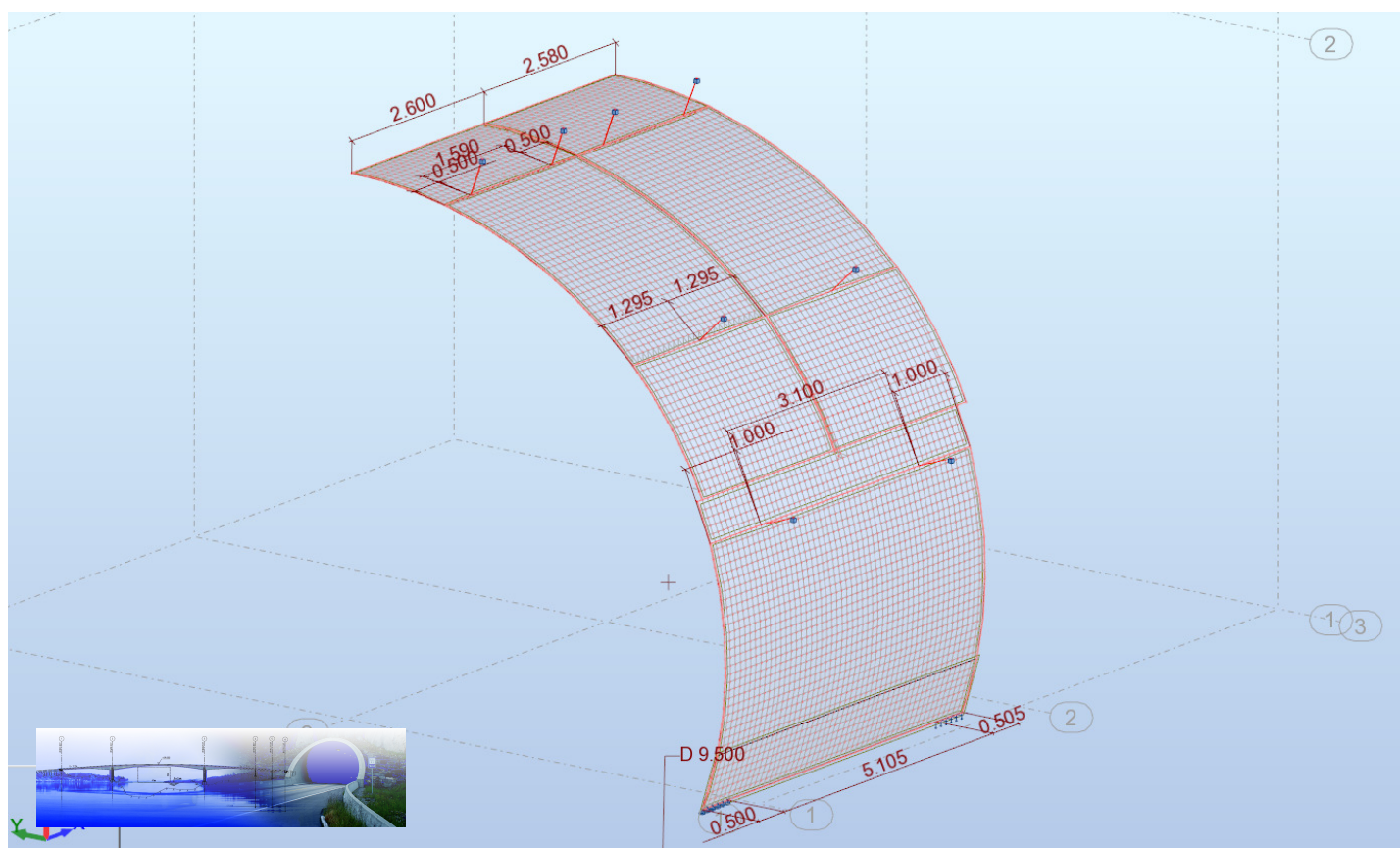


Dimensjonering av betong- elementhvelv for T10,5

Etatsprogrammet Varige konstruksjoner 2012-2015

STATENS VEGVESENS RAPPORTER

Nr. 509



Tittel

Dimensjonering av betongelementhvelv for T10,5

Undertittel**Forfatter**

Anders L. Palm

Avdeling

Trafikksikkerhet, miljø- og teknologiavdelingen

Seksjon

Tunnel og betong

Prosjektnummer

603242

Rapportnummer

Nr. 509

Prosjektleder

Synnøve A. Myren

Godkjent av

Harald Buvik

Emneord

Varige konstruksjoner, Fremtidens tunneler, tunnel, vann- og frostsikring, tunnelhvelv, betongelementhvelv

Sammendrag

Denne rapporten inngår i en serie rapporter fra Statens vegvesens etatsprogram Varige konstruksjoner, 2012-2015. Hensikten med programmet er å legge til rette for at riktige materialer og produkter brukes på riktig måte i Statens vegvesen sine bruer og tunneler.

Rapporten omhandler dimensjonering av betongelementhvelv i tunneltverrsnitt T10,5. Ved bruk av rapporten må innhold sjekkes opp mot gjeldende regelverk.

Title

Design of concrete segmental lining for T10,5

Subtitle**Author**

Anders L. Palm

Department

Traffic Safety, Environment and Technology Department

Section

Tunnel og betong

Project number

603242

Report number

No. 509

Project manager

Synnøve A. Myren

Approved by

Harald Buvik

Key words

Durable structures, tunnel, tunnel lining, concrete segmental lining

Summary

This report belongs to a series of reports from the R&D-programme Durable structures 2012-2015, carried out by the Norwegian Public Roads Administration. The purpose of the programme is to ensure that the right materials and products are used correctly in NPRAs bridges and tunnels.

This report provides the design of concrete segmental lining for tunnel cross section T10,5. When using the report, the content must be verified towards currently valid regulations.

Forord

Denne rapporten inngår i en serie rapporter fra **etatsprogrammet Varige konstruksjoner**. Programmet hører til under Trafikksikkerhet-, miljø- og teknologiavdelingen i Statens vegvesen, Vegdirektoratet, og foregår i perioden 2012–2015. Hensikten med programmet er å legge til rette for at riktige materialer og produkter brukes på riktig måte i Statens vegvesen sine konstruksjoner, med hovedvekt på bruer og tunneler.

Formålet med programmet er å bidra til mer forutsigbarhet i drift- og vedlikeholdsfasen for konstruksjonene. Dette vil igjen føre til lavere kostnader. Programmet vil også bidra til å øke bevisstheten og kunnskapen om materialer og løsninger, både i Statens vegvesen og i bransjen for øvrig.

For å realisere dette formålet skal programmet bidra til at aktuelle håndbøker i Statens vegvesen oppdateres med tanke på riktig bruk av materialer, sørge for økt kunnskap om miljøpåkjenninger og nedbrytningsmekanismer for bruer og tunneler, og gi konkrete forslag til valg av materialer og løsninger for bruer og tunneler.

Varige konstruksjoner består, i tillegg til et overordnet implementeringsprosjekt, av fire prosjekter:

- Prosjekt 1: Tilstandsutvikling bruer
- Prosjekt 2: Tilstandsutvikling tunneler
- Prosjekt 3: Fremtidens bruer
- Prosjekt 4: Fremtidens tunneler

Varige konstruksjoner ledes av Synnøve A. Myren. Mer informasjon om prosjektet finnes på vegvesen.no/varigekonstruksjoner

Denne rapporten tilhører **Prosjekt 4: Fremtidens tunneler** som ledes av Harald Buvik. Prosjektet skal bidra til at fremtidige tunneler bygges med materialer, utførelse og kontroll bedre tilpasset det miljøet konstruksjonene er utsatt for. Prosjektet skal bygge videre på arbeidet i Moderne Vegtunneler, samt innspill fra Prosjekt 2: Tilstandsutvikling tunneler, med hovedfokus på tunnelkonstruksjonen i et levetidsperspektiv. Prosjektet skal resultere i at installasjoner i fremtidige tunneler oppnår tiltenkt levetid med reduserte og mer forutsigbare drift- og vedlikeholdskostnader.

Rapporten er utarbeidet av *Anders L. Palm, Sweco Norge AS* på oppdrag fra Varige konstruksjoner.



Statens vegvesen

Saksbehandler/telefon:
Elin Holsten Strand / 41675598
Vår dato: 06.01.2017
Vår referanse: 17/2943-1

Notat

Til: Vegdirektoratet v/Karen Klemetsrud
Vegdirektoratet v/Synnøve Adelheid Myren
Fra: Kontroll og godkjenning av bruer
Kopi:

Betongelementhvelv for T10,5 Bekreftelse på kontroll av teknisk dokumentasjon

I forbindelse med etatsprogrammet Varige konstruksjoner utarbeider Statens vegvesen anbefalte løsninger for vann- og frostsikring i tunneler. Sweco er engasjert for å dimensjonere betongelementhvelv, samt utarbeide armeringstegninger.

Bruseksjonen i Vegdirektoratet har mottatt en forespørsel om kontroll av dokumentasjon for overnevnte konstruksjon. Fra Sweco Norge AS har vi mottatt følgende dokumentasjon:

Tegn. nr.: J001, revisjon 05, datert 14.12.2016.
J002, revisjon 04, datert 12.12.2016.
J003, revisjon 05, datert 14.12.2016.
J004, revisjon 02, datert 30.09.2016.
Beregninger: Dimensjonering av betongelementhvelv for
tunneltverrsnitt T10,5. Revisjon 04, datert 06.12.2016.

Det har blitt gjennomført en uavhengig kontroll av statiske beregninger for armering i betongelementhvelvet, samt tilhørende armeringstegninger. Dokumentasjon er kontrollert av Aas-Jakobsen AS tilsvarende N400 pkt. 2.4.4 kontrollgrad III.

En forutsetning er at det for hvert enkelt prosjekt utføres dimensjonering for midlertidige belastninger, slik at elementenes kapasitet med innlagt armering også er tilstrekkelig i produksjon-, transport- og montasjefasen.

Vi vil med dette bekrefte at innspill og kommentarer fra kontrollen er tilfredsstillende besvart.

Postadresse
Statens vegvesen
Vegdirektoratet
Postboks 8142 Dep
0033 OSLO

Telefon: 02030
firmapost@vegvesen.no
Org.nr: 971032081

Kontoradresse
Brynsengfarete 6A
0667 OSLO

Fakturaadresse
Statens vegvesen
Landsdekkende regnskap
9815 Vadsø

Kontor for kontroll og godkjenning av bruer
Med hilsen

Sigmund Reinsborg Log
kontorleder

Elin Holsten Strand
saksbehandler

RAPPORT

STATENS VEGVESEN

Dimensjonering av betongelementhvelv for tunnelversnitt T10,5

OPPDRAGSNUMMER 14165001



[DOKUMENT NR 1]

06.12.2016

SWECO NORGE AS
OSL VÆKERØ ANLEGG

ANDERS PALM

Endringsliste

VER.			KONTR. AV	UTARB. AV
Revisjon 2		OMARBEIDET IHT.KOMMENTARER FRA EKSTERN KONTROLL	NOSVMM	NOANPA
3	03.10.16	OMARBEIDET IHT.KOMMENTARER FRA EKSTERN KONTROLL	NOSVMM	NOANPA
4	06.12.16	KORRIGERINGER OG SUPPLERINGER	NOSVMM	NOANPA

Sammendrag

I forbindelse med etatsprogrammet Varige konstruksjoner utarbeider Statens vegvesen anbefalte løsninger for vann- og frostsikring i tunneler. Som en del av dette arbeidet er Sweco engasjert for å dimensjonere betongelementhvelv i henhold til Håndbok R510 for tunneltversnitt T10,5, samt utarbeide armeringstegninger.

Dimensjoneringen av betonghvelv for T10,5 profil er gjort i Autodesk Robot Structural Analysis Pro 2104 og ved håndberegninger etter NS-EN 1992-1-1:2004+NA2008, og NS-EN 1993-1-8:2005/AC:2009. Den resulterende armeringen av dimensjoneringen kan ses i tegning 14165001-J001 til J004. I tillegg viser dimensjoneringen det nødvendig å øke tykkelsen på festeplatene på veggelementet på trafikksiden fra $t=12\text{mm}$ til $t=15\text{mm}$. Dette fører til endringer i tegning J1050.

Jordas bæreevne under fundamentet er høyt utnyttet. Anbefalt løsning er å utvide fundamentet i retning trafikkkrom med 2 x isolasjonstykkelse. Dette for å få en mer robust løsning og å unngå eksentrisitet i belastning på fundament.

Beregningsforutsetninger fra oppdragsgiver:

Formgrunnlag: J1050, J1051 og J1060

Forutsetninger i mail sendt i etterkant av oppstartsmøte:

- Skiltet hastighet settes til 110 km/t, dvs dimensjonerende hastighet 130 km/t mht trykk- og sugkrefter.
- Tabell A5: Mht utmattingsberegninger forutsettes tunnelklasse F, dvs Antall lastvekslinger lik 5×10^7 .
- Armeringsoverdekning som angitt på eksempel på armeringstegninger som ble overlevert Sweco på møtet.
 - Mot trafikksiden: 45 +/- 5mm
 - Mot bergsiden : 40 +/- 5mm

Forutsetninger vedrørende lastkombinasjoner etc, i notatet:
«Tilpasning av Håndbok R510 til Eurokoder.»

Eksempel på armeringsføring i tegninger mottatt på oppstartsmøte.

Innhold

1.	Innledning	6
2.	Prosjekteringsforutsetninger	6
2.1	Regelverk og standarder	6
2.2	Funksjonskrav	6
2.2.1	Levetid	6
2.2.2	Pålitlighets- og kontrollklasse	7
2.3	Materialer	7
2.3.1	Materialfaktorer	7
2.3.2	Normalbetong	7
2.3.3	Armeringsnett	8
2.3.4	Festebolter	8
2.4	Laster og lastfaktorer	8
2.4.1	Permanente laster	12
2.4.2	Variable laster	12
2.4.3	Ulykkeslaster	13
2.5	Lastkombinasjoner	15
3.	Geometri	16
4.	Beregningsprosedyre	18
5.	Beregningsresultater	18
6.	Dimensjonering	19
6.1	Betonghvelv	19
6.1.1	Hoveddimensjonering	19
6.1.2	Minimumsarmering	20
6.1.3	Nødvendig omfaringslengde	21
6.1.4	Momentkapasitet basert på minimum armering	23
6.1.5	Skjærkapasitet	24
6.1.6	Utmatting	32
6.2	Festebolter	32
6.2.3	Takbolter	32
6.2.4	Veggbolter	42
6.3	Stabilitet fundament	67
6.4	Kontroll av bæreevne	68

6.5	Kontroll av fortanning og største betongtrykk	74
6.6	Ulykkeslast-påkjørsel	78
7	Sammendrag	80
	Vedlegg 1: Oppsummering av statikk og armeringsberegninger i Robot analysen	1
	Vedlegg 2: Utmattingsberegninger	2
	Vedlegg 3: Beregningsforutsetninger fra oppdragsgiver	3
	Vedlegg 4: Armeringstegninger fra Sweco	4

1. Innledning

I forbindelse med etatsprogrammet Varige konstruksjoner utarbeider Statens vegvesen anbefalte løsninger for vann- og frostsikring i tunneler.

Som en del av dette arbeidet er Sweco engasjert for å dimensjonere betongelementhvelv for tunneltversnitt T10,5.

Rapporten er bygget opp på denne måten:

Generelle forutsetninger er tatt med først.

Minimumsarmering er beregnet for hånd. Beregnet nødvendig armeringsbehov er funnet med programvaren Robot-Structural. Lokale effekter som utmatting og armering av festepunkter er utført med håndberegninger.

Så følger stålregninger av festepunkter i hvelv for bergbolter, inkludert utmatting av disse.

Beregningsresultater fra finite element analyse er vedlagt i vedlegg 1

Utmattning hovedarmering i vedlegg 2

Forutsetninger fra oppdragsgiver i vedlegg 3.

2. Prosjekteringsforutsetninger

2.1 Regelverk og standarder

- /1/ SVV Håndbok R510 Vann og Frostsikring
- /2/ Tilpasning av Håndbok R510 til Eurokoder, Utarbeidet av Aas Jakobsen. Jmfr vedlagte beregningsforutsetninger (vedlegg 3).
- /3/ NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008 Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner Del 1-1 allmenne regler for bygninger
- /4/ NS-EN-1993-1-9:2005+NA:2010 Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner Utmattingspåkjennte konstruksjoner.
- /5/ NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner
- /6/ NS-EN 1993-1-1 Prosjektering av stålkonstruksjoner allmenne regler
- /7/ NS-EN 1993-1-4 Prosjektering av stålkonstruksjoner av rustfritt stål
- /8/ SVV Håndbok N500 Vegtunneler

2.2 Funksjonskrav

2.2.1 Levetid

Dimensjoneringen er gjort med bakgrunn i 50 års dimensjonerende brukstid.

2.2.2 Pålitlighets- og kontrollklasse

Prosjekteringsklasse PKK2, Pålitelighetsklasse 2 og Utførelse kontrollklasse UKK2 i henhold til /5/.

2.3 Materialer

2.3.1 Materialfaktorer

Tabell 1: Materialfaktorer i henhold til NS-EN1992-1-1:2004/NA2008

Grensetilstand	Materiale	Materialfaktor
Bruddgrensetilstand	Betong	$\gamma_c=1,50$
	Armering	$\gamma_s=1,15$
Bruksgrensetilstand	Betong	$\gamma_c=1,0$
	Armering	$\gamma_s=1,0$
Ulykkesgrensetilstand	Betong	$\gamma_c=1,2$
	Armering	$\gamma_s=1,0$

1) Det velges konservativt å benytte lastkombinasjon «Karakteristisk» ved kontroll av rissvidder

2.3.2 Normalbetong

Tabell 2: Betongdata, krav til betong er i henhold til «Tilpasning av Håndbok R510» /2/ (se vedlegg 3)

Fasthetsklasse	B45 SV-Standard
Bestandighetsklasse	MF40
Krav til overdekning Trafikkside, sidekanter og utsparing /3/ Veggelement:XD3 Takelement: XD1	45±5 mm
Krav til overdekning Bergside /3/ Veggelement og takelement:XC3 *	40±5 mm
Største tillatte rissvidde	0,3 mm, jmf /3/ (se kapittel 6.1.1)

* Overdekning økes med 10 mm /2/

2.3.3 Armeringsnett

Stålkvalitet: Armeringsnett B500NA og armeringsstenger B500NC ihht NS3576

2.3.4 Festebolter

For de aktuelle betongelementene skal det benyttes polyesterforankrede gjengestenger i størrelsen M27, M33 og M36, jmf. beregningsforutsetninger tegning J1050. All stålmateriell skal være i rustfri kvalitet A4-80 (NS-EN ISO 3506) og øvrig stål i 1.4404 (NS-EN 10088). Boltene skal ha en nominell flytgrense lik $f_{yb}=600$ MPa /7/.

2.4 Laster og lastfaktorer

Vann og frostsikring dimensjoneres for laster som angitt i SVV HB 510 /1/. (rapportens punkt 2.1) Følgende grensetilstander er definert:

- Bruddgrensetilstand
- Bruksgrensetilstand
- Ulykkesgrensetilstand
- Utmattingsgrensetilstand

Dimensjonering etter partialfaktormetoden benyttes. For tilordning av lastkoeffisienter blir laster klassifisert som enten permanente laster (G) eller variable laster (Q).

Laster som betraktes å ha beregningsmessig betydning er listet opp og klassifisert i tabellen under.

Last	Klassifisering av lastvarighet
Egenvekt konstruksjonsmaterialer	G
Laster fra innhengt utstyr	G
Trykk-og suglaster fra trafikk	Q
Generell nyttelast	Q
Ulykkeslast	Q

Last og kombinasjonsfaktorer er bestemt i henhold til NS-EN 1990 /5/ og Tilpasning av Håndbok R510 til Eurokoder /2/.

Tabell A1 Kombinasjonsfaktorer

Variabel last	Karakteristisk	Ofte forekommende	Tilnærmet permanent
	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2 ¹⁾
Trykk/sug fra trafikk	0.7	0.7	0.2/0.5
Generell variabel last	0.7	0.6	0/0.5
Temperatur	0.7	0.6	0/0.5

1) Ved risviddeberegning for kombinasjon tilnærmet permanent benyttes verdien 0.5 for dominerende variabel last

Figur 1. Tabell over kombinasjonsfaktorer Tilpasning av Håndbok R510 til Eurokoder tabell A1 /2/

Tabell NA.A1.2(B) – Dimensjonerende verdier for laster (STR/GEO) (Sett B)

Vedvarende og forbigående dimensjonerende situasjoner	Permanente laster		Dominerende variabel last (*)	Øvrige variable laster (*)
	Ugunstig	Gunstig		
(Ligning 6.10a)	$\gamma_{G,sup} G_{k,sup}$	$\gamma_{G,inf} G_{k,inf}$	$\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
(Ligning 6.10b)	$\xi \gamma_{G,sup} G_{k,sup}$	$\gamma_{G,inf} G_{k,inf}$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

(*) Variable laster er de som er oppført i tabell NA.A1.1

MERKNAD 1 Det brukes følgende sett med γ - og ξ -verdier ved bruk av uttrykk 6.10a og 6.10b:
 $\gamma_{G,sup} = 1,35$;
 $\gamma_{G,inf} = 1,00$;
 $\gamma_{Q,1} = 1,50$ hvis ugunstig (0 hvis gunstig);
 $\gamma_{Q,i} = 1,50$ hvis ugunstig (0 hvis gunstig);
 $\xi = 0,89$;
(I Norge brukes 6.10a og 6.10b, slik at $\xi \gamma_{G,sup} = 0,89 \times 1,35 = 1,20$).

Se også NS-EN 1991 til NS-EN 1999 for γ -verdier som skal brukes for påførte deformasjoner.

MERKNAD 3 De karakteristiske verdiene for alle permanente laster fra ett opphav multipliseres med $\gamma_{G,sup}$ hvis resultatet i form av den totale lastvirkningen er ugunstig, og med $\gamma_{G,inf}$ hvis resultatet i form av den totale lastvirkningen er gunstig. F. eks. kan alle laster med opprinnelse i konstruksjonens egenvekt anses å komme fra én kilde; dette gjelder også om forskjellige materialer er brukt.

MERKNAD 4 For spesielle påvisninger kan verdiene for $\gamma_{G,1}$ og $\gamma_{Q,1}$ igjen deles inn i verdiene $\gamma_{G,1}$ og $\gamma_{Q,1}$ og modellens usikkerhetsfaktor γ_{sd} . En verdi for γ_{sd} som ligger mellom 1,05 til 1,15, kan brukes i de fleste vanlige tilfeller.

Figur 2: Tabell dimensjonerende verdier for laster sett B tabell NA.A1.2(B) /5/

Tabell NA.A1.2(C) – Dimensjonerende verdier for laster (STR/GEO) (Sett C)

Vedvarende og forbigående dimensjonerende situasjon	Permanente laster		Dominerende variabel last (*)	Øvrige variable laster (*)
	Ugunstig	Gunstig		
(Ligning 6.10)	$\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{b,i} Q_{k,i}$
(*) Variable laster er de som er oppført i tabell NA.A1.1 MERKNAD 1 Det brukes følgende sett med γ - verdier: $\gamma_{Gj,sup} = 1,00$; $\gamma_{Gj,inf} = 1,00$; $\gamma_{Q,1} = 1,30$ hvis ugunstig (0 hvis gunstig); $\gamma_{Q,i} = 1,30$ hvis ugunstig (0 hvis gunstig).				

Figur 3. Tabell dimensjonerende verdier for laster sett C tabell NA.A1.2(C) /5/

Tabell NA.A1.3 – Dimensjonerende verdier for laster for bruk i kombinasjoner med ulykkeslaster og seismiske laster

Dimensjonerende situasjon	Permanente laster		Dominerende ulykkeslast eller seismisk last	Øvrige variable laster ²⁾	
	Ugunstig	Gunstig		Hovedlast (hvis aktuelt)	Andre laster
Ulykkesituasjon ¹⁾ (Ligning 6.11a/b)	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	A_d	ψ_{11} eller $\psi_{21} Q_{k,1}$	$\psi_{2j} Q_{k,j}$
Seismisk situasjon (Ligning 6.12a/b)	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	$\gamma_1 A_{Ex}$ eller A_{E_d}	$\psi_{2j} Q_{k,j}$	
¹⁾ Se også NS-EN 1991-1-2 for ulykkesituasjonen brann. Den representative verdien for den variable lasten $Q_{k,i}$ settes lik den tilnærmet permanente verdien $\psi_{2,j} Q_{k,i}$ for alle tilfeller unntatt i kombinasjoner med vind som dominerende variabel last. Da brukes ofte forekommende verdi $\psi_{1,1} Q_{k,1}$ for vind. ²⁾ Variable laster er de som er oppført i tabell NA1.1.					

Figur 4: Tabell dimensjonerende verdier for ulykkeslaster tabell NA.A1.3 /5/

Tabell NA.A2.6 – Dimensjonerende verdier for laster for bruk i lastkombinasjoner

Kombinasjon	Permanente laster G_d		For-spennning	Variable laster Q_d	
	Ugunstig	Gunstig		Dominerende last	Øvrige laster
Karakteristisk	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$Q_{k,1}$	$\psi_{0,i} Q_{k,i}$
Sjeldent forekommende	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$\psi_{1,inf} Q_{k,1}$	$\psi_{1,i} Q_{k,i}$
Ofte forekommende	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$\psi_{1,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$
Tilnærmet permanent	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$\psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$

Figur 5: Dimensjonerende verdier for laster i bruksgrense tabell NA.A2.6

Tabell A4 Lastkombinasjoner for utmatting

Tilfelle	Sett	Permanente laster		Utmattingsvirkende last	Øvrige variable laster
		Ugunstig	Gunstig		
Utmatting	FAT	$\Sigma G_{k,sup}$	$\Sigma G_{k,inf}$	Q_k	$\Sigma \gamma_Q Q_k$
sup/inf = øvre/nedre karakteristiske verdi. $\gamma_Q = 0.0$ hvis gunstig $\gamma_Q = 0.5$ for naturlaster $\gamma_Q = 0.0$ for øvrige variable laster					

Figur 6: Lastkombinasjon for utmatting /2/

Følgende laster er vurdert og funnet beregningsmessig neglisjerbare ved beregning av indre krefter i betongelementene:

- Svinn. Elementene er dobbeltarmerte med nett. De produseres på fabrikk så det anses tilstrekkelig med nett på begge sider, siden elementene kan gis gode herdebetingelser.
- Kryp. Krypdeformasjoner vil gi neglisjerbare tilleggspenninger i elementene. De er fuget i sidekanter og har frie opplagg i bunn og topp.
- Temperaturpåvirkninger. Jmfr. NS-EN1992-1-1:2004+NA2008 pkt 2.3.1.2. Elementene er fuget i sidekanter og fritt opplagt i bunn og topp. Elementene i taket er opphengt i festebolter. Geometrien gir stor rotasjonsfrihet og størrelsen av elementene er små, så det vurderes at det ikke er nødvendig å ta virkningen med i betraktning.

Temperatur, svinn og kryp gir deformasjoner som medfører øket moment i fjellboltene. Et lasttilfelle som inkluderer effekter av temperatur, kryp og svinn er beregnet i Vedlegg 1.

Tverrhelning: Kun halve profilet er modellert da hver halvdel skal kunne stå selvstendig uten lastoverføring over symmetriaksen. Betongelementene i tunneltverrsnittet betraktes som to

uavhengige konstruksjoner som er symmetrisk om senterlinje tunnel. I senterlinje er det en fuge med åpning på 20 mm som ikke under noen lasttilfeller vil lukkes.

En rotasjon av tverrsnittet på 3% (tverrhelning) tilsvarer om lag 3% økt/reduert lastareal for vertikal nyttelast, og hhv motsatt redusert/økt lastareal for horisontal nyttelast. Trykk og sug vil ikke påvirkes av tverrhelning da lasten virker normalt på tunneltverrsnittet. Tverrhelningens påvirkning på egenvekten anses som neglisjerbar.

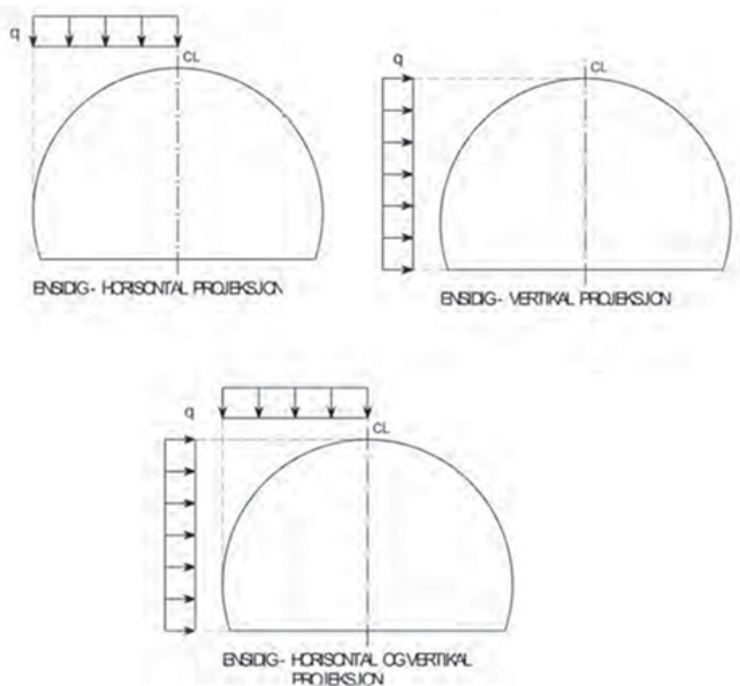
Effekten av tverrhelning anses derfor som maksimalt 3%, men vil reduseres i kombinasjon med trykk og sug. Alle dimensjoneringene har større enn 3% restkapasitet. Det anses derfor ikke nødvendig å ta hensyn til tverrhelning i dimensjoneringen.

2.4.1 Permanente laster

Egenvekten av betongelementet og xps, laster fra innhengt utstyr og jordtrykk vil være permanente laster ved dimensjoneringen av T10,5.

2.4.2 Variable laster

Generelle variable last er påsatt som jevnt fordelt last på ugunstigste av horisontal og/eller vertikalprojeksjon av konstruksjonen. Generell variabel last er satt til 3kN/m^2 /1/.



Figur 7: Generell variabel last HB R510 figur A2. Betrakter kun lastpåkjenning på en side av tunnelen, da hver side er selvstendig bærende.

Betonghvelvet dimensjoneres også etter trykk og sug, som er utregnet etter SVV HB R510 /1/. Med følgende utregning:

Ref SVV Håndbok R510

$$q := \frac{\mu}{1.6} \cdot \left(\frac{V_b}{3.6} + V_1 \right)^2$$

Min verdi i henhold til R510

$$q_s := -400 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

$$q_t := 200 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

$$\mu_s := -0.8$$

$$\mu_t := 0.4$$

$$V_b := (110\text{kph}) + (20\text{kph}) = 130\text{kph}$$

$$V_1 := 7.2\text{kph}$$

Formfaktor R510 A3.1

V_b er 20km/t over skiltet hastighet som gir 130km/t

Lufthastighet settes til 2m/s

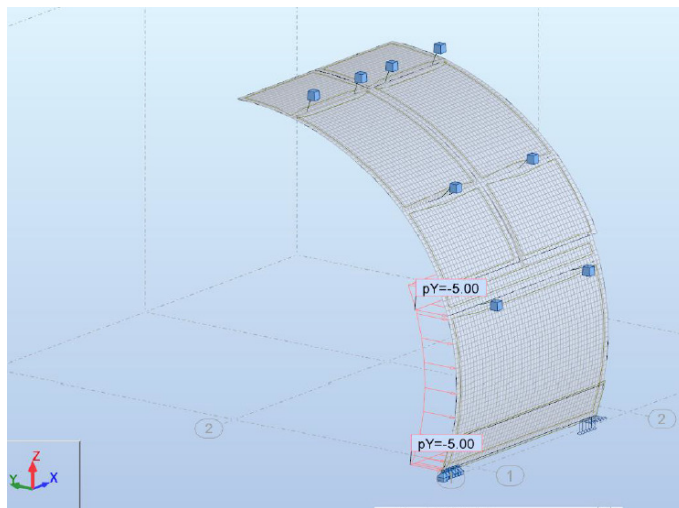
$$q_s := -726.2 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

$$q_t := 363.1 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

2.4.3 Ulykkeslaster

Konstruksjonen dimensjoneres for en jevnt fordelt ulykkeslast påkjøring med karakteristisk verdi $q_u = 5 \text{ kN/m}^2$.

Lasten regnes som horisontallast på vertikalprojeksjonen av konstruksjonen opp til 3,5 m over kjørebanelnivå og over inntil en elementlengde i tunnelens lengderetning. Ulykkeslasten kombineres med vertikal nyttelast, men ikke trykk og sug i henhold til /2/. Se vedlegg 1.



Figur 8: Illustrasjon av ulykkeslast

Konstruksjonen dimensjoneres også for fall-last med karakteristisk verdi på 5 kN. Lasten er påsatt på en flate på 100 mm x 100 mm med ugunstigste plassering. Se vedlegg 1 Figur 10 og 11.

2.5 Lastkombinasjoner

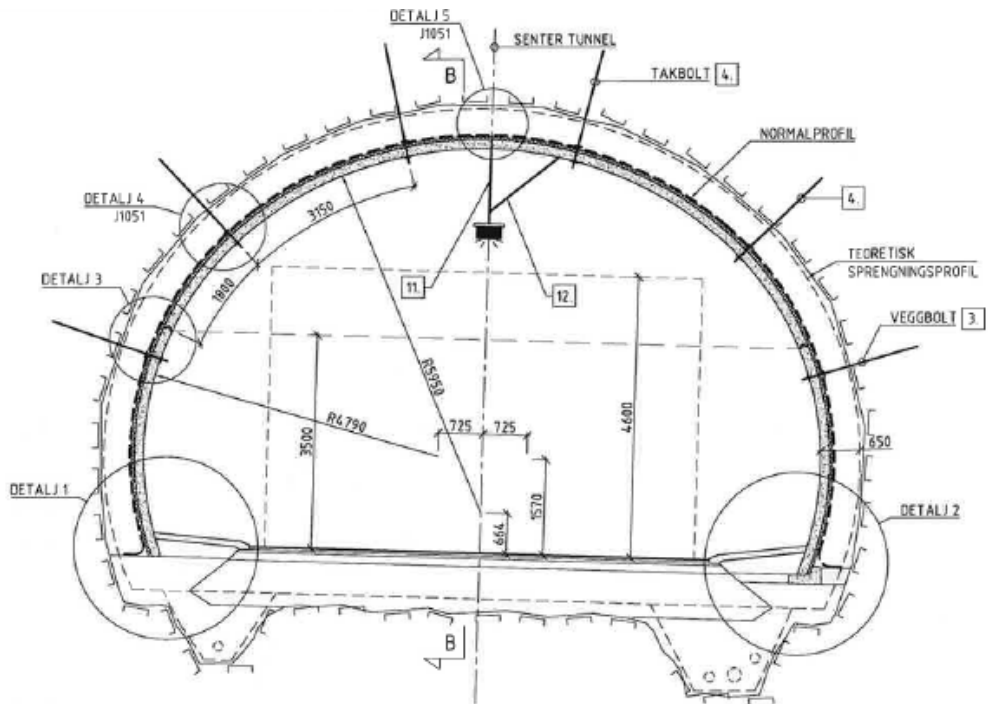
Lastkomb.	Lasttilfeller										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	14	
Ref. NS-EN 1990	Egenlast	horisontal nytte	vertikal nytte	Trafikk vindsug	Trafikk vindtrykk	Kabelbro	Påkjøring 1	Fallast 1	Fallast 2	Jordtrykk	
Lastkomb.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	14	
Ref. NS-EN 1990	Egenlast	horisontal nytte	vertikal nytte	Trafikk vindsug	Trafikk vindtrykk	Kabelbro	Påkjøring 1	Fallast 1	Fallast 2	Jordtrykk	
	Bruksgrense:										
Karakteristisk	Bruk 1	1,0	1,0		0,7						
Karakteristisk	Bruk 2	1,0		1,0	0,7	1,0					
Karakteristisk	Bruk 3	1,0	1,0	1,0	0,7	1,0					
Karakteristisk	Bruk 4	1,0				1,0					
	Bruddgrense:										
Ligning 6.10 a)	Brudd 1	1,35	1,05		1,05						
Ligning 6.10 a)	Brudd 2	1,35		1,05	1,05	1,35					
Ligning 6.10 a)	Brudd 3	1,35	1,05	1,05	1,05	1,35					
Ligning 6.10 b)	Brudd 4	1,2	1,5								
Ligning 6.10 b)	Brudd 5	1,2		1,5		1,20					
Ligning 6.10 b)	Brudd 6	1,2	1,5	1,5		1,20					
Ligning 6.10 b)	Brudd 7	1,2	1,5		1,05						
Ligning 6.10 b)	Brudd 8	1,2		1,5	1,05	1,20					
Ligning 6.10 b)	Brudd 9	1,2	1,5	1,5	1,05	1,20					
Ligning 6.10 b)	Brudd 10	1,2				1,5					
Ligning 6.10 a)	Brudd 11	1,00	1,05		1,05						
Ligning 6.10 a)	Brudd 12	1,00		1,05	1,05	1,00					
Ligning 6.10 a)	Brudd 13	1,00	1,05	1,05	1,05	1,00					
Ligning 6.10 b)	Brudd 14	1,00	1,5								
Ligning 6.10 b)	Brudd 15	1,00		1,5		1,00					
Ligning 6.10 b)	Brudd 16	1,00	1,5	1,5		1,00					
Ligning 6.10 b)	Brudd 17	1,00	1,5		1,05						
Ligning 6.10 b)	Brudd 18	1,00		1,5	1,05	1,00					
Ligning 6.10 b)	Brudd 19	1,00	1,5	1,5	1,05	1,00					
Ligning 6.10 b)	Brudd 20	1,00				1,5					
	Ulykkesgrense:										
Tabell NA.A1.3	Ulykke 1	1,0				1,0	1,0				
Tabell NA.A1.3	Ulykke 2	1,0				1,0		1,0			
Tabell NA.A1.3	Ulykke 3	1,0				1,0			1,0		
	Utmatting:										
Karakteristisk	Utmatting Sug	1,0			1,0						
Karakteristisk	Utmatting trykk	1,0				1,0					

Lastkomb.		Lasttilfeller									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	14
Ref. NS-EN 1990		Egenlast	Horizontal nytte- last	Vertikal nytte- last	Trafikk vindsug	Trafikk vindtrykk	Kabelbro	Påkjøring 1	Fallast 1	Fallast 2	Jordtrykk
Karakteristisk	Bruk 11	1,0	1,0		0,7						1,0
Karakteristisk	Bruk 12	1,0		1,0	0,7		1,0				1,0
Karakteristisk	Bruk 13	1,0	1,0	1,0	0,7		1,0				1,0
Karakteristisk	Bruk 14	1,0				1,0					1,0
	Bruddgrense:										
Ligning 6.10 a)	Brudd 21	1,35	1,05		1,05						1,00
Ligning 6.10 a)	Brudd 22	1,35		1,05	1,05		1,35				1,00
Ligning 6.10 a)	Brudd 23	1,35	1,05	1,05	1,05		1,35				1,00
Ligning 6.10 b)	Brudd 24	1,2	1,5								1,00
Ligning 6.10 b)	Brudd 25	1,2		1,5			1,20				1,00
Ligning 6.10 b)	Brudd 26	1,2	1,5	1,5			1,20				1,00
Ligning 6.10 b)	Brudd 27	1,2	1,5		1,05						1,00
Ligning 6.10 b)	Brudd 28	1,2		1,5	1,05		1,20				1,00
Ligning 6.10 b)	Brudd 29	1,2	1,5	1,5	1,05		1,20				1,00
Ligning 6.10 b)	Brudd 30	1,2				1,5					1,00
Ligning 6.10 a)	Brudd 31	1,00	1,05		1,05						1,00
Ligning 6.10 a)	Brudd 32	1,00		1,05	1,05		1,00				1,00
Ligning 6.10 a)	Brudd 33	1,00	1,05	1,05	1,05		1,00				1,00
Ligning 6.10 b)	Brudd 34	1,00	1,5								1,00
Ligning 6.10 b)	Brudd 35	1,00		1,5			1,00				1,00
Ligning 6.10 b)	Brudd 36	1,00	1,5	1,5			1,00				1,00
Ligning 6.10 b)	Brudd 37	1,00	1,5		1,05						1,00
Ligning 6.10 b)	Brudd 38	1,00		1,5	1,05		1,00				1,00
Ligning 6.10 b)	Brudd 39	1,00	1,5	1,5	1,05		1,00				1,00
Ligning 6.10 b)	Brudd 40	1,00				1,5					1,00
	Ulykkesgrense:										
Tabell NA.A1.3	Ulykke 11	1,0					1,0	1,0			1,0
Tabell NA.A1.3	Ulykke 12	1,0					1,0		1,0		1,0
Tabell NA.A1.3	Ulykke 13	1,0					1,0			1,0	1,0
	Bruddgrense:										
Tabell NA.A1.2©	STR/GEO	1,0	1,30		0,91						

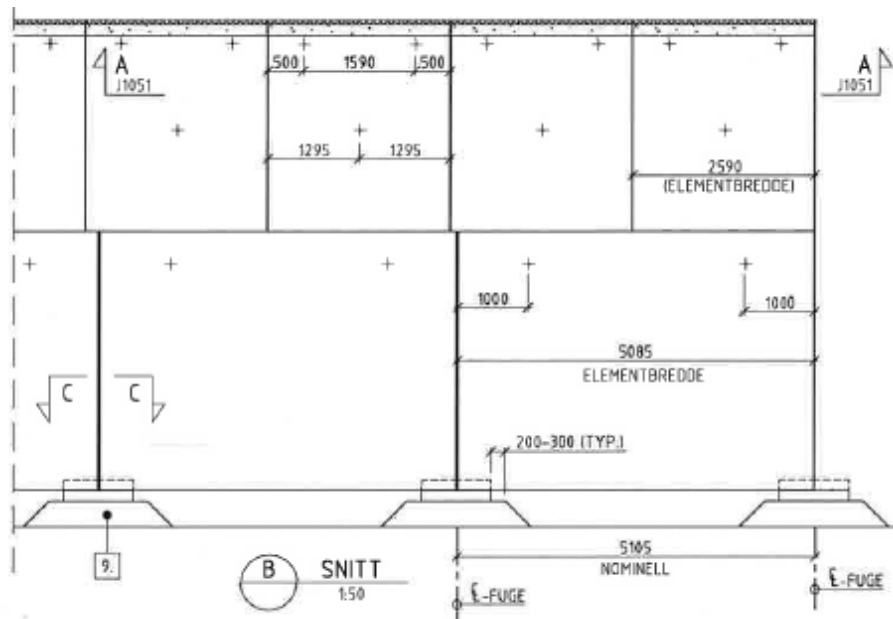
Figur 9: Lastkombinasjoner i henhold til Eurocode 1 og /2/.

3. Geometri

Profilen T10,5 er basert på SVV HB500 Vegtunneler. Det utregnede profilet er hentet fra tegning J1050, som gir et veggelement festet med to M33 bolter til berg og et takelement festet med 3 M27 bolter. Takelementene har en ytre dimensjon på ca. 2590 mm x 6470 mm. Veggelementene har en ytre dimensjon på ca. 5085 mm x 3860 mm. Elementene har en tykkelse på 150mm.



Figur 10: T10,5 med betongelementer i henhold til tegning J1050



Figur 11: T10,5 betongelementer oppriss som angir størrelsen på elementene i tunnelretning

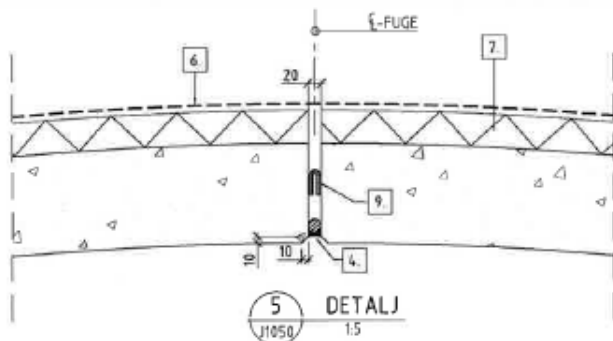
4. Beregningsprosedyre

Betongelementene er modellert med Autodesk Robot 2014. Dette er en FE applikasjon som gir statiske krefter, deformasjoner og dimensjonerer nødvendig armering i elementene.

Kun halve profilet er modellert da hver halvdel skal kunne stå selvstendig uten lastoverføring over symmetriaksen.

Dette er tolket ut fra tegning J1050, 1051 og J1060. Snitt 5 i J1051 viser langsgående fuge i tunnelretning mellom 2 takelementer. Merknad 9 anviser mineralull som legges i fugen, vi tolker derfor at fugen ikke overfører last over symmetriaksen. Tegning J1060 viser at ved breddeutvidelse skal man kunne sette inn spesialelementer i taket på tunnel, noe som også tyder på at hver side må bæres selvstendig.

Deformasjonsplottene i vedlegg 1 Figur 28-30 viser at deformasjonen aldri fører til «lukking av fugen» mellom takelementene, da deformasjonene maksimalt er 2 mm, og temperatur til maksimalt 5 mm.



Figur 12: Fuge i tunnelretningen mellom takelementer gitt i tegning J1051

Elementene er modellert med flere paneler som er moment og skjærstivt forbundet.

Vertikalfugene er modellert med fysisk 10 mm avstand og horisontalfugen mellom vegg og takelement er modellert med fritt opplegg.

Festeboltene er modellert som leddet til elementene, men fast innspent til fjellet. Boltene har en fri lengde på 0.5 meter.

Opplegg av veggelement på fundament er som leddet punktopplegg med oppleggsbredde = 500 mm, fordelt i flere punkter for å modellere fundamentets lengde. Oppleggspunkt er fri til å gli i tunnellens lengderetning. En fiktiv innspenningskraft over veggelementets oppleggs bredde pga. fastholding mot oppløft gir en marginale effekt som ikke påvirker dimensjonering.

5. Beregningsresultater

Henviser til vedlegg 1: Sammendrag konstruksjonsberegninger.

Sammendragene viser opptredende krefter og nødvendig armering av betonghvelvet for alle lastkombinasjoner i henhold til Eurocode 2.

6. Dimensjonering

6.1 Betonghvelv

6.1.1 Hoveddimensjonering

Hoveddimensjonering for moment, skjær og skallkrefter er dimensjonert i FEM programmet ROBOT. Resultatene er presentert i vedlegg 1.

I pkt. 6.1.2-6.1.4 er det beregnet minimumsarmering og minste kapasiteter for vegg og takelementer basert på det minste armeringsarealet som er brukt i elementene.

Rissberegninger utført i Robots armeringsmodul etter /2/ og /3/ og er vist i vedlegg 1 kapittel 1.6.

Effekten av temperatur, svinn og kryp er beregnet i vedlegg 1.

Plott av dimensjonerende krefter er vist i vedlegg 1.

6.1.2 Minimumsarmering

Minimumsarmering

Eurokode 2, pkt 9.2.1.1 Gir formelen for plater:

$$f_{ctm} := 3.8\text{MPa}$$

$$f_{yk} := 500\text{MPa}$$

$$b_t := 1000\text{mm}$$

$$d := 150\text{mm} - 45\text{mm} - \frac{6}{2}\text{mm} = 0.102\text{m}$$

$$A_{smin1} := 0.26 \cdot b_t \cdot d \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 201.552 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{smin2} := 0.0013 \cdot b_t \cdot d = 132.6 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{smin} := \max(A_{smin1}, A_{smin2}) = 201.552 \cdot \text{mm}^2$$

Velger armeringsnett K189 på begge sider. Dette gir et avvik på ca. $12 \text{ mm}^2/\text{m}$. Med erfaring fra tilsvarende elementer og ingen tvangskrefter kan man velge noe lavere enn $A_{s,min}$.

6.1.3 Nødvendig omfaringslengde

Nødvendig omfaringslengde l_0 for horisontal armering i veggelement:
Ref. NS-EN-1992-1-1 +NA, Kapittel 8.7.2

$$l_0 = \alpha_1 * \alpha_2 * \alpha_3 * \alpha_5 * \alpha_6 * l_{brqd} > l_{0, min}$$

$$l_{brqd} = 189 \text{ mm}$$

Ref. beregning Vedlagt

$$l_{0, min} = 200 \text{ mm}$$

$$\alpha_1 = 1, \alpha_3 = 1, \alpha_5 = 1$$

$$\alpha_2 = 1 - 0,15 * (cd - \phi) / \phi = 1 - 0,15 * (40 - 6) / 6 > 0,7 \rightarrow 0,7$$

$$\alpha_6 = 1,5$$

Mer enn 50% skjøtes i samme snitt

$$l_0 = 1 * 0,7 * 1 * 1 * 1,5 * 189 = 198 \text{ mm}$$

(Strekk)

$$l_0 = 1 * 1 * 1 * 1,5 * 189 = 284 \text{ mm}$$

(Trykk)

Konklusjon:

For veggelementet på bergside ved forskyvning av skjot kreves horisontal omfar $l_0 = 284$ mm. Det velges å bruke 300 mm.

Sak nr.:	Sak nr.:	Utf. av	Dato	Kontr. av	Dato:
14165001	Nødvendig omfar for nett		22.09.16		
KONTROLL AV FORANKRINGSLENGDE - NS-EN 1992. PKT 8.4.4					
1. INNDATA					
	$\phi =$	6 mm	diameter		
	$s =$	150 mm	senteravstand		
	$a =$	43 mm	minste kantavstand		
	$R =$	43 mm	min. av kantavstand og senteravst.		
NS EN1992	Betongkvalitet, f_{ck} :	45		Stålkvalitet, f_{yk}	500
tab 3.1	f_{ctd} :	2.7		γ_s :	1.15
	α_{cc} og α_{ct} :	0.85		k :	1.00
	γ_c :	1.5			
			$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c =$	25,5	N/mm ²
			$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot f_{ctk} / \gamma_c =$	1,530	N/mm ²
			$f_{yd} = k \cdot f_{yk} / \gamma_s =$	434,8	N/mm ²
2. BEREGNING					
<i>Høftfasthet for betong</i>					
$\eta_1 =$	1,0		$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} =$	3,4425	N/mm ²
$\eta_2 =$	1,0				
<i>Største forankringslengde for</i> $N_{Rd,s} = f_{yd} \cdot A_s =$					
				12,3	kN
			$l_{bd,req} = 0,25 \cdot \phi \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} =$	189	mm
<i>Antar $\alpha_1 =$</i>					
				1,00	, dvs rett stang
				(bøyd stang: $\alpha_1 = 0,7$ dersom $R > 3,5\phi$)	
BEB,	<i>Senteravstand, kantavstand α_2</i>				
pkt B19.3.3			$\alpha_2 = 1 - 0,15 \cdot \left(\frac{R}{\phi} - 1,5\right) =$	0,70	
<i>Tverrarming α_3</i>					
			$\alpha_3 = 1 - K \cdot \lambda =$	1,00	Antar:
				$\lambda =$	1,0
				$K =$	0
<i>Antar α_4 og $\alpha_5 = 1,0$</i>					
NS EN1992	<i>Nødvendig forankringslengde:</i>				
pkt 8.4.4			$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{bd,req} =$	133	mm
<i>Velger kraftinnføringslengde for $l_s =$</i>					
				400	mm
			$N_{Rd,c} = N_{Rd,s} \cdot \left(\frac{l_b}{l_{bd}}\right) =$	12,3	kN

6.1.4 Momentkapasitet basert på minimum armering

Tilnærmet minstekapasiteter for et K189 nett.

Kontroll momentkapasitet

$$H := 150\text{mm}$$

$$b := 1000\text{mm}$$

$$d := 150\text{mm} - 45\text{mm} - \frac{6}{2}\text{mm} = 102\text{mm}$$

Gjelder ringretning

$$f_{ck} := 45 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{cd} := f_{ck} \cdot \frac{0.85}{1.5} = 25.5 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{yk} := 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{1.15} = 434.783 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$A_{s,K189} := 189\text{mm}^2$$

$$M_{ed,max} := A_{s,K189} \cdot 0.9 \cdot d \cdot f_{yd} = 7.544\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rcd} := 0.275 \cdot b \cdot (d^2) \cdot f_{cd} = 72.958\text{kN} \cdot \text{m}$$

6.1.5 Skjærkapasitet

Kontroll av gjennomlokking er gjennomført med den minste platen (veggbolt) med makslast og minimumsarmering.

Dette dekker alle tilfeller for gjennomlokking og vil være dimensjonerende skjærnitt.

Kontroll Gjennomlokking

$$d_{\text{eff}} := 150\text{mm} - 6\text{mm} - 45\text{mm} = 99\text{mm}$$

EC2 6.4.2

$$d_{\text{plate}} := 100\text{mm}$$

Tegning J1050

$$\phi_{k189} := 6\text{mm}$$

$$s := 150\text{mm}$$

$$d := d_{\text{eff}}$$

$$A_{s,K189} := \frac{\phi_{k189}^2 \cdot \pi \cdot 1000\text{mm}}{4 \cdot s} = 188.496 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{\text{tot}} := A_{s,K189} = 188.496 \cdot \text{mm}^2$$

$$\rho := \frac{A_{\text{tot}}}{1000 \text{mm} \cdot d} = 1.904 \times 10^{-3}$$

Armeringsratio

$$u_1 := 2\pi \cdot \left(2 \cdot d_{\text{eff}} + \frac{d_{\text{plate}}}{2} \right) = 1.558 \times 10^3 \cdot \text{mm}$$

$$u_0 := 2 \cdot \pi \cdot \frac{d_{\text{plate}}}{2} = 314.159 \cdot \text{mm}$$

$$\beta := 1.15$$

EC 2 Figur 6.21N

$$N_{\text{Ed}} := 56.08\text{kN}$$

Lastkombinasjon Ulykke 1 påkjøring

$$v_{\text{Ed.c.0}} := \beta \cdot \frac{N_{\text{Ed}}}{u_0} = 205.284 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$v_{\text{Ed.c.0}} := \frac{v_{\text{Ed.c.0}}}{d_{\text{eff}}} = 2.074 \cdot \text{MPa}$$

$$v_{\text{Ed.c.1}} := \beta \cdot \frac{N_{\text{Ed}}}{u_1} = 41.388 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$v_{\text{Ed.c.1}} := \frac{v_{\text{Ed.c.1}}}{d_{\text{eff}}} = 0.418 \cdot \text{MPa}$$

Dimensjonering for Skjærstrekk

$$b := 1000\text{mm}$$

$$f_{ck} := 45 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$C_{Rd,c} := \frac{0.15}{1.5} = 0.1$$

EC2 NA6.4.4 benytter $k=0.15$

$$k := 1 + \sqrt{\frac{200\text{mm}}{d}} = 2.421 > 2$$

EC2 6.2.2

$$k := 2$$

Armeringsbidraget: Antar K189 nett

$$\rho := \frac{A_{\text{tot}}}{1000\text{mm} \cdot d} = 1.904 \times 10^{-3}$$

Kapasitet strekkbrudd

$$V_{Rd,c} := \left[C_{Rd,c} \cdot k \left(100 \cdot \rho \cdot f_{ck} \cdot \text{MPa}^2 \right)^{\left(\frac{1}{3} \right)} \right] \cdot b \cdot d = 40.516 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN}$$

$$v_{\text{min}} := \left(0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{0.5} \right) \cdot \left(\frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right)^{\frac{1}{2}} = 0.664 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$V_{Rd,c,\text{min}} := v_{\text{min}} \cdot d = 65.744 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN}$$

$$V_{Rd,ct} := \max(V_{Rd,c}, V_{Rd,c,\text{min}}) = 65.744 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$v_{Rd,c} := \frac{V_{Rd,ct}}{d} = 0.664 \cdot \text{MPa}$$

$$\frac{V_{Ed.c.0}}{V_{Rd.max}} = 0.452$$

Dimensjonering for skjærtrykk

$$v := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \text{MPa}} \right) = 0.492$$

$$V_{Rd.max.1} := 0.4 \cdot v \cdot f_{ck} \cdot \frac{0.85}{1.5} \cdot d = 496.822 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Fra EC2 - NA.6.4.5(3)}$$

$$V_{Rd.max.2} := 1.6 \cdot V_{Rd.ct} \cdot \frac{u_1}{\beta \cdot u_0} = 453.689 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Fra EC2 - NA.6.4.5(3)}$$

$$V_{Rd.max} := \min(V_{Rd.max.1}, V_{Rd.max.2}) = 453.689 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\frac{V_{Ed.c.1}}{V_{Rd.ct}} = 0.63$$

Kontroll kontaktrykk mot betong

$$A_{plate} := \pi \cdot \left(\frac{d_{plate}}{2} \right)^2 - \pi \cdot \left(\frac{75 \text{mm}}{2} \right)^2 = 3.436 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2 \quad \text{Areal plate - bolte areal for } \varnothing 32 \text{ bolt}$$

$$\sigma_{Ed} := \frac{N_{Ed}}{A_{plate}} = 16.321 \cdot \text{MPa}$$

$$\frac{\sigma_{Ed}}{f_{ck} \cdot \frac{0.85}{1.5}} = 0.64$$

Konklusjon skjær:

Skjærkapasitet er kontrollert ved veggbolt der skjærkraften er størst. Påkjørsel er dimensjonerende last.

Beregningen viser at med minimumsarmering har hvelvet skjærkapasitet 65.7 kN/m og lasten er 56.08 kN. Utnyttelsesgrader for hhv. skjærstrekk og skjærtrykk er 0.452 og 0.63.

Skjærplott for hele hvelvet kan ses i vedlegg 1 Figur 19.

Ved fundament og ved bolteinnfesting ser vi at noen verdier overgår $V_{Rdc} = 65,7$ kN/m. Disse peakverdiene kan midles over naboelementer og er ikke dimensjonerende.

Skjærkraft ved fundamenter er vist i vedlegg 1 Figur 71 og 72 for lastretning mot berget og mot trafikkrommet. Plottene viser at mest ugunstig lasttilfelle er horisontal nyttelast mot trafikkrom og minst normalkraft. Skjærkapasitet er kontrollert i neste kapittel.

Kontroll skjærspenning element mot fundament etter 1992-1-1 kapittel 6.2.5

Kontroll av skjærkapasitet er utført for opplegg på fundament. Dimensjonerende lasttilfelle er lastkombinasjon 69 Brudd 17, ref. Vedlegg 1.

$$d_{\text{eff}} := 150\text{mm} - 6\text{mm} - 45\text{mm} = 99\text{mm}$$

EC2 6.4.2

$$\phi_{k189} := 6\text{mm}$$

Tegning J1050

$$s := 150\text{mm}$$

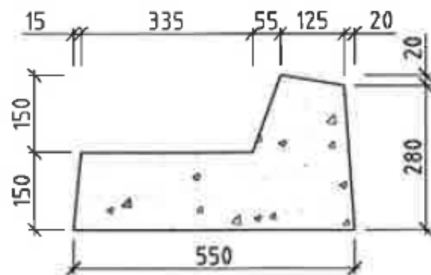
$$d := d_{\text{eff}}$$

$$A_{s.K189} := \frac{\phi_{k189}^2 \cdot \pi \cdot 1000\text{mm}}{4 \cdot s} = 188.496 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{\text{tot}} := A_{s.K189} = 188.496 \cdot \text{mm}^2$$

$$\rho := \frac{A_{\text{tot}}}{1000\text{mm} \cdot d} = 1.904 \times 10^{-3}$$

Armeringsratio



$$u_1 := (500\text{mm} + 2d) = 698\text{mm}$$

Kontrollsnitt med avstand 2d for kraft i trafikkretningen

$$u_0 := 500\text{mm} = 500\text{mm}$$

$$\beta := 1.5$$

EC 2 Figur 6.21N Velger hjørnesøyle

$$N_{Ed} := 22.4 \text{ kN}$$

Maksimal skjær ved fundament
lastkombinasjon 69 brudd 17 vedlegg 1 figur
72

$$V_{Ed.c.0} := \beta \cdot \frac{N_{Ed}}{u_0} = 67.2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$v_{Ed.c.0} := \frac{V_{Ed.c.0}}{d_{eff}} = 0.679 \cdot \text{MPa}$$

$$V_{Ed.c.1} := \beta \cdot \frac{N_{Ed}}{u_1} = 48.138 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$v_{Ed.c.1} := \frac{V_{Ed.c.1}}{d_{eff}} = 0.486 \cdot \text{MPa}$$

Dimensjonering for Skjærstrekk

$$f_{ck} := 45 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{cd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{1.5} = 25.5 \cdot \text{MPa}$$

$$C_{Rd.c} := \frac{0.15}{1.5} = 0.1$$

EC2 NA6.4.4 benytter $k=0.15$

$$k := 1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d}} = 2.421 \quad > 2$$

EC2 6.2.2

$$k := 2$$

Beregner bidraget fra vertikalkraften gitt i samme lasttilfellet som horisontalkraften

$$\sigma_{cp1} := 0.2 \cdot f_{cd} = 5.1 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{cp2} := \frac{35.03 \text{ kN}}{150 \text{ mm} \cdot (500 \text{ mm} + 2d)} = 0.335 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{cp} := \min(\sigma_{cp1}, \sigma_{cp2}) = 0.335 \cdot \text{MPa}$$

Armeringsbidraget: Antar K189 nett

$$b := 1000 \text{ mm}$$

$$k_1 := 0.11$$

Bruker $k_1 = 0,1$ ref NA 6.4.4

$$\rho := \frac{A_{tot}}{1000 \text{ mm} \cdot d} = 1.904 \times 10^{-3}$$

$$V_{Rd.c} := \left[C_{Rd.c} \cdot k \left(100 \cdot \rho \cdot f_{ck} \cdot \text{MPa}^2 \right)^{\left(\frac{1}{3} \right)} + \sigma_{cp} \cdot k_1 \right] \cdot b \cdot \frac{d}{m} = 44.159 \frac{1}{m} \cdot \text{kN}$$

$$v_{\min} := \left(0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{0.5} \right) \cdot \left(\frac{N}{\text{mm}^2} \right)^{\frac{1}{2}} + \sigma_{cp} \cdot k_1 = 0.701 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$V_{Rd.c.min} := v_{\min} \cdot d = 69.387 \cdot \frac{1}{m} \cdot \text{kN}$$

$$V_{Rd.ct} := \max(V_{Rd.c}, V_{Rd.c.min}) = 69.387 \cdot \frac{\text{kN}}{m}$$

$$v_{Rd.c} := \frac{V_{Rd.ct}}{d} = 0.701 \cdot \text{MPa}$$

Kapasitet strekkbrudd

$$\frac{V_{Ed.c.1}}{V_{Rd.ct}} = 0.694$$

Dimensjonering for skjærtrykk

$$v := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \text{MPa}} \right) = 0.492$$

$$V_{Rd.max.1} := 0.4 \cdot v \cdot f_{ck} \cdot \frac{0.85}{1.5} \cdot d = 496.822 \cdot \frac{\text{kN}}{m} \quad \text{Fra EC2 - NA.6.4.5(3)}$$

$$V_{Rd.max.2} := 1.6 \cdot V_{Rd.ct} \cdot \frac{u_1}{\beta \cdot u_0} = 103.322 \cdot \frac{\text{kN}}{m} \quad \text{Fra EC2 - NA.6.4.5(3)}$$

$$V_{Rd.max} := \min(V_{Rd.max.1}, V_{Rd.max.2}) = 103.322 \cdot \frac{\text{kN}}{m}$$

$$\frac{V_{Ed.c.0}}{V_{Rd.max}} = 0.65$$

Ved skjærkraft i retning mot berg må lasten fordels mot bakkant fundament.

