

Masteroppgave

Alexander Vanberg Olsen
Eirik Svartsund Arntsen

Etteroppspente flatdekker med fiberarmering

Trondheim, juni 2021

NTNU
Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Fakultet for ingeniørvitenskap
Institutt for konstruksjonsteknikk



MASTEROPPGAVE 2021

FAGOMRÅDE: Betongkonstruksjoner	DATO: 10.06.2021	ANTALL SIDER: 89 + 117
------------------------------------	---------------------	---------------------------

TITTEL:

Etteroppspente flatdekker med fiberarmering

Post-tensioned flat slabs with fiber reinforcement

UTFØRT AV:

Alexander Vanberg Olsen

Eirik Svartsund Arntsen



SAMMENDRAG:

Etteroppspenning av flatdekker gir mulighet for større spennvidder og redusert dekketykkelse, hvilket bidrar til mindre materialbruk og mer fleksible bygg. Økt spennvidde og redusert tykkelse fører ofte til at gjennomlokking blir dimensjonerende, og det er derfor vanlig å skjærarmere rundt høyt belastede søyler.

Fiberarmering forbedrer materialegenskapene til betongen gjennom økt evne til å overføre strekkspenninger og det er godt dokumentert at skjærkapasiteten øker. I denne masteroppgaven studeres potensialet for fiberarmering i etteroppspente flatdekker etter Norsk Betongforening sin nye Publikasjon nr. 38, der fiberarmeringen sin effekt på gjennomlokkingskapasiteten er av spesiell interesse.

Tre etteroppspente flatdekker med fiberarmering er optimalisert med hensyn på moment og gjennomlokking i bruddgrensetilstanden etter Publikasjon nr. 38. De fiberarmerte flatdekkene er videre beregnet etter tysk fiberstandard og utkastet til ny Eurokode 2 for å sammenligne regelverkene og utnyttelsesgradene.

De studerte flatdekkene viser at fiberarmering kan erstatte all skjærarmering i etteroppspente flatdekker og samtidig redusere behovet for konvensjonell slakkarmering. For større spennvidder er det imidlertid behov for fiberbetong med høyt stålfiberinnhold for å få tilstrekkelig gjennomlokkingskapasitet, noe som per dags dato ikke er kommersielt tilgjengelig fra betongleverandører på grunn av betongteknologiske utfordringer.

Fiberarmering i etteroppspente flatdekker kan likevel være en ettertraktet løsning ettersom man unngår komplisert og tidkrevende utførelse av skjærarmering. Bruk av fiberarmert betong kan dermed gi reduserte arbeidskostnader relatert til jernbinding, hvilket er ønskelig på grunn av dyr og manglende arbeidskraft.

FAGLÆRER: Terje Kanstad

VEILEDER(E): Terje Kanstad

UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk NTNU

Forord

Denne masteroppgaven er et avsluttende arbeid for vårt 5-årige masterprogram ved Bygg- og miljøteknikk for Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet, NTNU. Arbeidet har pågått i 20 uker vårsemesteret 2021, og er utarbeidet sammen med veileder Terje Kanstad, professor ved Institutt for konstruksjonsteknikk.

Opgaven ble valgt for å øke vår kunnskap om konstruksjonsløsningen etteroppspente flatdekker, samt bidra til å utvide forståelsen for fiberbetong, spesielt i kombinasjon med etteroppspenning. Studien tar for seg dimensjonering av etteroppspente flatdekker med fiberarmering etter retningslinjene til Norsk Betongforening sin nye Publikasjon nr. 38, og vi håper oppgaven kan gi verdifull innsikt i mulighetene med fiberarmert betong.

Arbeidet med denne masteroppgaven har vært lærerikt, og vi har fått relevant kunnskap vi kan ta med oss inn i arbeidslivet.

Til slutt vil vi rette en takk til alle som har hjulpet oss med denne oppgaven, spesielt vår veileder Terje Kanstad som har kommet med gode råd og alltid har vært tilgjengelig. Vi vil også takke Jan Arve Øverli ved Institutt for konstruksjonsteknikk NTNU for gode innspill.

Vi er også takknemlige for at vi fikk bruke fine figurer og illustrasjoner fra Spenneteknikk AS og The BBR Network.

Trondheim, juni 2021

Alexander Vanberg Olsen

Eirik Svartsund Arntsen

Sammendrag

Etteroppspanning av flatdekker gir mulighet for større spennvidder og redusert dekketykkelse, hvilket bidrar til mindre materialbruk og mer fleksible bygg. Økt spennvidde og redusert tykkelse fører ofte til at gjennomlorking blir dimensjonerende, og det er derfor vanlig å skjærarmere rundt høyt belastede søyler. Skjærarmoring kan imidlertid gi komplisert og tidkrevende utførelse på byggeplass.

Fiberarmoring forbedrer materialegenskapene til betongen gjennom økt evne til å overføre strekkspenninger og det er godt dokumentert at skjærkapasiteten øker. Fiberarmert betong er imidlertid lite brukt i lastbærende konstruksjoner på grunn av manglende erfaring og retningslinjer, men bruken kan øke ettersom Norsk Betongforening sin nylig utgitte Publikasjon nr. 38 *Fiberarmert betong i bærende konstruksjoner* gir veiledning i bruk av fiberbetong.

I denne masteroppgaven studeres potensialet for fiberarmoring i etteroppspente flatdekker etter Publikasjon nr. 38, der fiberarmoringens effekt på gjennomlorkingskapasiteten er av spesiell interesse.

Tre etteroppspente flatdekker med fiberarmoring er optimalisert med hensyn på moment og gjennomlorking i bruddgrensetilstanden etter Publikasjon nr. 38. Dimensjoneringen ble utført for en høyt belastet innersøyle som bærer en spennvidde på 10 meter i hver retning. Det er benyttet fiberarmoring tilsvarende dimensjonerende reststrekkfastheter på 1 MPa, 2 MPa og 2,5 MPa, hvilket resulterte i dekketykkelser på henholdsvis 495 mm, 285 mm og 235 mm. Dette tilsvarer spennvidde/tykkelse-forhold på henholdsvis 20,2, 35,1 og 42,6.

De fiberarmerte flatdekkene er videre beregnet etter tysk fiberstandard og utkastet til ny Eurokode 2 for å sammenligne regelverkene og utnyttelsesgradene. For alle de fiberarmerte flatdekkene er Publikasjon nr. 38 mest konservativ, og for gjennomlorking etter tysk fiberstandard og utkastet til ny Eurokode 2 ble gjennomsnittlig utnyttelsesgrad henholdsvis 27 % og 16 % lavere sammenlignet med Publikasjon nr. 38.

For å undersøke effekten til fiberarmoring på armeringsmengder er de to tynneste fiberdekkene også dimensjonert på tradisjonelt vis, uten fiberarmoring, for samme dekketykkelser. Uten fiberarmoring blir det behov for større mengder skjærarmoring, samtidig som mengden lengdearmoring økes betydelig.

De studerte flatdekkene viser at fiberarmoring kan erstatte all skjærarmoring i etteroppspente flatdekker og samtidig redusere behovet for konvensjonell slakkarmoring. For større spennvidder er det imidlertid behov for fiberbetong med høyt stålfiberinnhold for å få tilstrekkelig gjennomlorkingskapasitet, noe som per dags dato ikke er kommersielt tilgjengelig fra betongleverandører på grunn av betongteknologiske utfordringer.

Fiberarmoring i etteroppspente flatdekker kan likevel være en ettertraktet løsning ettersom man unngår komplisert og tidkrevende utførelse av større mengder skjærarmoring. Bruk av fiberarmert betong kan dermed gi reduserte arbeidskostnader relatert til jernbinding, hvilket er ønskelig på grunn av dyr og manglende arbeidskraft.

Abstract

Post-tensioning of flat slabs allows for larger spans and reduced slab thickness, which leads to reduced material use as well as more versatile building options. Larger spans and reduced thickness often lead to punching shear being the limiting design factor, and it is therefore common to use shear reinforcement around the columns. Shear reinforcement can, however, be complicated and time-consuming to install on the construction site.

Fiber reinforcement improves the material properties of concrete through an increased ability to transfer tensile stresses, and it is well documented that fiber reinforcement increases the shear capacity of concrete. The use of fiber reinforced concrete in loadbearing structures are, however, not widely used because of limited experience and lack of guidelines. This might change in the coming years because of the newly released Norwegian Concrete Associations publication no. 38 *Fiber reinforced concrete in loadbearing structures*.

In this master's thesis, the potential of fiber reinforcement in post-tensioned flat slabs are studied in accordance with Publication no. 38, where the effect of the fiber reinforcement on the punching shear capacity is of particular interest.

Three post-tensioned flat slabs with fiber reinforcement are optimized for bending moment and punching shear in the ultimate limit state in accordance with publication no. 38. The design was done for an inner column with a span of 10 meters in each direction. Fiber reinforced concrete with a design residual tensile strength corresponding to 1 MPa, 2 MPa and 2.5 MPa was used, which resulted in a slab thickness of 495 mm, 285 mm and 235 mm respectively. This corresponds to a span/depth ratio of 20.2, 35.1 and 42.6 respectively.

The flat slabs with fiber reinforcement are further calculated in accordance with both the German fiber standard as well as the draft for the new Eurocode 2 to compare the regulations and the degree of utilization. For all the fiber reinforced flat slabs, Publication no. 38 was the most conservative, and for punching shear calculated in accordance with the German fiber standard and the draft for the new Eurocode 2, the average degree of utilization was respectively 27 % and 16 % lower compared with Publication no. 38.

To study the effect of fiber reinforcement on the amount of traditional reinforcement, the two thinnest flat slabs are also designed without fiber reinforcement. Without fiber reinforcement large quantities of shear reinforcement are required, and the amount of tensile reinforcement increases significantly.

The studied flat slabs show that fiber reinforcement can replace all shear reinforcement for post-tensioned flat slabs, and also reduce the amount of needed tensile reinforcement. However, for larger spans a need for fiber reinforced concrete with high steelfiber content is required to have sufficient punching shear capacity. As of today, this is not commercially available in Norway from concrete suppliers due to challenges regarding concrete technology.

Fiber reinforcement in post-tensioned flat slabs can still be a sought-after solution as one avoids complicated and time-consuming installation of large amounts of shear reinforcement. Use of fiber reinforced concrete can thus reduce labour costs related to construction work, which is desirable because of expensive labour costs in Norway.

Innhold

Forord	i
Sammendrag	ii
Abstract	iii
Figurliste	x
Tabelliste	xii
1 Introduksjon	1
2 Etteroppspente flatdekker med fiberarmering	2
I Teori	4
3 Flatdekke	5
3.1 Statisk virkemåte	5
3.2 Etteroppspente flatdekker	5
3.3 Gjennomlokking	6
3.4 Gjennomlokkingsarmering	7
3.5 Spennarmeringens effekt på gjennomlokkingskapasitet	8
4 Fiberarmering	9
4.1 Stålfiber	9
4.2 Praktiske forhold	9
4.3 Fiberarmerings virkemåte	10
4.4 Konstruktiv effekt	11
4.5 Selvkomprimerende betong	11
4.6 Vanlige bruksområder	12
5 Etteroppspent betong	13
5.1 Bruksområder og fordeler	13
5.2 Spennstål	14
5.3 Injisert og uninjisert etteroppspenning	15
5.4 Foranking og forankringskrefter	15
5.5 Lastbalansering	16
5.6 Tvangsmomenter	18

5.7	Tap av spennkraft	18
5.7.1	Tap av tøyningdifferanse	18
5.7.2	Tap ved deformasjon av betongen	19
5.7.3	Tidsavhengige tap	19
II	Regelverk og beregningsgrunnlag	20
6	Laster	21
6.1	Bruddgrensetilstanden	21
6.2	Bruksgrensetilstanden	22
7	Spennarmering	23
7.1	Spennkraft	23
7.2	Tilleggsspenning for uinjisert spennarmering	23
7.3	Effektiv tøyningdifferanse	23
8	Fiberarmering	25
8.1	Bestemmelse av restbøyestrekfasthet	25
8.1.1	Norsk 3-punkt metode	25
8.1.2	Tysk metode	26
8.2	Klassifisering etter NB38	27
9	Beregning av momentkapasitet	30
9.1	Elastisitetsteori	30
9.2	Beregninger	30
9.3	Spennarmering	31
9.4	Tøyningbegrensninger	32
9.5	Lamellmetode	32
10	Gjennomlokking	34
10.1	Gjennomlokking etter EC2:2004	34
10.1.1	Dimensjoneringsprosedyre	34
10.1.2	Dimensjonerende skjærspenning	35
10.1.3	Gjennomlokkingskapasitet uten skjærarmering	36
10.1.4	Gjennomlokkingskapasitet med tradisjonell skjærarmering	37
10.1.5	Gjennomlokkingskapasitet ved søylekant	38
10.2	Gjennomlokking etter NB38	39

10.2.1	Dimensjonerende skjærspenning	39
10.2.2	Dimensjonerende gjennomlokkingskapasitet	40
10.3	Gjennomlokking etter EC2:2020	42
10.3.1	Dimensjoneringsprosedyre	42
10.3.2	Dimensjonerende skjærspenning	42
10.3.3	Gjennomlokkingskapasitet uten tradisjonell skjærarmering	43
10.3.4	Gjennomlokkingskapasitet med fiberarmering	45
10.3.5	Gjennomlokkingskapasitet med tradisjonell skjærarmering	45
10.4	Gjennomlokking etter Tysk fiberstandard	48
10.4.1	Gjennomlokkingskapasitet med fiberarmering	48
10.5	Sammenligning av regelverk	50
11	Minimumsarmering	51
11.1	Minimumsarmering etter EC2:2004	51
11.2	Minimumsarmering etter NB38	51
11.3	Minimumsarmering etter EC2:2020	52
11.4	Armeringsregler for spennarmerte flatdekker uten injisering	53
III	Forutsetninger og fremgangsmåte	54
12	Forutsetninger	55
12.1	Materialer	55
12.1.1	Betong	55
12.1.2	Slakkarmering	55
12.1.3	Skjærarmering	56
12.1.4	Spennarmering	56
12.1.5	Fiberarmering	56
12.2	Geometri	57
12.3	Spennarmering	58
12.3.1	Spennarmeringssystem	58
12.3.2	Spennarmeringsprofil	59
12.4	Karakteristiske laster	59
13	Idealiseringer og beregningsmetode	61
13.1	Lastvirkninger	61
13.1.1	Statisk modell	61

13.1.2	Moment	61
13.1.3	Gjennomlokkingskraft	62
13.2	Armeringsvalg	63
13.3	Spennarmering	63
13.3.1	Effektive høyder	63
13.3.2	Lastutbredelse	64
13.3.3	Idealisering av profilen og ekvivalente krefter	65
13.3.4	Spennkraft	66
13.4	Gjennomlokkingskapasitet	66
13.5	Momentkapasitet	67
IV	Resultater	69
14	Fiberplater	70
14.1	Fiberplate 1	70
14.2	Fiberplate 2	73
14.3	Fiberplate 3	76
14.4	Sammenligning av fiberplatene	79
15	Skjærarmerte plater	80
V	Diskusjon og konklusjon	81
16	Diskusjon	82
16.1	Optimaliserte dimensjoner etter NB38	82
16.2	Sammenligning av standarder	82
16.2.1	Virkning av spennarmering	82
16.2.2	Volumeffekter	83
16.2.3	Kontrollsnitt	83
16.2.4	Momentkapasitet	83
16.3	Armering	84
16.3.1	Uinjisert spennarmering	84
16.3.2	Minimumsarmering	84
16.3.3	Skjærarmering	85
16.4	Fiberarmering i etteroppspente flatdekker	85
17	Konklusjon	87

Bibliografi	88
Vedlegg	V-1
VI Vedlegg	V-1
A Geometri og materialeegenskaper	V-2
B Fiberplate 1	V-4
B.1 Spennarmeringsprofil og tvangsmomenter	V-4
B.2 Momentkontroll	V-6
B.3 Verifisering med lamellmetode	V-16
B.3.1 Input for kontroll i x-retning	V-16
B.3.2 Input for kontroll i y-retning	V-17
B.4 Gjennomlokking	V-18
B.4.1 NB38	V-18
B.4.2 EC2:2020 Annex L	V-21
B.4.3 DafStb	V-26
C Fiberplate 2	V-30
C.1 Spennarmeringsprofil og tvangsmomenter	V-30
C.2 Momentkontroll	V-32
C.3 Verifisering med lamellmetode	V-42
C.3.1 Input for kontroll i x-retning	V-42
C.3.2 Input for kontroll i y-retning	V-43
C.4 Gjennomlokking	V-44
C.4.1 NB38	V-44
C.4.2 EC2:2020 Annex L	V-47
C.4.3 DafStb	V-52
D Fiberplate 3	V-56
D.1 Spennarmeringsprofil og tvangsmomenter	V-56
D.2 Momentkontroll	V-58
D.3 Gjennomlokking	V-68
D.3.1 NB38	V-68
D.3.2 EC2:2020 Annex L	V-71
D.3.3 DafStb	V-76

E Skjærarmert plate 1	V-80
E.1 Momentkontroll	V-80
E.2 Gjennomlokking etter EC2:2004	V-87
E.3 Gjennomlokking etter EC2:2020	V-91
F Skjærarmert plate 2	V-99
F.1 Momentkontroll	V-99
F.2 Gjennomlokking etter EC2:2004	V-106
F.3 Gjennomlokking etter EC2:2020	V-110

Figurliste

2.1	Fullskalaforsøket til Trygstad <i>et al.</i> (2014)	2
2.2	Trondheimsporten (2015)	2
2.3	Nyhavna EN (2016)	3
3.1	Illustrasjon av flatdekke (Sørensen, 2013)	5
3.2	Spennarmeringssystemer (Norsk Betongforening, 2004)	6
3.3	Lokalt gjennomlokkingsbrudd (Sørensen, 2013)	7
3.4	Skjærarmeringssystemer for gjennomlokking (Øverli, 2013)	7
3.5	Spennarmering og ekvivalente vertikale krefter ved søyle	8
4.1	Vanlige fiberformer (Kanstad <i>et al.</i> , 2011)	9
4.2	Bruddmekanismer under rissdannelse i fiberarmert betong (Löfgren, 2005)	10
4.3	Fiberarmering sin effekt på konstruksjoner (Löfgren, 2005)	11
5.1	Virkemåten til etteroppspent betong (BBR VT International, 2010)	13
5.2	Idealisert og dimensjonerende arbeidsdiagram for spennstål (Sørensen, 2013)	14
5.3	Vanlig spenntau og kompakt spenntau (Khan og Williams, 1995)	15
5.4	Injisert og uninjisert spennarmering (Kanstad, 2020)	15
5.5	Forankring av uninjiserde spenntau (Spenneteknikk, 2011)	16
5.6	Endeforankring av spennarmering (Sørensen, 2013)	16
5.7	Generell spennarmeringsprofil i xy-planet (Sørensen, 2013)	17
5.8	Krefter i knekkpunkt for stykkevis rettlinjert spennarmering (Sørensen, 2013)	18
8.1	Prøveoppsett for norsk 3-punks metode etter NS-EN 14651 for å måle rissvidde (CMOD). Dimensjoner oppgitt i mm	25
8.2	Typisk last-CMOD kurve etter norsk 3-punks metode (Norsk Betongforening, 2020). x-aksen oppgir rissvidde (CMOD) i mm, og y-aksen viser påført last på prøvebjelken	26
8.3	Prøveoppsett for bestemmelse av restbøyestrekfasthet etter DafStb	26
8.4	Restfasthetsklasser fra NB38 tabell 2.2	28
8.5	Eksempel på sammenheng mellom restbøyestrekfasthet og fibermengde fra prøveresultater etter NB38 figur 2.3	28
9.1	Spennings- og tøyingsfordeling for et generelt rektangulært tverrsnitt med fiber-, slakk- og spennarmering utsatt for ren bøyning	30
9.2	Lamellmetoden (Norsk Betongforening, 2020)	33
10.1	Kritisk kontrollsnitt i henhold til nåværende EC2 for vanlige geometrier (Standard Norge, 2018)	35
10.2	Anbefalte verdier for β fra EC2:2004 figur 6.21N	36
10.3	Avstandskrav for skjærarmeringsenheter	38
10.4	Kritisk kontrollsnitt i henhold til NB38 figur 4.6 for vanlige geometrier	39

10.5	Medvirkende platebredde b_s for bestemmelse av effektivt armeringsforhold fra NB38 figur 4.7. a) gjelder for innersøyler, b) gjelder for kantsøyler og c) for hjørnesøyler.	41
10.6	Typiske kontrollsnitt for vanlige geometrier etter EC2:2020 figur 8.18, hvor; A viser kontrollsnittet, B viser opplageret og C viser platekanten.	43
10.7	Definisjon av b_s etter EC2:2020 figur 8.22	44
10.8	Definisjon av d_{sys} etter EC2:2020 figur 8.23	46
10.9	Kontrollsnitt utenfor skjærarmeringsområdet fra EC2:2020 figur 8.24.	47
12.1	Plantegning av flatdekke. Mål i mm.	57
12.2	Spennarmeringssystem	58
12.3	Spennarmeringsprofil fra fullskalaforsøket til Trygstad <i>et al.</i> , 2014. Dimensjoner i mm.	59
12.4	Illustrasjon av valgt spennarmeringsprofil.	59
13.1	Statisk modell i x- og y-retning. Mål i mm.	61
13.2	Lastkombinasjon for moment ved indre støtte.	61
13.3	Skjærareal for innersøyle. Mål i mm	62
13.4	Armeringsskisse for tverrsnitt i søylestripen. Spennetau er vist med skravor.	64
13.5	Trykkspenning i x-retning. Skravor sone viser område uten trykk. (Trygstad, 2001)	65
13.6	Trykkspenning i y-retning. Skravor sone viser område uten trykk.	65
13.7	Spennarmeringsprofil idealisert i lineære segmenter med ekvivalente krefter.	66
14.1	Momentdiagram i x-retning fra karakteristisk egenlast [kNm]	71
14.2	Momentdiagram i x-retning fra karakteristisk nyttelast [kNm]	71
14.3	Totalmoment fra forspenning, primærmoment og tvangsmoment i x-retning for fiberplate 1	71
14.4	Totalmoment fra forspenning, primærmoment og tvangsmoment i y-retning for fiberplate 1	71
14.5	Momentkapasitet etter lamellmetoden for fiberplate 1	72
14.6	Momentdiagram i x-retning fra karakteristisk egenlast [kNm]	74
14.7	Momentdiagram i x-retning fra karakteristisk nyttelast [kNm]	74
14.8	Totalmoment fra forspenning, primærmoment og tvangsmoment i x-retning for fiberplate 2	74
14.9	Totalmoment fra forspenning, primærmoment og tvangsmoment i y-retning for fiberplate 2	74
14.10	Momentkapasitet etter lamellmetoden for fiberplate 2	75
14.11	Momentdiagram i x-retning fra karakteristisk egenlast [kNm]	77
14.12	Momentdiagram i x-retning fra karakteristisk nyttelast [kNm]	77
14.13	Totalmoment fra forspenning, primærmoment og tvangsmoment i x-retning for fiberplate 3	77

14.14 Totalmoment fra forspenning, primærmoment og tvangsmoment i y-retning for fiberplate 3	77
--	----

Tabelliste

6.1 Partialfaktorer for dimensjonerende laster	21
12.1 Materialeegenskaper betong	55
12.2 Materialeegenskaper slakkarmering av typen B500NC	56
12.3 Materialeegenskaper spennarmering	56
12.4 Oppsummering av valgte fiberstyrker	57
14.1 Optimaliserte dimensjoner for fiberplate 1	70
14.2 Minimumsarmering for fiberplate 1	70
14.3 Utnyttelsesgrader for fiberplate 1	70
14.4 Moment fiberplate 1	72
14.5 Gjennomlokking fiberplate 1	72
14.6 Optimaliserte dimensjoner for fiberplate 2	73
14.7 Minimumsarmering for fiberplate 2	73
14.8 Utnyttelsesgrader for fiberplate 2	73
14.9 Momenter fiberplate 2	75
14.10 Gjennomlokking fiberplate 2	75
14.11 Optimaliserte dimensjoner for fiberplate 3	76
14.12 Minimumsarmering for fiberplate 3	76
14.13 Utnyttelsesgrader for fiberplate 3	76
14.14 Momenter fiberplate 3	78
14.15 Gjennomlokking fiberplate 3	78
14.16 Sammenligning av fiberplatene	79
14.17 Betongens utnyttelsesgrader ved gjennomlokking, $\tau_{Ed}/\tau_{Rd,c}$	79
15.1 Optimaliserte dimensjoner for skjærarmeringsplater	80
15.2 Minimumsarmering for skjærarmeringsplater	80
15.3 Sammenligning av skjærarmeringsplater	80

Forkortelser

Ved referering til standarder og retningslinjer benyttes følgende forkortelser:

Eurokode 0: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner	EC0
Eurokode 1: Laster på konstruksjoner	EC1-1-1
Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner	EC2:2004
Nytt utkast til Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner	EC2:2020
Tysk fiberstandard DafStb (Utkast 2012)	DafStb
Norsk Betongforening sin Publikasjon nr. 38	NB38

1 Introduksjon

Etteroppspente flatdekker har en rekke mulige fordeler sammenlignet med slakkarmerte flatdekker. Med etteroppspenning vil man kunne oppnå større spennvidder og tynnere dekketykkelser, noe som sparer materiale og kan redusere kostnader. Økt spennvidde og redusert tykkelse fører imidlertid til at gjennomlokking ofte blir dimensjonerende for denne konstruksjonsløsningen. Det er derfor vanlig å skjærarmere etteroppspente flatdekker, noe som kan gi en komplisert og tidkrevende utførelse.

Forskning har vist at fiberarmering gir økt skjærkapasitet, men på grunn av manglende retningslinjer og erfaring har fiberarmering vært lite brukt i bærende konstruksjoner. Dette kan imidlertid forandres fremover ettersom Norsk Betongforening sin nylig utgitte Publikasjon nr. 38 (NB38) gir veiledning og retningslinjer for lastbærende konstruksjoner av fiberarmert betong.

Ifølge Norsk Betongforening (2020) er det et økende krav til rasjonell utførelse og HMS-forhold for jernbindere, samt mangel på arbeidskraft. Samtidig er det anslått at rundt 40 % av kostnadene på betongkonstruksjoner er forbundet med arbeidskostnader (Löfgren, 2005). Å erstatte eller kombinere tradisjonell armering med fiberarmering kan bidra til økt rasjonell utførelse, bedre HMS-forhold og reduserte arbeidskostnader relatert til jernbinding.

I denne masteroppgaven studeres potensialet for fiberarmering i etteroppspente flatdekker etter NB38, hvor det er av spesiell interesse å undersøke fiberarmering som en erstatning for skjærarmering.

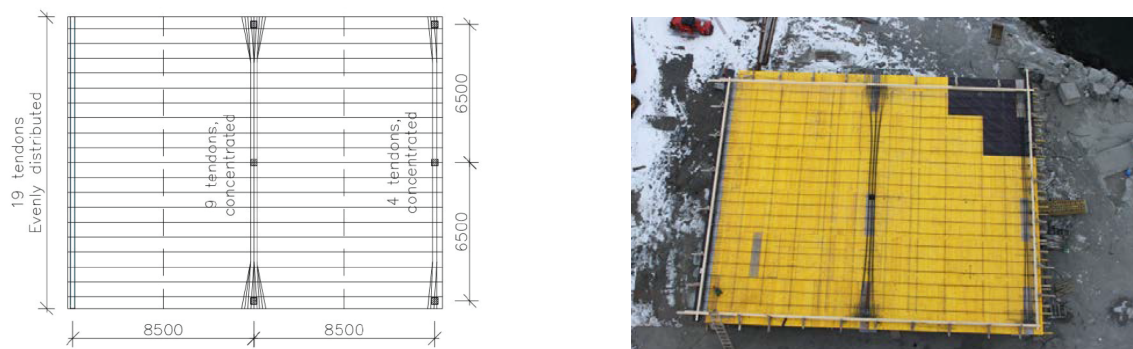
For å undersøke effekten av fiberarmering, studeres tre fiberdekker med forskjellige fibermengder, der alle optimaliseres med hensyn på moment og gjennomlokking. Studien fokuserer på innersøyler, og hvordan fiberarmering i kombinasjon med spennarmering påvirker utnyttelsen.

Ettersom NB38 nylig er utgitt gjøres det også beregninger etter Annex L i nytt utkast til Eurokode 2 som tar for seg fiberarmert betong, samt Tysk fiberstandard, for å undersøke forskjeller og sammenligne utnyttelser.

For å undersøke fiberarmert betong sin effekt på tradisjonell armeringsmengde er det valgt å dimensjonere etteroppspente flatdekker uten fiberarmering med tilsvarende geometri og tykkelse som fiberdekkene. Skjærarmeringsmengdene dimensjoneres etter både nåværende Eurokode 2 og utkastet til ny Eurokode 2, for å undersøke hvor store skjærarmeringsmengder fiberarmering kan erstatte.

2 Etteroppspente flatdekker med fiberarmering

I 2013 gjennomførte Trygstad *et al.* (2014) et fullskalaforsøk av et etteroppspent flatdekke med fiberarmering der all konvensjonell slakk- og skjærarmering var erstattet med fiber. Flatdekket, med dimensjoner 13 m x 17 m og tykkelse på 210 mm, ble støpt med selvkomprimerende betong (B35) og et stålfiberinnhold på 30 kg/m³. Uinjiserte spenntau ble konsentrert over søylene i den ene retningen, mens de ble jevnt fordelt i tverretningen. En illustrasjon av forsøksoppsettet er vist i figur 2.1. Flatdekket var videre instrumentert med tøyingsmålere og ble belastet med et uniformt vanntrykk til brudd. Bruddet viste god duktilitet og momentfordeling.



Figur 2.1: Fullskalaforsøket til Trygstad *et al.* (2014)

Etteroppspente flatdekker med fiberarmering er et konstruksjonskonsept som nylig er tatt i bruk i Norge. I Trondheim er denne løsningen benyttet for blant annet Trondheimsporten og Nyhavna EN. Byggene ble dimensjonert før Norsk Betongforening sin Publikasjon nr. 38 ble utgitt, og ble utført med egen teknisk godkjenning fra THiLt Engineering AS som blant annet er basert på fullskalaforsøket nevnt ovenfor.

Ved Holtmanns veg 70 på Sorgenfri sør for Trondheim sentrum står næringsbygget Trondheimsporten, vist i figur 2.2. Bygget er 15 etasjer over bakkenivå, og er prosjektert med THiLt Engineering AS med Prora Eiendom som byggherre og Spennarmering AS som entreprenør. Samtlige av byggets dekker er armert med uinjisert spennarmering, hvor det i to av etasjene er brukt fiberarmering som supplerings og erstatning til tradisjonell skjærarmering. De fiberarmerte dekkene ble støpt med selvkomprimerende betong, og inneholder en stålfibermengde på 30 kg/m³ og omtrentlig 0,4 volumprosent stålfiber.



Figur 2.2: Trondheimsporten (2015)

Trondheimsporten er et av Norges første bygg som bruker løsningen etteroppspente flatdekker med fiberarmering, og var ferdigstilt i 2017. En etterberegning av de etteroppspente fiberdekkene er gjort i masteroppgaven til Hallsteinsen og Sletvold (2017), og for beregninger ble det benyttet en fiber med dimensjonerende reststrekfasthet på 0,86 MPa.

Videre ligger kontorbygget Nyhavna EN på Dora i Trondheim, vist i figur 2.3, hvor det også er tatt i bruk etteroppspente flatdekker med fiberarmering. Dekkene er støpt med selvkomprimerende betong, og inneholder en fibermengde på 35 kg/m^3 . Bygget var ferdigstilt i 2018, og totalentreprenør Skanska Norge AS var ansvarlige for byggingen. Rambøll Norge AS var arkitekt og prosjekterende, mens THiLT Engineering AS sto for prosjektering av de etteroppspente fiberarmerte dekkene.



Figur 2.3: Nyhavna EN (2016)

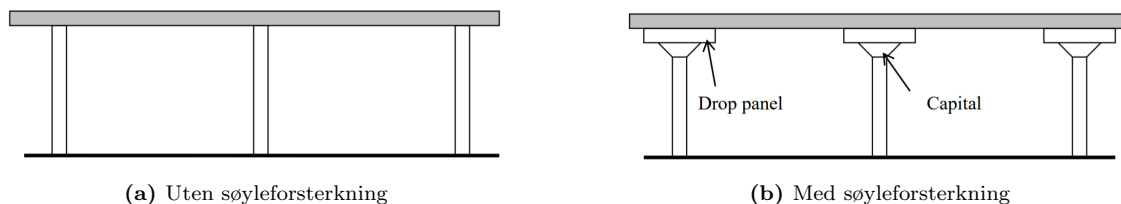
Det ble utført befarings av bygget den 14. mars 2017 med Terje Kanstad, professor ved Institutt for konstruksjonsteknikk NTNU, og to representanter fra Skanska Norge AS. Bygget hadde ingen avvik fra tegningene, og det ble heller ikke observert synlige riss eller skader. En etterberegning av det etteroppspente fiberdekket er gjort i masteroppgaven fra Malmo og Olsen (2017), og for beregninger ble det benyttet en fiber med dimensjonerende reststrekfasthet på 0,86 MPa.

DEL I

Teori

3 Flatdekke

Et flatdekke er et dekke som er direkte opplagt på søyler uten bjelker (Norsk Betongforening, 2004). Flatdekker er ofte en attraktiv løsning ettersom det gir store åpne arealer, stor frihet for tekniske installasjoner og høy fleksibilitet for innvendige ikke-bærende vegger. For slakkarmerte flatdekker begrenses vanligvis spennvidden til ca. 7,2 m for å unngå store platetykkelser og store armeringsmengder. For vanlige nyttelaster er spennvidde/tykkelse-forholdet oftest maksimalt lik 25. Flatdekker kan videre utformes både med og uten søyleforsterkning, se figur 3.1, men plane flatdekker uten forsterkning er imidlertid mest vanlig ettersom det gir enklere forskaling og armeringslegging. Søyleforsterkning kan likevel være ønskelig av arkitektoniske hensyn eller konstruktivt på grunn av økt stivhet samt økt moment- og skjærkraftkapasitet, i tillegg til at den effektive spennvidden blir redusert.



Figur 3.1: Illustrasjon av flatdekke (Sørensen, 2013)

3.1 Statisk virkemåte

Den statiske virkemåten til flatdekker kan sammenlignes med et system av toveisplater opplagt på kryssende bjelker (Sørensen, 2013). Dersom bjelkene tenkes å være like brede som spennvidden på dekket, og at bjelkehøyden tilsvarer dekketykkelsen, får man et flatdekke. De brede bjelkene, i både x- og y-retning, vil i prinsippet være understøttet av hverandre slik at hele lasten bæres fra platen og over til søylene. I likhet med toveisplater vil flatdekker få bøyemomenter i begge retninger, og flatdekker må armeres tilsvarende.

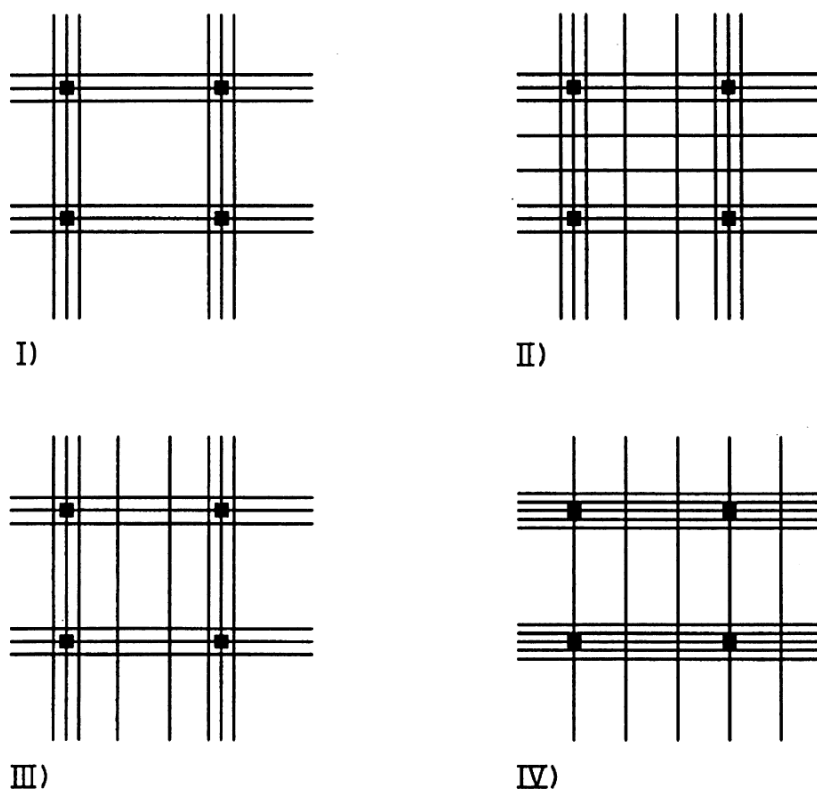
3.2 Etteroppspente flatdekker

I Norge er etteroppspente flatdekker vanligvis utført med uinjiserte spenntau på grunn av enkel utførelse og dyr arbeidskraft. Forspenningen av flatdekker fører til større spennvidder og tynnere flatdekker, og for belastninger på 2-5 kN/m² er vanlige spennvidder og spennvidde/tykkelse-forhold på henholdsvis 7-12 m og 42-45. Ifølge Spenneteknikk (2011) er 7-11 meter mest økonomisk, men større spennvidder kan oppnås.

Videre har spennarmering økt styrke sammenlignet med konvensjonell slakkarmering, noe som fører til et redusert armeringsbehov. Slankere flatdekker og redusert armeringsbehov krever mindre materialbruk samtidig som lengre spennvidder gir mer fleksible bygg med lenger brukstid og dermed godt CO₂-regnskap.

Typisk for etteroppspente flatdekker er at dekketykkelsen ofte styres av gjennomlokkingskapasiteten. Liten dekketykkelse fører til mindre gjennomlokkingskapasitet samtidig som økt spennvidde gir større skjærspenning rundt søylen. Det er derfor vanlig å skjærarmere etteroppspente flatdekker.

Den statiske virkemåten til et etteroppspent flatdekke er avhengig av det valgte spennarmerings-systemet, og figur 3.2 viser fire ulike spennarmeringssystemer.



Figur 3.2: Spennarmeringssystemer (Norsk Betongforening, 2004)

Spennarmeringssystem I) består av et nett av spennarmerte søylestriper som fungerer som bjelker, og gjør feltene i flatdekket statisk ekvivalent med toveisplater. I feltene mellom søylestriperne brukes tradisjonell slakkarmering. Denne metoden egner seg for flatdekker med relativt korte og like spennvidder mellom søylene slik at man får et nett av kvadratiske toveisplater.

Spennarmeringssystem II) er generelt ikke foretrukket ettersom det gir vanskelig installasjon med mye fletting, og er derfor lite brukt. Mønsteret fungerer likevel bra hvis målet er å redusere tykkelsen av dekket, og består av et nett av etteroppspente søylestriper sammen med spenntau i felt i begge retninger. Denne konfigurasjonen er best mulig tilpasset elastisitetsteori.

For spennarmeringssystem III) er spennkablene i feltet bare lagt i lengste spennretning, mens i den andre feltretningen er det brukt tradisjonell slakkarmering. Denne metoden kan være nyttig hvis spennvidden i den ene retningen er lengre enn det som er praktisk ved bruk av bare slakkarmering.

Spennarmeringssystemet IV) er mest brukt for etteroppspente dekker i Norge. Dette skyldes hovedsakelig enkel utførelse på byggeplass med minimalt av fletting. Spennkablene er konsentrert i søylestriper i den ene retningen, mens de er jevnt fordelt i den andre retningen. Mekanisk virker de konsentrerte spennkablene som bjelker. Dette gjør flatdekket statisk ekvivalent med en enveisplate i den retningen spennkablene er jevnt fordelte (Khan og Williams, 1995).

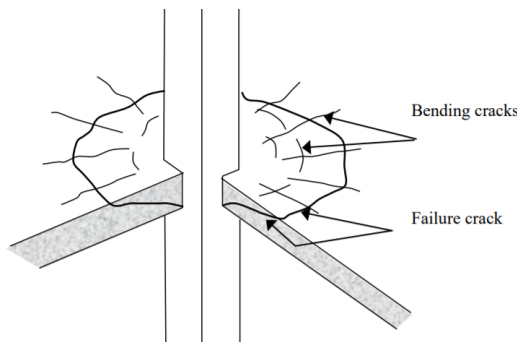
Videre er det for etteroppspente flatdekker nødvendig å ta spesielle hensyn ved hulltaking ettersom kapping av spenntau uten heft kan få fatale konsekvenser. Ved hulltaking midt i felt vil spennarmeringssystem I), med kun søylestriper, være foretrukket.

3.3 Gjennomlokking

Gjennomlokking kan defineres som et lokalt skjærbrudd rundt en konsentrert last på et dekke (Sørensen, 2013). En konsentrert last er en kraft som virker over et mindre område på dekke og kan eksempelvis stamme fra en søyles opplagerkraft eller en ytre last. Spesielt for flatdekker er at

innføringen av lasten fra dekke til søylene kan føre til store skjærspenninger og gjennomløkkingskapasiteten kan ofte være dimensjonerende.

Et typisk gjennomløkkingsbrudd i et flatdekke er vist i figur 3.3, og en kan se en tredimensjonal bruddmekanisme der bøyeriss utvikler seg til skjærriss rundt søylen frem til et kjegleformet legeme stemples ut i et sprøtt brudd. Gjennomløkkingsbruddet skjer lokalt ved forbindelsen mellom søyle og dekke, men kan føre til en progressiv kollaps på grunn av overbelastning på nabosøyler.

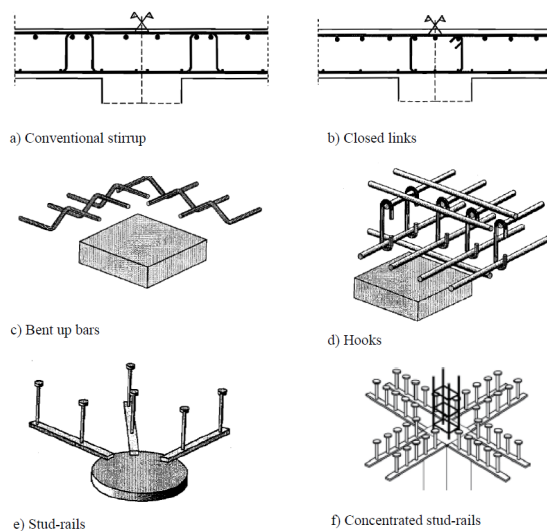


Figur 3.3: Lokalt gjennomløkkingsbrudd (Sørensen, 2013)

Det er flere faktorer som påvirker gjennomløkkingskapasiteten. For å øke kapasiteten kan tverrsnittet på søylen økes eller det kan legges en lokal søyleforsterkning, men større søyler er ofte uønsket av arkitekt og forsterkningsplater og/eller kapitel kan være en hindring for byggets bruksområde. Økt dekketykkelse gir økt kapasitet mot gjennomløkking, men gir større egenvekt og høyere søyle- og fundamenteringskostnader. Mer lengdearmring og høyere betongfasthet er mindre effektive tiltak, og skjærarmring er ifølge Sørensen (2013) oftest den mest økonomiske løsningen for økt gjennomløkkingskapasitet. Videre er det godt dokumentert at fiberarmring bidrar til økt skjærkapasitet, og å benytte fiber som skjærarmring kan også være økonomisk på grunn av enkel utførelse.

3.4 Gjennomløkkingsarmring

Skjærarmring ved søyler sørger for at skråriss ikke propagerer ukontrollert. Figur 3.4 viser et utvalg av vanlige skjærarmringssystemer for å øke gjennomløkkingskapasiteten. Konvensjonell skjærarmring som type a-d er billig, men ofte komplisert og tidkrevende å montere på byggeplass. Disse er oftest plassert i et rektangulært mønster rundt søylen. Løsning e og f er prefabrikkerte løsninger der armring med forankringshoder er sveist til skinner, som gjør monteringen enklere.



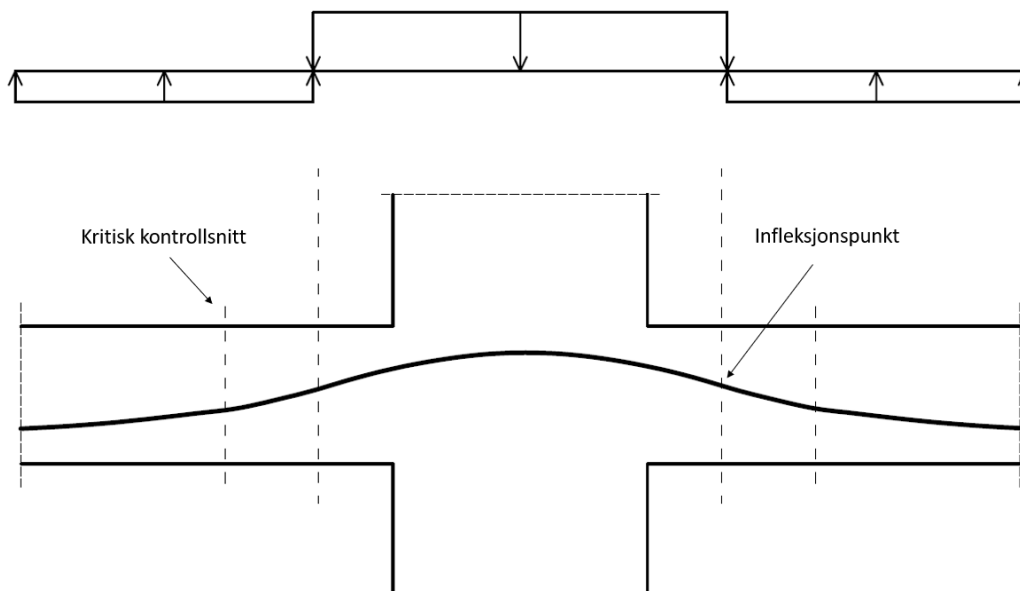
Figur 3.4: Skjærarmringssystemer for gjennomløkking (Øverli, 2013)

3.5 Spennarmeringens effekt på gjennomlokkingskapasitet

Forskning har vist at spennarmering i flatdekker har flere gunstige innvirkninger på gjennomlokkingskapasiteten, og Clément *et al.* (2014) viser til tre hovedeffekter:

1. Trykkspenninger i betongen fra forspenningen gir betongen økt evne til å ta skjærkrefter
2. Spennarmeringens eksentrisitet over søyler gir vanligvis bøyemomenter som motvirker ytre last, hvilket fører til mindre rissvidder i bruddsonen som følgelig øker betongens evne til å overføre skjærkrefter
3. Vertikalkomponenten til skråstilt spennarmering som krysser kritisk sone er i likevekt med de ekvivalente kreftene som kan overføres direkte til opplageret, og vertikalkomponenten kan følgelig trekkes fra skjærkraften som må overføres av betongen

Skjærkraftreduksjonen i punkt 3 ovenfor kan finnes ved å betrakte en vilkårlig parabelformet spennkabel over en søyle, som vist i figur 3.5, sammen med de ekvivalente vertikale kreftene. Infleksjonspunktet definerer et fortegnsskifte på kreftene, og bidraget til skjærkraftreduksjon fra én spennkabel vil dermed være den resulterende vertikalkraften fra de ekvivalente kreftene innenfor kontrollsnittet. For å finne den totale skjærkraftreduksjonen summeres bidraget fra all spennarmering som krysser kritisk kontrollsnitt.



Figur 3.5: Spennarmering og ekvivalente vertikale krefter ved søyle

Videre peker Khan og Williams (1995) på at det er vanskelig å få høy kurvatur på spennarmeringsprofilen i plater og at helningen på spennarmeringen ofte er lav. Samtidig kan små variasjoner i den lagte spennarmeringsprofilen påvirke spennarmeringens vertikale kraftkomponent betydelig, og skjærkraftreduksjonen burde derfor vurderes med forsiktighet. De forteller videre at det er normalt å se bort ifra skjærkraftreduksjonen dersom spennarmeringens infleksjonspunkt ligger utenfor kritisk sone.

4 Fiberarmering

Bruk av fiber som armering i betongkonstruksjoner er ikke nytt, og fiber med lignende form som moderne fiber ble patentert for nærmere 100 år siden. Det eksisterer i dag mange forskjellige typer fiberarmering, av ulike materialer, størrelser og former. Stålfiber er imidlertid mest brukt, og det vanligste bruksområdet er i ikke-bærende konstruksjoner som gulv på grunn, der fiberen erstatter vanlig slakkarmering. Bruken av fiber i bærende konstruksjoner er interessant på grunn av økt krav til rasjonell utførelse, HMS-forhold og mangel på arbeidskraft, men på grunn av manglende retningslinjer, kunnskap og erfaring er fiber sjeldent benyttet konstruktivt. I den nye Eurokode 2 vil det også komme retningslinjer for konstruktiv fiberarmering, men bare stålfiber er tillatt som skjær- og kombinasjonsarmering (Löfgren, 2005; Norsk Betongforening, 2020).

Ettersom vi studerer bærende konstruksjoner vil denne oppgaven derfor begrense seg til stålfiber.

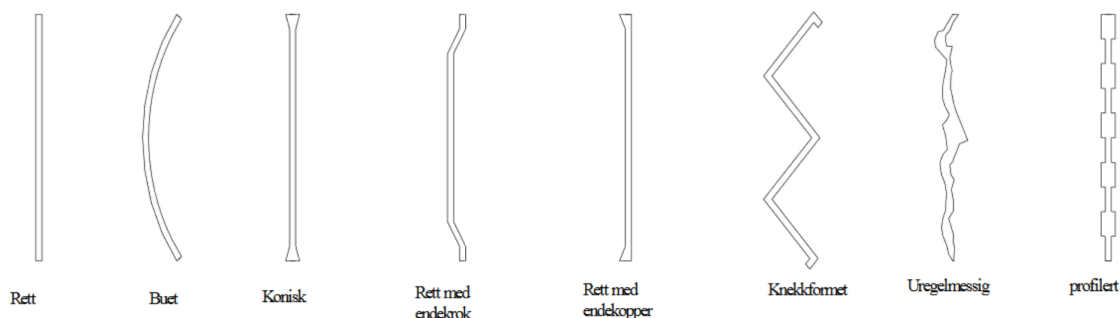
4.1 Stålfiber

Stålfiber kommer i mange forskjellige former og størrelser. Fibrene kan blant annet være rette, bøyde, knekkformede eller profilerte og kommer både med og uten endekroker. Se figur 4.1. Tverrsnittet på den enkelte fiber kan være alt fra sirkulært, elliptisk, rektangulært, og triangulært med mer, men sirkulært tverrsnitt er mest vanlig for stålfiber. Diameteren på stålfibre varierer typisk fra 0,2 mm til 1 mm, og lengden fra 10 mm til 60 mm. Stålfibre kan videre være glatte, rue eller overflatebehandlet for økt heft eller beskyttelse mot korrosjon (Löfgren, 2005).

Stålfiber er som oftest laget av høyfast stål med relativt høy strekkfasthet og E-modul. Strekkfastheten varierer fra 200-2600 MPa, og E-modulen fra 195-210 GPa. Bruddtøyningen er typisk 0,5-5% (Löfgren, 2005).

Det er generelt tre viktige faktorer som bestemmer fiberens ytelse (Löfgren, 2005). Dette er fiberens form, fiberens overflate og forholdet mellom fiberens lengde og tykkelse. Disse faktorene er spesielt relevante for heftforholdene mellom fiber og matriksen. Det er gjort forsøk med ulike fibergeometrier, og det er vist at bruk av endekroker øker heftkapasiteten betraktelig mellom fiber og matriks (Abdallah *et al.*, 2018).

For bærende konstruksjoner anbefaler Norsk Betongforening (2020) generelt å bruke stålfiber med endeforankring, lengde på 30-60 mm, lengde/diameter-forhold på 50-80 og flytegrense over 1000 MPa.



Figur 4.1: Vanlige fiberformer (Kanstad *et al.*, 2011)

4.2 Praktiske forhold

Styrken til fiberarmert betong etter rissdannelse er avhengig av fibrenes fordeling og orientering, og Døssland (2008) identifiserer støpeprosessen, betongblandingen, geometrien og størrelsen på det som skal støpes samt hindringer som armeringsjern som avgjørende faktorer som styrer kvaliteten av sluttproduktet.

Eksempelvis har forsøk vist at fibre har en tendens til å legge seg vinkelrett på støperetningen og at vibrering påvirker både orientering og fordeling av fibre. Uheldig valg av fibertype samt dårlig proporsjonering av fibermengde og betongsammensetning kan også føre til en inhomogen fiberarmert betong med fiberballer. Samtidig kan lengre støpepauser gi sjiktdannelse og hindre fiberkontinuitet, og ved støpeskjøter må tradisjonell armering legges for å sikre kontinuitet. Videre kan armeringsjern i seg selv føre til en fiberoppnopning og ujevn fiberfordeling (Norsk Betongforening, 2020).

Stålfiber har også en tendens til å orientere seg parallelt med forskalingen, noe som gir en todimensjonal orientering for fiber i plater og vegger. Denne planorienteringen er direkte samsvarende med platens tykkelse og lengde på fibre, og effekten av orienteringen blir større, jo tynnere tverrsnitt og større fiberlengde som brukes. Parallell fiberorientering vil være gunstig med tanke på momentkapasiteten til for eksempel gullyplater, som ofte er tynne. Det bør også nevnes at forutsatt jevn fiberfordeling vil gjennomsnittlig 41 % av fiberen være planorientert én fiberlengdeavstand fra overflaten, selv for tykke plater, noe som kan ha en gunstig effekt på momentkapasiteten.

Disse faktorene viser at det er viktig med nøye planlegging ved utførelse av fiberarmert betong.

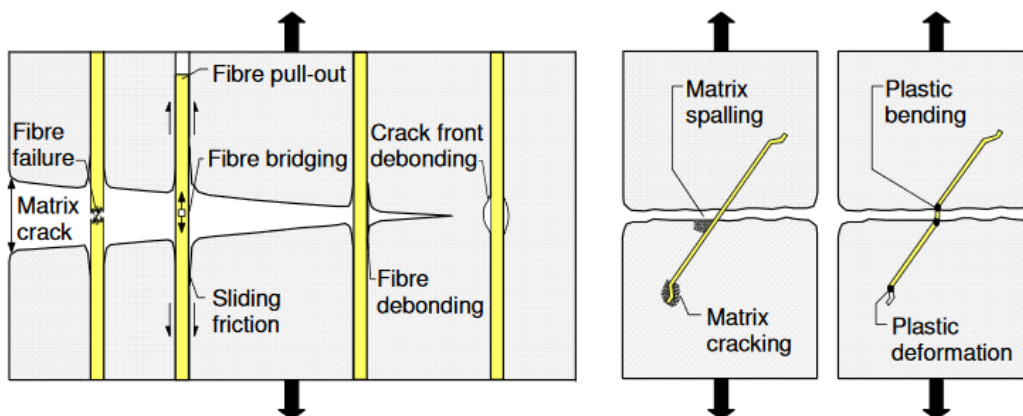
4.3 Fiberarmerings virkemåte

Betong er et naturlig sprøtt materiale, og påføring av laster fører til dannelse av riss før et eventuelt brudd. Fiberarmering blandes inn med matriksen og danner et komposittmateriale med betongen. Det skapes dermed et kontinuerlig forsterkende nettverk i den fiberarmerte betongen som kan ta opp spenninger i alle retninger der det oppstår riss. På den måten økes bæreevnen og robustheten til betongen, samt at den vil få en mer duktil oppførsel.

Avhengig av fiberens form og styrke kan følgende bruddmekanismer skje under dannelse av riss (Døssland, 2008; Löfgren, 2005):

- Strekkbrudd i fiber. Fiber med gode nok heftforhold, vil få plastisk brudd lenge før utrivning.
- Tap av heft mellom fiber og matriks. Ettersom den fiberarmerte betongen påføres last vil fibre ta opp mer og mer strekkspenning i kritiske riss. Avhengig av fibertype som er brukt kan tap av heft oppstå og fiberen rives ut.
- Knusing eller avskalling av matriksen. Store lokale spenninger kan oppstå i betongen rundt fiberen hvis den krysser risset med en vinkel eller har endekroker.
- Plastisk deformasjon av fiberendene. For fiber med endekroker eller annen forankring, kan kritiske strekkspenninger rive ut fiberen ved plastisk deformasjon av endene.

Figur 4.2 illustrerer bruddmekanismene til fiberarmeringen som er beskrevet.



Figur 4.2: Bruddmekanismer under rissdannelse i fiberarmert betong (Löfgren, 2005)

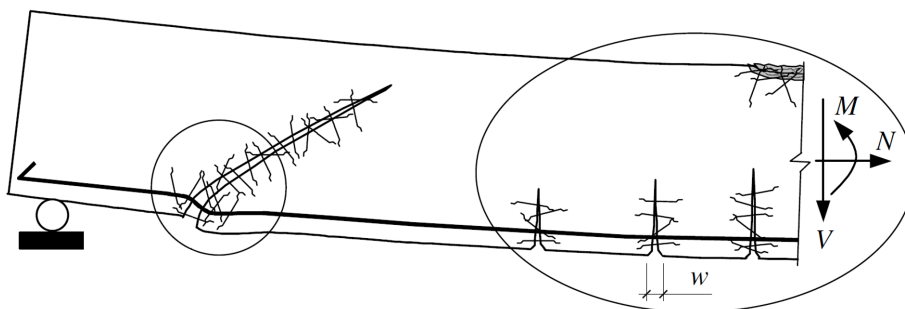
4.4 Konstruktiv effekt

Hovedformålet med å fiberarmere betong er å forbedre betongens konstruktive egenskaper gjennom fiberens evne til å være en brobygger over riss og overføre strekkspenninger. Denne mekanismen påvirker egenskapene og har betydning for både bruks- og bruddgrensetilstanden. Figur 4.3 viser et utsnitt av en bjelke med både skjær- og bøyeriss sammen med fiberarmeringen.

I bruddgrensetilstand fører bruk av fibre til økt bæreevne for betongen. Figur 4.3 viser hvordan fiber fungerer som skjærarmoring der fibrene krysser hele skjærriset, og det er godt dokumentert ved forsøk at skjærkapasiteten øker ved bruk av fiberarmoring (Norsk Betongforening, 2020). Dette gjelder også for gjennomløkkingskapasiteten, og skjærbrudd blir generelt mer duktilt.

Figur 4.3 viser også hvordan fibrene tar opp strekkspenningene ved dannelse av bøyeriss, og momentkapasiteten til betongen vil dermed øke. Fiberarmoring er likevel mindre duktilt enn tradisjonell armering, og fiberarmoring er derfor kun anbefalt som kombinasjonsløsning der det er fare for nedstyrtning etter NB38.

Fiberarmeringen fører videre til en kontrollert sprekkvekst der både rissvidder og rissavstander blir mindre, hvilket er svært gunstig for bestandigheten til konstruksjonen ettersom det reduserer inntrengingen av skadelige påvirkninger. I kombinasjon med slakkarmoring kan selv moderate mengder fiberarmoring redusere opprissing i stor grad og konstruksjonen kan se tilnærmet rissfri ut ved bruksgrenselast. Fiberarmeringen bidrar også til økt bøyestivhet noe som er gunstig for bruksgrensekraft (Norsk Betongforening, 2020).



Figur 4.3: Fiberarmoring sin effekt på konstruksjoner (Löfgren, 2005)

4.5 Selvkomprimerende betong

Selvkomprimerende betong (SKB) er betong tilsatt superplastiserende tilsetningsstoffer. Dette gjør betongen velegnet til bruk i kombinasjon med fiberarmeringen, ettersom den både har gode flyteegenskaper for enklere støping, samt at den ikke trenger vibrering. Vibrering av betong er uønsket ved bruk av fiberarmoring (Norsk Betongforening, 2020).

Ifølge Löfgren (2005) vil de gode flyteegenskapene til SKB føre til redusert arbeidstid og forbedret arbeidsforhold under støping. Generelt vil SKB også føre til god homogenitet og utbredelse av betongen, noe som gir bedre kvalitet og bestandighet ved ferdig herdet betong. En annen konsekvens av SKBs flyteegenskaper er en generelt finere overflate etter herding. Det vil også være enklere å støpe SKB i tilfeller med avansert geometri.

På grunn av den økte flyteegenskapen til SKB er det vanligvis behov for tettere forskaling. Videre er SKB generelt dyrere enn vanlig betong.

4.6 Vanlige bruksområder

Fiberarmering for gulv på grunn brukes den dag i dag i stor skala, og Norsk betongforenings publikasjon nr. 15 gir retningslinjer og veiledning for denne konstruksjonsløsningen. Fiberarmering er også mye brukt i sprøytebetong for sikring av berg i for eksempel tunneler (Norsk Betongforening, 2020).

Som følger av nye retningslinjer slik som COIN rapport 29 fra Kanstad *et al.* (2011) og NB38 omfavner fiberarmeringens bruksområder også bærende konstruksjoner. Fiber kan eksempelvis brukes som en kombinert løsning med slakk- eller spennarmering for å øke momentkapasiteten, samt at fiber kan brukes som en erstatning for skjærarmering. Fiberarmerte flatdekker er et eksempel på hva NB38 tillater, og denne konstruksjonsløsningen er allerede tatt i bruk i bygninger som Trondheimsporten og Nyhavna EN.

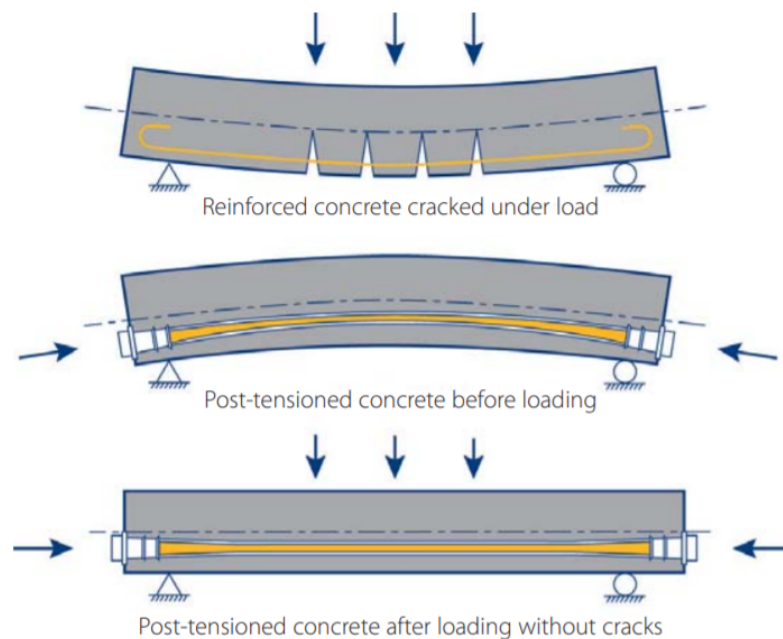
Andre bruksområder NB38 gir retningslinjer for er:

- Fundamenter
- Vegger, skiver og skall
- Rør og kulverter
- Bjelker

5 Etteroppspent betong

Ifølge Sørensen (2013) kan spennbetong defineres som betong påført en trykkspenning med størrelse og fordeling slik at virkningen av ytre laster til en viss grad blir motvirket. Trykkspenningen i betongen oppstår ved kraftoverføring fra spennarmering i strekk. Figur 5.1 viser den prinsipielle virkemåten til spennarmering, der trykkspenningen fra spennarmeringen motvirker opprissing og nedbøyning fra ytre laster på betongen.

