

Kapasitet til stålinnstøpningsdetaljer i betong



Linn Jeanett Reiersølmoen
Nina Kristine Haga

Bygg- og miljøteknikk (2 årig)
Innlevert: Juni 2012
Hovedveileder: Arne Aalberg, KT

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for konstruksjonsteknikk



MASTEROPPGAVE 2012

FAGOMRÅDE: Stålkonstruksjoner	DATO: 11.06.12	ANTALL SIDER: 217 (+65)
TITTEL: Kapasitet til stålinnstøpningsdetaljer i betong Design of steel fasteners for use in concrete		
UTFØRT AV: Nina Kristine Haga og Linn Jeanett Reiersølmoen		 

SAMMENDRAG:

Rapporten er en videreføring av en tidligere studentoppgave. I videreføring av arbeidet, er det sett på bakgrunnen for regler som gjelder for forankringsstenger med og uten fot. Forbindelser og bjelkeinnfestninger i betongkonstruksjoner utføres ofte med innstøpte forankringsstenger av stålbolter, armeringsstenger eller dybler påsveist eller boltet til en stålplate. Det er utført undersøkelse for stålinnstøpningsdetaljer i betong, i form av litteraturundersøkelse, oppstilling av beregningseksempler, sammenligning av regler, deltakelse i laboratorieforsøk, FE analyser og sammenligning av utvalgt geometrier og forbindelsesløsninger. Det er tatt utgangspunkt i tekniske spesifikasjonen CEN/TS i forbindelse med kapasitetsberegning. Det viser seg at CCD-metoden er mest korrekt for dybler med fot, men det er manglende regler for forankringsstenger uten fot. FE analysen gir en indikasjon på hvordan normal- og skjærkreftene fordeler seg i stålplaten og ut i betongen, og ser ut til å stemme godt overens med antatte teorier etter CEN/TS. Resultatene fra laboratorieforsøket med eksentrisk skjærbelastning av innstøpt stålplate med forankringsstenger uten fot viser at det er betongens strekkapasitet som er avgjørende for den totale kapasiteten til knutepunktet. Bruddet som oppstår er en kombinasjon av heft- og spaltebrudd i betong. Betongens kapasitetsformler i CEN/TS er konservative.

FAGLÆRER: Førstemanuensis Arne Aalberg

VEILEDER(E): prof. Leidulv Vinje

UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk, NTNU

MASTEROPPGAVE 2012

for

Nina Kristine Haga og Linn Jeanett Reiersølmoen

Kapasitet til stålinnstøpingsdetaljer i betong

Design of steel fasteners for use in concrete

Forbindelser og bjelkeinnfestinger i betongkonstruksjoner utføres ofte med innstøpte stålbolter, eller stålblader med påsveiste armeringsstenger eller andre forankringsstenger som støpes inn i betongen. Hensikten kan være å bære midlertidige laster som fra løfting og montasje av elementer, eller for å henge inn laster fra de tilknyttede elementer som bjelker, søyler, fagverk, etc. Ofte består belastningen av skjærbelastning og/eller strekk, og eventuelt moment forårsaket av eksentrisitet til lastene.

I en studentoppgave er det utført enkle skjærforsøk med innstøpte stålstenger, og sett på noe av bakgrunnen for reglene for stenger og dybler med hode eller endeskive. Det viser seg at de vanligste reglene gitt for innfestinger i betongelementer og betongbygninger avviker vesentlig for tilsvarende formler gitt for skjærdebybler i bygnings- og brukonstruksjoner, som for eksempel i Eurocode 1994-1-1 Design of composite steel and concrete structures, general rules and rules for buildings 2.

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.

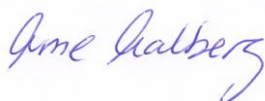
Oppgaven bør inneholde:

1. Presentasjon og diskusjon av beregningsreglene for stålinnstøpingsdetaljer i betong, gitt i tekstbøker og regelverk.
2. Utvelgelse og prosjektering av forsøksgeometrier som kan prøves i laboratoriet. Det tas sikte på å utføre forsøksserier med innstøpte plater med forankringsstenger, med geometri likt med den som brukes i byggebransjen i Norge (som for eksempel for opphenging av bjelker på betongvegg). Det kan også bli aktuelt å utføre rene skjærforsøk med hodedybler som brukt i samvirkebjelker.
3. Etterregning og evt. FE analyser av forsøk.
4. Forslag til forbedringer eller justeringer/begrensninger i beregningsmodeller.

Kandidatene kan i samråd med faglærer velge å konsentrere seg om enkelte punkter i oppgaven, eller juster disse. Besvarelsen organiseres i henhold til gjeldende retningslinjer.

Besvarelsen skal leveres til Institutt for konstruksjonsteknikk innen 11. juni 2012.

Faglærer er Førsteamanuensis Arne Aalberg (NTNU), Veileder er prof. Leidulv Vinje



Forord

Masteroppgaven er utarbeidet ved institutt for konstruksjonsteknikk ved Norges Teknisk-Naturvitenskapelige Universitet (NTNU), våren 2012. Rapporten utgjør 30 studiepoeng, som tilsvarer 20 ukers arbeid.

Rapporten er skrevet slik at den er forståelig for lesere med bakgrunn innen konstruksjonsteknikk. Kunnskaper om stålnfestningsdetaljer i betongen er ikke en forutsetning for å forstå innholdet i rapporten.

Vi vil gjerne takke vår faglærer Arne Aalberg ved instituttet for konstruksjonsteknikk. Tusen takk for god oppfølging og tilbakemeldinger underveis i arbeidet. Takk til vår veileder Leidulv Vinje, som har hjulpet oss med litteratur og svar på faglige spørsmål. Det rettes også en takk til Ove Loraas og hans kollegaer for god hjelp i laboratoriet.

Trondheim, juni 2012.



Nina Kristine Haga



Linn Jeanett Reiersølmoen

Sammendrag

Rapporten er et resultat av litteraturundersøkelse, FE analyse, laboratorieforsøk og sammenligning av beregningsregler for strekk- og skjærkapasiteter til stålennstøpningsdetaljer i betong. Arbeidet omfatter også oppstilling av forskjellige beregningseksempler, og sammenligning av utvalgte geometrier og forbindelsesløsninger. Hovedfokuset har vært på forankringsstenger av armeringsstål uten fot, hvor avstanden fra senter forankringsstang til betongkant er tilstrekkelig slik at det ikke gir reduksjon i total kapasiteten til stålennstøpningsdetaljen i betong.

Masteroppgaven er en videreføring av en tidligere studentoppgave, der det ble utført enkle skjærforsøk med armeringsstenger lagt inn i herdet betong. Armeringsstengene hadde påsveist endeskive, og regnes dermed som en forankringsstang med fot. Det er også utført en kontrollregning av studentoppgaven, hvor det viser seg at Eurokode 4-1-1 [12] skjærkapasiteten til dybler stemmer godt overens med denne type forsøk, også kjent som ”push out test”.

Eurokodene gir ikke konkrete kapasitetsformler for innstøpt stålplate med forankringsstenger, derimot er det utgitt tekniske spesifikasjoner som gjelder for slike situasjoner, også kjent som CEN/TS 1992-4-1 [2] og CEN/TS 1992-4-2 [10]. I tillegg revideres betongelementboken bind B, som også tar utgangspunkt i disse tekniske spesifikasjonene. Det er sett på dybler med og uten stålplate, der dybelen er både med og uten fot. CCD-metoden (Concrete Capacity Method) ser ut å være mest korrekt i forhold til testresultater fra tidligere utførte forsøk på dybler med fot. Derimot er det mangel på rapporter/artikler med testresultater for innstøpt stålplate med forankringsstenger uten fot. Derfor har det blitt utført en forsøksserie på 6 prøver.

Laboratorieforsøket med eksentrisk skjærbelastning av innstøpt stålplate med forankringsstenger av kamstål B500NC viser at det er betongens strekkkapasitet som er avgjørende for total kapasiteten til knutepunktet. Derfor har skjærlastens eksentrisitet stor betydning for total kapasiteten til knutepunktet. Bruddet som oppstår er en kombinasjon av heft- og spaltebrudd i betong rundt dyblene som har kombinert skjær- og strekkspenninger. Bruddet forekommer raskt og uten forvarsel, og betegnes som et sprøtt brudd i betong. Betongens kapasitetsformelene i CEN/TS er konservative, og ser ut til å ha en innarbeidet sikkerhet, pga. sprøtt brudd i betong og at et lite avvik globalt kan ha stor betydning lokalt i knutepunktet.

FE analysen kan brukes som en indikasjon på hvordan normal- og skjærkreftene fordeler seg i stålplaten og ut i betongen. Det er utført både elastisk- og plastisk analyse. Prøvestykkene er modellert med ulik skjærlast-eksentrisitet, om stålplaten er innstøpt eller ikke og med ulike friksjonskoeffisienter mellom baksiden av stålplaten og betongoverflaten. Resultatene av simuleringene ser ut til å stemme med hvordan normal- og skjærkreftene fordeler seg i teorien etter CEN/TS og den kommende 4. utg. av betongelementboken, bind B [6].

Det kan konkluderes med at for en konservativ kapasitetsbestemmelse av stålennstøpningsdetaljer i betong, anbefales det å benytte formlene gitt i CEN/TS. Tilsvarende formler gitt for skjærnybler i bygnings- og brukonstruksjoner, som EC 4-1-1 [12], er ugyldige for stålennstøpningsdetaljer i betongvegger, fordi kapasitetsformelen etter EC 4-1-1[12] gjelder kun hvis dyblene er belastet med en strekkraft mindre enn 10 % av skjærlasten på stålplaten, og for å tilfredsstille kravet må skjærlastens eksentrisitet være liten, og eksentrisiteten blir dermed ikke realistisk i forhold til en praktisk situasjon.

Summary

The report is a result of literature research, FE analysis, laboratory experiments and comparison of the calculation rules for design of steel fasteners used in concrete. The report includes different calculation examples, and comparison of selected geometries and connections solutions. The main focus has been on steel fasteners of reinforcement bars, where the distance from the concrete edge to center fastener is sufficient so it do not provide a reduction in the overall design of the connection.

The report is the continuation of a previous student task, where it was performed simple shear tests with reinforcement bars placed in hardened concrete, where the reinforcement bar was welded to an end plate, and therefore is counted as a headed stud. The shear design of headed reinforcement bars appears to correspond well with Eurocode 4-1-1 [12], also known as “push-out test”.

The Eurocodes does not provide specific design formulas for fasteners used in concrete, however there have been published a technical specification for fasteners, also known as CEN/TS 1992-4-1 [2] and CEN/TS 1992-4-2 [10]. In addition, an ongoing revision of the “Betongelementboken, bind B”, is necessary, and the new version will be based on these technical specifications. The CCD method (Concrete Capacity Method) seems to be suitable with the test results from previously experiments on headed studs. However, there is a lack of test results for fasteners without head, like reinforcement bars. It has therefore been performed an experimental series of 6 specimens.

The specimens loaded with eccentric shear loaded on the steel plate with studs of reinforcement bar B500NC, show that the tension capacity to the concrete is critical for the connection. The fracture that arises is a combination of bond and splitting failure in concrete, around the studs which is loaded with shear and tension stresses. This means that the eccentricity of the shear load is very important for the connection. The design formulas in CEN/TS are conservative and it might be due to brittle fracture of concrete and that small global differences may have large influence on connection locally.

FE analysis can be used as an indication of how normal and shear force are distributed in the steel plate and into the concrete. It is executed both elastic and plastic analysis. The specimens are modeled with different shear load eccentricity, the steel plate is embedded or not and with different friction coefficients between the steel plate and concrete surface. The results of the simulation seem to match theory presented in be CEN/TS and the upcoming 4. Edition of “Betongelementboken, bind B”.

For a conservative design of steel fasteners used in concrete, it is recommended to use the formulas given in CEN/TS. The corresponding formulas given for studs in composite structures, like EC 4-1-1 [12], is invalidated for steel fasteners used in concrete walls, because the formulas is only valid for studs loaded with tension less than 10 % of the shear load. To satisfy this requirement the shear loads eccentricity must be small, and the eccentricity is then not realistic in relation to for example fasten a beam to a concrete wall with steel fasteners.

Innholdsfortegnelse

<u>1.0 INNLEDNING</u>	<u>27</u>
<u>2.0 LASTVIRKNING PÅ STÅLINNSTØPNINGSDETALJ.....</u>	<u>29</u>
<u>3.0 STREKKRAFT PÅ STÅLINNSTØPNINGSDETALJ</u>	<u>35</u>
<u>3.1 STREKKFASTHET.....</u>	<u>35</u>
<u>3.2 BRUDDFORMER FOR STREKK.....</u>	<u>38</u>
3.2.1 Strekkbrudd i dybel	40
3.2.2 Heftbrudd.....	40
3.2.3 Spaltebrudd.....	41
3.2.4 Kjeglebrudd	41
3.2.5 Uttreksbrudd	43
3.2.6 Blowout-brudd.....	43
3.2.7 Oppsummering av bruddformer for strekk	44
3.2.7.1 Flytskjema for dybel uten fot	44
3.2.7.2 Flytskjema for dybel med fot	45
<u>3.3 STREKKAPASITET TIL BETONG</u>	<u>46</u>
3.3.1 Strekkapasitet til betong med dybel uten fot	46
3.3.1.1 Strekkapasitet til betong ved heft- og spaltebrudd	46
3.3.2 Strekkapasitet til betong med dybel med fot	50
3.3.2.1 Strekkapasitet til betong ved kjeglebrudd	50
3.3.2.2 Strekkapasitet til betong ved uttreksbrudd	51
<u>3.4 STREKKAPASITET TIL DYBEL.....</u>	<u>52</u>
<u>3.5 SAMMENLIGNING AV STREKKAPASITETER.....</u>	<u>53</u>
3.5.1 Strekkapasitet til betong ved kjeglebrudd	53
3.5.2 Strekkapasiteter til betong ved uttreksbrudd	54
3.5.3 Strekkapasiteter til dybel.....	55
3.5.4 Strekkapasiteter til betong og dybel	56
<u>4.0 SKJÆRKRAFT PÅ STÅLINNSTØPNINGSDETALJ.....</u>	<u>57</u>
<u>4.1 BRUDDFORMER VED SKJÆRBELASTNING</u>	<u>57</u>

4.1.1 Avskjæring av betong og dybel	57
4.1.2 Bruddformer for skjærbelastet stålplate med dybler	58
4.1.2.1 Skjærbrudd i dybel	59
4.1.2.2 Pryout-brudd.....	60
4.1.2.3 Betongkantbrudd	61
4.1.2.4 Oppsummering av skjærbrudd i betong og dybel	61
<u>4.2 BETONG- OG DYBELENS SKJÆRKAPASITET</u>	<u>62</u>
4.2.1 Skjærkapasitet til betong og dybel uten stålplate	62
4.2.1.1 Eksentrisk skjærkraft på dybel	62
4.2.1.2 Skjærkraft på dybel uten eksentrisk belastning.....	66
4.2.2 Skjærkapasitet til betong og dybel med stålplate.....	68
<u>4.3 SKJÆRKAPASITET TIL DYBLER.....</u>	<u>71</u>
<u>4.4 SAMMENLIGNING AV SKJÆRKAPASITETER.....</u>	<u>73</u>
4.4.1 Skjærkapasitet til betong.....	73
4.4.1.1 Skjærkapasitet til betong med eksentrisk	73
4.4.1.2 Skjærkapasitet til betong uten eksentristet	74
4.4.2 Skjærkapasitet til betong med dybel festet til stålplate	75
4.4.3 Skjærkapasitet til dybel	76
<u>5.0 STREKK- OG SKJÆRKAPASITET TIL BETONG MED</u>	
<u>KORREKSJONSFAKTORER.....</u>	<u>78</u>
<u>5.1 KORREKSJONSFAKTOR FOR BETONG MED DYBEL UTEN FOT.....</u>	<u>78</u>
5.1.1 Betong med strekkbelastet dybel uten fot	78
5.1.2 Betong med skjærbelastet dybel uten fot	79
<u>5.2 KORREKSJONSFAKTORER FOR BETONG MED DYBEL MED FOT.....</u>	<u>81</u>
5.2.1 Betong med strekkbelastet dybel med fot	81
5.2.1.1 Strekkkapasitet til betong ved kjeglebrudd	81
5.2.1.2 Strekkkapasiteten til betong ved blowout-brudd	88
5.2.1.3 Spaltebrudd i betong på grunn av last	90
5.2.2 Skjær på stålplate med dybler som har fot.....	91
5.2.2.1 Pryout-brudd.....	91
5.2.2.2 Betongkantbrudd	92

<u>5.3 OPPSUMMERING AV ANBEFALT AVSTANDER FOR DYBLER.....</u>	<u>97</u>
5.3.1 Dybel med fot.....	97
5.3.2 Dybel uten fot.....	98
<u>6.0 SKJÆR- OG STREKKAPASITET TIL STÅLPLATEN I</u>	
<u>INNSTØPNINGSDETALJEN</u>	<u>99</u>
<u>6.1 SVEIS - STÅLPLATE MED PÅSVEISTE DYBLER AV KAMSTÅL</u>	<u>101</u>
<u>6.2 HULL I STÅLPLATEN TIL DYBLENE</u>	<u>106</u>
6.2.1 Hullstørrelse i stålblaten	106
6.2.2 Hullkanttrykk i stålblaten	107
<u>6.3 BESTEMMELSE AV STÅLPLATENS TYKKELSE.....</u>	<u>108</u>
6.3.1 Bestemmelse av tykkelse til stålblaten.....	108
6.3.2 Bruddformer for strekkbelastet stålblate	110
6.3.2.1 T-stykkets effektivlengder og hevarmskrefter	111
<u>6.4 DYBELENS GRAD AV INNSPENNING I STÅLPLATEN.....</u>	<u>114</u>
<u>7.0 INTERAKSJONSFORMLER FOR SKJÆR- OG STREKKAPASITET</u>	<u>116</u>
<u>8.0 BETONGVEGG MED STÅLINNSTØPNINGSDETALJ</u>	<u>118</u>
<u>8.1 GENERELT</u>	<u>118</u>
<u>8.2 ARMERING I BETONGVEGG</u>	<u>118</u>
8.2.1 Vertikal armering.....	118
8.2.2 Horisontal armering.....	118
<u>8.3 GJENNOMLOKKING I BETONGVEGG</u>	<u>118</u>
<u>8.4 FORDELING AV KREFTER FRA STÅLINNSTØPNINGSDETALJ TIL</u>	
<u>BETONGVEGG</u>	<u>119</u>
<u>8.5 FRIKSJON MELLOM BETONGVEGG OG STÅLPLATE</u>	<u>122</u>
<u>9.0 FORUTSETNINGER FOR FORSØK</u>	<u>123</u>
<u>9.1 UTFORMING AV PRØVENE</u>	<u>123</u>

9.1.1 Geometrisk utforming.....	123
9.1.2 Geometriske avvik - plassering	123
<u>9.2 PLANLEGGING AV PRØVENE.....</u>	124
<u>9.3 PRØVNINGS PROSEDYRE</u>	124
<u>9.4 EVALUERING AV FORSØKSRESULTATENE</u>	125
9.4.1 Bestemmelse av dimensjonerende verdi.....	125
9.4.2 Skjærlast- og forskyvningskurve	125
<u>10.0 ETTERREGNING AV TIDLIGERE FORSØK.....</u>	127
<u>10.1 UTLEDNING AV SKJÆRKAPASITET TIL BETONG OG DYBEL.....</u>	129
10.1.1 Flyteleddsberregning	129
10.1.2 Spenningskontroll av dybel	132
<u>10.2 TEST- OG BEREGNINGSRESULTATER AV SKJÆRFORSØK</u>	134
10.2.1 Testresultater av skjærforsøk	136
10.2.1.1 Armeringsstang Ø16	136
10.2.1.2 Armeringsstang Ø20	136
10.2.2 Diskusjon av forsøk- og beregningsresultater	137
10.2.3 Feilkilder i skjærforsøket	138
<u>11.0 UTVELGELSE AV FORSØKSGEOMETRI</u>	139
11.1.1 Betongens forsøksgeometri.....	139
11.1.2 Stål-, sveis- og hulldimensjoner.....	143
11.1.3 Geometri til prøvestykkene	145
<u>11.2 FORSØKSOPPSTILLING</u>	146
11.2.1 Forsøksoppstilling med stor eksentrisitet – forsøksoppstilling 1	146
11.2.2 Forsøksoppstilling med liten eksentrisitet – forsøksoppstilling 2	147
<u>11.3 OPPLAGER FOR FORSØKSOPPSTILLINGENE.....</u>	147
11.3.1 Alternativ 1) for statisk system til forsøksoppstilling 1	150
11.3.2 Alternativ 2) for statisk system til forsøksoppstilling 1	151

<u>11.4 VURDERING AV GEOMETRI OG FORSØKSOPPSTILLING</u>	<u>153</u>
11.4.1 Vurdering av forsøksgeometri	153
11.4.2 Vurdering av forsøksoppstilling	153
<u>12.0 KAPASITETSBEREGNING OG RESULTATER AV FORSØKSGEOMETRI..155</u>	
<u>12.1 MATERIALDATA.....</u>	<u>155</u>
12.1.1 Materialdata til dyblene.....	155
12.1.2 Materialdata til betong	157
<u>12.2 KAPASITETSBEREGNING AV FORSØKSGEOMETRI.....</u>	<u>157</u>
12.2.1 Kapasitetsformler	157
<u>12.3 RESULTATER AV FORSØK</u>	<u>159</u>
12.3.1 Opptredende krefter	160
12.3.2 Bruddform	161
12.3.3 Last- og forskyvningskurver	165
12.3.4 Sammenligning av beregnetkapasiteter og forsøksresultater	171
<u>13.0 FE ANALYSE.....</u>	<u>174</u>
<u>13.1 NUMERISK ANALYSE AV SKJÆRFORSØKET.....</u>	<u>174</u>
<u>13.2 MODELLERTE EGENSKAPER TIL PRØVESTYKKE BRUKT I FORSØK ...</u>	<u>174</u>
<u>13.3 GEOMETRI</u>	<u>175</u>
<u>13.4 MATERIALDATA.....</u>	<u>177</u>
13.4.1 Elastisk materialdata	177
13.4.2 Plastisk materialdata.....	178
<u>13.5 BESTEMMELSE AV ELEMENT</u>	<u>183</u>
<u>13.6 ELEMENTINDELING AV KOMPONENTENE</u>	<u>184</u>
<u>13.7 RAND- OG KONTAKTBETINGELSER.....</u>	<u>184</u>
13.7.1 Randbetingelser	184
13.7.2 Kontaktbetingelser	185

<u>13.8 RESULTATER.....</u>	188
13.8.1 Elastiske resultater	188
13.8.1.1 Strekkøyninger i dybel	188
13.8.1.2 Trykkfordeling fra stålplaten og dybelen inn i betongen	191
13.8.1.3 Trykk- og strekkfordeling rundt dyblene i stålplaten og betongen	199
13.8.1.4 Forskyvningen til stålennstøpningsdetalj.....	201
13.8.2 Plastiske resultater	202
13.8.2.1 Tøyninger i dyblene	202
13.8.2.2 Tøyninger i betong	203
13.8.2.3 Betongens trykkspenningsfordeling	204
13.8.2.4 Spenninger i dybel.....	206
13.8.2.5 Deformasjon av stålennstøpningsdetalj	208
13.8.3 Sammenligning av forskyving fra forsøks- og FE-resultatene.....	209
<u>13.9 DRØFTING AV FE RESULTATER</u>	210
<u>13.10 KONKLUSJON AV FE RESULTATER.....</u>	210
<u>14.0 KONKLUSJON OG VIDEREFØRENDE ARBEID</u>	211
<u>14.1 KONKLUSJON</u>	211
<u>14.2 VIDEREFØRING AV ARBEIDET I RAPPORTEN</u>	212
<u>15.0 LITTERATURLISTE.....</u>	213
<u>16.0 VEDLEGG</u>	218

Figurliste

Figur 1.1: Knutepunkt mellom vegg og bjelke med stålplate med dybler.	27
Figur 1.2: Stålplate med dybler.	27
Figur 2.1: Opptredende moment, skjær-, normalkraft på stålplaten med dybler [1].	29
Figur 2.2: Skjærbelastning på stålplate med dybler, når alle dyblene er effektive [2]....	30
Figur 2.3: Fordeling av skjærkraft hvor dybler er plassert nær kant [2].	30
Figur 2.4: Definisjon av effektivlengde h_{ef} til dybel med fot [2].	31
Figur 2.5: Fordeling av skjærkraft med store klaringshull nær kant [2].	31
Figur 2.6: Eksempler på dybler utsatt for eksentrisk normalkraft [2].	32
Figur 2.7: Lastfordeling på dybelen etter elastisk teori [69].	33
Figur 2.8: Fordeling av opptredende moment på stålplaten med dybler [69].	33
Figur 2.9: Skjærfordeling på dyblene [69].	34
Figur 2.10: Deformasjon og spenninger av stålplaten med dybler.	34
Figur 3.1: Betongprøvestykke utsatt for enaksielt strekk.	35
Figur 3.2: Spennings- og tøyingskurve for betong belastet med enaksielt strekk (målt forskyvings test av Reinhardt (1997)) [3].	36
Figur 3.3: Bruddformer for strekkbelastede dybler i betong.	39
Figur 3.4: Resultantkrefter fra betong på strekkbelastet dybel [8].	40
Figur 3.5: Spenningsfordeling for strekkbelastet dybel innstøpt i betong [8].	40
Figur 3.6: Spenninger mellom betongen og strekkbelastet dybel [1].	41
Figur 3.7: Ulike bruddvinkler for kjeglebrudd [9].	41
Figur 3.8: Strekk- og trykkspenninger i betong pga. strekkbelastet dybel [8].	42
Figur 3.9: Forankringsfot med trykkbelastning.	42
Figur 3.10: Flytskjema for strekkbelastet dybel uten fot [6].	44
Figur 3.11: Flytskjema for strekkbelastet dybel med fot [6].	45
Figur 3.12: Spenningsfordeling i betong med strekkbelastede forankringsstenger [1]. ..	47
Figur 3.13: Verdier av c_d for bjelker og plater [2].	48
Figur 3.14: Andre forankringsmetoder av dybler og viser verdien av K [6].	49
Figur 3.15: Bruddkjegle i betong for dybel med fot [8].	50
Figur 3.16: Strekkkapasiteten til betong for kjeglebrudd.	53
Figur 3.17: Grafisk fremstilling av armeringens strekkkapasitet.	55
Figur 4.1: Spenninger i dybel [8].	57
Figur 4.2: Skjærbelastet dybel med betongkantbrudd og brudd i stålet.	58

Figur 4.3: Bruddformer for skjærbelastet stålplate med dybel/dybler [6].	59
Figur 4.4: Pryout-brudd i betong.	60
Figur 4.5: Grenseverdi for at pryout-brudd ikke kan oppstå.	60
Figur 4.6: Flytdiagram til skjærbelastet stålplate med dybel [6].	61
Figur 4.7: Utledningsmodell av skjærbelastet dybel med et flyteledd.	64
Figur 4.8: Fordeling av spenninger på et sirkulært tverrsnitt.	64
Figur 4.9: Modell brukt til utledning av skjærkapasitet for dybel.	67
Figur 4.10: Stålplater med dybler, hentet fra produktkatalogen til Peikko [32].	68
Figur 4.11: Skjærkapasiteten til kombinasjonsbrudd i betong og dybel.	73
Figur 4.12: Skjærkapasitetene til kombinasjonsbrudd i betong og dybel.	74
Figur 4.13: Skjærkapasitet til betong med stålplate med dybel.	75
Figur 4.14 : Karakteristiske skjærkapasiteten til en forankringsstang.	77
Figur 5.1: Dybel med liten avstand til betongkant [8].	79
Figur 5.2: Korreksjonsfaktor k_s og viser avstandene s og c .	80
Figur 5.3: Definisjon av n_1 for stålplate med dybler [6].	81
Figur 5.4: Kjeglebrudd med redusert areal [8].	82
Figur 5.5: Dybler med liten innbyrdes avstand [8].	83
Figur 5.6: Viser betongkjeglens bruddareal [1].	84
Figur 5.7: Beregning av bruddareal for kjeglebrudd [10].	85
Figur 5.8: Eksentrisk strekkraft på stålinnstøpningsdetaljen [4].	86
Figur 5.9: Viser eksempler når h'_{ef} bør benyttes [10].	87
Figur 5.10: Eksempler på bruddareal for blowout-brudd [10].	89
Figur 5.11: Viser utregning av $A^0_{c,v,1}$ [46].	92
Figur 5.12: Eksempler på utregning av $A_{c,v}$ [10].	93
Figur 5.13: Skjærlast som angriper eksentrisk på stålplate med dybler [10].	94
Figur 5.14: Skjærkraft som angriper stålplate med vinkel α_v [1].	95
Figur 5.15: Skjærbelastet dybel i et tynt og smalt betongelement [10].	96
Figur 5.16: Eksempel på beregning av c'_1 [10].	96
Figur 6.1: Viser innstøpt stålplate med påsveist lastpåføringsplate.	99
Figur 6.2: Spenninger i sveisesnittets plan.	102
Figur 6.3: Sveisekrav til dybel av armeringsstål [15]	103
Figur 6.4: Kilsveis med $\alpha = 30^\circ$ og $\alpha = 45^\circ$.	103
Figur 6.5: Kraftdekomponeringen for $\alpha=30^\circ$ og $\alpha=45^\circ$ på sveisesnittet.	104
Figur 6.6: Effektive lengde til sveisesnitt utsatt for skjær- og strekkraft.	105

Figur 6.7: Trykksone med antatt fordelingsareal.	108
Figur 6.8: Utdrag fra EC 3-1-8 tabell 6.1 [14].	110
Figur 6.9: Viser bruddform 1 og 2 for T-stykket.	111
Figur 6.10: Viser hevarmskreftenes elastiske virkning på dyblene.	112
Figur 6.11: Mål for ekvivalent T-stykke.	113
Figur 6.12: Sveiseutførelse for å oppnå fastinnspenning av dybel i stålplate.	115
Figur 6.13: Viser potensialet til forskyvning av dybel i forbindelsen.	115
Figur 7.1: Grafisk fremstilling av interaksjonsformler for betong [9].	116
Figur 8.1: Stavmodell for dybel med fot [10].	119
Figur 8.2: Stavmodell til strekkbelastet dybel.	120
Figur 8.3: Partielt belastet flate.	120
Figur 8.4: Ulike eksempler av stavmodeller til innstøpt stålplate med dybler [69].	120
Figur 8.5: Fordeling av krefter i betongen med skjærbelastede dybler.	121
Figur 8.6: Skjærbelastet stålplate med dybler.	121
Figur 9.1: Viser karakteristisk deformasjonen og lastpåførelse.	125
Figur 9.2: Idealisert last- og forskyvningskurve [3].	126
Figur 10.1: Dimensjoner på betongprøvestykkene.	127
Figur 10.2: Utførelse av endeforankring.	127
Figur 10.3: Betongprøvestykkene med stålplate i mellom.	128
Figur 10.4: Modell til utledning av skjærkapasitet til betong og forankringsstang.	129
Figur 10.5: Forenklet utledningsmodell med to flyteledd.	130
Figur 10.6: Dekomponering av global skjærkraft.	132
Figur 10.7: Flytekurven til von-Mises-elastisitetetskriterium [27].	132
Figur 10.8: Elastisk skjærspenning av sirkulært tverrsnitt [28].	133
Figur 10.9: Plastisk skjærspenning i et sirkulært tverrsnitt.	133
Figur 10.10: Viser hvor spenningskontrollen er foretatt.	134
Figur 10.11: Prøvestykke med Ø16, avskalling av betongen og brudd i dybel.	135
Figur 10.12: Prøvestykke med Ø20, betongkantbrudd og brudd i dybel.	135
Figur 10.13: Grafisk fremstilling av last- og forskyvningskurve til forsøk med Ø16. ...	136
Figur 10.14: Grafisk fremstilling av last- og forskyvningskurve til forsøk med Ø20. ...	136
Figur 10.15: Friksjonskrefter mellom stålplaten og betongoverflatene.	138
Figur 11.1: Illustrasjon av prøvestykkene.	139
Figur 11.2: Horisontalt snitt av betongprøvestykket med minimumsarmering.	140

Figur 11.3: Viser plassering av stålinnstøpningsdetalj og minimumsarmering i prøvestykket.....	141
Figur 11.4: Viser støpeprosess og støperetning av prøvestykkene.	142
Figur 11.5: Viser dimensjonene på stålplate.....	143
Figur 11.6: Sveiseutførelse av prøvestykkene.....	144
Figur 11.7: Lastpåføringsplatens plassering på stålplaten.....	144
Figur 11.8: Utførelse av de ulike prøvestykkene.	146
Figur 11.9: Forsøksoppstilling 1 med store eksentrisitet.....	146
Figur 11.10: Forsøksoppstilling 2 med liten eksentrisitet.....	147
Figur 11.11: Opplager stålplate og sikkerhetsanordning for forsøksoppstillinger.....	148
Figur 11.12: Viser opplager til forsøksoppstilling.....	149
Figur 11.13: Statisk system 1).	150
Figur 11.14: Prinsipp for normal-, skjær- og momentdiagram.	150
Figur 11.15: Viser d, og bjelketverrsnitt kontrollert for opptredende moment.....	151
Figur 11.16: Statisk system 2).	152
Figur 11.17: Prinsipp for normal-, skjær- og momentdiagram.	152
Figur 12.1: Materialkurver til dyblene av armeringsstål B500NC.	155
Figur 12.2: Bruddform på overflaten av betongprøvestykket A1.1.	161
Figur 12.3: Bruddform på overflaten av betongprøvestykket A1.3.	162
Figur 12.4: Bruddform på overflaten av betongprøvestykket A2.3.	162
Figur 12.5: Bruddform på overflate av betongprøvestykket A3.2.	163
Figur 12.6: Bruddform på overflaten av betongprøvestykket B2.1.	163
Figur 12.7: Bruddform på overflaten av betongprøvestykket C3.1.	164
Figur 12.8: Geometriske størrelser for bruddform.....	164
Figur 12.9: Viser last- og forskyvningskurve til prøven A1.1.	166
Figur 12.10: Viser last- og forskyvningskurve til prøven A1.3.	166
Figur 12.11: Viser last- og forskyvningskurve til prøven A2.3.	167
Figur 12.12 Viser last- og forskyvningskurve til prøven A3.2.	167
Figur 12.13: Viser last- og forskyvningskurve til prøven B2.1.	169
Figur 12.14: Viser last- og forskyvningskurve til prøven C3.1.	169
Figur 12.15: Viser last- og forskyvningskurve til alle prøvene.	170
Figur 13.1: Geometrisk utforming av stålplaten og plassering på og i betongen.....	175
Figur 13.2: Geometrisk utforming av lastpåføringsplaten og plassering av stålplaten i betongen for modellene.....	176

Figur 13.3: Sann spenning- og tøyningsskurve for armeringsstenger (B500NC).	178
Figur 13.4: Sann spenning- og tøyningsskurve for stål S235.	179
Figur 13.5: Plastisk spennings- og tøyningsskurve for sveis.	179
Figur 13.6: Betongens karakteristiske oppførsel for enaksielt strekk og trykk [55].	181
Figur 13.7: Spennings- og tøyningssammenhengen for trykkbelastet betongen.	182
Figur 13.8: Betongens karakteristiske strekkspennings- og bruddenergikurve.	183
Figur 13.9: Strekkspenning- og bruddenergi oppførselen til betongen.	183
Figur 13.10: Rand- og kontaktbetingelser.	184
Figur 13.11: Viser prinsipielt hvordan dybelen er ”embedded” til betongen.	185
Figur 13.12: Viser overflate til overflate kontakt mellom stål- og betongoverflatene. ..	186
Figur 13.13: Viser komponenter som er låst sammen.	187
Figur 13.14: ”Stien” til øvre dybel.	188
Figur 13.15: Tøyningen til øvre dybel.	189
Figur 13.16: Spenningsfordeling inntil dybelen på trykksiden.	191
Figur 13.17: ”Sti” fra midt i betongen inntil underkant av stålplaten	192
Figur 13.18: Trykkspennings-fordeling normalt på betongoverflaten inntil stålplatens underkant.	192
Figur 13.19: Valgt ”sti” på dybelens tverrsnitt for spenningsfordeling.	193
Figur 13.20: Trykk- og strekkspenninger normalt på overflaten til den nederste dybelens tverrsnitt.	193
Figur 13.21: Trykk- og strekkspenninger normalt på overflaten til den øverste dybelens tverrsnitt.	194
Figur 13.22: Von-Mises-spenning til tverrsnittet på den nederste dybelen.	195
Figur 13.23: Von-Mises-spenning til tverrsnittet på den øverste dybelen.	195
Figur 13.24: Valgt ”sti” som viser spenningsfordelingen i betongen under dybelen.	196
Figur 13.25: Von-Mises-spenningene for betongveggen dybde under den nederste dybelen.	197
Figur 13.26: Trykk normalt på overflaten i betongveggen midt under den nederste dybelen.	197
Figur 13.27: Trykkspennningene på baksiden av stålplate.	199
Figur 13.28: Trykkfordelingen i betongen fra stålinnstøpningsdetaljen.	200
Figur 13.29: Tøyning til den øverste dybelen, der stålplaten er innstøpt i betongen.	202
Figur 13.30: Tøyning til den øverste dybelen, der stålplaten er på utsiden av betongen.	203
Figur 13.31: Fordelingen av trykkspennningene på betongoverflaten.	204

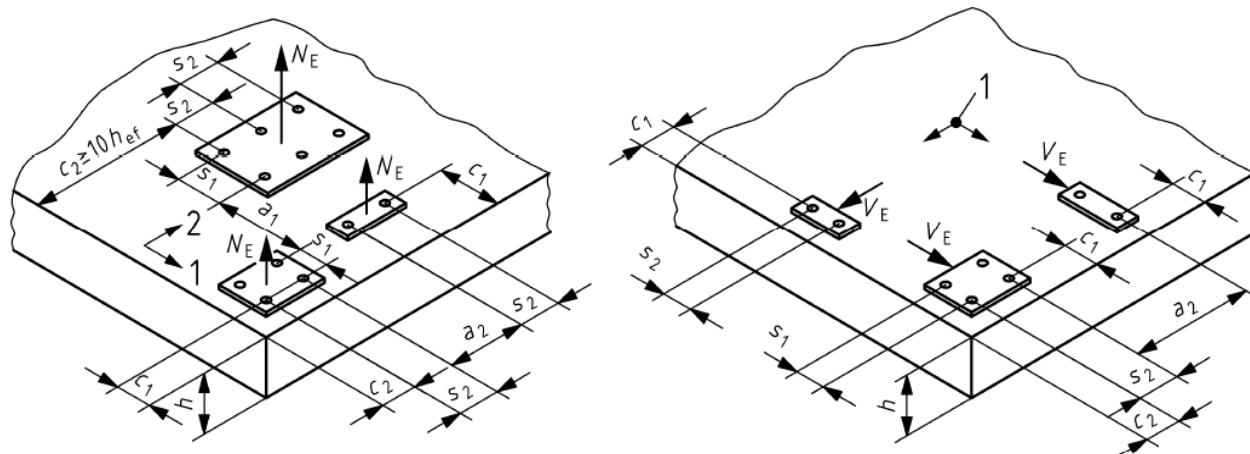
Figur 13.32: Fordelingen av von-Mises-spenningene på betongoverflaten	205
Figur 13.33: ”Sti” for hull i betongen rett ved stålplaten.	205
Figur 13.34: Trykkspenningen normalt på betongen rett ved stålplaten.	206
Figur 13.35: Von-Mises-spenningsfordeling for betongen under nederste dybel.	206
Figur 13.36: Valgt ”sti” på dybelens tverrsnitt for spenningsfordeling.....	207
Figur 13.37: Von-Mises-spenningen og trykkspenning normalt på ”sti”.	207

Tabelliste

Tabell 1: Anbefalt hullklaring i stålplate til dybel [4].....	29
Tabell 2: Verdier av koeffisientene α_1 , α_2 , α_3 , α_4 og α_5 [5].....	48
Tabell 3: Sammenligning av strekkapasiteter til betong for kjeglebrudd.	53
Tabell 4: Sammenligning av strekkapasiteter til betong for uttreksbrudd.	54
Tabell 5: Sammenligning av strekkapasiteter til dybler.....	55
Tabell 6: Materialdata brukt i sammenligning av skjærkapasiteter.	73
Tabell 7: Skjærkapasiteten til kombinasjonsbrudd i betongen og dybel.....	73
Tabell 8: Skjærkapasiteten til kombinasjonsbrudd i betong og dybel.....	74
Tabell 9: Skjærkapasitet til betong med dybel festet til stålplate.....	75
Tabell 10: Karakteristiske skjærkapasiteten til en forankringsstang.....	76
Tabell 11: Minimum avstand fra senter dybel til betongkant.	79
Tabell 12: Anbefalte geometriske størrelser for plassering av dybler med fot.	97
Tabell 13: Anbefalte geometriske størrelser til plassering av dybel uten fot.	98
Tabell 14: Sveisens effektive lengder og bredde.....	105
Tabell 15: Forholdet mellom dybel diameter og a-målet på sveisen.	106
Tabell 16: Anbefalt tykkelse på stålplaten, hvor stål kvalitet til platen er S235.	109
Tabell 17: Anbefalt tykkelse på stålplaten, hvor stål kvalitet til platen er S355.	109
Tabell 18: Effektiv lengder for bruddmønstre med og uten hevarmkrefter.	114
Tabell 19: Strekkresultater av armeringsstenger.	128
Tabell 20: Inndata for etterregning av studentoppgave med skjærforsøk.	134
Tabell 21: Testresultater og kapasitetsberegninger av skjærforsøk.	137
Tabell 22: Oversikt over hull diameter og a-mål til sveis.....	143
Tabell 23: Dimensjonene og navn på utførte prøver.	145
Tabell 24: Materialdata til armeringsstengene av kvalitet B500NC.	155
Tabell 25: Beregnet forhold for vanlige stål kvaliteter.	156
Tabell 26: Duktilitet til armeringsstål B500NC.....	156
Tabell 27: Trykkresultater og omgjøring til sylindrefasthet.	157
Tabell 28: Heftkapasitet til betong.	157
Tabell 29: Strekkapasitet til en dybel.....	157
Tabell 30: Skjærkapasitet til betong.....	158
Tabell 31: Skjærkapasitet til en dybel.....	158
Tabell 32: Interaksjon av heft- og skjærkapasitetene.....	158

Tabell 33: Totalt beregnet skjærkapasitet til prøvestykkene.....	159
Tabell 34: Størst skjærlast og forskyvning i forsøk.	160
Tabell 35: Maks opptredende moment og opplagerkrefter for statisk system 1).	160
Tabell 36: Maks opptredende krefter og moment for statisk system 2).	160
Tabell 37: Lengder fra underkant betong til start og slutt for opprissing og vinkler. ..	165
Tabell 38: Størrelse på friksjonsbidraget i total kapasiteten.	168
Tabell 39: Forholdet mellom kalkulert kapasitet iht. CEN/TS og forsøksresultater....	171
Tabell 40: Forholdet mellom kalkulert kapasitet iht. Muratli og forsøksresultater.....	171
Tabell 41: Forholdet mellom kalkulert kapasitet iht. EC 4-1-1 og forsøksresultater....	172
Tabell 42: Skjær- og strekk pr. dybel og avvik i beregnet og målte strekkkapasiteter. ..	172
Tabell 43: Elastisk materialdata til stålplate og lastpåføringsplate.	177
Tabell 44: Elastisk materialdata for armeringsstål.	177
Tabell 45: Lineærelastisk-materialdata for betong som er urisset.....	177
Tabell 46: Sann spenning- og tøyning for armeringsstenger av kvalitet B500NC	178
Tabell 47: Sann spenning og tøyning for stålplate av kvalitet S235.	178
Tabell 48: Plastisk spennings- og tøyningssammenheng for sveisen.	179
Tabell 49: Valg av type element og elementstørrelser på komponentene.	184
Tabell 50: Oversikt over ”embedded- elementer”.....	185
Tabell 51: Viser overflate til overflate kontakt for komponentene.	186
Tabell 52: Oversikt over låsing av elementer.	186
Tabell 53: Oversikt over resultatnavn.....	188
Tabell 54: Maks tøyningen til dyblene i strekk.	189
Tabell 55: Von-Mises- og trykkspenning normalt på betongoverflaten	198
Tabell 56: Maskimal forskyvning av lastpåføringsplaten i underkant.	201
Tabell 57: Oversikt over simuleringens navn.	202
Tabell 58: Forskyvningene i underkant av lastpåføringsplaten.	208
Tabell 59: Interpolert forskyvning ved 130 kN fra forsøksresultatene.....	209
Tabell 60: FE-analysenes forskyvning av lastpåføringsplaten.....	209

Indeksliste



a) Definisjoner for normalkraft.

b) Definisjoner for skjærkraft.

Figur: Definerer avstandene og retningene [2].

- A er tverrsnittsareal til dybelen.
- a er momentarmen til skjærlasten iht. BEB 3 og etter NS-EN 177660 a-mål på sveis.
- a_{\min} er minste avstand fra senter dybel til betongkant.
- A_c er betongkjeglens bruddareal.
- A_{c0} er bruddkjeglens areal uten reduksjon.
- $A_{c,N}$ er kjeglebruddets overflateareal mht. kant- og senteravstander til dybel.
- $A_{c,N}^0$ er kjeglebruddets overflateareal/grunnareal.
- $A_{c,Nb}$ er det projiserte arealet for en gruppe dybler, med hensyn til overlapping.
- $A_{c,Nb}^0$ er det projiserte arealet til en enkelt dybel.
- $A_{c,V}$ er bruddarealet til dybel utsatt for skjærbelastning.
- $A_{c,V}^0$ er bruddarealet til dybel uten reduksjon for betongkant- og senteravstand.
- A_e er flyteplataets lengde.
- A_{fot} er totalarealet til dybelens fot.
- A_{gt} er tøyning ved maksimal strekkfasthet f_t .
- A_h er lastbæringsarealet til dybelens fot.
- A_n er nettoareal til forankringsstangens fot.
- A_r er bruddkjeglearealet til dybel nær betongkant.
- A_s er tverrsnittsareal til forankringsstangen.
- $A_{s,\text{hmin}}$ er minimums horisontalarmering til betongvegg.
- $A_{s,\text{vmax}}$ er maksimal vertikalarmering til betongvegg.
- $A_{s,\text{vmin}}$ er minimums vertikalarmering til betongvegg.
- A_{st} er tverrsnittsarealet til tverrarmingen.
- $A_{\text{st,min}}$ er tverrsnittsarealet av minste tverrarming.
- A_t er tøyning ved bruddlast.
- b er avstanden fra senter dybel til stålplaten eller bredden til prøvestykkene.
- b_1 er avstanden fra senter dybel til stålplatens kant.
- b_{eff} er effektiv bredde til stålplaten.
- c er avstanden fra senter dybel til betongkant, eller effektiv avstand ved trykk.
- c_1 er avstanden fra senter dybel til betongens kant i retning 1/ kraftretningen.
- c_1 er en faktor som tar hensyn skjærkapasiteten for smale betongelementer.

c_2	er avstanden fra senter dybel til betongkant i retning 2/ på tvers av kraftretningen.
c_3	er en forsøks basert koeffisient.
$c_{cr,N}$	er bruddkjeglens effektive avstand fra senter av dybel til betongkant.
$c_{cr,sp}$	er en kritisk kantverdi for betong.
c_d	er avstanden fra dybel til betongkant.
$C_{f,d}$	er friksjonskoeffisient mellom betong og stål.
c_{maks}	er maksimal avstanden til betongkant fra senter av dybel.
c_{min}	er minste avstand fra senter dybel til betongkant.
D	er bredden av dybelens fot.
d	er diameter til dybel.
D^{el}	er fjerdeordens elastiske tensor.
D_0^{el}	er initial elastisk matrise for betong.
d_0	er hulldiametere til dybelen i stålplaten.
D_c	er resultanten av betongens trykksone.
d_f	er diameteren til klaringshullet i stålplaten.
d_h	er diameteren til dybelens fot.
d_{nom}	er nominelle diameteren til dybel.
e	er skjærlastens eksentrisitet eller for stålplate avstand fra dybel til stålplaten kant.
e_1	er endeavstanden i kraftretningen fra senter av hullet til kanten av stålplaten.
e_2	er kantavstanden normalt på kraftretningen, fra senter av hullet til kant av stålplaten.
E_a	er stålets elastisitetsmodul.
E_o	er betongens elastisitetsmodul.
e_{bi}	er eksentrisiteten til skjærkraft pr. dybel fra underkant stålplate til skjærkraft.
E_c	er betongens elastisitetsmodul.
E_{cm}	er betongens midlere seknat/elastisitetsmodul.
e_N	er eksentrisiteten til strekk- eller skjærlasten.
$e_{N,1}$	er eksentrisiteten i retning 1 til normalkraften på stålplaten.
$e_{N,2}$	er eksentrisiteten i retning 2 til normalkraften på stålplaten.
e_{pl}	er avstand fra senter dybel til stålplatekant horisontalt.
e_{pll}	er avstand fra senter dybel til stålplatekant vertikalt.
E_s	er elastisitetsmodulen til stålet.
e_v	er avstanden fra dybelgruppens tyngdepunkt til skjærkraftens angrepspunkt.
$e(\theta, f_i)$	er en parameter referert til eksentrisiteten i Abaqua inelastiske betongoppførsel.
F	er opptredene strekkraft på stålinnstøpningsdetaljen.
f	er spenningen mellom dybelen og betongen.
$F_{1,vb,Rd}$	er festemidlets dimensjonerende skjærkapasitet.
$F_{2,vb,Rd}$	er festemidlets dimensjonerende skjærkapasitet.
f_{bd}	er betongens dimensjonerende heftfasthet, EC 2-1-1 [5].
$F_{b,Rd}$	er skjærkapasiteten til stålplaten for hullkantrykk.
$f_{cc,200}$	er betongens strekkfasthet (Heilmann [3]).
f_c	er betongens karakteristiske sylindrefasthet.
f_{cc}	er betongens karakteristiske sylindrefasthet.
f_{ck}	er betongens karakteristiske sylindrefasthet.
$f_{ck,cube}$	er betongens karakteristiske terningsfasthet.
f_{cd}	er betongens dimensjonerende sylindrefasthet.
f_{cm}	er betongens målte terningsfasthet i forsøk.
F_{CRd}	er dimensjonerende trykkfasthet til betong inntil stålplaten.
f_{ct}	er aksiell strekkfasthet (Heilmann [3]).
f_{ctd}	er betongens dimensjonerende strekkfasthet, EC 2-1-1 [5].
$f_{ctk, 0.05}$	er betongens sentriske strekkfasthet med 5 % sannsynlighet for underskridelse.

$f_{ctk, 0.95}$	er betongens sentriske strekkfasthet med 5 % sannsynlighet for overskridelse.
f_{ctm}	er betongens middelværdi for sentrisk strekkfasthet ved 28 døgn, EC 2-1-1 [5].
$f_{ctm}(t)$	er betongens middelværdi for sentrisk strekkfasthet som en funksjon av tiden.
f_j	er betongens dimensjonerende trykkfasthet.
f_{jd}	er betongens dimensjonerende trykkfasthet.
f_i	er heftspenningen mellom betongen og stålet.
$f_{m\ddot{a}lt}$	er betongens fasthet målt i studentoppgave.
f_r	er spenningen vinkelrett på dybelen, som forårsaket spalting av betongen.
f_t	er strekkfastheten til stål.
F_t	er friksjonskapasiteten mellom stål og betong for fotplater.
f_{td}	er betongens dimensjonerende strekkfasthet, NS 3473.
$F_{t,Ed}$	er endeplatens strekk påkjenning.
F_{ten}	er strekkraft på dybelen.
$F_{t,Ed}$	er opptredende strekkraft på festemidlet.
$F_{t,Rd}$	er dybelens dimensjonerende strekkkapasitet.
f_u	er strekkfasthet til dybel.
f_{ub}	er festemiddelets bruddspenning/strekkfasthet.
f_{uk}	er dybelens karakteristiske bruddspenning.
f_{ut}	er den faktiske flytespenningen til stålplaten/dybelen.
$F_{v, Ed}$	er opptredende skjærkraft på festemiddelet.
$F_{vb,Rd}$	er dimensjonerende skjærkapasitet til en dybel.
$F_{v,Rd}$	er dimensjonerende avskjæringskapasiteten til dybelen.
F_{vR}	er maksimal skjærkapasitet til dybel under monotonisk last.
F_{vy}	er skjærkraften der det slutter med lineær sammenheng mellom deformasjon og kraft.
f_y	er stålets karakteristiske flytespenning.
f_{yd}	er stålets dimensjonerende flytespenning.
f_{yk}	er stålets karakteristiske flytespenning.
G	er skjærmodulen.
G_f	er bruddenergien til betongen.
h	er total høyden på betongelementet eller høyden på prøvestykket.
h_{ef}	er dybelens effektive høyde/lengde.
h'_{ef}	er en korrigert effektiv høyde til dybel når det er tre eller flere korte kantavstander.
h_n	er total høyden til dybel, inkludert høyde på dybelens fot.
h_{sc}	er den nominelle høyden til dybel.
I_s	er andre arealmoment til dybel.
K	er en faktor som tar hensyn til tverrarmeringens beliggenhet.
k	er en forsøks basert faktor, variere i området 0,17 til 0,35, middelværdi satt til 0,25.
k_1	er en faktor som tar hensyn til geometrisk utforming av stålplaten og plassering av festmiddlesens normalt på kraftretningen.
k_2	er en faktor som tar hensyn til hvilken type festemiddel som benyttes.
k_3	er en koeffisient som tar hensyn til dybelens effektive høyde.
k_c	er en korreksjonsfaktor for liten avstand fra senter dybel til betongkant.
k_e	er en korreksjonsfaktor mht. utkragning.
k_s	er en korreksjonsfaktor for små avstander mellom dyblene på tvers av skjærkraft.
k_{ucer}	er en forsøks basert faktor, som tar hensyn til om betongen er risset eller urisset.
l	er lengden.
l_{eff}	er effektiv lengde til dybelen eller lengden for trykkareal til stålplaten.
l_b	er forankringslengde til dybelen.
L_b	er tøyningsslengde til dybelen.
L_{b*}	er grenseverdi av tøyningsslengden

l_{bd}	er forankringslengden inkludert reduksjonsfaktorer.
$l_{b,eq}$	er ekvivalent forankringslengde.
$l_{b,min}$	er minimums forankringslengde.
$l_{b,rqd}$	er størst nødvendig forankringslengde.
l_f	er forankringslengde til dybel.
M	er opptredende moment på stålinnstøpningsdetalj.
m	er avstanden fra dybelens senter til lastinnføringsplaten.
M_{Ed}	er dimensjonerende verdi av momentet.
$M_{i,R}$	er opptredende moment på stålplaten.
M_p	er plastisk moment.
m_p	er plastisk moment pr. meter.
M_{pl}	er plastisk moment til dybelen.
m_{pl}	er avstanden fra senter dybel til sveis, i forbindelse med T-stykke.
M_{Rd}	er dybelens plastiske momentkapasitet.
$M_{T,E}$	er torsjonsmoment på stålplaten, iht. CEN/TS [2].
M_v	er opptredende moment.
N	er normalkraft på stålinnstøpningsdetalj.
N_1	er strekkraft på dybel.
n	er antall dybler utsatt for strekk i raden parallelt med betongkanten.
n_1	er antall dybler pr. kolonne i kraftretningen.
n_2	er antall dybler pr. kolonne på tvers av kraftretningen.
n_b	er antall rader utsatt for strekk.
N_{bi}	er strekkstag i stavmodellen.
$N_{b1,R}$	er strekkkraft på dybel.
$N_{re,i}$	er strekkstag i stavmodellen.
N_c	er trykkresultanten til betongen på stålplaten.
$N_{c,Ed}$	er dimensjonerende trykkraft på stålinnstøpningsdetaljen.
N_{cd}	er strekkkapasitet til betong i forbindelse med kjeglebrudd.
N_{Ed}	er normalkraft.
$N_{E,d}$	er opptredende normalkraft på stålplate.
N_{Rd}	er betongens dimensjonerende strekkkapasitet.
$N_{Rd,c}$	er den totale strekkkapasiteten til dybel/dybler med stålplate.
$N_{Rd,c}^0$	er betongens dimensjonerende strekkkapasitet i forbindelse med kjeglebrudd.
N_{Rk}^0	er betongens karakteristiske strekkkapasitet.
$N_{Rk,c}$	er betongens karakteristiske strekkkapasitet.
$N_{Rk,cb}$	er betongens karakteristiske strekkkapasitet for blowout-brudd.
$N_{Rk,c}^0$	er betongen karakteristiske strekkkapasitet for blowout-brudd.
$N_{Rk,cb}^0$	er betongens karakteristiske strekkkapasitet for blowout-brudd.
$N_{Rd,p}$	er betongens dimensjonerende strekkkapasitet for uttrekksbrudd.
$N_{Rk,p}$	er betongens karakteristiske strekkkapasitet for uttrekksbrudd.
$N_{Rd,s}$	er dybelens dimensjonerende strekkkapasitet.
$N_{Rk,sp}$	er betongens karakteristiske strekkkapasitet for uttrekksbrudd med korreksjonsfaktorer.
N_s	er strekkkraft til dybelen.
N_{sd}	er festemidlets dimensjonerende strekkkapasitet.
p	er trykket i tverretning i bruddgrensetilstand langs l_{bd} .
p_1	er avstanden mellom senter av dyblene i kraftretningen.
p_2	er senteravstanden mellom dyblene normalt på kraftretningen.
P_{Rd}	er den dimensjonerende skjærkapasiteten til dybelen.
P_{Rk}	er den karakteristiske skjærkapasiteten til dybelen.
q_c	er gjennomsnittlig jevnt fordelt trykkspenning som virker på dybelen fra betongen.

R	er halve av senteravstandene mellom dyblene.
ReH	er tøyning ved flytespenning.
S	er strekkraft.
s	er en koeffisient som tar hensyn til semtentypen eller senteravstand mellom dyblene.
s_1	er senteravstand mellom dyblene i retning 1/kraftretningen.
s_2	er senteravstand mellom dyblene i retning 2/ på tvers av kraftretningen.
$S_{cr, N}$	er bruddkjeglens totale effektive avstand.
$S_{cr, sp}$	er kritisk avstand mellom dyblene.
S_{maks}	er maks avstanden mellom dyblene, eller ved prøving maks forskyvning.
S_{lokal}	er dybelens strekkraft lokalt.
t	er tykkelse på stålplaten, tykkelse på dybelens fot eller betongens alder i døgn.
t_f	er platetykkelsen.
t_{ip}	er tykkelsen til lastpåføringsplaten av stål.
t_{min}	er minste tillatte tykkelse.
u	er utstikket på dybelens fot.
v	er forholdet mellom opptredende skjærkraft delt på skjærkapasiteten.
V	er opptredende skjærkraft på stålinnstøpningsdetaljen.
V_i	er opptredende skjærkraft på dybel.
V_{bi}	er opptredende skjærkraft på dybel.
V_{cd}	er betongens dimensjonerende avskjæringskapasitet.
V_{cd0}	er betongens dim. skjærkapasitet uten hensyn til skjærlastens eksentrisitet.
V_d	er skjærkapasiteten til betong og dybel.
V_E	er opptredende skjærkraft på stålplaten, iht. CEN/TS [2].
V_{Ed}	er opptredende skjærkraft.
V_{Ed}	er opptredende skjærkraft på stålplate.
V_f	er skjærkraft på grunn av friksjon mellom stålplate og betongoverflate.
$V_{frikisjon}$	er hvor mye skjærkraft friksjonen mellom stål og betong kan ta.
V_{heft}	er skjærkapasiteten til betongen med kun hensyn på betongens heftegenskaper.
V_{lokal}	er dybelens lokale skjærkraft.
V_{no}	er betongens dimensjonerende skjærkapasitet.
$V_{pl, Rd}$	er stålets dimensjonerende plastiske skjærkapasitet.
$V_{Rd, s}$	er stålets dimensjonerende skjærkapasitet.
V_{Rd}	er betongens dimensjonerende skjærkapasitet.
$V_{Rd, c}$	er betongens dimensjonerende skjærkapasitet.
$V_{Rd, c}^0$	er betongens dimensjonerende skjærkapasitet uten korreksjonsfaktorer.
$V_{Rk, c}$	er betongens karakteristiske skjærkapasitet.
$V_{Rk, cp}$	er betongens karakteristiske skjærkapasitet når pryout-brudd forekommer.
$V_{Rk, s}$	er stålets karakteristiske skjærkapasitet.
W_i	er indre arbeid.
W_y	er ytre arbeid.
Z_i	er armen til opptredende moment på stålplate.
x	er trykkraftens utbredelse.
x_0	er avstanden fra betongoverflaten og inn til flyteleddet.
\emptyset	er diameter til dybel.
\emptyset_t	er kamstålets diameter.
α	er en faktor som varierer i forskjellige tilfeller.
α_1	er en faktor som tar hensyn til virkning av tverrarmering.
α_2	er en korreksjonsfaktor som tar hensyn til den minste betongoverdekningen og heft.
α_3	er en faktor som tar hensyn til hvordan tverrarmeringen er lagt.

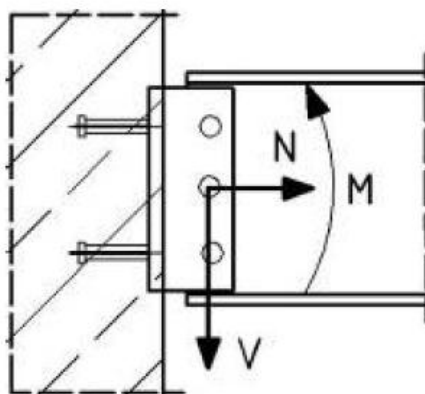
α_4	er en faktor som tar hensyn til virkningen av en eller flere sveiste tverrstenger.
α_5	er en faktor som tar hensyn til virkningen av trykket på tvers av spalteplanet.
α_{ct}	er koeffisient som tar hensyn til virkningen av langtidslast.
α_d	er en faktor som tar hensyn til stålplatenes geometriske størrelser i forhold til plassering av festmiddlene i kraftretningen.
α_e	er en reduksjonsfaktor på grunn av skjærlastens eksentrisitet.
α_M	er en faktor som tar hensyn til grad av innspenning.
α_v	er faktor som avhenger av fasthetskl. til festemidlet, eller vinkelen til skjærkraften.
ΣA_{st}	er tverrsnittsareal for tverrarmering langs den dimensjonerende forankringslengden l_{bd} .
$\Sigma A_{st,min}$	er tverrsnittsareal av minste tverrarmering.
β	er vinkel mellom f_1 og f .
β_c	er en faktor som øker betongens trykkfasthet på grunn av tre-aksielt trykk.
$\beta_{cc(t)}$	er en korreksjonsfaktor for tid ved bestemmelse av betongens strekkfasthet.
β_E	er en stivhetsparameter.
β_w	er en korreksjonsfaktor som varierer med stålqualiteten.
Δ	er forskyvning av stålplaten eller forskyvning av dybel.
γ_C	er materialfaktor for betong, iht. EC 2.
γ_{M0}	er partialfaktor for stål.
γ_{M1}	er partialfaktor for stål.
γ_{M2}	er partialfaktor for knutepunkt.
$\gamma_{Ms,re}$	er partialfaktor for betong.
γ_s	er partialfaktor for stål.
γ_v	er partialfaktor for skjærforbindelser.
η_1	er en korreksjonsfaktor som tar hensyn til støpeforhold.
η_2	er en korreksjonsfaktor som tar hensyn til dybelens diameter.
ν	er tverrkontraksjonen.
δ_0	er forskyvningen hvor betongen ikke kan overføre spenningen over rissene.
δ_{tot}	er total forskyvning.
δ_u	er deformasjonskapasiteten til prøven.
θ	er deformasjonsvinkelen til dybelen.
ε	er tøyning.
ε_{brudd}	er tøyning ved bruddlast.
ε_c	er enaksial trykkstigning.
ε^{el}	er den totale elastiske tøyningen.
ε_{fy}	er tøyning ved flytespenning.
ε_{maks}	er tøyning ved maksimal strekkfasthet f_t .
ε^{pl}	er plastisk tøyning for betong.
ε_{su}	er bruddtøyning til dyblene.
ε_{sy}	er flytetøyning til dyblene.
λ	er differansen mellom tverrsnittsarealet på tverrarmeringen og tverrsnittsarealet av minste tverrarmering delt på arealet til den forankrede stangen.
τ_{\perp}	er skjærspenning i sveisesnittets plan normalt på sveisens lengdeakse.
τ_{\parallel}	er skjærspenning i sveisesnittets plan parallelt med sveisens lengdeakse.
τ_b	er heftspenning til dybelen.
τ_{lokal}	er skjærspenning lokalt.
$\tau_{lokal,el}$	er elastisk skjærspenningsfordeling lokalt.
$\tau_{lokal,pl}$	er plastisk skjærspenningsfordeling lokalt.
σ	er normalspenning.
σ_{\perp}	er normalspenning normalt på sveisesnittet.
σ_{\parallel}	er normalspenning parallelt med sveisens akse.

- σ_c er betongspenningen.
- σ_{cd} er betongens dimensjonerende spenning.
- σ_{lokal} er stålets spenning lokalt.
- σ_s er armeringsstangens spenning.
- σ_{sd} er armeringsstangens dimensjonerende spenning.
- $\sigma_{i0}(\theta, f_i)$ er enaksial strekkspenning ved brudd.
- $\Psi_{ec,N}$ er en faktor som tar hensyn til eksentrisk strekkraft.
- $\Psi_{ec,Nb}$ er en korreksjonsfaktor som tar hensyn til strekklastens eksentrisitet.
- $\Psi_{ec,V}$ er en faktor som tar hensyn til skjærkraftens eksentrisitet.
- $\Psi_{f,V}$ er korreksjonsfaktor for liten senteravstand mellom dyblene i kraftretningen.
- $\Psi_{g,Nb}$ er en korreksjonsfaktor som tar hensyn til lastarealet til de enkelte dyblene.
- $\Psi_{h,sp}$ er en faktor som tar hensyn til den virkelige høyden på spaltemotstanden.
- $\Psi_{h,V}$ er en faktor som tar hensyn til ikke proporsjonalt forhold mellom arealene.
- $\Psi_{re,N}$ er en korreksjonsfaktor som tar hensyn tilfeller med uheldig strekkspenninger.
- $\Psi_{re,V}$ er en faktor som tar hensyn til risset eller urisset betong.
- $\Psi_{s,N}$ er en korreksjonsfaktor som tar hensyn til reduksjon av strekk-bruddlasten.
- $\Psi_{s,Nb}$ er en korreksjonsfaktor som tar hensyn til betongens spenningstilstand.
- $\Psi_{s,V}$ er en faktor som tar hensyn til spenningsendringer i betongen.
- $\Psi_{ucr,N}$ er en korreksjonsfaktor for strekk som tar hensyn til risset eller urisset betong.
- $\Psi_{\alpha,V}$ er en faktor som tar hensyn til skjærkraft som ikke virker vinkelrett på betongkanten.
- $\psi(\theta, f_i)$ er ”dilation angel”.

1.0 Innledning

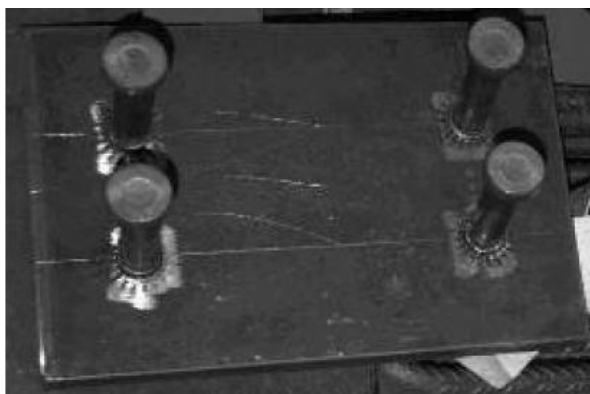
Stålplate med dybler er brukt til å overføre belastning. Lastoverføringen kan f.eks. være i knutepunkt mellom prefabrikkerte betongelementer, mot plastøppte betongkonstruksjoner, mot stålkonstruksjoner, til løfting og montasje av elementer eller til innfestningen av ulike tekniske installasjoner. Produsenter som leverer stålplater med dybler i Norge er f.eks. SB produksjon AS [61], Peikko Norge AS [32] og Pretec [62].

Dyblene hovedoppgave er å overføre strekk- og skjærkrefter til betong. Strekk- og skjærkapasitet til knutepunktet bestemmes svært ofte av betongens strekkfasthet og denne type kapasitetsberegning er ikke beskrevet i Eurokodene, men bestemmes gjennom forsøk og ved hjelp av retningslinjer fra tekniske spesifikasjoner. I figur 1.1 [49] er det vist en innstøpt stålplate med dybler og stålinnstøpningsdetaljen har påsveiset en annen stålplate, hvor den påsveiste platen er boltet fast til en bjelke.



Figur 1.1: Knutepunkt mellom vegg og bjelke med stålplate med dybler.

Det eksisterer forskjellige regler og beregningsmetoder for stålinnstøpningsdetaljen. De fleste skjærkapasitetene til betong og dybel er fremkommet vha. skjærforsøk på dybel med fot, også kjent som "pushout-test". "Pushout-test" er beskrevet i EC 1994-1-1, tillegg B [12]. Strekk- og skjærkapasitetene for betong og dybel er avhengig av geometriske størrelser, knutepunktets materialer og hvilke type festemiddel som er brukt i forbindelsen. Når geometrien til stålplaten, dybelen og betongen velges er det viktig å ta hensyn til avstanden fra senter dybel til betongkant og senteravstanden mellom dyblene. I denne rapporten presenteres og vurderes stålplater med dybler i form av armeringsstenger og standardiserte ståldybler med fot, se figur 1.2.



a) Dybler med fot [49].



b) Dybler uten fot.

Figur 1.2: Stålplate med dybler.

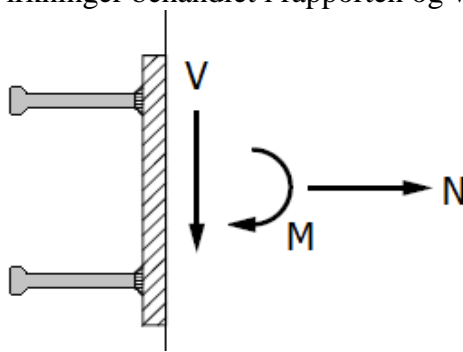
Forholdet mellom strekk- og skjærkraft på stålplate med dybler må vurderes før valg av forankringsstenger. Strekkkapasiteten kan økes med større forankringslengde på dybelen eller ved å velge dybel med fot. Skjærkapasiteten kan økes med å velge forankringsstenger i skjærretningen eller kraftige korte pigger. Gjengehylser, gjengestenger med endemuttere og sveisebolter er dybler med fot. Armeringsstenger og gjengestenger er dybler uten fot. Det er også mulig å påsveise tverrstenger på armeringen, og armeringsstenger regnes da som en dybel med fot.

Masteroppgaven sammenligner strekk- og skjærkapasiteter til betong og stålennstøpningsdetaljen, på bakgrunn fra teoriene presentert i betongelementbøkene, CEN/TS, Eurokoder, forsøksrapporter og andre aktuelle kilder. Dette for å se sammenheng mellom teoriene og forsøksresultatene for å kunne dokumentere, drøfte sammenhenger og diskutere avvik fra forventet oppførsel.

Fordelingen av strekk- og skjærkrefter på stålennstøpningsdetaljen er beskrevet i kapittel 2. Kapittel 3 og 4 presenterer strekk- og skjærkapasiteter for stålennstøpningsdetaljer i betong. Videre i kapittel 5 er korreksjonsfaktorer til betong beskrevet for kort senteravstand mellom dyblene, kort avstand fra senter dybel til betongkant og andre forhold som bør tas hensyn til. Kapittel 6 handler om valg av tykkelse, sveis og opptredende bruddformer for stålplate utsatt for strekkrefter. I tilfeller med både strekk- og skjærkrefter brukes interaksjonsformler, og interaksjonsformler diskuteres i kapittel 7. Minimumssarmering og kraftfordeling videre i betongvegg er beskrevet i kapittel 8. Kapittel 9 gir en kort innføring i forsøksprosedyre og kapittel 10 inneholder etterregningen og diskusjon av en tidligere studentoppgave. Utvalgelse av forsøksgeometri og forsøksresultater finnes i kapittel 11 og 12. I kapittel 13 vises resultater fra simulering av stålennstøpningsdetaljen i FE analysen, og det siste kapitlet i rapporten inneholder forslag til videreføring av arbeidet og konklusjon.

2.0 Lastvirkning på stålinnstøpningsdetalj

Generell ”elastisk” analyse kan brukes for å etablere belastning på de individuelle dyblene, både for bruks- og bruddgrensetilstand [2]. Med generell ”elastisk” analyse menes å fordele skjærkreftene likt på alle dyblene i stålinnstøpningsdetaljen, evt. lik fordeling av strekkrefter til dyblene i stålplaten strekkbelastet område. Strekk- og skjærkreftene som virker på stålplaten skal overføres til dybelen ved hjelp av statisk likevekt av normal- og skjærkreftene. Generelt er forskyvningen av selve dybelen så liten at deformasjonen kan neglisjeres for fordeling av strekk- og skjærkrefter [3]. Moment, skjær- og normalkrefter på stålinnstøpningsdetalj er lastvirkninger behandlet i rapporten og vises i figur 2.1.



Figur 2.1: Opptredende moment, skjær-, normalkraft på stålplaten med dybler [1].

Opptredende bøyemoment fører til at stålplaten kommer i kontakt med betongen, som gir en friksjonskraft mellom stål og betong. Hvis det også virker en skjærkraft på knutepunktet, vil friksjonen mellom betongoverflaten og stålplaten være med å redusere skjærkreftene på dyblene. Dette vil ikke endre normal- og skjærkreftene på betongen, så det er vanskelig å bestemme denne effekten, og friksjonen mellom betongoverflaten og stålplaten bør derfor neglisjeres [2].

Strekkrefter som virker på knutepunktet kan komme fra normalkrefter og kraftpar-antagelse fra moment pga. eksentrisk skjærlast. Strekkreftene kan beregnes ved å anta en lineær fordeling av spenninger og tøyninger [2]. I trykkbelastede områder på stålplaten overfører ikke dyblene trykkreftene til betongen, og betongens trykkapasitet må kontrolleres lokalt.

Tabell 1: Anbefalt hullklaring i stålplate til dybel [4].

Ytre diameter d eller d_{nom} på dybel [mm]	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
Diameter d_f på klaringshull i stålplaten[mm]	7	9	12	14	16	18	20	22	24	26	30	33

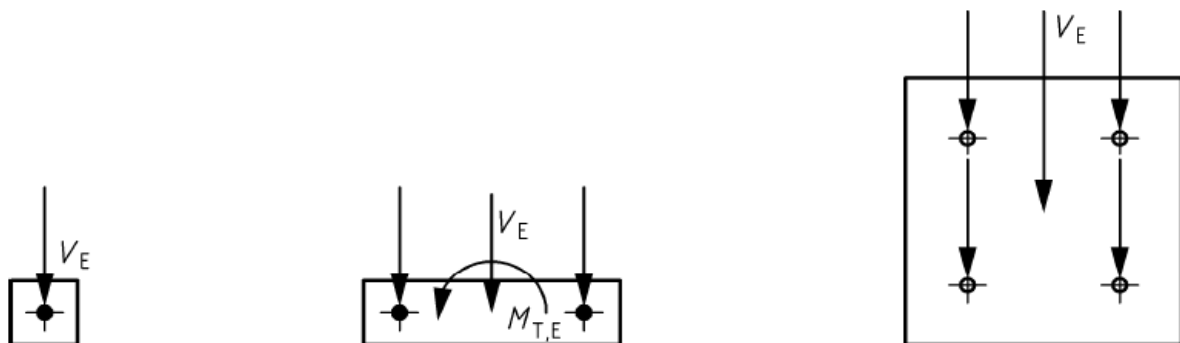
Fordelingen av opptredende skjærlast avhenger av dybelens skjærkapasitet, dette ble bevist av Lotze, Klinger gjennom forsøk i 1997 [3]. CEN/TS 2-4-1 [2], ”Anchorage in concrete construction” [3] og ” Bemessung von Befestigung in Beton” [4] antar at klaringshullene i stålplaten til dyblene ikke er større enn d_f , se tabell 1. CEN/TS 2-4-1 [2] sier også at alle dyblene kan antas som effektive, hvis alle klaringshullene i stålplaten er etter tabell 1, avstanden fra dybelen til betongkanten i skjærkraftens retning er stor og skjærbrudd i dybelen eller pryout-brudd i betongen er dimensjonerende bruddform. Pryout-brudd i betongen er en opptredende bruddform for stålinnstøpningsdetaljer som er skjærbelastet og dybelen må ha fot. Pryout-brudd skjer kun hvis lengden på dybelen er mindre enn $4,5 \cdot d$, der d er diameteren på dybelens skaft. Det vil si at med andre dimensjonerende bruddformer for skjær, vil det mest sannsynlig være en ujevn fordelt skjærkraft på dyblene, slik som Lotze [3] beviste. For

eksempel i forbindelser med opptrødende moment og skjærkraft, vil dyblene utsatt for strekk- og skjærkrefter være mer kritiske enn dyblene utsatt for trykk- og skjærkrefter med lik skjærbelastning på dyblene. I praksis vil det være slik at dyblene som er utsatt for trykk- og skjærkrefter, bærer mer skjærkraft enn dyblene som er utsatt for strekk- og skjærkrefter, når skjærkraften nærmer seg bruddspenning. Det anbefales å beregne den totale kapasiteten til dybelgruppen i punktet som er mest kritisk [3], det vil si for dyblene utsatt for strekk- og skjærbelastning. Derfor er en "elastisk" fordeling av strekk- og skjærkreftene en konservativ antagelse.

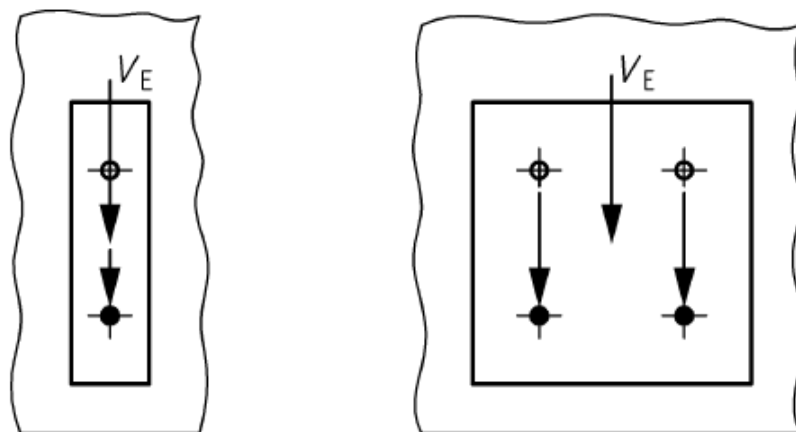
CEN/TS 2-4-1 tillegg B [2] gir retningslinjer for dimensjonering med plastisk analyse. Retningslinjene sier at med plastisk analyse kan kun noen av dyblene bære skjærkrefter og at individuelle dybler av en gruppe kan ta forskjellig størrelse på skjærkraften. Når dyblen er sveist og har tilstrekkelig duktilitet, kan lastfordelingen av skjærkraften til hver av forankringsstengene antas plastisk, hvis likevektbetingelsene er tilfredsstillende.

I "Anchorage in concrete construction" [3] nevnes det at bestemmelse av kapasiteten til stålennstøpningsdetaljen i betong kan gjøres med en ikke-lineær analyse. For en ikke-lineær analyse er det viktig med realistiske antagelser for spenning- og tøyingsfordelingen i betongen, stivheten til knutepunktet og last- og forskyvningen av dyblen utsatt for strekk- og skjærkrefter.

Figur 2.2 viser fordelingen av skjærkraft når alle dyblene er effektive. Klaringshullet i stålplaten tar hensyn til om dyblen kan overføre skjærkraft, og hvis klaringshullet er større enn verdien gitt i tabell 1, skal kun de mest kritiske dyblene ta skjærbelastningen, i følge CEN/TS 2-4-1 [2], se figur 2.3.



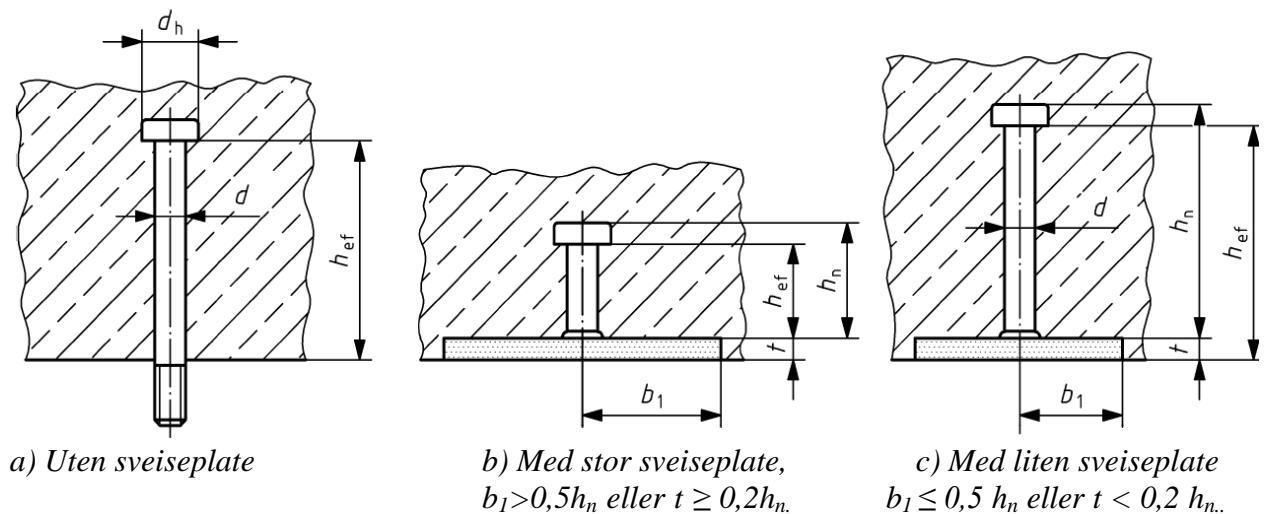
Figur 2.2: Skjærbelastning på stålplate med dybler, når alle dyblene er effektive [2].



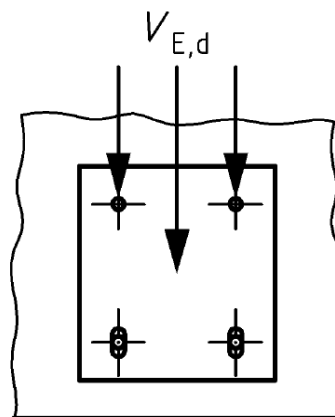
Figur 2.3: Fordeling av skjærkraft hvor dybler er plassert nær kant [2].

Når skjærkreftene er fordelt på alle forankringsstengene, som vist i figur 2.2, kan det med en plastisk fordeling av skjærkreftene antas et redusert areal av dybelen, i forhold til den ”elastisk” fordeling. Lengden av dybelen og avstand fra senter dybel til betongkant bør økes for en plastisk fordeling av strekk- og skjærkreftene i forhold til en ”elastisk” fordeling for å unngå betongkantbrudd.

Hvis dybler er plassert nær en betongkant skal disse kun anses som fullt effektive i tilfeller der betongkantbrudd er dimensjonerende [2]. Dette gjelder hvis avstanden fra senter dybel til betongkant parallelt med skjærkraftens retning er mindre enn $10 \cdot h_{ef}$, der h_{ef} er dybelens effektive lengde [3]. Den effektive forankringslegden for dybler uten fot er lengden på dybelen som er inne i betongen, evt. ekskludert stålplattens tykkelse, og definisjon av den effektive lengden for dybler med fot er vist i figur 2.4.



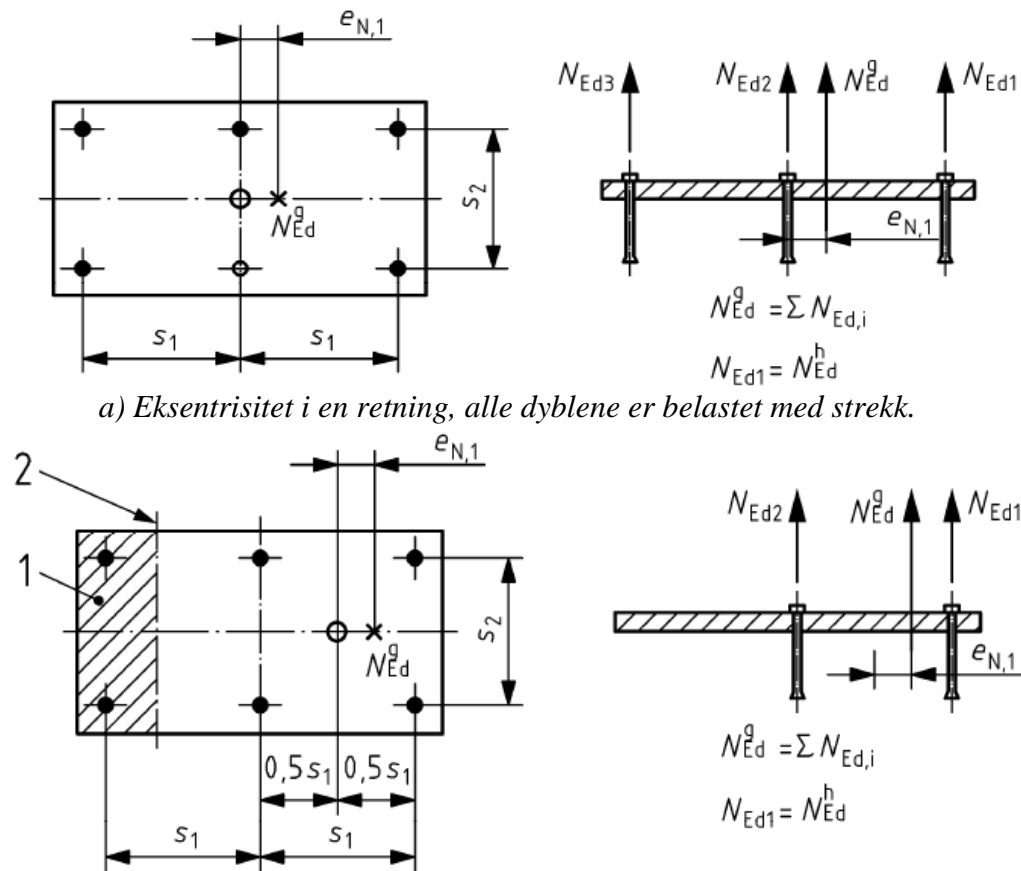
Figur 2.4: Definisjon av effektivlengde h_{ef} til dybel med fot [2].



Figur 2.5: Fordeling av skjærkraft med store klaringshull nær kant [2].

Figur 2.5 viser fordeling av skjærkraft på dybler plassert nær betongkant, der avstanden fra senter dybel til betongkant er liten, og størrelsen til klaringshullet i stålplaten økes for dyblene nærme betongkanten, for å fjerne skjæroverføring fra disse dyblene. Denne type løsning er ikke gjeldene for dybler sveist til stålplate. Med andre ord så avhenger skjærkraftens fordeling av diameteren på klaringshullet i stålplaten, dybelens posisjon i hullet og deformasjonen til dyblene.

For stålinnstøpningsdetaljer med en eksentrisk normalkraft skal en eksentrisitetsfaktor e_N tas i bruk. Eksentrisiteten beregnes i forhold til dybelgruppens tyngdepunkt. Se figur 2.6 for forklaring av eksentrisitetsfaktor e_N . Dette gjelder også i situasjoner der skjærkraften ikke angriper sentrisk på stålinnstøpningsdetaljen.



a) Eksentrisitet i en retning, alle dyblene er belastet med strekk.

b) Eksentrisitet i en retning, hvor stålplaten til dyblene er belastet med både trykk og strekk.

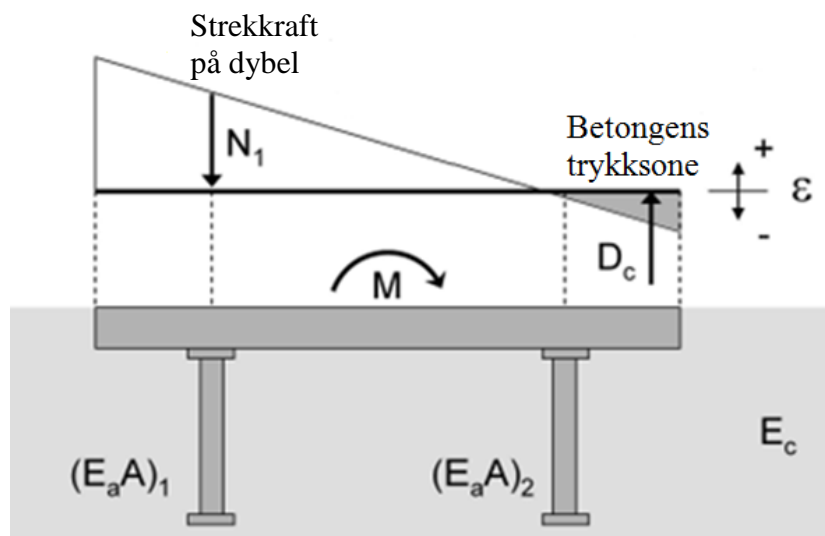
c) Eksentrisitet i to retninger, bare en av dyblene er belastet med strekk.

Tallenes betydning: 1: trykksone på stålplaten, 2: nøytralakse til stålplaten, 3: forskjøvet tyngdepunkt på grunn av normalkraften, 4: angrepspunkt til normalkraften, 5: tyngdepunkt til dybelgruppen.

Figur 2.6: Eksempler på dybler utsatt for eksentrisk normalkraft [2].

Fordeling av strekk- og skjærkrefter må bestemmes for hvert enkelt tilfelle [3], og kraftfordelingen anbefales å beregne etter elastisitetsteori, hvor det antas at plane forbindelser forblir plane etter Naviers hypotese når dyblene blir belastet med lik strekk- og skjærkraft [27]. For å garantere at dette skjer må knutepunktet være ”stivt nok” og alle dyblene i en gruppe må ha lik stivhet og dimensjon. I tilfeller der forbindelsen ikke er ”stiv nok”, må dette tas hensyn til i beregningen.

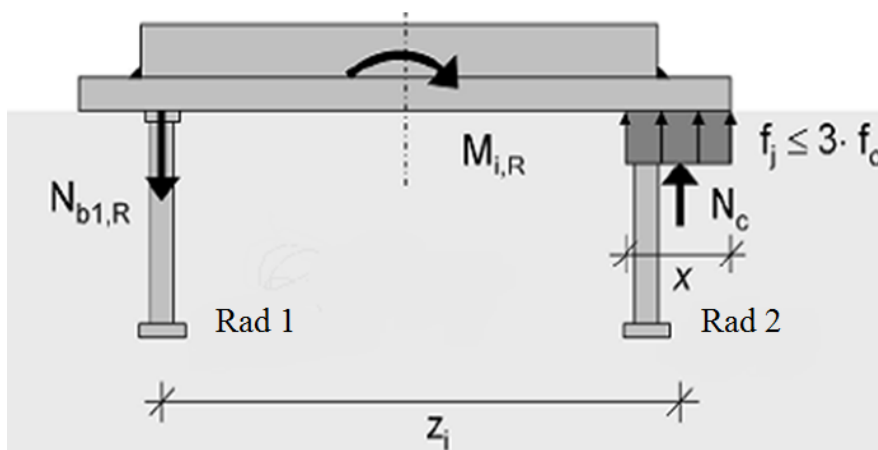
Et annet spørsmål som dukker opp etter at strekk- og skjærkraften er dekomponert på de forskjellige komponentene i forbindelsen, er hvor angrepspunktet til de fordelte normal- og skjærkreftene er. Momentet som skjærkraften introduserer pga. lasteksentrisiteten blir omgjort til et kraftpar. De øverste dyblene i stålplaten ved innstøping i vegg blir da strekkbelastet og de nederste dyblene blir trykkbelastet, se figur 2.7.



Figur 2.7: Lastfordeling på dybelen etter elastisk teori [69].

Det er vanlig å si at strekk- og trykkreftene fordeler seg videre til betongen via dyblene [60] og at trykk ”aldri” er den kritiske bruddformen til betong. Strekkkraftens angrepspunkt antas å ligge midt i tyngdepunktet i dybelens tverrsnitt. Derimot er det litt mer uklart hvor trykkraftens angrepspunkt ligger. En ”elastisk” fordeling av momentet er vist i figur 2.7, der trykklastens tyngdepunkt ikke er i dybelen, men ligger nærmere kanten til stålplaten.

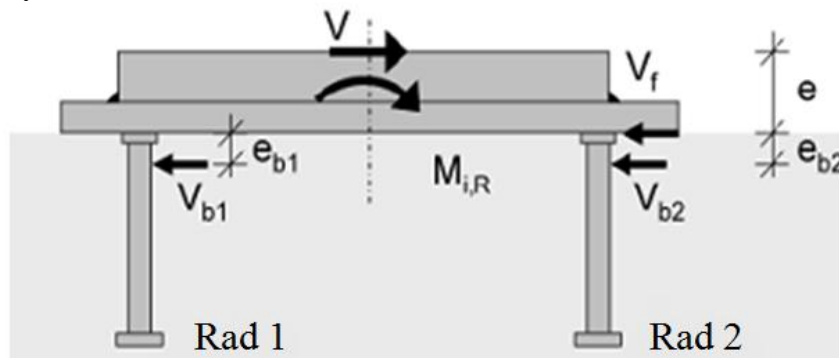
Trykkraften skal fordele seg ”gjennom” stålplaten og til betongen, og derfor er det vanlig å anta en jevn fordeling av trykkraften [68] [69], se figur 2.8.



Figur 2.8: Fordeling av opptredende moment på stålplaten med dybler [69].

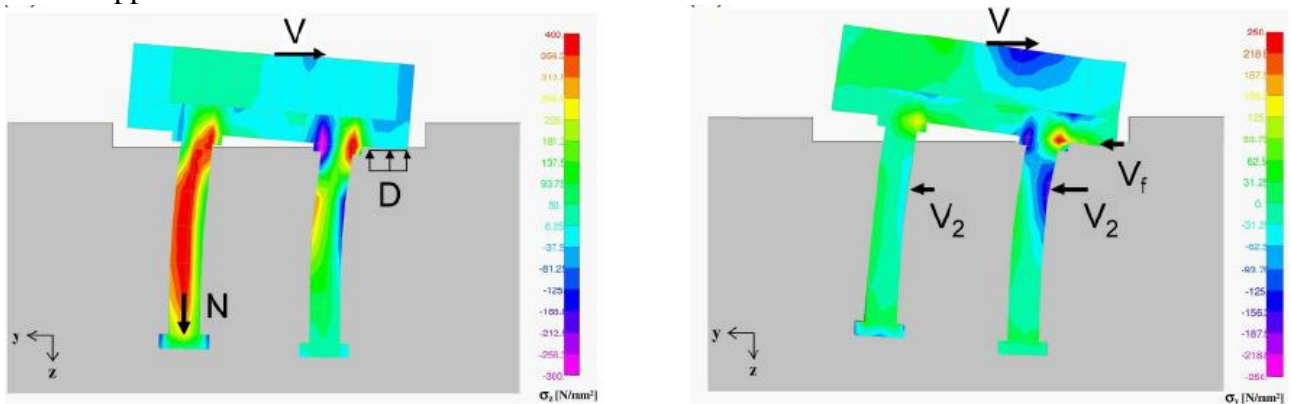
Når momentet omgjøres til et kraftpar, settes momentarmen i beregningen til avstanden mellom dyblene. Denne antagelsen er konservativ, fordi i virkeligheten kan momentarmen være større, som vil gi mindre strekk- og trykkrefter pr. dybel. Den virkelige momentarmen z_i er illustrert i figur 2.8.

Skjærkraftens resultant fordeler seg på dyblene i en gitt avstand e_b , se figur 2.9. De indre armene e_b kan estimeres i sammenheng med dybelens diameter, betongkvalitet og dybelens grad av utnyttelse [69]. Normalt er tallverdien av e_b satt til størrelsesorden 0,5-1,0 av diameteren på dyblen.



Figur 2.9: Skjærfordeling på dyblene [69].

Det er utført sammenligninger av teori med praksis for en ikke-lineær analyse i [69]. Resultatene fra den numeriske analysen er vist i figur 2.10. Analysen viser ikke spenningsfordelingen videre inn i betongen og dette er det forsøkt simulert i kapittel 13 i denne rapporten.



a) Normalspenninger σ_z

b) Normalspenninger σ_y

Figur 2.10: Deformasjon og spenninger av stålplaten med dybler.

Når fordelingen av strekk- og skjærkraft er bestemt skal kapasitetene til materialene i forbindelsen kontrolleres iht. norske godkjente standarder, Eurocoder, Tekniske Spesifikasjoner o.l. Iht. EC 3-1-8 pkt. 6.2.2(4) [14] kan dimensjonerende skjærkapasitet i et knutepunkt utledes fra fordelingen av lastvirkningene på basiskomponentene i knutepunktet og fra skjærkapasiteten til basiskomponentene for disse lastvirkningene, etter tabell 6.1 i EC 3-1-8 [14]. I tabell 6.1 fra EC 3-1-8 [14] er det kun vist strekk- og skjærkapasitetene til stålkomponentene i forbindelsen. Betongen og evt. kombinasjonsbrudd i dybel og betong må kontrolleres etter andre regelverk, og presenteres i kapittel 3, 4 og 5. Stålinnstøpningsdetalj i betong må også kontrolleres for kombinasjon av strekk- og skjærbelastning med interaksjonsformeler, se kapittel 7.

3.0 Strekkraft på stålinnstøpningsdetalj

I dette kapitlet er det sett på strekkbelastede stålinnstøpningsdetaljer i betong og kapitlet er delt inn på følgende måte:

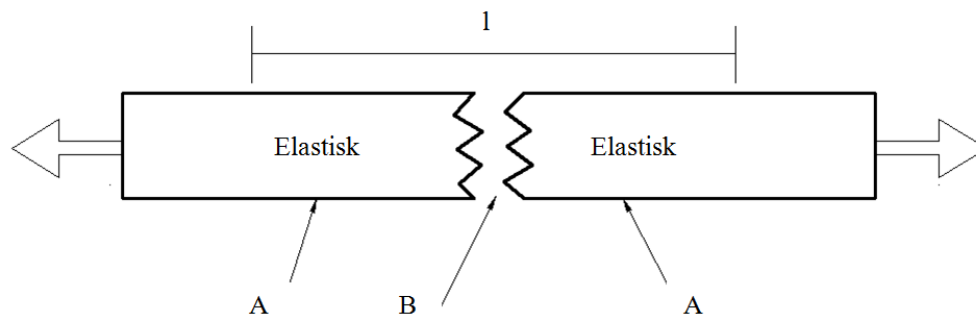
- Kapittel 3.1: Strekkfasthet.
- Kapittel 3.2: Bruddformer ved strekk.
- Kapittel 3.3: Strekkapasitet til betong:
 - dybel uten fot.
 - dybel med fot.
- Kapittel 3.4: Strekkapasitet til dybel.
- Kapittel 3.5: Sammenligning av strekkapasiteter.

Med stålinnstøpningsdetalj menes enten stålplate med dybler eller kun dybler i betong. Strekkapasitetene til betongen og stålinnstøpningsdetaljen er uavhengig om dybel er festet til en stålplate eller ikke. Stålplaten skal i teorien ikke gi dybel eller betongen bedre strekkapasitet. Som nevnt over, er betongens strekkfasthet ofte avgjørende for strekkapasiteten til stålinnstøpningsdetaljen i betong, og blir derfor sett nærmere på i avsnittet under.

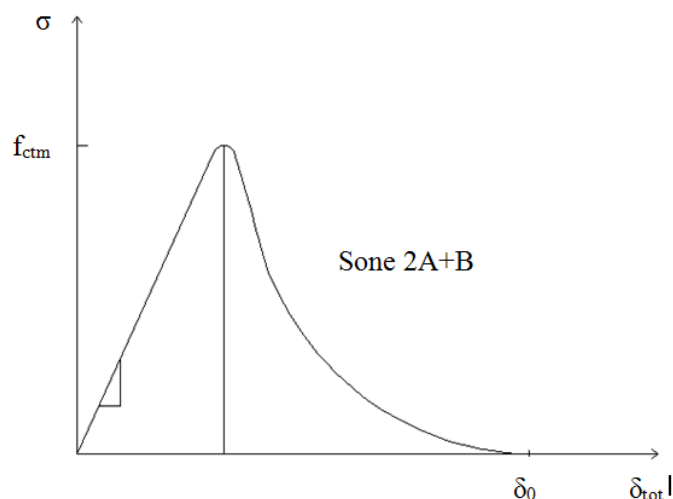
3.1 Strekkfasthet

Strekkfasthet til betong er mindre enn betongens trykkfasthet. Strekkfastheten utgjør 10-12 % av trykkfastheten for vanlig konstruksjonsbetong og 4-6 % av trykkfastheten for høyfastbetong [70]. Det er vanlig å dimensjonere betongkonstruksjoner ved å anta at strekkraftene tas av armeringen. Likevel har strekkfastheten betydning for skjærkapasiteten til betongen og overføringen av skjærkraftene til armeringen. Strekkfastheten og armeringen styrer hvordan opprissing vil foregå der konstruksjonen er utsatt for strekk. Trykkfastheten til betongen påvirkes av strekkfastheten, dette fenomenet heter tverrkontraksjon og er gitt som Poisson's forhold. Tverrkontraksjonen for betong er satt til $\nu = 0,2$, eller $\nu = 0,15$.

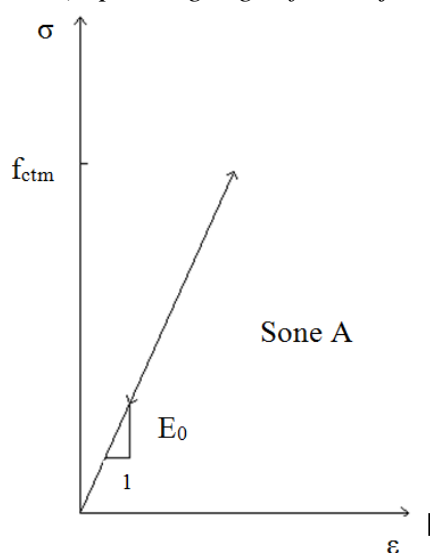
Betongen er virtuell lineær-elastisk opp til en maksimal strekkapasitet [3]. Rett før maksimal strekkapasitet dannes det ett riss, og inntil dette punktet etableres betongens minimum strekkstyrke. Betongen forsetter med rissutvidelse helt til deformasjonen δ_0 oppnås, og deretter synker strekkraften betongen kan bære kontinuerlig, se figur 3.2. Studier viser at denne ikke-lineære oppførselen utvikler mikroriss. Deformasjonen som måles er utviklet av komponentene utenfor opprissingen, sone A, sammen med åpningene av rissene i sone B, se figur 3.1 og 3.2. Deformasjonskomponenten utenfor opprissingssonen kan antas tilnærmet lineær-elastisk, og strekkspenningen som kan optas avhenger av tøyningen i betongen. Strekkspenningen som kan optas på tvers av rissene, avhenger av rissvidden w_k , der w_k er den karakteristiske rissvidden.



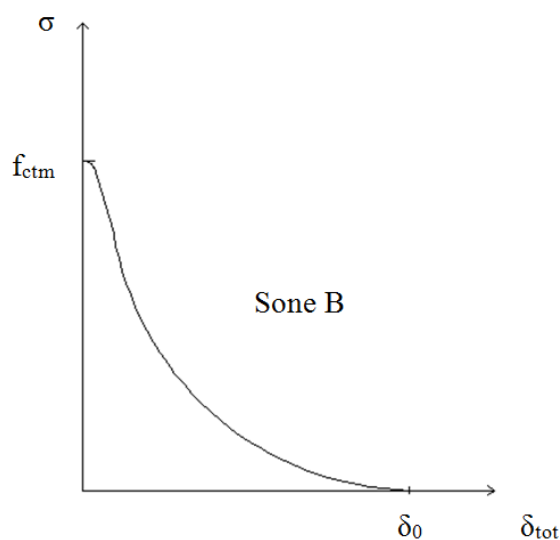
Figur 3.1: Betongprøvestykke utsatt for enaksialt strekk.



a) Spenning- og deformasjonskurve for betongprøvestykket målt over lengden l .



b) Spenning- og tøyningkurve til betongprøvestykket i opprissingssonen.



c) Forhold mellom riss- og oppsprekkings åpninger i betongprøvestykket.

Figur 3.2: Spennings- og tøyningkurve for betong belastet med enaksialt strekk (målt forskyvings test av Reinhardt (1997)) [3].

Spennings- og deformasjonens oppførsel avhenger av betongens elastisitetsmodul E_c , betongens strekkfasthet f_{ctm} , formen av last- og deformasjonskurven, forskyvningen δ_0 , størrelsen på tilslaget og bruddenergien G_f . Bruddenergien er definert som den nødvendige energien for å danne ett eneste riss til og forskyvningen δ_0 er punktet hvor betongen ikke kan overføre spenningsene over rissene [3].

Elastisitetsmodulen E_c til betong målt ved strekkprøving, samsvarer med den målte en-aksial trykkprøving. Derfor er antagelsen om et ideelt elastisk materiale begrunnet, og Hooke's lov gjelder frem til bruddgrensetilstand. Elastisitetsmodulen kan variere med betongens komposisjon. Elastisitetsmodulen til betongen vil øke med økende elastisitetsmodul til tilslaget, minkende volum av hydrert sement og minkende vann- og sement forhold. Forskyvningen δ_0 , hvor betong ikke lengre kan overføre spenninger over riss og sprekker, er en materialkonstant. Forskyvningen δ_0 er i størrelsesorden 0,14 – 0,20 mm, og avhenger av betongsammensettingen [3]. Betongens strekkfasthet er primært påvirket av adhesjon, altså

molekyler som fester seg til hverandre på stoffoverflatene, mellom hydrert sementpasta og tilslag. Derfor har volum, form, overflate egenskaper og den største størrelsen til tilslaget betydning for betongens strekkfasthet. Denne sammenhengen er ikke like klar for betong med høyere fasthet, fordi sementpastaen er sterk nok til å skape brudd i tilslaget.

Heilmann (1969) [3] kom frem til følgende uttrykk for strekkfasthet etter 28 dager, ved lagring i vann eller fuktige omgivelser:

$$f_{ct} = k * f_{cc,200}^{2/3} \quad (3.1)$$

k er en faktor mellom 0,17-0,35, hvor middelveiden er satt til 0,25.

$f_{cc,200}$ er betongens strekkfasthet, men kun gjeldende for betongfastheter $< 60 \text{ N/mm}^2$.

EC 2-1-1 [5] gir tre forskjellige strekkfasthets-verdier. Strekkfastheten er referert til den største spenningen som oppnås under sentrisk strekkbelastning (pkt. 3.1.2 (7) P). Utvikling av strekkfasthet over tid påvirkes sterkt av forholdene under herding og uttørking, i tillegg til konstruksjonsdelens tverrsnittdimensjoner. Som første tilnærming kan det antas at strekkfastheten $f_{ctm}(t)$ er lik:

$$f_{ctm}(t) = \beta_{cc}(t)^\alpha * f_{ctm} \quad (3.2)$$

der

$$\beta_{cc}(t) = e \left[s \left(1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{1/2} \right) \right]$$

t er betongens alder i døgn.

s er en koeffisient som tar hensyn til sementtypen.

- $\alpha = 1$ for $t < 28$ dager.
- $\alpha = 2/3$ for $t \geq 28$ dager.

I EC 2-1-1 tabell 3.1 [5] er f_{ctm} en middelveidi for sentrisk strekkfasthet ved 28 døgn. Denne varierer med betongens fasthetsklasse og er:

$$f_{ctm} = 0,3 * f_{ck}^{2/3} \text{ for } f_{ck} \leq C50/60 \quad (3.3a)$$

$$f_{ctm} = 2,21 * \ln \left(1 + \left(\frac{f_{cm}}{10} \right) \right) \text{ for } f_{ck} > C50/60 \quad (3.3b)$$

Det siste alternative for betongens strekkfasthet er $f_{ctk,0.05}$ og $f_{ctk,0.95}$, iht. EC 2-1-1 [5]. Sentrisk strekkfasthet med 5 % sannsynlighet for underskridelse og overskridelse. Verdiene er karakteristiske.

$$f_{ctk,0.05} = 0,7 * f_{ctm} \quad (3.4)$$

$$f_{ctk,0.95} = 1,3 * f_{ctm} \quad (3.5)$$

Dimensjonerende strekkfasthet iht. EC 2-1-1 pkt. 3.1.6 (2)P [5] er gitt som:

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} * f_{ctk,0.05}}{\gamma_C} \quad (3.6)$$

γ_C = 1,5, materialfaktoren for betong gitt i EC 2-1-1 tabell NA.2.1N [5].

α_{ct} = 0,85, koeffisient som tar hensyn til virkningen av langtidslast, samt ugunstig virkning som følge av måten lasten påføres, gitt i EC 2-1-1 pkt. NA. 3.1.6(2) P [5].

Iht. NS-EN 206-1:2000+NA:2007 pkt. 5.5.1.3 [36] skal strekkfastheten måles i samsvar med NS-EN 12390-6 [42] etter 28 dager.

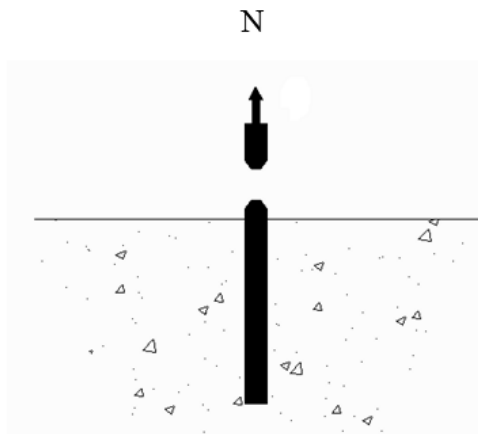
Rissvidden og betongens strekkfasthet er komplisert og avhenger av mange forhold. De fleste forsøk utført på stålinnstøpningsdetaljer i betong er uarmerte og urisset [6]. Det viser seg at strekk- og skjærkapasiteten må reduseres med 40 til 50 % for uarmert og risset betong. I praksis er armert og risset betong det vanligste, og gir ikke dårligere strekk- og skjærkapasitet enn uarmert og urisset betong. I strekk- og skjærkapasitets-beregning settes uarmert og urisset betong lik armert og risset betong. Det anbefales ikke å øke strekk- og skjærkapasiteten ut over dette med hjelp av armering, siden armeringen krever betydelige deformasjoner for å kunne overføre strekk- og/eller skjærkraft. Armeringen vil kun i liten grad hindre det første strekkbruddet i betongen.

3.2 Bruddformer for strekk

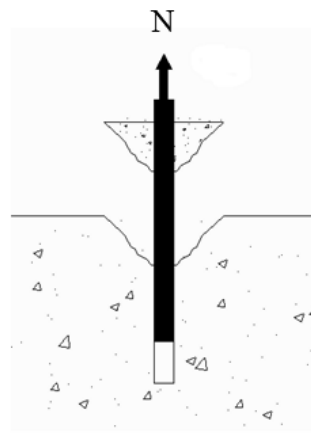
I dette avsnittet er det sett på strekkbelastede stålinnstøpningsdetaljer i betong. Det er presentert forskjellige opptredende bruddformer for strekkbelastede dybler både med og uten fot. Når armeringsstenger brukes som dybler unngås høye konsentrasjoner av spenninger, fordi kammene til armeringsstangen fordeler strekkraften over dens lengde. De ulike bruddformene som kan opptre ved strekkbelastning av dybel i betong vises i figur 3.3.