Kontroll av kontaktrykk mot bakkant fundament

$$N_{Ed} := 20.9 \text{ kN}$$

Lastkombinasjon 87 Ulykke 11

$$A_{\text{fundament}} := 150 \text{ mm} \cdot 500 \text{ mm} = 7.5 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

Areal fundament

$$\sigma_{Ed} := \frac{N_{Ed}}{A_{\text{fundament}}} = 0.279 \cdot \text{MPa}$$

$$\frac{\sigma_{Ed}}{f_{ck} \cdot \frac{0.85}{1.5}} = 0.011$$

Konklusjon:

Skjærkapasitet ved fundament kontrollert. Beregningen viser at med minimumsarmering har hvelvet skjærkapasitet 69.7 kN/m og lasten er 68.1 kN. Utnyttelsesgrader for hhv. skjærstrekk og skjærtrykk er 0.69 og 0.65.

6.1.6 Utmatting

Dimensjonering for utmatting for armering og betong er utført i vedlegg 2.

6.2 Festebolter

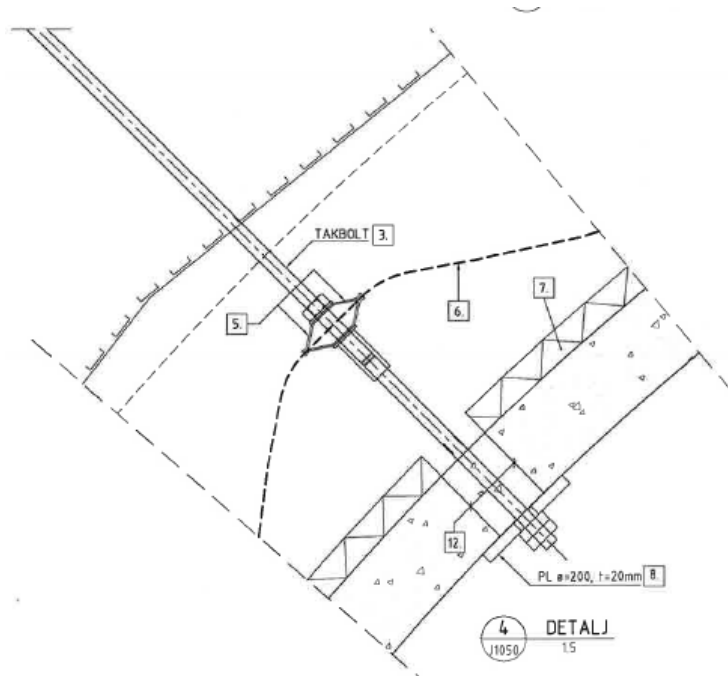
6.2.3 Takbolter

Fra tegning J1050 er takbolter gitt som M27 bolter. Hvert takelement har tre bolter hvorav to i topp og en i bunn av element. Det skal benyttes rustfri bolter A4-80 med nominell flytgrense $f_{yb}=600$ MPa /7/.

Boltene er kontrollert mot:

1. Kapasitet strekk
2. Momentkapasitet festeplate
3. Utmatting

Bolten er ikke kontrollert mot knekking da takboltene ikke tar trykk.



1. Kapasitet strekk

Det brukes M27 av rustfritt stål A4.80 med nominell flytspenning f_{yb} på 600N/mm² i hht /7/

Bruker høyeste strekklast fra vedlegg 1 Figur 65 =42,33 kN

3.2 Aksial strekk

$$\gamma_{m2} := 1.25$$

NS-EN 1993-1-4 tabell 5.1

Kapasitet strekk (bruddgrense) M27:

$$f_{yb} := 600 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

NS-EN 1993-1-4 tabell 2.2

$$A_{s,\text{gjenget.M27}} := 459 \text{mm}^2$$

Stålkonstruksjoner profiler og form,
Instituttet for konstruksjons
teknikk NTNU

$$N_{s,\text{RD.M27}} := \frac{A_{s,\text{gjenget.M27}} f_{yb}}{\gamma_{m2}} = 220.32 \cdot \text{kN}$$

Konklusjon: Strekkapasitet for takbolt M27 er ok

2. Kapasitet festeplate

Kapasitetsberegning for festeplate er gjort som forenklet kontroll i henhold til Roarks formulas for stress and strain, 6. utgave case 1a.

Beregning av stålplater med t=20mm (element tak) etter Roarks formula og NS-EN 1993-1-4

$$\gamma_{m0} := 1.1$$

$$\gamma_{m1} := 1.1$$

$$\gamma_{m2} := 1.25$$

Materialfaktorer stål
kap. NA.6.1:

$$f_y := 220 \text{MPa}$$

$$f_{yd} := \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 200 \cdot \text{MPa}$$

$$v := 0.3$$

NS-EN 1993-1-4 tabell 2.1 for 1.4404 ref.
tegning J1050

$$N_{Ed} := 42.33 \text{kN}$$

$$t_{\text{plate}} := 20 \text{mm}$$

Kombinasjon: Brudd 4 (i strekk) vedlegg 1
figur 65

$$d_{\text{hull}} := 110 \text{mm}$$

$$d_{\text{bolt}} := 30 \text{mm}$$

Tegning J1050 detalj 4 bruker
hulldiameter for bolt på 30 mm Ref.
PK Larsen tabell s. 349 tabell 10.3

$$u_{\text{hull}} := \pi \cdot d_{\text{hull}} = 0.346 \text{ m} \quad u_{\text{bolt}} := \pi \cdot d_{\text{bolt}} = 94.248 \cdot \text{mm}$$

$$W_{\text{pl}} := t_{\text{plate}}^2 \cdot \frac{1}{4} = 1 \times 10^5 \cdot \frac{\text{mm}^3}{\text{m}}$$

$$A_v := u_{\text{bolt}} \cdot t_{\text{plate}} = 1.885 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2 \quad V_{\text{Rd}} := A_v \cdot \frac{f_{\text{yd}}}{\sqrt{3}} = 217.656 \text{ m}$$

$$M_{\text{Rd}} := W_{\text{pl}} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{\text{m0}}} = 20 \cdot \text{kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Formel for moment iht. Roarks Formulas for Stress and Strain, sjette utgave, Case 1a s.401

$$a := \frac{d_{\text{hull}}}{2} = 55 \cdot \text{mm}$$

$$b := \frac{d_{\text{bolt}}}{2} = 15 \cdot \text{mm}$$

$$r_0 := b = 15 \cdot \text{mm}$$

$$w := \frac{N_{\text{Ed}}}{u_{\text{bolt}}} = 449.135 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$Q_b := 0 \quad M_{\text{rb}} := 0 \quad M_{\text{ra}} := 0 \quad y_a := 0 \quad E := 2.1 \cdot 10^5 \text{ MPa} = 2.1 \times 10^{11} \text{ Pa}$$

$$\text{Platekonstant} \quad D := \frac{(E \cdot t_{\text{plate}}^3)}{12 \cdot (1 - \nu^2)} = 1.538 \times 10^5 \text{ J}$$

$$r := b = 0.015 \text{ m} \quad r_0 = 0.015 \text{ m}$$

$$C_7 := \left(\frac{1}{2}\right) \cdot (1 - \nu^2) \cdot \left(\frac{a}{b} - \frac{b}{a}\right) = 1.544$$

$$L_9 := \left(\frac{r_0}{a}\right) \cdot \left[\left[\left(1 - \frac{r_0^2}{a^2}\right) \cdot \frac{(1 - \nu)}{4} + \ln\left(\frac{a}{r_0}\right) \cdot \frac{(1 + \nu)}{2} \right] \right] = 0.275$$

$$G_6 := \left(\frac{r_0}{4r}\right) \cdot \left[\left(\frac{r_0^2}{r^2} - 1 + 2 \ln\left(\frac{r}{r_0}\right) \right) \right] = 0$$

$$G_9 := \left(\frac{r_0}{r}\right) \cdot \left[\left[\left(1 - \frac{r_0^2}{r^2}\right) \cdot \frac{(1 - \nu)}{4} + \ln\left(\frac{r}{r_0}\right) \cdot \frac{(1 + \nu)}{2} \right] \right] = 0$$

$$F_7 := \frac{1}{2} \cdot (1 - \nu^2) \cdot \left(\frac{r}{b} - \frac{b}{r} \right) = 0$$

$$F_4 := \left(\frac{1}{2} \right) \cdot \left[(1 - \nu) \cdot \frac{r}{b} + (1 + \nu) \cdot \frac{b}{r} \right] = 1$$

$$\theta_b := L_9 \cdot \frac{w \cdot a^2}{D \cdot C_7} = 1.57 \times 10^{-3}$$

$$\theta := \theta_b \cdot F_4 - w \cdot G_6 \cdot \frac{r^2}{D} = 1.57 \times 10^{-3}$$

Moment

$$M_r := \theta_b \cdot \frac{D}{r} \cdot F_7 - w \cdot r \cdot G_9 = 0$$

$$M_{tb} := -M_r \cdot \nu + \theta \cdot D \cdot \frac{(1 - \nu^2)}{r} = 14.652 \text{ m} \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Maks moment M_{tb} iht. til Roark tilfelle 1a

$$\eta_V := \frac{N_{Ed}}{V_{Rd}} = 0.194$$

Utnyttelsesgrad for skjær <50% og etter EN-1993-1-1 kapittel 6.2.8 kan skjærbidraget ses bort fra ved dimensjonerende momentkapasitet

$$\eta_M := \frac{M_{tb}}{M_{Rd}} = 0.733$$

Momentutnyttelse

3. Kapasitet Utmatting

Utmatting takbolter

Festeboltene i takelementene vil alltid være i strekk i utmattingstilstand på grunn av egenvekten. Vekselsende utmatingspåkjenning vil være i strekk. Det gjengede partiet av M27 festebolten blir sett på som dimensjonerende og har et tverrsnitt på 459 mm². Antall vekslinger settes til $N=5 \cdot 10^7$ iht. HB 510.

$$\gamma_{mf} := 2$$

$$F_{maks} := 16.29 \text{ kN}$$

$$F_{min} := 11.88 \text{ kN}$$

$$A_{min.bolt} := 459 \text{ mm}^2$$

$$\Delta\sigma_{maks} := \frac{F_{maks}}{A_{min.bolt}} = 35.49 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{min} := \frac{F_{min}}{A_{min.bolt}} = 25.882 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma := \Delta\sigma_{maks} - \Delta\sigma_{min} = 9.608 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{C.dk.50} := \frac{50}{\gamma_{mf}} \text{ MPa} = 25 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{D.dk.50} := \Delta\sigma_{C.dk.50} \cdot 0.737 = 18.425 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{L.dk.50} := \Delta\sigma_{D.dk.50} \cdot 0.549 = 10.115 \text{ MPa}$$

EC3-1-9 Tabell NA.3.1 velger levetidsmetoden på konservativ side

Se vedlegg 1 Figur 67 og 68

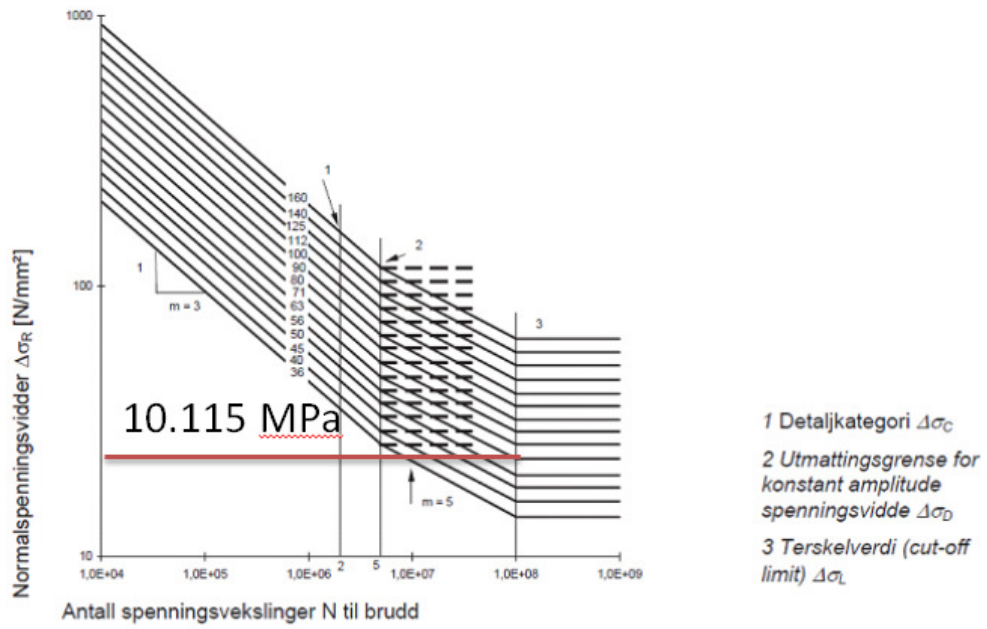
Trenger ikke reduksjonsfaktor da tverrsnittet på bolten er mindre enn $\varnothing 30$. EC3-1-9 Tabell 8.1

Utmatningsfasthet for detaljkategori 50

Utmatningsgrense for konstant amplitude detaljkategori 50

Cut-off limit for detaljkategori 50

Spenningsvidden sammenlignes deretter med spenningskurven fra Eurocode 3 del1-9, figur 7.1 for detaljkategori 50. Som vist i figuren under vil spenningsvidden havne under 10.115 MPa som er terskelverdien for detaljkategori 50. Bolten vil derfor med denne spenningsvidden tåle uendelig antall vekslinger, og summen av delskader etter Palmgren-Miner regelen vil derfor også gå mot 0. Man kan derfor konkludere med at utmatting ikke vil være dimensjonerende for festeboltene.



Figur 7.1 – Utmattingskurver for normalspenningsvidder

Beregning av utmatting stålplater med t=20mm (element tak) etter Roarks formula og NS-EN 1993-1-4 og NS-EN-1993-1-9

$$\gamma_{m0} := 1.1 \quad \gamma_{m1} := 1.1 \quad \gamma_{m2} := 1.25$$

Materialfaktorer stål
kap. NA.6.1:

$$f_y := 220 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} := \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 200 \cdot \text{MPa}$$

$$v := 0.3$$

NS-EN 1993-1-4 tabell 2.1 for 1.4404 ref
tegning J1050

$$N_{\text{Ed. trykk}} := -11.65 \text{ kN}$$

Vedlegg 1 figur 67 og 68

$$N_{\text{Ed. sug}} := -16.09 \text{ kN}$$

$$t_{\text{plate}} := 20 \text{ mm}$$

$$d_{\text{hull}} := 110 \text{ mm}$$

$$d_{\text{bolt}} := 30 \text{ mm}$$

Tegning J1050 detalj 4,
Hulldiameter på 30 mm
for M27 bolt ref. PK
Larsen s. 349 tab.10.3

$$u_{\text{hull}} := \pi \cdot d_{\text{hull}} = 0.346 \text{ m}$$

$$u_{\text{bolt}} := \pi \cdot d_{\text{bolt}} = 94.248 \cdot \text{mm}$$

$$W_{\text{el}} := t_{\text{plate}} \cdot \frac{2}{6} = 6.667 \times 10^4 \cdot \frac{\text{mm}^3}{\text{m}}$$

$$A_v := u_{\text{bolt}} \cdot t_{\text{plate}} = 1.885 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$V_{\text{Rd}} := A_v \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} = 217.656 \text{ m} \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{\text{Rd}} := W_{\text{el}} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 13.333 \cdot \text{kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Formel for moment iht. Roarks Formulas for Stress and Strain, sjette utgave, Case 1a s.401

$$a := \frac{d_{\text{hull}}}{2} = 55 \cdot \text{mm}$$

$$b := \frac{d_{\text{bolt}}}{2} = 15 \cdot \text{mm}$$

$$r_0 := b = 15 \cdot \text{mm}$$

$$w_{\text{trykk}} := \frac{N_{\text{Ed,trykk}}}{u_{\text{bolt}}} = -123.61 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$w_{\text{sug}} := \frac{N_{\text{Ed,sug}}}{u_{\text{bolt}}} = -170.72 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$Q_b := 0 \quad M_{rb} := 0 \quad M_{ra} := 0 \quad y_a := 0 \quad E := 2.1 \cdot 10^5 \text{ MPa} = 2.1 \times 10^{11} \text{ Pa}$$

$$\text{Platekonstant} \quad D := \frac{(E \cdot t_{\text{plate}})^3}{12 \cdot (1 - \nu^2)} = 1.538 \times 10^5 \text{ J}$$

$$r := b = 0.015 \text{ m} \quad r_0 = 0.015 \text{ m}$$

$$C_7 := \left(\frac{1}{2}\right) \cdot (1 - \nu^2) \cdot \left(\frac{a}{b} - \frac{b}{a}\right) = 1.544$$

$$L_9 := \left(\frac{r_0}{a}\right) \cdot \left[\left[\left(1 - \frac{r_0^2}{a^2}\right) \cdot \frac{(1 - \nu)}{4} + \ln\left(\frac{a}{r_0}\right) \cdot \frac{(1 + \nu)}{2} \right] \right] = 0.275$$

$$G_6 := \left(\frac{r_0}{4r}\right) \cdot \left(\left(\frac{r_0^2}{r^2} - 1 + 2 \ln\left(\frac{r}{r_0}\right) \right) \right) = 0$$

$$G_9 := \left(\frac{r_0}{r}\right) \cdot \left[\left(\left(1 - \frac{r_0^2}{r^2}\right) \cdot \frac{(1 - \nu)}{4} + \ln\left(\frac{r}{r_0}\right) \cdot \frac{(1 + \nu)}{2} \right) \right] = 0$$

$$F_7 := \frac{1}{2} \cdot (1 - \nu^2) \cdot \left(\frac{r}{b} - \frac{b}{r}\right) = 0$$

$$F_4 := \left(\frac{1}{2}\right) \cdot \left[(1 - \nu) \cdot \frac{r}{b} + (1 + \nu) \cdot \frac{b}{r} \right] = 1$$

$$\theta_{b,\text{trykk}} := L_9 \cdot \frac{w_{\text{trykk}} \cdot a^2}{D \cdot C_7} = -4.32 \times 10^{-4}$$

$$\theta_{\text{trykk}} := \theta_{b,\text{trykk}} \cdot F_4 - w_{\text{trykk}} \cdot G_6 \cdot \frac{r^2}{D} = -4.32 \times 10^{-4}$$

$$\theta_{b,\text{sug}} := L_9 \cdot \frac{w_{\text{sug}} \cdot a^2}{D \cdot C_7} = -5.967 \times 10^{-4}$$

$$\theta_{\text{sug}} := \theta_{b,\text{sug}} \cdot F_4 - w_{\text{sug}} \cdot G_6 \cdot \frac{r^2}{D} = -5.967 \times 10^{-4}$$

Moment

$$M_r := 0$$

$$M_{tb,trykk} := -M_r \cdot v + \theta_{trykk} \cdot D \cdot \frac{(1-v^2)}{r} = -4.032 \cdot \text{kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Maks moment M_{tb} i henhold til Roark tilfellet 1a

$$M_{tb,sug} := -M_r \cdot v + \theta_{sug} \cdot D \cdot \frac{(1-v^2)}{r} = -5.569 \cdot \text{kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$\Delta\sigma := \frac{M_{tb,trykk}}{W_{el}} - \frac{M_{tb,sug}}{W_{el}} = 23.052 \cdot \text{MPa}$$

Kontrollerer spennvidden mot utmattingskurven gitt i 1993-1-9 Figur 7.1 og velger detaljkategori 160 for plater og flattstål med kanter som valset

$$\gamma_{mf} := 2$$

EC3-1-9 Tabell NA.3.1 velger levetidsmetoden på konservativ side

$$\Delta\sigma_{C.dk.160} := \frac{160}{\gamma_{mf}} \text{MPa} = 80 \cdot \text{MPa}$$

Utmattingsfasthet for detaljkategori 160

$$\Delta\sigma_{D.dk.160} := \Delta\sigma_{C.dk.160} \cdot 0.737 = 58.96 \cdot \text{MPa}$$

Utmattingsgrense for detaljkategori 160

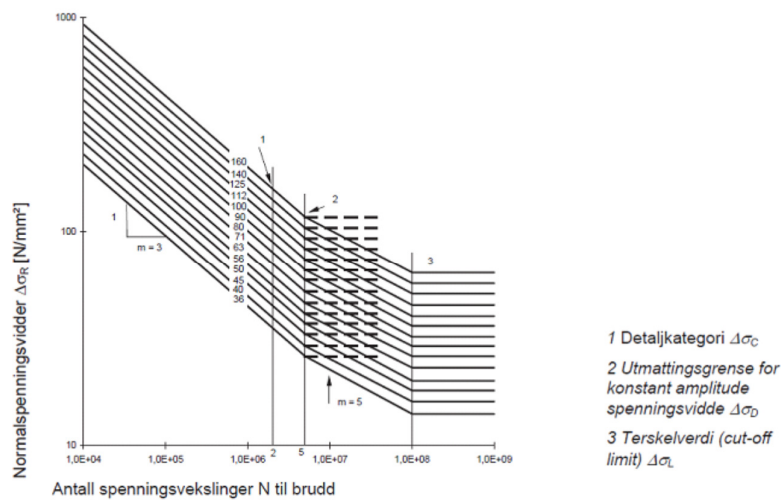
$$\Delta\sigma_{L.dk.160} := \Delta\sigma_{C.dk.160} \cdot 0.549 = 43.92 \cdot \text{MPa}$$

Cut-off limit for detaljkategori 160

$$\Delta\sigma < \Delta\sigma_{L.dk.50}$$

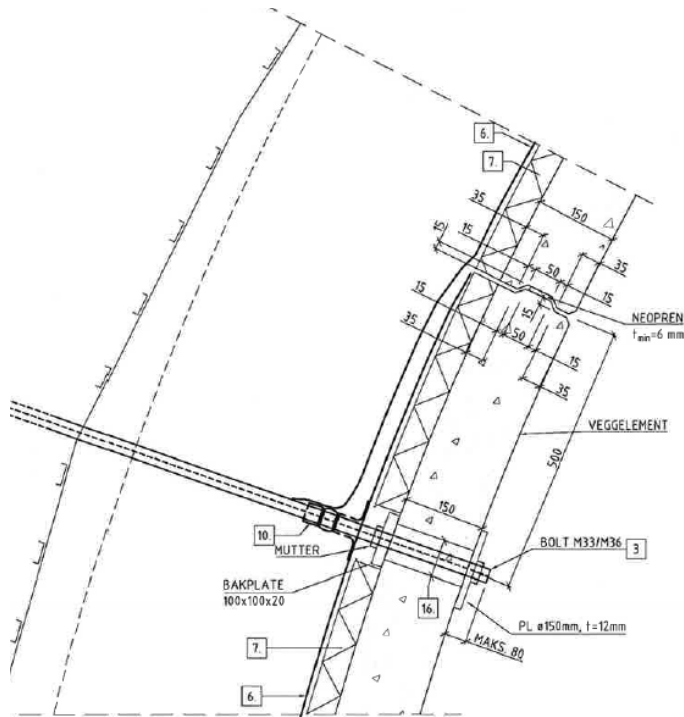
OK Vil tåle uendelig antall lastvekslinger

Spenningsvidden sammenlignes deretter med spenningskurven fra Eurocode 3 del1-9, figur 7.1 for detaljkategori 50. Som vist i figuren under vil spenningsvidden havne under 10.115 MPa som er terskelverdien for detaljkategori 50. Bolten vil derfor med denne spenningsvidden tåle uendelig antall vekslinger, og summen av delskader etter Palmgren-Miner regelen vil derfor også gå mot 0. Man kan derfor konkludere med at utmatting ikke vil være dimensjonerende for festeboltene.



Figur 7.1 – Utmattingskurver for normalspenningsvidder

6.2.4 Veggbolter



Fra tegning J1050 er veggbolter gitt som M33 bolter. Hvert veggelement har to bolter. Boltene er kontrollert mot:

1. Kapasitet strekk
2. Momentkapasitet festeplate
3. Utmatting
4. Knekking

1. Kapasitet strekk

Dimensjonerende for ulykkeslast selv om denne er i trykk. $N_{ed} = 56,08 \text{ kN}$ se vedlegg 1 Figur 42.

Kapasitet strekk (bruddgrense) M33:

$$f_{yb} := 600 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

NS-EN 1993-1-4 tabel 2.2

$$\gamma_{m2} := 1.25$$

NS-EN 1993-1-4 tabel 5.1

$$A_{s,\text{gjenget.M33}} := 694 \text{mm}^2$$

$$N_{ED} := 56.08 \text{kN}$$

$$N_{s,\text{RD.M33}} := \frac{A_{s,\text{gjenget.M33}} f_{yb}}{\gamma_{m2}} = 333.12 \text{kN}$$

Konklusjon: Strekkapasitet for veggbolt M33 er ok

2. Kapasitet bakplate og fremplate

Benytter Roarks formula Case 1a for forenklet kontroll.

Beregning av stålplater med $t=20\text{mm}$ (element vegg) etter Roarks formula og NS-EN 1993-1-4

$$\gamma_{m0} := 1.1 \quad \gamma_{m1} := 1.1 \quad \gamma_{m2} := 1.25$$

Materialfaktorer stål
kap. NA.6.1:

$$f_y := 220 \text{MPa}$$

$$f_{yd} := \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 200 \text{MPa}$$

$$v := 0.3$$

NS-EN 1993-1-4 tabell 2.1 for 1.4404 ref
tegning J1050

$$N_{Ed} := 55.54 \text{kN}$$

Se vedlegg 1 figur 65

$$t_{\text{plate}} := 20 \text{mm}$$

$$d_{\text{hull}} := 75 \text{mm}$$

$$d_{\text{bolt}} := 36 \text{mm}$$

$$u_{\text{hull}} := \pi \cdot d_{\text{hull}} = 0.236 \text{m}$$

TTegning J1050 detalj 3,
braker hulldiamet for bolt
på 36 mm Ref. PK Larsen
tabell s. 349 tabell 10.3

$$u_{\text{bolt}} := \pi \cdot d_{\text{bolt}} = 113.097 \text{mm}$$

$$W_{\text{pl}} := t_{\text{plate}}^2 \cdot \frac{1}{4} = 1 \times 10^5 \cdot \frac{\text{mm}^3}{\text{m}}$$

Regner plastisk
motstandsmoment og
skjærkapasitet

$$A_v := u_{\text{bolt}} \cdot t_{\text{plate}} = 2.262 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$V_{\text{Rd}} := A_v \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} = 261.187 \text{m} \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{\text{Rd}} := W_{\text{pl}} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 20 \cdot \text{kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Formel for moment iht. Roarks Formulas for Stress and Strain, sjette utgave, Case 1a s.401

$$a := \frac{d_{\text{hull}}}{2} = 37.5 \cdot \text{mm}$$

$$b := \frac{d_{\text{bolt}}}{2} = 18 \cdot \text{mm}$$

$$r_0 := b = 18 \text{ mm}$$

$$w := \frac{N_{\text{Ed}}}{u_{\text{bolt}}} = 491.081 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$Q_b := 0 \quad M_{rb} := 0 \quad M_{ra} := 0 \quad y_a := 0 \quad E := 2.1 \cdot 10^5 \text{ MPa} = 2.1 \times 10^{11} \text{ Pa}$$

$$\text{Platekonstant} \quad D := \frac{(E \cdot t_{\text{plate}})^3}{12 \cdot (1 - \nu^2)} = 1.538 \times 10^5 \text{ J}$$

$$r := b = 0.018 \text{ m}$$

$$r_0 = 0.018 \text{ m}$$

$$C_7 := \left(\frac{1}{2}\right) \cdot (1 - \nu^2) \cdot \left(\frac{a}{b} - \frac{b}{a}\right) = 0.73$$

$$L_9 := \left(\frac{r_0}{a}\right) \cdot \left[\left[\left(1 - \frac{r_0^2}{a^2}\right) \cdot \frac{(1 - \nu)}{4} + \ln\left(\frac{a}{r_0}\right) \cdot \frac{(1 + \nu)}{2} \right] \right] = 0.294$$

$$G_6 := \left(\frac{r_0}{4r}\right) \cdot \left[\left(\frac{r_0^2}{r^2} - 1 + 2 \ln\left(\frac{r}{r_0}\right) \right) \right] = 0$$

$$G_9 := \left(\frac{r_0}{r}\right) \cdot \left[\left[\left(1 - \frac{r_0^2}{r^2}\right) \cdot \frac{(1 - \nu)}{4} + \ln\left(\frac{r}{r_0}\right) \cdot \frac{(1 + \nu)}{2} \right] \right] = 0$$

$$F_7 := \frac{1}{2} \cdot (1 - \nu^2) \cdot \left(\frac{r}{b} - \frac{b}{r}\right) = 0$$

$$F_4 := \left(\frac{1}{2}\right) \cdot \left[(1 - \nu) \cdot \frac{r}{b} + (1 + \nu) \cdot \frac{b}{r} \right] = 1$$

$$\theta_b := L_9 \cdot \frac{w \cdot a^2}{D \cdot C_7} = 1.807 \times 10^{-3}$$

$$\theta := \theta_b \cdot F_4 - w \cdot G_6 \cdot \frac{r^2}{D} = 1.807 \times 10^{-3}$$

Moment

$$M_T := \theta_b \cdot \frac{D}{r} \cdot F_7 - w \cdot r \cdot G_9 = 0$$

$$M_{tb} := -M_T \cdot v + \theta \cdot D \cdot \frac{(1 - v^2)}{r} = 14.053 \cdot \text{kN}$$

Maks moment M_{tb} i henhold til Roark tilfellet 1a

$$\eta_V := \frac{N_{Ed}}{V_{Rd}} = 0.213$$

Skjærutnyttelse, dimensjonerende skjær er under halve skjærlapasiteten etter EN-1993-1-1 kapittel 6.2.8 og kan derfor ses bort fra ved dimensjonerende momentkapasitet

$$\eta_M := \frac{M_{tb}}{M_{Rd}} = 0.703$$

Momentutnyttelse

Beregning av stålplater med t=15mm (element vegg fremplate) etter Roarks formula og NS-EN 1993-1-4

$$\gamma_{m0} := 1.1 \quad \gamma_{m1} := 1.1 \quad \gamma_{m2} := 1.25$$

Materialfaktorer stål
kap. NA.6.1:

$$f_y := 220 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} := \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 200 \text{ MPa}$$

$$v := 0.3$$

NS-EN 1993-1-4 tabell 2.1 for 1.4404 ref
tegning J1050

$$N_{Ed} := 34.76 \text{ kN}$$

Se vedlegg 1 figur 65

$$t_{plate} := 15 \text{ mm}$$

$$d_{hull} := 75 \text{ mm}$$

$$d_{bolt} := 36 \text{ mm}$$

Tegning J1050 detalj 3,
braker hulldiamet for bolt
på 36 mm Ref. PK Larsen
tabell s. 349 tabell 10.3

$$u_{hull} := \pi \cdot d_{hull} = 0.236 \text{ m}$$

$$u_{bolt} := \pi \cdot d_{bolt} = 113.097 \text{ mm}$$

$$W_{pl} := t_{plate} \cdot \frac{2}{4} = 5.625 \times 10^4 \cdot \frac{\text{mm}^3}{\text{m}}$$

Regner plastisk
motstandsmoment og
skjærkapasitet

$$A_v := u_{bolt} \cdot t_{plate} = 1.696 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$V_{Rd} := A_v \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} = 195.89 \text{ m} \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{Rd} := W_{pl} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 11.25 \cdot \text{kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Formel for moment iht. Roarks Formulas for Stress and Strain, sjette utgave, Case 1a s.401

$$a := \frac{d_{hull}}{2} = 37.5 \cdot \text{mm}$$

$$b := \frac{d_{bolt}}{2} = 18 \cdot \text{mm}$$

$$r_0 := b = 18 \cdot \text{mm}$$

$$w := \frac{N_{Ed}}{u_{bolt}} = 307.346 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$Q_b := 0 \quad M_{rb} := 0 \quad M_{ra} := 0 \quad y_a := 0 \quad E := 2.1 \cdot 10^5 \text{ MPa} = 2.1 \times 10^{11} \text{ Pa}$$

$$\text{Platekonstant} \quad D := \frac{(E \cdot t_{\text{plate}}^3)}{12 \cdot (1 - \nu^2)} = 6.49 \times 10^4 \text{ J}$$

$$r := b = 0.018 \text{ m} \quad r_0 = 0.018 \text{ m}$$

$$C_7 := \left(\frac{1}{2}\right) \cdot (1 - \nu^2) \cdot \left(\frac{a}{b} - \frac{b}{a}\right) = 0.73$$

$$L_9 := \left(\frac{r_0}{a}\right) \cdot \left[\left[\left(1 - \frac{r_0^2}{a^2}\right) \cdot \frac{(1 - \nu)}{4} + \ln\left(\frac{a}{r_0}\right) \cdot \frac{(1 + \nu)}{2} \right] \right] = 0.294$$

$$G_6 := \left(\frac{r_0}{4r}\right) \cdot \left[\left(\frac{r_0^2}{r^2} - 1 + 2 \ln\left(\frac{r}{r_0}\right) \right) \right] = 0$$

$$G_9 := \left(\frac{r_0}{r}\right) \cdot \left[\left(\left(1 - \frac{r_0^2}{r^2}\right) \cdot \frac{(1 - \nu)}{4} + \ln\left(\frac{r}{r_0}\right) \cdot \frac{(1 + \nu)}{2} \right) \right] = 0$$

$$F_7 := \frac{1}{2} \cdot (1 - \nu^2) \cdot \left(\frac{r}{b} - \frac{b}{r}\right) = 0$$

$$F_4 := \left(\frac{1}{2}\right) \cdot \left[(1 - \nu) \cdot \frac{r}{b} + (1 + \nu) \cdot \frac{b}{r} \right] = 1$$

$$\theta_b := L_9 \cdot \frac{w \cdot a^2}{D \cdot C_7} = 2.68 \times 10^{-3}$$

$$\theta := \theta_b \cdot F_4 - w \cdot G_6 \cdot \frac{r^2}{D} = 2.68 \times 10^{-3}$$

Moment

$$M_r := \theta_b \cdot \frac{D}{r} \cdot F_7 - w \cdot r \cdot G_9 = 0$$

$$M_{tb} := -M_r \cdot \nu + \theta \cdot D \cdot \frac{(1 - \nu^2)}{r} = 8.795 \text{ m} \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Maks moment M_{tb} i henhold til Roark tilfellet 1a

$$\eta_V := \frac{N_{Ed}}{V_{Rd}} = 0.177$$

Skjærutnyttelse, dimensjonerende skjær er under halve skjærlapasiteten etter EN-1993-1-1 kapittel 6.2.8 og kan derfor ses bort fra ved dimensjonerende momentkapasitet

$$\eta_M := \frac{M_{tb}}{M_{Rd}} = 0.782$$

Momentutnyttelse

3. Kapasitet Utmatting

Utmatting veggbolter

Festeboltene i veggelementet vil alltid være i trykk i utmattingstilstand på grunn av egenvekten. Vekslende utmatingspåkjenning vil være fra trykk og suglast. Det gjengede partiet av M33 festebolten blir sett på som dimensjonerende og har et tverrsnitt på 694 mm². Antall vekslinger settes til $N=5 \cdot 10^7$ i hht HB 510.

$$\gamma_{mf} := 2$$

EC3-1-9 Tabell NA.3.1 velger levetidsmetoden på konservativ side

$$F_{\min} := 19.61 \text{ kN}$$

$$F_{\text{maks}} := 27.11 \text{ kN}$$

$$A_{\text{min.bolt.M33}} := 694 \text{ mm}^2$$

Trenger reduksjonsfaktor da tverrsnittet på bolten er større enn $\varnothing 30$. EC3-1-9 Tabell 8.1

$$k_s := \frac{30^{0.25}}{32^{0.25}} = 0.984$$

$$A_{\text{min.bolt}} := k_s \cdot 694 \text{ mm}^2 = 682.892 \cdot \text{mm}^2$$

Faktisk bolt diameter er 33mm.

$$N_{\text{Max}} := 5 \cdot 10^7 \cdot \frac{F_{\text{maks}}}{\Delta \sigma_{\text{maks}}} = 39.699 \cdot \text{MPa}$$

$$\Delta \sigma_{\text{maks}} := \frac{F_{\text{maks}}}{A_{\text{min.bolt}}}$$

SVV HB R510

$$\Delta \sigma_{\text{min}} := \frac{F_{\min}}{A_{\text{min.bolt}}} = 28.716 \cdot \text{MPa}$$

$$\Delta \sigma := \Delta \sigma_{\text{maks}} - \Delta \sigma_{\text{min}} = 10.983 \cdot \text{MPa}$$

$$\Delta \sigma_{\text{C.dk.50}} := \frac{50}{\gamma_{mf}} \text{ MPa} = 25 \cdot \text{MPa}$$

Utmatningsfasthet for detaljkategori 50

$$\Delta \sigma_{\text{D.dk.50}} := \Delta \sigma_{\text{C.dk.50}} \cdot 0.737 = 18.425 \cdot \text{MPa}$$

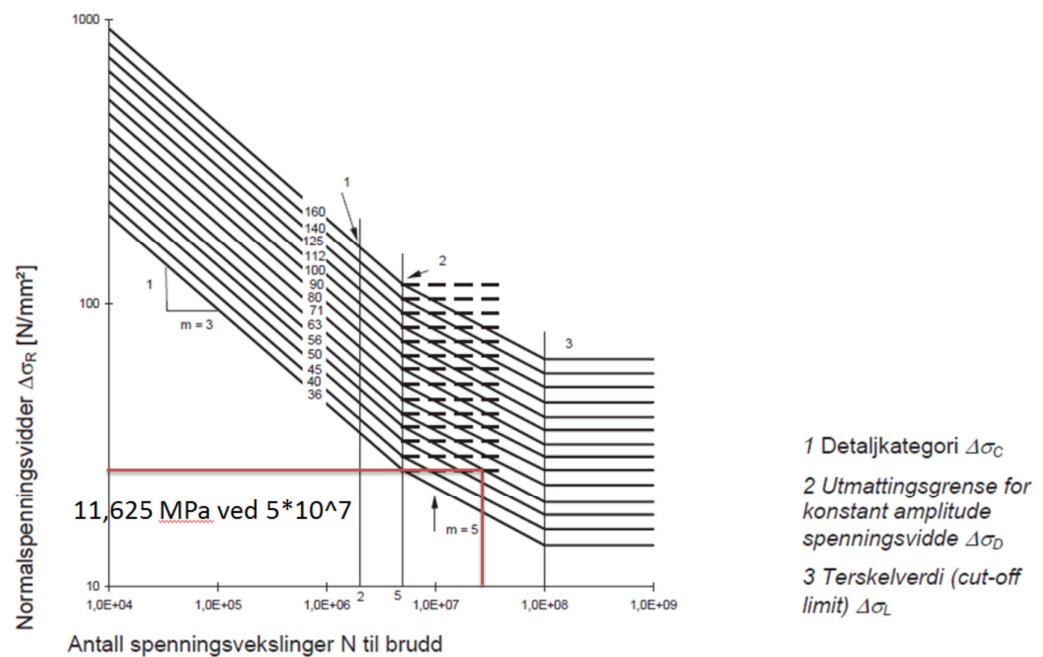
Utmatningsgrense for konstant amplitude detaljkategori 50

$$\Delta \sigma_{\text{L.dk.50}} := \Delta \sigma_{\text{D.dk.50}} \cdot 0.549 = 10.115 \cdot \text{MPa}$$

Cut-off limit for detaljkategori 50

$$\Delta\sigma_{D.dk.50.N.max} := \frac{\left(\frac{1}{5}\right)^5 \cdot \Delta\sigma_{D.dk.50}}{50^{\frac{1}{5}}} = 11.625 \text{ MPa}$$

Spenningsvidden sammenlignes deretter med spenningskurven fra Eurocode 3 del1-9, Figur 7.1 for detaljkategori 50. Som vist i figuren under vil spenningsvidden havne under 11,625 MPa som er kravet fra SVV HB R510



Figur 7.1 – Utmattingskurver for normalspenningsvidder

Utmatting stålplater veggelement

Fra vedlegg 1 Figur 43 og 44 kan man se at kun bakplaten i veggelementet er utmattingspåkjent.

Beregning av utmatting stålplater med $t=20\text{mm}$ (vegg) etter Roarks formula og NS-EN 1993-1-4 og NS-EN-1993-1-9

$$\gamma_{m0} := 1.1 \quad \gamma_{m1} := 1.1 \quad \gamma_{m2} := 1.25$$

Materialfaktorer stål
kap. NA.6.1:

$$f_y := 220\text{MPa}$$

$$f_{yd} := \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 200\text{MPa} \quad \emptyset$$

$$v := 0.3$$

NS-EN 1993-1-4 tabell 2.1 for 1.4404 ref
tegning J1050

$$N_{\text{Ed.trykk}} := 27.11\text{kN}$$

Se vedlegg 1 figur 67 og 68

$$N_{\text{Ed.sug}} := 18.61\text{kN}$$

$$t_{\text{plate}} := 20\text{mm}$$

$$d_{\text{hull}} := 75\text{mm}$$

$$d_{\text{bolt}} := 36\text{mm}$$

Tegning J1050 detalj 3
hulldiameter 36mm

$$u_{\text{hull}} := \pi \cdot d_{\text{hull}} = 0.236\text{m}$$

$$u_{\text{bolt}} := \pi \cdot d_{\text{bolt}} = 113.097\text{mm}$$

$$W_{\text{el}} := t_{\text{plate}} \cdot \frac{2}{6} \cdot \frac{1}{6} = 6.667 \times 10^4 \cdot \frac{\text{mm}^3}{\text{m}}$$

Regner elastisk
motstandsmoment og
skjærkapasitet

$$A_v := u_{\text{bolt}} \cdot t_{\text{plate}} = 2.262 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$V_{\text{Rd}} := A_v \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} = 261.187\text{m} \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{\text{Rd}} := W_{\text{el}} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 13.333\text{kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Formel for moment iht. Roarks Formulas for Stress and Strain, sjette utgave, Case 1a s.401

$$a := \frac{d_{\text{hull}}}{2} = 37.5\text{mm}$$

$$b := \frac{d_{\text{bolt}}}{2} = 18\text{mm}$$

$$r_0 := b = 18\text{mm}$$

$$w_{\text{trykk}} := \frac{N_{\text{Ed,trykk}}}{u_{\text{bolt}}} = 239.705 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$w_{\text{sug}} := \frac{N_{\text{Ed,sug}}}{u_{\text{bolt}}} = 164.549 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$Q_b := 0 \quad M_{\text{rb}} := 0 \quad M_{\text{ra}} := 0 \quad y_a := 0 \quad E := 2.1 \cdot 10^5 \text{ MPa} = 2.1 \times 10^{11} \text{ Pa}$$

$$\text{Platekonstant} \quad D := \frac{(E \cdot t_{\text{plate}})^3}{12 \cdot (1 - \nu^2)} = 1.538 \times 10^5 \text{ J}$$

$$r := b = 0.018 \text{ m}$$

$$r_0 = 0.018 \text{ m}$$

$$C_7 := \left(\frac{1}{2}\right) \cdot (1 - \nu^2) \cdot \left(\frac{a}{b} - \frac{b}{a}\right) = 0.73$$

$$L_9 := \left(\frac{r_0}{a}\right) \cdot \left[\left[\left(1 - \frac{r_0^2}{a^2}\right) \cdot \frac{(1 - \nu)}{4} + \ln\left(\frac{a}{r_0}\right) \cdot \frac{(1 + \nu)}{2} \right] \right] = 0.294$$

$$G_6 := \left(\frac{r_0}{4r}\right) \cdot \left[\left(\frac{r_0^2}{r^2} - 1 + 2 \ln\left(\frac{r}{r_0}\right) \right) \right] = 0$$

$$G_9 := \left(\frac{r_0}{r}\right) \cdot \left[\left(\left(1 - \frac{r_0^2}{r^2}\right) \cdot \frac{(1 - \nu)}{4} + \ln\left(\frac{r}{r_0}\right) \cdot \frac{(1 + \nu)}{2} \right) \right] = 0$$

$$F_7 := \frac{1}{2} \cdot (1 - \nu^2) \cdot \left(\frac{r}{b} - \frac{b}{r}\right) = 0$$

$$F_4 := \left(\frac{1}{2}\right) \cdot \left[(1 - \nu) \cdot \frac{r}{b} + (1 + \nu) \cdot \frac{b}{r} \right] = 1$$

$$\theta_{\text{b,trykk}} := L_9 \cdot \frac{w_{\text{trykk}} \cdot a^2}{D \cdot C_7} = 8.819 \times 10^{-4}$$

$$\theta_{\text{trykk}} := \theta_{\text{b,trykk}} \cdot F_4 - w_{\text{trykk}} \cdot G_6 \cdot \frac{r^2}{D} = 8.819 \times 10^{-4}$$

$$\theta_{\text{b,sug}} := L_9 \cdot \frac{w_{\text{sug}} \cdot a^2}{D \cdot C_7} = 6.054 \times 10^{-4}$$

$$\theta_{\text{sug}} := \theta_{\text{b.sug}} \cdot F_4 - w_{\text{sug}} \cdot G_6 \cdot \frac{r^2}{D} = 6.054 \times 10^{-4}$$

Moment

$$M_T := 0$$

$$M_{\text{tb.trykk}} := -M_T \cdot v + \theta_{\text{trykk}} \cdot D \cdot \frac{(1-v^2)}{r} = 6.86 \cdot \text{kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}} \quad \text{Maks moment } M_{\text{tb}} \text{ i henhold til Roark tilfelle 1a}$$

$$M_{\text{tb.sug}} := -M_T \cdot v + \theta_{\text{sug}} \cdot D \cdot \frac{(1-v^2)}{r} = 4.709 \cdot \text{kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$\Delta\sigma := \frac{M_{\text{tb.trykk}}}{W_{\text{el}}} - \frac{M_{\text{tb.sug}}}{W_{\text{el}}} = 32.261 \cdot \text{MPa}$$

$$\gamma_{\text{mf}} := 2$$

EC3-1-9 Tabell NA.3.1 velger levetidsmetoden på konservativ side

Kontrollerer spennvidden mot utmattingskruven gitt i 1993-1-9 Figur 7.1 og velger detaljkategori 160 for plater og flattstål med kanter som valset

$$\Delta\sigma_{\text{C.dk.160}} := \frac{160}{\gamma_{\text{mf}}} \text{MPa} = 80 \cdot \text{MPa}$$

Utmattingsfasthet for detaljkategori 160

$$\Delta\sigma_{\text{D.dk.50}} := \Delta\sigma_{\text{C.dk.160}} \cdot 0.737 = 58.96 \cdot \text{MPa}$$

Utmattingsgrense for konstant amplitude detaljkategori 160

$$\Delta\sigma_{\text{L.dk.50}} := \Delta\sigma_{\text{C.dk.160}} \cdot 0.549 = 43.92 \cdot \text{MPa}$$

Cut-off limit for detaljkategori 160

Spenningsvidden sammenlignes deretter med spenningskurven fra Eurocode 3 del1-9, Figur 7.1 for detaljkategori 160. Som vist i figuren under vil begge spenningsviddene havne under 43.92 MPa som er terskelverdien for detaljkategori 160. Festeplaten vil derfor med denne spenningsvidden tåle uendelig antall vekslinger. Man kan derfor konkludere med at utmatting ikke vil være dimensjonerende for festeplaten.

3. Kapasitet knekking ved boltelengder opp til 1,3 meter

Knekking

$$\gamma_{M1} := 1.1$$

NS-EN 1993-1-4 tabel 5.1

$$l := 1300\text{mm}$$

$$f_y := 600\text{MPa}$$

$$E := 200000\text{MPa}$$

$$L_{cr,y} := 0.7 \cdot l = 910\text{mm}$$

Maks 1.3 meter fri boltelengde

$$A := 694\text{mm}^2$$

Spenningsareal bolt NTNU PK Larsen
stålhåndboken

$$r := \sqrt{\frac{A}{\pi}} = 14.863\text{mm}$$

Stålkonstruksjoner profiler og form, Instituttet for
konstruksjons
teknikk NTNU

$$I_{y,\text{bolt}} := \frac{1}{4} r^4 \cdot \pi = 3.833 \times 10^4 \text{mm}^4$$

Andre arealmoment

$$\alpha_y := 0.49$$

Fra EC3 del 1-4 tabell 5.3

$$\lambda_0 := 0.4$$

$$N_{cr,y} := \frac{(\pi^2 \cdot E \cdot I_{y,\text{bolt}})}{L_{cr,y}^2} = 91.36\text{kN}$$

$$\lambda_y := \sqrt{A \cdot \frac{f_y}{N_{cr,y}}} = 2.135$$

$$\Phi_y := 0.5 \cdot [1 + \alpha_y \cdot (\lambda_y - \lambda_0) + \lambda_y^2] = 3.204$$

$$\chi_y := \min \left[1, \frac{1}{\Phi_y + (\sqrt{\Phi_y^2 - \lambda_y^2})} \right] = 0.179$$

$$N_{bRd,y} := \chi_y \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 67.682\text{kN}$$

$$N_{Ed} := 56.08\text{kN}$$

Se vedlegg 1 figur 65 (Ulykkeslast)

Moment

$$k_{y1} := 1 + 2(\lambda_y - 0.5) \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{bRd,y}} = 3.709$$

1993-1-4 (5.17)

$$k_{y,max} := 1.2 + 2 \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{bRd,y}} = 2.857$$

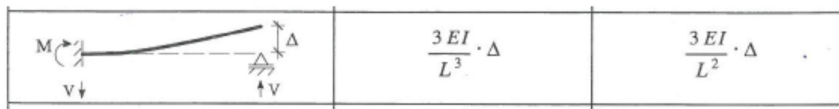
$$k_y = 2.857$$

$$k_y := \begin{cases} k_{y1} & \text{if } 1.2 > k_{y1} \leq k_{y,max} \\ k_{y,max} & \text{if } k_{y1} > k_{y,max} \\ 1.2 & \text{if } k_{y1} < 1.2 \end{cases}$$

$$\beta_w := 1$$

Tverrsnittsklasse 1

Moment gitt ved følgende formel for deformasjon i hvelvet. Det vil si at momentet reduseres med 2. potens ved lengre boltelengder



$$W_{pl} := \frac{4 \cdot r^3}{3} = 4.378 \times 10^3 \cdot \text{mm}^3$$

$$M_{Ed,0.5\text{meter}} := 0.49 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment ved 0,5 meter max fra alle lastkombinasjoner + temperatur

$$M_{Ed} := M_{Ed,0.5\text{meter}} \left[\frac{(500\text{mm})^2}{l^2} \right] = 0.072 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{bRd,y}} + k_y \cdot \left(\frac{M_{Ed}}{\beta_w \cdot W_{pl} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \right) = 0.915 < 1 \quad \text{Ok}$$

Konklusjon: Fri lengde på M33 bolt opp til 1,3 meter

Kapasitet knekking ved boltelengder over 1,3 meter

Knekking med boltelengde over 1,3 meter med avstivende L80x8 profil

$$\gamma_{M1} := 1.1$$

NS-EN 1993-1-4 tabel 5.1

$$f_y := 220\text{MPa}$$

Velger konservativt å benytte f_y for vinkelstålet.

$$E := 200000\text{MPa}$$

NS-EN 1993-1-4 tabel 2.1 for 1.4404 rustfritt stål med tykkelse under 75mm

$$l := 3500\text{mm}$$

Maks 3,5 meter fri boltelengde

$$L_{cr,y} := 1 \cdot 0.7 = 2.45 \times 10^3 \cdot \text{mm}$$

$$I_{y,vinkel} := 296 \cdot 10^3 \cdot \text{mm}^4$$

Stålkonstruksjoner profiler og form, Instituttet for konstruksjons teknikk NTNU. Legger kun til bøyestivheten fra vinkeljernet i svak akse η - η

$$A := 694\text{mm}^2$$

$$I_{y,bolt} = 3.833 \times 10^4 \cdot \text{mm}^4$$

Spenningsareal bolt NTNU PK
Larsen stålhandboken

$$I_y := I_{y,bolt} + I_{y,vinkel} = 3.343 \times 10^5 \cdot \text{mm}^4$$

$$\alpha_y := 0.49$$

Fra EC3 del 1-4 tabell 5.3

$$\lambda_0 := 0.4$$

$$N_{cr,y} := \frac{(\pi^2 \cdot E \cdot I_y)}{L_{cr,y}^2} = 109.943 \cdot \text{kN}$$

$$\lambda_y := \sqrt{A \cdot \frac{f_y}{N_{cr,y}}} = 1.178$$

$$\Phi_y := 0.5 \cdot \left[1 + \alpha_y \cdot (\lambda_y - \lambda_0) + \lambda_y^2 \right] = 1.385$$

$$\chi_y := \min \left[1, \frac{1}{\Phi_y + \left(\sqrt{\Phi_y^2 - \lambda_y^2} \right)} \right] = 0.473$$

$$N_{bRd,y} := \chi_y \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 65.692 \cdot \text{kN}$$

Se vedlegg 1 figur 65 (Ulykkeslast)

$$N_{Ed} := 56.08\text{kN}$$

Moment

$$k_{y,max} := 1.2 + 2 \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{bRd,y}} = 2.907$$

$$k_{y1} := 1 + 2(\lambda_y - 0.5) \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{bRd,y}} = 2.158$$

$$k_y := \begin{cases} k_{y1} & \text{if } (1.2 > k_{y1}) < k_{y,max} \\ k_{y,max} & \text{if } k_{y1} > k_{y,max} \\ 1.2 & \text{if } k_{y1} < 1.2 \end{cases}$$

1993-1-4 (5.17)

$$k_y = 2.158$$

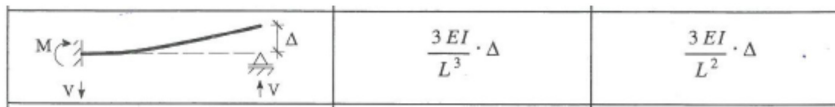
$$\beta_w := 1$$

Tverrsnittsklasse 1

$$W_{pl} := \frac{4 \cdot 1^3}{3} = 4.378 \times 10^3 \cdot \text{mm}^3$$

$$M_{Ed,0.5\text{meter}} := 0.49 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment ved 0,5 meter max fra alle lastkombinasjoner + temperatur



Moment gitt ved følgende formel for deformasjon i hvelvet. Det vil si at momentet reduseres med 2. potens ved lengre boltelengder

$$M_{Ed} := M_{Ed,0.5\text{meter}} \left[\frac{(500\text{mm})^2}{1^2} \right] = 0.01 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{bRd,y}} + k_y \cdot \left(\frac{M_{Ed}}{\beta_w \cdot W_{pl} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \right) = 0.878 < 1$$

Knekking med boltelengde over 3,5 meter med avstivende L100x10 profil

$$\gamma_{M1} := 1.1$$

NS-EN 1993-1-4 tabel 5.1

$$f_y := 220 \text{ MPa}$$

Velger konservativt å benytte f_y for vinkelstålet.

$$E := 200000 \text{ MPa}$$

NS-EN 1993-1-4 tabel 2.1 for 1.4404 rustfritt stål med tykkelse under 75mm

$$l := 5500 \text{ mm}$$

Maks 5,5 meter fri boltelengde

$$L_{cr,y} := 1 \cdot 0.7 = 3.85 \times 10^3 \cdot \text{mm}$$

$$I_{y,vinkel} := 733 \cdot 10^3 \text{ mm}^4$$

Stålkonstruksjoner profiler og form, Instituttet for konstruksjons teknikk NTNU. Legger kun til bøyestivheten fra vinkeljernet i svak akse η - η

$$A := 694 \text{ mm}^2$$

$$I_{y,bolt} = 3.833 \times 10^4 \cdot \text{mm}^4$$

Spenningsareal bolt NTNU PK
Larsen stålhandboken

$$I_y := I_{y,bolt} + I_{y,vinkel} = 7.713 \times 10^5 \cdot \text{mm}^4$$

$$\alpha_y := 0.49$$

Fra EC3 del 1-4 tabell 5.3

$$\lambda_0 := 0.4$$

$$N_{cr,y} := \frac{(\pi^2 \cdot E \cdot I_y)}{L_{cr,y}^2} = 102.718 \cdot \text{kN}$$

$$\lambda_y := \sqrt{A \cdot \frac{f_y}{N_{cr,y}}} = 1.219$$

$$\Phi_y := 0.5 \cdot \left[1 + \alpha_y \cdot (\lambda_y - \lambda_0) + \lambda_y^2 \right] = 1.444$$

$$\chi_y := \min \left[1, \frac{1}{\Phi_y + \left(\sqrt{\Phi_y^2 - \lambda_y^2} \right)} \right] = 0.451$$

$$N_{bRd,y} := \chi_y \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 62.593 \cdot \text{kN}$$

$$N_{Ed} := 56.08 \text{ kN}$$

Ulykkeslast se vedlegg 1 figur 65

Moment

$$k_y := \begin{cases} k_{y1} & \text{if } (1.2 > k_{y1}) < k_{y,max} \\ k_{y,max} & \text{if } k_{y1} > k_{y,max} \\ 1.2 & \text{if } k_{y1} < 1.2 \end{cases}$$

$$k_{y1} := 1 + 2(\lambda_y - 0.5) \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{bRd,y}}$$

$$k_{y,max} := 1.2 + 2 \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{bRd,y}}$$

1993-1-4 (5.17)

$$k_y = 2.289$$

$$\beta_w := 1$$

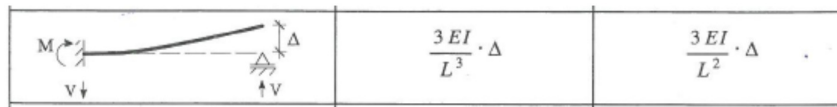
Tverrsnittsklasse 1

Forenkler ved å kun betrakte plastisk motstandsmoment for bolten, da momentet har neglesjerbar innvirkning ved store boltelengder. Sikker side

$$W_{pl} := \frac{4 \cdot I^3}{3} = 4.378 \times 10^3 \cdot \text{mm}^3$$

$$M_{Ed,0.5meter} := 0.49 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment ved 0,5 meter max fra alle lastkombinasjoner + temperatur



Moment gitt ved følgende formel for deformasjon i hvelvet. Det vil si at momentet reduseres med 2. potens ved lengre boltelengder

$$M_{Ed} := M_{Ed,0.5meter} \left[\frac{(500\text{mm})^2}{l^2} \right] = 4.05 \times 10^{-3} \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{bRd,y}} + k_y \cdot \left(\frac{M_{Ed}}{\beta_w \cdot W_{pl} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \right) = 0.907 < 1$$

