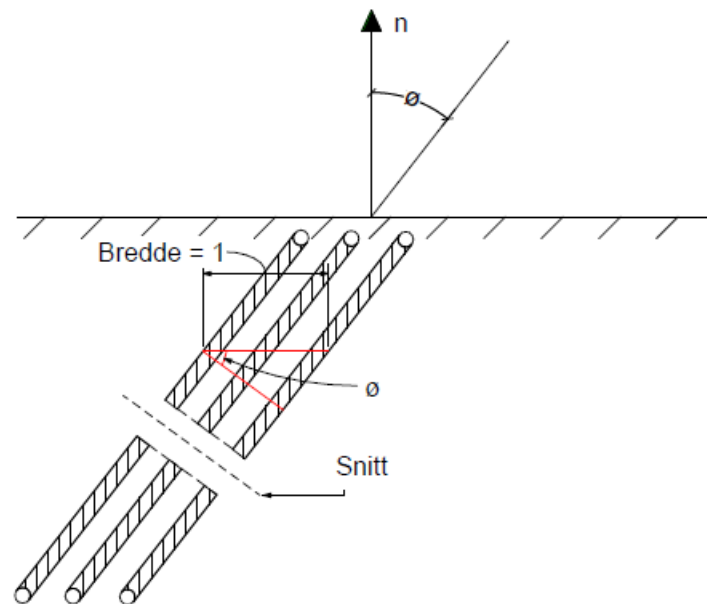
Finner sannsynligheten (P) for at fiberet vil armere risset ved å integrere opp tetthetsfunksjonene ovenfor

$$P = \int_{\vartheta=0}^{\vartheta=\pi/2} \left[\int_{z=0}^{\frac{l_f}{2} \cdot \cos \vartheta} p(z) dz \right] p(\vartheta) d\vartheta$$

$$P = \int_{\vartheta=0}^{\vartheta=\pi/2} \left[\int_{z=0}^{\frac{l_f}{2} \cdot \cos \vartheta} \frac{2}{l_f} dz \right] \sin \vartheta d\vartheta$$

$$P = \int_{\vartheta=0}^{\vartheta=\pi/2} \cos \vartheta \sin \vartheta d\vartheta = \left[\frac{1}{2} \sin^2 \vartheta \right]_0^{\pi/2} = \frac{1}{2}$$

Fiberbunt



Figur C.2: Fiberbunt med en vinkel θ i forhold til normalen

Betrakt ensrettet fiberbunt i et enhetsvolum. Forholdet mellom fiberbuntens arealfraksjon (ρ_f) og volumfraksjon (v_f) i et enhetsvolumet med ensrettet fiberbunt

$$\rho_f = \frac{A_f}{A_c} = \frac{3 \cdot \frac{\pi \cdot d_f^2}{4}}{1 \cdot 1} = 0,75 \cdot \pi \cdot d_f^2$$

$$v_f = \frac{V_f}{V_c} = \frac{3 \cdot 1 \cdot \frac{\pi \cdot d_f^2}{4}}{1 \cdot 1 \cdot 1} = 0,75 \cdot \pi \cdot d_f^2$$

$$\rightarrow v_f = \rho_f$$

For fiberbunten med en retning (θ) i forhold til normalen på et snitt som vist i Figur C.2 vil forholdet mellom arealfraksjonen vinkelrett på fiberbunten (ρ_{fi}) og arealfraksjonen vinkelrett på normalretning (ρ_{ni})

$$\rho_{fi} \cdot \cos \theta_i = \rho_{ni} \cdot 1$$

$$\rho_{ni} = \rho_{fi} \cdot \cos \theta_i$$

Fibrenes arealfraksjon uttrykkes ved fibrenes enkeltareal (A_f)

$$\rho_{fi} = \frac{\sum A_{f,i}}{A_c} = \frac{n \cdot A_f}{A_c}$$

I et betongvolum vil det være mange fiberbunter som vist i Figur C.2 som peker i alle rommets retninger. Hver enkelt bunt vil ta sin like store del av det totale fibervolumet, det gir med N lik antall like bunter

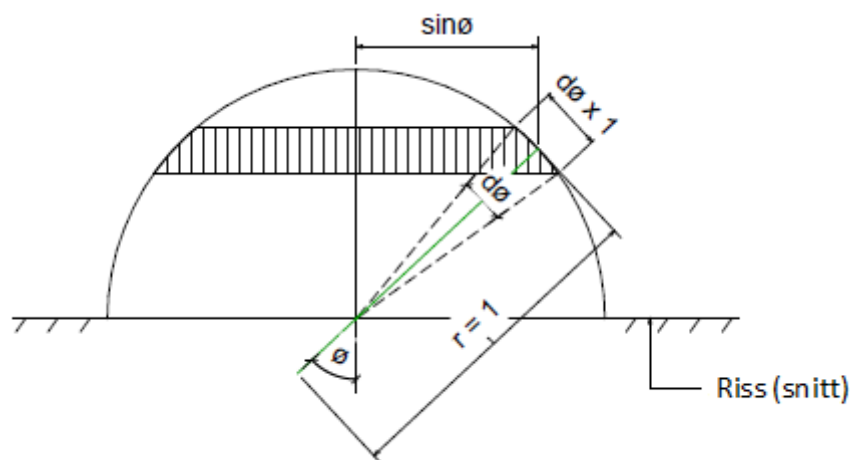
$$v_{f,i} = \frac{1}{N} \cdot v_f$$

Der

N angir antall like bunter

Arealfraksjon uttrykt med volumfraksjon for hver enkeltbunt

$$\rho_{f,i} = \frac{1}{N} \cdot v_f$$



Figur C.3: Modell til utregning av fiberbuntens arealfraksjon

Fiberbuntens orientering kan representeres ved halvkule-modellen vist i Figur C.3 med radius lik 1. Fordelingen av buntene angis ved forholdet mellom arealet til hele halvkulen og arealet til det skraverte området

$$\xi = \frac{A_{\text{stripe}}}{A_{\text{halvkule}}} = \frac{2 \cdot \pi \cdot \sin \varnothing \cdot d\varnothing}{4 \cdot \pi \cdot 1^2 / 2} = \sin \varnothing d\varnothing$$

Av N bunter vil N/2 peke opp i halvkulen og tilsvarende N/2 ned i en tilsvarende speilet halvkule. Den totale arealfraksjonen (ρ_n) kan da uttrykkes som

$$\rho_n = 2 \cdot \sum_{i=1}^{N/2} \rho_{n,i} = 2 \cdot \sum_{i=1}^{N/2} \rho_{f,i} \cdot \cos \varnothing_i \cdot \xi_i$$

$$\rho_n = 2 \cdot \sum_{i=1}^{N/2} v_{f,i} \cdot \cos \varnothing_i \cdot \xi_i$$

$$\rho_n = 2 \cdot \frac{N}{2} \cdot v_{f,i} \cdot \cos \theta_i \cdot \xi_i$$

$$\rho_n = v_f \cdot \cos \theta_i \cdot \xi_i$$

Setter inn uttrykket for fiberfordelingen og integrerer

$$\rho_n = v_f \cdot \int_0^{\pi/2} \cos \theta \sin \theta d\theta$$

$$\rho_n = v_f \cdot \left[\frac{1}{2} \cdot \sin^2 \theta \right]_0^{\pi/2} = \frac{v_f}{2}$$

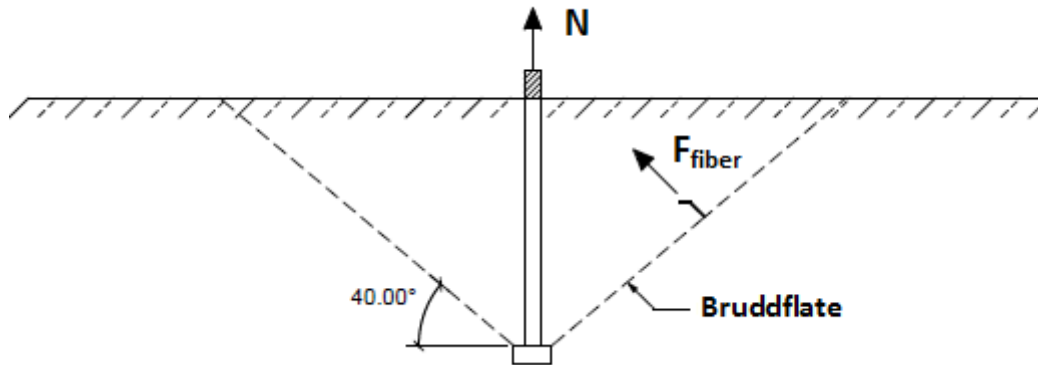
Ved å uttrykke arealfraksjonen (ρ_n) ovenfor med fibrenes enkeltareal kan antall fiber som krysser et snitt angis som