Ved strekkraft kan følgende bruddmønstre opptre for dybler innstøpt i betong [6]:

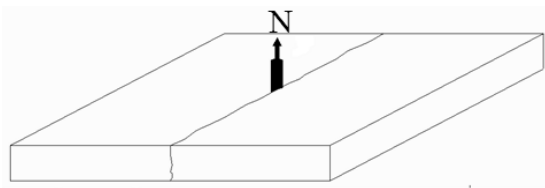
- Stålbrudd i dybel
- Heftbrudd i betong inntil dybel
- Spaltebrudd i betong
- Kjeglebrudd i betong
- Uttreksbrudd av dybel i betong
- Blowout-brudd i betong



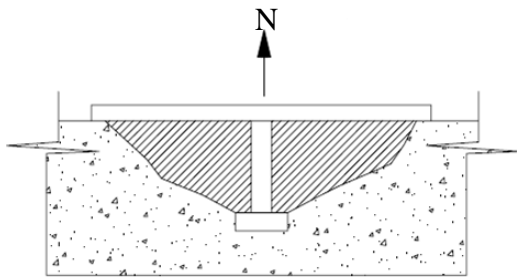
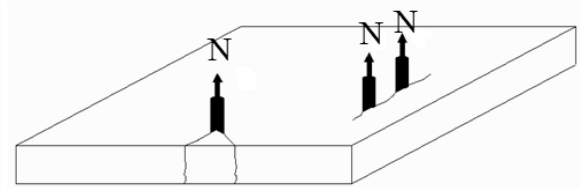
a) Stålbludd i dybel.



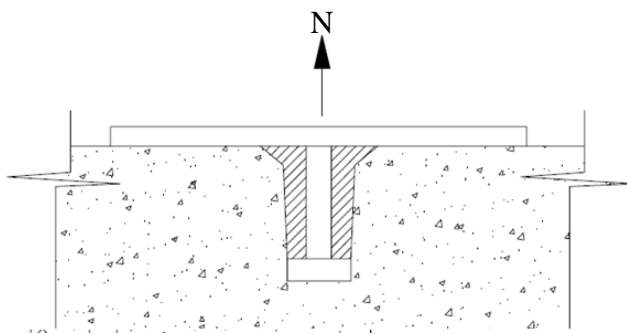
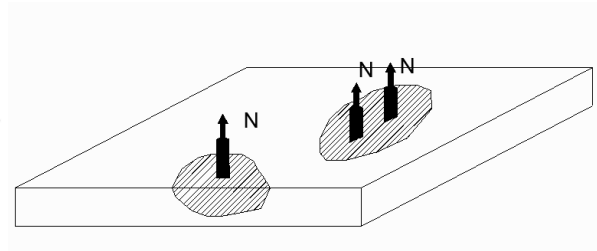
b) Heftbludd i betong.



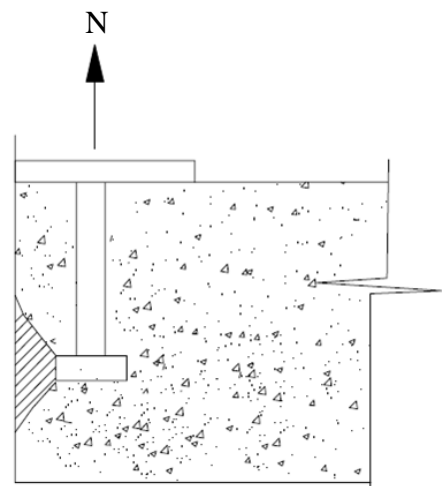
c) Spaltebrudd i betong.



d) Kjeglebrudd i betong.



e) Uttreksbrudd av dybel i betong.



f) Blowout-brudd i betong.

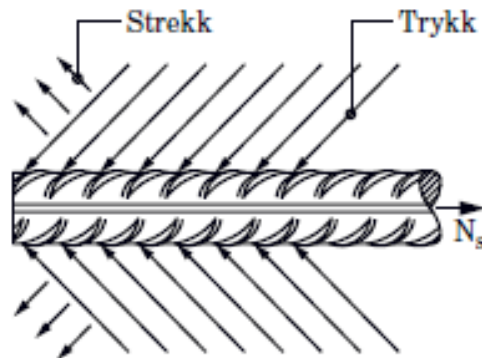
Figur 3.3: Bruddformer for strekkbelastede dybler i betong.

3.2.1 Strekkbrudd i dybel

Den øvre strekkapasiteten til dybel er stålbrudd. Strekkapasitet til dybel bestemmes av tverrsnittsarealet og flyte- eller bruddspenningen til stålet i dybelen. Dette bruddet kan oppstå for dybler både med og uten fot.

3.2.2 Heftbrudd

Heftbrudd i betong er en svært vanlig bruddform og oppstår ved bruk av dybler uten fot, som for eksempel armeringsstenger eller gjengestenger. Figur 3.3 b) viser at bruddflaten til heftbruddet ligger helt inntil dybelen, der en liten betongkjegle skaller av nær betongoverflaten. Betongkjeglens høyde er cirka $2 \cdot d$, der d er diameteren på dybelen [7].

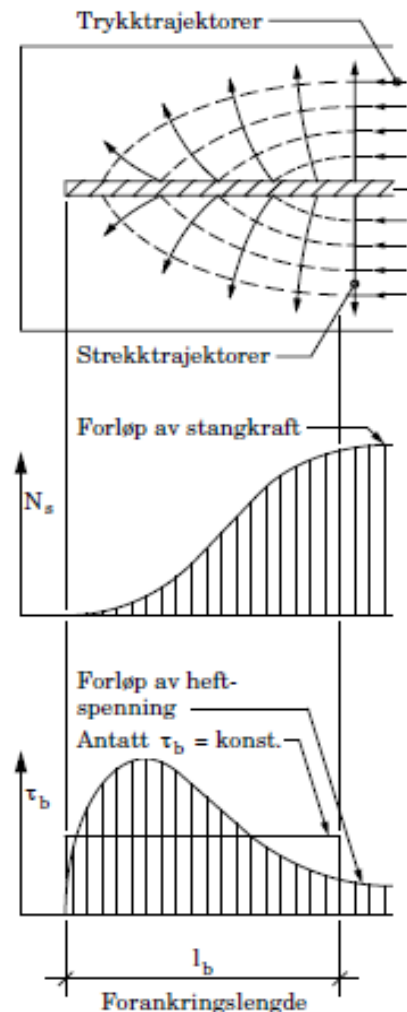


Figur 3.4: Resultantkrefter fra betong på strekkbelastet dybel [8].

Strekkraftene overføres til betongen ved hjelp av kammen til armeringsstangen og tilsvarende gjelder for gjengestenger. Spenningen kan dekomponeres som resultantkrefter, se figur 3.4. Strekkapasiteten for heftbrudd i betongen dimensjoneres iht. EC 2-1-1 [5].

Figur 3.5 viser hvordan spenningene fra den strekkbelastede dybelen fordeler seg i betongen. Det er vist trykk- og strekktrajektorer i betongen, og hvordan strekkraften i stangen forløper seg innover i betongen. Stangkraften er størst inntil betongoverflaten og reduseres kraftig innover. Forankringslengden som er nødvendig for å holde igjen den strekkbelastede stangen er vist nederst i figuren 3.5.

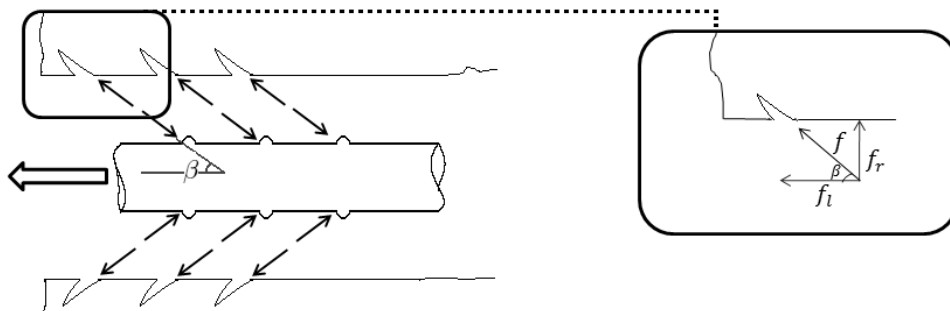
Heftspenningene er liten inntil betongoverflaten og øker kraftig når avstanden til overflaten blir større, altså motsatt av stangkraften. I kapasitetsberegningen er det gjort en forenkling og antatt at heftspenningen er konstant, det vil si et gjennomsnitt av heftspenningen er jevnt fordelt over forankringslengden. Lengden av overføringssonen på dybelen øker med økt strekkraft [7]. For å hindre at denne type brudd skal skje må det være tilstrekkelig heftfasthet i betongen og tilstrekkelig forankringslengde på dybelen. Strekkapasiteten til heftbrudd i betong er beskrevet i kapittel 3.3.1.1.



Figur 3.5: Spenningsfordeling for strekkbelastet dybel innstøpt i betong [8].

3.2.3 Spaltebrudd

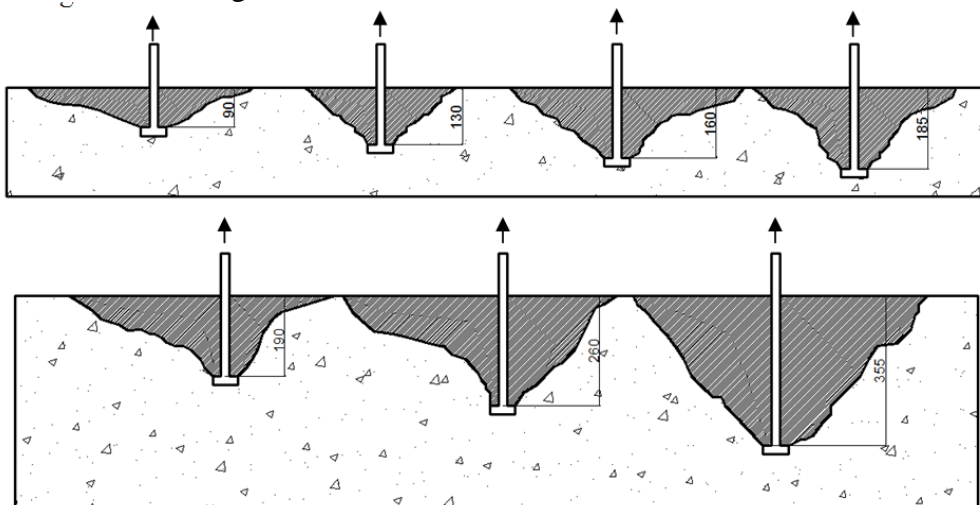
Spaltebrudd i betong er aktuelt for strekkbelastede strenger med heftforankring, altså for dybler med kammer. Når et spaltebrudd opptrer trekkes dybelen ut av betongen og bruddflaten er en spalting av betongen langs dybelen. Spalteriss oppstår når betongens strekkfasthet er overskredet. Bruddet opptrer når senteravstanden mellom dyblene og/eller overdekningen til armeringen i betongen er liten i forhold til dybelens størrelse og lengde, eller når dybelen er plassert nær en betongkant. Spaltebrudd karakteriseres med spalting av betongen i et vertikalt plan som passerer gjennom dybelen. Figuren 3.6 illustrerer spalte- og heftbrudd i betongen med innstøpt dybel, der strekkraften overføres ved hjelp av dybelens kammer. Komponentene f_r er årsaken til spalting av betongen og komponenten f_t er heftspenningen mellom betongen og stangen [1]. Strekkapasiteten til spaltebrudd i betong er beskrevet i kapittel 3.3.1.1.



Figur 3.6: Spenninger mellom betongen og strekkbelastet dybel [1].

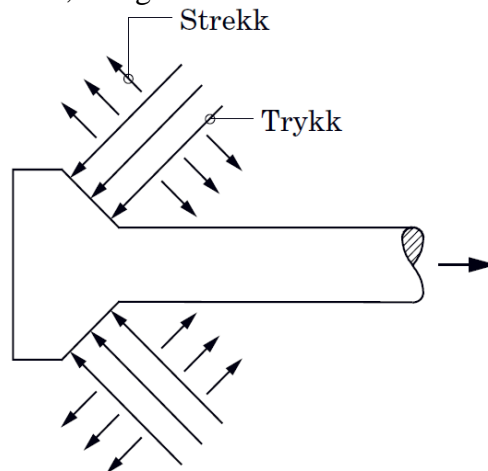
3.2.4 Kjeglebrudd

Kjeglebrudd i betong kan kun oppstå for innstøpte dybler med fot. Dette gjelder løftmidler med sirkulær fot, splittanker, gjengehylse med fot og gjengestenger med bolthodet. Når dybelen trekkes ut av betongen er bruddflaten i betongen tilnærmet kjegleformet, derav navnet. Kjeglebrudd kan beskrives som en utrivning av betongen på grunn av konsentrerte trykk- og strekkrefter rundt dybelens fot. Utviklingen av bruddet begynner når strekkraften er 20-40 % av den totale strekkapasiteten til betongen [7]. Helningen på bruddvinkelen varierer med forskjellige forankringsdybder. Økt forankringsdybde har en tendens til å øke bruddvinkelen [6]. Gjennomsnittlig helning målt mellom horisontalplanet og bruddflaten er 35 °, og kan variere mellom 30°- 40°, se figur 3.7. Nær foten på dybelen kan vinkelen være rundt 45°, og den avtar langs bruddlinjen til kjeglen når foten til dybelen beveger seg mot betongoverflaten [7]. Tidligere ble bruddvinkelen satt til 45°.



Figur 3.7: Ulike bruddvinkler for kjeglebrudd [9].

Forskjellen på en dybel med fot og armeringsstenger utsatt for en strekkraft, er at hele kraften tas opp av dybelens fot. Det betyr at hovedtrekkspenningen i betong vil da oppstå vinkelrett på trykkspenningene inntil foten, se figur 3.8.

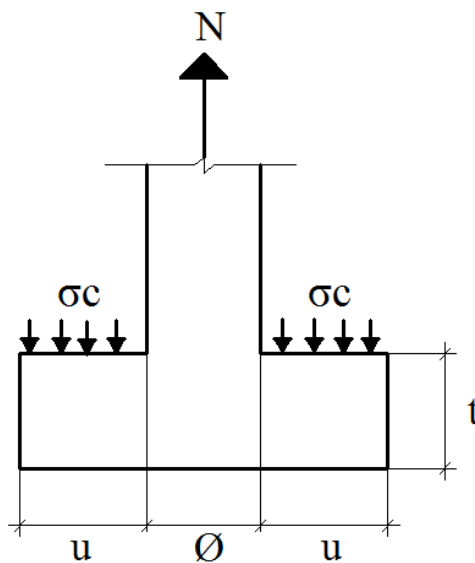


Figur 3.8: Strekk- og trykkspenninger i betong pga. strekkbelastet dybel [8].

Strekkkapasitetene som brukes i forbindelse med kjeglebrudd er empiriske og laget for å gi strekkkapasiteter i samsvar med forsøksresultatene [7]. Formlene er basert på forsøk med sveisebolt som har en liten forankringsfot. Bruddkjeglen regnes uten innvirkning av fotens diameter. Dimensjoneringsmetoder er presentert for forskjellige situasjoner i avsnitt 3.3.2.1.

Iht. EC 3-1-8 pkt. 6.2.2(5) [14] skal kantrykk fra platedybler eller boltedybler mot betongen påvises etter EC 2-1-1 [5]. I forbindelse med strekkbelastet dybel er det viktig å passe på at betongens trykk mot fot ikke overskrides [6], se figur 3.9 for illustrasjon av trykkspenningene fra betong på dybelens fot. Krav for å unngå uttrekk av dybel er:

- Urisset betong: $\sigma_c = 8,4 \cdot f_{ck,cube} / \gamma_c$ (3.7)
- Risset betong: $\sigma_c = 6,0 \cdot f_{ck,cube} / \gamma_c$ (3.8)
- Strekkraft: $N = \sigma_c \cdot A_n$ (3.9)
- Nettoareal av dybelens fot som er i kontakt med betong: $A_n = A_{fot} - ((\pi/4) \cdot \emptyset^2)$ (3.10)



Figur 3.9: Forankringsfot med trykkbelastning.

A_{fot} er arealet av hele foten og $f_{\text{ck,cube}}$ er betongens karakteristiske trykkfasthet. Uttreksbrudd i betong unngås når opptredende strekkraft ikke overskrider denne strekkapasiteten, og det vil isteden utvikles et kjeglebrudd i betongen. Krav iht. BEB 3 [6] er at foten til dybelen må minste være dobbelt så stor som dybelens skaft for å unngå uttreksbrudd. Et annet krav som settes i [1] er et at utstikket u på dybelens fot, ikke skal være større enn tykkelsen t til dybelens fot. Dette fordi foten kan bli for stor i forhold til tykkelsen og da er den ikke ”tilstrekkelig stiv” til å være effektiv.

3.2.5 Uttreksbrudd

Uttreksbrudd av dybel i betong kan kun opptre når dybelen har liten fot, altså hvis forholdet mellom dybelens fot og diameteren på dybelens skaft er liten. Når uttreksbrudd opptrer utsettes betongen for et høyt trykk inntil dybelens fot. Betongen inntil foten knuses og dybelen trekkes gradvis ut, se figur 3.3 e). Grenseverdiene på om det blir et kjeglebrudd eller et uttreksbrudd er gitt i ligning 3.7 og 3.8.

For uttreksbrudd vil det nær betongoverflaten utvikles et lite kjeglebrudd. For standardiserte dybler med fot er denne bruddformen ikke aktuell, siden foten er proporsjonert slik at uttreksbrudd av dybel i betong ikke kan opptre.

3.2.6 Blowout-brudd

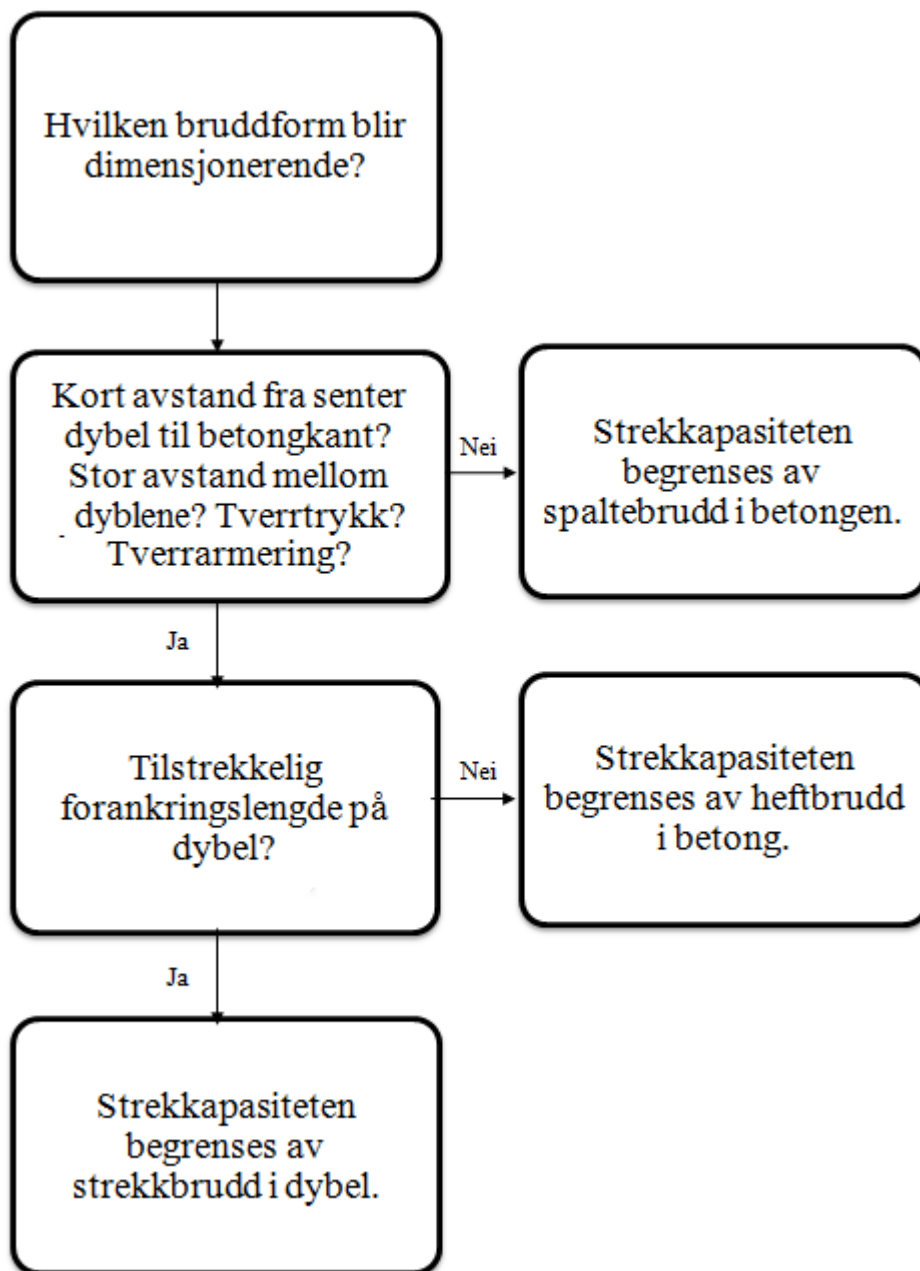
Bruddformen kan kun oppstå for dybler med fot når avstanden fra senter dybel til nærmeste betongkant $c_{\text{min}} \leq 0,5 \cdot h_{\text{ef}}$ og forankringslengde er stor. Når bruddet oppstår spaltes betongen av i høyde med forankringsfoten, se figur 3.3 f). Det som skjer er at strekkraften i dybelen påfører store trykkspenninger i betongen i høyde med dybelens fot og forårsaker en sideveis trykkraft som må balanseres av strekkspenninger i betongen. Uten tilstrekkelig betongoverdekning eller armering vil ikke en likevekts-situasjon oppstå, og betongens strekkfasthet overskrides og riss dannes. Blowout-brudd kan unngås med overflatearmoring eller ved å plassere dybelen i tilstrekkelig avstand fra betongkant. Strekkapasiteten til betong i forbindelse med blowout-brudd er gitt i kapittel 5.2.1.2.

3.2.7 Oppsummering av bruddformer for strekk

Oppsummering av strekkbrudd for stålinnstøpningsdetalj i betong deles opp i to avsnitt. Det først avsnittet er bruddformer som opptrer for strekkbelastede dybler uten fot i betong, og det andre avsnittet er opptrødende bruddformer til strekkbelastede dybler med fot i betong.

3.2.7.1 Flytskjema for dybel uten fot

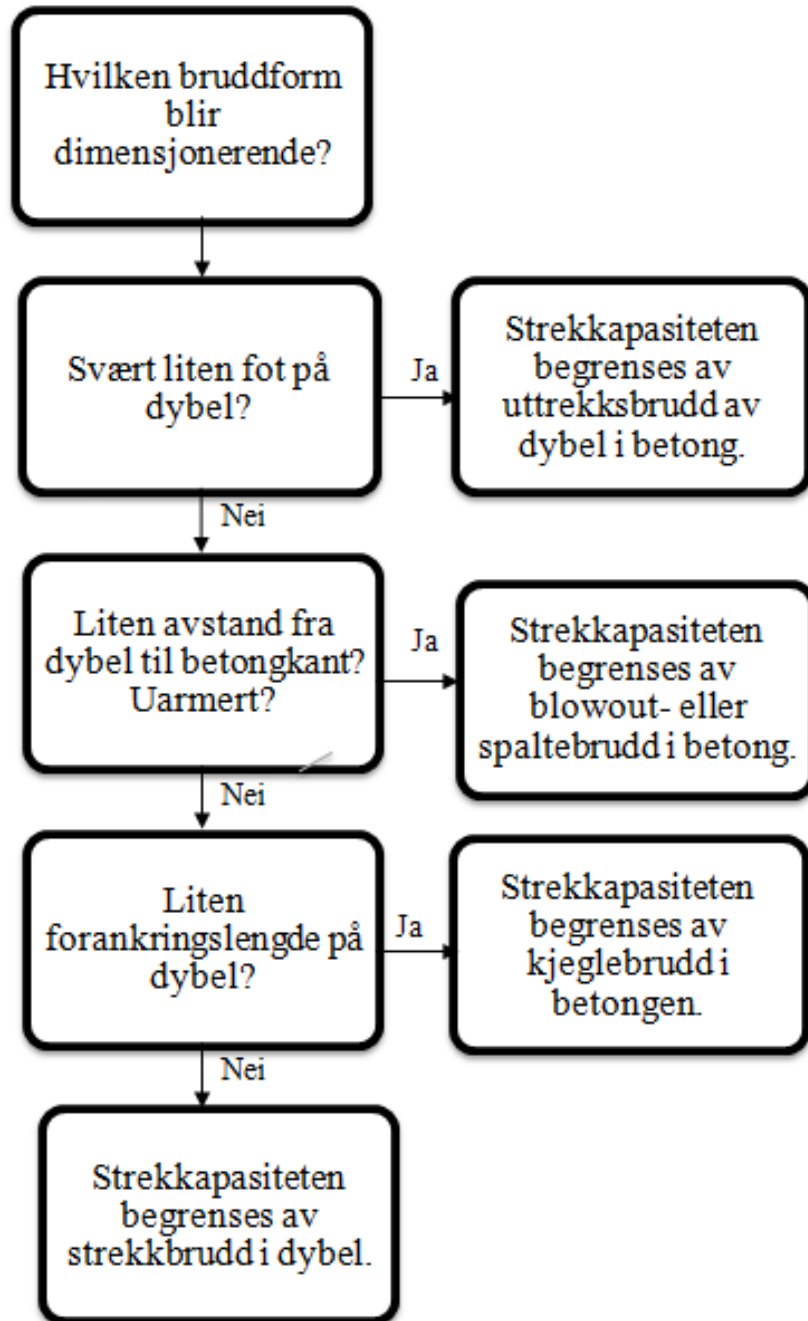
I figur 3.10 vises et flytdiagram for strekkbelastet dybel uten fot innstøpt i betong. Parameteren som er avgjørende for hvilken bruddform som er kritisk er avstand fra dybel til betongkant, senteravstanden mellom dyblene, tverrtrykk og tverrarmring i betongen og dybelens forankringslengde.



Figur 3.10: Flytskjema for strekkbelastet dybel uten fot [6].

3.2.7.2 Flytskjema for dybel med fot

Strekkbelastede dybler med fot gir flere bruddformer i betong enn forankringsstenger uten fot. I figur 3.11 er et flytdiagram for strekkbelastet dybel med fot. Viktige parametere er størrelsen på dybelens fot, avstand fra dybel til betongkant, senteravstanden mellom dyblene og forankringslengden på dybelen.



Figur 3.11: Flytskjema for strekkbelastet dybel med fot [6].

3.3 Strekkapasitet til betong

Strekkbelastede dybler med og uten fot gir forskjellig bruddformer i betongen, og derfor deles dette kapitlet i: Strekkapasitet til betong med innstøpt dybel uten fot og strekkapasitet til betong med innstøpt dybel med fot. Alle strekkapasitetene i kapittel 3 gjelder kun for dybler der det er stor avstand mellom dyblene og fra dybel til betongkant. Derfor presenteres ikke strekkapasiteten til blowout-brudd i dette avsnittet, men i kapittel 5, som behandler strekkapasitet når kant- og senteravstander er små.

3.3.1 Strekkapasitet til betong med dybel uten fot

For strekkbelastede dybler uten fot kan følgende bruddformer i betong opptre: heft- og spaltebrudd. Strekkapasiteten (brudd i stålet) til dybel uten fot behandles i avsnitt 3.4.

3.3.1.1 Strekkapasitet til betong ved heft- og spaltebrudd

Når heftbrudd dannes blir det en bruddoverflate langs dybelen og forankringsstangen rives ut. Forankringslengden er en avgjørende faktor for strekkapasiteten. Generelt er nødvendig forankringslengde lik strekkraft delt på dybelens omkrets og betongens heftfasthet. Den minste effektive forankringslengde h_{ef} er satt til:

- $6 \cdot \emptyset$, iht. BEB 4 [6] og BEB 3 [8]
- $5 \cdot \emptyset$, iht. fib Bulletin [7]
- 40 mm, iht. CEN/TS 2-4-1 [2]

I BEB 3 [8] regnes strekkapasiteten til betong med heftbrudd etter NS 3473 [30]. NS 3473 [30] er nå blitt erstattet av EC 2-1-1 [5] og BEB 4 [6] benytter EC 2-1-1 [5] for å finne maksimal tillatt strekkraft. Heftfastheten i EC 2-1-1 [5] gir den største nødvendige forankringslengden dybelen trenger, siden heftfastheten f_{bd} er lik den nedre grensen for heft mellom betongen og dybel. Verdien 2,25 benyttes for kamstål. Det vil si at heftfastheten til betong er gitt ved den minste tillatte senteravstanden mellom dyblene eller overdekningen til armeringsstengene. Strekkapasiteten for heftbrudd etter EC 2-1-1 pkt. 8.4 [5] er:

$$f_{bd} = 2,25 * \eta_1 * \eta_2 * f_{ctd} \quad (3.11)$$

η_1 = 1,0 for gode forhold i betong.
= 0,7 for alle andre tilfeller og for stenger i konstruksjonsdeler utført med glideforskaling, med mindre det kan påvises at det er såkalte gode heftbetingelser. Denne faktoren tar hensyn at heftfastheten kan variere med hvordan armering er lagt ut under støping.

η_2 = 1,0 for $\emptyset \leq 32$ mm.
= $(132 - \emptyset)/100$ for $\emptyset > 32$ mm.

f_{ctd} er dimensjonerende verdi av betongens strekkfasthet. På grunn av sprøhet i betong med høy fasthet, bør $f_{ctk,0,05}$ begrenses til verdien for C60/75, med mindre det kan påvises at midlere heftfasthet øker til et nivå ut over dette. Formelen finnes i [5], pkt. 3.1.6 (2) og tilsvarende ligning 3.6 i denne rapporten.

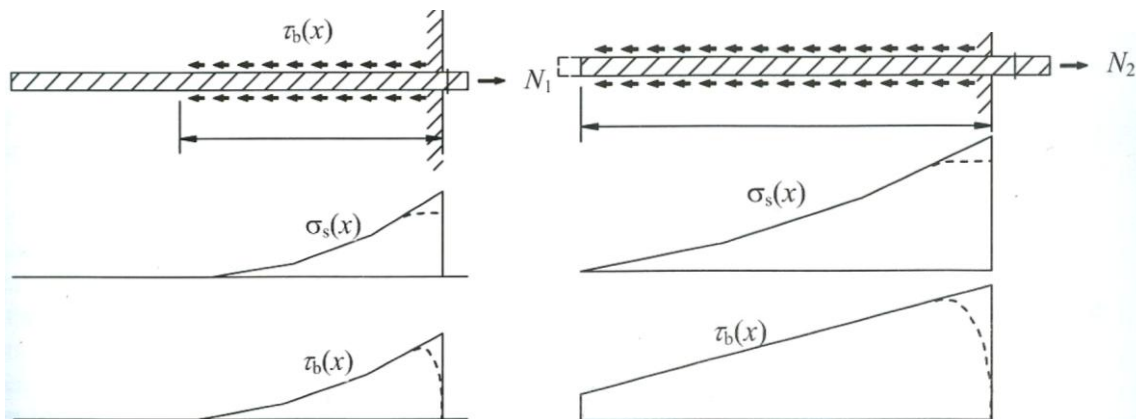
Størst nødvendig forankringslengde på dybel regnes ut ved hjelp av formelen 3.12 og utledes med en likevektsbetraktning. Det er vanlig å anta en uniform spenningsfordeling av heft mellom betong og forankringsstang. Likevekt av spenningene σ_{sd} i forankringsstang pga. påført strekkraft N , og heftspenningene f_{bd} som virker over forankringsstangens overflate gir nødvendig forankringslengde $l_{b,rqd}$, se figur 3.12.

$$l_{b,rqd} * 2 * \pi * \frac{\emptyset}{2} * f_{bd} = \frac{\pi * \emptyset^2}{4} * \sigma_{sd} \quad (3.12a)$$

$$l_{b,rqd} = \frac{\emptyset}{4} * \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} \quad (3.12b)$$

$$l_{b,rqd} = \frac{\emptyset}{4} * \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = \frac{f_{yd} * \pi * \emptyset^2}{\pi * \emptyset * f_{bd}} = \frac{0,25 * \emptyset * f_{yd}}{f_{bd}} \quad (3.12c)$$

- \emptyset er diameteren til forankringsstangen med kammer.
 σ_{sd} er dimensjonerende spenning i forankringsstangen.
 f_{bd} er heftfastheten til betong, se ligning 3.11.
 f_{yd} er forankringsstangens dimensjonerende strekkfasthet.



Figur 3.12: Spenningsfordeling i betong med strekkbelastede forankringsstenger [1].

Iht. EC 2-1-1 [5] kan den største nødvendige forankringslengden $l_{b,rqd}$ reduseres. Da kontrolleres faktorene α_1 , α_2 , α_3 , α_4 og α_5 , se ligning 3.13 og tabell 2.

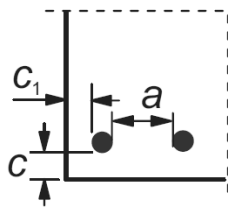
$$l_{bd} = \alpha_1 * \alpha_2 * \alpha_3 * \alpha_4 * \alpha_5 * l_{b,rqd} = \left[\sum \alpha \right] * l_{b,rqd} \geq l_{b,min} \quad (3.13)$$

$l_{b,min}$ er minste forankringslengde, forutsatt at ikke andre betingelser gjelder:

- for forankringsstenger i strekk: $l_{b,min} \geq \text{maks} \{0,3 * l_{b,rqd}; 10\emptyset; 100 \text{ mm}\}$
- for forankringsstenger i trykk: $l_{b,min} \geq \text{maks} \{0,6 * l_{b,rqd}; 10\emptyset; 100 \text{ mm}\}$

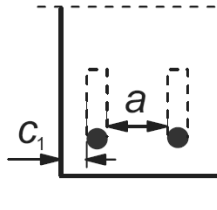
- α_1 er virkningen av tverrarming, se tabell 2.
 α_2 er virkningen av den minste betongoverdekningen, se tabell 2.
 α_3 er for virkningen av tverrarming, se tabell 2.
 α_4 er for virkningen av en eller flere sveiste tverrstenger ($\emptyset_t > 0,6\emptyset$) langs den dimensjonerende forankringslengden. Se tabell 2, figur 3.14 d) og krav for $l_{b,min}$ i strekk.
 α_5 er for virkningen av trykket på tvers av spalteplanet langs den dimensjonerende forankringslengden.
 $l_{b,rqd}$ er nødvendig kraftinnføringslengde, se ligning 3.12.

Det er også et krav om at produktet $\alpha_2 * \alpha_3 * \alpha_5 \geq 0,7$.



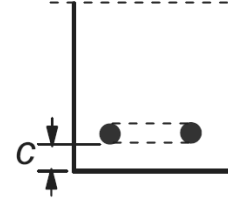
a) Rette stenger

$$c_d = \min(a/2, c_1, c)$$



b) Vinkelkroker eller kroker

$$c_d = \min(a/2, c_1)$$



c) Sløyfer

$$c_d = c$$

Figur 3.13: Verdier av c_d for bjelker og plater [2].

Tabell 2: Verdier av koeffisientene α_1 , α_2 , α_3 , α_4 og α_5 [5].

Påvirkningsfaktorer	Type dybler	Forankringsstang	
		I strekk	I trykk
Stengenes form	Rett	$\alpha_1 = 1,0$	$\alpha_1 = 1,0$
	Ikke rett (se figur 3.14 a, b og c)	$\alpha_1 = 0,7$ hvis $c_d > 3\emptyset$ ellers $\alpha_1 = 1,0$ (se figur 3.13 for verdier av c_d)	$\alpha_1 = 1,0$
Betongoverdekning	Rett	$\alpha_2 = 1 - 0,15 \cdot (c_d - \emptyset) / \emptyset$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$ (se figur 3.13 for verdier av c_d)	$\alpha_2 = 1,0$
	Ikke rett (se figur 3.14 a, b og c)	$\alpha_2 = 1 - 0,15 \cdot (c_d - 3\emptyset) / \emptyset$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$ (se figur 3.13 for verdier av c_d)	$\alpha_2 = 1,0$
Tverrarmring som ikke er sveist til hovedarmring	Alle typer	$\alpha_3 = 1 - K\lambda$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	$\alpha_3 = 1,0$
Sveist tverrarmring*	Alle typer, plassering og størrelse, som angitt i figur 3.14 d).	$\alpha_4 = 0,7$	$\alpha_4 = 0,7$
Trykk i tverretning	Alle typer	$\alpha_5 = 1 - 0,04p$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	-

*for direkte opplegg kan l_{bd} antas mindre enn $l_{b, \min}$, forutsatt at det er minst en tverrgående sveist tråd innenfor opplegget. Den bør være minste 15 mm fra kanten av opplegget.

$$\lambda = (\sum A_{st} - \sum A_{st, \min}) / A_s \quad (3.14)$$

$\sum A_{st}$ er tverrsnittsarealet av tverrarmring langs den dim. forankringslengden l_{bd} .

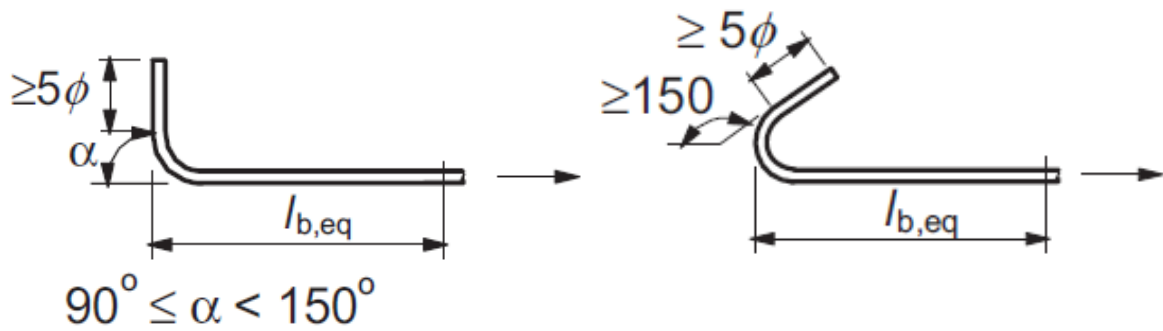
$\sum A_{st, \min}$ er tverrsnittsarealet av minste tverrarmring.

= $0,25 \cdot A_s$ for bjelker og 0 for plater

A_s er areal av den enkelte forankrede stang, evt. den med størst stangdiameter.

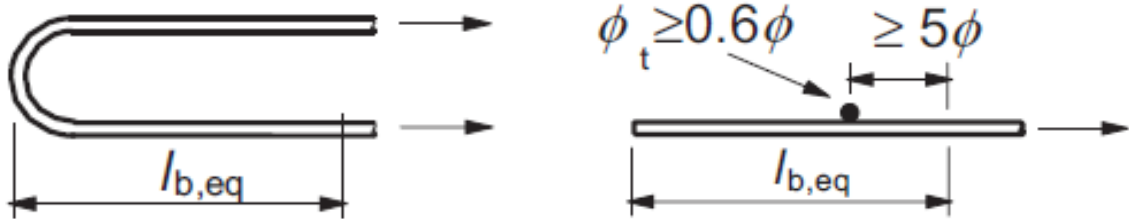
K se figur 3.14 e).

p er trykk [MPa] i tverretning, i bruddgrensetilstanden langs l_{bd} .



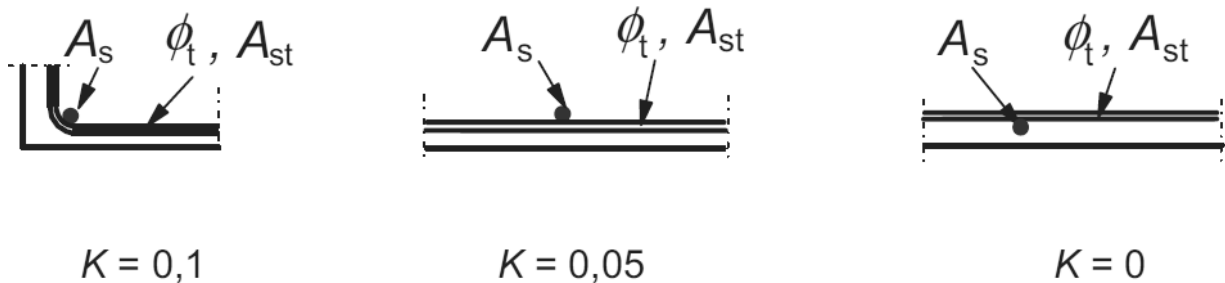
a) Ekvivalent forankringslengde for standard vinkelkrok.

b) Ekvivalent forankringslengde for standard krok.



c) Ekvivalent forankringslengde for standard sløyfe.

d) Ekvivalent forankringslengde for sveist tverrstang.



e) Verdier av K for ulike plassering av forankringsstenger.

Figur 3.14: Andre forankringsmetoder av dybler og viser verdien av K [6].

I denne rapporten er det lagt vekt på rette forankringstenger, der det med rett forankringstenger menes armeringsstenger. For en stålplate med påsveiste forankringsstenger er det faktorene α_2 og α_3 som er mest aktuelle. Disse to alfafaktorene styres av stengenes innbyrdes senteravstand, avstand fra forankringsstang til betongkant og tverrarming i betongen. Ved innfestning i vegg eller søyle er det vanskelig å treffe tverrarming slik figur 3.14 viser. Derfor anbefales det ikke å redusere forankringslengde med faktor α_3 . Derimot kan α_2 faktoren variere fra 1,0 til 0,7 med økende motstand mot spaltebrudd, og den styres av betongkant- og senteravstandene til dyblene.

3.3.2 Strekkapasitet til betong med dybel med fot

Dybler med fot innstøpt i betong kan oppnå følgende bruddformer: kjeglebrudd i betong, spaltebrudd i betong, uttrekksbrudd av dybel i betong, strekkbrudd i dybel og blowout-brudd i betong. Strekkapasitet til dybel omtales i kapittel 3.4, og blowout-brudd som opptrer for strekkbelastede dybler med fot, der avstanden fra dybel til betongkant er liten, og behandles i kapittel 5.2.1.2. EC 3-1-8 pkt. 6.2.6.12 [14] som gjelder strekkbelastede fundamentbolter med underlagsskiver eller annen lastinnførende dybler, sier at det ikke skal tas hensyn til bidrag fra heftvirkningen. Strekkraften skal i sin helhet overføres gjennom den lastinnførende forankringsdelen, altså dybelens fot.

3.3.2.1 Strekkapasitet til betong ved kjeglebrudd

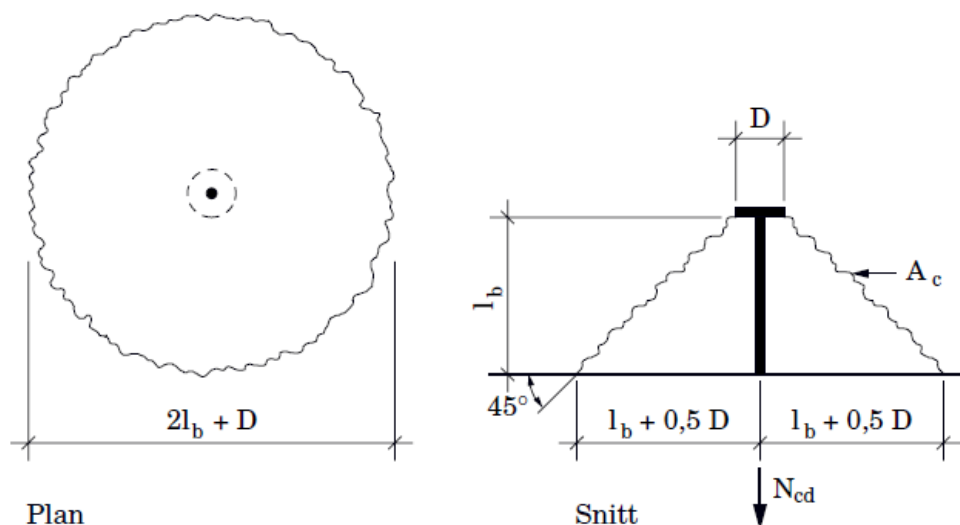
For strekkapasiteten til betong når kjeglebrudd opptrer er det antatt at hver av dyblene kan utvikle et individuelt bruddmønster i betong slik at de ikke kolliderer med bruddmønster til dybelen ved siden av. I situasjoner der bruddmønstrene til dyblene kolliderer er behandlet i kapittel 5.2.1.1. Kjeglebrudd er omtalt i både BEB 3 og 4 [8] [6]. Forskjellen er at strekkapasiteten til betong er beregnet med en 45° bruddvinkel i den tidligere utgaven (BEB 3 [8]), isteden for 35° , se figur 3.15. Forskning utført av Fuchs, Eligenhausen og Breen(1995)[44] viser at gjennomsnittet på bruddvinkelen til kjeglen i betong ligger mer rundt 35° , og dette samsvarer med CEN/TS 2-4-2 [10] og BEB 4 [6]. En realistisk analyse av betong-kjeglebrudd er kun mulig med ikke-lineær analyse som tar hensyn til betongens strekkfasthet. CCD-metoden (Concrete Capacity Method) er en praktisk løsning av dette problemet og er gitt i BEB 4 [6], SBI [11] og CEN/TS 2-4-2 pkt. 6.2.5.1 [10].

BEB 3 [8] gir følgende strekkapasitet til uarmert betongen når kjeglebrudd opptrer, og er basert på en 45° bruddvinkel:

$$N_{cd} = 0,425 * f_{td} * A_{c0} \quad (3.15)$$

f_{td} er betongen dimensjonerende strekkfasthet etter NS 3473 [30]. I EC 2-1-1 [5] tilsvarer denne f_{ctd} , se ligning 3.6, men faktorene i ligning 3.6 må byttes ut: $\gamma_c = 1,4$ og $\alpha_{ct} = 1,0$.

$A_{c0} = \pi * (l_b + D) * l_b * \sqrt{2}$, se figuren 3.15.



Figur 3.15: Bruddkjegle i betong for dybel med fot [8].

Strekkapasiteten til betong når kjeglebrudd opptrer (basert på CCD-metoden) står beskrevet i BEB 4 [6], SBI [11] og CEN/TS 2-4-2 pkt. 6.2.5.1 [10] og er gitt som:

$$N_{Rd,c}^0 = \frac{k_{ucr}}{\gamma_C} * \sqrt{f_{ck,cube}} * h_{ef}^{1,5} \quad (3.16)$$

$N_{Rd,c}^0$ er dybelens dimensjonerende strekkapasitet med store senteravstander mellom dyblene og stor avstand fra senter dybel til betongkant.

k_{ucr} = 11,9 for dybler i urisset betong og 8,5 for dybler i risset betong, og er en forsøksbasert faktor.

$f_{ck,cube}$ er betongens karakteristiske terningsfasthet.

h_{ef} er dybelens effektive høyde, se figur 2.3 eller figur 3.15 ($h_{ef} = l_b$).

γ_C = 1,5, materialfaktor for betong hentet fra EC 2-1-1 tab. NA.2.1.N [5].

Strekkapasiteten i ligning 3.16 er basert på testing av enkelte sveisebolter med store avstander fra dybel til betongkant med ulike forankringslengder i urisset betong.

3.3.2.2 Strekkapasitet til betong ved uttrekksbrudd

Uttrekksbrudd opptrer når dybelens fot er liten, og er derfor ikke en aktuell bruddform for standardisert dybel med fot. Strekkapasitet til betong for uttrekksbruddet, iht. til BEB 4 [6], CEN/TS 2-4-2 pkt. 6.2.4 [10] og SBI [11], gjeldene opp til og med fasthetsklasse C50/60 til betong, er gitt som:

$$N_{Rd,p} = \frac{6}{\gamma_C} * A_h * f_{ck,cube} * \Psi_{ucr,N} \quad (3.17)$$

$f_{ck,cube}$ er betongens karakteristiske terningsfasthet.

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

Faktorene er basert på forsøksresultater.

A_h er lastbæringsarealet til dybelens fot, og arealet til selve stangen må trekkes fra.

$$A_h = (\pi/4) * (d_h^2 - d^2).$$

γ_C = 1,5, er betongens partiafaktor hentet fra EC 2-1-1 tab. NA.2.1.N [5].

I de fleste situasjoner bør betongen betraktes som risset [11]. Fib Bulletin [7] anbefaler også en strekkapasitet til betong for uttrekksbrudd av dybel, og strekkapasitetene er gitt i ligning 3.18 og 3.19. Formlene er ikke veldig forskjellig fra CEN/TS 2-4-2 [10], men strekkapasitetene er litt lavere. Sammenligning av strekkapasitetene er gjort i avsnitt 3.5.2.

$$\text{I risset betong: } N_{Rd} = 4,2 * f_{ck} * A_h \quad (3.18)$$

$$\text{I urisset betong: } N_{Rd} = 6,1 * f_{ck} * A_h \quad (3.19)$$

f_{ck} er betongens karakteristiske sylindrefasthet.

A_h er lastbæringsarealet til dybelens fot, og arealet til selve stangen må trekkes fra.

$$A_h = (\pi/4) * (d_h^2 - d^2).$$

I kapittel 3.3 (dette kapitlet) er alle strekkapasitetene til bruddformer i betongen gitt. I kapittel 3.4 ses det nærmere på strekkapasiteten til dybelen.

3.4 Strekkapasitet til dybel

For strekkbelastet dybel kan brudd i stålet opptre. Strekkbruddet i dybelen vil opptre i en ukjent avstand fra betongoverflaten, og vil evt. skje i dybelens skaft, hvis dybelen har fot. Strekkapasitet til dybel er hentet fra BEB 3 [8], BEB 4[6], CEN/TS 2-4-1 [10], EC 3-1-8 [14], og EC 3-1-1 [12].

I BEB 3 [8] er dybelens generelle og dimensjonerende strekkapasitet satt til:

$$N_{sd} = A_s * \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (3.20a)$$

f_y er stålets karakteristiske flytespenning.

A_s er tverrsnittsareal til dybelens skaft.

$\gamma_{M1} = 1,1$, partialfaktor etter NS 3472 [31].

Den samme strekkapasiteten er gitt i BEB 4 [6], EC 3-1-1 [12] og pkt. B 3.2.1.1 i CEN/TS 2-4-1 [10], men med EC 3-1-1 [12] sin partialfaktorere. Dybelens strekkapasitet er da satt til:

$$N_{Rd,s} = \frac{A_s * f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad (3.20b)$$

$N_{Rd,s}$ er dybelens dimensjonerende strekkapasitet.

A_s er dybelens tverrsnittsareal.

f_{yk} er dybelens karakteristiske flytespenning.

γ_{M0} er 1,05 for stål og 1,15 for kamstål, hentet fra EC 3-1-1 pkt. NA.6.1 [13] og EC 2-1-1 tab. NA.2.1.N [5].

Hvis det er flere dybler i samme knutepunkt, tillater CEN/TS 2-4-1 [10] å summere alle strekkapasitetene til dyblene.

Iht. EC 3-1-8 pkt. 6.2.6.12 [14] skal fundamentbolter prosjekteres for de dimensjonerende lastene. Fundamentboltene bør ha dimensjonerende strekkapasitet for å oppta hevarmskrefter og bøyningmomenter der det er aktuelt. I beregning av strekkrefter til fundamentbolter forårsaket av bøyningmomenter bør momentarmen ikke forutsettes å være større enn avstanden mellom trykkarealets senter og gruppens tyngdepunkt på strekksiden. Fundamentboltene dimensjonerende strekkapasitet bør settes lik den minste verdien av boltene dimensjonerende strekkapasitet, etter pkt. 3.6 i EC 3-1-8 [14], og betongens dimensjonerende forankringskapasitet for fundamentboltene etter EC 2-1-1 [5]. Det antas at strekkapasiteten til fundamentbolter kan benyttes til dybler og dimensjonerende strekkapasitet for individuelle dybler er da:

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 * f_{ub} * A_s}{\gamma_{M2}} \quad (3.21)$$

$F_{t,Rd}$ er dybelens dimensjonerende strekkapasitet.

k_2 er 0,63 for senkeskuer ellers 0,9 for andre festemidler.

f_{ub} er strekkfasthet til dybelen.

A_s er tverrsnittsarealet til dybelen.

$\gamma_{M2} = 1,25$ etter EC 3-1-8 pkt. NA.2.2 [14].

3.5 Sammenligning av strekkapasiteter

I kapittel 3.5 sammenlignes strekkapasitetene til betong og dybel hentet fra forskjellig litteratur. Alle strekkapasitetene som er sammenlignet i kapittel 3.5 har store avstander mellom dyblene og fra dybel til betongkant. For å kunne sammenligne strekkapasitetene er det valgt å sette noen av materialdataene som konstanter. Følgene materialdata er valgt:

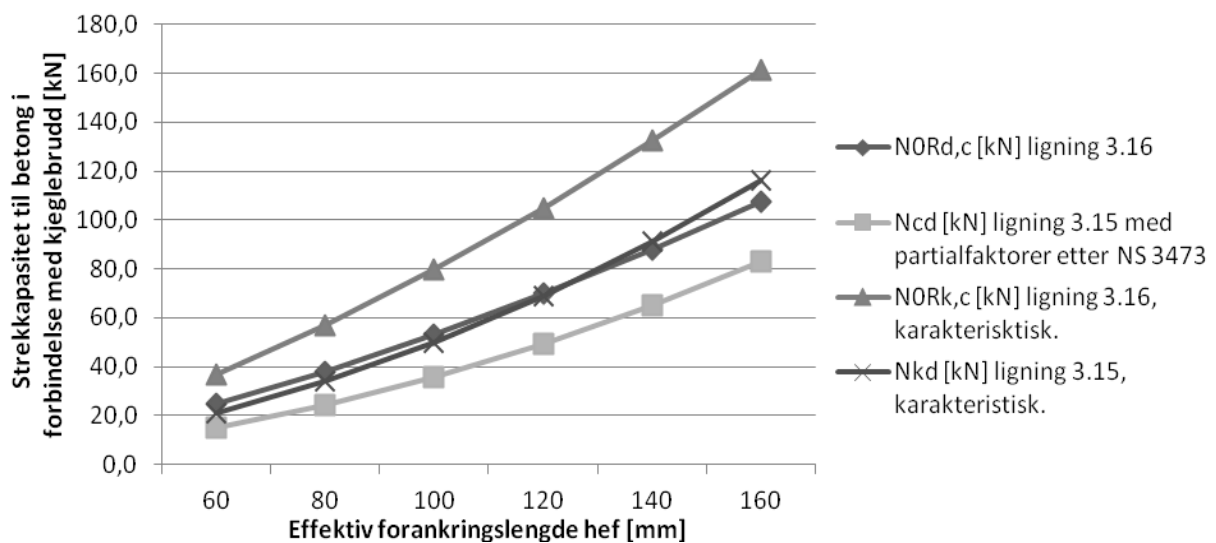
- Betongens trykkfasthet $f_{ck,cube} = 45$ MPa.
- Betongens sylindrefasthet $f_{ck} = 35$ MPa.
- Diameter på dybelens skaft $\varnothing = 19$ mm (der den ikke er gitt som en variabel).
- Diameter på dybelens fot $D = 32$ mm (iht. Peikko Norge [32]).

3.5.1 Strekkapasitet til betong ved kjeglebrudd

I forbindelse med kjeglebrudd er to forskjellige strekkapasiteter nevnt. Ligning 3.15 fra BEB 3 [8] som baserer seg på en 45° bruddvinkel i betong og ligning 3.16 fra BEB 4 [6] som tar utgangspunkt i en 35° bruddvinkel, sist nevnte er også kalt CCD-metoden. Ligning 3.15 og 3.16 vil i utgangspunkt gi ulike strekkapasiteter til betong siden ligningene baserer seg på ulike bruddvinkel til betongkjeglen.

Tabell 3: Sammenligning av strekkapasiteter til betong for kjeglebrudd.

h_{ef} [mm]	60	80	100	120	140	160
$N_{Rd,c}^0$ [kN] ligning 3.16 (BEB 4 [6])	24,7	38,1	53,2	70,0	88,2	107,7
N_{cd} [kN] ligning 3.15 med partialfaktorer etter NS 3473 (BEB 3 [8])	14,9	24,2	35,6	49,3	65,0	82,9
$N_{Rk,c}^0$ [kN] ligning 3.16, karakteristisk (BEB 4 [6])	37,1	57,2	79,8	105,0	132,3	161,6
N_{ck} [kN] ligning 3.15, karakteristisk (BEB 3 [8])	20,9	33,9	49,8	69,0	91,0	116,1



Figur 3.16: Strekkapasiteten til betong for kjeglebrudd.

I figur 3.16 og tabell 3 er det vist strekkapasitetene til betong i forbindelse med kjeglebrudd, hvor den effektive forankringslengden er valgt som en variable. En parameter som gjør det vanskelig å sammenligne ligningene, er at BEB 3[8] bruker partialfaktor fra NS 3473 [30] og CCD-metoden bruker partialfaktor fra EC 2-1-1 [5]. Derfor er det også valgt å vise de karakteristiske strekkapasitetene til betong i forbindelse med kjeglebrudd.

Tabell 3 viser at strekkapasitet til betong når kjeglebrudd opptrer har økt gjennom ”nyere” forskning og med 35° bruddvinkel (i CCD-metoden) tas det ikke hensyn til dybelens størrelse på foten, slik som den ”eldre” strekkapasiteten fra BEB 3 [8] gjør. I praksis brukes normalt standardiserte størrelser på føttene, og det kan være en av årsakene til at dette er utelukket i den ”nyere” formelen.

Det er også brukt forskjellige bruddareal i strekkapasitetene. BEB 3[6] tar utgangspunkt i overflatearealet til selve bruddkjeglen, mens CCD-metoden bruker en projeksjon av bruddkjeglen idealisert som en pyramide. BEB 3 [8] bruker betongens strekkfasthet og CCD-metoden bruker kvadratrotten av betongens terningsfasthet. Iht. EC 2-1-1 [5] kan betongens trykkfasthet omgjøres til betongens strekkfasthet ved hjelp av empiriske faktorer, sammenhenger og ligninger, så dette trenger nødvendigvis ikke ha noen betydning for strekkapasitetene. Pga. ulik bruddvinkel, bruddareal og partialfaktorer er det vanskelig å sammenligne parameterne brukt i kapasitetsligningene for kjeglebrudd, men det er ikke tvil om at CCD-metoden gir et større bruddkjeglevolum og høyere strekkapasitet til betongen, pga. 35° bruddvinkel. Det er også svært besværlig å håndberegne overflatearealet til bruddkjeglen iht. BEB 3[6].

Figur 3.16 viser at avviket mellom strekkapasitetene øker med økende forankringslengde. Det er større avvik mellom de karakteristiske verdiene enn de dimensjonerende verdiene, fordi partialfaktorene reduserer avviket. Den viktigste faktoren for å øke strekkapasiteten til betongen er den effektive forankringslengden, betongens trykkfasthet kan øke strekkapasiteten til betongen noe frem til en trykkfasthet på 60 MPa, og dybelens diameter har lite eller ingen effekt på ligning 3.15 og 3.16.

3.5.2 Strekkapasiteter til betong ved uttrekksbrudd

For uttrekksbrudd av dybel i betong eksisterer to forskjellige kapasiteter i fib Bulletin [7] og CEN/TS 2-4-2 [10], avhengig av om dybelen er i risset- eller urisset betong. Ligning 3.17 er fra CEN/TS 2-4-1 [10] og ligning 3.18 og 3.19 er fra fib bulletin [7]. Utrekningen av strekkapasitetene til betong med uttrekk av dybel er vist i tabell 4.

Tabell 4: Sammenligning av strekkapasiteter til betong for uttrekksbrudd.

Betongtilstand	Risset	Urisset
$N_{Rd,p}$ [kN] ligning 3.17 (CEN/TS 2-4-2 [10])	93,7	131,2
N_{Rd} [kN] ligning 3.18 og 3.19 (fib Bulletin [7])	76,5	111,2

Det er vanskelig å trekke noen konklusjoner om avviket på strekkapasitetene til betongen for uttrekk av dybel, men partialfaktorene kan være ulike siden disse er innarbeidet i fib Bulletin formlene [7]. Ligning 3.17 gir henholdsvis 22,4 % og 18,0 % større strekkapasitet enn ligning 3.18 og 3.19 ut fra resultater vist i tabell 4.

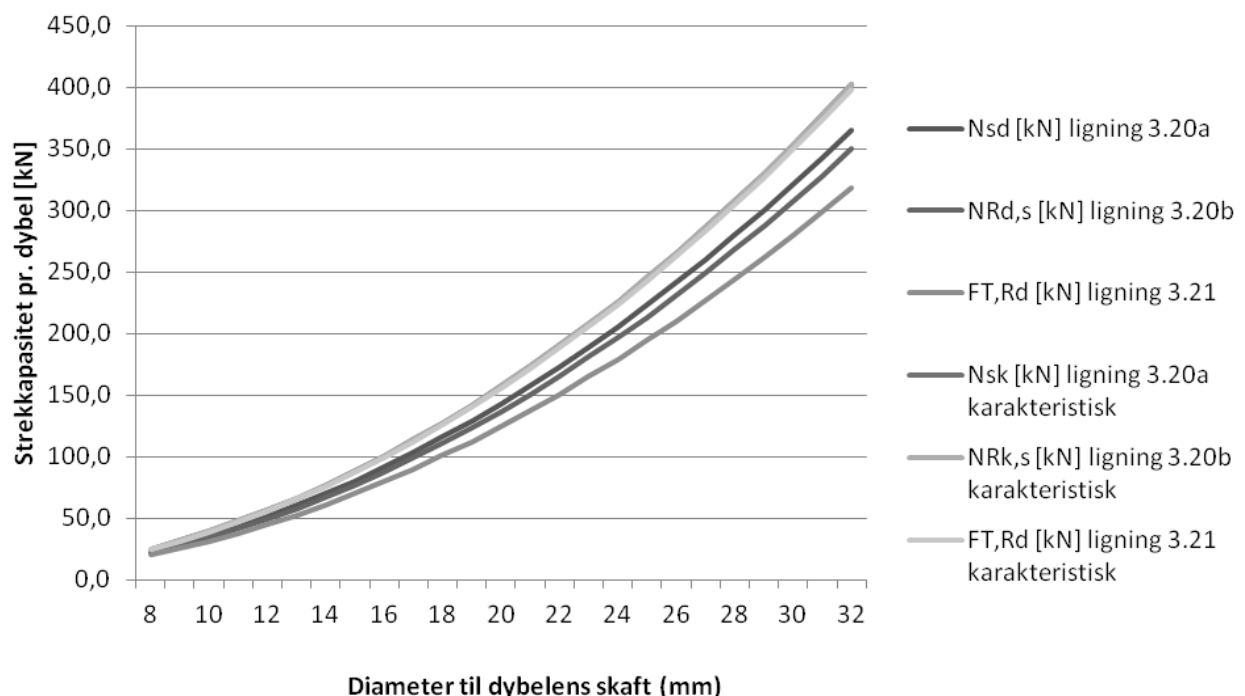
3.5.3 Strekkapasiteter til dybel

I sammenligningen av strekkapasitet til dybel er det tatt utgangspunkt i at dybelen er en armeringsstang med stålqualität B500NC. Kamstålets ingeniør flyte- og bruddgrense er $f_y = f_{yk} = 500$ MPa, og $f_t = f_{ub} = 550$ MPa. I utregning av armeringens tverrsnittsareal er den nominelle diameteren til armeringen brukt.

Ligning 3.20 a og b gir generell strekkapasitet til dybel og er hentet fra BEB 3 [8] og EC 3-1-1 [12]. Avvik i strekkapasiteten skyldes partialfaktorene, siden NS 3472 [31] nå er blitt erstattet med EC 3-1-1 [12], og derfor er det vist både karakteristiske og dimensjonerende strekkapasiteter til dyblene. Ligning 3.21 er fra EC 3-1-8 [14] og gjelder i utgangspunktet for skruer, nagler og fundamentbolter, hvor strekkfastheten f_{ub} brukes isteden for flytespenningen sammenlignet med ligning 3.20 a og b.

Tabell 5: Sammenligning av strekkapasiteter til dybler.

Forankringsdiameter [mm]	8	10	12	16	20	25	32
A_s [mm ²]	50,3	78,5	113,1	201,1	314,2	490,9	804,2
N_{sd} [kN] ligning 3.20a (BEB 3 [8])	22,8	35,7	51,4	91,4	142,8	223,1	365,6
$N_{Rd,s}$ [kN] ligning 3.20b (EC 3-1-1 [12])	21,9	34,1	49,2	87,4	136,6	213,4	349,7
$F_{t,Rd}$ [kN] ligning 3.21 (EC 3-1-8 [14])	19,9	31,1	44,8	79,6	124,4	194,4	318,5
N_{sk} [kN] ligning 3.20a karakteristisk	25,1	39,3	56,5	100,5	157,1	245,4	402,1
$N_{Rk,s}$ [kN] ligning 3.20b karakteristisk	25,1	39,3	56,5	100,5	157,1	245,4	402,1
$F_{t,Rd}$ [kN] ligning 3.21 karakteristisk	24,9	38,9	56,0	99,5	155,5	243,0	398,1



Figur 3.17: Grafisk fremstilling av armeringens strekkapasitet.

Tabell 5 og figur 3.17 er det utregnet forskjellige strekkapasiteter til armeringsstengene. Strekkapasitetene er tilnærmet like, og det ser ut til å være partialfaktorene som bidrar til avviket mellom de dimensjonerende verdiene. I den grafiske fremstilling i figur 3.17, er det ikke lett å skille de karakteristiske strekkapasitetene til en dybel fra hverandre, fordi de danner den øverste kapasitetskurven.

3.5.4 Strekkapasiteter til betong og dybel

Når det ses på alle strekkapasitetene til knutepunktet hvor dyblene har fot og følgende bruddformer kan oppstå: uttrekksbrudd, kjeglebrudd og stålbrudd, vises det at strekkapasiteten til betong for kjeglebrudd er lavest. Dette stemmer godt overens med inndata i formelen for standardiserte sveisebolter med fot, fordi uttrekksbrudd ikke skal være en aktuell bruddform. At kjeglebrudd er den kritiske bruddformen betyr at betongens strekkapasitet er avgjørende faktorer for den totalt strekkapasiteten, som ofte er tilfelle.

4.0 Skjærkraft på stålinnstøpningsdetalj

Stålinnstøpningsdetalj i betongvegg er ofte skjærbelastet. Skjærkraft blir overført til betongen ved hjelp av festemidler, som armeringsstenger, dybler o.l. Skjærkapasiteten til dyblene er avhengig av en rekke faktorer, blant annet hvor og hvordan skjærkraften angriper stålinnstøpningsdetaljen og avstanden fra dyblene til fri kant av betongelementet. I EC 3-1-8 pkt. 6.2.2 (5) [14] står det at kanttrykk fra platedybler eller boltedybler mot betongen bør påvises etter EC 2-1-1 [5]. Skjærkapasiteten til stålet i dybelen og betongen omkring er uavhengig av om dybelen er med eller uten fot, iht. BEB 3 [8]. Kun en av bruddformene pga. skjærbelastning på stålinnstøpningsdetalj er avhengig av dybel med fot for å opptre, det er pryout-brudd. Derfor skilles det mellom:

- stålplate med dybler og
- kun dybler.

Avsnittene under er derfor delt opp på følgende måte:

- Kapittel 4.1: Bruddformer på grunn av skjærbelastet:
 - dybel.
 - stålplate med dybel.
- Kapittel 4.2: Skjærkapasitet til betong:
 - dybel.
 - stålplate med dybel.
- Kapittel 4.3: Skjærkapasitet til dybelen.
- Kapittel 4.5: Sammenligning av skjærkapasiteter.

4.1 Bruddformer ved skjærbelastning

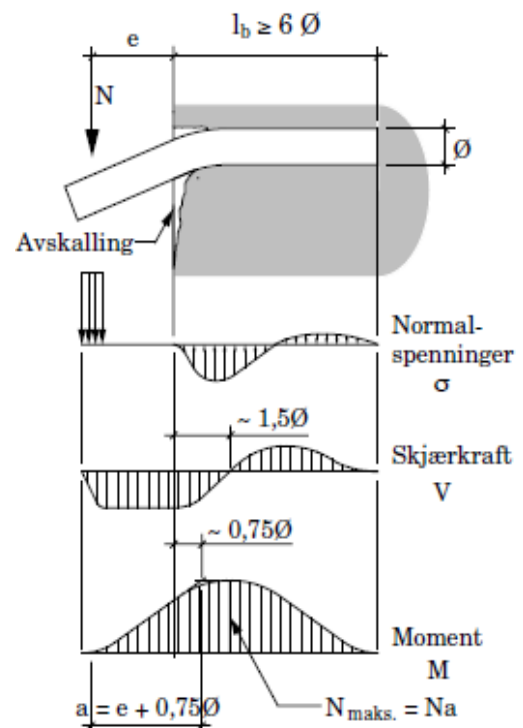
Bruddformene for skjærbelastning av stålinnstøpningsdetalj i betong er annerledes enn bruddformene for strekkbelastning. Det er to faktorer som er avgjørende for hvilket skjærbrudd som opptrer:

- avskjæring på betongoverflaten (avskalling)
- og avstanden fra dybel til betongkant.

4.1.1 Avskjæring av betong og dybel

Skjæroverføring på dybler som ikke er festet til stålplate kalles dybelvirkning. Tverrbelastning på dybel fører ofte til overflateavskalling av betong og avskallingen kan forhindres ved bruke av stålplate. Figur 4.1 viser at betongen får spenninger parallelt med overflaten i kontakt mellom dybel og betong, som fører til spaltestrekk og avskalling. Spenningen i betongen varierer og skifter fortegn langs lengden på dybelen. I en bestemt avstand fra betongoverflaten vil momentet i dybelen ha sin maksimale verdi. Iht. figur 4.1 er denne avstanden $1,5 \cdot \emptyset$ fra betongoverflaten, der skjærkraften til dybelen er lik null. For en eksentrisk skjærkraft vil da maksimal moment opptre i en avstand $a = e + 1,5 \cdot \emptyset$ fra skjærkraftens angrepspunkt, der e er skjærlastens eksentrisitet og \emptyset er diameteren på dybelen, se figur 4.1.

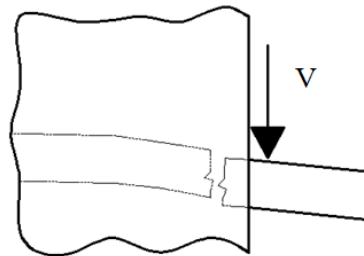
Figur 4.1: Spenninger i dybel [8].



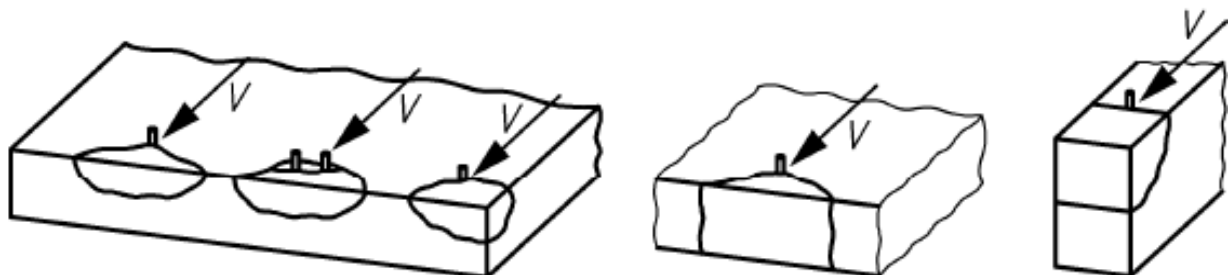
Skjærbelastning på dybler uten stålplate gir følgende opptredende bruddformer:

- Skjærbrudd kun i dybelen.
- Kantbrudd i betongen på grunn av skjærbelastet dybel.
- Kombinasjonsbrudd: Skjærbrudd i dybelen og avskalling av betongoverflaten.

Når dybel har liten diameter og skjærkapasitet, innstøpt i betongen med høy trykkfasthet kan det forekomme skjærbrudd i dybelen. Skjærbrudd i dybel er et stålbrudd. Dersom det motsatte er tilfelle, altså betongen har lav trykkfasthet, og/eller har liten overdekning og dybelen har høy skjærkapasitet vil det sannsynlig bli spaltebrudd/kantbrudd i betongen. For tilfeller som ligger mellom de nevnte bruddkriterier vil skjærbruddet skje i stålet til dybelen (bøyning) med tilhørende betongavskalling foran dybelen. Disse bruddformene gjelder for dybler både med og uten fot [6], hvor dybelen ikke er festet til en stålplate.



a) Indikerer skjærbrudd i dybelen.



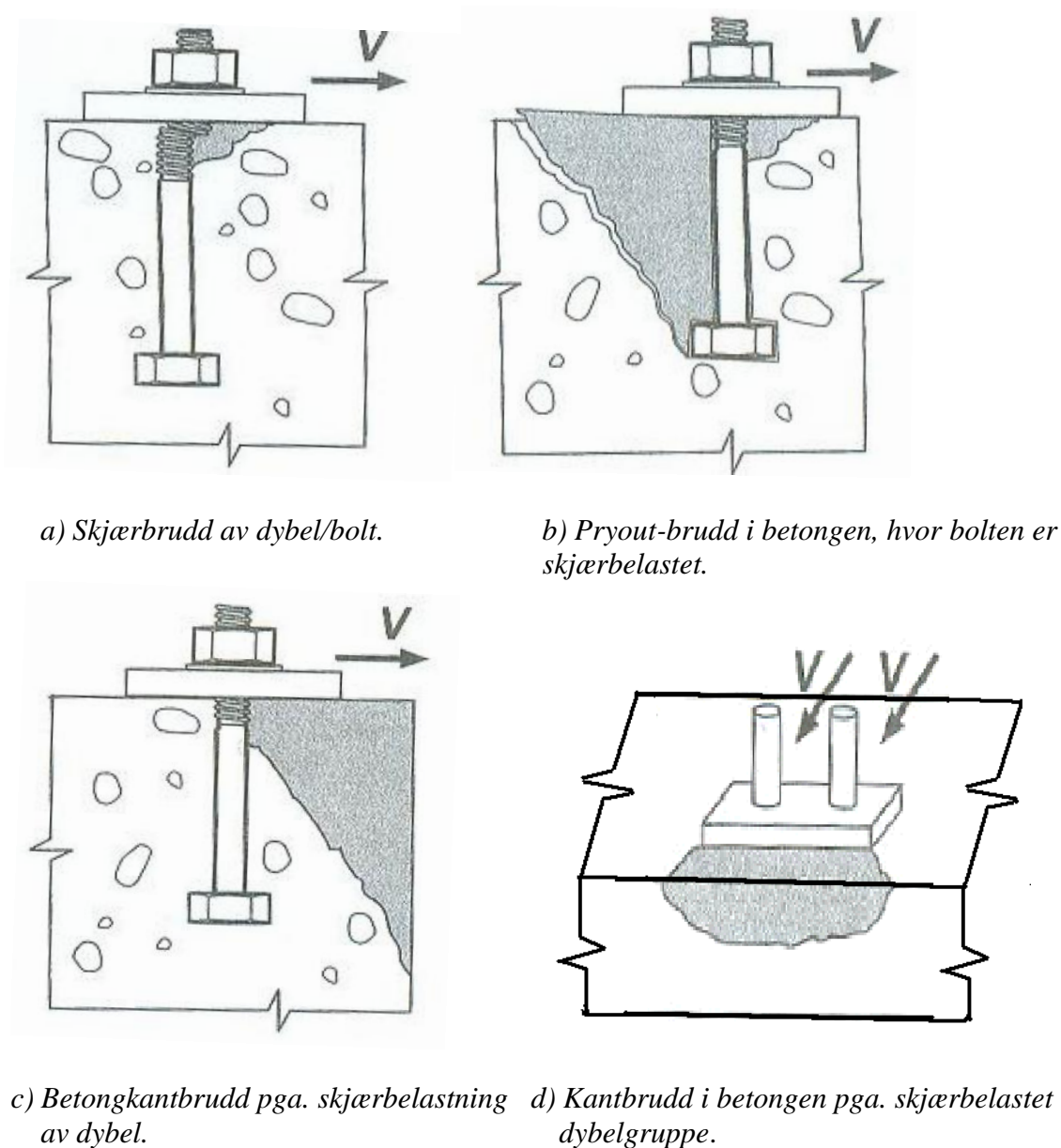
b) Forskjellig kantbrudd i betongen pga. skjærbelastning på dybel [2].

Figur 4.2: Skjærbelastet dybel med betongkantbrudd og brudd i stålet.

Figur 4.2 viser bruddformer for dybel belastet med skjær. I figur 4.2 a) er det indikert et stålbrudd i dybelen og i b) hentet fra tekniske spesifikasjonen CEN/TS 2-4-1 [2] er det vist flere eksempler på situasjoner med korte avstander fra dybel ut til betongkant, der kantbrudd i betongen er opptredende.

4.1.2 Bruddformer for skjærbelastet stålplate med dybler

Stålplate med dybler i betong får økt skjærkapasitet i forhold til dybler uten stålplate. Betongens overflate vil ikke skalle av slik den ville gjort for dybler uten stålplaten. Når stålplate brukes vil skjærkraften belaste stålplaten istedenfor betongoverflaten. I slike forbindelser er skjærkapasiteten avhengig av hvor knutepunktet er plassert i betongkonstruksjonen. Kort avstand fra dybel til betongkant, med skjærkraft virkende vinkelrett på betongkanten fører til vesentlig reduksjon av skjærkapasiteten.



Figur 4.3: Bruddformer for skjærbelastet stålplate med dybel/dybler [6].

Figur 4.3 viser forskjellig bruddformer som kan opptre i forbindelse med skjærbelastning på innstøpt stålplate med dybler. Bruddformene som kan opptre er:

- Stålbrudd i dybel med knusning av betongen foran dybelen.
- Pryout-brudd i betongen.
- Brudd i betongen fra dybel og ut til kant (betongkantbrudd).

Hver enkelt bruddform for skjærbelastning på innstøpt stålplate med dybler er beskrevet mer detaljert i avsnittene under.

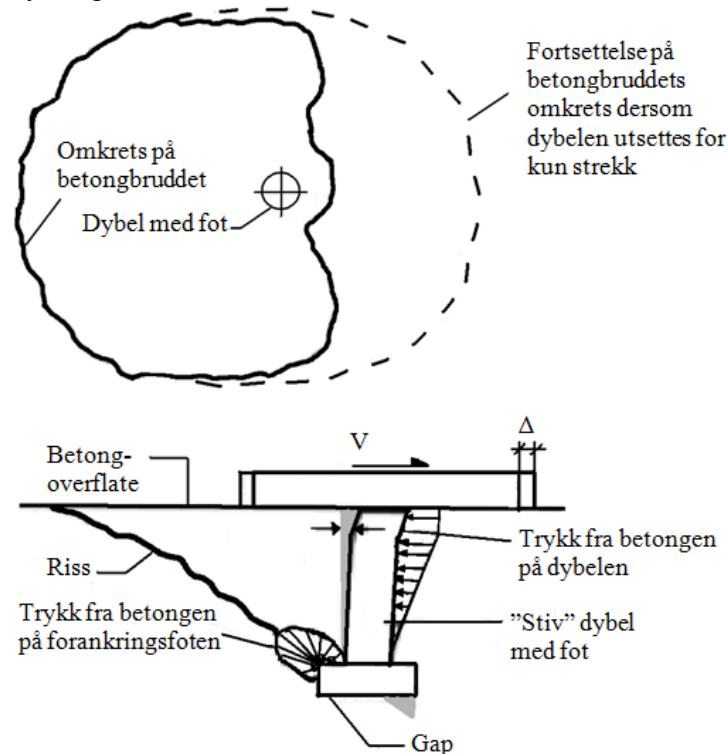
4.1.2.1 Skjærbrudd i dybel

Avskjæringen av dybel er den øvre kapasitetsgrensen til festemidlet. Skjærkapasiteten til dybel er avhengige av stålqualiteten og tverrsnittsarealet til dybelen.

4.1.2.2 Pryout-brudd

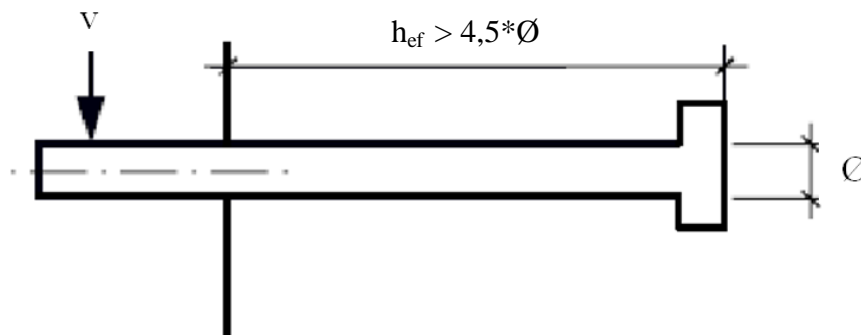
Pryout-brudd opptrer når korte dybler festet til stålplate er plassert langt unna betongkant og med forutsetning om at dybelen har fot. Pryout-brudd kan kun opptre når dybelen er skjærbelastet, eventuelt i kombinasjon med strekkbelastning. Pryout-brudd opptrer fordi dyblens fot presser på betongen og betongen spaltes av i motsatt retning av skjærkraften. For armeringsstenger og andre festemidler uten fot, vil skjærkraften ikke være konsentrert rundt foten, men jevnt fordelt langs kammene og pryout-brudd kan derfor ikke opptre.

Dybler som er korte og ”stive” bøyer seg i en enkelt kurvatur under direkte skjærlast. Hvis dybelen har større effektiv lengde og er mindre stiv vil dyblens fot forbli inne i betongen og dybelen vil heller bøye seg i en dobbel kurvatur [6].



Figur 4.4: Pryout-brudd i betong.

Figur 4.4 illustrerer et pryout-brudd i betong for skjærbelastet stålplate med dybel. Grenseverdien for at pryout-brudd ikke skal oppstå iht. BEB 4 [6] er $h_{ef}/\varnothing > 4,5$, se figur 4.5. I BEB 3 [8] er minstekravet $h_{ef}/\varnothing > 6,0$. Der h_{ef} er dybelens effektiv forankringslengde og \varnothing er dybelskaftets diameter.

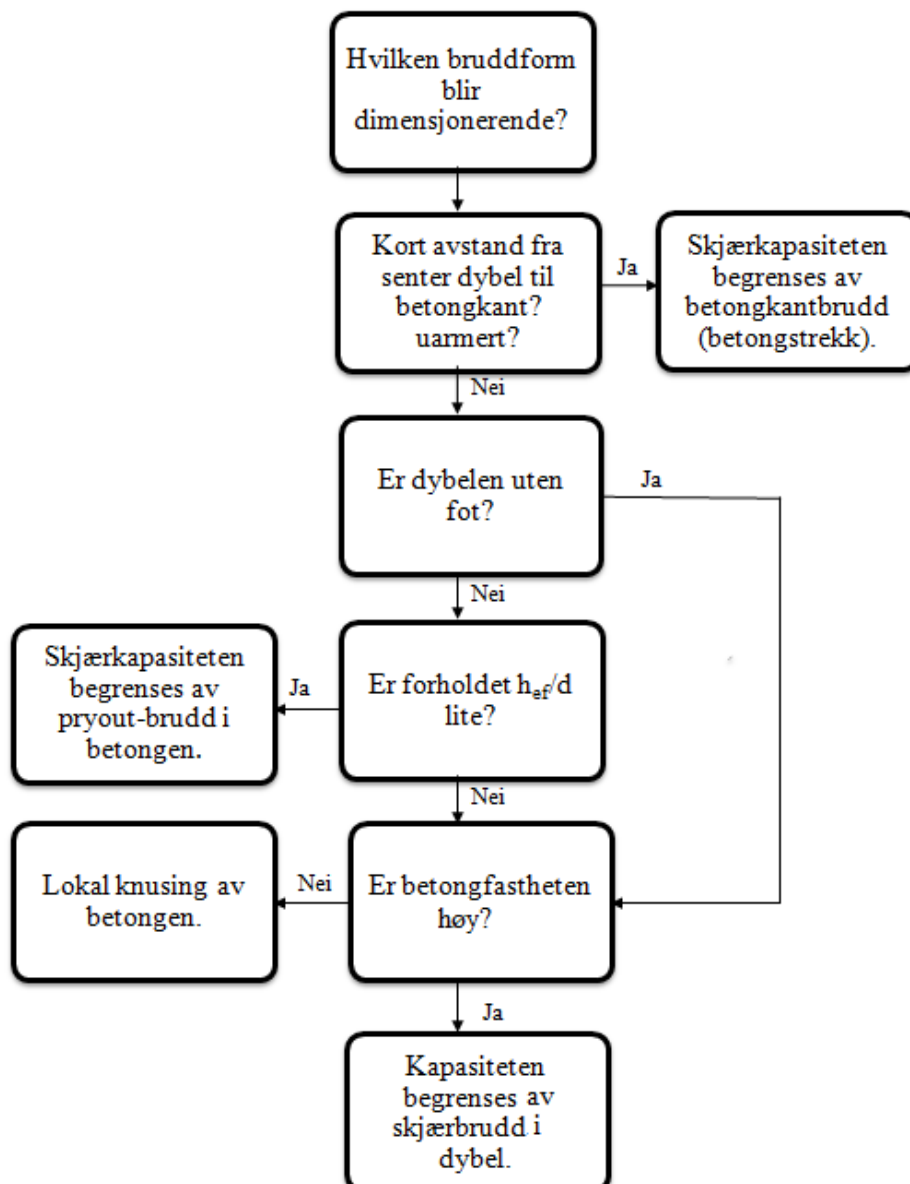


Figur 4.5: Grenseverdi for at pryout-brudd ikke kan oppstå.

4.1.2.3 Betongkantbrudd

Lastinnføring av skjær vha. dybler eller stålplate med dybler gir naturlig nok mulighet for redusert kapasitet ved at kapasiteten for utrivning/avskalling ligger under. Ved utrivning av betongen dannes en bruddflate i form av en halv kjegle, se figur 4.3 c). Betongen blir ”presset ut” av dybelen. For festemidler i grupper, der avstanden mellom dyblene ikke er stor nok til å danne to fullstendige kjeglebrudd, vil det dannes et felles brudd, se figur 4.3 d). Den reduserte skjærkapasiteten for utrivning /avskalling til betongen vil bli mindre hvis dyblene er plassert nær et hjørne eller i et smalt betongelement. Hovedfaktoren som styrer et slikt brudd er betongens strekkapasitet. Diameteren til dybelens fot betyr lite for skjærkapasiteten for utrivning/avskalling til betong i forhold til kantbruddet [6].

4.1.2.4 Oppsummering av skjærbrudd i betong og dybel



Figur 4.6: Flytdiagram til skjærbelastet stålplate med dybel [6].

Figur 4.6 viser flytdiagram for skjærbelastede stålplater med dybler, og den gjør det enklere å finne den opptrepende bruddformen og hvilken komponent i forbindelsen som gir den minste skjærkapasiteten.

4.2 Betong- og dybelens skjærkapasitet

Den komplette formelen for skjæroverføring fra dybel til betong kan antas å bestå av tre bidrag. Bidragene er heft mellom betong og festemiddelet, dybeleffekt og friksjon mellom stål og betong. Skjærkapasiteten kan gjengis som:

$$V_{Rd} = V_{\text{heft}} + V_{\text{friksjon}} + V_{\text{dybeleffekt}}$$

Skjærkapasitetene for kombinasjonsbrudd i betong og dybel er presentert i avsnittene 4.2.1 og 4.2.2, og gjelder for store avstander fra senter dybel til betongkant og stor senteravstand mellom dyblene, slik at skjærkapasiteten ikke reduseres pga. kant- og senteravstandene. Korreksjonsfaktorer for reduserte kant- og senteravstandene behandles i kapittel 5. Anbefalte avstander til dybler er:

- Dybel med fot:
 - fra senter dybel til betongkant $\leq 10 \cdot h_{ef}$ eller $60 \cdot \emptyset$ (avhengig av stål kvalitet, se tabell 12) og
 - senteravstand mellom dyblene $\leq 3 \cdot h_{ef}$.
- Dybler uten fot:
 - fra senter dybel til betongkant $\leq 10 \cdot \emptyset$ og
 - anbefalt senteravstand mellom dyblene $\leq 10,5 \emptyset$.

Som nevnt over er skjærkapasiteten til stålplate med dybler og kun dybler forskjellig, og skjærkapasitetene skilles derfor i avsnittene 4.2.1 og 4.2.2.

4.2.1 Skjærkapasitet til betong og dybel uten stålplate

Skjærkapasitet til betong og dybel uten stålplate varierer om dybelen er belastet med en eksentrisk skjærkraft eller om skjærkraften angriper uten eksentrisitet. Eksentrisiteten regnes som avstanden fra skjærkraftens angrepspunkt til betongoverflaten.

4.2.1.1 Eksentrisk skjærkraft på dybel

Skjærkapasitetene i dette avsnittet er hentet fra BEB 3 [8] og fib Bulletin [7].

Skjærkapasitetene gjelder kun for dybler uten stålplate og det kreves at dybelens effektive forankringslengde er større enn $6 \cdot \emptyset$. Dybelens effektive forankringslengde er omtalt i kapittel 2. Skjærkapasitetene i [7] og [8] er utledet fra en mekanikk modell med flyteledd i en dybel med plastiskmoment motstand M_p , men skjærkapasitetene avviker litt fra hverandre på grunn av ulike partialfaktorer og skjærkapasiteten er uavhengig om dybelen er med eller uten fot.

Hvis skjærlasten angriper med en eksentrisitet, oppstår det et betydelig moment på stålinnstøpningsdetaljen. I BEB 3[8] tas dette hensyn til ved bruk av korreksjonsfaktoren k_e . Reglene for bruk av korreksjonsfaktoren gjelder for dybler av hylser og armeringsstenger. Skjærkapasitet for kombinasjonsbrudd i dybel og uarmert betong iht. BEB 3 [8] er gitt av:

$$V_{Rd,c} = k_e \cdot V_{cd0} = k_e \cdot 0,65 \cdot \emptyset^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot f_{yk}} = (\sqrt{1 + \varepsilon^2} - \varepsilon) \cdot 0,65 \cdot \emptyset^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot f_{yk}} \quad (4.1)$$

der

$$\varepsilon = 3,3 \cdot \frac{e}{\emptyset} \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{yk}}} \quad (4.2a)$$

$$k_e = (\sqrt{1 + \varepsilon^2} - \varepsilon) \quad (4.2b)$$

- \emptyset er nominell diameter på dybelen.
 k_e er korreksjonsfaktor for utkraging.
 $V_{Rd,c}$ er dimensjonerende skjærkapasitet til kombinasjonsbruddet i betong og dybel.
 f_{ck} er betongens karakteristiske sylindrefasthet.
 f_{yk} er stålets karakteristiske flytespenning.
 $\sigma_{cd} = 3 * f_{cd}$, fordelt over bredden \emptyset (CEN/TS 2-4-1 pkt. B 2.1 [2]) og lengden $x = 1,5 * \emptyset$.
 e er skjærlastens eksentrisitet fra angrepspunkt på dybel til betongoverflate, hvor dybelen er innstøpt i betongen.

Når eksentrisiteten, e , til skjærlasten er større enn null er følgende ligning utledet i iht. fib Bulltin [7]:

$$V_d = \alpha_e * \alpha_0 * d^2 * \sqrt{f_{cd} * f_{yd}} \quad (4.3)$$

der

$$\alpha_e = \sqrt{1 + \alpha_0^2 * \varepsilon^2} - \alpha_0 * \varepsilon \quad (4.4)$$

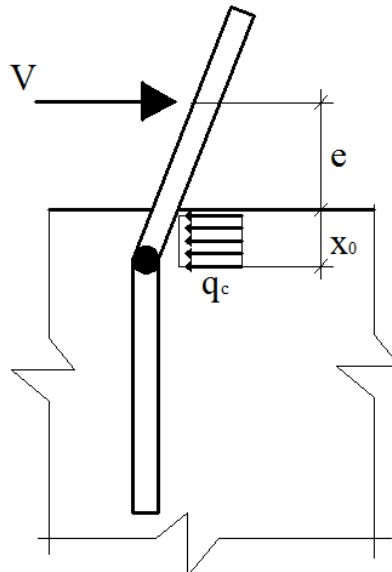
$$\varepsilon = 3 * \frac{e}{\emptyset} * \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{yk}}} \quad (4.5)$$

$$\alpha_0 = \sqrt{\frac{\beta_c}{3}} \quad (4.6)$$

- q_c er gjennomsnittlig jevnt fordelt last som virker på dybelen fra betongen, se figur 4.7.
 x_0 er avstanden fra betongoverflaten og inn til flyteleddet, se figur 4.7.
 f_{ck} er betongen karakteristiske sylindrefasthet.
 f_{yk} er stålets karakteristiske flytespenning.
 \emptyset er diameteren til dybelen.
 V er karakteristiske skjærkapasitet for kombinasjonsbrudd av betong og dybel.
 V_d er dimensjonerende skjærkapasitet for kombinasjonsbrudd av betong og dybel.
 f_{yd} er stålets dimensjonerende flytespenning.
 f_{cd} er betongens dimensjonerende sylindrefasthet.
 β_c er en faktor som øker betongens trykkfasthet på grunn av tre- aksieltrykk. Settes lik 3.
 α_e er korreksjonsfaktor på grunn av skjærlastens eksentriske virkning på dybelen.
 e er skjærlastens eksentrisitet, fra skjærlastens angrepspunkt på dybel til betongoverflaten, hvor dybelen er innstøpt i betongen, se figur 4.7.

Utledning av kombinasjonsformelen for skjærkapasitet til betong og dybel med et flyteledd

Utledningen av ligning 4.3 med et opptredende flyteledd i dybelen og skjærlast eksentrisitet e , er vist i dette avsnittet, se også figur 4.7. Skjærkapasiteten til betongen og dybelen er utledet ved hjelp av flyteleddsmetoden og momentlikevekt, som nevnt over. De forskjellige faktorene brukt i utledningen er forklart ovenfor [7]. Den jevnt fordelte trykkspenningen q_c som virker fra betongen på dybelen stopper i virkeligheten ikke akkurat inntil dybelens flyteledd slik som i figur 4.7, men forsetter langs dybelens lengde. Figuren 4.7 er derfor en forenklet utledningsmodell, ved at det kun er sett på momentlikevekt fra flyteledd og til skjærlasten.



Figur 4.7: Utledningsmodell av skjærbelastet dybel med et flyteledd.

Betongens trykkspennings fordeling og størrelse under dybelen er ukjent, men kan uttrykkes som en gjennomsnittligverdi q_c :

$$q_c = (\beta_c * f_{ck}) * \varnothing \quad (4.7)$$

Det indre trykket langs dybelen må være lik den ytre skjærlasten, for å oppnå likevekt. Likevektsbetingelsen kan uttrykkes slik:

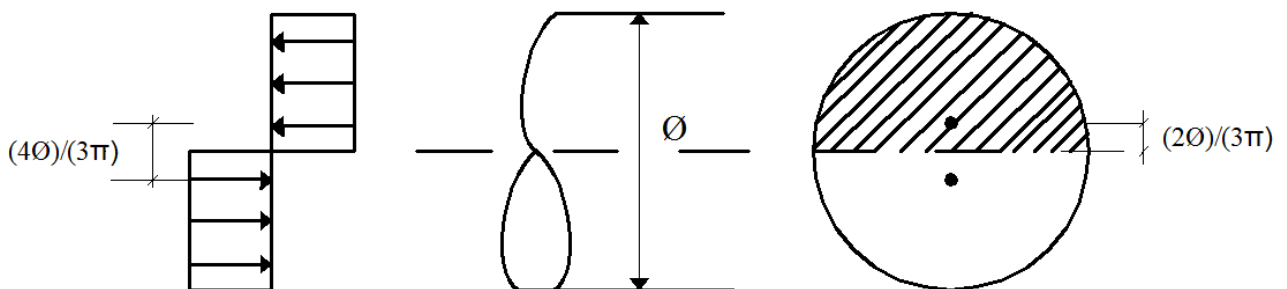
$$\begin{aligned} V &= q_c * x_0 \\ &= (\beta_c * f_{ck}) * \varnothing * x_0 \end{aligned} \quad (4.8)$$

Der avstanden x_0 kan bestemmes ut fra likevektsbetingelsen:

$$x_0 = \frac{V}{\beta_c * f_{ck} * \varnothing} \quad (4.9)$$

I en avstand x_0 fra betongoverflaten vil maksimalt moment opptre på grunn av skjærkraft V , og der vil skjærkraften være lik null. Det maksimale momentet kan uttrykkes slik:

$$M_V = V * e + V * x_0 - q_c * x_0 * \frac{1}{2} * x_0 = V * e + \frac{1}{2} * \frac{V^2}{q_c} \quad (4.10)$$



Figur 4.8: Fordeling av spenninger på et sirkulært tverrsnitt.

Dybelen vil utvikle et flyteledd i avstand x_0 og det plastiske moment (se figur 4.8) for et sirkulært tverrsnitt er:

$$M_{pl} = f_{yk} * \frac{\pi * \emptyset^2}{8} * \frac{4 * \emptyset}{3 * \pi} = f_{yk} * \frac{\emptyset^3}{6} \quad (4.11)$$

Momentlikevekt av ligning 4.10 og 4.11 gir:

$$M_v = M_{pl} \quad (4.12)$$

$$V * e + \frac{1}{2} * \frac{V^2}{q_c} = \frac{f_{yk} * \emptyset^3}{6} \quad (4.13)$$

$$V^2 + V * e * 2 * (\beta_c * f_{ck}) * \emptyset - \frac{f_{yk} * \emptyset^3}{6} * 2 * (\beta_c * f_{ck}) * \emptyset = 0 \quad (4.14)$$

$$V^2 + V * e * 2 * (\beta_c * f_{ck}) * \emptyset - \frac{f_{yk} * \emptyset^4}{3} * (\beta_c * f_{ck}) = 0 \quad (4.15)$$

$$\frac{V^2}{2} + V * e * (\beta_c * f_{ck}) * \emptyset - \frac{f_{yk} * \emptyset^4}{6} * (\beta_c * f_{ck}) = 0 \quad (4.16)$$

Generell andregradsligning og løsning:

$$ax^2 + bx + c = 0 \quad (4.17)$$

$$x = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} \quad (4.18)$$

Ligning 4.16 løses vha. andregradsligningen, og skjærkraften V blir lik:

$$V = \frac{-e * (\beta_c * f_{ck}) * \emptyset \pm \sqrt{e^2 * (\beta_c * f_{ck})^2 * \emptyset^2 + \frac{2 * f_{yk} * \emptyset^4 * (\beta_c * f_{ck})}{6}}}{2 * \frac{1}{2}} \quad (4.19)$$

$$v = -e * (\beta_c * f_{ck}) * \emptyset \pm \sqrt{e^2 * (\beta_c * f_{ck})^2 * \emptyset^2 + \frac{f_{yk} * \emptyset^4 * (\beta_c * f_{ck})}{3}} \quad (4.20)$$

Forenkler uttrykket ved å trekke fellesfaktorene på utsiden av parentesen:

$$V = \sqrt{\frac{\beta_c}{3}} * \emptyset^2 * \sqrt{f_{ck} * f_{yk}} * \left[\frac{-e}{\emptyset} * \frac{\sqrt{\beta_c * f_{ck} * 3}}{\sqrt{f_{yk}}} + \sqrt{\frac{e^2 * \beta_c * f_{ck} * 3}{\emptyset^2 * f_{yk}} + 1} \right] \quad (4.21)$$

$$V = \sqrt{\frac{\beta_c}{3}} * \emptyset^2 * \sqrt{f_{ck} * f_{yk}} * \left[\sqrt{1 + \frac{3 * \beta_c * f_{ck} * e^2}{f_{yk} * \emptyset^2}} - \sqrt{3 * \beta_c} * \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{yk}} * \frac{e}{\emptyset}} \right] \quad (4.22)$$

Benytter faktoren som vist i ligning 4.23 og 4.24 for å få et enklere uttrykk (tilsvarende ligning 4.5 og 4.6):

$$\varepsilon = 3 * \frac{e}{\emptyset} * \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{yk}}} \quad (4.23)$$

$$\alpha_0 = \sqrt{\frac{\beta_c}{3}} \quad (4.24)$$

Tar ut parentesen i ligning 4.22 og forenkler uttrykket med faktorene i ligning 4.23 og 4.24:

$$\left[\sqrt{1 + \frac{3 * \beta_c * f_{ck} * e^2}{f_{yk} * \emptyset^2}} - \sqrt{3 * \beta_c} * \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{yk}} * \frac{e}{\emptyset}} \right] \rightarrow \alpha_{e1} = \sqrt{1 + (\varepsilon * \alpha_0)^2} - \varepsilon * \alpha_0 \quad (4.25)$$

Den karakteristiske skjærkapasiteten kan da uttrykkes med følgende uttrykk:

$$V = \alpha_0 * \alpha_{e1} * \emptyset^2 * \sqrt{f_{ck} * f_{yk}} \quad (4.26)$$

Skjærkapasitetene i ligning 4.1, 4.3 og 4.26 tar hensyn til eksentrisk skjærbelastning. I følgende avsnitt skal det ses på nærmere på hva skjærkapasiteten blir når eksentrisiteten er null.

4.2.1.2 Skjærkraft på dybel uten eksentrisk belastning.

I dette avsnittet er det vist skjærkapasiteten til kombinasjonsbrudd i betong og dybler uten stålplate, hvor skjærlasten angriper dybelen rett inntil betongens overflate, se figur 4.9. Skjærkapasitetene er hentet fra BEB 3 [8], BEB 4 [6] og fib Bulletin [7]. Ligningene er utledet fra en mekanisk modell med flyteledd i en dybel med plastiskmoment motstand M_p . Forskjellene på skjærkapasiteten skyldes at fib Bulletin og BEB 4 bruker partialfaktorer fra Eurocoden, mens BEB 3 [8] bruker partialfaktorer fra NS 3473 [30]. Eksentrisiteten i ligning 4.1 og 4.3 settes lik null og gir ligning 4.27 og 4.28.

Dimensjonerende skjærkapasitet med brudd i betong og flyt i dybel, iht. BEB 3 [6] er:

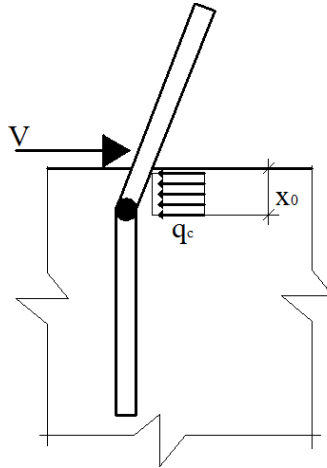
$$V_{cd} = (\sqrt{1+0} - 0) * 0,65 * \emptyset^2 * \sqrt{f_{ck} * f_{yk}} = 0,65 * \emptyset^2 * \sqrt{f_{ck} * f_{yk}} \quad (4.27)$$

Dimensjonerende skjærkapasitet med brudd i betong og flyt i dybel, iht. BEB 4 [8] er:

$$V_{Rd,c} = \emptyset^2 * \sqrt{f_{cd} * f_{yd}} \quad (4.28)$$

Dimensjonerende skjærkapasitet med brudd i betong og flyt i dybel, iht. fib Bulletin [7] er:

$$V_d = (\sqrt{1 + \alpha_0 * 0} - \alpha_0 * 0) * \alpha_0 * \emptyset^2 * \sqrt{f_{cd} * f_{yd}} = \emptyset^2 * \sqrt{f_{cd} * f_{yd}} \quad (4.29)$$



Figur 4.9: Modell brukt til utledning av skjærkapasitet for dybel uten eksentrisk skjærlast [7].

Figur 4.9 viser utledningsmodell for dybel belastet med skjærlast. Skjærlasten angriper dybelen uten eksentrisitet. Utledningsprosedyren for ligning 4.27 og 4.29 er den samme som vist over for eksentrisk skjærkraft på dybel. Det er antatt at det dannes et flyteledd i dybelen i en avstand x_0 fra betongoverflaten, og at en gjennomsnittlig jevnt fordelt trykkspenning q_c virker på dybelen fra betongen. I virkeligheten vil ikke den fordelte trykkspenningen q_c kun virke over avstanden x_0 , men over et enda større område, avhengig av størrelsen på skjærlast og dybel.

Utledningen av ligning 4.28 iht. BEB 4 [6]:

I ligning 4.28 er det forutsatt at betongens trykkapasitet nås samtidig som dybelens plastiske bøyekapasitet. Skjærkapasiteten kan utledes slik:

$$V_{Rd} = \sigma_c * \varnothing * x \quad \text{eller} \quad x = \frac{V_{Rd}}{\sigma_c * \varnothing} \quad (4.30)$$

$$M_{Rd} = V_{Rd} * \frac{x}{2} = \frac{1}{2} * V_{Rd} * \frac{V_{Rd}}{\sigma_c * \varnothing} \quad (4.31)$$

Ordner ligning 4.31:

$$0,5 * V_{Rd}^2 = \sigma_c * \varnothing * M_{Rd} \quad (4.32)$$

Medfører:

$$V_{Rd} = \sqrt{2 * \sigma_c * \varnothing * M_{Rd}} \quad (4.33a)$$

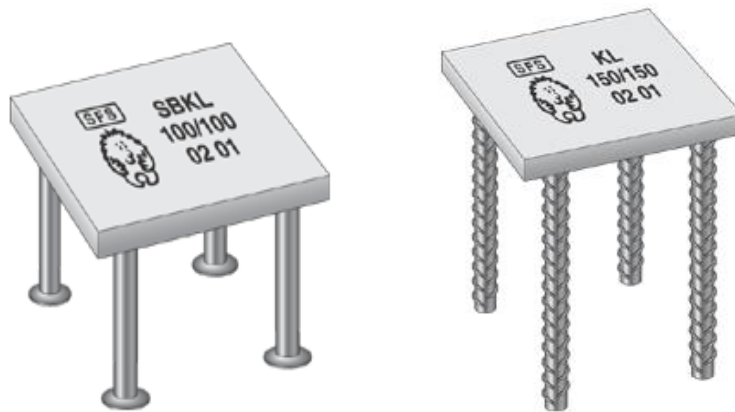
Setter $\sigma_c = 3 * f_{cd}$ og $M_{Rd} = f_{yd} * \varnothing^3 / 6$

$$V_{Rd} = \sqrt{2 * 3 * f_{cd} * \varnothing * \frac{f_{yd} * \varnothing^3}{6}} = \varnothing^2 * \sqrt{f_{cd} * f_{yd}} \quad (4.33b)$$

Utledningen er nesten lik utledning gitt i fib Bulletin, se ligning 4.7 til 4.26. I dette avsnittet er skjærlastens eksentrisitet satt lik null, og dybelen er innstøpt i betong uten stålplate. Videre skal det ses nærmere på skjærkapasiteten til betong og innstøpte dybler med stålplate.

4.2.2 Skjærkapasitet til betong og dybel med stålplate

Skjærbelastet stålplate med dybler, gir skjærkraft i dyblene, og stålplaten vil hindre tøyningen i betong på grunn av tverrkontraksjonen. Stålplaten og dyblene påfører betongen et lokalt trykk normalt på overflaten. Dette øker trykkapasiteten til betongen og gir strekk i festemidlene. Det betyr at tverrbelastningen på en dybel gjennom en stålplate vil bli overført som en kombinasjon av tverrmotstand fra betongen og øke strekk i dybelen [6]. Strekket i dybelen gir videre et friksjonsbidrag til skjærkapasiteten. Denne effekten kalles dybel- og friksjonsvirkning. Stålplaten vil i tillegg bidra til økt skjærstivhet. Ved dimensjonering ses det bort fra kanttrykk-bidraget, noe som er konservativt. Stivheten til stålplaten og rotasjonsstivheten til dyblen i klaringshullet i stålplaten eller rotasjonsstivheten til dybelen sveist på stålplaten, vil ha betydning for skjærkapasiteten. Det er også viktig å huske at sveisen som brukes for å feste dyblene til stålplaten kan ha mindre skjærkapasitet, og bør derfor kontrolleres. Formlene presentert under gjelder for tilfeller der skjærkraften angriper dybelen rett inntil betongoverflaten, altså uten eksentrisk skjærlast. Eksentrisk skjærkraft tas hensyn til ved å gjøre opptredende moment om til et kraftpar og interaksjonsformlene i kapittel 7 benyttes.



Figur 4.10: Stålplater med dybler, hentet fra produktkatalogen til Peikko [32].

Figur 4.10 viser fabrikkproduserte stålplater med dybler. I BEB 3 [8] står det at dersom en stålplate med dybler har god kontakt med betongen og blir påført en skjærkraft, kan skjærkapasiteten til ligning 4.1 økes med 45 %. Formelen blir da:

$$V_{cd} = 1,45 * V_{cd0} = 1,45 * 0,65 * \varnothing^2 * \sqrt{f_{ck} * f_{yk}} = 0,94 * \varnothing^2 * \sqrt{f_{ck} * f_{yk}} \quad (4.34)$$

- \varnothing er diameteren til dybelen.
- f_{ck} er karakteristiske sylindrefastheten til betong.
- f_{yk} er stålets karakteristiske flytespenning.

BEB 4 [6] sier at det er mulig å øke skjærkapasiteten med totalt 86 % til betong og dybel med stålplate i forhold til skjærkapasiteten til betong og dybler uten plate (ligning 4.28). Formelen brukes som en forenklet beregningsmetode og skjærkapasiteten til betongen og dybel utnyttet med bøyning er gitt som:

$$V_{Rd} = 1,86 * V_{Rd,c} = 1,8 * \varnothing^2 * \sqrt{f_{cd} * f_{yd}} \quad (4.35)$$

BEB 4 [6] avrunder faktoren 1,86 til 1,8 i ligning 4.35.

For sveisebolter med fot, av høy stål kvalitet og standardisert utforming gjelder ligning 4.36, og ligningen kan også brukes for andre dybler, men den er empirisk og basert på forsøksresultater fra sveisebolter med fot. Formelen er gitt i BEB 4 [6] og "Anchorage in concrete construction" [3], og er en mer avansert versjonen av ligning 4.34 og 4.35. Skjærkapasiteten til uarmert og urisnet betong med dybler festet til stålplate er gitt som:

$$V_{Rd,c}^0 = \frac{2,3}{\gamma_c} * \emptyset^\alpha * l_f^\beta * \sqrt{f_{ck,cube}} * c_1^{1,5} \quad (4.36)$$

$V_{Rd,c}^0$ er dimensjonerende skjærkapasitet til betong uten korreksjonsfaktorer.

$\gamma_c = 1,5$, gitt i EC 2-1-1 tab. NA.2.1.N [5].

\emptyset er diameteren til dybelen, $\emptyset_{nom} \leq 60$ mm.

l_f er forankringslengden, maksimal tillatt beregningsverdi er $8\emptyset$.

$f_{ck,cube}$ er betongens karakteristisk terningsfasthet.

c_1 er avstanden fra senter på dybel til betongkant i skjærkraftens retning.

der

$$\alpha = 0,1 * \left(\frac{l_f}{c_1}\right)^{0,5} \quad (4.37)$$

$$\beta = 0,1 * \left(\frac{\emptyset}{c_1}\right)^{0,2} \quad (4.38)$$

I risnet og uarmert betong bør skjærkapasiteten i ligning 4.36 multipliseres med 0,7. Det bør legges merke til at stål kvaliteten på dybelen ikke inngår i kapasitetsformelen og gir dermed en ren skjærkapasitet til betong.

I masteroppgaven til Muratli [41] er det utviklet skjærkapasitet basert på forsøksdata. Testresultatene er hentet fra prøver utført i Europa og USA, hvor forsøkene er gjort på stålplater med dybler. Antall dybler festet til stålplatene varierer med enten en eller to stk. i urisnet betong, der dybelen har fot. Forsøksresultatene er hentet fra følgende tester:

- Hallowell, 5 forsøk (1996)
- Maxibolt, 5 forsøk (1992)
- Klingner, 85 forsøk (1992)
- Hilti, 154 forsøk (1997)

Formelen har Muratli [41] utviklet ved hjelp av kurvetilpassing av forsøksresultatene.

Parameterer i formelen er de samme som ligning 4.36 i denne rapporten, men ligning 4.39 gir noe høyere skjærkapasitet til betong, se sammenligningen i avsnitt 4.4.

$$V_{no} = \frac{2,7}{\gamma_c} * l_f^{0,1} * \emptyset^{0,3} * f_{ck}^{0,5} * c_1^{1,4} \quad (4.39)$$

Når $h_{ef}/\varnothing < 4,5$ er pryout-brudd aktuelt (kun for dybler med fot) og pryout-bruddets skjærkapasiteten til betongen skal kontrolleres etter CEN/TS 2-4-2 pkt. 6.3.4 [10]:

$$V_{Rk,c} = k_3 * N_{Rd,c} \quad (4.40)$$

Ligningen er mer detaljert presentert i kapittel 5.2.2.1.