Kontrollerer for alternativ med M36 bolt

Knekking

$$\gamma_{M1} := 1.1$$

NS-EN 1993-1-4 tabel 5.1

$$l := 1600\text{mm}$$

$$f_y := 600\text{MPa}$$

$$E := 200000\text{MPa}$$

$$L_{cr,y} := 0.7 \cdot l = 1.12 \times 10^3 \cdot \text{mm}$$

Maks 1.6 meter fri boltelengde

$$A := 817\text{mm}^2$$

Spenningsareal M36 festebolt

$$r := \sqrt{\frac{A}{\pi}} = 16.126 \cdot \text{mm}$$

Stålkonstruksjoner profiler og form, Instituttet for konstruksjons teknikk NTNU

$$I_{y,\text{bolt}} := \frac{1}{4} r^4 \cdot \pi = 5.312 \times 10^4 \cdot \text{mm}^4$$

Andre arealmoment

$$\alpha_y := 0.49$$

Fra EC3 del 1-4 tabell 5.3

$$\lambda_0 := 0.4$$

$$N_{cr,y} := \frac{(\pi^2 \cdot E \cdot I_{y,\text{bolt}})}{L_{cr,y}^2} = 83.585 \cdot \text{kN}$$

$$\lambda_y := \sqrt{A \cdot \frac{f_y}{N_{cr,y}}} = 2.422$$

$$\Phi_y := 0.5 \cdot \left[1 + \alpha_y \cdot (\lambda_y - \lambda_0) + \lambda_y^2 \right] = 3.928$$

$$\chi_y := \min \left[1, \frac{1}{\Phi_y + \left(\sqrt{\Phi_y^2 - \lambda_y^2} \right)} \right] = 0.142$$

$$N_{bRd,y} := \chi_y \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 63.482 \cdot \text{kN}$$

Moment

$$N_{Ed} := 56.08 \text{ kN}$$

Ulykkeslast se vedlegg 1 figur 65

$$k_{y1} := 1 + 2(\lambda_y - 0.5) \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{bRd,y}} = 4.395$$

$$k_{y,max} := 1.2 + 2 \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{bRd,y}} = 2.967$$

1993-1-4 (5.17)

$$k_y := \begin{cases} k_{y1} & \text{if } 1.2 > k_{y1} \leq k_{y,max} \\ k_{y,max} & \text{if } k_{y1} > k_{y,max} \\ 1.2 & \text{if } k_{y1} < 1.2 \end{cases}$$

$$k_y = 2.967$$

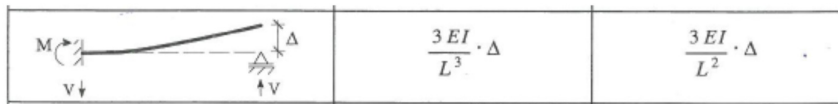
$$W_{pl} := \frac{4 \cdot r^3}{3} = 5.592 \times 10^3 \cdot \text{mm}^3$$

$$M_{Ed,0.5\text{meter}} := 0.49 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment ved 0,5 meter. Maksimal verdi fra alle lastkombinasjoner + temperatur

$$\beta_w := 1$$

Tverrsnittsklasse 1



Moment gitt ved følgende formel for deformasjon i hvelvet. Det vil si at momentet reduseres med 2. potens ved lengre boltelengder. Da det her benyttes M36 bolt og momentene fra Robot er fra en M33 bolt, må også andre arealmoment skaleres for momentberegningen.

$$I_{y,M33} := 3.833 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$M_{Ed} := M_{Ed,0.5\text{meter}} \cdot \frac{I_{y,bolt}}{I_{y,M33}} \cdot \left[\frac{(500\text{mm})^2}{l^2} \right] = 0.066 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{bRd,y}} + k_y \cdot \left(\frac{M_{Ed}}{\beta_w \cdot W_{pl} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \right) = 0.948 < 1 \quad \text{Ok}$$

Knekking med boltelengde over 1,6 meter med avstivende L80x8 profil

$$\gamma_{M1} := 1.1$$

NS-EN 1993-1-4 tabel 5.1

$$f_y := 220 \text{MPa}$$

Velger konservativt å benytte f_y for vinkelstålet.
NS-EN 1993-1-4 tabel 2.1 for 1.4404 rustfritt stål med tykkelse under 75mm

$$E := 200000 \text{MPa}$$

$$l := 3800 \text{mm}$$

Maks 3,8 meter fri boltelengde

$$L_{cr,y} := 1 \cdot 0.7 = 2.66 \times 10^3 \cdot \text{mm}$$

$$I_{y,vinkel} := 296 \cdot 10^3 \cdot \text{mm}^4$$

Stålkonstruksjoner profiler og form, Instituttet for konstruksjons teknikk NTNU. Legger kun til bøyestivheten fra vinkeljernet i svak akse $\eta - \eta$

$$A := 817 \text{mm}^2$$

Spenningsareal bolt NTNU-PK
Larsen Stålhåndbok

$$I_{y,bolt} = 5.312 \times 10^4 \cdot \text{mm}^4$$

$$I_y := I_{y,bolt} + I_{y,vinkel} = 3.491 \times 10^5 \cdot \text{mm}^4$$

$$\alpha_y := 0.49$$

Fra EC3 del 1-4 tabell 5.3

$$\lambda_0 := 0.4$$

$$N_{cr,y} := \frac{(\pi^2 \cdot E \cdot I_y)}{L_{cr,y}^2} = 97.395 \cdot \text{kN}$$

$$\lambda_y := \sqrt{A \cdot \frac{f_y}{N_{cr,y}}} = 1.358$$

$$\Phi_y := 0.5 \cdot [1 + \alpha_y \cdot (\lambda_y - \lambda_0) + \lambda_y^2] = 1.658$$

$$\chi_y := \min \left[1, \frac{1}{\Phi_y + (\sqrt{\Phi_y^2 - \lambda_y^2})} \right] = 0.384$$

$$N_{bRd,y} := \chi_y \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 62.67 \cdot \text{kN}$$

$$N_{Ed} := 56.08 \text{kN}$$

Moment

Ulykkeslast se vedlegg 1 figur 65

$$k_{y1} := 1 + 2(\lambda_y - 0.5) \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{bRd,y}} = 2.536$$

$$k_{y,max} := 1.2 + 2 \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{bRd,y}} = 2.99$$

$$k_y := \begin{cases} k_{y1} & \text{if } (1.2 > k_{y1}) < k_{y,max} \\ k_{y,max} & \text{if } k_{y1} > k_{y,max} \\ 1.2 & \text{if } k_{y1} < 1.2 \end{cases}$$

1993-1-4 (5.17)

$$k_y = 2.536$$

$$\beta_w := 1$$

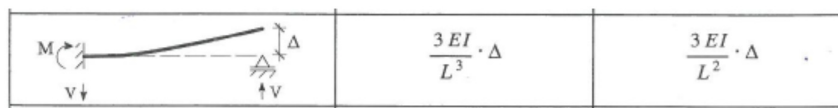
Tverrsnittsklasse 1

Forenkler ved å kun betrakte plastisk motstandsmoment for bolten, da momentet har neglesjerbar innvirkning ved store boltelengder. Sikker side

$$W_{pl} := \frac{4 \cdot r^3}{3} = 5.592 \times 10^3 \cdot \text{mm}^3$$

$$M_{Ed,0.5\text{meter}} := 0.49 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment ved 0,5 meter max fra alle lastkombinasjoner + temperatur



Moment gitt ved følgende formel for deformasjon i hvelvet. Det vil si at momentet reduseres med 2. potens ved lengre boltelengder. Da det her benyttes M36 bolt og momentene fra Robot er fra en M33 bolt, må også andre arealmoment skaleres for momentberegningen.

$$I_{y.M33} := 3.833 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$M_{Ed} := M_{Ed.0.5meter} \cdot \frac{I_{y.bolt}}{I_{y.M33}} \cdot \left[\frac{(500\text{mm})^2}{l^2} \right] = 0.012 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{bRd.y}} + k_y \cdot \left(\frac{M_{Ed}}{\beta_w \cdot W_{pl} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \right) = 0.922 < 1$$

Knekking med boltelengde over 3,8 meter med avstivende L100x10 profil

$$\gamma_{M1} := 1.1$$

NS-EN 1993-1-4 tabel 5.1

$$f_y := 220 \text{ MPa}$$

Velger konservativt å benytte f_y for vinkelstålet.
NS-EN 1993-1-4 tabel 2.1 for 1.4404 rustfritt stål med tykkelse under 75mm

$$E := 200000 \text{ MPa}$$

$$l := 5900 \text{ mm}$$

Maks 5,9 meter fri boltelengde

$$L_{cr,y} := l \cdot 0.7 = 4.13 \times 10^3 \cdot \text{mm}$$

$$I_{y,vinkel} := 733 \cdot 10^3 \text{ mm}^4$$

Stålkonstruksjoner profiler og form, Institutet for konstruksjons teknikk NTNU. Legger kun til bøystivheten fra vinkeljernet i svak akse η - η

$$A := 817 \text{ mm}^2$$

Spenningsareal NTNU PK
Larsen Stålhåndbok

$$I_{y,bolt} = 5.312 \times 10^4 \cdot \text{mm}^4$$

$$I_y := I_{y,bolt} + I_{y,vinkel} = 7.861 \times 10^5 \cdot \text{mm}^4$$

$$\alpha_y := 0.49$$

Fra EC3 del 1-4 tabell 5.3

$$\lambda_0 := 0.4$$

$$N_{cr,y} := \frac{(\pi^2 \cdot E \cdot I_y)}{L_{cr,y}^2} = 90.974 \cdot \text{kN}$$

$$\lambda_y := \sqrt{A \cdot \frac{f_y}{N_{cr,y}}} = 1.406$$

$$\Phi_y := 0.5 \cdot [1 + \alpha_y \cdot (\lambda_y - \lambda_0) + \lambda_y^2] = 1.734$$

$$\chi_y := \min \left[1, \frac{1}{\Phi_y + \left(\sqrt{\Phi_y^2 - \lambda_y^2} \right)} \right] = 0.364$$

$$N_{bRd,y} := \chi_y \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 59.417 \cdot \text{kN}$$

$$N_{Ed} := 56.08 \text{ kN}$$

$$k_{y1} := 1 + 2(\lambda_y - 0.5) \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{bRd,y}} = 2.709$$

$$k_{y,max} := 1.2 + 2 \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{bRd,y}} = 3.088$$

$$k_y := \begin{cases} k_{y1} & \text{if } (1.2 > k_{y1}) < k_{y,max} \\ k_{y,max} & \text{if } k_{y1} > k_{y,max} \\ 1.2 & \text{if } k_{y1} < 1.2 \end{cases} \quad 1993-1-4 \text{ (5.17)}$$

$$k_y = 2.709$$

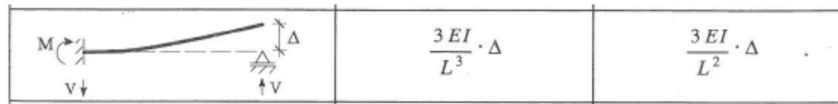
$$\beta_w := 1$$

Tverrsnittsklasse 1

$$W_{pl} := \frac{4 \cdot 1^3}{3} = 5.592 \times 10^3 \cdot \text{mm}^3$$

$$M_{Ed,0.5\text{meter}} := 0.49 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment ved 0,5 meter max fra alle lastkombinasjoner + temperatur



Moment gitt ved følgende formel for deformasjon i hvelvet. Det vil si at momentet reduseres med 2. potens ved lengre boltelengder. Da det her benyttes M36 bolt og momentene fra Robot er fra en M33 bolt, må også andre arealmoment skaleres for momentberegningen.

$$I_{y,M33} := 3.833 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$M_{Ed} := M_{Ed,0.5\text{meter}} \cdot \frac{I_{y,\text{bolt}}}{I_{y,M33}} \left[\frac{(500\text{mm})^2}{l^2} \right] = 4.877 \times 10^{-3} \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{bRd,y}} + k_y \cdot \left(\frac{M_{Ed}}{\beta_w \cdot W_{pl} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \right) = 0.956 < 1$$

Konklusjon:

Ø Gjengestang	Maks. avstand uten avstivning	Avstivningsvinkel	Maks avstand med avstivning
M33	1,3m	L 80x8 L 100x10	3,5m 5,5m
M36	1,6	L 80x8 L 100x10	3,8m 5,9m

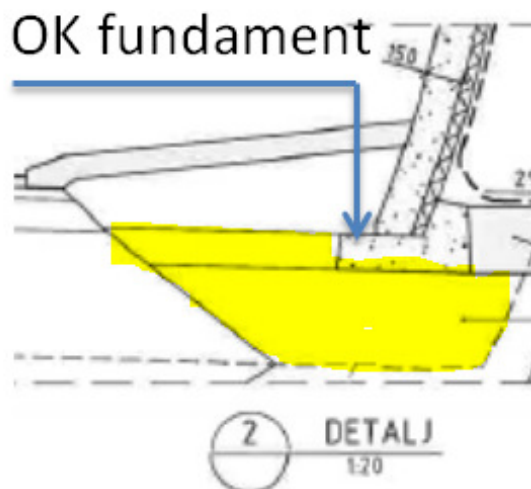
6.3 Stabilitet fundament

For stabilitet av fundament betraktes kun trykk mot trafikkrom, da bakstøp mot berg tar opp trykkrefter mot berget. For utregning se Vedlegg 1, Kapittel 1.15.

6.4 Kontroll av bæreevne

Bæreevne kontrolleres for at fundamentet er utgravd ned til overkant fundament. Skal massene graves bort under OK fundament må det først inspiseres bak hvelv og eventuelt fjerne rasmasser som kan gi horisontalkraft mot trafikkrommet. Det kan heller ikke være trafikk som forårsaker sugkrefter. I denne dimensjoneringen er det tatt høyde for 50 mm XPS som føres ned mot fundamentet. Det anbefales at fundamentet forlenges med dobbel XPS tykkelse for å unngå eksentrisitet i lastene, dvs fra 550 mm bredde til 650 mm. Dimensjonerende krefter er hentet fra Vedlegg 1 Kap 1.16.

Bæreevne for lasttilfellet STR/GEO 1



$$B := 650\text{mm}$$

$$\gamma_m := 1.25$$

$$\varphi := 42\text{deg}$$

SVV HB V220 Figur 2.39 for **maskinkult
Under landkar såle

$$\tan\varphi_d := \frac{\tan(\varphi)}{\gamma_m} = 0.72$$

$$\gamma_{\text{under}} := 19 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$\text{Egenvekt} := \left[(150\text{mm} \cdot 350\text{mm} + 180\text{mm} \cdot 200\text{mm}) \cdot 1000\text{mm} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right] = 2.212 \cdot \text{kN}$$

$$F_y := (21.74\text{kN} + 3.21\text{kN} + 0.73\text{kN} + -0.23\text{kN} + -2.19\text{kN} + -3.31\text{kN}) \cdot 2 = 39.9 \cdot \text{kN}$$

$$F_z := (24.33 + 13.75 + 6.93 + 2.07 + -2.71 + -4.78) \cdot \text{kN} \cdot 2 + \text{Egenvekt} = 81.392 \cdot \text{kN}$$

$$M := (150\text{mm} \cdot F_y) = 5.985 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Ingen eksentrisitet i belastningen, kun moment fra horisontalkraft

$$B_0 := B - \frac{2M}{F_z} = 0.503 \text{ m}$$

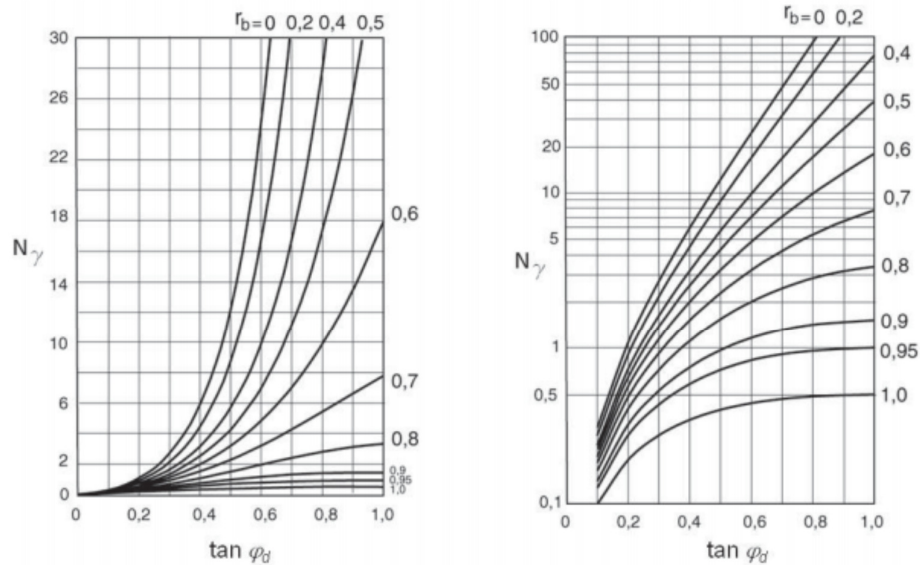
$$a := 10\text{kPa}$$

$$q_v := \frac{F_z}{B_0} = 161.835 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

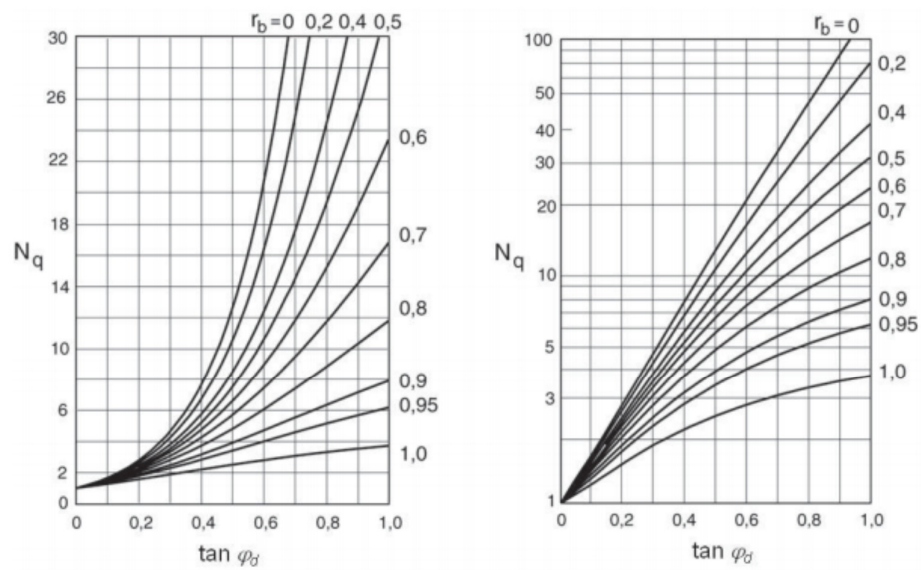
Setter atraksjon lik 10 kPa
SVV HB V220 figur 2.39 for **maskinkult
Under landkar såle

$$r_b := \frac{\left(\frac{F_y}{B_0}\right)}{(q_v + a \cdot m) \cdot \tan \varphi_d} = 0.641$$

Setter 0 poretrykk



Figur 6.5 Bæreevnefaktor N_γ vist med lineær og med logaritmisk skala. (etter Janbu m. fl. 1976, Ref. 3)



Figur 6.4 Bæreevnefaktor N_q vist med lineær og med logaritmisk skala. (etter Janbu m.fl. 1976, Ref. 3)

$$N_\gamma := 6$$

$$N_q := 12$$

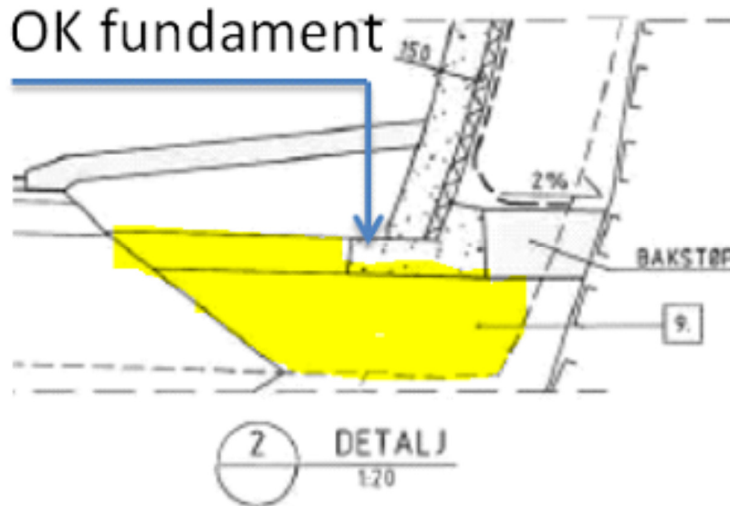
$$\sigma_{v,n} := 0.5 \cdot B_0 \cdot \gamma_{\text{under}} \cdot N_\gamma + N_q \cdot [(\gamma_{\text{under}} \cdot 0.15\text{m}) + a] - a = 172.867 \cdot \text{kPa}$$

Inkludert 0.15m oppfylling

$$\sigma_{v,n} > q_v$$

OK

Bæreevne for lastkombinasjon 17



$$B := 650\text{mm}$$

$$\gamma_m := 1.0$$

$$\varphi := 42\text{deg}$$

SVV HB V220 figur 2.39 for **maskinkult
Under landkar såle
 γ_m gitt av EC7 tabell A.4

$$\tan\varphi_d := \frac{\tan(\varphi)}{\gamma_m} = 0.9$$

$$\gamma_{\text{under}} := 19 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$\text{Egenvekt} := \left[(150\text{mm} \cdot 450\text{mm} + 180\text{mm} \cdot 200\text{mm}) \cdot 1000\text{mm} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right] = 2.588 \cdot \text{kN}$$

$$F_y := (26.85 + 2.69 + 0.07 - 0.66 - 2.69 - 3.9) \cdot \text{kN} = 22.36\text{kN}$$

$$F_z := (22.88 + 13.68 + 6.55 + 1.37 - 3.52 - 5.93) \cdot \text{kN} = 35.03\text{kN}$$

$$F_y := (22.36\text{kN}) \cdot 2 = 44.72 \cdot \text{kN}$$

Lastkombinasjon 69 Brudd 17 se vedlegg 1
kap 1.17

$$F_z := 35.03\text{kN} \cdot 2 + \text{Egenvekt} = 72.647 \cdot \text{kN}$$

$$M := (150\text{mm} \cdot F_y) = 6.708 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Antar 50 mm XPS som forskyver aksiallasten
i forhold til fundamentets nøytralakse

$$B_0 := B - \frac{2M}{F_z} = 0.465\text{m}$$

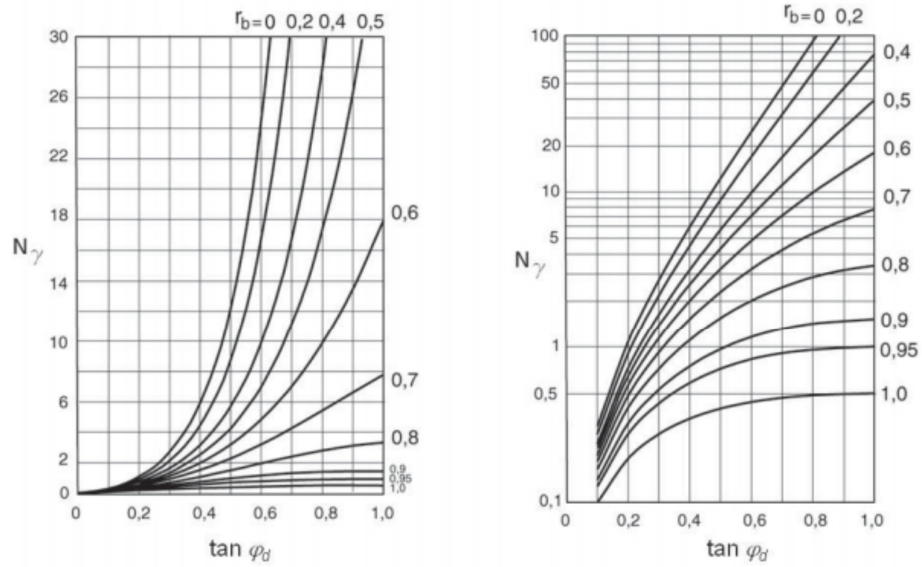
Setter atraksjon lik 10 kPa

$$a := 10\text{kPa}$$

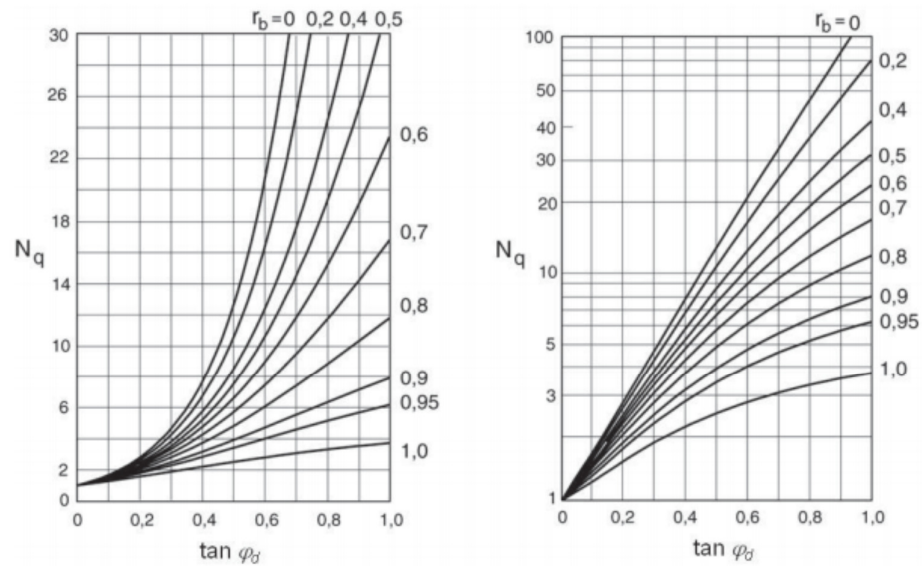
$$q_v := \frac{F_z}{B_0} = 156.121 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$r_b := \frac{\left(\frac{F_y}{B_0}\right)}{\left(\frac{q_v}{m} + a\right) \cdot \tan \varphi_d} = 0.643 \text{ m}$$

Setter 0 poretrykk



Figur 6.5 Bæreevnefaktor N_γ vist med lineær og med logaritmisk skala. (etter Janbu m. fl. 1976, Ref. 3)



Figur 6.4 Bæreevnefaktor N_q vist med lineær og med logaritmisk skala. (etter Janbu m.fl. 1976, Ref. 3)

$$N_\gamma := 11$$

$$N_q := 17$$

$$\sigma_{v,n} := 0.5 \cdot B_0 \cdot \gamma_{\text{under}} \cdot N_\gamma + N_q \cdot \left[\left(\gamma_{\text{under}} \cdot 0.15 \text{m} \right) + a \right] - a = 257.077 \cdot \text{kPa}$$

$$\sigma_{v,n} > q_v$$

OK

Konklusjon: Det anbefales å øke fundamentbredde mot trafikkrommet med forholdet 2 x Isolasjonstykkelse fra 550 mm til 650 mm bredde, både for å få en mer robust løsning og å unngå eksentrisitet i lasten.

6.5 Kontroll av fortanning og største betongtrykk

1. Kontroll av skjærkraft etter 1992-1-1 kap 6.2.2

Antar all skjærkraft blir overført som friksjon i tettelisten i toppen av fortanningen.

Dimensjonerende skjærkraft pr meter fortanning
(Maksimal verdi fra alle bruddgrenseberegninger)

Vd= 9,42 kN/m

Regner at kraften overføres med kontrakttrykk og friksjon, og kontrollerer at tverrsnittet i overgang element-fortanning tar skjærkraften

Minste skjærkapasitet betong:

fck 45 N/mm²

k 2

V_{min}= 0,035 * k^(3/2) * fck^(1/2)

0,664

V_{Rd,c}= v_{min} * b_w * d

33,20 kN/m

b_w 1000 mm

d 50 mm

Utnyttelse på uarmert minste skjærkapasitet:

0,28

OK

Maksimalt betongtrykk i fuge

Maks trykk 235,55 kN/m

Se vedlegg 1 figur 15, benytter konservativ "peak" verdi

Lastspenning 4,7 Mpa

Jevnt fordelt over neoprenplate på 50mm

f_{cd} 25,5 Mpa

For B45 betong

Utnyttelse 0,18

OK



2. Skjærkraft mellom elementene etter kapittel 6.2.5

c := 0.5

μ := 0

b_i := 50mm

b_w := 1000mm

f_{ctk0.005} := 2.7MPa

f_{ck} := 45MPa

f_{ctd} := f_{ctk0.005} · $\frac{0.85}{1.5}$ = 1.53 · MPa

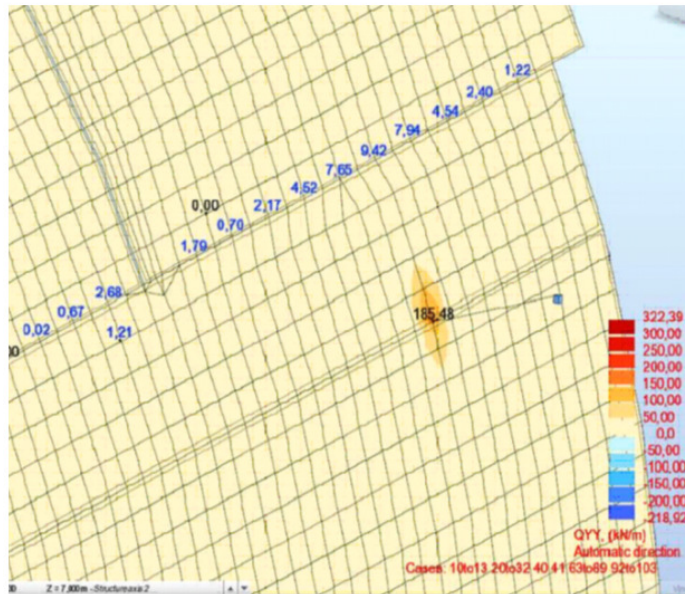
Antar null friksjon i tettelisten (konservativt) og oppsprukket betong etter 6.2.5 (4)

Figur 6.8

pr løpemeter

$$v := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \text{ MPa}} \right) = 0.492$$

6.6N Fasthetsreduksjonsfaktor for betong opprisset grunnet skjærkraft



Skjærkraftplott Qyy i fugen

$$v_{Rdi} := c \cdot f_{ctd} = 0.765 \cdot \text{MPa} < 0.5 \cdot v \cdot f_{ck} \cdot \frac{0.85}{1.5} = 6.273 \cdot \text{MPa} \quad \text{likning 6.25}$$

Påført maksimal skjærspenning

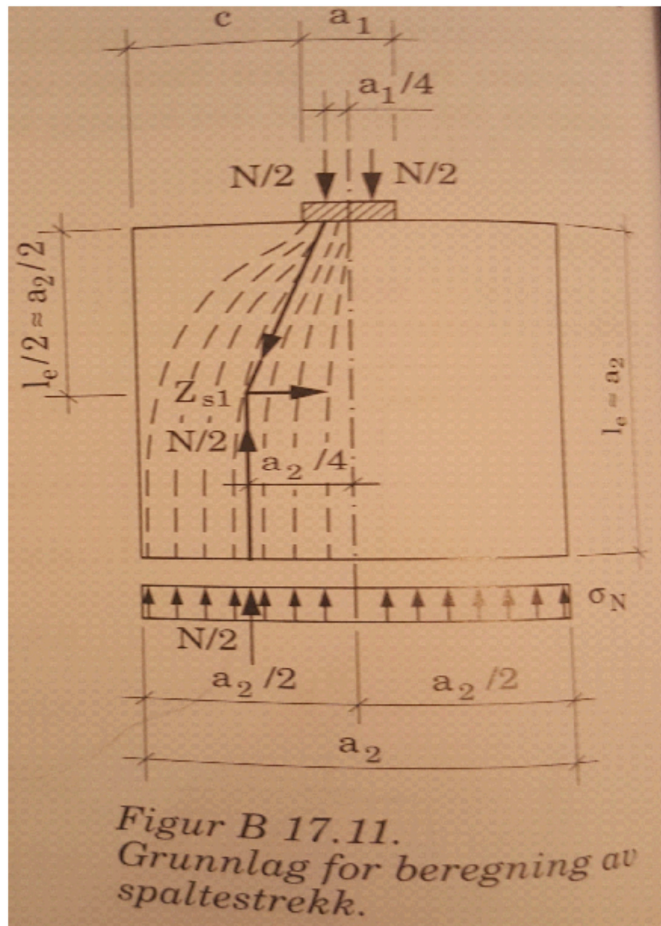
$$V_{Ed} := 9.42 \text{ kN}$$

$$v_{Edi} := 3 \cdot \frac{V_{Ed}}{2 \cdot b_w \cdot b_i} = 0.283 \text{ MPa}$$

$$\eta_v := \frac{v_{Edi}}{v_{Rdi}} = 0.369$$

Beregnet utnyttelse skjær

Spaltestrekk etter betongelementboken bind B 2012 kap. 17.3



$$a_1 := 50\text{mm}$$

$$a_2 := 150\text{mm}$$

$$N_{\max} := 232.55 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Vedlegg 1 figur 16

$$f_{yd} := \frac{500}{1.15} \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 434.783 \cdot \text{MPa}$$

$$\phi := 8\text{mm}$$

Armering bøyle P16 se tegning J001

$$s := 150\text{mm}$$

$$Z_s := 0.25 \cdot N_{\max} \cdot \left(1 - \frac{a_1}{a_2}\right) = 38.758 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$A_s := \frac{(\varnothing)^2 \cdot 1000 \text{mm} \cdot \pi}{2^2 \cdot s} = 335.103 \cdot \text{mm}^2$$

Kapasitet spaltestrekkarmering: $R_s = A_s \cdot f_{yd} = 335 \cdot 434 = 145 \text{ kN}$

Utnyttelsesgrad: $Z_s/R_s = 38.7/145 = 0.27$

Konklusjon:

Ved konservativ betraktning uten aksialkraft, som vil virke positivt for skjærkontroll i fugen mellom tak- og veggelement, har forbindelsen en utnyttelsesgrad for skjær på maksimalt ca. 37 %.

Utnyttelsesgrad for spaltestrekkarmering beregnet med et fugetrykk 232 kN/m er beregnet til 27 %..

6.6 Ulykkeslast-påkjørsel

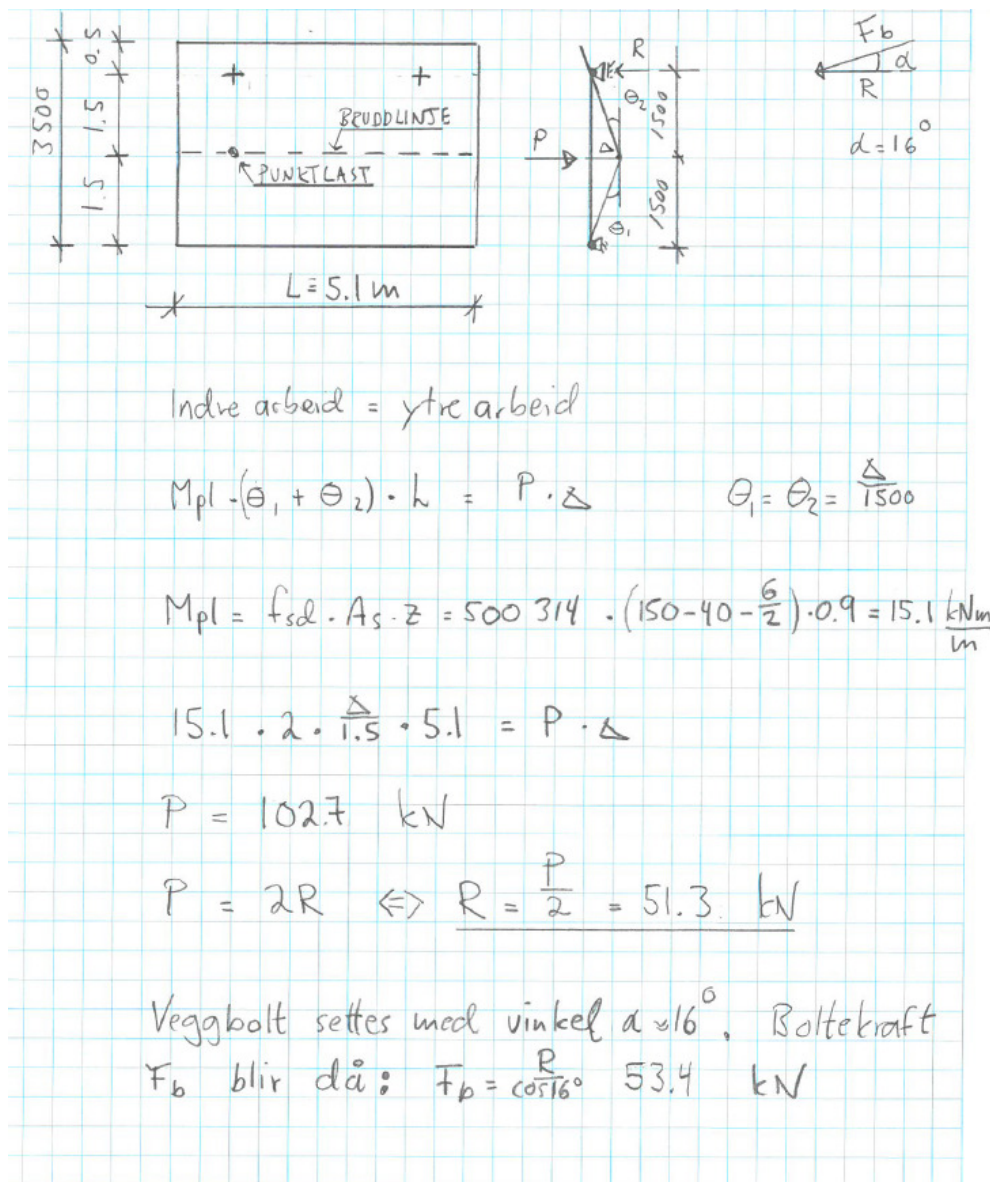
En forenklet beregningsmodell med flytlinjer er benyttet for å beregne kraft i fjellbolter ved ulykkeslast. Beregningsmodell er vist i Figur 13.

Håndbok R510 A4.1 krever vurdering av konsekvenser når veggelementet går til brudd ved påkjørsel. Veggelementet skal ikke skyves ut av posisjon ved påkjørsel.

En bruddlinjemodel benyttes for å kontrollere last som oppstår på veggbolt ved påkjørsel. Nedre del av veggelement ligger an mot bakstøp mot fjell og kan ikke skli.

Beregningsforutsetninger:

- Påkjørsel representeres med med punktlast med angrepshøyde iht. NS-EN-1991-2:2003 4.7.2.1(b). Høyde $h = 1.25\text{m} + 0.25\text{m oppfylling} = 1.5\text{m}$.
- Punktlast angriper rett under bolt og all reaksjonslast forutsettes tatt i en bolt.
- Plastisk momentkapasitet avhenger av innlagt armering i underarmert tverrsnitt. For beregning av plastisk momentkapasitet benyttes innlagt armering fratrekt armering nødvendig for å ta moment grunnet egenvekt av konstruksjonen, $\sim 100\text{mm}^2/\text{m}$.
- Egenvekt fra takelement kombineres ikke med påkjørsellast. Takelementet vil ved store deformasjoner henge i egne bolter.



Figur 13 Beregning av boltekraft med flytlinjemodell

Konklusjon:

Trykk i fjellbolt pga.påkjørsel beregnet med forenklet flytlinjemodell er 53.4 kN
 Bolten er dimensjonert til å tåle en kraft på 56 kN. Veggelementet vil gå til brudd før fjellbolten.

7 Sammendrag

Dimensjoneringen av betonghvelv for T10,5 profil er gjort i Robot og ved håndberegninger etter EC2 og EC3 og SVV håndbok R510. Den resulterende armeringen av dimensjoneringen kan ses i tegning 14165001-J001 til J004.

Dimensjoneringen viser at generell minimumsarmering holder i de fleste snitt. Det er tilleggsarmert i veggelementer opp til en høyde på 2,8 meter med ekstra $\varnothing 6c100$ for P1 og $\varnothing 6c300$ P2 basert på utmatting og armeringsplott fra Robot. Dette gir en samlet armeringsmengde A_s for spesialnett P1 på $476 \text{ mm}^2/\text{m}$ og spesialnett P2 på $306 \text{ mm}^2/\text{m}$. Ved bolteinfestinger er det tilleggsarmert med løsjern basert på utmattingsberegninger på strekksiden.

Vedlegg 1: Oppsummering av statikk og armeringsberegninger i Robot analysen

VEDLEGG 1

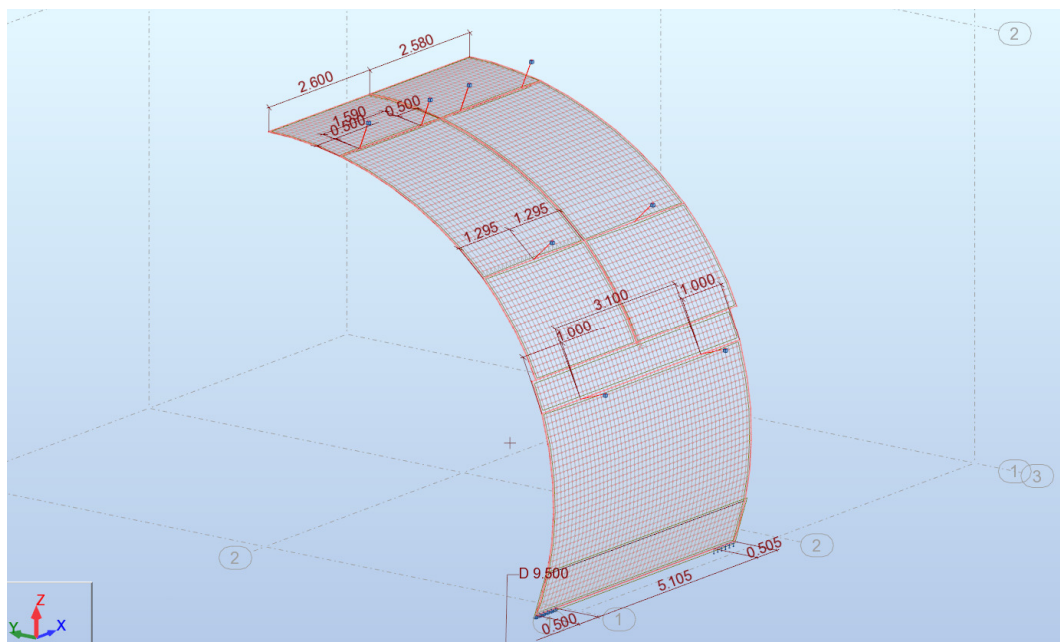
OPPDRAG Dimensjonering av betongelementhvelv T10,5	OPPDRAGSLEDER Geir Nilsen	DATO 20.04.2015
OPPDRAGSNUMMER 14165001	OPPRETTET AV Svein Ådne Moe	Rev 04 06.12.16

Sammendrag av konstruksjonsberegninger fra Robot

Innhold

Sammendrag av konstruksjonsberegninger fra Robot	1
1.1 Statisk modell	2
1.2 Materialer	3
1.3 Lasttilfeller	4
1.4 Lastkombinasjoner	10
1.5 Resultater kraftplot	14
1.6 Hovedspenninger	18
1.7 Beregning av nødvendig armering	19
1.8 Rissvidder og deformasjoner	21
1.9 Utmattingskrefter armering	24
1.10 Effekt av membranstrekk på trykksonehøyde	40
1.11 Utmattingskrefter betong	42
1.12 Maksimale krefter i fjellbolter	43
1.13 Utmattingskrefter i fjellbolter	44
1.14 Temperatur, kryp og svinn	45
1.15 Kontroll av kapasitet av opplegg veggelement-fundament	50
1.16 Fundamentkrefter for kontroll av kapasitet i grunnen	52
1.17 Fundamentkrefter for kontroll av skjær i betongelement	53
1.18 Kontroll av lastresultanter	55

1.1 Statisk modell



Figur 1 Statisk modell med elementnett og hovedmål

Betongelementene er modellert med Autodesk Robot 2014. Dette er en FE applikasjon som gir både statiske krefter, deformasjoner og dimensjonerer nødvendig armering i elementene. Det er benyttet skallelementer med elementstørrelse 100x100mm.

Elementene er modellert med flere paneler som er moment og skjærstivt forbundet, for å kunne plassere nøyaktige noder for tilkobling av fjellboltene til elementnettet.

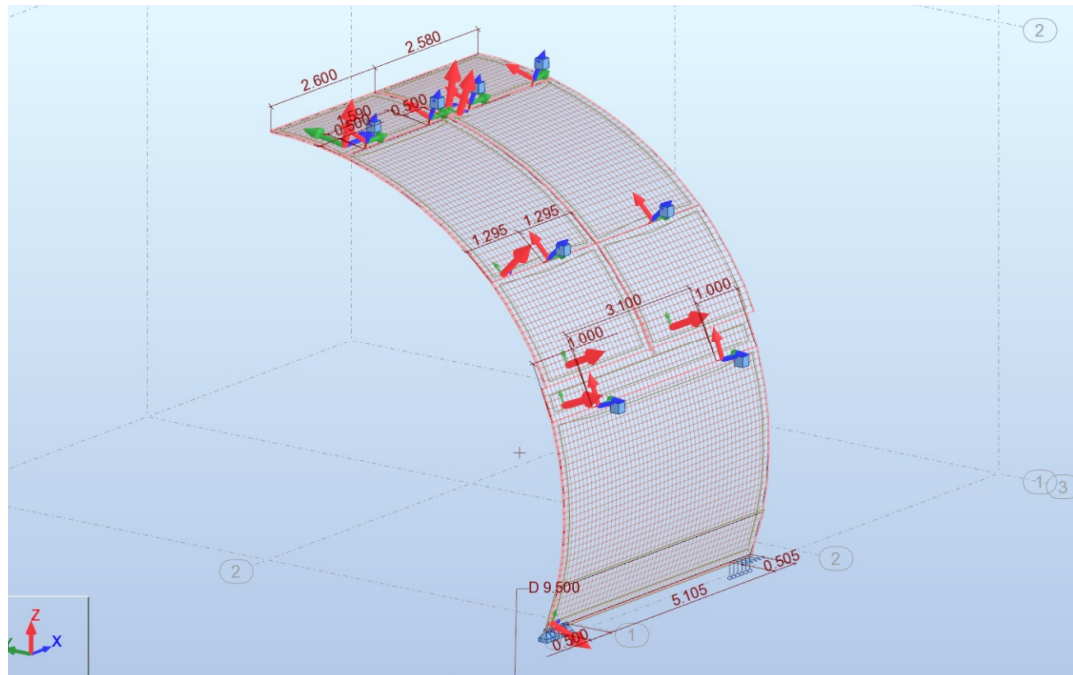
Vertikalfugene er modellert med fysisk 10 mm avstand, og horisontalfugen mellom vegg og takelement er modellert til å rotere fritt ($M_{yy} = 0$).

Fjellboltene er modellert som leddet til elementene og fast innspent til fjell. Boltene er modellert med lengde 0.5m. Boltelengde er valgt som minimum fordi dette gir størst moment i fjellbolter.

Opplegg av veggelement på fundament er som leddet punktopplegg, fordelt i flere punkter for å modellere fundamentets lengde. Lengde opplegg er valgt 500 mm. Globalt og lokale koordinatsystemer er vist i Figur 2. Randbetingelsene gir en fiktiv innspenning i lengderetning som er funnet neglisjerbar i design.

Urealistiske peakverdier ved geometriske diskontinuiteter benyttes ikke i design.

Navn analysefil: Structure Rev4.rtd.



Figur 2 Globalt og lokale koordinatsystem

1.2 Materialer

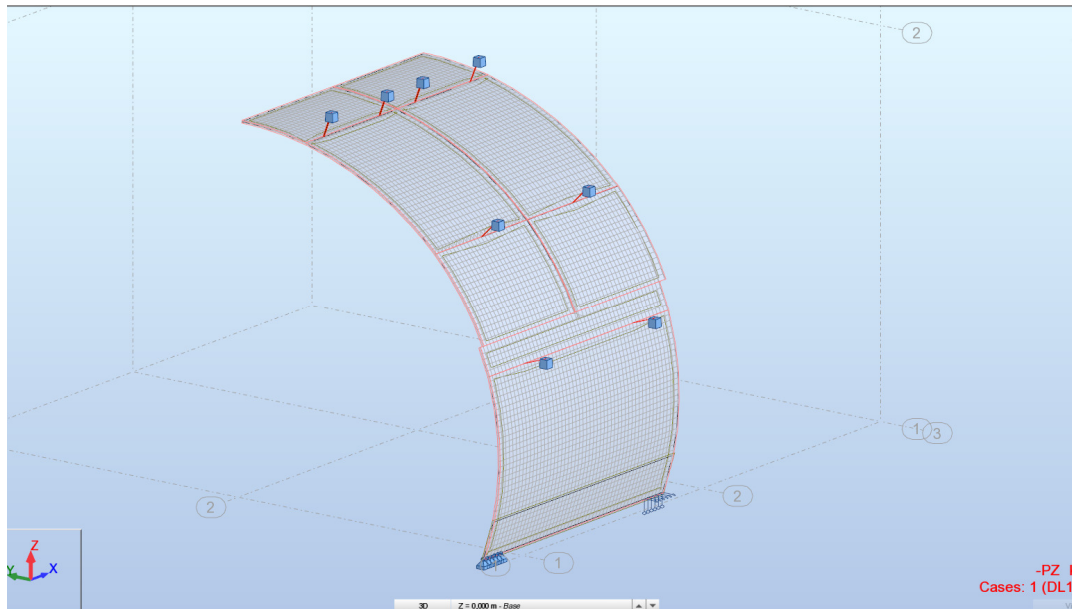
Følgende materialegenskaper er benyttet i FEM-modellen.

	Material	E (MPa)	G (MPa)	NI	LX (1/°C)	RO (kN/m ³)	Re (MPa)
1	B45	36000,00	15000,00	0,20	0,00	24,53	45,00
2	B500NCR	200000,00	76900,00	0,30	0,00	77,01	500,00

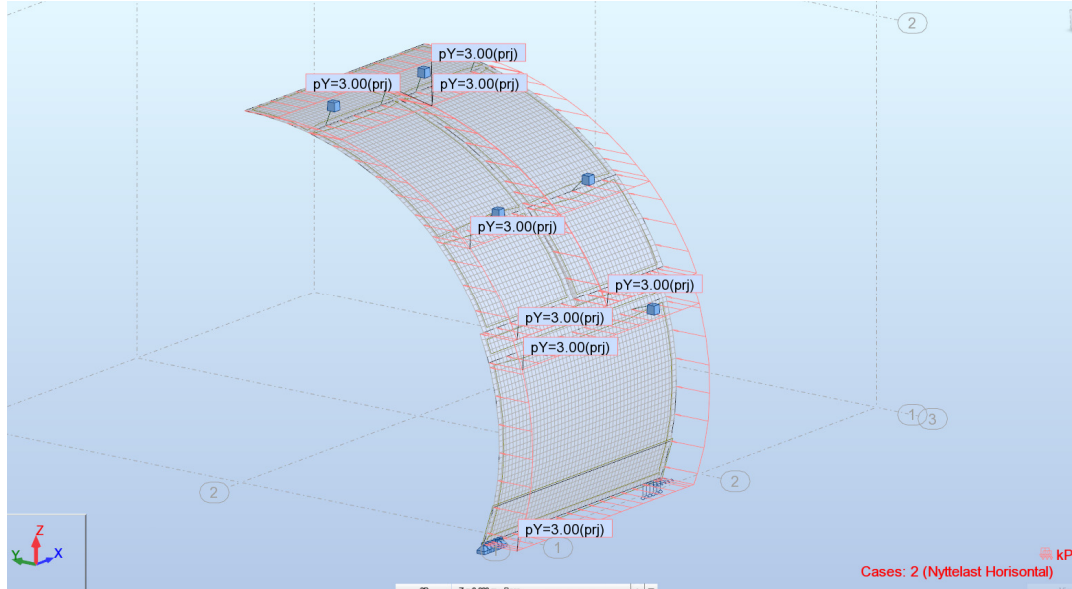
- 1) Stålkvalitet B500NCR for fjellbolter er valgt forenklet. Kapasitetsberegninger er utført for hånd i egen beregning, ref. Hovedrapport.

1.3 Lasttilfeller

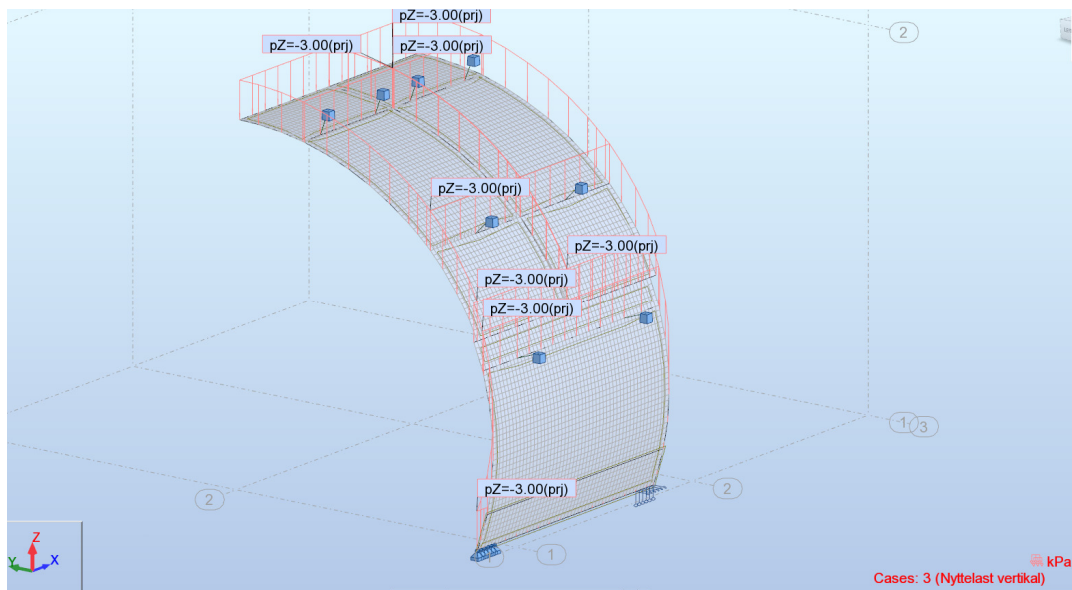
Lasttilfeller som er benyttet i lastkombinering er vist i figurer under.



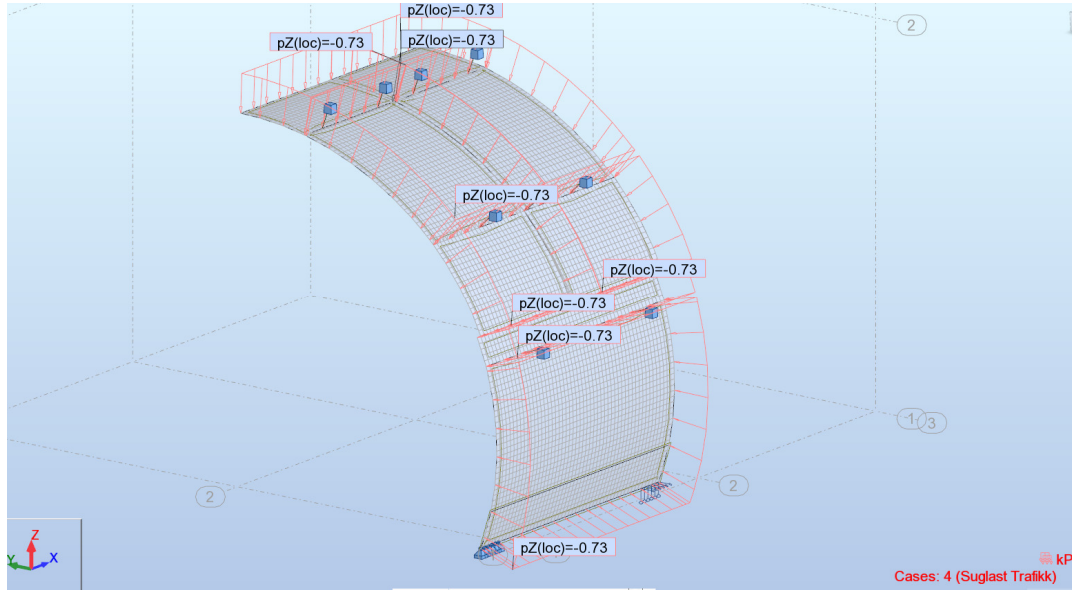
Figur 3 Egenlast – betonghvelv 150mm



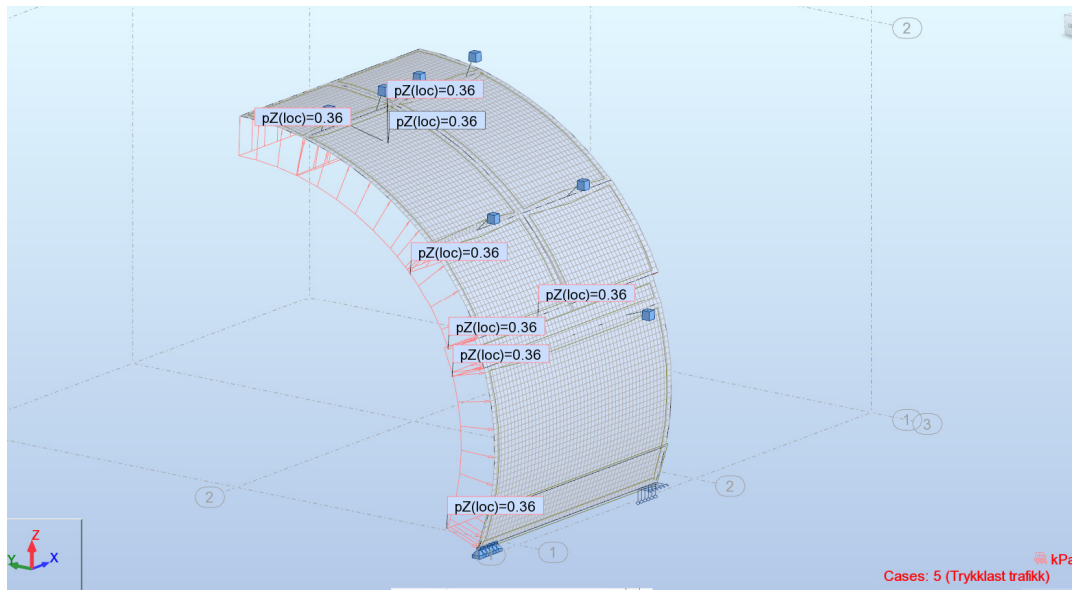
Figur 4 Nyttelast Horisontalt



Figur 5 Nyttelast vertikal



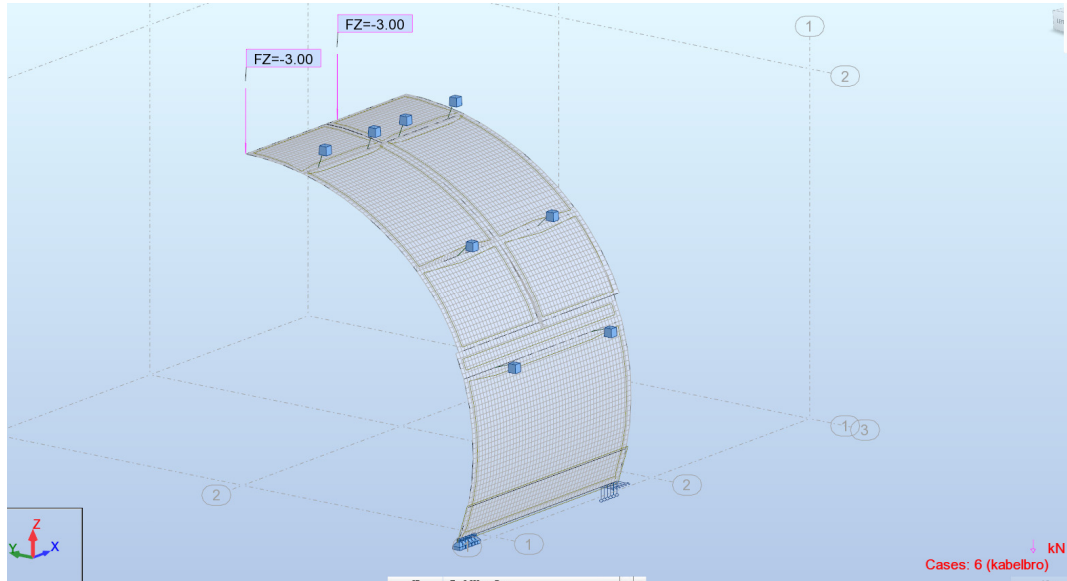
Figur 6 Trafikk vindsug



Figur 7 Trafikk vindtrykk

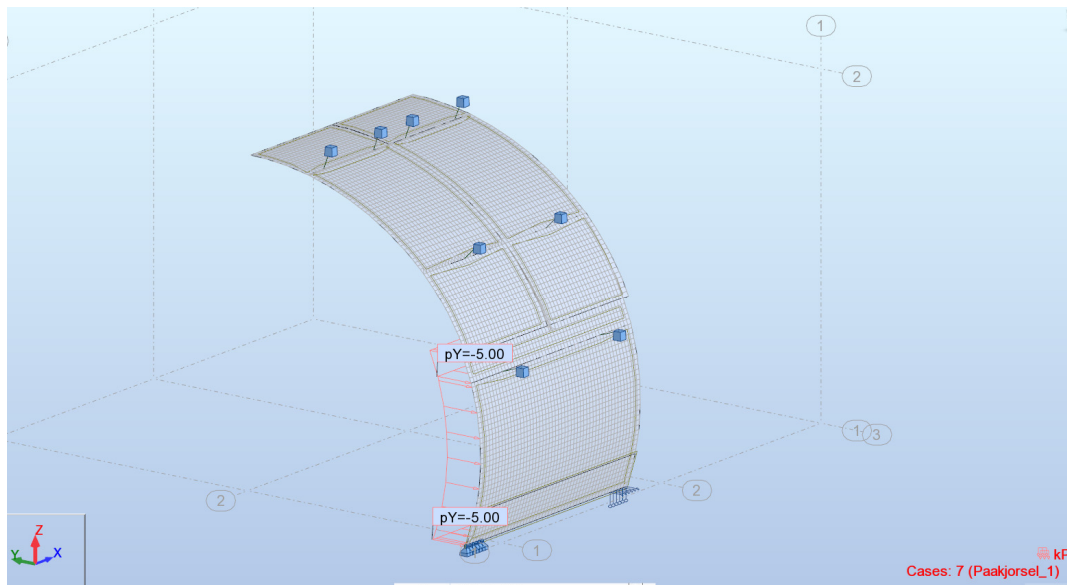
6 (65)

VEDLEGG 1
20.04.2015

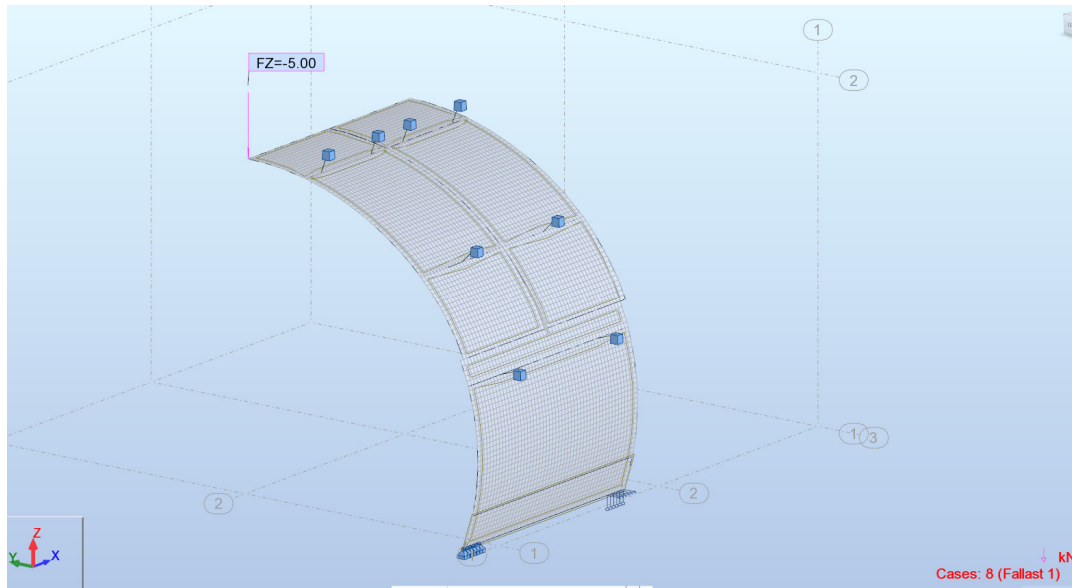


Figur 8 Kabelbro

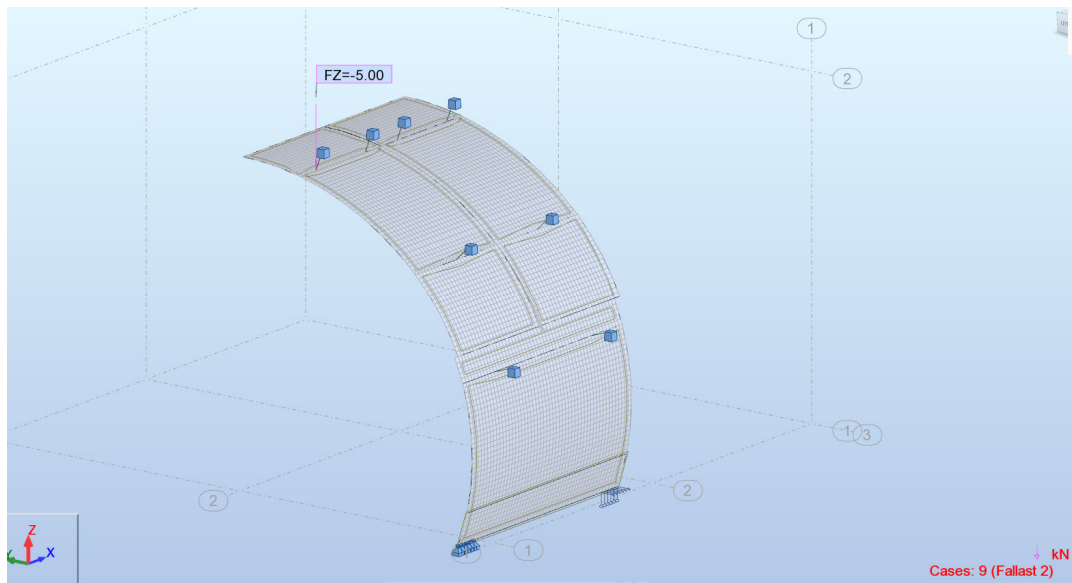
Last for kabelbro er påsatt på dekkekant med c/c 3,0 meter. Denne plasseringen gir størst Myy moment ved bolteinnefesting.