Spennarmeringen er enten førøppspent eller etteroppspent avhengig av om den ble påført strekk før eller etter betongen ble støpt og herdet (Sørensen, 2013). For plasstøpte betongkonstruksjoner, som for eksempel flatdekker, er etteroppspenning den vanlige forspenningsmetoden. Ved etteroppspenning kan spennarmeringen enkelt tilpasses konstruksjonen med en vilkårlig spennarmeringsprofil, mens førøppspente konstruksjoner vanlig kun består av rette segmenter.



Figur 5.1: Virkemåten til etteroppspent betong (BBR VT International, 2010)

For spennbetongkonstruksjoner brukes det vanligvis betong med høyere fasthet enn for tradisjonelt slakkarmerte konstruksjoner. Dette er på grunn av store lokale forankringsspenninger samt at betongen generelt vil bli påført høyere trykkspenninger på grunn av spennarmeringen. Vanlige fasthetsklasseverdier er B35-B55.

5.1 Bruksområder og fordeler

Generelt vil etteroppspente konstruksjoner både være slankere enn tradisjonelt armerte konstruksjoner, samt gi mulighet for større spennvidder (Trygstad, 2001). Dette er hovedsakelig fordi spennarmeringen virker gunstig på nedbøyningen i bruksgrensetilstanden ved å motvirke deformasjonen fra de ytre lastene (Sørensen, 2013).

Etteroppspente flatdekker kan ha et spennvidde-tykkelse forhold opp mot 45 avhengig av utførelse, eller opp mot 50 ved bruk av søyleforsterkning (Trygstad, 2001). Dette er omtrent to ganger større enn anbefalt for slakkarmerte flatdekker i henhold til NB33 sine anbefalinger.

Trykket som oppstår i betongen som følger av spennarmeringen begrense opprissing og risvidder, noe som er gunstig med tanke på tetthet, bestandighet og bøyestivhet. Trykkspenningene vil også ha en positiv innvirkning på skjærkapasiteten, som vil øke avhengig av trykkspenningene i betongen.

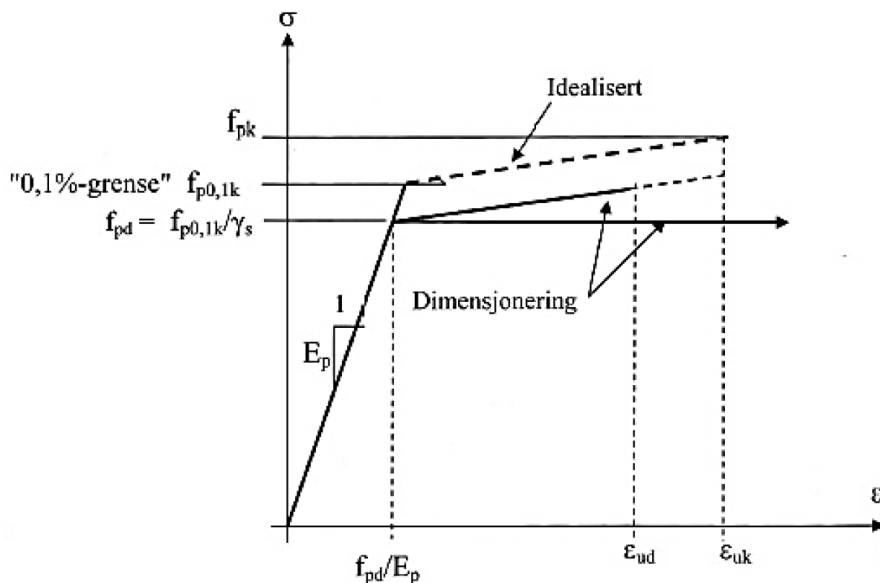
Clément *et al.* (2014) viser at dette også gjelder for gjennomlokkingskapasitet, men at effekten er avhengig av plasseringen til spennkablene i forhold til søylene på flatdekke.

Etteroppspenning av betong er en utbredt konstruksjonsmetode i byggeindustrien. På grunn av økt spennvidde og redusert tverrsnittstørrelse, er etteroppspent betong mye brukt i konstruksjoner hvor det er ønskelig med mer romplass slik som parkeringshus, kjøpesentere og kontorbygg. Økt slankhet virker også gunstig for byggehøyden og muliggjør flere etasjer for høyhus. Etteroppspenning er også mye brukt i bruer, der økt spennvidde og mindre materialbruk er gunstig. I tillegg er det vanlig å bruke etteroppspenning i konstruksjoner hvor det er ønskelig med større tetthet i betongen, som for eksempel i siloer (Trygstad, 2001).

5.2 Spennstål

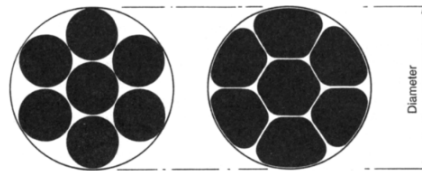
For å oppnå mest mulig forspenning av konstruksjonen, altså minimere betongens strekkspenninger i bruksgrensetilstanden, er det nødvendig å benytte stål med høy fasthet. Dette er for å redusere spenntapet av langtidseffekter som svinn og kryp i betongen samt relaksasjon i spennstålet (Sørensen, 2013).

For spennstål defineres den karakteristiske fastheten som spenningen stålet har fått ved 0.1% inelastisk tøyning, og er betegnet som "0.1% - grensen" $f_{p0,1k}$. Figur 5.2 viser et idealisert arbeidsdiagram for spennstål, og er bakgrunnen for dimensjonering i bruddgrensetilstanden.



Figur 5.2: Idealisert og dimensjonerende arbeidsdiagram for spennstål (Sørensen, 2013)

For etteroppspente konstruksjoner blir spennstålet framstilt i form av tråder med diameter på 4-5 mm med en karakteristisk fasthet mellom 1500 - 1800 MPa og en elastisitetsmodul på 195 GPa. Spenntrådene blir så spunnet sammen til spenntau, som vanligvis består av syv spenntråder. Avhengig av bruksområde kan spenntauene være kompakte eller normale, som vist i figur 5.3. Kompakte spenntau har større stålareal for en gitt diameter, og vil derfor kunne ta opp mer krefter per diameter (Khan og Williams, 1995; Sørensen, 2013).



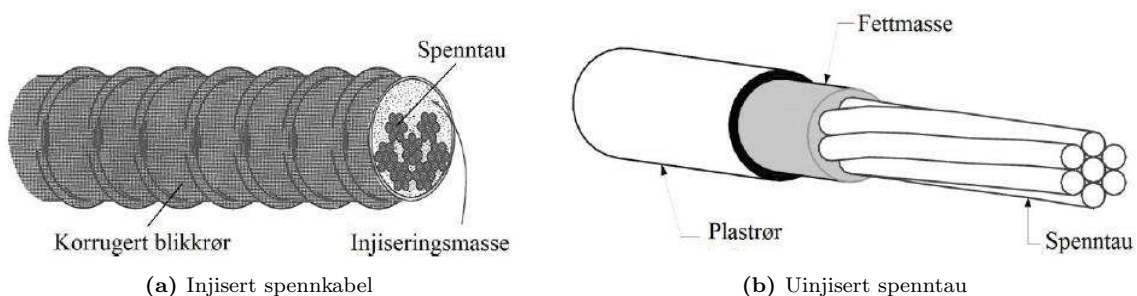
Figur 5.3: Vanlig spenntau og kompakt spenntau (Khan og Williams, 1995)

For etteroppspente dekker brukes vanligvis spenntau som ligger fritt i uninjiserte kabler i betongen. For større konstruksjoner, slik som bruer og betongplattformer, er det vanlig å bruke spennkabler på grunn av stor belastning. Spennkabler består av flere spenntau, og etteroppspennes oftest med injisering (Khan og Williams, 1995).

5.3 Injisert og uninjisert etteroppspenning

Spennarmeringen i etteroppspente konstruksjoner utføres enten med injisering eller uten injisering av utsparingsrørene de ligger i. Hovedforskjellen er utførelsesmetode, samt hvordan armeringen virker med betongen.

For etteroppspenning med injisering legges som regel spennkablene i korrigerende blikkrør med ønsket spennarmeringsprofil. Etter støping og herding av betongen spennes armeringen opp, og det blir så tilsatt en sementbasert injiseringsmørtel inn i utsparingsrøret, se figur 5.4a. Injiseringen fører til at det etableres heft mellom spennarmeringen og betongen, samt at den beskytter mot korrosjon (Sørensen, 2013). Spennarmering uten injisering, derimot, legges som regel i plastrør, men istedenfor bruk av sementbasert mørtel fylles rørene med fettmasse, se figur 5.4b. Dette beskytter spennstålet for korrosjon, men fører ikke til heft mellom armeringen og betongen. Armeringen er dermed kun fastholdt ved endeforankringene. (Sørensen, 2013).



Figur 5.4: Injisert og uninjisert spennarmering (Kanstad, 2020)

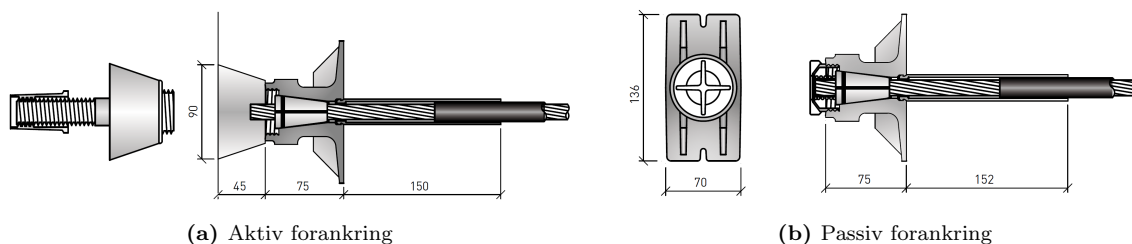
Generelt vil injisering gi en større momentkapasitet, samt føre til en gunstigere rissfordeling. Sikkerhetsmessig er man heller ikke avhengig av endeforankringene slik man er for uninjisert spennarmering, ettersom det er heft mellom armeringen og betongen. Spennarmering uten injisering er derimot enklere og raskere å utføre ettersom en slipper injiseringsarbeidet, og er derfor ofte en mer økonomisk løsning. Fettmassen er motstandsdyktig mot brann, og den lave friksjonen på grunn av fettmassen fører også til et mindre effektivt tap av spennkraft i armeringen. Ved uninjisert løsning er det også mulig å skifte ut skadet spennarmering (Sørensen, 2013).

5.4 Foranking og forankringskrefter

Ved bruk av spennarmeringen er man avhengig av foranking for å holde armeringen på plass idet den blir oppspent, og for spennarmerte konstruksjoner uten injisering er det forankringen som overfører trykkspenningen til betongen. Man skiller mellom aktiv foranking, passiv foranking og mellomforanking (Spenneteknikk, 2011). Aktiv og passiv foranking skal sikre kraftoverføring fra

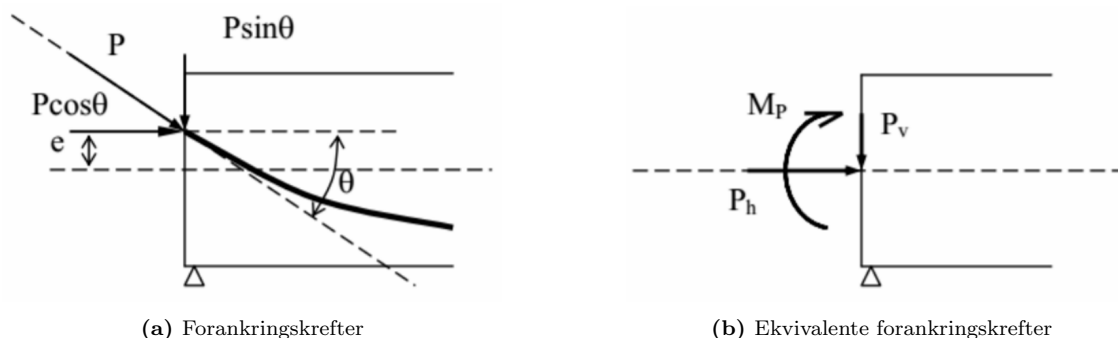
armeringen til betongen, og er montert på endeforskalingen av betongen. Passiv forankring holder igjen spennarmeringen i den herdede betongen, mens aktiv forankring gjør det mulig å spenne opp armeringen ved mothold.

Eksempler på forankringsløsninger er vist i figur 5.5, og en kan se at spennarmeringen er ferdig fastmontert med en låsekile i den passive enden. Denne låsekilen er sikret på plass ved hjelp av et fjærbelastet endedeksel. I den aktive delen spennes kabelen opp ved hjelp av en hydraulisk jekk, og låsekilen presses inn i ankerhodet som sikrer fastholdningen. I tilfeller hvor dekker støpes i flere etapper, kan mellomforankring brukes i støpeskjøten for å redusere friksjonstap (Spenneteknikk, 2011). Det er også vanlig å ha spaltstrekkarmering bak forankringsplaten for å unngå avskalling på grunn av store konsentrerte krefter. Dette er imidlertid ikke vist på figuren.



Figur 5.5: Forankring av uinjisert spenntau (Spenneteknikk, 2011)

Spennbetong vil bli utsatt for konsentrerte krefter i spennarmeringens endeforankringer. Det vil alltid oppstå aksielle trykkrefter i betongen fra forankringen gitt rett utførelse av oppspenningen. Avhengig av eksentrisiteten til forankringen samt spennarmeringens innfallsvinkel vil det også kunne oppstå vertikalkraft og endemoment i forankringspunktet. Figur 5.6 illustrerer endeforankringen og forankringskreftene ved spennarmert betong.



Figur 5.6: Endeforankring av spennarmering (Sørensen, 2013)

Siden lengden på spennarmeringen ofte er stor i forhold til betongtverrsnittets høyde, vil helningsvinkelen ofte bli liten og de statisk ekvivalente forankringskreftene kan forenkles ved:

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

5.5 Lastbalansering

Spennarmeringsprofilen er avgjørende for den mekaniske virkemåten til betongen, og i tilfeller der spennkablene er krumme vil det oppstå en jevnt fordelt tverrkraft. Denne kraftvirkningen kalles ekvivalente krefter, og størrelsen er avhengig av spennkraften, helningen og lengden på spennarmeringen. Det å utnytte de ekvivalente kreftene til å direkte motvirke egenlast og nyttelast kalles lastbalansering (Sørensen, 2013).

Figur 5.7 viser en vilkårlig spennarmeringsprofil i xy -planet, og spennarmeringsprofilen kan generelt defineres ved en funksjon:

$$y = f(x)$$

Ved små vinkler kan helningen til spennarmeringen defineres som:

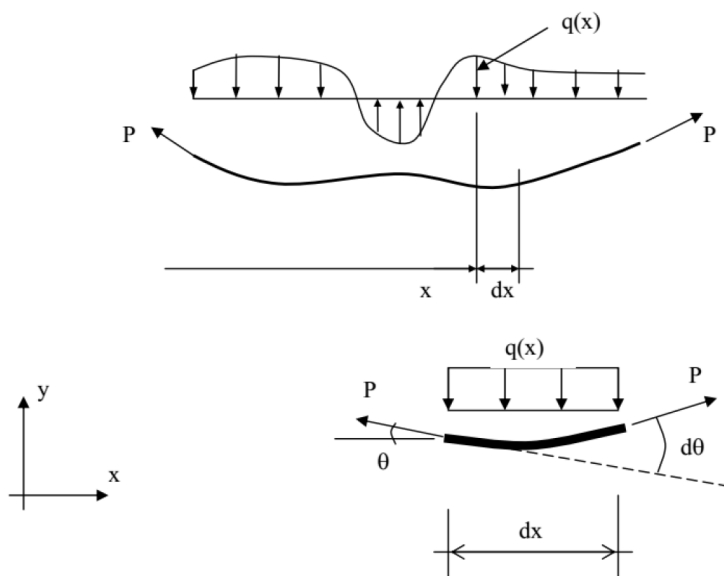
$$\theta(x) \approx \tan \theta(x) = \frac{dy}{dx}$$

Likevekt i y -retning basert på figur 5.7 blir dermed tilnærmet:

$$q(x) \cdot dx \approx P \cdot d\theta$$

Ekvivalent last i y -retning er dermed gitt ved:

$$q(x) = P \cdot \frac{d\theta}{dx} = P \cdot \frac{d^2y}{dx^2} \quad (5.1)$$



Figur 5.7: Generell spennarmeringsprofil i xy -planet (Sørensen, 2013)

Ligning 5.1 gjelder generelt for alle krumme spennarmeringsprofiler. I tilfeller hvor spennarmeringsprofilen er rett, altså ingen krumning, kan en fra ligning 5.1 vise at det ikke oppstår noen fordelte tverrkrefter fra spennarmeringen ettersom en lineær armeringsprofil ($y = ax + b$) vil gi $q(x) = 0$.

For eventuelle knekkpunkter, slik som vist i figur 5.8, må kraftsituasjonen behandles spesielt. Det vil oppstå en konsentrert last fra spennarmeringen i slike punkter, som er avhengig av vinkelendringen til spennarmeringsprofilen samt spennkraften.

Den konsentrerte lasten i knekkpunktet er gitt fra likevekt som (Sørensen, 2013):

$$K = P \cdot \sin(\theta)$$

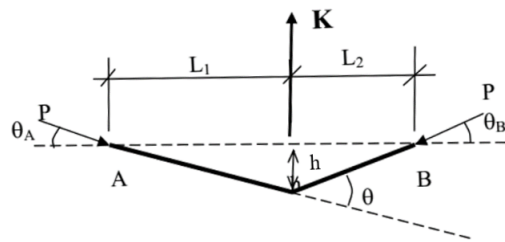
For små vinkler blir dette:

$$K = P \cdot \theta$$

der

P er kraften i spennarmeringen

θ er den totale retningsendringen, $\theta_A + \theta_B$, fra figur 5.8



Figur 5.8: Krefter i knekkpunkt for stykkevis rettlinjert spennarmering (Sørensen, 2013)

5.6 Tvangsmomenter

For statisk bestemte spennarmerte konstruksjoner bestemmes momentene fra forspenningen som spennkraften multiplisert med spennarmeringens eksentrisitet. For statiske ubestemte konstruksjoner kan dette generelt ikke antas, ettersom eventuelle deformasjoner fra spennarmeringen vil bli holdt igjen av opplagrene (Sørensen, 2013). Dette gir tvangskrefter i konstruksjonen, og det totale forspenningsmomentet, M_p , i konstruksjonen er da gitt som:

$$M_p = M_0 + M_1$$

der

M_0 er primærmomentet gitt fra eksentrisiteten multiplisert med spennkraften

M_1 er tvangsmoment grunnet fastholdningskrefter fra opplagrene

Tvangsfri forspenning er et spesialtilfelle som oppstår når man ikke får deformasjonen over opplagrene til statisk ubestemte konstruksjoner som følger av spennarmeringen. Som navnet tilsier vil tvangsmomentene være null.

5.7 Tap av spennkraft

Spenningen i armeringen til forspente konstruksjoner vil av flere årsaker være noe redusert i forhold til oppspenningstilstanden ved jekkingen. Dette kalles spennkrafttap, og en skiller mellom umiddelbare og tidsavhengige tap. For etteroppspente konstruksjoner er det hovedsakelig tap av tøyningdifferanse og tidsavhengige tap som forårsaker spennkrafttap (Sørensen, 2013).

5.7.1 Tap av tøyningdifferanse

Tap av tøyningdifferanse oppstår når det ikke er heft mellom spennstålet og betongen, og er en konsekvens av låsetap, friksjonstap og tap på grunn av temperaturdifferanse.

Ved forankring av spenntau benyttes vanligvis kilelåser. Under oppjekking av spennstålet vil det derfor oppstå en glidning før stålet er forankret i den aktive enden. Dette betegnes som låsetap, og kilesetningen er vanligvis i størrelseorden på noen millimeter (Spenneteknikk, 2011; Sørensen, 2013).

Grunnet kurvatur på spennarmeringen vil det oppstå et normaltrykk fra spennstålet mot utsparringsrøret som fører til friksjonskrefter i dette grensesnittet, hvilket vil bidra til tap av

tøyningdifferanse mellom betongen og spennarmeringen. Dette kalles friksjonstap, og det er direkte avhengig av friksjonskoeffisienten mellom spenntålet og utsparingsrøret. Friksjonstapet vil være minst i den aktive enden og øke utover spennarmeringens lengde. Utenom å forsikre seg om at friksjonskoeffisienten blir så liten som mulig, vil redusering av spennkabelkrumningen, jekking fra begge ender samt overspenning med etterfølgende slakking også medføre lavere friksjonstap. For uinjisert spennarmering, enkle spenntau i plastrør med fettmasse, vil friksjonen mellom utsparingsrør og armering være lav, noe som generelt fører til betydelig mindre friksjonstap for denne armeringstypen.

5.7.2 Tap ved deformasjon av betongen

Deformasjon av betongen ved oppspenning fører til en reduksjon av spennkraften. Når spennarmeringen oppspennes suksessivt vil oppspenningen av den enkelte enhet føre til ytterligere deformasjon i betongen og dermed et spennkrafttap for allerede oppspente og nærliggende spennarmeringsenheter. Den første spennarmeringsenheten får dermed størst spennkrafttap, mens den siste enheten får null tap.

5.7.3 Tidsavhengige tap

Både svinn og kryp er langtidseffekter som fører til at deformasjonen i betongen vil øke utover den momentane deformasjonen ved oppspenningen. Ytterligere deformasjon av betongen fører til en tøyningreduksjon i spennstålet. Videre vil spennstål utsatt for konstant tøyning i lang tid bli utsatt for et spenningsfall, kalt relaksasjon, som reduserer spennkraften ytterligere.

DEL II

Regelverk og beregningsgrunnlag

6 Laster

Dimensjonerende laster bestemmes etter Eurokode 0: *Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner* (EC0). Karakteristisk egenlast og nyttelast bestemmes videre fra Eurokode 1: *Laster på konstruksjoner - Del 1-1: Allmenne laster - Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger* (EC1-1-1).

6.1 Bruddgrensetilstanden

I alminneligheten skal bruddgrensetilstanden for både styrke (STR), stabilitet (EQU), utmatting (FAT) og geotekniske laster (GEO) betraktes ifølge EC0. I denne oppgaven er det kun bruddgrensetilstanden, STR, som kontrolleres, hvor STR er definert i EC0 som; Brudd eller for store deformasjoner i konstruksjonen eller konstruksjonsdelene, medregnet fundamenter, peler, kjellervegger og lignende, der byggematerialenes fasthet er av betydning. Betrakning av bruddgrensetilstanden gjøres i henhold til EC0 6.4.3.2(3) ligning 6.10a og ligning 6.10b:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (6.10a)$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} \cdot Q_{ki} \quad (6.10b)$$

Hvor

P er forspenningskraft

G er egenlast

Q er variabel last

γ er partialfaktor som tar hensyn til usikkerheten til lastene

$\xi = 0,89$ er en reduksjonsfaktor for egenlast fra EC0 NA.A2.4(B)

ψ_0 er en kombinasjonsfaktor for variabel påvirkning av nyttelast
= 0,7 for kontorbygg fra EC0 tabell NA.A1.1

P er forspenningskraft

Verdiene til partialfaktoren, γ , er gitt i tabell 6.1, og er hentet fra EC0 NA.A2.4(B) og EC2:2004 NA.2.4.2.2.

Tabell 6.1: Partialfaktorer for dimensjonerende laster

	Symbol	Gunstig verdi	Ugunstig verdi
Egenlast	γ_G	1,35	1,00
Forspenning	γ_p	0,90	1,10
Dominerende nyttelast	$\gamma_{Q,1}$	0	1,50
Variabel nyttelast	$\gamma_{Q,i}$	0	1,50

Fra Larsen (2013) kan dimensjonerende lastkombinasjoner i bruddgrensetilstanden for et flatdekke med kun én jevnt fordelt nyttelast oppsummeres som:

$$q_{Ed,1} = 1,35G_k + 0,7 \cdot 1,5Q_k \quad (6.1)$$

$$q_{Ed,2} = 0,89 \cdot 1,35G_k + 1,5Q_{k1} \quad (6.2)$$

hvor ligning 6.1 og ligning 6.2 beskriver henholdsvis tilfellene hvor egenlasten betraktes som dominerende og nyttelasten betraktes som dominerende.

6.2 Bruksgrensetilstanden

I bruksgrensetilstanden skal det kontrolleres at konstruksjonen oppfyller kravene tilknyttet dens bruk og formål. I henhold til EC0 6.5.3 skal det påvises at karakteristisk kombinasjon, ofte forekommende kombinasjon og kvasi-permanent kombinasjon er tilfredsstilt.

I denne oppgaven er kontrollen av bruksgrensetilstanden utelat, men i NB38 skal det for fiberarmerede konstruksjoner, der nedstyrting kan medføre tap av menneskeliv eller store samfunnsmessige bekostninger, kontrolleres at bøyemomenter kan bæres av tradisjonell slakk- eller spenningarmering uten bidrag fra fiberarmeringen. Ved denne kontrollen er det karakteristisk lastkombinasjon som skal brukes, og alle last- og materialfaktorer settes lik 1. Karakteristisk lastkombinasjon er gitt i EC0 6.5.3 ligning (6.14a) som:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

7 Spennarmering

7.1 Spennkraft

Største spennkraft i den aktive enden under oppspenning er etter EC2:2004 5.10.2.1 gitt som:

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

der

A_p er tverrsnittsarealet av spennkabelen
 $\sigma_{p,\max}$ er største spenning påført spennkabelen
 $= \min(k_1 \cdot f_{pk}; k_2 \cdot f_{p0,1k})$

Verdiene av k_1 og k_2 finnes i det nasjonale tillegget, og er henholdsvis gitt som 0.8 og 0.9. I tilfeller der kraften i jekken kan måles med en nøyaktighet på $\pm 5\%$ av den endelige forspenningskraften er overspenning tillat. Ved overspenning kan P_{\max} økes til $k_3 \cdot f_{p0,1k} \cdot A_p$, hvor k_3 er 0.95.

Generelt gjelder samme regler for spennkraft i EC2:2020 som i EC2:2004.

7.2 Tilleggsspenning for uinjisert spennarmering

For etteroppspente konstruksjoner med uinjiserte kabler er det ingen heft mellom betongen og spennarmeringen. Det bør derfor tas hensyn til at deformasjon av hele konstruksjonsdelen vil gi en spenningsøkning i spennstålet. Tilleggsspenningen er dermed avhengig av spenntauets lengdeendring, og spenningen fordeles tilnærmet likt over hele spenntauets lengde, sett bortifra lokale innvirkninger fra friksjonskrefter. Gitt at spennkablene ligger på strekksiden både i felt og over støtte kan man ifølge EC2:2004 NA.5.10.8 sette tilleggsspenningen lik:

$$\Delta\sigma_{p,ULS} = 100 \text{ MPa} \quad (7.1)$$

Dette er en forenkling, og en mer nøyaktig verdi for tilleggsspenningen kan finnes ved å integrere betongens tøyning langs spenntauets, ε_c , slik at lengdeendringen er gitt som:

$$\Delta L = \int_L \Delta\varepsilon_c(x, e(x)) dx$$

Tilleggsspenningen blir dermed:

$$\Delta\sigma_{p,ULS} = \Delta\varepsilon_p E_p = \frac{\Delta L}{L} E_p$$

Ved betraktning av gjennomlokkingskapasitet skal imidlertid denne tilleggsspenningen ikke inkluderes ettersom gjennomlokkingsbrudd kan inntre uten nedbøyning med store bøyedeformasjoner.

7.3 Effektiv tøyningdifferanse

Ved oppspenning oppstår det en initiell tøyningdifferanse, ε_{p0} , på spennarmeringen gitt som:

$$\varepsilon_{p0} = \frac{\sigma_{p,\max}}{E_p}$$

der

$\sigma_{p,\max}$ er største spenning påført spennkabelen
 E_p er spennstålets elastisitetsmodul

Den initielle tøyingsdifferansen vil som følger av spennkrafttap reduseres. Ved å ta hensyn til tapet av spennstålets tøyning får man den effektive tøyingsdifferansen som brukes for beregning av både bruks- og bruddgrensetilstanden. Den effektive tøyingsdifferansen er gitt som:

$$\varepsilon'_{p0} = \varepsilon_{p0} - \Delta\varepsilon_{\text{tap}}$$

der $\Delta\varepsilon_{\text{tap}}$ er reduksjon av tøyingsdifferanse grunnet friksjon, låsetap, kryp, svinn og relaksasjon.

8 Fiberarmering

Resttrekkfasthet er strekkfastheten til tversnittet etter opprissing i fiberarmert betong, og er den bestemmende faktoren for dimensjonering. Størrelsen på resttrekkfastheten er avhengig av volumandel fiber, fibertype, betongkvalitet og orienteringen av fiberene.

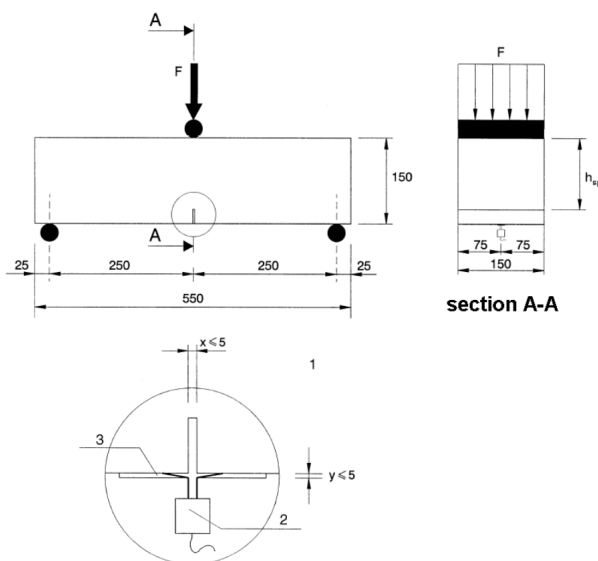
8.1 Bestemmelse av restbøyestrekfasthet

Fiberbetongens restbøyestrekfasthet kan bestemmes av flere forskjellige standardiserte tester avhengig av hvilket regelverk som følges. Anbefalingene etter Publikasjon nr. 38 (NB38) samt DafStb studeres nærmere i denne oppgaven.

8.1.1 Norsk 3-punkt metode

Etter norsk 3-punkts metode er fiberbetongens restbøyestrekfasthet bestemt fra en standardisert bjelketest hvor bøyemomentene for fire forhåndsbestemte rissvidder, også kalt CMOD (crack mouth opening displacement), blir undersøkt.

Forsøksoppsettet, med bjelkedimensjoner og lastsituasjon, er vist i figur 8.1, der bjelkelengden kan varieres fra $L = 550 \text{ mm} \leq L \leq 700 \text{ mm}$. De fire spesifiserte rissviddene som undersøkes i denne standardiserte testen er 0,5 mm, 1,5 mm, 2,5 mm og 3,5 mm, hvor rissviddene blir målt i underkant midt på bjelken. Figur 8.2 illustrerer en typisk sammenheng mellom påført last og rissvidde ved forskjellige fiberdoseringer. Denne testen er beskrevet nærmere i NS-EN 14651, og egner seg best for betong med maksimal tilslagsstørrelse på 34 mm, samt en fiberlengde på ikke mer enn 60 mm.



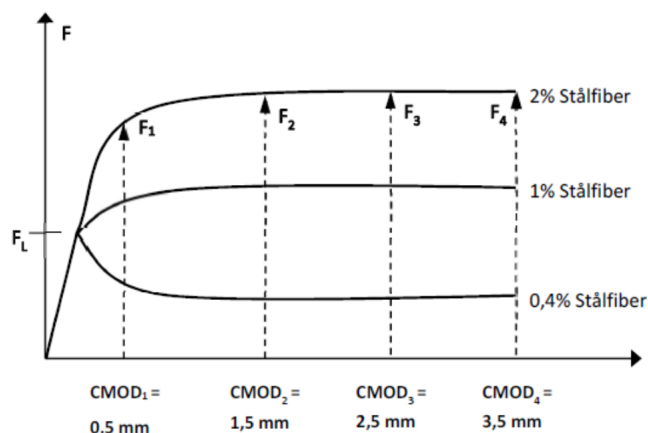
Figur 8.1: Prøveoppsett for norsk 3-punks metode etter NS-EN 14651 for å måle rissvidde (CMOD). Dimensjoner oppgitt i mm

Ved å anta lineær spenningsfordeling over tversnittshøyden kan man bestemme restbøyestrekfastheten ved målt last som:

$$f_{R,i} = \frac{6M_{Ri}}{bh_{sp}^2}$$

hvor

M_{Ri} er momentet ved foreskrevet nedbøyning for testens spesifiserte rissvidder (CMOD)
 $= F_{Ri} \cdot L/4$
 F_{Ri} er last ved spesifiserte rissvidder (CMOD)
 h_{sp} er høyden fra toppen av prøven til starten av hakket som vist i figur 8.1



Figur 8.2: Typisk last-CMOD kurve etter norsk 3-punkts metode (Norsk Betongforening, 2020). x-aksen oppgir rissvidde (CMOD) i mm, og y-aksen viser påført last på prøvebjelken

Karakteristiske verdier (0,05 kvantil) for restbøyestrekfastheten er etter anbefaling fra NB38 gitt som:

$$f_{Rk,i} = f_{R,i} - k \cdot s$$

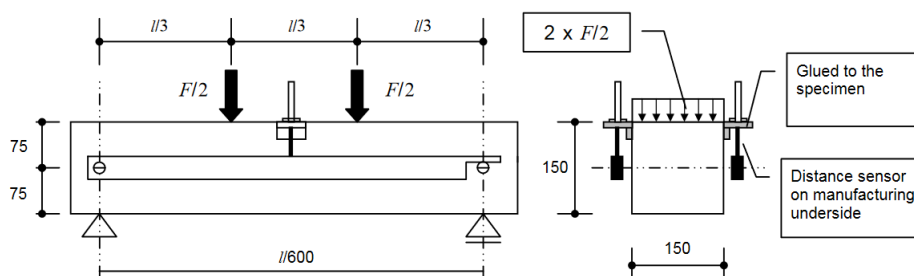
hvor

s er standardavviket fra prøveserien

$k = 1,7$ hvis en følger prøveopplegget slik som beskrevet i NS-EN 1465 og NB38

8.1.2 Tysk metode

Etter DafStb skal minst seks standardiserte prøvebjelker testes for å bestemme fiberarmeringens restbøyestrekfasthet. Dimensjonene til prøvebjelken er 150 mm x 150 mm x 700 mm, hvor spennvidden mellom opplagrene er 600 mm. Figur 8.3 illustrerer dette, samt viser lastsituasjonen under testen.



Figur 8.3: Prøveoppsett for bestemmelse av restbøyestrekfasthet etter DafStb

Restbøyestrekfastheten bestemmes så etter to klasser; klasse L1 og klasse L2 bestemmes henholdsvis fra kraften foreskrevet en nedbøyning på $\delta_{L1} = 0,5$ mm og $\delta_{L2} = 3,5$ mm. Restbøyestrekfastheten gitt fra klasse L1 brukes ved bruksgrensetilstanden, mens restbøyestrekfastheten gitt fra klasse L2 brukes ved bruddgrensetilstanden.

Midlere restbøyestrekfasthet for klasse L1 og klasse L2 bestemmes fra DafStb Annex O fra antall prøvebjelker, n , som:

$$f_{\text{cfm,L1}}^f = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \frac{F_{0,5,j} \cdot l}{b_i \cdot h_i^2}$$

$$f_{\text{cfm,L2}}^f = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \frac{F_{3,5,j} \cdot l}{b_i \cdot h_i^2}$$

hvor

l, b, h er spennvidde, bredde og høyde til prøvebjelken
 $F_{0,5,j}, F_{3,5,j}$ er kraften fra foreskrevet nedbøyning for henholdsvis $\delta_{L1} = 0,5$ mm og $\delta_{L2} = 3,5$ mm

Den karakteristiske restbøyestrekfastheten skal etter DafStb Annex O beregnes basert på en log-normal funksjon som:

$$f_{\text{cfk,Li}}^f = e^{(L f_{\text{cfm,Li}}^f - k_s \cdot L_s)} \leq 0,51 f_{\text{cfm,Li}}^f$$

hvor

$L f_{\text{cfm,Li}}^f$ er de logaritmiske test resultatene $f_{\text{cf,Li,i}}^f$

$$= 1/n \cdot \sum \ln(f_{\text{cf,Li,i}}^f)$$

L_s er standardavviket for de logaritmiske test resultatene til prøveserien

$$= \sqrt{\frac{\sum (L f_{\text{cfm,Li}}^f - (f_{\text{cf,Li,i}}^f))^2}{n-1}}$$

k_s er 0,05-kvantil faktoren basert på antall testet prøvebjelker oppgitt i tabell O.1 i DafStb

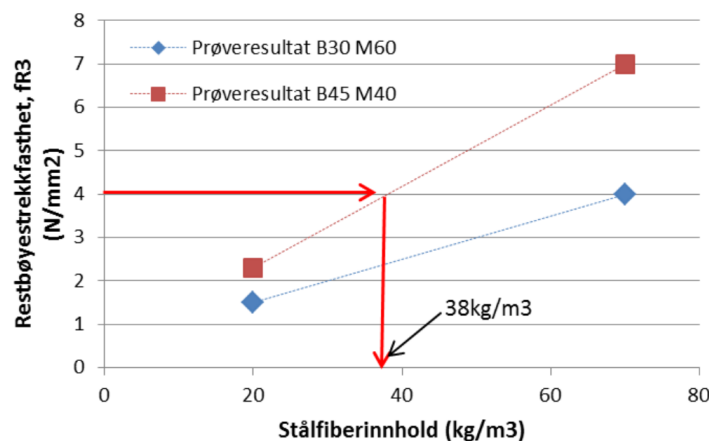
8.2 Klassifisering etter NB38

I NB38 er fiberarmert betong karakterisert med en restfasthetsklasse og en duktilitetsklasse. Karakteristisk restbøyestrekfasthet, $f_{R,1k}$, for 0,5 mm rissvidde angir fiberbetongens restfasthetsklasse, mens duktilitetsklassen er bestemt av restbøyestrekfasthet for 2,5 mm rissvidde, $f_{R,3k}$. Figur 8.4 viser en oversikt over aktuelle restfasthetsklasser sammen med duktilitetsklasser, der duktiliteten til fiberbetongen øker fra klasse a-e. Eksempelvis vil en betong merket som R5,0c ha restfasthetsklasse 5,0 og duktilitetsklasse c.

Duktilitetsklasse	$f_{R,1k}$										
	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	4,0	5,0	6,0	8,0	10,0	
a	$f_{R,3k}=0,5f_{R,1k}$										
b	$f_{R,3k}=0,7f_{R,1k}$										
c	$f_{R,3k}=0,9f_{R,1k}$										
d	$f_{R,3k}=1,1f_{R,1k}$										
e	$f_{R,3k}=1,3f_{R,1k}$										

Figur 8.4: Restfasthetsklasser fra NB38 tabell 2.2

Generelt vil den karakteristiske restbøyestrekfastheten være avhengig av stålfiberinnholdet, og figur 8.5 viser et eksempel på bestemmelse av nødvendig fiberinnhold for å oppnå en spesifisert restbøyestrekfasthet ved å interpolere mellom prøveresultater som er dokumentert. Fordelen med NB38 er at prosjekterende kan operere etter restfasthetsklasser ved prosjektering, og på den måten beskrive og kommunisere enklere med betongleverandør ved at fiberdoseringen ikke behøves kjent på forhånd.



Figur 8.5: Eksempel på sammenheng mellom restbøyestrekfasthet og fibermengde fra prøveresultater etter NB38 figur 2.3

NB38 4.1 tillater kun å bruke opptil 60 % av midlere restbøyestrekfasthet, $f_{R,1m}$ og $f_{R,3m}$, for å ikke oppnå for gunstige resultater fra spredning i fasthet fra bjelkeforsøk. Verdien på midlere fasthet forutsettes kjent, og de beregningsmessige restbøyestrekfasthetene blir dermed:

$$f_{R,1kber} = \min(f_{R,1k}, 0,6f_{R,1m})$$

$$f_{R,3kber} = \min(f_{R,3k}, 0,6f_{R,3m})$$

Ved bestemmelse av restbøyestrekfasthetene, $f_{R,1k}$ og $f_{R,3k}$, er bøyemomentet beregnet basert på antagelsen om lineær spenningsfordeling, noe som ikke vil reflektere den virkelige oppførselen i det tverrsnittet opprisser. Restbøyestrekfastheten kan dermed ikke benyttes direkte ved dimensjonering. Ved dimensjonering i bruks- og bruddgrensetilstanden benyttes det en ideell plastisk spenningsfordeling, og en får en omregningsfaktor basert på at samme last tas opp av de ulike spenningsfordelingene.

De enaksielle reststrekkfasthetene er etter NB38 (4-2a) og (4-2b) gitt ved:

$$f_{\text{Ftsk}} = 0,45 f_{\text{R,1kber}} \text{ (bruksgrensetilstand)}$$

$$f_{\text{Ftuk}} = 0,37 f_{\text{R,3kber}} \text{ (bruddgrensetilstand)}$$

Det benyttes videre en effektiv reststrekkfasthet som tar hensyn til fiberorienteringen gjennom fiberorienteringsfaktoren κ_0 . κ_0 settes oftest lik 1,0 eller 0,5 avhengig av konstruksjonsdelen. For horisontale konstruksjonselementer, som f.eks. flatdekker, settes $\kappa_0 = 1$, og for vertikale elementer, som vegger og søyler, settes $\kappa_0 = 0,5$. De effektive reststrekkfasthetene blir dermed bestemt fra NB38 (4-3a) og (4-3b) som:

$$f_{\text{Fts,ef}} = \kappa_0 \cdot f_{\text{Ftsk}}$$

$$f_{\text{Ftu,ef}} = \kappa_0 \cdot f_{\text{Ftuk}}$$

I henhold til NB38 5.8 kan fiberorienteringsfaktoren settes til $\kappa_0 = 1,2$ for tynne plater. Denne økningen av effektiv reststrekkfasthet bør bare benyttes dersom:

$$t/l_f < 3,5$$

der

t er platetykkelsen

l_f er fiberlengden

Dimensjonerende reststrekkfasthet i bruddgrensetilstand etter NB38 (4-4) blir da :

$$f_{\text{Ftud}} = \frac{f_{\text{Ftu,ef}}}{\gamma_{\text{sf}}}$$

Materialfaktoren for fiberbetong, γ_{sf} , settes lik 1,5.

Videre er det etter NB38 2.4.3 et minstekrav for å utnytte fiberarmering i bærende konstruksjoner. Den karakteristiske restbøyestrekfastheten ved 0,5 mm rissvidde skal tilsvare minimum 50 % av betongens karakteristiske strekkfasthet. I følge NB38 2.4.4 skal også største tilslagsstrørrelse D_{max} i betongen være maksimalt halvparten av fiberlengden.

Bestemmelse av dimensjonerende reststrekkfasthet, f_{Ftud} , etter EC2:2020 Annex L bestemmes tilsvarende som for NB38.

9 Beregning av momentkapasitet

9.1 Elastisitetsteori

I elastisitetsteori er det antatt at plane tverrsnitt forblir plane etter deformasjon, at sammenhengen mellom spenning og tøyning er lineær og reversibel samt at forskyvningene er små. Likevektslikningene refereres også til opprinnelig udeformert geometri (Bell, 2015).

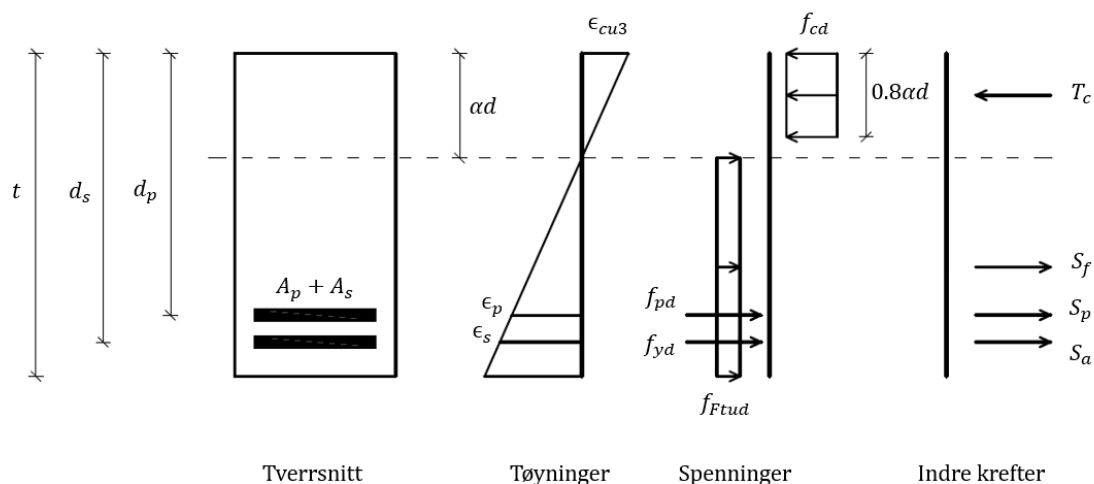
I en lineær-elastisk analyse tas det ikke hensyn til at betong risser opp når strekkspenningene er større enn strekkfastheten, at armering kan flyte, og at betong har et ikke-lineært arbeidsdiagram i trykk. Dette er praktisk for dimensjonering ettersom armeringsmengder ikke trenger å være kjent for analyse av konstruksjonen, samt at superposisjonsprinsippet er gyldig (Øverli, 2013).

9.2 Beregninger

I henhold til NB38 4.3.3 skal momentkapasiteten med fiber bestemmes ved følgende prinsipp:

1. Det skal påvises at samvirke mellom stangarmering og fiberarmering bærer den dimensjonerende lasten.
2. Den konvensjonelle armeringen følger dimensjonsforutsetningene gitt i EC2:2004 3.2.7.
3. Betongens trykksone skal karakteriseres ved bestemmelse gitt i EC2:2004 3.1.7.
4. Strekkapasiteten fra fiberarmeringen kan inkluderes med en konstant spenningsfordeling i strekksonen av tverrsnittet.
5. Ved beregning av kapasiteten skal trykksonehøyden bestemmes ved aksiell likevekt.
6. Momentkapasiteten bestemmes ved å ta likevekt om trykkresultantens angrepspunkt.

Momentkapasiteten beregnes dermed som for vanlig armert betong, men strekkapasiteten til fiberbetongen inkluderes ved en konstant spenningsfordeling i strekksonen. Figur 9.1 viser et generelt tverrsnitt med fiber-, slakk- og spennarmering, og illustrerer hvordan fiberarmeringen inkluderes.



Figur 9.1: Spennings- og tøyningsfordeling for et generelt rektangulært tverrsnitt med fiber-, slakk- og spennarmering utsatt for ren bøyning

Trykksonehøyden, αd , er gitt ved aksiell likevekt:

$$T_c = S_f + S_a + S_p \implies 0,8\alpha dbf_{cd} = (h - \alpha d)bf_{Ftud} + A_s f_{yd} + S_p$$

der

T_c er trykkresultanten

S_f er strekkresultanten fra fiberarmeringen

S_a er strekkresultanten fra konvensjonell armering

S_p er strekkresultanten fra spennarmering

Løst for trykksonehøyden gir:

$$\alpha d = \frac{hb f_{Ftud} + A_s f_{yd} + S_p}{0,8b f_{cd} + b f_{Ftud}}$$

Momentkapasiteten bestemmes videre ved momentlikevekt om trykkresultantens angrepspunkt:

$$M_{Rd} = S_f(0,5h + 0,1\alpha d) + S_a(d_s - 0,4\alpha d) + S_p(d_p - 0,4\alpha d) \quad (9.1)$$

I henhold til NB38 skal det for konstruksjoner med nedstyrtningsfare som kan medføre stor samfunnsmessig og økonomisk bekostning eller tap av menneskeliv, påvises at bøyemomenter og aksialkrefter i karakteristisk kombinasjon kan bæres av tradisjonell slakk- eller spennarmering uten bidrag fra fiberarmering. For denne kontrollen kan alle last- og materialfaktorer settes lik 1,0. Den karakteristiske kontrollen kommer i tillegg til vanlige kontroller i bruddgrensetilstand.

Fiberbetong uten konvensjonell armering kan kun brukes der det ikke er nedstyrtningsfare eller i pålitelighetsklasser der det ikke er fare for liv ved sammenbrudd.

For å ta hensyn til volumeffekter kan en for statisk ubestemte momentpåkjennte plater med slakk- og/eller spennarmering på strekksiden multiplisere dimensjonerende reststrekkfasthet med en volumfaktor, κ_G , som definert av (4-5) i NB38:

$$\kappa_G = 1,0 + 0,5 \cdot A_{ct} \leq \kappa_{G,\text{maks}} = 1,5$$

der A_{ct} er arealet av strekksonen.

Denne volumeffekten gjelder også for EC2:2020 Annex L L.8.1.5(5) med identisk uttrykk.

9.3 Spennarmering

I bruddgrensetilstanden kan spennarmeringen betraktes som en indre motstand eller en ytre last ved beregning av momentkapasiteten. Når man vurderer oppspenningstilstanden av spennarmeringen, er det vanlig å beregne spennkraften som en ytre last. I dette tilfellet vil spennarmeringen ligge i trykksonen av tverrsnittet. Etter oppspenningen, når armeringen ligger i strekksonen, er det vanlig å betrakte spennkraften som indre motstand.

Ved å ta hensyn til deformasjon av hele konstruksjonen under bruddgrensetilstanden er forspenningskraften til den uinjiserte spennarmeringen gitt som (Kanstad, 2020):

$$S_p = A_p \cdot (\varepsilon'_{p0} \cdot E_p + \Delta\sigma_{p,ULS}) \cdot \frac{1}{\gamma_s}$$

der

A_p	er totalt spennarmeringsareal
ε'_0	er effektiv tøyningdifferanse
E_p	er elastisitetsmodulen til spenntauene
$\sigma_{p,ULS}$	er tilleggsspenningen på grunn av deformasjon

9.4 Tøyningbegrensninger

Ved tverrsnittdimensjonering i bruddgrensetilstanden gjelder forskjellige begrensninger av strekktøyningen avhengig av armeringstype og regelverk.

For både slakk- og spennarmering kan det antas en horisontal øvre flytegrense i spennings-tøyningforløpet etter henholdsvis EC2:2004 3.2.7 (2) og EC2:2004 3.3.6 (7). Dette er illustrert i figur 5.2, og ettersom fastning er sett bort ifra er det ikke nødvendig å påvise strekktøyningen under bruddgrensetilstanden.

For fiberbetong er strekktøyningbegrensningen ulik avhengig av regelverk:

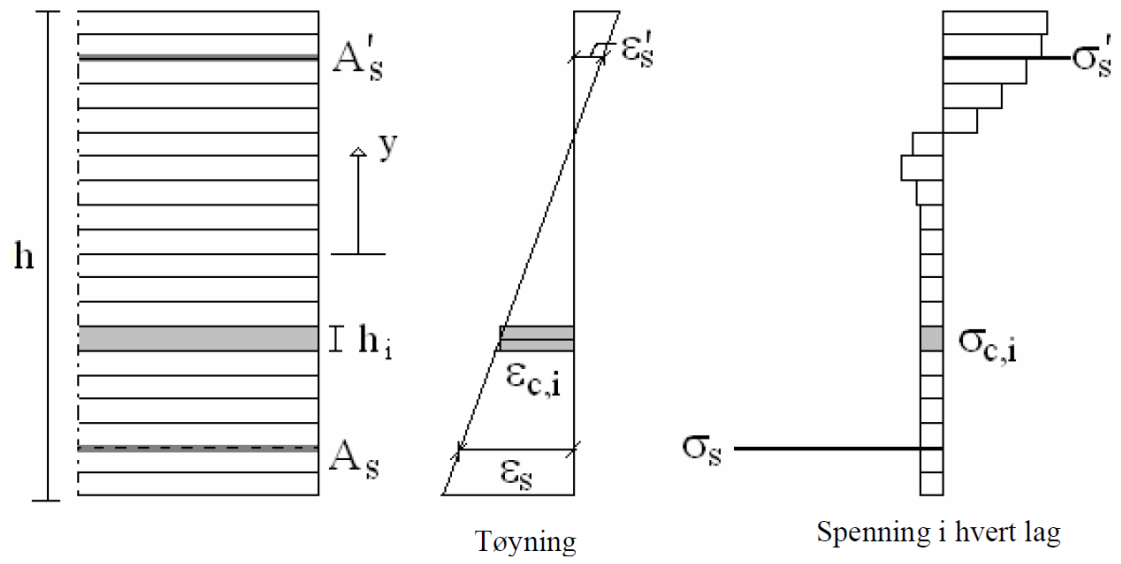
- For NB38 skal strekktøyningene i strekkenden for et fiberarmert tverrsnitt utsatt for bøyning begrenses til $3/h$ ‰ i bruddgrensetilstanden, der h er gitt i meter.
- Etter EC2:2020 Annex L L5.1.6.2 skal strekktøyningen i et fiberarmert tverrsnitt begrenses til $\varepsilon_{F_{tud}} = 0,02$.
- Etter DafStb 6.1 er strekktøyningen til et fiberarmert tverrsnitt begrenset til $\varepsilon_{fct,u} = 0,025$.

9.5 Lamellmetode

I henhold til NB38 4.3.3 kan lamellmetoden benyttes for verifikasjon av momentkapasiteten dersom aksiell likevekt gir at den maksimale strekktøyningen overskrider $3/h$ ‰.

Lamellmetoden er en generell metode for å beregne momentkapasiteten til et gitt tverrsnitt med tilhørende armeringsmengder. Tverrsnittet deles inn i n lameller med lik tykkelse, $h_i = h/n$, som vist i figur 9.2.

Metoden forutsetter en lineær tøyningfordeling over tverrsnittshøyden og at hver lamell har konstant tøyning, og følgelig konstant spenning. Det utføres en iterativ prosess som gir hele momentkrumningsforløpet til tverrsnittet, basert på arbeidsdiagrammene til materialene.



Figur 9.2: Lamellmetoden (Norsk Betongforening, 2020)

10 Gjennomlokking

10.1 Gjennomlokking etter EC2:2004

10.1.1 Dimensjoneringsprosedyre

Ved kontrolltversnittet defineres følgende skjærspenninger:

- $v_{Rd,c}$ er dimensjonerende verdi av skjærspenningskapasitet for en plate med konsentrert last og uten skjærarmoring
- $v_{Rd,cs}$ er dimensjonerende verdi av skjærspenningskapasitet for en plate med konsentrert last og med skjærarmoring
- $v_{Rd,max}$ er dimensjonerende verdi av den maksimale skjærspenningskapasiteten for konsentrert last

EC2:2004 6.4.3(2) definerer tre ulike kontroller som skal utføres for å ha tilfredstillende gjennomlokkingskapasitet:

- (a) Ved søylens kant, eller ved kanten av lastflaten, begrenses største skjærspenning ved konsentrert last til:

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,max}$$

- (b) Avgjør om skjærarmoring er nødvendig i det betraktede kontrollsnittet. Skjærarmoring er ikke nødvendig dersom:

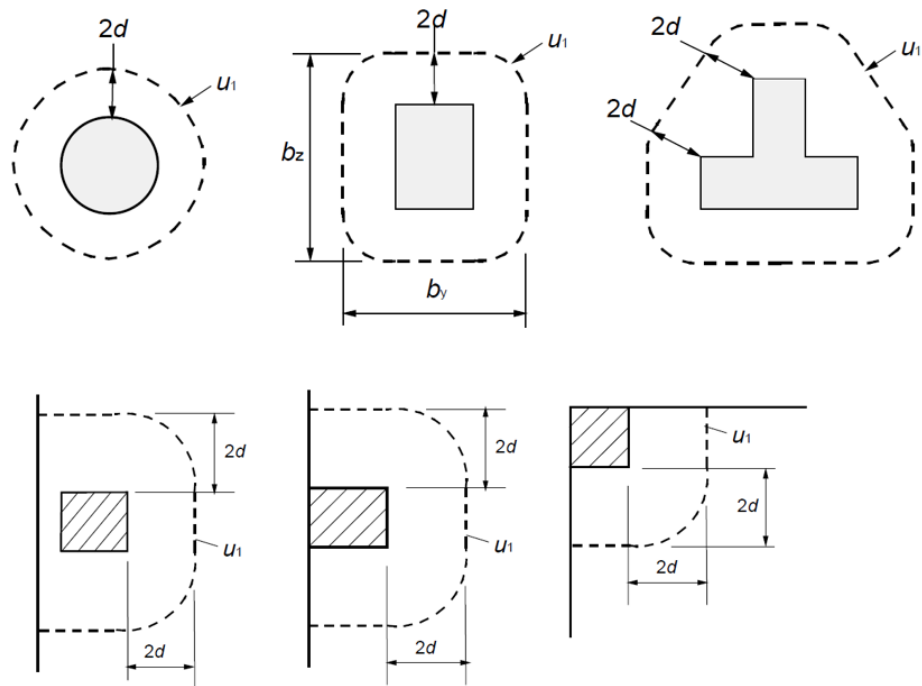
$$v_{Ed} \leq v_{Rd,c}$$

- (c) Hvis $v_{Ed} > v_{Rd,c}$ legges skjærarmoring slik at:

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,cs}$$

Kritisk kontrollsnitt defineres av EC2:2004 6.4.2 i en avstand $2,0d$ fra belastet flate, og lengden på kontrollsnittet, u_1 , velges slik at lengden minimeres. Kritisk kontrollsnitt for vanlige tilfeller er vist i figur 10.1. For rektangulære søyler med sidekanter c_1 og c_2 blir omkretsen av kritisk kontrollsnitt lik:

- $u_{1,i} = 4\pi d + 2c_1 + 2c_2$ for innvendig søyle
- $u_{1,k} = 2\pi d + 2c_1 + c_2$ for kantsøyle
- $u_{1,h} = \pi d + c_1 + c_2$ for hjørnesøyle



Figur 10.1: Kritisk kontrollsnitt i henhold til nåværende EC2 for vanlige geometrier (Standard Norge, 2018)

10.1.2 Dimensjonerende skjærspenning

Den dimensjonerende skjærspenningen i kontrollsnittet er gitt ved EC2:2004 6.4.3(3) som:

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_i \cdot d_{eff}}$$

der

V_{Ed} er dimensjonerende skjærkraft

u_i er lengden på det aktuelle kontrollsnittet

d_{eff} er platens effektive tykkelse

Den effektive tykkelsen til platen antas konstant, og kan normalt settes lik:

$$d_{eff} = \frac{d_y + d_z}{2}$$

der d_y og d_z er de effektive tykkelsene for armering med heft i to ortogonale retninger.

Faktoren β tar hensyn til ubalansert søylemoment ved å øke den jevnt fordelte skjærspenningen, ettersom forsøk viser at gjennomlokkingskapasiteten reduseres ved momentoverføring. EC2:2004 ligning (6.39) definerer β ved:

$$\beta = 1 + k \cdot \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_1}$$

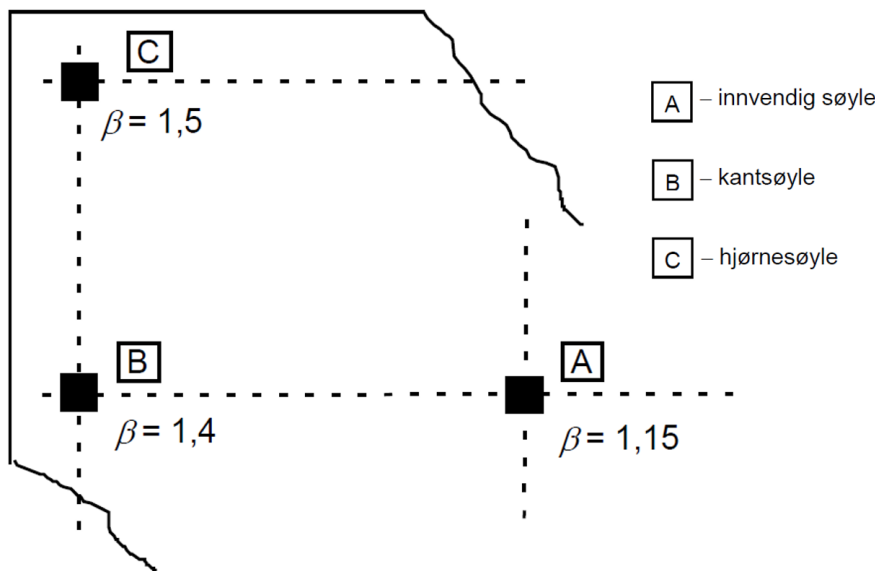
der

M_{Ed} er ubalansert søylemoment

W_1 er motstandsmoment fra skjærspenningen som følge av det ubalanserte søylemomentet

$k = c_1/c_2$, der c_1 er søyledimensjonen i retningen til det ubalanserte momentet, og c_2 er søylebredden på tvers av momentet, for rektangulære belastede flater.

Dersom avstivningen av konstruksjonen ikke er avhengig av rammeverkning mellom søyle og dekke, og sideliggende spenn ikke har større avvik enn 25%, tillater EC2:2004 6.4.3(6) å benytte tilnærmede verdier for β . Størrelsen på β vil variere avhengig av hvilken søyle som betraktes, og figur 10.2 viser anbefalte verdier.



Figur 10.2: Anbefalte verdier for β fra EC2:2004 figur 6.21N

Etter 6.4.3(9) kan det tas hensyn til den gunstige virkningen av den vertikale kraftkomponenten V_{pd} fra skråstilte spennkabler som krysser kontrollsnittet.

10.1.3 Gjennomlokkingskapasitet uten skjærarmering

For å bestemme om skjærarmering er nødvendig må kapasiteten i det kritiske snittet kontrolleres.