Samvirkestandarden EC 4-1-1 pkt. 6.6.3.1 [12] gir skjærkapasiteten til betongen i forbindelse med innstøpt dybel med fot festet til stålplate. Skjærkapasiteten er kun gjeldene under disse forutsetningene:

- Dybelen skal være automatisk sveist iht. NS-EN ISO 14555 [22].
- Pkt. 6.6.1.1(P) sier at effekten av naturlig heft mellom betongen og stålet skal ignoreres. Hvis dybelen skal utsettes både for skjær- og strekkraft, skal strekkraften F_{ten} pr. dybel regnes ut, se pkt. 6.6.3.2.(1).
- Hvis $0,1 * P_{Rd} \geq F_{ten}$, kan strekkraften neglisjeres. Hvis $F_{ten} > 0,1 P_{Rd}$ er ligning 4.41 i denne rapporten ikke gyldig.

Skjærkapasiteten er utviklet fra ”push-out testresultater” på dybel med diametere (dybelens skaft) 16 mm, 19 mm, 22 mm og 25 mm [50]. Samvirkestandardens formel blir dermed mer brukt som en øvre grense for lokal knusing av betongen. Formelen dekker konstruksjonstyper som har stålplater bestående av stålbjelker, og i tillegg ekstra trykkspenninger fra egenlast av betongdekket og last på dekket, som gir økte friksjonseffekter mellom stålplaten og betong. Skjærkapasiteten er basert på dybler med fot for samvirkekonstruksjoner som f.eks. broer. For mer detaljer angående skjærkapasiteten i ligning 4.41, se ”Stahlbau Kalender 2005” [50]. Skjærkapasitet til betong er gitt som:

$$P_{Rd} = \frac{0,29 * \alpha * d^2 * \sqrt{f_{ck} * E_{cm}}}{\gamma_v} \quad (4.41)$$

P_{Rd} er dimensjonerende skjærkapasiteten til betong.

d er diameteren på dybelen, $16 \text{ mm} \leq d \leq 25 \text{ mm}$.

f_{ck} er betongens karakteristiske sylindrefasthet, med en densitet større enn 1750 kg/m^3 .

E_{cm} er betongens midlere E-modul, se EC 2-1-1 tabell 3.1.

$\gamma_v = 1,25$, partialfaktor gitt i EC 4-1-1 pkt. 6.6.3.1 [12].

$$\alpha = 0,2 * \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) \text{ for } 3 \leq \frac{h_{sc}}{d} \leq 4 \quad (4.42)$$

$$\alpha = 1,0 \text{ for } \frac{h_{sc}}{d} > 4 \quad (4.43)$$

h_{sc} er dybelens nominelle høyde, som er lik den effektive høyden til dybelen, pluss tykkelsen til foten og minus tykkelsen på stålplaten.

α er en korreksjonsfaktor for korte dybler.

4.3 Skjærkapasitet til dybler

I dette avsnittet blir skjærkapasitet til dybel beskrevet. Skjærkapasitetene er hentet fra CEN/TS 2-4-2 [10], BEB 3 [8], BEB 4 [6], EC 3-1-1 [13], EC 3-1-8 [14], EC 4-1-1 [12] og ”Anchorage in concrete construction” [3].

I BEB 3 [8] og EC 3-1-1 [13] er stålets generelle, plastiske og dimensjonerende skjærkapasitet for tilfeller uten torsjon gitt som:

$$V_{p1,Rd} = V_{Rd,s} = \frac{A_s * f_{yk}}{\gamma_{M0} * \sqrt{3}} \quad (4.44)$$

$V_{Rd,s}$ er dybelens dimensjonerende skjærkapasitet.

A_s er dybelens skjæreareal.

f_{yk} er stålet karakteristiske flytespenning.

γ_{M0} = 1,05, EC 3-1-1 pkt. NA.6.1 [13] eller 1,15 for armingsstål tab. NA.2.1.N i EC 2-1-1 [5] og i BEB 3 [8] er partialfaktoren lik 1,1, hentet fra NS 3472 [31].

I EC 3-1-8 [14] og BEB 3 [8] gjelder følgende formler for skruer, fundamentbolter og gjengestenger:

$$V_{Rd,s} = F_{v,Rd} = \frac{A * f_{ub} * \alpha_v}{\gamma_{M2}} \quad (4.45)$$

$V_{Rd,s}$ er avskjæringskapasitet til dybel pr. snitt.

A er festemiddelets brutto tverrsnittsareal.

γ_{M2} = 1,25, gitt i EC 3-1-8 pkt. NA.2.2 [14]. I BEB 3 [8] brukes partialfaktor fra NS 3472 [31], som er lik 1,1.

f_{ub} er festemidlet bruddspenning/boltens strekkfasthet.

α_v er en faktor som er avhengig av fasthetsklassen til festemiddelet og om avskjæringen skjer ved gjenget eller ugjenget del av festemiddelet:

- For fasthetsklasse 4.6, 5.6, og 8.8 er $\alpha_v = 0,6$.
- For fasthetsklasse 4.8, 5.8, 6.8 og 10.9 er $\alpha_v = 0,5$.
- For avskjæring som går gjennom den ugjengede delen av skruen er $\alpha_v = 0,6$. Denne faktoren er benyttet for dybler av armerings kvalitet B500NC.

CEN/TS 2-4-2 [10] viser skjærkapasiteten til dybler med eller uten arm. I denne rapporten er alle forankringsstenger uten arm, siden det er utført forsøk på stålplater med dybler. For elastisk analyse av dybler med fot henviser CEN/TS 2-4-2 pkt. 6.3.3.1 [10] til EC 3-1-1 [13], som tilsvarer ligning 4.44 i denne rapporten. Det forutsettes at stålet er duktilt nok, men hvis duktiliteten er liten skal skjærkapasiteten multipliseres med en faktor, k_2 . Verdien av faktoren k_2 er 0,8. I plastisk analyse anbefaler CEN/TS 2-4-2 pkt. B.3.3.1.1 [10] å bruke denne skjærkapasiteten til dybler:

$$V_{Rk,s} = 0,5 * A_s * f_{yk} \quad (4.46)$$

$V_{Rk,s}$ er karakteristiske skjærkapasitet til stålet i dybelen.

A_s er dybelens tverrsnittets areal.

f_{yk} er dybelens karakteristiske flytespenning.

I følge CEN/TS 2-4-2 [10] kan ligning 4.46 også benyttes for forankringsstenger i grupper. Da summeres skjærkapasiteten til alle dyblene.

I følge samvirkestandarden, EC 4-1-1 pkt. 6.6.3.1 [12], er skjærkapasiteten til dybler lik:

$$P_{Rd} = \frac{0,8 * f_u * \pi * \frac{d^2}{4}}{\gamma_v} \quad (4.47)$$

P_{Rd} er dimensjonerende skjærkapasitet til en dybel.

d er dybelskaftets diameter, $16 \text{ mm} \leq d \leq 25 \text{ mm}$.

$\gamma_v = 1,25$, partialfaktor for skjærforbindelser mellom betong og stål gitt i EC 4-1-1 pkt. NA.6.6.3.1 [12].

f_u er materialets strekkfasthet til dybelen, men strekkfastheten skal ikke være større enn 500 N/mm^2 .

Bruk av ligning 4.47 krever at noen forutsetninger må oppfylles. Forutsetningene er de samme som for utregning av betongens skjærkapasitet etter EC 4-1-1 [12], se avsnitt 4.2.2. For mer detaljert utledning av formelen, se "Stahlbau Kalender 2005" [50].

Iht. EC 3-1-8 pkt. 6.2.2(7) [14] skal dimensjonerende avskjæringskapasiteten for en fundamentbolt $F_{vb,Rd}$ i en fotplate for søyler settes til den minste verdien av $F_{1,vb,Rb}$ og $F_{2,vb,Rd}$. Det antas at denne kapasitetskontrollen også kan bli benyttet for stålplate med dybler innstøpt i betongvegg. Dimensjonerende skjærkapasitet er gitt som minste verdien av $F_{1,vb,RB}$ og $F_{2,vb,Rd}$:

$$F_{1,vb,Rb} = F_{v,Rd} = \text{ligning 4.45}$$

$$F_{2,vb,Rd} = \frac{\alpha_{bc} * f_{ub} * A_s}{\gamma_{M2}} \quad (4.48)$$

$F_{2,vb,Rd}$ er dybelens dimensjonerende skjærkapasitet.

f_{ub} er dybelens strekkfasthet.

A_s er dybelens tverrsnittsareal.

$\alpha_{bc} = 0,44 - 0,0003 * f_{yb}$.

f_{yb} er dybelens flytegrense, der $235 \text{ N/mm}^2 \leq f_{ub} \leq 640 \text{ N/mm}^2$.

$\gamma_{M2} = 1,25$, partialfaktor fra EC 3-1-8 pkt. NA.2.2 [14].

4.4 Sammenligning av skjærkapasiteter

For å kunne sammenligne og diskutere skjærkapasitetene, må kun noen av parameterne i ligningene variere. Derfor har disse materialdataene blitt satt som konstanter, se tabell 6.

Tabell 6: Materialdata brukt i sammenligning av skjærkapasiteter.

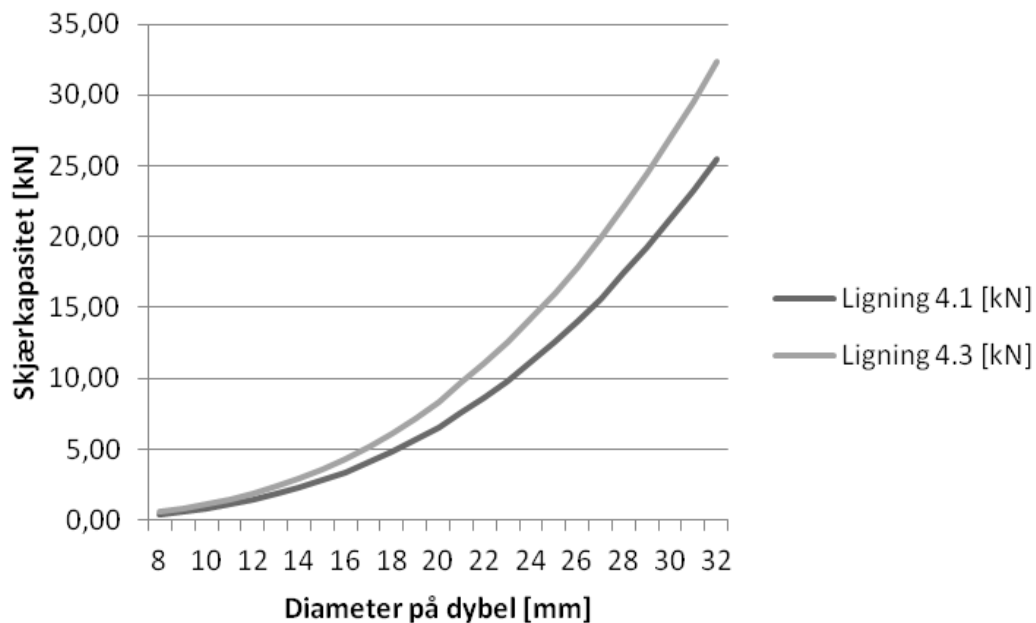
Hva:	Satt lik:
f_{ck}	35 MPa
f_{cd}	23,3 MPa
$f_{ck,cube}$	45 MPa
e	58 mm
γ_C	1,5 (i BEB 3 [8] brukes 1,4, etter NS 3473 [30])
γ_s	1,15 (i BEB 3 [8] brukes 1,25 etter NS 3472 [31])
E_{cm}	34 000 MPa
c_1	295 mm
l_f	6*Ø (minste krav til forankringslengden)
f_{yk}	500 N/mm ²
f_{yd}	434,8 N/mm ²

4.4.1 Skjærkapasitet til betong

4.4.1.1 Skjærkapasitet til betong med eksentrisk

Tabell 7: Skjærkapasiteten til kombinasjonsbrudd i betongen og dybel.

Ø [mm]	8	10	12	16	20	25	32
$V_{Rd,c}$ [kN] ligning (BEB 3 [8])	0,4	0,8	1,5	3,4	6,6	12,5	24,5
V_d [kN] ligning 4.3 (fib Bulletin [7])	0,6	1,1	1,9	4,4	8,4	16,0	32,3



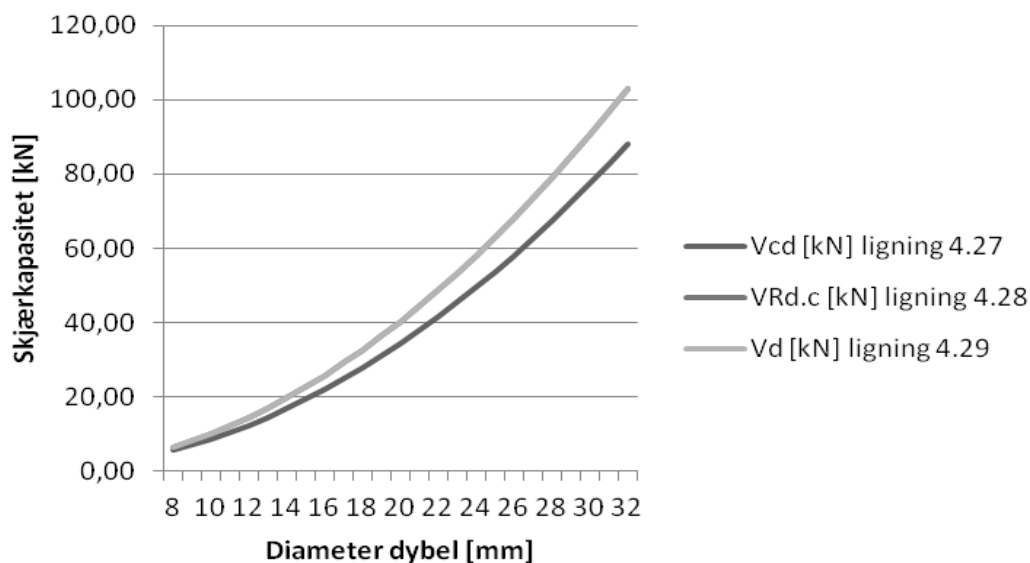
Figur 4.11: Skjærkapasiteten til kombinasjonsbrudd i betong og dybel.

Ligning 4.1 og 4.3 er utledet ved hjelp av flyteleddsmetoden og momentlikevekt, der man setter opp forutsetning at betongens trykkapasitet er nådd samtidig som dybelens bøyekapasitet. Skjærkapasiteten tar hensyn til momentet som skapes pga. eksentrisk skjærkraft. Ligning 4.1 er hentet fra BEB 3 [8] og ligning 4.3 er gitt i fib Bulletin [7]. Begge skjærkapasitetene gir dimensjonerende verdier og gjelder for en dybel innstøpt i betong uten stålplate. Figur 4.11 og tabell 7 viser skjærkapasiteten til en dybel, hvor dybelen er en armeringsstang av kvalitet B500NC uten fot. Skjærkapasitetene er ikke helt lik, og avviket skyldes de ulike partialfaktorene. I BEB 3 [8] og fib Bulletin [7] er partialfaktorene innarbeidet i formelen.

4.4.1.2 Skjærkapasitet til betong uten eksentristet

Tabell 8: Skjærkapasiteten til kombinasjonsbrudd i betong og dybel.

Ø [mm]	8	10	12	16	20	25	32
V_{cd} [kN] ligning 4.27 (BEB 3 [8])	5,5	8,6	12,4	22,0	34,4	53,7	88,1
$V_{Rd,c}$ [kN] ligning 4.28 (BEB 4 [6])	6,5	10,1	14,5	25,8	40,3	63,0	103,1
V_d [kN] ligning 4.29 (fib Bulletin [7])	6,5	10,1	14,5	25,8	40,3	63,0	103,1



Figur 4.12: Skjærkapasitetene til kombinasjonsbrudd i betong og dybel.

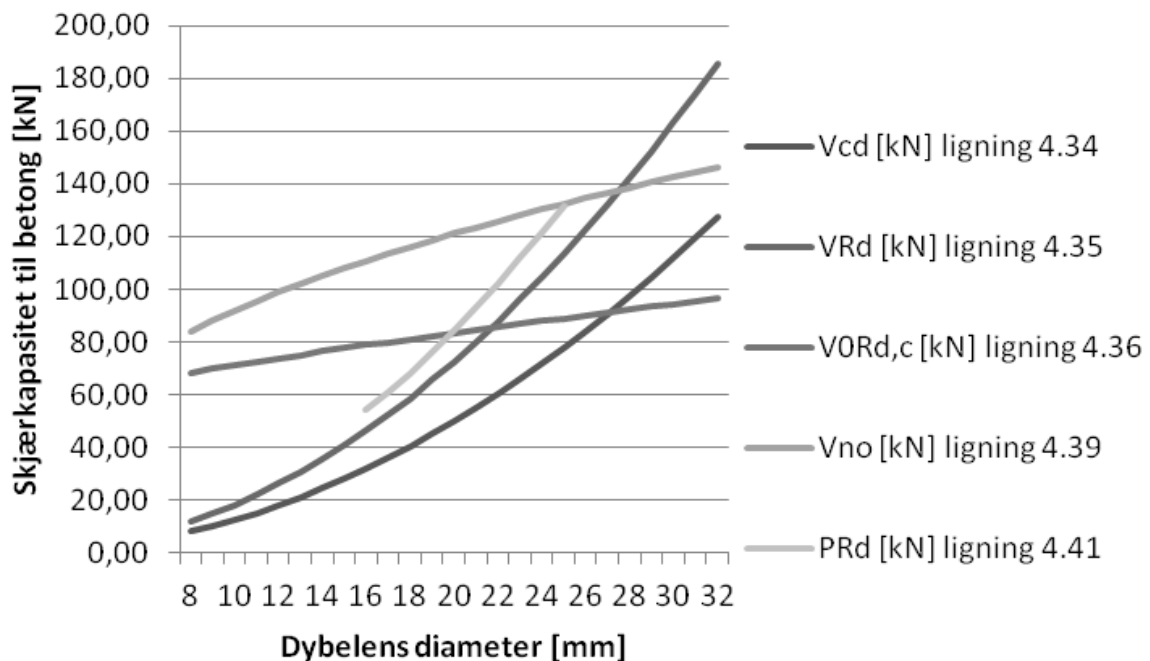
Skjærkapasitetene er også utledet ved hjelp av flyteleddsmetoden og momentlikevekt, og skjærkraftens angrepspunkt er inntil betongoverflaten på dybelen. Metoden tar hensyn til at det dannes et flyteledd i dybelen i en gitt avstand inn i betongen, og at betongen blir utsatt for trykkspenninger pga. den skjærbelastede dybelen blir presset mot betongen. Formlene gjelder for dybler uten stålplate og gir dimensjonerende verdier, se figur 4.12. Ligningen 4.28 fra BEB 4 [6] og ligning 4.29 fra fib Bulletin [7] gir lik skjærkapasitet til betong og dybel. Ligning 4.27 fra BEB 3 [8] gir lavest skjærkapasitet, se tabell 8. Formelen er ikke direkte sammenlignbare uten tallstørrelser, fordi f_{cd} og f_{yd} er ikke like i NS 3473 [31] og EC 2-1-1 [5]. Avviket mellom ligningene øker med økt diameter på dybelen og avviket skyldes hovedsakelig partialfaktorene.

Skjærkapasitetene til betong og dybel i tabell 8 er høyere enn skjærkapasitetene i tabell 7, fordi en dybel og betongen tåler mindre skjærbelastning hvis skjærkraften angriper med en eksentrisitet. Kombinasjonen av skjær- og strekkspenning svekker skjærkapasiteten til betongen og dybelen.

4.4.2 Skjærkapasitet til betong med dybel festet til stålplate

Tabell 9: Skjærkapasitet til betong med dybel festet til stålplate.

Ø [mm]	8	10	12	16	20	25	32
α ligning 4.37	0,04	0,05	0,05	0,06	0,06	0,07	0,08
β ligning 4.38	0,05	0,05	0,05	0,06	0,06	0,06	0,06
V_{cd} [kN] ligning 4.34 (BEB 3)	8,0	12,4	17,9	31,8	49,7	77,7	127,3
V_{Rd} [kN] ligning 4.35 (BEB 4)	11,6	18,1	26,1	46,4	72,5	113,3	185,7
$V_{ORd,c}$ [kN] ligning 4.36 (BEB 4)	68,4	71,2	73,8	78,8	83,4	89,0	96,6
V_{no} [kN] ligning 4.39 (Muratli)	84,0	91,8	98,8	110,8	121,1	132,5	146,2
P_{Rd} [kN] ligning 4.41 (EC 4)				54,0	84,4	131,8	



Figur 4.13: Skjærkapasitet til betong med stålplate med dybel.

Tabell 9 og figur 4.13 viser utregnede skjærkapasiteter til betong med innstøpt stålplate med dybel. Ligningene bruker materialdata som er gitt i begynnelsen av avsnitt 4.4. Ligning 4.34 fra BEB 3 [8] og ligning 4.35 fra BEB 4 [6] er forenklede skjærkapasiteter for dybler med stålplate innstøpt i betong. De tar ikke hensyn til avstanden fra senter dybel eller til betongkant i skjærkraftens retning, slik som det gjøres i ligning 4.36 og 4.39 fra BEB 4 [6] og masteroppgaven til Muratli [41]. I BEB 3 [8] ble det opplyst om at skjærkapasiteten kunne øke med 45 %, men i 4. utgaven av boken viser det seg at skjærkapasiteten kan økes totalt med 86 %. Avviket mellom ligning 4.34 og 4.35 skyldes hovedsakelig denne kapasitetsøkning, men partialfaktorene for ligningen er også forskjellige, pga. at den tidligere utgaven bruker NS 3473 [30]. For beregning av en mer nøyaktig skjærkapasitet som tar hensyn til avstand fra senter dybel til betongkant og forankringslengde, anbefales det å bruke ligning 4.36 eller 4.39, som kun tar hensyn til betongens skjærkapasitet.

Ligning 4.36 er oppgitt som skjærkapasiteten i flere kilder, blant annet i BEB 4 [6] og ”Anchorage in concrete construction” [3] og formlene er empiriske. Samme metode har Muratli [41] gjort i sin masteroppgave (ligning 4.39), men han har hentet forsøksdata fra flere forskjellige forsøk utført i Europa og USA på stålplater med dybler, som har fot. Formelen til Muratli gir høyere skjærkapasitet, enn ligning 4.36 fra BEB 4, se figur 4.13. En sannsynlig årsak kan være avvik i testresultatene og materialdata som skjærkapasiteten er basert på.

I tabell 9 er det også vist en skjærkapasitet til betong fra samvirkestandarden EC 4-1-1 [12], ligning 4.41. Standarden opplyser at formelen gjelder kun for dybler med diametere fra 16 mm til og med 25 mm. For å kunne bruke ligningen må også andre forutsetninger tilfredsstilles. Kravene er ikke lett å oppfylle for vegginnstøpte stålplater med dybler, se avsnitt 4.2.2. Ligning 4.41 tar ikke hensyn til forankringslengde eller avstand fra senter på dybel til betongkant, i likhet med ligning 4.34 og 4.35.

Gjennomgående parameterer i skjærligningene er diameteren på dybelen. Diameteren på dybelen har størst betydning på ligning 4.34, 4.35 og 4.41, fordi at diameteren er opphøyd i andre, se figur 4.13. I ligning 4.34 og 4.35 er dybelens flytespenning inkludert pga. flyteledd, noe som ikke gjelder de andre skjærkapasitetene. Derfor anses ligning 4.34 og 4.35 som en kombinasjonsformel for kapasitet til betong og dybel. I alle ligningene inngår kvadratroten av betongfastheten, noe som virker fornuftig, fordi betongens trykkapasitet påvirker skjærkapasiteten.

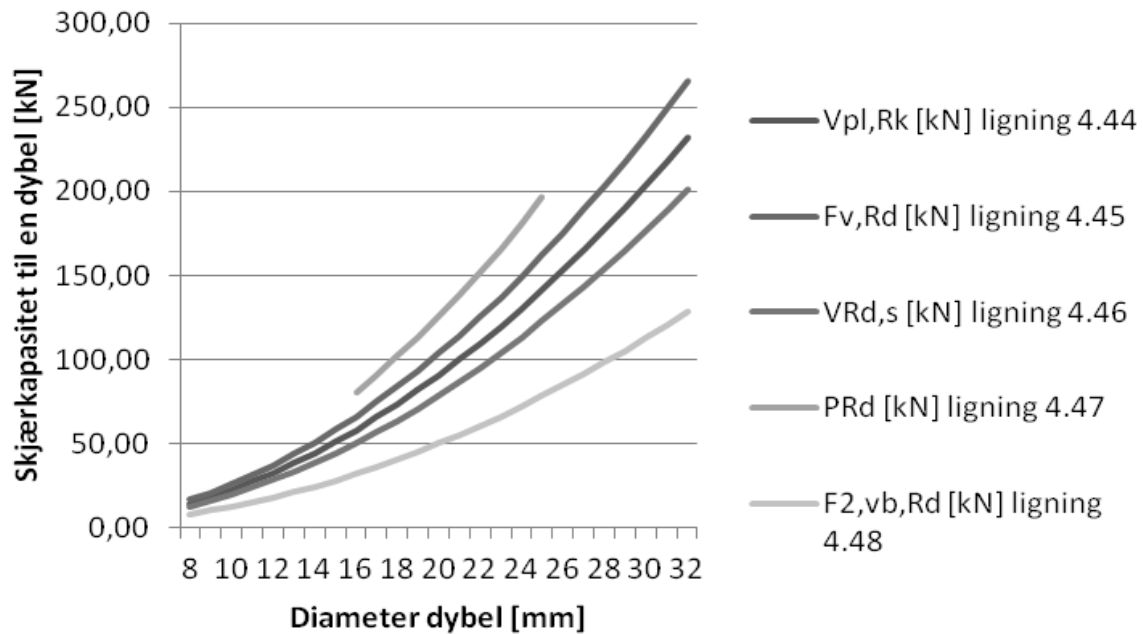
Figur 4.13 viser at når diameteren til dybelen er større enn 20 mm gir den forenklete kapasitetsformelen (4.35) høyere skjærkapasitet enn ligning 4.36 (fra BEB 4), selv om avstanden c_1 er stor. Nå tar ikke den forenklete ligning 4.35 hensyn til kantavstanden c_1 , og hvis kantavstanden c_1 i ligning 4.36 hadde vært mindre, ville avviket vært mye større. Noe som ikke er konservativt for ligning 4.35, hvis det skal vise seg at ligning 4.36 stemmer bedre med forsøksresultatene utført i denne rapporten.

4.4.3 Skjærkapasitet til dybel

Materialdataen som er brukt til å regne ut skjærkapasitetene er hentet fra begynnelse av kapitlet 4.4. For å kunne sammenligne skjærkapasitetene til dybelen på en mest korrekt måte er det valgt å kun se på de karakteristiske verdiene.

Tabell 10: Karakteristiske skjærkapasiteten til en forankringsstang.

Ø [mm]	8	10	12	16	20	25	32
$V_{pl,Rk}$ [kN] ligning 4.44 (EC 3-1-1)	14,5	22,7	32,7	58,0	90,7	141,7	232,2
$F_{v,Rk}$ [kN] ligning 4.45 (EC 3-1-8)	16,6	25,9	37,3	66,4	103,7	162,0	265,4
$V_{Rk,s}$ [kN] ligning 4.46 (CEN/TS 2-4-2)	12,6	19,6	28,3	50,3	78,5	122,7	201,1
P_{Rk} [kN] ligning 4.47 (EC 4-1-1)				80,4	125,7	196,3	
$F_{2,vb,Rk}$ [kN] ligning 4.48 (EC 3-1-8)	8,0	12,5	18,0	32,1	50,1	78,3	128,3



Figur 4.14 : Karakteristiske skjærkapasiteten til en forankringsstang.

I tabell 10 er resultatene fra de ulike skjærkapasitetene vist, og disse er fremstilt grafisk i figur 4.14. Ligning 4.44 er fra EC 3-1-1 [13], og er en generell skjærkapasitet formel for stål. Derimot er ligning 4.45 fra EC 3-1-8 [14] gjeldene for skruer, nagler og fundamentbolter, og brukes her for å sammenligne de ulike skjærkapasitetene. CEN/TS 2-4-2 [10] gir kapasitetsligning 4.46 for bruk i plastiske analyse. I sammenligningen er det også tatt med skjærkapasitetene for dybler (EC 4-1-1 [12]) og fundamentbolter (EC 3-1-8 [14]), som tilsvarer ligning 4.47 og 4.48. Ligning 4.47 kan kun brukes under gitte forutsetninger, og er derfor ikke er så aktuelt for stålplate med dybler innstøpt i vegg, se avsnitt 4.2.2. Tabell 10 viser blant annet en av forutsetningene at diameteren på dybelens skaft skal være fra og med 16 mm til og med 25 mm og gjelder kun for dybler med fot.

Alle ligningene beregner skjærkapasiteten etter forankringsstangens tverrsnittsareal. Formlene varierer om det brukes flyte- eller bruddspenningen til dybelen, og avhenger av hvilken situasjon skjærkapasiteten er beregnet for. Ligning 4.47 gir størst skjærkapasitet, men den gjelder kun for et begrenset område og under strenge forutsetninger, og brukes normalt i forbindelse med samvirkebroer. Ligning 4.48 gir lavest skjærkapasitet og brukes i forbindelse med bolter i fundamenter, hvor situasjonen ikke er like gunstig som i samvirkebroer.

Ved å sammenligne alle skjærkapasitetene i avsnitt 4.4, kommer det tydelig frem at dyblens skjærkapasitet er den øvre grensen for forbindelsen. Eligehausen og Fuch [1] indikerer at bruddlasten ved skjærbrudd i stålet er i liten grad påvirket om betongen skaller av eller ikke, og av den grunn har liten innvirkning på den øvre skjærkapasiteten til dybelen

5.0 Strekk- og skjærkapasitet til betong med korreksjonsfaktorer

Korreksjonsfaktorer tar hensyn til tilfeller hvor forbindelsens forhold ikke er helt optimale, og en av korreksjonsfaktor brukes til å finne total strekk- og skjærkapasitet til stålplate med flere dybler. Med ikke helt optimale forhold menes plassering av dybler nær en betongkant, eller i tilfeller der senteravstand mellom dyblene er liten eller hvor dyblene er innstøpt i risset betong osv. Faktorene gjelder kun for strekk- og skjærkapasitet til betong. Dybelens strekk- og skjærkapasitet er ikke påvirket av de nevnte forhold.

5.1 Korreksjonsfaktor for betong med dybel uten fot

I dette avsnittet blir det lagt vekt på korreksjonsfaktorer for dybler uten fot med liten avstand mellom dyblene og dybler som har kort avstand fra senter av dybel til en eller flere betongkanter/hjørner. Kapitlet er delt opp i korreksjonsfaktorer for strekkbelastet dybel uten fot og korreksjonsfaktorer for skjærbelastet dybel uten fot.

5.1.1 Betong med strekkbelastet dybel uten fot

I BEB 4 [6] anbefales det for stålplate med dybler, en minimums kantavstand fra senter dybel til betongkant på $c \geq 3,5\emptyset$ og en senteravstand mellom dyblene på $s \geq 7\emptyset$, som gir korreksjonsfaktor $\alpha_2 = 0,7$. For andre tilfeller er det et krav om at korreksjonsfaktoren α_2 skal være mellom $0,7 \leq \alpha_2 \leq 1,0$, og ligningen til korreksjonsfaktoren α_2 er gitt som:

$$\alpha_2 = 1 - 0,15 * \left(\frac{R}{\emptyset} - 1,5 \right) \quad (5.1)$$

\emptyset er diameteren på dybelen.

R er minste verdien av $[(s_2/2); c_1; c_2]$, der s_2 er horisontal senteravstanden mellom dybelen for vegginnstøpte stålplater med dybler og c_1 er avstanden fra senter dybel til betongkant, se figur 5.2.

c er avstand fra senter dybel til betongkant, se figur 5.2.

s er senteravstand mellom dyblene, se figur 5.2.

Den totale strekkkapasiteten til betong med innstøpt stålplate med en dybel er:

$$N_{Rd,c} = N_{Rd,s} * \frac{l_b}{l_{bd}} * \frac{0,7}{\alpha_2} \quad (5.2)$$

$N_{Rd,c}$ er betongens dimensjonerende strekkkapasitet.

$N_{Rd,s}$ er dybelens dimensjonerende strekkkapasitet, se ligning 3.20 b.

l_b er festemidlets forankringslengde.

l_{bd} er forankringslengden som kreves for kraften $N_{Rd,s}$.

5.1.2 Betong med skjærbelastet dybel uten fot

For innstøpte dybler uten fot bør skjærkapasiteten til betongen reduseres for korte avstander fra senter dybel til betongkant, se figur 5.1. BEB 3 [8] anbefaler at dersom avstanden fra dybelens senter til nærmeste betongkant er liten, skal betongens skjærkapasitet reduseres slik:

$$V_{cd} = k_c * V_{cd0} \quad (5.3)$$

$$k_c = c_3 * (c/\emptyset) \leq 1,0 \quad (5.4)$$

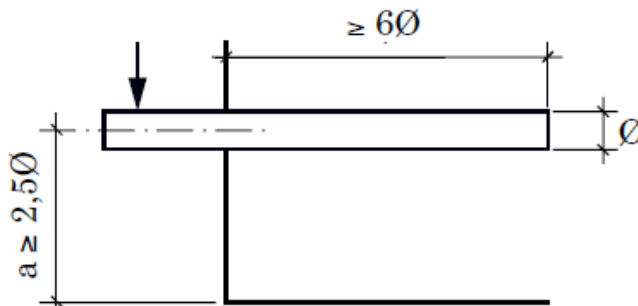
der $\frac{c}{\emptyset} \geq 2,5$

V_{cd0} er dimensjonerende skjærkapasitet til betong uten korreksjonsfaktorer, se ligning 4.1.

k_c er korreksjonsfaktor for liten avstand fra senter dybel til betongkant, se ligning 5.4.

$c_3 = 0,1$, er en forsøks basert koeffisient.

c er avstanden fra senter dybel til betongkant, tilsvarer avstanden a i figur 5.1.



Figur 5.1: Dybel med liten avstand til betongkant [8].

I BEB 4 [6] anbefales det å bruke korreksjonsfaktorene k_c og k_s for skjærbelastet stålplate med dybel uten fot. Korreksjonsfaktoren k_c tar hensyn til avstanden fra senter dybel til betongkant og har en vesentlig betydning for skjærkapasiteten til betong. Utrekning av faktoren gjøres på følgende måte:

$$k_c = \frac{c_1 - \emptyset}{n * \emptyset - \emptyset} \leq 1,0 \quad (5.5)$$

c_1 er avstanden fra senter dybel til betongelementet kant parallelt med skjærkraftens retning, se figur 5.2.

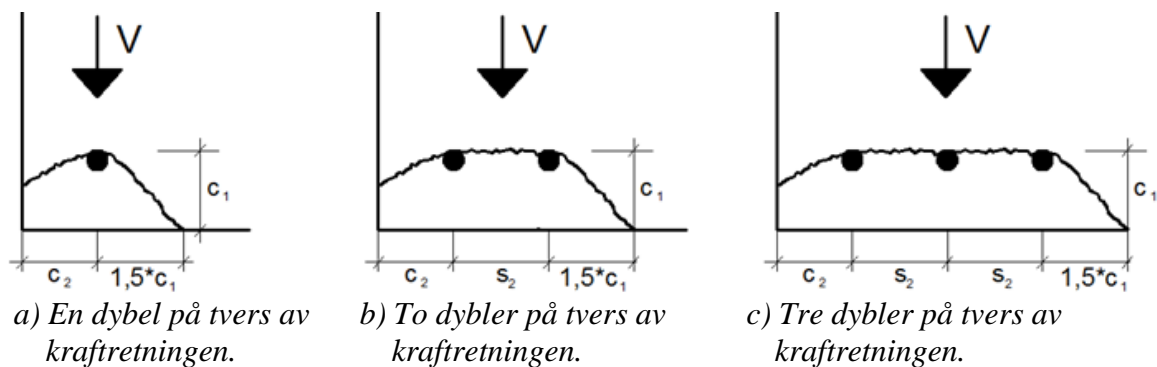
\emptyset er diameteren på dybelen.

Anbefalt avstand fra senter dybel til betongkant iht. BEB 4 [6] er gitt i tabell 11:

Stålkvalitet	$n * \emptyset$
S 235	10 * \emptyset
K 4.8	11 * \emptyset
S 355	12 * \emptyset
B500NC	14 * \emptyset
K 8.8	16 * \emptyset

Tabell 11: Minimum avstand fra senter dybel til betongkant.

Faktoren k_s er en korreksjonsfaktor for små avstander mellom dyblene på tvers av kraftretningen. Utregning av k_s varierer i forskjellige situasjoner, hvor faktoren k_s er avhengig av antall dybler vinkelrett på kraftretningen, se figur 5.2.



Figur 5.2: Korreksjonsfaktor k_s og viser avstandene s og c .

For tilfellet i figur 5.2 a) blir formelen for k_s :

$$k_s = \frac{c_2 + 1,5 * c_1}{3 * c_1} \leq 1,0 \quad (5.6)$$

For tilfellet i figur 5.2 b) blir formelen for k_s :

$$k_s = \frac{c_2 + s_2 + 1,5 * c_1}{3 * c_1} \leq 1,0 \quad (5.7)$$

For tilfellet i figur 5.2 c) blir formelen for k_s :

$$k_s = \frac{c_2 + 2 * s_2 + 1,5 * c_1}{3 * c_1} \leq 1,0 \quad (5.8)$$

Produktet av korreksjonsfaktorene har følgende krav:

$$k_c * k_s \leq 1,0 \quad (5.9)$$

Dersom kantavstanden c_1 er stor og senteravstand s_1 mellom dyblene i kraftretningen er liten bør tallverdien for k_s likevel vurderes i hvert enkelt tilfelle. Svært ofte vil kantarmering i betongen høre med i en slik vurdering.

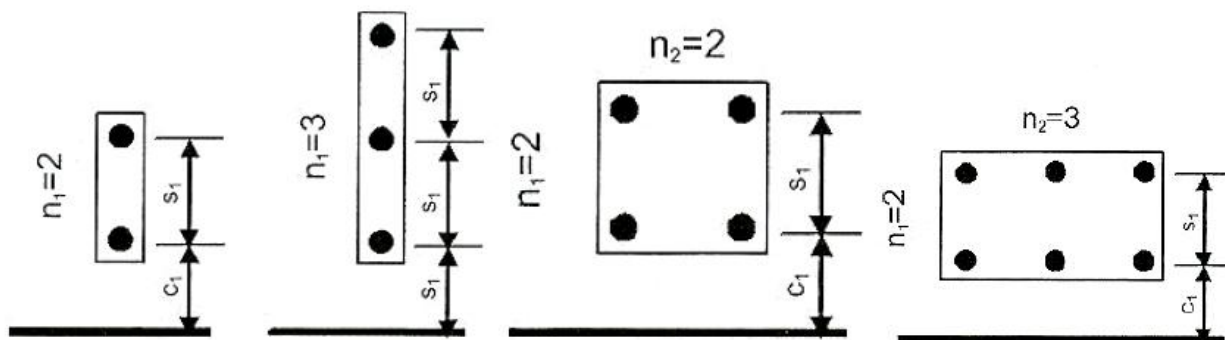
Det eksisterer en korreksjonsfaktor til for skjærbelastet stålplate med dybel uten fot, det er faktoren $\psi_{f,v}$. Faktoren $\psi_{f,v}$ tar hensyn til liten senteravstand mellom dyblene i kraftretningen, og er dermed aktuell for liten s_1 . Korreksjonsfaktoren $\psi_{f,v}$ gir den total strekkapasiteten til betong med innstøpt stålplate med dybler.

$$\psi_{f,v} = 1 + (n_1 - 1) \frac{s_1}{0,75 * c_1} \leq n_1 \quad (5.10)$$

n_1 er antall dybler pr. kolonne, se figur 5.3.

s_1 er senteravstand mellom dyblene parallelt med skjærkraftens retning, se figur 5.2.

c_1 er kantavstanden fra senter dybel til betongelementets kant parallelt med skjærkraftens retning, se figur 5.2.



Figur 5.3: Definisjon av n_1 for stålplate med dybler [6].

Total skjærkapasitet til betong med alle korreksjonsfaktorene er:

$$V_{Rd,c} = k_c * k_s * \psi_{f,v} * V_{Rd,c}^0 \quad (5.11)$$

k_c se ligning 5.5.

k_s se ligning 5.6-5.8.

$\psi_{f,v}$ se ligning 5.10.

$V_{Rd,c}^0$ se ligning 4.36.

5.2 Korreksjonsfaktorer for betong med dybel med fot

I dette avsnittet blir det lagt vekt på korreksjonsfaktorer der dybler har fot, hvor det er liten avstand mellom dyblene og kort avstand fra senter dybel til en eller flere betongkanter/hjørner. Kapitlet er delt opp i korreksjonsfaktorer for betong med:

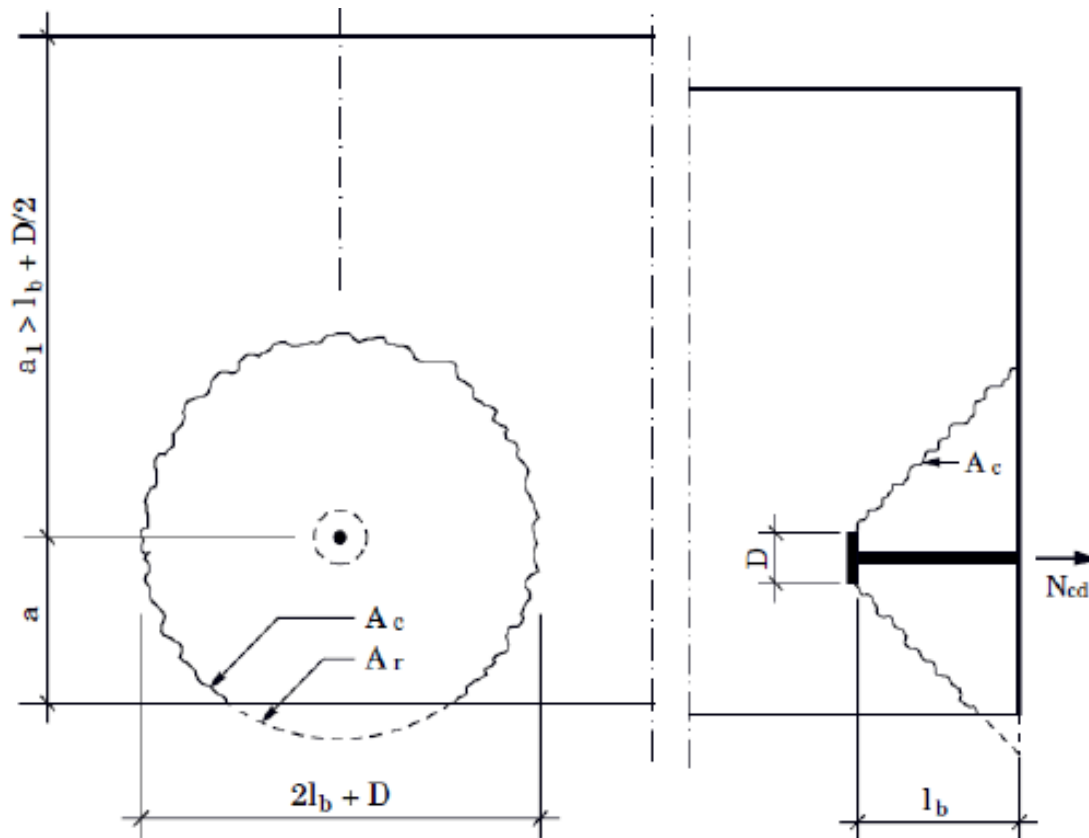
- strekkbelastet dybel med fot og
- skjærbelastet dybel med fot.

5.2.1 Betong med strekkbelastet dybel med fot

Korreksjonsfaktorene i dette avsnittet gjelder for strekkkapasiteten til betong med innstøpt stålplate med dybel, der dybelen har fot. Bruddformer som kan opptre i forbindelse med strekkbelastet stålplate med dybel er kjeglebrudd, spaltebrudd, blowout-brudd og uttrekksbrudd. Den minste av strekkkapasiteten til betong i forbindelse med de ulike bruddformene gir den dimensjonerende kapasiteten.

5.2.1.1 Strekkkapasitet til betong ved kjeglebrudd

Den vanligste bruddformen for strekkbelastet dybel med fot innstøpt i betong er kjeglebrudd. I dette avsnittet er det vist to forskjellige metoder for mindre optimale situasjoner, der avstandene mellom dyblene og avstanden fra senter dybel til betongkant er avgjørende. Først beskrives metoden i BEB 3 [8], der bruddvinkelen er satt til 45° . Strekkkapasiteten til betong skal reduseres på følgende måten:



a) Plan av kjeglebruddet.

b) Snitt av kjeglebruddet.

Figur 5.4: Kjeglebrudd med redusert areal [8].

Når avstand fra senter dybel til betongkant er mindre enn $(2l_b + D)$ må bruddkjeglens areal reduseres, se figur 5.4. Ligning 5.12 gjelder når avstanden fra dybel til betongkanten er mindre enn $(2l_b + D)$ på en side.

$$A_r = \left[\left((l_b + 0,5D)^2 * \arccos\left(\frac{a}{l_b + 0,5D}\right) - a\sqrt{(l_b + 0,5D)^2 - a^2} \right) \right] * \sqrt{2} \quad (5.12)$$

$$A_c = A_{c0} - A_r \quad (5.13)$$

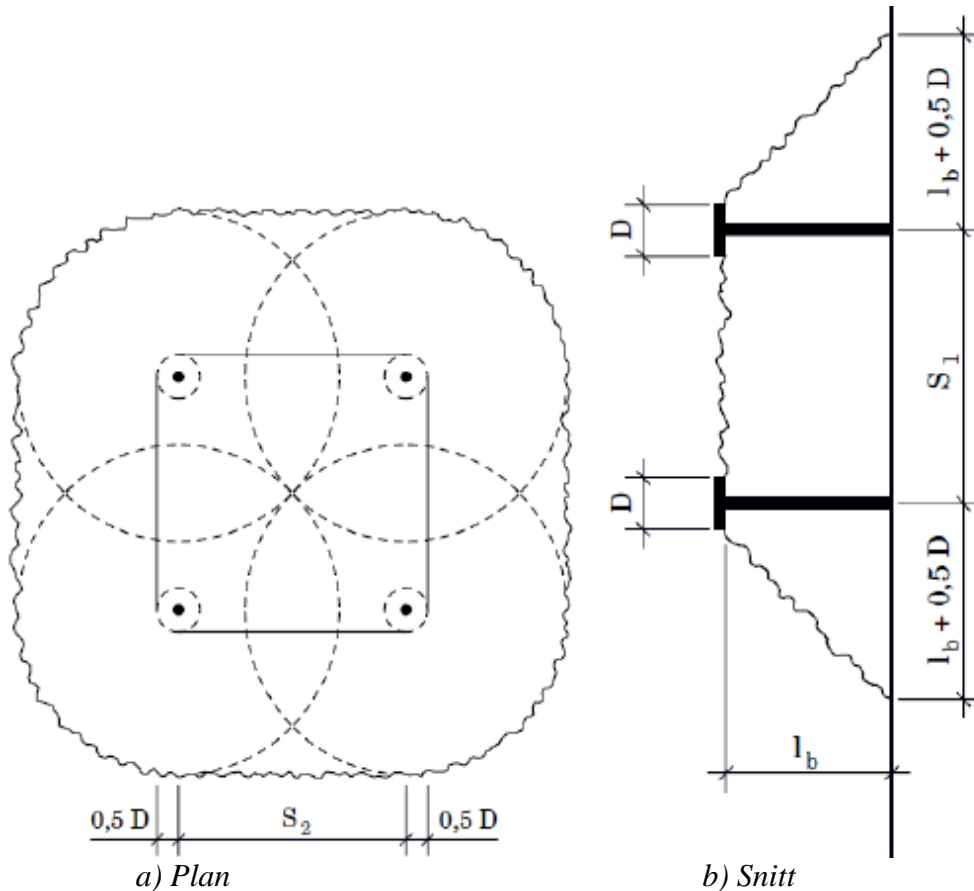
$$N_{cd} = 0,425 * f_{td} * A_c \quad (5.14)$$

N_{cd} er betongens dimensjonerende strekkapasitet.

f_{td} er betongens dimensjonerende strekkfasthet iht. NS 3473 [30].

A_{c0} er bruddkjeglens areal uten reduksjoner, se ligning 3.15

BEB 3 [8] anbefaler en minste avstand fra senter dybel til betongkant på $a_{\min} = 2,5\varnothing$, fordi dybelen i betongoverflaten kan ikke regnes som effektiv. I tilfeller med liten innbyrdes avstand mellom dyblene anbefaler BEB 3 [8] en annen metode for å regne ut bruddkjevleens areal. Dette gjelder når avstanden mellom dyblene er mindre enn $(l_b + D/2)$, se figuren 5.5 og ligningene 5.15 til 5.20.



Figur 5.5: Dybler med liten innbyrdes avstand [8].

Med fire dybler der senteravstandene $S_1 * S_2$ er mindre enn $(l_b + D/2)$ gjelder:

$$\text{Plan flate: } A_{c1} = (S_1 + D)(S_2 + D) - \frac{4\pi D^2}{4} \quad (5.15)$$

$$\text{Skrå flate: } A_{c2} = (2S_1 + \pi(l_b + D)) * l_b * \sqrt{2} \quad (5.16)$$

$$\text{Sum: } A_c = A_{c1} + A_{c2} \quad (5.17)$$

Med to dybler der senteravstand S_1 er mindre enn $(l_b + D/2)$ gjelder:

$$\text{Plan flate: } A_{c1} = (S_1 + D)D - \frac{2\pi * D^2}{4} \quad (5.18)$$

$$\text{Skrå flate: } A_{c2} = (2S_1 + \pi(l_b + D))l_b * \sqrt{2} \quad (5.19)$$

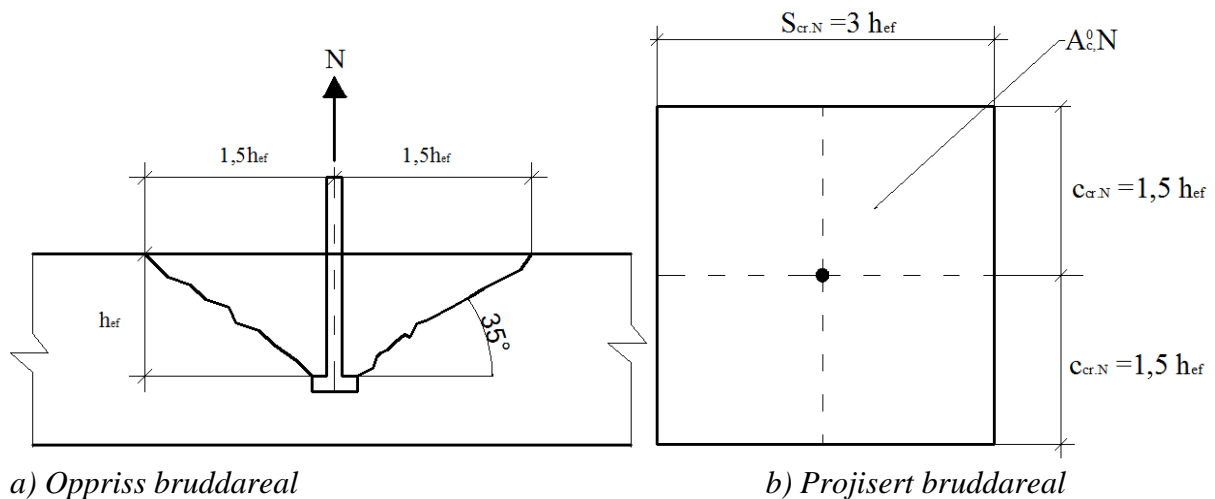
$$\text{Sum: } A_c = A_{c1} + A_{c2} \quad (5.20)$$

For utregning av den total strekkapasiteten til betong i forbindelse med kjeglebrudd brukes ligning 5.14, med A_c som passer til situasjonen.

Den andre metoden for utregning av strekkapasitet til betong i forbindelse med kjeglebrudd iht. CEN/TS 2-4-2 pkt. 6.2.5 [10] og BEB 4 [6] er:

$$N_{Rd,c} = N_{Rd,c}^0 * \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} * \Psi_{s,N} * \Psi_{re,N} * \Psi_{ec,N} \quad (5.21)$$

- $N_{Rd,c}$ er betongens dimensjonerende strekkapasitet mht. alle korreksjonsfaktorene.
 $N_{Rd,c}^0$ er betongens dimensjonerende strekkapasitet med store avstand fra dybel til betongkant og store senteravstand mellom dyblene, se ligning 3.16.
 $A_{c,N}$ er kjeglebruddets overflateareal mht. avstanden fra dybel til betongkant og senteravstandene mellom dyblene, se figur 5.7 eller CEN/TS pkt. 6.2.5.2 [10].
 $A_{c,N}^0$ er kjeglebruddets overflateareal/grunnflateareal uten hensyn til kort senteravstand mellom dyblene og korte avstand fra dybel til betongkant, se figur 5.6 og ligning 5.24 eller CEN/TS pkt. 6.2.5.2 [10].
 $\Psi_{s,N}$ er en faktor som tar hensyn til at strekk-bruddlasten reduseres når den rotasjons symmetriske spenningstilstanden i betongen forstyrres som følge av korte avstander fra dybel til betongelementets kant. Se ligning 5.25 for utregning av korreksjonsfaktoren eller CEN/TS pkt. 6.2.5.3 [10].
 $\Psi_{re,N}$ er en faktor som tar hensyn til at armering nær betongoverflaten kan gi uheldige strekkspenninger i betongen når den effektive forankringsdybden er mindre enn 100 mm. Se ligning 5.26 for utregning av korreksjonsfaktoren eller CEN/TS pkt. 6.2.5.4 [10].
 $\Psi_{ec,N}$ er en faktor som tar hensyn til at strekkraften kan virke eksentrisk på knutepunktet. Se ligning 5.27 eller CEN/TS pkt. 6.2.5.5 [10].

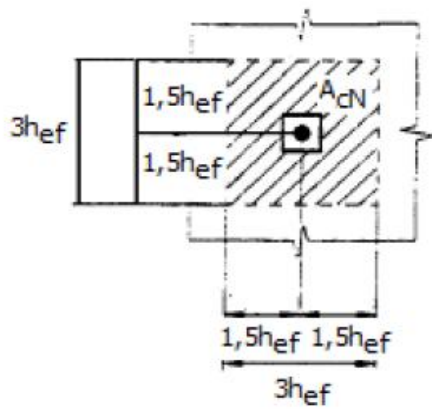


Figur 5.6: Viser betongkjeglens bruddareal [1].

$$c_{cr,N} = \frac{h_{ef}}{\tan(35^{\circ})} = 1,43 * h_{ef} \approx 1,5 * h_{ef} \quad (5.22)$$

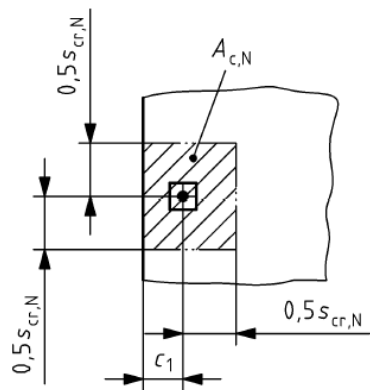
$$s_{cr,N} = 2 \frac{h_{ef}}{\tan(35^{\circ})} = 2,86 * h_{ef} \approx 3,0 * h_{ef} \quad (5.23)$$

$$A_{c,N}^0 = 3h_{ef} * 3h_{ef} = 9 * h_{ef}^2 \quad (5.24)$$



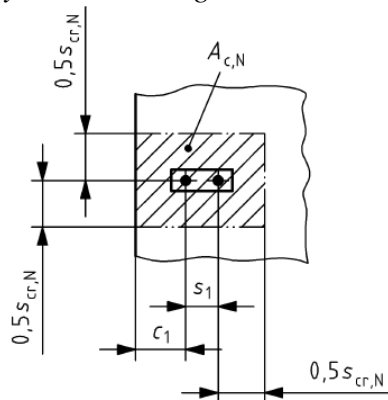
$$\begin{aligned}
 A_{c,N} &= A_{c,N}^0 \quad (\text{single fastening}) \\
 &= (2 \cdot 1,5h_{ef})(2 \cdot 1,5h_{ef}) \\
 &= (3h_{ef})^2 = 9h_{ef}^2
 \end{aligned}$$

a) En dybel med stor afstand til betongkant og andre dybler.



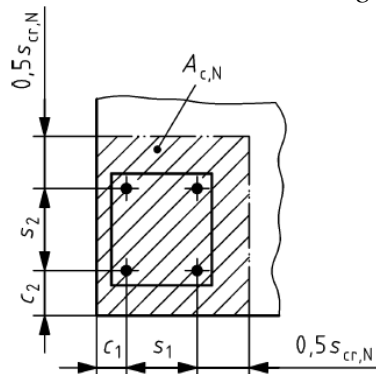
$$\begin{aligned}
 A_{c,N} &= (c_1 + 0,5 s_{cr,N}) \cdot s_{cr,N} \\
 \text{if: } &c_1 \leq c_{cr,N}
 \end{aligned}$$

b) En dybel nær betongkant.



$$\begin{aligned}
 A_{c,N} &= (c_1 + s_1 + 0,5 s_{cr,N}) \cdot s_{cr,N} \\
 \text{if: } &c_1 \leq c_{cr,N} \\
 &s_1 \leq s_{cr,N}
 \end{aligned}$$

c) To dybler med stor afstand til betongkant.



$$\begin{aligned}
 A_{c,N} &= (c_1 + s_1 + 0,5 s_{cr,N}) \cdot (c_2 + s_2 + 0,5 s_{cr,N}) \\
 \text{if: } &c_1; c_2 \leq c_{cr,N} \\
 &s_1; s_2 \leq s_{cr,N}
 \end{aligned}$$

d) Fire dybler nær et betonghjørne.

Figur 5.7: Beregning av bruddareal for kjeglebrudd [10].

Figurene 5.6 og 5.7 viser bruddarealet til betongpyramiden. Bruddvolumet er en idealisert pyramide, hvor bruddoverflaten til bruddformen er grunnflaten i pyramiden. Det er full forankring av dybelen når bruddareal til betongpyramiden er lik $9 \cdot h_{ef}^2$. Denne metoden å beregne strekkapasiteten til betong på er også kalt CCD-metoden (Concrete Capacity Design), og baserer seg på en 35° bruddvinkel.

$\Psi_{s,N}$ er en faktor som tar hensyn ujevn spenningsfordeling inntil en fri betongkant, og for store avstander fra dybel til betongkant blir $\Psi_{s,N} = 1,0$.

$$\Psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \frac{c}{1,5 \cdot h_{ef}} \leq 1,0 \quad (5.25)$$

c er den minste avstanden fra senter dybel til betongelementets kant, se figur 5.7.

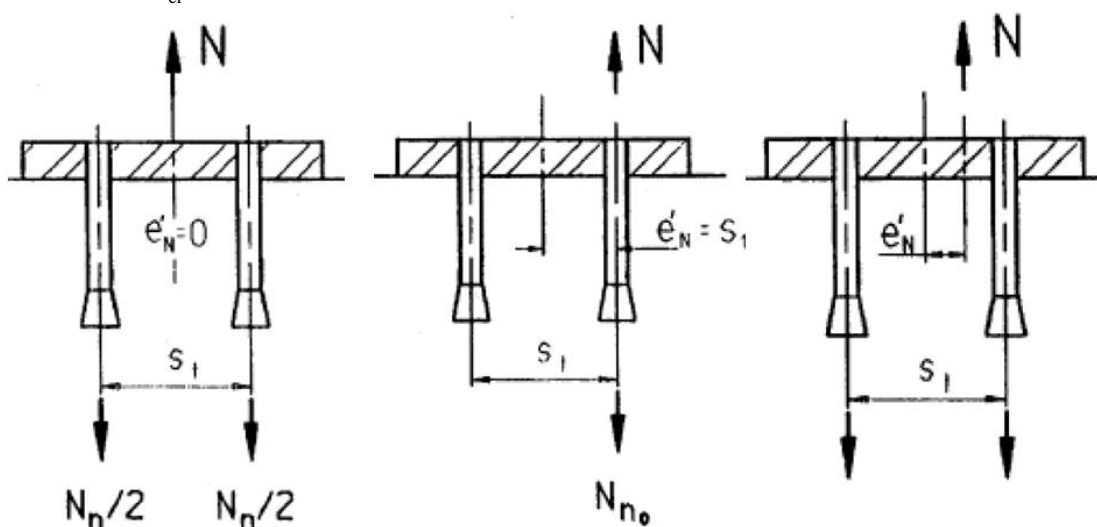
h_{ef} er effektive høyden på dybelen, se figur 5.6.

Hvis armeringen er lagt nær betongoverflaten kan dette føre til uheldige strekkspenninger når den effektive forankringslengde $h_{ef} < 100$ mm. Dette tas hensyn til ved hjelp av $\Psi_{re,N}$. I vanlige praktiske tilfeller er dette ikke noe problem, og faktoren $\Psi_{re,N}$ settes lik 1,0.

$$\Psi_{re,N} = 0,5 + \frac{h_{ef}}{200} \leq 1,0 \quad (5.26)$$

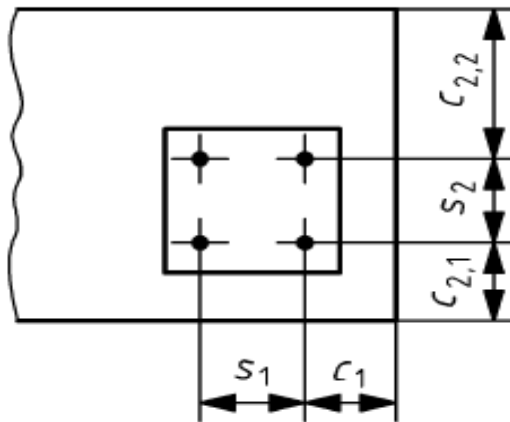
Hvis eksentrisk strekkraften virker på stålplaten med dybler, skal strekkapasiteten til betongen for kjeglebrudd reduseres med $\Psi_{ec,N}$. Når eksentrisiteten $e_N = 0$ blir $\Psi_{ec,N} = 1,0$, altså strekkraften virker sentrisk. Dersom strekkraften virker midt mellom dyblene ($e_N = 0,5 \cdot s$, der s er avstanden mellom dyblene) vil bruddlasten regnes som for en enkelt dybel, uavhengig av senteravstanden mellom dyblene. Se figur 5.8 for mer detaljert forklaring av eksentrisiteten.

$$\Psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + 2 \frac{e_N}{3 \cdot h_{ef}}} \leq 1,0 \quad (5.27)$$

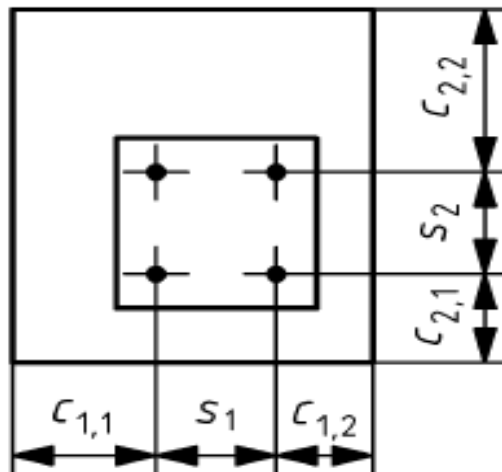


Figur 5.8: Eksentrisk strekkraft på stålinnstøpningsdetaljen [4].

Hvis dybelen er nær tre eller flere betongkanter med en avstand mindre enn $1,5 h_{ef}$, benyttes h'_{ef} isteden for h_{ef} , som vil gi et mer konservativt resultat. Faktoren brukes ved f. eks. smale betongelementer i hjørner, se figur 5.9.



a) Innstøpt stålplate med dybler plassert nær et betongvegg-hjørne.



b) Innstøpt stålplate med dybler plassert på en søyletopp.

Figur 5.9: Viser eksempler når h'_{ef} bør benyttes [10].

$$h'_{ef} = \max \left[\frac{c_{\text{maks}} * h_{ef}}{1,5 * h_{ef}}; \frac{s_{\text{maks}} * h_{ef}}{3 * h_{ef}} \right] = \left[\frac{c_{\text{maks}}}{1,5}; \frac{s_{\text{maks}}}{3} \right] \quad (5.28)$$

c_{maks} er maksimal avstand fra senter dybel til betongkanten, men skal ikke være større enn $\leq 1,5 h_{ef}$.

s_{maks} er maksimal senteravstand mellom dyblene, men skal ikke være større $\leq 3 h_{ef}$.

5.2.1.2 Strekkapasiteten til betong ved blowout-brudd

Blowout-brudd i betong har sammenheng med kjeglebrudd, og opptrer kun for dybler med fot, se pkt. 3.2.6. Det er også noen korreksjonsfaktorer for strekkapasiteten til betong med blowout-brudd. I følge SBI [11] behøver det ikke å kontrolleres for blowout-brudd i betong hvis $c_{\min} \geq 0,5 * h_{ef}$. I CEN/TS pkt. 6.2.7 [10], "Anchorage in concrete construction" [3] og BEB 4 [6] er den total strekkapasiteten til betong i forbindelse med blowout-brudd gitt som:

$$N_{Rk,cb} = N_{Rk,cb}^0 * \frac{A_{c,Nb}}{A_{c,Nb}^0} * \Psi_{s,Nb} * \Psi_{g,Nb} * \Psi_{ec,Nb} * \Psi_{ucr,N} \quad (5.29)$$

$N_{Rk,cb}^0$ er karakteristiske strekkapasitet til betongen med en innstøpt dybel som ikke er påvirket av dybler i nærheten eller andre avstander til betongkant, se ligning 5.30.

$A_{c,Nb}$ er det projiserte areal for en gruppe dybler, begrenset av overlappingen til nabodyblene, se figur 5.10.

$A_{c,Nb}^0 = (4 * c_1)^2$, er det projiserte arealet for en enkelt dybel, se figuren 5.10 a).

$\Psi_{s,Nb}$ er en faktor som tar hensyn til at strekkapasiteten til betong reduseres når den rotasjonssymmetriske spenningstilstanden i betongen forstyrres pga. at dybelen er plassert nært et betonghjørne, se CEN/TS pkt. 6.2.7.4 [10] eller ligning 5.31.

$\Psi_{g,Nb}$ er en faktor som tar hensyn til lastarealet til de individuelle dyblene i en gruppe. Se CEN/TS pkt. 6.2.7.4 [10] eller ligning 5.32.

$\Psi_{ec,Nb}$ er en faktor som tar hensyn til at strekkraften kan virke eksentrisk på dybelgruppen, se CEN/TS pkt. 6.2.7.5 [10] eller ligning 5.33.

$\Psi_{ucr,N}$ er en faktor som tar hensyn til om dybelen er innstøpt i risset eller urisset betong, se CEN/TS pkt. 6.2.7.6 [10] eller ligning 5.34.

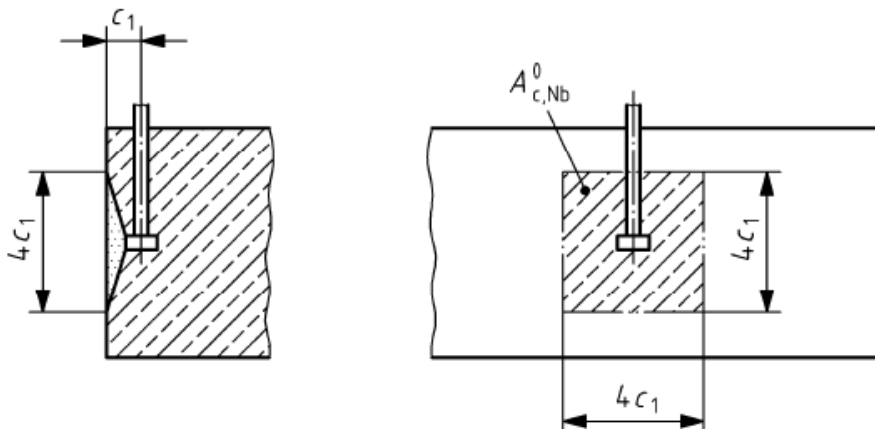
$$N_{Rk,cb}^0 = 8 * c_1 * \sqrt{A_h} * \sqrt{f_{ck,cube}} \quad (5.30)$$

$N_{Rk,cb}^0$ er betongens karakteristiske strekkapasitet til betong med en innstøpt dybel.

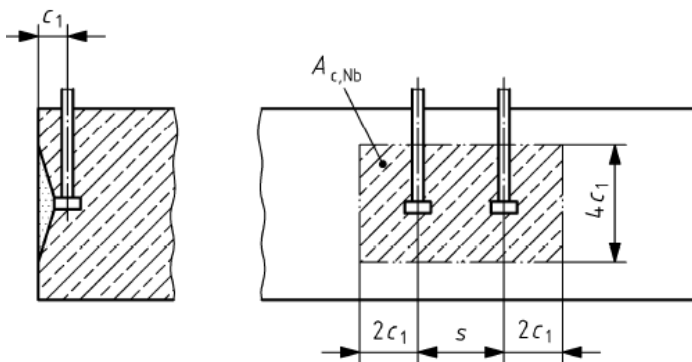
c_1 er avstanden fra senter dybel til betongkant, se figur 5.10.

A_h se pkt. 3.3.1.2.

$f_{ck,cube}$ er betongens karakteristiske terningsfasthet.



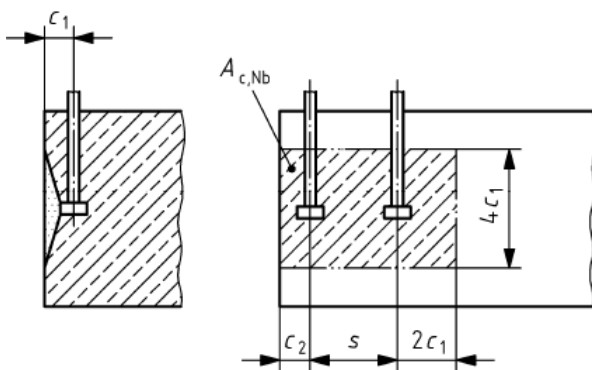
a) En dybel.



b) To dybler.

$$A_{c,Nb} = 4 c_1 (4 c_1 + s)$$

$$s \leq 4 c_1$$

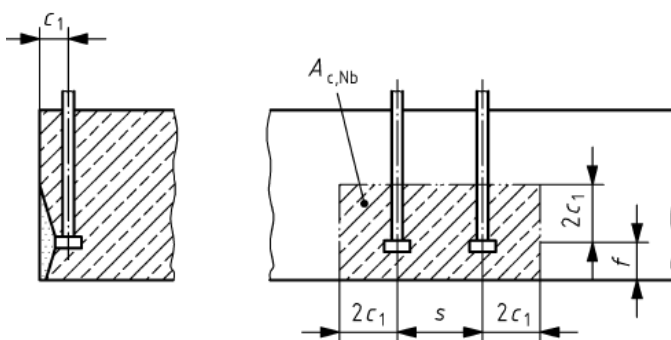


c) To dybler nær kant.

$$A_{c,Nb} = 4 c_1 (c_2 + s + 2 c_1)$$

$$c_2 \leq 2 c_1$$

$$s \leq 4 c_1$$



d) To dybler i tynt betongelement.

$$A_{c,Nb} = (2 c_1 + f) (4 c_1 + s)$$

$$f \leq 2 c_1$$

$$s \leq 4 c_1$$

Figur 5.10: Eksempler på bruddareal for blowout-brudd [10].

Faktoren $\Psi_{s,Nb}$ reduserer strekkapasiteten til betong når den rotasjonssymmetriske spenningstilstanden i betongen forstyrres som følge av at dybelen er plassert nært et betonghjørne.

$$\Psi_{s,Nb} = 0,7 + 0,3 \frac{c_2}{c_1} \leq 1,0 \quad (5.31)$$

$\Psi_{g,Nb}$ tar hensyn til lastareal av de individuelle dyblene i en gruppe.

$$\Psi_{g,Nb} = \sqrt{n} + (1 - \sqrt{n}) * \frac{s_1}{4 * c_1} \geq 1,0 \quad (5.32)$$

n er antall strekkbelastede dybler utsatt i raden parallelt med betongkanten, se figur 5.3.
 s_1 er senteravstanden mellom dyblene, $s_1 \leq 4c_1$.

For tilfeller der strekkraften virker eksentrisk på stålplaten med dybler, må dette tas hensyn til med faktoren $\Psi_{ec,Nb}$.

$$\Psi_{ec,Nb} = \frac{1}{1 + 2e_N / (4c_1)} \quad (5.33)$$

e_N er eksentrisiteten til strekkraften, fra strekkraftens angrepspunkt til dybelgruppens tyngdepunkt, se figur 5.8.

c_1 er avstanden fra senter dybel til betongkanten i retning 1, se figur 5.10.

Risset eller urisset betong har innvirkning på total strekkapasiteten til betongen for blowout-brudd og tas hensyn til med faktoren $\Psi_{ucr,N}$.

$$\Psi_{ucr,N} = 1,0 \text{ for innstøpte dybler i risset betong.} \quad (5.34)$$

$$= 1,4 \text{ for innstøpte dybler i urisset betong.}$$

5.2.1.3 Spaltebrudd i betong på grunn av last

For innstøpt dybler med fot kan spaltebrudd oppstå, men det er ikke nødvendig å regne på hvis knutepunktet tilfredsstiller SBI [11] og pkt. 6.2.6.2 i CEN/TS [10]:

- Avstanden fra senter dybel til betongkant i alle retninger skal være $c \geq c_{cr,sp}$ for enkelt dybler og $c \geq 1,2 c_{cr,sp}$ for flere dybler, der $c_{cr,sp}$ er den karakteristiske verdien gitt i ETS (European Technical Specification), se neste side.
- Hvis rissvidden er $w_k \leq 0,3$ mm og den karakteristiske motstanden for kjeglebrudd og uttreksbrudd er beregnet for risset betong og armeringsarealet A_s kan motstå spaltekraftene:

$$A_s = 0,5 * \frac{\sum N_{Ed}}{f_{yk} / \gamma_{Ms,re}} \quad (5.35a)$$

A_s er armeringens tverrsnittsareal som skal ta opp spaltekraftene.

$\sum N_{Ed}$ er summen av strekkraftene på dyblene.

f_{yk} er nominelle flytespenningen til armeringsstålet ≤ 500 N/mm².

$\gamma_{Ms,re} = 1,15$, hentet fra EC 2-1-1 tab. NA.2.1.N [5].

Hvis knutepunktet ikke tilfredsstiller kravene skal betongens karakteristiske strekkapasitet med innstøpt dybel eller dybelgruppe beregnes etter ligning 5.35b:

$$N_{Rk,sp} = N_{Rk}^0 * \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} * \Psi_{s,N} * \Psi_{ec,N} * \Psi_{re,N} * \Psi_{h,sp} \quad (5.35b)$$

og

$$N_{Rk}^0 = \min(N_{Rk,p}, N_{Rk,c}^0) \quad (5.36)$$

$N_{Rk,p}$ er karakteristiske strekkapasiteten til betongen for uttreksbrudd, se ligning 3.17.

$N_{Rk,c}^0$ er karakteristiske strekkapasiteten til betongen for kjeglebrudd, se ligning 3.16.

$A_{c,N}$ se figur 5.7.

$A_{c,N}^0$ se ligning 5.24.

$\Psi_{s,N}$ se ligning 5.25.

$\Psi_{re,N}$ se ligning 5.26.

$\Psi_{ec,N}$ se ligning 5.27.

$\Psi_{h,sp}$ er en korreksjonsfaktor som tar hensyn til den virkelige høyden på spalte motstanden, se ligning 5.37.

h er total høyden på betongelementet.

$$\Psi_{h,sp} = \left(\frac{h}{h_{ef}} \right)^2 \leq \left(\frac{2 * h_{ef}}{h_{ef}} \right)^{2/3} \quad (5.37)$$

I tilfeller der avstanden fra senter dybel til betongkant varierer skal den minste avstanden c benyttes i ligning 5.35. Verdiene $c_{cr,N}$ og $s_{cr,N}$ skal bli byttet ut med $c_{cr,sp}$ og $s_{cr,sp}$. Hvor $s_{cr,sp} = 2 * c_{cr,sp}$. og den kritiske kantverdien $c_{cr,sp}$ skal økes med 20 %, hvis dybelen er nær en betongkant på to sider.

$$c_{cr,sp} = 1,0 * h_{ef}, \text{ for dybler med fot.}$$

5.2.2 Skjær på stålplate med dybler som har fot

Korreksjonsfaktorene for skjær gjelder kun for betong. Stålet i dyblene er upåvirket av senteravstandene mellom dyblene og avstanden fra senter dybel til betongkant. Bruddformer som kan opptre for skjærbelastet stålplate med dybler innstøpt i betong er pryout-brudd og betongkantbrudd. Korreksjonsfaktorene for skjærbelastet stålplate med dybel, gjelder dybler med fot.

5.2.2.1 Pryout-brudd

Pryout-brudd i betong opptrer sjelden for stålplater med dybler, men kan opptre når dyblene er korte og har fot. Skjærkapasiteten til pryout-brudd i betong er gitt i CEN/TS 2-4-2 pkt. 6.3.4 [10]:

$$V_{Rd,cp} = k_3 * N_{Rd,c} \quad (5.38)$$

$V_{Rd,cp}$ er skjærkapasiteten til betong i forbindelse med pryout-brudd.

k_3 settes lik 1,0 for $h_{ef} < 60$ mm og lik 2,0 for $h_{ef} \geq 60$ mm [45].

$N_{Rd,c}$ er dimensjonerende strekkapasiteten til betong for en dybel, se ligning 5.21.

5.2.2.2 Betongkantbrudd

For å unngå betongkantbrudd pga. skjærbelastet dybel gir CEN/TS 2-4-2 [10] noen retningslinjer. Retningslinjene gjelder både for dybler med og uten fot, retningslinjer er følgende:

- For enkle dybler og grupper av dybler, der total antall dybler ≤ 4 , og der avstand fra senter dybel til betongkant i alle retninger $\geq 10 \cdot h_{ef}$ eller større enn $60 \cdot d$, kan skjærkapasitet til betong for kantbrudd neglisjeres.
- For dybler med flere korte avstander fra senter dybel til betongkant, skal skjærkapasiteten til betong for alle korte betongkanter beregnes.
- For grupper med dybler plassert vinkelrett på betongkanten eller med torsjonsmoment, er betongkantbrudd gyldig for $s_1 \geq c_1$ eller $c_1 \geq 150$ mm. Der s_1 er avstanden mellom dyblene og c_1 er avstanden fra senter av dybel til betongkant.

I BEB 3 [8] eksisterer det ingen korreksjonsfaktor for små avstander fra dybel til betongkant. Derimot i CEN/TS 2-4-2 pkt. 6.3.5.2 [10] og BEB 4 [6] er korreksjonsfaktorer nevnt. Dimensjonerende skjærkapasiteten til betongkantbrudd gjelder for dybler med fot og er gitt av:

$$V_{Rd,c} = V_{Rd,c}^0 * \frac{A_{c,V}}{A_{c,V}^0} * \Psi_{s,V} * \Psi_{h,V} * \Psi_{ec,V} * \Psi_{\alpha,V} * \Psi_{re,V} \quad (5.39)$$

$V_{Rd,c}$ er betongens dimensjonerende skjærkapasitet.

$V_{Rd,c}^0$ er skjærkapasitet til betong uten korreksjonsfaktorer, se ligning 4.36.

$A_{c,V}$ er bruddarealet til dybelen, se figur 5.12.

$A_{c,V}^0$ er sidekantarealet til den fullt utviklede bruddkjeglen som fremkommer fra en dybel, idealisert som en halv pyramide, og hvor grunnflaten i pyramiden er gitt av $3 \cdot c_1$ og $1,5 \cdot c_1$, se figuren 5.11.

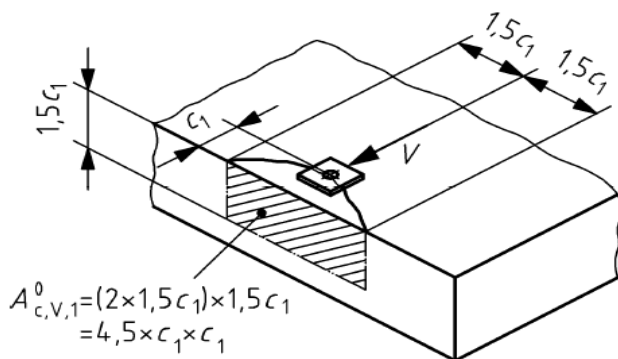
$\Psi_{s,V}$ er en faktor som tar hensyn til spenningsendringene som oppstår i betongen på grunn av andre betongkanter enn den som er vinkelrett på lastretningen, se ligning 5.40.

$\Psi_{h,V}$ er en faktor som tar hensyn til betongkantens motstand ikke reduseres proporsjonalt med tykkelsen antatt i forholdet $A_{c,V} / A_{c,V}^0$, se ligning 5.41.

$\Psi_{ec,V}$ er en faktor som tar hensyn til gruppeeffekten av dybelen når skjærlasten angriper eksentrisk i forhold til dybelgruppens tyngdepunkt, se ligning 5.42.

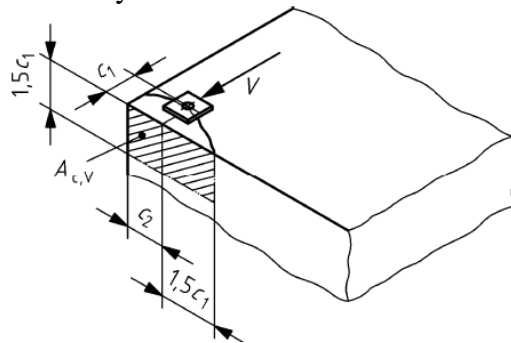
$\Psi_{\alpha,V}$ er en faktor som tar hensyn til at skjærkraften ikke virker vinkelrett på betongkanten, se ligning 5.43.

$\Psi_{re,V}$ er en faktor som tar hensyn til om dybelen er innstøpt i risset eller urisset betong, og hvilken type armering som er langs betongkanten.



Figur 5.11: Viser utregning av $A_{c,V,1}^0$ [46].

Bruddoverflaten til den aktuelle dybelen eller dybelgruppen kalles $A_{c,v}$, og blir vanligvis mindre enn summen av enkelt arealene $n \cdot A_{c,v}^0$. Se figuren 5.12 for utregning av bruddoverflaten til dyblene.

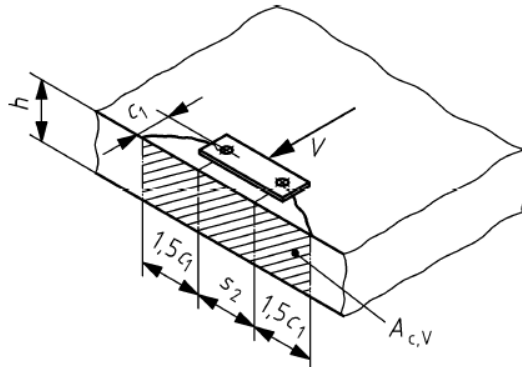


$$A_{c,v} = 1,5 c_1 (1,5 c_1 + c_2)$$

$$h \geq 1,5 c_1$$

$$c_2 \leq 1,5 c_1$$

a) En enkel innstøpt dybel i et betonghjørne.

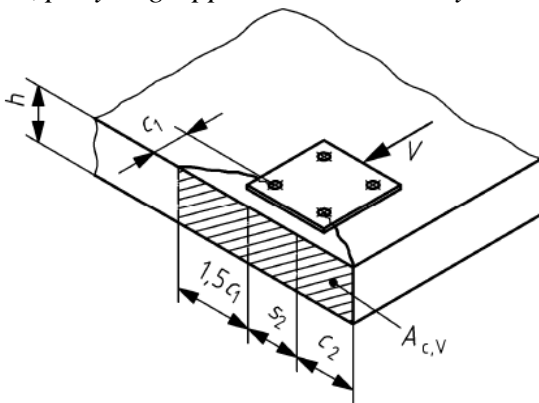


$$A_{c,v} = (2 \cdot 1,5 c_1 + s_2) \cdot h$$

$$h < 1,5 c_1$$

$$s_2 \leq 3 c_1$$

b) En innstøpt dybelgruppe nær kanten i et tynt betongstykke.



$$A_{c,v} = (1,5 c_1 + s_2 + c_2) \cdot h$$

$$h < 1,5 c_1$$

$$s_2 \leq 3 c_1$$

$$c_2 \leq 1,5 c_1$$

c) En dybelgruppe i et hjørne av et tynt betongstykke.

Figur 5.12: Eksempler på utregning av $A_{c,v}$ [10].

Spenningsendringer kan oppstå i betongen på grunn av andre betongkanter enn den som er vinkelrett på lastvirkningen, og faktor $\Psi_{s,v}$ tar hensyn til dette. Når avstand fra senter dybel til betongkant er $c_2 = 1,5 \cdot c_1$ blir $\Psi_{s,v} = 1,0$. Deretter er reduksjonen lineær ned til $\Psi_{s,v} = 0,7$ når $c_2 = 0$, helt inntil betongkanten, i teorien.

$$\Psi_{s,v} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c_2}{1,5 \cdot c_1} \leq 1,0 \quad (5.40)$$

c_2 er avstanden fra senter dybel til betongkant parallelt på kraftretningen.
 c_1 er avstanden fra senter dybel til betongkant normalt på kraftretningen.

$\Psi_{h,v}$ er en faktor som tar hensyn til at betongkantens motstand ikke reduseres proporsjonalt med betongtykkelsen antatt i forholdet $A_{c,v}/A_{0c,v}$. Når betongtykkelsen er $h < 1,5 * c_1$ kan ikke en fullstendig bruddkjegle i betong dannes, og $A_{c,v}$ vil da være avhengig av betongens tykkelse h . Siden $A_{0c,v}$ er en konstant vil dermed forholdet $A_{c,v}/A_{0c,v}$ være proporsjonal med h . Det vil si at dersom h går fra å være $1,5 * c_1$ til $1,0 * c_1$ blir skjær-bruddlasten $V_{Rk,c\perp}^0$ redusert med faktoren 0,67. Forsøk på tynne betongelementer viser derimot at skjær-bruddlasten ikke reduseres lineært med tykkelsen h . Det er derfor nødvendig å justere skjærkapasiteten oppover igjen når $h \leq 1,5 * c_1$.

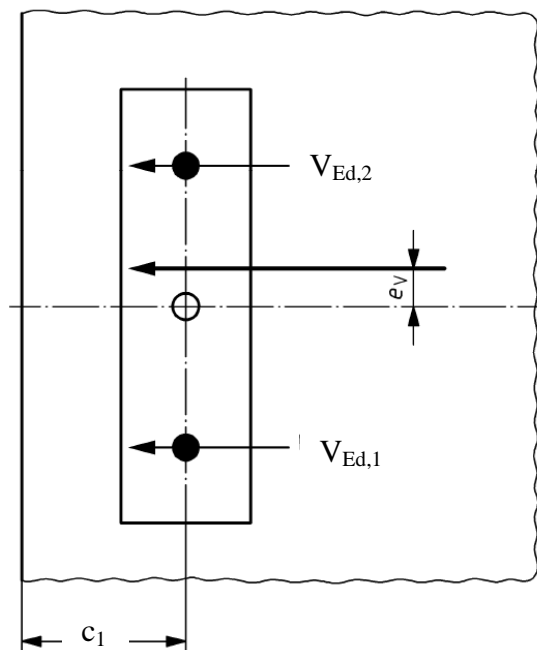
$$\Psi_{h,v} = \sqrt{\frac{1,5 * c_1}{h}} \leq 1,0 \quad (5.41)$$

Hvis skjærkraften angriper eksentrisk i forhold til dybelgruppens tyngdepunkt, benyttes faktoren $\Psi_{ec,v}$. Der e_v er avstanden fra dybelgruppens tyngdepunkt til skjærkraftens angrepspunkt på dybelgruppen, se figur 5.13.

$$\Psi_{ec,v} = \frac{1}{\left[1 + \frac{2 * e_v}{3 * c_1}\right]} \leq 1,0 \quad (5.42)$$

e_v er avstanden fra dybelgruppens tyngdepunkt til skjærkraftens angrepspunkt, se figur 5.13.

c_1 er avstanden fra senter dybel til betongkant, se figur 5.13.

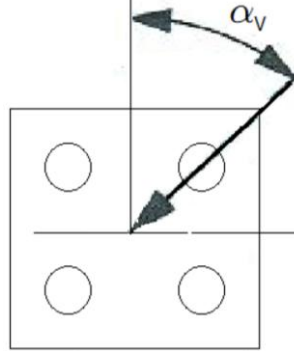


Figur 5.13: Skjærlast som angriper eksentrisk på stålplate med dybler [10].

Når skjærkraften ikke virker vinkelrett på betongkanten, men danner en vinkel α_v , skal skjærkapasiteten til betong reduseres. Er skjærkraften vinkelrett på betongkanten settes $\Psi_{\alpha,v} = 1,0$, dette er den vanlige tilstanden.

$$\psi_{\alpha,V} = \sqrt{\frac{1}{(\cos \alpha_V)^2 + (0,4 * \sin \alpha_V)^2}} \leq 1,0 \quad (5.43)$$

α_V er vinkel skjærkraften angriper med i forhold til normaltilstanden, se figur 5.14. Vinkelen skal være mellom 0° og 90° .



Figur 5.14: Skjærkraft som angriper stålplate med vinkel α_V [1].

Faktor $\psi_{re,V}$ tar hensyn til at betongen kan være risset eller urisset, og armering som er lagt langs betongkanten kan variere. Verdien av faktoren ψ_{re} varierer mellom hvilken litteratur det tas utgangspunkt i.

I følge BEB 4 [6] er $\psi_{re,V}$ følgende verdier:

$\psi_{re,V} = 1,0$, for urisset betong og risset betong med kantarmering og bøyler med senteravstand mindre enn 100 mm og mindre enn $2 * c_1$.

$\psi_{re,V} = 0,7$, for risset betong uten kantarmering eller bøyler.

I følge CEN/TS 2-4-2 pkt. 6.3.5.2.7 [10] er $\psi_{re,V}$ følgende verdier:

$\psi_{re,V} = 1,0$, for dybler i risset betong uten kant armering eller bøyler.

$\psi_{re,V} = 1,2$, for dybler i risset betong med rett kantarmering ($\geq \text{Ø } 12 \text{ mm}$).

$\psi_{re,V} = 1,4$, for dybler i urisset betong eller risset betong med kant armering og bøyler med senteravstand mindre enn 100 mm og mindre enn $2 * c_1$.

For smale betongelementer benyttes faktoren c'_1 , isteden for c_1 . Faktoren gjelder for betongelementer hvor:

- $c_2 < 1,5 * c_1$, se figur 5.15.
- $h < 1,5 * c_1$, se figur 5.15.

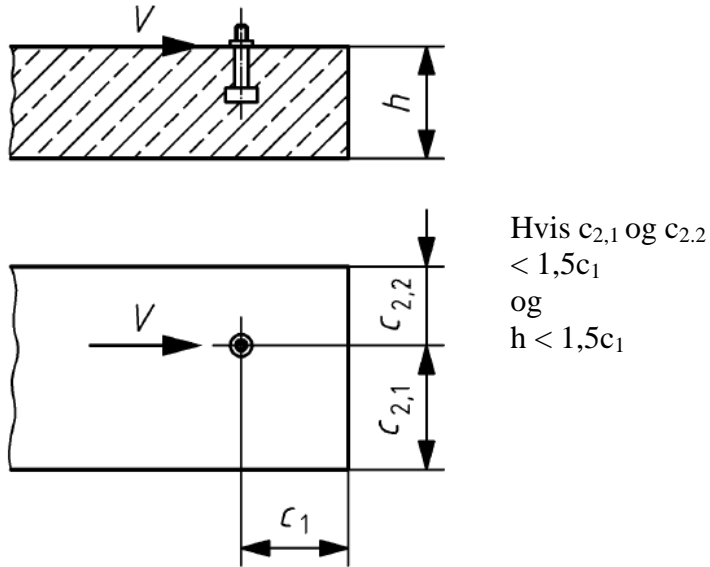
For individuell dybel er c'_1 lik:

$$c'_1 = \text{maks} \left[\frac{c_{2,\text{maks}}}{1,5}; \frac{h}{1,5} \right] \quad (5.44)$$

For dybelgrupper er c'_1 lik:

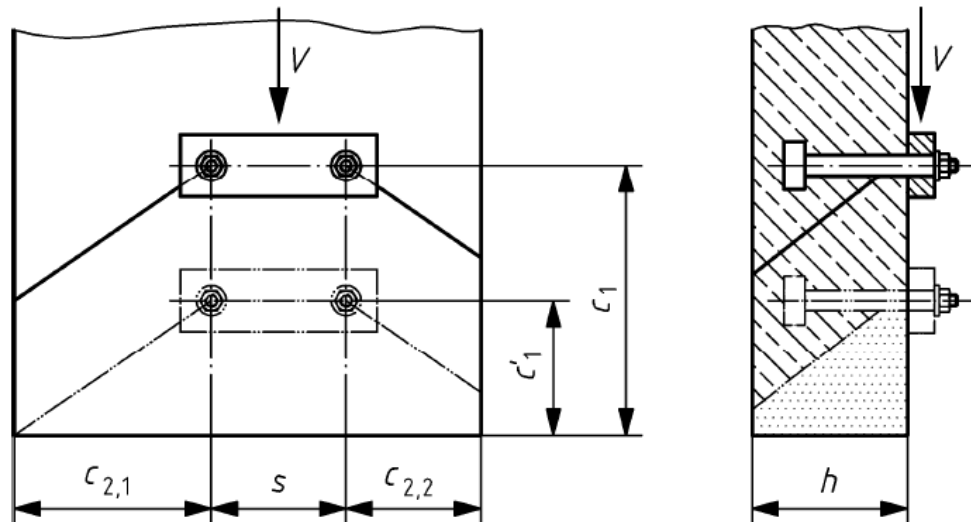
$$c'_1 = \text{maks} \left[\frac{c_{2,\text{maks}}}{1,5}; \frac{h}{1,5}; \frac{s_{\text{maks}}}{3,0} \right] \quad (5.45)$$

s_{maks} er maksimal senteravstanden mellom dyblene.
 c_{2maks} er maksimal avstanden fra senter dybel til betongkant normalt på kraftretningen.
 h er tykkelsen/høyden på betongelementet.



Figur 5.15: Skjærbelastet dybel i et tynt og smalt betongelement [10].

Figur 5.16 illustrerer et eksempel på beregning av verdien på c'_1 for tynt og smalt betongelement med to dybler.



$s = 100 \text{ mm}$ $c_1 = 200 \text{ mm}$, $h = 120 \text{ mm} < 1,5 \cdot 200 \text{ mm}$,
 $c_{2,1} = 150 \text{ mm} \leq 1,5 \cdot 200 \text{ mm}$, $c_{2,2} = 100 \text{ mm} < 1,5 \cdot 200 \text{ mm}$, $c'_1 = 150/1,5 = 100 \text{ mm}$

Figur 5.16: Eksempel på beregning av c'_1 [10].

5.3 Oppsummering av anbefalt avstander for dybler

5.3.1 Dybel med fot

I tabell 12 er en oversikt over anbefalte avstander som ikke gir reduksjon i strekk- og skjærkapasitet til betong med innstøpt dybler med fot. Noen av avstandene er krav og andre er anbefalte størrelser. Avstandene c_i er fra senter dybel til betongelementets kant, avstand s_i er senteravstanden mellom dyblene og h er tykkelsen på betongelementet, se figur 5.15.

Tabell 12: Anbefalte geometriske størrelser for plassering av dybler med fot.

Årsak	c_1	c_2	s_1	s_2	h
Strekkbelastning på stålinnstøpningsdetalj					
Bruddareal til kjeglebrudd	$\geq 1,5h_{ef}$	$\geq 1,5h_{ef}$	$\geq 3,0h_{ef}$	$\geq 3,0h_{ef}$	$\geq 1,5h_{ef}$
BEB 4 [6] maksimal			$\leq 18t$ til $22t$		
$\Psi_{re,N}$ for strekk					≥ 100 mm
Spaltebrudd α_2	$\geq 1,5\emptyset$	$\geq 1,5\emptyset$		$\geq 3\emptyset$	$\geq 2h_{ef}$
$C_{cr,sp}$ [3] kritisk avstand for spaltebrudd	$\geq 1,0h_{ef}$	$\geq 1,0h_{ef}$			
NS EN ISO [15] Sveis			$\geq 3\emptyset$	$\geq 3\emptyset$	
Blowout-brudd [49]	$\geq 0,5h_{ef}$	$\geq 0,5h_{ef}$			
Skjærbelastning på stålinnstøpningsdetalj					
$\Psi_{f,v}$ last fordeling			$\geq 0,75c_1$		
$\Psi_{h,v}$ fullstendig bruddkjegle					$> 1,5c_1$
Avskjæring	$\geq 14\emptyset$		$\geq 10,5\emptyset$		
EC 4-1-1 [12]			$\geq 5\emptyset$	$\geq 4\emptyset$	
NS EN ISO [15] Sveis			$\geq 3\emptyset$	$\geq 3\emptyset$	
Betongkantbrudd	$\geq 10 h_{ef}$ eller $\geq 60\emptyset$	$\geq 10h_{ef}$ eller $\geq 60\emptyset$	$\geq c_1$ eller $c_1 \geq 150$ mm		

h_{ef} = effektive forankringslengden.

t = tykkelsen på stålplaten.

5.3.2 Dybel uten fot

I tabell 13 gir en oversikt over anbefalte avstander for plassering av dybler uten fot i betong som ikke gir reduksjon i strekk- og skjærkapasitet. Noen av avstandene er krav og andre er anbefalte størrelser. Avstandene c_i er fra senter dybel til betongelementets kant, avstand s_i er senteravstanden mellom dyblene og h er tykkelsen på betongelementet, se figur 5.15.

Tabell 13: Anbefalte geometriske størrelser til plassering av dybel uten fot.

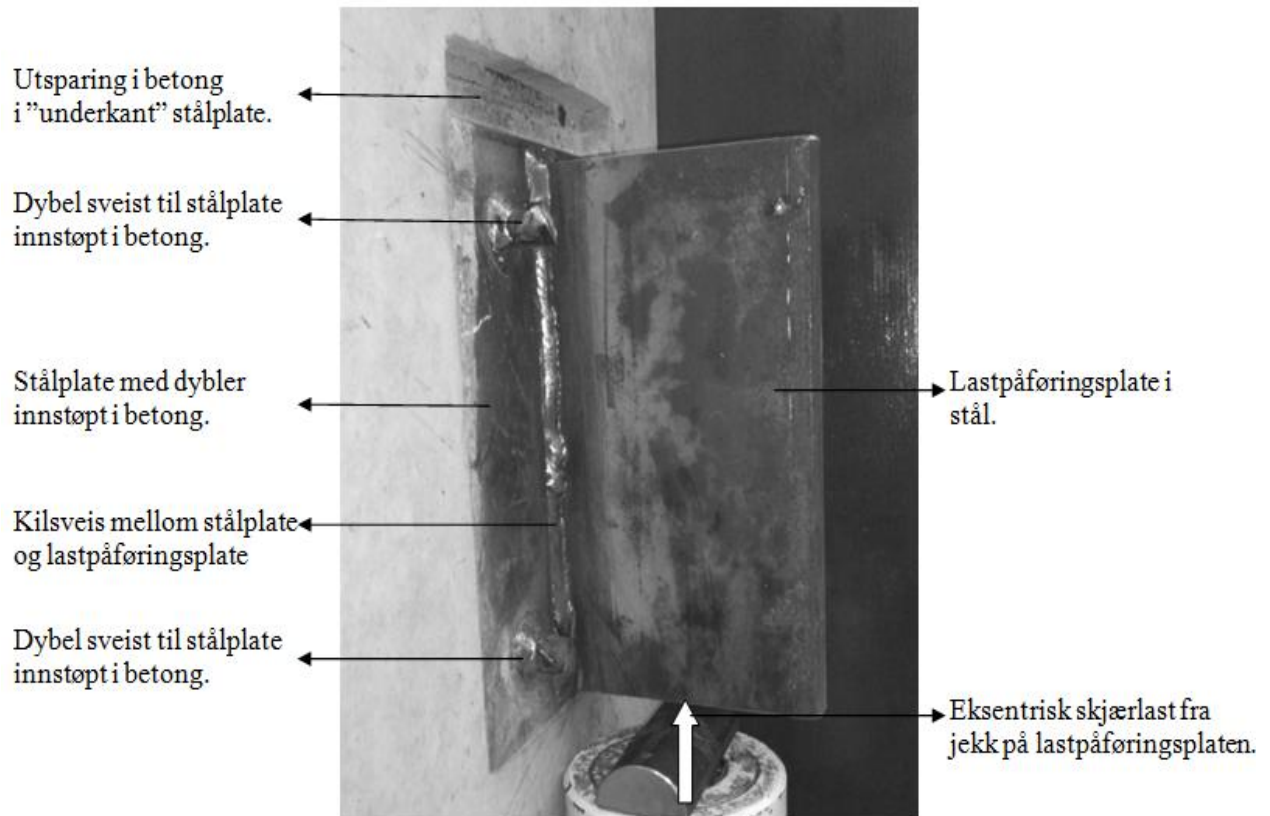
Årsak	c_1	c_2	s_1	s_2	h
Strekkbelastning på stålinnstøpningsdetalj					
Spaltebrudd α_2	$\geq 10,5\emptyset$	$\geq 1,5\emptyset$		$\geq 3\emptyset$	
Full stangkraft α_2	$\geq 3,5\emptyset$	$\geq 3,5\emptyset$	$\geq 7\emptyset$	$\geq 7\emptyset$	
BEB 4 [6] maksimal			$\leq 18t$ til $22t$		
EC 2-1-1 [5] avstand mellom armeringsstenger			$\geq 1,5\emptyset$, d_g+5 eller 20 mm.	$\geq 2,0\emptyset$, d_g+5 eller 20 mm.	
NS EN ISO [15] Sveis			$\geq 3\emptyset$	$\geq 3\emptyset$	
Skjærbelastning på stålinnstøpningsdetalj					
Avskjæring	$\geq 14\emptyset$		$\geq 10,5\emptyset$		
$\Psi_{f,v}$ last fordeling			$\geq 0,75c_1$		
NS EN ISO [15] Sveis			$\geq 3\emptyset$	$\geq 3\emptyset$	
k_c avhengig av stål kvalitet på dybelen, betongkantbrudd	Stål	$n*\emptyset$			
	S235	$10*\emptyset$			
	K 4.8	$11*\emptyset$			
	S355	$12*\emptyset$			
	B500NC	$14*\emptyset$			
	K 8.8	$16*\emptyset$			

t = tykkelsen til stålplaten.

d_g = er den største tilslagsstørrelsen i betong.

6.0 Skjær- og strekkapasitet til stålplaten i innstøpningsdetaljen

Stålinnstøpningsdetaljen kan bestå av en stålplate, dybler og en lastpåføringsplate av stål, se figur 6.1. Stålplatene skal overføre moment-, skjær- og aksialkrefter fra tilstøtende konstruksjoner til dyblene og betongen. Når opptredende krefter er bestemt eller kjent, dekomponeres kreftene inn i skjær-, strekk- og trykkrefter, som gir utgangspunktet til å utføre en kraftanalyse av stålinnstøpningsdetaljen. Ut fra kraftanalysen bestemmes hvilke eller hvilken komponent i stålinnstøpningsdetaljen som er utførselens kritiske komponent.



Figur 6.1: Viser innstøpt stålplate med påsveist lastpåføringsplate.

Valg av dybel avhenger av størrelsen på opptredende strekk- og skjærkrefter, og forholdet mellom strekk- og skjærkraften, samt hvordan disse kreftene vil fordeles ut til betongens hovedarmering. Store strekkrefter krever lange forankringslengder for dybler av armering, pga. betongens evne til å oppta strekkrefter som diskutert i kapittel 3.3.1.1. Store skjærkrefter krever kraftige korte dybler eller forsterkning med egen armering i skjærkraftretningen for dybler.

Under forutsetning om at det er stålbrudd i stålinnstøpningsdetaljen som er dimensjonerende bruddform til forbindelsen, kan det antas at stålplaten dyblene er festet til skal forbli elastisk, og at deformasjonen i stålplaten er kompatibel med deformasjonen til dyblene. Antagelsen om lineærelastisk fordeling av aksialkreftene på stålplaten over et areal som gir spenninger, krever små forskyvninger.

Aksial- og skjærkreftene kan også fordeles plastisk eller ikke-lineært på stålinnstøpningsdetaljen, for en plastiske eller ikke-lineære spenningsfordeling må stålet som inngår i forbindelsen være tilstrekkelig duktilt. Beregningsmetoden til den plastiske oppførselen er gitt i CEN/TS 2-4-1 tillegg A [2], og der er det spesifisert at

kompatibilitetskravet til deformasjonene når dyblene er belastet med sin fulle strekk- og skjærkapasitet bør ikke tilfredsstilles hvis:

- Det antas at betongens trykkfasthet mellom stålplaten er fordelt med en rektangulær spenningsblokk lik:

$$\sigma_c = 3 \cdot f_{cd}$$

- Skjærkraften er antatt fordelt på alle eller noen av dyblene, hvor skjærkraften dyblene i gruppen faktisk overfører til betongen kan variere.

Duktilitets krav til dybel er tilfredsstillt når stålets bruddforlengelse er 12 %, målt over en lengde av dybelen lik 5ϕ , for en ikke-lineær spenningsfordeling. Dybelens nominelle flytegrense skal ikke overskride 800 MPa. Forholdet mellom dybelens karakteristiske flytegrense og karakteristisk strekkfastheten skal ikke være større enn forholdet gitt i ligning 6.1, for en ikke-lineær spenningsfordeling:

$$\frac{f_{yk}}{f_{uk}} = 0,8 \quad (6.1)$$

f_{yk} er dybelens karakteristiske flytespenning.

f_{uk} er dybelens karakteristiske bruddspenning.

6.1 Sveis - Stålplate med påsveiste dybler av kamstål

Lysbuesveising er den mest vanlige sveisemetoden for stålkonstruksjoner [16]. Ved lysbuesveising av stålinnstøpningsdetaljen er det vanlig å benytte dekkede elektroder og MIG-sveising. Å bruke dekkende elektroder er en manuell metode som består av en metallpinne med ett dekklag (fluorider, karbonater, oksyder og legeringselementer), der elektroden smelter, og tilpasses grunnmaterialets kjemiske sammensetning. Dekklaget smelter og fordamper, og resulterende gass fortrenger luften rundt buen og sørger for at smeltdråpene er beskyttet mot O₂ og NO₃-. MIG-sveising (Metal Inert Gas) er en mekanisk metode hvor det mates smeltende elektrode gjennom et munnstykke samtidig som kjølevann og dekk-gass tilføres (en ikke inert gass vanligst med argon, og CO₂).

Sveising gir temperaturøkningen og tilhørende nedkjølingen av sveisen og stålinnstøpningsdetaljen, denne endringen i temperatur har stor betydning for de metallurgiske forholdene i sveisen og den omliggende varmpåvirkede sonen (HAZ- Heat Affected Zone) i stålet og for egenpenningene i stålet. Sveisbarheten til stålplatene og dyblene er definert med en karbonekvivalent iht. IIW- formel [17]:

$$CEV = C + \frac{Mn}{6} + \frac{Cr + Mo + V}{5} + \frac{Ni + Cu}{15}$$

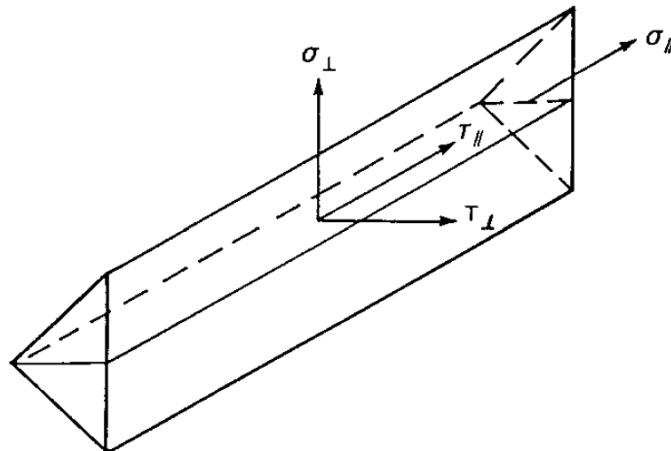
Maksimumsverdien for karbonekvivalenten er basert på øseanalyse for stålkalitetene S235, S275, S355 og S450, og stålkaliteten skal være iht. tabell 6 i NS-EN 10025-2:2005 [18] og gjelder for lastpåføringsplaten og stålplaten dyblene er festet til. Tabellen gir en oversikt over de fire overnevnte stålkalitetene som varierer med slagseigheten. For ståltykkelser mindre enn 30 mm er maksimum karbonekvivalent satt til henholdsvis 0,35, 0,4, 0,45 og 0,47 %, hvor stålplatene i forsøket har en tykkelse på 20 mm. Armeringsstål, som benyttes i dyblene, har en maksimumsverdi for karbonekvivalenten lik 0,5 % som angitt i tabell 2 i NS-EN 10080:2005 [19]. Sammenhengen mellom sveisbarheten og karbonekvivalenten er, ved lavere karbonekvivalent jo mer ”sveisbart” er stålet.

EC 3-1-8 pkt. 4.1 [14] sier generelt at sveiste forbindelser iht. EC 3-1-1 [13] av konstruksjonsstål skal minst ha en godstykkelse på 4 mm. Lengden av sveisen l_{eff} er satt lik lengden av kilsveisen med sin fulle størrelse. Med full størrelse menes nødvendig a-mål, og a-målet skal ikke settes mindre enn 3 mm. Hvis sveisen har sin fulle størrelse i lengden, er det ikke nødvendig å redusere den effektive lengden i starten eller slutten av sveisen. Sveisens lengde skal ikke være mindre enn den største verdien ved overføring av strekk- og skjærkrefter:

- 30 mm eller
- 6 ganger a-målet på sveisen.

Konstruksjonsstål-kvalitetene som inngår i forbindelsen befinner seg i sveisegruppe 1, og i henholdsvis undergruppe 1.1, 1.2 og 1.3 iht. tabell 1 i CEN ISO/TR 15608:2005 [23]. Sveisegruppene deles inn etter stålets minste flytegrense fra under 275 MPa til over 360MPa.

Sveisens dimensjonerende aksial- og skjærkapasitet kan beregnes etter retningsmetoden pkt. 4.5.3.2 eller forenklet metode pkt. 4.5.3.3 iht. EC 3-1-8 [14]. I denne rapporten er det valgt å benytte retningsmetoden. Retningsmetoden tar utgangspunkt i å dekomponere opptredende krefter til spenninger, se figur 6.2.



Figur 6.2: Spenninger i sveisesnittets plan.

- σ_{\perp} er normalspenning normalt på sveisesnittet.
- σ_{\parallel} er normalspenning parallelt med sveisens akse.
- τ_{\perp} er skjærspenning i sveisesnittets plan normalt på sveisens lengdeakse.
- τ_{\parallel} er skjærspenning i sveisesnittets plan parallelt med sveisens lengdeakse.