$$\frac{m \cdot A_f}{A_c} = \frac{v_f}{2}$$

$$m = \frac{v_f \cdot A_c}{2 \cdot A_f}$$

D. BEREGNING AV FIBER MENGDER- OG BIDRAG

Antall fiber i kjeglebrudd



Figur D.4: Beregningsmodell

Areal bruddflate

$$A_{\text{brudd}} := 180000 \text{mm}^2$$

Volumbetongplate

$$V_c := 2300 \text{mm} \cdot 800 \text{mm} \cdot 300 \text{mm} = 552 \text{L}$$

Volum fiber

$$V_{\text{fiber}} := 0.011 \cdot V_c = 6.07 \text{L}$$

Volumfraksjon fiber

$$v_f := \frac{V_{\text{fiber}}}{V_c} = 0.011$$

Areal enkeltfiber

$$A_f := \pi \cdot \frac{(0.84 \text{mm})^2}{4} = 0.55 \cdot \text{mm}^2$$

Beregnet antall fiber i bruddet

$$n := v_f \cdot \frac{A_{\text{brudd}}}{2 \cdot A_f} = 1786$$

Antall telte fiber i bruddet

$$n_{\text{telte}} := 800$$

Volumfraksjon fiber ved bruk av telte fiber

$$v_{\text{f.telte}} := \frac{n_{\text{telte}} \cdot A_f \cdot 2}{A_{\text{brudd}}} = 4.926 \times 10^{-3}$$

Spenning i fiber ved uttrekk

$$\sigma_f := 426 \text{MPa}$$

Bruddvinkel

$$\theta := 40 \text{deg}$$

Fiberenes bidrag til strekkraften N

$$F_{\text{fiber}} := v_{\text{f.telte}} \cdot \frac{\sigma_f}{3} \cdot A_{\text{brudd}} = 125.9 \cdot \text{kN}$$

$$F_{\text{fiber.y}} := F_{\text{fiber}} \cdot \cos(\theta) = 96.5 \cdot \text{kN}$$

E. BEREGNING AV MINIMUMSARMERING

Forutsetninger:

Beregningene er utført etter EC 2-1-1 pkt. 9.6 [54].

Materialdata:

Betong:

EC 2-1-1 tab 3.1 [12]	Betong-fasthetsklasse	B30
	Midlere sylindrefasthet	$f_{cm} := 38\text{MPa}$
	Karakteristisk sylindrefasthet	$f_{ck} := f_{cm} = 38 \cdot \text{MPa}$
	Strekkfasthet	$f_{ctm} := 3.2\text{MPa}$

Dybel:

NS 3576-3 [55]	Kamstålets kvalitet	B500NC
	Karakteristisk flytegrense	$f_{yk} := 500\text{MPa}$

Geometridata:

Betongvegg:

Høyde betongvegg	$H_b := 1200\text{mm}$
Bredde betongvegg	$B_b := 1300\text{mm}$
Tykkelse betongvegg	$T_b := 350\text{mm}$
Overdekning	$C := 20\text{mm}$

Stålplate:

Høyde	$h := 300\text{mm}$
Bredde	$b := 200\text{mm}$
Tykkelse	$t := 20\text{mm}$
Tykkelse lastinnføringsplate	$t_l := 20\text{mm}$

Armering:

Diameter vertikalarmering	$d_v := 12\text{mm}$
Diameter horisontalarmering	$d_h := 12\text{mm}$

Armeringsmengde:

Vertikalarmering

For vertikalarmering har vi regnet betongen både som bjelke og som vegg. Dette er gjort fordi at betongen ikke er en klassisk konstruksjon. Det er derfor usikkert hva den skal klassifiseres som og hvilke regler som skal gjelde. Vi har derfor beregnet for begge tilfellene og brukt resultatet fra det tilfellet som gir mest armering.

Beregning for vegg:

Areal betongtverrsnitt	$A_c := T_b \cdot 1000\text{mm} = 3.5 \times 10^5 \text{mm}^2$
Min vertikalarmering	$Asv_{\min} := 0.002 \cdot A_c = 700\text{mm}^2$
Største armeringsareal	$Asv_{\max} := 0.04 \cdot A_c = 1.4 \times 10^4 \text{mm}^2$
Maks senteravstand	$S_{T.b} := 3 \cdot T_b = 1.05 \times 10^3 \text{mm}$
	$S_c := 400\text{mm}$
	$S_{\max} := \min(S_{T.b}, S_c) = 400\text{mm}$

$$\text{Nødvendig antall jern totalt } nV_{\text{totv}} := \frac{AsvV_{\text{min}}}{\left(d_v^2 \cdot \frac{\pi}{4}\right)} \cdot \frac{B_b}{1000\text{mm}} = 8.05$$

$$\text{Antall jern per side } nV_v := \text{ceil}\left(\frac{nV_{\text{totv}}}{2}\right) = 5$$

Armeringsmengde vertikalt

$$AsvV_{\text{tot}} := 2nV_v \cdot \left(d_v^2 \cdot \frac{\pi}{4}\right) \cdot \frac{1000\text{mm}}{B_b} = 870\text{mm}^2$$

$$f(AsvV_{\text{tot}}) := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } (AsvV_{\text{tot}} \geq AsvV_{\text{min}}) \\ \text{"IKKE OK"} & \text{if } (AsvV_{\text{tot}} < AsvV_{\text{min}}) \end{cases}$$

$$f(AsvV_{\text{tot}}) = \text{"OK"}$$

Ameringsmengde per side per meter

$$AsvV := \frac{AsvV_{\text{tot}}}{2} = 435\text{mm}^2$$

Beregnet for bjelke:

$$\text{Effektiv tverrsnittshøyde } d := T_b - (C + d_h + 0.5 \cdot d_v) = 312\text{mm}$$

Min lengdearmering per side

$$AsvB_{\text{min1}} := 0.26 \cdot \frac{f_{\text{ctm}}}{f_{\text{yk}}} \cdot d \cdot 1000\text{mm} = 519\text{mm}^2$$

$$AsvB_{\text{min2}} := 0.0013 \cdot d \cdot 1000\text{mm} = 406\text{mm}^2$$

$$AsvB_{\text{min}} := \max(AsvB_{\text{min1}}, AsvB_{\text{min2}}) = 519\text{mm}^2$$

Nødvendig antall jern per side

$$nB_{\text{totv}} := \frac{AsvB_{\text{min}}}{\left(d_v^2 \cdot \frac{\pi}{4}\right)} \cdot \frac{B_b}{1000\text{mm}} = 5.97$$

Antall jern per side

$$nB_v := \text{ceil}(nB_{\text{totv}}) = 6$$

Armeringsmengde vertikal per side

$$AsvB := nB_v \cdot \left(d_v^2 \cdot \frac{\pi}{4}\right) \cdot \frac{1000\text{mm}}{B_b} = 522\text{mm}^2$$

$$f(AsvB) := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } (AsvB \geq AsvB_{\text{min}}) \\ \text{"IKKE OK"} & \text{if } (AsvB < AsvB_{\text{min}}) \end{cases}$$

$$f(AsvB) = \text{"OK"}$$

Armeringsmengde vertikalt totalt per meter

$$AsvB_{\text{tot}} := 2 \cdot AsvB = 1044\text{mm}^2$$

Vertikalarmeringsmengde

Totalt armeringsmengde per meter

$$Asv_{\text{tot}} := \max(AsvV_{\text{tot}}, AsvB_{\text{tot}}) = 1044\text{mm}^2$$

Totalt antall jern

$$n := \frac{B_b}{1000\text{mm}} \cdot Asv_{\text{tot}} \cdot \frac{4}{\pi \cdot d_v^2} = 12$$

Horisontalarmering per meter:

Min horisontalarmering

$$A_{sh_{min}} := \max\left(0.25 \cdot A_{sv} V_{min}, 0.3 \cdot A_c \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}, 0.15 \cdot A_c \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}\right) = 672 \text{ mm}^2$$

Maks senteravstand

$$S_{max} = 400 \text{ mm}$$

Nødvendig antall jern
per side

$$n_h := \frac{A_{sh_{min}}}{\left(d_h^2 \cdot \frac{\pi}{4}\right)} \cdot \frac{H_b}{1000 \text{ mm}} = 7.13$$

$$n_h := \text{ceil}(n_h) = 8$$

Armeringsmengde
horisontalt per side

$$A_{sh} := n_h \cdot \left(d_h^2 \cdot \frac{\pi}{4}\right) \cdot \frac{1000 \text{ mm}}{H_b} = 754 \text{ mm}^2$$

Avstander mellom armeringsstenger:

EC 2-1-1
pkt 8.2
[12]

$$k_1 := 2$$

$$k_2 := 5 \text{ mm}$$

Største tilslagsstørrelse

$$d_g := 32 \text{ mm}$$

Fri avstand vertikalt

$$S_{v_{min}} := \max(k_1 \cdot d_v, d_g + k_2, 20 \text{ mm}) = 37 \text{ mm}$$

Fri avstand horisontalt

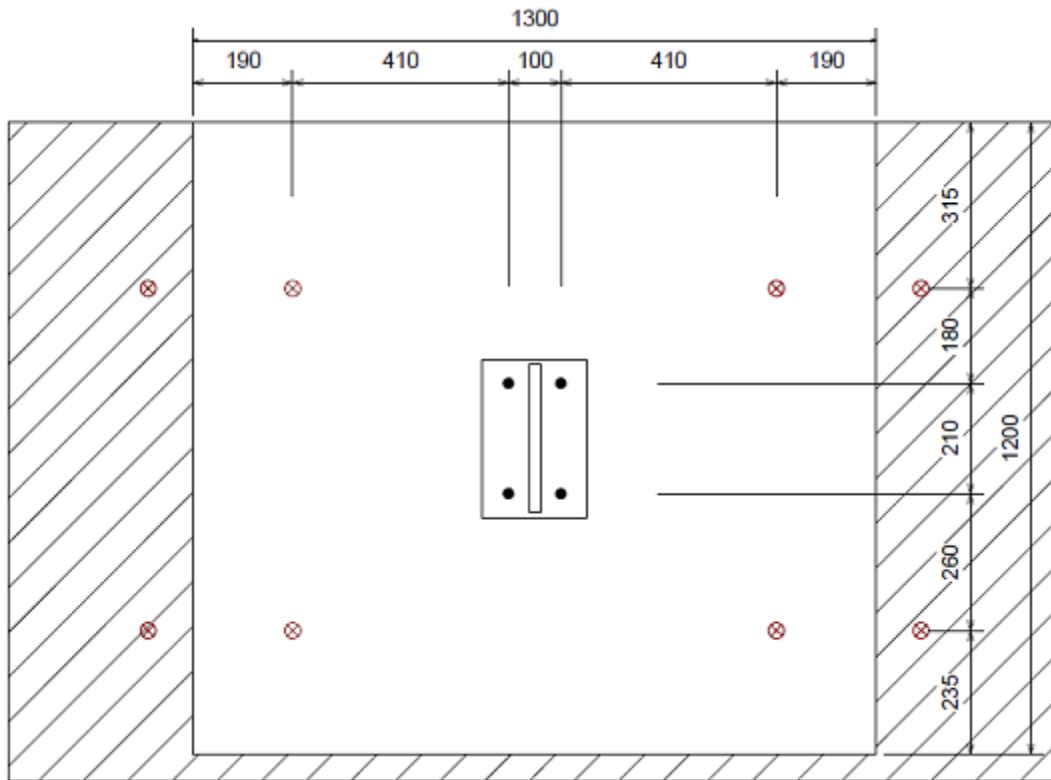
$$S_{h_{min}} := \max(k_1 \cdot d_h, d_g + k_2, 20 \text{ mm}) = 37 \text{ mm}$$

Betongoverdekning:

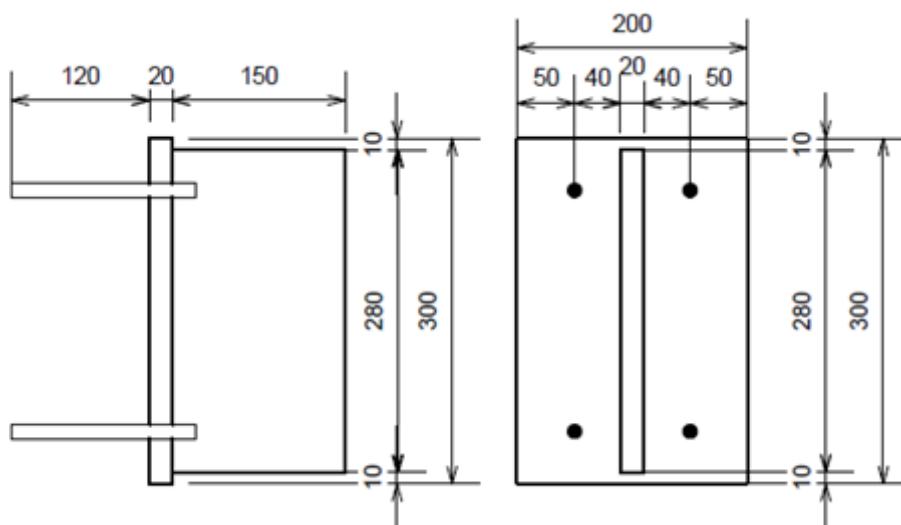
EC 2-1-1	Eksponeringsklasse	XC1
4.4.1 [12]	Bestandighetsklasse	M60
Tab NA.4.4N [12]	Dimensjonerende brukstid	50 år
	Minste overdekning	$C_{\min.dur} := 15\text{mm}$
NA.4.4.1.3 [12]	Største tillatte negative avvik	$\Delta C_{dev} := 5\text{mm}$
	Minste overdekning i hht. heft	$C_{\min b} := 12\text{mm}$
	Minste overdekning	$C_{\min} := \max(C_{\min b}, C_{\min.dur}) = 15\text{mm}$
	Nominell overdekning	$C_{\text{nom}} := C_{\min} + \Delta C_{dev} = 20\text{mm}$

F. KAPASITETSBEREGNING FOR STÅLINNSTØPNINGSDETALJ H_{EF}
 $=120$

Geometri:



a) Geometri av betongvegg med opplager



b) Geometri av stålinnstøpningsdetalj

Material- og partialfaktorer:

Bruddgrensetilstand:

Betong	$\gamma_C := 1.0$
Ameringsstål	$\gamma_S := 1.0$
Stål	$\gamma_{M0} := 1.0$
	$\gamma_{M2} := 1.0$

Materialdata:

Betong:

Betongfasthetsklasse	B30
Sylinderfasthet fra forsøk	$f_{ck} := 40.23 \cdot \text{MPa}$
Terningfasthet fra forsøk	$f_{ckcube} := 46.30 \cdot \text{MPa}$
Effekt av langtidslast	$\alpha_{cc} := 1.0$
Midlere strekkfasthet fra forsøk	$f_{ctm} := 3.09 \text{MPa}$
Karakteristisk strekkfasthet	$f_{ctk005} := f_{ctm}$
Effekt av langtidslast	$\alpha_{ct} := 1.0$
Øvre tilslagsstørrelse	$d_g := 24 \text{mm}$
Dim. strekkfasthet	$f_{ctd} := \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk005}}{\gamma_C} = 3.1 \cdot \text{MPa}$
Dim. strekkfasthet	$f_{cd} := \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_C} = 40.2 \cdot \text{MPa}$

Dimensjonerende heftfasthet til betong:

EC2-1-1	Antar gode heftforhold	$\eta_1 := 1.0$
pkt. 8.4.2	$\phi < 32 \text{mm}$	$\eta_2 := 1.0$
[26]	Dim. heftfasthet	$f_{bd} := 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 7.0 \cdot \text{MPa}$

Dybler:

Kvalitet	B500NC
Midlere flytegrense fra forsøk	$f_{ym} := 619 \cdot \text{MPa}$
Middlere bruddspenning fra forsøk	$f_{um} := 736 \cdot \text{MPa}$
Forankringsdybde	$h_{ef} := 120\text{mm}$

Stålplate:

Stålkvalitet på plate	S235
Flytespenning	$f_y := 235 \cdot \text{MPa}$
Strekkfasthet	$f_u := 360 \cdot \text{MPa}$

Geometridata:

Stålplate:

Bredde	$b := 200\text{mm}$
Høyde	$h := 300\text{mm}$
Tykkelse	$t := 20\text{mm}$
Tykkelse av lastpåføringsplate	$t_{lp} := 20\text{mm}$

Dybler:

Diameter	$d := 19.1\text{mm}$
Hulldiamter	$d_f := 22\text{mm}$
Tverrsnittsareal	$A_S := \pi \cdot \frac{d^2}{4} = 286.5 \cdot \text{mm}^2$
Forankringsdybde	$h_{ef} := 120\text{mm}$
Eksentrisitet fra last-påføringspkt. til bakside stålplate	$e := 85\text{mm}$

Senteravstand mellom stengene vertikalt	$s_1 := 210\text{mm}$
Senteravstand mellom stengene horisontalt	$s_2 := 100\text{mm}$
Avstand fra senter hull til kant i kraftretningen	$e_1 := 45\text{mm}$
Avstand fra senter hull til kant på tvers av kraftretningen	$e_2 := 50\text{mm}$

Betongen

Tykkelse av betongen	$h_b := 350\text{mm}$
Virkelig avstand hull til betongkant vertikalt	$c_{1\text{rel}} := 495\text{mm}$
Virkelig avstand hull til betongkant horisontalt	$c_{2\text{rel}} := 600\text{mm}$