Figur 9 Påkjørsel



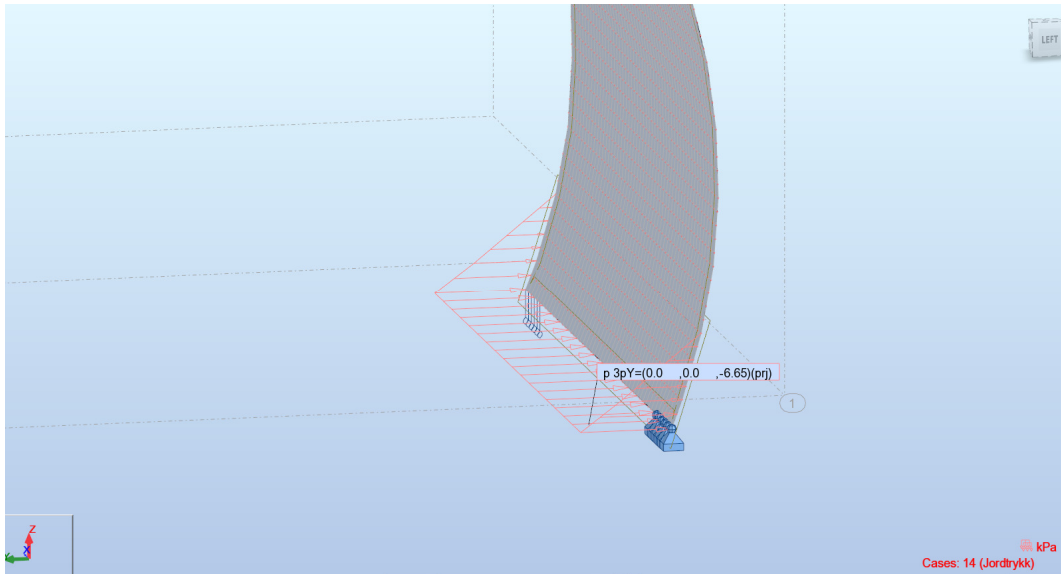
Figur 10 Fallast 1



Figur 11 Fallast 2

8 (65)

VEDLEGG 1
20.04.2015



Figur 12 Jordtrykk

Jordtrykk er påført over en høyde på 70 cm. Det er konservativt valgt en hviletrykkskoeffisient $K = 0.5$. Densitet fylling velges 19 kN/m^3 .

Beregning av maksimal verdi: $19 \cdot 0.7 \cdot 0.5 = 6.65 \text{ kN/m}^2$.

1.4 Lastkombinasjoner

Lasttilfeller er kombinert som vist Tabell 1 og Tabell 2.

Tabell 1 Lastkombinasjoner (1 av 2)

Lastkomb.		1	2	3	4	Lasttilfeller					
Ref. NS-EN 1990		Egenlast	horizontal Nyttelast	Vertikal nyttelast	Trafikk vindsug	Trafikk vindtrykk	Kabelbro	Påkjøring 1	Fallast 1	Fallast 2	Jordtrykk
Lastkomb.		1	2	3	4	Lasttilfeller					
Ref. NS-EN 1990		Egenlast	horizontal Nyttelast	Vertikal nyttelast	Trafikk vindsug	Trafikk vindtrykk	Kabelbro	Påkjøring 1	Fallast 1	Fallast 2	Jordtrykk
Bruksgrense:											
Karakteristisk	Bruk 1	1,0	1,0		0,7						
Karakteristisk	Bruk 2	1,0		1,0	0,7		1,0				
Karakteristisk	Bruk 3	1,0	1,0	1,0	0,7		1,0				
Karakteristisk	Bruk 4	1,0				1,0					
Bruddgrense:											
Ligning 6.10 a)	Brudd 1	1,35	1,05		1,05						
Ligning 6.10 a)	Brudd 2	1,35		1,05	1,05		1,35				
Ligning 6.10 a)	Brudd 3	1,35	1,05	1,05	1,05		1,35				
Ligning 6.10 b)	Brudd 4	1,2	1,5								
Ligning 6.10 b)	Brudd 5	1,2		1,5			1,20				
Ligning 6.10 b)	Brudd 6	1,2	1,5	1,5			1,20				
Ligning 6.10 b)	Brudd 7	1,2	1,5		1,05						
Ligning 6.10 b)	Brudd 8	1,2		1,5	1,05		1,20				
Ligning 6.10 b)	Brudd 9	1,2	1,5	1,5	1,05		1,20				
Ligning 6.10 b)	Brudd 10	1,2				1,5					
Ligning 6.10 a)	Brudd 11	1,00	1,05		1,05						
Ligning 6.10 a)	Brudd 12	1,00		1,05	1,05		1,00				
Ligning 6.10 a)	Brudd 13	1,00	1,05	1,05	1,05		1,00				
Ligning 6.10 b)	Brudd 14	1,00	1,5								
Ligning 6.10 b)	Brudd 15	1,00		1,5			1,00				
Ligning 6.10 b)	Brudd 16	1,00	1,5	1,5			1,00				
Ligning 6.10 b)	Brudd 17	1,00	1,5		1,05						
Ligning 6.10 b)	Brudd 18	1,00		1,5	1,05		1,00				
Ligning 6.10 b)	Brudd 19	1,00	1,5	1,5	1,05		1,00				
Ligning 6.10 b)	Brudd 20	1,00				1,5					
Ulykkesgrense:											
Tabell NA A1.3	Ulykke 1	1,0					1,0	1,0			
Tabell NA A1.3	Ulykke 2	1,0					1,0		1,0		
Tabell NA A1.3	Ulykke 3	1,0					1,0			1,0	
Utmatting:											
Karakteristisk	Utmatting Sug	1,0			1,0						
Karakteristisk	Utmatting trykk	1,0				1,0					

Tabell 2 Lastkombinasjoner (2 av 2)

Lastkomb.	Ref. NS-EN 1990	Lasttilfeller									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	14
		Egenlast	Horisontal Nyttelast	Vertikal nyttelast	Trafikk vindsug	Trafikk vindtrykk	Kabelbro	Påkjøring 1	Falllast 1	Falllast 2	Jordtrykk
Karakteristisk	Bruk 11	1,0	1,0		0,7						1,0
Karakteristisk	Bruk 12	1,0		1,0	0,7		1,0				1,0
Karakteristisk	Bruk 13	1,0	1,0	1,0	0,7		1,0				1,0
Karakteristisk	Bruk 14	1,0				1,0					1,0
	Bruddgrense:										
Ligning 6.10 a)	Brudd 21	1,35	1,05		1,05						1,00
Ligning 6.10 a)	Brudd 22	1,35		1,05	1,05		1,35				1,00
Ligning 6.10 a)	Brudd 23	1,35	1,05	1,05	1,05		1,35				1,00
Ligning 6.10 b)	Brudd 24	1,2	1,5								1,00
Ligning 6.10 b)	Brudd 25	1,2		1,5			1,20				1,00
Ligning 6.10 b)	Brudd 26	1,2	1,5	1,5			1,20				1,00
Ligning 6.10 b)	Brudd 27	1,2	1,5		1,05						1,00
Ligning 6.10 b)	Brudd 28	1,2		1,5	1,05		1,20				1,00
Ligning 6.10 b)	Brudd 29	1,2	1,5	1,5	1,05		1,20				1,00
Ligning 6.10 b)	Brudd 30	1,2				1,5					1,00
Ligning 6.10 a)	Brudd 31	1,00	1,05		1,05						1,00
Ligning 6.10 a)	Brudd 32	1,00		1,05	1,05		1,00				1,00
Ligning 6.10 a)	Brudd 33	1,00	1,05	1,05	1,05		1,00				1,00
Ligning 6.10 b)	Brudd 34	1,00	1,5								1,00
Ligning 6.10 b)	Brudd 35	1,00		1,5			1,00				1,00
Ligning 6.10 b)	Brudd 36	1,00	1,5	1,5			1,00				1,00
Ligning 6.10 b)	Brudd 37	1,00	1,5		1,05						1,00
Ligning 6.10 b)	Brudd 38	1,00		1,5	1,05		1,00				1,00
Ligning 6.10 b)	Brudd 39	1,00	1,5	1,5	1,05		1,00				1,00
Ligning 6.10 b)	Brudd 40	1,00				1,5					1,00
	Ulykkesgrense:										
Tabell NA.A1.3	Ulykke 11	1,0					1,0	1,0			1,0
Tabell NA.A1.3	Ulykke 12	1,0					1,0		1,0		1,0
Tabell NA.A1.3	Ulykke 13	1,0					1,0			1,0	1,0
	Bruddgrense:										
Tabell NA.A1.2®	STR/GEO	1,0	1,30		0,91						

1) Beregning av rissvidder er utført konservativt for lastkombinasjoner Bruk 1 til Bruk 4 og Bruk 11 til Bruk 14, med karakteristisk lastkombinasjon. Risskravet 0.3 mm er ikke overskredet og kombinasjonen er til sikker side.

Tabell 3 Lastkombinering utført i Robot

Combinations	Name	Analysis type	Combination	Case nature	Definition
10 (C)	Bruk 1	Linear Combinati	SLS		$(1+2)*1.00+4*0.70$
11 (C)	Bruk 2	Linear Combinati	SLS		$(1+3+6)*1.00+4*0.70$
12 (C)	Bruk 3	Linear Combinati	SLS		$(1+3+6+2)*1.00+4*0.70$
13 (C)	Bruk 4	Linear Combinati	SLS		$(1+5)*1.00$
20 (C)	Brudd 1	Linear Combinati	ULS		$1*1.35+(4+2)*1.05$
21 (C)	Brudd 2	Linear Combinati	ULS		$(1+6)*1.35+(3+4)*1.05$
22 (C)	Brudd 3	Linear Combinati	ULS		$(1+6)*1.35+(3+4+2)*1.05$
23 (C)	Brudd 4	Linear Combinati	ULS		$1*1.20+2*1.50$
24 (C)	Brudd 5	Linear Combinati	ULS		$(1+6)*1.20+3*1.50$
25 (C)	Brudd 6	Linear Combinati	ULS		$(1+6)*1.20+(3+2)*1.50$
26 (C)	Brudd 7	Linear Combinati	ULS		$1*1.20+4*1.05+2*1.50$
27 (C)	Brudd 8	Linear Combinati	ULS		$(1+6)*1.20+3*1.50+4*1.05$
28 (C)	Brudd 9	Linear Combinati	ULS		$(1+6)*1.20+(3+2)*1.50+4*1.05$
29 (C)	Brudd 10	Linear Combinati	ULS		$1*1.20+5*1.50$
30 (C)	Ulykke 1	Linear Combinati	ACC	accidental	$(1+7+6)*1.00$
31 (C)	Ulykke 2	Linear Combinati	ACC	accidental	$(1+9+6)*1.00$
32 (C)	Ulykke 3	Linear Combinati	ACC	accidental	$(1+6+9)*1.00$
40 (C)	Utmatting Sug1	Linear Combinati	SLS		$(1+4)*1.00$
41 (C)	Utmatting trykk1	Linear Combinati	SLS		$(1+5)*1.00$
63 (C)	Brudd 11	Linear Combinati	ULS		$1*1.00+(4+2)*1.05$
64 (C)	Brudd 12	Linear Combinati	ULS		$(1+6)*1.00+(3+4)*1.05$
65 (C)	Brudd 13	Linear Combinati	ULS		$(1+6)*1.00+(3+4+2)*1.05$
66 (C)	Brudd 14	Linear Combinati	ULS		$1*1.00+2*1.50$
67 (C)	Brudd 15	Linear Combinati	ULS		$(1+6)*1.00+3*1.50$
68 (C)	Brudd 16	Linear Combinati	ULS		$(1+6)*1.00+(3+2)*1.50$
69 (C)	Brudd 17	Linear Combinati	ULS		$1*1.00+4*1.05+2*1.50$
70 (C)	Brudd 18	Linear Combinati	ULS		$(1+6)*1.00+3*1.50+4*1.05$
71 (C)	Brudd 19	Linear Combinati	ULS		$(1+6)*1.00+(3+2)*1.50+4*1.05$
72 (C)	Brudd 20	Linear Combinati	ULS		$1*1.00+5*1.50$

12 (65)

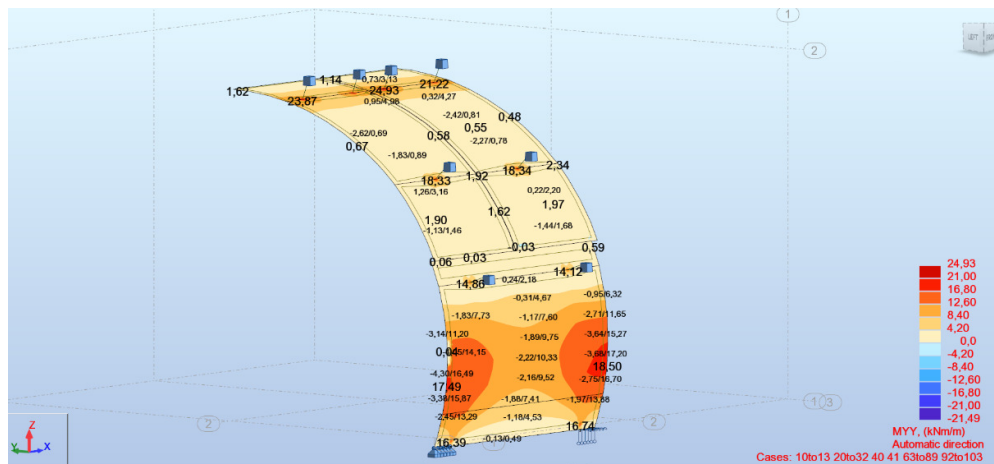
VEDLEGG 1
20.04.2015

73 (C)	Bruk 21	Linear Combination	SLS		$(1+2+14)*1.00+4*0.70$
74 (C)	Bruk 22	Linear Combination	SLS		$(1+3+6+14)*1.00+4*0.70$
75 (C)	Bruk 23	Linear Combination	SLS		$(1+3+6+2+14)*1.00+4*0.70$
76 (C)	Bruk 24	Linear Combination	SLS		$(1+5+14)*1.00$
77 (C)	Brudd 21	Linear Combination	ULS		$1*1.35+(4+2)*1.05+14*1.00$
78 (C)	Brudd 22	Linear Combination	ULS		$(1+6)*1.35+(3+4)*1.05+14*1.00$
79 (C)	Brudd 23	Linear Combination	ULS		$(1+6)*1.35+(3+4+2)*1.05+14*1.00$
80 (C)	Brudd 24	Linear Combination	ULS		$1*1.20+2*1.50+14*1.00$
81 (C)	Brudd 25	Linear Combination	ULS		$(1+6)*1.20+3*1.50+14*1.00$
82 (C)	Brudd 26	Linear Combination	ULS		$(1+6)*1.20+(3+2)*1.50+14*1.00$
83 (C)	Brudd 27	Linear Combination	ULS		$1*1.20+4*1.05+2*1.50+14*1.00$
84 (C)	Brudd 28	Linear Combination	ULS		$(1+6)*1.20+3*1.50+4*1.05+14*1.00$
85 (C)	Brudd 29	Linear Combination	ULS		$(1+6)*1.20+(3+2)*1.50+4*1.05+14*1.00$
86 (C)	Brudd 30	Linear Combination	ULS		$1*1.20+5*1.50+14*1.00$
87 (C)	Ulykke 11	Linear Combination	ACC		$(1+7+6+14)*1.00$
88 (C)	Ulykke 12	Linear Combination	ACC		$(1+9+6+14)*1.00$
89 (C)	Ulykke 13	Linear Combination	ACC		$(1+6+9+14)*1.00$
92 (C)	Brudd 31	Linear Combination	ULS		$(1+14)*1.00+(4+2)*1.05$
93 (C)	Brudd 32	Linear Combination	ULS		$(1+6+14)*1.00+(3+4)*1.05$
94 (C)	Brudd 33	Linear Combination	ULS		$(1+6+14)*1.00+(3+4+2)*1.05$
95 (C)	Brudd 34	Linear Combination	ULS		$(1+14)*1.00+2*1.50$
96 (C)	Brudd 35	Linear Combination	ULS		$(1+6+14)*1.00+3*1.50$
97 (C)	Brudd 36	Linear Combination	ULS		$(1+6+14)*1.00+(3+2)*1.50$
98 (C)	Brudd 37	Linear Combination	ULS		$(1+14)*1.00+4*1.05+2*1.50$
99 (C)	Brudd 38	Linear Combination	ULS		$(1+6+14)*1.00+3*1.50+4*1.05$
100 (C)	Brudd 39	Linear Combination	ULS		$(1+6+14)*1.00+(3+2)*1.50+4*1.05$
101 (C)	Brudd 40	Linear Combination	ULS		$(1+14)*1.00+5*1.50$
102 (C)	Delta Trykk-Sug	Linear Combination	SLS	Structural	$4*1.00+5*1.00$
103 (C)	STR/GEO 1	Linear Combination	ULS	Structural	$1*1.00+2*1.30+4*0.91$
104 (C)	Delta Trykk-Sug+Egen	Linear Combination	SLS	Structural	$(1+4)*1.00+5*1.00$

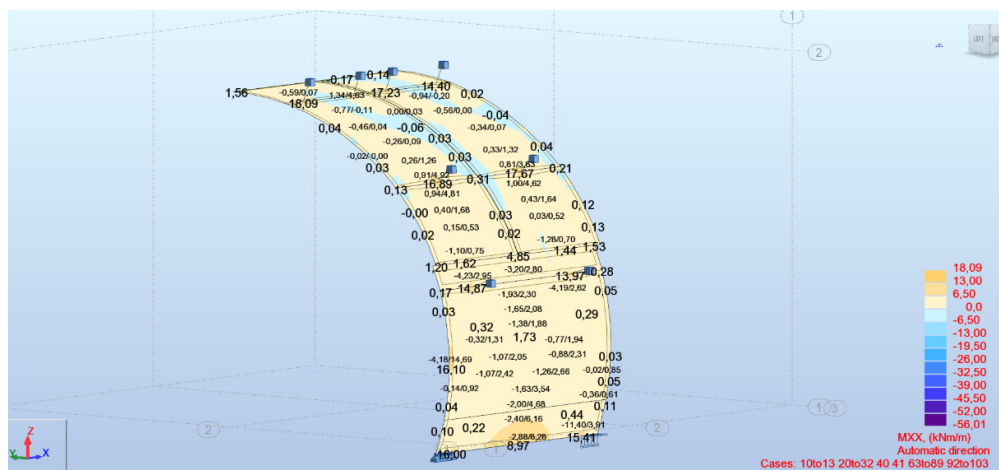
1.5 Resultater kraftplot

Følgende bilder viser omhyllningskurver av dimensjonerende krefter for definerte lastkombinasjoner.

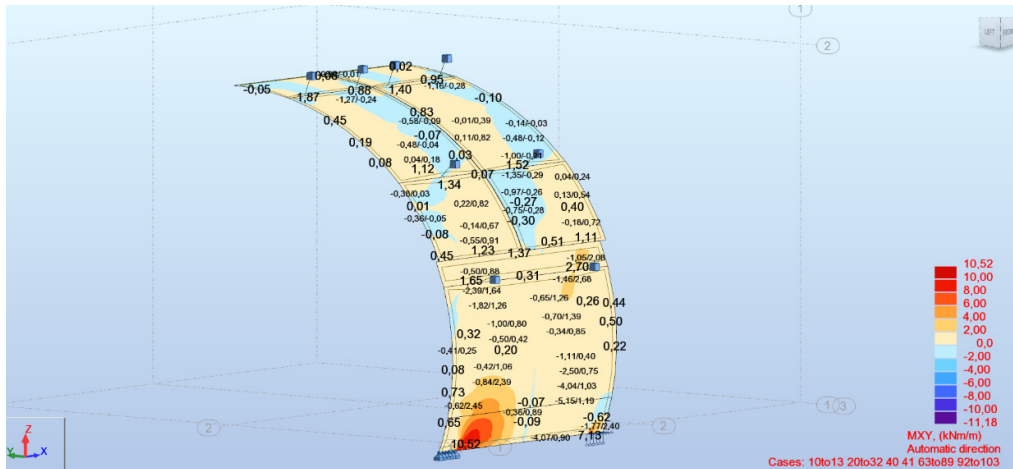
Positive momenter gir strekk på hvelvets fjellside og negativt moment gir strekk på hvelvets trafikkside.



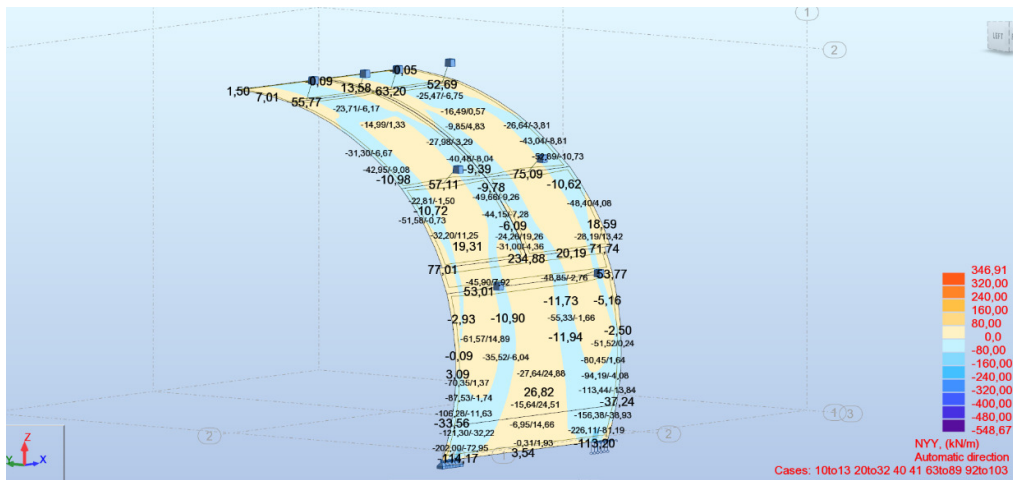
Figur 13 Myy Alle lastkombinasjoner



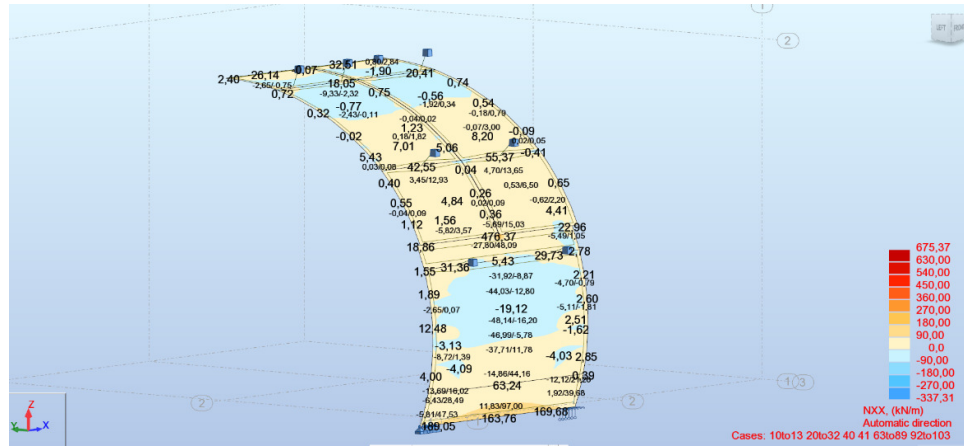
Figur 14 Mxx Alle lastkombinasjoner



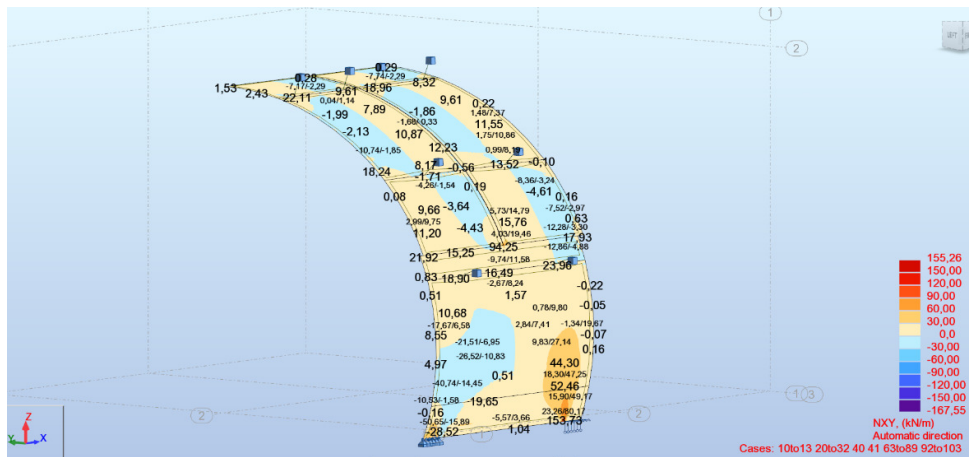
Figur 15 Mxy Alle lastkombinasjoner



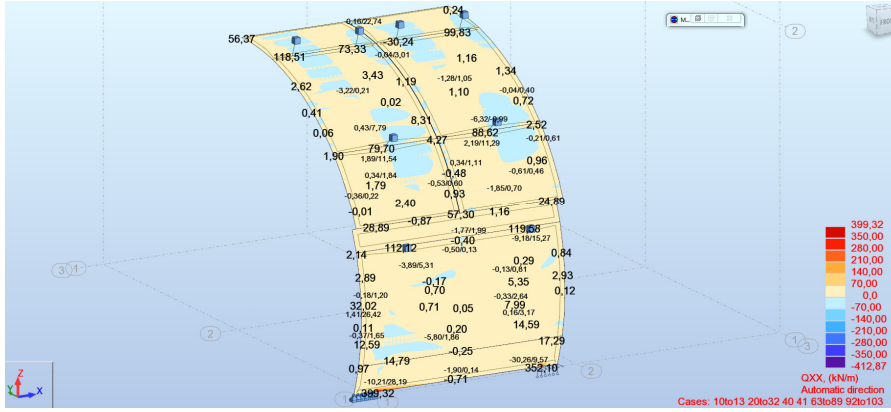
Figur 16 Nyy Alle lastkombinasjoner



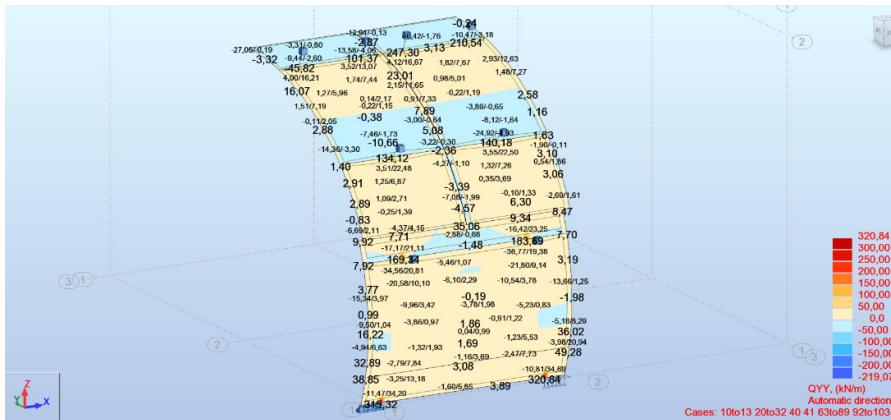
Figur 17 Nxx Alle lastkombinasjoner



Figur 18 Nxy Alle lastkombinasjoner



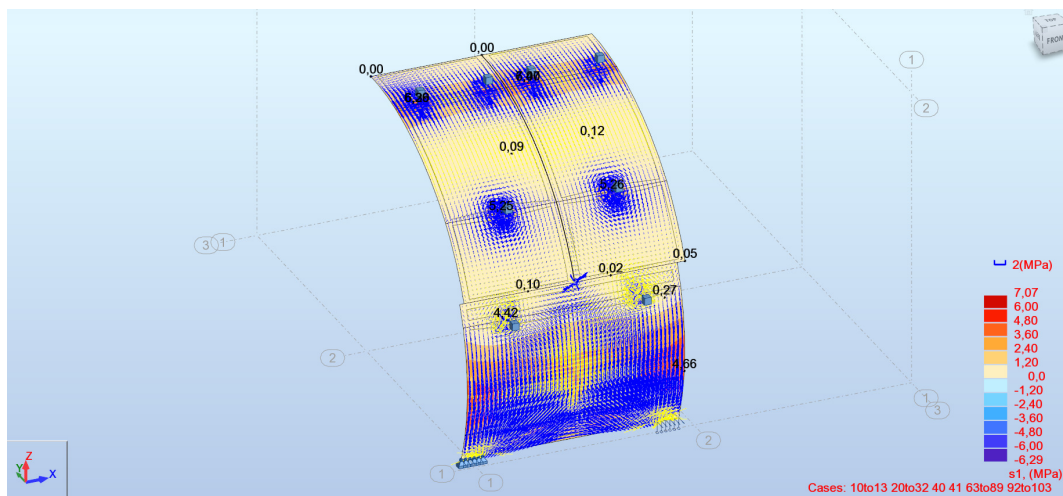
Figur 19 Qxx skjærkraft Alle lastkombinasjoner



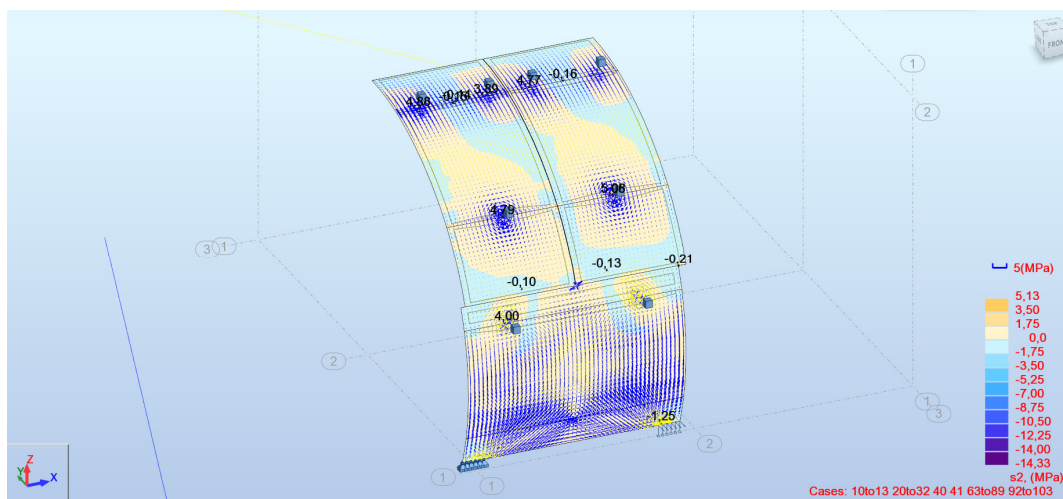
Figur 20 Qyy skjærkraft Alle lastkombinasjoner

1.6 Hovedspenninger

Hovedspenninger med tilhørende retning er vist i Figur 21 og Figur 22.

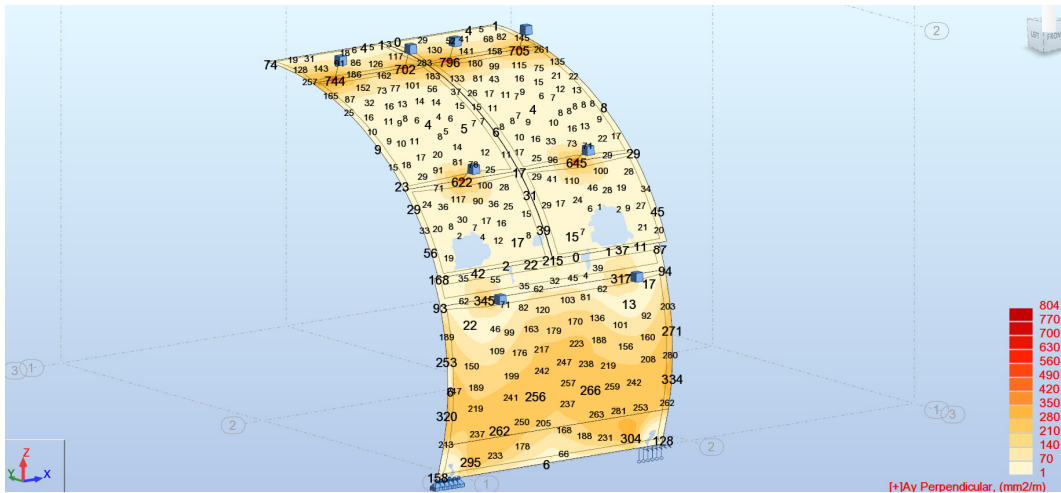


Figur 21 Hovedspenning s1

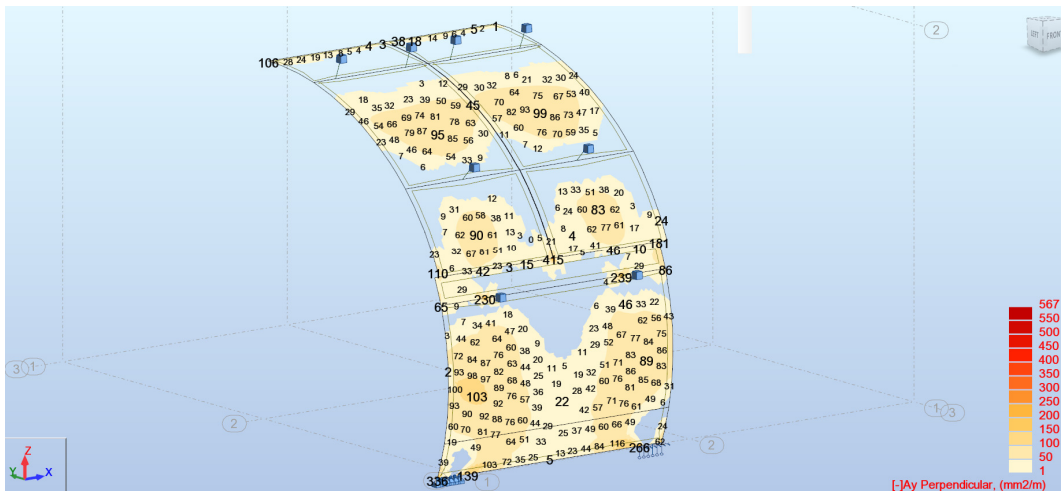


Figur 22 Hovedspenning s2

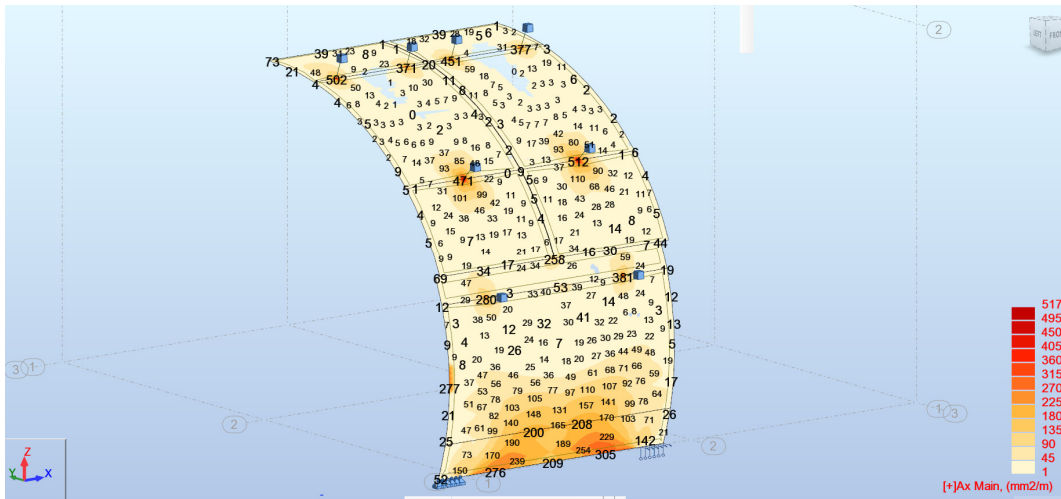
1.7 Beregning av nødvendig armering



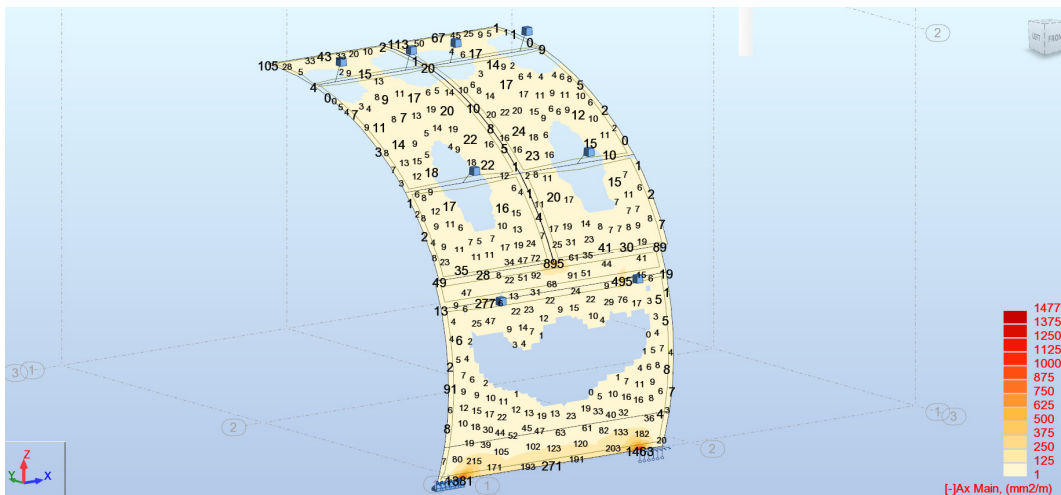
Figur 23 Statisk nødvendig armering (Bergside, tunnel tverretning)



Figur 24 Statisk nødvendig armering (Trafikkside, tunnel tverretning)



Figur 25 Statisk nødvendig armering (Bergside, tunnel lengderetning)



Figur 26 Statisk nødvendig armering (Trafikkside, tunnel lengderetning)

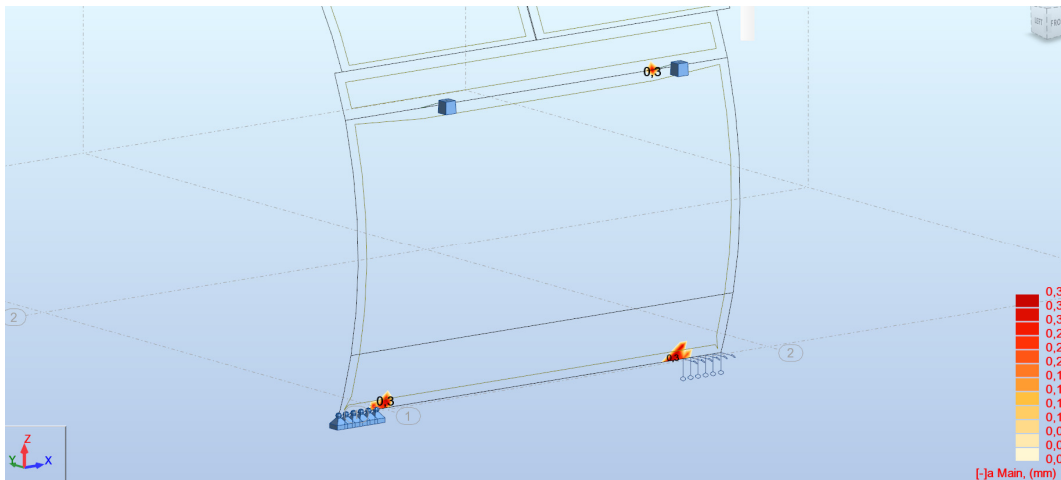
20 (65)

VEDLEGG 1
20.04.2015

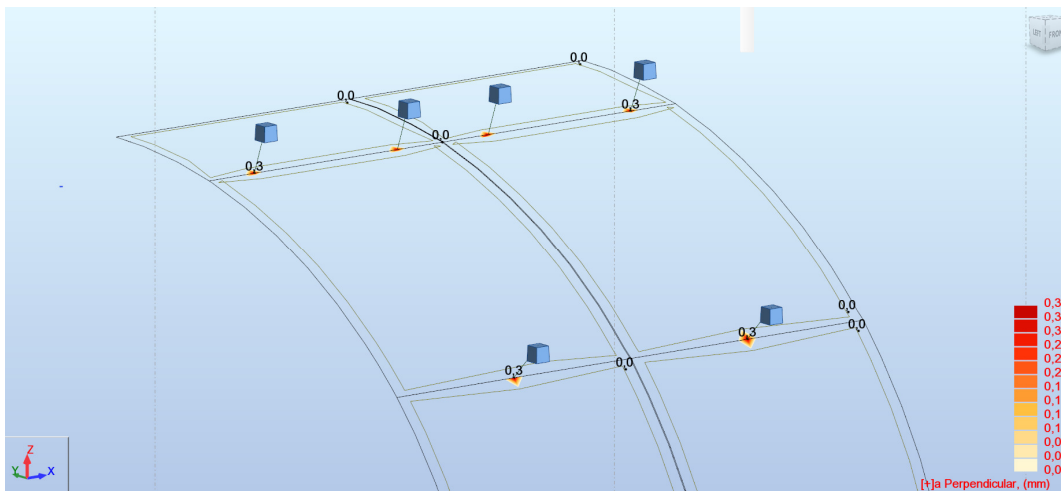
1.8 Rissvidder og deformasjoner

Beregning av rissvidder er utført i Robots armeringsmodul. Betongen skal dimensjoneres for maksimal tillatt rissvidde på 0,3mm ref. /2/.

Beregningene viser kun tendens til riss ved oppleggene, se Figur 27 og Figur 28.

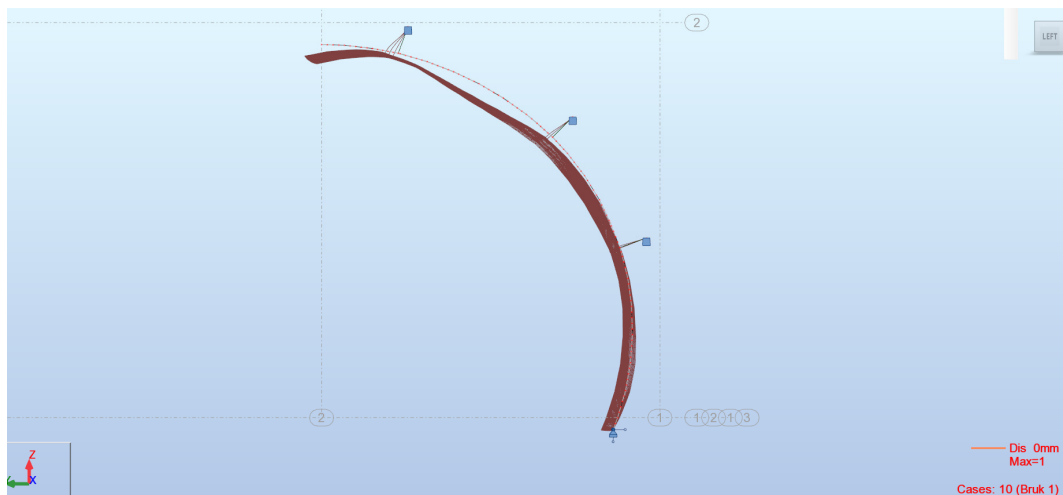


Figur 27 Rissvidder trafikkside

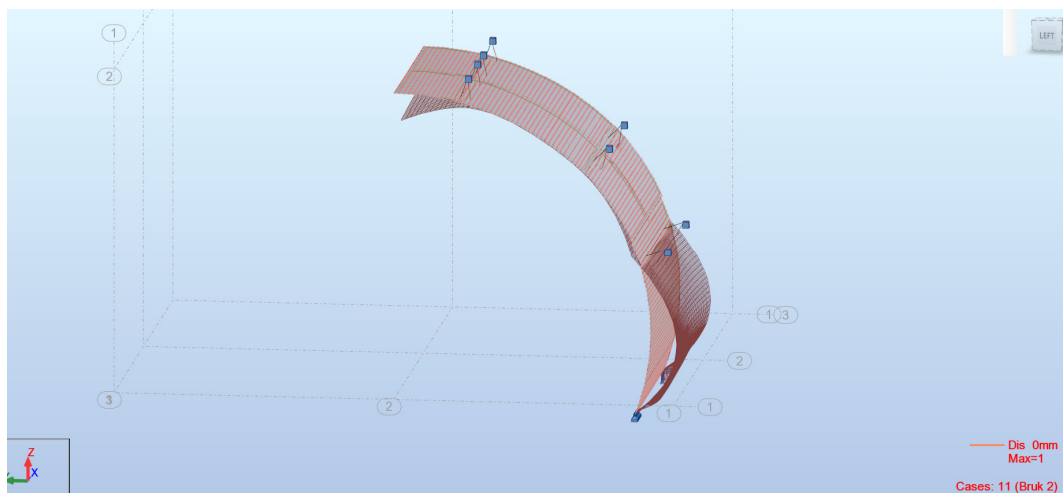


Figur 28 Rissvidder bergside

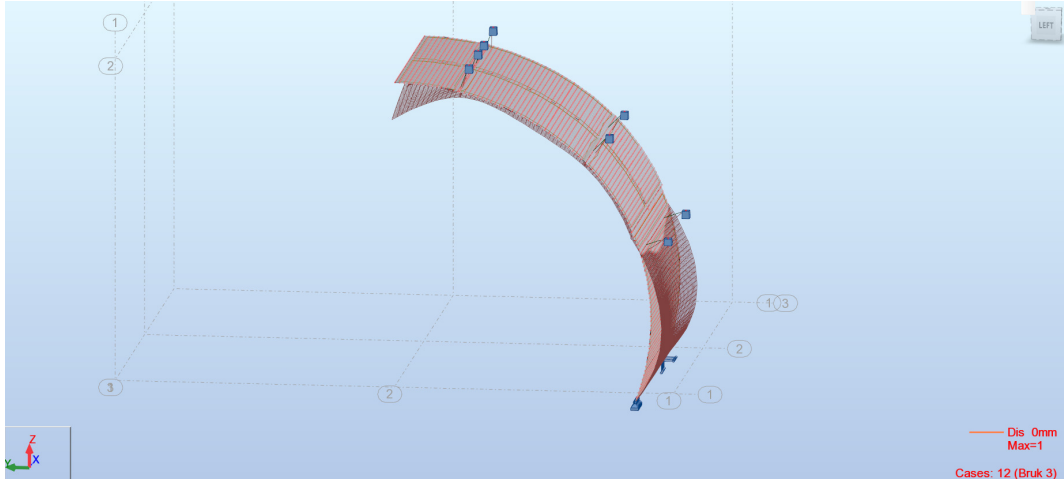
Deformasjoner beregnet i bruksgrensetilstand er vist i Figur 30. Karakteristisk lastkombinasjon er benyttet. Deformasjoner er beregnet med E-modul 36000 MPa.



Figur 29 Deformasjoner bruksgrense LCOMB Bruk 1 (Dominerende horisontal belastning)



Figur 30 Deformasjoner bruksgrense LCOMB Bruk 2 (Dominerende vertikal belastning)



Figur 31 Deformasjoner bruksgrense LCOMB Bruk 3 (Dominerende hor.+vert. belastning)

1.9 Utmatningskrefter armering

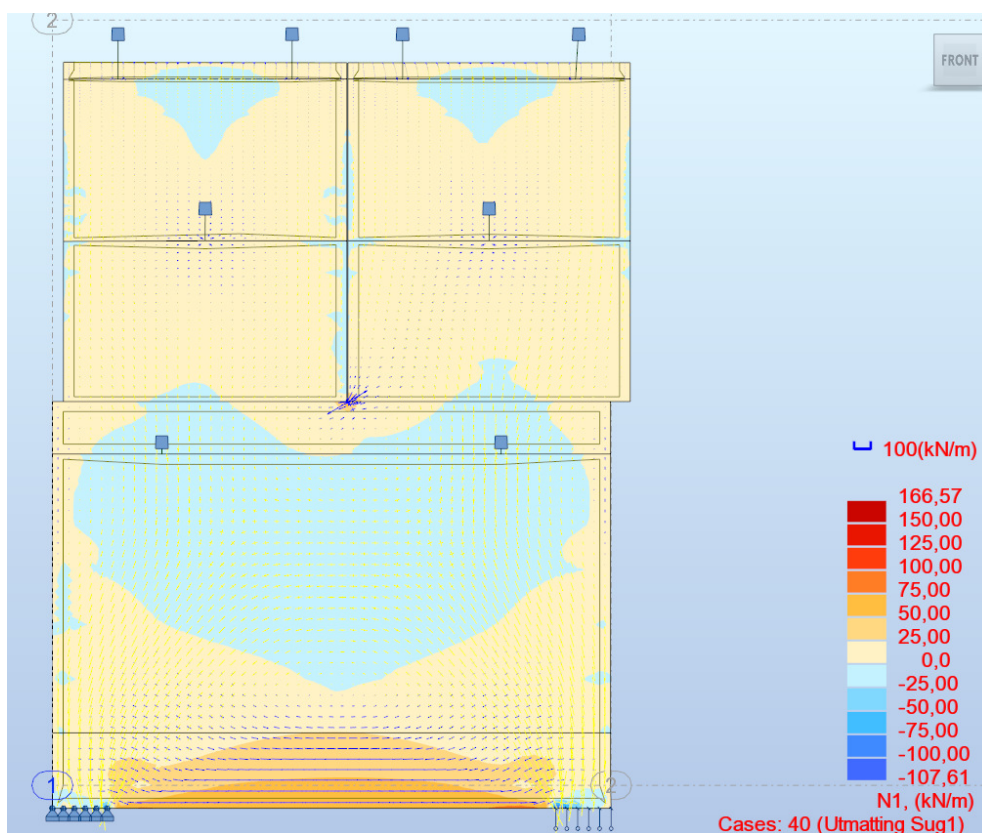
Belastning grunnet vekslende laster fra trykk og sug benyttes for å beregne kapasitet for utmatting armering. Egenvekt betong er inkludert i lastkombinasjonene.

Lastkombinasjon 40 og 41 kontrolleres. Hovedretning for hovedmoment og hovedkrefter er vist i Figur 32 til Figur 35.

Deltamoment Trykk-Sug er vist i Figur 36 til Figur 42. Deltamomentet benyttes for alle utmatningsberegninger unntatt for beregning av utmatting betongtrykk, der Von Miseses spenninger benyttes.

Hovedmoment og hovedkrefter for betong rundt nedre fjellbolt i takelement er vist i Figur 43 til Figur 50.

Hovedmoment og hovedkrefter for betong rundt nedre fjellbolt i takelement er vist i Figur 51 til Figur 58.

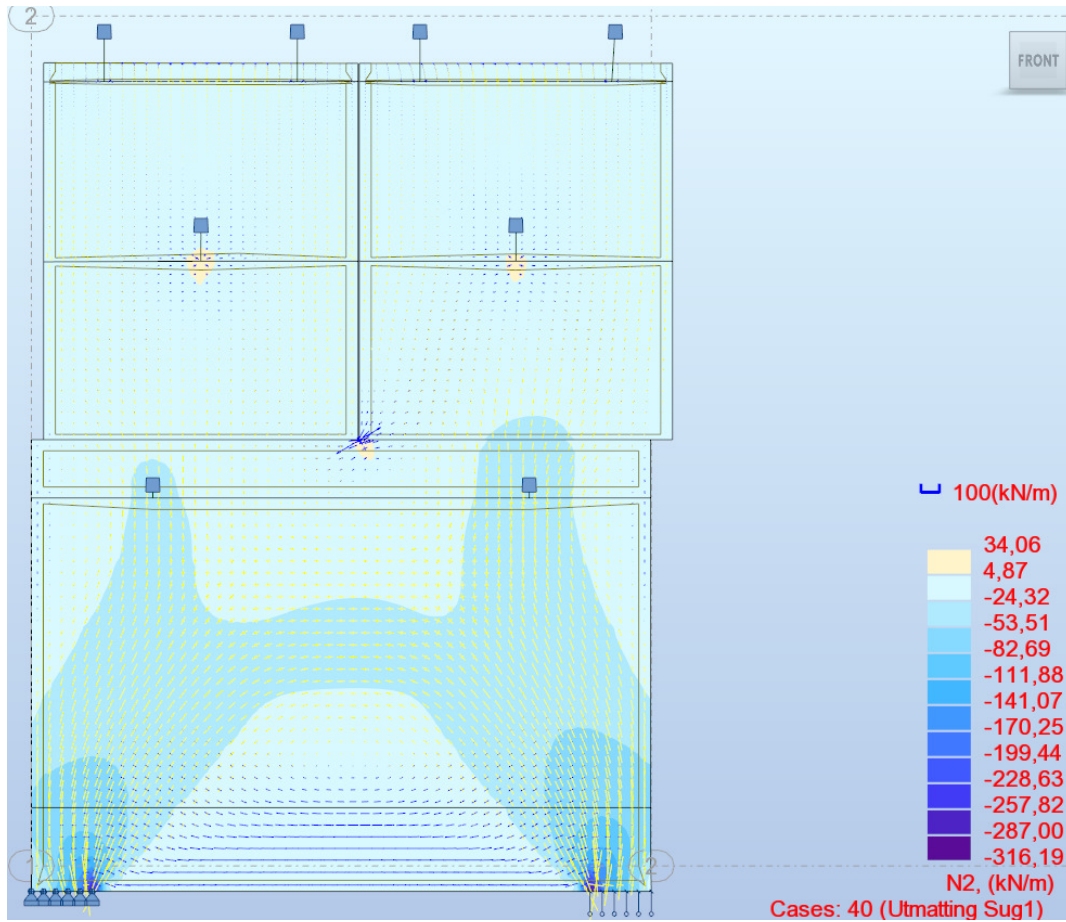


Figur 32 Retninger for hovedkrefter N1 veggelement sug+egenvekt

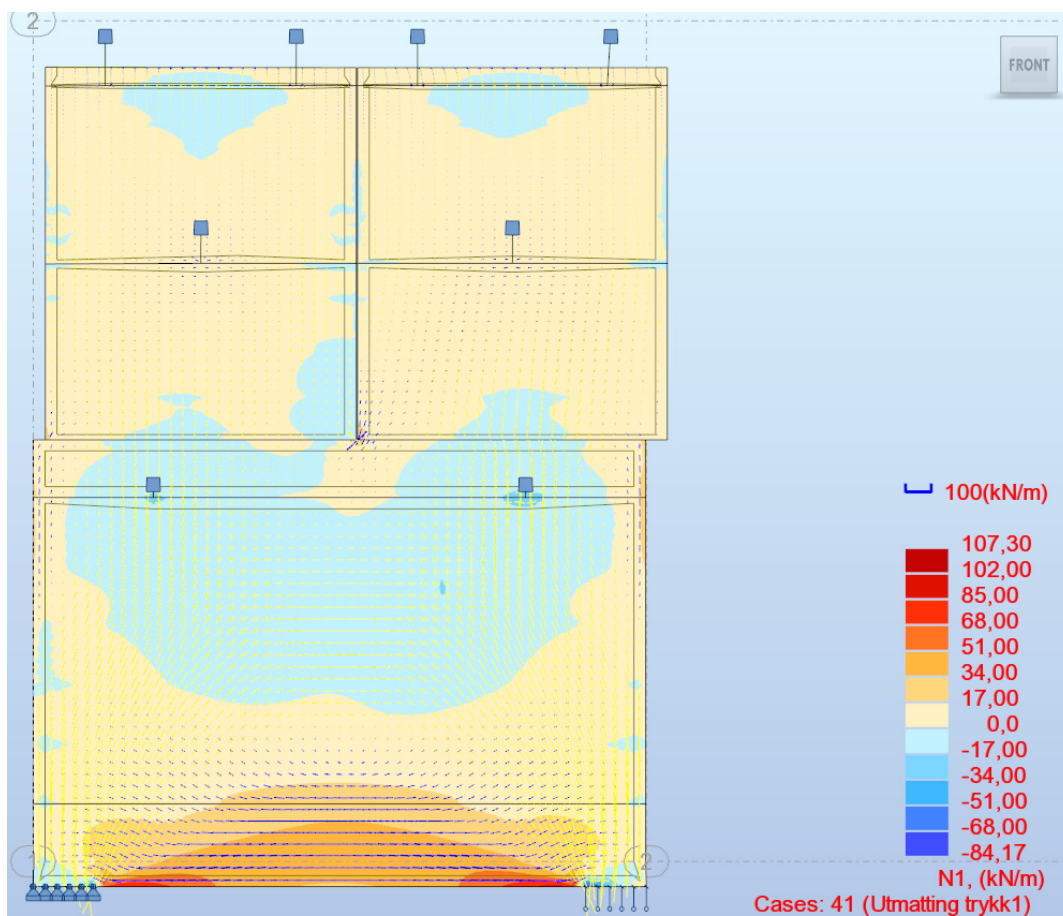
24 (65)

VEDLEGG 1
20.04.2015

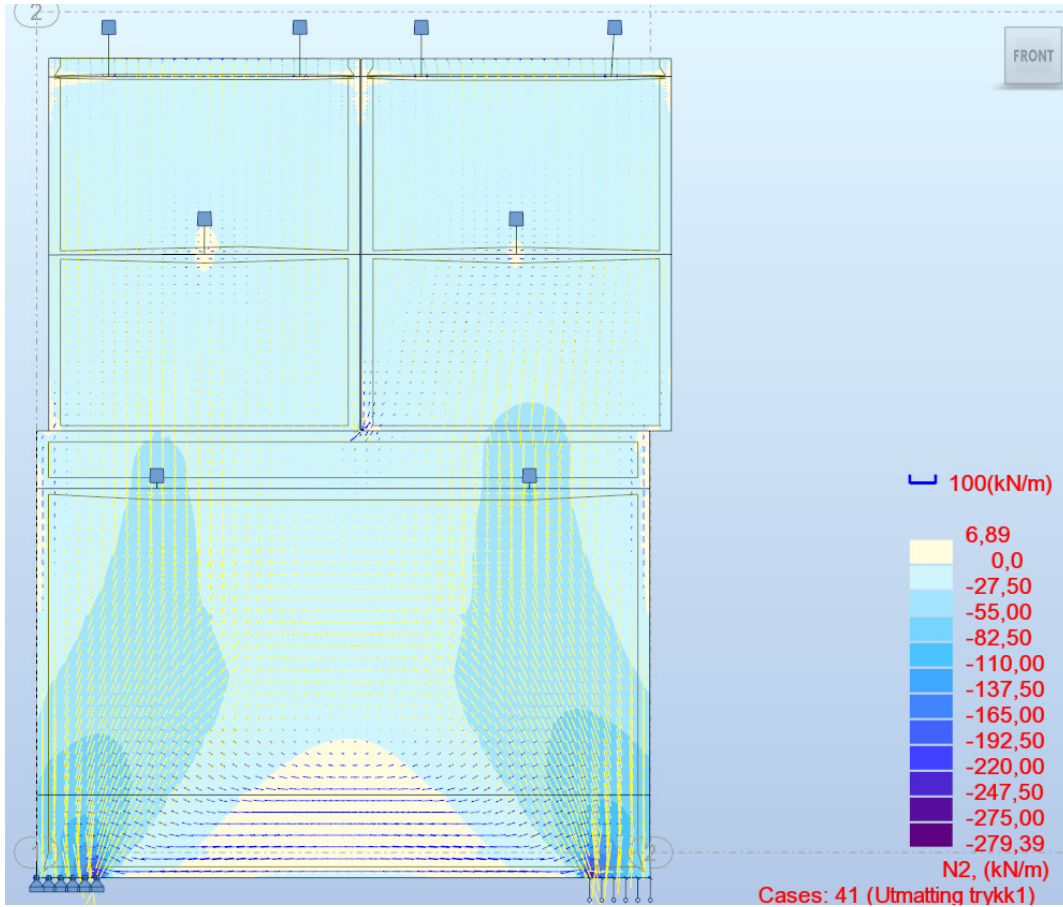
Figur 32 viser at det oppstår et strekkfelt i bunnen av veggskiven.