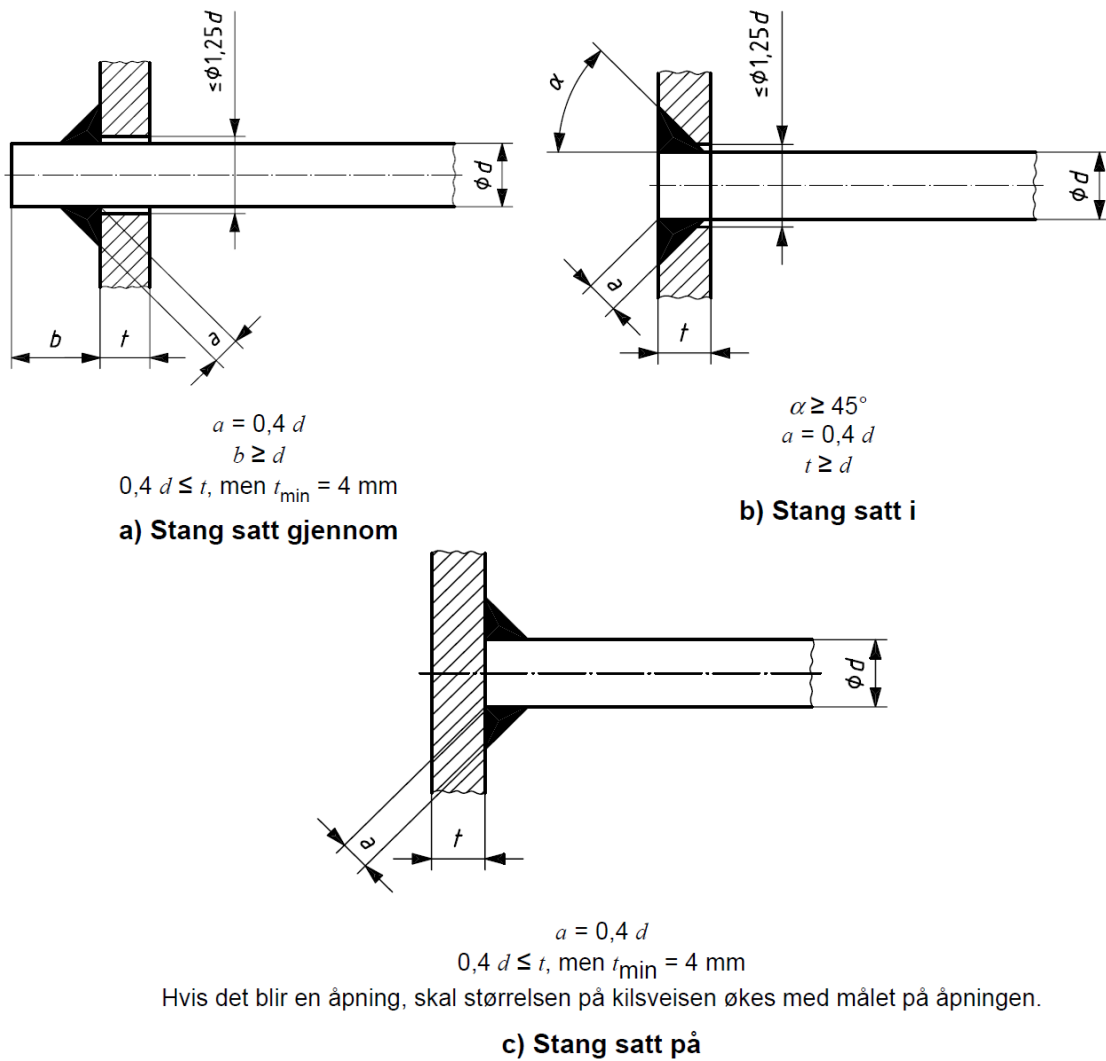
Ved bestemmelse av sveisens dimensjonerende aksial- og skjærkapasitet, ses det bort fra normalspenningen parallelt med sveisens akse. Kapasitetskrav til en kilsveis tar utgangspunkt i von-Mises-flytekraterium og er uttrykt slik iht. EC 3-1-8 pkt. 4.5.3.2(6) [14]:

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}} \text{ og } \sigma_{\perp} \leq 0,9 \frac{f_u}{\gamma_{M2}} \quad (6.2)$$

- f_u er nominell strekkfasthet til den svakeste delen av stålet i forbindelsen.
- γ_{M2} er partialfaktor for knutepunkter med sveiste forbindelser og settes lik 1,25 iht. EC 3-1-8 pkt. NA.2.2(2) [14].
- β_w er en korreksjonsfaktor som varierer med stålqualiteten og er gitt iht. tabell 4.1 EC 3-1-8 [14]:

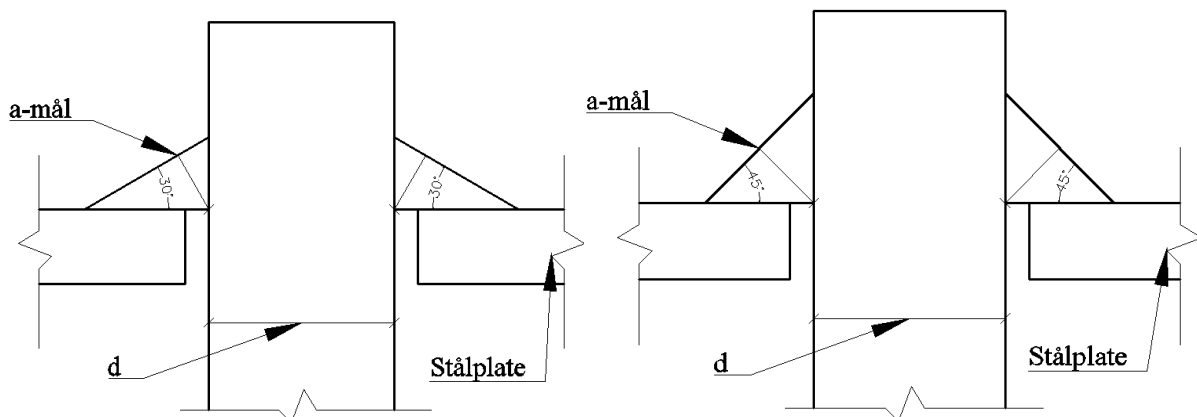
- S235 er 0,8
- S275 er 0,85
- S355 er 0,9
- S420 er 1,0
- S460 er 1,0

All sveising armeringsstenger skal utføres i overensstemmelse med NS-EN ISO 17660:2007 [20]. Geometriske krav for sveising av armeringsstål er gitt i figur 6.3. Hvis det oppstår gap skal retningslinjer i NS- EN 1090-2:2008 pkt. 7.5.8.1 b) [24] etterfølges. Tilsvarende krav for dybler med fot av konstruksjonsstål er gitt i CEN/TS 2-4-2 [10], og disse skal sveises etter NS-EN ISO 13918:2008 [21] eller etter NS-EN ISO 14555 [22]. Geometriske krav for sveising av dybler med fot blir ikke gjengitt i denne rapporten, da det er lagt vekt på dybler av armering, det vises til nevnte standarder.



Figur 6.3: Sveisekrav til dybel av armeringsstål [15].

Iht. til figur 6.3 fra NS-EN ISO 17660-1:2006 pkt. 6.6.2.2 [15] for dybler av armering anbefales et a-mål på kil- og buttsveisen lik $0,4d$, hvor d er diameteren på dybelen. Dette kravet utledes videre for tilfellet gitt i figur 6.3 a). Utleddingen er utført med to vinkler for kilsveisen, der sveisevinkelen, α er 35° og 45° , se figur 6.4.



Figur 6.4: Kilsveis med $\alpha = 30^\circ$ og $\alpha = 45^\circ$.

Sveisen er forutsatt belastet med kun strekk- eller skjærkraft, og utledningen tar utgangspunkt i en fullforankret armeringsstang, dvs. den nødvendige forankringslengden som kreves for å overføre opptredende strekk- eller skjærkrefter. Det er videre antatt at dybelens opptredende strekk- og skjærkrefter er lik dimensjonerende verdi for strekk- og skjærkapasitet [13] [14]:

$$N_{Rd} = N_{Ed} = \frac{f_{yk} * d^2 * \frac{\pi}{4}}{\gamma_s} \quad (6.3)$$

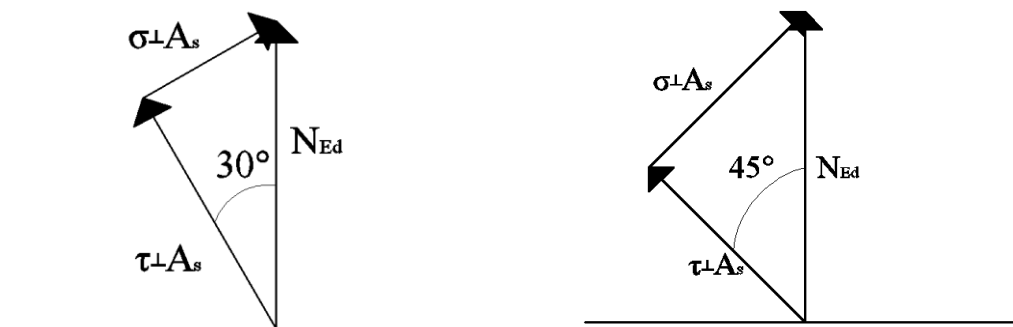
$$V_{Rd} = V_{Ed} = \frac{f_{yk} * d^2 * \frac{\pi}{4}}{\gamma_s * \sqrt{3}} \quad (6.4)$$

f_{yk} er armeringsstålets karakteristiske flytespenning.

d er armeringsstålets diameter.

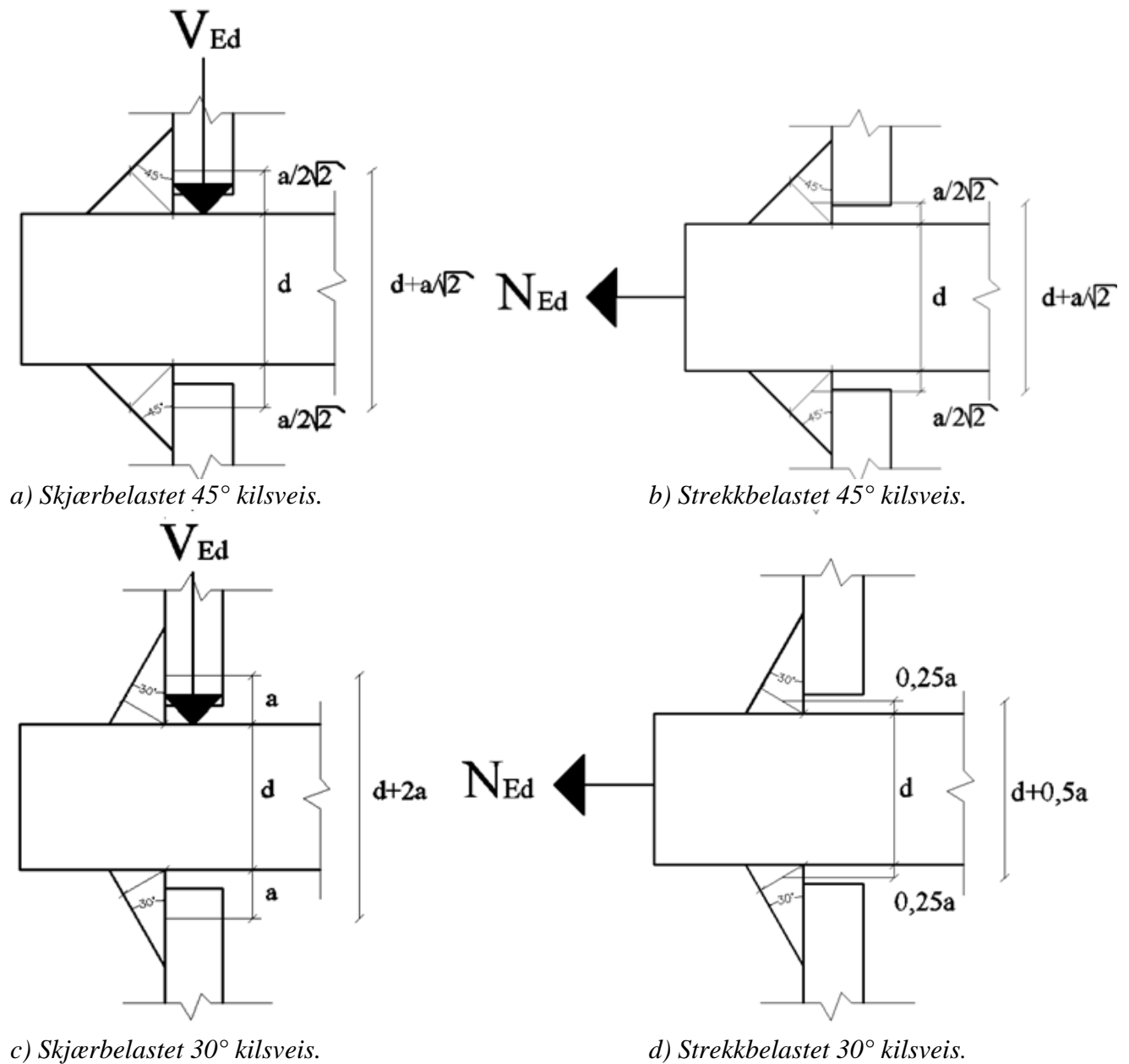
γ_s er en partialfaktor for armeringsstål lik 1,15 iht. tab. NA.2.1N i EC 2-1-1 [5].

Opptredende normalkraft N_{Ed} er dekomponert ved hjelp av kraftlikevekt. De dekomponerte strekk- og skjærkreftene fordeles på sveisesnittets areal som gir opptredende spenninger, se figur 6.5.



Figur 6.5: Kraftdekomponeringen for $\alpha = 30^\circ$ og $\alpha = 45^\circ$ på sveisesnittet.

I utledningen er det forutsatt at stålplaten som armeringsstengene er sveist til, har en stål kvalitet på minst S235. Strekk- og skjærarealet til armeringsstengene er ikke redusert for innbrenning for kilsveis med 45° , men er det for kilsveis med 30° sveisevinkel. Denne reduksjonen av arealet kan være lik 2 mm av diameteren for dybler av armeringsstål, iht. BEB 4 [6]. Strekk- og skjærarealet er beregnet etter midlere lengde av a-målet til sveisen. Det er tatt utgangspunkt i EC 3-1-8 [14], hvor krav om sveisens lengde settes der sveisen har sin fulle størrelse. Sveisen bredde og effektivlengde er lik a-målet multiplisert den midlere effektive lengden, altså omkretsen, se tabell 14 og figur 6.6.



Figur 6.6: Effektive lengde til sveisesnitt utsatt for skjær- og strekkraft.

Tabell 14: Sveisens effektive lengder og bredde.

Sveisens utførelse	Effektiv lengde l_{eff} av sveis	Effektiv bredde av sveis
Strekkapasitet til sveis uten innbrenning, kilsveis $\alpha = 45^\circ$	$\pi(d + a/2^{0,5})$	a
Skjærkapasitet til sveis uten innbrenning, kilsveis $\alpha = 45^\circ$	$\pi(d + 2^{0,5}a)$	a
Strekkapasitet til sveis med innbrenning, kilsveis $\alpha = 30^\circ$	$\pi(d + a/2)$	a
Skjærkapasitet til sveis med innbrenning, kilsveis $\alpha = 30^\circ$	$\pi(d + 2a)$	a

Tabell 15: Forholdet mellom dybel diameter og a-målet på sveisen.

Stålkvalitet på plate	Strekkapasitet, $\alpha = 45^\circ$	Skjærkapasitet, $\alpha = 45^\circ$	Strekkapasitet, $\alpha = 30^\circ$	Skjærkapasitet, $\alpha = 30^\circ$
S235	0,34	0,23	0,40	0,2
S355	0,28	0,19	0,33	0,18

Forholdet mellom (a/d) = verdien i tabellen for stålkvalitet S235 og S355, hvor gjeldende partial- og materialfaktorer inngår i beregningen.

Resultatene fra utledningen av forhold mellom a-målet på sveis og diameter på armeringsstangen er presentert i tabell 15, og utledningen er vist i vedlegg C1 og C2. Resultatene viser at kravet til a-målet fra NS-EN ISO 17660-1 [15] er tilstrekkelig for kilsveiser rundt armeringsstangen med standard diameter på 8 til 32 mm, men kun bevist for kilsveiser utført med en sveisevinkel, α mellom og lik 30° og 45° , som vist i figur 6.4, og hvor hull i stålplaten er iht. krav i CEN/TS 2-4-1 [2]. Hullstørrelsen vil bli videre diskutert i kapittel 6.4. På bakgrunn av utledningene, krav og henvisninger settes a-målet til sveisen mellom armeringsstengene (dyblene) og stålplaten i denne rapporten lik 0,4d. Dette samsvarer med hva som gjøres i byggebransjen. Produsentene Pretec AS [62] og SB-produksjon AS [61] som levere sveiseplater til vegg, oppgir at de beregner kapasitet for strekk- og skjærbelastning ut fra et kritisk sveisesnitt på 45° .

6.2 Hull i stålplaten til dyblene

6.2.1 Hullstørrelse i stålplaten

Hullene i stålplaten må være ”store nok” til at armeringsstålet/forankringsstengene kan føres igjennom, men ikke ”for store”. Anbefalte hullstørrelser i stålplaten er gitt i tabell 1, og denne tabellen gir en generell veiledning for alle typer festemidler i betong. Sveiste dybler av armeringsstål er vist figur 6.3, og stålplate hulllets nominelle størrelse er satt til større eller lik 1,25 ganger armeringsstålets diameter. Dette kravet er gyldig for dybler av armeringsstål med diameter fra 8 til 32 mm, og for armeringsstenger med diametere større enn 32 mm må dette prøves separat iht. tabell 5 i NS-EN ISO 17660-1:2006 [15]. NS-EN 1090-2 [24] tabell 11 gir også en nominell klaring i stålplaten for skruer og bolter.

Hvis hullet i stålplaten er større enn anbefalingene, som nevnt, bør a-målet til sveisen økes tilsvarende. Det er viktig at hulltoleransen er iht. krav, og kravet er $\pm 0,5$ mm, hvor hulldiameteren i stålplaten forutsettes å være gjennomsnittet av inngangs- og utgangsdiameteren [26]. Ut fra gjeldende krav til hull i stålplaten, skal faren for at sveisen kan trekkes inn i stålplate hullet være liten, og antatt a-mål til sveisen vil være tilstrekkelig.

Vanlig praksis for hulltaking i stålplater for dybler av armering er at det borres et hull som har diameteren til neste størrelse på armeringsstang [24]. For eksempel ved boring av hull i stålplate for en armeringsstang med diameter lik 20 mm, vil hullet borres med en størrelse på 25 mm. Hullstørrelsen i stålplaten må vurderes for det enkelte tilfelle, og for forskjellige dybler og diametere på dybel. I denne rapporten er det hullstørrelsen i stålplaten satt til verdier anbefalt av CEN/TS 2-4-1 [2], på bakgrunn av kraftfordelingen diskutert i kapittel 2. Maksimum hullstørrelsen i CEN/TS 2-4-1 [2] er mindre enn maksimalt kravet gitt for sveiste armeringsstål i NS-EN ISO 17660-1:2006 [15]. Valget av hullstørrelsen i stålplaten antas å være konservativ, og er iht. krav gitt i NS-EN ISO 17660-1:2006 [15].

6.2.2 Hullkantrykk i stålplaten

Dyblene i stålplatens hull gir kantrykk på stålplaten når dyblene overfører skjærkrefter fra stålplaten til betongen. Stålplaten skal utformes slik at hullkantrykk ikke er kritisk bruddform. Skjærkapasiteten til stålplaten med hensyn på hullkantrykk kan bestemmes iht. EC 3-1-8 pkt. 3.6 [14]. Hullkantrykk for individuelle festemidler er gitt av:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 * \alpha_b * f_u * d * t}{\gamma_{M2}} \quad (6.5)$$

α_b er den minste av α_d , f_{ub}/f_u eller 1,0. Hvor α_d er gitt i ligning 6.6 og 6.7.

f_{ub} er bruddspenningen til dybelen.

f_u er bruddspenningen til stålplaten.

d er dybelens nominelle diameter.

t er stålplatens tykkelse.

Hvor α_d er en faktor som tar hensyn til stålplatens geometriske størrelser i forhold til plassering av festemidlene i kraftretningen:

$$\frac{e_1}{3 * d_0} \text{ for festemidler langs randen} \quad (6.6)$$

$$\frac{p_1}{3 * d_0} - \frac{1}{4} \text{ for innvendige festemidler} \quad (6.7)$$

k_1 er en faktor som tar hensyn til geometriske utforming av stålplaten og plassering av festemidlene normalt på kraftretningen, og er gitt som den minste av følgende geometriske sammenhenger og verdier:

For festemidler langs randen:

$$2,8 * \frac{e_2}{d_0} - 1,7, 1,4 * \frac{p_2}{d_0} - 1,7 \text{ eller } 2,5 \quad (6.8)$$

For innvendige festemidler:

$$1,4 * \frac{p_2}{d_0} - 1,7 \text{ eller } 2,5 \quad (6.9)$$

De ulike geometriske størrelsene for stålplaten er:

e_1 er endeavstanden i kraftretningen målt fra sentrum av hullet til kant av stålplate.

e_2 er kantavstand normalt på kraftretning, målt fra senter av hullet til kant av stålplate.

d_0 er hulldiameteren til dybelen som tilsvarer d_f i tab.1 i denne rapporten.

p_1 er senteravstand mellom dyblene i kraftretningen, tilsvarer s_1 i denne rapporten.

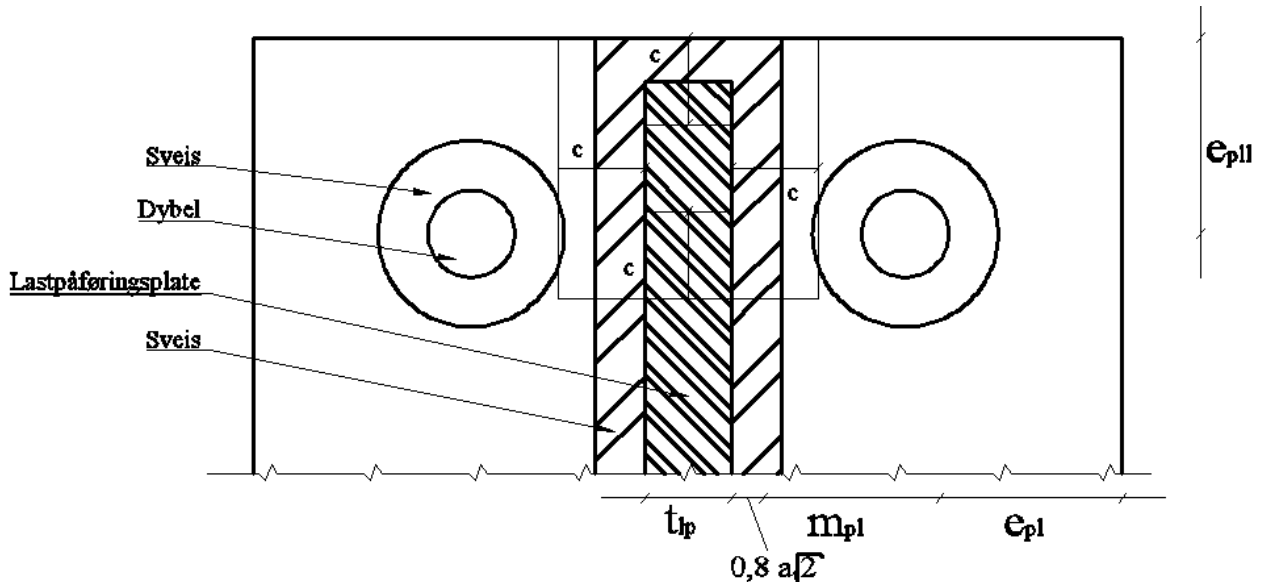
p_2 er senteravstand mellom dyblene normalt på kraftretningen, tilsvarer s_2 i denne rapporten.

6.3 Bestemmelse av stålplattens tykkelse

Tykkelsen til stålplaten er avhengig av oppredende aksial- og skjærkrefter. NS-EN ISO 17660-1 pkt. 6.6.2.2 [15] tar utgangspunkt i at platetykkelsen varierer med diameteren til dyblen. Denne tykkelsen t er gitt som større eller lik $0,4*d$, hvor den minste tykkelsen til stålplaten er satt til 4 mm. Kravet er i samsvarer med krav til minste tykkelse for konstruksjonsstål som skal sveises, gitt i avsnitt 6.1.

6.3.1 Bestemmelse av tykkelse til stålplaten

Tykkelsen til stålplaten kan utledes ut fra den elastiske momentkapasitet til stålplaten inntil lastpåføringsplaten, og avstanden som trengs for å fordele trykkraften slik at betongen ikke knuses lokalt. Dette er gjort i EC 3-1-8 [14] for fotplater uttrykt som et ekvivalent T-stykke. Betongens knusning pga. trykkspenning er tatt hensyn til med et effektivt areal. I figur 6.7 er dette effektive arealet vist på stålplaten, der lastpåføringsplattens tykkelse er t_{lp} og c er avstanden for trykkraftens utbredelse. Knusningen av betongen avhenger av betongens trykkfasthet og tykkelsen på stålplaten når trykkspenningen er antatt jevnt fordelt over det effektive arealet.



Figur 6.7: Trykksone med antatt fordelingsareal.

Avstanden, c , nødvendig for elastisk fordeling av spenningen gjennom stålplaten inn i betongen er dermed uttrykt slik:

$$c = t \left[\frac{f_y}{3 * f_{jd} * \gamma_{M0}} \right]^{0,5} \quad (6.10)$$

t er stålplattens tykkelse.

f_y er stålplattens flytegrense.

f_{jd} er dimensjonerende fasthet til betongen og settes lik $\sigma_{Rd,max} = 3 * f_{cd}$, hvor f_{cd} er dimensjonerende sylindrefasthet til betongen.

Dimensjonerende trykkfasthet til betongen inntil stålplaten iht. EC 3-1-8 [14] er lik:

$$F_{C,Rd} = f_{jd} * b_{eff} * l_{eff} \quad (6.11)$$

Spenningsarealet er vist i figur 6.7 og effektive lengde l_{eff} og effektivbredden b_{eff} er satt lik:

$$b_{\text{eff}} = c + t_{\text{lp}} + c = 2c + t \quad (6.12)$$

$$l_{\text{eff}} = c + t_{\text{lp}} + c = 2c + t \quad (6.13)$$

Den elastiske minimumstykkelser til stålplaten er utledet på bakgrunn av to fullforankrede dybler av armeringsstål, opptredende strekkraft på dybel settes lik dimensjonerende strekkapasitet. Kraftpar antagelsen av opptredende moment på stålplaten gir like stor trykkraft som strekkraft. Tabell 16 og 17 viser platetykkelser som anbefales for fullforankret dybler av armeringsstål med varierende betongtrykkfasthet og er beregnet etter dimensjonerende strekk- og trykkapasitet, som forklart over.

Tabell 16: Anbefalt tykkelse på stålplaten, hvor stålqualität til platen er S235.

Armerings-diameter på dybelen[mm]	Tykkelse t på stålplaten innstøpt i B30 betong[mm]	Tykkelse t på stålplaten innstøpt i B35 betong [mm]	Tykkelse t på stålplaten innstøpt i B40 betong [mm]	Tykkelse t på stålplaten innstøpt i B45 betong [mm]
8	9	8	8	8
10	11	10	10	10
12	13	13	12	12
14	15	15	14	14
16	17	17	16	16
20	21	21	20	20
25	27	26	25	25
32	34	33	32	32

Tabell 17: Anbefalt tykkelse på stålplaten, hvor stålqualität til platen er S355.

Armerings-diameter på dybel [mm]	Tykkelse t på stålplaten innstøpt i B30 betong[mm]	Tykkelse t på stålplaten innstøpt i B35 betong [mm]	Tykkelse t på stålplaten innstøpt i B40 betong [mm]	Tykkelse t på stålplaten innstøpt i B45 betong [mm]
8	8	8	8	8
10	10	10	10	10
12	12	12	12	12
14	14	14	14	14
16	16	16	16	16
20	20	20	20	20
25	25	25	25	25
32	32	32	32	32

Den matematiske formelen for tabellverdiene i tabell 16 og 17 kan uttrykkes slik:

$$t = \sqrt{\frac{\frac{\pi}{2} * d^2 * \frac{f_{yk}}{\gamma_s * f_{jd}}}{1 + 4 \left(\frac{f_y}{3 * f_{jd} * \gamma_{M0}} \right)^{0,5} + 4 * \frac{f_y}{3 * f_{jd} * \gamma_{M0}}} \quad (6.14)$$

Formlene er utledet og beregnet i vedlegg D2.

Iht. EC 3-1-8 pkt. 6.2.6.11 [14] ved bestemmelse av platetykkelsen for en fotplate påkjent av strekk, er det ikke nødvendig å ta hensyn til hevarmskrefter. Hevarmskreftene skal kun tas hensyn til ved bestemmelse av fundamentbolten. Det vil si at dyblene må kunne overføre opptredende hevarmskrefter. Kravet er gitt under forutsetning om at den er elastisk tøyningen i dyblene er stor i forhold til den elastiske deformasjonen i fotplaten [26].

Platetykkelsen med hensyn på strekk er utledet ved hjelp av et T-stykke betraktning som gjort i Zoetemeijers rapport (1974) [58] og momentlikevekt. I Zoetemeijers rapport [58] antas det en minste dimensjon på dybelen, et elastisk moment på stålplaten og setter hevarmskraften på stålplaten lik 0. Det elastiske momentet til stålplaten er:

$$m_p = \frac{1}{6} * t^2 * f_y \quad (6.15)$$

Den minste platetykkelse kan utledes ved å anta at opptredende strekk i et halvt T-stykket er lik strekkapasiteten til den minste dybelen av armeringsstål. Uttrykt slik:

$$N_{Ed} = N_{Rd} \quad (6.16)$$

Momentlikevekt for T-stykker gir:

$$N_{Ed} * m = m_p \quad (6.17)$$

Ligning 6.17, løst med hensyn på t:

$$t = \sqrt{\frac{6 * N_{Ed} * m}{f_y}} \quad (6.18)$$

N_{Ed} er den minste dimensjonerende strekkapasitet til dybelen.

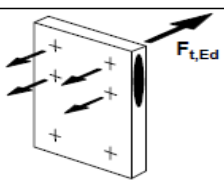
m er en avstand fra dyblen til lastpåføringsplaten, se figur 6.7, og må vurderes i vært enkelt tilfelle.

f_y er flytespenning til stålplaten.

6.3.2 Bruddformer for strekkbelastet stålplate

For beregning av forbindelsen med en ikke-lineær oppførsel må det tas hensyn til at hevarmskrefter mellom betong og stålplaten kan oppstå, iht. CEN/ TS 2-4-1 tillegg B [2]. Det stilles videre krav til at strekkapasiteten til betong og dyblene ikke skal overskride dimensjonerende verdier for stålplaten som inngår i forbindelsen.

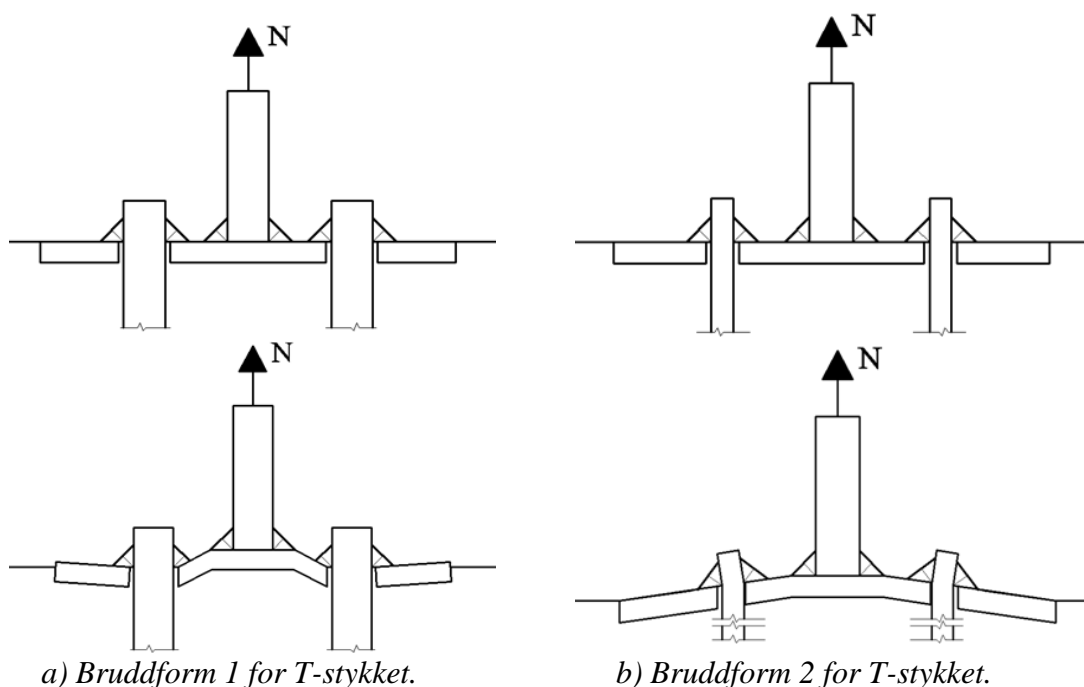
EC 3-1-8 pkt. 6.2.6.5 [14] sier at endeplater påkjent av bøyning skal dimensjoneres som et ekvivalente T-stykker med tilhørende bruddformer, se figur 6.8. Grupper av skruerader bør modelleres som et separate ekvivalente T-stykker. Strekkapasiteten til stålet i T-stykke skal bestemmes på grunnlag av tabell 6.2 i EC 3-1-8 [14].

5	Endeplate påkjent av bøyning		6.2.6.5	6.3.2	6.4.2
---	------------------------------	---	---------	-------	-------

Figur 6.8: Utdrag fra EC 3-1-8 tabell 6.1 [14].

Det ekvivalente T-stykket i denne rapporten er lastpåføringsplaten og stålplaten som dyblene er festet til, se figur 6.9. Dersom betongen kan oppta strekkraften og sveisen ikke er kritisk, kan strekkbruddformene forekomme i T-stykket. Strekkraften på T-stykket kan gi tre forskjellige bruddformer:

- Bruddform 1 vil oppstå når betongen kan oppta strekkraften fra dyblene og dybelens strekkapasitet er tilstrekkelig. T-stykkets vil da danne to flytemekanismer, en flytemekanisme i stålplaten inntil den påsveiste lastpåføringsplaten og en flytemekanisme i stålplaten inntil dyblene. Bruddform 1 kan oppstå når stålplaten er relativt slank i forhold til diameteren på dybelen og mekanismen er vist i figur 6.9 a).
- Bruddform 2 for T-stykket vil oppstå når betongens evne til å ta opp strekkraften er større enn dybelens strekkapasitet og den plastiske strekkapasiteten til stålplaten er lik dybelens strekkapasitet. Flytemekanismene vil forekomme i stålplaten inntil lastpåføringsplaten, samtidig som det oppstår brudd i dyblene, se figur 6.9 b).
- Bruddform 3 er kun strekkbrudd i dyblene.



Figur 6.9: Viser bruddform 1 og 2 for T-stykket.

6.3.2.1 T-stykkets effektivlengder og hevarmskrefter

Strekkapasiteten til bruddform 1 og 2 påvirkes av om det kan dannes hevarmskrefter, hvor hevarmskrefter er kontaktkrefter mellom betong og stålplaten. Hvis hevarmskrefter oppstår vil dette gi et ekstra bidrag til strekkraften i dybelen. Tøyningslengden L_b til dybler med fot er satt til den totale lengden minus fotens høyde, og for armeringsstål er tøyningslengden L_b satt til halvparten av den effektive lengden av armeringsstangen. Stålplaten tykkelse vil også inngå i tøyningslengden hvis dyblen er ført igjennom stålplaten, som vist i figur 6.3 a). Det er antatt at en mer virkelighetsnær tøyningslengde for dybler av armeringsstål er en tredjedel av dybelens effektive lengde.

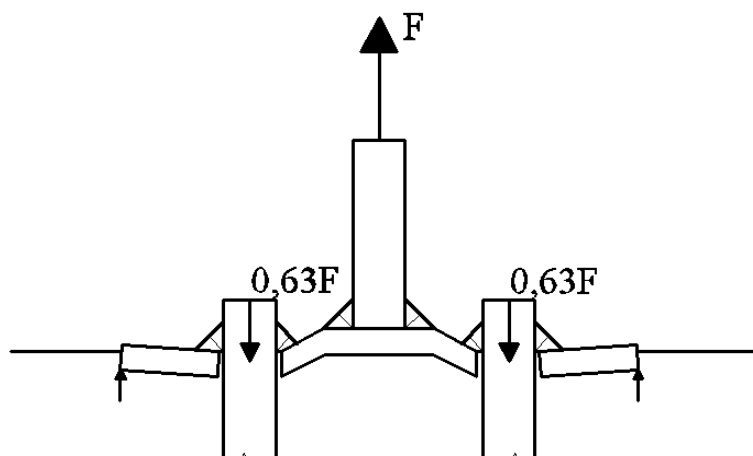
Dybelens tøyningsslengde vil varierer fra stålinnstøpningsdetalj til stålinnstøpningsdetalj, og må vurderes i hvert enkelt tilfelle. Dette gjelder også for om hevarmskrefter kan oppstå eller ikke. Grenseverdien av tøyningsslengden for når hevarmskraft kan oppstå er gitt i tabell 6.2 i EC 3-1-8 [14] og utledet i [26]. Denne grenseverdien er kun gjengitt i denne rapporten, og er gitt som:

$$L_b^* = \frac{8,8 * A_s * n_b * H}{\sum l_{eff} * t^3} \quad (6.19)$$

- n_b er antall rader av dybler utsatt for strekk og for dette knutepunktet settes lik 1.
- A_s er tverrsnittsarealet til dybelen.
- t er tykkelsen på stålblaten.
- l_{eff} er T-stykkets effektiv lengde og settes til den minste av effektiv lengdene iht. EC 3-1-8 pkt. 6.1.3.1 [14],
- m er avstand fra dybelens senter til lastinnføringsplaten som vist i figur 6.4. i EC3-1-8 [14] og figur 6.11 i denne rapporten.

Når $L_b \leq L_b^*$ vil det oppstå hevarmskrefter og disse må det tas hensyn til. Effektivlengder er derfor utledet med og uten hevarmskrefter i avsnitt 6.3.2.2.

I denne rapporten er det ikke utledet eller beregnet størrelsen til bidraget fra hevarmskreftene på dybelen. Bidraget hevarmskraften har vil avhenge av tykkelse på stålblaten, lengde og diameter på dybelen, om dybelen har fot og plassering av dyblene på stålblaten, altså komponentens stivhet. Stivheten til stålinnstøpningsdetaljen er heller ikke utledet i denne rapporten. Hevarmskrefter vil kun forekomme for fullforankrede dybler, og dette er det ikke lagt vekt på i denne rapporten. I Dalen og Wasjø [26] er hevarmskraften satt til 13 % av den totale strekkraften til T-stykke. Derfor vil strekkraften som dyblene må overføre være 0,63 F pr. dybel i T-stykke, se figur 6.10. Antagelsen for størrelsen av hevarmskraften er gjort på bakgrunn av en søylefotens stivhet, denne antagelsen kan være representativ for stålinnstøpningsdetaljer diskutert i denne rapporten.



Figur 6.10: Viser hevarmskreftenes elastiske virkning på dyblene.

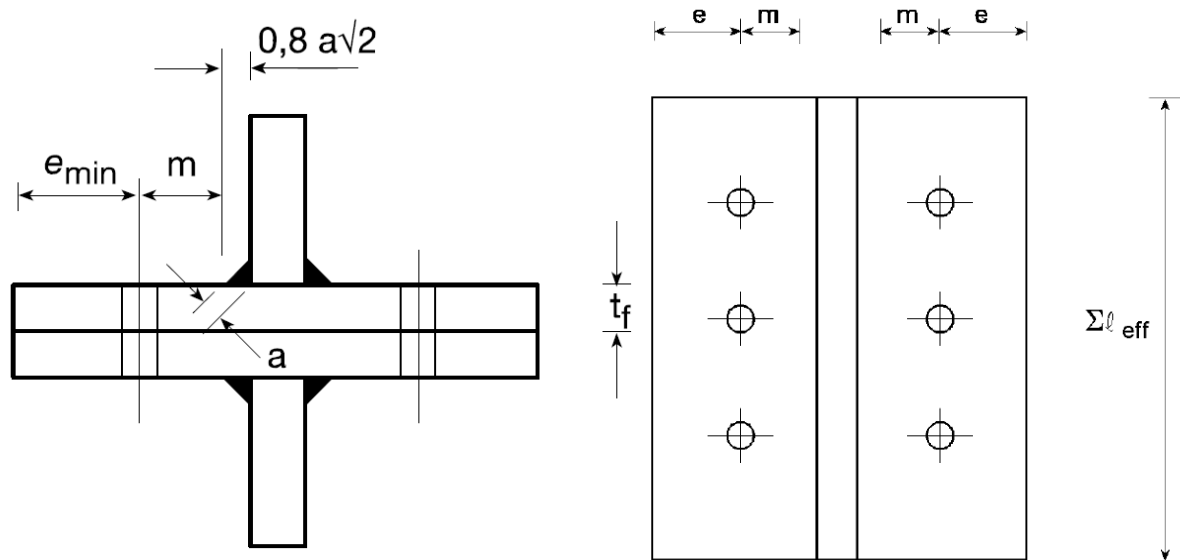
Stålinnstøpningsdetaljen består av en enkelt dybel rad som skal overføre strekkraftene. Stålinnstøpningsdetaljen kan dimensjoneres som et T-stykke, og den effektive lengden kan utledes vha. en plastisk kapasitetsberegning med flytemekanismer. Den plastiske momentkapasiteten for stålplaten er:

$$M_p = \frac{1}{4} * t^2 * f_y * l_{eff} \quad (6.20)$$

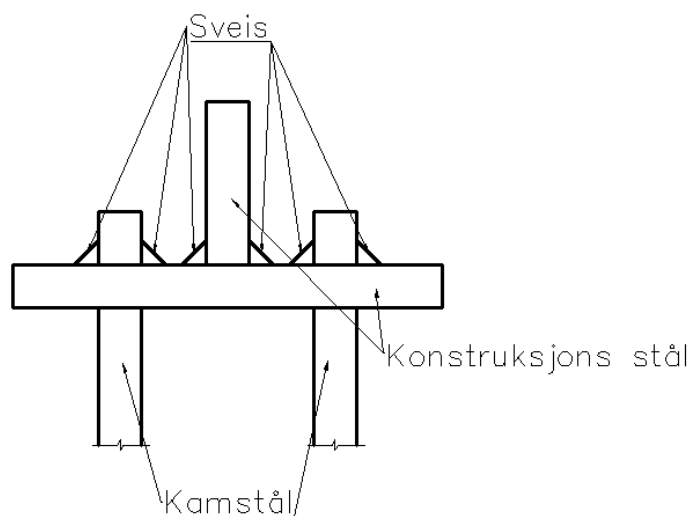
og

$$M_p = m_p * l_{eff} \quad (6.21)$$

Altså en forutsetning om en elastisk-perfekt plastisk M- κ - forløp, hvor momentkapasiteten ikke er redusert av lokal plastisk knekking under den plastiske rotasjonen. Se figur 6.11 og 6.7 for geometriske antagelser.



a) T-stykkets mål etter EC 3-1-8 [14].

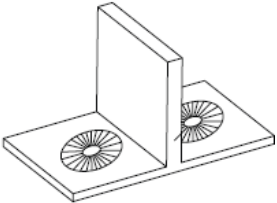
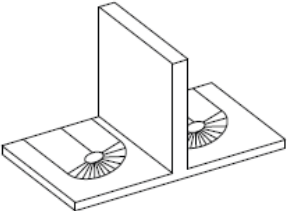
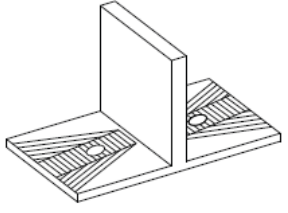
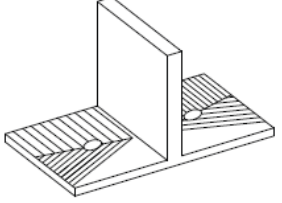


b) Tilfelle i denne rapporten.

Figur 6.11: Mål for ekvivalent T-stykke.

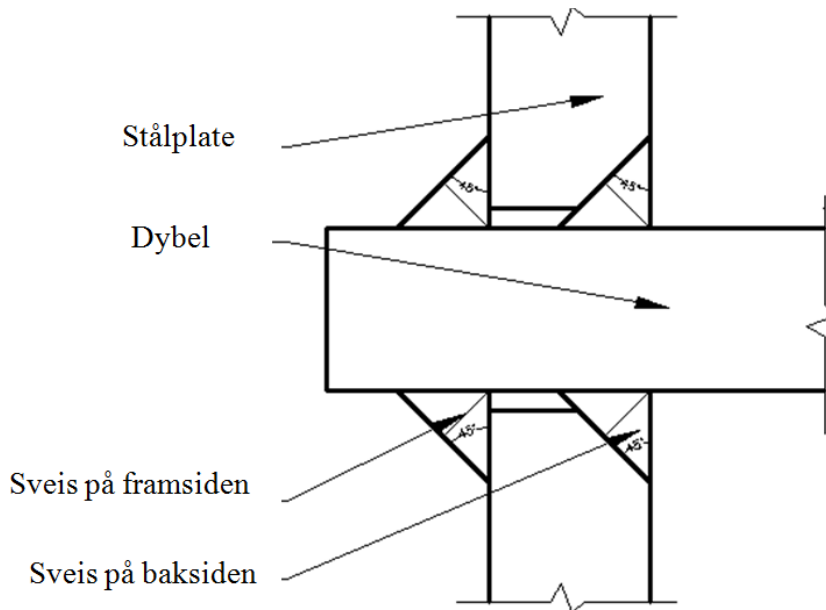
Bruddlinjene er delt inn i sirkulære og ikke-sirkulære bruddmønstre, og bruddmønstre beregnes for knutepunktet ut fra en arbeidsbetraktning, hvor ytre arbeid W_y er lik det indre arbeidet W_i . Utledningene er vist i vedlegg D1 og resultatene er gitt i tabell 18.

Tabell 18: Effektiv lengder for bruddmønstre med og uten hevarmkrefter.

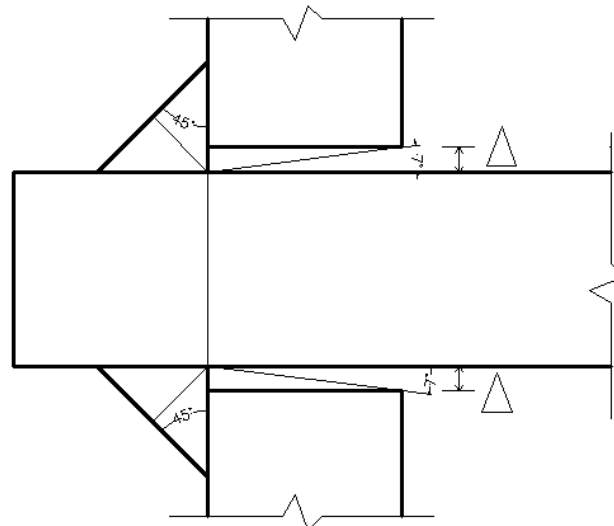
Effektivlengde for bruddmønstre i stålplate	Hevarmskraft	Uten hevarmskraft	Illustrasjon av bruddmønster
Sirkulært brudd	$2\pi m_{pl}$	$4\pi m_{pl}$	
Sirkulært brudd med flyte- mekanisme til fri kant	$\pi m_{pl} + 2e_{pl}$	$2\pi m_{pl} + 4e_{pl}$	
Ikke sirkulært bruddmønster til fri kant 1	$4m_{pl} + 1,25e_{pl}$		
Ikke sirkulært bruddmønster til fri kant 2	$2m_{pl} + 0,625e_{pl} + 0,5e_{pl}$		

6.4 Dybelens grad av innspenning i stålplaten

Det kan være ønskelig å tilnærme dyblene som fastinnspent i stålplaten. For å oppnå en fastinnspent dybel, kan det brukes en kilsveis/buttsveis på baksiden av stålplaten, se figur 6.12. Sveiseutførelsen kan svekke stålmaterialen, eller gir innbrenning, og fører til reduksjon av strekk- og skjærarealet. Sveisen på baksiden av stålplaten forhindrer deformasjon av dybelen. Deformasjonen kan bli betydelig, f.eks. for en 20 mm stålplate kan deformasjonen bli opp til 14° , se figur 6.13, når hullet i stålplaten er iht. tabell 1 fra CEN/TS 2-4-1 [2]. Dette er en betydelig deformasjon og en forskyvning av dyblen som tilsvarer denne deformasjonen er ikke ønskelig oppførsel av skjærforbindelsen, når dybelen skal overføre strekk- og skjærkrefter. Deformasjonen til stålinnstøpningsdetaljen i forhold til betongen er vanskelig å beregne med tilnærmede matematiske modeller.



Figur 6.12: Sveisutførelse for å oppnå fastinnspenning av dybel i stålplate.



Figur 6.13: Viser potensialet til forskyvning av dybel i forbindelsen.

I denne masteroppgaven ses det ikke noe mer på innspenningen, enn det som er nevnt her. CEN/TS 1992-4-1 pkt. 5.2.3.4 [2] gir en verdi α_M , og faktoren α_M uttrykker dybelens grad av innspenning i stålplaten, og graden av innspenning skal videre antas med god ingeniør praksis. For en leddet utførelse av dyblen er α_M lik 1,0, og for en fastinnspent utførelse er α_M lik 2,0. Når det antas full innspenning skal dyblen ikke kunne rotere i forhold til stålplaten. Hvis forbindelsen antas som fastinnspent må sveis eller mutter og skive kunne oppta innspenningsmomentet. Dette er uttrykt som:

$$M_{Ed} = V_{Ed} \frac{l}{\alpha_M} \quad (6.22)$$

V_{Ed} er opptredende skjærkraft
 $l = a_3 + e_1$, hvor e_1 er avstanden mellom skjærlastens angrepspunkt og betongoverflaten, a_3 er en faktor som er satt til 0,5 av diameteren til dyblen eller null. Den er null hvis mutter med skive er festet rett på betongen uten stålplate mellom. For sveiste forankringsstenger vil l være 0,5 ganger tykkelsen på stålplaten.

7.0 Interaksjonsformler for skjær- og strekkapasitet

Stålinnstøpningsdetaljene er belastet med moment, skjær- og normalkraft og viderefører disse kreftene til betong. Kombinasjonen av strekk- og skjærkreftene vil da være kritisk for dyblene og betongen. For å beregne strekk- og skjærkapasitetene til betong og dyblene, må det benyttes interaksjonsformler for betong og stål. Hvis stålinnstøpningsdetaljens strekkapasitet og betongens skjærkapasitet, eller motsatt, er dimensjonerende tilfelle, skal en kombinasjonsformel for betong og stål benyttes. Kombinasjonen av disse strekk- og skjærkreftene kan føre til fire forskjellige kombinasjonsbrudd i betong og dybel:

- Stålbrudd i dybel pga. strekk- og skjærkraft.
- Betongbrudd pga. strekkraft og stålbrudd i dybel pga. skjærkraft.
- Betongbrudd pga. strekk- og skjærkraft.
- Stålbrudd i dybel pga. strekkraft og betongbrudd pga. skjærkraft.

CEN/TS 2-4-1 pkt. 6.4 [2], BEB 3 [8] og BEB 4 [6] presenterer samme interaksjonsformler:

Interaksjonsformel for stål:

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,s}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,s}}\right)^2 \leq 1,0 \quad (7.1)$$

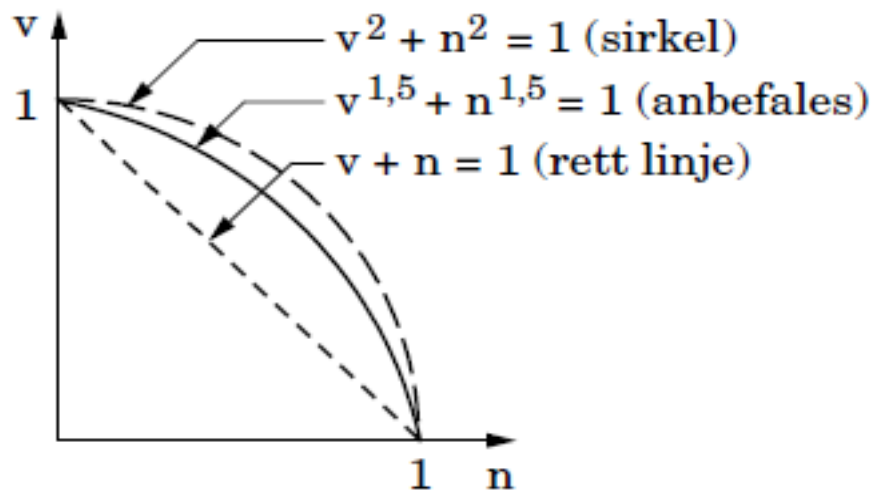
Interaksjonsformel for betong:

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,c}}\right)^{1,5} + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}}\right)^{1,5} \leq 1,0 \quad (7.2)$$

Interaksjonsformel for stål og betong:

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}}\right)^{5/3} + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}}\right)^{5/3} \leq 1,0 \quad (7.3)$$

Interaksjonsformler for betong er grafisk fremstilt i figur 7.1.



Figur 7.1: Grafisk fremstilling av interaksjonsformler for betong [9].

CEN/TS 2-4-2 [10] pkt. 6.4.1.3 har også en interaksjonsformel for tilleggsarmert tilfeller, men dette er det ikke valgt å legge vekt på her. I ”Anchorage in concrete construction” [3] er

interaksjonsformlene plottet opp mot forsøksdata av stålplater med påsveiste dybler med fot, og interaksjonsformlene ser ut til å stemme med testresultatene.

Virkingen av strekk- og skjærkraft på en dybel kan sammenlignes med virkning av strekk- og skjærkraft på skruer. Kombinasjon av strekk- og skjærbelastning på skruen er tatt hensyn til med å redusere strekkapasiteten til skruen med 40 %, iht. EC 3-1-8 [14]. Når skjær- og strekkraften virker samtidig på skrudedde forbindelser skal strekkraften i skruen være medregnet evt. hevarmskrefter. EC 3-1-8 pkt. 6.2.2 (2) [14] gir tillatelse til å betrakte denne effekten på en forenklet måte. Forenklingen sier at de skruene som er nødvendig for strekkpåkjenningen, har full strekkapasitet dersom dimensjonerende skjærkraft til skruene ikke overskrider summen av følgende kriterier:

- Samlet avskjæringsareal for de skruene som ikke forutsettes å bidra til overføring av strekkreftene, og
- (0,4/1,4) ganger samlet avskjæringskapasitet for de skruene som skal overføre strekkreftene.

EC 3-1-8 tabell 3.4 [14] gir også en kombinasjonsformel for stålbrudd pga. strekk- og skjærbelastning på festemidler. Ligningen er gitt som:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 * F_{t,Rd}} \leq 1,0 \quad (7.4)$$

$F_{v,Ed}$ er opptredende skjærkraft på festemidlet.

$F_{v,Rd}$ er dimensjonerende skjærkraft til festemidlet, se ligning 4.20.

$F_{t,Ed}$ er opptredende strekkraft på festemidlet.

$F_{t,Rd}$ er dimensjonerende strekkraft til festemidlet, se ligning 3.21.

8.0 Betongvegg med stålinnstøpningsdetalj

8.1 Generelt

I tilfeller hvor stålinnstøpningsdetaljen er utsatt for en eksentrisk skjærkraft, vil den eksentriske skjærkraften påføre stålplaten et moment. Momentet forutsettes at overføres inn i betongen med en kraftparantagelse, som gir trykkspenning i stålplaten og strekkspenninger i forankringsstengene, se kapittel 2. Det er vanlig å si at strekk og trykk overføres til veggen via dyblene [60], der trykkbrudd "aldri" er den kritiske bruddformen. Dybler som skal overføre stor strekkrefter, bør føres til bakre veggarmingen, hvor dyblen forankres der med en bøye. Dette betyr at normalt vil det ikke være nødvendig med noen kontroll av lokalt trykk eller gjennomlokking av betongveggen. Det som kan være på sin plass dersom strekkreftene er store, er å kontrollere hvordan disse strekkreftene går fra dybelen og videre inn i betongveggen. Den enkleste formen for kontroll er å lage stavmodeller i likhet med konsollberegning, og sjekke strekkreftene som går videre til veggarmingen.

8.2 Armering i betongvegg

Betongveggen hovedfunksjon er å avdele/skjerme, bære og stive av øvrig konstruksjon eller grunntrykk. Betongveggen skal armeres i tråd med EC 2-1-1 [5] for dimensjonerende verdier.

8.2.1 Vertikal armering

Vertikal armering i betongvegger skal være iht. EC 2-1-1 pkt. 9.6.2 [5]. Arealet av vertikal armering bør være mellom $A_{s,vmin}$ og $A_{s,vmax}$. $A_{s,vmin}$ er det minste bestemmende armeringsarealet og halvparten av arealet legges på hver side. Vertikal armeringen skal ikke ha en senteravstand som er større enn 3 ganger veggtykkelsen eller 400 mm, avhengig av hvilken verdi som er minst. I følge det nasjonale tillegget NA.9.6.2 skal $A_{s,vmin}$ settes lik $0,002 A_c$. Hvis det legges særlig vekt på tetthet, bør armeringsarealet være minste dobbelt så stor. $A_{s,vmax}$ settes lik $0,04A_c$ i områder uten skjøter.

8.2.2 Horisontal armering

Horisontalarmeringen legges på begge sider, parallelt med betongveggen overflate. Armeringen bestemmes etter EC 2-1-1 pkt. 9.6.3 [5], hvor armeringsarealet ikke bør være mindre enn $A_{s,hmin}$. Senteravstanden mellom horisontalarmeringen bør ikke være større enn 400 mm. $A_{s,hmin}$ er gitt i NA.9.6.3, og det minste armeringsareal fordeles på hver side i dobbeltarmerte betongvegger. $A_{s,hmin}$, settes lik den største av følgende verdier:

- 25 % av vertikal armeringen på samme side eller
- for yttervegger $0,3A_c \cdot f_{ctm} / f_{yk}$ og
- for innervegger $0,15A_c \cdot f_{ctm} / f_{yk}$.

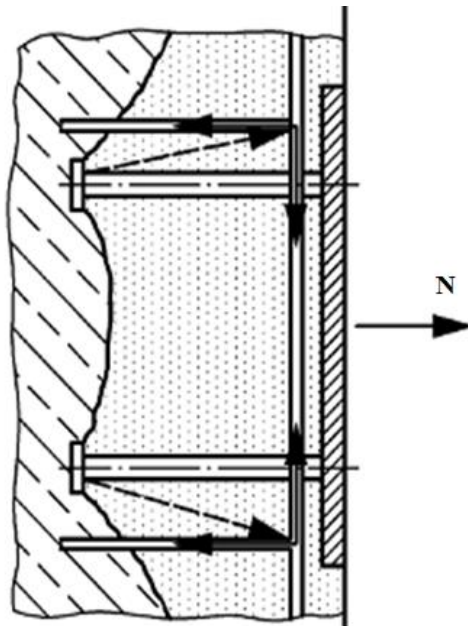
8.3 Gjennomlokking i betongvegg

Gjennomlokking er et resultat av en konsentrert skjærkraft på et relativt lite areal [59]. Som nevnt over er det normalt ikke nødvendig med kontroll av lokalt trykk eller gjennomlokking i betongveggen, derfor blir beregningsmetoden kun nevnt. Iht. EC 2-1-1 pkt. 6.4 [5] skal betongen kontrolleres for skjærkraften fra konsentrerte laster og behandlingen av gjennomlokking er empirisk basert. I følge EC 2-1-1 [5] er det ikke nødvendig å skjærarmere veggen pga. gjennomlokking hvis pkt. 6.4.4(1) er tilfredsstillt. Hvis ligningen ikke er tilfredsstillt skal betongveggen skjærarmes etter pkt. 6.4.5 i EC 2-1-1 [5].

8.4 Fordeling av krefter fra stålinnstøpningsdetalj til betongvegg

Store strekkrefter fra stålinnstøpningsdetaljen til betongvegg kan kontrolleres med stavmodeller, slik det gjøres for konsoller. Kontrollen gjøres etter EC 2-1-1 pkt. 6.5.3 og pkt. J.3 [5]. Hovedprinsippet med stavmodeller er at strekkreftene fordeles og dekomponeres ut til armeringen og armeringen må kunne ta opp disse strekkreftene. Stavmodellen til en stålinnstøpningsdetalj varierer etter hvilken type dybel som brukes, hvilken type belastning stålinnstøpningsdetaljen er utsatt for og plasseringen av armeringen i betongveggen. Dersom det er store strekkrefter bør tilleggsarmeringen ligge så nærme som mulig, for å minimere effekten av eksentrisiteten i tilknytning med vinkelen til bruddkjeglen [10]. I figur 8.1 vises stavmodellen til dybel med fot, hvor stålplaten kun er utsatt for strekkraft. Figuren viser hvordan de konsentrerte strekkreftene inntil dybelens fot fordeler seg ut til horisontal- og vertikalarmeringen. Hvis det er nødvendig å tilleggsarmere, er det gitt krav i CEN/TS 2-4-2 pkt. 6.2.2 [10]. Tilleggsarmeringen skal kunne ta opp full belastning av strekkrefter som konstruksjonen dimensjoneres for. Følgende krav er da gjeldene:

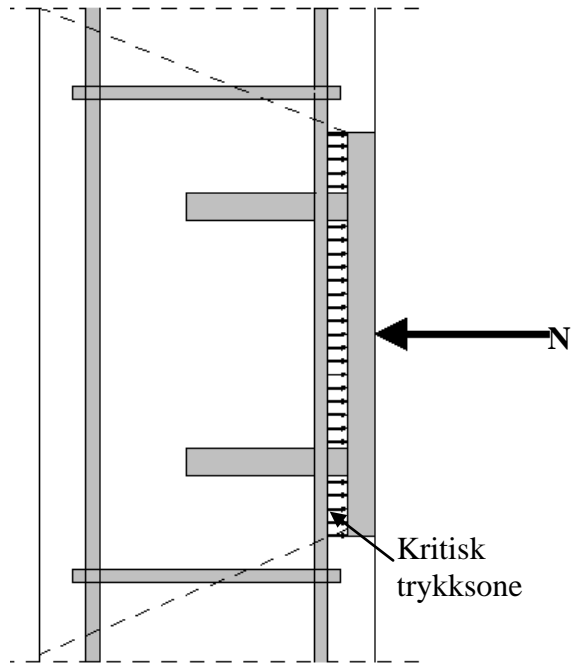
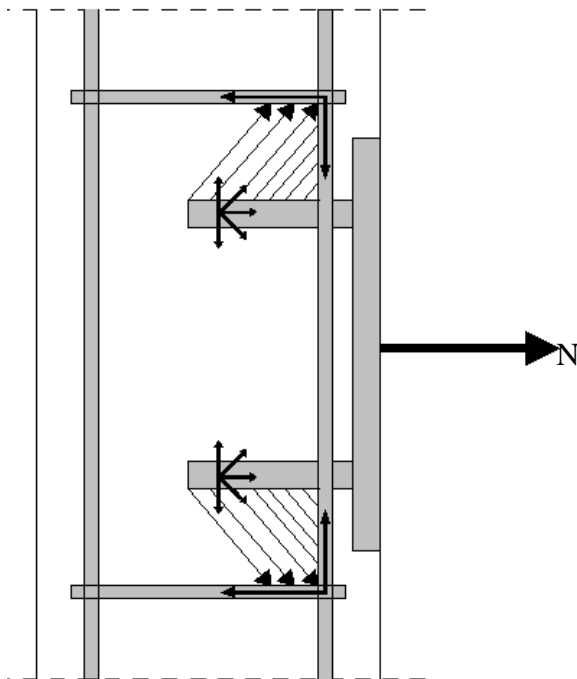
- Lik diameter på alle tilleggs-armering.
- Tilleggs-armeringen skal ikke ha større diameter enn $\varnothing = 16$ mm.
- Armeringen skal ha en flytegrense på 500 MPa.
- Tilleggs-armering utformet som bøyer skal være iht. EC 2-1-1 [5].



Figur 8.1: Stavmodell for dybel med fot [10].

Tilleggs-armeringen kan benyttes til å ta opp strekkrefter hvis betong kjeglebrudd opptrer.

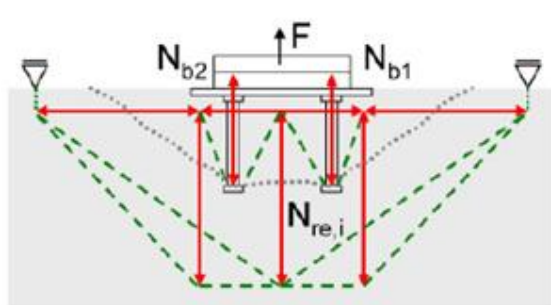
Stavmodellen til strekkbelastede dybler uten fot blir litt forskjellig fra figur 8.1. Dette pga. at strekkreftene ikke er konsentrert til dybelens fot, men jevnt fordelt langs kammen til forankringsstangen, se figur 8.2.



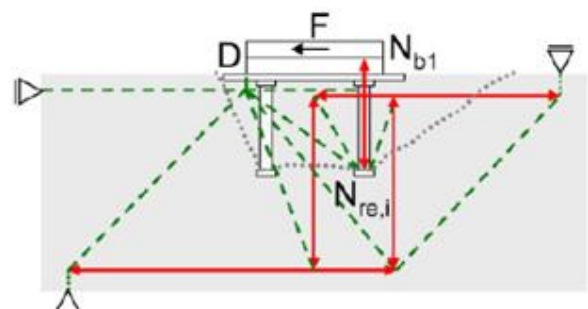
Figur 8.2: Stavmodell til strekkbelastet dybel. Figur 8.3: Partielt belastet flate.

I motsatt tilfelle hvor stålinnstøpningsdetaljen er utsatt for trykk, vil kritisk sone være rett under stålplaten, se figur 8.3. Trykkraften vil fordele seg utover i betongveggen og fordeling av trykkreftene i betongen skal gjøres etter EC 2-1-1 pkt. 6.7 [5]. Situasjoner med kun trykkrefter er sjelden for betongvegger og er mer aktuelt for betongsøyler og betongfundamenter. Derimot er kombinasjonen av strekk- og trykkrefter vanlig, og forekommer ofte pga. momenter som omgjøres til kraftpar. Trykkfordelingen er uavhengig om dyblene har fot eller ikke.

I følge EC 2-1-1 pkt. 6.7(4) [5] skal det for trykksoner som i figur 8.3 forutsettes at de strekkreftene som oppstår forårsaket av trykklastens utbredelse blir tatt opp av en egnet armering.



a) Stavmodell for strekkbelastet stålplate med dybler.

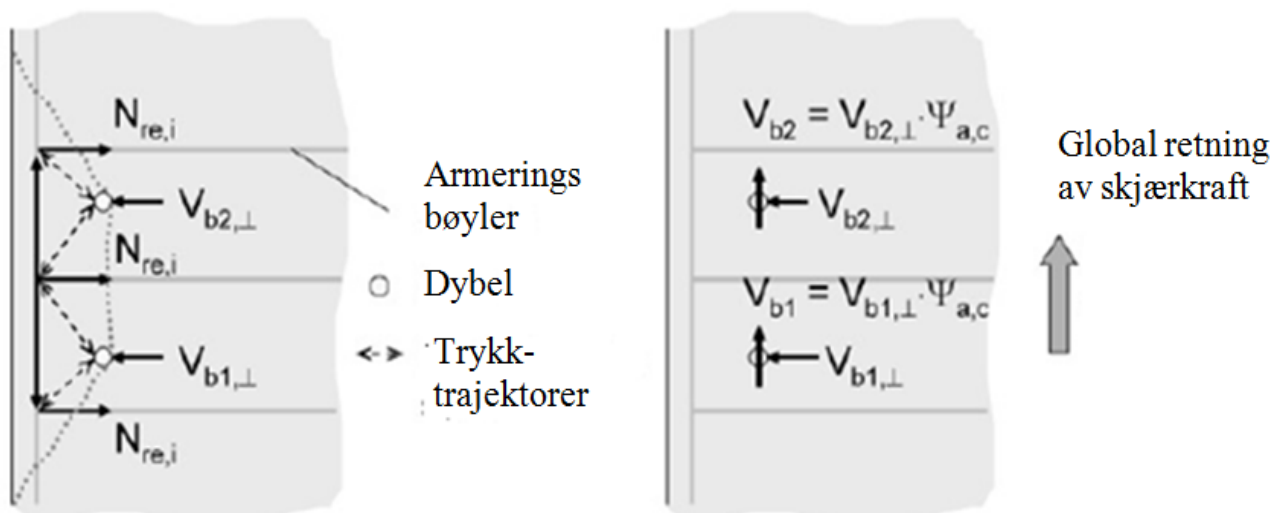


b) Stavmodell for strekk- og trykkbelastet stålplate med dybler.

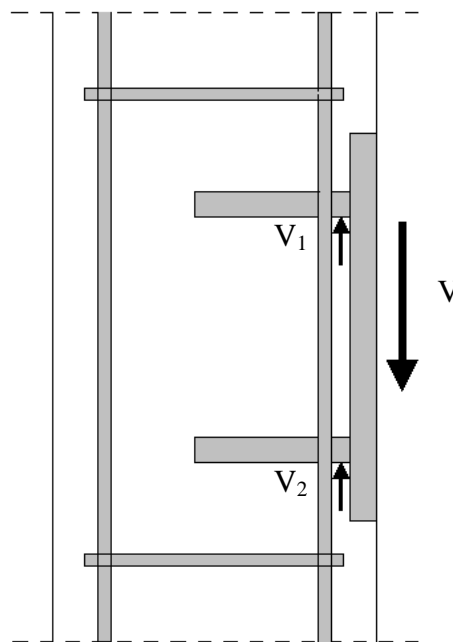
Figur 8.4: Ulike eksempler av stavmodeller til innstøpt stålplate med dybler [69].

I tilfeller der kombinasjonen av strekk- og trykkrefter opptrer på stålplaten, må kombinasjonen av figurene 8.1, 8.2 og 8.3 benyttes, avhengig om dyblen er med eller uten fot. I figur 8.4 b) er de ulike dyblene (med fot) utsatt for en kombinasjon av skjær- og trykk- eller strekkrefter. Stavmodellene i figur 8.4 viser antatt fordeling av trykk- og strekkreftene

inni betongveggen og til armeringen. Nøyaktig hvor strekkreftene fordeler seg, avhenger av hvor armeringen er plassert i betongen. I figur 8.4 a) vises en utvidet versjon av stavmodellen til stålplater utsatt for strekkrefter, hvor dyblene har fot, se også figur 8.1. Stavmodellene nevnt over gjelder kun for situasjoner der avstanden fra senter dybel til betongkant ikke påvirker stavmodellene. Tilfeller med kort avstand fra senter dybel til betongkant med skjærbelastede dybler er vist i figur 8.5



Figur 8.5: Fordeling av krefter i betongen med skjærbelastede dybler.



Figur 8.6: Skjærbelastet stålplate med dybler.

Det er vanskelig å anta hvordan skjærkraften fordeles på dyblene uten fot for stål-innstøpningsdetaljen [6], se figur 8.6. Dersom dyblene har fot vil dyblenes oppførsel i betongen ikke nødvendigvis være den samme. Skjærkraften kan være mer konsentrert rundt foten, slik som i forbindelse med et pryout-brudd, men pryout-brudd er avhengig av stivheten til dybelen og dybelens fot, se kapittel 4 og figur 4.4. Hvis dybelen har mindre "stiv" fot vil oppførselen i betong ligne mer på oppførselen til en dybel uten fot, og dette er ikke videre undersøkt i denne rapporten.

8.5 Friksjon mellom betongvegg og stålplate

Stålplaten er i kontakt med betongens overflate og det vil oppstå trykkrefter mellom betongen og stålplaten pga. opptredende eksentrisk skjærlast. Dette vil gi friksjons mellom betongveggen og stålplaten. Størrelsen på friksjonskraften vil gradvis øke med økende skjærlast, fordi trykkraften gradvis øker.

Friksjonskoeffisienten μ mellom stål og betong er antatt til å være 0,2 for fotplater med injeksjonssikt av sand og sement, iht. EC 3-1-8 pkt. 6.2.2 [14]. For dybler som beskrevet i kapittel 4.3.1 er friksjonskoeffisienten μ mellom umalt stål og betong satt lik 0,5, etter EC 4-1-1 pkt. 6.7.4.2(4) [12]. I BEB 3 tab. B18 [8] er det gitt friksjonskoeffisient med en øvre grenseverdi lik 0,6 og nedre grenseverdi på 0,2 for forbindelser mellom stål og betong. Det anbefales å beregne et øvre og nedre grensetilfelle.

Friksjonskapasiteten i EC 3-1-8 pkt. 6.2.2(6) [14] og BEB 3 [8] gjelder for fotplater med fundamentbolter. Det antas at denne ligningen for fotplater med fundamentbolter samsvarer med stålennstøpningsdetaljen. Friksjonskapasiteten kan da bestemmes slik:

$$F_t = C_{f,d} * N_{c,Ed} \quad (8.1)$$

F_t er friksjonskapasiteten mellom betongen og stålplaten.
 $C_{f,d}$ er friksjonskoeffisienten mellom betong og stål, settes til 0,2.
 $N_{c,Ed}$ er dimensjonerende trykkraft på stålennstøpningsdetaljen.

Den totale avskjæringskapasiteten til dyblene kan da uttrykkes slik:

$$F_{v,Rd} = F_t + n * F_{vb,Rd} \quad (8.2)$$

$F_{v,Rd}$ er dimensjonerende skjærkapasitet til dyblene.
 n er antall dybler.
 $F_{vb,Rd}$ er dimensjonerende skjærkapasitet til en dybel, og er den minste verdien av ligning 4.45 og 4.48.
 F_t er friksjonskapasiteten mellom betongoverflaten og stålplaten, se ligning 8.1.

9.0 Forutsetninger for forsøk

Gjennom prøving kan det bekreftes eller avkreftes om antagelser som er gjort i dimensjoneringen er korrekte, og egnetheten til beregningsmodellene. Prøving benyttes her for å utarbeide, kalibrere og validere beregningsmodeller, og bestemme lastmotstand og kraft- og forskyvningsegenskapene til stålinnstøpningsdetaljen.

Det stilles krav til utførelse av prøver for å bestemme flytegrensen, strekkfastheten og maksimum forlengelse av et representativt prøvestykke for armeringsstålet og konstruksjonsstålet som inngår i forbindelsen. Armeringsstålet skal prøves etter omfang og prosedyre gitt i NS-EN 10080:2005 pkt. 8.2.1 [19], NS-EN ISO 15630-1:2010 [34], og utførelse og resultat evaluering iht. NS-EN ISO 6892-1:2009 [35]. Den sist nevnte standarden gjelder også for strekktesting av konstruksjonsstål som ikke er utført i denne masteroppgaven.

Betongens karakteristiske trykkfasthet bestemtes iht. det nasjonale tillegget og pkt. 4.3.1 i NS-EN 206-1 [36]. Prøvingen av trykkfastheten utføres etter standard prosedyre gitt i NS-EN 12350-1 [37]. Betongens sammensetning og krav er spesifisert i vedlegg G1. Prøvetaking på fersk betong gjøres etter NS-EN 12350-1:2009, der synk målet til betongen bestemmes iht. del 2 [38], densitetsmålingen utføres iht. del 6 [39], og luftinnholdet bestemmes etter trykkmålermetoden iht. del 7 [40].

9.1 Utforming av prøvene

I tillegg B, EC 4-1-1 [12] beskrives en prosedyre for hvordan prøving av skjærkraftoverføring fra stålbjelken inn i betongdekket gjøres vha. dybler med hode, også kjent som ”pushout-test”. Stålinnstøpningsdetaljen i betongvegg er en annen metode å overføre skjær mellom stål og betong på enn hva som er beskrevet i EC 4-1-1 pkt. 6.6.1.1 (12) [12]. Eurokoden brukes som et utgangspunkt for prøvestykkene.

9.1.1 Geometrisk utforming

Lengden og bredden av betongstykket i forsøket, som skal tilsvare betongveggen i praksis, må være tilstrekkelig i forhold til spalting/oppsprekking nær betongkant som følge av liten overdekning til ”betongveggen” hovedarmering eller liten avstand fra dyblene til betongkant. Dersom det er ønskelig å påvise virkningen av overdekning til hovedarmeringen eller effekten av plasseringen av dyblene nær betongkant, kan lengden og bredden til betongstykket varieres slik at det kan undersøkes om valgt geometriske utforming, samsvarer med grenseverdier presentert i kapittel 5. Tykkelsen h av betongstykket i forsøket må være tilstrekkelig for å få plass til nødvendig veggarmring og overdekning.

Overdekningen til armeringsstålets i betongen skal være 15 mm, iht. EC 4-1-1 [12]. Dette tilsvarer en overdekning med eksponeringsklasse XC1, og bestandighetsklasse M60 med en levetid på 50 år, hvor det ikke er tatt med 10 mm for tillatt avvik. Avviket er utelatt fordi prøvene ikke blir utsatt for korrosjon av armeringsstålet.

9.1.2 Geometriske avvik - plassering

Stålinnstøpningsdetaljen i forsøket plasseres i betongprøvestykket uten geometriske avvik i planet og dybden. I CEN/TS 2-4-2 [10] er det spesifisert i pkt. 4.5.5 1) at stålinnstøpningsdetaljen skal være festet eller tilnærmet fast innspent i forskalingen slik at forskyvning og rotasjon av stålplaten eller dyblene ikke forekommer under utstøpningsarbeidet. På byggeplass er avvik i betongutførelsen tillatt og gitt i

NS-EN13670:2009 figur G.6, d [25]. Den gir et tillatt avvik på ± 20 mm i planet og ± 10 mm i dybden. Dette avviket er betydelig og ikke iht. CEN/TS krav, slik at det anbefales å spesifisere tillatt avviket til plasseringen av stålinnstøpningsdetaljen.

9.2 Planlegging av prøvene

Prøvestykkene skal i utgangspunktet støpes slik det gjøres for konstruksjonen i virkeligheten. Støpningen av plasstøpte vegger skjer ”vanligvis” vertikalt. Dette vha. forskaling eller støpeform, og slange, pumpe, tobb, trakt ol. Betongen støpes i lag på 30-50 cm med påfyllingspunkt varierende fra 2 m eller mindre. Arbeidet krever erfaring og fornuft, og det er viktig at betongen ikke skiller seg, slik at sement og ”fint” tilslag pakker seg på armeringen og det ”grove” tilslaget havner i bunn av støpeformen/forskalingsformen. Fallhøyde og hastighet på støpeprosessen er viktige faktorer for et godt resultat. Pre-fabrikkerte betongvegger er støpt horisontalt, og derfor må det vurderes hva som er mest hensiktsmessig å gjøre i forbindelse med støpning av prøvene.

CEN/TS 2-4-2 pkt. 4.5.5 [10] gir krav til støpeteknikk og andre måter å føre stålinnstøpningsdetaljen inn i betongen. I forbindelse med bruk av vibrering for å plassere stålinnstøpningsdetaljen inn i fersk betong har CEN/TS 4-2-2 pkt. 4.5.5 4) [10] begrenset geometrien til stålplaten som skal overføre lasten til dyblene. Geometrien til stålplaten skal ikke være større enn gitt lengde- og breddeforhold 200x200 mm. Hvor antall dybler er begrenset til 4 stk. Stålinnstøpningsdetaljen skal plasseres i sin helhet ved samme tidspunkt. Det stilles ikke krav til tykkelsen av platen. Når vibreringen er stanset skal ikke stålinnstøpningsdetaljen ha mulighet til å flytte seg, dette må sikres. Betongen under, rundt stålplate og dybler skal være tilstrekkelig komprimert og iht. til praksis og NS-EN 13670 [25].

Prøvestykkene herdes i 20 °C og 100 % RF. Hydreringsprosessen er en eksoterm prosess. Når vann og sement reagerer utvikles det varme, denne varmen kan føre til store temperaturforskjeller fra overflaten til midt inne i betongveggen. Temperaturforskjellen kan føre til overflate opprissing pga. tykkspenninger inne i betongveggen og strekkspenninger på overflaten. Opprissingen kan forårsake et betydelig problem, som går utover tetthet og bestandighet på den virkelige konstruksjonsdelen.

9.3 Prøvnings prosedyre

Prøvestykkene belastes til brudd. Økning av skjærlasten måles med en lastcelle som heter HBM C6A 500kN. Det er valgt og kun å måle forskyvningen i skjærkraftens retning, med en forskyvningssensor som heter HBM WA 50mm. Forskyvningen måles på bunn av lastpåføringsplaten, 10 mm fra stålplaten framside. Last og forskyvning måles frem til bruddlast.

9.4 Evaluering av forsøksresultatene

9.4.1 Bestemmelse av dimensjonerende verdi

Hvis tre prøver av samme type prøvestykke utføres og ikke avviker fra gjennomsnittsverdien er mer enn 10 % kan den dimensjonerende kapasiteten bestemmes som følgende:

- Den karakteristiske motstanden P_{Rk} skal tas som den minste av bruddlastene delt på antall dybler som overfører skjær og reduseres med 10 %.

Dimensjonerende motstand P_{Rd} skal beregnes slik:

$$P_{Rd} = \frac{f_u}{f_{ut}} \frac{P_{Rk}}{\gamma_V} \leq \frac{P_{Rk}}{\gamma_V} \quad (9.1)$$

f_u er minimum flytespenningen til stålplaten/dyblene.

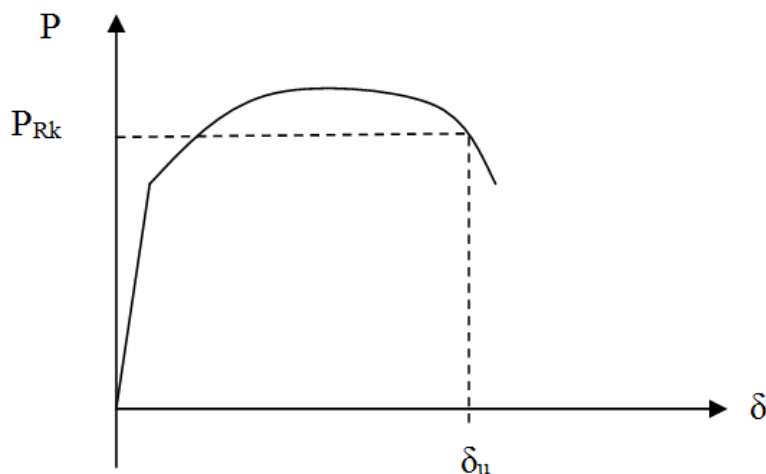
f_{ut} er den faktiske flytespenningen til stålplaten/dyblene.

γ_V er en partialfaktor for skjærforbindelsen og settes lik 1,25, iht. i EC 4-1-1 [12].

Hvis avviket fra gjennomsnittsverdien overskrider 10 %, skal det minst lages tre nye prøver av samme slaget og da skal tillegg D i EC 0 [33] benyttes.

9.4.2 Skjærlast- og forskyvningskurve

Deformasjonskapasiteten δ_u til prøven skal bestemmes med å benytte maksimal målt deformasjonen ved det karakteristiske lastnivået, som vist i figur 9.1. En karakteristisk deformasjon δ_{uk} skal enten tas som den minste testverdien av δ_u og reduseres med 10 % eller bestemmes av den statistiske verdien av alle forsøksresultatene. I det siste tilfelle, skal den karakteristiske deformasjonsverdien bestemmes iht. EC 0 [33].



Figur 9.1: Viser karakteristisk deformasjonen og lastpåførelse.

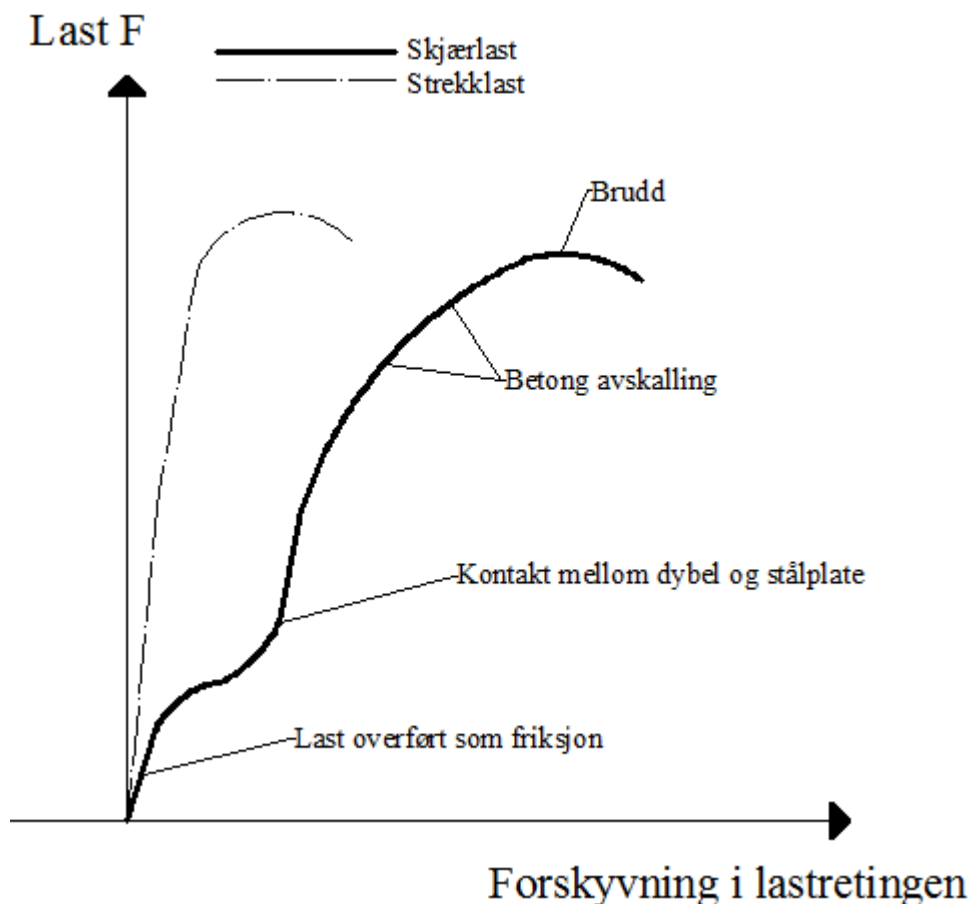
Metoden beskrevet i EC 0 D7.2 [33] gir dimensjonerende verdi for deformasjonskapasiteten. Deformasjonen er en forskyvning av stålinnstøpningsdetaljen i forhold til betongen, som følge av skjærlastpåføring, og den er målt vinkelrett på dybelen. Deformasjonen er målt inntil overflaten til betongen og består av forskyvningen til dybelen i forhold til forskyvningen i

betongen, pluss deformasjonen i stålplaten og deformasjonen til stålet i dybelen. Derfor kan deformasjonsbidraget deles inn i 3 deler:

- Deformasjon av betong som er i kontakt med dyblene.
- Deformasjon i stålet til dyblene.
- Deformasjon mellom stålplaten og dyblene.

Figur 9.2 viser en idealisert last- og forskyvningskurve for strekk- og skjærkraft. Den viser at i starten av forsøket blir skjærkraften overført som friksjon mellom stålplaten og betongoverflaten, deretter begynner stålplaten å forskyve seg og får kontakt med forankringsstengene som viderefører skjærkraften fra stålplaten over til betongen. Tilslutt skaller betongen av og dimensjonerende skjærbrudd opptrer.

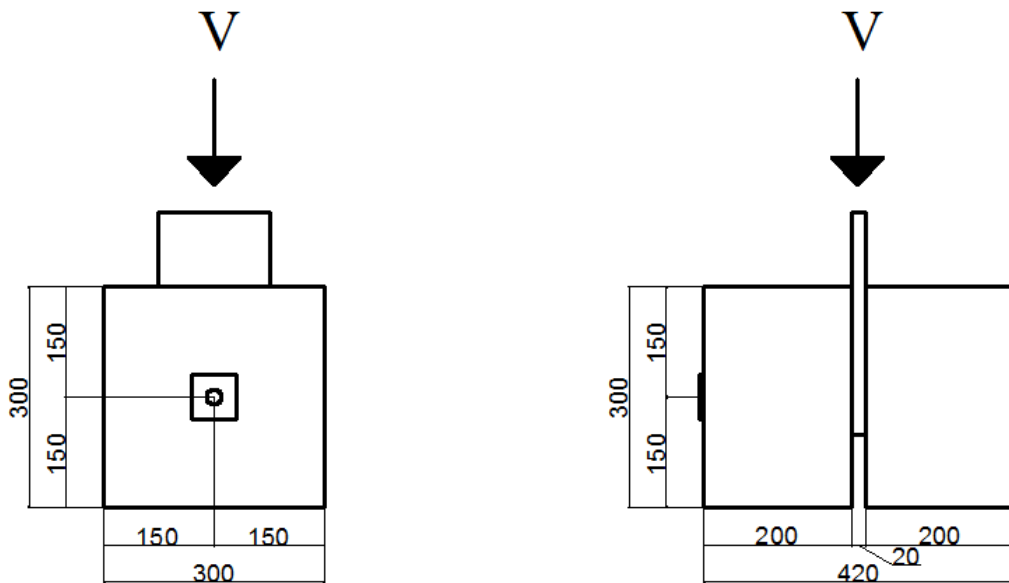
Skjærdeformasjoner som er betegnet med faktoren s , og avhenger av mange parametere. Parametere som avstand fra dybel til betongkant, betongoverdekning, dybelens diameter, dybelens lengde, betongkvaliteten og lastpåføringen. Vintzeleou og Tassios (1985) [7] utarbeidet en sammenheng for skjærdeformasjon og skjærkraften, men dette er ikke sett på i denne rapporten.



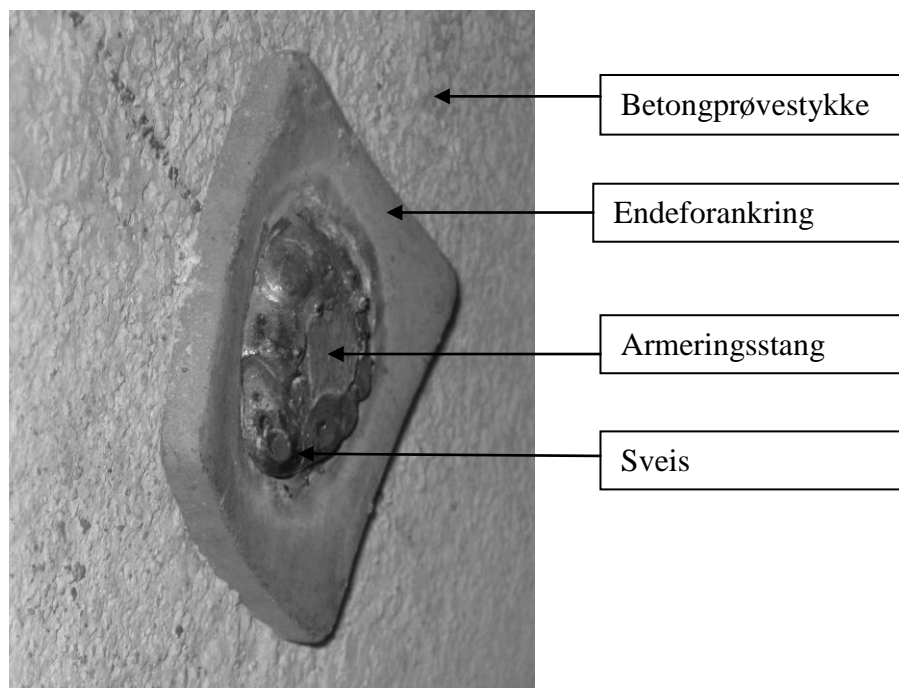
Figur 9.2: Idealisert last- og forskyvningskurve [3].

10.0 Etterregning av tidligere forsøk

I en tidligere studentoppgave er det utført to skjærforsøk på betongprøvestykker med stålplate mellom prøvestykkene og forankringstenger lagt inni betong, se figur 10.1. Forsøket tilsvarer en ”push-out test” som beskrives i EC 4-1-1 [12]. Forankringsstengene var lagt inn i etterkant av at betong hadde herdet, og ført helt igjennom betongprøvene og forankret på utsiden, se figur 10.2. Forankringsstengene er kamstål av kvalitet B500NC. I stålplaten mellom prøvestykkene var det boret et hull til å føre forankringsstangen igjennom. Dimensjon på betongstykkene er $b \times h \times t = 300 \times 300 \times 200$ mm, der det var lagt inn minimumsarmering på Ø6. Prøvestykkenes betongdimensjoner er vist i figur 10.1. Stålplaten er belastet med en skjærkraft og forankringsstengene overfører skjærkraften til betongprøvestykkene.



Figur 10.1: Dimensjoner på betongprøvestykkene.



Figur 10.2: Utførelse av endeforankring.

Det ble totalt utført to forsøk, et forsøk med forankringsstang Ø16 og et forsøk med forankringsstang Ø20. Formålet var å teste forankringsstangens og betongens skjærkapasitet. I kapittel 10.1 er det vist utledning av skjærkapasitet for forsøket med å anta at det dannes et flyteledd i forankringstangen og utlede dette ved hjelp av momentlikevekt. Forsøksresultatene er sammenlignet med formler fra fib Bulletin, EC 4-1-1 [12], BEB 3 [8] og von-Mises elastisiteteskriterium, for å se hvilke skjærkapasitet som er mest teoretisk korrekt for dette forsøket. Utførelsen beregnes som forankringsstang med fot, siden armeringsstangen er forankret på utsiden av betongprøvene med en endeskive, se figur 10.3.



Figur 10.3: Betongprøvestykkene med stålplate i mellom.

I tillegg til de to skjærforsøkene ble armeringsstålet i forankringsstengene strekktestet for å finne nøyaktig flytespenning. Strekkprøve resultatene er vist i tabell 19.

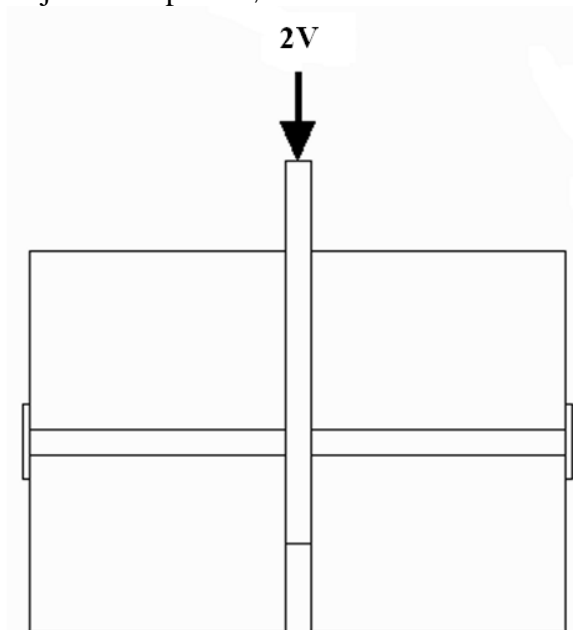
Tabell 19: Strekkresultater av armeringsstenger.

Type armering:	Ø16	Ø20
Flytespenning [N/mm ²]	547	535
Bruddspenning [N/mm ²]	605	671

Det ble også utført en trykktest på betongen, og trykkfastheten ble målt til 33,0 MPa. Betongstykket som ble trykktestet hadde samme geometriske dimensjoner som betongstykkene brukt i skjærforsøket, se figur 10.1.

10.1 Utledning av skjærkapasitet til betong og dybel

Problemet med kapasitetsberegning av forankringsstenger er at de fleste skjærformlene er for elastiske fordeling av skjærkreftene, og gir maksimal skjærkapasitet der stålet begynner å flyte og likningenes gyldighets område er innen for dette området. Selv om stålet begynner å flyte vil det fortsatt være skjærkapasitet igjen. Det er valgt å sette partial- og materialfaktorene lik 1,0 i beregning av skjærkapasitetene til forankringsstangen og betongen, som blir mer korrekt i sammenligningen med skjærkapasitetene og forsøksresultatene. Fra elastisk til plastisk fordeling av skjærkreftene antas det at ikke bare de ”ytterste fiberne” går til brudd, og dette vil gi en mer korrekt antagelse for utregning av skjær-bruddlasten. De eneste skjærkapasitetene som er beregnet for bruddspenning er ligningene i EC 4-1-1 [12] og skjærkapasiteten med flyteleddsmetoden i avsnitt 10.1.1 antar plastisk moment fordeling på tverrsnittet. Figur 10.4 er en hjelpetegning til utledningene som kommer i avsnittet under. Legge merke til at totalt skjærlasten på forsøket er satt til $2V$.

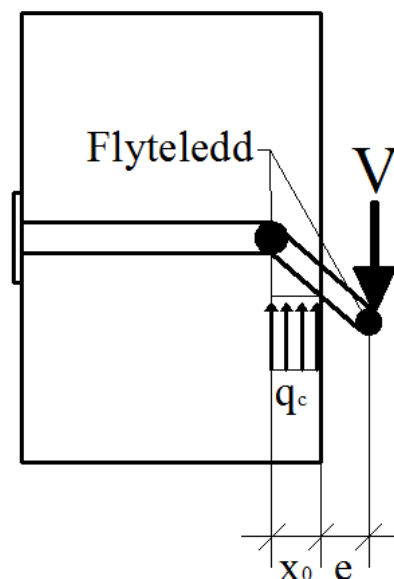


Figur 10.4: Modell til utledning av skjærkapasitet til betong og forankringsstang.

10.1.1 Flyteleddsberegning

For håndberegning er flyteleddsmetoden et godt alternativ, med flyteleddsmetoden menes utledet av skjærkapasiteten til betongen og dybelen fra en flyteleddsmode i dybel med plastiskmoment motstand M_p . Den endelige skjærkapasiteten er presentert som ligning 10.13. Forskjellen i ligning 10.13 og ligning 4.26 (skjærkapasitet til betong og dybel med et flyteledd etter BEB 3 [8]) er at i forsøket oppstod det totalt fire flyteledd i forankringsstangen, men for å kunne sammenligne dette med skjærkapasiteten i forbindelse med BEB 3 [8] må man kun se på den ene siden av betongprøvestykket i forsøket og da dannes to flyteledd i forankringsstangen, et flyteledd inni betongen og et flyteledd inntil stålplaten. Ligning 4.26 er kun basert på det oppstår et flyteledd i dybelen, og derfor må skjærkapasiteten til betong og dybel utledes på nytt fra en mekanikk modell med to flyteledd i dybel og plastiskmoment motstand M_p .

Utledningen med to flyteledd er nesten lik utledningen med ett flyteledd. Forskjellen er at i momentlikevekten kommer det inn et ekstra plastisk moment. Figur 10.5 viser situasjonen med to flyteledd.



Figur 10.5: Forenklet utledningsmodell med to flyteledd.

Faktorene brukt i utledningen er følgende:

- q_c er gjennomsnittlig jevnt fordelt last som virker på dybelen fra betongen, se figur 10.5.
- x_0 er avstanden fra betongoverflaten og inn til flyteleddet, se figur 10.5.
- f_{ck} er betongens karakteristiske sylindrefasthet.
- f_{yk} er stålets karakteristiske flytespenning.
- \emptyset er diameteren på dybelen.
- V er karakteristiske skjærkapasitet for kombinasjonsbrudd av betong og dybel.
- β_c er en faktor som øker betongens trykkfasthet på grunn av tre-aksielt-trykk. Settes lik 3.
- α_e er reduksjonsfaktor på grunn av skjærlastens eksentriske virkning på dybel.
- e er skjærlastens eksentrisitet, fra skjærlastens angrepspunkt på dybel til betongoverflaten, hvor dybelen er innstøpt i betongen, se figur 10.5.

Utledningen i kapittel 4.2.1.1 er gjeldene frem til momentlikevekt:

$$M_V = 2M_{pl} \quad (10.1)$$

Setter inn momentene og ordner ligningen:

$$V * e + \frac{1}{2} * \frac{V^2}{q_c} = \frac{2 * f_{yk} * \emptyset^3}{6} \quad (10.2)$$

$$V^2 + V * e * 2 * (\beta_c * f_{ck}) * \emptyset - \frac{f_{yk} * \emptyset^3}{6} * 4 * (\beta_c * f_{ck}) * \emptyset = 0 \quad (10.3)$$

$$V^2 + V * e * 2 * (\beta_c * f_{ck}) * \emptyset - \frac{f_{yk} * \emptyset^4}{3} * 2 * (\beta_c * f_{ck}) = 0 \quad (10.4)$$

$$\frac{V^2}{2} + V * e * (\beta_c * f_{ck}) * \emptyset - \frac{2 * f_{yk} * \emptyset^4}{6} * (\beta_c * f_{ck}) = 0 \quad (10.5)$$

Bruker andregrads-formelen for å løse ligning 10.5, og løser den mht. skjærkraften V:

$$V = \frac{-e * (\beta_c * f_{ck}) * \emptyset \pm \sqrt{e^2 * (\beta_c * f_{ck})^2 * \emptyset^2 + \frac{2 * 4 * f_{yk} * \emptyset^4 * (\beta_c * f_{ck})}{6 * 2}}}{2 * \frac{1}{2}} \quad (10.6)$$

$$V = -e * (\beta_c * f_{ck}) * \emptyset \pm \sqrt{e^2 * (\beta_c * f_{ck})^2 * \emptyset^2 + \frac{f_{yk}}{3} * \emptyset^4 * 2 * (\beta_c * f_{ck})} \quad (10.7)$$

Trekker ut fellesfaktorer foran parentesen:

$$V = \sqrt{\frac{\beta_c}{3}} * \emptyset^2 * \sqrt{f_{ck} * f_{yk}} * \left[\frac{-e}{\emptyset} * \frac{\sqrt{\beta_c * f_{ck} * 3}}{\sqrt{f_{yk}}} + \sqrt{\frac{e^2 * \beta_c * f_{ck} * 3}{f_{yk}} + 2} \right] \quad (10.8)$$

$$V = \sqrt{\frac{\beta_c}{3}} * \emptyset^2 * \sqrt{f_{ck} * f_{yk}} * \left[\sqrt{2 + \frac{3 * \beta_c * f_{ck} * e^2}{f_{yk} * \emptyset^2}} - \sqrt{3 * \beta_c} * \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{yk}}} * \frac{e}{\emptyset} \right] \quad (10.9)$$

Benytter faktorene under for å få et enklere uttrykk som gitt i ligning 4.5 og 4.6 og gjentatt her:

$$\varepsilon = 3 * \frac{e}{\emptyset} * \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{yk}}} \quad (10.10)$$

$$\alpha_0 = \sqrt{\frac{\beta_c}{3}} \quad (10.11)$$

Tar ut parentesen i ligning 10.9 og forenkler uttrykket med faktorene i ligning 10.10 og 10.11:

$$\left[\sqrt{2 + \frac{3 * \beta_c * f_{ck} * e^2}{f_{yk} * \emptyset^2}} - \sqrt{3 * \beta_c} * \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{yk}}} * \frac{e}{\emptyset} \right] \rightarrow \alpha_{e2} = \sqrt{2 + (\varepsilon * \alpha_0)^2} - \varepsilon * \alpha_0 \quad (10.12)$$

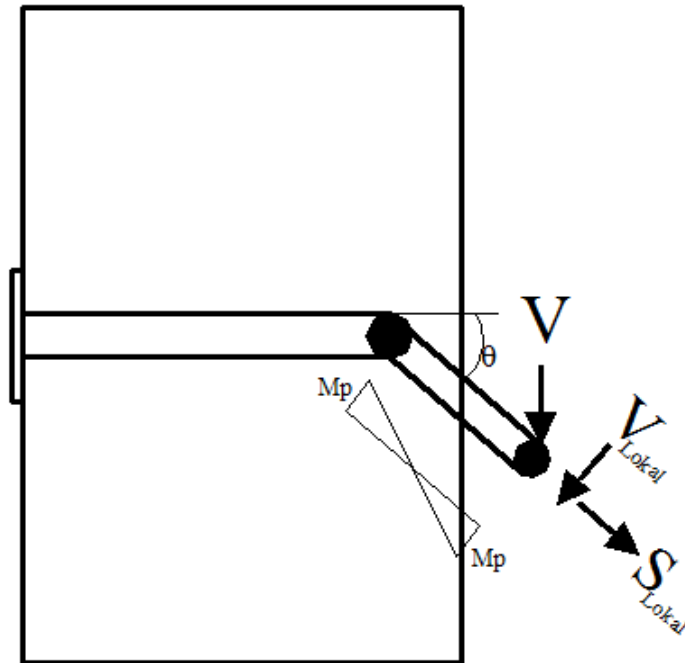
Karakteristisk skjærkapasiteten til betong og dybel blir da:

$$V = \alpha_0 * \alpha_{e2} * \emptyset^2 * \sqrt{f_{ck} * f_{yk}} \quad (10.13)$$

For å kunne kontrollere skjærkapasiteten til kun dybelen er det brukt von-Mises flytekriterium. Von-Mises-flytekriterium er sett nærmere på i neste avsnitt.

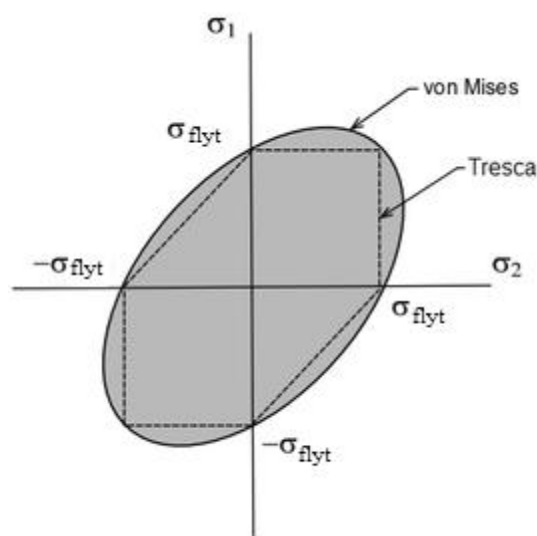
10.1.2 Spenningskontroll av dybel

På grunn av store deformasjoner var forankringstangen etterhvert utsatt for både strekk- og skjærkrefter og forankringsstangen gikk til brudd på grunn av kombinasjon av strekk- og skjærbelastningen. Se figur 10.6 for dekomponering av den globale skjærkraften. Det plastiske momentdiagrammet er også vist i figuren.



Figur 10.6: Dekomponering av global skjærkraft.

For å sjekke forankringsstangens strekk- og skjærkapasitet benyttes von-Mises-flytekriterium [13], se figur 10.7. Von-Mises-flytekriterium er det vanligste kapasitetskriterium for metalliske konstruksjoner [15]. Von-Mises-kriteriet er basert på en energibetraktning, der det stipuleres at flytning inntreer når tøyingsenergien med til hørende formendring når samme verdi i en flerdimensjonal spenningstilstand som for en endimensjonal spenningstilstand [27].



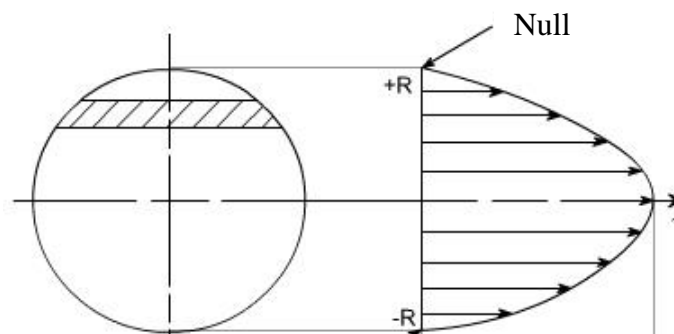
Figur 10.7: Flytekurven til von-Mises-elasticitetskriterium [27].

Den elastiske tverrsnittskapasiteten er definert som:

$$\left(\frac{\sigma_{\text{lokal}}}{f_{yk} / \gamma_{M0}} \right)^2 + 3 * \left(\frac{\tau_{\text{lokal}}}{f_{yk} / \gamma_{M0}} \right)^2 \leq 1,0 \quad (10.14)$$

$$\sigma_{\text{lokal}} = \frac{S_{\text{lokal}}}{A} \quad (10.15)$$

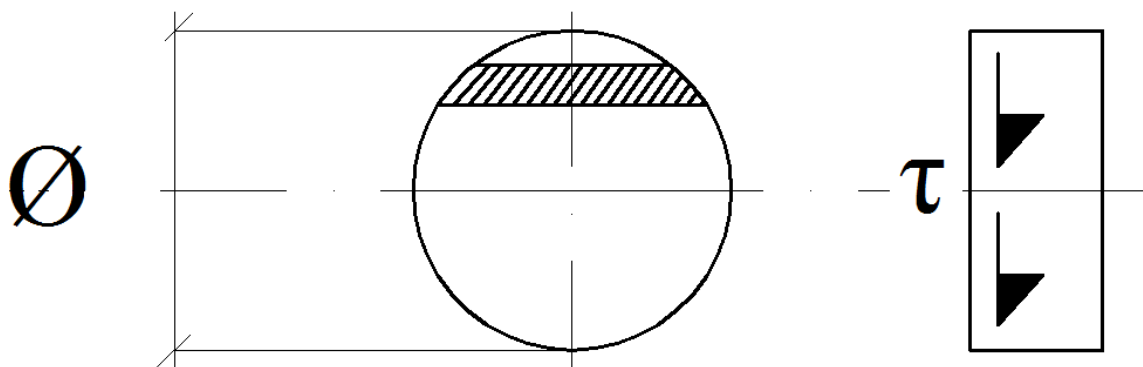
$$\tau_{\text{lokal,el}} = \frac{V_{\text{lokal}} * 4}{A * 3} \quad (10.16)$$



Figur 10.8: Elastisk skjærspenning av sirkulært tverrsnitt [28].

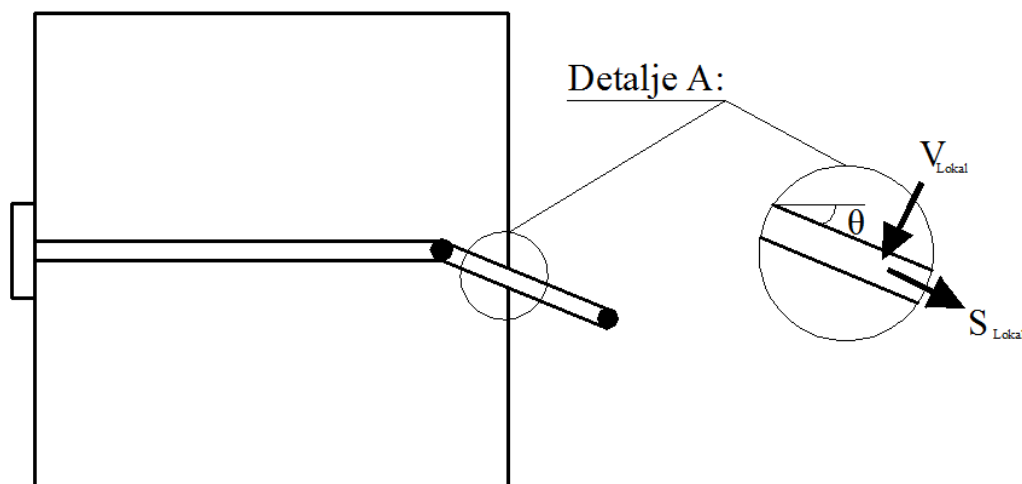
Figur 10.8 viser elastisk skjærspenning av et sirkulært tverrsnitt, og ligning 10.16 viser hvordan skjærspenningen skal regnes ut. Von-Mises-flytekriterium gjelder for elastisk flytespenning, men det kan være en god antagelse å bruke von-Mises-flytekriterium for bruddspenning og plastisk fordeling av skjærspenningen. I denne rapporten kalles dette "spenningskontroll". Da byttes formel 10.16 ut med 10.17, og isteden for dybelens flytespenning brukes forankringsstangens bruddspenning i ligning 10.14. Figur 10.9 viser plastisk skjærspenning av et sirkulært tverrsnitt.

$$\tau_{\text{lokal,pl}} = \frac{V_{\text{lokal}}}{A} \quad (10.16)$$



Figur 10.9: Plastisk skjærspenning i et sirkulært tverrsnitt.

Beregning av strekk- og skjærspenning er foretatt i kontrollsnittet vist i figur 10.10.



Figur 10.10: Viser hvor spenningskontrollen er foretatt.

10.2 Test- og beregningsresultater av skjærforsøk

Tabell 20 viser geometrisk og målt data som benyttes i kapasitetsberegningene.

Tabell 20: Inndata for etterregning av studentoppgave med skjærforsøk.

Inndata:	Ø16	Ø20
Flytespenning til dybel f_v [N/mm ²]	547	535
Bruddspenning til dybel f_u [N/mm ²]	671	605
Tverrsnittsareal til dybel [mm ²]	64π	100π
Eksentrisitet e , til skjærkraften fra angrepspkt. til betongoverflate [mm]	10	10
Betongens terningsfasthet $f_{m\text{målt}}$ [MPa]	33	33
Faktor for betongens trykkfasthet pga. treaksialt trykk β_c	3	3
Strekkspenning lokalt σ_{lokal} [N/mm ²], ligning 10.15	454	353
Skjærspenning, lokalt elastisk $\tau_{\text{lokal, el}}$ [N/mm ²], ligning 10.16	350	471
Skjærspenning, lokalt plastisk $\tau_{\text{lokal, pl}}$ [N/mm ²], ligning 10.17	262	353
α_0 , ligning 10.11	1,0	1,0
ϵ , ligning 10.10	0,44	0,33
θ vinkel på dybel, se figur 10.10 (målte verdier)	60°	45°
Strekraft lokal på dybel, S_{lokal} [kN]. Se figur 10.10	91	111
Skjærkraft lokalt på dybel, V_{lokal} [kN]. Se figur 10.10	53	111
Opptredende skjærkraft, V [kN]. Se figur 10.6	106	157

Vinkelen θ i tabell 20 ble fysisk målt etter forsøkene og er henholdsvis målt til 45° og 60°. Dette stemmer godt overens med forsøkene utført av Lotze, Klinger(1997)[3]. Han kom frem til at i forsøk med kombinert strekk- og skjærbelastning var en nesten plastisk oppførsel å observere for $\theta = 45^\circ$ og $\theta = 60^\circ$. Grunnen til observerte vinkelen θ er at skjærstivheten er betydelig redusert når strekkkomponenten av den globale skjærlasten øker.