Minste senteravstand mellom dyblene

EC2-1-1
pkt. 8.2
[12]

$$s_{12\text{min}} := \max(2 \cdot d, d_g + 5\text{mm}, 32\text{mm}, 20\text{mm}) = 38.2 \cdot \text{mm}$$

$$\phi_{\text{large}} := 32\text{mm}$$

$$\text{Krav} := \begin{cases} \text{"Minsteavstand lik } \phi_{\text{large}} \text{"} & \text{if } d \leq \phi_{\text{large}} \\ \text{"Ingen endring"} & \text{if } d > \phi_{\text{large}} \end{cases}$$

$$\text{Krav} = \text{"Minsteavstand lik } \phi_{\text{large}} \text{"}$$

$$s_{12\text{min}} := \phi_{\text{large}} = 32 \cdot \text{mm}$$

Sjekker minste senteravstand mellom dyblene

$$\text{Krav} := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } s_1 \geq s_{12\text{min}} \wedge s_2 \geq s_{12\text{min}} \\ \text{"Ikke OK"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Krav} = \text{"OK"} \text{ }$$

Maksimal senteravstand

EC4-1-1
[44]

$$s_{12maks} := 22 \cdot t \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$s_{12maks} := 440\text{mm}$$

$$\text{Krav} := \begin{cases} \text{"OK "} & \text{if } s_1 \leq s_{12maks} \wedge s_2 \leq s_{12maks} \\ \text{"Ikke OK"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Krav} = \text{"OK "}$$

Basis kraftinnføringslengde:

EC2-1-1 Maks tillatt strekk-
pkt. 8.4.3 spenning i dybel
[12] Nødvendig
kraftinnføringslengde

$$\sigma_{sd} := f_{ym} = 619 \cdot \text{MPa}$$

$$l_{breq} := \left(\frac{d}{4}\right) \cdot \left(\frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}}\right) = 425.1 \cdot \text{mm}$$

Strekkapasitet

Dybel

EC3-1-8 Strekkapasitet dybel
[61]

$$N_{Rds} := \frac{0.9 \cdot f_{um} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = 189.8 \cdot \text{kN}$$

Betong

Heftbrudd:

BEB 4 Korreksjonsfaktor for
[5] spaltebrudd c1, c2 og s2 blir
ikke dimensjonerende

$$\alpha_2 := 1 - 0.15 \cdot \left(\frac{s_2}{2 \cdot d} - 1.5\right) = 0.83$$

Maks heftkap. per stang

$$N_{Rdc} := N_{Rds} \cdot \frac{h_{ef}}{l_{breq}} \cdot \frac{1}{\alpha_2} = 64.4 \cdot \text{kN}$$

Skjærkapasitet

Dybel

BEB 4 [5] Skjærkapasitet dybel

$$V_{Rds} := \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot f_{um} \cdot A_s = 121.8 \cdot \text{kN}$$

Betong

Forenklet metode

Øvre grense for c_1

$$c_1 := \begin{cases} 14 \cdot d & \text{if } c_{1rel} \geq 14 \cdot d \\ c_{1rel} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$c_1 = 267.4 \cdot \text{mm}$$

BEB 4 [5] Krav til forankringsdybde

$$\text{Krav} := \begin{cases} \text{"OK " } & \text{if } h_{ef} \geq 6 \cdot d \\ \text{"Ikke OK" } & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Krav} = \text{"OK "}$$

Øvre grense for skjærkapasitet

$$V_{0RdcF} := 1.8 \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{um}} = 113 \cdot \text{kN}$$

Tilhørende korreksjonsfaktorer:

BEB 4 [5] Virkning av kantavstander i kraftretning

$$k_a := \begin{cases} 1 & \text{if } c_{1rel} \geq 14 \cdot d \\ \frac{c_{1rel} - d}{14 \cdot d - d} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$k_a = 1$$

BEB 4 [5]

Virkning av kantavstander på tvers av kraftretning

Øvre grense for c_2 i forhold til c_1

$$c_2 := \begin{cases} c_{2rel} & \text{if } c_{2rel} \leq 1.5 \cdot c_1 \\ 1.5 \cdot c_1 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$c_2 = 401.1 \cdot \text{mm}$$

$$k_s := \frac{c_2 \cdot 2 + s_2}{3 \cdot c_1} = 1.1$$

$$\text{Krav} := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } k_s \cdot k_a \leq 2 \\ \text{"Ikke OK"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Krav} = \text{"OK"}$$

BEB 4 [5]

Virkning av bakre rekke

Antall dybeler per rad

$$n_1 := 2$$

$$\psi_{f,v'} := 1 + \frac{(n_1 - 1) \cdot s_1}{0.75 \cdot 14 \cdot d} = 2.05$$

$$\psi_{f,v} := \begin{cases} \psi_{f,v'} & \text{if } \psi_{f,v'} \leq n_1 \\ 2 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\psi_{f,v} = 2$$

Dim. skjærkapasitet til betongen

$$V_{RdcF} := k_a \cdot k_s \cdot \psi_{f,v} \cdot V_{0RdcF} = 254.2 \cdot \text{kN}$$

Per dybel

$$V_{Rdcf} := \frac{V_{RdcF}}{4} = 63.5 \cdot \text{kN}$$

Metode med fot

Kontroll om prøvestykket defineres som smalt element

$$\text{Krav} := \begin{cases} \text{"Smalt"} & \text{if } c_{2\text{rel}} \leq 1.5 \cdot c_{1\text{rel}} \wedge h_b \leq 1.5 \cdot c_{1\text{rel}} \\ \text{"OK"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

Krav = "Smalt"

Får dermed en øvre grense for c_1

$$c_{1\text{max}} := \max\left(\frac{c_{2\text{rel}}}{1.5}, \frac{h_b}{1.5}, \frac{s_2}{3}\right) = 400.0 \cdot \text{mm}$$

$$c_1 := \begin{cases} c_{1\text{rel}} & \text{if } c_{1\text{rel}} \leq c_{1\text{max}} \\ c_{1\text{max}} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$c_1 = 400.0 \cdot \text{mm}$$

CEN/TS
2-4-2
[4]

Forsøksbaserte faktorer α og β $\alpha := 0.1 \cdot \left(\frac{h_{\text{ef}}}{c_1}\right)^{0.5} = 0.055$

$$\beta := 0.1 \cdot \left(\frac{d}{c_1}\right)^{0.2} = 0.054$$

Dim. skjærkapasitet for urissa og uarmert betong

$$V_{0\text{RdcA}} = \frac{2.3}{\gamma_C} \cdot d^\alpha \cdot h_{\text{ef}}^\beta \cdot \sqrt{f_{\text{ckcube}}} \cdot c_1^{1.5}$$

$$V_{0\text{RdcA}} = 190.7 \cdot \text{kN}$$

Areal til fullt utvikket bruddkjegle

$$A_{0\text{cv}} := 3 \cdot c_1 \cdot h_{\text{ef}} = 1.44 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$$

Bruddareal til forankringen

$$A_{\text{cv}} := (2 \cdot c_{2\text{rel}} + s_2) \cdot h_{\text{ef}} = 1.56 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$$

Tilhørende korreksjonsfaktorer:

CEN/TS
2-4-2
[4]

Virkning av bakre rekke

Antall forankringer i kraftretning

$$n_1 := 2$$

$$\psi_{f,v'} := 1 + \frac{(n_1 - 1) \cdot s_1}{0.75 \cdot c_1} = 1.7$$

$$\psi_{f,v} := \begin{cases} \psi_{f,v'} & \text{if } \psi_{f,v'} \leq n_1 \\ 2 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\psi_{f,v} = 1.7$$

Virkning av øvrige kanter enn i lastretning

$$\psi_{s,v'} := 0.7 + \frac{0.3 \cdot c_{2rel}}{1.5 \cdot c_1} = 1.00$$

$$\psi_{s,v} := \begin{cases} \psi_{s,v'} & \text{if } \psi_{s,v'} \leq 1 \\ 1 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\psi_{s,v} = 1$$

Virkning av betongtykkelse for bruddkjeglen

$$\psi_{h,v'} := \sqrt{\frac{1.5 \cdot c_1}{h_b}} = 1.31$$

$$\psi_{h,v} := \begin{cases} \psi_{h,v'} & \text{if } \psi_{h,v'} \geq 1 \\ 1 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\psi_{h,v} = 1.31$$

Virkning av eksentrisk skjærkraft i forhold til forankringsgruppens tyngdepunkt

Ikke relevant

$$\psi_{ec,v} := 1$$

Virkning av skjærkraft i vinkel i forhold til kant

Ikke relevant

$$\psi_{\alpha,V} := 1$$

Virkning av type armering langs betongkant

Ingen armering

$$\psi_{re,v} := 1$$

Dim. skjærkapasitet til betongen

$$V_{RdcA} := V_{0RdcA} \cdot \frac{A_{cv}}{A_{0cv}} \cdot \psi_{f,v} \cdot \psi_{s,v} \cdot \psi_{ec,v} \cdot \psi_{\alpha,v} \cdot \psi_{re,v} = 351.2 \cdot \text{kN}$$