Dimensjonerende skjærspenningskapasitet er i EC2:2004 6.4.4(1) gitt som:

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100\rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \geq v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \quad (10.1)$$

der

$$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c$$

$$k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2,0$$

$$k_1 = 0,1 \text{ i trykk og } -0,3 \text{ i strekk}$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_y \cdot \rho_z} \leq 0,02$$

ρ_y, ρ_z er midlere armeringsforhold for strekkarmering med heft, beregnet over en platebredde lik søylebredden pluss 3d til hver side

σ_{cp} er midlere normalspenning

Hvor minste skjærspenningskapasitet er gitt ved NA6.4.4:

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

Midlere normalspenning σ_{cp} er gitt som:

$$\sigma_{cp} = \frac{(\sigma_{cy} + \sigma_{cx})}{2}$$

der

$$\sigma_{cy} = N_{Ed,y}/A_c$$

$$\sigma_{cz} = N_{Ed,z}/A_c$$

$N_{Ed,y}$, $N_{Ed,z}$ er kreftene i lengderetning innenfor en full feltbredde for innvendige søyler og kreftene i lengderetning som krysser kontrollsnittet for kantsøyler

A_c er betongarealet som tilhører N_{Ed}

10.1.4 Gjennomlokkingskapasitet med tradisjonell skjærarmering

Skjærarmering er nødvendig dersom skjærspenningen i det kritiske kontrollsnittet overskrider betongens dimensjonerende skjærspenningskapasitet $v_{Rd,c}$. I EC2:2004 kan skjærspenningskapasiteten med skjærarmering, $v_{Rd,cs}$, beregnes etter 6.4.5(1) ved:

$$v_{Rd,cs} = 0,75 \cdot v_{Rd,c} + 1,5 \frac{d}{s_r} \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd,ef} \cdot \sin\alpha \leq k_{max} \cdot v_{Rd,c} \quad (10.2)$$

der

A_{sw} er arealet av skjærarmering langs omkretsen av ett snitt rundt søylen [mm^2]

s_r er radiell senteravstand mellom snitt med skjærarmering [mm]

$f_{ywd,ef}$ effektiv dimensjonerende fasthet av skjærarmeringen ved konsentrerte laster
 $= 250 + 0,25d \leq f_{ywd}$

d middelverdi av effektive tykkelser i to ortogonale rentinger [mm]

α vinkel mellom skjærarmeringen og platens plan

k_{max} er en faktor som begrenser hvor stor kapasitet som kan oppnås med skjærarmering

$= 1,5$ ved bruk av bøyler

$= 1,8$ ved bruk av stenger med T-hode

Løst for A_{sw} og innsatt for vertikal skjærarmering ($\alpha = 90^\circ$) gir nødvendig skjærarmering per snitt lik:

$$A_{sw} = (v_{Ed} - 0,75 \cdot v_{Rd,c}) \cdot s_r \cdot \frac{u_1}{1,5 \cdot f_{ywd,ef}}$$

Kravet til antall snitt med skjærarmeringsenheter er styrt av et ytre kontrollsnitt der det ikke lenger er behov for skjærarmering, u_{out} , og detaljeringsregler. I henhold til 6.4.5(4) det ytre kontrollsnittet gitt som:

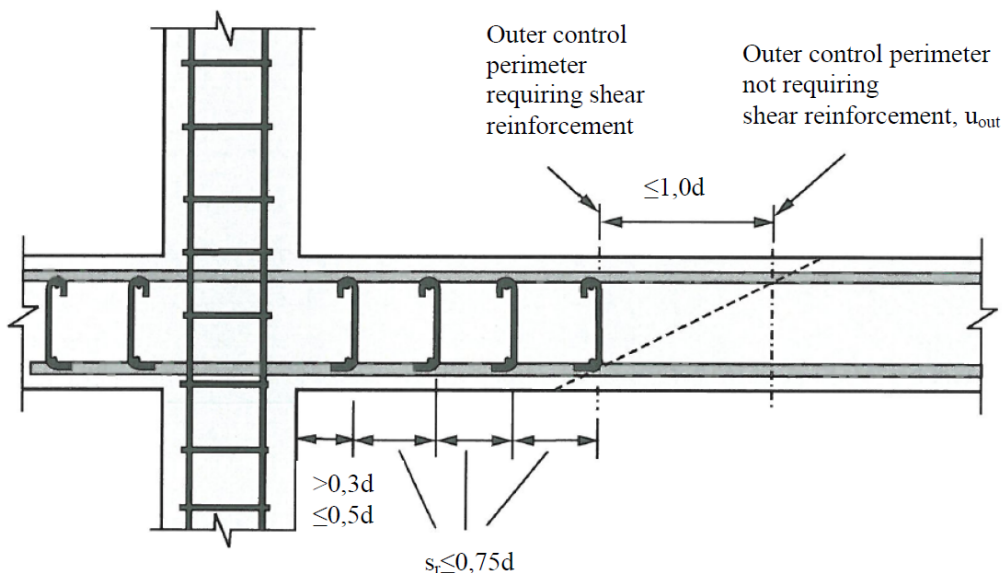
$$u_{out,ef} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{v_{Rd,c} \cdot d}$$

EC2:2004 9.4.3 gir flere krav angående detaljering av skjærarmeringen:

- Ettersom skjærarmering som ligger veldig nær søylekanten vil være mindre effektiv for å ta skjærkrefter er det krav til at første snitt med skjærarmering ikke er nærmere enn $0,3d$ fra søylekanten.
- Skjærarmering må være plassert i minst to snitt, og for å unngå at kritiske skjærriss kan gå mellom to snitt med skjærarmering settes det krav om at den radielle senteravstanden mellom skjærarmeringsenhetene er mindre enn $0,75d$. Den første skjærarmeringsenheten kan heller ikke være plassert lenger enn $0,5d$ fra søylekanten.

- For å unngå at skjærriss kan oppstå mellom det ytre kontrollsnittet u_{out} og siste snitt med skjærarmering, er det krav om at det ytterste snittet med skjærarmering må plasseres i en avstand på minst d innenfor u_{out} .
- Senteravstanden mellom skjærarmeringsenheter langs omkretsen av et kontrollsnittet bør ikke være større enn $1,5d$ innenfor det første kontrollsnittet ($2d$ fra søylekant), og ikke større enn $2d$ i snitt utenfor det første kontrollsnittet

De første tre punktene ovenfor er illustrert i figur 10.3.



Figur 10.3: Avstandskrav for skjærarmeringsenheter

Ved behov for skjærarmering er minimumstverrsnittet til skjærarmeringsenhetene gitt av 9.4.3(2) som:

$$A_{sw,min} \geq \frac{0,08\sqrt{f_{ck}} \cdot s_r \cdot s_t}{f_{yk} \cdot (1,5 \sin \alpha + \cos \alpha)}$$

Dersom det er behov for skjærarmering kan det etter 9.4.3(2) også kun tas hensyn til den vertikale komponenten av spennkablene som ligger innenfor $0,5d$ fra søylekanten.

10.1.5 Gjennomlokkingskapasitet ved søylekant

For å unngå trykkbrudd i betongen begrenses høyeste skjærspenning langs søylekanten fra EC2:2004 6.4.5(3) til:

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_0 \cdot d_{eff}} \leq v_{Rd,max} = 0,4 \cdot \nu f_{cd} \quad (10.3)$$

der u_0 er minste omskrevne omkrets for innvendige søyler, og:

$$\nu = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right]$$

Kravet gjelder for plater både med og uten skjærarmering.

10.2 Gjennomlokking etter NB38

Publikasjon nr. 38 (NB38) er en publikasjon fra Norsk Betongforening gitt ut i år 2020. I utgangspunktet gjelder alle regler i EC2:2004, med mindre annet er spesifisert i publikasjonen. Store deler av publikasjonen er basert på et tidligere utkast av EC2:2020.

Ved kontrollsnittet defineres følgende skjærspenninger i henhold til NB38 4.3.5:

$\tau_{Rdc,F}$ er fiberbetongtverrsnittets skjærkapasitet uten skjærarmoring

$\tau_{Rds,F}$ er fiberbetongtverrsnittets skjærkapasitet inklusivt skjærarmoring

Angående gjennomlokkingskapasiteten er det to ulike tilfeller som må kontrolleres etter NB38 4.3.5:

- (a) Avgjør behov for skjærarmoring i det betraktete kontrollsnittet. Skjærarmoring er ikke nødvendig dersom:

$$\tau_{Ed} \leq \tau_{Rdc,F}$$

- (b) Der $\tau_{Rdc,F} < \tau_{Ed}$ er det beregningsmessig behov for skjærarmoring, og den må bestemmes slik at:

$$\tau_{Ed} \leq \tau_{Rds,F}$$

10.2.1 Dimensjonerende skjærspenning

Dimensjonerende skjærspenning ved gjennomlokking, τ_{Ed} , beregnes i et kontrollsnitt med en avstand $0,5d$ fra søylekanten, og er gitt av ligning (4-10) som:

$$\tau_{Ed} = \beta_e \cdot \frac{V_{Ed}}{b_0 \cdot d_v}$$

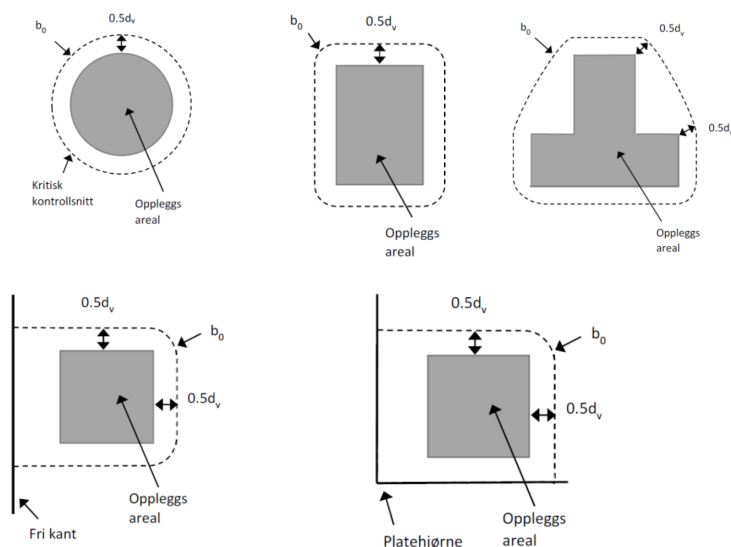
der

b_0 er lengden på kontrollsnittet i en avstand $0,5d$ fra søylekanten

V_{Ed} er dimensjonerende skjærkraft

d_v er gjennomsnittlig effektiv høyde for lengdearmoring med heft i to retninger
 $= (d_{vx} + d_{vy}) / 2$

Både lengden på kontrollsnittet og avstanden fra søylekanten er illustrert på figur 10.4 for vanlige tilfeller i bygg.



Figur 10.4: Kritisk kontrollsnitt i henhold til NB38 figur 4.6 for vanlige geometrier

Faktoren β_e er en koeffisient som tar hensyn til konsentrasjon av skjærkrefter på grunn av ubalansert søylemoment, og er avhengig av hvilken søyle som betraktes. I NB38 settes faktoren til:

$$\begin{aligned}\beta_e &= 1,15 \text{ for indre søyler} \\ \beta_e &= 1,4 \text{ for randsøyler- og vegger} \\ \beta_e &= 1,5 \text{ for hjørnesøyler} \\ \beta_e &= 1,2 \text{ for vegghjørner}\end{aligned}$$

10.2.2 Dimensjonerende gjennomlokkingskapasitet

Gjennomlokkingskapasiteten bestemmes i henhold til NB38 (4-11) som:

$$\tau_{Rd,cF} = \eta_c \tau_{Rd,c} + f_{Ftud}$$

hvor

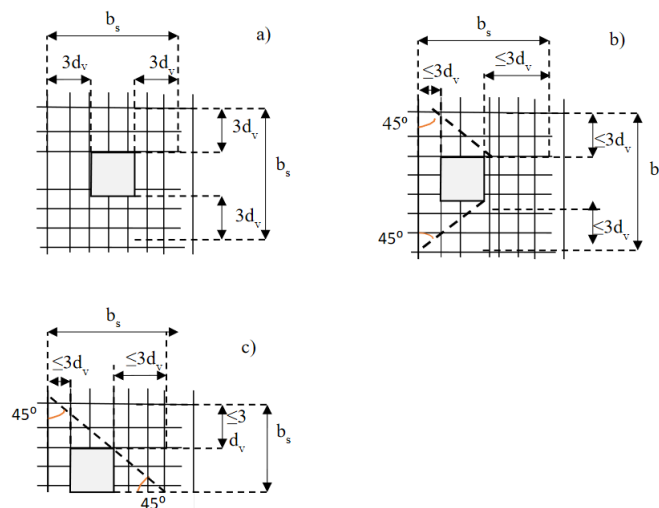
$$\begin{aligned}\eta_c &= \tau_{Rd,c} / \tau_{Ed} \\ f_{Ftud} &\text{ er fiberarmeringens dimensjonerende reststrekkfasthet, beregnet med} \\ &\text{ fiberorienteringsfaktor } \kappa_0 = 1,0.\end{aligned}$$

$\tau_{Rd,c}$ er betongens gjennomlokkingskapasitet uten bidrag fra fiber eller skjærarmering, og er definert av NB38 4.3.5 som :

$$\tau_{Rd,c} = \frac{0,6}{\gamma_c} \cdot k_{pb} \left(100 \rho_l \cdot f_{ck} \cdot \frac{d_{dg}}{d_v} \right)^{\frac{1}{3}} \leq \frac{0,6}{\gamma_c} \sqrt{f_{ck}}$$

der

$$\begin{aligned}\rho_l &\text{ er armeringsforholdet} \\ &= \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} \leq 0,02 \\ \rho_{l,x}, \rho_{l,y} &\text{ er armeringsforholdet for strekkarmering med heft, beregnet over en platebredde lik} \\ &\text{ } b_s \text{ som angitt i figur 10.5} \\ d_{dg} &\text{ er en størrelsesfaktor som beskriver bruddsonens ruhet som er avhengig av} \\ &\text{ betongkvaliteten og tilslagetens egenskaper} \\ &= 16 + D_{lower} \leq 40 \text{ for betong med } f_{ck} < 60 \text{ MPa} \\ &= 16 + D_{lower} \left(\frac{60}{f_{ck}} \right)^4 \leq 40 \text{ for betong med } f_{ck} > 60 \text{ MPa} \\ \gamma_c &\text{ er sikkerhetsfaktoren for betong} \\ &= 1,5\end{aligned}$$



Figur 10.5: Medvirkende platebredde b_s for bestemmelse av effektivt armeringsforhold fra NB38 figur 4.7. a) gjelder for innersøyler, b) gjelder for kantsøyler og c) for hjørnesøyler.

Faktoren k_{pb} tar hensyn til skjærkraftgradienten og bøyemomentet innenfor kontrollsnittet gjennom koeffisienten μ_p , og er i NB38 4.3.5 gitt som:

$$k_{pb} = \sqrt{5\mu_p \cdot \frac{d_v}{b_0}} \leq 2,5$$

der

$$\mu_p = 8 \text{ for indre søyler}$$

$$\mu_p = 4 \text{ for endesøyler og langs vegg}$$

$$\mu_p = 2 \text{ for hjørnesøyler og vegg hjørner}$$

Dersom $\tau_{Ed} \geq \tau_{Rd,cf}$ må det tilsettes mer fiber eller benyttes skjærarmering.

For konstruksjoner uten lengdearmering settes $\tau_{Rd,cf} = f_{Ftud}$

10.3 Gjennomlokking etter EC2:2020

10.3.1 Dimensjoneringsprosedyre

Ved kontrollsnittet defineres følgende skjærspenninger i henhold til EC2:2020 8.4 som:

$\tau_{Rdc,min}$	er minimumsverdi av skjærspenningskapasitet for en plate med konsentrert last og uten skjærarmering
$\tau_{Rd,c}$	er dimensjonerende verdi av skjærspenningskapasitet for en plate med konsentrert last og uten skjærarmering
$\tau_{Rd,cs}$	er dimensjonerende verdi av skjærspenningskapasitet for en plate med konsentrert last og med skjærarmering
$\tau_{Rd,max}$	er dimensjonerende verdi av den maksimale skjærspenningskapasiteten for konsentrert last

Dimensjonerende skjærspenninger skal ifølge EC2:2020 8.4.1(2) gjennomføres følgende kontroller for gjennomlokkingskapasiteten:

- (a) En detaljert beregning av gjennomlokkingskapasiteten kan utelates, forutsatt at følgende betingelse er oppfylt utenfor kontrollsnittet:

$$\tau_{Ed} \leq \tau_{Rdc,min}$$

- (b) En utelatelse av skjærarmering kan gjøres dersom følgende er oppfylt:

$$\tau_{Ed} \leq \tau_{Rd,c}$$

- (c) I tilfellet $\tau_{Ed} > \tau_{Rd,c}$ er det beregningsmessig behov for skjærarmering, og største skjærspenning i kontrollsnittet skal ikke overskrides:

$$\tau_{Ed} \leq \tau_{Rd,max}$$

- (d) Skjærarmering må legges slik at følgende er tilfredsstillt:

$$\tau_{Ed} \leq \tau_{Rd,cs}$$

- (e) Hvis skjærarmering er nødvendig, skal et ytterlig kontrollsnitt der skjærarmering ikke lenger kreves kontrolleres i henhold til 8.4.4 (4)

10.3.2 Dimensjonerende skjærspenning

Den effektive høyden, d_v bør etter EC2:2020 8.4.2(1) bestemmes som avstanden fra kanten av lastflaten til den gjennomsnittlige høyden for lengdearmeringen i begge retningene, og bestemmes som:

$$d_v = \frac{d_{vx} + d_{vy}}{2}$$

Dimensjonerende skjærspenning ved gjennomlokking, τ_{Ed} , beregnes i et kontrollsnitt med en avstand $0,5d_v$ fra søylekanten, og er gitt etter EC2:2020 8.4.2(6) som:

$$\tau_{Ed} = \beta_e \cdot \frac{V_{Ed}}{b_{0,5} \cdot d_v}$$

der

$b_{0,5}$ er lengden på kontrollsnittet i en avstand $0,5d$ fra søylekanten

V_{Ed} er dimensjonerende skjærkraft i relevant kontrollsnitt. Gunstig innvirkning fra spennarmeringens ekvivalente krefter innenfor kontrollsnittet kan trekkes fra skjærkraften i senter av det belastede arealet

β_e er en koeffisient som tar hensyn til konsentrasjoner av skjærkreftene.

En tilnærming av β_e for innersøyler kan gjøres i henhold til EC2:2020 8.4.2(6) hvis følgende er oppfylt:

1. Tilstøtende felt i flatdekket varierer ikke med mer enn 25 %
2. Den horisontale stabiliteten er ikke avhengig av rammeverkningen mellom dekkene og søylene
3. Det er kun jevnt fordelt last som virker på dekket

De tilnærmede verdiene er etter EC2:2020 tabell 8.3:

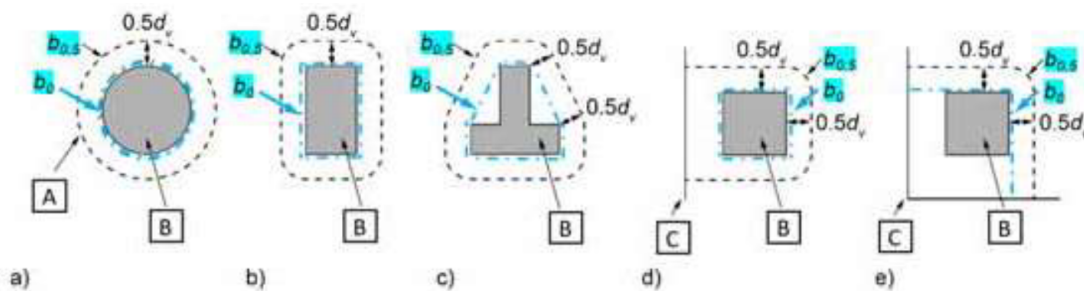
$\beta_e = 1,15$ for indre søyler

$\beta_e = 1,4$ for randsøyler- og vegger

$\beta_e = 1,5$ for hjørnesøyler

$\beta_e = 1,2$ for vegghjørner

Både lengden på kontrollsnittet og avstanden fra søylekanten er illustrert på figur 10.6 for vanlige tilfeller i bygg.



Figur 10.6: Typiske kontrollsnitt for vanlige geometrier etter EC2:2020 figur 8.18, hvor; A viser kontrollsnittet, B viser opplageret og C viser platekanten.

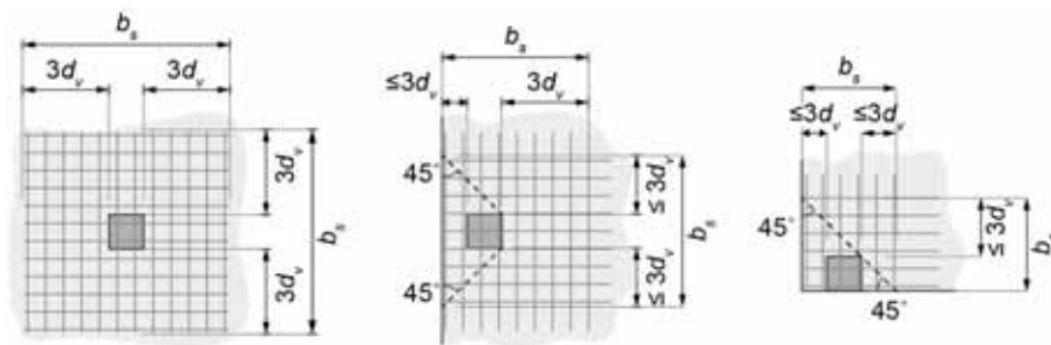
10.3.3 Gjennomlokkingskapasitet uten tradisjonell skjærarmering

Dimensjonerende gjennomlokkingskapasitet uten skjærarmering skal etter EC2:2020 8.4.3(1) beregnes som følger:

$$\tau_{Rd,c} = \frac{0,6}{\gamma_v} \cdot k_{pb} \left(100\rho_l \cdot f_{ck} \cdot \frac{d_{dg}}{d_v} \right)^{\frac{1}{3}} \leq \frac{0,6}{\gamma_v} \sqrt{f_{ck}}$$

hvor

- ρ_l er armeringsforholdet
 $= \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y}$
- $\rho_{l,x}, \rho_{l,y}$ er armeringsforholdet for strekkarmering med heft, beregnet over en platebredde lik b_s som angitt i figur 10.7
- d_{dg} er en størrelsesfaktor som beskriver bruddsonens ruhet som er avhengig av betongkvaliteten og tilslagetts egenskaper
 $= 16 + D_{\text{lower}} \leq 40 \text{ mm}$ for betong med $f_{ck} \leq 60 \text{ MPa}$
 $= 16 + D_{\text{lower}} \left(\frac{60}{f_{ck}}\right)^4 \leq 40 \text{ mm}$ for betong med $f_{ck} > 60 \text{ MPa}$
- γ_v sikkerhetsfaktor for skjær og gjennomlokking
 $= 1,4$



Figur 10.7: Definisjon av b_s etter EC2:2020 figur 8.22

Faktoren k_{pb} tar hensyn til skjærkraftgradienten og bøyemomentet innenfor kontrollsnittet, og er fra EC2:2020 ligning (8.80) definert som:

$$1 \leq k_{pb} = 3,6 \cdot \sqrt{1 - \frac{b_0}{b_{0,5}}} \leq 2,5$$

der

b_0 er minimert søyleomkrets, som vist i figur 10.6

$b_{0,5}$ er kontrollsnitt i avstand $0,5d_v$

For plater med aksialkrefter og for spennarmerte dekker kan verdien på k_{pb} multipliseres med koeffisienten k_{pp} i henhold til EC2:2020 8.4.3(4) som:

$$k_{pp} = k_N \text{ for aksialkrefter i trykk}$$

$$k_{pp} = 1/k_N \text{ for aksialkrefter i strekk}$$

Koeffisienten k_N er definert ved EC2:2020 ligning (8.85):

$$k_N = \sqrt{1 + 1,2 \cdot \frac{b_{0,5}}{\mu_p \cdot d_v} \cdot \frac{|\sigma_d|}{\sqrt{f_{ck}}}}$$

der σ_d er midlere aksialspenning over bredden b_s , og der:

$\mu_p = 8$ for indre søyler

$\mu_p = 4$ for endesøyler og langs vegg

$\mu_p = 2$ for hjørnesøyler og veggjørner

Verdiene til μ_p er ikke definert i utkastet EC2:2020, men er definert i NB38 som er basert på et tidligere utkast av EC2:2020.

I tilefeller med aksialspenning i to retninger benyttes middelverdien fra EC2:2020 ligning (8.86):

$$k_{pp} = \sqrt{k_{pp,x} \cdot k_{pp,y}}$$

der $k_{pp,x}$ og $k_{pp,y}$ er koeffisienten som tar hensyn til aksialspenning i x- og y-retning.

EC2:2020 ligning (8.87) tillater også å inkludere den gunstige effekten for spennarmering som ligger på strekksiden ved å definere:

$$k_N = \sqrt{1 + 1,2 \cdot \frac{b_{0,5}}{\mu_p \cdot d_v} \cdot \frac{|\sigma_d|}{\sqrt{f_{ck}}} \left(1 + 6 \frac{e_p}{d}\right)}$$

der

e_p er spennarmeringens eksentrisitet over søylen målt fra tverrsnittets tyngdepunkt og er positiv dersom spennarmeringen ligger på strekksiden. For statisk ubestemte plater, bør effekten av tvangsmoment på grunn av forspenning tas i betraktning ved å redusere spennarmeringens eksentrisitet tilsvarende.

10.3.4 Gjennomlokkingskapasitet med fiberarmering

Med fiberarmering gjelder følgende for gjennomlokkingskapasiteten etter EC2:2020 Annex L L.8.4.3:

$$\tau_{Rd,cF} = \eta_c \cdot \tau_{Rd,c} + f_{Ftud} \geq \eta_c \cdot \tau_{Rd,c,min} + f_{Ftud}$$

der

η_c er en reduksjonsfaktor for betongens bidrag til gjennomlokkingskapasiteten i tilfeller hvor skjær- eller fiberarmering er nødvendig for å oppnå tilstrekkelig gjennomlokkingskapasitet
 $= \tau_{Rd,c} / \tau_{Ed}$

$\tau_{Rd,c,min}$ er minste skjærspenningsmotstand til betongen, og er definert av EC2:2020 8.2.1(2) som:

$$\tau_{Rd,c,min} = \frac{11}{\gamma_v} \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{yd}} \cdot \frac{d_{dg}}{d_v}}$$

10.3.5 Gjennomlokkingskapasitet med tradisjonell skjærarmering

I tilfeller hvor det er beregningsmessig behov for skjærarmering skal gjennomlokkingskapasiteten beregnes i henhold til EC2:2020 8.4.4(1) som:

$$\tau_{Rd,cs} = \eta_c \cdot \tau_{Rd,c} + \eta_s \cdot \rho_w \cdot f_{ywd} \geq \rho_w \cdot f_{ywd}$$

der

$$\eta_c = \tau_{Rd,c} / \tau_{Ed}$$

ρ_w er skjærarmeringsforholdet ved kontrollsnittet

$$= A_{sw} / (s_r \cdot s_t)$$

A_{sw} er arealet av en skjærarmeringsenhet

s_r er radiell senteravstand mellom hver perimenter skjærarmeringen legges

s_t er tangentiell avstand mellom hver enkel skjærarmering langs én perimenter

og koeffisienten η_s er definert som:

$$\eta_s = \frac{d_v}{150\phi_v} + (15 \cdot \frac{d_{dg}}{d_v})^{\sqrt{2}} \cdot \left(\frac{1}{\eta_c \cdot k_{pb}}\right)^{\frac{3}{2}} \leq 0,8$$

Nødvendig skjærarmeringsforhold blir da:

$$\rho_w = \frac{\tau_{Ed} - \eta_c \cdot \tau_{Rdc}}{\eta_s \cdot f_{ywd}} \leq \frac{\tau_{Ed}}{f_{ywd}}$$

Ved bruk av skjærarmering begrenses gjennomlokkingskapasiteten etter EC2:2020 8.4.4(3) til:

$$\tau_{Rd,max} = \eta_{sys} \cdot \tau_{Rd,c}$$

Koeffisienten η_{sys} tar for seg ytelsen til skjærarmeringssystemet, og er gitt som:

$$\eta_{sys} = 1,15 \frac{d_{sys}}{d_v} + 0,63 \cdot \left(\frac{b_0}{d_v}\right)^{\frac{1}{4}} - 0,85 \cdot \frac{s_0}{d_{sys}}$$

Hvor d_{sys} og s_0 er definert i figur 10.8.

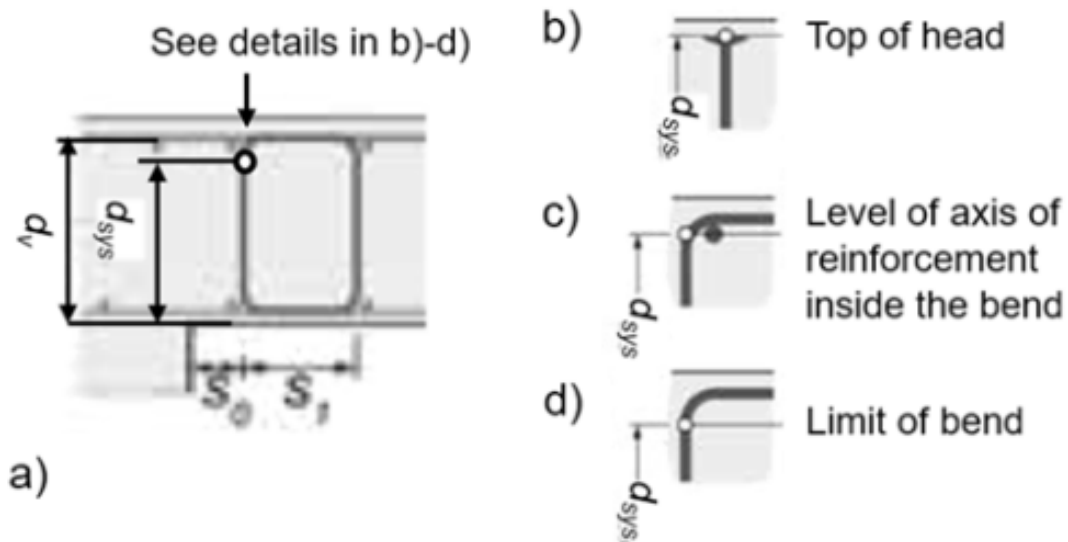
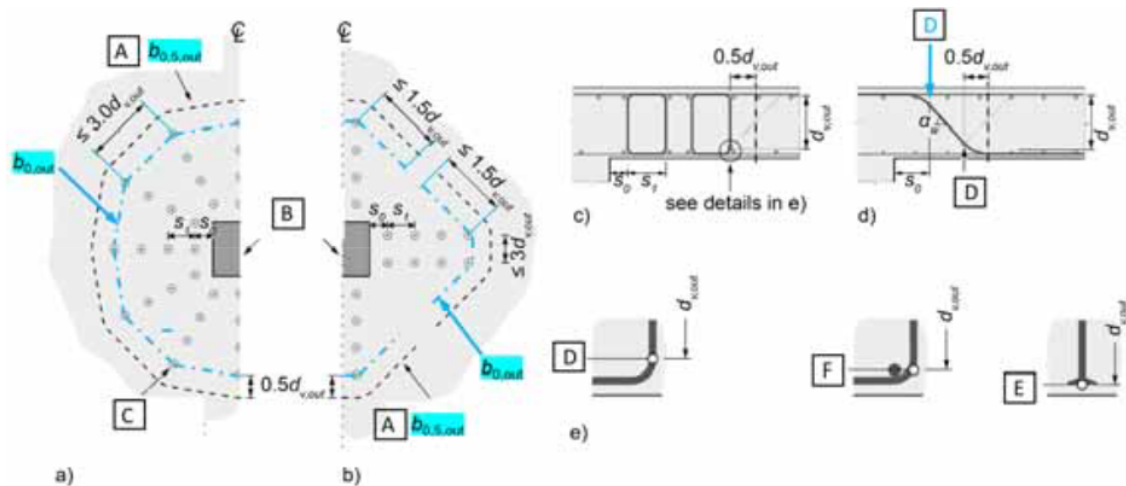


Figure 10.8: Definisjon av d_{sys} etter EC2:2020 figur 8.23

Det ytre kontrollsnittet hvor skjærarmering ikke er nødvendig, $b_{0,5,out}$ er gitt etter EC2:2020 ligning (8.94) som:

$$b_{0,5,out} = b_{0,5} \cdot \left(\frac{d_v}{d_{v,out}} \cdot \frac{1}{\eta_c}\right)^{\frac{3}{2}}$$

hvor $d_{v,out}$ er den effektive høyden ved ytterste kontrollsnitt i henhold til figur 10.9.



- a) radial arrangements b) cruciform arrangements
 c) shear-resisting effective depth for stirrups and studs
 d) shear-resisting effective depth for bent up bars
 e) details of the levels where $d_{v,out}$ should be measured

- A – outer control perimeter
 B – supporting area (column or wall end)
 C – transverse reinforcement
 D – limit of bends
 E – bottom of head
 F – level of axis of reinforcement inside the bend

Figur 10.9: Kontroltsnitt utenfor skjærarmeringsområdet fra EC2:2020 figur 8.24.

EC2:2020 12.5.1(3) begrenser kamstørrelsen av skjærarmeringen avhengig av skjærarmeringstype og effektiv høyde som følgende:

For åpne bøylor eller armeringskroker	$\phi_{w,max} = 10\sqrt{d/200}$
For lukkede bøylor eller armering med tilsvarende forankring	$\phi_{w,max} = 11\sqrt{d/200}$
For oppbøyde stenger og stenger med forankringshode	$\phi_{w,max} = 16\sqrt{d/200}$

Hvis dimensjonerende skjærspenninger ved gjennomlokking gir behov for skjærarmering skal den etter EC2:2020 12.5.1(2) legges mellom den belastede søylen og $0,5d_{v,out}$ innen omkretsen av kontrollsnittet der skjærarmering ikke lenger er nødvendig. For bøylor, kroker og stenger med forankringshode på begge ender skal skjærarmeringen legges minst langs to perimetre.

Radielle avstander mellom hver skjærarmeringsperimeter for gjennomlokking av flatdekker er bestemt fra EC2:2020 figur 12.8, men generelt gjelder samme regler som for EC2:2004, utenom kravet for siste snitt med skjærarmering. De radielle avstandene begrenses dermed som vist i figur 10.3.

Innenfor en distanse $2d_v$ fra søylekant bør den tangentielle avstanden mellom hver enkelt skjærarmering langs en perimeteer ikke overskride $1,5d_v$.

I tilfeller ved beregningsmessig behov for skjærarmering skal det i henhold til EC2:2020 tabell 12.2 legges et minste skjærarmeringsforhold, $\rho_{w,min}$, gitt etter EC2:2020 12.2(4) som:

$$\rho_{w,min} \geq 0,08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}$$

10.4 Gjennomlokking etter Tysk fiberstandard

Gjennomlokkingsberegninger etter tysk regelverk tar i denne masteroppgaven utgangspunkt i det tyske tillegget til EC2:2004 kalt DafStb Guideline, Steel fiber reinforced concrete. DafStb følger EC2:2004 med mindre annet er spesifisert.

10.4.1 Gjennomlokkingskapasitet med fiberarmering

For plater og fundamenter av fiberarmert betong uten skjærarmering er gjennomlokkingskapasiteten gitt etter DafStb 6.4.4 som:

$$v_{Rd,c}^f = \frac{2d}{a} \cdot v_{Rd,c} + v_{Rd,cf} \leq v_{Rd,max}$$

hvor

- d er midlere effektiv høyde av armering med heft i to retning
- $a = 2d$ for plater
- $v_{Rd,c}$ er bidraget fra betongen og beregnes som for EC2:2004, se ligning 10.1

Maksimal skjærspenningskapasitet i plater med gjennomlokkingsarmering innen kritisk snitt finnes i Tysk nasjonalt tillegg til EC2:2004 ved ligning (NA.6.53.1), (NDP) 6.4.5(3).

Fiberarmeringens bidrag til gjennomlokkingskapasiteten, $v_{Rd,cf}$, er definert av DafStb (R.6.47.2) som:

$$v_{Rd,cf} = 0,85 \frac{\alpha_c^f \cdot f_{ctR,u}^f}{\gamma_{ct}^f}$$

der

- γ_{ct}^f er en partialfaktor for strekkapasiteten til opprisset stålfiberarmert betong
= 1,25
- α_c^f er en reduksjonsfaktor som tar hensyn til langtidseffekter for opprisset stålfiberarmert betong
= 0,85

Parameteren $f_{ctR,u}^f$ er definert som sentrisk strekkfasthet i bruddgrensetilstanden for opprisset tverrsnitt, ved bruk av rektangulær spenningsblokk og med armering. Beregnes ved ligning (R.3.38) i DafStb som:

$$f_{ctR,u}^f = \kappa_F^f \cdot \kappa_G^f \cdot f_{ct0,u}^f$$

der

- κ_F^f er en faktor som tar hensyn til fiberorienteringen
= 0,5 for plater
- κ_G^f er en faktor som tar hensyn til størrelseeffekter
= $1,0 + A_{ct}^f \cdot 0,5 \leq 1,70$
- A_{ct}^f er arealet på strekksoner i den opprissede betongen i m²
- $f_{ct0,u}^f$ er basisverdien for sentrisk strekkfasthet i bruddgrensetilstanden for opprisset tverrsnitt ved benyttelse av rektangulær spenningsblokk og ved armering

Ligning (R.3.33) definerer videre:

$$f_{ct0,u}^f = f_{cfk,L2}^f \cdot \beta_u$$

der

$f_{cfk,L2}^f$ er karakteristisk bøyestrekfasthet etter opprissing for fiberarmert betong i klasse L2 med en deformasjon $\delta_{L2} = 3,5$ mm

$\beta_u = 0,37$ for rektangulær spenningsblokk

Den karakteristiske bøyestrekfastheten, $f_{cfk,L2}^f$, er gitt fra forsøk. Den tyske testmetoden for fiber består av en firepunktstest og kraften er målt ved en deformasjon på $\delta_{L2} = 3,5$ mm istedenfor $CMOD = 2,5$ mm som den norske testmetoden.

10.5 Sammenligning av regelverk

Den mest åpenbare forskjellen mellom EC2:2004 og NB38 er ulikt kontrollsnitt. I EC2:2004 ligger kontrollsnittet $2d$ fra søylekanten, mens for NB38 ligger det $0,5d$ fra søylekanten. I likhet med NB38 har EC2:2020 også kritisk kontrollsnitt $0,5d$ fra søylekanten.

I NB38 er det ingen retningslinjer for hvordan den gunstige virkningen av spennarmeringen kan inkluderes for den dimensjonerende gjennomlokkingskapasiteten. EC2:2004 inkluderer trykkspenningen fra spennarmeringen som en del av gjennomlokkingskapasiteten til betongen. Dette gjør også EC2:2020, men nytt for EC2:2020 er at den gunstige effekten av spennarmeringens eksentrisitet kan inkluderes i den dimensjonerende gjennomlokkingskapasiteten.

Både EC2:2004 og EC2:2020 tillater å redusere den dimensjonerende skjærspenningen ved å ta hensyn til den gunstige virkningen av den vertikale kraftkomponenten til spennarmeringen innenfor kontrollsnittet. Som følger av mindre kontrollsnitt i EC2:2020 er denne effekten redusert i forhold til EC2:2004.

Gjennom faktoren k_{pb} vil NB38 og EC2:2020 gi ulik grunnkapasitet for betongen ved gjennomlokkning avhengig av hvilken søyle som betraktes, mens for EC2:2004 er grunnkapasiteten konstant og uavhengig av søyletypen som betraktes.

Når det gjelder fiberbetong tillater både NB38 og EC2:2020 Annex L å ta hensyn til størrelseseffekter for beregninger av momentkapasitet i bruddgrensetilstanden for fiberarmert betong ved å multiplisere dimensjonerende reststrekkfasthet med faktoren κ_G . Etter DafStb kan en inkludere størrelseseffekten ved beregning av fiberarmeringens dimensjonerende reststrekkfasthet, og volumeffekten tillates også inkludert for gjennomlokkingsberegninger. Maksimal tillatt verdi for volumfaktoren settes lik 1,5 i NB38 og Annex L, mens den i DafStb settes lik 1,7.

Videre benytter DafStb en fiberorienteringsfaktor på $\kappa_0 = 0,5$ for flatdekker, mens den for NB38 og EC2:2020 kan settes lik 1. Materialfaktoren for fiberbetong er lavere i DafStb og settes lik 1,25 sammenlignet med NB38 og EC2:2020 Annex L som benytter 1,5.

For fiberbetongtverrsnittets skjærspenning kan hele grunnkapasiteten til betongen adderes med fiberbidraget etter DafStb, men for EC2:2020 Annex L og NB38 er grunnkapasiteten til betongen multiplisert med en reduksjonsfaktor som avhenger av grunnkapasitetens utnyttelse.

11 Minimumsarmering

Det er flere grunner til å legge minimumsarmering, og etter EC2:2020 12.2 skal en minste armeringsmengde legges for å:

- forsikre fordelt rissdannelse, og håndtere fastholdningskrefter som ikke tas hensyn til eksplisitt ved prosjekteringen.
- forsikre tilstrekkelig deformasjonskapasitet for å bidra til økt robusthet ved å muliggjøre alternative lastveier i konstruksjonen.
- unngå brudd som følger av uforutsett rissdannelse.
- forsikre byggbarhet.

Ettersom uninjerte spenntau ikke har heft, vil den rissfordelende effekten være redusert. De kan dermed ikke inkluderes direkte som en del av minimumsarmeringsmengden.

11.1 Minimumsarmering etter EC2:2004

Ifølge EC2:2004 NA9.2.1.1(1) bør minstearealet av strekkarmeringen for plater ikke antas mindre enn:

$$A_{s,\min} = \max \begin{cases} 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \\ 0,0013 \cdot b_t \cdot d \end{cases} \quad (11.1)$$

der b_t er midlere bredde av strekksonen

EC2:2004 9.4.1 og tillegg I gir videre krav til konsentrering av strekkarmering over innvendige søyler for flatdekker, men det er ingen retningslinjer for etteroppspente flatdekker med uninjerte spenntau.

11.2 Minimumsarmering etter NB38

Følgende uttrykk stilles i henhold til NB38 4.5 som et generelt krav til minste armeringsmengde med eller uten aksialkraft:

$$M_{R,\min}(N_{Ed}) \geq M_{cr}(N_{Ed}) \quad (11.2)$$

der

$M_{R,\min}$ er tverrsnittets momentkapasitet utregnet basert på $A_{s,\min}$ og inklusive eventuell aksialkraft. Fiberens bidrag kan inkluderes med reststrekkfasthet $f_{Ftu,ef}$.

M_{cr} er rissmoment for aktuelt tverrsnitt beregnet med strekkfasthet f_{ctm} og inkludert armering og aksialkraft.

For fiberarmerte flatdekker skal minste armeringsmengde på strekksiden ifølge NB38 4.5.4 ikke antas mindre enn:

$$A_{s,\min} \cdot f_{yk} = \max \begin{cases} 0,26 \cdot (f_{ctm} - 2,15 \cdot f_{Ftu,ef}) \cdot b_t \cdot d \\ 0,13 \cdot (f_{ctm}) \cdot b_t \cdot d \end{cases} \quad (11.3)$$

der det forutsettes at

$$\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \geq 0,005$$

For konstruksjoner med nedstyrtningsfare skal minimumsarmeringen i hovedretningen ikke reduseres med mer enn 50% som følge av bidrag fra fiberen.

11.3 Minimumsarmering etter EC2:2020

EC2:2020 gir ingen eksplisitte formler for minimumsarmering. I henhold til EC2:2020 12.2(2) skal det for konstruksjonsdeler utsatt for bøyning med eller uten aksialkraft legges en minimumsarmering slik at:

$$M_{R,\min}(N_{Ed}) \geq M_{cr}(N_{Ed}) \quad (11.4)$$

der

$M_{R,\min}$ er tverrsnittets momentkapasitet utregnet basert på $A_{s,\min}$ og inklusive eventuell aksialkraft

M_{cr} er rissmoment til tverrsnittet inkludert eventuell aksialkraft, beregnet med strekkfasthet f_{ctm}

For tverrsnitt med forspente uinjiserte spennetau eller eksterne kabler skal bidraget fra kablene til N_{Ed} , $M_{R,\min}$ og M_{cr} beregnes etter midlere effektiv aksialspenning fra spennarmeringen.

Ifølge Sørensen (2013) definerer rissmomentet en overgang mellom uopprisset og risset tilstand, og i både stadium I og stadium II antas det at betongen har lineære egenskaper. Rissmoment med aksialspenning er dermed generelt gitt ved:

$$M_{cr} = \frac{1}{6} \cdot bh^2 \cdot (f_{ctm} - \sigma_c)$$

der σ_c er trykkspenningen i betongen grunnet forspenning.

Ifølge EC2:2020 skal minimumsarmeringen gi minst like stor kapasitet som risslasten. Armeringen skal dermed ikke flyte ved opprissing, og kravet til mengden armering gis dermed ved momentlikevekt som:

$$M_{R,\min}(N_{Ed}) = f_{yk} A_{s,\min} \cdot z \geq M_{cr} = \frac{1}{6} \cdot bh^2 \cdot (f_{ctm} - \sigma_c)$$

der z er momentarmen.

Løst for $A_{s,\min}$ gir uttrykket:

$$A_{s,\min} \geq \frac{\frac{1}{6} \cdot bh^2 \cdot (f_{ctm} - \sigma_c)}{f_{yk} \cdot z}$$

Både h og z kan omskrives til et produkt med den effektive høyden, og uttrykket kan reduseres til:

$$A_{s,\min} \geq \xi \cdot bd \cdot \frac{(f_{ctm} - \sigma_c)}{f_{yk}}$$

Koeffisienten, ξ , er avhengig av hvilke antagelser som gjøres angående effektiv høyde og den indre momentarmen. I EC2:2004 er denne koeffisienten satt til $\xi = 0,26$.

11.4 Armeringsregler for spennarmerte flatdekker uten injisering

Hverken EC2:2004 eller EC2:2020 gir spesifikke armeringskrav for spennarmerte flatdekker uten injisering. Tidligere norsk standard, NS3473, gir krav til konsentrering av minimumsarmering over søyler for spennarmerte flatdekker uten heft i henhold til 18.2.2 som:

$$A_s \geq 0,25 \cdot k_w \cdot A_c \cdot \frac{f_{tk}}{f_{sk}}$$

der

A_c er betongarealet

f_{sk} er armeringens karakteristiske fasthet

f_{tk} er betongens forventede karakteristiske nedre strekkfasthet

$k_w = 1,5 - h/h_1 \geq 1$, hvor h er tverrsnittshøyden og $h_1 = 1$ m

Denne armeringen skal legges over en bredde lik søylebredden pluss to ganger platetykkelsen til hver side for søylen.

DEL III

Forutsetninger og fremgangsmåte

12 Forutsetninger

12.1 Materialer

Flatdekkene som studeres er av betong, og består alle av slakkarmering og spennarmering. Avhengig av hvilket av flatdekkene som studeres vil også fiberarmering eller skjærarmering være brukt. Materialelegenskapene er hentet fra EC2 og NB38.

12.1.1 Betong

Det er valgt å bruke fasthetsklasse B45, som er en vanlig fasthetsklasse for spennarmerte flatdekker. Materialelegenskapene er hentet fra EC2, og er oppgitt i tabell 12.1.

Tabell 12.1: Materialelegenskaper betong

Egenskaper betong	Symbol	Verdi
Karakteristisk fasthet	f_{ck}	45 MPa
Karakteristisk strekkfasthet	$f_{ctk,0.05}$	2,7 MPa
Midlere aksialtrekkfasthet	f_{ctm}	3,8 MPa
Elastisitetsmodul	E_{cm}	36 GPa
Materialfaktor	γ_c	1,5
Lastkoeffisient	α_{cc}	0,85
Dimensjonerende fasthet	f_{cd}	25,5 MPa
Dimensjonerende strekkfasthet	f_{ctd}	1,53 MPa
Eksponeringsklasse		XC1
Tyngdetetthet med armering	ρ_c	25 kN/m ³
Største nominelle kornstørrelse i tilslaget	D_{max}	20-24 mm

For det fiberarmerte flatdekket bør det i alminneligheten brukes selvkomprimerende betong. Siden det ikke er noen beregningsmessig forskjell mellom vanlig betong og SKB har alle flatdekkene betonegenskaper gitt i tabell 12.1.

12.1.2 Slakkarmering

Det er valgt å bruke tradisjonell slakkarmering B500NC. Materialelegenskapene er hentet fra EC2, og er oppsummert i tabell 12.2.

Tabell 12.2: Materialegenskaper slakkarmering av typen B500NC

Egenskaper slakkarmering	Symbol	Verdi
Karakteristisk strekkfasthet	f_{yk}	500 MPa
Elastisitetmodul	E_s	200 GPa
Materialfaktor	γ_s	1,15
Dimensjonerende fasthet	f_{yd}	434 MPa

12.1.3 Skjærarmering

Valgt skjærarmering bruker samme materialegenskaper som for slakkarmering, som er oppgitt i tabell 12.2

12.1.4 Spennarmering

Materialegenskapene for spennarmeringen er hentet fra brosjyren BBR VT CONA Single spenn-tausystem fra Spenneteknikk (2011), og er oppgitt i tabell 12.3.

Tabell 12.3: Materialegenskaper spennarmering

Egenskaper spennarmering	Symbol	Verdi
Karakteristisk strekkfasthet	f_{pk}	1860 MPa
Karakteristisk "0.1%-grense"	$f_{p0.1k}$	1670 MPa
Elastisitetmodul	E_s	195 GPa
Materialfaktor	γ_s	1,15
Dimensjonerende fasthet	f_{pd}	1452,2 MPa
Største spenning	$\sigma_{p,max}$	1488 MPa
Spennaudiameter	ϕ_p	16 mm
Tverrsnittsareal	A_p	150 mm ²
Diameter på plastrør	$\phi_{rør}$	20 mm

12.1.5 Fiberarmering

På grunn av stor variasjon mellom restbøyestrekfasthet og fiberdosering i industrien er de tre fiberdoseringsmengdene som studeres i denne oppgaven valgt til å tilsvare en dimensjonerende reststrekfasthet på henholdsvis 1 MPa, 2 MPa og 2,5 MPa. I diskusjon med veilder er det antatt at dette tilsvarer en fibermengde på henholdsvis 30-45 kg/m³, 60-80 kg/m³ og 80-100 kg/m³. Tabell 12.4 oppsummerer valgene vedrørende fiberstyrke for de ulike fiberdekkene. Den dimensjonerende reststrekfastheten på 2,5 MPa vil også tilsvare den høyeste reststrekfasthetsklassen på R10 i NB38 ved duktilitetsklasse mellom c og d.

Ettersom største tilslagstørrelse er valgt til 24 mm må fiberlengden være minst 48 mm etter NB38. Vanlige stålfiberlengder er som regel på 40-60 mm.

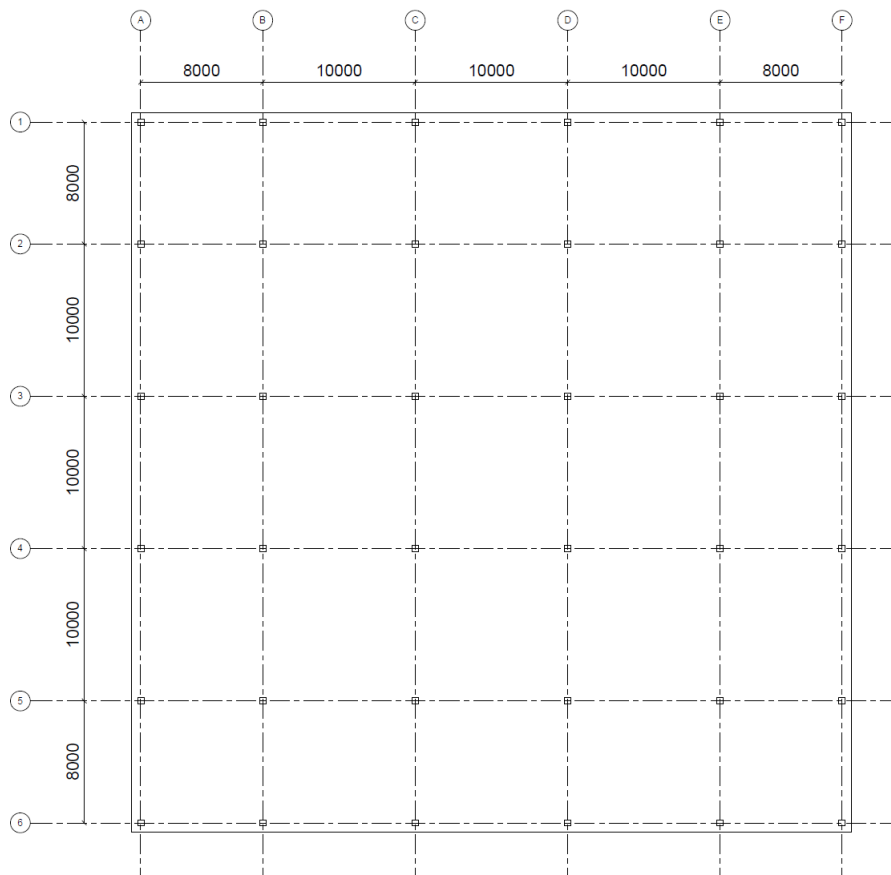
Tabell 12.4: Oppsummering av valgte fiberstyrker

Egenskaper	Fiberdekke 1	Fiberdekke 2	Fiberdekke 3
Dimensjonerende reststrekkfasthet, f_{Ftud}	1,0 MPa	2,0 MPa	2,5 MPa
Fiberdoseringsmengde	30-45 kg/m ³	60-80 kg/m ³	80-100 kg/m ³

12.2 Geometri

Flatdekkekonfigurasjonene som studeres i denne oppgaven er, med unntak av tykkelse, av samme form, og den generelle geometrien er valgt med utgangspunkt fra anbefalinger i industrien, litteraturen og i samråd med veileder

Det valgte flatdekket er kvadratisk med dimensjon 46x46 meter og er vist i figur 12.1, inndelt i akse 1-6 og A-F. Dekke er understøttet av kvadratiske søyler med dimensjoner 400x400 mm, og som vist på figuren består det av fem felt i hver retning, der ytre og indre felt har en spennvidde på henholdsvis 8 meter og 10 meter. Spennvidden på 10 meter ligger midt i intervallet for hva som er anbefalt for spennarmerte flatdekker. Spennviddeforholdet mellom ytre og indre felt er valgt til 0,8, hvilket er en økonomisk løsning som gir tilnærmet like feltmomenter i ytre og indre felt (Spenneteknikk, 2011).



Figur 12.1: Plantegning av flatdekke. Mål i mm.

Denne flatdekkekonfigurasjonen gir høyt belastede innersøyler som bærer en spennvidde på 10 meter i begge retninger, og gjør det mulig å studere utfordringer rundt gjennomlokking som oftest er dimensjonerende for etteroppspente flatdekker.

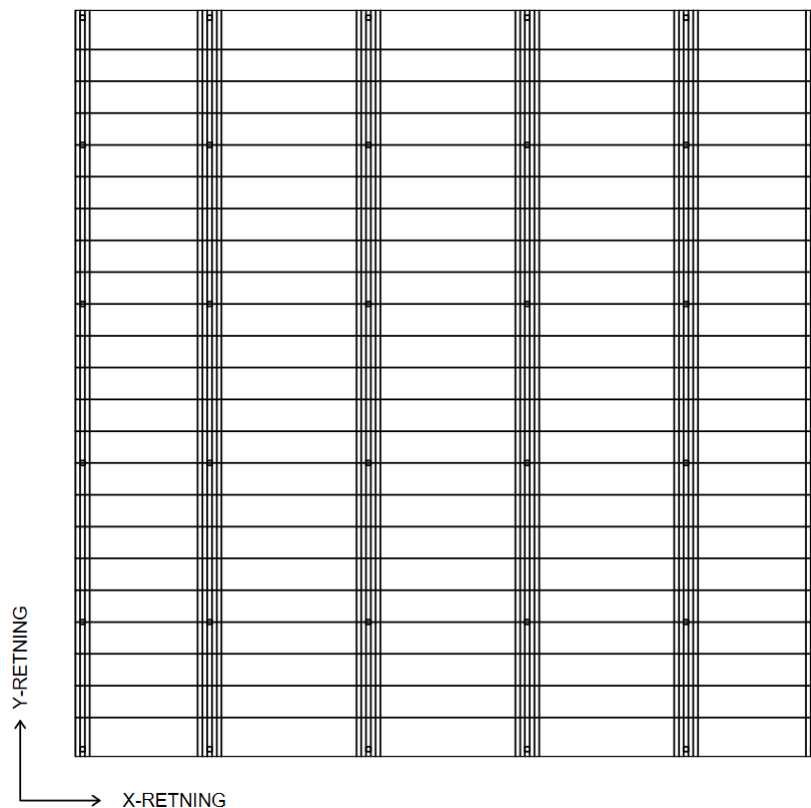
Flatdekket anses som stort nok til å gi generelle resultater for flatdekker, og inkludering av flere felt vil ha minimal betydning for dimensjonerende lastvirkninger. Symmetrien i x- og y-retning er videre valgt for å forenkle beregningene.

12.3 Spennarmering

Det er valgt å bruke uinjiserte spenntau i de etteroppspente flatdekkene som studeres i denne oppgaven, siden dette er den tradisjonelt brukte armeringsmetoden for etteroppspente dekker i Norge.

12.3.1 Spennarmeringssystem

Figur 12.2 viser spennarmeringssystemet som er valgt, og er den vanlige måten å legge spenntauene i flatdekker på i Norge. Spenntauene konsentreres inn over søylene i såkalte søylestriper, i den ene retningen, mens de blir fordelt jevnt i den andre retningen. Som følger av symmetri på flatdekket har det ingen beregningsmessig betydning hvilken retning man konsentrerer kablene i, men det er valgt å legge søylestriperne i y-retningen, der y-retning er definert i figur 12.2.



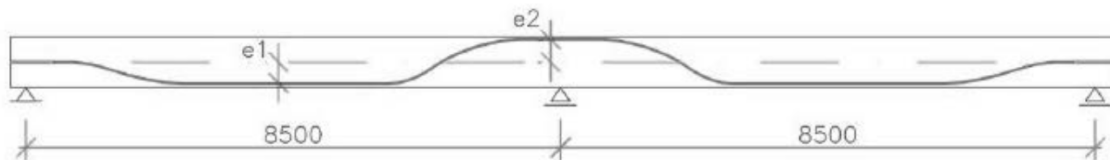
Figur 12.2: Spennarmeringssystem

Det valgte spennarmeringssystem får konsekvenser for den statiske virkemåten til flatdekket. Flatdekket med valgt spennarmeringssystem vil tilsvare en enveisplate i x-retning som hviler på konsentrerte ”spennarmeringsbjelker” i y-retningen. Dette systemet tilsvarer IV) i figur 3.2.

Dette spennarmeringsmønsteret gir ingen fletting mellom spennarmeringen, og er blant annet brukt på Trondheimsporten og Nyhavna EN på Dora, samt i fullskalaforsøket til Trygstad.

12.3.2 Spennarmeringsprofil

Spennarmeringsprofilen som benyttes i denne oppgaven er valgt med utgangspunkt i spennarmeringsprofilen brukt i fullskalaforsøket til Trygstad *et al.* (2014), der spennarmeringsprofilen deres er vist i figur 12.3. Tilsvarende spennarmeringsprofiler finner man også i andre etteroppspente flatdekker med fiberarmering, slik som Trondheimsporten og Nyhavna EN.



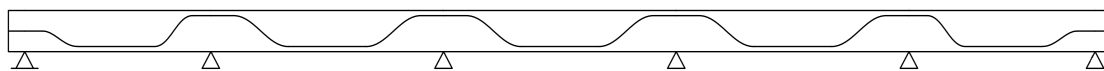
Figur 12.3: Spennarmeringsprofil fra fullskalaforsøket til Trygstad *et al.*, 2014. Dimensjoner i mm.

Den valgte spennarmeringsprofilen antas av samme form i begge retningene av flatdekket, og legges horisontalt med konstant eksentrisitet ved opplager, felt og plateutstikk. I felt legges spenntauene i underkant, mens over støtter legges de i overkant. Figur 12.4 viser en illustrasjon av valgt spennarmeringsprofil for flatdekkene som betraktes i denne oppgaven. Profilen er enkel å utføre på byggeplass ettersom det kun er krumning i overgangene mellom opplager og felt, hvilket bidrar til tids- og kostnadsbesparelser.

Eksentrisiteten til spennarmeringen er i hovedsak valgt etter nødvendig overdekning fra EC2:2004, men for å unngå kollisjoner med minimumsarmering blir eksentrisiteten noe begrenset av den praktiske utførelsen.

De horisontale lengdene av de rette og krumme segmentene til den valgte spennarmeringsprofilen bestemmes ved å skalere lengdene til spennarmeringsprofilen fra forsøksflatdekket i figur 12.3.

I masteroppgaven til Sivertsen og Tøsti (2015) ble denne typen spennarmeringsprofilen sammenlignet med en tradisjonell spennarmeringsprofil med kurvatur i felt og over støtte. De kom frem til at spennarmeringsprofilen med konstante eksentrisiteter gir noe større totale forspenningsmomenter som fordeles over en større lengde over støtte og felt, og at den dermed er gunstigere for nedbøyninger og kan motvirke større ytre laster. Videre ble det i masteroppgaven til Hallberg og Hanssen (2013), som etterregnet fullskalaforsøket til Trygstad *et al.* (2014), også vist at denne spennarmeringsprofilen gir små tvangsmomenter.



Figur 12.4: Illustrasjon av valgt spennarmeringsprofil.

12.4 Karakteristiske laster

Det er tre krefter som tas hensyn til i beregningene: egenlast, nyttelast og forspenning.

Den karakteristiske verdien til egenlasten finnes ved hjelp av tyngdetettheten til armert betong, som angitt i EC1-1-1 tabell A.1. Verdien antas å være lik for fiberarmert betong. Egenlasten vil da variere med dekketykkelsen som:

$$g_k = t \cdot \rho_c = t \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Videre antas flatdekket å være en del av et kontorbygg, i likhet med NAV-bygget og DORA i Trondheim som innehar lik konstruksjonsløsning med etteroppspenning og stålfiber. I henhold til

EC1-1-1 klassifiseres kontorbygg som brukskategori B, og tabell NA.6.2 gir dermed en karakteristisk nyttelast på gulv lik:

$$q_k = 3.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Videre bidrar forspenningen primært til økt kapasitet.

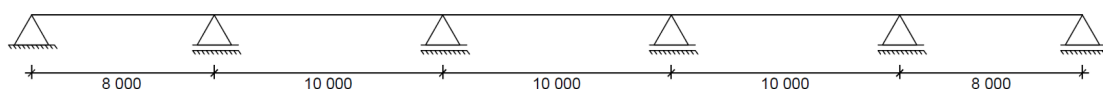
13 Idealiseringer og beregningsmetode

I denne oppgaven studeres innersøylene ved aksekryss C3, C4, D3 og D4 fra figur 12.1. Dimensjoneringen av disse innersøylene vil være lik som følge av symmetri.

13.1 Lastvirkninger

13.1.1 Statisk modell

Flatdekket er konservativt idealisert som fritt opplagt på søylene, som vist i figur 13.1, på grunn av stor stivhetsforskjell mellom flatdekket og søyler. Ettersom flatdekket antas å være avstivet av et avstivningssystem har ikke rammevirkningen mellom søyle og dekke noen betydning for dimensjonering av dekke. I virkeligheten er det en viss grad av innspenning mellom dekke og søyler, slik at noe moment vil overføres til søyler. Ettersom stivhetsforskjellen er stor vil momenter i søyler bli relativt små, og idealiseringen medfører noe større beregningsmessige momenter i flatdekket.

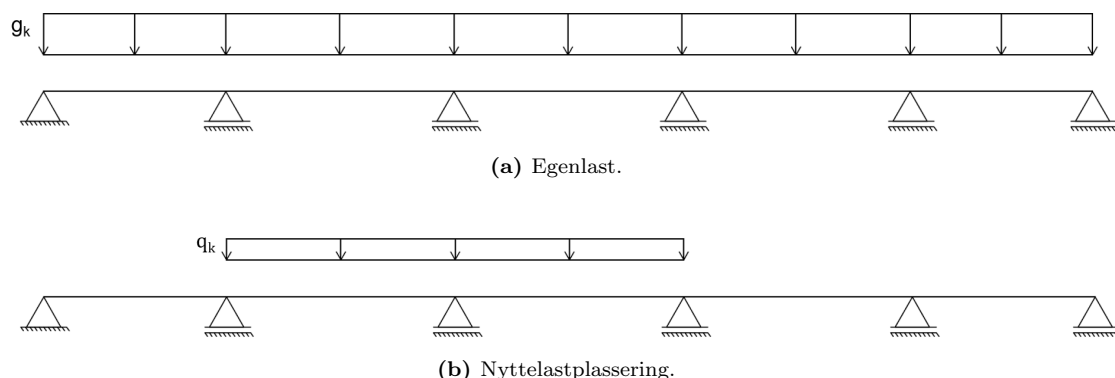


Figur 13.1: Statisk modell i x- og y-retning. Mål i mm.