I forsøkene begynte betongen under forankringsstangen gradvis å knuse når skjærkraften økte. Forankringstangen forflyttet seg nedover etterhvert som betongen gav etter for skjærlasten, og det oppstod en økende forskyvning av forankringsstangen. Tilslutt tålte ikke armeringsstangen mer og det oppsto en kombinasjon av strekk- og skjærbrudd i armeringsstangen. Figur 10.11 og 10.12 viser kombinasjonsbruddene i betong og forankringsstang til de to utførte forsøkene.



Figur 10.11: Prøvestykke med Ø16, avskalling av betongen og brudd i dybel.

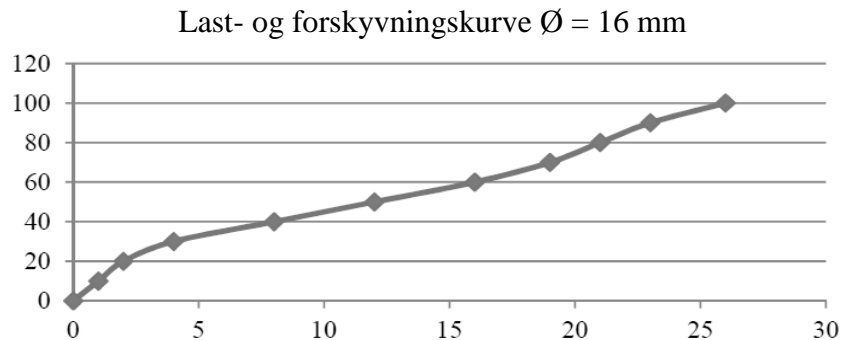


Figur 10.12: Prøvestykke med Ø20, betongkantbrudd og brudd i dybel.

10.2.1 Testresultater av skjærforsøk

Det ble totalt utført to tester, en med forankringsstang $\varnothing 16$ og en med forankringsstang $\varnothing 20$ av kvalitet B500NC. I figur 10.13 og 10.14 er last- og forskyvningskurven til prøvestykkene grafisk fremstilt.

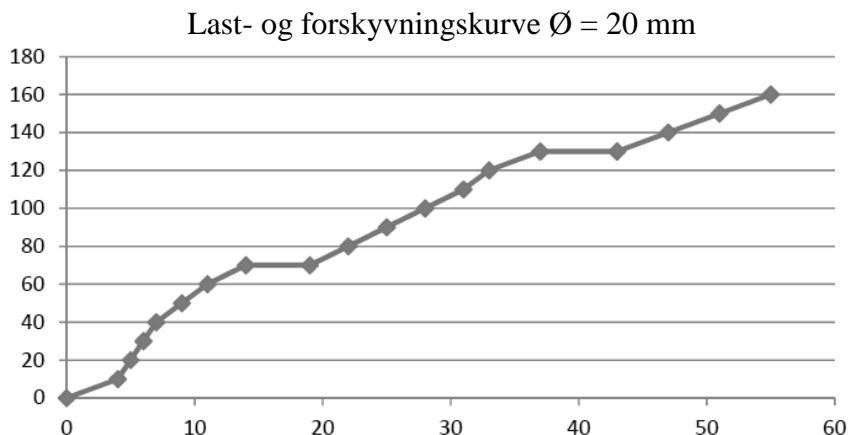
10.2.1.1 Armeringsstang $\varnothing 16$



Figur 10.13: Grafisk fremstilling av last- og forskyvningskurve til forsøk med $\varnothing 16$.

Totalt skjærlast på prøvestykke ble målt til 211 kN totalt eller 105,5 kN pr. side av den symmetriske forsøksmodellen. Maks forskyvning var på 26 mm. Figur 10.13 fremstiller last- og forskyvningskurven til det ene betongprøvestykket i forsøksmodellen. Følgende ser ut til å ha skjedd: mellom 0-30 kN overføres mesteparten av skjærlasten med friksjon mellom betongen og stålplaten, rundt 30 kN begynner stålplaten og forankringsstangen å gli mot betongen, deretter begynner betongen å skalle av og tilslutt forekommer det et strekk- og skjærbrudd i forankringsstangen rundt 105,5 kN. Antagelsen som er kommet frem til er basert på teori fra figur 9.2.

10.2.1.2 Armeringsstang $\varnothing 20$



Figur 10.14: Grafisk fremstilling av last- og forskyvningskurve til forsøk med $\varnothing 20$.

Totalt skjærlast på prøvestykke ble 314 kN eller 157 kN pr. side av den symmetriske forsøksmodellen. Maks forskyvning var 55 mm. Figur 10.14 fremstiller last- og forskyvningskurven av det ene betongprøvestykket i forsøksmodellen. Følgende ser ut til å ha skjedd: mellom ca. 0-65 kN overføres mesteparten av skjærlasten som friksjon mellom stålplaten og betongoverflaten, rundt 70 kN begynner stålplaten å gli på betongen, deretter begynner forankringstangen å virke, betongen begynner å skalle av ved ca. 130 kN og tilslutt forekommer det et strekk- og skjærbrudd i forankringsstangen rundt 157 kN. Antagelsen som er kommet frem til er basert på teori fra figur 9.2.

10.2.2 Diskusjon av forsøk- og beregningsresultater

Tabell 21: Testresultater og kapasitetsberegninger av skjærforsøk.

Test	Ø16	Ø20
Målt skjærkraft V [kN]	106	157
Skjærkapasitet når det er brudd i betongen og ett flyteledd i dybel, fib Bulletin [7] [kN]. Ligning 4.26	22	37
Skjærkapasitet når det er brudd i betongen og to flyteledd i dybel [kN]. Ligning 10.13	35	58
Utnyttelsesgrad av betong og dybel med to flyteledd	3,0	2,7
Utnyttelse av dybel, von-Mises elastiske flytekriterium $V_{\text{lokal}} + S_{\text{lokal}}$ Ligning 10.14	1,9	2,7
Utnyttelse av dybel, spenningskontroll, $V_{\text{lokal}} + S_{\text{lokal}}$. Ligning 10.14 plastisk	0,92	1,32
Skjærkapasitet dybel EC 4-1-1[12] [kN]. Ligning 4.47	108	152
Avskjæringskapasitet betong EC 4-1-1[12] [kN]. Ligning 4.41	78	121
Bruddtype	Stålbrudd og betongavskalling	Stålbrudd og betongkantbrudd

I beregningene er den totale skjærlasten delt på to, pga. den symmetriske forsøksmodellen. Skjær- og strekkreftene vist i tabell 21 er halvert. Mer detaljerte utregningen av tabell 21 finnes i vedlegg A1.

Beregningen utført iht. EC 4-1-1 [12] stemmer godt overens med testresultatene. Skjærkapasitetene i EC 4-1-1 tar utgangspunkt i bruddlasten og er koblet til forankringsstangens duktilitet. Avviket mellom skjærkapasiteten til dybelen og testresultatene fra forsøket på armeringsstangen Ø16 er 2,3 % og for Ø20 er avviket på 3,2 %. Begge forsøkene havner dermed på den konservative siden. Man bør være oppmerksom på at duktiliteten blir mindre når forankringsstengene er innstøpt i betongen, enn når forankringsstengene legges inn i etterkant av at betongen har herdet. Duktiliteten er større på grunn av hullklaringen og fordi forankringsstangen har fot som er sveist, og at blir slakk/gap inn i hullet som fører til at dybelen kan forskyves mer.

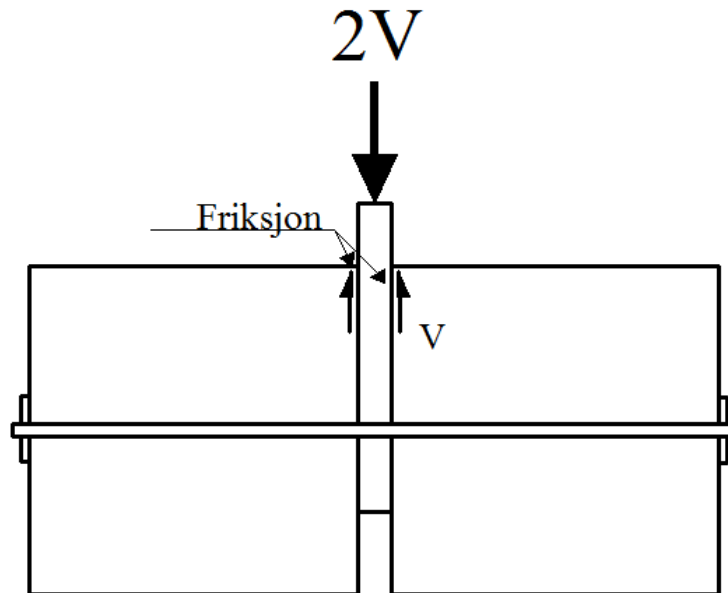
Tabell 21 viser at beregning med flyteledd har store avvik. Mest naturlig er det å sammenligne skjærkapasitet til betong og forankringsstang med to flyteledd i forhold til testresultatene, siden dette er situasjonen i forsøket. Skjærkapasiteten til betong og forankringsstang med to flyteledd er over skredet med 3,0 ganger og 2,7 ganger så mye for dimensjonene Ø16 og Ø20. Selv om denne skjærkapasiteten er et kombinasjonsbrudd i betong og dybel, ble ikke forsøket stoppet før forankringsstangen gikk til brudd. Mest sannsynlig har skjærkapasiteten til betongen vært overskredet lenge før, men det er vanskelig å si for hvilken skjærlast. Dette kan være årsaken til at skjærkapasiteten for disse kapasitetsligningene er mye mindre enn forsøksresultatene. På grunn av betydelig deformasjon, ble det en kombinasjon av strekk- og skjærkrefter i forankringsstangen. Det plastiske momentet har da ikke sin fulle størrelse, og antagelsen i utledningen er ikke korrekte. Så skjærkapasitets beregning med

flyteledd i dybel og momentlikevekt for denne situasjonen er ikke så aktuelt, men ligningene gir konservative skjærkapasiteter.

Von-Mises-flytekriterium er også overskredet og det elastiske flytekriterium har utnyttelsesgraden på 1,92 og 2,71, for armeringsstengene Ø16 og Ø20. Elastisk kapasitetskontroll i dette tverrsnittet viser alt for store utnyttelser. Prøvestykkene ble testet til brudd i forankringstangen, derfor har det blitt utført tverrsnitts spenningskontroll med von-Mises's formel, men med armeringsstålets bruddspenning og plastisk fordeling av normal- og skjærspenning. I spenningskontroll ble utnyttelsesgraden for armeringsstengene Ø16 og Ø20 på 0,9 og 1,3. Disse utnyttelsesgradene er mye nærmere 1,0 enn for von-Mises- elastiske kriterium. Det er ikke teoretisk korrekt å benytte von-Mises flytekriterium for plastisk fordeling av spenningen som kun er gjeldene for elastisk tilstand, men den kan stemme ganske godt overens med forsøksresultatene.

Forsøket fra studentoppgaven viser at når diameteren på forankringstangen øker blir et større betongområde påvirket av skjærkreftene, se figur 10.13 og 10.14. Det er en naturlig oppførsel siden forankringsstangen tåler mer skjærlast, betongen endrer ikke fasthet, og prøvestykkene ble kjørt til brudd i forankringsstangen. Dette er i samsvar med forsøk på dybler med fot utført av Paulo, J.S.(2005) [48].

I forsøket var den øverste delen av stålplaten i kontakt med betongen på begge sider, dette kan ha ført til friksjonskrefter mellom stålplaten og betongen. Friksjonskreftene er vanskelig å måle og bestemme, og kan ha medvirket til økt skjær-bruddlast i forsøket. Det betyr at en del av skjærkraften kan ha blitt direkte overført til betongen ved hjelp av friksjonskrefter mellom stålplaten og betongoverflatene i overkant av forankringsstangen, se figur 10.15.



Figur 10.15: Friksjonskrefter mellom stålplaten og betongoverflatene.

10.2.3 Feilkilder i skjærforsøket

Vinkelen θ ble fysisk målt med skyvelære og her kan det ha forekomme målingsfeil. Det var svært besværlig å måle vinkel på armeringsstangen rett inntil betongoverflatene, og vinkelen er nødvendigvis ikke konstant mellom de to flyteleddene på forankringstangen. Dette har kun innvirkning på von-Mises-flytekriterium og spenningskontrollen.

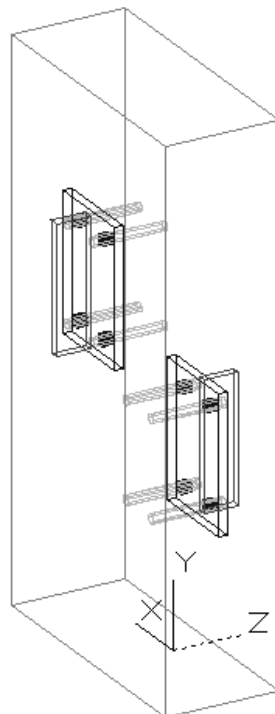
11.0 Utvelgelse av forsøksgeometri

Målet med prøvingen er å kontrollere kapasitetsformlene presentert i denne rapporten, noen utledet og andre hentet fra litteraturen. Empiriske kapasitetsformler og likevekt betraktninger gir utgangspunkt for kapasitetsberegning. I oppgaveteksten nevnes det at litteratur og teori for kapasitetsberegning gitt for stålinnstøpningsdetaljene i betong avviker vesentlig fra tilsvarende formler gitt for skjæradybler i bygnings- og brokonstruksjoner, som f. eks EC 4-1-1 [12], og hvorfor dette er tilfelle skal ses nærmere på i kapittel 11 og 12.

11.1.1 Betongens forsøksgeometri

Ved valg av betongens geometri, er det viktig at prøvestykkenes høyde og bredde er tilstrekkelig slik at senteravstanden mellom dyblene og avstanden fra senter dybel til betongkant ikke reduserer total kapasiteten til knutepunktet. Anbefalte kantavstander er iht. CEN/TS [2], [10] og BEB 4 [6]. Senteravstanden s_1 mellom dyblene i kraftretningen er lik kravet på $10,5\varnothing$. For senteravstand s_2 på tvers av skjærkraftretningen er krav på $3\varnothing$, gitt i tabell 5 for sveis og spaltebrudd. I prøvestykket er senteravstand s_2 mellom dyblene på tvers av kraftretningen lik $5\varnothing$. For en fullforankret armeringsstang må senteravstanden s_2 tilfredsstillende kravet i EC 2-1-1 [5] for dimensjonerende forankringslengde og faktoren α_2 . For at faktoren α_2 ikke skal gi reduksjon i heftkapasiteten må senteravstanden mellom dyblene minste være $7\varnothing$. Valgt senteravstand s_2 er dermed midt mellom minste krav for spaltebrudd og kravet til full heftkapasitet. I designet til stålinnstøpningsdetaljen og betongen ble det antatt en eksentrisitet på 58 mm fra skjærlasten til bakside av den innstøpte stålplaten og under innledende prosjektering er det denne eksentrisiteten det er tatt utgangspunkt i.

Prøvestykket av betong har en høyde, bredde og tykkelse lik 1200x600x250 mm, se figur 11.1, 11.2 og 11.3.



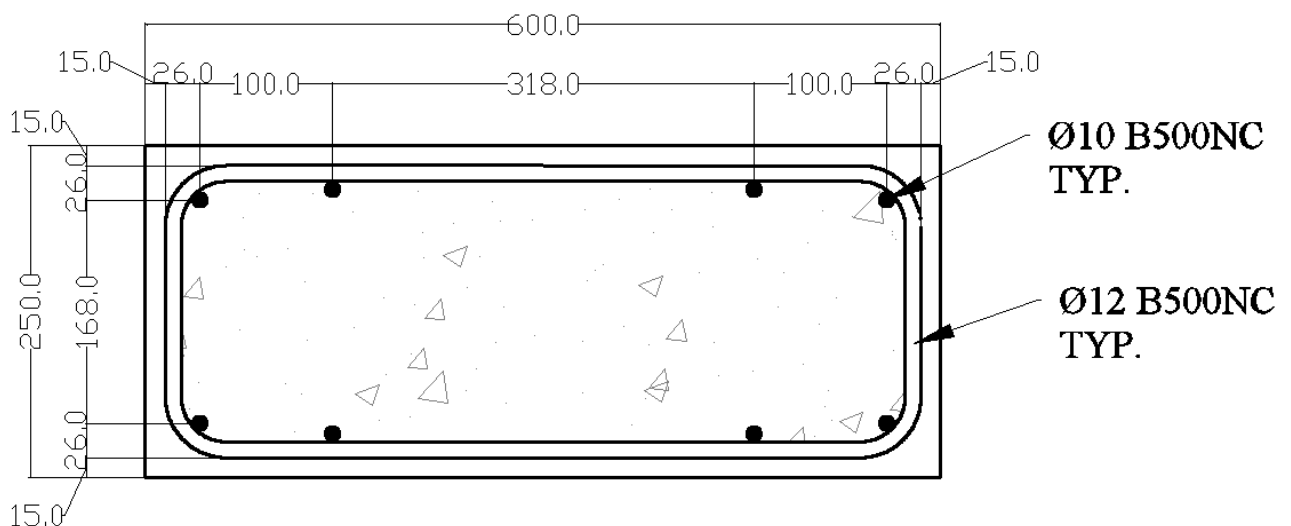
Figur 11.1: Illustrasjon av prøvestykkene.

Stålinnstøpningsdetaljen er prosjektert for å overføre skjærlast og strekkraften som opptrer pga. skjærlastens eksentrisitet. Øvre kapasitetsgrense til stålinnstøpningsdetaljen i betong er avskjæring av dyblene og nedre kapasitetsgrense til knutepunktet er spalte- og heftkapasiteten

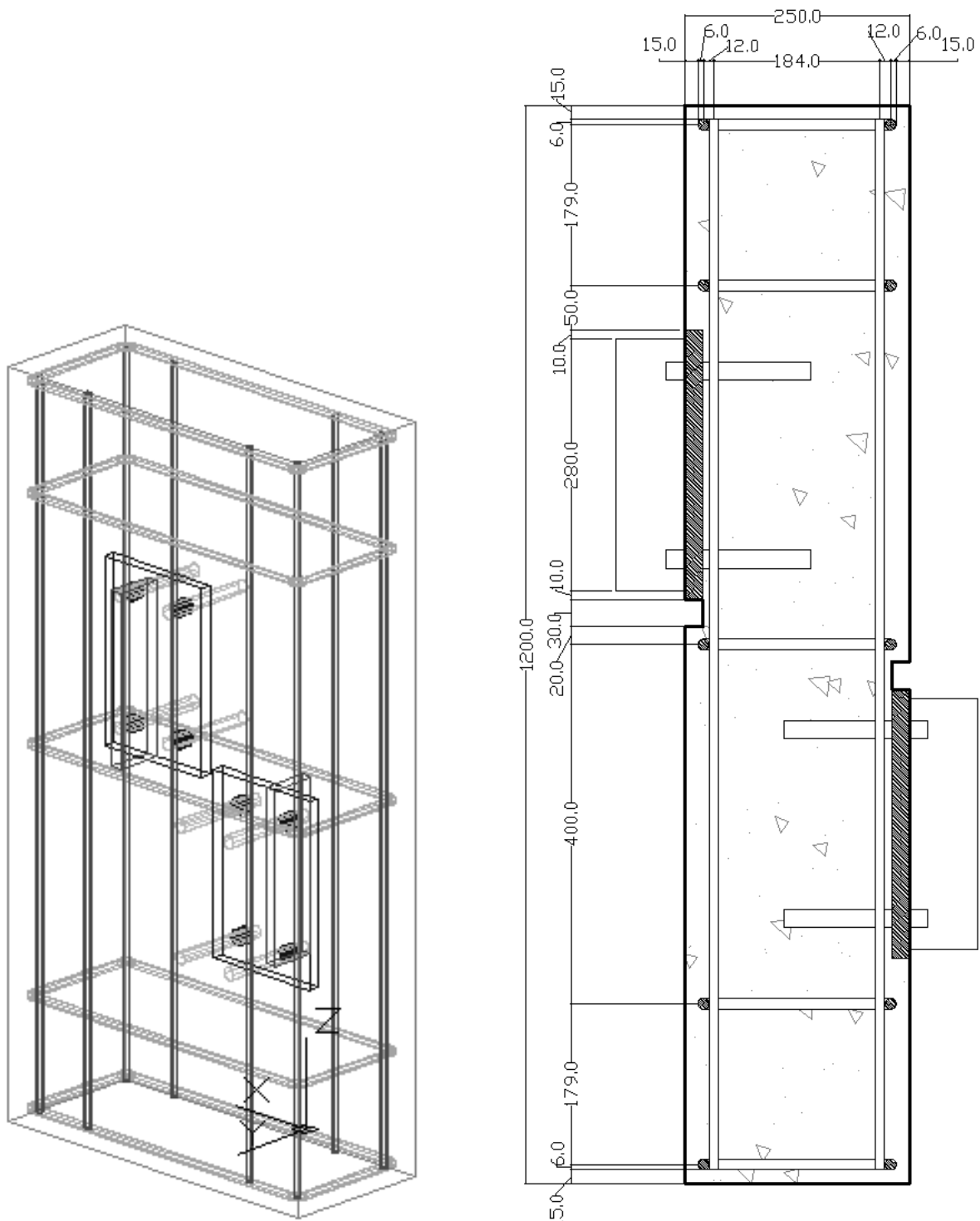
til betongen. Da det i denne rapporten er valgt en mindre senteravstand enn $\varnothing 7$, er det antatt at prøvens kapasitet begrenses til heft- og spaltebrudd rundt nedre dyblene utsatt for strekk. Derfor er det valgt å støpe inn to stålplater pr. betongprøvestykke, en på hver side. Dette gjøres slik for å kunne utføre flere forsøk og fordi opptrendene bruddform er antatt til å forekomme lokalt, og vil dermed ikke påvirke total kapasitet til knutepunktet på den andre siden av betongen.

I prøvestykkene er det valgt å legge inn minimumsarmering iht. EC 2-1-1 pkt. 9.6 [5], som vist i figur 11.2 og 11.3. Minimumsarmering er beregnet som i vedlegg B1. Det er lagt vekt på at stålinnstøpningsdetaljen ikke skal ha kontakt med armeringen. Kontakt mellom armering og stålinnstøpningsdetalj kan føre til økt strekk- og skjærkapasitet. Armeringsstengenes stål kvalitet er B500NC med antatt flytegrense f_{yk} på 500 MPa, der vertikalarmering er $\varnothing 10$ og bøylearmeringen er $\varnothing 12$. Bøylene er av $\varnothing 12$ for å unngå kontakt med dyblene, og for å tilfredsstille minimumskravet. Vanligvis vil bøylene enten vært $\varnothing 8$ eller $\varnothing 10$, og diameteren til vertikalarmeringen den samme.

Bøylearmeringen ble laget etter den mest hensiktsmessige metoden for laboratoriet, som tilsvarer å lage bøylene som to U'er og la de overlape hverandre iht. EC 2-1-1 pkt. 8 [5]. U-bøylene er iht. NS-EN 10080 [19], og bøyeradiusen til U'-bøylene er iht. EC 2-1-1, tabell NA.8.1 [5].



Figur 11.2: Horisontalt snitt av betongprøvestykket med minimumsarmering.



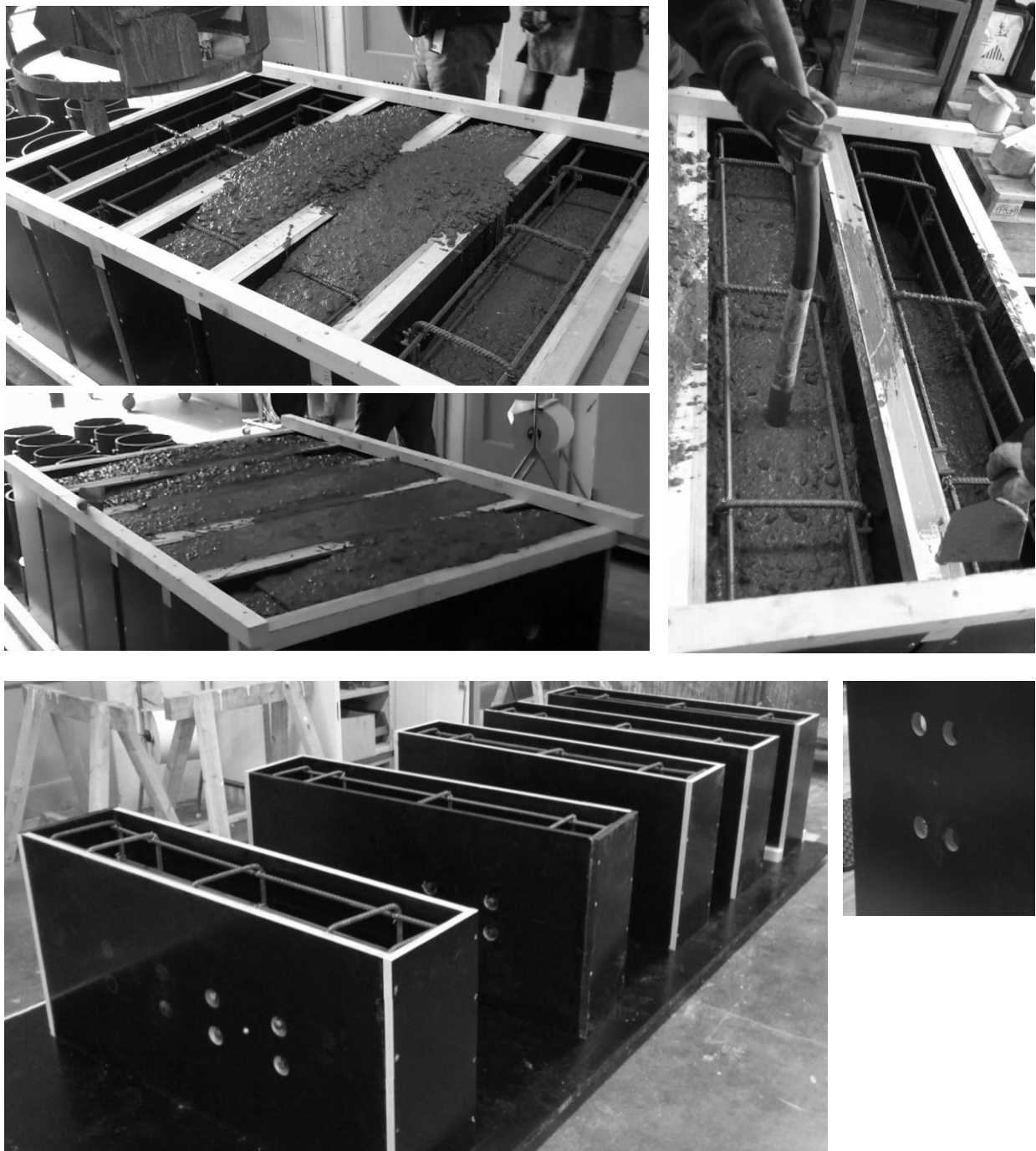
a) 3D modell av prøvestykket med armering.

b) Vertikalt snitt av betongen med armering.

Figur 11.3: Viser plassering av stålinnstøpningsdetalj og minimumsarmering i prøvestykket.

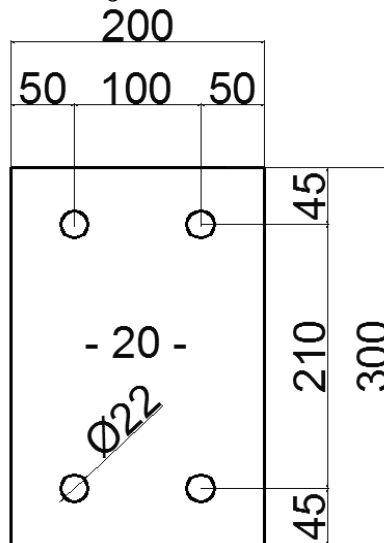
Stålinnstøpningsdetaljen ble festet til forskalingen vha. gjenget skruehull i stålplaten. Forskalingen hadde fire utspæringer til enden av dybelen på framsiden av stålplaten. Det ble foretatt målinger og justeringer av plassert stålinnstøpningsdetalj slik at avvik i planet, og i dybden ikke forekom. Ut fra dette er plassering av stålinnstøpningsdetaljen i forhold til støpeteknikk iht. CEN/TS 2-4-2 [10], se kapittel 9.1.2 og 9.2.

I følge EC 4-1-1 [12], skal prøvestykkene støpes slik det ville blitt gjort i praksis. Støpeteknikken som ble brukt var pumping av betongen fra lastebil, opp i tobb, hvor tobben ble ført med kran bort til formene. Formene ble fylt med 20 cm lag om gangen og vibrert. Det ble valgt å støpe 90° på kraftretningen for at stålennestøpningsdetaljene i prøvestykket skal ha lik støpeteknikk, se figur 11.4. Dette samsvarer med støpeteknikk beskrevet i kapittel 9.2.



Figur 11.4: Viser støpeprosess og støperetning av prøvestykkene.

11.1.2 Stål-, sveis- og hulldimensjoner

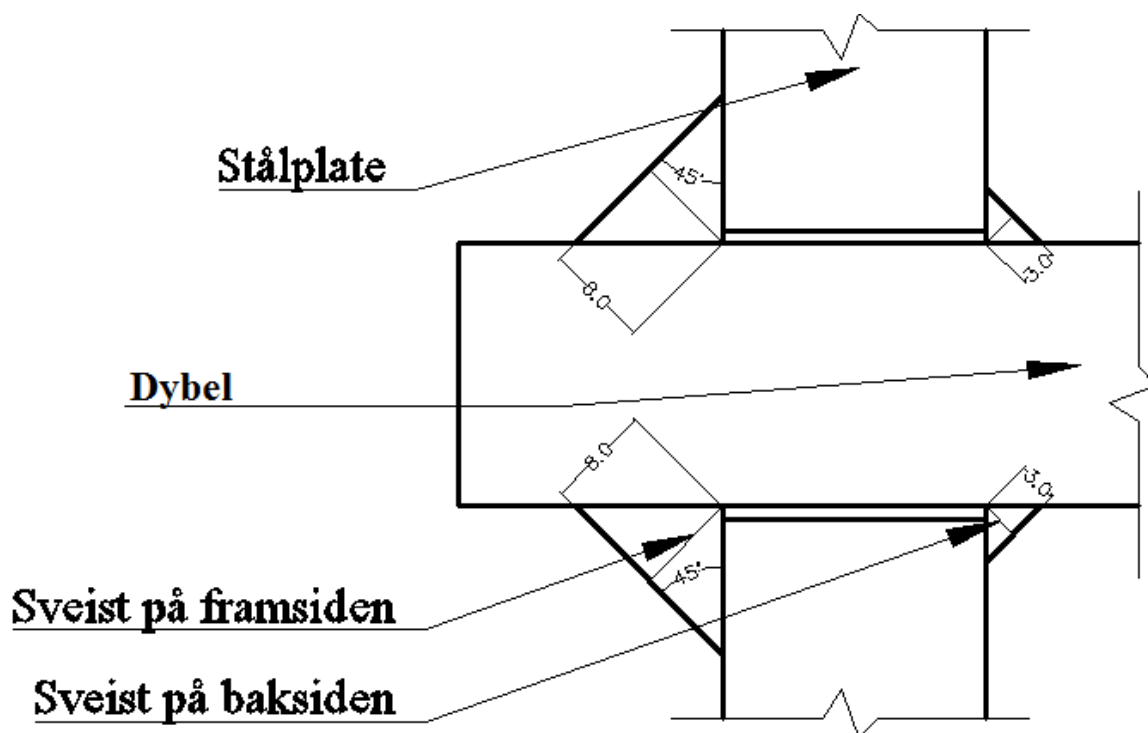


Figur 11.5: Viser dimensjonene på stålplate.

Geometriske utforming av stålplaten er 300x200x20 mm, se figur 11.5. Stålkvaliteten til platen er S235 og dybelen er armeringsstål med dimensjon $\text{Ø}20$. Tabell 22 viser hull- og sveisdimensjoner på stålplaten. Hulldiameter i stålplaten er 22 mm iht. CEN/TS 2-4-1 [2], og utført på denne måten for at dyblene skal ha liten klaring i hullet. Dyblene av armeringsstål har kammer, og kammene gir en større ytre diameter enn hullstørrelsen i stålplaten. Dermed er det valgt å tilpasse armeringsstålets kammer, slik at dyblen kan føres igjennom stålplatehullet, i den lengden som er nødvendig for å få tilstrekkelig forankringslengde. Tilpassingen ble gjort manuelt med en vinkelsliper, og det er valgt å kun slipe litt av kammene, for ikke å svekke dybelens skjær- og strekkareal.

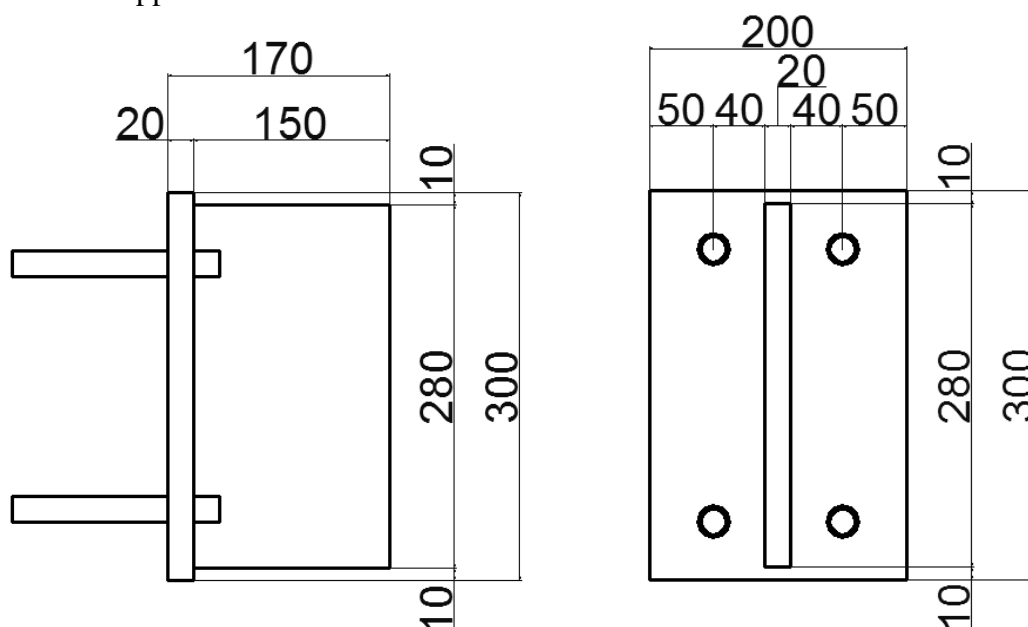
Tabell 22: Oversikt over hulldiameter og a-mål til sveis.

Navn	Type dybel	Dybel-dimensjon (diameter)	Hull- dimensjon i stålplaten	Sveisens a-mål på fremsiden av stålplaten	Sveisens a-mål på baksiden av stålplaten
Alle prøvene	B500NC	20 mm	22 mm	8 mm	3 mm



Figur 11.6: Sveiseutførelse av prøvestykkene.

Dyblene er ført igjennom stålplatehullet og er sveist på fram- og baksiden, se figur 11.6. Videre er det antatt at sveiseutførelsen ikke svekker stålet i dyblene eller stålplaten, som følge av innbrenning med sårkant slik at skjær- og strekkareal blir redusert. Med en slik utførelse kan dyblene antas som tilnærmet fastinnspenning i stålplaten. Stivheten til dyblene er ikke utledet i denne rapporten.



Figur 11.7: Lastpåføringsplattens plassering på stålplaten.

Lastpåføringsplaten i figur 11.7 er sveist på stålplaten, og er av samme stål kvalitet som platen, S235. Lastpåføringsplattens oppgave er å overføre skjærkraften fra jekken inn i stålplaten via sveisen. A-mål på sveisen mellom stålplaten og lastpåføringsplaten er satt til 8 mm for at kapasitet til sveisen ikke blir dimensjonerende for knutepunktet.

11.1.3 Geometri til prøvestykkene

Tabell 23: Dimensjonene og navn på utførte prøver.

Navn	h x b x t betong B35 [mm ³]	h x b x t stålplate S235 [mm ³]	h _{eff}	Type dybel	Dybel dimensjon [mm]	e* [mm]	PTFE	XEPS
A1.1	1200x600 x250	300x200 x20	120	B500NC	20	85	X	X
A1.2	1200x600 x250	300x200 x20	120	B500NC	20			X
A1.3	1200x600 x250	300x200 x20	120	B500NC	20			
A2.1	1200x600 x250	300x200 x20	120	B500NC	20			X
A2.2	1200x600 x250	300x200 x20	120	B500NC	20	85		X
A2.3	1200x600 x250	300x200 x20	120	B500NC	20	85		X
A3.1	1200x600 x250	300x200 x20	120	B500NC	20			X
A3.2	1200x600 x250	300x200 x20	120	B500NC	20	45		X
B2.1	1200x600 x250	300x200 x20	80	B500NC	20	85		X
C3.1	1200x600 x250	300x200 x20	160	B500NC	20	85		X

*e = skjærlastens eksentrisitet.

Prøvestykkene har fått tildelt navn, hvor bokstaven A henviser til dybelens effektiv lengde lik 120 mm, B er lik 80 mm og C lik 160 mm. Det første tallet etter bokstaven beskriver fra hvilken armeringsstang prøvestykkets dybel er fra. Det siste tallet er en nummerering av prøvestykkene, se tabell 23.

I figur 11.8 og tabell 23 viser utførelsen av de ulike prøvestykkene. Prøvestykket A1.1 har teflon (PTFE) på baksiden av stålplaten for å minimere friksjonsbidraget mellom betongoverflaten og stålplaten, se figur 11.8 b). Prøvestykke A2.1 har stålplaten helt innstøpt i betongen, som gir et kontaktareal på 4000 mm² mellom stålplaten og betongen, se figur 11.8 a). Dette arealet kan bære en betydelig skjærlast på 120 kN når betongkvaliteten er B30. Trykkraften som oppstår fra stålplaten på betongen pga. overføring av skjærkraften kan føre til avskalling og knusning av betongen lokalt i underkant av stålplaten. Denne effekten inngår ikke i kapasitetsberegningen til knutepunktet, og kan i tilfeller gi en større skjærkapasitet til forbindelsen eller et avskallingsproblem. Mulighet for lokal avskalling i betongen er redusert ved å legge inn en isoporstripe (XEPS) i underkant av stålplaten, og denne isoporstripes fjernes når betongen har herdet, se figur 11.8 b) og c). Isoporstripens oppgave er å lage en utsparring i betongen under stålplaten, i hele tykkelsen og bredden til stålplaten.



a) A2.1 uten XEPS.

b) A1.1 med PTFE og XEPS.

c) A3.2 med kun XEPS.

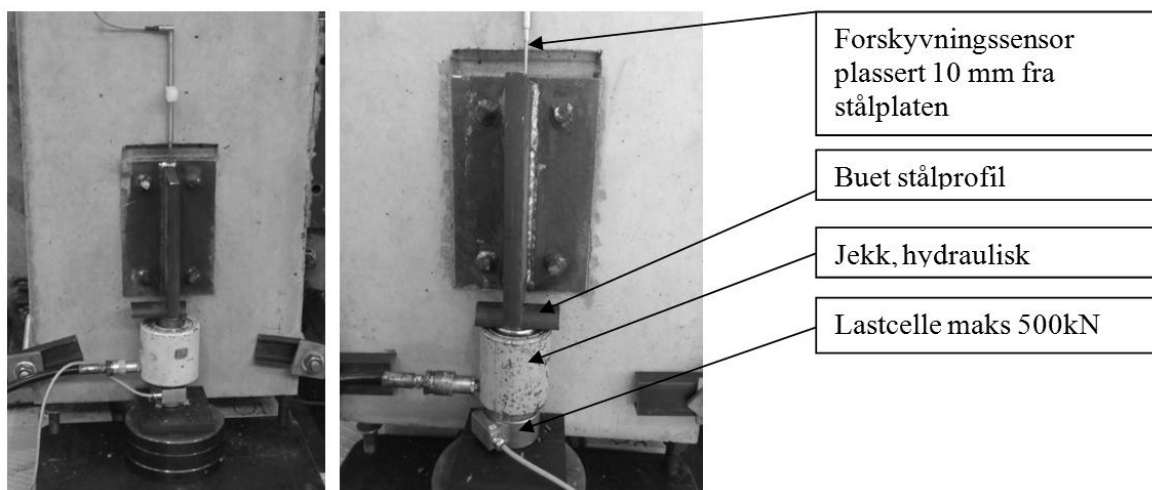
Figur 11.8: Utførelse av de ulike prøvestykkene.

11.2 Forsøksoppstilling

Forsøksserien i denne rapporten hadde to ulike forsøksoppstillinger for å kunne variere skjærlastens eksentrisitet. Forsøksoppstillingene er presentert under, der det ble totalt utført fem forsøk med forsøksoppstilling 1 og ett forsøk med forsøksoppstilling 2. Skjærlastens eksentrisitet i forsøksoppstilling 1 og 2 er henholdsvis på 85 mm og 45 mm, når eksentrisiteten regnes fra skjærlastens angrepspunkt til baksiden av den innstøpte stålplaten. I alle forsøkene er belastningsretningen nedenfra og opp.

11.2.1 Forsøksoppstilling med stor eksentrisitet – forsøksoppstilling 1

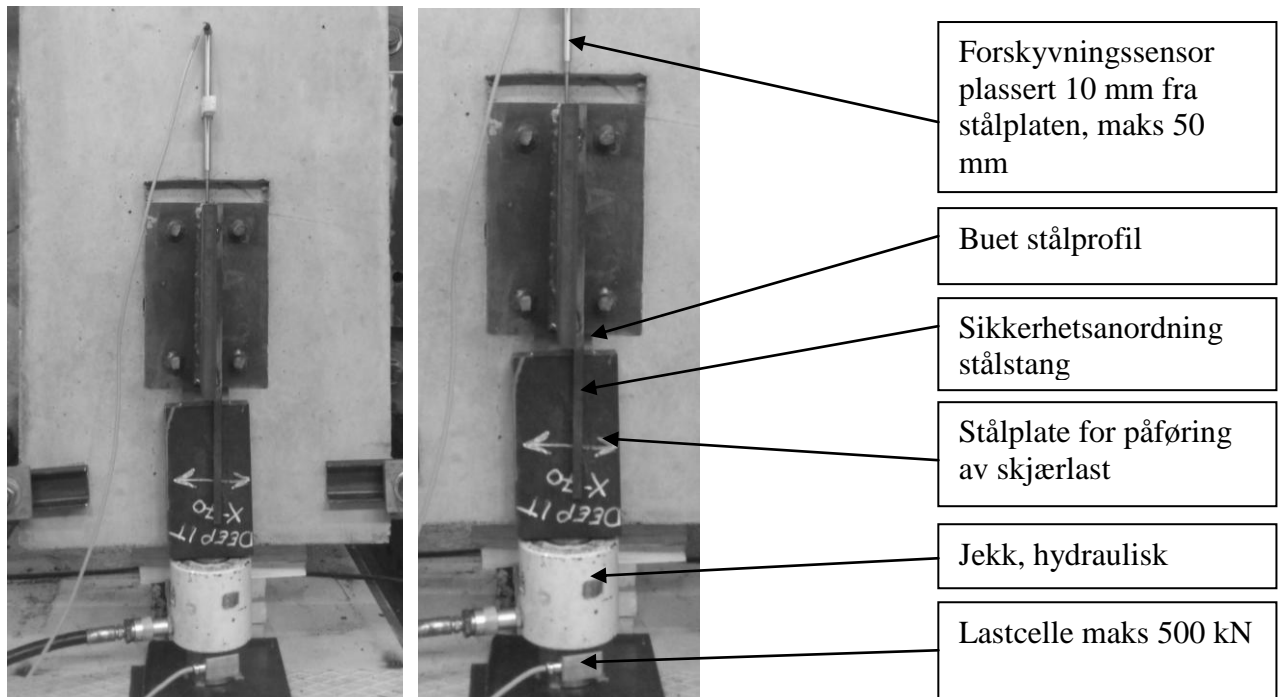
I forsøksoppstilling 1 er forskyvningssensoren plassert 10 mm fra stålplaten overflate. Lastcellen er plassert sentrisk under jekken og skjærlasten fra jekken påføres ved hjelp av en halvsirkel stålprofil av stål kvalitet S235. Skjærlasten er påført med en eksentrisitet lik 65 mm fra stålplaten overflate, som tilsvarer 85 mm til baksiden av stålplaten. Forsøksoppstillingen 1 er vist i figur 11.9.



Figur 11.9: Forsøksoppstilling 1 med store eksentrisitet.

11.2.2 Forsøksoppstilling med liten eksentrisitet – forsøksoppstilling 2

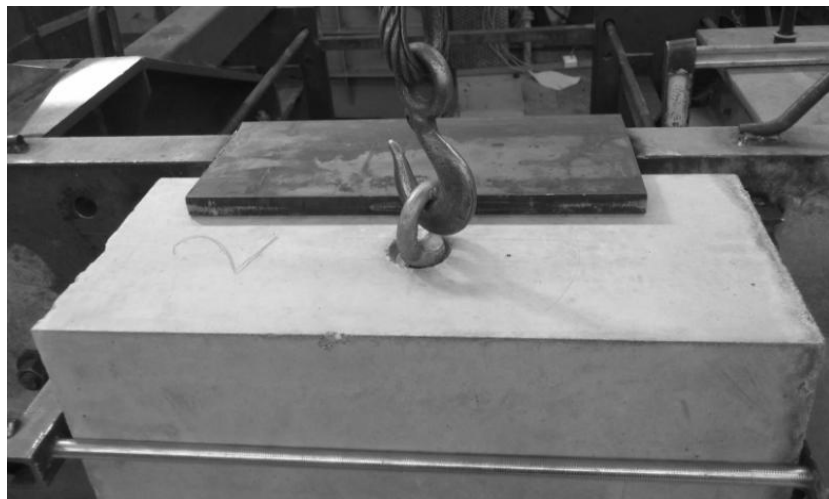
I forsøksoppstilling 2 er forskyvningssensoren også plassert 10 mm fra stålplatens overflate og lastcellen er plassert sentrisk under jekken. Skjærlasten blir påført av en 50 mm halvsirkel stålprofil og en stålplate med dimensjon 233x133x40 mm. Halvsirkel- profilet er punktet til stålplaten som ligger sentrisk på jekken. Skjærlasten blir påført med 25 mm eksentrisitet fra stålplatens overflate, som tilsvarer en eksentrisitet på 45 mm fra skjærlastens angrepspunkt til baksida av den innstøpte stålplaten. Det er sveist en sikkerhetsanordning til lastpåføringsplaten, og sikkerhetsanordningen er et firkantet stålprofil med dimensjoner 490x12x12mm. Oppstillingen er vist i figur 11.10.



Figur 11.10: Forsøksoppstilling 2 med liten eksentrisitet.

11.3 Opplager for forsøksoppstillingene

Forsøksoppstillingene er valgt ut fra hva som er hensiktsmessig i forhold tilgjengelig utstyr i laboratoriet og hva som er hensiktsmessig i forhold til virkelige konstruksjonsforhold.



a) Opplager forsøksoppstilling 1 og sikkerhetsanordning.



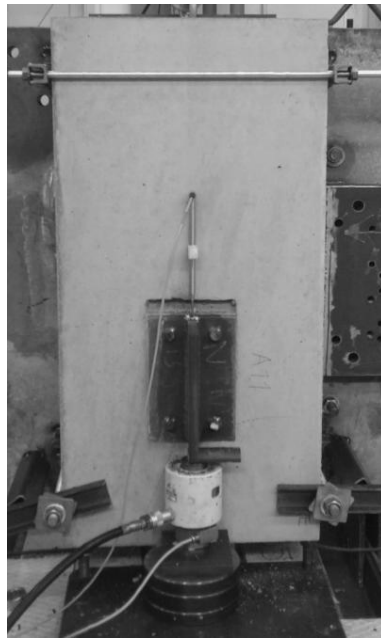
b) Opplager forsøksoppstilling 2.

Figur 11.11: Opplager stålplate og sikkerhetsanordning for forsøksoppstillinger.

Betongprøvestykket er montert ca. 40 mm fra fastholdningsplate. Fastholdningsplaten er her en 70 mm tykk stålplate som er montert fast i laboratoriets eksisterende festeanordning i gulv. Denne fastholdningsplaten av stål har en total dimensjon på 2000x1250x70 mm. Oppgaven til fastholdningsplaten er å gi tilstrekkelig opplager til betongprøvestykket, med ønske om at betongprøvestykket skal ha tilnærmet lik oppførsel som en betongvegg i praksis.

Figur 11.11 viser sikkerhetstiltak og toppopplager, hvor opplageret består av en stålplate sveiset til fastholdningsplaten og stålplaten har et anlegg på betongprøvestykket. Anleggsbredden varierer fra forsøksoppstilling 1 og 2, og er hhv. lik 80 mm og 200 mm. Opplager stålplaten for forsøksoppstilling 1 har dimensjon 435x180x20 mm, se figur 11.11 a). Forsøksoppstilling 2 har en opplager-stålplate med dimensjon 842x300x25. Stålplaten i forsøksoppstilling 2 er sveiset til fastholdningsplaten og er betydelig større fordi betongstykkets anleggsareal er betydelig mindre pga. at prøvestykket på anleggssiden har gått til brudd.

Selve utstyret/opplagerpunktene på fastholdningsplaten varierer ikke for forsøksoppstilling 1 og 2, og er vist i figur 11.12. Det statiske systemet til betongprøvestykket festet til fastholdningsplaten kan forenkles til to forskjellige statiske systemer. Det er tatt utgangspunkt i forsøksoppstilling 1, fordi her er skjærlastens eksentrisitet størst, som mest sannsynlig vil gi størst moment i betongveggen. Geometrisk utforming av forsøksoppstillingen 1 med to alternative statiske systemer er vist og beskrevet i avsnitt 11.3.1 og 11.3.2. Tallverdier på opprettede moment og opplagerkrefter er presentert i kapittel 12.3.1.



Gjenget stålstag 12 mm av kvalitet 8.8, festet med skive og mutter.

Kanalprofil U 40, 40x35x5 S235, sveist til fastholdningsplaten.

Gjenget stålstag 20 mm av kvalitet 8.8, tredd i gjennom fastholdningsplate og festet med mutter. På framsiden av prøvestykket er det benyttet to stålskiver og mutter.

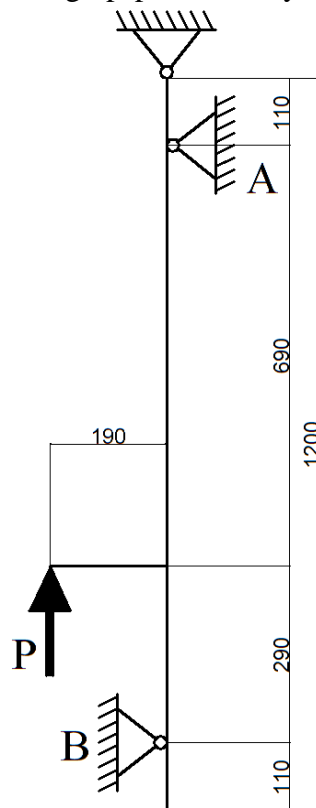
Hulprofil 60x60x4 stål kvalitet S235, sveist til fastholdningsplaten.

Kanalprofil U 60, 60x30x6 S235

Figur 11.12: Viser opplager til forsøksoppstilling.

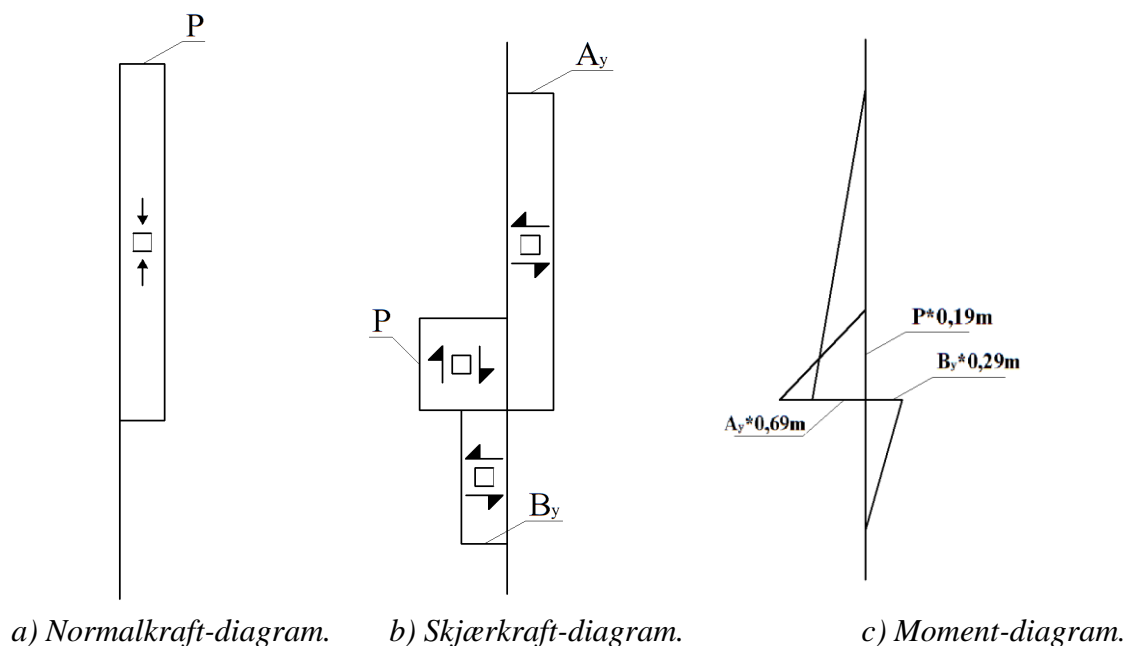
11.3.1 Alternativ 1) for statisk system til forsøksoppstilling 1

Statiske system 1) til forsøksoppstilling 1 er antatt til å være som vist i figur 11.13. Mål som anvist på figuren er iht. forsøksgeometrien, målt fra senter til senter opplager. Momentet er her betraktet å virke fra skjærlastens angrepspunkt til nøytralaksen i betongprøvestykket.



Figur 11.13: Statisk system 1).

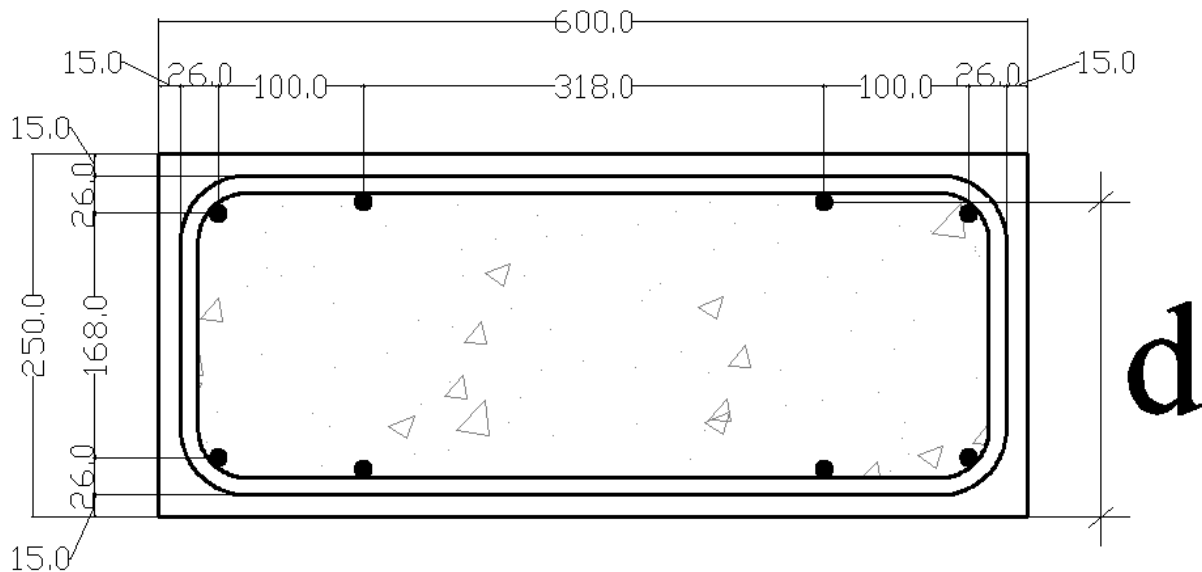
Statisk system en for forsøksoppstillingen er benyttet til å beregne opplagerkrefter, normalkrefter, skjærkrefter og moment. Disse diagrammene er presentert i figur 11.14.



Figur 11.14: Prinsipp for normal-, skjær- og momentdiagram.

Det er foretatt en kontroll av betongstykkets momentkapasitet, for å se om momentet betongveggen blir utsatt på pga. opplagerpunktene kan påvirke total kapasiteten til knutepunktet. Det er benyttet teori om normalarmert bjelkeverrsnitt og bjelkeverrsnittet som sjekkes mot maks opptredende moment er vist i figur 11.15:

- Normalarmert $z/d = 0,835$
- Armering i tverrsnittet: $4 \cdot 25\pi = 314 \text{ mm}^2$
- $d = 250 \text{ mm} - 15 \text{ mm} - 10 \text{ mm} - 0,5 \cdot 12 \text{ mm} = 219 \text{ mm}$
- Karakteristisk flytespenning for armeringsstengene: $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$



Figur 11.15: Viser d , og bjelkeverrsnitt kontrollert for opptredende moment.

Momentkapasiteten til betongverrsnittet kan uttrykkes slik når det antas normalarmert:

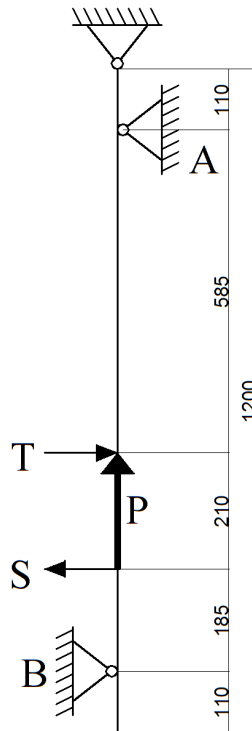
$$M_{Ed_maks} = A_s \cdot f_{yk} \cdot 0,835d \quad (11.1)$$

Maks momentkapasitet for betongverrsnittet er:

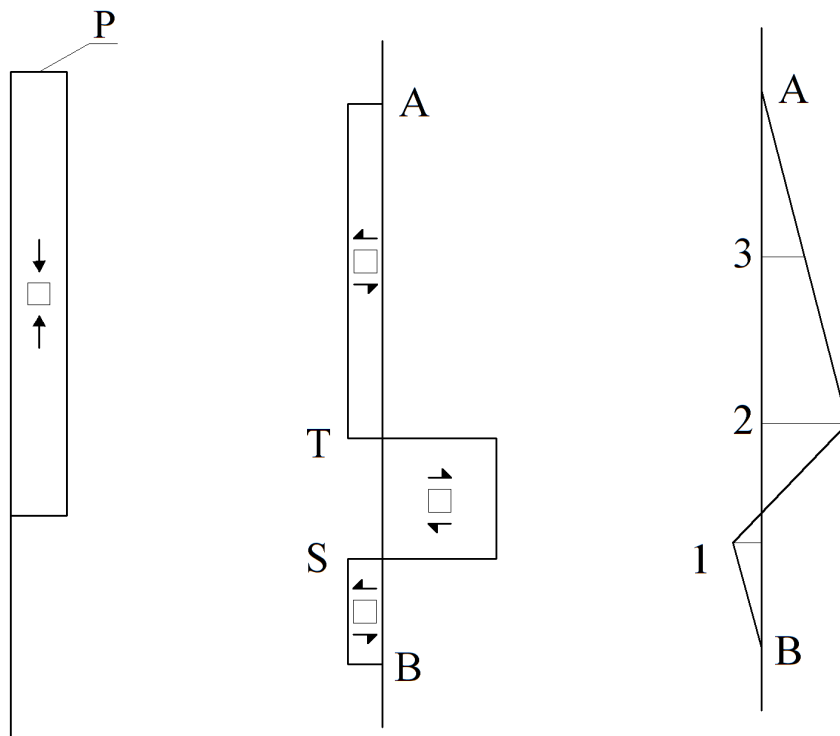
$$M_{Ed_maks} = 314 \text{ mm}^2 \cdot 500 \text{ MPa} \cdot 0,835 \cdot (250 - 15 - 10 - 12 / 2) \text{ mm} = 31,036 \text{ kNm} \quad (11.2)$$

11.3.2 Alternativ 2) for statisk system til forsøksoppstilling 1

Et alternativ for forsøksoppstilling 1 er statiske system 2), her er det valgt å betrakte momentet som oppstår fra den eksentriske plasserte skjærlasten som et kraftpar. Kraftparet er antatt til å virke på baksiden av stålplaten, slik at den totale eksentrisiteten til skjærlasten er lik 85 mm. Det statiske systemet er vist i figur 11.16.



Figur 11.16: Statisk system 2).



a) Normalkraft-diagram.

b) Skjærkraft-diagram.

c) Moment-diagram.

Figur 11.17: Prinsipp for normal-, skjær- og momentdiagram.

Normalkraft-, skjærkraft- og moment diagram er vist i figur 11.17. Beregnet momentkapasitet til betongverrsnittet er den samme som i avsnitt 11.3.1, ligning 11.2.

11.4 Vurdering av geometri og forsøksoppstilling

11.4.1 Vurdering av forsøksgeometri

Betongkant-avstander har betydning for kapasiteten til en stålinnstøpningsdetalj og eksentrisiteten til skjærlasten på stålinnstøpningsdetaljen har store betydning for kapasiteten til knutepunktet. Kapasitetsformler er diskutert og beskrevet i kapittel 3, 4 og 5 og hvis dybelen i prøvestykket hadde hatt fot med tilnærmet samme effektive lengde, ville knutepunktet hatt mindre kapasitet, se vedlegg F1.

Redusert i kapasiteten til knutepunktet for dybel med fot i forsøksgeometrien skyldes valgte kantavstander. I forsøksgeometrien er det valgte kantavstander c_1 lik 695 mm og c_2 lik 250 mm. Hvor c_1 er kantavstand fra senteret dyblen til betongkant i skjærkraftretningen, og c_2 er avstand fra senteret dybel til betongkant på tvers av kraftretningen. I CEN/TS 2-4-2 [10] pkt. 6.3.5.2.2 (ligning 5.39 i denne rapporten) er det tatt utgangspunkt i sidearealet til en betongkjegle utledet på bakgrunn av kantavstandene i forhold til et fullt utviklet sideareal, som er forholdet $A_{c,v}/A_{0c,v}$. Iht. til arealkorrigeringskravet nevnt i denne rapporten i avsnitt 5.2.2.2 skal arealet til forsøksgeometrien korrigeres. I tillegg skal forsøksgeometrien betraktes som ett tynt og smalt betongelement når dybelen har fot. I CEN/TS 2-4-2 pkt. 6.3.4.2.8 [10] skal en korrigert c_1 verdi benyttes, denne korrigerede verdien for c_1 er gitt i kapittel 5.2.2.2 og er benevnt c_1' . Den største verdien av $c_{2,max}/1,5$, $h/1,5$ og $s_{max}/3$ blir c_1' og for forsøksgeometrien er disse verdiene beregnet i vedlegg F1. Det vil si at i forsøksgeometrien er kantavstanden c_1 lik 695 mm, og den korrigerede verdien c_1' er lik 167 mm. Avstanden c_1' gir da utgangspunktet til å beregne $A_{0c,v}$ og $A_{c,v}$. Dimensjonerende kapasitet til knutepunktet blir da skjærkapasiteten til betongen med innstøpte dybler med fot, se vedlegg F1. For dybler av armeringsstål uten fot vil heft- og spaltekapasiteten til betongen gi dimensjonerende kapasitet, se vedlegg E1.

11.4.2 Vurdering av forsøksoppstilling

Spenningsfordelingen i betongprøven er vanskelig å tilnærme med statiske håndregningsmodeller. I avsnitt 11.3.1 og 11.3.2 er to håndregningsmodeller presentert. Statisk modell 1) gir et relativt stort moment midt bak stålplaten i prøvestykkets nøytralakse. Statisk modell 2) gir et stort skjær og negativt moment som gir strekk i betongen på stålplate siden samtidig som armeringens kammer aktivere trykkspenninger inn i betongen og disse trykkspenningene gir strekkspenninger på tvers av trykkspennings-retningen. I sonen hvor armeringsstengene overfører strekkresultatene fra den eksentriske plasserte skjærlasten, er spenningsbildet vanskelig å fastslå med håndberegning modeller, og denne sonen vil gi dimensjonerende kapasitet for knutepunktet.

Når forsøksgeometrien av stålinnstøpningsdetaljen er plassert i en betongvegg, vil kantavstander, kryp, svinn og geometriske toleranser til utførsel av arbeidet ha stor betydning for spenningsbildet inn i betongen. Større kantavstander vil ha liten betydning for kapasiteten, men det konsentrerte moment påført på veggen, vil ha et større areal å bre seg utover i. Betongen i prøvestykket er herdet under såkalte ideelle forhold, relativluftfuktighet lik 100 % og 20°C. Prøvestykkets støpeform gir også betongprøven mulighet til å krype og svinne fritt. Det er kun den ene bunnkanten som ikke er fri til å bevege seg i betongprøvestykket. I en veggkonstruksjon av plasstøpt betong vil støping på allerede eksisterende betong, eller i mot fjell gi fastholdninger, og ulik temperatur på, inne i og på utsiden av betongen som vil gi opprissing. Derfor må dette tas hensyn til under prosjekteringen av knutepunktet da dette kan føre til uønskede effekter.

Lokalt i knutepunktet har geometriske avvik mye og si for "lastbildet" som stålinnstøpningsdetaljen skal overføre inn i betongen. I kapittel 9.1.2 er geometrisk avvik for

plassering av stålinnstøpningsdetaljen i betongen beskrevet. Toleransene presentert for planet vil gi litt ulik belastning på dyblene, hvis systemaksene for den evt. innfestede stålbjelken er fulgt. Avvik i planet vil påvirke knutepunktets dimensjonerende kapasitet ved at skjærlasten vil få større eller mindre eksentrisitet. Stålbjelker og andre konstruksjonsdeler har også geometriske avvik, og det er viktig å kartlegge disse og beregne knutepunktet for verst tenkelig tilfelle og gi klare anvisninger til utførelse av knutepunktet i prosjekteringsgrunnlaget.

Problemstillingen som nevnt over varierer også fra om betongen er plasstøpt eller prefabrikkerte elementer. Avvik i form av geometri og geometrisk toleranse, kryp, svinn og kantavstander må vurderes og tas hensyn til ved bruk av stålinnstøpningsdetaljer i betong.

12.0 Kapasitetsberegning og resultater av forsøksgeometri

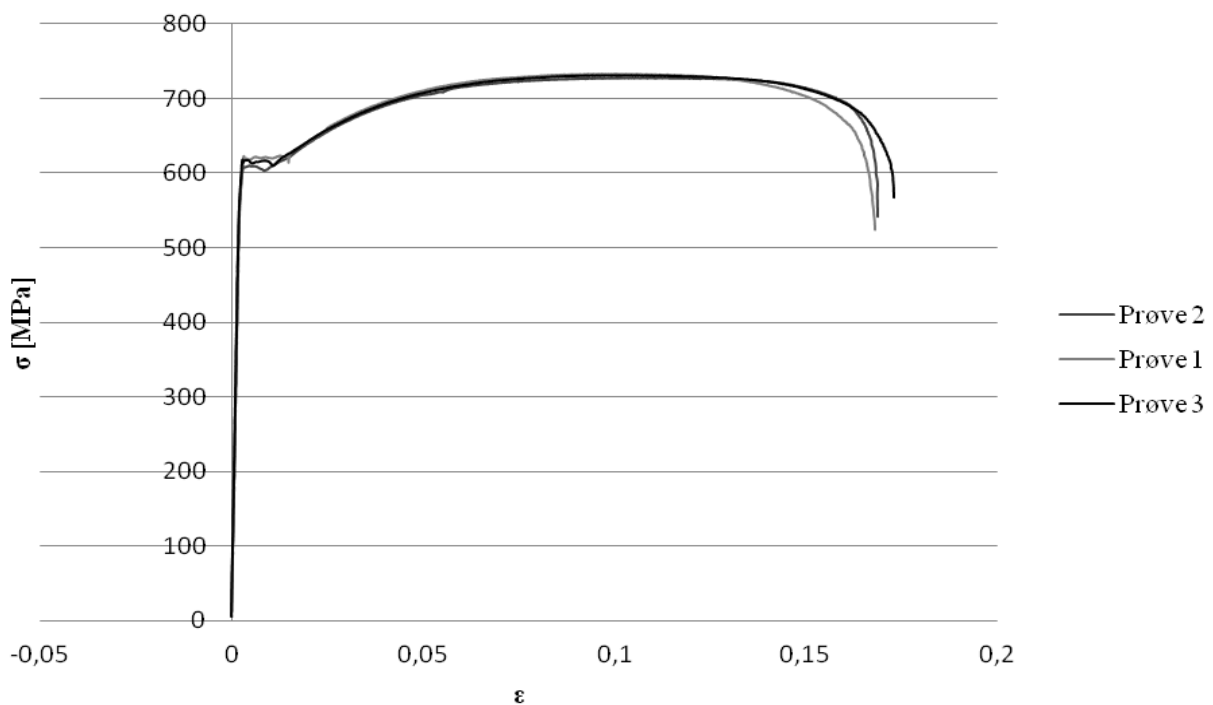
12.1 Materialdata

For å ha korrekte materialdata i kapasitetsberegningene, er komponentene som inngår i prøvestykket testet hver for seg. Armeringsstengene (dyblene) er strekktestet og betongen i ”veggen” er trykktestet. Konstruksjonsstålet i stålplaten og lastpåføringsplaten er ikke testet, fordi stålet er ”overdimensjonert” siden det er ønskelig å se hva som skjer i betongen.

12.1.1 Materialdata til dyblene

Dyblene er strekktestet i laboratoriet, iht. NS EN ISO 6892-1:2009 [35] og NS EN 10080:2005 [19]. Figur 12.1 viser materialkurvene til dyblene som er armeringsstenger av kvalitet B500NC. Dyblene er fra tre ulike armeringsstenger av samme dimensjon, Ø20, og det er valgt å strekkteste en prøve fra hver armeringsstang. Materialkurvene til de forskjellige armeringsstengene er tilnærmet like. Vedlegg H1 viser beregning av måledata til figur 12.1 og bilder av bruddformen til armeringsstengene.

Materialkurve B500NC



Figur 12.1: Materialkurver til dyblene av armeringsstål B500NC.

Mer detaljert materialdata til armeringsstengene er gitt i tabell 24. Tabellen gir armeringsstengenes flytespenning f_{yk} , maksimal strekkfasthet f_t , tøyning ved maksimal strekkfasthet ϵ_{maks} , tøyning ved brudd ϵ_{brudd} , tøyning ved flytespenning ϵ_{fy} og flyteplataets lengde A_e .

Tabell 24: Materialdata til armeringsstengene av kvalitet B500NC.

Navn	f_{yk} (R_{eH}) [N/mm ²]	f_t (R_m) [N/mm ²]	ϵ_{maks} (A_{gt})	ϵ_{brudd} (A_t)	ϵ_{fy}	A_e
Prøve 1	622,0	733,3	0,0969	0,168	0,00322	0,0117
Prøve 2	606,1	728,0	0,101	0,169	0,00295	0,00711
Prøve 3	618,3	731,7	0,104	0,173	0,00283	0,00880

Flyteplataets lengde A_e er bestemt vha. figur 7 i NS-EN ISO 6892-1:2009 [35], se vedlegg H1.

I plastisk beregning er det stilt krav til duktilitet av stålennstøpningsdetaljer i betong, og kravene er gitt i CEN/TS 2-4-1: 2009 tillegg B.1.2 3) [2]. Alle prøvestykkene tilfredsstiller to av kravene til duktilitet, som er at armeringsstengene har en bruddforlengelse større enn 12 % og nominell flytegrense som ikke overskrider 800 MPa.

Videre gir CEN/TS 2-4-1 tillegg B.1.2 3) [2] ligningen:

$$\frac{f_{yk}}{f_{uk}} \leq 0,8 \quad (12.1)$$

f_{yk} er karakteristisk flytegrense til stålet i dybelen.

f_{uk} er karakteristisk strekkfasthet til stålet i dybelen.

Tabell 25: Beregnet forhold for vanlige stålkaliteter.

Stålkalitet	Krav f_{yk}/f_{uk}
B500NC	0,9
S235	0,7
S355	0,7
8.8	0,8

Tabell 26: Duktilitet til armeringsstål B500NC.

Navn	f_{yk}/f_t	k
Prøve 1	0,85	1,2
Prøve 2	0,83	1,2
Prøve 3	0,84	1,2

Målte verdier til strekkprøvene er iht. kravet i ligning 12.1 og er presentert i tabell 26. Fra tabell 25 observeres det at det armeringsstenger av kalitet B500NC ikke tilfredsstiller kravet til forholdet mellom karakteristisk flytegrense og karakteristisk strekkfasthet. I ikke lineær beregning som beskrevet i EC 3-1-8 [14] for fundamentbolter, skal fundamentboltene beregnes for opptredende hevarmskrefter og kapasiteten til betong skal beregnes iht. EC 2-1-1 [5]. Forholdet mellom armeringens strekkfasthet og flytegrense er gitt som faktoren k. Minste verdi av forholdet k skal være større eller lik 1,15 for armeringsstenger av kalitet B500NC og prøvene tilfredsstiller kravet iht. EC 2-1-1 [5] pkt. NA.C.1, se tabell 26.

Armeringsstengene av kalitet B500NC tilfredsstiller også kravene for øvre flytegrense, strekkfasthet og duktilitet i NS 3576-3:2012 [54] (tab. 6, 7 og 8). Kapasitetsligningene til betong ved ikke-lineære beregning med armeringsstenger B500NC kan i prinsipp ikke benyttes iht. CEN/TS 2-4-1 [2], siden kravet i ligning 12.1 ikke er tilfredsstilt. EC 2-1-1 [5] henviser til CEN/TS 2-4-1 [2] for beregning av kapasitet til betong med stålennstøpningsdetalj, men krav om duktilitet harmoniserer ikke. Duktilitetskravet eller den ikke lineære beregningsmodellen bør vurderes med tanke på at den utelukker bruk armeringsstenger som dybler.

12.1.2 Materialdata til betong

Betongen er trykktestet iht. NS-EN 12350-1 [37]. Tabell 27 viser trykkresultatene til betongen etter et kjent antall herdedøgn. Første trykktest ble utført når betongen hadde herdet i 40 dager. Betongens terningsfastheten er også omgjort til sylindrefasthet i tabell 27. Betongens materialdata og trykktestings-data er gitt i vedlegg G1.

Tabell 27: Trykkresultater og omgjøring til sylindrefasthet.

Antall prøver	Antall dager herdet [døgn]	Målt terningsfasthet $f_{ci, cube}$ [MPa]	Målt terningsfasthet $f_{cm, cube}$ [MPa]	Omgjøring til sylindrefasthet iht. [70] [MPa]
1	40	44,3		38,5
3	54		46,1	40,1

12.2 Kapasitetsberegning av forsøksgeometri

Kapasiteten til stålinnstøpningsdetalj og betong er beregnet ut fra elastisk teori presentert i kapittel 3, 4, 5 og 7. Materialdata som er benyttet i beregningene er presentert i tabell 24 og 27. Resultatene fra de ulike kapasitetsformlene presenteres i tabellene under. Prøvene A1.1, A1.3, A2.3, B2.1 og C3.1 har eksentrisitet lik $e = 85$ mm og prøve A3.2 har eksentrisitet lik $e = 45$ mm, der eksentrisitet er gitt fra skjærkraftens angrepspunkt til baksiden av stålplaten.

12.2.1 Kapasitetsformler

Kapasitetene for prøve A1.3 og A3.2 er beregnet fra trykktesting utført på tre terninger, se tabell 27. Resultatene fra kapasitetsberegningen er presentert i tabell 28 til 31 og kapasitetsberegning for A2.3 er vist i vedlegg E1. I beregningene er alle partialfaktorene satt lik 1,0 og koeffisientene $\alpha_{ct} = \alpha_{cc} = 1,0$ for virkningen av langtidslast og virkningen av måten lasten påføres, altså beregningen er utført karakteristisk for lettere å kunne sammenlignes med forsøksresultater. Kapasiteten er beregnet for uarmert og urisset betong, som iht. BEB 4 [6] tilsvarer armert og risset betong. Effektiv lengden av dybelen er hhv. $A = 120$ mm, $B = 80$ mm og $C = 160$ mm.

Tabell 28: Heftekapasitet til betong.

Prøve	EC 2-1-1 Heftekapasitet $N_{Rd,c}$ [kN], ligning 5.2
A1.1	23,1
A1.3	23,1
A2.3	23,2
A3.2	23,1
B2.1	15,4
C3.1	30,9

Tabell 29: Strekkapasitet til en dybel.

Prøve	N_{Rds} [MPa] Lign. 3.20 b	$F_{t,Rd}$ [kN] Lign. 3.21
A1.1	177,3	188,1
A1.3	177,3	188,1
A2.3	173,5	187,5
A3.2	176,4	188,5
B2.1	173,5	187,5
C3.1	176,4	188,5

Tabell 30: Skjærkapasitet til betong.

Prøve	BEB 3 V_{cdC} [kN] Ligning 4.34	BEB 4 $V_{Rd,C}$ [kN] Ligning 4.35	CEN/TS $V_{0Rd,c}$ [kN] Ligning 4.36	Muratli V_{no} [kN] Ligning 4.39	EC 4 P_{RdC} [kN] Ligning 4.41
A1.1	19,1	36,6	39,0	59,0	42,9
A1.3	19,5	37,3	39,8	60,2	43,8
A2.3	18,9	36,2	39,0	59,1	43,1
A3.2	19,1	36,5	39,0	59,0	42,9
B2.1	18,9	36,2	40,9	56,7	43,1
C3.1	19,1	36,5	39,0	60,8	42,9

Tabell 31: Skjærkapasitet til en dybel.

Prøve	EC 3-1-1 V_{Rds} [kN] Ligning 4.44	CEN/TS 2-4-2 $V_{Rk,s}$ [kN] Ligning 4.46	EC 4 P_{Rd} [kN] Ligning 4.47	EC 3-1-8 $F_{1,vb,Rd}$ [kN] Ligning 4.45	EC 3-1-8 $F_{2,vb,Rd}$ [kN] Ligning 4.48
A1.1	102,4	88,6	167,2	125,4	46,0
A1.3	102,4	86,6	167,2	125,4	46,0
A2.3	100,2	86,7	166,7	125,0	46,2
A3.2	101,9	88,2	167,0	125,3	46,0
B2.1	100,2	86,7	166,7	125,0	46,2
C3.1	101,9	88,2	167,0	125,3	46,0

Kapasitetsformlene viser at det er betongens skjær- og strekkapasitet som gir opptredende bruddform. Interaksjonsligning 7.2 for strekk- og skjærkapasitetene til betong gir den minste kapasiteten til knutepunktet, se tabell 32.

Tabell 32: Interaksjon av heft- og skjærkapasitetene.

Prøvestykke	Betong V_{Ed} BEB 3 [kN] Ligning 5.2 og 4.34	Betong V_{Ed} BEB 4 [kN] Ligning 5.2 og 4.35	Betong V_{Ed} CEN/TS [kN] Ligning 5.2 og 4.36	Betong V_{Ed} Muratli [kN] Ligning 5.2 og 4.39	Betong V_{Ed} EC 4 [kN] Ligning 5.2 og 4.41
A1.1	16,4	27,7	29,1	38,9	31,2
A1.3	16,6	28,1	29,5	39,4	31,7
A2.3	16,2	27,5	29,1	39,0	31,3
A3.2	17,8	31,8	33,6	47,1	36,4
B2.1	15,2	24,6	26,6	32,5	31,3
C3.1	16,9	29,4	31,0	43,4	33,5

Fra resultatene vist i tabell 32 er det betongen som vil gi dimensjonerende bruddform. Den totale skjærkapasiteten for knutepunktet i prøvene er presentert i tabell 33.

Tabell 33: Totalt beregnet skjærkapasitet til prøvestykkene.

Prøve	Betong V_{Ed} CEN/TS [kN] Ligning 5.2 og 4.36	Betong V_{Ed} Muratli [kN] Ligning 5.2 og 4.39	V_{Ed} [kN] EC 4 Ligning 5.2 og 4.41
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

12.3 Resultater av forsøk

Prøvestykke A2.3 var første prøvestykket som ble testet i forsøksserien. Prøvestykket A2.3 ble forsøkt kjørt til brudd 3 ganger. Dette pga. at beregnet kapasiteten ikke samsvarte med virkelig kapasitet til prøven, som medførte at første oppstillingsutstyr hadde en jekk med for liten kapasitet.

Siste forsøk ble utført på prøve A3.2 med mindre eksentrisitet, se avsnitt 11.2.2. Mindre eksentrisitet på skjærlasten medførte at prøve A3.2 tålte mer skjærbelastning. Prøve A3.2 ble forsøkt "kjørt" til brudd tre ganger. Først gang gikk sveisen i opplagerplaten til brudd, som kan skyldes en kombinasjon av redusert betongareal på baksiden av betongprøvestykket og for lite a-mål på sveisen. Betongarealet på baksiden av prøvestykket var redusert pga. at stålplaten med dybler på den andre siden var allerede testet og kjørt til brudd, se figur 11.3. Opplageret som gikk til brudd er vist i figur 11.11 a) og prøvens skjærlast er gitt i tabell 34. Andre gang ble forsøksoppstillingen utbedret med ny opplagerplate som vist i figur 11.11 b), men da var kapasiteten til jekken ikke stor nok til å gi et større oljetrykk enn det som tilsvarer 405 kN, og prøven ble ikke kjørt totalt til brudd. Deretter ble prøvestykke A3.2 kjørt til totalt brudd den tredje gangen, med større kapasitet på jekken og bildet i figur 12.5 tatt etter tredje pålastning. Det foreligger ikke lastforskyvnings data for det tredje forsøket, da lastcellen ble fjernet pga. kapasitets overskridelse og mangel på plass til jekken ved forsøksoppstillingen. Bruddlasten for tredje forsøk er ca. 520 kN ved rundt 3-4 mm forskyvning. Bruddlasten er beregnet ut fra avlest oljetrykk på jekkens pumpe. Forsøket ble kjørt raskt til brudd og dette kan ha gitt økt kapasitet. Maks skjærlast og forskyvning ved bruddlast er presentert med to verdier for prøve A3.2 i tabell 34. Dette fordi det er stor usikkerhet rundt tredje forsøksmåling av bruddlast og forskyvning. Statistiske krefter er beregnet for andre og tredje forsøk for prøve A3.2.

Resultatene fra prøvene vil nå bli presentert, men alle prøvene som presentert i kapittel 11.1.3 og i tabell 23 er ikke testet. Årsaken til dette er at ett av prøvestykkene, A2.3 ble påført last over brudd og prøvens bakside ble dermed ikke brukbar for ny testing. En annen årsak er tilgjengelig tid for testing i laboratoriet. Prøve A1.1, A1.3, A2.3, B2.1 og C3.1 har lik eksentrisitet for skjærlasten på 85 mm og prøve A3.2 har eksentrisitet på 45 mm. Se tabell 34 for størst skjærlast og forskyvning.

Tabell 34: Størst skjærlast og forskyvning i forsøk.

Prøve	Maks skjærlast V_{Ed} (punkt 1) [kN]	Forskyvning Δy (punkt 1) [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

Fra resultatene av prøvene presentert i tabell 34 har prøvestykkene betydelig mer kapasitet enn beregnet, se tabell 33. Avviket fra kalkulert kapasitet og opptredende last i forsøk blir nå undersøkt nærmere. Først presenteres beregnede krefter på betongprøvestykket, så gis det en beskrivelse av bruddformen, deretter presenteres last- og forskyvningskurvene til prøvene. Avslutningsvis drøftes avviket mellom kalkulert kapasitet og prøveresultater.

12.3.1 Opptredende krefter

Ved antatt statisk system 1) vist i kapittel 11.3.1 er beregnede verdier av moment og opplagerkrefter presentert i tabell 35. I tabell 35 og 36 er det vist opptredene krefter til både andre og tredje forsøk på prøve A3.2.

Tabell 35: Maks opptredende moment og opplagerkrefter for statisk system 1).

Prøvestykke	A1.1	A1.3	A2.3	A3.2	A3.2 (3)	B2.1	C3.1
Maks opptredende moment [kNm]	57,9	43,3	63,8	60,8	98,8	41,7	75,9
Opplager kraft i A_x [kN]	59,1	64,6	65,1	62	100,8	42,5	77,4
Opplager kraft i B_x [kN]	59,1	64,6	65,1	62	100,8	42,5	77,4

Ved antatt statisk system 2) vist i kapittel 11.3.2 er beregnede verdier av moment og opplagerkrefter presentert i tabell 36.

Tabell 36: Maks opptredende krefter og moment for statisk system 2).

Prøvestykke	A1.1	A1.3	A2.3	A3.2	A3.2 (3)	B2.1	C3.1
Punktlast trykk, T [kN]	123,4	134,8	136,0	86,8	111,4	88,8	161,6
Punktlast strekk, S [kN]	123,4	134,8	136,0	86,8	111,4	88,8	161,6
Opplager A_x [kN]	26,4	28,9	29,1	18,6	23,9	19,0	34,6
Opplager B_x [kN]	26,4	28,9	29,1	18,6	23,9	19,0	34,6
Skjærlast i T [kN]	26,4	28,9	26,4	18,6	23,9	19,0	34,6
Skjærlast i S [kN]	-96,9	-105,9	-106,8	-68,2	-87,6	-69,8	-127,0
Moment i pkt. 1 [kNm]	-4,9	-5,3	-5,4	-3,4	-4,4	-3,5	-6,4
Moment i pkt. 2 [kNm]	15,5	16,9	17,0	10,9	14,0	11,1	20,3
Moment i pkt. 3 [kNm]	7,7	8,4	8,5	5,4	7,0	5,6	10,1

Tabell 35 og tabell 36 viser at opptredende moment er forskjellig i statisk system 1) og statisk system 2), der skjærkraften er vesentlig større i statisk system 2). Statisk system i prøvestykke 1 får et betydelig moment, og dette momentet overskrider momentkapasiteten til betonggeometrien som er beregnet i ligning 11.2, som er på 31,0 kNm. Opptredende bruddform av prøvestykkene viser at dette ikke er tilfelle, og statisk system 1) er dermed ikke en god tilnærming av virkeligheten. Statisk system 2) viser derimot at momentkapasiteten til

tverrsnittet er tilstrekkelig, men at det gir et betydelig strekkbidrag fra momentet på prøvestykket hvor de strekkbelastede dyblene er plassert, pga. prøveoppstillingen. Lokalt i betongprøvestykket forekommer det strekk fra bøyning og strekk i form uttrekk av de innstøpte armeringsstengene i betongen. Strekkspenninger fra bøyningen kan bidra til redusert kapasitet lokalt i prøvestykket rett bak stålplaten inntil de strekkbelastede dyblene, som vist i statisk system 2)

12.3.2 Bruddform

Prøvenes bruddform er en kombinasjon av heft- og spaltebrudd i betong rundt dyblene som har kombinert skjær- og strekkspenninger. Bruddformene til prøven ser slik ut på betongoverflaten:



Figur 12.2: Bruddform på overflaten av betongprøvestykket A1.1.



Figur 12.3: Bruddform på overflaten av betongprøvestykket A1.3.



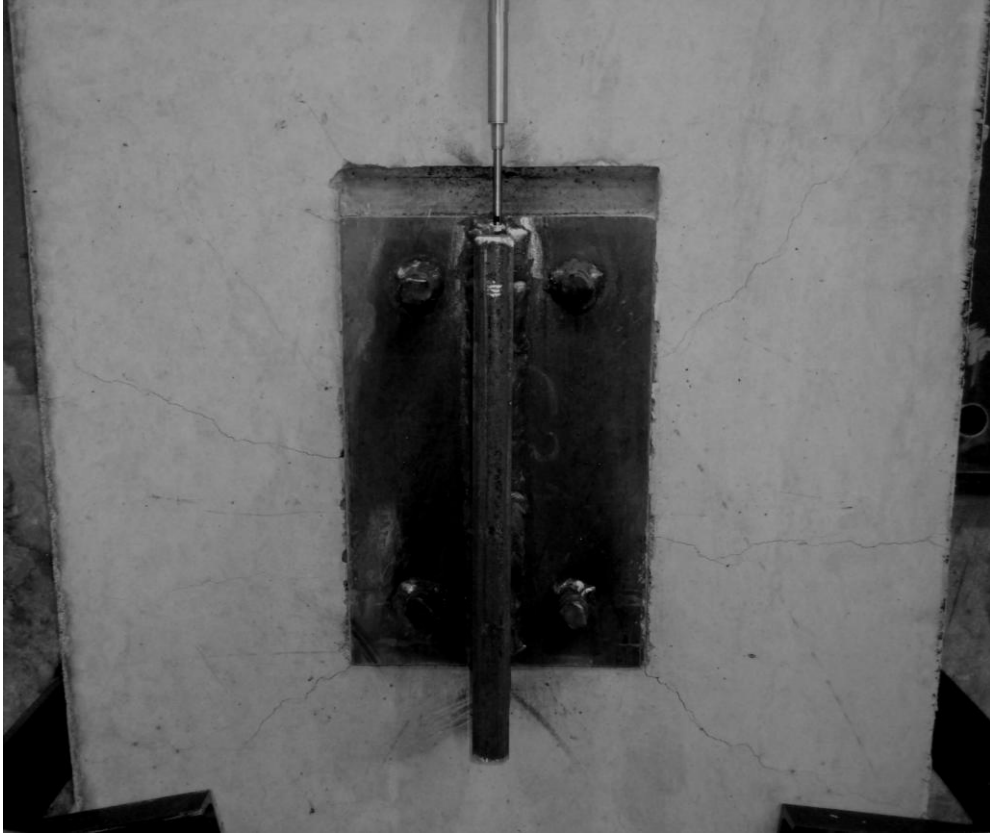
Figur 12.4: Bruddform på overflaten av betongprøvestykket A2.3.



Figur 12.5: Bruddform på overflate av betongprøvestykket A3.2.

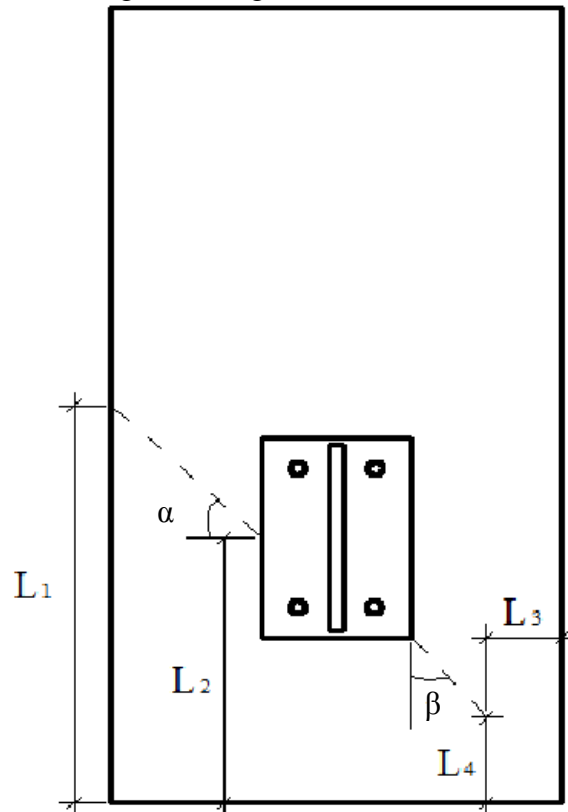


Figur 12.6: Bruddform på overflaten av betongprøvestykket B2.1.



Figur 12.7: Bruddform på overflaten av betongprøvestykket C3.1.

Bruddene kan karakteriseres av figur 12.8 og målte verdier for størrelsene gitt i tabell 37.



Figur 12.8: Geometriske størrelser for bruddform.

Tabell 37: Målte lengder fra underkant betong til start og slutt for opprissing og vinkler.

Prøve	L _{1h} [mm]	L _{1v} [mm]	L _{2h} [mm]	L _{2v} [mm]	L _{3h} [mm]	L _{3v} [mm]	L _{4h} [mm]	L _{4v} [mm]	α_h [°]	α_v [°]	β_h [°]	β_v [°]
A1.1	555	405	385	345	90	100	190	160	39,6	16,7	54,4	46,1
A1.3	365	500	320	340	Ikke	Ikke	Ikke	Ikke	12,7	38,0		
A2.3	670	690	400	440	140	80	0	65	50,1	48,6	23,7	32,7
A3.2	490	615	390	360	0	0	110	110	26,5	49,0	51,1	51,1
B2.1	625	650	375	422	105	0	140	0	48,6	46,7	40,0	38,0
C3.1	485	670	400	465	190	0	0	0	23,0	44,2	2,3	38,0

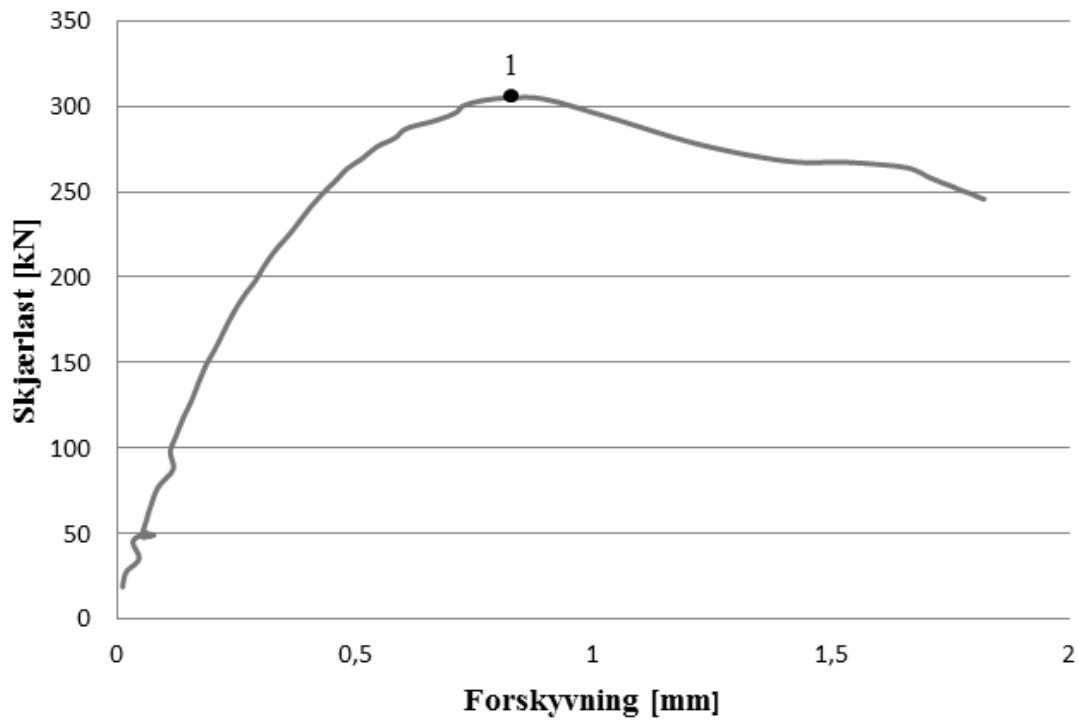
Lengdene til start- og endepunkt for opprissingen er gitt for høyre og venstre side av stålplaten, og det er gjort en forenkling i figuren 12.8 for å gi en bedre oversikt. Tabell 37 gir ingen generell sammenheng mellom vinkelen av risset og oppsprekningen eller hvor risset starter og slutter på prøvestykket. En slik sammenheng krever flere prøvestykker og resultatene i målt lengde kan ses på som tilfeldig, men trenden er at heft- og spaltebrudd fører til opprissing og oppsprekking fra stålplatekant til betongkant med en vinkel α og β .

Bruddformen varierer og minimumsarmeringen som kan ta opp strekkspenninger i betongen er forsøkt plassert symmetrisk, men det kan forekomme avvik av plasseringen. Dybelen er plassert med vilkårlig orientering i stålplate hullet, slik at antall kammer i kontakt med betongen inne i prøven er tilfeldig. Avvik i forhold til plassering av armering og orientering av kammene er parametere som inngår i usikkerheten i standarder og regelverk, og dette skal ha liten eller ingen betydning for kapasiteten til prøvestykkene.

12.3.3 Last- og forskyvningskurver

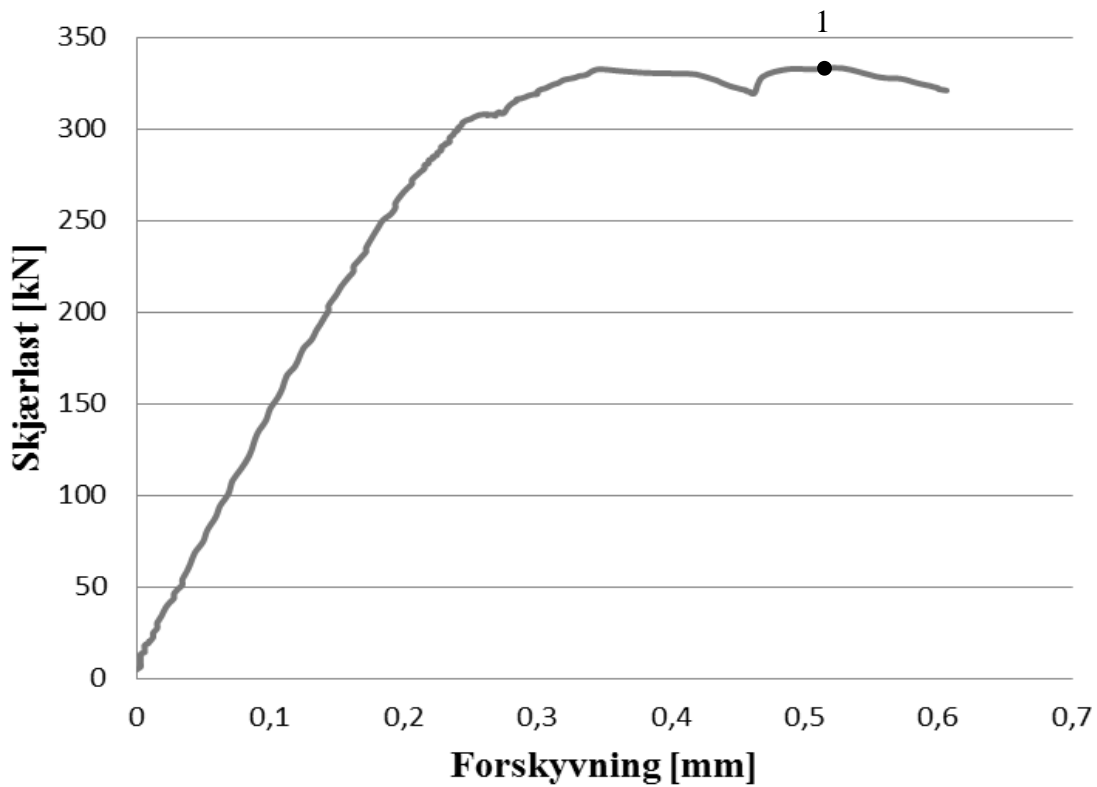
Forutsetninger for valg av forsøksgeometri er oppsummert i kapittel 11. Hovedgeometrien som er valgt har en effektivlengde på dybelen lik $A = 120$ mm. Last- og forskyvningskurvene for prøvestykke med en effektiv forankringslengde på dybelen lik $A = 120$ mm er presentert i figur 12.9, 12.10, 12.11 og 12.12. Figurene har alle et punkt 1) som viser hvor prøven gikk til brudd. Belastningen etter bruddlast er ikke konsekvent redusert med 20 % av totalkapasiteten da dette ville medført at prøvestykkene vil ha blitt totalt kasserte.

A1.1



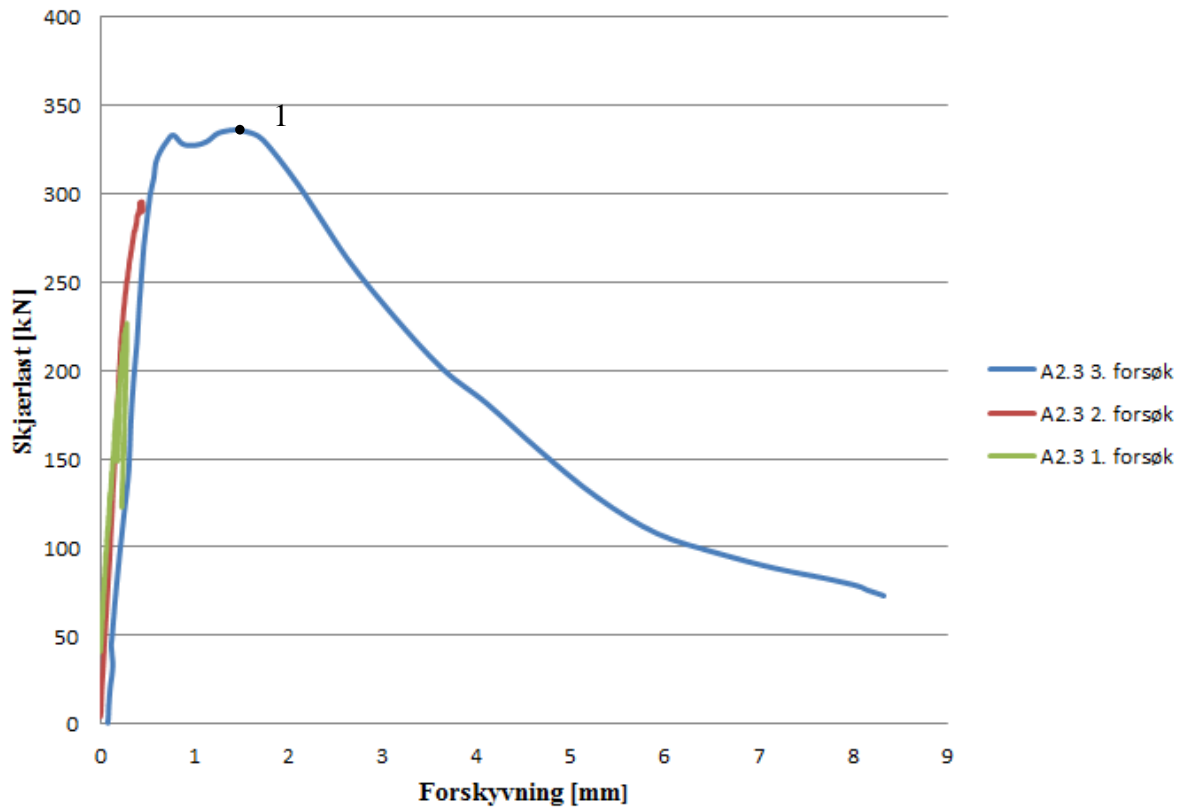
Figur 12.9: Viser last- og forskyvningskurve til prøven A1.1.

A1.3



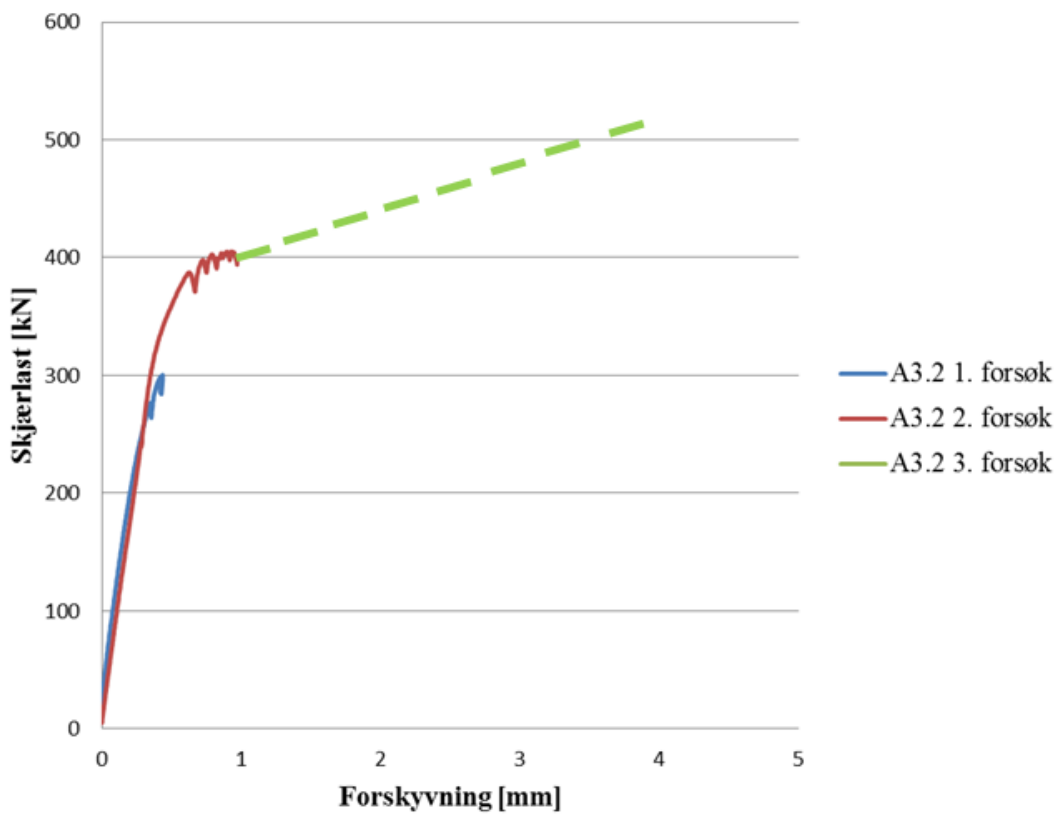
Figur 12.10: Viser last- og forskyvningskurve til prøven A1.3.

A2.3



Figur 12.11: Viser last- og forskyvningskurve til prøven A2.3.

A3.2



Figur 12.12 Viser last- og forskyvningskurve til prøven A3.2.

Forskyvningsaksen er ikke konstant i last- og forskyvningskurvene i figurene over. Dette skyldes at prøvestykkene ikke er belastet likt etter at bruddlasten er nådd, og at de har forskjellige parametere. Varierende parametere som friksjonskoeffisient, innstøping av stål-innstøpningsdetaljen og skjærlastens ekseksentrisitet, se kapittel 11. Det observeres at forskyvningen er relativt liten i forhold til skjærlasten. I BEB 4 [6] nevnes det at forskyvningen er liten, og kan neglisjeres i forbindelse med fordeling av strekk- og skjærkrefter på dybelen, så antagelsen ser ut til å være korrekt. Bruddlasten forekommer ved forskjellig forskyvning.

Prøve A2.3 og A1.1 har forskjellige friksjonskoeffisient mellom stålplaten og betongoverflaten. Prøve A1.1 har PTFE (teflon) på baksiden av stålplaten inn mot betongoverflaten. Fra resultater gitt i tabell 34 har A2.3 større kapasitet enn A1.1 og forskjellen på kapasiteten og forskyvningen kan forklares av friksjonsbidraget mellom baksiden av betongoverflaten. Friksjonsbidraget kan utledes av trykkresultant fra det opptredende momentet som følge av en eksentrisk skjærlast. Friksjonsbidraget ses på som et øvre- og nedre grenseverditilfelle. Det antas at PTFE har en friksjonskoeffisient lik 0,05. Forskjellen på størrelsen til skjærlasten fra prøve A1.1 til skjærlasten prøve A1.3, A2.3 og A3.2 er hhv. 8,5, 9,3 og 24,5 % Beregningen er presentert i tabell 38.

Tabell 38: Størrelse på friksjonsbidraget i total kapasiteten.

Prøve	Skjærlast	Trykkresultant [kN]	Friksjonskoeff. μ_1 lik 0,05 Friksjonsbidrag er da: [kN]	Friksjonskoeff. μ_2 lik 0,2. Friksjonsbidrag er da: [kN]	Friksjonskoeff. μ_3 lik 0,5. Friksjonsbidrag er da: [kN]
A1.1	304,80	123,37	6,17		
A1.3	333,06	134,81	6,74	26,96	67,41
A2.3	335,94	135,98	6,80	27,20	67,99
A3.2	405,09	163,97	8,20	32,79	81,98

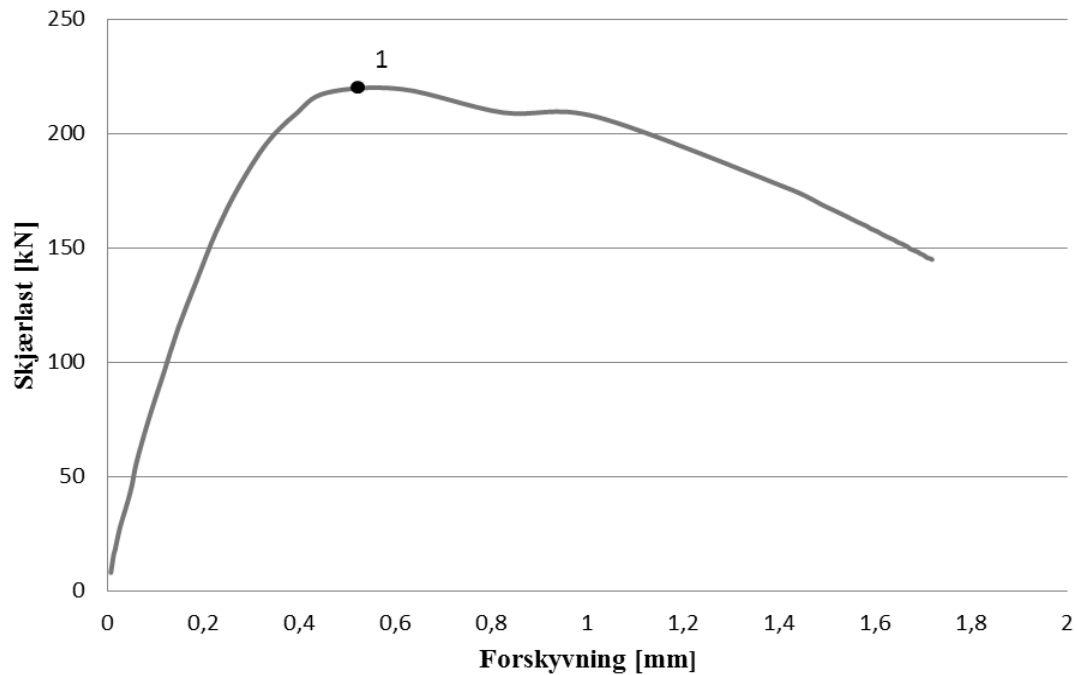
Det kan ikke anslås med tilstrekkelig sikkerhet at forskjellen mellom kapasiteten til knutepunktet skyldes redusert friksjonsbidrag, fordi det foreligger ikke nok forsøksresultater. Det kan også observeres fra tabell 38 at ut fra trenden i forsøksresultatene at friksjonskoeffisienten ligger nærmere 0,2 enn 0,5 mellom stålplaten og betongoverflaten. Bruddformen ser ikke til å være styrt av innstøping og varierende friksjonskoeffisient, men av skjærlastens eksentrisitet.

Figur 12.12 av last- og forskyvningskurven til prøve A3.2 viser at kurven ikke er like jevn som for forsøksresultatene fra prøve A1.1, A1.3 og A2.3. Kurvens form skyldes at skjærbelastningen med liten eksentrisitet gav lokal knusning av betong inntil prøvens strekkside, og at jekkens oljetrykk synker når forsøket stanses for å observere og vurdere risiko. Prøven ble ikke kjørt kontinuerlig til brudd fordi forsøksoppstillingen er direkte farlig, og det måtte ofte kontrolleres om oppstillingen kunne belastes videre. Det som er farlig med forsøksoppstillingen er at stålplaten som skal overføre skjærlasten står under stort trykk og er tilnærmet fri til å bevege seg ut av planet, som en følge av at prøven og prøvens bakplate løftes og roteres litt. Derfor er formen på kurven til A3.2 et produkt av varierende oljetrykk i jekken, knusning av betongen og det å la prøven stå med konstant og relativt stor skjærlast.