Per dybel

$$V_{Rdca} := \frac{V_{RdcA}}{4} = 87.8 \cdot \text{kN}$$

Kapasitet til sveisen

EC 3-1-8
pkt. 4.5.3
[14]

Korrelasjonsfaktor

$$\beta_w := 0.8$$

Sveisens kapasitet

$$F_{Rdsveis} := \frac{f_u}{\gamma_{M2} \cdot \beta_w} = 450 \cdot \text{MPa}$$

NS-EN ISO
17660 [56]

a-mål på sveis overside
plate

$$a \geq 0.4 \cdot d = 7.6 \text{mm}$$

$$a := 8 \text{mm}$$

Areal sveis

$$A_{Nsveis} := a \cdot \pi \cdot \left(d + \frac{a}{\sqrt{2}} \right) = 622.2 \cdot \text{mm}^2$$

Sveisens kapasitet for en strekkbelastet dybel

$$N_{Rdsveis} := \frac{F_{Rdsveis} \cdot A_{Nsveis}}{\sqrt{2}} = 198 \cdot \text{kN}$$

EC 3-1-8 pkt. Sveisens dimensjonerende skjærkapasitet

4.5.3.3

[14]

$$f_{vwd} := \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 259.8 \cdot \text{MPa}$$

Sveisens skjærareal

$$A_{Vsveis} := \sqrt{2} \cdot a \cdot \pi \cdot (d + a \cdot \sqrt{2}) = 1.1 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Sveisens skjærkapasitet på en dybel

$$V_{Rdsveis} := f_{vwd} \cdot A_{Vsveis} = 280.9 \cdot \text{kN}$$

Hullkantrykk

Faktor som tar hensyn til materialtilgjengelighet i kraftretning

$$\alpha_d := \frac{e_1}{3 \cdot d} = 0.79$$

Faktor som tar hensyn til effekter i kraftretning

$$\alpha_b := \min\left(\alpha_d, \frac{f_{um}}{f_u}, 1.0\right) = 0.79$$

Faktor som tar hensyn til effekter på tvers av kraftretning

$$k_1 := \min\left(2.8 \cdot \frac{e_2}{d} - 1.7, 1.4 \cdot \frac{s_2}{d} - 1.7, 2.5\right) = 2.5$$

Dimensjonerende kapasitet for hullkantrykk

$$F_{bRd} := \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = 270 \cdot \text{kN}$$

Stålplate belastet med strekk

EC 3-1-8
tab. 6.2
[14]

Avstand mellom dybel og lastpåføringsplate

$$m_{pl} := 0.5 \cdot b - 0.5s_2 - 0.5 \cdot t_{lp} - 0.8 \cdot a \cdot \sqrt{2} = 30.9 \cdot \text{mm}$$

Avstand mellom dybel og platekant horisontalt

$$e_{pl} := 0.5 \cdot b - 0.5 \cdot s_2 = 50.0 \cdot \text{mm}$$

Avstand mellom dybel og platekant vertikalt

$$e_{pl1} := 0.5 \cdot h - 0.5 \cdot s_1 = 45 \cdot \text{mm}$$

Minste avstand mellom dybel og platekant horisontalt

$$e_{\min} := e_{pl}$$

$$n := \min(e_{\min}, 1.25m_{pl}) = 38.7 \cdot \text{mm}$$

Antar bruddmønster med hevarmskrefter. Skruerad betraktes som en enkeltstående rad. Effektivlengder fra [42].

Sirkulært mønstre $l_{\text{eff,cp}}$

$$l_{\text{eff1}} := 2 \cdot \pi \cdot m_{pl} = 194.5 \cdot \text{mm}$$

$$l_{\text{eff2}} := \pi \cdot m_{pl} + 2 \cdot e_{pl} = 197.2 \cdot \text{mm}$$

$$l_{\text{eff,cp}} := \min(l_{\text{eff1}}, l_{\text{eff2}}) = 194.5 \cdot \text{mm}$$

Ikke-sirkulære bruddmønster $l_{\text{eff,nc}}$

$$l_{\text{eff3}} := 2 \cdot m_{pl} + 0.625 \cdot e_{pl} + 0.5 \cdot e_{pl1} = 115.6 \cdot \text{mm}$$

$$l_{\text{eff4}} := 4 \cdot m_{pl} + 1.25 \cdot e_{pl} = 186.3 \cdot \text{mm}$$

$$l_{\text{eff,nc}} := \min(l_{\text{eff3}}, l_{\text{eff4}}) = 115.6 \cdot \text{mm}$$

Effektivlengde bruddform 1

$$l_{\text{eff},1} := \min(l_{\text{eff,cp}}, l_{\text{eff,nc}}) = 115.6 \cdot \text{mm}$$

Effektivlengde bruddform 2

$$l_{\text{eff},2} := l_{\text{eff,nc}} = 115.6 \cdot \text{mm}$$

Dyblenes tøyningsslengde

$$L_b := 0.5 \cdot h_{\text{ef}} + t = 80 \cdot \text{mm}$$

Antall skruerader med 2 skruer i hver rad utsattfor strekk

$$n_b := 1$$

Grenseverdi for hevarmskrefter

$$L_{b'} := \frac{8.8 \cdot m_{\text{pl}}^3 \cdot A_s \cdot n_b}{l_{\text{eff},1} \cdot t^3} = 80.8 \cdot \text{mm}$$

Det oppstår hevarmskrefter dersom tøyningsslengden er mindre enn grenseverdien.

$$\text{Krav} := \begin{cases} \text{"Hevarmskrefter"} & \text{if } L_{b'} \geq L_b \\ \text{"Ingen hevarmskrefter"} & \text{if } L_{b'} < L_b \end{cases}$$

$$\text{Krav} = \text{"Hevarmskrefter"}$$

$$M_{\text{pl},1,\text{Rd}} := \frac{0.25 \cdot l_{\text{eff},1} \cdot f_y \cdot t^2}{\gamma_{\text{M0}}} = 2.7 \cdot \text{kNm}$$

$$M_{\text{pl},2,\text{Rd}} := \frac{0.25 \cdot l_{\text{eff},2} \cdot f_y \cdot t^2}{\gamma_{\text{M0}}} = 2.7 \cdot \text{kNm}$$

Bruddform 1

$$F_{T,1,Rd} := \frac{4 \cdot M_{pl,1,Rd}}{m_{pl}} = 351.3 \cdot \text{kN}$$

Bruddform 2

$$F_{T,2,Rd} := \frac{2 \cdot M_{pl,2,Rd} + n \cdot N_{Rds}}{m_{pl} + n} = 183.5 \cdot \text{kN}$$

Bruddform 3

$$F_{T,3Rd} := 2 \cdot N_{Rds} = 379.6 \cdot \text{kN}$$

Dim. strekkapasitet til t-stykket

$$F_{T,Rd} := \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3Rd})$$

$$F_{T,Rd} = 183.5 \cdot \text{kN}$$

Stålplate belastet med trykk

EC 2-1-1
pkt. 6.7 [12]

Kapasitet partielt belastet plate

$$F_{Rdu} := 3 \cdot f_{cd} = 120.7 \cdot \text{MPa}$$

EC 3-1-8
pkt. 6.2.5 [14]

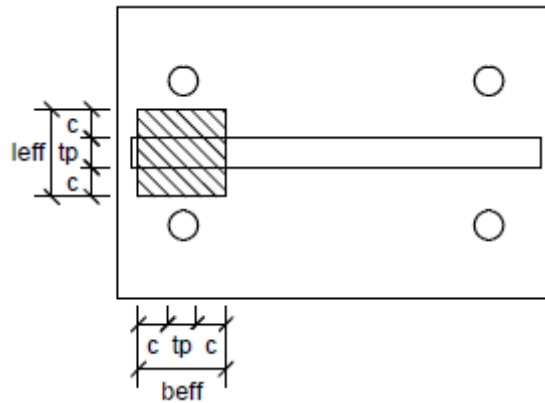
Dim. betongtrykkfasthet

$$f_{jd} := \frac{2}{3} \cdot F_{Rdu} = 80.5 \cdot \text{MPa}$$

Spenningsfordeling under t-stykket

$$c := t \cdot \left(\frac{f_y}{3 \cdot f_{jd} \cdot \gamma_{M0}} \right)^{0.5} = 19.7 \cdot \text{mm}$$

Ettersom stivheten til stålplaten er vesentlig høyere i området tilknyttet lastpåføringsplaten beregner man området som tar trykket som en ekvivalent plate. Dette området er vist i underliggende figur.