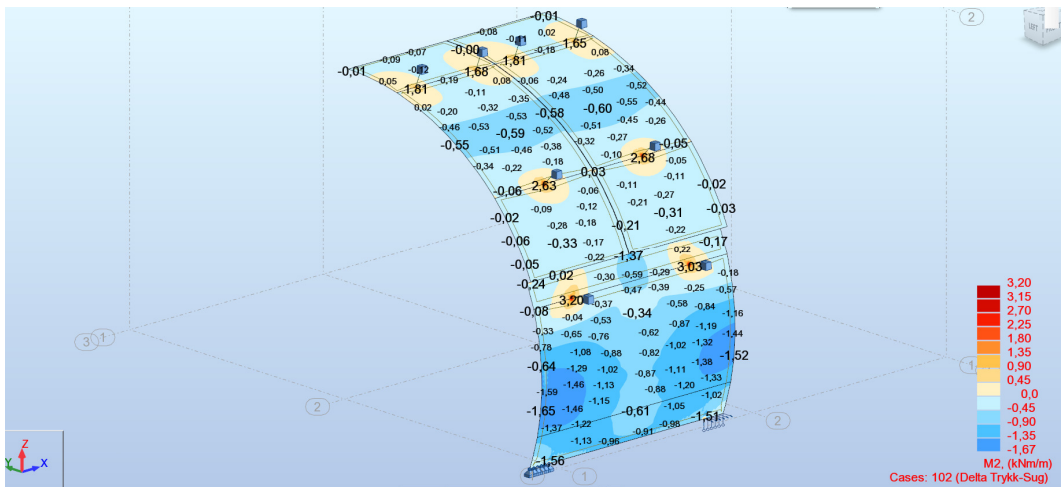
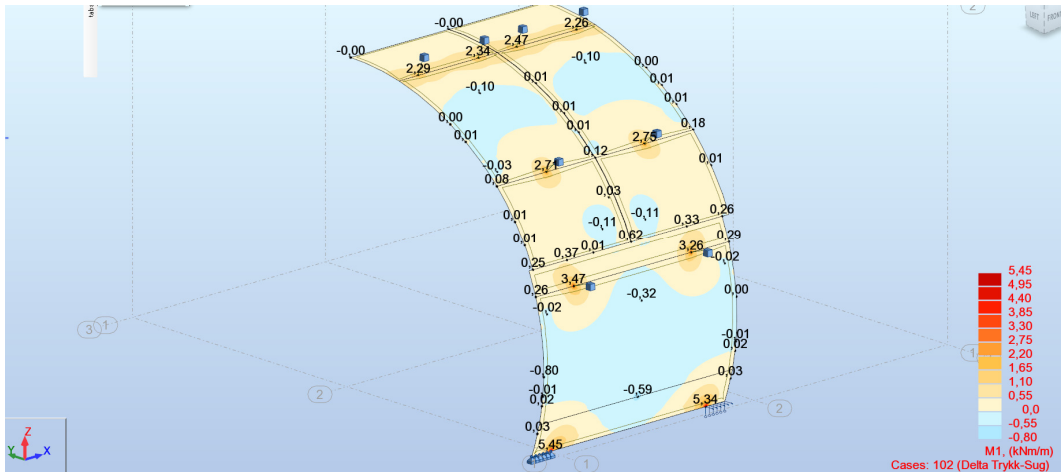
Figur 33 Retninger for hovedkrefter N2 veggelement sug + egenvekt



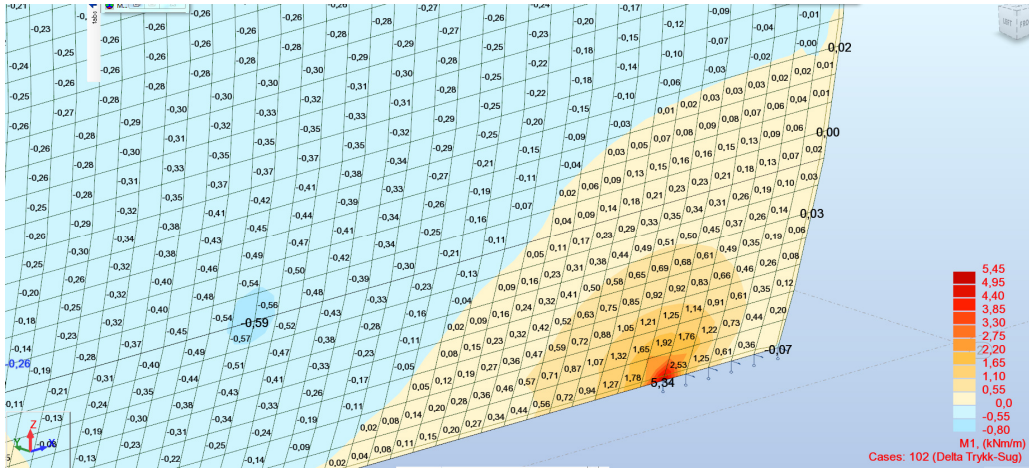
Figur 34 Retninger for hovedkrefter veggelement N1 trykk + egenvekt



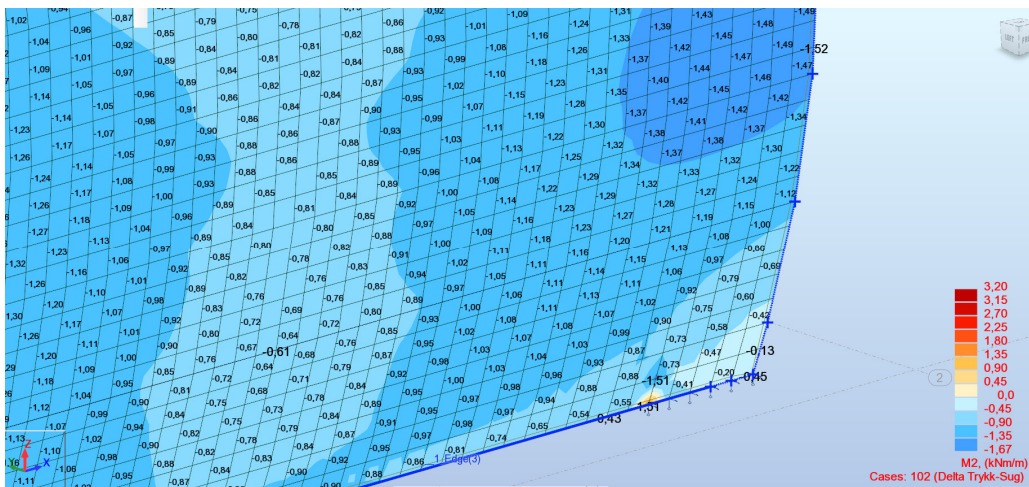
Figur 35 Retninger for hovedkrefter veggelement N2 trykk+egenvekt



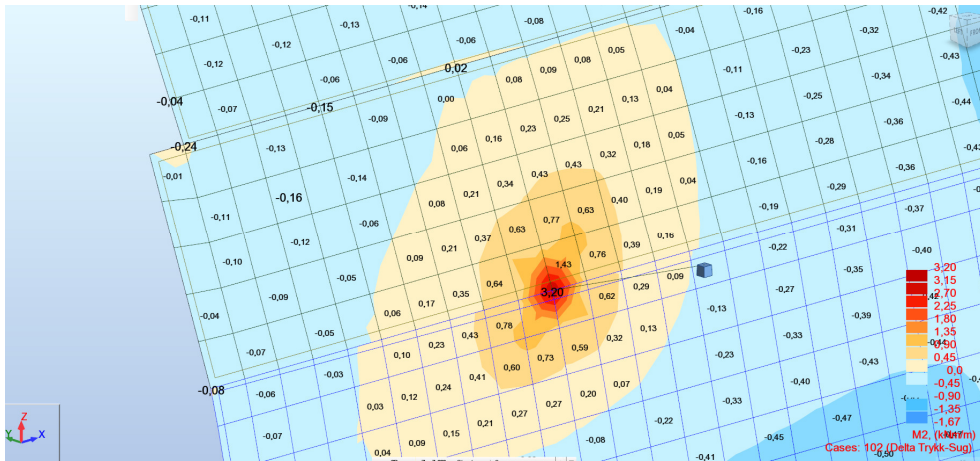
Detaljer som viser verdiene rundt toppverdiene er vist i følgende plott.



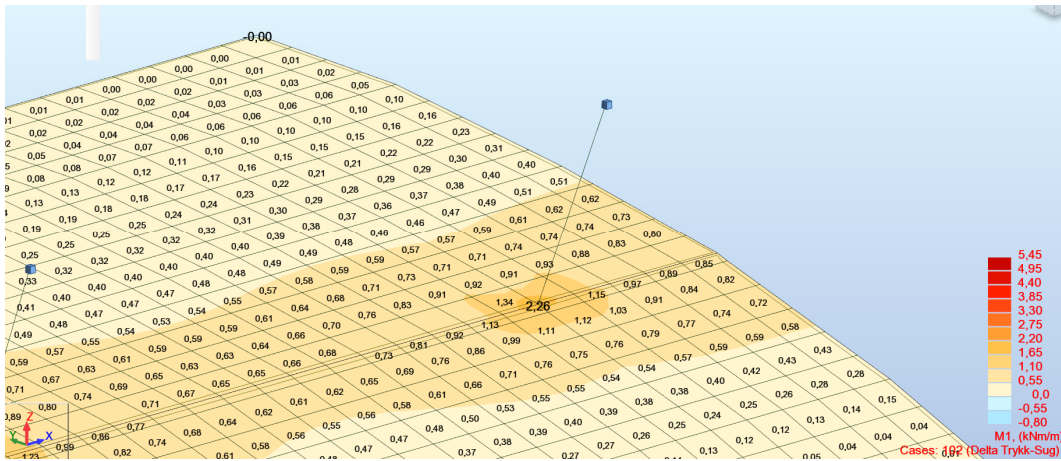
Figur 38 Detaljer M1 Veggelement



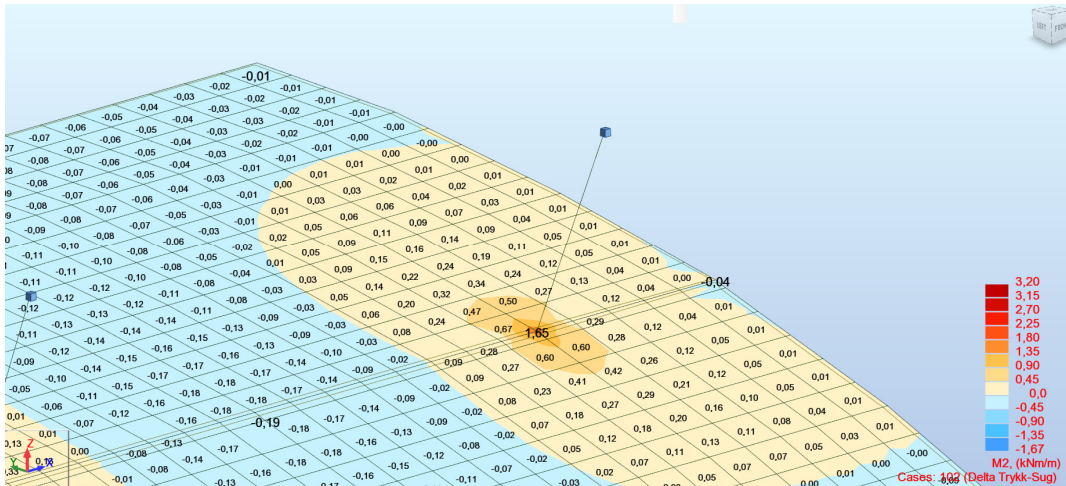
Figur 39 Detaljer M2 Veggelement



Figur 40 Detaljer M2 Veggelement

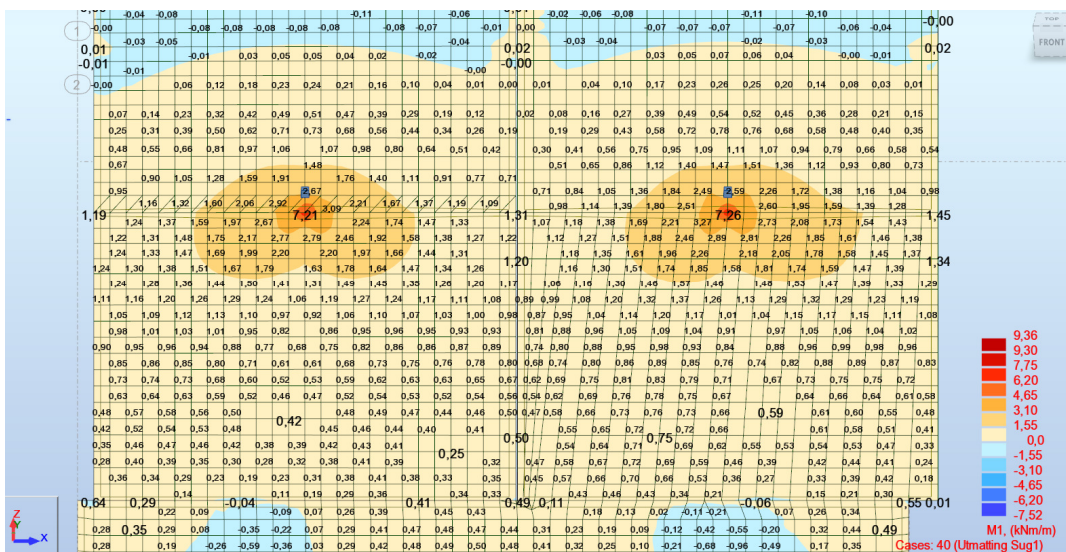


Figur 41 Detaljer M1 Takelement

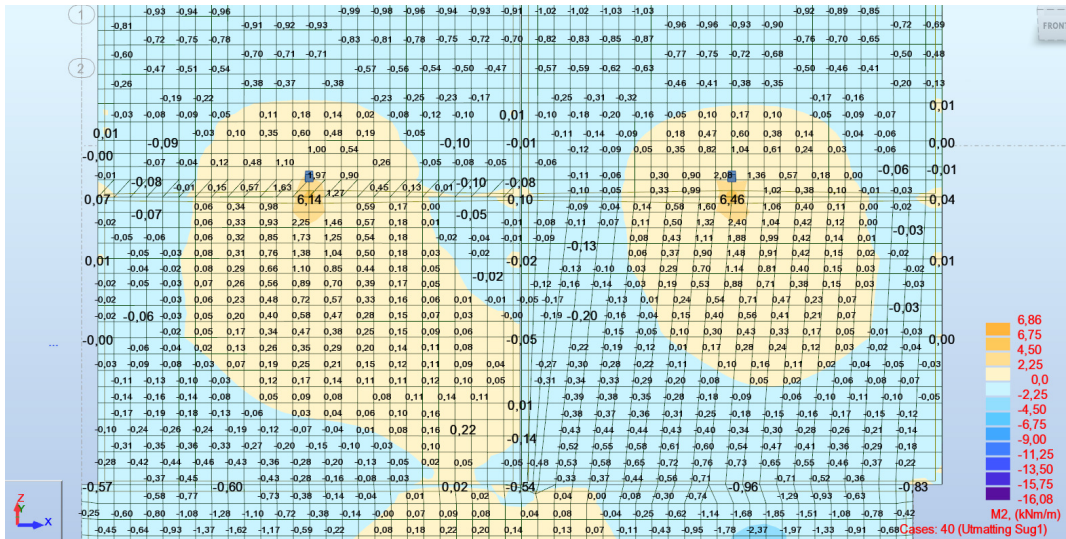


Figur 42 Detaljer M2 Takelement

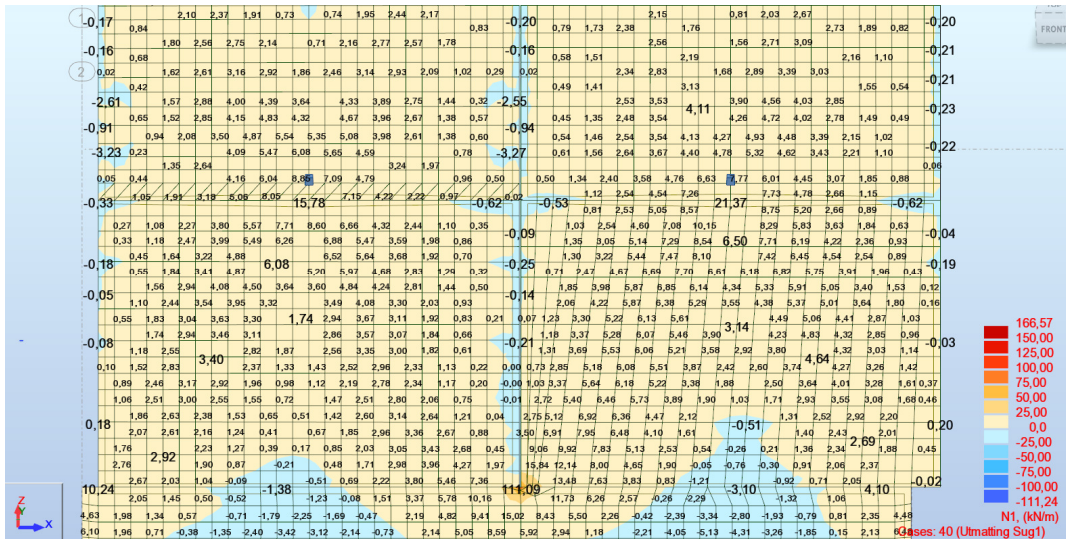
Følgende kraftplott viser hovedmomenter og hovedkrefter rundt nedre fjellbolt i takelement.



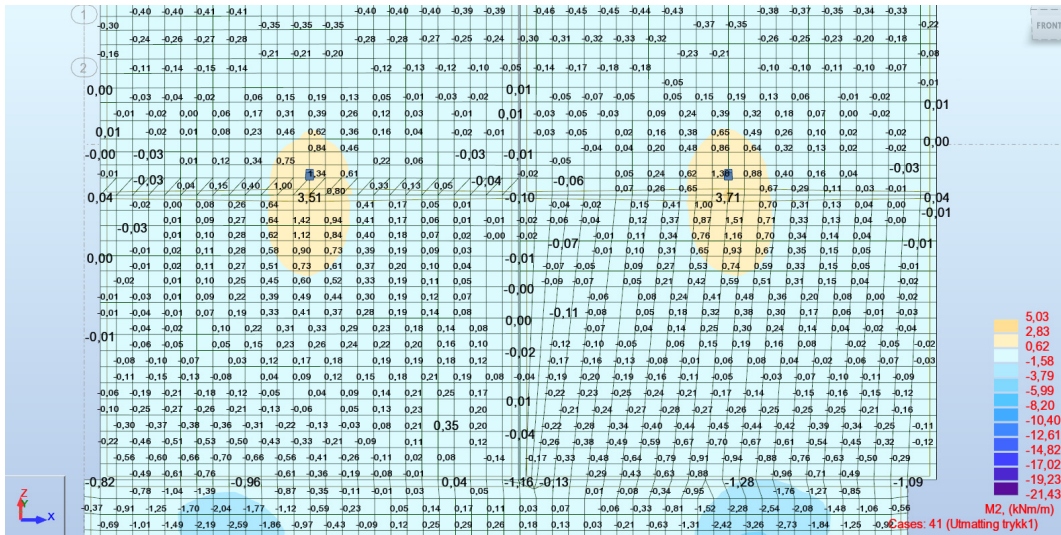
Figur 43 Lastkomb 40 Utmatting sug M1



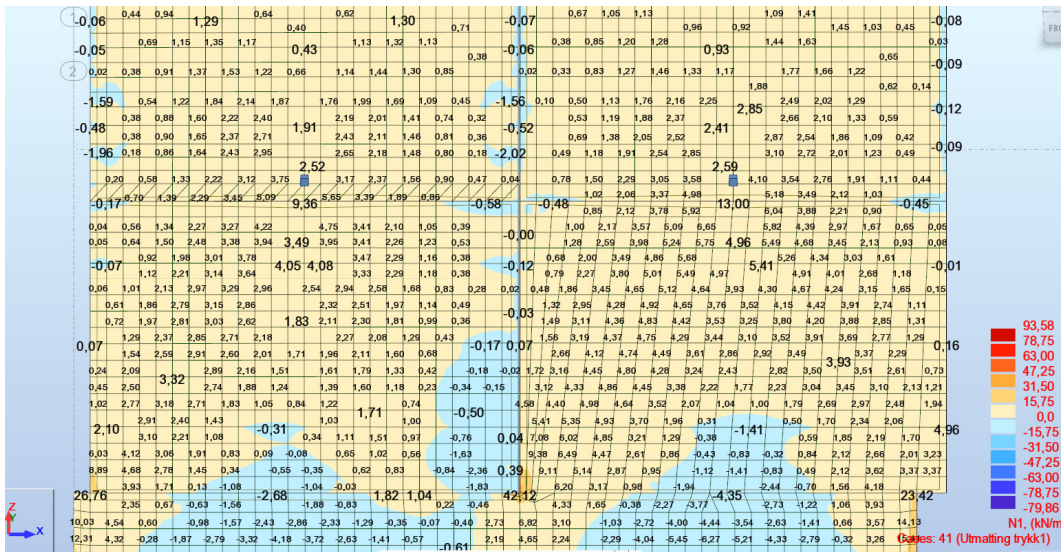
Figur 44 Lastkomb 40 Utmatting sug M2



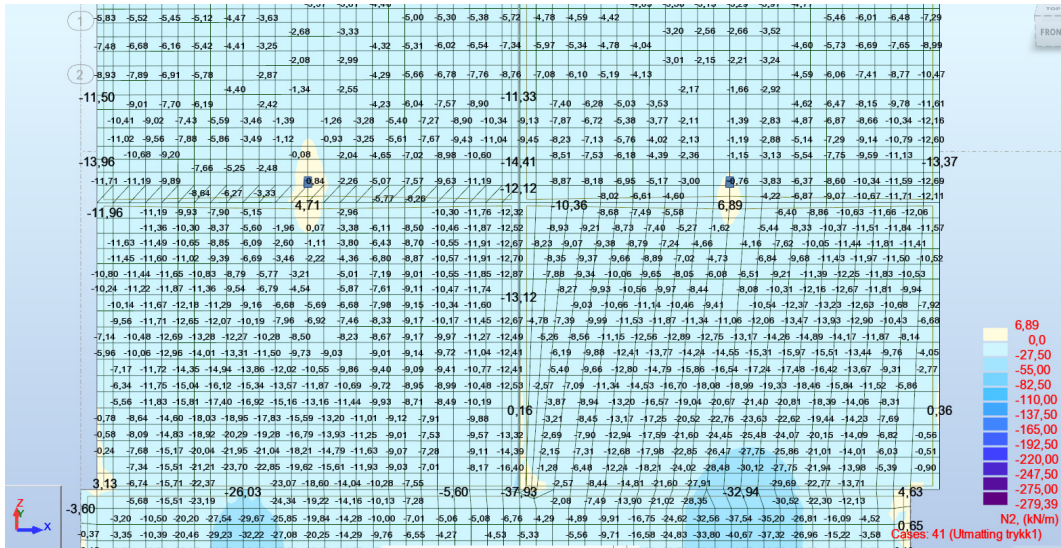
Figur 45 Lastkomb 40 Utmatting sug N1



Figur 48 Lastkomb 41 Utmatting trykk M2



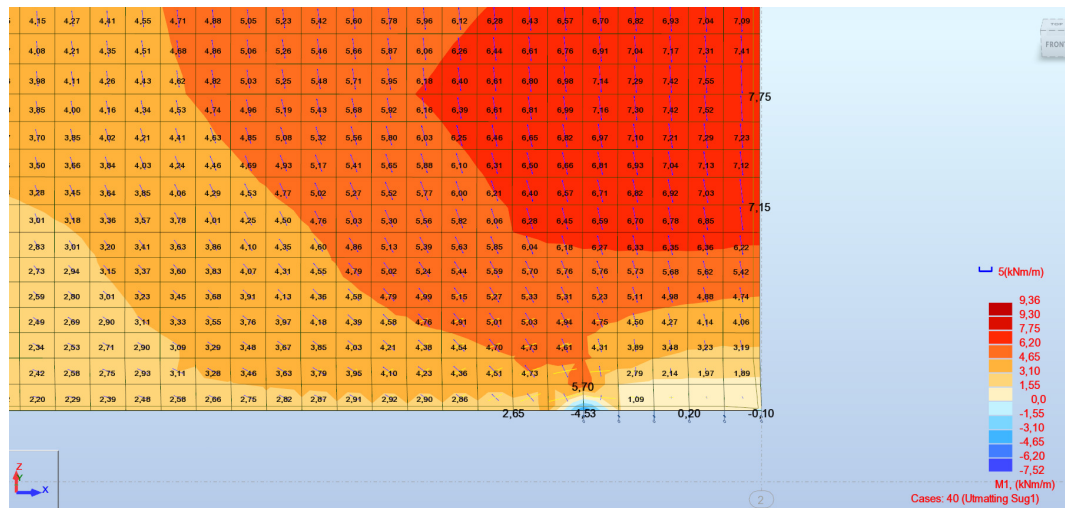
Figur 49 Lastkomb 41 Utmatting trykk N1



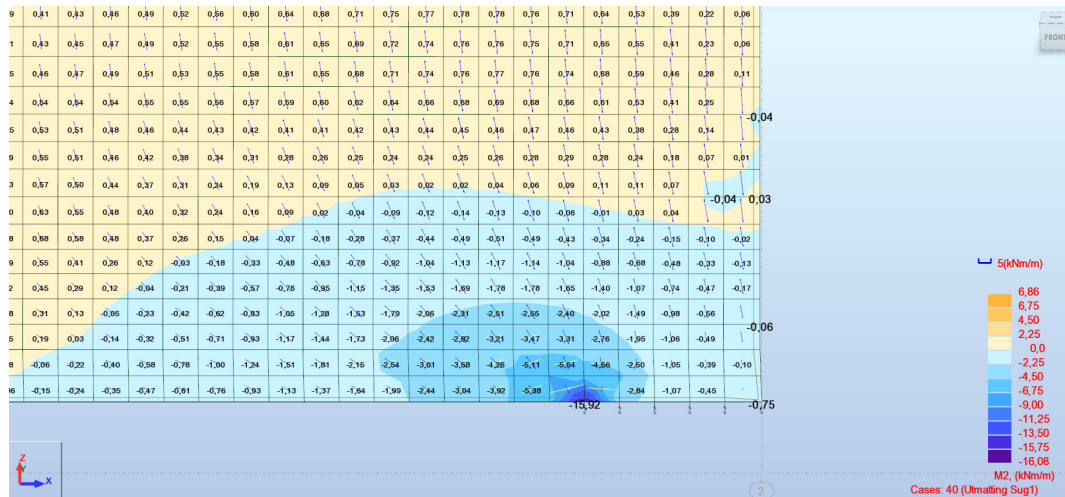
Figur 50 Lastkomb 41 Utmatting trykk N2

Følgende kraftplott viser hovedmomenter og hovedkrefter rundt fundament.

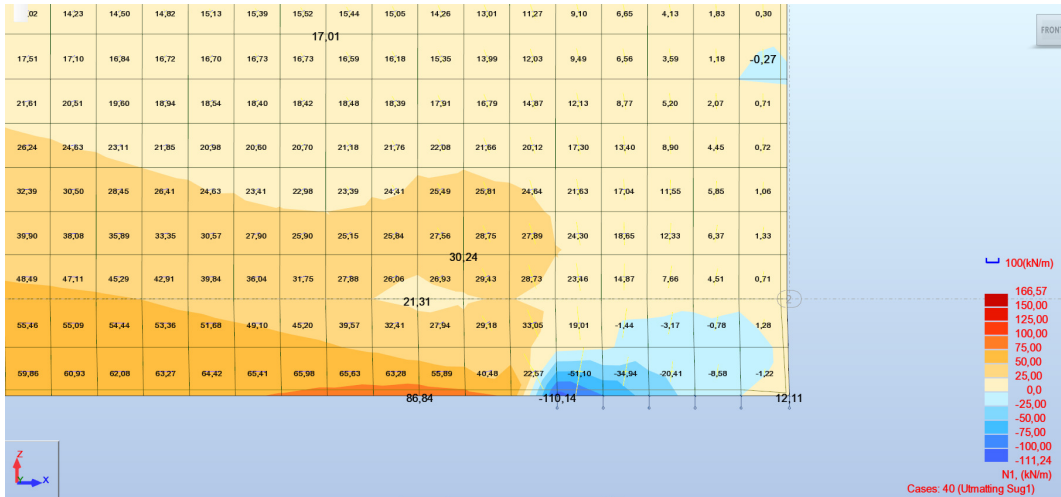
Det oppstår en fiktiv peak-verdi ved første oppleggnode. Verdien er knyttet til skallelementet som er benyttet og benyttes ikke i design. Verdiene i neste element benyttes i design dvs. 100mm fra peakveriden,



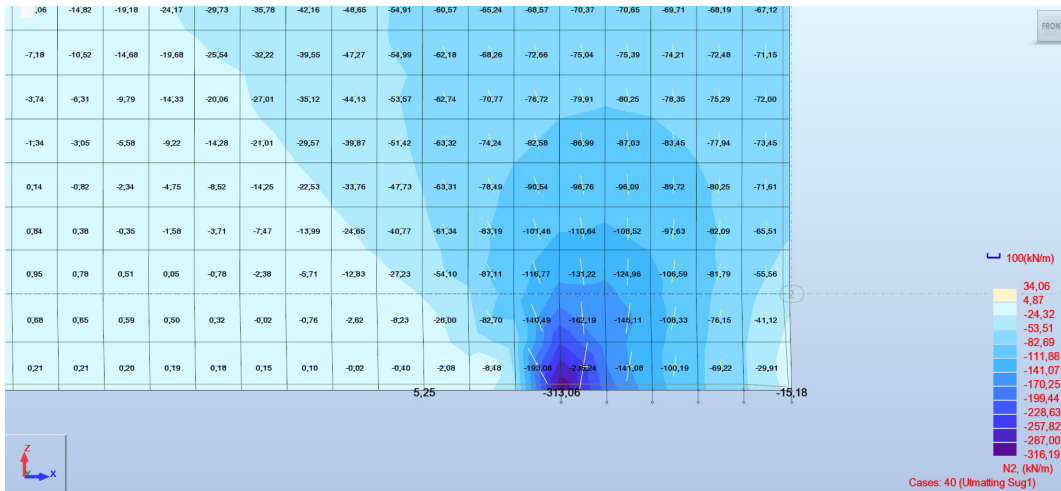
Figur 51 Lastkomb 40 Utmatting sug M1



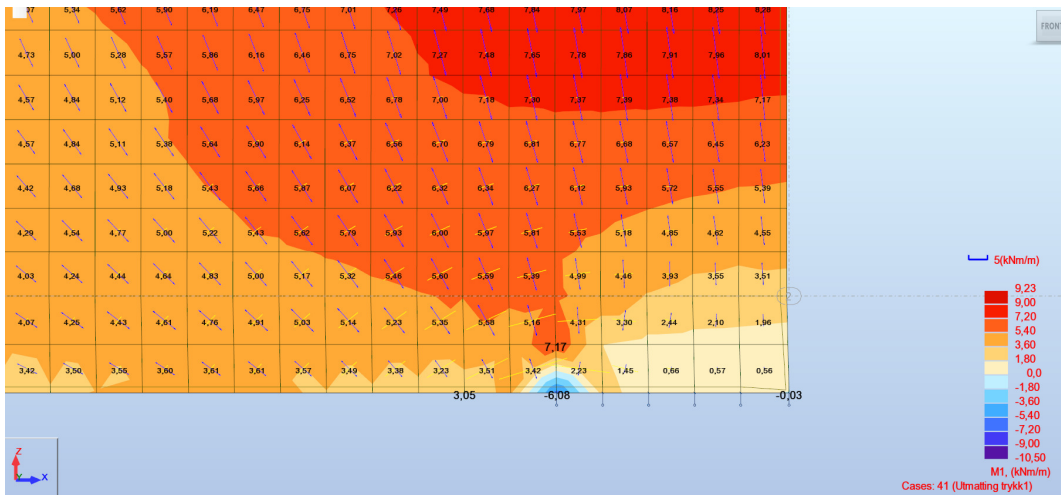
Figur 52 Lastkomb 40 Utmatting sug M2



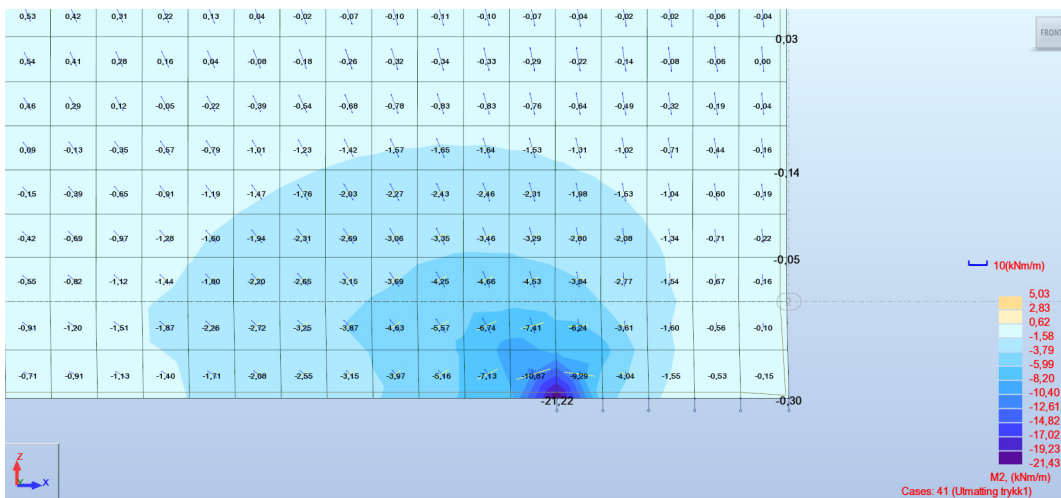
Figur 53 Lastkomb 40 Utmatting sug N1



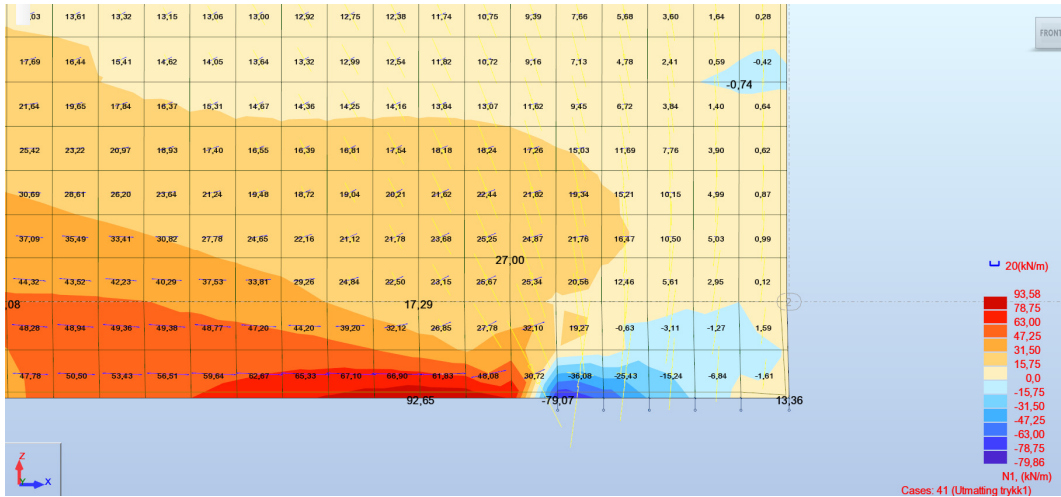
Figur 54 Lastkomb 40 Utmatting sug N2



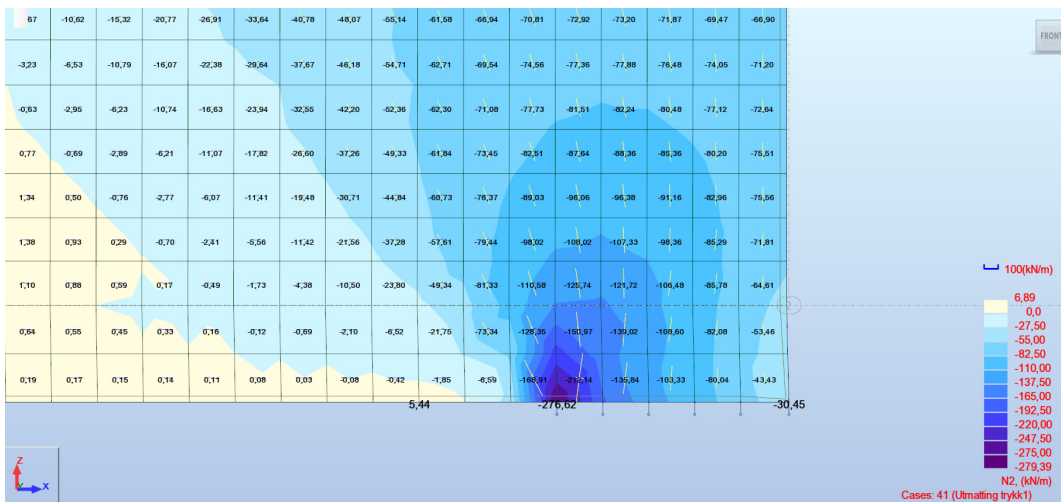
Figur 55 Lastkomb 41 Utmatting trykk M1



Figur 56 Lastkomb 41 Utmatting trykk M2



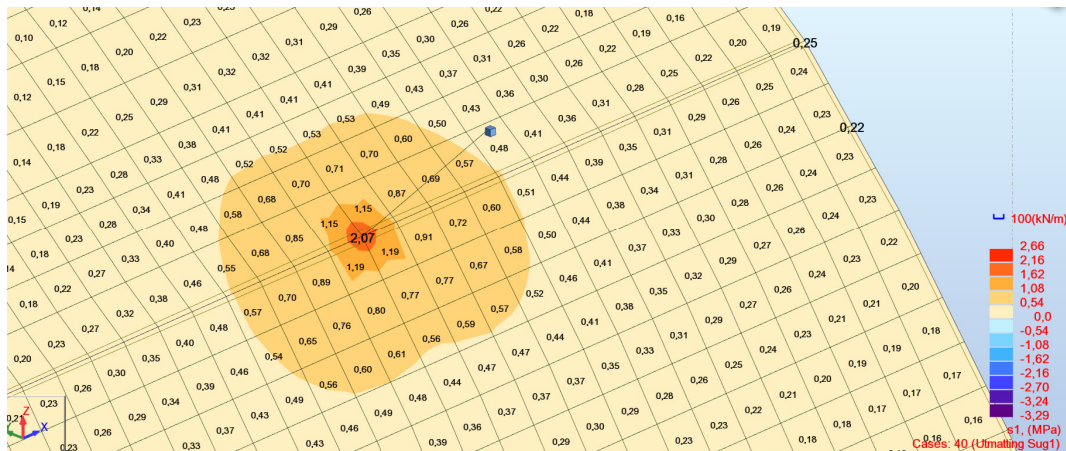
Figur 57 Lastkomb 41 Utmatting trykk N1



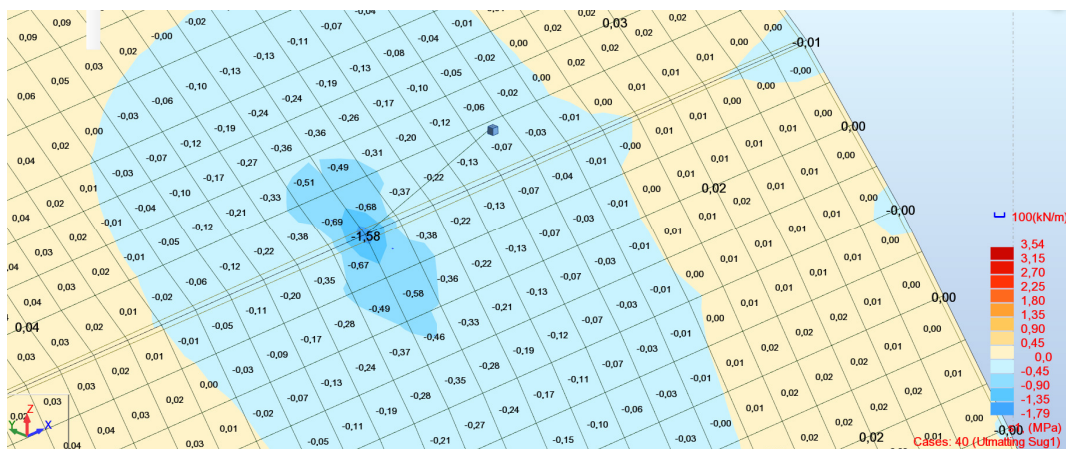
Figur 58 Lastkomb 41 Utmatting trykk N2

1.10 Effekt av membranstrekk på trykksonehøyde

Ved membranstrekk i kombinasjon med med moment flyttes nøytralaksen. Plassering av nøytralaksen er beregnet i hovedrapport basert på resultater fra hovedspenninger på trykkside og sugside ved lastkombinasjon 40 Utmatting sug1.



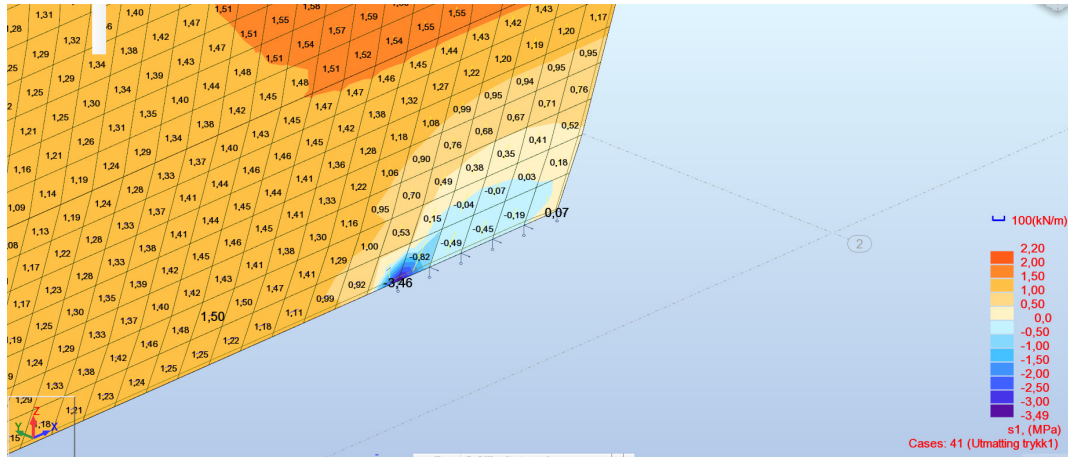
Figur 59 Hovedspenning S1 øvre lag



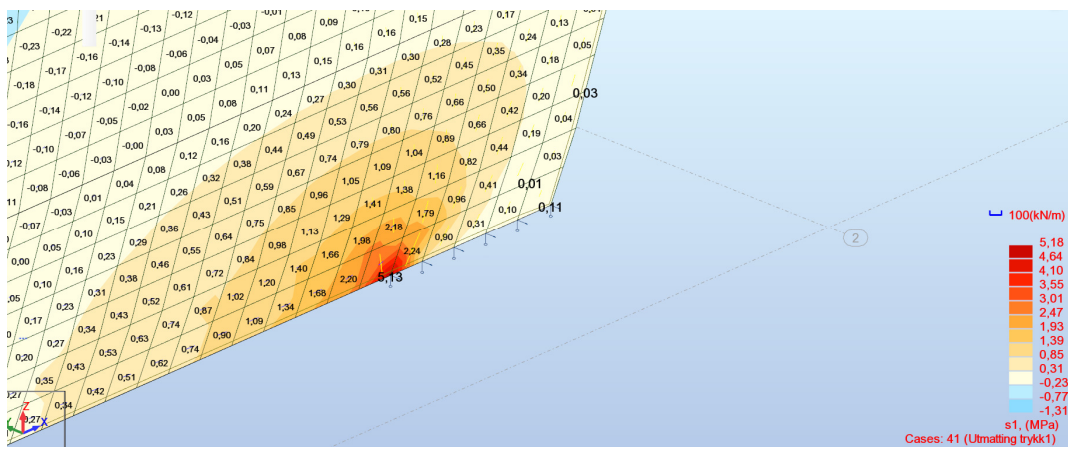
Figur 60 Hovedspenning S1 nedre lag

40 (65)

VEDLEGG 1
20.04.2015



Figur 61 Hovedspenning s1 lag mot berg



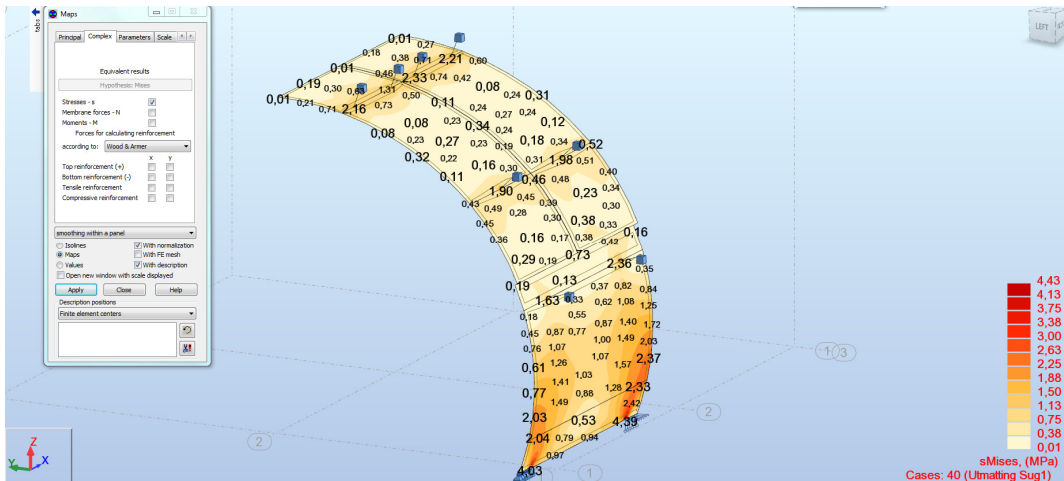
Figur 62 Hovedspenning s1 lag mot trafikk

1.11 Utmattingskrefter betong

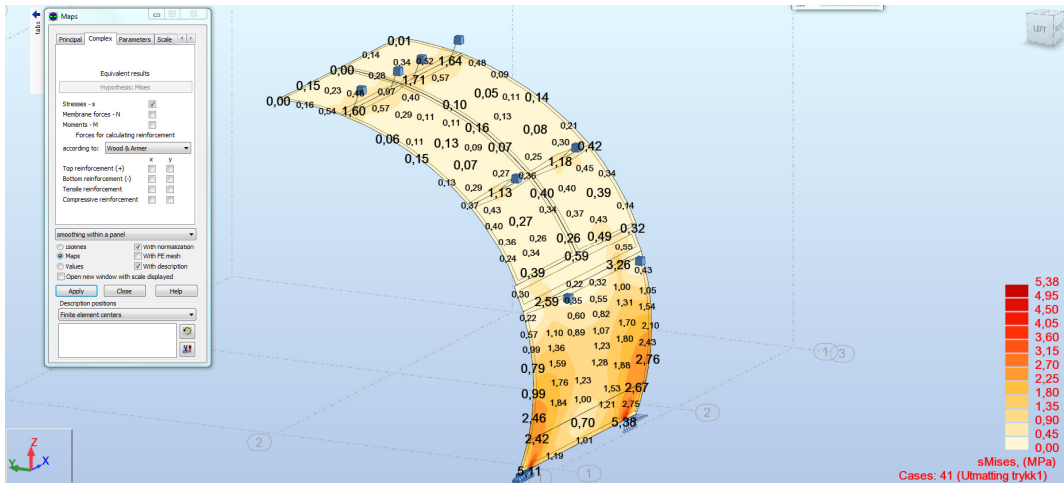
Belastning grunnet vekslende laster fra trykk og sug benyttes for å beregne kapasitet for utmatting betong. Egenvekt er inkludert i lastkombinasjonen som statisk last.

To lastkombinasjoner undersøkes, lastkombinasjon 40 og 41, se Figur 63 og Figur 64.

Maksimalt opprettede von Miseses spenning er 5.38 MPa.



Figur 63 Maksimal von Miseses spenning, egenlast + sug



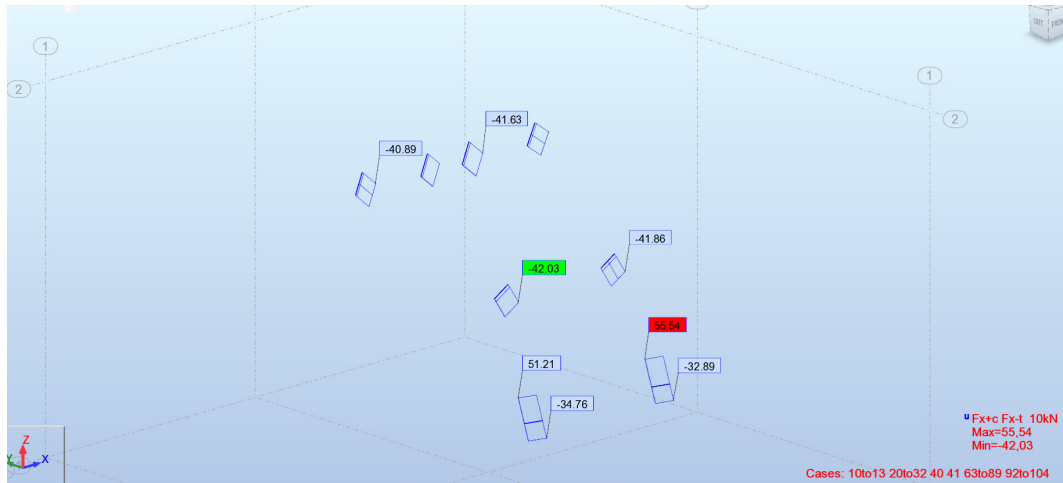
Figur 64 Maksimal von Miseses spenning, egenlast + trykk

42 (65)

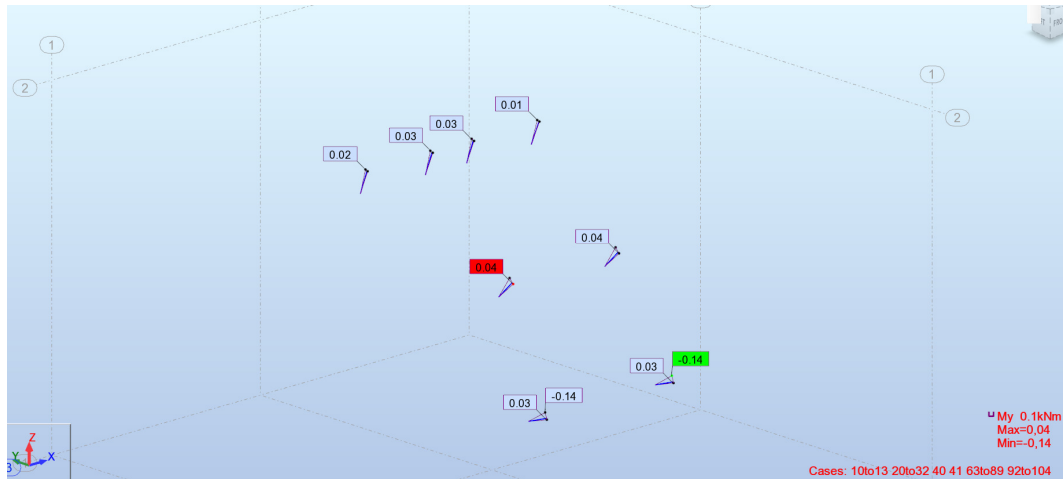
VEDLEGG 1
20.04.2015

1.12 Maksimale krefter i fjellbolter

Maksimal aksiallast i fjellbolter er vist i Figur 65. Maksimalt moment i fjellbolter er vist i Figur 66.



Figur 65 Aksiallast i fjellbolter

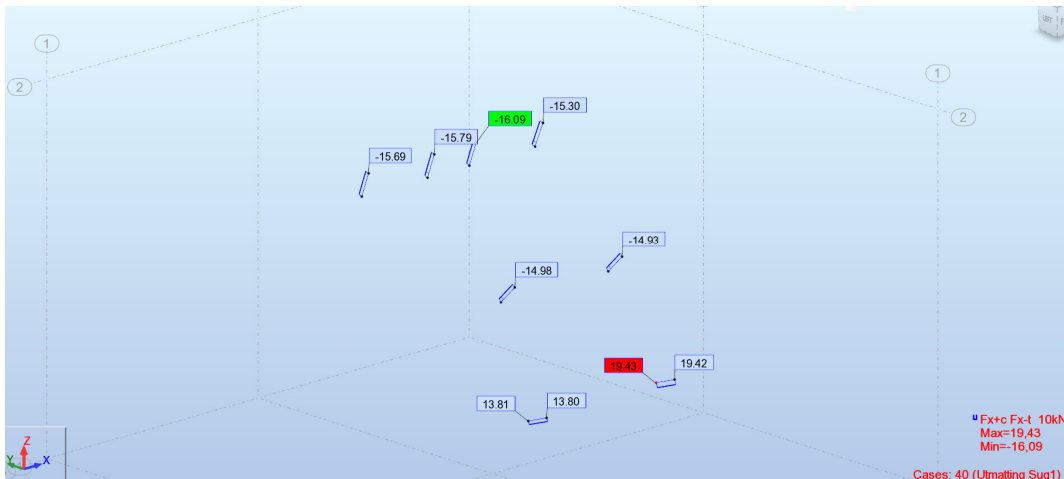


Figur 66 Moment i fjellbolter mot fjell

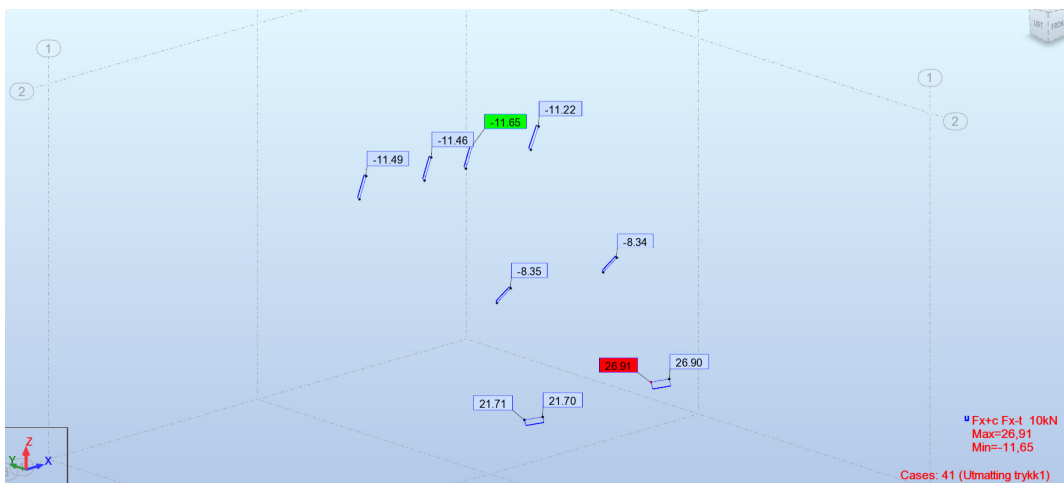
1.13 Utmattingskrefter i fjellbolter

Endring av aksiallast i fjellbolter pga. sug- og trykklast er vist i Figur 67 og Figur 68.

Momentbidrag neglisjeres i denne kontrollen. Boltmomenter er vist i bruddgrensetilstand.



Figur 67 Utmattng fjellbolter sug



Figur 68 Utmattng fjellbolter trykk

1.14 Temperatur, kryp og svinn

Temperatur, kryp og svinn er beregnet for hånd over betongelementets lengde i ringretning. Total deformasjon er benyttet til å beregne en ekvivalent temperaturlast som benyttes FEM-modellen.

Temperatur

Temperatureffekten beregnes iht. NS-EN 1991-1-5:2003+NA:2008

Initialtemperatur T_0	10°C	Ref. NA.A.1(3)
Maksimumstemperatur T_{max}	36°C	Ref. Figur NA.A1
Minimumstemperatur T_{min}	-40°C	Ref. Figur NA.A2

$$\Delta T_u = T - T_0 = 36 - 10 = 26^\circ\text{C} \quad \text{Gir utvidelse av tverrsnitt}$$

$$\Delta T_u = T - T_0 = -40 - 10 = 50^\circ\text{C} \quad \text{Gir sammentrekning av tverrsnitt *}$$

* Ved kaldere temperaturer må tilleggsvurderinger utføres.

$$\text{Temperatur koeffisient: } \alpha = 1.0 \cdot E^{-5} / ^\circ\text{C}$$

Beregner lengdeendring (utvidelse) i ringretning ΔL pga. ΔT_u :

$$\Delta L = \alpha \cdot \Delta T_u \cdot L = 1.95 \text{ mm} \quad L = D \cdot \pi / 4 = 9.5 \cdot \pi / 4 = 7.5 \text{ m}$$

Beregner lengdeendring (sammentrekning) i ringretning ΔL pga. ΔT_u :

$$\Delta L = \alpha \cdot \Delta T_u \cdot L = 3.75 \text{ mm} \quad L = D \cdot \pi / 4 = 9.5 \cdot \pi / 4 = 7.5 \text{ m}$$

Kontroll av fuger

Ved kontroll av fuger kontrolleres fugen iht. §6.1.3.3. Kun utvidelse sjekkes da kontraksjon ikke medfører mulig lukking av fuger. $\Delta T_{N,exp} = \Delta T_u + 20^\circ\text{C} = 26 + 20 = 46^\circ\text{C}$.