13.1.2 Moment

For beregning av dimensjonerende momenter benyttes beregningsprogrammet Autodesk Robot Structural Analysis for å gjøre en lineær-elastisk analyse.

For både søylestripen i y-retning og for enveisplateretningen brukes lastkombinasjonene vist i figur 13.2 for bestemmelse av dimensjonerende støttemoment. For enveisplateretningen studeres en platebredde på 1 meter, mens "bjelken" i y-retning må bære last tilsvarende en full spennvidde på 10 meter. På grunn av flatdekkets symmetri og lineærelastisk analyse er momentet fra egen- og nyttelast i de respektive retningene proporsjonale. Støttemoment fra egen- og nyttelast i y-retningen blir dermed 10 ganger større enn tilsvarende støttemoment i x-retningen. Det er dermed kun nødvendig å beregne momenter for enveisplateretningen.



Figur 13.2: Lastkombinasjon for moment ved indre støtte.

For bestemmelse av totalt forspenningsmoment er de ekvivalente kreftene fra den idealiserte spennprofilen modellert i Robot. Videre er tvangsmomentene funnet ved differansen mellom totalt forspenningsmoment og primærmoment som:

$$M_1 = M_p - M_0 = M_p - P \cdot e$$

Ettersom spennkraften betraktes som indre motstand, og tvangsmomentene er gunstige over søyler er det totale dimensjonerende momentet gitt som:

$$M_{Ed} = M_{Ed,g} + M_{Ed,q} - M_1 \cdot \gamma_{P,fav}$$

I NB38 må det gjennomføres en kontroll med karakteristiske momenter i tillegg til de dimensjonerende momentene. Ettersom tvangsmomentene er proporsjonale med spennkraften, og det gjøres en lineærelastisk analyse, kan karakteristiske tvangsmomenter finnes ved å skalere dimensjonerende tvangsmomenter med materialfaktoren til spennarmeringen. Det totale karakteristiske momentet er da gitt som:

$$M_k = M_{g,k} + M_{q,k} - M_1 \cdot \gamma_p$$

13.1.3 Gjennomlokkingskraft

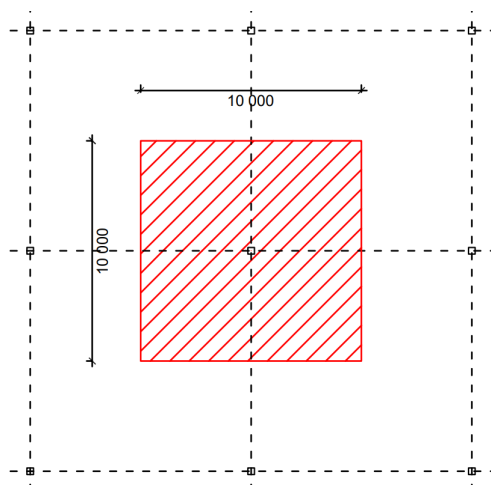
Bestemmelse av dimensjonerende skjærspenninger for innersøyler ved gjennomlokkning er avhengig av flatdekkets geometri, samt lastvirkningene i form av skjærkraft og momentoverføring over det betraktete kontrollsnittet til søylen. Avhengig av hvilket flatdekke som studeres vil samtlige av forannevnte faktorer variere.

Den valgte statiske modellen gir ingen momentoverføring til søyler, og kan derfor ikke brukes for å bestemme ubalansert søylemoment ved dimensjonering av gjennomlokkning. Flatdekkenes generelle geometri oppfyller kravene for bruk av forenklet verdi for β , for både EC2:2004 og EC2:2020. Konsekvensen av dette er at dimensjonerende skjærspenninger ikke er avhengig av momentoverføringen mellom søyle og dekke. Momentvirkningen blir da forenklet ned til én faktor gitt etter regelverk. Det vil derfor kun være ett lasttilfelle som gir de kritiske skjærspenningene for innersøylene som studeres.

For innersøylene som studeres i denne oppgaven, vil den kritiske lastsituasjonen for gjennomlokkning være gitt av lengden fra senteret av innersøylen ut til midten av spennet. Lastarealet får kvadratisk form, som vist i figur 13.3, og er beregnet til:

$$A_{skjær} = L_{spenn} \cdot L_{spenn} = 10 \text{ m} \cdot 10 \text{ m} = 100 \text{ m}^2$$

Ettersom en stor del av lasten innenfor kritisk snitt overføres direkte til søylen, kan skjærarealet reduseres tilsvarende. Dette reduksjonsarealet vil bli svært lite sammenlignet med skjærarealet for en spennvidde på 10 meter. Det er derfor valgt å neglisjere denne lastreduksjonen.



Figur 13.3: Skjærareal for innersøyle. Mål i mm

En kan også redusere gjennomlokkingskraften ytterligere ved å ta hensyn til den gunstige virkningen av den vertikale kraftkomponenten fra spennarmeringen innenfor kontrollsnittet. Siden spennarmeringsprofilen ligger horisontalt med konstant eksentrisitet over søylene vil de krumme områdene av spennarmeringen, og dermed de vertikale ekvivalente kreftene, befinne seg utenfor kontrollsnittet for vanlige tykkelser. Denne kraftreduksjonen vil dermed ikke oppstå.

13.2 Armeringsvalg

Som ordinær minimumsarmering i fiberdekkene benyttes uttrykket fra NB38 som tar hensyn til den gunstige virkningen av fiber. For flatdekkene uten fiberarmering brukes generell minimumsarmering etter EC2:2004.

Spesielt for flatdekker er at det i henhold til EC2:2004 skal konsentreres en armeringsmengde over søylene for å forsikre rissfordeling som følger av økt spenningskonsentrasjoner i disse områdene. Etersom uinjiserte spenntau i flatdekker ikke har heft vil spenntauene være mindre effektiv til å overføre krefter mellom riss, og ifølge Stømland (1983) har flatdekker med uinjiserte kabler uten slakkarmering en tendens til å danne få og store sprekker. Spenntauene kan dermed ikke direkte inkluderes som en del av denne armeringskonsentrasjonen. Samtidig gir EC2:2004 ingen konkrete retningslinjer for hvordan man skal konsentrere minimumsarmeringen over søylene for denne konstruksjonsløsningen. Tidligere norsk standard, NS3473, har krav til minimumsarmering over søyler for spennarmerte flatdekker uten heft, hvor den generelle minimumsarmeringen skal konsentreres over en bredde lik søylebredden pluss to ganger platetykkelsen til hver side for søylen. Denne konsentrasjonen skal gjøres i begge hovedretningene.

Minimumsarmering over innersøylene legges etter anvisningene fra NS3473. Betongarealet som skal benyttes for den konsentrerte armeringsmengden etter NS3473 er i samråd med veileder valgt til den full spennvidde. I stedet for å benytte NS3473 sitt uttrykk for generell minimumsarmeringsmengde er det valgt å benytte nåværende krav til generell minimumsarmeringsmengde, for deretter å konsentrere den etter NS3473 sine anvisninger.

For å inkludere den gunstige effekten av fiber i den konsentrerte minimumsarmeringsmengden benyttes NB38 sitt uttrykk for generell minimumsarmering.

Den effektive høyden er avhengig av kamstørrelsen samt eksponeringsklasse. Kamstørrelsen over søylen er valgt til $\phi 12$, mens generell minimumsarmering er valgt til $\phi 10$.

13.3 Spennarmering

13.3.1 Effektive høyder

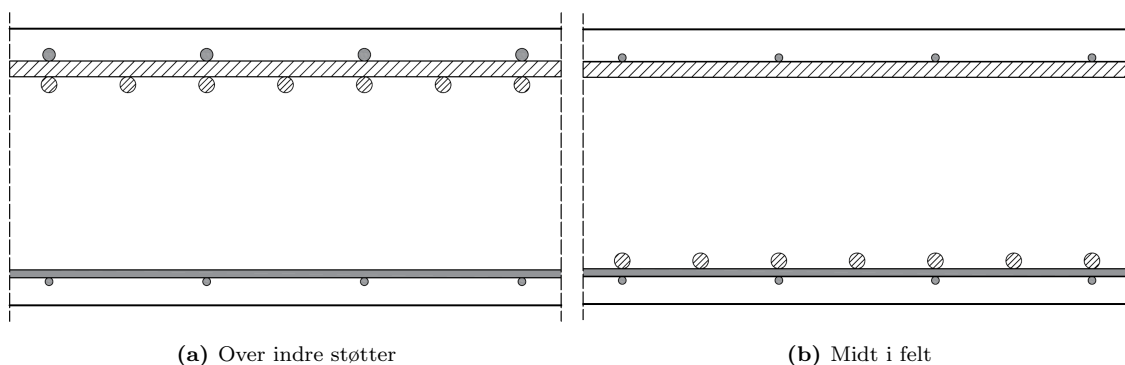
For flatdekker med både spenn- og slakkarmering kan armeringsleggingen bli komplisert, spesielt over søyler der armeringen konsentreres. Dette er viktig å tenke på ved prosjektering og planlegging slik at spenn- og slakkarmeringen ikke kolliderer.

Det valgte spennarmeringssystemet, som vist i figur 12.2, fører til en enkel utførelse uten fletting. Ved montering legges først tradisjonell slakkarmering i underkant av tversnittet, før de konsentrerte spenntauene i søylestripen plasseres. Deretter legges de fordelte spenntauene på oversiden i den andre spennretningen. Etter spenntauene er plassert kan slakkarmering i overkant plasseres i begge retningene. Videre antas det at søylens lengdearmering føres inn i platenes middelplan og ikke vil påvirke resterende armering i platen.

Figur 13.4 viser en skisse over armeringsplasseringen for søylestripen. Skissen illustrerer også den enkle utførelsen der de fordelte spenntauene alltid ligger på oversiden av søylestripens konsentrerte spenntau.

For valgt eksponeringsklasse XC1 og antatt 50 års dimensjonerende brukstid er krevd overdekning, c_{nom} , for slakk- og spennarmering henholdsvis 25 mm etter tabell NA.4.4N EC2:2004 og 35 mm etter tabell NA.4.5N EC2:2004. Som følger av valgt utførelse av armeringsleggingen er overdek-

ningen til spenntauene alltid større enn 35 mm, og de effektive høydene til spennarmeringen er dermed begrenset av nødvendig overdekning til slakkarmeringen.



Figur 13.4: Armeringsskisse for tverrsnitt i søylestripen. Spenntau er vist med skravur.

Over indre søyler er de effektive høydene for spennarmeringen, se figur 13.4a, gitt ved:

$$\begin{aligned}d_{px,s} &= t - c_{\text{nom},s} - \phi_{s,\text{st}} - 0,5 \cdot \phi_{\text{rør}} \\d_{py,s} &= t - c_{\text{nom},s} - \phi_{s,\text{st}} - 1,5 \cdot \phi_{\text{rør}}\end{aligned}$$

der

- $\phi_{s,\text{st}}$ er kamstørrelsen til slakkarmeringen over støtter
- $\phi_{\text{rør}}$ er diameteren på plastrøret som omgir spenntauet
- $c_{\text{nom},s}$ er overdekning for slakkarmeringen.

For slakkarmeringen over indre søyler er de effektive høydene:

$$\begin{aligned}d_{sx,s} &= t - c_{\text{nom},s} - \phi_{s,\text{st}} - \phi_{\text{rør}} + 0,5 \cdot \phi_{s,\text{st}} \\d_{sy,s} &= t - c_{\text{nom},s} - 0,5 \cdot \phi_{s,\text{st}}\end{aligned}$$

De effektive høydene midt i felt for søylestripen, se figur 13.4b, er gitt ved:

$$\begin{aligned}d_{sy,f} &= t - c_{\text{nom},s} - 0,5 \cdot \phi_{s,\text{min}} \\d_{py,f} &= t - c_{\text{nom},s} - \phi_{s,\text{min}} - 0,5 \cdot \phi_{\text{rør}}\end{aligned}$$

der $\phi_{s,\text{min}}$ kamstørrelsen på den generelle minimumsarmeringen.

Videre plasseres de fordelte spenntauene over minimumsarmeringen i underkant for feltene. De effektive høydene midt i felt for de fordelte spenntauene er dermed gitt ved:

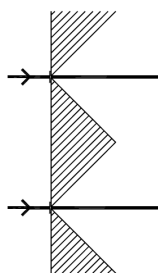
$$\begin{aligned}d_{sx,f} &= t - c_{\text{nom},s} - 1,5 \cdot \phi_{s,\text{min}} \\d_{px,f} &= t - c_{\text{nom},s} - \phi_{s,\text{min}} - 0,5 \cdot \phi_{\text{rør}}\end{aligned}$$

13.3.2 Lastutbredelse

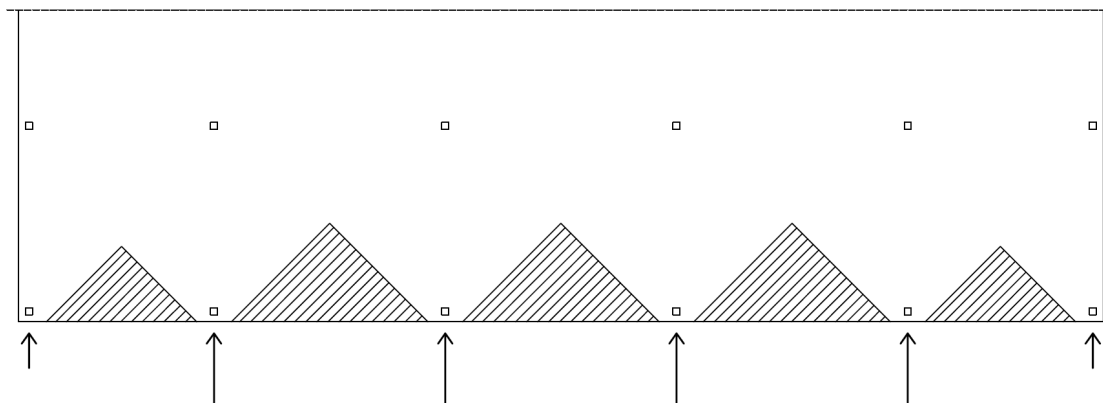
Kreftene fra spenntauene antas å spre seg med en vinkel på 45 grader innover i flatdekket. Denne antagelsen er bestemt i samråd med veileder og er en god tilnærming. Den antatte lastutbredelsen for det valgte spennarmeringssystemet blir dermed som vist i figur 13.5 og 13.6.

For trykkspenning i x-retning, se figur 13.5, vil det kun være mindre soner mellom de fordelte spenntauene som ikke får trykkspenning i x-retningen. Størrelsen på den skraverte sonen uten trykk vil være avhengig av senteravstanden til spenntauene. For vanlige tilfeller vil senteravstanden være lav nok til at en kan regne full utbredelse for både kant- og hjørnesøyler, og trykkspenning per meter i x-retning kan dermed antas lik for alle søylene. Videre antas det at de fordelte

spenntauene ligger fordelt helt ut til kanten av flatdekket slik at en får trykk langs hele kanten i x-retningen.



Figur 13.5: Trykkspenning i x-retning. Skravert sone viser område uten trykk. (Trygstad, 2001)



Figur 13.6: Trykkspenning i y-retning. Skravert sone viser område uten trykk.

Trykkspenningen i y-retningen på grunn av spenntauene i de konsentrerte søylestripene er vist i figur 13.6, og ser at en oppnår full utbredelse innen midten av første felt. For indre søyler fordeles den totale spennkraften for søylestripene over en full feltbredde. For hjørne- og kantsøyler ser en at trykkspenningen i y-retning vil bli større enn for indre søyler, ettersom lastutbredelsen er mindre, hvilket er gunstig med tanke på gjennomlokking.

Figur 13.6 viser også et større område uten trykkspenning i y-retning, men dette området vil ha trykkspenning i x-retning grunnet de fordelte spenntauene. Samme gjelder for det skraverte området i x-retning for figur 13.5, som blir påført trykkspenning i y-retning fra spenntauene i de ytterste søylestripene. Det er derfor fornuftig å anta at hele flatdekket vil bli påført trykkspenninger i minst én retning på grunn av forspenningen.

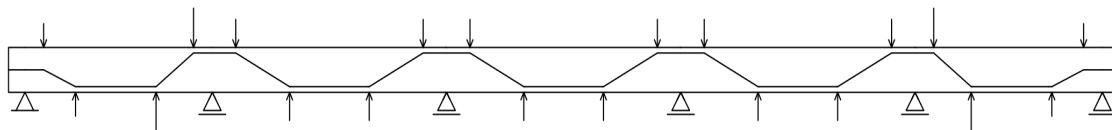
Hvordan størrelsen på trykkspenningene skal beregnes ved gjennomlokking er avhengig regelverket som benyttes.

13.3.3 Idealisering av profilen og ekvivalente krefter

Spennarmeringsprofilen består i utgangspunktet av rette segmenter med krumning i overgangen mellom felt og støtte. Det er valgt å idealisere spennarmeringsprofilen i lineære segmenter. Desto finere profilen er diskretisert langs krumningen jo bedre vil idealiseringen representere den virkelige spennarmeringsprofilen. I vårt tilfelle er det valgt å diskretisere de krumme delene med ett lineært segment, slik som vist i figur 13.7.

For den virkelige spennarmeringsprofilen er det kun krumning der spennarmeringen går fra underkant av flatdekket til overkant av flatdekket eller omvendt, og den fordelte tverrkraften vil bare

oppstå i disse områdene. Lineære segmenter fører til knekkpunkter, som gir konsentrerte ekvivalente krefter istedet for en jevnt fordelt tverrlast. De ekvivalente kreftene er illustrert i figur 13.7. Desto flere lineære segmenter man diskretiserer de krumme stykkene av spennarmering i jo nærmere vil man komme de virkelige ekvivalente kreftene. Ettersom spennarmeringsprofilen i utgangspunkt gir små tvangsmomenter, vil en finere diskretisering av profilen ha mindre beregningsmessig betydning.



Figur 13.7: Spennarmeringsprofil idealisert i lineære segmenter med ekvivalente krefter.

I EC2:2004 stilles det krav til minste krumning på spennarmeringsprofilen. Det er valgt å ikke gjøre en kontroll av dette, ettersom profilen er skalert fra en virkelig profil og en detaljering av profilen vår er utelatt. Det er også sjeldent at krumningskrav er styrende for spennarmeringsprofilen i flatdekker.

13.3.4 Spennkraft

Spennkraften i spennarmeringen vil reduseres noe i forhold til den målte jekkraften under oppspenningen grunnet ulike typer spennkrafttap. En omfattende beregning av disse tapene er utelatt i denne oppgaven, og det er i samarbeid med veileder valgt å anta et totalt spennkrafttap på 15%.

Basert på valgte materialegenskapene til spennarmeringen fra tabell 12.3, samt antatt spennkrafttap, er den endelige spennkraften per spenntau ved gjennomlokkingsberegninger gitt som:

$$S_{p,gj} = \frac{A_p}{\gamma_s} \cdot (\epsilon'_{p0} \cdot E_p) = \frac{150 \text{ mm}^2}{1,15} \cdot (0,85 \cdot 7,631 \cdot 10^{-3} \cdot 195000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}) = 165,0 \text{ kN}$$

For momentberegninger kan tilleggsspenning for store deformasjoner inkluderes, og det er valgt å bruke EC2:2004 sin forenklede verdi på $\Delta\sigma_{p,ULS} = 100 \text{ MPa}$. Spennkraften per spenntau blir i momentberegninger dermed:

$$S_p = \frac{150 \text{ mm}^2}{1,15} \cdot (0,85 \cdot 7,631 \cdot 10^{-3} \cdot 195000 + 100) \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 178,0 \text{ kN}$$

13.4 Gjennomlokkingskapasitet

Gjennomlokkingskapasiteten får beregningsmessig generelt et bidrag fra betong og lengdearmeringen, i tillegg til fiberarmering og en gunstig virkning fra spennarmering. Hvordan disse størrelsene skal beregnes er ulikt avhengig av regelverket som følges. Kapittel 10.5 viser noen av forskjellene på hvordan gjennomlokking beregnes for de ulike regelverkene.

I utgangspunktet er optimalisert tykkelse en iterasjonsprosedyre, ettersom både gjennomlokkingskapasitet og momentkapasitet er avhengig av armeringsmengden. For bestemmelse av gjennomlokkingskapasiteten etter NB38 er den gunstige effekten av spennarmering ikke inkludert i regelverket. Siden slakkarmeringen er bestemt av mengden minimumsarmering er det kun fiberstyrken som bestemmer tykkelsen av de optimaliserte fiberdekkene etter NB38. Videre beregnes gjennomlokkingskapasiteten og utnyttelsesgradene etter EC2:2020 Annex L og DafStb basert på disse fiberdekkene.

Spesielt for DafStb er at fiberens volumeffekt kan inkluderes for gjennomlokkingskapasiteten. Hvordan størrelsen på strekksonearealet skal beregnes ved gjennomlokking er ikke oppgitt eksplisitt i DafStb. Med e-post korrespondanse med Andreas Haus M.Sc, teknisk sjef hos BEKAERT, er det kommet frem at det er vanlig å benytte arealet av det kritiske snittet med strekksonehøyde lik

den effektive høyden til lengdearmeringen. Dette forutsetter imidlertid en plastisk fordeling av skjærspenningene i det kritiske snittet, og på grunn av skjærspenningskonsentrasjoner som følge av momentoverføring er det konservativt valgt å benytte en fjerdedel av arealet til det kritiske snittet for gjennomlokkingsberegninger.

Ettersom NB38 og DafStb bruker ulike testmetoder for bestemmelse av karakteristisk restbøyestrekfasthet, samt forskjellige faktorer for dimensjonerende reststrekfasthet, er det antatt lik karakteristisk restbøyestrekfasthet for både NB38 og DafStb. Dette innebærer at karakteristisk restbøyestrekfasthet etter NB38 sin 3-punkts metode ved $CMOD = 2,5$ mm antas lik som for tysk metode ved $\delta_{L2} = 3,5$ mm. Ifølge veileder vil disse verdiene være omtrentlig like og det er antatt å være en rimelig antagelse, men det er vanskelig evaluere riktigheten siden testmetodene er ulike.

Skjærarmeringsmengden for flatdekkene uten fiberarmering er utregnet basert på den gitte tykkelsen, i tillegg til økt minimumsarmering- og spennarmeringsmengde ved fravær av fiberarmering. Fordi en eksakt skjærarmeringsmengde er avhengig av detaljeringen er det valgt å beregne en teoretisk mengde, som innebærer at detaljeringskrav ikke tas hensyn til.

13.5 Momentkapasitet

Momentkapasiteten i x-retningen betraktes etter ordinære enveisplateberegninger, mens "bjelken" i y-retningen må behandles spesielt ettersom det vil oppstå en konsentrasjon av både trykk- og strekkspenninger over søylestripen. Ifølge Trygstad (2001) er det ulike regler i ulike standarder, men det er vanligst å anta en trykksonebredde på halve spennvidden. Valg av trykksonebredde får innvirkning på momentkapasiteten, og er i vårt tilfelle antatt lik $L_{spenn}/2$. Tilsvarende gjelder for strekksonebredden til fiberbidraget i søylestripen.

Momentkapasiteten, M_{Rd} , til fiberdekkene får bidrag fra slakk- og spennarmering, samt fiberarmering, og er generelt gitt ved:

$$M_{Rd} = M_{Rd,slakk} + M_{Rd,spenn} + M_{Rd,fiber}$$

Bidraget fra slakkarmeringen, $M_{Rd,slakk}$, er bestemt av mengden minimumsarmering. Den gunstige virkningen av fiberarmeringen, $M_{Rd,fiber}$, inkluderes etter retningslinjene fra NB38, der fiberarmeringen gir en konstant spenningsfordeling i strekksone. Ettersom tykkelsen, minimumsarmeringsmengden og fiberstyrken er gitt for det betraktede fiberdekket, er det kun bidraget fra spennarmeringen, $M_{Rd,spenn}$, som kan varieres for å optimalisere dekket med hensyn på momentkapasiteten i bruddgrensetilstanden.

Antall konsentrerte spenntau dimensjoneres etter momentet over søylen der gjennomlokking studeres. Ettersom konsentrering av slakkarmering kun er over søyler, er antall fordelte spenntau i enveisplateretningen dimensjonert i kombinasjon med den generelle minimumsarmeringen. Ettersom spenntauene går kontinuerlig i begge retningene får dette betydning for momentkapasiteten i feltene. For eventuelle overskridelser av momentkapasiteten i felt kan det suppleres med slakkarmering for å få tilstrekkelig kapasitet.

For NB38 sin karakteristiske bruddgrensekontroll inkluderes ikke fiberbidraget, og momentkapasiteten reduseres til:

$$M_{Rd,k} = M_{Rd,k,slakk} + M_{Rd,k,spenn}$$

Ettersom platene er statisk ubestemt kan den dimensjonerende reststrekfastheten til fiberen multipliseres med faktoren for volumeffekt, κ_G , ved beregning av momentkapasitet etter NB38. Faktoren er avhengig av arealet på strekksone til tverrsnittet, og beregnet størrelse på strekksone vil igjen være avhengig av den antatte verdien for volumeffekten. En bestemmelse av verdien til κ_G vil dermed være en iterasjonsprosess.

For enveisplateretningen er strekksonearealet til platen svært stort, og den maksimale gunstige volumeffekten av oppnås allerede for strekksoneareal på 1 m^2 . I x-retning settes dermed $\kappa_{G,x} = \kappa_{G,max} = 1,5$.

For søylestripen i y -retningen må den reduserte strekksonen av fiberarmering tas i betraktning. Det antas dermed først en verdi av $\kappa_{G,y}$ der strekksonarealet kontrolleres etter beregnet strekksonehøyde.

NB38 begrenser maksimal tillatt strekktøyning av fiberarmeringen i tverrsnittet, og NB38 sitt lamellmetodeprogram benyttes for å verifisere momentkapasiteten dersom tøyningen er overskredet etter våre kapasitetsberegninger. Beregningsprogrammet har imidlertid ikke spennarmering innlagt, men den endelige momentkapasiteten i bruddgrensetilstanden vil være lik dersom en benytter et ekvivalent slakkarmeringsareal som gir lik flytekraft som det spenn- og slakkarmerte tverrsnittet.

For platene uten fiberarmering gjelder samme dimensjoneringsprosedyre, men fratrukket fiberbidraget.

DEL IV

Resultater

14 Fiberplater

14.1 Fiberplate 1

For den dimensjonerende resttrekkfastheten på 1 MPa er de optimaliserte dimensjonene gitt i tabell 14.1. Materialeegenskapene brukt i beregningene er gitt vedlegg A, og detaljerte beregninger for optimaliseringen av fiberdekke er gitt i vedlegg B.

Tabell 14.1: Optimaliserte dimensjoner for fiberplate 1

Fiberplate 1		
Fiberstyrke	f_{Ftud}	1 MPa
Tykkelse	t	495 mm
Spennvidde/tykkelse-forhold	l/t	20,2
Fordelte spenntau	n_x	c/c 2400 mm
Konsentrerte spenntau	n_y	4 stk

Den resulterende minimumsarmeringen er gitt i tabell 14.2.

Tabell 14.2: Minimumsarmering for fiberplate 1

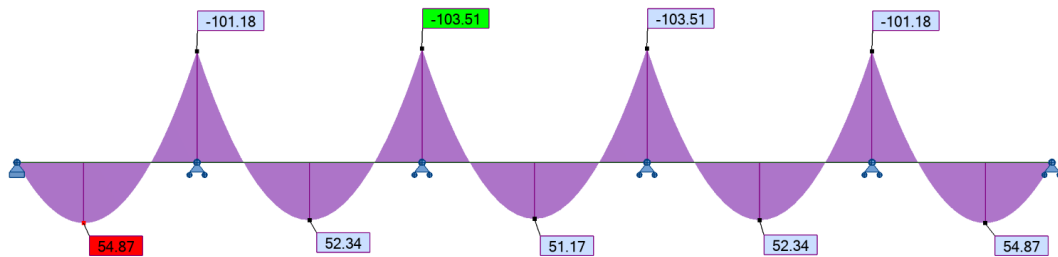
Minimumsarmering fiberplate 1		
Grunnarmering i x-retning	$A_{sx,min,g}$	439 mm ² /m
Grunnarmering i y-retning	$A_{sy,min,g}$	458 mm ² /m
Konsentrert over søyle i x-retning	$A_{sx,min}$	4387 mm ²
Konsentrert over søyle i y-retning	$A_{sy,min}$	4584 mm ²

Utnyttelsesgradene for moment og gjennomlokking er gitt i tabell 14.3, og en ser at for momentkapasiteten blir karakteristisk kombinasjon det dimensjonerende tilfellet.

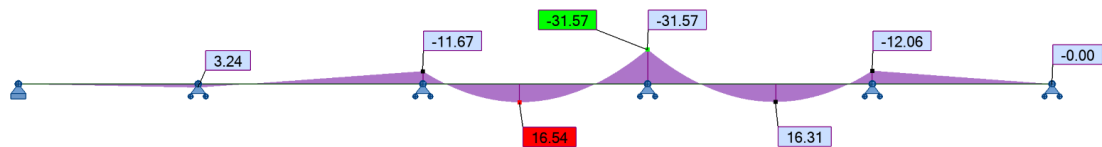
Tabell 14.3: Utnyttelsesgrader for fiberplate 1

Utnyttelsesgrader fiberplate 1		
Moment x-retning:		
Karakteristisk verdi	$\eta_{mx,k}$	0,99
Dimensjonerende verdi	$\eta_{mx,d}$	0,61
Moment y-retning:		
Karakteristisk verdi	$\eta_{my,k}$	0,95
Dimensjonerende verdi	$\eta_{my,d}$	0,86
Gjennomlokking:		
Kritisk snitt	η_{gj}	0,99
Trykkbrudd	$\eta_{gj,t}$	0,63

Karakteristiske momentdiagrammer for egenlast og nyttelast er henholdsvis gitt i figur 14.1 og figur 14.2.

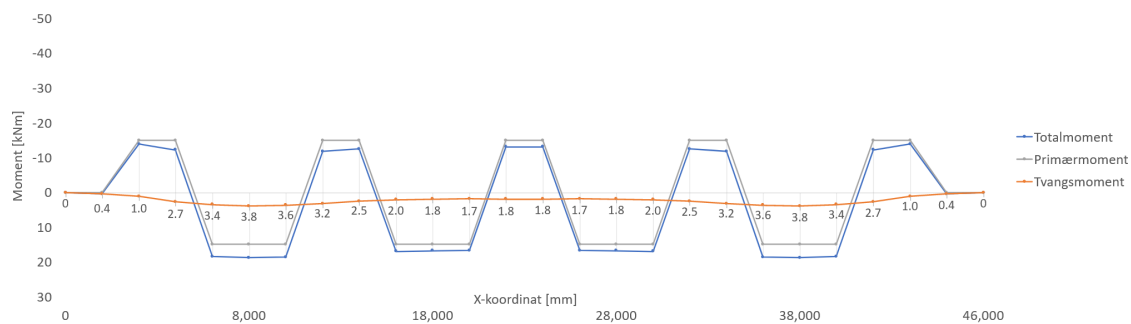


Figur 14.1: Momentdiagram i x-retning fra karakteristisk egenlast [kNm]

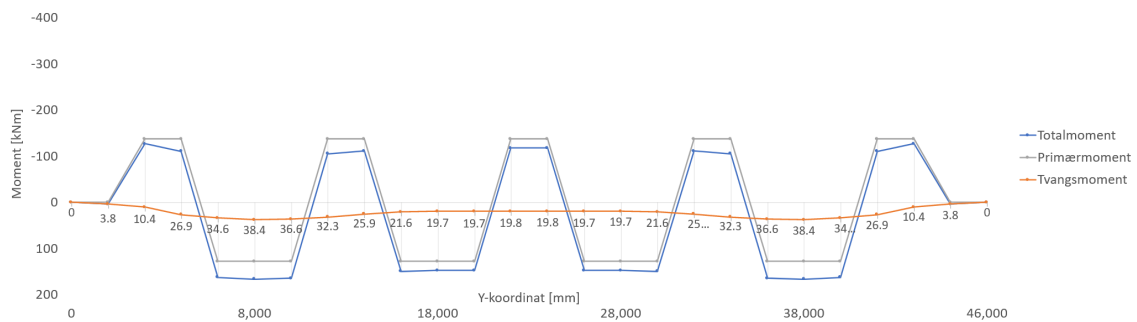


Figur 14.2: Momentdiagram i x-retning fra karakteristisk nyttelast [kNm]

Beregning av momenter fra forspenning er gitt i vedlegg B.1. Figur 14.3 og figur 14.4 viser de resulterende momentene i henholdsvis x-retning og y-retning fra forspenningen.



Figur 14.3: Totalmoment fra forspenning, primærmoment og tvangsmoment i x-retning for fiberplate 1



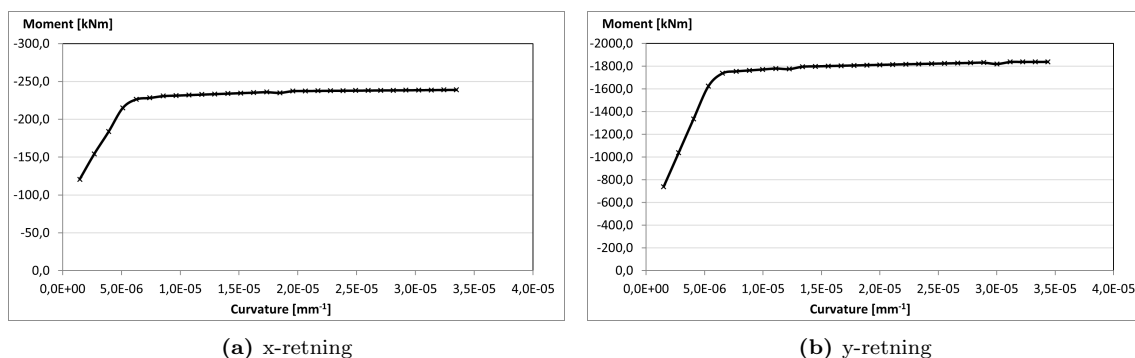
Figur 14.4: Totalmoment fra forspenning, primærmoment og tvangsmoment i y-retning for fiberplate 1

Oppsummering av de dimensjonerende momentvirkningene er oppgitt i tabell 14.4.

Tabell 14.4: Moment fiberplate 1

	Momenter [kNm]			
	Karakteristisk		Dimensjonerende	
	x-retn.	y-retn.	x-retn.	y-retn.
Fra egenlast	103,51	1035,10	139,74	1397,39
Fra nyttelast	31,57	315,70	33,15	331,49
Tvangsmoment	2,07	22,66	1,8	19,7
Totalt	133,01	1328,14	171,27	1711,17

Maksimal strekketøyning i strekkranden for fiberplaten er overskredet, og momentkapasiteten er verifisert med NB38 sitt lamellmetodeprogram med inndata som vist i vedlegg B.3. Figur 14.5a og figur 14.5b viser momentkrumningsrelasjonen for henholdsvis x-retningen og y-retningen over støtte, hvilket gir en momentkapasitet på $M_{Rd,x} \approx 238$ kNm og $M_{Rd,y} \approx 1830$ kNm.



Figur 14.5: Momentkapasitet etter lamellmetoden for fiberplate 1

Detaljerte beregninger for gjennomlokking etter NB38, Annex L og DafStb er gitt i henholdsvis vedlegg B.4.1, B.4.2 og B.4.3. En oppsummering og sammenligning av resultatene er vist i tabell 14.5.

Tabell 14.5: Gjennomlokking fiberplate 1

Sammenligning av regelverk				
Gjennomlokkingskapasitet [MPa]		NB38	Annex L	DafStb
Betong	$\tau_{Rd,c}$	1,06	1,14	0,48
Fiberbetong	$\tau_{Rd,cF}$	1,67	1,78	1,12
Fiberbetong inkludert spennarmering	$\tau_{Rd,cF,\sigma}$	1,67	1,84	1,13
Dimensjonerende spennarmering [MPa]	τ_{Ed}	1,66	1,66	0,69
Utnyttelsesgrad	η_{gj}	0,99	0,90	0,61

14.2 Fiberplate 2

For den dimensjonerende resttrekkfastheten på 2 MPa er de optimaliserte dimensjonene gitt i tabell 14.6. Materialeegenskapene brukt i beregningene er gitt vedlegg A, og detaljerte beregninger for optimaliseringen av fiberdekke er gitt i vedlegg C.

Tabell 14.6: Optimaliserte dimensjoner for fiberplate 2

Fiberplate 2		
Fiberstyrke	f_{Ftud}	2 MPa
Tykkelse	t	285 mm
Spennvidde/tykkelse-forhold	l/t	35,1
Fordelte spenntau	n_x	c/c 750 mm
Konsentrerte spenntau	n_y	14 stk

Den resulterende minimumsarmeringen er gitt i tabell 14.7.

Tabell 14.7: Minimumsarmering for fiberplate 2

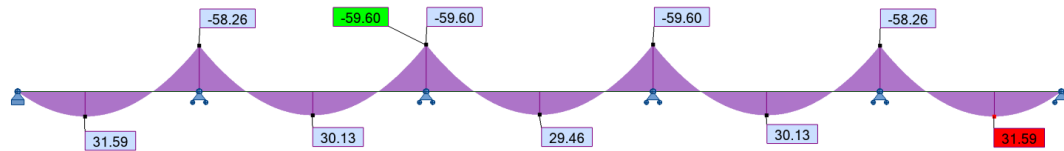
Minimumsarmering fiberplate 2		
Grunnarmering i x-retning	$A_{sx,min,g}$	231 mm ² /m
Grunnarmering i y-retning	$A_{sy,min,g}$	251 mm ² /m
Konsentrert over søyle i x-retning	$A_{sx,min}$	2312 mm ²
Konsentrert over søyle i y-retning	$A_{sy,min}$	2510 mm ²

Utnyttelsesgradene for moment og gjennomlokking er gitt i tabell 14.8, og en ser at for momentkapasiteten blir karakteristisk kombinasjon det dimensjonerende tilfellet.

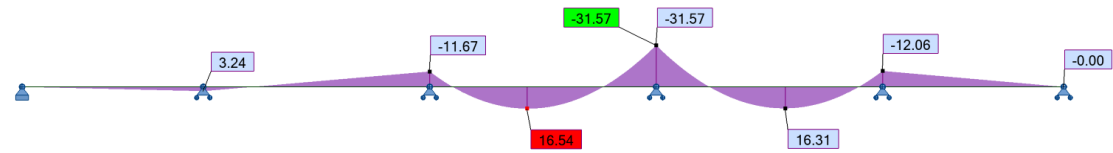
Tabell 14.8: Utnyttelsesgrader for fiberplate 2

Utnyttelsesgrader		
Moment x-retning:		
Karakteristisk verdi	$\eta_{mx,k}$	0,97
Dimensjonerende verdi	$\eta_{mx,d}$	0,66
Moment y-retning:		
Karakteristisk verdi	$\eta_{my,k}$	0,96
Dimensjonerende verdi	$\eta_{my,d}$	0,95
Gjennomlokking:		
Kritisk snitt	η_{gj}	0,99
Trykkbrudd	$\eta_{gj,t}$	0,77

Karakteristiske momentdiagrammer for egenlast og nyttelast er henholdsvis gitt i figur 14.6 og figur 14.7.

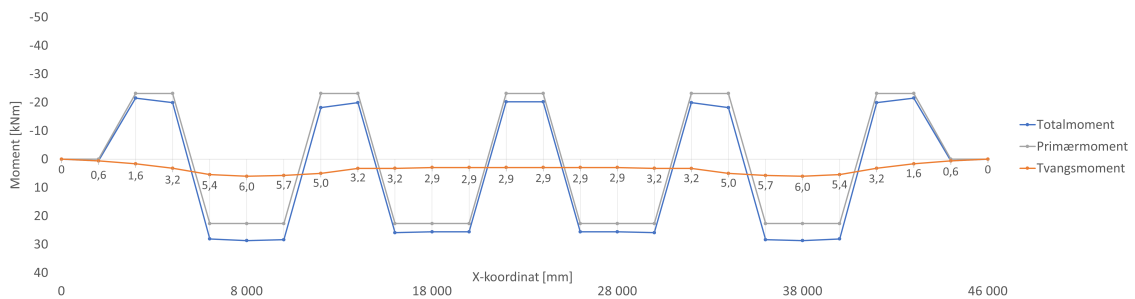


Figur 14.6: Momentdiagram i x-retning fra karakteristisk egenlast [kNm]

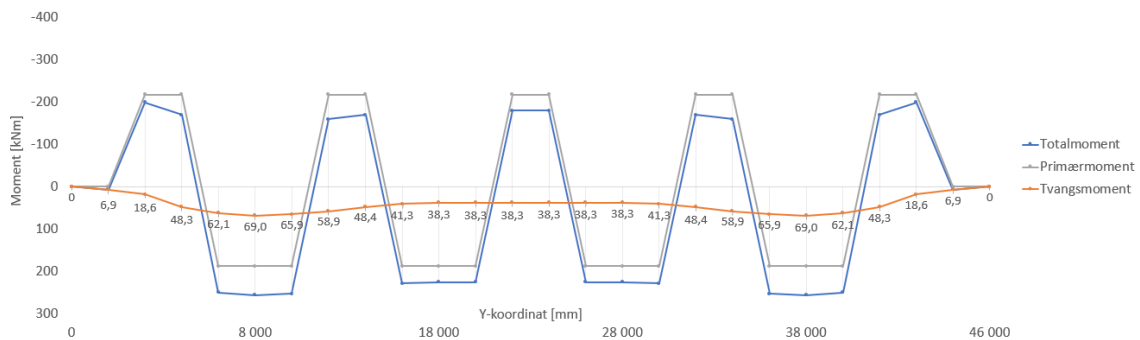


Figur 14.7: Momentdiagram i x-retning fra karakteristisk nyttelast [kNm]

Beregning av momenter fra forspenning er gitt i vedlegg C.1. Figur 14.8 og figur 14.9 viser de resulterende momentene i henholdsvis x-retning og y-retning fra forspenningen.



Figur 14.8: Totalmoment fra forspenning, primærmoment og tvangsmoment i x-retning for fiberplate 2



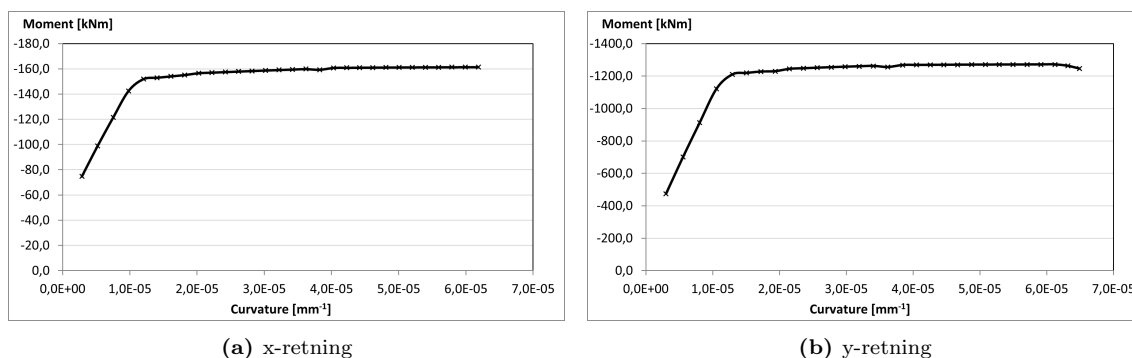
Figur 14.9: Totalmoment fra forspenning, primærmoment og tvangsmoment i y-retning for fiberplate 2

Oppsummering av de dimensjonerende momentvirkningene er oppgitt i tabell 14.9.

Tabell 14.9: Momenter fiberplate 2

	Momenter [kNm]			
	Karakteristisk		Dimensjonerende	
	x-retn.	y-retn.	x-retn.	y-retn.
Fra egenlast	59,60	596,00	71,52	715,20
Fra nyttelast	31,57	315,70	47,34	473,55
Tvangsmoment	3,33	44,05	2,90	38,30
Totalt	87,84	867,65	116,25	1154,23

Maksimal strekktoyning i strekkranden for fiberplaten er overskredet, og momentkapasiteten er verifisert med NB38 sitt lamellmetodeprogram med inndata som vist i vedlegg C.3. Figur 14.10a og figur 14.10b viser momentkrumningsrelasjonen for henholdsvis x-retningen og y-retningen over støtte, hvilket gir en momentkapasitet på $M_{Rd,x} \approx 160$ kNm og $M_{Rd,y} \approx 1270$ kNm.



Figur 14.10: Momentkapasitet etter lamellmetoden for fiberplate 2

Detaljerte beregninger for gjennomlokking etter NB38, Annex L og DafStb er gitt i henholdsvis vedlegg C.4.1, C.4.2 og C.4.3. En oppsummering og sammenligning av resultatene er vist i tabell 14.10.

Tabell 14.10: Gjennomlokking fiberplate 2

Sammenligning av regelverk				
Gjennomlokkingskapasitet [MPa]		NB38	Annex L	DafStb
Betong	$\tau_{Rd,c}$	1,28	1,38	0,66
Betong inkludert spennarmering	$\tau_{Rd,c,\sigma}$	1,28	1,73	0,74
Fiberbetong	$\tau_{Rd,cF}$	2,63	2,73	1,65
Fiberbetong inkludert spennarmering	$\tau_{Rd,cF,\sigma}$	2,63	3,15	1,73
Dimensjonerende skjærspenning [MPa]	τ_{Ed}	2,60	2,60	1,32
Utnyttelsesgrad	η_{gj}	0,99	0,83	0,76

14.3 Fiberplate 3

For den dimensjonerende resttrekkfastheten på 2,5 MPa er de optimaliserte dimensjonene gitt i tabell 14.11. Materialeegenskapene brukt i beregningene er gitt vedlegg A, og detaljerte beregninger for optimaliseringen av fiberdekke er gitt i vedlegg D.

Tabell 14.11: Optimaliserte dimensjoner for fiberplate 3

Fiberplate 3		
Fiberstyrke	f_{Ftud}	2,5 MPa
Tykkelse	t	235 mm
Spennvidde/tykkelse-forhold	l/t	42,6
Fordelte spenntau	n_x	c/c 600 mm
Konsentrerte spenntau	n_y	21 stk

Den resulterende minimumsarmeringen er gitt i tabell 14.12.

Tabell 14.12: Minimumsarmering for fiberplate 3

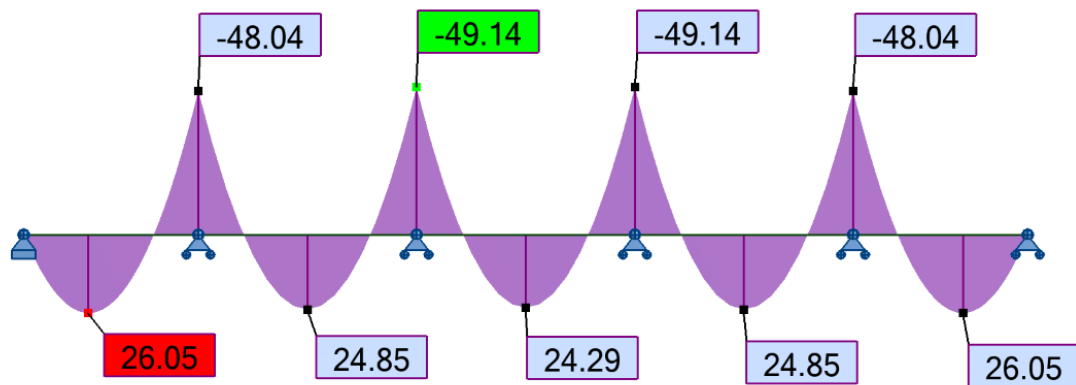
Minimumsarmering fiberplate 3		
Grunnarmering i x-retning	$A_{sx,min,g}$	182 mm ² /m
Grunnarmering i y-retning	$A_{sy,min,g}$	202 mm ² /m
Konsentrert over søyle i x-retning	$A_{sx,min}$	1818 mm ²
Konsentrert over søyle i y-retning	$A_{sy,min}$	2016 mm ²

Utnyttelsesgradene for moment og gjennomlokking er gitt i tabell 14.13, og en ser at for momentkapasiteten blir karakteristisk kombinasjon det dimensjonerende tilfellet i x-retning.

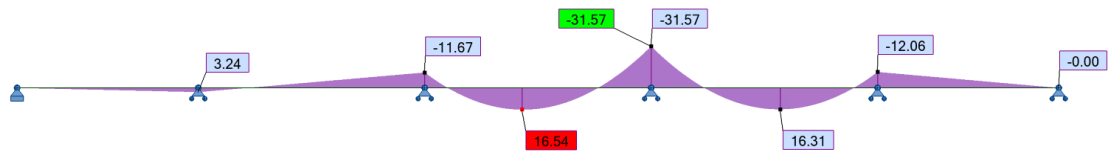
Tabell 14.13: Utnyttelsesgrader for fiberplate 3

Utnyttelsesgrader fiberplate 3		
Moment x-retning:		
Karakteristisk verdi	$\eta_{mx,k}$	0,98
Dimensjonerende verdi	$\eta_{mx,d}$	0,71
Moment y-retning:		
Karakteristisk verdi	$\eta_{my,k}$	0,87
Dimensjonerende verdi	$\eta_{my,d}$	1,00
Gjennomlokking:		
Kritisk snitt	η_{gj}	1,00
Trykkbrudd	$\eta_{gj,t}$	0,85

Karakteristiske momentdiagrammer for egenlast og nyttelast er henholdsvis gitt i figur 14.11 og figur 14.12.

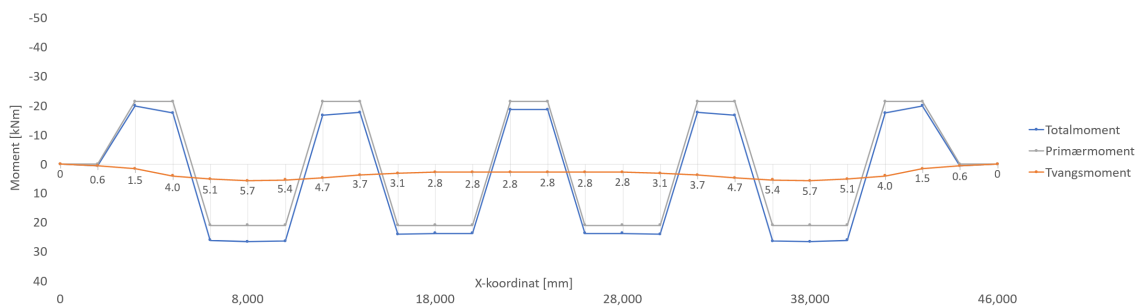


Figur 14.11: Momentdiagram i x-retning fra karakteristisk egenlast [kNm]

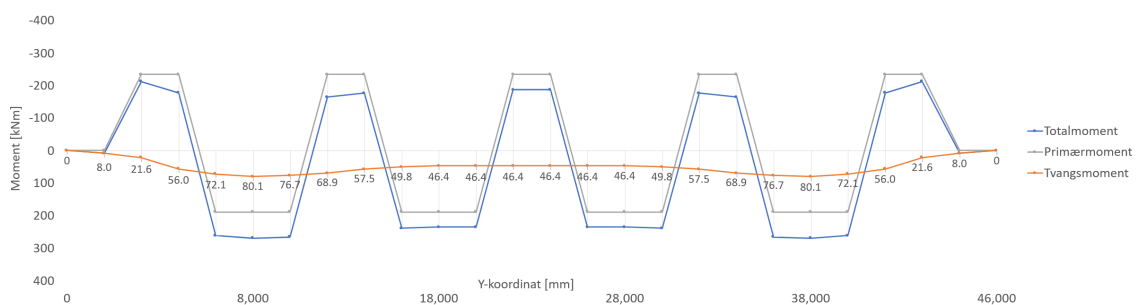


Figur 14.12: Momentdiagram i x-retning fra karakteristisk nyttelast [kNm]

Beregning av momenter fra forspenning er gitt i vedlegg D.1. Figur 14.13 og figur 14.14 viser de resulterende momentene i henholdsvis x-retning og y-retning fra forspenningen.



Figur 14.13: Totalmoment fra forspenning, primærmoment og tvangsmoment i x-retning for fiberplate 3



Figur 14.14: Totalmoment fra forspenning, primærmoment og tvangsmoment i y-retning for fiberplate 3

Oppsummering av de dimensjonerende momentvirkningene er oppgitt i tabell 14.14.

Tabell 14.14: Momenter fiberplate 3

	Momenter [kNm]			
	Karakteristisk		Dimensjonerende	
	x-retn.	y-retn.	x-retn.	y-retn.
Fra egenlast	49,14	491,4	58,97	589,70
Fra nyttelast	31,57	315,70	47,34	473,55
Tvangsmoment	3,22	53,36	2,80	46,4
Totalt	77,49	753,74	103,80	1021,44

Maksimal strekk­tøyning i strekk­randen for fiber­platen er ikke overskredet.

Detaljerte beregninger for gjennom­lokking etter NB38, Annex L og DafStb er gitt i henholdsvis vedlegg D.3.1, D.3.2 og D.3.3. En oppsummering og sammen­ligning av resultatene er vist i tabell 14.15.

Tabell 14.15: Gjennom­lokking fiberplate 3

Sammen ­ ligning av regelverk				
Gjennom ­ lokkingskapasitet [MPa]		NB38	Annex L	DafStb
Betong	$\tau_{Rd,c}$	1,35	1,46	0,73
Betong inkludert spenn ­ armering	$\tau_{Rd,c,\sigma}$	1,35	2,07	0,86
Fiberbetong	$\tau_{Rd,cF}$	3,09	3,19	1,92
Fiberbetong inkludert spenn ­ armering	$\tau_{Rd,cF,\sigma}$	3,09	3,88	2,05
Dimensjonerende skjær­spenning [MPa]	τ_{Ed}	3,10	3,10	1,70
Ut­nyttelsesgrad	η_{gj}	1,00	0,80	0,83

14.4 Sammenligning av fiberplatene

En oppsummering av optimaliserte dimensjoner og utnyttelsesgrader ved gjennomlokking for fiberplatene er gitt i tabell 14.16.

Tabell 14.16: Sammenligning av fiberplatene

		Fiberplate 1	Fiberplate 2	Fiberplate 3
Fiberstyrke	f_{Ftud}	1 MPa	2 MPa	2,5 MPa
Tykkelse	t	495 mm	285 mm	235 mm
Spennvidde/tykkelse-forhold	l/t	20,2	35,1	42,6
Konsentrete spenntau	n_y	4 stk	14 stk	21 stk
Fordelte spenntau	n_x	c/c 2100 mm	c/c 750 mm	c/c 600 mm
Utnyttelsesgrad gjennomlokking				
NB38		0,99	0,99	1,00
Annex L		0,90	0,83	0,80
DafStb		0,61	0,76	0,83

For fiberdekkene optimalisert for gjennomlokking og moment etter NB38 ser en at utnyttelsesgradene fra EC2:2020 Annex L og DafStb generelt er lavere enn etter NB38. Generelt ser en også at høyere fiberstyrke gir tynnere dekkedimensjoner med flere spenntau.

Hovedforskjellen mellom NB38 og Annex L er virkningen av spennarmering. Tabell 14.16 viser at utnyttelsesgraden for Annex L er betydelig lavere enn for NB38 for alle fiberplatene. Utnyttelsesgraden for Annex L blir noe mindre for økt spennarmeringsmengde og redusert tykkelse.

Når det gjelder DafStb er forskjellen i utnyttelsesgrad også betydelig, spesielt for fiberplate 1 med lavest fiberstyrke og størst tykkelse. Utnyttelsesgraden blir generelt større for lavere tykkelse. Volumfaktoren etter DafStb for plate 1, 2, 3 er henholdsvis 1,42, 1,14 og 1,10. For NB38 og Annex L er volumfaktoren lik 1 for gjennomlokking.

I tabell 14.17 er betongens utnyttelsesgrad for gjennomlokking vist for NB38 og EC2:2004 for alle fiberplatene.

Tabell 14.17: Betongens utnyttelsesgrader ved gjennomlokking, $\tau_{Ed}/\tau_{Rd,c}$

	Fiberplate 1	Fiberplate 2	Fiberplate 3
NB38	1,57	2,03	2,29
EC2:2004	1,33	1,79	1,96

Fra tabell 14.17 kommer det frem at betongens utnyttelsesgrad generelt er høyere for NB38 enn for EC2:2004 for samme plate.

15 Skjærarmerte plater

Skjærarmert plate 1 og skjærarmert plate 2 er optimalisert basert på tykkelsen til henholdsvis fiberdekke 2 og fiberdekke 3. Det er valgt å ikke dimensjonere en skjærarmert plate basert på tykkelsen til fiberdekke 1 ettersom det er ønsket å studere skjærarmeringsbehovet for etteroppspente flatdekker med mer vanlige spennvidde/tykkelse-forhold.

Optimaliserte dimensjoner for skjærarmeringsplatene er gitt i tabell 15.1. Materialeegenskapene brukt i beregningene er gitt i vedlegg A.

Momentberegninger for skjærarmert plate 1 er gitt i vedlegg E.1. Skjærarmeringsbehovet beregnet etter EC2:2004 og EC2:2020 er gitt i henholdsvis vedlegg E.2 og vedlegg E.3.

Momentberegninger for skjærarmert plate 2 er gitt i vedlegg F.1. Skjærarmeringsbehovet beregnet etter EC2:2004 og EC2:2020 er gitt i henholdsvis vedlegg F.2 og vedlegg F.3.

Tabell 15.1: Optimaliserte dimensjoner for skjærarmeringsplater

Dimensjoner		Skjærarmert plate 1	Skjærarmert plate 2
Tykkelse	t	285 mm	235 mm
Fordelte spenntau	n_x	c/c 560 mm	c/c 410 mm
Konsentrerte spenntau	n_y	19 stk	28 stk

De resulterende minimumsarmeringsmengdene for platene er gitt i tabell 15.2.

Tabell 15.2: Minimumsarmering for skjærarmeringsplater

Minimumsarmering		Skjærarmert plate 1	Skjærarmert plate 3
Grunnarmering i x-retning	$A_{sx,min,g}$	462 mm ² /m	364 mm ² /m
Grunnarmering i y-retning	$A_{sy,min,g}$	502 mm ² /m	403 mm ² /m
Konsentrert over søyle i x-retning	$A_{sx,min}$	4624 mm ²	3636 mm ²
Konsentrert over søyle i y-retning	$A_{sy,min}$	5019 mm ²	4031 mm ²

Skjærarmeringsmengden for platene er gitt i tabell 15.3.

Tabell 15.3: Sammenligning av skjærarmeringsplater

Skjærarmeringsbehov		Skjærarmert plate 1		Skjærarmert plate 2	
		EC2:2004	EC2:2020	EC2:2004	EC2:2020
Per snitt [mm ²]	A_{sw}	1128	947	1135	653
Antall snitt	n_{snitt}	3,59	1,62	4,28	1,80
Total mengde [mm ²]	$A_{sw,tot}$	4048	1537	4862	1174

En ekskludering av spennarmeringens gunstige effekt på gjennomlokkingskapasiteten gir for skjærarmert plate 1 et totalt skjærarmeringsbehov etter EC2:2004 og EC2:2020 på henholdsvis 5511 mm² og 5674 mm², mens for skjærarmert plate 2 gir det et totalt skjærarmeringsbehov etter EC2:2004 og EC2:2020 på henholdsvis 7411 mm² og 9411 mm².

DEL V

Diskusjon og konklusjon

16 Diskusjon

16.1 Optimaliserte dimensjoner etter NB38

For etteroppspente flatdekker er det vanlig med større spennvidder, og det vil dermed oppstå store spenningskonsentrasjoner rundt søylene. Dette gjør ofte gjennomlokking dimensjonerende for tykkelsen av flatdekket. Med tradisjonell skjærarmering kan man i teorien supplere skjærarmeringsmengden til man når ønsket tykkelse eller til trykkbrudd forekommer, eller til praktisk legging blir vanskelig. Dette er ikke tilfellet for fiberarmering, ettersom gjennomlokkingskapasiteten til fiberarmert betong er begrenset av fiberstyrken. Fiberstyrken er avhengig av stålfiberinnholdet, og for å ha bearbeidbar og støpelig betong kan ikke stålfiberinnholdet økes, som for tradisjonell skjærarmering, til ønsket tykkelse er oppnådd. For å undersøke potensialet til fiberarmering i etteroppspente flatdekker er det studert tre fiberarmerte flatdekker med dimensjonerende reststrekkfastheter på 1 MPa, 2 MPa og 2,5 MPa.

For fiberplaten armert med en dimensjonerende reststrekkfasthet på 1 MPa får man en optimalisert dekketykkelse på 495 mm etter NB38. Denne tykkelsen er langt større enn hva som er vanlig for etteroppspente flatdekker, og de få spennantene i x- og y-retning antyder at tykkelsen er overdimensjonert når det gjelder moment. En fiberstyrke på 1 MPa strekker dermed ikke til for et etteroppspent flatdekke med spenn på 10x10 meter, men kan være aktuelt for flatdekker med mindre belastede søyler.

De optimaliserte dimensjonene etter NB38 viser at det er mulig å oppnå et spennvidde/tykkelseforhold på 35,1 og 42,6 i bruddgrensetilstanden for dimensjonerende reststrekkfastheter på henholdsvis 2 MPa og 2,5 MPa. Forholdstallene tilsvarer vanlige spennvidde/tykkelseforhold for skjærarmerte flatdekker. Dette viser at det er mulig å oppnå tilsvarende dimensjoner med fiberarmering som skjærarmering, men resultatene viser at det kreves en høy dimensjonerende reststrekkfasthet.

Spennvidde/tykkelseforholdene gjelder for NB38, og ved sammenligning med andre fiberregelverk kommer det frem at en kan oppnå lavere utnyttelser. Ved benyttelse av andre regelverk kan en dermed få tilsvarende spennvidde/tykkelseforhold som NB38 med lavere dimensjonerende reststrekkfasthet.

16.2 Sammenligning av standarder

16.2.1 Virkning av spennarmering

Kapasitetsformlene for gjennomlokking etter NB38 og EC2:2020 Annex L er svært like, med unntak av hvordan spennarmering påvirker gjennomlokkingskapasiteten. Dette kommer frem i resultatene, hvor en ser at gjennomlokkingskapasiteten til fiberbetongen er svært lik for alle tre fiberplatene, der spennarmeringen er ekskludert, etter NB38 og Annex L.

I NB38 inkluderes ikke spennarmering i kapasitetsformlene for gjennomlokking av fiberbetong. En av hovedgrunnene til å bruke etteroppspenning er tynnere tverrsnittsdimensjoner, og generelt vil man på grunn av momentkapasiteten øke spennarmeringsmengden desto tynnere dekketykkelsen blir for etteroppspente flatdekker. Dette kan gi større mengder spennarmering, og en ekskludering av den gunstige effekten til spennarmeringen for gjennomlokkingskapasiteten er mindre optimalt for etteroppspente flatdekker.

Resultatene viser at spennarmering kan få en betydelig gunstig innvirkning på gjennomlokkingskapasiteten for etteroppspente flatdekker, som for fiberplate 2 og 3. Fra de totale utnyttelsesgradene ser en at NB38 er betraktelig mer konservativ enn Annex L. Dette gjelder også for DafStb som inkluderer normalspenninger i kapasitetsformelen. Siden NB38 ikke inkluderer spennarmeringen i gjennomlokkingskapasiteten vil tykkelsen alltid være noe overdimensjonert for gjennomlokking, hvilket er en svakhet for NB38 for konstruksjonsløsninger med spennarmering.