Effektiv lengde

$$l_{\text{eff}} := t_p + 2 \cdot c = 59.5 \cdot \text{mm}$$

Effektiv bredde

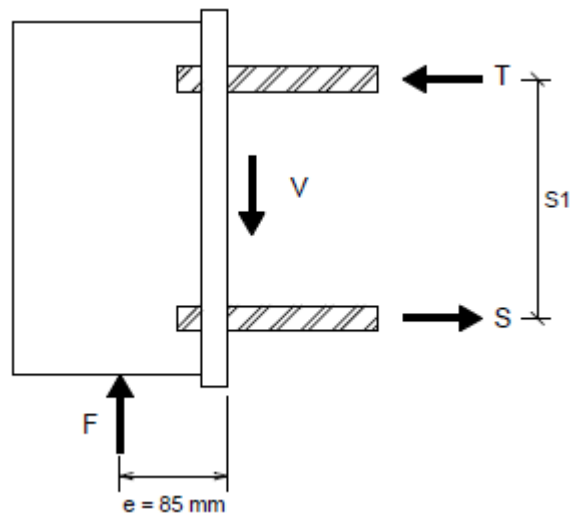
$$b_{\text{eff}} := t_p + 2 \cdot c = 59.5 \cdot \text{mm}$$

Dim. trykkapasitet til t-stykket

$$F_{C,Rd} := f_{jd} \cdot l_{\text{eff}} \cdot b_{\text{eff}} = 284.5 \cdot \text{kN}$$

Fordeling av krefter i dyblene

For fordeling av krefter i dyblene er det antatt at de to nederste dyblene tar strekk mens de to øvre blir utsatt for trykk. Denne trykklasta går da gjennom stålplaten og inn i betongen. Altså er det stålplaten som overfører trykket. Denne trykklasten blir da tatt opp i den ekvivalente platen som vist i figuren under. Skjærlasten blir fordelt likt på de fire dyblene.



Strekklast per dybel som prosent av påført last

$$F \cdot e = 2 \cdot N_S \cdot s_1$$

$$N_S = \frac{e}{2 \cdot s_1} \cdot F$$

$$N_{S\text{pro}} := \frac{e}{2 \cdot s_1} = 0.20$$

Trykklast per dybel som prosent av påført last

$$F \cdot e = N_T \cdot s_1$$

$$N_S = \frac{e}{s_1} \cdot F$$

$$N_{T\text{pro}} := \frac{e}{s_1} = 0.40$$

Skjærlast per dybel som prosent av påført last

$$F = 4 \cdot V$$

$$V = \frac{1}{4} \cdot F$$

$$V_{\text{pro}} := \frac{1}{4} = 0.25$$

Kapasitetskontroller

Ved utføring av kapasitetskontroller har man valgt å utlede kapasiteten til prøvestykket i forhold lasten som blir påført i forsøkene. Altså hvor mye last man vil kunne påføre med jekken før prøvestykket går til brudd for den aktuelle komponentene.

Dybel

BEB 4 [5]

Ren aksialkraft

$$F_{n_s} := \frac{N_{Rds}}{N_{Spro}} = 937.8 \cdot \text{kN}$$

Ren skjærkraft

$$F_{v_s} := \frac{V_{Rds}}{V_{\text{pro}}} = 487.0 \cdot \text{kN}$$

Interaksjonsformel for stål alene

$$n_s^2 + v_s^2 = 1$$

$$\left(\frac{F_{\text{Komb}} \cdot N_{Spro}}{N_{Rds}} \right)^2 + \left(\frac{F_{\text{Komb}} \cdot V_{\text{pro}}}{V_{Rds}} \right)^2 = 1$$

$$F_{\text{Komb}} := \frac{N_{Rds} \cdot V_{Rds}}{\sqrt{N_{Rds}^2 \cdot V_{\text{pro}}^2 + N_{Spro}^2 \cdot V_{Rds}^2}} = 432.2 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende påført kraft for dybel

$$F_{\text{Eddybel}} := \min(F_{n_s}, F_{v_s}, F_{\text{Komb}}) = 432.2 \cdot \text{kN}$$

BEB 4 [5]

Betong

Forenklet metode

Ren aksialkraft

$$F_{n_c} := \frac{N_{Rdc}}{N_{Spro}} = 318.0 \cdot \text{kN}$$

Ren skjærkraft

$$F_{v_{cf}} := \frac{V_{Rdcf}}{V_{pro}} = 254.2 \cdot \text{kN}$$

Interaksjonsformel for betong alene

$$n_c^{1.5} + v_c^{1.5} = 1$$

$$\left(\frac{F_{komb} \cdot N_{Spro}}{N_{Rdc}} \right)^{1.5} + \left(\frac{F_{komb} \cdot V_{pro}}{V_{Rdcf}} \right)^{1.5} = 1$$

$$F_{KombForenklet} := \frac{N_{Rdc} \cdot V_{Rdcf}}{\left(N_{Spro}^{1.5} \cdot V_{Rdcf}^{1.5} + V_{pro}^{1.5} \cdot N_{Rdc}^{1.5} \right)^{\frac{2}{3}}} = 177.4 \cdot \text{kN}$$

$$F_{Ed\text{BetongForenklet}} := \min(F_{n_c}, F_{v_{cf}}, F_{KombForenklet}) = 177.4 \cdot \text{kN}$$

Metode med fot

Ren aksialkraft

$$F_{n_c} := \frac{N_{Rdc}}{N_{Spro}} = 318.0 \cdot \text{kN}$$

Ren skjærkraft

$$F_{v_{ca}} := \frac{V_{Rdca}}{V_{pro}} = 351.2 \cdot \text{kN}$$

Interaksjonsformel for betong alene

$$n_c^{1.5} + v_{ca}^{1.5} = 1$$

$$\left(\frac{F_{komb} \cdot N_{Spro}}{N_{Rdc}} \right)^{1.5} + \left(\frac{F_{komb} \cdot V_{pro}}{V_{Rdca}} \right)^{1.5} = 1$$

$$F_{KombMedFot} := \frac{N_{Rdc} \cdot V_{Rdca}}{\left(N_{Spro}^{1.5} \cdot V_{Rdca}^{1.5} + V_{pro}^{1.5} \cdot N_{Rdc}^{1.5} \right)^{\frac{2}{3}}} = 210.1 \cdot \text{kN}$$

$$F_{EdBetongMedFot} := \min(F_{n_c}, F_{v_{ca}}, F_{KombMedFot}) = 210.1 \cdot \text{kN}$$

Sveis rundt topp dybel

Skjærkraft

$$F_{Vsveis} := \frac{V_{Rdsveis}}{V_{pro}} = 1123.4 \cdot \text{kN}$$

Aksialkraft

$$F_{Nsveis} := \frac{N_{Rdsveis}}{N_{Spro}} = 978.3 \cdot \text{kN}$$

Hullkanttrykk

$$F_{\text{Hullkanttrykk}} := \frac{F_{bRd}}{V_{\text{pro}}} = 1080.0 \cdot \text{kN}$$

Stålplate belastet med strekk

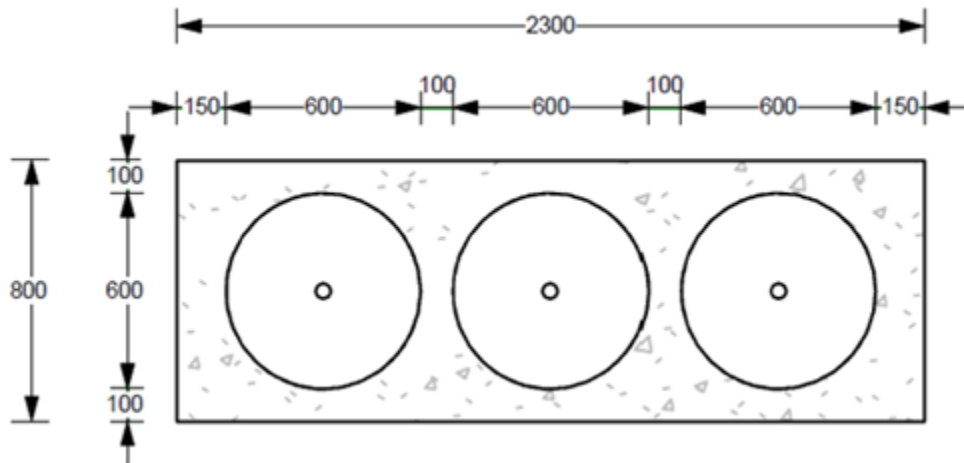
$$F_{\text{StålplateStrekk}} := \frac{F_{T,Rd}}{N_{Spro}} = 906.7 \cdot \text{kN}$$