Beregner lengdeendring (utvidelse) i ringretning ΔL pga. $\Delta T_{N,exp}$:

$$\Delta L = \alpha \cdot \Delta T_{N,exp} \cdot L = 3.45 \text{ mm} \quad L = D \cdot \pi / 4 = 9.5 \cdot \pi / 4 = 7.5 \text{ m}$$

Konklusjon: En utvidelse på 3.45 mm er mindre enn tilgjengelig åpning på 10 mm (20mm/2 grunnet symmetri). Utvidelse på grunn av temperatur vil ikke medføre kontakt mellom takelementer.

Svinn

Svinn beregnes iht. NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} * \varepsilon_{ca}$$

$$\varepsilon_{cd} = k_h * \varepsilon_{cd,0} = 0,925 * 0,24 = 0,222 \quad \text{Ref. Tabell 3.2 og Tabell 3.3}$$

$$\varepsilon_{ca} = \beta_{as}(t) * \varepsilon_{ca}(\infty)$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 * (f_{ck} - 10) * 10^{-6} = 8,75 * 10^{-5}$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2 * t^{0,5}) = 1 \quad \text{Alder 70 år}$$

$$\varepsilon_{cs} = 0,222 + 8,75 * 10^{-5} = 0,222 \text{ ‰}$$

Beregner lengdeendring (sammentrekning) i ringretning ΔL pga. svinn

$$\Delta L = \varepsilon_{cs} * L = 1,66 \text{ mm}$$

$$L = D * \pi / 4 = 9,5 * \pi / 4 = 7,5 \text{ m}$$

Antar at 50% av svinnet oppstår i løpet av herdefasen.

$$\Delta L = 0,5 * 22,65 = 0,83 \text{ mm.}$$

Kryp

Kryp beregnes etter NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008, kapittel 3.1.4

$$\varphi(\infty, t_0) = 1,48$$

Kryptall Ref. Figur 3.1 RH=80% og $t_0=28$ døgn

Beregner med forenklet betraktning kryp basert på spenning i fuge mellom vegg og takelement. Lastkombinasjon Bruk 3 gir spenning $\sigma_c = -0,15$ MPa.

Antar at kryp er proporsjonalt med spenning.

$$\varepsilon_{cc} = \varphi(\infty, t_0) * \varepsilon_c = \varphi * \sigma_c / E_{ck} = 0,01 * 10^{-3}$$

$$\sigma_c = -0,15 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} = 36000 \text{ MPa}$$

46 (65)

VEDLEGG 1
20.04.2015

Beregner lengdeendring i ringretning ΔL pga. kryp:

$$\Delta L = \text{ecc} * L = 0.075 \text{ mm}$$

Total deformasjon blir:

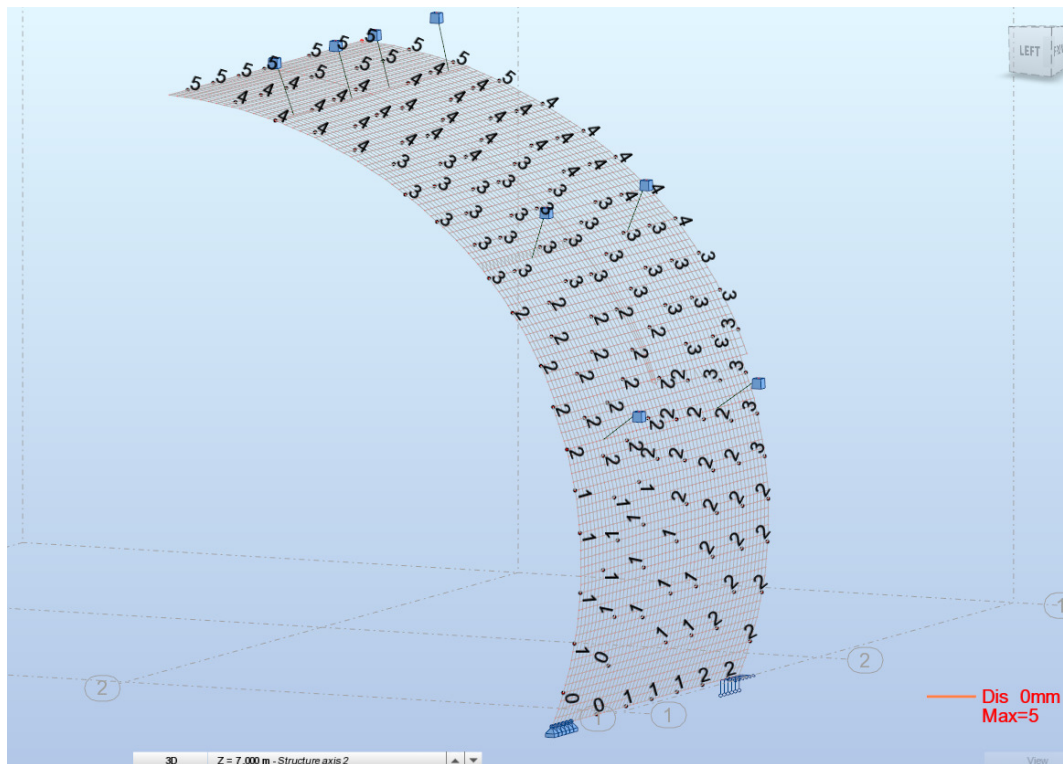
$$\Delta L^T = 3.75 + 0,86 + 0.075 = 4.69 \text{ mm}$$

Beregner ekvivalent ΔT basert på total deformasjon ΔL^T .

$$\Delta T = \Delta L^T / (L * \alpha) = 3.5 / (7500 * 10^{-5}) = 47^\circ\text{C} \quad *$$

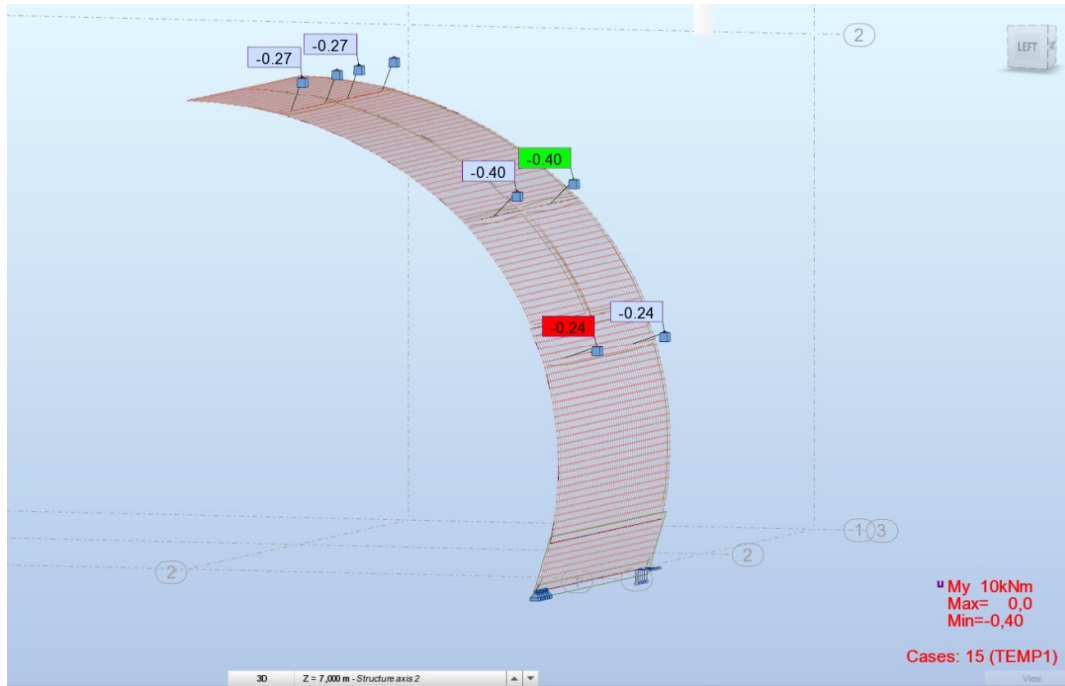
* $\Delta L^T = 3.5 \text{ mm}$ er benyttet i FEM-modell, ikke oppdatert i analyse fordi effekten er liten. Lasttilfellet benyttes for å beregne tilleggsmomenter i fjellbolter.

Deformasjoner beregnet i FEM-modell med $\Delta T = 47^\circ\text{C}$ er vist i Figur 69, Lasttilfelle Temp 1.



Figur 69 Deformasjoner pga ekvivalent Temperaturlast -47 °C

Deformasjoner vist i Figur 69 er beregnet med karakteristisk verdi.



Figur 70 Momenter i fjellbolter pga ekvivalent Temperaturlast -47 °C.

Momentene beregnet i Figur 70 er beregnet med med Bolt $\varnothing 33$ i veggelement og nedre del av takelement. Bolt $\varnothing 27$ er benyttet i takelement.

1.15 Kontroll av kapasitet av opplegg veggelement-fundament

Kontroll av kapasitet i skjõt mellom veggelement og fundament beregnes iht. NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008, kapittel 6.2.5.

Dimensjonerende lastkombinasjon er Brudd 17, egenvekt, horisontal nyttelast, ingen fylling på trafikkside. Reaksjonslaster er vist Figur 71 og Figur 72.

Beregning av kapasitet:

$$Vr_{di} = c * f_{ctd} + \mu * \sigma_n \leq 0.5 * v * f_{cd} = 0.0 * 2.15 + 0.7 * 0.467 = 0.327 \text{ MPa}$$

Ru overflate

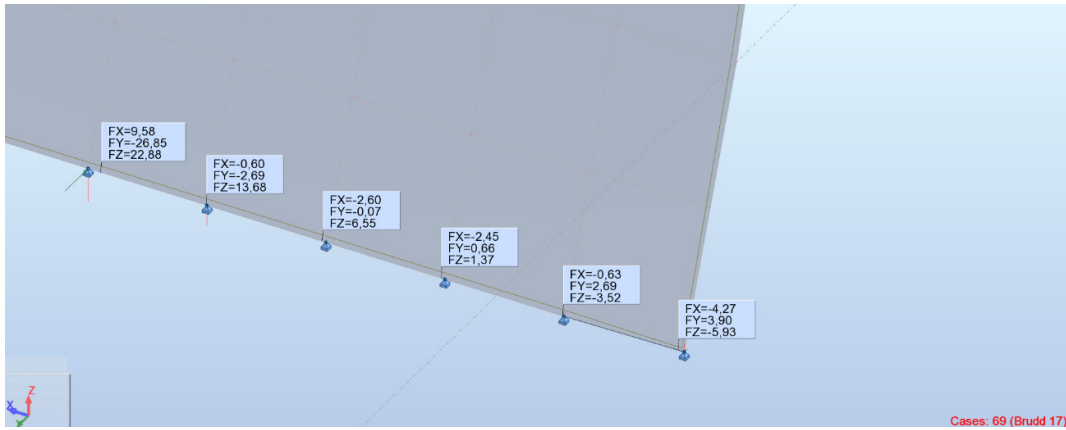
$$\begin{aligned} c &= 0.0 && \text{Settes til 0 pga. elementskjõt} \\ \mu &= 0.7 \\ f_{ctd} &= 3.8 * 0.85 / 1.5 = 2.15 \text{ MPa} \\ \sigma_n &= \frac{35.0 \text{ kN}}{150 * 500} = 0.467 \text{ MPa} && \text{Lastkomb. Brudd 17} \\ \rho &= 0 \end{aligned}$$

$$VE_{di} = 22,51 \frac{\text{kN}}{150 * 500} = 0,300 \text{ MPa}$$

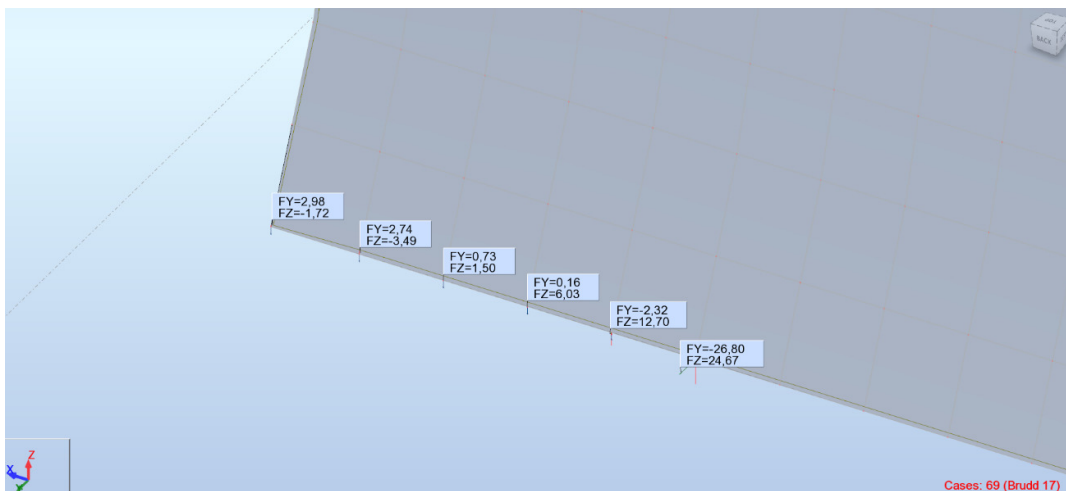
Konklusjon:

$$VE_{di} < Vr_{di} \quad \text{Kapasitet ok. Utnyttelsesgrad } (VE_{di}/Vr_{di}) * 100 = 92\%.$$

Kapasitet i skjõt mellom element og fundament forutsetter ru overflate iht. NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008, kapittel 6.2.5 (2).



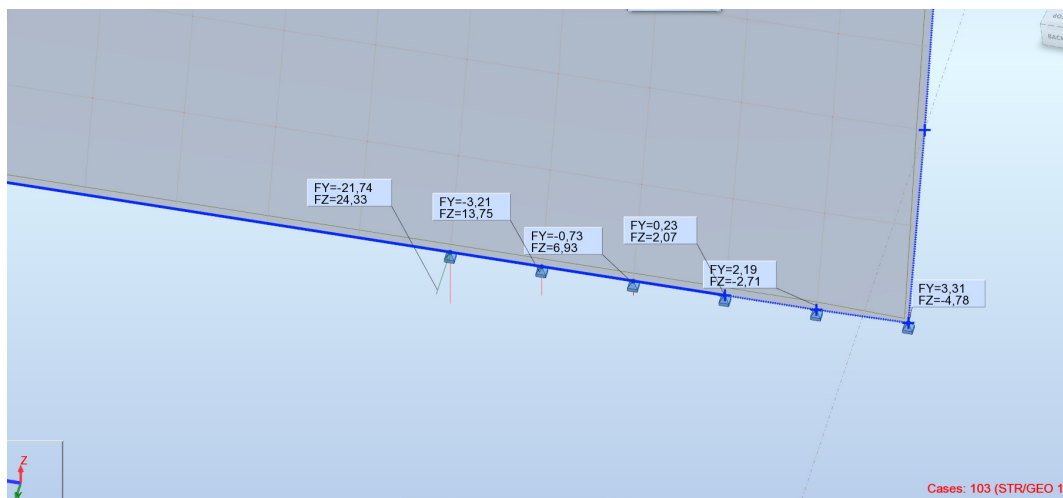
Figur 71 Maksimal fundamentkraft lastkombinasjon 17 Akse 1



Figur 72 Maksimal fundamentkraft lastkombinasjon 17 Akse 2

1.16 Fundamentkrefter for kontroll av kapasitet i grunnen

Reaksjonskrefter for lastkombinasjon STR/GEO 1 er vist i Figur 73.

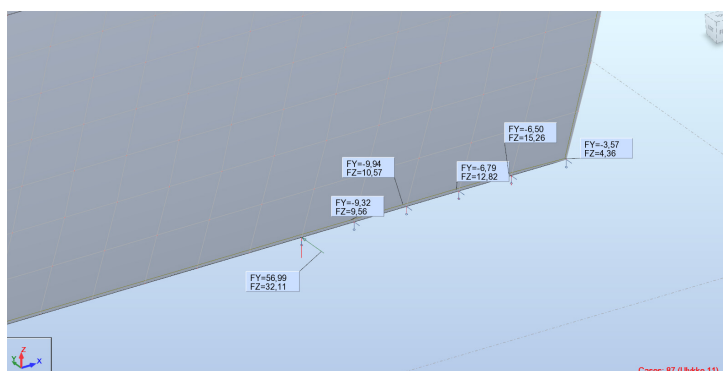


Figur 73 Reaksjonkrefter Lastkombinasjon STR/GEO 1

1.17 Fundamentkrefter for kontroll av skjær i betongelement

Kreftene i dette kapittel benyttes til å kontrollere skjærkapasitet i betongelement.

Lastkombinasjon 87 Ulykke 11 inkluderer påkjørsel på veggelementet og jordtrykk. Reaksjoner skjærkraft og vertikalkraft er vist i Figur 74. Lastkombinasjon 87 gir størst skjærkraft i retning mot berg.



Figur 74 Reaksjonslaster ved opplegg Lastkombinasjon 87

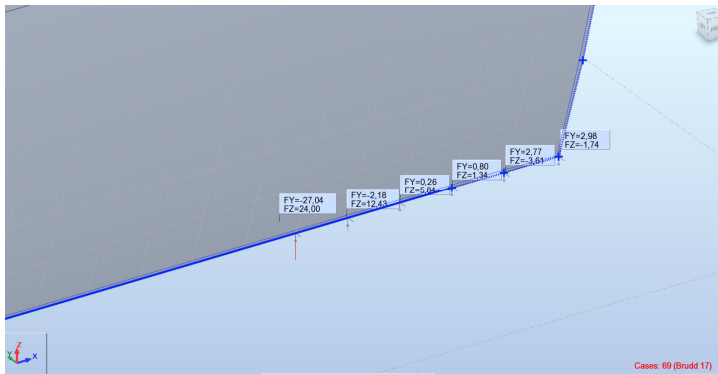
Reaksjoner ved opplegg er:

$$F_y = 56.99 - 9.32 - 9.94 - 6.79 - 6.50 - 3.57 = 20.9 \text{ kN}$$

$$F_z = 32.11 + 9.56 + 10.57 + 12.82 + 15.26 + 4.36 = 84.7 \text{ kN}$$

Lastkombinasjon 69 Brudd 17 inkluderer horisontalt jordtrykk. Reaksjoner skjærkraft og vertikalkraft er vist i Figur 75

Lastkombinasjon 69 Brudd 17 gir størst skjærkraft i retning mot trafikkrom.



Figur 75 Reaksjonslaster ved opplegg Lastkombinasjon 17

Reaksjoner ved opplegg er:

$$F_y = 27.04 - 2.18 + 0.26 + 0.8 + 2.77 + 2.98 = 31.67 \text{ kN}$$

$$F_z = 24.00 + 12.43 + 5.84 + 1.34 - 3.61 - 1.74 = 38.26 \text{ kN}$$

1.18 Kontroll av lastresultanter

Lastresultanter fra lasttilfeller i Robot er kontrollert med forenklete håndberegninger.

Resultater (absoluttverdier) er oppsummert i Tabell 4.

Konklusjon: Lastresultanter i Robot samsvarer med håndberegninger.

Tabell 4 Oppsummering kontroll lastresultanter.

Lasttilfelle	Navn	Robot				Kontroll Håndberegninger			
		Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Resultant ²⁾ [kN]	Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Kontroll ²⁾ Resultant [kN]
1	Egenlast			196			186,4 ³⁾		
2	Nyttelast Horisontal		105				101		
3	Nyttelast Vertikal			91			85 ¹⁾		
4	Suglast		25,5	19,5	32,1			34,5	
5	Trykklast		12,6	-9,6	15,8			17,3	
6	Kabelbro			6			6		
7	Påkjørsel		96				94		
8	Fallast			5			5		
9	Fallast			5			5		
14	Jordtrykk		12				12		

1) Projisert vertikal nyttelast er også påsatt på indre del av hvelv. Gir noe øket last.

2) Resultant er forenklet beregnet som hypotenus til Fy og Fz

3) Avvik grunnet forenklet beregning av diameter

Beregninger vises på kommende sider.

Node/Case	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
1/ 1	1,57	-0,53	2,74	0,00	-0,00	-0,00
24/ 1	0,00	0,28	1,26	0,00	0,00	0,00
100/ 1	-0,69	-1,05	2,62	0,00	-0,00	-0,00
101/ 1	-1,34	-2,61	6,65	-0,00	-0,00	-0,00
102/ 1	0,00	-3,22	8,24	0,00	0,00	0,00
103/ 1	0,00	-1,59	6,04	0,00	0,00	0,00
1728/ 1	-0,01	18,49	-6,35	0,08	0,00	0,01
1729/ 1	-0,01	23,27	-8,03	0,08	0,00	0,01
1730/ 1	0,01	-7,59	7,80	0,07	0,01	0,01
1731/ 1	-0,05	-4,42	12,34	0,06	0,02	0,01
1732/ 1	-0,05	-4,42	12,41	0,07	0,02	0,01
1733/ 1	-0,03	-7,59	7,81	0,08	0,01	0,01
1734/ 1	-0,05	-4,49	12,56	0,07	0,03	0,01
1771/ 1	0,70	-4,29	12,09	0,07	0,03	0,01
2046/ 1	-1,86	-5,00	9,45	-0,00	-0,00	-0,00
2047/ 1	-1,29	-6,61	14,14	-0,00	-0,00	-0,00
2048/ 1	3,11	11,52	33,72	-0,00	-0,00	-0,00
2089/ 1	-0,00	11,97	35,41	0,00	0,00	0,00
2090/ 1	0,00	-6,78	14,48	0,00	0,00	0,00
2091/ 1	-0,00	-5,35	10,25	0,00	0,00	0,00
Case 1	DL1					
Sum of val.	0,00	0,00	195,63	0,57	0,12	0,06
Sum of reac.	0,00	0,00	195,63	-743,83	-516,01	-0,00
Sum of forc.	0,0	0,00	-195,63	743,83	516,01	0,00
Check val.	0,00	0,00	-0,00	0,00	0,00	-0,00
Precision	4,11371e-005	4,60185e-012				

Figur 76 Reaksjoner DL

Håndberegning: $F_z = \text{Betong} + \text{Stål}$
 $(12 \cdot \pi \cdot 0,25 \cdot 0,15 \cdot 25 \cdot 5,1) + (8 \cdot \pi \cdot 16,5^2 \cdot 0,5 \cdot 7850) = 180 + 5,4 = 185,4 \text{ kN}$

Radius varierer for tak- og veggelement. Resultant frå Robot er riktig.

Node/Case	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
1/ 2	-3,37	2,54	-5,01	-0,00	0,00	0,00
24/ 2	0,00	1,51	-1,76	-0,00	-0,00	-0,00
100/ 2	0,06	2,16	-3,54	-0,00	0,00	0,00
101/ 2	-0,57	1,96	-3,24	0,00	0,00	0,00
102/ 2	-0,00	2,39	-4,22	-0,00	-0,00	-0,00
103/ 2	0,00	2,53	-5,71	-0,00	-0,00	-0,00
1728/ 2	0,00	-30,36	10,58	-0,07	-0,00	-0,00
1729/ 2	0,00	-32,65	11,39	-0,07	-0,00	-0,00
1730/ 2	0,07	-9,71	9,50	-0,07	-0,01	-0,01
1731/ 2	0,07	-0,59	1,19	-0,07	-0,03	-0,01
1732/ 2	0,07	-0,70	1,43	-0,08	-0,03	-0,01
1733/ 2	-0,01	-9,63	9,42	-0,07	0,00	0,00
1734/ 2	-0,05	-0,74	1,51	-0,08	0,03	0,01
1771/ 2	0,02	-0,56	1,10	-0,07	0,02	0,01
2046/ 2	-0,33	3,01	-2,01	0,00	0,00	0,00
2047/ 2	0,46	2,50	-0,82	0,00	0,00	0,00
2048/ 2	3,58	-22,31	-7,56	0,00	0,00	0,00
2089/ 2	0,00	-22,59	-7,72	-0,00	-0,00	-0,00
2090/ 2	-0,00	2,85	-1,67	-0,00	-0,00	-0,00
2091/ 2	-0,00	3,38	-2,87	-0,00	-0,00	-0,00
Case 2	Nyttelast Horizontal					
Sum of val.	-0,00	-105,01	0,00	-0,59	-0,02	-0,01
Sum of reac.	-0,00	-105,01	0,00	337,30	-0,00	-274,49
Sum of forc.	0,0	105,01	0,0	-337,30	0,0	274,50
Check val.	-0,00	-0,00	0,00	-0,00	-0,00	0,00
Precision	3,54837e-005	3,47480e-011				

Figur 77 Nyttelast Horizontal

Håndberegning: $F_y = A \cdot 3 \text{ kN/m} = 6.6 \cdot 5.1 \cdot 3 = 101 \text{ kN}$

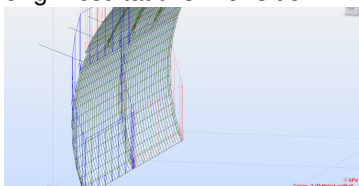
Ok

Node/Case	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
1/ 3	0,54	-0,22	0,93	0,00	-0,00	-0,00
24/ 3	0,00	0,16	0,54	0,00	0,00	0,00
100/ 3	-0,26	-0,36	0,81	0,00	-0,00	-0,00
101/ 3	-0,51	-0,93	2,32	-0,00	-0,00	-0,00
102/ 3	-0,00	-1,23	3,20	0,00	0,00	0,00
103/ 3	0,00	-0,60	2,41	0,00	0,00	0,00
1728/ 3	-0,01	10,14	-3,52	0,03	0,00	0,00
1729/ 3	-0,01	13,43	-4,68	0,03	0,00	0,00
1730/ 3	-0,00	-3,22	3,30	0,03	0,01	0,01
1731/ 3	-0,03	-3,51	9,64	0,02	0,01	0,01
1732/ 3	-0,03	-3,51	9,69	0,03	0,01	0,01
1733/ 3	-0,02	-3,22	3,31	0,03	0,01	0,01
1734/ 3	-0,03	-3,57	9,83	0,03	0,02	0,01
1771/ 3	0,55	-3,40	9,43	0,03	0,02	0,00
2046/ 3	-0,71	-1,80	3,35	-0,00	-0,00	-0,00
2047/ 3	-0,52	-2,39	5,06	-0,00	-0,00	-0,00
2048/ 3	1,03	4,27	12,21	-0,00	-0,00	-0,00
2089/ 3	-0,00	4,55	13,37	0,00	0,00	0,00
2090/ 3	0,00	-2,56	5,50	0,00	0,00	0,00
2091/ 3	0,00	-2,03	3,93	0,00	0,00	0,00
Case 3	Nyttelast vertikal					
Sum of val.	0,00	0,00	90,62	0,23	0,07	0,04
Sum of reac.	0,00	0,00	90,62	-263,02	-242,12	-0,00
Sum of forc.	0,0	0,0	-90,62	263,02	242,12	0,0
Check val.	0,00	0,00	-0,00	0,00	0,00	-0,00
Precision	4,08648e-005	1,49710e-011				

Figur 78 Nyttelast Vertikal

Håndberegning: $F_y = A \cdot 3 \text{ kN/m}^2 = 5.5 \cdot 5.1 \cdot 3 = 84,5 \text{ kN}$

Last påsatt i Robot er også påsatt på indre projisert areal. Ekstralast utgjør: $90,6 - 84,5 = 6,1 \text{ kN}$ og er gir resultat til sikker side.



Node/Case	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
1/ 4	-0,71	0,58	-1,04	-0,00	0,00	0,00
24/ 4	0,00	0,41	-0,32	-0,00	-0,00	-0,00
100/ 4	-0,04	0,46	-0,74	-0,00	0,00	0,00
101/ 4	-0,24	0,30	-0,36	0,00	0,00	0,00
102/ 4	-0,00	0,34	-0,39	-0,00	-0,00	-0,00
103/ 4	0,00	0,50	-0,91	-0,00	-0,00	-0,00
1728/ 4	-0,00	-4,97	1,74	-0,01	0,00	0,00
1729/ 4	-0,00	-4,74	1,65	-0,01	0,00	0,00
1730/ 4	0,02	-3,13	3,09	-0,01	-0,00	-0,00
1731/ 4	0,01	-1,00	2,64	-0,01	-0,00	-0,00
1732/ 4	0,01	-1,03	2,71	-0,01	-0,00	-0,00
1733/ 4	-0,01	-3,11	3,08	-0,01	0,00	0,00
1734/ 4	-0,02	-1,05	2,77	-0,01	0,01	0,00
1771/ 4	0,14	-0,97	2,57	-0,01	0,01	0,00
2046/ 4	-0,22	0,39	0,15	0,00	0,00	0,00
2047/ 4	0,01	0,15	0,78	0,00	0,00	0,00
2048/ 4	1,07	-4,63	0,53	0,00	0,00	0,00
2089/ 4	-0,00	-4,63	0,78	-0,00	-0,00	-0,00
2090/ 4	-0,00	0,19	0,69	-0,00	-0,00	-0,00
2091/ 4	-0,00	0,42	0,08	-0,00	-0,00	-0,00
Case 4	Suglast Trafikk					
Sum of val.	0,00	-25,51	19,49	-0,09	0,01	0,01
Sum of reac.	0,00	-25,51	19,49	31,60	-52,38	-66,68
Sum of forc.	-0,00	25,51	-19,49	-31,60	52,38	66,68
Check val.	-0,00	-0,00	0,00	-0,00	-0,00	0,00
Precision	5,27936e-005	1,14754e-011				

Figur 79 Suglast trafikk

Håndberegning: Suglast total: $(12 \cdot \pi \cdot 0,25 \cdot 0,73 \cdot 5,1) = 34,8$ kN

Kontroll Robot $(25,51^2 + 19,49^2)^{0,5} = 32,1$ kN Ok

Node/Case	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
1/ 5	0,35	-0,29	0,51	0,00	-0,00	-0,00
24/ 5	-0,00	-0,20	0,16	0,00	0,00	0,00
100/ 5	0,02	-0,23	0,36	0,00	-0,00	-0,00
101/ 5	0,12	-0,15	0,18	-0,00	-0,00	-0,00
102/ 5	0,00	-0,17	0,19	0,00	0,00	0,00
103/ 5	-0,00	-0,25	0,45	0,00	0,00	0,00
1728/ 5	0,00	2,45	-0,86	0,01	-0,00	-0,00
1729/ 5	0,00	2,34	-0,81	0,00	-0,00	-0,00
1730/ 5	-0,01	1,54	-1,53	0,01	0,00	0,00
1731/ 5	-0,01	0,49	-1,30	0,01	0,00	0,00
1732/ 5	-0,01	0,51	-1,34	0,01	0,00	0,00
1733/ 5	0,00	1,53	-1,52	0,01	-0,00	-0,00
1734/ 5	0,01	0,52	-1,36	0,01	-0,00	-0,00
1771/ 5	-0,07	0,48	-1,27	0,01	-0,00	-0,00
2046/ 5	0,11	-0,19	-0,07	-0,00	-0,00	-0,00
2047/ 5	-0,00	-0,07	-0,38	-0,00	-0,00	-0,00
2048/ 5	-0,53	2,28	-0,26	-0,00	-0,00	-0,00
2089/ 5	0,00	2,28	-0,38	0,00	0,00	0,00
2090/ 5	0,00	-0,09	-0,34	0,00	0,00	0,00
2091/ 5	0,00	-0,21	-0,04	0,00	0,00	0,00
Case 5	Trykklast trafikk					
Sum of val.	-0,00	12,58	-9,61	0,05	-0,01	-0,00
Sum of reac.	-0,00	12,58	-9,61	-15,58	25,83	32,88
Sum of forc.	0,00	-12,58	9,61	15,58	-25,83	-32,88
Check val.	0,00	0,00	-0,00	0,00	0,00	-0,00
Precision	5,27936e-005	1,14754e-011				

Figur 80 Trykklast trafikk

Håndberegning: Trykklast total: $(12 \cdot \pi \cdot 0,25 \cdot 0,36 \cdot 5,1) = 17,3 \text{ kN}$

Kontroll Robot $(12,58^2 + 9,61^2)^{0,5} = 15,9 \text{ kN}$ Ok

Node/Case	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
1/ 6	0,03	-0,02	0,05	0,00	-0,00	-0,00
24/ 6	0,00	-0,02	-0,00	0,00	0,00	0,00
100/ 6	-0,01	-0,02	0,03	0,00	-0,00	-0,00
101/ 6	-0,02	-0,03	0,07	-0,00	-0,00	-0,00
102/ 6	0,00	-0,03	0,03	0,00	0,00	0,00
103/ 6	0,00	-0,02	0,02	0,00	0,00	0,00
1728/ 6	0,00	0,22	-0,07	0,00	-0,00	-0,00
1729/ 6	0,00	-0,96	0,34	0,00	-0,00	-0,00
1730/ 6	-0,01	1,81	-1,81	0,00	-0,00	-0,00
1731/ 6	0,02	-1,50	4,11	0,01	-0,01	-0,00
1732/ 6	0,02	0,00	0,00	0,00	-0,01	-0,00
1733/ 6	0,00	1,78	-1,77	0,00	-0,00	-0,00
1734/ 6	0,01	-1,29	3,54	0,01	-0,01	-0,00
1771/ 6	0,05	-0,19	0,55	0,00	-0,01	-0,00
2046/ 6	-0,03	-0,06	0,09	-0,00	-0,00	-0,00
2047/ 6	-0,04	-0,08	0,13	-0,00	-0,00	-0,00
2048/ 6	-0,04	0,25	0,36	-0,00	-0,00	-0,00
2089/ 6	-0,00	0,25	0,21	0,00	0,00	0,00
2090/ 6	-0,00	-0,05	0,06	0,00	0,00	0,00
2091/ 6	-0,00	-0,05	0,04	0,00	0,00	0,00
Case 6	kabelbro					
Sum of val.	-0,00	-0,00	6,00	0,03	-0,03	-0,01
Sum of reac.	-0,00	-0,00	6,00	-0,00	-9,47	0,00
Sum of forc.	0,0	0,0	-6,00	0,0	9,47	0,0
Check val.	-0,00	-0,00	-0,00	-0,00	-0,00	0,00
Precision	2,01255e-004	1,71081e-007				

Figur 81 Kabelbro

Håndberegning: Påsett 2*3kN = 6kN OK

Node/Case	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
1/ 7	5,19	-4,38	7,46	0,00	-0,00	-0,00
24/ 7	-0,00	-2,92	2,47	0,00	0,00	0,00
100/ 7	0,18	-3,39	4,94	0,00	-0,00	-0,00
101/ 7	1,54	-2,37	2,72	-0,00	-0,00	-0,00
102/ 7	-0,00	-2,87	3,77	0,00	0,00	0,00
103/ 7	-0,00	-3,83	7,32	0,00	0,00	0,00
1728/ 7	0,00	29,42	-10,21	0,09	-0,00	-0,00
1729/ 7	0,00	29,74	-10,32	0,09	-0,00	-0,00
1730/ 7	-0,00	-1,74	1,96	0,08	0,00	0,00
1731/ 7	-0,05	0,26	-0,27	0,07	0,03	0,01
1732/ 7	-0,05	0,35	-0,46	0,09	0,03	0,01
1733/ 7	0,02	-1,77	1,99	0,08	-0,01	-0,01
1734/ 7	0,06	0,37	-0,52	0,09	-0,03	-0,01
1771/ 7	0,05	0,24	-0,23	0,07	-0,03	-0,01
2046/ 7	1,33	-3,24	-0,64	-0,00	-0,00	-0,00
2047/ 7	-0,36	-1,67	-4,73	-0,00	-0,00	-0,00
2048/ 7	-7,90	35,25	-0,89	-0,00	-0,00	-0,00
2089/ 7	0,00	35,59	-1,49	0,00	0,00	0,00
2090/ 7	0,00	-2,19	-3,41	0,00	0,00	0,00
2091/ 7	-0,00	-3,75	0,53	0,00	0,00	0,00
Case 7	Paakjorsel_1					
Sum of val.	0,00	97,12	-0,00	0,65	-0,01	-0,01
Sum of reac.	0,00	97,12	-0,00	-160,19	0,00	247,67
Sum of forc.	0,0	-97,12	0,0	160,19	0,0	-247,67
Check val.	0,00	0,00	-0,00	0,00	0,00	-0,00
Precision	3,77754e-005	4,16933e-011				

Figur 82 Påkjørsel

Håndberegning: $F_y = A \cdot 5 \text{ kN} = 3.7 \cdot 5.05 \cdot 5 = 93.4 \text{ kN}$ Ok

Node/Case	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
1/ 8	0,05	-0,01	0,09	0,00	-0,00	-0,00
24/ 8	-0,00	-0,06	-0,04	-0,00	-0,00	-0,00
100/ 8	-0,01	-0,02	0,06	0,00	-0,00	-0,00
101/ 8	-0,02	-0,04	0,10	-0,00	-0,00	-0,00
102/ 8	0,00	-0,01	-0,03	0,00	0,00	0,00
103/ 8	0,00	-0,02	-0,06	0,00	0,00	0,00
1728/ 8	0,00	0,06	-0,02	0,00	-0,00	-0,00
1729/ 8	0,00	-0,66	0,23	0,00	-0,00	-0,00
1730/ 8	-0,01	3,03	-3,03	0,00	-0,00	-0,00
1731/ 8	0,04	-2,50	6,85	0,01	-0,02	-0,01
1732/ 8	0,04	0,00	0,00	0,00	-0,02	-0,01
1733/ 8	-0,00	-0,06	0,06	-0,00	0,00	0,00
1734/ 8	-0,01	-0,02	0,04	-0,00	0,00	0,00
1771/ 8	-0,01	0,03	-0,07	0,00	0,00	0,00
2046/ 8	-0,03	-0,08	0,12	-0,00	-0,00	-0,00
2047/ 8	-0,03	-0,09	0,17	-0,00	-0,00	-0,00
2048/ 8	-0,02	0,28	0,44	-0,00	-0,00	-0,00
2089/ 8	-0,00	0,22	0,11	0,00	0,00	0,00
2090/ 8	-0,00	-0,04	-0,01	0,00	0,00	0,00
2091/ 8	-0,00	-0,03	-0,02	0,00	0,00	0,00
Case 8	Fallast 1					
Sum of val.	-0,00	-0,00	5,00	0,02	-0,04	-0,02
Sum of reac.	-0,00	-0,00	5,00	-0,00	-0,50	0,01
Sum of forc.	0,0	0,0	-5,00	0,0	0,50	0,0
Check val.	-0,00	-0,00	-0,00	-0,00	-0,00	0,01
Precision	1,79362e-004	1,13479e-004				

Figur 83 Fallast 1

Fallast 5 kN er påsett i Z-retning OK

Node/Case	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
1/ 9	0,05	0,02	0,11	0,00	-0,00	-0,00
24/ 9	0,00	-0,04	-0,04	-0,00	-0,00	-0,00
100/ 9	-0,02	-0,02	0,09	0,00	-0,00	-0,00
101/ 9	-0,03	-0,05	0,17	-0,00	-0,00	-0,00
102/ 9	-0,00	-0,01	-0,01	-0,00	-0,00	-0,00
103/ 9	0,00	-0,01	-0,05	-0,00	-0,00	-0,00
1728/ 9	0,00	1,18	-0,41	0,00	-0,00	-0,00
1729/ 9	0,00	-0,18	0,06	0,00	-0,00	-0,00
1730/ 9	0,00	0,68	-0,68	0,00	-0,00	-0,00
1731/ 9	0,02	-1,48	4,03	0,00	-0,01	-0,00
1732/ 9	0,02	-0,07	0,20	0,00	-0,01	-0,00
1733/ 9	0,00	-0,02	0,02	0,00	-0,00	-0,00
1734/ 9	0,00	-0,00	0,01	0,00	-0,00	-0,00
1771/ 9	0,00	0,01	-0,03	0,00	-0,00	-0,00
2046/ 9	-0,05	-0,10	0,22	-0,00	-0,00	-0,00
2047/ 9	-0,04	-0,13	0,30	-0,00	-0,00	-0,00
2048/ 9	0,04	0,18	0,67	-0,00	-0,00	-0,00
2089/ 9	-0,00	0,12	0,24	-0,00	-0,00	-0,00
2090/ 9	-0,00	-0,05	0,06	-0,00	-0,00	-0,00
2091/ 9	0,00	-0,03	0,02	-0,00	-0,00	-0,00
Case 9	Fallast 2					
Sum of val.	-0,00	-0,00	5,00	0,01	-0,02	-0,01
Sum of reac.	-0,00	-0,00	5,00	-6,80	-3,00	0,00
Sum of forc.	0,0	0,0	-5,00	6,80	3,00	0,0
Check val.	-0,00	-0,00	-0,00	0,00	-0,00	0,00
Precision	4,62756e-005	1,95906e-008				

Figur 84 Fallast 2

Fallast 5 kN er påsett i Z-retning OK

Node/Case	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
1/ 14	1,13	-1,24	1,55	0,00	-0,00	-0,00
24/ 14	-0,00	-0,93	0,64	0,00	0,00	0,00
100/ 14	0,09	-1,00	1,62	0,00	-0,00	-0,00
101/ 14	0,51	-0,60	0,64	-0,00	-0,00	-0,00
102/ 14	0,00	-0,70	0,83	0,00	0,00	0,00
103/ 14	-0,00	-1,08	1,91	0,00	0,00	0,00
1728/ 14	0,00	0,55	-0,18	0,01	-0,00	-0,00
1729/ 14	0,00	0,56	-0,18	0,01	-0,00	-0,00
1730/ 14	0,00	-0,17	0,19	0,01	-0,00	-0,00
1731/ 14	0,00	0,03	-0,05	0,01	-0,00	-0,00
1732/ 14	0,00	0,02	-0,02	0,01	-0,00	-0,00
1733/ 14	0,00	-0,16	0,18	0,01	-0,00	-0,00
1734/ 14	-0,00	0,02	-0,02	0,01	0,00	0,00
1771/ 14	-0,01	0,03	-0,06	0,01	0,00	0,00
2046/ 14	0,48	-0,72	-0,46	-0,00	-0,00	-0,00
2047/ 14	-0,01	-0,21	-1,79	-0,00	-0,00	-0,00
2048/ 14	-2,21	9,17	-1,54	-0,00	-0,00	-0,00
2089/ 14	0,00	9,26	-1,68	0,00	0,00	0,00
2090/ 14	0,00	-0,35	-1,41	0,00	0,00	0,00
2091/ 14	-0,00	-0,84	-0,16	0,00	0,00	0,00
Case 14 Jordtrykk						
Sum of val.	-0,00	11,64	-0,00	0,05	-0,00	-0,00
Sum of reac.	-0,00	11,64	-0,00	-0,23	0,00	29,70
Sum of forc.	0,0	-11,64	0,0	0,23	0,0	-29,70
Check val.	-0,00	0,00	-0,00	0,00	0,00	0,00
Precision	8,78955e-005	1,93838e-011				

Figur 85 Jordtrykk

Håndberegning: $ro \times H \times K \times H \times 0.5 \times B = 19 \times 0,7 \times 0,5 \times 0,7 \times 0,5 \times 5.1 = 11.87 \text{ kN}$ OK

Vedlegg 2: Utmattingsberegninger

2 (4)

RAPPORT
06.12.2016

[DOKUMENT NR 1]
DIMENSJONERING AV BETONGELEMENHVELV FOR
TUNNELTVERSNITT T10,5

NOTAT

OPPDRAG Prosjektering av Betongelementhvelv T10,5	OPPDRAGSLEDER Geir Nilssen	DATO 29.11.2016
OPPDRAGSNUMMER 14165001	OPPRETTET AV Anders Laeskogen Palm	

Vedlegg 2: Dimensjonering for utmatting

1. Utmatting av armering

I henhold til SVV HB R510 skal vann og frostsikringskonstruksjoner i tunneler med tunnelklasse F dimensjoneres for $5 \cdot 10^7$ antall lastvekslinger. Under er det vist tillatt spenningsvidde og momentvidde (delta M) for armeringsnett og løs armering. Plott av de aktuelle momentviddene kan ses i Vedlegg 1.

1.1 Utmatting av armeringsnett

$$N_{\text{Max}} := 5 \cdot 10^7$$

$$E_{\text{cm}} := 36000 \text{MPa}$$

$$f_{\text{yk}} := 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$E_{\text{s}} := 200000 \text{MPa}$$

Kapasitet utmatting

$$\gamma_{\text{S.fat}} := 1.15$$

Tabell NA2.1

$$\gamma_{\text{F.fat}} := 1$$

NA6.8.4(1)

Parametere for S-N kurve for sveiste armeringsnett, ref. tabell NA6.3N

$$N_{\text{x}} := 10^7$$

$$k_1 := 3$$

$$k_2 := 5$$

Sweco Drammensveien 260 Box 80 Skøyen NO-0212 Oslo, Norge Telefonnummer +47 67 12 80 00 www.sweco.no	Sweco Norge AS Org.nr: 967032271 Hovedkontor: Oslo	Anders Laeskogen Palm Siv.ing En Anlegg Mobil +47 977 26 190 anders.palm@sweco.no
--	--	---

$$\Delta\sigma_{\text{risk}} := 58.5 \text{ MPa}$$

NS-EN-1992 del 1-1 tabell 6.3N for sveiste nett

$$\Delta\sigma_{\text{risk}\gamma} := \frac{\Delta\sigma_{\text{risk}}}{\gamma_{\text{S.fat}}} = 50.87 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{\text{\textcircled{v}re.log}} := \log \left[\frac{f_{yk}}{\gamma_{\text{S.fat}} \cdot (\text{MPa})} \right] = 2.638$$

$$\Delta\sigma_{\text{knekk.log}} := \log \left(\frac{\Delta\sigma_{\text{risk}\gamma}}{\text{MPa}} \right) = 1.706$$

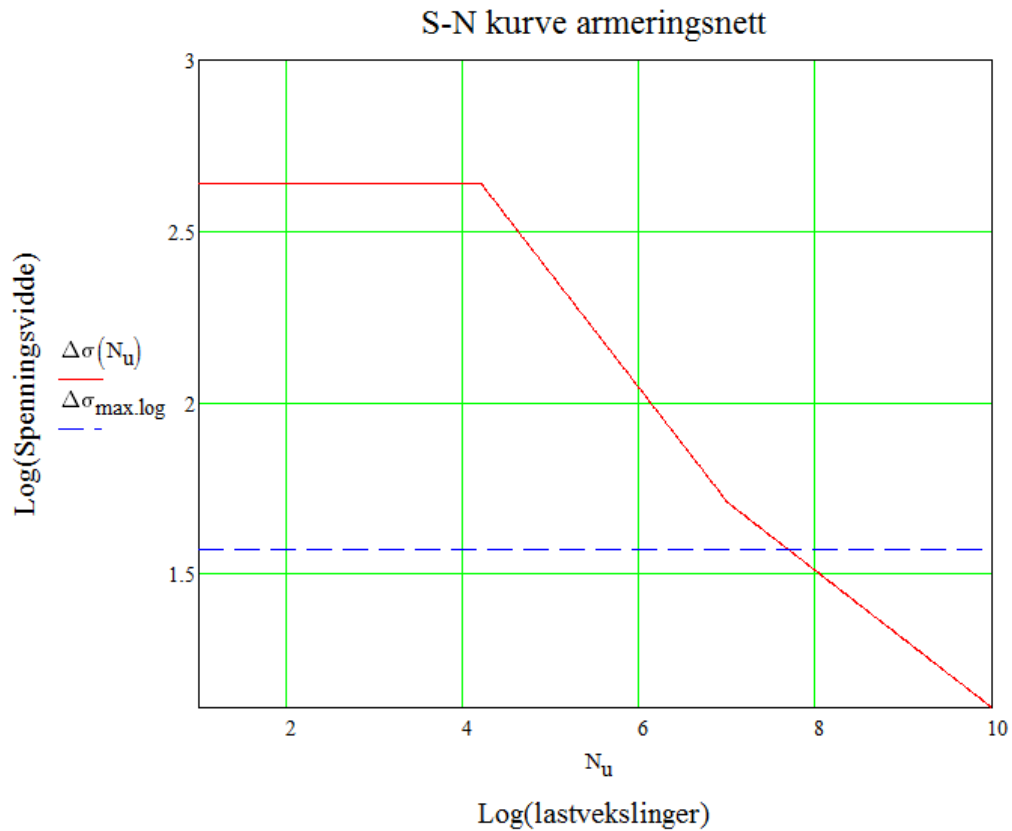
$$N_{\text{\textcircled{v}re.log}} := \log(N_x) - k_1 \cdot (\Delta\sigma_{\text{\textcircled{v}re.log}} - \Delta\sigma_{\text{knekk.log}}) = 4.205$$

$$\Delta\sigma(N_u) := \begin{cases} \Delta\sigma_{\text{knekk.log}} - (N_u - \log(N_x)) \cdot k_2^{-1} & \text{if } N_u > \log(N_x) \\ \Delta\sigma_{\text{\textcircled{v}re.log}} - (N_u - N_{\text{\textcircled{v}re.log}}) \cdot k_1^{-1} & \text{if } N_u \leq \log(N_x) \\ \Delta\sigma_{\text{\textcircled{v}re.log}} & \text{if } N_u < N_{\text{\textcircled{v}re.log}} \end{cases}$$

$$\Delta\sigma_{\text{max}} := 10^{\frac{\Delta\sigma(\log(N_{\text{Max}}))}{k_1}} \cdot \text{MPa} = 36.869 \text{ MPa}$$

Tillatt spenningsvidde ved $5 \cdot 10^7$

$$\Delta\sigma_{\text{max.log}} := \log \left(\frac{\Delta\sigma_{\text{max}}}{\text{MPa}} \right)$$



Undersøker nå tillatt maksimalt delta moment ved utmatting for de to armeringsnettene

Max Δ moment for armeringsnett P1

$h := 150\text{mm}$

$b := 1000\text{mm}$

$c := 40\text{mm}$

$\phi := 6\text{mm}$

$s := 60\text{mm}$

Tykkelse plate

Bredde plate

Overdekning bergside

Armeringsnett P1

$$A_c := 1000\text{mm} \cdot 150\text{mm} = 1.5 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_s := \left(\frac{\phi^2}{2^2} \right) \cdot \pi \cdot \frac{b}{s} = 471.239 \cdot \text{mm}^2$$

Armeringsnett P1 tegning J002

$$d = h - 6\text{mm} - c = 104\text{-mm}$$

Konservativt betraktes innerste jern

$$\eta := \frac{E_s}{E_{cm}} = 5.556$$

$$\rho := \frac{A_s}{b \cdot d} = 4.531 \times 10^{-3}$$

Armeringsratio

$$\alpha := \sqrt{(\eta \cdot \rho)^2 + 2 \cdot \eta \cdot \rho} - \eta \cdot \rho = 0.201$$

Koeffisient for trykksonehøyde

$$I_s := A_s \cdot (1 - \alpha) \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \cdot d^2 = 3.802 \times 10^6 \cdot \text{mm}^4$$

$$\Delta M_{P1} := \Delta \sigma_{\max} \cdot \frac{I_s}{[(1 - \alpha) \cdot d]} = 1.686 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\Delta M_{P2.\text{Max.ed}} := 1.65 \text{ kNm/m}$$

Vedlegg 1 figur 37

OK

$$\Delta M_{P1} > \Delta M_{P1.\text{Max.ed}}$$

Delta moment for aktuelt område P1 armeringsnett kan ses i vedlegg 1 figur 36 til 42. Her ser man at armeringsnett P1 ivaretar alle aktuelle variasjoner i moment for trykk og sug i utmattingsgrensetilstand.

Max Δ moment for armeringsnett P2

$$h := 150\text{mm}$$

Tykkelse plate

$$b := 1000\text{mm}$$

Bredde plate

$$c := 40\text{mm}$$

Overdekning bergside

$$\phi := 6\text{mm}$$

Armeringsnett P2

$$s := 100\text{mm}$$

$$A_c := 1000\text{mm} \cdot 150\text{mm} = 1.5 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_s := 13 \cdot \left[\left(\frac{\phi^2}{2^2} \right) \cdot \frac{\pi \cdot m}{1.2\text{m}} \right] = 306.305 \text{ mm}^2$$

Armeringsnett P2 tegning J002

$$d = h - 6\text{mm} - c = 104 \cdot \text{mm}$$

Konservativt betraktes innerste

$$\eta := \frac{E_s}{E_{cm}} = 5.556$$

$$\rho := \frac{A_s}{b \cdot d} = 2.945 \times 10^{-3}$$

Armeringsratio

$$\alpha := \sqrt{(\eta \cdot \rho)^2 + 2 \cdot \eta \cdot \rho} - \eta \cdot \rho = 0.165$$

Koeffesient for trykksonehøyde

$$I_s := A_s \cdot (1 - \alpha) \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right) \cdot d^2 = 2.613 \times 10^6 \cdot \text{mm}^4$$

$$\Delta M_{P2} := \Delta \sigma_{\max} \cdot \frac{I_s}{[(1 - \alpha) \cdot d]} = 1.11 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\Delta M_{P2, \text{Max.ed}} := 0.91 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Vedlegg 1 figur 37

$$\Delta M_{P2} > \Delta M_{P2, \text{Max.ed}}$$

OK

Max Δ moment for generell armering K189

$$h := 150\text{mm}$$

$$b := 1000\text{mm}$$

$$c := 45\text{mm}$$

$$\phi := 6\text{mm}$$

$$s := 150\text{mm}$$

Tykkelse plate

Bredde plate

Overdekning trafikkside (konservativt)

Armeringsnett P2

$$A_c := 1000\text{mm} \cdot 150\text{mm} = 1.5 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_s := \left(\frac{\phi^2}{2^2} \right) \cdot \pi \cdot \frac{b}{s} = 188.496 \cdot \text{mm}^2$$

Armeringsnett P2 tegning J002

$$d = h - 1.5 \cdot 6\text{mm} - c = 96 \cdot \text{mm}$$

$$\eta := \frac{E_s}{E_{cm}} = 5.556$$

$$\rho := \frac{A_s}{b \cdot d} = 1.963 \times 10^{-3}$$

Armeringsratio

$$\alpha := \sqrt{(\eta \cdot \rho)^2 + 2 \cdot \eta \cdot \rho} - \eta \cdot \rho = 0.137$$

Koeffesient for trykksonehøyde

$$I_s := A_s \cdot (1 - \alpha) \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right) \cdot d^2 = 1.43 \times 10^6 \cdot \text{mm}^4$$

$$\Delta M_{K189} := \Delta \sigma \max \frac{I_s}{[(1 - \alpha) \cdot d]} = 0.637 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\Delta M_{K189, \text{Max.ed}} := 0.60 \text{kN} \cdot \text{m}$$

Se vedlegg 1 figur 37

$$\Delta M_{K189} > \Delta M_{K189, \text{Max.ed}}$$

OK

1.2 Utmatting av løsarmering

Rundt bolteinfestinger opptrer det forholdsvis konsentrerte høye momenter. Det er her valgt å ivareta momentene med løsarmering, da dette anses som mer hensiktsmessig over små områder, og løsarmering har høyere kapasitet mot utamting enn sveiste nett.

$$N_{\text{Max}} := 5 \cdot 10^7$$

$$E_{\text{cm}} := 36000 \text{MPa}$$

$$E_{\text{cm}} := 36000 \text{MPa}$$

$$f_{\text{yk}} := 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$E_{\text{s}} := 200000 \text{MPa}$$

Kapasitet utmatting

$$\gamma_{\text{S.fat}} := 1.15$$

EC2-Tabell NA2.1

$$\gamma_{\text{F.fat}} := 1$$

EC2-NA6.8.4(1)

Parametere for S-N kurve for rette stenger, ref. tabell NA6.3N

$$N_{\text{x}} := 10^6$$

$$k_1 := 5$$

$$k_2 := 9$$

$$\Delta\sigma_{\text{risk}} := 162.5 \text{MPa}$$

$$\Delta\sigma_{\text{risk}\gamma} := \frac{\Delta\sigma_{\text{risk}}}{\gamma_{\text{S.fat}}} = 141.304 \text{MPa}$$

$$\Delta\sigma_{\text{øvre.log}} := \log \left[\frac{f_{\text{yk}}}{\gamma_{\text{S.fat}} \cdot (\text{MPa})} \right] = 2.638$$

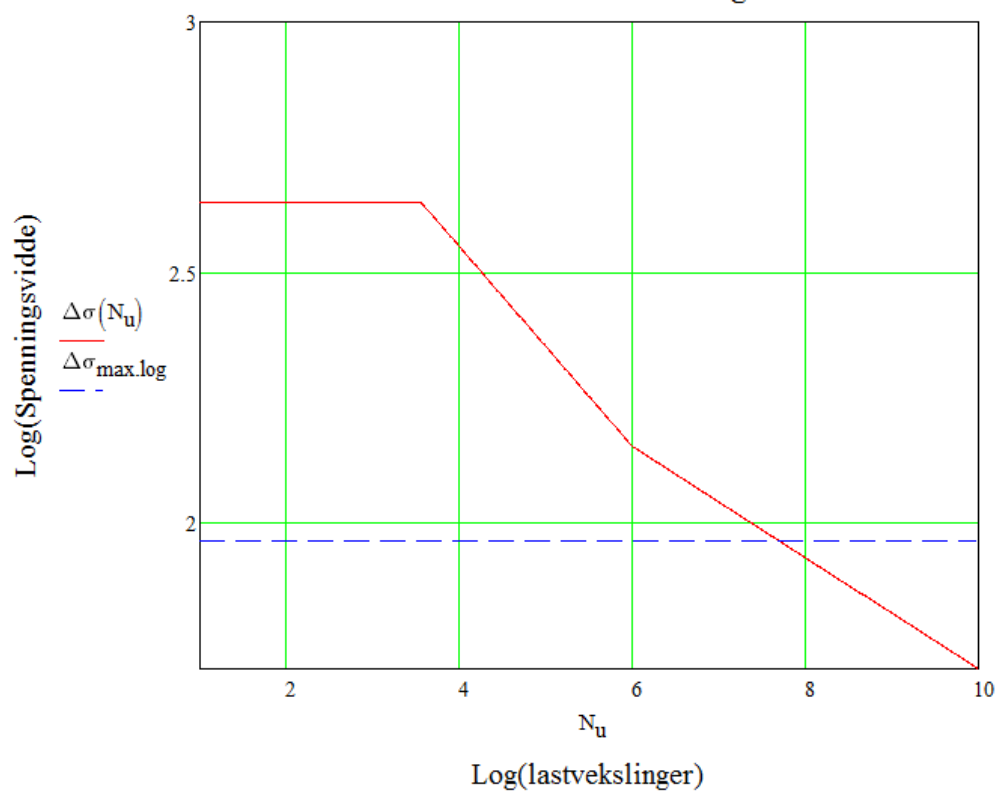
$$\Delta\sigma_{\text{knekk.log}} := \log \left(\frac{\Delta\sigma_{\text{risk}\gamma}}{\text{MPa}} \right) = 2.15$$

$$N_{\text{øvre.log}} := \log(N_{\text{x}}) - k_1 \cdot (\Delta\sigma_{\text{øvre.log}} - \Delta\sigma_{\text{knekk.log}}) = 3.559$$

$$\Delta\sigma(N_u) := \begin{cases} \Delta\sigma_{\text{knekk.log}} \cdot \log^{-1}(N_u - \log(N_x)) \cdot k_2^{-1} & \text{if } N_u > \log(N_x) \\ \Delta\sigma_{\text{\o{v}re.log}} \cdot \log^{-1}(N_u - N_{\text{\o{v}re.log}}) \cdot k_1^{-1} & \text{if } N_u \leq \log(N_x) \\ \Delta\sigma_{\text{\o{v}re.log}} & \text{if } N_u < N_{\text{\o{v}re.log}} \end{cases}$$

$$\Delta\sigma_{\text{max}} := 10^{\frac{\Delta\sigma(\log(N_{\text{Max}}))}{10}} \cdot \text{MPa} = 91.492 \cdot \text{MPa}$$

S-N kurve løsarmering



Maks Δ Moment for P9 og P23

$$c := 45\text{mm}$$

$$\phi := 12\text{mm}$$

$$s := 2$$

$$b := 300\text{mm}$$

$$A_c := b \cdot 150\text{mm} = 4.5 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_s := \left(\frac{\phi^2}{2^2} \right) \cdot \pi \cdot s = 226.195 \cdot \text{mm}^2$$

$$d := (h) - c - \frac{\phi}{2} = 99 \cdot \text{mm}$$

$$\eta := \frac{E_s}{E_{cm}} = 5.556$$

$$\rho := \frac{A_s}{b \cdot d} = 7.616 \times 10^{-3}$$

$$\alpha := \sqrt{(\eta \cdot \rho)^2 + 2 \cdot \eta \cdot \rho} - \eta \cdot \rho = 0.252$$

$$I_s := A_s \cdot (1 - \alpha) \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right) \cdot d^2 = 1.52 \times 10^6 \cdot \text{mm}^4$$

$$\Delta\sigma_{\max} := 10^{\frac{\Delta\sigma}{\text{MPa}} (\log(N_{\text{Max}}))} \cdot \text{MPa} = 91.492 \cdot \text{MPa}$$

$$\Delta M_{\text{P9.23}} := \Delta\sigma_{\max} \cdot \frac{I_s}{[(1 - \alpha) \cdot d]} = 1.877 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\Delta M_{ED} := 0.3\text{m} \cdot 3.47 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}} = 1.041 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Δ M over 300 mm kontrollsnitt Vedlegg 1 figur 36

$$\Delta M_{P9.23} > \Delta M_{ED}$$

OK

$$\frac{\Delta M_{ED}}{\Delta M_{P9.23}} = 0.555$$

Membranstrekk nedre takbolt

I Vedlegg 1 kapittel 1.10 er det vist grunnlaget for membranstrekk og delta moment. Ved nedre takbolt er det funnet spenninger som resultat av moment og membranstrekk. Elementanalysen gir en forskyvning i nøytralaksen til ca. 65 mm ved sug (vedlegg 1 figur 59 og 60). Dette er en forskyvning på ca. 10mm. Denne forskyvningen er benyttet til å redusere momentarmen "d" til armeringen.