16.2.2 Volumeffekter

Videre kan man for fiberarmerte flatdekker etter NB38, Annex L og DafStb øke den dimensjonerende reststrekkfastheten på grunn av volumeffekter. For Annex L og NB38 kan denne effekten kun inkluderes i beregninger av momentkapasitet. For alle momentkapasitetsbetraktningene til fiberplatene ga volumeffekten en økt dimensjonerende reststrekkfasthet på 50 % i bruddgrensetilstand, med unntak av y -retningen for fiberplate 3 hvor økningen var 40 %. Ettersom plater har stort tverrsnittsareal vil den dimensjonerende reststrekkfastheten til fiberarmeringen generelt kunne økes på grunn av volumfaktoren, hvilket er gunstig for momentkapasitetsbetraktninger i flatdekker.

Etter NB38 og Annex L kan denne volumeffekten ikke inkluderes for gjennomlokkingskapasiteten. DafStb skiller seg ut her, og tillater økt gjennomlokkingskapasitet fra volumeffekter. Det er ikke eksplisitt beskrevet hvordan man skal inkludere denne effekten, og regelverket setter ingen begrensninger for hvor stor del av kontrollsnittet man kan ta med ved utregning av volumeffekten for gjennomlokking. På grunn av volumeffekter kan en etter DafStb oppnå 70 % ($\kappa_{G,\text{maks}} = 1,7$) økt kapasitet på fiberbidraget ved gjennomlokking, avhengig av dekketykkelsen og hvor stor del av kontrollsnittet som inkluderes.

Ifølge Khan og Williams (1995) vil den maksimale skjærspenningen være betydelig større enn den gjennomsnittlige skjærspenningen grunnet skjærspenningskonsentrasjoner fra momentoverføring til søyle. En inkludering av hele kontrollsnittet vil dermed være mindre konservativt, og i vårt tilfelle ble kun en fjerdedel av kontrollsnittet inkludert for volumeffekten. Fra resultatene ser en at utnyttelsesgraden for fiberplate 1, den tykkeste fiberplaten, er mye lavere etter DafStb enn for NB38 og Annex L, hvilket kan ha en sammenheng med volumeffekter. Arealet på strekksone ved beregning av κ_G vil være proporsjonalt med d^2 , og for den tykkeste fiberplaten oppnås en økning på 42 % på fiberbidraget, sammenlignet med omtrentlig 10 % for de tynnere flatdekkene.

Ettersom etteroppspente flatdekker vanligvis er tynne vil effekten av volumfaktoren være mindre for gjennomlokking. Likevel gjør ekskluderingen av volumeffekten for gjennomlokking at NB38 er mer konservativ, spesielt for økt tverrsnittshøyde.

16.2.3 Kontrollsnitt

NB38 sitt kontrollsnitt på $0,5d$ fra søylekanten i forhold til $2d$ i EC2:2004 får konsekvenser for gjennomlokkingskraften. Gjennomlokkingskraften kan reduseres ved å ta hensyn til at last innenfor kontrollsnittet overføres direkte til søylen og fra effekten av de vertikale kraftkomponentene til skråstilt spennarmering som krysser kontrollsnittet. Det reduserte kontrollsnittet fører dermed til at NB38 er mer konservativ ved bestemmelse av dimensjonerende skjærkraft for etteroppspente flatdekker.

Tabell 14.17 viser fra utnyttelsesgradene at betongens grunnkapasitet er blitt redusert etter NB38 i forhold til EC2:2004 for alle fiberplatene som studeres. Dette er uten å ta hensyn til reduksjon av dimensjonerende skjærkraft fra effektene nevnt over. NB38 er dermed mer konservativ enn EC2:2004 med hensyn på betongens grunnkapasitet. For de studerte platene vil en dermed ikke få like mye igjen for å benytte fiberarmering etter NB38 per dags dato. Dette vil imidlertid endres hvis EC2:2020 blir gjeldende, ettersom kapasitetsformlene blir like konservative i forhold til EC2:2004.

Det tyske fiberregelverket, DafStb, er laget for bruk med EC2:2004 sammenlignet med NB38 som er tilpasset utkastet til ny Eurokode. Som diskutert fører endringen i kontrollsnitt, samt kapasitetsformler, til redusert gunstig innvirkning på dimensjonerende skjærkraft og mindre grunnkapasitet, og gjennomlokkingsberegninger blir dermed mer konservativt etter NB38 sammenlignet med DafStb. Spesielt ettersom normalspenninger kan inkluderes i DafStb.

16.2.4 Momentkapasitet

NB38, EC2:2020 Annex L og DafStb begrenser maksimal strekktøyning av fiberarmeringen i bruddgrensetilstanden. Annex L og DafStb gir en bestemt tøyingsverdi, mens NB38 sin

tøyningsbegrensning er gitt som en funksjon av tverrsnittshøyden ettersom større tverrsnitt generelt vil gi større rissvidder. For alle tre fiberplatene er tøyningsbegrensningen strengere i NB38 sammenlignet med hva Annex L og DafStb tillater. Denne tøyningsbegrensningen inngår ikke i kapasitetsformlene direkte, men må kontrolleres ved å beregne maksimal strekktøyning basert på aksiell likevekt. Ved bruk av lamellmetode for verifisering av momentkapasitet vil de ulike tøyningsbegrensningene dermed gjøre NB38 noe mer konservativ enn Annex L og DafStb.

Fra resultatene ser en at den karakteristiske kombinasjonen etter NB38 begrenser momentkapasiteten i alle tilfellene, utenom for fiberplate 3 i y-retningen. For alle fiberplatene er utnyttelsesgraden i x-retning for dimensjonerende kombinasjonen betydelig lavere enn den karakteristiske. Man vil dermed ikke alltid kunne utnytte den dimensjonerende fiberstyrken fullt ut etter NB38 for etteroppspente flatdekker. NB38 har denne begrensningen av sikkerhetsmessige grunner, spesielt siden fiberarmering er mindre duktilt enn tradisjonell slakkarmering. Begrensningen kommer også av usikkerheter grunnet mindre erfaring med fiberbetong og om den virker som forutsatt etter utførelse angående fiberfordeling og orientering. Denne begrensningen finnes imidlertid ikke i Annex L eller DafStb, og momentkapasiteten kan i flere tilfeller dermed bli mer konservativ etter NB38 ettersom den karakteristisk kombinasjon kan bli styrende.

Det bør imidlertid påpekes at DafStb primært er benyttet til konstruksjoner på grunn, hvilket vil gi et annet sikkerhetskrav sammenlignet med frittstående konstruksjoner med fare for nedstyrtning. Dette kan forklare hvorfor DafStb fremstår som mindre konservativ, både ved betraktning av moment- og gjennomlokkingskapasitet.

16.3 Armering

16.3.1 Uinjisert spennarmering

Å bruke uninjserte spenntau i etteroppspente flatdekker er vanlig på grunn av enkel utførelse samt reduserte kostnader og byggetid. Kapasitetsformler fra både NB38 og EC2:2004 er bestemt for armering med heft. Siden uninjserte spenntau ikke har heft kan de ikke benyttes som en del av minimumsarmeringen, og heller ikke for armeringsforholdet ved beregning av gjennomlokkingskapasitet. Ettersom spennarmering uten heft vil holde tilbake deformasjoner og ha en gunstig effekt på rissvidder vil den i realiteten dermed påvirke gjennomlokkingskapasiteten og behovet for konvensjonell slakkarmering. Bidraget er imidlertid lite dokumentert og ses konservativt bort ifra i regelverkene.

Resultatene viser at de skjærarmerte flatdekkene har betydelig mer spennarmering sammenlignet med de fiberarmerte dekkene. Fiberarmering får dermed innvirkning på spennarmeringsmengden i bruddgrensetilstanden, men en reduksjon av spennarmeringsmengden kan imidlertid være uønsket for spennarmerte flatdekker på grunn av nedbøyningskrav i bruksgrensetilstanden.

16.3.2 Minimumsarmering

Ettersom fiberarmering vil overføre strekkspenninger og bidra til mindre rissvidder og rissavstander er det ikke optimalt å benytte regler tilpasset vanlig betong. Reglene etter NS3473 er ikke kalibrert med hensyn på fiberarmering, så det ble i samarbeid med veileder valgt å konsentrere den generelle minimumsarmering med fiberbidrag fra NB38 tilsvarende én spennvidde over innersøylene. Spennarmering og fiberarmering er svært gunstig for bruksgrensetilstanden, slik at den konsentrerte minimumsarmeringsmengden sannsynligvis kan reduseres. Det er for eksempel ikke tatt hensyn til normalspenningens gunstige effekt, selv om NB38 tillater å inkludere disse normalspenningene ved at en kan utlede minimumsarmeringsmengden basert på rissmoment for konstruksjonsdelen som studeres.

Videre begrenser NB38 reduseringen av minimumsarmering, som følge av fiberbidrag, med 50 %. For fiberplate 1, som er fiberarmert med en dimensjonerende reststrekfasthet på 1 MPa tilsvarende et stålfiberinnhold på omtrentlig 30-45 kg/m³, blir minimumsarmeringsmengden redusert med omtrentlig 45 %. Denne begrensningen kan dermed bli utslagsgivende for fiberbetong med vanlige

fiberdoseringsmengder som blir brukt i dag. Denne reduksjonen i armering kan føre til en betraktelig bedre fremdrift på byggeplass samtidig som arbeidskostnadene forbundet med jernbinding blir redusert. De skjærarmerte flatdekkene viser at mengden minimumsarmering blir dobbelt så stor sammenlignet med fiberdekkene. Ettersom store deler av kostnadene på betongkonstruksjoner er forbundet med arbeidskostnader, kan selv den laveste fiberstyrken studert i denne oppgaven bidra til å redusere kostnader på byggeplass.

16.3.3 Skjærarmering

Fra resultatene ser en at skjærarmeringsbehovet etter EC2:2004 er stort for begge skjærarmeringsplatene, og tilsvarer dermed mange skjærarmeringsenheter. I e-postkorrespondanse med Dr.ing. Steinar Trygstad er det avdekket at skjærarmering kan være en utfordring i etteroppspente flatdekker. Det kan være spesielt problematisk å få lagt skjærarmeringen ved større mengder lengdearmering over søylene, noe som det vanligvis er i etteroppspente flatdekker. Det går med mye ekstra timeverk til denne skjærarmeringsleggingen som igjen fører til økte arbeidskostnader. Ifølge Steinar Trygstad er det her fiberarmering har sin største fordel, ved å gi økt skjærkapasitet.

Resultatene har som nevnt tidligere vist at skjærarmering kan erstattes helt av fiberarmering etter NB38, men man er nødt til å ha et høyt stålfiberinnhold for å kunne oppnå vanlige spennvidder og tykkelser tilsvarende etteroppspente flatdekker uten fiberarmering.

Resultatene viser også at skjærarmeringsbehovet etter EC2:2020 er betraktelig mindre enn for EC2:2004. Fra resultatene ser man at den totale teoretiske skjærarmeringsmengden etter EC2:2020 for skjærarmeringsplate 1 og 2 er henholdsvis 62 % og 76 % mindre enn for EC2:2004. Dette fremkommer ved inkludering av spennarmeringens gunstige effekt, og fra beregningene kan en se at utnyttelsen av betongen får stor innvirkning på skjærarmeringsmengden gjennom faktoren η_c . Forskjellen i skjærarmeringsbehov er overraskende, og fra resultatene kan en se at skjærarmeringsbehovet etter EC2:2020 blir redusert ved lavere tykkelse, hvilket ikke er tilfelle dersom spennarmeringens virkning ses bort ifra. Det bør påpekes at EC2:2020 er et utkast og at alle konstruksjonsreglene ikke nødvendigvis er godt dokumentert. Reglene og retningslinjene er under revisjon, og det kan være at gjennomlokkingskapasiteten for etteroppspente flatdekker skal, eller burde, undersøkes nærmere.

16.4 Fiberarmering i etteroppspente flatdekker

Det de optimaliserte dimensjonene etter NB38 har vist er at etteroppspente flatdekker med fiberarmering kan erstatte all skjærarmering, og fortsatt oppnå spennvidde/tykkelse-forhold som er vanlig for denne konstruksjonsløsningen. En er imidlertid avhengig av fiberbetong med høyt stålfiberinnhold for å få tilstrekkelig gjennomlokkingskapasitet.

Per dags dato er det mest vanlig med fibermengder på opp til 40 kg/m³. I diskusjon med veileder er det enighet om at dimensjonerende resttrekkfastheter på 2 MPa og 2,5 MPa tilsvarer et fiberinnhold på henholdsvis 60-80 kg/m³ og 80-100 kg/m³. Fiberbetong med så høye fibermengder er vanskeligere å få til på grunn av betongteknologiske utfordringer, og de er ikke kommersielt tilgjengelige per dags dato. Samtidig er muligheten for økt fibermengde under utvikling, og i følge veileder er det betydelig etterspørsel etter fiberbetong med fibermengder opp mot 80 kg/m³ i det europeiske markedet. Etterspørselen kan dermed føre til økt tilgjengelighet av fiberbetong med høy restfasthetsklasse i fremtiden.

Ettersom tilgjengeligheten for fiberbetong med høyt stålfiberinnhold er begrenset vil det være mest realistisk å få til en dimensjonerende resttrekkfasthet på omtrentlig 1-1,5 MPa. Dette begrenser gjennomlokkingskapasiteten for fiberarmerte flatdekker, og for høyt belastede søyler slik som studert i oppgaven må dekketykkelsen økes betraktelig i forhold til hva som er vanlig med skjærarmerte flatdekker. Dette er vist for fiberplate 1, der dekketykkelsen må være 495 mm for å få nok gjennomlokkingskapasitet. For en så stor tykkelse mister man i stor grad hensikten med etteroppspenning. Hvis en ønsker å benytte fiberarmering i etteroppspente flatdekker bør man derfor vurdere noe lavere spennvidder for å redusere gjennomlokkingskraften. En viss økning av tykkelsen bør også vurderes hvis man ønsker å erstatte all skjærarmering med fiberarmering, ettersom tykkelsen i stor

grad påvirker gjennomlokkingskapasiteten.

Et generelt lavere spennvidde/tykkelse-forhold for etteroppspente fiberarmerte flatdekker gjør nødvendigvis ikke konstruksjonsløsningen mindre ettertraktet, ettersom det fortsatt kan være store besparelser i arbeidskostnader som følger av mindre arbeid med jernbinding. Spesielt ettersom arbeidskraft i forbindelse med jernbinding står for store deler av kostnaden til en betongkonstruksjon.

Som et alternativ til å redusere spennvidde/tykkelse-forhold kan en kombinere fiberarmering med skjærarmering. Ettersom fiberarmert betong øker gjennomlokkingskapasiteten til betongen vil man trenge mindre skjærarmeringsmengde rundt søylene, som vil redusere antall timeverk som går til legging av skjærarmering.

Resultatene viser at NB38 er konservativ, og for å forbedre konstruksjonsløsningen etteroppspente flatdekker med fiberarmering bør NB38 inkludere den gunstige effekten av spennarmering. Dette vil gi økt gjennomlokkingskapasitet, og siden gjennomlokking ofte begrenser tykkelsen av etteroppspente flatdekker, vil dette gi et større spennvidde/tykkelse-forhold for samme fibermengder som brukes per dags dato. En vil dermed få mer igjen for å benytte vanlige fibermengder per dags dato, ved et mindre konservativt regelverk. Et mindre konservativt regelverk vil også være mer gunstig sett fra et bærekraftsperspektiv ettersom det kan gi redusert tykkelse og dermed mindre materialforbruk.

Ved dimensjonering av et fiberarmert etteroppspent flatdekke etter NB38 vil dimensjonerende skjærkraft ved gjennomlokking kreve store fibermengder for å oppnå tilstrekkelig gjennomlokkingskapasitet. Ulempen med fiberarmering er at den vil støpes over hele flatdekket, sammenlignet med konvensjonell slakkarmering som kan tilpasses konstruksjonen etter behov. Å benytte den høye fibermengden, som kreves for gjennomlokking, over hele flatdekket er mindre optimalt. Det vil gi større momentkapasitet, men fra et kostnadmessig synspunkt vil denne store fibermengden nødvendigvis ikke veie opp for den reduserte mengden lengdearmering. Dersom man kunne ha variert stålfiberinnholdet til fiberbetongen innad i flatdekket, eksempelvis ved to ulike betongpumper med ulike fibermengder, kunne man optimalisert konstruksjonsløsningen. Dette ved at man kan benytte høy fibermengde rundt søylene for å få tilstrekkelig skjærkapasitet, samtidig som en kan bruke en lavere fibermengde i resten av flatdekket for å redusere slakkarmeringsbehovet. Å kombinere ulike fiberbetonger er et foreslått forskningsprosjekt som er sendt inn til Norges forskningsråd med sentrale parter i norsk industri. Dette kan bidra til å at konstruksjonsløsningen etteroppspente flatdekker med fiberarmering blir mer optimalisert og lønnsom i fremtiden.

17 Konklusjon

I denne masteroppgaven er mulighetene for fiberarmering i etteroppspente flatdekker studert, basert på den nylig utgitte publikasjonen NB38 som tar for seg fiberarmering i bærende konstruksjoner.

De studerte flatdekkene viser at fiberarmering kan erstatte tradisjonell skjærarmering, og samtidig redusere behovet for konvensjonell slakkarmering.

Studien viser at NB38 er betydelig mer konservativ enn både tysk fiberstandard og utkastet til ny Eurokode 2, for gjennomlokking av etteroppspente flatdekker med fiberarmering. I NB38 inkluderes ikke den gunstige effekten av spennarmering for gjennomlokkingskapasiteten, og publikasjonen har følgelig et forbedringspotensiale for denne konstruksjonsløsningen.

Ettersom fiberstyrker tilsvarende de høyeste restfasthetsklassene i NB38 ikke er kommersielt tilgjengelige fra betongleverandører blir potensialet for fiberarmering i etteroppspente flatdekker begrenset, spesielt for større spennvidder.

Fiberarmering i etteroppspente flatdekker kan likevel være en ettertraktet løsning ettersom man unngår komplisert og tidkrevende utførelse av større mengder skjærarmering. Bruk av fiberarmert betong kan dermed gi reduserte arbeidskostnader relatert til jernbinding, hvilket er ønskelig på grunn av dyr og manglende arbeidskraft.

De nye retningslinjene i NB38 danner grunnlaget for økt erfaring og videre utvikling av regelverk for fiberbetong i lastbærende konstruksjoner. Økt erfaring, forskning samt etterspørsel etter fiberbetong med høyere stålfiberinnhold kan gjøre konstruksjonsløsningen med etteroppspenning og fiberarmering svært ettertraktet i de kommende årene.

Forslag til videre studie:

- Effekten av fiberarmering i bruksgrensetilstanden for etteroppspente flatdekker etter NB38
- En undersøkelse av kostnader ved bruk av fiberarmering for etteroppspente flatdekker
- Undersøke muligheter for fiberbetong med større fibermengder
- Undersøkelse av skjær- og fiberarmering som kombinasjonsløsning
- Andre lastbærende fiberarmerte konstruksjonstyper etter NB38
- Studere hvordan spennarmering påvirker skjærarmeringsmengder for flatdekker basert på utkast til ny Eurokode

Bibliografi

- Abdallah *et al.* (2018) Understanding the effects of hooked-end steel fibre geometry on the uniaxial tensile behaviour of self-compacting concrete. *Construction and Building Materials*, 178, s. 484–494.
- BBR VT International (2010) *Post-tensioning*. Tilgjengelig fra: https://www.bbrnetwork.com/fileadmin/userdaten/Broschuere/Vorspannung/BBR_Post-tensioning_EN_Rev1_0510.pdf [Hentet: 7. jun. 2021].
- Bell, K. (2015) *Konstruksjonsmekanikk Del II Fasthetslære*. 1. utg. Fagbokforlaget.
- CEN (2020) *prEN 1992-1-1:2020-11-16 (rev. 7) Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules – Rules for buildings, bridges and civil engineering structures*.
- Clément *et al.* (2014) Influence of prestressing on the punching strength of post-tensioned slabs. *Engineering Structures*, 72, s. 56–69.
- Døssland, Å.L. (2008) *Fibre Reinforcement in Load Carrying Concrete Structures*. Doktorgrad. Norwegian University of Science og Technology.
- German Committee for Reinforced Concrete (2012) *DIN-EN-1992: DafStb Guideline Steel fibre reinforced concrete (Draft 2012)*.
- Hallberg, M.A. og Hanssen, H.E. (2013) *Post-Tensioned Fibre Reinforced Flatslab*. Masteroppgave. NTNU Trondheim.
- Hallsteinsen, S.M. og Sletvold, O.S. (2017) *Sammenligning av beregningsmetoder for fiberarmerte etteroppente flatdekker*. Masteroppgave. NTNU Trondheim.
- Kanstad, T. (2020) Lecture 10 - Post-tensioned flat slab with unbonded tendons. *TKT4222 Concrete Structures 3*. Tilgjengelig fra: <https://ntnu.blackboard.com>.
- Kanstad *et al.* (2011) *Forslag til retningslinjer for dimensjonering, utførelse og kontroll av fiberarmerte betongkonstruksjoner*. (COIN 29). Oslo: SINTEF Building og Infrastructure. Tilgjengelig fra: https://www.sintefbok.no/book/index/1010/forslag_til_retningslinjer_for_dimensjonering-utfoerelse_og_kontroll_av_fiberarmerte_betongkonstruksjoner [Hentet: 3. feb. 2021].
- Khan, S. og Williams, M. (1995) *Post-tensioned Concrete Floors*. Oxford: Butterworth-Heinemann.
- Larsen, P.K. (2013) *Konstruksjonsteknikk - Laster og bæresystemer*. Tapir akademisk forlag.
- Löfgren, I. (2005) *Fibre-reinforced Concrete for Industrial Construction - a fracture mechanics approach to material testing and structural analysis*. Doktorgrad. Chalmers University of Technology.
- Malmö, C.J. og Olsen, H.Ø. (2017) *Etteroppent flatdekker med fiberarmering*. Masteroppgave. NTNU Trondheim.
- Norsk Betongforening (2004) *Publikasjon nr. 33 Flatdekker - Beregning og konstruktiv utforming*. Tilgjengelig fra: <https://betong.net/publikasjoner-2/historisk-arkiv/>.
- Norsk Betongforening (2020) *Publikasjon nr. 38 Fiberarmert betong i bærende konstruksjoner*. Tilgjengelig fra: <https://betong.net/nettbutikk/nb-publikasjoner/38-pdf-fiberarmert-betong-i-baerende-konstruksjoner-2020/>.
- Nyhavna EN (2016) [digitalt bilde]. Tilgjengelig fra: <https://www.at.no/anlegg/378996> [Hentet: 26. april 2021].
- Sivertsen, M. og Tøsti, A.B. (2015) *Etteroppent og fiberarmert flatdekke*. Masteroppgave. NTNU Trondheim.

- Spenneteknikk (2011) *BBR VT CONA Single spennetausystem*. Tilgjengelig fra: <http://www.spenneteknikk.no/brosjyrer-kataloger/> [Hentet: 11. feb. 2021].
- Standard Norge (2002) *NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2019 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-1: Allmenne laster - Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger*. Tilgjengelig fra: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=1015211>.
- Standard Norge (2016) *NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*. Tilgjengelig fra: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=814847>.
- Standard Norge (2018) *NS-EN 1992-1-1:2004+A1:2014+NA:2018 Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*. Tilgjengelig fra: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=997269>.
- Standard Norge (2019) *NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2019 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-1: Allmenne laster - Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger*. Tilgjengelig fra: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=1015211>.
- Stemland, H. (1983) *FORSPENNING AV FLATDEKKER MED UINJISERTE KABLER*. Rapport for SINTEF og Institutt for Betongkonstruksjoner.
- Sørensen, S.I. (2013) *Betongkonstruksjoner - Beregning og dimensjonering etter Eurocode 2*. 2. utg. Trondheim: Akademika.
- Trondheimsporten (2015) [digitalt bilde]. Tilgjengelig fra: <https://www.arcarkitekter.no/prosjekter/trondheimsporten> [Hentet: 26. april 2021].
- Trygstad, S. (2001) *Structural Behaviour of Post Tensioned Concrete Structures: Flat Slab. Slabs on Ground*. Doktorgrad. Norwegian University of Science og Technology.
- Trygstad *et al.* (2014) *FIBRE-REINFORCED SCC IN POST-TENSIONED FLAT SLABS: FULL-SCALE TEST AND DESIGN METHODS*. The 1st Concrete Innovation Conference.
- Øverli, J.A. (2013) *Compendium - Concrete Structures 3*. Trondheim: NTNU, Department of Structural Engineering.

DEL VI

Vedlegg

A Geometri og materialegenskaper

Konstante geometriske størrelser

Lengste spennvidde	$L_{10m} := 10\text{m}$
Kort spennvidde	$L_{8m} := 8\text{m}$
Søyle 400x400	$b_{\text{søyle}} := 400\text{mm}$

Materialer

Betong

Karakteristisk trykkfasthet	$f_{ck} := 45\text{MPa}$
Materialfaktor	$\gamma_c := 1.5$
Midlere strekkfasthet	$f_{ctm} := 3.8\text{MPa}$
Karakteristisk strekkfasthet	$f_{ctk.0.05} := 2.7\text{MPa}$
Lastkoeffisient	$\alpha_{cc} := 0.85$
Dimensjonerende trykkfasthet	$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 25.5\text{MPa}$
E-modul	$E_{cm} := 36\text{GPa}$
Tøyningsgrense for trykk	$\epsilon_{cu} := 3.5 \cdot 10^{-3}$
Tyngdetetthet armert betong	$\rho_b := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$
Maksimal tilslagstørrelse, nedre grense	$D_{\text{lower}} := 24\text{mm}$

Slakkarmering

E-modul	$E_s := 200\text{GPa}$
Karakteristisk fasthet	$f_{yk} := 500\text{MPa}$
Materialfaktor	$\gamma_s := 1.15$
Dimensjonerende fasthet	$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.8\cdot\text{MPa}$
Diameter	$\phi_{s.st\ddot{o}tte} := 12\text{mm} \quad \phi_s := 10\text{mm}$
Overdekning	$c_{\text{nom},s} := 25\text{mm}$

Spennarmering

E-modul	$E_p := 195\text{GPa}$
Karakteristisk fasthet	$f_{pk} := 1860\text{MPa}$
Karakteristisk "0,1%"-grense	$f_{p0.1k} := 1670\text{MPa}$
Dimensjonerende fasthet	$f_{pd} := \frac{f_{p0.1k}}{\gamma_s} = 1452\cdot\text{MPa}$
Største tillatt spenning ved oppspenning	$\sigma_{p,\text{max}} := \min(0.8 \cdot f_{pk}, 0.9 \cdot f_{p0.1k}) = 1488\cdot\text{MPa}$
Initiell tøyingsdifferanse	$\epsilon_{p0} := \frac{\sigma_{p,\text{max}}}{E_p} = 7.631 \times 10^{-3}$
Effektiv tøyingsdifferanse (antar 15% tap)	$\epsilon'_{p0} := 0.85 \cdot \epsilon_{p0} = 6.486 \times 10^{-3}$
Diameter plastrør	$\phi_{\text{r\ddot{o}r}} := 20\text{mm}$
Diameter spennarmering	$\phi_p := 16\text{mm}$
Overdekning	$c_{\text{nom},p} := 35\text{mm}$
Materialfaktor som for slakkarmering	$\gamma_s = 1.15$

B Fiberplate 1

B.1 Spennarmeringsprofil og tvangsmomenter

Spennarmeringsprofil for fiberdekke 1

Tverrsnittshøyde [mm]	495
Dimensjonerende spennkraft per spenntau [kN]	178
Antall spenntau i y-retning	4
Antall spenntau i x-retning per meter (c/c 2400 mm)	0.42
Total spennkraft i y-retning [kN]	712
Total spennkraft per meter i x-retning [kN]	74.17
Kort spennvidde [mm]	8000
Lang spennvidde [mm]	10000

Kort spennvidde (8 meter):

Lineære spennarmeringsprofil segmenter	P1-P2	P2-P3	P3-P4	P4-P5	P5-P6	SUM
Relativ lengde av hvert segment (fra referanseprofil)	0.10	0.17	0.43	0.20	0.10	1.00
Lengde, ΔX, av hvert segment [mm]	800	1360	3440	1600	800	8000
Eksentrisitet fra nøytralakse i y-retning [mm]	0.00		-192.50		180.50	
Eksentrisitet fra nøytralakse i x-retning [mm]	0.00		-202.50		200.50	
ΔY, y-retning [mm]	0.00	-192.50	0.00	373.00	0.00	
ΔY, x-retning [mm]	0.00	-202.50	0.00	403.00	0.00	
dθ (ΔY/ΔX), y-retning	0.00	-0.14	0.00	0.23	0.00	
dθ (ΔY/ΔX), x-retning	0.00	-0.15	0.00	0.25	0.00	
Ekvivalent kraftpar dP (dθ*P), y-retning [kN]	0.00	-100.78	0.00	165.99	0.00	
Ekvivalent kraftpar dP (dθ*P), x-retning [kN]	0.00	-11.04	0.00	18.68	0.00	

Lang spennvidde (10 meter):

Lineære spennarmeringsprofil segmenter	P1-P2	P2-P3	P3-P4	P4-P5	P5-P6	SUM
Relativ lengde av hvert segment (fra referanseprofil)	0.10	0.23	0.34	0.23	0.10	1.00
Lengde, ΔX, av hvert segment [mm]	1000	2300	3400	2300	1000	10000
Eksentrisitet fra nøytralakse i y-retning [mm]	180.50		-192.50		180.50	
Eksentrisitet fra nøytralakse i x-retning [mm]	200.50		-202.50		200.50	
ΔY, y-retning [mm]	0.00	-373.00	0.00	373.00	0.00	
ΔY, x-retning [mm]	0.00	-403.00	0.00	403.00	0.00	
dθ (ΔY/ΔX), y-retning	0	-0.16	0.00	0.16	0	
dθ (ΔY/ΔX), x-retning	0	-0.18	0.00	0.18	0	
Ekvivalent kraftpar dP (dθ*P), y-retning [kN]	0.00	-115.47	0.00	115.47	0.00	
Ekvivalent kraftpar dP (dθ*P), x-retning [kN]	0.00	-13.00	0.00	13.00	0.00	

Tvangsmomenter

Negativt fortegn = strekk på overside

Positivt fortegn = strekk på underside

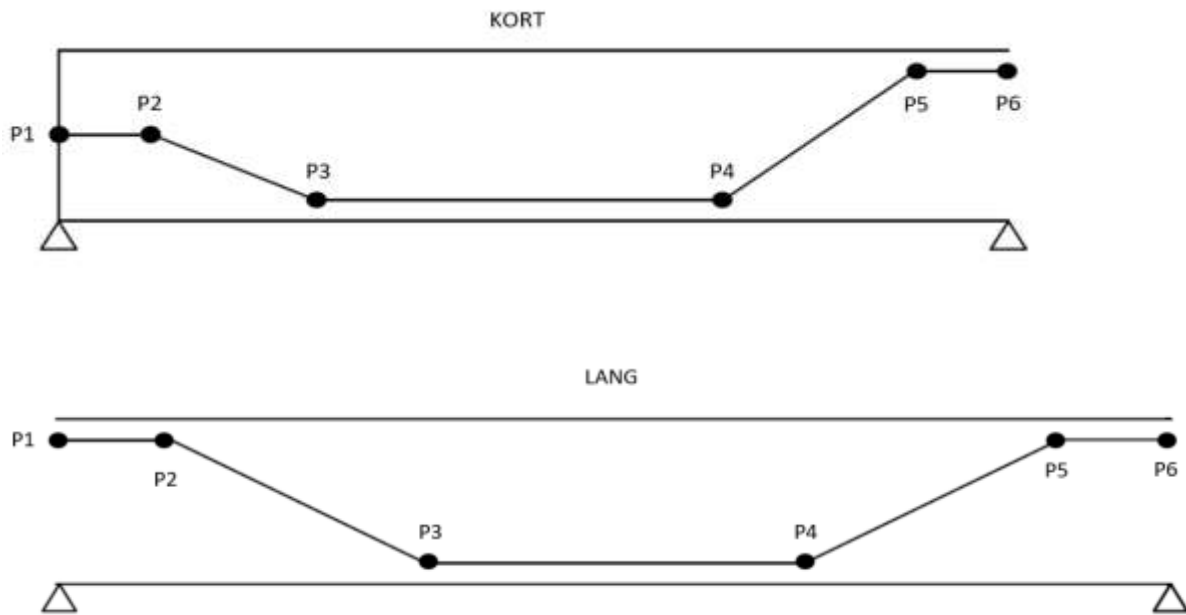
Punkt	SØYLE 1					SØYLE 2			
	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	
Horisontal koordinat	0	800	2160	5600	7200	8000	9000	11300	

Y-retning

Eksentrisitet fra nøytralakse [mm]	0.00	0.00	-192.50	-192.50	180.50	180.50	180.50	-192.50
Ekvivalent kraft ved knekkpunkt [kN]	0.00	-100.78	100.78	165.99	-165.99	0.00	-115.47	115.47
Totalmoment fra ekvivalente krefter [kNm]	0.00	3.84	-126.68	-110.15	163.12	166.96	165.09	-104.79
Primærmoment (P*e) [kNm]	0.00	0.00	-137.06	-137.06	128.52	128.52	128.52	-137.06
Tvangsmoment [kNm]	0.00	3.84	10.38	26.91	34.60	38.44	36.57	32.27

X-retning

Eksentrisitet fra nøytralakse [mm]	0.00	0.00	-97.50	-97.50	95.50	95.50	95.50	-97.50
Ekvivalent kraft ved knekkpunkt [kN]	0.00	-17.01	17.01	28.63	-28.63	0.00	-19.92	19.92
Totalmoment fra ekvivalente krefter [kNm]	0.00	0.61	-21.51	-19.92	28.09	28.69	28.38	-18.14
Primærmoment (P*e) [kNm]	0.00	0.00	-23.14	-23.14	22.67	22.67	22.67	-23.14
Tvangsmoment [kNm]	0.00	0.61	1.63	3.22	5.42	6.02	5.71	5.00



SØYLE 3					SØYLE 4					SØYLE 5					SØYLE 6		
P9	P10	P11	P12	P13	P14	P15	P16	P17	P18	P19	P20	P21	P22	P23	P24	P25	P26
14700	17000	18000	19000	21300	24700	27000	28000	29000	31300	34700	37000	38000	38800	40400	43840	45200	46000
-192.50	180.50	180.50	180.50	-192.50	-192.50	180.50	180.50	180.50	-192.50	-192.50	180.50	180.50	180.50	-192.50	-192.50	0.00	0.00
115.47	-115.47	0.00	-115.47	115.47	115.47	-115.47	0.00	-115.47	115.47	115.47	-115.47	0.00	-165.99	165.99	100.78	-100.78	0.00
-111.14	150.13	148.26	148.26	-117.31	-117.31	148.26	148.26	150.13	-111.14	-104.79	165.09	166.96	163.12	-110.15	-126.68	3.84	0.00
-137.06	128.52	128.52	128.52	-137.06	-137.06	128.52	128.52	128.52	-137.06	-137.06	128.52	128.52	128.52	-137.06	-137.06	0.00	0.00
25.92	21.61	19.74	19.74	19.75	19.75	19.74	19.74	21.61	25.92	32.27	36.57	38.44	34.60	26.91	10.38	3.84	0.00
-97.50	95.50	95.50	95.50	-97.50	-97.50	95.50	95.50	95.50	-97.50	-97.50	95.50	95.50	95.50	-97.50	-97.50	0.00	0.00
19.92	-19.92	0.00	-19.92	19.92	19.92	-19.92	0.00	-19.92	19.92	19.92	-19.92	0.00	-28.63	28.63	17.01	-17.01	0.00
-19.90	25.90	25.59	25.59	-20.21	-20.21	25.59	25.59	25.90	-19.90	-18.14	28.38	28.69	28.09	-19.92	-21.51	0.61	0.00
-23.14	22.67	22.67	22.67	-23.14	-23.14	22.67	22.67	22.67	-23.14	-23.14	22.67	22.67	22.67	-23.14	-23.14	0.00	0.00
3.24	3.23	2.92	2.92	2.93	2.93	2.92	2.92	3.23	3.24	5.00	5.71	6.02	5.42	3.22	1.63	0.61	0.00

B.2 Momentkontroll

Fiberarmering

Dimensjonerende reststrekkfasthet i ULS

$$f_{\text{Ftud}} := 1 \cdot \text{MPa}$$

Materialfaktor fiber

$$\gamma_{\text{sf}} := 1.5$$

Effektiv reststrekkfasthet i ULS

$$f_{\text{Ftu.ef}} := f_{\text{Ftud}} \cdot \gamma_{\text{sf}} = 1.5 \cdot \text{MPa}$$

Antatt faktor for volumeffekter

$$\kappa_G := 1.5$$

Reststrekkfasthet for momentberegninger i ULS

$$f_{\text{Ftud.m}} := \kappa_G \cdot f_{\text{Ftud}} = 2 \cdot \text{MPa}$$

Platetykkelse

$$t := 495 \text{ mm}$$

Effektive høyder over søyler

Spennarmering i x-retning

$$d_{\text{px}} := t - c_{\text{nom.s}} - \phi_{\text{s.støtte}} - 0.5\phi_{\text{rør}} = 448 \cdot \text{mm}$$

Spennarmering i y-retning

$$d_{\text{py}} := t - c_{\text{nom.s}} - \phi_{\text{s.støtte}} - 1.5\phi_{\text{rør}} = 428 \cdot \text{mm}$$

Slakkarmering i x-retning
(legges over spennarm. i y-retn.)

$$d_{\text{sx}} := t - c_{\text{nom.s}} - \phi_{\text{s.støtte}} - \phi_{\text{rør}} + 0.5 \cdot \phi_{\text{s.støtte}} = 444 \cdot \text{mm}$$

Slakkarmering i y-retning

$$d_{\text{sy}} := t - c_{\text{nom.s}} - 0.5 \cdot \phi_{\text{s.støtte}} = 464 \cdot \text{mm}$$

Eksentrisiteter over søyler

X-retning

$$e_{\text{px}} := d_{\text{px}} - \frac{t}{2} = 200.5 \cdot \text{mm}$$

Y-retning

$$e_{\text{py}} := d_{\text{py}} - \frac{t}{2} = 180.5 \cdot \text{mm}$$

Laster

Karakteristisk egenlast	$g_k := \rho_b \cdot t = 12.375 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
Karakteristisk nyttelast	$q_k := 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
Lastfaktorer	$\gamma_{g1} := 1.2 \quad \gamma_{q1} := 1.5$ $\gamma_{g2} := 1.35 \quad \gamma_{q2} := 1.05$
Valg av lastfaktorer	$\gamma_g := \text{if}(\gamma_{g1} \cdot g_k + \gamma_{q1} \cdot q_k \geq \gamma_{g2} \cdot g_k + \gamma_{q2} \cdot q_k, \gamma_{g1}, \gamma_{g2}) = 1.35$ $\gamma_q := \text{if}(\gamma_{g1} \cdot g_k + \gamma_{q1} \cdot q_k \geq \gamma_{g2} \cdot g_k + \gamma_{q2} \cdot q_k, \gamma_{q1}, \gamma_{q2}) = 1.05$
Lastfaktor spennarmering	$\gamma_{p.fav} := 0.9 \quad \gamma_{p.unfav} := 1.1$
Dimensjonerende egenlast	$g_{Ed} := \gamma_g \cdot g_k = 16.71 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
Dimensjonerende nyttelast	$q_{Ed} := \gamma_q \cdot q_k = 3.15 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
Dimensjonerende last	$p_{Ed} := g_{Ed} + q_{Ed} = 19.86 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
Dimensjonerende egenlast på "bjelke"	$g_{Ed.bj} := g_{Ed} \cdot L_{10m} = 167.06 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
Dimensjonerende nyttelast på "bjelke"	$q_{Ed.bj} := q_{Ed} \cdot L_{10m} = 31.50 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Dimensjonerende støttemomenter**X-retning:**

Dimensjonerende moment fra nyttelast og egenvekt

$$M_{Ed.x.ytre} := 172.89 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Tvangsmoment (gunstig)

$$M_{1.x} := 1.8 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Dimensjonerende moment

$$M_{Ed.x} := M_{Ed.x.ytre} - \gamma_{p.fav} \cdot M_{1.x} = 171.27 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Y-retning:

Dimensjonerende moment fra nyttelast og egenvekt

$$M_{Ed.y.ytre} := M_{Ed.x.ytre} \cdot 10 = 1728.90 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Tvangsmoment (gunstig)

$$M_{1.y} := 19.70 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Dimensjonerende moment

$$M_{Ed.y} := M_{Ed.y.ytre} - \gamma_{p.fav} \cdot M_{1.y} = 1711.17 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Karakteristiske støttemomenter

(for kontroll uten lastfaktorer, dekke med nedstyrtningsfare)

X-retning:

Moment fra egenlast

$$M_{k.x.g} := 103.51 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Moment fra nyttelast

$$M_{k.x.q} := 31.57 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Tvangsmoment (gunstig)

$$M_{1.x.k} := M_{1.x} \cdot \gamma_s = 2.07 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Karakteristisk moment

$$M_{k.x} := M_{k.x.g} + M_{k.x.q} - M_{1.x.k} = 133.01 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Y-retning:

Moment fra egenlast

$$M_{k.y.g} := M_{k.x.g} \cdot 10 = 1035.10 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment fra nyttelast

$$M_{k.y.q} := M_{k.x.q} \cdot 10 = 315.70 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Tvangsmoment (gunstig)

$$M_{1.y.k} := M_{1.y} \cdot \gamma_s = 22.66 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Karakteristisk moment

$$M_{k.y} := M_{k.y.g} + M_{k.y.q} - M_{1.y.k} = 1328.14 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Dimensjonerende gjennomlokkingskraft

Innersøyle

$$V_{Ed.inner} := P_{Ed} \cdot L_{10m}^2 = 1985.6 \cdot \text{kN}$$

Minimumsarmering over søyler

Benytter anvisningene i NS3473 for spennarmerte dekker uten heft:
minimumsarmering for hele spennvidden som konsentreres over søylene

Bredde på strekksonen $b_t := 10\text{m}$

$$\text{X-retning} \quad A_{sx.min} := \max \left[0.26 \cdot \frac{(f_{ctm} - 2.15 \cdot f_{Ftu.ef})}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d_{sx}, 0.13 \cdot b_t \cdot d_{sx} \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right] = 4387 \cdot \text{mm}^2$$

$$\text{Y-retning} \quad A_{sy.min} := \max \left[0.26 \cdot \frac{(f_{ctm} - 2.15 \cdot f_{Ftu.ef})}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d_{sy}, 0.13 \cdot b_t \cdot d_{sy} \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right] = 4584 \cdot \text{mm}^2$$

Fordeles over en platebredde lik søylebredden pluss 2 ganger platetykkelsen til hver side

$$b_{søyle} + 2 \cdot 2 \cdot t = 2380 \cdot \text{mm}$$

Generell minimumsarmering

Bredde på strekksonen $b_{t.g} := 1\text{m}$

$$\text{X-retning} \quad A_{sx.min.g} := \max \left[0.26 \cdot \frac{(f_{ctm} - 2.15 \cdot f_{Ftu.ef})}{f_{yk}} \cdot b_{t.g} \cdot d_{sx}, 0.13 \cdot b_{t.g} \cdot d_{sx} \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right] = 439 \cdot \text{mm}^2$$

$$\text{Y-retning} \quad A_{sy.min.g} := \max \left[0.26 \cdot \frac{(f_{ctm} - 2.15 \cdot f_{Ftu.ef})}{f_{yk}} \cdot b_{t.g} \cdot d_{sy}, 0.13 \cdot b_{t.g} \cdot d_{sy} \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right] = 458 \cdot \text{mm}^2$$

Armeringskrefter**Slakkarmering**

Slakkarmeringskrefter over søyler
fra minimumsarmering over søyler

$$S_{sx} := f_{yd} \cdot A_{sx.min} = 1907.3 \cdot \text{kN}$$

$$S_{sy} := f_{yd} \cdot A_{sy.min} = 1993.2 \cdot \text{kN}$$

Slakkarmeringskrefter per meter
fra generell minimumsarmering

$$S_{sx.g} := f_{yd} \cdot A_{sx.min.g} = 190.7 \cdot \text{kN}$$

$$S_{sy.g} := f_{yd} \cdot A_{sy.min.g} = 199.3 \cdot \text{kN}$$

Spennarmering

Areal per spenntau

$$A_p := 150 \text{mm}^2$$

Tilleggsspenning for
uinjiserte spenntau

$$\Delta\sigma_p := 100 \text{MPa}$$

Dimensjonerende spennarmeringskraft
per spenntau, med tilleggsspenning
(moment)

$$S_p := (\varepsilon'_{p0} \cdot E_p + \Delta\sigma_p) \cdot \frac{A_p}{\gamma_s} = 178.0 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende spennarmeringskraft
per spenntau, uten tilleggsspenning
(gjennomllocking)

$$S_{p.gj} := (\varepsilon'_{p0} \cdot E_p) \cdot \frac{A_p}{\gamma_s} = 165.0 \cdot \text{kN}$$

Antall spenntau i x-retning (per m)
for c/c 2400 mm

$$n_x := \frac{1000}{2400} = 0.42$$

Antall spenntau i y-retning
(konsentrert søylestripe)

$$n_y := 4$$

Dimensjonerende
spennarmeringskrefter for
momentberegninger

$$S_{py} := n_y \cdot S_p = 712.1 \cdot \text{kN}$$

$$S_{px} := n_x \cdot S_p = 74.2 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende
spennarmeringskrefter for
gjennomllockingsberegninger

$$S_{py.gj} := n_y \cdot S_{p.gj} = 659.9 \cdot \text{kN}$$

$$S_{px.gj} := n_x \cdot S_{p.gj} = 68.7 \cdot \text{kN}$$

Kontroll av momentkapasitet etter NB38**Over støtte i x-retning (enveisplate)****Kontroll av ordinær bruddgrensetilstand**

Bredde på trykksonen $b_x := 1 \text{ m}$

Bredde på strekksonen for fiberbidrag $b_{f_x} := 1 \text{ m}$

Trykksonehøyde $\alpha d_{xs} := \frac{t \cdot b_{f_x} \cdot f_{Ftud.m} + S_{sx.g} + S_{px}}{0.8 \cdot b_x \cdot f_{cd} + b_{f_x} \cdot f_{Ftud.m}} = 46 \cdot \text{mm}$

Ettersom søylestripen betraktes som en kontinuerlig støtte inkluderes kun den generelle minimumsarmeringen, fordi den konsentrerte minimumsarmeringen bare er rett over søylene

Strekresultant fra fiberarmeringen $S_{f_x} := (t - \alpha d_{xs}) \cdot b_{f_x} \cdot f_{Ftud.m} = 673.5 \cdot \text{kN}$

"Effektiv høyde" for fiberarmering $d_{f_x} := t - 0.5(t - \alpha d_{xs}) = 271 \cdot \text{mm}$

Midlere effektiv høyde $d_{\text{middel.x}} := \frac{S_{f_x} \cdot d_{f_x} + S_{sx.g} \cdot d_{sx} + S_{px} \cdot d_{px}}{S_{f_x} + S_{sx.g} + S_{px}} = 320 \cdot \text{mm}$

Alfa-verdi $\alpha_{xs} := \frac{\alpha d_{xs}}{d_{\text{middel.x}}} = 0.14$

Momentkapasitet:

Bidrag fra fiber $M_{Rd.x.f} := S_{f_x} \cdot (0.5 \cdot t + 0.1 \cdot \alpha d_{xs}) = 169.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Bidrag fra slakkarmering $M_{Rd.x.sl} := S_{sx.g} \cdot (d_{sx} - 0.4 \cdot \alpha d_{xs}) = 81.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Bidrag fra spennarmering $M_{Rd.x.sp} := S_{px} \cdot (d_{px} - 0.4 \cdot \alpha d_{xs}) = 31.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Totalt $M_{Rd.x} := M_{Rd.x.f} + M_{Rd.x.sl} + M_{Rd.x.sp} = 282.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Utnyttelsesgrad $\eta_{\text{moment.x}} := \frac{M_{Ed.x}}{M_{Rd.x}} = 0.61$

Kontroll uten fiberbidrag, og uten last- og materialfaktorer

Karakteristiske armeringskrefter:

Slakkarmering $S_{sx.k} := S_{sx.g} \cdot \gamma_s = 219.3 \cdot \text{kN}$

Spennarmering $S_{px.k} := S_{px} \cdot \gamma_s = 85.3 \cdot \text{kN}$

Trykksonehøyde $\alpha d_{xs.k} := \frac{(S_{sx.k} + S_{px.k})}{0.8 \cdot b_x \cdot f_{ck}} = 8 \cdot \text{mm}$

Momentkapasitet:

Bidrag fra slakkarmering $M_{Rd.x.sl.k} := S_{sx.k} \cdot (d_{sx} - 0.4 \cdot \alpha d_{xs.k}) = 96.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Bidrag fra spennarmering $M_{Rd.x.sp.k} := S_{px.k} \cdot (d_{px} - 0.4 \cdot \alpha d_{xs.k}) = 37.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Totalt $M_{Rd.x.k} := M_{Rd.x.sl.k} + M_{Rd.x.sp.k} = 134.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Utnyttelsesgrad

$$\eta_{\text{moment.x.k}} := \frac{M_{k.x}}{M_{Rd.x.k}} = 0.99$$

Over søyle i y-retning (søylestripe)

Inkluderer her kun den konsentrerte minimumsarmeringen pga. momentkonsentrasjon over søyle for søylestripen

Kontroll av ordinær bruddgrensetilstand

Bredde på trykksonen	$b_y := 0.5 \cdot L_{10m} = 5 \text{ m}$
Bredde på strekksonen for fiberbidrag	$b_{fy} := 0.5 \cdot L_{10m} = 5 \text{ m}$
Trykksonehøyde	$\alpha_{d_{ys}} := \frac{t \cdot b_{fy} \cdot f_{Ftud.m} + S_{sy} + S_{py}}{0.8 \cdot b_y \cdot f_{cd} + b_{fy} \cdot f_{Ftud.m}} = 59 \cdot \text{mm}$
Strekresultant fra fiberarmeringen	$S_{fy} := (t - \alpha_{d_{ys}}) \cdot b_{fy} \cdot f_{Ftud.m} = 3272.9 \cdot \text{kN}$
"Effektiv høyde" for fiberarmering	$d_{fy} := t - 0.5(t - \alpha_{d_{ys}}) = 277 \cdot \text{mm}$
Midlere effektiv høyde	$d_{\text{middel.y}} := \frac{S_{fy} \cdot d_{fy} + S_{sy} \cdot d_{sy} + S_{py} \cdot d_{py}}{S_{fy} + S_{sy} + S_{py}} = 357 \cdot \text{mm}$
Alfa-verdi	$\alpha_{ys} := \frac{\alpha_{d_{ys}}}{d_{\text{middel.y}}} = 0.16$
Arealet av strekksonen	$A_{ct.y} := (t - \alpha_{d_{ys}}) \cdot b_{fy} = 2.2 \text{ m}^2$
Kontroll av volumeffekt	$\kappa_{G.y} := 1.0 + 0.5 \cdot \frac{A_{ct.y}}{\text{m}^2} = 2.09 > 1.5$ OK!
Momentkapasitet:	
Bidrag fra fiber	$M_{Rd.y.f} := S_{fy} \cdot (0.5 \cdot t + 0.1 \cdot \alpha_{d_{ys}}) = 829.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Bidrag fra slakkarmering	$M_{Rd.y.sl} := S_{sy} \cdot (d_{sy} - 0.4 \cdot \alpha_{d_{ys}}) = 878.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Bidrag fra spennarmering	$M_{Rd.y.sp} := S_{py} \cdot (d_{py} - 0.4 \cdot \alpha_{d_{ys}}) = 288.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Totalt	$M_{Rd.y} := M_{Rd.y.f} + M_{Rd.y.sl} + M_{Rd.y.sp} = 1995.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Utnyttelsesgrad	$\eta_{\text{moment.y}} := \frac{M_{Ed.y}}{M_{Rd.y}} = 0.86$

Kontroll uten fiberbidrag, og uten last- og materialfaktorer

Karakteristiske armeringskrefter:

$$S_{sy.k} := S_{sy} \cdot \gamma_s = 2292.2 \cdot \text{kN}$$

$$S_{py.k} := S_{py} \cdot \gamma_s = 818.9 \cdot \text{kN}$$

$$\alpha_{d_{ys.k}} := \frac{(S_{sy.k} + S_{py.k})}{0.8 \cdot b_y \cdot f_{ck}} = 17 \cdot \text{mm}$$

Momentkapasitet:

$$M_{Rd.y.sl.k} := S_{sy.k} \cdot (d_{sy} - 0.4 \cdot \alpha_{d_{ys.k}}) = 1047.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd.y.sp.k} := S_{py.k} \cdot (d_{py} - 0.4 \cdot \alpha_{d_{ys.k}}) = 344.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd.y.k} := M_{Rd.y.sl.k} + M_{Rd.y.sp.k} = 1392.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Utnyttelsesgrad

$$\eta_{\text{moment},y.k} := \frac{M_{k,y}}{M_{Rd,y.k}} = 0.95$$

Kontroll av tøyningsbegrensning

Begrensning av maksimal strekk­tøyning i fiberarmering ved bøyning

$$\epsilon_{\max} := \frac{3}{t \cdot \frac{1}{\text{mm}}} = 0.00606$$

Maksimal strekk­tøyning langs strekk­randen

$$\epsilon_{s.x} := \frac{\epsilon_{cu}}{\alpha d_{xs}} \cdot (t - \alpha d_{xs}) = 0.03416$$

$$\epsilon_{s.y} := \frac{\epsilon_{cu}}{\alpha d_{ys}} \cdot (t - \alpha d_{ys}) = 0.02606$$

Utnyttelsesgrad

$$\eta_{\epsilon x} := \frac{\epsilon_{s.x}}{\epsilon_{\max}} = 5.64$$

$$\eta_{\epsilon y} := \frac{\epsilon_{s.y}}{\epsilon_{\max}} = 4.30$$

Bruker lamellmetoden til å verifisere momentkapasiteten.

Input til beregningsprogram (lamellmetoden):

Totale flytekrefter fra lengdearmering

$$F_{dx} := S_{sx.g} + S_{px} = 264.90 \cdot \text{kN}$$

$$F_{dy} := S_{sy} + S_{py} = 2705.25 \cdot \text{kN}$$

Ekvivalent slakkarmeringsareal

$$A_{sx.ekv} := \frac{F_{dx}}{f_{yd}} = 609.3 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{sy.ekv} := \frac{F_{dy}}{f_{yd}} = 6222.1 \cdot \text{mm}^2$$

Midlere effektiv høyde for lengdearmering

$$d_{\text{middel.xl}} := \frac{S_{sx.g} \cdot d_{sx} + S_{px} \cdot d_{px}}{S_{sx.g} + S_{px}} = 445 \cdot \text{mm}$$

$$d_{\text{middel.yl}} := \frac{S_{sy} \cdot d_{sy} + S_{py} \cdot d_{py}}{S_{sy} + S_{py}} = 455 \cdot \text{mm}$$

B.3 Verifisering med lamellmetode

B.3.1 Input for kontroll i x-retning

Cross section data		
Width, b [mm]	1000	
Height, h [mm]	495	
Concrete cover on the compressive zone, c' [mm]		
Concrete cover on the tensile zone, c [mm]		
Effective height, d [mm]	445	
Compressive reinforcement diameter, ϕ' [mm]		
Number of bars		
Compressive reinforcement area, A'_{sl} [mm ²]	0,00	
Tensile reinforcement diameter, ϕ [mm]		
Number of bars		
Tensile reinforcement area, A_{sl} [mm ²]	609,30	

Reinforcing steel		
Modulus of elasticity, E_s [N/mm ²]	200000	
Yield strength, f_{yd} [N/mm ²]	435	
Strain hardening factor, k	1	
Strain at maximum load, ϵ_{uk}	0,075	>2,5%, >5,0%, >7,5%

Concrete in compression (Parabola-rectangle model)		(no need to write -)
f_{cd} [N/mm ²]	25,5	
Characteristic cylinder strength, f_{ck} [N/mm ²]	45	
Modulus of elasticity, E_{cm} [N/mm ²]	34545	
Strain at maximum strength, ϵ_{c2}	0,002	(change if $f_{ck} \geq 55$)
Ultimate compressive strain, ϵ_{cu2}	0,0035	(change if $f_{ck} \geq 55$)
Exponent, n	2,0	(change if $f_{ck} \geq 55$)

Concrete in tension (Rigid-plastic model)		
Residual flexural tensile strength at CMOD 2,5mm, $f_{R,3}$ [N/mm ²]		
σ_1 : Ultimate uniaxial tensile strength, f_{Ftd} [N/mm ²]	1,00	
ϵ_1 : Ultimate tensile strain (N.A. crossing the cross-section)	0.00606	(change to 10‰ if NA is external to cross-section)

B.3.2 Input for kontroll i y-retning

Cross section data		
Width, b [mm]	5000	
Height, h [mm]	495	
Concrete cover on the compressive zone, c' [mm]		
Concrete cover on the tensile zone, c [mm]		
Effective height, d [mm]	455	
Compressive reinforcement diameter, ϕ' [mm]		
Number of bars		
Compressive reinforcement area, A'_{s1} [mm ²]	0,00	
Tensile reinforcement diameter, ϕ [mm]		
Number of bars		
Tensile reinforcement area, A_{s1} [mm ²]	6222,10	

Reinforcing steel		
Modulus of elasticity, E_s [N/mm ²]	200000	
Yield strength, f_{yd} [N/mm ²]	435	
Strain hardening factor, k	1	
Strain at maximum load, ϵ_{uk}	0,075	>2,5%, >5,0%, >7,5%

Concrete in compression (Parabola-rectangle model)		(no need to write -)
f_{cd} [N/mm ²]	25,5	
Characteristic cylinder strength, f_{ck} [N/mm ²]	45	
Modulus of elasticity, E_{cm} [N/mm ²]	34545	
Strain at maximum strength, ϵ_{c2}	0,002	(change if $f_{ck} \geq 55$)
Ultimate compressive strain, ϵ_{cu2}	0,0035	(change if $f_{ck} \geq 55$)
Exponent, n	2,0	(change if $f_{ck} \geq 55$)

Concrete in tension (Rigid-plastic model)		
Residual flexural tensile strength at CMOD 2,5mm, $f_{R,3}$ [N/mm ²]		
σ_1 : Ultimate uniaxial tensile strength, f_{Ftd} [N/mm ²]	1,00	
ϵ_1 : Ultimate tensile strain (N.A. crossing the cross-section)	0.00606	(change to 10‰ if NA is external to cross-section)

B.4 Gjennomlokking

B.4.1 NB38

Midlere effektiv tykkelse $d_v := \frac{d_{sy} + d_{sx}}{2} = 454 \text{ mm}$

Innersøyle

Kontroll av gjennomlokkingskapasitet i kritisk kontrollsnitt (0,5d fra søylekant)

Dimensjonerende skjærspenning

Lengde på kritisk kontrollsnitt $b_{0.5} := 2\pi \cdot 0.5 \cdot d_v + 4 \cdot b_{søyle} = 3026 \text{ mm}$

Beta innersøyle $\beta_e := 1.15$

Dimensjonerende skjærspenning $\tau_{Ed} := \beta_e \cdot \frac{V_{Ed,inner}}{b_{0.5} \cdot d_v} = 1.66 \text{ MPa}$

Dimensjonerende skjærspenningskapasitet

Sikkerhetsfaktor for gjennomlokking $\gamma_c = 1.5$

Bredde for armeringsforhold $b_s := b_{søyle} + 2 \cdot 3 \cdot d_v = 3124 \text{ mm}$

Bredde for konsentrert minimumsarmering $b_k := b_{søyle} + 2 \cdot 2 \cdot t = 2380 \text{ mm}$

Armeringsforholdet $\rho_{Ix} := \frac{A_{sx,min}}{b_s \cdot d_{sx}} = 0.0032$

Neglisjerer her generell minimumsarmering innenfor b_s
 $\rho_{Iy} := \frac{A_{sy,min}}{b_s \cdot d_{sy}} = 0.0032$

$$\rho_I := \min(\sqrt{\rho_{Ix} \rho_{Iy}}, 0.02) = 0.0032$$

Størrelsesfaktor ($f_{ck} = 45 \text{ MPa} < 60 \text{ MPa}$) $d_{dg} := \min(16 \text{ mm} + D_{lower}, 40 \text{ mm}) = 40 \text{ mm}$

Koeffisient som ivaretar skjærkraftgradienten og bøyemomentet $\mu_{p,inner} := 8$

$$k_{pb,i} := \sqrt{5 \cdot \mu_{p,inner} \cdot \frac{d_v}{b_{0.5}}} = 2.45$$

$$k_{pb} := \min(k_{pb,i}, 2.5) = 2.45$$

Skjærspenningskapasitet for betong og lengdearmring alene

Grunnverdi

$$\tau_{Rd.c.i} := \frac{0.6}{\gamma_c} \cdot k_{pb} \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot \frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \cdot \frac{d_{dg}}{d_v} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot \text{MPa} = 1.06 \cdot \text{MPa}$$

Maksimal skjærspenningskapasitet

$$\tau_{Rd.c.max} := \frac{0.6}{\gamma_c} \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}} \cdot \text{MPa} = 2.68 \cdot \text{MPa}$$

Dimensjonerende verdi

$$\tau_{Rd.c} := \min(\tau_{Rd.c.i}, \tau_{Rd.c.max}) = 1.06 \cdot \text{MPa}$$

Skjærspenningskapasitet uten lengdearmring (kun fiber)

$$\tau_{Rd.cF.ul} := f_{Ftud} = 1.00 \cdot \text{MPa}$$

Dimensjonerende skjærspenningskapasitet med fiber

Reduksjonsfaktor ved kombinerings

$$\eta_c := \frac{\tau_{Rd.c}}{\tau_{Ed}} = 0.64$$

Skjærspenningskapasitet med fiber

$$\tau_{Rd.cF} := \eta_c \cdot \tau_{Rd.c} + f_{Ftud} = 1.67 \cdot \text{MPa}$$

Utnyttelsesgrader

Utnyttelsesgrad gjennomlokking for betong og lengdearmring (uten fiber)

$$\eta_{gj.uf} := \frac{\tau_{Ed}}{\tau_{Rd.c}} = 1.57$$

Utnyttelsesgrad gjennomlokking kun fiber

$$\eta_{gj.fiber} := \frac{\tau_{Ed}}{\tau_{Rd.cF.ul}} = 1.66$$

Utnyttelsesgrad gjennomlokking dimensjonerende

$$\eta_{gj.mf} := \frac{\tau_{Ed}}{\tau_{Rd.cF}} = 0.99$$

Kontroll av gjennomlokkingskapasitet ved søylekant (trykkbrudd):

Søyleomkrets

$$u_0 := 4 \cdot b_{\text{søyle}} = 1600 \cdot \text{mm}$$

Dimensjonerende skjærspenning

$$v_{\text{Ed.u0}} := \beta_e \cdot \frac{V_{\text{Ed.inner}}}{u_0 \cdot d_v} = 3.14 \cdot \text{MPa}$$

Reduksjonsfaktor for fasthet ved opprisset betong

$$\nu := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{\text{ck}}}{250 \cdot \text{MPa}} \right) = 0.49$$

Trykkbruddkapasitet

$$v_{\text{Rd.max}} := 0.4 \cdot \nu \cdot f_{\text{cd}} = 5.02 \cdot \text{MPa}$$

Utnyttelsesgrad

$$\eta_{\text{gj.trykk}} := \frac{v_{\text{Ed.u0}}}{v_{\text{Rd.max}}} = 0.63$$

B.4.2 EC2:2020 Annex L

Midlere effektiv tykkelse

$$d_v := \frac{d_{sy} + d_{sx}}{2} = 454 \cdot \text{mm}$$

InnersøyleKontroll av gjennomlokkingskapasitet i kritisk kontrollsnitt (0,5d fra søylekant)Dimensjonerende skjærspenning

Lengde på kritisk kontrollsnitt

$$b_{0.5} := 2\pi \cdot 0.5 \cdot d_v + 4 \cdot b_{søyle} = 3026 \cdot \text{mm}$$

Beta innersøyle

$$\beta_e := 1.15$$

Dimensjonerende skjærspenning

$$\tau_{Ed} := \beta_e \cdot \frac{V_{Ed,inner}}{b_{0.5} \cdot d_v} = 1.66 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Dimensjonerende skjærspenningskapasitet

Sikkerhetsfaktor for gjennomlokking

$$\gamma_v := 1.4$$

Bredde for armeringsforhold

$$b_s := b_{søyle} + 2 \cdot 3 \cdot d_v = 3124 \cdot \text{mm}$$

Bredde for konsentrert minimumsarmering

$$b_k := b_{søyle} + 2 \cdot 2 \cdot t = 2380 \cdot \text{mm}$$

Armeringsforholdet (kun slakkarmering)

$$\rho_{lx} := \frac{A_{sx,min}}{b_s \cdot d_{sx}} = 0.0032$$

Neglisjerer her generell minimumsarmering innenfor b_s

$$\rho_{ly} := \frac{A_{sy,min}}{b_s \cdot d_{sy}} = 0.0032$$

$$\rho_l := \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}} = 0.0032$$

Størrelsesfaktor ($f_{ck} < 60 \text{ MPa}$)

$$d_{dg} := \min(16 \text{ mm} + D_{lower}, 40 \text{ mm}) = 40 \cdot \text{mm}$$

Normalspenning y-retning

$$\sigma_{dy} := \frac{S_{py,gj}}{L_{10m} \cdot t} = 0.13 \cdot \text{MPa}$$

Normalspenning x-retning

$$\sigma_{dx} := \frac{S_{px,gj}}{l_m \cdot t} = 0.14 \cdot \text{MPa}$$

Midlere normalspenning

$$\sigma_d := \frac{\sigma_{dy} + \sigma_{dx}}{2} = 0.14 \cdot \text{MPa}$$

Koeffisient

$$\mu_{p.inner} := 8$$

Eksentrisiteter for
spenningarmeringens
gunstige effekt

$$e_{px.red} := e_{px} = 200 \cdot \text{mm}$$

$$e_{py.red} := e_{py} = 180 \cdot \text{mm}$$

I EC2:2020 skal effekten av tvangsmoment tas i betraktning ved å redusere eksentrisiteten, men reduksjonen ses her bort ifra ettersom tvangsmomentene er gunstige over innersøylene.