Stålplate belastet med trykk

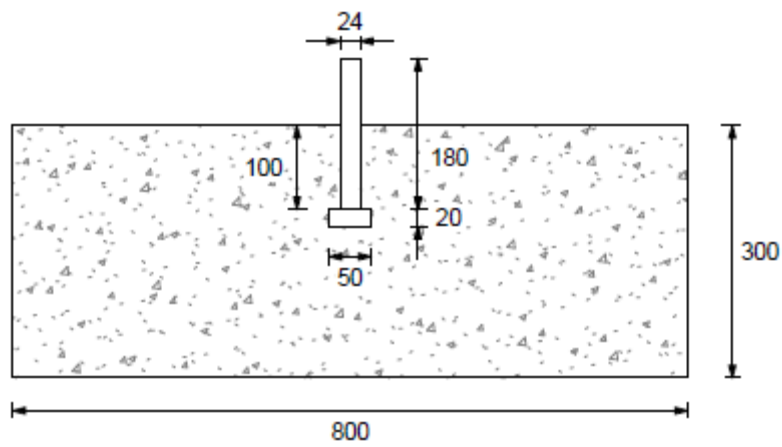
$$F_{\text{StålplateTrykk}} := \frac{F_{C,Rd}}{N_{Tpro}} = 703.0 \cdot \text{kN}$$

G. KAPASITETSBEREGNING FOR BOLTER INNSTØPT I BETONG

Geometri:



a) Plan av betongplate med bolter



b) Snitt av betongplate med bolter

Material- og partialfaktorer:

Bruddgrensetilstand:

Betong	$\gamma_C := 1.0$
Ameringsstål	$\gamma_S := 1.0$
Stål	$\gamma_{M0} := 1.0$
	$\gamma_{M2} := 1.0$

Materialdata:

Betong:

Betong-fasthetsklasse	B30
Midlere sylindrefasthet fra forsøk	$f_{cm} := 35.54\text{MPa}$
Midlere terningfasthet fra forsøk	$f_{cm,cube} := 43.55\text{MPa}$
Midlere strekkfasthet fra forsøk	$f_{ctm} := 3.2\text{MPa}$

Bolt:

Gjengestangens kvalitet	8.8
Midlere flytegrense fra forsøk	$f_{ym} := 796\text{MPa}$
Midlere bruddgrense fra forsøk	$f_{um} := 936\text{MPa}$

Geometridata:

Bolt

Diameter gjengestang	$d := 24\text{mm}$
Diameter hode	$d_h := 50\text{mm}$
Effektiv høyde	$h_{ef} := 100\text{mm}$
Avstand til innføring av opplagerkraft	$c_1 := 296\text{mm}$
Tykkelse betongelement	$h := 300\text{mm}$

Areal dybel $A_d := \pi \cdot \frac{d^2}{4} = 452\text{mm}^2$

Areal boltehode $A_{fot} := \pi \cdot \frac{d_h^2}{4} = 1963\text{mm}^2$

Strekkapasitet dybel

EC3-1-8 [14] Strekkapasitet dybel

$$N_{Rds} := \frac{0.9 \cdot f_{um} \cdot A_d}{\gamma_{M2}} = 381.1 \cdot \text{kN}$$

Strekkapasitet betong

Kjaglebrudd

CEN/TS 2-4-2 [4] Midlere utrivningskapasitet en forankring med store kantavstander i urisset uarmert betong i henhold til CEN.

$$N_{0RdConeCen} := \frac{11.9}{\gamma_C} \cdot \sqrt{f_{cm,cube}} \cdot h_{ef}^{1.5}$$

$$N_{0RdConeCen} := 78.5\text{kN}$$

CCD
[2] Midlere utrivningskapasitet en forankring med store kantavstander i urisset uarmert betong i henhold til CCD.

$$N0_{\text{CCD}} := 15.5 \cdot \sqrt{f_{\text{cm,cube}}} \cdot h_{\text{ef}}^{1.5}$$

$$N0_{\text{CCD}} := 102.2 \text{ kN}$$

ACI 318-05
[6] Midlere utrivningskapasitet en forankring med store kantavstander i urisset uarmert betong i henhold til ACI.

$$N0_{\text{ACI}} := 10.04 \cdot \sqrt{f_{\text{cm}}} \cdot h_{\text{ef}}^{1.5}$$

$$N0_{\text{ACI}} = 59.9 \cdot \text{kN}$$

Virkning av kant- og senteravstander

$$A0_{\text{c.N}} := 3 \cdot h_{\text{ef}}^2 = 3 \times 10^4 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{c.N}} := 3 \cdot h_{\text{ef}}^2 = 3 \times 10^4 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{\text{c.N}}}{A0_{\text{c.N}}} = 1$$

Faktorer i henhold til CEN/TS 1992-4-2

CEN/TS
2-4-2 **Faktor $\psi_{\text{s.N}}$**

[4] Tar hensyn til virkningen av at den rotasjonssymmetriske spenningstilstanden forstyrres av korte kantavstander

$$\psi_{\text{s.N.krav}} := 0.7 + 0.3 \cdot \frac{c_1}{1.5 \cdot h_{\text{ef}}} = 1.3$$

$$\psi_{\text{s.N}} := \begin{cases} 1.0 & \text{if } \psi_{\text{s.N.krav}} \geq 1 \\ \psi_{\text{s.N.krav}} & \text{if } \psi_{\text{s.N.krav}} < 1 \end{cases}$$

$$\psi_{\text{s.N}} = 1$$

Faktor $\psi_{re,N}$

Armering nær overflaten kan gi uheldige strekkspenninger i betongen når effektiv høyde er mindre enn 100 mm. Faktoren er ikke relevant her da betongelementene er uarmert. Den settes dermed lik 1.

$$\psi_{re,N} := 1$$

Faktor $\psi_{ec,N}$

Virkning av eksentrisk last på boltegruppe. Faktoren er ikke relevant her siden det er uttrekk med sentrisk last på enkeltdybler. Den settes dermed lik 1.

$$\psi_{ec,N} := 1$$

h'_{ef}

Virkning av tre kantavstander mindre enn $c_{cr,N}$. Faktoren er ikke relevant her da alle kantavstander er større enn $c_{cr,N}$. Forankringsdybden (h_{ef}) vil derfor ikke bli erstattet.

ACI 318-05 **Faktorer i henhold til ACI 318-05**

[6]

Faktor $\psi_{ed,N}$

Tar hensyn til kanteffekter som kan oppstå ved liten avstand til kant.

$$\psi_{ed,N} := \begin{cases} 1 & \text{if } c_1 \geq 1.5 \cdot h_{ef} \\ 0.7 + 0.3 \cdot \frac{c_1}{1.5 \cdot h_{ef}} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\psi_{ed,N} = 1$$

Faktor $\psi_{c,N}$

Tar hensyn til om betongen er urisset.

$$\psi_{c,N} := 1.25$$

Faktor $\psi_{cp,N}$

Tar hensyn til spalting av betong der betongen er urisset og uten tilleggsarmering. Gjelder for etterinnstøpte forankringer og er dermed ikke aktuell.

Dimensjonerende strekkapasitet ved kjeglebrudd inkludert faktorer:

CEN/TS
2-4-2
[4]

$$N_{RdcConeCen} := N_{0RdcConeCen} \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{0c,N}} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec,N} = 78.5 \cdot \text{kN}$$

CCD
[2]

$$N_{RdcCCD} := N_{0CCD} \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{0c,N}} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec,N} = 102.2 \cdot \text{kN}$$

ACI 318-05
[6]

$$N_{RdcACI} := N_{0ACI} \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{0c,N}} \cdot \psi_{ed,N} \cdot \psi_{c,N} \cdot \psi_{cp,N} = 74.8 \cdot \text{kN}$$

Pullout-brudd

Dimensjonerende spenning

$$\sigma_C := 8.4 \cdot \frac{f_{cm}}{\gamma_C} = 298.5 \cdot \text{MPa}$$

for urisset betong
Netto areal

$$A_h := A_{fot} - A_d = 1511 \text{ mm}^2$$

Kapasitet

$$N_{RdcPull} := \sigma_C \cdot A_h = 451.1 \cdot \text{kN}$$

Spaltebrudd

CEN/TS
2-4-2
[4]

Verifisering av spaltebrudd er ikke nødvendig hvis en av følgende betingelser er oppfylt:

- 1) Betongstykkets tykkelse (h) er større eller lik en minste tykkelse (h_{\min}) og kantavstand (c) er større enn en kritisk kantavstand ($c_{\text{cr.sp}}$)
- 2) Beregninger gjort for karakteristisk uttrekkskapasitet og kjeglebrudd er gjort for risset betong. Armering er lagt inn for og kunne ta spaltekreftene og redusere rissviddene til mindre enn 0,3 mm

Minimum tykkelse $h_{\min} := 2 \cdot h_{\text{ef}} = 200 \text{ mm}$

Kritisk kantavstand $c_{\text{cr.sp}} := h_{\text{ef}} = 100 \text{ mm}$

$$\text{Krav}_{\text{spalte}} := \begin{cases} \text{"Ok"} & \text{if } c_1 \geq c_{\text{cr.sp}} \wedge h \geq h_{\min} \\ \text{"Ikke Ok"} & \text{if } c_1 < c_{\text{cr.sp}} \end{cases}$$

$\text{Krav}_{\text{spalte}} = \text{"Ok"}$

Blowout-brudd

CEN/TS
2-4-2
[4]

Verifisering av blowout-brudd er ikke nødvendig gitt at kantavstander i alle retninger er større enn halvparten av den effektive høyden

$$\text{Krav}_{\text{blowout}} := \begin{cases} \text{"Ok"} & \text{if } c_1 \geq 0.5 \cdot h_{\text{ef}} \\ \text{"Ikke Ok"} & \text{if } c_1 < 0.5 \cdot h_{\text{ef}} \end{cases}$$

$\text{Krav}_{\text{blowout}} = \text{"Ok"}$

Masteroppgave	NTNU	Side	1
		Dato	5.02.2013
Konstruktion		Utf.	p
		Kfr.	
		Rev.	