Sugspenninger

Ved membranstrekk i kombinasjon med med moment flyttes nøytralaksen. Plassering av nøytralaksen er beregnet basert på resultater fra hovedspenninger på trykkside og sugside ved lastkombinasjon 40 Utmatting sug1.

$$\sigma_{s,\text{øvre}} := 2.07 \qquad \sigma_{s,\text{nedre}} := -1.58 \qquad \text{Vedlegg 1 figur 59 og 60}$$

$$\text{Nøytralakse} := \frac{-\sigma_{s,\text{nedre}}}{(\sigma_{s,\text{øvre}} - \sigma_{s,\text{nedre}})} \cdot h = 64.932 \cdot \text{mm}$$

$$\Delta \text{Nøytralakse} := 75 \text{mm} - \text{Nøytralakse} = 10.068 \cdot \text{mm}$$

$$c := 40 \text{mm}$$

$$\phi := 12 \text{mm}$$

$$s := 2$$

$$b := 300 \text{mm}$$

$$A_c := b \cdot 150 \text{mm} = 4.5 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_s := \left(\frac{\phi^2}{2^2} \right) \cdot \pi \cdot s = 226.195 \cdot \text{mm}^2$$

$$d := (h - \Delta \text{Nøytralakse}) - c - \frac{\phi}{2} = 93.932 \cdot \text{mm}$$

$$\eta := \frac{E_s}{E_{cm}} = 5.556$$

Tegning J003 armering P22 og P23

($\sigma_{s,\text{øvre}}$)

$$\rho := \frac{A_s}{b \cdot d} = 8.027 \times 10^{-3}$$

$$\alpha := \sqrt{(\eta \cdot \rho)^2 + 2 \cdot \eta \cdot \rho} - \eta \cdot \rho = 0.257$$

$$I_s := A_s \cdot (1 - \alpha) \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \cdot d^2 = 1.355 \times 10^6 \cdot \text{mm}^4$$

$$M_{\text{Ed.sug}} := 7.26 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}} \cdot b = 2.178 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Vedlegg 1 figur 43

$$N_{\text{Ed.sug}} := \frac{\left(21.37 \frac{\text{kN}}{\text{m}}\right)}{2} \cdot b = 3.205 \cdot \text{kN}$$

Vedlegg 1 figur 45, antar lik fordeling av strekkraften på trafikkside og bergside og deler derfor kraften på 2

$$\sigma_{\text{sug}} := \frac{M_{\text{Ed.sug}}}{I_s} \cdot (1 - \alpha) \cdot d + \left(\frac{N_{\text{Ed.sug}}}{A_s}\right) = 126.3 \cdot \text{MPa}$$

Strekk

Trykkspenninger

$$c := 40 \text{ mm}$$

$$\emptyset := 12 \text{ mm}$$

$$s := 2$$

$$b := 300 \text{ mm}$$

$$A_c := b \cdot 150 \text{ mm} = 4.5 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_s := \left(\frac{\emptyset^2}{2^2}\right) \cdot \pi \cdot s = 226.195 \cdot \text{mm}^2$$

$$d := (h - 0 \text{ mm}) - c - \frac{\emptyset}{2} = 104 \cdot \text{mm}$$

$$\eta := \frac{E_s}{E_{\text{cm}}} = 5.556$$

$$\rho := \frac{A_s}{12 \cdot (1 \emptyset) \cdot d} = 7.25 \times 10^{-3}$$

NOTAT
29.11.2016

$$\alpha := \sqrt{(\eta \cdot \rho)^2 + 2 \cdot \eta \cdot \rho} - \eta \cdot \rho = 0.246$$

$$I_s := A_s \cdot (1 - \alpha) \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \cdot d^2 = 1.692 \times 10^6 \cdot \text{mm}^4$$

$$M_{\text{Ed. trykk}} := \left(b \cdot 4.57 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}\right) = 1.371 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$N_{\text{Ed. trykk}} := \frac{\left(13 \frac{\text{kN}}{\text{m}}\right)}{2} \cdot b = 1.95 \cdot \text{kN}$$

Antar lik fordeling av membranstrekk i armering på begge sider av tverrsnittet

$$\sigma_{\text{trykk}} := \frac{M_{\text{Ed. trykk}}}{I_s} \cdot (1 - \alpha) \cdot d + \left(\frac{N_{\text{Ed. trykk}}}{A_s}\right) = 72.116 \cdot \text{MPa}$$

Strekk

$$\Delta\sigma := \sigma_{\text{sug}} - \sigma_{\text{trykk}} = 54.184 \cdot \text{MPa}$$

$$\eta_{\sigma} := \frac{\Delta\sigma}{\Delta\sigma_{\text{max}}} = 0.592$$

Utmatting armering ved fundament

For utmatting ved fundament viser figurene i vedlegg 1 at det vil oppstå membranstrekk langs tunnelretningen nederst langs elementveggen. Det er her valgt en konservativ tilnærming hvor momentarmen til armeringen (z) er satt til avstanden mellom armering trafikkside og bergside i elementet. Det er her benyttet de høyeste verdiene i avstand 100mm (1 element) fra opplegg.

$$\phi := 10\text{mm}$$

$$s := 1$$

$$b := 300\text{mm}$$

$$A_s := \left(\frac{\phi^2}{2^2} \right) \cdot \pi \cdot s = 157.08 \cdot \text{mm}^2$$

$$c_{\text{berg}} := 40\text{mm}$$

$$c_{\text{trafikk}} := 45\text{mm}$$

$$z := 150\text{mm} - c_{\text{trafikk}} - c_{\text{berg}} - \phi = 55\text{mm}$$

$$M_{\text{Ed.sug}} := 4.36\text{kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{\text{Ed.trykk}} := 5.35\text{kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$N_{\text{Ed.sug}} := 86.84 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$N_{\text{Ed.trykk}} := 92.65 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\Delta S_m := b \cdot \frac{\left(M_{\text{Ed.trykk}} - M_{\text{Ed.sug}} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}} \right)}{z} = 5.4 \cdot \text{kN}$$

$$\Delta S_N := \left(N_{\text{Ed.trykk}} - N_{\text{Ed.sug}} \right) \cdot \frac{b}{2} = 0.871 \cdot \text{kN}$$

$$\Delta \sigma_s := \frac{\Delta S_m + \Delta S_N}{A_s} = 79.851 \text{MPa}$$

$$\eta_s := \frac{\Delta \sigma_s}{\Delta \sigma_{\text{max}}} = 0.873$$

14 (19)

Tegning J001 P6, betrakter kun ett jern i kontrollsnittet med bredde 300 mm.

Avstand mellom armering innerkant og ytterkant

M1 fra vedlegg 1 figur 51, benytter verdi ett element fra rand, da dette er mer konservativt, og lavest verdi

M1 fra vedlegg 1 figur 55, benytter verdi ett element fra rand, da dette er mer konservativt

Antar lik fordeling av strekk trafikkside og bergside

Spenningsvidden for armering

Utnyttelse utmatting

NOTAT
29.11.2016

Konklusjon utmating med membranstrekk: Dimensjoneringen viser at armeringsprinsippet har tilstrekkelig kapasitet mot utmatting ved områder med membranstrekk.

2 Kontroll utmatting betong

2.1 Kontroll Utmatting betong pga trykk



$$f_{ck} := 45\text{MPa}$$

$$f_{cd} := f_{ck} \cdot \frac{0.85}{1.5} = 25.5 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$k_1 := 0.85 \quad \beta_{cc} := 1$$

Koeffesient i hht. NA6.8.7(1)

$$f_{cd.fat} := k_1 \cdot \beta_{cc} \cdot f_{cd} \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250\text{MPa}}\right) = 17.773 \cdot \text{MPa}$$

Betongens trykkfasthet mht. utmatting

$$\sigma_{c.min} := 0\text{MPa}$$

Antar konservativt strekkspenning og setter denne til 0

$$\sigma_{Max} := \left(0.5 + 0.45 \cdot \frac{\sigma_{c.min}}{f_{cd.fat}}\right) \cdot f_{cd.fat} = 8.887 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_c := 5.38\text{MPa}$$

Lastkombinasjon 41 maks Von Mises spenning

$$\sigma_c < \sigma_{max}$$

OK

16 (19)

NOTAT
29.11.2016

2.2. Kontroll Utmatting betong pga skjær

Kontrollerer skjær ved veggbolt da dette snittet vil ha størst krefter og størst variasjon. Kontroll gjøres med minimumsarmering, derfor vil kapasitet i dette snittet gjelde for alle snitt for skjær

$$c := 45\text{mm}$$

$$d_{\text{eff}} := 150\text{mm} - \frac{6}{2}\text{mm} - c = 102\text{mm}$$

$$d_{\text{plate}} := 100\text{mm}$$

$$b := 1000\text{mm}$$

$$d := 150\text{mm} - c - \frac{6\text{mm}}{2} = 102\text{mm}$$

Armeringsbidraget: Antar K189 nett

$$A_{s,K189} := 189\text{mm}^2$$

$$\rho := \frac{A_{s,K189}}{1000\text{mm} \cdot d} = 1.853 \times 10^{-3}$$

$$u_1 := 2\pi \cdot \left(2 \cdot d_{\text{eff}} + \frac{d_{\text{plate}}}{2} \right) = 1.596 \times 10^3 \cdot \text{mm}$$

$$u_0 := 2 \cdot \pi \cdot \frac{d_{\text{plate}}}{2} = 314.159 \cdot \text{mm}$$

$$\beta := 1.15$$

EC 2 Figur 6.21N

$$N_{\text{Ed.maks}} := 27.11\text{kN}$$

Lastkombinasjon egenlast og trykk
Se vedlegg 1 figur 68

$$V_{\text{Ed.c.maks}} := \beta \cdot \frac{N_{\text{Ed.maks}}}{u_1} = 19.535 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$N_{\text{Ed.Min}} := 19.61\text{kN}$$

Lastkombinasjon egenlast og sug
Se vedlegg 1 figur 67

$$V_{\text{Ed.c.min}} := \beta \cdot \frac{N_{\text{Ed.Min}}}{u_1} = 14.131 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

17 (19)

NOTAT
29.11.2016

Dimensjonering for Skjærstrekk

$$f_{ck} := 45\text{MPa}$$

$$C_{Rd,c} := \frac{0.15}{1.5} = 0.1 \quad \text{EC2 NA6.4.4}$$

$$k := 1 + \sqrt{\frac{200\text{mm}}{d}} = 2.4 \quad \text{EC2 6.2.2}$$

$$k < 2$$

$$k := 2$$

$$V_{Rd,c} := \left[C_{Rd,c} \cdot k \left(100 \cdot \rho \cdot f_{ck} \cdot \text{MPa}^2 \right)^{\left(\frac{1}{3} \right)} \right] \cdot b \cdot \frac{d}{m} = 41.367 \frac{1}{m} \cdot \text{kN}$$

$$\frac{V_{Ed,c,max}}{V_{Ed,c,min}} > 0 \quad \text{1992-1-1 velger formel 6.78}$$

$$\frac{V_{Ed,c,max}}{V_{Rd,c}} = 0.472 < 0.5 + 0.45 \cdot \frac{V_{Ed,c,min}}{V_{Rd,c}} = 0.654$$

OK

Sjekker nå også for samme tilfellet, for takbolter

$$d_{\text{plate}} := 200\text{mm}$$

$$u_1 := 2\pi \cdot \left(2 \cdot d_{\text{eff}} + \frac{d_{\text{plate}}}{2} \right) = 1.91 \times 10^3 \cdot \text{mm}$$

$$u_0 := 2 \cdot \pi \cdot \frac{d_{\text{plate}}}{2} = 628.319 \cdot \text{mm}$$

$$\beta := 1.15$$

$$N_{\text{Ed.maks}} := -16.29\text{kN}$$

Lastkombinasjon egenlast og sug
Se vedlegg 1 figur 67

$$V_{\text{Ed.c.maks}} := \beta \cdot \frac{N_{\text{Ed.maks}}}{u_1} = -9.808 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

EC 2 Figur 6.21N

$$N_{\text{Ed.Min}} := -11.8\text{kN}$$

Lastkombinasjon egenlast og trykk
Se vedlegg 1 figur 68

$$V_{\text{Ed.c.min}} := \beta \cdot \frac{N_{\text{Ed.Min}}}{u_1} = -7.104 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

1992-1-1 formel 6.78

$$\frac{V_{\text{Ed.c.maks}}}{V_{\text{Ed.c.min}}} > 0$$

$$\frac{|V_{\text{Ed.c.maks}}|}{V_{\text{Rd.c}}} = 0.237 < 0.5 + \left(0.45 \cdot \frac{|V_{\text{Ed.c.min}}|}{V_{\text{Rd.c}}} \right) = 0.577$$

OK

Vedlegg 3: Beregningsforutsetninger fra oppdragsgiver

Ref: Håndbok R510

Til : Statens vegvesen v/Mona Lindstrøm
Fra : Aas-Jakobsen v/Svend Åsrud
Dato : 05. DESEMBER 2014
Kopi : Christian Rønneberg

Emne : Tilpasning av Håndbok R510 til Eurokoder

Bakgrunn

Foreliggende utgave av Håndbok R510 (utgitt 2014) har faglig innhold fra 2006. I mellomtiden er Eurokoder innført i Norge og tidligere standarder er gjort ugyldige.

Dette notatet omhandler forslag til endringer for tilpasning til Eurokoder for de punkter i R510 som går på laster og dimensjonering.

8.4 Hvelv av betongelementer

Kulepunkt 2 foreslås endret til:

- Det skal benyttes frostbestandig betong, *minimum* fasthetsklasse **B45** ... (ref. Håndbok R761)

Siste avsnitt foreslås endret til:

Krav til rissvidde

Grenseverdier w_{max} for beregningsmessig karakteristiske rissvidde w_k iht. *NS-EN 1992-1-1* skal være tilfredsstillt.

8.5 Hvelv av sprøytebetong

Andre avsnitt og første del av avsnitt 3 angående fiberarmert sprøytebetong skal strykes ihht. rundskriv.

Tredje avsnitt foreslås endret til:

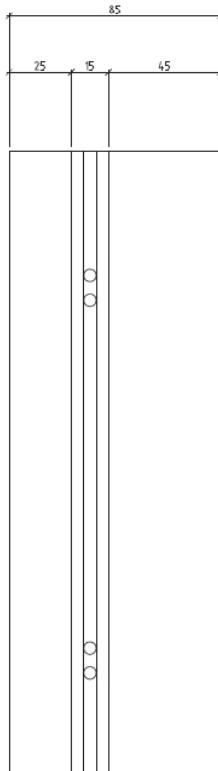
... minste tykkelse **85** mm for nettarmert sprøytebetong ...

Kommentar:

Se figur på neste side.

For dimensjonerende brukstid 50 år vil man ikke kunne tilfredsstillt krav til overdekning etter NS-EN 1992-1-1 i områder der armeringsnett skjøtes ved å snu nettet. Ved dobbelt skjõt som oppstår i hjørner av armeringsnett har man teoretisk behov for ytterligere 5 mm tykkelse.

NS-EN 1992-1-1 gir ingen anvisninger for krav til overdekning ved lavere dimensjonerende brukstid.



50 ÅRS DIMENSJONERED BRUKSTID GIR FØLGENDE:

MINIMUM OVERDEKNING MOT BERG = 20 mm (ETTER HÅNDBOK R510 s. 33).

MINIMUM OVERDEKNING MOT TUNNEL = 40 mm (ETTER NS-EN 1992-1-1 Tabell NA.4.4N).

TOLERANSE ± 5 mm PÅ PLASSERING AV ARMERING GIR:

NOMINELL OVERDEKNING MOT BERG = 25 mm.

NOMINELL OVERDEKNING MOT TUNNEL = 45 mm.

TETT BOLTEMØNSTER VED ENKEL SKJØT AV K131 NETT.
(NETT SNUES VED SKJØT).

VED DOBBELT SKJØT, LEGG TIL 5 mm TYKKELSE.

Avsnitt 6:

... egnet forbindelsesmiddel i stål, se figur 8.1. *Ved valg av alternativ utførelse av forbindelse kreves godkjenning av Vegdirektoratet basert på fremlagt dokumentasjon.*

Avsnitt 10

Toleranser for sprøytebetongtykkelse skal være ± 10 mm. ...

Kommentar:

Dagens maksimale beregningsmessige tykkelse +30 mm gir en uforholdsmessig stor tilleggslast på et forholdsvis tynt, enkeltarmert tverrsnitt.

Avsnitt 11:

Grenseverdier w_{max} for beregningsmessig karakteristiske rissvidde w_k iht. *NS-EN 1992-1-1* skal være tilfredsstillt. ...

Krav til utførelse, kulepunkt 2:

... Normalt benyttes *nominell* overdekning 25 mm med toleranse ± 5 mm. *Ved dimensjonering skal det tas hensyn til toleranse på plassering av armering i tverrsnittet.*

Krav til utførelse, kulepunkt 4:

Kommentar:

Krav til ekstra overdekning ved skjøt av armeringsnett kan være vanskelig å oppfylle og kontrollere. Det foreslås å heller øke krav til betongtykkelse.

Referanser og Standarder

Konstruktive standarder som må oppdateres:

NS 3473 → NS-EN 1992-1-1

NS 3490 → NS-EN 1990

NS 3491 → NS-EN 1991-1 (Del 1-7)

Referanser til disse må endres i hele Håndbok R510.

NS-EN 206-1 bør vurderes å ta inn som referanse.

NS-EN 1999-1 (Del 1-5) bør kanskje tas med

Vedlegg A. Laster og dimensjonering

Referanser til standarder rettes.

A1 Generelt

Nest siste avsnitt:

Midlere temperatur er gitt i vedlegg B. Temperaturendringer vurderes basert på temperaturdata gitt i NS-EN 1991-1-5.

A2 Dimensjonerende lastvirkninger

Dette avsnittet må naturlig nok omarbeides en del. Nedenfor er vårt forslag:

A2.1 Kombinasjonsfaktorer

Kombinasjonsfaktorer etter NS-EN 1990 Tabell NA.A2.1 er gitt i Tabell A1.

Tabell A1 Kombinasjonsfaktorer

Variabel last	Karakteristisk	Ofte forekommende	Tilnærmet permanent
	ψ_0	ψ_1	ψ_2 ¹⁾
Trykk/sug fra trafikk	0.7	0.7	0.2/0.5
Generell variabel last	0.7	0.6	0/0.5
Temperatur	0.7	0.6	0/0.5

1) Ved rissviddeberegning for kombinasjon *tilnærmet permanent* benyttes verdien 0.5 for dominerende variabel last

A2.2 Bruddgrensetilstanden

Vedvarende og forbigående dimensjonerende situasjoner

Lastkombinasjoner etter NS-EN 1990 Tabell NA.A2.4(B) er gitt i Tabell A2.

Tabell A2 Dimensjonerende verdier for laster – Konstruksjon (Sett B)

Tilfelle	Sett	Permanente laster		Dominerende variabel last	Øvrige variable laster
		Ugunstig	Gunstig		
Konstruksjon	STRa	$\sum \gamma_{G,sup} G_{k,sup}$	$\sum \gamma_{G,inf} G_{k,inf}$	$\sum \gamma_Q \psi_0 Q_k$	
	STRb	$\xi \sum \gamma_{G,sup} G_{k,sup}$	$\sum \gamma_{G,inf} G_{k,inf}$	$\gamma_Q Q_k$	$\sum \gamma_Q \psi_0 Q_k$

sup/inf = øvre/nedre karakteristiske verdi.

$\gamma_{G,sup} = 1.35$ for permanente laster generelt
 1.0 for irreversible deformasjonslaster (differansesetning, svinn og kryp)

$\gamma_{G,inf} = 1.0$ for permanente laster generelt
 0.0 for irreversible deformasjonslaster (differansesetning, svinn og kryp)

$\xi = 0.89$

Permanente laster *av samme opprinnelse* (for eksempel egenvekt) som virker ugunstig ganges med $\gamma_{G,sup}$ og laster som virker gunstig ganges med $\gamma_{G,inf}$.

$\gamma_Q = 0.0$ hvis gunstig
 $\gamma_Q = 1.5$ for trykk/sug fra trafikk
 $\gamma_Q = 1.5$ for generell variabel last
 $\gamma_Q = 1.2$ for temperaturlast

For geotekniske laster gjelder mest ugunstige av øvre/nedre karakteristiske verdier for materialdata. Materialfaktor for jord = 1.0. I tillegg skal Sett C etter NS-EN 1990 Tabell NA.A2.4(C) kontrolleres. For sett C gjelder materialfaktor for jord > 1.0.

Ulykkesituasjoner

Lastkombinasjoner etter NS-EN 1990 Tabell NA.A2.5 er gitt i Tabell A3.

Kombinasjon	Sett	Permanente laster		Dominerende ulykkeslast	Øvrige variable laster
		Ugunstig	Gunstig		
Ulykkesituasjon	ACCa	$\sum G_{k,sup}$	$\sum G_{k,inf}$	A_d	$\sum \psi_2 Q_k$

sup/inf = øvre/nedre karakteristiske verdi.

Variable laster tas med bare dersom de virker ugunstig.

For ulykkesituasjon regnes $\psi_2 = 0.0$ for trykk/sug fra trafikk.

Tabell A3 Lastkombinasjoner for ulykkessituasjoner
Utmatting

Lastkombinasjoner for utmatting etter Håndbok N400 Tabell 4.3 er gitt i Tabell A4.

Tabell A4 Lastkombinasjoner for utmatting

Tilfelle	Sett	Permanente laster		Utmattings- virkende last	Øvrige variable laster
		Ugunstig	Gunstig		
Utmatting	FAT	$\Sigma G_{k,sup}$	$\Sigma G_{k,inf}$	Q_k	$\Sigma \gamma_Q Q_k$
sup/inf = øvre/nedre karakteristiske verdi. $\gamma_Q = 0.0$ hvis gunstig $\gamma_Q = 0.5$ for naturlaster $\gamma_Q = 0.0$ for øvrige variable laster					

For stålkonstruksjoner gjelder regler etter NS-EN 1993-1 del 9.

For aluminiumskonstruksjoner gjelder regler etter NS-EN 1999-1-3. Dersom det er usikkerhet knyttet til deler av konstruksjonenes utmattingskapasitet, kreves det at kapasiteten i tillegg dokumenteres ved forsøk.

For betongkonstruksjoner multipliseres antall lastvekslinger med utmattingsfaktor gitt i Tabell A5.

Tabell A5 Utmattingsfaktorer

Konstruksjonsdelens betydning for konstruksjonens bæreevne	Utmattingsfaktor
Avgjørende	3
Ikke avgjørende	1

For nye materialer der erfaringsgrunnlaget er ... (avsnitt beholdes).

For trykk/sug-laster fra trafikk ... (avsnitt beholdes).

Tabell A5 → A6 beholdes.

A2.3 Bruksgrensetilstanden

Lastkombinasjoner for bruksgrensetilstanden etter NS-EN 1990 Tabell NA.A2.6 er gitt i Tabell A7.

Tabell A7 Lastkombinasjoner for bruksgrensetilstanden

Kombinasjon	Bruksområde				
Karakteristisk	Kontroll av deformasjoner som kan medføre skade Kontroll av fugeforskyvninger				
Ofte forekommende	Kontroll av rissvidder Kontroll av typiske deformasjoner				
Tilnærmet permanent	Kontroll av rissvidder Kontroll av konstruksjonens varige deformasjoner				

Kombinasjon	Sett	Permanente laster		Variable laster Q_k	
		Ugunstig	Gunstig	Dominerende	Øvrige laster
Karakteristisk	CHAR	$\Sigma G_{k,sup}$	$\Sigma G_{k,inf}$	Q_k	$\Sigma \psi_0 Q_k$
Ofte forekommende	FREQ	$\Sigma G_{k,sup}$	$\Sigma G_{k,inf}$	$\psi_1 Q_k$	$\Sigma \psi_2 Q_k$
Tilnærmet permanent	PERM	$\Sigma G_{k,sup}$	$\Sigma G_{k,inf}$	$\psi_2 Q_k$	$\Sigma \psi_2 Q_k$

sup/inf = øvre/nedre karakteristiske verdi.

Variable laster tas med bare dersom de virker ugunstig.

For lastkombinasjon *tilnærmet permanent for kontroll av rissvidder* gjelder $\psi_2 = 0.5$ (dominerende) og $\psi_2 = 0.2/0.0$ (øvrige variable laster).

A3.2 Generell variabel last

Tekst i tabell A7 bør revideres. Tykkelse av hvelv i sprøytebetong bør kunne være > 80 mm uten at q_g økes. Man bør skille på hvelv i sprøytebetong og hvelv i betongelementer uten å referer til tykkelse.

Siste setning under tabell A7 endres:

$$q_g = 1.5 \text{ kPa for } A_b \geq 4.0 \text{ m}^2$$

A4 Ulykkeslast

Avsnitt 3:

Man bør skille på hvelv i sprøytebetong og hvelv i betongelementer uten å referer til tykkelse.

Olsen Arnfinn

Fra: Palm Anders Laeskogen
Sendt: 5. november 2015 11:32
Til: Olsen Arnfinn
Emne: VS: Tegninger som grunnlag for dimensjonering av hvelv T10.5
Vedlegg: 1195_001.pdf

Avtalen om armeringsoverdekning og utmatting.

Fra Christian Rønneberg med kopi til SVV om hva som ble avtalt ved oppstartsmøte med Mona Lindstrøm SVV, Karen Klemetsrud SVV, Alf Trygve Kveen SVV, Christian Rønneberg Aas Jakobsen, Olav Haukevik og meg selv.

Fra: Christian Rønneberg [<mailto:chr@aaj.no>]
Sendt: 2. mars 2015 21:35
Til: Lindstrøm Mona (mona.lindstrom@vegvesen.no); Kveen Alf Trygve
Kopi: 'Klemetsrud Karen (karen.klemetsrud@vegvesen.no)'; Palm Anders Laeskogen
Emne: Tegninger som grunnlag for dimensjonering av hvelv T10.5

Hei !

Viser til møtet 27.02.2015.

Som avtalt oversendes oppdaterte tegninger J1050 og J1051 hvor tegningene er supplert med målsetting av bolteplassering for takboltene.

I tillegg vedlegges kopi av tegning J1060 som viser prinsipp for montering av hvelvet i nisjer.

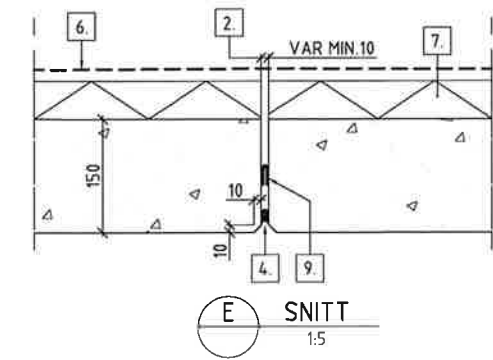
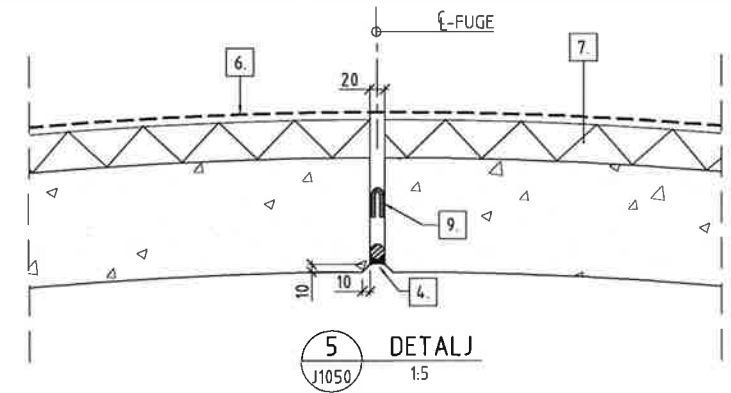
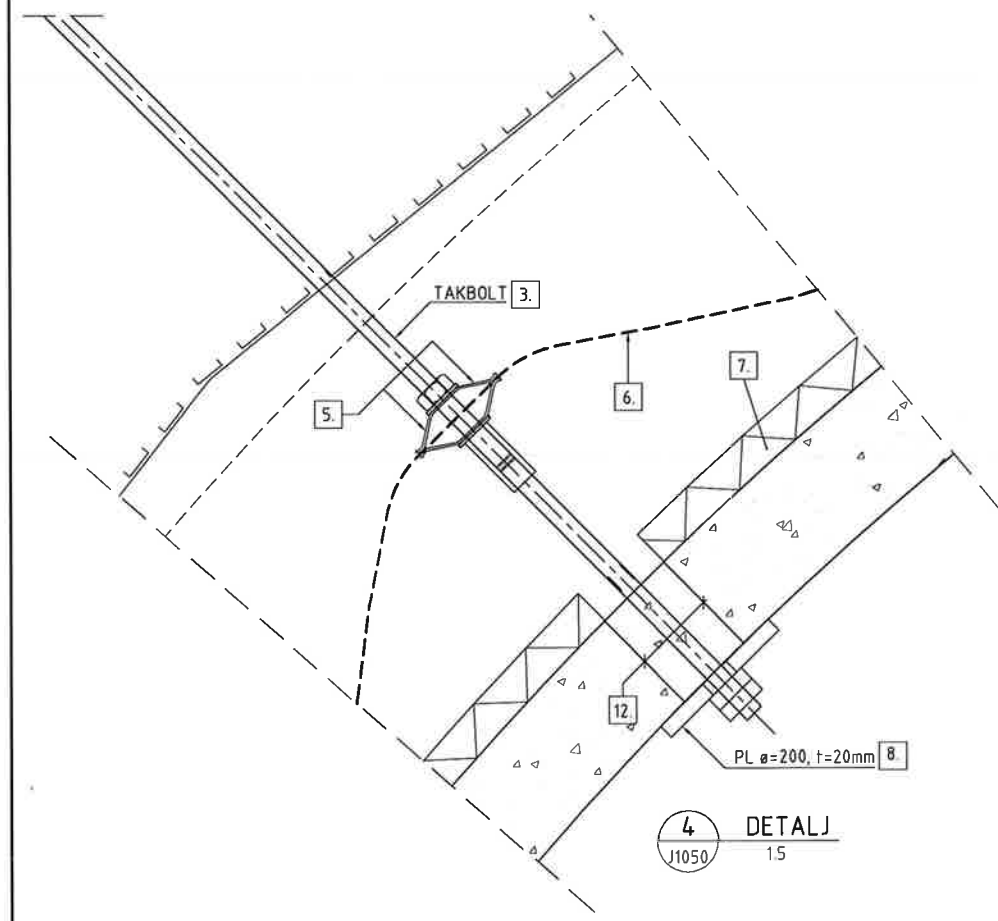
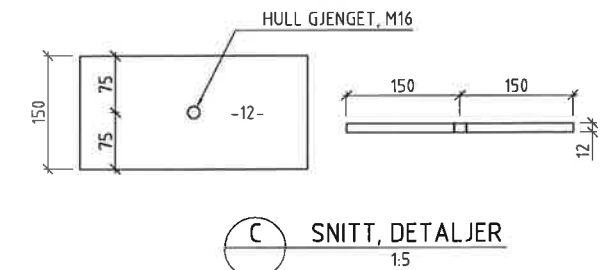
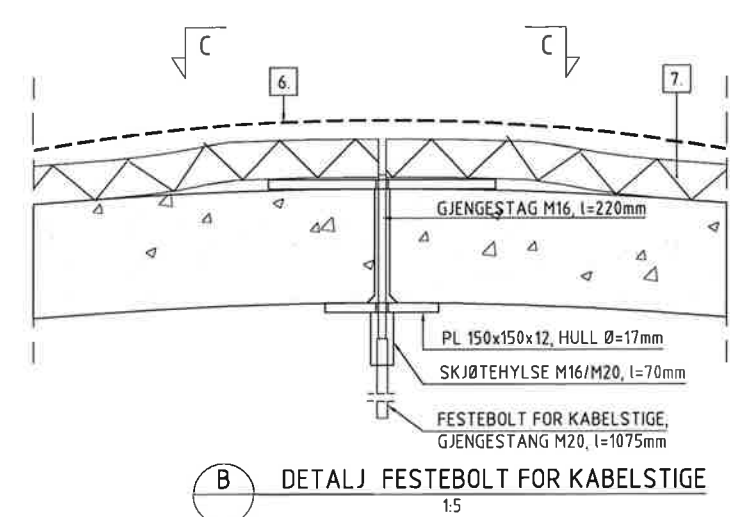
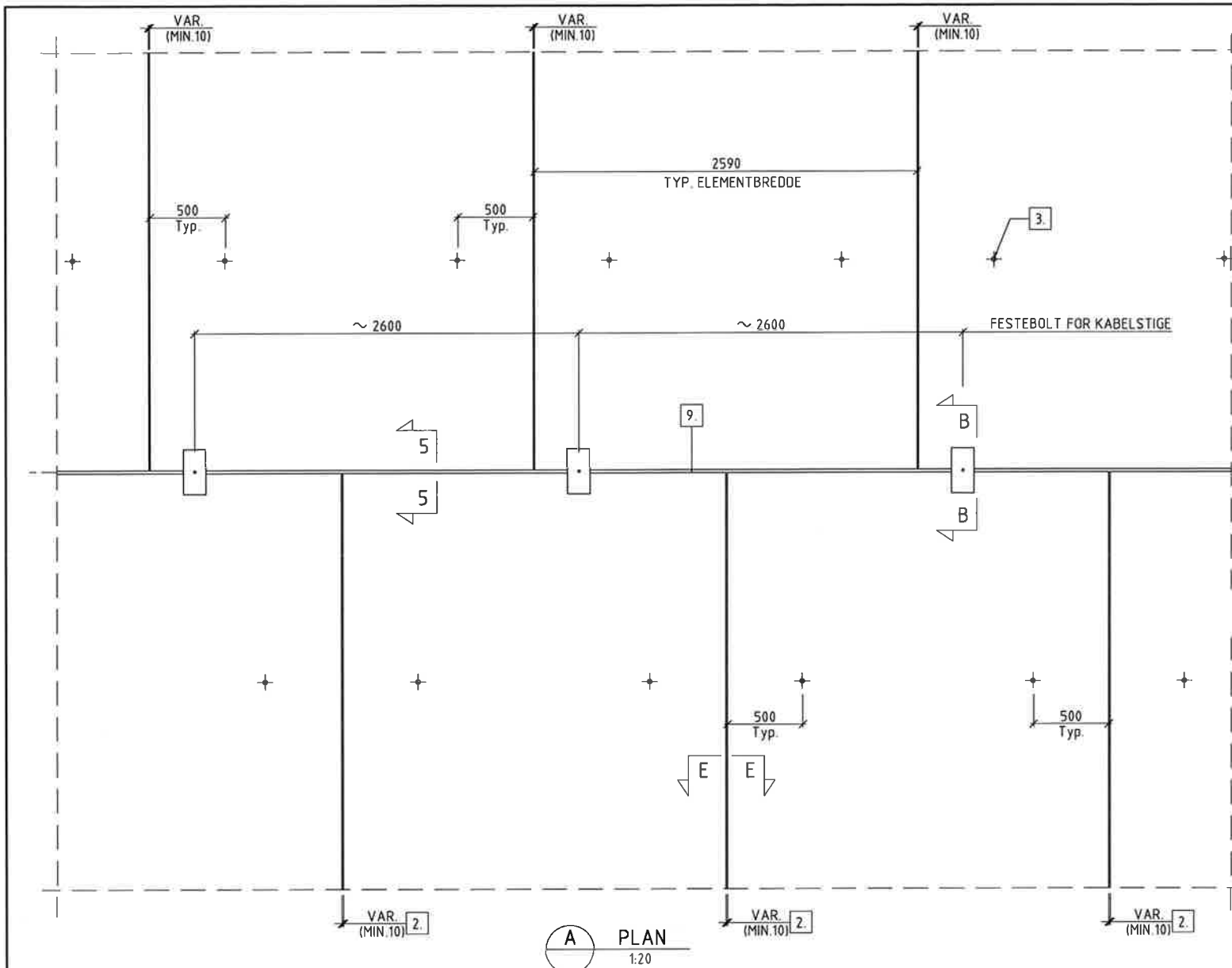
For øvrig ble følgende avtalt mht dimensjonering av hvelvet:

- Skiltet hastighet settes til 110 km/t, dvs dimensjonerende hastighet 130 km/t mht trykk- og sugkrefter.
- Tabell A5: Mht utmattingsberegninger forutsettes tunnelklasse F, dvs Antall lastvekslinger lik 5×10^7 . Konstruksjonsdelens betydning for bæreevne forutsettes å være Avgjørende, dvs det skal benyttes utmattingsfaktor = 3 i ht tabell A6.
- Armeringsoverdekning som angitt på eksempel på armeringstegninger som ble overlevert Sweco på møtet.
 - Mot trafikksiden: 45 +/- 5mm
 - Mot bergsiden : 40 +/- 5mm

Med vennlig hilsen
Christian Rønneberg

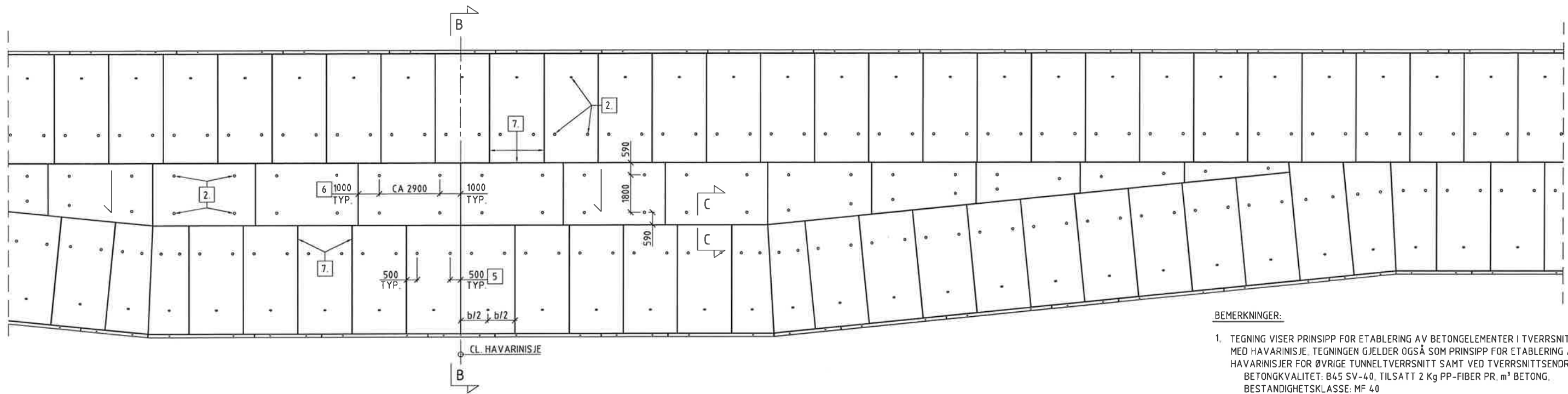
 **AAS-JAKOBSEN**

Lilleakerveien 4
0283 Oslo
Telefon: 22 51 30 00
Direkte: 22 51 30 77
Mobil: 95 12 35 50
chr@aaj.no
www.aas-jakobsen.no

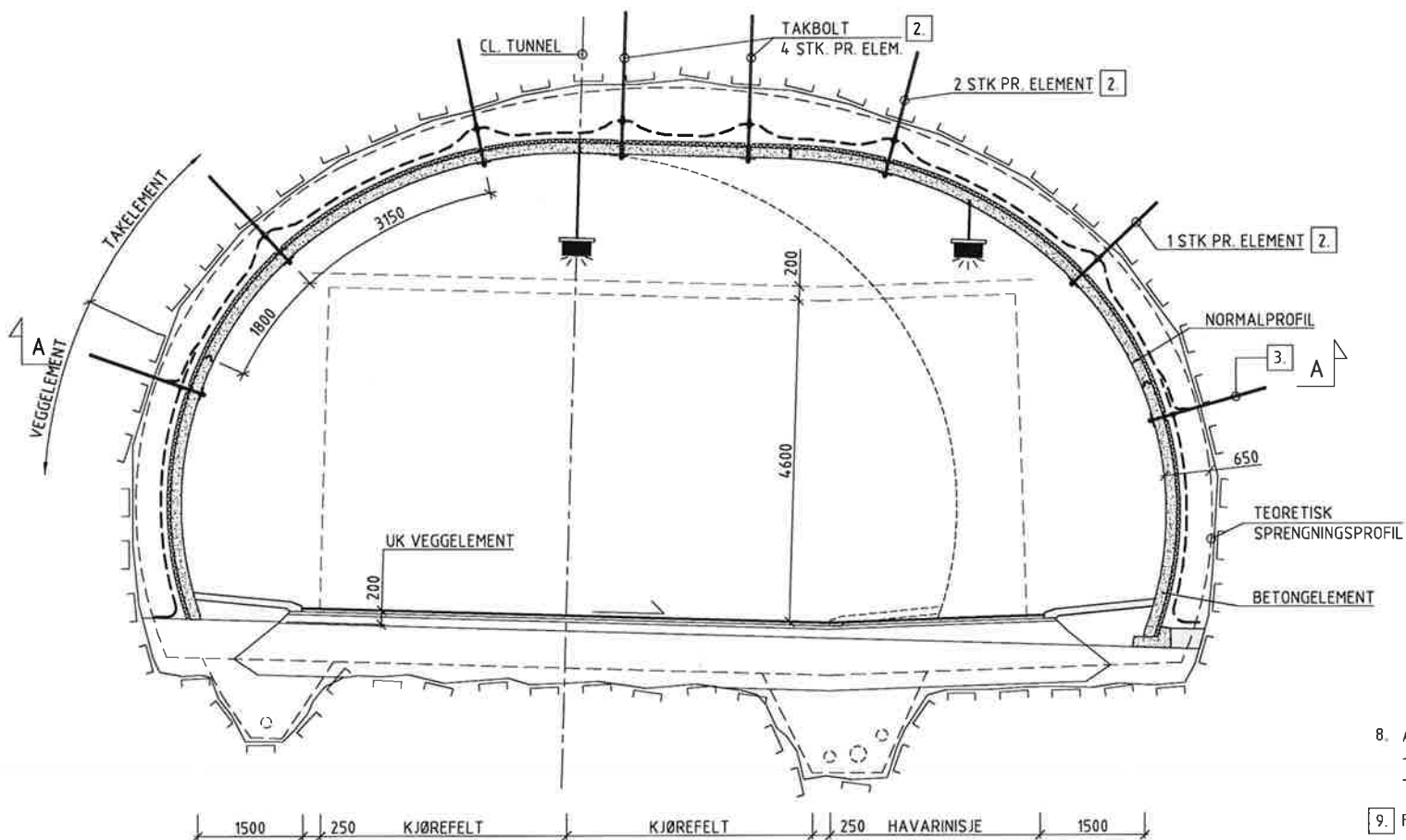


- BEMERKNINGER:**
1. TAKELEMENTENE MONTERES GENERELT UAVHENGIG AV VEGGELEMENTMONTASJEN.
BETONGKVALITET: B45 SV-40, TILSATT PP-FIBER 2 kg/m³
BESTANDIGHETSKLASSE: MF 40
 2. NOMINELL FUGEBREDDJE ER 20mm, VED HORIZONTALKURVATUR TILPASSER FUGEBREDDEN TIL AKTUELL RADIUS, MIN. FUGEBREDDJE 10mm.
 3. GJENGESTENGER M27, INNBRINGSDYBDE MIN. 1m I FAST BERG, GYSES FAST I FULL LENGDE MED EKSPANDERENDE MØRTEL, MUTTERE SKAL VÆRE I VIBRASJONSSIKKER UTFØRELSE, SIKRET MED LOCTITE EL. TILSVARENDE FOR HARD SKRUELÅSING EVT. EKSTRA LÅSEMUTTER.
 4. FUGEMASSE INKL. BUNNFYLLINGSLIST. UTFØRES IHHT. LEVERANDØRENS ANVISNINGER.
 5. DOKUMENTERT VANNTETT LØSNING FOR BOLTEGJENNOMFØRING I MEMBRANEN, SAMT SKJØTELØSNING AV BOLTEN.
 6. GODKJENT PE ELLER PP-MEMBRAN.
 7. ISOLASJON, XPS 200
 8. SYREFAST PLATE Ø200mm, t=20mm, HULL Ø=28mm.
 9. MINERALULL STRIMMEL b = 100mm, BRETTET DOBBELT, TYKKELSE VELGES AVHENGIG AV FUGEBREDDJE.
 10. ALT STÅLMATERIELL SKAL VÆRE I RUSTFRI KVALITET:
- GJENGESTENGER OG MUTTERE : A4-70 EVT. -80 NS-EN ISO 3506
- ØVRIG STÅL : KVALITET 1.4404 IHHT NS-EN 10088
 11. ALLE SYNLIGE HJØRNER AVFASES MED 10mm MOT TRAFIKKSIDE.
 12. PLASTRØR Ø110/103 mm.

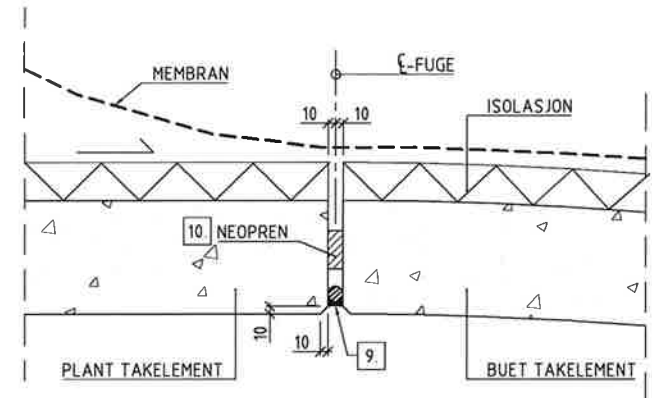
Rev	Dato	Div	Suppleringer	Tegn. av	Kontr.	Godk./sign.
A	2015.02.28	DIV	SUPPLERINGER	CHR	CHR	CHR
			Erstatning - endring			
				Saksnr		
				Tegn. av:	EER	Dato:
				Kontr.:	CHR	22.10.2014
				Godk./sign:	CHR	
				Saksb:		
				Bru nr:		
				Prosjektnr:	11370	
				Kontrakt:		
				Kildefil:		
				Målestokk (A1):	Sam angitt	
				Tegn. nr:	J1051	Rev:
				AAS-JAKOBSEN		A



A PLAN
1:100



B SNITT HAVARINISJE
1:50



C SNITT
1:5

BEMERKNINGER:

- TEGNING VISER PRINSIPP FOR ETABLERING AV BETONGELEMENTER I TVERRSNITT T10.5 MED HAVARINISJE. TEGNINGEN GJELDER OGSÅ SOM PRINSIPP FOR ETABLERING AV HAVARINISJER FOR ØVRIGE TUNNELTVERRSNITT SAMT VED TVERRSNITTSENDRINGER. BETONGKVALITET: B45 SV-40. TILSATT 2 Kg PP-FIBER PR. m³ BETONG. BESTANDIGHETSKLASSE: MF 40
- GJENGESTENGER M27, INKL. TILHØRENDE SKIVE Ø200mm t=20mm OG MUTTER MED TETT BOLTEGJENNOMFØRING GJENNOM MEMBRANEN. INNBORINGSDYBDE MIN. 1m I FAST BERG. GYSES FAST I FULL LENGDE MED EKSPANDERENDE MØRTEL. MUTTERE SKAL VÆRE I VIBRASJONSSIKKER UTFØRELSE, EVT SIKRET MED LOCTITE FOR HARD SKRUEÅSING EL. TILSVARENDE. SE OGSÅ DETALJ 4 TEGN. J1051.
- POLYESTERFORANKREDE GJENGESTENGER M33/M36, INNBORINGSDYBDE MIN. 1 m I FAST BERG. VED GITT AVSTAND MELLOM BAKKANT VEGGELEMENT OG BERG INKL. SPRØYTEBETONG, MÅ GJENGESTANGEN AVSTIVNES MED VINKEL SOM VIST PÅ DETALJ 4 (TEGNING J1050) FOR AKTUELLE DIMENSJONER SOM GITT I TABELLEN:

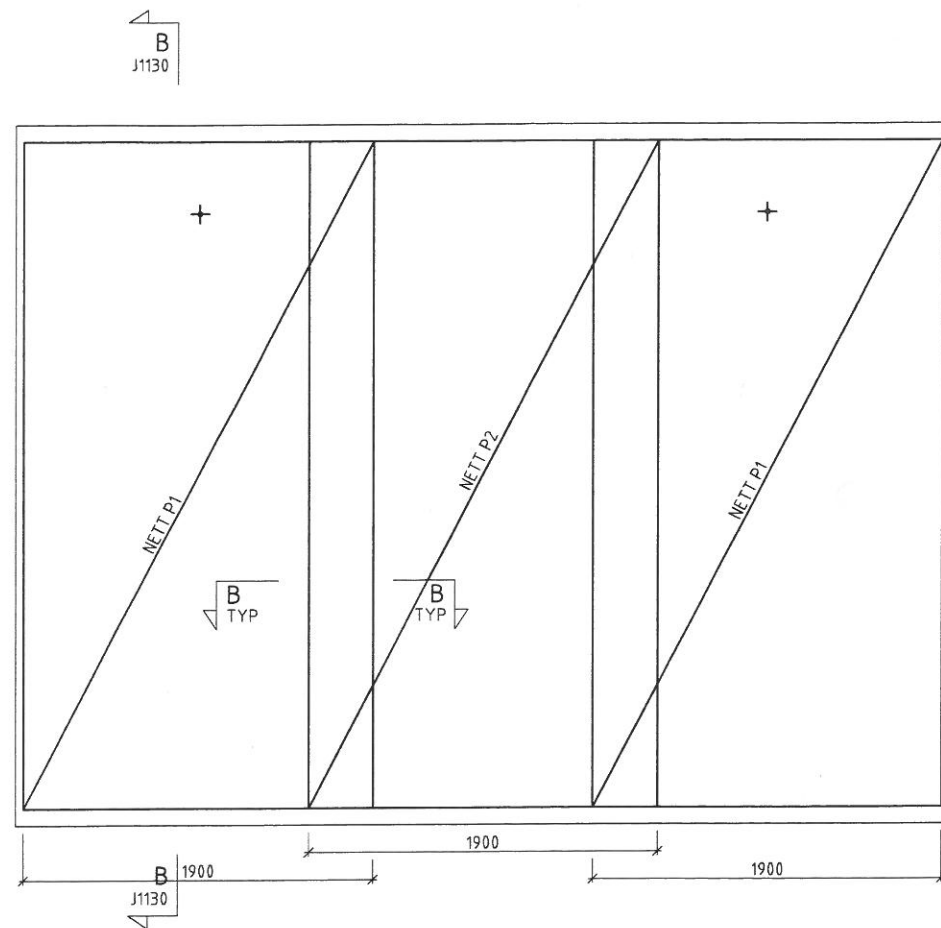
Ø GJENGESTANG	MAKS. AVSTAND UTEN AVSTIVNING	AVSTIVINGS VINKEL	MAKS. AVSTAND MED AVSTIVNING
M33		L 80x8 L 100x10	
M36		L 80x8 L 100x10	

VED FRI AVSTAND STØRRE ENN ANGIT I TABELLEN, MÅ AVSTIVNINGEN DIMENSJONERES SPESIELT. MAKS. AVSTAND FRA YTTERSTE KLAMMER TIL BAKKANT ELEMENT OG TIL BERG/SPRØYTEBETONG ER 150mm.

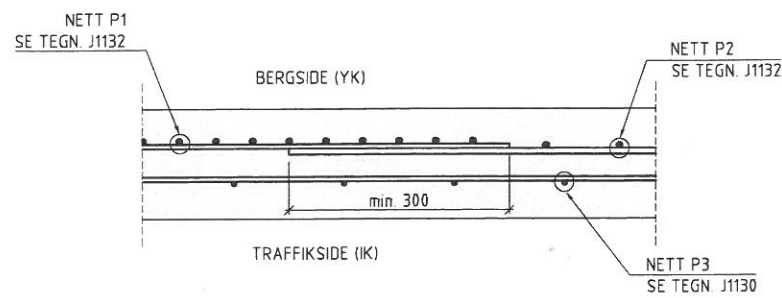
- ALLE BOLTER FOR INNFESTING AV TAKELEMENTER SKAL PRØVETEKES FØR MONTERING AV ELEMENTENE. PRØVELAST 160kN. BOLTER FOR INNFESTING AV FLATE ELEMENTER, PRØVETREKES TILSVARENDE MED PRØVELAST MIN. 50kN
- NEDERSTE TAKBOLTER ETABLERES SENTRISK I ELEMENTET. DE TO ØVRE 500mm INN FRA KANT ELEMENT.
- LENGDE CA 4900mm PÅ INNHENGTE, PLANE TAKELEMENTER. BOLTER I LENGDERETNINGEN ETABLERES 1000mm INN FRA ENDEKANTENE. FOR SKRÅELEMENTER TILPASSERES ELEMENT STØRRELSE OG BOLTEPLASSERING ETTER SAMME PRINSIPP.
- FUGEFØRSEGLING SOM ANGIT PÅ TEGN. J1050 OG J1051. NOMINELL FUGEBREDDER ER 20mm. MIN. FUGEBREDDER 10mm.

- ALT STÅLMATERIELL SKAL VÆRE I RUSTFRI KVALITET:
- GJENGESTENGER OG MUTTERE : A4-70 EVT. -80 IHHT NS-EN ISO 3506
- ØVRIG STÅL : KVALITET 1.4404 IHHT NS-EN 10088
- FUGEMASSE INKL. BUNNFYLLINGSLIST. UTFØRES IHHT. LEVERANDØRENS ANVISNINGER.
- 2 STK. NEOPRENMELLOMLEGG PER ELEMENT, bxhxt = 100x50x10 mm, KVALITET SHORE 40. MONTERES MOT MOTSTÅENDE TAKELEMENT I FALLRETNING. FORØVRIG MINERALULL STRIMMEL SOM VIST PÅ SNITT E, TEGN. J1051.