Parametere for inkludering
av normalspenning

$$k_{Nx} := \sqrt{1 + 1.2 \cdot \frac{b_{0.5}}{\mu_{p.inner} \cdot d_v} \cdot \frac{|\sigma_{dx}| \cdot \frac{1}{\text{MPa}}}{\sqrt{f_{ck} \cdot \frac{1}{\text{MPa}}}} \cdot \left(1 + 6 \cdot \frac{e_{px.red}}{d_{px}}\right)} = 1.037$$

$$k_{Ny} := \sqrt{1 + 1.2 \cdot \frac{b_{0.5}}{\mu_{p.inner} \cdot d_v} \cdot \frac{|\sigma_{dy}| \cdot \frac{1}{\text{MPa}}}{\sqrt{f_{ck} \cdot \frac{1}{\text{MPa}}}} \cdot \left(1 + 6 \cdot \frac{e_{py.red}}{d_{py}}\right)} = 1.034$$

Normalspenning i trykk gir

$$k_{pp.x} := k_{Nx} = 1.037$$

$$k_{pp.y} := k_{Ny} = 1.034$$

$$k_{pp} := \sqrt{k_{pp.x} \cdot k_{pp.y}} = 1.036$$

Lengde på kontrollsnitt
ved søylekant

$$b_0 := b_{søyle} \cdot 4 = 1600 \cdot \text{mm}$$

Parameter som ivaretar
skjærkraftgradienten og
bøyemomentet

$$k_{pb,i} := 3.6 \cdot \sqrt{1 - \frac{b_0}{b_{0.5}}} = 2.471$$

$$k_{pb} := \max(1, \min(k_{pb,i}, 2.5)) = 2.471$$

$$k_{pb,\sigma} := k_{pp} \cdot k_{pb} = 2.56$$

Skjærspenningskapasitet uten inkludering av spennarmeringSkjærspenningskapasitet for betong og lengdearmering alene

Grunnverdi

$$\tau_{Rd.c.i} := \frac{0.6}{\gamma_v} \cdot k_{pb} \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot \frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \cdot \frac{d_{dg}}{d_v} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot \text{MPa} = 1.14 \cdot \text{MPa}$$

Maksimal skjærspenningskapasitet

$$\tau_{Rd.c.max} := \frac{0.6}{\gamma_v} \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}} \cdot \text{MPa} = 2.87 \cdot \text{MPa}$$

Dimensjonerende verdi

$$\tau_{Rd.c} := \min(\tau_{Rd.c.i}, \tau_{Rd.c.max}) = 1.14 \cdot \text{MPa}$$

Skjærspenningskapasitet uten lengdearmering (kun fiber)

$$\tau_{Rd.cF.ul} := f_{Ftud} = 1.00 \cdot \text{MPa}$$

Dimensjonerende skjærspenningskapasitet med fiber

Reduksjonsfaktor ved kombinerings

$$\eta_c := \min\left(\frac{\tau_{Rd.c}}{\tau_{Ed}}, 1.0\right) = 0.69$$

Minste skjærspenningskapasitet for betongen

$$\tau_{Rd.c.min} := \frac{11}{\gamma_v} \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{yd}} \cdot \frac{d_{dg}}{d_v}} \cdot \text{MPa} = 0.75 \cdot \text{MPa}$$

Minste skjærspenningskapasitet med fiber

$$\tau_{Rd.cF.min} := \eta_c \cdot \tau_{Rd.c.min} + f_{Ftud} = 1.52 \cdot \text{MPa}$$

Skjærspenningskapasitet med fiber

$$\tau_{Rd.cF.i} := \eta_c \cdot \tau_{Rd.c} + f_{Ftud} = 1.78 \cdot \text{MPa}$$

Dimensjonerende verdi

$$\tau_{Rd.cF} := \max(\tau_{Rd.cF.i}, \tau_{Rd.cF.min}) = 1.78 \cdot \text{MPa}$$

Utnyttelsesgrader

Utnyttelsesgrad gjennomlokking
for betong og lengdearmering
(uten fiber)

$$\eta_{\text{gj.uf}} := \frac{\tau_{\text{Ed}}}{\tau_{\text{Rd.c}}} = 1.46$$

Utnyttelsesgrad gjennomlokking
kun fiber

$$\eta_{\text{gj.fiber}} := \frac{\tau_{\text{Ed}}}{\tau_{\text{Rd.cF.ul}}} = 1.66$$

Utnyttelsesgrad gjennomlokking
dimensjonerende

$$\eta_{\text{gj.mf}} := \frac{\tau_{\text{Ed}}}{\tau_{\text{Rd.cF}}} = 0.93$$

Skjærspenningskapasitet ved inkludering av spennarmering**Skjærspenningskapasitet for betong og lengdearmering alene**

Grunnverdi

$$\tau_{Rd.c.i.\sigma} := \frac{0.6}{\gamma_v} \cdot k_{pb.\sigma} \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot \frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \cdot \frac{d_{dg}}{d_v} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot \text{MPa} = 1.18 \cdot \text{MPa}$$

Maksimal skjærspenningskapasitet

$$\tau_{Rd.c.max} = 2.87 \cdot \text{MPa}$$

Dimensjonerende verdi

$$\tau_{Rd.c.\sigma} := \min(\tau_{Rd.c.i.\sigma}, \tau_{Rd.c.max}) = 1.18 \cdot \text{MPa}$$

Dimensjonerende skjærspenningskapasitet med fiber

Reduksjonsfaktor ved kombinerings

$$\eta_{c\sigma} := \min\left(\frac{\tau_{Rd.c.\sigma}}{\tau_{Ed}}, 1.0\right) = 0.71$$

Minste skjærspenningskapasitet for betongen

$$\tau_{Rd.c.min} = 0.75 \cdot \text{MPa}$$

Minste skjærspenningskapasitet med fiber

$$\tau_{Rd.cF\sigma.min} := \eta_{c\sigma} \cdot \tau_{Rd.c.min} + f_{Ftud} = 1.53 \cdot \text{MPa}$$

Skjærspenningskapasitet med fiber

$$\tau_{Rd.cF.i.\sigma} := \eta_{c\sigma} \cdot \tau_{Rd.c.\sigma} + f_{Ftud} = 1.84 \cdot \text{MPa}$$

Dimensjonerende verdi

$$\tau_{Rd.cF.\sigma} := \max(\tau_{Rd.cF.i.\sigma}, \tau_{Rd.cF\sigma.min}) = 1.84 \cdot \text{MPa}$$

Utnyttelsesgrad for betong og lengdearmering (uten fiber)

$$\eta_{gj.uf.\sigma} := \frac{\tau_{Ed}}{\tau_{Rd.c.\sigma}} = 1.40$$

Dimensjonerende utnyttelsesgrad ved inkludering av normalspenning

$$\eta_{gj.mf.\sigma} := \frac{\tau_{Ed}}{\tau_{Rd.cF.\sigma}} = 0.90$$

B.4.3 DafStb

Midlere effektiv tykkelse

$$d_{\text{eff}} := \frac{d_{\text{sy}} + d_{\text{sx}}}{2} = 454 \cdot \text{mm}$$

Innersøyle

Kontroll av gjennomlokkingskapasitet i kritisk kontrollsnitt (2d fra søylekant)

Omkrets av kritisk snitt

$$u_1 := 4\pi \cdot d_{\text{eff}} + 4 \cdot b_{\text{søyle}} = 7305 \cdot \text{mm}$$

Beta innersøyle

$$\beta_{\text{inner}} := 1.15$$

Dimensjonerende skjærspenning

$$v_{\text{Ed}} := \beta_{\text{inner}} \cdot \frac{V_{\text{Ed,inner}}}{u_1 \cdot d_{\text{eff}}} = 0.69 \cdot \text{MPa}$$

Parametere for skjærkapasitet

$$C_{\text{Rd,c}} := \frac{0.18}{\gamma_c} = 0.12$$

$$k := \min \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d_{\text{eff}} \cdot \frac{1}{\text{mm}}}}, 2 \right) = 1.664$$

Armeringsforholdet

$$\rho_{1x} := \frac{A_{\text{sx,min}}}{(b_{\text{søyle}} + 2 \cdot 3 \cdot d_{\text{sx}}) \cdot d_{\text{sx}}} = 0.00322$$

$$\rho_{1y} := \frac{A_{\text{sy,min}}}{(b_{\text{søyle}} + 2 \cdot 3 \cdot d_{\text{sy}}) \cdot d_{\text{sy}}} = 0.0031$$

$$\rho_1 := \min(\sqrt{\rho_{1x} \cdot \rho_{1y}}, 0.02) = 0.00316$$

Faktor for normalspenning (trykk)

$$k_1 := 0.1$$

Normalspenning y-retning

$$\sigma_{\text{cy}} := \frac{S_{\text{py.gj}}}{L_{10\text{m}} \cdot t} = 0.13 \cdot \text{MPa}$$

Normalspenning x-retning

$$\sigma_{\text{cx}} := \frac{S_{\text{px.gj}}}{l_{\text{m}} \cdot t} = 0.14 \cdot \text{MPa}$$

Midlere normalspenning

$$\sigma_{cp} := \frac{\sigma_{cy} + \sigma_{cx}}{2} = 0.14 \cdot \text{MPa}$$

Minste skjærspenningskapasitet

$$v_{\min} := 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{1}{2}} \cdot \text{MPa} = 0.50 \cdot \text{MPa}$$

Grunnbidrag skjærspenningskapasitet

$$v_{Rd.c.i} := C_{Rd.c} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck} \cdot \frac{1}{\text{MPa}} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot \text{MPa} = 0.48 \cdot \text{MPa}$$

Bidrag fra normalspenninger

$$k_1 \cdot \sigma_{cp} = 0.014 \cdot \text{MPa}$$

Skjærspenningskapasitet

$$v_{Rd.c} := \max(v_{Rd.c.i} + k_1 \cdot \sigma_{cp}, v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) = 0.52 \cdot \text{MPa}$$

Utnyttelsesgrad gjennomlokking, uten skjærarmoring

$$\eta_{gj,inner} := \frac{v_{Ed}}{v_{Rd.c}} = 1.33$$

Kontroll av gjennomlokkingskapasitet ved søylekant (trykkbrudd)

Søyleomkrets

$$u_0 := 4 \cdot b_{søyle} = 1600 \cdot \text{mm}$$

Dimensjonerende skjærspenning

$$v_{Ed.u0} := \beta_{inner} \cdot \frac{V_{Ed,inner}}{u_0 \cdot d_{eff}} = 3.14 \cdot \text{MPa}$$

Reduksjonsfaktor for fasthet ved opprisset betong

$$\nu := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \cdot \text{MPa}} \right) = 0.492$$

Trykkbruddkapasitet

$$v_{Rd,max} := 0.4 \cdot \nu \cdot f_{cd} = 5.02 \cdot \text{MPa}$$

Utnyttelsesgrad

$$\eta_{gj,trykk,inner} := \frac{v_{Ed.u0}}{v_{Rd,max}} = 0.63$$

Fiberbidrag til gjennomlokkingskapasitet

Finner ekvivalent karakteristisk restbøystrekkfasthet for CMOD = 2,5 mm

Dimensjonerende reststrekkfasthet	$f_{Ftud} = 1 \cdot \text{MPa}$
Effektiv reststrekkfasthet i ULS	$f_{Ftu,eff} := f_{Ftud} \cdot \gamma_{sf} = 1.50 \cdot \text{MPa}$
Karakteristisk reststrekkfasthet ($\kappa_0 = 1$)	$f_{Ftuk} := f_{Ftu,eff} = 1.50 \cdot \text{MPa}$
Restbøystrekkfasthet for CMOD = 2,5 mm	$f_{R.3k} := f_{Ftuk} \cdot \frac{1}{0.37} = 4.05 \cdot \text{MPa}$

Antar lik restbøystrekkfasthet for 3.5 mm nedbøyning som for CMOD = 2,5 mm

Restbøystrekkfasthet	$f_{cfIk.L2} := f_{R.3k} = 4.05 \cdot \text{MPa}$
Omregningsfaktor	$\beta_u := 0.37$
Basisverdi for sentrisk strekkfasthet	$f_{ct.0.u} := f_{cfIk.L2} \cdot \beta_u = 1.50 \cdot \text{MPa}$
Omkrets på kritisk snitt	$u_1 = 7305 \cdot \text{mm}$
Høyde på antatt strekksone	$h_{strek} := d_{eff} = 454 \cdot \text{mm}$
Areal på kritisk snitt (0,25 pga. spenningskonsentrasjoner)	$A_{ct} := 0.25 \cdot u_1 \cdot h_{strek} = 0.829 \text{ m}^2$
Størrelsesfaktor	$\kappa_G := \min \left(1 + 0.5 \cdot \frac{A_{ct}}{\text{m}^2}, 1.7 \right) = 1.415$
Fiberorienteringsfaktor	$\kappa_F := 0.5$
Strekkfasthet	$f_{ct.R.u} := \kappa_G \cdot \kappa_F \cdot f_{ct.0.u} = 1.06 \cdot \text{MPa}$
Materialfaktor	$\gamma_{ctf} := 1.25$
Reduksjonsfaktor for langtidseffekter	$\alpha_{cf} := 0.85$
Fiberarmeringens bidrag til gjennomlokkingskapasitet	$v_{Rd.cf} := 0.85 \cdot \frac{\alpha_{cf} \cdot f_{ct.R.u}}{\gamma_{ctf}} = 0.61 \cdot \text{MPa}$

Total gjennomlokkingskapasitet

$$v_{Rd.c.tot} := v_{Rd.c} + v_{Rd.cf} = 1.13 \cdot \text{MPa}$$

Utnyttelsesgrad

$$\eta_{gj.tysk} := \frac{v_{Ed}}{v_{Rd.c.tot}} = 0.61$$

C Fiberplate 2

C.1 Spennarmeringsprofil og tvangsmomenter

Spennarmeringsprofil for fiberdekke 2

Tverrsnittshøyde [mm]	285
Dimensjonerende spennkraft per spenntau [kN]	178
Antall spenntau i y-retning	14
Antall spenntau i x-retning per meter (c/c 750 mm)	1.33
Total spennkraft i y-retning [kN]	2492
Total spennkraft per meter i x-retning [kN]	237.33
Kort spennvidde [mm]	8000
Lang spennvidde [mm]	10000

Kort spennvidde (8 meter):

Lineære spennarmeringsprofil segmenter	P1-P2	P2-P3	P3-P4	P4-P5	P5-P6	SUM
Relativ lengde av hvert segment (fra referanseprofil)	0.10	0.17	0.43	0.20	0.10	1.00
Lengde, ΔX, av hvert segment [mm]	800	1360	3440	1600	800	8000
Eksentrisitet fra nøytralakse i y-retning [mm]	0.00		-87.50		75.50	
Eksentrisitet fra nøytralakse i x-retning [mm]	0.00		-97.50		95.50	
ΔY, y-retning [mm]	0.00	-87.50	0.00	163.00	0.00	
ΔY, x-retning [mm]	0.00	-97.50	0.00	193.00	0.00	
dθ (ΔY/ΔX), y-retning	0.00	-0.06	0.00	0.10	0.00	
dθ (ΔY/ΔX), x-retning	0.00	-0.07	0.00	0.12	0.00	
Ekvivalent kraftpar dP (dθ*P), y-retning [kN]	0.00	-160.33	0.00	253.87	0.00	
Ekvivalent kraftpar dP (dθ*P), x-retning [kN]	0.00	-17.01	0.00	28.63	0.00	

Lang spennvidde (10 meter):

Lineære spennarmeringsprofil segmenter	P1-P2	P2-P3	P3-P4	P4-P5	P5-P6	SUM
Relativ lengde av hvert segment (fra referanseprofil)	0.10	0.23	0.34	0.23	0.10	1.00
Lengde, ΔX, av hvert segment [mm]	1000	2300	3400	2300	1000	10000
Eksentrisitet fra nøytralakse i y-retning [mm]	75.50		-87.50		75.50	
Eksentrisitet fra nøytralakse i x-retning [mm]	95.50		-97.50		95.50	
ΔY, y-retning [mm]	0.00	-163.00	0.00	163.00	0.00	
ΔY, x-retning [mm]	0.00	-193.00	0.00	193.00	0.00	
dθ (ΔY/ΔX), y-retning	0.00	-0.07	0.00	0.07	0.00	
dθ (ΔY/ΔX), x-retning	0.00	-0.08	0.00	0.08	0.00	
Ekvivalent kraftpar dP (dθ*P), y-retning [kN]	0.00	-176.61	0.00	176.61	0.00	
Ekvivalent kraftpar dP (dθ*P), x-retning [kN]	0.00	-19.92	0.00	19.92	0.00	

Tvangsmomenter

Negativt fortegn = strekk på overside

Positivt fortegn = strekk på underside

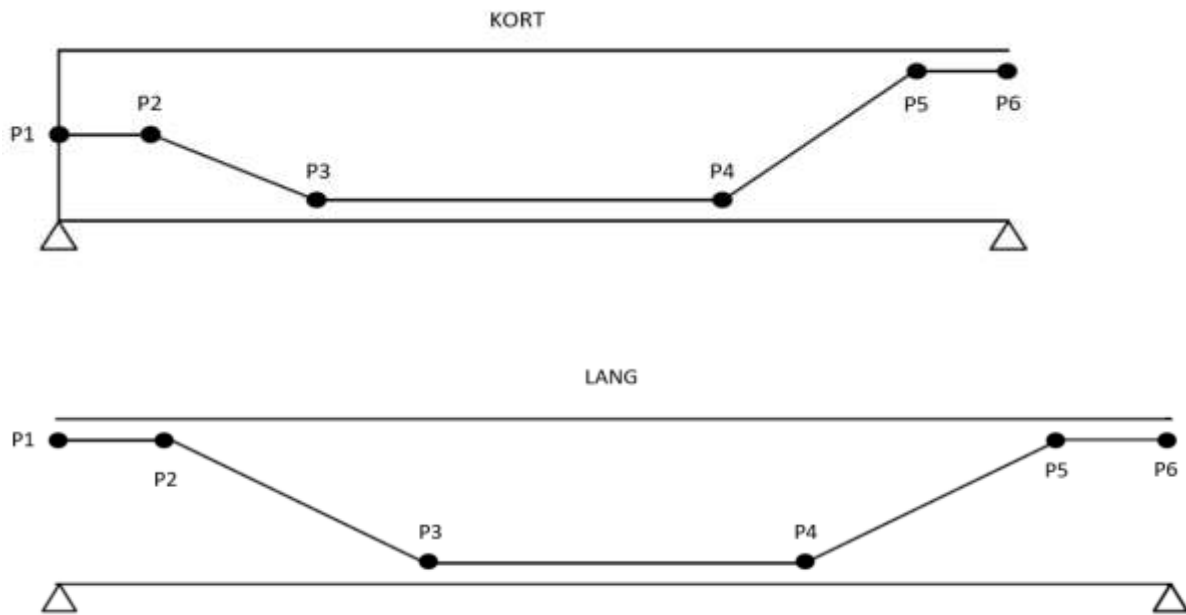
Punkt	SØYLE 1					SØYLE 2			
	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	
Horisontal koordinat	0	800	2160	5600	7200	8000	9000	11300	

Y-retning

Eksentrisitet fra nøytralakse [mm]	0.00	0.00	-87.50	-87.50	75.50	75.50	75.50	-87.50
Ekvivalent kraft ved knekkpunkt [kN]	0.00	-160.33	160.33	253.87	-253.87	0.00	-176.61	176.61
Totalmoment fra ekvivalente krefter [kNm]	0.00	6.90	-199.42	-169.79	250.23	257.13	254.06	-159.20
Primærmoment (P*e) [kNm]	0.00	0.00	-218.05	-218.05	188.15	188.15	188.15	-218.05
Tvangsmoment [kNm]	0.00	6.90	18.63	48.26	62.08	68.98	65.91	58.85

X-retning

Eksentrisitet fra nøytralakse [mm]	0.00	0.00	-97.50	-97.50	95.50	95.50	95.50	-97.50
Ekvivalent kraft ved knekkpunkt [kN]	0.00	-17.01	17.01	28.63	-28.63	0.00	-19.92	19.92
Totalmoment fra ekvivalente krefter [kNm]	0.00	0.61	-21.51	-19.92	28.09	28.69	28.38	-18.14
Primærmoment (P*e) [kNm]	0.00	0.00	-23.14	-23.14	22.67	22.67	22.67	-23.14
Tvangsmoment [kNm]	0.00	0.61	1.63	3.22	5.42	6.02	5.71	5.00



SØYLE 3					SØYLE 4					SØYLE 5					SØYLE 6		
P9	P10	P11	P12	P13	P14	P15	P16	P17	P18	P19	P20	P21	P22	P23	P24	P25	P26
14700	17000	18000	19000	21300	24700	27000	28000	29000	31300	34700	37000	38000	38800	40400	43840	45200	46000
-87.50	75.50	75.50	75.50	-87.50	-87.50	75.50	75.50	75.50	-87.50	-87.50	75.50	75.50	75.50	-87.50	-87.50	0.00	0.00
176.61	-176.61	0.00	-176.61	176.61	176.61	-176.61	0.00	-176.61	176.61	176.61	-176.61	0.00	-253.87	253.87	160.33	-160.33	0.00
-169.65	229.48	226.41	226.41	-179.78	-179.78	226.41	226.41	229.48	-169.65	-159.20	254.06	257.13	250.23	-169.79	-199.42	6.90	0.00
-218.05	188.15	188.15	188.15	-218.05	-218.05	188.15	188.15	188.15	-218.05	-218.05	188.15	188.15	188.15	-218.05	-218.05	0.00	0.00
48.40	41.33	38.26	38.26	38.27	38.27	38.26	38.26	41.33	48.40	58.85	65.91	68.98	62.08	48.26	18.63	6.90	0.00

-97.50	95.50	95.50	95.50	-97.50	-97.50	95.50	95.50	95.50	-97.50	-97.50	95.50	95.50	95.50	-97.50	-97.50	0.00	0.00
19.92	-19.92	0.00	-19.92	19.92	19.92	-19.92	0.00	-19.92	19.92	19.92	-19.92	0.00	-28.63	28.63	17.01	-17.01	0.00
-19.90	25.90	25.59	25.59	-20.21	-20.21	25.59	25.59	25.90	-19.90	-18.14	28.38	28.69	28.09	-19.92	-21.51	0.61	0.00
-23.14	22.67	22.67	22.67	-23.14	-23.14	22.67	22.67	22.67	-23.14	-23.14	22.67	22.67	22.67	-23.14	-23.14	0.00	0.00
3.24	3.23	2.92	2.92	2.93	2.93	2.92	2.92	3.23	3.24	5.00	5.71	6.02	5.42	3.22	1.63	0.61	0.00

C.2 Momentkontroll

Fiberarmering

Dimensjonerende reststrekkfasthet i ULS	$f_{Ftud} := 2 \cdot \text{MPa}$
Materialfaktor fiber	$\gamma_{sf} := 1.5$
Effektiv reststrekkfasthet i ULS	$f_{Ftu.ef} := f_{Ftud} \cdot \gamma_{sf} = 3 \cdot \text{MPa}$
Antatt faktor for volumeffekter	$\kappa_G := 1.5$
Reststrekkfasthet for momentberegninger i ULS	$f_{Ftud.m} := \kappa_G \cdot f_{Ftud} = 3 \cdot \text{MPa}$

Platetykkelse

$$t := 285 \text{ mm}$$

Effektive høyder over søyler

Spennarmering i x-retning	$d_{px} := t - c_{\text{nom.s}} - \phi_{s.\text{støtte}} - 0.5\phi_{\text{rør}} = 238 \cdot \text{mm}$
Spennarmering i y-retning	$d_{py} := t - c_{\text{nom.s}} - \phi_{s.\text{støtte}} - 1.5\phi_{\text{rør}} = 218 \cdot \text{mm}$
Slakkarmering i x-retning (legges over spennarm. i y-retn.)	$d_{sx} := t - c_{\text{nom.s}} - \phi_{s.\text{støtte}} - \phi_{\text{rør}} + 0.5 \cdot \phi_{s.\text{støtte}} = 234 \cdot \text{mm}$
Slakkarmering i y-retning	$d_{sy} := t - c_{\text{nom.s}} - 0.5 \cdot \phi_{s.\text{støtte}} = 254 \cdot \text{mm}$

Eksentrisiteter over søyler

X-retning	$e_{px} := d_{px} - \frac{t}{2} = 95.5 \cdot \text{mm}$
Y-retning	$e_{py} := d_{py} - \frac{t}{2} = 75.5 \cdot \text{mm}$

Laster

Karakteristisk egenlast	$g_k := \rho_b \cdot t = 7.125 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
Karakteristisk nyttelast	$q_k := 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
Lastfaktorer	$\gamma_{g1} := 1.2 \quad \gamma_{q1} := 1.5$ $\gamma_{g2} := 1.35 \quad \gamma_{q2} := 1.05$
Valg av lastfaktorer	$\gamma_g := \text{if}(\gamma_{g1} \cdot g_k + \gamma_{q1} \cdot q_k \geq \gamma_{g2} \cdot g_k + \gamma_{q2} \cdot q_k, \gamma_{g1}, \gamma_{g2}) = 1.2$ $\gamma_q := \text{if}(\gamma_{g1} \cdot g_k + \gamma_{q1} \cdot q_k \geq \gamma_{g2} \cdot g_k + \gamma_{q2} \cdot q_k, \gamma_{q1}, \gamma_{q2}) = 1.5$
Lastfaktor spennarmering	$\gamma_{p.fav} := 0.9 \quad \gamma_{p.unfav} := 1.1$
Dimensjonerende egenlast	$g_{Ed} := \gamma_g \cdot g_k = 8.55 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
Dimensjonerende nyttelast	$q_{Ed} := \gamma_q \cdot q_k = 4.50 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
Dimensjonerende last	$p_{Ed} := g_{Ed} + q_{Ed} = 13.05 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
Dimensjonerende egenlast på "bjelke"	$g_{Ed.bj} := g_{Ed} \cdot L_{10m} = 85.50 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
Dimensjonerende nyttelast på "bjelke"	$q_{Ed.bj} := q_{Ed} \cdot L_{10m} = 45.00 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Dimensjonerende støttemomenter**X-retning:**

Dimensjonerende moment fra nyttelast og egenvekt

$$M_{\text{Ed.x.ytre}} := 118.87 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Tvangsmoment (gunstig)

$$M_{1.x} := 2.90 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Dimensjonerende moment

$$M_{\text{Ed.x}} := M_{\text{Ed.x.ytre}} - \gamma_{\text{p.fav}} \cdot M_{1.x} = 116.26 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Y-retning:

Dimensjonerende moment fra nyttelast og egenvekt

$$M_{\text{Ed.y.ytre}} := M_{\text{Ed.x.ytre}} \cdot 10 = 1188.70 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Tvangsmoment (gunstig)

$$M_{1.y} := 38.3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Dimensjonerende moment

$$M_{\text{Ed.y}} := M_{\text{Ed.y.ytre}} - \gamma_{\text{p.fav}} \cdot M_{1.y} = 1154.23 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Karakteristiske støttemomenter

(for kontroll uten lastfaktorer, dekke med nedstyrtningsfare)

X-retning:

Moment fra egenlast

$$M_{\text{k.x.g}} := 59.60 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Moment fra nyttelast

$$M_{\text{k.x.q}} := 31.57 \text{kN} \cdot \text{m}$$

Tvangsmoment (gunstig)

$$M_{1.x.k} := M_{1.x} \cdot \gamma_s = 3.33 \text{kN} \cdot \text{m}$$

Karakteristisk moment

$$M_{\text{k.x}} := M_{\text{k.x.g}} + M_{\text{k.x.q}} - M_{1.x.k} = 87.83 \text{kN} \cdot \text{m}$$

Y-retning:

Moment fra egenlast

$$M_{\text{k.y.g}} := M_{\text{k.x.g}} \cdot 10 = 596.00 \text{kN} \cdot \text{m}$$

Moment fra nyttelast

$$M_{\text{k.y.q}} := M_{\text{k.x.q}} \cdot 10 = 315.70 \text{kN} \cdot \text{m}$$

Tvangsmoment (gunstig)

$$M_{1.y.k} := M_{1.y} \cdot \gamma_s = 44.05 \text{kN} \cdot \text{m}$$

Karakteristisk moment

$$M_{\text{k.y}} := M_{\text{k.y.g}} + M_{\text{k.y.q}} - M_{1.y.k} = 867.65 \text{kN} \cdot \text{m}$$

Dimensjonerende gjennomlokkingskraft

Innersøyle

$$V_{\text{Ed.inner}} := P_{\text{Ed}} \cdot L_{10\text{m}}^2 = 1305 \cdot \text{kN}$$

Minimumsarmering over søyler

Benytter anvisningene i NS3473 for spennarmerte dekker uten heft:
minimumsarmering for hele spennvidden som konsentreres over søylene

Bredde på strekksonen $b_t := 10\text{m}$

$$\text{X-retning} \quad A_{sx.min} := \max \left[0.26 \cdot \frac{(f_{ctm} - 2.15 \cdot f_{Ftu.ef})}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d_{sx}, 0.13 \cdot b_t \cdot d_{sx} \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right] = 2312 \cdot \text{mm}^2$$

$$\text{Y-retning} \quad A_{sy.min} := \max \left[0.26 \cdot \frac{(f_{ctm} - 2.15 \cdot f_{Ftu.ef})}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d_{sy}, 0.13 \cdot b_t \cdot d_{sy} \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right] = 2510 \cdot \text{mm}^2$$

Fordeles over en platebredde lik søylebredden pluss 2 ganger platetykkelsen til hver side

$$b_{søyle} + 2 \cdot 2 \cdot t = 1540 \cdot \text{mm}$$

Generell minimumsarmering

Bredde på strekksonen $b_{t.g} := 1\text{m}$

$$\text{X-retning} \quad A_{sx.min.g} := \max \left[0.26 \cdot \frac{(f_{ctm} - 2.15 \cdot f_{Ftu.ef})}{f_{yk}} \cdot b_{t.g} \cdot d_{sx}, 0.13 \cdot b_{t.g} \cdot d_{sx} \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right] = 231 \cdot \text{mm}^2$$

$$\text{Y-retning} \quad A_{sy.min.g} := \max \left[0.26 \cdot \frac{(f_{ctm} - 2.15 \cdot f_{Ftu.ef})}{f_{yk}} \cdot b_{t.g} \cdot d_{sy}, 0.13 \cdot b_{t.g} \cdot d_{sy} \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right] = 251 \cdot \text{mm}^2$$

Armeringskrefter**Slakkarmering**

Slakkarmeringskrefter over søyler
fra minimumsarmering over søyler

$$S_{sx} := f_{yd} \cdot A_{sx.min} = 1005.2 \cdot \text{kN}$$

$$S_{sy} := f_{yd} \cdot A_{sy.min} = 1091.1 \cdot \text{kN}$$

Slakkarmeringskrefter per meter
fra generell minimumsarmering

$$S_{sx.g} := f_{yd} \cdot A_{sx.min.g} = 100.5 \cdot \text{kN}$$

$$S_{sy.g} := f_{yd} \cdot A_{sy.min.g} = 109.1 \cdot \text{kN}$$

Spennarmering

Areal per spenntau

$$A_p := 150 \text{mm}^2$$

Tilleggsspenning for
uinjiserte spenntau

$$\Delta\sigma_p := 100 \text{MPa}$$

Dimensjonerende spennarmeringskraft
per spenntau, med tilleggsspenning
(moment)

$$S_p := (\varepsilon'_{p0} \cdot E_p + \Delta\sigma_p) \cdot \frac{A_p}{\gamma_s} = 178.0 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende spennarmeringskraft
per spenntau, uten tilleggsspenning
(gjennomllocking)

$$S_{p.gj} := (\varepsilon'_{p0} \cdot E_p) \cdot \frac{A_p}{\gamma_s} = 165.0 \cdot \text{kN}$$

Antall spenntau i x-retning (per m)
for c/c 750 mm

$$n_x := \frac{1000}{750} = 1.33$$

Antall spenntau i y-retning
(konsentrert søylestripe)

$$n_y := 14$$

Dimensjonerende
spennarmeringskrefter for
momentberegninger

$$S_{py} := n_y \cdot S_p = 2492.2 \cdot \text{kN}$$

$$S_{px} := n_x \cdot S_p = 237.4 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende
spennarmeringskrefter for
gjennomllockingsberegninger

$$S_{py.gj} := n_y \cdot S_{p.gj} = 2309.6 \cdot \text{kN}$$

$$S_{px.gj} := n_x \cdot S_{p.gj} = 220 \cdot \text{kN}$$

Kontroll av momentkapasitet etter NB38**Over støtte i x-retning (enveisplate)****Kontroll av ordinær bruddgrensetilstand**

Bredde på trykksonen $b_x := 1 \text{ m}$

Bredde på strekksonen for fiberbidrag $b_{f_x} := 1 \text{ m}$

Trykksonehøyde $\alpha d_{xs} := \frac{t \cdot b_{f_x} \cdot f_{Ftud.m} + S_{sx.g} + S_{px}}{0.8 \cdot b_x \cdot f_{cd} + b_{f_x} \cdot f_{Ftud.m}} = 51 \cdot \text{mm}$

Ettersom søylestripen betraktes som en kontinuerlig støtte inkluderes kun den generelle minimumsarmeringen, fordi den konsentrerte minimumsarmeringen bare er rett over søylene

Strekresultant fra fiberarmeringen $S_{f_x} := (t - \alpha d_{xs}) \cdot b_{f_x} \cdot f_{Ftud.m} = 702.1 \cdot \text{kN}$

"Effektiv høyde" for fiberarmering $d_{f_x} := t - 0.5(t - \alpha d_{xs}) = 168 \cdot \text{mm}$

Midlere effektiv høyde $d_{\text{middel.x}} := \frac{S_{f_x} \cdot d_{f_x} + S_{sx.g} \cdot d_{sx} + S_{px} \cdot d_{px}}{S_{f_x} + S_{sx.g} + S_{px}} = 190 \cdot \text{mm}$

Alfa-verdi $\alpha_{xs} := \frac{\alpha d_{xs}}{d_{\text{middel.x}}} = 0.27$

Momentkapasitet:

Bidrag fra fiber $M_{Rd.x.f} := S_{f_x} \cdot (0.5 \cdot t + 0.1 \cdot \alpha d_{xs}) = 103.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Bidrag fra slakkarmering $M_{Rd.x.sl} := S_{sx.g} \cdot (d_{sx} - 0.4 \cdot \alpha d_{xs}) = 21.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Bidrag fra spennarmering $M_{Rd.x.sp} := S_{px} \cdot (d_{px} - 0.4 \cdot \alpha d_{xs}) = 51.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Totalt $M_{Rd.x} := M_{Rd.x.f} + M_{Rd.x.sl} + M_{Rd.x.sp} = 176.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Utnyttelsesgrad $\eta_{\text{moment.x}} := \frac{M_{Ed.x}}{M_{Rd.x}} = 0.66$

Kontroll uten fiberbidrag, og uten last- og materialfaktorer

Karakteristiske armeringskrefter:

Slakkarmering $S_{sx.k} := S_{sx.g} \cdot \gamma_s = 115.6 \cdot \text{kN}$

Spennarmering $S_{px.k} := S_{px} \cdot \gamma_s = 273.0 \cdot \text{kN}$

Trykksonehøyde $\alpha d_{xs.k} := \frac{(S_{sx.k} + S_{px.k})}{0.8 \cdot b_x \cdot f_{ck}} = 11 \cdot \text{mm}$

Momentkapasitet:

Bidrag fra slakkarmering $M_{Rd.x.sl.k} := S_{sx.k} \cdot (d_{sx} - 0.4 \cdot \alpha d_{xs.k}) = 26.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Bidrag fra spennarmering $M_{Rd.x.sp.k} := S_{px.k} \cdot (d_{px} - 0.4 \cdot \alpha d_{xs.k}) = 63.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Totalt $M_{Rd.x.k} := M_{Rd.x.sl.k} + M_{Rd.x.sp.k} = 90.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Utnyttelsesgrad

$$\eta_{\text{moment.x.k}} := \frac{M_{k.x}}{M_{Rd.x.k}} = 0.97$$

Over søyle i y-retning (søylestripe)

Inkluderer her kun den konsentrerte minimumsarmeringen pga. momentkonsentrasjon over søyle for søylestripen

Kontroll av ordinær bruddgrensetilstand

Bredde på trykksonen	$b_y := 0.5 \cdot L_{10m} = 5 \text{ m}$
Bredde på strekksonen for fiberbidrag	$b_{fy} := 0.5 \cdot L_{10m} = 5 \text{ m}$
Trykksonehøyde	$\alpha_{d_{ys}} := \frac{t \cdot b_{fy} \cdot f_{Ftud.m} + S_{sy} + S_{py}}{0.8 \cdot b_y \cdot f_{cd} + b_{fy} \cdot f_{Ftud.m}} = 67 \cdot \text{mm}$
Strekresultant fra fiberarmeringen	$S_{fy} := (t - \alpha_{d_{ys}}) \cdot b_{fy} \cdot f_{Ftud.m} = 3267.5 \cdot \text{kN}$
"Effektiv høyde" for fiberarmering	$d_{fy} := t - 0.5(t - \alpha_{d_{ys}}) = 176 \cdot \text{mm}$
Midlere effektiv høyde	$d_{\text{middel.y}} := \frac{S_{fy} \cdot d_{fy} + S_{sy} \cdot d_{sy} + S_{py} \cdot d_{py}}{S_{fy} + S_{sy} + S_{py}} = 204 \cdot \text{mm}$
Alfa-verdi	$\alpha_{ys} := \frac{\alpha_{d_{ys}}}{d_{\text{middel.y}}} = 0.33$
Arealet av strekksonen	$A_{ct.y} := (t - \alpha_{d_{ys}}) \cdot b_{fy} = 1.1 \text{ m}^2$
Kontroll av volumeffekt	$\kappa_{G.y} := 1.0 + 0.5 \cdot \frac{A_{ct.y}}{\text{m}^2} = 1.54 > 1.5$ OK!
Momentkapasitet:	
Bidrag fra fiber	$M_{Rd.y.f} := S_{fy} \cdot (0.5 \cdot t + 0.1 \cdot \alpha_{d_{ys}}) = 487.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Bidrag fra slakkarmering	$M_{Rd.y.sl} := S_{sy} \cdot (d_{sy} - 0.4 \cdot \alpha_{d_{ys}}) = 247.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Bidrag fra spennarmering	$M_{Rd.y.sp} := S_{py} \cdot (d_{py} - 0.4 \cdot \alpha_{d_{ys}}) = 476.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Totalt	$M_{Rd.y} := M_{Rd.y.f} + M_{Rd.y.sl} + M_{Rd.y.sp} = 1211.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Utnyttelsesgrad	$\eta_{\text{moment.y}} := \frac{M_{Ed.y}}{M_{Rd.y}} = 0.95$

Kontroll uten fiberbidrag, og uten last- og materialfaktorer

Karakteristiske armeringskrefter:

$$S_{sy.k} := S_{sy} \cdot \gamma_s = 1254.8 \cdot \text{kN}$$

$$S_{py.k} := S_{py} \cdot \gamma_s = 2866.1 \cdot \text{kN}$$

$$\alpha_{d_{ys.k}} := \frac{(S_{sy.k} + S_{py.k})}{0.8 \cdot b_y \cdot f_{ck}} = 23 \cdot \text{mm}$$

Momentkapasitet:

$$M_{Rd.y.sl.k} := S_{sy.k} \cdot (d_{sy} - 0.4 \cdot \alpha_{d_{ys.k}}) = 307.2 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd.y.sp.k} := S_{py.k} \cdot (d_{py} - 0.4 \cdot \alpha_{d_{ys.k}}) = 598.6 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd.y.k} := M_{Rd.y.sl.k} + M_{Rd.y.sp.k} = 905.8 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Utnyttelsesgrad

$$\eta_{\text{moment.y.k}} := \frac{M_{k.y}}{M_{Rd.y.k}} = 0.96$$

Kontroll av tøyningsbegrensning

Begrensning av maksimal strekk­tøyning i fiberarmering ved bøyning

$$\epsilon_{\max} := \frac{3}{t \cdot \frac{1}{\text{mm}}} = 0.01053$$

Maksimal strekk­tøyning langs strekk­randen

$$\epsilon_{s.x} := \frac{\epsilon_{cu}}{\alpha d_{xs}} \cdot (t - \alpha d_{xs}) = 0.01607$$

$$\epsilon_{s.y} := \frac{\epsilon_{cu}}{\alpha d_{ys}} \cdot (t - \alpha d_{ys}) = 0.01135$$

Utnyttelsesgrad

$$\eta_{\epsilon x} := \frac{\epsilon_{s.x}}{\epsilon_{\max}} = 1.53$$

$$\eta_{\epsilon y} := \frac{\epsilon_{s.y}}{\epsilon_{\max}} = 1.08$$

Bruker lamellmetoden til å verifisere momentkapasiteten.

Input til beregningsprogram (lamellmetoden):

Totale flytekrefter fra lengdearmering

$$F_{dx} := S_{sx.g} + S_{px} = 337.87 \cdot \text{kN}$$

$$F_{dy} := S_{sy} + S_{py} = 3583.34 \cdot \text{kN}$$

Ekvivalent slakkarmeringsareal

$$A_{sx.ekv} := \frac{F_{dx}}{f_{yd}} = 777.1 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{sy.ekv} := \frac{F_{dy}}{f_{yd}} = 8241.7 \cdot \text{mm}^2$$

Midlere effektiv høyde for lengdearmering

$$d_{\text{middel.xl}} := \frac{S_{sx.g} \cdot d_{sx} + S_{px} \cdot d_{px}}{S_{sx.g} + S_{px}} = 237 \cdot \text{mm}$$

$$d_{\text{middel.yl}} := \frac{S_{sy} \cdot d_{sy} + S_{py} \cdot d_{py}}{S_{sy} + S_{py}} = 229 \cdot \text{mm}$$

C.3 Verifisering med lamellmetode

C.3.1 Input for kontroll i x-retning

Cross section data		
Width, b [mm]	1000	
Height, h [mm]	285	
Concrete cover on the compressive zone, c' [mm]		
Concrete cover on the tensile zone, c [mm]		
Effective height, d [mm]	237	
Compressive reinforcement diameter, ϕ' [mm]		
Number of bars		
Compressive reinforcement area, A'_{sl} [mm ²]	0,00	
Tensile reinforcement diameter, ϕ [mm]		
Number of bars		
Tensile reinforcement area, A_{sl} [mm ²]	777,10	

Reinforcing steel		
Modulus of elasticity, E_s [N/mm ²]	200000	
Yield strength, f_{yd} [N/mm ²]	435	
Strain hardening factor, k	1	
Strain at maximum load, ϵ_{uk}	0,075	>2,5%, >5,0%, >7,5%

Concrete in compression (Parabola-rectangle model)		(no need to write -)
f_{cd} [N/mm ²]	25,5	
Characteristic cylinder strength, f_{ck} [N/mm ²]	45	
Modulus of elasticity, E_{cm} [N/mm ²]	34545	
Strain at maximum strength, ϵ_{c2}	0,002	(change if $f_{ck} \geq 55$)
Ultimate compressive strain, ϵ_{cu2}	0,0035	(change if $f_{ck} \geq 55$)
Exponent, n	2,0	(change if $f_{ck} \geq 55$)

Concrete in tension (Rigid-plastic model)		
Residual flexural tensile strength at CMOD 2,5mm, $f_{R,3}$ [N/mm ²]		
σ_1 : Ultimate uniaxial tensile strength, $f_{t,rd}$ [N/mm ²]	2,00	
ϵ_1 : Ultimate tensile strain (N.A. crossing the cross-section)	0.01053	(change to 10‰ if NA is external to cross-section)

C.3.2 Input for kontroll i y-retning

Cross section data		
Width, b [mm]	5000	
Height, h [mm]	285	
Concrete cover on the compressive zone, c' [mm]		
Concrete cover on the tensile zone, c [mm]		
Effective height, d [mm]	229	
Compressive reinforcement diameter, ϕ' [mm]		
Number of bars		
Compressive reinforcement area, A'_{sl} [mm ²]	0,00	
Tensile reinforcement diameter, ϕ [mm]		
Number of bars		
Tensile reinforcement area, A_{sl} [mm ²]	8241,70	

Reinforcing steel		
Modulus of elasticity, E_s [N/mm ²]	200000	
Yield strength, f_{yd} [N/mm ²]	435	
Strain hardening factor, k	1	
Strain at maximum load, ϵ_{uk}	0,075	>2,5%, >5,0%, >7,5%

Concrete in compression (Parabola-rectangle model)		(no need to write -)
f_{cd} [N/mm ²]	25,5	
Characteristic cylinder strength, f_{ck} [N/mm ²]	45	
Modulus of elasticity, E_{cm} [N/mm ²]	34545	
Strain at maximum strength, ϵ_{c2}	0,002	(change if $f_{ck} \geq 55$)
Ultimate compressive strain, ϵ_{cu2}	0,0035	(change if $f_{ck} \geq 55$)
Exponent, n	2,0	(change if $f_{ck} \geq 55$)

Concrete in tension (Rigid-plastic model)		
Residual flexural tensile strength at CMOD 2,5mm, $f_{R,3}$ [N/mm ²]		
σ_2 : Ultimate uniaxial tensile strength, f_{Ftd} [N/mm ²]	2,00	
ϵ_2 : Ultimate tensile strain (N.A. crossing the cross-section)	0.01053	(change to 10‰ if NA is external to cross-section)

C.4 Gjennomlokking

C.4.1 NB38

Midlere effektiv tykkelse $d_v := \frac{d_{sy} + d_{sx}}{2} = 244 \text{ mm}$

Innersøyle

Kontroll av gjennomlokkingskapasitet i kritisk kontrollsnitt (0,5d fra søylekant)

Dimensjonerende skjærspenning

Lengde på kritisk kontrollsnitt $b_{0,5} := 2\pi \cdot 0,5 \cdot d_v + 4 \cdot b_{søyle} = 2367 \text{ mm}$

Beta innersøyle $\beta_e := 1,15$

Dimensjonerende skjærspenning $\tau_{Ed} := \beta_e \cdot \frac{V_{Ed,inner}}{b_{0,5} \cdot d_v} = 2,60 \text{ MPa}$

Dimensjonerende skjærspenningskapasitet

Sikkerhetsfaktor for gjennomlokking $\gamma_c = 1,5$

Bredde for armeringsforhold $b_s := b_{søyle} + 2 \cdot 3 \cdot d_v = 1864 \text{ mm}$

Bredde for konsentrert minimumsarmering $b_k := b_{søyle} + 2 \cdot 2 \cdot t = 1540 \text{ mm}$

Armeringsforholdet $\rho_{lx} := \frac{A_{sx,min}}{b_s \cdot d_{sx}} = 0,0053$

Neglisjerer her generell minimumsarmering innenfor b_s $\rho_{ly} := \frac{A_{sy,min}}{b_s \cdot d_{sy}} = 0,0053$

$$\rho_l := \min(\sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}}, 0,02) = 0,0053$$

Størrelsesfaktor ($f_{ck} = 45 \text{ MPa} < 60 \text{ MPa}$) $d_{dg} := \min(16 \text{ mm} + D_{lower}, 40 \text{ mm}) = 40 \text{ mm}$

Koeffisient som ivaretar skjærkraftgradienten og bøyemomentet $\mu_{p,inner} := 8$

$$k_{pb,i} := \sqrt{5 \cdot \mu_{p,inner} \cdot \frac{d_v}{b_{0,5}}} = 2,03$$

$$k_{pb} := \min(k_{pb,i}, 2,5) = 2,03$$

Skjærspenningskapasitet for betong og lengdearmoring alene

Grunnverdi

$$\tau_{\text{Rd.c.i}} := \frac{0.6}{\gamma_c} \cdot k_{\text{pb}} \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot \frac{f_{\text{ck}}}{\text{MPa}} \cdot \frac{d_{\text{dg}}}{d_v} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot \text{MPa} = 1.28 \cdot \text{MPa}$$

Maksimal skjærspenningskapasitet

$$\tau_{\text{Rd.c.max}} := \frac{0.6}{\gamma_c} \cdot \sqrt{\frac{f_{\text{ck}}}{\text{MPa}}} \cdot \text{MPa} = 2.68 \cdot \text{MPa}$$

Dimensjonerende verdi

$$\tau_{\text{Rd.c}} := \min(\tau_{\text{Rd.c.i}}, \tau_{\text{Rd.c.max}}) = 1.28 \cdot \text{MPa}$$

Skjærspenningskapasitet uten lengdearmoring (kun fiber)

$$\tau_{\text{Rd.cF.ul}} := f_{\text{Ftud}} = 2.00 \cdot \text{MPa}$$

Dimensjonerende skjærspenningskapasitet med fiber

Reduksjonsfaktor ved kombinerings

$$\eta_c := \frac{\tau_{\text{Rd.c}}}{\tau_{\text{Ed}}} = 0.49$$

Skjærspenningskapasitet med fiber

$$\tau_{\text{Rd.cF}} := \eta_c \cdot \tau_{\text{Rd.c}} + f_{\text{Ftud}} = 2.63 \cdot \text{MPa}$$

Utnyttelsesgrader

Utnyttelsesgrad gjennomlokking for betong og lengdearmoring (uten fiber)

$$\eta_{\text{gj.uf}} := \frac{\tau_{\text{Ed}}}{\tau_{\text{Rd.c}}} = 2.03$$

Utnyttelsesgrad gjennomlokking kun fiber

$$\eta_{\text{gj.fiber}} := \frac{\tau_{\text{Ed}}}{\tau_{\text{Rd.cF.ul}}} = 1.3$$

Utnyttelsesgrad gjennomlokking dimensjonerende

$$\eta_{\text{gj.mf}} := \frac{\tau_{\text{Ed}}}{\tau_{\text{Rd.cF}}} = 0.99$$

Kontroll av gjennomlokkingskapasitet ved søylekant (trykkbrudd):

Søyleomkrets

$$u_0 := 4 \cdot b_{\text{søyle}} = 1600 \cdot \text{mm}$$

Dimensjonerende skjærspenning

$$v_{\text{Ed.u0}} := \beta_e \cdot \frac{V_{\text{Ed.inner}}}{u_0 \cdot d_v} = 3.84 \cdot \text{MPa}$$

Reduksjonsfaktor for fasthet ved opprisset betong

$$\nu := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{\text{ck}}}{250 \cdot \text{MPa}} \right) = 0.49$$

Trykkbruddkapasitet

$$v_{\text{Rd.max}} := 0.4 \cdot \nu \cdot f_{\text{cd}} = 5.02 \cdot \text{MPa}$$

Utnyttelsesgrad

$$\eta_{\text{gj.trykk}} := \frac{v_{\text{Ed.u0}}}{v_{\text{Rd.max}}} = 0.77$$

C.4.2 EC2:2020 Annex L

Midlere effektiv tykkelse

$$d_v := \frac{d_{sy} + d_{sx}}{2} = 244 \cdot \text{mm}$$

InnersøyleKontroll av gjennomløkkingskapasitet i kritisk kontrollsnitt (0,5d fra søylekant)Dimensjonerende skjærspenning

Lengde på kritisk kontrollsnitt

$$b_{0,5} := 2\pi \cdot 0,5 \cdot d_v + 4 \cdot b_{søyle} = 2367 \cdot \text{mm}$$

Beta innersøyle

$$\beta_e := 1,15$$

Dimensjonerende skjærspenning

$$\tau_{Ed} := \beta_e \cdot \frac{V_{Ed,inner}}{b_{0,5} \cdot d_v} = 2,60 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Dimensjonerende skjærspenningskapasitet

Sikkerhetsfaktor for gjennomløkking

$$\gamma_v := 1,4$$

Bredde for armeringsforhold

$$b_s := b_{søyle} + 2 \cdot 3 \cdot d_v = 1864 \cdot \text{mm}$$

Bredde for konsentrert minimumsarmering

$$b_k := b_{søyle} + 2 \cdot 2 \cdot t = 1540 \cdot \text{mm}$$

Armeringsforholdet (kun slakkarmering)

$$\rho_{lx} := \frac{A_{sx,min}}{b_s \cdot d_{sx}} = 0,0053$$

Neglisjerer her generell minimumsarmering innenfor b_s

$$\rho_{ly} := \frac{A_{sy,min}}{b_s \cdot d_{sy}} = 0,0053$$

$$\rho_l := \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}} = 0,0053$$

Størrelsesfaktor ($f_{ck} < 60 \text{ MPa}$)

$$d_{dg} := \min(16 \text{ mm} + D_{lower}, 40 \text{ mm}) = 40 \cdot \text{mm}$$

Normalspenning y-retning

$$\sigma_{dy} := \frac{S_{py,gj}}{L_{10m} \cdot t} = 0,81 \cdot \text{MPa}$$

Normalspenning x-retning

$$\sigma_{dx} := \frac{S_{px,gj}}{l_m \cdot t} = 0,77 \cdot \text{MPa}$$

Midlere normalspenning

$$\sigma_d := \frac{\sigma_{dy} + \sigma_{dx}}{2} = 0,79 \cdot \text{MPa}$$

Koeffisient

$$\mu_{p,inner} := 8$$

Eksentrisiteter for
spennarmeringens
gunstige effekt

$$e_{px,red} := e_{px} = 95 \cdot \text{mm}$$

$$e_{py,red} := e_{py} = 75 \cdot \text{mm}$$

I EC2:2020 skal effekten av tvangsmoment tas i betraktning ved å redusere eksentrisiteten, men reduksjonen ses her bort ifra ettersom tvangsmomentene er gunstige over innersøylene.