SAMMENDRAG

ARMERINGSLISTER

HELE LENGDER (m)

Diameter i mm		6	8	10	12	14	16	20	25	32	40	Sum kg
Stål- kvalitet												

KAPPET LENGDER (m)

Diameter i mm		6	8	10	12	14	16	20	25	32	40	Sum kg
Stål- kvalitet	B500NC				55,7							49,4

SUM (KG): 49,4

KAPPET OG BØYD LENGDER (m)

Diameter i mm		6	8	10	12	14	16	20	25	32	40	Sum kg
Stål- kvalitet	B500NC				141,2							125,4

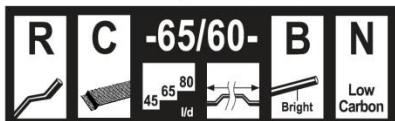
SUM (KG): 125,4

TOTAL SUM (KG): 174,9

I. DATABLAD DRAMIX 3D



Dramix®



Description: Dramix® fibres are filaments of wire, deformed and cut to lengths, for reinforcement of concrete, mortar and other composite materials. Dramix® RC-65/60-BN is a cold drawn wire fibre, with hooked ends, and glued in bundles.

- Applications:**
- slabs on vibrocompacted piles
 - liquid tight floors
 - industrial floors
 - overlays
 - piles
 - suspended ground slabs
 - composite slabs
 - segmental linings
 - cellar walls
 - pavements
 - jointless floors
 - jointless floors on vibrocompacted piles
 - outdoor slabs
 - foundation slabs

Geometry:

Length (l) 60 mm
Diameter (d) 0,90 mm

Performance class: 65
Aspect ratio (= l/d): 67
3200 fibres/kg

Tensile strength:

- on the wire: 1000 N/mm²
- low carbon conforms to EN 10016-2 - C9D

Coating: None

Approvals:

Conforms to **ASTM A820**

Product **Belgium**
ATG 04/1857

The Netherlands
22702

Turkey
TS 10513

Czech Republic
C.070-021415

Quality System in Belgian, Brasilian, Czech, Turkish and Chinese plants

ISO 9001 Dramix

Product **Poland**
AT-15-2117/2001

Romania
007-01/068-2003

Germany
Z-3.71-1745

Slovak Republic
1402A/02/0771/1/C/C04

Technical data:
For industrial floors, floors on vibrocompacted piles, jointless floors... ask for specialized documentation.

Recommendations - mixing

1. General

- ✓ preferably use a central batching plant mixer
- ✓ recommended maximum dosage:

Max. aggregate size (mm)	Dosage (kg/m ³)	
	pour	pump
8	110	80
16	70	55
32	60	45

- ✓ a continuous grading is preferred
 - ✓ mix until all glued fibres are separated into individual fibres. Fibres don't increase mixing time significantly.
- if special cements or admixtures are used, a preliminary test is recommended



2. Fibre addition

Bags are non-degradable and may not be thrown into the concrete.



2.1. In batching plant mixer

- ✓ never add fibres as first component in the mixer
- ✓ fibres can be introduced together with sand and aggregates, or can be added in freshly mixed concrete



2.2. Truckmixer

- ✓ run mixer at drum speed: 12-18 rpm
- ✓ adjust slump to a min. of 12 cm (preferably with water reducing agents or high water reducing agents)
- ✓ add fibres with maximum speed of 60 kg/min
- ✓ optional equipment: belt-hoist elevator
- ✓ after adding the fibres, continue mixing at highest speed for 4-5 min. (± 70 rotations)



2.3. Automatic dosing

- ✓ Fibres can be dosed from bulk at rates from 0 up to 3,5 kg/sec with a specially developed dosing equipment



Recommendations - storage

Protect the pallets against rain

Do not stack the pallets on top of each other

Delivered in non water-soluble bags of 20 kg on pallet 1200 kg

N.V. Bekaert S.A. - Bekaertstraat 2 - 8550 Zwevegem - Belgium
Tel. +32 (0) 56 / 76 69 86 - Fax +32 (0) 56 / 76 79 47
Internet: <http://www.bekaert.com/building>

Values are indicative only. Modifications reserved. All details describe our products in general form only. For ordering and design only use official specifications and documents. N.V. Bekaert S.A. 2005

www.apunta.be - 02/2005
Resp. editor: Ann Lambrechts, Lauwe

J. FØLGESEDEL BETONGLEVERANSE 06.03.2013

Unicon AS Tlf.: 07880
Leirfossveien 27
7036 TRONDHEIM



NTNU Teknisk Avd.
Regnskapsseksjon Felles faktur
NTNU
N-7491 TRONDHEIM

Følgeseddel

Nummer	1906946
Dato	06.03.2013
Side	1
Salgsordre	698942 / 714165608
Kundenr	1008299
Rekvisisjon	Jøran Lorås
Kontrakt	
Saks nr.	
Ekspedert	Knut Helge Gundersen
Bilnr.	885
Sjåfør	STIG OVE NERGÅRD
Følgebrev lest	_____

Richard Birkelands vei 1 b
Richard Birkelands vei 1b
N-7034 TRONDHEIM

Gøran Lorås, 91897836

Opplysning om avtalt vare:

4,00 m³ Vare ID: Betong B30
Normal betong B30 M60 CL 0,10
Eksponeringsklasse: X0, XC4, XF1
Sementtype: CEM II/A-V (D) 6-20% FA
Dmaks: 24 mm

Synkmål 200 mm
Bestilt temp: 20 °C

Opplysning om produksjon:

Resept UN53A-D000
Standard NS-EN 206-1
Betongtype Egenskapsdefinert betong

Blandet 08:36 Fossegrenda
Blandet av JRHE

Opplysning om levering og mottak:

Ønsket levering 08:55 - 09:30
Bestilt mengde denne vare 4,00 m³
Leveret inkl. dette lasset 4,00 m³
4,00 m³ Normal avlesning
Avstand produksjonsfabrikk: 4 km

Ank. plass: _____
Tømming start: _____
Tømming slutt _____

Betongen er ikke i samsvar med NS-EN 206-1 (sett kryss) []

Sjåfør bemerkning:

Kvittering:

Opplysningene ovenfor er i samsvar med det som er avtalt:

www.unicon.no
Org.nr.: 942822979 MVA



K. FØLGESEDDER BETONGLEVERANSE 07.03.2013

Unicon AS Tlf.: 07880
Leirfossveien 27
7038 TRONDHEIM



NTNU Teknisk Avd.
Regnskapsseksjon Felles faktur
NTNU
N-7491 TRONDHEIM

Følgeseddel

Nummer	1907009
Dato	07.03.2013
Side	1
Salgsordre	699371 / 787049800
Kundenr	1008299
Rekvisisjon	Jøran Lorås
Kontrakt	
Saks nr.	
Ekspedert	Knut Helge Gundersen
Bilnr.	817
Sjåfør	ROAR RØNNING
Følg brev lest	_____

Richard Birkelands vei 1 b
Richard Birkelands vei 1b
N-7034 TRONDHEIM

Gøran Lorås, 91897836

Opplysning om avtalt vare:

Vare ID: Betong B30
3,00 m³ Normal betong B30 M60 CL 0,10
Eksponeeringsklasse: X0, XC4, XF1
Sementtype: CEM II/A-V (D) 6-20% FA
Dmaks: 24 mm

Synkmål 200 mm
Bestilt temp: 20 °C

Opplysning om produksjon:

Resept UN53A-D000
Standard NS-EN 206-1
Betongtype Egenskapsdefinert betong

Blandet 08:44 Fossegrenda
Blandet av JRHE

Opplysning om levering og mottak:

Ønsket levering 08:55 - 09:30
Bestilt mengde denne vare 3,00 m³
Leveret inkl. dette lasset 3,00 m³
3,00 m³ Hydrauliske renner
Avstand produksjonsfabrikk: 4 km

Ank. plass: _____
Tømming start: _____
Tømming slutt: _____

Betongen er ikke i samsvar med NS-EN 206-1 (sett kryss) []

Sjåfør bemerkning:

Kvittering:

Opplysningene ovenfor er i samsvar med det som er avtalt:

www.unicon.no
Org.nr.: 942822979 MVA