Rev.	Date	Erstatning - endring	Tegn. av	Kontr.	Godkj./sign.
			Saksnr.		
Vann- og frostsikringsløsninger Betongelementhvelv T10.5			Tegn. av: EER	Dato:	22.10.2014
Prinsippskisse monterings og ved breddeutvidelser			Kontr: CHR		
			Godkj./sign: CHR		
			Saksb:		
			Bru nr:		
			Prosjektnr: 11378		
			Kontrakt:		
			Kildefil:		
			Målestokk (A): Som angitt		
			Tegn. nr:	J1060	Rev:



A PLAN
1:20

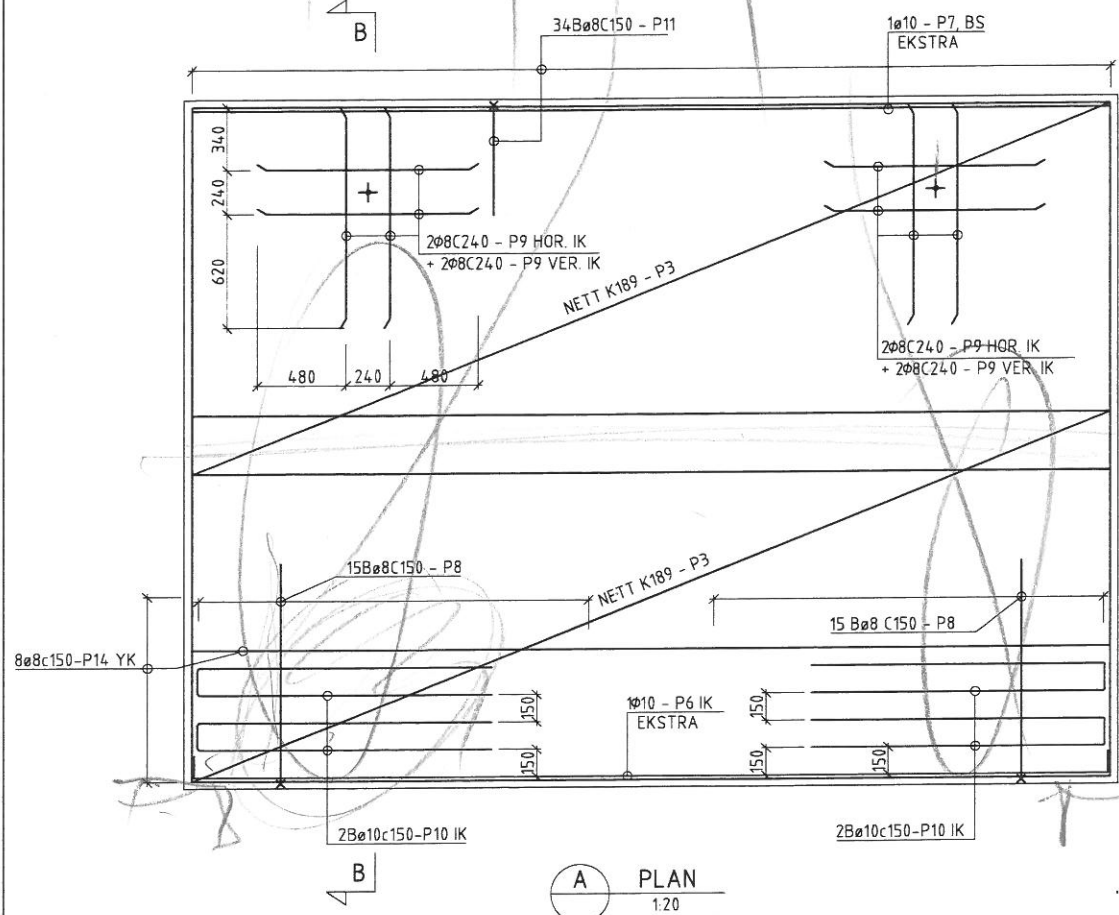


B SNITT TYP. SKJØT ARM. NETT
1:5

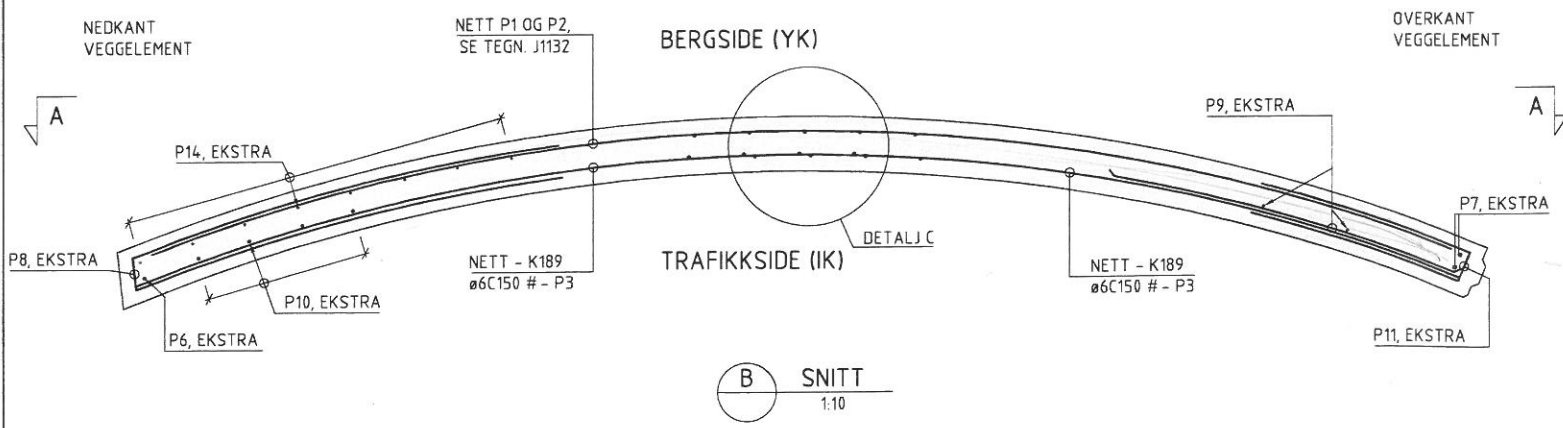
VEGGELEMENT YK	POS.	KVAL.	DIAM.	LENGDE	ANT. PR. ELEM.	DELE	SE TEGN
P2	B500NB	6		1900	1	3730	SE TEGN J1132
P1	B500NB	6		1900	2	3730	SE TEGN J1132

BEMERKNINGER:

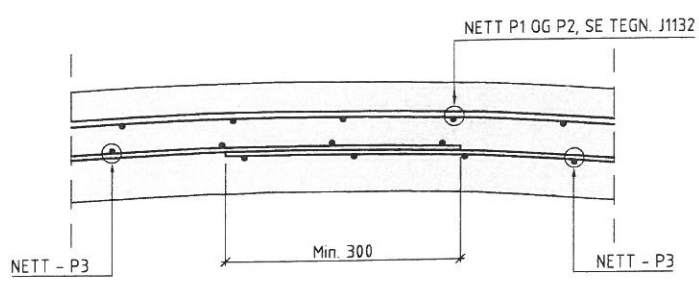
- TEGNINGEN VISER ARMERING (YK) FOR VEGGELEMENTER
- BETONGKVALITET: B45 SV-40
- BESTANDIGHETSKLASSE: MF40
- STÅLKVALITET: B500NB IHHT NS 3576
- KONTROLLKLASSE: NORMAL
- OVERDEKNING:
 TRAFIKKSIDE, SIDEKANTER OG UTSPARINGER: 45 ± 5 mm
 BERGSIDE: 40 ± 5 mm



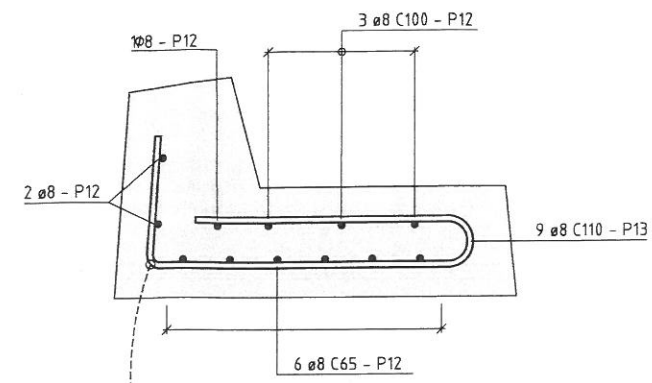
A PLAN
1:20



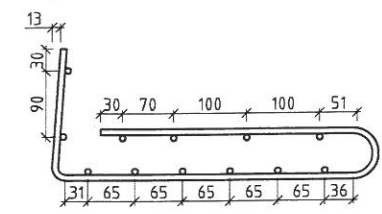
B SNITT
1:10



C DETALJ SKJØT ARM. NETT
1:5



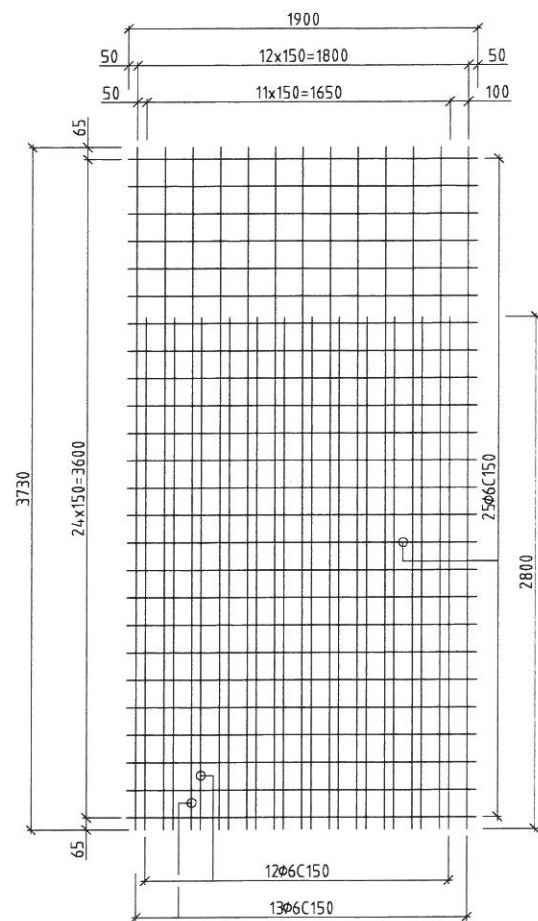
D SNITT FUNDAMENT FOR VEGGELEMENT
1:5



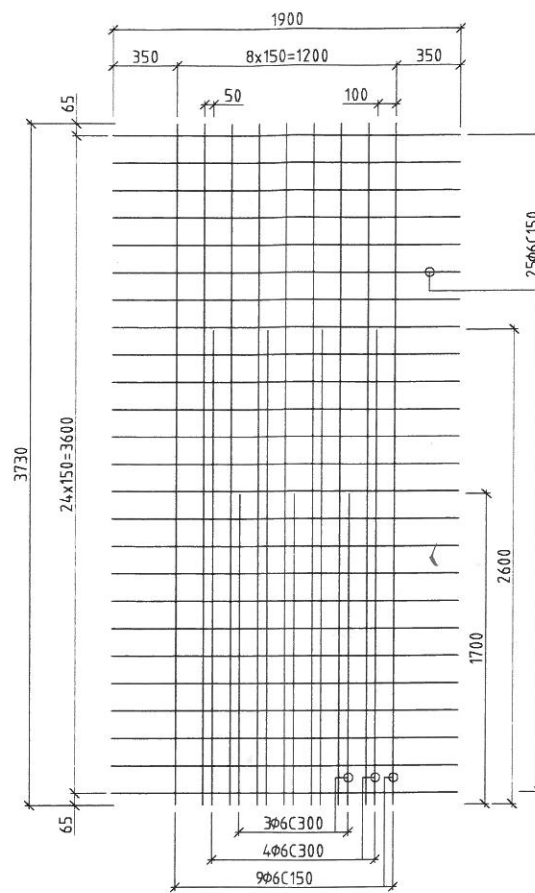
	POS.	KVAL.	DIAM.	LENGDE	ANT. PR. ELEM./ FUND.	
VEGG YK	P14	B500NC	8	5000	8	5000
	P13	B500NC	8	1013	9	180 440 60 d=20mm
	P12	B500NC	8	920	12	920
VEGGELEMENT IK	P11	B500NC	8	1320	34	600
	P10	B500NC	10	3350	4	150 1600
	P9	B500NC	8	1200	8	1200
	P8	B500NC	8	2460	30	1200
	P7	B500NC	10	5000	2	5000
	P6	B500NC	10	5240	1	120 5000 120
	P3	B500NA	6		2	NETT K189 5000 2000

BEMERKNINGER:

1. TEGNINGEN VISER ARMERING (IK +TILLEGGSARM.) FOR VEGGELEMENTER
2. BETONGKVALITET: B45 SV-40
3. BESTANDIGHETSKLASSE: MF40
4. STÅLKVALITET: B500NA, B500NB og B500NC IHHT NS3576
5. KONTROLLKLASSE: NORMAL
6. OVERDEKNING: TRAFIKKSIDE, SIDEKANTER OG UTSPARINGER: 45 ± 5 mm
BERGSIDE: 40 ± 5 mm
7. BETONG TIL VEGGELEMENTER SKAL TILSETTES MIN. 2 KG PP-FIBER PR. m³.
8. LENGDEARMERING I NETT SOM KAPPESS PÅ KONFLIKT MED UTSPARING FOR VEGGBOLT, SUPPLERES VED INNLEGGING AV TILSV. ARMERINGSMENGE FORDELT TIL BEGGE SIDER AV UTSPARINGEN, LENGDE 900mm.



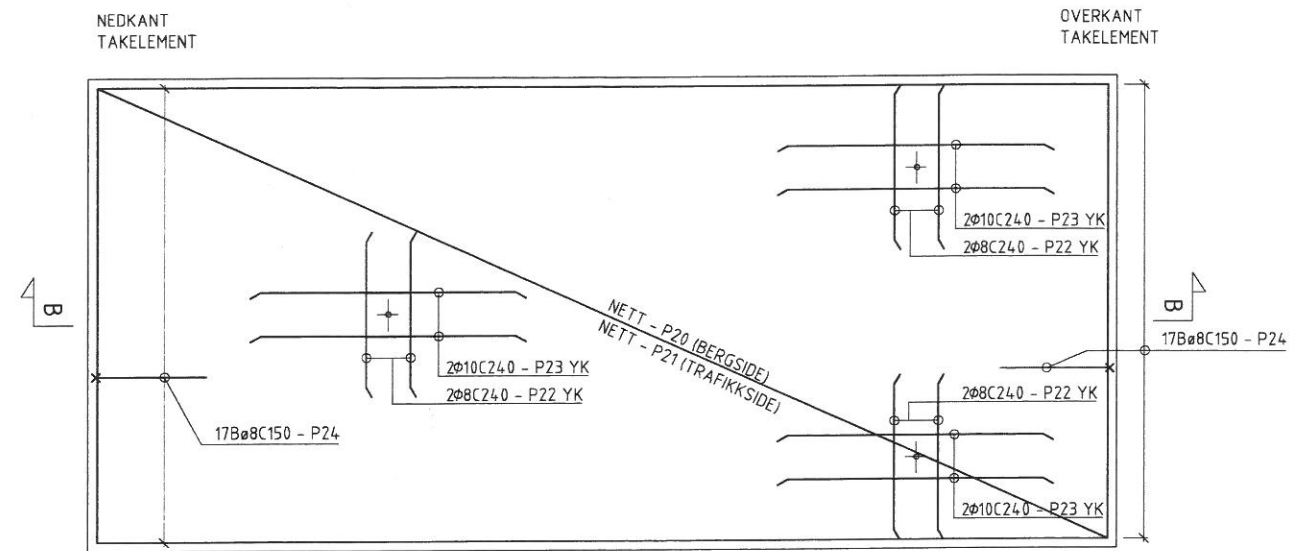
A NETT P1
1:20



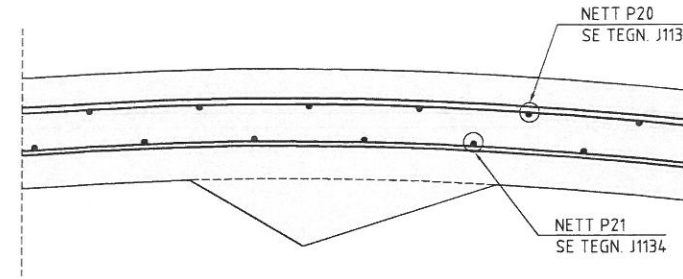
B NETT P2
1:20

BEMERKNINGER:

1. TEGNINGEN VISER ARMERINGSNETT P1 OG P2
2. DET SKAL BENYTTES 2 STK NETT P1 OG 1 STK NETT P2 PR. VEGGELEMENT
3. STÅLKVALITET B500NB IHHT. NS 3576

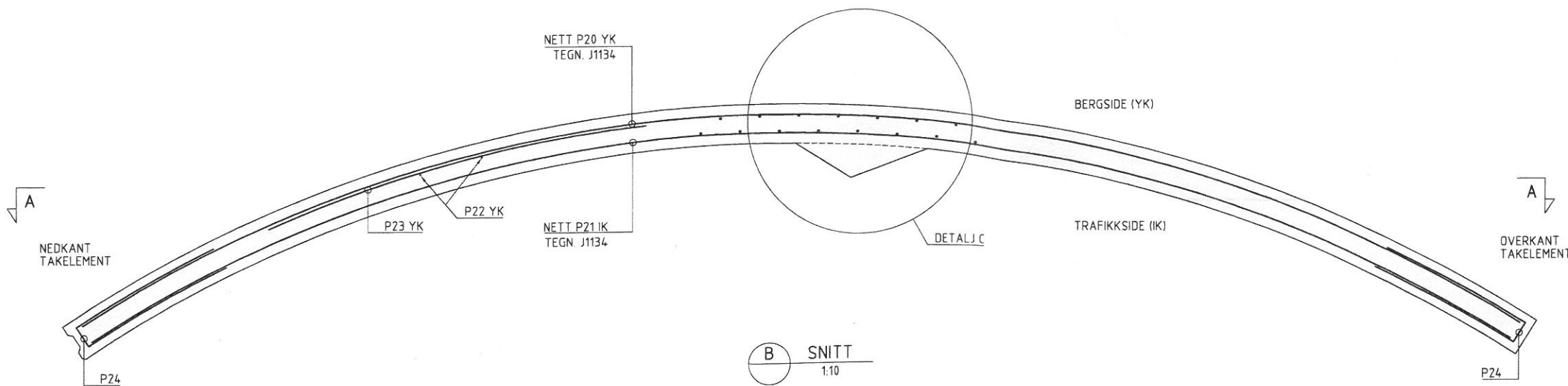


A PLAN
1:20



C DETALJ
1:5

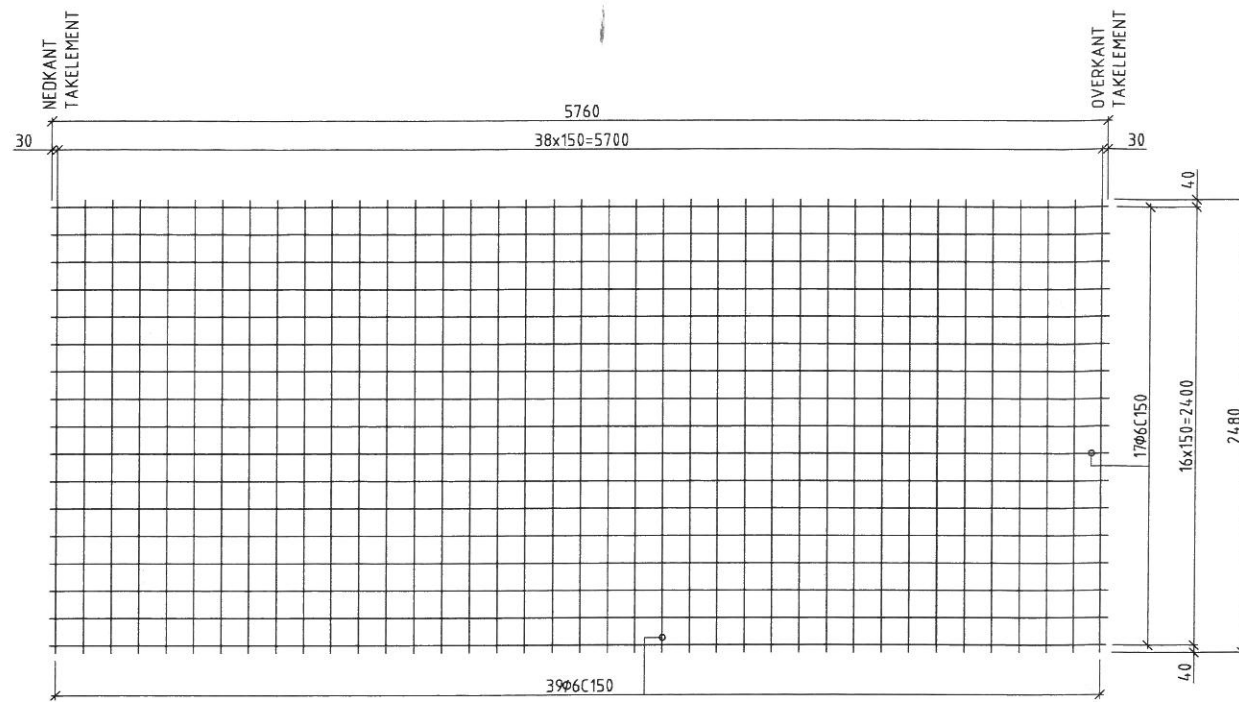
POS.	KVAL.	DIAM.	LENGDE	ANT. PR. ELEM.	
P24	B500NC	8	1320	34	75 600
P23	B500NC	10	1500	6	1500
P22	B500NC	8	900	6	900
P21	B500NB	6		1	5680 2480 SE TEGN. J1134
P20	B500NB	6		1	5760 2480 SE TEGN. J1134



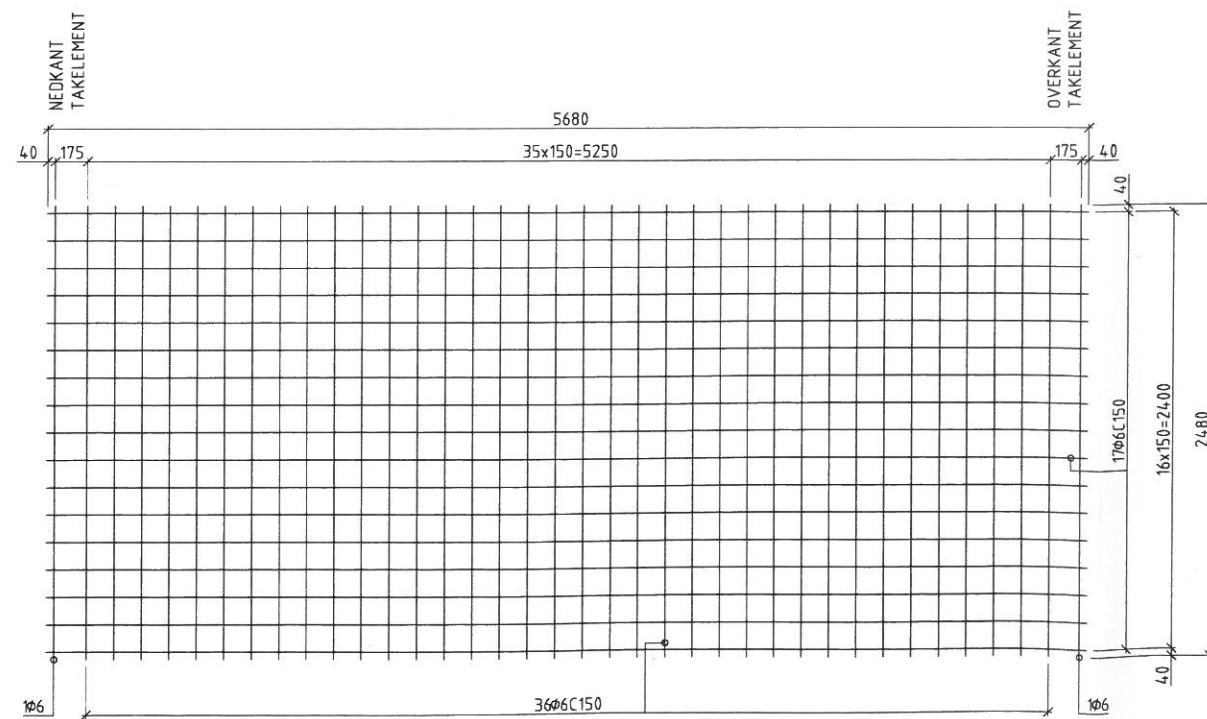
B SNITT
1:10

BEMERKNINGER:

1. TEGNINGEN VISER ARMERING FOR TAKELEMENTER
2. BETONGKVALITET: B45 SV-40
3. BESTANDIGHETSKLASSE: MF40
4. STÅLKVALITET: B500NB OG B500NC IHHT. NS 3576
5. KONTROLLKLASSE: NORMAL
6. OVERDEKNING:
TRAFIKKSIDE, SIDEKANTER OG UTSPARINGER: 45 ± 5 mm
BERGSIDE: 40 ± 5 mm
7. LENGDEARMERING I NETT SOM KAPPES PGA KONFLIKT MED UTSPARING FOR TAKBOLTER, SUPPLERES VED INNLEGGING AV TILSV. ARMERINGSMENGE FORDELT TIL BEGGE SIDER AV UTSPARINGEN, LENGDE 900mm.



A NETT P20, YK TAKELEMENT
1:20



B NETT P21, IK TAKELEMENT
1:20

BEMERKNINGER

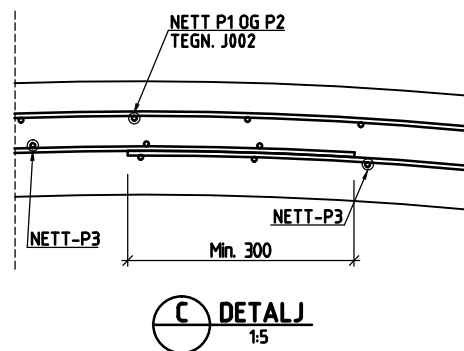
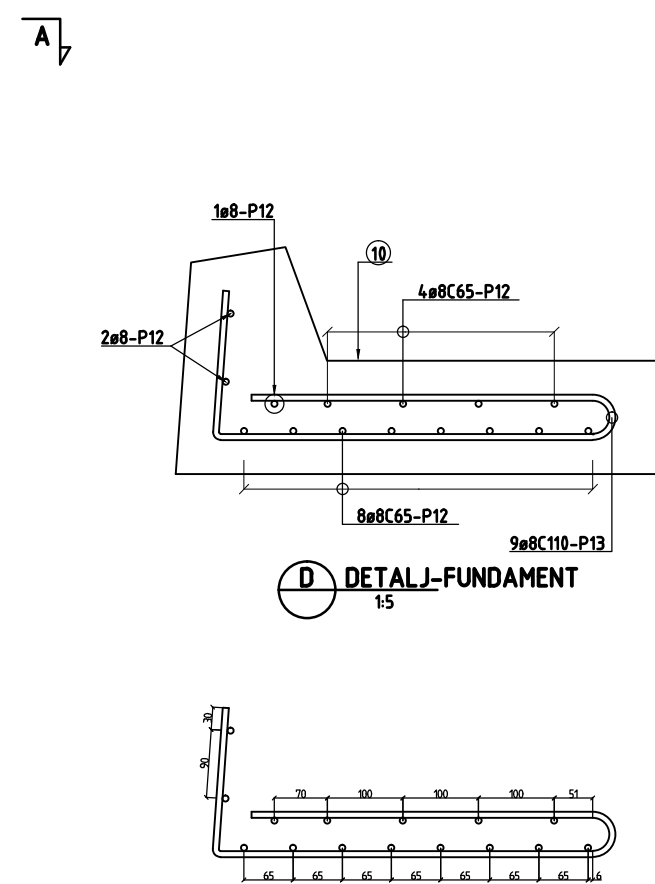
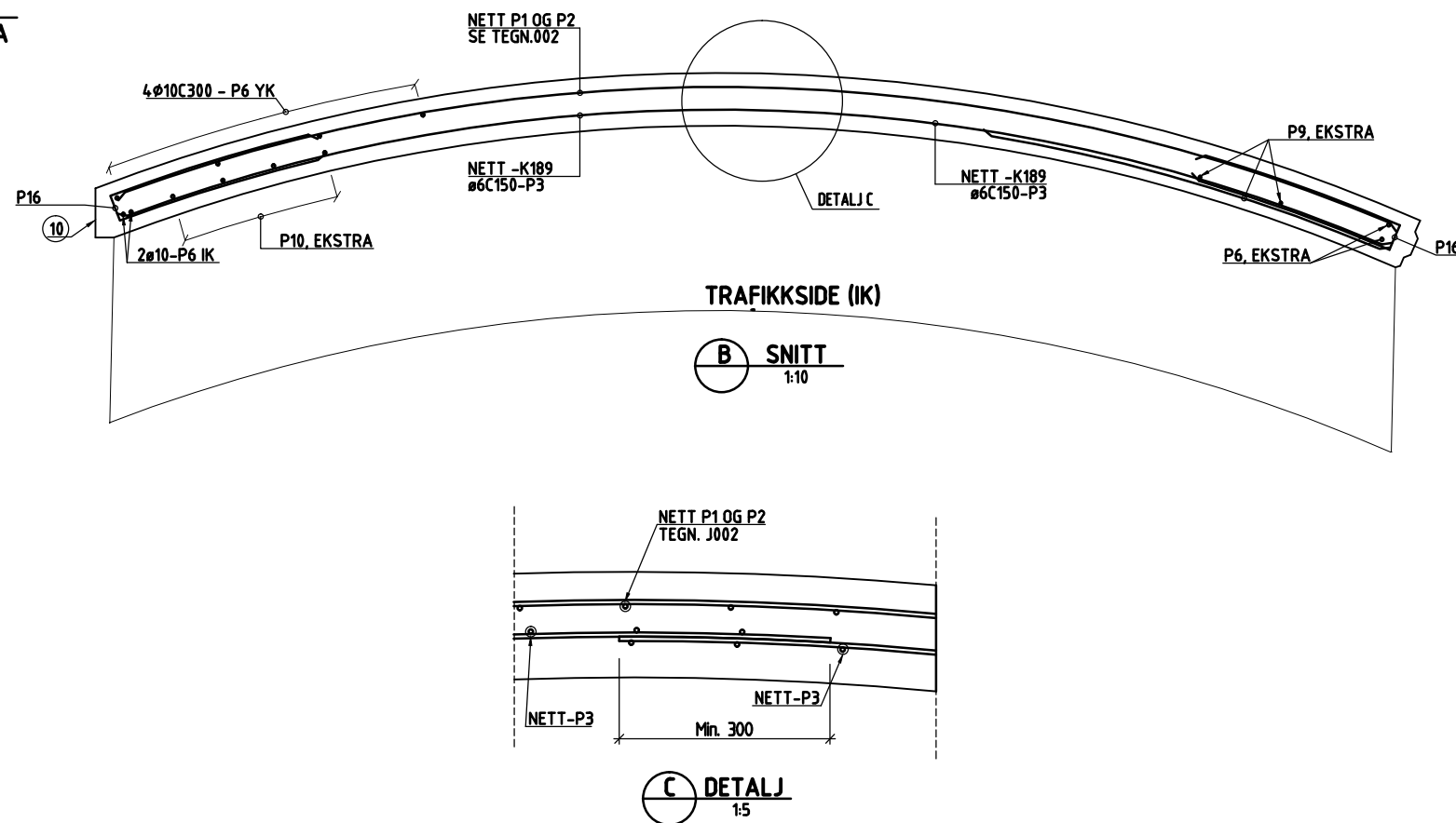
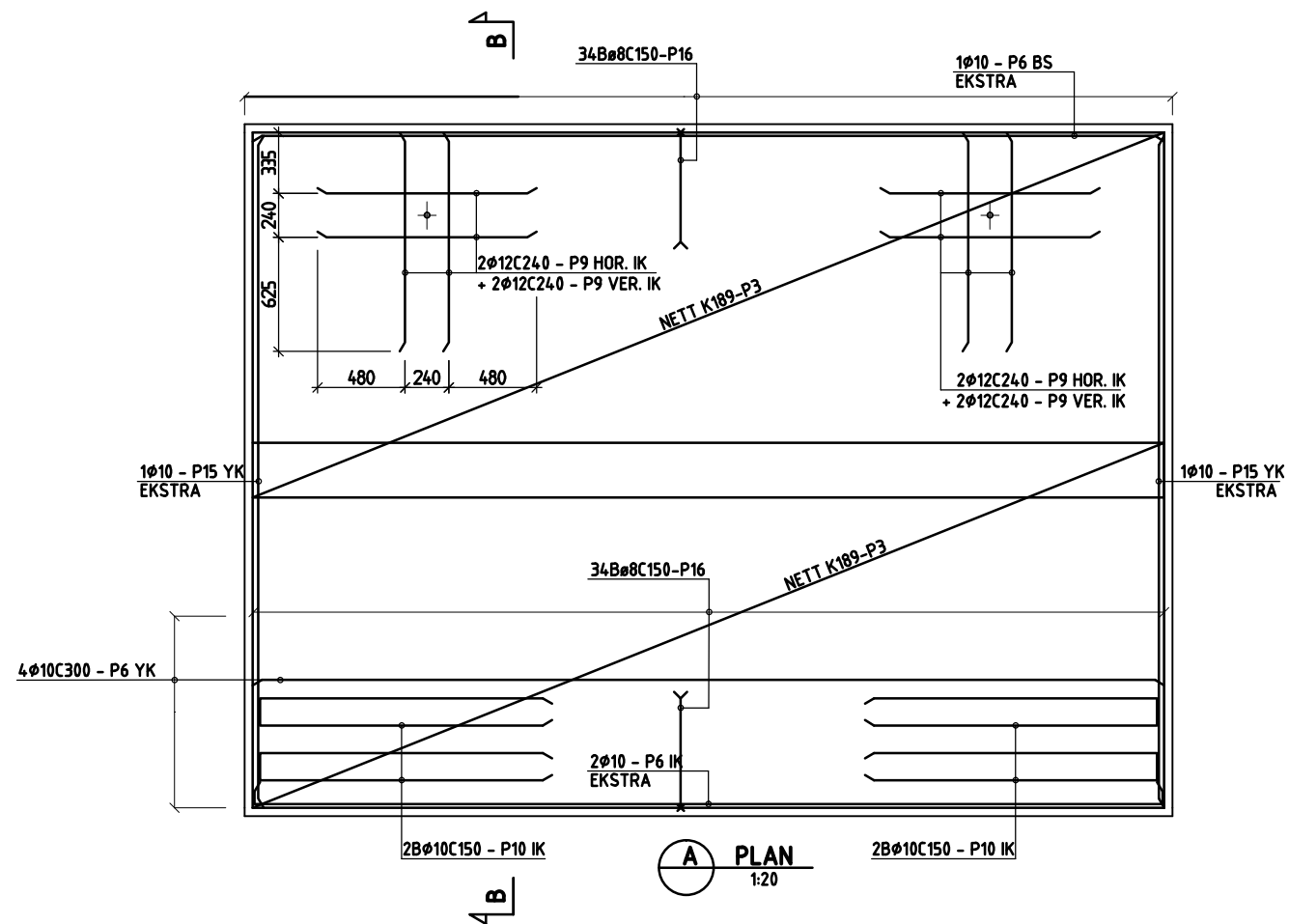
1. TEGNINGEN VISER ARMERINGSNETT P20 OG P21
2. DET SKAL BENYTTES 1 STK NETT P20 OG 1 STK NETT P21 PR TAKELEMENT
3. STÅLKVALITET B500NB IHHT. NS 3576

Vedlegg 4: Armeringstegninger fra Sweco

4 (4)

RAPPORT
06.12.2016

[DOKUMENT NR 1]
DIMENSJONERING AV BETONGELEMENHVELV FOR
TUNNELTVERSNITT T10,5



	POS.	KVAL.	DIAM.	LENGDE	ANT. PR ELEM./ FUND.	
FUNDAMENT	P13	B500NC	8	1113	9	
	P12	B500NC	8	920	15	
VEGG YK	P6	B500NC	10	5240	5	
	P15	B500NC	10	3730	2	
VEGGELEMENT IK	P16	B500NC	8	1315	60	
	P10	B500NC	10	3350	4	
	P9	B500NC	12	1200	8	
	P6	B500NC	10	5240	3	
	P3	B500NA	6		2	

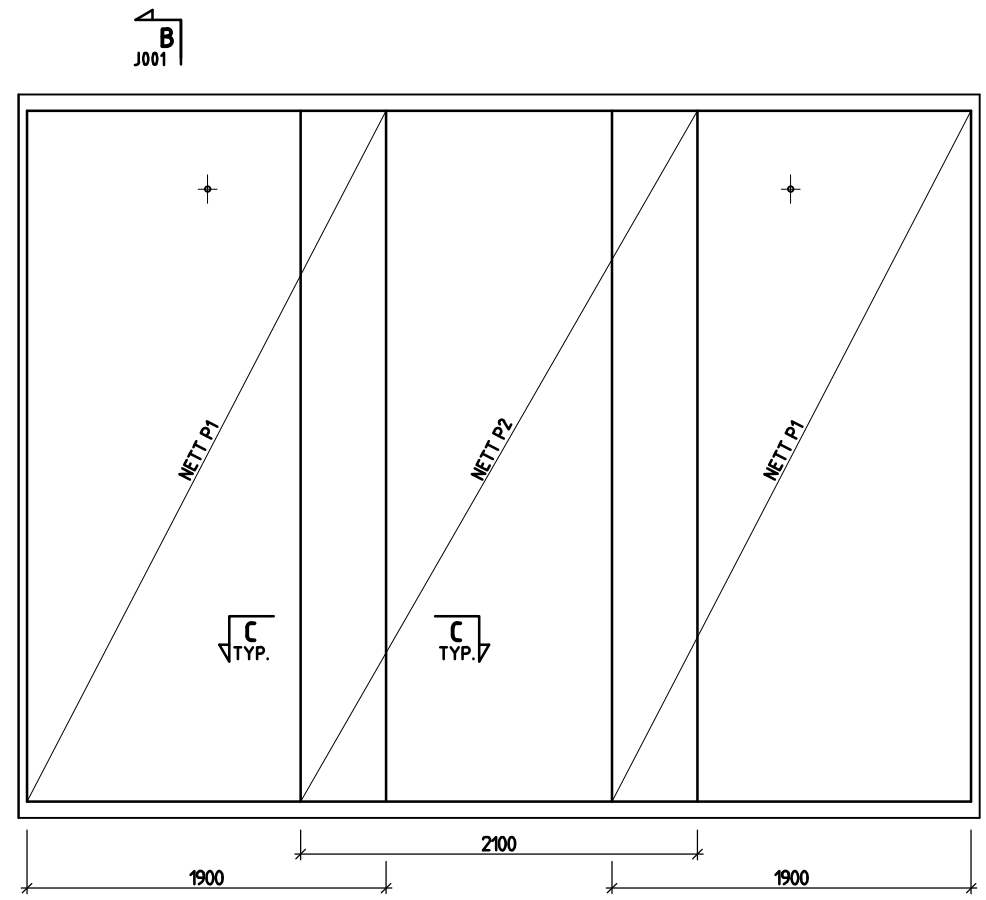
BEMERKNINGER:

1. TEGNINGEN VISER ARMERING FOR VEGGELEMENTER
2. BETONGKVALITET: B45 SV-Standard
3. BESTANDIGHETSKLASSE: MF40
4. STÅLKVALITET: B500NA OG B500NC IHHT. NS 3576
5. UTFØRELSESKLASSE: UKK2 NS-1990
6. EKSPONERINGSKLASSE TRAFIKKSIDE, SIDEKANTER OG UTSPARINGER: XD3 BERGSIDE: XC3
7. OVERDEKNING: TRAFIKKSIDE, SIDEKANTER OG UTSPARINGER: 45±5 mm BERGSIDE: 40±5 mm
8. LENGDEARMERING I NETT SOM KAPPES PGA KONFLIKT MED UTSPARINGER FOR VEGGBOLTER, SUPPLERES VED INNLEGGING AV TILSV. ARMERINGSMENGE FORDELT TIL BEGGE SIDER AV UTSPARINGEN, LENGDE 900 mm
9. EVENTUELL EKSTRAARMERING VED LØFT ANVISES AV LEVERANDØR
10. OVERFLATE FUNDAMENT SKAL VÆRE RU IHHT NS-1992-1-1 6.2.5. OVERFLATE MED MINSTE 3 mm UJEVNHETER MED SENTERAVSTAND CA. 40 mm

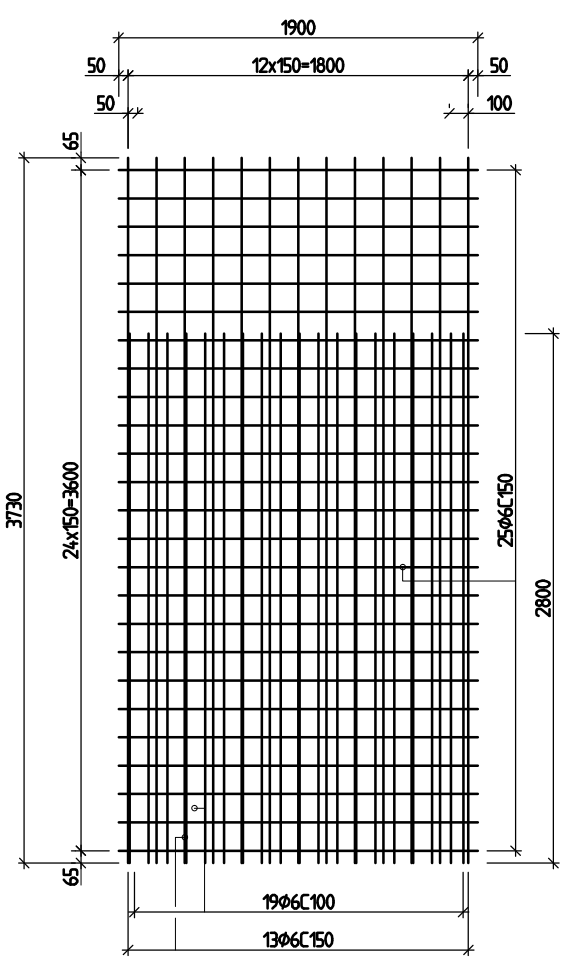
HENVISNINGER:

1. J1050-VANN- OG FROSTSIKRINGSLØSNINGER BETONGELEMENHVELV T10,5
2. J002-VEGGELEMENT YK ARMERING

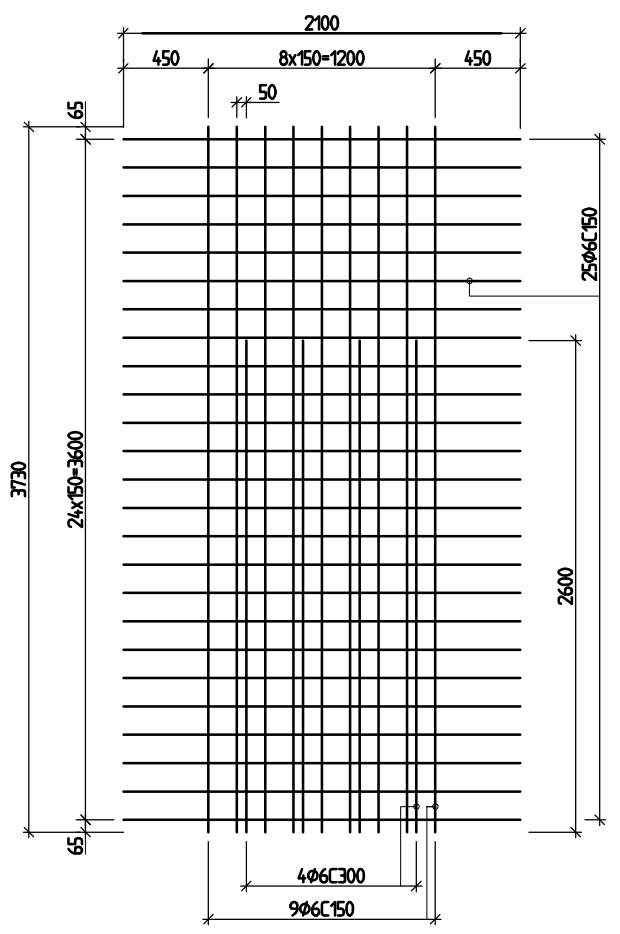
Tegningstittel: VEGGELEMENT, ARMERING		Dokumentnummer: 14165001																																							
Tegningsstatus:																																									
<table border="1"> <tr> <th>Rev.</th> <th>Endring</th> <th>Utført</th> <th>Kontr.</th> <th>Ansv.</th> <th>Date</th> </tr> <tr> <td>05</td> <td>Endring etter ekstern kontroll</td> <td>NOANPA</td> <td>NO SVMM</td> <td>NOGEN</td> <td>14.12.2016</td> </tr> <tr> <td>04</td> <td>Endring etter ekstern kontroll</td> <td>NOANPA</td> <td>NO SVMM</td> <td>NOGEN</td> <td>30.09.2016</td> </tr> <tr> <td>03</td> <td>Endring etter ekstern kontroll</td> <td>NOANPA</td> <td>NO SVMM</td> <td>NOGEN</td> <td>14.06.2016</td> </tr> <tr> <td>02</td> <td>RETTET DETALJTEKST</td> <td>NOARNF</td> <td>NOARNF</td> <td>NOARNF</td> <td>22.11.2015</td> </tr> <tr> <td>01</td> <td>Snittangivelse og henvisninger</td> <td>NOANPA</td> <td>NOARNF</td> <td>NOARNF</td> <td>07.05.2015</td> </tr> </table>		Rev.	Endring	Utført	Kontr.	Ansv.	Date	05	Endring etter ekstern kontroll	NOANPA	NO SVMM	NOGEN	14.12.2016	04	Endring etter ekstern kontroll	NOANPA	NO SVMM	NOGEN	30.09.2016	03	Endring etter ekstern kontroll	NOANPA	NO SVMM	NOGEN	14.06.2016	02	RETTET DETALJTEKST	NOARNF	NOARNF	NOARNF	22.11.2015	01	Snittangivelse og henvisninger	NOANPA	NOARNF	NOARNF	07.05.2015	<table border="1"> <tr> <td>Målestokk: SOM ANVIST</td> <td>Format: A1</td> </tr> </table>		Målestokk: SOM ANVIST	Format: A1
Rev.	Endring	Utført	Kontr.	Ansv.	Date																																				
05	Endring etter ekstern kontroll	NOANPA	NO SVMM	NOGEN	14.12.2016																																				
04	Endring etter ekstern kontroll	NOANPA	NO SVMM	NOGEN	30.09.2016																																				
03	Endring etter ekstern kontroll	NOANPA	NO SVMM	NOGEN	14.06.2016																																				
02	RETTET DETALJTEKST	NOARNF	NOARNF	NOARNF	22.11.2015																																				
01	Snittangivelse og henvisninger	NOANPA	NOARNF	NOARNF	07.05.2015																																				
Målestokk: SOM ANVIST	Format: A1																																								
<p>Statens vegvesen</p>		<p>Oppdragsleder: GEIR NILSEN</p> <p>Oppdragsnr.: 14165001</p>																																							
<p>VANN OG FROSTSKRING BETONGELEMENHVELV T10,5 VEGGELEMENT, ARMERING</p>		<table border="1"> <tr> <td>Disiplin: J</td> <td>Løpnummer: 001</td> <td>Status: 05</td> <td>Rev: 05</td> </tr> </table>		Disiplin: J	Løpnummer: 001	Status: 05	Rev: 05																																		
Disiplin: J	Løpnummer: 001	Status: 05	Rev: 05																																						



A PLAN
1:20

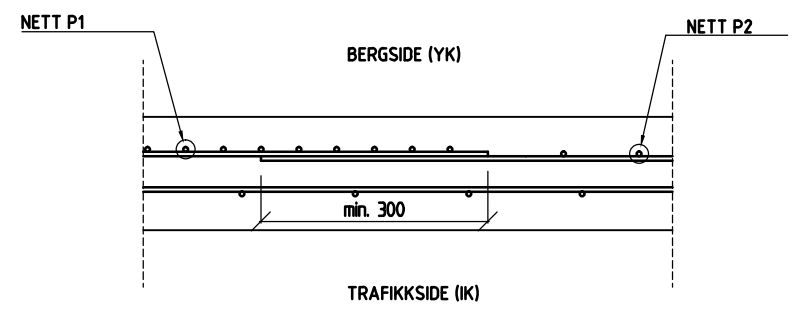


NETT P1
1:20



NETT P2
1:20

VEGGELEMENT YK	POS.	KVAL.	DIAM.		MÅL
P1	B500NA	6		2	1900 x 3730
P2	B500NA	6		1	2100 x 3730



C SNITT TYP. SKJØT ARM. NETT
1:5

BEMERKNINGER:

1. TEGNINGEN VISER ARMERING (YK) FOR VEGGELEMENTER
2. BETONGKVALITET: B45 SV-Standard
BESTANDIGHETSKLASSE: MF4.0
3. STÅLKVALITET: B500NA IHHT. NS 3576
4. UTFØRELSESKLASSE: UKK2 NS-1990
5. OVERDEKNING:
TRAFIKKSIDE, SIDEKANTER OG UTSPARINGER: 45±5 mm
BERGSIDE: 40±5 mm
6. EKSPONERINGSKLASSE
TRAFIKKSIDE, SIDEKANTER OG UTSPARINGER: XD3
BERGSIDE: XC3

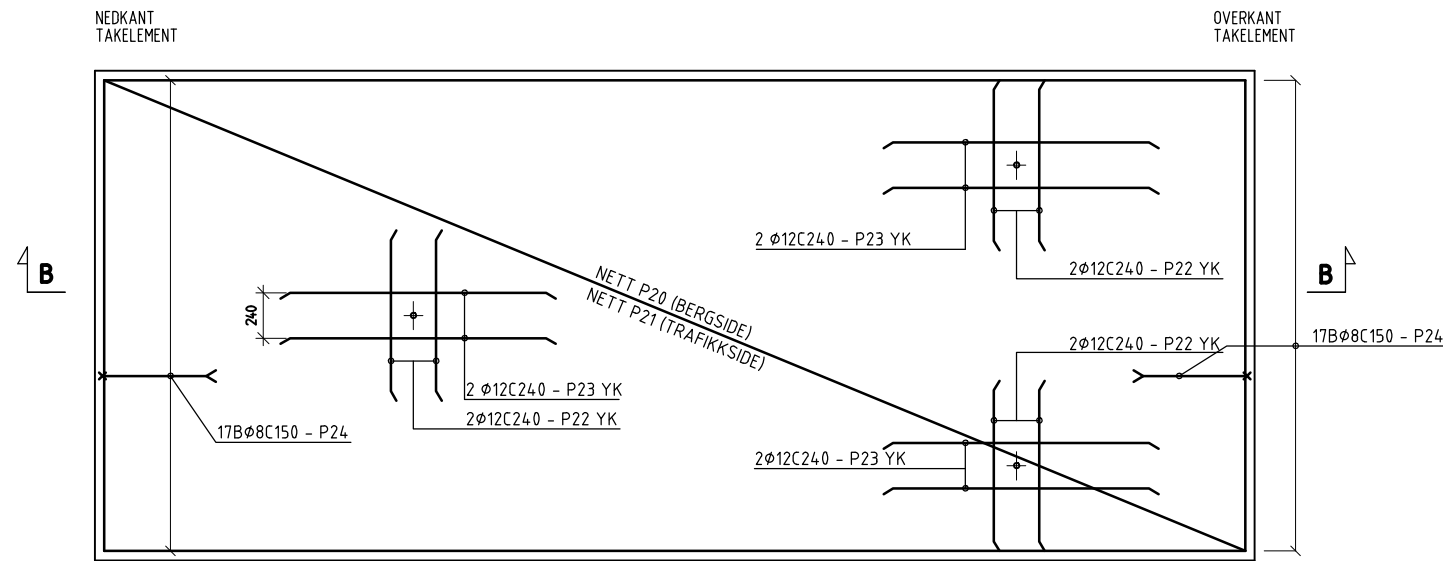
HENVISNINGER:

1. J001-VEGGELEMENT ARMERING

Tegningstittel: VEGGELEMENT YK ARMERING		Dokumentnummer: 14165001																									
Tegningsstatus:																											
<table border="1"> <tr> <td>04</td> <td>RETTET EKSTERN KONTROLL</td> <td>NOANPA</td> <td>NOGYMM</td> <td>NOGENI</td> <td>12.12.2016</td> </tr> <tr> <td>03</td> <td>RETTET EKSTERN KONTROLL</td> <td>NOANPA</td> <td>NOGYMM</td> <td>NOGENI</td> <td>30.09.2016</td> </tr> <tr> <td>02</td> <td>RETTET EKSTERN KONTROLL</td> <td>NOANPA</td> <td>NOGYMM</td> <td>NOGENI</td> <td>15.06.2016</td> </tr> <tr> <td>01</td> <td>RETTET DETAL.HENVISNINGER</td> <td>NOARNF</td> <td>NOARNF</td> <td>NOARNF</td> <td>22.11.2015</td> </tr> </table>				04	RETTET EKSTERN KONTROLL	NOANPA	NOGYMM	NOGENI	12.12.2016	03	RETTET EKSTERN KONTROLL	NOANPA	NOGYMM	NOGENI	30.09.2016	02	RETTET EKSTERN KONTROLL	NOANPA	NOGYMM	NOGENI	15.06.2016	01	RETTET DETAL.HENVISNINGER	NOARNF	NOARNF	NOARNF	22.11.2015
04	RETTET EKSTERN KONTROLL	NOANPA	NOGYMM	NOGENI	12.12.2016																						
03	RETTET EKSTERN KONTROLL	NOANPA	NOGYMM	NOGENI	30.09.2016																						
02	RETTET EKSTERN KONTROLL	NOANPA	NOGYMM	NOGENI	15.06.2016																						
01	RETTET DETAL.HENVISNINGER	NOARNF	NOARNF	NOARNF	22.11.2015																						
Status	Rev.	Endring	Urført	Kontr.	Ansv.	Dato																					
			NOANPA	NOARNF	NOARNF	07.05.2015																					
		Målestokk: SOM ANVIST		Format: A1																							
VANN OG FROSTSKRING BETONGELEMENHVELV T10,5 VEGGELEMENT YK ARMERING			Oppdragsleder: GEIR NILSEN																								
			Oppdragsnr.: 14165001																								
		Disiplin: J	Løpnummer: 002	Status: J	Rev: 04																						

BEMERKNINGER:

1. TEGNINGEN VISER ARMERING FOR TAKELEMENTER
2. BETONGKVALITET: B45 SV-Standard
3. BESTANDIGHETSKLASSE: MF40
4. STÅLKVALITET: B500NA OG B500NC IHHT. NS 3576
5. UTFØRELSESKLASSE: UKK2 NS-1990
6. EKSPONERINGSKLASSE
 TRAFIKKSIDE, SIDEKANTER OG UTSPARINGER: XD1
 BERGSIDE: XC3
7. OVERDEKNING:
 TRAFIKKSIDE, SIDEKANTER OG UTSPARINGER: 45±5 mm
 BERGSIDE: 40±5 mm
8. LENGDEARMERING I NETT SOM KAPPES PGA KONFLIKT MED UTSPARINGER FOR VEGGBOLTER, SUPPLERES VED INNLEGGING AV TILSV. ARMERINGSMENGE FORDELT TIL BEGGE SIDER AV UTSPARINGEN, LENGDE 900 mm
9. EVENTUELL EKSTRAARMERING VED LØFT ANVISES AV LEVERANDØR



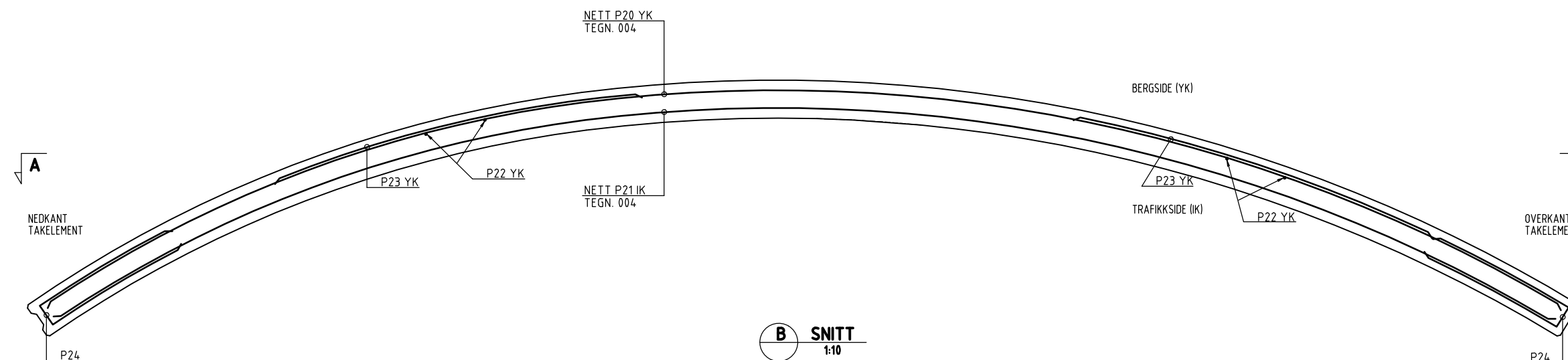
A PLAN
1:20

TAKELEMENT	POS.	KVAL.	DIAM.	LENGDE	ANT. PR. ELEMENT	
	P24	B500NC	8	1315	34	600
P23	B500NC	12	1500	6	1500	
P22	B500NC	12	900	6	900	
P21	B500NA	6		1	6250	SE TEGN. 004
P20	B500NA	6		1	6320	SE TEGN. 004

HENVISNINGER:

1. J1050-VANN- OG FROSTSIKRINGSLØSNINGER BETONGELEMENTHVELV T10,5
2. J004-TAKELEMENT ARMERINGSNETT

Tegningstittel: TAKELEMENT,ARMERING	Dokumentnummer:
Tegningsstatus:	14165001



B SNITT
1:10

Status	Rev.	Endring	Utferd	Kontr.	Ansv.	Date
05		Endring etter ekstern kontroll	NOANPA	NO SVMM	NOGENI	14.12.2016
04		Endring etter ekstern kontroll	NOANPA	NO SVMM	NOGENI	30.09.2016
03		Endring etter ekstern kontroll	NOANPA	NO SVMM	NOGENI	14.06.2016
02		RETTET BØYELISTE	NOARNF	NOARNF	NOARNF	22.11.2015
01		Snittangivelse og henvisninger	NOANPA	NOARNF	NOARNF	07.05.2015
		Endring	NOARNF	NOANPA	NOARNF	07.05.2015

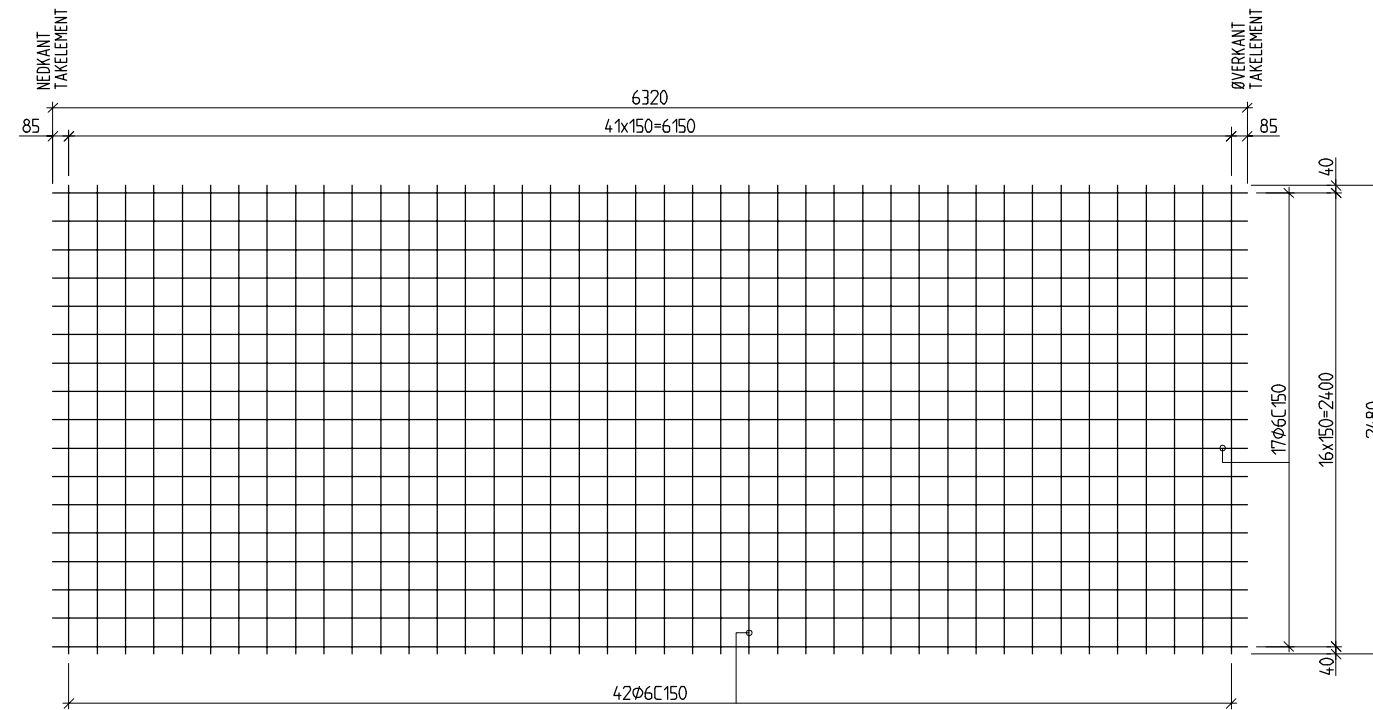
Målestokk: **SOM ANGITT** Formål: A1

Oppdragsleder: GEIR NILSEN
 Oppdragsnr.: 14165001

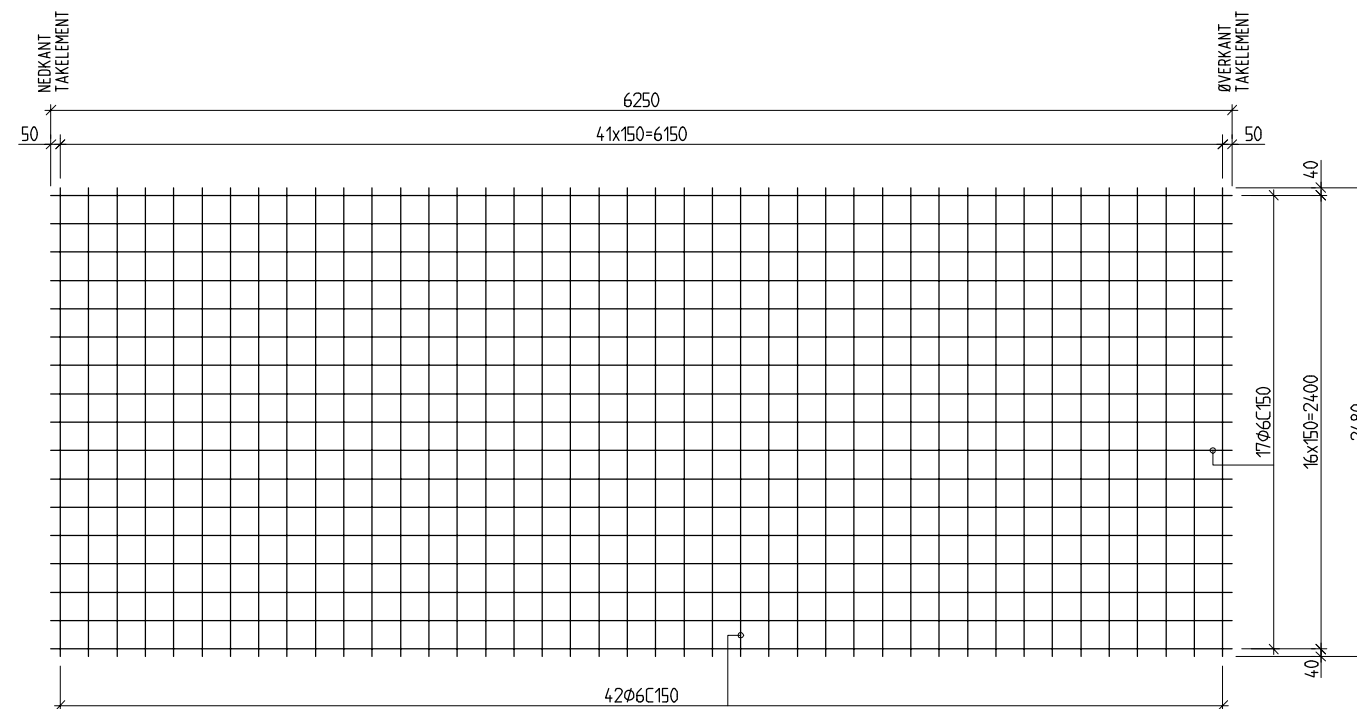
VANN OG FROSTSIKRING
 BETONGELEMENTHVELV T10,5
 TAKELEMENT,ARMERING

Disiplin:	Løpnummer:	Status:	Rev:
J	003	05	

Sweco Norge AS
 PB 80 SKOTTEN 0212 OSLO
 TLF: 67 12 80 00 FAX: 67 12 58 40



A NETT P20, YK TAKELEMENT
1:20



B NETT P21, IK TAKELEMENT
1:20

BEMERKNINGER:

1. TEGNINGEN VISER ARMERINGSNETT P20 OG P21.
2. DET SKAL BENYTTES 1 STK NETT P20 OG 1 STK NETT P21 PR. TAKELEMENT.
3. STÅLKVALITET: B500NA IHHT. NS 3576
4. BETONGKVALITET: B45 SV-Standard
5. BESTANDIGHETSKLASSE: MF40
6. UTFØRELSESKLASSE: UKK2 NS-1990
7. OVERDEKNING:
TRAFIKKSIDE, SIDEKANTER OG UTSPARINGER:
45±5 mm
BERGSIDE:
40±5 mm
8. EKSPONERINGSKLASSE
TRAFIKKSIDE, SIDEKANTER OG UTSPARINGER: XD1
BERGSIDE: XC3

HENVISNINGER:

1. J003-TAKELEMENT ARMERING

Tegningstittel: TAKELEMENT, ARMERINGSNETT		Dokumentnummer: 14165001			
Tegningsstatus: FORELØPIG TEGNING					
02	Endring etter eksternt kontroll	NOANPA	NOSVPM	NOGENI	30.09.2016
01	Endring etter eksternt kontroll	NOANPA	NOSVPM	NOGENI	14.06.2016
Status	Rev.	Utført	Kontr.	Ansv.	Dato
		NOANPA	NDARNF	NDARNF	07.05.2015
		Målestokk	Format		
		1:20	A1		
VANN OG FROSTSIKRING BETONGELEMENHVELV T10,5 TAKELEMENT, ARMERINGSNETT		Oppdragsleder: GER NILSEN Oppdragsnr: 14165001			
		Disiplin:	Løpnummer:	Status:	Rev:
Sweco Norge AS P.O. BOX 5000 TLF: 67 12 80 00 FAX: 67 12 88 40		J	004		02



Statens vegvesen
Vegdirektoratet
Publikasjonsekspedisjonen
Postboks 8142 Dep 0033 OSLO
Tlf: (+47 915) 02030
publvd@vegvesen.no

ISSN: 1893-1162

vegvesen.no

Trygt fram sammen