Det observeres at skjærlastens eksentrisitet har betydning for prøvene. Mindre eksentrisitet fører til større bruddlast. Bruddformen er et heft- og spaltebrudd for prøvestykkene med hovedgeometri og eksentrisitet lik 85 mm og 45 mm.

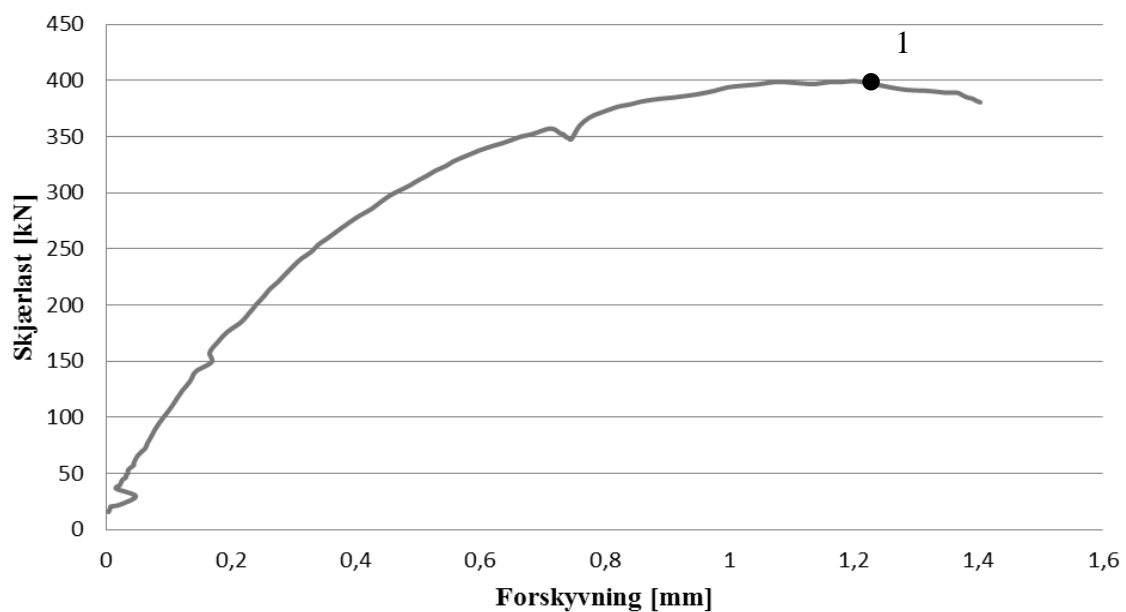
Videre er prøvestykkenes effektive forankringslengde variert for å se på betydningen av forankringslengden og bruddformen med samme lasteksentrisitet. Lasteksentrisiteten $e = 85$ mm er lik som for prøvene A1.1, A1.3 og A2.3. Last- og forskyvningskurven for effektiv lengde av dybel lik B = 80 mm og C = 160 mm er gitt i figur 12.13 og 12.14.

B2.1



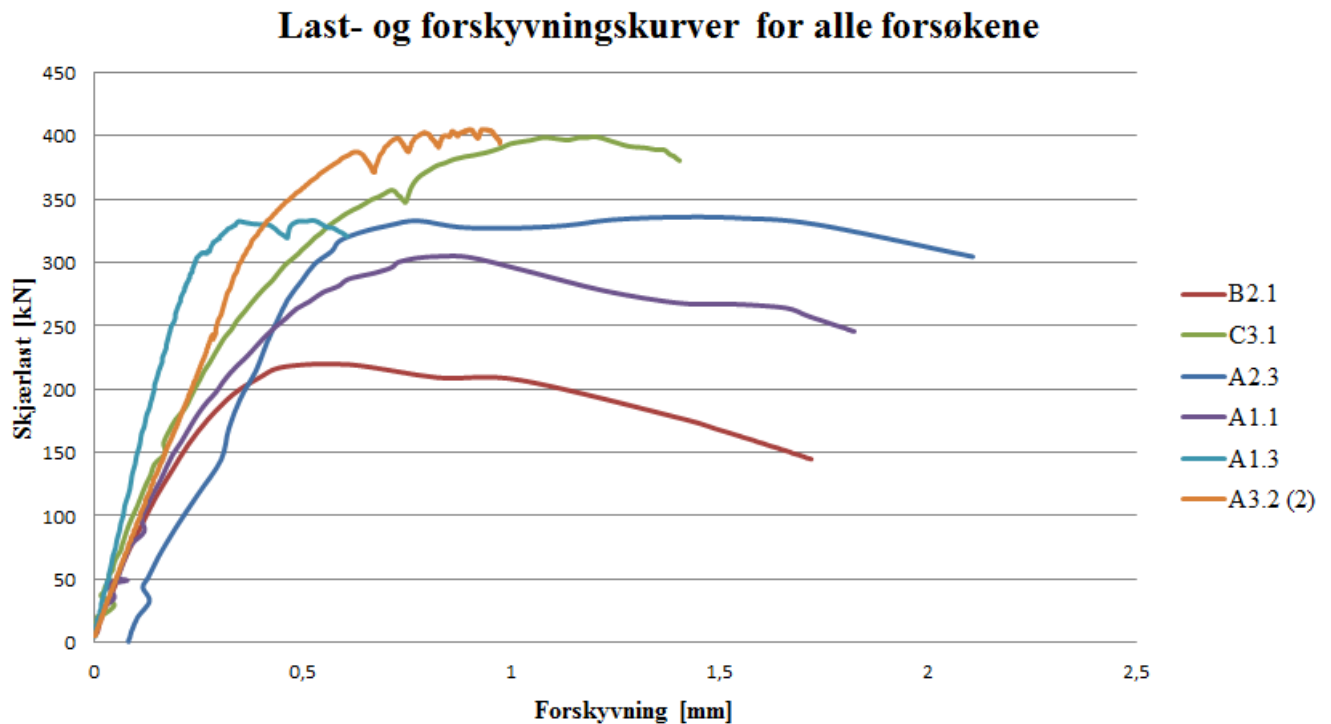
Figur 12.13: Viser last- og forskyvningskurve til prøven B2.1.

C3.1



Figur 12.14: Viser last- og forskyvningskurve til prøven C3.1.

Prøve C3.1 har størst bruddlast av alle prøvestykkene. Prøve C3.1 har 19,4 % større bruddlast i forhold til gjennomsnittet av prøvene med effektiv lengde A, som har samme friksjonskoeffisient og lik eksentrisitet på skjærlasten. Prøve B2.1 har minst bruddlast av alle prøvestykkene, og den er 34,4 % mindre enn gjennomsnittet til prøvene med effektiv lengde A, som har samme friksjonskoeffisient og skjærlast eksentrisitet. Figur 12.15 viser last- og forskyvningskurven til alle prøvene.



Figur 12.15: Viser last- og forskyvningskurve til alle prøvene.

Figur 12.15 viser at prøver med like parameter har tilnærmet lik bruddlast og bruddform. Dette må avkrefte eller bekrefte med ytterligere prøving og utledning.

Resultatene fra forsøkene viser at dyblene overfører en betydelig strekklast inn i betongen. Det er betongens strekkapasitet som gir bruddformen og begrenser total kapasiteten til forbindelsen.

Tendensen i forsøksresultatene viser at mindre eksentrisitet på skjærlasten øker kapasiteten til prøven. Dette er forventet fordi strekkbidraget fra den eksentriske skjærlasten i forbindelsen er mindre. Prøvene som overskrider 350 kN (C3.1 og A3.2) i bruddlast eller er innstøpt i betongen (A1.3) har alle synkende kapasiteter med økende forskyvning, for deretter å øke kapasitet og gå til brudd. For innstøpte stålplater med dybler kan det være tilfelle at ”strekk” dyblene får et økt strekkbidrag, pga. kontakt mellom stålplatens underkant og betong. Trenden viser også at det forgår en omlagring av krefter, og denne omlagringen kan skyldes knusing i betongen rundt dybelen, slik at trykket på strekksiden som kammene aktiverer medfører at platen kommer ut av planet og roter når heft- og spaltekapasiteten til dyblene er overskredet.

12.3.4 Sammenligning av beregnetkapasiteter og forsøksresultater

Videre er det sett på betongens strekk- og skjærkapasitet i interaksjonsformler og forholdet mellom kalkulert og testet strekk- og skjærkapasitet til betong med stålennstøpningsdetalj, se tabell 39, 40 og 41. Resultat fra prøve A3.2 tredje forsøk er ikke presentert eller sammenlignet med kalkulert kapasitet fordi det foreligger for stor usikkerhet i målingen. Interaksjonsformel 7.2 for betong er benyttet. Strekkkapasiteten til betongen, for heft mellom armeringsstengene og betongen, er kalkulert iht. EC 2-1-1 [5], og tilsvarer ligning 5.2 i denne rapporten. Ligning 5.2 for strekkkapasiteten til betongen er benyttet i alle tabellene under. Derimot er det valgt å variere skjærkapasiteten til betongen brukt i interaksjonsformlen, siden det er oppgitt ulike skjærkapasiteter i litteraturene. I tabell 39 er det brukt skjærkapasiteten gitt i CEN/TS 2-4-2 [10], som er ligning 4.13 i denne rapporten.

Tabell 39: Forholdet mellom kalkulert kapasitet iht. CEN/TS 2-4-2 [10] og forsøksresultater.

Prøve	Betong CEN/TS 2-4-2 [10] V_{Ed} [kN]	Forsøksresultat V_{Ed} [kN]	Forhold mellom kalkulert- og testet kapasitet
A2.3	116,3	335,9	2,9
B2.1	106,5	219,4	2,1
C3.1	124,2	399,3	3,2
A3.2	134,4	405,1	3,0

I tabell 40 er strekkkapasiteten til betong (EC 2-1-1 [5]) kalkulert med ligning 5.2 og skjærkapasiteten til betong er kalkulert etter ligning 4.15 hentet fra masteroppgaven til Muratli.

Tabell 40: Forholdet mellom kalkulert kapasitet iht. Muratli [41] og forsøksresultater.

Prøve	Betong Muratli [41] V_{Ed} [kN]	Forsøksresultat V_{Ed} [kN]	Forholdet mellom kalkulert- og testet kapasitet
A2.3	155,8	335,9	2,2
B2.1	130,1	219,4	1,7
C3.1	173,8	399,3	2,3
A3.2	188,4	405,1	2,1

I tabell 41 er strekkkapasiteten til betong (heft EC 2-1-1 [5]) kalkulert med ligning 5.2 og skjærkapasiteten til betongens kalkulert etter ligning 4.41. Ligning 4.41 er gitt i EC 4-1-1 [12] for samvirkebroer og er ikke gyldig for beregning av dimensjonerende kapasitet, men er kun tatt med her for å vise kapasiteten. Gyldigheten til ligning 4.41 er diskutert videre i dette avsnittet.

Tabell 41: Forholdet mellom kalkulert kapasitet iht. EC 4-1-1 [12] og forsøksresultater.

Prøve	Betong EC 4-1-1 V_{Ed} [kN]	Resultat V_{Ed} [kN]	Forholdet mellom kalkulert- og testet kapasitet
A2.3	125,2	335,9	2,7
B2.1	125,2	219,4	1,8
C3.1	145,7	399,3	2,8
A3.2	152,2	405,1	2,7

Betongens kapasitetsformler er konservative. Bruddet som oppstår, har liten forskyvning og forekommer raskt og uten forvarsel. Bruddet kan karakteriseres som et sprøtt brudd. Sprøe brudd kan ha stor sikkerhet innarbeidet i kapasitetsformlene, fordi de forekommer plutselig og gir ”stor” usikkerhet.

De to nederste dyblene i forsøket får relativt stor strekkbelastning i forhold til designkriteriet som er skjærlast med liten eksentrisitet. Effektive lengden til dybelen lik A, B og C har et skjærbidrag i interaksjonsformlen på hhv. 77,5 %, 70,9 % og 81,4 % iht. CEN/TS 2-4-2 [10] og 69,4 %, 61,2 % og 74,6 % iht. Muratli [41]. Ut fra presenterte tall og beregninger gjort i vedlegg E1 er strekkbidraget i bruddformen betydelig for B = 80 mm og dette skyldes den korte forankringslengden.

Skjærkapasiteten til betong etter EC 4-1-1 [12] for dybler med fot (ligning 4.41 i denne rapporten) er ikke gyldig, fordi strekkbidraget betydelig større enn det som er satt som øvre grense for bruk av kapasitetsformlene, se kapittel 4.2.2. Tabell 42 viser strekkbidragets i forhold til skjærbidraget med elastisk fordeling av kreftene til dyblene. Dvs. at skjærlasten fordeles lik på alle 4 dybler og strekkraften fordeles på 2 dybler.

Tabell 42: Målt skjær- og strekk pr. dybel og avvik i beregnet og målte strekkkapasiteter.

Prøve	Maks skjærkraft pr. dybel (målt i forsøk) [kN]	Maks strekkraft pr. dybel (fra forsøk) [kN]	Andel strekk i forhold til skjær med $e = 85$ mm [%]	Andel strekk i forhold til skjær med $e = 45$ mm [%]	Avvik mellom strekkkraft fra forsøk og beregnet strekkkapasitet (ligning 5.2) [kN]
A1.1	76,2	61,7	81,0		38,6
A1.3	83,3	67,4	81,0		44,3
A2.3	84,0	68,0	81,0		44,8
A3.2	(130) 101,3	(55,7) 43,4		(42,9) 42,9	(32,6) 20,3
B2.1	54,8	44,4	81,0		39,4
C3.1	99,8	80,8	81,0		50,0

Tabell 42 viser at strekklasten er 81 % av skjærlasten, som gjør at ligning 4.41 ikke er gyldig iht. EC 4-1-1[12]. Kravet i EC 4-1-1 [12] er at strekkbidraget på dybelen skal være mindre enn 10 % av skjærlasten. Ut fra trenden i forsøksresultatene er beregnet strekkkapasitet til betong for heft mindre enn forsøksresultatene. Dvs. at ligning 5.2 for heft er konservativ og gjentatt her:

$$\alpha_2 = 1 - 0,15 * \left(\frac{R}{\emptyset} - 1,5 \right) \quad (5.1)$$

- \emptyset er diameteren på dybelen.
 R er minste verdien av $[(s_2/2); c_1; c_2]$, der s_2 er horisontal senteravstanden mellom dybelen for vegginnstøpte stålplater med dybler og c_i er avstanden fra senter dybel til betongkant, se figur 5.2.
 c er avstand fra senter dybel til betongkant, se figur 5.2.
 s er senteravstand mellom dyblene, se figur 5.2.

Den totale strekkapasiteten til betong med innstøpt stålplate med en dybel er:

$$N_{Rd,c} = N_{Rd,s} * \frac{l_b}{l_{bd}} * \frac{0,7}{\alpha_2} \quad (5.2)$$

- $N_{Rd,c}$ er betongens dimensjonerende strekkapasitet.
 $N_{Rd,s}$ er dybelens dimensjonerende strekkapasitet, se ligning 3.20 b.
 l_b er festemidlets forankringslengde.
 l_{bd} er forankringslengden som kreves for kraften $N_{Rd,s}$.

Iht. forutsetninger som er gjort for stålennstøpningsdetaljen er s_2 lik 100 mm, som gir en α_2 faktor lik 0,85 for karakteristisk verdi av dybelens diameteren. Det medfører at strekkapasiteten som er beregnet fra målt verdi av stangdiameteren i utgangspunktet er gjennomsnittlig redusert med 16,8 %.

Forankringsstengene med diameter på 20 mm, skal i prinsippet tilfredsstillende kravet til forankringslengde gitt i BEB 3 og BEB 4 [8] [6]. Kravet er at forankringslengden skal være større eller lik $6 * \emptyset$, som tilsvarer en effektiv forankringslengde på 120 mm i denne situasjonen. Dermed faller egentlig dyblene med effektiv lengde $B = 80$ mm utenfor kravet, og dette kan være årsaken til at forholdet mellom kalkulert og testet kapasitet avviker vesentlig fra forholdet der forankringslengden er på $A = 120$ mm og $C = 160$ mm.

Trenden i resultatene viser at kapasitetsformelene presentert i denne rapporten er konservative. Konservative kapasitetsformler er hensiktsmessig med tanke på bruddets natur. Empiriske formuler er basert på forsøksdata og sannsynlighetsfordeling. Kapasitetsformlene vil gi en mindre dimensjonerende verdi for stålennstøpningsdetalj i betong, enn hva forsøksresultatene viser. Muratli (1998) [41] har samlet forsøksdata, for dybler med fot innstøpt i betong, og beregnet sannsynligheten for brudd med standard normalfordeling, og gitt pålitelighetsindeksen β . Dette er ikke kalkulert i denne rapporten, siden det er for lite forsøksdata.

Muratli (1998) [41] presentere også at det er innarbeidet en sikkerhetsfaktor i CCD-metoden som CEN/TS 2-4-1 [2], CEN/TS 2-4-2 [10] og BEB 4 [6] baserer seg på. I hans rapport fremgår det at det er innarbeidet en sikkerhetsfaktor på 2 til 3, for stålennstøpningsdetaljer i betong. En slik innarbeidet sikkerhet kan forklares ved at bruddformen er sprø og for et knutepunkt lokalt vil avvik i plassering, lastantagelse og materialeegenskaper ha mye større betydning enn for et større konstruksjonselement, som f. eks en bjelke. Hvis skjærlastens eksentrisitet øker med 10 mm, vil dette påvirke kapasiteten til stålennstøpningsdetaljen i betong vesentlig, i forhold til samme økning av eksentrisiteten for stålknutepunkter.

13.0 FE analyse

13.1 Numerisk analyse av skjærforsøket

Dataprogrammet Abaqus/CAE 6.10-1 er benyttet for å utføre numerisk analyse av stålinnstøpningsdetaljen i betong. Abaqus er et numerisk analyseprogram som benytter seg av FEA (Finite Element Analysis). FEA kan tilnærme, gi et bilde av og beskrive forskyvninger, tøyninger og spenningsforløp i modellen. "Modellen" brukes her som et fellesnavn for komponentene som inngår i Abaqus modellene, som består av dybler, stålplater, betong og sveis mellom dyblene og stålplaten.

Modellen skal kunne representere de viktigste egenskapene til komponentene som forbindelsen består av. Den geometriske modellen i Abaqus blir den matematiske modellen når oppførselen er antatt, og ved valgte differensialligninger og opplagerbetingelser. Differensialligningenes form avhenger av homogenitet, isotropi, kontinuitet av materialegenskaper og størrelsen på tøyninger- og rotasjoner.

13.2 Modellerte egenskaper til prøvestykke brukt i forsøk

Prøvestykkets geometri er beskrevet i detalj i kapittel 11. Prøvene består av en stålplate (200x300x20 mm) i stålqualität S235, dybler av armeringsstenger (Ø20) med stålqualität B500NC, betong (1200x800x250 mm) med fasthetsklasse B30 og sveis (a-mål 8 mm). Dyblene er sveist til stålplaten med kilsveis rundt og på begge sider av stålplaten. Videre er stålplaten støpt inn i betongen med klaring i underkant, se tabell 23 i kapittel 11 for forsøksoversikt. I modellen er det gjort andre forutsetninger i forhold til den virkelige forsøksgeometrien. Forutsetningene for de forskjellige komponentene er:

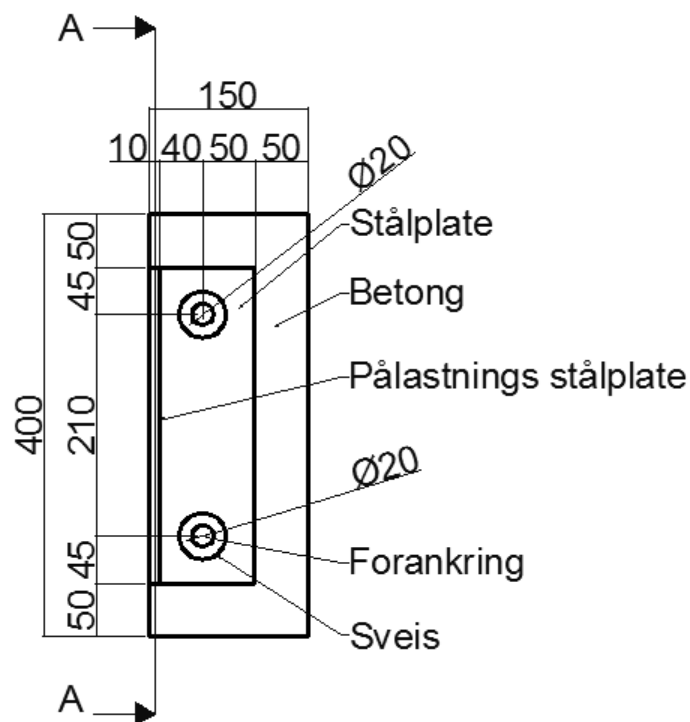
- I modellen er dybler modellert med sveis kun på yttersiden av stålplaten, denne sveisen har et a-mål lik 8 mm.
- Hele stålplaten vil være innstøpt i forsøkene, men ikke i underkant, se tabell 23. I modellen er det valgt å legge stålplaten på utsiden av betongen, og inne i betongen. Modellene med stålplaten inne i betongen har kontakt med betongen langs alle fire kanter og baksiden. For stålplaten på utsiden av betong, vil stålplaten kun ha kontakt med betongen på baksiden. Kontaktbetingelser er beskrevet nærmere i kapittel 13.7.2.
- Prøvestykkets geometri er valgt med hensyn på avstand fra dybel til betongkant, som er anbefalt og diskutert i kapittel 3, 4, og 5, se figur 13.2 e). I modellen er disse modifisert for å minimere beregningstiden med å redusere antall elementer som inngår i modellen, vist i figur 13.2. Prøvestykket er symmetrisk, og det er valgt å modellere kun den ene siden av dyblene sett fra midten av lastpåføringsplaten, se figur 13.1. Skjærlasten på lastpåføringsplaten er tilpasset beregnede verdier og antall dybler.
- Det er modellert full heft mellom dybel og betong, men i virkeligheten vil ikke full heft kunne oppstå uten tilstrekkelig forankringslengde på dyblene, som det er angitt i EC 2-1-1 [5]. Dette er beskrevet i kapittel 3.3.1.
- Dyblen vil være helt omsluttet av betong, men i modellen er det modellert gjennomgående hull i betongen for å forenkle "mesh'et", og dermed nøyaktigheten. Det er lagt inn "partition", der "partition" er en funksjon i Abaqus som deler geometrien. "Partition" er

benyttet for å lage et symmetrisk ”mesh”, og for å forenkle valg av elementer som skal inngå i kontakt- og randbetingelser beskrevet i avsnitt 13.7.2.

- I det virkelige prøvestykke vil skjærkraften være fordelt over et lite areal. I Abaqus modellen er skjærkraften påført som en jevnt fordelt trykkspenning over hele lastpåføringsplatens toppkant.

13.3 Geometri

Det er laget fire forskjellige modeller. En modell med innstøpt stålplate, en med stålplate på utsiden av betongen, en modell for liten eksentrisitet fra skjærlastens tyngdepunkt til betongoverflaten og en modell for stor eksentrisitet fra skjærlastens tyngdepunkt til betongoverflate, se figur 13.2. Alle modellene har lik geometrisk utforming av stålplaten som vist i figur 13.1. Det er utført elastiske og plastiske analyser av alle modellene.

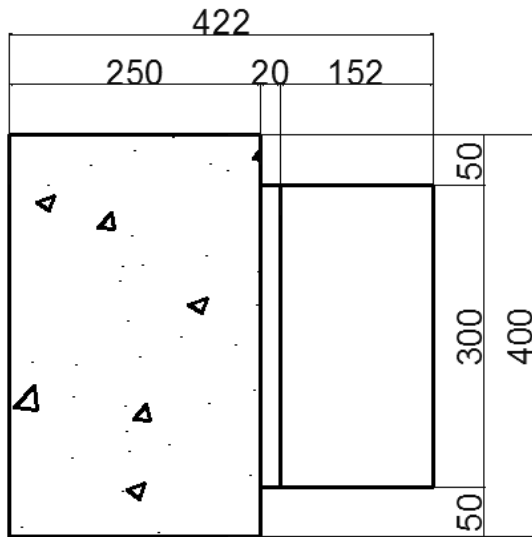


Figur 13.1: Geometrisk utforming av stålplaten og plassering på og i betongen.

Det er påsatt trykkspenning på toppen av lastpåføringsplaten, som blir en skjærkraft for stålplaten med dybler. Det jevnt fordelte trykket har en resultant lik 65 kN. Det er kun benyttet dybler av armeringsstål med effektiv lengde lik 120 mm. Effekter det er valgt å legge vekt på er:

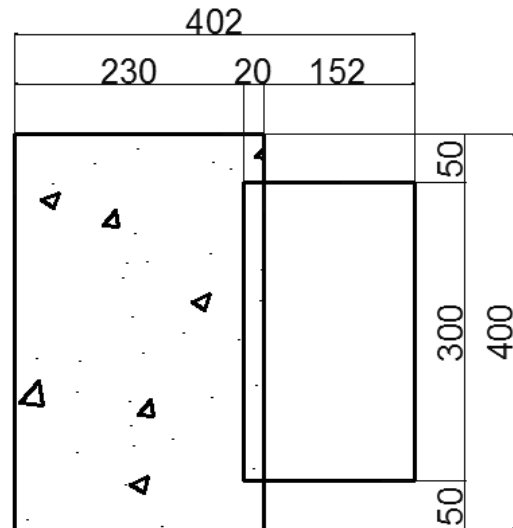
- Hvor mye av skjærlasten overføres direkte som kantrykk på betongen fra undersiden av stålplaten, se figur 13.2. Denne effekten kan kun vurderes når stålplaten er innstøpt i betongen.
- Varierende eksentrisitet til skjærlasten. Eksentrisiteten varierer fra 58 mm til 96 mm og regnes fra skjærlastens tyngdepunkt til betongoverflaten. Ulikhetene i simulasjonenes resultater i forbindelse med varierende eksentrisitet brukes for å se på spenningsfordelingen i betongen på trykksiden bak stålplaten, se figur 13.2.

- Ulike friksjonskoeffisienter. Friksjonskoeffisientene mellom stålplaten baksida og betongoverflaten er satt til 0,2 og 0,5. Modeller som har stålplate innstøpt i betong har friksjonsløs kontakt mellom stålplaten topp- og sidekanter, se avsnitt 13.7.2.



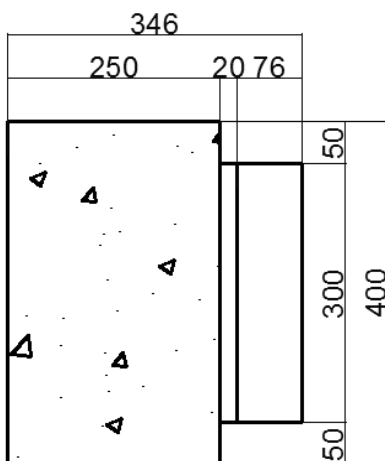
SNITT A-A

a) Viser stålplate utenfor betongen med 96 mm eksentrisitet.



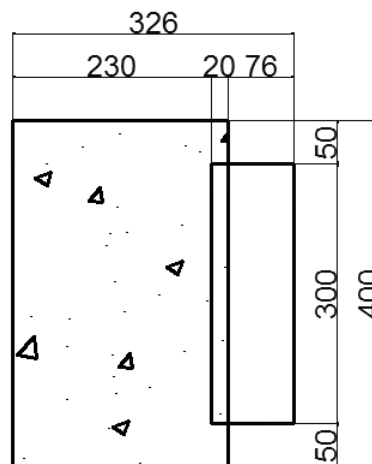
SNITT A-A

b) Viser stålplaten innstøpt i betongen med 96 mm eksentrisitet.



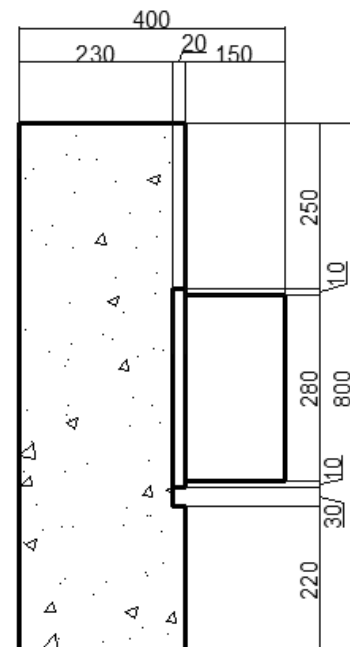
SNITT A-A

c) Viser stålplaten utenfor betong med 58 mm eksentrisitet.



SNITT A-A

d) Viser stålplaten innstøpt i betongen med 58 mm eksentrisitet.



e) Virkelig modell.

Figur 13.2: Geometrisk utforming av lastpåføringsplaten og plassering av stålplaten i betongen for modellene.

13.4 Materialdata

13.4.1 Elastisk materialdata

Lineærelastisk-materialer er gyldig for elastisk tøyning mindre enn 5 % i Abaqus. Gyldighets område for små tøyninger med elastisk teori er i størrelsesorden $\epsilon \sim 0,003$. Total elastisk spenning er definert som total elastisk tøyning:

$$\sigma = D^{el} * \epsilon^{el} \quad (13.1)$$

der spenningen er den totale sanne Cauchy spenningen i et endelig tøyningstilfelle. Hvor D^{el} er en fjerdeordens elastisk tensor, og tøyningen er den totale elastiske tøyningen, ϵ^{el} . De elastiske egenskapene er definert av Young`s elastisitetsmodulen, E, og Poisson`s forhold, ν . Skjærmodulen er gitt av:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (13.2)$$

Stålplaten er modellert med lineærelastisk materialdata. Verdiene er vist i tabell 43 og er hentet fra EC 3-1-1 pkt. 3.2.6 [13].

Tabell 43: Elastisk materialdata til stålplate og lastpåføringsplate.

Inndata	Verdi
Elastisitetsmodul	210 000 MPa
Poisson-tall i elastisk område	0,3

Dyblene er modellert med lineærelastisk materialdata og består av armeringsstål B500NC iht. NS 3576-3:-2012 [54]. Verdiene er vist i tabell 44 og er hentet fra EC 2-1-1 pkt. 3.2.7 [5].

Tabell 44: Elastisk materialdata for armeringsstål.

Inndata	Verdi
Elastisitetsmodul	200 000 MPa
Poisson-tall i elastisk område	0,3

Betongen har fasthetsklasse B30, som gir en sylindrefastheten lik 30 MPa. Lineærelastisk-materialdata er gitt i tabell 45 og hentet fra EC 2-1-1 tabell 3.1 [5].

Tabell 45: Lineærelastisk-materialdata for betong som er urisset.

Inndata	Verdi
Sekantmodul, elastisitetsmodul for betong	33 000 MPa
Poisson-tall for urisset betong	0,2

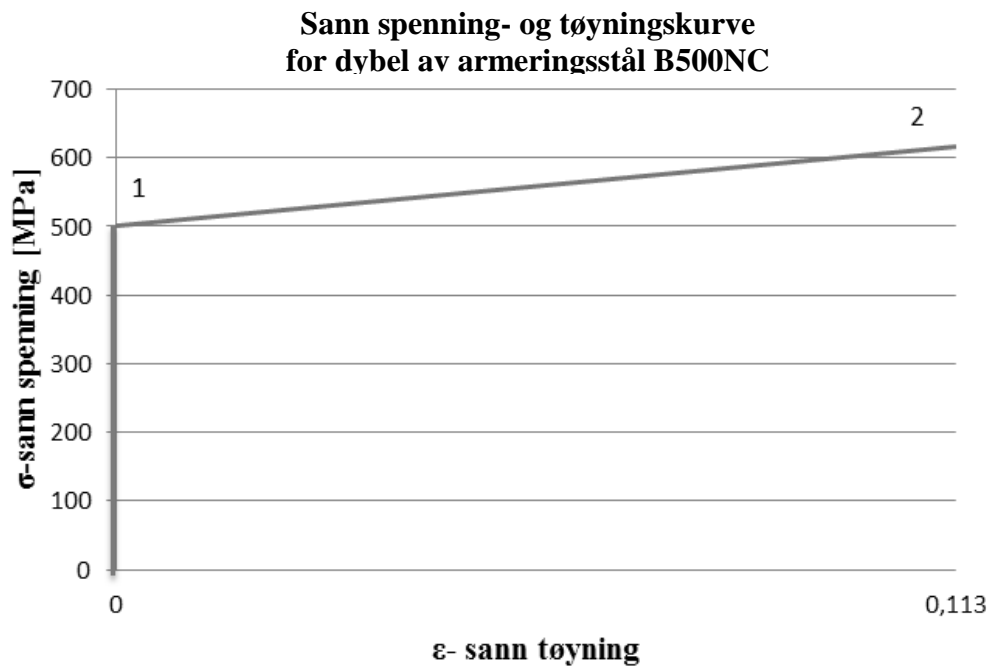
13.4.2 Plastisk materialdata

Den plastiske oppførselen til armeringsstålet i dyblene er modellert med en materialkurve som viser sann spennings- og tøyningsoppførselen. Sann spennings- og tøyningsskurven er lagt inn med to punkter. Punkt 1 er for dybelens flytespenning- og tøyning, og punkt 2 er for dybelens bruddspenning og bruddtøyning. Spennings- og tøyningssammenhengen til armeringsstålet i dyblene mellom punktene er antatt lineær som er utgangspunktet for dimensjonering gitt i EC 2-1-1 pkt. 3.2.7 [5]. Denne forenklingen er også gjort for konstruksjonsstålet (stålplaten og lastpåføringsplaten), da det ikke er valgt å legge vekt på den plastiske oppførselen til stålet i modellen. Sann spennings- og tøyning er beregnet etter EC 3-1-5 pkt. C6 [43], se vedlegg I1.

Teoretisk plastisk oppførsel for armeringsstenger av kvalitet B500NC er presentert i tabell 46 og figur 13.3.

Tabell 46: Sann spennings- og tøyning for armeringsstenger av kvalitet B500NC

Punkt	Ingeniørspenning	Ingeniørtøyning	Sann spennings	Sann tøyning
1	500 MPa	0,0025	501 MPa	0,00249
2	550 MPa	0,12	616 MPa	0,113



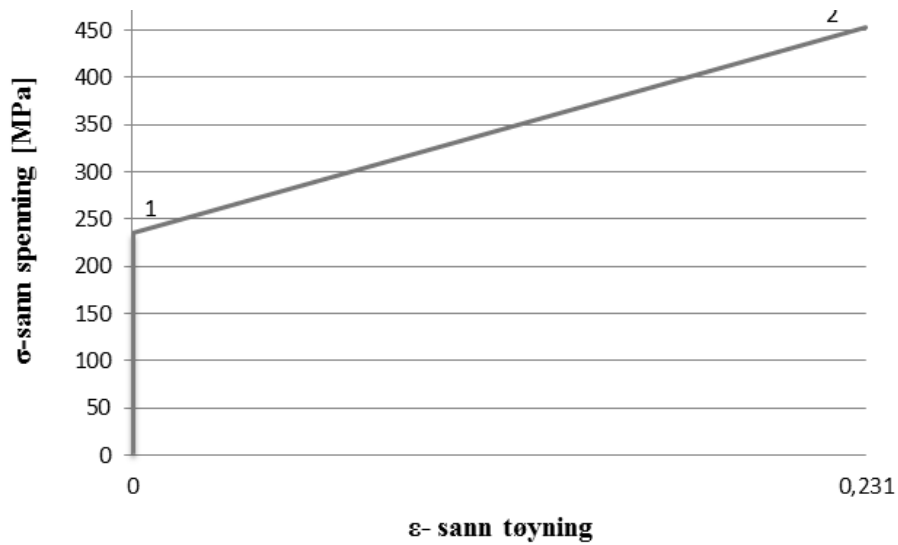
Figur 13.3: Sann spennings- og tøyningsskurve for armeringsstenger (B500NC).

Teoretisk plastisk oppførsel for stål S235 er presentert i tabell 47 og figur 13.4.

Tabell 47: Sann spennings- og tøyning for stålplate av kvalitet S235.

Punkt	Ingeniørspenning	Ingeniørtøyning	Sann spennings	Sann tøyning
1	235,0 MPa	0,001119	235,3 MPa	0,001118
2	360,0 MPa	0,260	453,6 MPa	0,231

Sann spenning- og tøyningskurve for konstruksjonsstål S235

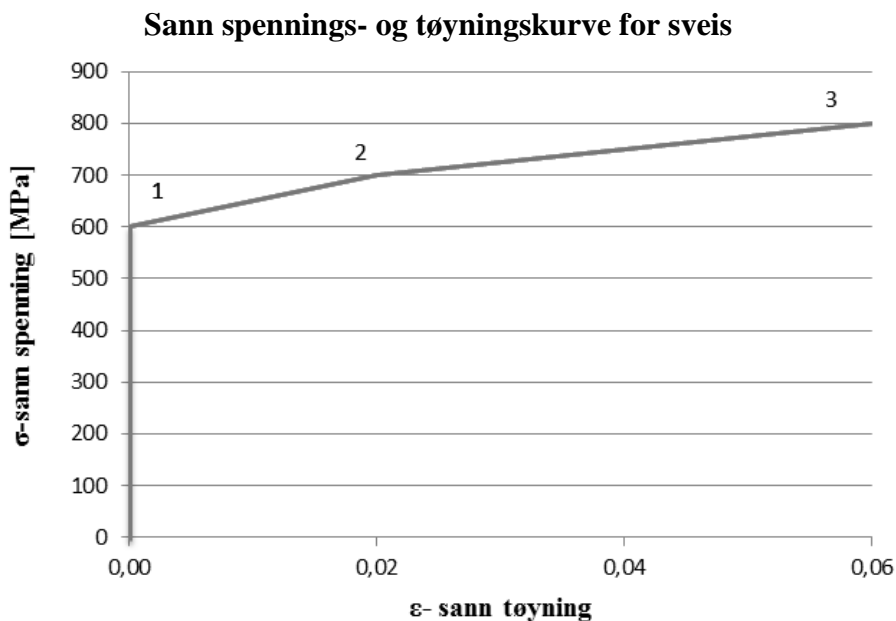


Figur 13.4: Sann spenning- og tøyningssammenheng for stål S235.

Sveisen i modellen skal ikke være kritisk for forbindelsen og derfor er materialoppførselen antatt lik Dalen, Wasjø [26] materialmodell. Plastisk materialoppførsel er presentert i figur 13.5 og tabell 48.

Tabell 48: Plastisk spennings- og tøyningssammenheng for sveisen.

Punkt	Ingeniørspenning	Ingeniørtøyning
1	600 MPa	0,0
2	700 MPa	0,02
3	800 MPa	0,06



Figur 13.5: Plastisk spennings- og tøyningssammenheng for sveis.

”Concrete damage plasticity” i Abaqus gir muligheten til å modellere betongens ulike egenskaper mht. trykk- og strekkapasitet. Et alternativ til materialmodellen ”concrete damage plasticity” for betong er ”brittle cracking”. ”Brittle cracking” er kun tilgjengelig i Abaqus/Explicit og er derfor valgt å ikke benytte i denne oppgaven.

I Abaqus legges tøyningens-raten inn med en logaritmisk skala, som gir bedre resultater med hensyn på tøyningsegenskapene. Det kan velges en lineær tøyningfordeling, med jevnt fordelt økning i tøyningen. Denne funksjonen påvirker kun tøyningensraten som en uavhengig variabel og er relevant for materialmodeller som ”concrete damaged plasticity” og tøyningensavhengig ”classical metal plasticity”. Det er det valgt å legge inn ”regularization” og ”linear” for betong [55].

Abaqus definerer den plastisitetssoppførselen til betongen med den effektive spenningen. Den effektive spenningsinvarianten er definert slik:

$$\bar{\boldsymbol{\sigma}} = \mathbf{D}_0^{\text{el}} : (\boldsymbol{\varepsilon} - \boldsymbol{\varepsilon}^{\text{pl}}) \quad (13.3)$$

$\boldsymbol{\varepsilon}$ er tøyning for betong.
 $\boldsymbol{\varepsilon}^{\text{pl}}$ er plastisk tøyning for betong.
 \mathbf{D}_0^{el} er initial elastisk matrise for betong.

Den plastiske potensielle flyt av overflaten benytter to spenningsinvarianter av den effektive spenningstensor, og er i hovedsak hydrostatisk trykkspenning:

$$\bar{p} = -\frac{1}{3} \text{trace}(\bar{\boldsymbol{\sigma}}) \quad (13.4)$$

Von-Mises ekvivalent spenning er uttrykt som:

$$\bar{q} = \sqrt{\frac{3}{2} (\bar{\mathbf{S}} : \bar{\mathbf{S}})} \quad (13.5)$$

Der den effektive spennings deviatoren er [55]:

$$\mathbf{S} = \bar{\boldsymbol{\sigma}} + \bar{p}\mathbf{I} \quad (13.6)$$

Den plastiske flyten er videre antatt som en ikke- assosiert potensiell plastisk flyt, og flyt potentialet er definert som følgende av en Drucker- Prager modell, for hyperbolske funksjoner:

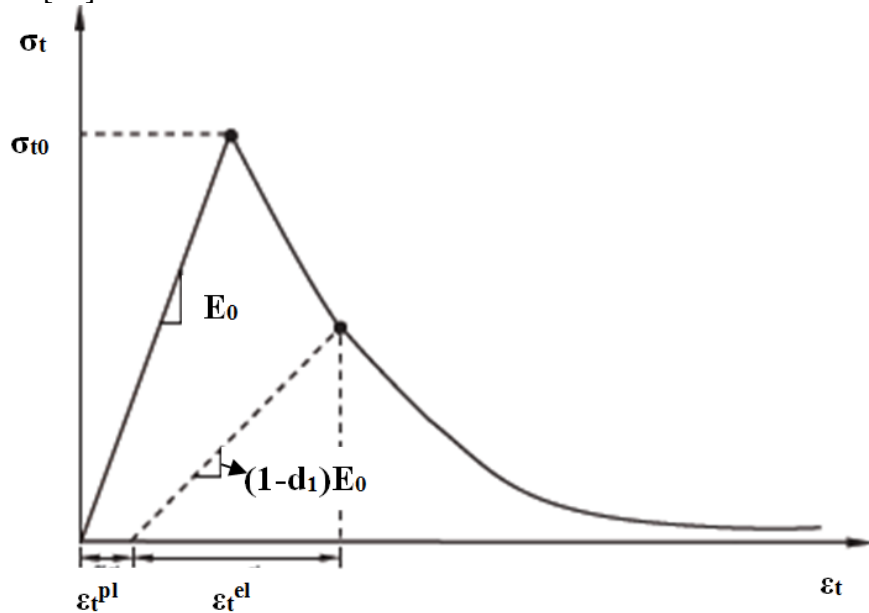
$$G = \sqrt{(e\sigma_{i0} \tan \psi)^2 + \bar{q}^2} - \bar{p} \tan(\psi) \quad (13.7)$$

$\psi(\theta, f_i)$ er ”Dilation angle”. ”Dilation vinkel” er et mål for endring i volumtøyninger med hensyn på endring av skjærtøyning. Den er målt i p-q- planet med et høyt konsentrert trykk. Det er benyttet to ”dilation vinkler” 45° og 35°. Disse vinklene er valg på bakgrunn av teori diskutert for håndberegningens-metodene, og betongens bruddoppførsel på bakgrunn av [66] og [67].

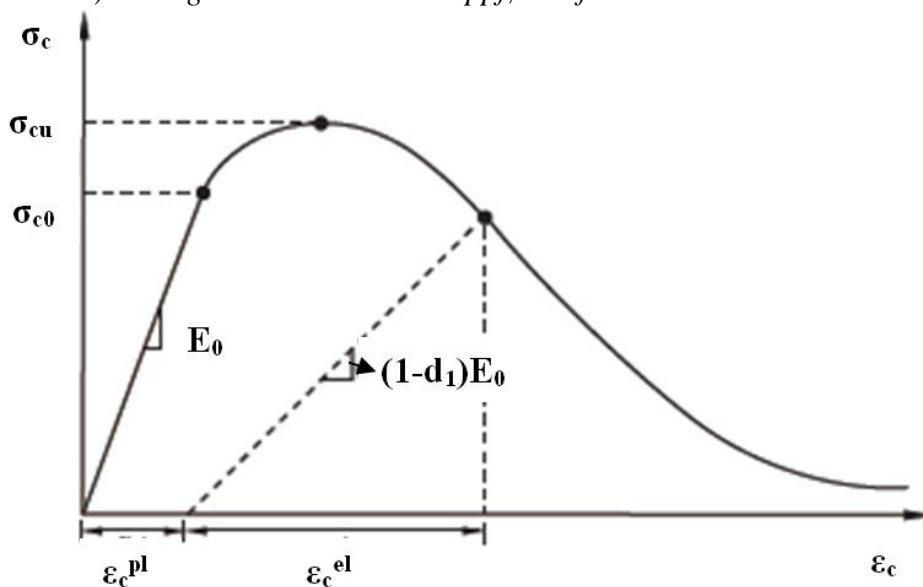
$\sigma_{i0}(\theta, f_i)$ er enaksial strekkspenning ved brudd, vist i figur 13.9.

$e(\theta, f_i)$ er en parameter referert til eksentrisiteten, som definerer hastigheten funksjonen vil nærme seg en asymptote. Dette betyr at hvis den potensielle flyten er rett vil eksentrisiteten gå mot null. Eksentrisiteten, e settes lik 0,1 som en standardverdi i Abaqus. Det betyr at materiale har nesten lik "dilation vinkel" over et vidt spekter av trykkspenningsverdier.

Modellen krever at den elastiske oppførselen til betongen er isotrop og lineær. Modellen kan utformes slik at den tar hensyn til tøyningen som oppstår i betongen. Det antas to hovedbruddformer, strekk- opprissing og trykk- knusning av betongen. Bruddflaten kontrolleres av to ekvivalente tøyingsvariabler i trykk og strekk ($\epsilon_{pl,c}$ og $\epsilon_{pl,t}$). Betongen er angitt av enaksial strekk- og trykkspennings-oppførsel. Betongens karakteristiske oppførsel er vist i figur 13.6 [55].



a) Betongens karakteristiske oppførsel for enaksialt strekk.

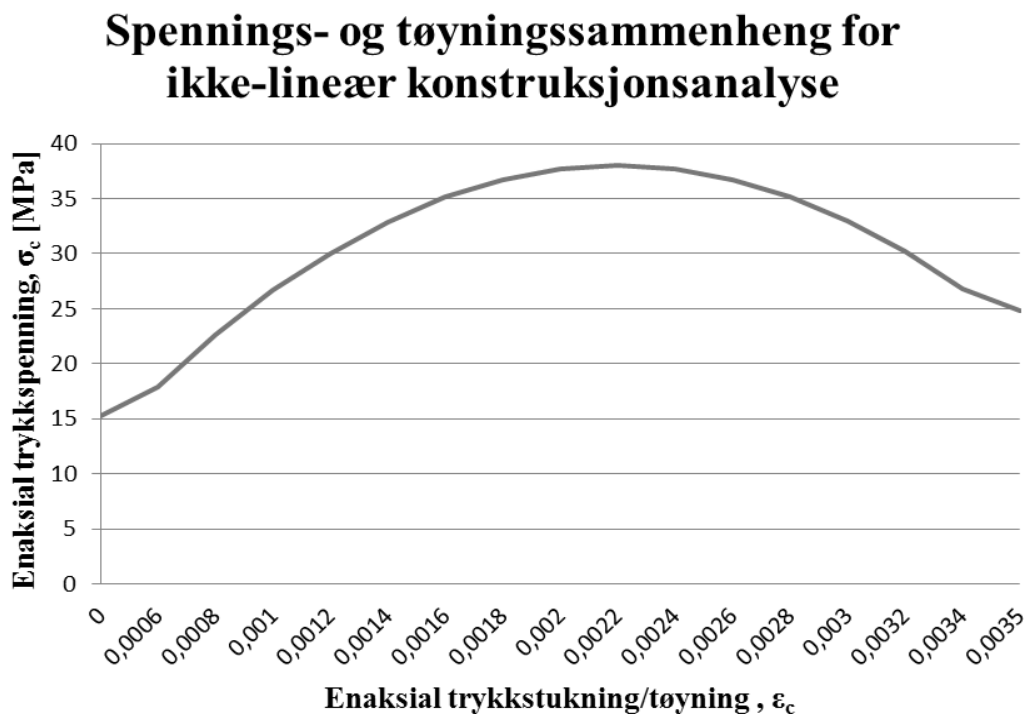


b) Betongens karakteristiske oppførsel for enaksialt trykk.

Figur 13.6: Betongens karakteristiske oppførsel for enaksialt strekk og trykk [55].

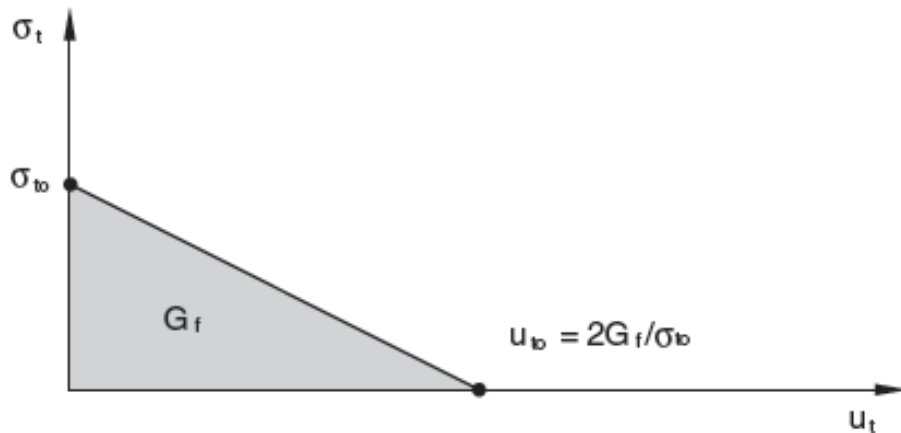
Figur 13.6 viser materialoppførselen til betong som Abaqus tar utgangspunkt i for beregning av tøyninger og spenninger. Modellen er bygget på bruddplastisitet hvor den enaksial strekkoppførselen til betong bygger på en lineærelastisk spenning- og tøyningsresponsen, helt til bruddspenningen σ_{t0} forekommer. Bruddspenningen korresponderer med dannelsen av mikroriss i betongen. Over bruddspenningen er dannelsen av mikroriss representert makroskopisk, med en ”mykning” av spenning- og tøyningsresponsen, som forårsaker tøyninger i betongen. Under enaksialt trykk, vil responsen være lineær frem til flytespenningen σ_{c0} . I det plastiske området vil responsen typisk kategoriseres av spennings ”hardning” etterfulgt av tøynings ”mykning” over flytespenningen σ_{cu} . Dette skal representere bruddoppførselen til betongen, noe forenklet. Det er valgt ikke å gi verdier for degraderingen i trykk- og strekkspennings oppførsel og dermed er de inelastiske tøyningene like de plastiske tøyningene, siden det ikke er dynamisk last i denne masteroppgaven.

Betongens trykkoppførsel er hentet fra EC 2-1-1 pkt. 3.1.5 [5] og beregnet som vist i vedlegg II. Figur 13.7 viser verdier som er lagt inn for betongens trykkegenskaper.



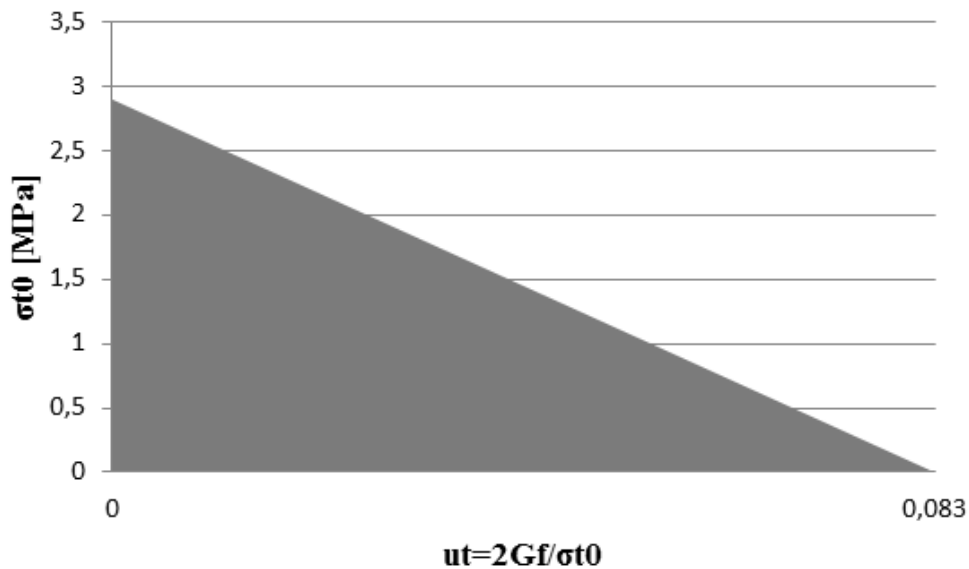
Figur 13.7: Spennings- og tøyningssammenhengen for trykkbelastet betongen.

Betongen i modellen er uarmert. Strekkoppførselen til betongen er modellert med Hillerborg's (1976) bruddenergikriteriet, for ikke å introdusere unødvendig følsomhet i valg av ”mesh” i modellen. Hillerborg definerer bruddenergien som kreves for åpne ett enhets riss G_f , som en materialparameter, hvor det benyttes ”brittle fractur” konseptet. Det er valgt å benytte strekkbruddspenning σ_{t0} som en tabellverdi som en funksjon av tilhørende bruddenergiforlengelse. Denne modellen forutsetter et lineært tap av styrken etter opprissing. G_f er satt til 0,120 N/mm, iht. [55] for en betong med trykkfasthet på 40 MPa. Bruddspenningen er satt til middelverdien av betongens strekkfasthet lik 2,9 MPa, som gitt i EC 2-1-1 tabell 3.1 [5]. Den karakteristiske sammenhengen er vist i figur 13.8.



Figur 13.8: Betongens karakteristiske strekkspennings- og bruddenergikurve.

Verdiene valgt til betongen i Abaqus-modellen er vist i figur 13.9, og beregnet i vedlegg II.



Figur 13.9: Strekkspenning- og bruddenergi oppførselen til betongen.

13.5 Bestemmelse av element

Det er valgt å benytte tri-lineært volumelement ("mursteinsselement") i modellen. Det blir kalt et tri-lineært element fordi formfunksjonene består av tre lineære funksjoner, altså er elementet av førsteorden. Volumelementer er valgt fordi de beskriver bedre trykkoverføringen på oversiden av elementet enn skallelementer. Elementet som er benyttet i modellen er et 8 node "mursteinsselement", som heter C3D8R i Abaqus. Elementet har tre translasjonsfrihetsgrader i hver node, og dette medfører 24 frihetsgrader pr. element.

Integrasjonspunktet ligger i sentret av elementet. Når elementet er utsatt for bøyning, vil det ikke være noen tøyning i senteret av elementet, og elementet oppfører seg for stivt i bøyning. Hvis elementet deformerer seg i en timeglassform, vil det ikke bidra til energiopptak. I Abaqus er det egen timeglass- kontroll for første ordens elementer med redusert integrasjon. Elementet kan også være "utsatt" for skjærlåsing, fordi det kan oppstå falsk skjærtøyning, og for ikke å få et for stivt element er det valgt å bruke redusert integrasjon. Redusert integrasjon vil også bidra til å redusere beregningstiden til modellen.

13.6 Elementinndeling av komponentene

Beregningstiden til modellen er bakgrunn for valg av elementinndeling som vist i tabell 49.

Tabell 49: Valg av type element og elementstørrelser på komponentene.

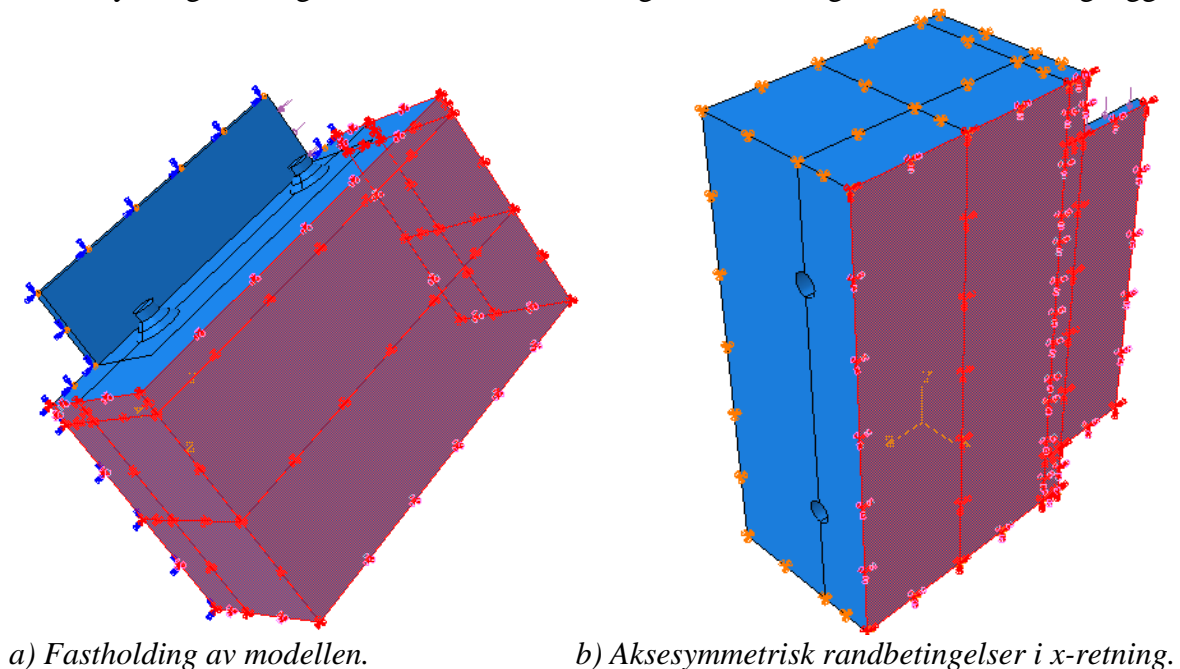
Komponent	Element type	Elementstørrelse
Betong	C3D8R	10 mm
Stålplate	C3D8R	5 mm
Lastpåføringsplate	C3D8R	5 mm
Dybel	C3D8R	5 mm
Sveis	C3D8R	5 mm

Komponentene utsatt for bøyning, er modellert med minst 4 elementer i bøyningsretningen, for å få flere integrasjonspunkter, som vil gi et bedre bilde av bøyning i modellen. Det er videre antatt samme elementstørrelse for både sveis og dybler for ikke å få store avvik mellom overflatene som er bundet sammen.

13.7 Rand- og kontaktbetingelser

13.7.1 Randbetingelser

Betongmodellens tre av fire kanter er fastholdt mot forskyvning i x-, y- og z-retning, se figur 13.10. Betongen vil ha en mye større utstrekning i virkeligheten. Det er ikke lagt vekt på effekt av avstand fra dybel til betongkant og derfor vil opplagerbetingelsen som fastholdning av forskyvningsfrihetsgradene være en tilnærming til det virkelige forholdet i betongveggen.



Figur 13.10: Rand- og kontaktbetingelser.

Modellen er modellert med en aksesymmetrisk fastholdning i x-retningen. Fastholdningen gjelder stålplaten, lastpåføringsplaten og betongsiden som har kontakt med stålplaten. Det betyr at forskyvning i x-retning er fastholdt. Randbetingelsene er vist i figur 13.10.

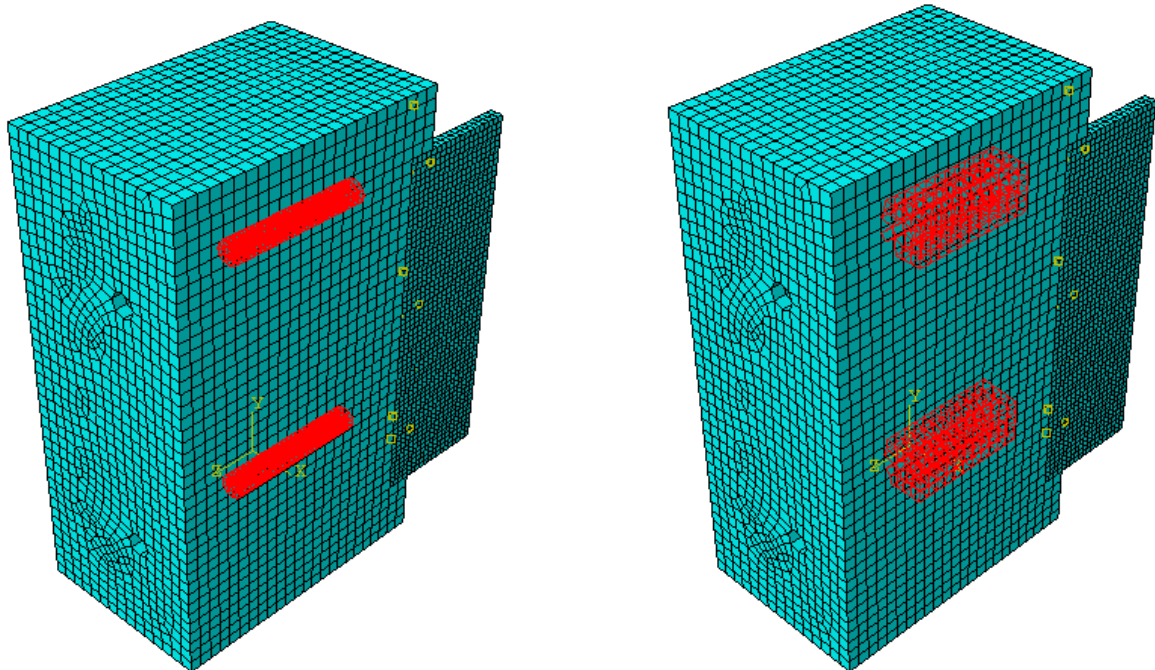
13.7.2 Kontaktbetingelser

”Embedded-elementer” kan benyttes for å modellere armering i betong. Abaqus finner den geometriske sammenhengen mellom nodene i de ”embedded-elementene” og ”verts-elementene”. Forskyvnings-frihetsgradene til de ”embedded- nodene” er låst til en interpolert verdi av forskyvningene til ”verts- elementet”. ”Embedded- elementer” kan ha rotasjonsfrihetsgrader, men rotasjonsfrihetsgradene blir ikke låst av ”embeddingen”.

”Embedded- og verts-elementene” må ha likt antall forskyvningsfrihetsgrader. Abaqus setter det geometriske avviket til en standardverdi lik 0,05 ganger størrelsen på de ikke ”embedded-elementene”. Dette er ikke endret i analysen. Tabell 50 viser en oversikt over ”embedded-elementer” og figur 13.11 viser hvordan dybelen er ”embedded” til betongen.

Tabell 50: Oversikt over ”embedded- elementer”

Komponent	”Embedded område”	Vert	Merknad
Betong	X		Betonghull kant
Dybel		X	Alle elementene



a) Dybelens elementer.

b) Betonghullets tilstøtende elementer.

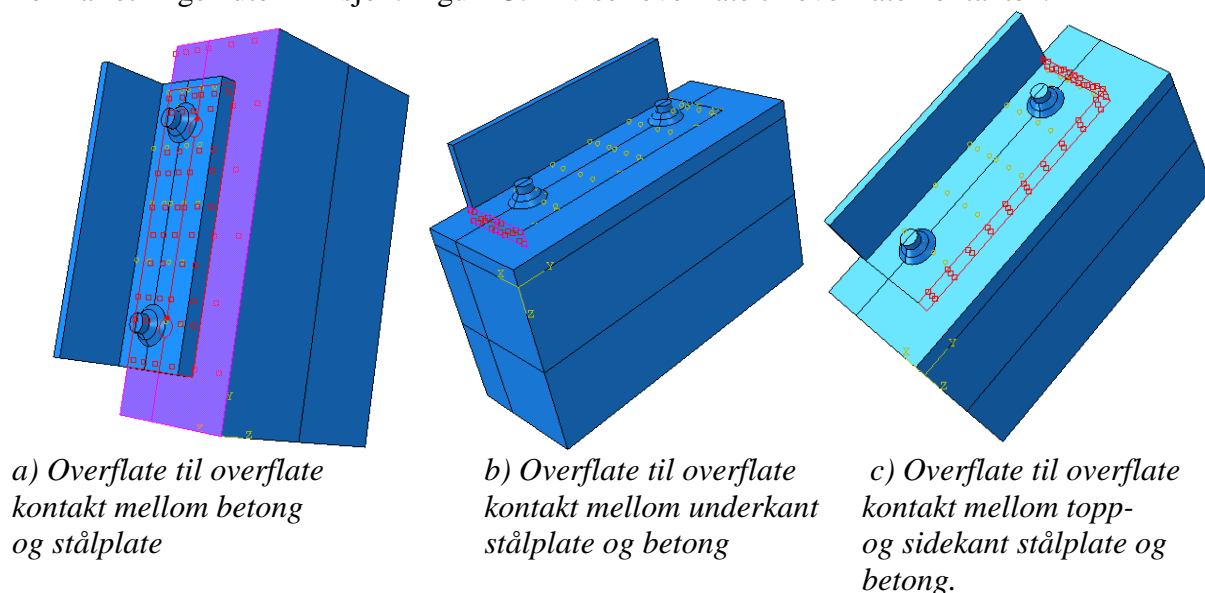
Figur 13.11: Viser prinsipielt hvordan dybelen er ”embedded” til betongen.

”Surface-to surface contact” er benyttet, og det er valgt endelig glidning mellom betong- og ståloverflatene. Endelig glidning mellom betong- og ståloverflatene er en standardverdi i Abaqus. Overflate til overflate diskretisering tar hensyn til mester- og slave område med gjennomsnittlig kontaktbetingelser. Overflate til overflate kontakt tilfredsstiller Newtons tredje lov. Kontaktkrefter skal være i selv-likevekt, dvs. at kontaktkrefter som opptrer på den respektive overflaten skal være lik den andre i samme punkt. Tabell 51 viser overflate til overflate kontaktbetingelsene.

Tabell 51: Viser overflate til overflate kontakt for komponentene.

Overflate til overflate	Komponent	"Mester"	"Slave"	Merknad
1	Stålplatens bakside	X		Friksjon
	Betong overflate		X	
2	Underside stålplate	X		Friksjon
	Betong rundt stålplate		X	
3	Stålplatetopp og kant		X	Friksjonsløs
	Betong rundt stålplate	X		

Det lokale kontaktplanet mellom betong- og ståloverflatene er ortogonalt på kraftretningen. Betong og ståloverflatene overfører normal- og skjærkrefter. Friksjon mellom betong og stål er valgt slik: mekanisk, "tangential behavior", "penalty", isotopisk med en friksjonskoeffisient lik 0,2 og 0,5. Valg av friksjonskoeffisienten er diskutert i kapittel 8.5. Det er også lagt inn "normal behavior" med "pressure-overclosure" og "hard contact". Videre er standard verdiene valgt for "constraint enforcement method". Det er også huket av for å tillate separasjon etter kontakt. "Hard" kontakt er en standardverdi i Abaqus for normalretningen uten friksjon. Figur 13.12 viser overflate til overflate kontakten.

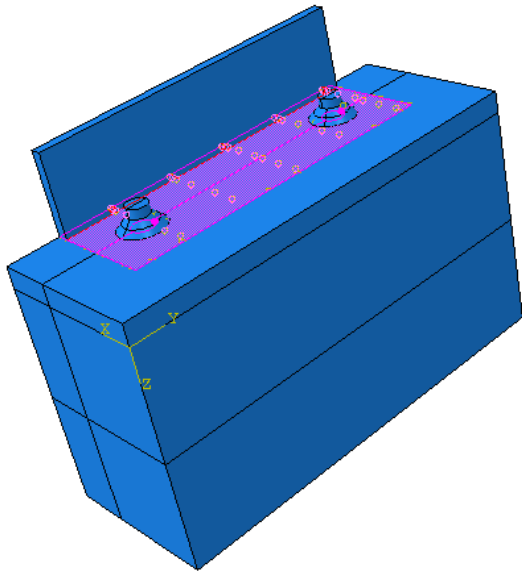


Figur 13.12: Viser overflate til overflate kontakt mellom stål- og betongoverflatene.

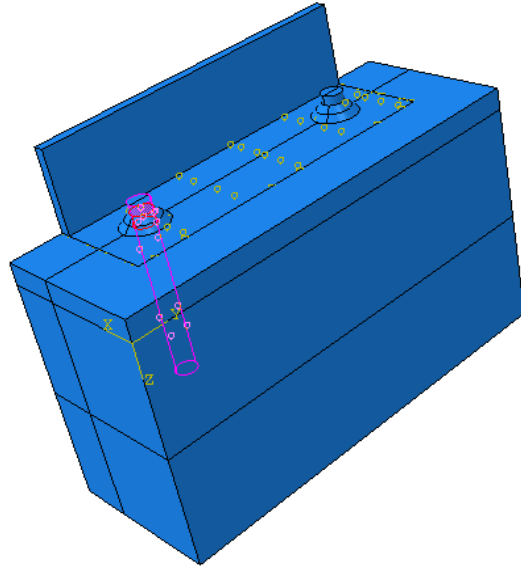
Overflatebestemt "tie" (låse) vil si at forskyvnings- og rotasjonsfrihetsgradene er låst til hverandre. Som standard innstilling, kan det bare bindes overflater som er nær hverandre. Tabell 52 og figur 13.13 viser hvilke komponenter som er låst sammen.

Tabell 52: Oversikt over låsing av elementer.

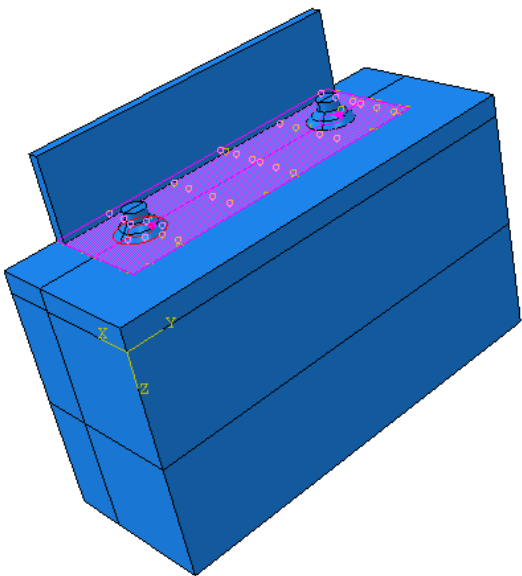
Tie	Komponent	"Mester"	"Slave"	Merknad
1	Sveis	X		
	Dybel		X	
2	Sveis	X		
	Stålplate		X	
3	Lastpåføringsplate	X		
	Stålplate		X	
4	Betong overflate	X		
	Betong rundt stålplate		X	



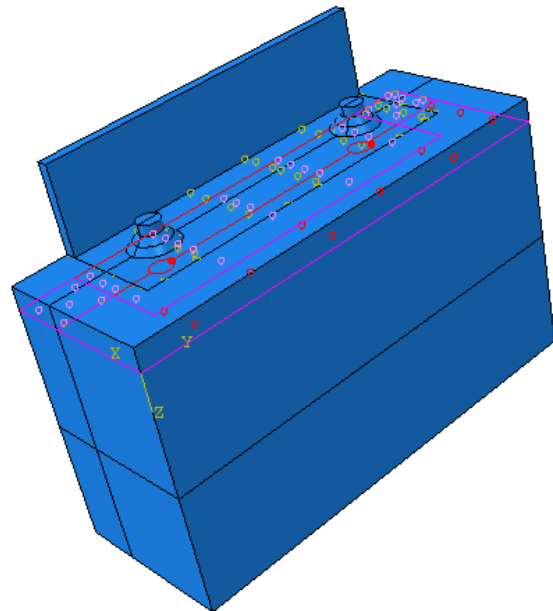
a) Lastpårøringsplate låst til stålplate.



b) Sveis låst til dybel



c) Sveis låst til stålplate.



d) Betong rundt låst til betong.

Figur 13.13: Viser komponenter som er låst sammen.

13.8 Resultater

13.8.1 Elastiske resultater

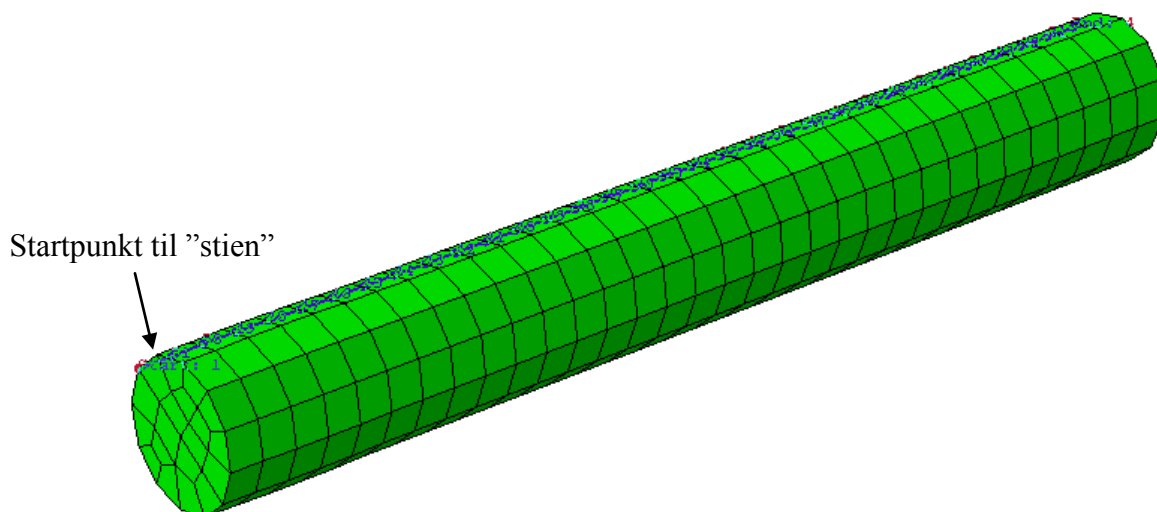
Det er laget 8 forskjellige modeller som er brukt til elastisk analyse i Abaqus, og egenskapene til modellene er vist i tabell 53.

Tabell 53: Oversikt over resultatnavn.

Simulerings navn	Plassering av stålplate i forhold til betongen	Eksentrisitet til skjærlast [mm]	Friksjonskoeffisient mellom stål og betong	Opptredende skjærlast [kN]	Trykkspenning jevnt fordelt på lastpåføringsplate [MPa]
1	Utenfor	58	0,5	65	85,5
2	Innenfor	58	0,2	65	85,5
3	Utenfor	58	0,2	65	85,5
4	Utenfor	96	0,2	65	42,8
5	Utenfor	96	0,5	65	42,8
6	Innenfor	58	0,5	65	85,5
7	Innenfor	96	0,2	65	42,8
8	Innenfor	96	0,5	65	42,8

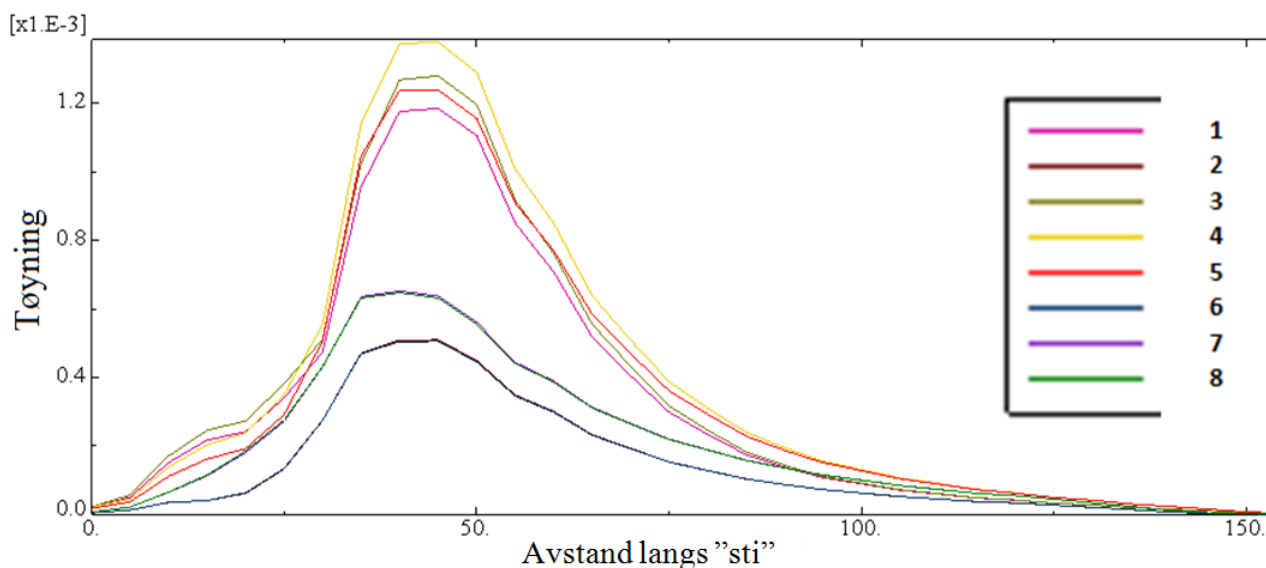
13.8.1.1 Strekkføyninger i dybel

Når skjærkraften angriper med en eksentrisitet, gir dette strekkbelastning i de øverste dyblene, se kapittel 2. Det er gjort en antagelse om at momentet fra den eksentriske skjærlasten fordeler seg som et kraftpar. FE analysen viser at strekkraften fordeler seg via dyblene og antagelsen om strekkraftens fordeling i BEB 4[6] er dermed korrekt.



Figur 13.14: "Stien" til øvre dybel.

Tøyningsverdiene i figur 3.15 er hentet fra "path'en" som vises i figur 13.14. En "path" eller på norsk "sti" er et kjent antall noder som er valgt ut fra en komponent, som det ønskes å hente resultater fra. Den grafiske fremstillingen av resultatene varierer med hvilke noder i stien som er valgt. I figur 13.14 er nodene fra de øverste elementene i øvre dybel valgt. "Stien" har startpunkt i dybelens ende som er utenfor betongen, og har endepunkt inne i betongen.



Figur 13.15: Tøyningen til øvre dybel.

Tøyningsfordelingen til dyblene utsatt strekk- og skjærkraft er vist i figur 13.15, dvs. "max." principal" gitt som en gjennomsnittverdi av 75 %, som forkortes "avg. 75 %". Dette er standard visning av resultatene i Abaqus. Varierende parametere i modellene er stor og liten eksentrisitet, med og uten innstøping av stålplaten og friksjonskoeffisienten mellom stål- og betongoverflatene lik 0,2 og 0,5. Tabell 54 viser hvor maks strekktøyninger i Abaqus modellen opptrer, som er 45 mm fra startpunktet til "stien" på dybelen. Ved å trekke fra tykkelse på sveis og stålplate er maksimal opptredende strekktøyning 5 mm fra betongoverflaten for modeller med stålplater på utsiden av betongen. Figurene 13.15 viser at maksimal opptredende strekktøyning er litt innenfor betongoverflaten og med en antagelse om at Hook's lov er gjeldene ($\sigma = \epsilon \cdot E_c$), opptrer maksimal spenning i dybelen i nærheten av betongoverflaten slik BEB 4 [6] antar.

Tabell 54: Maks tøyningen til dyblene i strekk.

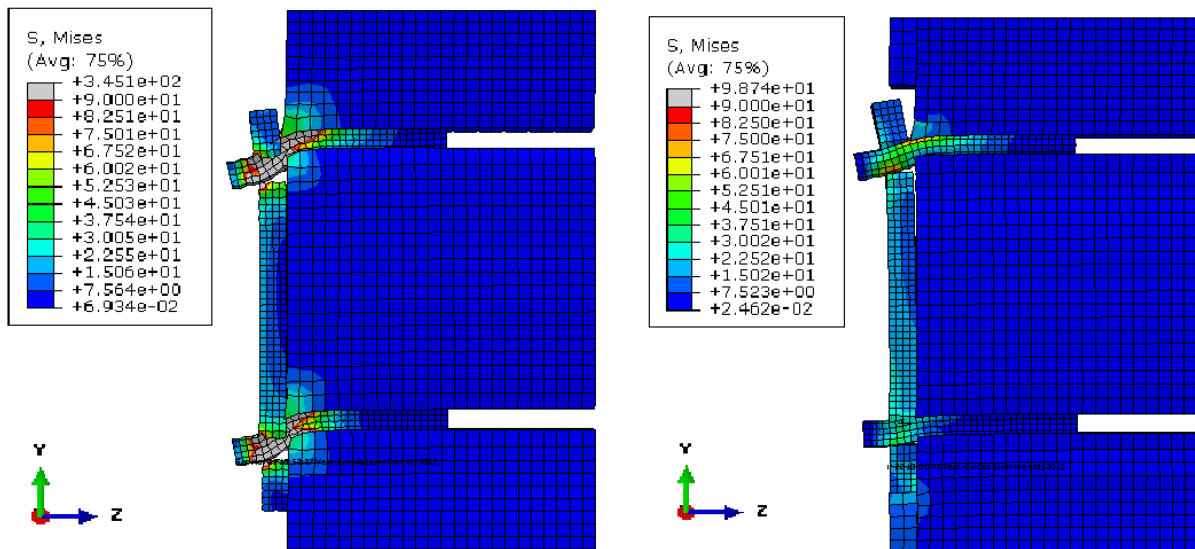
Simulering	Maks. tøyning	Hvor maks tøyning langs dybelen forekommer. Fra startpunkt til "stien" [mm]
1	0,00119	45
2	0,00051	45
3	0,00128	45
4	0,00138	45
5	0,00124	45
6	0,00051	45
7	0,00064	45
8	0,00063	45

FE analysen med stålplaten utenfor betongen, viser at stor eksentrisitet og liten friksjonskoeffisient gir størst strekktøyning. Årsaken til dette er at ved skjærbelastning vil strekkraften i dyblene bli større med stor eksentrisitet og med liten friksjonskoeffisient mellom stålplattens bakside og betongoverflaten. Mindre av skjærkraften vil bli overført mellom stålplaten og betong, og mer overført via dyblene.

Derimot viser figur 13.15 og tabell 54 at simulering 2 og 6 har den minste tøyningen. Disse har liten eksentrisitet på skjærlasten, og stålplatens bunn er i kontakt med betongen. At tøyningen er mindre kan skyldes kontaktrykket i bunn av stålplaten. Kontaktrykket overfører mye av skjærkraften direkte til betongen og dermed vil ikke dybelen i toppen få like stor deformasjonstøyning. Kontaktrykket kan føre til avskalling av betongen lokalt inntil stålplatens bunn. Modellen i Abaqus tar ikke hensyn til avskalling. Dermed er det interessant å se på trykkspenningsfordelingen i og inntil nedre dybel og dette diskuteres videre i avsnitt 13.8.1.2

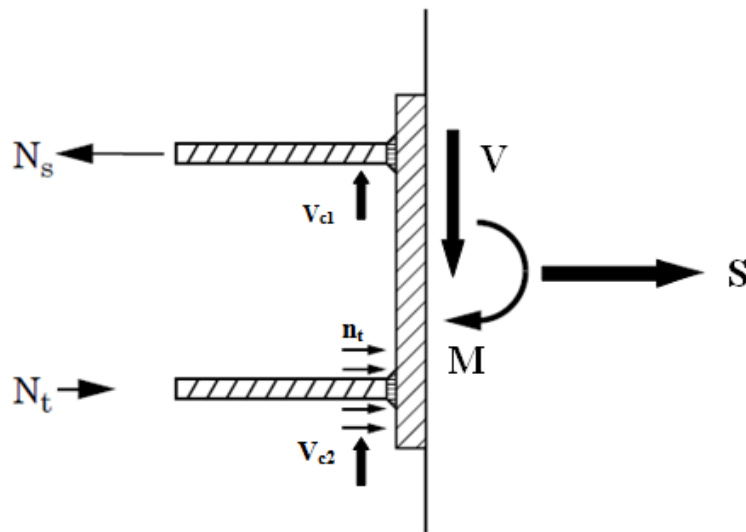
Simulering 8 og 7 har begge en skjærlast som angriper stålinnstøpningsdetaljen med en eksentrisitet på 96 mm, men har forskjellig friksjonskoeffisient mellom betong og stål, og tøyningsoppførselens avvik er lite, se figur 13.15. Tøyningsavviket mellom simulering 2 og 6 er også lite, der disse modellene også kun har ulik friksjonskoeffisient mellom betongoverflaten og stålplatens bakside. På bakgrunn av dette trekkes det en konklusjon for modeller der stålplaten er innstøpt og ligger å hviler på betongen i underkant. Konklusjonen er at friksjonen mellom stålplaten og betongen vertikalt har liten betydning for tøyning av de øverste dyblene, frem til en evt. avskalling. Noe som trolig skyldes at mesteparten av skjærkraften overføres direkte til betongen gjennom stålplatens underkant.

13.8.1.2 Trykkfordeling fra stålplaten og dybelen inn i betongen



a) Simulering 1: Trykkspenning i betong ved nederste dybel

b) Simulering 2: Trykkspenning i betong ved nederste dybel og i betongen i underkant av stålplaten.



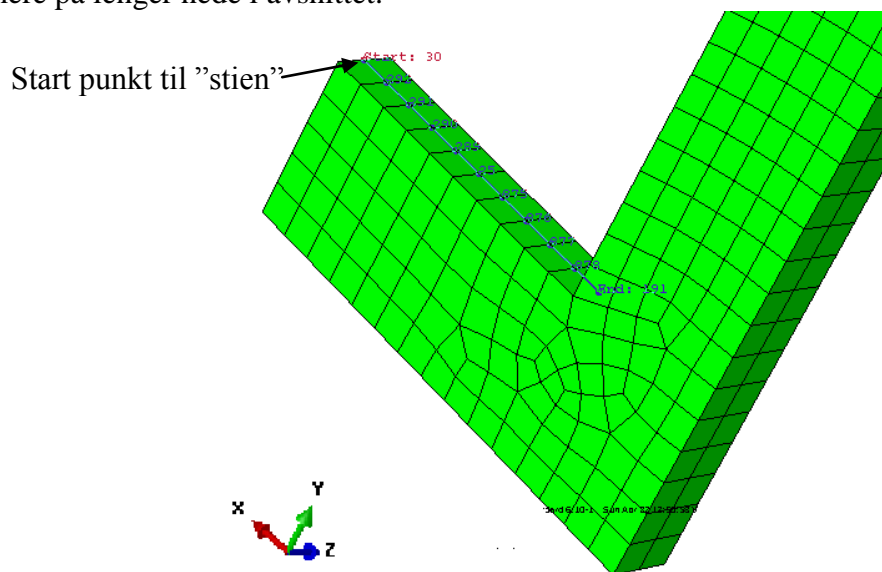
c) BEB 4 [6]: Antagelse om jevn fordelt trykkspenning i betong inntil nederste dybel.

Figur 13.16: Spenningsfordeling inntil dybelen på trykksiden.

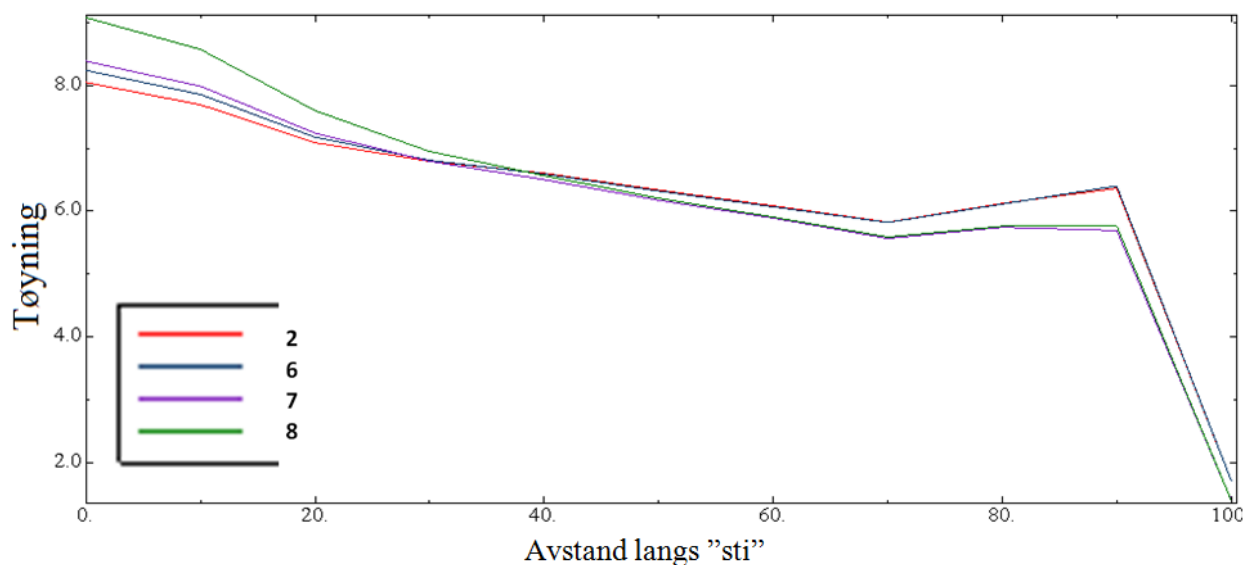
Figur 13.16 a) viser et eksempel av en simulering der stålplaten er plassert på utsiden av betongen. Figuren viser en jevn, rektangulær spenningsfordeling i betong inntil nederste dybel når den er utsatt for trykk og skjær, dette stemmer godt overens med antagelser i BEB 3 [8], se figur 13.16 c). Skalaen på dyblens deformasjon er ”overdrevet” for å vise resultatene. Deformasjonsresultatene er presentert i avsnitt 13.8.1.4. Dybelen øverst gir ikke et representativt bilde for den virkelige oppførselen av betongen rundt dyblen fordi armeringens kammer ikke er modellert, og diskuteres ikke videre.

Figur 13.16 b) viser et eksempel av simulering med innstøpt stålplaten i betongen. Figuren viser at mesteparten av skjærlasten blir overført som trykk fra bunn av stålplaten og inn i

betongen og at spenningskonsentrasjonen rundt dybelen er betydelig mindre. Dette kontakttrykket mellom stålplattens bunn og betongen kan gi en lokal avskalling av betongen, ved at den frie betongkanten ikke kan overføre nødvendig strekkspenning, og en likevektssituasjon vil ikke oppstå. Kapasitets-økningen i forbindelse med kontakttrykket neglisjeres. Det anbefales iht. BEB [8], CEN/TS [2] og [10] alltid å ha en utsparring inntil stålplattens bunn, for å unngå avskalling. Hvis strekkkapasiteten til betongen i forbindelse med avskalling er oppbrukt vil skjær-, strekk- og trykkreftene hurtigere omfordeles i knutepunktet. CEN/TS [2] sier også at ved kontakttrykk mellom stålplattens underkant og betongen vil det bli større strekkspenninger i de øverste dyblene enn hvis det hadde vært utsparring i underkant av stålplaten. Dette ser også til å være tilfelle med forsøk utført i forbindelse med denne rapporten, se kapittel 12. Økning av strekkspenningen til de øverste forankringsstenger er ikke ønskelig, siden det som oftest er dette området i stålplattens detalj som avgjørende for total kapasiteten til knutepunktet. Om det blir større strekkspenningen i de øverste dyblene ses nærmere på lenger nede i avsnittet.

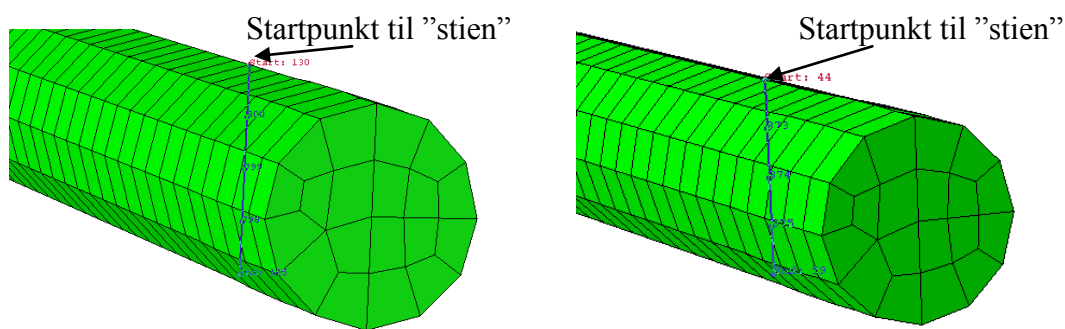


Figur 13.17: "Sti" fra midt i betongen inntil underkant av stålplaten og ut mot hjørne.



Figur 13.18: Trykkspennings-fordeling normalt på betongoverflaten inntil stålplattens underkant.

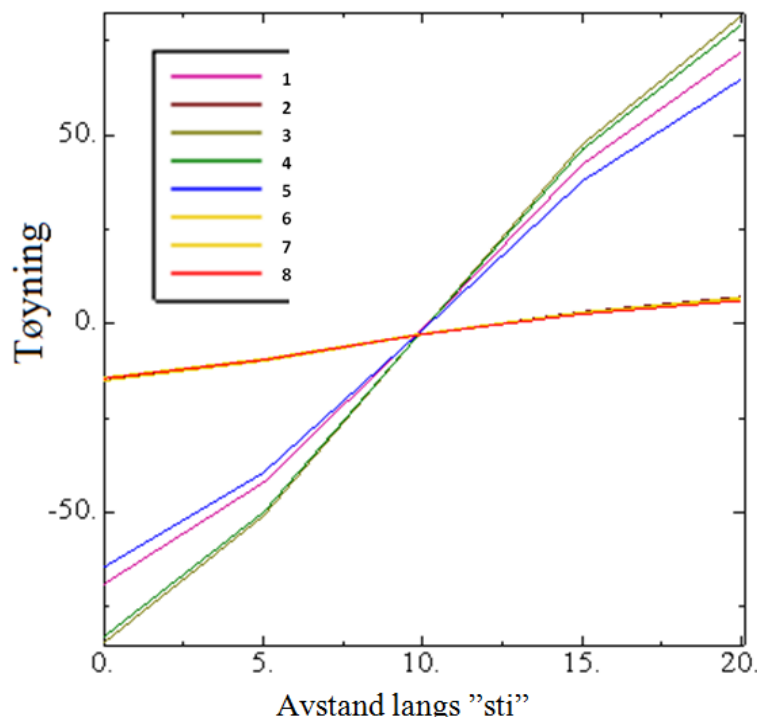
Fordelingen av trykkreftene fra stålplaten underkant til betongoverflaten er vist i figur 13.18, og de valgte nodene i "stien" er vist i figur 13.17. Kontakttrykket er nokså likt for de ulike modellene, uavhengig av skjærlastens eksentrisitet og friksjonskoeffisient mellom betongoverflaten og stålplaten bakside. Simulering 8 gir størst trykkspenningen, og simulering 2 gir minst trykkspenning i startpunktet til stien som forventet pga. varierende eksentrisitet på skjærlasten. Trykkespenningene er størst på midten i samme vertikalakse som lastpåføringsplaten, og det er viktig å huske at figur 13.18 kun er plottet for den ene halve delene av den symmetriske modellen. Trykkspenningen avtar gradvis fra lastpåføringsplaten og ut mot hjørne mellom betongen og stålplaten. Figur 13.18 viser at eksentrisiteten til skjærkraften har liten betydning for hvor mye av skjærkreftene som overføres direkte som kontakttrykk mellom betongen og stålplaten underkant. Sammenhengen undersøkes nærmere ved å se på fordeling av trykk-, strekk- og skjærspenninger på dyblene. Dette er vist i figur 13.20 til figur 13.23, hvor snittet er tatt rett inntil betongvegglivet. "Stien" til figurene 13.20-13.23 er vist i figur 13.19 a) og b).



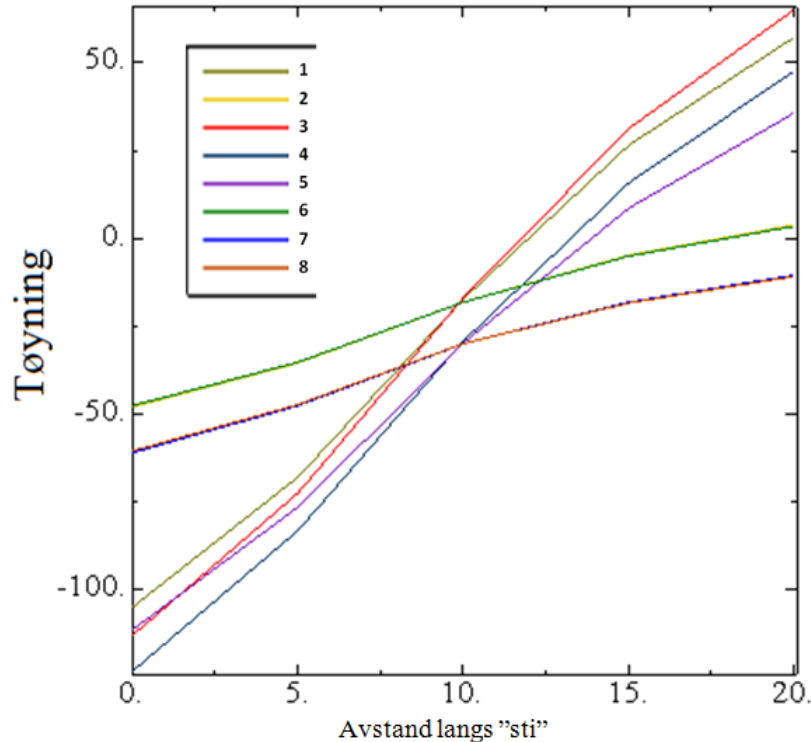
a) Viser "stien" til den nederst dybel, der startpkt. er i overkant av dybelens tverrsnitt.

b) Viser "stien" til den øverste dybel, der startpkt. er i overkant av dybelens tverrsnitt.

Figur 13.19: Valgt "sti" på dybelens tverrsnitt for spenningsfordeling.



Figur 13.20: Trykk- og strekkspenninger normalt på overflaten til den nederste dybelens tverrsnitt.

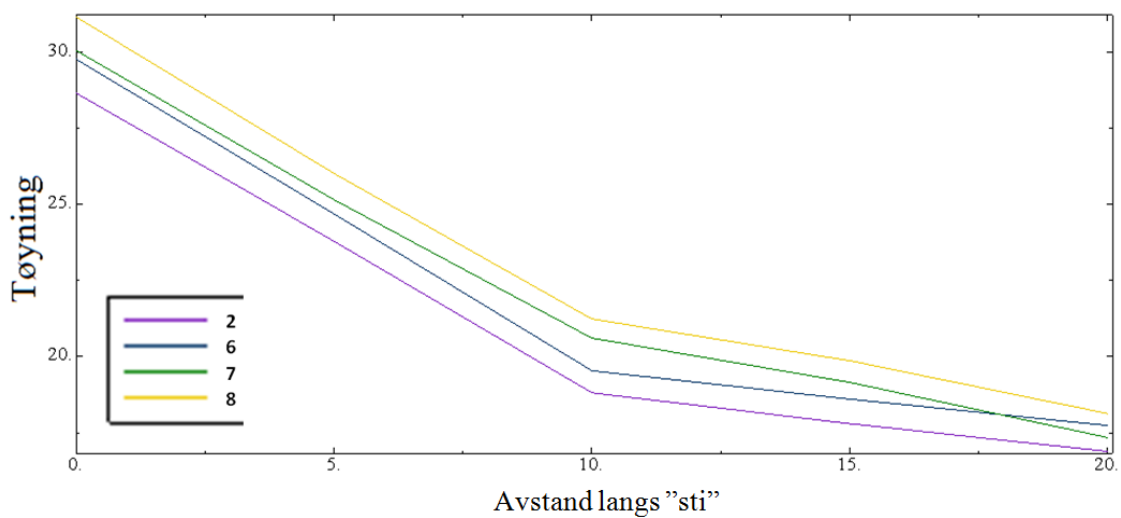
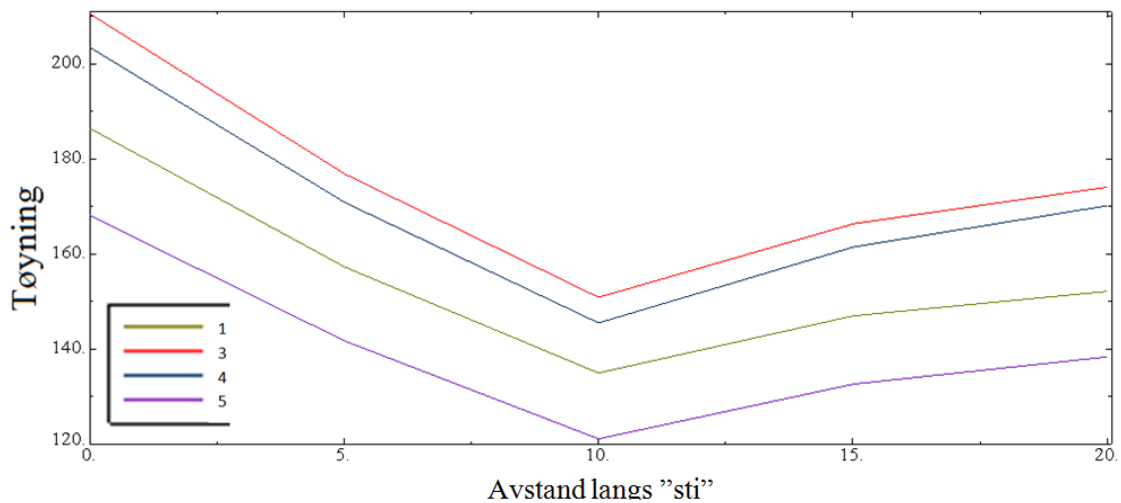


Figur 13.21: Trykk- og strekkspenninger normalt på overflaten til den øverste dybelens tverrsnitt.

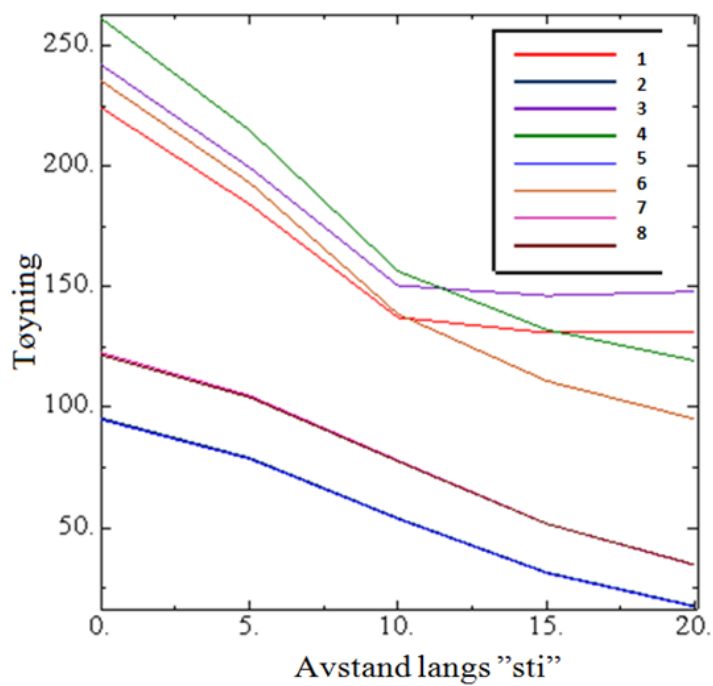
De lokale bøyepeningene til den nederste dybelen i modellene er tilnærmet lineære, se figur 13.20. Trykk- og strekkspenningen er like store og motsatt rette for alle modeller med stålplaten utenfor betongen. Modeller med innstøpt stålplate har betydelig mindre bøyepening og har ikke like store trykk- og strekkspennings-resultant, som modellene med stålplate utenfor betongen.

Spenningsfremstilling til den øverste dybelen er vist i figur 13.21. Figuren viser at det er mer strekkspenninger enn trykkspenninger i dybelens tverrsnitt. I resultatene fra simuleringene viser at i tilfeller der modellene har innstøpt stålplate gir hovedsakelig mest strekkspenninger eller kun strekkspenninger i dybelens tverrsnitt. I simuleringene der stålplaten er plassert på utsiden av betongen har dybelens tverrsnitt mer strekkspenninger enn trykkspenninger, men betydelig mer trykkspenning i dybelens tverrsnitt enn modeller med innstøpt stålplate. Antagelsen i CEN/TS 2-4-2 [10] om at knutepunkt der stålplaten underkant "hviler" på betongen får mer strekkspenninger i de øverste dyblene enn i forbindelser med stålplaten på utsiden av betongen, kan stemme. Resultatene viser også at økende eksentrisitet på skjærlasten gir større strekkspenninger i den øverste dybelen, som skyldes større opptredende moment på stålplaten i modellen.

Von-Mises-spenningene er grafisk framstilt for dybelens tverrsnitt i figur 22 og 23, hhv. for den nederste og øverste dybelen. "Stien" brukt til grafisk fremstilling av von-Mises-spenningen er vist i figur 13.19 a) og b), og er lik til "stien" brukt til å fremstille trykk- og strekkspenningen i dybelens tverrsnitt over.



Figur 13.22: Von-Mises-spenning til tverrsnittet på den nederste dybelen..

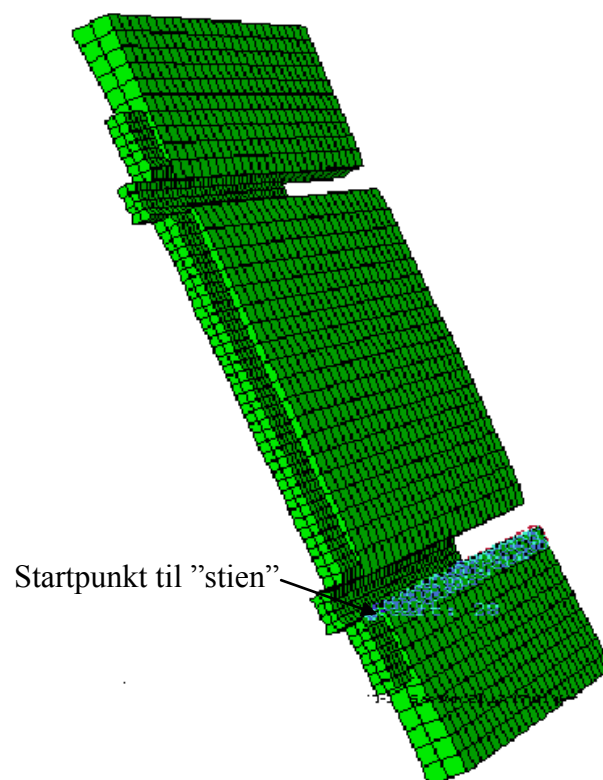


Figur 13.23: Von-Mises-spenning til tverrsnittet på den øverste dybelen.

Figur 13.22 viser at von-Mises-spenningen til den nederste dybelens tverrsnitt er større når stålplaten er modellert på utsiden av betongen. Maksimal von-Mises-spenning forekommer i dybeltverrsnittets øverste punkt. Det skiller ca. 180 MPa mellom simulering 3 og 7 i maksimalverdien for von-Mises-spenningen, som tilsvarer ca. 6,75 ganger mer spenning i dybeltverrsnittet.

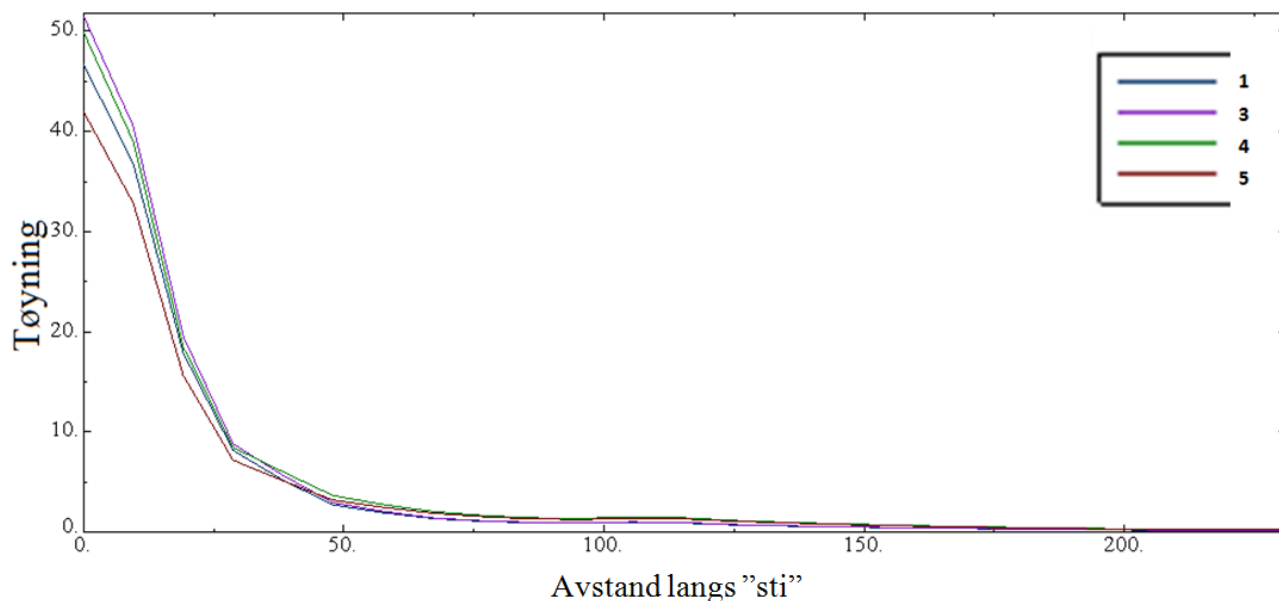
Von-Mises-spenningene i øverste dybelens tverrsnitt er vist i figur 13.23. Resultatene i figur 13.23 viser at simuleringene med innstøpt stålplate har mindre von-Mises-spenning enn resultatene til stålplaten utenfor betongen.

Ut i fra disse resultatene er det tydelig at alle dybler får et betydelig skjærspennings bidrag, når man sammenligner figurene 13.20-21 med figurene 13.22-23. Hvis stålplaten er innstøpt i betongen, og det oppstår et kontaktrykk, vil den nederste dybelen ikke utsettes for like mye skjærkraft. Den øverste dybelen med stålplate på utsiden av betong vil ha mest strekkspenning lokalt i dybelen. Bøyepeningen lokalt i dybelen vil øke med økende eksentrisitet og friksjonskoeffisient. Skjærspenningen antas tilnærmet konstant i den øverste dybel for de ulike modellene, og det ser ut til å være litt mindre skjærspenning i den øverste dybel enn for den nederste dybel. Ut fra resultatene presentert i dette kapitlet er det vanskelig å fastslå denne sammenhengen helt klart.

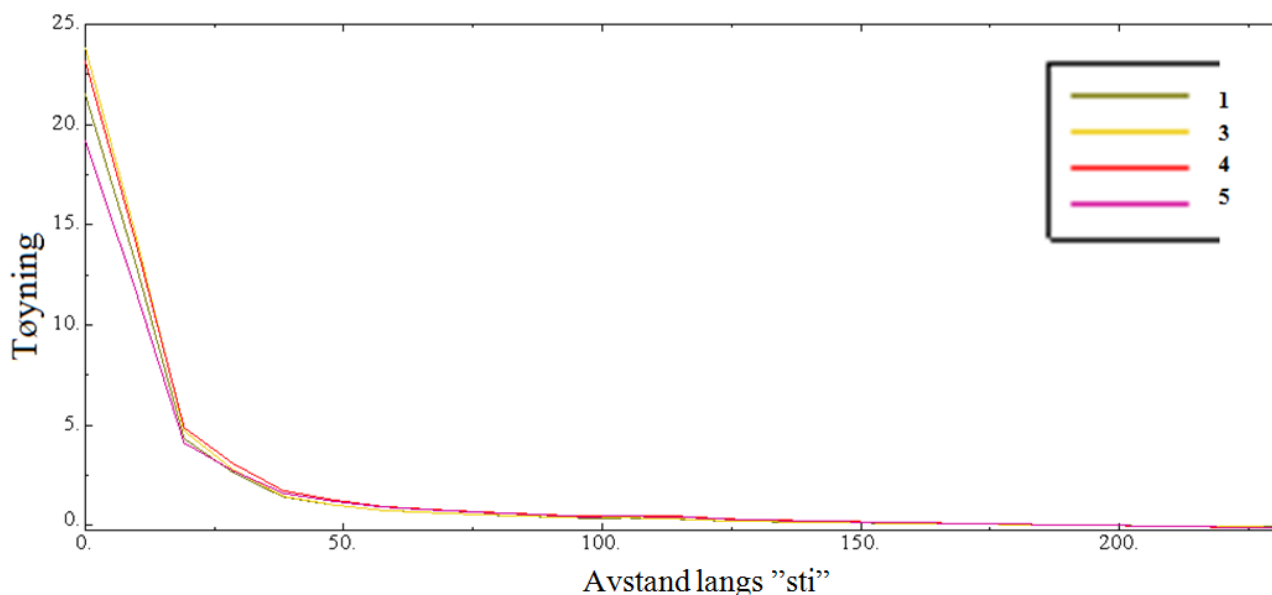


Figur 13.24: Valgt "sti" som viser spenningsfordelingen i betongen under dybelen.