Parametere for inkludering
av normalspenning

$$k_{Nx} := \sqrt{1 + 1.2 \cdot \frac{b_{0.5}}{\mu_{p,inner} \cdot d_v} \cdot \frac{|\sigma_{dx}| \cdot \frac{1}{\text{MPa}}}{\sqrt{f_{ck} \cdot \frac{1}{\text{MPa}}}} \cdot \left(1 + 6 \cdot \frac{e_{px,red}}{d_{px}}\right)} = 1.253$$

$$k_{Ny} := \sqrt{1 + 1.2 \cdot \frac{b_{0.5}}{\mu_{p,inner} \cdot d_v} \cdot \frac{|\sigma_{dy}| \cdot \frac{1}{\text{MPa}}}{\sqrt{f_{ck} \cdot \frac{1}{\text{MPa}}}} \cdot \left(1 + 6 \cdot \frac{e_{py,red}}{d_{py}}\right)} = 1.241$$

Normalspenning i trykk gir

$$k_{pp,x} := k_{Nx} = 1.253$$

$$k_{pp,y} := k_{Ny} = 1.241$$

$$k_{pp} := \sqrt{k_{pp,x} \cdot k_{pp,y}} = 1.247$$

Lengde på kontrollsnitt
ved søylekant

$$b_0 := b_{søyle} \cdot 4 = 1600 \cdot \text{mm}$$

Parameter som ivaretar
skjærkraftgradienten og
bøyemomentet

$$k_{pb,i} := 3.6 \cdot \sqrt{1 - \frac{b_0}{b_{0.5}}} = 2.049$$

$$k_{pb} := \max(1, \min(k_{pb,i}, 2.5)) = 2.049$$

$$k_{pb,\sigma} := k_{pp} \cdot k_{pb} = 2.555$$

Skjærspenningskapasitet uten inkludering av spennarmeringSkjærspenningskapasitet for betong og lengdearmering alene

Grunnverdi

$$\tau_{Rd.c.i} := \frac{0.6}{\gamma_v} \cdot k_{pb} \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot \frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \cdot \frac{d_{dg}}{d_v} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot \text{MPa} = 1.38 \cdot \text{MPa}$$

Maksimal skjærspenningskapasitet

$$\tau_{Rd.c.max} := \frac{0.6}{\gamma_v} \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}} \cdot \text{MPa} = 2.87 \cdot \text{MPa}$$

Dimensjonerende verdi

$$\tau_{Rd.c} := \min(\tau_{Rd.c.i}, \tau_{Rd.c.max}) = 1.38 \cdot \text{MPa}$$

Skjærspenningskapasitet uten lengdearmering (kun fiber)

$$\tau_{Rd.cF.ul} := f_{Ftud} = 2.00 \cdot \text{MPa}$$

Dimensjonerende skjærspenningskapasitet med fiber

Reduksjonsfaktor ved kombinerings

$$\eta_c := \min\left(\frac{\tau_{Rd.c}}{\tau_{Ed}}, 1.0\right) = 0.53$$

Minste skjærspenningskapasitet for betongen

$$\tau_{Rd.c.min} := \frac{11}{\gamma_v} \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{yd}} \cdot \frac{d_{dg}}{d_v}} \cdot \text{MPa} = 1.02 \cdot \text{MPa}$$

Minste skjærspenningskapasitet med fiber

$$\tau_{Rd.cF.min} := \eta_c \cdot \tau_{Rd.c.min} + f_{Ftud} = 2.54 \cdot \text{MPa}$$

Skjærspenningskapasitet med fiber

$$\tau_{Rd.cF.i} := \eta_c \cdot \tau_{Rd.c} + f_{Ftud} = 2.74 \cdot \text{MPa}$$

Dimensjonerende verdi

$$\tau_{Rd.cF} := \max(\tau_{Rd.cF.i}, \tau_{Rd.cF.min}) = 2.74 \cdot \text{MPa}$$

Utnyttelsesgrader

Utnyttelsesgrad gjennomlokking
for betong og lengdearmering
(uten fiber)

$$\eta_{\text{gj.uf}} := \frac{\tau_{\text{Ed}}}{\tau_{\text{Rd.c}}} = 1.88$$

Utnyttelsesgrad gjennomlokking
kun fiber

$$\eta_{\text{gj.fiber}} := \frac{\tau_{\text{Ed}}}{\tau_{\text{Rd.cF.ul}}} = 1.3$$

Utnyttelsesgrad gjennomlokking
dimensjonerende

$$\eta_{\text{gj.mf}} := \frac{\tau_{\text{Ed}}}{\tau_{\text{Rd.cF}}} = 0.95$$

Skjærspenningskapasitet ved inkludering av spennarmeringSkjærspenningskapasitet for betong og lengdearmering alene

Grunnverdi

$$\tau_{Rd.c.i.\sigma} := \frac{0.6}{\gamma_v} \cdot k_{pb.\sigma} \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot \frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \cdot \frac{d_{dg}}{d_v} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot \text{MPa} = 1.73 \cdot \text{MPa}$$

Maksimal skjærspenningskapasitet

$$\tau_{Rd.c.max} = 2.87 \cdot \text{MPa}$$

Dimensjonerende verdi

$$\tau_{Rd.c.\sigma} := \min(\tau_{Rd.c.i.\sigma}, \tau_{Rd.c.max}) = 1.73 \cdot \text{MPa}$$

Dimensjonerende skjærspenningskapasitet med fiber

Reduksjonsfaktor ved kombinerings

$$\eta_{c\sigma} := \min\left(\frac{\tau_{Rd.c.\sigma}}{\tau_{Ed}}, 1.0\right) = 0.66$$

Minste skjærspenningskapasitet for betongen

$$\tau_{Rd.c.min} = 1.02 \cdot \text{MPa}$$

Minste skjærspenningskapasitet med fiber

$$\tau_{Rd.cF\sigma.min} := \eta_{c\sigma} \cdot \tau_{Rd.c.min} + f_{Ftud} = 2.68 \cdot \text{MPa}$$

Skjærspenningskapasitet med fiber

$$\tau_{Rd.cF.i.\sigma} := \eta_{c\sigma} \cdot \tau_{Rd.c.\sigma} + f_{Ftud} = 3.15 \cdot \text{MPa}$$

Dimensjonerende verdi

$$\tau_{Rd.cF.\sigma} := \max(\tau_{Rd.cF.i.\sigma}, \tau_{Rd.cF\sigma.min}) = 3.15 \cdot \text{MPa}$$

Utnyttelsesgrad for betong og lengdearmering (uten fiber)

$$\eta_{gj.uf.\sigma} := \frac{\tau_{Ed}}{\tau_{Rd.c.\sigma}} = 1.51$$

Dimensjonerende utnyttelsesgrad ved inkludering av normalspenning

$$\eta_{gj.mf.\sigma} := \frac{\tau_{Ed}}{\tau_{Rd.cF.\sigma}} = 0.83$$

C.4.3 DafStb

Midlere effektiv tykkelse $d_{\text{eff}} := \frac{d_{\text{sy}} + d_{\text{sx}}}{2} = 244 \text{ mm}$

InnersøyleKontroll av gjennomlokkingskapasitet i kritisk kontrollsnitt (2d fra søylekant)

Omkrets av kritisk snitt $u_1 := 4\pi \cdot d_{\text{eff}} + 4 \cdot b_{\text{søyle}} = 4666 \text{ mm}$

Beta innersøyle $\beta_{\text{inner}} := 1.15$

Dimensjonerende skjærspenning $v_{\text{Ed}} := \beta_{\text{inner}} \cdot \frac{V_{\text{Ed,inner}}}{u_1 \cdot d_{\text{eff}}} = 1.32 \text{ MPa}$

Parametere for skjærkapasitet

$$C_{\text{Rd,c}} := \frac{0.18}{\gamma_c} = 0.12$$

$$k := \min\left(1 + \sqrt{\frac{200}{d_{\text{eff}} \cdot \frac{1}{\text{mm}}}}, 2\right) = 1.905$$

Armeringsforholdet

$$\rho_{1x} := \frac{A_{\text{sx,min}}}{(b_{\text{søyle}} + 2 \cdot 3 \cdot d_{\text{sx}}) \cdot d_{\text{sx}}} = 0.00548$$

$$\rho_{1y} := \frac{A_{\text{sy,min}}}{(b_{\text{søyle}} + 2 \cdot 3 \cdot d_{\text{sy}}) \cdot d_{\text{sy}}} = 0.00514$$

$$\rho_1 := \min(\sqrt{\rho_{1x} \cdot \rho_{1y}}, 0.02) = 0.00530$$

Faktor for normalspenning (trykk)

$$k_1 := 0.1$$

Normalspenning y-retning

$$\sigma_{\text{cy}} := \frac{S_{\text{py,gj}}}{L_{10\text{m}} \cdot t} = 0.81 \cdot \text{MPa}$$

Normalspenning x-retning

$$\sigma_{\text{cx}} := \frac{S_{\text{px,gj}}}{l_{\text{m}} \cdot t} = 0.77 \cdot \text{MPa}$$

Midlere normalspenning

$$\sigma_{cp} := \frac{\sigma_{cy} + \sigma_{cx}}{2} = 0.79 \cdot \text{MPa}$$

Minste skjærspenningskapasitet

$$v_{\min} := 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{1}{2}} \cdot \text{MPa} = 0.62 \cdot \text{MPa}$$

Grunnbidrag skjærspenningskapasitet

$$v_{Rd.c.i} := C_{Rd.c} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck} \cdot \frac{1}{\text{MPa}} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot \text{MPa} = 0.66 \cdot \text{MPa}$$

Bidrag fra normalspenninger

$$k_1 \cdot \sigma_{cp} = 0.079 \cdot \text{MPa}$$

Skjærspenningskapasitet

$$v_{Rd.c} := \max(v_{Rd.c.i} + k_1 \cdot \sigma_{cp}, v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) = 0.74 \cdot \text{MPa}$$

Utnyttelsesgrad gjennomlokking, uten skjærarmoring

$$\eta_{gj,inner} := \frac{v_{Ed}}{v_{Rd.c}} = 1.79$$

Kontroll av gjennomlokkingskapasitet ved søylekant (trykkbrudd)

Søyleomkrets

$$u_0 := 4 \cdot b_{søyle} = 1600 \cdot \text{mm}$$

Dimensjonerende skjærspenning

$$v_{Ed.u0} := \beta_{inner} \cdot \frac{V_{Ed,inner}}{u_0 \cdot d_{eff}} = 3.84 \cdot \text{MPa}$$

Reduksjonsfaktor for fasthet ved opprisset betong

$$\nu := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \cdot \text{MPa}} \right) = 0.492$$

Trykkbruddkapasitet

$$v_{Rd,max} := 0.4 \cdot \nu \cdot f_{cd} = 5.02 \cdot \text{MPa}$$

Utnyttelsesgrad

$$\eta_{gj,trykk,inner} := \frac{v_{Ed.u0}}{v_{Rd,max}} = 0.77$$

Fiberbidrag til gjennomlokkingskapasitet

Finner ekvivalent karakteristisk restbøystrekkfasthet for CMOD = 2,5 mm

Dimensjonerende reststrekkfasthet	$f_{Ftud} = 2 \cdot \text{MPa}$
Effektiv reststrekkfasthet i ULS	$f_{Ftu,eff} := f_{Ftud} \cdot \gamma_{sf} = 3.00 \cdot \text{MPa}$
Karakteristisk reststrekkfasthet ($\kappa_0 = 1$)	$f_{Ftuk} := f_{Ftu,eff} = 3.00 \cdot \text{MPa}$
Restbøystrekkfasthet for CMOD = 2,5 mm	$f_{R.3k} := f_{Ftuk} \cdot \frac{1}{0.37} = 8.11 \cdot \text{MPa}$

Antar lik restbøystrekkfasthet for 3.5 mm nedbøyning som for CMOD = 2,5 mm

Restbøystrekkfasthet	$f_{cflk.L2} := f_{R.3k} = 8.11 \cdot \text{MPa}$
Omregningsfaktor	$\beta_u := 0.37$
Basisverdi for sentrisk strekkfasthet	$f_{ct.0.u} := f_{cflk.L2} \cdot \beta_u = 3.00 \cdot \text{MPa}$
Omkrets på kritisk snitt	$u_1 = 4666 \cdot \text{mm}$
Høyde på antatt strekksone	$h_{strek} := d_{eff} = 244 \cdot \text{mm}$
Areal på kritisk snitt (0,25 pga. spenningskonsentrasjoner)	$A_{ct} := 0.25 \cdot u_1 \cdot h_{strek} = 0.285 \text{ m}^2$
Størrelsesfaktor	$\kappa_G := \min \left(1 + 0.5 \cdot \frac{A_{ct}}{\text{m}^2}, 1.7 \right) = 1.142$
Fiberorienteringsfaktor	$\kappa_F := 0.5$
Strekkfasthet	$f_{ct.R.u} := \kappa_G \cdot \kappa_F \cdot f_{ct.0.u} = 1.71 \cdot \text{MPa}$
Materialfaktor	$\gamma_{ctf} := 1.25$
Reduksjonsfaktor for langtidseffekter	$\alpha_{cf} := 0.85$
Fiberarmeringens bidrag til gjennomlokkingskapasitet	$v_{Rd.cf} := 0.85 \cdot \frac{\alpha_{cf} \cdot f_{ct.R.u}}{\gamma_{ctf}} = 0.99 \cdot \text{MPa}$

Total gjennomlokkingskapasitet

$$v_{\text{Rd.c.tot}} := v_{\text{Rd.c}} + v_{\text{Rd.cf}} = 1.73 \cdot \text{MPa}$$

Utnyttelsesgrad

$$\eta_{\text{gj.tysk}} := \frac{v_{\text{Ed}}}{v_{\text{Rd.c.tot}}} = 0.76$$

D Fiberplate 3

D.1 Spennarmeringsprofil og tvangsmomenter

Spennarmeringsprofil for fiberdekke 3

Tverrsnittshøyde [mm]	235
Dimensjonerende spennkraft per spenntau [kN]	178
Antall spenntau i y-retning	21
Antall spenntau i x-retning per meter (c/c 600 mm)	1.67
Total spennkraft i y-retning [kN]	3738
Total spennkraft per meter i x-retning [kN]	296.67
Kort spennvidde [mm]	8000
Lang spennvidde [mm]	10000

Kort spennvidde (8 meter):

Lineære spennarmeringsprofil segmenter	P1-P2	P2-P3	P3-P4	P4-P5	P5-P6	SUM
Relativ lengde av hvert segment (fra referanseprofil)	0.10	0.17	0.43	0.20	0.10	1.00
Lengde, ΔX , av hvert segment [mm]	800	1360	3440	1600	800	8000
Eksentrisitet fra nøytralakse i y-retning [mm]	0.00		-62.50		50.50	
Eksentrisitet fra nøytralakse i x-retning [mm]	0.00		-72.50		70.50	
ΔY , y-retning [mm]	0.00	-62.50	0.00	113.00	0.00	
ΔY , x-retning [mm]	0.00	-72.50	0.00	143.00	0.00	
$d\theta$ ($\Delta Y/\Delta X$), y-retning	0.00	-0.05	0.00	0.07	0.00	
$d\theta$ ($\Delta Y/\Delta X$), x-retning	0.00	-0.05	0.00	0.09	0.00	
Ekvivalent kraftpar dP ($d\theta^*P$), y-retning [kN]	0.00	-171.78	0.00	264.00	0.00	
Ekvivalent kraftpar dP ($d\theta^*P$), x-retning [kN]	0.00	-15.81	0.00	26.51	0.00	

Lang spennvidde (10 meter):

Lineære spennarmeringsprofil segmenter	P1-P2	P2-P3	P3-P4	P4-P5	P5-P6	SUM
Relativ lengde av hvert segment (fra referanseprofil)	0.10	0.23	0.34	0.23	0.10	1.00
Lengde, ΔX , av hvert segment [mm]	1000	2300	3400	2300	1000	10000
Eksentrisitet fra nøytralakse i y-retning [mm]	50.50		-62.50		50.50	
Eksentrisitet fra nøytralakse i x-retning [mm]	70.50		-72.50		70.50	
ΔY , y-retning [mm]	0.00	-113.00	0.00	113.00	0.00	
ΔY , x-retning [mm]	0.00	-143.00	0.00	143.00	0.00	
$d\theta$ ($\Delta Y/\Delta X$), y-retning	0.00	-0.05	0.00	0.05	0.00	
$d\theta$ ($\Delta Y/\Delta X$), x-retning	0.00	-0.06	0.00	0.06	0.00	
Ekvivalent kraftpar dP ($d\theta^*P$), y-retning [kN]	0.00	-183.65	0.00	183.65	0.00	
Ekvivalent kraftpar dP ($d\theta^*P$), x-retning [kN]	0.00	-18.44	0.00	18.44	0.00	

Tvangsmomenter

Negativt fortegn = strekk på overside

Positivt fortegn = strekk på underside

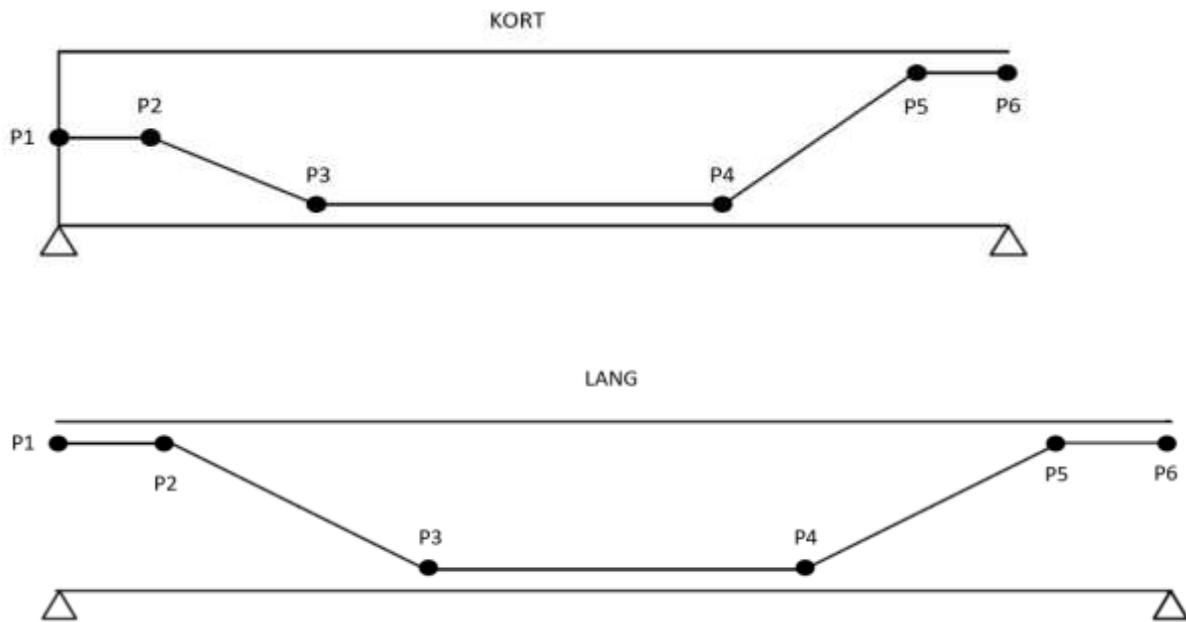
Punkt	SØYLE 1					SØYLE 2			
	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	
Horisontal koordinat	0	800	2160	5600	7200	8000	9000	11300	

Y-retning

Eksentrisitet fra nøytralakse [mm]	0.00	0.00	-62.50	-62.50	50.50	50.50	50.50	-62.50
Ekvivalent kraft ved knekkpunkt [kN]	0.00	-171.78	171.78	264.00	-264.00	0.00	-183.65	183.65
Totalmoment fra ekvivalente krefter [kNm]	0.00	8.00	-212.01	-177.59	260.82	268.82	265.46	-164.68
Primærmoment (P^*e) [kNm]	0.00	0.00	-233.63	-233.63	188.77	188.77	188.77	-233.63
Tvangsmoment [kNm]	0.00	8.00	21.62	56.04	72.05	80.05	76.69	68.95

X-retning

Eksentrisitet fra nøytralakse [mm]	0.00	0.00	-72.50	-72.50	70.50	70.50	70.50	-72.50
Ekvivalent kraft ved knekkpunkt [kN]	0.00	-15.81	15.81	26.51	-26.51	0.00	-18.44	18.44
Totalmoment fra ekvivalente krefter [kNm]	0.00	0.57	-19.97	-17.53	26.02	26.58	26.29	-16.78
Primærmoment (P^*e) [kNm]	0.00	0.00	-21.51	-21.51	20.92	20.92	20.92	-21.51
Tvangsmoment [kNm]	0.00	0.57	1.54	3.98	5.11	5.67	5.38	4.73



SØYLE 3				SØYLE 4				SØYLE 5				SØYLE 6					
P9	P10	P11	P12	P13	P14	P15	P16	P17	P18	P19	P20	P21	P22	P23	P24	P25	P26
14700	17000	18000	19000	21300	24700	27000	28000	29000	31300	34700	37000	38000	38800	40400	43840	45200	46000
-62.50	50.50	50.50	50.50	-62.50	-62.50	50.50	50.50	50.50	-62.50	-62.50	50.50	50.50	50.50	-62.50	-62.50	0.00	0.00
183.65	-183.65	0.00	-183.65	183.65	183.65	-183.65	0.00	-183.65	183.65	183.65	-183.65	0.00	-264.00	264.00	171.78	-171.78	0.00
-176.13	238.52	235.15	235.15	-187.24	-187.24	235.15	235.15	238.52	-176.13	-164.68	265.46	268.82	260.82	-177.59	-212.01	8.00	0.00
-233.63	188.77	188.77	188.77	-233.63	-233.63	188.77	188.77	188.77	-233.63	-233.63	188.77	188.77	188.77	-233.63	-233.63	0.00	0.00
57.50	49.75	46.38	46.38	46.39	46.39	46.38	46.38	49.75	57.50	68.95	76.69	80.05	72.05	56.04	21.62	8.00	0.00

-72.50	70.50	70.50	70.50	-72.50	-72.50	70.50	70.50	70.50	-72.50	-72.50	70.50	70.50	70.50	-72.50	-72.50	0.00	0.00
18.44	-18.44	0.00	-18.44	18.44	18.44	-18.44	0.00	-18.44	18.44	18.44	-18.44	0.00	-26.51	26.51	15.81	-15.81	0.00
-17.77	23.98	23.69	23.69	-18.72	-18.72	23.69	23.69	23.98	-17.77	-16.78	26.29	26.58	26.02	-17.53	-19.97	0.57	0.00
-21.51	20.92	20.92	20.92	-21.51	-21.51	20.92	20.92	20.92	-21.51	-21.51	20.92	20.92	20.92	-21.51	-21.51	0.00	0.00
3.74	3.07	2.78	2.78	2.79	2.79	2.78	2.78	3.07	3.74	4.73	5.38	5.67	5.11	3.98	1.54	0.57	0.00

D.2 Momentkontroll

Fiberarmering

Dimensjonerende resttrekkfasthet i ULS

$$f_{Ftud} := 2.5 \cdot \text{MPa}$$

Materialfaktor fiber

$$\gamma_{sf} := 1.5$$

Effektiv resttrekkfasthet i ULS

$$f_{Ftu.ef} := f_{Ftud} \cdot \gamma_{sf} = 3.75 \cdot \text{MPa}$$

Antatt faktor for volumeffekter

$$\kappa_{Gx} := 1.50$$

$$\kappa_{Gy} := 1.40$$

Resttrekkfasthet for momentberegninger i ULS

$$f_{Ftud.mx} := \kappa_{Gx} \cdot f_{Ftud} = 3.8 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{Ftud.my} := \kappa_{Gy} \cdot f_{Ftud} = 3.5 \cdot \text{MPa}$$

Platetykkelse

$$t := 235 \text{ mm}$$

Effektive høyder over søyler

Spennarmering i x-retning

$$d_{px} := t - c_{\text{nom.s}} - \phi_{s.st\ddot{o}tte} - 0.5\phi_{\text{r\ddot{o}r}} = 188 \cdot \text{mm}$$

Spennarmering i y-retning

$$d_{py} := t - c_{\text{nom.s}} - \phi_{s.st\ddot{o}tte} - 1.5\phi_{\text{r\ddot{o}r}} = 168 \cdot \text{mm}$$

Slakkarmering i x-retning
(legges over spennarm. i y-retn.)

$$d_{sx} := t - c_{\text{nom.s}} - \phi_{s.st\ddot{o}tte} - \phi_{\text{r\ddot{o}r}} + 0.5 \cdot \phi_{s.st\ddot{o}tte} = 184 \cdot \text{mm}$$

Slakkarmering i y-retning

$$d_{sy} := t - c_{\text{nom.s}} - 0.5 \cdot \phi_{s.st\ddot{o}tte} = 204 \cdot \text{mm}$$

Eksentrisiteter over søyler

X-retning

$$e_{px} := d_{px} - \frac{t}{2} = 70.5 \cdot \text{mm}$$

Y-retning

$$e_{py} := d_{py} - \frac{t}{2} = 50.5 \cdot \text{mm}$$

Laster

Karakteristisk egenlast	$g_k := \rho_b \cdot t = 5.875 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
Karakteristisk nyttelast	$q_k := 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
Lastfaktorer	$\gamma_{g1} := 1.2 \quad \gamma_{q1} := 1.5$ $\gamma_{g2} := 1.35 \quad \gamma_{q2} := 1.05$
Valg av lastfaktorer	$\gamma_g := \text{if}(\gamma_{g1} \cdot g_k + \gamma_{q1} \cdot q_k \geq \gamma_{g2} \cdot g_k + \gamma_{q2} \cdot q_k, \gamma_{g1}, \gamma_{g2}) = 1.2$ $\gamma_q := \text{if}(\gamma_{g1} \cdot g_k + \gamma_{q1} \cdot q_k \geq \gamma_{g2} \cdot g_k + \gamma_{q2} \cdot q_k, \gamma_{q1}, \gamma_{q2}) = 1.5$
Lastfaktor spennarmering	$\gamma_{p.fav} := 0.9 \quad \gamma_{p.unfav} := 1.1$
Dimensjonerende egenlast	$g_{Ed} := \gamma_g \cdot g_k = 7.05 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
Dimensjonerende nyttelast	$q_{Ed} := \gamma_q \cdot q_k = 4.50 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
Dimensjonerende last	$p_{Ed} := g_{Ed} + q_{Ed} = 11.55 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
Dimensjonerende egenlast på "bjelke"	$g_{Ed.bj} := g_{Ed} \cdot L_{10m} = 70.50 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
Dimensjonerende nyttelast på "bjelke"	$q_{Ed.bj} := q_{Ed} \cdot L_{10m} = 45.00 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Dimensjonerende støttemomenter**X-retning:**

Dimensjonerende moment fra nyttelast og egenvekt

$$M_{Ed,x,ytre} := 106.32 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Tvangsmoment (gunstig)

$$M_{1,x} := 2.80 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Dimensjonerende moment

$$M_{Ed,x} := M_{Ed,x,ytre} - \gamma_{p,fav} \cdot M_{1,x} = 103.80 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Y-retning:

Dimensjonerende moment fra nyttelast og egenvekt

$$M_{Ed,y,ytre} := M_{Ed,x,ytre} \cdot 10 = 1063.20 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Tvangsmoment (gunstig)

$$M_{1,y} := 46.4 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Dimensjonerende moment

$$M_{Ed,y} := M_{Ed,y,ytre} - \gamma_{p,fav} \cdot M_{1,y} = 1021.44 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Karakteristiske støttemomenter

(for kontroll uten lastfaktorer, dekke med nedstyrtningsfare)

X-retning:

Moment fra egenlast

$$M_{k,x,g} := 49.14 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Moment fra nyttelast

$$M_{k,x,q} := 31.57 \text{kN} \cdot \text{m}$$

Tvangsmoment (gunstig)

$$M_{1,x,k} := M_{1,x} \cdot \gamma_s = 3.22 \text{kN} \cdot \text{m}$$

Karakteristisk moment

$$M_{k,x} := M_{k,x,g} + M_{k,x,q} - M_{1,x,k} = 77.49 \text{kN} \cdot \text{m}$$

Y-retning:

Moment fra egenlast

$$M_{k,y,g} := M_{k,x,g} \cdot 10 = 491.40 \text{kN} \cdot \text{m}$$

Moment fra nyttelast

$$M_{k,y,q} := M_{k,x,q} \cdot 10 = 315.70 \text{kN} \cdot \text{m}$$

Tvangsmoment (gunstig)

$$M_{1,y,k} := M_{1,y} \cdot \gamma_s = 53.36 \text{kN} \cdot \text{m}$$

Karakteristisk moment

$$M_{k,y} := M_{k,y,g} + M_{k,y,q} - M_{1,y,k} = 753.74 \text{kN} \cdot \text{m}$$

Dimensjonerende gjennomlokkingskraft

Innersøyle

$$V_{Ed,inner} := P_{Ed} \cdot L_{10m}^2 = 1155 \cdot \text{kN}$$

Minimumsarmering over søyler

Benytter anvisningene i NS3473 for spennarmerte dekker uten heft:
minimumsarmering for hele spennvidden som konsentreres over søylene

Bredde på strekksonen $b_t := 10\text{m}$

$$\text{X-retning} \quad A_{sx.min} := \max \left[0.26 \cdot \frac{(f_{ctm} - 2.15 \cdot f_{Ftu.ef})}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d_{sx}, 0.13 \cdot b_t \cdot d_{sx} \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right] = 1818 \cdot \text{mm}^2$$

$$\text{Y-retning} \quad A_{sy.min} := \max \left[0.26 \cdot \frac{(f_{ctm} - 2.15 \cdot f_{Ftu.ef})}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d_{sy}, 0.13 \cdot b_t \cdot d_{sy} \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right] = 2016 \cdot \text{mm}^2$$

Fordeles over en platebredde lik søylebredden pluss 2 ganger platetykkelsen til hver side

$$b_{søyle} + 2 \cdot 2 \cdot t = 1340 \cdot \text{mm}$$

Generell minimumsarmering

Bredde på strekksonen $b_{t.g} := 1\text{m}$

$$\text{X-retning} \quad A_{sx.min.g} := \max \left[0.26 \cdot \frac{(f_{ctm} - 2.15 \cdot f_{Ftu.ef})}{f_{yk}} \cdot b_{t.g} \cdot d_{sx}, 0.13 \cdot b_{t.g} \cdot d_{sx} \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right] = 182 \cdot \text{mm}^2$$

$$\text{Y-retning} \quad A_{sy.min.g} := \max \left[0.26 \cdot \frac{(f_{ctm} - 2.15 \cdot f_{Ftu.ef})}{f_{yk}} \cdot b_{t.g} \cdot d_{sy}, 0.13 \cdot b_{t.g} \cdot d_{sy} \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right] = 202 \cdot \text{mm}^2$$

Armeringskrefter**Slakkarmering**

Slakkarmeringskrefter over søyler
fra minimumsarmering over søyler

$$S_{sx} := f_{yd} \cdot A_{sx.min} = 790.4 \cdot \text{kN}$$

$$S_{sy} := f_{yd} \cdot A_{sy.min} = 876.3 \cdot \text{kN}$$

Slakkarmeringskrefter per meter
fra generell minimumsarmering

$$S_{sx.g} := f_{yd} \cdot A_{sx.min.g} = 79 \cdot \text{kN}$$

$$S_{sy.g} := f_{yd} \cdot A_{sy.min.g} = 87.6 \cdot \text{kN}$$

Spennarmering

Areal per spenntau

$$A_p := 150 \text{mm}^2$$

Tilleggsspenning for
uinjiserte spenntau

$$\Delta\sigma_p := 100 \text{MPa}$$

Dimensjonerende spennarmeringskraft
per spenntau, med tilleggsspenning
(moment)

$$S_p := (\varepsilon'_{p0} \cdot E_p + \Delta\sigma_p) \cdot \frac{A_p}{\gamma_s} = 178.0 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende spennarmeringskraft
per spenntau, uten tilleggsspenning
(gjennomlorking)

$$S_{p.gj} := (\varepsilon'_{p0} \cdot E_p) \cdot \frac{A_p}{\gamma_s} = 165.0 \cdot \text{kN}$$

Antall spenntau i x-retning (per m)
for c/c 600 mm

$$n_x := \frac{1000}{600} = 1.67$$

Antall spenntau i y-retning
(konsentrert søylestripe)

$$n_y := 21$$

Dimensjonerende
spennarmeringskrefter for
momentberegninger

$$S_{py} := n_y \cdot S_p = 3738.4 \cdot \text{kN}$$

$$S_{px} := n_x \cdot S_p = 296.7 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende
spennarmeringskrefter for
gjennomlorkingsberegninger

$$S_{py.gj} := n_y \cdot S_{p.gj} = 3464.5 \cdot \text{kN}$$

$$S_{px.gj} := n_x \cdot S_{p.gj} = 275 \cdot \text{kN}$$

Kontroll av momentkapasitet etter NB38**Over støtte i x-retning (enveisplate)****Kontroll av ordinær bruddgrensetilstand**

Bredde på trykksonen $b_x := 1 \text{ m}$

Bredde på strekksonen for fiberbidrag $b_{f_x} := 1 \text{ m}$

Trykksonehøyde $\alpha d_{xs} := \frac{t \cdot b_{f_x} \cdot f_{Ftud.mx} + S_{sx.g} + S_{px}}{0.8 \cdot b_x \cdot f_{cd} + b_{f_x} \cdot f_{Ftud.mx}} = 52 \cdot \text{mm}$

Ettersom søylestripen betraktes som en kontinuerlig støtte inkluderes kun den generelle minimumsarmeringen, fordi den konsentrerte minimumsarmeringen bare er rett over søylene

Strekresultant fra fiberarmeringen $S_{f_x} := (t - \alpha d_{xs}) \cdot b_{f_x} \cdot f_{Ftud.mx} = 686.1 \cdot \text{kN}$

"Effektiv høyde" for fiberarmering $d_{f_x} := t - 0.5(t - \alpha d_{xs}) = 144 \cdot \text{mm}$

Midlere effektiv høyde $d_{\text{middel.x}} := \frac{S_{f_x} \cdot d_{f_x} + S_{sx.g} \cdot d_{sx} + S_{px} \cdot d_{px}}{S_{f_x} + S_{sx.g} + S_{px}} = 159 \cdot \text{mm}$

Alfa-verdi $\alpha_{xs} := \frac{\alpha d_{xs}}{d_{\text{middel.x}}} = 0.33$

Momentkapasitet:

Bidrag fra fiber $M_{Rd.x.f} := S_{f_x} \cdot (0.5 \cdot t + 0.1 \cdot \alpha d_{xs}) = 84.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Bidrag fra slakkarmering $M_{Rd.x.sl} := S_{sx.g} \cdot (d_{sx} - 0.4 \cdot \alpha d_{xs}) = 12.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Bidrag fra spennarmering $M_{Rd.x.sp} := S_{px} \cdot (d_{px} - 0.4 \cdot \alpha d_{xs}) = 49.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Totalt $M_{Rd.x} := M_{Rd.x.f} + M_{Rd.x.sl} + M_{Rd.x.sp} = 146.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Utnyttelsesgrad $\eta_{\text{moment.x}} := \frac{M_{Ed.x}}{M_{Rd.x}} = 0.71$

Kontroll uten fiberbidrag, og uten last- og materialfaktorer

Karakteristiske armeringskrefter:

Slakkarmering $S_{sx.k} := S_{sx.g} \cdot \gamma_s = 90.9 \cdot \text{kN}$

Spennarmering $S_{px.k} := S_{px} \cdot \gamma_s = 341.2 \cdot \text{kN}$

Trykksonehøyde $\alpha d_{xs.k} := \frac{(S_{sx.k} + S_{px.k})}{0.8 \cdot b_x \cdot f_{ck}} = 12 \cdot \text{mm}$

Momentkapasitet:

Bidrag fra slakkarmering $M_{Rd.x.sl.k} := S_{sx.k} \cdot (d_{sx} - 0.4 \cdot \alpha d_{xs.k}) = 16.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Bidrag fra spennarmering $M_{Rd.x.sp.k} := S_{px.k} \cdot (d_{px} - 0.4 \cdot \alpha d_{xs.k}) = 62.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Totalt $M_{Rd.x.k} := M_{Rd.x.sl.k} + M_{Rd.x.sp.k} = 78.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Utnyttelsesgrad

$$\eta_{\text{moment.x.k}} := \frac{M_{k.x}}{M_{Rd.x.k}} = 0.98$$

Over søyle i y-retning (søylestripe)

Inkluderer her kun den konsentrerte minimumsarmeringen pga. momentkonsentrasjon over søyle for søylestripen

Kontroll av ordinær bruddgrensetilstand

Bredde på trykksonen	$b_y := 0.5 \cdot L_{10m} = 5 \text{ m}$	
Bredde på strekksonen for fiberbidrag	$b_{fy} := 0.5 \cdot L_{10m} = 5 \text{ m}$	
Trykksonehøyde	$\alpha_{d_{ys}} := \frac{t \cdot b_{fy} \cdot f_{Ftud.my} + S_{sy} + S_{py}}{0.8 \cdot b_y \cdot f_{cd} + b_{fy} \cdot f_{Ftud.my}} = 73 \cdot \text{mm}$	
Strekkresultant fra fiberarmeringen	$S_{fy} := (t - \alpha_{d_{ys}}) \cdot b_{fy} \cdot f_{Ftud.my} = 2834.5 \cdot \text{kN}$	
"Effektiv høyde" for fiberarmering	$d_{fy} := t - 0.5(t - \alpha_{d_{ys}}) = 154 \cdot \text{mm}$	
Midlere effektiv høyde	$d_{\text{middel.y}} := \frac{S_{fy} \cdot d_{fy} + S_{sy} \cdot d_{sy} + S_{py} \cdot d_{py}}{S_{fy} + S_{sy} + S_{py}} = 167 \cdot \text{mm}$	
Alfa-verdi	$\alpha_{ys} := \frac{\alpha_{d_{ys}}}{d_{\text{middel.y}}} = 0.44$	
Arealet av strekksonen	$A_{ct.y} := (t - \alpha_{d_{ys}}) \cdot b_{fy} = 0.8 \text{ m}^2$	
Kontroll av volumeffekt	$\kappa_{G.y} := 1.0 + 0.5 \cdot \frac{A_{ct.y}}{\text{m}^2} = 1.40 < 1.5$	Antagelsen OK, og mindre enn maksimal verdi
Momentkapasitet:		
Bidrag fra fiber	$M_{Rd.y.f} := S_{fy} \cdot (0.5 \cdot t + 0.1 \cdot \alpha_{d_{ys}}) = 353.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$	
Bidrag fra slakkarmering	$M_{Rd.y.sl} := S_{sy} \cdot (d_{sy} - 0.4 \cdot \alpha_{d_{ys}}) = 153.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$	
Bidrag fra spennarmering	$M_{Rd.y.sp} := S_{py} \cdot (d_{py} - 0.4 \cdot \alpha_{d_{ys}}) = 518.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$	
Totalt	$M_{Rd.y} := M_{Rd.y.f} + M_{Rd.y.sl} + M_{Rd.y.sp} = 1025.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$	
Utnyttelsesgrad	$\eta_{\text{moment.y}} := \frac{M_{Ed.y}}{M_{Rd.y}} = 1.00$	

Kontroll uten fiberbidrag, og uten last- og materialfaktorer

Karakteristiske armeringskrefter:

$$S_{sy.k} := S_{sy} \cdot \gamma_s = 1007.8 \cdot \text{kN}$$

$$S_{py.k} := S_{py} \cdot \gamma_s = 4299.1 \cdot \text{kN}$$

$$\alpha_{d_{ys.k}} := \frac{(S_{sy.k} + S_{py.k})}{0.8 \cdot b_y \cdot f_{ck}} = 29 \cdot \text{mm}$$

Momentkapasitet:

$$M_{Rd.y.sl.k} := S_{sy.k} \cdot (d_{sy} - 0.4 \cdot \alpha_{d_{ys.k}}) = 193.7 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd.y.sp.k} := S_{py.k} \cdot (d_{py} - 0.4 \cdot \alpha_{d_{ys.k}}) = 671.6 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd.y.k} := M_{Rd.y.sl.k} + M_{Rd.y.sp.k} = 865.3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Utnyttelsesgrad

$$\eta_{\text{moment.y.k}} := \frac{M_{k.y}}{M_{Rd.y.k}} = 0.87$$

Kontroll av tøyningsbegrensning

Begrensning av maksimal strekk­tøyning i fiberarmering ved bøyning

$$\epsilon_{\max} := \frac{3}{t \cdot \frac{1}{\text{mm}}} = 0.01277$$

Maksimal strekk­tøyning langs strekk­randen

$$\epsilon_{s.x} := \frac{\epsilon_{cu}}{\alpha d_{xs}} \cdot (t - \alpha d_{xs}) = 0.01230$$

$$\epsilon_{s.y} := \frac{\epsilon_{cu}}{\alpha d_{ys}} \cdot (t - \alpha d_{ys}) = 0.00776$$

Utnyttelsesgrad

$$\eta_{\epsilon x} := \frac{\epsilon_{s.x}}{\epsilon_{\max}} = 0.96$$

$$\eta_{\epsilon y} := \frac{\epsilon_{s.y}}{\epsilon_{\max}} = 0.61$$

Bruker lamellmetoden til å verifisere momentkapasiteten.

Input til beregningsprogram (lamellmetoden):

Totale flytekrefter fra lengdearmering

$$F_{dx} := S_{sx.g} + S_{px} = 375.74 \cdot \text{kN}$$

$$F_{dy} := S_{sy} + S_{py} = 4614.68 \cdot \text{kN}$$

Ekvivalent slakkarmeringsareal

$$A_{sx.ekv} := \frac{F_{dx}}{f_{yd}} = 864.2 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{sy.ekv} := \frac{F_{dy}}{f_{yd}} = 10613.8 \cdot \text{mm}^2$$

Midlere effektiv høyde for lengdearmering

$$d_{\text{middel.xl}} := \frac{S_{sx.g} \cdot d_{sx} + S_{px} \cdot d_{px}}{S_{sx.g} + S_{px}} = 187 \cdot \text{mm}$$

$$d_{\text{middel.yl}} := \frac{S_{sy} \cdot d_{sy} + S_{py} \cdot d_{py}}{S_{sy} + S_{py}} = 175 \cdot \text{mm}$$

D.3 Gjennomlokking

D.3.1 NB38

Midlere effektiv tykkelse $d_v := \frac{d_{sy} + d_{sx}}{2} = 194 \text{ mm}$

Innersøyle

Kontroll av gjennomlokkingskapasitet i kritisk kontrollsnitt (0,5d fra søylekant)

Dimensjonerende skjærspenning

Lengde på kritisk kontrollsnitt $b_{0,5} := 2\pi \cdot 0,5 \cdot d_v + 4 \cdot b_{søyle} = 2209 \text{ mm}$

Beta innersøyle $\beta_e := 1,15$

Dimensjonerende skjærspenning $\tau_{Ed} := \beta_e \cdot \frac{V_{Ed,inner}}{b_{0,5} \cdot d_v} = 3,10 \text{ MPa}$

Dimensjonerende skjærspenningskapasitet

Sikkerhetsfaktor for gjennomlokking $\gamma_c = 1,5$

Bredde for armeringsforhold $b_s := b_{søyle} + 2 \cdot 3 \cdot d_v = 1564 \text{ mm}$

Bredde for konsentrert minimumsarmering $b_k := b_{søyle} + 2 \cdot 2 \cdot t = 1340 \text{ mm}$

Armeringsforholdet $\rho_{lx} := \frac{A_{sx,min}}{b_s \cdot d_{sx}} = 0,0063$

Neglisjerer her generell minimumsarmering innenfor b_s $\rho_{ly} := \frac{A_{sy,min}}{b_s \cdot d_{sy}} = 0,0063$

$$\rho_l := \min(\sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}}, 0,02) = 0,0063$$

Størrelsesfaktor ($f_{ck} = 45 \text{ MPa} < 60 \text{ MPa}$) $d_{dg} := \min(16 \text{ mm} + D_{lower}, 40 \text{ mm}) = 40 \text{ mm}$

Koeffisient som ivaretar skjærkraftgradienten og bøyemomentet $\mu_{p,inner} := 8$

$$k_{pb,i} := \sqrt{5 \cdot \mu_{p,inner} \cdot \frac{d_v}{b_{0,5}}} = 1,87$$

$$k_{pb} := \min(k_{pb,i}, 2,5) = 1,87$$

Skjærspenningskapasitet for betong og lengdearmring alene

Grunnverdi

$$\tau_{Rd.c.i} := \frac{0.6}{\gamma_c} \cdot k_{pb} \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot \frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \cdot \frac{d_{dg}}{d_v} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot \text{MPa} = 1.35 \cdot \text{MPa}$$

Maksimal skjærspenningskapasitet

$$\tau_{Rd.c.max} := \frac{0.6}{\gamma_c} \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}} \cdot \text{MPa} = 2.68 \cdot \text{MPa}$$

Dimensjonerende verdi

$$\tau_{Rd.c} := \min(\tau_{Rd.c.i}, \tau_{Rd.c.max}) = 1.35 \cdot \text{MPa}$$

Skjærspenningskapasitet uten lengdearmring (kun fiber)

$$\tau_{Rd.cF.ul} := f_{Ftud} = 2.50 \cdot \text{MPa}$$

Dimensjonerende skjærspenningskapasitet med fiber

Reduksjonsfaktor ved kombinerings

$$\eta_c := \frac{\tau_{Rd.c}}{\tau_{Ed}} = 0.44$$

Skjærspenningskapasitet med fiber

$$\tau_{Rd.cF} := \eta_c \cdot \tau_{Rd.c} + f_{Ftud} = 3.09 \cdot \text{MPa}$$

Utnyttelsesgrader

Utnyttelsesgrad gjennomlokking for betong og lengdearmring (uten fiber)

$$\eta_{gj.uf} := \frac{\tau_{Ed}}{\tau_{Rd.c}} = 2.29$$

Utnyttelsesgrad gjennomlokking kun fiber

$$\eta_{gj.fiber} := \frac{\tau_{Ed}}{\tau_{Rd.cF.ul}} = 1.24$$

Utnyttelsesgrad gjennomlokking dimensjonerende

$$\eta_{gj.mf} := \frac{\tau_{Ed}}{\tau_{Rd.cF}} = 1.00$$

Kontroll av gjennomlokkingskapasitet ved søylekant (trykkbrudd):

Søyleomkrets

$$u_0 := 4 \cdot b_{\text{søyle}} = 1600 \cdot \text{mm}$$

Dimensjonerende skjærspenning

$$v_{\text{Ed.u0}} := \beta_e \cdot \frac{V_{\text{Ed.inner}}}{u_0 \cdot d_v} = 4.28 \cdot \text{MPa}$$

Reduksjonsfaktor for fasthet ved opprisset betong

$$\nu := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{\text{ck}}}{250 \cdot \text{MPa}} \right) = 0.49$$

Trykkbruddkapasitet

$$v_{\text{Rd.max}} := 0.4 \cdot \nu \cdot f_{\text{cd}} = 5.02 \cdot \text{MPa}$$

Utnyttelsesgrad

$$\eta_{\text{gj.trykk}} := \frac{v_{\text{Ed.u0}}}{v_{\text{Rd.max}}} = 0.85$$

D.3.2 EC2:2020 Annex L

Midlere effektiv tykkelse

$$d_v := \frac{d_{sy} + d_{sx}}{2} = 194 \cdot \text{mm}$$

InnersøyleKontroll av gjennomlokkingskapasitet i kritisk kontrollsnitt (0,5d fra søylekant)Dimensjonerende skjærspenning

Lengde på kritisk kontrollsnitt

$$b_{0.5} := 2\pi \cdot 0.5 \cdot d_v + 4 \cdot b_{søyle} = 2209 \cdot \text{mm}$$

Beta innersøyle

$$\beta_e := 1.15$$

Dimensjonerende skjærspenning

$$\tau_{Ed} := \beta_e \cdot \frac{V_{Ed,inner}}{b_{0.5} \cdot d_v} = 3.10 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Dimensjonerende skjærspenningskapasitet

Sikkerhetsfaktor for gjennomlokking

$$\gamma_v := 1.4$$

Bredde for armeringsforhold

$$b_s := b_{søyle} + 2 \cdot 3 \cdot d_v = 1564 \cdot \text{mm}$$

Bredde for konsentrert minimumsarmering

$$b_k := b_{søyle} + 2 \cdot 2 \cdot t = 1340 \cdot \text{mm}$$

Armeringsforholdet (kun slakkarmering)

$$\rho_{lx} := \frac{A_{sx,min}}{b_s \cdot d_{sx}} = 0.0063$$

Neglisjerer her generell minimumsarmering innenfor b_s

$$\rho_{ly} := \frac{A_{sy,min}}{b_s \cdot d_{sy}} = 0.0063$$

$$\rho_l := \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}} = 0.0063$$

Størrelsesfaktor ($f_{ck} < 60 \text{ MPa}$)

$$d_{dg} := \min(16 \text{ mm} + D_{lower}, 40 \text{ mm}) = 40 \cdot \text{mm}$$

Normalspenning y-retning

$$\sigma_{dy} := \frac{S_{py,gj}}{L_{10m} \cdot t} = 1.47 \cdot \text{MPa}$$

Normalspenning x-retning

$$\sigma_{dx} := \frac{S_{px,gj}}{l_m \cdot t} = 1.17 \cdot \text{MPa}$$

Midlere normalspenning

$$\sigma_d := \frac{\sigma_{dy} + \sigma_{dx}}{2} = 1.32 \cdot \text{MPa}$$

Koeffisient

$$\mu_{p,inner} := 8$$

Eksentrisiteter for
spennarmeringens
gunstige effekt

$$e_{px,red} := e_{px} = 70 \cdot \text{mm}$$

$$e_{py,red} := e_{py} = 51 \cdot \text{mm}$$

I EC2:2020 skal effekten av tvangsmoment tas i betraktning ved å redusere eksentrisiteten, men reduksjonen ses her bort ifra ettersom tvangsmomentene er gunstige over innersøylene.

Parametere for inkludering
av normalspenning

$$k_{Nx} := \sqrt{1 + 1.2 \cdot \frac{b_{0.5}}{\mu_{p,inner} \cdot d_v} \cdot \frac{|\sigma_{dx}| \cdot \frac{1}{\text{MPa}}}{\sqrt{f_{ck} \cdot \frac{1}{\text{MPa}}}} \cdot \left(1 + 6 \cdot \frac{e_{px,red}}{d_{px}}\right)} = 1.403$$

$$k_{Ny} := \sqrt{1 + 1.2 \cdot \frac{b_{0.5}}{\mu_{p,inner} \cdot d_v} \cdot \frac{|\sigma_{dy}| \cdot \frac{1}{\text{MPa}}}{\sqrt{f_{ck} \cdot \frac{1}{\text{MPa}}}} \cdot \left(1 + 6 \cdot \frac{e_{py,red}}{d_{py}}\right)} = 1.433$$

Normalspenning i trykk gir

$$k_{pp,x} := k_{Nx} = 1.403$$

$$k_{pp,y} := k_{Ny} = 1.433$$

$$k_{pp} := \sqrt{k_{pp,x} \cdot k_{pp,y}} = 1.418$$

Lengde på kontrollsnitt
ved søylekant

$$b_0 := b_{søyle} \cdot 4 = 1600 \cdot \text{mm}$$

Parameter som ivaretar
skjærkraftgradienten og
bøyemomentet

$$k_{pb,i} := 3.6 \cdot \sqrt{1 - \frac{b_0}{b_{0.5}}} = 1.891$$

$$k_{pb} := \max(1, \min(k_{pb,i}, 2.5)) = 1.891$$

$$k_{pb,\sigma} := k_{pp} \cdot k_{pb} = 2.681$$

Skjærspenningskapasitet uten inkludering av spennarmeringSkjærspenningskapasitet for betong og lengdearmering alene

Grunnverdi

$$\tau_{Rd.c.i} := \frac{0.6}{\gamma_v} \cdot k_{pb} \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot \frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \cdot \frac{d_{dg}}{d_v} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot \text{MPa} = 1.46 \cdot \text{MPa}$$

Maksimal skjærspenningskapasitet

$$\tau_{Rd.c.max} := \frac{0.6}{\gamma_v} \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}} \cdot \text{MPa} = 2.87 \cdot \text{MPa}$$

Dimensjonerende verdi

$$\tau_{Rd.c} := \min(\tau_{Rd.c.i}, \tau_{Rd.c.max}) = 1.46 \cdot \text{MPa}$$

Skjærspenningskapasitet uten lengdearmering (kun fiber)

$$\tau_{Rd.cF.ul} := f_{Ftud} = 2.50 \cdot \text{MPa}$$

Dimensjonerende skjærspenningskapasitet med fiber

Reduksjonsfaktor ved kombinerings

$$\eta_c := \min\left(\frac{\tau_{Rd.c}}{\tau_{Ed}}, 1.0\right) = 0.47$$

Minste skjærspenningskapasitet for betongen

$$\tau_{Rd.c.min} := \frac{11}{\gamma_v} \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{yd}} \cdot \frac{d_{dg}}{d_v}} \cdot \text{MPa} = 1.15 \cdot \text{MPa}$$

Minste skjærspenningskapasitet med fiber

$$\tau_{Rd.cF.min} := \eta_c \cdot \tau_{Rd.c.min} + f_{Ftud} = 3.04 \cdot \text{MPa}$$

Skjærspenningskapasitet med fiber

$$\tau_{Rd.cF.i} := \eta_c \cdot \tau_{Rd.c} + f_{Ftud} = 3.19 \cdot \text{MPa}$$

Dimensjonerende verdi

$$\tau_{Rd.cF} := \max(\tau_{Rd.cF.i}, \tau_{Rd.cF.min}) = 3.19 \cdot \text{MPa}$$

Utnyttelsesgrader

Utnyttelsesgrad gjennomlokking
for betong og lengdearmering
(uten fiber)

$$\eta_{\text{gj.uf}} := \frac{\tau_{\text{Ed}}}{\tau_{\text{Rd.c}}} = 2.12$$

Utnyttelsesgrad gjennomlokking
kun fiber

$$\eta_{\text{gj.fiber}} := \frac{\tau_{\text{Ed}}}{\tau_{\text{Rd.cF.ul}}} = 1.24$$

Utnyttelsesgrad gjennomlokking
dimensjonerende

$$\eta_{\text{gj.mf}} := \frac{\tau_{\text{Ed}}}{\tau_{\text{Rd.cF}}} = 0.97$$

Skjærspenningskapasitet ved inkludering av spennarmering**Skjærspenningskapasitet for betong og lengdearmering alene**

Grunnverdi

$$\tau_{Rd.c.i.\sigma} := \frac{0.6}{\gamma_v} \cdot k_{pb.\sigma} \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot \frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \cdot \frac{d_{dg}}{d_v} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot \text{MPa} = 2.07 \cdot \text{MPa}$$

Maksimal skjærspenningskapasitet

$$\tau_{Rd.c.max} = 2.87 \cdot \text{MPa}$$

Dimensjonerende verdi

$$\tau_{Rd.c.\sigma} := \min(\tau_{Rd.c.i.\sigma}, \tau_{Rd.c.max}) = 2.07 \cdot \text{MPa}$$

Dimensjonerende skjærspenningskapasitet med fiber

Reduksjonsfaktor ved kombinerings

$$\eta_{c\sigma} := \min\left(\frac{\tau_{Rd.c.\sigma}}{\tau_{Ed}}, 1.0\right) = 0.67$$

Minste skjærspenningskapasitet for betongen

$$\tau_{Rd.c.min} = 1.15 \cdot \text{MPa}$$

Minste skjærspenningskapasitet med fiber

$$\tau_{Rd.cF\sigma.min} := \eta_{c\sigma} \cdot \tau_{Rd.c.min} + f_{Ftud} = 3.27 \cdot \text{MPa}$$

Skjærspenningskapasitet med fiber

$$\tau_{Rd.cF.i.\sigma} := \eta_{c\sigma} \cdot \tau_{Rd.c.\sigma} + f_{Ftud} = 3.88 \cdot \text{MPa}$$

Dimensjonerende verdi

$$\tau_{Rd.cF.\sigma} := \max(\tau_{Rd.cF.i.\sigma}, \tau_{Rd.cF\sigma.min}) = 3.88 \cdot \text{MPa}$$

Utnyttelsesgrad for betong og lengdearmering (uten fiber)

$$\eta_{gj.uf.\sigma} := \frac{\tau_{Ed}}{\tau_{Rd.c.\sigma}} = 1.50$$

Dimensjonerende utnyttelsesgrad ved inkludering av normalspenning

$$\eta_{gj.mf.\sigma} := \frac{\tau_{Ed}}{\tau_{Rd.cF.\sigma}} = 0.80$$

D.3.3 DafStb

Midlere effektiv tykkelse

$$d_{\text{eff}} := \frac{d_{\text{sy}} + d_{\text{sx}}}{2} = 194 \text{ mm}$$

InnersøyleKontroll av gjennomlokkingskapasitet i kritisk kontrollsnitt (2d fra søylekant)

Omkrets av kritisk snitt

$$u_1 := 4\pi \cdot d_{\text{eff}} + 4 \cdot b_{\text{søyle}} = 4038 \text{ mm}$$

Beta innersøyle

$$\beta_{\text{inner}} := 1.15$$

Dimensjonerende skjærspenning

$$v_{\text{Ed}} := \beta_{\text{inner}} \cdot \frac{V_{\text{Ed,inner}}}{u_1 \cdot d_{\text{eff}}} = 1.70 \text{ MPa}$$

Parametere for skjærkapasitet

$$C_{\text{Rd,c}} := \frac{0.18}{\gamma_c} = 0.12$$

$$k := \min\left(1 + \sqrt{\frac{200}{d_{\text{eff}} \cdot \frac{1}{\text{mm}}}}, 2\right) = 2$$

Armeringsforholdet

$$\rho_{1x} := \frac{A_{\text{sx,min}}}{(b_{\text{søyle}} + 2 \cdot 3 \cdot d_{\text{sx}}) \cdot d_{\text{sx}}} = 0.00657$$

$$\rho_{1y} := \frac{A_{\text{sy,min}}}{(b_{\text{søyle}} + 2 \cdot 3 \cdot d_{\text{sy}}) \cdot d_{\text{sy}}} = 0.00608$$

$$\rho_1 := \min(\sqrt{\rho_{1x} \cdot \rho_{1y}}, 0.02) = 0.00632$$

Faktor for normalspenning (trykk)

$$k_1 := 0.1$$

Normalspenning y-retning

$$\sigma_{cy} := \frac{S_{py,gj}}{L_{10m} \cdot t} = 1.47 \text{ MPa}$$

Normalspenning x-retning

$$\sigma_{cx} := \frac{S_{px,gj}}{l_m \cdot t} = 1.17 \text{ MPa}$$

Midlere normalspenning $\sigma_{cp} := \frac{\sigma_{cy} + \sigma_{cx}}{2} = 1.32 \cdot \text{MPa}$

Minste skjærspenningskapasitet $v_{\min} := 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{1}{2}} \cdot \text{MPa} = 0.66 \cdot \text{MPa}$

Grunnbidrag skjærspenningskapasitet $v_{Rd.c.i} := C_{Rd.c} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck} \cdot \frac{1}{\text{MPa}} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot \text{MPa} = 0.73 \cdot \text{MPa}$

Bidrag fra normalspenninger $k_1 \cdot \sigma_{cp} = 0.132 \cdot \text{MPa}$

Skjærspenningskapasitet

$$v_{Rd.c} := \max(v_{Rd.c.i} + k_1 \cdot \sigma_{cp}, v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) = 0.86 \cdot \text{MPa}$$

Utnyttelsesgrad gjennomlokking, uten skjærarmoring

$$\eta_{gj,inner} := \frac{v_{Ed}}{v_{Rd.c}} = 1.96$$

Kontroll av gjennomlokkingskapasitet ved søylekant (trykkbrudd)

Søyleomkrets $u_0 := 4 \cdot b_{søyle} = 1600 \cdot \text{mm}$

Dimensjonerende skjærspenning $v_{Ed.u0} := \beta_{inner} \cdot \frac{V_{Ed,inner}}{u_0 \cdot d_{eff}} = 4.28 \cdot \text{MPa}$

Reduksjonsfaktor for fasthet ved opprisset betong $\nu := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \cdot \text{MPa}} \right) = 0.492$

Trykkbruddkapasitet $v_{Rd,max} := 0.4 \cdot \nu \cdot f_{cd} = 5.02 \cdot \text{MPa}$

Utnyttelsesgrad

$$\eta_{gj,trykk,inner} := \frac{v_{Ed.u0}}{v_{Rd,max}} = 0.85$$

Fiberbidrag til gjennomlokkingskapasitet

Finner ekvivalent karakteristisk restbøystrekkfasthet for CMOD = 2,5 mm

Dimensjonerende reststrekkfasthet	$f_{Ftud} = 2.5 \cdot \text{MPa}$
Effektiv reststrekkfasthet i ULS	$f_{Ftu,eff} := f_{Ftud} \cdot \gamma_{sf} = 3.75 \cdot \text{MPa}$
Karakteristisk reststrekkfasthet ($\kappa_0 = 1$)	$f_{Ftuk} := f_{Ftu,eff} = 3.75 \cdot \text{MPa}$
Restbøystrekkfasthet for CMOD = 2,5 mm	$f_{R.3k} := f_{Ftuk} \cdot \frac{1}{0.37} = 10.14 \cdot \text{MPa}$

Antar lik restbøystrekkfasthet for 3.5 mm nedbøyning som for CMOD = 2,5 mm

Restbøystrekkfasthet	$f_{cfIk.L2} := f_{R.3k} = 10.14 \cdot \text{MPa}$
Omregningsfaktor	$\beta_u := 0.37$
Basisverdi for sentrisk strekkfasthet	$f_{ct.0.u} := f_{cfIk.L2} \cdot \beta_u = 3.75 \cdot \text{MPa}$
Omkrets på kritisk snitt	$u_1 = 4038 \cdot \text{mm}$
Høyde på antatt strekksone	$h_{strek} := d_{eff} = 194 \cdot \text{mm}$
Areal på kritisk snitt (0,25 pga. spenningskonsentrasjoner)	$A_{ct} := 0.25 \cdot u_1 \cdot h_{strek} = 0.196 \text{ m}^2$
Størrelsesfaktor	$\kappa_G := \min \left(1 + 0.5 \cdot \frac{A_{ct}}{\text{m}^2}, 1.7 \right) = 1.098$
Fiberorienteringsfaktor	$\kappa_F := 0.5$
Strekkfasthet	$f_{ct.R.u} := \kappa_G \cdot \kappa_F \cdot f_{ct.0.u} = 2.06 \cdot \text{MPa}$
Materialfaktor	$\gamma_{ctf} := 1.25$
Reduksjonsfaktor for langtidseffekter	$\alpha_{cf} := 0.85$
Fiberarmeringens bidrag til gjennomlokkingskapasitet	$v_{Rd.cf} := 0.85 \cdot \frac{\alpha_{cf} \cdot f_{ct.R.u}}{\gamma_{ctf}} = 1.19 \cdot \text{MPa}$

Total gjennomlokkingskapasitet

$$v_{Rd.c.tot} := v_{Rd.c} + v_{Rd.cf} = 2.05 \cdot \text{MPa}$$

Utnyttelsesgrad

$$\eta_{gj.tysk} := \frac{v_{Ed}}{v_{Rd.c.tot}} = 0.83$$

E Skjærarmert plate 1

E.1 Momentkontroll

Platetykkelse

$$t := 285\text{mm}$$

Effektive høyder over søyler

Spennarmering i x-retning $d_{px} := t - c_{\text{nom.s}} - \phi_{\text{s.støtte}} - 0.5\phi_{\text{rør}} = 238\cdot\text{mm}$

Spennarmering i y-retning $d_{py} := t - c_{\text{nom.s}} - \phi_{\text{s.støtte}} - 1.5\phi_{\text{rør}} = 218\cdot\text{mm}$

Slakkarmering i x-retning $d_{sx} := t - c_{\text{nom.s}} - \phi_{\text{s.støtte}} - \phi_{\text{rør}} + 0.5\cdot\phi_{\text{s.støtte}} = 234\cdot\text{mm}$

Slakkarmering i y-retning $d_{sy} := t - c_{\text{nom.s}} - 0.5\cdot\phi_{\text{s.støtte}} = 254\cdot\text{mm}$

Eksentrisiteter over søyler

x-retning $e_{px} := d_{px} - \frac{t}{2} = 95.5\cdot\text{mm}$

y-retning $e_{py} := d_{py} - \frac{t}{2} = 75.5\cdot\text{mm}$

Laster

Karakteristisk egenlast	$g_k := \rho_b \cdot t = 7.125 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
Karakteristisk nyttelast	$q_k := 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
Lastfaktorer	$\gamma_{g1} := 1.2 \quad \gamma_{q1} := 1.5$ $\gamma_{g2} := 1.35 \quad \gamma_{q2} := 1.05$
Valg av lastfaktorer	$\gamma_g := \text{if}(\gamma_{g1} \cdot g_k + \gamma_{q1} \cdot q_k \geq \gamma_{g2} \cdot g_k + \gamma_{q2} \cdot q_k, \gamma_{g1}, \gamma_{g2}) = 1.2$ $\gamma_q := \text{if}(\gamma_{g1} \cdot g_k + \gamma_{q1} \cdot q_k \geq \gamma_{g2} \cdot g_k + \gamma_{q2} \cdot q_k, \gamma_{q1}, \gamma_{q2}) = 1.5$
Lastfaktor spennarmering	$\gamma_{p.fav} := 0.9 \quad \gamma_{p.unfav} := 1.1$
Dimensjonerende egenlast	$g_{Ed} := \gamma_g \cdot g_k = 8.55 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
Dimensjonerende nyttelast	$q_{Ed} := \gamma_q \cdot q_k = 4.50 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
Dimensjonerende last	$p_{Ed} := g_{Ed} + q_{Ed} = 13.05 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
Dimensjonerende egenlast på "bjelke"	$g_{Ed.bj} := g_{Ed} \cdot L_{10m} = 85.50 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
Dimensjonerende nyttelast på "bjelke"	$q_{Ed.bj} := q_{Ed} \cdot L_{10m} = 45.00 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Dimensjonerende støttemomenter**X-retning:**

Dimensjonerende moment fra nyttelast og egenvekt

$$M_{Ed.x,ytre} := 118.87 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Tvangsmoment for fiberplate med spenntau c/c 750 mm (gunstig)

$$M_{1.x,0} := 2.90 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Skalert tvangsmoment, flere spenntau uten fiber

$$M_{1.x} := M_{1.x,0} \cdot \frac{750}{560} = 3.88 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Dimensjonerede moment

$$M_{Ed.x} := M_{Ed.x,ytre} - \gamma_{p.fav} \cdot M_{1.x} = 115.37 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Y-retning:

Dimensjonerende moment fra nyttelast og egenvekt

$$M_{Ed.y,ytre} := M_{Ed.x,ytre} \cdot 10 = 1188.70 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Tvangsmoment for fiberplate med 14 spenntau (gunstig)

$$M_{1.y,0} := 38.30 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Skalert tvangsmoment, flere spenntau uten fiber

$$M_{1.y} := M_{1.y,0} \cdot \frac{19}{14} = 51.98 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Dimensjonerede moment

$$M_{Ed.y} := M_{Ed.y,ytre} - \gamma_{p.fav} \cdot M_{1.y} = 1141.92 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Dimensjonerende gjennomlokkingskraft

Innersøyle

$$V_{Ed.inner} := p_{Ed} \cdot L_{10m}^2 = 1305 \cdot \text{kN}$$

Minimumsarmering over søyler

Benytter anvisningene i NS3473 for spennarmerte dekker uten heft:
minimumsarmering for hele spennvidden som konsentreres over søylene

Bredde på strekksonen $b_t := 10\text{m}$

$$\text{X-retning} \quad A_{sx.min} := \max \left[0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d_{sx}, 0.0013 \cdot b_t \cdot d_{sx} \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right] = 4624 \cdot \text{mm}^2$$

$$\text{Y-retning} \quad A_{sy.min} := \max \left[0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d_{sy}, 0.0013 \cdot b_t \cdot d_{sy} \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right] = 5019 \cdot \text{mm}^2$$

Fordeles over en platebredde lik søylebredden pluss 2 ganger platetykkelsen til hver side

$$b_{søyle} + 2 \cdot 2 \cdot t = 1540 \cdot \text{mm}$$

Generell minimumsarmering

Bredde på strekksonen $b_{t,g} := 1\text{m}$

$$\text{X-retning} \quad A_{sx.min.g} := \max \left[0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_{t,g} \cdot d_{sx}, 0.0013 \cdot b_{t,g} \cdot d_{sx} \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right] = 462 \cdot \text{mm}^2$$

$$\text{Y-retning} \quad A_{sy.min.g} := \max \left[0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_{t,g} \cdot d_{sy}, 0.0013 \cdot b_{t,g} \cdot d_{sy} \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right] = 502 \cdot \text{mm}^2$$

Armeringskrefter**Slakkarmering**

Slakkarmeringskrefter over søyler
fra minimumsarmering over søyler

$$S_{sx} := f_{yd} \cdot A_{sx.min} = 2010.4 \cdot \text{kN}$$

$$S_{sy} := f_{yd} \cdot A_{sy.min} = 2182.2 \cdot \text{kN}$$

Slakkarmeringskrefter per meter
fra generell minimumsarmering

$$S_{sx.g} := f_{yd} \cdot A_{sx.min.g} = 201.0 \cdot \text{kN}$$

$$S_{sy.g} := f_{yd} \cdot A_{sy.min.g} = 218.2 \cdot \text{kN}$$

Spennarmering

Areal per spenntau

$$A_p := 150 \text{mm}^2$$

Tilleggsspenning for
uinjiserte spenntau

$$\Delta\sigma_p := 100 \text{MPa}$$

Dimensjonerende spennarmeringskraft
per spenntau, med tilleggsspenning
(moment)

$$S_p := (\varepsilon'_{p0} \cdot E_p + \Delta\sigma_p) \cdot \frac{A_p}{\gamma_s} = 178.0 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende spennarmeringskraft
per spenntau, uten tilleggsspenning
(gjennomlorking)

$$S_{p.gj} := (\varepsilon'_{p0} \cdot E_p) \cdot \frac{A_p}{\gamma_s} = 165.0 \cdot \text{kN}$$