Videre i dette avsnittet er det kun valgt å fokusere på stålplater som er plassert på utsiden av betongoverflaten. Det er sett på spenningsfordelingen i betongen midt under dybelen som vist i figur 13.24. "Stien" er valgt slik, fordi det er antatt at nederste dybel overfører mest skjærkraft fordi denne dybelen ikke er strekkbelastet. Startpunktet til "stien" er inntil stålplaten. Von-Mises-spenningene er framstilt grafisk for alle modellene i figur 13.25 og i figur 13.26 er det framstilt trykkspenningene i betongen rett under dybelen.



Figur 13.25: Von-Mises-spenningene for betongveggenes dybde under den nederste dybelen.



Figur 13.26: Trykk normalt på overflaten i betongveggen midt under den nederste dybelen.

Rett inntil stålplaten er von-Mises- og trykkspenningen størst. Spenningen avtar raskt, og 50 mm inne i betonghullet er von-Mises-spenningen i betongen ca. 3 MPa for alle modellene. Figur 13.25 og 13.26 viser at dybelen i simulering 3 overfører mest trykk- og skjærspenning inn i betongen, hvor modellen i simulering 3 har liten eksentrisitet på skjærlasten og liten friksjonskoeffisient mellom stålplatenes bakside og betong. Minste trykk- og skjærspenning i betongen under dybelen gir simulering 5, som har stor eksentrisitet og stor friksjonskoeffisient.

For å sjekke spenningene i betongen rett under dybelen med håndberegning er det antatt at skjærspenningen inn i betongen er tilnærmet lik trykket med en antagelse om 45° vinkel mellom trykk- og skjærspenningene. Maksimalverdi av von-Mises- og trykkspenningene er vist i tabell 55, sammen med resultatet fra håndberegningen.

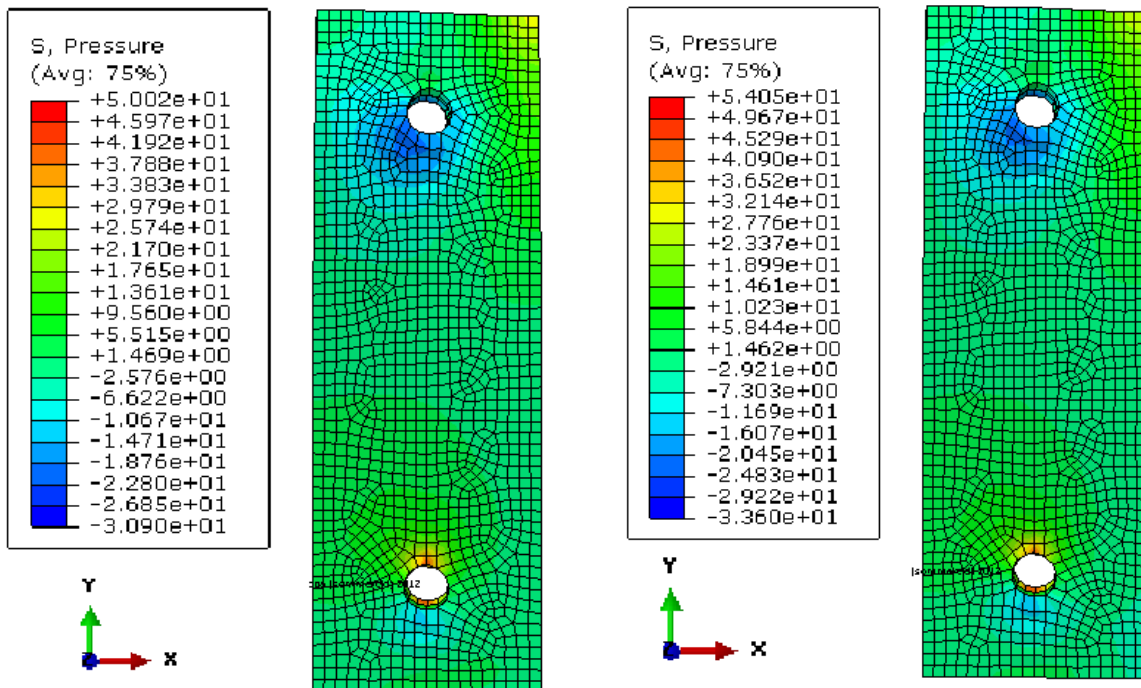
Tabell 55: Von-Mises- og trykkspenning normalt på betongoverflaten og utregnede skjærkomponent.

Simulering	Maks von-Mises-spenning [MPa]	Maks trykk normalt på [MPa]	Antatt Skjærspenning [MPa]	Kontroll av von-Mises-spenning [MPa]	Avvik [%]
1	46,7	21,6	21,6	43,1	8,4
3	51,5	23,9	23,9	47,8	7,9
4	49,9	23,2	23,2	46,4	7,5
5	42,0	19,2	19,2	38,5	9,2

Von- Mises- og trykkspenningene i tabell 55 er fra snittet i figur 13.25 og 13.26, og er 75 % av gjennomsnittsverdi til spenningene som er opptredende i elementet. Spenningene er hentet fra midten av elementet som ligger inntil stålplaten, dyblens underkant og betongoverflaten. Spenningenes avvik er lite ved bruk av von-Mises elastisitetekriterium med en 45° antagelse mellom trykk- og skjærspenningene.

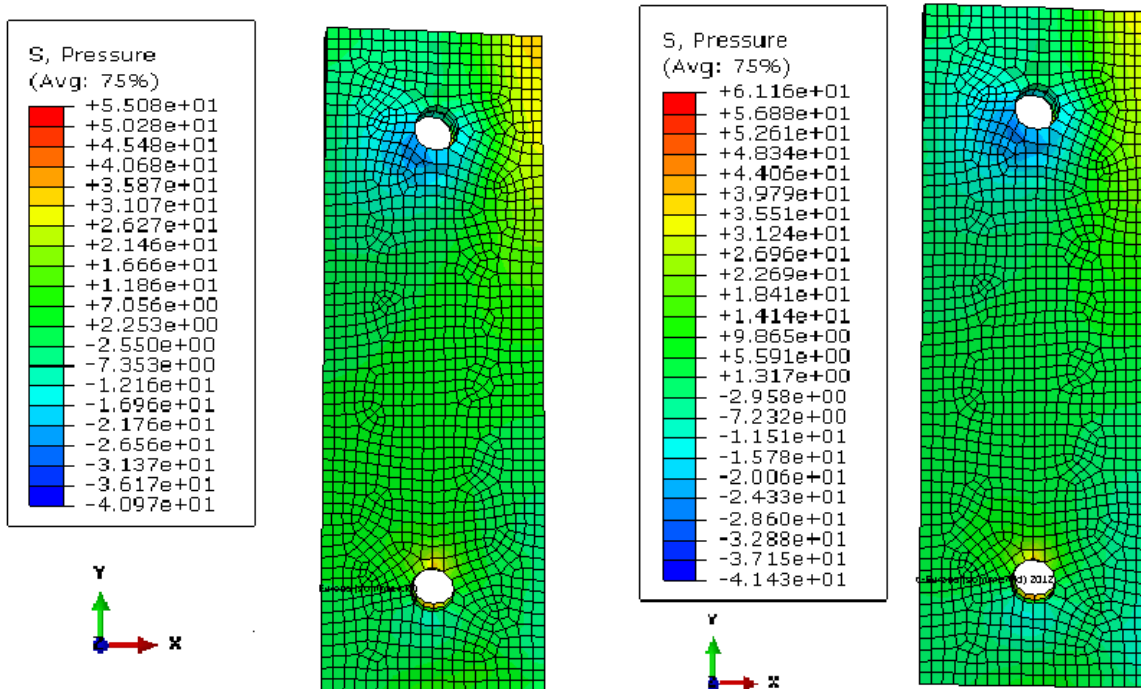
13.8.1.3 Trykk- og strekkfordeling rundt dyblene i stålplaten og betongen

Som nevnt over er stålplaten med dybler belastet med en skjærkraft. Skjærkraften angriper med en eksentrisitet, som fører til at stålplaten og dyblene må overføre et moment inn i betongen. Moment gir strekk i de øverste dyblene og trykk i bunnen av stålplaten. På grunn av belastningssituasjonen og valgt geometri er det antatt at dyblen bøyer seg i en dobbeltkurvatur med elastisk oppførsel. Kombinasjonsbelastningen av skjær med trykk- eller strekkrefter vil gi dyblen lokal bøyning. Resultater fra FE analysen viser følgende trykkspenningsfordeling lokalt på stålplattestøpningsdetaljen.



a) Simulering 1: Bakside av stålplate.

b) Simulering 3: Bakside av stålplate.

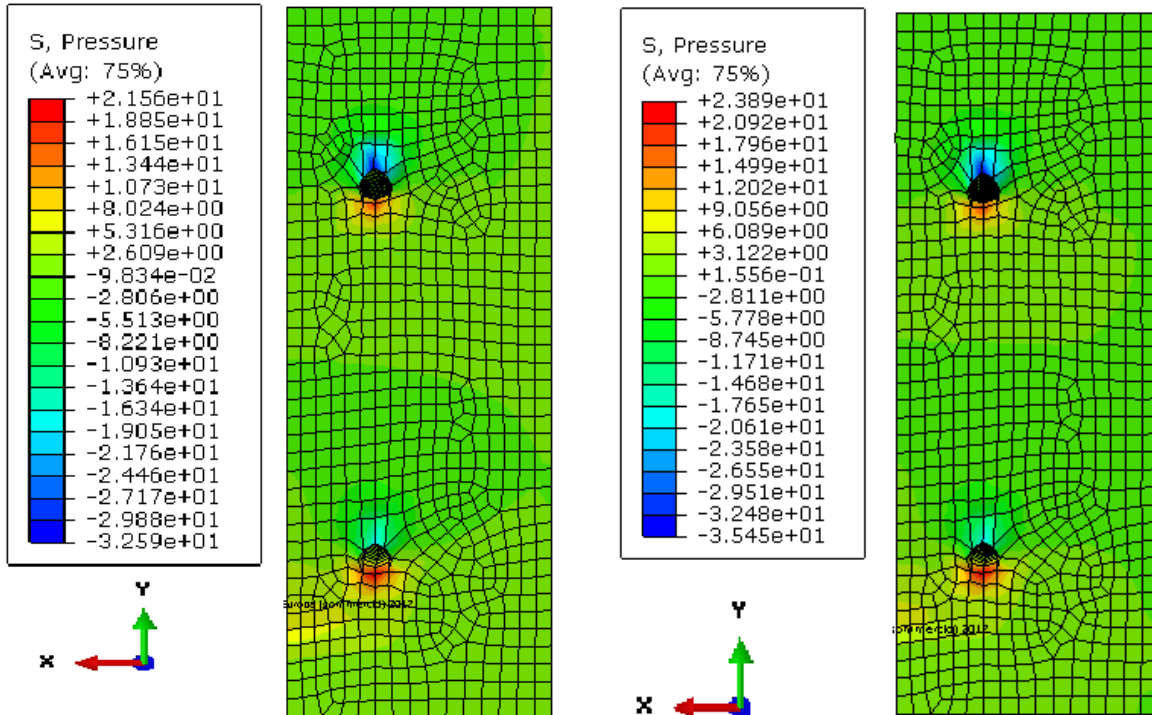


c) Simulering 4: Bakside av stålplate.

d) Simulering 5: Bakside av stålplate.

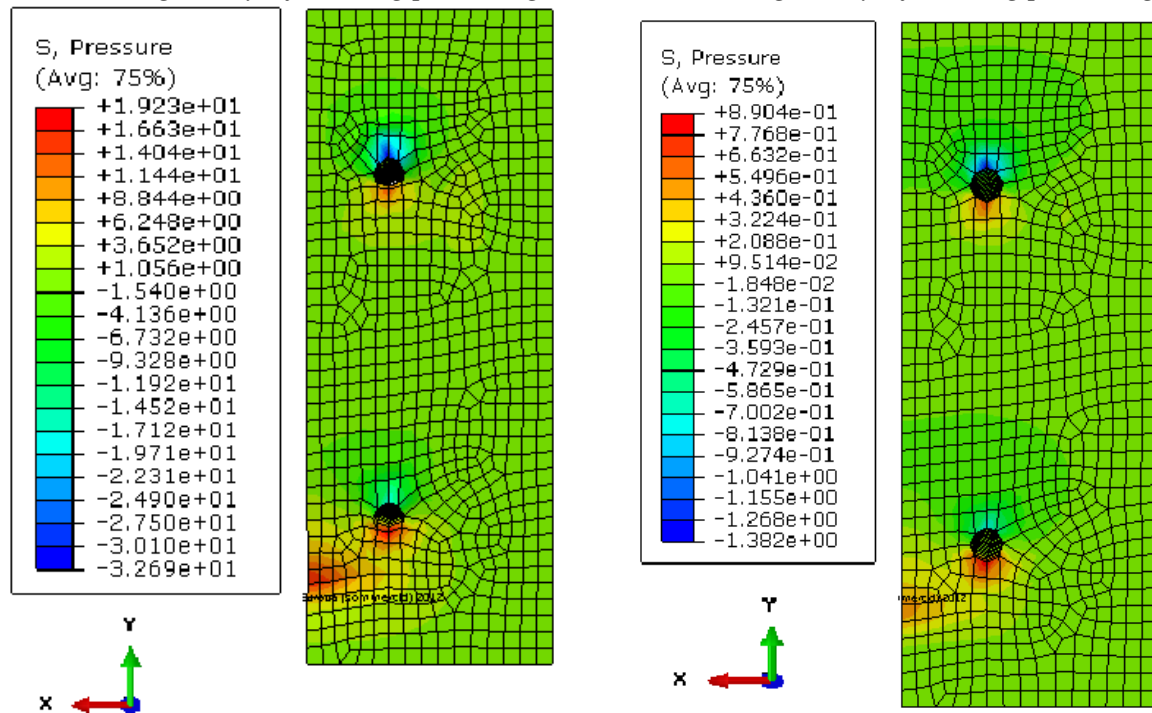
Figur 13.27: Trykkspenningene på baksiden av stålplate.

Figur 13.27 viser trykkspenningen på baksiden av stålplaten. Trykkspenningene på baksiden av stålplaten er konsentrert til rundt dyblene og alle modellene får også trykkspenning konsentrert nederst på stålplaten, der lastpårøringsplaten er sveist på. Husk at stålplaten er nå speilvendt i forhold til tidligere viste figurer siden det ses på baksiden av stålplaten, altså lastpårøringsplaten er på høyre side av stålplaten i figur 13.27. På baksiden av stålplaten rundt nedre hull er det kontaktrykket mellom stålplaten og dyblen. Dette kontaktrykket introduserer strekk i underkant av hullet.



a) Simulering 1: Trykkfordeling på betong.

b) Simulering 3: Trykkfordeling på betong.



c) Simulering 4: Trykkfordeling på betong.

d) Simulering 5: Trykkfordeling på betong.

Figur 13.28: Trykkfordelingen i betongen fra stålinnstøpningsdetaljen.

Mellom baksiden av stålplaten og betongoverflaten vil det oppstå friksjon. Friksjonen skjer kun i områder der stålplaten trykkes til betongen og en andel av skjærkraften vil bli overført som en friksjonskraft, se figur 13.28.

I figur 13.28 viser at simulering 4 og 5 har større trykkspennings-konsentrasjon på betongoverflaten, enn simulering 1 og 3. Dette kan skyldes at størrelsen på moment gir mer trykkspenning på stålplaten, hvor trykkspenningen fra stålplaten overføres som kontakttrykk til betongen. I tillegg overfører dyblene skjærkraft vertikalt på dybelhullene som kontakttrykk på betongen.

Deformasjonen av elementer i og rundt hull i overkant vist i figur 13.28 vil ikke forekomme i virkeligheten, fordi armeringskammene ikke vil overføre strekkreftene lokalt inntil stålplaten, men langs hele dybelens lengde. Uønskede deformasjonen av elementet i overkant skyldes likevekt i og rundt dybelens hull i betongen.

13.8.1.4 Forskyvningen til stålinnstøpningsdetalj

Forskyvningen til modellen er vist i tabell 56.

Tabell 56: Maskimal forskyvning av lastpåføringsplaten i underkant.

Simulering	Forskyvning i underkant av lastpåføringsplaten (10 mm fra stålplatens overflate) [mm]
1	0,152
3	0,168
4	0,175
5	0,151

Det er valgt å vise forskyvningen i underkant av lastpåføringsplaten, 10 mm fra stålplatens overflate, siden det er her forskyvningssensoren var montert i forsøket, se kapittel 12. På grunn av at analysen for disse modellene er utført som lineær-elastiske analyser, stopper analysen der materialet begynner å flyte, og det vil ikke opptre store deformasjoner. Ved plastisk- eller ikke-lineære analyse vil deformasjonene bli større, da analysen tar hensyn til at materialene i forbindelsen kan flyte.

13.8.2 Plastiske resultater

I forbindelse med plastisk analyse er det laget 12 ulike modeller. Modellenes egenskaper er vist i tabell 57.

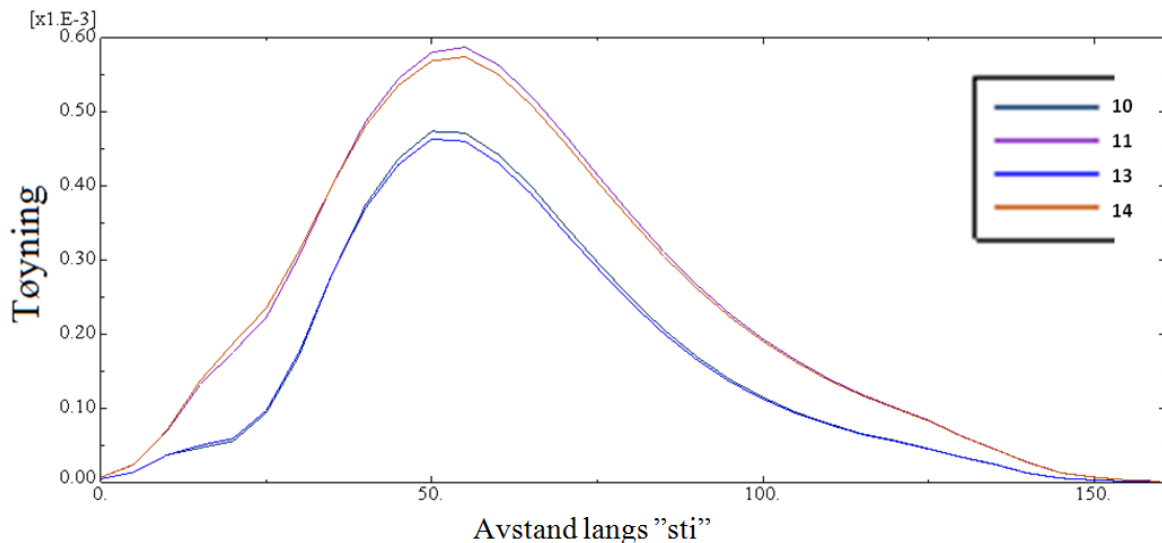
Tabell 57: Oversikt over simuleringens navn.

Simulering	Plassering av stålplate i forhold til betongen	Eksentrisitet til skjærlasten [mm]	Friksjonskoeff. mellom betong og stål	Skjærlast [kN]	Trykkspenning jevnt fordelt på lastpåføringsplaten [MPa]	"Dilation vinkel" [°]
9	Utenfor	58	0,2	65	82,5	45
10	Innenfor	58	0,2	65	82,5	45
11	Innenfor	96	0,2	65	42,8	45
12	Utenfor	96	0,2	65	42,8	45
13	Innenfor	58	0,5	65	82,5	45
14	Innenfor	96	0,5	65	42,8	45
15	Utenfor	58	0,5	65	42,8	45
16	Utenfor	96	0,5	65	42,8	45
17	Utenfor	58	0,2	65	82,5	35
18	Utenfor	58	0,5	65	82,5	35
19	Utenfor	96	0,2	65	42,8	35
20	Utenfor	96	0,5	65	42,8	35

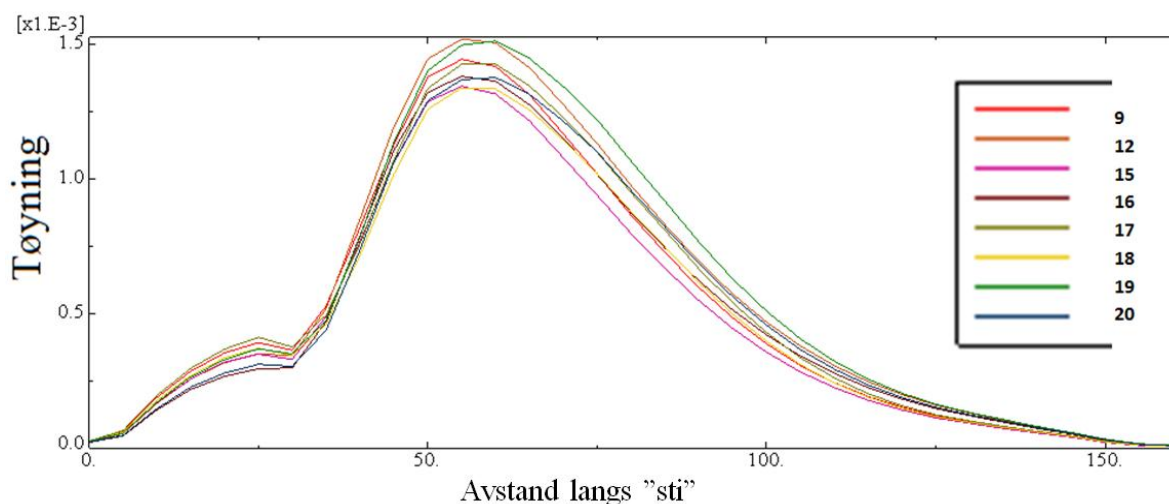
13.8.2.1 Tøyninger i dyblene

Ingen av stålkomponentene som inngår i modellen får plastiske tøyninger. Plastisk tøyning forekommer kun i betongen.

Elastisk-strekk tøyning for de øverste dyblene er vist i figurene 13.29 og 13.30, henholdsvis for innstøpt stålplate og for stålplate på utsiden av betongen. Tøyningene er vist for lik "sti" som for den elastiske tøyningen, se figur 13.14. Startpunktet til "stien" er ved dybelens ende utenfor sveisen og går videre innover i betongen.



Figur 13.29: Tøyning til den øverste dyblen, der stålplaten er innstøpt i betongen.



Figur 13.30: Tøyning til den øverste dyblen, der stålplaten er på utsiden av betongen.

Både simulering 10 og 13 har innstøpt stålplate og figuren 13.29 viser at tøyningene er tilnærmet like. Dette stemmer godt overens med at disse har lik strekk- og skjærlast, lik eksentrisitet på skjærlasten, men ulik friksjonskoeffisient. Tilsvarende sammenheng er det mellom simulering 11 og 14. Maksimal strekktøyning opptrer på samme sted langs dyblene, og ved å lese av grafen er dette etter 55 mm fra dybelens ende inntil sveisen, uavhengig om stålplaten er innstøpt eller ikke, som tilsvarer en avstand lik $2/3$ d innenfor betongoverflaten.

Resultatene i figur 13.30 viser en betydelig høyere strekktøyning for den øverste dybelen når stålplaten er på utsiden av betongen. Spredningen av tøyningene er større for stålplate innstøpt i betongen. Den største tøyningen opptrer i simulering 12, som har stor eksentrisitet og liten friksjonskoeffisient. Toppunktet forekommer etter 55 mm når "dilation vinkel" er 45° . For simulering 19 der "dilation vinkelen" er 35° er toppunktet for tøyningen etter 60 mm, det betyr at sammenhengen mellom volum- og skjærtøyningen har innvirkning på analysen.

Det oppstår plastiske (ikke-lineære) tøyninger i betongen, og det observeres av figur 13.30. Tøyningskurven i figur 13.30 avtar mindre innover langs dyblens lengde, i forhold til den elastiske analysen og maksimal tøyning opptrer på ulike steder langs dybelen. Dette kan tyde på at betongens strekkapasitet har innvirkning på hvordan tøyningene fordeler seg over dybelen og inn i betongen. Dette undersøkes nærmere i avsnitt 13.8.2.2.

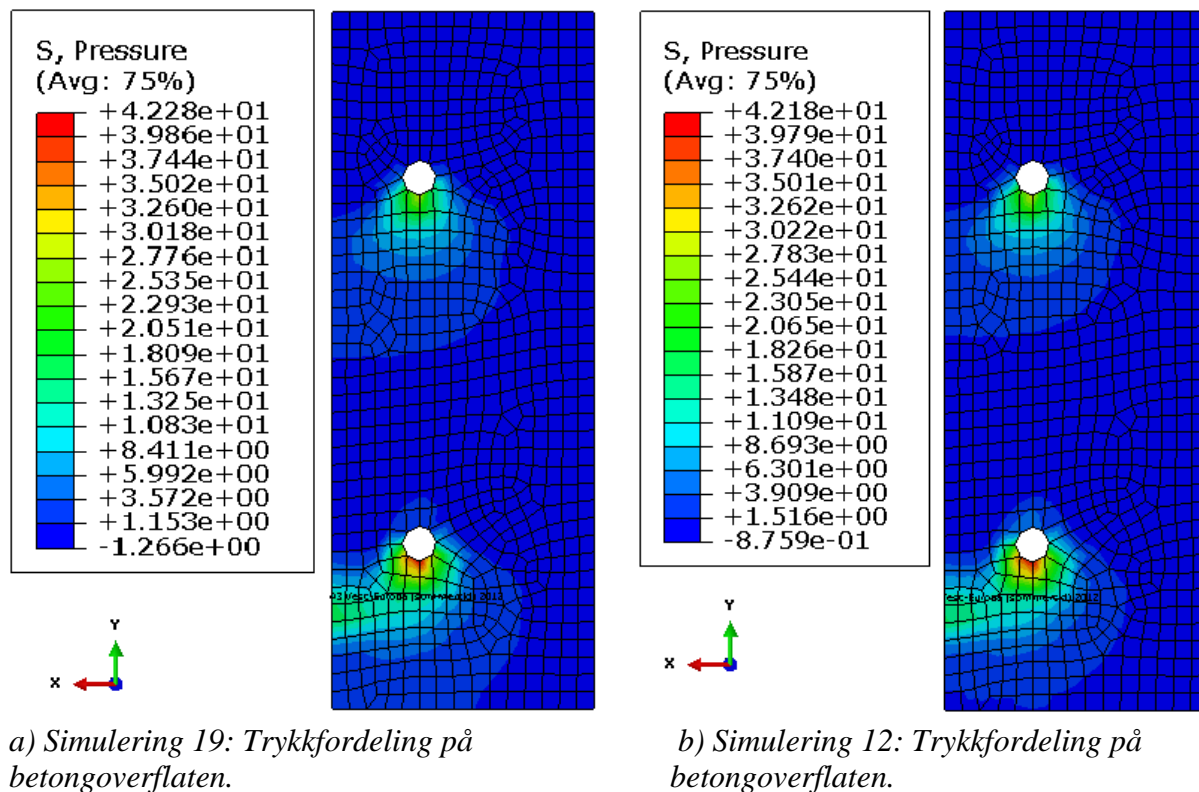
13.8.2.2 Tøyninger i betong

Som nevnt i avsnitt 13.8.2.1 er det kun betongen som får plastiske tøyninger. De elastiske resultatene i kapittel 13.8.1 viser at den øverste- og nederste dybelen introduserer strekktøyninger i betongen rundt den øverste- og nederste dybelens øvre halvdel. Strekktøyningen er større enn betongens strekkapasitet som er lagt inn i materialmodellen for den plastiske betongoppførselen.

Når betongens elastiske strekktøyning nås, vil betongen flyte og strekkbrudd vil oppstå. I virkeligheten vil armeringsstålets kammer aktiveres å danne et heftbrudd. Dette er ikke tilfelle i modellen, da dyblene ikke er modellert med kammer, og derfor ses dette ikke på i denne rapporten. Modellene kan kun gi et bilde på hva som vil skje lokalt på baksiden av stålplaten, før armeringsstålets kammer aktiveres. Dette diskuteres videre i avsnitt 13.8.2.3.

13.8.2.3 Betongens trykkspenningsfordeling

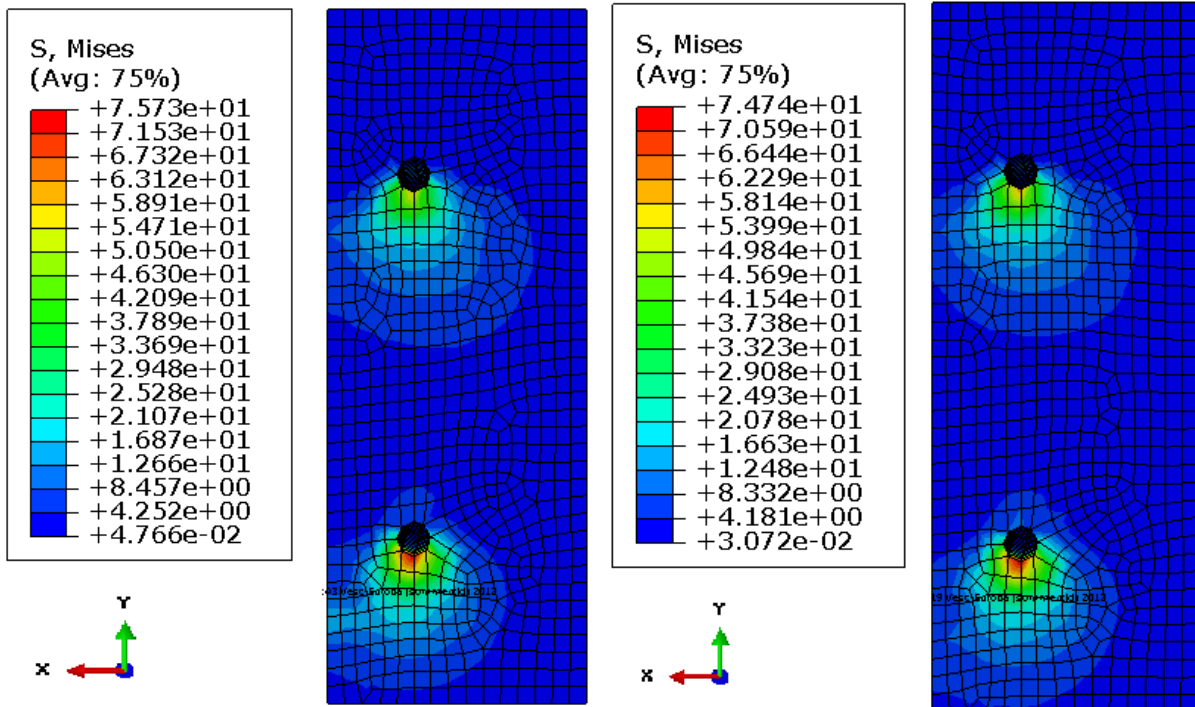
Videre er det sett på fordelingen av trykkspenningene på betongoverflaten rett bak stålplaten, hvor stålplaten er modellert på utsiden av betongen. Trykkspenningen er vist i figur 13.31, og gir et bilde av hvor friksjonen oppstår mellom stålet og betongen.



Figur 13.31: Fordelingen av trykkspenningene på betongoverflaten, hvor stålplaten ligger på utsiden av betongen.

Trykkspenningene normalt på betongoverflaten vist i figur 13.31. Det observeres at økende eksentrisitet og friksjonskoeffisient gir økt trykk fra stålplaten til betongen. Trykkspenningsøkningen er konsentrert til kanten av lastpåringsplaten. I betongen inntil den øverste dybelen er trykkspenningen konsentrert til nedre halvdel av dyblens omkrets, se figur 13.31. Trykkspenningen fordeler seg inn til lastpåringsplaten slik som spenningsfordelingen til den nederst dybelen, bare i mindre grad.

Iht. BEB 4 [6] og fib Bulletin [7] kan trykkapasiteten til betong under hullet til dybelen antas til 3 ganger den dimensjonerende trykkfastheten til betongen. Hvis denne antagelsen er korrekt, skal ingen av von-Mises-spenningene være større enn den karakteristiske trykkapasitet til betong. Von-Mises-spenningene er vist i figur 13.32 for simulering 17 og 19. Maksimal trykkspenning under dybelen for en betong i fasthetsklasse B30 er beregnet til 76,5 MPa og maksimal opptredende spenning er 75,5 MPa (se figur 13.32), dermed kan antagelsen sies å være korrekt.

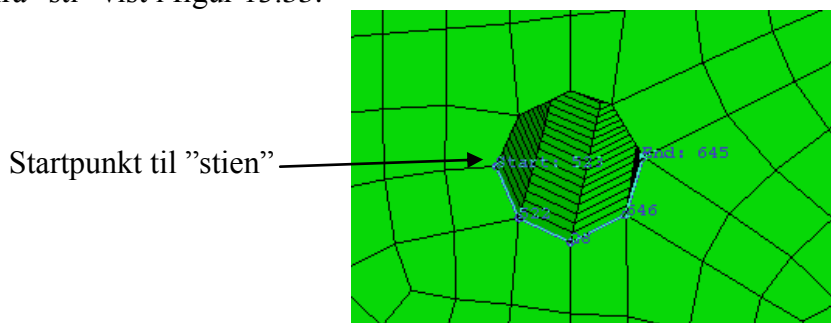


a) Simulering 19: Von-Mises-spenningsfordelingen på betongoverflaten.

b) Simulering 17: Von-Mises-spenningsfordelingen på betongoverflaten.

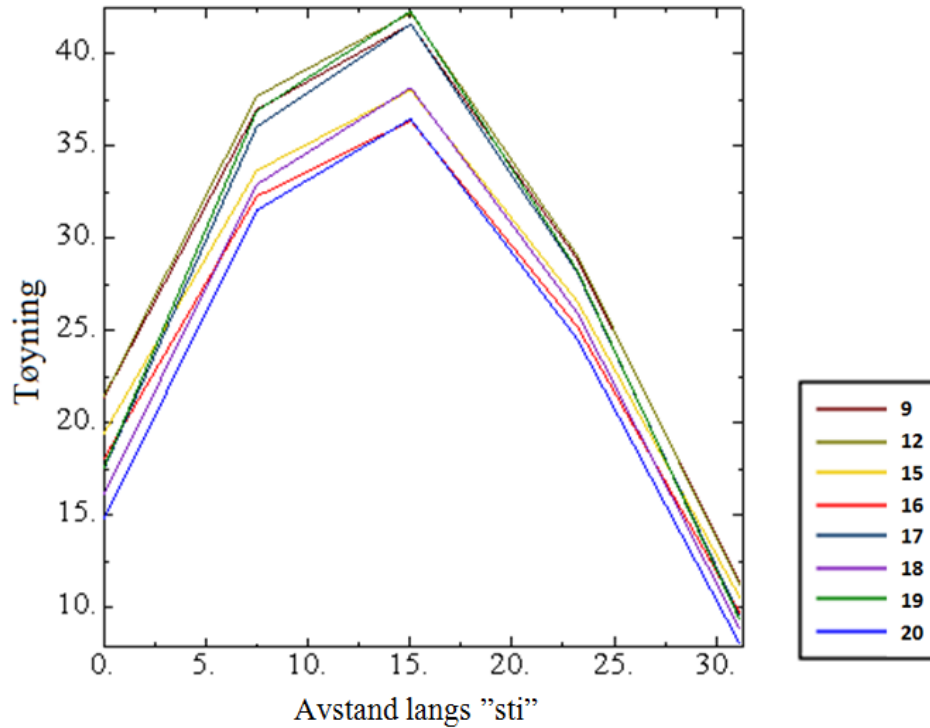
Figur 13.32: Fordelingen av von-Mises-spenningene på betongoverflaten, hvor stålplaten ligger på utsiden av betongen.

Von-Mises-spenningsfordelingen i det nederste betonghullet er vist i figur 13.34 og er laget fra "sti" vist i figur 13.33.

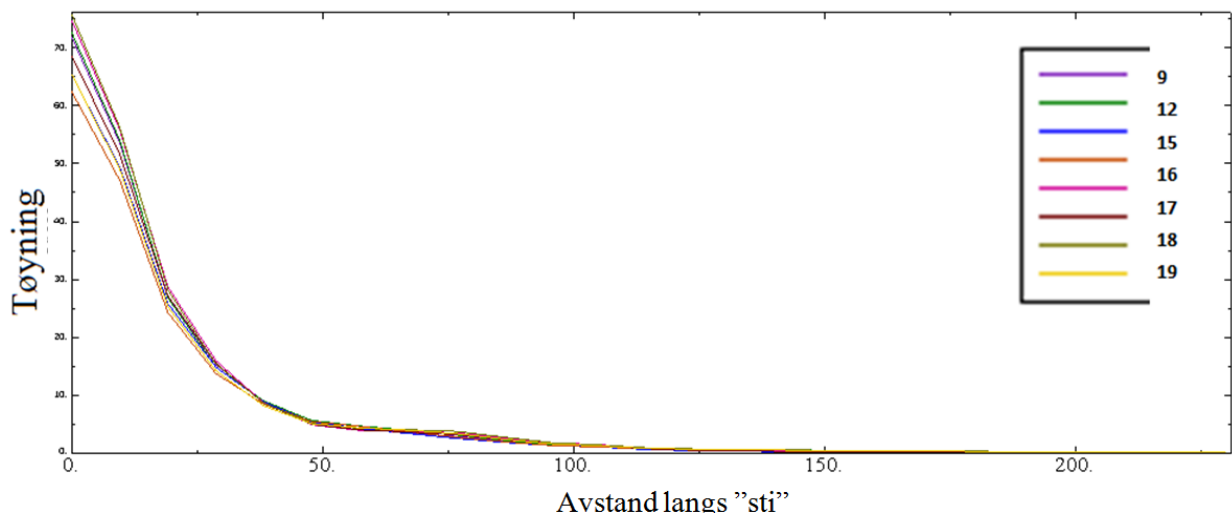


Figur 13.33: "Sti" for hull i betongen rett ved stålplaten.

Det antas i BEB 4 [6] at trykkspenningen fordeler seg over følgende areal: lengden $3/2 d$ og bredden d , hvor d er diameteren til dybelen. Fra figur 13.35 for trykkspenning under nederste dybel er spenningene betydelig redusert etter $3/2 d$. Antagelsen om lastbredden lik diameterne til dyblen er også hensiktsmessig, se figur 13.34.



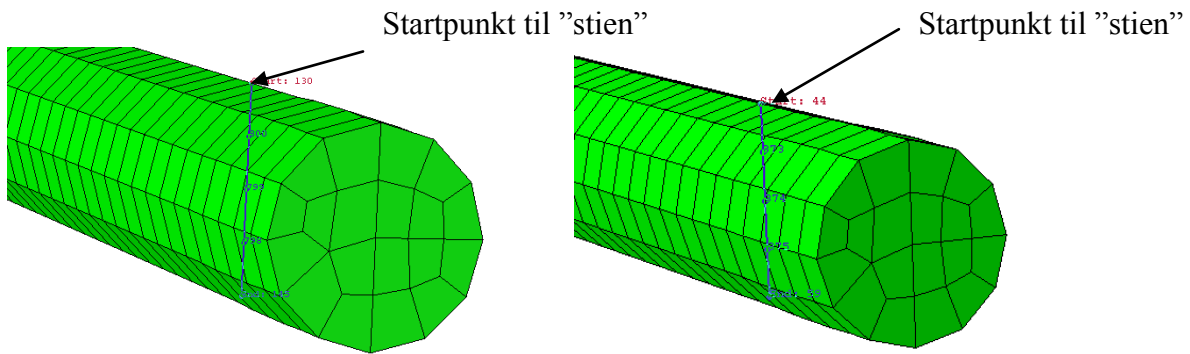
Figur 13.34: Trykkspenningen normalt på betongen rett ved stålplaten.



Figur 13.35: Von-Mises-spenningsfordeling for betongen under nederste dybel.

13.8.2.4 Spenninger i dybel

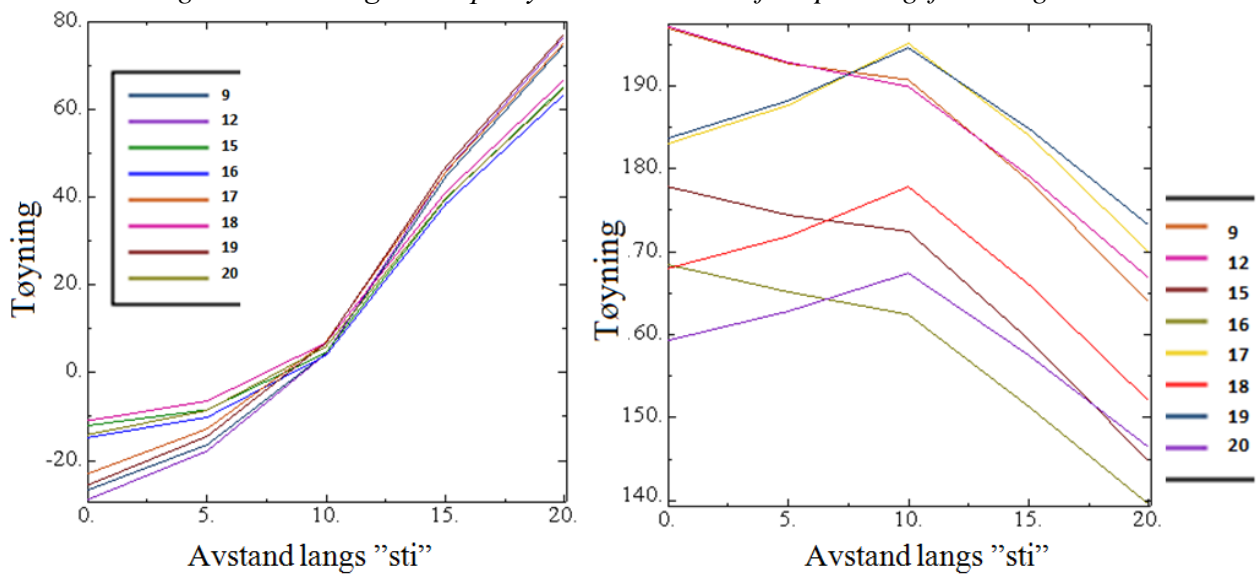
Elastisk spenningsfordelingen i dybelen for den plastiske analysen vil ikke være like den elastiske spenningsfordelingen i den elastiske analysen. Dette er vist i figur 13.37 b) og d) for von-Mises-spenningene og figur 13.37 a) og c) for trykk normalt på planet. "Stien" til de grafiske fremstillingene i figur 13.37 er vist i figur 13.36, og er laget med samme "sti" som for elastisk fordeling av spenningen. Snittet til "stien" er rett ved betongvegglivet, og ikke hvor dyblene har sin største tøyning.



a) Viser "stien" til den nederst dybel, der startpkt. er i overkant av dybelens tverrsnitt.

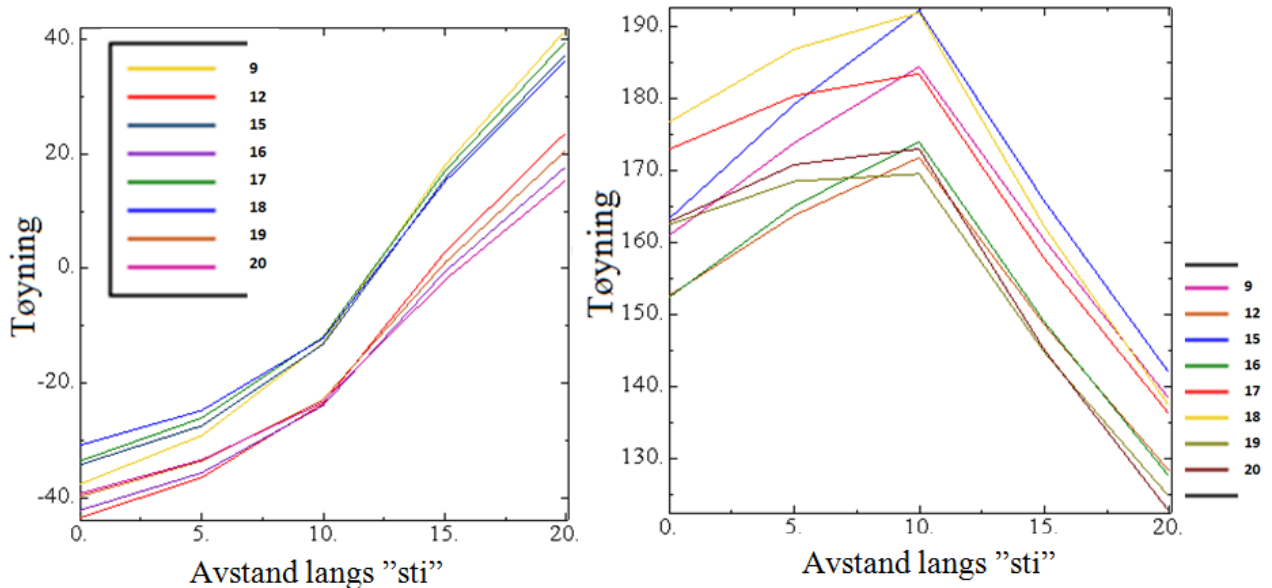
b) Viser "stien" til den øverste dybel, startpkt. er i overkant av dybelens tverrsnitt.

Figur 13.36: Valgt "sti" på dybelens tverrsnitt for spenningsfordeling.



a) Trykk normalt på nederst dybel.

b) Von-Mises-spenning på nederst dybel.



c) Trykk normalt på øverste dybel.

d) Von-Mises-spenning på øverste dybel.

Figur 13.37: Von-Mises-spenningen og trykkspenning normalt på "sti".

I figur 13.37 viser at bøyespenningen generelt er mindre enn fra de elastiske resultatene i kapittel 13.8.1.2. Den nederste dyblens trykkfordeling er lineær med et forskjøvet nullpunkt og det er mer trykkspenning enn strekkspenning i dybelens tverrsnitt. Analysene som gav mest trykkspenninger over dybeltverrsnittet er simulering 9, 12, 17 og 9. Felles for disse modellene er at de har samme friksjonskoeffisient lik 0,2, og disse modellene har også mest strekkspenning. Prøveresultatene fra den nederste dybelen viser at modellen med minst friksjonskoeffisient har størst von-Mises-spenning.

Figur 13.37 c) og d) viser det øverste dybeltverrsnittets spenningsfordeling, der trykkspenningen er konsentrert til bunnen av dybeltverrsnittet. Det er mer strekkspenning enn trykkspenning i dette dybeltverrsnittet. Spennings-nullpunktet er forskjøvet, og effekten er lik for økt eksentrisitet. Simulering 20 og 16, har stor eksentrisitet og stor friksjonskoeffisient, og derfor er det mer strekkspenning i toppen av disse tverrsnittene.

13.8.2.5 Deformasjon av stålinnstøpningsdetalj

Deformasjonene av lastpåføringsplate, stålplate og dybel er gitt i tabell 58, hvor det er valgt å vise forskyvningene et punkt på lastpåføringsplaten 10 mm fra stålplatens overflate, fordi her stod forskyvningssensoren i forsøkene. Modellene har stålplate plassert på utsiden av betongen. Tabellen viser at forskyvningen øker med økt eksentrisitet og synkende friksjonskoeffisient. Forskyvningen til lastpåføringsplaten er betydelig større enn forskyvningen til lastpåføringsplaten i den elastiske analysen.

Tabell 58: Forskyvningene i underkant av lastpåføringsplaten.

Simulering	Maks forskyvning av Lastpåføringsplaten 10 mm fra stålplatens overflate [mm]
9	0,268
12	0,278
15	0,243
16	0,241
17	0,284
18	0,259
19	0,294
20	0,256

13.8.3 Sammenligning av forskyvning fra forsøks- og FE-resultatene

Eksentrisiteten til skjærlasten er ikke lik for FE- resultatene og forsøksresultatene, der forsøksresultatene eksentrisitet er på 45 og 85 mm, i motsetning til FE-analysen som har en eksentrisitet på 58 mm og 96 mm. Tabell 59 viser forsøksresultatene og FE- analysens forskyvning. Det er foretatt lineær interpolering for å finne forskyvningen ved 130 kN til forsøksresultatene.

Tabell 59: Interpolert forskyvning ved 130 kN fra forsøksresultatene.

Prøve	Forskyvning ved 130 kN [mm]	Eksentrisitet [mm]
A1.1	0,160	85
A2.3	0,225	85
A3.2	0,143	45

Tabell 60: FE-analysenes forskyvning av lastpåføringsplaten.

Simulering	Forskyvning bunn av stålplaten elastisk [mm]	Forskyvning bunn av stålplaten plastisk [mm]	Eksentrisitet [mm]
1	0,152		58
3	0,168		58
4	0,175		96
5	0,151		96
9		0,268	58
12		0,278	96
15		0,243	58
16		0,241	96
17		0,284	58
18		0,259	58
19		0,294	96
20		0,256	96

Tabell 59 og 60 viser at FE analysens forskyvning kan stemme i trenden med forsøksresultatene. Dette kan ikke fastslås, pga. manglende forsøksdata, ulik eksentrisitet og interpolering for å finne forskyvningen når skjærlasten er 130 kN.

13.9 Drøfting av FE resultater

- Betongoppførselen som er lagt inn for den plastiske materialmodellen, gir en mer realistisk spenningsfordeling lokalt ved dybelen i betongen.
- Forskyvningen øker når den plastiske materialmodellen benyttes for betongen. Som nevnt innledningsvis, vil ingen av stålkomponentene som inngår modellen, oppnå plastisk flytning. Det er betongens egenskaper som avgjør hvor ”god” Abaqus modellen er. Størrelsen på ”mesh`et” for elementene som inngår i modellen kan også optimaliseres. Armeringsstålets kammer er ikke modellert og ”mesh`et” rundt dybelen kunne vært forfinet, slik at det er mulig å overføre strekkspenningene fra dybelen inn som trykkspenninger i betongen ved hjelp av kammene til armeringsstålet. Ut i fra dette er det kun sett på spenningsfordelingen i betongen rett på baksiden av stålplaten.
- Det observeres at modellen burde vært noe større i underkant av den nederste dybelen, men dette føre til flere elementer og lengre beregningstid.
- Betongoppførselen som er lagt inn for den plastiske materialmodellen, gir mer realistisk bøyningssammenheng for dybelen rett før armeringsstålets kammer aktiveres.
- Ser at friksjonskoeffisienten og eksentrisiteten har en mer realistisk oppførsel ved plastisk materialoppførsel for betongen.
- Lineær materialoppførsel og beregningsmodeller for stålkomponentene som inngår i modellene er tilstrekkelige. Antatt lineære-elastiske oppførsel gir for stor strekkapasitet i betongen, og dermed for store tøyninger og spenninger generelt.
- Materialverdiene for betongens strekktoyning oppførsel er ikke gitt i standarder.

13.10 Konklusjon av FE resultater

FE analyse av prøvestykkene er i utgangspunktet vanskelig å få til å være nøyaktig like oppførselen i virkeligheten og derfor er FE analysen brukt til å studere fordelingen av strekk- og normalkreftene fra stålplaten og dyblene inn i betongen. FE analysen kan også brukes til å se på virkningen av større eksentrisitet og friksjonskoeffisient. Det ser ut til at spenningsfordelingen og effekten av parameteren stemmer overens med teorier etter BEB 4 [8].

14.0 Konklusjon og videreførende arbeid

14.1 Konklusjon

I teoridelen er det presentert flere av de aktuelle beregningsreglene for strekk- og skjærkapasiteter av stålennstøpningsdetalj i betong. I forsøksartikler og bøker om stålennstøpningsdetaljer i betong, er det tatt utgangspunkt i den tekniske spesifikasjonen CEN/TS. Kapasitetsberegninger i CEN/TS er presentert på en oversiktlig måte, og kapasitetsformlene er enkel å bruke. Kapasitetsformlene i CEN/TS er empiriske og basert på forsøk utført for innstøpte stålplater med dybler, der dyblene har forankringsfot. For å kunne beregne kapasiteten til knutepunktet korrekt er det viktig å forstå hvilke bruddformer som blir gjeldene, og kompleksiteten av kapasitetsberegning øker ved å påføre stålennstøpningsdetaljen en eksentrisk skjærbelastning, som gir stålplaten et opptredende bøyemoment.

Lastvirkningene på stålennstøpningsdetaljen i denne rapporten er skjær-, normalkrefter og bøyemoment. Den eksentriske skjærkraften som stålplaten utsettes for, skaper et bøyemoment på stålplaten, som omgjøres til et kraftpar og i praksis sies det at strekk- og trykkreftene fra kraftparet fordeler seg via dyblene og til betongen. Videre kan det konkluderes med at BEB 4 [6] og de numeriske resultatene fra FE analysen har tilnærmet lik trykkspenningsfordeling fra stålplaten inntil og rundt dybelen. CEN/TS 2-4-1 [2] sier at opptredende skjærkraft på stålplaten kan deles likt på alle dyblene, eller dyblene kan ta ulike mengde skjærkraft. Ulike mengde skjærkraft på dyblene er ofte i forbindelse med at enkelt dybler også er strekkbelastet, og tar redusert mengde skjærkraft i forhold til kun skjærbelastede dybler. Det anbefales lik fordeling av skjærkreftene på dyblene, som er en konservativ antagelse og at total kapasiteten til knutepunktet beregnes fra de innstøpte dyblene som er strekk- og skjærbelastet.

Det er vanlig å si at trykk ”aldri” er den kritiske bruddformen for knutepunktet, og det stemmer med valgt geometri av prøvestykker testet i laboratoriet. I kapasitetsberegningen er det betongens strekkfasthet som avgjør kapasiteten til knutepunktet. I laboratorieforsøkene med eksentrisk skjærbelastning av innstøpt stålplate med forankringsstenger av armeringsstål B500NC er bruddet som oppstår en kombinasjon av heft- og spaltebrudd i betong rundt dyblene som har kombinert skjær- og strekkspenninger. Det kan dermed konkluderes med at ved eksentrisk skjærbelastning av stålennstøpningsdetalj er det ofte betongens strekkfasthet som er avgjørende for den total kapasiteten til knutepunktet.

Kombinasjonen av heft- og spaltebrudd i betongen som forekom i forsøkene har betydelig større kapasitet enn de empiriske kapasitetsformlene gitt i BEB 3 [8], BEB 4 [6], CEN/TS 2-4-2 [10] og Muratli [41]. Bruddet forkom rask og uten forvarsel, og det ser til at kapasitetsformlene gitt i litteraturen har en innarbeidet sikkerhetsfaktor på mellom 2 og 3. Med å multiplisere kapasitetsformlene i CEN/TS 2-4-2 [10] med 2, ser teorien til å stemme noenlunde overens med forsøksresultatene. For en konservativ kapasitetsbestemmelse av et knutepunkt med en innstøpt stålplate med forankringsstenger uten fot i betong, anbefales det å benytte kapasitetsformlene gitt i CEN/TS. Det viser seg at de vanligste reglene for stenger og dybler med fot for innfestning i betongelementer og betongbygninger avviker vesentlig for tilsvarende formler gitt for skjærnybler i bygnings- og brukonstruksjoner, som for eksempel i EC 4-1-1 [12]. Avviket kan skyldes at opptredende bruddform i betongelement og betongbygninger skjer uten forvarsel og har dermed en høyere innarbeidet sikkerhetsfaktor. I tillegg er ikke skjærkapasiteten i EC 4-1-1 [12] gyldig hvis store strekkrefter oppstår i dyblene i tillegg til skjærkreftene, og dermed er det ikke aktuelt å bruke i skjærkapasiteten iht. EC 4-1-1 [12] for innstøpte stålplater med forankringsstenger i betongvegger. Krav for å bruke skjærformlene for dybler i EC 4-1-1 [12] er at dyblene er automatisk sveist til stålplaten. I

praksis kan automatisk sveising av få dybler som en stålinnstøpningsdetalj består av være uøkonomiske og tungvint.

14.2 Videreføring av arbeidet i rapporten

Hovedfokuset i denne masteroppgaven har vært på stålplate med armeringsstenger, hvor senteravstanden mellom dyblene og avstanden fra dybel til betongkant ikke gir reduksjon av stålinnstøpningsdetaljens total strekk- og skjærkapasitet. Det er kun utført forsøk med forankringsstenger uten fot, med et mål om å verifisere kapasitetsreglene fra eksisterende litteratur, evt. avvik. Forankringsstengene har kun vært utsatt for skjærkraft med en kjent eksentrisitet. Under er en forslagsliste til videreførende arbeid:

- Forsøk på dybler med fot.
- Undersøke friksjonskraft mellom betongoverflate og stålplate.
- Forsøk med redusert avstand fra dybel til betongkant.
- Forsøk med andre lasttilfeller.
- Undersøke forbindelsens skjær- og rotasjonsstivhet.
- Tilleggsarmere for å øke strekk- og skjærkapasiteten til knutepunktet.
- Videre FE analyse.
- Legge inn forankringsstenger i etterkant av at betongen har herdet.
- Hevarmskraftens bidrag på forankringsstengene.

Innstøpt stålplate med forankringsstenger er kanskje mest aktuelt i forbindelse med betongelementer, fordi det kan være vanskelig for en forskalingsnekker å plassere stålplaten nøyaktig i f.eks. veggen, i motsetning til en betongelementarbeider som bruker mye av sin tid til å lage slike knutepunkt. Det er også lettere å treffe riktig i en fabrikk med faste forskalingsformer, enn på en byggeplass.

15.0 Litteraturliste

- [1] Hisdal, J.M. (2010) Masteroppgave. *Dimensjonering av innstøpte stålplater med påsveiste forankringer*. Trondheim: NTNU Institutt for konstruksjonsteknikk.
- [2] Teknisk spesifikasjon CEN/TS 1992-4-1:2009 *Dimensjonering av festemidler i betong - Del 4-1: Allmenne regler*. Standard Norge
- [3] Eligehausen, R. og Mallée, E.L. (2006) *Vitenskapelig forfatterskap. Anchorage in concrete construction*. Tyskland: Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin.
- [4] Pregartner, T.(2009) *Vitenskapelig forfatterskap. Bemessung von Befestigungen in Beton - Einführung mit Beispilen*. Berlin: Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG.
- [5] NS-EN 1992-1-1:2004+NA: 2008. *Eurocode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*. Standard Norge.
- [6] Vinje, L og Hopp, E.L.(Manus januar 2012) Vitenskapelig forfatterskap. *Betongelementboken bind B*. 4.utg. Norge: Betongelementforeningen.
- [7] Engström, B E.L. (2008) Vitenskapelig forfatterskap. *Structural connections for precast concrete buildings - guide to good practice*, fib bulletin 43. 1. utg. Stuttgart: Sprint-Digital-Druck.
- [8] Hopp, J og Alexannder, E.L.(2005) Vitenskapelig forfatterskap. *Betongelementboken bind*. 3. utg. Norge: Betongelementforeningen.
- [9] Zhao, Guochen (1993) PhD avhandling. *Tragvelhalten von randfernen Kopfbolzenverankerungen bei Betonbruch*. Tyskland: der Universität Stuttgrat.
- [10] Teknisk spesifikasjon CEN/TS 1992-4-2:2009. *Dimensjonering av festemidler i betong – Del 4-2: Bolter med hodet*. Standard Norge.
- [11] Stålbbyggnadsinstitutet (2012) *Pelarfot - Publikation 183*. 1. utg. Stockholm: GTC Print AB.
- [12] NS-EN 1994-1-1:2004+NA:2009 *Eurocode 4: Prosjektering av samvirkekonstruksjoner av stål og betong - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*. 1. utg. Standard Norge.
- [13] NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008 *Eurocode 3:Prosjektering av stålkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*. 1. utg. Standard Norge.
- [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] NS-EN ISO 17660-1:2006 *Sveising - Sveising av armeringsstål- Del 1: Lastbærende Sveiseforbindelser*. 1. utg. Standard Norge.
- [16] Larsen, P.K. (2010) *Dimensjonering av stålkonstruksjoner*. 2. utg. Trondheim: Tapir Akademiske forlag.
- [17] NS-EN 10025-1:2004 *Varmvalsede produkter av konstruksjonsstål - Del 1: Generelle tekniske leveringsbetingelser*. 1. utg. Standard Norge.
- [18] NS-EN 10025-2:2005 *Varmvalsede produkter av konstruksjonsstål - Del 2: Tekniske leveringsbetingelser ulegert konstruksjonsstål*. 1. utg. Standard Norge.
- [19] NS-EN 10080:2005 *Armeringsstål - Sveisbar armering - Del 1: Generelle krav*. 1. utg. Standard Norge.
- [20] NS-EN ISO 17660:2007 *Sveising - Sveising av armeringsstål – Del 1: Lastbærende Sveiseforbindelser*. 1. utg. Standard Norge.
- [21] NS-EN ISO 13918:2008 *Sveising - Bolter og keramiske hylser for lysbue – boltveising*. 1. utg. Standard Norge.
- [22] NS-EN ISO 14555:2007 *Sveising - Lysbuesveising av metalliske materialer*. 2. utg. Standard Norge.
- [23] CEN ISO/TR 15608:2005 *Sveising - System for gruppering av metalliske materialer*. 1. utg. Standard Norge.
- [24] NS-EN 1090-2:2008+A1:2011 *Utførelse av stålkonstruksjoner og aluminiumkonstruksjoner - Del 2: Tekniske krav til stålkonstruksjoner*. 1. utg. Standard Norge.
- [25] NS-EN 13670:2009+NA:2010 *Utførelse av betongkonstruksjoner*. 1. utg. Standard Norge.
- [26] Dalen, E. og Wåsjør, K. (2010) Masteroppgave. *Søylefotpunkter*. Trondheim: NTNU Institutt for konstruksjonsteknikk.
- [27] Clausen, A. H. (Høst 2010) Forelesningsnotater. *TKT 4124 Mekanikk 3. (Lysark 11- Materiallov – Lysark 09 Spenninger og likevekt – Lysark 02 Flyteledd)*. Trondheim: NTNU Institutt for konstruksjonsteknikk.
- [28] Sharma S.C. Internett. Forelesningsnotat. Shearing stress distribution in typical cross-sections. <http://nptel.iitm.ac.in/courses/Webcourse-contents/IIT-ROORKEE/strength%20of%20materials/lects%20&%20pics/image/lect28%20and%2029/lecture%2028%20and%2029.htm>. Lesedato: 21.02.12.
- [29] Comite Euro-International Du Beton (1997) Vitenskapelig forfatterskap. *Design of fastenings in Concrete - Design Guide- Parts 1 to 3*. Bulletin d'information no. 223. London: Thomas Telford Services Ltd

- [30] NS 3473 (2003). *Prosjektering av betongkonstruksjoner. Beregnings- og konstruksjonsregler*. 6.utg. Standard Norge.
- [31] NS 3472 (2001). *Prosjektering av stålkonstruksjoner*. 3. utg. Standard Norge.
- [32] Peikko Norge AS. Internettside. www.peikko.no. Lesedato: mars 2012.
- [33] NS-EN 1990:2002+NA:2008 *Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*. 1. utg. Standard Norge.
- [34] NS-EN ISO 15630-1:2010 *Stål til armering og forspenning av betong - Prøvmingsmetoder - Del 1: Stenger, valsetråd og tråd til ordinær armering*. 1. utg. Standard Norge.
- [35] NS-EN ISO 6892-1:2009 *Metalliske materiale – Strekkprøving - Del 1: Prøvmingsmetoder i romtemperatur*. Standard Norge.
- [36] NS-EN 206-1:2000+NA:2007 *Betong - Del 1: Spesifikasjon, egenskaper, fremstilling og samsvar*. Standard Norge.
- [37] NS-EN 12350-1:2009 *Prøving av fersk betong - Del 1: Prøvetaking*. Standard Norge.
- [38] NS-EN 12350-2:2009 *Prøving av fersk betong - Del 2: Synkmål*. Standard Norge.
- [39] NS-EN 12350-6:2009 *Prøving av fersk betong - Del 6: Densitet*. Standard Norge.
- [40] NS-EN 12350-7:2009 *Prøving av fersk betong - Del 7: Luftinnhold*. Standard Norge.
- [41] Muratli, H.B.S. (1998) Masteroppgave. *Behavior of shear anchors in concrete: Statistical analysis and design recommendations*. Texsa Austin: The University of Texas at Austin.
Tilgjengelig fra: http://fsel.engr.utexas.edu/publications/docs/Muratli_thesis.pdf
Lesedato: vår 2012
- [42] NS-EN 12390-6:2009 *Prøving av herdet betong - Del 6: Prøvelegemers spaltestrekkfasthet*. 1. utg. Standard Norge.
- [43] NS-EN 1993-1-5:2006+NA:2009 *Eurocode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner - Del 1-5: Plater påkjent i plate planet*. 1. utg. Standard Norge.
- [44] Neal S. Anderson, P.E., S.E. and Dr. Donald F. Meinheit, P.E., S.E (april 2005). Structure magazine. *PCI's Headed Stud Design Redefined*. Side 26 til 29.
- [45] ETAG 001 (1997), *Guideline for European Technical Approval- Metal anchors for use in concrete*. November 2006 utg. Brussel: EOTA ©
- [46] ETAG Technical Report TR 029 (2007): *Design of bonded anchors*. September 2010 utg. Brussel: EOTA ©

- [47] Bullo, S., Di Marco, R. (1995) *Journal of Constructional Steel Research. Effects of high performance concrete on stud shear connector behavior.* Venezia.
- [48] Hoffmeister, B. og Hechler, O. *Eurosteel (2005) 4th European Conference of Steel and Composite Structures – research – Eurocodes - Practic. Volum B.* Tyskland: Druck und Verlagshaus Mainz GmbH Aachen.
- [49] Odenbreit, C og Fromknecht, S.(2007) Vitenskapelig forfatterskap. *Tests on anchor plates with headed studs on reinforced concrete columns.* ESRU-Report No.1. Luksemburg: Universitetet i Luxembourg.
- [50] Kuhlmann, U.(2005) *Stahlbau Kalender.* 7. årgang. Tyskland: Ernst & Sohn.
- [51] Weichen, X. E.L. (2008) *Static Behavior and Theoretical Model of Stud Shear Connectors.* Journal of bridge engineering Vol.13 No.6. USA: ASCE.
- [52] An, L. el.(1994) Vitenskapelig artikkel. *Push-out Tests on Studs in High Strength and Normal Strength Concrete.* Sverige: Chalmers University of Technology.
- [53] Lorenc, W. el.(2006) Vitenskapelig artikkel. *Behavior of composite beams prestressed with external tendons.* Experimental study 1. utg. Polen: Wroclaw University of Technology Department of Civil engineering.
- [54] NS 3576-3:2012 *Armeringsstål - Mål og egenskaper - Del 3: Kamstål B500NC.* Standard Norge.
- [55] Abaqus 6.11 (2011) *Analysis User's Manual, Volume III: Materials.* USA: Simulia.
- [56] Jankowiak, T. (2005) *Identification of parameters of concrete damage plasticity constitutive model.* No.6. Polen: Poznan University of Technology, Institute of Structural Engineering.
- [57] Abaqus 6.10 (2010) *Analysis User's Manual, Volume IV: Elements.* USA: Simulia.
- [58] Zoetemeijer, P. (1974). *A design method for the tension side of statically loaded, bolted beam – to - column connections, s.1:* Heron vol.20.no.1. Nederland: STEVIN-LABORATORY of the Department of Technological University
- [59] Sørensen, S. I. og Øverli, J. A. (2011) Vitenskapelig forfatterskap. *TKT 4222 Concrete Structures 3 -compendium.* 1. utg. Trondheim: NTNU Institutt for konstruksjonsteknikk.
- [60] Leidulv Vinje. Personlige meddelelser via mail. April 2012.
- [61] SB PRODUKSJON AS ÅNDALSNES – NORWAY. Tilgjengelig fra: <http://invisibleconnection.no/default.asp?fkAKId=3A48&AfkAKId=3&AfkAKId2=3&side=&SiId=54&emne=sider&langtag=no>
Lesedato: 23.04.12.
- [62] Pretec AS. Tilgjengelig fra: <http://www.pretec.no/?CatID=1646>, Lesedato: 23.04.12

- [63] Abaqus 6.10 (2010) *Analysis User's Manual, 2. Spatial Modeling*. USA: Simulia.
- [64] Abaqus 6.10 (2010) *Analysis User's Manual, Volume V: Prescribed Conditions Constraints & Interactions*. USA: Simulia.
- [65] Forelesningsnotater "Soil Shear Strength – Mohr-Coulomb Model"
Tilgjengelig fra: http://203.208.166.84/sid/download/CE341/lecture10_4on1.pdf,
Lesedato: 12.04.2012
- [66] Abaqus 6.10 (2010) *Abaqus Example Problems Manual*. USA: Simulia.
- [67] Fink, J. el. *Push-Out Test Parametric Simulation Study of a New Sheet-Type Shear Connector*. Østerrike: TU Vienna Institute of Steel Structures.
- [68] Ozbolt, A. E.L. (2011) Vitenskapelig artikkel. *Behavior of steel-to-concrete joints*. Steel Construction Volume 4 Issue 3 sider 161-165. Institute of structural design, University of Stuttgart. Berlin: Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG.
- [69] Kuhlmann, U el. (2011) *Design of anchor plates based on the component method*. Tyskland: ASCE 2011 University of Stuttgart.
- [70] Jacobsen, S. (2011) Vitenskapelig forfatterskap. *TKT 4215 Concrete Technology 2. utg.* Trondheim: NTNU Institutt for konstruksjonsteknikk.

16.0 Vedlegg

A1: Kontrollregning av testresultater fra studentoppgave	219
B1: Beregning av minimumsarmering	224
C1: Beregning av a-mål S235	226
C2: Beregning av a-mål S355	232
D1: Effektivlengder	238
D2: Utledning av ekvivalent T-stykke med trykk	247
E1: Beregning $h_{ef} = 120$ mm for A2.3	250
F1: Dybler 19 mm, $h_{ef} = 135$ mm.....	263
G1: Betongresept.....	275
H1: Strekktesting av armeringsstenger med stålkvalitet B500NC.....	277
I1: FE analyse	280

A1: Kontrollregning av testresultater fra studentoppgave

Beregning av forsøk:

Material- og partialfaktorer:

Bruddgrensetilstand:

EC 2-1-1 tab. NA 2.1.N [5]	Betong Armeringsstål	$\gamma_c = 1,0$ $\gamma_s = 1,0$
EC 3-1-1 NA. 6.1(2)2B [13]	Stål uansett tverr.kl.	$\gamma_{M0} = 1,0$ $\gamma_{M2} = 1,0$
EC 4-1-1 NA 6.6.3.1 [12]	Skjæradybler	$\gamma_V = 1,0$

Forutsetninger:

Stål:

EC 3-1-1 tab. 3.1 [13]	Stålkvalitet Flytespenning Strekfasthet	S235 $f_y = 235 \text{ MPa}$ $f_u = 360 \text{ MPa}$
---------------------------	---	--

Geometri:

Dybel:

Diameter på prøve 1	$d_{20} = 20 \text{ mm}$
Diameter på prøve 2	$d_{16} = 16 \text{ mm}$

Tverrsnittsareal	$A_{20} = \left(\frac{\pi}{4}\right) * d_{20}^2 = 314 \text{ mm}^2$
------------------	---

$$A_{16} = \left(\frac{\pi}{4}\right) * d_{16}^2 = 201 \text{ mm}^2$$

Omkrets	$O_{20} = \pi * d_{20} = 63 \text{ mm}$ $O_{16} = \pi * d_{16} = 50 \text{ mm}$
---------	--

Målt vinkel for dybel
i radianer.

$$\theta_{d20} = \frac{\pi}{4}$$

$$\theta_{d16} = \frac{\pi}{3}$$

1. arealmoment	$S_{20} = \frac{4}{2*3} * \left(\frac{d_{20}}{2}\right)^3 = 667 \text{ mm}^3$
----------------	---

$$S_{16} = \frac{4}{2*3} * \left(\frac{d_{16}}{2}\right)^3 = 341 \text{ mm}^3$$

2. arealmoment $I_{20} = \frac{1}{4} \pi * \left(\frac{d_{20}}{2}\right)^4 = 7,854 * 10^3 \text{ mm}^4$

$$I_{16} = \frac{1}{4} \pi * \left(\frac{d_{16}}{2}\right)^4 = 3,217 * 10^3 \text{ mm}^4$$

Elastisk motstandsmoment $W_{el20} = \frac{\pi * d_{20}^3}{32} = 785,4 \text{ mm}^3$

$$W_{el16} = \frac{\pi * d_{16}^3}{32} = 402,1 \text{ mm}^3$$

Elastisk motstandsmoment $W_{pl20} = \frac{4}{3} * \left(\frac{d_{20}}{2}\right)^3 = 1,3 * 10^3 \text{ mm}^3$

$$W_{pl16} = \frac{4}{3} * \left(\frac{d_{16}}{2}\right)^3 = 682,7 \text{ mm}^3$$

Betong:

Overflate areal $A_{bet} = 300 \text{ mm} * 200 \text{ mm} = 6 * 10^4 \text{ mm}^2$

Stål:

Skjærlastens eksentrisitet $e_1 = 10 \text{ mm}$

Materialdata:

Dybel:

Kamstål av kvalitet B500NC

Målt strekkapasitet: $f_{tkm20} = \frac{190}{A_{20} * \gamma_s} = 605 \text{ MPa}$

$$f_{tkm16} = \frac{135}{A_{16} * \gamma_s} = 671 \text{ MPa}$$

Målt flytespenning: $f_{ykm20} = \frac{168}{A_s * \gamma_s} = 535 \text{ MPa}$

$$f_{ykm16} = \frac{110}{A_{16} * \gamma_s} = 547 \text{ MPa}$$

NS 3576-3 [54]

Karakteristisk flytespenning $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

Dim. flytespenning $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500 \text{ MPa}$

Betong:

EC 2-1-1

Betongfasthetsklasse

B35

tab. 3.1 [5]

Karak. sylindrefasthet

$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$

Reduksjonsfaktor

$\alpha_{cc} = 0,85$

EC 2-1-1

Dim. trykkfasthet

$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{yk} / \gamma_c = 29,75 \text{ MPa}$

pkt. 3.1.6(1) [5]

Elastisitetsmodul

$E_{cm} = 33000 \text{ MPa}$

Målt karak. trykkfasthet

$F_{bet} = 199000 \text{ kg} * 9,81 \text{ m/s}^2 = 1,952 * 10^3 \text{ kN}$

$f_{ckm} = F_{bet} / A_{bet} = 32,5 \text{ MPa}$

Laster:

$$\text{Målt bruddlast } \varnothing 20 \quad F_{20} = \frac{32000 * 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}}{2} = 156,96 \text{ kN}$$

$$\text{Målt deformasjon ved brudd } \Delta_{20} = 14 \text{ mm} - 69 \text{ mm} = -55 \text{ mm}$$

$$\text{Målt bruddlast } \varnothing 16 \quad F_{16} = \frac{21500 * 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}}{2} = 105,5 \text{ kN}$$

$$\text{Målt deformasjon ved brudd } \Delta_{16} = 5 \text{ mm} - 34 \text{ mm} = -29 \text{ mm}$$

Utregning av opptredende spenning i dybelen:

Dekomponerer kreftene inn i lokale krefter:

$$\begin{aligned} \text{Lokal skjærkraft} \quad V_{20} &= F_{20} * \sin(\theta_{d20}) = 111 \text{ kN} \\ V_{16} &= F_{16} * \sin(0,5\pi - \theta_{d16}) = 53 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Lokal normalkraft} \quad N_{20} &= F_{20} * \cos(\theta_{d20}) = 111 \text{ kN} \\ N_{16} &= F_{16} * \cos(0,5\pi - \theta_{d16}) = 91,3 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Lokal skjærsp. plastisk} \quad \tau_{20p} &= V_{20}/A_{20} = 353,3 \text{ MPa} \\ \tau_{16p} &= V_{16}/A_{16} = 263,3 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Lokal skjærsp. elastisk} \quad \tau_{20p} &= (4 * V_{20}) / (3A_{20}) = 471,0 \text{ MPa} \\ \tau_{16p} &= (4 * V_{16}) / (3A_{16}) = 349,7 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Lokal normalspenning} \quad \sigma_{20} &= N_{20}/A_{20} = 353,3 \text{ MPa} \\ \sigma_{16} &= N_{16}/A_{16} = 454,2 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Elastisk spenningskontroll:

$$\text{Von-Mises-spenning:} \quad S_{20p} = \left(\frac{\sigma_{20}}{f_{ykm20} * \gamma_{M0}} \right)^2 + 3 \left(\frac{\tau_{20p}}{f_{ykm20} * \gamma_{M0}} \right)^2 = 2,764$$

$$S_{16p} = \left(\frac{\sigma_{16}}{f_{ykm16} * \gamma_{M0}} \right)^2 + 3 \left(\frac{\tau_{16p}}{f_{ykm16} * \gamma_{M0}} \right)^2 = 1,915$$

Spenningskontroll:

$$S_{20p} = \left(\frac{\sigma_{20}}{f_{tkm20} * \gamma_{M0}} \right)^2 + 3 \left(\frac{\tau_{20p}}{f_{tkm20} * \gamma_{M0}} \right)^2 = 1,365$$

$$S_{16p} = \left(\frac{\sigma_{16}}{f_{tkm16} * \gamma_{M0}} \right)^2 + 3 \left(\frac{\tau_{16p}}{f_{tkm16} * \gamma_{M0}} \right)^2 = 0,915$$

Påvisning etter teori med et flytledd:

$$\text{Faktor for lastbæringskap.} \quad \alpha_0 = 1,0$$

$$\text{Eksentrisitetsfaktor} \quad \varepsilon_{20} = 3 * \frac{e_1}{d_{20}} * \sqrt{\frac{f_{ckm}}{f_{ykm20}}} = 0,37$$

$$\varepsilon_{16} = 3 * \frac{e_1}{d_{16}} * \sqrt{\frac{f_{ckm}}{f_{ykm16}}} = 0,457$$

Hensyn til eksentrisiteten $\alpha_{1.e20} = \sqrt{1 + (\varepsilon_{20}\alpha_0)^2} - \varepsilon_{20}\alpha_0 = 0,696$
 $\alpha_{1.e16} = \sqrt{1 + (\varepsilon_{16}\alpha_0)^2} - \varepsilon_{16}\alpha_0 = 0,642$

Skjærkapasitet $V_{1,20Rd} = \alpha_0 * \alpha_{1.e20} * d_{20}^2 * \sqrt{f_{ckm} * f_{ykm20}} = 37 \text{ kN}$
 $V_{1,16Rd} = \alpha_0 * \alpha_{1.e16} * d_{16}^2 * \sqrt{f_{ckm} * f_{ykml6}} = 22 \text{ kN}$

Påvisning etter teori med to flyteledd:

Hensyn til eksentrisiteten $\alpha_{2.e20} = \sqrt{2 + (\varepsilon_{20}\alpha_0)^2} - \varepsilon_{20}\alpha_0 = 1,092$
 $\alpha_{2.e16} = \sqrt{2 + (\varepsilon_{16}\alpha_0)^2} - \varepsilon_{16}\alpha_0 = 1,029$

Skjærkapasitet $V_{2,20Rd} = \alpha_0 * \alpha_{2.e20} * d_{20}^2 * \sqrt{f_{ckm} * f_{ykm20}} = 58 \text{ kN}$
 $V_{2,16Rd} = \alpha_0 * \alpha_{2.e16} * d_{16}^2 * \sqrt{f_{ckm} * f_{ykml6}} = 35 \text{ kN}$

Kapasitetsberegning for skjærdebyler:

Skjærmotstand:

Stål: $P_{20Rd} = \frac{0,8 * f_{tkm20} * \pi * \frac{d_{20}^2}{4}}{\gamma_V} = 152 \text{ kN}$

$$P_{16Rd} = \frac{0,8 * f_{tkml6} * \pi * \frac{d_{16}^2}{4}}{\gamma_V} = 108 \text{ kN}$$

Betong:

Korreksjonsfaktor for h_{ef}/d $\alpha=1,0$

$$P_{20Rd2} = \frac{0,29 * \alpha * d_{20}^2 * \sqrt{f_{ckm} E_{cm}}}{\gamma_V} = 120 \text{ kN}$$

$$P_{16Rd2} = \frac{0,29 * \alpha * d_{16}^2 * \sqrt{f_{ckm} E_{cm}}}{\gamma_V} = 77 \text{ kN}$$

Strek- og skjærkontroll:

Opptredende moment blir delt på et kraftpar, hvor det er antatt at strekkraften tas av dybelen og at trykkraften tas opp som trykkspenninger i betongen. Moment-fordelingsarm er satt til 100 mm.

Opptredende normalkraft $N_{Ed20} = F_{20} * e_1 / 100 = 15,7 \text{ kN}$
 $N_{Ed16} = F_{16} * e_1 / 100 = 10,5 \text{ kN}$

Plastisk skjærkapasitet $V_{Rd20} = \frac{f_{ykm20} * A_{20}}{\sqrt{3} * \gamma_{M0}} = 97 \text{ kN}$
 $V_{Rd16} = \frac{f_{ykml6} * A_{16}}{\sqrt{3} * \gamma_{M0}} = 63,5 \text{ kN}$

Betong spenningskontroll $\sigma_{c20} = \frac{F_{20} * e_1}{100 * 100 * 10} = 15,7 \text{ MPa}$

$$\sigma_{c16} = \frac{F_{16} * e_1}{100 * 100 * 10} = 10,5 \text{ MPa}$$

Normalkraft $N_{Rd20} = A_{20} * f_{ykm20} = 168 \text{ kN}$

$$N_{Rd16} = A_{16} * f_{ykm16} = 110 \text{ kN}$$

Interaksjonsformel $\left(\frac{N_{Ed20}}{N_{Rd20}} \right)^2 + \left(\frac{V_{20}}{V_{Rd20}} \right)^2 = 1,318$

$$\left(\frac{N_{Ed16}}{N_{Rd16}} \right)^2 + \left(\frac{V_{16}}{V_{Rd16}} \right)^2 = 0,699$$

B1: Beregning av minimumsarmering

Forutsetninger:

Beregningene er utført etter EC 2-1-1 pkt. 9.6 [5].

Materialdata:

EC 2-1-1 tab 3.1 [5]	Betong:	
	Betong-fasthetsklasse	B35
	Karak. sylindrefasthet	$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$
	Strekkfasthet	$f_{ctm} = 3,2 \text{ MPa}$
NS 3576-3 [54]	Dybel:	
	Kamstålets kvalitet	B500NC
	Karak. flytegrense	$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

Geometridata:

Stålplate:

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

Betongvegg:

Høyde betongvegg	$H_b = 1200 \text{ mm}$
Bredde betongvegg	$B_b = 600 \text{ mm}$
Tykkelse betongvegg	$T_b = 250 \text{ mm}$

Vertikalarmering:

EC 2-1-1
pkt. 9.6.2 [5] Det minste armeringsareal er satt lik $0,002 A_c$, hvor det er lagt vekt på tetthet.

$$A_c = T_b * 1000 = 2,5 * 10^5 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,v \min} = 0,002 * A_c = 500 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Senteravstand til vertikalarmeringen bør ikke være større enn 3 ganger veggtykkelsen T_b eller 400 mm avhengig av hvilken verdi som er minst.

$$c_{T,b} = 3 * T_b = 750 \text{ mm}$$

$$c_c = 400 \text{ mm}$$

$$S_{v \min} = \text{if}(c_{T,b} > c_c) = 400 \text{ mm}$$

Horisontalarmering:

EC 2-1-1
pkt. 9.6.3 [5] Minste armering for dobbelt-armerte vegger settes lik

$$A_{s,h \min} = \text{maks} \left[0,25 * A_{s,v \min}; 0,3 * A_c \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}; 0,15 \left(A_c \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) \right] = 480 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Senteravstanden mellom horisontalarmering bør ikke være større enn: $S_{h \max} = 400 \text{ mm}$

Armering i prøvestykket:

Armerings diameter vertikalt
Armerings diameter horisontalt

$$d_v = 10 \text{ mm}$$

$$d_h = 12 \text{ mm}$$

$$n_v = \frac{A_{s,v \min}}{\left(d_h^2 * \frac{\pi}{4}\right)} = 6,366 \text{ 1/m}$$

$$n_h = \frac{A_{s,h \min}}{\left(d_h^2 * \frac{\pi}{4}\right)} = 4,244 \text{ 1/m}$$

I prøvestykket med gitt geometri

$$n_{B,b} = \frac{B_b}{1000} n_v = 3,82 \text{ 1/m}$$

$$n_{H,b} = \frac{H_b}{1000} n_h = 5,093 \text{ 1/m}$$

4 Ø10 horisontalt tilsvarer
5 Ø12 vertikalt tilsvarer

$$A_{sv \min} = 452 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_{sh \min} = 565,5 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Armerings plassering i tverrsnittet:

Vertikalt skal det plasseres 4 Ø10 i hver av halv delene med en maks senteravstand lik 400 mm. Horisontal skal det plasseres 5 Ø12 i hver av halvdelene med en maks senteravstand lik 200 mm. Se armeringstegningene i avsnitt 11.1.1.

C1: Beregning av a-mål S235

Utledning av a-mål lik 0,4d

Material- og partialfaktor:

Bruddgrensetilstand:

EC 2-1-1 tab. NA.2.1.N [5]	Armeringsstål	$\gamma_{s1} = 1,15$
EC 3-1-1 NA.6.1(2)2B [13]	Stål uansett tverr. kl.	$\gamma_{M0} = 1,05$ $\gamma_{M2} = 1,25$

Materialdata:

Dybel:

NS 3576-3 [54]	Kamstålets kvalitet	B500NC
	Diameter	$d_1 = 20 \text{ mm}$
	Karak. flytegrense	$f_{yk1} = 500 \text{ MPa}$

Stålplate:

EC 3-1-1 tab. 3.1 [13]	Stålkvalitet	S235
	Flytespenning	$f_y = 235 \text{ MPa}$
	Strekfasthet	$f_u = 360 \text{ MPa}$

Kilsveis:

EC 3-1-8 pkt. 4.5.3 [14]	Korrelasjonsfaktor	$\beta_w = 0,8$
	Krav til normalspenning	$\sigma_{\perp 1} = 0,9 * f_u / \gamma_{M2} = 259,2 \text{ MPa}$

Hypotese: Hvis a-mål er lik 0,4 av dybelens diameter, er sveisens a-mål ok for en fullforankret dybel.

Utledning:

Sveisens strekkapasitet med $\alpha = 45^\circ$ uten innbrenning:

Normalspenning normalt på sveisesnittet er lik skjærspenning normalt på sveisens lengdeakse

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{N_{Ed}}{A_{SN45} * \sqrt{2}}$$

EC 3-1-8
pkt. 4.5.3(6) [14]

Strekkapasitet dybel	$N_{Ed} = \frac{f_{yk} * d^2 * \frac{\pi}{4}}{\gamma_s}$
Sveisens midlere lengde	$l_{eff} = \pi (d + (a/\sqrt{2}))$
Sveisens areal	$A_{SN45} = a * l_{eff}$

Dimensjonerende kapasitet for en kilsveis, med utgangspunkt i von-Mises:

$$\left[\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2) \right]^{0,5} = \frac{f_u}{\beta_w * \gamma_{M2}}$$

Krav til normalspenning	$\sigma_{\perp} = 0,9 * \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$
-------------------------	--

Utleddning:

$$\sqrt{4 * \sigma_{\perp}^2} = 2\sigma_{\perp}$$

Gir uttrykket:

$$2 * \left(\frac{N_{Ed}}{A_{SN45} * \sqrt{2}} \right) = \frac{f_u}{\beta_w * \gamma_{M2}}$$

$$2 * \left(\frac{\left(\frac{f_{yk} * d^2 * \frac{\pi}{4}}{\gamma_s} \right)}{a * \pi * \left(d + \frac{a}{\sqrt{2}} \right) * \sqrt{2}} \right) = \frac{f_u}{\beta_w * \gamma_{M2}}$$

$$f_{yk} * d^2 = \frac{f_u}{\gamma_{M2} * \beta_w} * \gamma_s * 2a * (\sqrt{2} * d + a)$$

$$0 = \frac{f_u}{\gamma_{M2} * \beta_w} * \gamma_s * 2a * (\sqrt{2} * d + a) - f_{yk} * d^2$$

Gir følgende andregrads-uttrykk:

$$0 = 2a^2 + 2\sqrt{2}ad - \frac{f_{yk} * d^2 * \gamma_{M2} * \beta_w}{f_u * \gamma_s}$$

Andregrads-uttrykket løst med hensyn på a:

$$a_1 = \frac{-2\sqrt{2} * d_1 + \sqrt{(2\sqrt{2} * d_1)^2 - 4 * 2 * \frac{-f_{yk} * d_1^2 * \gamma_{M2} * \beta_w}{f_u * \gamma_s}}}{2 * 2} = 6,871 \text{ mm}$$

Forholdet blir da: $a_1/d_1 = 0,344$

Opptredende normalspenning

$$\sigma_1 = \frac{f_{ykl} * \left(d_1^2 * \frac{1}{4}\right)}{\gamma_{s1} * a_1 * \left(d_1 + \frac{a_1}{\sqrt{2}}\right) * \sqrt{2}} = 180 \text{ MPa}$$

Kontroll: Krav1 = if ($\sigma_1 < \sigma_{\perp}$, "OK", "IKKE OK") = "OK"

Sveisens skjærkapasitet med $\alpha = 45^\circ$ uten innbrenning:

Normalspenning normalt på sveisesnittet er lik skjærspenningen normalt på sveisens lengdeakse $\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = 0$

Skjærspenning parallelt med sveisens lengdeakse $\tau_{\parallel} = \frac{V_{Ed}}{A_{sveisV}}$

Sveisens midlere lengde Sveisens areal $l_{eff} = \pi * (d + \sqrt{2} * a)$
 $A_{sveisV} = a * l_{eff}$

Skjærkapasitet dybel $V_{Ed} = \frac{f_{yk} * d^2 * \frac{\pi}{4}}{\gamma_s * \sqrt{3}}$

Dimensjonerende kapasitet for en kilsveis, med utgangspunkt i von-Mises $\sqrt{3} * \tau_{\parallel}^2 = \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}}$

Utleddning:

Gir uttrykket:

$$\frac{f_{yk} * d^2 * \frac{\pi}{4} * \sqrt{3}}{\gamma_s * \sqrt{3}} = \frac{f_u}{\beta_w * \gamma_{M2}} * a * \pi * (d + \sqrt{2} * a)$$

Gir følgende andregrads-uttrykk:

$$0 = \sqrt{2} * a^2 + d * a - \frac{f_{ykl} * d_1^2 * \beta_w * \gamma_{M2}}{f_u * 4 * \gamma_s}$$

Andregrads-uttrykket løst med hensyn på a:

$$a_2 = \frac{-d_1 + \sqrt{d_1^2 - \sqrt{2} * \frac{-f_{ykl} * d_1^2 * \beta_w * \gamma_{M2}}{f_u * \gamma_{s1}}}}{2\sqrt{2}} = 4,57 \text{ mm}$$

Forholdet blir da $a_2/d_2 = 0,228$

30 graders kilsveis med innbrenning

Sveisens strekkapasitet med $\alpha = 30^\circ$

Spenning normalt på sveisensnittet

$$\sigma_{\perp} = \frac{\sin(30^\circ) * N_{Ed}}{A_{sN30}}$$

Skjærspenning normalt på sveisens lengdeakse

$$\tau_{\perp} = \frac{\cos(30^\circ) * N_{Ed}}{A_{sN30}}$$

Strekkapasitet dybel

$$N_{Ed} = \frac{f_{yk} * \left(d^2 * \frac{\pi}{4} \right)}{\gamma_s}$$

Sveisens midlere lengde
Sveisens areal

$$l_{eff} = \pi * (d + 0,5a)$$

$$A_{sN45} = a * l_{eff}$$

Dimensjonerende kapasitet for en kilsveis med utgangspunkt i von-Mises

$$\left[\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2) \right]^{0,5} = \frac{f_u}{\beta_w * \gamma_{M2}}$$

Krav til normalspenning

$$\sigma_{\perp} = 0,9 * \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$$

Utleddning:

$$\sqrt{\left(\frac{\sin 30^\circ * N_{Ed}}{A_{sN30}} \right)^2 + 3 \left(\frac{\cos 30^\circ * N_{Ed}}{A_{sN30}} \right)^2} = \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}}$$

Vet at $\sin(30) = 0,5$ og $\cos(30) = \sqrt{3}/2$

Som gir følgende uttrykk:

$$\sqrt{(0,5)^2 + 3 \left(\frac{\sqrt{3}}{2} \right)^2} * \frac{N_{Ed}}{A_{sN30}} = \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}}$$

$$\frac{\sqrt{10}}{2} * \frac{N_{Ed}}{A_{sN30}} = \frac{f_u}{\beta_w * \gamma_{M2}}$$

$$0 = \frac{f_u}{\beta_w * \gamma_{M2}} * \frac{2}{\sqrt{10}} * A_{sN30} - N_{Ed}$$

Gir følgende andregrads-uttrykk:

$$0 = \frac{1}{2} a^2 + d * a - \frac{f_{yk} * d^2 * \beta_w * \gamma_{M2} * \sqrt{10}}{f_u * \gamma_s * 8}$$

Andregrads-uttrykket løst med hensyn på a:

$$a_3 = \frac{-d_1 + \sqrt{d_1^2 - 4 * \frac{1}{2} * \frac{(-f_{ykl} * d_1^2 * \beta_w * \gamma_{M2} * \sqrt{10})}{f_u * \gamma_{s1} * 8}}}{2 * \frac{1}{2}} = 7,963 \text{ mm}$$

Forholdet blir da: $a_3/d_1 = 0,398$

Opptredende normalspenning

$$\sigma_3 = \frac{0,5 * f_{ykl} * d_1^2 * \frac{1}{4}}{\gamma_s * \left[a_3 * \left(d_1 + \frac{a_3}{2} \right) \right]} = 113,8 \text{ MPa}$$

Kontroll: Krav = if($\sigma_3 < \sigma_{\perp}$, "OK", "IKKE OK") = OK

Sveisens skjærkapasitet med $\alpha = 30^\circ$

Normalspenning normalt på sveisesnittet er lik skjærspenningen normalt på sveisens lengdeakse

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = 0$$

Skjærspenning parallelt med sveisens lengdeakse

$$\tau_{\parallel} = \frac{V_{Ed}}{A_{sveisV}}$$

Sveisens midlere lengde
Sveisens areal

$$l_{eff} = \pi * (d + 2 * a)$$

$$A_{sV} = a * l_{eff}$$

Skjærkapasitet dybel

$$V_{Ed} = \frac{f_{yk} * d^2 * \frac{\pi}{4}}{\gamma_s * \sqrt{3}}$$

Dimensjonerende kapasitet for en kilsveis, med utgangspunkt i von-Mises

$$\sqrt{3 * \tau_{\parallel}^2} = \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}}$$

Utleddning:

$$\sqrt{3} \frac{V_{Ed}}{A_{sV}} = \frac{f_u}{\beta_w * \gamma_{M2}}$$

$$V_{Ed} = \frac{f_u * A_{sV}}{\beta_w * \gamma_{M2} * \sqrt{3}}$$

$$0 = \frac{f_u * A_{sV}}{\beta_w * \gamma_{M2} * \sqrt{3}} - V_{Ed}$$

Gir følgende andregrads-uttrykk:

$$0 = 2a^2 + d * a - \frac{f_{yk} * d^2 * \beta_w * \gamma_{M2}}{f_u * \gamma_s * 4}$$

Andregrads-uttrykket løst mht. a:

$$a_4 = \frac{-d_1 + \sqrt{d_1^2 - 4 * 2 \left(\frac{-f_{ykl} * d_1^2 * \beta_w * \gamma_{M2}}{f_u * \gamma_{s1} * 4} \right)}}{2 * 2} = 4,24 \text{ mm}$$

Forholdet blir da: $a_4/d_1 = 0,212$

C2: Beregning av a-mål S355

Utledning av a-mål lik 0,4d

Material- og partialfaktorer:

Bruddgrensetilstand:

EC 2-1-1 tab. NA.2.1.N [5]	Armeringsstål	$\gamma_{s1} = 1,15$
EC 3-1-1 NA.6.1(2)2B [13]	Stål uansett tverr.kl.	$\gamma_{M0} = 1,05$ $\gamma_{M2} = 1,25$

Materialdata:

NS 3576-3 [54]	Dybel:	
	Kamstålets kvalitet	B500NC
	Diameter	$d_1 = 10 \text{ mm}$
	Karak. flytegrense	$f_{yk1} = 500 \text{ MPa}$

EC 3-1-1 tab. 3.1 [13]	Stålplate:	
	Stålkvalitet	S355
	Flytespenning	$f_y = 355 \text{ MPa}$
	Strekkfasthet	$f_u = 510 \text{ MPa}$

EC 3-1-8 pkt. 4.5.3 [14]	Kilsveis:	
	Korrelasjonsfaktor	$\beta_w = 0,9$
	Krav til normalspenning	$\sigma_{\perp 1} = 0,9 * f_u / \gamma_{M2} = 367,2 \text{ MPa}$

Hypotese: Hvis a-mål er lik 0,4 av dybelens diameter, er sveisens a-mål ok for en fullforankret dybel.

Utledning:

Sveisens strekkapasitet med $\alpha = 45^\circ$ uten innbrenning:

Normalspenning normalt på sveisesnittet er lik skjærspenning normalt på sveisens lengdeakse

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{N_{Ed}}{A_{sN45} * \sqrt{2}}$$

Strekkapasitet dybel

$$N_{Ed} = \frac{f_{yk} * d^2 * \frac{\pi}{4}}{\gamma_s}$$

EC 3-1-8 pkt. 4.5.3(6) [14]	Sveisens midlere lengde	$l_{eff} = \pi (d + (a/\sqrt{2}))$
	Sveisens areal	$A_{sN45} = a * l_{eff}$

Dimensjonerende kapasitet for en kilsveis, med utgangspunkt i von-Mises:

$$\left[\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2) \right]^{0,5} = \frac{f_u}{\beta_w * \gamma_{M2}}$$

Krav til normalspenning $\sigma_{\perp} = 0,9 * \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$

Utleddning:

$$\sqrt{4 * \sigma_{\perp}^2} = 2\sigma_{\perp}$$

Gir uttrykket:

$$2 * \left(\frac{N_{Ed}}{A_{SN45} * \sqrt{2}} \right) = \frac{f_u}{\beta_w * \gamma_{M2}}$$

$$2 * \left(\frac{\left(\frac{f_{yk} * d^2 * \pi}{4} \right) \gamma_s}{a * \pi * \left(d + \frac{a}{\sqrt{2}} \right)} \right) = \frac{f_u}{\beta_w * \gamma_{M2}}$$

$$f_{yk} * d^2 = \frac{f_u}{\gamma_{M2} * \beta_w} * \gamma_s * 2a * (\sqrt{2} * d + a)$$

$$0 = \frac{f_u}{\gamma_{M2} * \beta_w} * \gamma_s * 2a * (\sqrt{2} * d + a) - f_{yk} * d^2$$

Gir følgende andregradsuttrykk:

$$0 = 2a^2 + 2\sqrt{2}ad - \frac{f_{yk} * d^2 * \gamma_{M2} * \beta_w}{f_u * \gamma_s}$$

Andregradsuttrykket løst med hensyn på a:

$$a_1 = \frac{-2\sqrt{2} * d_1 + \sqrt{(2\sqrt{2} * d_1)^2 - 4 * 2 * \frac{-f_{ykl} * d_1^2 * \gamma_{M2} * \beta_w}{f_u * \gamma_{s1}}}}{2 * 2} = 2,826 \text{ mm}$$

Forholdet blir da

$$a_1/d_1 = \mathbf{0,283}$$

Opptredende normalspenning:

$$\sigma_1 = \frac{f_{ykl} * \left(d_1^2 * \frac{1}{4} \right)}{\gamma_{s1} * a_1 * \left(d_1 + \frac{a_1}{\sqrt{2}} \right) * \sqrt{2}} = 227 \text{ MPa}$$

Kontroll: $\text{Krav1} = \text{if}(\sigma_1 < \sigma_{\perp}, \text{''OK''}, \text{''IKKE OK''}) = \text{''OK''}$

Sveisens skjærkapasitet med $\alpha = 45^\circ$ uten innbrenning:

Normalspenning normalt på sveisesnittet er lik skjærspenningen normalt på sveisens lengdeakse $\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = 0$

Skjærspenning parallelt med sveisens lengdeakse

$$\tau_{\parallel} = \frac{V_{Ed}}{A_{sveisV}}$$

Sveisens midlere lengde
Sveisens areal

$$l_{eff} = \pi * (d + \sqrt{2} * a)$$

$$A_{sveisV} = a * l_{eff}$$

Skjærkapasitet dybel

$$V_{Ed} = \frac{f_{yk} * d^2 * \frac{\pi}{4}}{\gamma_s * \sqrt{3}}$$

Dimensjonerende kapasitet for en kilsveis, med utgangspunkt i von-Mises

$$\sqrt{3 * \tau_{\parallel}^2} = \frac{f_u}{\beta_w * \gamma_{M2}}$$

Utleddning

Gir uttrykket:

$$\frac{f_{yk} * d^2 * \frac{\pi}{4} * \sqrt{3}}{\gamma_s * \sqrt{3}} = \frac{f_u}{\beta_w * \gamma_{M2}} * a * \pi * (d + \sqrt{2} * a)$$

Gir følgende andregrads-uttrykk:

$$0 = \sqrt{2} * a^2 + d * a - \frac{f_{ykl} * d_1^2 * \beta_w * \gamma_{M2}}{f_u * 4 * \gamma_s}$$

Andregrads-uttrykket løst med hensyn på a:

$$a_2 = \frac{-d_1 + \sqrt{d_1^2 - \sqrt{2} * \frac{-f_{ykl} * d_1^2 * \beta_w * \gamma_{M2}}{f_u * \gamma_{S1}}}}{2\sqrt{2}} = 1,892 \text{ mm}$$

Forholdet blir da: $a_2/d_2 = 0,189$

30 graders kilsveis med innbrenning

Sveisens strekkapasitet med $\alpha = 30^\circ$

Normalspenning normalt på sveisensnittet

$$\sigma_{\perp} = \frac{\sin(30^\circ) * N_{Ed}}{A_{sN30}}$$

Skjærspenning normalt på sveisens lengdeakse

$$\tau_{\perp} = \frac{\cos(30^\circ) * N_{Ed}}{A_{sN30}}$$

Strekkapasitet dybel

$$N_{Ed} = \frac{f_{yk} * \left(d^2 * \frac{\pi}{4} \right)}{\gamma_s}$$

Sveisens midlere lengde
Sveisens areal

$$l_{eff} = \pi * (d + 0,5a)$$

$$A_{sN45} = a * l_{eff}$$

Dimensjonerende kapasitet for en kilsveis med utgangspkt. i von-Mises

$$\left[\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2) \right]^{0,5} = \frac{f_u}{\beta_w * \gamma_{M2}}$$

Krav til normalspenning

$$\sigma_{\perp} = 0,9 * \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$$

Utleddning:

$$\sqrt{\left(\frac{\sin 30^\circ * N_{Ed}}{A_{sN30}} \right)^2 + 3 \left(\frac{\cos 30^\circ * N_{Ed}}{A_{sN30}} \right)^2} = \frac{f_u}{\beta_w * \gamma_{M2}}$$

Vet at $\sin(30^\circ) = 0,5$ og $\cos(30^\circ) = \sqrt{3}/2$

Som gir følgende uttrykk:

$$\sqrt{(0,5)^2 + 3 \left(\frac{\sqrt{3}}{2} \right)^2} * \frac{N_{Ed}}{A_{sN30}} = \frac{f_u}{\beta_w * \gamma_{M2}}$$

$$\frac{\sqrt{10}}{2} * \frac{N_{Ed}}{A_{sN30}} = \frac{f_u}{\beta_w * \gamma_{M2}}$$

$$0 = \frac{f_u}{\beta_w * \gamma_{M2}} * \frac{2}{\sqrt{10}} * A_{sN30} - N_{Ed}$$

Gir følgende andregrads-uttrykk:

$$0 = \frac{1}{2} a^2 + d * a - \frac{f_{yk} * d^2 * \beta_w * \gamma_{M2} * \sqrt{10}}{f_u * \gamma_s * 8}$$

Andregrads-uttrykket løst med hensyn på a:

$$a_3 = \frac{-d_1 + \sqrt{d_1^2 - 4 * \frac{1}{2} * \frac{(-f_{ykl} * d_1^2 * \beta_w * \gamma_{M2} * \sqrt{10})}{f_u * \gamma_{s1} * 8}}}{2 * \frac{1}{2}} = 3,26 \text{ mm}$$

Forholdet blir da: $a_3/d_1 = 0,326$

Opptredende normalspenning

$$\sigma_3 = \frac{0,5 * f_{ykl} * d_1^2 * \frac{1}{4}}{\gamma_s * \left[a_3 * \left(d_1 + \frac{a_3}{2} \right) \right]} = 143,4 \text{ MPa}$$

Kontroll: Krav = if($\sigma_3 < \sigma_{\perp}$, "OK", "IKKE OK") = OK

Sveisens skjærkapasitet med $\alpha = 30^\circ$

Normalspenning normalt på sveisenittet er lik skjærspenningen normalt på sveisens lengdeakse $\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = 0$

Skjærspenning parallelt med sveisens lengdeakse

$$\tau_{\parallel} = \frac{V_{Ed}}{A_{sveisV}}$$

Sveisens midlere lengde
Sveisens areal

$$l_{eff} = \pi * (d + 2 * a)$$

$$A_{sV} = a * l_{eff}$$

Skjærkapasitet dybel

$$V_{Ed} = \frac{f_{yk} * d^2 * \frac{\pi}{4}}{\gamma_s * \sqrt{3}}$$

Dimensjonerende kapasitet for en kilsveis, med utgangspunkt i von-Mises

$$\sqrt{3 * \tau_{\parallel}^2} = \frac{f_u}{\beta_w * \gamma_{M2}}$$

Utleddning:

$$\sqrt{3} \frac{V_{Ed}}{A_{sV}} = \frac{f_u}{\beta_w * \gamma_{M2}}$$

$$V_{Ed} = \frac{f_u * A_{sV}}{\beta_w * \gamma_{M2} * \sqrt{3}}$$

$$0 = \frac{f_u * A_{sv}}{\beta_w * \gamma_{M2} \sqrt{3}} - V_{Ed}$$

Gir følgende andregrads-uttrykk:

$$0 = 2a^2 + d * a - \frac{f_{yk} * d^2 * \beta_w * \gamma_{M2}}{f_u * \gamma_s * 4}$$

Andregrads-uttrykket løst mht. a:

$$a_4 = \frac{-d_1 + \sqrt{d_1^2 - 4 * 2 \left(\frac{-f_{yk1} * d_1^2 * \beta_w * \gamma_{M2}}{f_u * \gamma_{s1} * 4} \right)}}{2 * 2} = 1,77 \text{ mm}$$

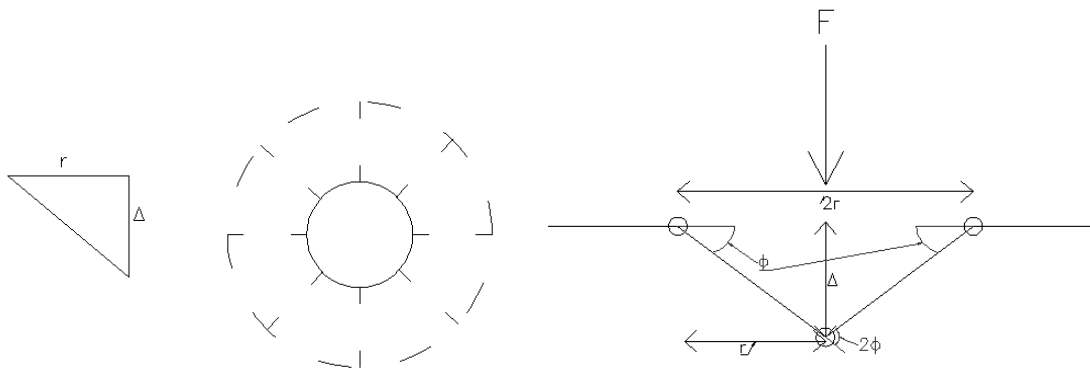
Forholdet blir da: $a_4/d_1 = 0,177$.

D1: Effektivlengder

Innstøpningsdetaljen er symmetrisk og det er valgt å betrakte kun den ene siden.

Sirkulært brudd uten hevarmskraft

Sirkulære bruddmønstre som danner flere radielle linjer fra lastangrepspunktet og en sirkulær flytelinje, kan deles opp i trekantene. Disse trekantene kan integreres over lengden 2π . Altså avspeiler man de radielle flytelinjene inn til rotasjonsaksen til de sirkulære flytelinjene.



Figur D1: Sirkulært bruddmønster

For et sirkulært brudd vil det indre arbeidet W_i være lik:

$$W_i = \int_0^{2\pi} \frac{\Delta}{r} * m_p * 2r * d * \varphi = 4\pi m_p \Delta \quad (D1.1)$$

der

$$\varphi = \frac{\Delta}{r} \quad (D1.2)$$

Ytre arbeid W_y :

$$W_y = \frac{F}{2} \Delta \quad (D1.3)$$

Ytre arbeid er lik indre arbeid:

$$W_y = W_i$$

$$\frac{F}{2} \Delta = 4\pi m_p \Delta$$

$$F = 8\pi m_p \quad (D1.4)$$

Transformerer denne kapasiteten til en ekvivalent lengde i T-stykkemodellen, ved å sette bruddlasten F lik kapasiteten til T-stykke som gitt i EC 3-1-8 tabell 6.2 [14].

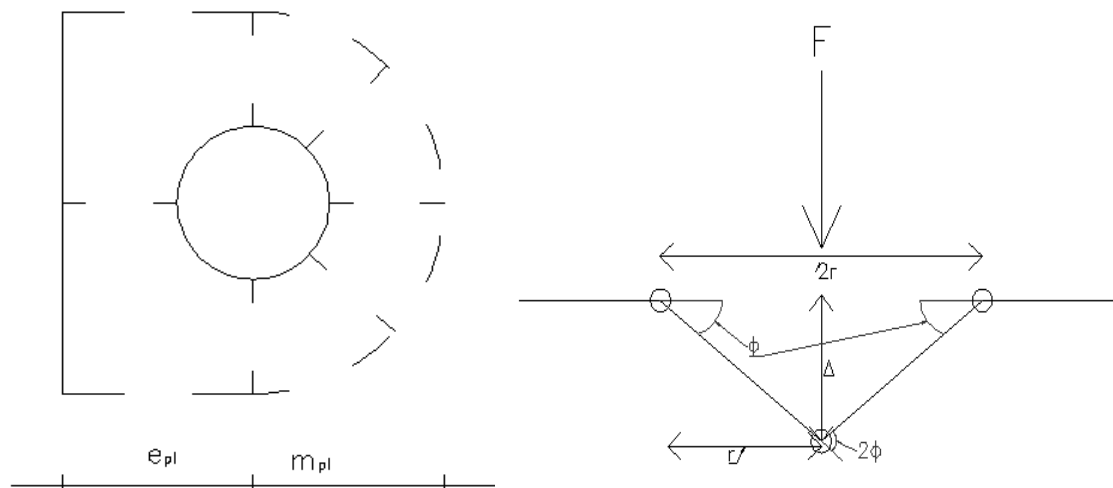
$$F_{T,1-2,Rd} = \frac{2M_p}{m} \quad (D1.5)$$

Som gir ligningen:

$$\frac{2M_p}{m} = 8\pi m_p \quad (D1.6)$$

D1.6 løses mht. $l_{\text{eff}} = 4\pi m$.

Sirkulært brudd med flytemekanisme til fri kant uten hevarmskraft



Figur D.2: Sirkulært bruddmønster ut til kant.

For et sirkulært brudd med en flytemekanisme som strekker seg ut til den fri kanten, er det antatt samme arbeidsbetraktning som over. Forskjellen er at nå at bruddformen består av en halv sirkel med flytning til den ene enden av T-stykket. Disse to bidragene er delt inn i indre arbeid for halvsirkelen og indre arbeid for flytning til kant. Indre arbeid av sirkelen er beregnet som:

$$W_{i,\text{sirkel}} = \int_0^\pi \frac{\Delta}{r} m_p 2r d\phi = 2\pi m_p \Delta \quad (D1.7)$$

og indre arbeid av utrivningen til enden er lik:

$$W_{i,\text{ende}} = 4 \frac{\Delta}{r} \pi x \quad (D1.8)$$

hvor x er avstanden til kant.

Samler bidragene til det totale indre arbeidet og da har man det totale indre arbeidet, W_i :

$$W_i = 2m_p \Delta \left(\pi + \frac{2}{m} x \right) \quad (D1.9)$$

Det ytre arbeidet er likt som for sirkulært brudd. Setter ytre arbeidet lik det indre arbeidet.

$$W_y = W_i \quad (D1.10)$$

$$F = 4m_p \left(\pi + \frac{2}{m} x \right) \quad (\text{D1.11})$$

Transformerer denne kapasiteten til en ekvivalent lengde i T-stykkemodellen, ved å sette bruddlasten F lik kapasiteten til T-stykke som gitt i EC3-1-8 tabell 6.2 [14].

$$F_{T,1-2,Rd} = \frac{2M_p}{m} \quad (\text{D1.12})$$

Som gir ligningen:

$$\frac{2M_p}{m} = 4m_p \Delta \left(\pi + \frac{2}{m} x \right) \quad (\text{D1.13})$$

og løses med hensyn på l_{eff} :

$$l_{\text{eff}} = 2\pi m + 4x \quad (\text{D1.14})$$

Avstanden x settes lik e , hvor e er betegnelsen for avstanden ut til kant. Dermed er den ekvivalente lengden til bruddform 1 lik:

$$l_{\text{eff}} = 2\pi m + 4e \quad (\text{D1.15})$$

Sirkulære bruddmønstre med hevarmskrefter

For et sirkulært brudd vil det indre arbeidet være likt som vist over. Dette er også tilfelle for det ytre arbeidet fordi hevarmskraften har ingen forskyvning og gjør dermed ikke et arbeid. Det som endrer seg er at F i ligningen for ytre arbeid settes lik: $F_{T,1,Rd}$, hvor $F_{T,1,Rd}$ er utledet ved å summere momentene ved bolten. Ekvivalent lengde til bruddform 1 for sirkulært brudd kan da utledes som følger:

$$F = 8\pi m_p \quad (\text{D1.16})$$

der

$$F = F_{T,1,Rd} \quad (\text{D1.17})$$

Som gir følgende uttrykk:

$$\frac{4M_p}{m} = 8\pi m_p \quad (\text{D1.18})$$

og løses med hensyn på l_{eff} :

$$l_{\text{eff}} = 2m\pi \quad (\text{D1.19})$$

Sirkulært brudd med flytemekanisme til fri kant

Ekvivalent lengde til bruddform 1, for sirkulært brudd med flytemekanisme til fri kant, har samme indre og ytre arbeidsbetraktning som for sirkulært brudd med flytemekanisme til fri kant uten hevarmskraft. Man setter også her kraften F lik $F_{T,1,Rd}$ og får følgende uttrykk:

$$F = 4m_p \left(\pi + \frac{2}{m} x \right) \quad (D1.20)$$

der

$$F = F_{T,1,Rd} \quad (D1.21)$$

Setter inn for F , og gir følgende uttrykk:

$$\frac{4M_p}{m} = 4m_p \left(\pi + \frac{2}{m} x \right) \quad (D1.22)$$

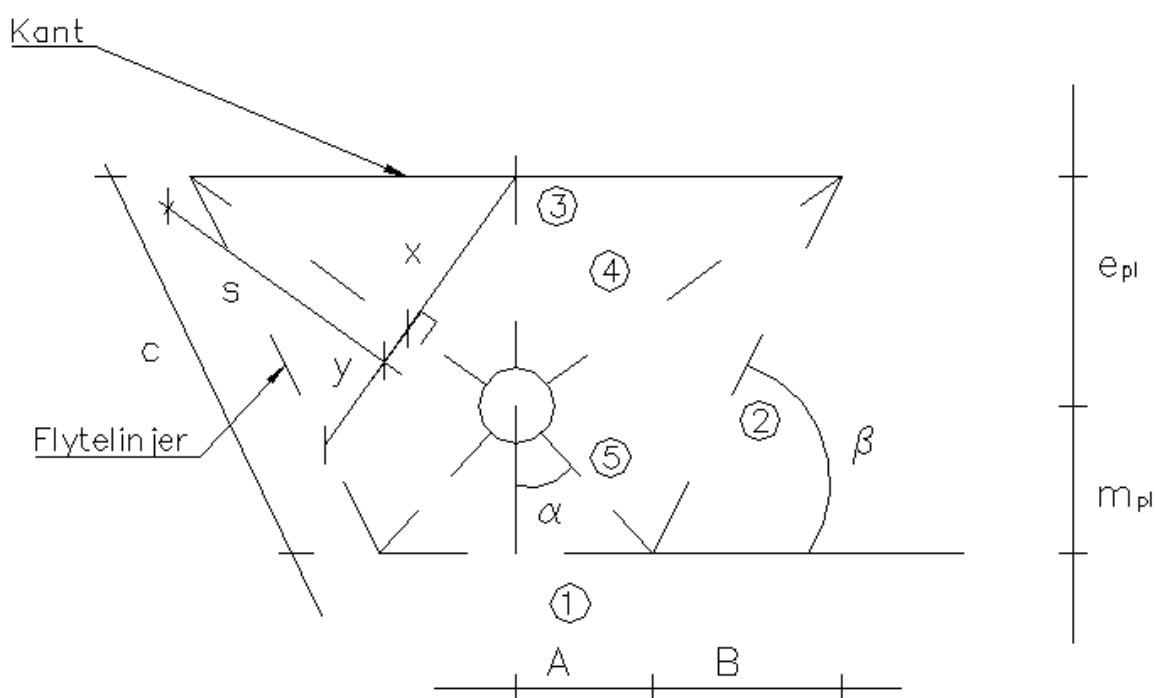
og løses med hensyn på l_{eff} :

$$l_{eff} = m\pi + 2x \quad (D1.23)$$

Avstanden x settes lik e , hvor e er betegnelsen for avstanden ut til kant. Dermed er den ekvivalente lengden til bruddform 1 lik:

$$l_{eff} = m\pi + 2e \quad (D1.24)$$

Ikke-sirkulære bruddmønstre med hevarmskrefter tilfelle 1



Figur D.3: Ikke-sirkulært bruddmønster med hevarmskrefter.

Beregningen er nesten en gjengivelse av arbeidet utført av Zoetemeijer (1947)[58] og det er tatt utgangspunkt i hans beregning av ekvivalent bruddlinje når hevarmskraften er på sitt største.

Kollapsmekanismen er definert som vist i figur D.3. Her er det vinklene α og β som vil gi den minste bruddlasten.

Ytre arbeidet settes lik:

$$W_y = \frac{F}{2} \Delta \quad (D1.25)$$

Det indre arbeidet deles inn i 5 bruddlinjer, se figur D.3 for nærmere beskrivelse. Rotasjonen til flytelinjene er beregnet. Det indre arbeidet er fordelt på hver av flytelinjene og er utledet på følgende måte:

Hjelpe størrelser:

$$A = m_{pl} * \tan(\alpha) \quad (D1.26)$$

$$B = \frac{m_{pl} + e_{pl}}{\tan(\beta)} \quad (D1.27)$$

Flytelinje 1

Rotasjon:

$$\frac{\Delta}{m_{pl}} \quad (D1.28)$$

Lengde av linje 1:

$$2 * m_{pl} * \tan(\alpha) \quad (D1.29)$$

Som gir indre arbeid:

$$W_{.1} = 2 * m_{.pl} * \tan(\alpha) * \frac{\Delta}{m_{.pl}} \rightarrow 2 * \tan(\alpha) \quad (D1.30)$$

Flytelinje 2

Rotasjon:

$$\frac{\Delta}{\frac{m_{pl}}{\cos(\alpha)} * \cos(\beta - \alpha)} \quad (D1.31)$$

Lengde av linje 2:

$$2 * \frac{m_{pl} + e_{pl}}{\sin(\beta)} \quad (D1.32)$$

Som gir indre arbeid:

$$W_2 = 2 * \frac{m_{.pl} + e_{.pl}}{\sin(\beta)} * \frac{\Delta}{\frac{m_{.pl}}{\cos(\alpha)} * \cos(\beta - \alpha)} \rightarrow \frac{2 * \cos(\alpha) * (e_{.pl} + m_{.pl})}{m_{.pl} * \cos(\beta - \alpha) * \sin(\beta)} \quad (D1.33)$$

Flytelinje 3

Rotasjon:

$$\frac{\Delta}{A + B} = \frac{\Delta}{m_{pl} * \tan(\alpha) + (m_{pl} + e_{el}) * \tan(\beta)} \quad (D1.34)$$

Lengde av linje 3:

$$2 * e_{pl} \quad (D1.35)$$

Som gir indre arbeid:

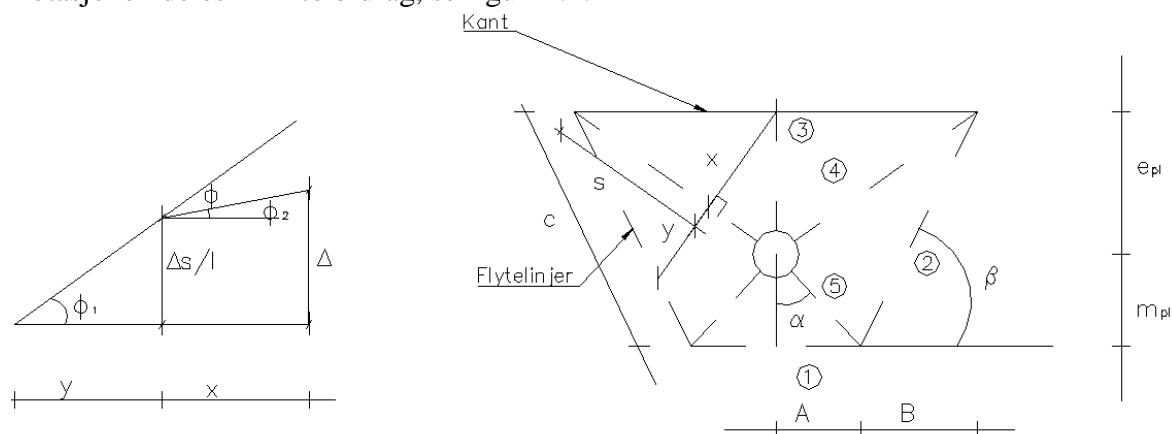
$$W_3 = 2 * e_{pl} * \frac{\Delta}{m_{pl} * \tan(\alpha) + (m_{pl} + e_{pl}) * \frac{1}{\tan(\beta)}} \rightarrow \frac{2 * \Delta * e_{pl}}{\frac{e_{pl} + m_{pl}}{\tan(\beta)} + m_{pl} * \tan(\alpha)} \quad (D1.36)$$

Flytelinje 4

Her er utledningen til Zoetemeijer (1974)[58] for flytelinje 4, hvor lengden av flytelinjen er satt til:

$$2\sqrt{(A+B)^2 + e^2} = 2l \quad (D1.37)$$

Rotasjonen deles inn i to bidrag, se figur D.4.



Figur D.4: Ikke-sirkulær bruddmønster

Figur D.4 viser utledningen av rotasjonen til flytelinje 4.

$$\varphi = \varphi_1 - \varphi_2 = \frac{\frac{s}{l} \Delta}{y} - \frac{\Delta - \frac{s}{l} \Delta}{x} = \left(\frac{s}{ly} + \frac{s}{lx} - \frac{1}{x} \right) \Delta \quad (D1.38)$$

Indre arbeid:

$$W_4 = 2l * \left(\frac{s}{ly} + \frac{s}{lx} + \frac{1}{x} \right) \Delta = 2\Delta \left(\frac{s}{y} + \frac{s}{x} - \frac{1}{x} \right) \quad (D1.38)$$

Pga. formlikhet kan det sette opp forholdstallet mellom trekantene:

$$\frac{s}{y} = \frac{c}{\frac{m_{pl}}{\cos(\alpha)} * \cos(\beta - \alpha)} \quad (D1.40)$$

$$\frac{s}{x} = \frac{A + B}{e_{pl}} \quad (D1.41)$$

$$\frac{x}{A + B} = \frac{e_{pl}}{1} \rightarrow x = \frac{(A + B)e_{pl}}{1} \rightarrow \frac{1}{x} = \frac{1^2}{(A + B)e_{pl}} \quad (D1.42)$$

$$c = \left(\frac{m_{pl}}{\cos(\alpha)} * \cos(\beta - \alpha) + \frac{e_{pl}}{\cos(\beta)} \right) * \frac{1}{\tan(\beta)} \quad (D1.43)$$

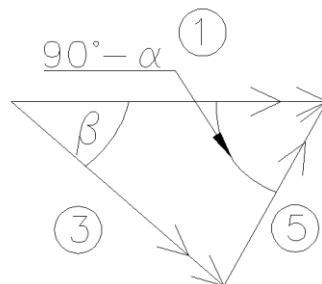
Som gir dette bidraget til det indre arbeid:

$$W_4 = 2\Delta * \left(\frac{1}{\tan(\beta)} + \frac{e_{pl}}{m_{pl}} * \frac{\cos(\alpha)}{\sin(\beta) * \cos(\beta - \alpha)} - \frac{e_{pl}}{m_{pl} * \tan(\alpha) + \frac{m_{pl} + e_{pl}}{\tan(\beta)}} \right) \rightarrow$$

$$2\Delta * \left(\frac{1}{\tan(\beta)} - \frac{e_{pl}}{\frac{e_{pl} + m_{pl}}{\tan(\beta)} + m_{pl} * \tan(\alpha)} + \frac{e_{pl} * \cos(\alpha)}{m_{pl} * \cos(\beta - \alpha) * \sin(\beta)} \right)$$

Flytelinje 5

Rotasjon:



Figur D.5: Rotasjon til flytelinje 5.

$$\frac{\Delta}{m_{pl}} * \frac{\sin(\beta)}{\cos(\beta - \alpha)} \quad (D1.44)$$

Lengde av linje 5:

$$\frac{2 * m_{pl}}{\cos(\alpha)} \quad (D1.45)$$

Som gir dette bidraget til det indre arbeid:

$$W_5 = 2m_{pl} * \frac{\Delta}{m_{pl}} * \frac{1}{\cos(\beta - \alpha)} * \frac{1}{\tan(\beta)} \rightarrow \frac{2\Delta}{\cos(\beta - \alpha) * \tan(\beta)} \quad (D1.46)$$

Dette gir indre arbeid lik:

$$W_i = m_p (W_1 + W_2 + W_3 + W_4 + W_5) \quad (D1.47)$$

$$W_i = \frac{\Delta m_p (m_{pl} \sin(\beta) + 2e_{pl} \cos(\alpha) \tan(\beta) + m_{pl} \cos(\alpha) \tan(\beta) + m_{pl} \cos(\beta - \alpha) \sin(\beta) + m_{pl} \cos(\beta - \alpha) \sin(\beta) \tan(\beta) \tan(\alpha))}{2m_{pl} \cos(\beta - \alpha) \sin(\beta) \tan(\beta)}$$

Så settes indre arbeid lik ytre arbeid.

$$W_y = W_i \quad (D1.48)$$

$$\frac{F}{2} \Delta = \frac{\Delta m_p (m_{pl} \sin(\beta) + 2e_{pl} \cos(\alpha) \tan(\beta) + m_{pl} \cos(\alpha) \tan(\beta) + m_{pl} \cos(\beta - \alpha) \sin(\beta) + m_{pl} \cos(\beta - \alpha) \sin(\beta) \tan(\beta) \tan(\alpha))}{2m_{pl} \cos(\beta - \alpha) \sin(\beta) \tan(\beta)}$$

$$F = \frac{m_p (m_{pl} \sin(\beta) + 2e_{pl} \cos(\alpha) \tan(\beta) + m_{pl} \cos(\alpha) \tan(\beta) + m_{pl} \cos(\beta - \alpha) \sin(\beta) + m_{pl} \cos(\beta - \alpha) \sin(\beta) \tan(\beta) \tan(\alpha))}{m_{pl} \cos(\beta - \alpha) \sin(\beta) \tan(\beta)}$$

Så skal det deriveres mhp. α og β .

Dette er ikke gjort, men resultatet er hentet fra Zoetemeijer (1974)[58] og kan skrives:

$$\begin{aligned} \frac{d}{d\alpha} W_i &= 0 \\ \frac{d}{d\beta} W_i &= 0 \end{aligned} \quad (D1.49)$$

der F blir:

$$F = \frac{4(4m_{pl} + 1,25e_{pl})m_p}{m_{pl}} \quad (D1.50)$$

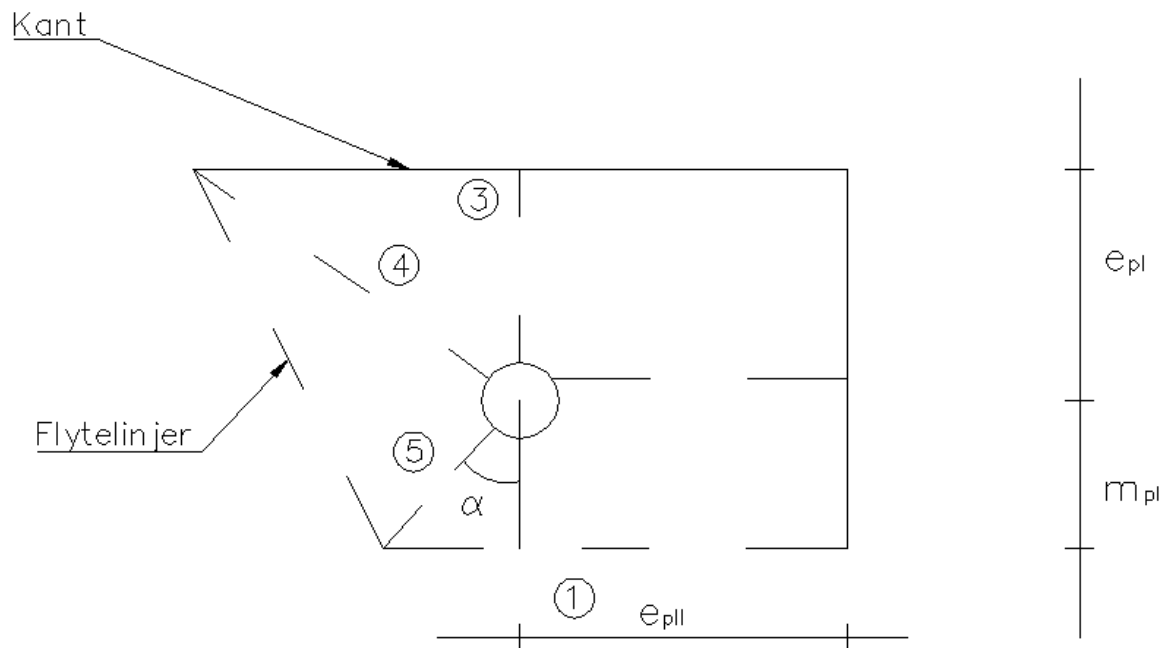
Setter F lik $F_{T,1,Rd}$ og får uttrykket:

$$\frac{4 \frac{1}{4} t^2 f_y l_{eff}}{m_{pl}} = \frac{4(4m_{pl} + 1,25e_{pl}) \frac{t^2 f_y}{4}}{m_{pl}} \quad (D1.51)$$

som er lik:

$$l_{eff} = 4m_{pl} + 1,25e_{pl} \quad (D1.52)$$

Ikke-sirkulære bruddmønstre med hevarmskrefter tilfelle 2

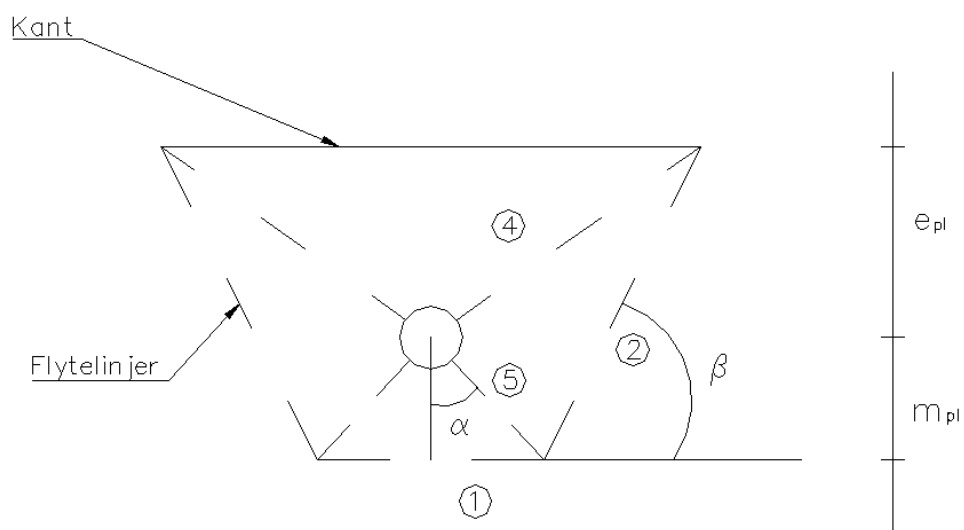


Figur D6: Ikke-sirkulært bruddmønster med hevarmskraft

Dette bruddmønsteret kan utledes som vist over. Forskjellen er at det benyttes kun den ene halvdelen og legger bidraget som e_{pII} vil ha til det indre arbeidet. Dermed har man en effektiv lengde lik:

$$l_{\text{eff}} = 2m_{pI} + 0,625e_{pI} + 0,5e_{pII}$$

Ikke-sirkulært bruddmønster rundt bolt, samt utrivning mot kant med hevarmskrefter



Figur D7: Ikke sirkulært bruddmønster rundt bolt, med utrivning mot kant.

For utledning av dette bruddmønsteret kan det gjøres en tilsvarende betraktning som gjort i ikke sirkulært bruddmønster tilfelle 1. Her er forskjellen at bruddlinje 3 ikke forekommer.

D2: Utledning av ekvivalent T-stykke med trykk

Material- og partialfaktorer:

Bruddgrensetilstand:

EC 2-1-1 tab. NA.2.1.N [5]	Armeringsstål	$\gamma_s = 1,15$
	Betong	$\gamma_c = 1,50$
EC 3-1-1 NA 6.1(2)2B [13]	Stål uansett tverrs.kl.	$\gamma_{M0} = 1,05$

Materialdata:

Betong:

EC 2-1-1 tab. 3.1 [5]	Betongfasthetsklasse	B35
	Karak. sylindrefasthet	$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$
	Virkning av langtidslast	$\alpha_{cc} = 0,85$
EC 2-1-1 pkt. 3.1.6(1) [5]	Dim. trykkfasthet	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 19,8 \text{ MPa}$

Stål:

EC 3-1-1 tab. 3.1 [13]	Flytespenning	$f_y = 235 \text{ MPa}$
---------------------------	---------------	-------------------------

Dybel:

NS 3576-3 [54]	Kamstål av kvalitet	B500NC
	Karak. flytegrense	$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

Geometridata:

Avstand mellom dybel og platekant vertikalt $e_{p||} = 50 \text{ mm}$

Tykkelse lastpåførings plate $t_p = t_{pl}$

Diameter dybel d

Beregning av tykkelse på T-stykke med trykk:

EC 2-1-1
pkt. 6.5.2 [5] Dim. betongtrykkfasthet $\sigma_{Rd.maks} = 3 * f_{cd} = 59,5 \text{ MPa}$

Strekkapasitet til fullforankret armering
Maksimal strekkraft i en dybel. $f_{jd} = \sigma_{Rd.maks} = 59,5 \text{ MPa}$

$$N_{Rds} = \frac{\pi}{4} * d^2 * \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

Strekkbrudd i dyblene $F_{T,3Rd} = 2 * N_{Rds}$

Antar kraftpar

Antar at det effektive arealet er gitt som følgende:

$$A_{eff} = b_{eff} * l_{eff} = (t+2c)(t+2c) = t^2 + 4tc + 4c^2$$

Lastpføringsplatens tykkelse settes lik tykkelsen på stålplaten.

Dim. trykkapasitet for et T-stykke er:

$$F_{C,Rd} = f_{jd} * A_{eff}$$

EC 3-1-8
pkt. 6.2.5 [14]

Effektivt areal uttrykt med tykkelse t og faktor c

$$A_{eff} = t^2 + 4t^2 \left(\frac{f_y}{3 * f_{jd} * \gamma_{M0}} \right)^{0,5} + 4t^2 * \frac{f_y}{3 * f_{jd} * \gamma_{M0}}$$

Løser ligningen med hensyn på t og setter $F_{C,Rd}$ lik den fullforankrede strekkapasiteten N_{Rds} .

Utleddning:

$$2 * \frac{\pi}{4} * d^2 * \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = f_{jd} \left[t^2 + 4t^2 \left(\frac{f_y}{3 * f_{jd} * \gamma_{M0}} \right)^{0,5} + 4t^2 * \frac{f_y}{3 * f_{jd} * \gamma_{M0}} \right]$$

$$\frac{\pi}{2} * d^2 * \frac{f_{yk}}{\gamma_s * f_{jd}} = t^2 \left[1 + 4 \left(\frac{f_y}{3 * f_{jd} * \gamma_{M0}} \right)^{0,5} + 4 * \frac{f_y}{3 * f_{jd} * \gamma_{M0}} \right]$$

Uttrykker ligningen med minste nødvendige platetykkelse:

$$t = \sqrt{\frac{\frac{\pi}{2} * d^2 * \frac{f_{yk}}{\gamma_s * f_{jd}}}{1 + 4 \left(\frac{f_y}{3 * f_{jd} * \gamma_{M0}} \right)^{0,5} + 4 * \frac{f_y}{3 * f_{jd} * \gamma_{M0}}}}$$

Setter inn forskjellige dybel dimensjoner x:

x = 8 mm

$$t = \sqrt{\frac{\frac{\pi}{2} * x^2 * \frac{f_{yk}}{\gamma_s * f_{jd}}}{1 + 4 \left(\frac{f_y}{3 * f_{jd} * \gamma_{M0}} \right)^{0,5} + 4 * \frac{f_y}{3 * f_{jd} * \gamma_{M0}}}} = 8,367 \text{ mm}$$

x₁ = 10 mm

$$t_1 = \sqrt{\frac{\frac{\pi}{2} * x_1^2 * \frac{f_{yk}}{\gamma_s * f_{jd}}}{1 + 4 \left(\frac{f_y}{3 * f_{jd} * \gamma_{M0}} \right)^{0,5} + 4 * \frac{f_y}{3 * f_{jd} * \gamma_{M0}}}} = 10,458 \text{ mm}$$

$$x_2 = 12 \text{ mm}$$

$$t_2 = \frac{\sqrt{\frac{\frac{\pi}{2} * x_2^2 * \frac{f_{yk}}{\gamma_S * f_{jd}}}{1 + 4 \left(\frac{f_y}{3 * f_{jd} * \gamma_{M0}} \right)^{0,5} + 4 * \frac{f_y}{3 * f_{jd} * \gamma_{M0}}}}} = 12,55 \text{ mm}$$

$$x_3 = 14 \text{ mm}$$

$$t_3 = \frac{\sqrt{\frac{\frac{\pi}{2} * x_3^2 * \frac{f_{yk}}{\gamma_S * f_{jd}}}{1 + 4 \left(\frac{f_y}{3 * f_{jd} * \gamma_{M0}} \right)^{0,5} + 4 * \frac{f_y}{3 * f_{jd} * \gamma_{M0}}}}} = 14,642 \text{ mm}$$

$$x_4 = 16 \text{ mm}$$

$$t_4 = \frac{\sqrt{\frac{\frac{\pi}{2} * x_4^2 * \frac{f_{yk}}{\gamma_S * f_{jd}}}{1 + 4 \left(\frac{f_y}{3 * f_{jd} * \gamma_{M0}} \right)^{0,5} + 4 * \frac{f_y}{3 * f_{jd} * \gamma_{M0}}}}} = 16,733 \text{ mm}$$

$$x_5 = 20 \text{ mm}$$

$$t_5 = \frac{\sqrt{\frac{\frac{\pi}{2} * x_5^2 * \frac{f_{yk}}{\gamma_S * f_{jd}}}{1 + 4 \left(\frac{f_y}{3 * f_{jd} * \gamma_{M0}} \right)^{0,5} + 4 * \frac{f_y}{3 * f_{jd} * \gamma_{M0}}}}} = 20,917 \text{ mm}$$

$$x_6 = 25 \text{ mm}$$

$$t_6 = \frac{\sqrt{\frac{\frac{\pi}{2} * x_6^2 * \frac{f_{yk}}{\gamma_S * f_{jd}}}{1 + 4 \left(\frac{f_y}{3 * f_{jd} * \gamma_{M0}} \right)^{0,5} + 4 * \frac{f_y}{3 * f_{jd} * \gamma_{M0}}}}} = 24,146 \text{ mm}$$

$$x_7 = 32 \text{ mm}$$

$$t_7 = \frac{\sqrt{\frac{\frac{\pi}{2} * x_7^2 * \frac{f_{yk}}{\gamma_S * f_{jd}}}{1 + 4 \left(\frac{f_y}{3 * f_{jd} * \gamma_{M0}} \right)^{0,5} + 4 * \frac{f_y}{3 * f_{jd} * \gamma_{M0}}}}} = 33,466 \text{ mm}$$

E1: Beregning $h_{ef} = 120$ mm for A2.3

Material- og partialfaktorer:

	Bruddgrensetilstand:	
EC 2-1-1 tab. NA 2.1N [5]	Betong Armeringsstål	$\gamma_C = 1,0$ $\gamma_s = 1,0$
EC 3-1-1 NA 6.1(2)2B [13]	Stål	$\gamma_{M0} = 1,0$ $\gamma_{M2} = 1,0$
EC 4-1-1 NA 2.4.1.2 [12]	Skjærforbindelser	$\gamma_v = 1,0$

Forutsetninger:

Materialdata:

	Betong:	
EC 2-1-1 tab. 3.1. [5]	Betongfasthetsklasse Karak. sylindrefasthet Virkning av langtidslast	B30 $f_{ck} = 0,87 * 44,3 = 38,5$ MPa $\alpha_{cc} = 1,0$
EC 2-1-1 pkt. 3.1.6(1) [5]	Dim. trykkfasthet Karak. målt terningsfasthet	$f_{cd} = 38,5$ MPa $f_{ck,cube} = 44,3$ MPa
	Middelerdi av betongens sylindrefasthet	$f_{cm} = 38$ MPa
	Middelerdi av betongens strekkfasthet	$f_{ctm} = 2,9$ MPa
	Betongens karakteristiske strekkfasthet	$f_{ctk,0.05} = 2,0$ MPa
EC 2-1-1 pkt. 3.1.6(2) [5]	Virkning av langtidslast Dim. strekkfasthet Øvre tilslagsstørrelse	$\alpha_{ct} = 1,0$ $f_{ctd} = \alpha_{ct} * f_{ctk,0.05} / \gamma_c = 2,0$ MPa $d_g = 22$ mm

Dimensjonerende heftfasthet til betong:

Dimensjonerende heftfasthet til betong skal være tilstrekkelig for å unngå utriving av dybel i betongen.

EC 2-1-1 pkt. 8.4.2 [5]	Antar gode heftforhold	$\eta_1 = 1,0$
	Sammenheng mellom dybelens diameter	$\eta_2 = 1,0$
	Dim. heftfasthet	$f_{bd} = 2,25 * \eta_1 * \eta_2 * f_{ctd} = 4,5$ MPa

NS 3576-3 [54]	Dybel (armeringsstål):	
	Kamstål av kvalitet	B500NC
	Karak. målt flytegrense	$f_{yk} = 606,1 \text{ MPa}$
	Dim. målt flytespenning	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 606,1 \text{ MPa}$
	Bruddspenning	$f_t = 728,0 \text{ MPa}$
EC 3-1-1 tab. 3.1 [13]	Stålplate:	
	Stålkvalitet på plate	S235
	Flytespenning	$f_y = 235 \text{ MPa}$
	Strekkfasthet	$f_u = 360 \text{ MPa}$
Geometridata:		
CEN/TS 2-4-1 tab.1 [2]	Stålplate:	
	Bredde	$b = 200 \text{ mm}$
	Høyde	$h = 300 \text{ mm}$
	Tykkelse	$t = 20 \text{ mm}$
	Tykkelse lastpåføringsplate	$t_p = 20 \text{ mm}$
	Dybel (armeringsstang):	
	Diameter	$d = 19,1 \text{ mm}$
	Hulldiameter	$d_f = 22 \text{ mm}$
	Tverrsnittsareal	$A_s = (\pi/4) \cdot d^2 = 286,221 \text{ mm}^2$
	Omkrets til en dybel	$O = \pi \cdot d = 59,973 \text{ mm}$
	Opptredende eksentrisitet fra baksiden av stålplate til påføringspkt. av skjærkraft F	$e_1 = 20 \text{ mm} + 65 \text{ mm} = 58 \text{ mm}$
	Senteravstand mellom dyblene vertikalt	$s_1 = 210 \text{ mm}$
	Senteravstand mellom dyblene horisontalt	$s_2 = 100 \text{ mm}$
	Avstand fra senter dybel til stålplatekant i kraftretningen	$e_{1.1} = \frac{h - s_1}{2} = 45 \text{ mm}$
Avstand fra senter dybel til stålplatekant på tvers av kraftretningen	$e_{2.2} = \frac{b - s_2}{2} = 50 \text{ mm}$	
EC 2-1-1 pkt. 8.2 [5] NS-EN ISO 17760 pkt. 6.6.2.2 [20]	Minste senteravstand horisontalt	$s_{1\min.} = \text{maks}(3 \cdot d, 1,5 \cdot d, 32 \text{ mm}, d_g + 5 \text{ mm}, 20 \text{ mm}) = 57,27 \text{ mm}$
	Minste senteravstand vertikalt	$s_{2\min} = s_{1\min} = 57,27 \text{ mm}$
	Maksimal senteravstand mellom dyblene horisontalt	Krav_ $s_2 = \text{if}[(18 \cdot t \geq s_2), \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}] = \text{"OK"}$

BEB 4 [6] Maks senteravstand mellom dyblene vertikalt mellom 18t og til 22t
 Krav_{s1} = if [(18*t ≥ s₁), "OK", "IKKE OK"] = "OK"

BEB 4 [6] Krav: Antall dybler multiplisert med diameteren til dybelen
 Se tab. 9 avsnitt 5.1.2 $n = 14$
 $c_1 = n*d = 267,260 \text{ mm}$
 Virkelig kantavstand $c_{1rel} = 295,0 \text{ mm}$
 Min. dybel lengde $l_{min} = 6*d = 114,54 \text{ mm}$

EC 2-1-1
 pkt. 8.4.3 [5] **Basis kraftinnføringslengde:**
 Avstand: senter dybel til betongkant hor. $c_2 = 240 \text{ mm}$
 Maks tillatt strekkspennings i dybel $\sigma_{sd} = f_{yd} = 605,2 \text{ MPa}$

Nødvendig kraftinnføringslengde

$$l_{b,req} = \left(\frac{d}{4}\right) * \left(\frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}}\right) = 641,849 \text{ mm}$$

Lengden til dybelen som benyttes er l_f ,
 som er lik h_f , hvor h_f settes maksimalt
 til $8*d$.

$$l_f = 120 \text{ mm}$$

Dybelens strekkapasitet

Faktor for dybel $k_2 = 0,9$

EC 3-1-8
 Tab. 3.4 [14]

Dim. strekkapasitet

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 * f_t * A_a}{\gamma_{M2}} = 187,533 \text{ kN}$$

Maks strekkraft i en dybel

$$N_{Rds} = \frac{\pi}{4} * d^2 * f_{yd} = 173,493 \text{ kN}$$

Korreksjonsfaktor for spaltebrudd

$$\alpha_{2_spalte} = 1 - 0,15 * \left(\frac{s_2}{2d} - 1,5\right) = 0,832$$

$$\alpha_2 = \text{if} [(\alpha_{2_spalte} < 0,7), \alpha_{2_spalte}, 0,7] = 0,7$$

$$\text{Krav1 } \alpha_2 = \text{if}(c_1 \geq 3,5*d, 0,7, \alpha_{2_spalte}) = 0,7$$

$$\text{Krav2 } \alpha_2 = \text{if}(c_2 \geq 3,5*d, 0,7, \alpha_{2_spalte}) = 0,7$$

$$\text{Krav3 } \alpha_2 = \text{if}(s_1 \geq 7*d, 0,7, \alpha_{2_spalte}) = 0,7$$

$$\text{Krav4 } \alpha_2 = \text{if}(s_2 \geq 7*d, 0,7, \alpha_{2_spalte}) = 0,832$$

Heftebrudd:

BEB 4[6] Maksimal strekkapasitet til betong pr. stang, med reduksjon for
 avstand s_2 .

$$N_{Rd,c} = N_{Rds} * \frac{l_f}{l_{b,req}} * \frac{0,7}{\alpha_{2_spalte}} = 27,243 \text{ kN}$$

Dybelens skjærkapasitet

Skjærbrudd i stålet til dybelen:

EC 3-1-1
pkt. 6.2.6 [13] Skjærkapasiteten til armeringsstang/dybel:

$$V_{Rds} = \frac{1}{\sqrt{3} * \gamma_{M0}} * f_{yd} * A_s = 100,166 \text{ kN}$$

CEN/TS 2-4-2
pkt. 3.3.1.1 [10] Dybelens plastiske skjærkapasitet:

$$V_{Rk,s} = 0,5 * A_s * f_{yk} = 86,746 \text{ kN}$$

EC 4-1-1
pkt. 6.6.3.1 [12] Dimensjonerende skjærkapasitet til en dybel

$$P_{Rd} = \frac{0,8 * f_t * \pi * \frac{d^2}{4}}{\gamma_v} = 166,696 \text{ kN}$$

EC 3-1-8
pkt. 6.2.2.(7) [14] Dimensjonerende avskjæringskapasitet til dybel med kapasitetsformel til bolter og skruer:

$$F_{1,vb,Rd} = \frac{0,6 * f_t * A_s}{\gamma_{M2}} = 124,022 \text{ kN}$$

Faktor

$$\alpha_{bc} = 0,44 - \frac{0,0003}{\text{MPa}} * f_t = 0,222$$

Dimensjonerende skjærkapasitet for dybel med kapasitetsformel til fundamentbolter:

$$F_{1,vb,Rd} = \frac{\alpha_{bc} * f_t * A_s}{\gamma_{M2}} = 46,175 \text{ kN}$$

Dimensjonerende avskjæringskapasitet lik:

$$F_{v,Rd} = \min(F_{1,vb,Rd}, F_{2,vb,Rd}) = 46,175 \text{ kN}$$

Betongens skjærkapasitet:

Forenklet metode:

BEB 3 [8] Forenklet metode gir skjærkapasitet til betong og en dybel:

$$V_{cd} = 0,94 * d^2 * \sqrt{f_{ck} * f_{yk}} = 52,359 \text{ kN}$$

BEB 4 [6] Forenklet metode gir skjærkapasitet til betong og en dybel:

$$V_{cd} = 1,8 * d^2 * \sqrt{f_{ck} * f_{yk}} = 100,262 \text{ kN}$$

Avansert metode:

BEB 4 [6] og
Anch. in concrete
Construction[5]

Forsøksbaserte faktorer α og β

$$\alpha = 0,1 * \left(\frac{l_f}{c_1} \right)^{0,5} = 0,067$$

$$\beta = 0,1 * \left(\frac{d}{c_1} \right)^{0,2} = 0,059$$

$$k_2 = \frac{2,3}{\gamma_c} * \sqrt{f_{ck,cube}} = 15,307$$

Dim. skjærkapasitet for urisset og uarmert betong:

$$V_{oRd,c} = k_2 * (d)^{\alpha} * (l_f)^{\beta} * (c_1)^{1,5} = 108,082 \text{ kN}$$

Muratli [41]

Skjærkapasitet til betong:

$$V_{no} = 2,7 * (d)^{0,3} * (l_f)^{0,1} * (c_1)^{1,4} * f_{ck}^{0,5} = 163,754 \text{ kN}$$

EC 4 [12]
pkt. 6.6.3

Faktor α betrakter lastbærekapasitet til betong

$$\alpha_{\alpha} = 1,0$$

Skjærkapasitet til betong:

$$P_{RDc} = \frac{0,29 * \alpha_{\alpha} * d^2 * \sqrt{f_{ck} * E_{cm}}}{\gamma_v} = 199,187 \text{ kN}$$

Korreksjonsfaktorer:

BEB 4 [6]

Korreksjonsfaktor for betongkantbrudd i kraftretningen

$$k_c = \frac{c_1 - d}{n * d - d} 1,0$$

Korreksjonsfaktor for virkning av kant- og senteravstand på tvers av kraftretningen, når kantavstanden c_2 eller s_2 er mindre enn $1,5c_1$.

$$k_s = \frac{2c_2 + s_2}{3 * c_1} = 0,723$$

Krav1 = if($1,5 * c_1 < c_2$, "OK", "IKKE OK") = " IKKE OK"

Krav 2 = if($1,5 * c_1 < s_2$, "OK", "IKKE OK") = "IKKE OK"

Samlet effekt av korreksjonsfaktorene

$$\text{Reduksjon} = \text{if}[(k_s * k_c \leq 1,0), k_s * k_c, 1,0] = 0,723$$

Antall dybler pr. rad i kraftretningen $n_1 = 2$

Korreksjonsfaktor som tar hensyn til senteravstanden til dyblene i kraftretningen. Aktuell for liten s_1 .

$$\Psi_{f,V} = \left[1 + \frac{(n_1 - 1) * s_1}{(0,75 * c_1)} \right] = 2,048$$

$$0,75 * c_1 = 200,445 \text{ mm}$$

$$\Psi_{f,V} = n_1$$

Endelig skjærkapasitet til betong for ulike beregningsformlene

	Forenklet metode:	
BEB 3 [8]	Skjærkapasitet til betong inkl. korreksjonsfaktorer	
	$V_{cdfV} = k_c * k_s * \Psi_{f,V} * V_{cd} = 75,752 \text{ kN}$	
	Skjærkapasitet til betong pr. dybel	
	$V_{cdC} = V_{cdfV} / 4 = 18,938 \text{ kN}$	
BEB 4 [6]	Skjærkapasitet til betong inkl. korreksjonsfaktorer	
	$V_{RdfV} = k_c * k_s * \Psi_{f,V} * V_{Rd} = 145,057 \text{ kN}$	
	Skjærkapasitet til betong pr. dybel	
	$V_{Rd_C} = V_{RdfV} / 4 = 36,264 \text{ kN}$	
	Avansert metode:	
BEB 4 [6] og Anch. in concrete construction [5]	Skjærkapasitet til betong inkl. korreksjonsfaktorer	
	$V_{Rdc} = k_c * k_s * \Psi_{f,V} * V_{0Rd.c} = 156,372 \text{ kN}$	
	Skjærkapasitet til betong, pr. dybel	
	$V_{RdC} = V_{Rdc} / 4 = 39,093 \text{ kN}$	
Muratli [41]	Skjærkapasitet til betong inkl. korreksjonsfaktorer	
	$V_{nofV} = k_c * k_s * \Psi_{f,V} * V_{no} = 236,917 \text{ kN}$	
	Skjærkapasitet til betong, pr. dybel	
	$V_{noC} = V_{nofV} / 4 = 59,229 \text{ kN}$	
EC 4 [12] pkt. 6.6.3	Skjærkapasitet til betong inkl. korreksjonsfaktorer	
	$P_{RdcV} = k_c * k_s * \Psi_{f,V} * P_{Rdc} = 127,437 \text{ kN}$	
	Skjærkapasitet til betong, pr. dybel	
	$P_{RdC} = P_{RdcV} / 4 = 43,109 \text{ kN}$	
	Sveis:	
EC 3-1-8 pkt. 4.5.3 [14]	Korreksjonsfaktor	$\beta_w = 0,8$
	Kapasitet	$F_{Rd,sveis} = \frac{f_u}{\gamma_{M2} * \beta_w} = 450 \text{ MPa}$
NS-EN ISO 17660 [20]	A-mål på fremsiden av platen må være større eller lik 4*d. Antar kilsveis med 45° vinkel.	

a-mål på sveis settes til $a = 0,4*d = 7,636 \text{ mm}$

Sveiseareal

$$A_{sn,45} = a * \pi * \left(d + \frac{a}{\sqrt{2}} \right) = 587,483 \text{ mm}^2$$

Sveisens strekkbelastning for en fullforankret dybel

$$N_{Ed,sveis} = \frac{F_{RD,sveis} * A_{sn,45}}{\sqrt{2}} = 186,936 \text{ kN}$$

EC 3-1-8
pkt. 4.5.3.3 [14]

Sveisens dimensjonerende skjærkapasitet

$$f_{yw,d} = \frac{f_u}{\sqrt{3} * \beta_w * \gamma_{M2}} = 259,808 \text{ MPa}$$

Sveisens skjærareal

$$A_{V,sveis} = \sqrt{2} * a * \pi * (d + \sqrt{2} * a) = 1.014 * 10^3 \text{ mm}^2$$

Sveisens skjærkapasitet

$$V_{Ed,sveis} = f_{vw,d} * A_{V,sveis} = 263,447 \text{ kN}$$

Hullkantrykk

Faktor som tar hensyn til materialtilgjengelighet i kraftretningen

$$\alpha_d = \frac{e_{1,1}}{3 * d} = 0,786$$

Faktor som tar hensyn til effekter i kraftretningen

$$\alpha_b = \min(\alpha_d, f_t/f_u, 1.0) = 0,786$$

Faktor som tar hensyn til effekter normalt på kraftretningen

$$k_1 = \min\left(2,8 * \frac{e_{2,2}}{d} - 1,7; 1,4 * \frac{s_2}{d} - 1,7; 2,5\right) = 2,5$$

Dimensjonerende avskjæringskapasitet til stålplaten er:

$$F_{b,Rd} = (k_1 * \alpha_b * f_u * d * t) / \gamma_{M2} = 270 \text{ kN}$$

Stålplate belastet med strekk:

EC 3-1-8
pkt. 6.2.4 [14]

Avstand mellom dybel og lastpåføringsplate

$$m_{pl} = 0,5b - 0,5s_2 - 0,5t_p - 0,8 * a * \sqrt{2} = 31,361 \text{ mm}$$

Avstand mellom dybel og platekant horisontalt

$$e_{pl} = 0,5b - 0,5s_2 = 50 \text{ mm}$$

Avstand mellom dybel og platekant vertikalt

$$e_{pl1} = 0,5h - 0,5s_1 = 45 \text{ mm}$$

Minste tillatt avstand n, for dybel i kraftretningen

$$e_{min} = 1,25 m_{pl} = 39,201 \text{ mm}$$

$$n_{pl} = e_{min} = 39,201 \text{ mm}$$

Antar bruddmønster med hevarmskrefter
Skruerad betraktes som en enkeltstående rad

Sirkulært bruddmønstre

$$l_{\text{eff,cp}} \quad l_{\text{eff1}} = 2 * \pi * m_{\text{pl}} = 197,046 \text{ mm}$$

$$l_{\text{eff2}} = (\pi * m_{\text{pl}} + 2 * e_{\text{pl}}) = 198,523 \text{ mm}$$

Ikke-sirkulære bruddmønstre

$$l_{\text{eff,nc}} \quad l_{\text{eff3}} = (2m_{\text{pl}} + 0,625e_{\text{pl}} + 0,5e_{\text{pl1}}) = 116,472 \text{ mm}$$

$$l_{\text{eff4}} = (4m_{\text{pl}} + 1,25e_{\text{pl}}) = 187,943 \text{ mm}$$

EC 3-1-8
tab. 6.2. [14]

Forankringsstangens tøyningsslengde er satt til
 $L_b = 0,5l_f + t = 80 \text{ mm}$

Antall skruerader med 2 skruer i hver rad utsatt for strekk
 $n_b = 1$

Grenseverdi for hevarmskrefter

$$L_{\text{bmerket}} = \frac{8,8 * m_{\text{pl}}^3 * A_s * n_b}{l_{\text{eff3}} * t^3} = 83,375 \text{ mm}$$

Kommentar: Hvis L_b er større enn L_{bmerket} oppstår det ikke hevarmskrefter

Krav5 = if[($L_b \leq L_{\text{bmerket}}$), "Hevarmkraft", "Ikke hevarmkraft"]
= "Hevarmkraft"

Bruddform 1

$$F_{\text{T.1.Rd}} = \frac{4 * 0,25 * l_{\text{eff3}} * f_y * t^2}{\gamma_{\text{M0}} * m_{\text{pl}}} = 349,109 \text{ kN}$$

Bruddform 2

$$F_{\text{T.2.Rd}} = \frac{2 * 0,25 * l_{\text{eff3}} * f_y * t^2 + n_{\text{pl}} * N_{\text{Rds}}}{m_{\text{pl}} + n_{\text{pl}}} = 173,964 \text{ kN}$$

$$F_{\text{T.2.Rd.2}} = \frac{2 * 0,25 * l_{\text{eff3}} * f_y * t^2 + n_{\text{pl}} * F_{\text{t,Rd}}}{m_{\text{pl}} + n_{\text{pl}}} = 181,765 \text{ kN}$$

Bruddform 3

$$F_{\text{T.3.Rd}} = 2 * N_{\text{Rds}} = 346,985 \text{ kN}$$

Stålplate med trykkbelastning:

EC 2-1-1
pkt. 6.5.2 [5]

Dim. betongtrykkfasthet $\sigma_{\text{Rd,max}} = 3 * f_{\text{cd}} = 115,623 \text{ MPa}$
 $f_{\text{jd}} = \sigma_{\text{Rd,max}} = 115,623 \text{ MPa}$

Spenningsfordeling under
T-stykket

$$c_c = t * \left(\frac{f_y}{3 * f_{\text{jd}} * \gamma_{\text{M0}}} \right)^{0,5} = 16,462 \text{ mm}$$

Spenningsfordelings lengde $l_{\text{effT}} = t_p + 2c_c = 52,924 \text{ mm}$
 Spenningsfordelings bredde $b_{\text{effT}} = t_p + 2c_c = 52,924 \text{ mm}$
 Dim. trykkapasitet T-stykket $F_{C,Rd} = f_{jd} * l_{\text{effT}} * b_{\text{effT}} = 323,853 \text{ kN}$

Total strekk- og skjærkapasitet:

Strekk- og skjærkapasitet:

Interaksjonsformel for betong generelt

$$\left(\frac{V_{ED} * e_1}{s_1 * 2} \right)^{1,5} + \left(\frac{V_{ED}}{V_{RdC}} \right)^{1,5} < 1,0$$

Forenklet metode

BEB 3 [8]

Skjærkraft pr. dybel pga. betongens strekk- og skjærkapasitet:

$$V_{EDc_1} = \sqrt[3]{ \left[\frac{(N_{Rd,c} * V_{cdC})^{1,5}}{\left(\frac{V_{cdC} * \frac{e_1}{1000}}{2 * \frac{s_1}{1000}} + N_{Rd,C} \right)^{1,5}} \right]^2 } = 16,602 \text{ kN}$$

Total opptredende skjærkraft

$$V_{EDc1} = V_{EDc_1} * 4 = 66,409 \text{ kN}$$

Utnyttelse

$$U_{VC_1} = V_{EDc_1} / V_{cdC} = 87,667 \%$$

BEB 4 [6]

Skjærkraft pr. dybel pga. betongens strekk- og skjærkapasitet:

$$V_{EDc_2} = \sqrt[3]{ \left[\frac{(N_{Rd,c} * V_{cd_C})^{1,5}}{\left(\frac{V_{cd_C} * \frac{e_1}{1000}}{2 * \frac{s_1}{1000}} + N_{Rd,C} \right)^{1,5}} \right]^2 } = 28,568 \text{ kN}$$

Total opptredende skjærkraft

$$V_{EDc2} = V_{EDc_2} * 4 = 114,273 \text{ kN}$$

Utnyttelse

$$u_{vc_2} = V_{EDc_2} / V_{Rd,c} = 78,778 \%$$

BEB 4 [6] og
Anch. in concrete
Construction [5]

Avansert metode

Skjærkraft pr. dybel pga. betongens strekk- og skjærkapasitet:

$$V_{EDc_3} = \sqrt[3]{\left[\frac{(N_{Rd,c} * V_{RdC})^{1,5}}{\left(\frac{V_{RdC} * \frac{e_1}{1000}}{2 * \frac{s_1}{1000}} + N_{Rd,C} \right)^{1,5}} \right]^2} = 30,295 \text{ kN}$$

Total opptredende skjærkraft

$$V_{EDc3} = V_{EDc_3} * 4 = 121,180 \text{ kN}$$

Utnyttelse

$$U_{vc_3} = V_{EDc_3} / V_{RdC} = 77,495 \%$$

Muratli [41]

Skjærkraft pr. dybel pga. betongens strekk- og skjærkapasitet:

$$V_{EDc_4} = \sqrt[3]{\left[\frac{(N_{Rd,c} * V_{noC})^{1,5}}{\left(\frac{V_{noC} * \frac{e_1}{1000}}{2 * \frac{s_1}{1000}} + N_{Rd,C} \right)^{1,5}} \right]^2} = 41,132 \text{ kN}$$

Total opptredende skjærkraft

$$V_{EDc4} = V_{EDc_4} * 4 = 164,526 \text{ kN}$$

Utnyttelse

$$u_{vc_4} = V_{ED_4} / V_{noC} = 69,445 \%$$

EC 4 [12]

Skjærkraft pr. dybel pga. betongens strekk- og skjærkapasitet:

$$V_{EDc_5} = \sqrt[3]{\left[\frac{(N_{Rd,c} * P_{RdC})^{1,5}}{\left(\frac{P_{RdC} * \frac{e_1}{1000}}{2 * \frac{s_1}{1000}} + N_{Rd,C} \right)^{1,5}} \right]^2} = 32,653 \text{ kN}$$

Total opprettede skjærkraft
 $V_{Edc5} = V_{Edc_5} * 4 = 130,610 \text{ kN}$

Utnyttelse
 $u_{vc_5} = V_{ED_5} / V_{noC} = 55,129 \%$

EC 3-1-1 [13]

Interaksjonsformel for stål generelt

$$\left(\frac{V_{EDs} * e_1}{s_1 * 2} \right)^{2,0} + \left(\frac{V_{EDs}}{V_{Rds}} \right)^{2,0} < 1,0$$

Skjærkraft pr. dybel

$$V_{EDs_1.1} = \sqrt{\left[\frac{(V_{Rd,s} * N_{Rds})}{\left(\frac{V_{Rd,s} * e_1}{2 * s_1} + N_{Rds} \right)} \right]^2} = 89,687 \text{ kN}$$

$$V_{EDs_1.2} = \sqrt{\left[\frac{(V_{Rd,s} * F_{t,Rd})}{\left(\frac{V_{Rd,s} * e_1}{2 * s_1} + F_{t,Rd} \right)} \right]^2} = 90,395 \text{ kN}$$

Total opprettede skjærkraft:

$$V_{EDs1.1} = 4 * V_{EDs_1.1} = 358,747 \text{ kN}$$

$$V_{EDs1.2} = 4 * V_{EDs_1.2} = 361,579 \text{ kN}$$

CEN/TS 2-4-2 [10]

Skjærkraft pr. dybel

$$V_{EDs_2.1} = \sqrt{\left[\frac{(V_{Rk,s} * N_{Rds})}{\left(\frac{V_{Rk,s} * e_1}{2 * s_1} + N_{Rds} \right)} \right]^2} = 78,775 \text{ kN}$$

$$V_{EDs_2.2} = \sqrt{\left[\frac{(V_{Rk,s} * F_{t,Rd})}{\left(\frac{V_{Rk,s} * e_1}{2 * s_1} + F_{t,Rd} \right)} \right]^2} = 79,321 \text{ kN}$$

Total opptredende skjærkraft

$$V_{EDs2.1} = 4 * V_{Eds_2.1} = 315,100 \text{ kN}$$

$$V_{EDs2.2} = 4 * V_{Eds_2.2} = 317,283 \text{ kN}$$

EC 4-1-1 [12]

Skjærkraft pr. dybel

$$V_{EDs3.1} = \sqrt{\left[\frac{(P_{Rd} * N_{Rds})}{\left(\frac{P_{Rd} * e_1}{2 * s_1} + N_{Rds} \right)} \right]^2} = 139,559 \text{ kN}$$

$$V_{EDs3.2} = \sqrt{\left[\frac{(P_{Rd} * F_{t,Rd})}{\left(\frac{P_{Rd} * e_1}{2 * s_1} + F_{t,Rd} \right)} \right]^2} = 141,281 \text{ kN}$$

Total skjærkraft:

$$V_{EDs3.1} = 4 * V_{EDs_3} = 558,234 \text{ kN}$$

$$V_{EDs3.2} = 4 * V_{EDs_3} = 565,122 \text{ kN}$$

EC 3-1-8 [14]

Skjærkraft pr. dybel

$$V_{EDs_4.1} = \sqrt{\left[\frac{(F_{v,Rd} * N_{Rds})}{\left(\frac{F_{v,Rd} * e_1}{2 * s_1} + N_{Rds} \right)} \right]^2} = 43,815 \text{ kN}$$

$$V_{EDs_4.2} = \sqrt{\left[\frac{(F_{v,Rd} * F_{t,Rd})}{\left(\frac{F_{v,Rd} * e_1}{2 * s_1} + F_{t,Rd} \right)} \right]^2} = 43,983 \text{ kN}$$

Totalt opptredende skjærkraft:

$$V_{EDs4-1} = 4 * V_{EDs_4.1} = 175,258 \text{ kN}$$

$$V_{EDs4-1} = 4 * V_{ED_4.2} = 175,932 \text{ kN}$$

Maks moment bestemmes fra skjærkapasiteten til betong:

BEB 3 [8] Forenklet metode $M_{Ed,1} = V_{EDc1} * e_1 = 5,645 \text{ kNm}$

BEB 4 [6] Forenklet metode $M_{Ed,2} = V_{EDc2} * e_1 = 9,713 \text{ kNm}$

BEB 4 [6] Avansert metode $M_{Ed,3} = V_{EDc3} * e_1 = 10,300 \text{ kNm}$

Muratli [41] Avansert metode $M_{Ed,4} = V_{EDc4} * e_1 = 13,985 \text{ kNm}$

Maks strekkraft i betong og stål pr. dybel:

BEB 3[8]	Forenklet metode $N_{s_1} = M_{Ed_1}/s_1 * 2 = 13,440 \text{ kN}$
BEB 4 [6]	Forenklet metode $N_{s_2} = M_{Ed_2}/s_1 * 2 = 23,127 \text{ kN}$
BEB 4 [6]	Avansert metode $N_{s_3} = M_{Ed_3}/s_1 * 2 = 24,525 \text{ kN}$
Muratli [41]	Avansert metode $N_{s_4} = M_{Ed_4}/s_1 * 2 = 33,297 \text{ kN}$

Kombinasjonsformel skjær- og strekkraft for stål:

EC 3-1-8
tab. 3.4 [14] Maks skjærkraft i stålet pr. dybel med opprettede aksialkraft

$$F_{v,Ed_1} = F_{v,Rd} - \frac{N_{s1} * F_{v,Rd}}{1,4 * F_{t,Rd}} = 43,811 \text{ kN}$$

$$F_{v,Ed_2} = F_{v,Rd} - \frac{N_{s2} * F_{v,Rd}}{1,4 * F_{t,Rd}} = 42,107 \text{ kN}$$

$$F_{v,Ed_3} = F_{v,Rd} - \frac{N_{s3} * F_{v,Rd}}{1,4 * F_{t,Rd}} = 41,861 \text{ kN}$$

$$F_{v,Ed_4} = F_{v,Rd} - \frac{N_{s4} * F_{v,Rd}}{1,4 * F_{t,Rd}} = 40,319 \text{ kN}$$

Kontroller:

Aksialstrekk i dybelen kontrolleres mot maks heftkapasitet:

$$\text{Kontroll_1} = \text{if}[(N_{s_1} \leq N_{Rd.c}), \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}] = \text{"OK"}$$

$$\text{Kontroll_2} = \text{if}[(N_{s_2} \leq N_{Rd.c}), \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}] = \text{"OK"}$$

$$\text{Kontroll_3} = \text{if}[(N_{s_3} \leq N_{Rd.c}), \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}] = \text{"OK"}$$

$$\text{Kontroll_4} = \text{if}[(N_{s_4} \leq N_{Rd.c}), \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}] = \text{"IKKE OK"}$$

Avskjæringskapasitet for dybel

$$\text{Maks skjær for dybel } F_{v,Rd1} = \min(F_{v,Ed_1} * 4, V_{Eds1.1}, V_{Eds1.2}) = 175,243 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd2} = \min(F_{v,Ed_2} * 4, V_{Eds2.1}, V_{Eds2.2}) = 168,429 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd3} = \min(F_{v,Ed_3} * 4, V_{Eds3.1}, V_{Eds3.2}) = 167,446 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd4} = \min(F_{v,Ed_4} * 4, V_{Eds4.1}, V_{Eds4.2}) = 161,274 \text{ kN}$$

F1: Dybler 19 mm, $h_{ef} = 135$ mm

Beregning av dybler

Material- og partialfaktorer:

	Bruddgrensetilstand:	
EC 2-1-1 tab. NA2.1N [5]	Betong Armeringsstål	$\gamma_C = 1,0$ $\gamma_s = 1,0$
EC 3-1-1 NA.6.1(2)2B [13]	Stål uansett tverrs.kl.	$\gamma_{M0} = 1,0$ $\gamma_{M2} = 1,0$
EC 4-1-1 NA2.4.1.2 [12]	Skjærforbindelser	$\gamma_v = 1,0$
NS 3472 [31]	Stål	$\gamma_{M1} = 1,0$

Forutsetninger:

Materialdata:

	Betong:	
EC 2-1-1 tab. 3.1. [5]	Betongfasthetsklasse Karak. sylinderfasthet Virkning av langtidslast	B30 $f_{ck} = 30$ MPa $\alpha_{cc} = 0,85$
EC 2-1-1 pkt. 3.1.6(1) [5]	Dim. trykkfasthet Karak. terningsfasthet Middelverdi av betongens sylinderfasthet Middelverdi av betongens aksial-strekkfasthet Elastisitetsmodul Betongens karakteristiske aksial-strekkfasthet	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 25,5$ MPa $f_{ck.cube} = 37$ MPa $f_{cm} = 38$ MPa $f_{ctm} = 2,9$ MPa $E_{cm} = 33\ 000$ MPa $f_{ctk.0.05} = 2,0$ MPa $f_{ctk.0.95} = 3,8$ MPa
EC 2-1-1 pkt. 3.1.6(2) [5]	Virkning av langtidslast Dim. strekkfasthet Øvre tilslagsstørrelse	$\alpha_{ct} = 0,85$ $f_{ctd} = \alpha_{ct} * \frac{f_{ctk.0.05}}{\gamma_c} = 1,7$ MPa $d_g = 22$ mm

Dybel:

NS 3576-3 [54]	Dybler med fot	
	Karak. flytegrense	$f_{yk} = 235 \text{ MPa}$
	Dim. flytespenning	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 235 \text{ MPa}$
	Bruddspenning	$f_{ub} = 360 \text{ MPa}$

Stål:

EC 3-1-1 tab. 3.1 [13]	Stålkvalitet på plate	S235
	Flytespenning	$f_y = 235 \text{ MPa}$
	Strekkfasthet	$f_u = 360 \text{ MPa}$

Geometridata:**Betong:**

Høyde	$H_b = 1200 \text{ mm}$
Bredde	$B_b = 600 \text{ mm}$
Tykkelse	$T_b = 250 \text{ mm}$

Stålplate:

Bredde	$b = 200 \text{ mm}$
Høyde	$h = 300 \text{ mm}$
Tykkelse	$t = 20 \text{ mm}$
Tykkelse lastpåføringsplate	$t_p = 20 \text{ mm}$

Dybel:

Diameter	$d = 19 \text{ mm}$
Diameter fot	$d_h = 32 \text{ mm}$
Lengde av dybel	$l_2 = 125 \text{ mm}$
Høyde på fot	$h_3 = 10 \text{ mm}$

CEN/TS 2-4-1
tab. 1 [2]

Hulldiameter $d_f = 21 \text{ mm}$

Tverrsnittsareal for strekk
Omkrets til en dybel $A_s = (\pi/4) \cdot d^2 = 283,529 \text{ mm}^2$
 $O = \pi \cdot d = 59,69 \text{ mm}$

Avstand mellom dybelens
senter vertikalt $s_1 = 210 \text{ mm}$

Avstand mellom dybelens
senter horisontalt $s_2 = 100 \text{ mm}$

EC 2-1-1
pkt. 8.2 [5]

Minimum senteravstand horisontalt
 $s_{1min} = \max(1,5 \cdot d, 32 \text{ mm}, d_g + 5 \text{ mm}, 20 \text{ mm}, 3 \cdot d) = 57 \text{ mm}$

Minimum senteravstand vertikalt
 $s_{2min} = s_{1min} = 57 \text{ mm}$

Kantavstand stålplate i
kraftretningen

$$e_{1.1} = \frac{h - s_1}{2} = 45 \text{ mm}$$

Kantavstand stålplate på
tvers av kraftretningen

$$e_{2,2} = \frac{b - s_2}{2} = 50 \text{ mm}$$

CEN/TS 2-4-1
fig. 6 [2]

Virkelig avstand til kant
Kantavstand vertikalt
Kantavstand horisontalt

$$c_{\text{rel}} = 295 \text{ mm}$$
$$c_1 = (H_b - s_1 - c_{\text{rel}}) = 695 \text{ mm}$$
$$c_2 = (0,5 * B_b - 0,5 * S_2) = 250 \text{ mm}$$

Kantavstand fra ende arm.
til bakside vegg

$$c_{\text{ende}} = T_b - t - l_2 = 105 \text{ mm}$$

BEB 4 [6]

Antall dybler ganger diameteren

Se tab. 9 avsnitt 5.1.2 $n = 10$

Maksimal kapasitet for en dybel påkjent
med skjær oppnås med en vertikal

kantavstand større enn: $c_{1,\text{merket}} = n * d = 190 \text{ mm}$

Min. forankringslengde $l_{\text{min}} = 6 * d = 114 \text{ mm}$

CEN/TS 2-4-1
fig. 3 [2]

Definering av effektiv forankringslengde h_{ef} for dybler:

Antar at dybelen har stålplate, det stilles det to krav som
avhenger av størrelsen på stålplaten.

Avstand fra senter dybel til
kant av plate

$$b_1 = 0,5 * b - 0,5 * s_2 = 50 \text{ mm}$$

Høyden av dybelen og endeplaten totalt: $h_n = 5 * t = 100 \text{ mm}$

Halve høyden av dybelen $h_1 = 0,5 * l_2 = 62,5 \text{ mm}$

Effektiv høyden er $h_{\text{ef}} = \text{if}[b_1 > h_1, l_2 - h_3, (t + l_2 - h_3)] = 135 \text{ mm}$
 $h_{\text{ef}} = 135 \text{ mm}$

Minimumsarmering

Diameter horisontalt $\phi_h = 12 \text{ mm}$

Diameter vertikalt $\phi_v = 10 \text{ mm}$

Minste avstand mellom armering og dybel horisontalt

$$a_{\text{armh}} = 45 \text{ mm} + 67 \text{ mm} - 0,5 * d - 0,5 * \phi_v = 97,5 \text{ mm}$$

Minste avstand mellom armering og dybel vertikalt

$$a_{\text{armv}} = 45 \text{ mm} + 29 \text{ mm} - 0,5 * d - 0,5 * \phi_h = 58,5 \text{ mm}$$

Last eksentrisiteter

Strekklaster eksentrisitet $e_N = 0 \text{ mm}$

Skjærlast eksentrisitet $e_1 = t + 65 \text{ mm} = 85 \text{ mm}$

Bruddformer i betongen pga. strekkbelastning

Kjaglebrudd:

Antagelser: 45° bruddvinkel

En dybel:

Hvis kantavstanden er liten skal bruddkjeglens areal reduseres med følgende sammenheng.

Bruddkjegleareal ved utrivning

$$A_{c45} = \pi * (h_{ef} + d_h) * h_{ef} * \sqrt{2} = 1,002 * 10^5 \text{ mm}^2$$

$$A_{rc1} = \left[\left[(h_{ef} + 0,5 * d_h)^2 * \arccos\left(\frac{c_1}{h_{ef} + 0,5 * d_h}\right) - c_1 * \sqrt{(h_{ef} + 0,5 * d_h)^2 - c_1^2} \right] * \sqrt{2} \right]$$

$$= -5,956i * 10^4 \text{ mm}^2$$

$$A_{rc2} = \left[\left[(h_{ef} + 0,5 * d_h)^2 * \arccos\left(\frac{c_2}{h_{ef} + 0,5 * d_h}\right) - c_2 * \sqrt{(h_{ef} + 0,5 * d_h)^2 - c_2^2} \right] * \sqrt{2} \right]$$

$$= -3,529i * 10^4 \text{ mm}^2$$

Areal krav:

$$A_{c45c1} = \text{if}(h_{ef} + 0,5 * d_h < c_1, A_{c45}, A_{c45} - A_{rc1}) = 1,002 * 10^5 \text{ mm}^2$$

$$A_{c45c2} = \text{if}(h_{ef} + 0,5 * d_h < c_2, A_{c45}, A_{c45} - A_{rc2}) = 1,002 * 10^5 \text{ mm}^2$$

Strekkapasitet for en dybel ved betongkjaglebrudd:

$$N_{cd.45c1} = 0,425 * f_{ctd} * A_{c45c1} = 72,369 \text{ kN}$$

$$N_{cd.45.c2} = 0,425 * f_{ctd} * A_{c45c2} = 72,369 \text{ kN}$$

Fire dybler:

Når senteravstanden vertikalt er s_1 og s_2 er mindre enn $h_{ef} + 0,5d_h$

$$\text{Kra}_{vs1.45} = \text{if}(h_{ef} + 0,5 * d_h \leq s_1, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}) = \text{"OK"}$$

$$\text{Kra}_{vs2.45} = \text{if}(h_{ef} + 0,5 * d_h \leq s_2, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}) = \text{"IKKE OK"}$$

Beregning bruddkjegleareal:

Antar likevel at avstanden ikke er stor nok til at det dannes 4 individuelle bruddkjegler.

$$\text{Plan flate } A_{c1} = (s_1 + d_h) * (s_2 + d_h) - \frac{1}{4} * 4\pi * d_h^2 = 2,873 * 10^4 \text{ mm}^2$$

$$\text{Skrå flate } A_{c2} = [2s_1 + \pi(h_{ef} + d_h)] * h_{ef} * \sqrt{2} = 1,804 * 10^5 \text{ mm}^2$$

$$\text{Areal av bruddkjegle } A_{cc} = A_{c1} + A_{c2} = 2,091 * 10^5 \text{ mm}^2$$

Strekkapasitet til fire dybler for kjaglebrudd

$$N_{cd.45.4} = 0,425 * f_{ctd} * A_{cc} = 151,059 \text{ kN}$$

Pr. dybler

$$N_{cd.45} = N_{cd.45.4} / 4 = 37,765 \text{ kN}$$

CEN/TS 2-4-2
fig. 3 [10]

CCD-metoden

Kritisk avstand rundt en dybel
 $s_{cr.N} = 3 * h_{ef} = 405 \text{ mm}$

Kritisk kantavstand rundt en dybel
 $c_{cr.N} = 0,5 * s_{cr.N} = 202,5 \text{ mm}$

Idealisert betongkjegle areal for en dybel
 $A_{0c.N} = s_{cr.N} * s_{cr.N} = 1,64 * 10^5 \text{ mm}^2$

Kritiske kantavstander, krav:

$Krav_{c1} = \text{if}(c_1 \leq c_{cr.N}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}) = \text{"IKKE OK"}$

$Krav_{c2} = \text{if}(c_2 \leq c_{cr.N}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}) = \text{"IKKE OK"}$

$Krav_{s1} = \text{if}(s_1 \leq s_{cr.N}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}) = \text{"OK"}$

$Krav_{s2} = \text{if}(s_2 \leq s_{cr.N}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}) = \text{"OK"}$

CEN/TS 2-4-2
fig. 4 [10]

Prosjektet kjegleareal blir lik dette når kravene tas hensyn til:
 $A_{c.N} = (2 * c_1 + s_1) * (2 * c_2 + s_2) = 9,6 * 10^5 \text{ mm}^2$

Faktor for dybel i urisset betong
 $k_{ucr.riss} = 11,9$

Faktor for dybel i risset betong
 $k_{cr.riss} = 8,5$

Dimensjonerende kapasitet til dybel med stor kant- og senteravstand
 $N_{0Rd.curiiss} = (k_{ucr.riss} / \gamma_c) * h_{ef}^{1.5} * \sqrt{f_{ck.cub}} = 113,54 \text{ kN}$
 $N_{0Rd.criiss} = (k_{cr.riss} / \gamma_c) * h_{ef}^{1.5} * \sqrt{f_{ck.cub}} = 81,1 \text{ kN}$

Korreksjonsfaktorer

Den minste kantavstanden må manuelt velges og er satt lik c_2 i prøvestykket.

Faktor som tar hensyn til ujevn spenningsfordeling nær kant.
 $\Psi_{s.N} = \text{if}(c_2 \leq c_{cr.N}, 0,7 + 0,3 * (c_2 / c_{cr.N}), 1,0) = 1,0$

Faktor som tar hensyn til min. armeringens plassering i prøvene i forhold til dybelen og hvor tett armeringen ligger i forhold til lengden av dybelen.

$\Psi_{re.N} = \text{if}(h_{ef} < 100 \text{ mm}, 0,5 + (h_{ef} / 200), 1,0) = 1,0$

I tillegg kan verdien $\Psi_{re.N}$ settes lik:

$\Psi_{re.N1} = \text{if}(a_{armv} \geq 150 \text{ mm}, 1,0, \text{"IKKE OK"}) = \text{"IKKE OK"}$

$\Psi_{re.N2} = \text{if}(a_{armh} \geq 150 \text{ mm}, 1,0, \text{"IKKE OK"}) = \text{"IKKE OK"}$

Eller:

$\Psi_{re.N3} = \text{if}(\phi_h \geq 10 \text{ mm}, 1,0, \text{"IKKE OK"}) = 1,0$

$\Psi_{re.N1} = \text{if}(\phi_v \geq 10 \text{ mm}, 1,0, \text{"IKKE OK"}) = 1,0$

Her ser man at det er h_{ef} som gir $\Psi_{re.N}$ lik 1,0

Faktor som tar hensyn til eksentrisk strekklast

$$\Psi_{ec.N} = 1,0.$$

Faktor som tar hensyn til små kantavstander hvor minst tre av kantene er mindre enn den kritiske kantavstanden $c_{cr.N}$.

For prøvestykker er det kun to av kantene som er mindre enn $c_{cr.N}$, dermed får man ingen reduksjon.

Dermed er strekkapasiteten ved kjeglebrudd lik:

$$N_{Rd.curiss} = N_{0Rd.curiss} * (A_{c.N}/A_{0c.N}) * \Psi_{re.N} * \Psi_{s.N} * \Psi_{ec.N} = 664,522 \text{ kN}$$

$$N_{Rd.criss} = N_{0Rd.criss} * (A_{c.N}/A_{0c.N}) * \Psi_{re.N} * \Psi_{s.N} * \Psi_{ec.N} = 474,659 \text{ kN}$$

Spaltebrudd

CEN/TS 2-4-2
pkt. 6.2.6.2 [10]

Ingen verifisering av spaltebrudd er nødvendig hvis ett av kravene nedenfor er tilfredsstillt:

For gruppen med dybler skal kantavstanden c være større enn $1,2 c_{cr.sp}$. Ved antagelse om at armeringen kan ta opp og fordele rissene med en maksimums rissvidde lik $w_k = 0,3 \text{ mm}$.

Verdien:

$$c_{cr.sp} = 1,0 * h_{ef} = 135 \text{ mm}$$

$$c_c = 1,2 * c_{cr.sp} = 162 \text{ mm}$$

$$c_{cc1} = \text{if}(c_c \leq c_1, \text{''OK''}, \text{''IKKE OK''}) = \text{''OK''}$$

$$c_{cc2} = \text{if}(c_c \leq c_2, \text{''OK''}, \text{''IKKE OK''}) = \text{''OK''}$$

$$c_{ccende} = \text{if}(c_c \leq c_{ende}, \text{''OK''}, \text{''IKKE OK''}) = \text{''IKKE OK''}$$

Uttrekks-brudd

CEN/TS 2-4-2
pkt. 6.2.4 [10]

Faktor for risset betong $\Psi_{ucr.N.riss} = 1,0$

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

$$\text{Lastbæringsareal til dybel fot } A_h = (\pi/4) * (d_h^2 - d^2) = 520,719 \text{ mm}^2$$

Kapasitetsformel for risset betong:

$$N_{Rd.p.riss} = (6/\gamma_c) * A_h * f_{ck.cub} * \Psi_{ucr.N.riss} = 115,6 \text{ kN}$$

Kapasitetsformel for urisset betong:

$$N_{Rd.p.uriss} = (6/\gamma_c) * A_h * f_{ck.cub} * \Psi_{ucr.N.urisset} = 161,893 \text{ kN}$$

fib Bulletin [7]

Kapasitetsformel for risset betong

$$N_{Rd.fib.riss} = 4,2 * f_{ck} * A_h = 65,611 \text{ kN}$$

Kapasitetsformel for urisset betong

$$N_{Rd.fib.uriss} = 6,1 * f_{ck} * A_h = 95,292 \text{ kN}$$

Blowout- brudd

Verifisering av blowout-brudd er ikke nødvendig hvis kantavstanden c i alle retninger er lik $0,5$ ganger h_{ef} .

$$\text{Minste kantavstand } c_{\min} = \min [c_1, c_2, (T_b - h_{ef})] = 115 \text{ mm}$$

SBI [11] Blowout_brudd = if($c_{\min} \geq 0,5 \cdot h_{ef}$, " IKKE KONTROLL"; "KONTROLL") = " IKKE KONTROLL"

Strekbrudd stål

BEB 3 [8] Dimensjonerende kapasitet for strekkraft
 $N_{sd} = A_s \cdot f_{yk} / \gamma_{m1} = 66,629 \text{ kN}$

CEN/TS 2-4-2 [10] Dimensjonerende kapasitet for strekkraft
 $N_{Rd,s} = A_s \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 66,629 \text{ kN}$

EC 3-1-8 [14] Faktor $k_2 = 0,9$
Dimensjonerende kapasitet for strekkraft
 $F_{t,Rd} = k_2 \cdot f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{M2} = 91,863 \text{ kN}$

Skjærbrudd for betong

Betongkantbrudd:

Forsøksbasert koeffisient $c_3 = 0,1$
Korreksjonsfaktor for liten kantavstand $k_{ac1} = c_3 \cdot (c_1/d) = 3,658$
 $k_{ac2} = c_3 \cdot (c_2/d) = 1,316$

Ingen reduksjon pga. kantavstanden

$$k_{a1} = \text{if}[(k_{ac1} \leq 1,0), k_{ac2}, 1,0] = 1,0$$

$$k_{a2} = \text{if}[(k_{ac2} \leq 1,0), k_{ac2}, 1,0] = 1,0$$

Pryout-brudd

Grenseverdi for når pryout-brudd ikke oppstår
 $G_{verdi} = \text{if}(h_{ef}/d > 4,5, \text{"Ikke pryout"}, \text{"Pryout"}) = \text{"Ikke pryout"}$

CEN/TS 2-4-2 pkt. 6.3.4 [10] Faktor for virkning av pryout-brudd for motstående side av lastretningen. $k_3 = \text{if}[(h_{ef}) < 60 \text{ mm}, 1,0, 2,0] = 2$

Dimensjonerende skjærkapasitet

$$V_{Rk,curiss} = k_3 \cdot N_{Rd,curiss} = 1329 \text{ kN}$$

$$V_{Rk,criss} = k_3 \cdot N_{Rd,criss} = 949,31 \text{ kN}$$

Skjærbrudd:

Effektiv del av dybelen $l_f = h_{ef} = 0,135 \text{ m}$

BEB 4 [6] og
Anch. in concrete
Construction [5]

Forsøksbaserte faktorer α og β

$$\alpha = 0,1 \cdot \left(\frac{l_f}{c_1} \right)^{0,5} = 0,044$$

$$\beta = 0,1 \cdot \left(\frac{d}{c_1} \right)^{0,2} = 0,049$$

$$k_{2,2} = \frac{2,3}{\gamma_c} * \sqrt{f_{ck,cube}} = 13,99$$

Dimensjonerende skjærkapasitet for urisset og uarmert betong
 $V_{0Rd,c} = k_{2,2} * (d)^\alpha * (l_f)^\beta * (c_1)^{1,5} = 370,57 \text{ kN}$

Muratli [41]

Skjærkapasitet til dybel

$$V_{no} = 2,7 * (d)^{0,3} * (l_f)^{0,1} * (c_1)^{1,4} * f_{ck}^{0,5} = 556,369 \text{ kN}$$

EC 4-1-1
 pkt. 6.6.3 [12]

Finner faktor α for å betrakte lastbæringskapasiteten til betongen
 $\alpha = 1,0$

Betongens dimensjonerende skjærkapasitet

$$P_{Rdc} = (0,29 * \alpha * d^2 * (f_{ck} * E_{cm})^{0,5}) / \gamma_v = 104,165 \text{ kN}$$

Korreksjonsfaktorer

Kontroll av reduksjon for areal til bruddkjegler:

CEN/TS 2-4-2 [10]
 pkt. 6.3.5.2.1

$Krav_{skjær1} = \text{if}(10h_{ef} \leq c_1, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}) = \text{"IKKE OK"}$
 $Krav_{skjær2} = \text{if}(10h_{ef} \leq c_2, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}) = \text{"IKKE OK"}$
 $Krav_{skjær3} = \text{if}(60d < c_1, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}) = \text{"IKKE OK"}$
 $Krav_{skjær4} = \text{if}(60d < c_2, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}) = \text{"IKKE OK"}$

Benytter grenseverdier for smale og tynne betongelementer

$$c'_1 = \text{maks}\left(\frac{c_2}{1,5}, \frac{T_b}{1,5}, \frac{s_1}{3}, \frac{s_2}{3}\right) = 0,167 \text{ m}$$

$$Krav_{c_2} = \text{if}(1,5c_1 > c_2, c'_1, c_1) = 166,7 \text{ mm}$$

$$\text{Referanseareal } A_{0c.v} = 4,5 * c'^1_1 = 1,25 * 10^5 \text{ mm}^2$$

CEN/TS 2-4-2
 pkt. 6.3.5.2.1 [10]

Virkning av kant- og senteravstand på kraftretningen

$$Krav1 = \text{if}(1,5 * c'_1 > T_b, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}) = \text{"IKKE OK"}$$

$$Krav2 = \text{if}(3 * c'_1 > s_2, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}) = \text{"OK"}$$

$$Krav3 = \text{if}(1,5 * c'_1 > c_2, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}) = \text{"OK"}$$

Idealisert betongkjegleareal

$$A_{c.v} = (1,5 * c'^1_1 + s_2 + c'_1) * T_b = 1,083 * 10^5 \text{ mm}^2$$

$$\text{Reduksjon pga. areal i kraftretningen } w_A = A_{c.v} / A_{0c.v} = 0,867$$

CEN/TS 2-4-2
 pkt. 6.3.5.2.3 [10]

Reduksjon for kantavstand på tvers av kraftretningen

$$\psi_{s.v} = 0,7 + ((0,3 * c_2) / (1,5 * c_1)) = 0,772$$

CEN/TS 2-4-2
 pkt. 6.3.5.2.4 [10]

Reduksjon for tykkelse av vegg

$$\psi_{T.b.v} = ((1,5 * c_1) / T_b)^{0,5} = 2,042$$

$$\text{Krav } \psi_{T.b.v} = \text{if}(((1,5 * c_1) / T_b)^{0,5} \geq 1,0, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}) = \text{"OK"}$$

CEN/TS 2-4-2
 pkt. 6.3.5.2.7

Antar betonginnfestning i opprisset betong uten armering

$$\psi_{re.v} = 1,0$$

Endelig skjærkapasitet for de ulike metodene:

BEB 4 [6] Kapasitet til stålinnstøpningsdetaljen med korreksjonsfaktorer.

$$V_{Rdc} = w_A * \psi_{s,v} * \psi_{re,v} * V_{0Rd,c} = 247,91 \text{ kN}$$

$$\text{Kapasitet pr. dybel } V_{RdC} = V_{Rdc}/4 = 61,979 \text{ kN}$$

Muratli [41] Kapasitet til stålinnstøpningsdetaljen med korreksjonsfaktorer

$$V_{nofV} = w_A * \psi_{s,v} * \psi_{re,v} * V_{no} = 372,22 \text{ kN}$$

$$\text{Kapasitet pr. dybel } V_{noFV} = V_{nofV}/4 = 93,05 \text{ kN}$$

EC 4-1-1
pkt. 6.6.3 [12] Betongens dimensjonerende skjærkapasitet med CEN/TS korreksjonsfaktorer.

$$P_{RdC} = w_A * \psi_{s,v} * \psi_{re,v} * (0,29 * \alpha * d^2 * (f_{ck} * E_{cm})^{0,5}) / \gamma_v = 69,688 \text{ kN}$$

$$\text{Kapasitet pr. dybel } P_{RDC} = P_{RdC}/4 = 17,422 \text{ kN}$$

Skjærbrudd for stål:

Avskjæringskapasitet = if($h_{ef} > 6*d$, "FULL", "IKKE FULL") = "FULL"

EC 3-1-1
pkt. 6.2.6 [13] Skjærkapasiteten til dybel:

$$V_{Rds} = \frac{1}{\sqrt{3} * \gamma_{M0}} * f_{yd} * A_s = 38,468 \text{ kN}$$

CEN/TS 2-4-2
pkt. 3.3.1.1 [10] Dybelens plastiske skjærkapasitet:

$$V_{Rk,s} = 0,5 * A_s * f_{yk} = 33,315 \text{ kN}$$

EC 4-1-1
pkt. 6.6.3.1 [12] Dimensjonerende skjærkapasitet for en dybel

$$P_{Rd} = \frac{0,8 * f_u * \pi * \frac{d^2}{4}}{\gamma_v} = 81,656 \text{ kN}$$

EC 3-1-8
pkt. 6.2.2.(7) [14] Dimensjonerende avskjæringskapasitet for bolter og skruer

$$F_{1,vb,Rd} = \frac{0,6 * f_{ub} * A_s}{\gamma_{M2}} = 61,242 \text{ kN}$$

Faktor

$$\alpha_{bc} = 0,44 - \frac{0,0003}{\text{MPa}} * f_{ub} = 0,332$$

Dimensjonerende avskjæringskapasitet for fundamentbolter

$$F_{2,vb,Rd} = \frac{\alpha_{bc} * f_{ub} * A_s}{\gamma_{M2}} = 33,887 \text{ kN}$$

Dimensjonerende avskjæringskapasitet for fundamentbolter er lik:

$$F_{v,Rd} = \min(F_{1,vb,Rd}, F_{2,vb,Rd}) = 33,887 \text{ kN}$$

Bruddmønstre stålplate

Sveis:

EC 3-1-8
pkt. 4.5.3 [14]

Korrelasjonsfaktor $\beta_w = 0,8$

Kapasitet $F_{Rd,sveis} = \frac{f_u}{\gamma_{M2} * \beta_w} = 450 \text{ MPa}$

NS-EN ISO 17660
[20]

A-mål på fremsiden av platen må være større eller lik $4*d$
Antar kilsveis med 45° vinkel

A-mål på sveis settes til $a = 0,4*d = 7,6 \text{ mm}$

Sveiseareal

$$A_{sn,45} = a * \pi * \left(d + \frac{a}{\sqrt{2}} \right) = 581,956 \text{ mm}^2$$

Sveisens strekkbelastning for en fullforankret dybel

$$N_{Ed,sveis} = \frac{F_{Rd,sveis} * A_{sn,45}}{\sqrt{2}} = 185,177 \text{ kN}$$

EC 3-1-8
pkt. 4.5.3.3 [14]

Sveisens dimensjonerende skjærkapasitet

$$f_{yw,d} = \frac{f_u}{\sqrt{3} * \beta_w * \gamma_{M2}} = 259,808 \text{ MPa}$$

Sveisens skjærareal

$$A_{V,sveis} = \sqrt{2} * a * \pi * (d + \sqrt{2} * a) = 1,004 * 10^3 \text{ mm}^2$$

Sveisens skjærkapasitet

$$V_{Ed,sveis} = f_{vw,d} * A_{V,sveis} = 260,969 \text{ kN}$$

Hullkantrykk

Faktor som tar hensyn til materiale tilgjengelighet i kraftretningen

$$\alpha_d = \frac{e_{1,1}}{3 * d} = 0,789$$

Faktor som tar hensyn til effekter i kraftretningen

$$\alpha_b = \min(\alpha_d, f_t/f_u, 1,0) = 0,789$$

Faktor som tar hensyn til effekter normalt på kraftretningen

$$k_1 = \min\left(2,8 * \frac{e_{2,2}}{d} - 1,7; 1,4 * \frac{s_2}{d} - 1,7; 2,5\right) = 2,5$$

Dimensjonerende avskjæringskapasitet er

$$F_{b,Rd} = (k_1 * \alpha_b * f_u * d * t) / \gamma_{M2} = 270 \text{ kN}$$

Stålplate belastet med strekk:

EC 3-1-8
pkt. 6.2.4 [14]

Avstand mellom dybel og lastpåføringsplate
 $m_{pl} = 0,5b - 0,5s_2 - 0,5t_p - 0,8*a*\sqrt{2} = 31,402 \text{ mm}$

Avstand mellom dybel og platekant horisontalt
 $e_{pl} = 0,5b - 0,5s_2 = 50 \text{ mm}$

Avstand mellom dybel og platekant vertikalt
 $e_{pl1} = 0,5h - 0,5s_1 = 45 \text{ mm}$

Minste tillatt avstand n, for dybel i kraftretningen

$$e_{\min} = 1,25 m_{pl} = 39,252 \text{ mm}$$

$$n_{pl} = e_{\min} = 39,252 \text{ mm}$$

Antar bruddmønster med hevarmskrefter.

Skruerad betraktes som en enkeltstående rad.

Sirkulært bruddmønster:

$l_{\text{eff,cp}}$

$$l_{\text{eff1}} = 2*\pi*m_{pl} = 197,302 \text{ mm}$$

$$l_{\text{eff2}} = (\pi*m_{pl} + 2*e_{pl}) = 198,651 \text{ mm}$$

Ikke-sirkulære bruddmønstre:

$l_{\text{eff,nc}}$

$$l_{\text{eff3}} = (2m_{pl} + 0,625e_{pl} + 0,5e_{pl1}) = 116,553 \text{ mm}$$

$$l_{\text{eff4}} = (4m_{pl} + 1,25e_{pl}) = 188,106 \text{ mm}$$

EC 3-1-8
tab. 6.2. [14]

Forankringens tøyningsslende er satt til

$$L_b = l_f + t = 155 \text{ mm}$$

Antall skruerader med 2 skruer i vær rad utsatt for strekk

$$n_b = 1$$

Grenseverdi for hevarmskrefter

$$L_{b\text{merket}} = \frac{8,8 * m_{pl}^3 * A_s * n_b}{l_{\text{eff3}} * t^3} = 88,855 \text{ mm}$$

Kommentar: Hvis L_b er større enn $L_{b\text{merket}}$ oppstår det ikke hevarmskrefter

Krav5 = if[$(L_b \leq L_{b\text{merket}})$, "Hevarmkraft", "Ikke hevarmkraft"]
= "Ikke hevarmkraft"

Bruddform 1

$$F_{T.1.Rd} = \frac{2 * 0,25 * l_{\text{eff1}} * f_y * t^2}{\gamma_{M0} * m_{pl}} = 590,619 \text{ kN}$$

Bruddform 3

$$F_{T.3Rd} = \min(2*N_{Rds}, 2*F_{t.Rd}) = 133,259 \text{ kN}$$

Stålplate med trykk belastning:

EC 2-1-1
pkt. 6.5.2 [5]

Dim. betongtrykkfasthet

$$\sigma_{Rd,max} = 3*f_{cd} = 76,5 \text{ MPa}$$

$$f_{jd} = \sigma_{Rd,max} = 76,5 \text{ MPa}$$

Spenningsfordeling under $c_{cc} = t * \left(\frac{f_y}{3 * f_{jd} * \gamma_{M0}} \right)^{0,5} = 20,238 \text{ mm}$

T-stykket

Spenningsfordelings lengde $l_{effT} = t_{lp} + 2c_{cc} = 60,476 \text{ mm}$

Spenningsfordelings bredde $b_{effT} = t_{lp} + 2c_{cc} = 60,476 \text{ mm}$

Dim. trykkapasitet T-stykket $F_{C,Rd} = f_{jd} * l_{effT} * b_{effT} = 279,791 \text{ kN}$

Kapasitet

Kapasiteten er beregnet for alle fire dybel er på en stålplate.

Minste skjærkapasitet betong:

$V_{RC} = \min (V_{Rdc}, V_{nofV}, P_{RdC}) = 45,822 \text{ kN}$

Minste skjærkapasitet stål:

$V_{RDS} = \min (4 * V_{Rds}, 4 * F_{v,Rd}, 4 * V_{Rk,s}, 4 * P_{Rd}) = 133,259 \text{ kN}$

Minste strekkapasitet for risset betong

$N_{RC.uriss} = \min (N_{Rd.curiss}, 4 * N_{Rd.fib.uriss}, 4 * N_{Rd.p.uriss}) = 262,442 \text{ kN}$

Minste strekkapasitet for urisset betong

$N_{RC.riss} = \min (N_{cd.45.4}, N_{rd.criss}, 4 * N_{Rd.fib.riss}, 4 * N_{Rd.p.riss}) = 151,059 \text{ kN}$

Minste strekkapasitet stål

$N_{Rs} = \min (4 * N_{sd}, 4 * N_{Rd,s}, 4 * F_{t,Rd}) = 266,517 \text{ kN}$

Stålbrudd

Maks opptredende skjærkraft:

$$V_{EDs_{1.1}} = \sqrt{\left[\frac{(V_{RDS}) * N_{Rs}}{\left(\frac{V_{RDS} * e_1}{2 * S_1} + N_{Rs} \right)} \right]^2} = 121,0 \text{ kN}$$

Betongbrudd

Maks opptredende skjær

Risset:

$$V_{EDc_{1.1}} = \sqrt[3]{\left[\frac{(V_{RC} * N_{RC.riss})^{1,5}}{\left(\frac{V_{RC} * e_1}{2 * S_1} + N_{RC.riss} \right)} \right]^2} = 66,134 \text{ kN}$$

Urisset:

$$V_{EDc_{2.1}} = \sqrt[3]{\left[\frac{(V_{RC} * N_{RC.uriss})^{1,5}}{\left(\frac{V_{RC} * e_1}{2 * S_1} + N_{RC.uriss} \right)} \right]^2} = 63,737 \text{ kN}$$

G1: Betongresept

NORBETONG AS

Trondheim
 TLF: 72 99 78 70 FAX: 72 68 92 29 Ordrenr: 535874 Byggeplass: 149025 F.NR: 027761

NORBETONG

HEIDELBERGCEMENT Group

Kunde nr.	1011160	Kunde navn	ITTD Regnskapsseksjon Fellesstrukturano				
		Post-adr.	Gjøshaugen				
Postnr.	7491	Post-sted	TRONDHEIM				
Leveringssted	Richard Bjerkelandsveg 1a, port 6, Lossesveien			Betongtemp.:	19 °C		
Referanse	Anne Aalberg 976 42 898						
Bil nr.	2129	Kategori	TE	Utlevert av	Slump		
Betong utlevert		Volum		Dato	Kl.		
Vare nr.	305000		13 m ³	28.09.2012	12.55		
Spesifisering av varen: B30 med C22 CL 0,1 Lossemåte: Direkte tipp Referansenum: 45704				Følgeseddels data stemmer med min/vår bestilling. De oppførte tillegg og den ferske betongs egenskaper godkjennes. Betongen er levert i samsvar med NS-EN 206-1 Varen mottatt (signatur): <i>[Signature]</i>			
				OBS! SE BAKSIDEN			
TRANSPORT		Kjørelengde	Ankomst byggeplass	Lossing		Ankomst fabrikk	Utregnet leveringstid
				Startet	Avsluttet		
		Km	13 ¹²	13 ¹²	13 ⁴⁸		
Diverse varer		Tekst		Kvantum	Enh.pris	Beløp	
Nr.							
Nr.							
Nr.							
Nr.							
Levering i.h.t. Fabeko Norsk Fabrikkbetongforenings alminnelige salgs- og leveringsbetingelser.							
Bestilt volum:		13		Rest volum:		00	
				Produisert i samsvar med NS-EN 206-1			

Alle priser er ekskl. merverdiavgift

Worumns Trykkeri AS - Tlf: 52 71 77 00 - November 10

Figur G1.1: Betongresept.

Tabell G1: Viser bør- og er verdien til betongen.

Material	BLTI D	BTE MP	RAML O 1	RAML O 2	Søb 0	Slam vann	SPAD V	SR- N	STD FA
Bør- verdier	60	15	642	436	1705	110	-	4	522
Er- verdier	91	15	708	558	1731	126	6	4	528

Material	VBT/VCT	VTOT	Vann
Bør- verdier	0,55		80
Er- verdier	0,56	297	67

Tabell G2: Viser betongens materialdata og egenskaper.

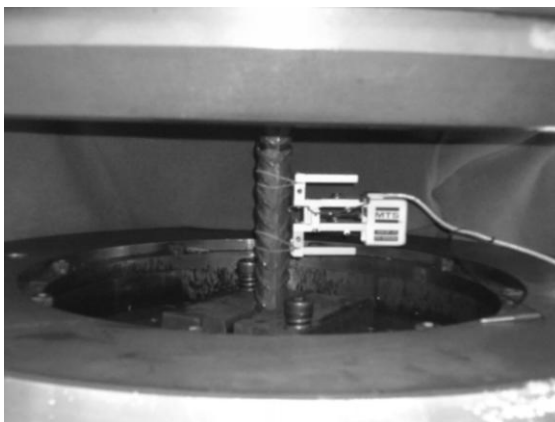
Betong materialdata	
Fasthetsklasse	B30
Bestandighetsklasse	M60
Størst tilslagsstørrelse	22 mm
CL innhold	0,1
Sementtype	Standard FA
Målt luftinnhold	1,8 %
Målt synkmål	230 mm
Angitt synkmål	200 mm
Målt densitet	2379 kg/m ³

Tabell G3: Viser trykktestingsresultater

Betong støpedato: 28.03.2012		
Antall terninger støpt: 12		
Merket: 28.03.12 NKH LJR		
Lagret i vann frem til trykktestingsdatoen.		
Trykktesting utført ved SINTEF		
Trykktestings dato: 07.05.2012		
En betongterning kjørt til brudd:		
Terning nr.	Bruddspenning [MPa]	Merknad
1	44,3	Gyldig bruddform
Trykktesting utført av Ove Lorås i betong laboratoriet		
Trykktestings dato: 21.05.2012		
Terning nr.	Bruddspenning [MPa]	Merknad
1	46,2	Gyldig bruddform
2	45,5	Gyldig bruddform
3	46,7	Gyldig bruddform
Gjennomsnitts-verdi:	46,1	
Sylinder fasthet f_{ck}	40,1	

H1: Strekktesting av armeringsstenger med stålqualität B500NC

Figur H.1 viser armeringsstangen i strekktestings-maskinen med påmontert ekstensometer. Det ble gjennomført tre slike strekktester.



Figur H.1: Viser armeringsstang i strekktestings-maskinen, med ekstensometeret.

Tabell H.1: Viser målt diameter som et gjennomsnitt.

Navn	d
Prøve 1	19,05
Prøve 2	19,09
Prøve 3	19,06

Den målte gjennomsnittsverdien er benyttet i beregningene.

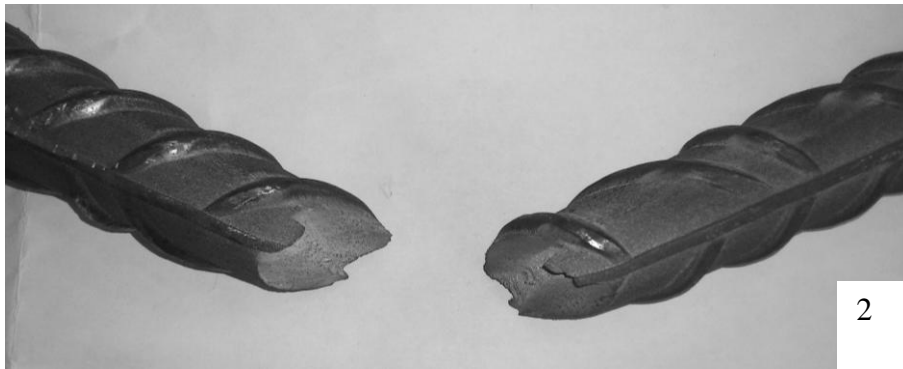
Armeringsstengene brukt i strekktesten har en opprinnelig lengde på 200 mm. Brudd og bruddform for deformert geometri er vist i figur H.2 til H.5.



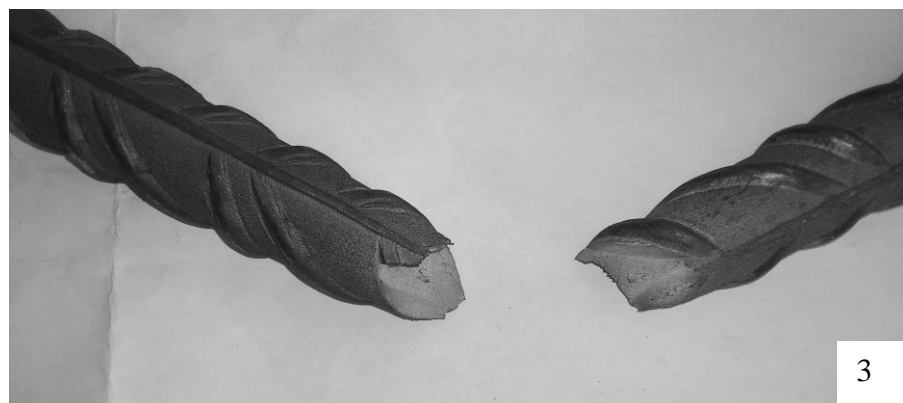
Figur H.2: Strekkprøver fra 3 armeringsstenger av B500NC etter brudd.



Figur H.3: Brudd prøve 1.



Figur H.4: Brudd prøve 2



Figur H.5: Brudd prøve 3.

Resultater fra strekktesten er vist i Excel ark: Armering strekktesting.

Beregninger av spenning fra prøveresultatene er gjort på følgende måte:

$$\sigma = \frac{\text{Kraft}[N]}{\frac{\pi}{4} d_{gj}^2 [mm]^2} \quad (\text{H1.1})$$

Forskyvning i Δ er beregnet slik:

$$\Delta = disp_i - disp_{start} \quad (H1.2)$$

Tøyningen er beregnet slik:

$$\varepsilon = \frac{Ext[mm]}{40mm} - \frac{Ext_{start}[mm]}{40mm} \quad (H1.3)$$

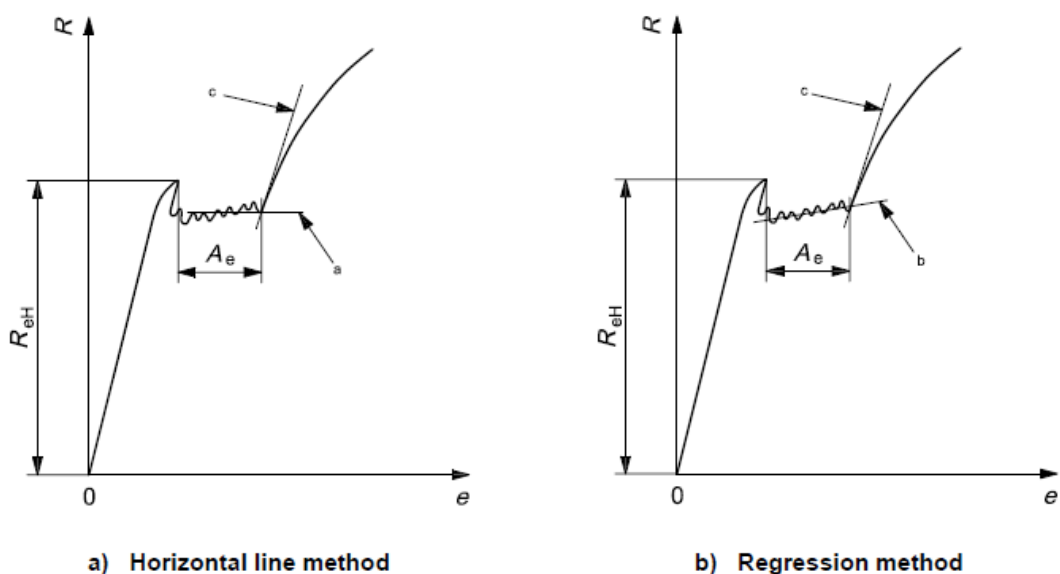
Etter at ekstensometeret er fjernet ved 4 mm forskyvning er følgende forenklete sammenheng benyttet for tøyningen:

$$\varepsilon^* = \frac{\Delta_i - \Delta_{i-1}}{140[mm] + \varepsilon} \quad (H1.4)$$

Resultatene i prøve 1, er reppret fra rad 363, fordi ekstensometeret har glidd i strekkmaskinen.

Beregning av materialdata armeringsstål B500NC

Flyteplatåets lengde er antatt iht. figur 9 i NS EN ISO 6892-1:2009 [35] a, og benevnt A_e , se figur H.6.



Key

- A_e percentage yield point extension
- e percentage extension
- R stress
- R_{eH} upper yield strength

- a Horizontal line through the last local minimum point, prior to uniform workhardening.
- b Regression line through the range of yielding, prior to uniform workhardening.
- c Line corresponding to the highest slope of the curve occurring at the start of uniform workhardening.

Figur H.6: Viser prinsipp for å bestemme flyteplatåets lengde.

I1: FE analyse

Spenning- og tøyningssammenheng armeringsstål B500NC

EC 3-1-1 Karakteristisk flytegrense $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
tab. NA. 3.5 [5] Elastisitetmodul $E_s = 200000 \text{ MPa}$

EC 3-1-1
pkt. NA. 3.3.4 (5)[5] Faktor armeringsstål $k = 1,1$

Flytning:

EC 3-1-5 Ing. tøyning $\epsilon_{if} = f_{yk}/E_s = 2,5 \cdot 10^{-3}$
tillegg C pkt. C6 [43] Ing. spenning $\sigma_{if} = f_{yk}$
Sann tøyning $\epsilon_{s,f} = \ln(1 + \epsilon_{if}) = 2,497 \cdot 10^{-3}$
Sann spenning $\sigma_{s,f} = \sigma_{if}(1 + \epsilon_{if}) = 501,25 \text{ MPa}$

Brudd:

Ing. tøyning $\epsilon_{ib} = 0,12$
Ing. spenning $\sigma_{ib} = k \cdot f_{yk} = 550 \text{ MPa}$
Sann tøyning $\epsilon_{s,b} = \ln(1 + \epsilon_{ib}) = 0,113$
Sann spenning $\sigma_{s,b} = \sigma_{ib}(1 + \epsilon_{ib}) = 616 \text{ MPa}$

Spenning- og tøyningssammenheng stål S235

EC 3-1-1 Karakteristisk flytegrense $f_y = 235 \text{ MPa}$
tab. NA. 3.5 [5] Strekkfastheten $f_u = 360 \text{ MPa}$
EC 3-1-1 Elastisitetmodul $E_s = 210000 \text{ MPa}$
pkt. NA.3.3.4(5) [5] Faktor stål $k_{stål} = 1,1$

Flytning:

EC 3-1-5 Ing. tøyning $\epsilon_{if, stål} = f_y/E = 1,119 \cdot 10^{-3}$
pkt. C6 [43] Ing. spenning $\sigma_{if, stål} = f_y$
Sann tøyning $\epsilon_{s,f, stål} = \ln(1 + \epsilon_{if, stål}) = 1,118 \cdot 10^{-3}$
Sann spenning $\sigma_{s,f, stål} = \sigma_{if, stål}(1 + \epsilon_{if, stål}) = 235,263 \text{ MPa}$

Brudd:

Ing. tøyning $\epsilon_{ib, stål} = 0,26$
Ing. spenning $\sigma_{ib, stål} = f_u$
Sann tøyning $\epsilon_{s,b, stål} = \ln(1 + \epsilon_{ib, stål}) = 0,231$
Sann spenning $\sigma_{s,b, stål} = \sigma_{ib, stål}(1 + \epsilon_{ib, stål}) = 453,6 \text{ MPa}$

Spenning- og tøyningssammenheng betong B30

EC 2-1-1 Betongfasthetsklasse B30
tab. 1 [5] Karak. sylindrefasthet $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$

EC 2-1-1 Middelerdi av betongens $f_{cm} = 38 \text{ MPa}$
tab. 3.1[5] sylindrefasthet

Sekantmodul, $E_{cm} = 33000 \text{ MPa}$
elastisitet modul

EC 2-1-1
tab. 3.1 [5]

Trykktøyning enaksielt $\epsilon_{el} = 0,0022$

Trykktøyning i betongen ved $\epsilon_{cu1} = 0,0035$
størst spenning f_c

EC 2-1-1
pkt. 3.1.5(1) [5]

Spenning ved
sekantmodulen $\sigma_{cEcm} = 0,4 * f_{cm} = 15,2 \text{ MPa}$

Betong tøyning som en
funksjon $\epsilon_c = 0, 0,0001, \dots, \epsilon_{cu1}$

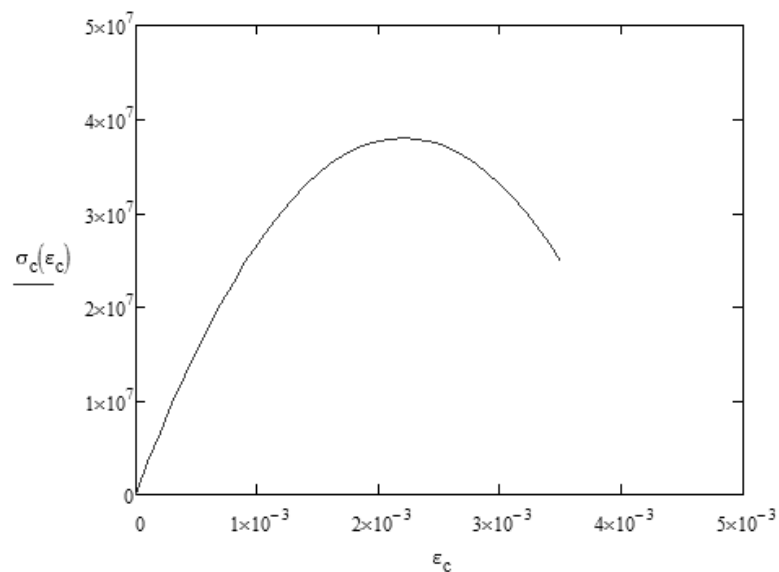
Faktor $\eta_1(\epsilon_c) = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}}$

Faktor $k_c = 1,05 * E_{cm} * \frac{\epsilon_{c1}}{f_{cm}} = 2,006$

Betongens trykkfasthet
som en funksjon

$$\sigma_c(\epsilon_c) = f_{cm} * \frac{[k_c * \eta_1(\epsilon_c) - (\eta_1(\epsilon_c))^2]}{1 + ((k_c - 2)) * (\eta_1(\epsilon_c))}$$

Funksjonen er framstilt grafisk og vist i figur II.1.



Figur II.1: Betongens trykkfasthet.

Tabell II: Viser tøyninger og spenninger.

Pkt.	Spenning [MPa]	Tøyning
1	15,2	0
2	17,9	0,0006
3	22,6	0,0008
4	26,7	0,0010
5	30,0	0,0012
6	32,9	0,0014
7	35,2	0,0016
8	36,7	0,0018
9	37,7	0,0020
10	38,0	0,0022
11	37,7	0,0024
12	36,7	0,0026
13	35,2	0,0028
14	33,0	0,0030
15	30,2	0,0032
16	26,8	0,0034
17	24,8	0,0035

Spennings- og bruddenergi

EC 2-1-1
tab.3.1. [5]

Middelverdi av betongens aksialtrekkfasthet $f_{ctm} = 2,9$ MPa

[55] og [3]

Bruddenergi $G_f = 0,120$ N/mm

Bruddspenning $\sigma_{t0} = f_{ctm} = 2,9$ MPa

Riss/ forskyvning med totalt tap av fasthet.

$$u_{t0} = \frac{2 * G_f}{\sigma_{t0}} = 0,083 \text{ mm}$$