Antall spenntau i x-retning (per m)
for c/c 750 mm

$$n_x := \frac{1000}{560} = 1.79$$

Antall spenntau i y-retning
(konsentrert søylestripe)

$$n_y := 19$$

Dimensjonerende
spennarmeringskrefter for
momentberegninger

$$S_{py} := n_y \cdot S_p = 3382.3 \cdot \text{kN}$$

$$S_{px} := n_x \cdot S_p = 317.9 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende
spennarmeringskrefter for
gjennomlorkingsberegninger

$$S_{py.gj} := n_y \cdot S_{p.gj} = 3134.5 \cdot \text{kN}$$

$$S_{px.gj} := n_x \cdot S_{p.gj} = 294.6 \cdot \text{kN}$$

Kontroll av momentkapasitet**Over støtte i x-retning (enveisplate)****Kontroll av ordinær bruddgrensetilstand**

Bredde på trykksonen $b_x := 1 \text{ m}$

Trykksonehøyde $\alpha d_{xs} := \frac{S_{sx.g} + S_{px}}{0.8 \cdot b_x \cdot f_{cd}} = 25 \cdot \text{mm}$

Midlere effektiv høyde $d_{\text{middel.x}} := \frac{S_{sx.g} \cdot d_{sx} + S_{px} \cdot d_{px}}{S_{sx.g} + S_{px}} = 236 \cdot \text{mm}$

Alfa-verdi $\alpha_{xs} := \frac{\alpha d_{xs}}{d_{\text{middel.x}}} = 0.11$

Momentkapasitet:

Bidrag fra slakkarmering $M_{\text{Rd.x.sl}} := S_{sx.g} \cdot (d_{sx} - 0.4 \cdot \alpha d_{xs}) = 45.0 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Bidrag fra spennarmering $M_{\text{Rd.x.sp}} := S_{px} \cdot (d_{px} - 0.4 \cdot \alpha d_{xs}) = 72.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Totalt $M_{\text{Rd.x}} := M_{\text{Rd.x.sl}} + M_{\text{Rd.x.sp}} = 117.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Utnyttelsesgrad

$$\eta_{\text{moment.x}} := \frac{M_{\text{Ed.x}}}{M_{\text{Rd.x}}} = 0.98$$

Ettersom søylestripen betraktes som en kontinuerlig støtte inkluderes kun den generelle minimumsarmeringen, fordi den konsentrerte minimumsarmeringen bare er rett over søylene

Over søyle i y-retning (søylestripe)**Kontroll av ordinær bruddgrensetilstand**

Bredde på trykksonen $b_y := 0.5 \cdot L_{10m} = 5 \text{ m}$

Trykksonehøyde $\alpha_{d_{ys}} := \frac{S_{sy} + S_{py}}{0.8 \cdot b_y \cdot f_{cd}} = 55 \cdot \text{mm}$

Midlere effektiv høyde $d_{\text{middel},y} := \frac{S_{sy} \cdot d_{sy} + S_{py} \cdot d_{py}}{S_{sy} + S_{py}} = 232 \cdot \text{mm}$

Alfa-verdi $\alpha_{ys} := \frac{\alpha_{d_{ys}}}{d_{\text{middel},y}} = 0.24$

Momentkapasitet:

Bidrag fra slakkarmering $M_{Rd,y,sl} := S_{sy} \cdot (d_{sy} - 0.4 \cdot \alpha_{d_{ys}}) = 506.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Bidrag fra spennarmering $M_{Rd,y,sp} := S_{py} \cdot (d_{py} - 0.4 \cdot \alpha_{d_{ys}}) = 663.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Totalt $M_{Rd,y} := M_{Rd,y,sl} + M_{Rd,y,sp} = 1170.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Utnyttelsesgrad

$$\eta_{\text{moment},y} := \frac{M_{Ed,y}}{M_{Rd,y}} = 0.98$$

Inkluderer her kun den konsentrerte minimumsarmeringen pga. momentkonsentrasjon over søyle for søylestripen

E.2 Gjennomlokking etter EC2:2004

Midlere effektiv tykkelse

$$d_{\text{eff}} := \frac{d_{\text{sy}} + d_{\text{sx}}}{2} = 244 \cdot \text{mm}$$

Kontroll av gjennomlokkingskapasitet i kritisk kontrollsnitt (2d fra søylekant)

Innersøyle

Omkrets av kritisk snitt

$$u_1 := 4\pi \cdot d_{\text{eff}} + 4 \cdot b_{\text{søyle}} = 4666 \cdot \text{mm}$$

Beta innersøyle

$$\beta_{\text{inner}} := 1.15$$

Dimensjonerende skjærspenning

$$v_{\text{Ed}} := \beta_{\text{inner}} \cdot \frac{V_{\text{Ed,inner}}}{u_1 \cdot d_{\text{eff}}} = 1.32 \cdot \text{MPa}$$

Parametere for skjærkapasitet

$$C_{\text{Rd,c}} := \frac{0.18}{\gamma_c} = 0.12$$

$$k := \min\left(1 + \sqrt{\frac{200}{d_{\text{eff}} \cdot \frac{1}{\text{mm}}}}, 2\right) = 1.905$$

Bredde for konsentrert minimumsarmering

$$b_k := b_{\text{søyle}} + 2 \cdot 2 \cdot t = 1540 \cdot \text{mm}$$

Armeringsforholdet

$$\rho_{1x} := \frac{A_{\text{sx,min}}}{(b_{\text{søyle}} + 2 \cdot 3 \cdot d_{\text{sx}}) \cdot d_{\text{sx}}} = 0.0110$$

Inkluderer all slakkarmering innenfor 3d til hver side for søylekanten, men neglisjerer generell minimumsarmering

$$\rho_{1y} := \frac{A_{\text{sy,min}}}{(b_{\text{søyle}} + 2 \cdot 3 \cdot d_{\text{sy}}) \cdot d_{\text{sy}}} = 0.0103$$

$$\rho_1 := \min(\sqrt{\rho_{1x} \cdot \rho_{1y}}, 0.02) = 0.0106$$

Faktor for normalspenning (trykk)

$$k_1 := 0.1$$

Normalspenning y-retning

$$\sigma_{\text{cy}} := \frac{S_{\text{py,gj}}}{L_{10\text{m}} \cdot t} = 1.10 \cdot \text{MPa}$$

Normalspenning x-retning

$$\sigma_{\text{cx}} := \frac{S_{\text{px,gj}}}{l_{\text{m}} \cdot t} = 1.03 \cdot \text{MPa}$$

Midlere normalspenning	$\sigma_{cp} := \frac{\sigma_{cy} + \sigma_{cx}}{2} = 1.07 \cdot \text{MPa}$
Minste skjærspenningskapasitet	$v_{\min} := 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{1}{2}} \cdot \text{MPa} = 0.62 \cdot \text{MPa}$
Grunnbidrag skjærspenningskapasitet	$v_{Rd.c.i} := C_{Rd.c} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck} \cdot \frac{1}{\text{MPa}} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot \text{MPa} = 0.83 \cdot \text{MPa}$
Bidrag fra normalspenninger	$k_1 \cdot \sigma_{cp} = 0.11 \cdot \text{MPa}$
Skjærspenningskapasitet, uten bidrag fra spennarmering	$v_{Rd.c} := \max(v_{Rd.c.i}, v_{\min}) = 0.83 \cdot \text{MPa}$
Skjærspenningskapasitet, med bidrag fra spennarmering	$v_{Rd.c.\sigma} := \max(v_{Rd.c.i} + k_1 \cdot \sigma_{cp}, v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) = 0.94 \cdot \text{MPa}$

Utnyttelsesgrader gjennomlokking, uten skjærarmering

$$\frac{v_{Ed}}{v_{Rd.c}} = 1.59$$

$$\frac{v_{Ed}}{v_{Rd.c.\sigma}} = 1.41$$

Kontroll av gjennomlokkingskapasitet ved søylekant (trykkbrudd)

Søyleomkrets	$u_0 := 4 \cdot b_{søyle} = 1600 \cdot \text{mm}$
Dimensjonerende skjærspenning	$v_{Ed.u0} := \beta_{\text{inner}} \cdot \frac{V_{Ed.\text{inner}}}{u_0 \cdot d_{\text{eff}}} = 3.84 \cdot \text{MPa}$
Reduksjonsfaktor for fasthet ved opprisset betong	$\nu := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \cdot \text{MPa}} \right) = 0.492$
Trykkbruddkapasitet	$v_{Rd.\text{max}} := 0.4 \cdot \nu \cdot f_{cd} = 5.02 \cdot \text{MPa}$

Utnyttelsesgrad

$$\frac{v_{Ed.u0}}{v_{Rd.\text{max}}} = 0.77$$

Skjærarmeringsbehov uten inkludering av normalspenning:

Dimensjonerende
fasthet av skjærarmering

$$f_{ywd} := f_{yd} = 434.78 \cdot \text{MPa}$$

Effektiv dimensjonerende
fasthet av skjærarmering

$$f_{ywd.ef} := \min\left(250 + 0.25d_{eff} \cdot \frac{1}{\text{mm}}, f_{ywd} \cdot \frac{1}{\text{MPa}}\right) \cdot \text{MPa} = 311 \cdot \text{MPa}$$

Maksimal radiell senteravstand

$$s_r := 0.75 \cdot d_{eff} = 183 \cdot \text{mm}$$

Skjærarmeringsbehov
per snitt

$$A_{sw} := (v_{Ed} - 0.75v_{Rd.c}) \cdot \frac{1}{\text{MPa}} \cdot \frac{u_1 \cdot s_r}{1.5 \cdot f_{ywd.ef} \cdot \frac{1}{\text{MPa}}} = 1274 \cdot \text{mm}^2$$

Kontrollsnitt uten behov for
skjærarmering

$$u_{out} := \beta_{inner} \cdot \frac{V_{Ed.inner}}{v_{Rd.c} \cdot d_{eff}} = 7416 \cdot \text{mm}$$

Avstand til u_{out} fra søylekant

$$l_{out} := \frac{(u_{out} - 4 \cdot b_{søyle})}{2 \cdot \pi} = 926 \cdot \text{mm}$$

Avstand til første snitt med
skjærarmering

$$s_0 := 0.3 \cdot d_{eff} = 73 \cdot \text{mm}$$

Avstand skjærarmeringen
fordeles over

$$l_s := l_{out} - s_0 - 1 \cdot d_{eff} = 608 \cdot \text{mm}$$

Nødvendig antall snitt

$$n_{snitt} := \frac{l_s}{s_r} + 1 = 4.32$$

Total mengde skjærarmering

$$A_{sw.tot} := n_{snitt} \cdot A_{sw} = 5511 \cdot \text{mm}^2$$

Skjærarmeringsbehov ved inkludering av normalspenning:

Dimensjonerende
fasthet av skjærarmering

$$f_{ywd} = 434.78 \cdot \text{MPa}$$

Effektiv dimensjonerende
fasthet av skjærarmering

$$f_{ywd.ef} = 311 \cdot \text{MPa}$$

Maksimal radiell senteravstand

$$s_r = 183 \cdot \text{mm}$$

Skjærarmeringsbehov
per snitt

$$A_{sw,\sigma} := (v_{Ed} - 0.75v_{Rd,c,\sigma}) \cdot \frac{1}{\text{MPa}} \cdot \frac{u_1 \cdot s_r}{1.5 \cdot f_{ywd.ef} \cdot \frac{1}{\text{MPa}}} = 1128 \cdot \text{mm}^2$$

Kontrollsnitt uten behov for
skjærarmering

$$u_{out,\sigma} := \beta_{inner} \cdot \frac{V_{Ed,inner}}{v_{Rd,c,\sigma} \cdot d_{eff}} = 6571 \cdot \text{mm}$$

Avstand til $u_{out,\sigma}$ fra
søylekant

$$l_{out,\sigma} := \frac{(u_{out,\sigma} - 4 \cdot b_{søyle})}{2 \cdot \pi} = 791 \cdot \text{mm}$$

Avstand til første snitt med
skjærarmering

$$s_0 = 73 \cdot \text{mm}$$

Avstand skjærarmeringen
fordeles over

$$l_{s,\sigma} := l_{out,\sigma} - s_0 - 1 \cdot d_{eff} = 474 \cdot \text{mm}$$

Nødvendig antall snitt

$$n_{snitt,\sigma} := \frac{l_{s,\sigma}}{s_r} + 1 = 3.59$$

Total mengde skjærarmering

$$A_{sw,tot,\sigma} := n_{snitt,\sigma} \cdot A_{sw,\sigma} = 4048 \cdot \text{mm}^2$$

E.3 Gjennomlokking etter EC2:2020

Midlere effektiv tykkelse

$$d_v := \frac{d_{sy} + d_{sx}}{2} = 244 \cdot \text{mm}$$

Innersøyle

Kontroll av gjennomlokkingskapasitet i kritisk kontrollsnitt (0,5d fra søylekant)

Dimensjonerende skjærspenning

Lengde på kritisk kontrollsnitt

$$b_{0.5} := 2\pi \cdot 0.5 \cdot d_v + 4 \cdot b_{søyle} = 2367 \cdot \text{mm}$$

Beta innersøyle

$$\beta_e := 1.15$$

Dimensjonerende skjærspenning

$$\tau_{Ed} := \beta_e \cdot \frac{V_{Ed,inner}}{b_{0.5} \cdot d_v} = 2.60 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Dimensjonerende skjærspenningskapasitet

Sikkerhetsfaktor for gjennomlokking

$$\gamma_v := 1.4$$

Bredde for armeringsforhold

$$b_s := b_{søyle} + 2 \cdot 3 \cdot d_v = 1864 \cdot \text{mm}$$

Bredde for konsentrert minimumsarmering

$$b_k := b_{søyle} + 2 \cdot 2 \cdot t = 1540 \cdot \text{mm}$$

Armeringsforholdet (kun slakkarmering)

$$\rho_{lx} := \frac{A_{sx,min}}{b_s \cdot d_{sx}} = 0.0106$$

Neglisjerer her generell minimumsarmering innenfor b_s

$$\rho_{ly} := \frac{A_{sy,min}}{b_s \cdot d_{sy}} = 0.0106$$

$$\rho_l := \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}} = 0.0106$$

Størrelsesfaktor ($f_{ck} < 60 \text{ MPa}$)

$$d_{dg} := \min(16 \text{ mm} + D_{lower}, 40 \text{ mm}) = 40 \cdot \text{mm}$$

Normalspenning y-retning

$$\sigma_{dy} := \frac{S_{py,gj}}{L_{10m} \cdot t} = 1.10 \cdot \text{MPa}$$

Normalspenning x-retning

$$\sigma_{dx} := \frac{S_{px,gj}}{l_m \cdot t} = 1.03 \cdot \text{MPa}$$

Midlere normalspenning

$$\sigma_d := \frac{\sigma_{dy} + \sigma_{dx}}{2} = 1.07 \cdot \text{MPa}$$

Koeffisient $\mu_{p,inner} := 8$

Eksentrisiteter for spennarmeringens gunstige effekt

$$e_{px,red} := e_{px} = 95 \cdot \text{mm}$$

$$e_{py,red} := e_{py} = 75 \cdot \text{mm}$$

I EC2:2020 skal effekten av tvangsmoment tas i betraktning ved å redusere eksentrisiteten, men reduksjonen ses her bort ifra ettersom tvangsmomentene er gunstige over innersøylen.

Parametere for inkludering av normalspenning

$$k_{Nx} := \sqrt{1 + 1.2 \cdot \frac{b_{0.5}}{\mu_{p,inner} \cdot d_v} \cdot \frac{|\sigma_{dx}| \cdot \frac{1}{\text{MPa}}}{\sqrt{f_{ck} \cdot \frac{1}{\text{MPa}}}} \cdot \left(1 + 6 \cdot \frac{e_{px,red}}{d_{px}}\right)} = 1.328$$

$$k_{Ny} := \sqrt{1 + 1.2 \cdot \frac{b_{0.5}}{\mu_{p,inner} \cdot d_v} \cdot \frac{|\sigma_{dy}| \cdot \frac{1}{\text{MPa}}}{\sqrt{f_{ck} \cdot \frac{1}{\text{MPa}}}} \cdot \left(1 + 6 \cdot \frac{e_{py,red}}{d_{py}}\right)} = 1.317$$

Normalspenning i trykk

$$k_{pp,x} := k_{Nx} = 1.328$$

$$k_{pp,y} := k_{Ny} = 1.317$$

$$k_{pp} := \sqrt{k_{pp,x} \cdot k_{pp,y}} = 1.322$$

Lengde på kontrollsnitt ved søylekant

$$b_0 := b_{søyle} \cdot 4 = 1600 \cdot \text{mm}$$

Parameter som ivaretar skjærkraftgradienten og bøyemomentet

$$k_{pb,i} := 3.6 \cdot \sqrt{1 - \frac{b_0}{b_{0.5}}} = 2.049$$

$$k_{pb} := \max(1, \min(k_{pb,i}, 2.5)) = 2.049$$

Ved inkludering av normalspenning

$$k_{pb,\sigma} := k_{pp} \cdot k_{pb} = 2.71$$

Skjærspenningskapasitet (uten normalspenning):

Grunnverdi

$$\tau_{Rd.c.i} := \frac{0.6}{\gamma_v} \cdot k_{pb} \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot \frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \cdot \frac{d_{dg}}{d_v} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot \text{MPa} = 1.74 \cdot \text{MPa}$$

Maksimal skjærspenningskapasitet

$$\tau_{Rd.c.max} := \frac{0.6}{\gamma_v} \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}} \cdot \text{MPa} = 2.87 \cdot \text{MPa}$$

Dimensjonerende verdi

$$\tau_{Rd.c} := \min(\tau_{Rd.c.i}, \tau_{Rd.c.max}) = 1.74 \cdot \text{MPa}$$

Utnyttelsesgrad gjennomlokking,
uten skjærarmoring

$$\frac{\tau_{Ed}}{\tau_{Rd.c}} = 1.49$$

Ved inkludering av normalspenning pga. spennarmoring:

Grunnverdi

$$\tau_{Rd.c.i.\sigma} := \frac{0.6}{\gamma_v} \cdot k_{pb.\sigma} \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot \frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \cdot \frac{d_{dg}}{d_v} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot \text{MPa} = 2.31 \cdot \text{MPa}$$

Dimensjonerende verdi

$$\tau_{Rd.c.\sigma} := \min(\tau_{Rd.c.i.\sigma}, \tau_{Rd.c.max}) = 2.31 \cdot \text{MPa}$$

Prosentvis økning i kapasitet

$$\frac{\tau_{Rd.c.\sigma} - \tau_{Rd.c}}{\tau_{Rd.c}} \cdot 100 = 32.25$$

Utnyttelsesgrad gjennomlokking,
uten skjærarmoring

$$\frac{\tau_{Ed}}{\tau_{Rd.c.\sigma}} = 1.13$$

Skjærarmeringsbehov uten inkludering av normalspenninger:

Reduksjonsfaktor for betongbidrag $\eta_c := \min\left(\frac{\tau_{Rd,c}}{\tau_{Ed}}, 1.0\right) = 0.67$

Kamstørrelse skjærarmering $\phi_v := 10 \cdot \text{mm}$

Areal per skjærarmeringsenhet $A_{sw} := \left(\frac{\phi_v}{2}\right)^2 \cdot \pi = 79 \cdot \text{mm}^2$

Parameter for skjærarmeringsbidrag $\eta_{s,i} := \frac{d_v}{150 \cdot \phi_v} + \left(15 \cdot \frac{d_{dg}}{d_v}\right)^{\frac{1}{2}} \cdot \left(\frac{1}{\eta_c \cdot k_{pb}}\right)^{\frac{3}{2}} = 1.14$

$$\eta_{s,max} := 0.80$$

$$\eta_s := \min(\eta_{s,i}, \eta_{s,max}) = 0.80$$

Dimensjonerende
fasthet av skjærarmering

$$f_{ywd} := f_{yd} = 434.78 \cdot \text{MPa}$$

Nødvendig
skjærarmeringsintensitet

$$\rho_{w,1} := \frac{(\tau_{Ed} - \eta_c \cdot \tau_{Rd,c})}{\eta_s \cdot f_{ywd}} = 0.00411$$

$$\rho_{w,2} := \frac{\tau_{Ed}}{f_{ywd}} = 0.00598$$

$$\rho_{w,i} := \min(\rho_{w,1}, \rho_{w,2}) = 0.00411$$

Minste skjærarmeringsintensitet

$$\rho_{w,min} := 0.08 \cdot \frac{\sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}}}{\frac{f_{yk}}{\text{MPa}}} = 0.00107$$

Dimensjonerende
skjærarmeringsintensitet

$$\rho_w := \max(\rho_{w,i}, \rho_{w,min}) = 0.00411$$

Maksimal radiell senteravstand

$$s_r := 0.75 \cdot d_v = 183 \cdot \text{mm}$$

Nødvendig tangentiell senteravstand

$$s_t := \frac{A_{sw}}{\rho_w \cdot s_r} = 104 \cdot \text{mm}$$

Antall skjærarmeringsenheter per snitt

$$n_{se} := \frac{b_{0.5}}{s_t} = 22.7$$

Totalt skjærarmeringsareal per perimeter

$$A_{sw.p} := A_{sw} \cdot \frac{b_{0.5}}{s_t} = 1781 \cdot \text{mm}^2$$

Ytre effektiv høyde

$$d_{v.out} := d_v - 30 \cdot \text{mm} = 214 \cdot \text{mm}$$

$d_{v.out}$ er avhengig av detaljløsningen på skjærarmeringen. Avstanden fra underkant til kant på skjærarmering tilnærmes her som 30mm.

Ytre kontrollsnitt hvor skjærarmering ikke er nødvendig

$$b_{0.5.out} := b_{0.5} \cdot \left(\frac{d_v}{d_{v.out} \cdot \eta_c} \right)^{\frac{3}{2}} = 5246 \cdot \text{mm}$$

Avstand til $b_{0.5.out}$ fra søylekant

$$l_{out} := \frac{(b_{0.5.out} - 4 \cdot b_{søyle})}{2 \cdot \pi} = 580 \cdot \text{mm}$$

Avstand til første snitt med skjærarmering

$$s_0 := 0.3 \cdot d_v = 73 \cdot \text{mm}$$

Avstand skjærarmering fordeles over

$$l_s := l_{out} - s_0 - 0.5 \cdot d_{v.out} = 400 \cdot \text{mm}$$

Nødvendig antall snitt

$$n_{snitt} := \frac{l_s}{s_r} + 1 = 3.19$$

Total mengde skjærarmering

$$A_{sw.tot} := n_{snitt} \cdot A_{sw.p} = 5674 \cdot \text{mm}^2$$

Skjærarmeringsbehov ved inkludering av normalspenning:

Reduksjonsfaktor for betongbidrag $\eta_{c,\sigma} := \min\left(\frac{\tau_{Rd.c,\sigma}}{\tau_{Ed}}, 1.0\right) = 0.89$

Kamstørrelse skjærarmering $\phi_v = 10 \cdot \text{mm}$

Areal per skjærarmeringsenhet $A_{sw} = 79 \cdot \text{mm}^2$

Parameter for skjærarmeringsbidrag $\eta_{s,i,\sigma} := \frac{d_v}{150 \cdot \phi_v} + \left(15 \cdot \frac{d_{dg}}{d_v}\right)^{\frac{1}{2}} \cdot \left(\frac{1}{\eta_{c,\sigma} \cdot k_{pb,\sigma}}\right)^{\frac{3}{2}} = 0.58$

$$\eta_{s,\max} = 0.80$$

$$\eta_{s,\sigma} := \min(\eta_{s,i,\sigma}, \eta_{s,\max}) = 0.58$$

Dimensjonerende fasthet av skjærarmering $f_{ywd} = 434.78 \cdot \text{MPa}$

Nødvendig skjærarmeringsintensitet $\rho_{w,1,\sigma} := \frac{(\tau_{Ed} - \eta_{c,\sigma} \cdot \tau_{Rd.c,\sigma})}{\eta_{s,\sigma} \cdot f_{ywd}} = 0.00219$

$$\rho_{w,2,\sigma} := \frac{\tau_{Ed}}{f_{ywd}} = 0.00598$$

$$\rho_{w,i,\sigma} := \min(\rho_{w,1,\sigma}, \rho_{w,2,\sigma}) = 0.00219$$

Minste skjærarmeringsintensitet $\rho_{w,\min} = 0.00107$

Dimensjonerende skjærarmeringsintensitet $\rho_{w,\sigma} := \max(\rho_{w,i,\sigma}, \rho_{w,\min}) = 0.00219$

Maksimal radiell senteravstand $s_r = 183 \cdot \text{mm}$

Nødvendig tangentiell senteravstand $s_{t,\sigma} := \frac{A_{sw}}{\rho_{w,\sigma} \cdot s_r} = 196 \cdot \text{mm}$

Antall skjærarmeringsenheter per snitt

$$n_{se,\sigma} := \frac{b_{0.5}}{s_{t,\sigma}} = 12.1$$

Totalt skjærarmeringsareal per perimeter

$$A_{sw,p,\sigma} := A_{sw} \cdot \frac{b_{0.5}}{s_{t,\sigma}} = 947 \cdot \text{mm}^2$$

Ytre effektiv høyde

$$d_{v,out} = 214 \cdot \text{mm}$$

$d_{v,out}$ er avhengig av detaljløsningen på skjærarmeringen. Avstanden fra underkant til kant på skjærarmering tilnærmes her som 30mm.

Ytre kontrollsnitt hvor skjærarmering ikke er nødvendig

$$b_{0.5,out,\sigma} := b_{0.5} \cdot \left(\frac{d_v}{d_{v,out} \cdot \eta_{c,\sigma}} \right)^{\frac{3}{2}} = 3450 \cdot \text{mm}$$

Avstand til $b_{0.5,out,\sigma}$ fra søylekant

$$l_{out,\sigma} := \frac{(b_{0.5,out,\sigma} - 4 \cdot b_{søyle})}{2 \cdot \pi} = 294 \cdot \text{mm}$$

Avstand til første snitt med skjærarmering

$$s_0 = 73 \cdot \text{mm}$$

Avstand skjærarmering fordeles over

$$l_{s,\sigma} := l_{out,\sigma} - s_0 - 0.5 \cdot d_{v,out} = 114 \cdot \text{mm}$$

Nødvendig antall snitt

$$n_{snitt,\sigma} := \frac{l_{s,\sigma}}{s_r} + 1 = 1.62$$

Total mengde skjærarmering

$$A_{sw,tot,\sigma} := n_{snitt,\sigma} \cdot A_{sw,p,\sigma} = 1537 \cdot \text{mm}^2$$

Krav til maksimalt tverrsnittsareal per skjærarmeringsenhet er avhengig av skjærarmeringstypen, men i vårt tilfelle er $\phi_v = 10$ mm innenfor det strengeste kravet på:

$$\phi_{v,maks} := 10 \cdot \sqrt{\frac{d_v}{200 \cdot \text{mm}}} \cdot \text{mm} = 11 \cdot \text{mm}$$

Kontroll av skjærtrykkapasitet

I likhet med d_{vout} er parameteren d_{sys} avhengig av detaljløsningen på skjærarmring. Bruker samme antagelse som tidligere: avstand fra ytterkant av tverrsnitt til skjærarmeringsenhetene antas som 30 mm.

$$d_{sys} := t - 30\text{mm} = 255 \cdot \text{mm}$$

Koeffisient

$$\eta_{sys} := 1.15 \cdot \frac{d_{sys}}{d_v} + 0.63 \cdot \left(\frac{b_0}{d_v} \right)^{\frac{1}{4}} - 0.85 \cdot \frac{s_0}{d_{sys}} = 1.97$$

Uten normalspenning:

Skjærspenningskapasitet
ved søylekant

$$\tau_{Rd,max} := \eta_{sys} \cdot \tau_{Rd,c} = 3.43 \cdot \text{MPa}$$

Utnyttelsesgrad

$$\frac{\tau_{Ed}}{\tau_{Rd,max}} = 0.76$$

Med normalspenning:

Skjærspenningskapasitet
ved søylekant

$$\tau_{Rd,max,\sigma} := \eta_{sys} \cdot \tau_{Rd,c,\sigma} = 4.53 \cdot \text{MPa}$$

Utnyttelsesgrad

$$\frac{\tau_{Ed}}{\tau_{Rd,max,\sigma}} = 0.57$$

F Skjærarmert plate 2

F.1 Momentkontroll

Platetykkelse

$$t := 235\text{mm}$$

Effektive høyder over søyler

Spennarmering i x-retning $d_{px} := t - c_{\text{nom.s}} - \phi_{\text{s.støtte}} - 0.5\phi_{\text{rør}} = 188\cdot\text{mm}$

Spennarmering i y-retning $d_{py} := t - c_{\text{nom.s}} - \phi_{\text{s.støtte}} - 1.5\phi_{\text{rør}} = 168\cdot\text{mm}$

Slakkarmering i x-retning $d_{sx} := t - c_{\text{nom.s}} - \phi_{\text{s.støtte}} - \phi_{\text{rør}} + 0.5\cdot\phi_{\text{s.støtte}} = 184\cdot\text{mm}$

Slakkarmering i y-retning $d_{sy} := t - c_{\text{nom.s}} - 0.5\cdot\phi_{\text{s.støtte}} = 204\cdot\text{mm}$

Eksentrisiteter over søyler

x-retning $e_{px} := d_{px} - \frac{t}{2} = 70.5\cdot\text{mm}$

y-retning $e_{py} := d_{py} - \frac{t}{2} = 50.5\cdot\text{mm}$

Laster

Karakteristisk egenlast	$g_k := \rho_b \cdot t = 5.875 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
Karakteristisk nyttelast	$q_k := 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
Lastfaktorer	$\gamma_{g1} := 1.2 \quad \gamma_{q1} := 1.5$ $\gamma_{g2} := 1.35 \quad \gamma_{q2} := 1.05$
Valg av lastfaktorer	$\gamma_g := \text{if}(\gamma_{g1} \cdot g_k + \gamma_{q1} \cdot q_k \geq \gamma_{g2} \cdot g_k + \gamma_{q2} \cdot q_k, \gamma_{g1}, \gamma_{g2}) = 1.2$ $\gamma_q := \text{if}(\gamma_{g1} \cdot g_k + \gamma_{q1} \cdot q_k \geq \gamma_{g2} \cdot g_k + \gamma_{q2} \cdot q_k, \gamma_{q1}, \gamma_{q2}) = 1.5$
Lastfaktor spennarmering	$\gamma_{p.fav} := 0.9 \quad \gamma_{p.unfav} := 1.1$
Dimensjonerende egenlast	$g_{Ed} := \gamma_g \cdot g_k = 7.05 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
Dimensjonerende nyttelast	$q_{Ed} := \gamma_q \cdot q_k = 4.50 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
Dimensjonerende last	$p_{Ed} := g_{Ed} + q_{Ed} = 11.55 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
Dimensjonerende egenlast på "bjelke"	$g_{Ed.bj} := g_{Ed} \cdot L_{10m} = 70.50 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
Dimensjonerende nyttelast på "bjelke"	$q_{Ed.bj} := q_{Ed} \cdot L_{10m} = 45.00 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Dimensjonerende støttemomenter**X-retning:**

Dimensjonerende moment fra nyttelast og egenvekt

$$M_{\text{Ed.x.ytre}} := 106.32 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Tvangsmoment for fiberplate med spenntau c/c 600 mm (gunstig)

$$M_{1.x.0} := 2.80 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Skalert tvangsmoment, flere spenntau uten fiber

$$M_{1.x} := M_{1.x.0} \cdot \frac{600}{410} = 4.10 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Dimensjonerede moment

$$M_{\text{Ed.x}} := M_{\text{Ed.x.ytre}} - \gamma_{\text{p.fav}} \cdot M_{1.x} = 102.63 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Y-retning:

Dimensjonerende moment fra nyttelast og egenvekt

$$M_{\text{Ed.y.ytre}} := M_{\text{Ed.x.ytre}} \cdot 10 = 1063.20 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Tvangsmoment for fiberplate med 21 spenntau (gunstig)

$$M_{1.y.0} := 46.4 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Skalert tvangsmoment, flere spenntau uten fiber

$$M_{1.y} := M_{1.y.0} \cdot \frac{28}{21} = 61.87 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Dimensjonerede moment

$$M_{\text{Ed.y}} := M_{\text{Ed.y.ytre}} - \gamma_{\text{p.fav}} \cdot M_{1.y} = 1007.52 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Dimensjonerende gjennomlokkingskraft

Innersøyle

$$V_{\text{Ed.inner}} := p_{\text{Ed}} \cdot L_{10\text{m}}^2 = 1155 \cdot \text{kN}$$

Minimumsarmering over søyler

Benytter anvisningene i NS3473 for spennarmerte dekker uten heft:
minimumsarmering for hele spennvidden som konsentreres over søylene

Bredde på strekksonen $b_t := 10\text{m}$

$$\text{X-retning} \quad A_{sx.min} := \max \left[0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d_{sx}, 0.0013 \cdot b_t \cdot d_{sx} \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right] = 3636 \cdot \text{mm}^2$$

$$\text{Y-retning} \quad A_{sy.min} := \max \left[0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d_{sy}, 0.0013 \cdot b_t \cdot d_{sy} \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right] = 4031 \cdot \text{mm}^2$$

Fordeles over en platebredde lik søylebredden pluss 2 ganger platetykkelsen til hver side

$$b_{søyle} + 2 \cdot 2 \cdot t = 1340 \cdot \text{mm}$$

Generell minimumsarmering

Bredde på strekksonen $b_{t,g} := 1\text{m}$

$$\text{X-retning} \quad A_{sx.min.g} := \max \left[0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_{t,g} \cdot d_{sx}, 0.0013 \cdot b_{t,g} \cdot d_{sx} \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right] = 364 \cdot \text{mm}^2$$

$$\text{Y-retning} \quad A_{sy.min.g} := \max \left[0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_{t,g} \cdot d_{sy}, 0.0013 \cdot b_{t,g} \cdot d_{sy} \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right] = 403 \cdot \text{mm}^2$$

Armeringskrefter**Slakkarmering**

Slakkarmeringskrefter over søyler
fra minimumsarmering over søyler

$$S_{sx} := f_{yd} \cdot A_{sx.min} = 1580.8 \cdot \text{kN}$$

$$S_{sy} := f_{yd} \cdot A_{sy.min} = 1752.6 \cdot \text{kN}$$

Slakkarmeringskrefter per meter
fra generell minimumsarmering

$$S_{sx.g} := f_{yd} \cdot A_{sx.min.g} = 158.1 \cdot \text{kN}$$

$$S_{sy.g} := f_{yd} \cdot A_{sy.min.g} = 175.3 \cdot \text{kN}$$

Spennarmering

Areal per spenntau

$$A_p := 150 \text{mm}^2$$

Tilleggsspenning for
uinjiserte spenntau

$$\Delta\sigma_p := 100 \text{MPa}$$

Dimensjonerende spennarmeringskraft
per spenntau, med tilleggsspenning
(moment)

$$S_p := (\varepsilon'_{p0} \cdot E_p + \Delta\sigma_p) \cdot \frac{A_p}{\gamma_s} = 178.0 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende spennarmeringskraft
per spenntau, uten tilleggsspenning
(gjennomllocking)

$$S_{p.gj} := (\varepsilon'_{p0} \cdot E_p) \cdot \frac{A_p}{\gamma_s} = 165.0 \cdot \text{kN}$$

Antall spenntau i x-retning (per m)
for c/c 410 mm

$$n_x := \frac{1000}{410} = 2.44$$

Antall spenntau i y-retning
(konsentrert søylestripe)

$$n_y := 28$$

Dimensjonerende
spennarmeringskrefter for
momentberegninger

$$S_{py} := n_y \cdot S_p = 4984.5 \cdot \text{kN}$$

$$S_{px} := n_x \cdot S_p = 434.2 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende
spennarmeringskrefter for
gjennomllockingsberegninger

$$S_{py.gj} := n_y \cdot S_{p.gj} = 4619.3 \cdot \text{kN}$$

$$S_{px.gj} := n_x \cdot S_{p.gj} = 402.4 \cdot \text{kN}$$

Kontroll av momentkapasitet**Over støtte i x-retning (enveisplate)****Kontroll av ordinær bruddgrensetilstand**

Bredde på trykksonen $b_x := 1 \text{ m}$

Trykksonehøyde $\alpha d_{xs} := \frac{S_{sx.g} + S_{px}}{0.8 \cdot b_x \cdot f_{cd}} = 29 \cdot \text{mm}$

Midlere effektiv høyde $d_{\text{middel.x}} := \frac{S_{sx.g} \cdot d_{sx} + S_{px} \cdot d_{px}}{S_{sx.g} + S_{px}} = 187 \cdot \text{mm}$

Alfa-verdi $\alpha_{xs} := \frac{\alpha d_{xs}}{d_{\text{middel.x}}} = 0.16$

Momentkapasitet:

Bidrag fra slakkarmering $M_{\text{Rd.x.sl}} := S_{sx.g} \cdot (d_{sx} - 0.4 \cdot \alpha d_{xs}) = 27.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Bidrag fra spennarmering $M_{\text{Rd.x.sp}} := S_{px} \cdot (d_{px} - 0.4 \cdot \alpha d_{xs}) = 76.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Totalt $M_{\text{Rd.x}} := M_{\text{Rd.x.sl}} + M_{\text{Rd.x.sp}} = 103.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Utnyttelsesgrad

$$\eta_{\text{moment.x}} := \frac{M_{\text{Ed.x}}}{M_{\text{Rd.x}}} = 0.99$$

Ettersom søylestripen betraktes som en kontinuerlig støtte inkluderes kun den generelle minimumsarmeringen, fordi den konsentrerte minimumsarmeringen bare er rett over søylene

Over søyle i y-retning (søylestripe)**Kontroll av ordinær bruddgrensetilstand**

Bredde på trykksonen $b_y := 0.5 \cdot L_{10m} = 5 \text{ m}$

Trykksonehøyde $\alpha_{d_{ys}} := \frac{S_{sy} + S_{py}}{0.8 \cdot b_y \cdot f_{cd}} = 66 \cdot \text{mm}$

Midlere effektiv høyde $d_{\text{middel},y} := \frac{S_{sy} \cdot d_{sy} + S_{py} \cdot d_{py}}{S_{sy} + S_{py}} = 177 \cdot \text{mm}$

Alfa-verdi $\alpha_{ys} := \frac{\alpha_{d_{ys}}}{d_{\text{middel},y}} = 0.37$

Momentkapasitet:

Bidrag fra slakkarmering $M_{Rd,y,sl} := S_{sy} \cdot (d_{sy} - 0.4 \cdot \alpha_{d_{ys}}) = 311.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Bidrag fra spennarmering $M_{Rd,y,sp} := S_{py} \cdot (d_{py} - 0.4 \cdot \alpha_{d_{ys}}) = 705.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Totalt $M_{Rd,y} := M_{Rd,y,sl} + M_{Rd,y,sp} = 1016.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Utnyttelsesgrad

$$\eta_{\text{moment},y} := \frac{M_{Ed,y}}{M_{Rd,y}} = 0.99$$

Inkluderer her kun den konsentrerte minimumsarmeringen pga. momentkonsentrasjon over søyle for søylestripen

F.2 Gjennomlokking etter EC2:2004

Midlere effektiv tykkelse

$$d_{\text{eff}} := \frac{d_{\text{sy}} + d_{\text{sx}}}{2} = 194 \cdot \text{mm}$$

Innersøyle

Kontroll av gjennomlokkingskapasitet i kritisk kontrollsnitt (2d fra søylekant)

Omkrets av kritisk snitt

$$u_1 := 4\pi \cdot d_{\text{eff}} + 4 \cdot b_{\text{søyle}} = 4038 \cdot \text{mm}$$

Beta innersøyle

$$\beta_{\text{inner}} := 1.15$$

Dimensjonerende skjærspenning

$$v_{\text{Ed}} := \beta_{\text{inner}} \cdot \frac{V_{\text{Ed,inner}}}{u_1 \cdot d_{\text{eff}}} = 1.7 \cdot \text{MPa}$$

Parametere for skjærkapasitet

$$C_{\text{Rd,c}} := \frac{0.18}{\gamma_c} = 0.12$$

$$k := \min \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d_{\text{eff}} \cdot \frac{1}{\text{mm}}}}, 2 \right) = 2$$

Bredde for konsentrert minimumsarmering

$$b_k := b_{\text{søyle}} + 2 \cdot 2 \cdot t = 1340 \cdot \text{mm}$$

Armeringsforholdet

$$\rho_{1x} := \frac{A_{\text{sx,min}}}{(b_{\text{søyle}} + 2 \cdot 3 \cdot d_{\text{sx}}) \cdot d_{\text{sx}}} = 0.0131$$

Inkluderer all slakkarmering innenfor 3d til hver side for søylekanten, men neglisjerer generell minimumsarmering

$$\rho_{1y} := \frac{A_{\text{sy,min}}}{(b_{\text{søyle}} + 2 \cdot 3 \cdot d_{\text{sy}}) \cdot d_{\text{sy}}} = 0.0122$$

$$\rho_1 := \min(\sqrt{\rho_{1x} \cdot \rho_{1y}}, 0.02) = 0.0126$$

Faktor for normalspenning (trykk)

$$k_1 := 0.1$$

Normalspenning y-retning

$$\sigma_{\text{cy}} := \frac{S_{\text{py,gj}}}{L_{10\text{m}} \cdot t} = 1.97 \cdot \text{MPa}$$

Normalspenning x-retning

$$\sigma_{\text{cx}} := \frac{S_{\text{px,gj}}}{l_{\text{m}} \cdot t} = 1.71 \cdot \text{MPa}$$

Midlere normalspenning	$\sigma_{cp} := \frac{\sigma_{cy} + \sigma_{cx}}{2} = 1.84 \cdot \text{MPa}$
Minste skjærspenningskapasitet	$v_{\min} := 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{1}{2}} \cdot \text{MPa} = 0.66 \cdot \text{MPa}$
Grunnbidrag skjærspenningskapasitet	$v_{Rd.c.i} := C_{Rd.c} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck} \cdot \frac{1}{\text{MPa}} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot \text{MPa} = 0.92 \cdot \text{MPa}$
Bidrag fra normalspenninger	$k_1 \cdot \sigma_{cp} = 0.18 \cdot \text{MPa}$
Skjærspenningskapasitet, uten bidrag fra spennarmering	$v_{Rd.c} := \max(v_{Rd.c.i}, v_{\min}) = 0.92 \cdot \text{MPa}$
Skjærspenningskapasitet, med bidrag fra spennarmering	$v_{Rd.c.\sigma} := \max(v_{Rd.c.i} + k_1 \cdot \sigma_{cp}, v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) = 1.11 \cdot \text{MPa}$

Utnyttelsesgrader gjennomlokking, uten skjærarmering

$$\frac{v_{Ed}}{v_{Rd.c}} = 1.84$$

$$\frac{v_{Ed}}{v_{Rd.c.\sigma}} = 1.53$$

Kontroll av gjennomlokkingskapasitet ved søylekant (trykkbrudd)

Søyleomkrets	$u_0 := 4 \cdot b_{søyle} = 1600 \cdot \text{mm}$
Dimensjonerende skjærspenning	$v_{Ed.u0} := \beta_{\text{inner}} \cdot \frac{V_{Ed.\text{inner}}}{u_0 \cdot d_{\text{eff}}} = 4.28 \cdot \text{MPa}$
Reduksjonsfaktor for fasthet ved opprisset betong	$\nu := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \cdot \text{MPa}} \right) = 0.492$
Trykkbruddkapasitet	$v_{Rd.\text{max}} := 0.4 \cdot \nu \cdot f_{cd} = 5.02 \cdot \text{MPa}$

Utnyttelsesgrad

$$\frac{v_{Ed.u0}}{v_{Rd.\text{max}}} = 0.85$$

Skjærarmeringsbehov uten inkludering av normalspenning:

Dimensjonerende
fasthet av skjærarmering

$$f_{ywd} := f_{yd} = 434.78 \cdot \text{MPa}$$

Effektiv dimensjonerende
fasthet av skjærarmering

$$f_{ywd.ef} := \min\left(250 + 0.25d_{eff} \cdot \frac{1}{\text{mm}}, f_{ywd} \cdot \frac{1}{\text{MPa}}\right) \cdot \text{MPa} = 298.5 \cdot \text{MPa}$$

Maksimal radiell senteravstand

$$s_r := 0.75 \cdot d_{eff} = 145.5 \cdot \text{mm}$$

Skjærarmeringsbehov
per snitt

$$A_{sw} := (v_{Ed} - 0.75v_{Rd.c}) \cdot \frac{1}{\text{MPa}} \cdot \frac{u_1 \cdot s_r}{1.5 \cdot f_{ywd.ef} \cdot \frac{1}{\text{MPa}}} = 1316 \cdot \text{mm}^2$$

Kontrollsnitt uten behov for
skjærarmering

$$u_{out} := \beta_{inner} \cdot \frac{V_{Ed.inner}}{v_{Rd.c} \cdot d_{eff}} = 7417 \cdot \text{mm}$$

Avstand til u_{out} fra søylekant

$$l_{out} := \frac{(u_{out} - 4 \cdot b_{søyle})}{2 \cdot \pi} = 926 \cdot \text{mm}$$

Avstand til første snitt med
skjærarmering

$$s_0 := 0.3 \cdot d_{eff} = 58 \cdot \text{mm}$$

Avstand skjærarmeringen
fordeles over

$$l_s := l_{out} - s_0 - 1 \cdot d_{eff} = 674 \cdot \text{mm}$$

Nødvendig antall snitt

$$n_{snitt} := \frac{l_s}{s_r} + 1 = 5.63$$

Total mengde skjærarmering

$$A_{sw.tot} := n_{snitt} \cdot A_{sw} = 7411 \cdot \text{mm}^2$$

Skjærarmeringsbehov ved inkludering av normalspenning:

Dimensjonerende
fasthet av skjærarmering

$$f_{ywd} = 434.78 \cdot \text{MPa}$$

Effektiv dimensjonerende
fasthet av skjærarmering

$$f_{ywd.ef} = 298.5 \cdot \text{MPa}$$

Maksimal radiell senteravstand

$$s_r = 145.5 \cdot \text{mm}$$

Skjærarmeringsbehov
per snitt

$$A_{sw,\sigma} := \left(v_{Ed} - 0.75 v_{Rd,c,\sigma} \right) \cdot \frac{1}{\text{MPa}} \cdot \frac{u_1 \cdot s_r}{1.5 \cdot f_{ywd.ef} \cdot \frac{1}{\text{MPa}}} = 1135 \cdot \text{mm}^2$$

Kontrollsnitt uten behov for
skjærarmering

$$u_{out,\sigma} := \beta_{inner} \cdot \frac{V_{Ed,inner}}{v_{Rd,c,\sigma} \cdot d_{eff}} = 6185 \cdot \text{mm}$$

Avstand til $u_{out,\sigma}$ fra
søylekant

$$l_{out,\sigma} := \frac{(u_{out,\sigma} - 4 \cdot b_{søyle})}{2 \cdot \pi} = 730 \cdot \text{mm}$$

Avstand til første snitt med
skjærarmering

$$s_0 = 58 \cdot \text{mm}$$

Avstand skjærarmeringen
fordeles over

$$l_{s,\sigma} := l_{out,\sigma} - s_0 - 1 \cdot d_{eff} = 478 \cdot \text{mm}$$

Nødvendig antall snitt

$$n_{snitt,\sigma} := \frac{l_{s,\sigma}}{s_r} + 1 = 4.282$$

Total mengde skjærarmering

$$A_{sw,tot,\sigma} := n_{snitt,\sigma} \cdot A_{sw,\sigma} = 4862 \cdot \text{mm}^2$$

F.3 Gjennomløkking etter EC2:2020

Midlere effektiv tykkelse

$$d_v := \frac{d_{sy} + d_{sx}}{2} = 194 \text{ mm}$$

Innersøyle

Kontroll av gjennomløkkingskapasitet i kritisk kontrollsnitt (0,5d fra søylekant)

Dimensjonerende skjærspenning

Lengde på kritisk kontrollsnitt

$$b_{0.5} := 2\pi \cdot 0.5 \cdot d_v + 4 \cdot b_{søyle} = 2209 \text{ mm}$$

Beta innersøyle

$$\beta_e := 1.15$$

Dimensjonerende skjærspenning

$$\tau_{Ed} := \beta_e \cdot \frac{V_{Ed,inner}}{b_{0.5} \cdot d_v} = 3.10 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Dimensjonerende skjærspenningskapasitet

Sikkerhetsfaktor for gjennomløkking

$$\gamma_v := 1.4$$

Bredde for armeringsforhold

$$b_s := b_{søyle} + 2 \cdot 3 \cdot d_v = 1564 \text{ mm}$$

Bredde for konsentrert minimumsarmering

$$b_k := b_{søyle} + 2 \cdot 2 \cdot t = 1340 \text{ mm}$$

Armeringsforholdet (kun slakkarmering)

$$\rho_{lx} := \frac{A_{sx,min}}{b_s \cdot d_{sx}} = 0.0126$$

Neglisjerer her generell minimumsarmering innenfor b_s

$$\rho_{ly} := \frac{A_{sy,min}}{b_s \cdot d_{sy}} = 0.0126$$

$$\rho_l := \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}} = 0.0126$$

Størrelsesfaktor ($f_{ck} < 60 \text{ MPa}$)

$$d_{dg} := \min(16 \text{ mm} + D_{lower}, 40 \text{ mm}) = 40 \text{ mm}$$

Normalspenning y-retning

$$\sigma_{dy} := \frac{S_{py,gj}}{L_{10m} \cdot t} = 1.97 \cdot \text{MPa}$$

Normalspenning x-retning

$$\sigma_{dx} := \frac{S_{px,gj}}{l_m \cdot t} = 1.71 \cdot \text{MPa}$$

Midlere normalspenning

$$\sigma_d := \frac{\sigma_{dy} + \sigma_{dx}}{2} = 1.84 \cdot \text{MPa}$$

Koeffisient $\mu_{p,inner} := 8$

Eksentrisiteter for
spennarmeringens
gunstige effekt

$$e_{px,red} := e_{px} = 70 \cdot \text{mm}$$

$$e_{py,red} := e_{py} = 51 \cdot \text{mm}$$

I EC2:2020 skal effekten av tvangsmoment tas i betraktning ved å redusere eksentrisiteten, men reduksjonen ses her bort ifra ettersom tvangsmomentene er gunstige over innersøylen.

Parametere for inkludering
av normalspenning

$$k_{Nx} := \sqrt{1 + 1.2 \cdot \frac{b_{0.5}}{\mu_{p,inner} \cdot d_v} \cdot \frac{|\sigma_{dx}| \cdot \frac{1}{\text{MPa}}}{\sqrt{f_{ck} \cdot \frac{1}{\text{MPa}}}} \cdot \left(1 + 6 \cdot \frac{e_{px,red}}{d_{px}}\right)} = 1.555$$

$$k_{Ny} := \sqrt{1 + 1.2 \cdot \frac{b_{0.5}}{\mu_{p,inner} \cdot d_v} \cdot \frac{|\sigma_{dy}| \cdot \frac{1}{\text{MPa}}}{\sqrt{f_{ck} \cdot \frac{1}{\text{MPa}}}} \cdot \left(1 + 6 \cdot \frac{e_{py,red}}{d_{py}}\right)} = 1.55$$

Normalspenning i trykk

$$k_{pp,x} := k_{Nx} = 1.555$$

$$k_{pp,y} := k_{Ny} = 1.55$$

$$k_{pp} := \sqrt{k_{pp,x} \cdot k_{pp,y}} = 1.553$$

Lengde på kontrollsnitt
ved søylekant

$$b_0 := b_{søyle} \cdot 4 = 1600 \cdot \text{mm}$$

Parameter som ivaretar
skjærkraftgradienten og
bøyemomentet

$$k_{pb,i} := 3.6 \cdot \sqrt{1 - \frac{b_0}{b_{0.5}}} = 1.891$$

$$k_{pb} := \max(1, \min(k_{pb,i}, 2.5)) = 1.891$$

Ved inkludering av normalspenning

$$k_{pb,\sigma} := k_{pp} \cdot k_{pb} = 2.935$$

Skjærspenningskapasitet (uten normalspenning):

Grunnverdi

$$\tau_{Rd.c.i} := \frac{0.6}{\gamma_v} \cdot k_{pb} \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot \frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \cdot \frac{d_{dg}}{d_v} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot \text{MPa} = 1.84 \cdot \text{MPa}$$

Maksimal skjærspenningskapasitet

$$\tau_{Rd.c.max} := \frac{0.6}{\gamma_v} \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}} \cdot \text{MPa} = 2.87 \cdot \text{MPa}$$

Dimensjonerende verdi

$$\tau_{Rd.c} := \min(\tau_{Rd.c.i}, \tau_{Rd.c.max}) = 1.84 \cdot \text{MPa}$$

Utnyttelsesgrad gjennomlokking,
uten skjærarmoring

$$\frac{\tau_{Ed}}{\tau_{Rd.c}} = 1.68$$

Ved inkludering av normalspenning pga. spennarmoring:

Grunnverdi

$$\tau_{Rd.c.i.\sigma} := \frac{0.6}{\gamma_v} \cdot k_{pb.\sigma} \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot \frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \cdot \frac{d_{dg}}{d_v} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot \text{MPa} = 2.86 \cdot \text{MPa}$$

Dimensjonerende verdi

$$\tau_{Rd.c.\sigma} := \min(\tau_{Rd.c.i.\sigma}, \tau_{Rd.c.max}) = 2.86 \cdot \text{MPa}$$

Prosentvis økning i kapasitet

$$\frac{\tau_{Rd.c.\sigma} - \tau_{Rd.c}}{\tau_{Rd.c}} \cdot 100 = 55.25$$

Utnyttelsesgrad gjennomlokking,
uten skjærarmoring

$$\frac{\tau_{Ed}}{\tau_{Rd.c.\sigma}} = 1.08$$

Skjærarmeringsbehov uten inkludering av normalspenninger:

Reduksjonsfaktor for betongbidrag $\eta_c := \min\left(\frac{\tau_{Rd,c}}{\tau_{Ed}}, 1.0\right) = 0.59$

Kamstørrelse skjærarmering $\phi_v := 10 \cdot \text{mm}$

Areal per skjærarmeringsenhet $A_{sw} := \left(\frac{\phi_v}{2}\right)^2 \cdot \pi = 79 \cdot \text{mm}^2$

Parameter for skjærarmeringsbidrag $\eta_{s,i} := \frac{d_v}{150 \cdot \phi_v} + \left(15 \cdot \frac{d_{dg}}{d_v}\right)^{\frac{1}{2}} \cdot \left(\frac{1}{\eta_c \cdot k_{pb}}\right)^{\frac{3}{2}} = 1.61$

$$\eta_{s,max} := 0.80$$

$$\eta_s := \min(\eta_{s,i}, \eta_{s,max}) = 0.80$$

Dimensjonerende
fasthet av skjærarmering

$$f_{ywd} := f_{yd} = 434.78 \cdot \text{MPa}$$

Nødvendig
skjærarmeringsintensitet

$$\rho_{w,1} := \frac{(\tau_{Ed} - \eta_c \cdot \tau_{Rd,c})}{\eta_s \cdot f_{ywd}} = 0.00577$$

$$\rho_{w,2} := \frac{\tau_{Ed}}{f_{ywd}} = 0.00713$$

$$\rho_{w,i} := \min(\rho_{w,1}, \rho_{w,2}) = 0.00577$$

Minste skjærarmeringsintensitet

$$\rho_{w,min} := 0.08 \cdot \frac{\sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}}}{\frac{f_{yk}}{\text{MPa}}} = 0.00107$$

Dimensjonerende
skjærarmeringsintensitet

$$\rho_w := \max(\rho_{w,i}, \rho_{w,min}) = 0.00577$$

Maksimal radiell senteravstand

$$s_r := 0.75 \cdot d_v = 145.5 \cdot \text{mm}$$

Nødvendig tangentiell senteravstand

$$s_t := \frac{A_{sw}}{\rho_w \cdot s_r} = 94 \cdot \text{mm}$$

Antall skjærarmeringsenheter per snitt

$$n_{se} := \frac{b_{0.5}}{s_t} = 23.6$$

Totalt skjærarmeringsareal per perimeter

$$A_{sw.p} := A_{sw} \cdot \frac{b_{0.5}}{s_t} = 1853 \cdot \text{mm}^2$$

Ytre effektiv høyde

$$d_{v.out} := d_v - 30 \cdot \text{mm} = 164 \cdot \text{mm}$$

$d_{v.out}$ er avhengig av detaljløsningen på skjærarmeringen. Avstanden fra underkant til kant på skjærarmering tilnærmes her som 30mm.

Ytre kontrollsnitt hvor skjærarmering ikke er nødvendig

$$b_{0.5.out} := b_{0.5} \cdot \left(\frac{d_v}{d_{v.out} \cdot \eta_c} \right)^{\frac{3}{2}} = 6209 \cdot \text{mm}$$

Avstand til $b_{0.5.out}$ fra søylekant

$$l_{out} := \frac{(b_{0.5.out} - 4 \cdot b_{søyle})}{2 \cdot \pi} = 734 \cdot \text{mm}$$

Avstand til første snitt med skjærarmering

$$s_0 := 0.3 \cdot d_v = 58 \cdot \text{mm}$$

Avstand skjærarmering fordeles over

$$l_s := l_{out} - s_0 - 0.5 \cdot d_{v.out} = 593 \cdot \text{mm}$$

Nødvendig antall snitt

$$n_{snitt} := \frac{l_s}{s_r} + 1 = 5.08$$

Total mengde skjærarmering

$$A_{sw.tot} := n_{snitt} \cdot A_{sw.p} = 9411 \cdot \text{mm}^2$$

Skjærarmeringsbehov ved inkludering av normalspenning:

Reduksjonsfaktor for betongbidrag $\eta_{c,\sigma} := \min\left(\frac{\tau_{Rd.c,\sigma}}{\tau_{Ed}}, 1.0\right) = 0.92$

Kamstørrelse skjærarmering $\phi_v = 10 \cdot \text{mm}$

Areal per skjærarmeringsenhet $A_{sw} = 79 \cdot \text{mm}^2$

Parameter for skjærarmeringsbidrag $\eta_{s,i,\sigma} := \frac{d_v}{150 \cdot \phi_v} + \left(15 \cdot \frac{d_{dg}}{d_v}\right)^{\frac{1}{2}} \cdot \left(\frac{1}{\eta_{c,\sigma} \cdot k_{pb,\sigma}}\right)^{\frac{3}{2}} = 0.52$

$$\eta_{s,\max} = 0.80$$

$$\eta_{s,\sigma} := \min(\eta_{s,i,\sigma}, \eta_{s,\max}) = 0.52$$

Dimensjonerende fasthet av skjærarmering $f_{ywd} = 434.78 \cdot \text{MPa}$

Nødvendig skjærarmeringsintensitet $\rho_{w,1,\sigma} := \frac{(\tau_{Ed} - \eta_{c,\sigma} \cdot \tau_{Rd.c,\sigma})}{\eta_{s,\sigma} \cdot f_{ywd}} = 0.00203$

$$\rho_{w,2,\sigma} := \frac{\tau_{Ed}}{f_{ywd}} = 0.00713$$

$$\rho_{w,i,\sigma} := \min(\rho_{w,1,\sigma}, \rho_{w,2,\sigma}) = 0.00203$$

Minste skjærarmeringsintensitet $\rho_{w,\min} = 0.00107$

Dimensjonerende skjærarmeringsintensitet $\rho_{w,\sigma} := \max(\rho_{w,i,\sigma}, \rho_{w,\min}) = 0.00203$

Maksimal radiell senteravstand $s_r = 145.5 \cdot \text{mm}$

Nødvendig tangentiell senteravstand $s_{t,\sigma} := \frac{A_{sw}}{\rho_{w,\sigma} \cdot s_r} = 266 \cdot \text{mm}$

Antall skjærarmeringsenheter per snitt	$n_{se,\sigma} := \frac{b_{0.5}}{s_{t,\sigma}} = 8.3$
Totalt skjærarmeringsareal per perimeter	$A_{sw,p,\sigma} := A_{sw} \cdot \frac{b_{0.5}}{s_{t,\sigma}} = 653 \cdot \text{mm}^2$
Ytre effektiv høyde	$d_{v,out} = 164 \cdot \text{mm}$

$d_{v,out}$ er avhengig av detaljløsningen på skjærarmeringen. Avstanden fra underkant til kant på skjærarmering tilnærmes her som 30mm.

Ytre kontrollsnitt hvor skjærarmering ikke er nødvendig	$b_{0.5,out,\sigma} := b_{0.5} \cdot \left(\frac{d_v}{d_{v,out} \cdot \eta_{c,\sigma}} \right)^{\frac{3}{2}} = 3210 \cdot \text{mm}$
Avstand til $b_{0.5,out,\sigma}$ fra søylekant	$l_{out,\sigma} := \frac{(b_{0.5,out,\sigma} - 4 \cdot b_{søyle})}{2 \cdot \pi} = 256 \cdot \text{mm}$
Avstand til første snitt med skjærarmering	$s_0 = 58 \cdot \text{mm}$
Avstand skjærarmering fordeles over	$l_{s,\sigma} := l_{out,\sigma} - s_0 - 0.5 \cdot d_{v,out} = 116 \cdot \text{mm}$
Nødvendig antall snitt	$n_{snitt,\sigma} := \frac{l_{s,\sigma}}{s_r} + 1 = 1.8$
Total mengde skjærarmering	$A_{sw,tot,\sigma} := n_{snitt,\sigma} \cdot A_{sw,p,\sigma} = 1174 \cdot \text{mm}^2$

Krav til maksimalt tverrsnittsareal per skjærarmeringsenhet er avhengig av skjærarmeringstypen, men i vårt tilfelle er $\phi_v = 10$ mm innenfor det strengeste kravet på:

$$\phi_{v,maks} := 10 \cdot \sqrt{\frac{d_v}{200 \cdot \text{mm}}} \cdot \text{mm} = 10 \cdot \text{mm}$$

Kontroll av skjærtrykkapasitet

I likhet med d_{vout} er parameteren d_{sys} avhengig av detaljløsningen på skjærarmoring. Bruker samme antagelse som tidligere: avstand fra ytterkant av tverrsnitt til skjærarmeringsenhetene antas som 30 mm.

$$d_{sys} := t - 30\text{mm} = 205 \cdot \text{mm}$$

Koeffisient

$$\eta_{sys} := 1.15 \cdot \frac{d_{sys}}{d_v} + 0.63 \cdot \left(\frac{b_0}{d_v} \right)^{\frac{1}{4}} - 0.85 \cdot \frac{s_0}{d_{sys}} = 2.04$$

Uten normalspenning:

Skjærspenningskapasitet ved søylekant

$$\tau_{Rd,max} := \eta_{sys} \cdot \tau_{Rd,c} = 3.76 \cdot \text{MPa}$$

Utnyttelsesgrad

$$\frac{\tau_{Ed}}{\tau_{Rd,max}} = 0.82$$

Med normalspenning:

Skjærspenningskapasitet ved søylekant

$$\tau_{Rd,max,\sigma} := \eta_{sys} \cdot \tau_{Rd,c,\sigma} = 5.83 \cdot \text{MPa}$$

Utnyttelsesgrad

$$\frac{\tau_{Ed}}{\tau_{Rd,max,\sigma}} = 0.53$$

